

國立交通大學

土木工程學系博士班

博士論文

基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的
試驗研究

*An Experimental Study on Displacement-Dependent Seismic
Dampers in Buckling and Friction Mechanisms*

研究生：張簡嘉賞

指導教授：王彥博 教授

中華民國九十八年七月

基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的
試驗研究

*An Experimental Study on Displacement-Dependent
Seismic Dampers in Buckling and Friction Mechanisms*

研究生：張簡嘉賞

Student: *Chia-Shang Chang Chien*

指導教授：王彥博 博士

Advisor: *Dr. Yen-Po Wang*

國立交通大學
土木工程學系博士班
博士論文



A Dissertation
Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Doctor of Engineering
in
Civil Engineering
July 2009
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年七月

基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的試驗研究

研究生：張簡嘉賞

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

本文根據挫屈及摩擦機制分別發展出韌性斜撐與摩擦阻尼器兩種位移型結構抗震消能裝置。韌性斜撐係利用預彎拱鈹受軸向荷載時產生大幅側向變形而降伏之原理，於往復運動過程中產生遲滯消能行為。經由一系列的理論推導、參數研究與元件性能測試，已可充分掌握預彎拱鈹的力學特性與遲滯消能特性。預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論與試驗結果均顯示，預彎拱鈹受軸向荷載時呈現拉壓不對稱的力學特性。惟經適當的成對配置使其拉、壓互補，仍可得對稱的力學行為。元件測試所得之遲滯迴圈均相當飽滿且穩定，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。本研究進一步將韌性斜撐以成對交叉配置型式安裝至結構模型，並以振動台進行耐震性能測試。試驗結果證實，本研究所提之韌性斜撐具有相當優異的減震效能。另一方面，本研究以某特殊合金材料為核心，發展摩擦阻尼斜撐及摩擦制震壁二種阻尼器，並分別進行一系列之元件測試，充分掌握摩擦阻尼器之力學特性。試驗結果顯示，以特殊合金為核心設計之

摩擦阻尼斜撐與摩擦制震壁均具有相當穩定且飽滿的遲滯迴圈，其力學行為與庫侖摩擦機制相符，且與擾動頻率（速度）無關，特性容易掌握。此外，特殊合金所具有之高摩擦係數（ $\mu > 0.7$ ），遠高於習用之摩擦阻尼器，可大幅增加阻尼器之設計容量。結構加裝摩擦阻尼器作為消能元件，因摩擦機制使整體結構成為高度非線性系統，本研究根據剪力平衡概念，求解結構系統之非線性動力反應。數值模擬結果顯示，結構加裝摩擦阻尼器確實可以有效降低結構的受震反應。本研究亦針對螺栓之扭力係數進行率定。試驗結果顯示，扭力係數與螺栓直徑有關，惟扭力與正向力之比值則為一定值。

關鍵字：韌性斜撐、預彎拱鈹、耐震性能試驗、特殊合金、摩擦阻尼斜撐、制震壁



An Experimental Study on Displacement-Dependent Seismic Dampers in Buckling and Friction Mechanisms

Student : Chia-Shang Chang Chien

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

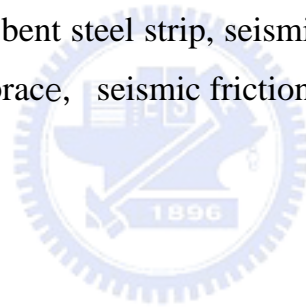
Institute of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

Two types of displacement-dependent seismic damping devices, namely the ductile brace and friction damper based respectively on the buckling and friction mechanisms are proposed in this study. The ductile brace utilizes the yielding of pre-bent steel strips in geometrically large lateral deformation under axial loads to dissipate energy. The mechanical behavior and energy-dissipative characteristic of the pre-bent strips have been explored via a series of theoretical development, parametric study and component tests. Experimental results indicate a displacement-dependent but rate-independent energy-dissipative characteristic of the device. Encouraging seismic performance test results by shaking table tests suggest effectiveness and potential of the ductile braces as seismic structural dampers. On the other hand, the use of some special alloy as the core for both the friction damping brace and seismic friction wall has also been developed. The rate-independent energy-dissipative characteristics of the proposed friction dampers have been sufficiently realized via a series of component

tests. Results indicate that the proposed alloy-based friction dampers possess stable and rich hysteresis loops with characteristics of the Coulomb's friction mechanism. The special alloy presents high frictional coefficient of $\mu > 0.7$ that is much higher than those for the existing friction dampers. As a result, the capacity of the friction damper can be significantly enhanced. Moreover, the torque coefficient of the bolts has been calibrated experimentally. Results indicate that the torque coefficients of the bolts are diameter-dependent whereas the torque-to-normal force ratio remains constant, regardless of the bolt diameter.

Key words : ductile brace, pre-bent steel strip, seismic performance test, special alloy, friction damping brace, seismic friction wall



誌謝

感謝恩師 王彥博教授多年來的悉心指導與啟發，提供學生一個良好的研究環境，並給予學生最豐富的指導，使學生具備從事研究工作的基本功夫。此外，吾師對於學術研究所保有的熱忱與致力於解決工程實務問題的用心，亦為學生師法的典範。吾師亦常常提供許多新穎的觀念，以增加學生思考的空間，並且在學生的生涯規劃上提供許多寶貴的建議，在此特向吾師致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙 盧煉元教授、吳重成教授、張奇偉教授、黃銘智教授、陳誠直教授、郭心怡教授撥冗指正，並提供寶貴意見，使得論文疏漏之處得以獲得改進，特別在此表示感激之意。

在交大的求學生活中，感謝研究室的學長廖偉信博士、李建良博士，學弟妹逸軒、銘峰、啟晉、峻毅、雅婷、恩杰、科良、尚諺、怡婷、家杰、哲維、建華、力邨、顥勳、勵元及羿廷等，於研究上的討論與實驗上的鼎力相助。在研究過程上，因你們而成長精進；在日常生活中，因你們而多采多姿。

最後，衷心感激多年來一直給予我支持的家人們，感謝你們無私的奉獻、關懷、鼓勵與包容，讓我得以無後顧之憂完成研究所的求學生涯，謝謝你們。

謹誌於交大結構大樓 2009 年 7 月

目錄

摘要.....	I
Abstract.....	III
誌謝.....	V
目錄.....	VI
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.....	19
第三章 預彎拱鈹之元件試驗與分析.....	28
3.1 前言.....	28
3.2 縮尺預彎拱鈹之元件測試.....	29
3.2.1 試驗架構 (Experimental Setup).....	29
3.2.2 試驗結果與討論.....	32
3.3 非對稱配置足尺預彎拱鈹之元件動態測試.....	33
3.3.1 試驗架構 (Experimental Setup).....	34
3.3.2 試驗結果與分析.....	35
3.4 非對稱配置足尺預彎拱鈹之元件靜態測試.....	37
3.4.1 試驗架構 (Experimental Setup).....	37
3.4.2 試驗結果與分析.....	38
3.5 對稱配置足尺預彎拱鈹之元件測試.....	41
3.5.1 試驗架構 (Experimental Setup).....	41
3.5.2 試驗結果與分析.....	42
3.6 小結.....	42

第四章 韌性斜撐之耐震性能測試	77
4.1 前言	77
4.2 測試機構與量測系統	77
4.3 韌性斜撐之配置與試驗規劃	80
4.4 耐震性能試驗與評估	81
4.4.1 Kobe Earthquake	82
4.4.2 Hachinohe Earthquake	84
4.4.3 El Centro Earthquake.....	86
4.4.4 小結	88
第五章 摩擦阻尼器之設計與元件測試	146
5.1 前言	146
5.2 摩擦阻尼器之構造與原理	147
5.3 扭力係數之率定	148
5.3.1 扭力係數	148
5.3.2 率定機構之設計	148
5.3.3 扭力係數之率定	149
5.4 摩擦型阻尼器之元件測試	150
5.4.1 摩擦阻尼斜撐	150
5.4.1.1 摩擦阻尼斜撐之細部設計	151
5.4.1.2 測試機構與試驗規劃	151
5.4.1.3 試驗結果與分析	152
5.4.2 摩擦制震壁	153
5.4.2.1 摩擦制震壁之細部設計	154
5.4.2.2 測試機構與試驗規劃	155
5.4.2.3 試驗結果與分析	156
5.4.2.4 小結	158
第六章 結構加裝摩擦阻尼器之解析模型	175
6.1 結構運動方程式推導	175
6.2 數值方法解析	177
6.2.1 狀態空間法	177

6.2.2 剪力平衡法	179
6.3 實例分析	182
6.4 小結	185
第七章 結論與建議.....	195
參考文獻.....	198
附錄 A. ARX 系統識別理論	204



表目錄

表 3.1 縮尺預彎拱鈹元件測試試體尺寸.....	44
表 3.2 縮尺預彎拱鈹元件測試最大出力值($f=0.1\text{Hz}$).....	44
表 3.3 足尺預彎拱鈹元件測試試體規格.....	44
表 3.4 非對稱配置預彎拱鈹之彈性挫屈理論分析與試驗結果比較.....	45
表 4.1 五層樓鋼結構模型細部尺寸.....	89
表 4.2 五層樓鋼結構模型之動力特性.....	89
表 4.3 樓層加速度峰值反應比較(Input=Kobe).....	90
表 4.4 各樓層加速度均方根值比較(Input=Kobe).....	91
表 4.5 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe).....	92
表 4.6 韌性斜撐最大出力(Input=Kobe).....	92
表 4.7 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Hachinohe).....	93
表 4.8 各樓層加速度均方根值比較(Input=Hachinohe).....	94
表 4.9 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe).....	95
表 4.10 韌性斜撐最大出力(Input=Hachinohe).....	95
表 4.11 各樓層加速度峰值反應比較(Input= El Centro).....	96
表 4.12 各樓層加速度均方根值比較(Input= El Centro).....	97
表 4.13 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro).....	98
表 4.14 韌性斜撐最大出力(Input=El Centro).....	98
表 5.1 扭力係數之建議參考值【42】.....	159

表 5.2 扭力係數率定結果.....	160
表 5.3 摩擦阻尼斜撐之摩擦力與摩擦係數.....	161
表 5.4 壁式摩擦阻尼器之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓, N=4 根).....	161
表 6.1 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=El Centro)	186
表 6.2 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro)	186
表 6.3 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=Kobe)	187
表 6.4 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe)	187



圖目錄

圖 1.1 液流阻尼器【8】	13
圖 1.2 挫屈束制斜撐示意圖【26】	13
圖 1.3 三角形加勁阻尼鋼板 TADAS【10】	14
圖 1.4 金屬降伏阻尼器【9】	14
圖 1.5 Pall 摩擦阻尼器【3】	14
圖 1.6 以預彎拱鈹為減振系統示意圖【14】	15
圖 1.7 挫屈連桿之幾何變形示意圖【14】	15
圖 1.8 兩端鉸接挫屈柱減振系統【14】	15
圖 1.9 以 Euler spring 所組成之減振裝置【15】	16
圖 1.10 可調式消能減振元件 ATVA【21】	16
圖 1.11 單斜撐式及交叉斜撐式組裝之摩擦阻尼器示意圖【28】	16
圖 1.12 La gardenia Towers 公寓建築與摩擦阻尼器配置【34】	17
圖 1.13 Ambulatory Care Center 及摩擦阻尼器施工安裝照片【35】	17
圖 1.14 傳統式與改良式(T型蕊板)之 Pall 摩擦阻尼器【36】	17
圖 1.15 改良式 Pall 摩擦阻尼器之測試構架及試驗結果【36】	18
圖 1.16 軸向型摩擦阻尼器【38】	18
圖 2.1 預彎拱鈹之幾何形狀	25
圖 2.2 預彎拱鈹之幾何變形曲線圖	26
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	26

圖 2.4 不同弧長之預彎拱鈹力與位移關係曲線.....	27
圖 2.5 不同斷面寬度比 β 之預彎拱鈹力與位移關係曲線.....	27
圖 3.1 SDt1 試體之設計詳圖(單位:mm).....	45
圖 3.2 SDt2 試體之設計詳圖(單位:mm).....	46
圖 3.3 SDt3 試體之設計詳圖(單位:mm).....	46
圖 3.4 縮尺預彎拱鈹元件之測試構架設計圖.....	46
圖 3.5 縮尺預彎拱鈹元件之測試構架組裝完成照片.....	47
圖 3.6 MTS1.5tf 動態油壓致動器.....	47
圖 3.7 荷重元 (Load Cell)	47
圖 3.8 訊號擷取系統.....	48
圖 3.9 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(SDt1 ; s=1mm).....	48
圖 3.10 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(SDt2 ; s=1mm).....	49
圖 3.11 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(SDt3 ; s=1mm).....	49
圖 3.12 SDt1 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(f=0.1Hz).....	50
圖 3.13 SDt2 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(f=0.1Hz).....	51
圖 3.14 SDt3 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(f=0.1Hz).....	52
圖 3.15 不同鈹厚縮尺預彎拱鈹遲滯迴圈之比較(f=0.1Hz).....	53
圖 3.16 不同鈹厚縮尺預彎拱鈹之最大出力包絡線.....	54
圖 3.17 FS12T 試體之細部設計詳圖(單位:mm).....	54
圖 3.18 足尺預彎拱鈹元件之動態測試構架設計圖(單位:mm).....	55
圖 3.19 足尺預彎拱鈹元件之動態測試構架組裝完成照片.....	55

圖 3.20 足尺預彎拱鈹元件之動態試驗遲滯迴圈(不同頻率).....	56
圖 3.21 足尺預彎拱鈹元件之動態試驗遲滯迴圈(固定振幅).....	57
圖 3.22 SOILD186 元素	57
圖 3.23 FS12T 預彎拱鈹之 ANSYS 分析模型	58
圖 3.24 FS12T 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較(0.5Hz).....	59
圖 3.25 FS10T 試體之細部設計詳圖(單位:mm).....	60
圖 3.26 FS10U 試體之細部設計詳圖(單位:mm).....	60
圖 3.27 FS12T 試體之細部設計詳圖(單位:mm).....	61
圖 3.28 FS12U 試體之細部設計詳圖(單位:mm).....	61
圖 3.29 足尺預彎拱鈹之靜態試驗元件細部設計圖(單位:mm).....	62
圖 3.30 足尺預彎拱鈹之靜態試驗安裝示意圖.....	62
圖 3.31 非對稱足尺預彎拱鈹之元件靜態測試構架組裝完成照片	63
圖 3.32 致動器連續加載歷時圖.....	64
圖 3.33 預彎拱鈹之測試結果比較.....	64
圖 3.34 非對稱配置預彎拱鈹之力與位移關係曲線(測試結果).....	65
圖 3.35 非對稱配置預彎拱鈹之力與位移關係曲線(彈性挫屈理論).....	65
圖 3.36 ANSYS 往復載重分析之位移指令歷時	66
圖 3.37 預彎拱鈹之 ANSYS 分析模型 (固接)	67
圖 3.38 預彎拱鈹之 ANSYS 分析模型 (鉸接)	68
圖 3.39 FS10T 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較.....	69
圖 3.40 FS12T 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較.....	70

圖 3.41 FS10U 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較	71
圖 3.42 FS12U 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較	72
圖 3.43 對稱足尺預彎拱鈹元件測試之試體細部設計圖	73
圖 3.44 對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試設計圖	73
圖 3.45 對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試測試構架組裝完成照片	74
圖 3.46 對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試遲滯迴圈	74
圖 3.47 對稱配置預彎拱鈹之 ANSYS 結構分析模型	75
圖 3.48 對稱配置預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較	76
圖 4.1 振動台油壓致動器	99
圖 4.2 地震模擬振動台	99
圖 4.4 407 控制器	101
圖 4.5 IMC 資料擷取系統	101
圖 4.6 耐震性能測試所使用之感測計	102
圖 4.7 交叉配置韌性斜撐模組細部設計圖	103
圖 4.8 韌性斜撐之安裝	104
圖 4.9 耐震性能測試構架組裝完成照片	105
圖 4.10 輸入震波歷時	106
圖 4.11 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.22g)	107
圖 4.12 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.27g)	108
圖 4.13 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.36g)	109
圖 4.14 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.45g)	110

圖 4.15	各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.52g)	111
圖 4.16	各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.59g)	112
圖 4.17	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.22g)	113
圖 4.18	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.27g)	113
圖 4.19	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.36g)	114
圖 4.20	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.45g)	114
圖 4.21	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.52g)	115
圖 4.22	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.59g)	115
圖 4.23	交叉配置韌性斜撐模組受力示意圖	116
圖 4.24	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.22g)	117
圖 4.25	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.27g)	117
圖 4.26	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.36g)	117
圖 4.27	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.45g)	118
圖 4.28	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.52g)	118
圖 4.29	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.59g)	118
圖 4.30	各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.25g).....	119
圖 4.31	各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.3g).....	120
圖 4.32	各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.35g).....	121
圖 4.33	各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.41g).....	122
圖 4.34	各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.44g).....	123
圖 4.35	各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.47g).....	124

圖 4.36	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.25g).....	125
圖 4.37	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.3g).....	125
圖 4.38	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.35g).....	126
圖 4.39	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.41g).....	126
圖 4.40	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.44g).....	127
圖 4.41	一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.47g).....	127
圖 4.42	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.25g).....	128
圖 4.43	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.3g).....	128
圖 4.44	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.35g).....	128
圖 4.45	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.41g).....	129
圖 4.46	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.44g).....	129
圖 4.47	一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.47g).....	129
圖 4.48	各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.17g).....	130
圖 4.49	各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.23g).....	131
圖 4.50	各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.3g).....	132
圖 4.51	各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.39g).....	133
圖 4.52	各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.46g).....	134
圖 4.53	各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.5g).....	135
圖 4.54	結構之振態分析(EI Centro,PGA=0.23g).....	136
圖 4.55	結構之振態分析(Kobe,PGA=0.22g).....	137
圖 4.56	結構之振態分析(Hachinohe,PGA=0.25g).....	138

圖 4.57 El Centro 震波頻譜與結構頻率比較圖(PGA=0.23g)	139
圖 4.58 El Centro 震波頻譜圖與傳遞函數比較圖(5F)	139
圖 4.59 Kobe 震波頻譜圖與結構頻率比較(PGA=0.22g).....	140
圖 4.60 Hachinohe 震波頻譜圖與結構頻率比較(PGA=0.25g).....	140
圖 4.61 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(El Centro ; PGA=0.17g).....	141
圖 4.62 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(El Centro ; PGA=0.23g).....	141
圖 4.63 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(El Centro ; PGA=0.3g)	142
圖 4.64 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(El Centro ; PGA=0.39g).....	142
圖 4.65 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(El Centro ; PGA=0.46g).....	143
圖 4.66 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(El Centro ; PGA=0.5g)	143
圖 4.67 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.17g).....	144
圖 4.68 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.23g).....	144
圖 4.69 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.3g)	144
圖 4.70 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.39g).....	145
圖 4.71 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.46g).....	145
圖 4.72 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.5g)	145
圖 5.1 摩擦阻尼器之構造示意圖	162
圖 5.2 阻尼器摩擦介面及受力示意圖	162
圖 5.3 扭力扳手	163
圖 5.4 扭力係數率定測試機構之設計圖	163
圖 5.5 扭力係數率定測試機構組裝完成之照片	163

圖 5.6 摩擦阻尼斜撐之細部設計圖	164
圖 5.7 摩擦阻尼斜撐上端細部設計圖 (單位: mm)	164
圖 5.8 摩擦阻尼斜撐下端細部設計圖 (單位: mm)	165
圖 5.9 摩擦阻尼斜撐—特殊合金鈹與外覆鋼鈹細部設計圖 (單位: mm)	165
圖 5.10 摩擦阻尼斜撐測試構架組裝完成照片	166
圖 5.11 摩擦阻尼器遲滯迴圈(測試頻率=0.1Hz)	167
圖 5.12 摩擦阻尼器遲滯迴圈(測試頻率=0.3Hz)	167
圖 5.13 不同擾動條件之摩擦係數變化趨勢	168
圖 5.14 摩擦制震壁細部設計圖	168
圖 5.15 摩擦制震壁上夾鈹細部設計圖 (單位: mm)	169
圖 5.16 摩擦制震壁轉接鈹細部設計圖 (單位: mm)	169
圖 5.17 摩擦制震壁下夾鈹細部設計圖 (單位: mm)	169
圖 5.18 摩擦制震壁—鋼蕊細部設計圖 (單位: mm)	170
圖 5.19 摩擦制震壁—特殊合金與外覆鋼鈹細部設計圖 (單位: mm)	170
圖 5.20 摩擦制震壁測試構架組裝完成照片	170
圖 5.21 致動器連續加載歷時	171
圖 5.22 摩擦制震壁遲滯迴圈(P=15.52tf)	171
圖 5.23 摩擦制震壁遲滯迴圈(P=21.36tf)	172
圖 5.24 摩擦制震壁遲滯迴圈(P=27.2tf)	172
圖 5.25 正向力與摩擦力關係曲線	173
圖 5.26 摩擦係數與應力關係曲線	173

圖 5.28 鐵弗龍材料之摩擦係數與應力關係曲線【43】	174
圖 5.29 特殊合金試驗後接觸面咬合情形.....	174
圖 5.30 摩擦制震壁之摩擦係數變化曲線.....	174
圖 6.1 結構加裝摩擦阻尼器之分析模型.....	188
圖 6.2 非線性動力分析流程圖.....	189
圖 6.3 各樓層加速度反應歷時(EI Centro ; PGA=1.0g).....	190
圖 6.4 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=1g).....	191
圖 6.5 層間位移、相對速度與摩擦力歷時比較 (1F)	192
圖 6.6 各樓層加速度反應歷時(Kobe ; PGA=1.0g).....	193
圖 6.7 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=1g).....	194



第一章 緒論

近年來全球災難性大地震不斷發生，如美國北嶺地震（1994）、日本阪神地震（1995）、台灣集集地震（1999）、南亞大地震（2005）及中國汶川大地震（2008）等，造成大量死傷及房屋結構、橋樑的倒塌，令人怵目驚心。強震所引致的交通電訊中斷、設施功能癱瘓而導致之經濟停頓、市場流失等中長期經濟損失更難以估計；加上數萬災民無家可歸所衍生的社會問題，人民對政府的不信任感以及國家整體競爭力的衰退等層面的影響，均嚴重衝擊國家社會的發展。

長久以來，結構耐震設計一直採行韌性設計的概念，允許結構物在強震時產生局部破壞，利用結構物之構件強度、勁度與塑性變形，來抵抗地震力以及消弭地震傳入結構的能量，確保結構在強震下不至於倒塌。惟其前提是結構構件的破壞模式須為彎矩破壞，且有足夠之韌性才行。然而觀察地震災情，結構設計所期望之塑性破壞模式從未發生。對鋼結構而言，鋼材本身雖具有良好之韌性，然而其最大問題在於梁柱接頭部分，若梁柱接頭設計不當或施工不良，塑性角往往會提早破壞，整體構架之韌性便大打折扣。對鋼筋混凝土結構而言，增加箍筋的用量固可提升結構之韌性，惟此舉容易增加施工與澆置混凝土的困難，因此整體結構之韌性往往不如原先之期望。儘管房屋結構採用「強柱弱梁」之設計構想，俾形成較有利之破壞機制，實際上卻因樓板的加勁作用或短柱效應反成「弱柱強梁」之勢，結構的韌性往往未能充分發揮。有鑑於此，耐震設計必須朝更為積極之「功能設計」方向去思考，「結構控制」觀念的應用便提供了這樣的可能性。

結構振動控制設計揚棄傳統抗風耐震設計之概念，於傳統結構系統之外裝設控制元件，經由適當的配置方式巧妙地消散外力輸入結構之能量，將結構在風力或地震力作用下之振動反應降低至可容忍的範圍內。近年來，隨著電腦科技與材料技術的進步，各種創新之結構隔震與消能裝置如雨後春筍般相繼研發出來，包括基礎隔震、消能減震及主動/半主動控制系統【1-5】。其中，基礎隔震與消能減震設計等屬於被動控制之系統，因毋須額外的動力供給、設計簡單、機構行為容易掌握，較具發展潛力。

基礎隔震在滿足特定之條件下，不失為有效的建築防震工法。目前，美國加州、日本及台灣（如慈濟的幾個分院）等位於強震帶的國家已有不少醫院建築採用這種設計。隔震設計藉由柔性的隔震支承延長結構基本周期—設計目標通常為2~3 秒之間，避開地震的主要振頻以隔絕地震力的傳輸路徑，降低結構所須承受之地震力，其概念清楚簡單，將「以柔克剛」之哲理發揮得淋漓盡致。惟應用隔震設計有其前提，並非所有場址、任何型式的建築都能適用。台灣目前所完成或擬推出的隔震建築案例，有些潛藏的問題未被揭露，應予正視。這些問題包括：

1. 建案地點不對

隔震設計要能成功的基本條件，是地震波的主要頻率內涵須為短周期，這與地質條件有關。盆地之地盤基本振動周期都屬長周期—如墨西哥為2 秒、台北盆地為1.65 秒，先天上都不宜採用隔震設計。台北目前有不少採用隔震設計之建築案，凡識者皆期期以為不可。

2. 結構特性不宜

即便地質條件容許，隔震設計也僅適用於低矮樓房。凡十層（含）以上之高樓，或高寬比 3（含）以上之細長型建築結構，其基本周期相對較長，不必也不宜採用隔震設計。儘管從設計反應譜來看，十層樓以上之建物仍有將周期延長到 2 秒以上而降低設計地震力的空間，惟其減震的實際效益十分有限，無論從技術上或經濟上來衡量，隔震設計都不是最佳的選擇。

3. 隔震層設置錯誤

台灣有些隔震建築的設計，或遷就於既有建物之限制，或考量建築空間規劃的方便，乃將隔震層設置於一、二樓或二、三樓之間。事實上，地震時隔震建築之位移主要集中在隔震層。每一組隔震支承的承重可能上千噸，在側位移很大的情況下，對其下方的柱子將產生很大的二次應力效應，進而造成底柱之破壞。由於分析軟體所依據之材料力學理論，係假設結構構件為微小變形的條件下所發展而來，因此這些因隔震支承在大變形下所引致的二次應力效應，並不會反映在分析結果中，此將導致隔震層下方的「下部結構」設計考量不足，甚至無法克服的設計難題。

4. 測試方法有疑慮

內政部營建署公佈之「建築物耐震設計規範及解說」【6】第九章 隔震建築物設計 9.5 節有關隔震元件之試驗方法，係參考 AASHTO 橋梁支承之測試規範而來。惟橋梁支承的測試條件與實際狀況差別不大，因此其測試結果有足夠之代表性；建築結構比起橋梁要複雜得多，建築隔震支承有許多行為無法完全於橋梁支承的測試方法中反映出來，吾人一廂情願將問題過度簡化的結果，相對增加了隔

震建築的不確定性與風險。此外，「建築物耐震設計規範及解說」9.2 節之相關設計條文係假設隔震建築為剛體。惟無論隔震的效果有多好，建築物之上部結構都不可能是剛體，因此相關設計條文僅能作為初步設計之參考，無法準確預估隔震系統的實際受力行爲。惟「建築物耐震設計規範及解說」9.5 節有關隔震元件之實體試驗與性能保證試驗之測試及檢核標準，係根據「建築物耐震設計規範及解說」9.2 節之計算結果，其應用固然簡單，但分析結果能有多少代表性實無人可以保證，即便照章通過測試，也無法確保隔震支承滿足設計要求。

5. 可靠度問題

隔震設計的可靠度，除了前述有關設計及測試等不確定性之影響外，還有施工以及材料物理特性的不確定性。施工的不確定性來源包括定位的精準度、施工程序等，材料的不確定性來自長期的高壓載重及老化等影響——每一棟建物至少使用五十年以上，如何確保經過多年之後，隔震支承材料的性能仍如設計之初呢？這些因素會不會破壞隔震支承的完整性，恐怕都不是吾人一廂情願就能高枕無憂。長期的維護，無疑是住戶的沉重負擔；隔震支承的更新，更是談何容易！再則，由於各組隔震支承所承擔的載重都不一樣，長時間之潛變將導致不規則沉陷，其對於隔震建築的耐震表現以及結構安全的影響，目前尚無相關之研究，吾人只能針對現有之隔震建築進行長期觀察了。

另一方面，消能減震乃利用額外的消能裝置與結構適當地結合，而將結構在地震作用時的層間位移或相對速度轉換為消能裝置的驅動機制，使其吸收地震能量，進而提升結構的耐震能力。消能減震工法有較佳之可靠度與經濟性，近年來

已廣為業界所接受。就物理及振動力學原理而言，凡構成吸能阻尼材料或裝置者，其機構至少必須滿足下列兩個基本要件之一：

a. 塑性變形：利用金屬材料之大幅度變形使其承受之應力超過該材料降伏強度，而由彈性行為進入塑性變形，繼而在往復運動中產生吸能之作用者。由於其阻力之大小與構件之位移變形有關，一般稱之為「位移型消能元件」，如金屬降伏阻尼器（*Metallic Yielding Damper*）、挫屈束制斜撐（*Buckling Restrained Braces, BRB*）等。「位移型消能元件」除了提供消能機制，對結構也有加勁作用。

b. 流阻特性：利用阻尼裝置組成構件間之相對運動，間接驅動其內含流質或半固態材料之流動而產生阻力，或材料本身之黏滯性而產生對於振動之抵抗力者。由於其阻力大小與流體之流動速度有關，一般稱之為「速度型消能元件」，如黏滯性液流阻尼器（*Viscous Fluid Damper*）。

此外，有些高分子橡膠（*Polymer Rubber*）兼具彈－塑性變形與黏滯性，可在往復運動中產生消能作用，其阻抗特性與「速度型消能元件」類似，但對結構具有加勁作用，又與「位移型消能元件」相似。此類消能器的典型代表為黏彈阻尼器（*Visco-elastic Damper*），過去以美國 3M 公司所發展的 VE 材料最負盛名【7】。惟 VE 為高分子材料，其機械及化學性能並不穩定，耐久性堪虞。另一方面，利用摩擦消能原理而發展之「摩擦阻尼器」，因其消散能量與摩擦介面之相對位移成正比，故「摩擦阻尼器」亦可被歸類為「位移型消能元件」。摩擦阻尼

器主要透過摩擦介面之摩擦力與相對滑動位移所作的負功，達到消散地震能量之目的，其運作與速度及溫度無關，性能不受溫度變化的影響，且其出力可維持定值，設計概念十分簡單。

茲針對常見之各式消能減震阻尼器優缺點，進一步討論如下：

1. 液流阻尼器

液流阻尼器（圖 1.1）對於瞬間爆發之衝擊力控制效果極佳（如太空梭發射基座的減振），過去長期使用於軍事與航太工業上，予人高科技產品的良好形象。液流阻尼器設計強度的範圍極大，可由數百公斤至上千公噸。然而，液流阻尼器在長期使用上有油封老化漏油之虞，須定期維護保養（美國加州公路局及核能電廠均深受其害）。此外，阻尼器內部用油之黏滯性會隨溫度升高而降低，其減振性能亦隨溫度升高而遞減。再則，阻尼器活塞桿的軸心須與斜撐斷面形心完全重合，才能確保活塞運動不產生額外之撓曲變形，若定位上稍有偏差，則阻尼器與斜撐接合處將產生轉角而抵消阻尼器的出力。此外，由於消能器在重力之長期作用下將產生潛變，若未定期校正維護，定位偏差將無可避免。阻尼器之活塞桿須自由進出油壓缸，故無法進行防火處理。這些因素都使阻尼器不利於建築抗震之應用。

2. 挫屈束制斜撐（*Buckling Restrained Braces*，BRB）

挫屈束制斜撐（圖 1.2）之主要設計概念在防止鋼斜撐過早產生挫屈，因此以套管包覆提高其挫屈強度，可較傳統斜撐不易產生挫屈破壞。由於 BRB 與工

程師習用之傳統鋼骨結構的斜撐相似，分析及設計方法並無太大差異，故有利於分析設計。然而，挫屈束制斜撐桿端設計為十字形斷面，接合設計複雜且費料；斜撐則為套管所包覆，其構造內部製作過程或地震中是否受損均無法加以檢測。挫屈束制斜撐於安裝定位上若產生偏心，將致使斜撐產生撓曲變形，使其挫屈強度與韌性遠低於理想化之設計值。再則，挫屈束制斜撐為結構系統的一部份，斜撐一旦破壞將損及整體結構之強度與勁度，進而導致結構性破壞。此外，由於挫屈束制斜撐之勁度較大，降伏不易，若作為消能器其實質之減震效益有限。

3. 三角形加勁阻尼鋼板 (TADAS)

三角形加勁阻尼鋼板 (圖 1.3) 係由數片三角型鋼板以懸臂方式焊接到底板上，通常裝置在同心斜撐構件的頂端。當 TADAS 受到側向力作用時，由於彎矩分佈與斷面二次慣性矩均呈線性變化，因此整片鋼板各處斷面之曲率皆相同，當受力達降伏應力時可確保整片鋼板全面降伏，所有斷面同時進入塑性階段，因而將消能效果最佳化。然而，當變形達到一定程度時，TADAS 之鋼板與插鞘凹槽容易因碰撞而破壞，或自由端插鞘脫落而喪失功能。由文獻【11】之試驗結果顯示，三角形加勁阻尼鋼板有側向不穩定的情形。此外，TADAS 加工細節複雜，三角形鋼板固定端採焊接接合，焊工品質不易掌握。

4. X-型金屬降伏阻尼器 (Metallic Yielding Damper)

X-型金屬降伏阻尼器 (圖 1.4) 之力學原理與 TADAS 類似，將鋼板裁成 X 型以達到消能之最佳化。兩端固定之 X 型金屬降伏阻尼器受力變形時，與三角

型鋼板一樣，由於彎矩分佈與斷面二次慣性矩均呈線性變化，因此整片鋼板各處斷面之曲率皆相同，一旦降伏時可確保鋼板每一處斷面同時進入塑性階段，於往復載重下藉由遲滯行為消散能量。由於鋼板兩端邊界條件皆為固定，X型金屬降伏阻尼器不會發生三角型鋼板的不穩定問題。此外，若其組裝採用螺栓接合而不做焊接，可將X型鋼板之間距縮小，整體元件更為精、實、短、小。惟利用撓曲降伏之X型金屬降伏阻尼器之鋼板用量仍大，在全球原物料因消耗過度而價格高漲的長期趨勢，以及永續利用的環保意識下，吾人仍應亟思發展更為節省材料的創新裝置。

5. 摩擦阻尼器 (*Friction Damper*)

摩擦阻尼器 (圖 1.5) 係利用摩擦消能原理所發展而成，其運作不受速度與溫度的影響。現有的摩擦阻尼器因金屬表面之摩擦係數不大，且介面易於磨損，導致性能衰減，耐久性不佳。此外，由摩擦阻尼器之測試結果顯示，習用摩擦阻尼器 (如 Pall Friction Damper) 之力學行為並非庫侖摩擦機制，因此力學特性難以掌握，在工程實務上要決定其設計參數相當困難，以致於應用實例並不多。

綜而言之，儘管目前市面上已有各式商品化之抗震阻尼器，惟其仍有老化漏油、定位困難、耐久性差及價格昂貴等問題，因此，發展適用於各式結構系統、免維修、防火處理容易 (可噴塗防火被覆或防火漆)、性能穩定耐久及具備價格競爭力之創新防震消能裝置，將有助於促進國內防震工業的發展。本研究將提出兩種以金屬為材料之位移型抗震消能裝置，包括 (1) 韌性斜撐及 (2) 摩擦阻尼器。

茲說明如后：

■ 韌性斜撐 (*Ductile Brace*)

近年來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者，在國外已有應用實例。預彎拱鈹係一具初始側向變形之鋼製拱形薄鈹。拱鈹受軸力荷載變形時，其勁度具有隨著拱鈹變形曲率的增大而變小的特性。圖 1.6 所示者為一以預彎拱鈹隔絕基礎振動之裝置，其力學行為相當於非線性彈簧，可藉由動態調整拱鈹之曲率而改變振動頻率，達到隔振的目的。圖 1.7 所示者為一兩端鉸接之挫屈連桿在軸力作用下之幾何變形曲線，當桿件在初始挫屈狀態時，其精確的幾何曲線可根據 Bazant 及 Thompson 所提之方法來描述【12-13】。Virgin 及 Davis 【14】提出以兩根互相平行且兩端鉸接之挫屈柱 (buckling column) 作為減振系統 (圖 1.8)，藉由諧和擾動下所得之垂直振動功率頻譜密度 (power spectral density)，驗證其隔絕高頻擾動的效能。Chin 等人【15-16】則提出類似挫屈柱之 Euler spring 作為減振裝置 (圖 1.9)。其研究成果顯示，在某些較為敏感的作業環境下，Euler spring 可有效隔絕高頻擾動之影響。Plaut 等人【17】則延續 Virgin 等人之研究，將挫屈柱兩端改為固定端之邊界條件，由傳遞率 (transmissibility, TR) 探討挫屈柱之阻尼、荷載及挫屈柱初始曲率等參數對系統減振的影響。Plaut 等人【18-19】進一步探討簡諧擾動下之剛性桿 (rigid bar) 或剛性板 (rigid plate) 安裝單一預彎柱或雙預彎柱的減振效益。其研究結果顯示，預彎柱可在大範圍的擾動頻寬發揮優異的減振效益。Ji 和 Hansen 【20】則針對一端固定，另一端可自由滑動之挫屈連

桿進行試驗，並藉由控制滑動端的摩擦力調整系統之阻尼比。Bonello 等人【21】則完成以預彎拱鈹作為可調式消能減振元件（Adaptive Tuned Vibration Absorber，ATVA）之研究，他們利用壓電致動器（Piezo-actuators）與預彎拱鈹組成之可變勁度元件，機動調整 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 的控制頻寬更廣，減振效益也得到進一步提昇（圖 1.10）。

在上述研究中，預彎拱鈹僅被當成垂直減振系統中的非線性彈簧元件來運用。事實上，預彎拱鈹受軸向荷載時會產生大幅之側向變形，極易導致材料降伏，而於往復運動中產生遲滯消能行為，因此具有成為結構抗震阻尼器的特質。Ibrahim 等人【22】提出於二片預彎拱鈹間填充高阻尼橡膠組成黏塑性阻尼器（Visco-Plastic Damper，VPD），作為結構抗震阻尼器。Gao 等人【23】則探討預彎拱鈹於衝擊荷載下的能量吸收行為，並以 ABAQUS 建立一簡單的有線元素模型來模擬一維質塊-彈簧系統之位移反應。Wang 等人【24-25】運用預彎拱鈹於動態荷載下的非彈性力學行為，提出挫屈型結構阻尼器，經由一系列元件測試結果顯示，預彎拱鈹於往復荷載下，本質上呈現非對稱的力學特性，其勁度隨軸拉力增大而提升，且隨軸壓力增大而下降。該研究進一步將預彎拱鈹設計成韌性斜撐（Ductile Brace），以非對稱配置型式安裝於五層樓鋼結構模型中，利用地震模擬振動台進行一系列的耐震性能測試以驗證其減震效益。其試驗結果證實，預彎拱鈹為有效的消能元件。本研究擬進一步將韌性斜撐以對稱型式配置，安裝於五層樓鋼結構模型中，探討其耐震表現。不同於挫屈束制斜撐（Buckling Restrained Braces，BRB），以預彎拱鈹為核心之韌性斜撐允許預彎拱鈹產生挫屈變形，可在變形很小時即降伏而提供阻尼，在地震初期即發揮消散地震能量的作用。

■ 摩擦阻尼器

摩擦阻尼器係透過摩擦介面之摩擦力在相對滑動位移過程中作負功而消散地震能量。Pall 【28】等人首先提出利用斜撐將摩擦阻尼器與結構框架接合(圖 1.11)，作為結構振動控制之裝置，自此凡採用該型式設計之摩擦阻尼器通稱為 Pall Friction Damper (PFD) 【28-33】。Chandra 【34】等人採用 PFD 作為印度南方一棟十八層樓之 La Gardenia Towers 公寓建築之防震設計(圖 1.12)，該案例中共安裝 66 組摩擦阻尼器，每組 PFD 之出力上限為 70 tf，其目的在減少混凝土結構所須提供之韌性，使結構能於地震下保持在彈性範圍，避免構件之破壞。根據其 ETABS 非線性動力歷時分析結果顯示，安裝摩擦阻尼器後，頂樓位移的折減率可達 63% 以上，總計有 40% 的地震輸入能量係由摩擦阻尼器所消散掉。Soli 【35】等人亦採用摩擦阻尼器作為加州一棟四層樓 Ambulatory Care Center (ACC) 之防震設計(圖 1.13)，目的在確保地震時相關醫療工作(如手術)之順利進行。根據其非線性動力歷時分析結果顯示，該結構中配置之 22 組摩擦阻尼器(設計出力介於 45 tf 至 150 tf 之間)，可達成大地震時低樓層無破壞發生，且地震結束後亦無永久位移產生之功能設計目標。分析結果顯示，地震結束後摩擦阻尼器可順利歸位。

Wu 【36】等人針對 Pall Friction Damper 進行改良設計，主要將原來的十字型芯板以 T 型芯板取代(圖 1.14)，目的在簡化組裝工作。採用此一組裝方式時，須使用 2 片 T 型芯板平行對鎖方可得到與單片十字型板相同之出力。該研究進行摩擦阻尼器之遲滯行為模擬分析時，考慮了結構框架與斜撐變形時之非線性行為，並利用有限元素軟體 ANSYS 進行比對分析。此外，其試驗結果顯示，摩擦

阻尼器之出力與位移關係曲線(圖 1.15)呈現出力大小隨位移增大而改變之情況，摩擦力並非定值。因此嚴格來說，其力學行為並不能以庫侖摩擦機制來預測或近似。

此外，習用之摩擦阻尼器因摩擦係數均不大，若欲產生較大之摩擦力時，往往需於摩擦介面施加極大的正向力。盧【37-38】研製軸向型摩擦阻尼器(圖 1.16)，利用楔型機構放大摩擦介面之正向力，以提高摩擦力。該阻尼器內含一組楔型塊，可透過調整楔型塊兩側彈片之預壓力而改變阻尼器之摩擦力。此外，該研究考慮了黃銅、來令片及尼龍等摩擦介面材料，其試驗結果顯示，利用楔型機構可將黃銅之等效摩擦係數 μ 由 0.18 提升至 0.29；來令片由 0.08 提升至 0.15；尼龍則由 0.11 提升至 0.17。惟所有條件下，摩擦係數都未能超過 0.3。

習用摩擦阻尼器除了界面摩擦係數低、出力小之外，亦容易造成表面的磨耗，導致減震性能衰減。此外，由改良式 Pall 摩擦阻尼器之測試結果(遲滯迴圈)【36】觀之，其力學行為並非庫侖摩擦機制，力學特性難以掌握，工程實務上要決定其設計參數相當困難。再則，一般金屬材料質地較硬，表面之摩擦係數低，即使透過機構行為將阻尼器正向力放大，等效摩擦係數很難超過 0.3。隨著複合材料科技的進步，目前工業上已發展出某種質地軟、高強度之特殊合金，其與鋼材之介面摩擦係數大於 1.0，可大幅增加摩擦阻尼器之設計容量，提高減震效益。由於該特殊合金之質地較軟，接觸面咬合較深，其消能機制乃藉由材料纖維降伏後之塑性流(plastic flow)產生，因此力學性能較為穩定而且耐磨。本研究將利用該特殊合金與鋼材間的高摩擦、高強度及耐磨特性，發展適用於建築結構之摩擦阻

尼器。

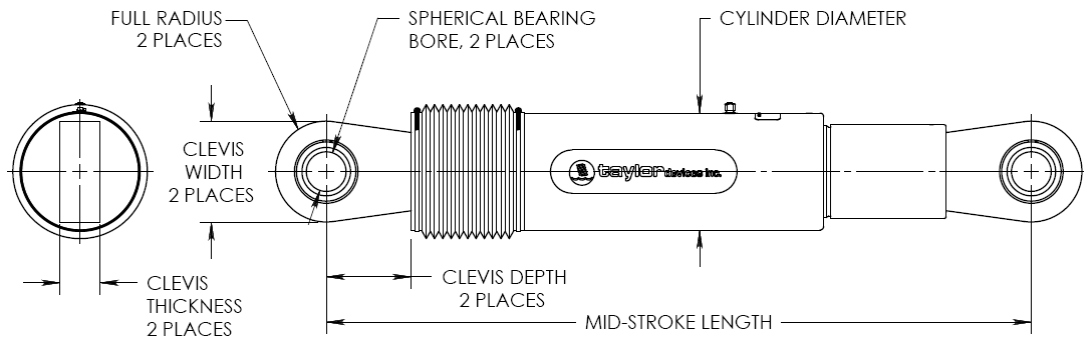


圖 1.1 液流阻尼器【8】

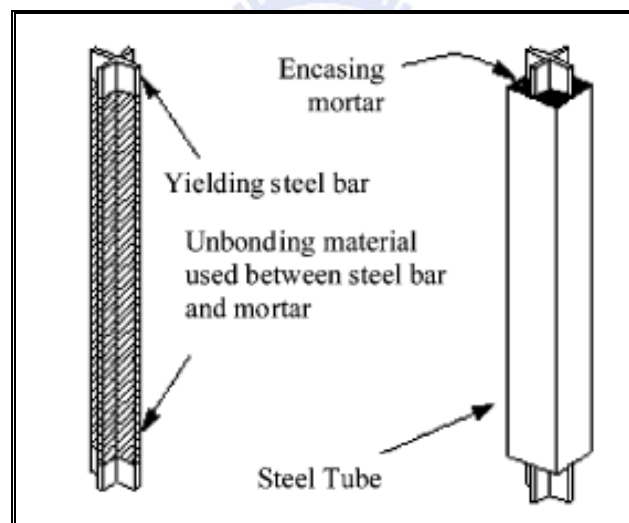


圖 1.2 挫屈束制斜撐示意圖【26】

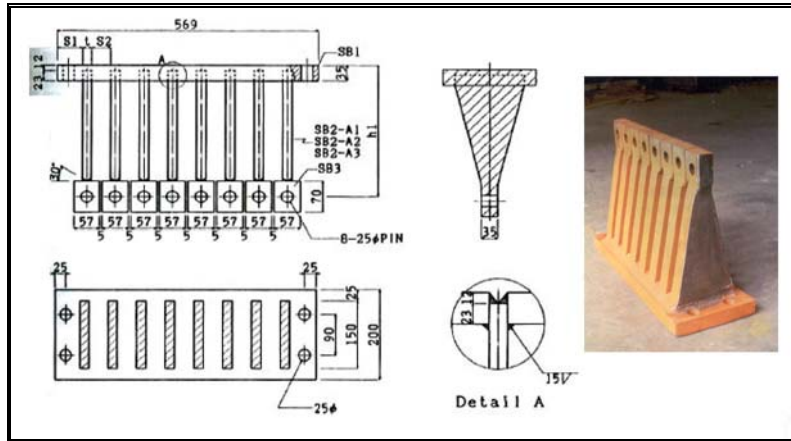


圖 1.3 三角形加勁阻尼鋼板 TADAS 【10】

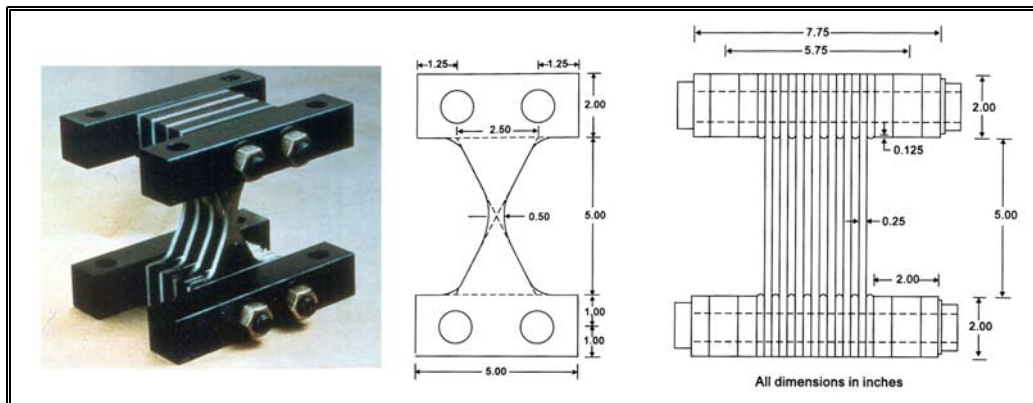


圖 1.4 金屬降伏阻尼器 【9】

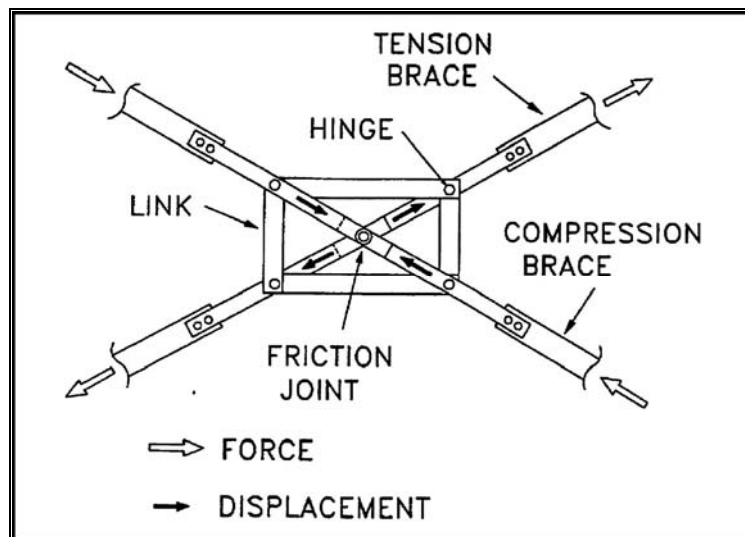


圖 1.5 Pall 摩擦阻尼器 【3】

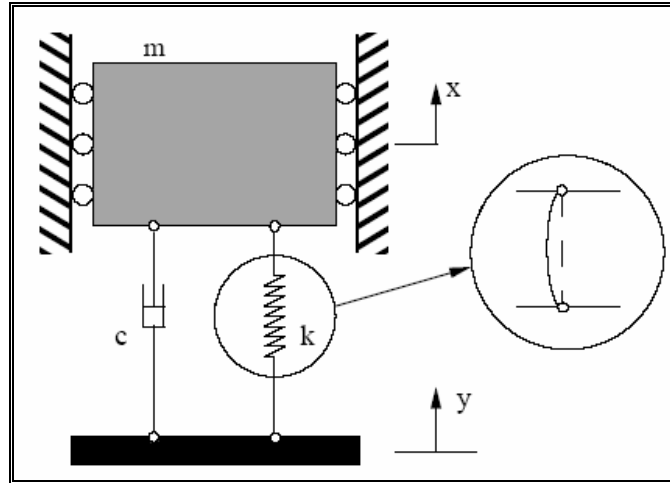


圖 1.6 以預彎拱鈑為減振系統示意圖【14】

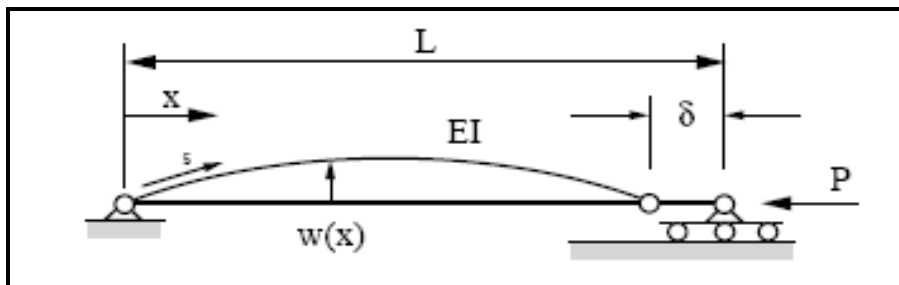


圖 1.7 挫屈連桿之幾何變形示意圖【14】

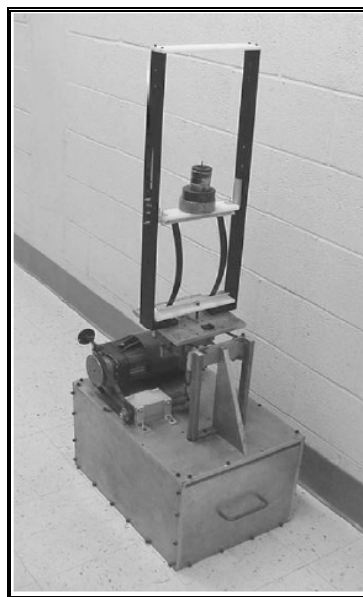


圖 1.8 兩端鉸接挫屈柱減振系統【14】

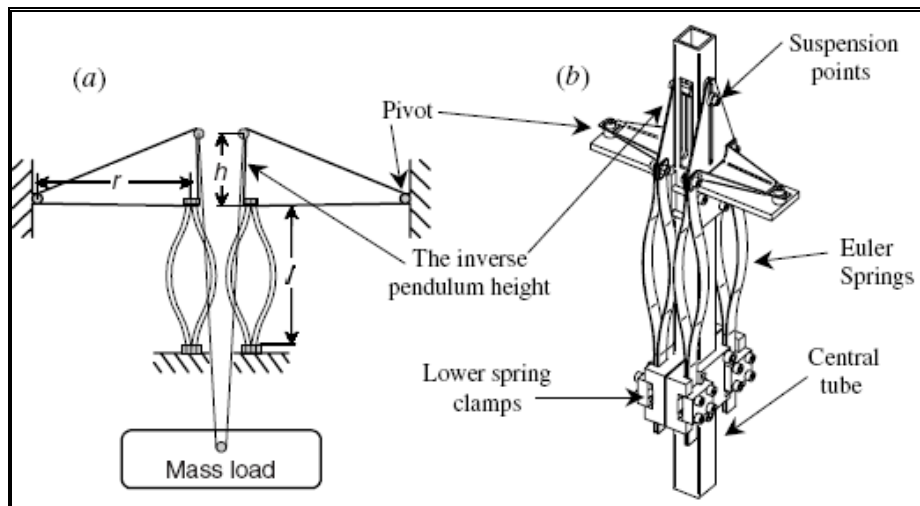


圖 1.9 以 Euler spring 所組成之減振裝置【15】

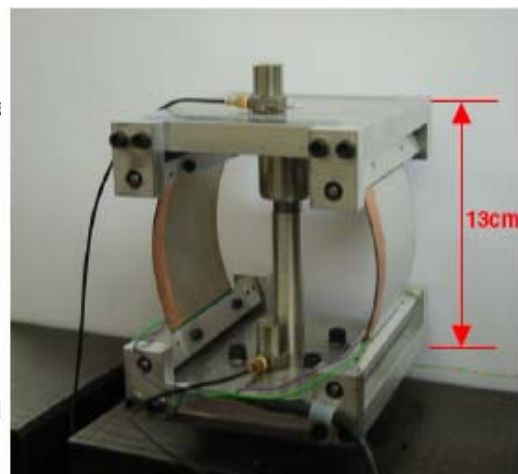
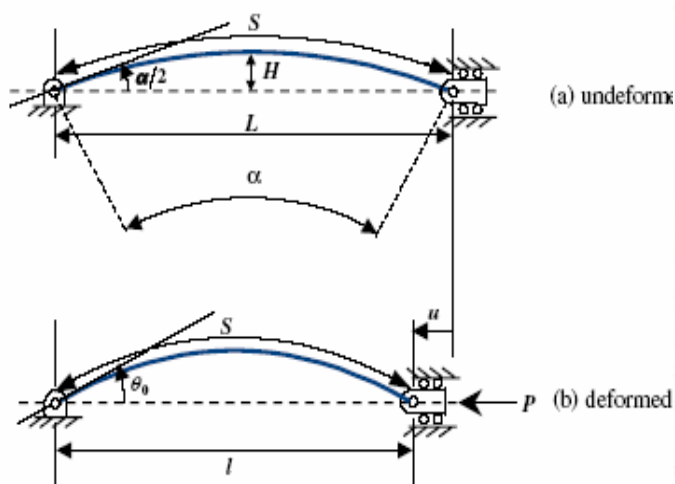


圖 1.10 可調式消能減振元件 ATVA【21】

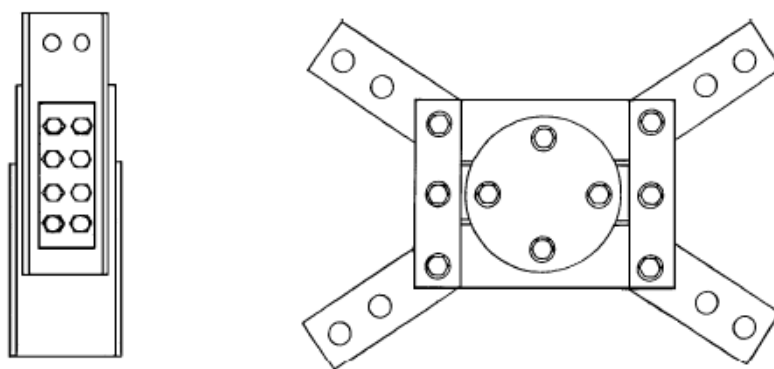


圖 1.11 單斜撐式及交叉斜撐式組裝之摩擦阻尼器示意圖【28】

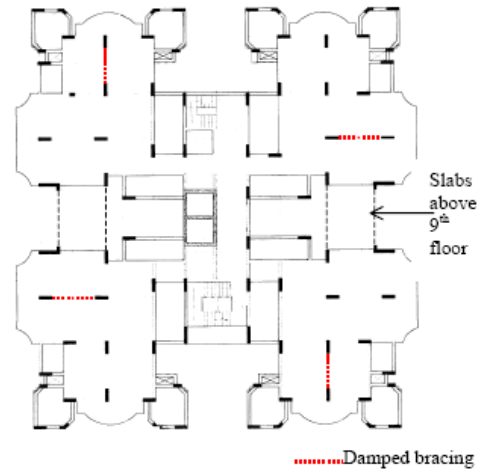


圖 1.12 La gardenia Towers 公寓建築與摩擦阻尼器配置【34】



圖 1.13 Ambulatory Care Center 及摩擦阻尼器施工安裝照片【35】

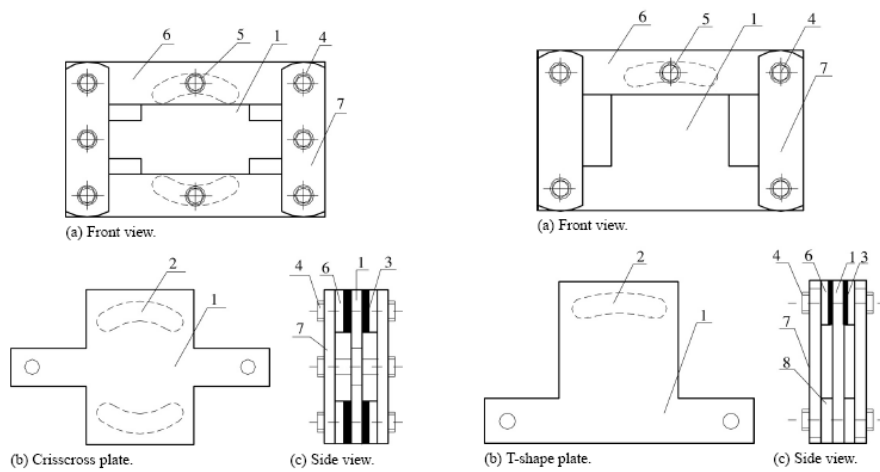


圖 1.14 傳統式與改良式(T型蕊板)之 Pall 摩擦阻尼器【36】

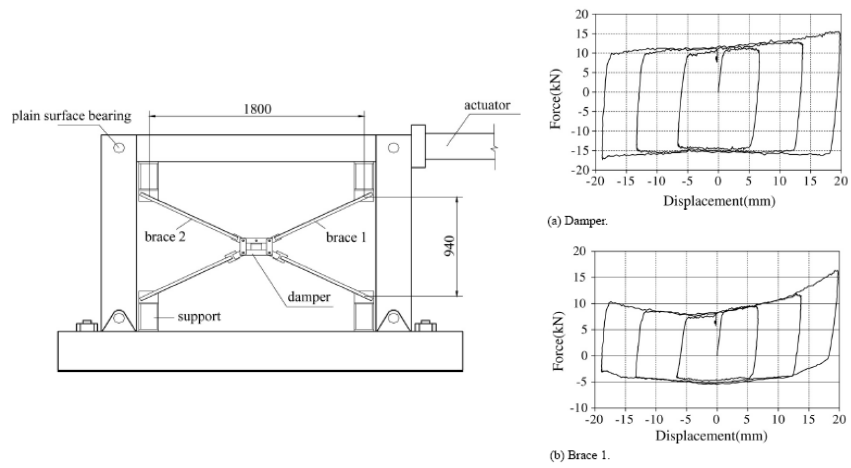


圖 1.15 改良式 Pall 摩擦阻尼器之測試構架及試驗結果【36】

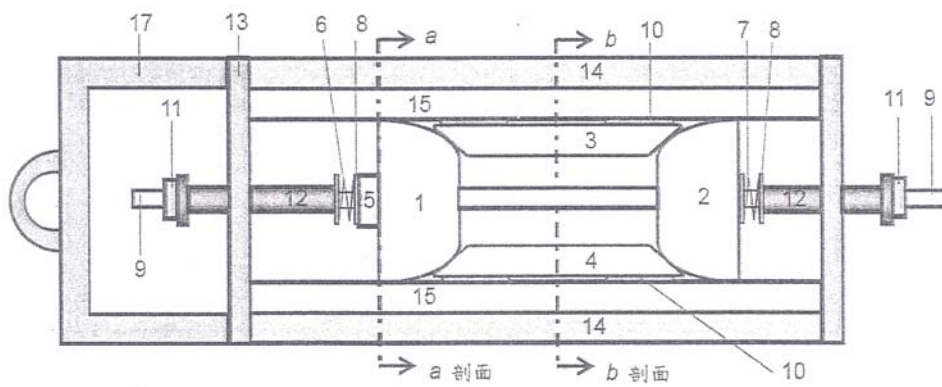


圖 1.16 軸向型摩擦阻尼器【38】

第二章 預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論

本文所考慮之預彎拱鈹，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：

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

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

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：

$$\theta_0(s) = q_0F(s) \quad (2.3)$$

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：

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

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：

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

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

其中，

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

E 為材料的楊氏係數；

$I(s)$ 為拱鈸於任意位置之面積慣性矩，可表示為：

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

其中 t 為預彎拱鈸厚度； $b(s)$ 為拱鈸於任意弧長位置所對應的拱鈸寬度。

假設預彎拱鈸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，則預彎拱鈸於四個不同區段之寬度可表示如下：

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

其中，斷面寬度比 $\beta = b_n / b_0$ 為拱鈸頸部寬度 (b_n) 與拱鈸兩端初始寬度 (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：

$$V(q) = U^S(q) + U^P(q) \quad (2.16)$$

根據最小功法原理，當系統達平衡狀態時其函數值為最小【39】，因此系統總能量須滿足：

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

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

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

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

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

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

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 , β 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徑度角 (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，當拱鈸之初始弦切勁度角 $q_0 = 0.27 \text{ rad}$ 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，拱鈸將完全拉平，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 為預彎拱鈸於不同弧長($L = 600, 650$ and 700 mm)所得之力與位移關係曲線。其結果顯示，弧長較短之預彎拱鈸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)之預彎拱鈸所得之力與位移關係曲線。其結果顯示，預彎拱鈸受拉時，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。

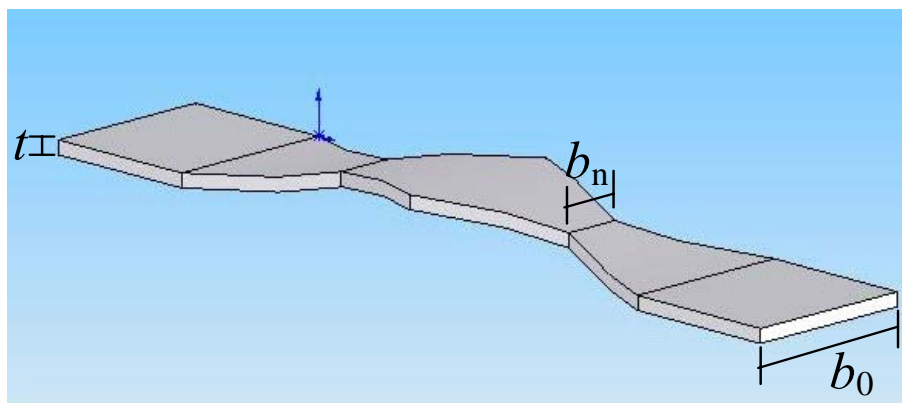


圖 2.1 預彎拱鈸之幾何形狀

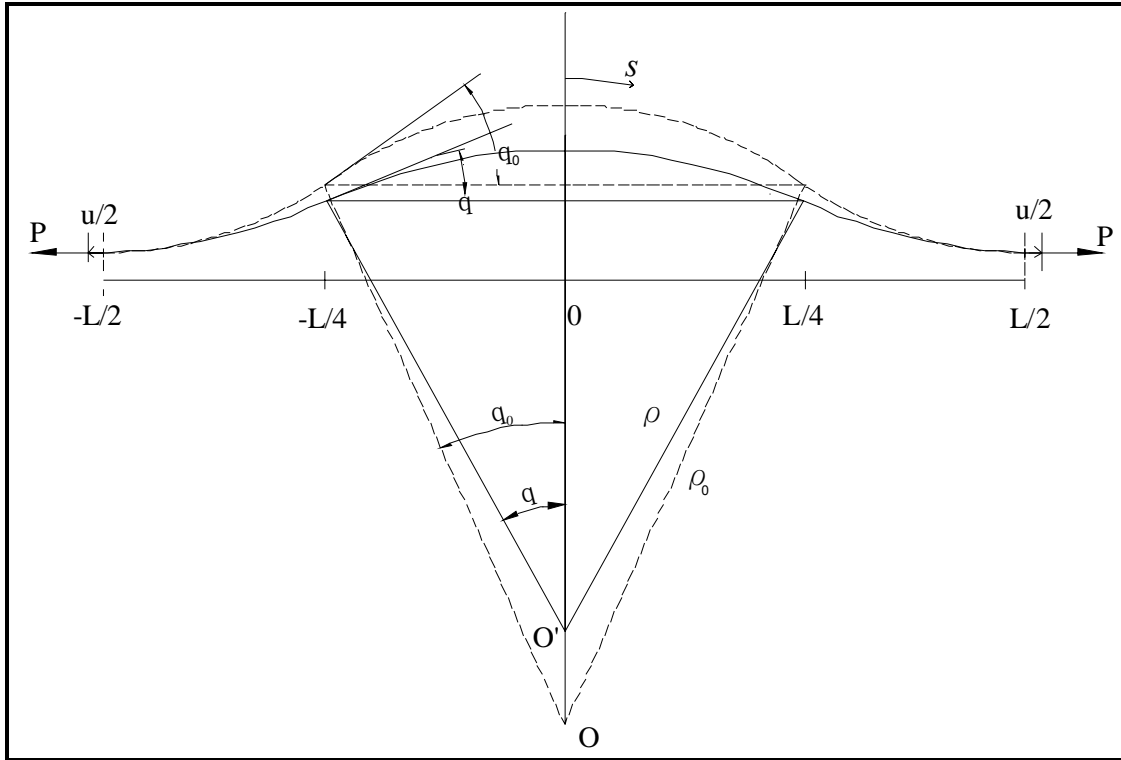


圖 2.2 預彎拱鈹之幾何變形曲線圖

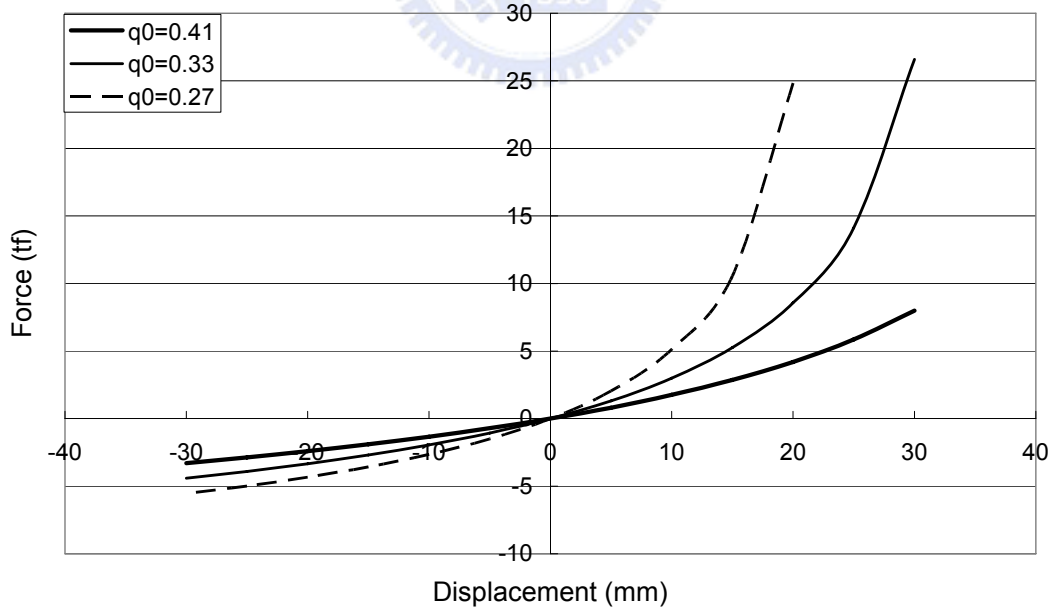


圖 2.3 不同初始弦切徑度角之預彎拱鈹力與位移關係曲線

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

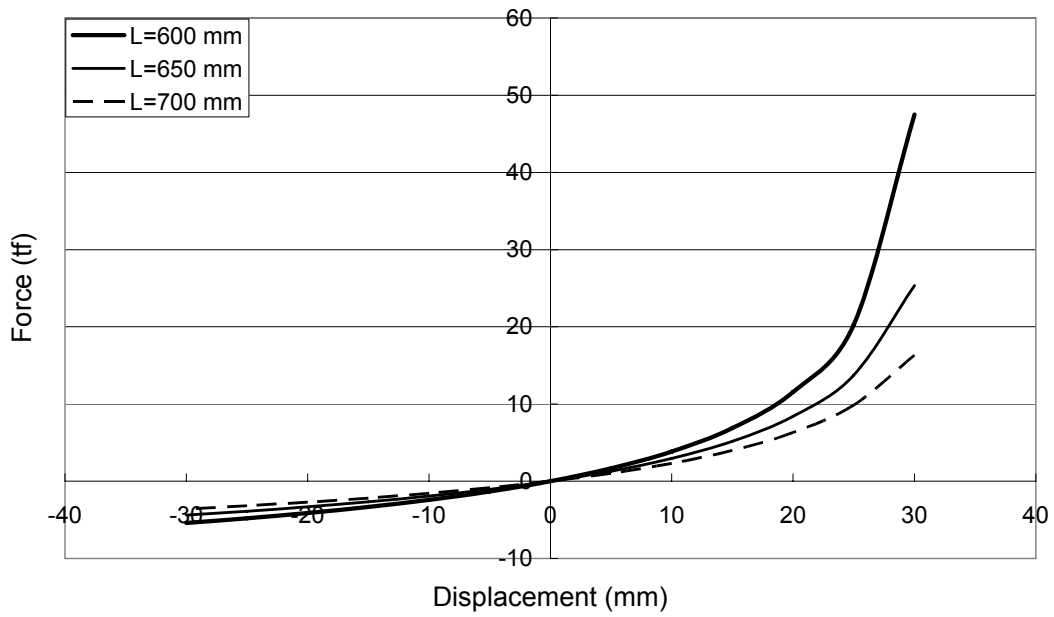


圖 2.4 不同弧長之預彎拱鈹力與位移關係曲線

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

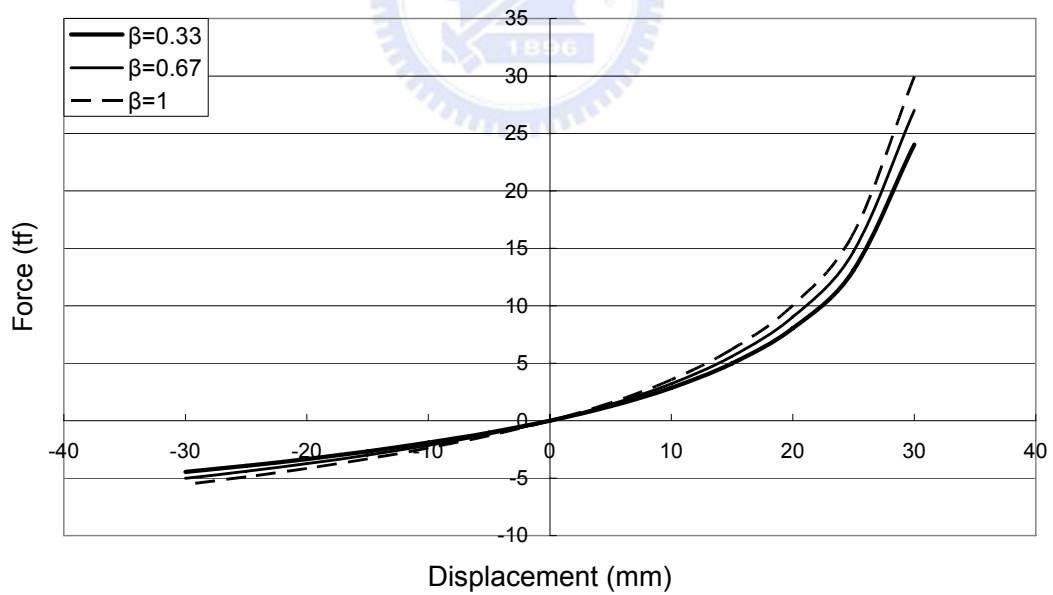


圖 2.5 不同斷面寬度比 β 之預彎拱鈹力與位移關係曲線

($L=650\text{ mm}$, $t=12\text{ mm}$, $b_0=150\text{ mm}$, $q_0=0.33$)

第三章 預彎拱鈹之元件試驗與分析

3.1 前言

挫屈原是一種不穩定的結構行為，若無適當支撐，將導致軸力構件側向不穩定之現象，使構件之勁度在未達降伏強度前即迅速衰減而喪失承載能力。惟若透過適當之設計，將桿件之變形控制在引導之方向與範圍內，使鋼材產生降伏，則挫屈連桿可作為消能減震之元件。

依據前章有關預彎拱鈹非線性彈性挫屈理論之分析結果顯示，當預彎拱鈹受拉時，其勁度隨軸拉位移變大而增加；當拱鈹受壓時，其勁度隨軸壓位移增大而降低，勁度變化呈拉壓不對稱之勢。惟該理論僅考慮預彎拱鈹為彈性材料進行推導，並未考慮預彎拱鈹在降伏後之材料非彈性行為。事實上，預彎拱鈹受軸向荷載時會產生大幅之側向變形，極易導致鋼材降伏，而於往復運動中產生遲滯消能行為，彈性挫屈理論無法用來描述預彎拱鈹之非彈性力學行為。因此，本研究進一步針對預彎拱鈹元件進行一系列之元件測試，以瞭解預彎拱鈹達塑性變形後之力學特性與遲滯消能行為。元件測試規劃之目的，在探討不同尺寸、鋼板厚度及斷面切削與否等因素，對於預彎拱鈹之力學性質與遲滯消能特性的影響；並擬透過適當的成對配置，使預彎拱鈹呈現對稱之力學行為，俾有助於未來之實際應用。此外，本章將進一步以有限元素分析軟體 ANSYS 進行分析以預測預彎拱鈹之非彈性力學行為。

元件測試之項目包括：

1. 縮尺預彎拱鈹之元件測試
2. 非對稱配置足尺預彎拱鈹之元件動態測試（探討加載速率之影響）
3. 非對稱配置足尺預彎拱鈹之元件靜態試驗
4. 對稱配置足尺預彎拱鈹之元件測試

3.2 縮尺預彎拱鈹之元件測試

由預彎拱鈹之非線性彈性挫屈理論分析，顯示預彎拱鈹之軸力與位移關係呈非線性，且其彈性挫屈勁度呈現拉、壓力不對稱的行為。因此，預彎拱鈹之縮尺元件測試的主要目的，在於確認預彎拱鈹在往復載重下，是否亦如彈性挫屈理論所呈現之拉壓不對稱特性，並進一步了解預彎拱鈹之遲滯消能行為。本研究後續將以預彎拱鈹為核心，結合金鋼組成韌性斜撐，並將其安裝於五層樓鋼結構模型中進行耐震性能測試。縮尺預彎拱鈹元件乃針對該五層樓鋼結構模型所設計，此將有助於吾人在性能測試前，先行掌握縮尺預彎拱鈹元件之力學特性與行為，作為耐震性能測試相關設計與動態模擬分析之參數設定依據。

3.2.1 試驗架構（Experimental Setup）

縮尺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后：

■ 試體尺寸

縮尺寸預彎拱鈹元件測試共設計三種不同厚度($t=1\text{mm}$ 、 2mm 、及 3mm)，以探討不同鈹厚預彎拱鈹的遲滯消能行為。縮尺元件測試之試體尺寸如表 3.1 所示，其編號分別為 SDt1、SDt2 及 SDt3，其中 SD 代表 Scaled-Down；t1、t2 及 t3 分別代表鈹厚為 1mm 、 2mm 、及 3mm 之預彎拱鈹。各組試體之細部設計如圖 3.1~3.3 所示。

試體所採用之鋼材為

■ 元件測試構架

元件測試構架之設計如圖3.4所示，係利用一H型鋼（基礎底座）與反力座將1.5tf油壓致動器安裝於H型鋼上，並於測試構架上安裝一荷重元（Load Cell）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配置方式安裝於測試構架之反力座上。圖3.5為組裝完成之測試構架。

■ 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。

縮尺預彎拱鈹之元件測試所使用儀器設備(如圖3.6~3.8)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

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

Type: JIHSENSE S- type Load Cell S-5000

Rated Capacity: 5000kgf

Excitation Voltage : 12V

(C)訊號擷取系統：IMC(SPARTAN-L)

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

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

4-M CPU 1.80GHz

265MB RAM

3.2.2 試驗結果與討論

■ 初步試驗 (Preliminary test)

試體 SDt1 (鈹厚 $t=1\text{mm}$) 於固定擾動振幅 ($s=1\text{mm}$) 並變換不同擾動頻率下所得之遲滯迴圈如圖 3.9 所示。其結果顯示，當擾動頻率為 0.1Hz 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 3.10~3.11 分別為試體 SDt2 (鈹厚 $t=2\text{mm}$) 及 SDt3 (鈹厚 $t=3\text{mm}$) 之預彎拱鈹於相同測試條件下之結果，其消能特性與試體 SDt1 所得之遲滯迴圈具有類似之變化情況，即遲滯消能面積隨著擾動頻率增加而變大。

由於預彎拱鈹係由金屬鋼板所加工完成，其消能特性係源於材料之降伏，理論上應與位移相依而與速度無關。顯然，預彎拱鈹隨著擾動頻率增快而產生的遲滯消能行為應為 1.5tf 動態油壓致動器的阻尼特性所致。由於縮尺預彎拱鈹與 1.5tf 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。因此，為了避免油壓致動器的影響造成試驗結果的誤判，後續有關縮尺元件之試驗將以 0.1Hz 之擾動頻率進行，使其接近靜態加載條件，以排除油壓致動器的影響。

■ 遲滯消能特性

試體編號 SDt1 之預彎拱鈹在簡諧擾動 0.1Hz 測試頻率、不同振幅下所得之遲滯迴圈如圖 3.12 所示。其結果顯示，預彎拱鈹於週期性荷載下呈現穩定的消能特性，且隨著擾動振幅增大，預彎拱鈹之遲滯消能迴圈更趨飽滿。此外，

預彎拱鈹之勁度變化亦呈現與前述非線性彈性挫屈理論所預測的，隨軸拉位移之變大而增加，且隨軸壓位移之增大而降低。試體 SDt2 及 SDt3 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 3.13~3.14 所示。其結果顯示，預彎拱鈹於週期性荷載下呈現穩定的消能特性，且其勁度變化亦與試體 SDt1 具類似的變化趨勢。

比較不同鈹厚測試所得之遲滯迴圈(圖 3.15)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，消能能力之差異更為顯著。圖 3.16 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 SDt1 之最大軸力僅為 109kgf (拉) 及 -40kgf (壓)，SDt2 之最大軸力為 249kgf (拉) 及 -155kgf (壓)，SDt3 之最大軸力則高達 750kgf (拉) 及 -462kgf (壓)。不同鈹厚拱鈹之最大出力值整理於表 3.2 中。

值得注意的是，三種預彎拱鈹除鈹厚不同外，其餘設計參數均相同。測試過程中發現，SDt1 試體在測試振幅達 6mm 時，拱鈹已接近拉平狀態，遂不再執行更大振幅的測試。其可能原因為 1mm 鈹厚之鋼板因厚度較薄而有較大的彈性，鋼板經滾壓後其曲率不易維持設計目標，故實際加工完成之預彎拱鈹的初始弦切彈度角 q_0 較小 (較易被拉平)。

3.3 非對稱配置足尺預彎拱鈹之元件動態測試

於縮尺預彎拱鈹元件測試過程中發現，測試機構中作為驅動力來源的 1.5tf

油壓致動器因內部缸體小、衝程小、油料進出之閥門亦很小，當致動器快速運作時，致動器內部油料須於油閥孔隙間快速進出，因而產生自身之抵抗力，該抵抗力相較於縮尺預彎拱鈹的出力佔有相當程度的比例，因此造成試驗結果的誤判。為了避免油壓系統影響小尺寸元件試驗結果的判讀，本研究將進一步針對足尺預彎拱鈹進行測試，並以出力、油壓缸體、油閥、衝程均較大之 100tf 油壓致動器進行動力測試。

3.3.1 試驗架構 (Experimental Setup)

■ 試體尺寸與測試構架

足尺預彎拱鈹之元件測試試體編號為 FS12T，其中 FS 表 Full-Scale；12 代表鈹厚為 12mm；T 表 Tapered (切削斷面)，其細部設計如圖 3.17 所示。在拉壓非對稱之配置下，足尺預彎拱鈹之元件動態測試構架設計如圖 3.18 所示，兩片預彎拱鈹以左、右相對配置之形式安裝於測試機構中。測試機構底座之 H 型鋼與強力地板連結。100tf 油壓致動器安裝於門型構架上，該門型構架底部亦與強力地板連接。圖 3.19 為組裝完成之測試構架照片。

■ 試驗規劃

為瞭解預彎拱鈹的動力特性及其消能遲滯行為是否受加載速度所影響，本研究規劃以簡谐波進行一系列之元件測試，考慮不同的測試頻率及位移，包括五種測試頻率 (0.1Hz、0.3Hz、0.5Hz、0.8Hz 及 1.0Hz)，每一測試頻率下均進行四種不同振幅 (5mm、10mm、15mm 及 20mm) 之測試，每一測試組合均進行 30 個循環。預彎拱鈹之反力及其軸向位移均直接由致動器內建之荷重元及位

移計量測而得。

3.3.2 試驗結果與分析

在拉壓非對稱之配置下，足尺預彎拱鈹之元件動態測試所得遲滯迴圈如圖 3.20 所示。其結果顯示，預彎拱鈹於不同擾動頻率及測試振幅下均呈現穩定且一致的消能特性，即使於相對高頻（1.0Hz）的簡諧波擾動下，每一迴圈之軌跡均幾近重合，顯示其穩定的消能特性（如圖 3.20）。圖 3.21 為相同擾動振幅、不同測試頻率之試驗結果。其結果顯示，預彎拱鈹的遲滯迴圈並不受加載速率的影響，其消能特性僅與位移(振幅)相依而與速度無關，驗證預彎拱鈹具備位移型消能阻尼器之特徵。

另由圖 3.20 中發現，預彎拱鈹於 1.0Hz 測試頻率下，當振幅達 15mm 及 20mm 時，因致動器反應無法跟上控制系統所給予的位移命令，故其遲滯迴圈與其他較低頻試驗所得結果相較(圖 3.21)反而略有縮減的現象，不如其他較慢加載速率之測試結果。惟無論如何，其遲滯迴圈仍堪稱穩定且飽滿。

■ ANSYS 數值模擬分析

本研究 ANSYS 有限元素分析係採用 SOLID186 元素來建立預彎拱鈹之結構模型，SOLID186 元素為二階六面體元素，此一元素共有 20 個節點，在每一個節點有 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 3.22 所示。該元素除能提供線彈性之問題分析外，還可提供塑性及潛變等非線性力學分析模式，以及大變位或大應變等幾何非線性問題【40-41】。本例分析時係採用雙線性應力-應變關係來模擬其力學行為。預彎

拱鈹試體為鋼材所製造，且材料在試驗過程中達到塑性，故於定義材料參數時須設定材料楊氏係數、柏松比、密度及降伏強度與降伏後的切線模數，並以等向性 (isotropic) 材料屬性去定義。模型所採用鋼材之楊氏係數 E 為 2×10^5 MPa，柏松比為 0.33，密度為 7850 kg/m^3 ，降伏應力及降伏應變分別為 2.35×10^2 MPa 及 0.001175，降伏後勁度比則取 0.01。為了模擬邊界條件為固接之預彎拱鈹受軸力荷載（位移控制）的力學行為，故將拱鈹一端之三軸方向(x, y, z)節點位移予以束制，而另一端則只允許於軸向(x)滑移，週期性荷載施加於自由端。分析時亦選用與元件測試相同之簡諧波做為輸入指令，並考慮大變形之情況。模擬時選用與元件測試相同之簡諧波進行分析，擾動頻率為 0.5Hz，並以 5mm、10mm、15mm 及 20mm 等四種不同振幅，由小至大，每一振幅連續兩個循環的方式進行運算。圖 3.23(a)為以 ANSYS 軟體模擬固接預彎拱鈹的分析模型。

模擬所得之遲滯迴圈如圖 3.24(b)所示。與元件測試結果 ($f=0.5\text{Hz}$) 比較發現，ANSYS 分析與元件測試所得之遲滯迴圈路徑軌跡相當類似，惟 ANSYS 分析所預測之預彎拱鈹具有較大的反力，故其遲滯迴圈較為飽滿。造成試驗與模型分析結果差異的可能因素，為元件測試 100tf 油壓致動器與預彎拱鈹連接之萬向接頭於測試過程中發生扭轉所造成。在此情況下，預彎拱鈹實際所受到的軸向位移較原先規劃來的小，使材料達降伏之程度較預期為低，因而降低其消能能力。再進一步考慮邊界條件為鉸接進行分析，其 ANSYS 預彎拱鈹分析模型如圖 3.23(b)。分析結果（圖 3.24(c)）顯示，鉸接之預彎拱鈹消能能力明顯低於固接者。試驗所得之遲滯迴圈，其飽滿程度則介於邊界條件為

固接與鉸接模擬分析結果之間。

3.4 非對稱配置足尺預彎拱鈹之元件靜態測試

由前節在拉壓非對稱之配置下，足尺預彎拱鈹動態元件測試結果，已確認預彎拱鈹之遲滯消能行為與速度無關。本節後續將以 200tf 之靜態油壓致動器針對足尺預彎拱鈹在不同斷面寬度比($\beta=0.33$ 及 1.0)及鈹厚($t=10\text{mm}$ 及 12mm)之條件下進行測試，以探討這些參數對預彎拱鈹遲滯消能行為的影響。

3.4.1 試驗架構 (Experimental Setup)

■ 試體尺寸

非對稱配置足尺預彎拱鈹元件之靜態測試，分別考慮試體斷面寬度比($\beta=0.33$ 及 1.0)及鈹厚($t=10\text{mm}$ 及 12mm)等條件組合，共規劃四組試體進行測試。各組預彎拱鈹試體之細部設計如圖 3.25~3.28 所示，其規格列於表 3.3，編號分別為 FS10T、FS10U、FS12T 及 FS12U，其中 FS 代表 Full-Scale；數字 10 及 12 分別代表鈹厚為 10mm 及 12mm；T (Tapered) 表斷面經切削(即 $\beta=0.33$)之預彎拱鈹；U (Uniform) 則代表均勻斷面(即 $\beta=1.0$)，亦即未經切削之預彎拱鈹。


■ 測試構架與試驗規劃

非對稱足尺預彎拱鈹元件之靜態測試係由兩片拱鈹以左、右相對配置(如

圖 3.29)，並將其安裝於測試機構上。測試構架的組裝設計如圖 3.30 所示，其 H 型鋼基座與強力地板連結，測試構架上部之可動鋼梁則與安裝於反力牆上之 200tf 靜態油壓致動器連接。待測之預彎拱鈹兩端則安裝於反力座上，並分別與上、下兩支鋼梁連結。圖 3.31 為組裝完成之測試構架。

元件測試之加載採連續位移控制模式，加載波形及測試速率則分別為三角波及 0.2 mm/sec，測試位移（振幅）包括 5 mm、10 mm、15 mm、20 mm 至 25 mm 等五段不同的振幅，每一振幅均連續進行三個循環，圖 3.32 為致動器之連續加載歷時圖。資料擷取系統之取樣週期設定為 0.2sec。

3.4.2 試驗結果與分析



預彎拱鈹元件試驗之遲滯迴圈如圖 3.33 所示，每一振幅之循環荷載下，遲滯迴圈均相當穩定且飽滿，顯示其消能行為十分穩定可靠；在拉壓不對稱的情況下，隨著軸拉位移之增加，預彎拱鈹的勁度也跟著增加；反之，隨著軸壓位移的增大，勁度則降低。在不同振幅下，根據彈性挫屈理論分析之最大出力與試驗結果均相當接近(圖 3.34、3.35)，除了在振幅大於 20mm 後，最大拉力之預測值則明顯大於試驗結果。其原因主要為，彈性挫屈理論忽略了降伏後材料之非線性應力-應變關係所致。

茲進一步探討，預彎拱鈹之鈹厚(t)及斷面寬度比 (β) 對元件力學特性之影響。試驗結果顯示，預彎拱鈹之最大出力隨元件厚度及寬度比的不同而改變。當厚度增加時，最大出力也會跟著增加。四組試體中以鈹厚 12mm 之

均勻斷面試體 FS12U 得到最大之出力，如圖 3.34 所示。預彎拱鈹厚度相同時，均勻斷面之最大出力亦較切削斷面者來得大，此與預彎拱鈹之彈性挫屈理論分析結果一致(詳圖 3.35)。相關測試結果歸納於表 3.4。

儘管元件測試所得之遲滯迴圈呈現吾人所預期的型式，然而其飽滿程度卻未盡理想，特別是在迴圈右下角部分有縮減的現象。為了釐清邊界條件對預彎拱鈹遲滯消能行為的影響，本研究進一步以有限元素分析軟體 ANSYS 進行模擬分析，以預測並探討預彎拱鈹之非彈性力學行為。

■ ANSYS 數值模擬分析

為配合元件測試之位移控制指令，ANSYS 分析時亦選用三角波做為輸入位移指令歷時，並考慮大變形之情況。加載歷時如圖 3.36 所示，其中分為準備區與分析區兩個部份：在準備區中，以振幅 30mm 連續兩個循環的方式進行運算，主要用意是迫使預彎拱鈹達到降伏，以模擬拱鈹加工後之初始應力狀態；在分析區中，則以 5mm、10mm、15mm、20mm 及 25mm 等五種不同振幅，由小至大，每一振幅連續兩個循環的方式進行運算。圖 3.37 為以 ANSYS 軟體模擬固接預彎拱鈹的分析模型。

■ 數值模擬分析與試驗結果之比較

模擬所得之遲滯迴圈如圖 3.39(b)~ 3.42(b)所示。與元件測試結果比較發現，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。造成試驗與模型分析結果差異的可能因素為：

- (a) 元件測試之預彎拱鈹的邊界條件係藉由螺栓將預彎拱鈹與反力座進行接合，而螺栓緊迫之力道不足以使拱鈹與反力座完全緊密貼合，致使拱鈹之邊界條件未臻理想的固接，實際之邊界條件應介於固接與鉸接之間。在此情況下，預彎拱鈹因幾何大變形使材料達降伏之程度較預期為低，因而降低其消能能力。
- (b) 儘管試驗設計與測試構架均經過適當考量，組裝過程亦力求確實，測試構架上部可動鋼梁的扭轉以及測試構架螺栓接合處的滑動仍無法完全避免。

為能進一步瞭解邊界條件對預彎拱鈹非彈性行為的影響，本研究進一步考慮邊界條件為鉸接之預彎拱鈹受力行為。鉸接預彎拱鈹之 ANSYS 模擬模型如圖 3.38 所示，分析結果如圖 3.39(c)~ 3.42(c) 所示。在相同荷載條件下，比較固接與鉸接元件之遲滯迴圈可明顯看到，鉸接時預彎拱鈹的消能能力明顯低於固接者，而試驗所得之遲滯迴圈則介於固接與鉸接之間。此一分析結果可佐證元件測試時上部可動鋼梁於測試過程中扭轉，致使致動器內建之荷重元量測得之讀數僅為預彎拱鈹實際出力的分量，而非預彎拱鈹的實際出力值。此外，由不同邊界條件的分析結果顯示，預彎拱鈹的邊界條件越接近理想之固接條件時，其消能效果越佳。故未來實際應用時，有關預彎拱鈹的端鈹接合方式，除以螺栓對鎖外，亦可考慮進行焊接，使其邊界條件更趨近於固接，以提升預彎拱鈹的消能能力。

3.5 對稱配置足尺預彎拱鈹之元件測試

前述元件測試結果驗證了預彎拱鈹所特有之拉、壓不對稱力學行為。若能經由適當的組合配置，使整體之預彎拱鈹模組具有對稱的遲滯消能行為，將有利於結構分析及設計。若將兩組預彎拱鈹採對稱方式配置安裝，將作用力施加於兩組預彎拱鈹之間使其達到一壓、一拉的互補狀態，應可促使成對之預彎拱鈹產生拉壓對稱的力學行為。

3.5.1 試驗架構 (Experimental Setup)

■ 試體尺寸

用於對稱配置足尺預彎拱鈹元件測試之試體編號為 FS12TS，其中 FS 代表 Full-Scale；12 為鈹厚 12mm；T (Tapered) 代表斷面經切削(即 $\beta=0.33$) 之預彎拱鈹；S (Symmetric) 代表對稱配置。試體之細部設計如圖 3.43 所示。

■ 測試構架與試驗規劃

對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試構架設計如圖 3.44 所示，測試構架之 H 型鋼基座與強力地板連結，測試構架上部可動鋼梁則與安裝於反力牆之 200tf 油壓致動器連結，待測之預彎拱鈹兩端則安裝於反力座上，並分別與上、下兩支鋼梁連結。組裝完成之測試構架如圖 3.45 所示。元件測試之加載型式採連續位移控制，加載波形及測試速率則分別為三角波及 0.2 mm/sec，測試位

移（振幅）循序為 5、10、15、20 至及 25 mm，每一測試振幅均進行五個循環。由致動器內建之荷重元（load cell）所量測得之反力為兩組預彎拱鈹之出力總和。

3.5.2 試驗結果與分析

元件測試所得之遲滯迴圈如圖 3.46 所示，每一相同振幅之遲滯迴圈曲線路徑均幾近重合，顯示預彎拱鈹具有相當穩定的力學行為。在對稱配置下，預彎拱鈹之行為亦如預期地呈現對稱之勢。此外，ANSYS 模擬分析模型如圖 3.47(a)所示，分析結果如圖 3.48(b)所示。與元件測試之結果比較，考慮邊界完全固接的分析結果呈現出較佳的消能能力。再進一步考慮邊界條件為鉸接進行分析，其 ANSYS 預彎拱鈹分析模型如圖 3.47(b)。分析結果(圖 3.48(c))顯示，鉸接之預彎拱鈹消能能力明顯低於固接者。試驗所得之遲滯迴圈，其飽滿程度則介於邊界條件為固接與鉸接模擬分析結果之間。

3.6 小結

由本系列元件測試結果顯示，預彎拱鈹於週期性荷載下呈現穩定的消能特性，且隨擾動振幅增大，預彎拱鈹之遲滯迴圈更趨飽滿。此外，預彎拱鈹之勁度變化亦呈現與非線性彈性挫屈理論所預測的，隨軸拉位移之變大而增加，隨軸壓位移增大而降低。由動態試驗結果顯示，預彎拱鈹的遲滯迴圈並不受加載速率的

影響，其消能特性僅與位移相依，驗證其具有位移型阻尼器之特徵。比較元件測試與 ANSYS 有限元素分析結果顯示，當考慮預彎拱鈸兩端邊界條件為固接條件下，ANSYS 分析結果所得之消能遲滯迴圈高於試驗結果，亦即元件測試所得之實際消能能力仍未臻理想。試驗結果之表現介於邊界條件為固接與鉸接之間，其原因為測試機構上部可動鋼梁於測試過程中產生扭轉及用於固定預彎拱鈸與固定座之螺栓無法完全密合，且於試驗過程中螺栓孔隙有滑動現象，因此其端部之邊界條件並未達到理想的固接條件，鋼板的變形降伏程度未如預期。



表 3.1 縮尺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 β	初始弦切角 q_0 (rad)
SDt1	208.4	1	50	50	1	0.49
SDt2	208.4	2	50	50	1	0.49
SDt3	208.4	3	50	50	1	0.49

表 3.2 縮尺預彎拱鈹元件測試最大出力值($f=0.1\text{Hz}$)

	SDt1		SDt2		SDt3	
振幅 s (mm)	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 3.3 足尺預彎拱鈹元件測試之試體規格

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 β	初始弦切角 q_0 (rad)
FS10T	656.7	10	150	50	0.33	0.328
FS10U	656.7	10	150	150	1.0	0.328
FS12T	656.7	12	150	50	0.33	0.328
FS12U	656.7	12	150	150	1.0	0.328

表 3.4 非對稱配置預彎拱鈑之彈性挫屈理論分析與試驗結果比較

最大出力 (tf)								
位移 (mm)	FS10T		FS12T		FS10U		FS12U	
	理論值	試驗值	理論值	試驗值	理論值	試驗值	理論值	試驗值
25	16.29	17.11	28.15	19.06	20.34	21.21	35.15	28.59
20	9.97	10.12	17.23	14.28	12.45	12.9	21.52	20.31
15	6.14	6.47	10.61	10.27	7.67	8.57	13.25	14.48
10	3.5	3.69	6.05	6.76	4.37	5.18	7.56	10.27
5	1.54	1.02	2.66	3.44	1.92	2.32	3.32	6.39
0	0	0	0	0	0	0	0	0
-5	-1.25	-3.60	-2.16	-4.36	-1.56	-4.56	-2.69	-4.06
-10	-2.29	-4.05	-3.95	-6.26	-2.86	-5.37	-4.94	-5.53
-15	-3.17	-4.28	-5.48	-6.06	-3.96	-5.28	-6.85	-5.44
-20	-3.94	-4.29	-6.81	-5.61	-4.92	-5.07	-8.50	-5.21
-25	-4.61	-4.07	-7.97	-5.06	-5.76	-4.88	-9.95	-4.93

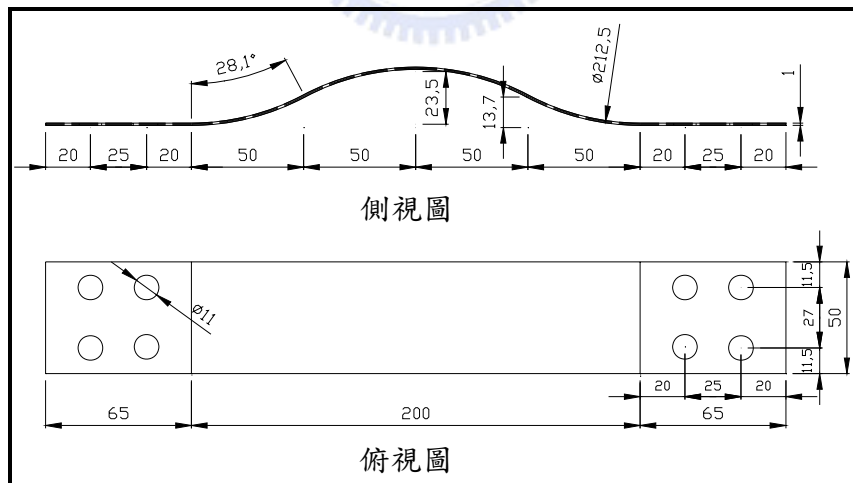


圖 3.1 SDt1 試體之設計詳圖(單位:mm)

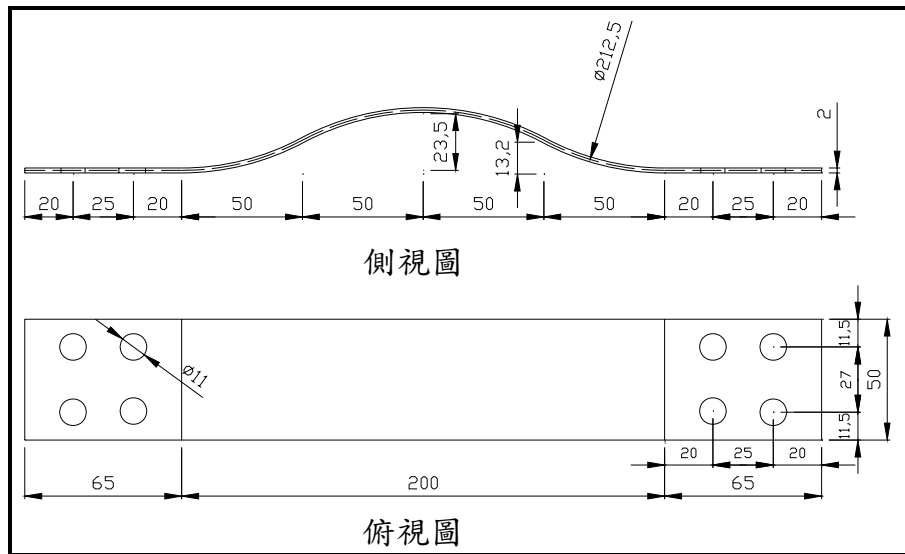


圖 3.2 SDt2 試體之設計詳圖(單位:mm)

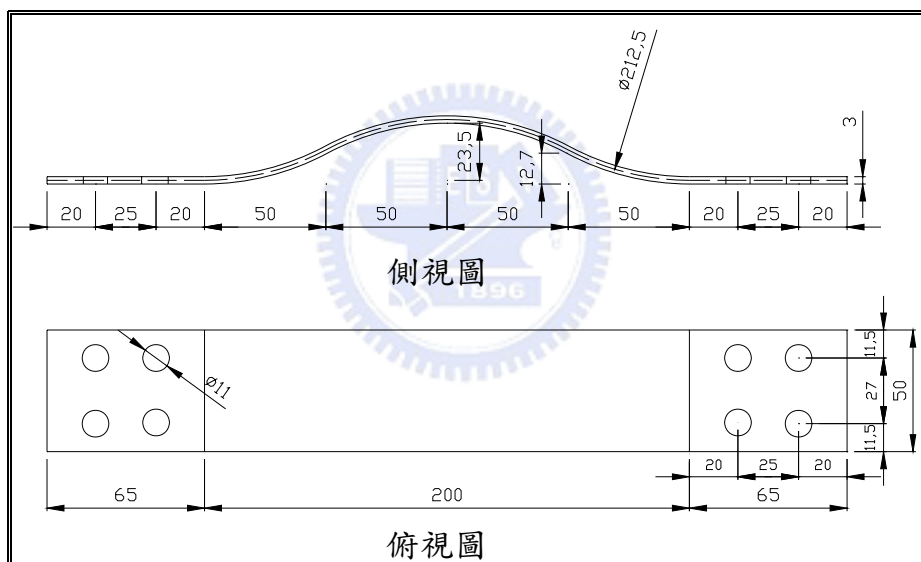


圖 3.3 SDt3 試體之設計詳圖(單位:mm)

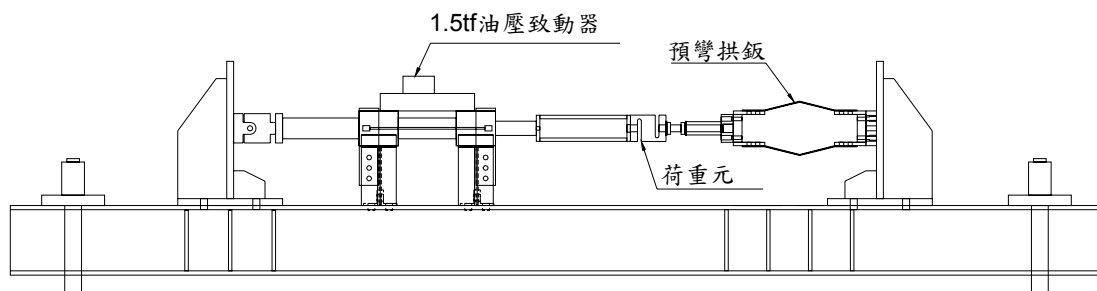


圖 3.4 縮尺預彎拱鈹元件之測試構架設計圖

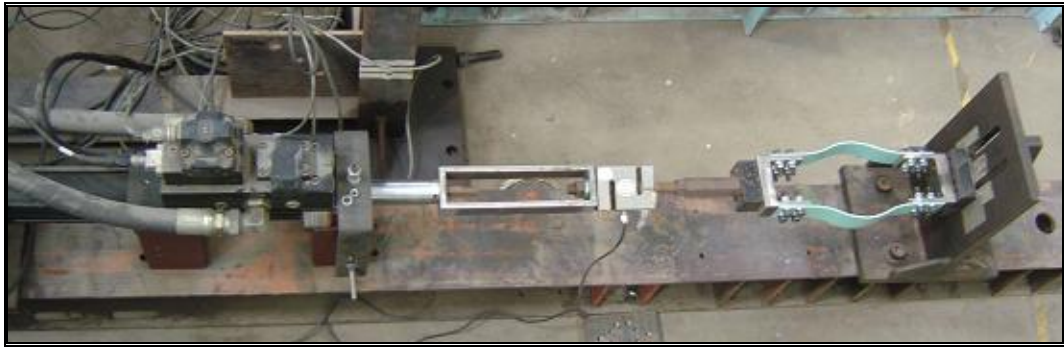


圖 3.5 縮尺預彎拱鈹元件之測試構架組裝完成照片

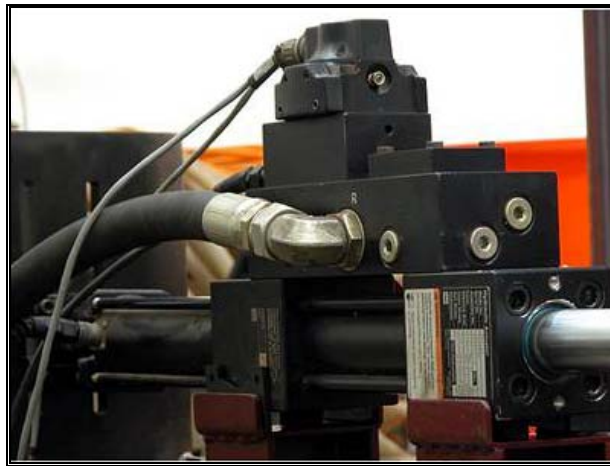


圖 3.6 MTS1.5tf 動態油壓致動器



圖 3.7 荷重元 (Load Cell)



圖 3.8 訊號擷取系統

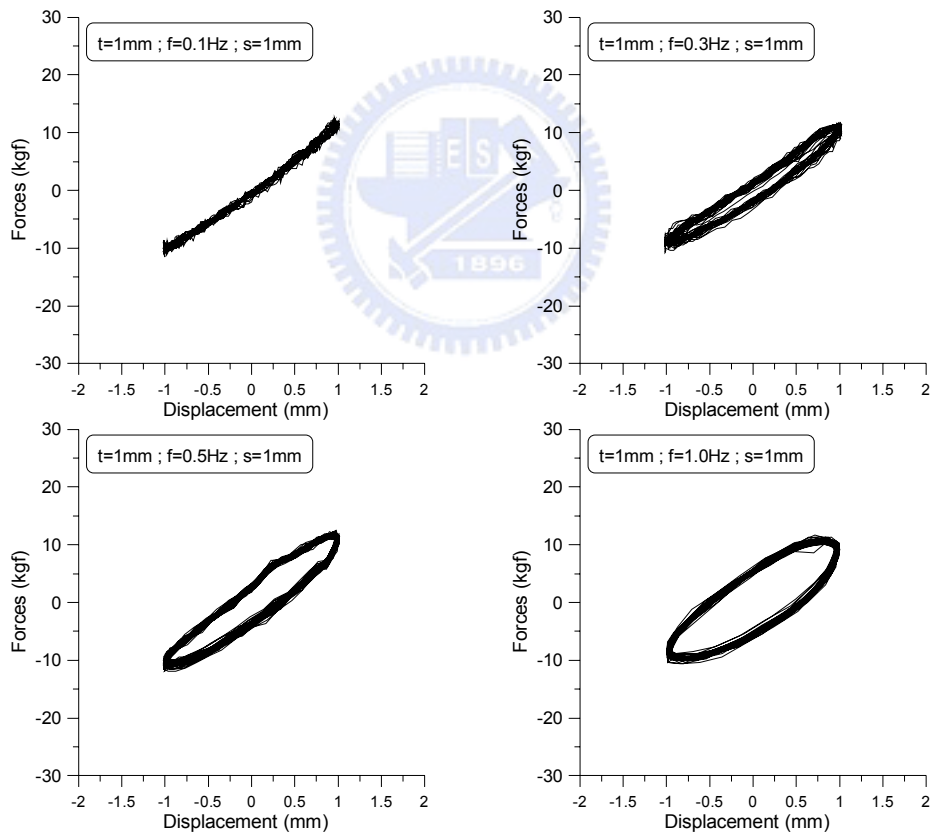


圖 3.9 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(SDt1 ; s=1mm)

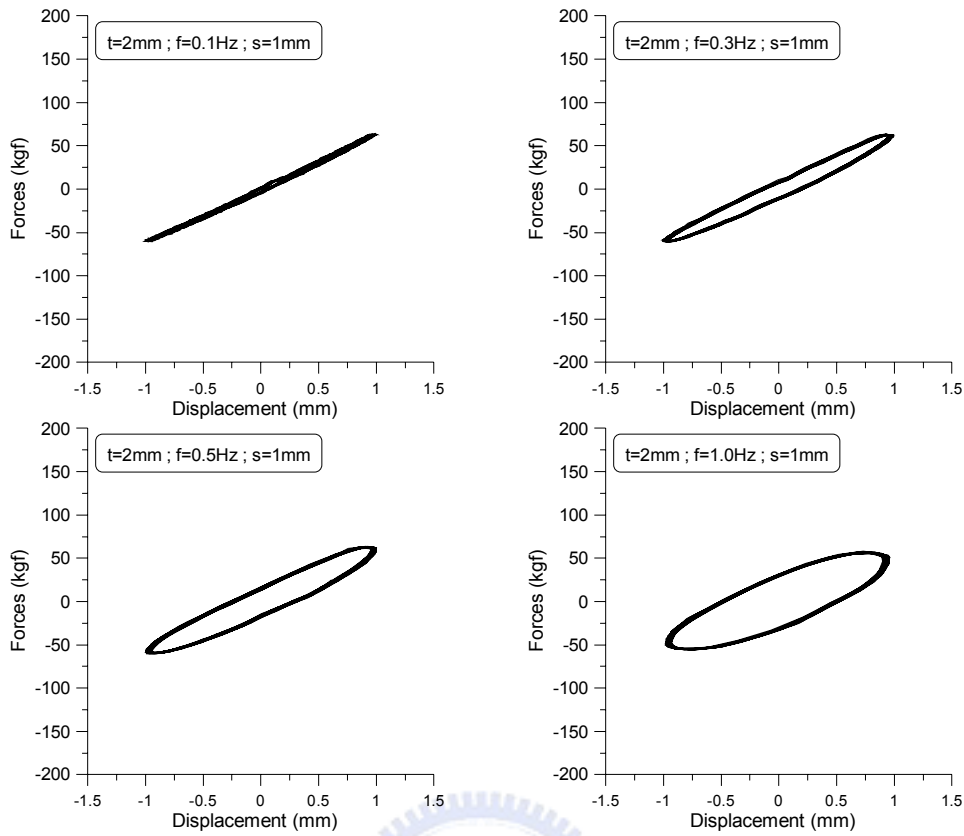


圖 3.10 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(SDt2 ; $s=1\text{mm}$)

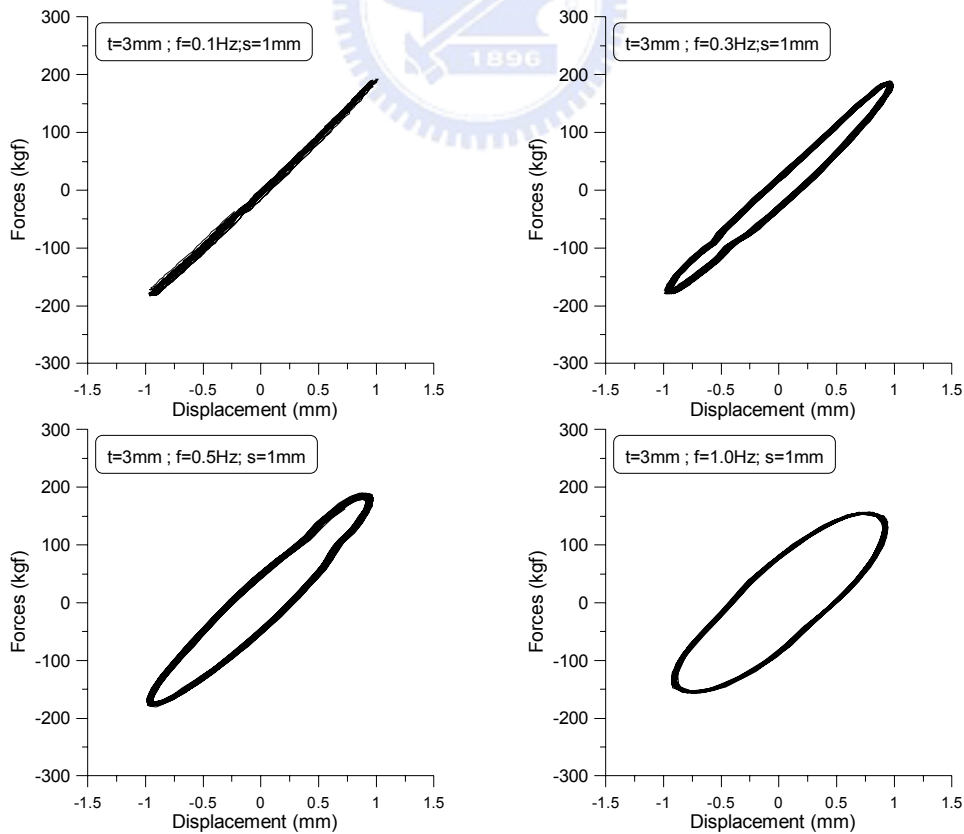


圖 3.11 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(SDt3 ; $s=1\text{mm}$)

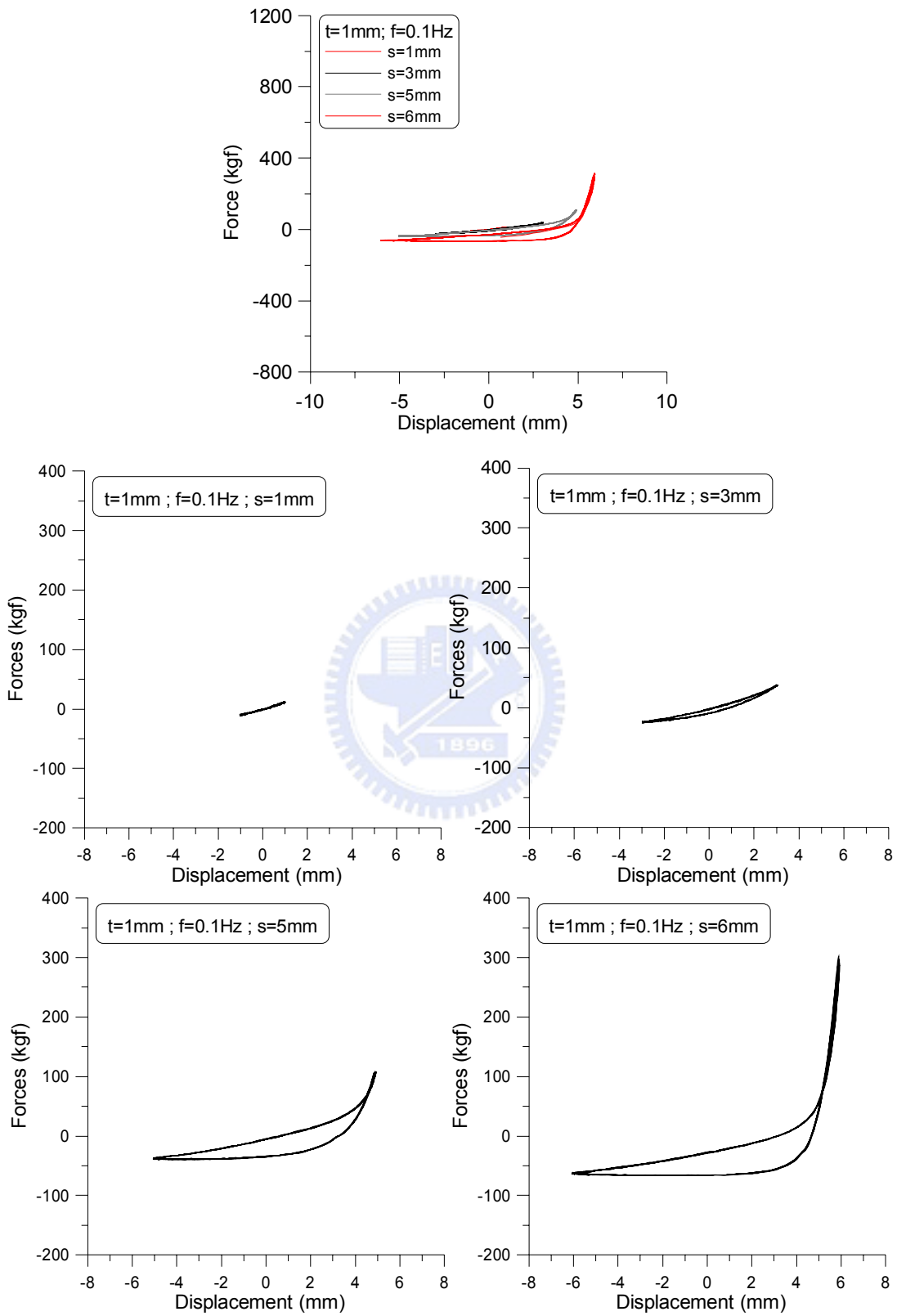


圖 3.12 SDt1 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈($f=0.1\text{Hz}$)

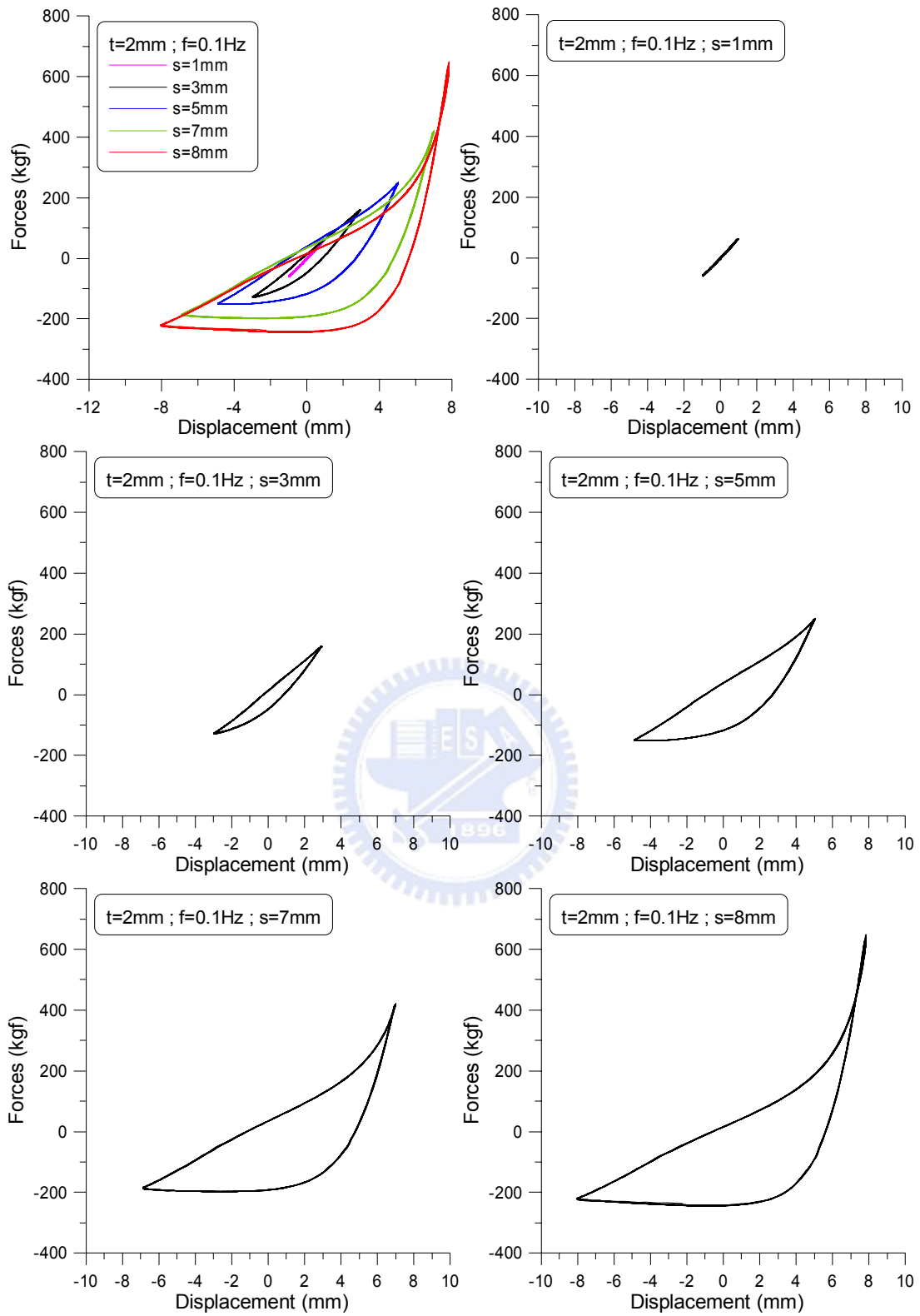


圖 3.13 SDt2 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈(f=0.1Hz)

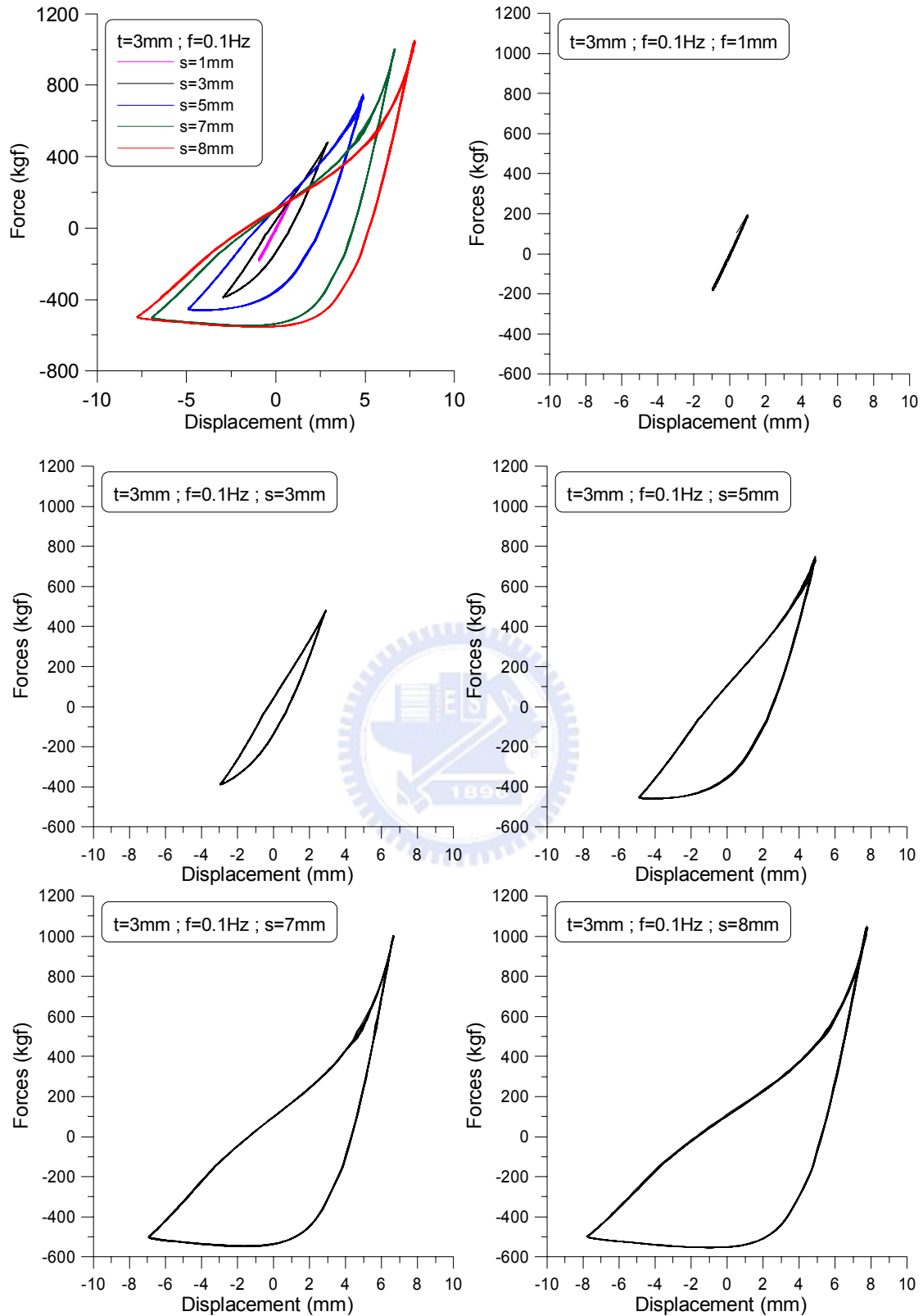
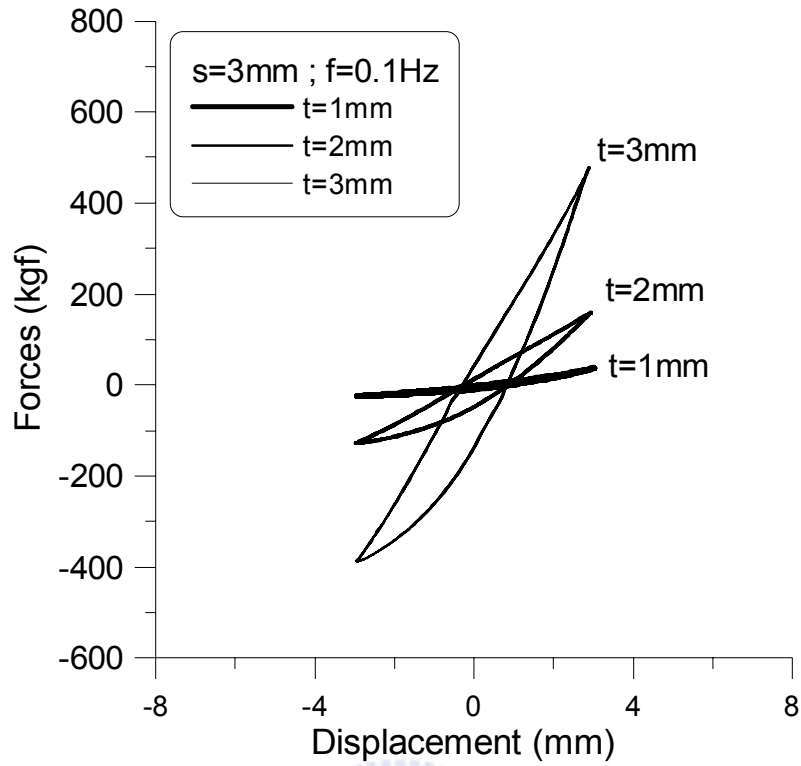
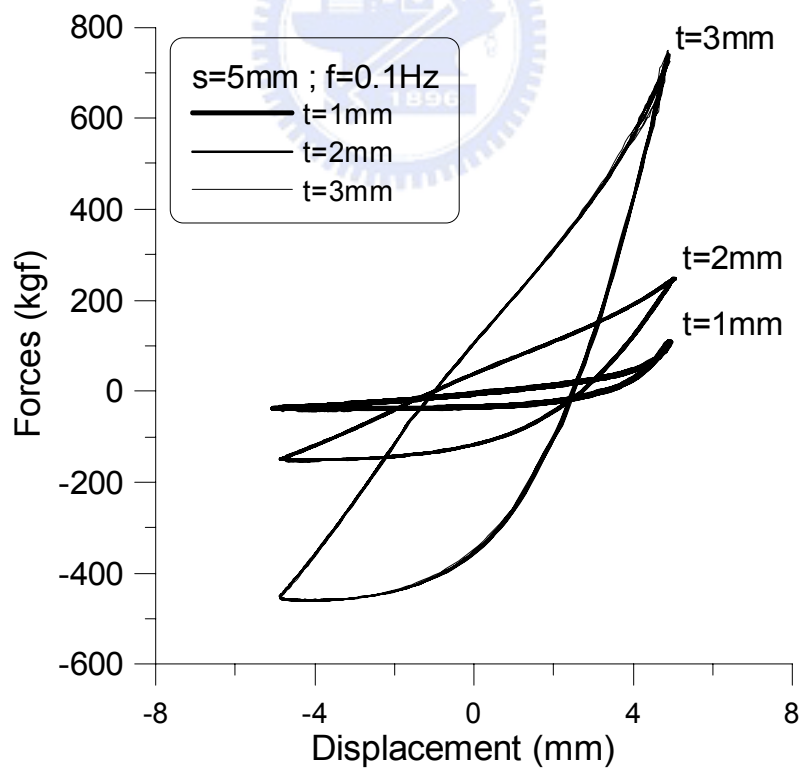


圖 3.14 SDt3 縮尺預彎拱鈹元件測試之遲滯迴圈($f=0.1\text{Hz}$)



(a) 測試振幅 $s=3\text{mm}$



(b) 測試振幅 $s=5\text{mm}$

圖 3.15 不同鈹厚縮尺預彎拱鈹遲滯迴圈之比較($f=0.1\text{Hz}$)

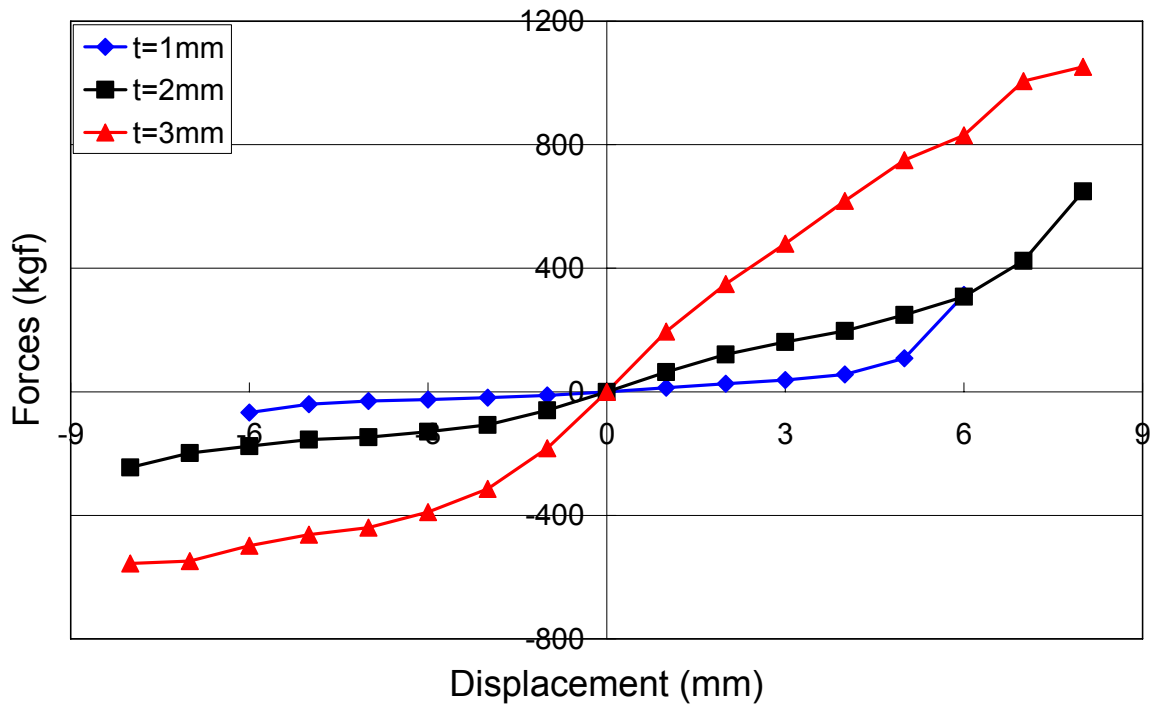


圖 3.16 不同板厚縮尺預彎拱板之最大出力包絡線

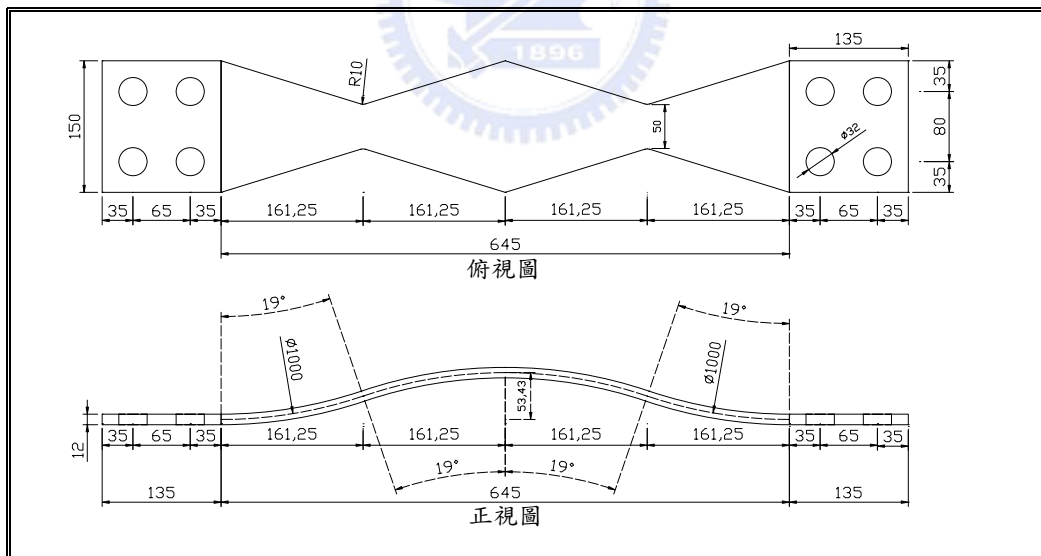


圖 3.17 FS12T 試體之細部設計詳圖(單位:mm)

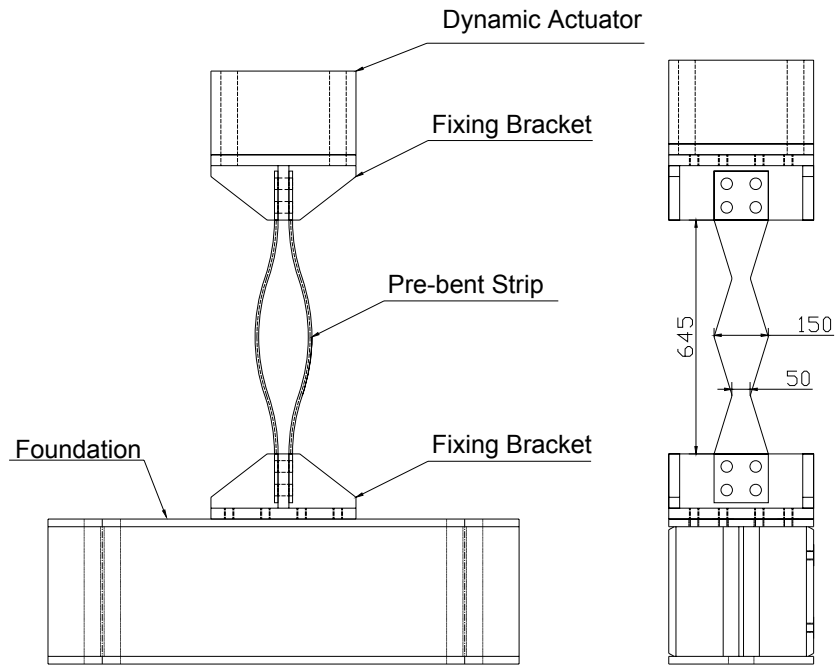
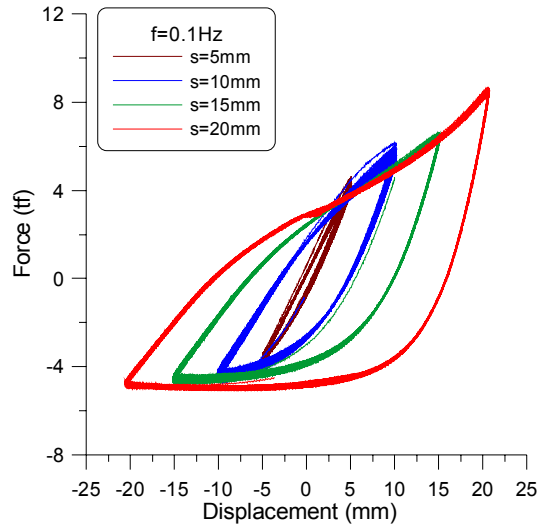


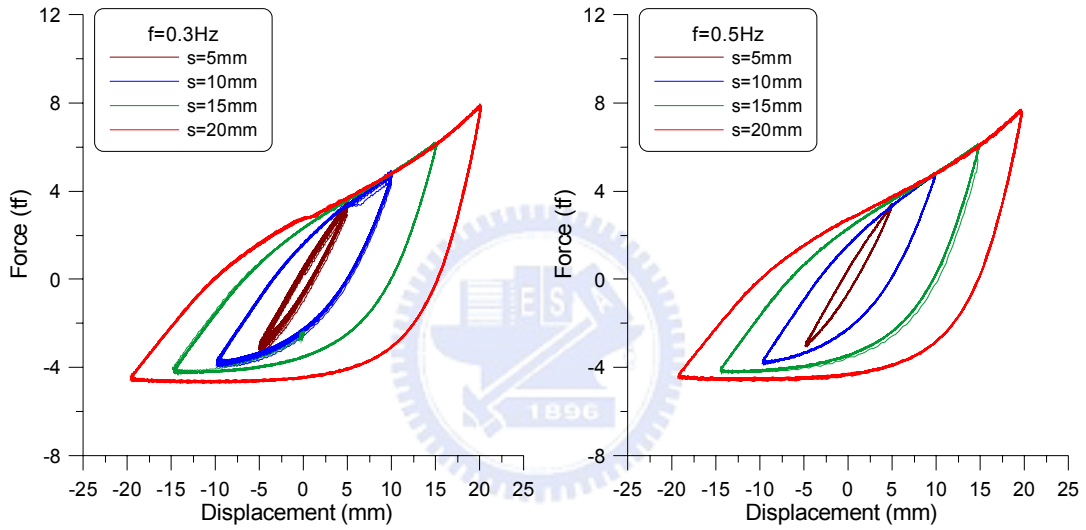
圖 3.18 足尺預彎拱鈹元件之動態測試構架設計圖(單位:mm)



圖 3.19 足尺預彎拱鈹元件之動態測試構架組裝完成照片

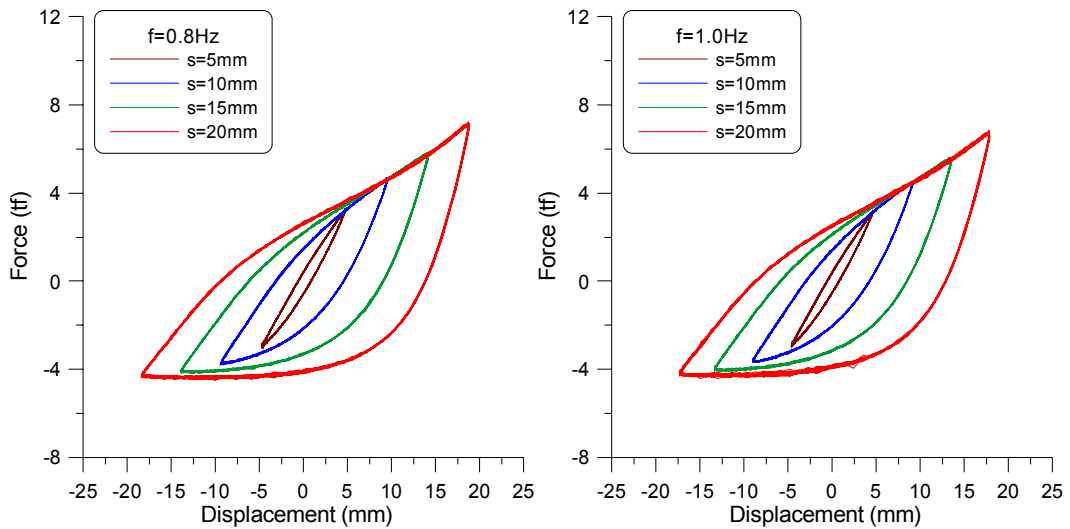


(a) 測試頻率=0.1Hz



(b) 測試頻率=0.3Hz

(c) 測試頻率=0.5Hz



(d) 測試頻率=0.8Hz

(e) 測試頻率=1.0Hz

圖 3.20 足尺預彎拱鈹元件之動態試驗遲滯迴圈(不同頻率)

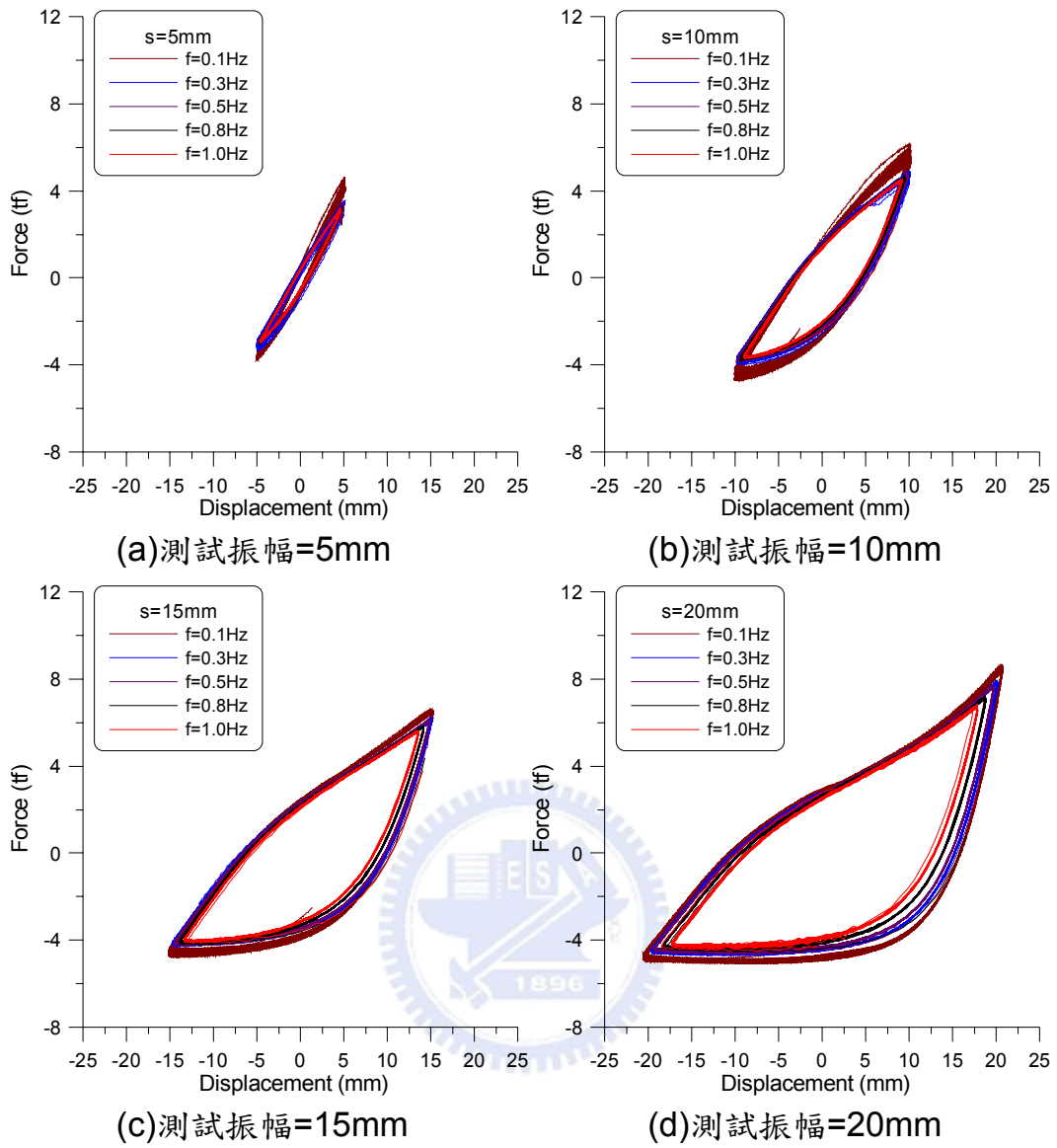


圖 3.21 足尺預彎拱鈹元件之動態試驗遲滯迴圈(固定振幅)

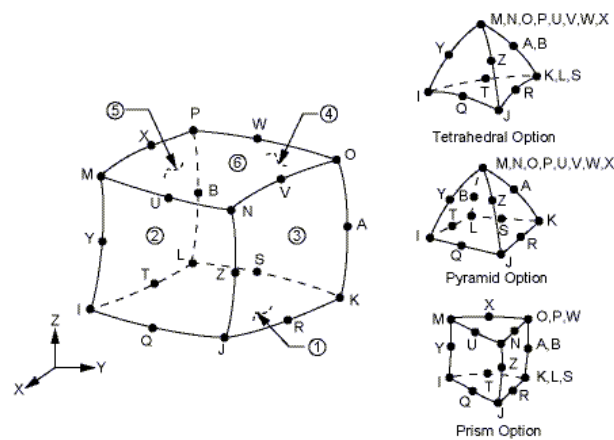
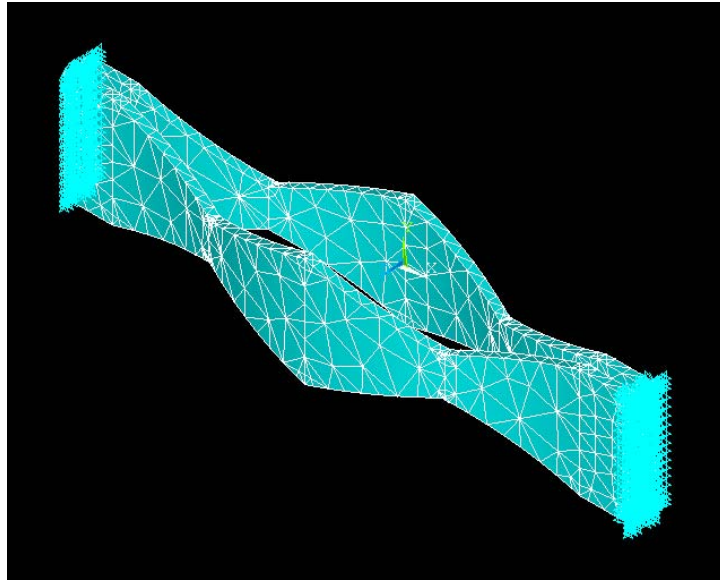
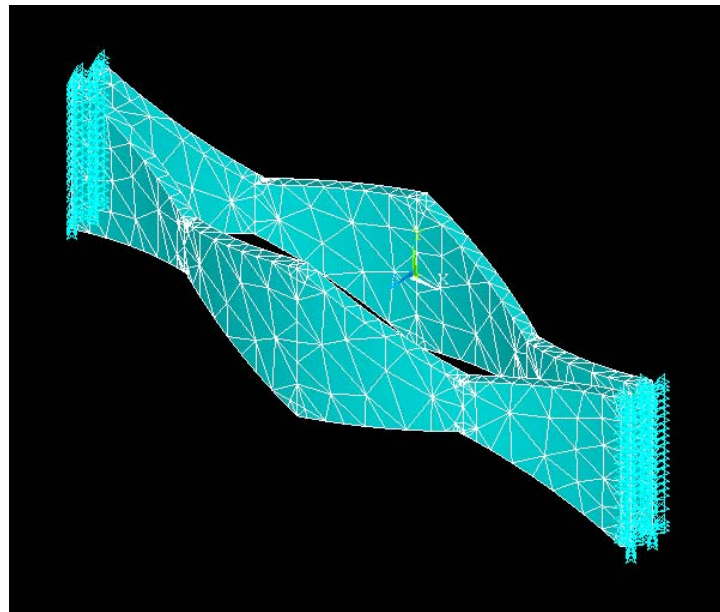


圖 3.22 SOILD186 元素



(a) FS12T (固接)



(b) FS12T (鉸接)

圖 3.23 FS12T 預彎拱鈹之 ANSYS 分析模型

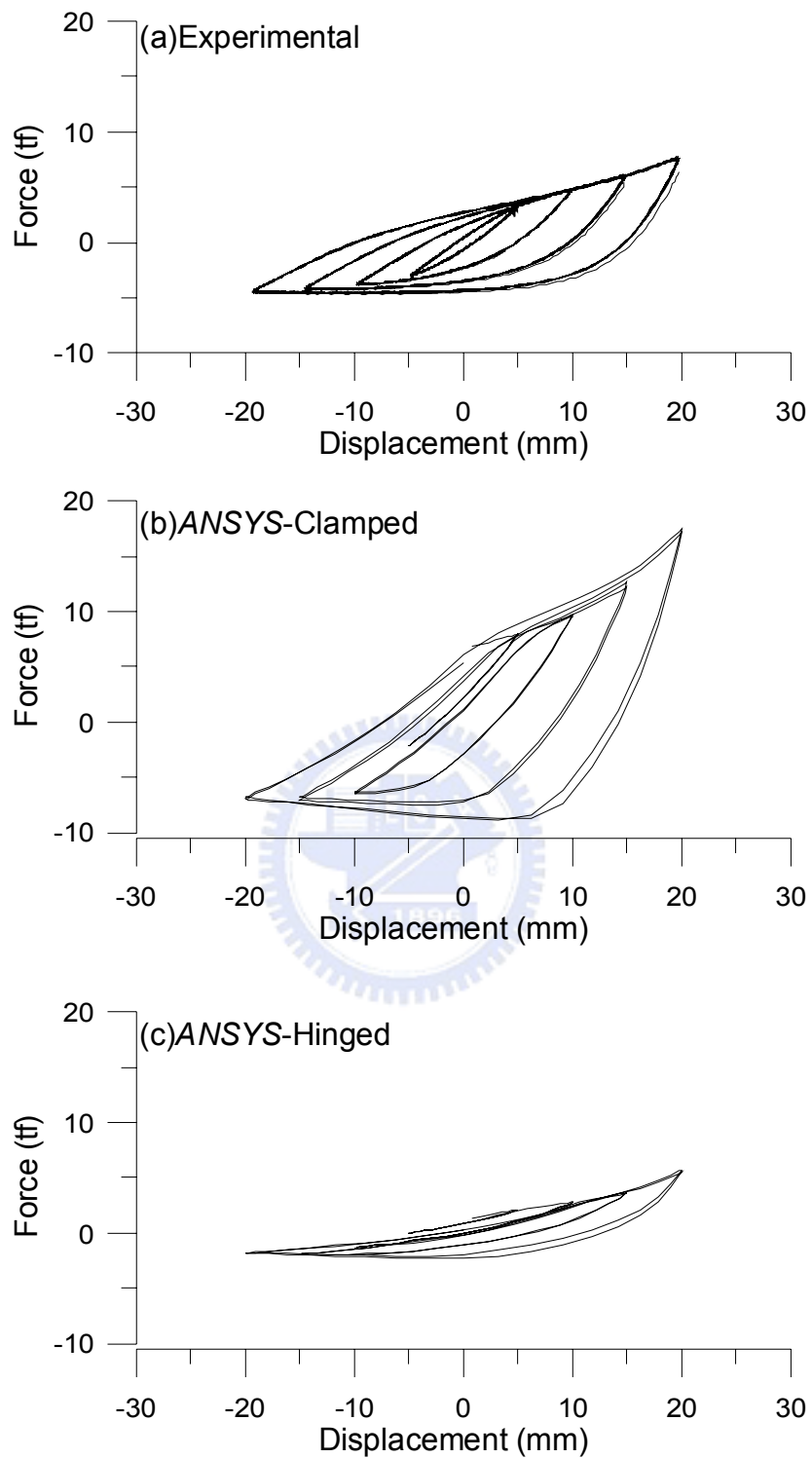


圖 3.24 FS12T 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較(0.5Hz)

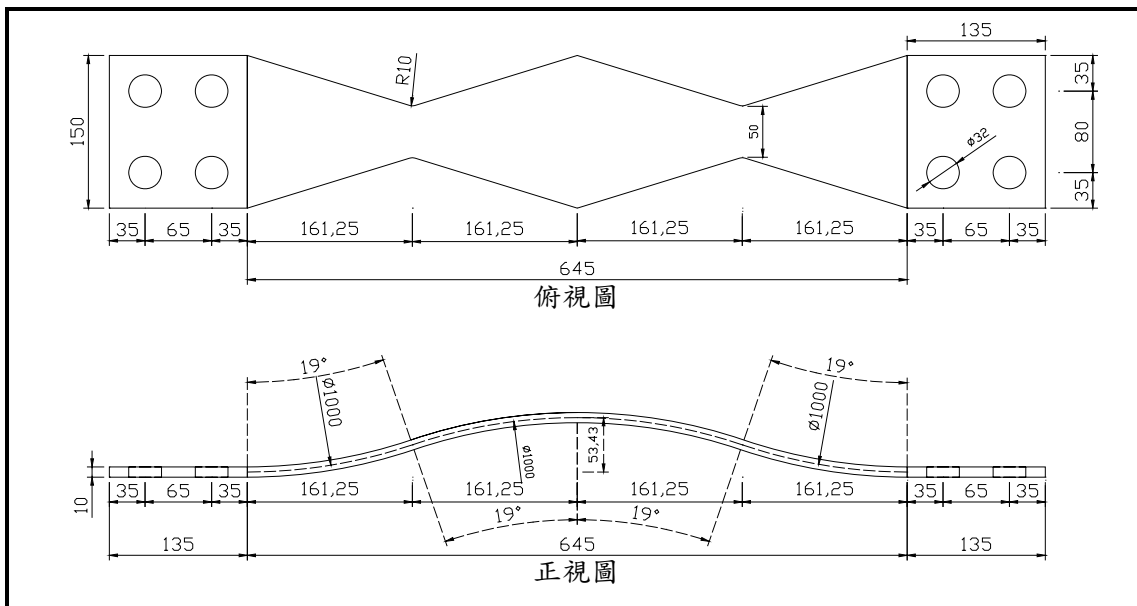


圖 3.25 FS10T 試體之細部設計詳圖(單位:mm)

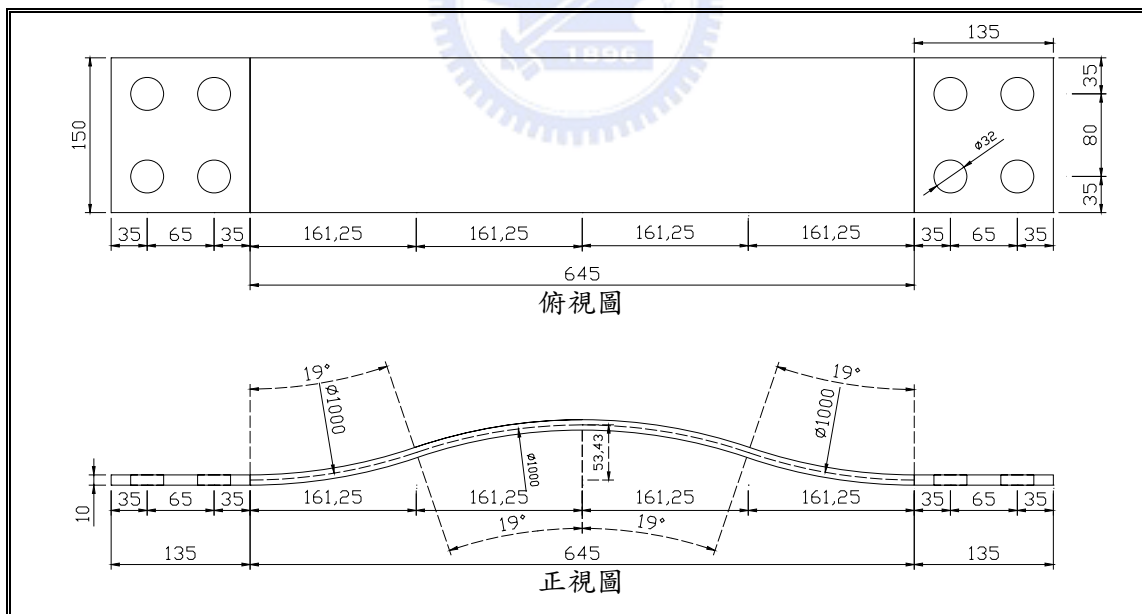


圖 3.26 FS10U 試體之細部設計詳圖(單位:mm)

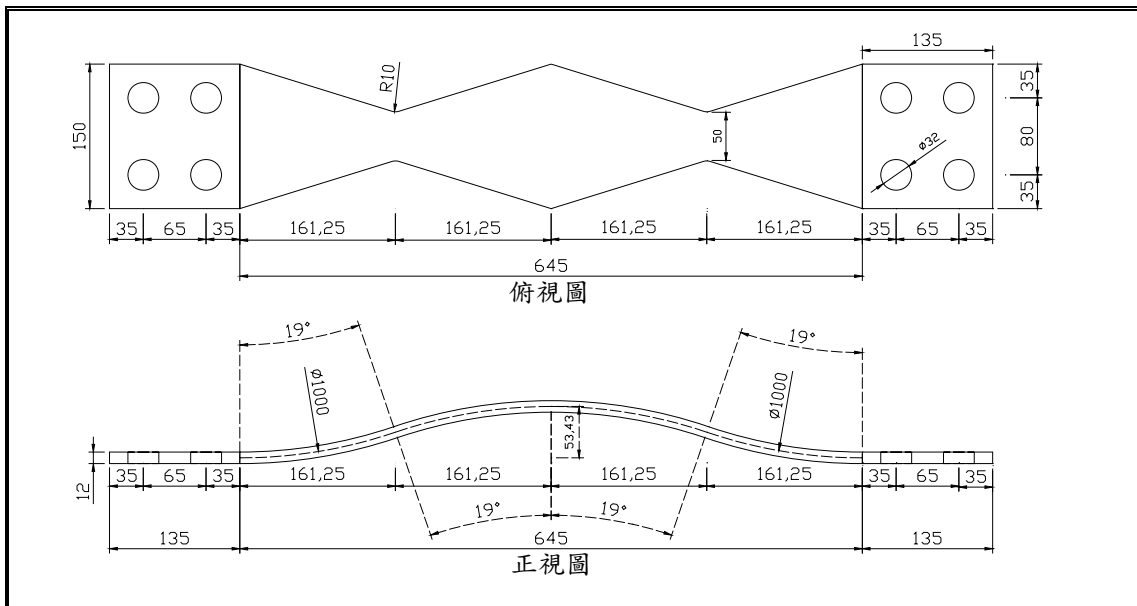


圖 3.27 FS12T 試體之細部設計詳圖(單位:mm)

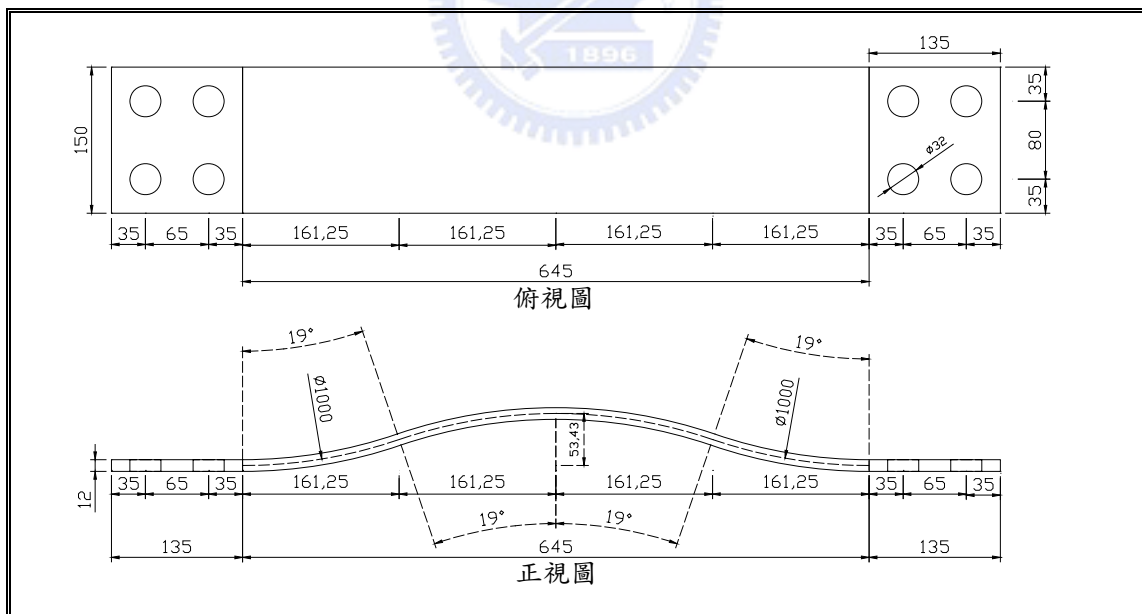
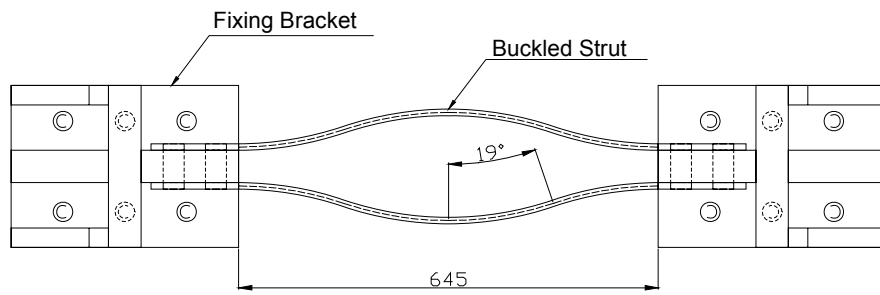
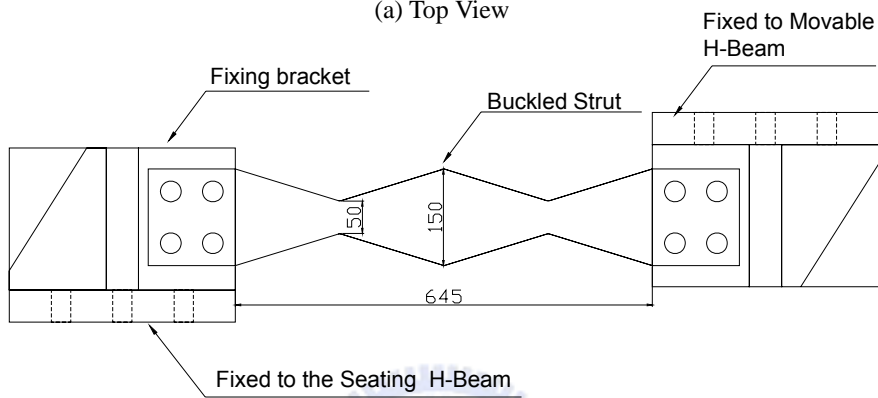


圖 3.28 FS12U 試體之細部設計詳圖(單位:mm)



(a) Top View



(b) Side View

圖 3.29 足尺預彎拱鈹之靜態試驗元件細部設計圖(單位:mm)

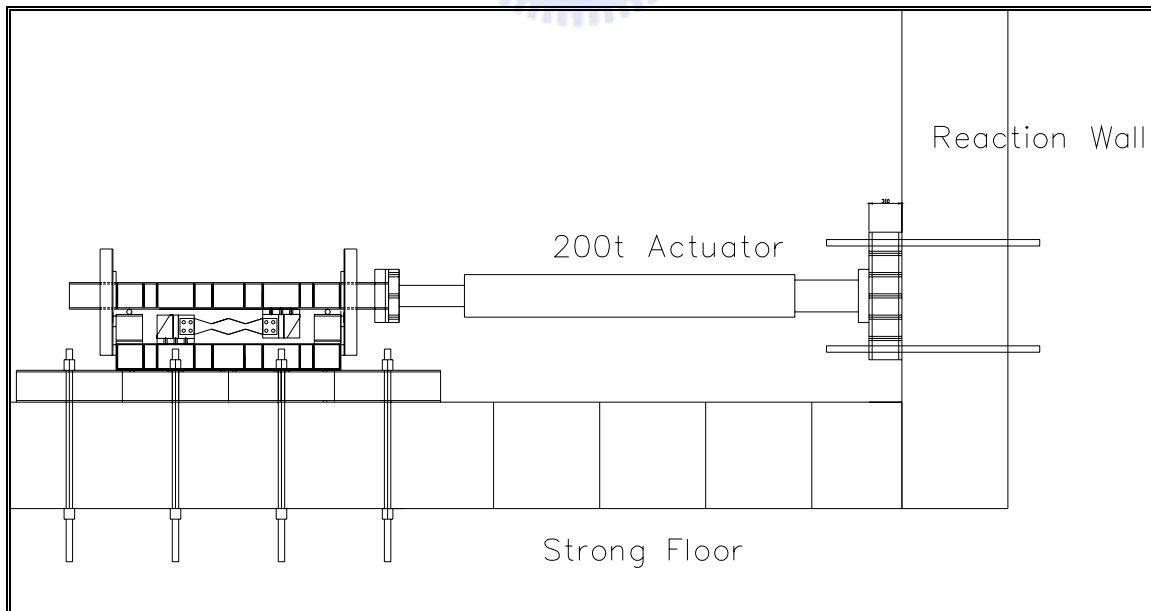


圖 3.30 足尺預彎拱鈹之靜態試驗安裝示意圖



(a) 試體 FS12T (切削斷面, $\beta = 0.33$)



(b) 試體 FS12U (均勻斷面, $\beta = 1.0$)



(c) 200tf 油壓致動器

圖 3.31 非對稱足尺預彎拱鈹之元件靜態測試構架組裝完成照片

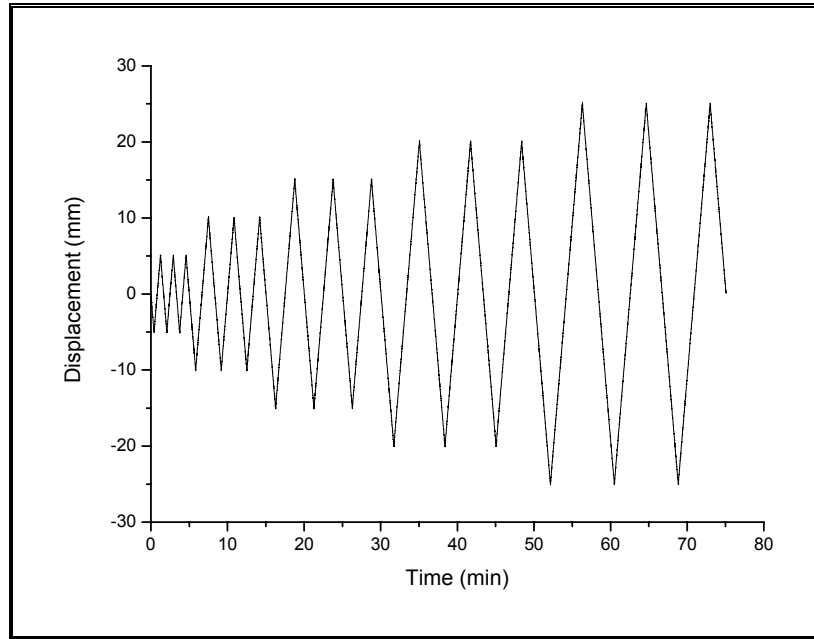


圖 3.32 致動器連續加載歷時圖

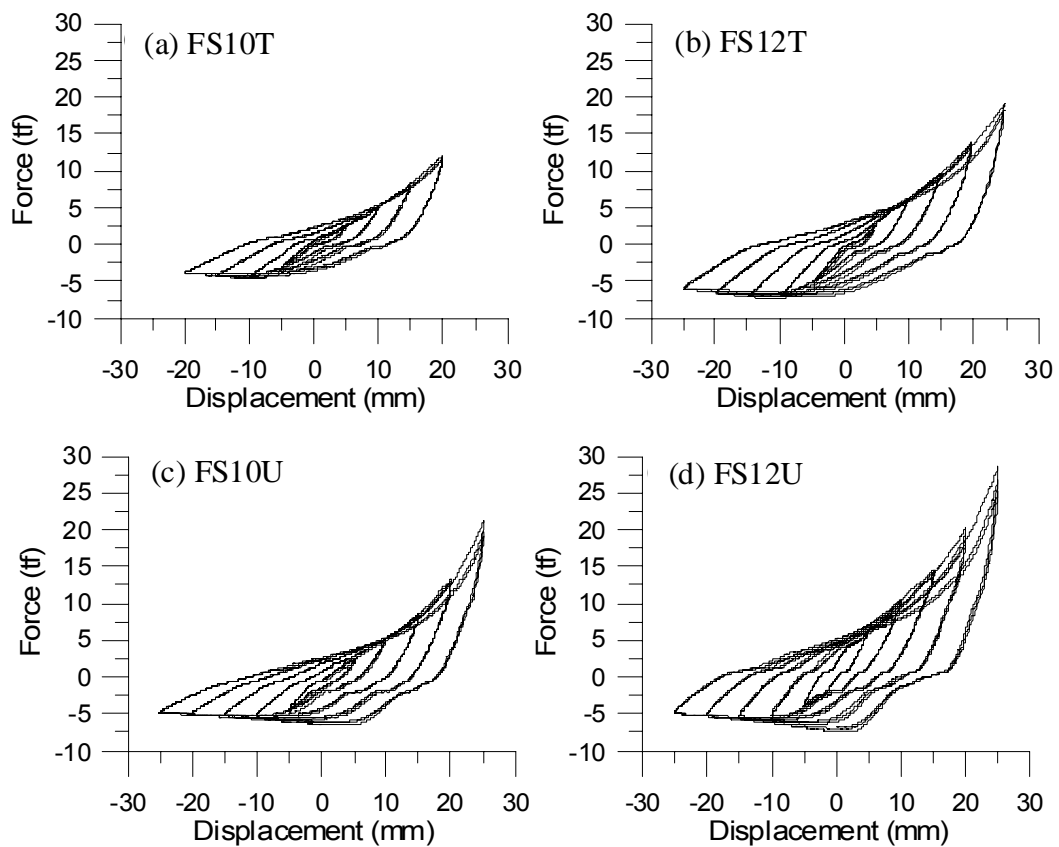


圖 3.33 預彎拱鈸之測試結果比較

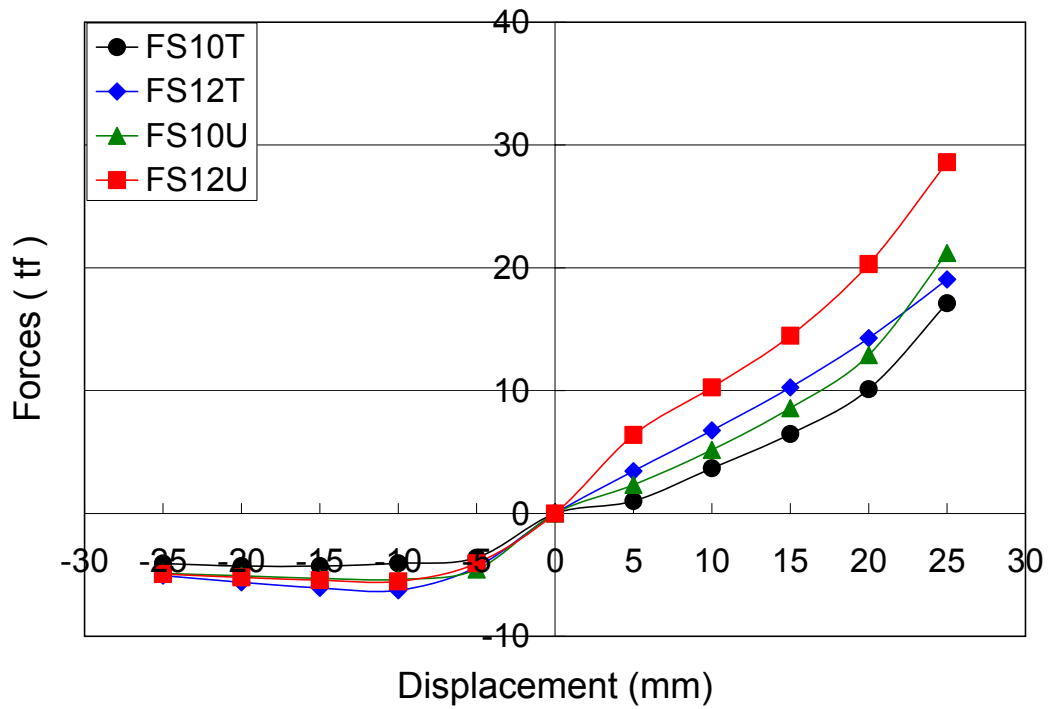


圖 3.34 非對稱配置預彎拱鈑之力與位移關係曲線(測試結果)

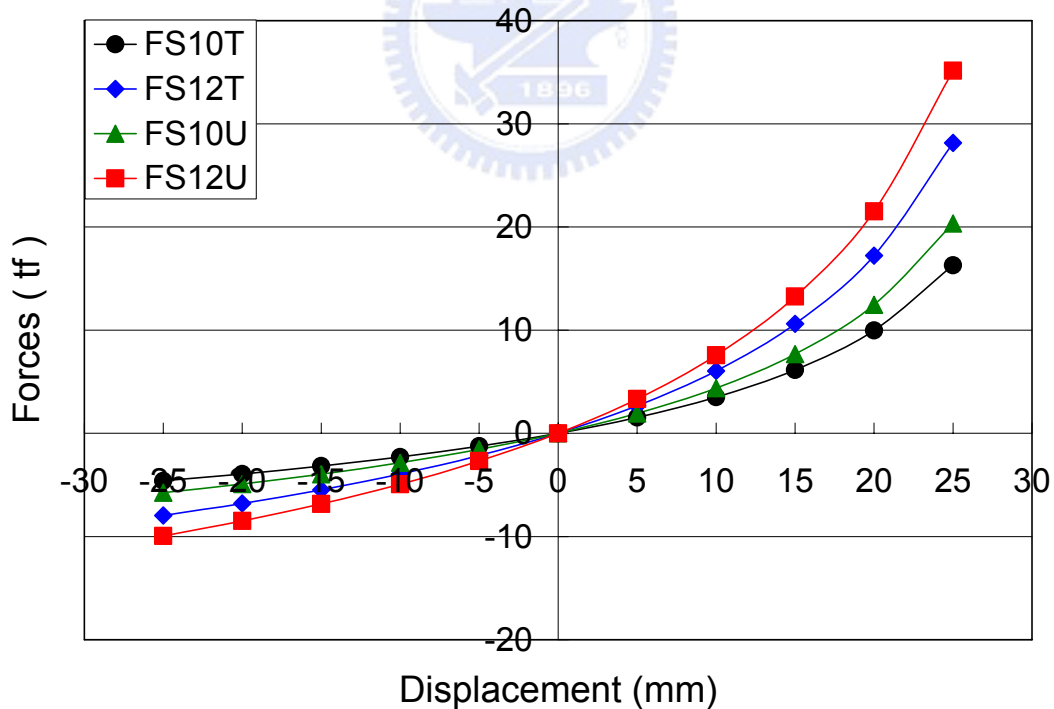


圖 3.35 非對稱配置預彎拱鈑之力與位移關係曲線(彈性挫屈理論)

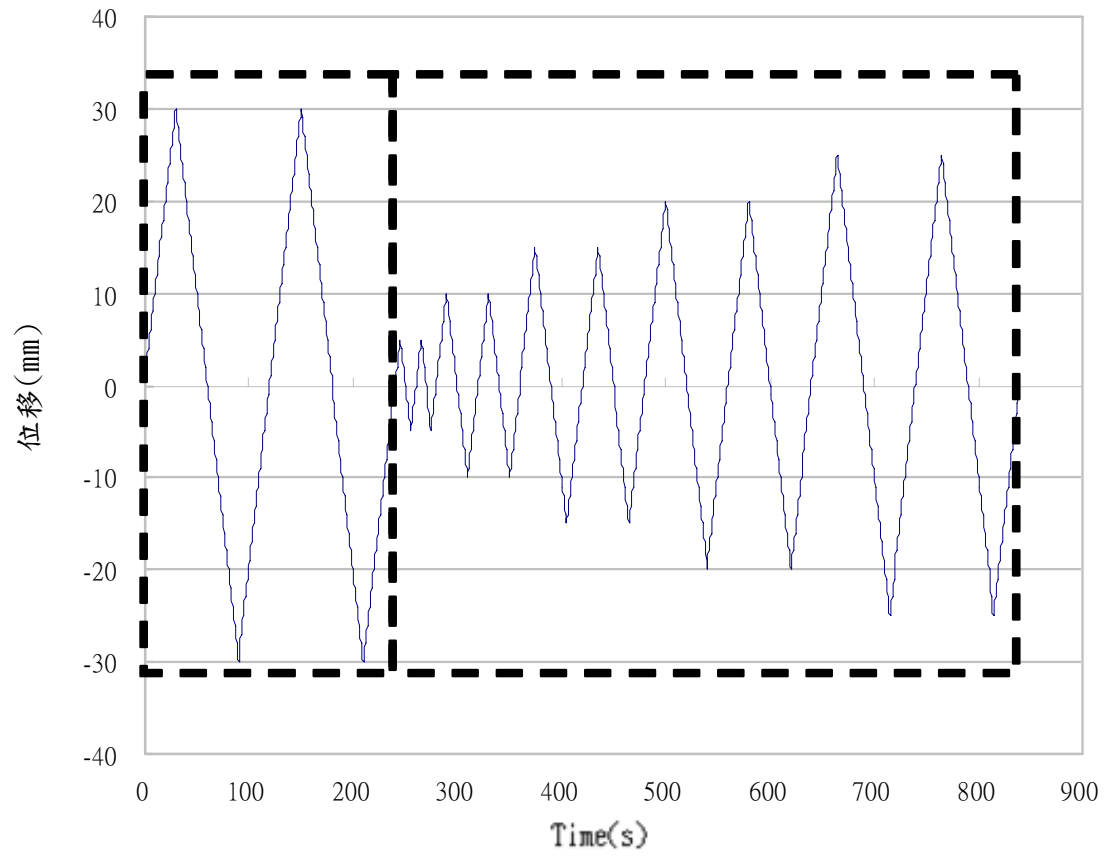
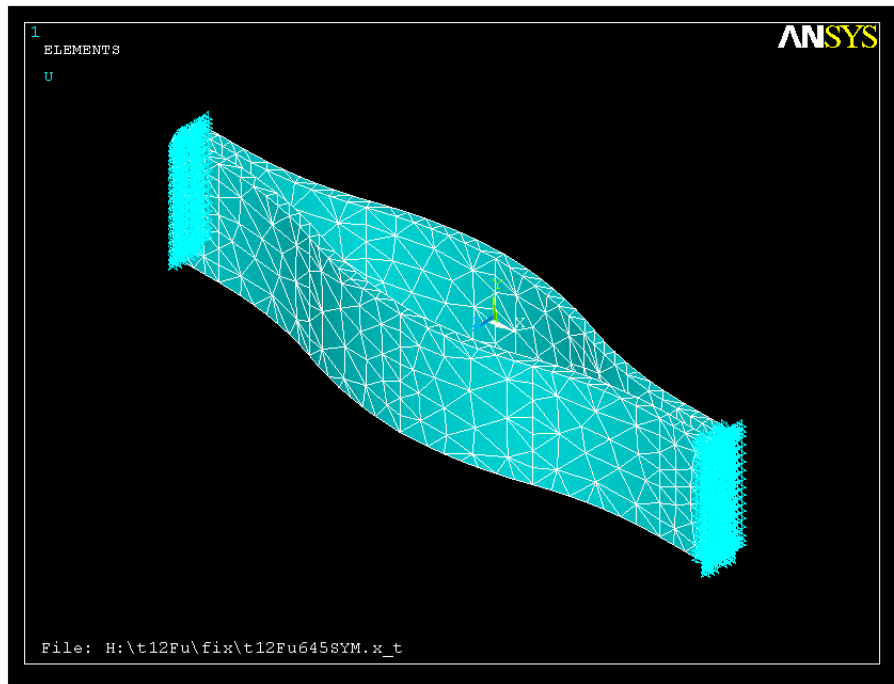
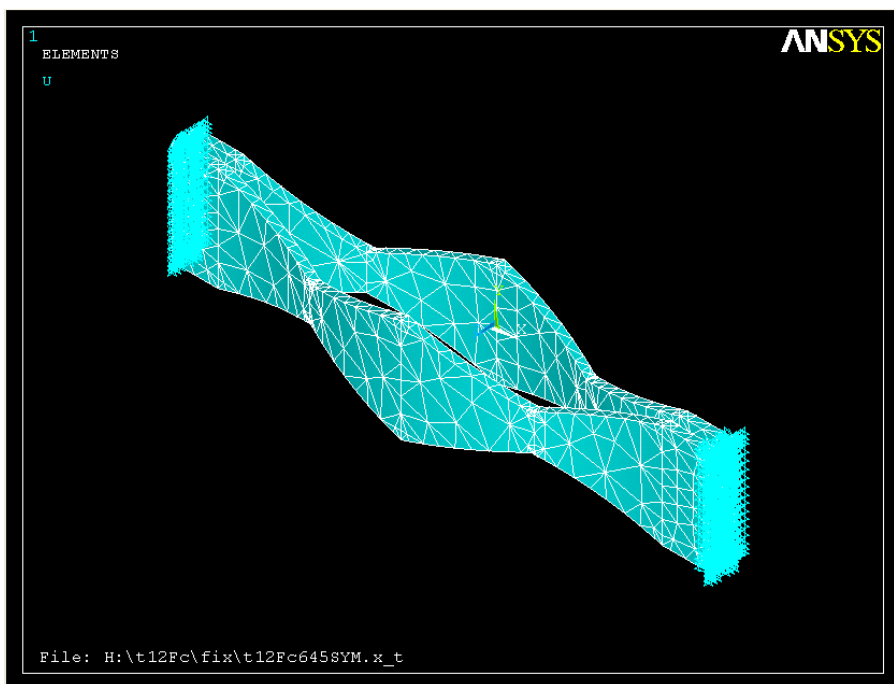


圖 3.36 ANSYS 往復載重分析之位移指令歷時

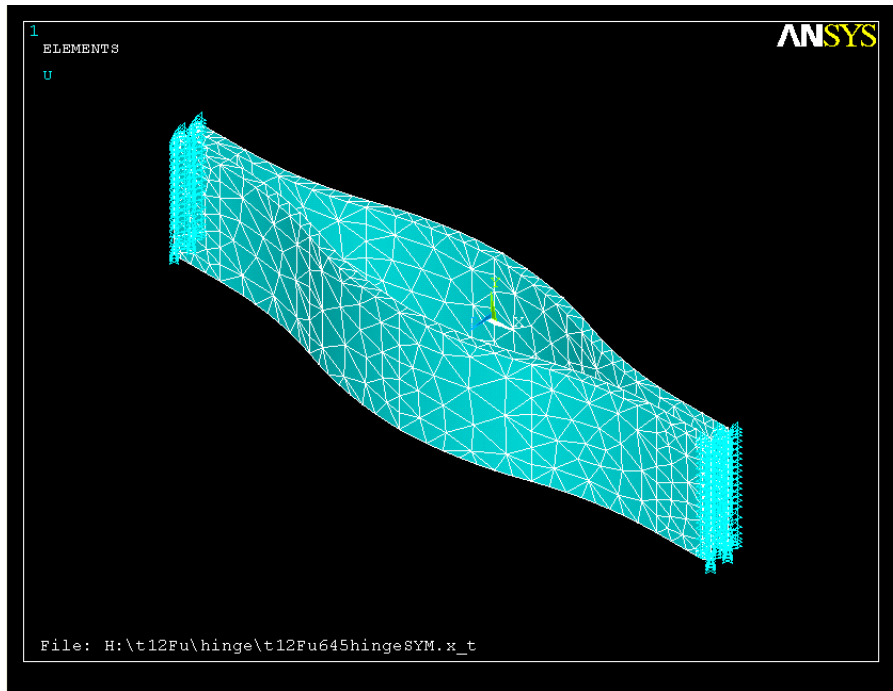


(a) FS12U (固接)

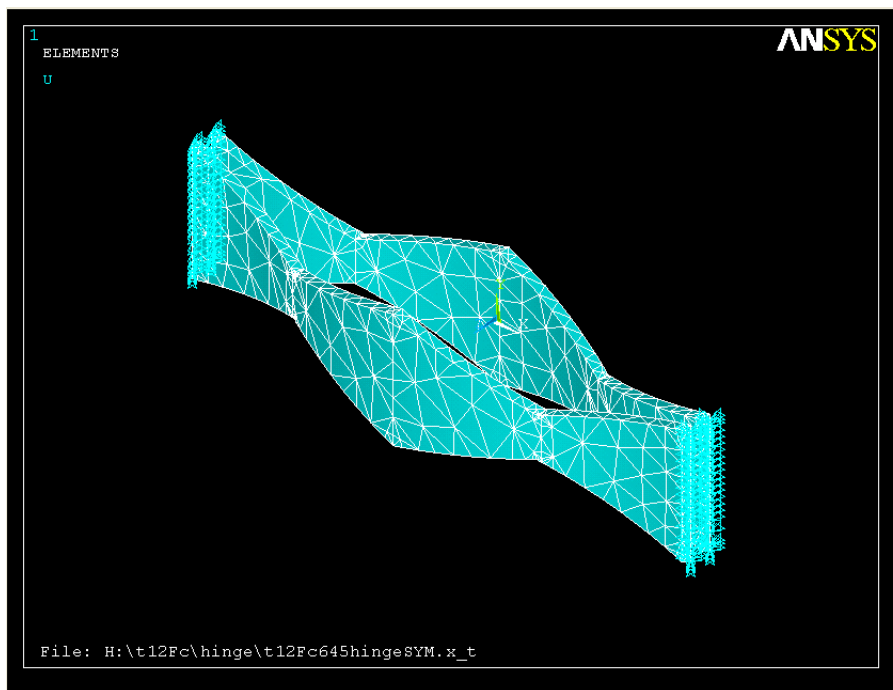


(b) FS12T (固接)

圖 3.37 預彎拱鈹之 ANSYS 分析模型 (固接)



(a) FS12U (鉸接)



(b) FS12T (鉸接)

圖 3.38 預彎拱鈹之 ANSYS 分析模型 (鉸接)

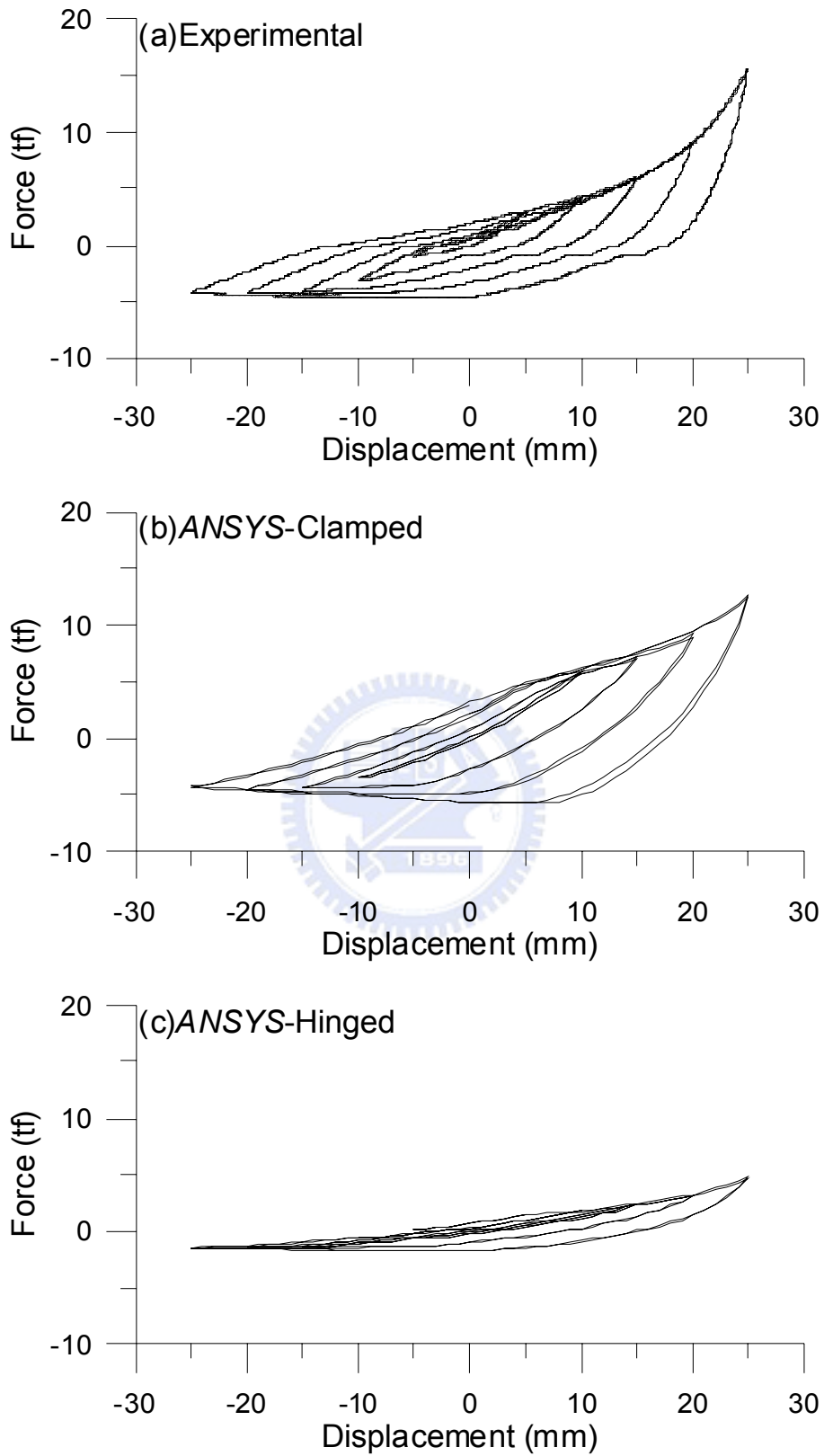


圖 3.39 FS10T 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較

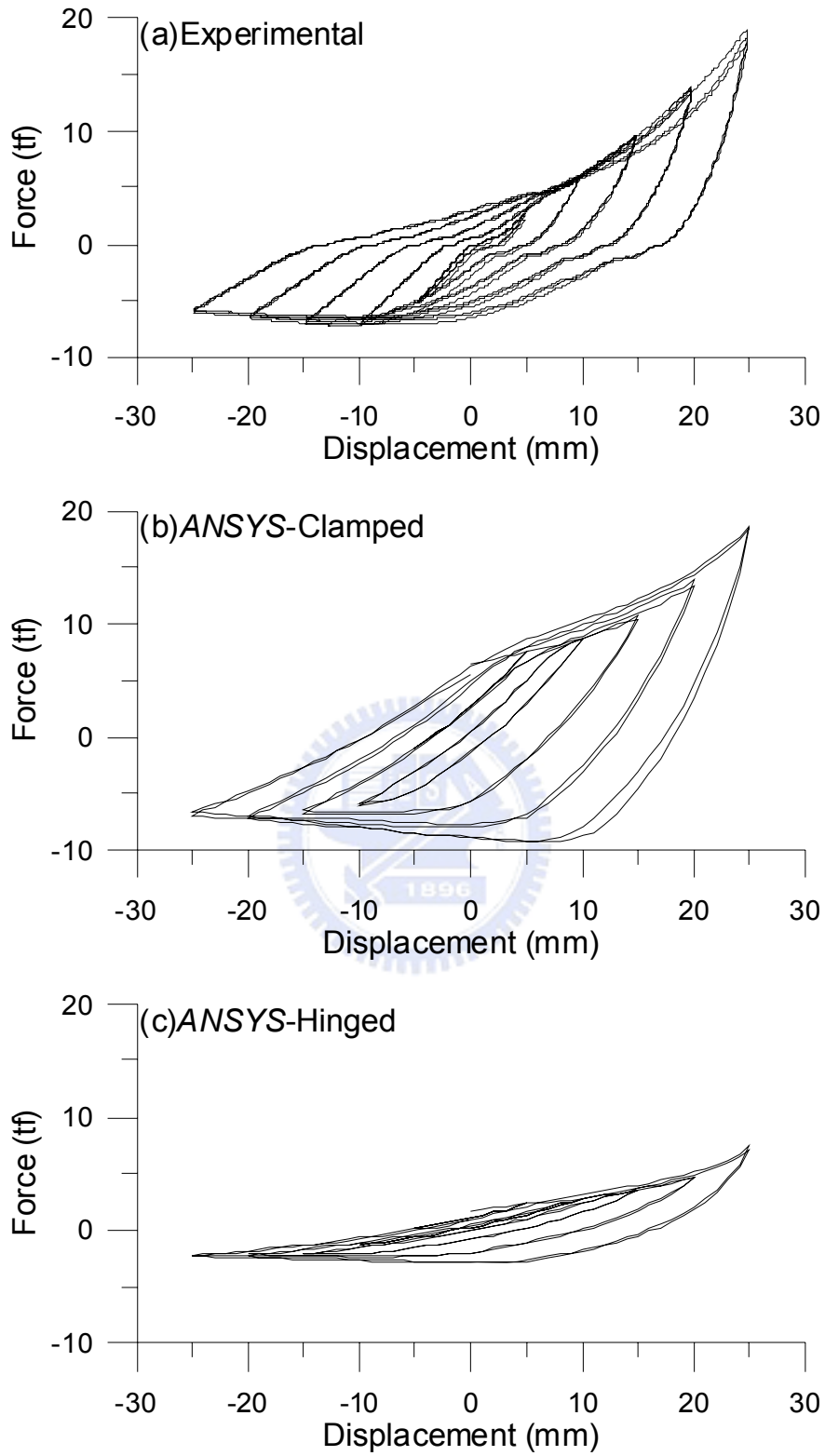


圖 3.40 FS12T 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較

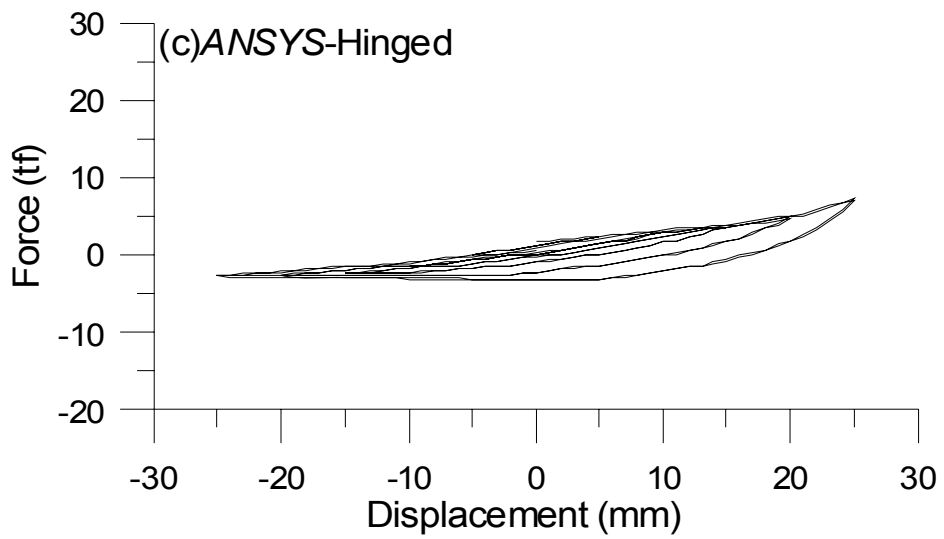
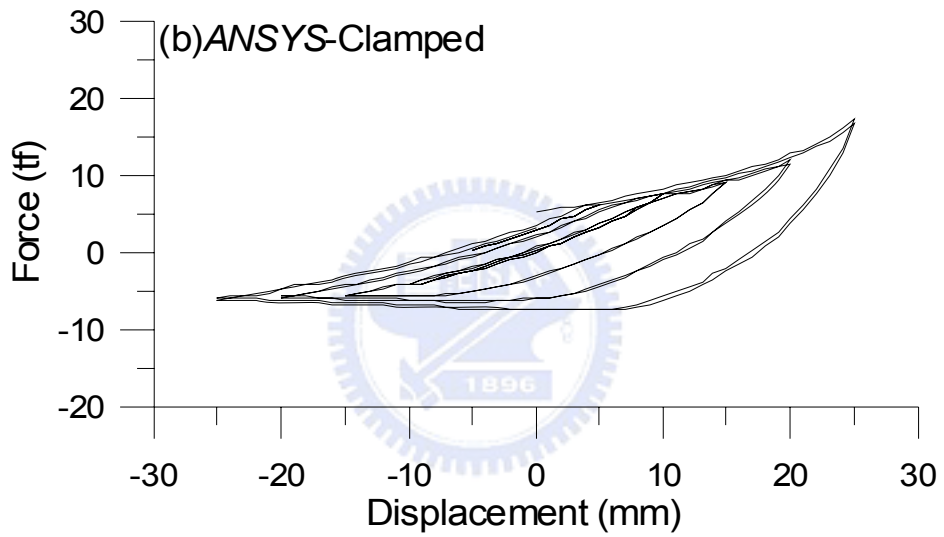
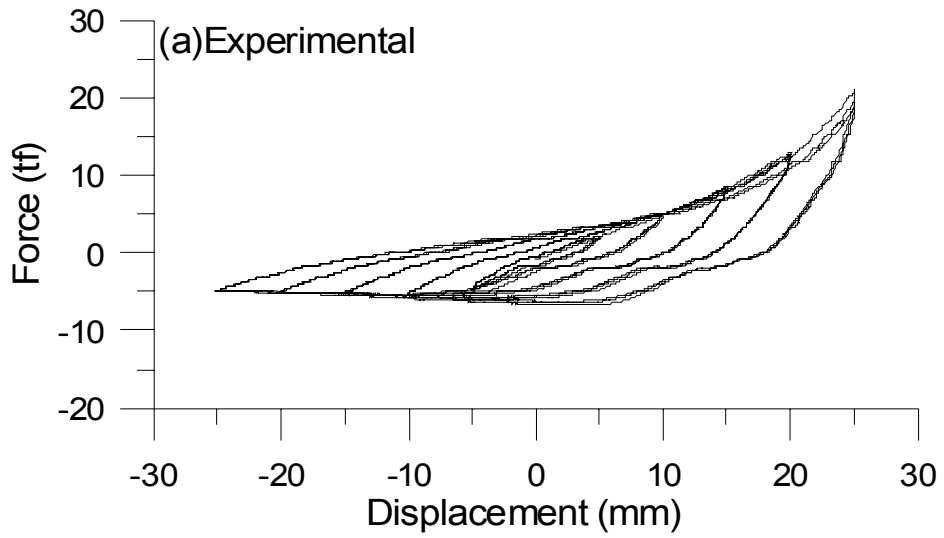


圖 3.41 FS10U 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較

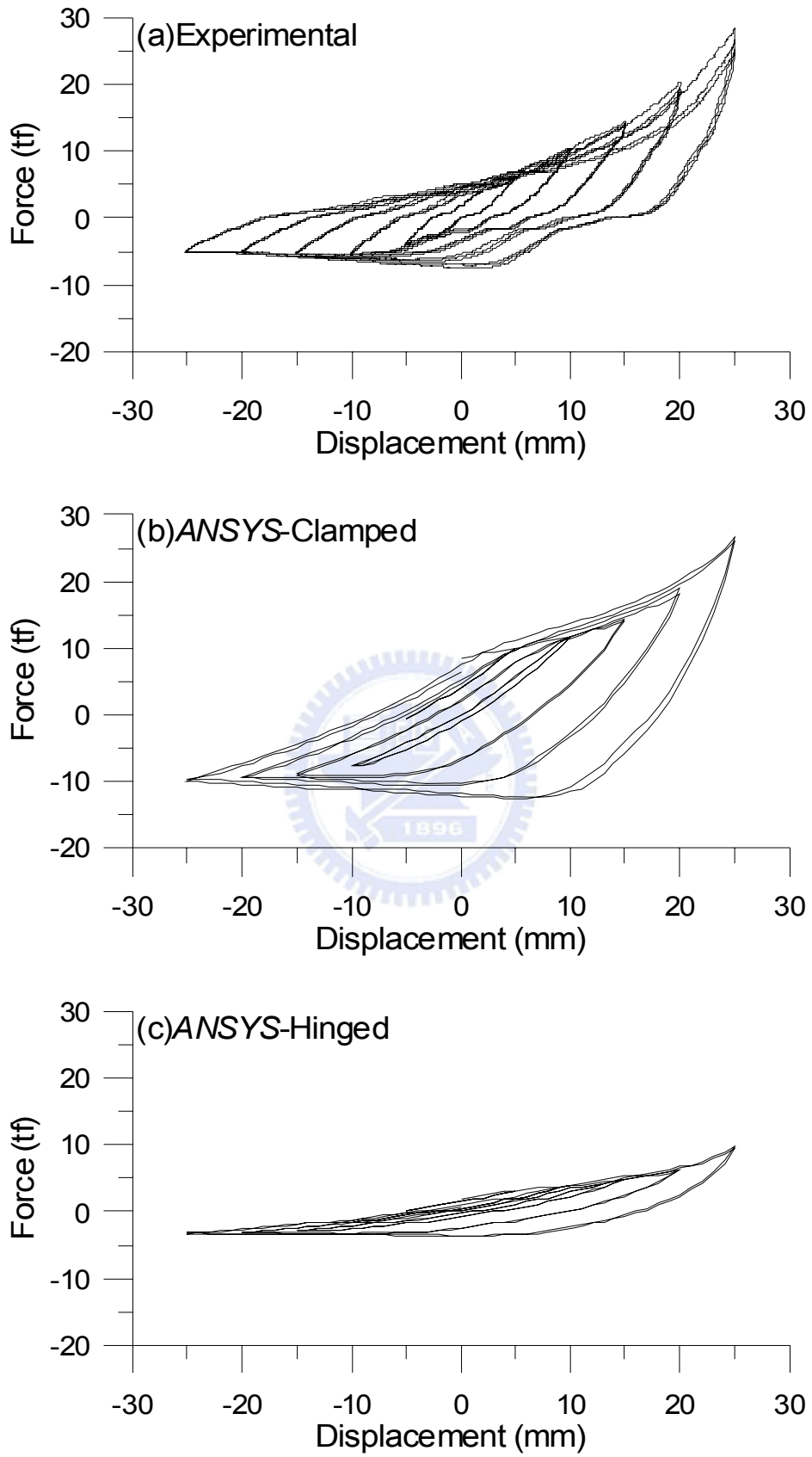


圖 3.42 FS12U 預彎拱鈹之 ANSYS 與試驗結果比較

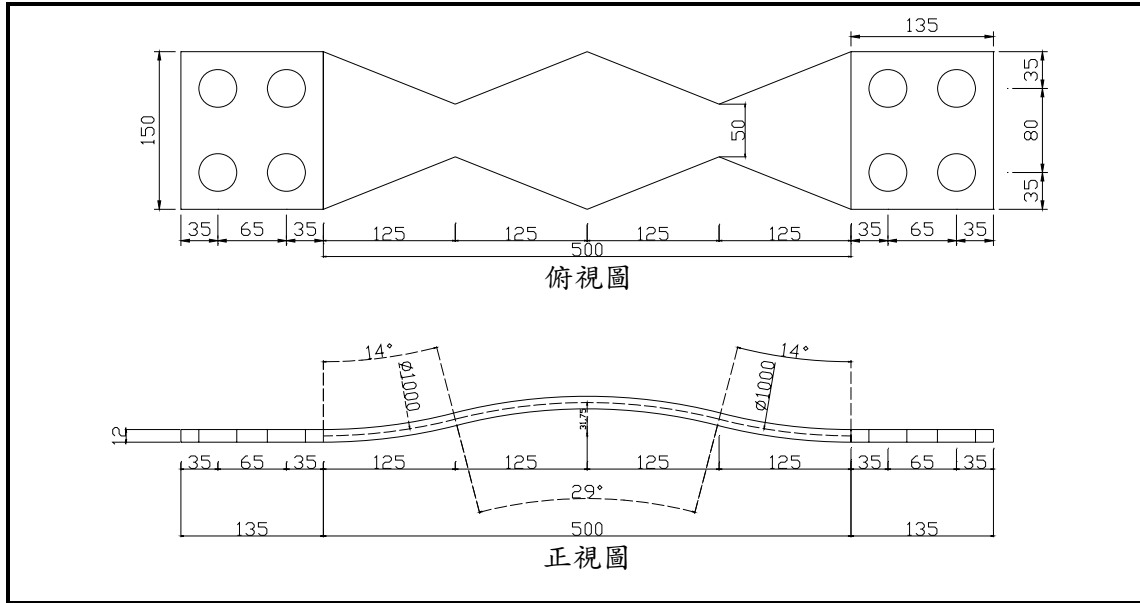


圖 3.43 對稱足尺預彎拱鈹元件測試之試體細部設計圖

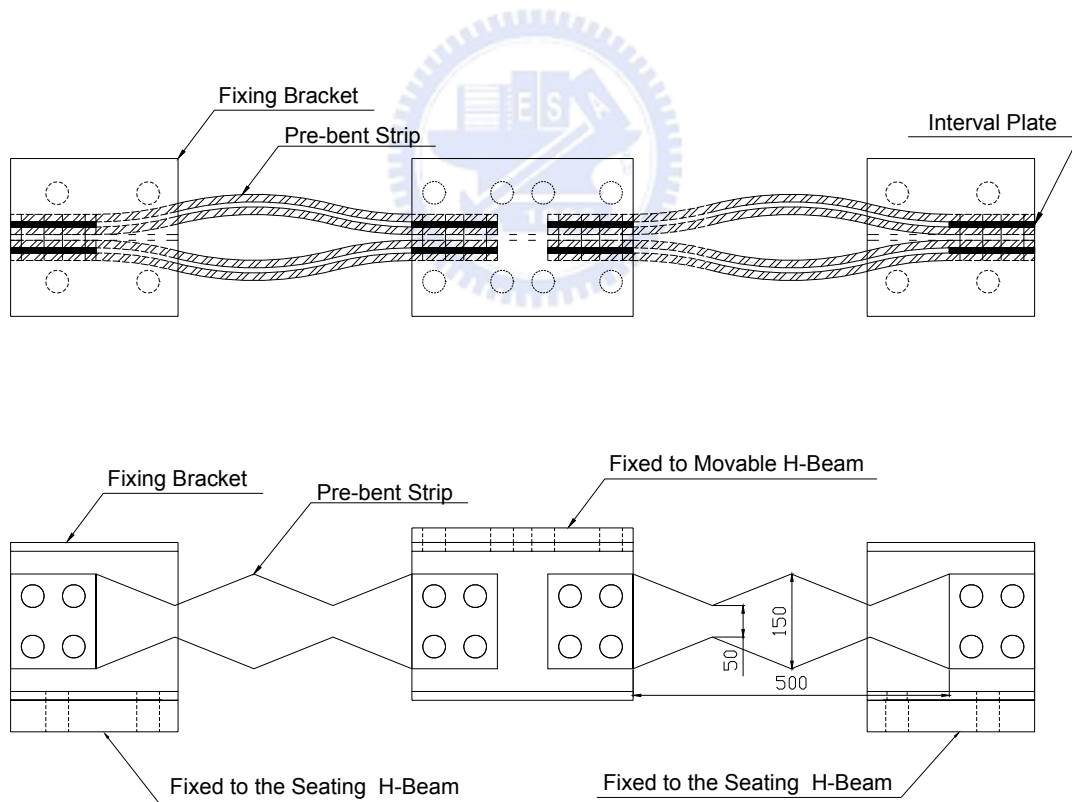


圖 3.44 對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試設計圖



圖 3.45 對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試測試構架組裝完成照片

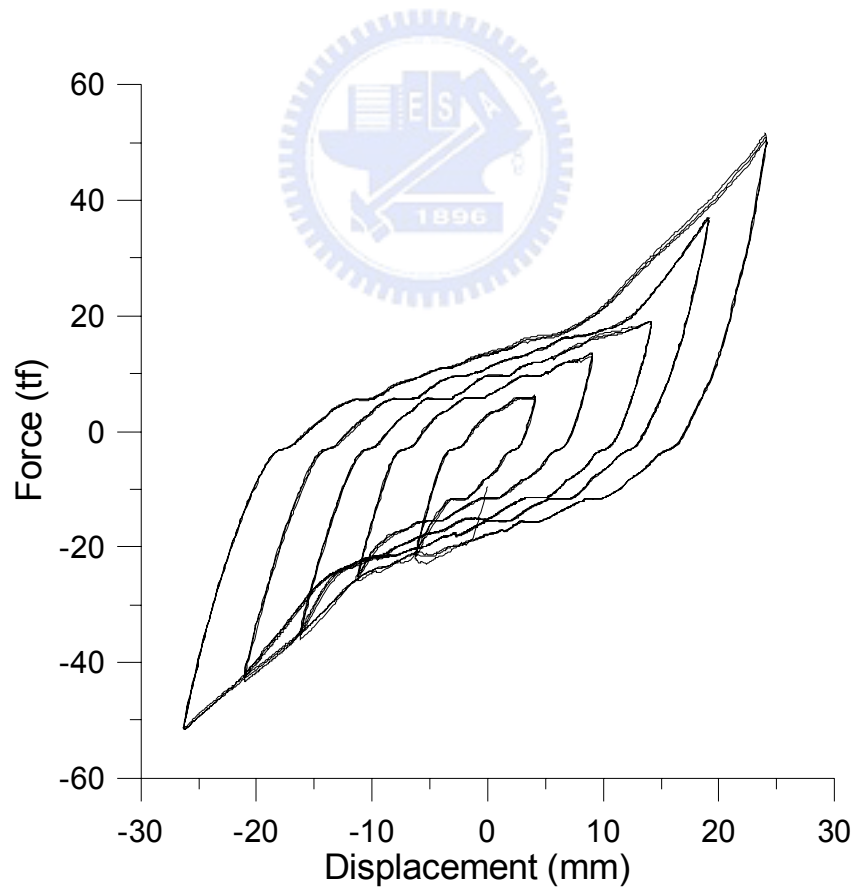
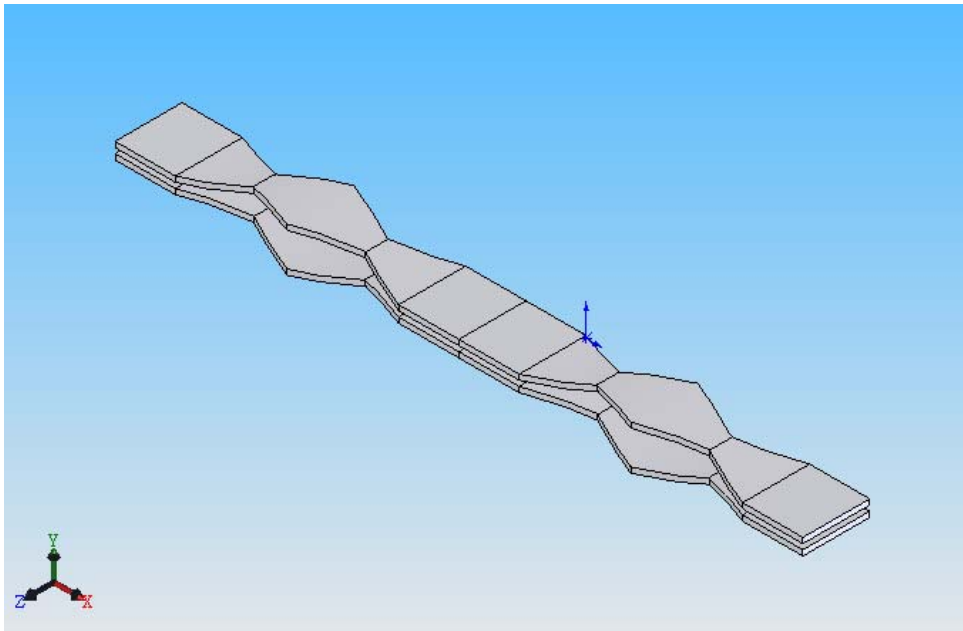
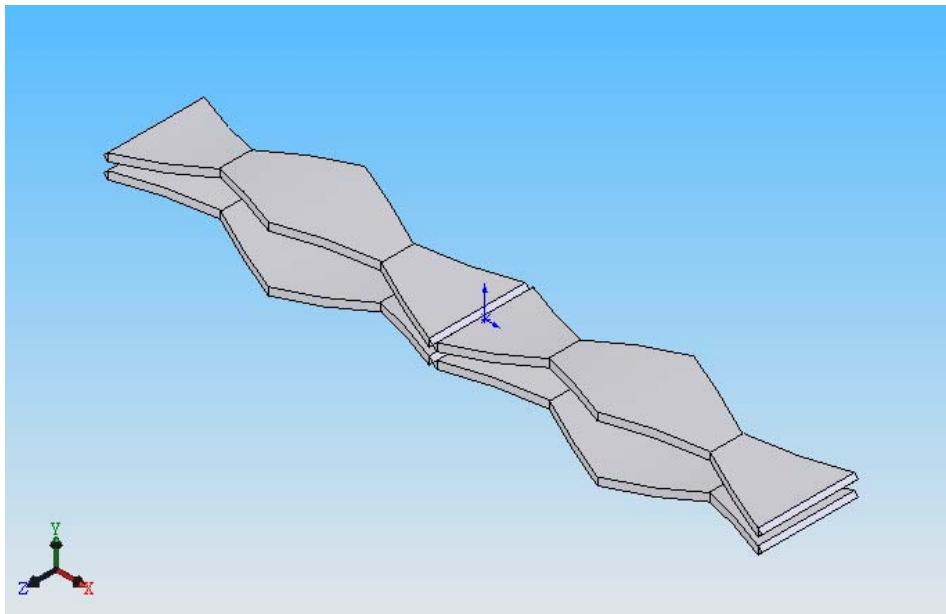


圖 3.46 對稱配置之足尺預彎拱鈹元件測試遲滯迴圈



(a) 固接條件



(b) 鉸接條件

圖 3.47 對稱配置預彎拱鈹之 ANSYS 結構分析模型

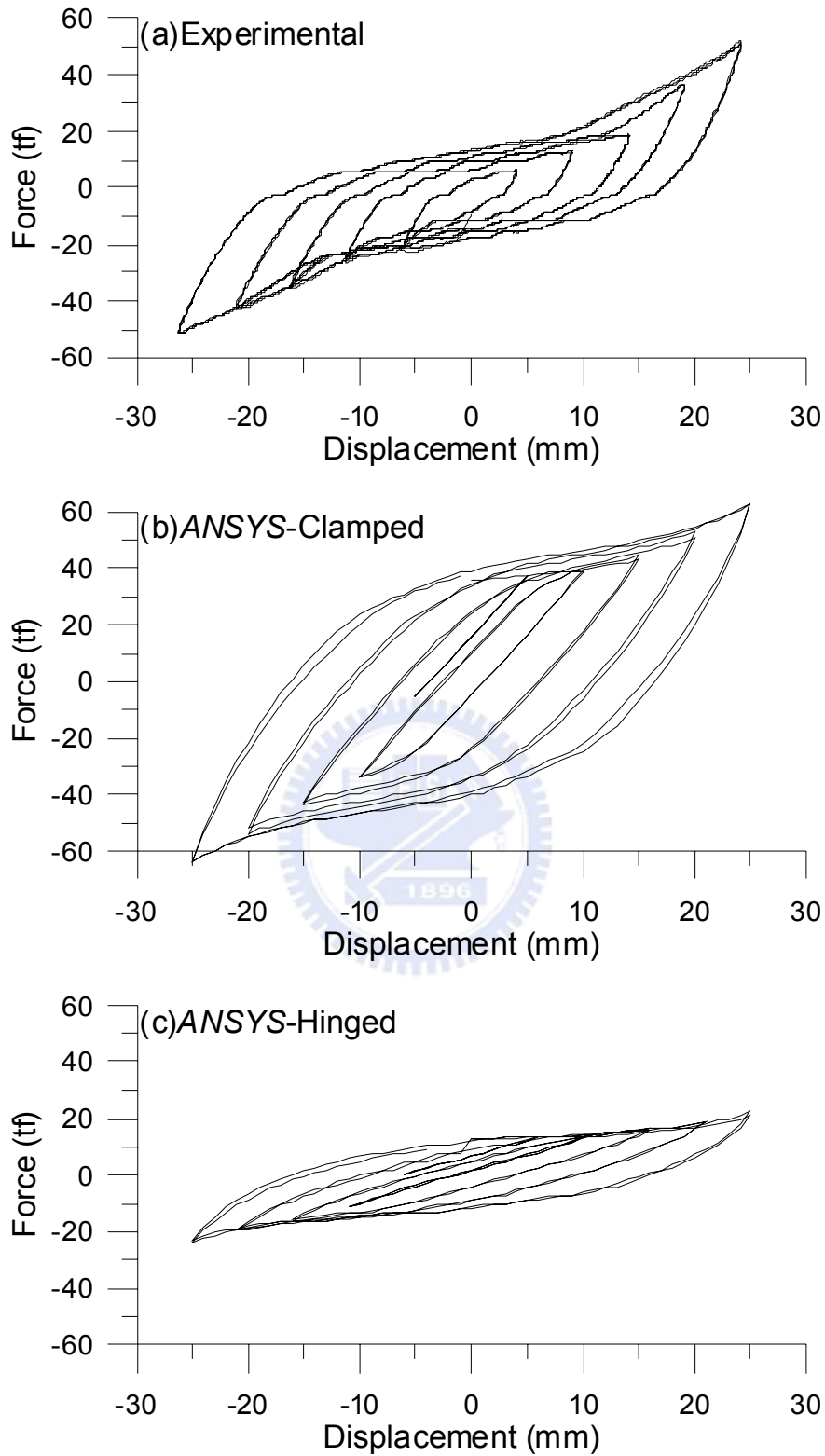


圖 3.48 對稱配置預彎拱鈸之 ANSYS 與試驗結果比較

第四章 韌性斜撐之耐震性能測試

4.1 前言

經由一系列有關預彎拱鈹之元件測試與分析，吾人已可充分掌握預彎拱鈹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鈹為阻尼器之核心構件，結合 H 型鋼組成韌性斜撐。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，維持結構的對稱性乃基本之要求，且現有工程界習用之分析軟體，如 ETABS 及 SAP2000 等，均以對稱之雙線性文氏模型 (Wen's Model) 來模擬位移型阻尼器，為確保結構整體之對稱性，且便於應用商用軟體進行非線性動力歷時分析，韌性斜撐以採對稱型式配置為宜。吾人可將韌性斜撐經適當的成對配置，使拉、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。

4.2 測試機構與量測系統

■ 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 4.1)及 $3^m \times 3^m$ 的不銹鋼桌台(圖 4.2)。致動器活塞面積為 89 cm^2 ，在 210 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 100Hz 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 $\pm 12.5\text{ cm}$ 。

■ 五層樓鋼結構模型

本次耐震性能試驗係將韌性斜撐安裝於一座五層樓鋼結構模型上進行測試，該鋼結構模型之平面為 $2^m \times 2^m$ ，樓高 6.7m ，總重量約 4.1tf (圖 4.3)，相關之結構參數如表 4.1 所示。

本研究利用地震模擬振動台以 El Centro 地震波($\text{PGA}=0.1\text{g}$)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訊號作為輸出資料，選擇單一輸入-多重輸出(SIMO)之 ARX 模型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 A。

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 1.45Hz ，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 4.2。

■ 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 4.4 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 4.5 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。

■ 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 4.6(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

本試驗於一樓內側韌性斜撐中安裝一組雷射位移計 (Wenglor, ± 15 cm) 用以量測預彎拱鈹之軸向位移，其動態量測範圍為 30cm，如圖 4.6(b)所示。

(c) 荷重元(Load cell)

為掌握預彎拱鈹於結構受震過程中的遲滯消能行為，規劃於一樓兩側之韌性斜撐中安裝四組動態荷重元 (Jih-Sense, LM-2T)，如圖 4.6(c)所示，每組荷重元之荷載上限為 2tf。

4.3 韌性斜撐之配置與試驗規劃

■ 預彎拱鈹試體規格

耐震性能測試所採用之預彎拱鈹與第 3.2 節縮尺預彎拱鈹元件測試之試體相同(圖 3.1~3.3)。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，鈹厚 3mm 之預彎拱鈹極限出力約 1.0tf。本試驗規劃於 1F 兩側之韌性斜撐配置 3mm 鈹厚之預彎拱鈹；2~5F 兩側之韌性斜撐則配置 2mm 鈹厚之預彎拱鈹進行測試。

■ 韌性斜撐配置

由先前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對稱的消能特性。因此，本試驗乃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 4.7(a) 所示；另一組預彎拱鈹則安裝於 H 型鋼翼鈹以避免碰撞，記為 Type B 韌性斜撐，其細部設計如圖 4.7(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 韌性斜撐之預彎拱鈹中空處與鋼結構接合，如圖 4.8 所示。圖 4.9 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。

■ 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模組進行耐震性能測試。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 4.10 所示。為了避免未以韌性斜撐保護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。

4.4 耐震性能試驗與評估

韌性斜撐之耐震性能測試係以 Kobe Earthquake、Hachinohe Earthquake 及 El Centro Earthquake 三組震波作為地表擾動，並調整其最大地表加速度進行一系列

之耐震試驗。加裝交叉配置之韌性斜撐模組時，五層樓鋼構模型於不同擾動震波作用之試驗結果分述如后：

4.4.1 Kobe Earthquake

在 Kobe 地震，不同震度擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 4.3。結果顯示，在不同地震強度下，裝設韌性斜撐後所有樓層之加速度反應皆有明顯折減，毫無例外。頂樓加速度峰值在 $PGA=0.22g$ 時折減效益約 38%，當地震強度增加為 $PGA=0.59g$ 時，頂樓之折減效益則維持在 32% 左右。2F 之加速度峰值在 $PGA=0.22g$ 時其折減效益約為 59%，隨著地震強度的提升其效益雖有略減，但仍都維持在 45% 以上。各樓層之加速度反應歷時比較如圖 4.11~4.16。

各樓層加速度反應之均方根值 (root-mean-squares, RMS) 的比較歸納於表 4.4。RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。當 $PGA=0.22g$ 時，頂樓加速度之均方根值折減高達 69%；當地震強度提升時，其折減效益則進一步提升，當 $PGA=0.59g$ 時，折減效益提升至 81%。其他各樓層加速度均方根值之折減效益亦有類似的趨勢。

接著利用 ARX 模型進行系統識別分析。加裝韌性斜撐之結構於不同震度之 Kobe 震波作用下，均可清楚識別出模型結構之前兩個模態，識別所得之自然頻率與阻尼比等動力特性歸納於表 4.5。其結果顯示，加裝韌性斜撐後，結構系統之自然頻率及阻尼比均有明顯提升，顯示韌性斜撐對於結構有加勁及消能的作用。以 $PGA=0.22g$ 之識別結果為例，加裝韌性斜撐之結構，其第一振態頻率由

原先空構架之 1.45Hz (表 4.2) 增為 2.37Hz，阻尼比則由 0.29% 上升至 3.85%；第二振態結構頻率由 4.53Hz 大幅提升至 7.74Hz，阻尼比由 0.33% 上升至 2.59%。此外，隨地震強度之增加，結構之等效自然頻率呈遞減之勢，此乃預彎拱鈹降伏程度增加導致剛度下降之結果。此外，等效阻尼比則隨著地震強度增加而有漸增之趨勢，蓋因預彎拱鈹在強震下非彈性變形程度增加而吸收更多能量所致。當地震強度 $PGA=0.22g$ 時，構架第一模態之等效阻尼比由 0.29% (空構架) 提升至 3.85% (增設韌性斜撐後)，而當地震強度提升至 $PGA=0.59g$ 時，等效阻尼比更提升至 8.75%。同樣地，由其他模態反應之結果亦可觀察到，增設韌性斜撐後結構之等效阻尼比具類似的變化趨勢。

於不同地震強度下，安裝於一樓交叉配置之韌性斜撐模組四組荷重元所測得之預彎拱鈹所受軸拉及軸壓力歷時如圖 4.17~4.22，其中 LA、LB 分別表示安裝結構左側 Type A、Type B 韌性斜撐中的荷重元；RA、RB 分別表示安裝結構右側 Type A、Type B 韌性斜撐中的荷重元。如預期的，量測結果呈現出預彎拱鈹拉、壓不對稱的特質，與靜態之元件測試結果一致。將荷重元的讀數，經幾何投影為水平分力後進行疊加，即可得韌性斜撐模組所提供之水平力。韌性斜撐出力轉換分解如圖 4.23 所示。圖 4.24~4.29 為一樓結構兩側韌性斜撐模組之遲滯消能迴圈。其結果顯示，成對交叉配置之韌性斜撐在地震作用下呈現對稱的力學行為。

不同地震強度下所對應之韌性斜撐最大出力歸納於表 4.6。其結果顯示，鋼結構左右兩側交叉配置韌性斜撐模組出力有隨地震強度增加而上升的趨勢：以

右側韌性斜撐模組而言，當 $PGA=0.22g$ 時，最大出力達 $624kgf$ ；當地震強度提升至 $PGA=0.59g$ 時，最大出力可達 $1328kgf$ 。此外，比較結構兩側之韌性斜撐模組出力可知其出力相當，由於試驗測試構架之五層樓鋼結構模型為對稱之模型結構，且韌性斜撐亦採對稱配置，故結構兩側之韌性斜撐模組出力相當一致。

4.4.2 Hachinohe Earthquake

在 Hachinohe 地震，不同震度之地震波擾動下，各樓層之加速度反應峰值歸納於表 4.7。結果顯示，在不同地震強度下，裝設韌性斜撐後所有樓層之加速度反應皆有明顯的折減。頂樓加速度峰值在 $PGA=0.25g$ 時折減效益約 56%，當地震強度增加為 $PGA=0.47g$ 時，其折減效益仍維持在 55%。2F 加速度峰值在 $PGA=0.25g$ 時其折減效益約為 52%，隨著地震強度的提升其效益則略漸提升。各樓層之加速度反應歷時比較如圖 4.30~4.35 所示。

各樓層之加速度反應均方根值 (RMS) 比較結果歸納於表 4.8。RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。當 $PGA=0.25g$ 時，頂樓加速度之均方根值折減率高達 73%；當地震強度提升時，其折減效益則有提升的趨勢，當 $PGA=0.47g$ 時，折減效益達到 79%。其他樓層之折減效益亦有類似之趨勢。

接著利用 ARX 模型進行系統識別分析。加裝韌性斜撐之結構於不同震度 Hachinohe 震波作用下，均可清楚識別出模型結構之前三個模態。識別所得之自然頻率與阻尼比等動力特性歸納於表 4.9。其結果顯示，加裝韌性斜撐後，結構

系統之自然頻率及阻尼比均有明顯提升，顯示韌性斜撐對於結構有加勁及消能的作用。以 $PGA=0.25g$ 之識別結果為例，加裝韌性斜撐之結構，其第一振態頻率由原先空構架之 $1.45Hz$ (表 4.2) 增為 $2.35Hz$ ，阻尼比則由 0.29% 大幅上升至 4.42% ；第二振態結構頻率由 $4.53Hz$ 大幅提升至 $7.76Hz$ ，阻尼比由 0.33% 上升至 1.75% ；第三振態結構頻率由 $7.59Hz$ 大幅提升至 $12.11Hz$ ，阻尼比由 0.25% 上升至 2.17% 。此外，隨著地震強度之增加，結構之等效自然頻率呈遞減之勢，此乃預彎拱鈹降伏程度增加導致剛度下降之必然結果。此外，等效阻尼比則隨著地震強度增加而有漸增之趨勢，蓋因預彎拱鈹在強震下非彈性變形程度增加而吸收更多能量所致。當地震強度 $PGA=0.25g$ 時，構架第一模態之等效阻尼比由 0.29% (空構架) 提升至 4.42% (增設韌性斜撐後)，而當地震強度提升至 $PGA=0.47g$ 時，等效阻尼比更提升至 9.96% 。同樣地，由其他模態反應之結果亦觀察到，增設消能器後結構等效阻尼比之變化有類似的趨勢。

於不同地震強度下，安裝於一樓之韌性斜撐模組四組荷重元所測得之預彎拱鈹所受軸向拉、壓力歷時如圖 4.36~4.41 所示。量測結果呈現預彎拱鈹拉、壓不對稱之特質，與元件測試結果一致。將荷重元讀數經幾何投影成水平分力後進行疊加，即得韌性斜撐模組所提供之水平力。圖 4.42~4.47 為一樓結構兩側交叉配置韌性斜撐模組之遲滯消能迴圈。其結果顯示，成對交叉配置之韌性斜撐可得到對稱的力學行為。

不同地震強度所對應之韌性斜撐最大出力歸納於表 4.10。其結果顯示，結構左右兩側之韌性斜撐模組出力相當，且隨地震強度增加則有提升的趨勢：以右側

韌性斜撐模組而言，當 $PGA=0.25g$ 時，最大出力達 $456kgf$ ；當地震強度提升至 $PGA=0.47g$ 時，最大出力可達 $832kgf$ 。

4.4.3 El Centro Earthquake

在 El Centro 地震，不同震度之擾動下，各樓層加速度反應峰值歸納於表 4.11。結果顯示，在尖峰地表加速度 $PGA \leq 0.3g$ 的三組試驗結果顯示，裝設韌性斜撐之結構各樓層加速度反應峰值之折減效果並不理想，部分樓層（結構四、五樓）甚至有放大的現象。隨著地震強度增加（ $PGA \geq 0.39g$ ），各樓層之加速度峰值皆有明顯折減，且隨著地震強度的提升，其效益越趨顯著。各樓層之加速度反應歷時比較如圖 4.48~4.53 所示。各樓層之加速度反應均方根值（RMS）比較歸納於表 4.12。RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，此歸因於能量衰減累積之故。當 $PGA=0.17g$ 時，頂樓均方根值之加速度折減率為 39%；當地震強度提升時，其折減效益有提升的趨勢，當 $PGA=0.5g$ 時，其折減效益提升至 75%。其他樓層之折減效益亦有類似趨勢。

接著利用 ARX 模型進行系統識別分析。加裝韌性斜撐之結構於不同震度之 El Centro 震波作用下，均可清楚識別出模型結構之前三個模態。識別所得之自然頻率與阻尼比等動力特性歸納於表 4.13。其結果顯示，加裝韌性斜撐後，結構系統之自然頻率及阻尼比均有提升，顯示韌性斜撐對於結構有加勁及消能的作用。以 $PGA=0.17g$ 之識別結果為例，加裝韌性斜撐之結構，其第一振態頻率由原先空構架之 $1.45Hz$ 增為 $2.4Hz$ ，阻尼比則由 0.29% 上升至 2.46% ；第二振態結

構頻率由 4.53Hz 大幅提升至 7.93Hz，阻尼比由 0.33% 上升至 1.46%。；第三振態結構頻率由 7.59Hz 大幅提升至 12.16Hz，阻尼比由 0.25% 上升至 2.04%。

為進一步探討結構配置韌性斜撐於 El Centro 地震擾動下 ($PGA \leq 0.3g$)，結構加速度峰值反應於較高樓層 (5F、RF) 呈現峰值反應放大之問題，本研究乃針對結構配置韌性斜撐於 El Centro($PGA=0.23g$)、Kobe($PGA=0.21g$)及 Hachinohe ($PGA=0.25g$) 等地震擾動下之結構振動反應進行系統識別。識別所得之各樓層模態如圖 4.54~4.56 所示。其結果顯示，結構配置韌性斜撐之振態變化趨勢與未安裝韌性斜撐之振態相當，說明本研究所配置之韌性斜撐的勁度於結構立面尚屬均勻，並未造成結構振態於高樓層處有特別凸出或放大的現象。圖 4.57 為 El Centro 震波 (振動台桌面實際量測之加速度反應) 之傅氏頻譜，其結果顯示，El Centro 震波於 2.33Hz、7.58Hz 及 11.7Hz 均有顯著的峰值 (以 11.7Hz 頻譜峰值最大)，此三個擾動頻率與結構加裝韌性斜撐後之前三個振態頻率 (2.36Hz、7.83Hz 及 12.28Hz) 十分接近，顯示地表擾動頻率內涵與結構部分振動頻率有共振的現象，此為造成結構 5F 及 RF 加速度峰值放大的原因。圖 4.58 為 El Centro 震波之傅氏頻譜與不同震度 ($PGA=0.5g$ 與 $0.23g$) 結構 5F 之傳遞函數 (transfer function) 比較圖。由圖可得，隨著震度增加時結構反應有降低的趨勢，亦即隨著震度的增加，韌性斜撐在強震下非彈性變形的程度亦隨之增加，因而吸收更多能量，使其折減效益亦有所提升。結構受 Kobe 及 Hachinohe 地震擾動，經系統識別所得之結構頻率與震波傅氏頻譜比較如圖 4.59~4.60 所示。其結果顯示，除第一模態與震波主要頻率內涵較為接近外，並未如 El Centro 地震中，發生結構前三個自然振動頻率均與震波主要頻率內涵共振的現象，故在 Kobe 及 Hachinohe

地震擾動下，韌性斜撐有較佳的減震效益。

於不同地震強度下，安裝於一樓韌性斜撐模組的四組荷重元所測得之預彎拱鈹所受軸向拉、壓力歷時如圖 4.61~4.66。量測結果呈現預彎拱鈹拉、壓不對稱之特質，與元件測試結果一致。將安裝於結構同側之荷重元讀數經幾何投影為水平分力後進行疊加，即得韌性斜撐模組所提供之水平力。圖 4.67~4.72 為一樓結構兩側韌性斜撐模組之遲滯迴圈。其結果顯示，成對交叉配置之韌性斜撐可得到對稱的力學行為。

不同地震強度所對應之韌性斜撐最大出力歸納於表 4.14。其結果顯示，鋼結構左右兩側韌性斜撐模組之出力有隨地震強度增加而上升的趨勢，且於 $PGA=0.39g$ 達最大值。以右側韌性斜撐模組為例，當 $PGA=0.17g$ 時，最大出力達 5656kgf，當地震強度提升至 $PGA=0.39g$ 時，最大出力可達 932kgf。

4.4.4 小結

本研究利用預彎拱鈹於往復荷載下的非彈性力學行為，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，便於設計以及應用商用軟體進行非線性動力歷時分析，本研究將韌性斜撐以成對交叉配置之型式安裝至結構模型，並以振動台進行耐震性能測試。由試驗結果顯示，結構加裝韌性斜撐後，結構自然頻率及阻尼比均有明顯增加，顯示韌性斜撐對於結構具有加勁及消能的作用。此外，加裝韌性斜撐結構於 Kobe 地震及 Hachinohe 地震作用下，結構各樓層加速度峰值與均方根值，均呈現相當優異

的折減效益。於 El Centro 地震作用下，因發生結構自然頻率與震波之主要頻率共振，致使整體之減震效益不彰。惟隨地震強度增加，韌性斜撐於強震下之非彈性變形程度增加而吸收更多能量，使其折減效益亦呈現提升的現象。另由試驗所得之遲滯消能迴圈證實，成對交叉配置韌性斜撐模組具對稱的力學行為，此將有利於結構之設計及非線性動力分析。

表 4.1 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 st floors (<i>m</i>)	1.5
m_5 ($kg - sec^2/m$)	82.28
m_4 ($kg - sec^2/m$)	84.75
m_3 ($kg - sec^2/m$)	84.75
m_2 ($kg - sec^2/m$)	84.75
m_1 ($kg - sec^2/m$)	85.13

表 4.2 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 4.3 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Kobe)

<i>Input = Kobe Earthquake</i>						
	PGA=0.22 g			PGA= 0.27 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.97	0.60	38	1.18	0.80	32
5F	0.68	0.58	15	0.83	0.72	14
4F	0.65	0.41	38	0.79	0.51	36
3F	0.77	0.29	63	0.93	0.38	59
2F	0.57	0.24	59	0.69	0.30	57
	PGA=0.36 g			PGA= 0.45g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.61	1.03	36	1.98	1.31	34
5F	1.13	0.89	21	1.39	1.09	22
4F	1.09	0.63	42	1.34	0.74	44
3F	1.27	0.50	61	1.57	0.69	56
2F	0.95	0.37	61	1.16	0.55	53
	PGA= 0.52 g			PGA=0.59 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	2.29	1.42	38	2.59	1.77	32
5F	1.61	1.35	16	1.82	1.37	25
4F	1.54	1.02	34	1.75	0.88	50
3F	1.81	0.86	52	2.05	0.86	58
2F	1.34	0.73	46	1.52	0.80	48

表 4.4 各樓層加速度均方根值比較(Input=Kobe)

<i>Input = Kobe Earthquake</i>						
	PGA=0.22 g			PGA= 0.27 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.29	0.09	69	0.35	0.10	71
5F	0.23	0.09	61	0.28	0.10	65
4F	0.21	0.06	71	0.25	0.07	73
3F	0.21	0.05	79	0.26	0.05	80
2F	0.16	0.03	83	0.19	0.04	82
	PGA=0.36 g			PGA= 0.45g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.47	0.11	76	0.58	0.13	78
5F	0.38	0.11	71	0.47	0.12	74
4F	0.34	0.08	78	0.42	0.08	80
3F	0.35	0.06	83	0.43	0.07	84
2F	0.26	0.04	84	0.32	0.05	85
	PGA= 0.52 g			PGA=0.59 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.67	0.12	82	0.76	0.14	81
5F	0.54	0.12	79	0.62	0.14	78
4F	0.49	0.08	83	0.55	0.09	83
3F	0.50	0.07	86	0.57	0.08	86
2F	0.37	0.05	86	0.42	0.06	86

表 4.5 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe)

<i>Input=Kobe Earthquake</i>						
<i>Mode</i>	PGA=0.22g		PGA=0.27g		PGA=0.36g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> Ratio (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> Ratio (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> Ratio (%)
<i>1</i>	2.37	3.85	2.34	5.13	2.31	6.79
<i>2</i>	7.74	2.59	7.65	3.10	7.53	3.46
<i>Mode</i>	PGA=0.45g		PGA=0.52g		PGA=0.59g	
	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> Ratio (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> Ratio (%)	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Damping</i> Ratio (%)
<i>1</i>	2.29	7.82	2.25	8.88	2.28	8.75
<i>2</i>	7.41	4.67	7.22	4.55	7.27	6.26

表 4.6 韌性斜撐最大出力(Input=Kobe)

<i>Input=Kobe Earthquake</i>							
韌性斜撐	最大出力 (kgf)	<i>PGA</i>					
		0.22g	0.27g	0.36g	0.45g	0.52g	0.59g
LA	拉力	357	434	539	646	668	760
	壓力	-296	-314	-325	-322	-272	-314
LB	拉力	475	640	816	1003	1000	1202
	壓力	-276	-298	-322	-313	-256	-308
L 側最大水平合力		616	764	912	1057	1011	1202
RA	拉力	242	302	391	496	522	612
	壓力	-198	-215	-222	-227	-188	-228
RB	拉力	581	777	994	1216	1054	1442
	壓力	-305	-341	-353	-333	-274	-311
R 側最大水平合力		624	794	971	1152	996	1328

表 4.7 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Hachinohe)

<i>Input = Hachinohe Earthquake</i>						
	PGA=0.25 g			PGA= 0.3 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.27	0.57	56	1.52	0.62	59
5F	1.04	0.46	56	1.25	0.52	59
4F	0.92	0.42	54	1.10	0.45	59
3F	0.91	0.44	52	1.09	0.47	57
2F	0.78	0.38	52	0.93	0.43	54
	PGA=0.35 g			PGA= 0.41g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.76	0.69	61	2.11	0.88	58
5F	1.44	0.59	59	1.73	0.74	57
4F	1.27	0.49	62	1.53	0.54	65
3F	1.26	0.52	59	1.51	0.62	59
2F	1.08	0.48	56	1.29	0.57	56
	PGA= 0.44 g			PGA=0.47 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	2.26	0.90	60	2.40	1.09	55
5F	1.85	0.76	59	1.96	0.90	54
4F	1.63	0.56	66	1.74	0.64	63
3F	1.62	0.64	61	1.72	0.73	58
2F	1.39	0.61	56	1.47	0.38	57

表 4.8 各樓層加速度均方根值比較(Input=Hachinohe)

<i>Input = Hachinohe Earthquake</i>						
	PGA=0.25 g			PGA= 0.3 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.52	0.14	73	0.62	0.15	75
5F	0.49	0.11	77	0.58	0.13	78
4F	0.35	0.09	74	0.42	0.10	75
3F	0.36	0.11	71	0.43	0.11	73
2F	0.29	0.08	72	0.35	0.09	74
	PGA=0.35 g			PGA= 0.41g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.71	0.17	77	0.86	0.19	77
5F	0.67	0.14	79	0.80	0.17	79
4F	0.49	0.11	76	0.58	0.13	77
3F	0.50	0.12	75	0.60	0.14	76
2F	0.40	0.10	75	0.48	0.11	76
	PGA= 0.44 g			PGA=0.47 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.92	0.20	79	0.97	0.21	79
5F	0.86	0.17	80	0.91	0.18	80
4F	0.62	0.14	78	0.60	0.14	78
3F	0.64	0.14	78	0.68	0.15	78
2F	0.51	0.12	77	0.55	0.12	77

表 4.9 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe)

<i>Input=Hachinohe Earthquake</i>						
<i>Mode</i>	<i>PGA=0.25g</i>		<i>PGA=0.3g</i>		<i>PGA=0.35g</i>	
	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>
<i>1</i>	2.35	4.42	2.31	5.79	2.29	6.64
<i>2</i>	7.76	1.75	7.72	2.13	7.67	2.56
<i>3</i>	12.11	2.17	12.03	2.33	12.00	2.72
<i>Mode</i>	<i>PGA=0.41g</i>		<i>PGA=0.44g</i>		<i>PGA=0.47g</i>	
	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>
<i>1</i>	2.26	8.80	2.26	9.11	2.25	9.96
<i>2</i>	7.59	3.31	7.59	3.35	7.55	3.84
<i>3</i>	12.00	3.63	12.00	3.94	12.00	4.35

表 4.10 韌性斜撐最大出力(Input=Hachinohe)

<i>Input = Hachinohe Earthquake</i>							
韌性斜撐	最大出力 (kgf)	<i>PGA</i>					
		<i>0.25g</i>	<i>0.3g</i>	<i>0.35g</i>	<i>0.41g</i>	<i>0.44g</i>	<i>0.47g</i>
LA	拉力	327	383	446	559	574	632
	壓力	-244	-263	-282	-301	-305	-311
LB	拉力	323	380	451	595	614	700
	壓力	-214	-237	-264	-290	-291	-288
L 側最大水平合力		456	514	586	707	729	795
RA	拉力	221	262	313	410	426	486
	壓力	-167	-179	-190	-204	-207	-212
RB	拉力	383	445	528	708	730	835
	壓力	-239	-258	-270	-281	-283	-289
R 側最大水平合力		440	500	575	728	749	832

表 4.11 各樓層加速度峰值反應比較(Input= El Centro)

<i>Input = El Centro Earthquake</i>						
	PGA=0.17 g			PGA= 0.23 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.58	0.61	-6	0.80	0.92	-14
5F	0.42	0.57	-36	0.59	0.75	-27
4F	0.45	0.42	6	0.62	0.51	18
3F	0.40	0.40	0	0.56	0.47	15
2F	0.41	0.24	43	0.57	0.32	45
	PGA=0.3 g			PGA= 0.39g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.03	1.00	3	1.35	1.14	16
5F	0.76	0.78	-3	1.00	1.00	0
4F	0.80	0.59	26	1.05	0.78	25
3F	0.73	0.50	32	0.95	0.79	16
2F	0.74	0.34	55	0.97	0.69	28
	PGA= 0.46 g			PGA=0.5 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.59	1.12	29	1.74	1.06	39
5F	1.17	0.87	26	1.27	0.82	36
4F	1.24	0.66	47	1.35	0.59	56
3F	1.12	0.53	53	1.22	0.51	59
2F	1.14	0.41	64	1.24	0.37	70

表 4.12 各樓層加速度均方根值比較(Input= El Centro)

<i>Input = El Centro Earthquake</i>						
	PGA=0.17 g			PGA= 0.23 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.23	0.14	39	0.31	0.16	49
5F	0.19	0.13	30	0.27	0.15	43
4F	0.17	0.09	46	0.24	0.11	55
3F	0.15	0.08	50	0.21	0.10	55
2F	0.11	0.04	60	0.15	0.06	61
	PGA=0.3 g			PGA= 0.39g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.41	0.16	59	0.53	0.16	70
5F	0.34	0.15	56	0.45	0.15	67
4F	0.31	0.11	65	0.41	0.11	74
3F	0.27	0.10	63	0.36	0.10	72
2F	0.20	0.06	67	0.26	0.07	71
	PGA= 0.46 g			PGA=0.5 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.62	0.17	72	0.68	0.17	75
5F	0.53	0.16	70	0.58	0.16	72
4F	0.48	0.11	76	0.52	0.11	78
3F	0.42	0.11	75	0.46	0.10	77
2F	0.30	0.07	77	0.33	0.07	80

表 4.13 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro)

<i>Input=El Centro Earthquake</i>						
<i>Mode</i>	<i>PGA=0.17g</i>		<i>PGA=0.23g</i>		<i>PGA=0.3g</i>	
	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>
<i>1</i>	2.4	2.46	2.36	3.77	2.35	4.36
<i>2</i>	7.93	1.46	7.83	2.67	7.78	2.80
<i>3</i>	12.16	2.04	12.28	8.55	12.21	3.78
<i>Mode</i>	<i>PGA=0.39g</i>		<i>PGA=0.46g</i>		<i>PGA=0.5g</i>	
	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Damping</i> <i>Ratio (%)</i>
<i>1</i>	2.33	8.98	2.32	5.82	2.34	5.51
<i>2</i>	7.59	2.57	7.74	2.46	7.76	2.35
<i>3</i>	12.33	3.90	12.23	4.19	11.90	2.99

表 4.14 韌性斜撐最大出力(Input=El Centro)

<i>Input = El Centro Earthquake</i>							
韌性斜撐	最大出力 (kgf)	<i>PGA</i>					
		<i>0.17g</i>	<i>0.23g</i>	<i>0.3g</i>	<i>0.39g</i>	<i>0.46g</i>	<i>0.5g</i>
LA	拉力	476	498	554	746	607	606
	壓力	-288	-315	-313	-291	-317	-323
LB	拉力	416	554	593	884	643	603
	壓力	-296	-303	-306	-237	-328	-313
L 側最大水平合力		615	695	723	930	769	736
RA	拉力	319	353	401	615	447	435
	壓力	-198	-218	-210	-201	-218	-227
RB	拉力	517	679	718	963	779	736
	壓力	-344	-400	-378	-248	-373	-410
R 側最大水平合力		565	716	740	932	797	766



圖 4.1 振動台油壓致動器



圖 4.2 地震模擬振動台

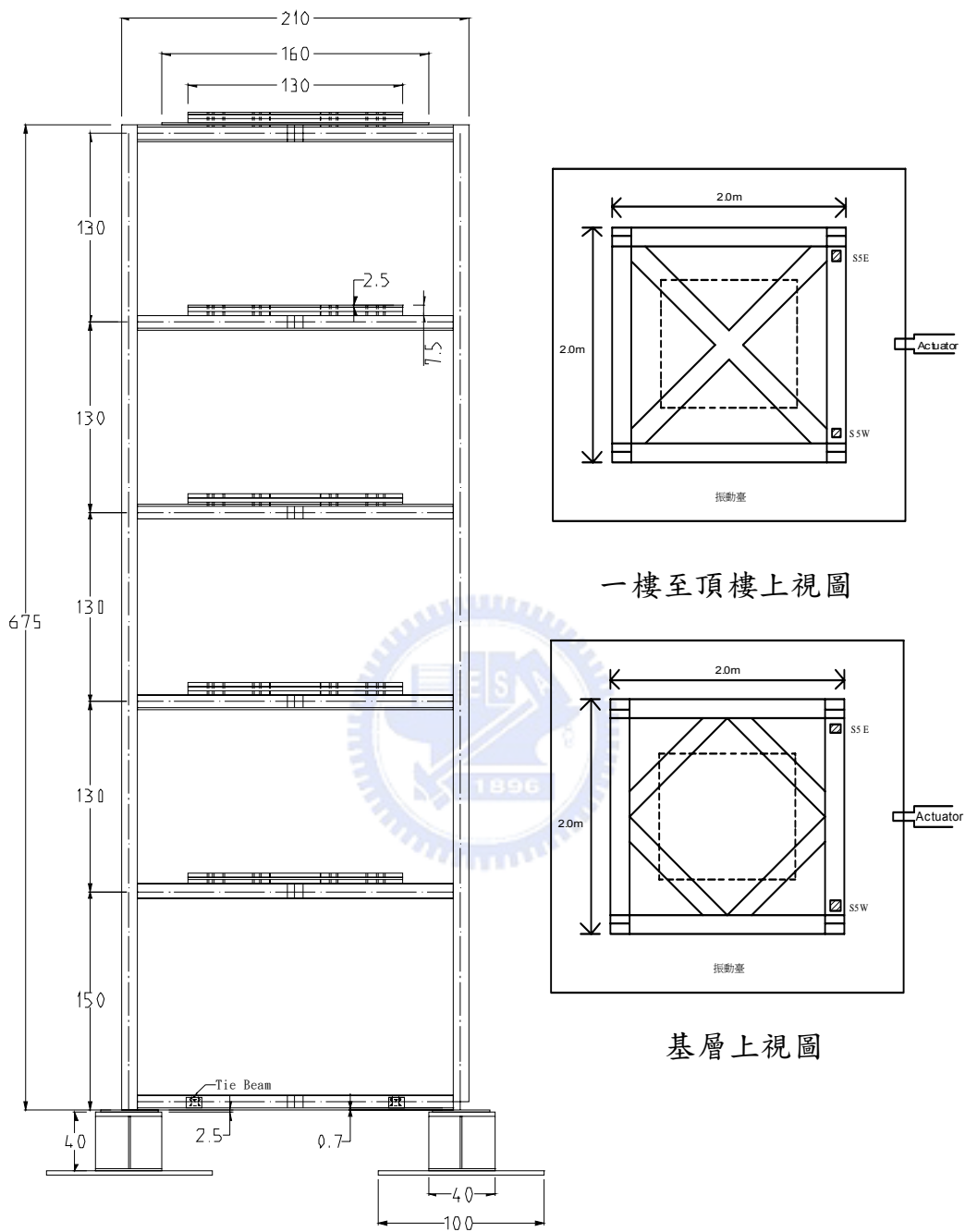


圖 4.3 五層樓鋼結構模型



圖 4.4 407 控制器



圖 4.5 IMC 資料擷取系統



(a) 加速度規 (Accelerometers)

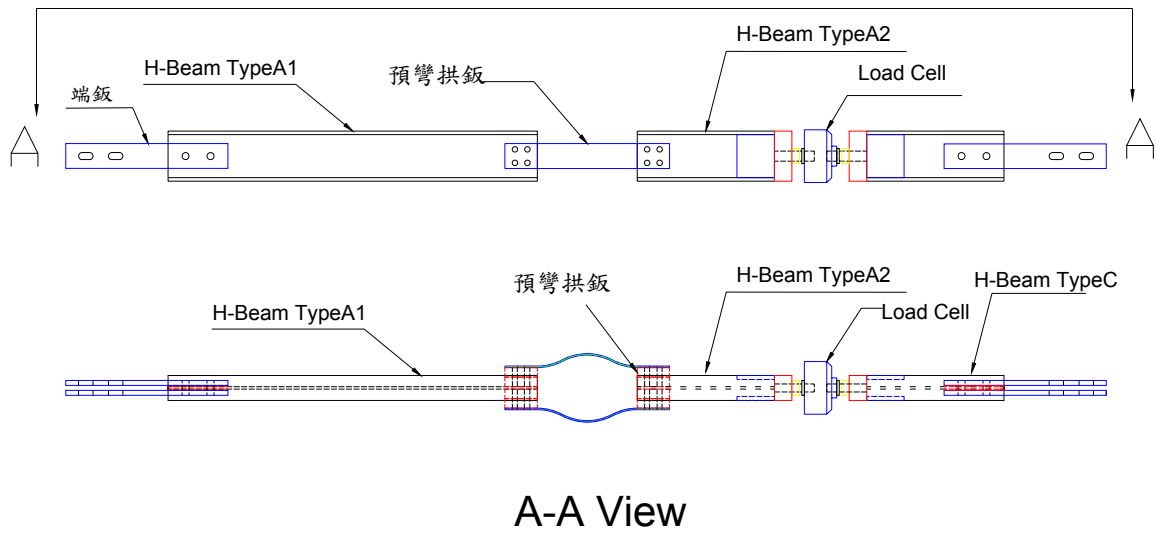


(b) 雷射位移計

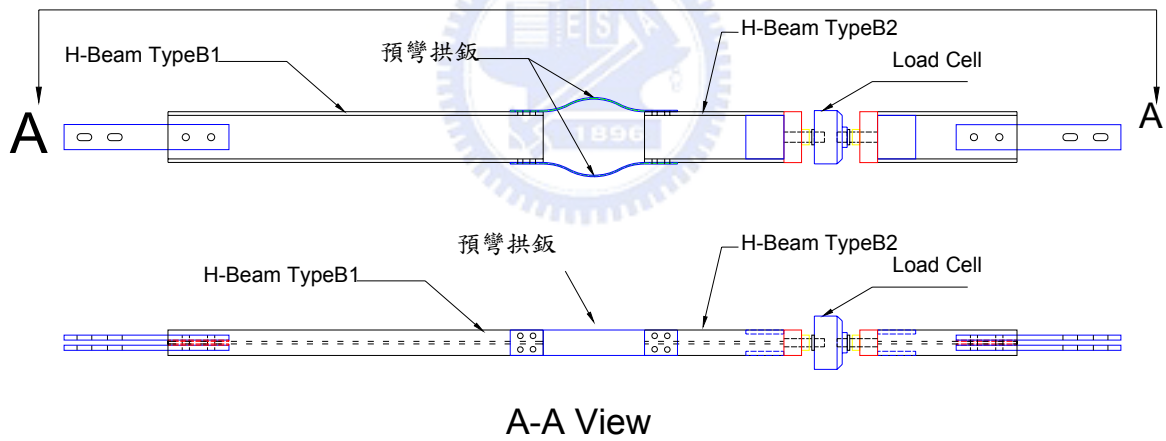


(c) 荷重元 (Load Cell)

圖 4.6 耐震性能測試所使用之感測計

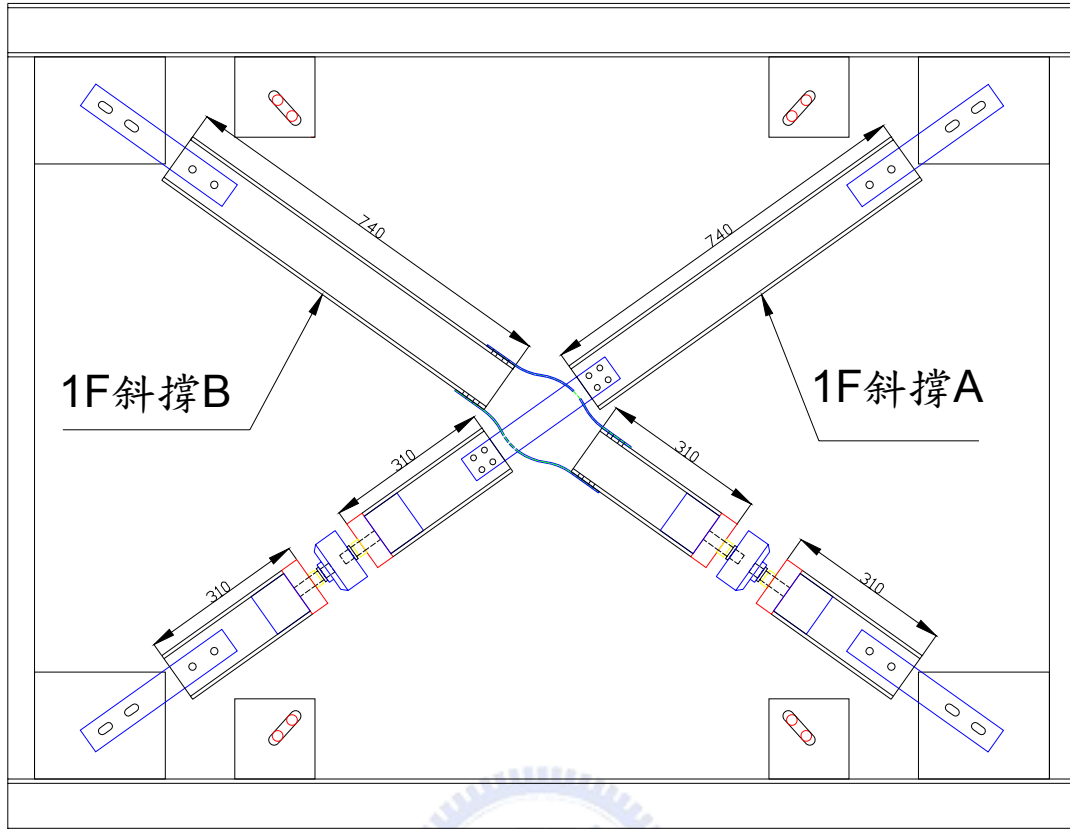


(a) Type A 細部設計圖

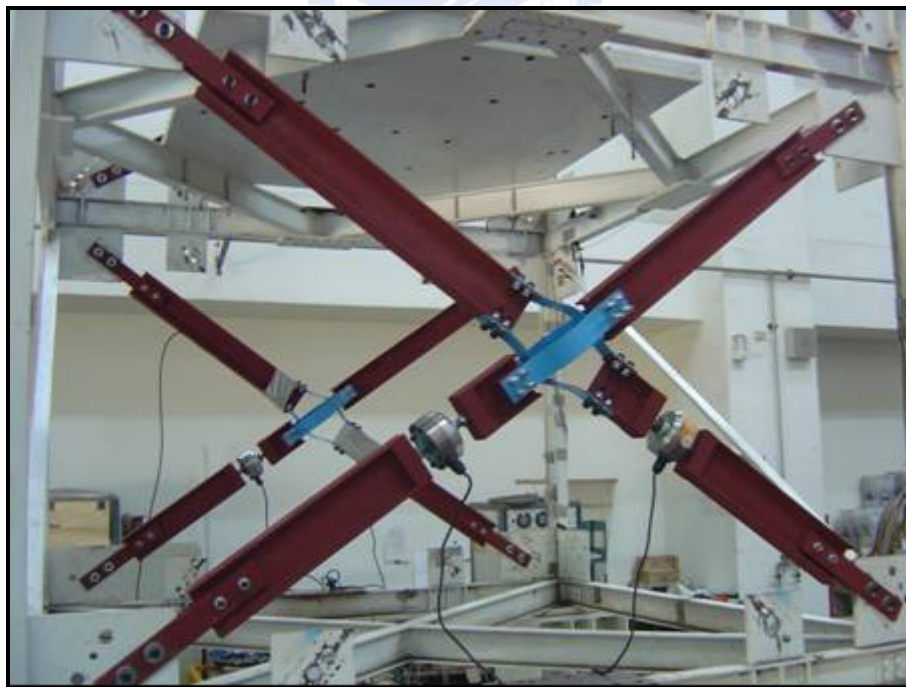


(b) Type B 細部設計圖

圖 4.7 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 4.8 韌性斜撐之安裝

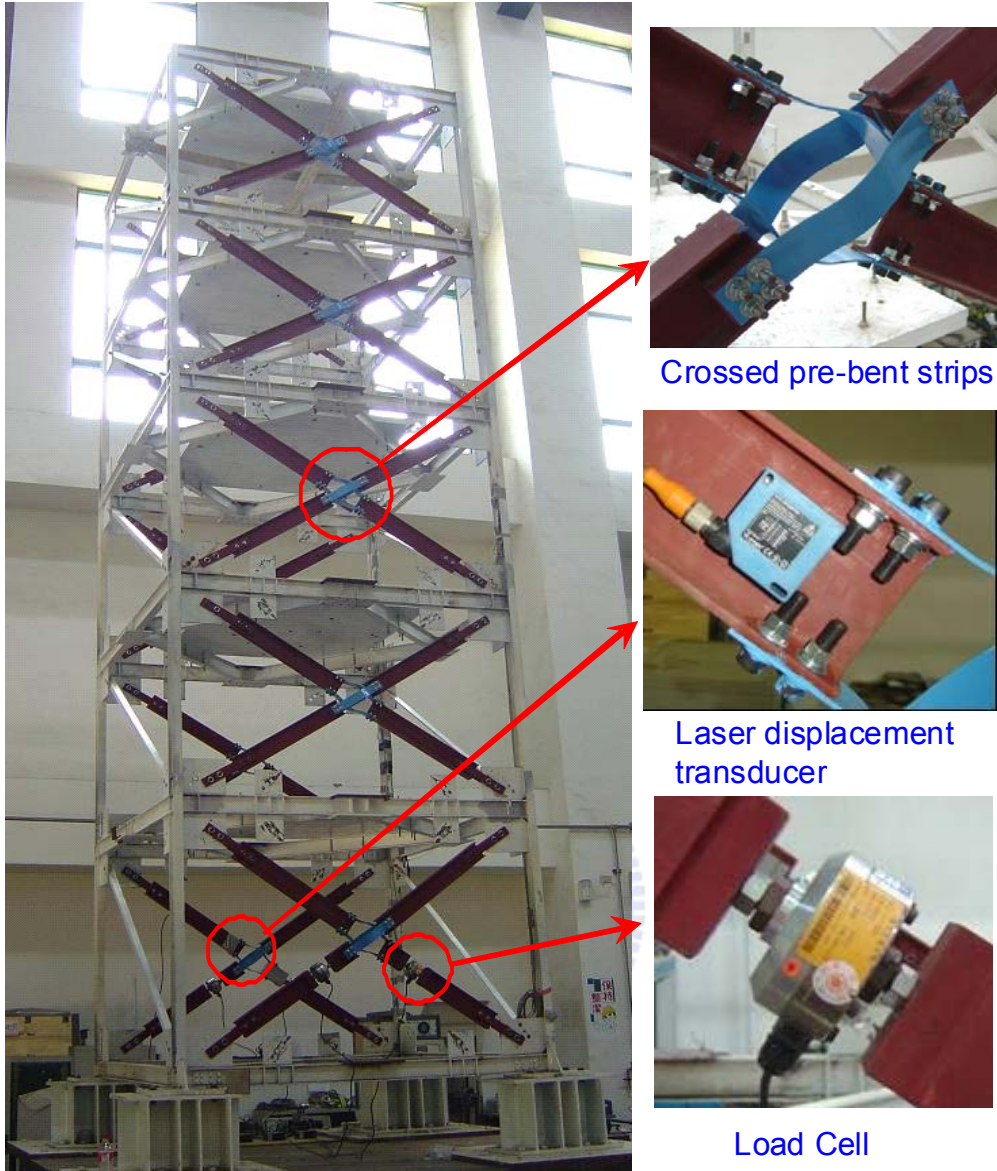
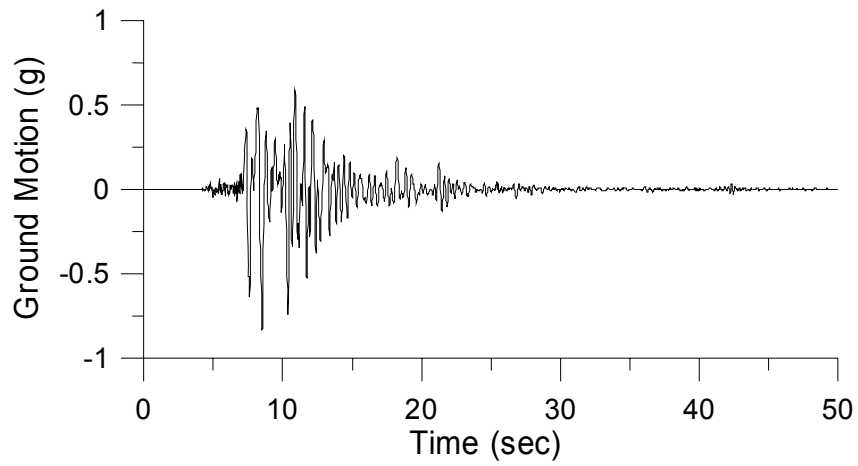
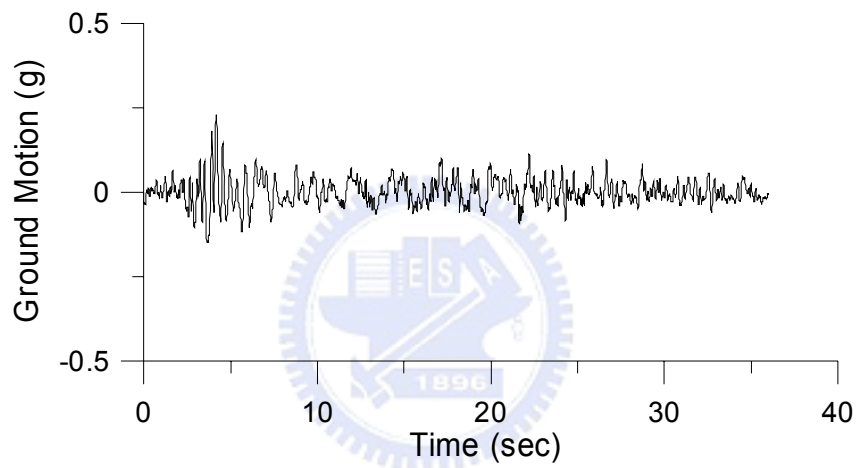


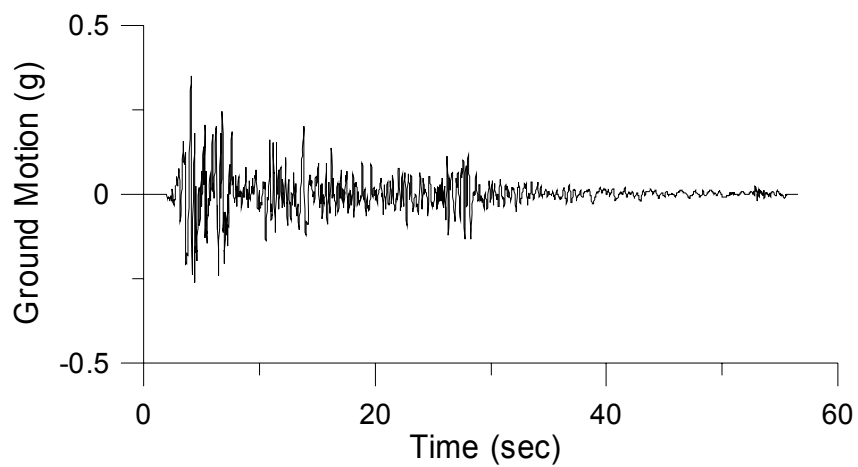
圖 4.9 耐震性能測試構架組裝完成照片



(a) Kobe Earthquake



(b) Hachinohe Earthquake



(c) El Centro Earthquake

圖 4.10 輸入震波歷時

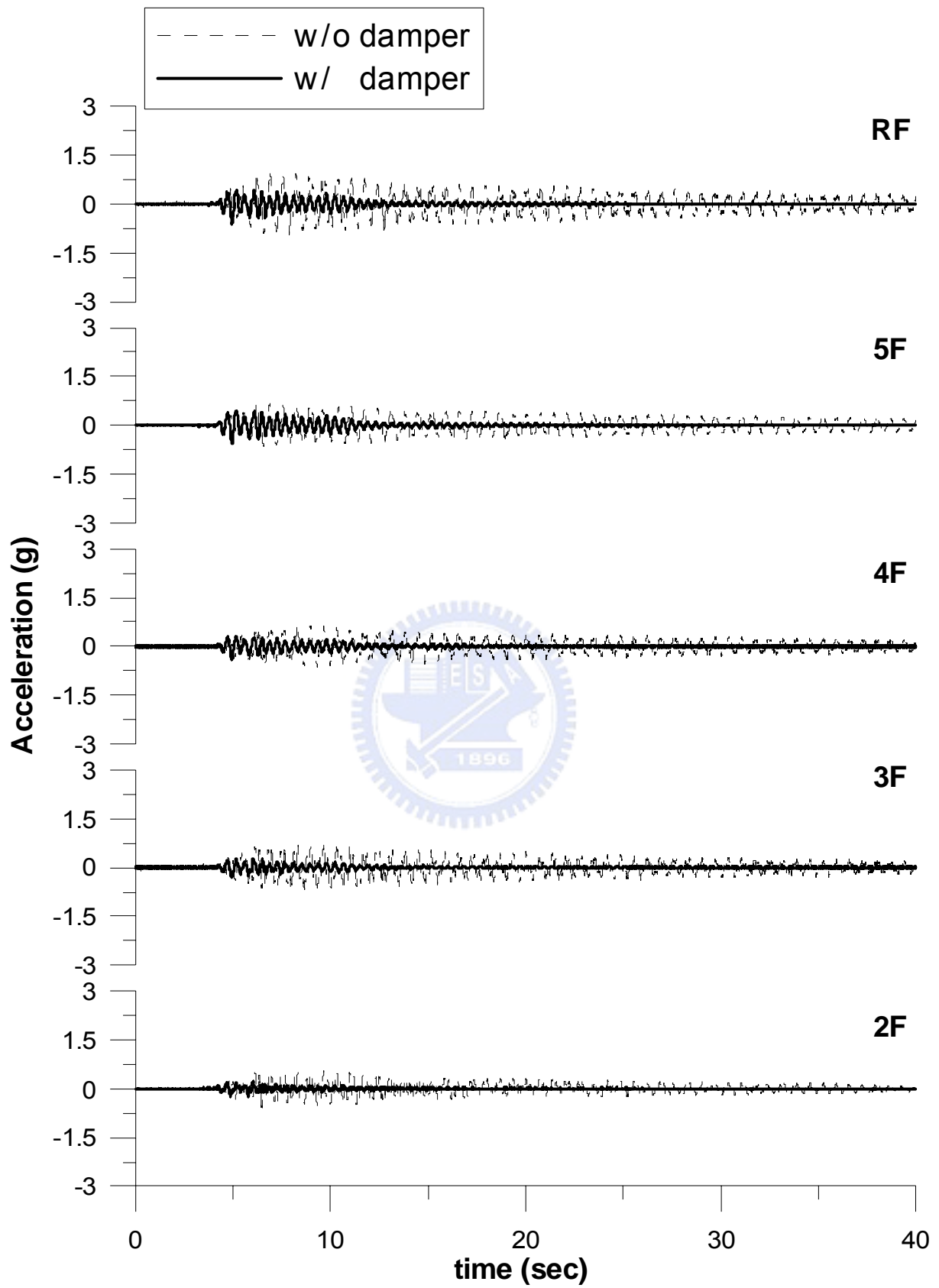


圖 4.11 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.22g)

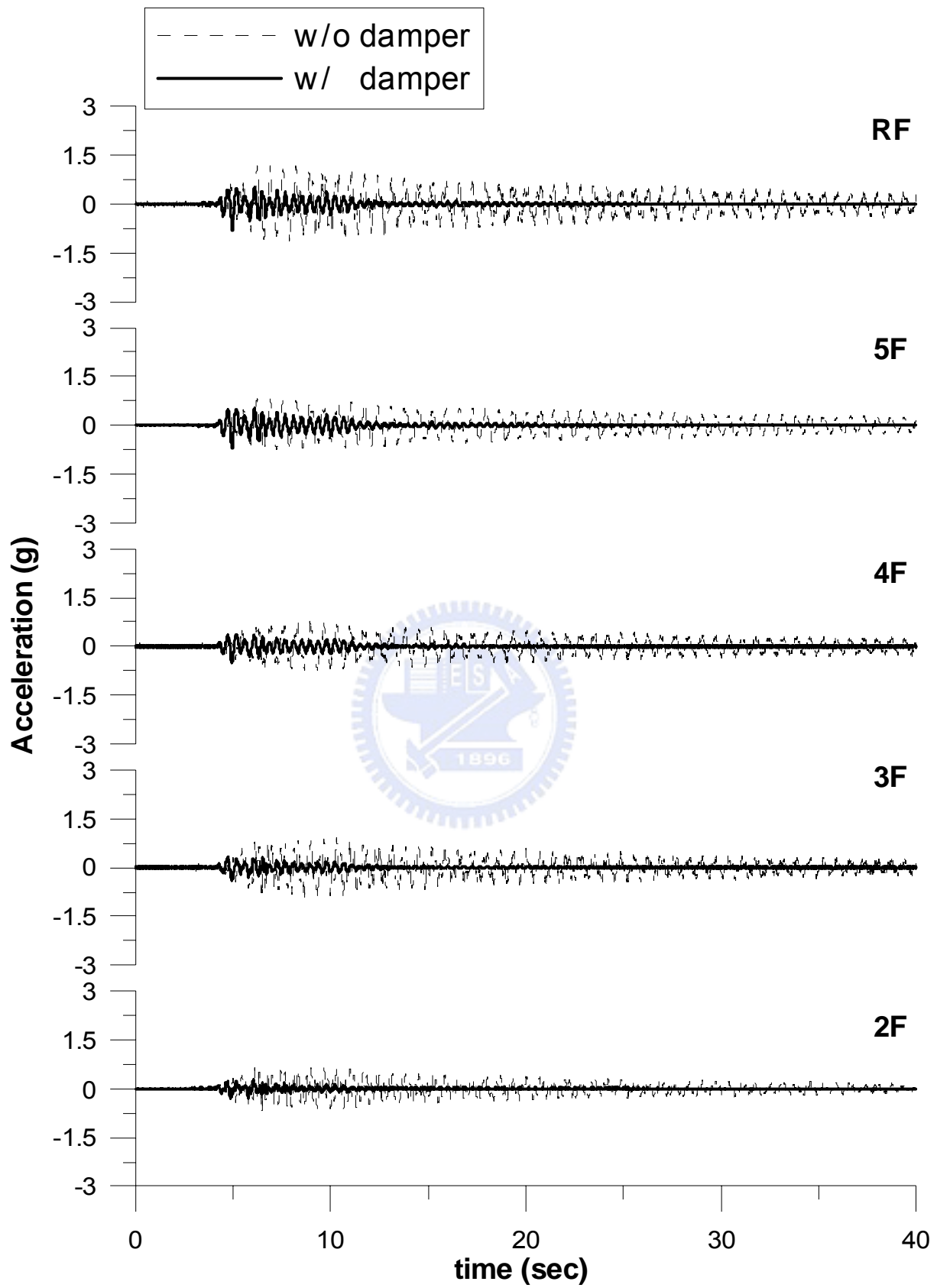


圖 4.12 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.27g)

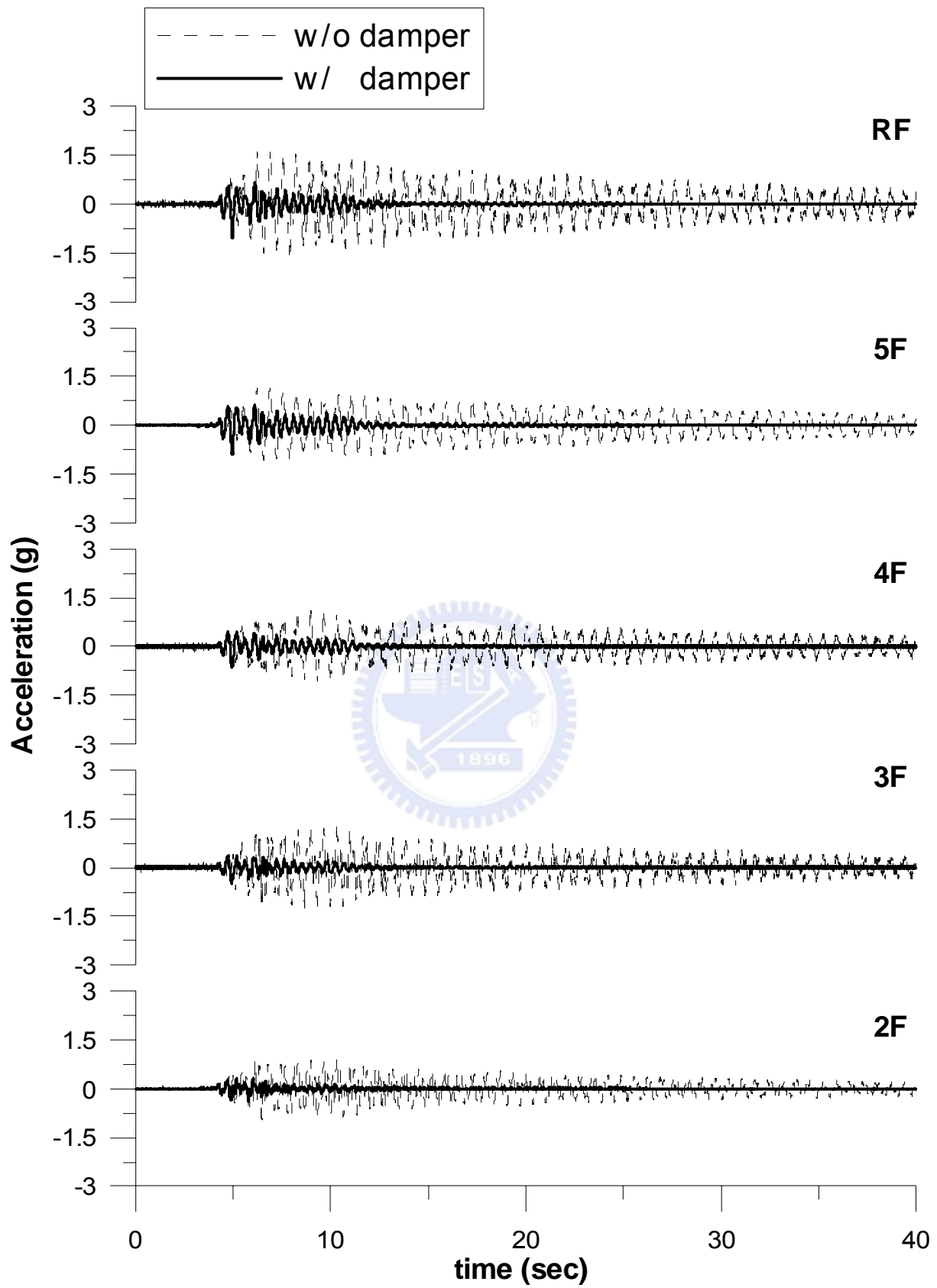


圖 4.13 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.36g)

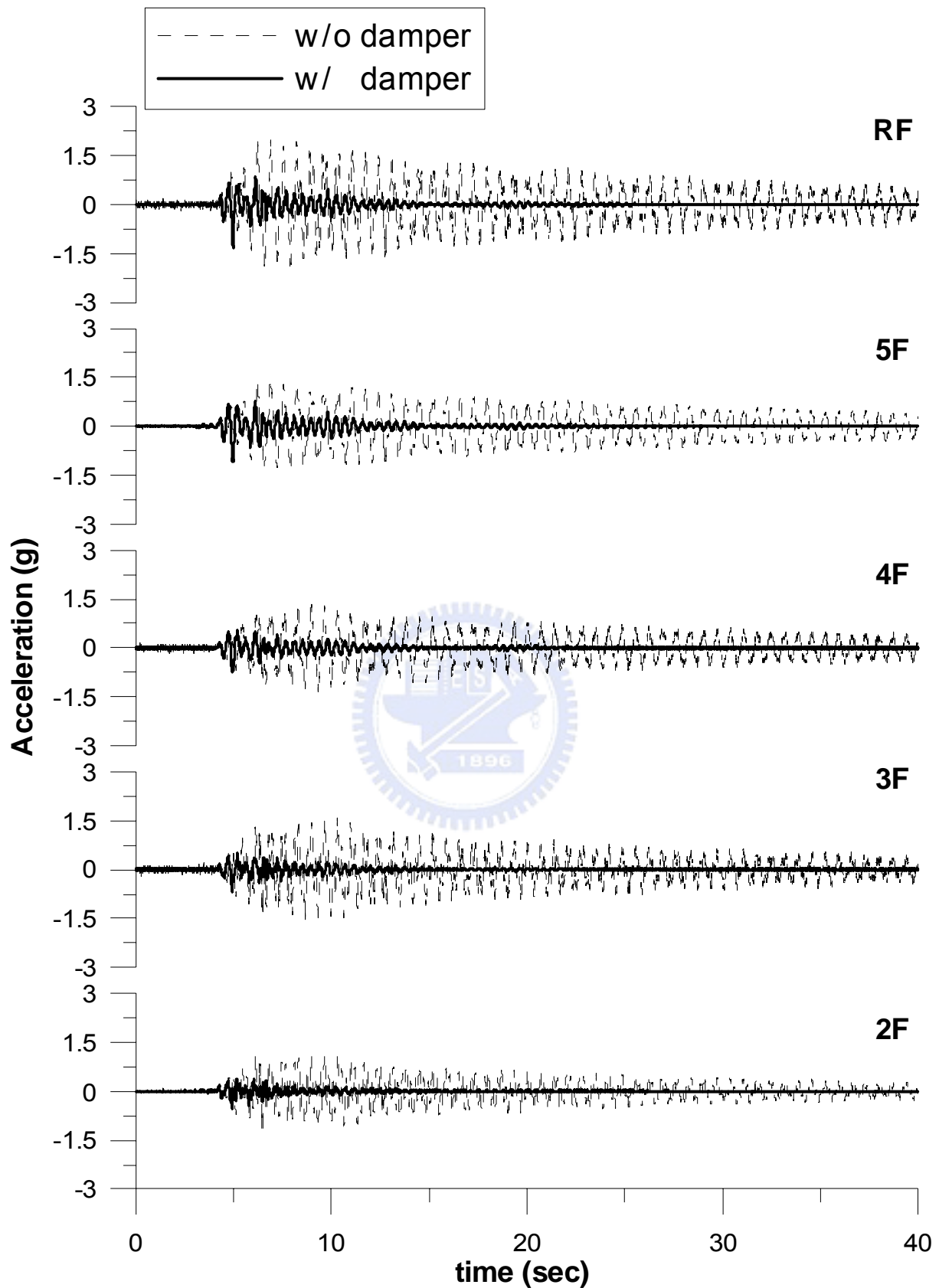


圖 4.14 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.45g)

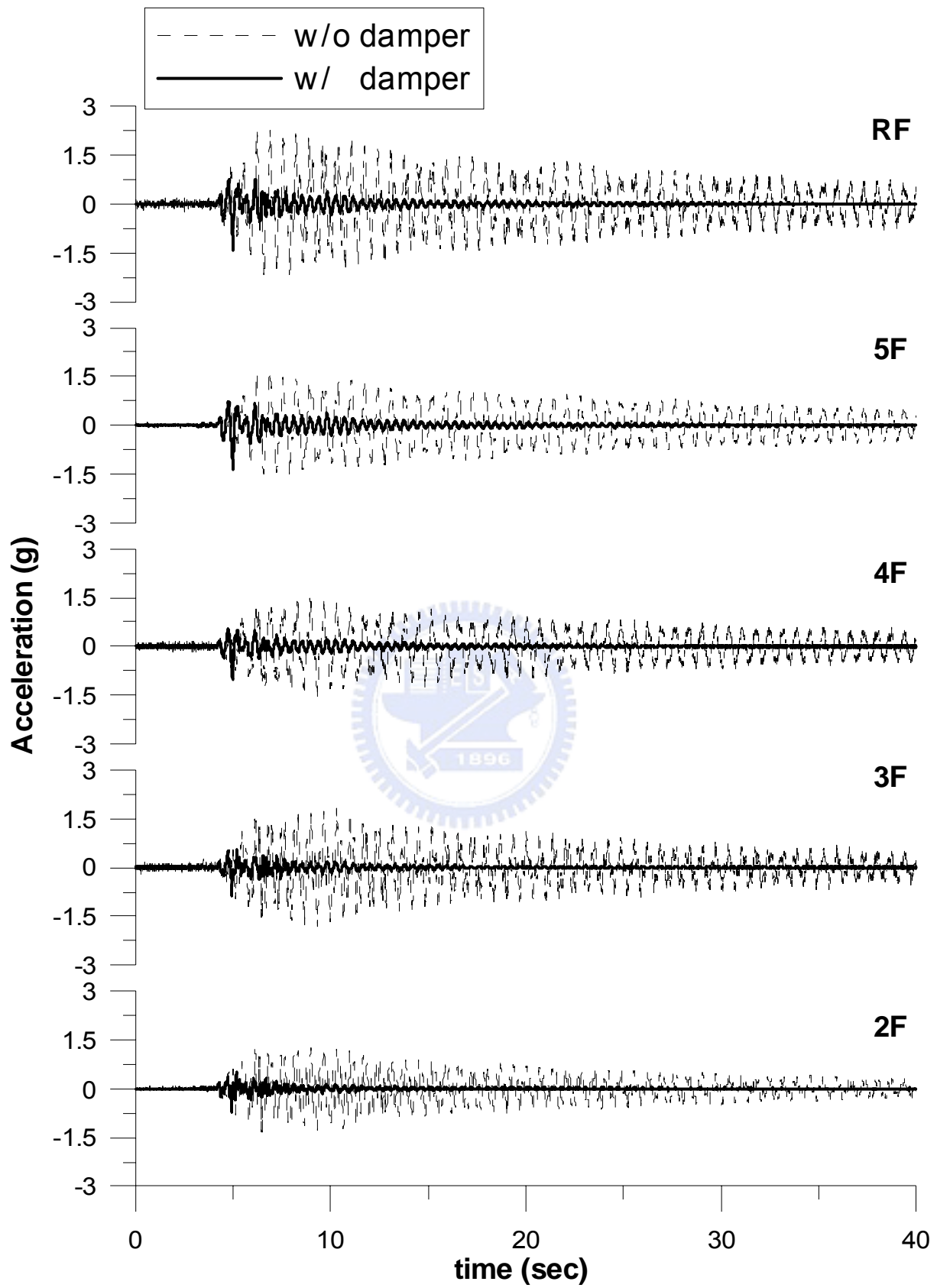


圖 4.15 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.52g)

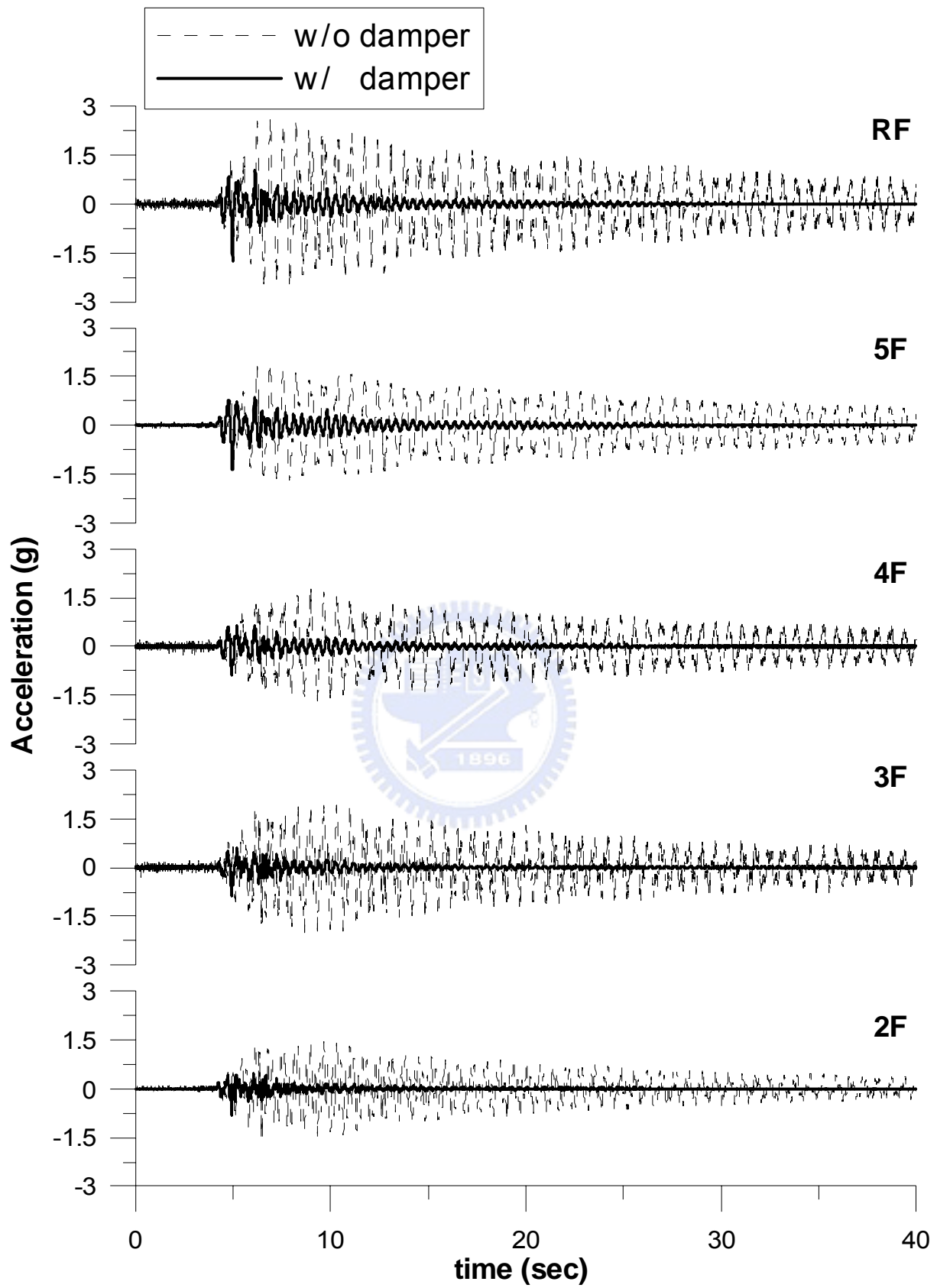


圖 4.16 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe ; PGA=0.59g)

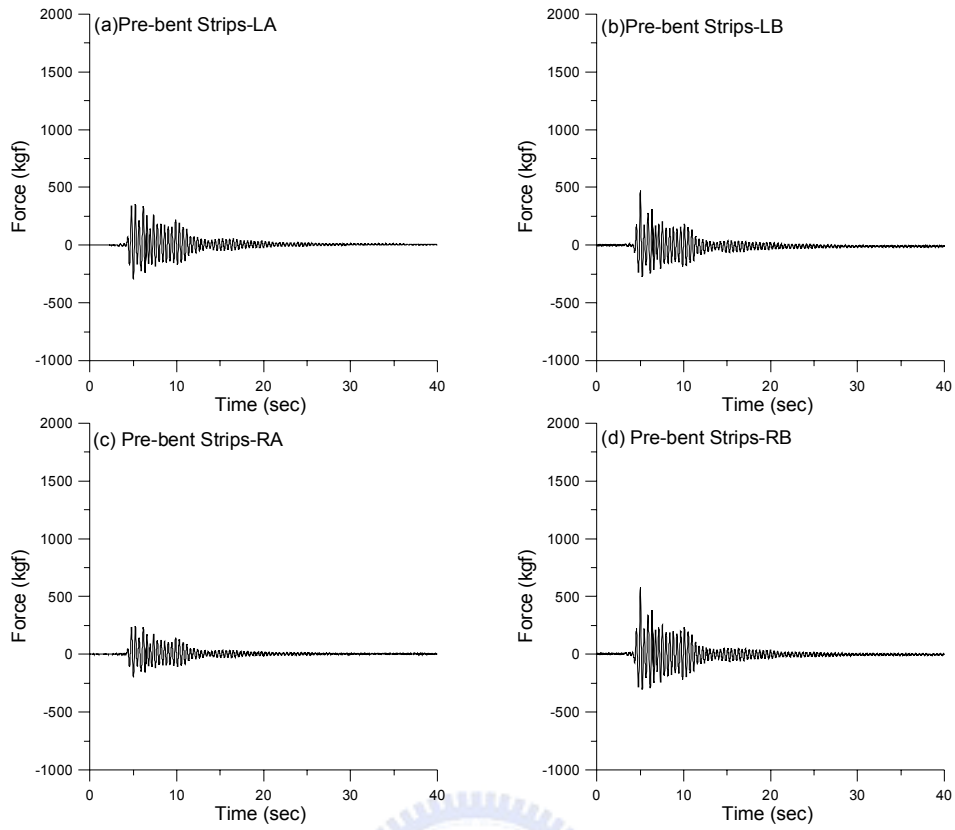


圖 4.17 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.22g)

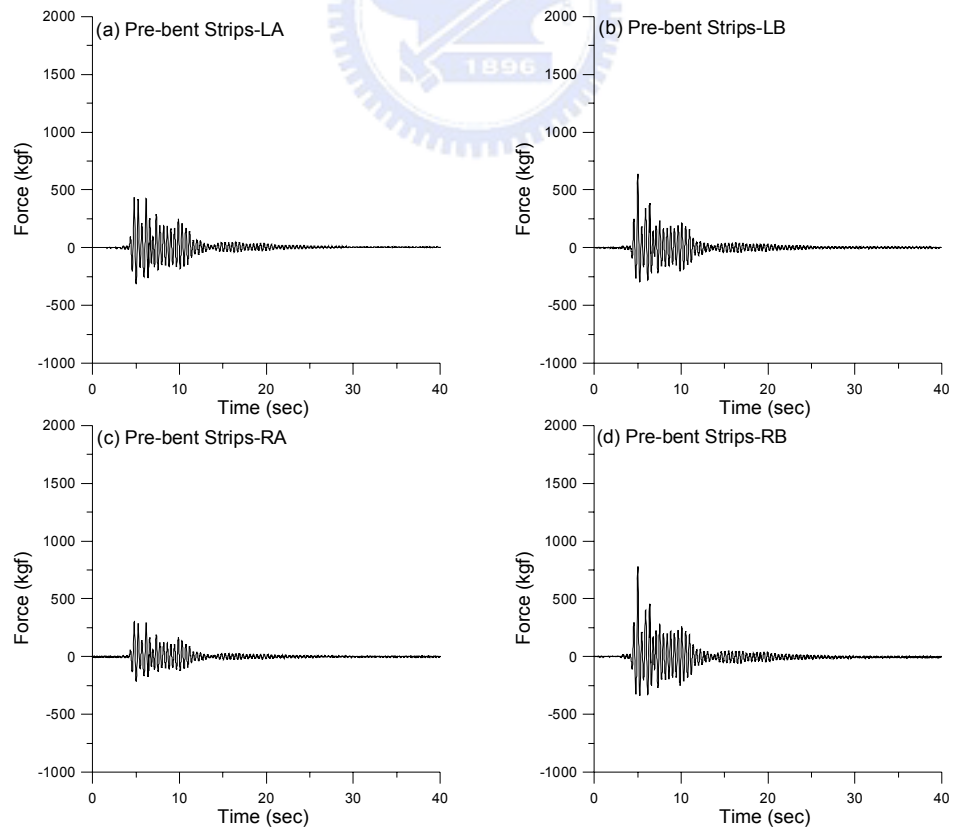


圖 4.18 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.27g)

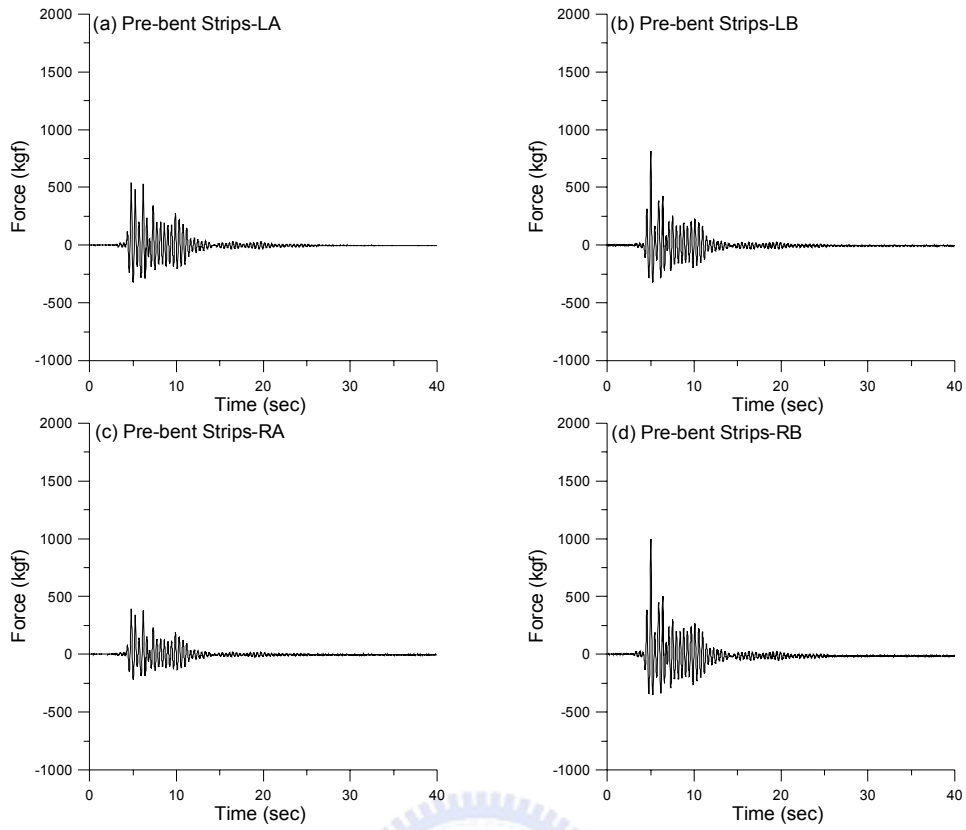


圖 4.19 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.36g)

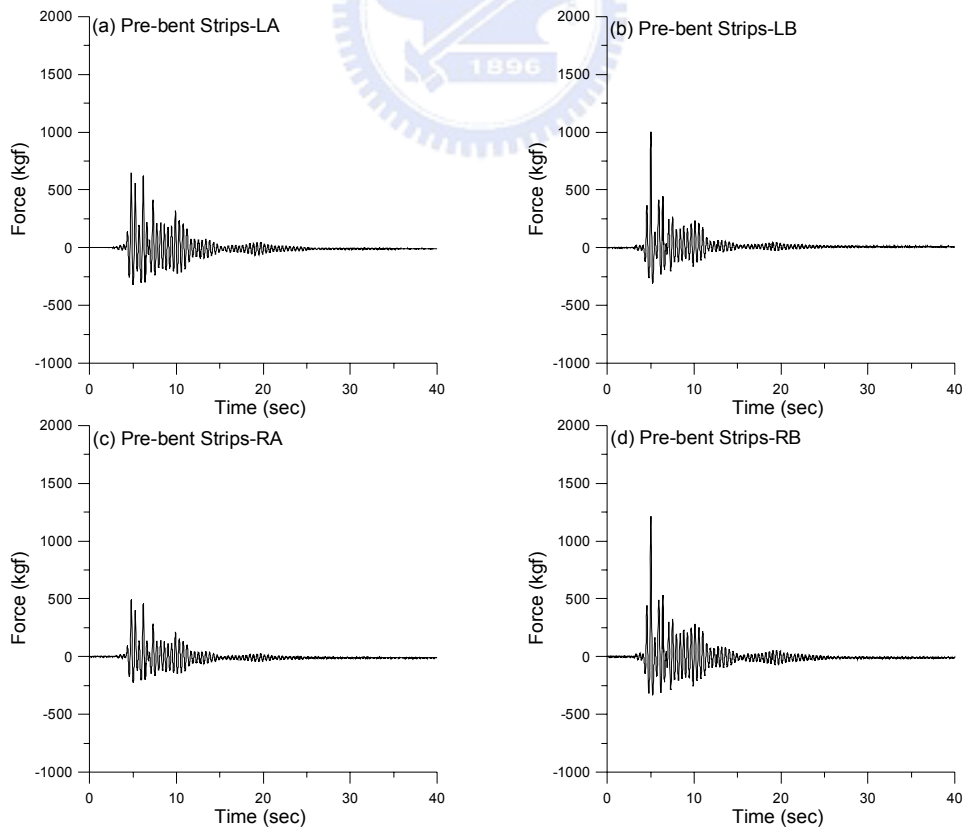


圖 4.20 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.45g)

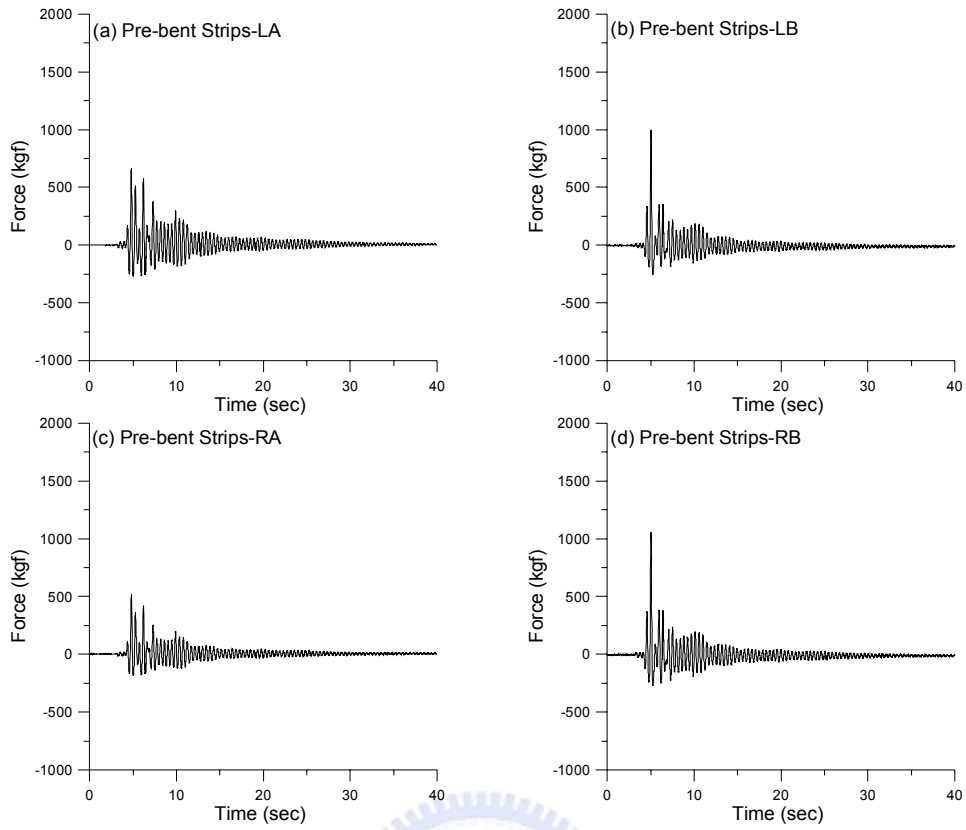


圖 4.21 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.52g)

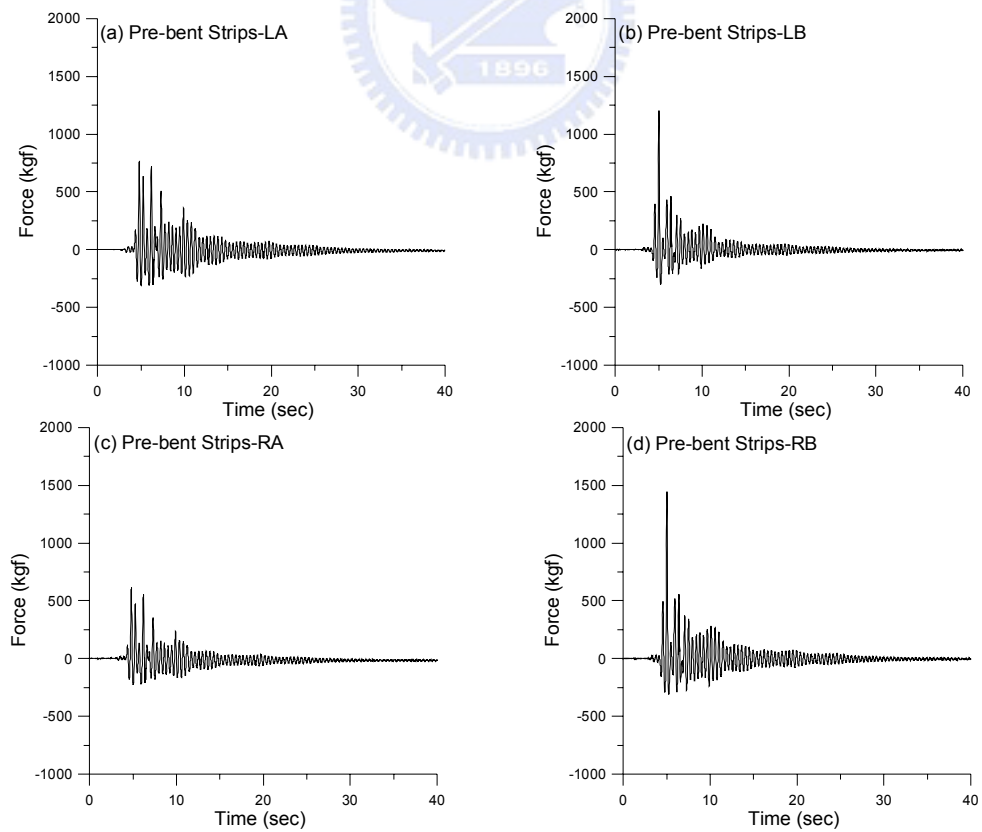
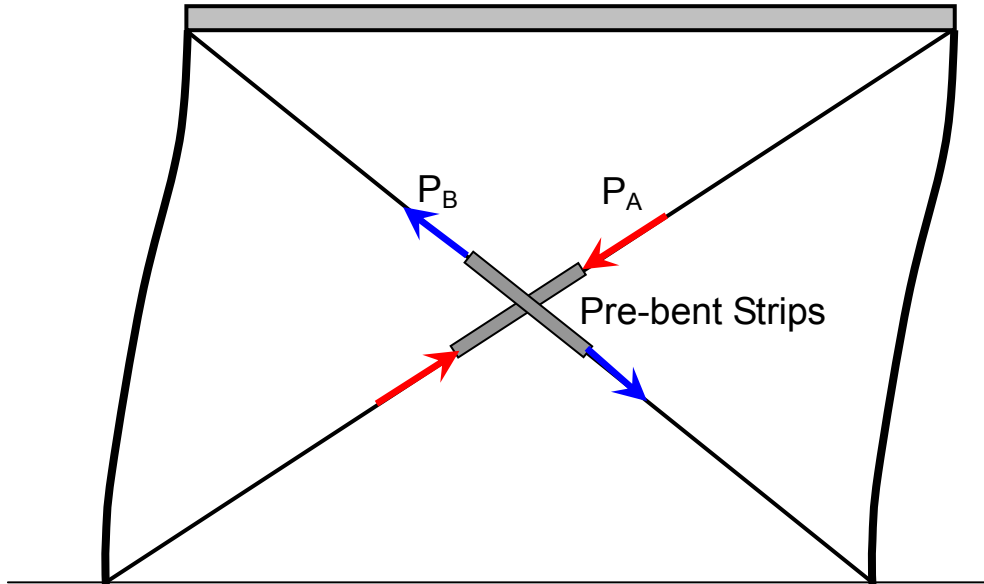
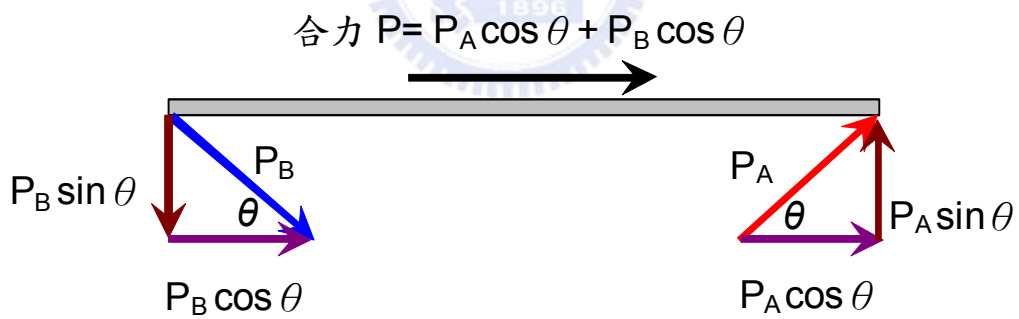


圖 4.22 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Kobe ; PGA=0.59g)



(a)樓層變形與韌性斜撐受力示意圖



(b)韌性斜撐受力轉換水平出力示意圖

圖 4.23 交叉配置韌性斜撐模組受力示意圖

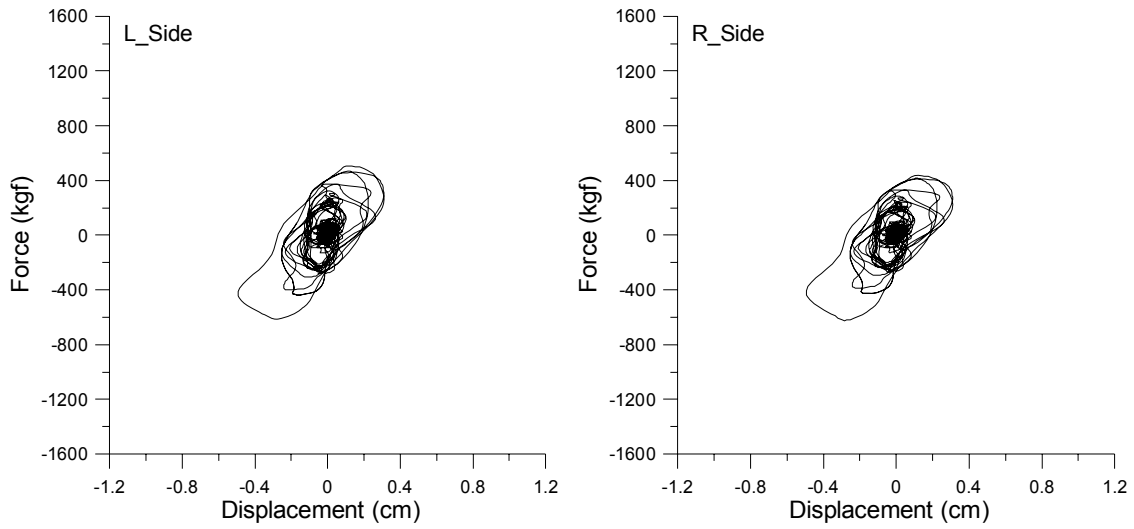


圖 4.24 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.22g)

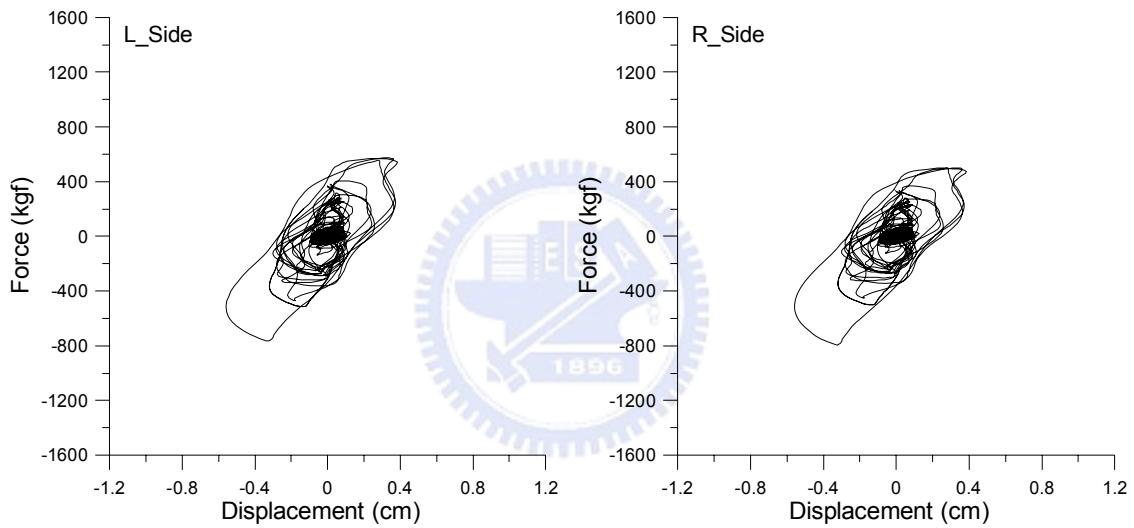


圖 4.25 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.27g)

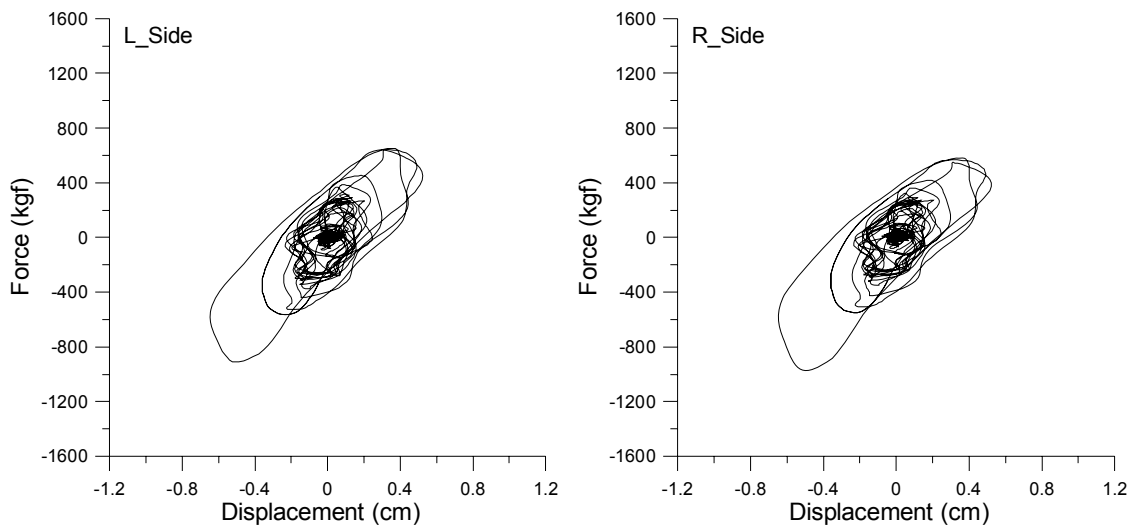


圖 4.26 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.36g)

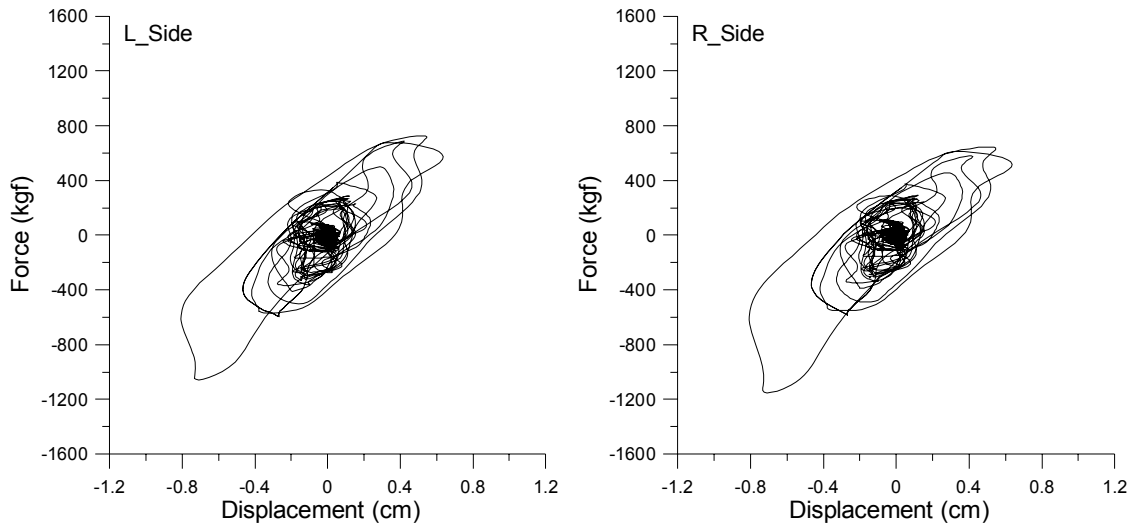


圖 4.27 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.45g)

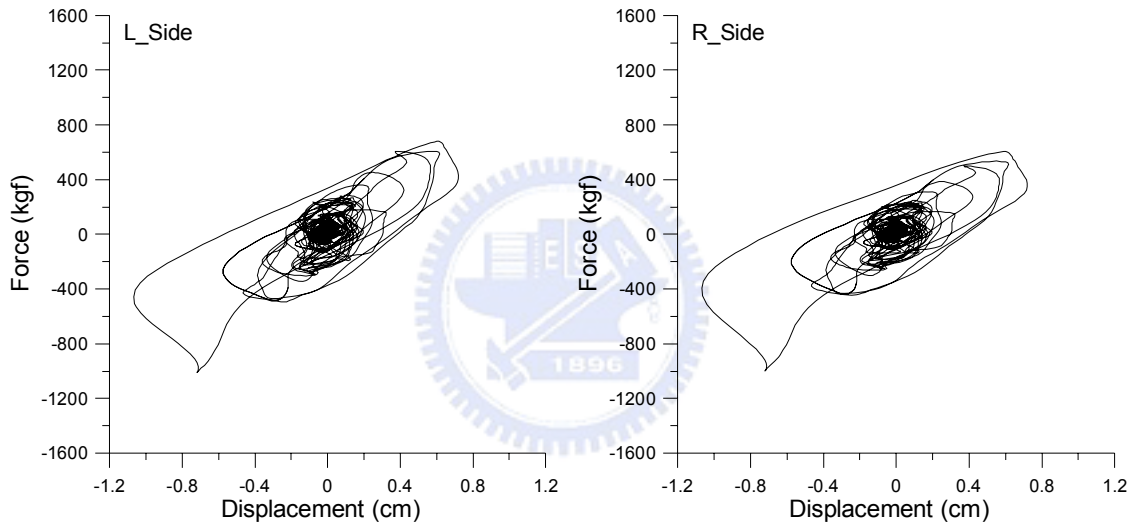


圖 4.28 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.52g)

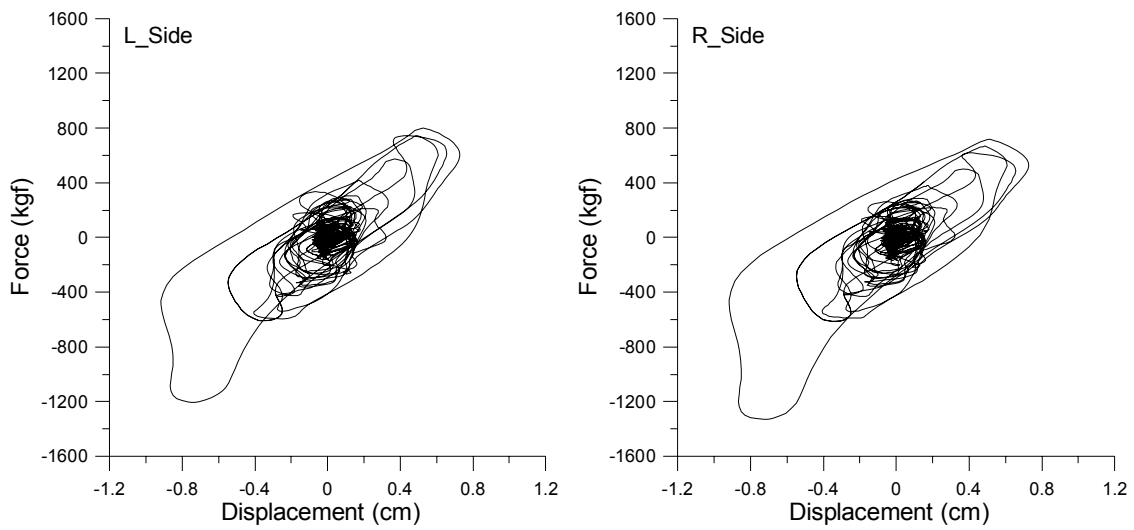


圖 4.29 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=0.59g)

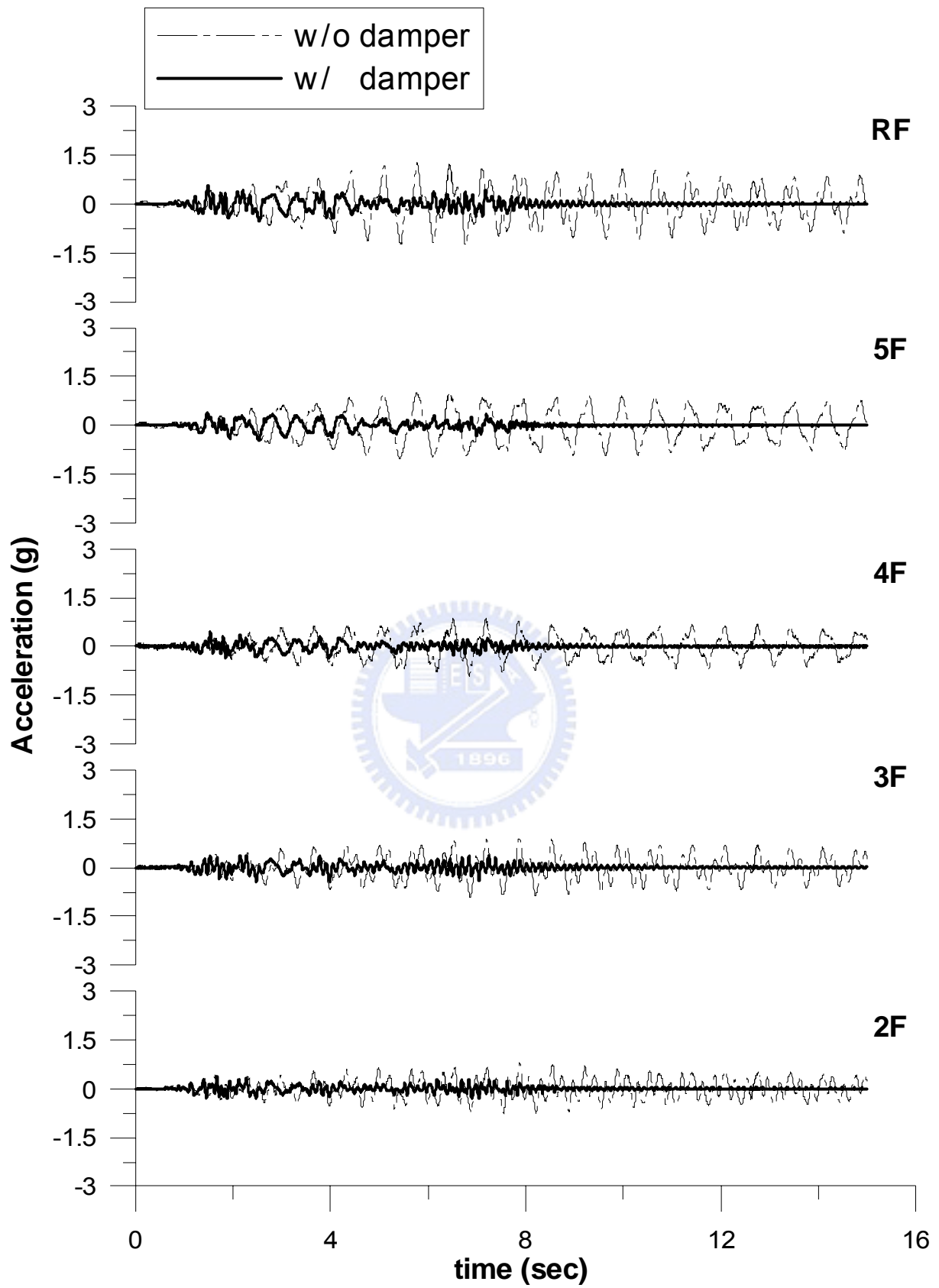


圖 4.30 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.25g)

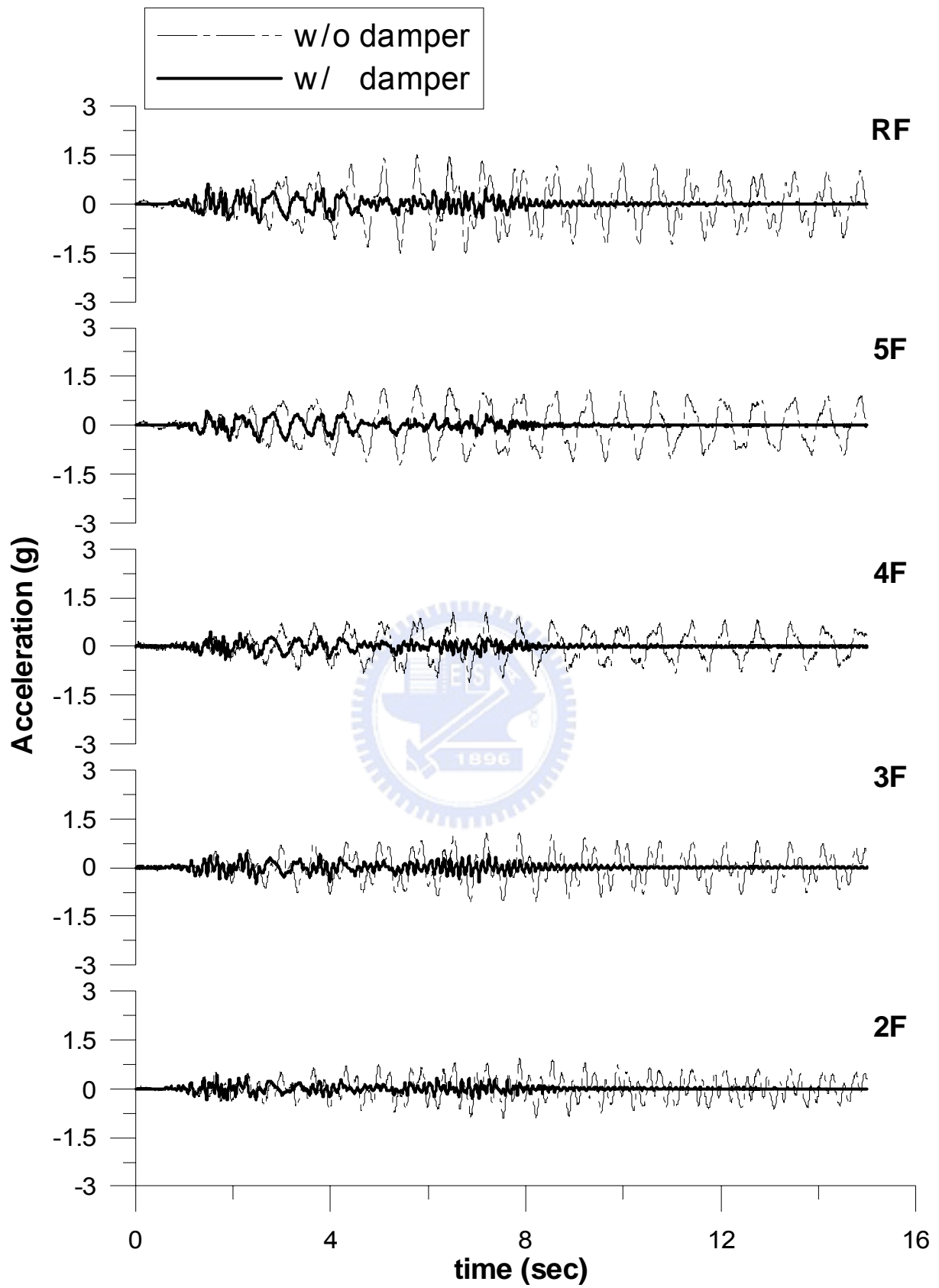


圖 4.31 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.3g)

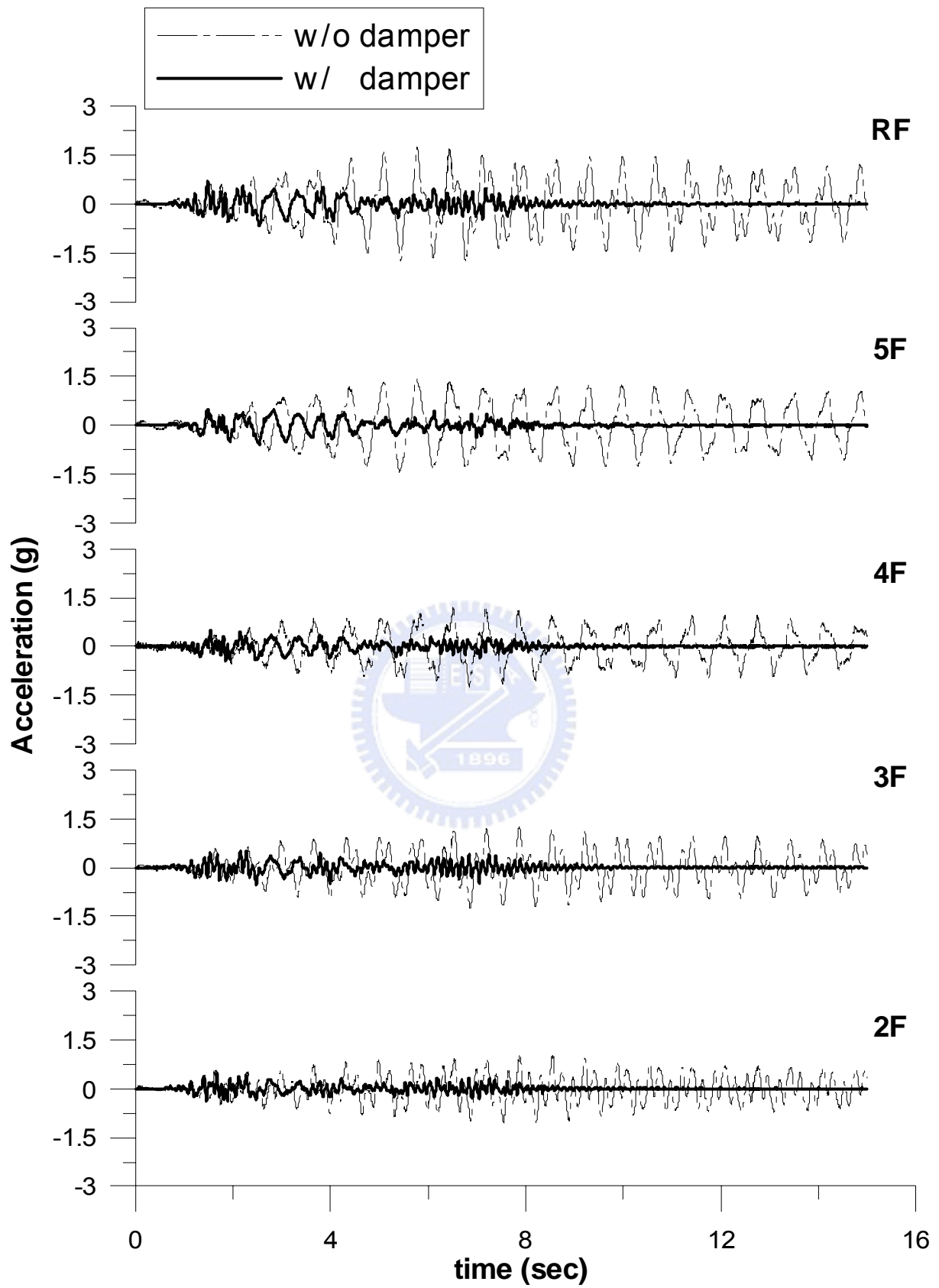


圖 4.32 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.35g)

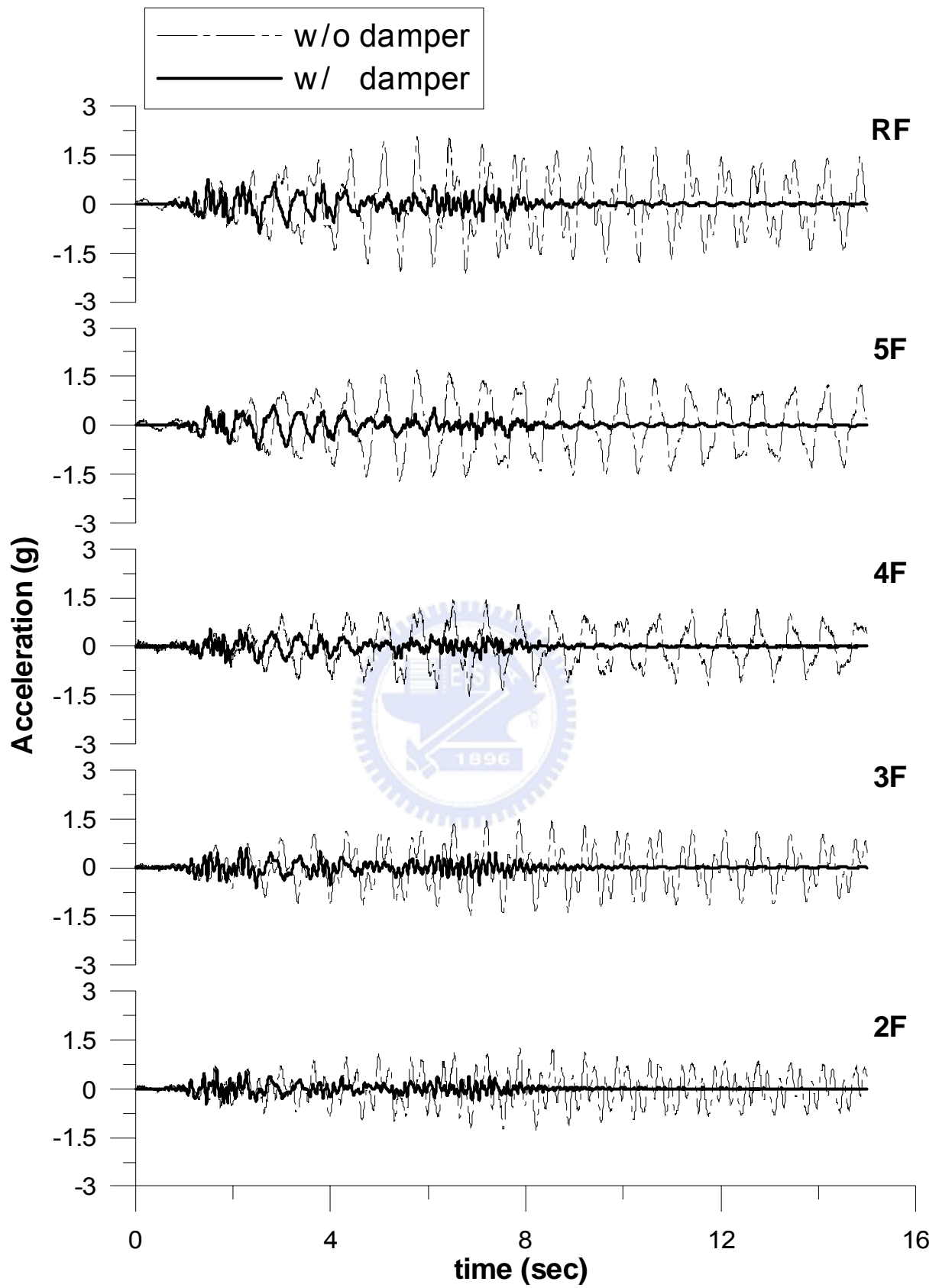


圖 4.33 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.41g)

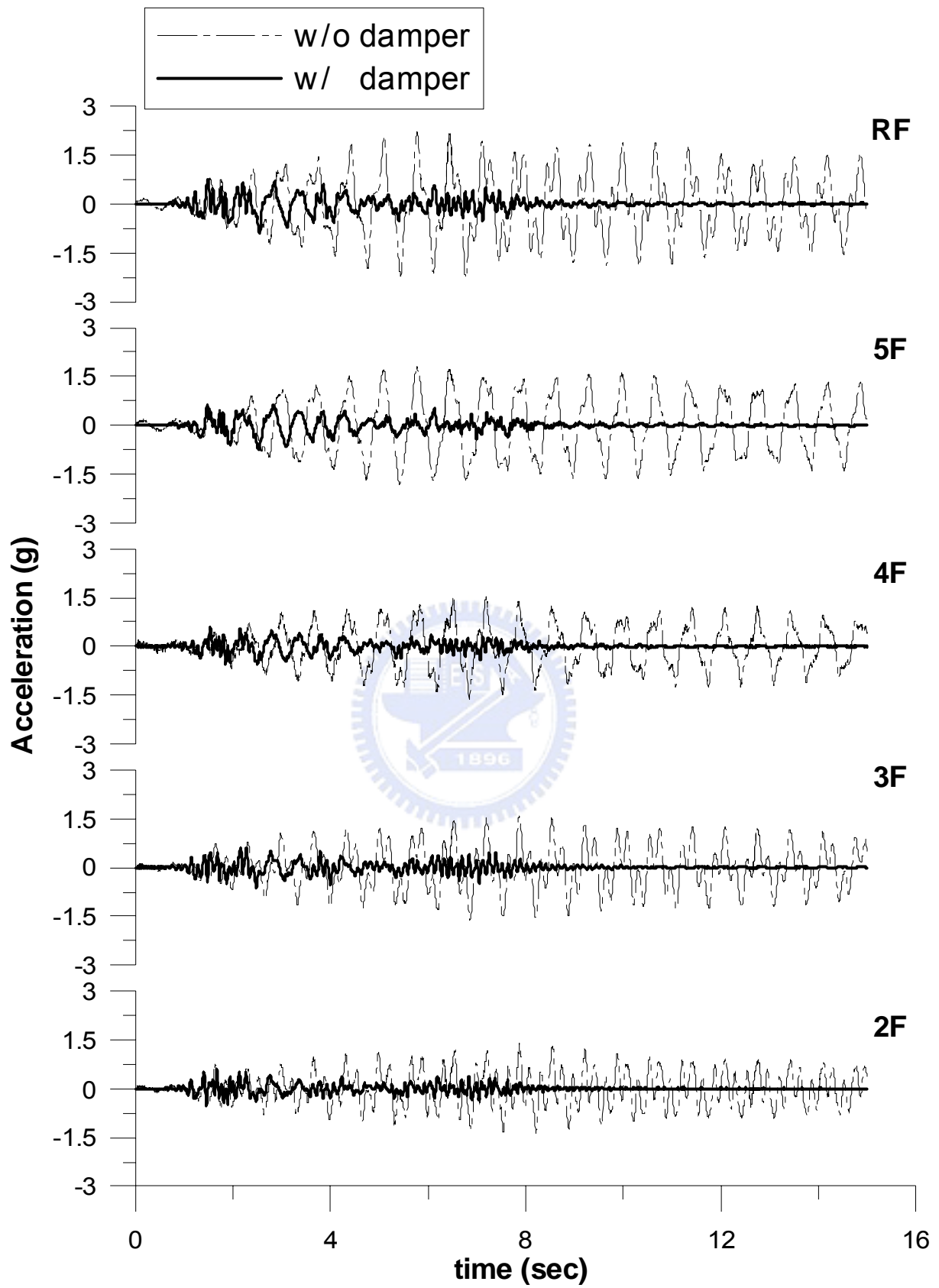


圖 4.34 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.44g)

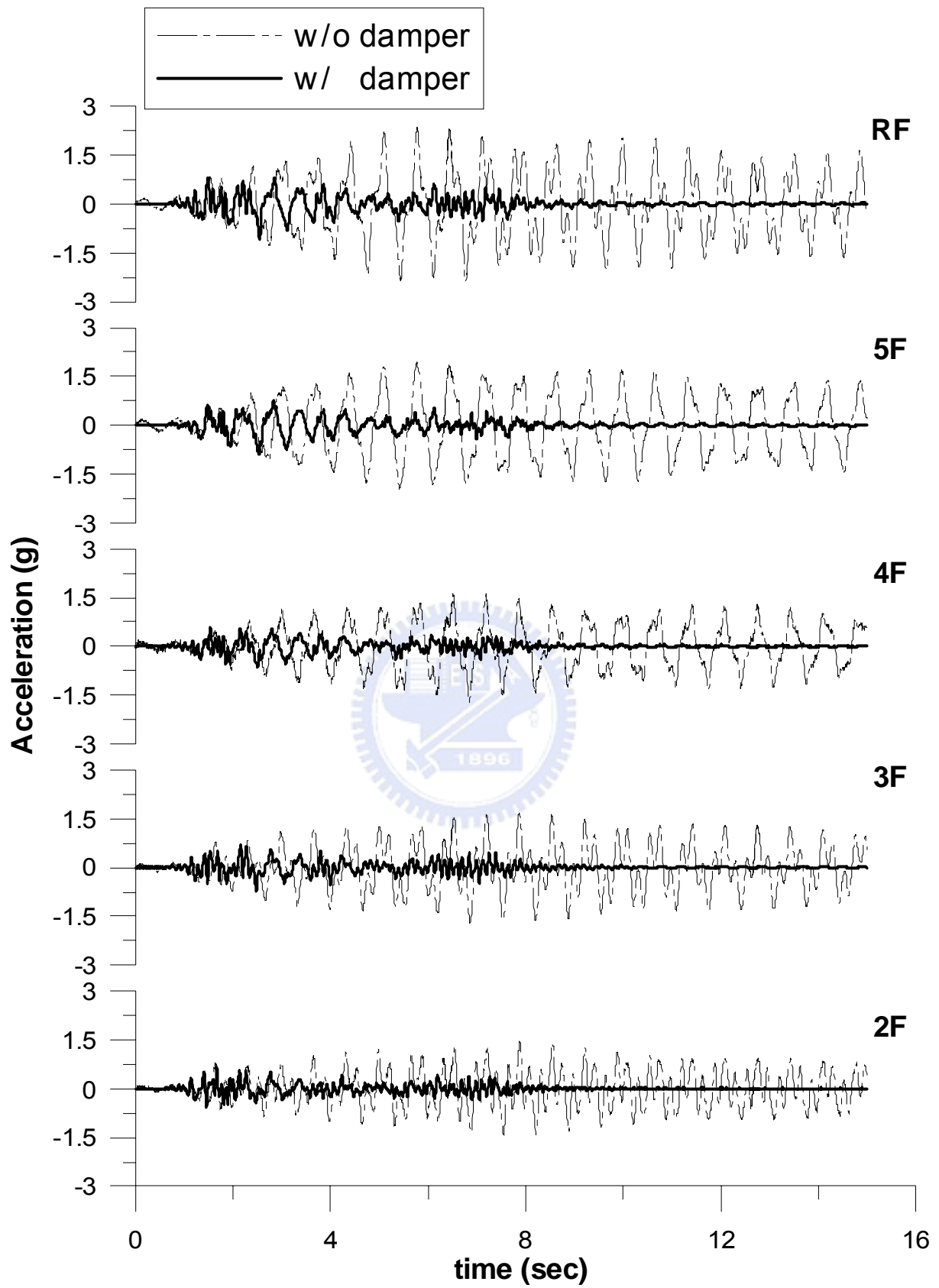


圖 4.35 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe ; PGA=0.47g)

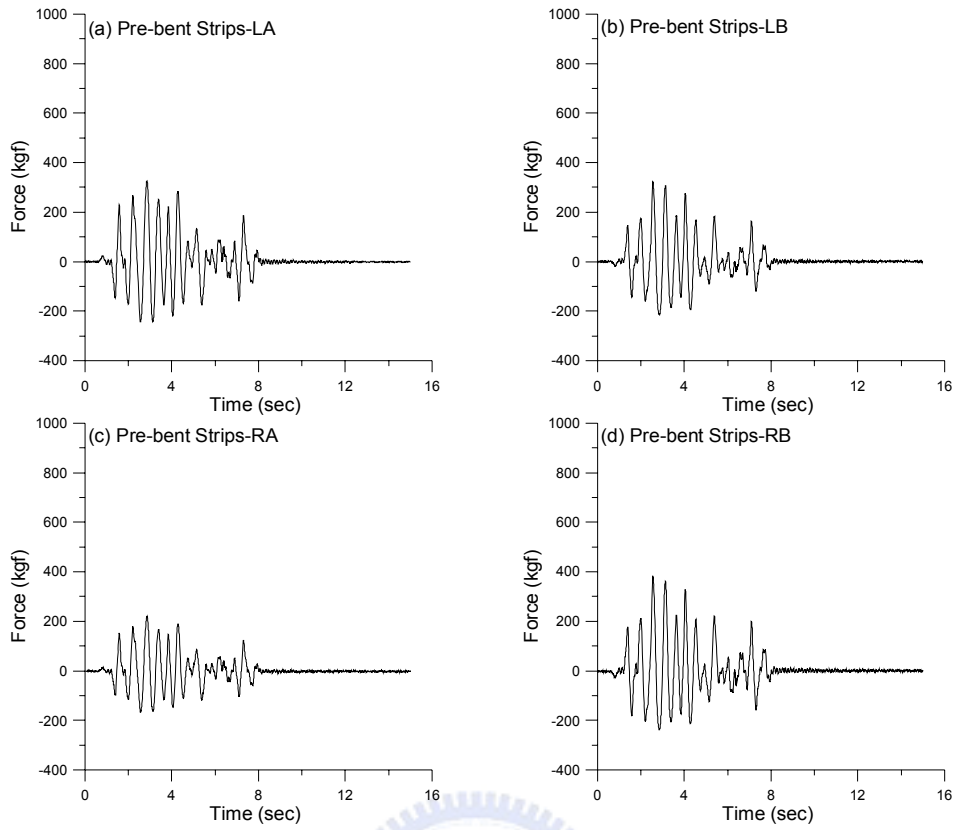


圖 4.36 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.25g)

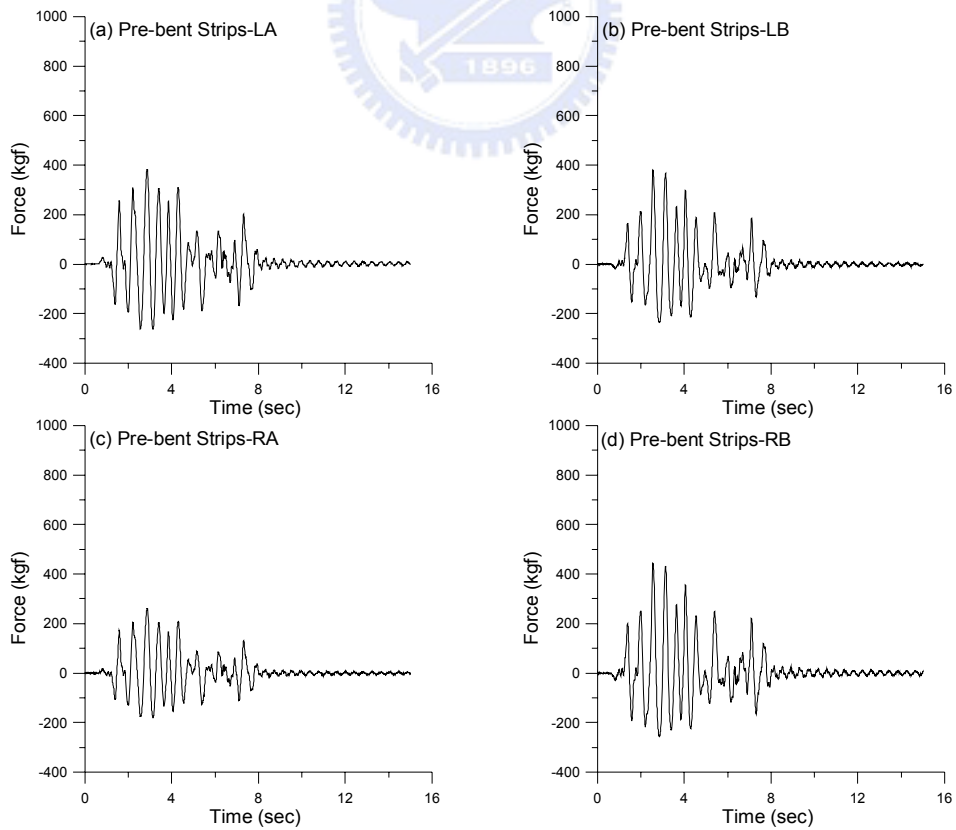


圖 4.37 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.3g)

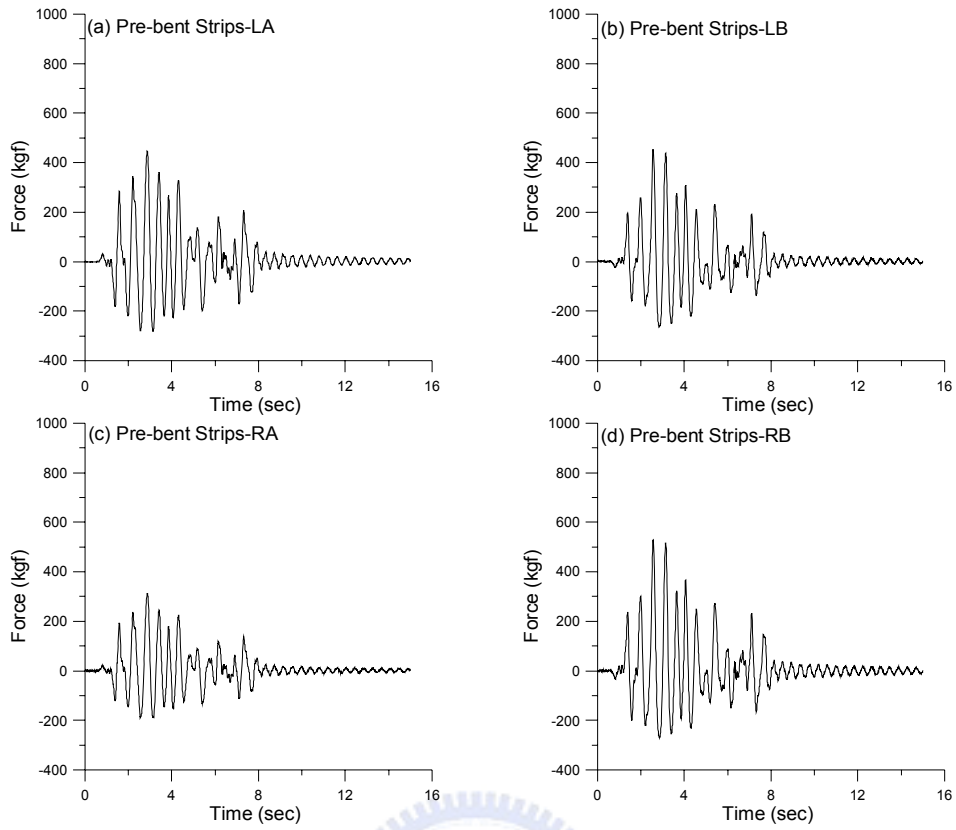


圖 4.38 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.35g)

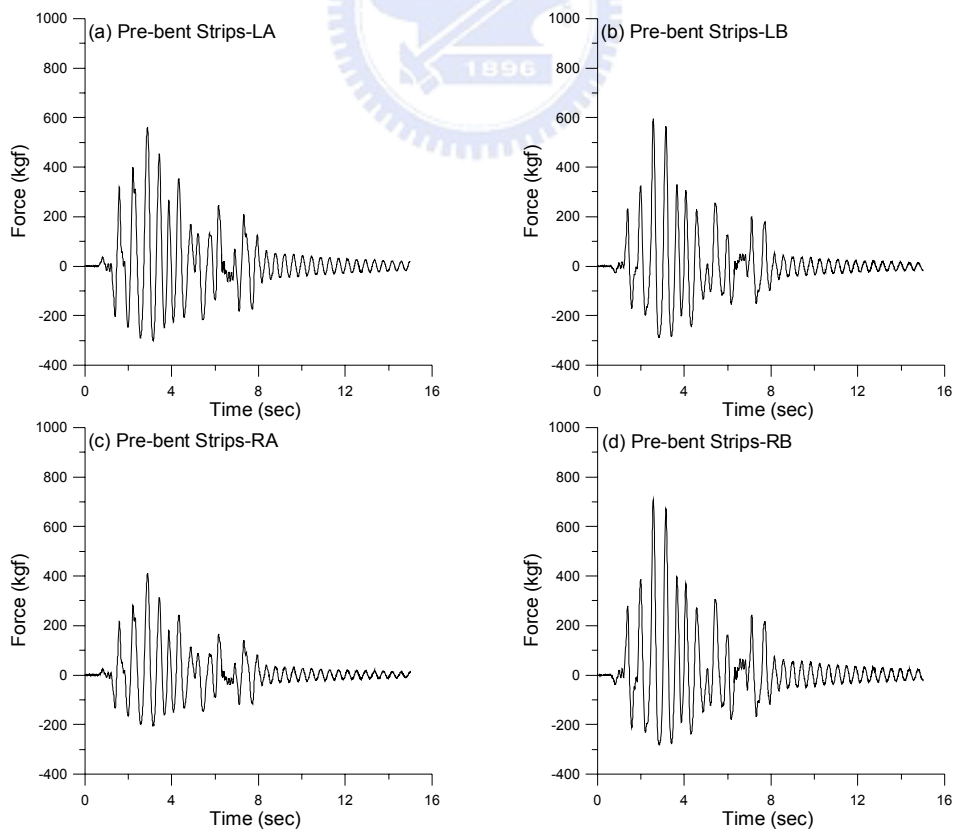


圖 4.39 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.41g)

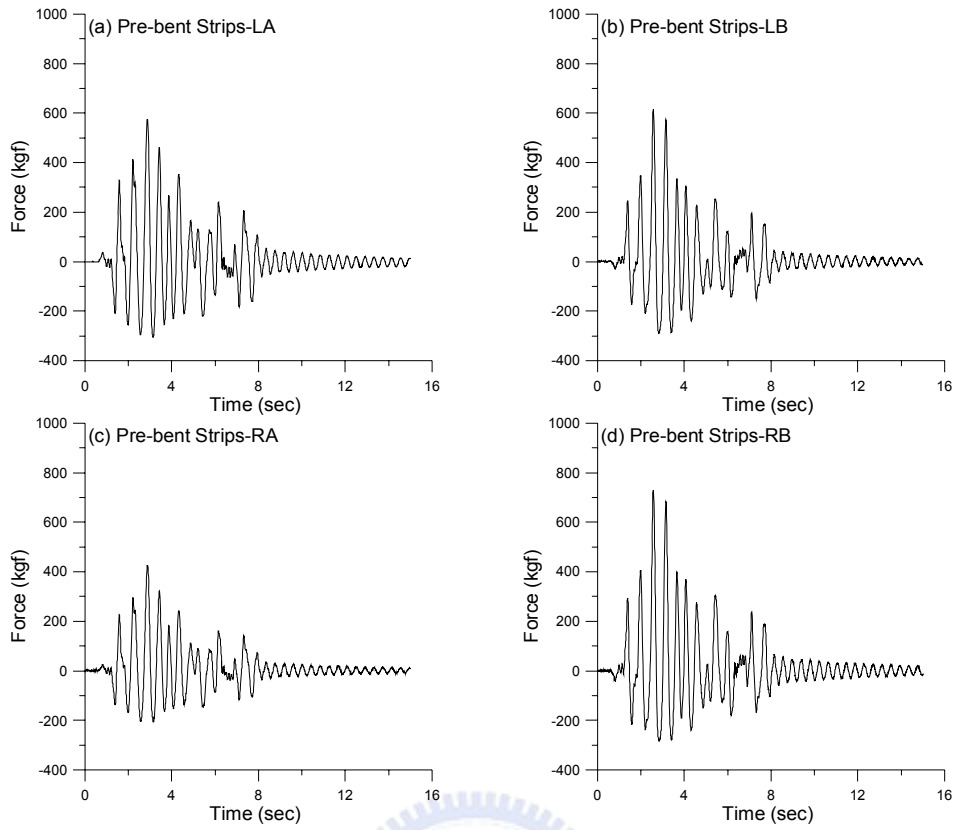


圖 4.40 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.44g)

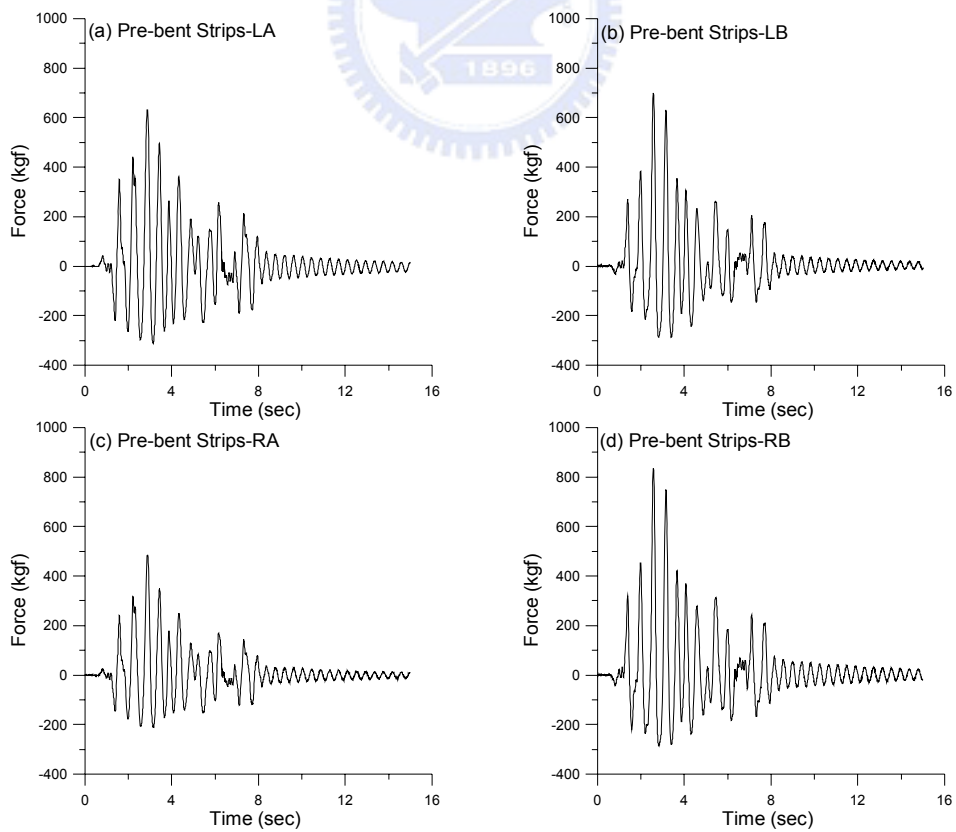


圖 4.41 一樓四組預彎拱鈸出力歷時(Hachinohe ; PGA=0.47g)

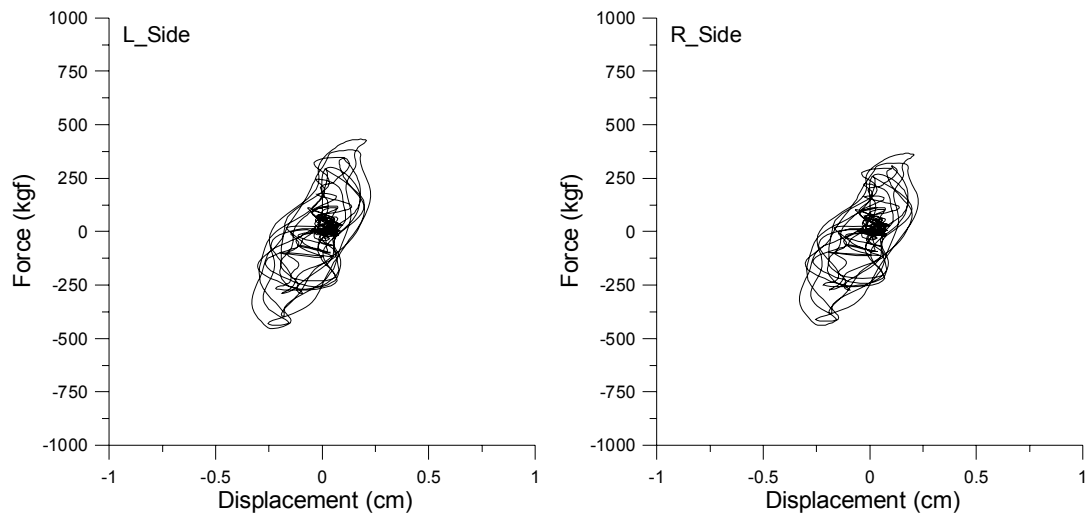


圖 4.42 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.25g)

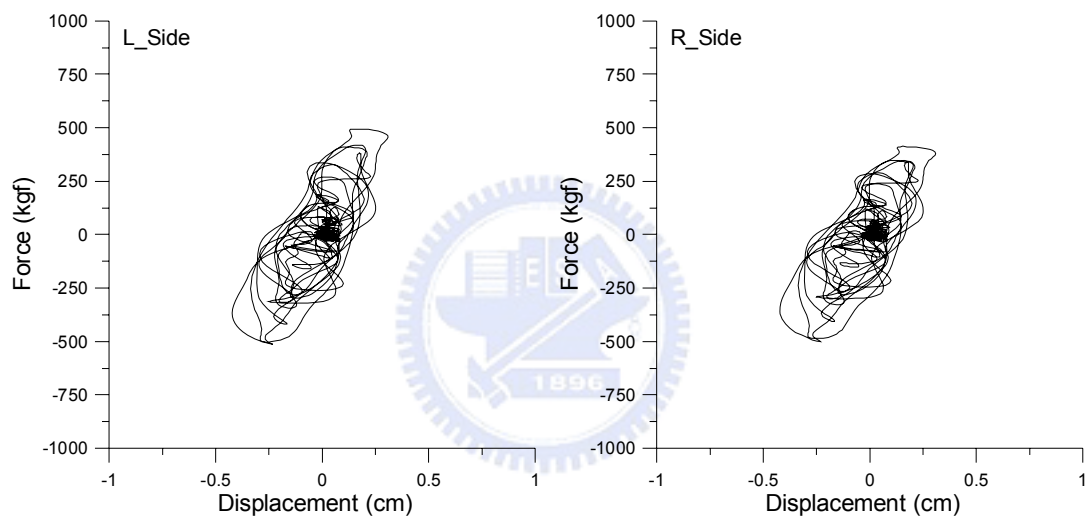


圖 4.43 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.3g)

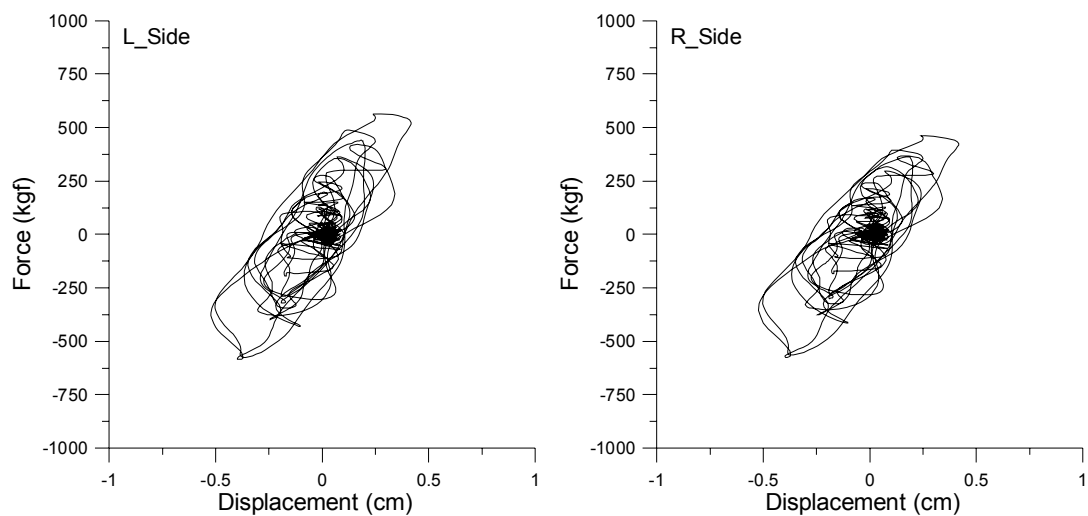


圖 4.44 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.35g)

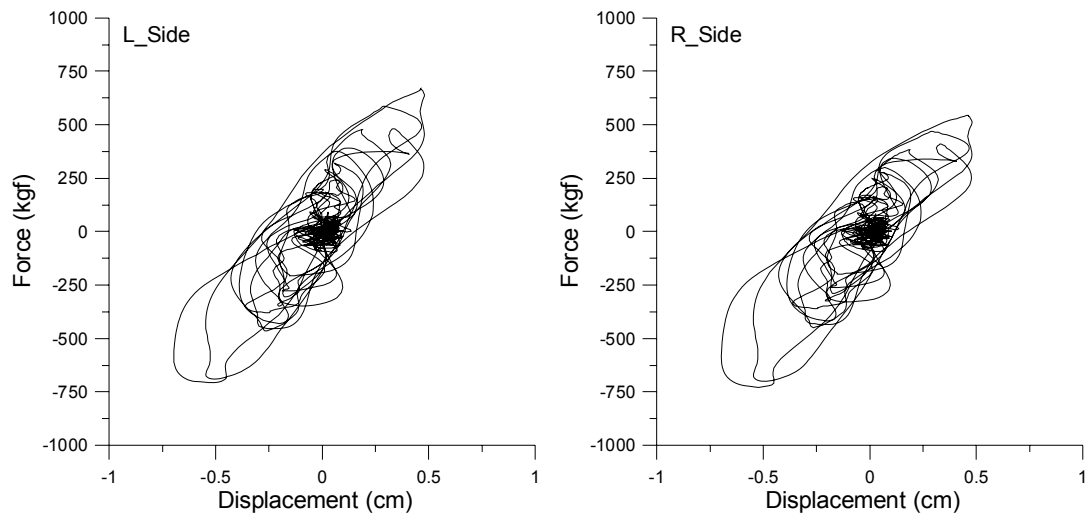


圖 4.45 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.41g)

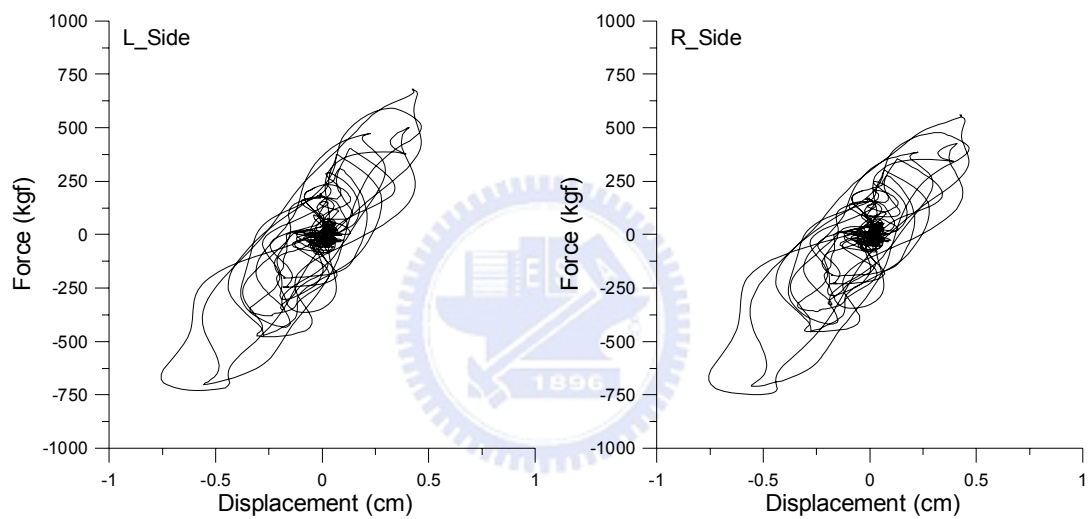


圖 4.46 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.44g)

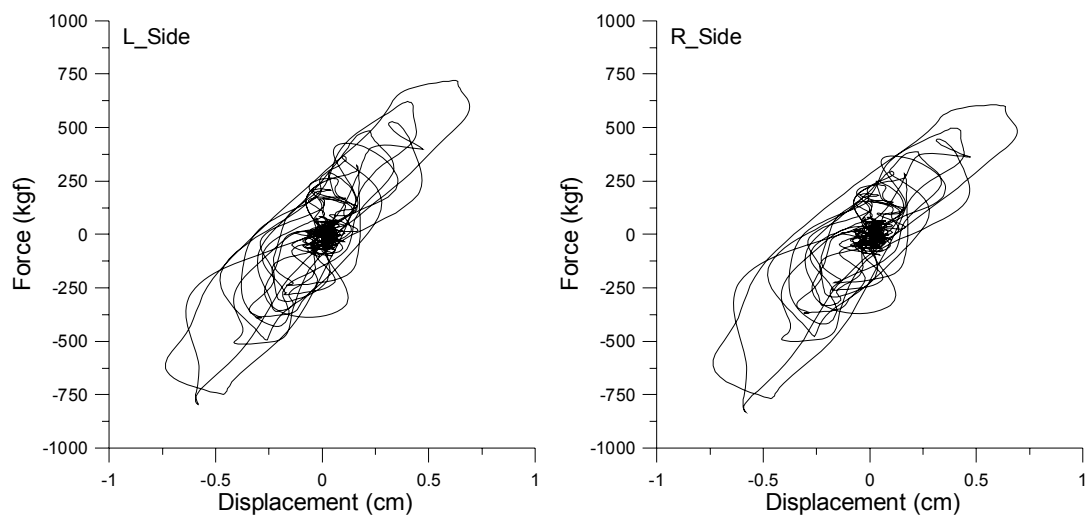


圖 4.47 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(Hachinohe ; PGA=0.47g)

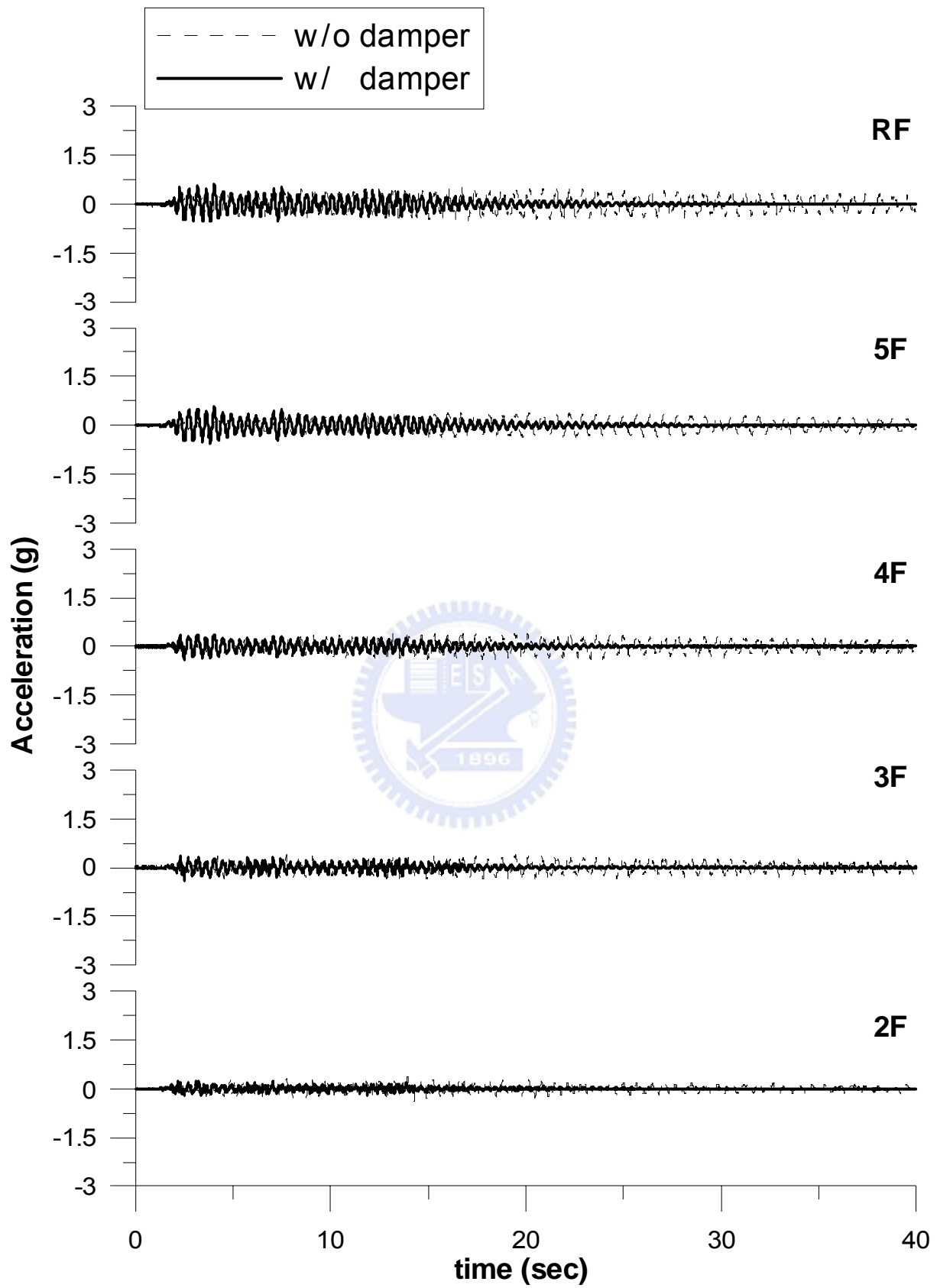


圖 4.48 各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.17g)

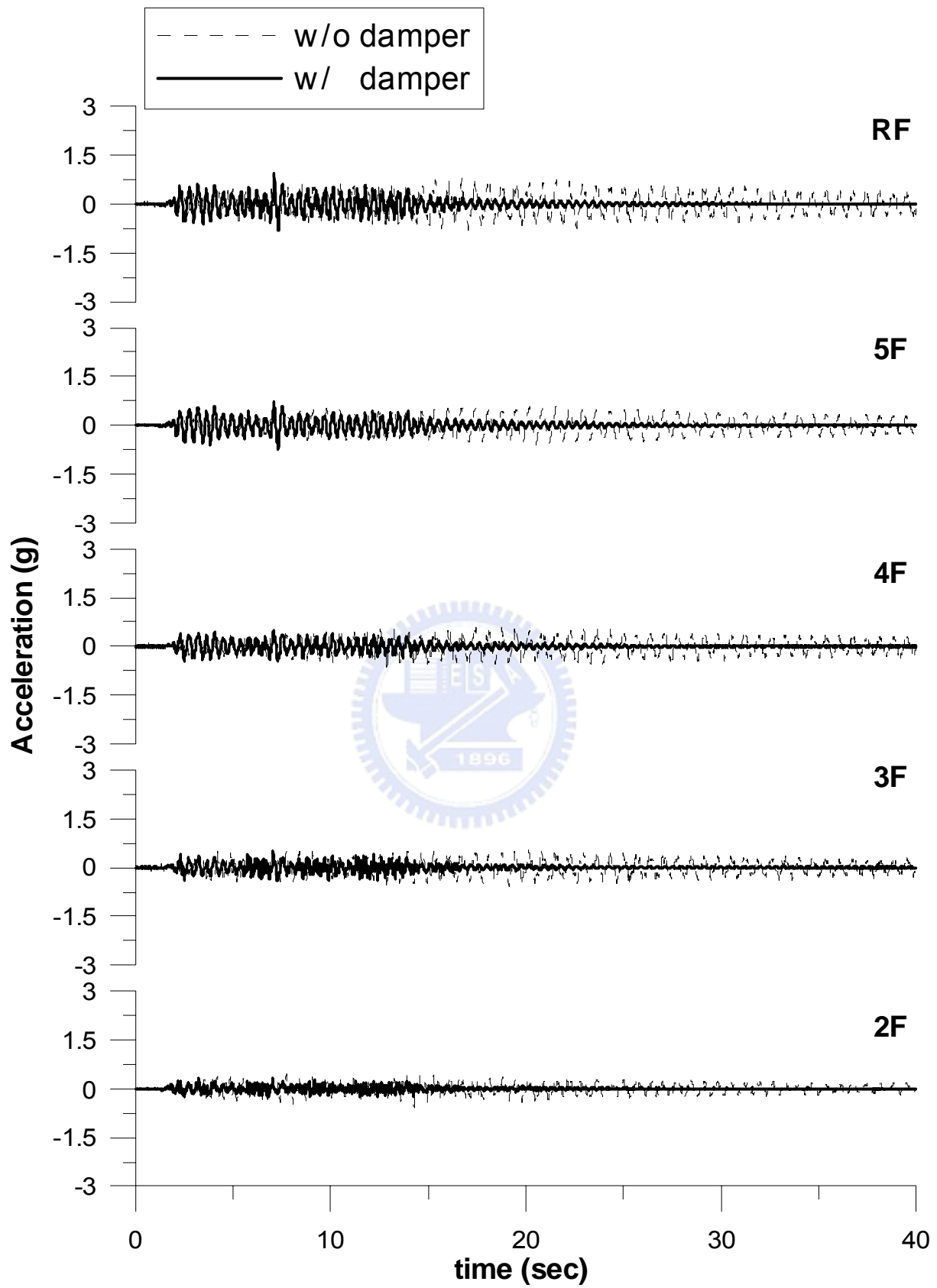


圖 4.49 各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.23g)

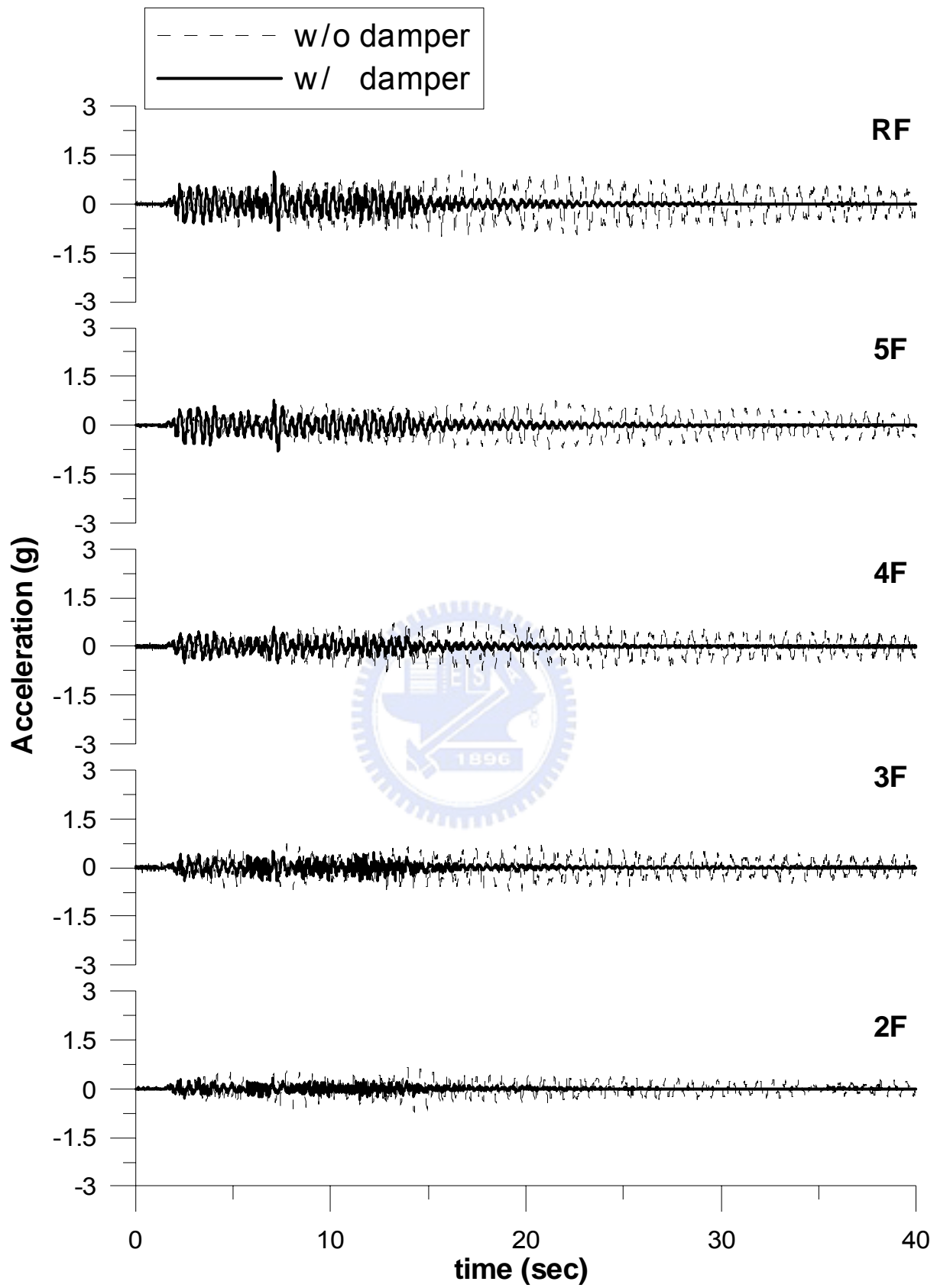


圖 4.50 各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.3g)

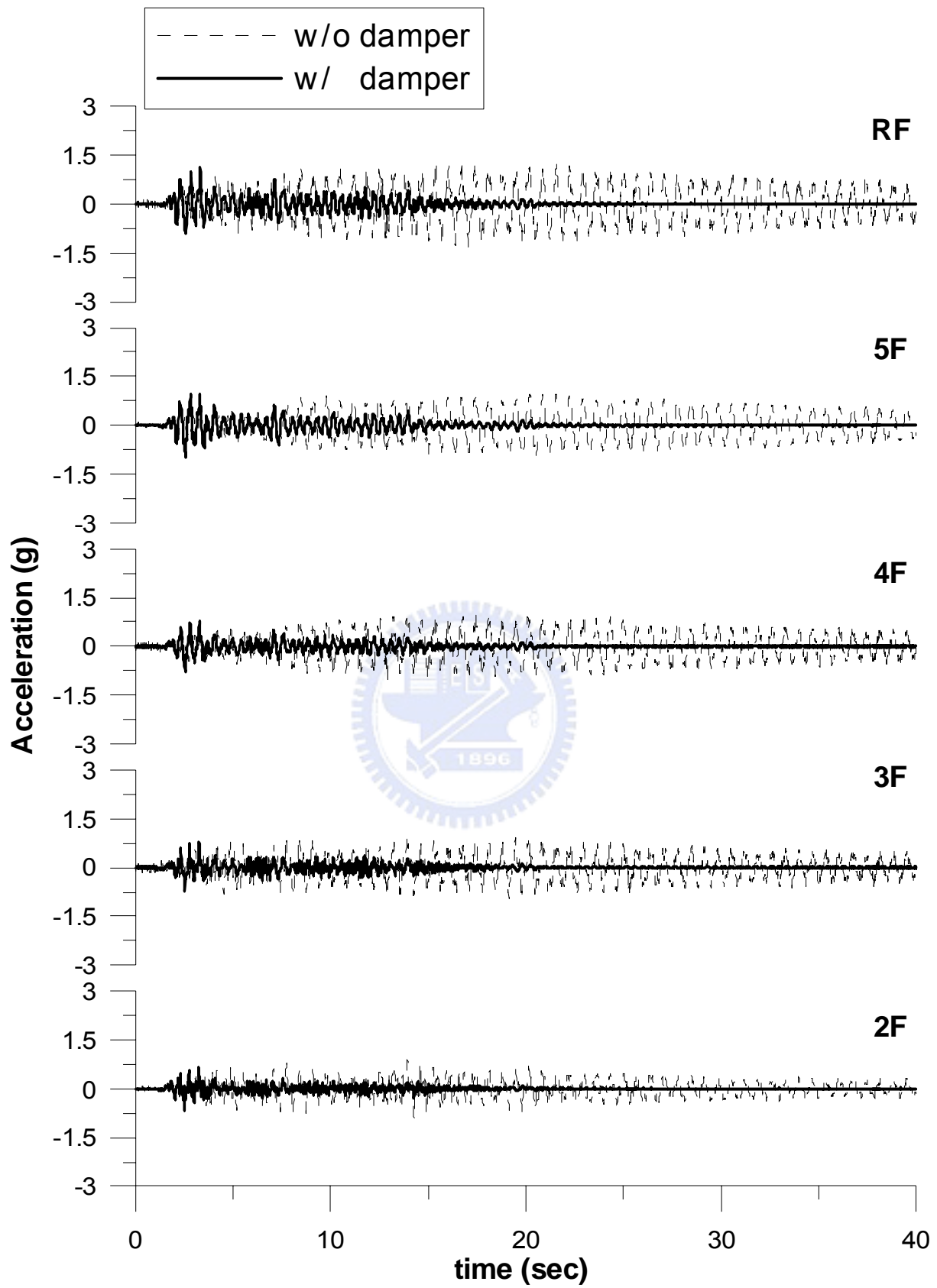


圖 4.51 各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.39g)

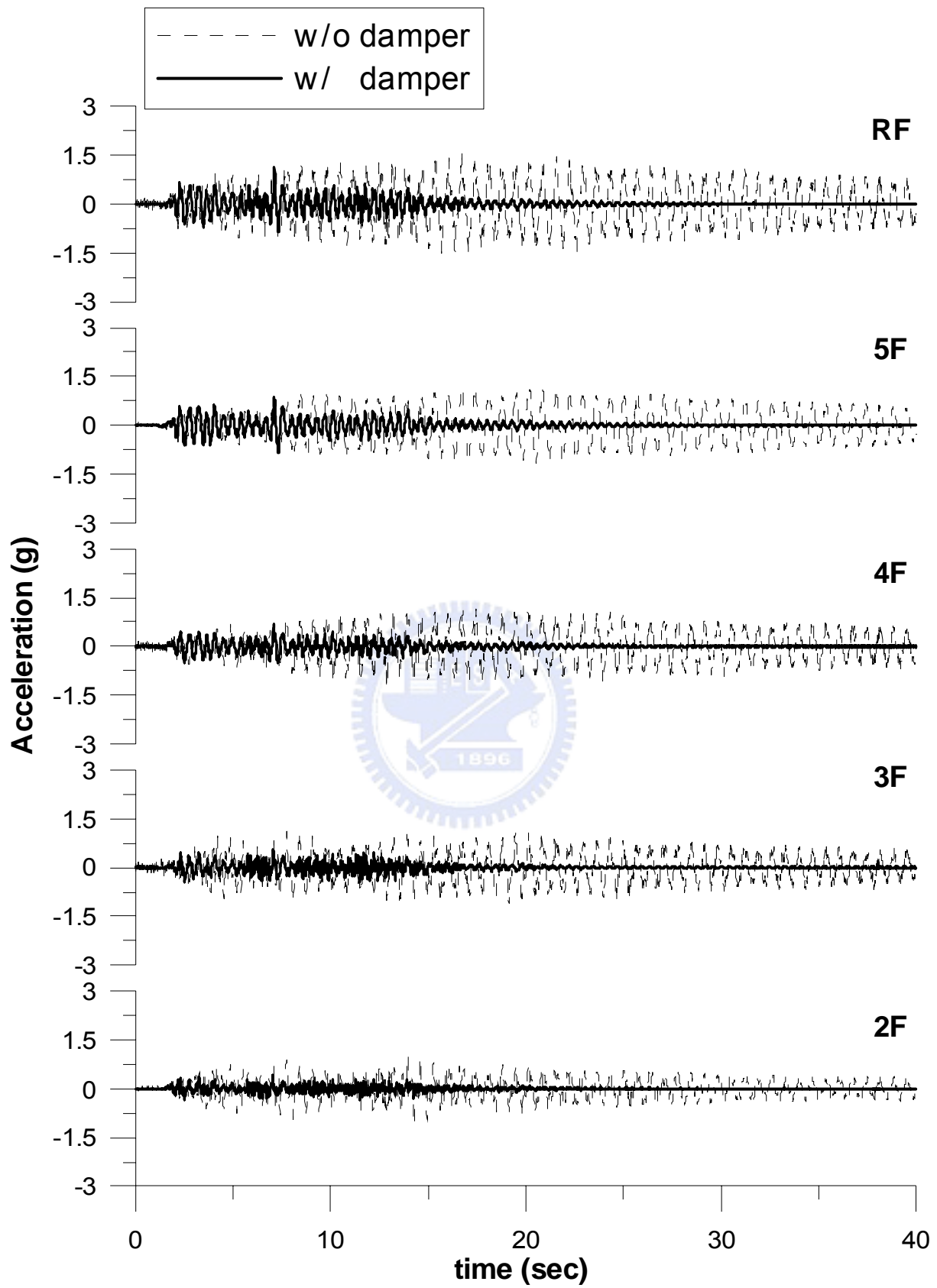


圖 4.52 各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.46g)

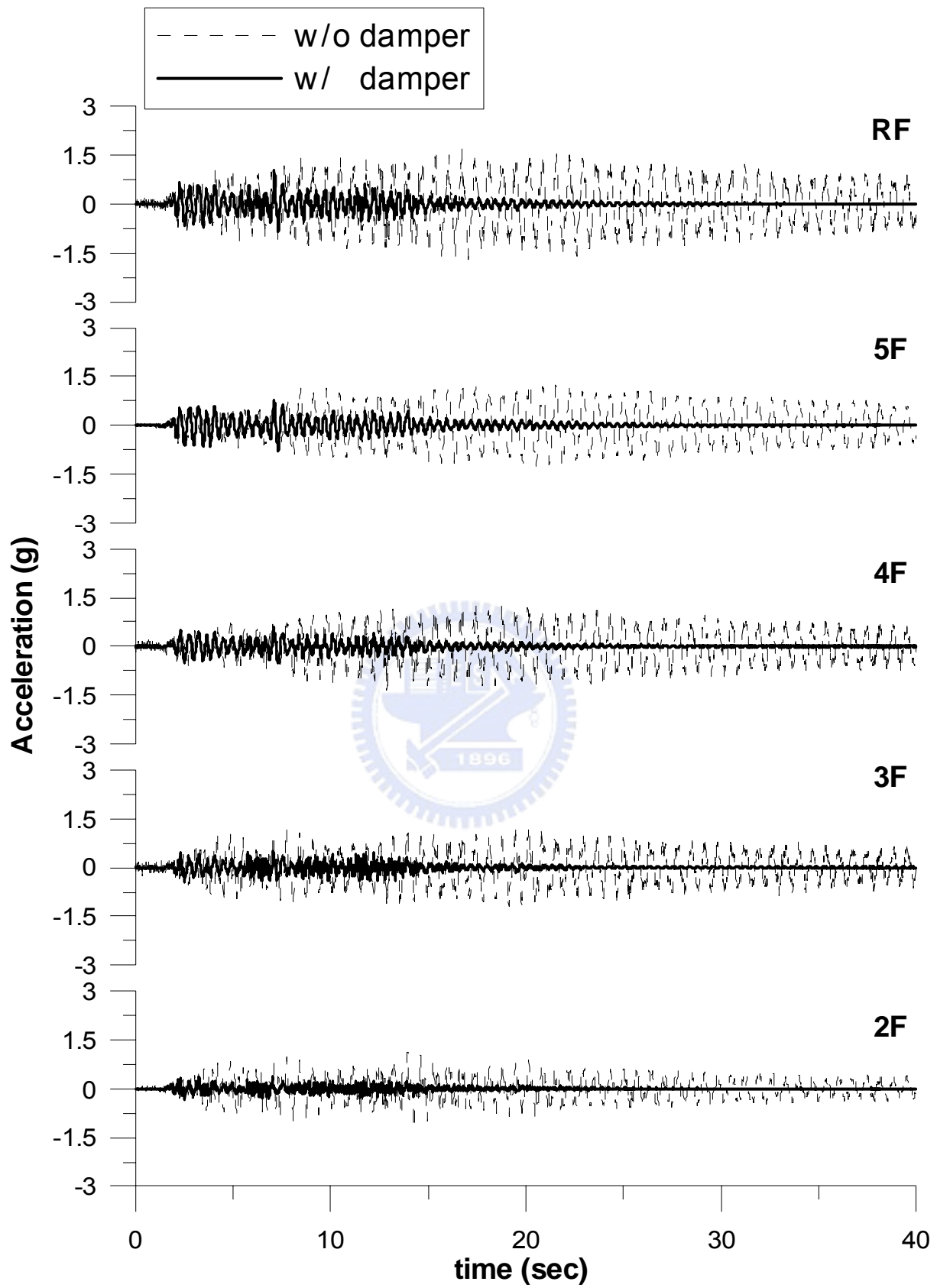
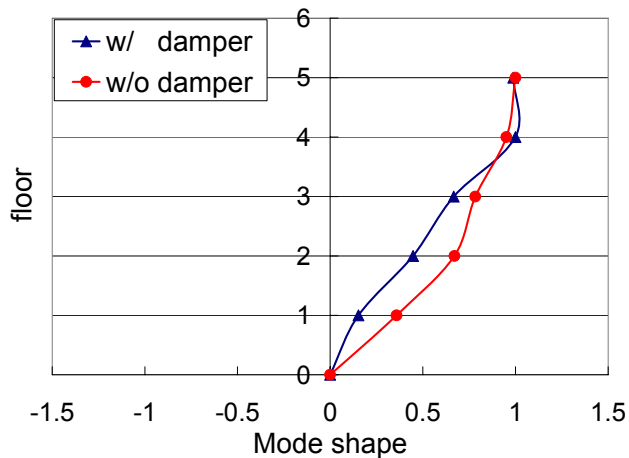
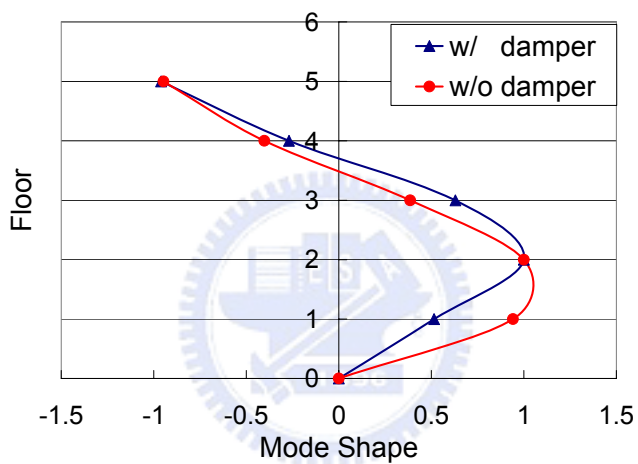


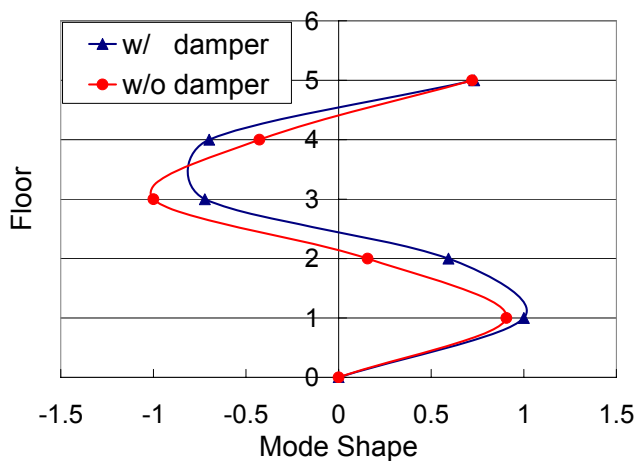
圖 4.53 各樓層加速度反應歷時比較(EI Centro ; PGA=0.5g)



(a) First Mode

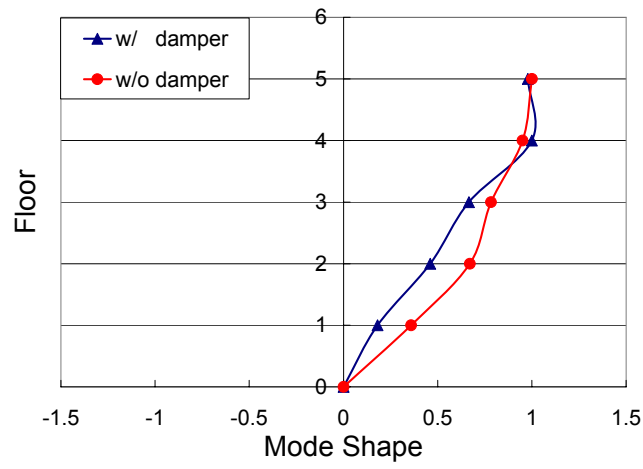


(b) Second Mode

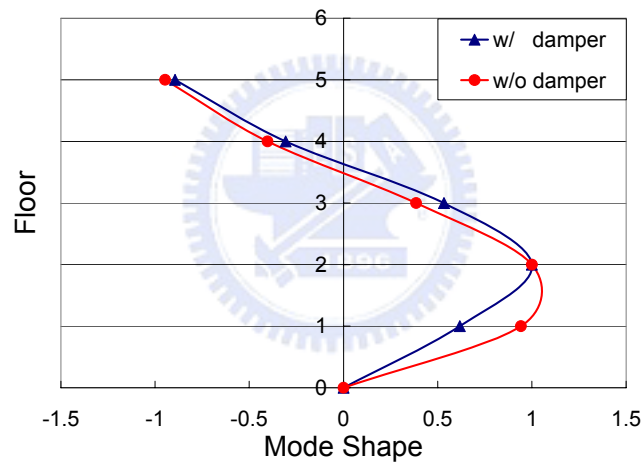


(c) Third Mode

圖 4.54 結構之振態分析(EI Centro,PGA=0.23g)

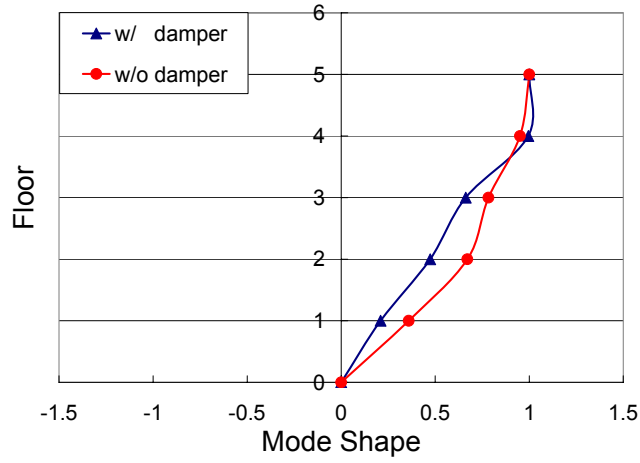


(a) First Mode

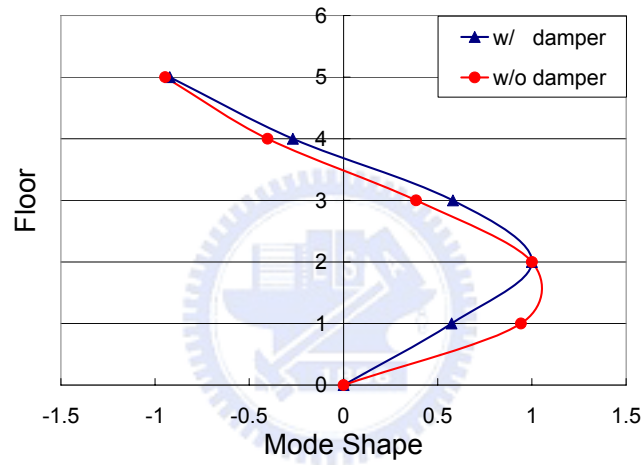


(b) Second Mode

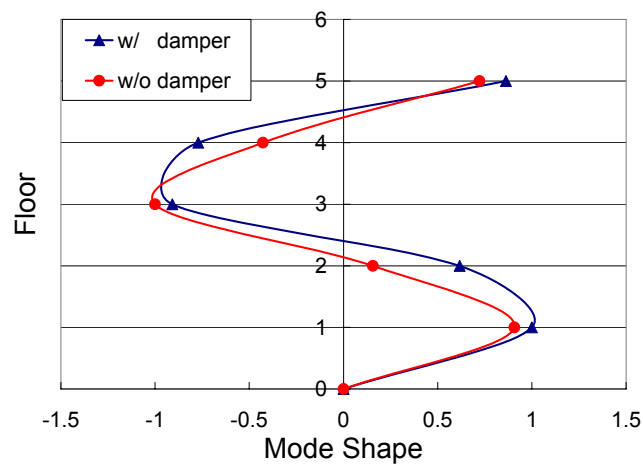
圖 4.55 結構之振態分析(Kobe,PGA=0.22g)



(a) First Mode



(b) Second Mode



(c) Third Mode

圖 4.56 結構之振態分析(Hachinohe,PGA=0.25g)

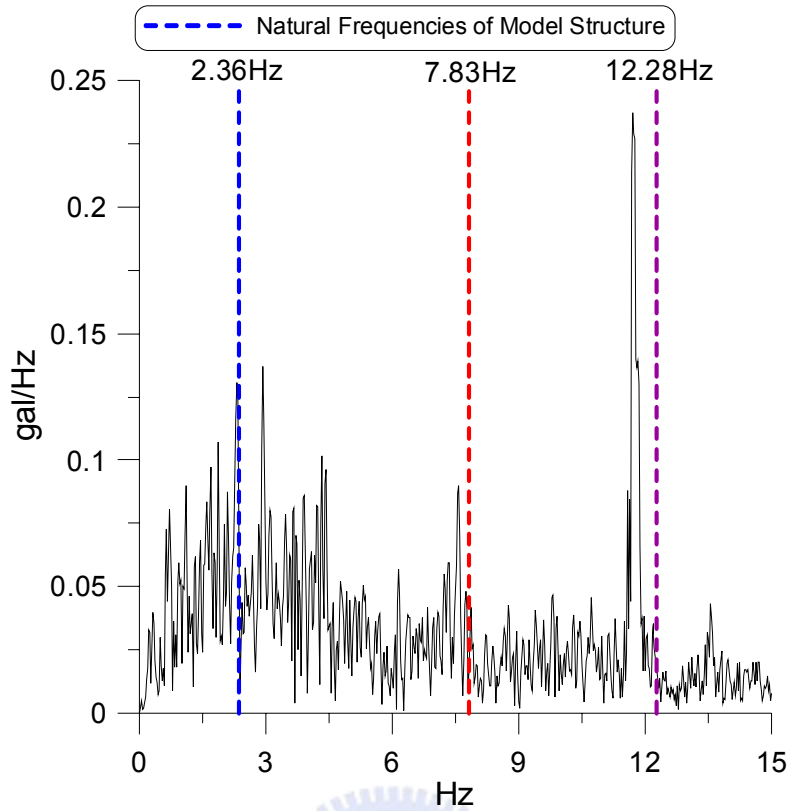


圖 4.57 El Centro 震波頻譜與結構頻率比較圖(PGA=0.23g)

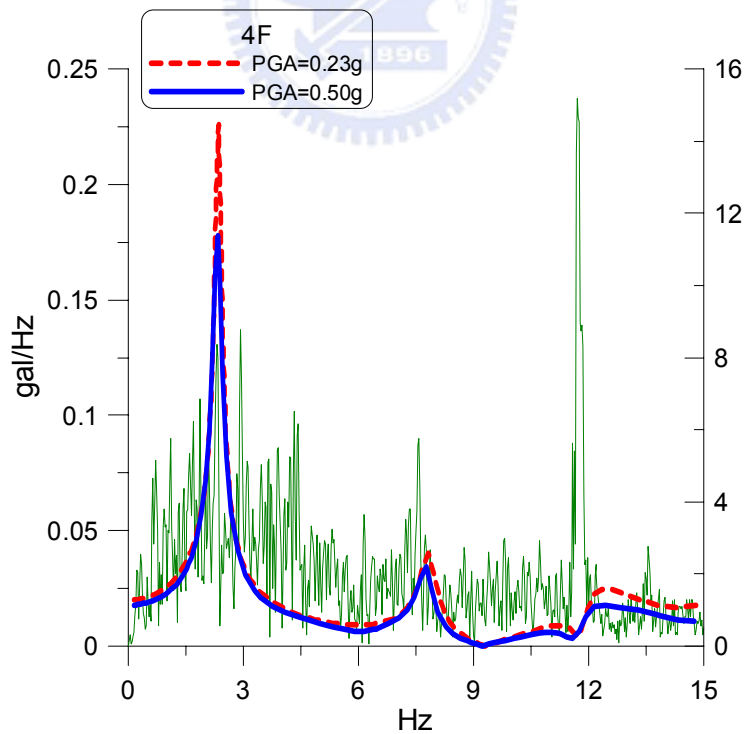


圖 4.58 El Centro 震波頻譜圖與傳遞函數比較圖(5F)

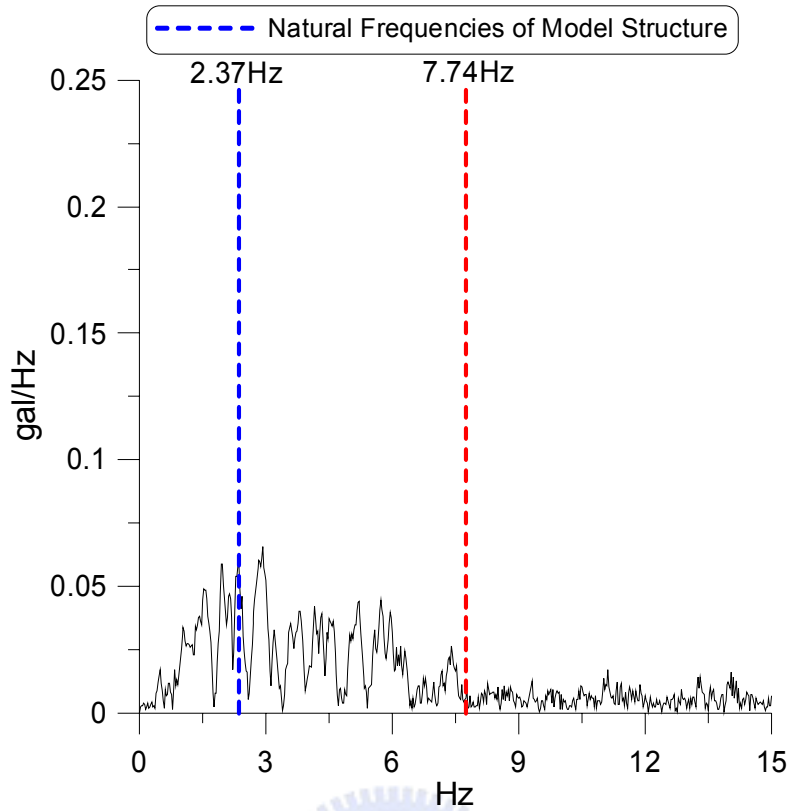


圖 4.59 Kobe 震波頻譜圖與結構頻率比較(PGA=0.22g)

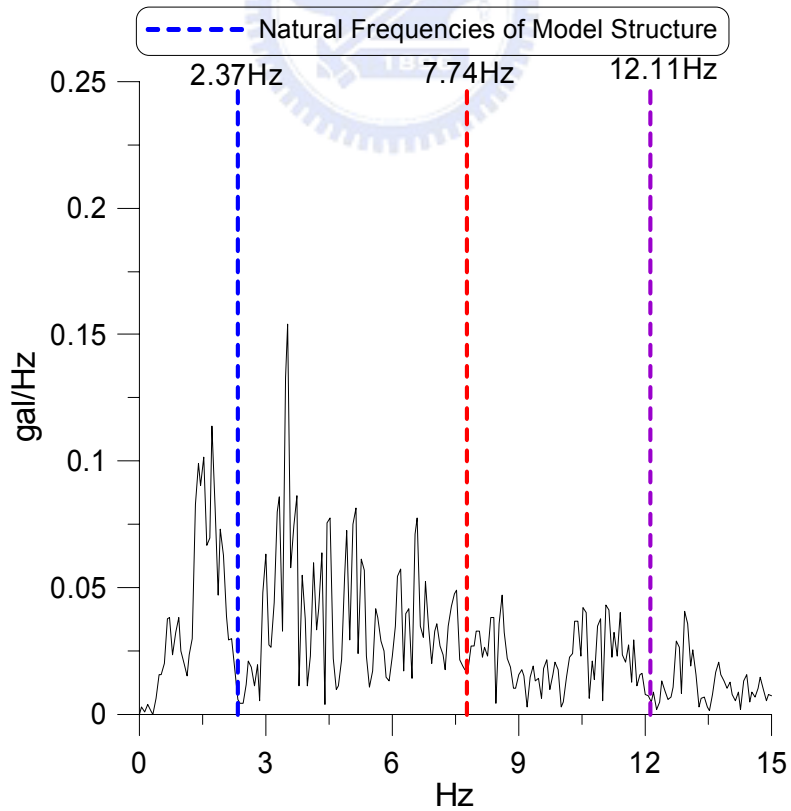


圖 4.60 Hachinohe 震波頻譜圖與結構頻率比較(PGA=0.25g)

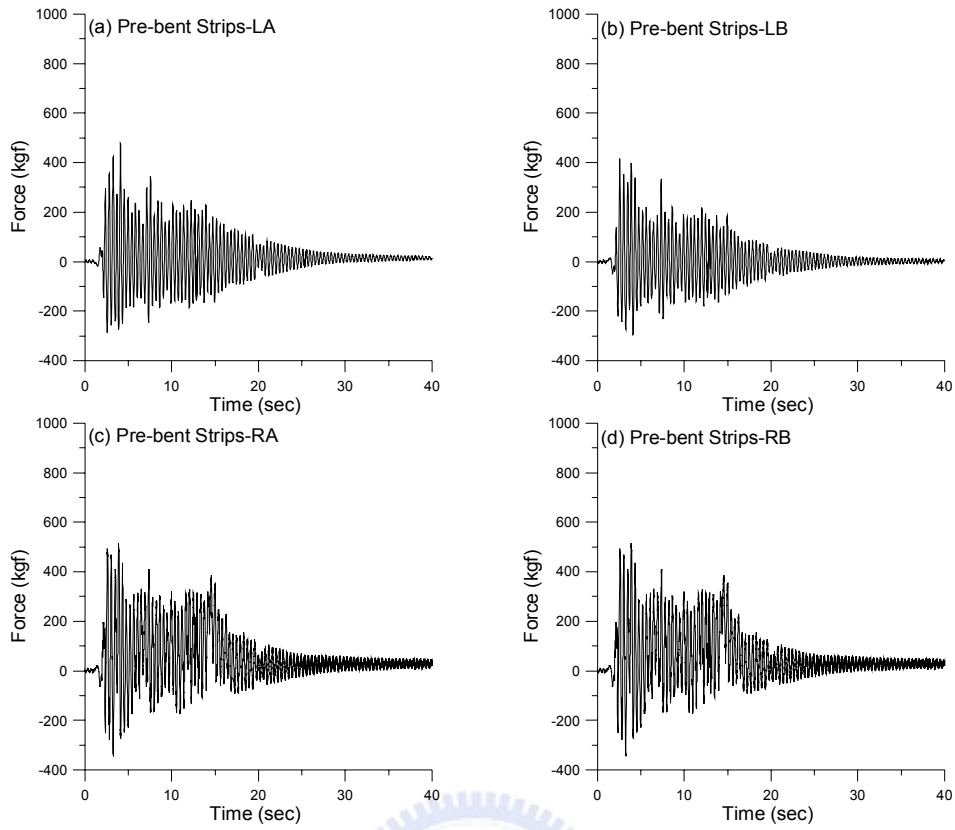


圖 4.61 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(EI Centro ; PGA=0.17g)

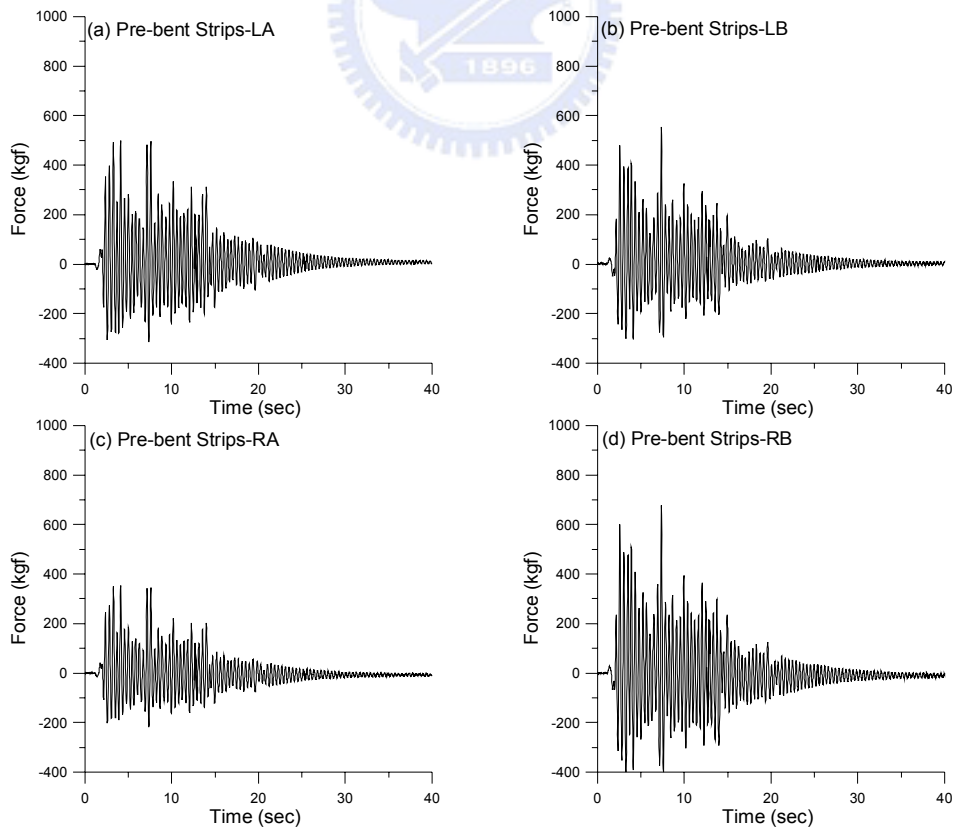


圖 4.62 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(EI Centro ; PGA=0.23g)

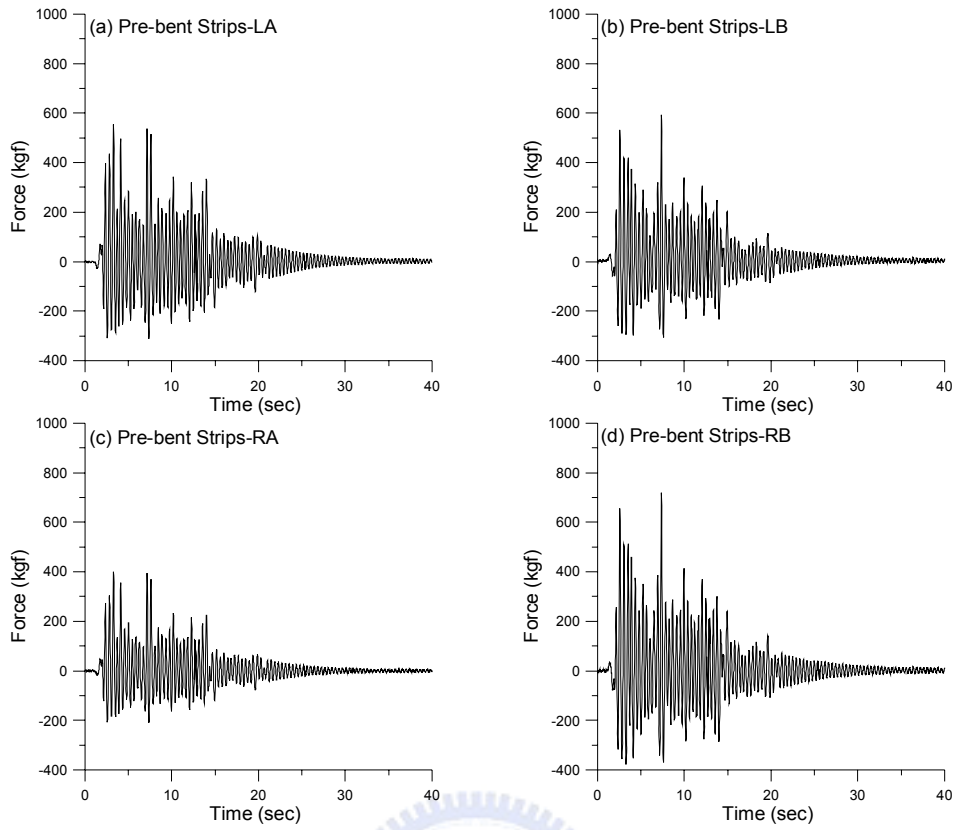


圖 4.63 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(EI Centro ; PGA=0.3g)

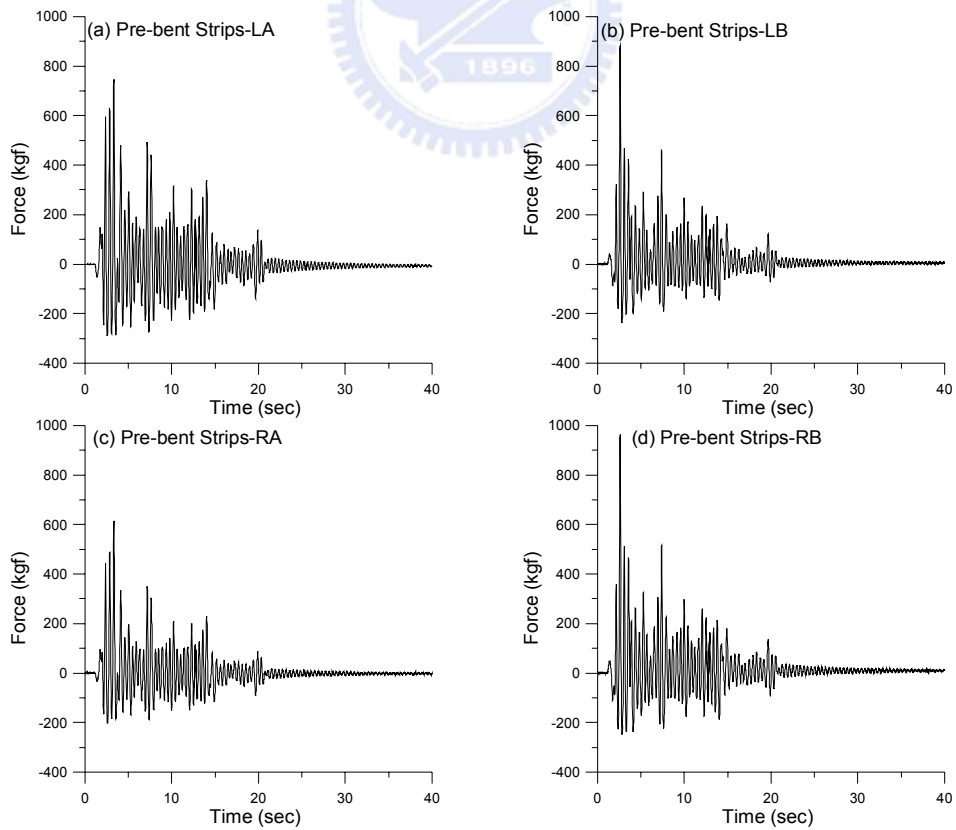


圖 4.64 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(EI Centro ; PGA=0.39g)

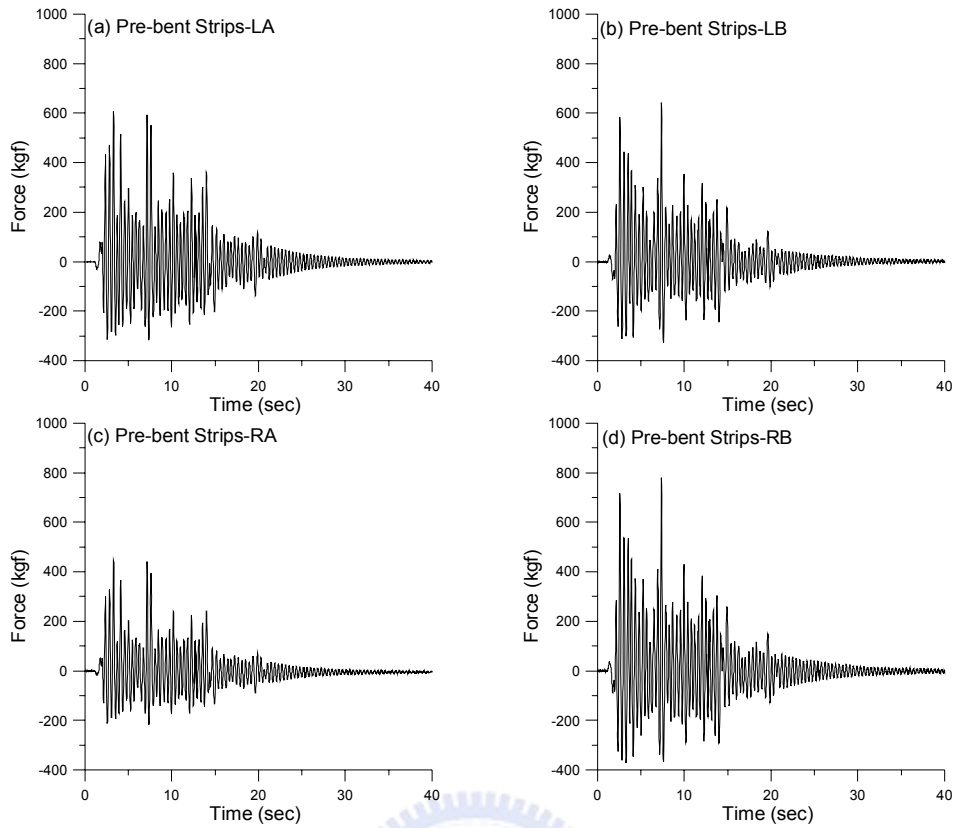


圖 4.65 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(EI Centro ; PGA=0.46g)

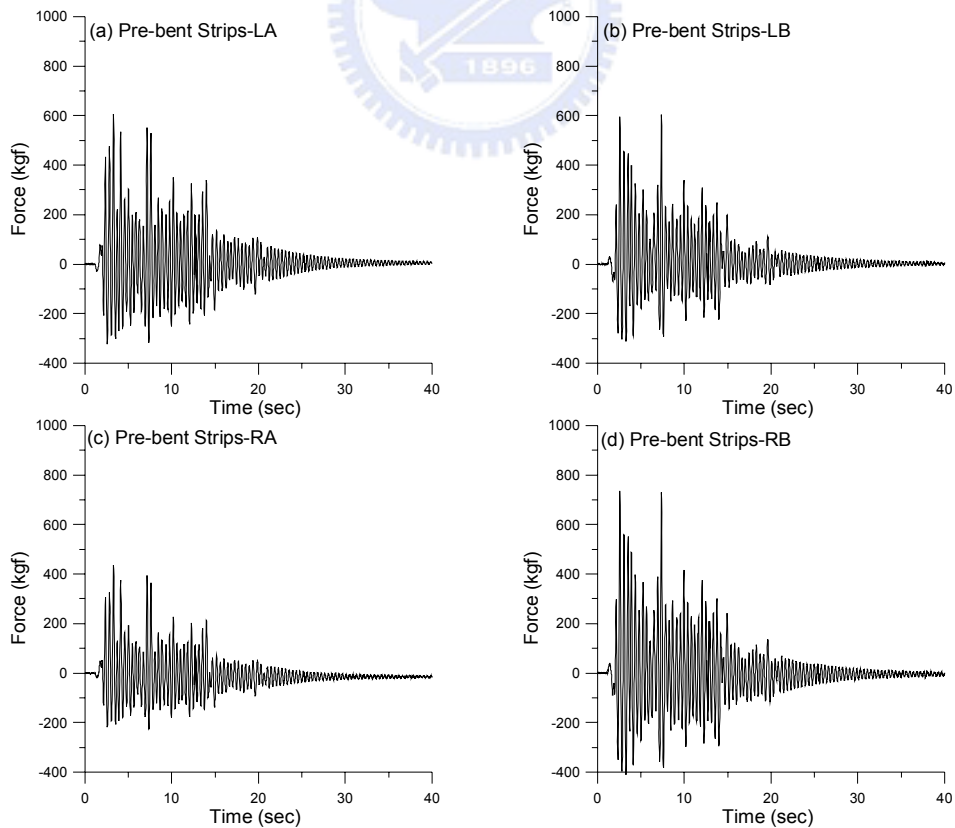


圖 4.66 一樓四組預彎拱鈹出力歷時(EI Centro ; PGA=0.5g)

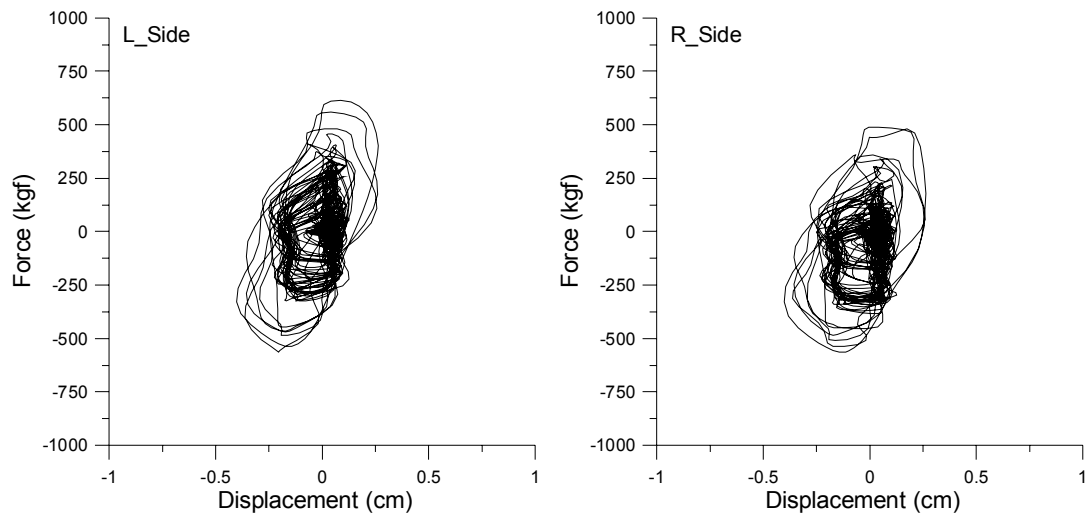


圖 4.67 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=0.17g)

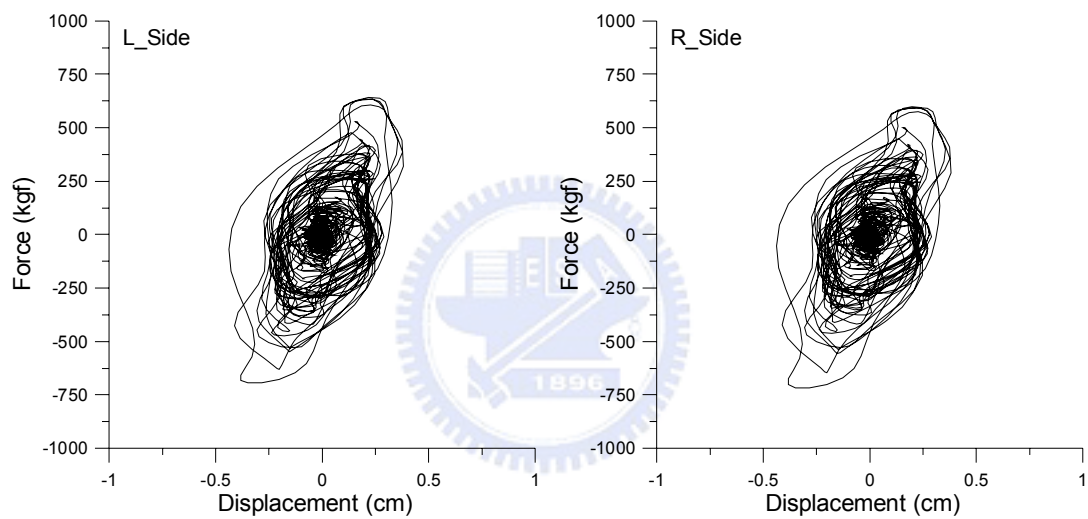


圖 4.68 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=0.23g)

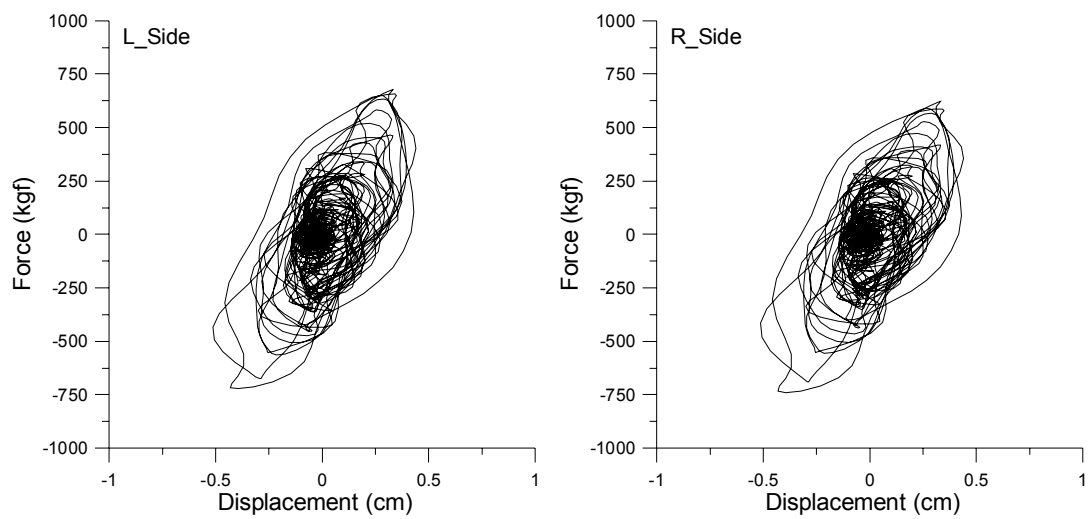


圖 4.69 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=0.3g)

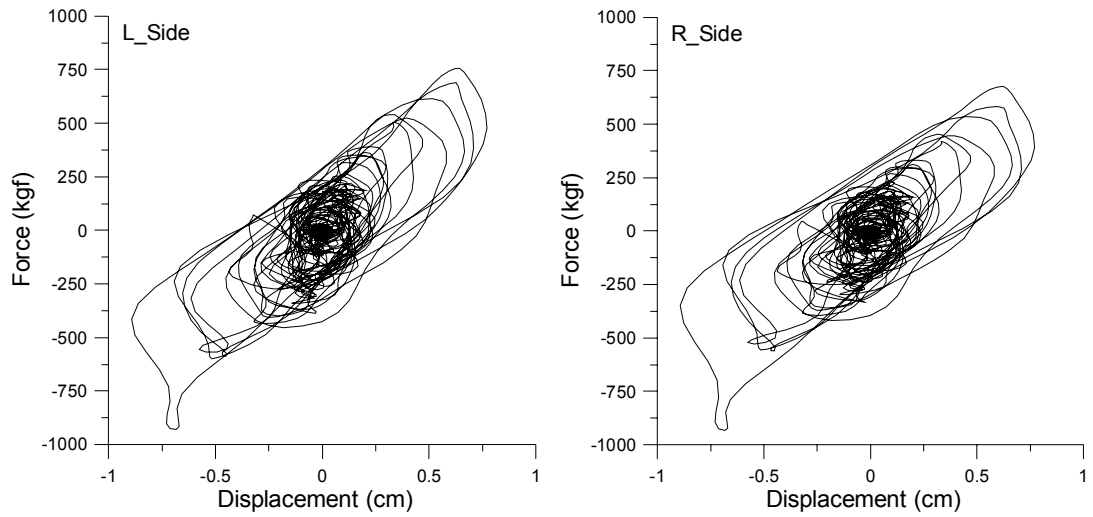


圖 4.70 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=0.39g)

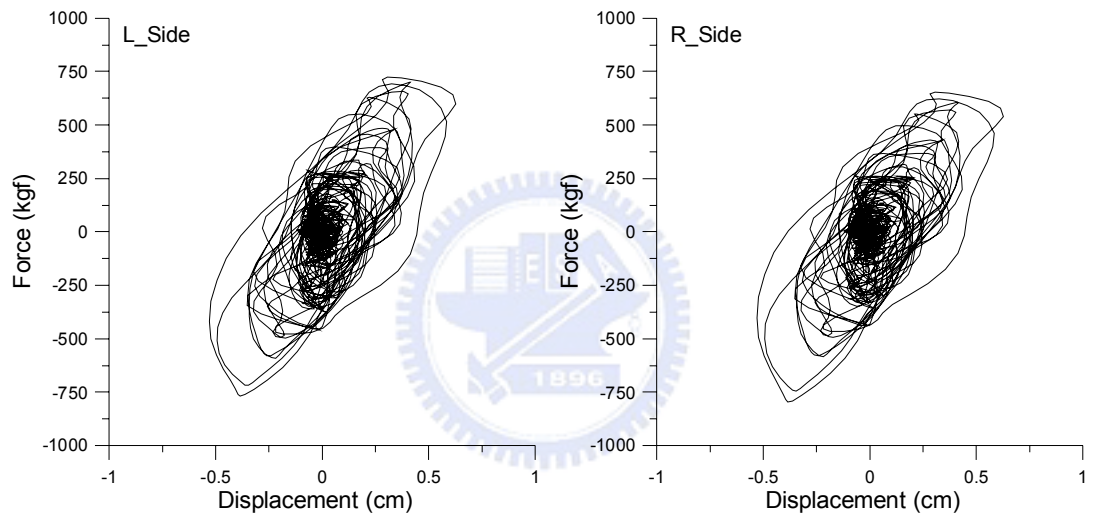


圖 4.71 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=0.46g)

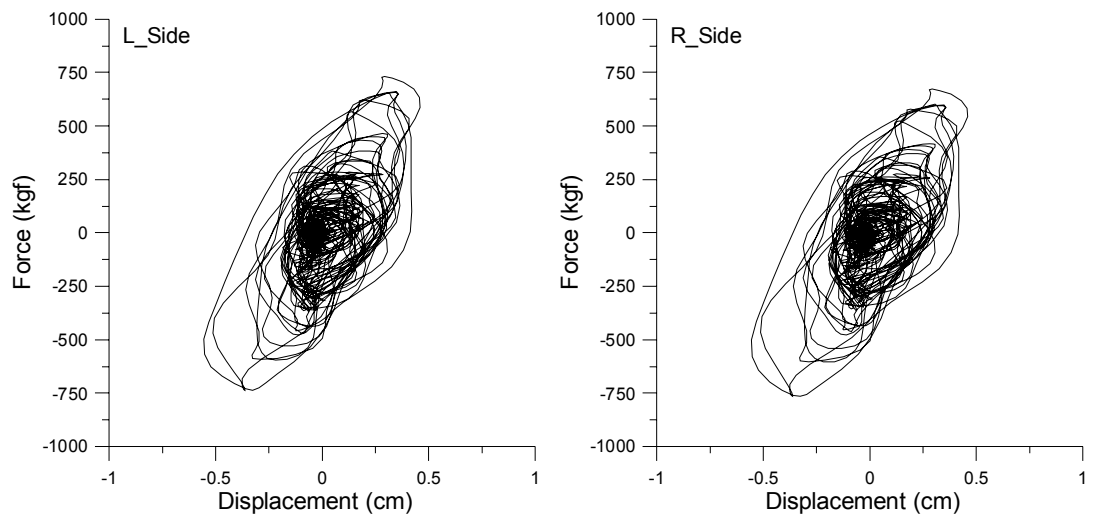


圖 4.72 一樓韌性斜撐消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=0.5g)

第五章 摩擦阻尼器之設計與元件測試

5.1 前言

直覺上，摩擦阻尼器藉由滑動介面之摩擦力於往復相對滑動過程中做負功而消散地震能量，有做為結構抗震消能元件，其關鍵設計參數為介面之摩擦係數及正向力的控制。惟習用之摩擦阻尼器因介面摩擦係數低、出力小、易磨耗及力學行為不易掌握（非庫倫摩擦機制）等因素，使得至今其應用與發展受到侷限。

隨著複合材料科技的發展與突破，材料工程領域目前已研發出具高摩擦係數之合金材料，可大幅增加摩擦阻尼器之設計容量及減震效能，且可改善習用摩擦阻尼器易於磨耗的問題，提升其耐久性。本研究嘗試以某特殊吸能合金鈹作為摩擦阻尼器之核心材料，並設計摩擦阻尼斜撐與摩擦制震壁兩種不同型式之阻尼器，進行一系列之元件測試，以充分掌握摩擦阻尼器的力學特性。此外，本研究亦針對螺栓之扭力係數進行率定，以確實掌握扭力與正向力之轉換關係，作為推算特殊合金與鋼板滑動摩擦介面摩擦係數之依據，以供未來實際應用時之設計參考。

5.2 摩擦阻尼器之構造與原理

摩擦阻尼器之構造主要由一片鋼製內鈹(鋼蕊)、二片特殊合金鈹及二片鋼製外鈹所組成之三明治結構。於特殊合金鈹及外覆鋼鈹上開鑿螺栓孔，以螺栓貫穿對鎖，產生正向力；鋼蕊層中央則開設長槽孔，提供摩擦阻尼器受力時產生相對滑動之空間，槽孔長度乃根據阻尼器之設計位移量而定。簡言之，摩擦阻尼器係以蕊層、外覆鋼鈹將特殊合金鈹以三明治型式包夾組裝，並以螺栓貫穿外覆鋼鈹、特殊合金鈹及鋼蕊層後對鎖，而完成阻尼器本體之組裝，其製程十分簡單。圖 5.1 為摩擦阻尼器之構造示意圖。鋼蕊層與特殊合金鈹之接觸面形成滑動摩擦介面，當阻尼器受力產生相對滑動時，摩擦介面引致之摩擦力於相對滑動過程中做負功而消散地震能量，進而達到降低結構振動反應之目的。其受力示如圖 5.2 所示。

摩擦阻尼器之成功關鍵在於介面之摩擦係數之掌握以及對鎖螺栓正向力之控制。本研究設計之摩擦阻尼器於各夾鈹間均採 A325 高強度螺栓對鎖，並以扭力扳手(圖 5.3)精確控制螺帽之扭力，以控制所需之正向力。為率定螺栓所施加之扭力(T)與正向力(P)之轉換關係，本研究乃設計一測試機構進行扭力與正向力關係之率定試驗，俾於實務設計時確實掌握出力要求。

5.3 扭力係數之率定

5.3.1 扭力係數

摩擦阻尼器所施加之正向力與摩擦係數將決定摩擦阻尼器之出力上限。透過扭力係數之率定，可由螺栓所施加之扭力推算摩擦阻尼器所受之正向力，並進一步作為推算介面摩擦係數之依據。

依據內政部營建署公佈之「鋼構造建築物鋼結構施工規範」【42】，高強度螺栓之扭力係數（ K ）建議公式為：

$$K = \frac{1000T}{DP} \quad (5.1)$$

其中， K 為扭力係數； T 為扭力（kgf-m）； D 為螺栓之標稱直徑（mm）； P 為螺栓張力（kgf）。扭力係數值與螺栓/螺帽接觸表面是否經潤滑處理而有所不同，規範之建議值整理如表 5.1 所示。以螺栓與螺帽接觸面無潤滑處理者為例，扭力參考建議值為 0.15~0.19，標準偏差為 0.013 以下。本節將設計一扭力係數率定機構，並針對若干不同直徑之高強度螺栓進行測試，以建立其對應之扭力係數。

5.3.2 率定機構之設計

圖 5.4 為扭力係數率定之測試機構設計圖。該率定機構係以兩塊厚 30mm 之鋼板扣住一荷重元（Load Cell；±5 tf），並以兩組 A325 高強度螺栓（牙條）貫

穿上、下鋼板及 H 型鋼基座（固定於強力地板），再以扭力扳手控制所需之扭力。為避免螺栓施加扭力時，荷重元與上、下鋼板產生滑動及扭轉，乃於上、下鋼板中央分別設置一深度為 5mm 之凹槽以圍束荷重元。圖 5.5 為組裝完成之率定機構照片。

5.3.3 扭力係數之率定

本試驗共針對 M20、M22 及 M24 等三種不同直徑之 A325 高強度螺栓進行試驗，由於荷重元承載上限的限制，每一尺寸螺栓之率定試驗僅進行 80N-m、95 N-m、110 N-m 等不同程度之扭力，每一試驗組合均進行七次測試。三種螺栓直徑於不同扭力（80 N-m、95N-m 及 110N-m）試驗所對應之扭力係數分別整理於表 5.2。將各組螺栓於不同扭力試驗所得之扭力係數取其平均，以作為對應尺寸螺栓之參考扭力係數。由 M20、M22 及 M24 螺栓率定試驗所得之扭力係數平均值分別為 $K_{20} = 0.42$ 、 $K_{22} = 0.38$ 及 $K_{24} = 0.35$ ；對三種不同螺栓率定所得之扭力係數進行統計分析，M20、M22 及 M24 率定試驗結果所得之標準差分別為 $\sigma_{20} = 0.04$ 、 $\sigma_{22} = 0.03$ 及 $\sigma_{24} = 0.02$ 。比較其標準差發現，螺栓之直徑越大者變異性越小，扭力係數越接近均值。

綜合扭力係數之率定結果發現，螺栓之扭力係數與直徑有關而非常數。惟巧合的是，本研究發現率定所得之平均扭力係數 K_D 與螺栓直徑 D 之乘積為一定值 8.4。扭力係數 K_D 與螺栓直徑 D 之乘積既為定值，則扭力與正向力之比值仍為一常數，而與螺栓直徑或扭力係數無關。因此，吾人可將「鋼構造建築物鋼結構施

工規範」建議公式進一步整理如下：

$$K_D D = 1000 \frac{T}{P} = 8.4 \quad (5.2)$$

或

$$P = 1000 \frac{T}{K_D D} \cong 119T \quad (5.3)$$

其中， P 為螺栓張力或正向力 (kgf)； T 為扭力 (kgf-m)。

「鋼構造建築物鋼結構施工規範」所建議之扭力係數值 K 為 0.15~0.19，而本率定試驗所得之 K_D 值則明顯大於該規範建議值。惟該規範之扭力係數 K 與螺栓直徑無關，與本研究之試驗結果並不相符。由於施工規範並未載明扭力係數的率定試驗方法、扭力加載型式及螺栓型號等資料，故無法進行比較。本章後續之摩擦阻尼斜撐及摩擦制震壁之元件測試結果，將以本試驗所得之扭力與正向力轉換關係進行計算。

5.4 摩擦型阻尼器之元件測試

5.4.1 摩擦阻尼斜撐

結構消能阻尼器可經由對角斜撐、X 型斜撐、V 字型斜撐、倒 V 字型斜撐及壁式等不同型式安裝配置於結構中，其中以對角斜撐型式之設計最為簡單經濟。由於摩擦阻尼器具構造簡單、安裝容易、免維修等特色，具有取代液流阻尼器及

其他斜撐式阻尼器之潛力。本節以特殊合金鈹作為為摩擦阻尼器之核心材料，並結合 H 型鋼斜撐，組成摩擦阻尼斜撐，並進行一系列之元件測試，探討摩擦阻尼斜撐於動態擾動下的遲滯消能行為是否穩定，並掌握其力學行為與特徵。

5.4.1.1 摩擦阻尼斜撐之細部設計

摩擦阻尼斜撐之細部設計如圖 5.6 所示，其主要之構件包含：上、下兩段 H 型鋼、二片外覆鋼鈹及特殊合金夾層。其中，上半段 H 型鋼尺寸為 $200 \times 200 \times 8 \times 12$ ，於腹鈹開孔以固定合金夾層及外覆鋼鈹，其細部設計如圖 5.7 所示。下半段 H 型鋼尺寸亦為 $200 \times 200 \times 8 \times 12$ ，於其腹板開設長槽孔，以提供摩擦阻尼斜撐上、下段之相對滑動空間，其細部設計如圖 5.8 所示。合金夾層及外覆鋼鈹分別與上、下段 H 型鋼連接，下半段 H 型鋼腹鈹與合金夾層間則為滑動摩擦介面，其細部設計如圖 5.9。當摩擦阻尼斜撐受力產生相對滑動時，上半段 H 型鋼會帶動合金夾層與外覆鋼鈹一起運動，此時合金夾層與下半段 H 型鋼腹鈹間之摩擦介面，在相對滑動過程中即因作負功而產生消散地震能量的作用。

5.4.1.2 測試機構與試驗規劃

摩擦阻尼斜撐之元件測試機構組裝，乃將摩擦阻尼斜撐之上半段與安裝於門型測試構架之 100tf 油壓致動器連接，利用油壓致動器驅動摩擦阻尼斜撐進行上下之往復運動。下半段則與測試構架之基座連結，基座四個角落以預力鋼棒固定

於強力地板上。圖 5.10 為摩擦阻尼斜撐元件測試構架組裝完成之照片。

試體係以兩組 M22 之 A325 高強度螺栓（牙條）貫穿外覆鋼板、合金夾層及下段 H 型鋼對鎖接合，每組螺栓以扭力扳手控制在 440N-m 的扭力。依式 (5.3) 之正向力與扭力轉換關係，估算每組螺栓對摩擦阻尼斜撐施加之正向力 $P = 119T = 5.34 \text{ tf}$ ，總計正向力為 10.68tf。

摩擦阻尼斜撐之元件測試係規劃以位移控制之簡谐波作為輸入指令，以探討摩擦阻尼斜撐之力學特性。測試時考慮不同之測試頻率及位移振幅，包括 0.1Hz 及 0.3Hz 兩種不同測試頻率，每一測試頻率均包含 5mm、10mm 及 20mm 等三種不同的振幅，各進行 10 次循環測試。摩擦阻尼斜撐之反力及其軸向位移均由致動器內建之荷重元及位移計直接量測。

5.4.1.3 試驗結果與分析

摩擦阻尼斜撐於簡谐波測試頻率 0.1Hz 下，不同振幅(5mm、10mm 及 20mm) 所得之遲滯消能迴圈如圖 5.11 所示。試驗結果顯示，摩擦阻尼斜撐之摩擦力趨於定值，且遲滯迴圈十分穩定而飽滿，力學行為符合庫倫摩擦機制。於不同擾動振幅 5mm、10mm 及 20mm 下測得之摩擦力分別為 14.77tf、15.0tf 及 15.31tf，平均值約為 15tf，則特殊合金板與鋼材之介面摩擦係數相當於 0.70，相關之結果整理於表 5.3。圖 5.12 為摩擦阻尼斜撐於 0.3Hz 簡谐波測試頻率下所得之遲滯迴圈，其遲滯迴圈亦十分飽滿而穩定，且在不同擾動振幅下，其摩擦力亦趨於定值。於

不同擾動振幅 5mm、10mm 及 20mm 下測得之摩擦力分別為 15.64tf、15.22tf 及 15.99tf，平均值約為 15.62tf，則特殊合金鈹與鋼材之介面摩擦係數為 0.73（詳表 5.3）。

圖 5.13 為不同測試頻率及擾動振幅下所得之摩擦係數變化曲線。其結果顯示，在不同擾動頻率下，摩擦阻尼斜撐之摩擦係數變化不大，因此應與擾動頻率（速度）無關。整體而言，特殊合金與鋼材對磨之摩擦係數約為 0.72。

綜合本節摩擦阻尼斜撐之元件測試結果，歸納結論如下：

1. 以特殊合金材料為核心之摩擦阻尼斜撐，具有相當穩定且飽滿的遲滯消能特性，其力學行為與庫侖摩擦機制相符，且與擾動頻率（速度）無關，其力學特性極易掌握。
2. 特殊合金與鋼材對磨之摩擦係數約為 0.72，遠高於習用摩擦阻尼器之摩擦係數（ $\mu \leq 0.3$ ）。此一特性可大幅增加摩擦阻尼斜撐之設計容量，並縮減構件尺寸，提升減震效能與經濟效益。

5.4.2 摩擦制震壁

近年來制震結構在國內建築市場已蔚為風尚。因應市場趨勢，業界新開發之建案多將制震系統納入設計考量中，惟市場上既有之制震系統在實際應用上仍存在與建築相容或造價過高等問題，仍有創新研發之空間。儘管阻尼器以不同型式

(斜撐、壁體)與結構連結並不影響其減震效益，惟以斜撐型式的配置方式須佔用到較大的空間而影響視覺/景觀，使用上常受到限制，因此較適用於廠房結構。相較於斜撐，壁式制震系統因壁體單薄，且其寬度不須佔用整個跨徑，又可隱藏於隔間牆內，因此與住宅建築之相容性較佳，目前多數住宅建案均採用壁式防震系統。

建築結構常用之制震壁，目前以 VE 制震壁為主。惟 VE 材料之消能特性容易受到溫度變化的影響，隨著溫度升高其減震性能會有所衰減。此外，VE 黏彈性材料乃高分子材料，物化性質極不穩定，長期使用有老化之虞，耐久性堪虞。摩擦阻尼器為金屬材質，長期使用並無老化的問題，且免維修，故有取代 VE 制震壁的潛力。本節將以特殊合金為摩擦阻尼器之核心材料，設計成摩擦制震壁，並進行一系列元件測試，以了解摩擦制震壁於往復載重下的遲滯消能行為與穩定性。同時依據測試結果估算摩擦係數，做為往後設計時的參考。

5.4.2.1 摩擦制震壁之細部設計

摩擦制震壁之細部設計如圖 5.14 所示，其主要之構件包含：上、下夾板、鋼蕊層、特殊合金夾層、外覆鋼板及轉接板等構件。其中上夾板為兩片 19mm 厚鋼板焊成之 L 型角鋼，並於角鋼兩側開鑿螺拴孔，一側螺孔用於與測試機構之可動鋼樑（模擬位於樓層間，天花板之橫樑）連接，另一側螺孔則用以固接轉接板，其細部設計如圖 5.15 所示。上半段之轉接板，除於板上開螺孔外，其板厚須與下半段之鋼蕊層相同，俾使合金夾層與外覆鋼板能夠緊密貼合於摩擦制震壁上下兩

端。其細部設計如圖 5.16 所示。

下半段之下夾板設計概念與上夾板相同，均以鋼板焊接成 L 型鋼並於兩側開螺孔，一側螺孔與測試機構固定於強力地板之基座連結（模擬樓層間之樓板）；另一側螺孔則用以固接鋼蕊層，其細部設計如圖 5.17 所示。下半段之鋼蕊層則開設雙長槽孔，以提供摩擦制震壁上、下半段之相對滑動空間。其細部設計如圖 5.18 所示。

合金夾層及外鋼覆板則分別與上端之轉接板與下端之鋼蕊層連接，鋼蕊層與合金夾層間則為滑動摩擦介面，其細部設計如圖 5.19 所示。當摩擦制震壁受力產生相對滑動時，上半段之轉接板會帶合金夾層與外覆鋼板一起運動，此時合金夾層與鋼蕊層之摩擦介面在相對滑動過程中即可產生消能作用。

5.4.2.2 測試機構與試驗規劃

待測之摩擦制震壁試體係經由上、下端夾板分別與測試構架上、下端之 H 型鋼連接，測試構架之基座（H 型鋼）則與強力地板連結，測試構架上部之可動鋼梁則與安裝於反力牆上之 200tf 油壓致動器連接，利用油壓致動器驅動摩擦制震壁往復加載。圖 5.20 為測試構架組裝完成之照片。

由 5.4.1 節之摩擦阻尼斜撐元件測試結果顯示，擾動頻率對於阻尼器之摩擦係數影響不大，故摩擦制震壁之元件測試僅做靜態之往復試驗，其主要目的在探討正向力的影響。外覆鋼板與合金夾層係以四組 M22 之 A325 高強度螺栓對鎖接

合，每組螺栓以扭力扳手控制施加 320N-m、440N-m 及 560N-m 三種不同扭力。依據式 (5.3) 之正向力與扭力轉換關係，估算每組螺栓施加之正向力分別為 3.88tf、5.34tf 及 6.80tf，相當於摩擦介面受到 15.52tf、21.36tf 及 27.20tf 等不同程度之正向力。

元件測試之加載係採位移控制，加載波形及測試速率則分別為三角波及 0.2 mm/sec，測試位移由 10 mm、20 mm、30 mm 至 40 mm 等四段不同振幅依序進行，每個測試振幅均連續進行五個循環。圖 5.21 為致動器之連續加載歷時圖。資料擷取系統之取樣週期設定為 0.2sec。

5.4.2.3 試驗結果與分析

摩擦制震壁施加三組不同正向力 15.52tf、21.36tf 及 27.20tf 之測試結果分別如圖 5.22~5.24 所示。三組試驗所得之遲滯迴圈均相當飽滿，惟迴圈右下角與左上角局部有縮減之現象，此乃因測試機構之上部可動 H 型鋼於測試過程中產生轉動所致。

每種組合之元件測試均進行四段不同擾動振幅，取每一振幅的五個迴圈平均值作為對應於該振幅之摩擦力，並據以計算其摩擦係數。將不同測試振幅所得之摩擦力及摩擦係數取其平均，作為每組摩擦阻尼器之摩擦力及摩擦係數。由三組不同正向力 15.52tf、21.36tf 及 27.20tf 試驗所得之制震壁摩擦力分別為 38.50tf、45.71tf 及 48.73tf。其結果顯示，摩擦力隨正向力之增大而增加，如圖 5.25 所示。

對應之摩擦係數則分別為 1.24、1.07 及 0.88，相關數據整理如表 5.4。其結果呈現，摩擦係數隨壓力（應力）增加而減少的現象。依四組螺栓於摩擦制震壁所圍成之面積 1151 cm^2 計算（圖 5.27），三組不同正向力所對應之應力分別為 13.48 kgf/cm^2 、 18.77 kgf/cm^2 及 23.63 kgf/cm^2 ，則摩擦係數與應力關係曲線如圖 5.26 所示。其結果顯示，摩擦係數隨應力增加而降低，此與 Constantinou 等人【43】有關 FPS 之研究中所提到，鐵弗龍材料之摩擦係數隨應力增加而下降之結果相似（圖 5.28）。

圖 5.29 所示為特殊合金鈹表面於螺栓孔附近產生較深的咬合痕跡。由於特殊合金之質地較軟，施加正向力時螺栓孔周圍承受較大應力，而於合金表面產生輕微之凹陷變形，當合金夾層與鋼鈹產生相對運動時，凹陷致使螺栓孔附近接觸面咬合較深，因此螺栓孔周圍合金材料產生的塑性流(plastic flow)範圍較深。

■ 摩擦係數

圖 5.30 為三組試驗於不同振幅所得之摩擦係數變化曲線，由其變化趨勢可發現：

- A. 隨著螺栓扭力(正向力)的增加，摩擦係數有逐漸遞減的趨勢。以振幅 30mm 為例，當扭力由 320N-m、440N-m 增加至 560N-m 時，摩擦係數特殊合金鈹與鋼材之介面摩擦係數由 1.24、1.07 逐漸遞減至 0.88。其摩擦係數隨螺栓所圍束面積應力增加而降低，此現象與 Constantinou 等人有關 FPS 之研究中所提到，鐵弗龍材料之摩擦係數隨應力增加而下降之結果相似。

B. 施加相同正向力的條件下，摩擦係數亦有隨著振幅加大而呈現降低的趨勢。以扭力為 440N-m 為例，當擾動振幅為 10mm 時，摩擦係數 $\mu=1.14$ ；隨著擾動振幅增加至 40mm 時，摩擦係數 μ 降至 1.07。出力較小之摩擦制震壁，摩擦係數隨振幅增大而下降之情況趨緩；反之，出力越大者，摩擦係數隨振幅增大而下降之趨勢越為明顯。其可能原因為，摩擦制震壁之元件測試係由小振幅（10mm）開始進行，再依序增加振幅，俟進行較大位移之測試時，合金鈹夾層表面因先前之測試而略有磨損，故於相同正向力測試條件下，摩擦係數會隨著測試振幅增大而遞減。不過整體而言，其衰減程度並不算嚴重。

C. 比較摩擦制震壁與摩擦阻尼斜撐元件測試所得之摩擦係數，摩擦制震壁所得之摩擦係數明顯較摩擦阻尼斜撐為高。惟由摩擦阻尼斜撐之合金摩擦墊片所受之應力為 14.13kgf/cm^2 ，依據圖 5.27 之摩擦係數與應力關係曲線圖，其摩擦係數應大於 1.0。故造成摩擦制震壁所得之摩擦係數明顯高於摩擦阻尼斜撐，係摩擦制震壁之四組對鎖螺栓乃分散於雙槽孔中，摩擦介面之接觸面積較摩擦阻尼斜撐為大且均勻所致。

5.4.2.4 小結

茲綜合本節摩擦制震壁之元件測試結果，歸納以下之結論：

1. 元件測試結果顯示，摩擦制震壁具穩定且飽滿的遲滯消能迴圈，證實利

用特殊合金摩擦墊 (Friction Pad) 發展成摩擦制震壁應為可行。

2. 特殊合金因質地較軟，接觸面咬合較深，其消能機制乃藉由材料纖維降伏後之塑性流(plastic flow)所產生，故其性能較習用之摩擦阻尼器穩定。
3. 摩擦制震壁之摩擦係數隨著螺栓所施加扭力（正向力）增大而略有降低之勢，且亦隨測試振幅之加大而下降。惟無論如何，在本節所有測試結果中，其摩擦係均大於 1.6，仍遠高於一般金屬對磨的摩擦係數。此高摩擦特性將有助於增加摩擦阻尼器之設計容量，使其更合乎經濟效益。

表 5.1 扭力係數之建議參考值【42】

區 分	扭矩係數種類	
	A	B
同一製造批次之扭矩係數平均值	0.11~0.15	0.15~0.19
扭矩係數標準偏差	0.010 以下	0.013 以下

※上述 A 類係指螺栓與螺帽接觸面經潤滑處理，B，類係指螺栓與螺帽接觸面無潤滑處理。

表 5.2 扭力係數率定結果

	M20 螺栓		M22 螺栓		M24 螺栓	
T=80N-m						
test	P (tf)	K ₂₀	P (tf)	K ₂₂	P (tf)	K ₂₄
No.1	1.17	0.349	1.20	0.309	1.05	0.324
No.2	1.03	0.396	1.14	0.327	0.90	0.378
No.3	1.04	0.392	0.97	0.384	0.93	0.367
No.4	1.11	0.367	1.16	0.321	0.99	0.343
No.5	1.14	0.358	0.98	0.380	0.91	0.373
No.6	1.03	0.396	0.98	0.378	0.91	0.373
No.7	1.05	0.388	0.96	0.388	0.97	0.352
T=95N-m						
test	P (tf)	K ₂₀	P (tf)	K ₂₂	P (tf)	K ₂₄
No.1	1.05	0.461	1.15	0.384	1.10	0.367
No.2	1.36	0.357	1.14	0.388	1.20	0.336
No.3	1.41	0.345	1.07	0.411	1.18	0.343
No.4	1.25	0.387	1.11	0.398	1.22	0.331
No.5	1.06	0.459	1.16	0.381	1.20	0.336
No.6	1.18	0.412	1.13	0.391	1.21	0.333
No.7	1.1	0.440	1.14	0.386	1.11	0.365
T=110N-m						
test	P (tf)	K ₂₀	P (tf)	K ₂₂	P (tf)	K ₂₄
No.1	1.29	0.435	1.37	0.373	1.42	0.330
No.2	1.20	0.467	1.27	0.401	1.37	0.342
No.3	1.19	0.471	1.52	0.336	1.35	0.347
No.4	1.25	0.449	1.36	0.375	1.33	0.351
No.5	1.22	0.460	1.29	0.397	1.31	0.358
No.6	1.17	0.479	1.31	0.389	1.35	0.346
No.7	1.25	0.449	1.34	0.380	1.29	0.362
平均值		0.42		0.38		0.35
標準差		0.04		0.03		0.02

表 5.3 摩擦阻尼斜撐之摩擦力與摩擦係數

(M22 螺栓，T=440N-m，N=2 根)

測試 頻率	擾動 振幅	正向力 (tf)	摩擦力 (tf)	摩擦係數
0.1Hz	5 mm	10.68	14.77	0.69
	10 mm	10.68	15.00	0.70
	20 mm	10.68	15.31	0.72
	平均值	10.68	15.03	0.70
0.3Hz	5 mm	10.68	15.64	0.73
	10 mm	10.68	15.22	0.71
	20 mm	10.68	15.99	0.75
	平均值	10.68	15.62	0.73

表 5.4 壁式摩擦阻尼器之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=4 根)

扭力 T/根	擾動 振幅	總正向力 (tf)	摩擦力 (tf)	摩擦係數
320N-m	10 mm	15.52	37.36	1.20
	20 mm	15.52	40.44	1.30
	30 mm	15.52	38.79	1.25
	40 mm	15.52	37.42	1.21
	平均值	15.52	38.50	1.24
440N-m	10 mm	21.36	48.49	1.14
	20 mm	21.36	45.05	1.05
	30 mm	21.36	45.80	1.07
	40 mm	21.36	43.50	1.02
	平均值	21.36	45.71	1.07
560N-m	10 mm	27.20	52.99	0.97
	20 mm	27.20	49.74	0.91
	30 mm	27.20	47.83	0.88
	40 mm	27.20	44.34	0.82
	平均值	27.20	48.73	0.90

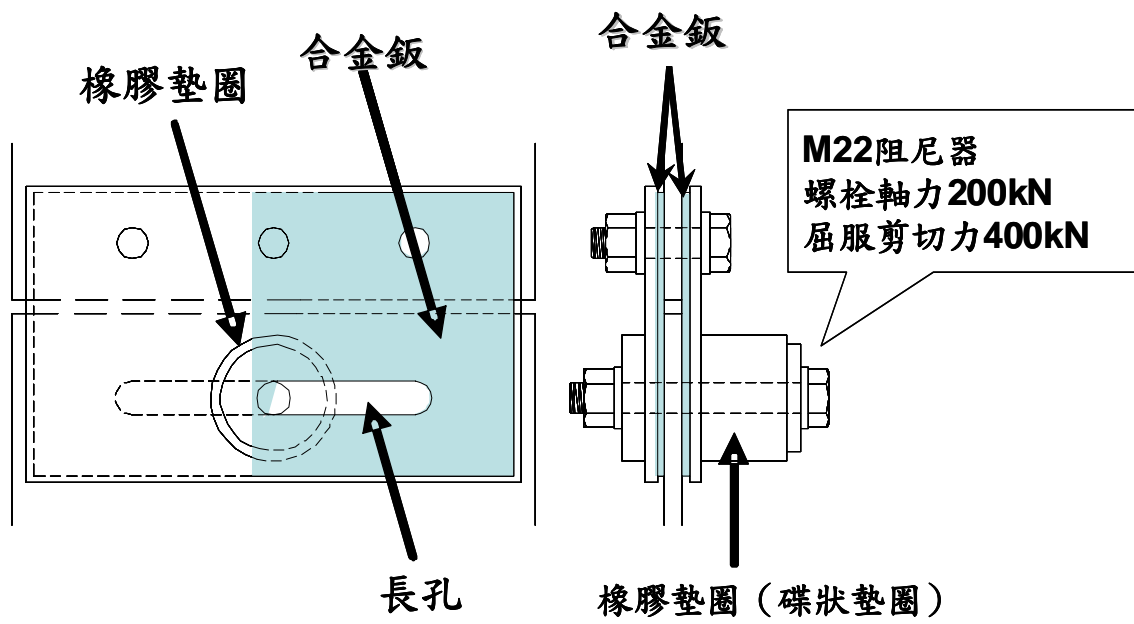


圖 5.1 摩擦阻尼器之構造示意圖

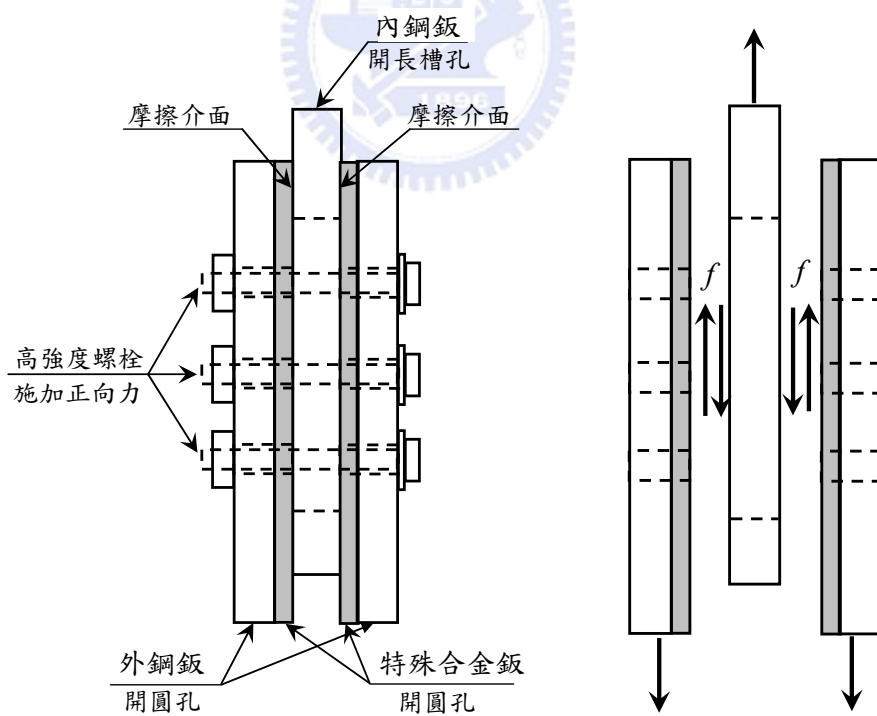


圖 5.2 阻尼器摩擦介面及受力示意圖



圖 5.3 扭力扳手

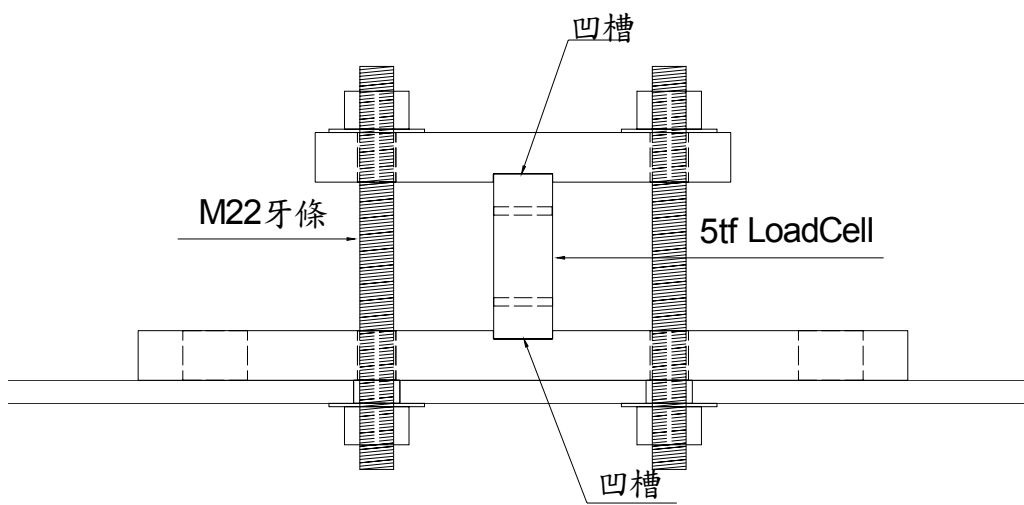


圖 5.4 扭力係數率定測試機構之設計圖

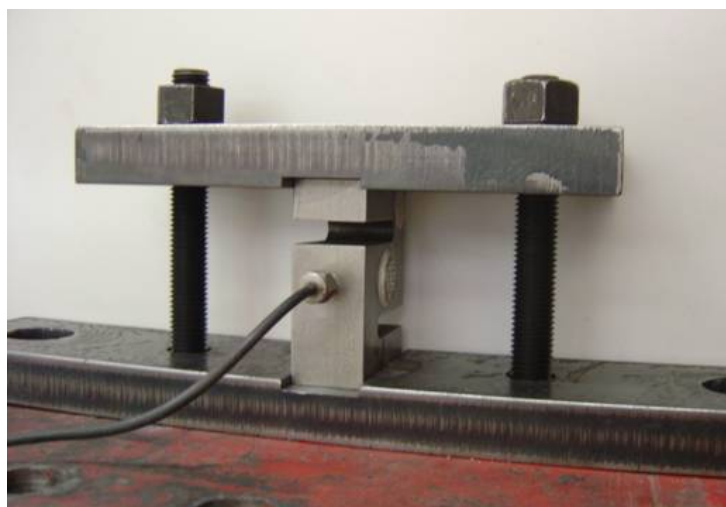


圖 5.5 扭力係數率定測試機構組裝完成之照片

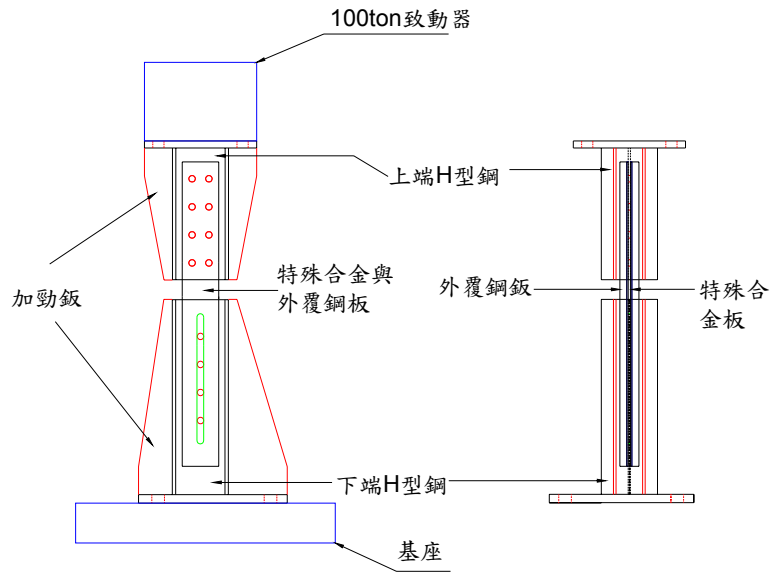


圖 5.6 摩擦阻尼斜撐之細部設計圖

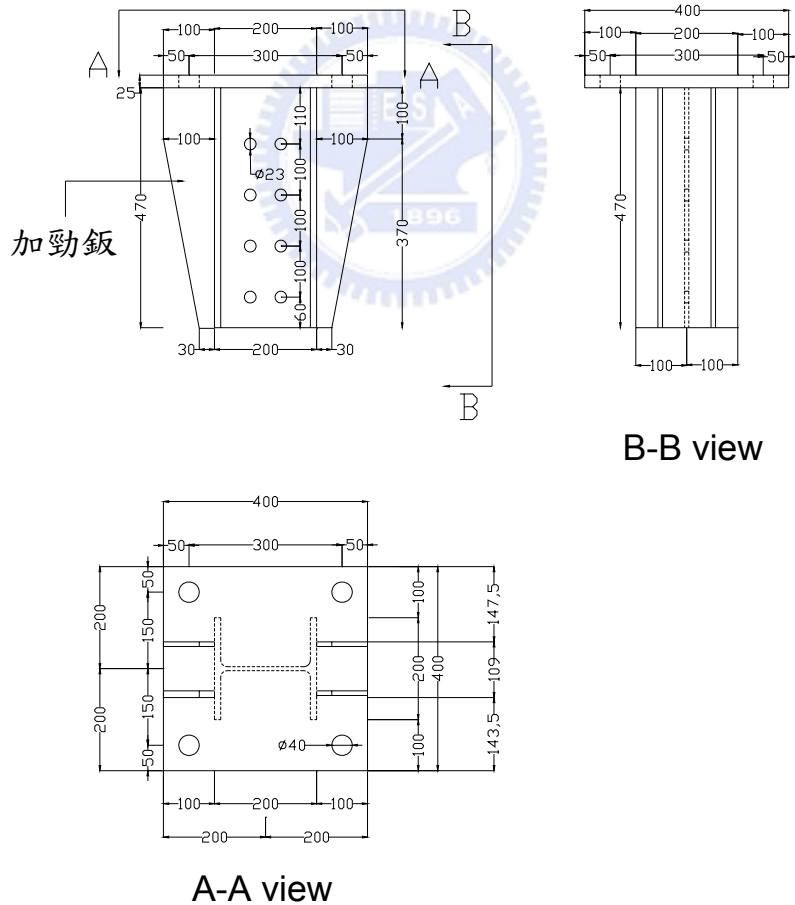


圖 5.7 摩擦阻尼斜撐上端細部設計圖 (單位：mm)

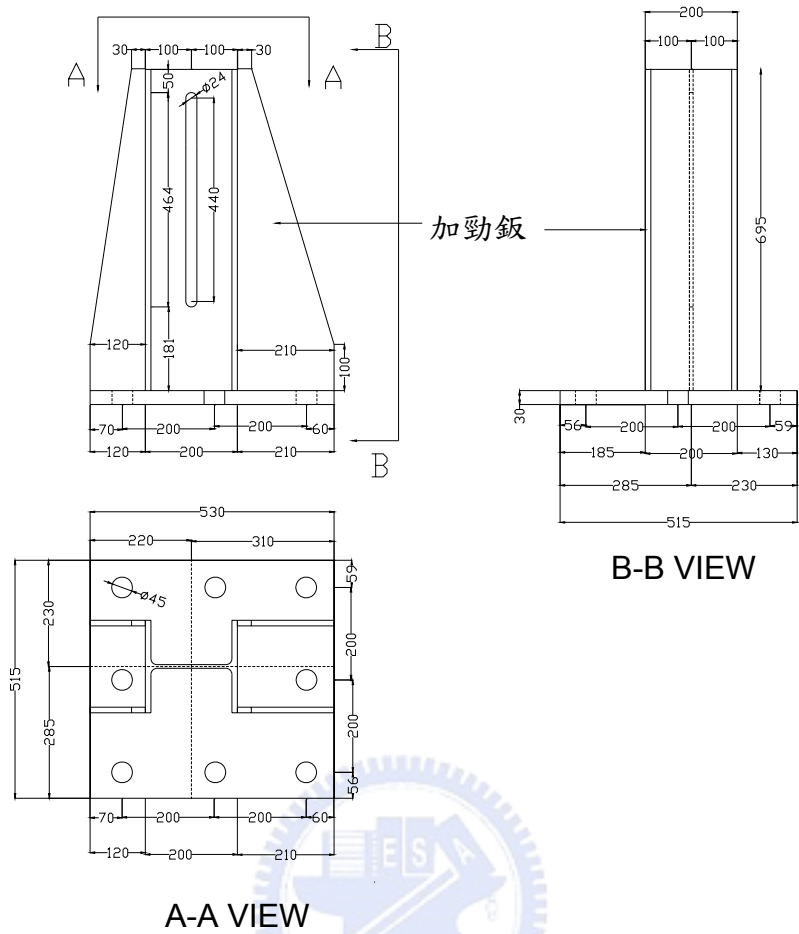


圖 5.8 摩擦阻尼斜撐下端細部設計圖 (單位：mm)

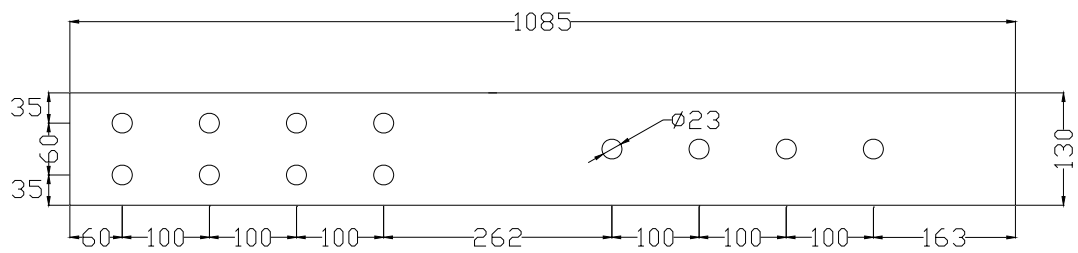


圖 5.9 摩擦阻尼斜撐—特殊合金鈹與外覆鋼鈹細部設計圖 (單位：mm)



圖 5.10 摩擦阻尼斜撐測試構架組裝完成照片

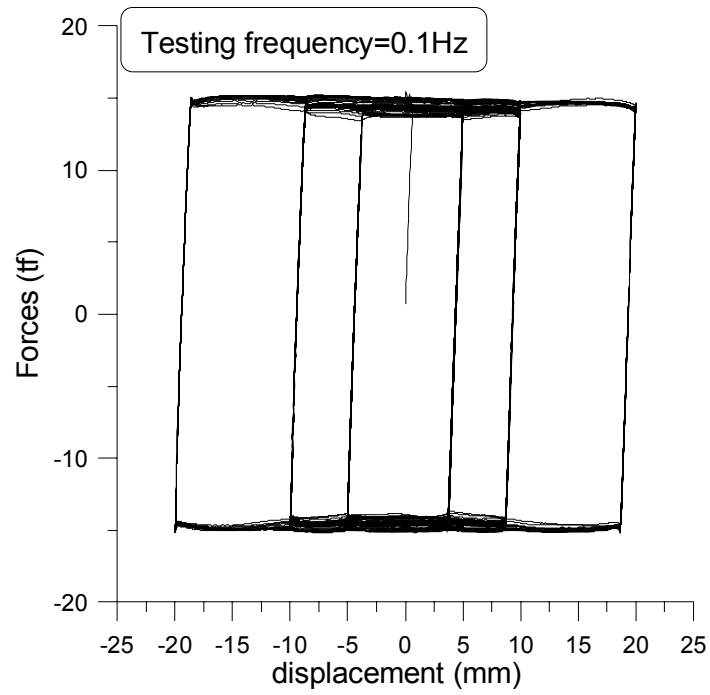


圖 5.11 摩擦阻尼器遲滯迴圈(測試頻率=0.1Hz)

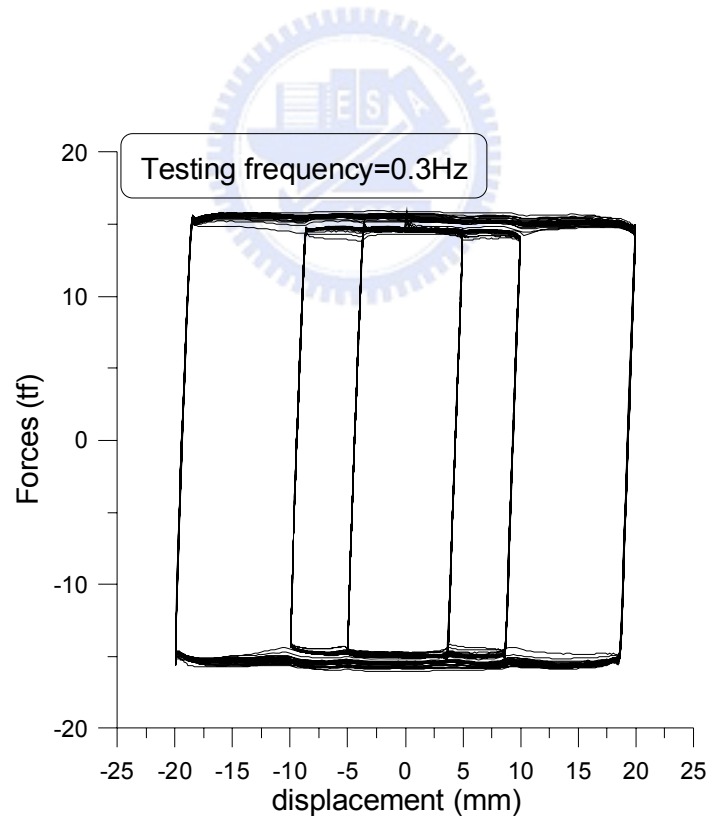


圖 5.12 摩擦阻尼器遲滯迴圈(測試頻率=0.3Hz)

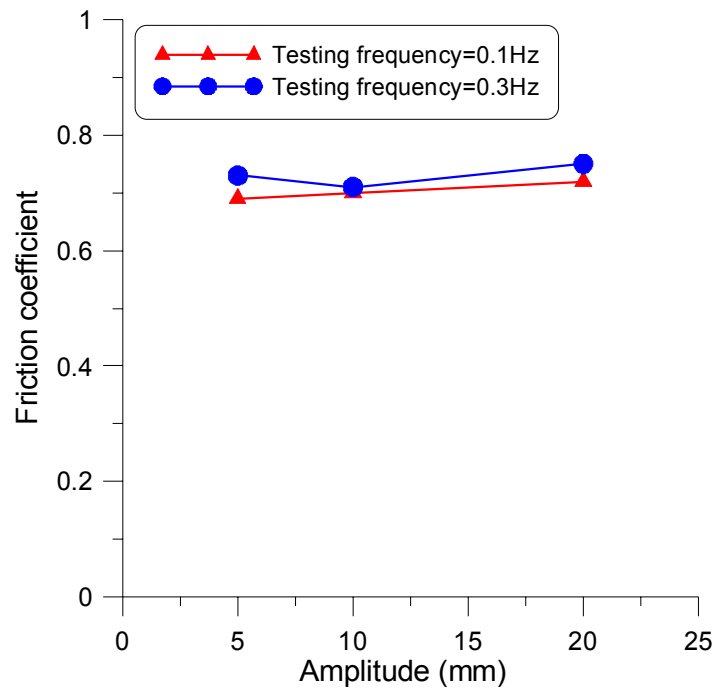


圖 5.13 不同擾動條件之摩擦係數變化趨勢

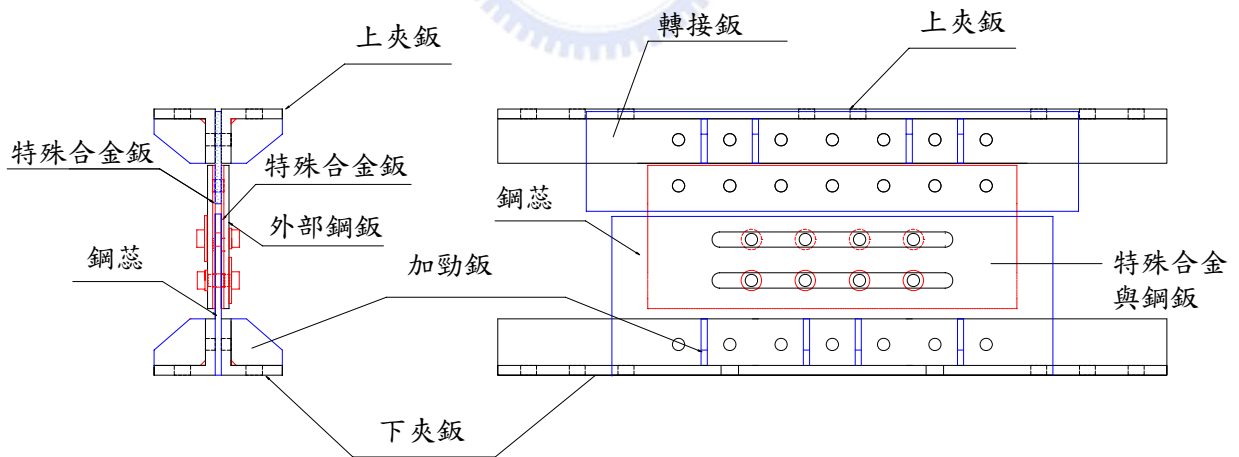


圖 5.14 摩擦制震壁細部設計圖

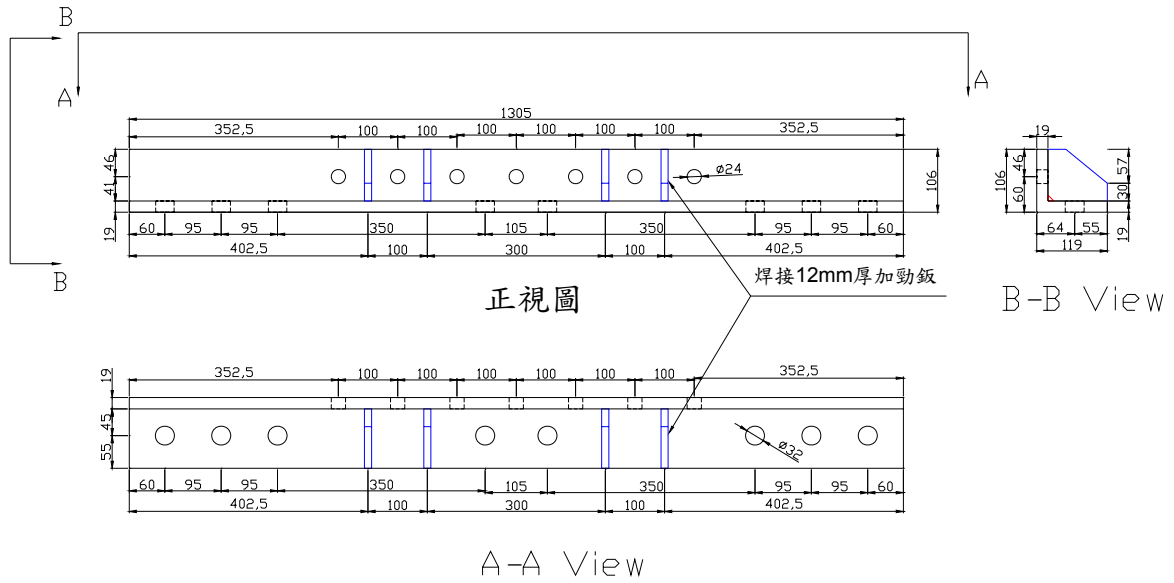


圖 5.15 摩擦制震壁上夾板細部設計圖 (單位：mm)

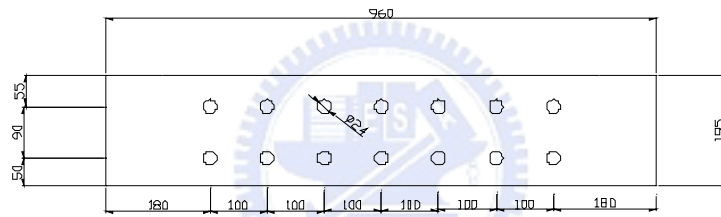


圖 5.16 摩擦制震壁轉接板細部設計圖 (單位：mm)

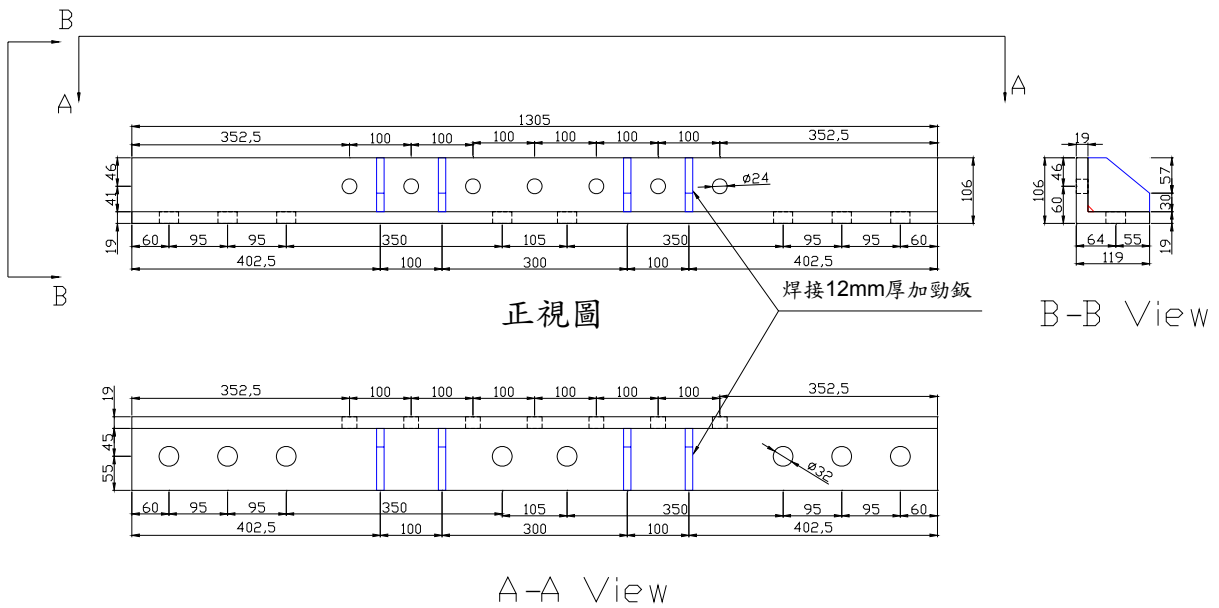


圖 5.17 摩擦制震壁下夾板細部設計圖 (單位：mm)

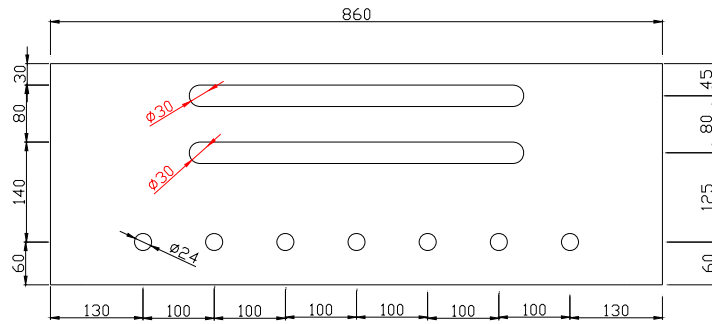


圖 5.18 摩擦制震壁—鋼蕊細部設計圖 (單位：mm)

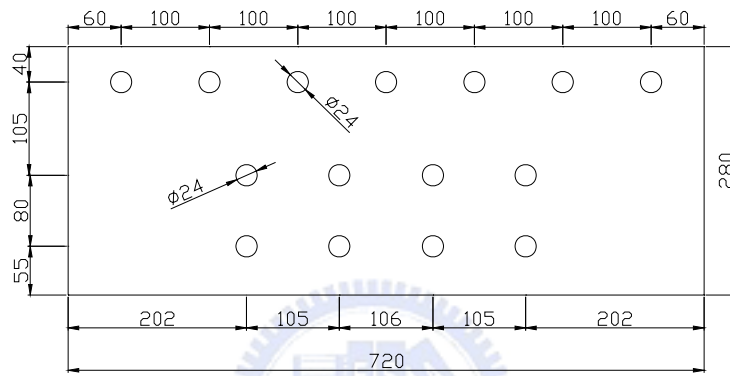


圖 5.19 摩擦制震壁—特殊合金與外覆鋼板細部設計圖 (單位：mm)



圖 5.20 摩擦制震壁測試構架組裝完成照片

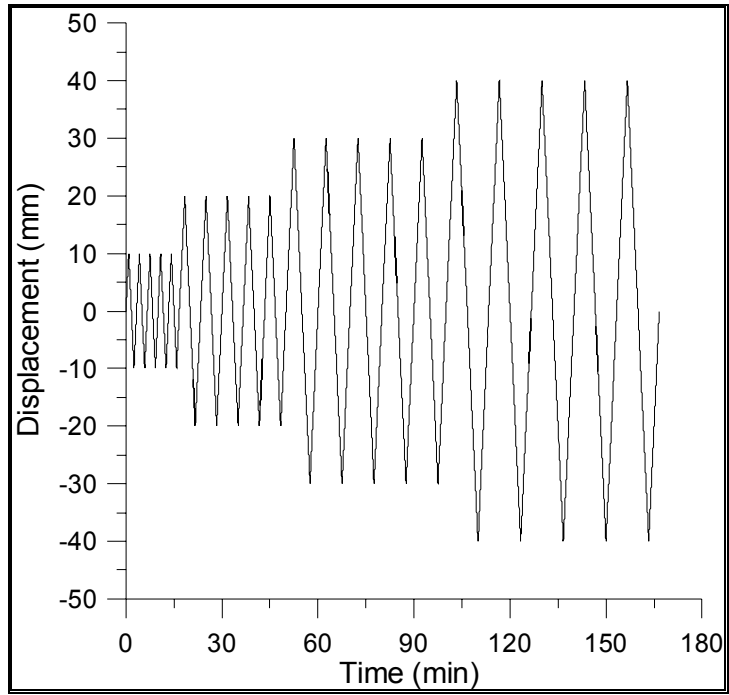


圖 5.21 致動器連續加載歷時

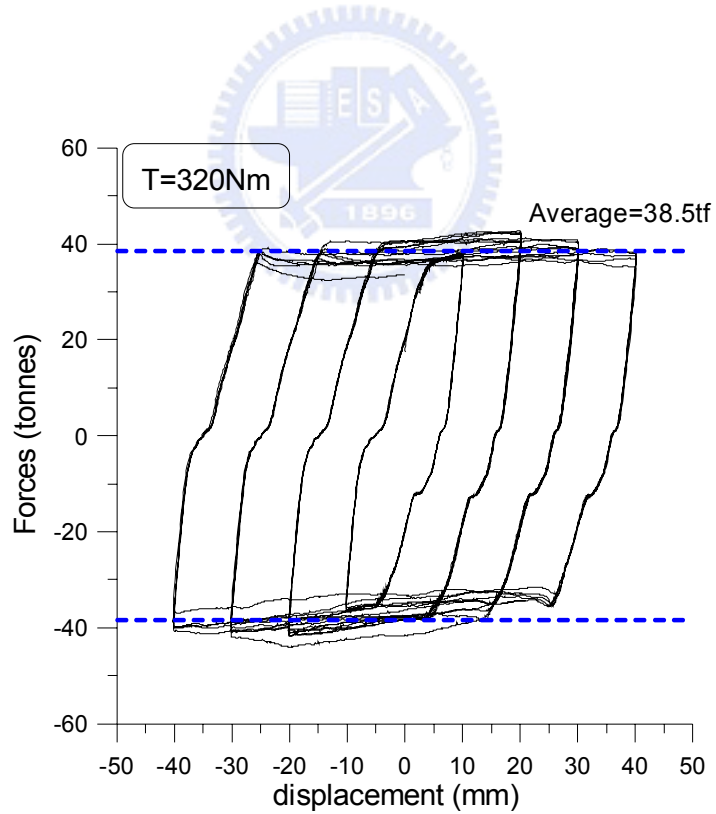


圖 5.22 摩擦制震壁遲滯迴圈($P=15.52tf$)

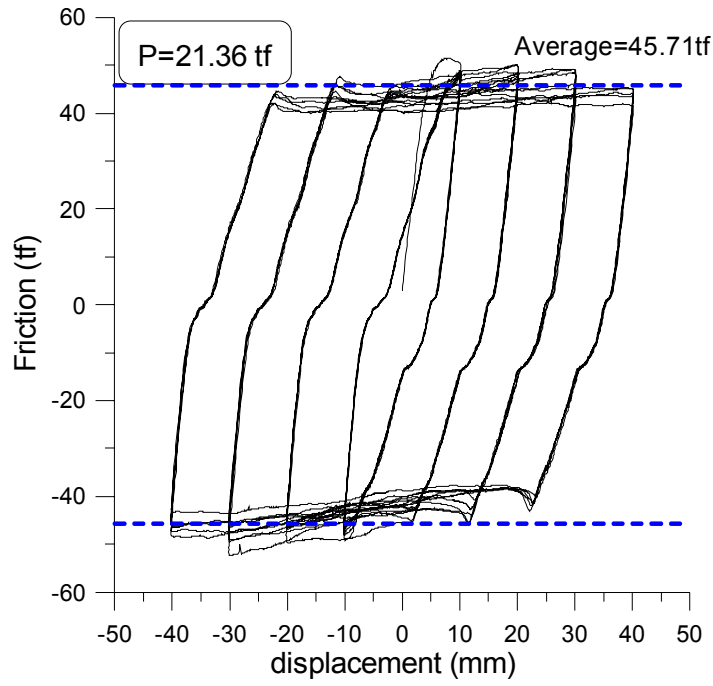


圖 5.23 摩擦制震壁遲滯迴圈(P=21.36tf)

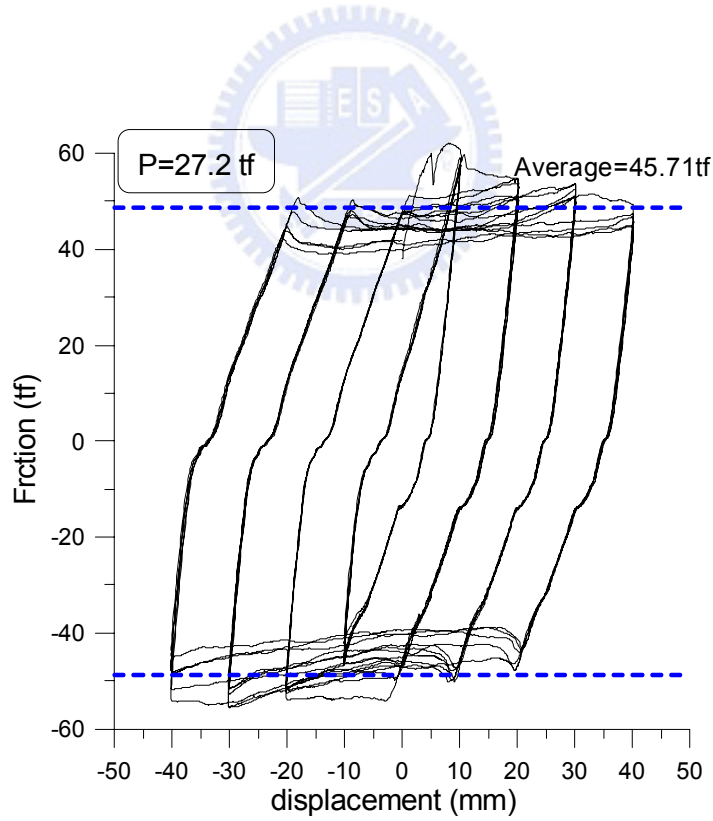


圖 5.24 摩擦制震壁遲滯迴圈(P=27.2tf)

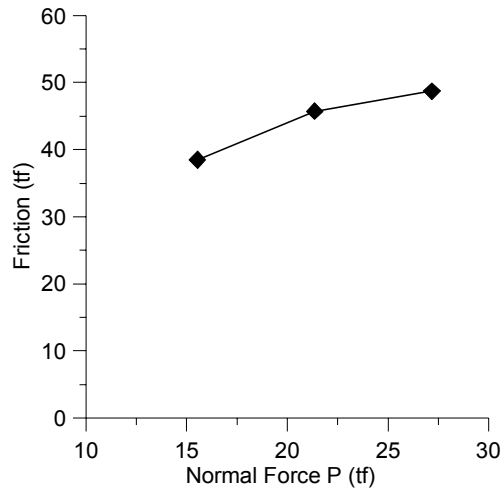


圖 5.25 正向力與摩擦力關係曲線

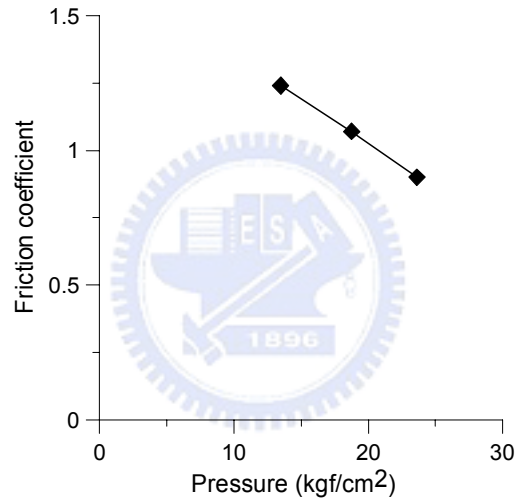


圖 5.26 摩擦係數與應力關係曲線

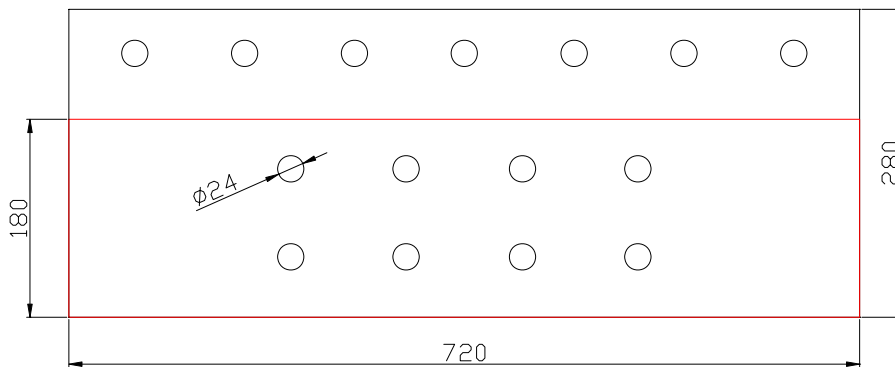


圖 5.27 螺栓圍束面積 (單位：mm)

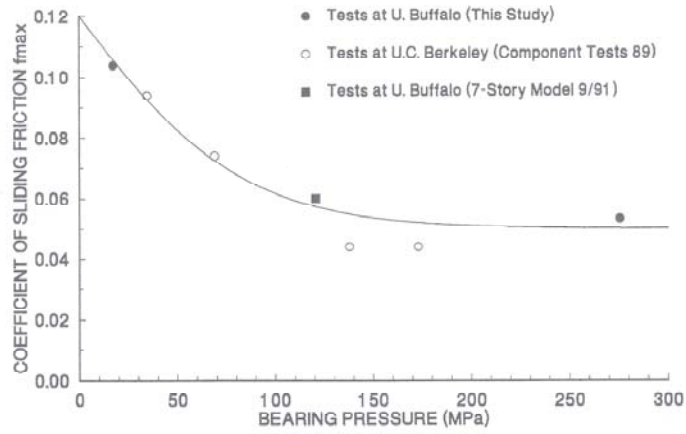


圖 5.28 鐵弗龍材料之摩擦係數與應力關係曲線【43】



圖 5.29 特殊合金試驗後接觸面咬合情形

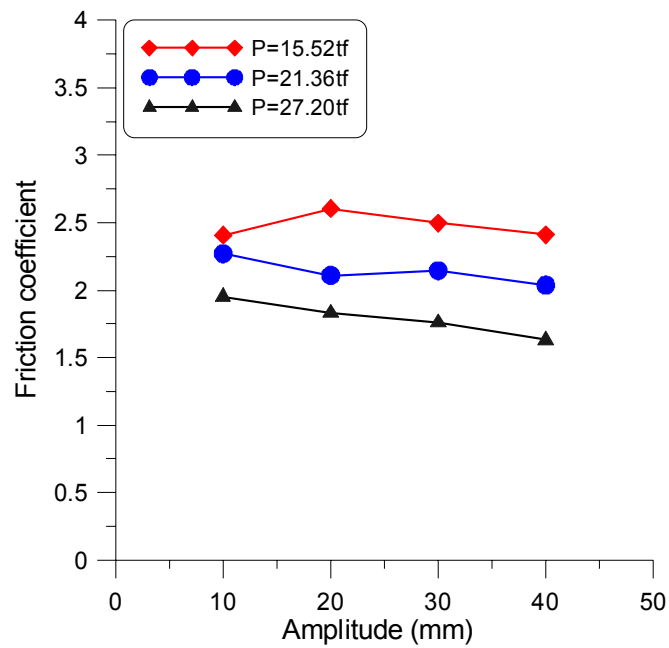


圖 5.30 摩擦制震壁之摩擦係數變化曲線

第六章 結構加裝摩擦阻尼器之解析模型

摩擦阻尼器不論在機構設計上，抑或利用摩擦力產生消散地震能量的原理均相當簡單。惟當結構加裝摩擦阻尼器作為其消能元件後，摩擦阻尼器之摩擦機制將使結構變成高度非線性系統，其解析相當複雜。因此，需利用精確之數值方法方能準確掌握結構加裝摩擦阻尼器之動力行為。利用摩擦力於往復運動過程中達到消能目的者，如滑動式隔震支承系統，其滑動介面之不連續行為與摩擦阻尼器完全相同。

針對滑動結構之非線性行為，有諸多數值方法被提出來，其中以 Wang【44-46】等人所提出之剪力平衡法(Shear Balance Method)最為簡單且最具效率。其概念為，當滑動支承於滑動狀態，則滑動介面之剪力即為最大靜摩擦力，此時滑動介面之相對位移未知；當滑動支承於停滯狀態，則滑動介面之相對位移為零，然而滑動介面之剪力未知。惟無論滑動支承處於滑動或非滑動模式，均能根據已知條件求解結構之動力反應。此法僅以單一控制方程式描述隔震結構之運動行為，無論結構處於停滯或滑動狀態下，整個歷時分析過程系統之參數均保持不變，且積分步幅始終維持定值。此外，該方法之分析過程毋須經過迭代，大幅提升非線性動力分析之效率。因此，本章將根據剪力平衡的概念，建立結構安裝摩擦阻尼器之解析模式，以求解結構系統之非線性動力反應。

6.1 結構運動方程式推導

一 n 層剪力屋架結構安裝摩擦阻尼器之示意如圖 6.1 所示。本研究將利用拉

格朗治方程式(Lagrange's equation) 【47】建立結構之運動方程式。拉格朗治方程式可表示如下：

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{x}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial x_i} + \frac{\partial V}{\partial x_i} = Q_i \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (6.1)$$

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：

$$T = \frac{1}{2} [\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{1}\dot{x}_g]^T \mathbf{M} [\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{1}\dot{x}_g] \quad (6.2)$$

$$V = \frac{1}{2} \mathbf{x}^T \mathbf{K} \mathbf{x} \quad (6.3)$$

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， $\mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}$ ，及摩擦阻尼器之摩擦力， \mathbf{F} ，為系統之非保守力。將式（6.2）、（6.3）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：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = -\mathbf{E}w(t) + \mathbf{B}\mathbf{F}(t) \quad (6.4)$$

其中，

\mathbf{E} 為 $n \times 1$ 之擾動向量；

\mathbf{B} 為 $n \times r$ 摩擦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 $r \times 1$ 摩擦力向量；

$w(t) = \ddot{x}_g(t)$ 為地表加速度。

6.2 數值方法解析

6.2.1 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) 【48-49】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摩擦阻尼器控制結構之動力分析。首先，吾人將位形空間的運動方程式(6.4)以狀態空間表示，即

$$\dot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{A}^* \mathbf{z}(t) + \mathbf{B}^* \mathbf{F}(t) + \mathbf{E}^* w(t) \quad (6.5)$$

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 $2n \times r$ 之摩擦力分配矩陣；

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

狀態方程式 (6.5) 之解析解可以差分方程式表示如下：

$$\mathbf{z}[k] = \mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{B}_1\mathbf{F}[k] + \mathbf{E}_0w[k-1] + \mathbf{E}_1w[k] \quad (6.6)$$

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 $2n \times r$ 之前瞬時離散時間摩擦力分配矩陣；

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

為 $2n \times r$ 之後瞬時離散時間摩擦力分配矩陣；

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

為 $2n \times 1$ 之前瞬時離散時間地震力分配向量；

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

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

為 $2n \times 1$ 之後瞬時離散時間地震力分配向量；

式 (6.6) 中之 $\mathbf{F}[k]$ 為高度非線性之未知數，因此無法直接求解。一般而言，其求解過程僅能透過迭代方式求得其近似解。本研究將引入解析效率與精度較高之剪力平衡法來求取阻尼器之摩擦力，其解析法則將於下一節中介紹。

6.2.2 剪力平衡法

式 (6.6) 中摩擦力向量 $\mathbf{F}[k]$ 與摩擦阻尼器運動狀態有關，當摩擦阻尼器於滑動狀態時，其值等於摩擦滑動介面之最大摩擦力；若摩擦阻尼器處於停滯狀態，則其值小於介面之最大摩擦力。吾人可從各樓層層間相對速度為零之條件計算出摩擦力，進而求取結構反應。各樓層之層間相對速度向量可表示為

$$\mathbf{y}[k] = \mathbf{D}\mathbf{z}[k] = 0 \quad (6.7)$$

其中 $\mathbf{y}[k]$ 為 $r \times 1$ 之層間相對速度向量， \mathbf{D} 為 $r \times 2n$ 之層間速度位置矩陣，若每一樓層均配置阻尼器，即 $r = n$ ，則 \mathbf{D} 為 $n \times 2n$ 矩陣，可表示為

$$\mathbf{D} = \left[\begin{array}{cccc|cccc} 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 1 & -1 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 1 & -1 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 1 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 1 \end{array} \right]$$

將式(6.7)中之 $\mathbf{z}[k]$ 以式(6.6)代入可得

$$\mathbf{y}[k] = \mathbf{D}\mathbf{B}_1\mathbf{F}[k] + \mathbf{D}(\mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{E}_0\mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1\mathbf{w}[k]) \quad (6.8)$$

今假設每一瞬時分析之初，所有摩擦阻尼器均處於停滯狀態，亦即各樓層層間相對速度為零，則由式(6.8)可初步估算摩擦力

$$\bar{\mathbf{F}}[k] = -(\mathbf{DB}_1)^{-1} \mathbf{D}(\mathbf{Az}[k-1] + \mathbf{B}_0 \mathbf{F}[k-1] + \mathbf{E}_0 \mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1 \mathbf{w}[k]) \quad (6.9)$$

根據摩擦機制之原理，當摩擦阻尼器不滑動時其摩擦滑動介面剪力必小於最大摩擦力。定義 \bar{F}_i 為 $\bar{\mathbf{F}}[k]$ 之第 i 分量，代表對應於第 i 摩擦阻尼器之摩擦力，則可能之情況為：

(1) 所有阻尼器摩擦滑動介面之剪力均小於其相對應之最大摩擦力，亦即

$$|\bar{F}_i| < \mu_i N_i, \quad \forall i = 1, \dots, q \quad (6.10)$$

其中 μ_i 與 N_i 分別為第 i 摩擦阻尼器之摩擦係數與正向力，則所有摩擦阻尼器即處於停滯狀態，如先前之假設。令 $\mathbf{F}[k] = \bar{\mathbf{F}}[k]$ 代回式(6.6)，即可求出結構反應。

(2) 所有阻尼器摩擦滑動介面之剪力均大於或等於其相對應之最大摩擦力，亦即

$$|\bar{F}_i| \geq \mu_i N_i, \quad \forall i = 1, \dots, q \quad (6.11)$$

則摩擦阻尼器之運動狀態違反先前所假設，此時所有阻尼器均處於滑動狀態。調整阻尼器摩擦滑動介面之剪力值如下：

$$|\bar{F}_i| = \mu_i N_i \operatorname{sgn}(\bar{F}_i), \quad \forall i = 1, \dots, q \quad (6.12)$$

代回式(6.6)求出結構反應。

(3) 若摩擦阻尼器中有 r ($r < q$) 個阻尼器之摩擦滑動介面剪力值超過其對應之最大摩擦力，則其運動狀態亦違反先前之假設。將式(6.9)估算之摩擦力向量

$\bar{\mathbf{F}}[k]$ 重新排列為

$$\bar{\mathbf{F}}'[k] = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{F}}_1'[k] \\ \bar{\mathbf{F}}_2'[k] \end{bmatrix} = \mathbf{T}\bar{\mathbf{F}}[k] \quad (6.13)$$

其中

$\bar{\mathbf{F}}_1'[k]$ 為 $(q-r) \times 1$ 停滯摩擦阻尼器之剪力向量，其分量為：

$$|\bar{F}_{1j}'| < \mu_j N_j, \forall j = 1, \dots, q-r$$

$\bar{\mathbf{F}}_2'[k]$ 為 $r \times 1$ 滑動摩擦阻尼器之剪力向量，其分量為：

$$|\bar{F}_{2j}'| \geq \mu_j N_j, \forall j = 1, \dots, r$$

\mathbf{T} 為座標轉換矩陣。

則式(6.8)亦可以轉換矩陣 \mathbf{T} 轉換為

$$\mathbf{y}'[k] = \mathbf{P}\mathbf{F}'[k] + \mathbf{Q}'[k] \quad (6.14)$$

其中

$$\mathbf{y}'[k] = \mathbf{T}\mathbf{y}[k] = \begin{pmatrix} \mathbf{y}'_1[k] \\ \mathbf{y}'_2[k] \end{pmatrix} \quad (6.15)$$

$$\mathbf{F}'[k] = \mathbf{T}\mathbf{F}[k] = \begin{pmatrix} \mathbf{F}'_1[k] \\ \mathbf{F}'_2[k] \end{pmatrix} \quad (6.16)$$

$$\mathbf{Q}'[k] = \mathbf{T}\mathbf{D}(\mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{E}_0\mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1\mathbf{w}[k]) = \begin{pmatrix} \mathbf{Q}'_1[k] \\ \mathbf{Q}'_2[k] \end{pmatrix} \quad (6.17)$$

$$\mathbf{P} = \mathbf{T}\mathbf{D}\mathbf{B}_1\mathbf{T}^{-1} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_{11} & \mathbf{P}_{12} \\ \mathbf{P}_{21} & \mathbf{P}_{22} \end{bmatrix} \quad (6.18)$$

上述式(6.15)~(6.17)中，下標1表未滑動之摩擦阻尼器；下標2表滑動之摩擦阻尼器。式(6.14)中處於停滯狀態之摩擦阻尼器，其層間相對速度為零，可表示為

$$\mathbf{y}'_1[k] = \mathbf{P}_{11}\mathbf{F}'_1[k] + \mathbf{P}_{12}\mathbf{F}'_2[k] + \mathbf{Q}'_1[k] = 0 \quad (6.19)$$

其中 (6.19) 式中屬滑動狀態之轉換摩擦力量 $\mathbf{F}'_2[k]$ 的各分量應調整為

$$F'_{2j}[k] = \mu_j N_j \operatorname{sgn}(F'_{2j}), \quad \forall j = 1, \dots, l \quad (6.20)$$

由 (6.14)、(6.19) 及 (6.20) 式，則未滑動之摩擦阻尼器的摩擦滑動介面剪力可進一步求得

$$\mathbf{F}'_1[k] = -\mathbf{P}_{11}^{-1}(\mathbf{P}_{12}\mathbf{F}'_2[k] + \mathbf{Q}'_1[k]) \quad (6.21)$$

根據摩擦機制之原理，式(6.21)之 $\mathbf{F}'_1[k]$ 各分量 $F'_{1j}[k]$ 均須小於其相對應之最大摩擦力，即

$$|F'_{1j}| < \mu_j N_j \quad (6.22)$$

若式 (6.21) 中有任一分量 $|F'_{1j}| \geq \mu_j N_j$ ，則令 $\bar{\mathbf{F}}[k] = \mathbf{T}^{-1}\mathbf{F}'[k]$ ，並重新代回式

(6.13) 進行迭代，直到所有未滑動摩擦阻尼器之剪力值均滿足式 (6.22)。

令 $\mathbf{F}[k] = \mathbf{T}^{-1}\mathbf{F}'[k]$ 代回式(6.6)，即可求出結構反應。

圖 6.2 為求解結構反應之流程圖。

6.3 實例分析

本節將以一棟五層樓鋼結構模型 (圖 4.3) 配置摩擦阻尼器，並以 El Centro 及 Kobe 兩種不同震波作為輸入地表擾動，探討摩擦阻尼器之減震性能。鋼結構模型每一樓層均配置出力上限為 100kgf 之摩擦阻尼器，地震強度均以 PGA=1.0g 作為輸入地表擾動進行分析。

■ El Centro Earthquake

在 $PGA=1.0g$ 之 El Centro 地震波擾動下，分析所得之各樓層加速度反應峰值與均方根值折減比較整理於表 6.1。其結果顯示，裝設摩擦阻尼器後所有樓層之加速度反應均有顯著的折減，頂樓加速度峰值折減效益可達 55%，2F 加速度峰值折減效益則為 62%。各樓層加速度之均方根值 RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。結構頂樓與 2F 之加速度均方根值折減高達 75% 與 76%，顯示摩擦阻尼器優異之減震效能。各樓層之加速度反應歷時如圖 6.3。圖 6.4 為各樓層摩擦阻尼器之遲滯迴圈。其結果顯示，因低矮樓層（1F~3F）之層間位移較大，故其遲滯消能面積較高樓層大。圖 6.5 為結構 1F 之層間位移、層間相對速度及摩擦力歷時比較（1~5 秒）。由圖可得，層間位移於各峰值出現轉折時（運動方向轉變），相對速度為零，阻尼器之摩擦力亦同步改變出力方向。此外，比較相對速度與阻尼器出力方向可得，當層間相對速度為正，則摩擦力為負值；反之，當層間相對速度為負，則摩擦力為正值。亦即摩擦阻尼器於結構運動方向作負功。由層間位移、層間相對速度及摩擦力之比較結果，證實本節所提之解析方法相當合理，可用於加裝摩擦阻尼器結構之動力行為分析。

吾人進一步利用 ARX 模型進行結構安裝摩擦阻尼器之系統識別分析，以瞭解摩擦阻尼器控制結構之動態特性。識別所得之自然頻率與等效阻尼比整理如表 6.2。其結果顯示，結構安裝摩擦阻尼器後，結構頻率變化不大，惟結構系統之等效阻尼比則有明顯提升。第一振態頻率由原先未控制結構之 1.43Hz 略增為 1.46Hz，阻尼比則由 0.32% 大幅提昇至 12.08%；第二振態頻率由 4.47Hz 略增為 4.79Hz，阻尼比由 0.25% 大幅提昇至 14.7%，顯示結構安裝摩擦阻尼器可藉由摩

擦消能機制而達到降低結構振動反應之目的，提升結構的防震性能。

■ Kobe Earthquake

在 $PGA=1.0g$ 之 Kobe 地震波擾動下，分析所得之各樓層加速度反應峰值與均方根值折減比較整理於表 6.3。其結果顯示，裝設摩擦阻尼器後所有樓層之加速度反應均有顯著的折減，頂樓加速度峰值折減效益可達 45%，2F 加速度峰值折減效益則為 44%。各樓層加速度之均方根值 RMS 結果反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。結構頂樓與 2F 之加速度均方根值折減高達 68% 與 71%，顯示摩擦阻尼器優異之減震效能。各樓層之加速度反應歷時如圖 6.6。圖 6.7 為各樓層摩擦阻尼器之遲滯迴圈。其結果顯示，因低矮樓層（1F~3F）之層間位移較大，故其遲滯消能面積較高樓層大。吾人進一步利用 ARX 模型進行結構安裝摩擦阻尼器之系統識別分析，以瞭解摩擦阻尼器控制結構之動態特性。識別所得之自然頻率與等效阻尼比整理如表 6.4。其結果顯示，結構安裝摩擦阻尼器後，結構頻率與等效阻尼比均有提升，顯示韌性斜撐摩擦阻尼器對於結構有加勁及消能的作用。第一振態頻率由原先未控制結構之 1.43Hz 略增為 1.49Hz，阻尼比則由 0.32% 大幅提昇至 13.44%；第二振態頻率由 4.47Hz 略增為 5.4Hz，阻尼比由 0.25% 大幅提昇至 18.43%，顯示結構安裝摩擦阻尼器可藉由摩擦消能機制而達到降低結構振動反應之目的，提升結構的防震性能。

6.4 小結

結構加裝摩擦阻尼器作為其消能元件後，摩擦阻尼器之摩擦機制將使結構變成高度非線性系統，故須利用精確之數值方法方能有效掌握結構加裝摩擦阻尼器之動力行為。本研究以剪力平衡概念，作為判斷摩擦阻尼器處於滑動或停滯狀態之非線性行為，並據以求解結構之動態反應。此外，本文亦進行結構安裝摩擦阻尼器之數值模擬分析。其結果顯示，結構安裝摩擦阻尼器可有效降低結構加速度反應，且可大幅提昇結構的等效阻尼比。說明摩擦阻尼器具有良好的消能減震效果，結構安裝摩擦阻尼器可提升結構之防震性能。由數值分析結果顯示，本研究所提之解析方法相當合理，適用於加裝摩擦阻尼器結構之動力行為分析。



表 6.1 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=El Centro)

El Centro Earthquake PGA=1.0g			
The Peak Value of Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction %
RF	2.43	1.10	55
5F	1.85	1.10	41
4F	2.19	1.05	52
3F	1.98	0.79	60
2F	1.64	0.63	62
The RMS Value of Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction %
RF	1.04	0.27	75
5F	0.85	0.24	72
4F	0.91	0.23	75
3F	0.77	0.18	77
2F	0.62	0.15	76

表 6.2 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro)

Mode	w/o Damper		w/ Damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)
1	1.43	0.32	1.46	12.08
2	4.47	0.25	4.79	14.70
3	7.52	0.01	7.37	9.04
4	10.17	0.31	11.08	6.76
5	12.15	0.36	13.21	5.89

表 6.3 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=Kobe)

Kobe Earthquake PGA=1.0g			
The Peak Value of Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction %
RF	3.83	2.11	45
5F	2.70	1.91	29
4F	3.05	1.83	40
3F	2.44	1.34	45
2F	2.41	1.36	44
The RMS Value of Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction %
RF	1.30	0.42	68
5F	1.06	0.37	65
4F	1.12	0.38	66
3F	0.97	0.29	70
2F	0.75	0.22	71

表 6.4 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe)

Mode	w/o Damper		w/ Damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)
1	1.43	0.32	1.49	13.44
2	4.47	0.25	5.40	18.43
3	7.52	0.01	8.53	12.47
4	10.17	0.31	12.81	7.73
5	12.15	0.36	17.24	10.54

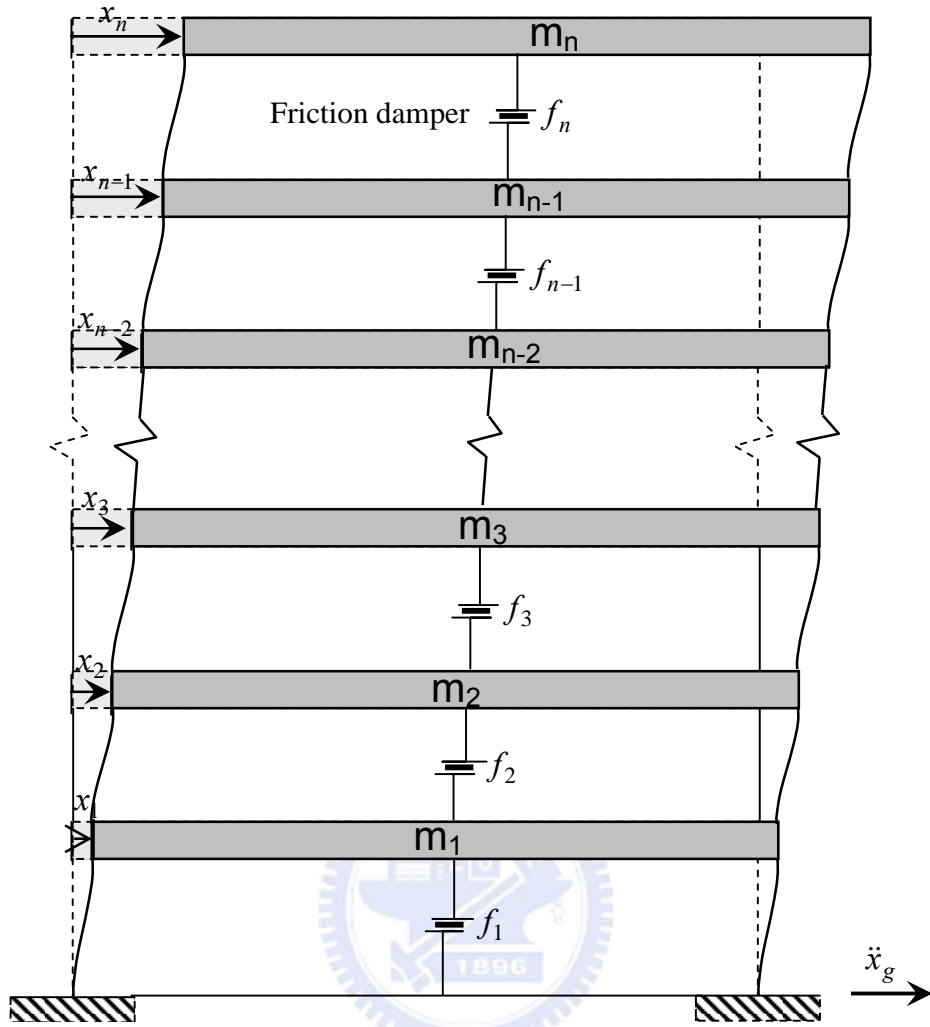


圖 6.1 結構加裝摩擦阻尼器之分析模型

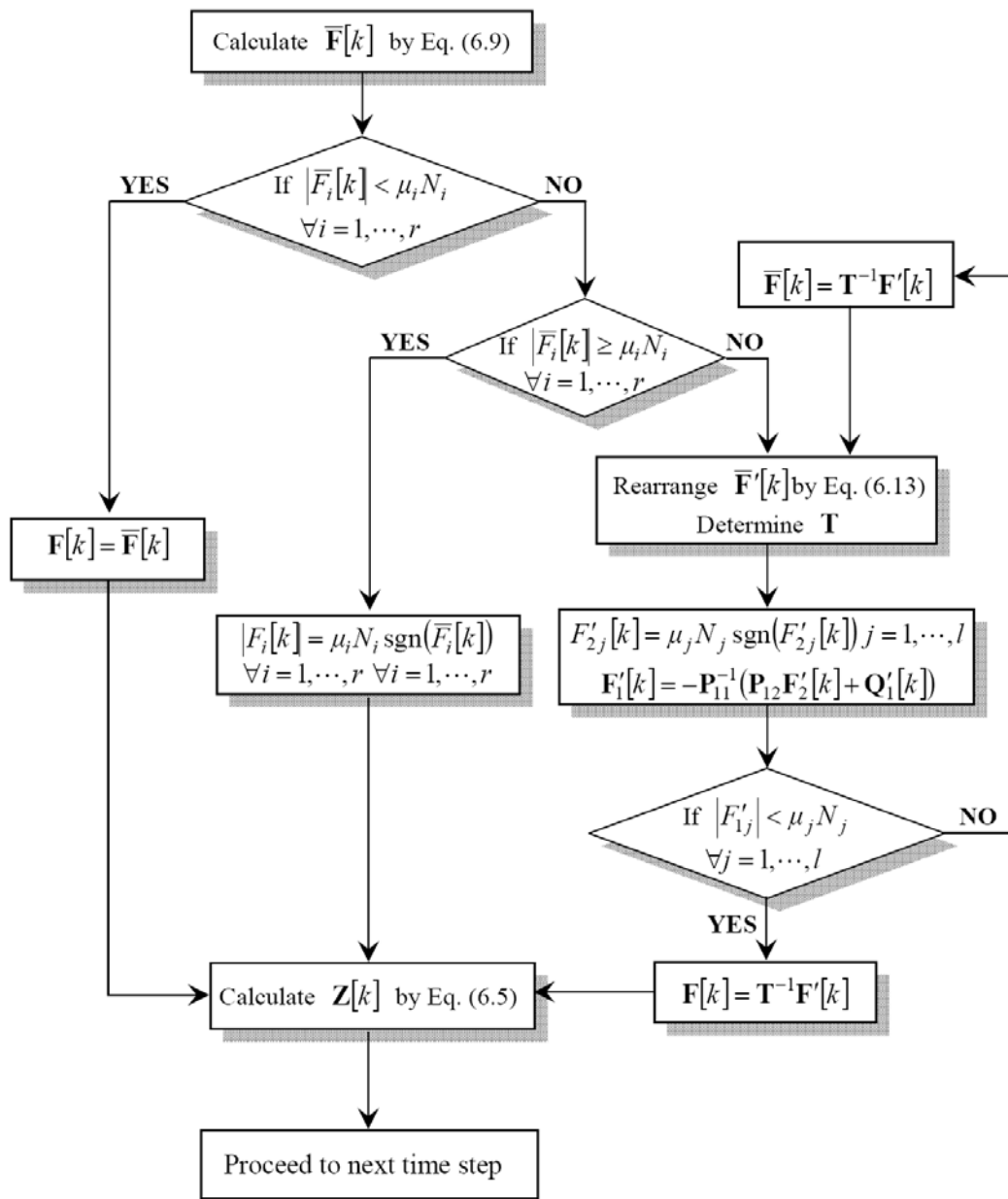


圖 6.2 非線性動力分析流程圖

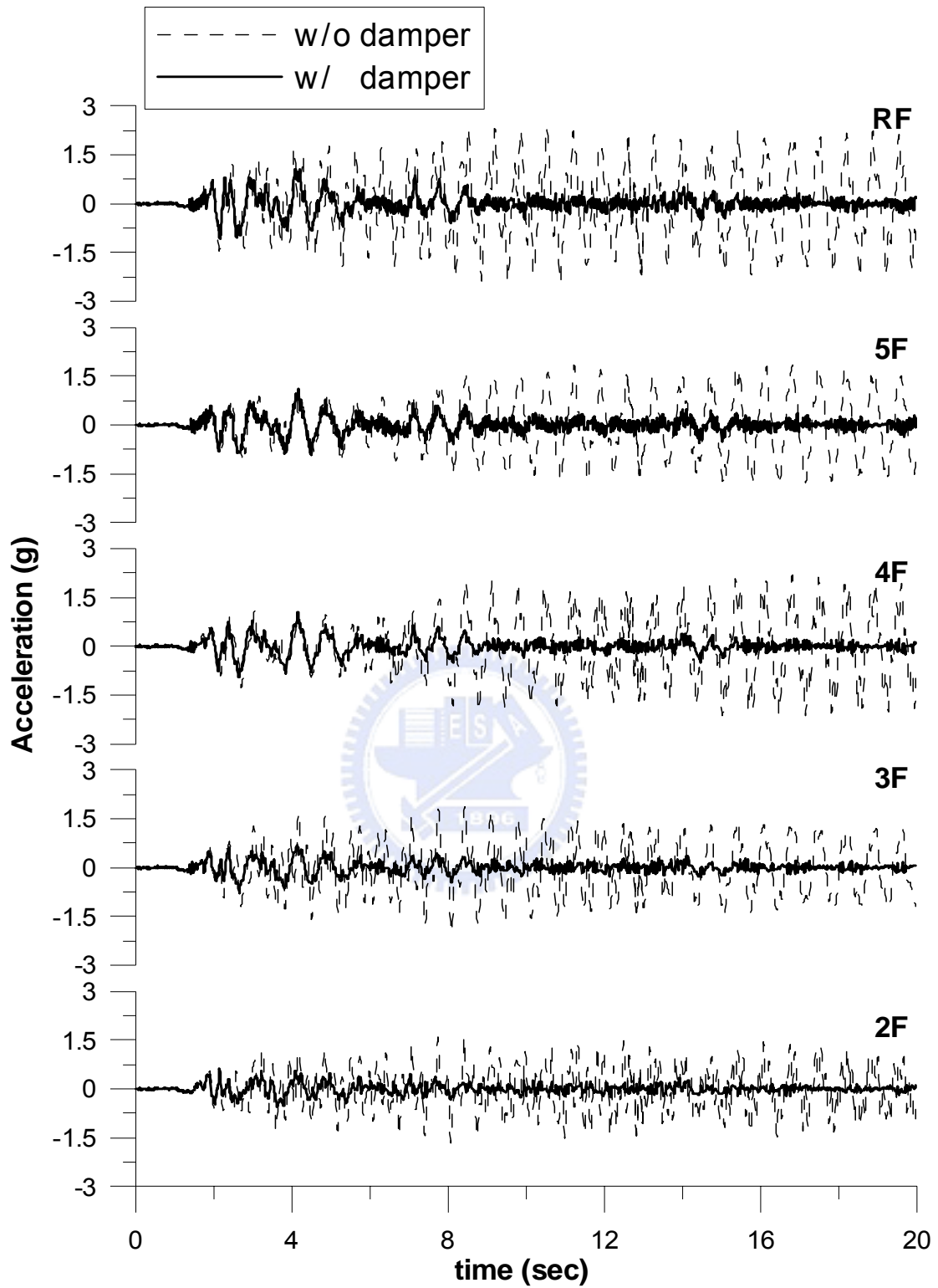


圖 6.3 各樓層加速度反應歷時(EI Centro ; PGA=1.0g)

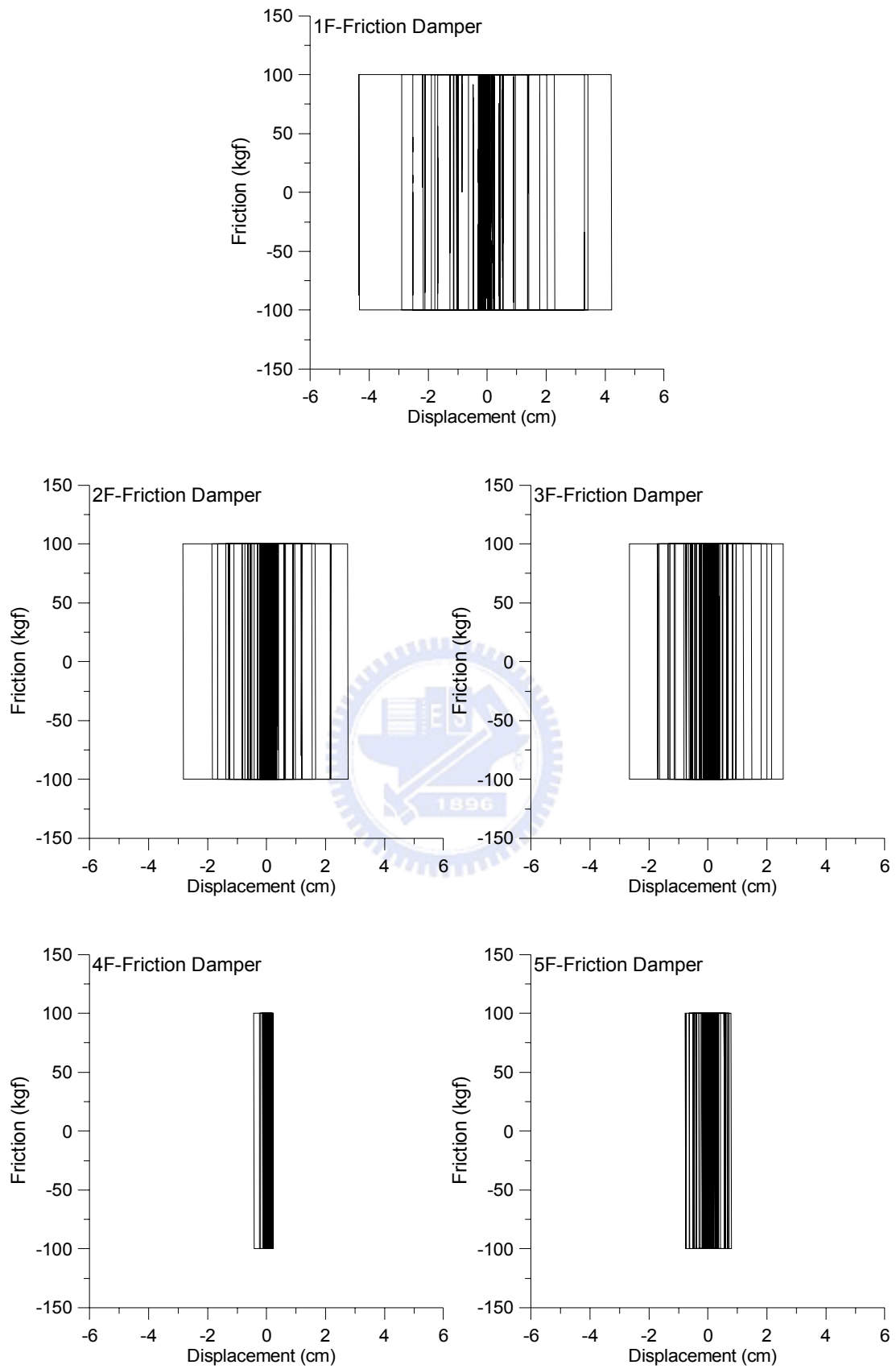


圖 6.4 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(EI Centro ; PGA=1g)

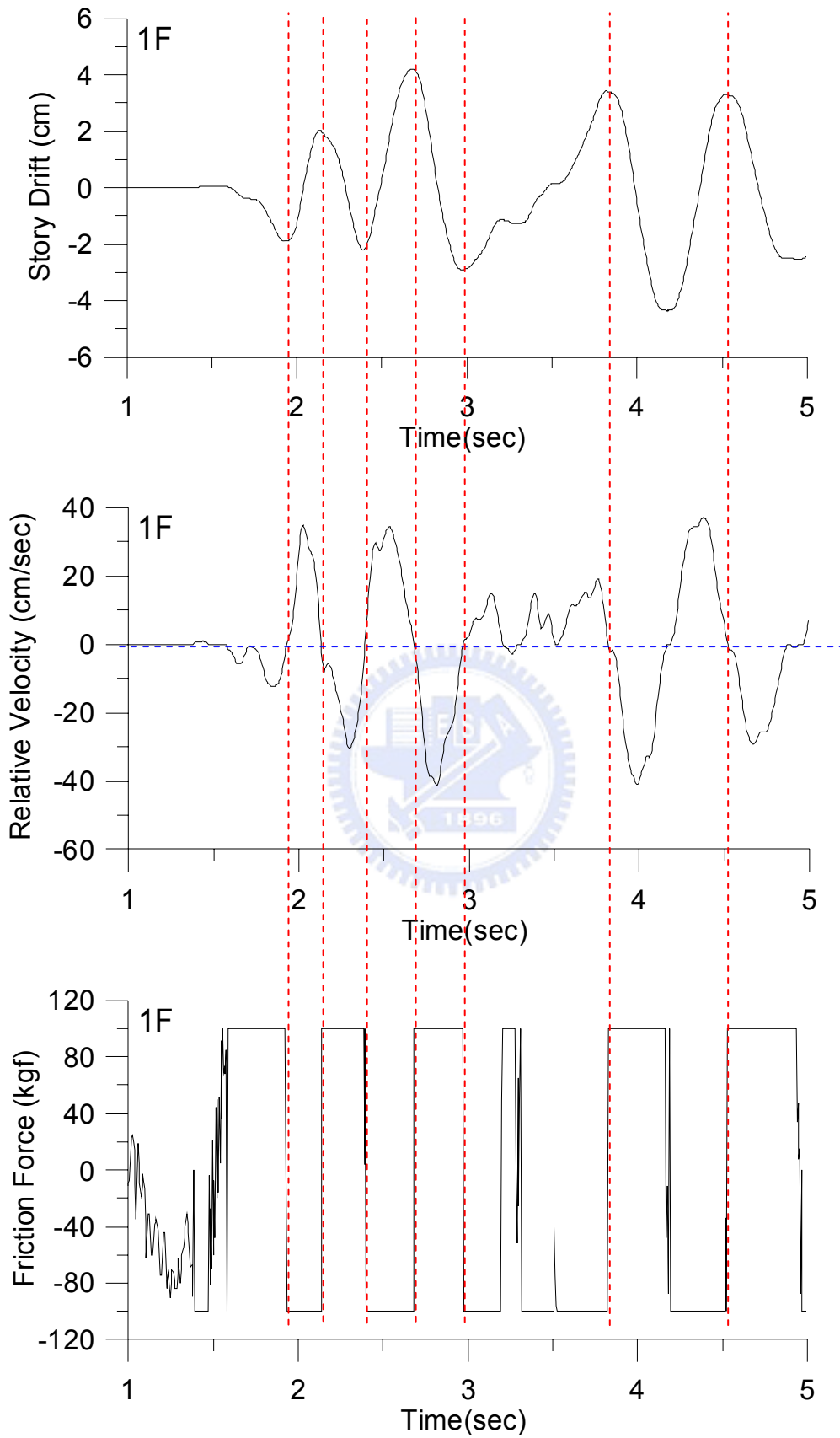


圖 6.5 層間位移、相對速度與摩擦力歷時比較 (1F)

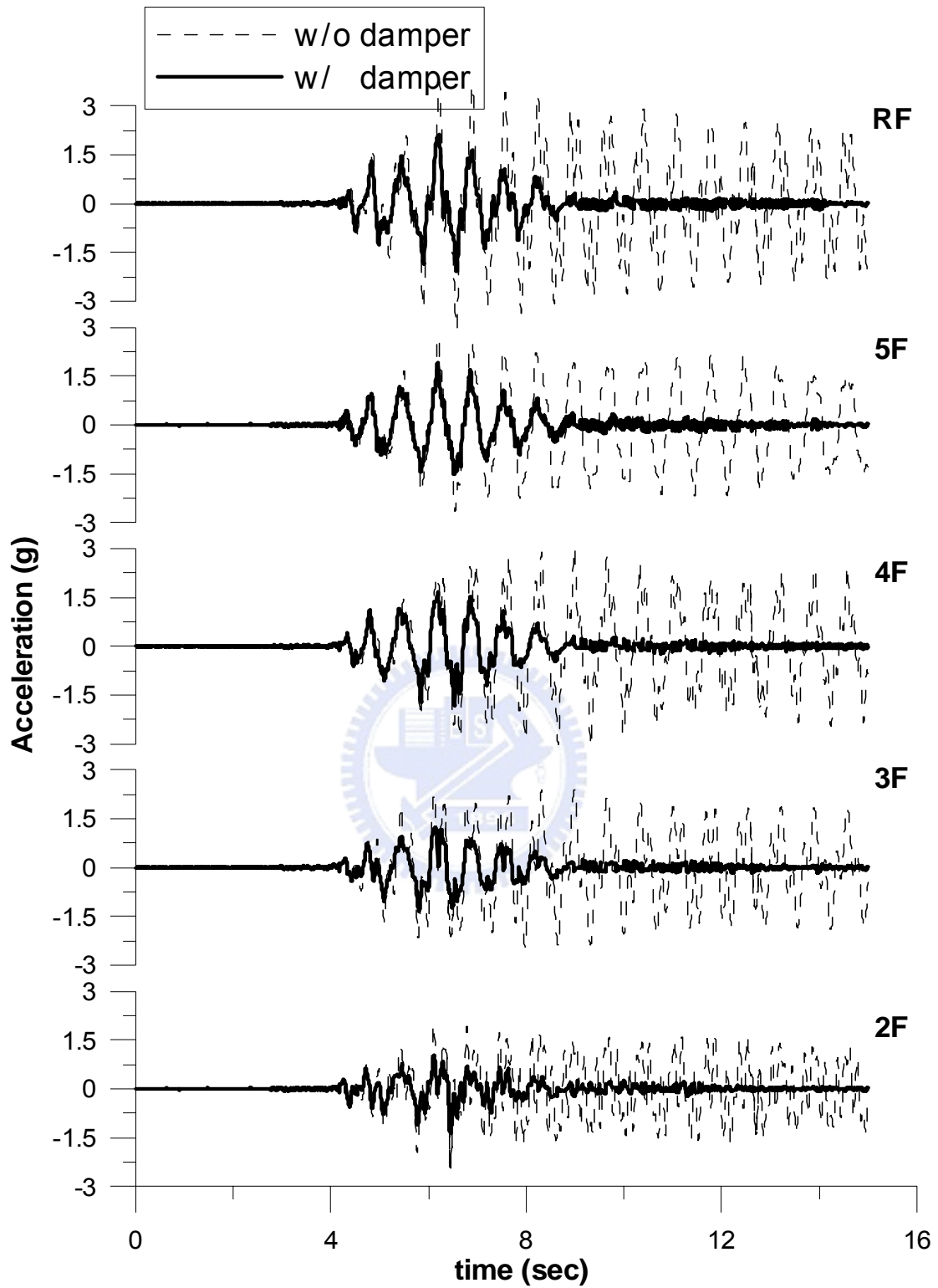


圖 6.6 各樓層加速度反應歷時(Kobe ; PGA=1.0g)

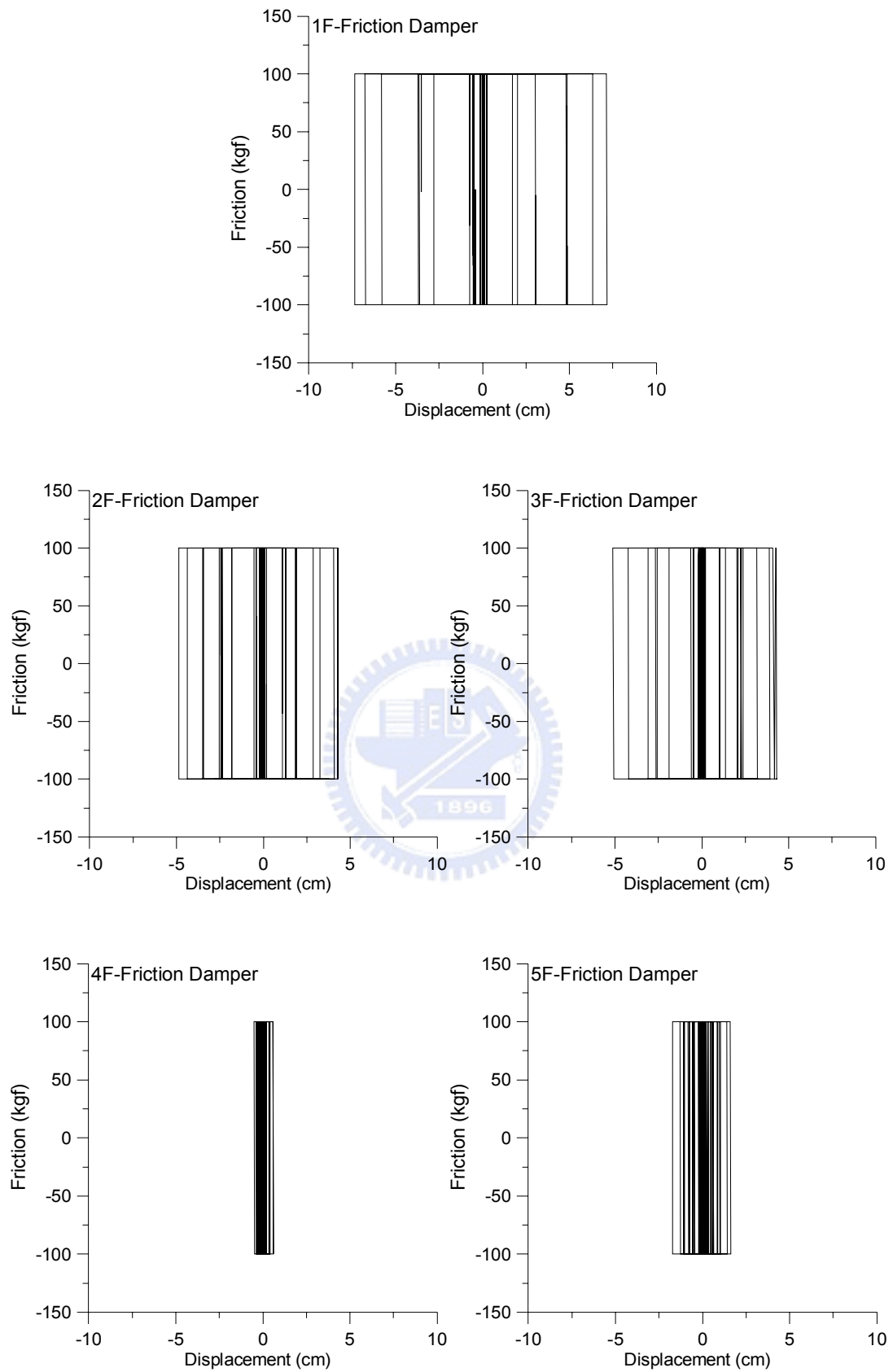


圖 6.7 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(Kobe ; PGA=1g)

第七章 結論與建議

本研究根據金屬材料之挫屈變形及滑動摩擦等消能機制，分別發展出韌性斜撐與摩擦阻尼器兩種位移型結構抗震裝置。本文建立了預彎拱鈹之非線性彈性挫屈勁度計算方法，並以預彎拱鈹為核心發展了韌性斜撐，完成一系列之元件測試及振動台性能測試，並以有限元素軟體 ANSYS 進行分析，預測預彎拱鈹之非線性力學行為。此外，本研究並以某特殊合金鈹作為摩擦阻尼器之核心材料，設計成摩擦阻尼斜撐及摩擦制震壁兩種型式之摩擦阻尼器，並完成一系列之元件測試，充分掌握摩擦阻尼器的力學特性，可做為未來設計之依據。針對摩擦阻尼結構之高度非線性行為，本研究根據剪力平衡之概念，發展求解結構非線性動力行為的數值分析方法。茲根據本文之研究結果，分別歸納結論如下：

1. 預彎拱鈹之彈性挫屈理論與元件測試結果均顯示，預彎拱鈹具拉壓不對稱的力學特性。元件測試所得之遲滯迴圈均相當飽滿而穩定，且與加載速率無關，驗證其具有位移型阻尼器之特徵。惟基於簡化結構設計及非線性動力分析之考量，建議於應用時以成對之韌性斜撐對稱配置，使其拉、壓構件互補。
2. 均勻斷面之預彎拱鈹，無論最大出力或消能面積皆優於斷面切削者，此與依撓曲變形原理製作之加勁阻尼鈹 (ADAS) 不同。可能預彎拱鈹因挫屈而產生幾何大變形，無法由基於微小變形假設之材料力學理論精確描述其力學特性。建議於未來實際應用時，預彎拱鈹之設計宜採均勻斷面。

3. 預彎拱鈹元件測試與 ANSYS 有限元素分析結果顯示，當考慮預彎拱鈹兩端邊界條件為固接情況下，ANSYS 分析結果之消能遲滯迴圈較試驗結果飽滿，顯示元件測試所得之實際消能能力仍未臻理想。試驗結果之表現乃介於邊界條件為固接與鉸接者之間，其原因為測試機構上部可動鋼梁於試驗過程中產生扭轉，故致動器內建荷重元所量測得之讀數，實為預彎拱鈹實際出力分量，惟未來實際運用時並不會有此現象。此外，預彎拱鈹固定端之螺栓無法完全密合，且於試驗過程中螺栓孔隙有些微滑動現象，因此其邊界條件並未達到理想的固接條件，鋼板的實際變形降伏程度未如預期。建議未來可針對預彎拱鈹接頭之細部設計進行改良，接合處除以螺栓鎖緊外，可考慮於定位完成後再輔以焊接的方式強化，以提升預彎拱鈹之效能。
4. 耐震性能測試結果顯示，結構裝設交叉對稱配置韌性斜撐模組可顯著降低各樓層之加速度反應，證明韌性斜撐優越之防震性能。由單組預彎拱鈹所測得的動態出力歷時亦顯示其具備與元件測試相似之拉、壓不對稱特性。經由成對交叉配置之韌性斜撐模組則可得到對稱的力學行為。
5. 扭力係數之率定試驗結果顯示，扭力係數與螺栓直徑有關；惟扭力與正向力之比值則為一常數，與螺栓直徑無關。
6. 特殊合金因質地較軟，接觸面咬合較深，其消能機制乃藉由材料纖維降伏後之塑性流而消能，因此性能較為穩定而且耐磨。以該合金為核心所製作之摩擦阻尼斜撐與摩擦制震壁，均具有相當穩定且飽滿的消能特性，其力

學行為與庫侖摩擦機制相符，且與擾動頻率(速度)無關，特性極易掌握，具備成為結構抗震阻尼器之特質。此外，特殊合金所具有之高摩擦係數 ($\mu > 0.7$)，可大幅增加阻尼器之設計容量，並縮減構件尺寸，提升減震效能與經濟效益。

7. 結構加裝摩擦阻尼器作為消能元件，因摩擦機制而使整體結構成為高度非線性之系統，在數值分析上須作特別處理。本研究根據剪力平衡的概念，建立解析模式，以求解結構系統之非線性動力反應。數值分析結果顯示，本研究所提之解析方法相當合理，可用於加裝摩擦阻尼器結構之動力行為分析。



參考文獻

1. Housener G.W., et. al.,” Special Issue, Structural Control: Past, Present, and Future”, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.123, No.9.,1997.
2. 盧煉元、鍾立來,1999, 「國內外結構控制技術之進展」, *防災科技土木技術*, 第二卷第四期.
3. Soong T.T. and Dargush G.F., 1997, “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering“, *John Wiley and Sons Inc.*, New York.
4. Wang Y.P., Teng M.C. and Chung, K.W., 2001, ”Seismic Isolation of Rigid Cylindrical Tanks Using Friction Pendulum Bearings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 30, Issue 7, July, pp. 1083-1099.
5. Soong T.T. and Dargush G.F., 1997, “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering“, *John Wiley and Sons Inc.*, New York.
6. 「建築物耐震設計規範及解說」, 2005年, 內政部營建署營建雜誌社。
7. 王彥博,2007,「高科技廠房樓版減振裝置之研發」, *行政院國家科學委員會補助提升產業技術及人才培育研究計畫成果完整報告*, 計畫編號: 95-2622-E-009-003-CC3, 96年7月31日。
8. <http://www.taylordevices.com>
9. 林峻毅,2004,「金屬消能制震板之理論分析與實驗」, *國立交通大學土木工程研究所碩士論文*。
10. Tsai K.C., Chen H.W., Hong C.P., Su Y.F., 1993, “Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction”. *Earthquake Spectra*; 9(3): 505-528.
11. 吳國斌,1998,「三層樓舍加勁阻尼裝置鋼構架之振動台試驗行為研究」, *國立台*

灣大學土木工程研究所碩士論文。

12. Bazant Z.P., Cedolin L., 1991, "Stability of Structures", *Oxford University Press*, Oxford, 1991.
13. Thompson J.M.T, Hunt G.W., 1984, "Elastic Instability Phenomena", Wiley, New York, 1984.
14. Virgin L.N., Davis R.B., 2003, "Vibration isolation using buckled struts". *Journal of Sound and Vibration*; 260:965-973.
15. Chin E.J., Lee K.T., Winterflood J., Jacob J., Blair D.G., Ju L., 2004, "Techniques for reducing the resonant frequency of Euler spring vibration isolations". *Classical and Quantum Gravity*; 21: 959-963.
16. Winterflood J., Blair D., Slagmolen B., 2002, "High performance vibration isolation using springs in Euler column buckling mode". *Physics Letters A*; 300:122-130.
17. Plaut R.H., Sidbury J.E., Virgin L.N., 2005, "Analysis of buckled and pre-bent fixed-end columns used as vibration isolators". *Journal of Sound and Vibration*; v 283(n 3-5): 1216-1228.
18. Plaut R.H., Favor H.M., Jeffers A.E., Virgin L.N., 2008, "Vibration isolation using buckled or pre-bent columns-Part 1: Two-dimensional motions of horizontal rigid plate". *Journal of Sound and Vibration*; v 310: 409-420.
19. Jeffers A.E., Plaut R.H., Virgin L.N., 2008, "Vibration isolation using buckled or pre-bent columns-Part 2: Three-dimensional motions of horizontal rigid bar". *Journal of Sound and Vibration*; v 310: 421-432.
20. Ji J.C., Hansen C.H., 2000, "Non-linear response of a post-buckled beam subjected to a harmonic axial excitation". *Journal of Sound and Vibration* ; v 237(n 2)303-318.

21. Bonello P., Brennan M.J., Elliott S.J., 2005, "Vibration control using an adaptive tuned vibration absorber with a variable curvature stiffness element". *Smart Materials and Structures*; v 14(n 5):1055-1065.
22. Ibrahim Y.E, Marshall J., Charney F.A., 2007, "A visco-plastic device for seismic protection of structures". *Journal of Constructional Steel research*; v63:1515-1528.
23. Gao Z.Y., Yu T.X., Lu G., 2005, "A study on type II structures. Part I : a modified one-dimensional mass-spring model". *International Journal of Impact Engineering*; v31:895-910.
24. 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.
25. Wang Y.P., Chang Chien C.S., Lin C.S., Lee C.L., 2008, "Development of a Buckling-Type Metallic Damper". *The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and mechanics*", Jeju, Korea; 3325-3338.
26. Sabelli R., Mahin S., Chang C., 2003, "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces". *Engineering Structures*; 25: 655–666.
27. Qiang X., 2005, "State of the art of buckling-restrained braces in Asia". *Journal of Constructional Steel Research*; 61:727–748.
28. Pall A.S., Marsh, C., 1982, "Response of Friction Damped Braced Frames," *Journal of the Structural Division, ASCE*, 108(No. ST6), pp.1313–1323.
29. Vezina S., Proulx P., Pall R. and Pall A., 1992, "Friction-Dampers for Aseismic Design of Canadian Space Agency". *Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 4123-4128.

30. Pall A.S., Pall R., 1993, "Friction-damper used for seismic control of new and existing buildings in Canada". In: ATC 17-1, seminar on seismic isolation, passive energy dissipation, Vol. 2., pp. 675–686.
31. Pall A. and Pall R., 1996, "Friction Dampers for Seismic Control of Buildings – A Canadian Experience". *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, Paper No. 497.
32. Pasquin C., Charania H., Steele R., Pall, R. and Pall, A.S., 1998, "Friction-dampers for Seismic Control of Selkirk Waterfront Offices, Victoria", *Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, USA.
33. Pall R., Gauthier G., Delisle S. and Pall A., 2000, "Friction Dampers for Seismic Upgrade of Quebec Police Headquarters, Montreal", *Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, Paper No. 2014.
34. Chandra R., Masand M. et al., 2000, "Friction Dampers for Seismic Control of La Gardenia Towers South City, Gurgaon, India," *12WCEE*, New Zealand, Paper No. 2008.
35. Soli B., Baerwald D., et al., 2004, "Friction Dampers for Seismic Control of Ambulatory Care Center, Sharp Memorial Hospital, San Diego, CA," Paper No. 1953, Vancouver, B.C., Canada.
36. Wu B., Zhang J., Williams M.S. and Ou J., 2005, "Hysteretic Behavior of Improved Pall-Typed Frictional Dampers," *Engineering Structures*, 27, pp. 1258-1267.
37. 盧煉元、劉彥緯、陳乙震、林錦隆, 2007, 「結構消能摩擦材料之摩擦性能測試」, *結構工程*, 第二十二卷, 第四期, 第 73-95 頁.
38. 盧煉元、陳乙震、林錦隆、劉彥緯, 2009, 「具楔型原理之軸向摩擦型阻尼器理

論與實驗研究」,《結構工程》,第二十四卷,第一期第 87-107 頁。

39. Hsieh Y.Y., 1998, *Elementary Theory of Structures*; Prentice Hall, 3rd ed., Englewood Cliffs, NJ.
40. 李輝煌, 2005, 「ANSYS 工程分析基礎與觀念」, 高立圖書有限公司。
41. 劉晉奇, 褚晴暉, 2006, 「有限元素分析與 ANSYS 的工程應用」, 滄海書局。
42. 「鋼構造建築物鋼結構施工規範」, 2007 年, 內政部營建署營建雜誌社。
43. Constantinou M.C., Tsopeles P., Kim Y-S. and Okamoto S., 1993, “NCEER-Taisei Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of a Friction Pendulum System (FPS) ,” *Technical Report NCEER-93-0020*, NCEER SUNY/Buffalo, N.Y.
44. Wang Y.P., Chung L.L. and Liao W.H., 1998, “Seismic Response Analysis of Bridges Isolated with Friction Pendulum Bearings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 1069-1093.
45. Wang Y.P., and Liao W.H., 2000, “Dynamic Analysis of Sliding Structures with Unsynchronized Support Motions,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, pp.297-313.
46. Wang Y.P., Liao W.H. and Lee C.L., 2001, “A state-space approach for dynamic analysis of sliding structures,” *Engineering Structures* 23, pp.790-801.
47. Roy R. and Craig, Jr., “Structural Dynamics,” New York, John Wiley & Sons, 1981.
48. 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.

- 49.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. ARX 系統識別理論

■ 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：

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

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(A.1)式表示為

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

其中，

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

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

若對式 (A.2) 取 z 轉換，得

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

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

$y(z)$ 與 $u(z)$ 分別為 $y(k)$ 與 $u(k)$ 之 z-轉換， $A(z)$ 、 $B(z)$ 的定義類似於式(6.3)及式

(6.4)，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(6.6)改成

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

其中，

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

p_j 為分母多項式 $A(z)=0$ 的第 j 個複數根；

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

系統的自然頻率 f_j 及阻尼比 ξ_j 可計算如下：

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

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

其中，

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

T 為取樣週期。只要將式(A.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(A.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

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

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

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

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

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

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

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

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

根據式(A.13)，ARX 模型可進一步表示成

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

其中，

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

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

若為單一輸入多重輸出(SIMO)模式時，

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

其中，

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

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

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

對式(A.19)取期望值，並利用白雜訊之零均值性質，可得

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

輸出訊號期望值 $\bar{\mathbf{y}}(k, \boldsymbol{\theta})$ 代表已知之系統參數 $\boldsymbol{\theta}$ 下預測之輸出值。將其估測誤差定義為

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

若識別出來之系統參數 θ 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

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

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

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

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

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

其中，

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

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

λ 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

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

或(A.31)可根據牛頓-瑞福森之迭代法，解出系統模型參數

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

上式中令 $\alpha_i = 1$ ，並經運算整理後可得到遞迴形式解

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

其中，

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

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

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(A.33)式至(A.35)式之遞迴預測誤差法即可求得未知數 θ ，進而求得結構之自然振動頻率((A.10)與(A.11)式)。