

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

挫屈式韌性斜撐之耐震性能試驗與分析  
**Seismic Performance Test and Analysis  
of Ductile Braces with Pre-bent Strips**

研究生：王顥勳

指導教授：王彥博 教授

中華民國九十八年十月

挫屈式韌性斜撐之耐震性能試驗與分析

Seismic Performance Test and Analysis of Ductile Braces  
with Pre-bent Strips

研究生：王顥勳  
指導教授：王彥博 博士

Student : Hao-Hsun Wang  
Advisor : Dr. Yen-Po Wang

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

**A Thesis**  
**Submitted to Department of Civil Engineering**  
**College of Engineering**  
**National Chiao Tung University**  
**In Partial Fulfillment of the Requirements**  
**For the Degree of**  
**Master of Science**  
**In**  
**Civil Engineering**  
**October 2009**  
**Hsinchu, Taiwan, Republic of China**

中華民國九十八年十月

# 挫屈式韌性斜撐之耐震性能試驗與分析

研究生：王顥勳

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

本研究針對預彎拱鈹進行一系列元件測試與耐震性能試驗，探討其力學特性及建築抗震應用之可行性。元件測試結果顯示，預彎拱鈹之遲滯迴圈相當穩定，且隨鈹厚及擾動振幅之增加而愈趨飽滿。ANSYS 應力分析與試驗結果有相當程度之契合，有助於對預彎拱鈹元件力學行為之掌握。為能進一步預測結構之地震反應，本研究採用廣義文氏模型(Generic Wen's Model)來描述預彎拱鈹之力學行為，並以四階 Runge-Kutta 法求解非線性微分方程，藉由調整形狀控制函數之各項參數，使其遲滯迴圈與元件測試結果相符，並結合狀態空間法求解運動方程式，經由疊代過程完成結構之非線性動態分析。耐震性能試驗結果顯示，以預彎拱鈹為核心結合 H-型鋼所組成之韌性斜撐可大幅提高結構低振態之等效阻尼比，降低其振動反應，但也因韌性斜撐之加勁作用而放大高振態之反應。減震效能隨地震強度之增大而

愈趨明顯，主要是預彎拱鈹之降伏程度增加所致。模擬分析與試驗結果呈現不錯之相關性，惟仍存在不容忽視之誤差。誤差之來源應為分析模型中忽略斜撐(H-型鋼)的存在，因而高估結構勁度之結果。建議未來在建立結構系統時，應將斜撐考慮進去。

關鍵字：預彎拱鈹、廣義文氏模型、韌性斜撐、耐震性能試驗



# Seismic Performance Test and Analysis of Ductile Braces with Pre-bent Strips

Student : Hao-Hsun Wang

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University

## Abstract

The logo of National Chiao Tung University is a circular emblem. It features a central shield with a book and a quill pen. The letters 'E', 'S', and 'A' are arranged in a curve above the shield. Below the shield, the year '1896' is inscribed. The entire emblem is surrounded by a decorative border.

In this study, a series of component tests and seismic performance tests on the pre-bent steel strip has been conducted to explore its mechanical properties and the feasibility of using it for earthquake resistance of building structures. Component tests show that the hysteresis loops of the pre-bent steel strips are pretty stable, and richness of the hysteresis increases with the thickness of the strips as well as the disturbing amplitude. Stress analysis by ANSYS agrees well with the experimental results, which helps in getting insight of the mechanical behavior of the pre-bent steel strips. In order to further predict the seismic structural responses, the Generic Wen's Model is adopted in this study to simulate the mechanical behavior of the pre-bent steel strips. In form of a nonlinear differential equation, the Generic Wen's Model is resolved by using the fourth-order Runge-Kutta method, with parameters of the shape

function calibrated to comply with the hysteresis obtained by the component tests. The nonlinear dynamic analysis of the structure is then carried out via an iterative process using the state-space approach. Seismic performance tests show that the ductile braces, consisting of the pre-bent steel strips and wide-flange steel beams (H-beams), significantly enhance the equivalent damping ratios in the lower modes of the structure, and therefore reduce the overall dynamic responses. While the higher mode responses are somewhat amplified due to stiffness strengthening by the ductile braces. The seismic performance of the ductile braces becomes more pronounced with the quake intensity increased, due to increase in the extent of yielding of the pre-bent steel strips. Simulation results of the seismic performance tests are fairly correlated with the experimental data, although the discrepancies are not negligible. The source of errors is believed to come from neglecting the H-beams in the modeling which results in over-estimation of the stiffness. It is suggested that the H-beam should be taken into account in modeling the structural system in the future.

Key words : pre-bent steel strips, Generic Wen's Model, ductile braces, seismic performance tests

## 誌謝

感謝吾師 王彥博教授兩年來的悉心指導，在交大研究期間，讓學生體會到學術研究之真理所在且對研究鍥而不捨的精神以及求知的熱忱，對於老師之諄諄教誨，在此致上最誠摯的謝意。

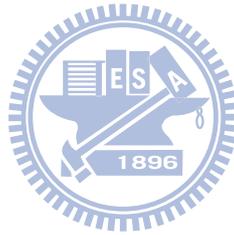
論文口試期間，承蒙淡江大學 吳重成教授、國立交通大學 陳誠直教授、國立交通大學 翁正強教授撥冗指正，並提供寶貴意見，使論文疏漏之處得以改進，特別在此表示感激之意。

在交大求學的生活中，感謝研究室的學長李建良博士、張簡嘉賞博士、逸軒學長這兩年多來的陪伴，在此特別感謝三位學長在實驗上的協助與學業上提供的寶貴意見讓我可以順利完成論文；畢業學長家杰、建華、哲維、羅開熱心提供考古題，讓我在準備期中、期末考能掌握大方向，達事半功倍之效；同學力邨、勵元、羿廷、家福、學弟志儒、厚餘在實驗室的鼎力相助，使實驗能順利完成；學妹維婷、學弟連峰、依凡、柏霖、智洋貼心準備的卡片，讓我在研究所求學生涯畫上完美的句點。懷念過去大家為了實驗而一起做到天亮的日子、在學業上互相切磋的日子、為了趕進度報告而熬夜的日子、一起烤肉與打球的日子、一起嚐遍台北、新竹美食以及出去遊玩的日子，對我而言我會珍惜與你們相處的時光。

最後，衷心感謝我的家人，給我的鼓勵、關懷、溫馨、奉獻與支持，讓我可以順利、無後顧之憂的完成論文。

謹以本文獻給所有關心我的人，謝謝你（妳）們。

謹誌於交大工程二館 2009 年 10 月



# 目錄

摘要.....	i
Abstract.....	iii
誌謝.....	v
目錄.....	vii
表目錄.....	ix
圖目錄.....	xi
第一章 緒論.....	1
第二章 預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論.....	7
第三章 預彎拱鈹之 ANSYS 分析.....	15
3.1 前言.....	15
3.2 ANSYS 分析流程之介紹.....	15
3.2.1 前處理.....	16
3.2.2 模型加載及求解.....	19
3.2.3 後處理器.....	21
3.3 預彎拱鈹元件之 ANSYS 非線性分析.....	22
3.3.1 挫屈消能元件幾何外型之建立.....	22
3.3.2 網格元素種類之選取及描述.....	23
3.3.3 定義材料參數.....	24
3.3.4 建立網格.....	24
3.3.5 邊界條件之設定.....	25
3.4 對稱配置預彎拱鈹之 ANSYS 非線性模擬分析.....	25
3.4.1 挫屈消能元件幾何外型之建立.....	25
3.4.2 網格元素種類之選取及描述.....	25
3.4.3 定義材料參數.....	26
3.4.4 建立網格.....	26
3.4.5 邊界條件之設定.....	27
3.5 歷時分析.....	27
3.6 分析結果.....	27
3.7 ANSYS 分析過程常見問題.....	29
第四章 預彎拱鈹之元件試驗與分析.....	32
4.1 前言.....	32
4.2 預彎拱鈹之元件測試.....	32
4.2.1 試驗架構 (Experimental Setup).....	33
4.2.2 試驗結果與討論.....	35
第五章 結構加裝阻尼器之解析模型.....	40
5.1 前言.....	40

5.1.1 文氏模型(Wen's Model) .....	40
5.1.1.1 文氏模型簡介 .....	40
5.1.1.2 遲滯回復變形函數( $Z$ )與各參數值之關係 .....	42
5.1.1.3 遲滯迴圈擬合實例 .....	44
5.1.2 廣義文氏模型(Generic Wen's Model).....	44
5.1.2.1 廣義文氏模型簡介 .....	45
5.1.2.2 遲滯迴圈之廣義文氏模型擬合 .....	46
5.2 運動方程式.....	48
5.3 數值解析—狀態空間法 .....	50
5.4 實例分析 .....	52
5.4.1 遲滯迴圈之廣義文氏模型擬合 .....	53
5.4.2 耐震性能試驗與評估 .....	53
5.4.2.1 El Centro Earthquake.....	54
5.4.2.2 Hachinohe Earthquake.....	58
5.4.2.3 Kobe Earthquake .....	63
第六章 韌性斜撐之耐震性能測試.....	69
6.1 前言 .....	69
6.2 測試設備與量測系統 .....	69
6.2.1 地震模擬振動台 .....	69
6.2.2 五層樓鋼結構模型 .....	70
6.2.3 控制系統與資料擷取系統 .....	71
6.2.3 感測計配置 .....	72
6.3 韌性斜撐之配置與試驗規劃.....	72
6.3.1 預彎拱鈹試體規格 .....	72
6.3.2 韌性斜撐配置 .....	73
6.3.3 試驗規劃 .....	74
6.4 耐震性能試驗與評估.....	74
6.4.1 El Centro Earthquake.....	75
6.4.2 Hachinohe Earthquake.....	80
6.4.3 Kobe Earthquake.....	84
第七章 結論與建議.....	90
參考文獻.....	92
附錄 A. 四階 Runge-Kutta 數值解 .....	193
附錄 B. 系統識別之理論介紹.....	196

## 表目錄

表 4.1 預彎拱鈹元件測試試體尺寸.....	96
表 4.2 預彎拱鈹元件測試最大出力值( $f=0.1\text{Hz}$ ).....	96
表 5.1 文氏模型各參數值.....	97
表 5.2 文氏模型對應於圖 5.6 之各參數值.....	97
表 5.3 文氏模型對應於圖 5.7 之各參數值.....	97
表 5.4 廣義文氏模型各階段形狀函數與其參數方向之關係.....	97
表 5.5 廣義文氏模型對應於圖 5.11 之各參數值.....	98
表 5.6 五層樓鋼結構模型之動力特性【10】.....	98
表 5.7 廣義文氏模型對應於圖 5.9 之各參數值.....	98
表 5.8 各樓層加速度峰值反應比較(Input= El Centro).....	99
表 5.9 各樓層加速度均方根值比較(Input= El Centro).....	100
表 5.10 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro).....	100
表 5.11 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Hahinohe).....	101
表 5.12 各樓層加速度均方根值比較(Input= Hahinohe).....	102
表 5.13 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe).....	102
表 5.14 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Kobe).....	103
表 5.15 各樓層加速度均方根值比較(Input= Kobe).....	104
表 5.16 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input= Kobe).....	104
表 6.1 五層樓鋼結構模型細部尺寸.....	105
表 6.2 五層樓鋼結構模型之動力特性.....	105
表 6.3 各樓層加速度峰值反應比較(Input= El Centro).....	106
表 6.4 各樓層加速度均方根值比較(Input= El Centro).....	107
表 6.5 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro).....	107
表 6.6 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Hahinohe).....	108

表 6.7 各樓層加速度均方根值比較(Input= Hahinohe).....	109
表 6.8 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe).....	109
表 6.9 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Kobe) .....	110
表 6.10 各樓層加速度均方根值比較(Input= Kobe) .....	111
表 6.11 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input= Kobe).....	111



## 圖目錄

圖 1.1 以預彎拱鈹為減振系統示意圖【1】 .....	112
圖 1.2 挫屈連桿之幾何變形示意圖【1】 .....	112
圖 1.3 以 Euler spring 所組成之減振裝置【4】 .....	112
圖 1.4 兩端鉸接挫屈柱減振系統【1】 .....	113
圖 1.5 Virgin 等人實驗結果之 1【1】 .....	113
圖 1.6 Virgin 等人實驗結果之 2【1】 .....	114
圖 1.7 一端固定與一端可滑動之挫屈柱示意圖【8】 .....	114
圖 1.8 可調式消能減振元件 ATVA【9】 .....	114
圖 2.1 預彎拱鈹之幾何形狀 .....	115
圖 2.2 預彎拱鈹之幾何變形曲線圖 .....	115
圖 2.3 不同初始弦切徑度角之預彎拱鈹力與位移關係曲線 .....	116
( $L=650\text{ mm}$ , $t=12\text{ mm}$ , $b_0=150\text{ mm}$ , $\beta=0.33$ ) .....	116
圖 2.4 不同弧長之預彎拱鈹力與位移關係曲線 .....	116
( $t=12\text{ mm}$ , $b_0=150\text{ mm}$ , $\beta=0.33$ , $q_0=0.33$ ) .....	116
圖 2.5 不同斷面寬度比 $\beta$ 之預彎拱鈹力與位移關係曲線 .....	117
( $L=650\text{ mm}$ , $t=12\text{ mm}$ , $b_0=150\text{ mm}$ , $q_0=0.33$ ) .....	117
圖 3.1 前基準面插入草圖 .....	118
圖 3.2 對所需變化之厚度 $t$ 做調整 .....	118
圖 3.3 非對稱配置之預彎拱鈹模型( $t=3\text{mm}$ ) .....	119
圖 3.4 SOILD186 元素 .....	119
圖 3.5 預彎拱鈹之材料參數設定	
(a)設定密度 .....	120
(b)設定彈性模數與柏松比 .....	120

(c) 設定材料非線性參數.....	120
圖 3.6 網格劃分大小之設定.....	121
圖 3.7 自由網格劃分.....	121
圖 3.8 建立預彎拱鈹有限元素模型.....	122
圖 3.9 預彎拱鈹之邊界條件設定.....	122
圖 3.10 對稱配置預彎拱鈹之實體模型( $t=3\text{mm}$ ).....	123
圖 3.11 對稱配置預彎拱鈹之邊界條件設定.....	123
圖 3.12 ANSYS 之位移指令歷時.....	124
圖 3.13 ANSYS 分析之非對稱預彎拱鈹遲滯迴圈	
(a) PBSt1A.....	125
(b) PBSt2A.....	125
(c) PBSt3A.....	125
圖 4.1 PBSt1 試體之設計詳圖(單位:mm).....	126
圖 4.2 PBSt2 試體之設計詳圖(單位:mm).....	126
圖 4.3 PBSt3 試體之設計詳圖(單位:mm).....	127
圖 4.4 預彎拱鈹元件之測試構架設計圖.....	127
圖 4.5 預彎拱鈹元件之測試構架組裝完成照片.....	127
圖 4.6 MTS1.5tf 動態油壓致動器.....	128
圖 4.7 荷重元 (Load Cell).....	128
圖 4.8 訊號擷取系統.....	128
圖 4.9 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(PBSt1 ; $s=1\text{mm}$ ).....	129
圖 4.10 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(PBSt2 ; $s=1\text{mm}$ ).....	129
圖 4.11 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(PBSt3 ; $s=1\text{mm}$ ).....	130
圖 4.12 PBSt1 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈( $f=0.1\text{Hz}$ ).....	131
圖 4.13 PBSt2 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈( $f=0.1\text{Hz}$ ).....	132
圖 4.14 PBSt3 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈( $f=0.1\text{Hz}$ ).....	133

圖 4.15 不同板厚預彎拱板遲滯迴圈之比較( $f=0.1\text{Hz}$ ).....	134
圖 4.16 不同板厚預彎拱板之最大出力包絡線.....	135
圖 4.17 不同板厚預彎拱板之實驗與模擬之最大出力包絡線.....	135
圖 5.1 遲滯回復變形函數( $Z$ )與 $A$ 之關係.....	136
圖 5.2 遲滯回復變形函數( $Z$ )與 $\beta$ 之關係.....	137
圖 5.3 遲滯回復變形函數( $Z$ )與 $\gamma$ 之關係.....	138
圖 5.4 遲滯回復變形函數( $Z$ )與 $n$ 之關係.....	139
圖 5.5 雙向配置挫屈連桿遲滯迴圈【10】.....	140
圖 5.6 雙向配置挫屈連桿之遲滯迴圈 (Wen's Model : $A= 0.022$ , $n=1$ , $\beta=0.1099$ , $\gamma=-0.1044$ ).....	141
圖 5.7 雙向配置挫屈連桿試驗及擬合之遲滯迴圈 (Wen's Model : $A= 0.0149$ , $n=1$ , $\beta=0.0971$ , $\gamma=-0.1111$ ).....	142
圖 5.8 廣義文氏模型之形狀控制函數【19】.....	143
圖 5.9 以廣義文氏模型擬合厚度 2mm 預彎拱板之遲滯迴圈 (Generic Wen's Model : $A=1$ , $n=1$ , $\beta_1=1.504$ , $\beta_2=-0.0118$ , $\beta_3=0.882$ , $\beta_4=-0.0046$ , $\beta_5=-0.605$ , $\beta_6=-1.12$ ).....	144
圖 5.16 結構加裝韌性斜撐之分析模型.....	148
圖 5.17 安裝單軸向韌性斜撐之五層樓鋼構架【10】.....	149
圖 5.18 板厚 2mm 預彎拱板之設計詳圖(單位:mm)【10】.....	149
圖 5.19 ANSYS 模擬厚度 2mm 預彎拱板之遲滯迴圈.....	150
圖 5.20 以廣義文氏模型擬合 ANSYS 之分析結果 (厚度 2mm 預彎拱板之遲滯迴圈) (Generic Wen's Model : $A=1$ , $n=1$ , $\beta_1=1.504$ , $\beta_2=-0.0118$ , $\beta_3=1.47$ , $\beta_4=-0.0046$ , $\beta_5=-0.242$ , $\beta_6=-1.68$ ).....	150

圖 5.21 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.303g).....	151
圖 5.22 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.303g).....	152
圖 5.23 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.452g).....	153
圖 5.24 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.452g).....	154
圖 5.25 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(El Centro) .....	155
圖 5.26 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.272g) .....	156
圖 5.27 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.272g).....	157
圖 5.28 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.542g) .....	158
圖 5.29 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.542g) .....	159
圖 5.30 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe).....	160
圖 5.31 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.24g) .....	161
圖 5.32 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.24g) .....	162
圖 5.33 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.46g) .....	163
圖 5.34 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.46g) .....	164

圖 5.35 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Kobe).....	165
圖 6.1 振動台油壓致動器 .....	166
圖 6.2 地震模擬振動台 .....	166
圖 6.3 五層樓鋼結構模型 .....	167
圖 6.4 407 控制器 .....	168
圖 6.5 IMC 資料擷取系統.....	168
圖 6.6 耐震性能測試所使用之感測計 .....	169
圖 6.7 交叉配置韌性斜撐模組細部設計圖 .....	170
圖 6.8 韌性斜撐之安裝 .....	171
圖 6.9 耐震性能測試構架組裝完成照片 .....	172
圖 6.10 輸入震波歷時.....	173
圖 6.11 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.28g).....	174
圖 6.12 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.28g).....	175
圖 6.13 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.409g).....	176
圖 6.14 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (El Centro ; PGA=0.409g).....	177
圖 6.15 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(El Centro) .....	178
圖 6.16 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.306g) .....	179
圖 6.17 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.306g) .....	180
圖 6.18 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.442g) .....	181

圖 6.19 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Hachinohe ; PGA=0.442g) .....	182
圖 6.20 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe).....	183
圖 6.21 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.318g) .....	184
圖 6.22 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.318g) .....	185
圖 6.23 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.519g) .....	186
圖 6.24 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較 (Kobe ; PGA=0.519g) .....	187
圖 6.25 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Kobe).....	188



# 第一章 緒論

近年來，國際間發生之大地震為數不少，如我國於 1999 年規模 7.3 的九二一集集大地震，2002 年規模 6.8 的三三一大地震，國外在 2004 年則有規模 9 的南亞大地震，2008 年規模 7.8 的四川大地震等。強震一旦發生，往往對建築物造成相當大的威脅，並嚴重危及生命財產的安全。幾經大地震的洗禮，民眾對於建築防震愈來愈重視，也促成防震技術進一步的創新發展。

一般而言，各類結構消能減震系統原理雖有不同，但功能則大同小異。阻尼器依據其物理或振動力學特性之不同可分為兩大類：

1. 速度相依型消能元件：其主要功能為提供結構附加之阻尼，以消散結構受風力或地震力所導致之震（振）動能量。如黏滯阻尼器 (visco-elastic damper)、液流阻尼器 (fluid damper) 等。
2. 位移相依型消能元件：其功能除了增加結構之阻尼外，亦可適度提供勁度，對於高樓結構有加勁的作用。當結構在風力或地震力的作用下，消能元件之應力與應變關係形成遲滯迴圈，可視為材料線性與非線性行為之疊加，線性部分提供勁度，非線性部分則提供阻尼，用以消散結構物之震（振）動能量。如降伏鋼板阻尼器 (metallic yielding damper)、摩擦阻尼器 (Friction damper)、挫

屈束制斜撐 (Buckling Restrained Braces, BRB) 及韌性挫屈斜撐 (Ductile Buckling Brace) 等。

著眼於提升建築結構之耐震安全，促進國內防震工業的發展，本研究乃提出新型之消能系統，研發以預彎拱鈹為核心之韌性斜撐 (ductile braces)，期能有助於建築抗震之應用。

挫屈 (buckling) 原是一種不穩定的結構行為，若無適當側向支撐，構材在尚未達到極限強度前其彈性勁度 (storage stiffness) 即迅速衰減，導致側向變形加劇而無法再承擔軸壓力，進而造成構件的損壞，甚至結構的崩塌。但若挫屈構件非為主要之結構桿件，則吾人可經由適當之設計，將其變形控制在引導之方向與合理的範圍內，使其在往復載重過程中進入非線彈性狀態而吸收能量，則挫屈構件反而具有作為消能減振控制元件之應用潛力。

近年來，國外已有利用可變曲率勁度元件 (variable curvature stiffness device) 或稱挫屈連桿 (buckled struts) 或預彎拱鈹 (pre-bent strips) 作為機械設備之減振元件之應用實例。可變曲率勁度元件之力學行為相當於非線性彈簧，如圖 1.1 所示【1】；預彎拱鈹係一鋼製拱形薄板，乃具初始側向變形之軸力構件，吾人可藉由調整其曲率而改變振動頻率。構件受力變形時，曲率 (或勁度) 亦隨之變化，其勁

度具有隨著拱鈹變形曲率的增大而變小的特性，因而改變振動頻率，達到隔振目的。圖 1.2 為一兩端均為鉸接 (hinged) 之預彎拱鈹受到軸力作用時之軸向位移及變形曲線示意圖，當桿件處在初始挫屈狀態時，其變形曲線可根據文獻【2、3】之方法加以描述。

Winterflood 等人【4~6】於 2002 年提出利用彈性挫屈(elastic buckling)桿件作為設備垂直向之隔振裝置，以減緩垂直振動的問題。此外，並更進一步設計尤拉彈簧垂直減振平臺，如圖 1.3 所示。該平臺係由兩端束制固定 (clamped) 之彈性挫屈柱所支撐，其功能相當於尤拉彈簧。其試驗結果顯示，彈性挫屈裝置具有極佳之減振效果。

Virgin 等人【1】以兩根互相平行，且兩端均為鉸接之挫屈柱支撐一重約 24N 的質塊作為減振系統，如圖 1.4 所示。此外，並於基座施加一可調整頻率之垂直諧和擾動，用以測試其隔 (減) 振效率。結果顯示於振幅 3mm 之擾動下，當擾動頻率愈高，振動反應之功率譜密度 (power spectral density, PSD) 愈小，如圖 1.5 所示。此結果印證 Winterflood 等人【4、5】之研究結果，即使用尤拉彈簧可有效隔絕高頻擾動源之影響。此外，圖 1.6 之位移歷時圖顯示，在自由振動試驗中其位移快速趨於靜止，顯示尤拉彈簧除改變振動頻率外，應具備消能特性。該文最後並建議，試驗所採用之邊界條件為理想之簡支 (simply-supported boundary condition) 型式，由於此種邊界條件的

實現與維持相對困難，實務應用上仍以兩端束制 (clamped ends) 之型式較為可行。

Plaut 等人【7】延續 Virgin 等人之研究，將柱兩端改為固定端邊界條件，並討論影響傳遞率 (transmissibility, TR) 之主要參數，包括系統外在與尤拉柱本身的阻尼 (external and internal damping)、柱勁度、支撐載重 (supported weight) 及初始曲率 (initial curvature) 等參數對減振效益之影響。其研究顯示，其傳遞率隨著系統外在與尤拉柱本身阻尼之增加而降低；隨著柱勁度、支撐載重及初始曲率降低之情況下，其傳遞率也隨之降低。

Ji 和 Hansen【8】則將尤拉柱之邊界條件設定為一端固定，一端為滑動(sliding)之機制進行試驗，其目的在藉由控制滑動端摩擦力之大小以調整系統阻尼，如圖 1.7 所示。其研究顯示在滑動端施加一正向力會改變系統阻尼，進而影響系統之穩定性。當擾動持續增加時，則系統愈不穩定。

Bonello 等人【9】於 2005 進行自適應調諧振動阻尼器 (圖 1.8, adaptive tuned vibration absorber, ATVA) 之研究，其主要構件為壓電致動器 (Piezo-actuators) 與預彎拱鈹所組成之可變勁度元件 (variable stiffness element curved beam)，運作時可視需要調節 ATVA

之勁度以改變系統振動頻率，解決調頻不精確的問題，使得 ATVA 可控制的頻寬範圍更廣，減振性能也進而提昇。

胡家杰【10】考慮切削與未切削之不同厚度的挫屈型消能元件，並分別以非對稱或對稱配置之形式進行測試。試驗結果顯示，未切削之均勻斷面挫屈連桿，其最大出力值及消能面積皆優於切削者，故建議應用時宜採用均勻斷面之挫屈連桿。另外，由於挫屈連桿採非對稱型式配置時，本質上其勁度在拉、壓時並不相同，其遲滯迴圈亦呈現拉、壓不對稱現象。如能以成對方式配置，使拉、壓構件互補，遲滯迴圈呈對稱之勢，將可使結構設計及動態分析更趨單純。此外，該研究更進一步利用挫屈連桿為核心與 H 型鋼組成韌性斜撐進行耐震性能測試。其結果顯示，結構安裝韌性斜撐可有效降低各樓層之加速度峰值與均方根反應，證明其應用於建築防震之可行性。

張簡嘉賞【11】推導預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論，並經由一系列預彎拱鈹參數研究及元件性能測試，充分掌握預彎拱鈹之力學及遲滯消能特性。其元件測試結果顯示，預彎拱鈹之力學特性為承受軸向荷載時呈現拉壓不對稱之勢，經適當成對配置使其拉、壓互補，則可得到對稱之力學行為。元件測試所得之遲滯迴圈相當飽滿且穩定，其消能特性與速度無關而與位移相依，具位移型阻尼器之特徵。該研究並進一步將韌性斜撐以成對交叉配置形式安裝於五層樓模型結

構，進行耐震測試。試驗結果證明，韌性斜撐具有相當優異之減震效能。

本研究將發展以預彎拱鈹為核心之斜撐型抗震裝置—交叉配置韌性斜撐，考慮固接的邊界條件之預彎拱鈹元件進行測試，以掌握其力學行為，並進一步利用振動台試驗進行結構耐震性能試驗，以確認其應用於結構抗震能力之可行性。此外，本文亦應用廣義文氏模型 (Generic Wen's Model) 來模擬預彎拱鈹之行為，作為預測結構動力反應之用。本文內容安排如下：

第二章係有關挫屈型消能元件之力學行為解析模式，回顧預彎拱鈹在固接條件下之非線性彈性挫屈勁度理論，並藉由參數分析進一步瞭解其力學特性；第三章為挫屈型消能元件之 ANSYS 分析，介紹建模、邊界條件之設定與歷時分析；第四章為試驗規劃與試驗結果之分析，探討構件之斷面尺寸對預彎拱鈹力學特性之影響，並與 ANSYS 非線性模擬分析結果比較；第五章為預彎拱鈹遲滯迴圈之擬合，遲滯迴圈的擬合是以文氏模型為基礎，並進一步以更複雜之廣義文氏模型擬合遲滯迴圈拉、壓不對稱之行為。最後，並建構結構物加裝韌性斜撐之解析模型與數值實例分析；第六章為 X 型韌性斜撐之耐震性能測試，分別以 El Centro、Hachinohe 及 Kobe 地震做為輸入擾動進行測試，最後並與數值模擬結果比較；第七章為結論與建議。

## 第二章 預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論

有關預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論已由 Wang 等人【11~13】提出，為求論文之完整性，本章將針對該之理論進行回顧。預彎拱鈹乃一具有初始曲率之鋼製拱形薄板，如圖 2.1 所示。假設拱鈹兩端均為固接，則拱鈹之變形曲線(圖 2.2)得以弦切角函數 $\theta(s)$ 表示為：

$$\theta(s) = qF(s) \quad (2.1)$$

$$\text{其中 } F(s) = \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \quad -\frac{L}{2} \leq s \leq \frac{L}{2} \quad ; \quad (2.2)$$

$L$  為預彎拱鈹之總弧長；

$q$  為拱鈹反曲點 ( $s = L/4$ ) 之弦切強度角。

當預彎拱鈹未受軸向荷載時，拱鈹反曲點之初始弦切角函數 $\theta_0(s)$ 可表為：

$$\theta_0(s) = q_0 F(s) \quad (2.3)$$

其中  $q_0$  為拱鈹於反曲點 ( $s = L/4$ ) 之初始弦切強度角。

考慮預彎拱鈹受一軸拉力  $P$  作用，拱鈹之軸向變形  $u(q)$  可計算如下：

$$\begin{aligned}\frac{u(q)}{2} &= \int_{-L/2}^{+L/2} [\cos(\theta(s)) - \cos(\theta_0(s))] ds \\ &= \int_{-L/2}^{+L/2} [\cos(qF(s)) - \cos(q_0F(s))] ds\end{aligned}\quad (2.4)$$

其中，

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(qF(s)) ds = \int_{-L/2}^{+L/2} \cos\left[q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right)\right] ds \quad (2.5)$$

令  $\frac{2\pi s}{L} = \alpha$ ，則  $ds = \frac{L}{2\pi} d\alpha$ ，式(2.5)可改寫為：

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(qF(s)) ds = \frac{L}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \cos(q \sin \alpha) d\alpha \quad (2.6)$$

上式中之  $\cos(q \sin \alpha)$  可依泰勒級數展開如下：

$$\begin{aligned}\cos(q \sin \alpha) &= 1 - \frac{1}{2!} [q \sin \alpha]^2 + \frac{1}{4!} [q \sin \alpha]^4 - \frac{1}{6!} [q \sin \alpha]^6 + \dots \\ &\cong 1 - \frac{q^2}{2} \sin^2 \alpha + \frac{q^4}{24} \sin^4 \alpha \\ &= 1 - \frac{q^2}{2} \left(\frac{1 - \cos 2\alpha}{2}\right) + \frac{q^4}{24} \left(\frac{3}{8} - \frac{1}{2} \cos 2\alpha + \frac{1}{8} \cos 4\alpha\right)\end{aligned}\quad (2.7)$$

將式(2.7)代入式(2.6)積分後，可得：

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(qF) ds = \frac{L}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \left[1 - \frac{q^2}{2} \sin^2 \alpha + \frac{q^4}{24} \sin^4 \alpha\right] d\alpha = L - \frac{Lq^2}{4} + \frac{Lq^4}{64} \quad (2.8)$$

同理，

$$\int_{-L/2}^{+L/2} \cos(q_0 F) ds = L - \frac{Lq_0^2}{4} + \frac{Lq_0^4}{64} \quad (2.9)$$

將式(2.8)與式(2.9)代入式(2.4)可得：

$$u(q) = \frac{L}{2}(-q^2 + q_0^2) - \frac{L}{32}(-q^4 + q_0^4) \quad (2.10)$$

若忽略高次項，式(2.10)可進一步簡化為：

$$q = [q_0^2 - \frac{2u}{L}]^{1/2} \quad (2.11)$$

拱鈹之應變能 (strain energy)， $U^S$ ，及彈性能 (elastic potential energy)， $U^P$ ，可分別計算如下：

$$\begin{aligned} U^S(q) &= \frac{1}{2} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s) [\theta'(s) - \theta'_0(s)]^2 ds \\ &= \frac{1}{2} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s) (q - q_0)^2 (F'(s))^2 ds \end{aligned} \quad (2.12)$$

$$U^P(q) = -2P \int_{-L/2}^{+L/2} \{\cos[qF(s)] - \cos[q_0F(s)]\} ds \quad (2.13)$$

其中，

$[\theta'(s) - \theta'_0(s)]$  為預彎拱鈹受軸拉力  $P$  作用後的曲率變化；

$E$  為材料的楊氏係數；

$I(s)$  為拱鈹於任意位置之面積慣性矩，可表示為：

$$I(s) = \frac{1}{12} b(s)t^3 \quad (2.14)$$

其中  $t$  為預彎拱鈹厚度； $b(s)$  為拱鈹於任意弧長位置所對應的拱鈹寬度。

假設預彎拱鈹在反曲點處斷面縮減(neck)寬度為  $b_n$ ，其與兩端及中點之原始寬度  $b_0$  間成線性變化，如圖 2.1 所示，則預彎拱鈹於四個不同區段之寬度可表示如下：

$$\begin{aligned}
 b_1(s) &= \frac{-4b_0}{L}(1-\beta)s + b_0(2\beta-1) \dots \dots \text{for } -\frac{L}{2} \leq s \leq -\frac{L}{4} \\
 b_2(s) &= \frac{4b_0}{L}(1-\beta)s + b_0 \dots \dots \dots \text{for } -\frac{L}{4} \leq s \leq 0 \\
 b_3(s) &= \frac{4b_0}{L}(1-\beta)s + b_0 \dots \dots \dots \text{for } 0 \leq s \leq +\frac{L}{4} \\
 b_4(s) &= \frac{4b_0}{L}(1-\beta)s + b_0(2\beta-1) \dots \dots \text{for } +\frac{L}{4} \leq s \leq +\frac{L}{2}
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

其中，斷面寬度比  $\beta = b_n / b_0$  為拱鈹頸部寬度 ( $b_n$ ) 與拱鈹兩端初始寬度 ( $b_0$ ) 的比值，如圖 2.1 所示。

考慮預彎拱鈹之系統總能量， $V(q)$ ，為應變能與彈性能之和，亦即：

$$V(q) = U^S(q) + U^P(q) \tag{2.16}$$

根據最小功法原理，當系統達平衡狀態時其函數值為最小【14】，因此系統總能量須滿足：

$$\frac{\partial V(q)}{\partial q} = 0 \tag{2.17}$$

將式 (2.12) 及 (2.13) 代入上式可得到

$$\frac{\partial V(q)}{\partial q} = E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F'(s))^2 ds + 2P \int_{-L/2}^{+L/2} [F(s) \sin(qF(s))] ds = 0 \quad (2.18)$$

因此，軸力  $P$  可求得如下：

$$P = - \frac{E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F'(s))^2 ds}{2 \int_{-L/2}^{+L/2} [F(s) \sin(qF(s))] ds} \quad (2.19)$$

其中，分子部分

$$\begin{aligned} E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F')^2 ds &= E \int_{-L/2}^{+L/2} \frac{1}{12} b(s)t^3 (q - q_0)(F')^2 ds \\ &= \frac{Et^3}{12} (q - q_0) \left\{ \int_{-L/2}^{-L/4} b_1(s)(F')^2 ds + \int_{-L/4}^0 b_2(s)(F')^2 ds + \int_0^{+L/4} b_3(s)(F')^2 ds + \int_{+L/4}^{+L/2} b_4(s)(F')^2 ds \right\} \end{aligned} \quad (2.20)$$

又

$$(F')^2 = \frac{4\pi^2}{L^2} \cos^2\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \quad (2.21)$$

將式(2.15)與式(2.21)代入式(2.20)可得：

$$E \int_{-L/2}^{+L/2} I(s)(q - q_0)(F')^2 ds = \frac{Eb_0t^3}{3L} (q - q_0) \left[ \frac{\pi^2}{4} (1 + \beta) + (1 - \beta) \right] \quad (2.22)$$

式(2.19)分母中之

$$\int_{-L/2}^{+L/2} [F(s) \sin(qF(s))] ds = \int_{-L/2}^{+L/2} \left[ \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right] \sin\left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right] ds \quad (2.23)$$

將上式中的  $\sin\left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right]$  以泰勒級數展開可得：

$$\begin{aligned} & \sin\left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right] \\ &= \left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right] - \frac{1}{3!} \left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right]^3 + \frac{1}{5!} \left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right]^5 + \dots \end{aligned} \quad (2.24)$$

令  $\frac{2\pi s}{L} = \alpha$ ，則  $ds = \frac{L}{2\pi} d\alpha$ ，式(2.24)可改寫為：

$$\sin\left[ q \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right] = q \sin(\alpha) - \frac{q^3}{6} (\sin \alpha)^3 + \frac{q^5}{120} (\sin \alpha)^5 + \dots \quad (2.25)$$

將式(2.25)代入式(2.23)，可得：

$$\begin{aligned} & \int_{-L/2}^{+L/2} [F(s) \sin(qF(s))] ds = \frac{L}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \sin \alpha \left[ q \sin \alpha - \frac{q^3}{6} \sin^3 \alpha + \frac{q^5}{120} \sin^5 \alpha + \dots \right] d\alpha \\ & \cong \frac{L}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \left[ q \sin^2 \alpha - \frac{q^3}{6} \sin^4 \alpha \right] d\alpha \\ &= \frac{Lq}{2\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \left( \frac{1 - \cos 2\alpha}{2} \right) d\alpha - \frac{Lq^3}{12\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \left( \frac{3}{8} - \frac{1}{2} \cos 2\alpha + \frac{1}{8} \cos 4\alpha \right) d\alpha \\ &= \frac{Lq}{2} - \frac{Lq^3}{16} \end{aligned} \quad (2.26)$$

將式(2.22)與式(2.26)代入式(2.19)可得：

$$P = -\frac{Eb_0t^3\pi^2(q-q_0)\left[\frac{1}{4}(1+\beta)+\frac{1}{\pi^2}(1-\beta)\right]}{3L^2q\left(1-\frac{1}{8}q^2\right)} \quad (2.27)$$

令  $P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI_0}{L^2}$  ;  $I_0 = \frac{b_0t^3}{12}$  代入式(2.27)可將其簡化為：

$$P = P_{cr}\left(\frac{1}{4}(1+\beta)+\frac{1}{\pi^2}(1-\beta)\right)\left(\frac{q-q_0}{q}\right)\left(-1+\frac{q^2}{8}\right)^{-1} \quad (2.28)$$

上式中之  $q$  以式(2.11) 代入，可得軸力與軸向變位之關係如下：

$$P = P_{cr}\left[1-q_0\left(q_0^2-\frac{2u}{L}\right)^{-1/2}\right]\left(\frac{1}{4}(1+\beta)+\frac{1}{\pi^2}(1-\beta)\right)\left(-1-\frac{u}{4L}+\frac{1}{8}q_0^2\right)^{-1} \quad (2.29)$$

因此，預彎拱鈹之等效非線性彈性勁度  $K$  可進一步表為  $q_0$ 、 $\beta$  及  $u$

之隱函數 (implicit function) 如下：

$$K(q_0, \beta, u) = \frac{P(q_0, \beta, u)}{u} \quad (2.30)$$

儘管前述理論是在預彎拱鈹受拉的情況下所推導，在受壓情況下亦完全適用，只是受壓時位移為負值，其所對應之軸力亦為負值。

為充分掌握預彎拱鈹之力學特性，本文將進一步針對拱鈹之初始弦切強度角 ( $q_0$ )、弧長 ( $L$ ) 及斷面寬度比 ( $\beta = b_n/b_0$ ) 等進行參數研究。

圖 2.3 為預彎拱鈹在不同初始弦切徑度角( $q_0 = 0.41, 0.33$  及  $0.27$  rad)所得之力與位移關係曲線。其結果顯示，當預彎拱鈹受拉時，其勁度隨著軸拉位移變大而增大；當拱鈹受壓時，其勁度則有隨著軸壓位移變大而降低。此外，預彎拱鈹之初始弦切勁度角越小（即曲率越大），其受拉時勁度上升變化率較快，受壓時勁度下降變化率則有趨緩的情況。值得注意的是，依據(2.29)式計算，當拱鈹之初始弦切勁度角  $q_0 = 0.27$  rad 時，其最大容許軸向位移（受拉）為 23.69 mm，當軸拉位移超過此範圍時，拱鈹將完全拉平，此時本文前述之非線性彈性挫屈勁度理論已不適用。



圖 2.4 為預彎拱鈹於不同弧長( $L = 600, 650$  and  $700$  mm)所得之力與位移關係曲線。其結果顯示，弧長較短之預彎拱鈹受拉時其勁度上升變化率較快，受壓時勁度下降之變化率則有趨緩的情況。圖 2.5 為不同寬度比( $\beta = 0.33, 0.67$  及  $1.0$ )之預彎拱鈹所得之力與位移關係曲線。其結果顯示，預彎拱鈹受拉時，寬度比越大者其勁度上升變化率越快，受壓時其勁度下降變化率則有趨緩的情況。

## 第三章 預彎拱鈹之 ANSYS 分析

### 3.1 前言

第二章有關預彎拱鈹之彈性挫屈理論僅考慮材料之線彈性行為，無法分析鋼鈹在降伏後之非線性行為。隨著計算機科學與應用技術的快速發展，計算機之運算速度及處理能力大幅進步，在有限元素理論日益完整，促成眾多通用與專業之有限元素計算軟體之發展。其中，最常見者包括 ANSYS、ABAQUS、MARC、ALGOR、ADINA、ASKA、COSMOS 及 SYSTUS 等商用軟體。本研究將採用 ANSYS 進行預彎拱鈹之非線性分析。

ANSYS 是目前工程上相當常用的結構應力分析軟體之一，它可用於實體模型受到靜力、動力、熱傳及流力等多重物理因素之分析，因此被廣泛應用在土木、航太、機械、材料、電子、生物、醫學工程等領域。ANSYS 之運算原理乃根據有限元素法 (finite element method)，因此當實體模型建立完成並予網格化後，只需根據分析對象設定適當的邊界條件，以及外力加載，即可進行有限元素分析。本研究將在 ANSYS 之架構下進行挫屈型消能元件之結構應力分析，以探討其消能行為及動力特性。

### 3.2 ANSYS 分析流程之介紹

ANSYS 有限元素分析軟體在架構上具有前處理 (pre-processor)、加載及求解器 (solver) 及後處理器 (post-processor) 等三大基本模組。在進入圖形操作介面時，即進入軟體功能之初始狀態，又稱為預備狀態。這三大基本模組皆在預備狀態下個別執行，且各模組有其獨立之指令，彼此間不能混用。因此使用者需注意指令與模組之間的關係，尤其是以指令輸入方式進行軟體操作時更須特別注意。舉例來說，前處理的首要基本工作是建立分析模型，第二則是將模型切割網格化。模型建立完成後，下一步是設定模型之受力狀況及邊界條件，設定完成即可進行求解，此為加載及求解部分。當分析模型求解完畢後，大量數值資料會儲存於檔案內，這時可進行後處理，將數值解以圖表或文字方式輸出。

### 3.2.1 前處理

前處理主要是建模工作，可分為以下三個部分：

1. 選擇適當元素及定義材料性質。
2. 建立結構物實體模型。
3. 實體模型網格化。

元素選擇之目的在於針對分析物件之特性選定適當的元素，以求得較為精確的分析結果。ANSYS 的元素種類以空間的概念來區分，

其內建之命名方式通常是以空間元素再加上編號為原則，以 Solid45 元素名稱為例，其中 Solid 代表的是實體元素，而 45 則是編號，這編號是 ANSYS 的專用編號，當跳脫 ANSYS 之外時，其編號並沒有太大的意義。以下針對元素複雜程度依序介紹，包括：

1. 點元素：以質點代替系統中之各部份，可簡化元素之使用量，卻又不影響結構的細節描述，例如 MASS21，元素 MASS 代表的是質點，其編號為 21。
2. 線元素：包含樑元素、管元素及連桿元素，每種元素的使用，其代表不同的自由度。連桿元素(Link)有兩個節點，每個節點依 2D 或 3D 等不同維度而有不同之自由度(UX、UY 或 UX、UY、UZ)，此元素為只能承受軸拉及軸壓之二力桿件。樑元素為連桿元素在每個節點增加一個自由度 ROTZ(扭轉)。如果樑的斷面是管狀或針對管線結構則選用管元素較貼切。例如 Beam54、Pipe17、Link10。Beam、Pipe 及 Link 依序代表樑元素、管元素以及連桿元素，而其代表編號為 54、17 與 10。
3. 面元素：即薄殼 (shell) 元素。當以薄殼元素建立結構模型時，必須取結構物實體體積的中間平面當成網格化使用的模型平面，透過

此方法以簡化結構，可縮短計算時間，例如 Shell63，其中 Shell 代表薄殼元素，63 為其編號。

4. 體積元素：所探討的包含平面應力 (plane stress)、平面應變 (plane strain) 及軸對稱 (axis-symmetry) 等特性，可分為實體體積元素或以 2-D 模擬 3-D 的平面元素，例如 Solid45、Plane42。Solid45 為實體元素，其編號為 45，另外 Plane42 指的是平面元素，42 為其編號。

元素之型式選擇後，即可設定材料性質 (material property) 。此時要先考慮所分析之對象，其材料是否會進入塑性 (plasticity) 而產生材料非線性 (nonlinear) 行為。在不確定的情況下，則先以線性 (linear) 材料進行分析。但若運算結果顯示其構件行為與線性之假設不符時，則必須以非線性模式重新計算。

實體模型建立可借助 CAD 軟體或 ANSYS 前處理工具進行繪製工作。CAD 軟體繪製之實體模型，可經由 IGES、SAT 及 PARA 等轉換方式進行匯入，模型須在 CAD 軟體中先進行簡化的工作，才能節省處理模型的時間。ANSYS 建立實體模型之法，可分為從上而下 (top-down) 以及由下而上 (bottom-up) 兩種模式。從上而下的做法必須先建立基礎幾何單元，如圓柱、四方體等，再將這些基礎單元透

過布林運算 (boolean operation) 的技巧組合起來。至於由下而上的做法，則是先建立結構物上的重要關鍵點，再將點連成線，再由線連成面，再由面再合成一個體積，最後亦須透過布林運算完成實體模型。此種模式一般應用在比較複雜的結構物之建立上。

建模的最後步驟是將實體模型網格化 (meshing)。其方法包括自由網格 (free mesh) 與規則網格 (mapped mesh) 兩種。自由網格法對於實體模型之限制較少，可利用內建之自動網格產生器進行，使用前僅需輸入網格大小及型式或指定分割之等分，網格產生後，實體模型即可轉換為有限元素模型。規則網格法則有較多的條件限制，其幾何體積必須符合一定的要求，否則無法網格化，因此需花費較多時間將實體模型作細部分割。規則網格法之計算結果較自由網格法準確。當有限元素模型產生後，前處理工作即告完成。

### 3.2.2 模型加載及求解

針對前處理產生之有限元素模型進行邊界條件設定及施加外力後，即可進行分析。其過程包括：1.分析方式及解法選定。2.設定邊界條件之拘束。3.設定外力或變位的邊界條件。4.設定輸出、入控制與求解。

工程分析方式可依反應是否隨時間變化而分為靜態分析與動態分析兩大類別。對於結構分析而言，動態分析又可分成模態分析、簡諧反應及暫態分析三種，其相關介紹如下：

1. 靜態 (static) 分析：用於分析靜態結構受力後的變形與應力、應變，靜力分析包含線性及非線性分析，而非線性則牽涉到塑性、應變硬化、大變形、大應變等性質。
2. 模態 (modal) 分析：用於計算結構物在沒有外力作用下的振動行為，包括找出自然頻率及其對應之振態。
3. 簡諧 (harmonic) 分析：用來計算結構在頻率域(Frequency Domain) 下之穩態行為。
4. 暫態 (transient) 分析：模擬結構物受荷載作用下，應力、應變及位移...等隨時間變化的情形。

邊界條件與負載包含實體模型之邊界束制條件及內、外部之加載，在不同領域的問題中，加載的涵義也不盡相同。在結構分析中，邊界條件通常是指節點之束制自由度，包括固接、鉸接或自由端；而加載則包括位移、力、壓力、溫度和重力等方式。其相關內容介紹如下：

1. 自由度約束 (DOF constraint) : 為限制節點之自由度為一定值，在結構分析中被指定為位移。
2. 集中式負載 (force) : 為集中於單一節點的加載，在結構分析中被指定為力或彎矩。
3. 表面負載 (surface load) : 為施加於某個表面的負載，如結構分析中之壓力。
4. 內部負載 (body force) : 為施加於結構內部之負載，對結構而言，包括內力及溫度載重(temperature load)等都屬於內部負載的範疇。
5. 慣性負載 (inertia load) : 為結構本身慣性所引起之載重，如重力加速度、角加速度等。



各種負載及邊界條件(如固接、鉸接或自由端等束制條件)設定完成後，即可進行求解。有限元素法的求解為計算一個龐大的矩陣，矩陣運算由 solver 執行。線性問題僅需解一次矩陣，但若需考慮非線性 or 大變形問題時，則會增加矩陣求解之次數，導致收斂速率下降，甚至無法收斂。求解之結果會存到一輸出檔，若有新的邊界條件也可繼續設定求解，新的結果會覆蓋在原來檔案中。

### 3.2.3 後處理器

後處理 (post-processor) 係指求解完成後進入檢查及分析結果的相關操作。ANSYS 在後處理部份提供兩種處理模組，說明如下：

1. 一般後處理 (General Post-processing)：為/POST1 模組，是用來處理某一時間點上的整體結構反應，亦即針對某一時間點，反映各物理量在空間上的分佈，用來觀察應力與應變在結構上的分佈以及結構變形。其結果可製作成動畫，以便作進一步的觀察。
2. 時間歷時後處理 (Time-History Post-processing)：為/POST26 模組，是用來處理空間上的某一點的結構反應，亦即針對某一空間點其物理量的歷時變化，可用來觀察任意節點 (node) 之力與位移在時間上的變化，吾人可透過內部計算將相關節點所承受的力量疊加所得總軸力(或剪力)，並以期對應之位移為橫座標，以建立非線性元件之遲滯迴圈。

### 3.3 預彎拱鈹元件之 ANSYS 非線性分析

#### 3.3.1 挫屈消能元件幾何外型之建立

本研究有關預彎拱鈹幾何外型之建立方式，是運用 Solid Works 建立模型後匯出，接著再匯入 ANSYS 進行有限元素分析。本例挫屈消能元件模型係考慮固定初始弦切勁度角(  $q_0 = 0.49$  ) 及預彎拱鈹之

全長 ( $L=208.4\text{mm}$ )，並分別考慮不同之厚度( $t$ )，包括 1mm、2 mm 及 3mm 等三種情況，寬度比( $\beta$ )均為 1，邊界條件則考慮為固接。

茲針對 Solid Works 之建模過程作簡略說明。首先，在前基準面插入草圖，如圖 3.1 所示，當完成整體預彎拱鈹形狀函數之草圖後，可使用指令偏移圖元對所需厚度( $t$ )做調整，如圖 3.2 所示，以完成預彎拱鈹之模型建立，依照實際尺寸所建構完成之分析模型如圖 3.3 所示，乃一厚度 3mm 之預彎拱鈹模型，厚度 1mm 及 2mm 之預彎拱鈹解析模型可依照相同方法建構出來。

### 3.3.2 網格元素種類之選取及描述

本研究進行挫屈消能元件建模時，係採用 SOLID186 元素。SOLID186 為二階六面體元素，該元素共有 20 個節點，每一個節點各有 3 個自由度，分別為 UX、UY、UZ，亦即 X、Y、Z 三個方向的變位，如圖 3.4 所示。該元素除了支援 linear elasticity 的問題外，還可支援 plasticity、creep 等非線性力學模式，以及 large deflection、large strain 等幾何非線性問題。

早期發展出來的 SOLID45、SOLID95、SOLID92 元素雖然也都能支援大變形理論，但由於大變形常常與材料非線性模式一併考慮，在雙重非線性下（幾何及材料非線性），其收斂性往往很差，甚至常

常無法收斂。因此，ANSYS 後期遂發展出 SOLID185、SOLID186 及 SOLID187 等元素，它們分別對應於 SOLID45、SOLID95 及 SOLID92 元素。當擬分析對象之行為同時包含幾何非線性及材料非線性的問題時，這些編號 18X 之元素可用來取代舊有的元素。但對於求解線性問題而言，以舊有的元素來分析反而更有效率。

### 3.3.3 定義材料參數

由於本研究之試體採用鋼材，在試驗過程將會降伏達到塑性，所以在定義材料參數時，須設定材料彈性模數 (Young's modulus) 柏松比 (Poisson's ratio)、密度 (density) 及降伏強度與降伏後的切線模數值，並作等向性 (isotropic) 材料屬性之定義。本例考慮之彈性模數為  $2 \times 10^{11}$  Pa，柏松比為 0.33，密度為  $7850 \text{ kg/m}^3$ ，降伏強度為  $2.35 \times 10^8$  Pa，降伏後之切線彈性模數為  $2 \times 10^9$  Pa，即彈性模數的 0.01 倍。相關參數之設定如圖 3.5 所示。

### 3.3.4 建立網格

接著進行網格劃分 (meshing) 以建立完整之有限元素模型，選擇 meshing 選項中元素大小控制 (size controls) 的 manual size，再選擇其中之 Global size (圖 3.6) 自訂元素分割大小，採用自由網格 (free mesh) 進行劃分 (圖 3.7)，即可完成有限元素模型，如圖 3.8 所示。

### 3.3.5 邊界條件之設定

本案例之邊界條件皆考慮為固接形式。為了模擬預彎拱鈹兩端以螺栓固定的情況，所以在邊界條件設置時，將預彎拱鈹兩側端鈹的上、下面做 y 向的束制，並於左側端鈹的左側面節點做 x、y、z 三向的束制，而右側端鈹的右側面節點僅做 y 及 z 方向的束制，以允許其 x 方向作位移控制之加載之動作，如圖 3.9 所示。

## 3.4 對稱配置預彎拱鈹之 ANSYS 非線性模擬分析

### 3.4.1 挫屈消能元件幾何外型之建立

本研究有關預彎拱鈹幾何外型之建立方法，是運用 Solid Works 建立模型後匯出，再匯入 ANSYS 進行有限元素分析。本例挫屈消能元件模型係考慮固定初始弦切勁度角 ( $q_0 = 0.49$ ) 及預彎拱鈹之全長 ( $L = 208.4\text{mm}$ )，並分別考慮不同之厚度 ( $t$ )，包括 1mm、2 mm 及 3mm 等三種情況，寬度比 ( $\beta$ ) 均為 1，邊界條件則考慮為固接。建模方式與預彎拱鈹相同，而模擬對稱配置之預彎拱鈹時，只需在 Solid Works 軟體內將預彎拱鈹以鏡射的方式複製以快速完成模型之建立，如圖 3.10 所示。

### 3.4.2 網格元素種類之選取及描述

本研究進行挫屈消能元件建模時，係採用 SOLID186 元素。SOLID186 為二階六面體元素，該元素共有 20 個節點，每一個節點各有 3 個自由度，分別為 UX、UY、UZ，亦即 X、Y、Z 三個方向的變位。該元素除了支援 linear elasticity 的問題外，還可支援 plasticity、creep 等非線性力學模式，以及 large deflection、large strain 等幾何非線性問題。

### 3.4.3 定義材料參數

由於本研究之試體採用鋼材，在試驗過程將會降伏達到塑性，所以在定義材料參數時，須設定材料彈性模數 (Young's modulus) 柏松比 (Poisson's ratio)、密度 (density) 及降伏強度與降伏後的切線模數值，並作等向性 (isotropic) 材料屬性之定義。本例考慮之彈性模數為  $2 \times 10^{11}$  Pa，柏松比為 0.33，密度為  $7850 \text{ kg/m}^3$ ，降伏強度為  $2.35 \times 10^8$  Pa，降伏後之切線彈性模數為  $2 \times 10^9$  Pa，即彈性模數的 0.01 倍。

### 3.4.4 建立網格

進行網格劃分 (meshing) 生成有限元素模型，選擇 meshing 選項中元素大小控制 (size controls) 的 manual size，再選其中 Global size 自訂吾人所希望元素分割大小，採用自由網格 (freemesh) 劃分網格，即可完成有限元素模型製作。

### 3.4.5 邊界條件之設定

本案例之邊界條件皆考慮為固接形式。為了模擬預彎拱鈹兩端以螺栓固定的情況，設置邊界條件時，乃將預彎拱鈹兩側端鈹的上、下面做  $y$  向的束制，並於左側端鈹的左側面節點做  $x$ 、 $y$ 、 $z$  三向的束制，而右側端鈹的右側面節點也相同做  $x$ 、 $y$ 、 $z$  三向的束制，兩片預彎拱鈹之接觸面僅做  $y$  及  $z$  方向的束制，以允許其  $x$  方向作位移控制之加載之動作，如圖 3.11 所示。

### 3.5 歷時分析

為配合元件測試所採用之位移控制模式，本研究進行分析時分別考慮正弦波及三角波作為輸入位移指令歷時，並且探討大變形之情況。加載分析的過程，如圖 3.12 所示，包括準備區與分析區兩個部份：在準備區中，先以振幅 8mm 連續兩個循環的方式進行加載，其用意是藉此讓預彎拱鈹先達到降伏，以便模擬拱鈹加工時殘留受力狀態；在分析區中，則以 1mm、2mm、3mm、4mm、5mm、6mm、7mm 及 8mm 等 8 種不同振幅，由小至大，每一振幅連續兩個循環的方式進行加載分析。

### 3.6 分析結果

將三種不同鈹厚之預彎拱鈹輸入 0.1Hz 正弦波經歷時分析所得之遲滯迴圈如圖 3.13 所示，3.13(a)、3.13(b)及 3.13(c)分別代表 1mm、2mm 與 3mm 厚度之預彎拱鈹元件之分析結果，由其結果明顯看出拉壓不對稱之力學特性，這點與非線性彈性挫屈理論一致。另外，當鈹厚愈厚，其遲滯迴圈也愈飽滿。圖 3.14 為三種不同鈹厚之預彎拱鈹於 0.1Hz 擾動頻率所得之最大出力比較，其結果顯示拱鈹愈厚者其出力愈大的趨勢。茲將三種不同鈹厚之預彎拱鈹出力值整理於表 3.1。以擾動振幅(7mm)來看，鈹厚 1mm 之預彎拱鈹最大軸拉力為 127kgf，最大軸壓力為 -37kgf；而鈹厚 2mm 之預彎拱鈹最大軸力為 629kgf(拉)，最大軸力為 -209kgf(壓)；厚度為 3mm 之預彎拱鈹最大軸力高達 1468kgf(拉)及 -601kgf(壓)。根據上述分析結果，可歸納出以下之結論：

1. 預彎拱鈹在擾動振幅小於 2mm 時，其力與位移幾呈線性關係；隨著擾動振幅之逐步增加，其遲滯迴圈也愈趨飽滿。
2. 預彎拱鈹之出力隨著鈹厚之增加而增加，其遲滯迴圈也隨著鈹厚之增加而愈趨飽滿。
3. 相同鈹厚之預彎拱鈹，其最大出力隨著擾動振幅之增加而增加，其遲滯迴圈也愈趨飽滿。

### 3.7 ANSYS 分析過程常見問題

在使用 ANSYS 過程中，不正確的參數輸入或過於龐大的計算常會造成系統發散，以及其他種種的問題。以下針對常見的問題，歸納出六種情形：

#### 1. 材料性質及尺寸上輸入的錯誤

在 ANSYS 進行任何分析前，需要對實體模型的材料參數及幾何尺寸做一詳細校對，因為 ANSYS 在處理過程中的任何物理量均無表示出單位，使用者在分析上必須採取一致的度量單位。

#### 2. 選擇不恰當的元素類型



在選擇元素類型的過程中，宜針對所需探討之問題慎選適合的元素，此步驟關係到分析時之收斂與否及計算時間長短，甚至影響到分析結果的正確性，故可能須依經驗選擇適合之元素。

#### 3. 網格化後粗劣的元素外型和大小

一般而言，ANSYS 在網格化中提供對應網格及自由網格二種選擇，而元素切割的大小及數目將影響整個工程分析的精確性，越緻密的元素越能逼近分析物件之幾何形狀，計算之準確性也越好。但元素

切割過多會造成電腦 CPU 處理負荷過重因而耗費許多時間，故在分析上仍須視情況決定元素切割大小以求取精確與效率之平衡。

#### 4. 施加錯誤的邊界條件及加載

在模擬的過程中，此一步驟亦相當重要。若邊界條件的拘束及加載之設定錯誤，將無法得到合理的分析結果，故須盡可能與試體的邊界條件相符。

#### 5. 時間間隔設定不當

當以上各項設定皆無誤時，如果分析案例為時間歷時分析，則選擇適當之時間間隔亦為不容忽視之細節，因為時間步幅之設定攸關求解結果之收斂與否，一旦設定不當將導致運算結果發散而功虧一匱，可不慎。時間步幅分割愈小，將會大幅增加運算時間及儲存容量；時間步幅若切割太大，則運算結果可能無法收斂，建議使用者依不同案例之需要設定適當之時間步幅，本分析案例之  $\Delta t = 0.01$  秒。

#### 6. 求解過程中所儲存之容量不足

在求解的過程中，由於計算點及元素分割的數量過多，會導致在計算過程中因為儲存之容量不足，而必須分段處理。首先，可將所儲存資料的檔案做變更，接著在後處理中讀取此檔案，並在分析方式及解法選項中設定所需要繼續運算(restart)的計算點，便可在求解器

(solver) 中輸入所需要繼續運算的時間點開始運算。另一個解決辦法是預留足夠的磁碟空間，在求解過程中往往因為元素切割過多或是時間步幅之縮小導致運算次數過多而需要儲存大量的資料，這些資料所需之儲存空間動輒以 Gb 計。因此，在進行運算求解之前，先行檢查並預留磁碟空間有其必要。



## 第四章 預彎拱鈹之元件試驗與分析

### 4.1 前言

根據第二章預彎拱鈹非線性彈性挫屈理論之推導結果顯示，預彎拱鈹呈現出拉壓不對稱之力學特性，當受到之拉力愈大，其勁度會有隨之增加的趨勢，反之，當受到的壓力愈大，則勁度將會愈小。由於預彎拱鈹元件在受到軸壓力時，在元件預彎之影響下，其受壓過程所產生之側向位移相當大，鋼材很容易達到降伏，而由幾何非線性進入材料非線性在施加往復載重過程，因材料進入非線性階段而產生消能之作用。事實上，非線性彈性挫屈理論並無法充分描述預彎拱鈹之非線性力學行為。因此，本研究將進行一系列之預彎拱鈹元件測試，以瞭解預彎拱鈹之遲滯消能行為及力學特性，並驗證 ANSYS 分析結果之合理性。本系列試驗將針對不同厚度之預彎拱鈹進行元件測試，探討其對力學性質及消能特性之影響。

### 4.2 預彎拱鈹之元件測試

無論從第二章預彎拱鈹非彈性挫屈理論，或第三章預彎拱鈹有限元素模擬分析，其結果皆顯示預彎拱鈹之軸力與位移呈現非線性關係，且反映拉、壓不對稱之力學行為。因此，預彎拱鈹元件測試之主要目的，即在驗證預彎拱鈹於往復載重下，是否如出現彈性挫屈理論

及 ANSYS 模擬所預測出之拉壓不對稱特性，並進一步瞭解其遲滯消能特性。本研究後續並將製作韌性斜撐，以預彎拱鈹為核心，兩端連結 H 型鋼，將其安裝於五層樓鋼結構模型進行耐震性能測試。由於預彎拱鈹尺寸係針對五層樓鋼結構模型所設計，因此，在耐震測試之前先進行元件測試，將有助於事先掌握元件之力學特性與行為，以作為耐震性能測試相關設計，以及動態模擬分析之參數設定依據。

#### 4.2.1 試驗架構 (Experimental Setup)

預彎拱鈹元件測試之試體尺寸、測試構架及試驗規劃分述如下：

##### (A) 試體尺寸



預彎拱鈹元件測試共考慮三種不同厚度( $t=1\text{mm}$ 、 $2\text{mm}$ 、及  $3\text{mm}$ )，以探討鈹厚對預彎拱鈹之出力及遲滯消能行為的影響。元件測試之各項試體尺寸如表 4.1 所示，分別編號為 PBSt1、PBSt2 及 PBSt3，其中 PBS 代表 pre-bent strips； $t_1$ 、 $t_2$  及  $t_3$  分別代表鈹厚為  $1\text{mm}$ 、 $2\text{mm}$ 、及  $3\text{mm}$  之預彎拱鈹。各組試體之細部設計如圖 4.1~4.3 所示，為冷彎型之預彎拱鈹。

##### (B) 元件測試構架

元件測試構架之設計如圖 4.4 所示，其主要構架為一 H 型鋼（基礎底座）與二座反力座。先將  $1.5\text{tf}$  油壓致動器安裝於 H 型鋼上，致

動器之一端與反力座鎖緊，另一端則安裝一荷重元 (Load Cell) 與測試構架緊密接合以直接量測預彎拱鈹之反力；預彎拱鈹之軸向位移係由致動器內建之位移計 (LVDT) 直接量測而得。測試時將兩片預彎拱鈹採左右對稱之方式配置，安裝於測試構架之反力座上。圖 4.5 為組裝完成之測試構架。

### (C) 試驗規劃與量測系統

為瞭解預彎拱鈹的力學特性及其遲滯消能行為，本研究規劃以簡諧波進行一系列之元件測試，測試項目考慮測試頻率及位移兩項參數之不同組合，共計七種不同測試頻率 (0.1Hz、0.2Hz、0.3Hz、0.4Hz、0.5Hz、0.8Hz 及 1.0Hz)，每一測試頻率均包含八種不同振幅 (1mm、2mm、3mm、4mm、5mm、6mm、7mm、8mm)，每一測試組合均進行 120 秒之測試。

預彎拱鈹之元件測試所使用儀器設備 (如圖 4.6~4.8) 及規格摘錄如下：

(a) 1.5tf 油壓致動器：用以提供預彎拱鈹軸向拉、壓力加載，規格如下

Model Number: 244.11

Maximum Force: 3.3 kips (150 kN)

Static Stroke: 7.2 in (182.88 mm)

Dynamic Stroke: 6.0 in (152.4 mm)

(b) 5.0tf 荷重元：用以量測軸力，規格如下

Type: JIHSENSE S- type Load Cell S-5000

Rated Capacity: 5000kgf

Excitation Voltage : 12V

(c) 訊號擷取系統：IMC(SPARTAN-L) ，規格如下

Analog input : 16 differential channels

Sum sampling rate : 20kHz

Max. sampling rate per channel : 10kHz

Noise : input shorted, 9.0mV rms

A/D converter resolution : 16-bit

(d) 筆記型電腦：供資料儲存與分析之用，規格如下

COMPAQ (Mobile Intel(R) Pentium(R))

4-M CPU 1.80GHz

256MB RAM

#### 4.2.2 試驗結果與討論

#### 4.2.2.1 初步試驗 (Preliminary tests)

在固定擾動振幅下 ( $s=1\text{mm}$ )，試體 PBSt1 (鈹厚  $t=1\text{mm}$ ) 在不同擾動頻率下所得之遲滯迴圈如圖 4.9 所示。很明顯的，當擾動頻率為  $0.1\text{Hz}$  時，預彎拱鈹之軸力與位移關係幾乎呈線性關係，遲滯消能面積為零，表示預彎拱鈹仍處於彈性範圍內。然而，隨著擾動頻率增快，其力—位移關係逐漸形成橢圓形之遲滯迴圈。圖 4.10~4.11 分別為試體 PBSt2 (鈹厚  $t=2\text{mm}$ ) 及 PBSt3 (鈹厚  $t=3\text{mm}$ ) 之預彎拱鈹在相同測試條件下之測試結果，其消能特性所得之遲滯迴圈具與試體 PBSt1 相同有類似之變化情況，即遲滯消能面積隨著擾動頻率增加而變大。



因預彎拱鈹係由金屬鋼板所加工完成，金屬鋼鈹降伏後進入非線性階段之消能能力，理論上應與位移相依而和速度無關。因此，預彎拱鈹隨著擾動頻率增快而產生的遲滯消能行為應可研判應為  $1.5t_f$  動態油壓致動器之阻尼特性所造成的。再者，預彎拱鈹與  $1.5t_f$  油壓致動器均屬出力較小的系統，故當油壓致動器快速運作時，其自身所產生的阻尼力對於測試結果會有較大程度的影響。為了排除油壓致動器之影響造成試驗結果的誤判，後續之元件試驗將以  $0.1\text{Hz}$  之擾動頻率進行，使其接近靜態加載條件。

#### 4.2.2.2 擬靜態試驗

試體編號 PBSt1 之預彎拱鈹在簡諧擾動測試頻率為 0.1Hz、不同振幅下所得之遲滯迴圈如圖 4.12 所示。其結果顯示，預彎拱鈹於週期性載重下呈現穩定的消能特性，當擾動振幅增大的同時，預彎拱鈹之遲滯消能迴圈也更趨飽滿。此外，預彎拱鈹之勁度變化現象亦與第二章非線性彈性挫屈理論所預測的一致，即隨軸拉位移之變大而增加，並隨軸壓位移之增大而降低。

試體 PBSt2 及 PBSt3 在簡諧擾動 0.1Hz 測試頻率、不同擾動振幅下所得之遲滯迴圈如圖 4.13~4.14 所示。其結果顯示，預彎拱鈹於週期性荷載下呈現相當穩定的消能特性，且其勁度變化亦與試體 PBSt1 具類似的趨勢。

比較不同鈹厚測試所得之遲滯迴圈(圖 4.15)發現，預彎拱鈹較厚者具有較飽滿的消能面積，且隨擾動振幅的加大，其消能能力之差異更為顯著。圖 4.16 為三種不同鈹厚之預彎拱鈹於 0.1Hz 擾動頻率所得之最大出力比較，其結果顯示拱鈹愈厚者其出力愈大的趨勢。以擾動振幅 5mm 之測試為例，試體 PBSt1 之最大軸力僅為 109kgf (拉) 及 -40kgf (壓)，PBSt2 之最大軸力為 249kgf (拉) 及 -155kgf (壓)，

PBSt3 之最大軸力則高達 750kgf (拉) 及 -462kgf (壓)。不同板厚拱板之最大出力值整理於表 4.2 中。

值得注意的是，三種預彎拱板除板厚不同外，其餘設計參數均為相同。測試過程中發現，PBSt1 試體在測試振幅達 6mm 時，拱板已接近拉平狀態，遂不再執行更大振幅的測試。可能是 1mm 板厚之鋼板因厚度較薄而較不易降伏變形，鋼板經滾壓成拱形後其曲率不易維持在設計目標，故實際加工完成之預彎拱板的初始弦切徑度角  $q_0$  較小（較易被拉平）。

#### 4.2.2.3 試驗與 ANSYS 分析結果之比較

模擬所得之非對稱配置之預彎拱板遲滯迴圈如圖 3.13 所示，PBSt1A、PBSt2A、PBSt3A 依序分別代表厚度為 1mm、2mm 與 3mm 非對稱配置之預彎拱板，末碼代號 A 代表 ANSYS 模型。非對稱配置之預彎拱板元件模擬與測試結果比較發現，ANSYS 分析所預測之遲滯迴圈較為飽滿，特別於軸力卸載部分差異更為顯著。根據表 3.1 及表 4.2，將其最大軸拉、壓力之包絡線繪製在一起如圖 4.17 所示，圖中各線段之表示方式如 PBSt1(S)、PBSt1(T)，其括號中之 S 代表 ANSYS 模型，T 則代表測試之元件，t1 代表厚度為 1mm。其中板厚 2mm 之 ANSYS 模擬與元件測試結果差異較小，顯示元件測試及

ANSYS 模擬之結果相當接近。而鈹厚 1mm 及 3mm 之預彎拱鈹試驗與模擬之差異較大，造成試驗與模型分析結果差異的可能因素為：

1. 厚度 1mm 之預彎拱鈹於組裝至測試構架已受到拉扯而變形，在初始弦切徑度角改變，造成預彎拱鈹可能已拉長之情況下，預彎拱鈹之行為與預測結果有落差。
2. 鈹厚 3mm 之元件在組裝上因螺栓緊迫之力道不足，導致螺栓與轉接頭並非完全固接，在此狀態下，預彎拱鈹實際出力值較模擬之結果小。
3. 不同鈹厚之預彎拱鈹有限元素模型因尺寸不同，因此當選擇元素自由分割選項後，切割元素之數量不同，愈薄之預彎拱鈹模型所切割之元素愈多，其計算結果愈精確；愈厚之預彎拱鈹模型所切割之元素愈少，計算結果愈粗糙。但使用者如使用自訂之有效切割方式(如規則網格)應可避免此缺失。

由上例 ANSYS 模擬三種鈹厚之預彎拱鈹元件進行分析，其結果顯示，在經由元件測試試驗及 ANSYS 模擬結果驗證下，模擬之結果相當合理，惟模型之元素切割技巧及測試與模擬所設定之邊界條件是否吻合，將會是影響分析結果正確性之關鍵。另外，在元件測試方面，元件如可準確定位及組裝，理論上試驗結果應與模擬結果一致。

## 第五章 結構加裝阻尼器之解析模型

### 5.1 前言

根據第三章預彎拱鈹之模擬結果及第四章元件測試結果，驗證 ANSYS 之分析相當可靠。因此，預彎拱鈹元件力學特性可以充分掌握。同時，發展出一套可充分描述預彎拱鈹遲滯迴圈消能行為之機制，以供結構非線性動力分析之用亦為重要課題。如能掌握預彎拱鈹之非線性遲滯迴圈及力學特性，則能進一步探討結構安裝韌性斜撐後之動力行為。本文將採用廣義文氏模型作為描述預彎拱鈹力學行為之基礎，建構結構非線性動力分析模式，並與先前之耐震測試結果比較，以驗證分析方法之合理性。



#### 5.1.1 文氏模型(Wen's Model)

##### 5.1.1.1 文氏模型簡介

由先前之非線性彈性挫屈理論、ANSYS 有限元素分析與元件測試結果，皆證實預彎拱鈹具拉、壓不對稱的力學特性。就工程實務設計分析而言，為確保結構整體之對稱性，且可應用商用軟體進行非線性動力歷時分析，則韌性斜撐之配置方式宜採對稱型式。吾人可藉由適當的成對配置使韌性斜撐拉、壓互補，建構具對稱力學特性之防震裝置。交叉配置之韌性斜撐模組組裝於各樓層間，因其幾何對稱配置

之方式，其於各樓層之合力可視為對稱。為簡化交叉配置韌性斜撐之行為，今擬用單支韌性斜撐模擬交叉配置韌性斜撐模組，並將韌性斜撐模組之水平合力視為單組韌性斜撐之水平等效回復力，韌性斜撐模組之遲滯迴圈等同於單組韌性斜撐之遲滯迴圈。由於韌性斜撐之力與位移呈非線性關係，因此，本節將引用文氏模型（Wen's Model）來描述其遲滯迴圈。

根據文氏模型，非線性遲滯迴圈動力系統之出力  $f_d$  可由下式表示：

$$f_d(x_d, \dot{x}_d, t) = \alpha k_d x_d(t) + (1 - \alpha) k_d Z(\dot{x}_d, t) \quad (5.1)$$

其中

$k_d$  為預彎拱鈹之初始勁度；

$x_d, \dot{x}_d$  分別為預彎拱鈹之位移及速度；

$\alpha$  為預彎拱鈹降伏前後之勁度比；

$Z$  為遲滯回復變形函數 (Hysteretic Restoring Deformation)，它須

滿足下列之微分方程式：

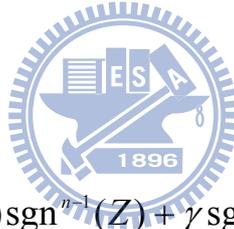
$$\dot{Z} = A \dot{x}_d - \beta |\dot{x}_d| |Z|^{n-1} Z - \gamma \dot{x}_d |Z|^n \quad (5.2)$$

其中係數  $A$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  及  $n$  則由材料特性決定。吾人可由試驗所得之遲滯曲線經 curve-fitting 找出適當之參數。

式(5.2)可進一步改寫為

$$\begin{aligned} \frac{dZ}{dx_d} &= A - (\beta + \gamma)Z^n & Z \geq 0, \quad \dot{x}_d \geq 0 \\ \frac{dZ}{dx_d} &= A - (\beta + \gamma)Z^n & Z \geq 0, \quad \dot{x}_d < 0 \\ \frac{dZ}{dx_d} &= A + (-1)^{n+1}(\beta + \gamma)Z^n & Z \leq 0, \quad \dot{x}_d < 0 \\ \frac{dZ}{dx_d} &= A + (-1)^{n+1}(\gamma - \beta)Z^n & Z \leq 0, \quad \dot{x}_d \geq 0 \end{aligned} \quad (5.3a)$$

或相當於



$$\frac{\partial Z}{\partial x_d} = A - Z^n [\beta \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) \operatorname{sgn}^{n-1}(Z) + \gamma \operatorname{sgn}^n(Z)] \quad (5.3b)$$

### 5.1.1.2 遲滯回復變形函數( $Z$ )與各參數值之關係

根據前一節所推導之式(5.3b)，可用四階 Runge-Kutta 求解出  $Z$ 。

本節將針對  $A$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  及  $n$  等參數進行探討。選擇一組參數如表 5.1 所示，根據表 5.1 調整  $A$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  及  $n$  等參數值，俾便了解各參數值對  $Z$  之影響。

(a) 遲滯回復變形函數( $Z$ )與參數  $A$  之關係

根據表 5.1 各參數值，在固定  $\beta$ 、 $\gamma$  及  $n$  等參數值下，依序將  $A$  值由 0.0746 修正為 0.1、0.5 及 1，其所對應之  $Z$  與  $A$  關係如圖 5.1 所示。圖中顯示，遲滯回復變形函數( $Z$ )會隨著  $A$  值增加而遞增，但位移( $x_d$ )則隨著  $A$  值增加而遞減。

#### (b) 遲滯回復變形函數( $Z$ )與參數 $\beta$ 之關係

根據表 5.1 各參數值，在固定  $A$ 、 $\gamma$  及  $n$  等參數值下，依序將  $\beta$  值由 0.0535 修正為 0.1、0.5 及 1，其所對應之  $Z$  與  $\beta$  關係如圖 5.2 所示。圖中顯示，遲滯回復變形函數( $Z$ )會隨著  $\beta$  值增加而遞減，隨著  $\beta$  值增加，位移( $x_d$ )並無改變。



#### (c) 遲滯回復變形函數( $Z$ )與參數 $\gamma$ 之關係

根據表 5.1 各參數值，在固定  $A$ 、 $\beta$  及  $n$  等參數值下，依序將  $\gamma$  值由 0.0177 修正為 0.1、0.5 及 1，其所對應之  $Z$  與  $\gamma$  關係如圖 5.3 所示。圖中顯示，遲滯回復變形函數( $Z$ )會隨著  $\gamma$  值增加而遞減，隨著  $\gamma$  值增加，位移( $x_d$ )並無改變。

#### (d) 遲滯回復變形函數( $Z$ )與參數 $n$ 之關係

根據表 5.1 各參數值，在固定  $A$ 、 $\beta$  及  $\gamma$  等參數值下，依序將  $n$  值由 1 修正為 2、4 及 10，其所對應之  $Z$  與  $n$  關係如圖 5.4 所示。圖

中顯示，隨著  $n$  值增加，遲滯回復變形函數( $Z$ )之形狀會愈接近雙線性，隨著  $n$  值增加，位移( $x_d$ )並無改變。

### 5.1.1.3 遲滯迴圈擬合實例

根據胡家杰【10】針對雙向配置挫屈連桿之元件測試，其遲滯迴圈如圖 5.5 所示。為了使計算更加單純化，令參數  $n=1$ ，並將所有力與位移關係之遲滯迴圈進行系統識別，藉由系統識別可得文氏模型參數， $A$ 、 $\beta$  及  $\gamma$  等各參數如表 5.2 所示，根據表 5.2 之參數值在往復載重下進行計算可得遲滯迴圈如圖 5.6。其結果顯示，擬合之遲滯迴圈與試驗結果趨勢大致相近，但在小位移的情況下，擬合之遲滯迴圈則不如試驗結果來得飽滿。此外，實際量測之遲滯迴圈於角落有上翹之趨勢，以文氏模型擬合之遲滯迴圈無法得到完全相符之結果。另取該試驗最大反應之遲滯迴圈進行系統識別，識別之參數  $A$ 、 $\beta$  及  $\gamma$  如表 5.3 所示，經計算所得之遲滯迴圈如圖 5.7 所示，該結果仍無法完全與試驗之遲滯迴圈契合。經過反覆修正微調各參數，仍無法完整掌握預彎拱鈸之力學特徵，因此必須考慮採用更複雜的數值模型。

### 5.1.2 廣義文氏模型(Generic Wen's Model)

有鑒於前一節以文氏模型模擬之遲滯迴圈與試驗結果未能完全契合，且該模型具對稱性，無法模擬預彎拱鈸之遲滯迴圈呈拉、壓不

對稱的行為，本節擬嘗試採用廣義文氏模型來模擬預彎拱鈸之遲滯迴圈，以期得到較佳之分析結果。

### 5.1.2.1 廣義文氏模型簡介

J. Song 等人【18】提出文氏模型的修正模式，發展成廣義文氏模型(Generic Wen's Model)如下：

$$\frac{dZ}{dx_d} = A - |Z|^n \psi(x_d, \dot{x}_d, Z) \quad (5.4)$$

$\psi(x_d, \dot{x}_d, Z)$  為形狀控制函數，其內涵如后：

$$\begin{aligned} \psi(x_d, \dot{x}_d, Z) = & \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d Z) + \beta_2 \operatorname{sgn}(x_d \dot{x}_d) + \beta_3 \operatorname{sgn}(x_d Z) \\ & + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d) \end{aligned} \quad (5.5)$$

其中， $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\beta_3$ 、 $\beta_4$ 、 $\beta_5$  及  $\beta_6$  為常數，用以控制遲滯迴圈之形狀。形狀控制函數依  $x_d$ 、 $\dot{x}_d$  及  $Z$  方向組合之不同，可歸納各種組合結果如表 5.4 所示。圖 5.8 即表示由不同向號之  $x_d$ 、 $\dot{x}_d$  及  $Z$  所控制之廣義文氏模型的六個不同階段。根據表 5.4，可列出式(5.6)，即形狀控制函數( $\psi_i$ )與廣義文氏模型參數( $\beta_j$ )之關係式

$$\begin{bmatrix} \psi_1 \\ \psi_2 \\ \psi_3 \\ \psi_4 \\ \psi_5 \\ \psi_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ -1 & -1 & 1 & -1 & 1 & 1 \\ 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & -1 & 1 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \beta_3 \\ \beta_4 \\ \beta_5 \\ \beta_6 \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

式(5.6)經過逆轉換後可得式(5.7)

$$\begin{bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \beta_3 \\ \beta_4 \\ \beta_5 \\ \beta_6 \end{bmatrix} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & -1 & 0 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & -1 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & -1 & 0 & -1 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & -1 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \psi_1 \\ \psi_2 \\ \psi_3 \\ \psi_4 \\ \psi_5 \\ \psi_6 \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

將式(5.4)、(5.5)加以整理可得式(5.8)如下：

$$\frac{dZ}{dx_d} = A - |Z|^n \left( \begin{array}{l} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d Z) + \beta_2 \operatorname{sgn}(x_d \dot{x}_d) + \beta_3 \operatorname{sgn}(x_d Z) \\ + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d) \end{array} \right) \quad (5.8)$$

### 5.1.2.2 遲滯迴圈之廣義文氏模型擬合

根據第四章預彎拱鈹元件測試之結果，取預彎拱鈹厚度 2mm 者為例，故取相同鈹厚之預彎拱鈹元件測試結果，經多次試誤得到其對應之廣義文氏模型參數  $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\beta_3$ 、 $\beta_4$ 、 $\beta_5$  及  $\beta_6$  等參數值如表 5.5 所示，預測之遲滯迴圈與試驗結果比較於圖 5.9，結果顯示模擬分析可得到拉、壓不對稱遲滯迴圈，擬合之形狀與試驗結果相當接近。因

此，此一廣義文氏模型將作為動力分析時韌性斜撐之非線性模型參數。

廣義文氏模型參數 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\beta_3$ 、 $\beta_4$ 、 $\beta_5$ 及 $\beta_6$ 等參數值如表 5.5 所示，在 0.409g El Centro 地震下，模擬分析與試驗結果之遲滯迴圈比較如圖 5.10 所示，結果顯示，模擬分析之遲滯迴圈與試驗結果仍有差距。一樓單支韌性斜撐歷時如圖 5.11 所示，結果顯示，模擬分析與試驗之位移歷時反應相當一致。一樓單支韌性斜撐出力歷時如圖 5.12 所示，結果顯示，其出力值與試驗結果有一明顯之偏移量。

茲考慮將廣義模型更進一步修正，以期得到更合理的分析結果。因此，本研究提出將式(5.4)中之 $x_d$ 改寫為

$$x_d' = x_d(1 - e^{-\xi\omega t}) \quad (5.9)$$

其中 $\xi$ 及 $\omega$ 為常數， $t$ 為時間。

根據表 5.5 及式(5.9)之參數建立文氏模型，式(5.9)中考慮 $\xi=3\%$ 及 $\omega=1$ 進行模擬分析。圖 5.13 為修正廣義文氏模型後與試驗結果之遲滯迴圈比較，結果顯示，修正廣義文氏模型之模擬分析與試驗結果相當吻合。圖 5.14 為一樓單支韌性斜撐之位移歷時反應，結果顯示，修正廣義文氏模型及試驗之位移歷時反應相當一致。圖 5.15 為一樓單支韌性斜撐出力歷時反應，結果顯示，修正廣義文氏模型模擬分析

與試驗結果之出力歷時反應趨勢相當接近。因此，以下之解析模型皆採用修正後之廣義文氏模型作為分析依據。

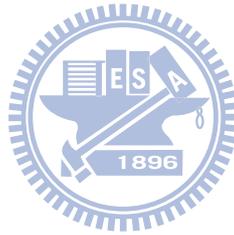
## 5.2 運動方程式

茲考慮一安裝韌性斜撐之  $n$  層樓剪力屋架結構如圖 5.16 所示。結構之運動方程式利用拉格朗治方程式(Lagrange's equation) 【17】建立如下：

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{x}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial x_i} + \frac{\partial V}{\partial x_i} = Q_i \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (5.10)$$

其中，

$T$  為系統之總動能；



$V$  為系統之總位能；

$x_i$ ， $\dot{x}_i$  分別為  $n$  個自由度所對應之位移與速度（相對於地表）；

$Q_i$  為非保守力；

吾人首先計算系統之總動能 ( $T$ ) 與總位能 ( $V$ ) 如下：

$$T = \frac{1}{2} [\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{1}\dot{x}_g]^T \mathbf{M} [\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{1}\dot{x}_g] \quad (5.11)$$

$$V = \frac{1}{2} \mathbf{x}^T \mathbf{K} \mathbf{x} \quad (5.12)$$

其中，

$\mathbf{M}$  為  $n \times n$  結構質量矩陣；

$\mathbf{K}$  為  $n \times n$  結構勁度矩陣；

$\mathbf{x}$ 、 $\dot{\mathbf{x}}$  分別為  $n \times 1$  結構相對於地表之位移與速度向量；

$\mathbf{1}$  為  $n \times 1$  之向量，每一分量皆為 1；

$\dot{x}_g$  為地表運動速度。

此外，考慮結構之阻尼力， $\mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}$ ，及韌性斜撐之阻尼力， $\mathbf{F}$ ，為系統之非保守力。將式 (5.2)、(5.3) 及非保守力代入拉格朗治方程式，吾人可得整體系統之運動方程式為：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = -\mathbf{E}w(t) + \mathbf{B}\mathbf{F}(t) \quad (5.13)$$

其中，

$\mathbf{E}$  為  $n \times 1$  之擾動向量；

$\mathbf{B}$  為  $n \times r$  阻尼器位置配置矩陣， $r$  為阻尼器之配置數量 ( $r \leq n$ )；

$\mathbf{F}(t)$  為  $r \times 1$  韌性斜撐之阻尼力向量，其分量

$$F_i(t) = f_{dc,i} \cos \theta_i + f_{dt,i} \sin \theta_i, \quad i=1 \sim r$$

$f_{dc,i}$  為第  $i$  組受壓方之韌性斜撐阻尼力；

$f_{dt,i}$  為第  $i$  組受拉方之韌性斜撐阻尼力；

$\theta_i$  為第  $i$  組韌性斜撐與水平軸之夾角；

$w(t) = \ddot{x}_g(t)$  為地表加速度。

### 5.3 數值解析—狀態空間法

採用逐步積分法可以有效地分析結構之地震行為，常見的有 Newmark 法及狀態空間法(Space State Process, SSP) 【20-21】等方法。Newmark 法的基本假設為地表加速度在取樣區間為線性變化，且結構的加速度反應在積分區間亦呈現線性變化，因此所選擇之取樣週期(sampling period)不宜太大以確保分析結果的穩定性與精確性；而狀態空間法僅假設地表加速度在取樣區間為線性變化，並不會扭曲結構系統的動力特性，故其精確度較 Newmark 法高。本研究將採用狀態空間法進行韌性斜撐控制結構之動力分析。首先，吾人將位形空間的運動方程式(5.13)以狀態空間表示，即

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}^* \mathbf{z}(t) + \mathbf{B}^* \mathbf{F}(t) + \mathbf{E}^* w(t) \quad (5.14)$$

其中，

$\mathbf{z}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{x}(t) \\ \dot{\mathbf{x}}(t) \end{bmatrix}$  為  $2n \times 1$  之狀態向量；

$\mathbf{A}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}$  為  $2n \times 2n$  之連續時間系統矩陣；

$\mathbf{B}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1}\mathbf{B} \end{bmatrix}$  為  $2n \times r$  之韌性斜撐阻尼力分配矩陣；

$\mathbf{E}^* = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{E} \end{bmatrix}$  為  $2n \times 1$  之地震力分配向量；

狀態方程式 (5.14) 之解析解可以差分方程式表示如下：

$$\mathbf{z}[k] = \mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{B}_1\mathbf{F}[k] + \mathbf{E}_0w[k-1] + \mathbf{E}_1w[k] \quad (5.15)$$

其中，

$\mathbf{A} = e^{\mathbf{A}^*\Delta t}$  為  $2n \times 2n$  之離散時間系統矩陣；

$$\mathbf{B}_0 = \left[ (\mathbf{A}^*)^{-1}\mathbf{A} + \frac{1}{\Delta t}(\mathbf{A}^*)^{-2}(\mathbf{I} - \mathbf{A}) \right] \mathbf{B}^*$$

為  $2n \times r$  之前瞬時離散時間阻尼力分配矩陣；

$$\mathbf{B}_1 = \left[ -(\mathbf{A}^*)^{-1}\mathbf{A} + \frac{1}{\Delta t}(\mathbf{A}^*)^{-2}(\mathbf{A} - \mathbf{I}) \right] \mathbf{B}^*$$

為  $2n \times r$  之後瞬時離散時間阻尼力分配矩陣；

$$\mathbf{E}_0 = \left[ (\mathbf{A}^*)^{-1}\mathbf{A} + \frac{1}{\Delta t}(\mathbf{A}^*)^{-2}(\mathbf{I} - \mathbf{A}) \right] \mathbf{E}^*$$

為  $2n \times 1$  之前瞬時離散時間地震力分配向量；

$$\mathbf{E}_1 = \left[ -(\mathbf{A}^*)^{-1}\mathbf{A} + \frac{1}{\Delta t}(\mathbf{A}^*)^{-2}(\mathbf{A} - \mathbf{I}) \right] \mathbf{E}^*$$

為  $2n \times 1$  之後瞬時離散時間地震力分配向量；

式(5.15)中之  $\mathbf{F}[k]$  為高度非線性之未知數，因此無法直接求解，僅能透過迭代過程求得其收斂解。其中  $\frac{dZ}{dx_d}$  可由式(5.8)求得，吾人可

利用四階之 Runge-Kutta 法【19】求出  $Z$ ，有關 Runge-Kutta 法之細節詳附錄 A。再由式(5.1)求出預彎拱鈹之阻尼力  $f_d$ ，再代回運動方程式(5.13)求取結構之動力反應。然而因式(5.13)中  $x$  與  $\dot{x}$  為未知，韌性斜撐之阻尼力  $f_{d,i}(x_{d,i}, \dot{x}_{d,i}, t)$  又為  $x$  與  $\dot{x}$  之函數，因此其解亦必須經過迭代過程修正  $\mathbf{F}(t)$  至方程式平衡為止。其步驟如下：

1. 假設  $\mathbf{F}[k] = \mathbf{F}[k-1]$ ，代入式(5.13)求出  $x$  與  $\dot{x}$ ；
2. 根據步驟 1 求得之  $x$ 、 $\dot{x}$ ，進一步求出  $x_d$ 、 $\dot{x}_d$ ，並代入式(5.8)求出  $Z$ ，再代回式(5.1)求出  $f_{d,i}$ ，最後代回式(5.13)求出  $\bar{\mathbf{F}}$ ；

3. 若  $\left| \frac{\bar{F}_i[k] - F_i[k]}{F_i[k]} \right| < \varepsilon$ ， $\forall i=1 \sim r$

則毋須再作迭代。否則，令  $F_i[k-1] = \bar{F}_i[k]$ ，重覆步驟 1~3 直至  $\mathbf{F}$  收斂為止。

## 5.4 實例分析

根據 5.1 節至 5.3 節所推導之運動方程式，用 Matlab 軟體編寫結構加裝阻尼器之程式進行模擬分析，並與試驗結果比較，以驗證程式之正確性。以下參考胡家杰【10】五層樓鋼結構加裝單軸向韌性斜撐耐震測試實驗數據，並輸入相同震波進行模擬分析，其分析方法如后：

#### 5.4.1 遲滯迴圈之廣義文氏模型擬合

該研究內容之韌性斜撐安裝於五層樓鋼構如圖 5.17 所示，五層樓鋼結構模型之動力特性如表 5.6 所示。單軸向韌性斜撐為一核心部分為 2mm 厚度之預彎拱鈹與 H 型鋼之組合，預彎拱鈹設計圖如圖 5.18 所示，因其內容並未提及有關厚度 2mm 預彎拱鈹之元件測試內容及遲滯迴圈，因此，依據第三章之操作流程，利用 ANSYS 軟體建立一相同尺寸及材料參數之模型進行位移歷時分析，分析結果如圖 5.19 所示。藉由廣義文氏模型型狀控制函數之參數調整，可得到一組與鈹厚 2mm 預彎拱鈹遲滯迴圈相似之形狀，表 5.7 即廣義文氏模型各參數值，將其對應之參數經計算後將兩者比較可得圖 5.20，圖中顯示擬合之遲滯迴圈呈拉、壓不對稱之力學特性，而其形狀與 ANSYS 分析結果尚屬接近，代表本組參數可以代表厚度 2mm 之預彎拱鈹遲滯迴圈，俾便進行動力模擬分析。

#### 5.4.2 耐震性能試驗與評估

本節將採用前三節發展的數值模型進行分析，俾與韌性斜撐耐震性能測試結果比較。將耐震性能測試時於振動檯檯面所量測之加速度歷時做為模擬之輸入震波，分別為 El Centro (PGA=0.303g、0.452g)、Hachinohe (PGA=0.272g、0.542g) 及 Kobe (PGA=0.24g、0.46g) 六組地震，加裝單軸向韌性斜撐後，五層樓鋼結構模型於不同擾動震波作用之試驗及模擬結果分析如后：

#### 5.4.2.1 El Centro Earthquake

##### (A) PGA=0.303g

###### (a) 試驗結果

在 PGA=0.303g El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.8。試驗結果顯示，各樓層的加速度反應皆有折減，頂樓折減率為 35%。

各樓層加速度反應均方根值(root-mean-squares, RMS)比較結果歸納於表 5.9。各樓層加速度均方根值之折減率幾乎皆達到 70%，折減效能相當顯著之，主要為能量衰減累積之故。

進一步由動力特性來探討，利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.10 所示。結果顯示，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 1.86Hz，而等效阻尼

比明顯的由 0.29%增為 9.1%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 5.83Hz，  
阻尼比由 0.33%增為 7.7%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率  
及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓  
層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.21 所示。試驗結果顯示，  
加裝韌性斜撐後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放  
大的趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

在  $PGA=0.303g$  El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值  
歸納於表 5.8。模擬分析結果顯示，除了頂樓及五樓的加速度反應有  
些微放大的現象外，其餘各樓層皆有折減效果。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.9。各樓  
層加速度均方根值皆有折減，除頂樓折減率為 45%相對較低外，其餘  
各樓層之折減率都可達 50%，折減效益相當顯著，主要是能量衰減累  
積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得  
之自然頻率與等效阻尼比如表 5.10 所示。模擬分析結果顯示，結構  
之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 3.25Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29%  
增為 5.9%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 6.79Hz，阻尼比由 0.33%增

為 1.6%。結構加裝韌性斜撐後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，即阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.22 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應明顯較未安裝阻尼器時之反應小，高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果所觀察到的趨勢相當一致。

## (B) PGA=0.452g

### (a) 試驗結果

在 PGA=0.452g El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.8。結果顯示，除五樓的加速度反應折減率為 29%較低外，其餘各樓層皆有極佳的折減效益。



各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.9。各樓層加速度均方根值折減率皆幾達 80%，反映出顯著之折減效益，主要為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比等動力特性歸納於表 5.10。結果顯示，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 1.77Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29% 增為 9.5%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 5.38Hz，阻尼比由 0.33% 增為 7.4%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，

顯示韌性斜撐對結構不僅能提供勁度更有吸收能量之功用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.23 所示。試驗結果顯示，加裝阻尼器後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

在  $PGA=0.452g$  El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.8。模擬分析結果顯示，除了頂樓及五樓的加速度反應折減有限外，其餘各樓層皆有折減效果。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.9。各樓層加速度均方根值皆有折減，各樓層折減率皆達 50%，反映出顯著之折減效益，此歸因於能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.10 所示。模擬分析結果顯示，當  $PGA=0.452g$  時，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 3.31Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29%增為 7.4%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 6.79Hz，阻尼比由 0.33%增為 2.6%。結構加裝阻尼器後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，顯示阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.24 所示。模擬分析結果顯示，

加裝韌性斜撐之結構，低振態反應明顯小於未安裝之反應，而高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果相符。

### (C) 模擬分析與試驗結果比較

從試驗及模擬結果來看，隨著輸入震波的增強，各樓層之加速度峰值折減效果愈佳。在各樓層加速度均方根值之折減率上，不管是試驗或模擬之結果都相當不錯，且隨著輸入強度的增大，減震效益愈佳。另外，模擬分析結果效益不如試驗結果，由圖 5.25 之結果顯示，測試所得之遲滯迴圈與模擬分析結果皆呈現拉、壓不對稱之力學特性，試驗結果之位移反應明顯較模擬分析大，此應為分析模型中忽略斜撐(H-型鋼)的存在，因而高估結構勁度之結果。此外，試驗結果所識別之阻尼比高於模擬分析所識別之結果，表示模擬分析之遲滯模型仍不足以完全反映真實之行為。惟不論試驗或模擬結果都顯示，各模態之等效阻尼比皆有隨著地震強度增加而增加的趨勢，此乃預彎拱鈹在強震下因降伏程度增加而吸收更多的能量所致；反之，各振態頻率隨著地震強度之提升而降低，此乃預彎拱鈹降伏程度增加，導致整體結構之勁度減低所致。

#### 5.4.2.2 Hachinohe Earthquake

##### (A) PGA=0.272g

### (a) 試驗結果

PGA=0.272g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.11。試驗結果顯示，各樓層加速度反應峰值之折減有限，尤其五樓及頂樓皆有放大的現象。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.12。當 PGA=0.272g 時，各樓層均方根值折減將近 70%。折減效能相當顯著，主要為能量衰減累積之故。

進一步由動力特性來探討，利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比歸納於表 5.13。試驗結果顯示，結構安裝韌性斜撐後，第一振態頻率由 1.43Hz 增加為 1.8Hz，阻尼比也由 0.29% 提升至 14.5%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 5.43Hz，等效阻尼比由 0.33% 增加至 10.7%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.26 所示。試驗結果顯示，結構加裝韌性斜撐後，在低振態反應明顯比未安裝阻尼器時之反應小，但高頻反應則有逐漸增大之趨勢。

### (b) 模擬分析結果

PGA=0.272g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.11。模擬分析結果顯示，雖然各樓層之加速度峰值反應皆有折減，但五樓之折減效果較差，其折減率為 1%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果如表 5.12 所示。各樓層加速度均方根值折減率皆有折減，除頂樓折減率為 39%較低外，其餘各樓層折減率皆達 50%，折減效益相當顯著，主要為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.13 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.272g 時，第一振態頻率由 1.45Hz 增加為 3.22Hz，阻尼比也由 0.29%提升至 8.9%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 6.8Hz，等效阻尼比由 0.33%增加至 0.6%。結構加裝韌性斜撐後，其自然振動頻率及等效阻尼比等動力特性皆提升，顯示阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.27 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應較未安裝阻尼器時之反應小，在高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果所觀察到的趨勢相當一致。

### **(B) PGA=0.542g**

### (a) 試驗結果

PGA=0.542g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值比較歸納於表 5.11。結果顯示，各樓層加速度反應峰值皆有放大的現象。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.12。各層樓折減率皆超過 70%，五樓及頂樓更達到 77%之折減效果。反映出顯著之折減效益，此歸因於能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，可進一步了解安裝阻尼器前後之差異，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.13 所示。結果顯示，第一振態頻率由 1.43Hz 增加為 1.87Hz，阻尼比也由 0.29%大幅提升至 21.1%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 5.65Hz，等效阻尼比由 0.33%增加至 15.1%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.28 所示。試驗結果顯示，加裝韌性斜撐後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

### (b) 模擬分析結果

PGA=0.542g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.11。模擬分析結果顯示，雖然各樓層之加速度峰值反應皆有折減，但折減效果相當有限。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.12。模擬分析結果顯示，頂樓之加速度均方根值折減約 50%，其餘樓層折減率約 60%。反映出顯著之折減效益，主要為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.13 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.542g 時，第一振態頻率由 1.45Hz 增加為 3.13Hz，阻尼比也由 0.29% 提升至 12.7%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 6.75Hz，等效阻尼比由 0.33% 增加至 1.2%。結構加裝阻尼器後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，顯示阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.29 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應明顯較未安裝阻尼器時之反應小，在高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果相符。

### (C) 模擬分析與試驗結果比較

模擬分析之加速度反應峰值折減隨著輸入震波之增強，其各樓層折減效果愈佳，試驗結果則不然。圖 5.30 為試驗及模擬之遲滯迴圈

比較，圖中顯示，在  $PGA=0.542g$  時，試驗結果之位移幾乎以達拉平狀態之  $1cm$ ，在預彎拱鈹回彈瞬間造成一遽增之加速度，使各樓層加速度反應放大。此外，試驗所量測之位移反應大於模擬分析之結果，此應為分析模型中忽略斜撐(H-型鋼)的存在，因而高估結構勁度之結果。在加速度均方根值折減方面，不論是試驗或模擬分析之結果都相當不錯，其各樓層折減效益都隨著輸入地震強度的增加而增加。

試驗結果所識別之等效阻尼比皆高於模擬之結果，因此，加速度均方根值折減率在試驗亦較模擬分析結果來得佳。隨著地震強度之提升，預彎拱鈹之降伏程度也隨之增大，在吸收能量增加之餘，各振態阻尼比之提升同時也反映此現象。



### 5.4.2.3 Kobe Earthquake

#### (A) $PGA=0.24g$

##### (a) 試驗結果

在  $PGA=0.24g$  Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.14。試驗結果顯示，除了五樓的加速度反應峰值折減率較低為 36%外，其餘各樓層折減皆達 50%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.15。當  $PGA=0.24g$  時，各樓層幾乎皆可達到 75%之折減效果。折減效能相當顯著，歸因於能量衰減累積之故。

利用 ARX 系統識別技術將可進一步了解其安裝阻尼器前後之動力特性，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.16 所示。試驗結果來看，當  $PGA=0.24g$  時，第一振態頻率由空構架之 1.43Hz 增加為 1.85Hz(安裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%增為 8.8%，另外，第二振態頻率則由 4.53Hz 增為 5.76Hz，等效阻尼比則由 0.33%大幅增為 9.4%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構不僅能提供勁度更能收消能減震之功效。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.31 所示。結構在加裝韌性斜撐後，其趨勢為愈高的模態則反應愈大，惟在低模態時，加裝阻尼器有降低反應之現象。

#### (b) 模擬分析結果

$PGA=0.24g$  Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.14。模擬分析結果顯示，頂樓加速度反應峰值有放大的現象，其餘各樓層折減效果。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.15。模擬分析之結果在加速度均方根值折減效果還不錯，各樓層之折減率皆高於 45%。RMS 值結果反映出顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.16 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.24g 時，第一振態頻率由 1.45Hz(空構架)提升為 3.28Hz(加裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%增加為 4.1%，第二振態頻率則由 4.53Hz 提升為 6.76Hz，阻尼比由 0.33%些微提升為 0.7%。加裝韌性斜撐使結構系統之自然振動頻率及等效阻尼比均提升，即韌性斜撐有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.32 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應較未安裝阻尼器時之反應小，在高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果所觀察到的趨勢相當一致。

## **(B) PGA=0.46 g**

### **(a) 試驗結果**

PGA=0.46g Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.14。試驗結果顯示，各樓層加速度反應峰值皆有折減，頂樓折減率達 45%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.15。當 PGA=0.46g 時，各樓層之加速度均方根值折減率幾乎皆達到 80%。反映出相當顯著之折減效益，乃為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，可進一步了解安裝阻尼器前後之差異，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.16 所示。結果顯示，當地震強度為 0.46g 時，第一振態頻率由空構架之 1.43Hz 增加為 1.82Hz(加裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%大幅增為 12.1%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增為 5.62Hz，等效阻尼比則由 0.33% 增加為 7.5%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.33 所示。試驗結果顯示，加裝韌性斜撐後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

PGA=0.46g Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 5.14。模擬分析結果顯示，頂樓尚有放大的現象，其餘各樓層加速度反應峰值折減率約 20%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 5.15。模擬分析結果顯示，各樓層加速度均方根值幾乎皆達 60%。反映出相當顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 5.16 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.46g 時，第一振態頻率 1.45Hz(空構架)提升為 3.21Hz(加裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%增加為 7.5%，第二振態頻率則由 4.53Hz 提升為 6.71Hz，等效阻尼比由 0.33%提升為 1.4%。結構加裝韌性斜撐後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 5.34 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應明顯較未安裝阻尼器時之反應小，高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果相符。

### (C) 模擬分析與試驗結果比較

從試驗及模擬結果來看，隨著輸入震波的增強，各樓層之加速度峰值折減效果愈佳。在各樓層加速度均方根值之折減率上，不管是試

驗或模擬之結果都相當不錯，且隨著輸入強度的增大，減震效益愈佳。另外，模擬分析結果效益不如試驗結果，由圖 5.35 之結果顯示，測試所得之遲滯迴圈較模擬分析結果飽滿，此應為分析模型中忽略斜撐(H-型鋼)的存在，因而高估結構勁度之結果。此外，試驗結果所識別之阻尼比高於模擬分析所識別之結果，表示模擬分析之遲滯模型仍不足以完全反映真實之行為。惟不論試驗或模擬結果都顯示，各模態之等效阻尼比皆有隨著地震強度增加而增加的趨勢，此乃預彎拱鈹在強震下因降伏程度增加而吸收更多的能量所致；反之，各振態頻率隨著地震強度之提升而降低，此乃預彎拱鈹降伏程度增加，導致整體結構之勁度減低所致。



## 第六章 韌性斜撐之耐震性能測試

### 6.1 前言

經由一系列有關預彎拱鈸之元件測試與分析，吾人已可充分掌握預彎拱鈸於往復運動過程中之遲滯消能行為，確認其具有成為結構抗震阻尼器之應用潛力。本章乃進一步以預彎拱鈸為核心，拱鈸之端部則與 H 型鋼接合而成韌性斜撐。由先前之非線性彈性挫屈理論、ANSYS 有限元素分析與元件測試結果，均已證實預彎拱鈸具拉、壓不對稱的力學特性。惟就工程實務設計分析而言，將一受力行為非對稱之桿件裝設於結構中，有違以對稱性為基本要求之結構設計。為確保結構整體之對稱性，韌性斜撐之配置方式宜採對稱型式。吾人可藉由適當的成對配置使韌性斜撐拉、壓互補，建構具對稱力學特性之防震裝置。本章將評估成對交叉配置之韌性斜撐的防震效益，以一座五層樓鋼結構模型為對象，利用地震模擬振動台進行一系列的耐震性能測試，探討其在真實地震下的減震性能。惟數值模擬的部分，仍採前章所發展之廣義文氏模型及狀態空間法進行分析。

### 6.2 測試設備與量測系統

#### 6.2.1 地震模擬振動台

結構動力試驗方法中，以振動台最能模擬真實之地動環境。在振動台試驗中，結構之動力特性可表露無遺，因此也最適合於教學及研究成果之示範與檢驗。交通大學地震模擬振動台主要整合 MTS 動態油壓致動器(Model 244.23s, 如圖 6.1)及  $3^m \times 3^m$  的不銹鋼桌台 (圖 6.2)。致動器活塞面積為  $89 \text{ cm}^2$ ，在  $210 \text{ kg/cm}^2$  的工作壓力下，出力可達 15tf。根據 MTS 油壓致動器之規格，要求其有效運作頻率為 50Hz，因此桌體之基本振動頻率設計值大於 100 Hz 以確保油壓致動器之效能。振動台為中空箱型結構，並以鋼板為肋骨加勁而成之構造。振動桌與模型結構之重量比為 1:2，以避免測試時模型結構和振動桌產生互制效應。當加速度峰值為 1.0g 時，振動桌可提供之最大荷載重量(payload)為 10ton。受限於致動器容量，其最大衝程為  $\pm 12.5 \text{ cm}$ 。

## 6.2.2 五層樓鋼結構模型

本次耐震性能試驗係將韌性斜撐交叉配置安裝於一座五層樓鋼結構模型上進行測試，該鋼結構模型為一平面為  $2^m \times 2^m$ ，樓高 6.7m，總重量約 4.1tf(圖 6.3)之抗彎構架，相關之結構參數如表 6.1 所示。

本研究利用地震模擬振動台以 El Centro 地震波(PGA=0.1g)作為輸入擾動，取基座所量測到之加速度訊號作為輸入資料，並以各樓層

所量測到的加速度訊號作為輸出資料，採用單一輸入-多重輸出 (SIMO) 之 ARX 模式進行模型結構之系統識別。ARX 系統識別分析之相關理論詳附錄 B。

根據 ARX 系統識別結果，空構架（未裝阻尼器）結構之基本振頻為 1.45 Hz，第 1 模態之等效阻尼比為 0.29%。各振態之頻率及阻尼比歸納於表 6.2。

### 6.2.3 控制系統與資料擷取系統

#### (a) 控制系統

控制系統為振動台之中樞所在，吾人使用 MTS 407 控制器之位移控制模式操控振動台，因此，輸入之訊號為地表加速度歷時經基線修正積分所得之位移歷時記錄。407 控制器內部波形產生器可提供矩形波、三角形波及正弦波等類比訊號輸出，配合數位訊號輸入模組振動台，可模擬隨機訊號及任意形式之地表擾動，如圖 6.4 所示。

#### (b) 資料擷取系統

資料擷取系統採用為 IMC 公司之產品，如圖 6.5 所示，其主要功能為輸出地震命令訊號至 407 控制器以驅動振動台，同時紀錄各感應計之振動訊號。資料擷取系統包含類比/數位(A/D)、數位/類比(D/A)及數位輸入/輸出(Digital I/O)等功能，並提供 32 組單端式(Single-ended)

接線法類比輸入，8 組單端式(Single-ended)接線類比輸出、32 組單端式(Single-ended)接線數位類比輸入/輸出，最大總取樣頻率為 80kHz。

### 6.2.3 感測計配置

#### (a) 加速規(Accelerometers)

本試驗使用之振動感應計之安排以加速規為主，共安裝 7 個加速規(CROSSBOW $\pm 4g$ )，如圖 6.6(a)所示，其裝設位置包括振動台面上、基座以及各樓板中央，用以量測模型結構各樓層之加速度反應。

#### (b) 雷射位移計(Wenglor, $\pm 15cm$ )

本試驗於一樓內側韌性斜撐中安裝一組雷射位移計用以量測預彎拱鈹之軸向位移，其動態量測範圍為 30cm，如圖 6.6(b)所示。

#### (c) 荷重元(Load cell)

為掌握預彎拱鈹於結構受震過程中之遲滯消能行為，本研究規劃於一樓兩側之韌性斜撐中共安裝四組動態荷重元(Jih-Sense, LM-2T)，如圖 6.6(c)所示，每組荷重元之荷載上限為 2tf。

## 6.3 韌性斜撐之配置與試驗規劃

### 6.3.1 預彎拱鈹試體規格

耐震性能測試所採用之預彎拱鈹與第 4.2 節預彎拱鈹元件測試之試體相同(圖 4.1~4.3)。由先前之元件測試結果顯示，鈹厚 2mm 之預彎拱鈹極限出力約 0.7tf。本試驗規劃於 1~5F 兩側之韌性斜撐則配置 2mm 鈹厚之預彎拱鈹進行測試。

### 6.3.2 韌性斜撐配置

根據胡家杰【10】先前之研究，對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試結果顯示，成對之預彎拱鈹經適當配置後可呈現拉、壓對稱的消能特性。此外，在第三章有關對稱配置預彎拱鈹之非線性分析結果也顯示，其遲滯迴圈確實呈現對稱之勢。張簡嘉賞【11】設計交叉配置之韌性斜撐組裝於五層樓鋼結構進行耐震測試，結果顯示結構加裝交叉配置之韌性斜撐有良好之減震效益。本研究利用預彎拱鈹於往復荷載下的非線彈性力學行為，結合型鋼組成韌性斜撐。預彎拱鈹本質上具拉、壓不對稱的力學特性，為確保安裝韌性斜撐之結構對稱性，便於設計以及商業應用軟體進行非線性動力歷時分析，因此，本試驗乃延續張簡嘉賞之設計，以成對之預彎拱鈹對稱配置，利用其受力時一拉一壓的互補模式，設計成對交叉配置之韌性斜撐模組。該韌性斜撐模組係將兩組預彎拱鈹搭配 H 型鋼斜撐所組合而成，其中一組預彎拱鈹安裝於 H 型鋼腹鈹上，記為 Type A 韌性斜撐，其細部設計如圖 6.7(a) 所示；另一組預彎拱鈹則安裝於 H 型鋼翼鈹並以墊片墊高避免碰撞，

記為 Type B 韌性斜撐，其細部設計如圖 6.7(b)所示。安裝時先將 Type A 韌性斜撐安裝至鋼結構，再將 Type B 韌性斜撐穿過 Type A 韌性斜撐之預彎拱板中空處與鋼結構接合，如圖 6.8 所示。圖 6.9 為交叉配置之韌性斜撐模組安裝於五層樓鋼結構模型之組裝完成照片。

### 6.3.3 試驗規劃

本試驗於五層樓鋼結構模型各樓層兩側共安裝十組韌性斜撐進行耐震性能測試。試驗所用之輸入震波係以國際結構控制協會 (International Structural Control Society) 所建議之 Kobe Earthquake、Hachinohe Earthquake 及 El Centro Earthquake 等地震作為輸入地表擾動，並調整其最大地表加速度進行一系列之耐震試驗。三組輸入震波之歷時如圖 6.10 所示。為了避免未安裝阻尼器之空構架結構於試驗中受損，有關空構架之試驗僅採用  $PGA=0.1g$  的地震強度進行測試，其餘更大地震強度之空構架試驗結果係依照地震強度作線性比例放大，加裝韌性斜撐之試驗結果則為直接實際量測值。

### 6.4 耐震性能試驗與評估

本節將採用第五章發展的數值模型進行分析，俾與韌性斜撐耐震性能測試結果比較。

廣義文氏模型係以  $A$ 、 $n$ 、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 、 $\beta_3$ 、 $\beta_4$ 、 $\beta_5$  及  $\beta_6$  等八個參數來描述形狀函數。在本案例中，乃針對預彎拱鈹厚度 2mm 之元件測試結果，以 Matlab 程式計算，經過多次試誤分析後，得到一組較佳之模擬參數如表 5.4 所示。圖 5.5 為元件測試遲滯迴圈與數值模擬結果之比較，其中試驗與模擬分析之最大值出力均作正規化以茲比較。結果顯示，模擬分析結果與試驗值相當接近，後續結構動態反應分析將以該組參數代入廣義文氏模型以描述預彎拱鈹之行為。

將耐震性能測試時於振動檯檯面所量測之加速度歷時做為模擬之輸入震波，包括 El Centro (PGA=0.28g、0.409g)、Hachinohe (PGA=0.306g、0.442g) 及 Kobe (PGA=0.318g、0.519g) 等六組地震。五層樓鋼結構模型於不同擾動震波作用下之試驗及模擬結果討論如后：

## 6.4.1 El Centro Earthquake

### (A) PGA=0.28g

#### (a) 試驗結果

在 PGA=0.28g El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.3。試驗結果顯示，除了四樓的加速度反應有折減外，其餘各樓層皆有放大的現象。

各樓層加速度反應均方根值(root-mean-squares, RMS)比較結果歸納於表 6.4。各樓層加速度均方根值之折減率皆達到 60%，折減效能相當顯著之，主要為能量衰減累積之故。

進一步由動力特性來探討，利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.5 所示。結果顯示，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 2.11Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29%增為 6.7%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 6.13Hz，阻尼比由 0.33%增為 3.7%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.11 所示。試驗結果顯示，加裝韌性斜撐後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

在 PGA=0.28g El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.3。模擬分析結果顯示，除了頂樓及五樓的加速度反應有放大的現象外，其餘各樓層皆有折減效果。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.4。各樓層加速度均方根值皆有折減，除頂樓折減率為 36%相對較低外，其餘

各樓層之折減率都可達 50%，折減效益相當顯著，主要是能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.5 所示。模擬分析結果顯示，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 3.28Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29% 增為 5.1%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 7.76Hz，阻尼比由 0.33% 增為 0.8%。結構加裝韌性斜撐後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，即阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.12 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應明顯較未安裝阻尼器時之反應小，高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果所觀察到的趨勢相當一致。

## **(B) PGA=0.409g**

### **(a) 試驗結果**

在 PGA=0.409g El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.3。結果顯示，除了四樓的加速度反應有折減外，其餘各樓層皆有放大的現象。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.4。各樓層加速度均方根值折減率皆幾達 70%，反映出顯著之折減效益，主要為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比等動力特性歸納於表 6.5。結果顯示，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 2.08Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29% 增為 7.5%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 6.09Hz，阻尼比由 0.33% 增為 4.9%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構不僅能提供勁度更有吸收能量之功用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.13 所示。試驗結果顯示，加裝阻尼器後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

在  $PGA=0.409g$  El Centro 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.3。模擬分析結果顯示，除了頂樓的加速度反應有放大的現象外，其餘各樓層皆有折減效果。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.4。各樓層加速度均方根值皆有折減，除頂樓折減率為 40%，其餘各樓層折減率皆超過 50%，反映出顯著之折減效益，此歸因於能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.5 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.409g 時，結構之第一振態頻率由 1.45Hz 增為 3.25Hz，而等效阻尼比明顯的由 0.29%增為 6.3%；第二振態頻率由 4.53Hz 增為 7.74Hz，阻尼比由 0.33%增為 0.9%。結構加裝阻尼器後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，顯示阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.14 所示。模擬分析結果顯示，加裝韌性斜撐之結構，低振態反應明顯小於未安裝之反應，而高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果相符。

### (C) 模擬分析與試驗結果比較

從試驗及模擬結果來看，隨著輸入震波的增強，頂樓及五樓之加速度峰值折減效果愈佳，但二樓及四樓之加速度峰值折減效果則相反。在各樓層加速度均方根值之折減率上，不管是試驗或模擬之結果都相當不錯，且隨著輸入強度的增大，減震效益愈佳。另外，模擬分析結果效益不如試驗結果，由圖 6.15 之結果顯示，測試所得之遲滯

迴圈較模擬分析結果飽滿。此外，試驗結果所識別之阻尼比高於模擬分析所識別之結果，表示模擬分析之遲滯模型仍不足以完全反映真實之行為。惟不論試驗或模擬結果都顯示，各模態之等效阻尼比皆有隨著地震強度增加而增加的趨勢，此乃預彎拱鈹在強震下因降伏程度增加而吸收更多的能量所致；反之，各振態頻率隨著地震強度之提升而降低，此乃預彎拱鈹降伏程度增加，導致整體結構之勁度減低所致。

## 6.4.2 Hachinohe Earthquake

### (A) PGA=0.306g

#### (a) 試驗結果



PGA=0.306g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.6。試驗結果顯示，各樓層加速度反應峰值之折減率皆大於 35%，尤其五樓及頂樓更超過 40%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.7。當 PGA=0.306g 時，各樓層均方根值折減皆超過 70%。折減效能相當顯著，主要為能量衰減累積之故。

進一步由動力特性來探討，利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比歸納於 6.8。試驗結果顯示，結構安裝韌性斜撐後，第一振態頻率由 1.43Hz 增加為

2.07Hz，阻尼比也由 0.29% 提升至 9.3%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 6.85Hz，等效阻尼比 0.33% 由增加至 4.4%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.16 所示。試驗結果顯示，結構加裝韌性斜撐後，在低振態反應明顯比未安裝阻尼器時之反應小，但高頻反應則有逐漸增大之趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

PGA=0.306g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.6。模擬分析結果顯示，雖然各樓層之加速度峰值反應皆有折減，但愈高樓層之折減效果愈差。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果如表 6.7 所示。各樓層加速度均方根值折減率皆有折減，除頂樓折減率為 47% 較低外，其餘各樓層折減率皆達 50%，折減效益相當顯著，主要為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.8 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.306g 時，第一振態頻率由 1.45Hz 增加為 3.27Hz，阻尼比也由 0.29% 提升至 6.4%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 7.73Hz，等效

阻尼比 0.33%由增加至 1.4%。結構加裝韌性斜撐後，其自然振動頻率及等效阻尼比等動力特性皆提升，顯示阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.17 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應較未安裝阻尼器時之反應小，在高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果所觀察到的趨勢相當一致。

## **(B) PGA=0.442g**

### **(a) 試驗結果**

PGA=0.442g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值比較歸納於表 6.6。結果顯示，雖然加速度反應峰值皆有折減，但只有頂樓折減率達 30%，其他樓層之折減效果則較低。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.7。各層樓折減率皆超過 70%，五樓及頂樓更達到 77%之折減效果，由此可看出安裝韌性斜撐之減震效能。反映出顯著之折減效益，此歸因於能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，可進一步了解安裝阻尼器前後之差異，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.8 所示。結果顯示，第一振態頻率由 1.43Hz 增加為 2.09Hz，阻尼比

也由 0.29% 提升至 11.8%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 6.79Hz，等效阻尼比由 0.33% 增加至 6.5%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.18 所示。試驗結果顯示，加裝韌性斜撐後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

#### (b) 模擬分析結果

PGA=0.442g Hachinohe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.6。模擬分析結果顯示，雖然各樓層之加速度峰值反應皆有折減，但愈高樓層之折減效果愈差。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.7。模擬分析結果顯示，各樓層之加速度均方根值折減皆可達 50%。反映出顯著之折減效益，主要為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.8 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.442g 時，第一振態頻率由 1.45Hz 增加為 3.24Hz，阻尼比也由 0.29% 提升至 7.2%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增加為 7.71Hz，等效阻尼比 0.33% 由增加至 1.5%。結構加裝阻尼器後，其自然振動頻率

及等效阻尼比皆提升，顯示阻尼器有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.19 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應明顯較未安裝阻尼器時之反應小，在高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果相符。

### (C) 模擬分析與試驗結果比較

加速度反應峰值折減隨著輸入震波之增強，其各樓層折減效果愈佳。在加速度均方根值折減方面，不論是試驗或模擬分析之結果，其各樓層折減效益都隨著輸入地震強度的增加而增加。此外，圖 6.20 為試驗及模擬之遲滯迴圈比較，在圖中明顯看出，試驗所量測之遲滯迴圈面積較模擬分析結果飽滿。另外，試驗結果所識別之等效阻尼比皆高於模擬分析之結果，代表模擬分析之遲滯迴圈尚不足以完全反映真實之行為。不論試驗或模擬分析結果皆顯示，隨著地震強度之提升，預彎拱鈹之非彈性變形量也隨之增大，在吸收能量增加之餘，各振態阻尼比之提升同時也反映此現象；各振態頻率隨著地震強度之提升而降低，歸因於預彎拱鈹降伏程度增加，造成整體結構之勁度降低。

## 6.4.3 Kobe Earthquake

### (A) PGA=0.318 g

#### (a) 試驗結果

在  $PGA=0.318g$  Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.9。試驗結果顯示，除了五樓的加速度反應峰值有放大的現象外，其餘各樓層皆有折減效果。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.10。當  $PGA=0.318g$  時，各樓層幾乎皆可達到 75%之折減效果。折減效能相當顯著，歸因於能量衰減累積之故。

利用 ARX 系統識別技術將可進一步了解其安裝阻尼器前後之動力特性，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.11 所示。試驗結果來看，當  $PGA=0.318g$  時，第一振態頻率由空構架之 1.43Hz 增加為 2.09Hz(安裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%大幅增為 7.7%，另外，第二振態頻率則由 4.53Hz 增為 6.71Hz，等效阻尼比則由 0.33%增為 3.3%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構不僅能提供勁度更能收消能減震之功效。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.21 所示。結構在加裝韌性斜撐後，其趨勢為愈高的模態則反應愈大，惟在低模態時，加裝阻尼器有降低反應之現象。

#### (b) 模擬分析結果

PGA=0.318g Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.9。模擬分析結果顯示，頂樓約有 20%之折減，五樓折減率僅 12%，其餘各樓層折減率約有 40%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.10。模擬分析之結果在加速度均方根值折減效果還不錯，各樓層之折減率皆高於 55%。RMS 值結果反映出顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.11 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.318g 時，第一振態頻率由 1.45Hz(空構架)提升為 3.34Hz(加裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%增加為 2.9%，第二振態頻率則由 4.53Hz 提升為 7.76Hz，阻尼比由 0.33%提升為 1.8%。加裝韌性斜撐使結構系統之自然振動頻率及等效阻尼比均提升，即韌性斜撐有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.22 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應較未安裝阻尼器時之反應小，在高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果所觀察到的趨勢相當一致。

### **(B) PGA=0.519 g**

### (a) 試驗結果

PGA=0.519g Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.9。試驗結果顯示，各樓層加速度反應峰值並未出現預期之折減效果，反而有放大的現象，可能為耐震測試過程中，預彎拱鈹大量變形使其回彈時在瞬間衝擊下產生一遽增之加速度，導致各樓層加速度反應皆受到影響。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.10。當 PGA=0.519g 時，各樓層之加速度均方根值折減率幾乎皆達到 80%。反映出顯著之折減效益，乃為能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，可進一步了解安裝阻尼器前後之差異，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.11 所示。結果顯示，當地震強度為 0.519g 時，第一振態頻率由空構架之 1.43Hz 增加為 2.09Hz(加裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%增為 10.9%，第二振態頻率則由 4.53Hz 增為 6.59Hz，等效阻尼比則由 0.33% 增加為 4%。加裝韌性斜撐後，結構之自然振動頻率及阻尼比皆有提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.23 所示。試驗結果顯示，加裝韌性斜撐後，對於低振態反應有壓制的效果，但高頻反應則有放大的趨勢。

## (b) 模擬分析結果

PGA=0.519g Kobe 地震波擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 6.9。模擬分析結果顯示，各樓層加速度反應峰值折減率約 30%。

各樓層加速度反應均方根值(RMS)比較結果歸納於表 6.10。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.519g 時，各樓層加速度均方根值均可超過 60%之折減效果。反映出相當顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。

利用 ARX 模型進行結構安裝阻尼器之系統識別分析，識別所得之自然頻率與等效阻尼比如表 6.11 所示。模擬分析結果顯示，當 PGA=0.519g 時，第一振態頻率 1.45Hz(空構架)提升為 3.31Hz(加裝阻尼器)，阻尼比由 0.29%增加為 4.1%，第二振態頻率則由 4.53Hz 提升為 7.73Hz，等效阻尼比由 0.33%提升為 2.2%。結構加裝韌性斜撐後，其自然振動頻率及等效阻尼比皆提升，顯示韌性斜撐對結構有加勁及消能之作用。各樓層加速度反應及頻域響應函數比較如圖 6.24 所示。模擬分析結果顯示，結構於加裝阻尼器後，低振態反應明顯較未安裝阻尼器時之反應小，高頻反應則有放大的趨勢，與試驗結果相符。

## (C) 模擬分析與試驗結果比較

模擬分析結果顯示，隨著輸入震波強度的增加，其加速度峰值折減率大致上呈現遞增的趨勢。試驗結果顯示，在  $PGA=0.519g$  時，各樓層加速度峰值幾乎都有放大的現象。圖 6.25 為試驗及模擬分析之遲滯迴圈比較，在圖中明顯看出，耐震測試之遲滯迴圈較模擬分析來得大，尤其位移幾乎已達預彎拱鈹拉平狀態之  $8mm$ ，在此大反應下，遲滯迴圈所包覆的範圍更大，雖然消能能力更佳，但因預彎拱鈹在劇烈拉扯下反而產生一驟增之加速度，使各樓層加速度反應放大，此為模擬分析所無法預測之現象。在加速度均方根值折減方面，試驗結果顯示，當  $PGA=0.318g$  時，除了五樓之折減效果為  $74\%$  較低外，其他樓層皆可達到  $78\%$  之折減效果，當  $PGA=0.519g$  時，幾乎每一樓層之加速度均方根值折減率皆可達到  $80\%$ 。模擬分析之結果在加速度均方根值折減效果亦佳，雖然折減率低於試驗結果，但隨著地震強度之增加，加速度均分根值折減效果愈好。

無論是耐震測試或模擬分析結果皆顯示，隨著地震強度增強，結構物加裝阻尼器之等效自然頻率有遞減之趨勢，此乃預彎拱鈹降伏程度增加，導致剛度降低之現象。另外，隨著地震強度之增加，等效阻尼比有漸增之趨勢，此乃預彎拱鈹在強震下非彈性變形增加而吸收更多能量所致。

## 第七章 結論與建議

本研究主要在探討預彎拱鈹元件之力學行為及其應用於結構耐震之可行性。藉由預彎拱鈹彈性挫屈理論推導，以及預彎拱鈹之 ANSYS 分析與元件測試，探討元件之力學行為。由於目前商業軟體 (如 ETABS 或 SAP2000) 內建之文氏模型仍有侷限性，模型參數  $A$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  及  $n$  中能由使用者自行調整之參數只有  $n$ ，不足以精確掌握預彎拱鈹之力學行為，故無法有效預測含韌性斜撐之結構動態反應。本研究採用廣義文氏模型 (Generic Wen's Model) 來描述預彎拱鈹之力學行為，並以四階 Runge-Kutta 法求解非線性微分方程，藉由調整形狀控制函數之各項參數，使其遲滯迴圈與元件測試結果相符，並結合狀態空間法求解運動方程式，撰寫 Matlab 程式進行分析，經由疊代過程完成結構之非線性動態分析。最後，本研究並將韌性斜撐配置於五層樓鋼構模型上進行耐震性能測試，以評估其減震效益，並與模擬分析結果進行比較。茲根據本研究之試驗與分析結果，歸納結論與建議如下：

1. 元件測試結果顯示預彎拱鈹呈現穩定而飽滿之遲滯迴圈，且與加載速率無關，具有位移型阻尼器之特性。由於預彎拱鈹之力學特性乃拉壓不對稱，為簡化其結構設計及非線性動力分析之考量，建議

在工程應用上，應以成對配置方式使其拉、壓互補，以符合結構對稱性之基本設計要求。

2. ANSYS 有限元素分析所預測之預彎拱鈹遲滯迴圈較元件測試結果飽滿。其可能原因主要為預彎拱鈹固定端之螺栓與螺孔間存有間隙，在試驗過程中無可避免會有滑動現象，因此邊界條件並非理想之固接條件。此外，預彎拱鈹在組裝過程中可能產生變形而改變初始弦切角，影響試驗結果。加上測試機構與預彎拱鈹間轉接元件較多，定位精準度不足，亦可能造成誤差。
3. 耐震性能試驗結果顯示，以預彎拱鈹為核心結合 H-型鋼所組成之韌性斜撐可大幅提高結構低振態之等效阻尼比，降低其振動反應，但也因韌性斜撐之加勁作用而放大高振態之反應。減震效能隨地震強度之增大而愈趨明顯，主要是預彎拱鈹之降伏程度增加所致。
4. 本文採用廣義文氏模型，可充分描述預彎拱鈹拉、壓不對稱之特徵，作為含韌性斜撐結構之非線性動態反應分析基礎。
5. 模擬分析與試驗結果呈現不錯之相關性，惟仍存在不容忽視之誤差。誤差來源應為分析模型中忽略斜撐(H-型鋼)的存在，因而高估結構勁度之結果。建議未來在建立結構系統時，應將斜撐考慮進去。

## 參考文獻

- 【1】 Virgin, L. N. and Davis, R. B. (2003), “Vibration Isolation Using Buckled Struts, ” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 260, No.5, pp. 965-973.
- 【2】 Bazant, Z. P. and Cedolin, L. (1991), *Stability of Structures*, Oxford University Press, Oxford.
- 【3】 Thompson, J. M. T. and Hunt, G. W. (1984), *Elastic Instability Phenomena*, Wiley, New York.
- 【4】 Winterflood, J., Barber, T. A. and Blair, D. G. (2002), “Using Euler Buckling Spring for Vibration Isolation, ” *Classical and Quantum Gravity*, pp. 1639-1645.
- 【5】 Winterflood, J. and Blair, D. G. (2002), “High Performance Vibration Isolation Using Springs in Euler Column Buckling mode, ” *Physics Letters A*, 300: 122-130.
- 【6】 Chin, E. J., Lee, K. T., Winterflood, J. Jacob, J., Blair, D. G. and Ju, L. (2004), “Techniques for Reducing the Resonant Frequency of Euler Spring Vibration Isolations, ” *Classical and Quantum Gravity*, pp. 959-963.
- 【7】 Plaut, R. H., Sidbury, J. E. and Virgin, L. N. (2005), “Analysis of Buckled and Pre-bent Fixed-end Columns Used as Vibration

Isolators, ” Journal of Sound and Vibration, Vol. 283, No. 3-5, pp. 1216-1228.

【8】 Ji, J. C. and Hansen, C. H. (2000), “Non-linear Response of a Post-buckled Beam Subjected to a Harmonic Axial Excitation, ” Journal of Sound and Vibration, Vol.237, No. 2, pp. 303-318.

【9】 Bonello, P., Brennan, M. J. and Elliott, S. J. (2005), “Vibration Control Using an Adaptive Tuned Vibration Absorber with a Variable Curvature Stiffness Element, ” Smart Materials and Structures , Vol.14, No. 5, pp. 1055-1065.

【10】 胡家杰(2008), 「韌性斜撐之結構消能減震應用」, 碩士論文, 交通大學土木工程學系.

【11】 張簡嘉賞(2009), 「基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的試驗研究」, 博士論文, 交通大學土木工程學系.

【12】 Wang, Y. P., Chang Chien, C. S., Lin, C. S. and Lee, C. L. (2008) , “ Development of a Buckling-type Metallic Damper, ” The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics , Jeju, Korea, pp. 3325-3338.

【13】 Wang Y. P., Chang Chien C. S. (2009), ”A Study on Using Pre-bent Steel Strips as Seismic Energy-dissipative Devices, ”

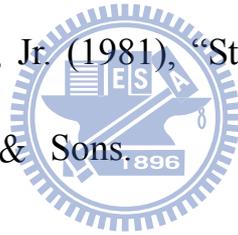
Earthquake Engineering and Structural Dynamic ; v38:  
1009-1026.

【14】 Hsieh Y. Y. (1998), Elementary Theory of Structures: Prentice Hall, 3rd ed., Englewood Cliffs, NJ.

【15】 李輝煌(2005), 「ANSYS 工程分析基礎與觀念」, 高立圖書有限公司.

【16】 劉晉奇, 褚晴暉, (2006), 「有限元素分析與 ANSYS 的工程應用」, 滄海書局.

【17】 Roy R. and Craig, Jr. (1981), “Structural Dynamics, ” New York, John Wiley & Sons.



【18】 Steven C. Chapra and Raymond P. Canale (2002), “Numerical Methods for Engineers, ” McGRAW-HILL.

【19】 J Song and A D. Kiureghian (2006), “Generalized Bouc-Wen Model for Highly Asymmetric Hysteresis, ” Journal of Engineering Mechanics-ASCE. 132 (6), pp. 610-618.

【20】 Lopez-Almansa, F., Barbat, A. H., and Rodellar, J. (1988), “SSP Algorithm for Linear and Non-linear Dynamic Response Simulation,” *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 26, pp2687-2706.

- 【21】鍾立來、王彥博、楊創盛, (1996), 「結構動力數值分析之穩定性及精確性」, 中華民國結構工程學會, 結構工程, 第十一卷, 第四期, 第 55-66 頁.



表 4.1 預彎拱鈹元件測試試體尺寸

試體型號	全長 (mm)	鈹厚 $t$ (mm)	端部寬度 $b_0$ (mm)	頸部寬度 $b_n$ (mm)	寬度比 $\beta$	初始弦切角 $q_0$ (rad)
PBSt1	208.4	1	50	50	1	0.49
PBSt2	208.4	2	50	50	1	0.49
PBSt3	208.4	3	50	50	1	0.49

表 4.2 預彎拱鈹元件測試最大出力值( $f=0.1\text{Hz}$ )

振幅 $s$ (mm)	PBSt1		PBSt2		PBSt3	
	最大拉力 $P_t$ (kgf)	最大壓力 $P_c$ (kgf)	最大拉力 $P_t$ (kgf)	最大壓力 $P_c$ (kgf)	最大拉力 $P_t$ (kgf)	最大壓力 $P_c$ (kgf)
1	13	-12	64	-60	195	-183
2	26	-19	121	-107	349	-314
3	38	-25	161	-129	480	-389
4	56	-30	197	-147	618	-440
5	109	-40	249	-155	750	-462
6	314	-67	308	-176	830	-498
7	---	---	424	-198	1006	-548
8	---	---	649	-245	1052	-556

表 5.1 文氏模型各參數值

文氏模型 參數	A	n	$\beta$	$\gamma$
參數值	0.0746	1	0.0535	0.0177

表 5.2 文氏模型對應於圖 5.6 之各參數值

文氏模型 參數	A	n	$\beta$	$\gamma$
參數值	0.022	1	0.1099	-0.1044

表 5.3 文氏模型對應於圖 5.7 之各參數值

文氏模型 參數	A	n	$\beta$	$\gamma$
參數值	0.0149	1	0.0971	-0.1111

表 5.4 廣義文氏模型各階段形狀函數與其參數方向之關係

Phase	$x_d$	$\dot{x}_d$	Z	$\psi(x_d, \dot{x}_d, Z)$
1	+	+	+	$\psi_1 = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6$
2	+	-	+	$\psi_2 = -\beta_1 - \beta_2 + \beta_3 - \beta_4 + \beta_5 + \beta_6$
3	+	-	-	$\psi_3 = \beta_1 - \beta_2 - \beta_3 - \beta_4 - \beta_5 + \beta_6$
4	-	-	-	$\psi_4 = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 - \beta_4 - \beta_5 - \beta_6$
5	-	+	-	$\psi_5 = -\beta_1 - \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 - \beta_5 - \beta_6$
6	-	+	+	$\psi_6 = \beta_1 - \beta_2 - \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 - \beta_6$

表 5.5 廣義文氏模型對應於圖 5.11 之各參數值

廣義文氏 模型參數	A	n	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$\beta_5$	$\beta_6$
參數值	1	1	1.504	-0.0118	0.882	-0.0046	-0.605	-1.12

表 5.6 五層樓鋼結構模型之動力特性【10】

Mode	1	2	3	4
Frequency (Hz)	1.45	4.53	7.59	10.12
Damping Ratio (%)	0.29	0.33	0.25	0.32

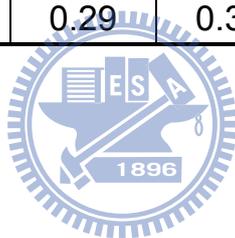


表 5.7 廣義文氏模型對應於圖 5.9 之各參數值

廣義文氏 模型參數	A	n	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta_3$	$\beta_4$	$\beta_5$	$\beta_6$
參數值	1	1	1.504	-0.0118	1.47	-0.0046	-0.242	-1.68

表 5.8 各樓層加速度峰值反應比較(Input= El Centro)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.303 g			PGA= 0.303 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.08	0.70	35	1.19	1.22	-3
5F	0.79	0.58	26	0.89	0.94	-6
4F	0.84	0.49	41	1.10	0.99	10
3F	0.76	0.48	36	0.98	0.71	28
2F	0.77	0.42	45	0.85	0.54	36
	PGA=0.452 g			PGA= 0.452g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.75	1.08	38	1.64	1.49	9
5F	1.28	0.91	29	1.20	1.15	4
4F	1.36	0.68	50	1.55	1.09	29
3F	1.23	0.59	52	1.24	0.83	33
2F	1.25	0.50	60	1.18	0.57	52

表 5.9 各樓層加速度均方根值比較(Input=El Centro)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.303 g			PGA= 0.303 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.42	0.10	75	0.43	0.24	45
5F	0.36	0.10	72	0.37	0.18	52
4F	0.32	0.08	77	0.39	0.16	58
3F	0.29	0.07	76	0.30	0.12	61
2F	0.20	0.06	69	0.25	0.09	63
	PGA=0.452 g			PGA= 0.452 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.69	0.14	80	0.59	0.29	50
5F	0.58	0.13	77	0.50	0.22	55
4F	0.53	0.10	81	0.56	0.20	64
3F	0.47	0.09	81	0.41	0.15	63
2F	0.33	0.09	74	0.37	0.11	71

表 5.10 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro)

	<i>Experimental</i>		<i>Simulated</i>	
<i>Mode</i>	PGA=0.303g		PGA=0.303g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	1.86	9.1	3.25	5.9
2	5.83	7.7	6.79	1.6
3	10.54	9.8	10.41	0.7
<i>Mode</i>	PGA=0.452g		PGA=0.452g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	1.77	9.5	3.31	7.4
2	5.38	7.4	6.79	2.6
3	10.62	7.5	10.50	1.2

表 5.11 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Hahinohe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.272 g			PGA= 0.272 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.19	1.30	-10	1.53	1.27	17
5F	0.97	1.07	-10	1.02	1.01	1
4F	0.86	0.73	14	1.22	1.01	17
3F	0.85	0.66	23	1.05	0.73	30
2F	0.73	0.63	13	0.96	0.63	35
	PGA=0.542 g			PGA= 0.542 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	2.80	3.66	-31	2.37	2.02	15
5F	2.29	2.84	-24	1.62	1.53	6
4F	2.02	2.67	-32	1.83	1.48	19
3F	2.00	2.61	-30	1.72	1.23	29
2F	1.71	2.39	-39	1.41	1.15	18

表 5.12 各樓層加速度均方根值比較(Input= Hahinohe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.272 g			PGA= 0.272 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.48	0.15	69	0.54	0.33	39
5F	0.45	0.14	68	0.46	0.23	50
4F	0.33	0.11	66	0.48	0.22	54
3F	0.33	0.10	69	0.41	0.16	61
2F	0.27	0.09	65	0.30	0.13	55
	PGA=0.542 g			PGA= 0.542 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.13	0.26	77	0.86	0.44	49
5F	1.06	0.25	77	0.75	0.31	59
4F	0.77	0.20	74	0.77	0.31	60
3F	0.79	0.19	76	0.65	0.22	65
2F	0.63	0.19	70	0.47	0.20	58

表 5.13 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe)

	<i>Experimental</i>		<i>Simulated</i>	
<i>Mode</i>	PGA=0.272g		PGA=0.272g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	1.80	14.5	3.22	8.9
2	5.43	10.7	6.80	0.6
3	9.02	9.1	10.44	0.6
<i>Mode</i>	PGA=0. 542g		PGA=0.542g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	1.87	21.1	3.13	12.7
2	5.65	15.1	6.75	1.2
3	9.47	10.5	10.41	0.9

表 5.14 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Kobe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.24 g			PGA= 0.24 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.85	0.39	54	0.88	1.08	-23
5F	0.60	0.38	36	0.70	0.58	18
4F	0.57	0.28	51	0.66	0.52	21
3F	0.67	0.31	54	0.60	0.36	39
2F	0.50	0.25	51	0.47	0.34	27
	PGA=0.46 g			PGA= 0.46 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.82	1.01	45	1.48	1.62	-10
5F	1.28	0.84	34	1.23	0.91	26
4F	1.23	0.59	52	1.21	1.06	13
3F	1.44	0.59	59	1.04	0.72	31
2F	1.07	0.67	37	0.82	0.65	20

表 5.15 各樓層加速度均方根值比較(Input= Kobe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.24 g			PGA= 0.24 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.25	0.05	80	0.22	0.12	46
5F	0.20	0.05	75	0.19	0.09	56
4F	0.18	0.04	79	0.20	0.07	64
3F	0.19	0.04	81	0.17	0.05	69
2F	0.14	0.03	76	0.12	0.04	65
	PGA=0.46 g			PGA= 0.46 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.54	0.09	84	0.38	0.18	53
5F	0.44	0.08	82	0.32	0.13	61
4F	0.39	0.06	84	0.34	0.11	68
3F	0.40	0.06	85	0.28	0.08	70
2F	0.30	0.06	80	0.20	0.06	69

表 5.16 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input= Kobe)

	<i>Experimental</i>		<i>Simulated</i>	
	PGA=0.24g		PGA=0.24g	
<i>Mode</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	1.85	8.8	3.28	4.1
2	5.76	9.4	6.76	0.7
3	10.33	12.9	10.48	0.6
	PGA=0.46g		PGA=0.46g	
<i>Mode</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	1.82	12.1	3.21	7.5
2	5.62	7.5	6.71	1.4
3	8.99	11.0	10.37	1.1

表 6.1 五層樓鋼結構模型細部尺寸

Length ( <i>m</i> )	2
Width ( <i>m</i> )	2
Height of 2~5 floors ( <i>m</i> )	1.3
Height of 1 <sup>st</sup> floors ( <i>m</i> )	1.5
$m_5$ ( <i>kg - sec<sup>2</sup>/m</i> )	82.28
$m_4$ ( <i>kg - sec<sup>2</sup>/m</i> )	84.75
$m_3$ ( <i>kg - sec<sup>2</sup>/m</i> )	84.75
$m_2$ ( <i>kg - sec<sup>2</sup>/m</i> )	84.75
$m_1$ ( <i>kg - sec<sup>2</sup>/m</i> )	85.13
Cross section of column (mm)	100*50*5*7
Cross section of beam (mm)	100*50*5*7

表 6.2 五層樓鋼結構模型之動力特性

Mode	1	2	3	4
Frequency (Hz)	1.45	4.53	7.59	10.12
Damping Ratio (%)	0.29	0.33	0.25	0.32

表 6.3 各樓層加速度峰值反應比較(Input= El Centro)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.28 g			PGA= 0.28 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.98	1.01	-4	1.08	1.37	-27
5F	0.72	0.81	-13	0.85	0.86	-2
4F	0.76	0.55	27	1.03	0.71	31
3F	0.69	0.71	-4	0.78	0.72	8
2F	0.70	0.71	-1	0.85	0.58	32
	PGA=0.409 g			PGA= 0.409g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.43	1.47	-3	1.49	1.81	-22
5F	1.05	1.18	-12	1.07	1.06	0
4F	1.11	0.90	19	1.31	0.96	27
3F	1.01	1.14	-13	1.09	0.87	20
2F	1.02	1.26	-23	1.07	0.74	31

表 6.4 各樓層加速度均方根值比較(Input=El Centro)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.28 g			PGA= 0.28 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.38	0.13	67	0.40	0.25	36
5F	0.33	0.12	63	0.33	0.17	48
4F	0.29	0.09	71	0.37	0.16	57
3F	0.26	0.08	67	0.27	0.14	47
2F	0.19	0.07	62	0.24	0.11	54
	PGA=0.409 g			PGA= 0.409g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.56	0.16	71	0.51	0.31	41
5F	0.48	0.15	69	0.43	0.21	52
4F	0.43	0.11	74	0.47	0.20	59
3F	0.38	0.11	72	0.36	0.17	52
2F	0.27	0.09	66	0.31	0.14	55

表 6.5 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro)

	<i>Experimental</i>		<i>Simulated</i>	
	PGA=0.28g		PGA=0.28g	
<i>Mode</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	2.11	6.7	3.28	5.1
2	6.13	3.7	7.76	0.8
3	10.43	8.4	12.06	0.3
	PGA=0.409g		PGA=0.409g	
<i>Mode</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio</i> (%)
1	2.08	7.5	3.25	6.3
2	6.09	4.9	7.74	0.9
3	9.51	10.3	12.04	0.4

表 6.6 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Hahinohe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.306 g			PGA= 0.306 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.56	0.90	43	1.87	1.57	16
5F	1.27	0.72	44	1.35	1.12	18
4F	1.13	0.69	39	1.56	1.21	22
3F	1.12	0.71	37	1.35	1.06	22
2F	0.96	0.59	38	1.14	0.78	31
	PGA=0.442 g			PGA= 0.442 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	2.25	1.56	31	2.45	2.02	18
5F	1.84	1.54	16	1.79	1.37	24
4F	1.63	1.50	8	2.01	1.45	28
3F	1.61	1.19	27	1.75	1.30	26
2F	1.38	1.19	14	1.43	0.87	39

表 6.7 各樓層加速度均方根值比較(Input= Hahinohe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.306 g			PGA= 0.306 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.63	0.16	74	0.70	0.37	47
5F	0.59	0.15	75	0.60	0.29	51
4F	0.43	0.11	74	0.62	0.28	56
3F	0.44	0.11	74	0.52	0.22	59
2F	0.35	0.10	71	0.38	0.17	55
	PGA=0.442 g			PGA= 0.442 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.91	0.21	77	0.91	0.43	53
5F	0.86	0.19	78	0.79	0.34	57
4F	0.62	0.15	76	0.81	0.32	61
3F	0.64	0.15	77	0.68	0.26	62
2F	0.51	0.14	73	0.49	0.20	60

表 6.8 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe)

	<i>Experimental</i>		<i>Simulated</i>	
<i>Mode</i>	PGA=0.306g		PGA=0.306g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio (%)</i>
1	2.07	9.3	3.27	6.4
2	6.85	4.4	7.73	1.4
3	11.14	6.2	12.05	0.4
<i>Mode</i>	PGA=0.442g		PGA=0.442g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping Ratio (%)</i>
1	2.09	11.8	3.24	7.2
2	6.79	6.5	7.71	1.5
3	10.69	9.0	12.04	0.6

表 6.9 各樓層加速度峰值反應比較(Input= Kobe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.318 g			PGA= 0.318 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.41	1.14	19	1.09	0.88	19
5F	0.99	1.05	-6	0.87	0.77	12
4F	0.95	0.85	10	0.93	0.57	39
3F	1.11	0.88	20	0.78	0.45	42
2F	0.83	0.73	12	0.62	0.38	38
	PGA=0.519 g			PGA= 0.519g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	2.30	2.50	-9	1.60	1.12	30
5F	1.62	2.77	-72	1.42	1.02	28
4F	1.55	2.37	-53	1.36	0.84	38
3F	1.82	1.78	2	1.14	0.69	39
2F	1.35	1.38	-2	0.97	0.62	36

表 6.10 各樓層加速度均方根值比較(Input= Kobe)

	<i>Experimental</i>			<i>Simulated</i>		
	PGA=0.318 g			PGA= 0.318 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.58	0.13	78	0.27	0.12	56
5F	0.47	0.12	74	0.24	0.10	58
4F	0.42	0.09	79	0.25	0.09	65
3F	0.44	0.08	81	0.20	0.06	69
2F	0.32	0.06	80	0.15	0.05	69
	PGA=0.519 g			PGA= 0.519g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.96	0.17	82	0.41	0.16	61
5F	0.78	0.17	79	0.35	0.13	64
4F	0.69	0.13	82	0.37	0.12	69
3F	0.71	0.12	84	0.31	0.08	73
2F	0.53	0.10	82	0.23	0.07	70

表 6.11 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input= Kobe)

	<i>Experimental</i>		<i>Simulated</i>	
	PGA=0.318g		PGA=0.318g	
<i>Mode</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>
1	2.09	7.7	3.34	2.9
2	6.71	3.3	7.76	1.8
3	9.94	9.9	12.48	0.6
	PGA=0.519g		PGA=0.519g	
<i>Mode</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>
1	2.09	10.9	3.31	4.1
2	6.59	4.0	7.73	2.1
3	9.65	13.3	12.07	0.3

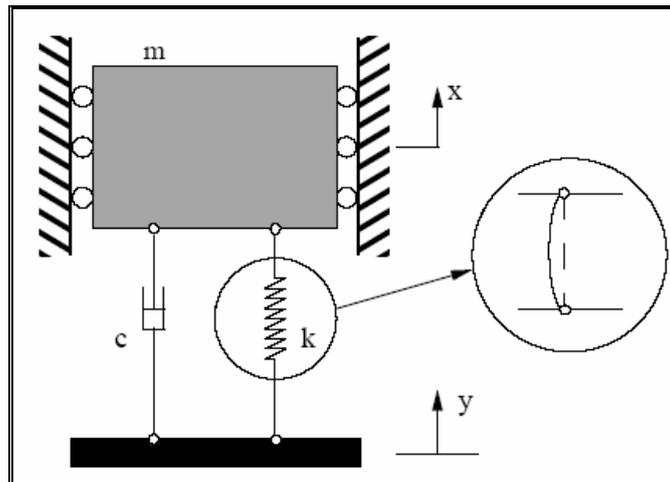


圖 1.1 以預彎拱鈸為減振系統示意圖【1】

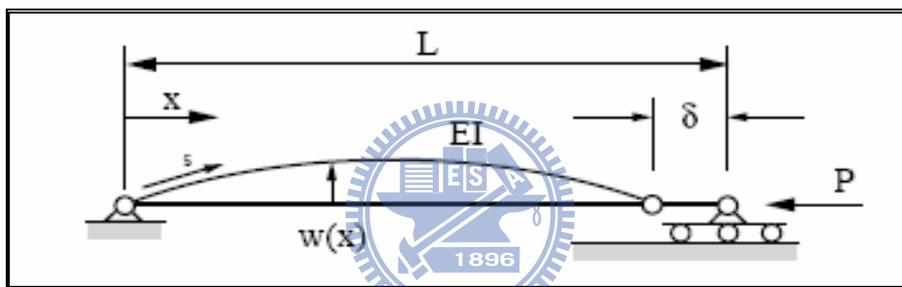


圖 1.2 挫屈連桿之幾何變形示意圖【1】

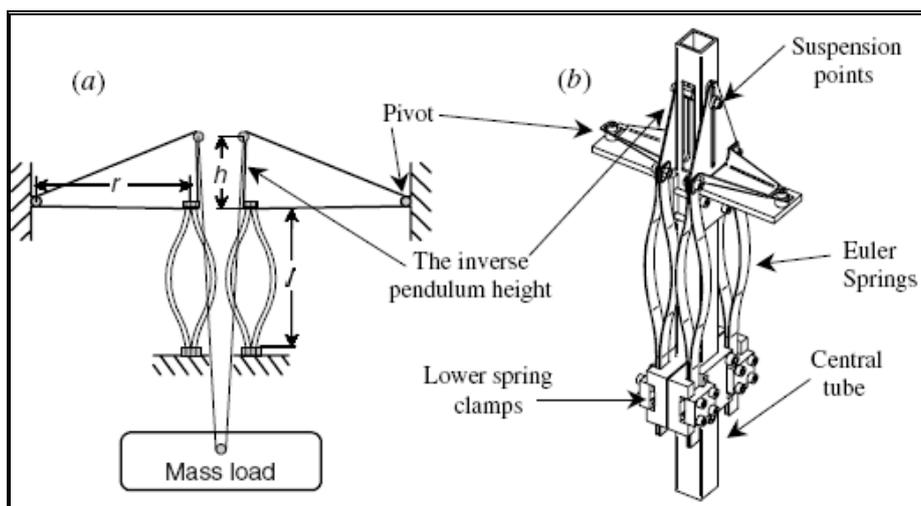


圖 1.3 以 Euler spring 所組成之減振裝置【4】

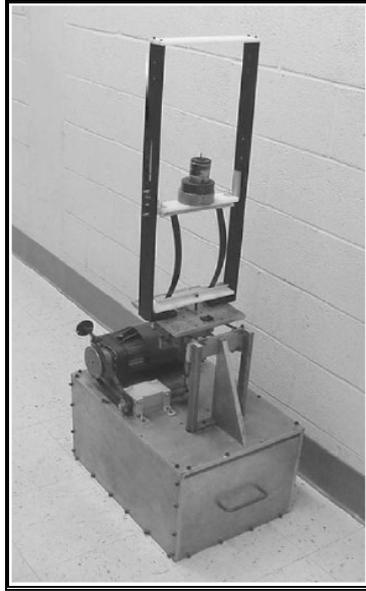


圖 1.4 兩端鉸接挫屈柱減振系統【1】

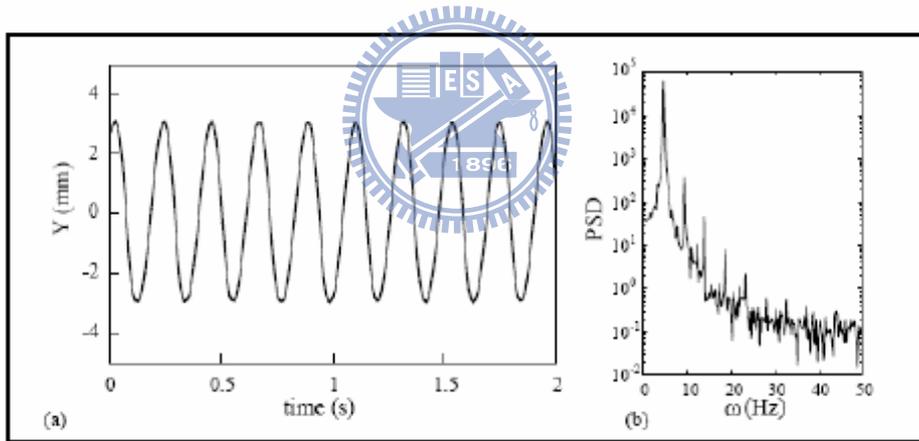


圖 1.5 Virgin 等人實驗結果之 1【1】

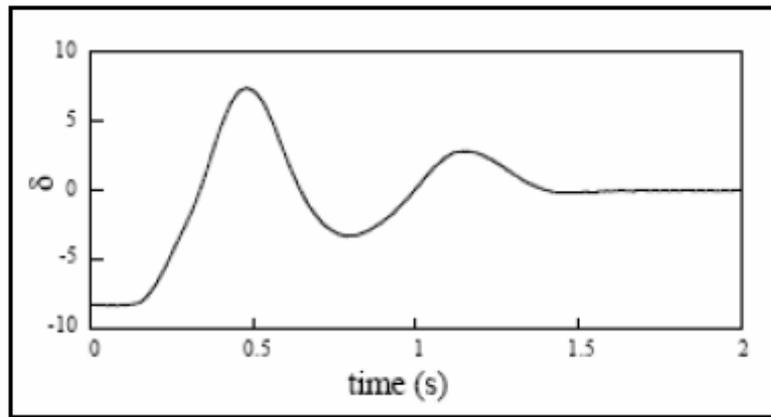


圖 1.6 Virgin 等人實驗結果之 2【1】

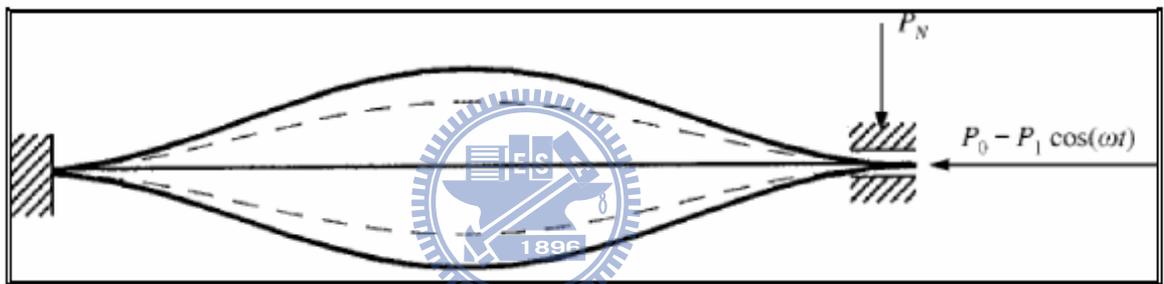


圖 1.7 一端固定與一端可滑動之挫屈柱示意圖【8】

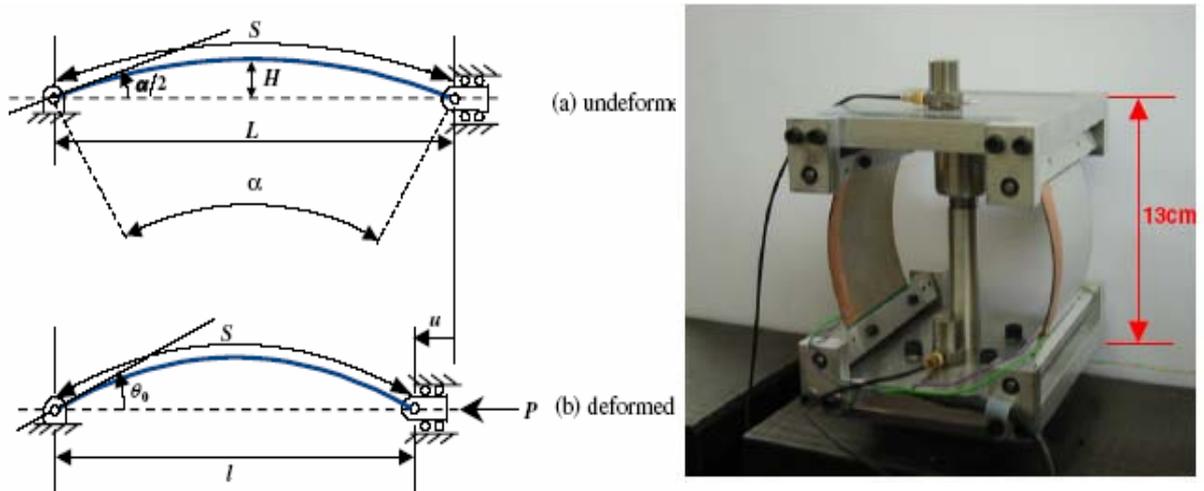


圖 1.8 可調式消能減振元件 ATVA【9】

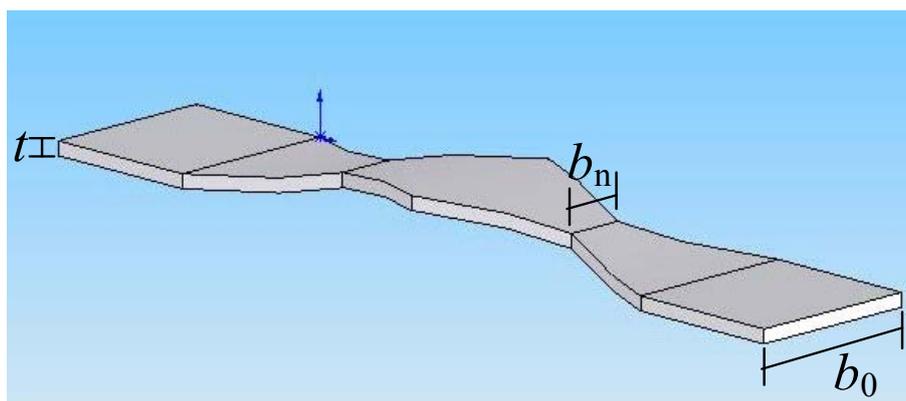


圖 2.1 預彎拱鈸之幾何形狀

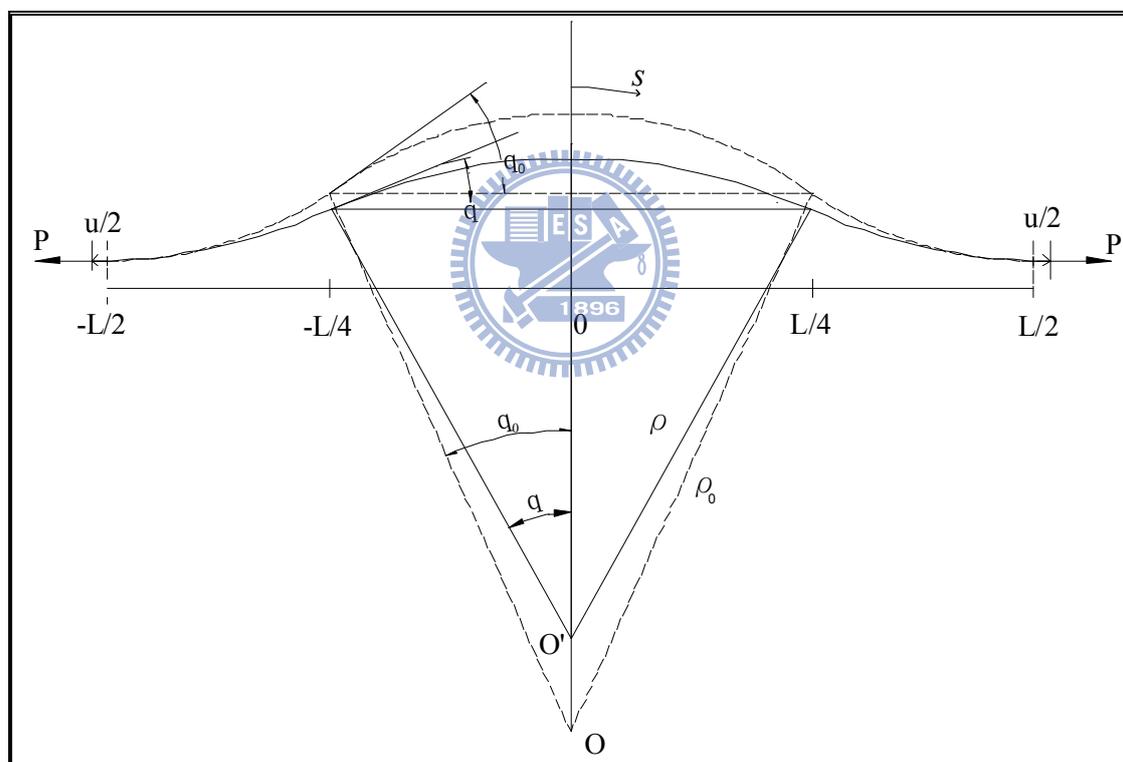


圖 2.2 預彎拱鈸之幾何變形曲線圖

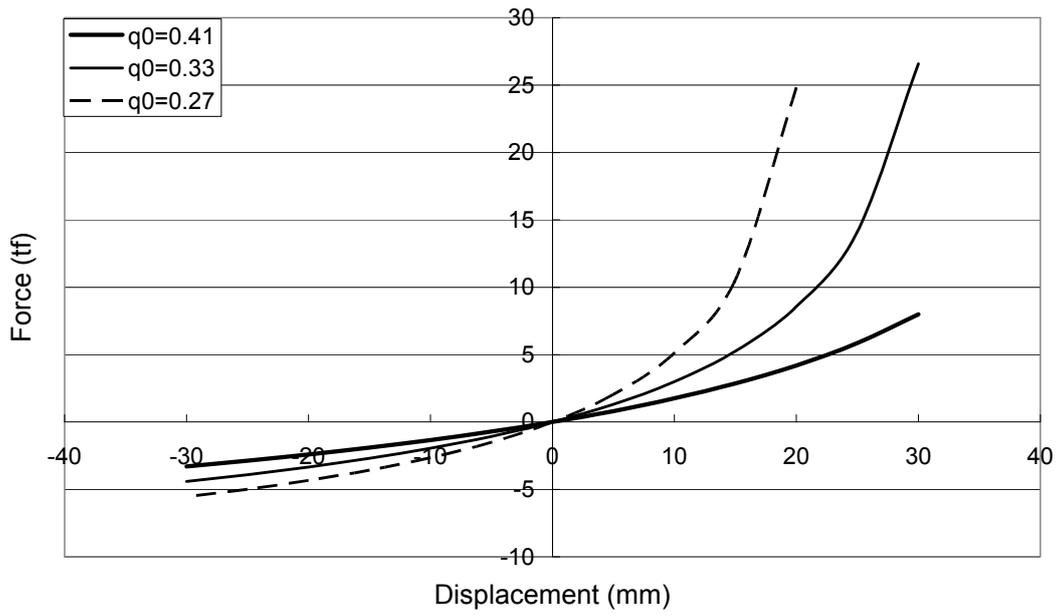


圖 2.3 不同初始弦切徑度角之預彎拱鈹力與位移關係曲線

(  $L=650$  mm ,  $t=12$  mm ,  $b_0=150$ mm ,  $\beta=0.33$  )

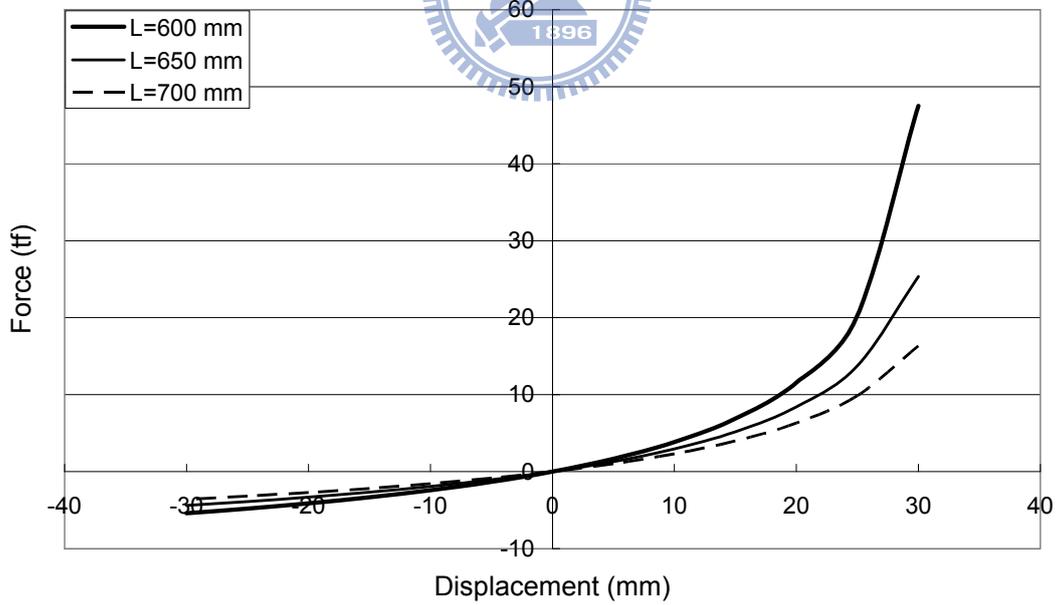


圖 2.4 不同弧長之預彎拱鈹力與位移關係曲線

(  $t=12$  mm ,  $b_0=150$ mm ,  $\beta=0.33$  ,  $q_0=0.33$  )

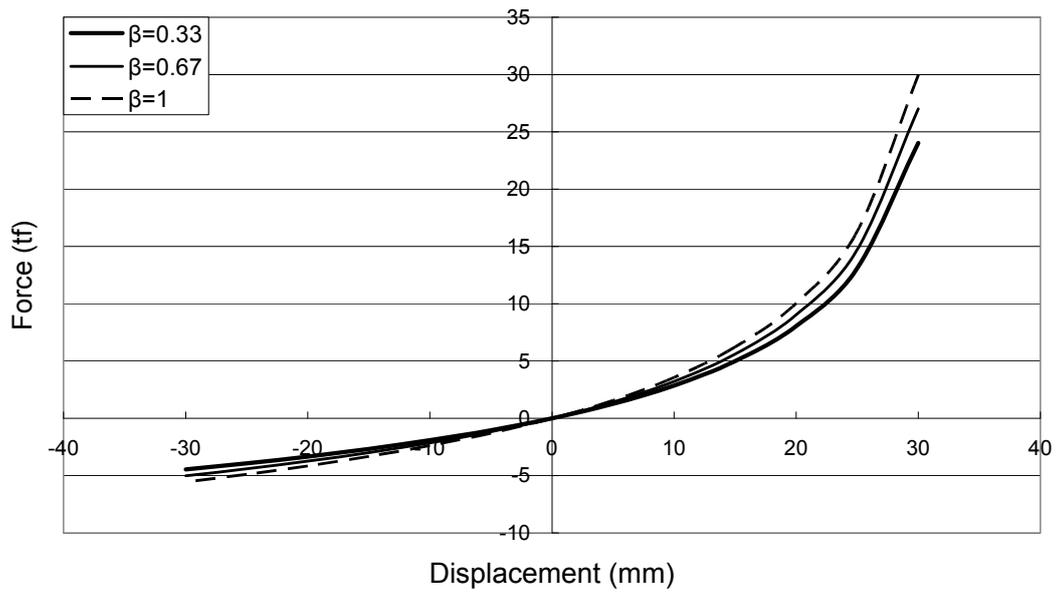


圖 2.5 不同斷面寬度比  $\beta$  之預彎拱鈹力與位移關係曲線

(  $L=650$  mm ,  $t=12$  mm ,  $b_0=150$ mm ,  $q_0=0.33$  )





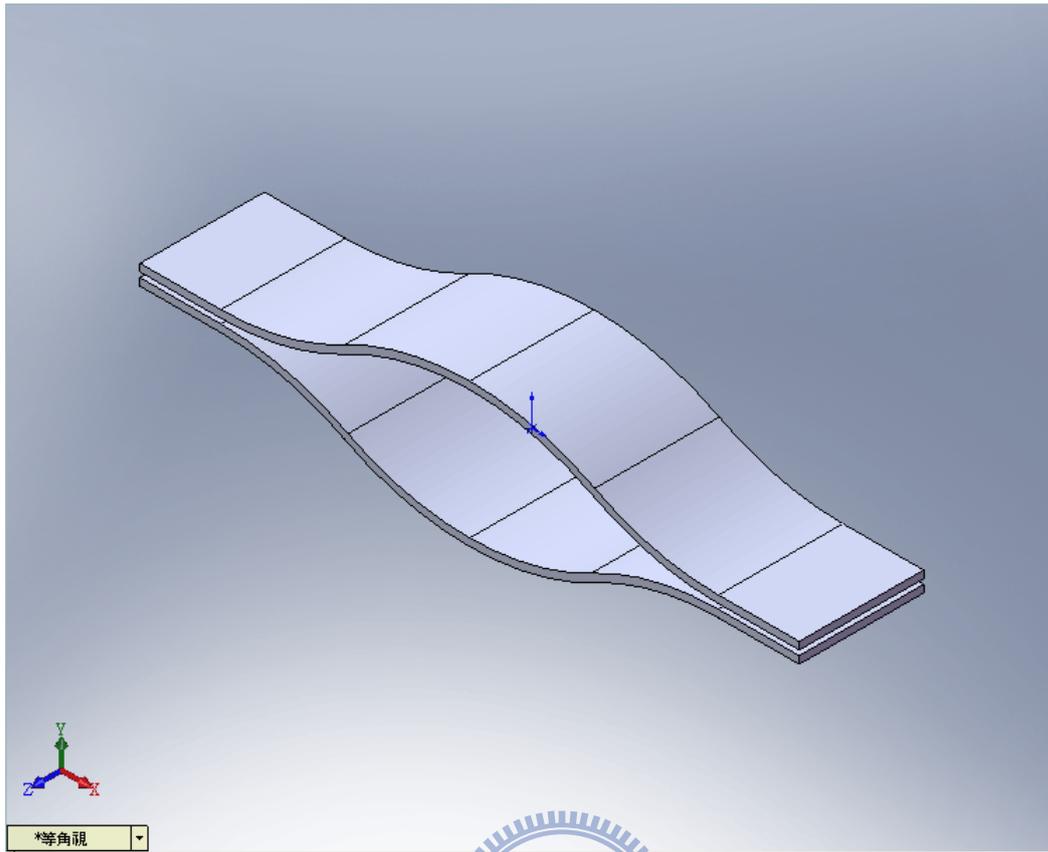


圖 3.3 非對稱配置之預彎拱板模型( $t=3\text{mm}$ )

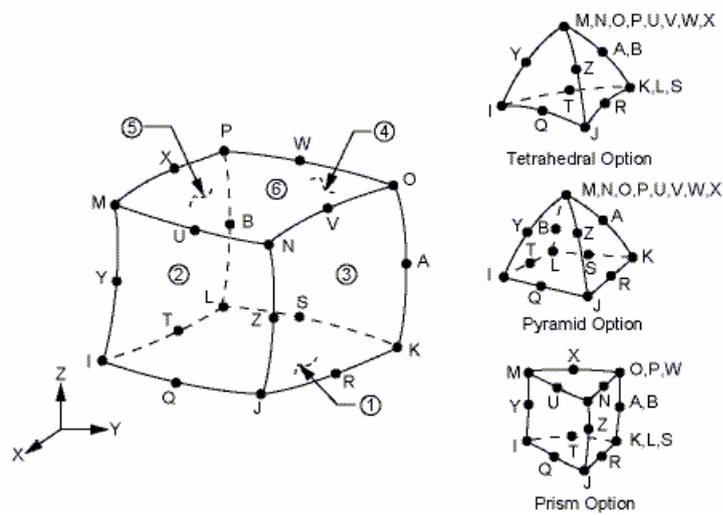
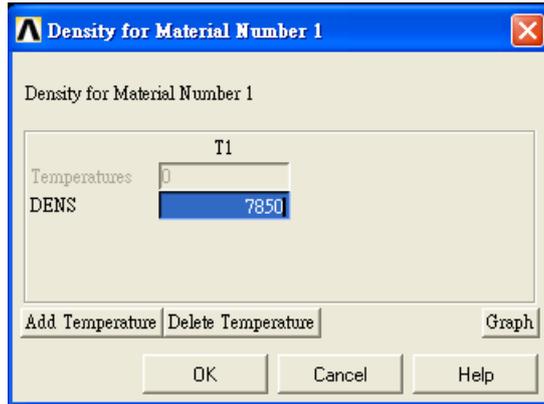
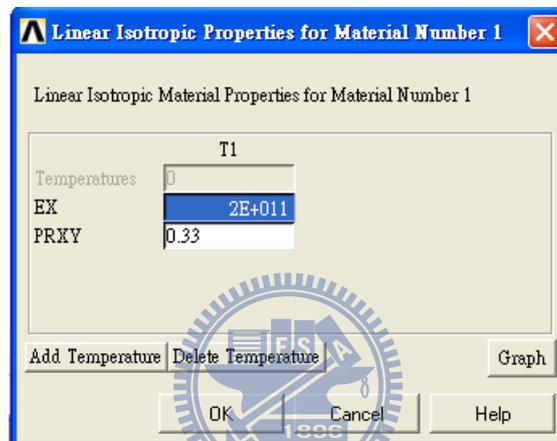


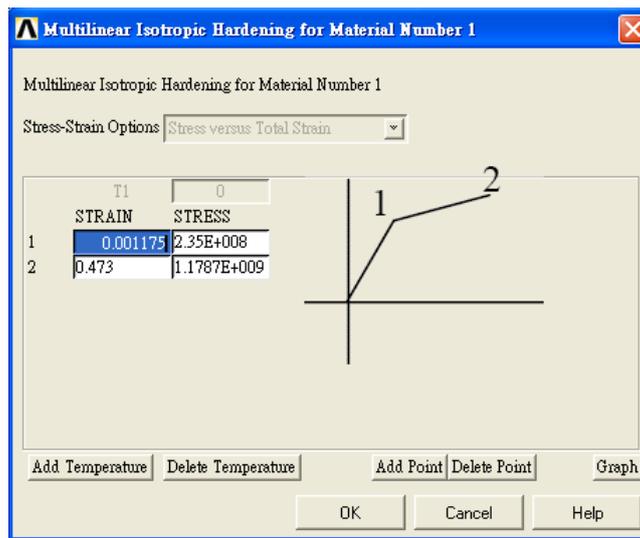
圖 3.4 SOILD186 元素



(a) 設定密度



(b) 設定彈性模數與柏松比



(c) 設定材料非線性參數

圖 3.5 預彎拱鈹之材料參數設定

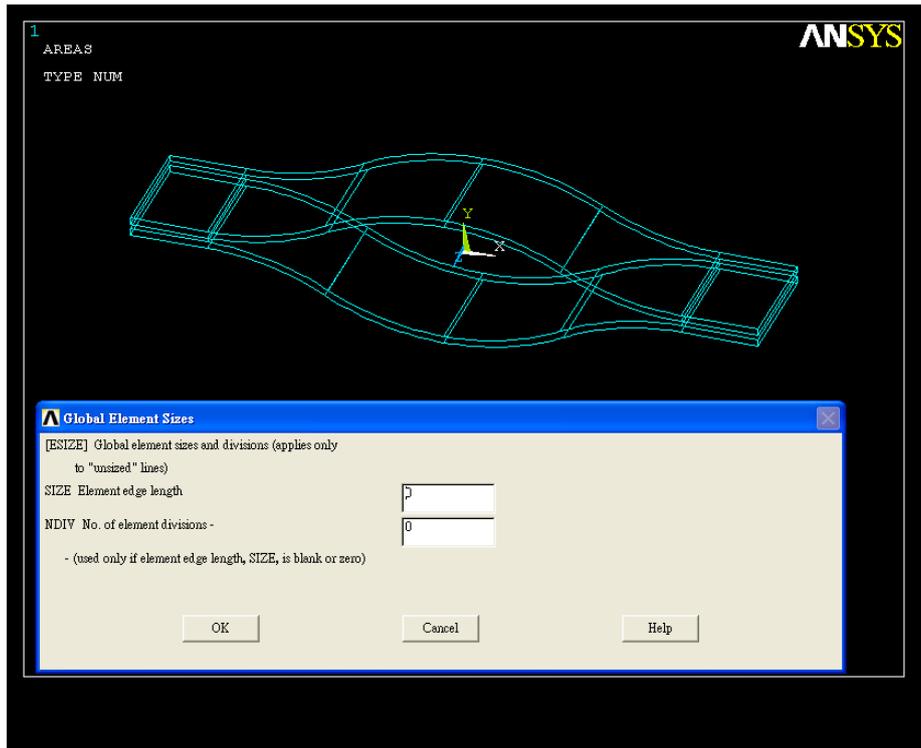


圖 3.6 網格劃分大小之設定

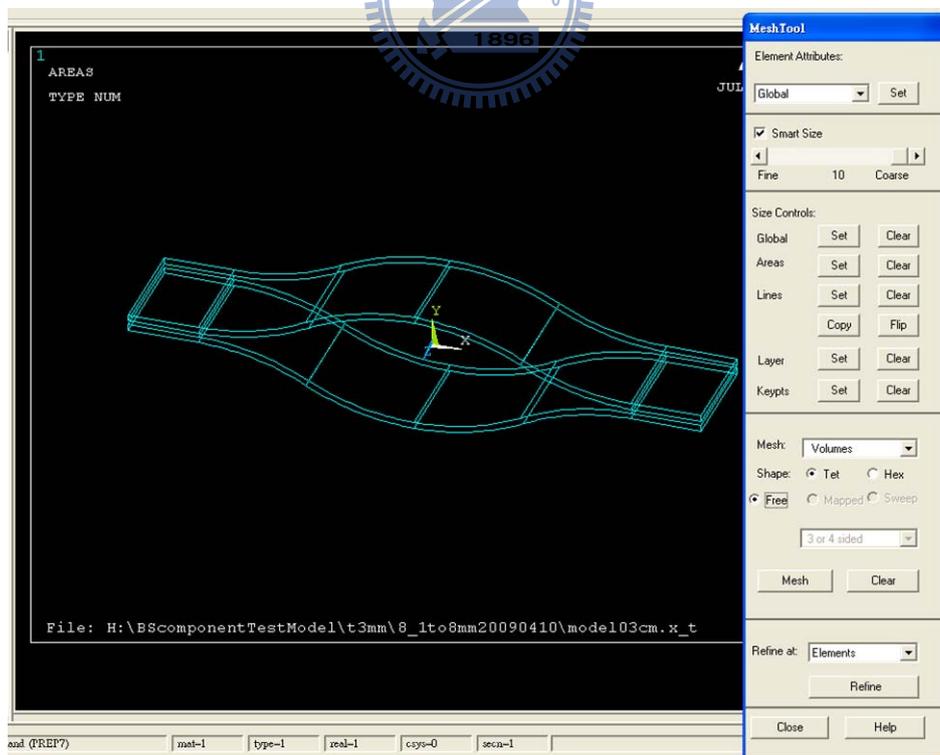


圖 3.7 自由網格劃分

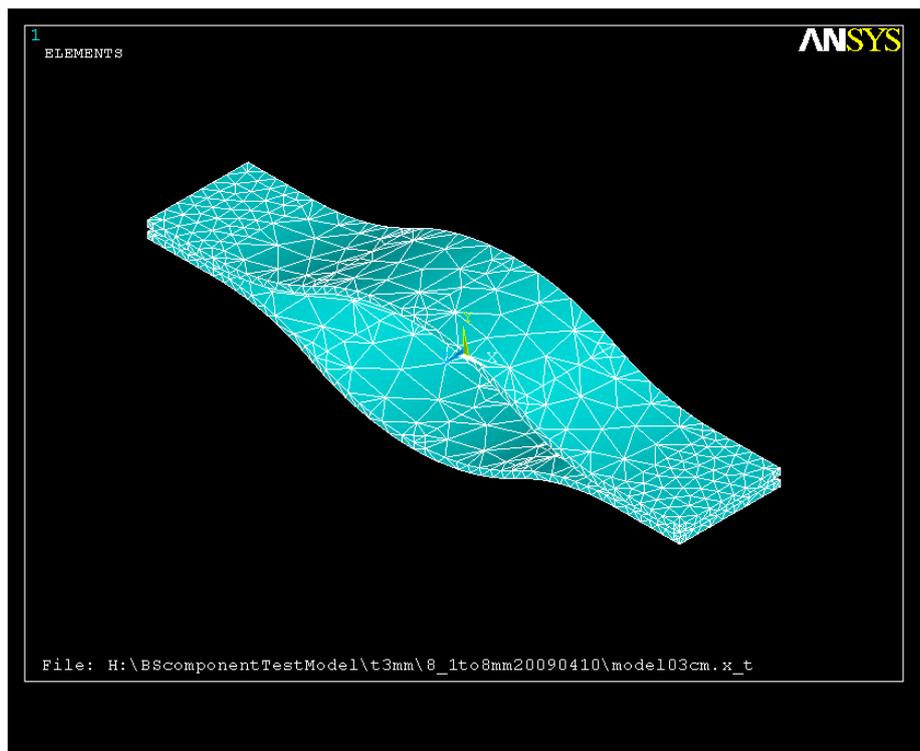


圖 3.8 建立預彎拱鈹有限元素模型

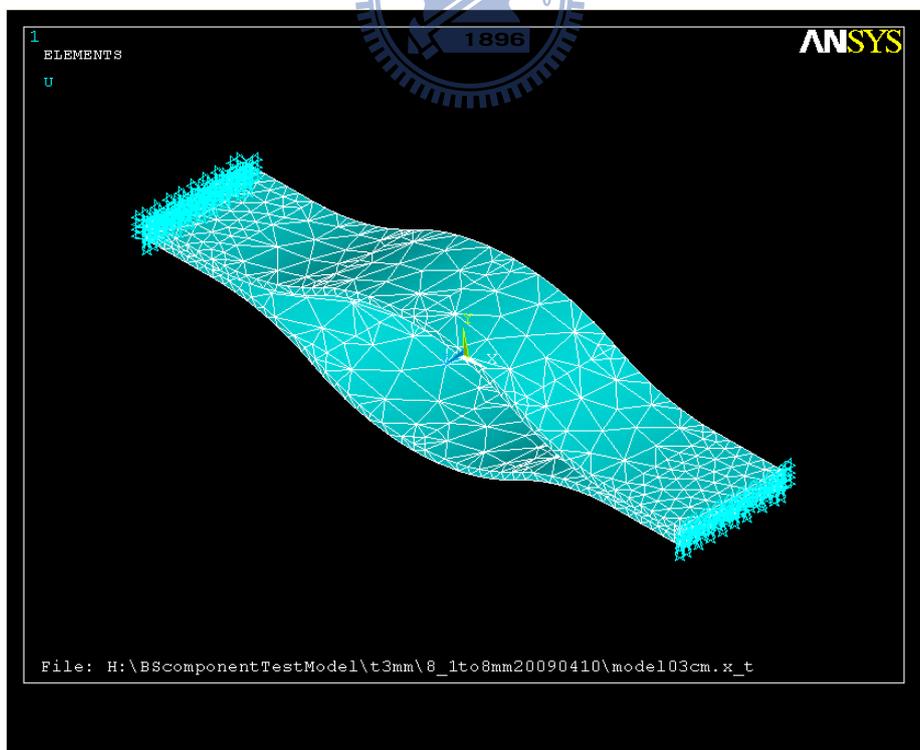


圖 3.9 預彎拱鈹之邊界條件設定

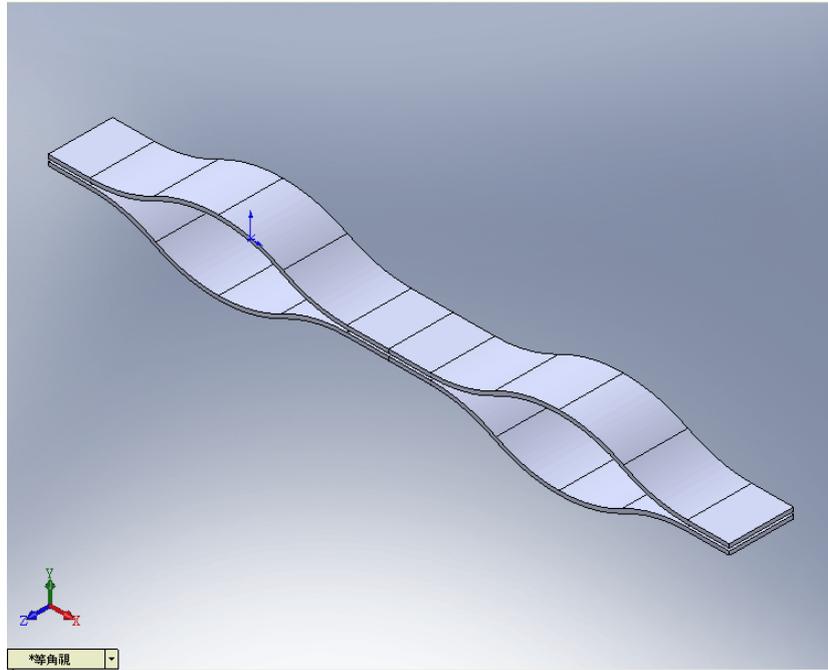


圖 3.10 對稱配置預彎拱鈹之實體模型(t=3mm)

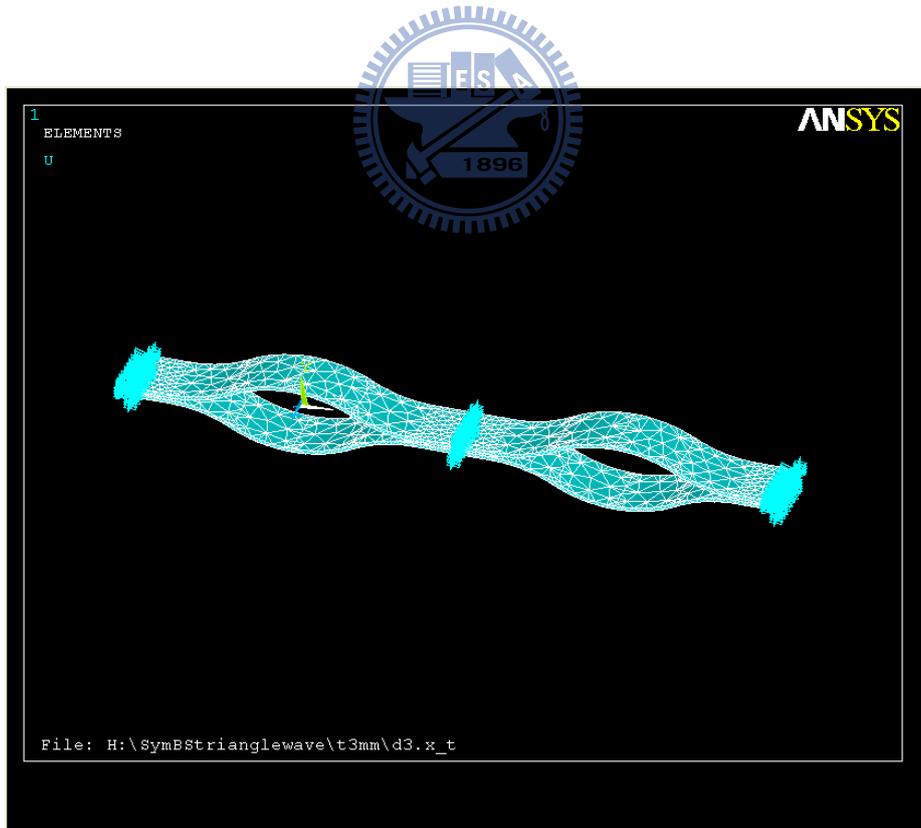
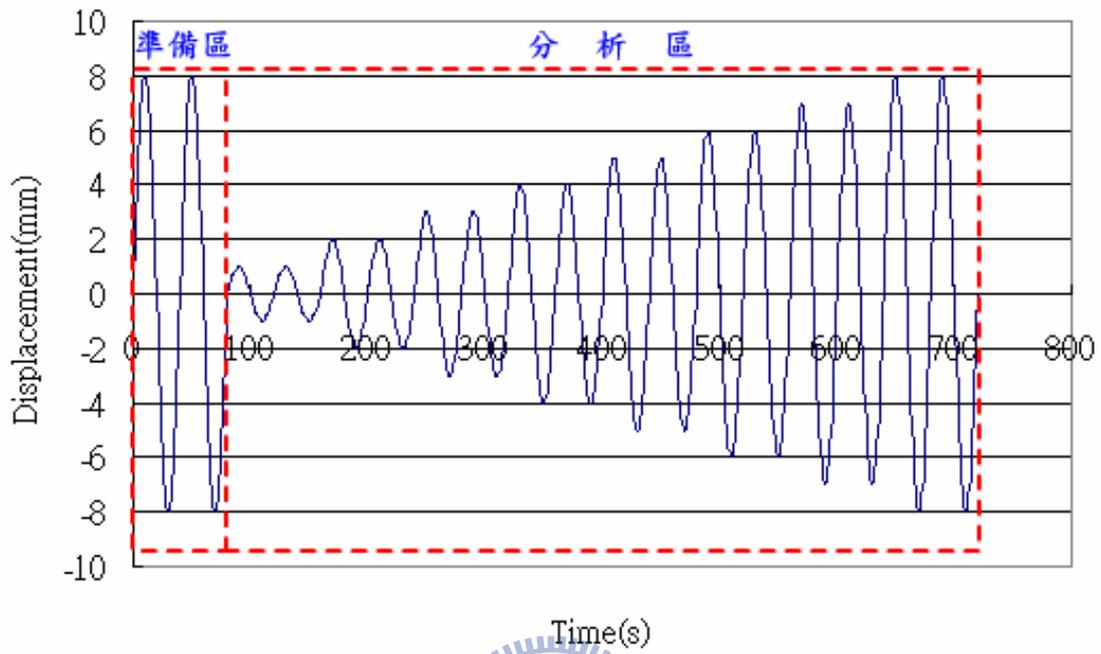
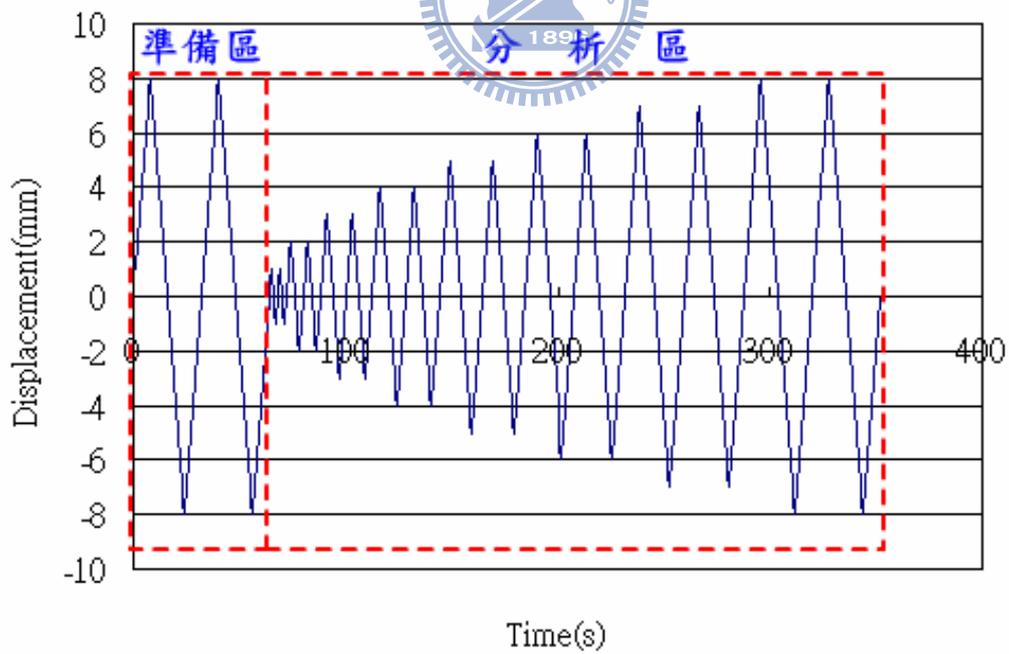


圖 3.11 對稱配置預彎拱鈹之邊界條件設定

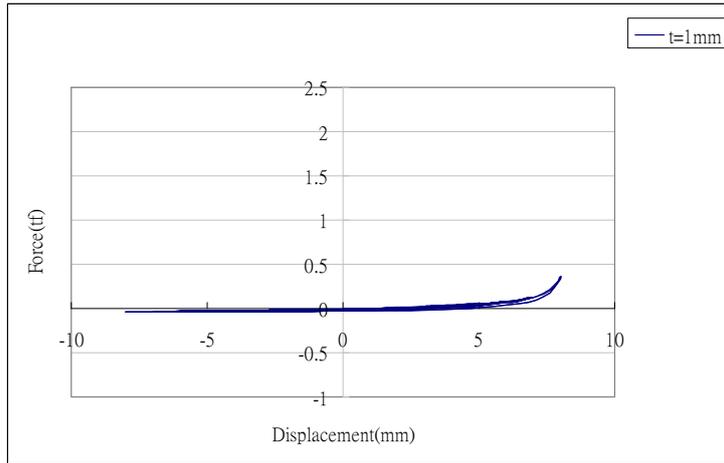


(a) 正弦波

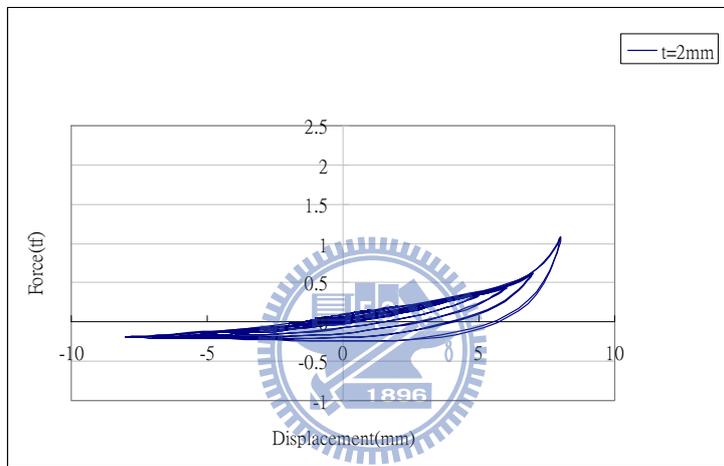


(b) 三角波

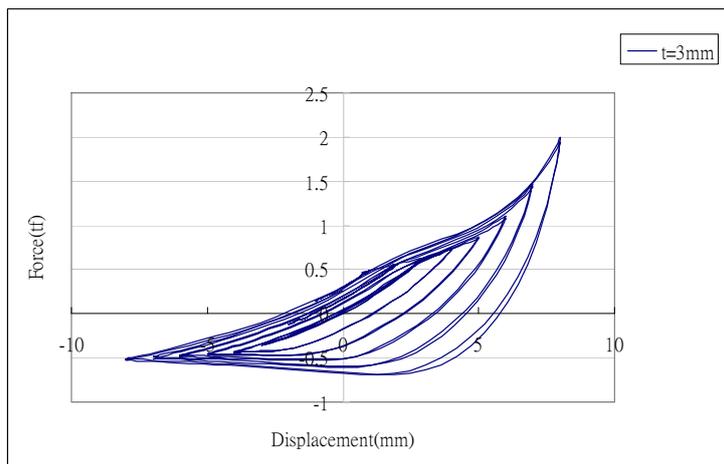
圖 3.12 ANSYS 之位移指令歷時



(a) PBSt1A



(b) PBSt2A



(c) PBSt3A

圖 3.13 ANSYS 分析之非對稱預彎拱鈹遲滯迴圈

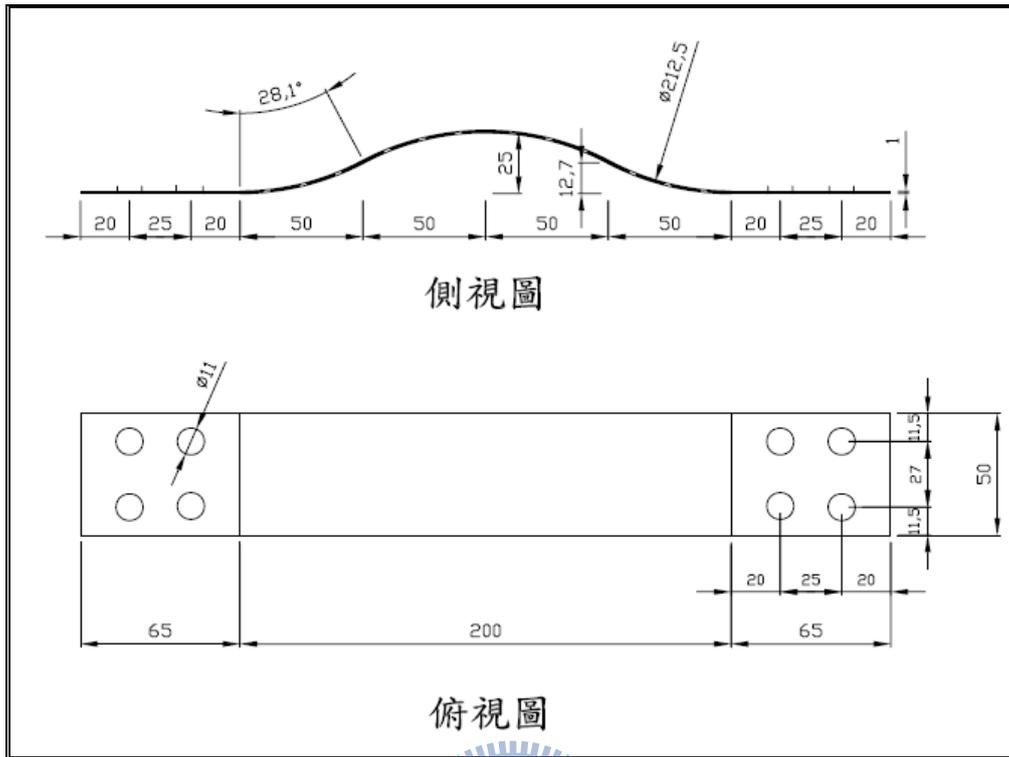


圖 4.1 PBSt1 試體之設計詳圖(單位:mm)

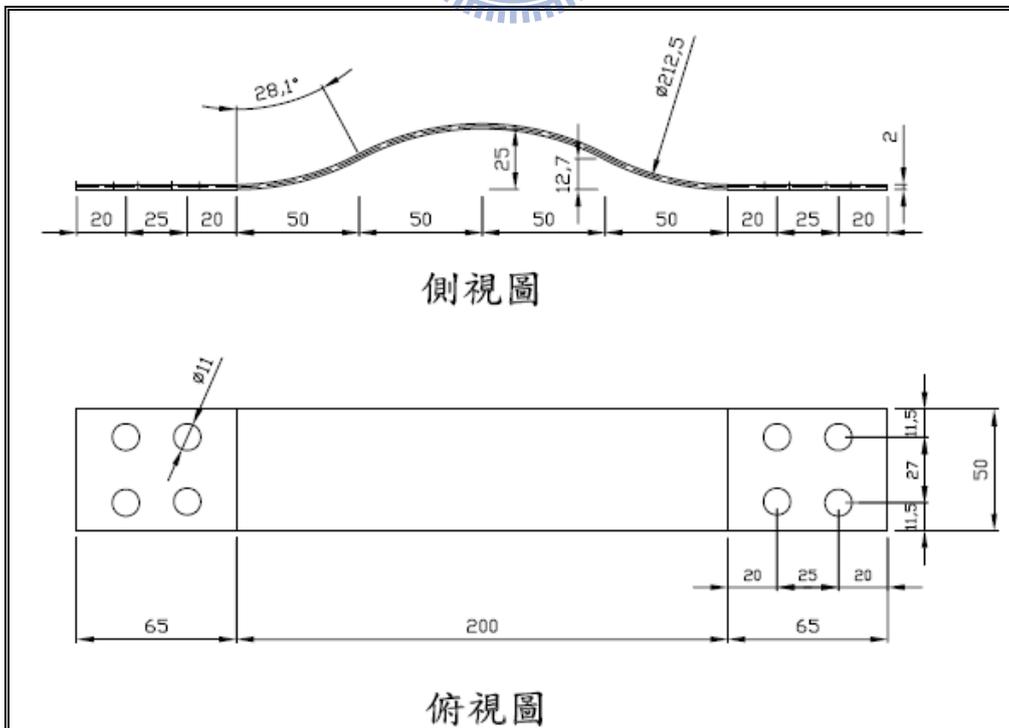


圖 4.2 PBSt2 試體之設計詳圖(單位:mm)

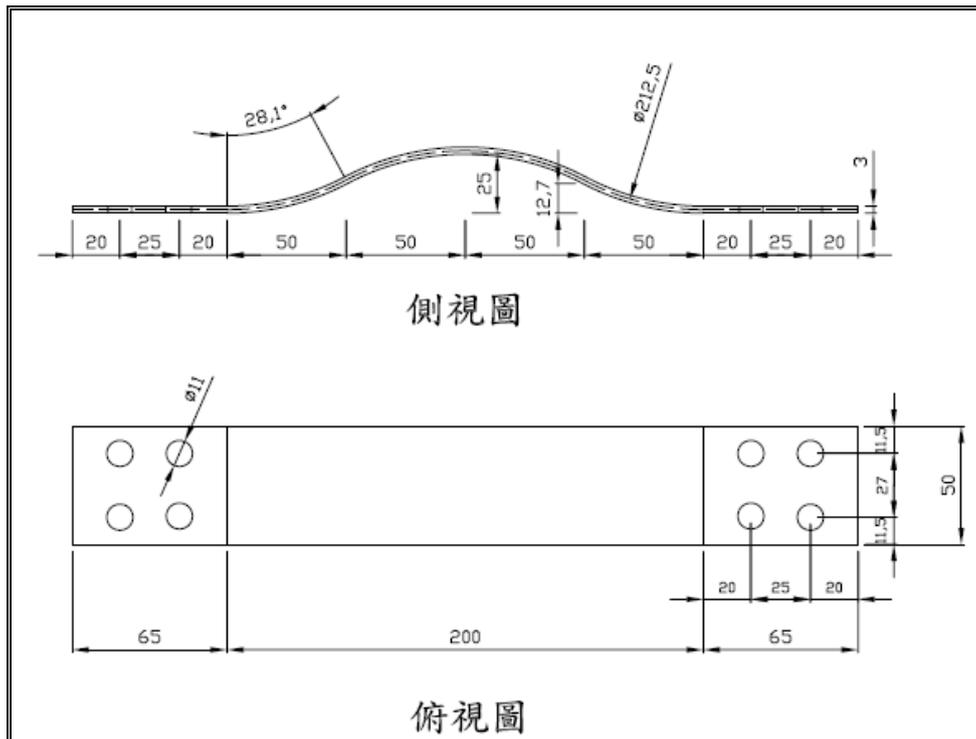


圖 4.3 PBSt3 試體之設計詳圖(單位:mm)

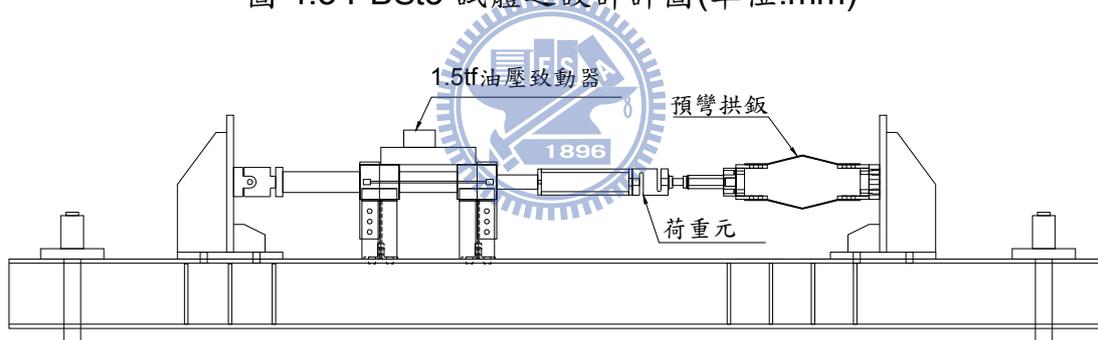


圖 4.4 預彎拱鈑元件之測試構架設計圖



圖 4.5 預彎拱鈑元件之測試構架組裝完成照片

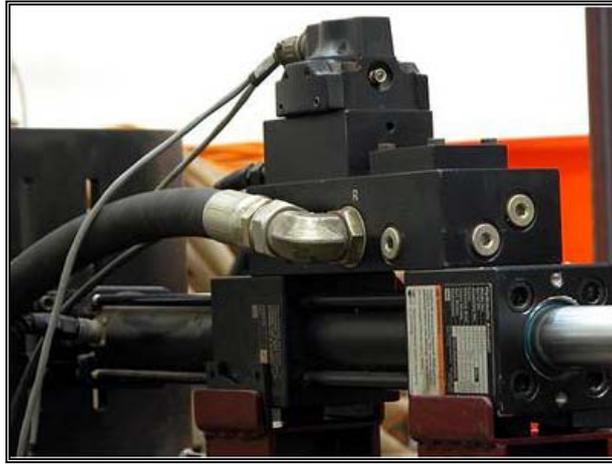


圖 4.6 MTS1.5tf 動態油壓致動器



圖 4.7 荷重元 (Load Cell)



圖 4.8 訊號擷取系統

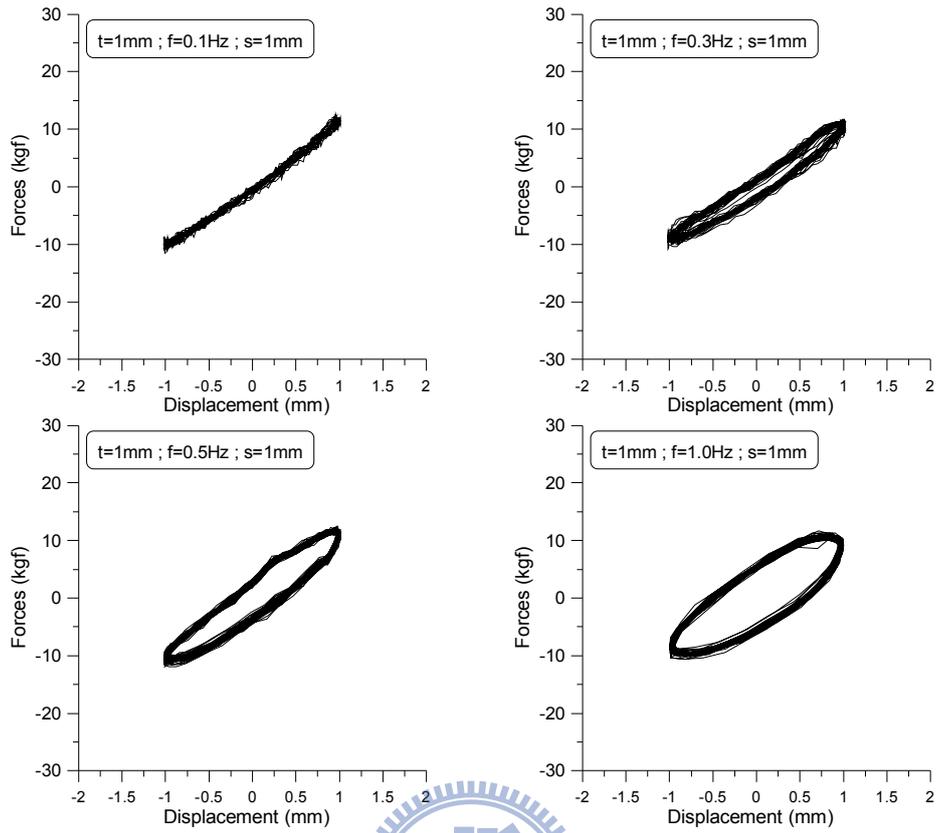


圖 4.9 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(PBSt1 ;  $s=1\text{mm}$ )

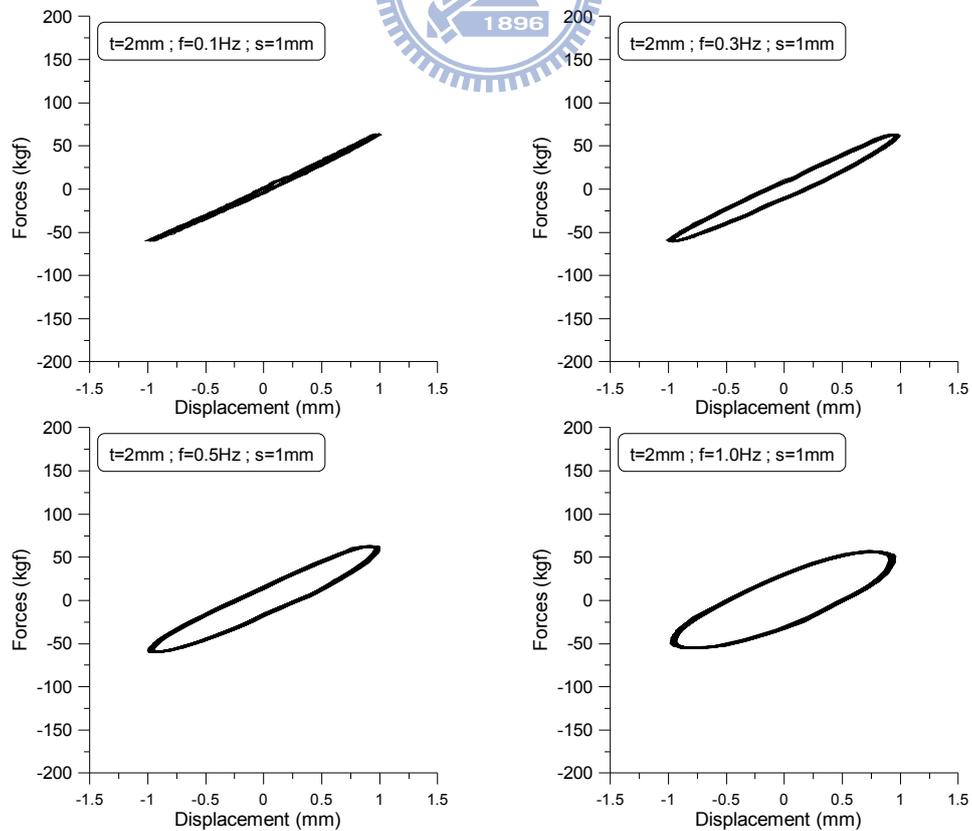


圖 4.10 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(PBSt2 ;  $s=1\text{mm}$ )

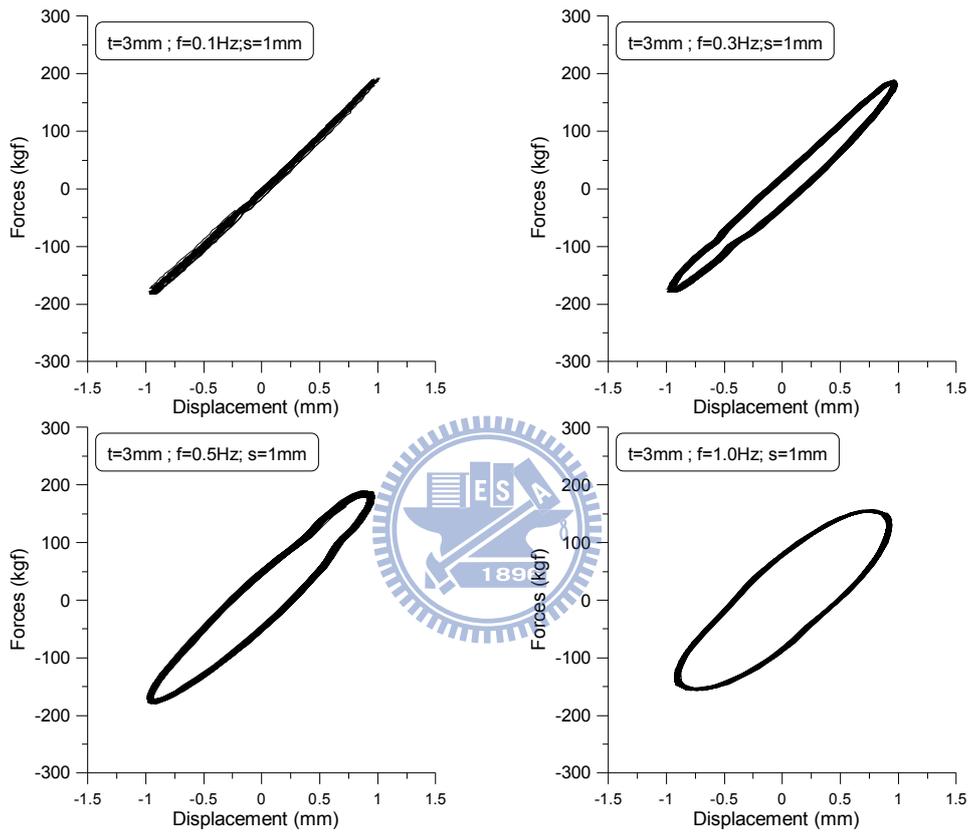


圖 4.11 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(PBSt3 ; s=1mm)

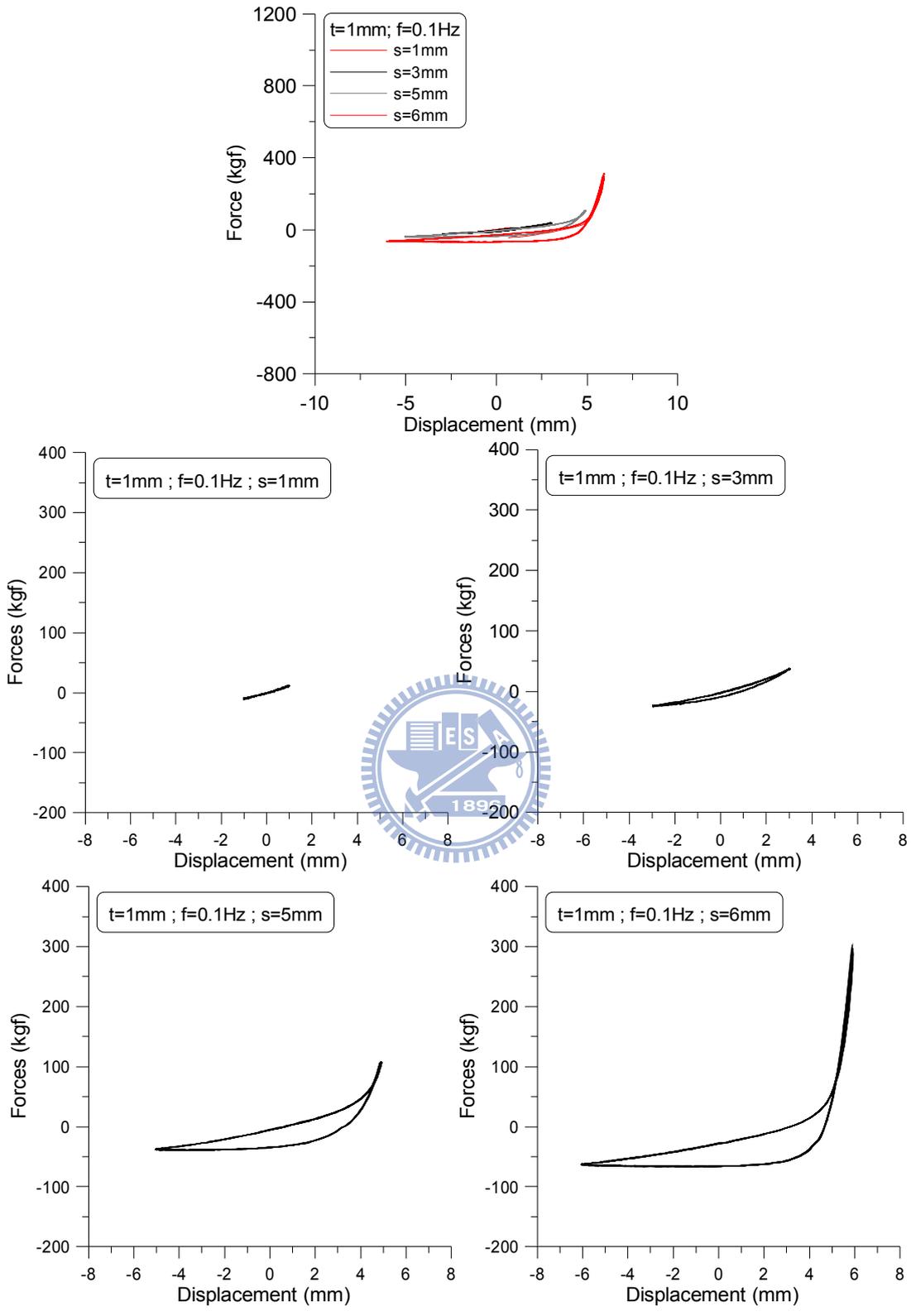


圖 4.12 PBSt1 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈( $f=0.1\text{Hz}$ )

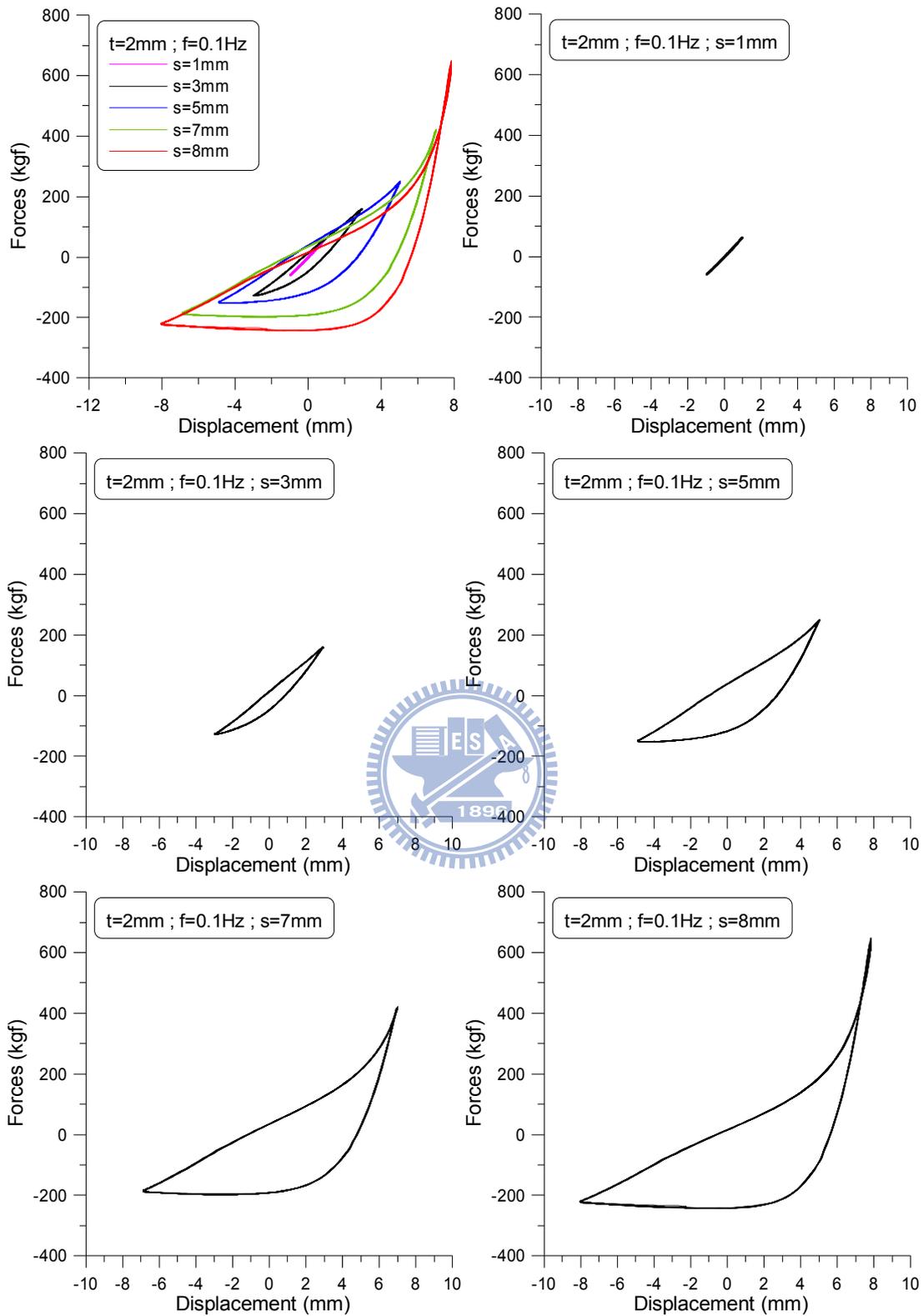


圖 4.13 PBSt2 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈( $f=0.1\text{Hz}$ )

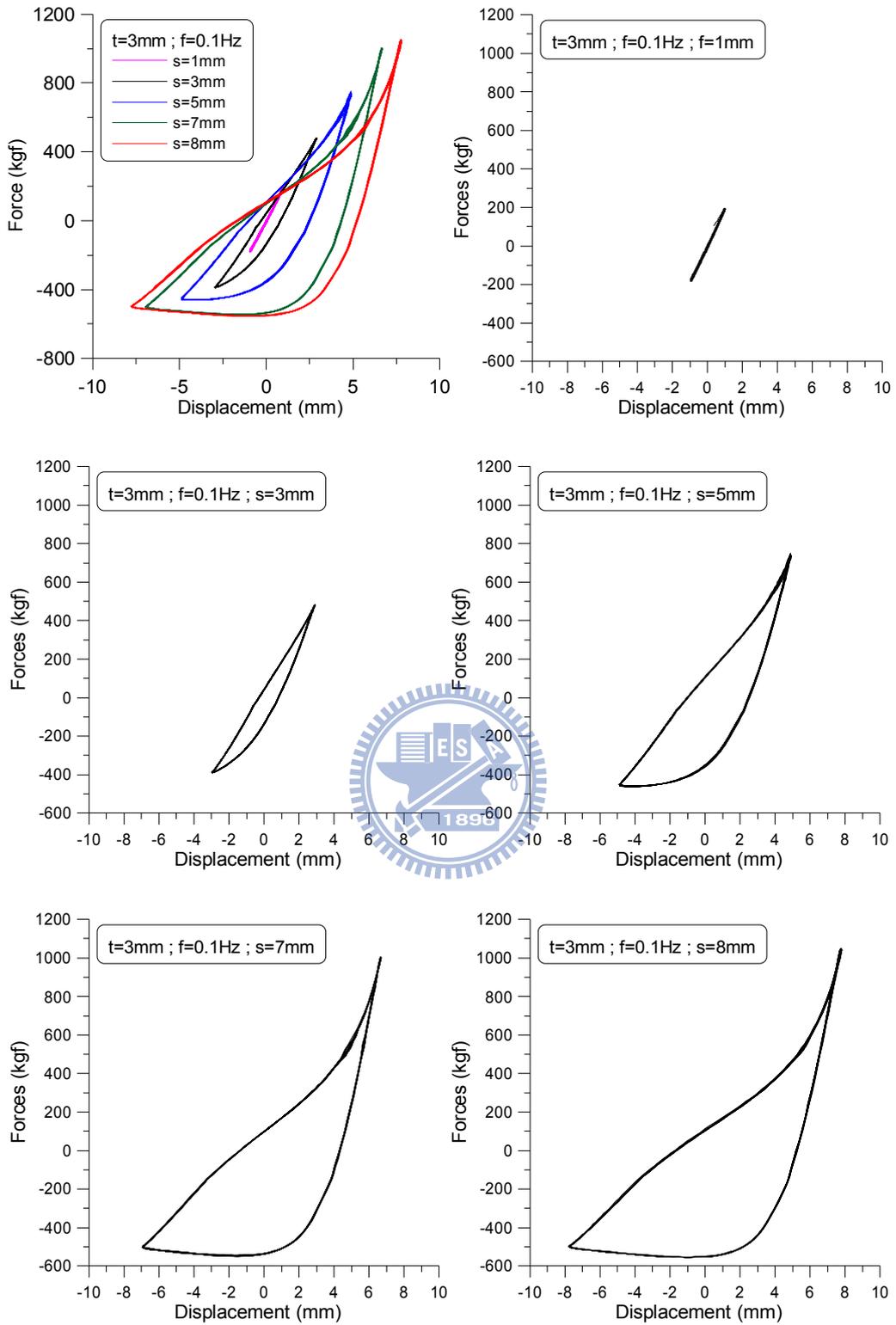
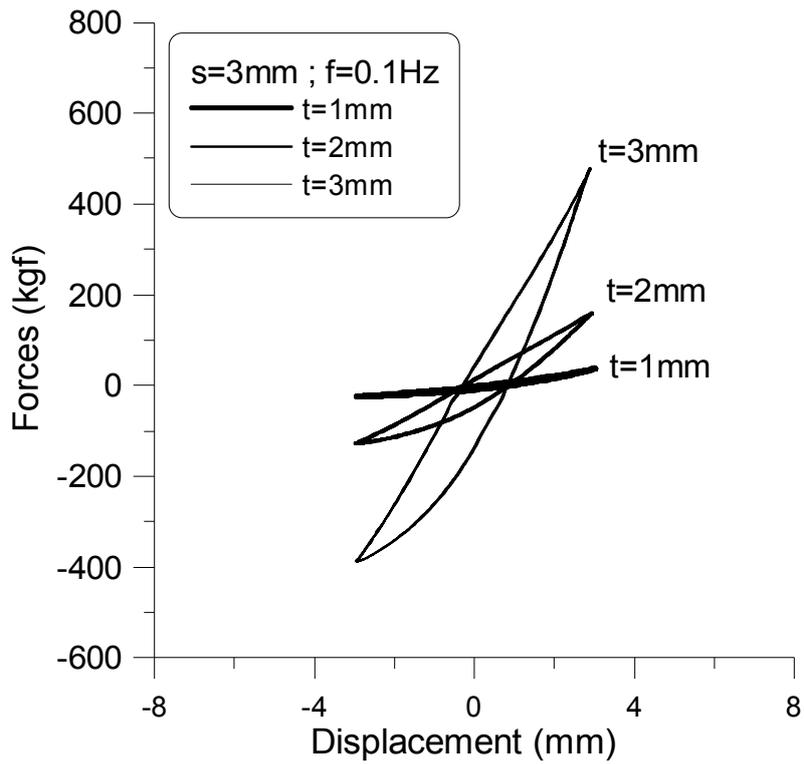
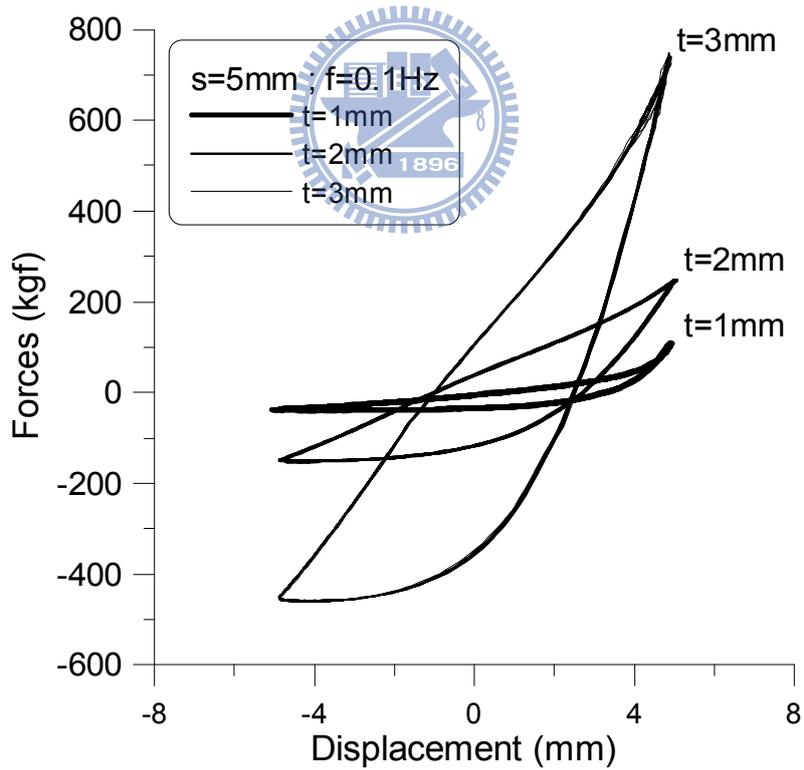


圖 4.14 PBSt3 預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈( $f=0.1\text{Hz}$ )



(a) 測試振幅  $s=3\text{mm}$



(b) 測試振幅  $s=5\text{mm}$

圖 4.15 不同板厚預彎拱板遲滯迴圈之比較( $f=0.1\text{Hz}$ )

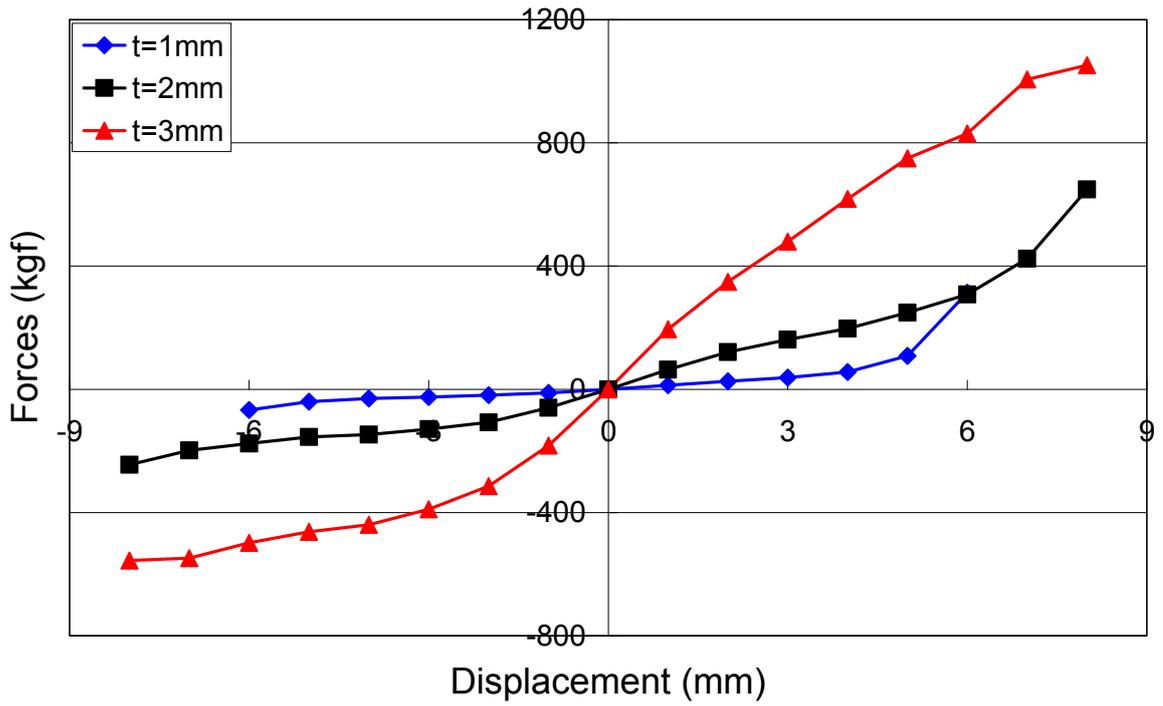


圖 4.16 不同板厚預彎拱板之最大出力包絡線

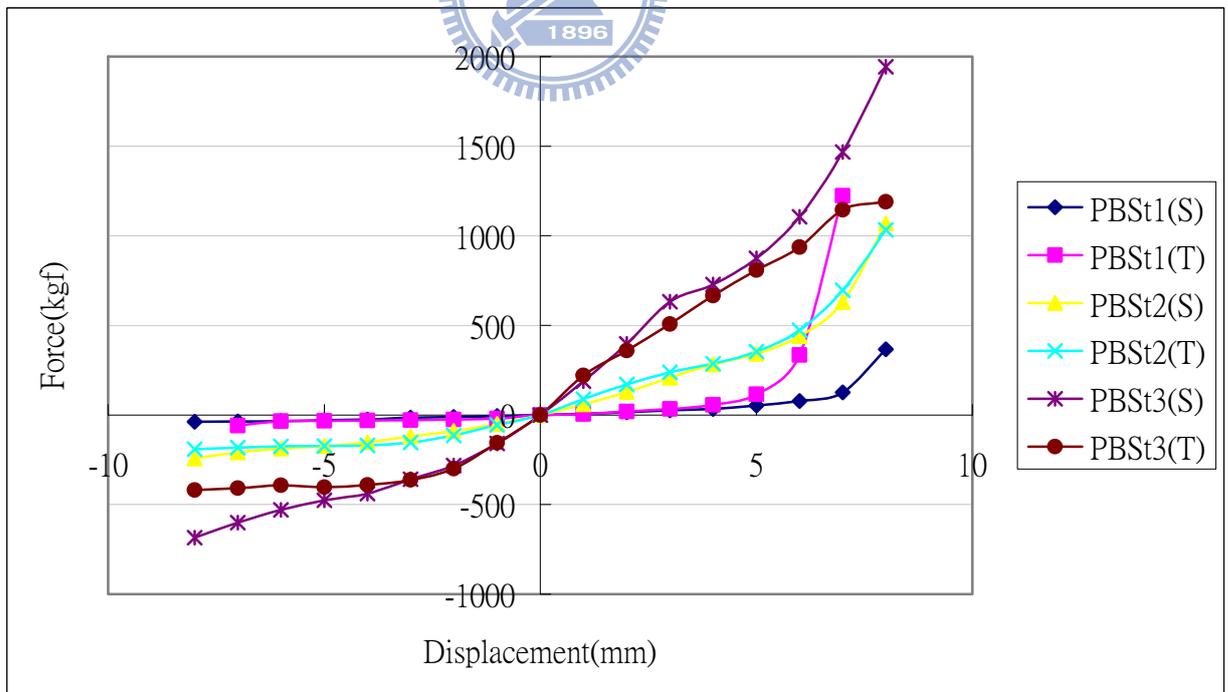
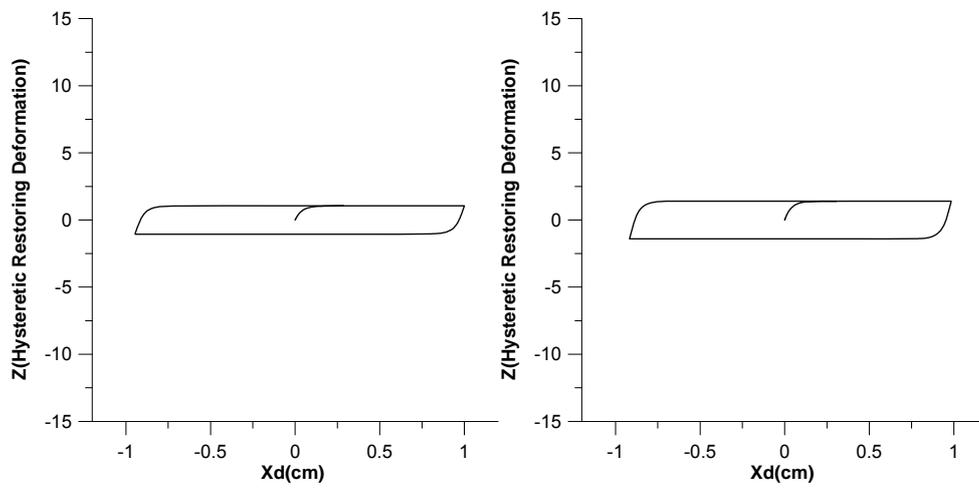
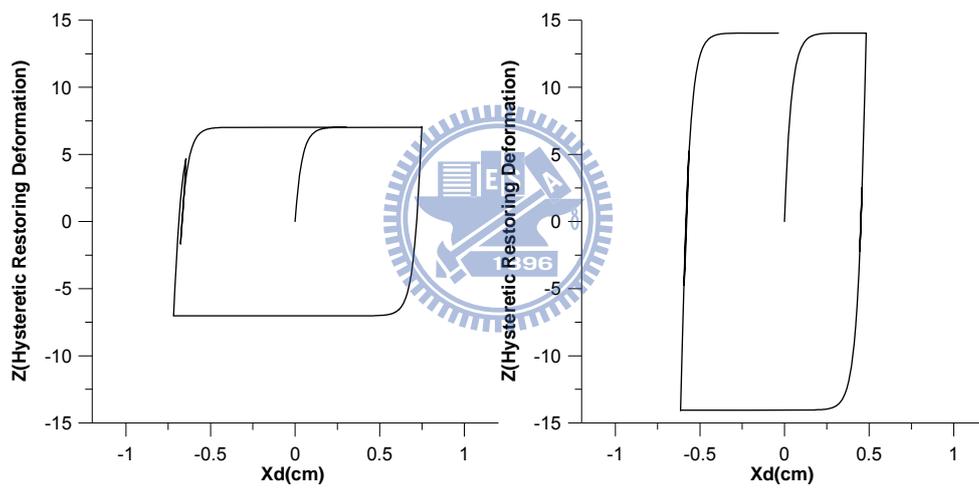


圖 4.17 不同板厚預彎拱板之實驗與模擬之最大出力包絡線



(a)  $A=0.0746$

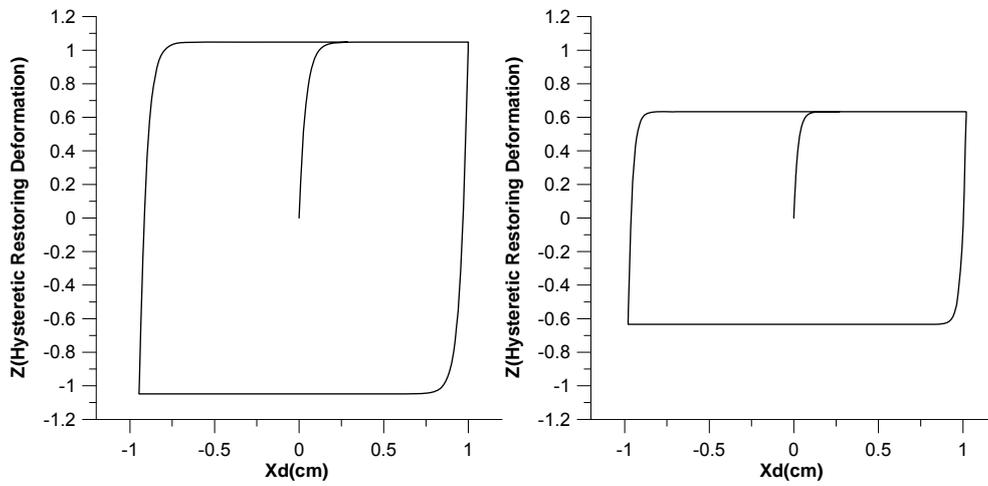
(b)  $A=0.1$



(c)  $A=0.5$

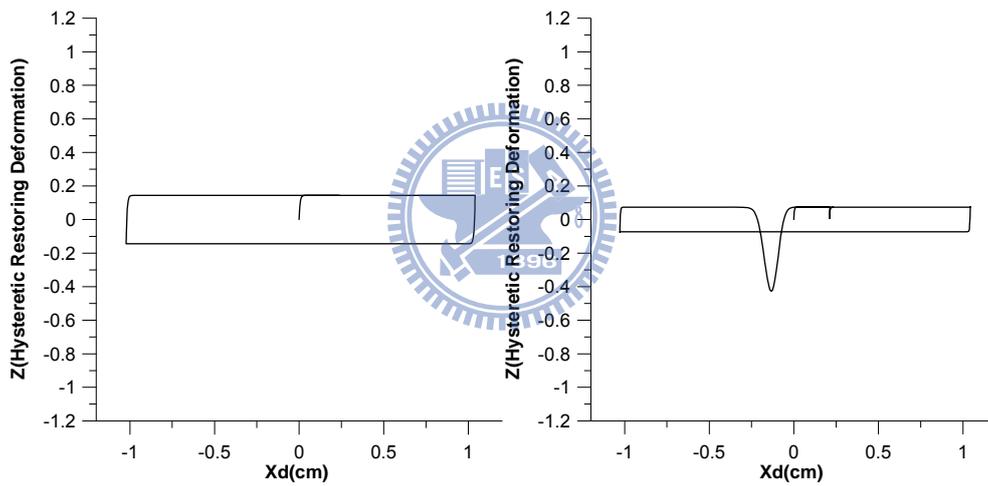
(d)  $A=1$

圖 5.1 遲滯回復變形函數(Z)與 A 之關係



(a)  $\beta=0.0535$

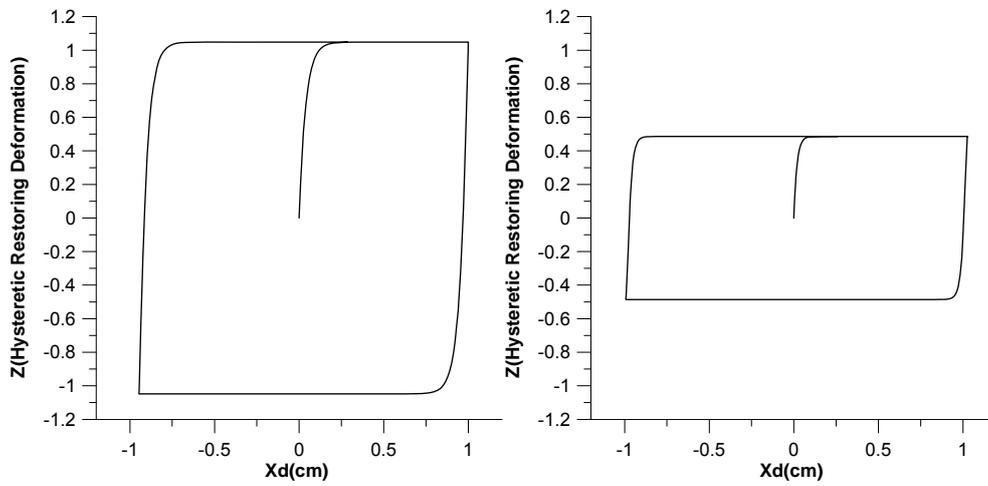
(b)  $\beta=0.1$



(c)  $\beta=0.5$

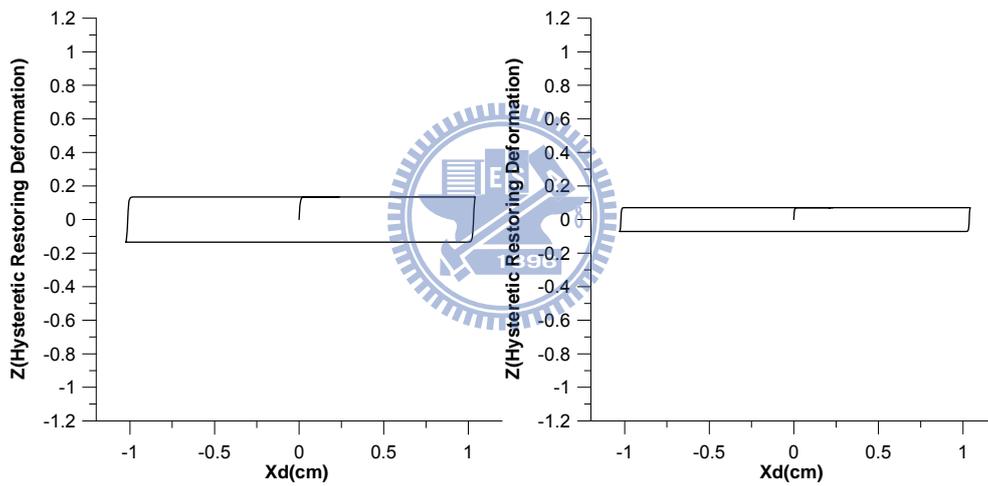
(d)  $\beta=1$

圖 5.2 遲滯回復變形函數( $Z$ )與  $\beta$  之關係



(a)  $\gamma=0.0177$

(b)  $\gamma=0.1$



(c)  $\gamma=0.5$

(d)  $\gamma=1$

圖 5.3 遲滯回復變形函數( $Z$ )與  $\gamma$  之關係

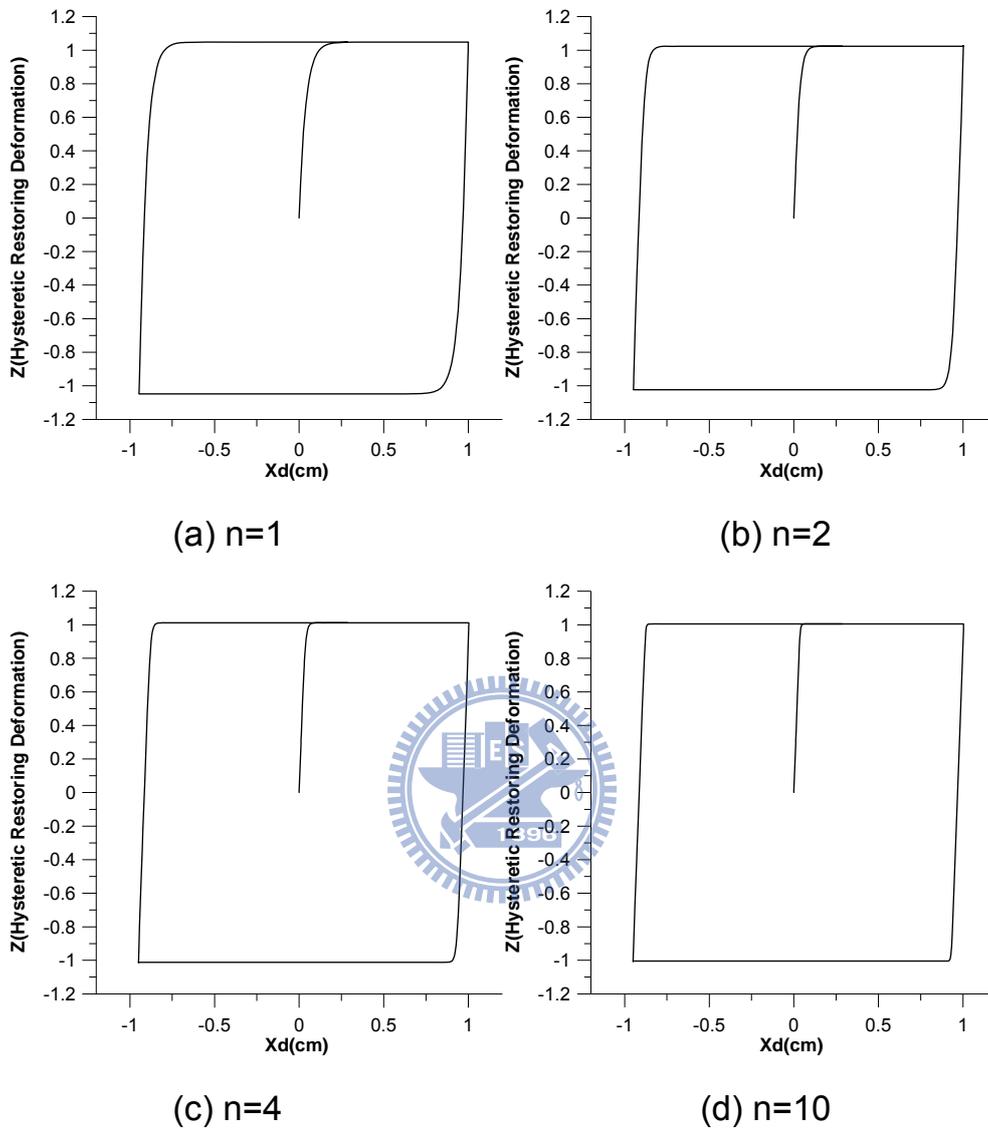


圖 5.4 遲滯回復變形函數(Z)與  $n$  之關係

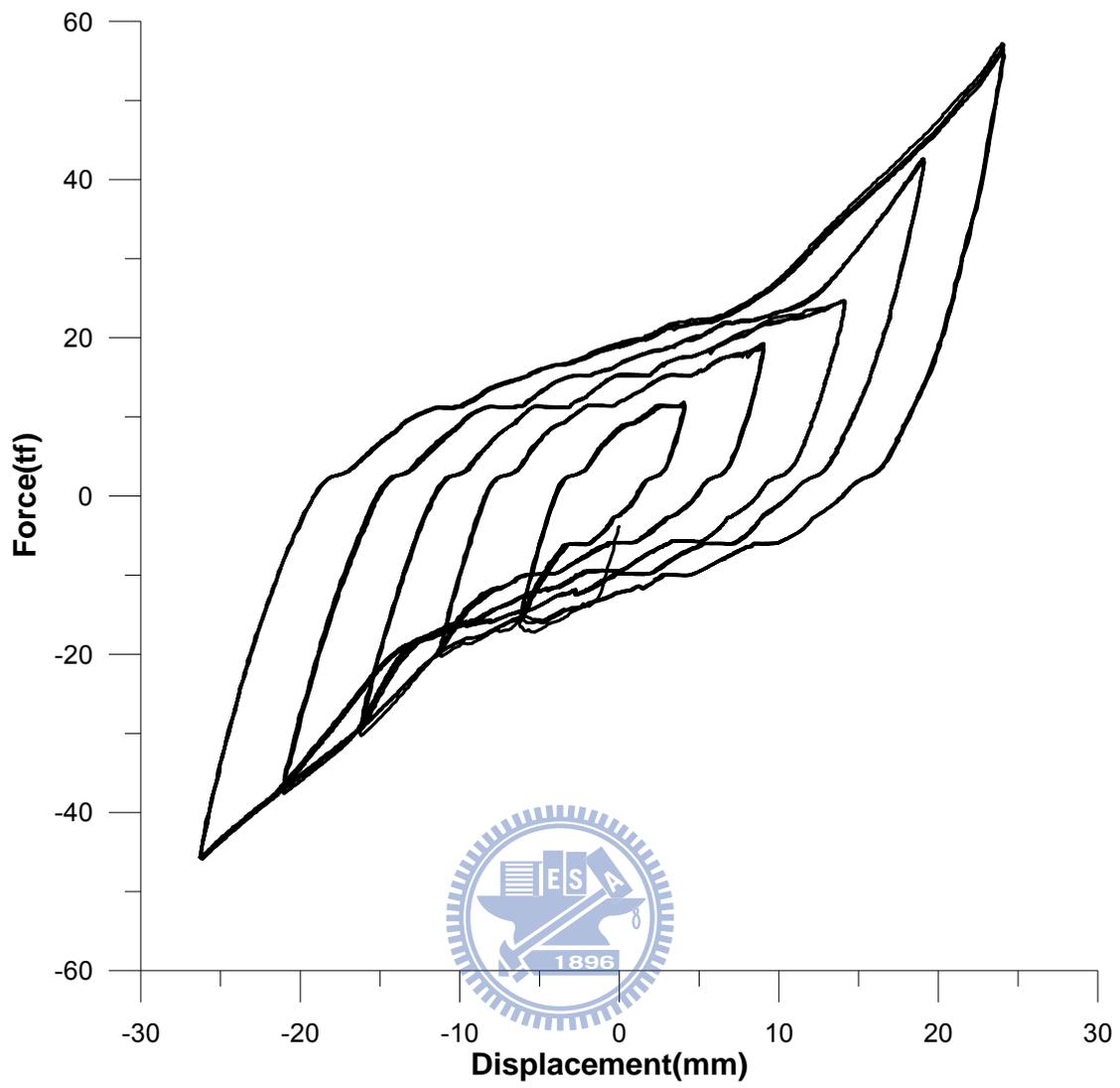


圖 5.5 雙向配置挫屈連桿遲滯迴圈【10】

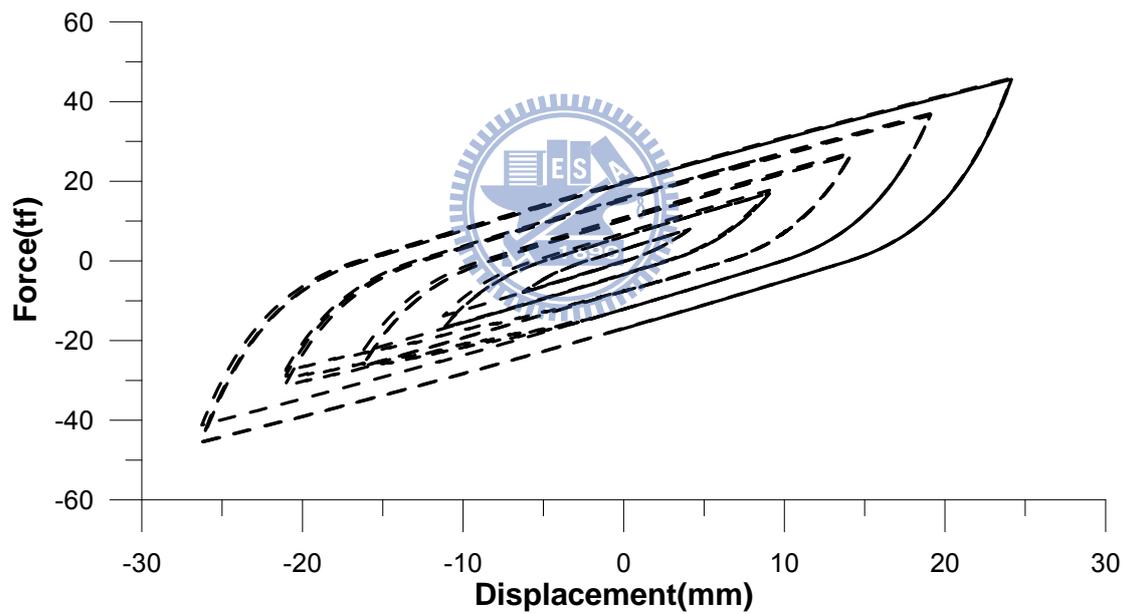
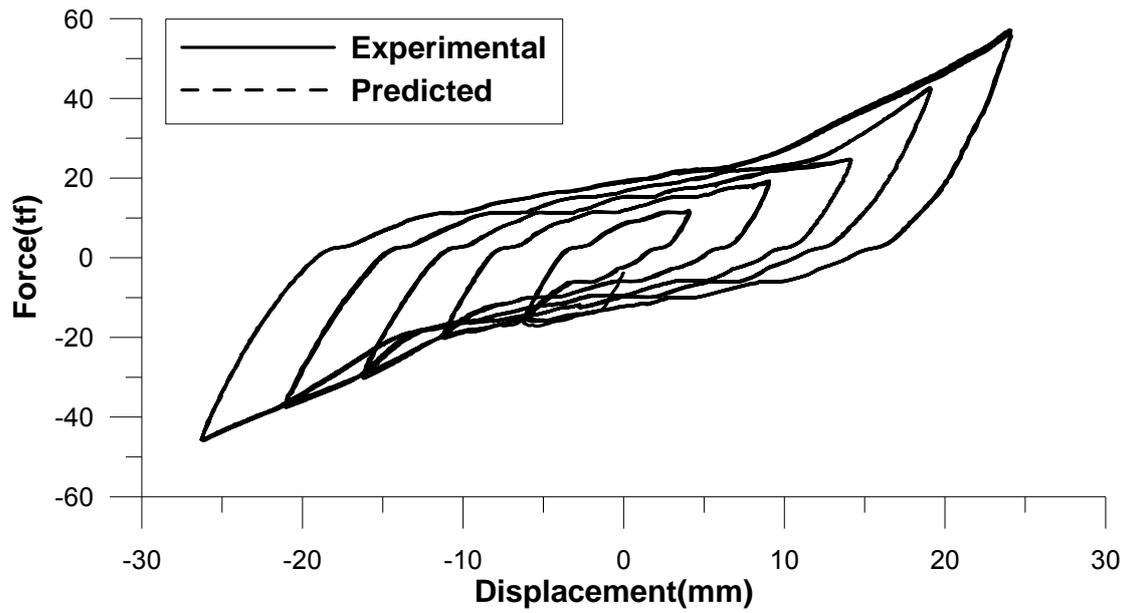


圖 5.6 雙向配置挫屈連桿之遲滯迴圈

(Wen's Model :  $A=0.022$  ,  $n=1$  ,  $\beta=0.1099$  ,  $\gamma=-0.1044$ )

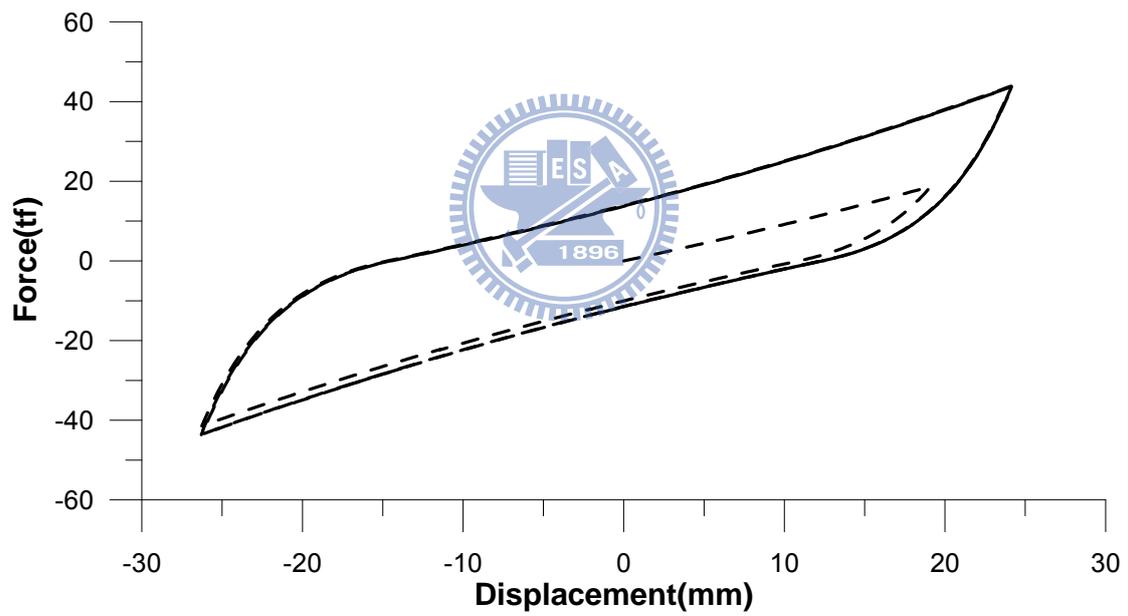
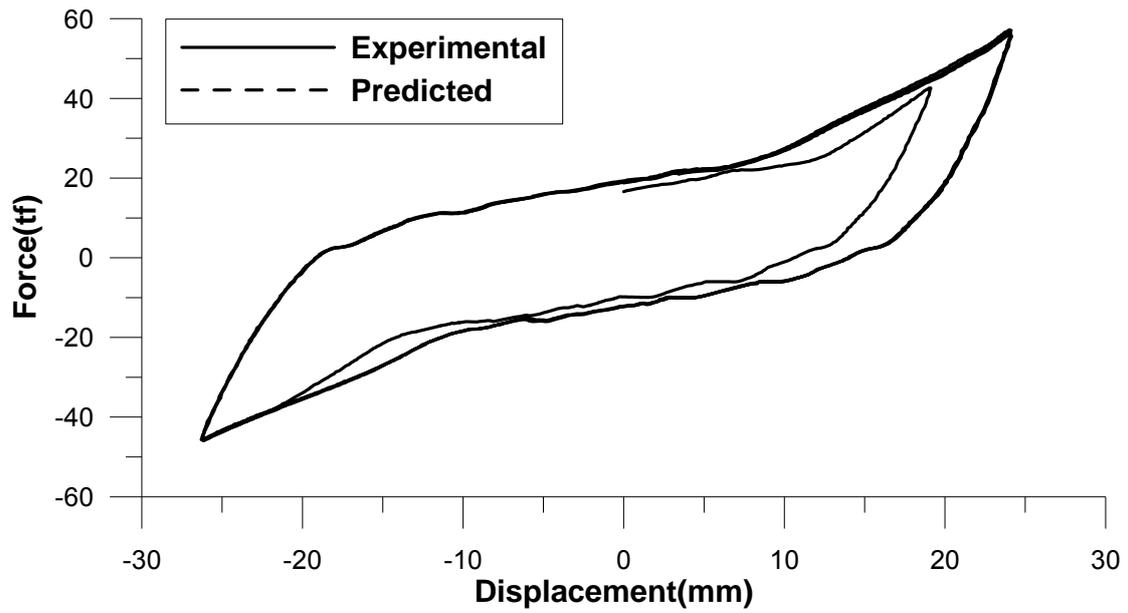


圖 5.7 雙向配置挫屈連桿試驗及擬合之遲滯迴圈

(Wen's Model :  $A= 0.0149$  ,  $n=1$  ,  $\beta=0.0971$  ,  $\gamma=-0.1111$ )

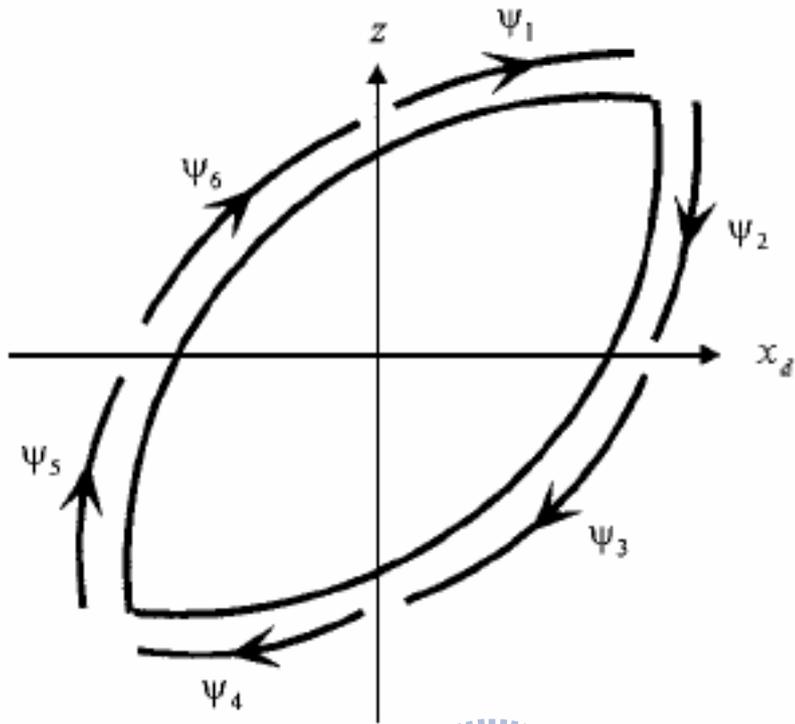


圖 5.8 廣義文氏模型之形狀控制函數【19】



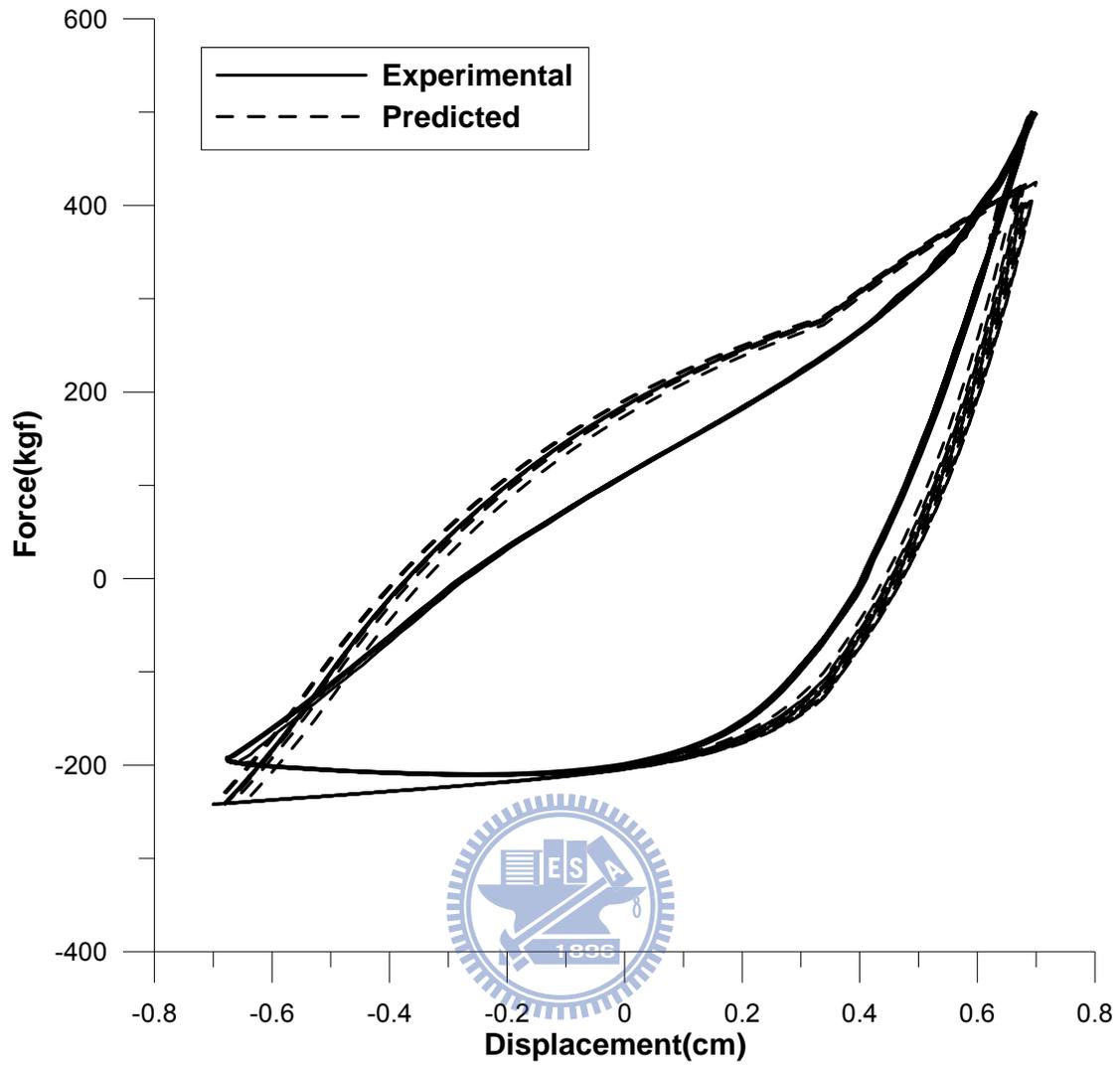


圖 5.9 以廣義文氏模型擬合厚度 2mm 預彎拱鈹之遲滯迴圈

(Generic Wen's Model :  $A=1$  ,  $n=1$  ,  $\beta_1=1.504$  ,  $\beta_2=-0.0118$  ,  $\beta_3=0.882$  ,

$\beta_4=-0.0046$  ,  $\beta_5=-0.605$  ,  $\beta_6=-1.12$ )

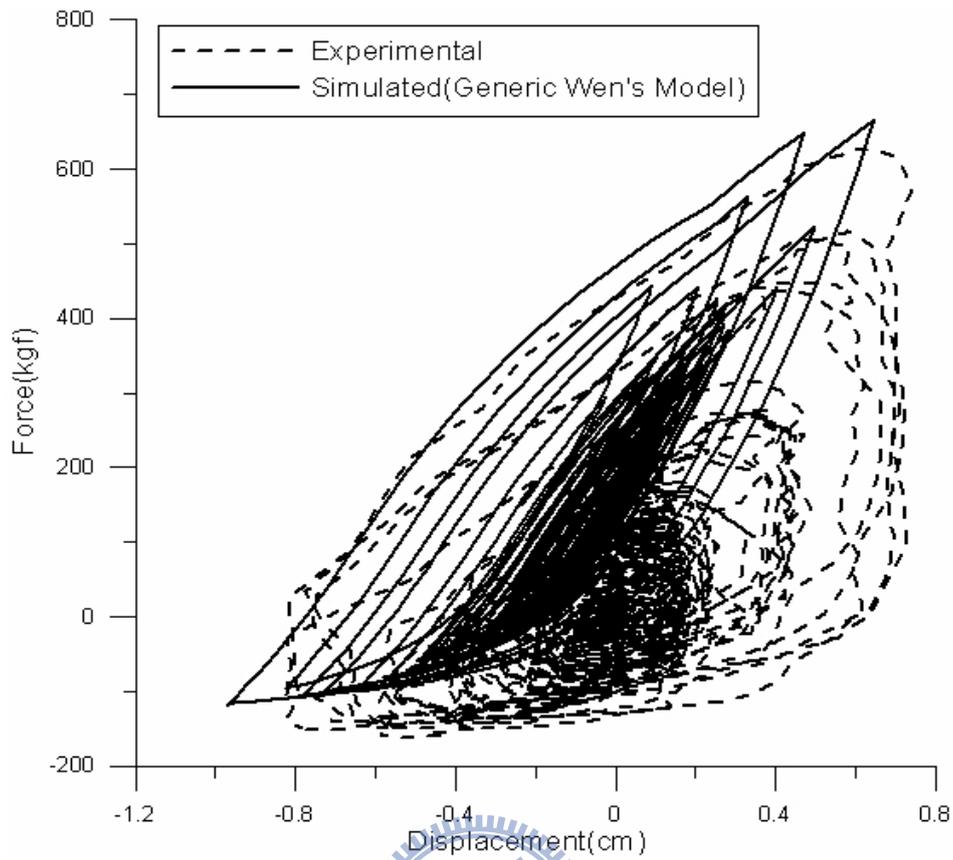


圖 5.10 模擬分析(廣義文氏模型)與試驗之遲滯迴圈  
(El Centro ; PGA=0.409g)

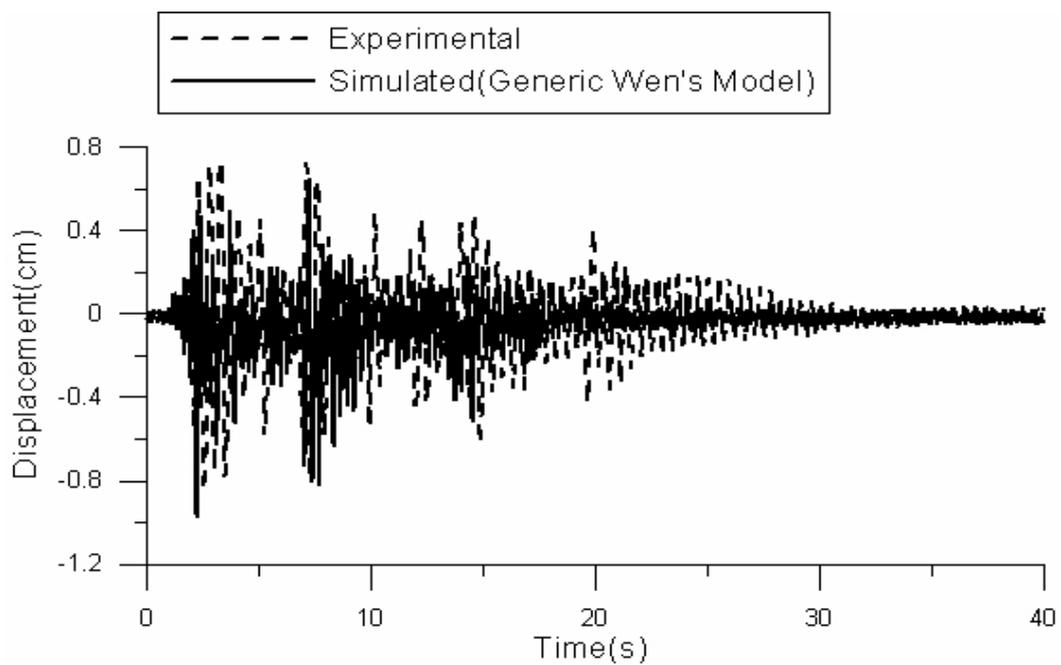


圖 5.11 一樓單支韌性斜撐位移歷時反應(El Centro ; PGA=0.409g)

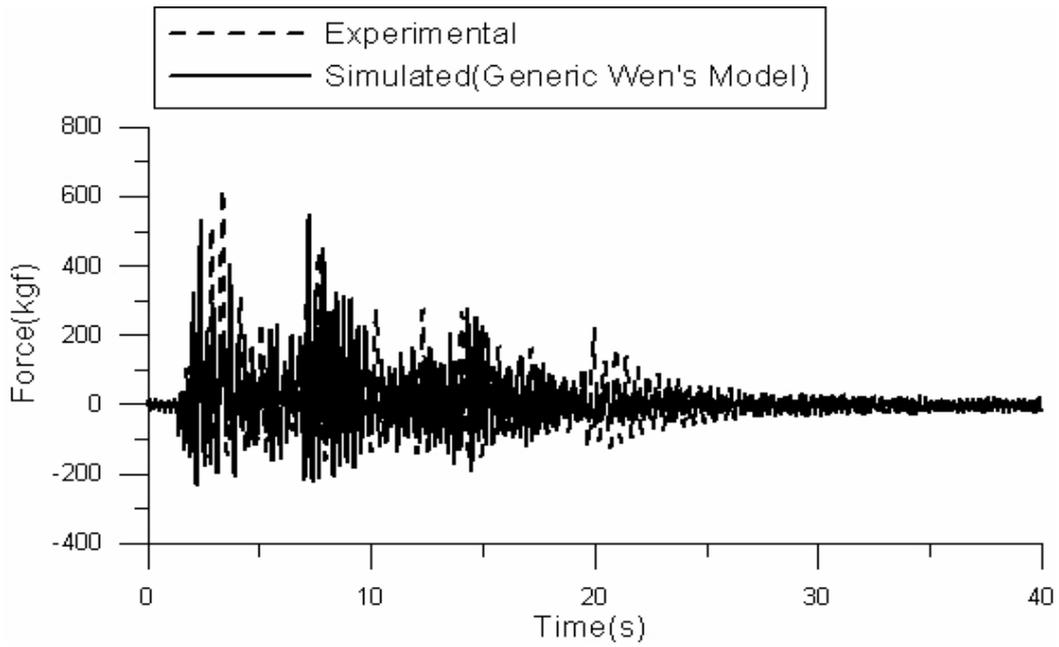


圖 5.12 一樓單支韌性斜撐出力歷時反應(EI Centro ; PGA=0.409g)

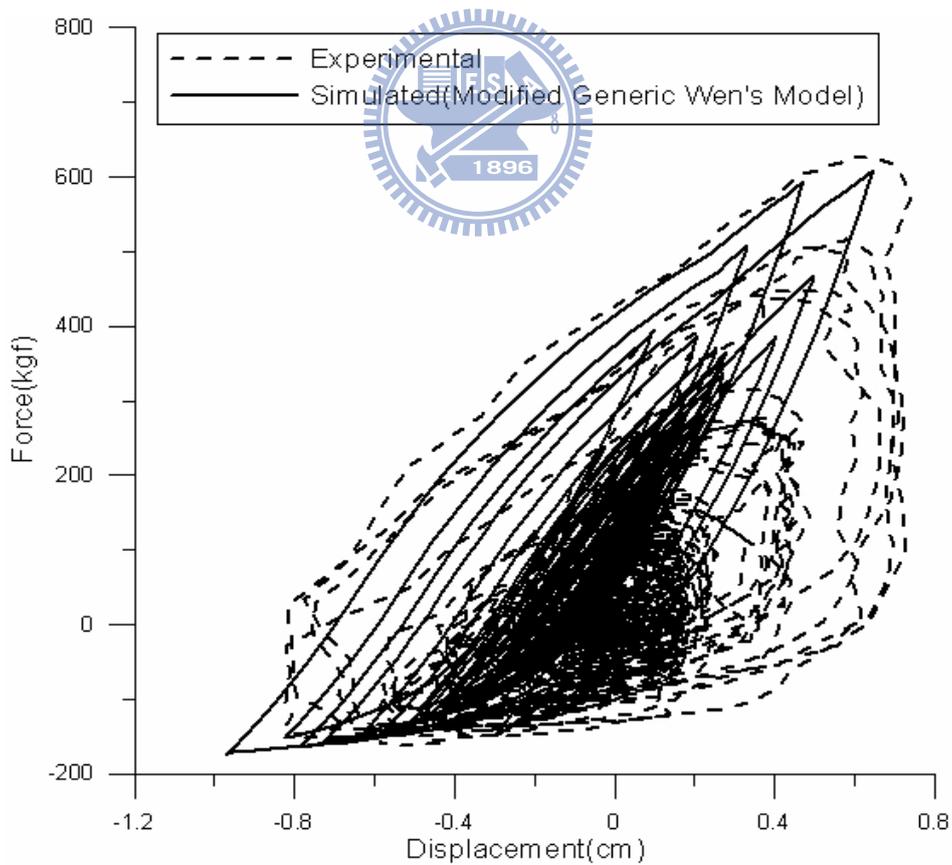


圖 5.13 模擬分析(修正後廣義文氏模型)與試驗之遲滯迴圈  
(EI Centro ; PGA=0.409g)

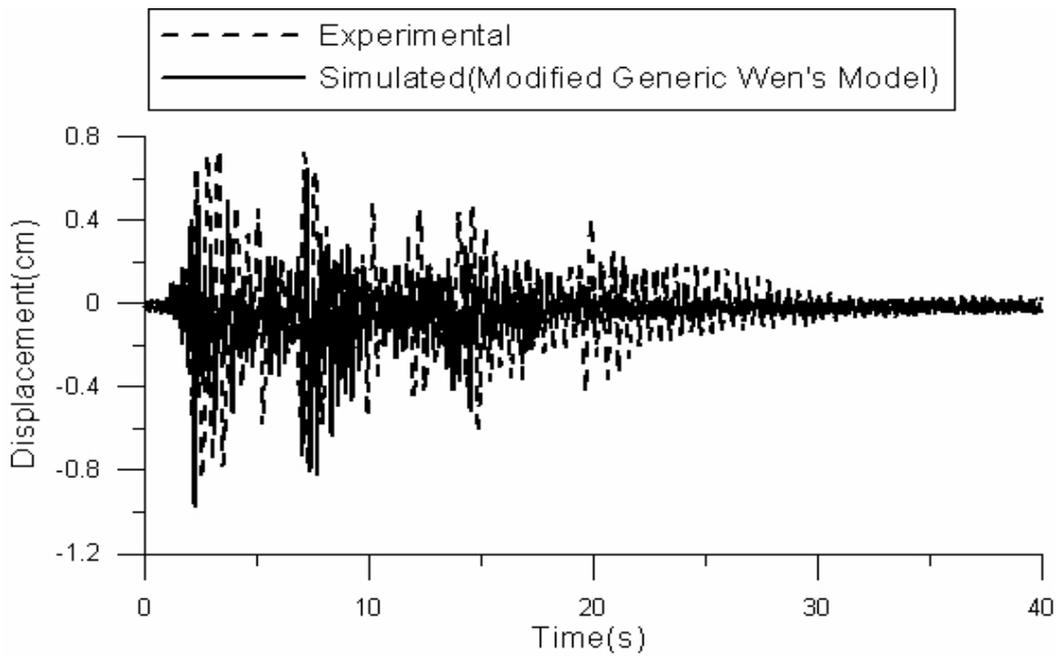


圖 5.14 一樓單支韌性斜撐位移歷時反應(EI Centro ; PGA=0.409g)

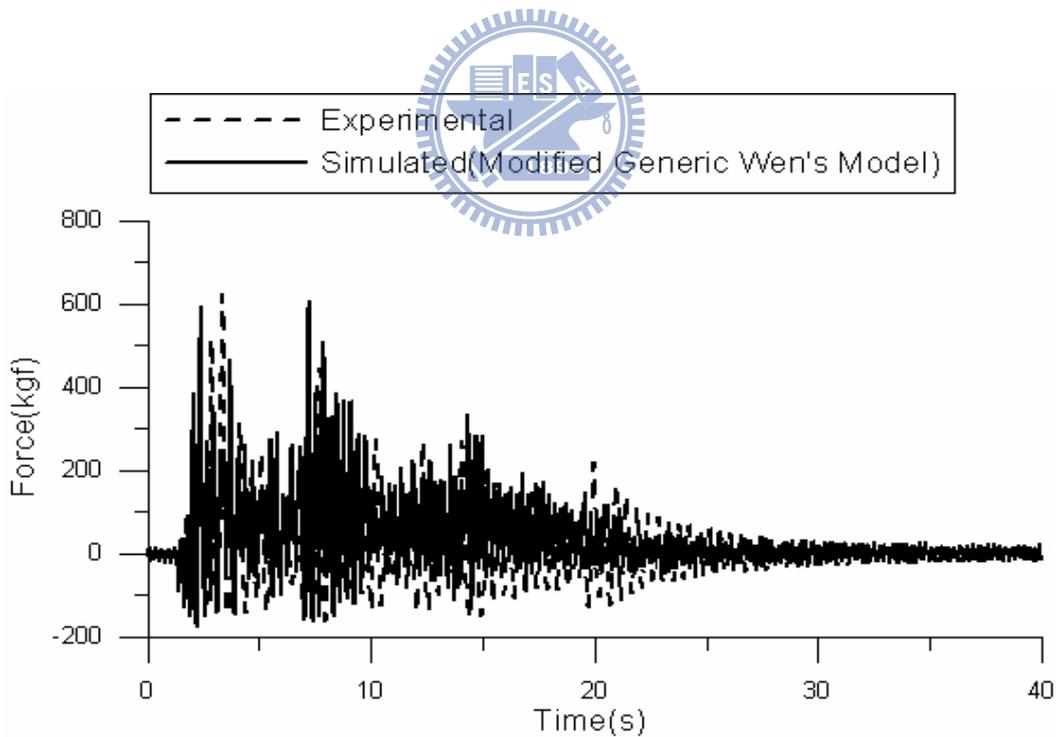


圖 5.15 一樓單支韌性斜撐出力歷時反應(EI Centro ; PGA=0.409g)

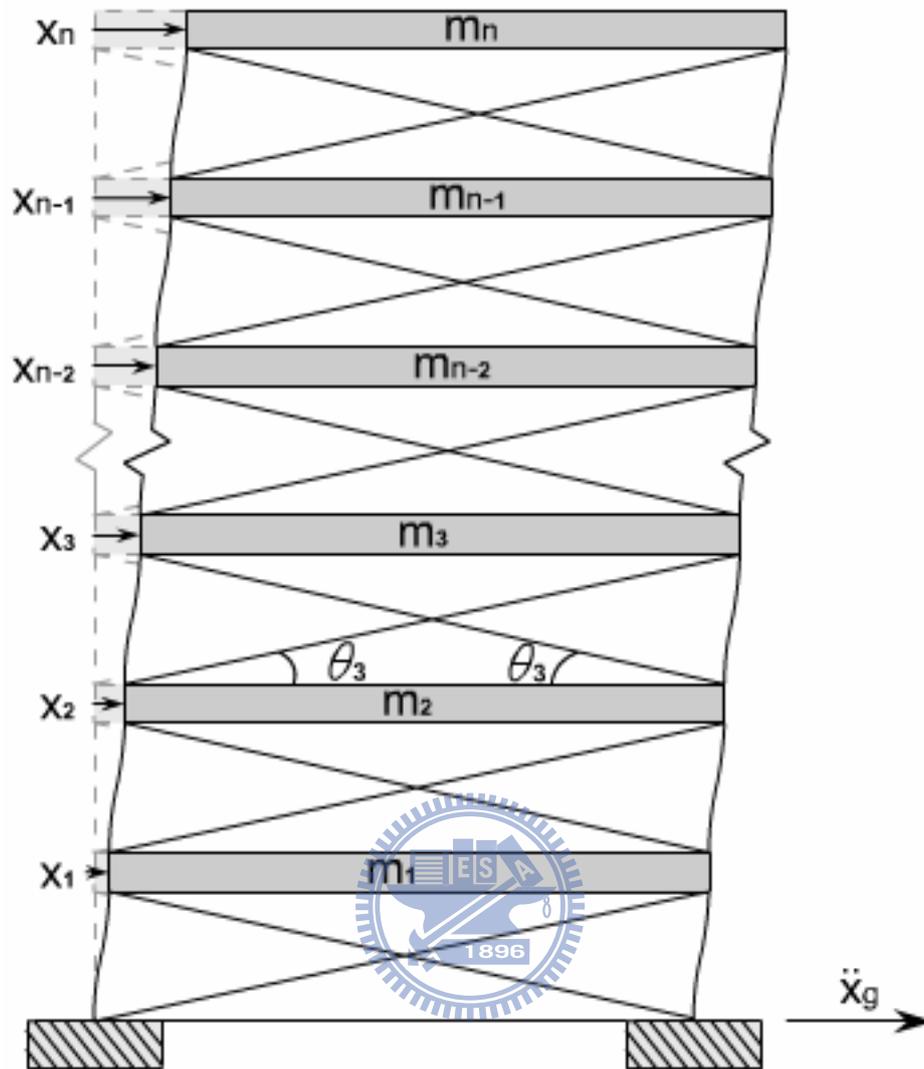


圖 5.16 結構加裝韌性斜撐之分析模型



圖 5.17 安裝單軸向韌性斜撐之五層樓鋼構架【10】

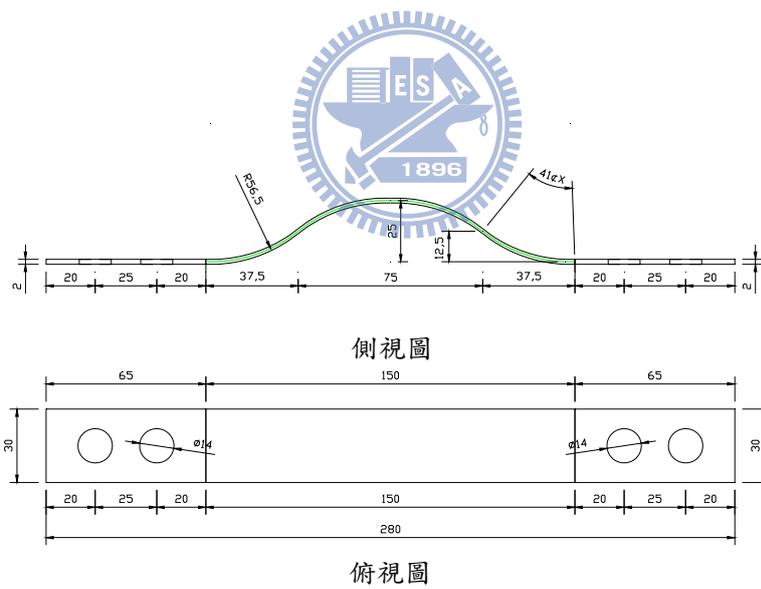


圖 5.18 板厚 2mm 預彎拱板之設計詳圖(單位:mm)【10】

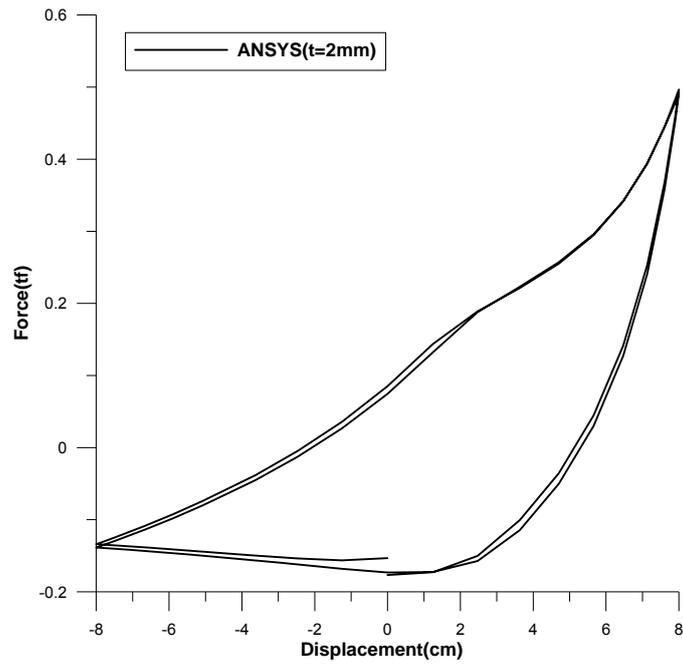


圖 5.19 ANSYS 模擬厚度 2mm 預彎拱鈑之遲滯迴圈

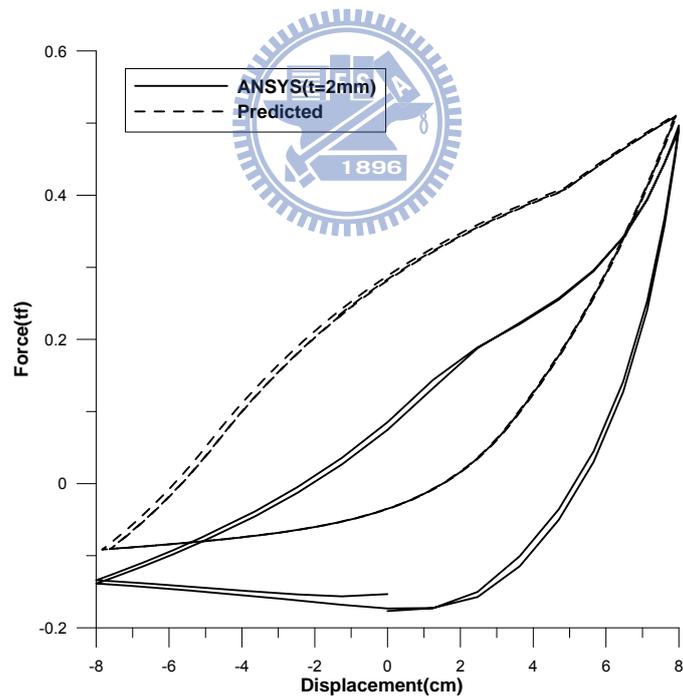
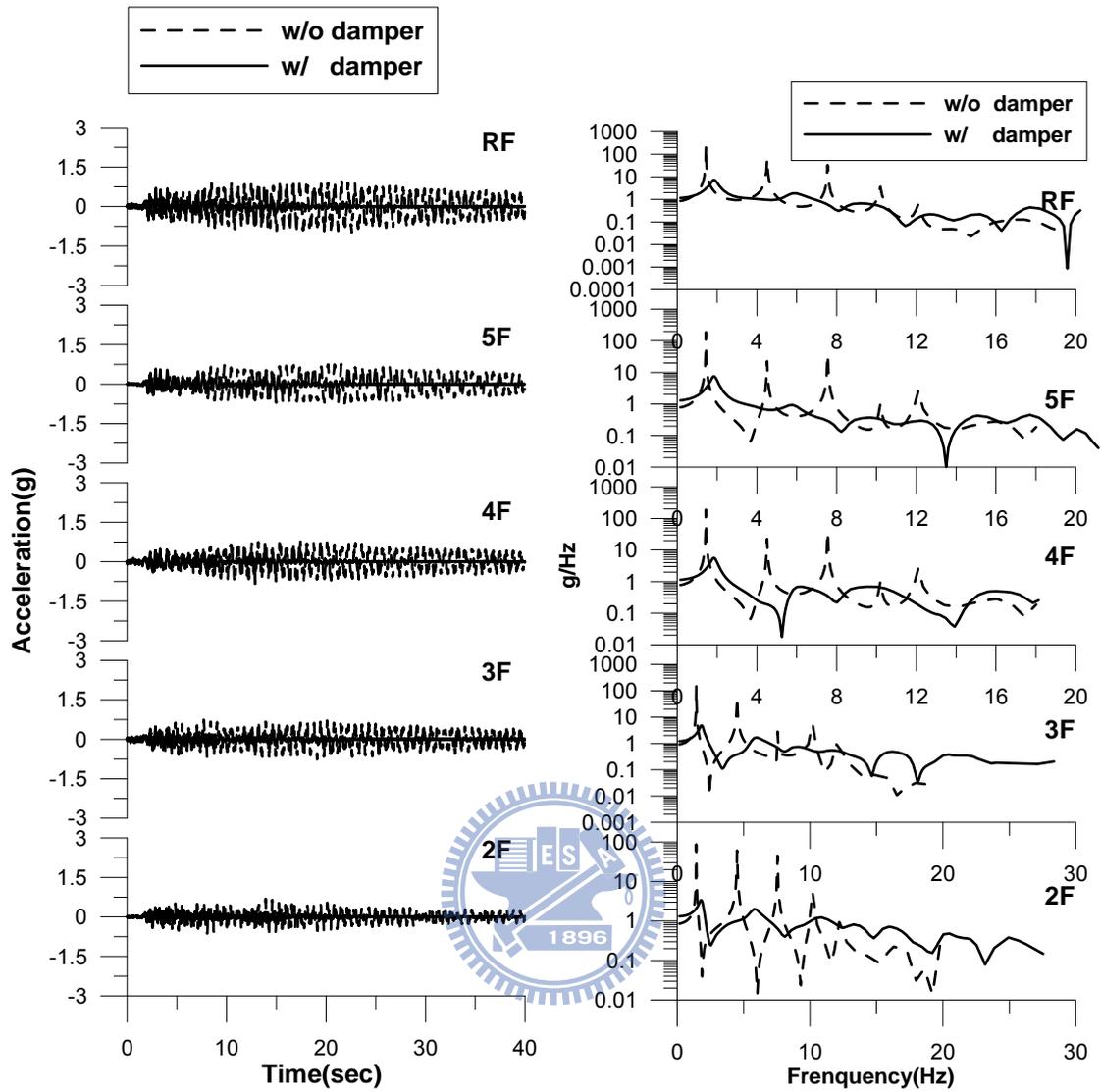


圖 5.20 以廣義文氏模型擬合 ANSYS 之分析結果  
(厚度 2mm 預彎拱鈑之遲滯迴圈)

(Generic Wen's Model :  $A=1$  ,  $n=1$  ,  $\beta_1=1.504$  ,  $\beta_2=-0.0118$  ,  $\beta_3=1.47$  ,

$\beta_4=-0.0046$  ,  $\beta_5=-0.242$  ,  $\beta_6=-1.68$ )

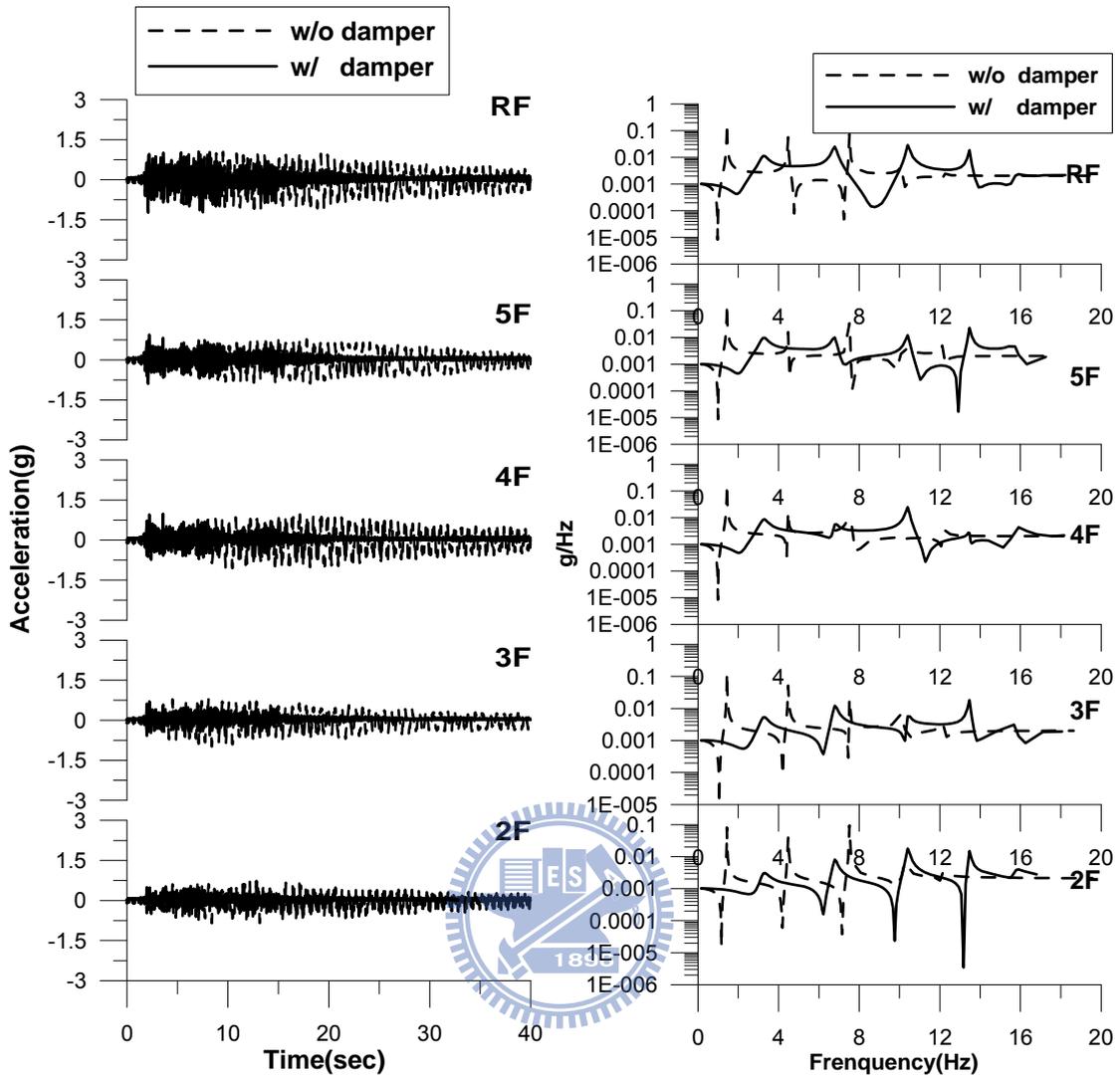


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 5.21 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.303g)

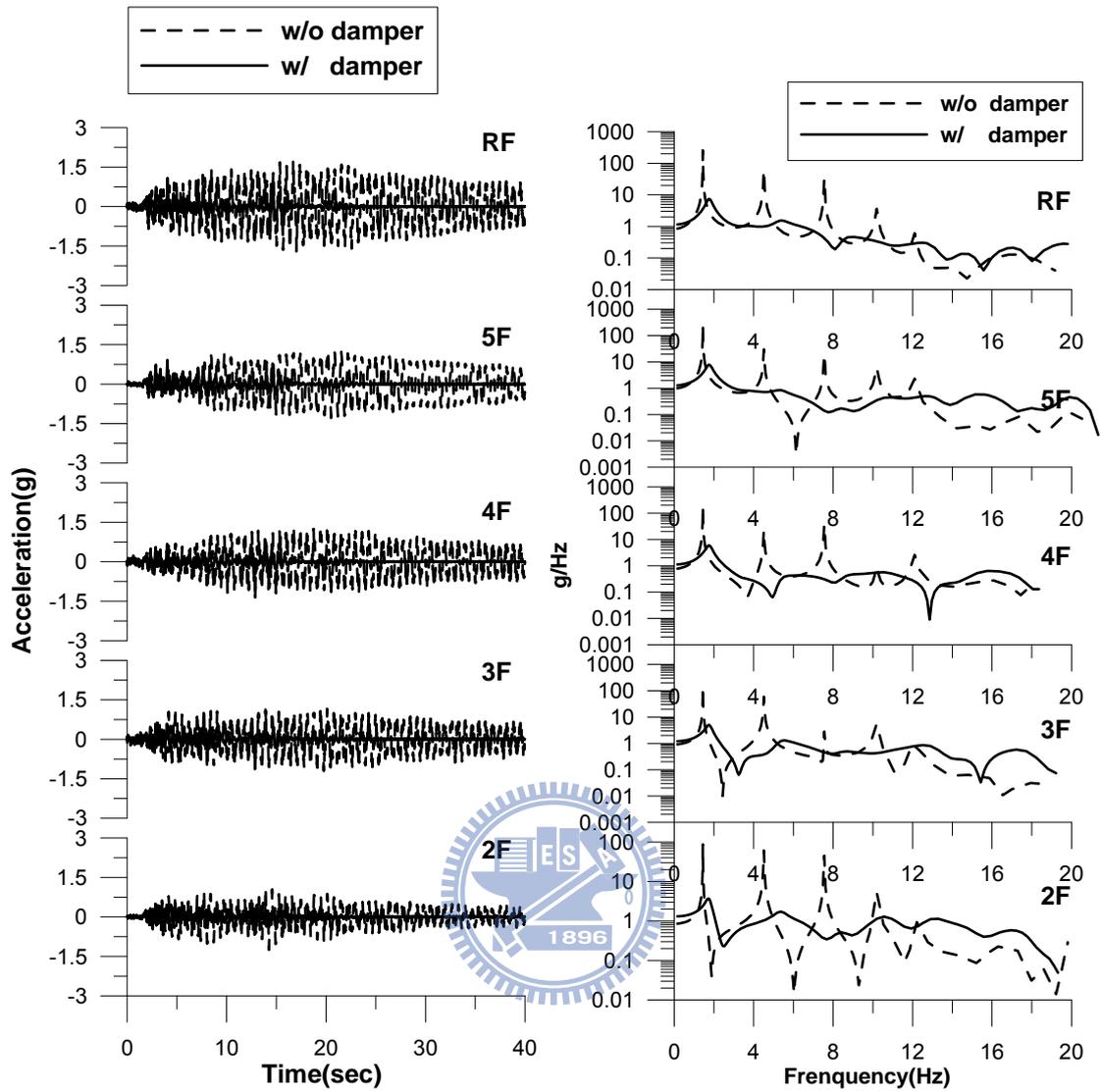


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.22 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.303g)

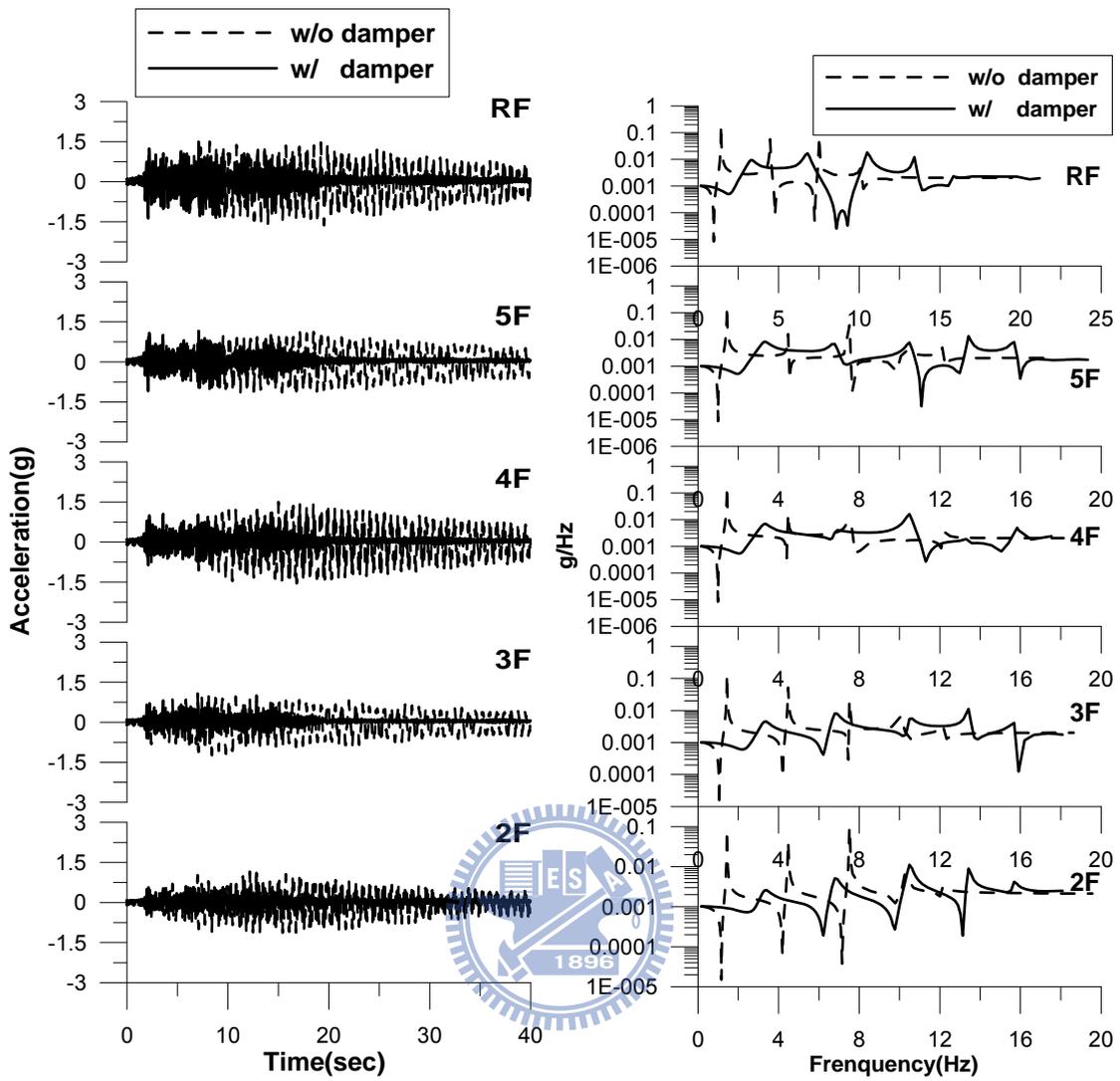


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 5.23 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.452g)



(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.24 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.452g)

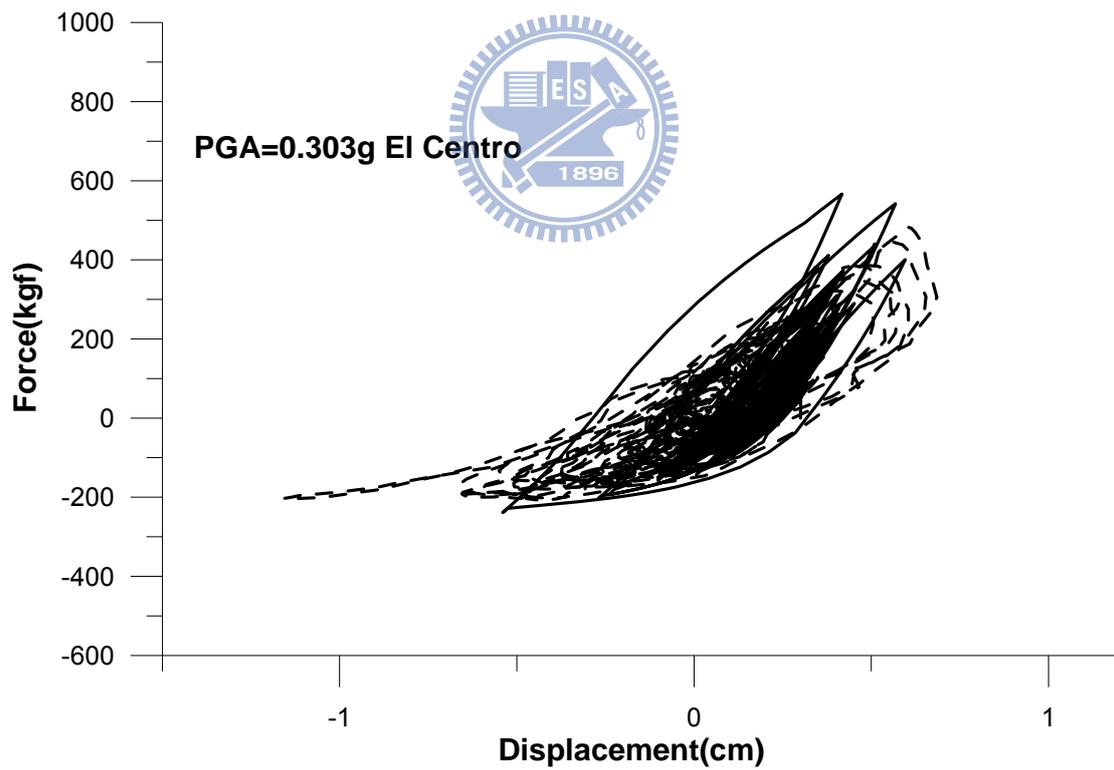
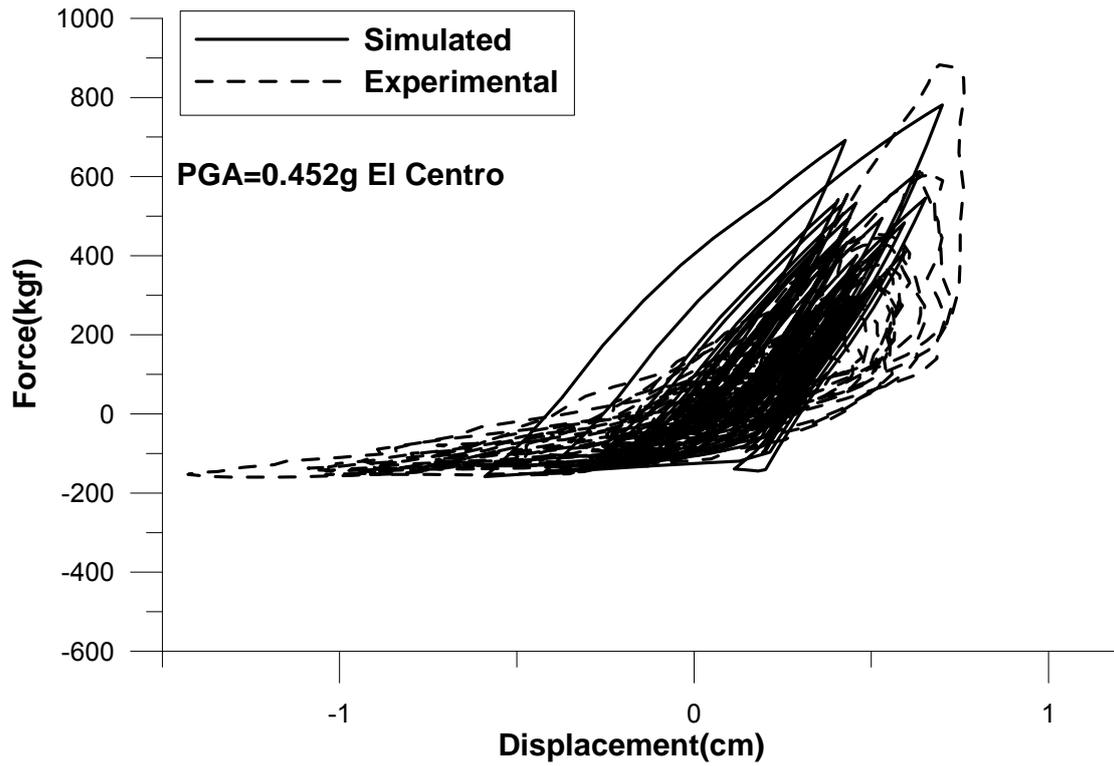
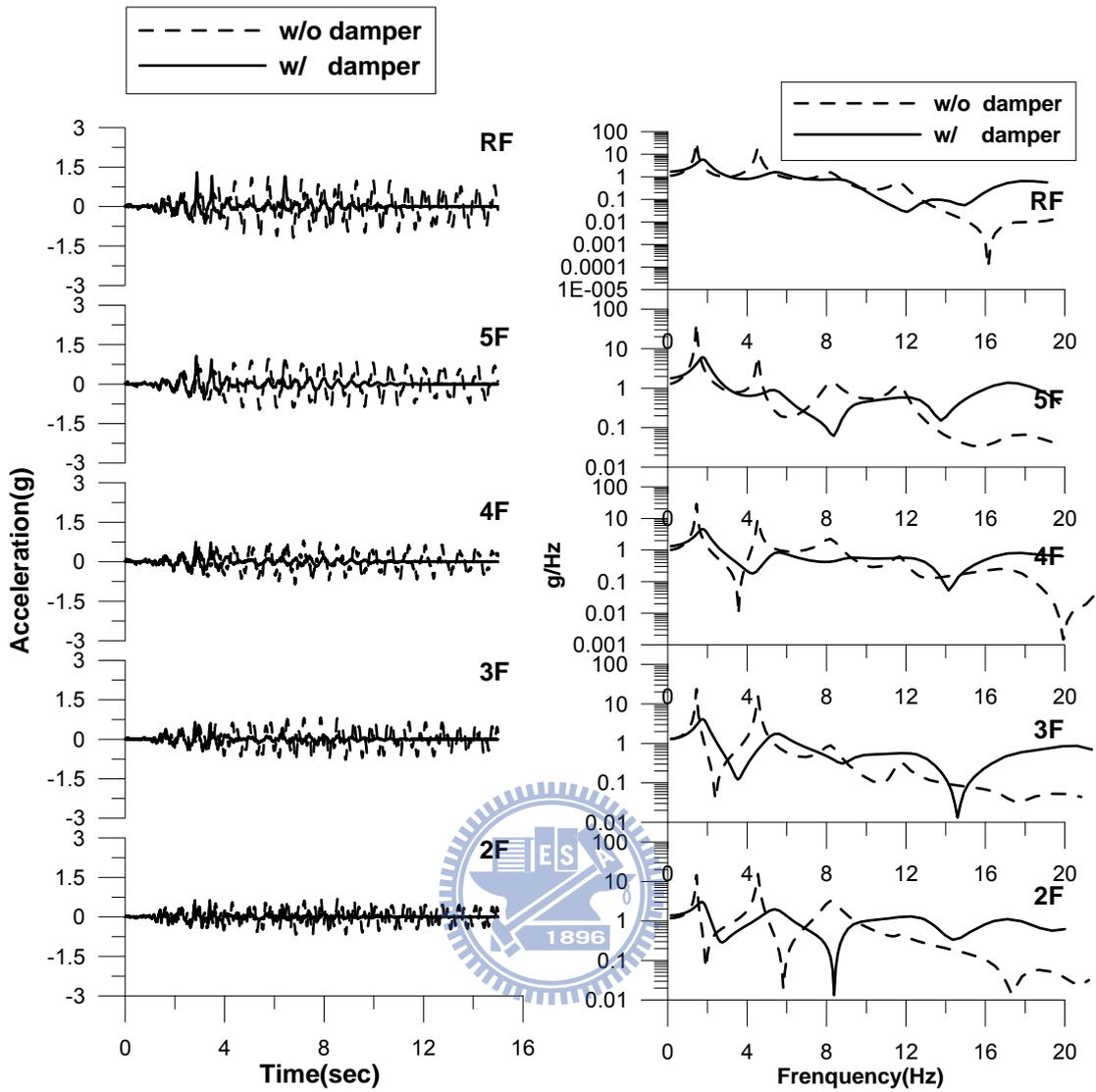


圖 5.25 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(El Centro)

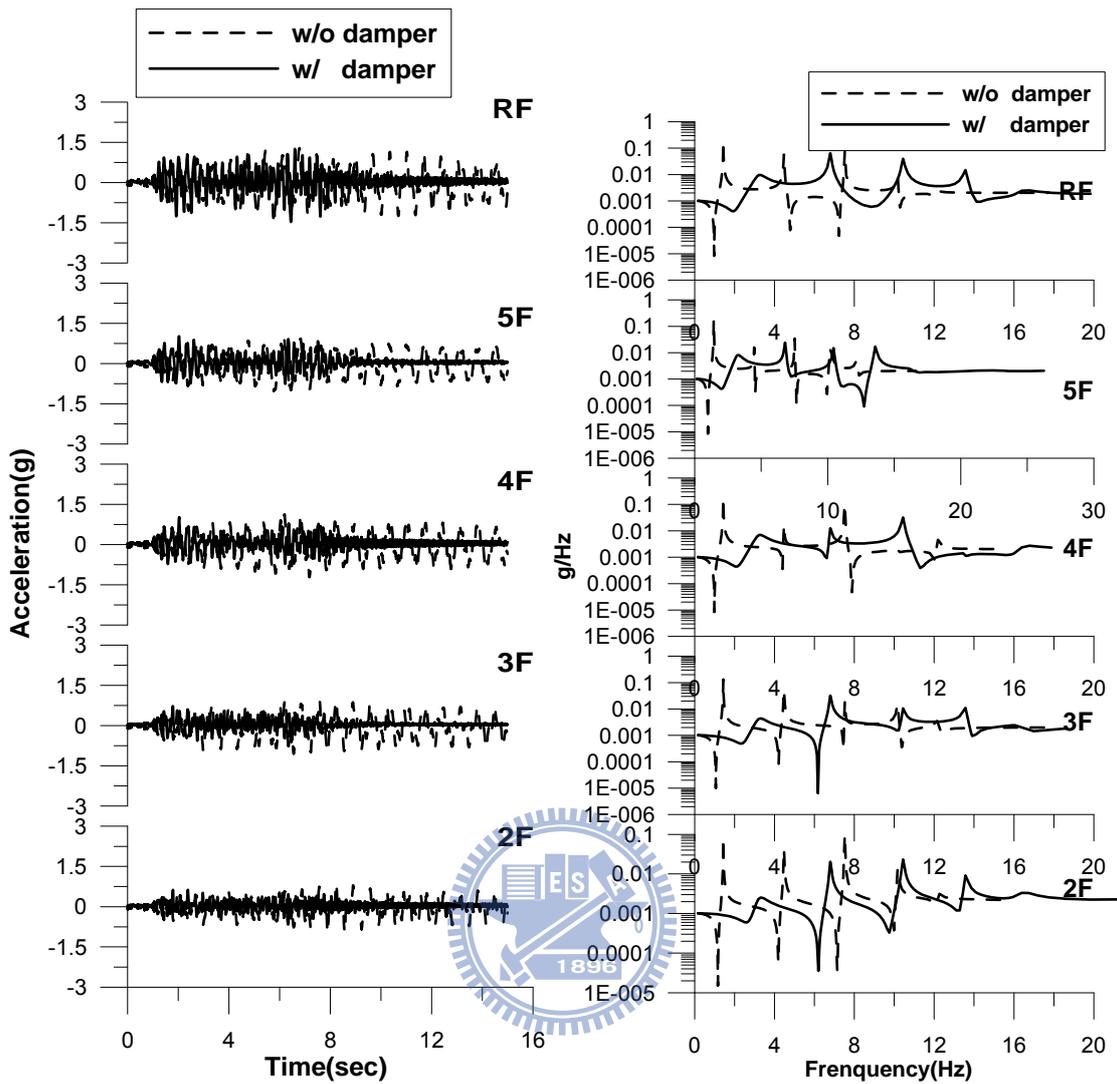


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 5.26 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.272g)

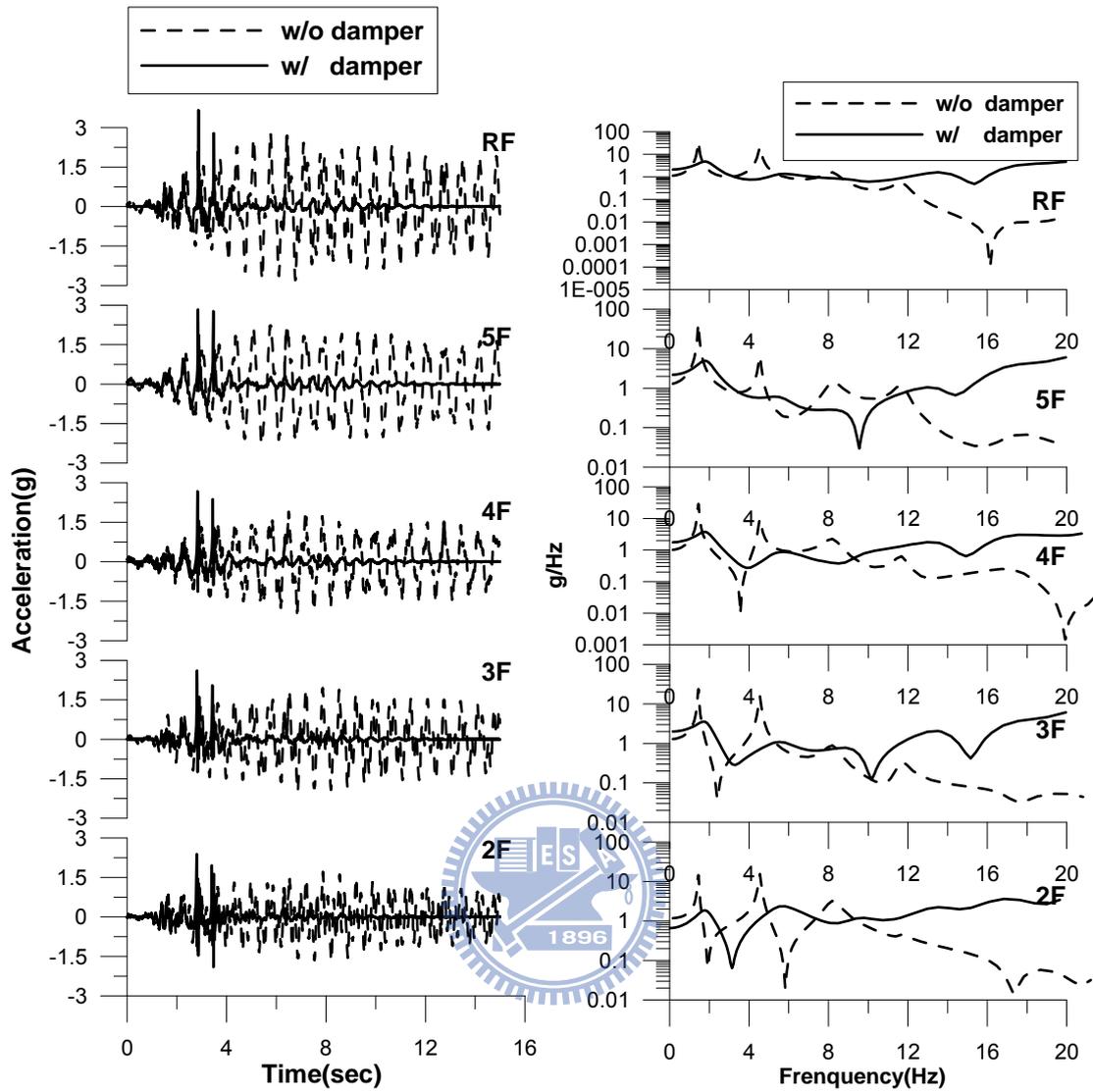


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.27 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.272g)

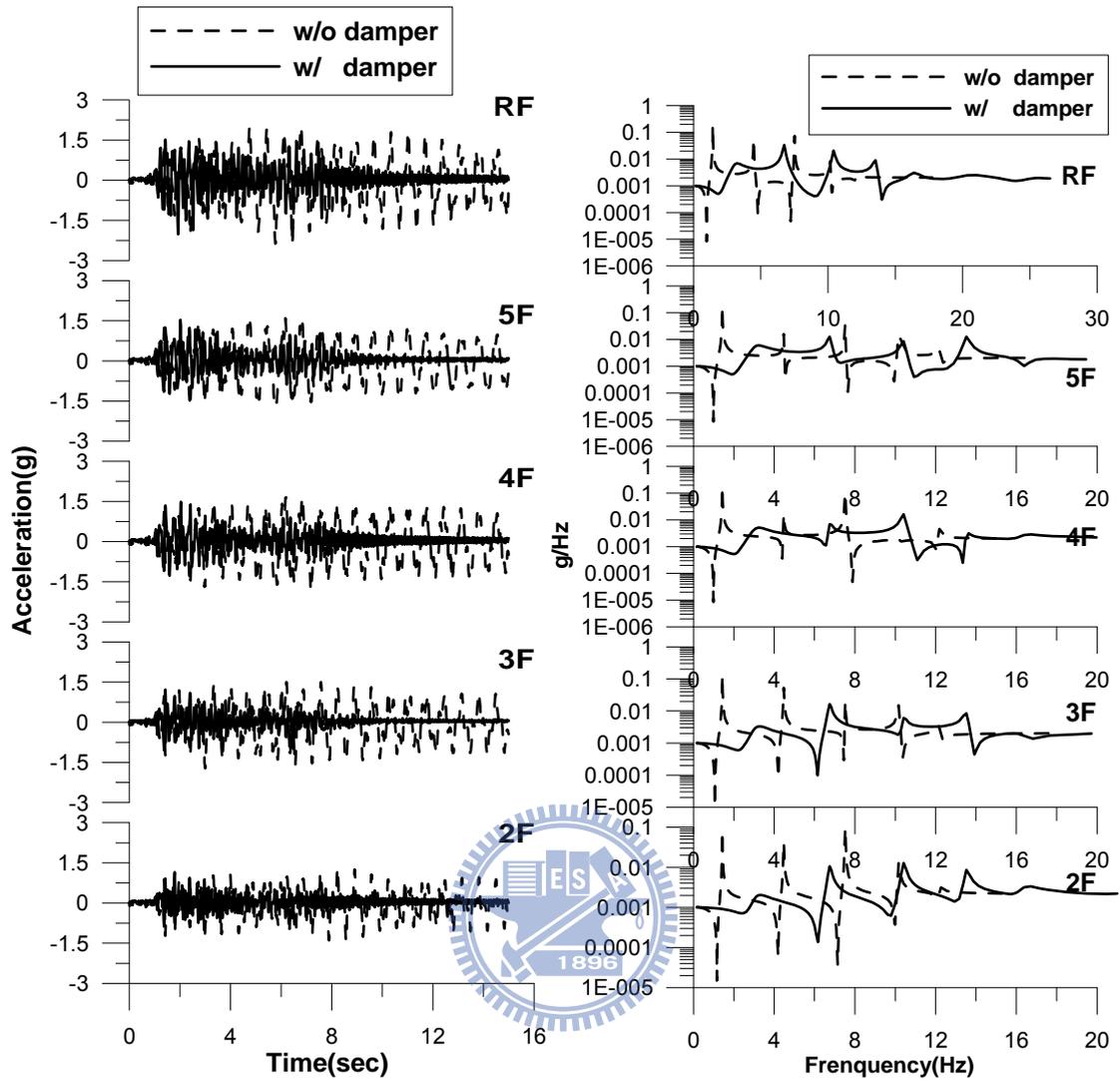


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 5.28 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.542g)



(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.29 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.542g)

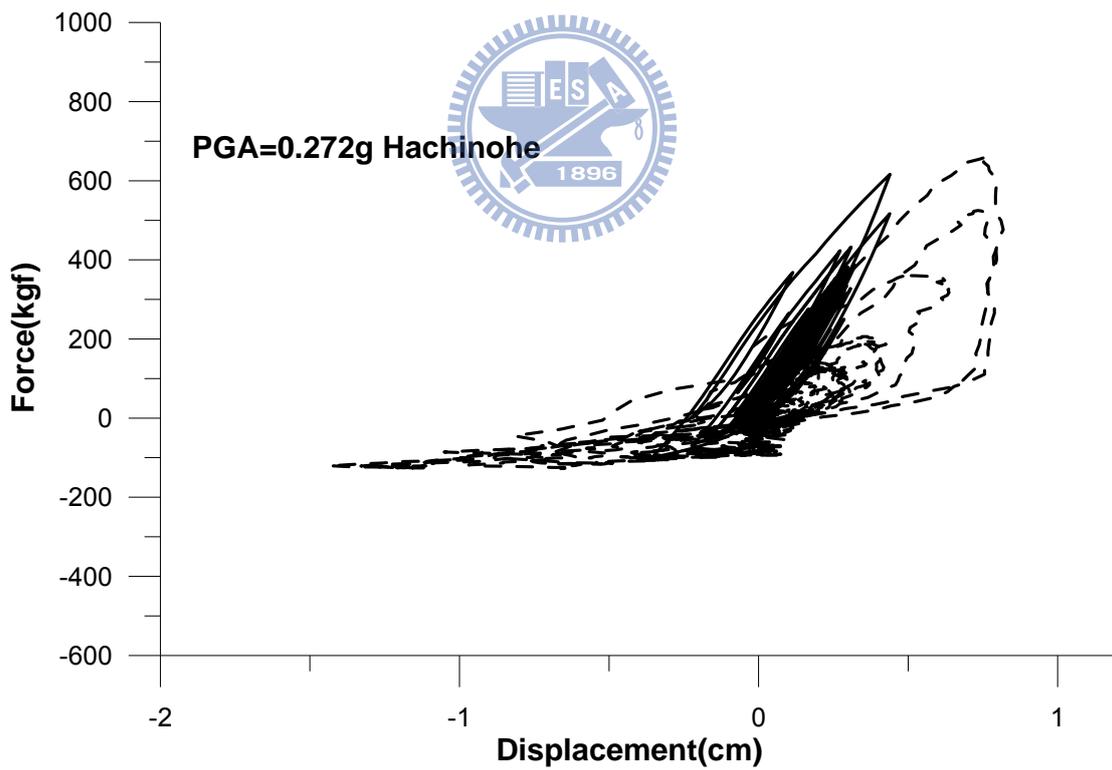
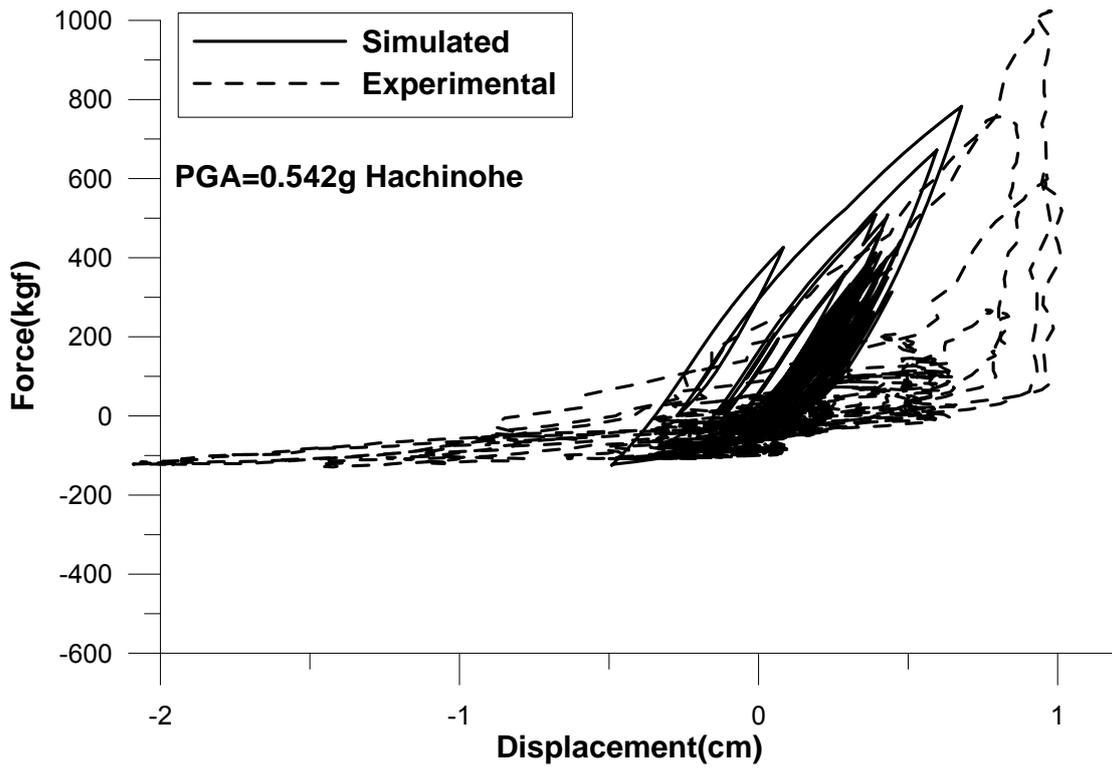
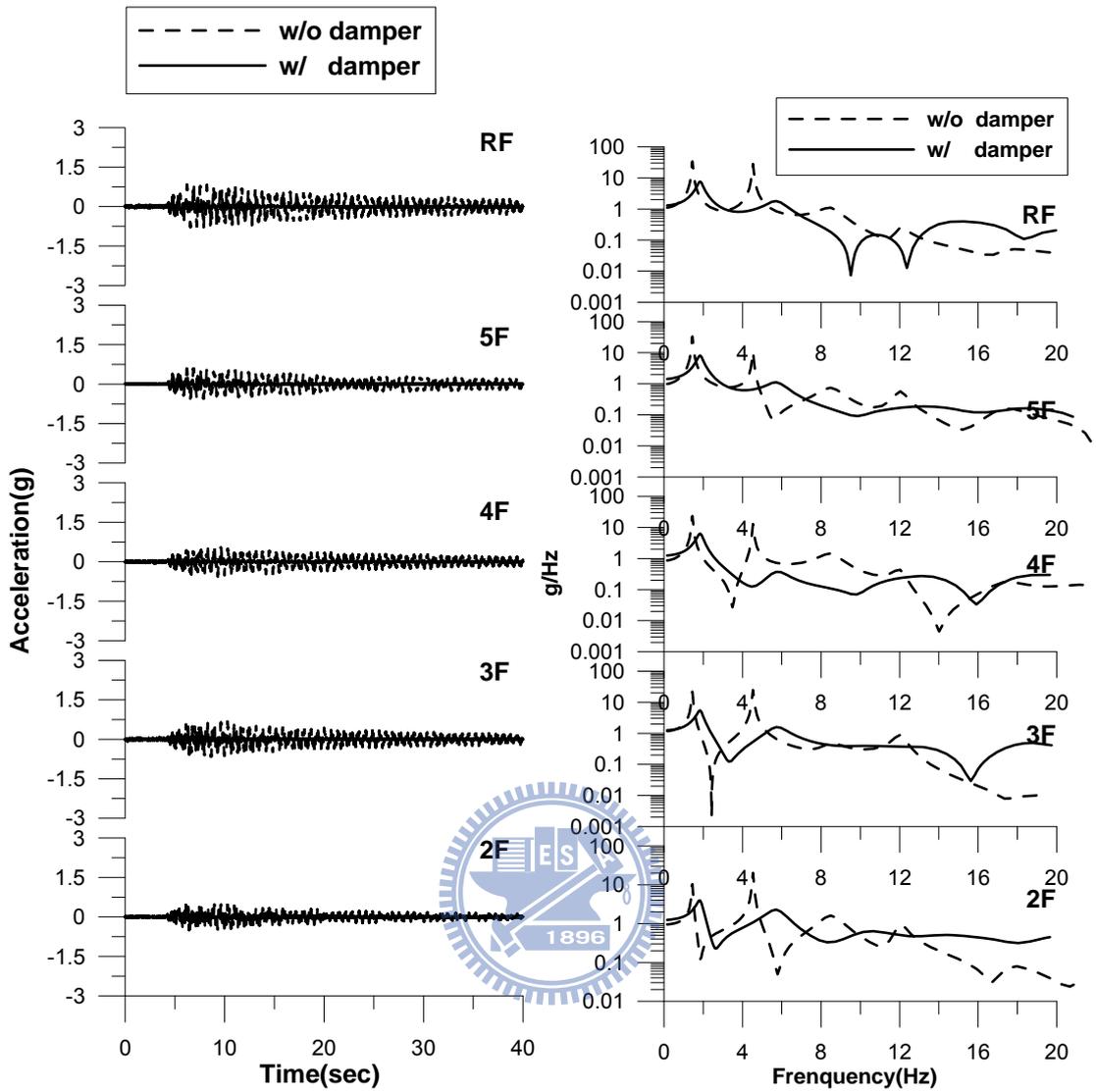


圖 5.30 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe)

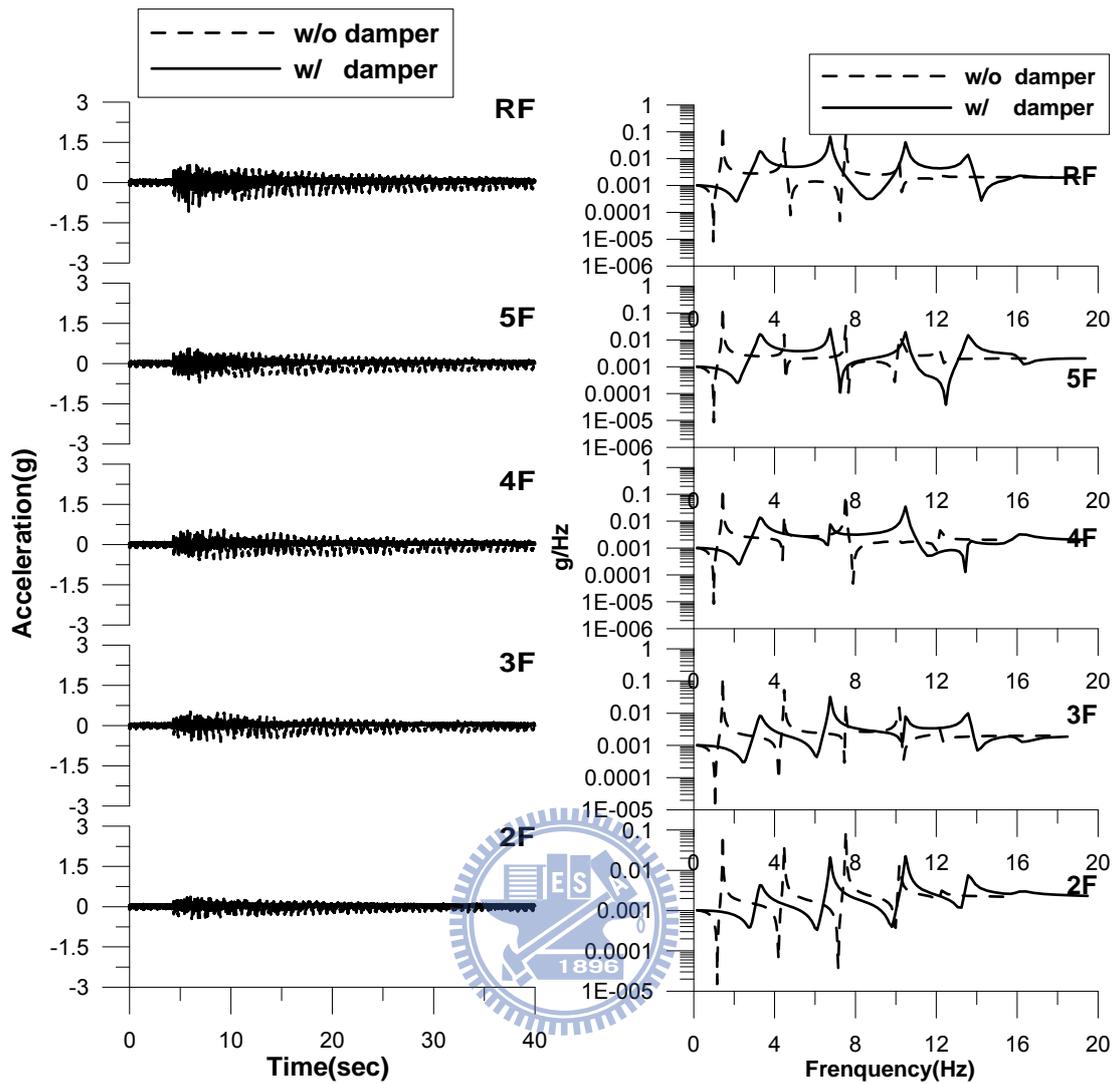


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 5.31 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.24g)

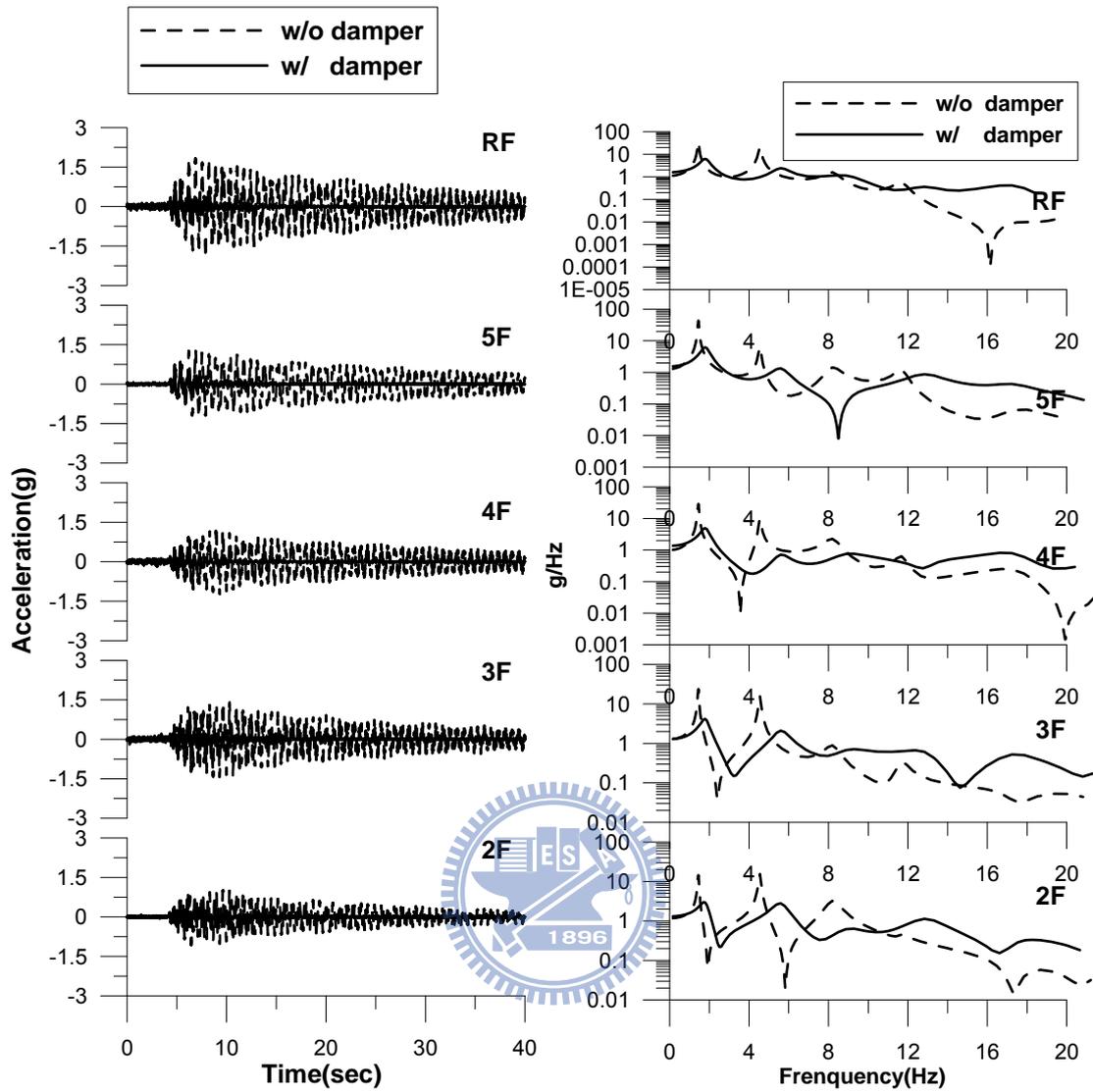


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.32 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.24g)

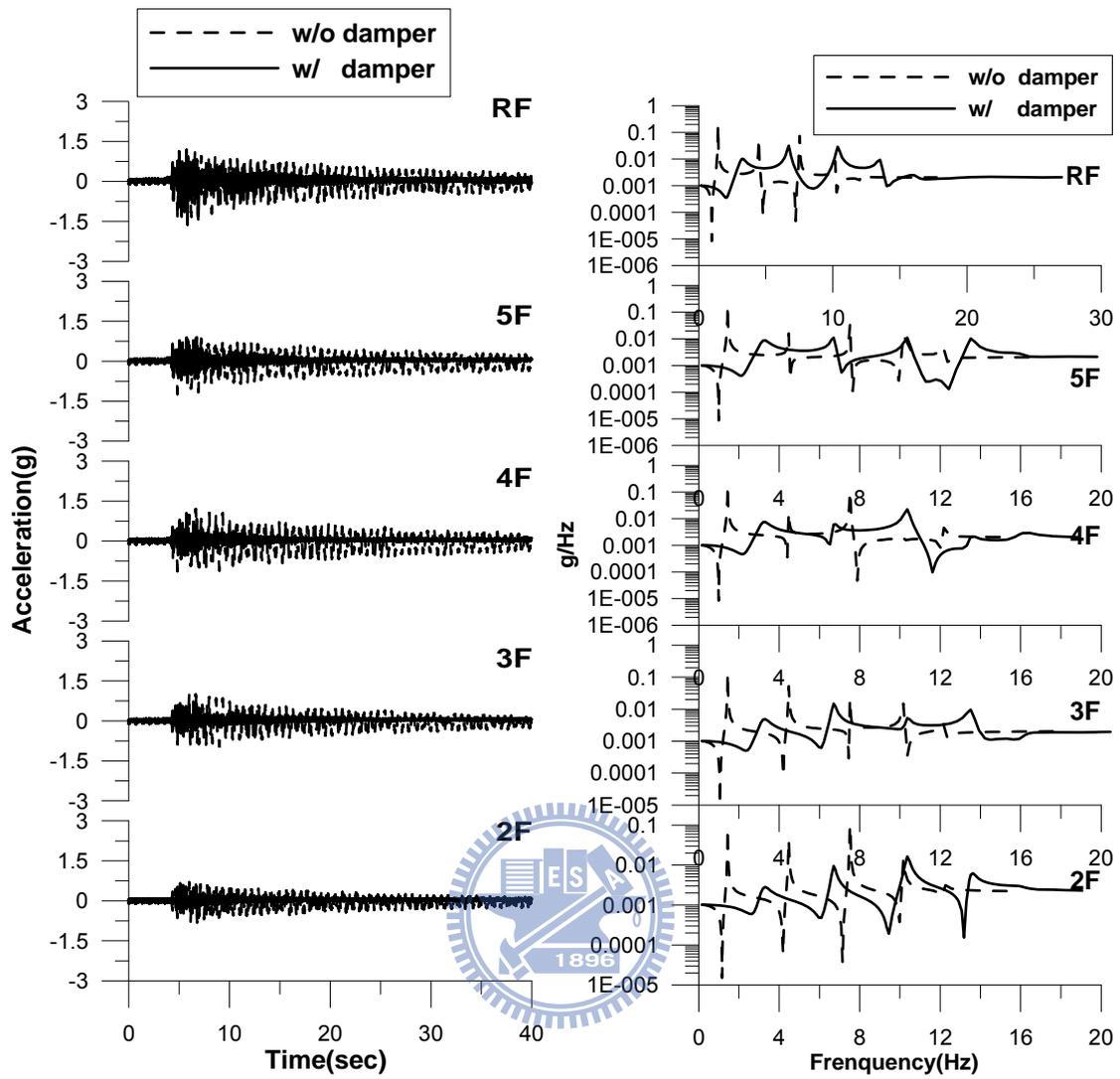


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.33 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.46g)



(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 5.34 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.46g)

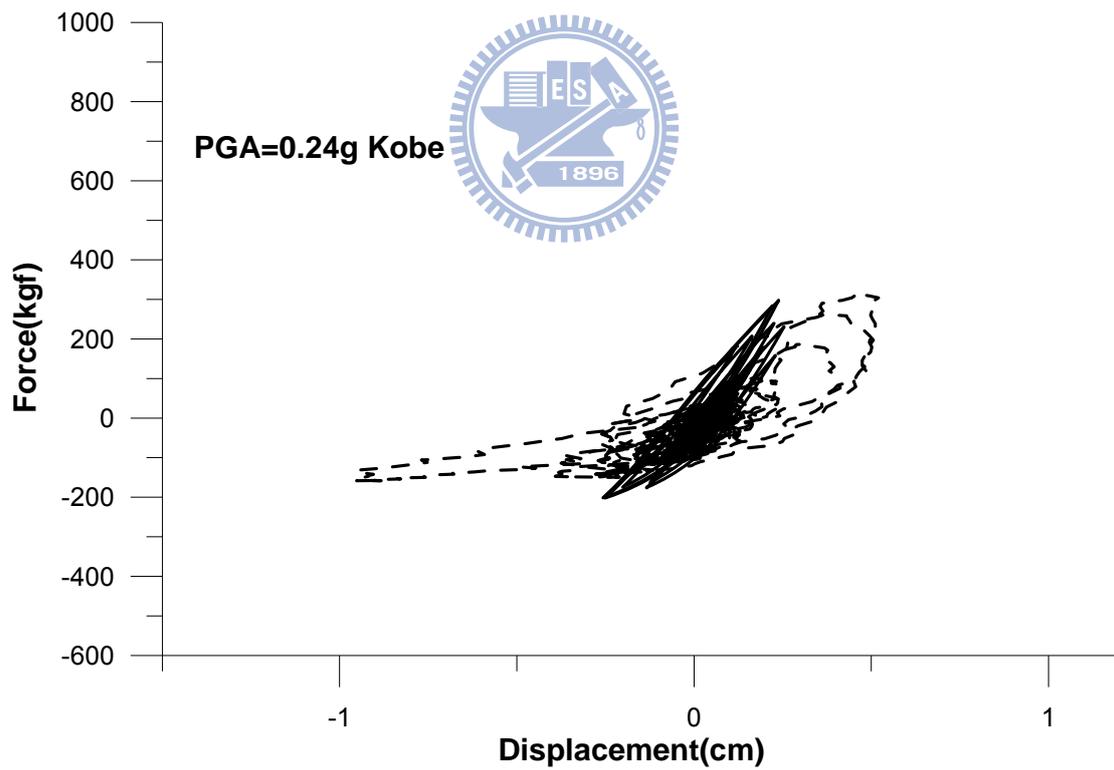
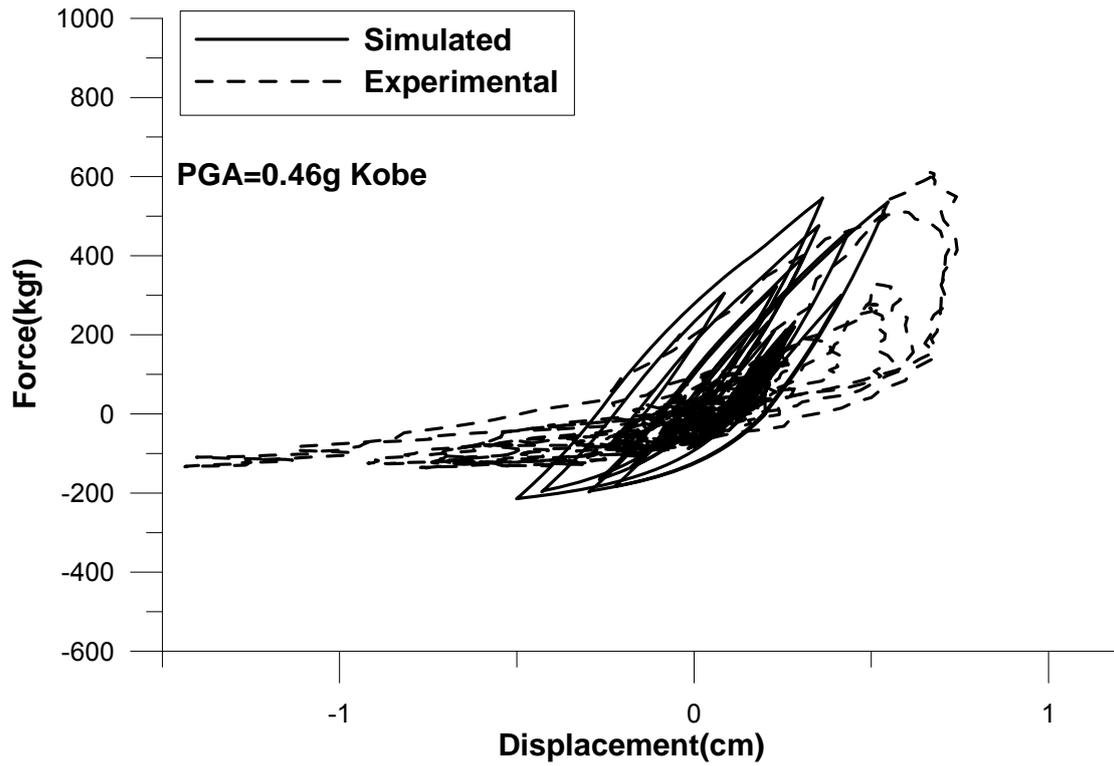


圖 5.35 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Kobe)



圖 6.1 振動台油壓致動器



圖 6.2 地震模擬振動台

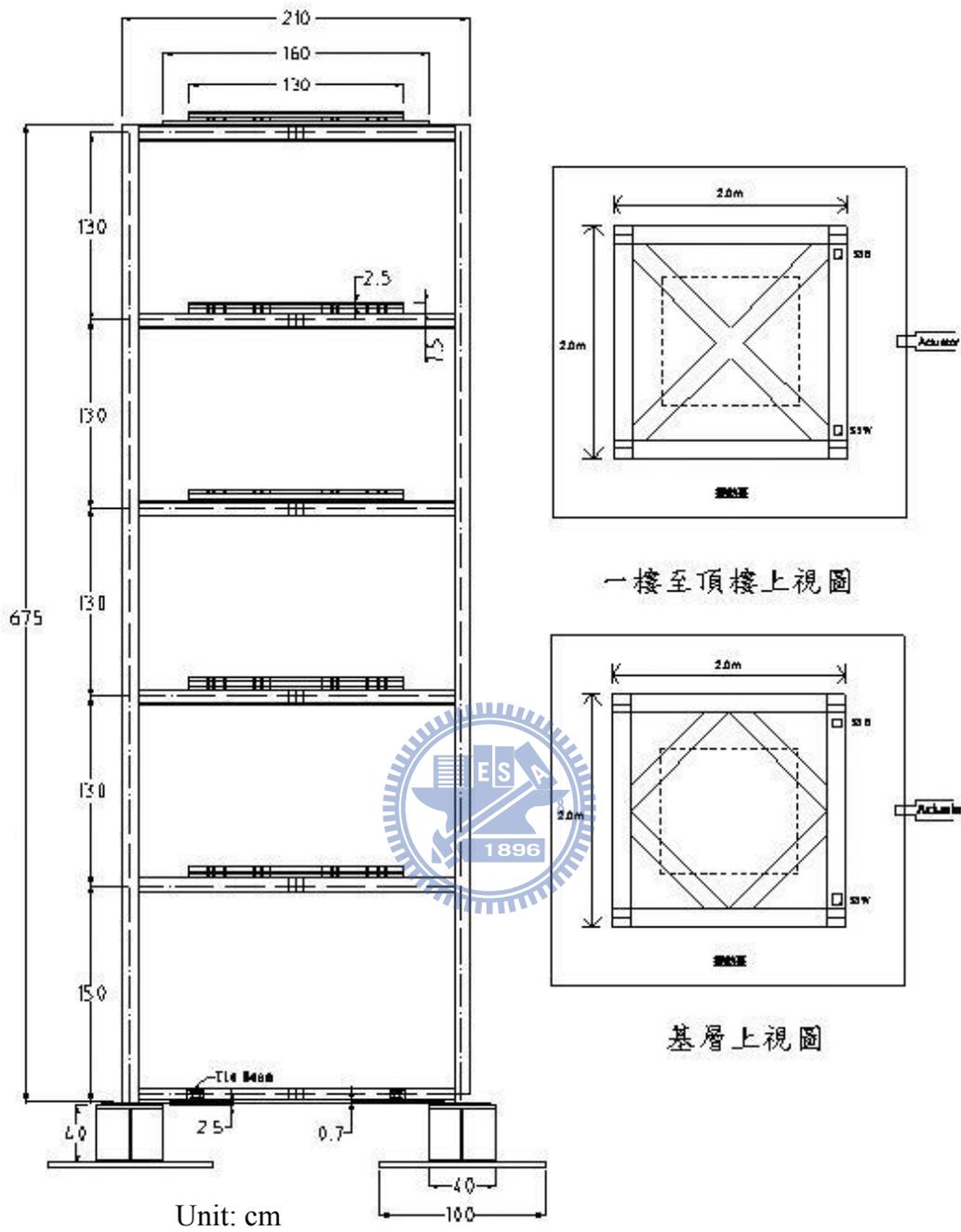


圖 6.3 五層樓鋼結構模型



圖 6.4 407 控制器



圖 6.5 IMC 資料擷取系統



(a) 加速度規 (Accelerometers)

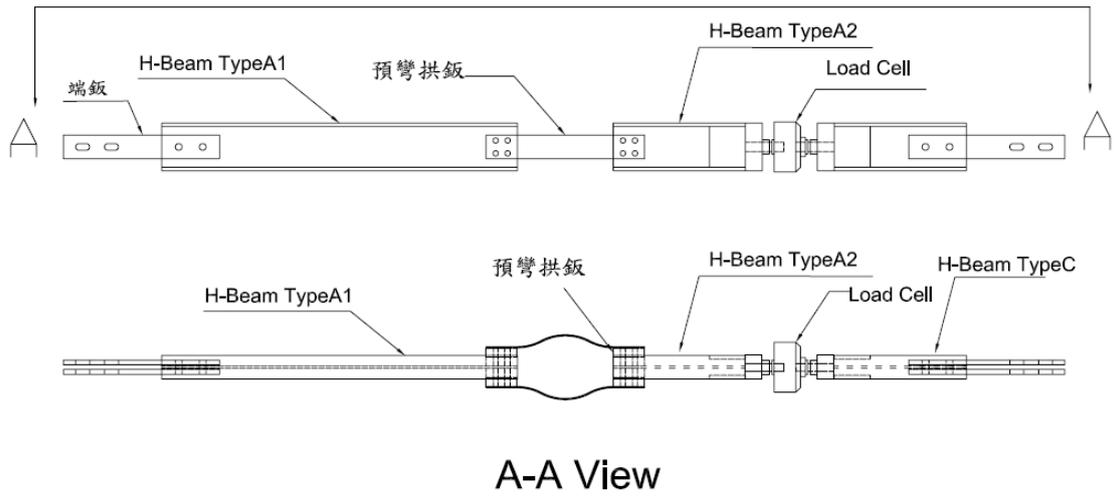


(b) 雷射位移計

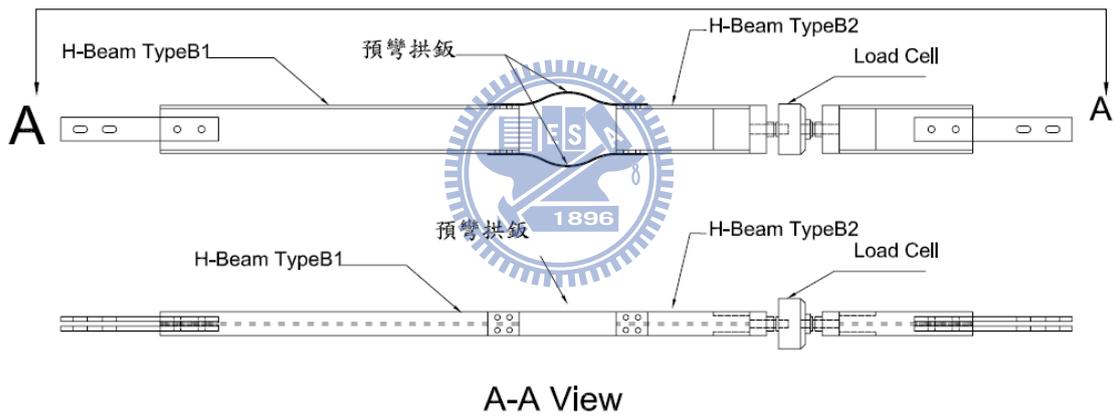


(c) 荷重元 (Load Cell)

圖 6.6 耐震性能測試所使用之感測計

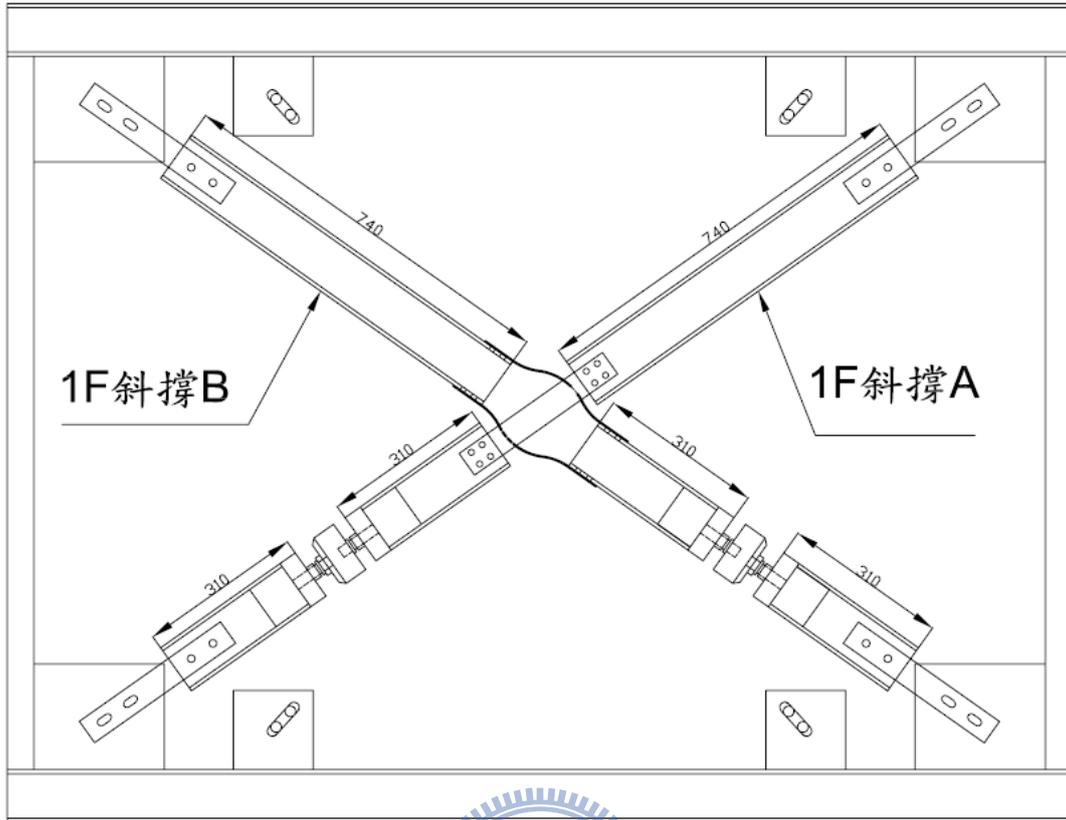


(a) Type A 細部設計圖

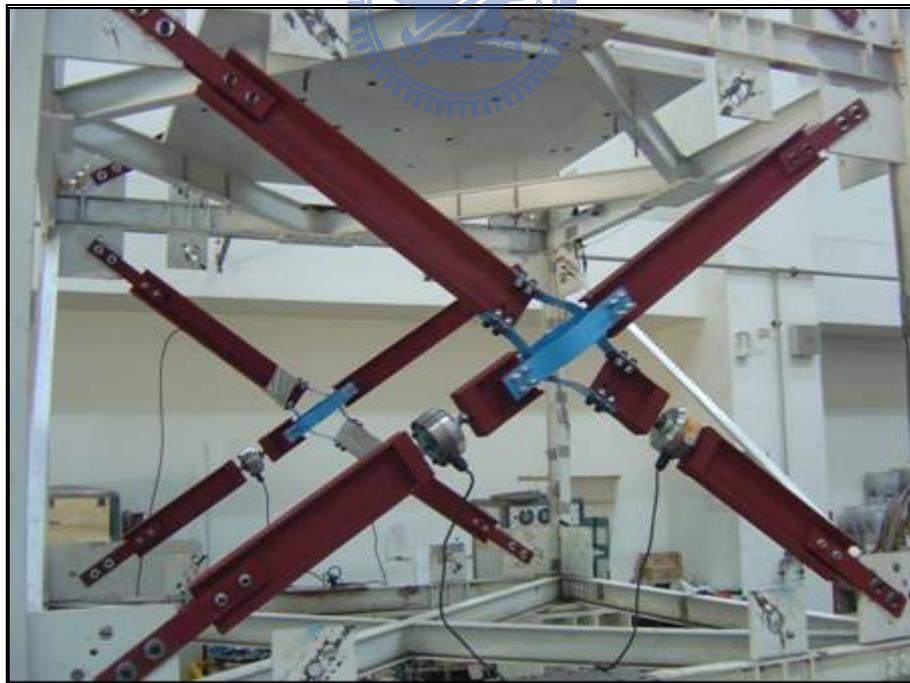


(b) Type B 細部設計圖

圖 6.7 交叉配置韌性斜撐模組細部設計圖



(a)交叉配置韌性斜撐模組組裝圖



(b)交叉配置韌性斜撐模組安裝完成照片

圖 6.8 韌性斜撐之安裝

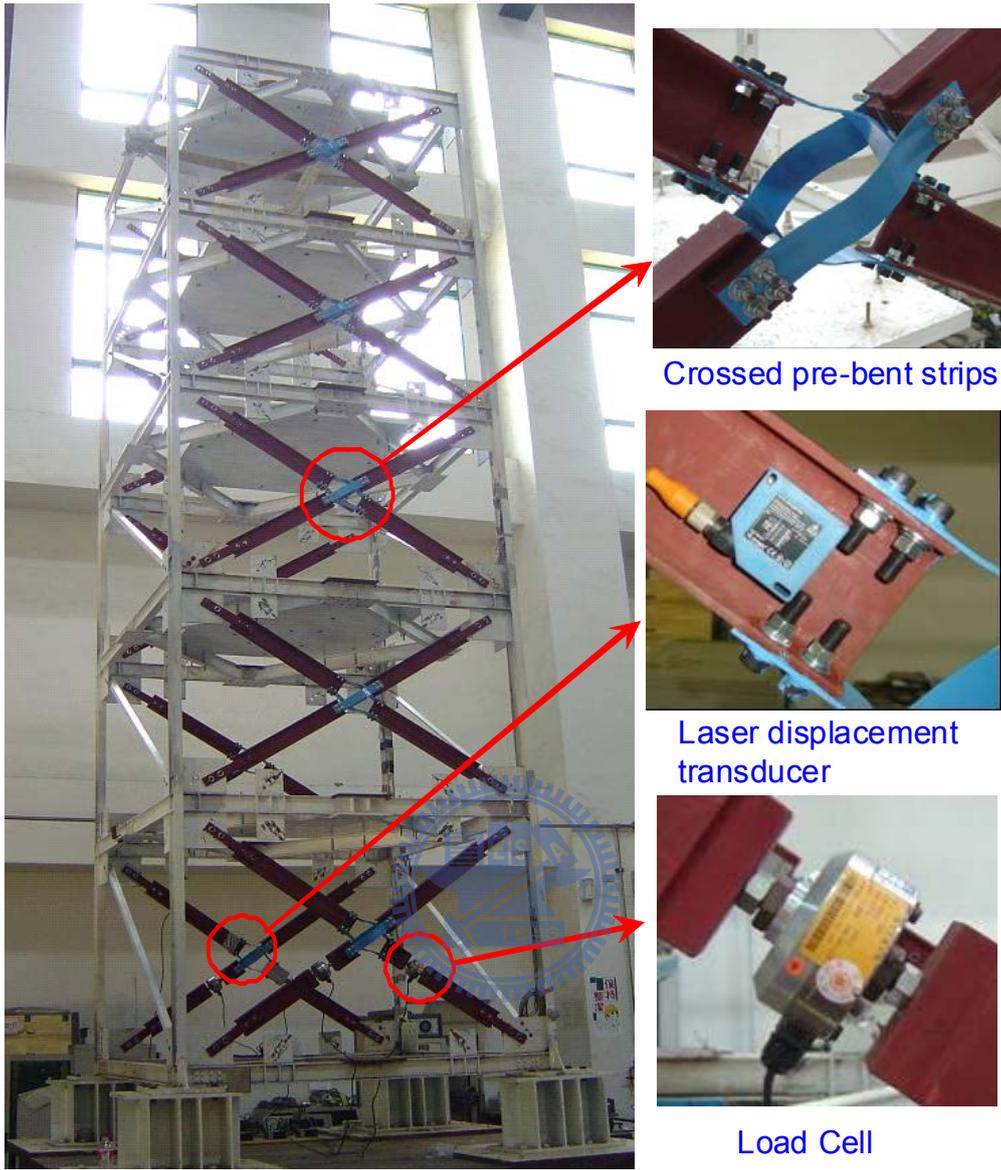
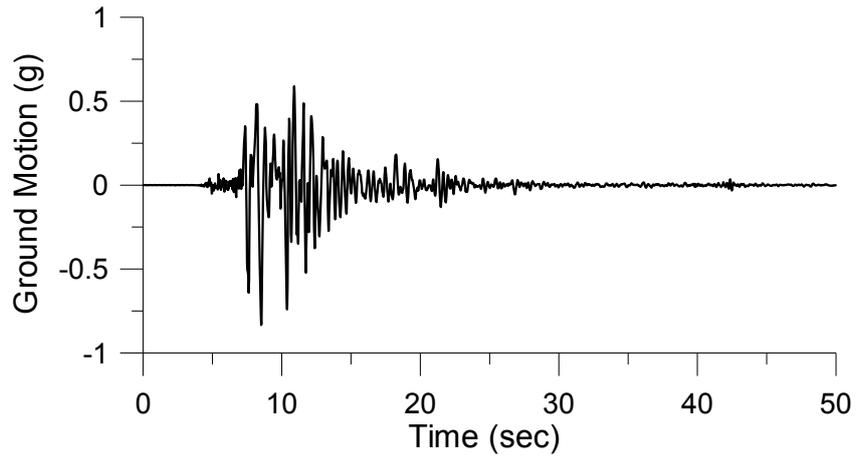
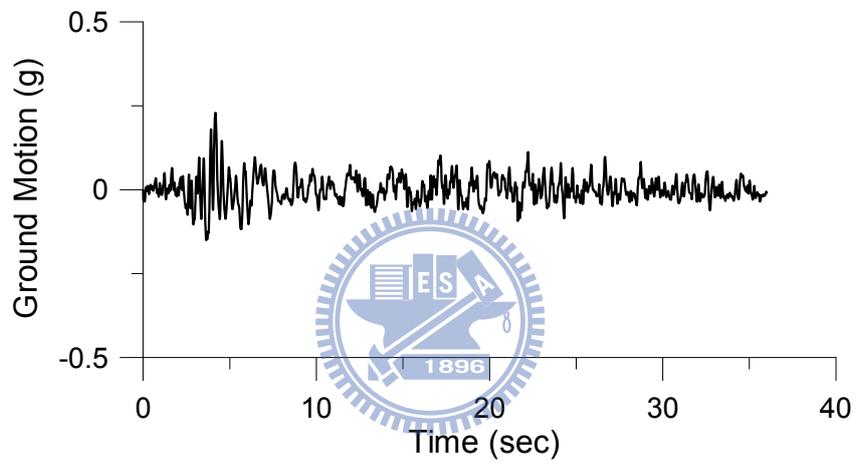


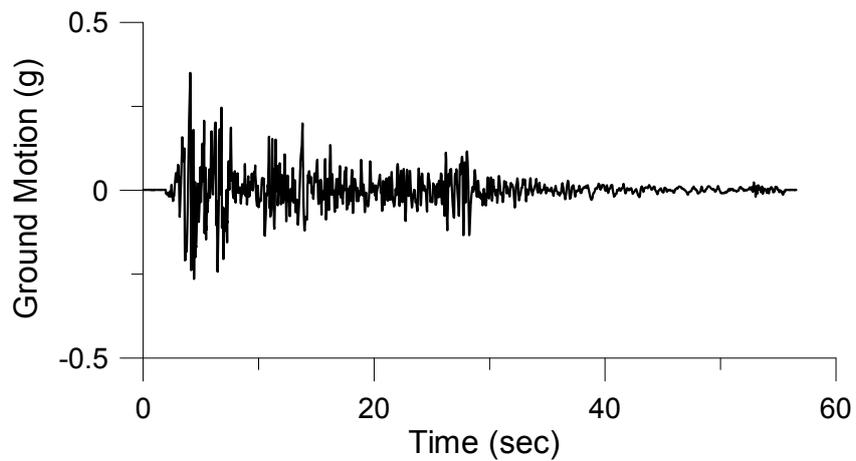
圖 6.9 耐震性能測試構架組裝完成照片



(a) Kobe Earthquake

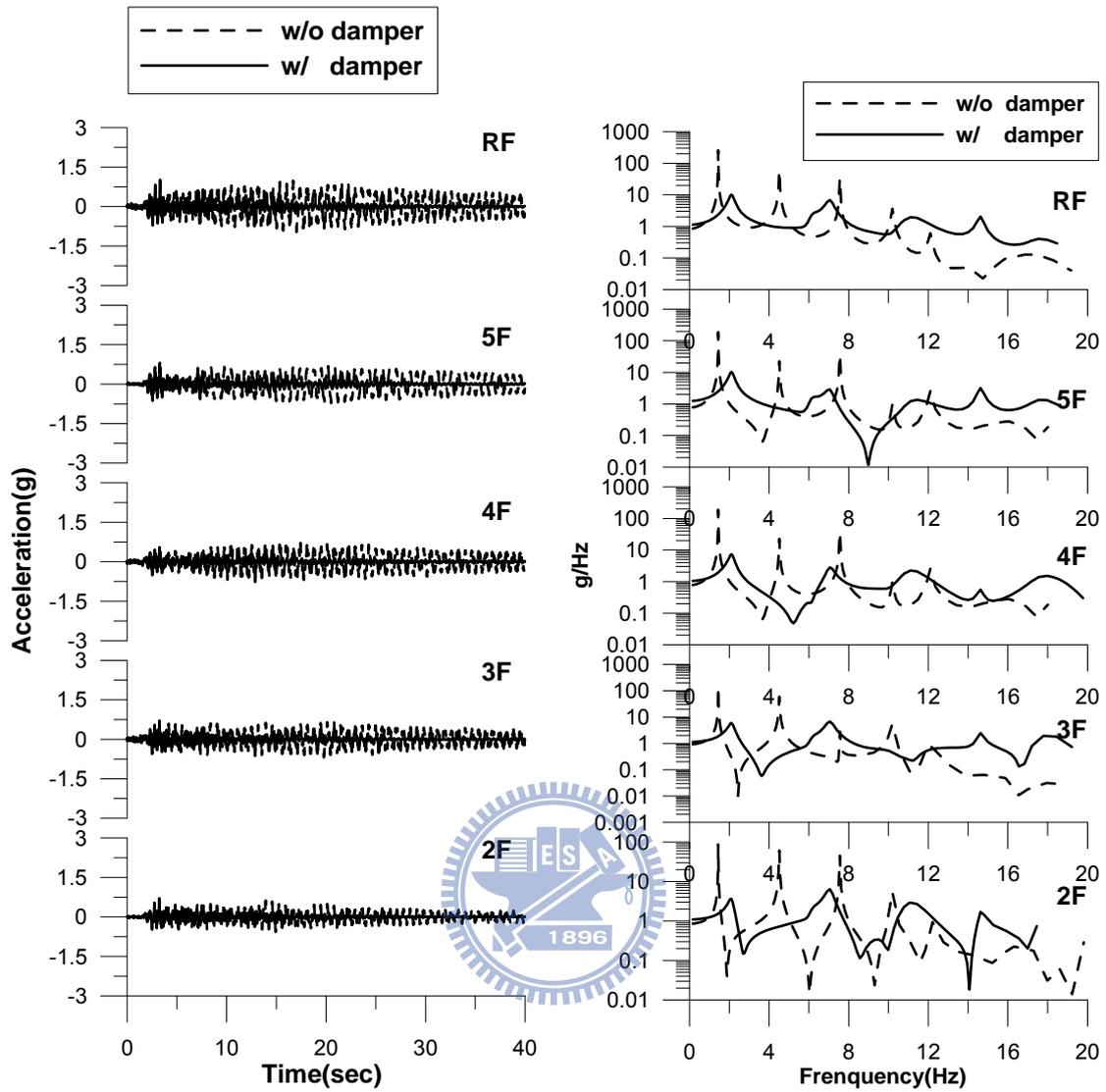


(b) Hachinohe Earthquake



(c) El Centro Earthquake

圖 6.10 輸入震波歷時

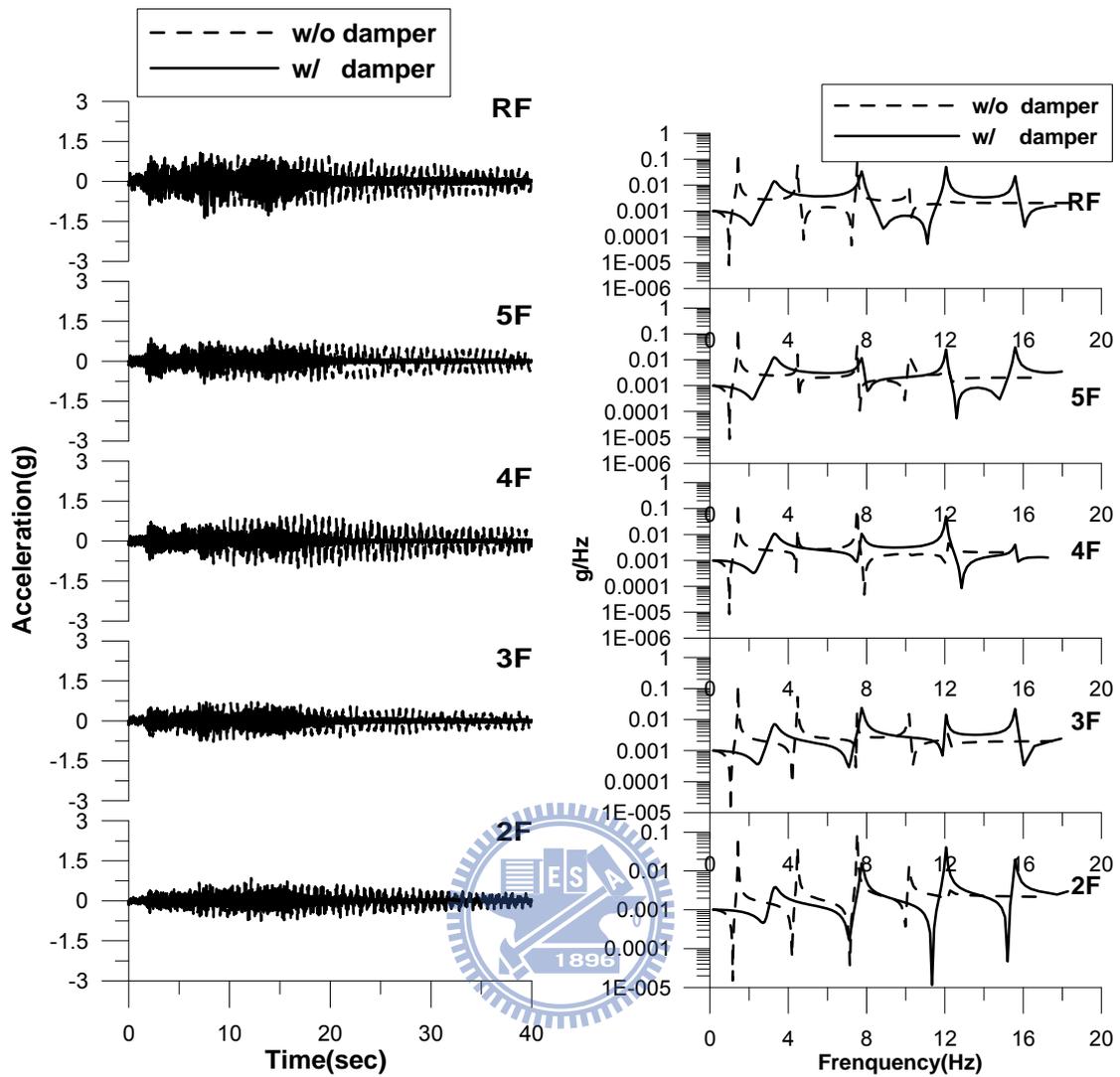


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.11 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.28g)

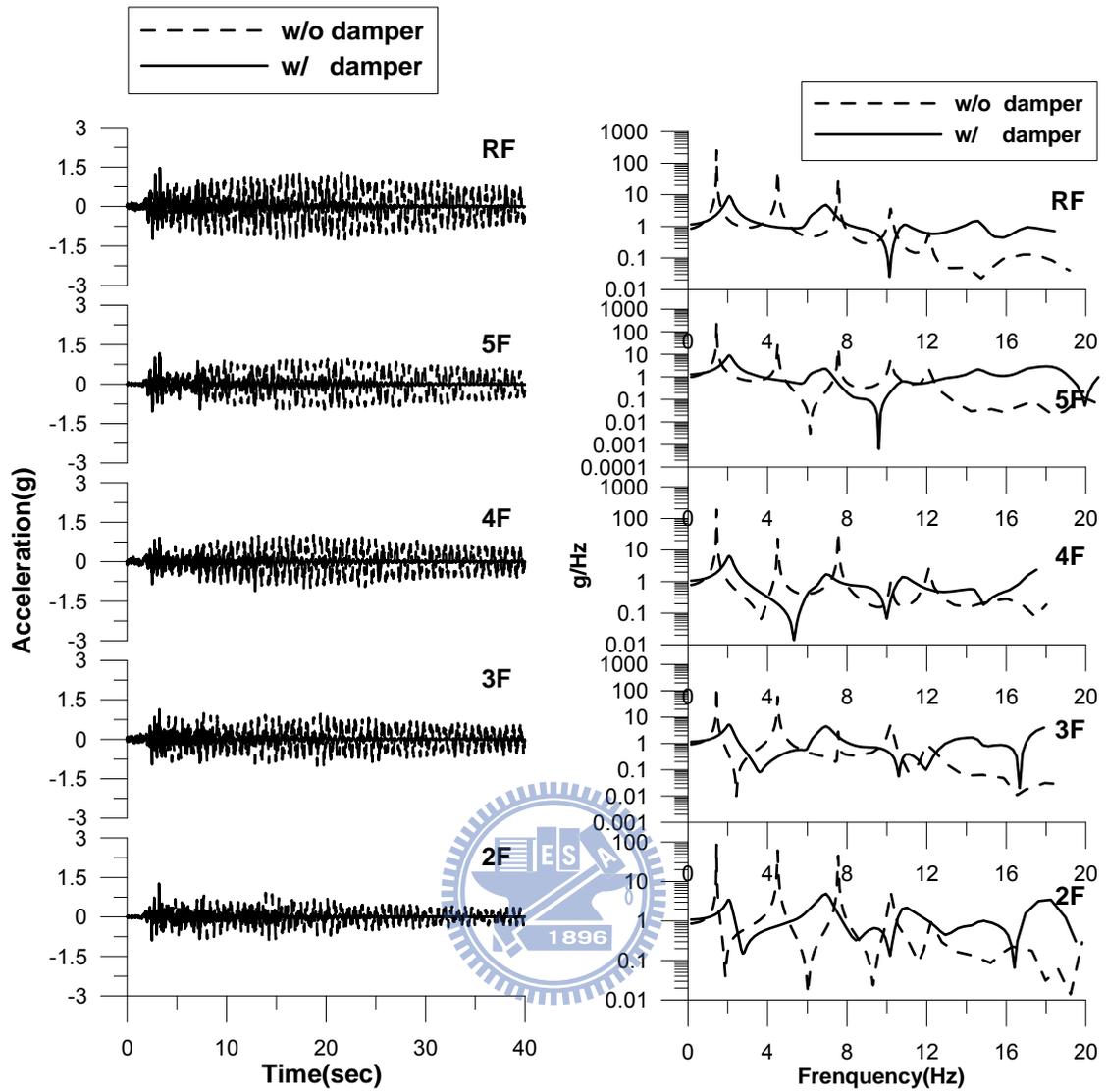


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.12 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.28g)

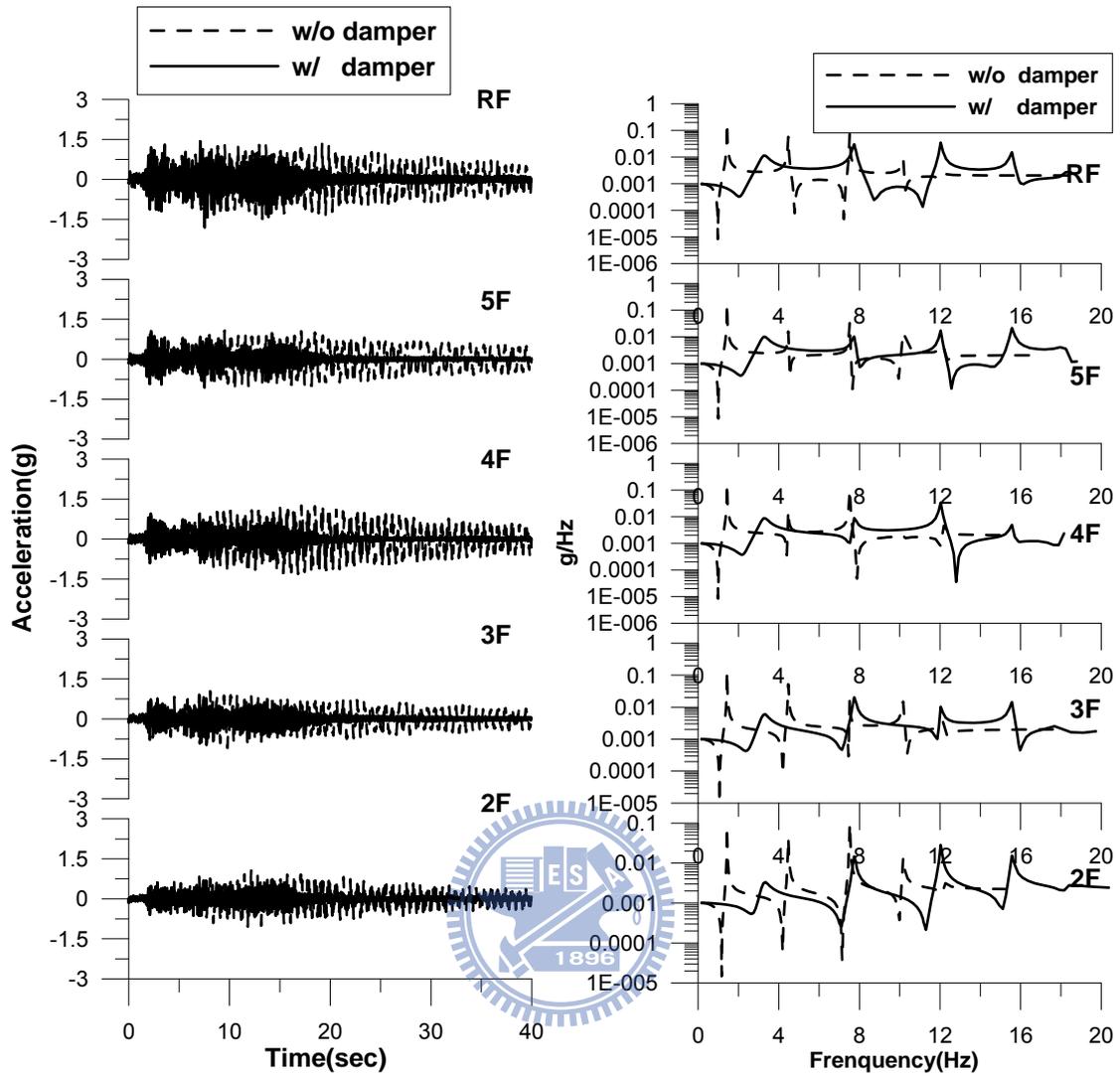


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 6.13 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.409g)



(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.14 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(El Centro ; PGA=0.409g)

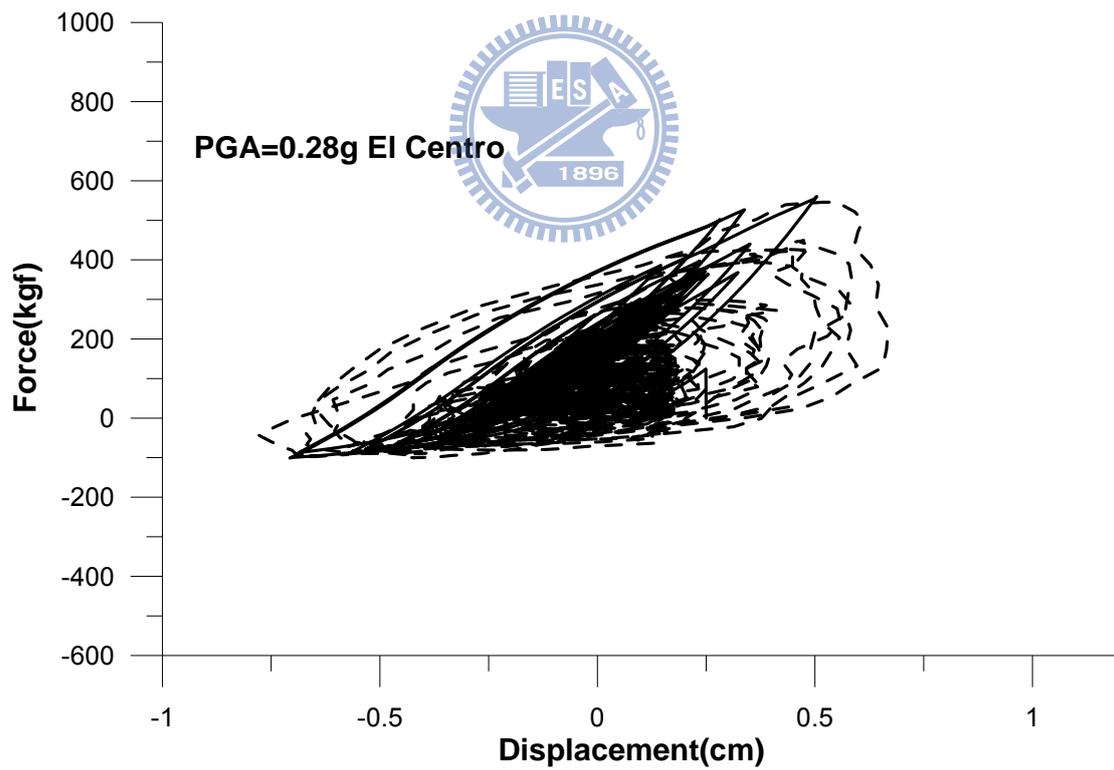
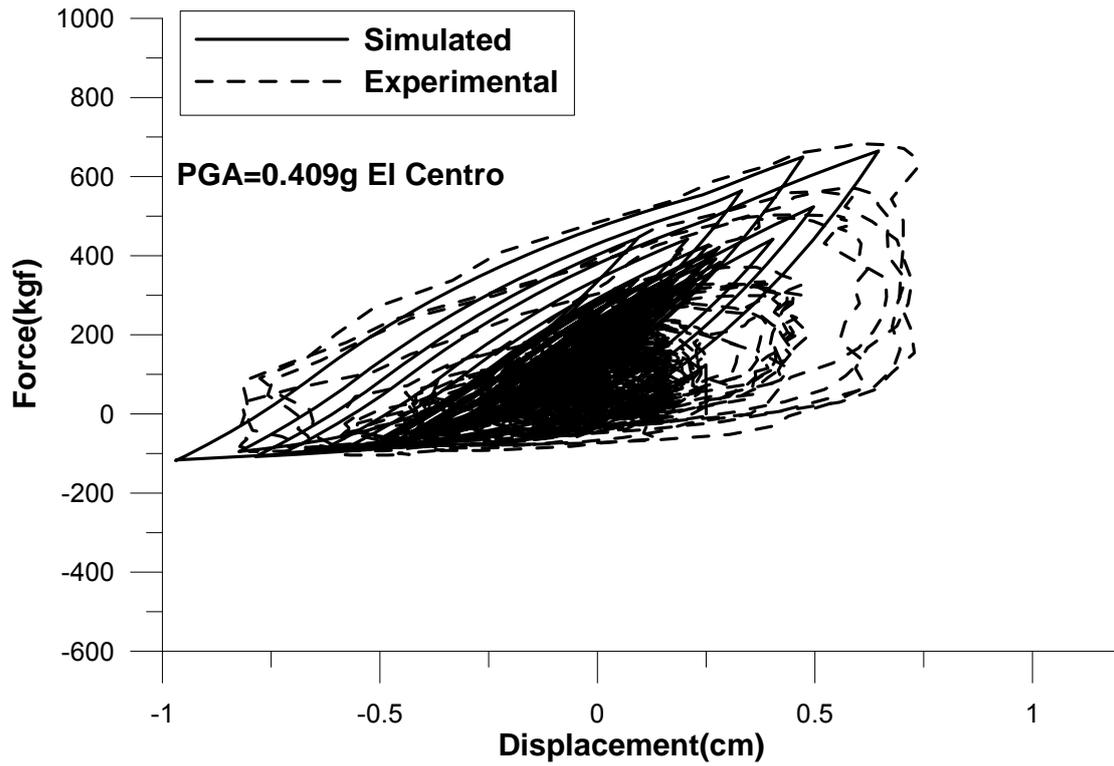
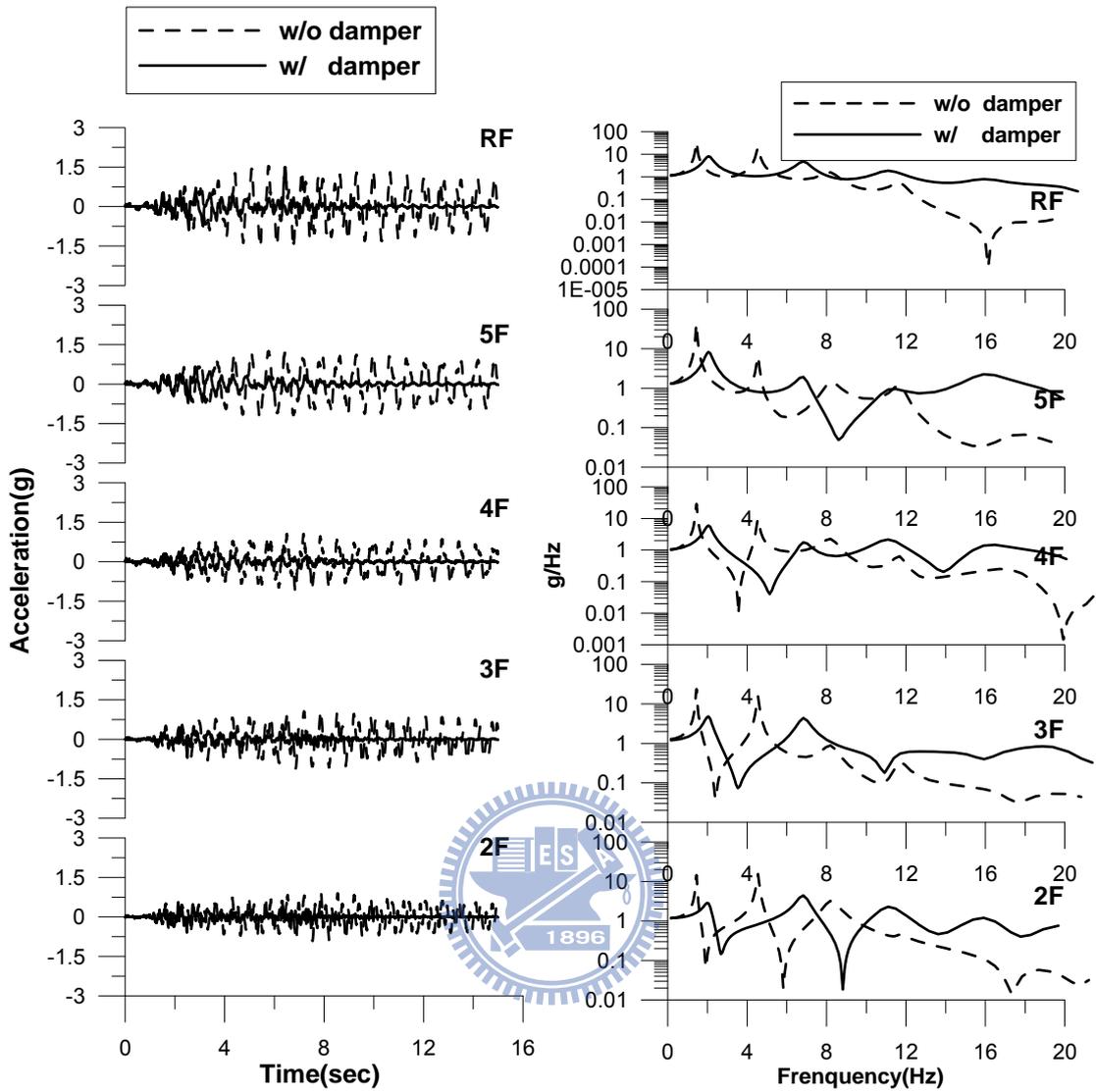


圖 6.15 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(El Centro)

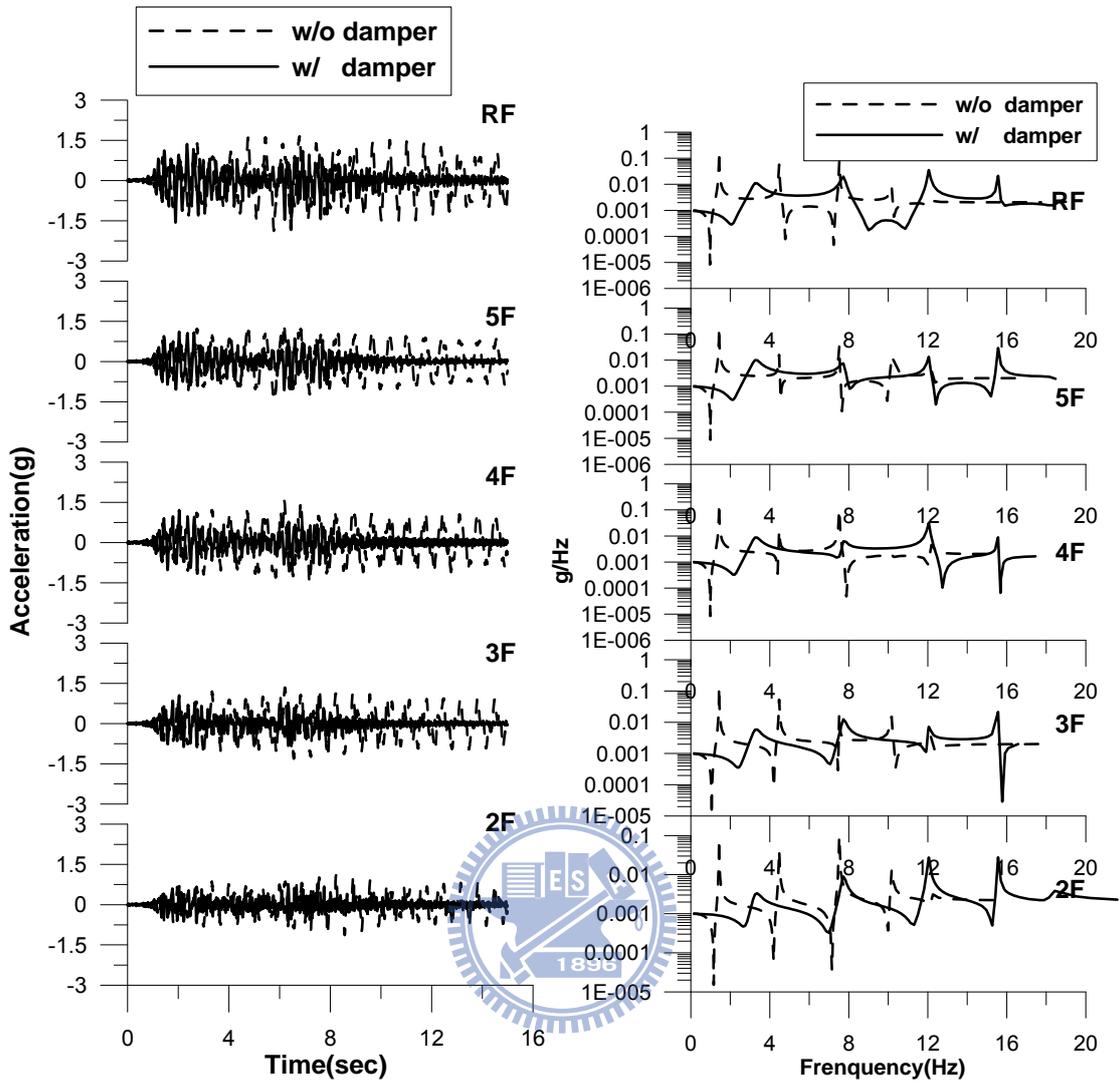


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 6.16 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.306g)

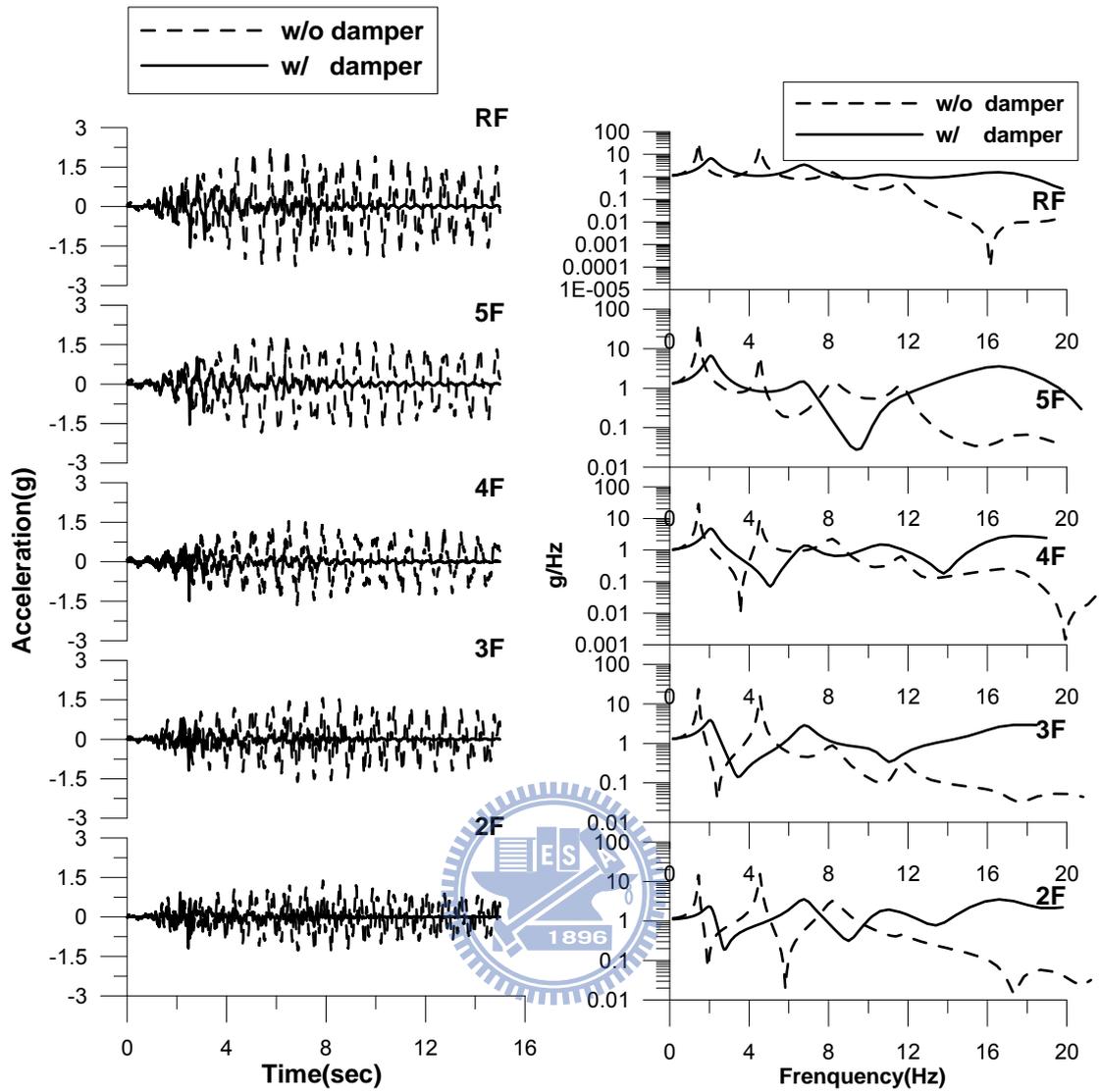


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.17 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.306g)

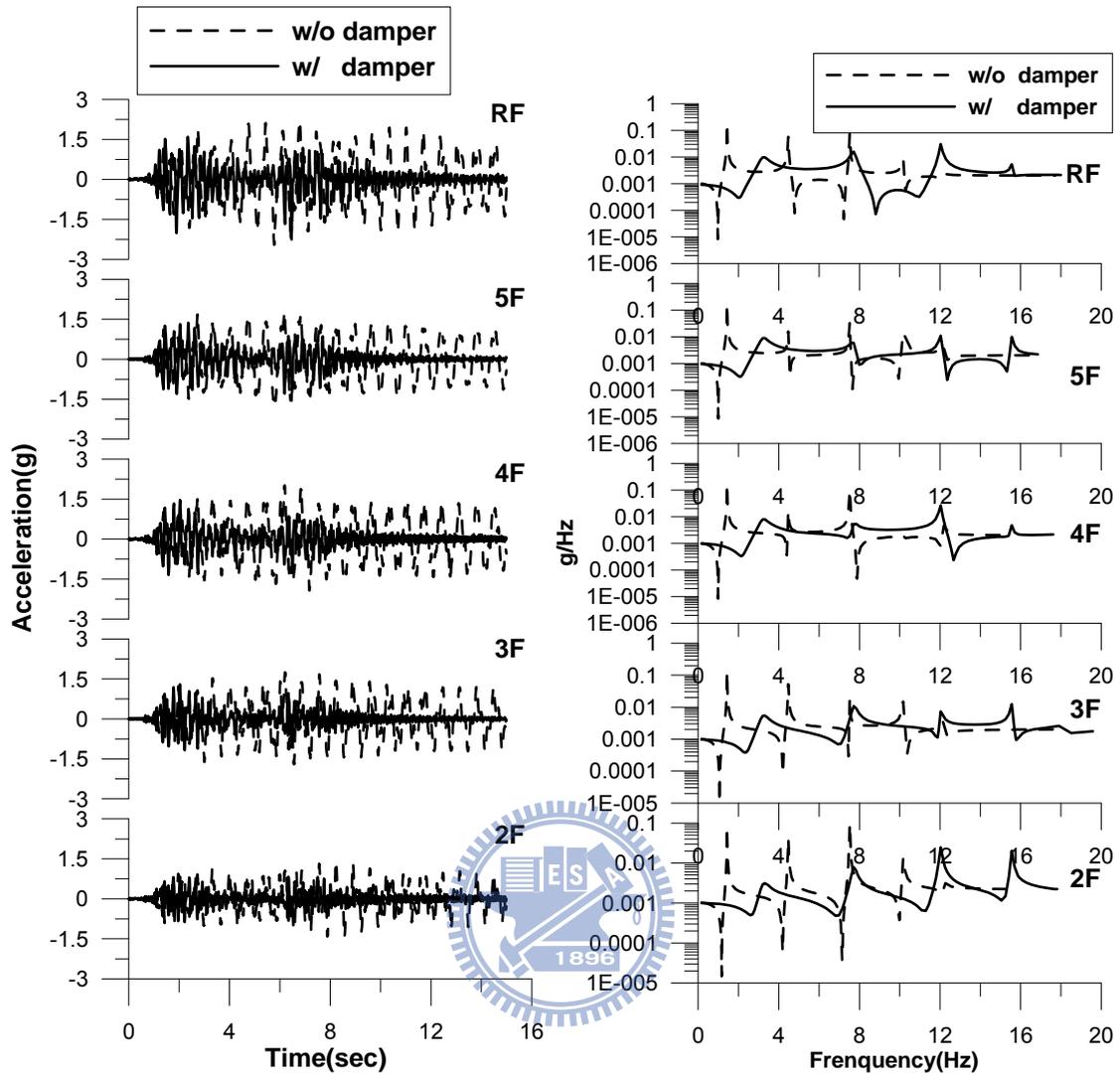


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 6.18 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.442g)



(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.19 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Hachinohe ; PGA=0.442g)

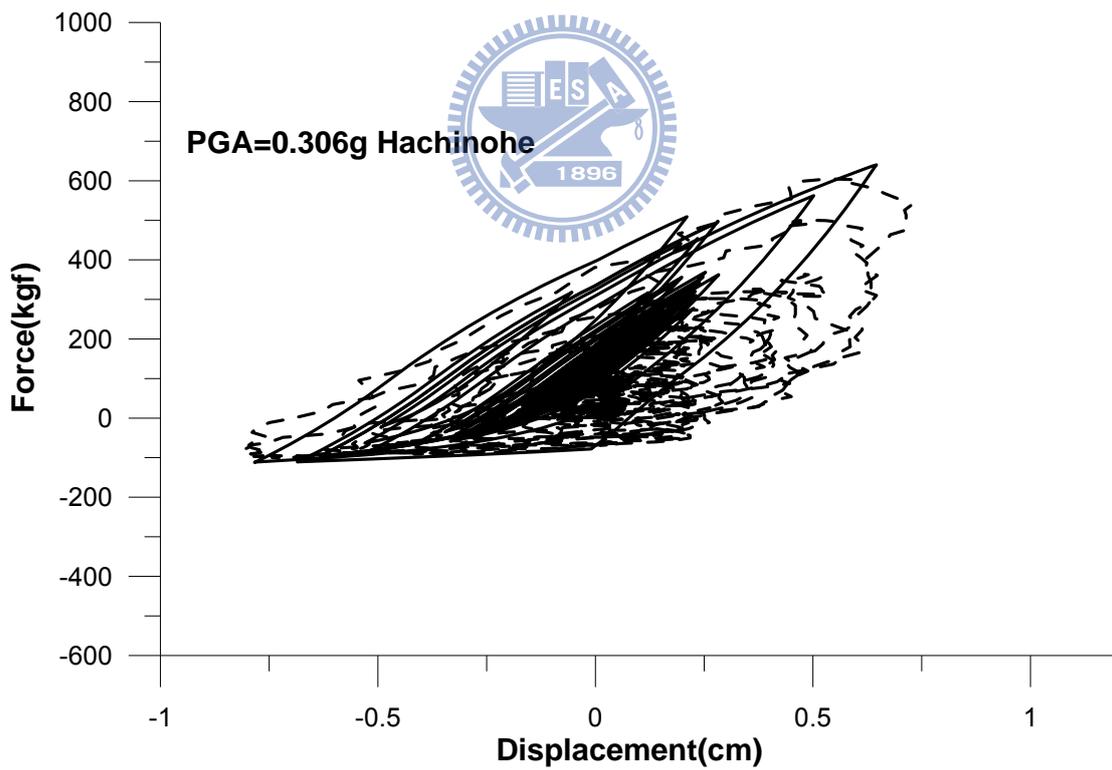
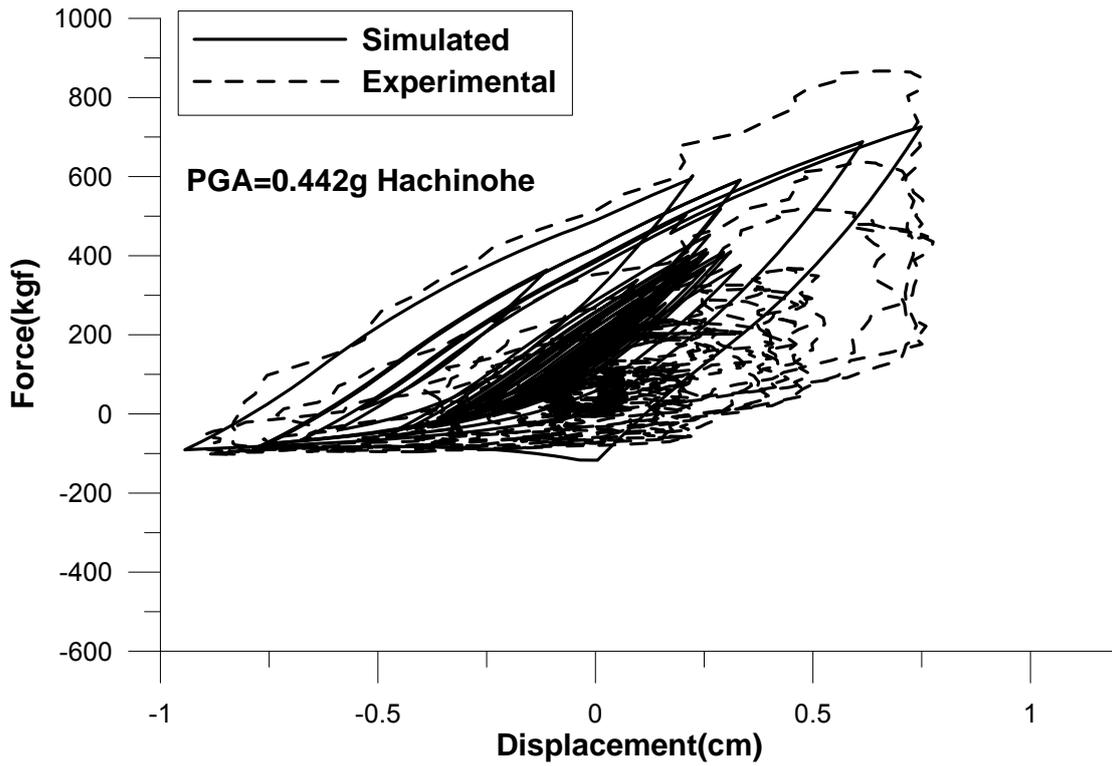
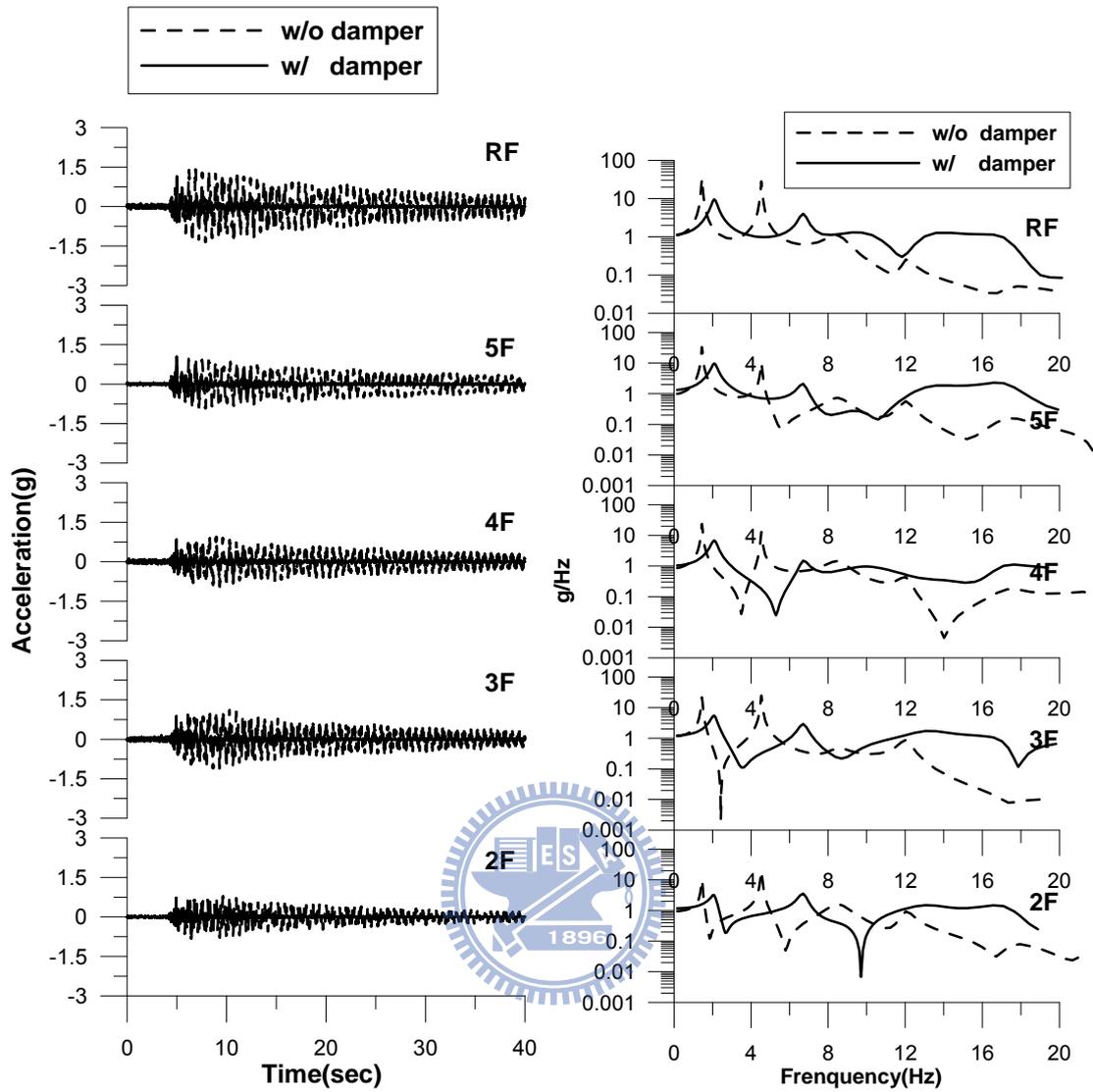


圖 6.20 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe)

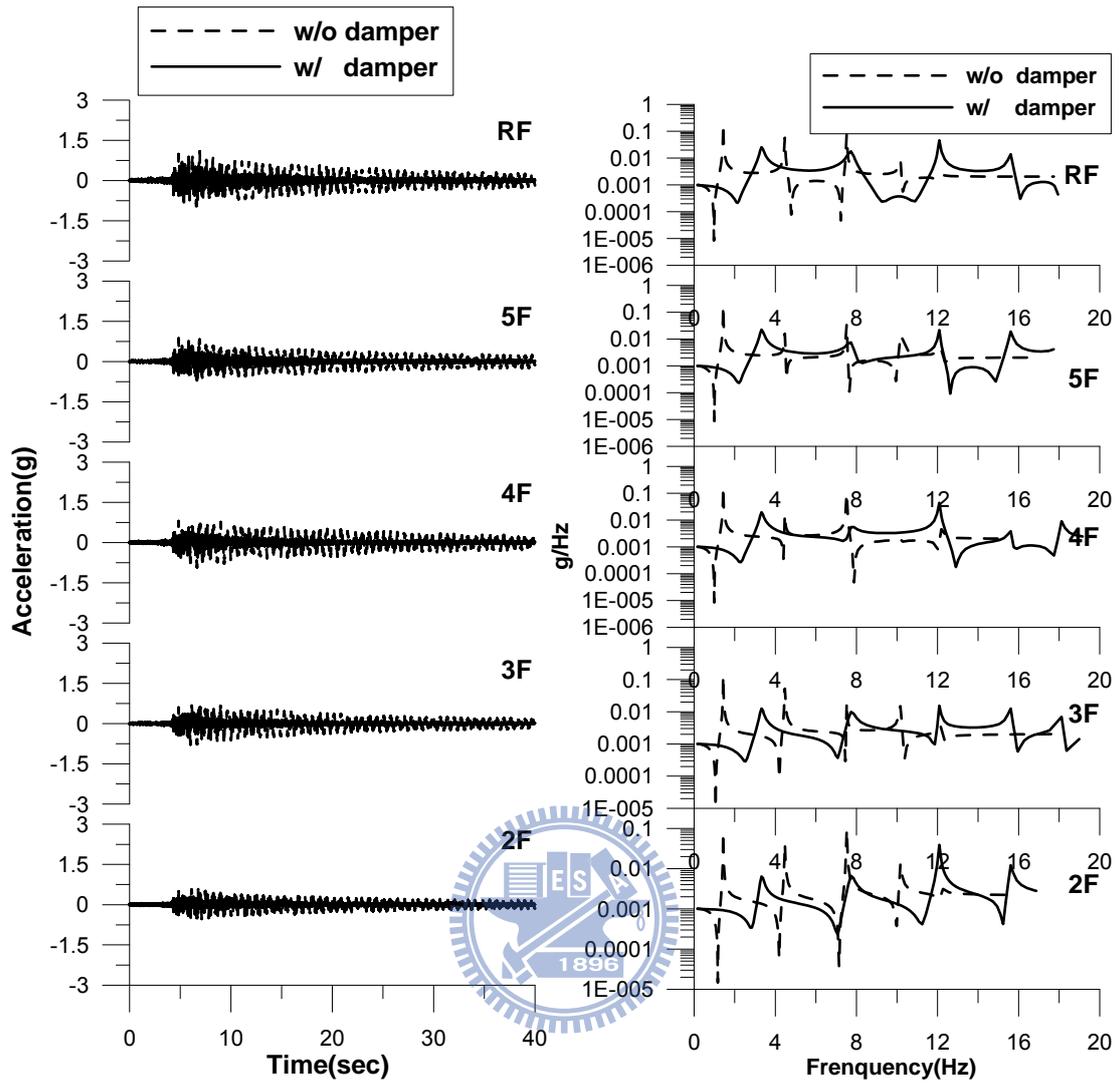


(a) Time History

(b) Frequency Response Spetrum

圖 6.21 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.318g)

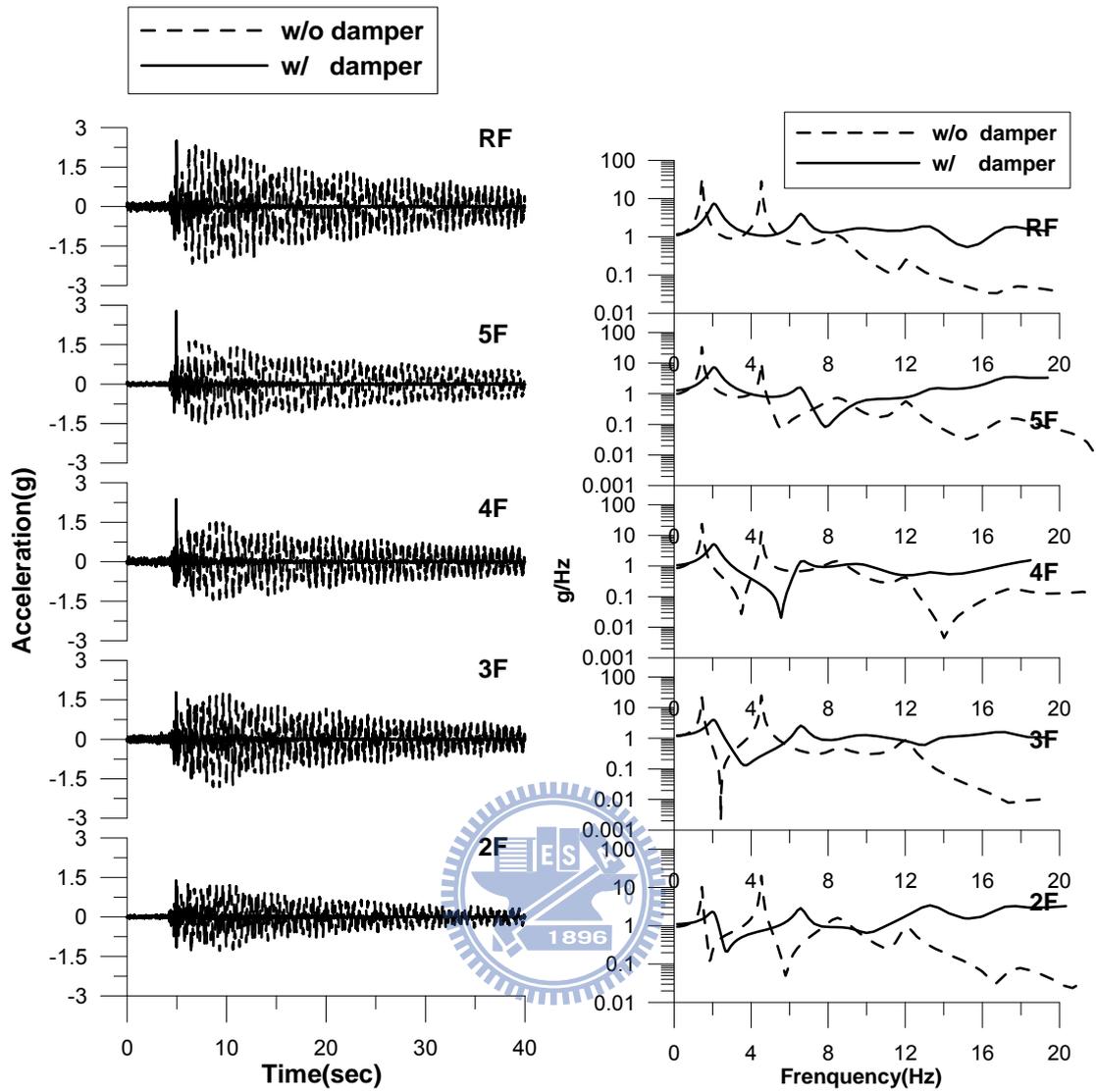


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.22 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.318g)

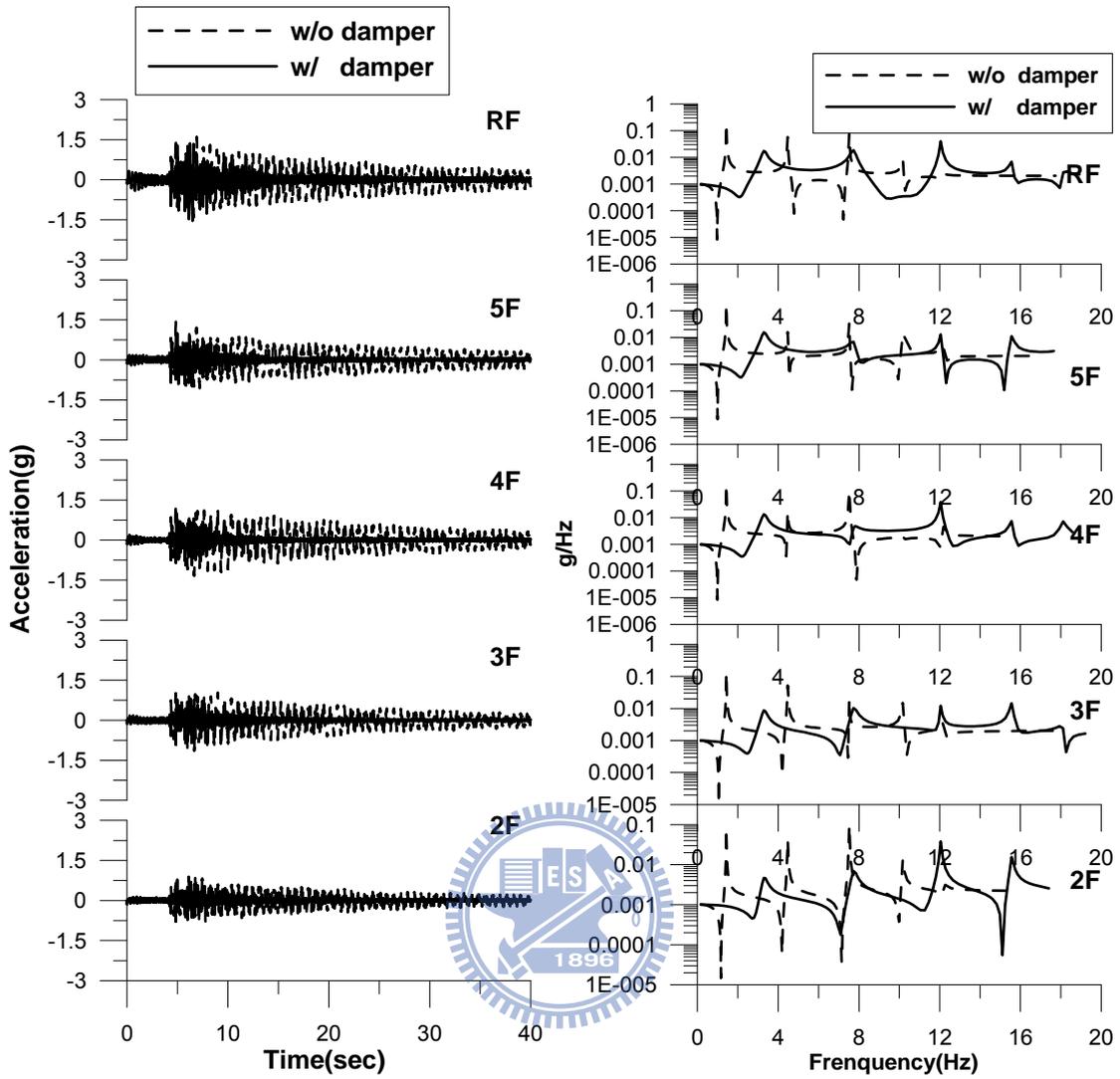


(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.23 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.519g)



(a) Time History

(b) Frequency Response Spectrum

圖 6.24 各樓層加速度歷時反應與頻域響應函數之比較

(Kobe ; PGA=0.519g)

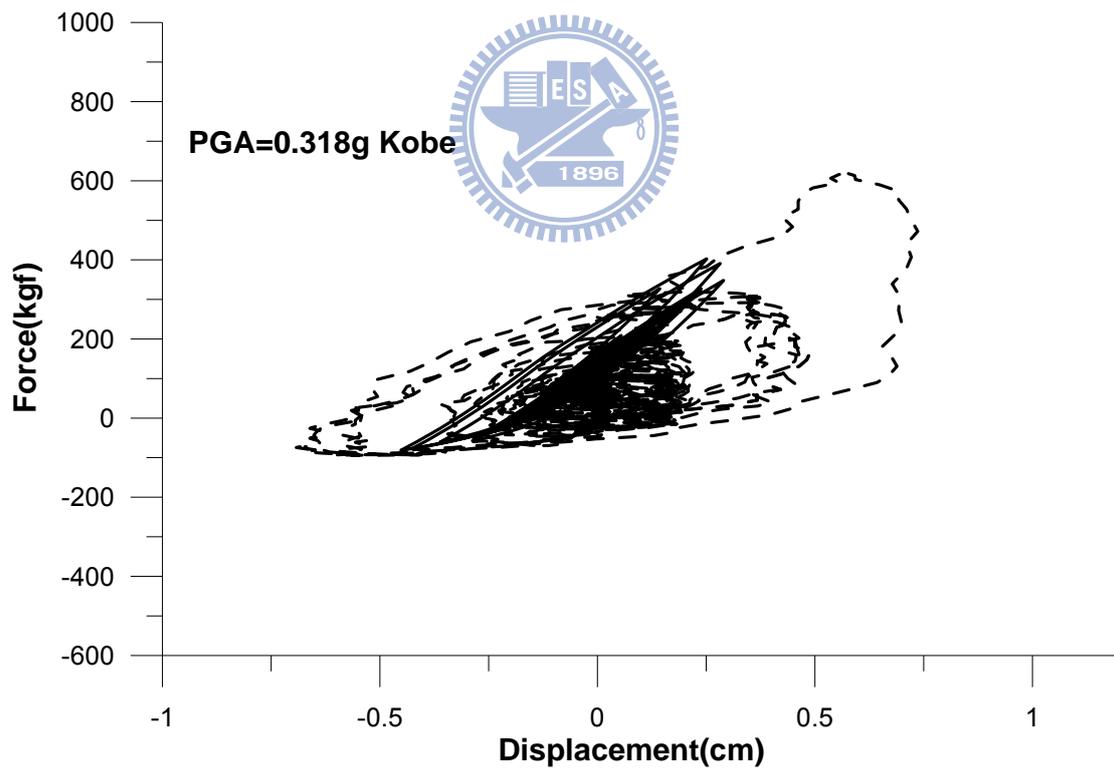
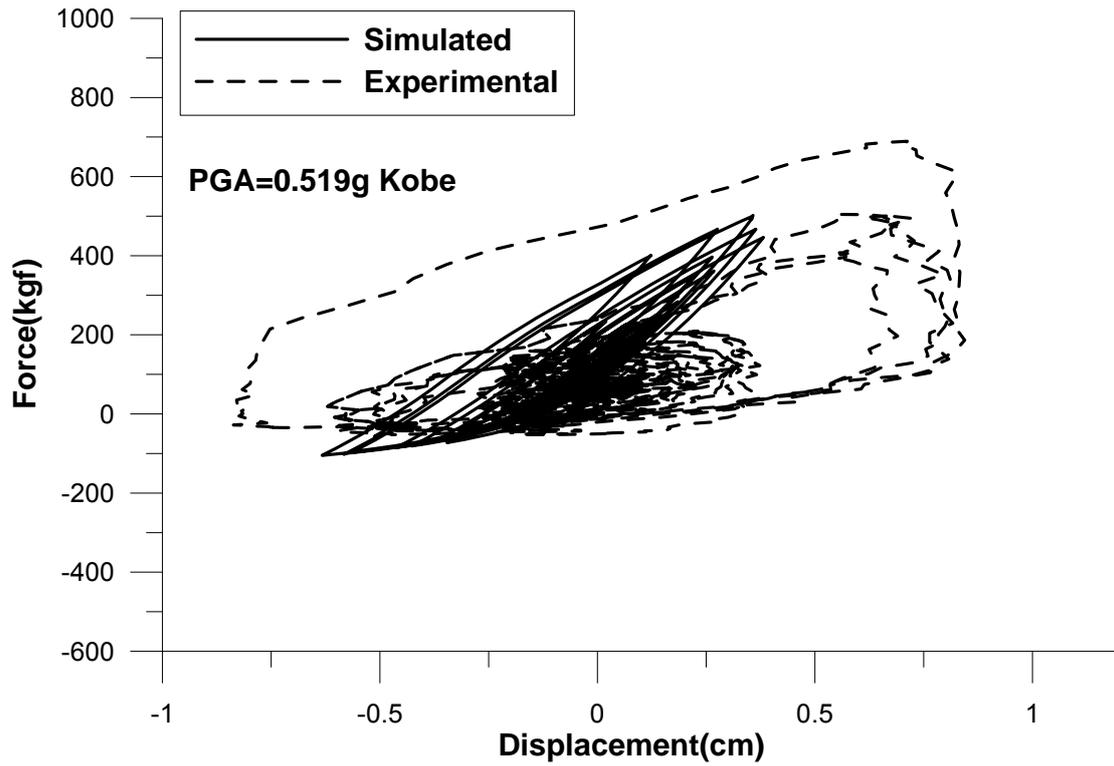


圖 6.25 一樓單支韌性斜撐之遲滯迴圈(Kobe)

## 參考文獻

- 【1】 Virgin, L. N. and Davis, R. B. (2003), “Vibration Isolation Using Buckled Struts, ” *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 260, No.5, pp. 965-973.
- 【2】 Bazant, Z. P. and Cedolin, L. (1991), *Stability of Structures*, Oxford University Press, Oxford.
- 【3】 Thompson, J. M. T. and Hunt, G. W. (1984), *Elastic Instability Phenomena*, Wiley, New York.
- 【4】 Winterflood, J., Barber, T. A. and Blair, D. G. (2002), “Using Euler Buckling Spring for Vibration Isolation, ” *Classical and Quantum Gravity*, pp. 1639-1645.
- 【5】 Winterflood, J. and Blair, D. G. (2002), “High Performance Vibration Isolation Using Springs in Euler Column Buckling mode, ” *Physics Letters A*, 300: 122-130.
- 【6】 Chin, E. J., Lee, K. T., Winterflood, J. Jacob, J., Blair, D. G. and Ju, L. (2004), “Techniques for Reducing the Resonant Frequency of Euler Spring Vibration Isolations, ” *Classical and Quantum Gravity*, pp. 959-963.
- 【7】 Plaut, R. H., Sidbury, J. E. and Virgin, L. N. (2005), “Analysis of Buckled and Pre-bent Fixed-end Columns Used as Vibration

Isolators, ” Journal of Sound and Vibration, Vol. 283, No. 3-5, pp. 1216-1228.

【8】 Ji, J. C. and Hansen, C. H. (2000), “Non-linear Response of a Post-buckled Beam Subjected to a Harmonic Axial Excitation, ” Journal of Sound and Vibration, Vol.237, No. 2, pp. 303-318.

【9】 Bonello, P., Brennan, M. J. and Elliott, S. J. (2005), “Vibration Control Using an Adaptive Tuned Vibration Absorber with a Variable Curvature Stiffness Element, ” Smart Materials and Structures , Vol.14, No. 5, pp. 1055-1065.

【10】 胡家杰(2008), 「韌性斜撐之結構消能減震應用」, 碩士論文, 交通大學土木工程學系.

【11】 張簡嘉賞(2009), 「基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的試驗研究」, 博士論文, 交通大學土木工程學系.

【12】 Wang, Y. P., Chang Chien, C. S., Lin, C. S. and Lee, C. L. (2008) , “ Development of a Buckling-type Metallic Damper, ” The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics , Jeju, Korea, pp. 3325-3338.

【13】 Wang Y. P., Chang Chien C. S. (2009), ”A Study on Using Pre-bent Steel Strips as Seismic Energy-dissipative Devices, ”

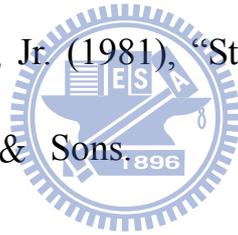
Earthquake Engineering and Structural Dynamic ; v38:  
1009-1026.

【14】 Hsieh Y. Y. (1998), Elementary Theory of Structures: Prentice Hall, 3rd ed., Englewood Cliffs, NJ.

【15】 李輝煌(2005), 「ANSYS 工程分析基礎與觀念」, 高立圖書有限公司.

【16】 劉晉奇, 褚晴暉, (2006), 「有限元素分析與 ANSYS 的工程應用」, 滄海書局.

【17】 Roy R. and Craig, Jr. (1981), “Structural Dynamics, ” New York, John Wiley & Sons.



【18】 Steven C. Chapra and Raymond P. Canale (2002), “Numerical Methods for Engineers, ” McGRAW-HILL.

【19】 J Song and A D. Kiureghian (2006), “Generalized Bouc-Wen Model for Highly Asymmetric Hysteresis, ” Journal of Engineering Mechanics-ASCE. 132 (6), pp. 610-618.

【20】 Lopez-Almansa, F., Barbat, A. H., and Rodellar, J. (1988), “SSP Algorithm for Linear and Non-linear Dynamic Response Simulation,” *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 26, pp2687-2706.

【21】鍾立來、王彥博、楊創盛, (1996), 「結構動力數值分析之穩定性及精確性」, 中華民國結構工程學會, 結構工程, 第十一卷, 第四期, 第 55-66 頁.



## 附錄 A. 四階 Runge-Kutta 數值解

$$\frac{\partial Z}{\partial x_d} = A - |Z|^n \left( \begin{array}{l} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d Z) + \beta_2 \operatorname{sgn}(x_d \dot{x}_d) + \beta_3 \operatorname{sgn}(x_d Z) \\ + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d) + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d) \end{array} \right) \quad (\text{A.1})$$

吾人可利用四階之 Runge-Kutta 法解式(A.1)求出  $Z$  :

$$Z[k+1] = Z[k] + \frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4)h \quad (\text{A.2})$$

其中

$$h = x[k+1] - x[k]$$

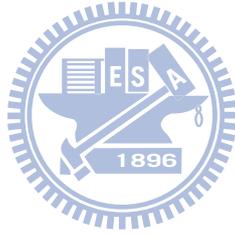
$$k_1 = A - |Z[k]|^n \left( \begin{array}{l} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] Z[k]) + \beta_2 \operatorname{sgn}(x_d[k] \dot{x}_d[k]) \\ + \beta_3 \operatorname{sgn}(x_d[k] Z[k]) + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z[k]) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d[k]) \end{array} \right)$$

$$k_2 = A - \left| Z[k] + \frac{1}{2}k_1 h \right|^n \left( \begin{array}{l} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] \left( Z[k] + \frac{1}{2}k_1 h \right)) + \beta_2 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2}h \right) \dot{x}_d[k] \\ + \beta_3 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2}h \right) \left( Z[k] + \frac{1}{2}k_1 h \right) + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_5 \operatorname{sgn} \left( Z[k] + \frac{1}{2}k_1 h \right) + \beta_6 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2}h \right) \end{array} \right)$$

$$k_3 = A - \left| Z[k] + \frac{1}{2}k_2 h \right|^n \left( \begin{array}{l} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] \left( Z[k] + \frac{1}{2}k_2 h \right)) + \beta_2 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2}h \right) \dot{x}_d[k] \\ + \beta_3 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2}h \right) \left( Z[k] + \frac{1}{2}k_2 h \right) + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_5 \operatorname{sgn} \left( Z[k] + \frac{1}{2}k_2 h \right) + \beta_6 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2}h \right) \end{array} \right)$$

$$k_4 = A - |Z[k] + k_3 h|^n \left( \begin{array}{l} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k](Z[k] + k_3 h)) + \beta_2 \operatorname{sgn}((x_d[k] + h)\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_3 \operatorname{sgn}((x_d[k] + h)(Z[k] + k_3 h)) + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z[k] + k_3 h) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d[k] + h) \end{array} \right) \quad (\text{A.3})$$

將式(A.3)代入(A.2)可得



$$\begin{aligned}
\bar{Z}[k+1] &= Z[k+1] - Z[k] \\
&= Ah - \frac{1}{6} |Z[k]|^n \begin{pmatrix} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] Z[k]) + \beta_2 \operatorname{sgn}(x_d[k] \dot{x}_d[k]) \\ + \beta_3 \operatorname{sgn}(x_d[k] Z[k]) + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z[k]) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d[k]) \end{pmatrix} h \\
&\quad - \frac{1}{3} \left| Z[k] + \frac{1}{2} k_1 h \right|^n \begin{pmatrix} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] \left( Z[k] + \frac{1}{2} k_1 h \right)) \\ + \beta_2 \operatorname{sgn} \left( \left( x_d[k] + \frac{1}{2} h \right) \dot{x}_d[k] \right) \\ + \beta_3 \operatorname{sgn} \left( \left( x_d[k] + \frac{1}{2} h \right) \left( Z[k] + \frac{1}{2} k_1 h \right) \right) \\ + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) + \beta_5 \operatorname{sgn} \left( Z[k] + \frac{1}{2} k_1 h \right) \\ + \beta_6 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2} h \right) \end{pmatrix} h \\
&\quad - \frac{1}{3} \left| Z[k] + \frac{1}{2} k_2 h \right|^n \begin{pmatrix} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] \left( Z[k] + \frac{1}{2} k_2 h \right)) \\ + \beta_2 \operatorname{sgn} \left( \left( x_d[k] + \frac{1}{2} h \right) \dot{x}_d[k] \right) \\ + \beta_3 \operatorname{sgn} \left( \left( x_d[k] + \frac{1}{2} h \right) \left( Z[k] + \frac{1}{2} k_2 h \right) \right) \\ + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) + \beta_5 \operatorname{sgn} \left( Z[k] + \frac{1}{2} k_2 h \right) \\ + \beta_6 \operatorname{sgn} \left( x_d[k] + \frac{1}{2} h \right) \end{pmatrix} h \\
&\quad - \frac{1}{6} |Z[k] + k_3 h|^n \begin{pmatrix} \beta_1 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k] (Z[k] + k_3 h)) + \beta_2 \operatorname{sgn}((x_d[k] + h) \dot{x}_d[k]) \\ + \beta_3 \operatorname{sgn}((x_d[k] + h) (Z[k] + k_3 h)) + \beta_4 \operatorname{sgn}(\dot{x}_d[k]) \\ + \beta_5 \operatorname{sgn}(Z[k] + k_3 h) + \beta_6 \operatorname{sgn}(x_d[k] + h) \end{pmatrix} h
\end{aligned}$$

(A.4)

## 附錄 B. 系統識別之理論介紹

線性動力系統之等效離散時間模式，以單一輸入與單一輸出 (SISO) 的情況為例，可以線性差分方程表示為：

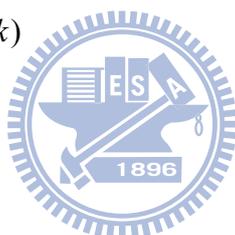
$$y(k) + a_1 y(k-1) + \dots + a_{n_a} y(k-n_a) = b_0 u(k) + b_1 u(k-1) + \dots + b_{n_b} u(k-n_b) \quad (\text{B.1})$$

其中， $y(\cdot)$  代表系統之輸出， $a_i$ 's 為輸出訊號係數， $n_a$  為其維度； $u(\cdot)$  代表系統之輸入， $b_i$ 's 為輸入訊號係數， $n_b$  為其維度。

應用後移運算子 (backward shift operator)，則可將 (B.1) 式表示為

$$y(k) = \frac{B(q)}{A(q)} u(k) = H(q) u(k) \quad (\text{B.2})$$

其中，



$$A(q) = 1 + a_1 q^{-1} + \dots + a_{n_a} q^{-n_a} \quad (\text{B.3})$$

$$B(q) = b_0 + b_1 q^{-1} + \dots + b_{n_b} q^{-n_b} \quad (\text{B.4})$$

若對式 (B.2) 取  $z$  轉換，得

$$y(z) = H(z) u(z) \quad (\text{B.5})$$

$$\text{其中，頻率響應函數 } H(z) = \frac{B(z)}{A(z)} \quad (\text{B.6})$$

$y(z)$  與  $u(z)$  分別為  $y(k)$  與  $u(k)$  之  $z$ -轉換， $A(z) \cdot B(z)$  的定義類似於式 (B.3) 及式 (B.4)，只是將  $q$  改為  $z$ 。頻率響應函數的分子多項式  $B(z) = 0$

之根稱為其零點(zeros)，而頻率響應函數的分母多項式  $A(z)=0$  之根稱為其極點(poles)。系統的自然頻率與阻尼比僅與傳遞函數的極點有關，而零點則決定振態反應的大小。當  $n_a \leq n_b$  時，假設頻率響應函數  $H(z)$  的極點無重根且均為共軛複數根，根據部份分式展開可將式(B.6) 改成

$$H(z) = \sum_{j=1}^{n_a/2} H_j(z) \quad (\text{B.7})$$

其中，

$$H_j(z) = \frac{2R(q_j) - 2R(q_j \bar{p}_j)z^{-1}}{1 - 2R(p_j)z^{-1} + |p_j|^2 z^{-2}} \quad (\text{B.8})$$

$p_j$  為分母多項式  $A(z)=0$  的第  $j$  個複數根；

$$q_j = \lim_{z=p_j} (1 - p_j z^{-1}) H(z) = \frac{b_1 p_j^{-1} + \dots + b_{n_b} p_j^{-n_b}}{\prod_{k=1, k \neq j}^{n_a} (1 - p_k p_j^{-1})} \quad (\text{B.9})$$

系統的自然頻率  $f_j$  及阻尼比  $\xi_j$  可計算如下：

$$f_j = \frac{1}{2\pi T} \sqrt{(\ln r_j)^2 + \phi_j^2} \quad (\text{B.10})$$

$$\xi_j = -\frac{\ln(r_j)}{\sqrt{(\ln r_j)^2 + \phi_j^2}} \quad (\text{B.11})$$

其中，

$$r_j^2 = p_j \bar{p}_j, \phi_j = \tan^{-1} \left[ \frac{I(p_j)}{R(p_j)} \right] \quad (\text{B.12})$$

$T$  為取樣週期。只要將式(B.1)中之係數  $a_j$ 's,  $b_j$ 's 識別出來, 即可得知結構之自然頻率、阻尼比以及頻率響應函數。

### 含噪音系統模型與預測誤差

式(B.1)所示為理想化之動力系統。實際量測之訊號中多少會有雜訊存在, 因此我們可將系統模式修正為

$$A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (\text{B.13})$$

其中,  $e(k)$  代表雜訊, 通常假設其為零均值(zero mean)之白雜訊(white noise)。多項式  $C(q)$  之定義為

$$C(q) = 1 + c_1 q^{-1} + \dots + c_{n_c} q^{-n_c} \quad (\text{B.14})$$

其中,  $c_i$ 's 為雜訊係數,  $n_c$  為其維度。實際應用時, 並不一定須要利用到每一多項式, 可視情況予以簡化。例如

$$\text{AR 模型: } A(q)y(k) = e(k) \quad (\text{B.15})$$

$$\text{ARX 模型: } A(q)y(k) = B(q)u(k) + e(k) \quad (\text{B.16})$$

$$\text{ARMAX 模型: } A(q)y(k) = B(q)u(k) + C(q)e(k) \quad (\text{B.17})$$

$$\text{ARMA 模型: } A(q)y(k) = B(q)u(k) \quad (\text{B.18})$$

根據式(B.13)，ARX 模型可進一步表示成

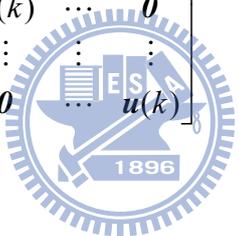
$$y(k) = \boldsymbol{\psi}^T(k)\boldsymbol{\theta} + e(k) \quad (\text{B.19})$$

其中，

$$\boldsymbol{\psi}^T(k) = [-y(k-1)\cdots-y(k-n_a), u(k)\cdots u(k-n_b)] \quad (\text{B.20})$$

$$\boldsymbol{\theta} = [a_1 \cdots a_{n_a}, b_0 \cdots b_{n_b}]^T \quad (\text{B.21})$$

若為單一輸入多重輸出(SIMO)模式時，

$$\boldsymbol{\psi}^T(k) = \begin{bmatrix} y_1(k) & u(k) & \mathbf{0} & \cdots & \mathbf{0} \\ y_2(k) & \mathbf{0} & u(k) & \cdots & \mathbf{0} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_m(k) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \cdots & u(k) \end{bmatrix} \quad (\text{B.22})$$


其中，

$$\mathbf{y}_m = [-y_m(k-1)\cdots-y_m(k-n_a)] \quad (\text{B.23a})$$

$$\mathbf{u}(k) = [u(k)\cdots u(k-n_b)] \quad (\text{B.23b})$$

$$\boldsymbol{\theta} = [a_1 \cdots a_{n_a}, b_{10} \cdots b_{1n_b}, b_{20} \cdots b_{2n_b}, \cdots, b_{m0} \cdots b_{mn_b}] \quad (\text{B.23c})$$

對式(B.19)取期望值，並利用白雜訊之零均值性質，可得

$$\bar{\mathbf{y}}(k, \boldsymbol{\theta}) = \boldsymbol{\psi}^T(k)\boldsymbol{\theta} \quad (\text{B.24})$$

輸出訊號期望值  $\bar{y}(k, \theta)$  代表已知之系統參數  $\theta$  下預測之輸出值。

將其估測誤差定義為

$$\varepsilon(k, \theta) = y(k) - \bar{y}(k, \theta) \quad (\text{B.25})$$

若識別出來之系統參數  $\theta$  完全正確，則  $\varepsilon(k, \theta) = e(k)$ 。

### 遞迴預測誤差法 (Recursive Prediction Error Method)

今根據加權最小平方法之原理，定義系統之整體預測誤差為

$$V(k, \theta) = \frac{1}{2} \gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) \varepsilon^2(s, \theta) \quad (\text{B.26})$$

其中， $\beta(k, s)$  為加權因子， $\gamma(k)$  則為  $\beta(k, s)$  之正規化因子(normalization factor)，其定義為

$$\gamma(k) \sum_{s=1}^k \beta(k, s) = 1 \quad (\text{B.27})$$

若系統為非時變性時可令加權因子為 1，此時即相當於最小平方法。對於時變性系統而言，加權因子可以追蹤系統參數隨時間變化的特性，愈接近瞬時  $k$  的資料所給予的權重愈大。選擇指數視窗

$$\beta(k, s) = \lambda(k) \beta(k-1, s) \quad (\text{B.28})$$

其中，

$$\beta(k, k) = 1 \quad (\text{B.29})$$

$$\lambda(k) = \lambda_0 \lambda(k-1) + 1 - \lambda_0 \quad (\text{B.30})$$

$\lambda$  稱為遺忘因子 (forgetting factor)，通常採用  $\lambda_0 = 0.99$ ， $\lambda(0) = 0.95$ 。為避免識別結果因雜訊影響而隨時間改變，我們將極小化的標準以期望值表示為

$$E[V(k, \theta)] = 0 \quad (\text{B.31})$$

或(B.31)可根據牛頓-瑞福森之迭代法，解出系統模型參數

$$\theta(k) = \theta(k-1) - \alpha_t [V''[k, \theta(k-1)]]^{-1} V[k, \theta(k-1)] \quad (\text{B.32})$$

上式中令  $\alpha_t = 1$ ，並經運算整理後可得到遞迴形式解

$$\theta(k) = \theta(k-1) + L(k) [y(k) - \psi^T(k) \theta(k-1)] \quad (\text{B.33})$$

其中，

$$L(k) = \frac{P(k-1)\psi(k)}{\lambda(k) + \psi^T(k)P(k-1)\psi(k)} \quad (\text{B.34})$$

$$P(k) = \frac{P(k-1)}{\lambda(k) + \psi^T(k)P(k-1)\psi(k)} \quad (\text{B.35})$$

通常選擇初始條件  $P(0) = 10^8 \sim 10^{10}$  以加速其收斂速度。利用(B.33)式至(B.35)式之遞迴預測誤差法即可求得未知數  $\theta$ ，進而求得結構之自然振動頻率((B.10)與(B.11)式)。