

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

摩擦型制震裝置之耐震性能試驗與  
分析

**Seismic Performance Tests and Analysis  
of Friction Dampers**

研究生：李羿廷

指導教授：王彥博 教授

中華民國九十八年十月

# **Seismic Performance Tests and Analysis of Friction Dampers**

研究生：李羿廷  
指導教授：王彥博 博士

Student : Yi-Ting Lee  
Advisor : Dr. Yen-Po Wang

國立交通大學  
土木工程學系碩士班  
碩士論文

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

中華民國九十八年十月

# 摩擦型制震裝置之耐震性能試驗與分析

研究生：李羿廷

指導教授：王彥博 博士

國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

本研究係以一種特殊合金材料為核心，發展摩擦阻尼斜撐及摩擦制震壁兩種建築抗震裝置，並進行一系列之元件測試與耐震性能試驗。元件測試結果顯示，摩擦阻尼斜撐與摩擦制震壁均具有相當飽滿而穩定之遲滯迴圈，其力學行為與擾動頻率（速度）無關，且符合庫侖摩擦機制之特徵，力學特性易於掌握。特殊合金與鋼材間具有高摩擦係數，若經適當設計，其摩擦係數甚至能超過 1.0，高於習用之摩擦阻尼器，可大幅增加阻尼器之設計容量。就工程實用之觀點，成功應用摩擦型制震裝置之關鍵，在於對摩擦係數及介面正向力（螺栓軸力）之精確掌握。螺栓軸力與扭力呈線性關係，率定試驗結果顯示螺栓之扭力係數為一常數，而與直徑無關，此將有助於摩擦裝置在設計上之掌握。耐震性能試驗之結果顯示，摩擦阻尼斜撐能大幅提升結構

低頻振態之等效阻尼比，但高頻反應則有放大情形。惟高頻模態參與係數較低，因此對於結構整體反應之影響並不顯著，故仍可達到減震之目的，其效能隨地震強度之增加而提升。模擬分析結果顯示，ETABS能有效模擬庫侖摩擦機制，結構地震反應之預測結果與試驗值雖有誤差，但仍有相當程度之契合。誤差來源應為分析模型忽略了斜撐的存在，在摩擦阻尼器處於未滑動狀態時高估結構之勁度所致。

關鍵字：特殊合金、摩擦阻尼斜撐、摩擦制震壁、扭力係數、耐震性

能試驗



# Seismic Performance Tests and Analysis of Friction Dampers

Student : Yi-Ting Lee

Advisor : Dr . Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University

## Abstract

In this study, both the frictional damping brace and seismic friction wall have been developed based on a special alloy. A series of component tests and seismic performance tests have been conducted. Component tests indicate that the proposed alloy-based friction dampers possess rate-independent stable and rich hysteresis loops with characteristics of the Coulomb's friction mechanism. The frictional coefficient ( $\mu$ ) between the special alloy and steel is high. It may exceed 1.0 if properly designed, higher than those for the existing friction dampers. As a result, the capacity of the friction dampers can be substantially increased. From a practical point of view, the key to the success of friction-type damping devices is the ability to precisely manage the frictional coefficient and normal force (i.e. tensile force in the bolts). The tensile forces in the bolts are linearly related to the torques. Calibration tests indicate that the torque-to-tension ratio of the bolt is constant, regardless of the bolt diameters. This would be helpful in practical design of the friction devices. Seismic performance tests show that, the frictional damping

braces significantly enhance the equivalent damping ratios of the structure in the lower vibration modes while amplify the high frequency responses. Fortunately, the overall structural responses are reduced as the participation factors for the higher modes are low. The effectiveness of the frictional damping braces increases with the earthquake intensity. Simulation results indicate that ETABS can sufficiently simulate the coulomb's friction mechanism. The predicted seismic structural responses agree well with the test results, despite of the fact that discrepancy still exists. The source of errors possibly comes from neglecting the H-beam braces in the modeling, which results in over-estimation of the stiffness as the friction dampers are in non-sliding states.



Key Words: special alloy, frictional damping brace, seismic friction wall, torque-to-tension ratio, seismic performance test

## 致謝

兩年研究所期間，感謝吾師 王彥博教授之教誨，在研究期間吾師的悉心教導使我在研究領域以及課業上得到一盞指路明燈，其待人處事的態度方面亦給予我很大的典範。對於老師之諄諄教誨，在此致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙國立交通大學土木系 陳誠直教授、翁正強教授以及王彥博教授、私立淡江大學土木系 吳重成教授撥冗指導，並提供寶貴意見，使得論文疏漏之處獲得改進，在此亦表達最誠摯的謝意。



在這兩年中，感謝建良博士、嘉賞博士以及逸軒學長不厭其煩的指出我研究的缺失，並給予各方面的協助，使我順利進行研究工作；也感謝同窗好友顥勳、勵邨、勵元的幫忙與陪伴讓我在研究的路上不再孤獨，彼此加油鼓勵。當然也不能忘記志儒、厚餘、連峰、柏霖、伊凡、維婷、智洋各位學弟妹們，你們的支援與協助使我銘感在心。

最後，衷心感激多年來一直給予我支持的家人，感謝你們無私的奉獻、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。

謹誌於交大工程二館 2009 年 10 月

# 目錄

摘要.....	i
Abstract.....	iii
致謝.....	v
目錄.....	vi
表目錄.....	viii
圖目錄.....	ix
第一章 緒論.....	1
第二章 摩擦阻尼器之率定與元件測試.....	16
2.1 摩擦阻尼器之構造及原理.....	16
2.2 扭力係數之率定.....	17
2.2.1 扭力係數.....	19
2.2.2 扭力率定機構之設計.....	20
2.2.3 率定結果討論.....	20
2.3 摩擦阻尼器之元件測試.....	22
2.3.1 摩擦阻尼斜撐.....	22
2.3.1.1 摩擦阻尼斜撐之細部設計.....	22
2.3.1.2 測試構架與試驗規劃.....	23
2.3.1.3 結果與討論.....	24
2.3.2 壁式摩擦阻尼器.....	27
2.3.2.1 壁式摩擦阻尼器細部設計.....	27
2.3.2.2 試驗機構與試驗規劃.....	29
2.3.2.3 試驗結果與分析.....	31
2.3.2.3.1 螺栓排列方式之影響.....	31
2.3.2.3.2 不同開槽方式之影響.....	33
第三章 結構加裝摩擦阻尼器之解析模型.....	74
3.1 含摩擦阻尼系統之結構運動方程式.....	75
3.2 數值解析法.....	78
3.2.1 狀態空間法.....	78
3.2.2 多重摩擦阻尼結構之「剪力平衡法」.....	80
3.3 實例分析.....	84
3.3.1 El Centro 地震.....	84
3.3.2 Kobe 地震.....	86
3.3.3 Hachinohe 地震.....	87
3.4 小結.....	88
第四章 摩擦阻尼斜撐之耐震性能測試.....	105
4.1 前言.....	105

4.2 縮尺摩擦阻尼斜撐之元件測試.....	105
4.2.1 縮尺摩擦阻尼斜撐之細部設計.....	105
4.2.2 測試機構與測試規劃.....	106
4.2.3 試驗結果與討論.....	107
4.3 耐震性能測試.....	109
4.3.1 測試構架與量測系統.....	109
4.3.2 摩擦阻尼斜撐之配置與試驗規劃.....	112
4.3.3 耐震性能測試結果.....	114
4.3.3.1 Hachinohe Earthquake .....	114
4.3.3.2 Kobe Earthquake.....	116
4.3.3.3 El Centro Earthquake .....	119
4.4 耐震性能測試與 ETABS 分析結果之比較 .....	123
4.4.1 ETABS 簡介 .....	123
4.4.2 定義材料性質與構件斷面.....	123
4.4.3 阻尼器模型參數定義.....	124
4.4.4 模型建立.....	125
4.4.5 試驗與模擬分析結果之比較.....	125
4.4.6 結果與討論.....	126
4.4.6.1 Hachinohe Earthquake .....	126
4.4.6.2 Kobe Earthquake.....	127
4.4.6.3 El Centro Earthquake .....	127
第五章 結論與建議.....	204
附錄 A. ARX 系統識別理論 .....	210

## 表目錄

表 2.1 扭力係數之建議參考值.....	36
表 2.2 M20、M22、M24 螺栓扭力係數率定結果.....	37
表 2.3 M10 螺栓扭力係數率定結果.....	38
表 2.4 摩擦阻尼斜撐之摩擦力與摩擦係數.....	39
表 2.5 摩擦阻尼斜撐之摩擦力與摩擦係數(移除方型襯墊板).....	40
表 2.6 雙槽螺栓集中排列之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=4).....	40
表 2.7 雙槽螺栓上下排列之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=4).....	41
表 2.8 五槽開孔之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=5).....	42
表 3.1 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=El Centro).....	89
表 3.2 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro).....	89
表 3.3 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=Kobe).....	90
表 3.4 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe).....	90
表 3.5 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=Hachinohe).....	91
表 3.6 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe).....	91
表 4.1 縮尺元件測試之摩擦力與摩擦係數(M10 螺栓，N=2).....	129
表 4.2 五層樓鋼結構模型細部尺寸.....	129
表 4.3 五層樓鋼結構模型之模擬參數(動力特性).....	130
表 4.4 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Hachinohe).....	131
表 4.5 各樓層加速度均方根值比較(Input=Hachinohe).....	132
表 4.6 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe).....	133
表 4.7 摩擦阻尼斜撐出力歸納表 (Input=Hachinohe).....	134
表 4.8 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Kobe).....	135
表 4.9 各樓層加速度均方根值比較(Input=Kobe).....	136
表 4.10 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe).....	137
表 4.11 摩擦阻尼斜撐出力歸納表 (Input=Kobe).....	138
表 4.12 各樓層加速度峰值反應比較(Input=El Centro).....	139
表 4.13 各樓層加速度均方根值比較(Input=El Centro).....	140
表 4.14 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=El Centro).....	141
表 4.15 摩擦阻尼斜撐出力歸納表 (Input=El Centro).....	141
表 4.16 ETABS 模型之空構架結構頻率.....	142

## 圖目錄

圖 1.1 Pall 摩擦阻尼器【2】	10
圖 1.2 各種安裝型式之 Pall 阻尼器【4】	10
圖 1.3 X 型摩擦阻尼器模擬遲滯迴圈圖【6】	11
圖 1.4 栓接摩擦阻尼器示意圖【6】	11
圖 1.5 不同摩擦材料對摩擦阻尼器遲滯迴圈影響【6】	12
圖 1.6 傳統 Pall 阻尼器和改良式 Pall 阻尼器示意圖【7】	12
圖 1.7 改良式 Pall 摩擦阻尼器之測試構架及試驗結果【7】	13
圖 1.8 St. Vincent Hospital 平面圖【8】	13
圖 1.9 St. Vincent Hospital 阻尼器 ETABS 程式之遲滯迴圈圖【8】	13
圖 1.10 地震能量輸入與消散之歷時圖【8】	14
圖 1.11 La gardenia Towers 公寓建築與摩擦阻尼器配置【9】	14
圖 1.12 Ambulatory Care Center 及摩擦阻尼器施工安裝照片【10】	14
圖 1.13 軸向型摩擦阻尼器【11】	15
圖 2.1 摩擦阻尼器構造示意圖	43
圖 2.2 摩擦阻尼器受力示意圖	43
圖 2.3 用於螺栓直接張力量測之特殊墊片	44
圖 2.4 大型扭力扳手(扭力範圍:80~560 N-m)	44
圖 2.5 小型扭力扳手(扭力範圍:1~3 N-m)	44
圖 2.6 扭力率定試驗機構設計概念圖	45
圖 2.7 Load Cell 圖	45
圖 2.8 扭力率定試驗組裝圖	46
圖 2.9 摩擦阻尼斜撐之細部設計圖	46
圖 2.10 摩擦阻尼斜撐上端細部設計圖(單位:mm)	47
圖 2.11 摩擦阻尼斜撐下端細部設計圖(單位:mm)	48
圖 2.12 摩擦阻尼斜撐—特殊合金鈹與外覆鋼鈹細部設計圖(單位:mm)	48
圖 2.13 摩擦阻尼斜撐測試構架組裝完成照片	49
圖 2.14 各式墊圈圖示	50
圖 2.15 方型襯鈹圖示	50
圖 2.16 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type A 墊圈)	51
圖 2.17 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type B 墊圈)	52
圖 2.18 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type C 墊圈)	53
圖 2.19 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type D 墊圈)	54
圖 2.20 不同擾動頻率下之摩擦係數比較	55
圖 2.21 摩擦阻尼斜撐遲滯迴圈(Type C 墊圈, 未加方形襯墊)	56
圖 2.22 摩擦制震壁構造圖	57
圖 2.23 摩擦制震壁上夾鈹細部設計圖(單位:mm)	57

圖 2.24 摩擦制震壁轉接鈹細部設計圖 (單位: mm)	58
圖 2.25 摩擦制震壁下夾鈹細部設計圖 (單位: mm)	58
圖 2.26 雙槽孔鋼蕊細部設計圖 (單位: mm)	58
圖 2.27 特殊合金與外覆鋼鈹細部設計圖 (單位: mm)	59
圖 2.28 分散式多槽孔模式之摩擦制震壁細部設計圖	59
圖 2.29 分散式多槽孔鋼蕊鈹細部設計圖 (單位: mm)	60
圖 2.30 分散式多槽孔特殊合金與外覆鋼鈹細部設計圖 (單位: mm)	60
圖 2.31 摩擦制震壁測試構架組裝完成照片	61
圖 2.32 致動器連續加載歷時	62
圖 2.33 螺栓集中排列(雙槽孔模式)	62
圖 2.34 螺栓上下交錯排列(雙槽孔模式)	63
圖 2.35 分散式多槽孔模式之制震壁照片	63
圖 2.36 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=23.72tf$ , 螺栓集中排列)	64
圖 2.37 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=32.60tf$ , 螺栓集中排列)	64
圖 2.38 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=41.48tf$ , 螺栓集中排列)	65
圖 2.29 雙槽孔摩擦墊片有效接觸面積(斜線部分) (單位: mm)	65
圖 2.40 摩擦係數與應力關係曲線	66
圖 2.41 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=23.72tf$ , 螺栓上下交錯排列)	66
圖 2.42 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=32.6tf$ , 螺栓上下交錯排列)	67
圖 2.43 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=41.8tf$ , 螺栓上下交錯排列)	67
圖 2.44 摩擦係數與介面壓應力關係曲線	68
圖 2.45 摩擦力與扭力關係曲線	68
圖 2.46 摩擦介面咬合情況(螺栓集中排列)	69
圖 2.47 摩擦介面咬合情況(螺栓上下交錯排列)	69
圖 2.48 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=23.72tf$ )	70
圖 2.49 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=32.60tf$ )	70
圖 2.50 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=41.48tf$ )	71
圖 2.51 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=51.90tf$ )	71
圖 2.52 摩擦係數與介面壓應力關係曲線	72
圖 2.53 分散式多槽之摩擦墊片有效接觸面積(斜線部分) (單位: mm)	72
圖 2.54 試驗後摩擦介面咬合情況(分散式多槽模式)	73
圖 2.55 不同開槽模式之遲滯迴圈比較	73
圖 3.1 結構安裝摩擦阻尼器之示意圖	92
圖 3.2 多重摩擦阻尼結構之非線性動力分析流程圖	93
圖 3.3 各樓層加速度反應歷時之比較( $El\ Centro$ ; $PGA=0.5g$ )	94
圖 3.4 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈( $El\ Centro$ ; $PGA=0.5g$ )	95
圖 3.5 層間位移、相對速度與摩擦力歷時比較 (1 樓層間)	96
圖 3.6 各樓層加速度頻率響應函數(傳遞函數)之比較( $El\ Centro$ ; $PGA=0.5g$ )	97

圖 3.7 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe; PGA=0.5g).....	98
圖 3.8 頂層摩擦力歷時反應.....	99
圖 3.9 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.5g).....	100
圖 3.10 各樓層加速度頻率響應函數(傳遞函數)之比較(Kobe; PGA=0.5g).....	101
圖 3.11 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈之比較(Hachinohe; PGA=0.5g).....	102
圖 3.12 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.5g).....	103
圖 3.13 各樓層加速度頻率響應函數(傳遞函數)之比較(Hachinohe; PGA=0.5g)	104
圖 4.2 摩擦阻尼斜撐上半段 H 型鋼設計圖 (單位: mm) .....	143
圖 4.3 摩擦阻尼斜撐下半段 H 型鋼設計圖 (單位: mm) .....	144
4.4 縮尺元件測試—特殊合金與外覆鋼板細部設計圖 (單位: mm) .....	144
圖 4.5 摩擦阻尼斜撐縮尺元件測試示意圖.....	145
圖 4.6 摩擦阻尼斜撐縮尺元件測試組裝完成照片.....	145
圖 4.7 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(No.of bolts=2,T=1N-m).....	146
圖 4.8 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(No.of bolts=2,T=2N-m).....	147
圖 4.9 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(No.of bolts=2,T=3N-m).....	148
圖 4.10 試驗後特殊合金板磨痕.....	148
圖 4.11 正向力與摩擦力關係曲線.....	149
圖 4.12 摩擦係數與介面壓應力關係曲線.....	149
圖 4.13 振動台油壓致動器.....	150
圖 4.14 地震模擬振動台.....	150
圖 4.15 五層樓鋼結構模型.....	151
圖 4.16 407 控制器.....	152
圖 4.17 IMC 資料擷取系統.....	152
圖 4.18 耐震性能測試所使用之感測計.....	153
圖 4.19 摩擦阻尼斜撐模組細部設計圖.....	154
圖 4.20 摩擦阻尼斜撐之安裝設計.....	155
圖 4.21 摩擦阻尼斜撐耐震性能測試構架組裝完成照片.....	156
圖 4.22 輸入地震歷時.....	157
圖 4.23 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.1g).....	158
圖 4.24 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.23g).....	159
圖 4.25 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.33g).....	160
圖 4.26 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.4g).....	161
圖 4.27 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Hachinohe; PGA=0.1g) ..	162
圖 4.28 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Hachinohe; PGA=0.23g)	163
圖 4.29 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Hachinohe; PGA=0.33g)	164
圖 4.30 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Hachinohe; PGA=0.4g) ..	165
圖 4.31 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.1g).....	166
圖 4.32 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.23g).....	166

圖 4.33 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.33g) .....	166
圖 4.34 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.4g) .....	166
圖 4.35 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.1g) .....	167
圖 4.36 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.23g) .....	167
圖 4.37 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.33g) .....	167
圖 4.38 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.4g) .....	167
圖 4.39 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.16g) .....	168
圖 4.40 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.28g) .....	169
圖 4.41 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.44g) .....	170
圖 4.42 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.56g) .....	171
圖 4.43 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Kobe; PGA=0.16g) .....	172
圖 4.44 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Kobe; PGA=0.28g) .....	173
圖 4.45 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Kobe; PGA=0.44g) .....	174
圖 4.46 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(Kobe; PGA=0.56g) .....	175
圖 4.47 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.16g) .....	176
圖 4.48 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.28g) .....	176
圖 4.49 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.44g) .....	176
圖 4.50 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.56g) .....	176
圖 4.51 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.16g) .....	177
圖 4.52 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.28g) .....	177
圖 4.53 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.44g) .....	177
圖 4.54 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.56g) .....	177
圖 4.55 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.1g) .....	178
圖 4.56 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.27g) .....	179
圖 4.57 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.42g) .....	180
圖 4.58 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.48g) .....	181
圖 4.59 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(El Centro; PGA=0.1 g) ...	182
圖 4.60 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(El Centro; PGA=0.27 g) .	183
圖 4.61 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(El Centro; PGA=0.42g) ..	184
圖 4.62 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較(El Centro; PGA=0.48g) ..	185
圖 4.63 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(El Centro; PGA=0.1g) .....	186
圖 4.64 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(El Centro; PGA=0.27g) .....	186
圖 4.65 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(El Centro; PGA=0.42g) .....	186
圖 4.66 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(El Centro; PGA=0.48g) .....	186
圖 4.67 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.1g) .....	187
圖 4.68 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.27g) .....	187
圖 4.69 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.42g) .....	187
圖 4.70 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.48g) .....	187

圖 4.71 結構之振態分析(El Centro; PGA=0.42g) .....	188
圖 4.72 結構之振態分析(El Centro; PGA=0.48g) .....	188
圖 4.73 El Centro 震波頻譜圖與結構自然頻率比較(PGA=0.42g) .....	189
圖 4.74 El Centro 震波頻譜圖與結構自然頻率比較(PGA=0.48g) .....	190
圖 4.75 ETABS 材料性質定義設定 .....	191
圖 4.76 定義桿件斷面.....	191
圖 4.77 ETABS 柱、梁尺寸設定 .....	192
圖 4.78 摩擦元件參數設定.....	192
圖 4.79 空構架結構 ETABS 模型 .....	193
圖 4.80 阻尼器以對角斜撐型式配置.....	194
圖 4.81 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較(Hachinohe;PGA=0.1g).195	
圖 4.82 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較(Hachinohe;PGA=0.4g).196	
圖 4.83 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Hachinohe;PGA=0.1g).....	197
圖 4.84 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Hachinohe;PGA=0.4g).....	197
圖 4.85 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較(Kobe;PGA=0.16g) .....	198
圖 4.86 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較(Kobe;PGA=0.56g) .....	199
圖 4.87 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Kobe,PGA=0.16g).....	200
圖 4.88 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Kobe,PGA=0.56g).....	200
圖 4.89 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較(El Centro; PGA=0.1g)..	201
圖 4.90 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較(El Centro; PGA=0.48g)	202
圖 4.91 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(El Centro; PGA=0.1g).....	203
圖 4.92 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(El Centro; PGA=0.48g).....	203
圖 5.1 工程實務設計曲線.....	206

# 第一章 緒論

台灣位於環太平洋地震帶，因菲律賓海板塊不斷擠壓歐亞大陸板塊，台灣每年平均有超過四千個大小不同的地震，其中有感地震達到二百餘個。民國 88 年 9 月 21 日集集發生規模 7.3 之強震，造成兩千多人死亡，數萬人受傷，以及數以萬計的房屋結構及橋梁倒塌或毀損，災情之慘重令人怵目驚心。強震所引致之交通電訊中斷，設施功能癱瘓，以及經濟停頓、市場流失等長期經濟損失更是難以估計；加上數萬災民的民生問題，以及學童就學、災後重建等問題，這些都必須付出很大之社會成本，造成國家整體競爭力衰退，嚴重衝擊國家社會發展。



「韌性設計」允許結構在強震時產生局部破壞，並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之能量，確保結構物在強震下不至倒塌。惟其目的是以結構構件作為消能元件，前提是破壞模式須為彎矩破壞，且有足夠之韌性才行。然而衡諸震害災情，結構設計上所期望之梁端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斜撐的過早挫屈以及梁柱接頭的破壞。斜撐過早產生挫屈會使結構側向勁度頓減，導致結構變形過大；梁柱接頭之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，尤其是梁柱接頭的部份，加上樓板對梁的加勁作用使其無法產生塑角，因此整體結構之韌性往往不如原先之期望。儘管建築結構採用「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。「結構控制」設計係在建築結構體中設置制震裝置，以期在地震時吸收能量，與結構構件共同承擔地震力，使結構振動反應減小，提升結構之耐震安全性。



國內在經歷 921 集集大地震後，除了提高結構設計地震之標準外，大眾對於住宅以及校舍的耐震安全也更為重視。為確保建築結構於地震下之安全性，防震系統幾已成為新建結構之基本配備。因應市場趨勢與消費者需求，各種創新之建築隔震與消能裝置—包括基礎隔震、消能減震及主動/半主動控制系統便如雨後春筍般相繼研發出來，惟現存之消能隔(減)震系統，在實際應用上仍存在建築相容性(Compatibility)、可靠度(Realiability)及價格過高(Over-Pricing)等問題，因此研發經濟有效(Cost-Effective)的建築抗震系統仍有必要。

#### 1.建築相容性(Compatibility)問題：

隨著防震觀念的提升，國內新開發之建案多已將制震系統納入設計考量中。阻尼器可透過對角斜撐、X 型斜撐、V 字型斜撐、倒 V 字型斜撐或壁式等不同之型式與結構結合。惟斜撐式阻尼器的配置方式需佔用較大的空間而影響建築使用之動線與視覺/景觀，一般而言較適用於廠房結構，對於住宅建築仍有相容性的問題。

## 2. 可靠度(Realiability)問題：

一棟建築物的使用年限至少長達五十年之久，如何確保隔震或制震消能系統在長期使用後，其材料或性能仍如設計之初，至為關鍵。舉例來說，基礎隔震系統存在著施工不確定性和材料不確定性之疑慮，施工不確定性之來源包括定位的精準度、施工程序等，材料不確定性來自長期的高壓載重及老化等因素。這些因素會不會影響隔震支承的完整性，恐怕不是吾人一廂情願就能高枕無憂的。長期的維護，無疑是住戶的沉重負擔；隔震支承的更新，更談何容易！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，至今尚無相關之研究，目前只能針對現有之隔震建築進行長期觀察了。國內有關隔震建築之設計規範是依據內政部營建署公佈之「建築物耐震設計規範及解說」【1】第九章 隔震建築物設計，其中 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，且建築隔震支承之行為無法完全於橋梁支承的測試方法中反映出來，過度簡化問題的結果，相對也增加了隔震建築的不確定性與風險。再者，「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。但無論隔震效果多好，事實上建築物之上部結構都不可能為剛體，因此相關設計條文僅能作為初步分析之用，無法精確預測出隔震系統之受力情形，故即便照章完成設計，仍不能確保隔震支承符合實際需求。另一方面，用於消能減震之液流型阻尼器長期使用，存在油封老化漏油的疑慮，因此須長期之維護。此外，阻尼器安裝定位之精準度要求極高，土木工程因容許公差較大，阻尼器現場安裝之精度不易掌控，勢將損及消能減震之效果。此外，液流阻尼器之性能會受溫度影響，溫度升高時將降低流體或高分子化合物的黏滯性，進而降低其消能效果。

### 3.價格過高(Over-Pricing)問題：

國內目前引進的制震消能系統普遍存在價格過高的問題，建商往往因成本考量僅選擇安裝在局部樓層，因而難以發揮減震效果。開發有效且具價格競爭力之消能器乃當務之急。

有鑑於此，本研究遂提出新式之摩擦型阻尼器。摩擦阻尼器構造簡單、安裝方便，有助於降低成本。不僅可用在新建案上，亦適用於

既有結構之耐震補強。摩擦阻尼器之出力大小取決於摩擦介面之正向力大小，故設計上易於調整。此外，摩擦阻尼器的性能不受溫度影響，且免維護，具長期使用之優勢。

摩擦阻尼器的原理，係透過摩擦介面之摩擦力在相對滑移過程中做負功而消散地震能量。摩擦阻尼器最早是由 Pall【2~5】等人提出，利用 X 型斜撐與結構接合，如圖 1.1 所示；摩擦阻尼器亦可採對角或 V 字型斜撐與結構接合，如圖 1.2 所示。凡採用此種概念設計之摩擦阻尼器，通稱為 Pall Friction Damper (PFD)。Soong, T. T. and Dargush

【6】提出 X 型摩擦阻尼斜撐之三線性力學模型，如圖 1.3 所示。該模型係依據 X 型摩擦阻尼斜撐試驗所得之遲滯迴圈特性所建立，該研究考慮之栓接型摩擦阻尼元件如圖 1.4 所示，他們考慮了不同的介面處理方式(噴砂、聚乙烯塗層、鍍鋅塗層、氧化鐵層)及摩擦材(來令片、鋼材)，其遲滯迴圈如圖 1.5 所示。試驗結果顯示，除煞車來令片和聚乙烯塗層之遲滯迴圈較符合庫侖機制外，以其餘方式處理之元件皆有性能衰減之虞，且其摩擦力皆很小，恐難以滿足工程實務應用之需求。

Wu【7】等人針對 Pall Friction Damper 進行改良設計，主要是以 T 型芯板取代(圖 1.6)十字型芯板，目的在簡化組裝工作。採用此一組裝方式時，須使用二片 T 型芯板平行對鎖方可得到與單片十字型板相

同之出力。該研究於模擬分析時，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 進行分析比對。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 1.7) 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。

國外已有摩擦阻尼器之應用實例，如 Malhotra 【8】 等人針對加拿大渥太華之 St. Vincent Hospital(圖 1.8)安裝摩擦阻尼器之研究。該醫療大樓總共有五層，其中第五層為增建之樓層。由於動力分析結果顯示其不符合耐震設計法規之要求，因此安裝了 183 組摩擦阻尼器 (PFD)作為補強之用。每組 PFD 之出力為 30tf，ETABS 非線性歷時分析所得之遲滯迴圈如圖 1.9 所示。另由其地震能量輸入消散及(圖 1.10)之累積結果亦充分顯示，摩擦阻尼器可有效消散地震能量。Chandra 【9】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 1.11)，該案例共安裝 66 組 PFD，每組 PFD 之出力上限為 70 tf，其目的在減少混凝土結構之韌性需求，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 【10】 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 1.12)，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。此外，歷時分析結果亦顯示，地震結束後摩擦阻尼器可順利歸位。

由於習用摩擦阻尼器之摩擦係數均不大，若欲產生較大之摩擦力，需於摩擦介面施加極大的正向力。盧【11~12】研製軸向型摩擦阻尼器(圖 1.13)，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出力。此外，該研究考慮了黃銅、來令片及尼龍等摩擦介面材料，試驗結果顯示，利用楔型機構可將黃銅之等效摩擦係數  $\mu$  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。

一般而言，習用之摩擦阻尼器摩擦材皆採用質地較堅硬的金屬，其表面摩擦係數很少超過 0.3。由於現行之摩擦阻尼器存在摩擦係數低、易磨耗、出力小、且力學行為不符合庫侖摩擦機制等問題，使得其應用發展受到相當之侷限；隨著材料工程領域之進展，目前已研發出質地較軟、摩擦係數較高之特殊合金，設計得當的話可使其摩擦係

數 $\mu \geq 1$ ，故可大幅增加摩擦阻尼器之設計容量。該特殊合金因質地較軟，介面咬合較深，其消能機制乃藉由材料纖維降伏後之塑性流(plastic flow)所產生，因此性能較為穩定而耐磨。本研究將以該特殊吸能合金鈹作為核心材料，研發壁式和斜撐式摩擦阻尼器，並進行一系列的元件測試及耐震性能測試。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鈹介面摩擦係數之依據，以供未來實際應用之參考。

本文主要針對摩擦型阻尼器進行元件測試及耐震性能測試，並建立摩擦阻尼結構之動力分析方法。第一章為研究背景說明，並針對摩擦阻尼器的發展概況進行回顧。

第二章探討摩擦阻尼器的基本構造與原理，並透過扭力係數率定試驗，找出螺栓扭力與軸力間的關係，並配合元件測試結果，計算介面摩擦係數；本章進行之元件測試包含實尺寸摩擦制震壁與摩擦阻尼斜撐兩種，將探討不同擾動頻率、不同螺栓數量及螺栓扭力等對於摩擦阻尼器力學行為之影響，俾便作為未來實際應用之參考。

第三章推導摩擦阻尼結構之運動方程式，並建立一套較精確的數值方法，以模擬摩擦阻尼器之力學行為。本研究將採用 Wang 等人【13~15】提出之「剪力平衡」(Shear Balance Procedure, SBP)概念，建立摩擦阻尼器之分析模式。最後透過算例分析，以判斷其合理

性。

第四章為摩擦阻尼器之耐震性能測試，將摩擦阻尼斜撐安裝於一座五層樓鋼結構模型上，並調整不同震波和 PGA 值，探討摩擦阻尼斜撐對整體結構之模態阻尼比、頻率及各樓層動態反應之影響，最後並與 ETABS 結構分析結果進行比較。

第五章為結論與建議。



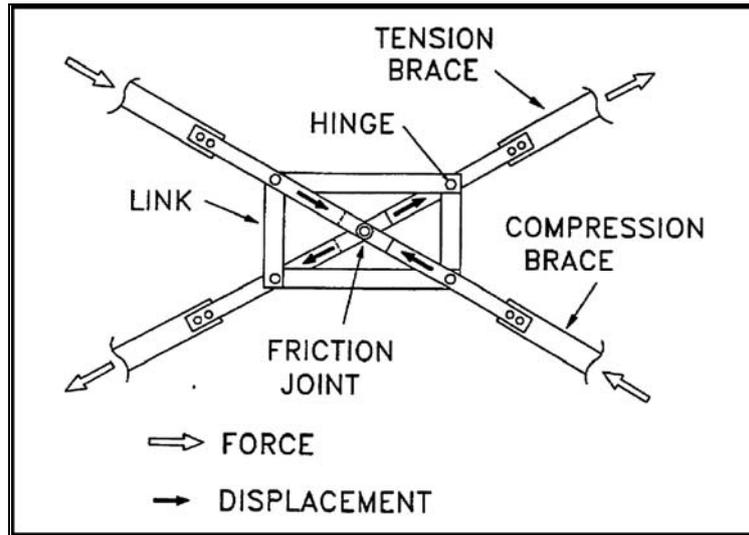


圖 1.1 Pall 摩擦阻尼器【2】



Friction damper in single diagonal bracing



Friction damper in chevron bracing (inverted)

圖 1.2 各種安裝型式之 Pall 阻尼器【4】

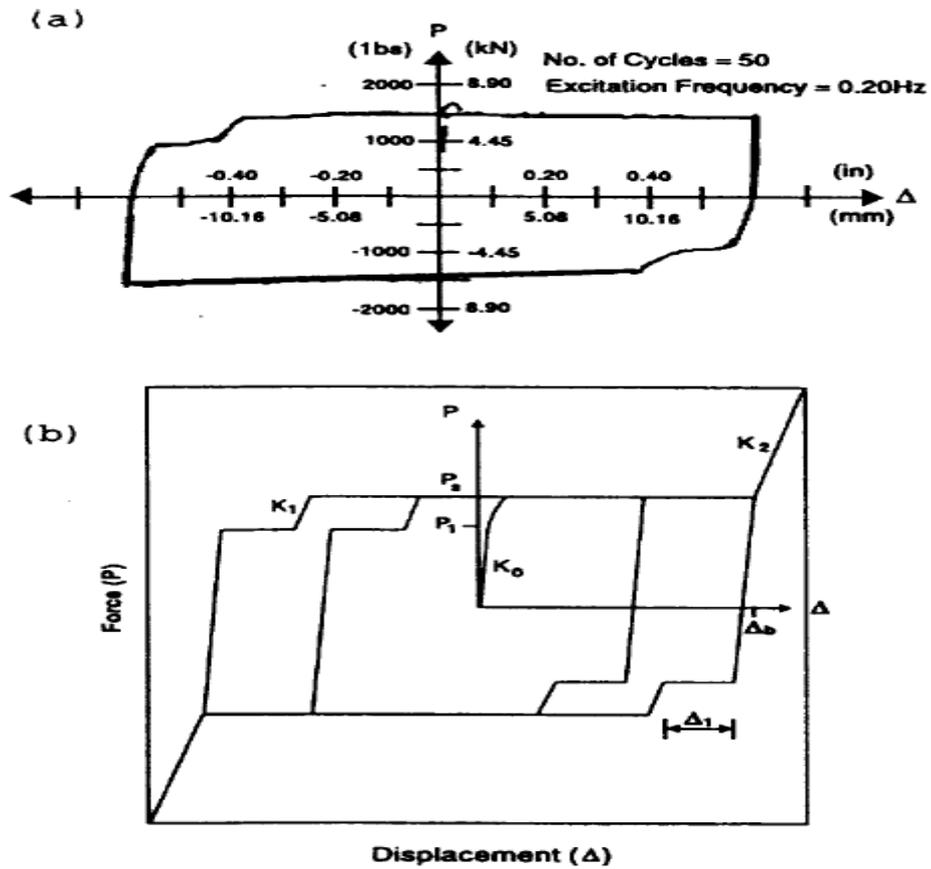


圖 1.3 X 型摩擦阻尼器模擬遲滯迴圈圖【6】

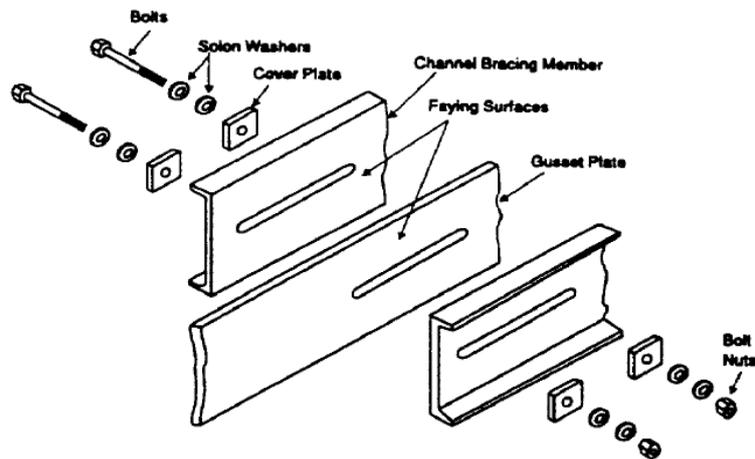


圖 1.4 栓接摩擦阻尼器示意圖【6】

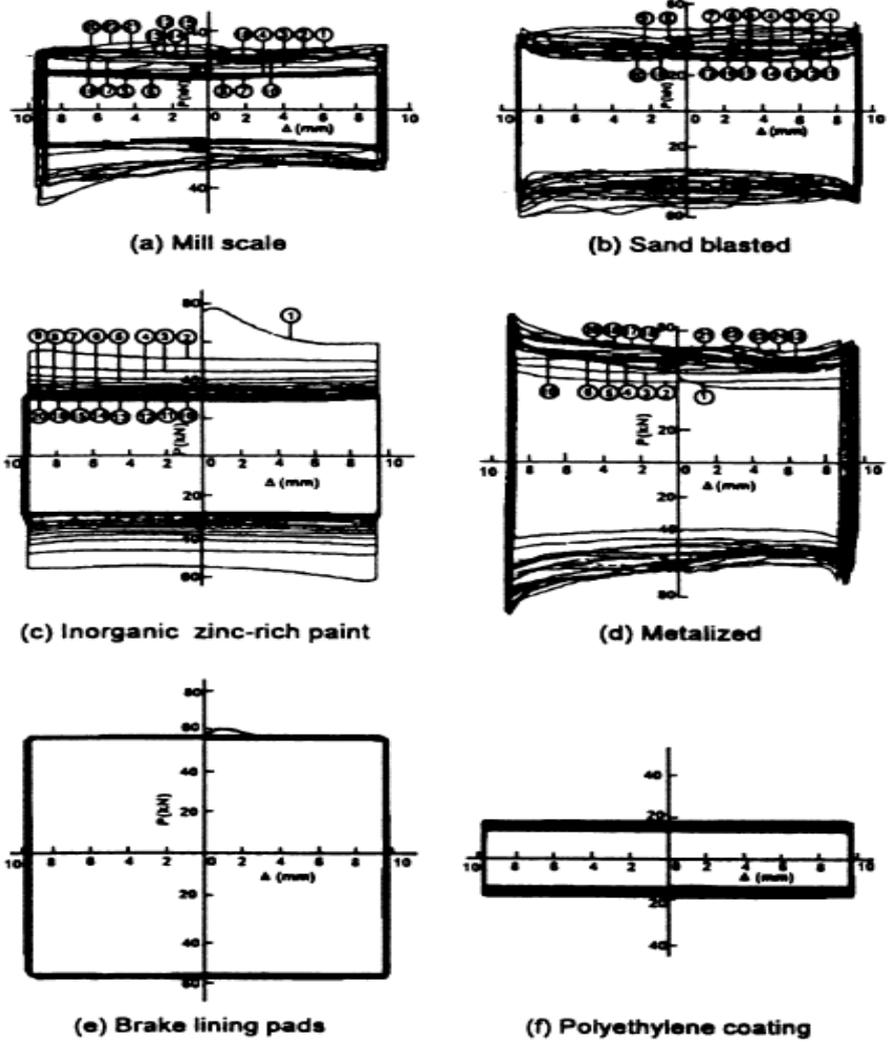


圖 1.5 不同摩擦材料對摩擦阻尼器遲滯迴圈影響【6】

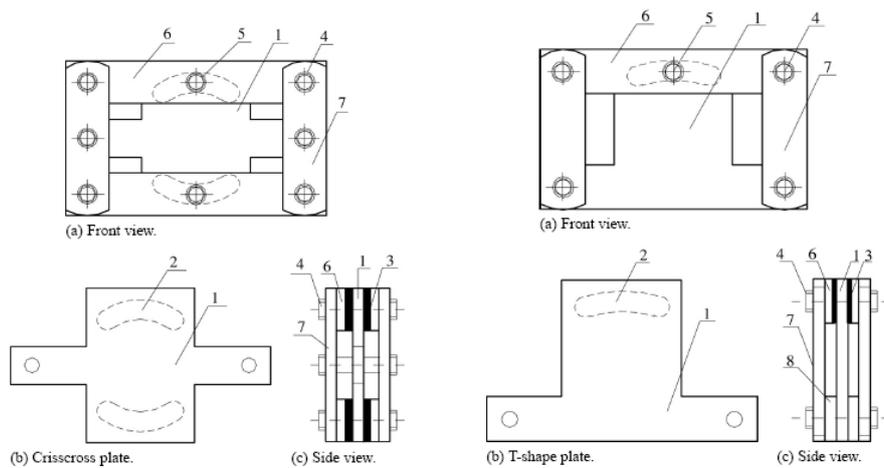


圖 1.6 傳統 Pall 阻尼器和改良式 Pall 阻尼器示意圖【7】

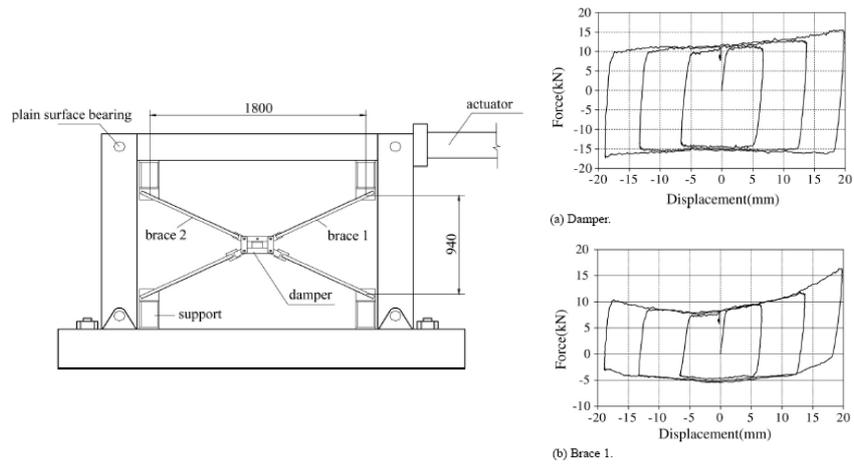


圖 1.7 改良式 Pall 摩擦阻尼器之測試構架及試驗結果【7】

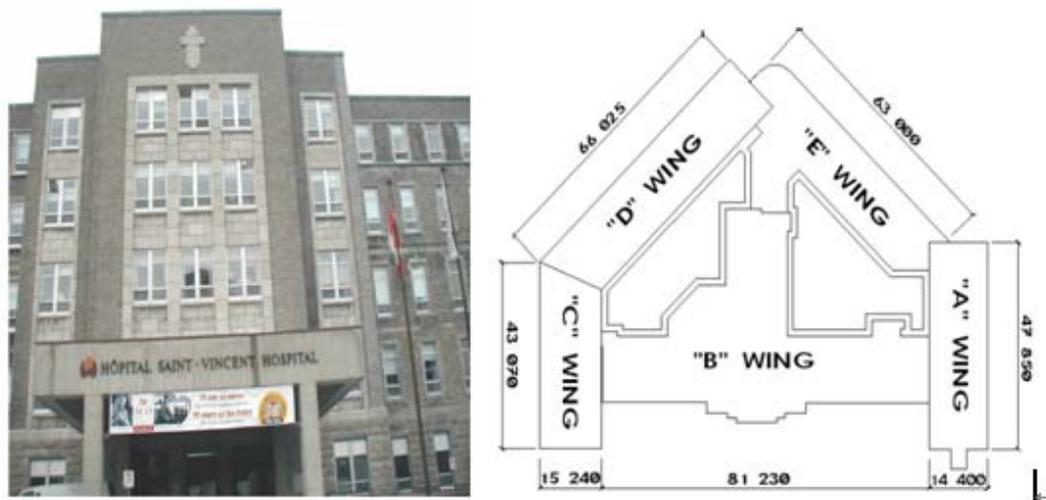


圖 1.8 St. Vincent Hospital 平面圖【8】

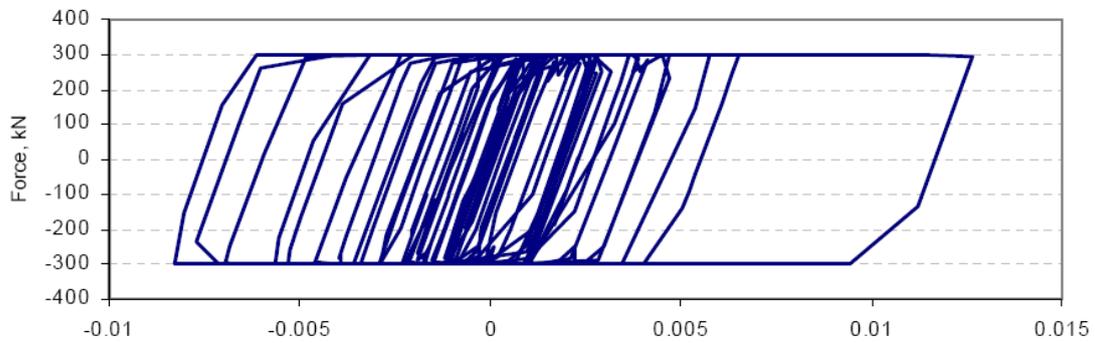


圖 1.9 St. Vincent Hospital 阻尼器 ETABS 程式之遲滯迴圈圖【8】

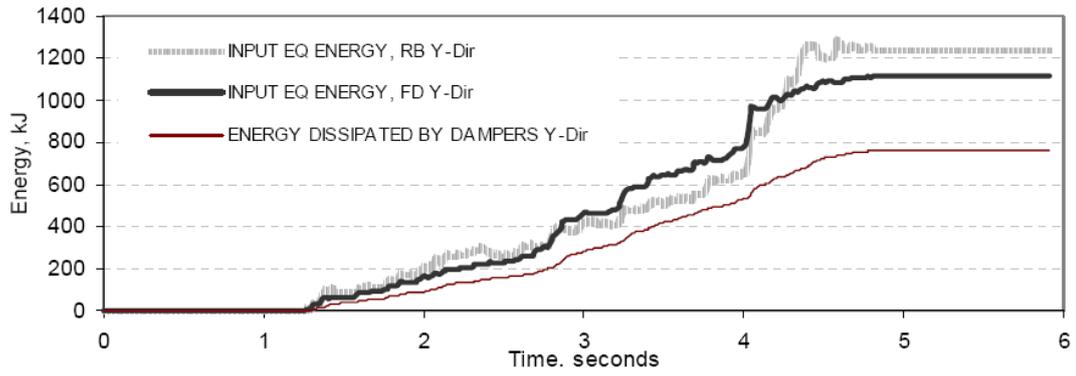


圖 1.10 地震能量輸入與消散之歷時圖【8】

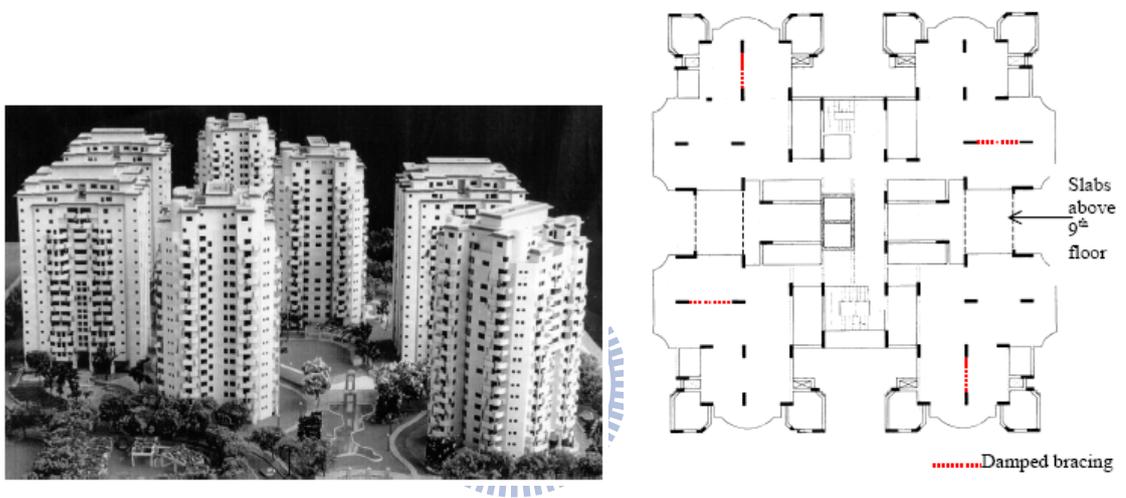


圖 1.11 La gardenia Towers 公寓建築與摩擦阻尼器配置【9】



圖 1.12 Ambulatory Care Center 及摩擦阻尼器施工安裝照片【10】

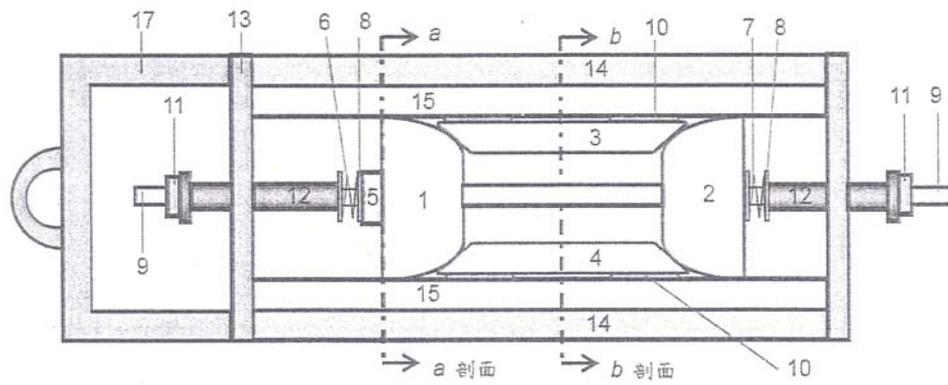
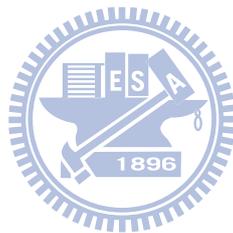


圖 1.13 軸向型摩擦阻尼器【11】



## 第二章 摩擦阻尼器之率定與元件測試

### 2.1 摩擦阻尼器之構造及原理

摩擦阻尼器乃一種被動式建築消能裝置，藉由摩擦介面之摩擦力與相對滑移所做負功，而消耗地震能量。摩擦阻尼器可歸類為「位移型消能元件」，因其消能之多寡與摩擦介面間之相對位移成正比，性能與運動速度及溫度無關。摩擦阻尼元件之遲滯迴圈近似矩形，其力學行為一般以庫倫摩擦機制來描述。

摩擦阻尼器之構造相當簡單，主要為一鋼製蕊鈹(內鋼蕊鈹)，兩側以特殊合金鈹內夾，並以鋼鈹外覆而組成之三明治結構，如圖 2.1 所示。特殊合金鈹及外覆鋼鈹上之相同位置皆開鑿螺栓孔，並以螺栓貫穿對鎖，施加適當扭力於螺栓以產生所需之正向力；蕊鈹(內鋼蕊鈹)上則開設長槽孔，提供摩擦阻尼器受水平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，摩擦阻尼器係以蕊鈹及外覆鋼鈹將特殊合金鈹以三明治之型式包夾組合，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。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，摩擦力於相對滑動過程中做負功而消散地震能量，進而降低結構振動反應。摩擦阻尼器之受力示意圖如圖 2.2 所示。

摩擦阻尼器之成功關鍵，在於介面摩擦係數之掌握，以及對鎖螺栓正向力之控制。本研究採用 A325 高強度螺栓，可利用扭力扳手適當控制螺栓之扭力，以達到所需之正向力。為了解螺栓施加之扭力(T)與對應螺栓內軸力 (P) 之轉換關係，即扭力係數，乃設計一測試機構進行扭力與軸力關係之率定試驗，俾作為後續計算介面摩擦係數之基礎。有關螺栓扭力係數之率定，將於下節中說明。

## 2.2 扭力係數之率定

如前所述，摩擦阻尼器成功關鍵之一在於精確控制施予摩擦介面之正向力。透過螺栓扭力係數之率定，可由其施加之扭力推算摩擦阻尼器所受之正向力，並供吾人由元件測試得到之出力計算摩擦係數。根據「鋼結構設計-極限設計法與容許應力法」【16】，控制高強度螺栓施加拉力之常見方法包括：(1)扭力控制法，(2)旋轉螺帽法，(3)直接張力控制法及(4)螺栓斷尾法。

### (1)扭力控制法:

利用人工扳手或電動扳手鎖緊螺栓時，以扭力扳手檢驗扭力值，扭力扳手須先以張力計校正，以確定其扭力係數值。

### (2)螺帽旋轉法:

螺帽旋轉法為控制高強度螺栓張力最廣為使用的方法，乃依

據螺帽旋轉時螺栓因承受軸力而伸長之原理，由螺栓直徑、長度及伸長量計算其所受之張力。螺栓之旋轉角與伸長量成正比。

### (3) 直接張力法

儘管螺帽旋轉法被廣泛使用，事實上，由旋轉螺帽之角度來推算螺桿伸長量及其引致之軸力並不夠精確。直接張力量測提供了最直接的檢測方法，採用之特殊墊片如圖 2.3 所示，墊片上有預設之突出部，當螺栓鎖緊時此墊片因承受壓力而逐漸被壓平，其壓縮量與螺栓軸力有關，當施加扭力於螺帽上時造成特殊墊片上之矩形突起物下壓，並量測其壓縮後螺帽和突起物是否仍有間隙，即可判斷是否已達所需之預力。



### (4) 螺栓斷尾法

為因應高強度螺栓鎖緊之要求，目前最廣為使用的是扭力控制斷尾螺栓，此種螺栓在其尾部有一凹槽設計，當扭力所造成螺栓內之軸力達到預設之拉力時，其尾端將被扭斷，螺栓安裝作業即告完成，相當方便。

由於螺帽旋轉法僅可得到粗估之螺栓軸力，不夠精準；直接張力控制法和螺栓斷尾法無法調整出力或重複使用，不符需求，故本研究乃採「扭力控制法」，首先設計一類似張力計之測試機構，利用扭力扳手(圖 2.4、2.5)調控不同扭力，並紀錄對應之張力讀數，據以計算

扭力係數。

## 2.2.1 扭力係數

依據內政部營建署公佈之「鋼構造建築物鋼結構施工規範」

【17】，高強度螺栓之扭力係數（K）建議公式為：

$$K = \frac{1000T}{DP} \quad (2.1)$$

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(K)與螺栓/螺帽接觸表面性質有關，規範之建議值整理如表 2.1 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。規範中並未說明扭力係數是否與螺栓尺寸有關，本研究將針對不同直徑的螺栓進行扭力係數之率定測試，以建立對應的扭力係數，作為將來摩擦阻尼器之設計依據。

## 2.2.2 扭力率定機構之設計

螺栓扭力率定測試機構如圖 2.6 所示。該率定機構係以兩塊厚 30mm 之鋼板扣住二荷重元 (Load Cell;  $\pm 2 \text{ tf}$ ) 如圖 2.7 所示，並以一組 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，乃利用 M16 牙條將二荷重元固定於下鋼板與 H 型鋼基座上，並於上鋼板兩側開挖兩圓形凹槽以圍束住 Load Cell。圖 2.8 為組裝完成之率定試驗裝置，進行試驗時僅需以扭力扳手施加扭力於螺栓上達目標值，並由荷重元讀取張力值，由公式(2.1)轉換計算即可得到對應之扭力係數(K)值。

## 2.2.3 率定結果討論

本系列試驗針對 M10、M20、M22 及 M24 等 4 種不同直徑之 A325 高強度螺栓進行扭力率定試驗，因對應於不同螺栓直徑須使用不同之套筒施加扭力，M10 螺栓係採用如圖 2.4 所示之小型扭力扳手(扭力範圍為 1 ~ 3 N-m)，其餘尺寸之螺栓均使用較大型之扭力扳手(扭力範圍為 80 ~ 560 N-m)如圖 2.5 所示。針對 M20、M22、M24 三種螺栓之率定試驗，將考慮施加 80N-m、95 N-m、110 N-m 等不同程度之扭力；M10 螺栓之率定試驗將考慮 1N-m、2 N-m、3 N-m 等不同程度之扭

力，每一試驗組合均重複進行七次測試。

M20、M22、M24 三種螺栓率定試驗結果如表 2.3 所示；M10 螺栓率定試驗結果如表 2.4 所示。由 M10、M20、M22、M24 螺栓率定試驗所得之扭力係數平均值分別為  $K_{10} = 0.26$ 、 $K_{20} = 0.26$ 、 $K_{22} = 0.25$  及  $K_{24} = 0.25$ ，顯示扭力係數與螺栓直徑無關；此外，四種螺栓率定試驗之統計分析結果顯示，M10、M20、M22 及 M24 螺栓扭力係數之標準差分別為  $\sigma_{10} = 0.0002$ 、 $\sigma_{20} = 0.0002$ 、 $\sigma_{22} = 0.0001$  及  $\sigma_{24} = 0.0001$ ，變異性都相當小。

綜合扭力係數率定試驗結果發現，不同螺栓直徑所對應之扭力係數都介於 0.25~0.26 之間，惟此係數值明顯大於「鋼構造建築物鋼結構施工規範」所建議之扭力係數(K)值(0.15~0.19)。由於「鋼構造建築物鋼結構施工規範」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，故無從比較。該施工規範規定同一批製造批號之螺栓最少取 5 支進行測試，求其平均值以為施工之依據，亦即應以實際測試之扭力係數值為準。本研究後續摩擦阻尼斜撐及摩擦制震壁之元件測試結果，將以本系列率定試驗所得之扭力與正向力轉換關係進行計算。

## 2.3 摩擦阻尼器之元件測試

本節將針對不同型式之摩擦型阻尼器進行元件測試，其中包含斜撐式和壁式兩種型式。元件測試的目的，在於找出摩擦阻尼器設計之影響參數。本系列試驗係於國立交通大學大型結構實驗室進行，以油壓致動器作為測試機構之驅動源。

### 2.3.1 摩擦阻尼斜撐

阻尼器可透過對角斜撐、X 型斜撐、V 字型斜撐、倒 V 字型斜撐或壁式等不同型式與結構結合，其中以對角斜撐最為簡便。因此，本研究首先以特殊合金為核心材，發展摩擦阻尼斜撐，並進行一系列之元件測試，探討不同頻率、振幅、正向力及螺栓墊圈組合對其遲滯耗能行為之影響。

#### 2.3.1.1 摩擦阻尼斜撐之細部設計

本研究所提出的摩擦阻尼斜撐之細部設計如圖 2.9 所示，其構造主要包含：上、下兩段 H 型鋼、二片外覆鋼板及特殊合金夾層。其中，上半段 H 型鋼尺寸為  $200 \times 200 \times 8 \times 12$ ，於腹板開孔以固定合金夾層及外覆鋼板，其細部設計如圖 2.10 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，細部設計如圖 2.11 所示。合金夾層及外覆鋼板

分別與上、下段 H 型鋼以 A325 M22 螺栓連接，下半段 H 型鋼腹板與合金夾層間則為滑動摩擦介面，細部設計如圖 2.12 所示。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板一起運動，此時合金夾層與下半段 H 型鋼腹板間之摩擦介面將產生相對滑動，發揮消散地震能量之作用。

### 2.3.1.2 測試構架與試驗規劃

#### ■ 測試構架

摩擦阻尼斜撐的上端 H 型鋼安裝於門型測試構架上，與 100tf 油壓致動器連接，試驗時以油壓致動器驅動摩擦阻尼斜撐產生上下之往復運動。摩擦阻尼斜撐下半段 H 型鋼則以 8 根 M38 螺栓與構架之基座連結，基座四個角落則以預力鋼棒固定於強力地板上。待上、下端 H 型鋼固定後，則以外覆鋼板將特殊合金板夾於其腹板兩側後以螺栓鎖緊，完成組裝。圖 2.13 為摩擦阻尼斜撐元件測試構架組裝完成之照片。

#### ■ 試驗規劃

本節主要探討不同之螺栓墊圈對摩擦阻尼斜撐遲滯行為之影響。本研究考慮四種不同之螺栓墊圈如圖 2.14 所示，其中 Type A ~ Type C 為鋼材墊圈，Type D 為橡膠墊圈，試驗將以兩組 A325 M22 高強度螺栓各施加 420N-m 扭力。由於 Type B 墊圈之內徑較大，無

法以 M22 之螺栓對鎖，為維持試驗條件之一致性，故前述每種墊圈皆以方型鈹襯墊以利螺栓之固定(圖 2.15)，並依照式(2.1)計算出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為 7.45tf，總計正向力為 14.90tf。

摩擦阻尼斜撐之元件測試係規劃以位移控制之簡諧波作為輸入指令，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，由出力與位移之關係了解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，每一組合各進行 30 次循環測試。

### 2.3.1.3 結果與討論

摩擦阻尼斜撐於簡諧波測試頻率 0.1Hz 下，不同振幅(5mm，10mm，20mm)，不同墊圈種類(Type A~Type D)下之遲滯迴圈如圖 2.16(a)~2.19(a)所示。試驗結果顯示，摩擦阻尼斜撐之最大摩擦力趨於定值，且和擾動振幅無關，遲滯迴圈十分穩定飽滿，力學行為符合庫倫摩擦機制。以使用 Type A 型墊圈之測試結果為例，於不同擾動振幅 5mm，10mm，20mm 下測得之摩擦力分別為 15.44tf、16.10tf、16.56tf，平均值為 16tf，相當於特殊合金鈹與鋼材之介面摩擦係數(單一摩擦介面)約 0.54。圖 2.16(b)~2.19(b)為 0.3Hz 測試頻率下每種螺

栓墊圈所得之遲滯迴圈。試驗結果顯示，其遲滯迴圈亦十分飽滿而穩定，且在不同擾動頻率下，其摩擦力亦趨於定值。以 Type C 墊圈測試結果為例，在測試頻率 0.1Hz 時，平均出力約為 15.30tf，當測試頻率到達 0.3Hz 時，平均出力為 15.32tf，相當於特殊合金鈹與鋼材之介面摩擦係數（單一摩擦介面）約 0.52，相關之試驗結果整理於表 2.4。

表 2.4 之結果顯示，使用 Type D 型(橡膠)墊圈時，其摩擦力皆較使用其它墊圈來得小，在不同擾動振幅下平均出力約為 6.37tf，且經計算其介面摩擦係數（單一摩擦介面）只有 0.21，可能原因為該類墊圈乃橡膠材質，往復載重過程因摩擦介面會產生高溫，造成橡膠墊圈溶化，造成摩擦介面之正向力損失，故其摩擦力較小。

除了 Type D 的橡膠墊圈外，採用其餘墊圈所得之阻尼器出力皆很穩定，摩擦介面之摩擦係數均維持在 0.51~0.54 之間，幾無差異。因此，往後摩擦阻尼器試驗皆採用市面上最普遍的 Type C 墊圈。使用 Type C 墊圈下，在不同測試頻率及擾動振幅下所得之摩擦係數變化曲線如圖 2.20 所示。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，表示其力學特性與擾動頻率（速度）無關。

先前因 Type B 墊圈須以方型鈹襯墊固定螺栓，所有之測試一律以方型鈹襯墊以求一致性。事實上，Type C 墊圈無須襯墊方形鈹即可固定螺栓，因此本研究亦針對不加方形襯墊之情形進行測試。圖 2.21

為使用 Type C 墊圈且移除外部襯墊後之測試結果，遲滯迴圈顯示其出力較先前更大，且乃符合庫侖機制。以擾動頻率為 0.3Hz 之測試結果為例，在不同擾動振幅下，其平均出力為 25.39tf，相當於介面摩擦係數（單一摩擦介面）0.86，測試結果歸納於表 2.5。移除方型襯墊後摩擦力更大的原因，可能為螺栓與墊片之接觸面更為緊實，施加之有效正向力更大，故摩擦阻尼器之出力也更大。

綜合本節摩擦阻尼斜撐之元件測試結果，歸納結論如下：

1. 以特殊合金材料為摩擦材之摩擦阻尼斜撐，具有相當穩定的遲滯消能特性，其力學行為符合庫侖摩擦機制，且與擾動頻率無關，呈現「位移型消能器」之特徵。
2. 本系列測試嘗試使用不同之螺栓墊圈，其結果顯示使用一般之螺栓的鋼製墊圈即可發揮所需功用。
3. 在摩擦阻尼斜撐測試中，特殊合金與鋼材對磨之摩擦係數最大為 0.86，遠高於習用摩擦阻尼器之摩擦係（ $\mu \leq 0.3$ ）。此材料之特性可大幅增加摩擦阻尼器之設計容量，提升減震效益與經濟性。

## 2.3.2 壁式摩擦阻尼器

斜撐式阻尼器的配置方式須佔用到較大的建築空間，因而會影響建築之動線與視覺/景觀，一般而言較適用於廠房結構。相較於斜撐，壁式制震系統因壁體單薄，其寬度不須佔用整個跨徑，且可隱藏於隔間牆內，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。有鑑於此，本研究乃以特殊合金為核心設計成摩擦制震壁，並進行一系列的元件測試，探討不同螺栓配置、以及開槽方式之摩擦制震壁於往復載重下的遲滯消能行為，並由測試結果估算摩擦係數，以供往後工程實務設計之參考。

### 2.3.2.1 壁式摩擦阻尼器細部設計

本節之摩擦制震壁，根據鋼蕊鈹之開槽方式不同，分成雙槽孔模式及分散式多槽孔模式。雙槽孔開槽模式之其細部設計如圖 2.22 所示，其主要構造包含：上、下 L 型夾鈹，鋼蕊鈹、特殊合金鈹、外覆鋼鈹及轉接鈹等構件。其中，上夾鈹為兩片 19mm 厚鋼鈹焊成之 L 型角鋼，並於角鋼兩側開鑿螺栓孔，一側螺孔用於與測試機構之可動鋼梁（模擬位於樓層間，天花板之橫梁）連接，另一側螺孔則用以固接轉接鈹，其細部設計如圖 2.23 所示。制震壁上半段之轉接鈹，除於鈹上開螺孔外，其鈹厚須與下半段之鋼蕊層一樣，俾使合金夾層與

外覆鋼鈹能夠緊密貼合於摩擦制震壁上下兩端，其細部設計如圖 2.24 所示。

下半段之下夾鈹設計概念與上夾鈹相同，均以鋼鈹焊接成 L 型角鋼，並開設螺孔，平面側之螺孔作為與測試機構之基座連結之用（模擬樓板），立面側之螺孔則用以固接鋼蕊鈹，其細部設計如圖 2.25 所示。下半段之鋼蕊鈹則開設雙長槽孔，以提供摩擦制震壁上、下半段間之相對滑動空間，其細部設計如圖 2.26 所示。

合金夾層及外覆鋼鈹則分別與上端之轉接鈹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 2.27 所示。當摩擦制震壁受力產生相對滑動時，上半段之轉接鈹會帶動合金夾層與外覆鋼鈹一起運動，合金夾層與鋼蕊層之摩擦介面在相對滑動過程中可產生消能作用。

另為探討開槽方式對摩擦阻尼器遲滯消能行為的影響，本研究也考慮將鋼蕊層開槽方式採分散式多槽孔的方式設計(圖 2.28)，其基本構造和前述雙槽孔摩擦阻尼器類似，包含：上、下 L 型夾鈹、中心鋼蕊鈹、特殊合金鈹、外覆鋼鈹及轉接鈹等構件。其中上、下 L 型夾鈹和轉接鈹沿用雙槽孔模式之制震壁，惟鋼蕊鈹之開槽方式改為分散式多槽孔，每一處開槽長度均容許阻尼器有  $\pm 40\text{mm}$  最大滑動範圍，其細部設計如圖 2.29 所示。合金夾層及外覆鋼鈹則分別與上端之轉接

鈑與下端之鋼蕊層連接，其細部設計如圖 2.30 所示。

### 2.3.2.2 試驗機構與試驗規劃

#### ■ 試驗機構之組裝

將上、下夾鈑分別安裝於試驗構架之上、下 H 型鋼梁中，測試構架之可動鋼梁和 200tf 致動器連結，藉由油壓致動器驅動摩擦制震壁產生往復運動；測試構架之下部 H 型鋼與強力地板連接，並以 8 根預力鋼棒固定之，組裝完成照片如圖 2.31。

#### ■ 試驗規劃

由 2.3.1.3 節摩擦阻尼斜撐之試驗結果顯示，加載速率和螺栓墊圈之型式對摩擦係數影響不大，故本系列摩擦制震壁之元件主要探討在(擬)靜態載重下之往復試驗，並採用 Type C 型螺栓墊圈。元件測試之加載係採位移控制，加載波形為三角波，測試速率則為 0.6mm/sec，每個測試振幅均連續進行五個循環，圖 2.32 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。

本系列試驗之目的如下：(1)不同螺栓排列方式之影響；(2)不同開槽方式對制震壁力學行為之影響。

#### (1)不同螺栓排列方式之影響

如圖 2.21 所示，雙槽孔開槽方式之摩擦制震壁總共設置 8 個螺

栓孔位，試驗時考慮兩種螺栓排列方式，包括使用中間 4 個螺栓孔(如圖 2.33)所示，以及上下交錯排列方式(如圖 2.34 所示)。此外，分別考慮施加 320N-m、440N-m、560N-m 等 3 種扭力進行測試，相當於施加 23.72tf、32.60tf 及 41.48tf 之正向力，並以 10mm、20mm、30mm 和 40mm 等 4 種振幅進行測試，比較各種組合之遲滯迴圈。

## (2)不同開槽設計之影響

不同型式之開槽設計，其測試構架如圖 2.35 所示，目的為比較雙槽螺栓上下交錯模式和分散式開槽模式之力學行為差異。為使施加總之正向力一致，試驗將前述雙槽孔 4 根螺栓之「總螺栓扭力」平均分配給 5 組螺栓，亦即每組螺栓分別施加 264N-m、352N-m 及 448N-m 之扭力進行測試，換算其總正向力分別為 23.72tf、32.60tf 及 41.48tf。最後，亦以每組螺栓 560N-m 之扭力進行測試，盼能掌握阻尼器之最大可能出力。

### 2.3.2.3 試驗結果與分析

#### 2.3.2.3.1 螺栓排列方式之影響

分別在摩擦制震壁之摩擦介面上施加 23.72tf、32.60tf 及 41.48tf 正向力進行測試，在雙槽開孔模式下，探討螺栓排列方式對其力學行為的影響。圖 2.36~2.38 為雙槽螺栓開孔，採 4 根 A325 M22 螺栓集中於雙槽孔之中心。結果顯示，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區域縮減之現象，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。

此外，為計算制震壁之摩擦力，乃將不同擾動振幅下，取每一遲滯迴圈之水平段出力作為對應於該振幅之平均摩擦力，並將上述每一振幅所得之摩擦力平均值作為摩擦阻尼器之出力，據以計算其摩擦係數，結果歸納於表 2.6。結果顯示，不同正向力下(23.72tf、32.60tf 及 41.48tf)所對應之摩擦出力分別為 38.50tf、45.70tf 及 48.73tf，摩擦力隨著正向力加大而增加；其對應之摩擦係數(單一摩擦介面)則分別為 0.81、0.70 及 0.58，顯示摩擦係數有隨壓力(應力)之增加而減少的現象。依摩擦墊片之有效接觸面積  $1151\text{ cm}^2$  計算(圖 2.39)三組不同正向力所對應之介面壓應力分別為  $20.61\text{ kgf/cm}^2$ 、 $28.32\text{ kgf/cm}^2$  及  $36.03\text{ kgf/cm}^2$ ，摩擦係數與介面壓應力關係曲線如圖 2.40 所示。

圖 2.41~2.43 為雙槽開孔模式下，螺栓採上下交錯排列方式所得之遲滯迴圈。結果顯示，三組試驗之遲滯迴圈於右下和左上角亦有縮減之現象，應為測試機構之可動鋼梁於測試過程中產生轉動所致。摩擦介面上施予之正向力分別為 23.72tf、32.60tf 及 41.48tf，對應之摩擦力分別為 41.79tf(增加 11%)、59.79tf(增加 30%)及 70tf(增加 44%)；其對應之摩擦係數(單一摩擦介面)則分別為 0.88、0.91 及 0.83，細節詳見表 2.7。摩擦係數與介面壓應力關係曲線如圖 2.44 所示，顯示摩擦係數隨著壓應力增加而降低。

圖 2.45 為雙槽孔開槽模式試驗中，兩種螺栓排列方式和不同扭力所對應之摩擦力。其結果顯示，螺栓以交錯排列方式所得之摩擦力較大，其摩擦力增幅最少為 11%，主要原因應為其施力平均，整體接觸面較大所致。圖 2.46 和圖 2.47 分別為螺栓集中排列和上下交錯排列測試後之特殊合金介面咬合情形。結果顯示，螺栓採上下交錯排列方式於特殊合金上產生之磨痕範圍較廣，故產生之摩擦力較大，此一分散式螺栓排列方式，將有助於提升摩擦阻尼器之設計容量。

### 2.3.2.3.2 不同開槽方式之影響

為討論鋼蕊上開槽方式對制震壁行為之影響，本研究亦考慮以分散式多槽孔模式進行測試。試驗時於摩擦介面之每組螺栓分別考慮施加 264N-m、352N-m、448N-m 和 560N-m 之扭力，即相當於施加 23.72tf、32.60tf、41.48tf 及 51.90tf 之正向力。圖 2.48~2.51 為分散式多槽孔模式試驗所得之遲滯迴圈。4 組元件測試結果顯示，其迴圈之右下及左上角皆有明顯的缺口，原因除測試機構之可動鋼梁於測試過程中產生轉動外，試驗過程中亦發現構件間彼此有相對滑動之現象，因而造成遲滯迴圈不飽滿的情況發生。此外，本試驗於每一試驗後皆更換新的特殊合金鈹，惟小擾動振幅(10mm)時，因特殊合金咬合較淺，故摩擦力較小。為避免影響平均出力計算，故捨棄 10mm 振幅之結果，詳細數據整理於表 2.7。試驗結果顯示，於摩擦介面給定不同正向力(23.72tf、32.60tf、41.48tf 及 51.90tf)，其摩擦力分別為 51.41tf、77.03tf、84.821tf 及 92.63tf，對應之摩擦係數(單一摩擦介面)分別為 1.08、1.18、1.01 和 0.89。摩擦墊片(圖 2.52)之有效接觸面積為 1312 cm<sup>2</sup>，不同正向力所對應之介面壓應力分別為 18.07kgf/cm<sup>2</sup>、24.84kgf/cm<sup>2</sup> 及 31.62kgf/cm<sup>2</sup> 及 39.56kgf/cm<sup>2</sup>，摩擦係數與應力關係曲線如圖 2.53 所示。

比較分散式多槽孔模式和雙槽開孔螺栓上下交錯配置，出力大小以分散式多槽孔較為優越，在正向力同為 23.72tf、32.60tf 及 41.48tf 下，分散式多槽開孔摩擦力增加為 51.41tf(增加 23%)、77.03tf(增加 22%)、84.82tf(增加 21%)。觀察其摩擦咬合痕跡(圖 2.54)皆集中在螺栓孔附近，顯示分散式開槽方式之咬合較為均勻。以摩擦介面總正向力為 23.72tf 為例，兩種開槽方式遲滯消能迴圈之比較如圖 2.55 所示。結果顯示，分散式多槽開孔之摩擦力較大且遲滯迴圈較為飽滿，顯示分散式多槽孔設計之壁式摩擦阻尼器可產生較大之設計容量。

綜合本節摩擦制震壁之元件測試結果，歸納以下之結論：

1. 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 0.58，仍高於習用之摩擦阻尼器。此高摩擦特性將有助於增加摩擦阻尼器之設計容量，更具經濟效益。
2. 由上述一系列壁式摩擦阻尼器測試結果發現，於同一測試條件下(螺栓排列方式、開槽方式)，隨著摩擦介面上軸力(應力)的增加，摩擦係數有遞減之現象，類似於 Constantinou 等人【18】有關 FPS 之研究中發現，鐵弗龍材料之摩擦係數隨應力之增加而下降的現

象。

3. 由元件測試結果顯示，摩擦制震壁之遲滯消能迴圈雖於測試時有缺角產生，乃測試構架產生旋轉所致。
4. 摩擦制震壁試驗結果發現，分散式多槽開孔模式之摩擦力較大，相較於雙槽螺栓上下交錯排列摩擦力增幅為 21% 左右。



表 2.1 扭力係數之建議參考值

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 2.2 M20、M22、M24 螺栓扭力係數率定結果

	M20 螺栓		M22 螺栓		M24 螺栓	
<b>T=80N-m</b>						
test	P (tf)	K <sub>20</sub>	P (tf)	K <sub>22</sub>	P (tf)	K <sub>24</sub>
No.1	1.52	0.268	1.30	0.285	1.27	0.266
No.2	1.69	0.241	1.40	0.265	1.35	0.250
No.3	1.65	0.247	1.46	0.253	1.38	0.245
No.4	1.41	0.289	1.43	0.259	1.38	0.246
No.5	1.52	0.268	1.40	0.265	1.33	0.256
No.6	1.53	0.266	1.45	0.254	1.11	0.255
No.7	1.51	0.269	1.43	0.258	1.35	0.251
<b>T=95N-m</b>						
test	P (tf)	K <sub>20</sub>	P (tf)	K <sub>22</sub>	P (tf)	K <sub>24</sub>
No.1	1.71	0.278	1.74	0.258	1.49	0.271
No.2	1.71	0.247	1.96	0.258	1.69	0.239
No.3	1.76	0.248	1.95	0.249	1.6	0.252
No.4	1.66	0.256	1.89	0.265	1.6	0.253
No.5	1.79	0.278	1.74	0.246	1.64	0.246
No.6	1.68	0.259	1.87	0.262	1.68	0.241
No.7	1.82	0.276	1.75	0.242	1.51	0.268
<b>T=110N-m</b>						
test	P (tf)	K <sub>20</sub>	P (tf)	K <sub>22</sub>	P (tf)	K <sub>24</sub>
No.1	2.13	0.263	2.02	0.255	1.89	0.247
No.2	2.17	0.258	2.09	0.244	1.92	0.244
No.3	2.19	0.256	2.04	0.250	1.87	0.248
No.4	2.13	0.264	2.16	0.236	2.01	0.232
No.5	2.16	0.260	1.93	0.264	1.76	0.265
No.6	2.12	0.264	2.16	0.237	1.97	0.237
No.7	2.23	0.252	1.83	0.279	1.85	0.252
平均值		<b>0.26</b>		<b>0.25</b>		<b>0.25</b>
標準差		<b>0.0002</b>		<b>0.0001</b>		<b>0.0001</b>

表 2.3 M10 螺栓扭力係數率定結果

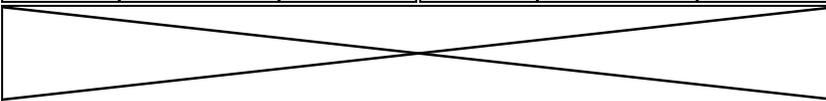
M10 螺栓								
T=1N-m			T=2N-m			T=3N-m		
test	P (kgf)	K <sub>10</sub>	test	P (kgf)	K <sub>10</sub>	test	P (kgf)	K <sub>10</sub>
No.1	39.5	0.253	No.1	84.7	0.236	No.1	121.5	0.247
No.2	37.3	0.268	No.2	74.2	0.27	No.2	111	0.27
No.3	39.5	0.253	No.3	77.5	0.258	No.3	121.6	0.247
No.4	37	0.27	No.4	86	0.233	No.4	112.7	0.266
No.5	37.8	0.265	No.5	83.5	0.24	No.5	119	0.252
No.6	33.5	0.299	No.6	79	0.253	No.6	110	0.273
No.7	37	0.27	No.7	78.4	0.255	No.7	117.5	0.255
平均值		<b>0.26</b>						
標準差		<b>0.0002</b>						



表 2.4 摩擦阻尼斜撐之摩擦力與摩擦係數

測試 頻率	墊圈 種類	擾動 振幅	正向力 (tf)	摩擦力 (tf)	摩擦係數
0.1Hz	Type A	5 mm	14.9	15.44	0.52
		10 mm	14.9	16.10	0.54
		20 mm	14.9	16.56	0.56
		平均值	<b>14.9</b>	<b>16.03</b>	<b>0.54</b>
0.3Hz		5 mm	14.9	16.24	0.54
		10 mm	14.9	16.10	0.54
		20 mm	14.9	16.30	0.55
		平均值	<b>14.9</b>	<b>16.21</b>	<b>0.54</b>
0.1Hz	Type B	5 mm	14.9	16.50	0.55
		10 mm	14.9	15.90	0.53
		20 mm	14.9	16.00	0.54
		平均值	<b>14.9</b>	<b>16.10</b>	<b>0.54</b>
0.3Hz		5 mm	14.9	15.30	0.51
		10 mm	14.9	15.20	0.51
		20 mm	14.9	15.00	0.5
		平均值	<b>14.9</b>	<b>15.62</b>	<b>0.51</b>
0.1Hz	Type C	5 mm	14.9	15.34	0.51
		10 mm	14.9	15.00	0.5
		20 mm	14.9	15.47	0.52
		平均值	<b>14.9</b>	<b>15.30</b>	<b>0.51</b>
0.3Hz		5 mm	14.9	15.64	0.52
		10 mm	14.9	15.20	0.51
		20 mm	14.9	16.00	0.54
		平均值	<b>14.9</b>	<b>15.32</b>	<b>0.52</b>
0.1Hz	Type D	5 mm	14.9	6.50	0.22
		10 mm	14.9	6.30	0.21
		20 mm	14.9	6.30	0.21
		平均值	<b>14.9</b>	<b>6.37</b>	<b>0.21</b>
0.3Hz		5 mm	14.9	6.10	0.20
		10 mm	14.9	5.93	0.20
		20 mm	14.9	6.07	0.20
		平均值	<b>14.9</b>	<b>6.03</b>	<b>0.20</b>

表 2.5 摩擦阻尼斜撐之摩擦力與摩擦係數(移除方型襯墊板)

測試	擾動	正向力	摩擦力	摩擦係數
頻率	振幅	(tf)	(tf)	
0.1Hz	10 mm	14.9	25.5	0.86
	20 mm	14.9	25.4	0.85
	平均值	<b>14.9</b>	<b>25.45</b>	<b>0.85</b>
0.3Hz	10 mm	14.9	24.67	0.83
	20 mm	14.9	26.1	0.88
	平均值	<b>14.9</b>	<b>25.39</b>	<b>0.86</b>

表 2.6 雙槽螺栓集中排列之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=4)

扭力 T/根	擾動	總正向力	摩擦力	摩擦係數
	振幅	(tf)	(tf)	
320N-m	10 mm	23.72	37.36	0.78
	20 mm	23.72	40.44	0.85
	30 mm	23.72	38.79	0.82
	40 mm	23.72	37.42	0.79
	平均值	<b>23.72</b>	<b>38.50</b>	<b>0.81</b>
440N-m	10 mm	32.60	48.49	0.74
	20 mm	32.60	45.05	0.69
	30 mm	32.60	45.80	0.70
	40 mm	32.60	43.50	0.67
	平均值	<b>32.60</b>	<b>45.71</b>	<b>0.70</b>
560N-m	10 mm	41.80	52.99	0.63
	20 mm	41.80	49.74	0.59
	30 mm	41.80	47.83	0.57
	40 mm	41.80	44.34	0.53
	平均值	<b>41.80</b>	<b>48.73</b>	<b>0.58</b>

表 2.7 雙槽螺栓上下排列之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=4)

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	23.72	40.24	0.85
	20 mm	23.72	44.78	0.94
	30 mm	23.72	43.41	0.91
	40 mm	23.72	38.71	0.82
	平均值	<b>23.72</b>	<b>41.79</b>	<b>0.88</b>
440N-m	10 mm	32.60	55.59	0.85
	20 mm	32.60	63.86	0.98
	30 mm	32.60	64.39	0.99
	40 mm	32.60	55.33	0.85
	平均值	<b>32.60</b>	<b>59.79</b>	<b>0.91</b>
560N-m	10 mm	41.80	60.00	0.71
	20 mm	41.80	78.83	0.94
	30 mm	41.80	77.34	0.93
	40 mm	41.80	60.67	0.73
	平均值	<b>41.80</b>	<b>70.00</b>	<b>0.83</b>

表 2.8 五槽開孔之摩擦力與摩擦係數(M22 螺栓，N=5)

扭力 T/根	擾動 振幅	總正向力 (tf)	摩擦力 (tf)	摩擦係數
256N-m	20 mm	23.72	56.18	1.18
	30 mm	23.72	51.59	1.08
	40 mm	23.72	46.47	0.98
	平均值	<b>23.72</b>	<b>51.41</b>	<b>1.08</b>
352N-m	20 mm	32.60	76.25	1.17
	30 mm	32.60	84.67	1.29
	40 mm	32.60	70.19	1.08
	平均值	<b>32.60</b>	<b>77.03</b>	<b>1.18</b>
448N-m	20 mm	41.80	82.66	0.99
	30 mm	41.80	91.29	1.09
	40 mm	41.80	80.51	0.96
	平均值	<b>41.80</b>	<b>84.82</b>	<b>1.01</b>
560N-m	20 mm	51.90	90.46	0.87
	30 mm	51.90	98.94	0.95
	40 mm	51.90	88.50	0.85
	平均值	<b>51.90</b>	<b>92.63</b>	<b>0.89</b>

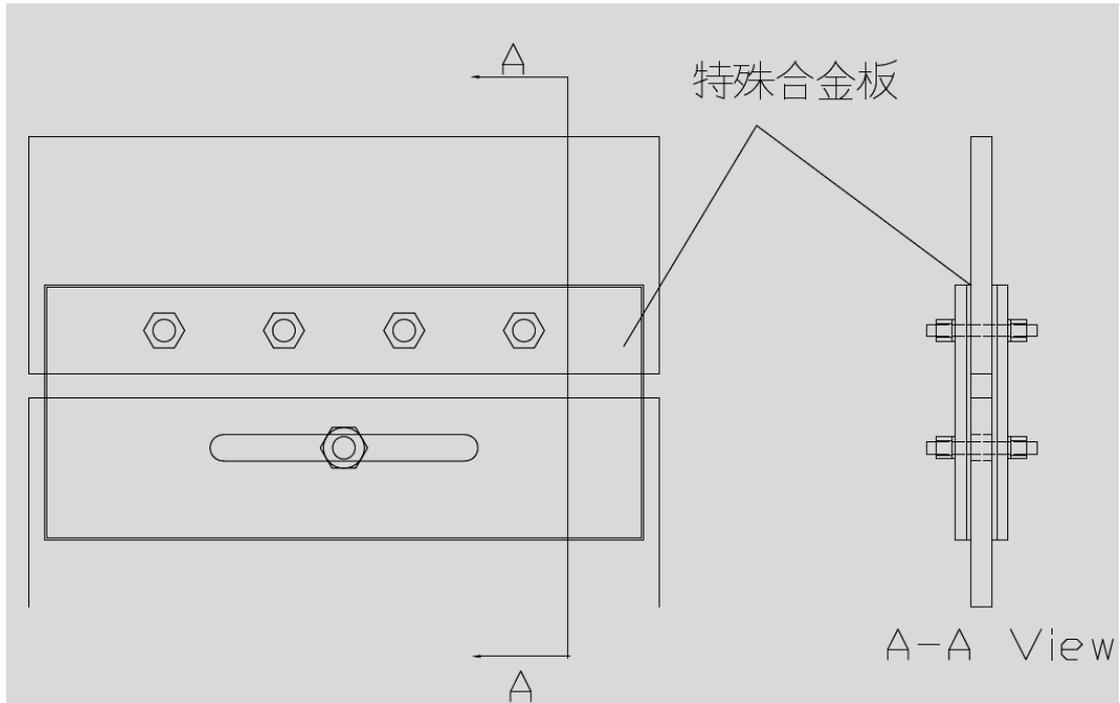


圖 2.1 摩擦阻尼器構造示意圖

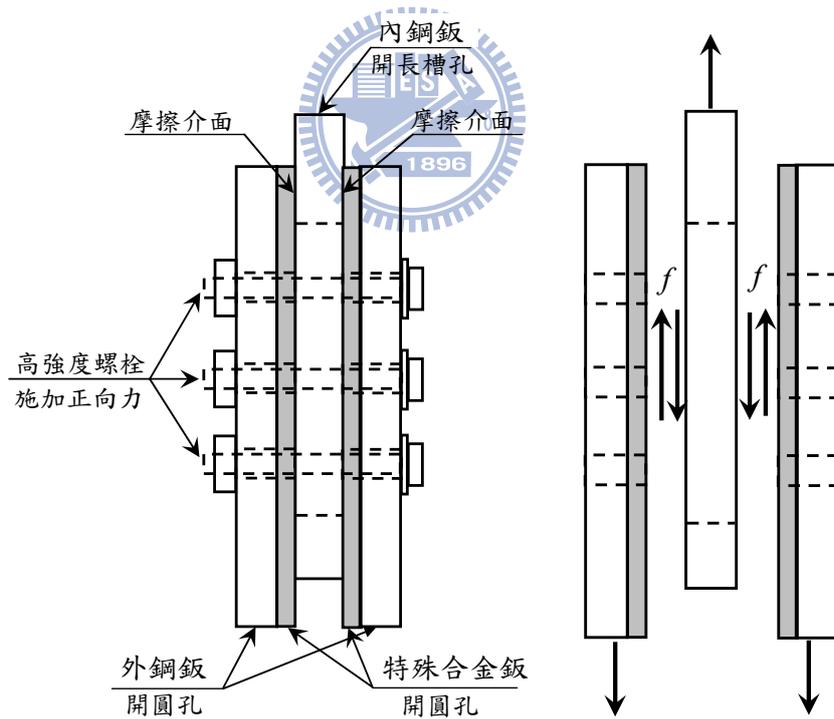


圖 2.2 摩擦阻尼器受力示意圖

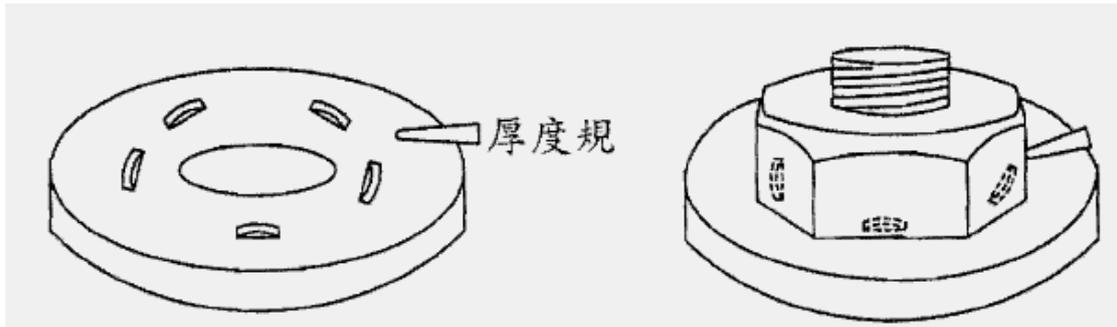


圖 2.3 用於螺栓直接張力量測之特殊墊片



圖 2.4 大型扭力扳手(扭力範圍:80~560 N-m)



圖 2.5 小型扭力扳手(扭力範圍:1~3 N-m)

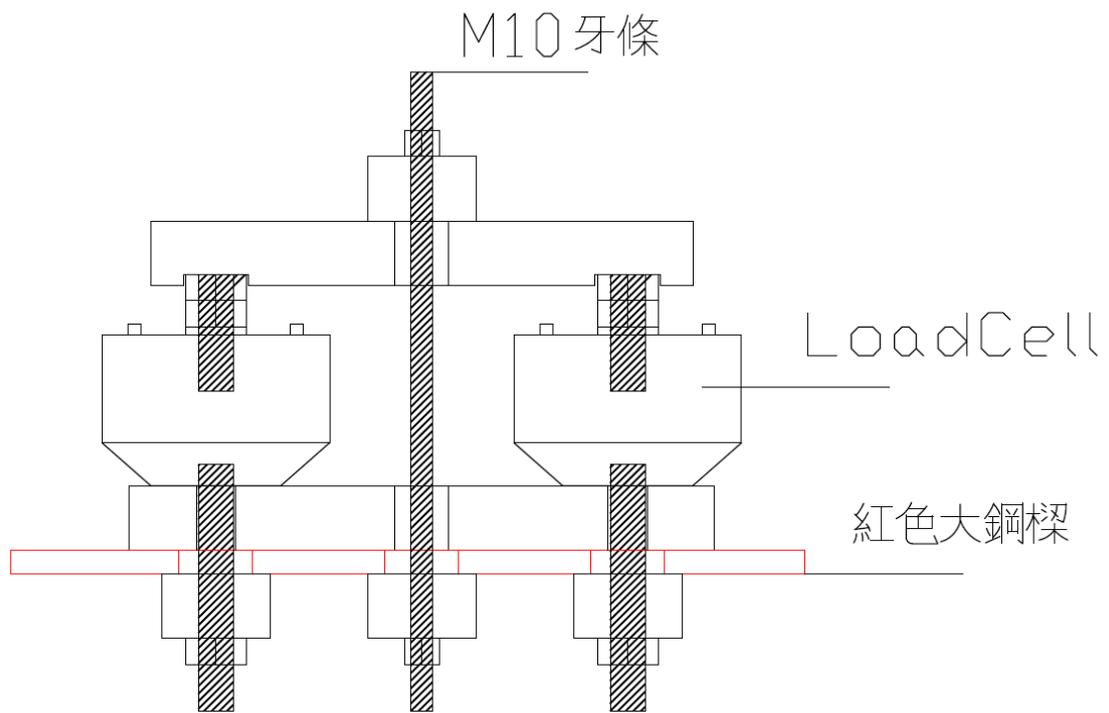


圖 2.6 扭力率定試驗機構設計概念圖



圖 2.7 Load Cell 圖



圖 2.8 扭力率定試驗組裝圖

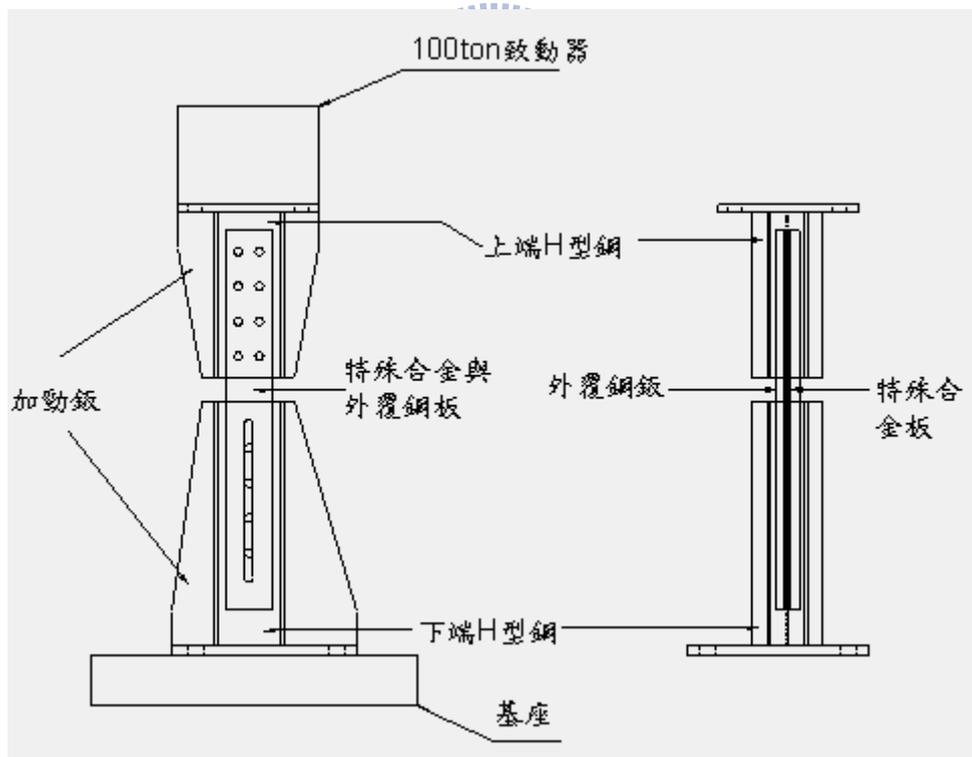


圖 2.9 摩擦阻尼斜撐之細部設計圖

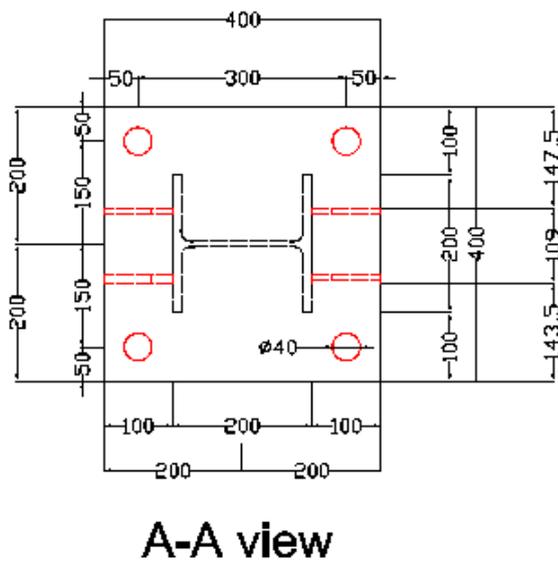
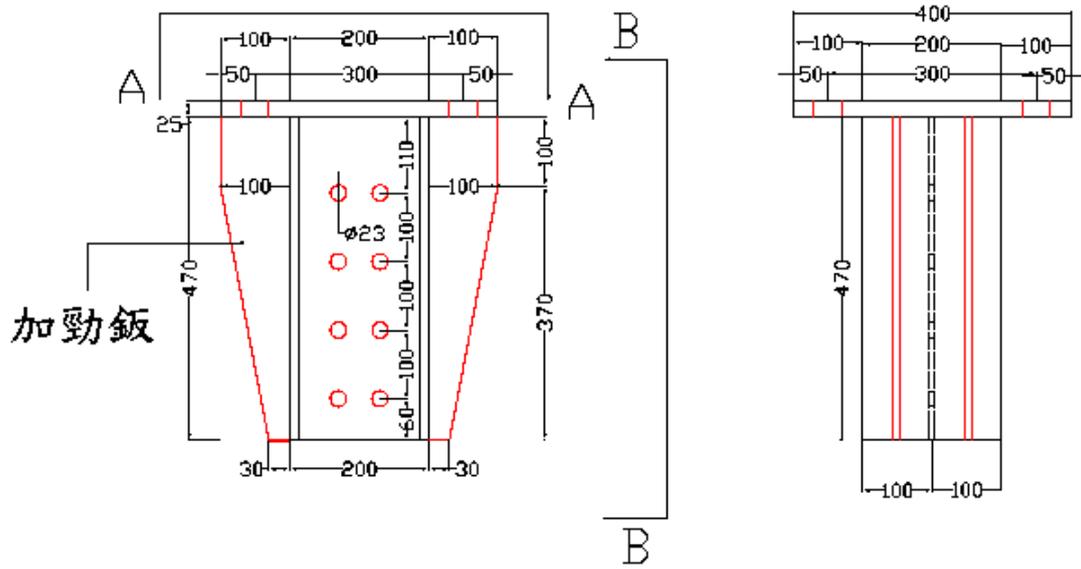


圖 2.10 摩擦阻尼斜撐上端細部設計圖 (單位：mm)

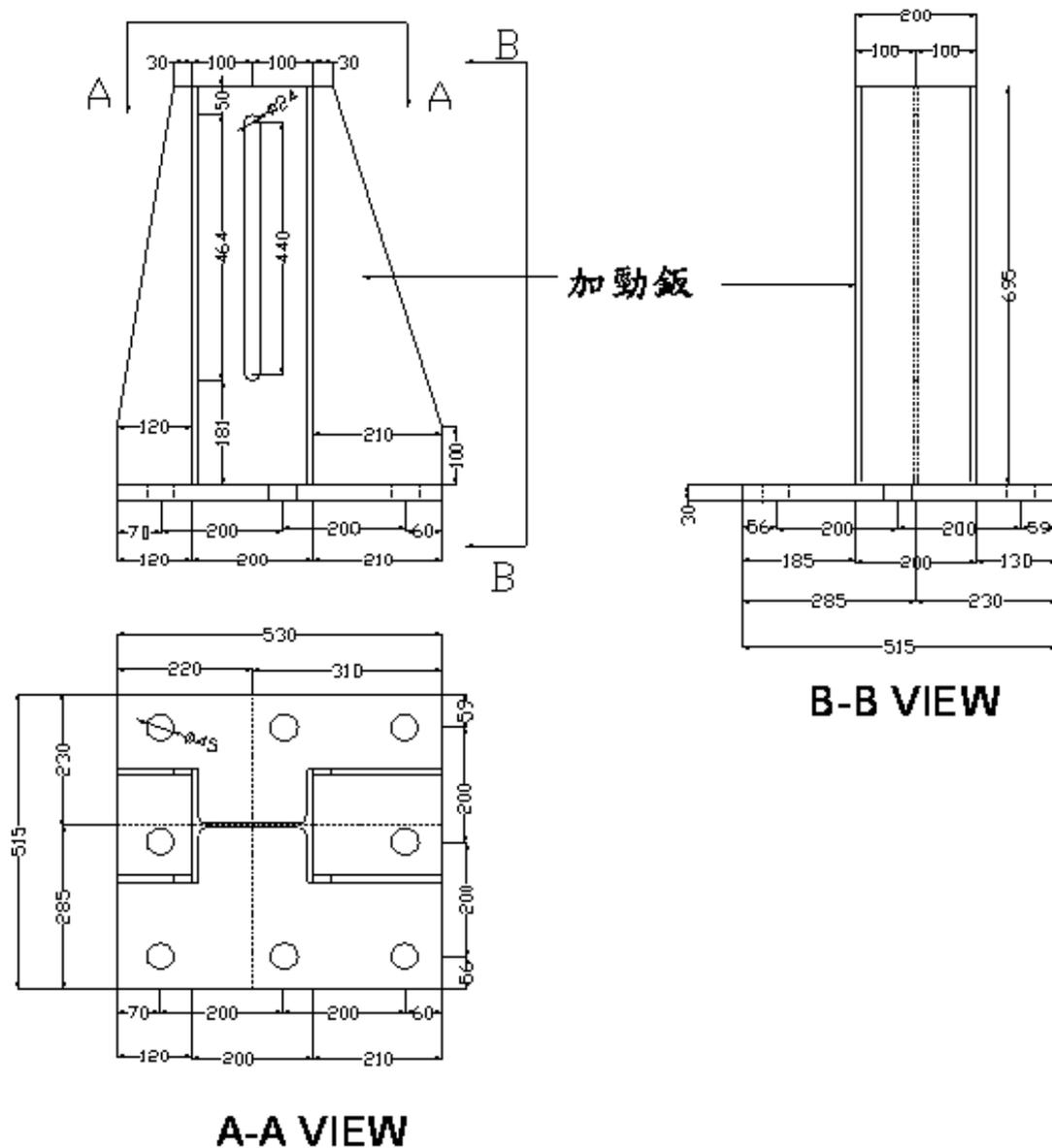


圖 2.11 摩擦阻尼斜撐下端細部設計圖 (單位: mm)

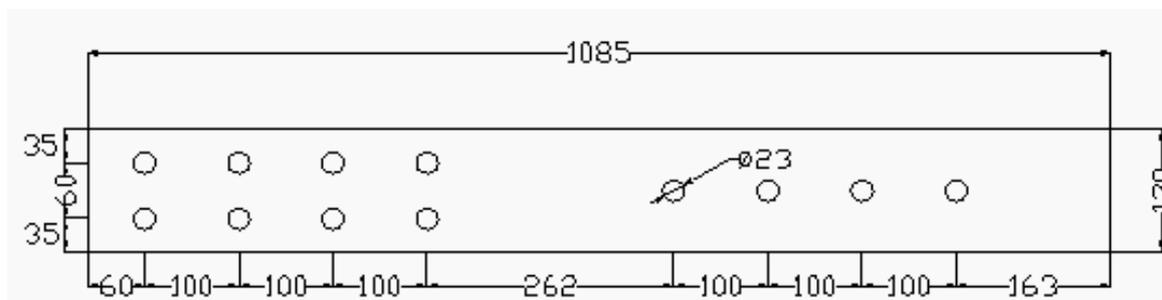


圖 2.12 摩擦阻尼斜撐—特殊合金鋼與外覆鋼板細部設計圖

(單位:mm)



圖 2.13 摩擦阻尼斜撐測試構架組裝完成照片



Type A



Type B



Type C

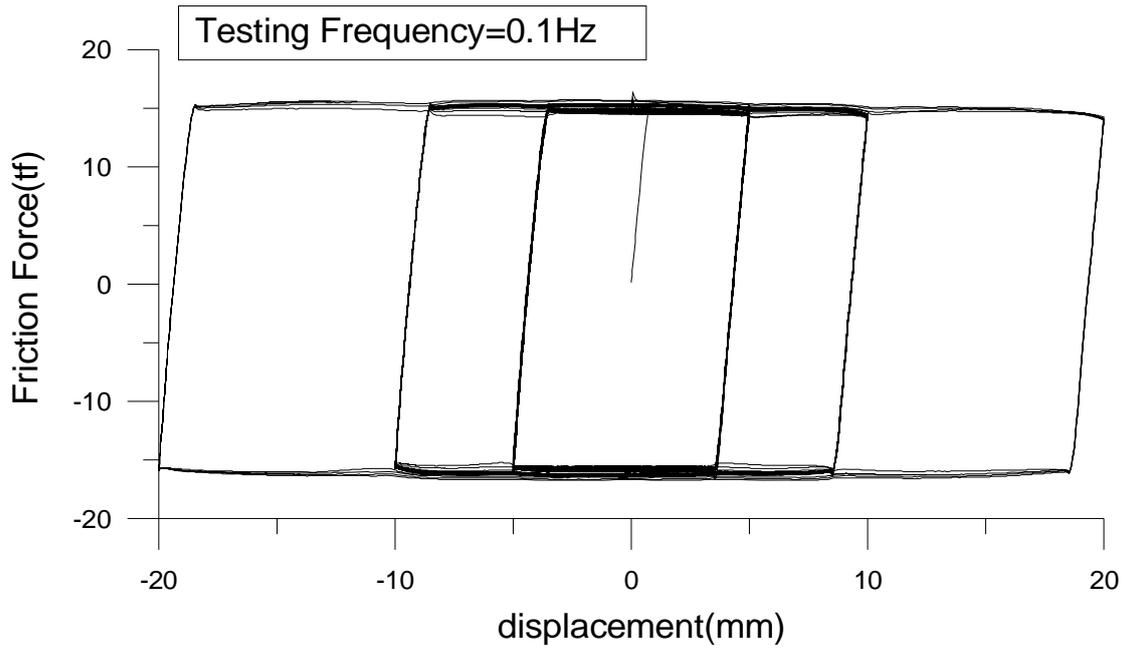


Type D

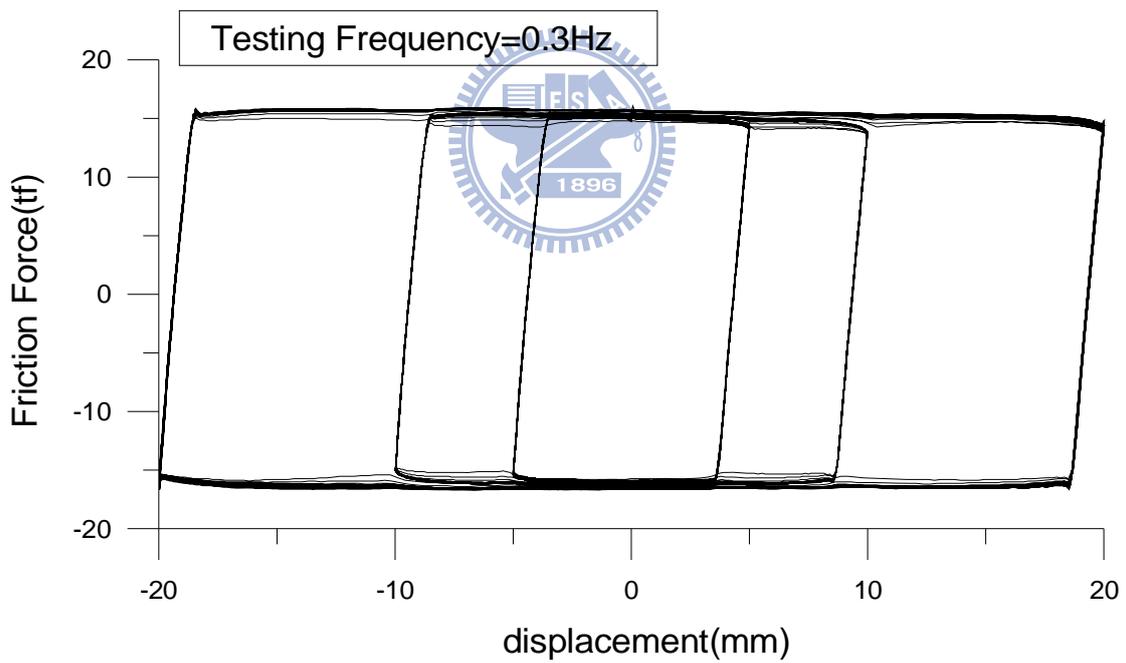
圖 2.14 各式墊圈圖示



圖 2.15 方型襯板圖示

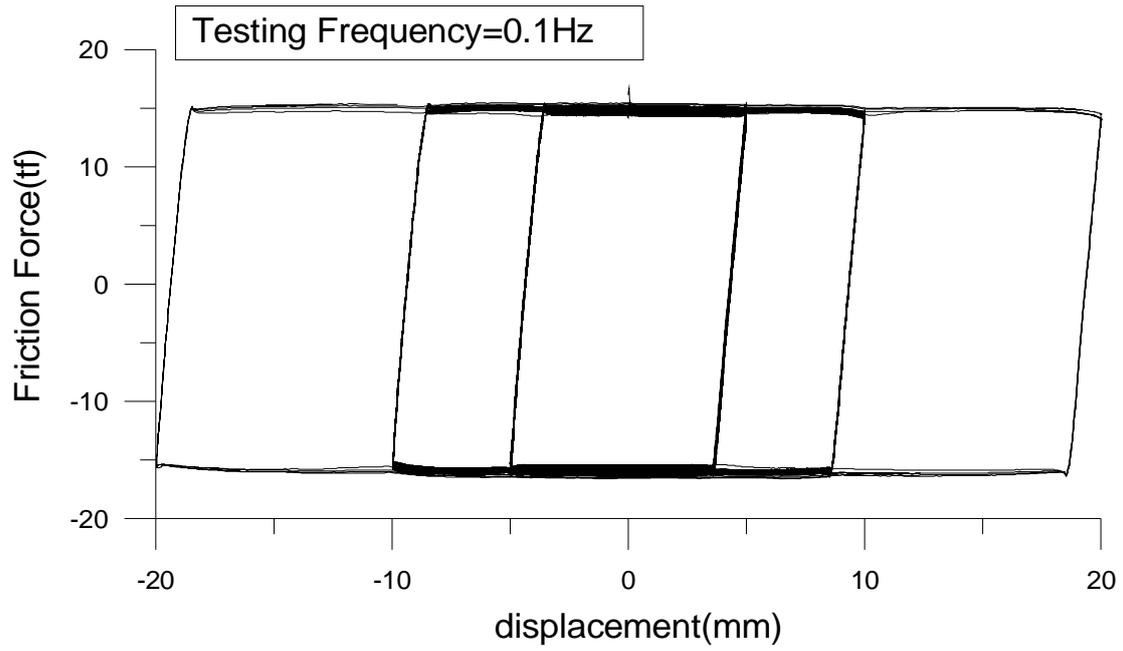


(a)

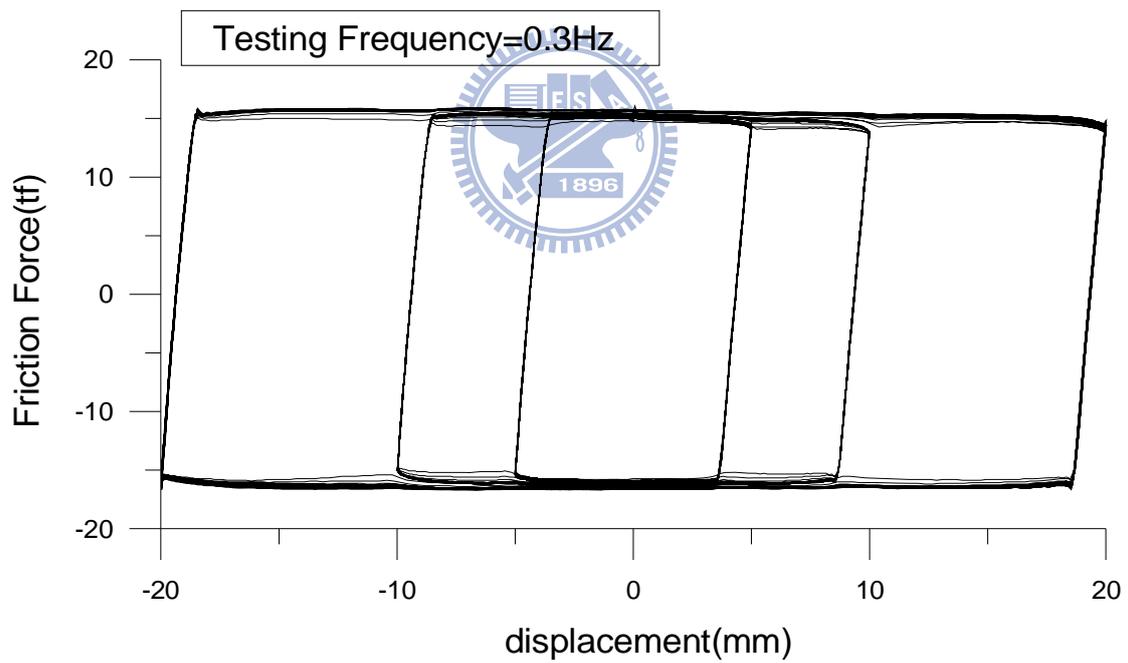


(b)

圖 2.16 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type A 墊圈)

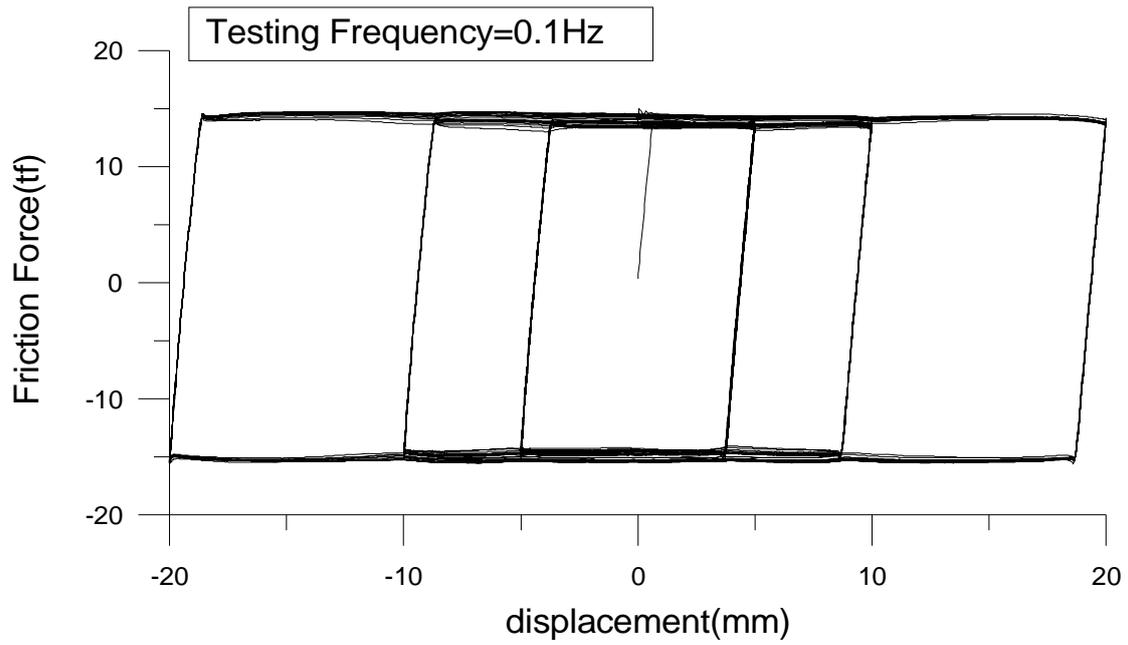


(a)

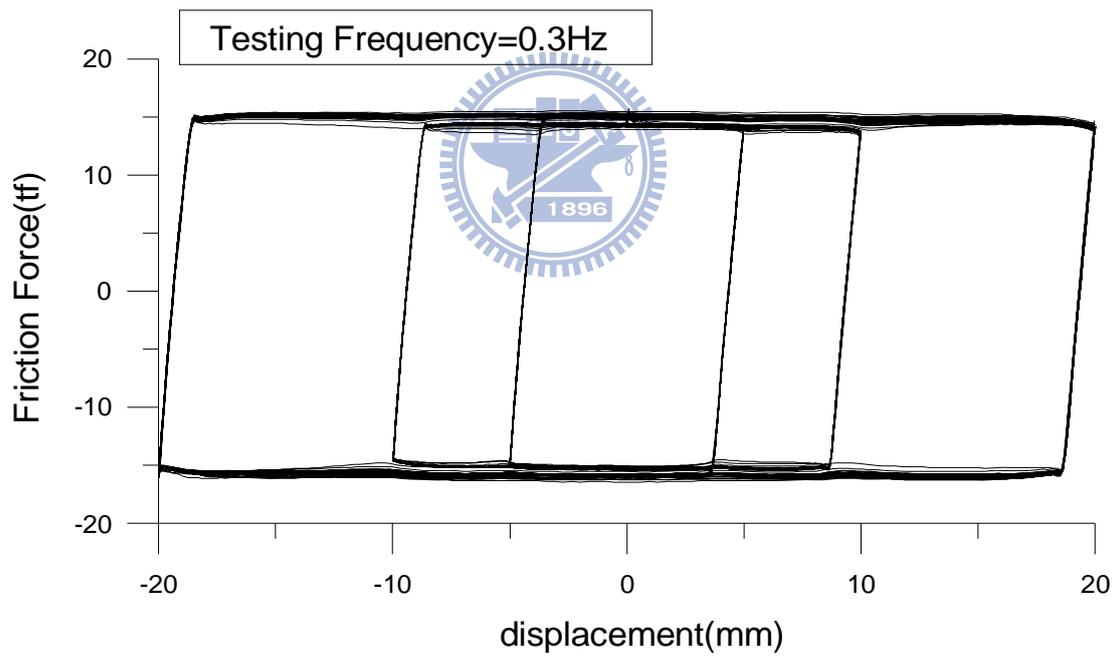


(b)

圖 2.17 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type B 墊圈)

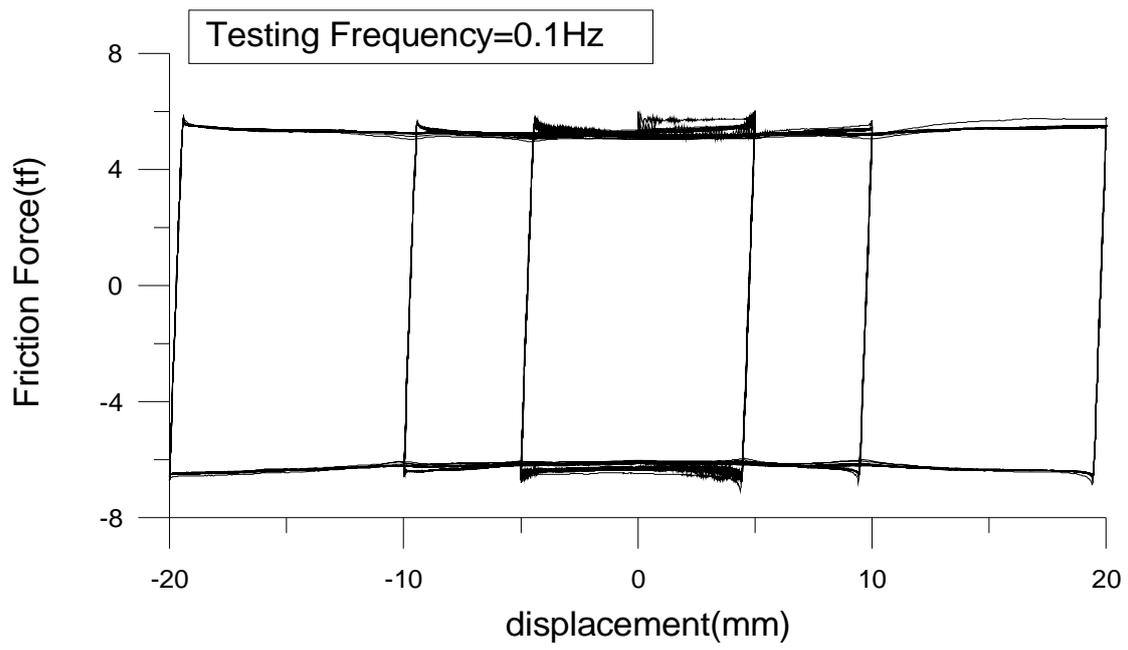


(a)

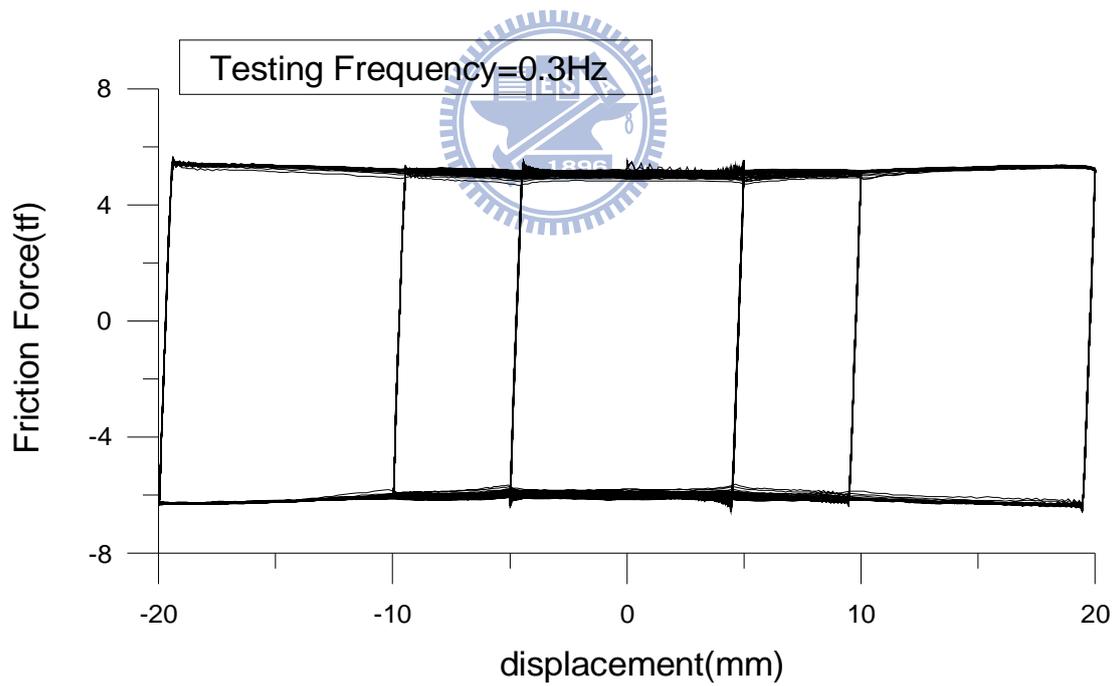


(b)

圖 2.18 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type C 墊圈)



(a)



(b)

圖 2.19 摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Type D 墊圈)

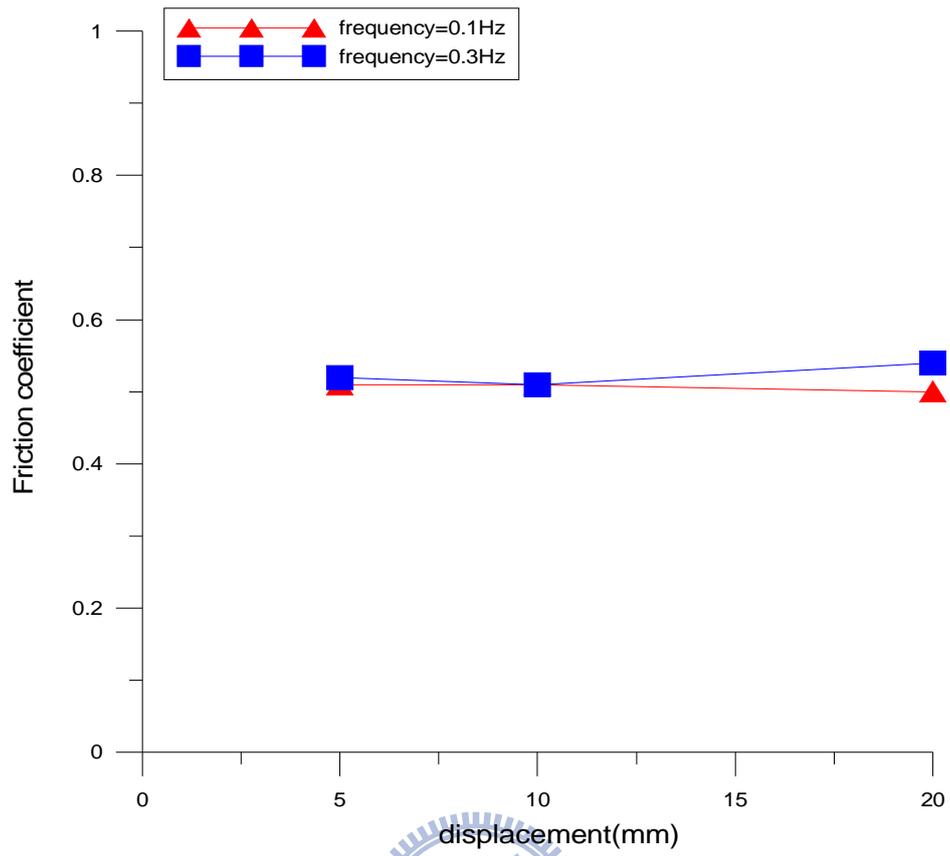
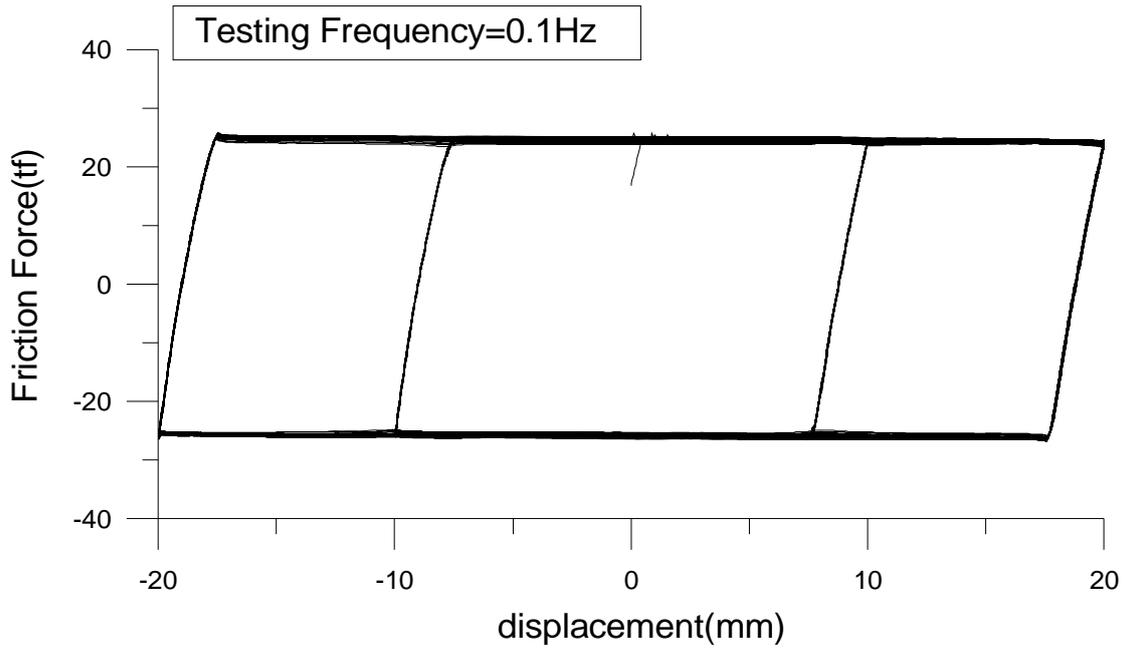
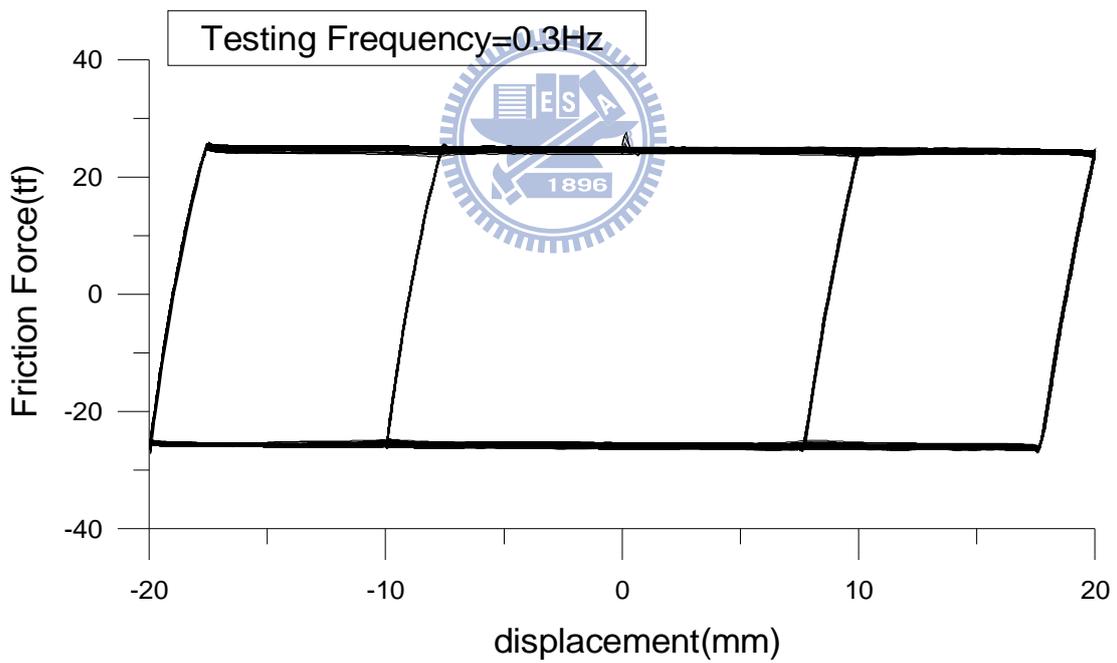


圖 2.20 不同擾動頻率下之摩擦係數比較



(a)



(b)

圖 2.21 摩擦阻尼斜撐遲滯迴圈(Type C 墊圈，未加方形襯墊)

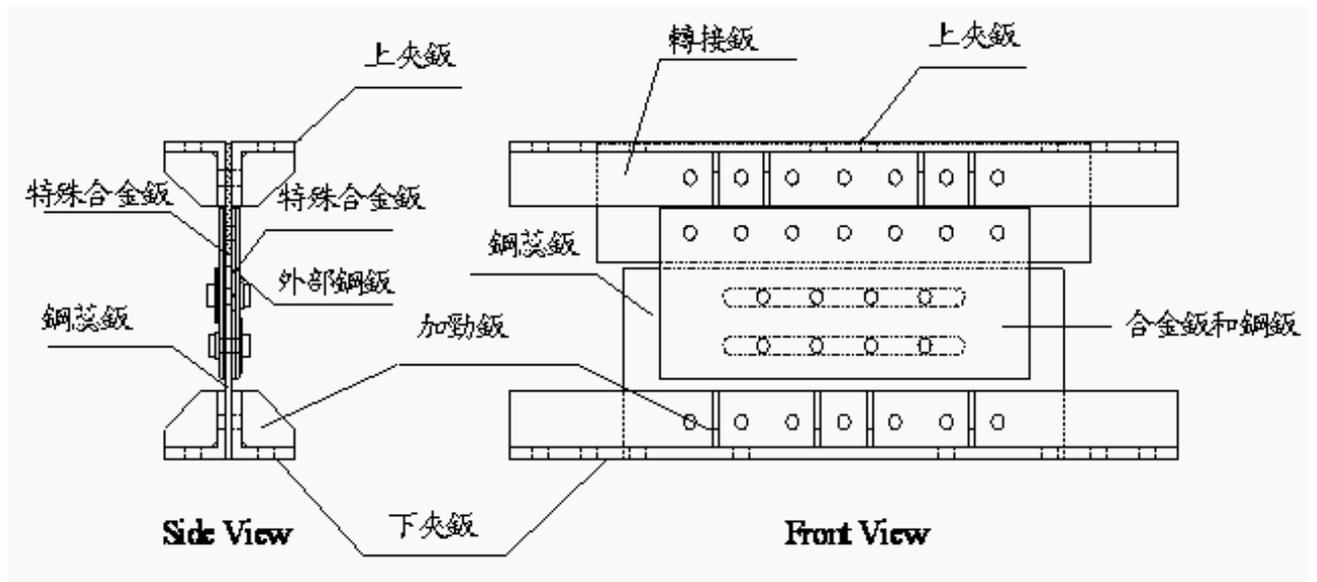


圖 2.22 摩擦制震壁構造圖

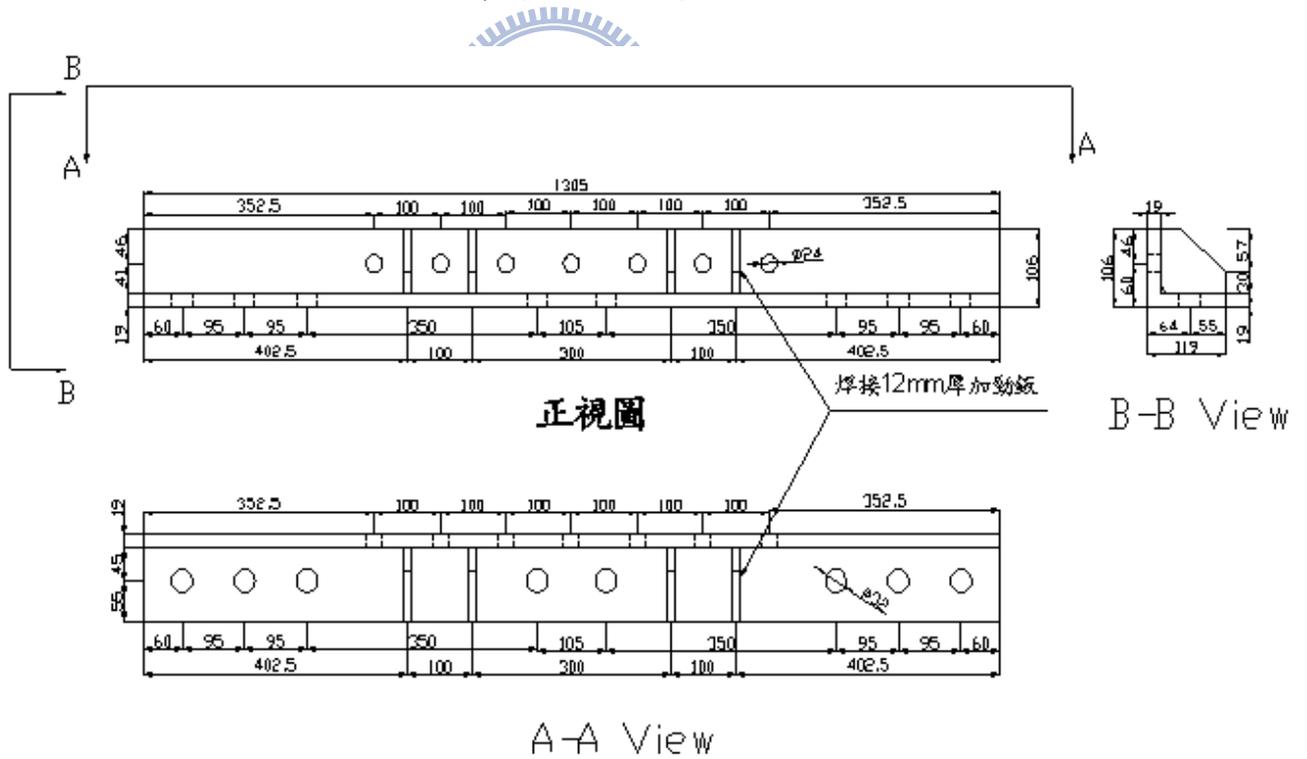


圖 2.23 摩擦制震壁上夾板細部設計圖 (單位：mm)

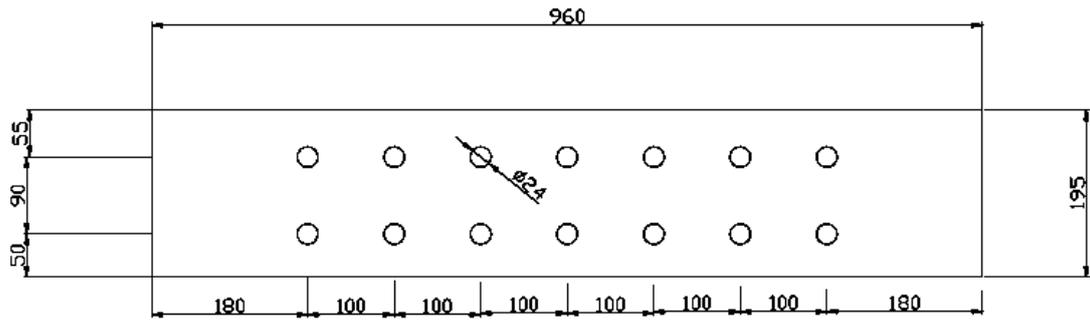


圖 2.24 摩擦制震壁轉接板細部設計圖 (單位: mm)

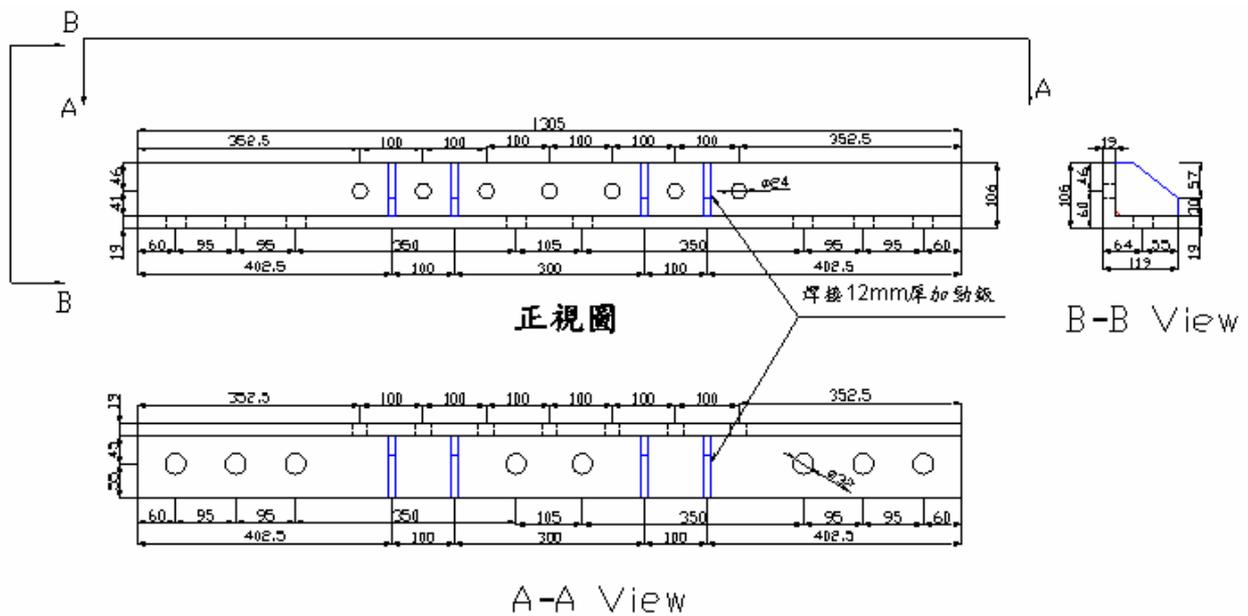


圖 2.25 摩擦制震壁下夾板細部設計圖 (單位: mm)

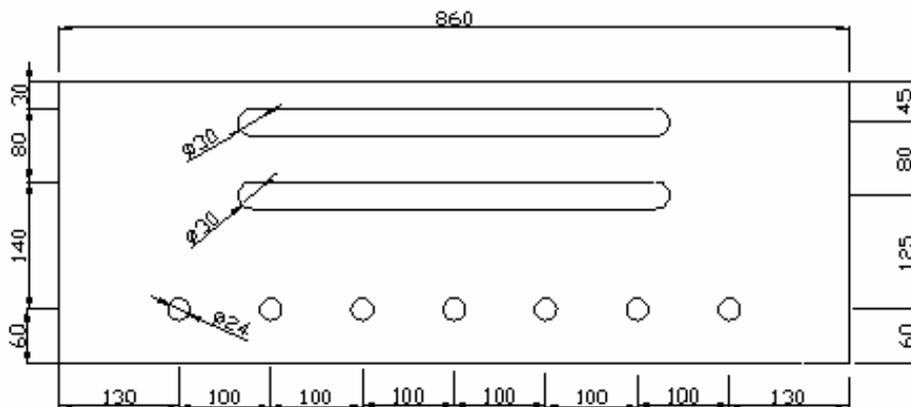


圖 2.26 雙槽孔鋼蕊細部設計圖 (單位: mm)

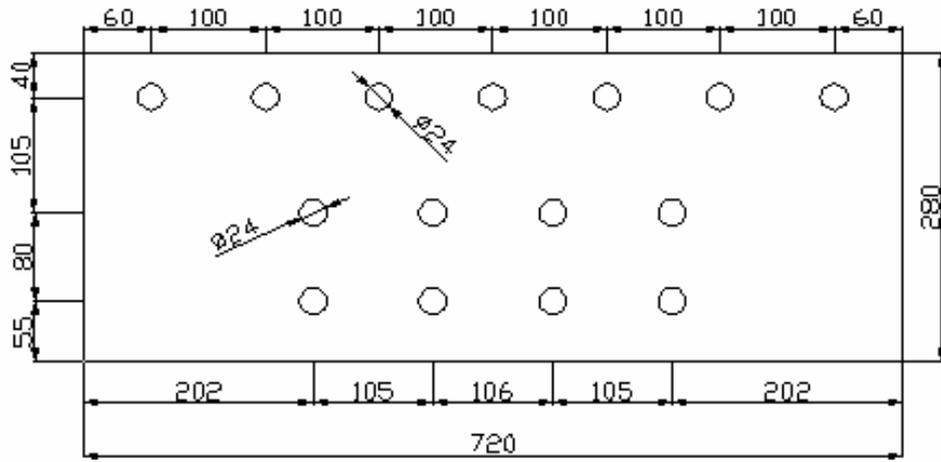


圖 2.27 特殊合金與外覆鋼板細部設計圖 (單位：mm)

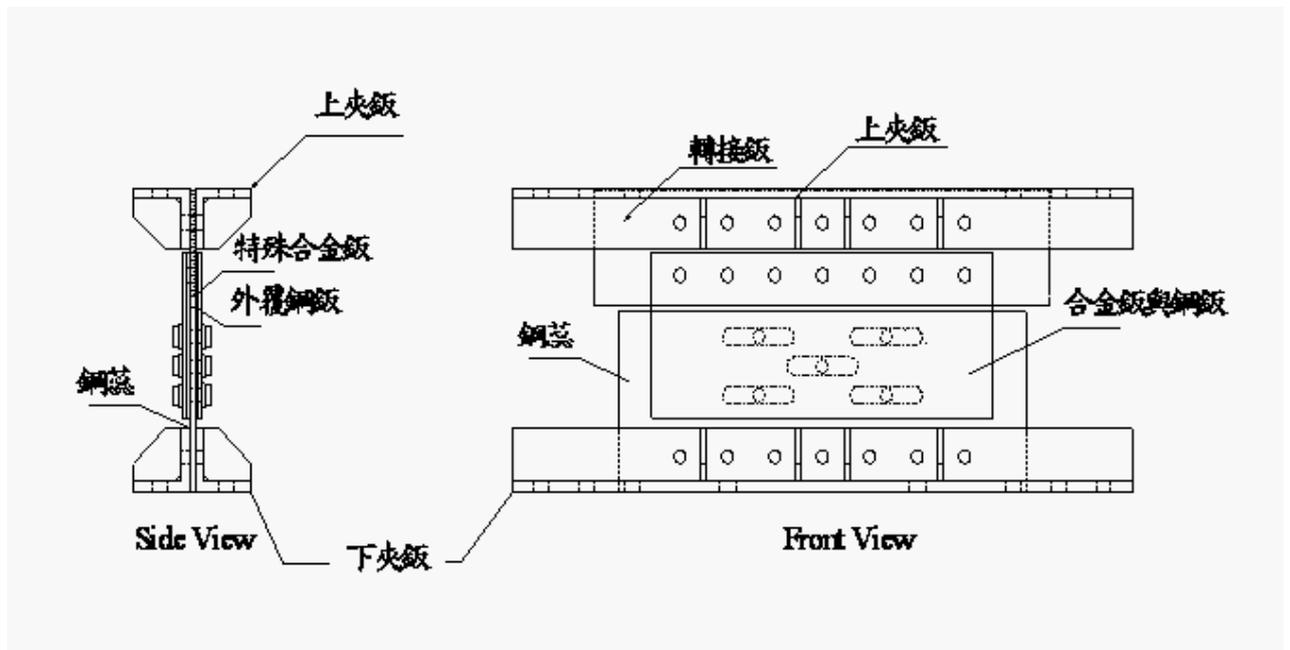


圖 2.28 分散式多槽孔模式之摩擦制震壁細部設計圖

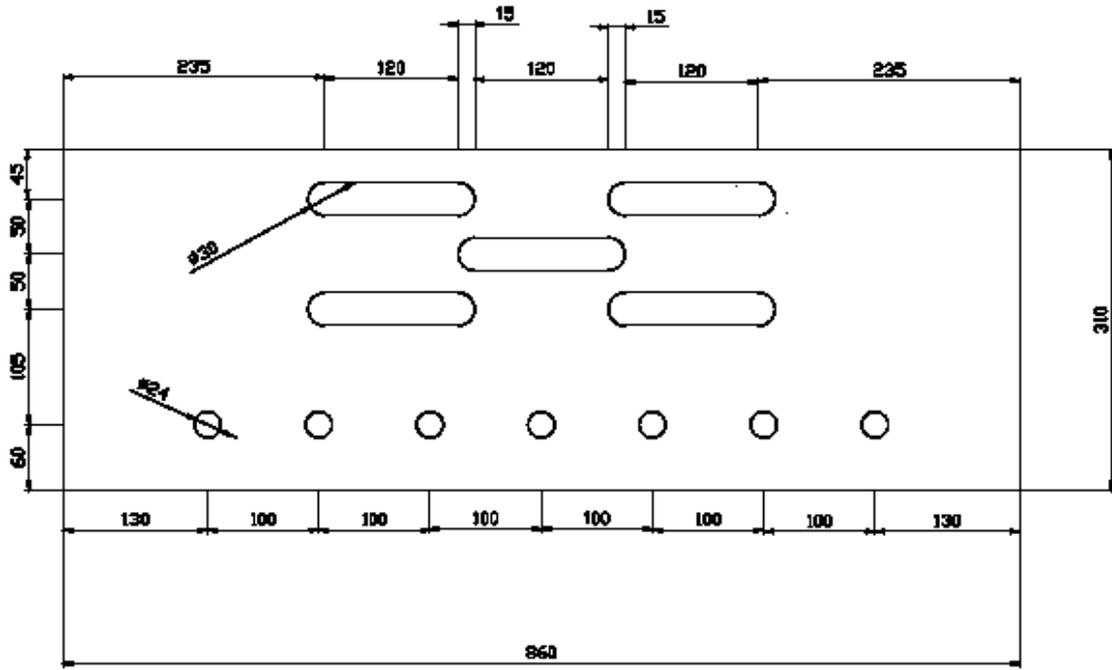


圖 2.29 分散式多槽孔鋼蕊板細部設計圖 (單位：mm)

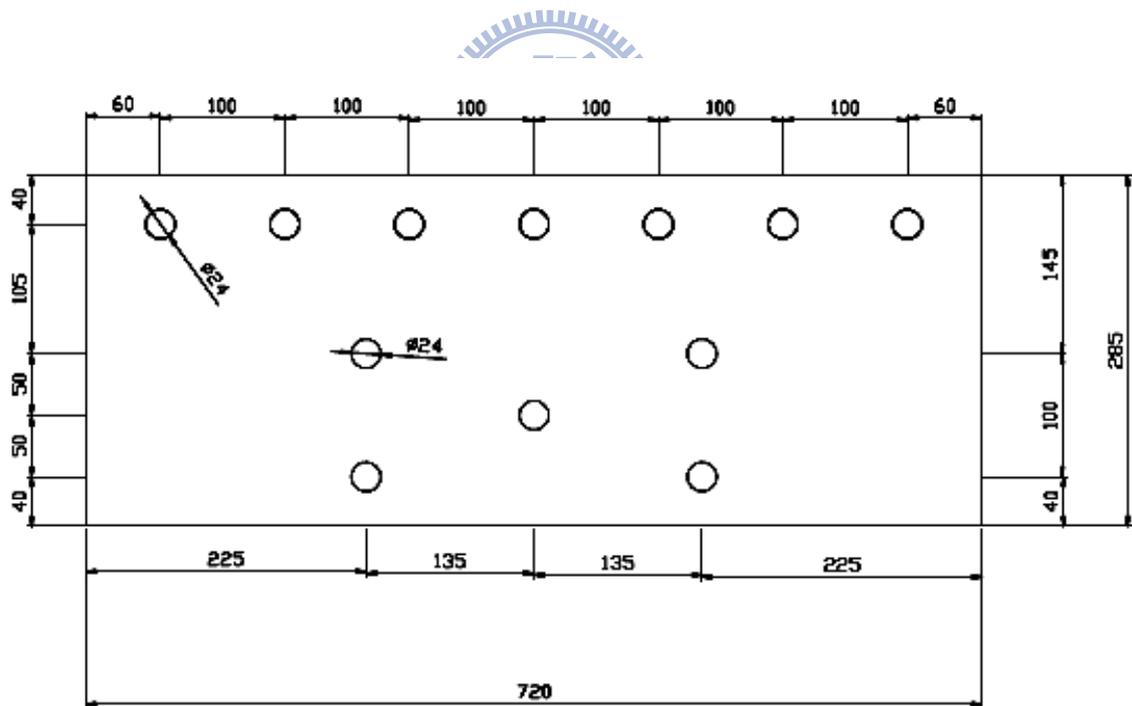


圖 2.30 分散式多槽孔特殊合金與外覆鋼板細部設計圖 (單位：mm)



圖 2.31 摩擦制震壁測試構架組裝完成照片

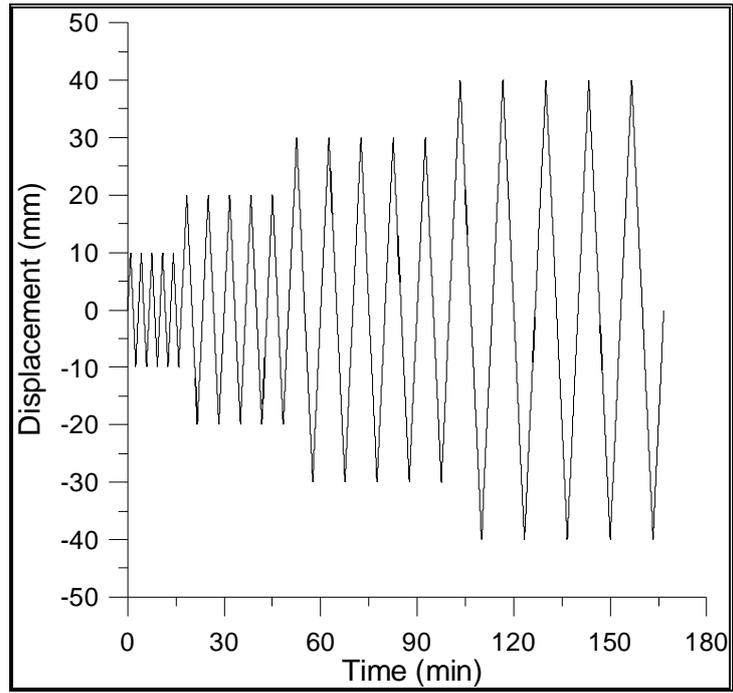


圖 2.32 致動器連續加載歷時



圖 2.33 螺栓集中排列(雙槽孔模式)



圖 2.34 螺栓上下交錯排列(雙槽孔模式)

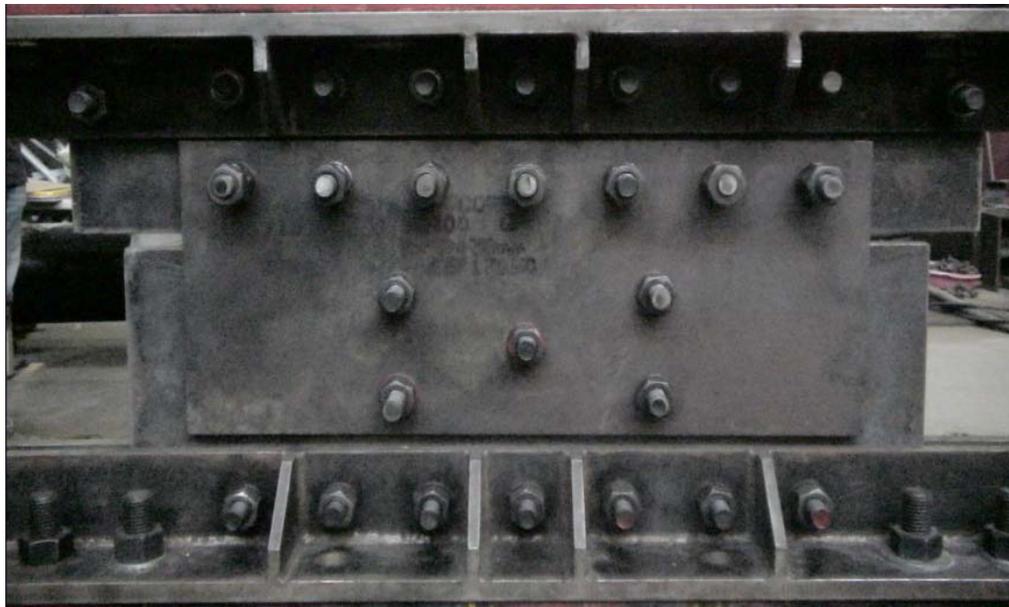


圖 2.35 分散式多槽孔模式之制震壁照片

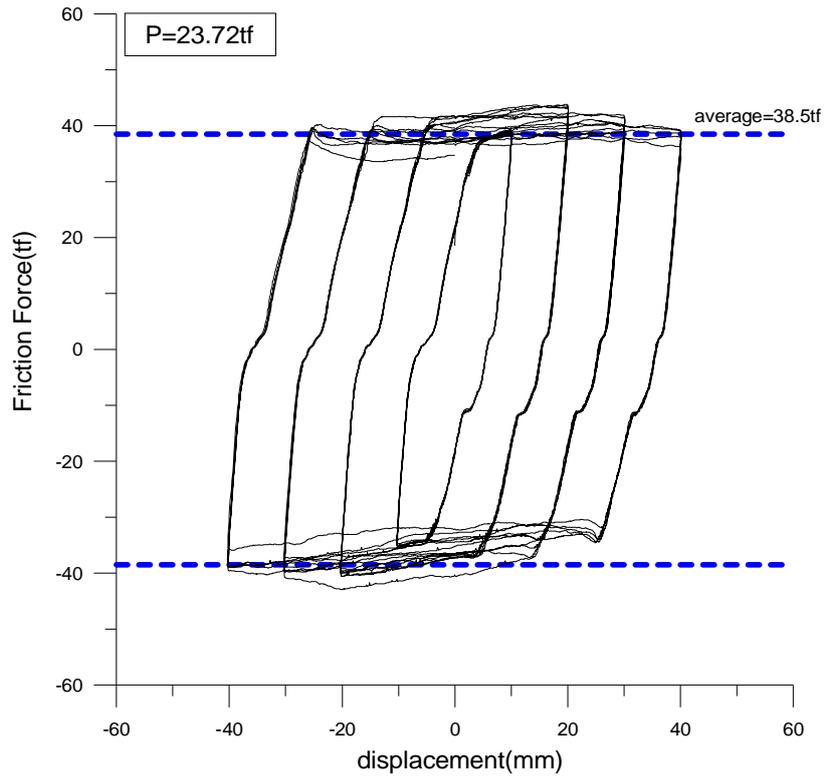


圖 2.36 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=23.72\text{tf}$ ，螺栓集中排列)

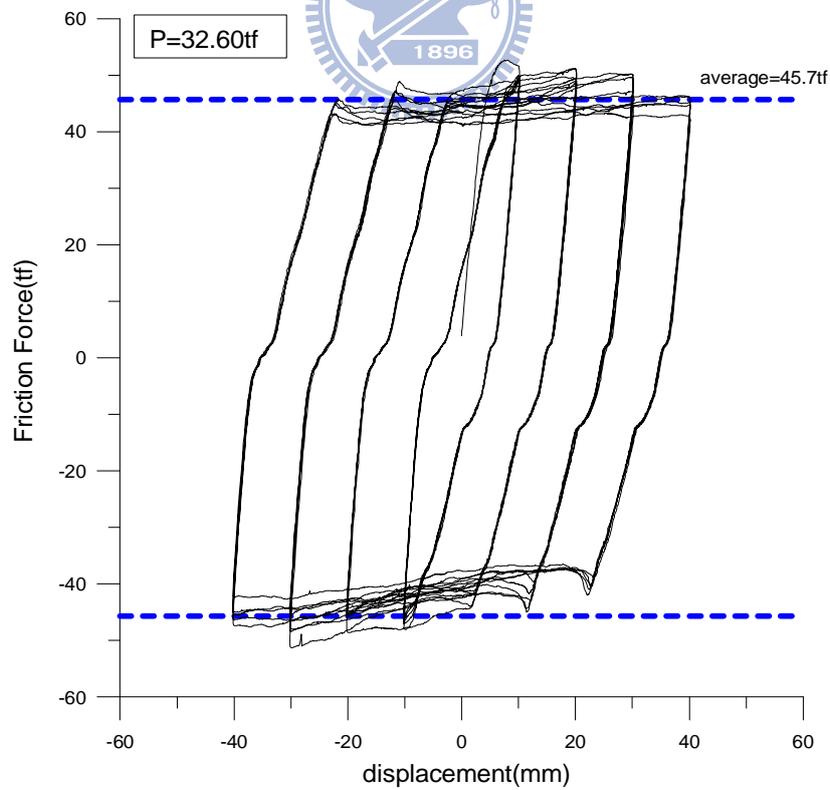


圖 2.37 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=32.60\text{tf}$ ，螺栓集中排列)

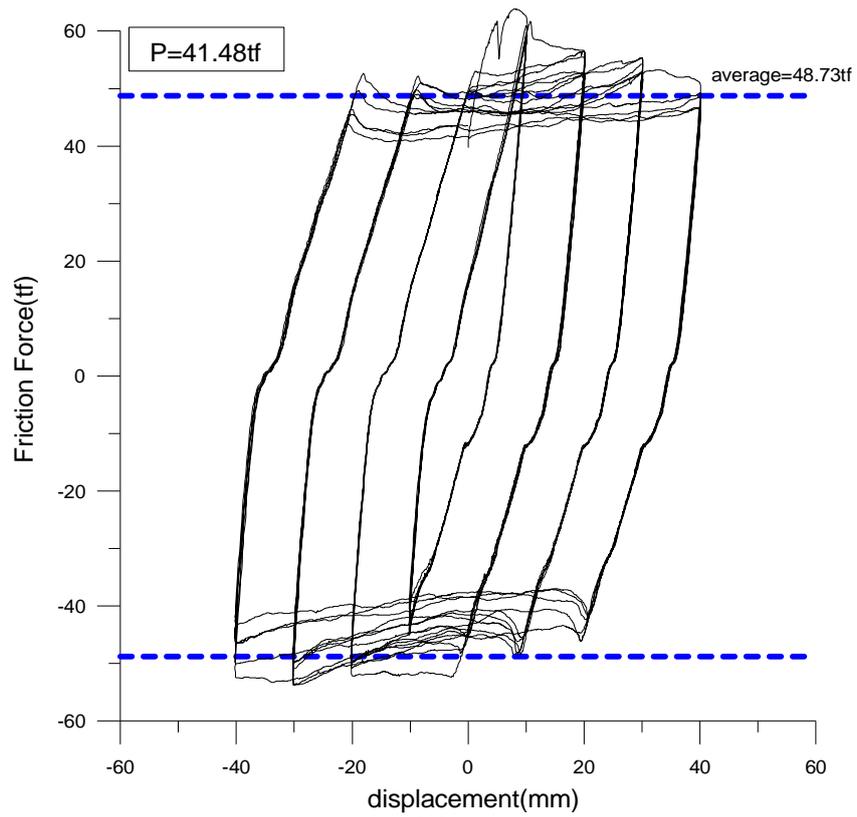


圖 2.38 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=41.48\text{tf}$ ，螺栓集中排列)

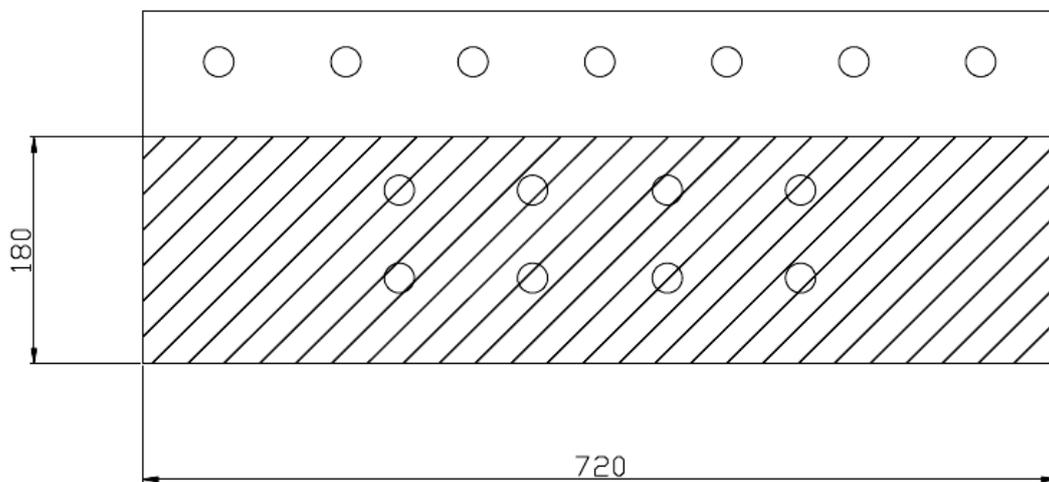


圖 2.29 雙槽孔摩擦墊片有效接觸面積(斜線部分) (單位：mm)

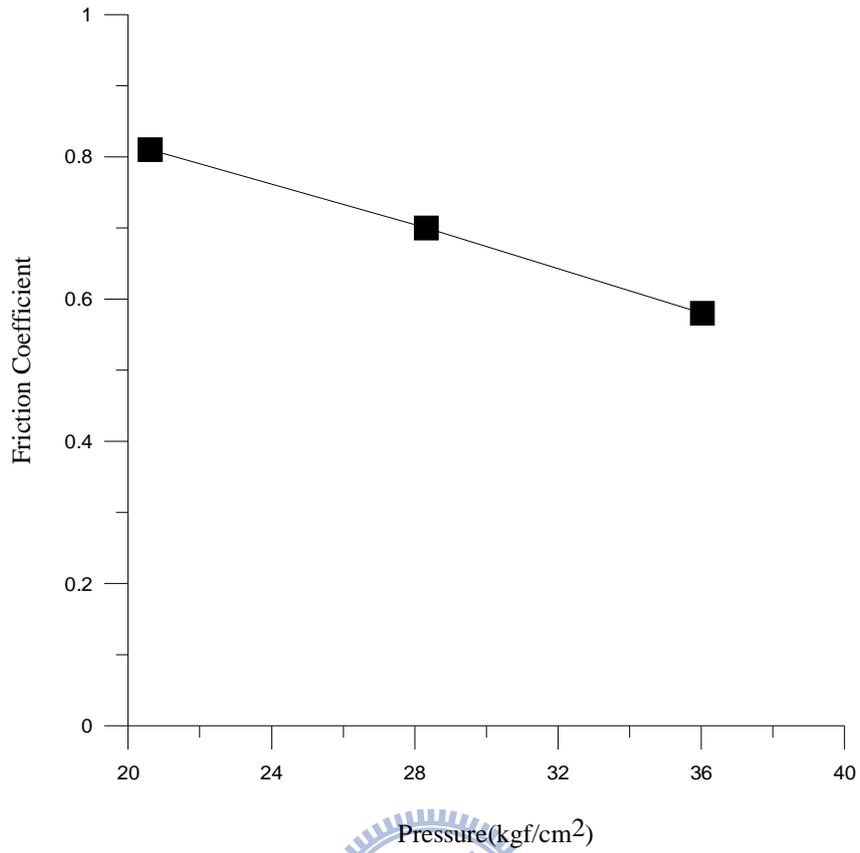


圖 2.40 摩擦係數與應力關係曲線

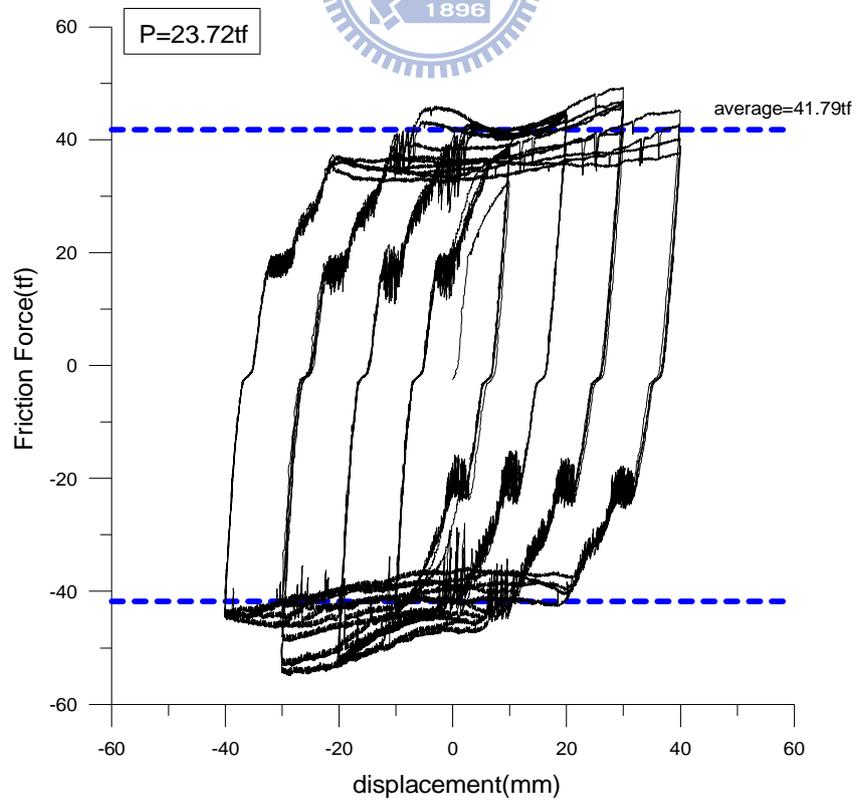


圖 2.41 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈( $P=23.72tf$ ，螺栓上下交錯排列)

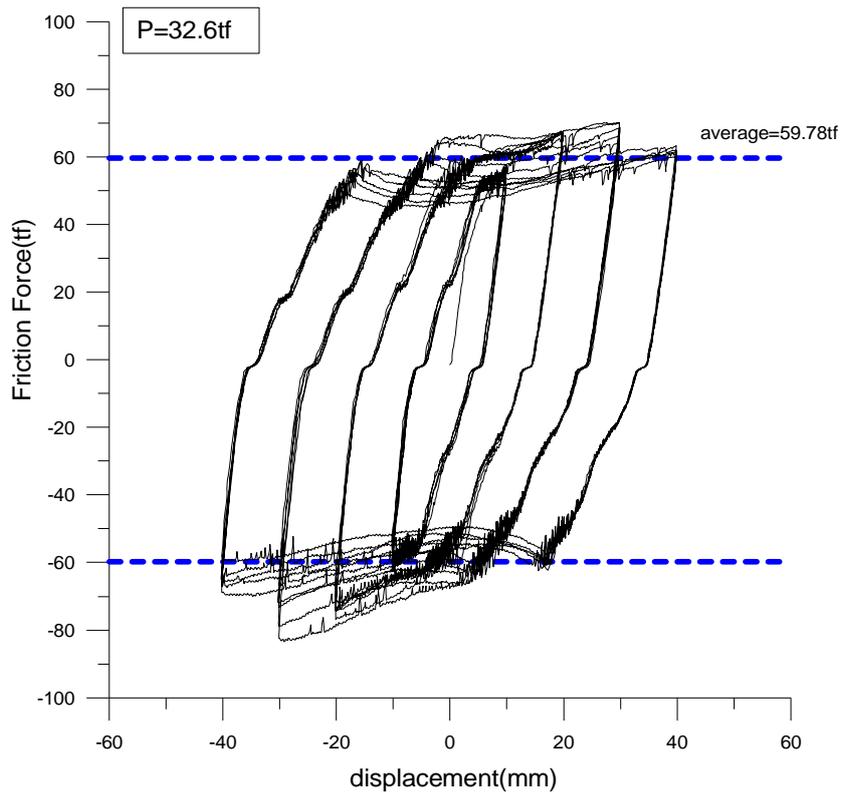


圖 2.42 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈(P=32.6tf，螺栓上下交錯排列)

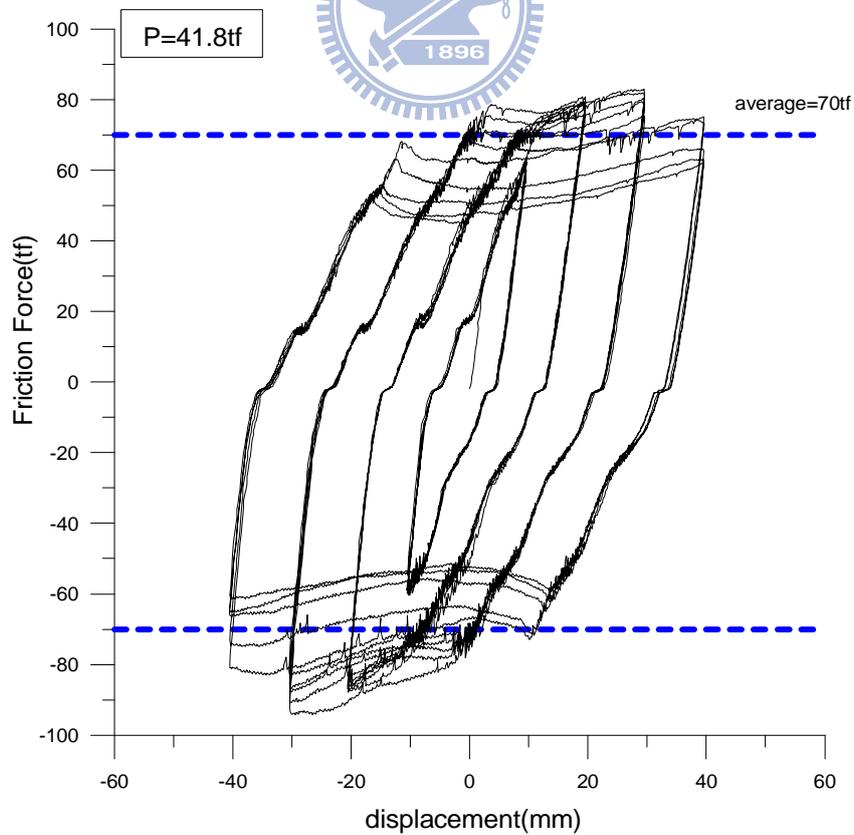


圖 2.43 雙槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈(P=41.8tf，螺栓上下交錯排列)

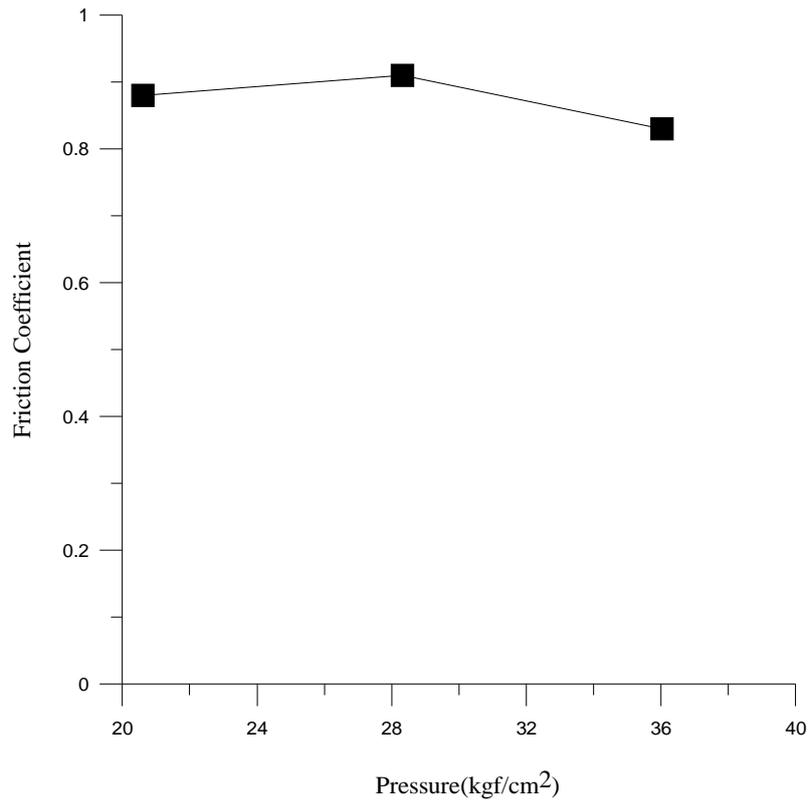


圖 2.44 摩擦係數與介面壓應力關係曲線

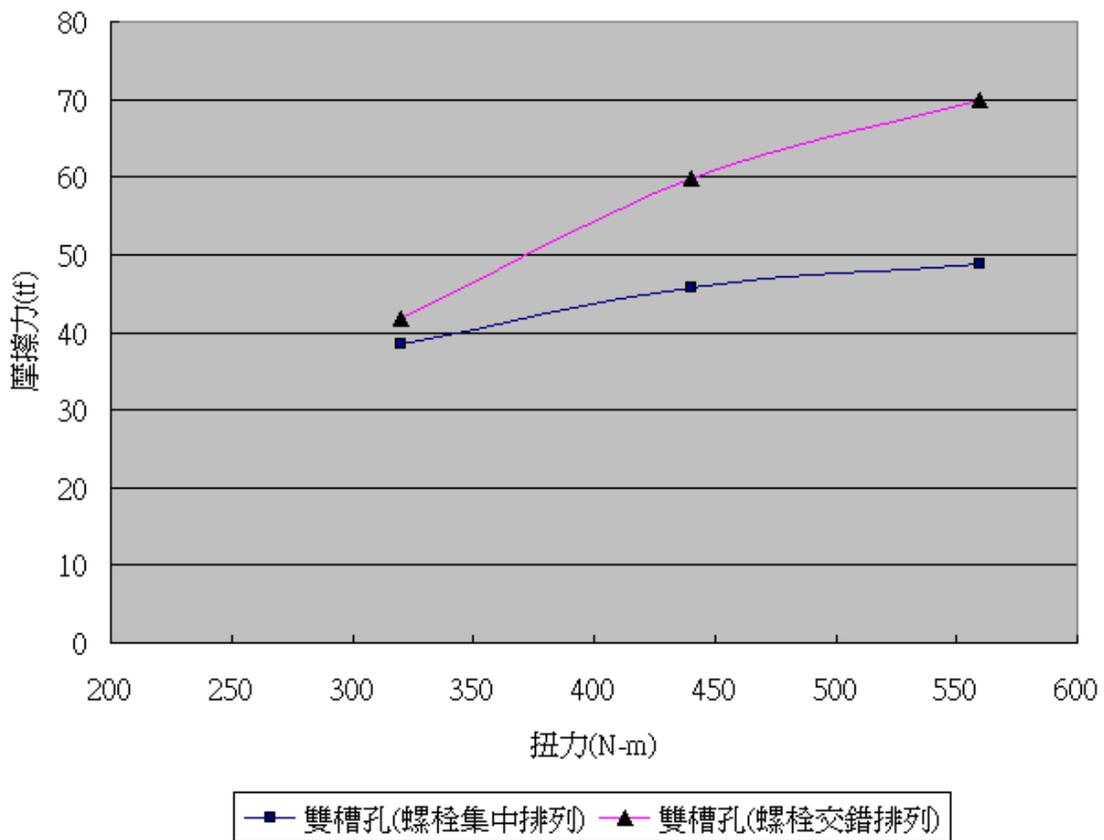


圖 2.45 摩擦力與扭力關係曲線



圖 2.46 摩擦介面咬合情況(螺栓集中排列)



圖 2.47 摩擦介面咬合情況(螺栓上下交錯排列)

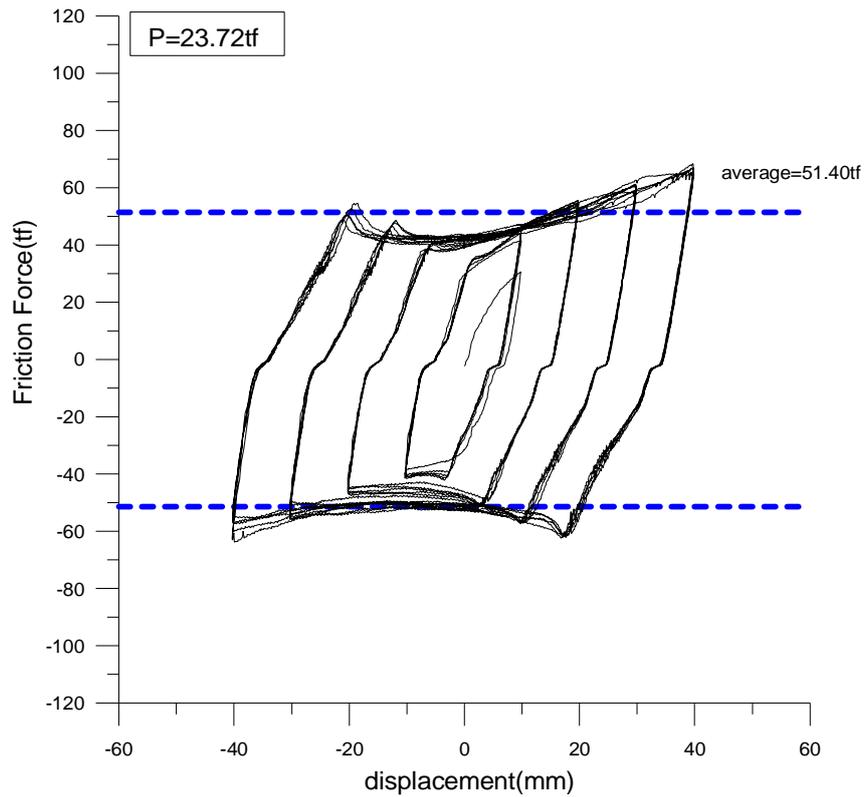


圖 2.48 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈(P=23.72tf)

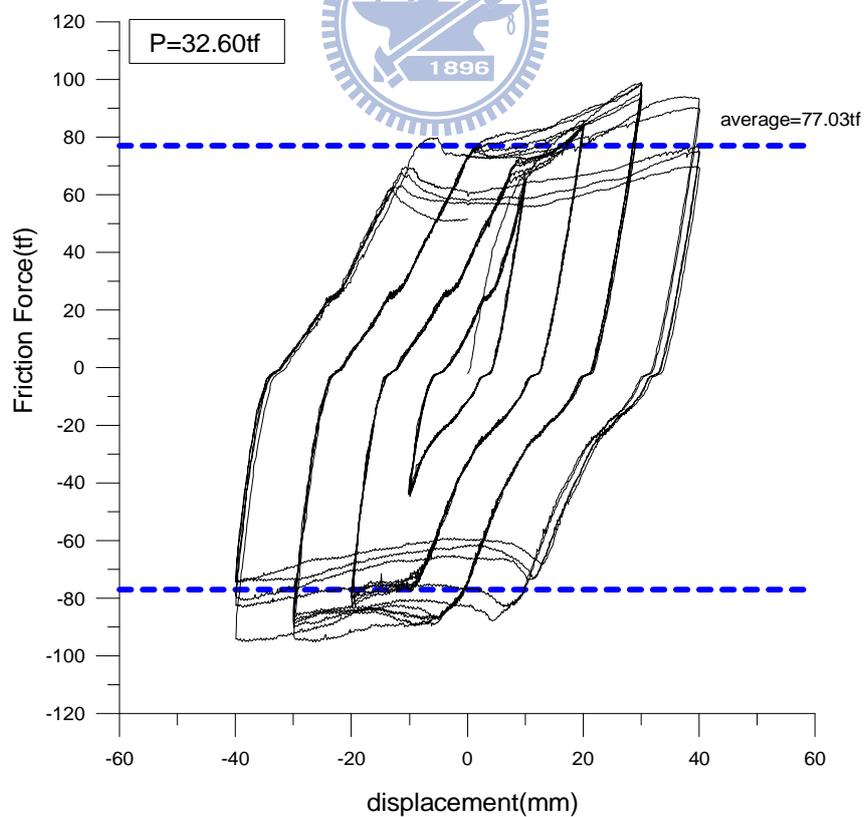


圖 2.49 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈(P=32.60tf)

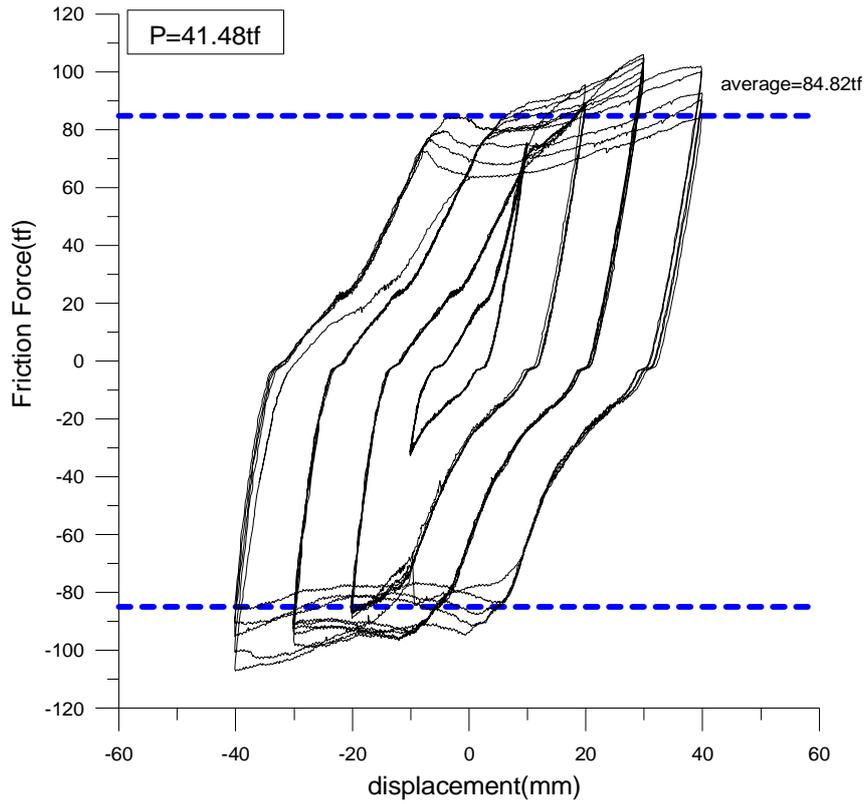


圖 2.50 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈(P=41.48tf)

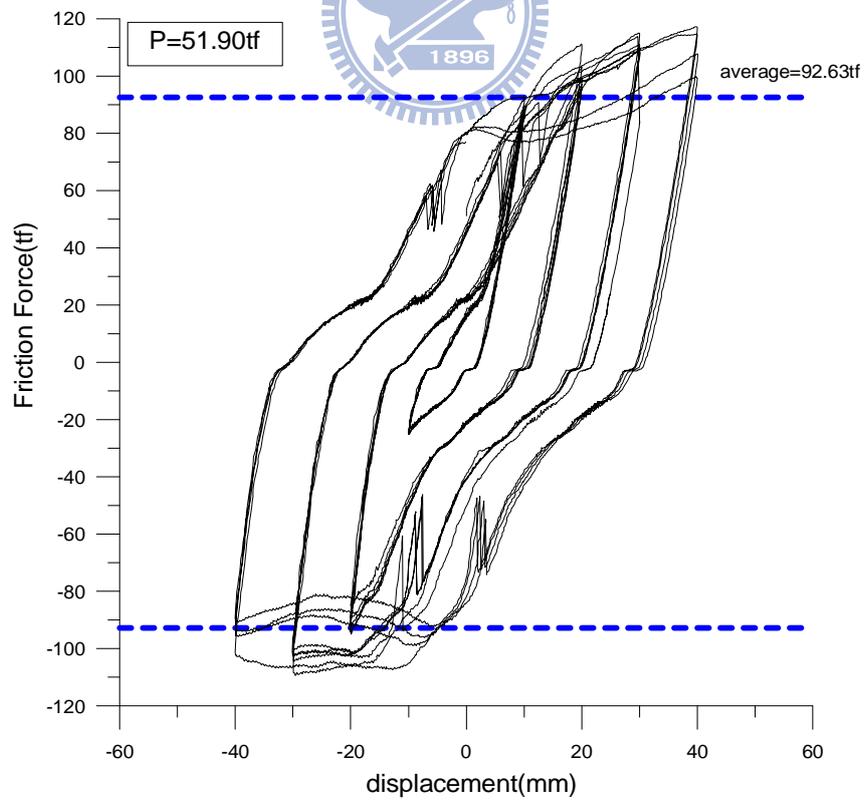


圖 2.51 分散式多槽孔摩擦制震壁之遲滯迴圈(P=51.90tf)

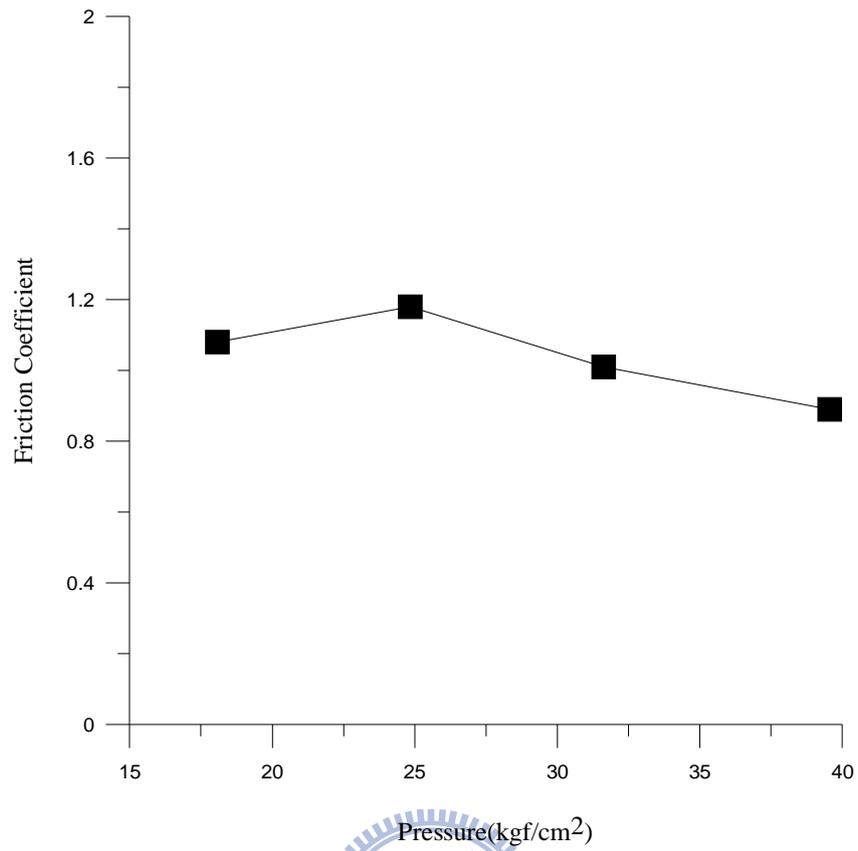


圖 2.52 摩擦係數與介面壓應力關係曲線

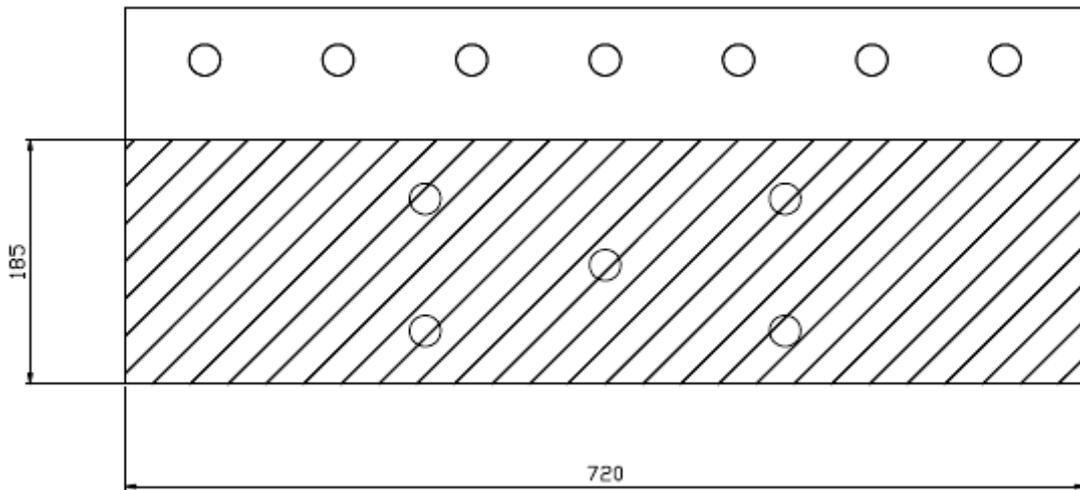


圖 2.53 分散式多槽之摩擦墊片有效接觸面積(斜線部分)(單位: mm)

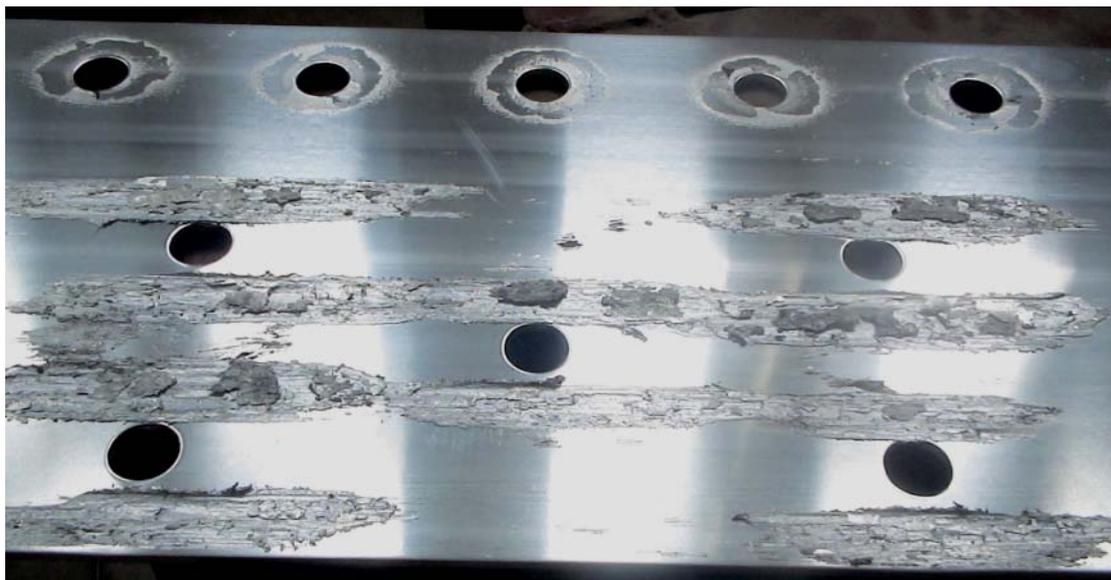


圖 2.54 試驗後摩擦介面咬合情況(分散式多槽模式)

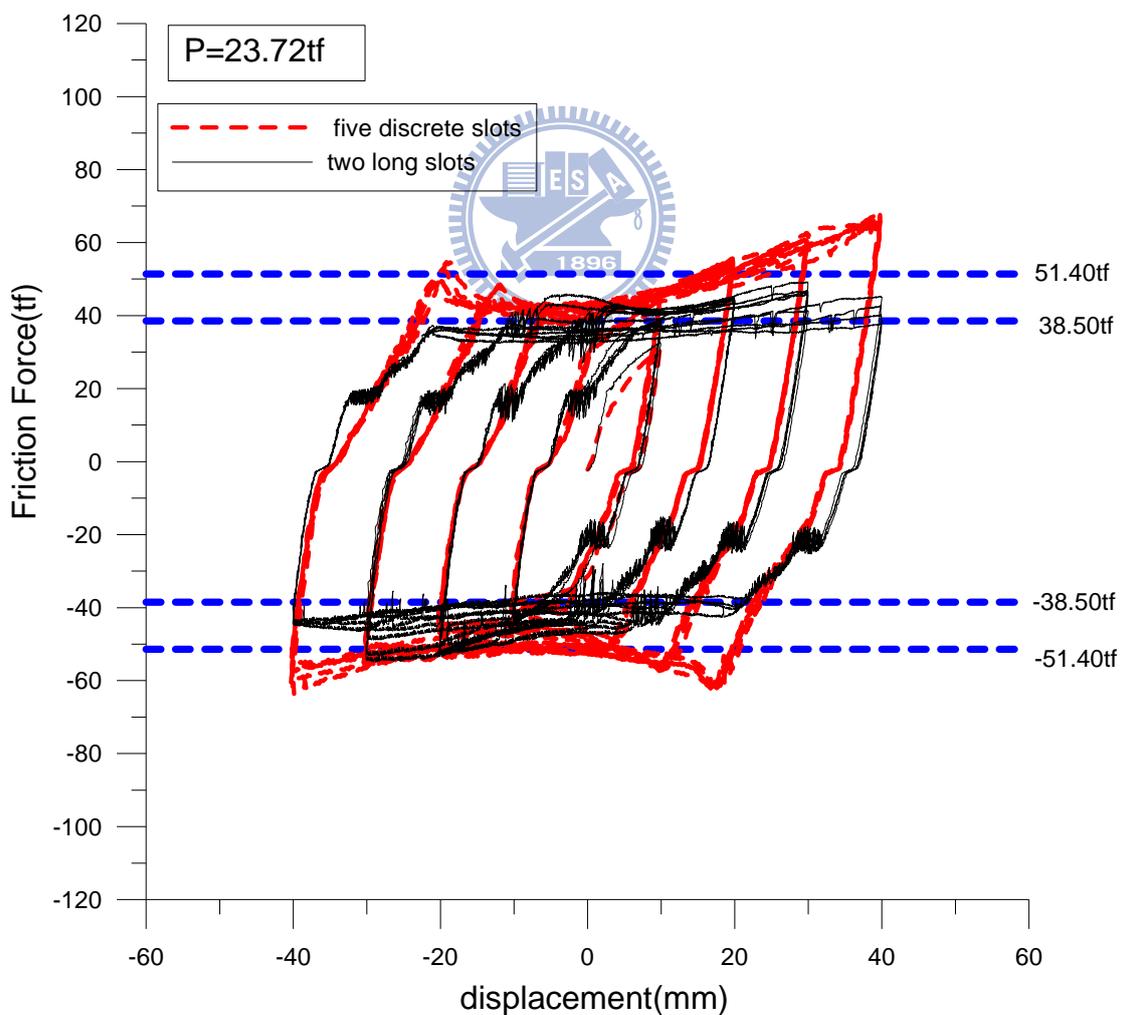


圖 2.55 不同開槽模式之遲滯迴圈比較

### 第三章 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，抑或其利用摩擦力產生消散地震能量的原理均相當簡單。前章有關摩擦阻尼之元件性能試驗，已驗證其具結構抗震應用之潛力。為有助於摩擦阻尼器之推廣應用，研發精確有效的分析工具，俾便進行效益評估或決定最佳之參數設計，乃當前之另一重要之課題。

當結構加裝摩擦阻尼器後，其摩擦機制將使結構動力行為呈現高度非線性，解析工作亦趨複雜，須發展精確之數值方法以有效掌握摩擦阻尼結構之動力行為。



針對滑動結構之非線性行為，有諸多數值方法被提出來。根據盧等人【19】提出分析摩擦隔震支承的方法，須先判別摩擦介面滑動與否，由兩組方程式中擇一作為控制，據以計算其對應之摩擦力，如此將添增問題之複雜性，且耗費可觀的運算時間。Wang【13~15】等人則提出剪力平衡法(Shear Balance Method)，其概念為—當滑動支承處於滑動狀態，則滑動介面之剪力(摩擦力)即為最大靜摩擦力，此時滑動介面之相對速度未知；當滑動支承於停滯狀態，則滑動介面之相對速度為零，而滑動介面之剪力(摩擦力)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，積分步幅不必切割過小，且始終維持定值。摩擦阻尼元件滑動介面之不連續行為與滑動式隔震支承完全相同，因此，本章將應用「剪力平衡法」的概念，發展摩擦阻尼結構之數值解析模式，以求解整體結構系統之非線性動力反應。

### 3.1 含摩擦阻尼系統之結構運動方程式

加裝摩擦阻尼系統(圖 3.1)之結構運動方程式，可利用拉格朗治方程式(Lagrange's Equation)【20】建立如下：


$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{x}_i} \right) - \frac{\partial T}{\partial x_i} + \frac{\partial V}{\partial x_i} = Q_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (3.1)$$

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 i 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；

首先計算出一 n 層樓房屋結構之總動能和位能如下：

$$T = \frac{1}{2} [\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{1}\dot{x}_g]^T \mathbf{M} [\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{1}\dot{x}_g] \quad (3.2)$$

$$V = \frac{1}{2} \mathbf{X}^T \mathbf{K} \mathbf{X} \quad (3.3)$$

其中，

$\mathbf{M}$  為  $n \times n$  上部結構之質量矩陣；

$\mathbf{K}$  為  $n \times n$  上部結構之勁度矩陣；

$\mathbf{X}$ 、 $\dot{\mathbf{X}}$  分別為  $n \times 1$  上部結構位移與速度向量(相對於地表)；

$\dot{x}_g$  為地表擾動速度；

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

將式(3.2)及(3.3)代入拉格朗治方程(3.1)，並考慮上部結構之黏滯  

  
 阻尼力及摩擦介面之摩擦力等非保守力，則可得整體系統之運動方程式如下：

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{X}(t) = -\mathbf{E}w(t) + \mathbf{B}\mathbf{F}(t) \quad (3.4)$$

其中，

$\mathbf{X}(t)$  為位移向量；

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_n & & & \\ & \ddots & & \\ & & m_2 & \\ & & & m_1 \end{bmatrix} \text{ 為 } n \times n \text{ 之質量矩陣；}$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_n + \mathbf{K}_{n-1} & -\mathbf{K}_{n-1} & & & \\ & -\mathbf{K}_{n-1} & \ddots & & \\ & & & \mathbf{K}_1 + \mathbf{K}_2 & -\mathbf{K}_1 \\ & & & -\mathbf{K}_1 & \mathbf{K}_1 \end{bmatrix}$$

為  $n \times n$  之剪力屋架勁度矩陣；

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_n + \mathbf{C}_{n-1} & -\mathbf{C}_{n-1} & & & \\ & -\mathbf{C}_{n-1} & \ddots & & \\ & & & \mathbf{C}_2 + \mathbf{C}_1 & -\mathbf{C}_1 \\ & & & -\mathbf{C}_1 & \mathbf{C}_1 \end{bmatrix}$$

為  $n \times n$  之剪力屋架阻尼矩陣；

$\mathbf{w}(t) = \ddot{\mathbf{x}}_g(t)$  為地表擾動向量；

$$\mathbf{E} = \begin{bmatrix} m_n \\ \vdots \\ m_2 \\ m_1 \end{bmatrix} \text{ 為 } n \times 1 \text{ 之擾動向量；}$$


$\mathbf{B}$  為  $n \times r$  之摩擦阻尼器配置矩陣， $r$  為阻尼器之配置數量 ( $r \leq n$ )；

$\mathbf{F}(t)$  為  $r \times 1$  之摩擦力向量，其定義如下：

(1) 摩擦介面處於滑動狀態：

$$\mathbf{F}_i(t) = -\mu_i N_i \operatorname{sgn}(\mathbf{y}_i(t)) \quad \forall i = 1, \dots, r$$

$$\mathbf{y}_i(t) \neq 0 \quad (3-5a)$$

(2) 摩擦介面處於停滯狀態：

$$|\mathbf{F}_i(t)| < \mu_i N_i \quad \forall i = 1, \dots, r$$

$$\mathbf{y}_i(t) = 0 \quad (3-5b)$$

其中  $\mu_i$  為第  $i$  個滑動介面摩擦係數； $\text{sgn}$  為方向函數； $N_i$  為第  $i$  個摩擦阻尼器之正向力； $\mathbf{y}_i(t)$  為第  $i$  樓層之層間相對速度。

## 3.2 數值解析法

### 3.2.1 狀態空間法

一般而言，在分析結構地震歷時反應可採用逐步積分的方式，常用的方法有 Newmark 法及狀態空間法(Space State Process, SSP)【21~22】等。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結構之動力分析。

式 (3.4) 可以狀態空間法表示為一階常微分方程式如下

$$\mathbf{z}(t) = \mathbf{A}^* \mathbf{z}(t) + \mathbf{B}^* \mathbf{F}(t) + \mathbf{E}^* w(t) \quad (3.6)$$

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  $2n \times 1$  地震力分配矩陣。

狀態方程式 (3.6) 之離散時間解，可以差分方程表示如下：

$$\mathbf{z}[k] = \mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{B}_1\mathbf{F}[k] + \mathbf{E}_0\mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1\mathbf{w}[k-1] \quad (3.7)$$

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；

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

為  $2n \times r$  之後瞬時離散時間摩擦力分配矩陣；

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

為  $2n \times 1$  之前瞬時離散時間地震力分配矩陣；

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

為  $2n \times 1$  之後瞬時離散時間地震力分配矩陣。

由於式(3.7)中之摩擦力 ( $\mathbf{F}(k)$ ) 項為高度非線性之未知函數，其狀態須由式(3.5a)或(3.5b)之條件判定，故無法直接求解，須由迭代方式得到收斂解。下節將根據「剪力平衡法」的概念，發展求解含多重摩擦阻尼結構之運動方程式。

### 3.2.2 多重摩擦阻尼結構之「剪力平衡法」

式 (3.7) 中，摩擦力向量  $\mathbf{F}[k]$  與摩擦阻尼器之運動狀態有關。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。吾人可先假設各樓層層間相對速度為零（即阻尼器無滑動），計算出對應之摩擦力，進而求取結構反應，再進一步判定其是否與假設相符。各樓層之層間相對速度向量可表示為

$$\mathbf{y}[k] = \mathbf{Dz}[k] = \mathbf{0} \quad (3.8)$$

其中  $\mathbf{y}[k]$  為  $r \times 1$  之層間相對速度向量， $\mathbf{D}$  為  $r \times 2n$  之層間速度轉換矩陣。若每一樓層均配置有阻尼器，則  $r = n$ 。

將式(3.8)中之  $\mathbf{z}[k]$  以式(3.7)代入可得

$$\mathbf{y}[k] = \mathbf{DB}_1\mathbf{F}[k] + \mathbf{D}(\mathbf{Az}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{E}_0\mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1\mathbf{w}[k]) \quad (3.9)$$

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 ( $\mathbf{y}[k]=0$ )，則由式(3.9)可初步估算摩擦力

$$\bar{\mathbf{F}}[k] = -(\mathbf{DB}_1)^{-1} \mathbf{D}(\mathbf{Az}[k-1] + \mathbf{B}_0 \mathbf{F}[k-1] + \mathbf{E}_0 \mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1 \mathbf{w}[k]) \quad (3.10)$$

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  $\bar{\mathbf{F}}_i$  為  $\bar{\mathbf{F}}$  之第  $i$  分量，代表對應於第  $i$  個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：

$$|\bar{\mathbf{F}}_i| < \mu_i N_i, \quad \forall i = 1, \dots, r \quad (3.11)$$

其中  $\mu_i$  與  $N_i$  分別為第  $i$  個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(3.7)，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：

$$|\bar{\mathbf{F}}_i| \geq \mu_i N_i, \quad \forall i = 1, \dots, r \quad (3.12)$$

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

$$|\bar{\mathbf{F}}_i| = \mu_i N_i \operatorname{sgn}(\bar{\mathbf{F}}_i), \quad \forall i = 1, \dots, r \quad (3.13)$$

將其代回式(3.7)求出結構反應，再檢驗是否與假設相符，以決定後續之分析步驟。

- (3)若摩擦阻尼器中有  $q$  ( $q < r$ ) 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(3.10)估算之摩擦力向量  $\bar{\mathbf{F}}[k]$  重新排列為

$$\bar{\mathbf{F}}'[k] = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{F}}_1'[k] \\ \bar{\mathbf{F}}_2'[k] \end{bmatrix} = \mathbf{T}\bar{\mathbf{F}}[k] \quad (3.14)$$

其中

$\bar{\mathbf{F}}_1'[k]$  為  $(r-q) \times 1$  停滯摩擦阻尼器剪力向量，其各分量

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

$\bar{\mathbf{F}}_2'[k]$  為  $q \times 1$  滑動摩擦阻尼器剪力向量，其各分量

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

$\mathbf{T}$  為座標轉換矩陣。

式(3.9)亦可以轉換矩陣  $\mathbf{T}$  轉換為

$$\mathbf{y}'[k] = \mathbf{P}\mathbf{F}'[k] + \mathbf{Q}[k] \quad (3.15)$$

其中

$$\mathbf{y}'[k] = \mathbf{T}\mathbf{y}[k] = \begin{pmatrix} \mathbf{y}'_1[k] \\ \mathbf{y}'_2[k] \end{pmatrix} \quad (3.16)$$

$$\mathbf{F}'[k] = \mathbf{T}\mathbf{F}[k] = \begin{pmatrix} \mathbf{F}'_1[k] \\ \mathbf{F}'_2[k] \end{pmatrix} \quad (3.17)$$

$$\mathbf{Q}'[k] = \mathbf{T}\mathbf{D}(\mathbf{A}\mathbf{z}[k-1] + \mathbf{B}_0\mathbf{F}[k-1] + \mathbf{E}_0\mathbf{w}[k-1] + \mathbf{E}_1\mathbf{w}[k]) = \begin{pmatrix} \mathbf{Q}'_1[k] \\ \mathbf{Q}'_2[k] \end{pmatrix} \quad (3.18)$$

$$\mathbf{P} = \mathbf{T}\mathbf{D}\mathbf{B}_1\mathbf{T}^{-1} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_{11} & \mathbf{P}_{12} \\ \mathbf{P}_{21} & \mathbf{P}_{22} \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

上述式(3.16)~(3.18)中，下標 1 表未產生滑動之摩擦阻尼器；下標 2 表產生滑動之摩擦阻尼器。式(3.15)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

$$\mathbf{y}'_1[k] = \mathbf{P}_{11}\mathbf{F}'_1[k] + \mathbf{P}_{12}\mathbf{F}'_2[k] + \mathbf{Q}'_1[k] = 0 \quad (3.20)$$

其中(3.20)式中屬滑動狀態之摩擦力向量 $\mathbf{F}'_2[k]$ 的各分量應調整為

$$\bar{\mathbf{F}}'_2[k] = \mu_j N_j \text{sgn}(\bar{\mathbf{F}}'_2[k]), \quad \forall j = 1, \dots, q \quad (3.21)$$

由式(3.15)、(3.20)及(3.21)，可求得未滑動摩擦阻尼器的介面摩擦力如下：

$$\mathbf{F}'_1[k] = -\mathbf{P}_{11}^{-1}(\mathbf{P}_{12}\mathbf{F}'_2[k] + \mathbf{Q}'_1[k]) \quad (3.22)$$

根據摩擦機制之原理，式(3.22)之 $\mathbf{F}'_1[k]$ 各分量 $\bar{\mathbf{F}}'_1[k]$ 均須小於其相對應之最大摩擦力，即

$$|\bar{\mathbf{F}}'_{ij}| < \mu_j N_j \quad \forall i = 1, \dots, r - q \quad (3.23)$$

若式 (3.22) 中有任一分量  $|\bar{\mathbf{F}}'_{ij}| \geq \mu_j N_j$ ，則令  $\bar{\mathbf{F}}[k] = \mathbf{T}^{-1} \mathbf{F}'[k]$ ，並重新代回式 (3.22) 進行迭代，直到所有未滑動摩擦阻尼器之剪力值均滿足式 (3.23) 為止。然後令  $\mathbf{F}[k] = \mathbf{T}^{-1} \mathbf{F}'[k]$  代回式 (3.7)，即可求出結構反應。圖 3.2 為求解多重摩擦阻尼結構動力反應之流程圖。

### 3.3 實例分析

本節將以一棟五層樓鋼結構模型 (圖 3.1) 為對象，配置斜撐型摩擦阻尼器，並以 El Centro、Kobe 及 Hachinohe 三種不同震波作為輸入地表擾動，以探討摩擦阻尼器之減震性能。鋼結構模型每一樓層均配置 2 組出力上限為 150kgf 之摩擦阻尼器，共計 10 組。輸入地震強度設定為  $\text{PGA}=0.5g$ 。

#### 3.3.1 El Centro 地震

在  $\text{PGA}=0.5g$  之 El Centro 地震擾動下，各樓層加速度之歷時反應如圖 3.3 所示。各樓層加速度與均方根值折減整理於表 3.1。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 52%，2F 加速度峰值折減效益則為 35%。各樓層之均方根(RMS)值亦呈現顯著之折減效益，尤其頂樓加

速度均方根折減率達到 63%，主要為能量衰減累積之故。圖 3.4 為各樓層摩擦阻尼器之遲滯迴圈。其結果顯示，因下方樓層（2F~4F）之層間位移較大，故其遲滯消能面積較上方樓層（5F 和 Roof）大。圖 3.5 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）。其結果顯示，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，摩擦力方向亦同步轉向。此外，比較相對速度與阻尼器出力方向，當層間相對速度為正時，摩擦力為負值；反之，當層間相對速度為負時，則摩擦力為正值。由層間位移、層間相對速度及摩擦力之相關性比對，確認本節所提解析方法之合理性，可用於摩擦阻尼結構之動力行為分析。



本文進一步利用 ARX 模型進行摩擦阻尼結構系統識別分析，以瞭解其動態特性。識別所得之自然頻率與等效阻尼比整理如表 3.2。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時之 1.43Hz 略增為 1.46Hz，阻尼比則由 0.32% 大幅提昇至 11.12%；第二振態頻率由 4.47Hz 增為 5.71Hz，阻尼比由 0.25% 大幅提昇至 18.4%，顯示結構安裝摩擦阻尼器可增進結構之消能能力而達到降低結構振動反應之目的，有效提升結構的防震性能。此外，經由系統識別分析亦可得到加裝摩擦阻尼器結構與未加裝時之加速度傳遞函數(加速度

頻域響應函數)變化，如圖 3.6 所示。其結果顯示，加裝摩擦阻尼器後對於加速度傳遞函數峰值有明顯的折減效果，惟在高頻區(12Hz 以上)頻域響應函數有放大的情形。

### 3.3.2 Kobe 地震

於  $PGA=0.5g$  之 Kobe 地震擾動下，各樓層加速度之歷時反應如圖 3.7 所示。各樓層加速度與均方根值折減率整理於表 3.3。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 41%，2F 加速度峰值折減效益則為 47%。各樓層加速度之均方根值 RMS 亦呈現顯著之折減效益，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 41%與 47%，顯示摩擦阻尼器優異之減震效能。由加速度反應歷時圖可以看出，其後半段歷時反應存在較高頻之振動，可能是因為摩擦介面介於滑動與不滑動的過度階段所造成。圖 3.8 為 RF 層阻尼器出力歷時，其後半段呈現摩擦力轉向較為密集的現象。圖 3.9 為各樓層摩擦阻尼器之遲滯迴圈。其結果顯示，因下方樓層 (2F~4F) 之層間位移較大，故其阻尼器遲滯消能面積較上方樓層來得大。

本文進一步利用 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 3.5。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 1.45Hz，阻尼比則由 0.32% 大幅提昇至 8%；第二振態頻率由 4.47Hz 增為 6.17Hz，阻尼比由 0.25% 大幅提昇至 16%。此外，經由系統識別分析亦可得到加裝摩擦阻尼器結構與未加裝時之加速度傳遞函數(加速度頻域響應函數)變化，如圖 3.10 所示。其結果顯示，加裝摩擦阻尼器後對於加速度傳遞函數峰值有明顯的折減效果，惟在高頻區(11Hz 以上)頻域響應函數有放大的情形。



### 3.3.3 Hachinohe 地震

於  $PGA=0.5g$  之 Hachinohe 地震擾動下，各樓層加速度之歷時反應如圖 3.11 所示。樓層加速度與均方根值折減率整理於表 4.6。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 66%，2F 加速度峰值折減效益則為 51%。樓層加速度之均方根值 RMS 反映出更為顯著之折減效益，主要是能量衰減累積之故。圖 3.12 為各樓層摩擦阻尼器之遲滯迴圈。其結果顯示，因下方樓層 (2F~4F) 之層間位移較大，故其阻尼器遲滯消能面積較上方樓層 (5F 與 Roof) 來得大。

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 3.7。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 10.67%；第二振態頻率由 4.47Hz 增為 6.34Hz，阻尼比由 0.25% 大幅提昇至 16.34%，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。此外，經由系統識別亦可得到加裝摩擦阻尼器結構與未加裝時之加速度傳遞函數(加速度頻域響應函數)變化，如圖 3.13 所示。其結果顯示，加裝摩擦阻尼器後對於加速度傳遞函數峰值有明顯的折減效果，惟在高頻區(12Hz 以上)頻域響應函數有放大的情形。

### 3.4 小結

由於結構安裝摩擦阻尼器當其消能元件後，摩擦阻尼器之摩擦機制會使得結構反應呈現高度非線性，故必須利用較精確之數值方法模擬摩擦阻尼器之力學行為。本研究採用「剪力平衡法」之觀念，發展適用於多重摩擦阻尼結構之動力分析模式，以掌握摩擦阻尼器之非線性行為，並據以計算結構在地震作用下之整體動態行為。由數值算例分析結果得知，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，尤其是幾個低頻振態幾乎完全受到壓制，說明摩擦阻尼器具有良好的消能減震效果，有助於提升結構之防震性能。

表 3.1 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=El Centro)

El Centro Earthquake PGA=0.5g			
Peak Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction(%)
RF	1.22	0.59	52
5F	0.93	0.86	8
4F	1.09	0.73	33
3F	0.99	0.74	25
2F	0.82	0.53	35
RMS Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction (%)
RF	0.52	0.19	63
5F	0.43	0.27	37
4F	0.45	0.25	44
3F	0.39	0.22	44
2F	0.31	0.19	39

表 3.2 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	1.44	0.30	1.45	11.12
2	4.51	0.21	6.17	18.40
3	7.54	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.08	0.27	N/A	N/A

表 3.3 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=Kobe)

Kobe Earthquake PGA=0.5g			
Peak Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction (%)
RF	1.92	1.14	41
5F	1.35	1.11	18
4F	1.52	0.97	36
3F	1.22	0.93	24
2F	1.21	0.64	47
RMS Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction (%)
RF	0.65	0.23	65
5F	0.53	0.27	49
4F	0.56	0.26	54
3F	0.48	0.22	54
2F	0.38	0.18	53

表 3.4 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	1.44	0.30	1.45	8.00
2	4.51	0.21	6.17	16.00
3	7.54	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.08	0.27	N/A	N/A

表 3.5 樓層加速度峰值與均方根值反應比較(Input=Hachinohe)

Hachinohe Earthquake PGA=0.5g			
Peak Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction (%)
RF	2.04	0.69	66
5F	1.20	1.00	17
4F	1.65	0.76	54
3F	1.32	0.70	47
2F	1.40	0.69	51
RMS Acceleration			
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	reduction (%)
RF	0.77	0.26	66
5F	0.62	0.31	50
4F	0.66	0.28	58
3F	0.58	0.22	62
2F	0.45	0.17	62

表 3.6 裝設阻尼器模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Hachinohe)

Mode	w/o Damper		w/ Damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)
1	1.44	0.30	1.46	10.67
2	4.51	0.21	6.34	16.34
3	7.54	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.08	0.27	N/A	N/A

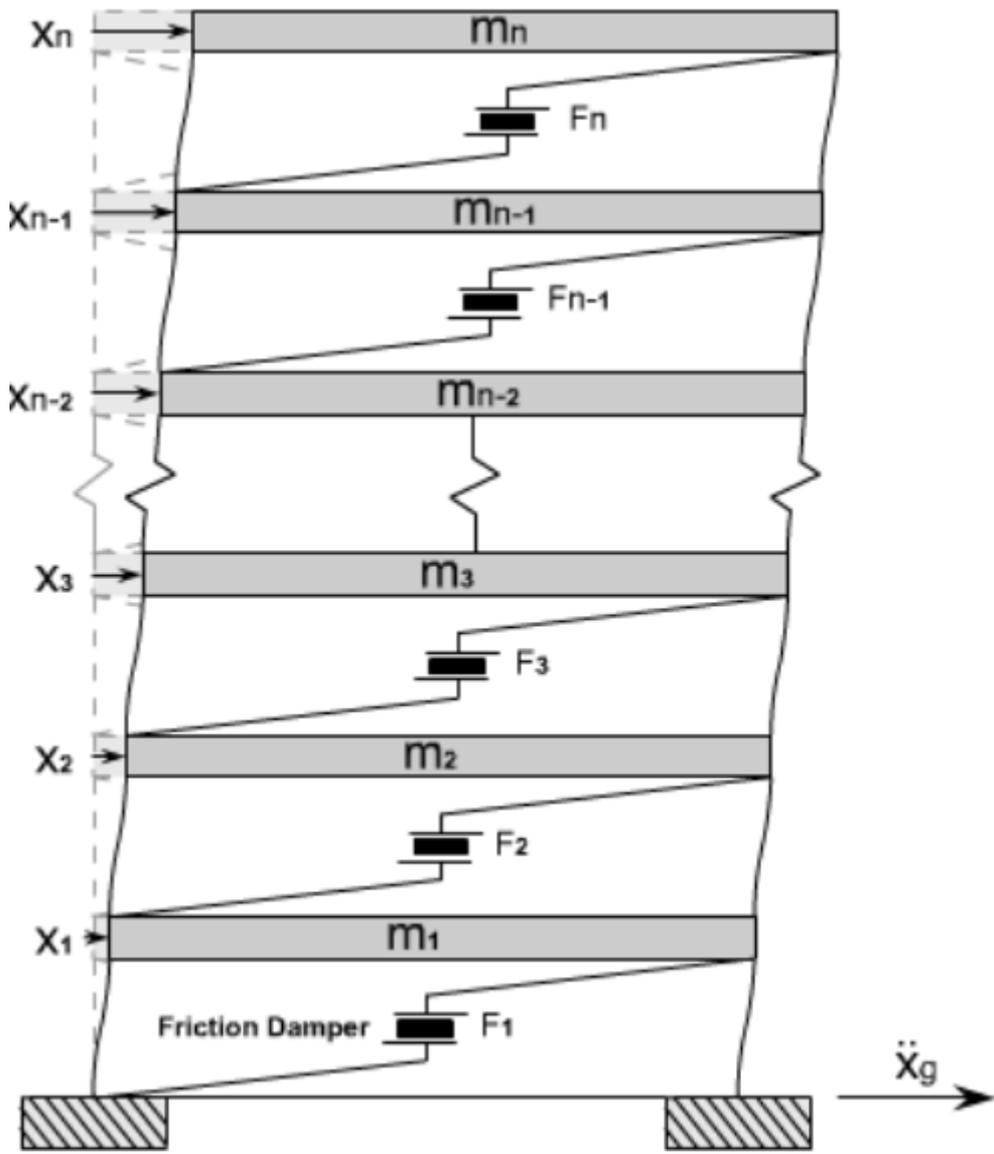


圖 3.1 結構安裝摩擦阻尼器之示意圖

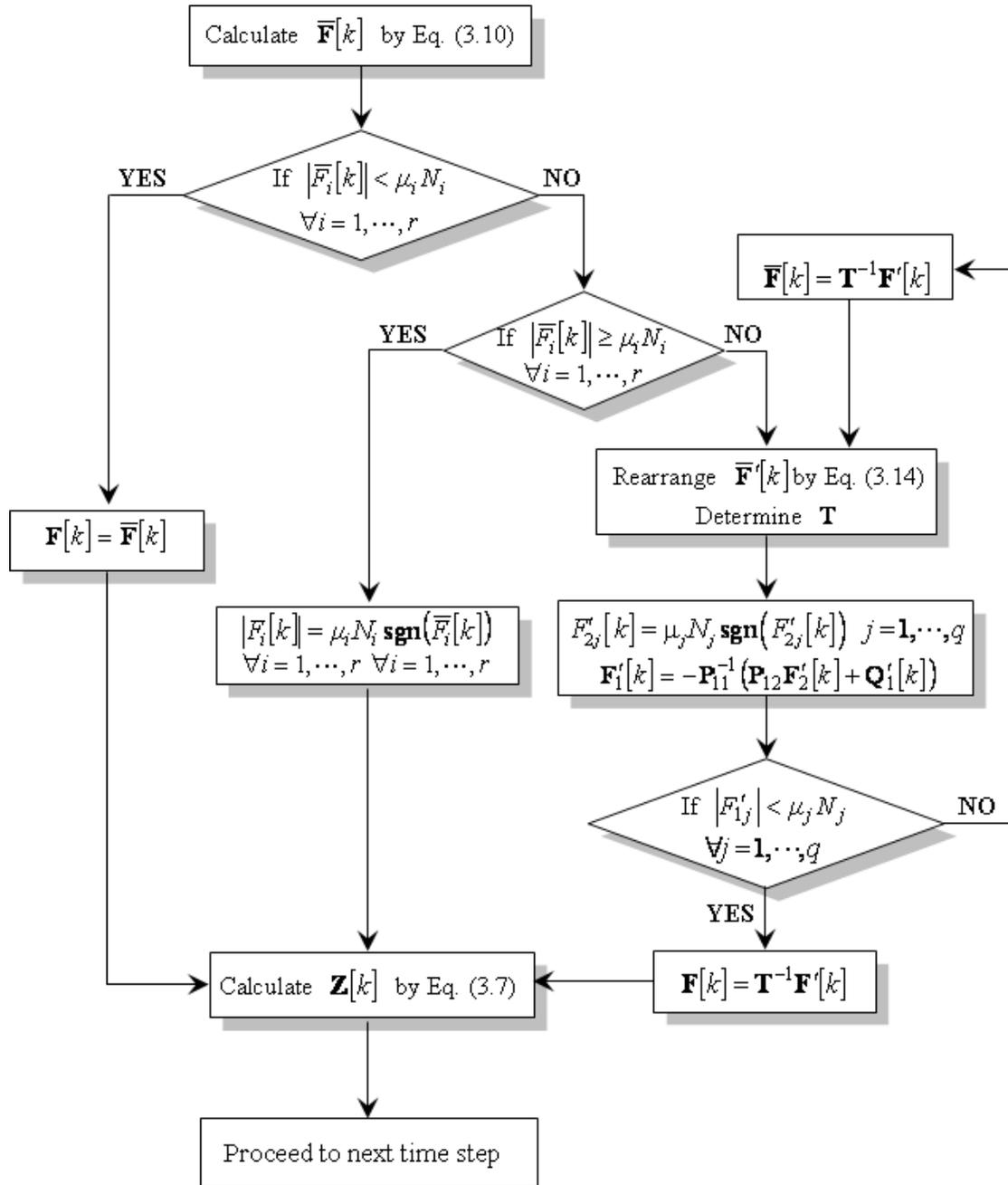


圖 3.2 多重摩擦阻尼結構之非線性動力分析流程圖

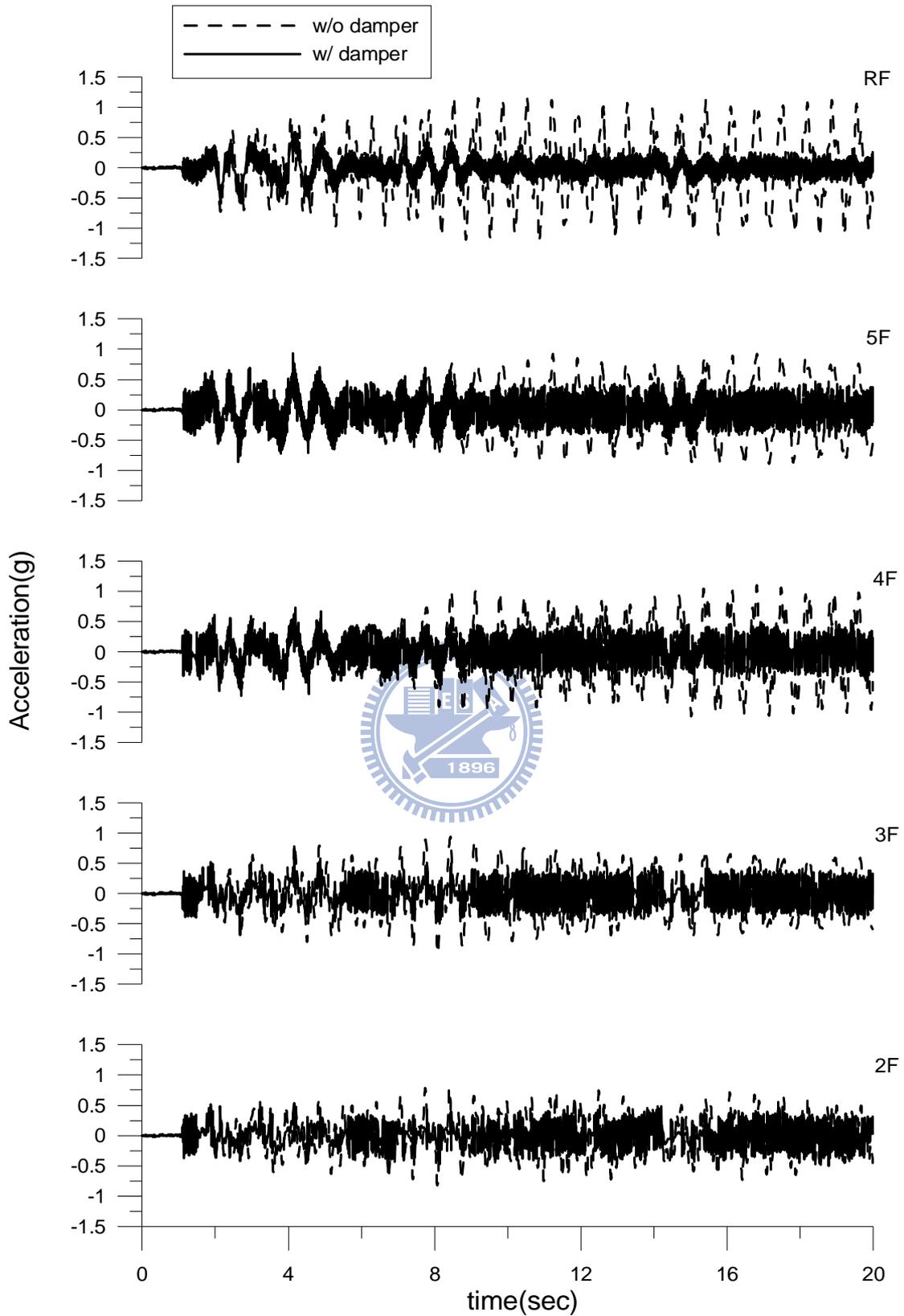


圖 3.3 各樓層加速度反應歷時之比較(El Centro ; PGA=0.5g)

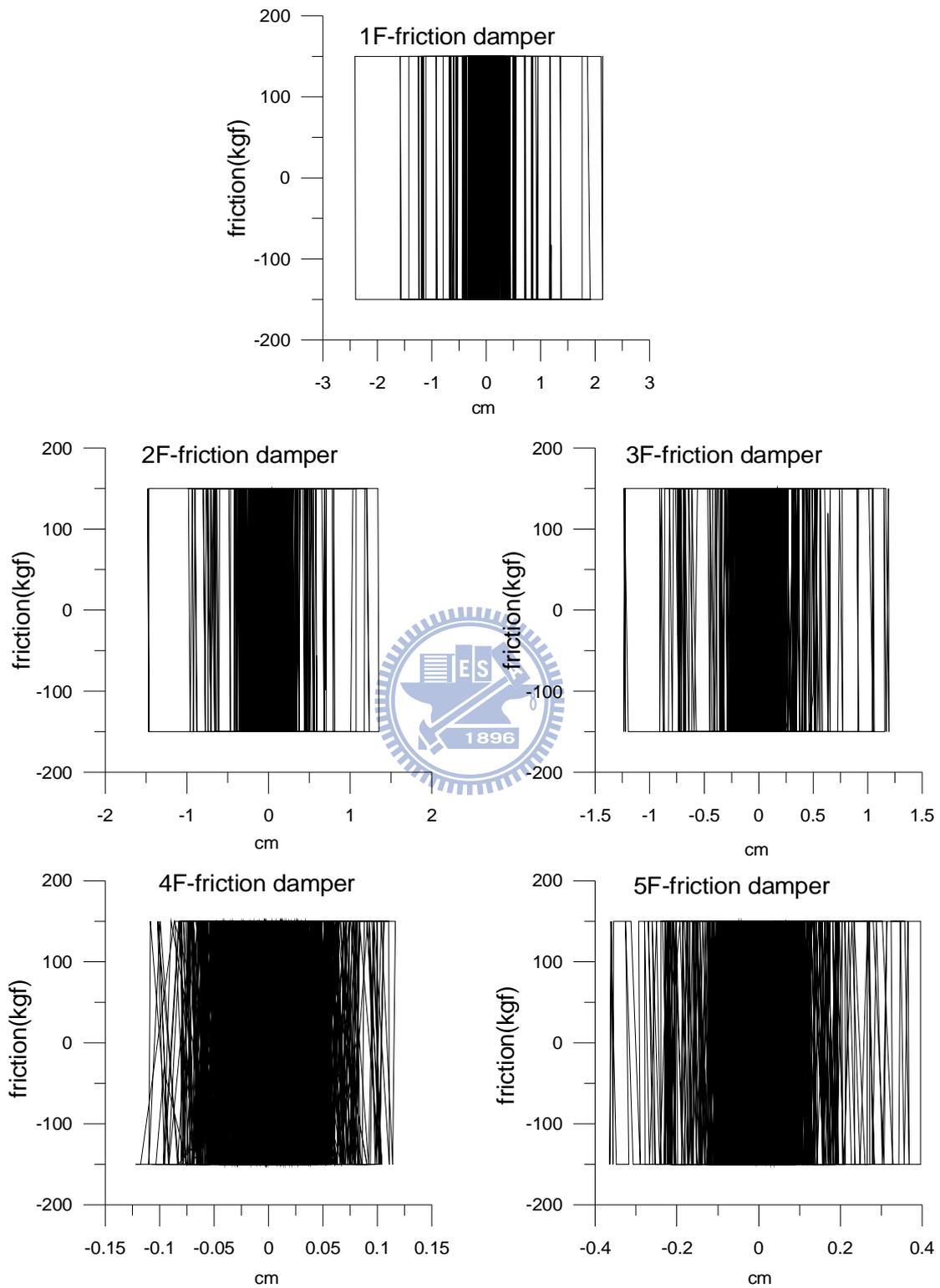


圖 3.4 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(El Centro ; PGA=0.5g)

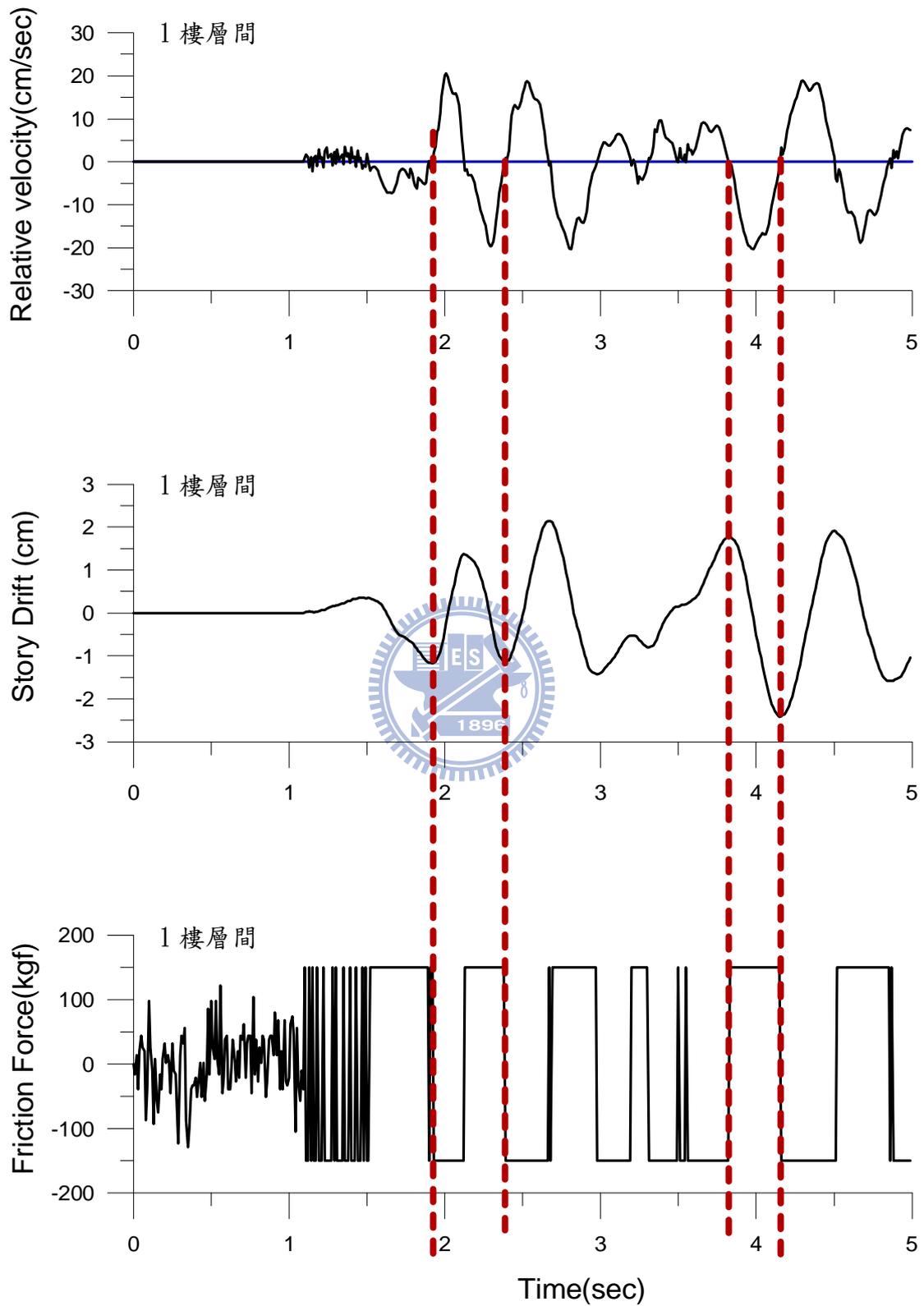


圖 3.5 層間位移、相對速度與摩擦力歷時比較 (1 樓層間)

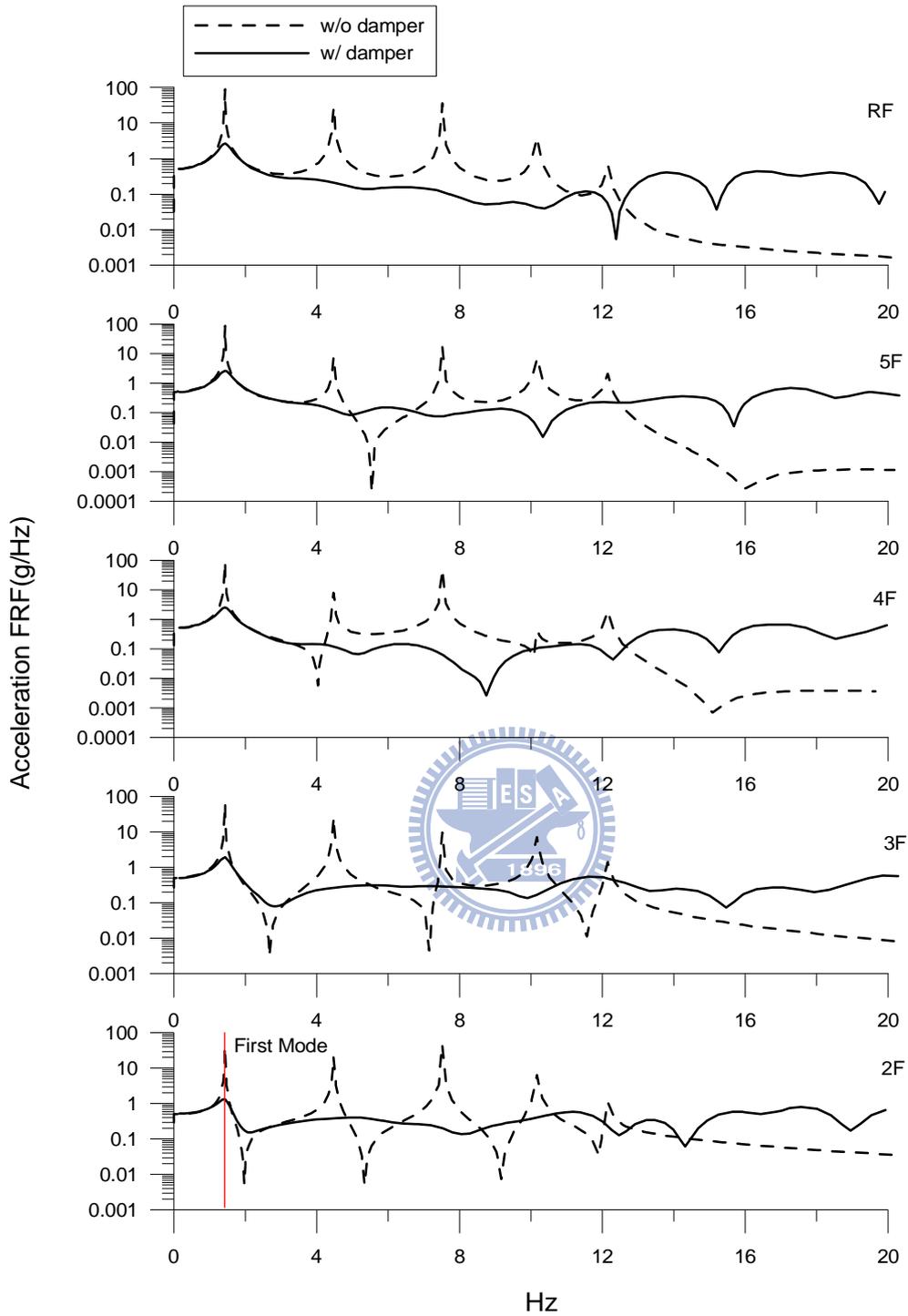


圖 3.6 各樓層加速度頻率響應函數(傳遞函數)之比較  
(El Centro ; PGA=0.5g)

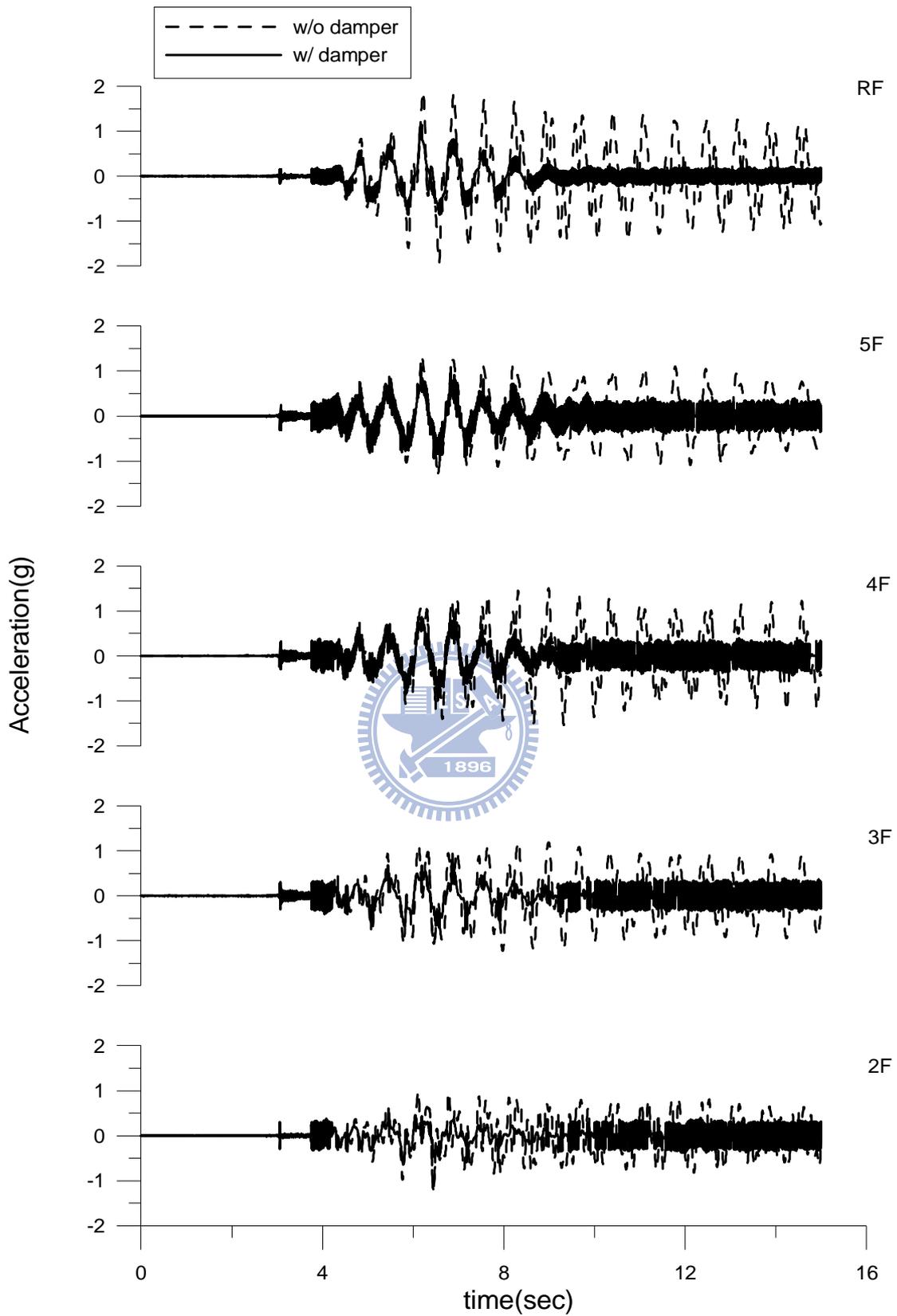


圖 3.7 各樓層加速度反應歷時之比較(Kobe; PGA=0.5g)

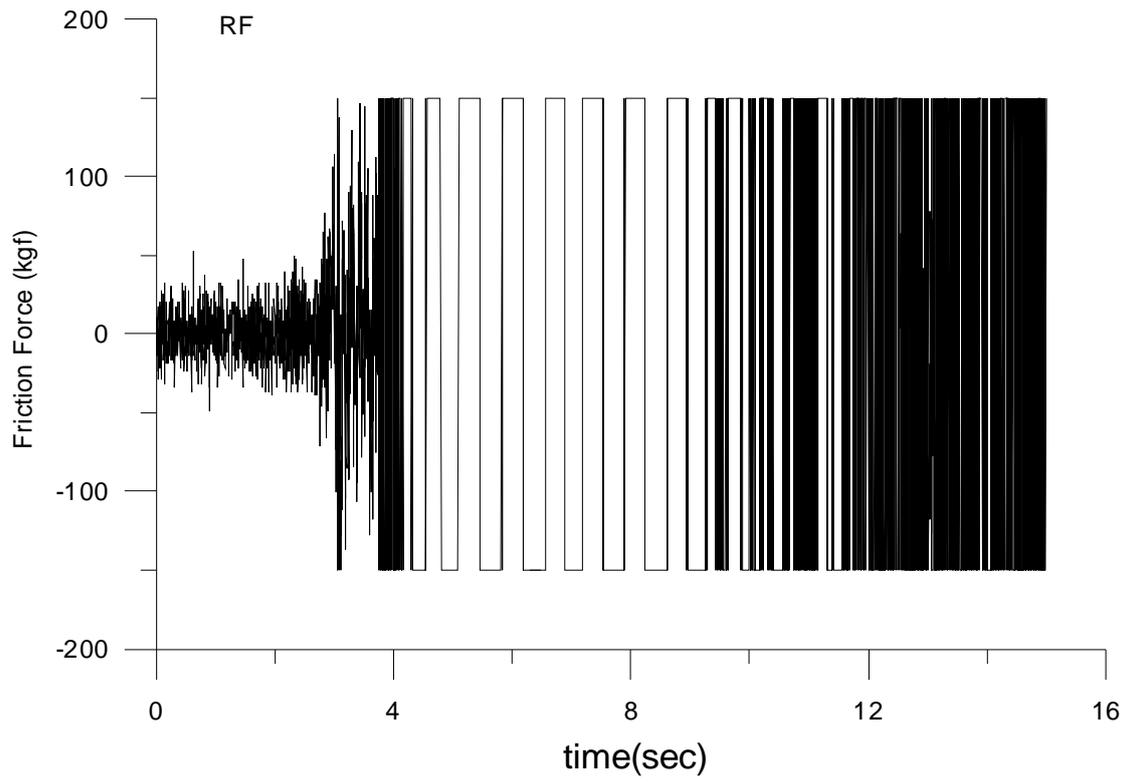


圖 3.8 頂層摩擦力歷時反應



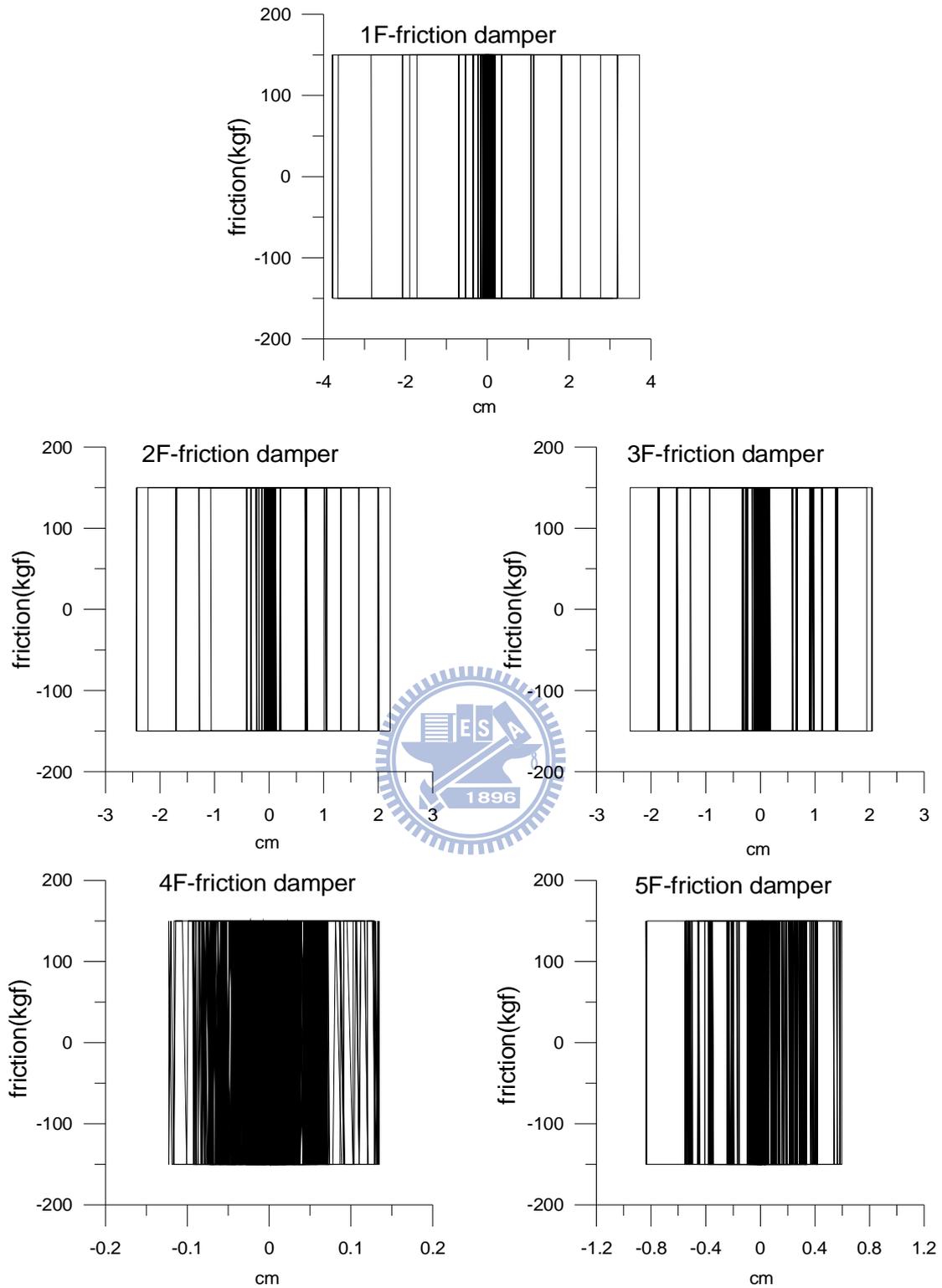


圖 3.9 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.5g)

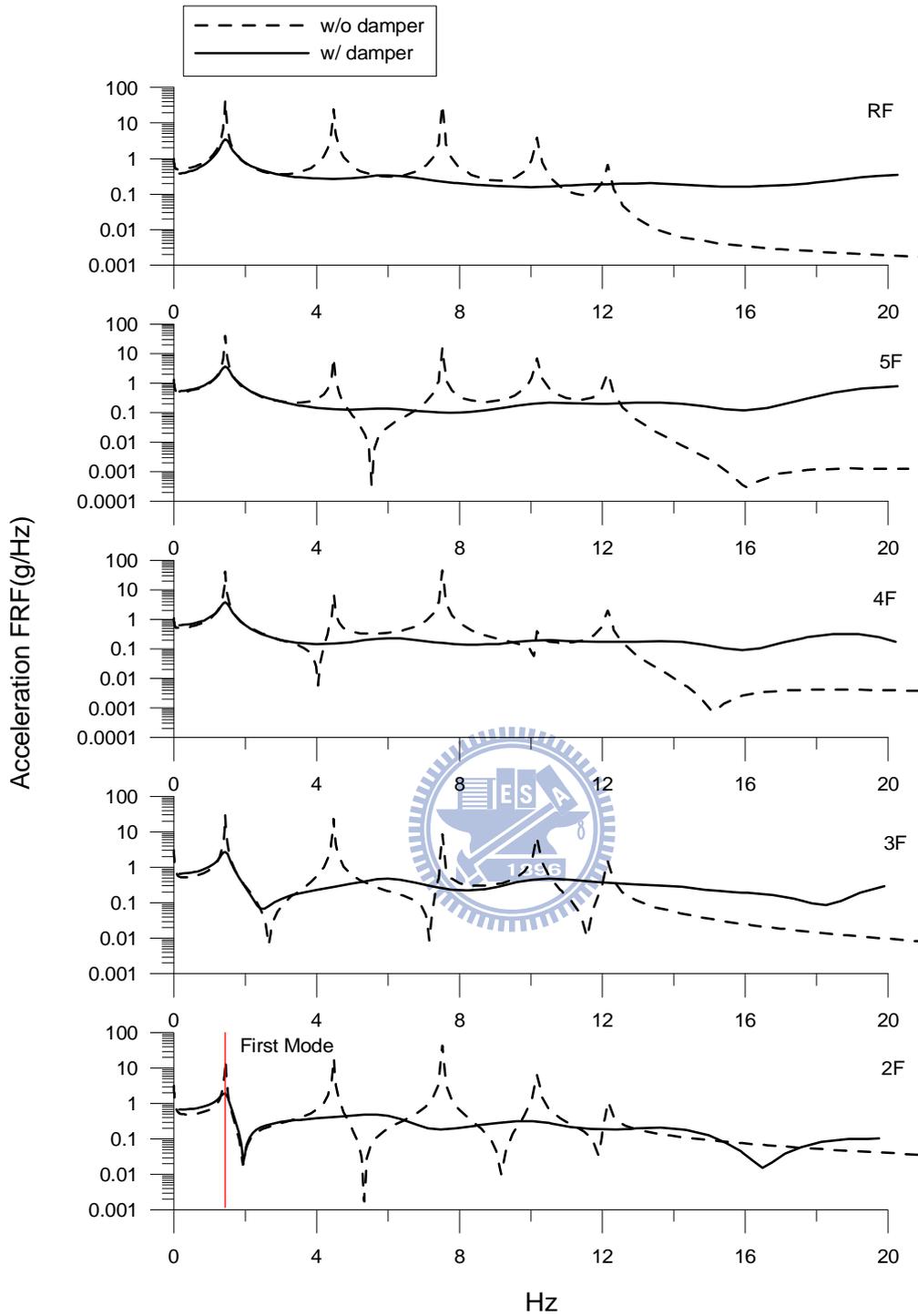


圖 3.10 各樓層加速度頻率響應函數(傳遞函數)之比較  
(Kobe; PGA=0.5g)

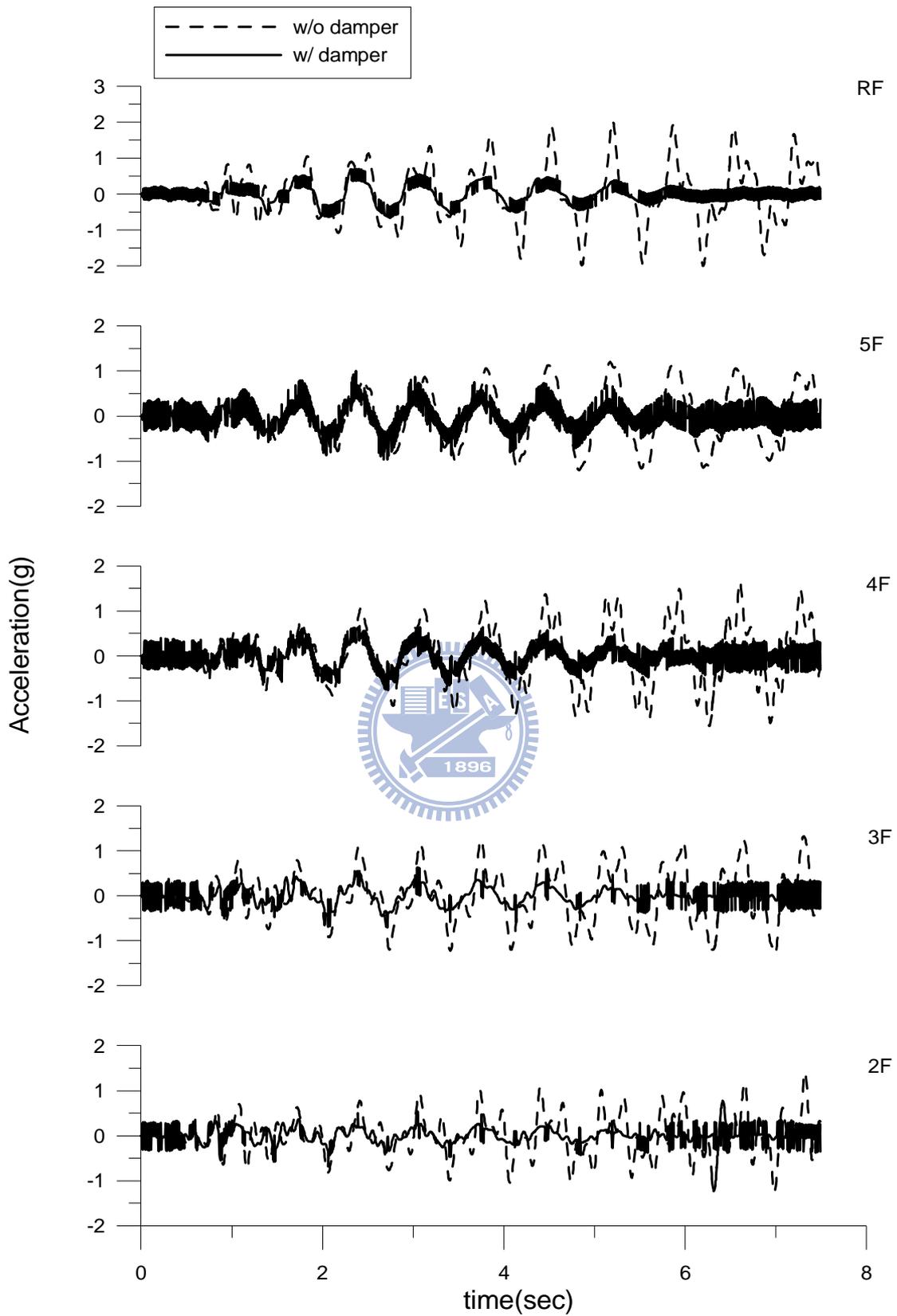


圖 3.11 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈之比較

(Hachinohe; PGA=0.5g)

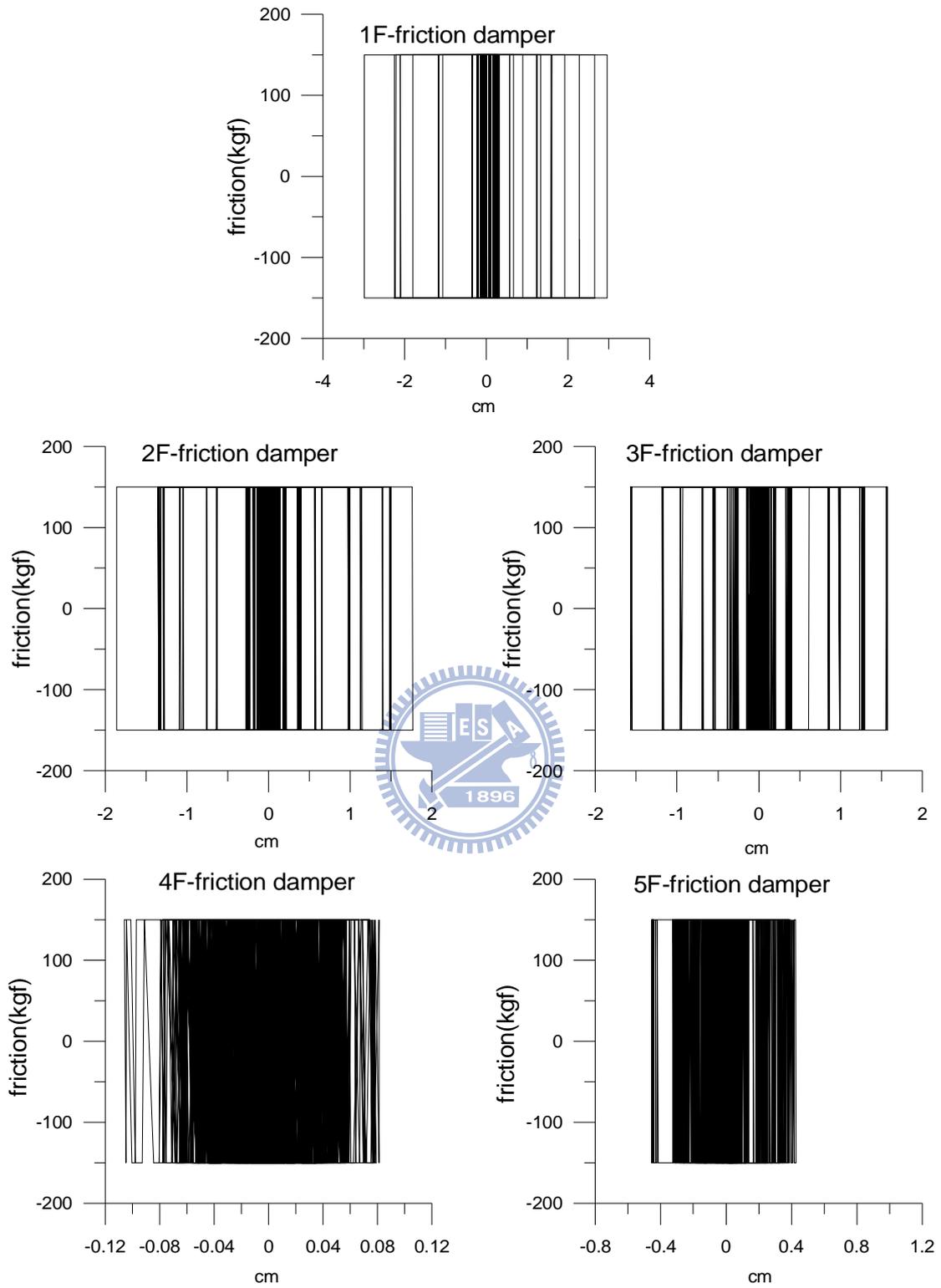


圖 3.12 各樓層摩擦阻尼器消能遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.5g)

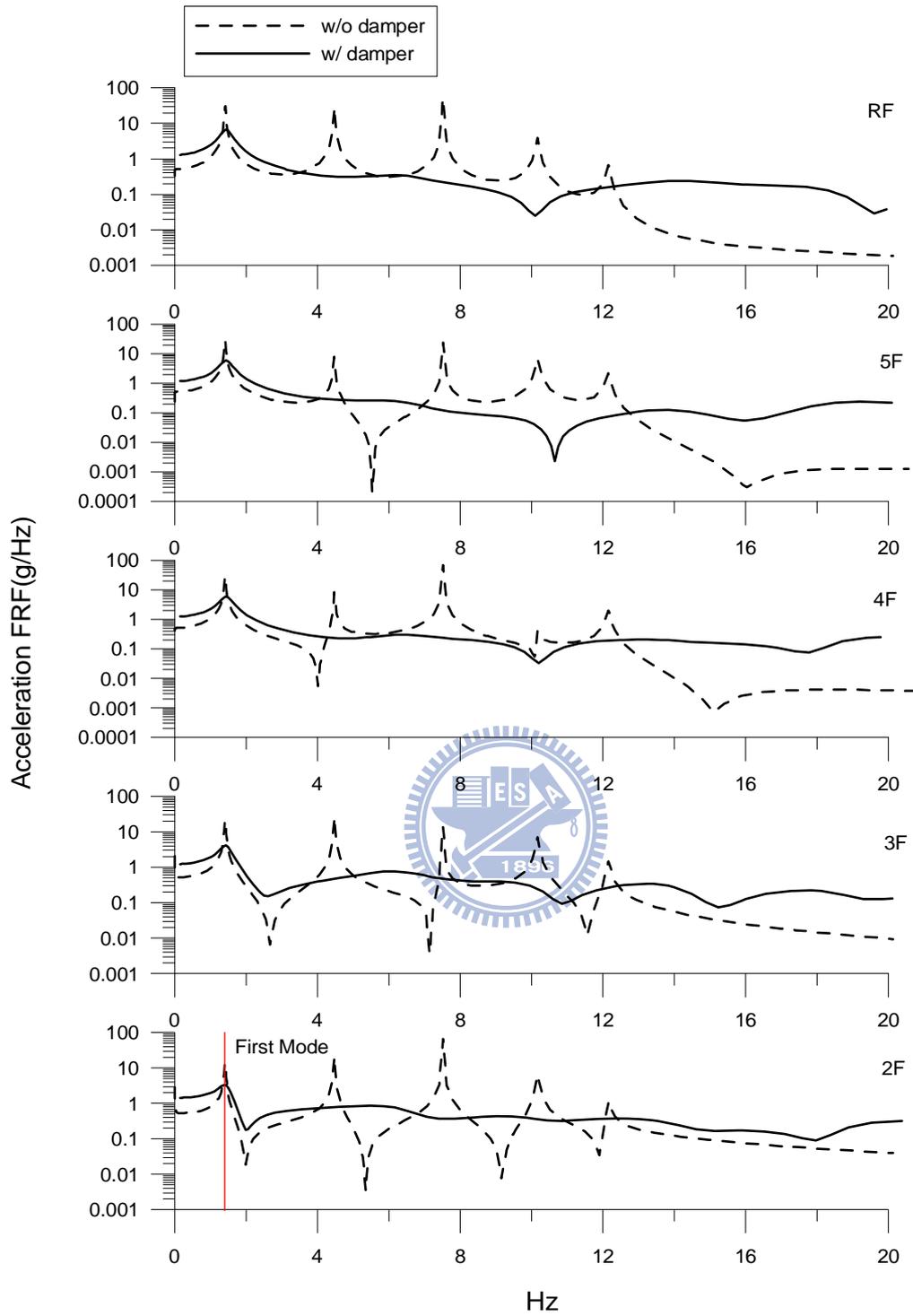


圖 3.13 各樓層加速度頻率響應函數(傳遞函數)之比較

(Hachinohe; PGA=0.5g)

## 第四章 摩擦阻尼斜撐之耐震性能測試

### 4.1 前言

經由一系列有關摩擦阻尼器之元件測試，吾人已經可掌握摩擦阻尼器於往復運動過程中之遲滯行為，確認其具有抗震阻尼之效果。本章將進一步將摩擦阻尼器之核心構件，結合 H 型鋼組成摩擦阻尼斜撐，並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，探討摩擦阻尼器在真實地震下之減震性能。進行耐震試驗前，先進行一縮尺摩擦阻尼斜撐之元件測試，該縮尺摩擦阻尼斜撐乃針對五層樓鋼結構模型所設計，此將有助於吾人在耐震性能測試前，先行掌握摩擦阻尼斜撐之力學特性與行為，俾有助於耐震性能測試之相關規劃。

### 4.2 縮尺摩擦阻尼斜撐之元件測試

#### 4.2.1 縮尺摩擦阻尼斜撐之細部設計

縮尺寸摩擦阻尼斜撐之設計圖如圖 4.1 所示，主要包含：上、下兩段 H 型鋼、二片外覆鋼板及特殊合金夾層。其中，上半段 H 型鋼尺寸為  $100 \times 50 \times 5 \times 7$ ，並於腹板開孔以固定合金夾層及外覆鋼板，其細部設計如圖 4.2 所示。下半段 H 型鋼尺寸亦為  $100 \times 50 \times 5 \times 7$ ，並於

腹板中開設長槽孔，以提供摩擦阻尼斜撐上、下段之相對位移空間，其細部設計圖如圖 4.3 所示。合金夾層及外覆鋼板(圖 4.4)分別與上、下段型鋼連結，並利用 4 根 M10 內六角螺栓與上半段型鋼接合。由於摩擦阻尼斜撐之摩擦介面係於下段型鋼開設長槽孔，故合金層與外覆鋼板在此處採用 M10 螺栓，並利用扭力扳手控制所需之扭力。

## 4.2.2 測試機構與測試規劃

### ■ 測試機構

元件測試構架之設計如圖 4.5 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:  $\pm 5$  tf) 以直接量測摩擦阻尼器之反力；摩擦阻尼斜撐之位移係由致動器內建之位移計 (LVDT) 直接量測而得。測試時將摩擦阻尼斜撐安裝於測試構架之反力座上。圖 4.6 為組裝完成之測試構架。

### ■ 測試規劃

由先前張簡嘉賞【23】之研究發現，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，該抵抗力會影響縮尺摩擦阻尼斜撐之力學行為。當輸入之擾動頻率較快且位移較大時，整體遲滯行為將類似橢圓形，並非

庫侖摩擦機制之特徵。因此，為避免油壓致動器的性能造成試驗結果的誤判，縮尺寸之摩擦阻尼斜撐皆採用頻率為 0.1Hz 作為輸入頻率，考慮三種不同的振幅(5mm、10mm、15mm)，每一振幅皆進行 5 次循環。此外，本系列試驗亦探討不同之螺栓扭力(1N-m、2 N-m 及 3 N-m)對摩擦阻尼器的影響。

### 4.2.3 試驗結果與討論

縮尺摩擦阻尼斜撐元件測試之目的，在於耐震性能試驗前先掌握阻尼器的力學行為，以決定最佳設計參數。本試驗分別於摩擦介面上每組 M10 螺栓各別施加 1N-m、2N-m 及 3N-m 的扭力，並經由式(2.1)換算其介面總正向力為 81.5kgf、163.1kgf 及 244.6kgf。

圖 4.7~4.9 為對應於不同扭力之摩擦力遲滯迴圈。其結果顯示，各組試驗之遲滯迴圈均相當飽滿，但於角落皆有摩擦力突起的情況發生，推測其原因可能為構架定位精準度的問題。以圖 4.5 做說明，摩擦阻尼斜撐之構架定位必須保持平面內(in-plane)，但於安裝後發現其定位尚有平面外(out-of-plane)之偏差，導致測試振幅較大時 Load Cell 所量到的不單是摩擦力，亦有構件互相頂觸所產生之軸力。此外，測試構架定位不精準亦造成開設槽孔之下方 H 型鋼於試驗往復運動時，因平面外(out-of-plane)定位偏差造成該型鋼腹板與特殊合金板間有刮痕，如圖 4.10 所示。此刮痕於測試振幅較小時對整體出力影響

不大，但於較大位移時因磨痕較深且範圍大，遲滯迴圈四周因出力增加而產生翹起之現象。

表 4.1 為各扭力對應下各振幅之最大出力歸納表。結果顯示，介面摩擦力隨正向力增加而增大，但不呈線性關係，如圖 4.11 所示。此外，介面摩擦係數隨著應力的增加而減少(圖 4.12)，此與先前實尺寸摩擦阻尼器之測試結果相符。本試驗阻尼器之摩擦係數皆維持在  $\mu = 0.75$  以上。

綜合本節縮尺寸摩擦阻尼斜撐之元件測試結果，歸納以下結論：

1. 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈飽滿，顯示能有效消散地震能量。惟測試構架定位精準度不足的問題，造成測試振幅較大時在迴圈角落有力量增大的情形。基本上，若忽略此部份，遲滯迴圈之特徵仍符合庫倫摩擦機制。
2. 縮尺摩擦阻尼斜撐試驗結果顯示，其摩擦係數隨著介面壓應力增加而減少，且介面總摩擦力仍隨正向力增加而增大，但不呈線性關係。
3. 後續之耐震性能試驗，將以小振幅(5mm)試驗所得之摩擦機制作為摩擦阻尼斜撐之設計參考依據。

## 4.3 耐震性能測試

### 4.3.1 測試構架與量測系統

#### ■ 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 4.13)及 $3^m \times 3^m$ 的不銹鋼桌台(圖 4.14)。致動器活塞面積為 $89 \text{ cm}^2$ ，在 $210 \text{ kg/cm}^2$ 的工作壓力下，出力可達 $15\text{tf}$ 。根據 MTS 油壓致動器之規格，要求其有效運作頻率為 $50\text{Hz}$ ，因此桌體之基本振動頻率設計值大於 $100 \text{ Hz}$ 以確保油壓致動器之效能。振動台為中空箱型結構，並以鋼板為肋骨加勁而成之構造。振動桌與模型結構之重量比為 $1:2$ ，以避免測試時模型結構和振動桌產生互制效應。當加速度峰值為 $1.0\text{g}$ 時，振動桌可提供之最大荷載重量(payload)為 $10\text{ton}$ 。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摩擦阻尼斜撐安裝於一座五層樓鋼結構模型(圖 4.15)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，相關之結構參數如表 4.2 所示。

本研究利用地震模擬振動台以 El Centro 地震波(PGA=0.1g)作為輸入擾動，取基座所量測到之加速度訊號作為輸入擾動資料，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 1.44 Hz，第 1 模態之等效阻尼比為 0.30%。各振態之頻率及阻尼比歸納於表 4.3。

## ■ 控制系統與資料擷取系統



### (a) 控制系統

控制系統為振動台之中樞所在，吾人使用 MTS 407 控制器之位移控制模式操控振動台，因此，輸入之訊號為地表加速度歷時經基線修正積分所得之位移歷時記錄。407 控制器內部波形產生器可提供矩形波、三角形波及正弦波等類比訊號輸出，配合數位訊號輸入模組振動台，可模擬隨機訊號及任意形式之地表擾動，如圖 4.16 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 4.17 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 4.18(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

本試驗於一樓摩擦阻尼斜撐中安裝一組雷射位移計(Wenglor,  $\pm$ 15 cm)用以量測摩擦阻尼器之軸向位移，其動態量測範圍為 30cm，如圖 4.18(b)所示。

### (c) 荷重元(Load cell)

為掌握摩擦阻尼器於結構受震過程中的遲滯消能行為，規劃於一樓兩側之摩擦阻尼斜撐中安裝二組動態荷重元（Jih-Sense，LM-2T），如圖 4.18(c)所示，每組荷重元之荷載上限為 2tf。

### 4.3.2 摩擦阻尼斜撐之配置與試驗規劃

#### ■ 摩擦阻尼斜撐之配置

本試驗之摩擦阻尼斜撐係以特殊合金為核心構件結合 H 型鋼所組成，採對角斜撐之形式逐層安裝於五層樓鋼結構模型上。耐震性能測試所用之摩擦阻尼斜撐，其設計細節和 4.2 節縮尺元件測試完全一樣，且其摩擦墊片(合金鈹)之總面積皆為  $68.2\text{cm}^2$ 。耐震性能測試所設計之摩擦阻尼斜撐，其容許之阻尼器最大位移為 6cm，以避免試驗時滑動空間不足而產生碰撞。試驗中所設計的斜撐包括兩種形式：Type A 之細部設計如圖 4.19(a)所示，係與 Load Cell 串連安裝於鋼結構模型的第一樓層間，其組裝示意圖詳圖 4.20(a)；Type B 之細部設計如圖 4.19(b)所示，係安裝於鋼結構模型之二~五樓層間，其組裝示意圖詳圖 4.20(b)。Type A 與 Type B 斜撐之摩擦介面面積皆一致，差別僅在 Load Cell 之安裝與否。安裝順序係先將上下 H 型鋼定位於鋼結構模型中，以 M12 螺栓固定於接合鈹上，再將特殊合金和外覆鋼

鈑用 4 根 M10 內六角螺栓固定於上 H 型鋼中，摩擦阻尼斜撐之槽孔位於下段 H 型鋼腹鈑，設計上採用 2 根 M10 內六角螺栓施予摩擦介面正向力，並利用扭力扳手控制所需之扭力。圖 4.21 為構件組裝完成照片。

## ■ 試驗規畫

本試驗於五層樓鋼結構模型各樓層兩側共安裝 10 組摩擦阻尼斜撐進行耐震性能測試。試驗所用之輸入震波係以國際結構控制協會（International Structural Control Society）所建議之 Hachinohe Earthquake、Kobe 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。三組震波之歷時如圖 4.22 所示。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，加裝摩擦阻尼斜撐之測試結果則為直接量測值。本耐震性能測試於摩擦介面上採每組螺栓施加  $1N\cdot m$  之扭力。根據縮尺元件測試結果研判，單組摩擦阻尼斜撐介面施加  $1N\cdot m$  之扭力，其出力大小約為  $200kgf$ ，故各樓層之每對摩擦阻尼斜撐最大出力之預估值為  $400kgf$ 。

### 4.3.3 耐震性能測試結果

摩擦阻尼斜撐之耐震性能測試係以 Hachinohe、Kobe 及 El Centro 三組震波作為地表擾動，並調整地表擾動之 PGA 值進行一系列之耐震測試。試驗結果分述如後。

#### 4.3.3.1 Hachinohe Earthquake

Hachinohe 地震擾動下，各樓層之加速度反應歷時如圖 4.23~4.26 所示。各樓層加速度反應峰值整理於表 4.4。試驗結果顯示，在不同地表擾動強度(PGA)下，裝設摩擦阻尼斜撐皆能有效降低其加速度峰值。頂樓加速度峰值於 PGA=0.1g 時折減率為 48%；當地震強度增強為 PGA=0.4g 時，頂樓加速度峰值折減效益降為 27%。2F 的加速度峰值於 PGA=0.1g 其折減效益為 18%，隨著地震強度的提升，其效益則有所提升，折減率皆在 35% 以上。

各樓層加速度反應之均方根值 (root-mean-squares, RMS) 的比較歸納於表 4.5。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=0.1g 時，頂樓加速度均方根值折減高達 58%，當地震強度提升時，其折減效益亦進一步提升，當 PGA=0.4g 時，折減效益提升至 69%，其他各樓層加速度均方根值之折減率亦有類似的趨勢。

本文利用 ARX 模型進行摩擦阻尼結構之系統識別分析，於不同震度之 Hachinohe 地震下，僅能識別出第一模態。識別所得之等效自然頻率與等效阻尼比整理於表 4.6。其結果顯示，結構物安裝摩擦阻尼器後，結構物之自然頻率和其等效阻尼比皆有所提升，表示加裝摩擦阻尼器對整體結構具有加勁與消能之作用。以  $PGA=0.1$  為例，加裝摩擦阻尼器後，其第一振態頻率由原先的  $1.44\text{Hz}$  提升至  $3.32\text{Hz}$ ，阻尼比也由原先的  $3.01\%$  大幅提昇至  $13\%$ ；當地震強度增強，其第一振態頻率增幅趨緩，以  $PGA=0.4g$  為例，第一振態頻率由  $PGA=0.1g$  時之  $3.32\text{Hz}$  降為  $1.57\text{Hz}$ 。惟無論如何，其結果皆比空構架時之第一振態頻率為高。此結果顯示，地表擾動較小時，因摩擦介面尚未產生相對滑動，摩擦阻尼斜撐之作用如同一般的斜撐，因此提供結構較大之剛性；當地震強度增強時，因摩擦介面產生相對滑動，並達到消能效果，進而使得整體結構之剛性略為降低，故其自然頻率之增加程度相對較小。

此外，經由系統識別亦可得到加速度頻域響應函數(傳遞函數)，其比較如圖 4.27~4.30 所示。結果顯示，加裝摩擦阻尼斜撐後加速度傳遞函數之數峰值明顯受到壓制，且對於幾個較低頻振態反應有顯著之壓制情況，但於高頻( $10\text{Hz}$  以上)反應卻有些許放大的現象，與前章數值模擬分析結果所見一致，此乃因摩擦阻尼器於滑動—不滑動狀態

交替之不連續點造成高頻反應放大的結果，惟高頻反應所佔之模態參與係數很小，故對於整體結構之動態歷時反應的影響有限。

另於不同地震強度下，由一樓摩擦阻尼所測得之阻尼器出力歷時圖如圖 4.31~4.34 所示。圖上標示之 R 與 L 分別表示安裝於結構右側與左側之荷重元量測值。圖 4.35~4.38 為不同地震強度下，一樓摩擦阻尼斜撐出力之遲滯迴圈。結果顯示，遲滯迴圈飽滿且出力穩定，除在  $PGA=0.1g$  時，因地表擾動較小，摩擦介面之相對位移亦小，故遲滯迴圈圖形較不飽滿。此外，由左右兩側遲滯迴圈其大小相近，顯示本試驗模型結構並無扭轉之現象。

不同地震強度下對應之摩擦阻尼斜撐出力整理於表 4.7。其結果顯示，在  $PGA=0.1g$  時，最大出力為  $187.5kgf$ ，當地震強度到達  $PGA=0.4g$  時最大出力約為  $250kgf$ ，與先前縮尺寸之元件測試阻尼出力( $200kgf$ )頗為相近。惟  $PGA=0.4g$  時，因阻尼斜撐安裝定位精準度問題，造成阻尼器連接介面意外之抵觸，導致出力較預期為大。

#### 4.3.3.2 Kobe Earthquake

Kobe 地震擾動下，各樓層之加速度反應歷時如圖 4.39~4.42 所示。各樓層加速度反應峰值整理於表 4.8。試驗結果顯示，在不同地表擾動強度( $PGA$ )下，裝設摩擦阻尼斜撐皆能有效降低其加速度峰

值。頂樓加速度峰值於  $PGA=0.16g$  時折減率為 57%；當地震強度增強為  $PGA=0.56g$  時，頂樓加速度峰值折減效益降為 33%。2F 的加速度峰值於  $PGA=0.16g$  其折減效益為 40%，隨著地震強度的提升，其效益則有所提升，折減率皆在 40% 以上。

各樓層加速度反應之均方根值 (root-mean-squares, RMS) 的比較歸納於表 4.9。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  $PGA=0.16g$  時，頂樓加速度均方根值折減高達 71%；當地震強度提升時，其折減效益亦進一步提升，當  $PGA=0.56g$  時，折減效益提升至 85%，其他各樓層加速度均方根值之折減率都在 80% 以上。



本文利用 ARX 模型進行摩擦阻尼結構之系統識別分析，於不同震度之 Kobe 地震下，僅能識別出第一模態，且當地表擾動在  $PGA=0.16g$  時，因擾動太小造成識別上之困難，故未能成功識別出結果。識別所得之等效自然頻率與等效阻尼比歸納於表 4.10。其結果顯示，結構安裝摩擦阻尼器後，其自然頻率和等效阻尼比皆有所提升，表示加裝摩擦阻尼斜撐對整體結構具有加勁與消能之作用。以  $PGA=0.28g$  為例，加裝摩擦阻尼斜撐後其第一振態頻率由原先的 1.45Hz 提升至 1.82Hz，阻尼比也由原先 1.96% 大幅提昇至 27%；當地震強度增強時，以  $PGA=0.56g$  為例，第一振態頻率由空構架之

1.45Hz 上升到 1.55Hz，其等效阻尼比也由 1.96% 提升為 20%。

經由系統識別亦可得到加速度頻域響應函數(傳遞函數)，其比較如圖 4.43~4.46 所示。結果顯示，加裝摩擦阻尼斜撐後加速度傳遞函數之峰值明顯受到壓制，且對於幾個較低頻振態反應有顯著之壓制情況，但於高頻(10Hz 以上)反應卻有些放大的現象，此乃因摩擦阻尼器於滑動—不滑動狀態交替之不連續點造成高頻反應放大的結果。惟高頻反應所佔之模態參與係數很小，故對於影響整體結構之動態歷時反應的影響有限。

另於不同地震強度下，由一樓摩擦阻尼斜撐所測得之阻尼器出力歷時圖如圖 4.47~4.50 所示。圖上標示之 R 與 L 分別表示安裝於結構右側與左側之荷重元量測值。圖 4.51~4.54 為不同地震強度下，一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈。結果顯示，遲滯迴圈相當飽滿且穩定。此外，由左右兩側阻尼器遲滯迴圈之大小相近，研判本試驗模型結構並無扭轉振態。

不同地震強度下對應之一樓摩擦阻尼斜撐出力整理於表 4.11。其結果顯示，在  $PGA=0.16g$  時出力為 180.5kgf，當地震強度到達  $PGA=0.56g$  時出力約為 205kgf，與先前縮尺寸之元件測試阻尼出力(200kgf)頗為相近，顯示吾人對其力學特性之確實掌握。

### 4.3.3.3 El Centro Earthquake

El Centro 地震擾動下，各樓層之加速度反應歷時比較如圖 4.55~4.58 所示。各樓層加速度峰值整理於表 4.12。試驗結果顯示，在尖峰地表加速度  $PGA \leq 0.27g$  時，裝設摩擦阻尼斜撐皆能有效降低其加速度峰值。隨著地震強度增強( $PGA \geq 0.42$ )時，頂樓和 5 樓產生加速度峰值反應放大的情況，其於下方樓層峰值折減率皆在 29% 以上。

各樓層加速度反應之均方根值 (root-mean-squares, RMS) 的比較歸納於表 4.13。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  $PGA=0.1g$  時，頂樓加速度均方根值折減率高達 80%，當地震強度達到  $PGA=0.48g$  時，折減效益略為降低為 70%，其他各樓層加速度均方根值之折減率都在 64% 以上。

本文利用 ARX 模型進行系統識別分析，加裝摩擦阻尼斜撐之結構於不同震度之 El Centro 地震下，僅能有效識別出第一模態，且當地表擾動在  $PGA=0.1g$  時，因擾動太小訊號不佳而未能成功識別。識別所得之等效自然頻率與等效阻尼比歸納於表 4.14。其結果顯示，結構安裝摩擦阻尼器後，結構之自然頻率和等效阻尼比皆有所提升，表示加裝摩擦阻尼器對整體結構具有加勁與消能之作用。以  $PGA=0.27g$  為例，加裝摩擦阻尼器後，其第一振態頻率由原先的 1.44Hz 提升至

1.59Hz，阻尼比也由原先 0.3% 大幅提昇至 25%；當地震強度增強時，以  $PGA=0.48g$  為例，第一振態頻率由空構架之 1.44Hz 上升到 1.64Hz，其等效阻尼比也由 0.3% 提升到 23%。

經由系統識別亦可得到加速度頻域響應函數(傳遞函數)，其比較如圖 4.59~4.62 所示。結果顯示，加裝摩擦阻尼器後加速度傳遞函數之幾個低頻振態峰值明顯受到壓制，但於高頻(10.5Hz 以上)反應卻有些許放大的現象，此乃因摩擦阻尼器於滑動—不滑動狀態交替之不連續點造成高頻反應放大的結果。惟高頻反應所佔之模態參與係數很小，故對於影響整體結構之動態歷時反應的影響有限。

另於不同地震強度下，由一樓摩擦阻尼斜撐所測得之阻尼器出力歷時圖如圖 4.63~4.66 所示。圖上標示之 R 與 L 分別表示安裝於結構右側與左側之荷重元量測值。圖 4.67 ~4.70 為不同地震強度下，一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈。結果顯示，遲滯迴圈相當飽滿且穩定。此外，由左右兩側遲滯迴圈其大小相近，顯示本試驗模型並無扭轉振態。

不同地震強度下對應之摩擦阻尼斜撐出力整理於表 4.15。其結果顯示，在  $PGA=0.1g$  時，出力為 100kgf，當地震強度到達  $PGA=0.48g$  時，出力約為 190kgf。此外， $PGA=0.1g$  之出力較小，乃因合金鈹初磨使得咬合深度較淺所致。

## 地震放大之原因探討:

為進一步探討結構配置摩擦阻尼斜撐於 El Centro 地震擾動下 ( $PGA \geq 0.42g$ )，結構加速度峰值反應於上方樓層 (RF、5F) 產生加速度峰值放大之情況，針對 El Centro 地震  $PGA=0.42g$  及 El Centro  $PGA=0.48g$  等不同擾動強度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 4.71~4.72 所示。其結果顯示，配置摩擦阻尼斜撐後結構之振態與未安裝摩擦阻尼斜撐時相當，並未造成較高樓層結構振態特別扭曲凸出，說明本研究所配置之摩擦阻尼斜撐對於結構立面的勁度分佈尚屬均勻。圖 4.73~4.74 為 El Centro 震波在  $PGA=0.42$  和  $PGA=0.48$  (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 震波之傅氏頻譜圖在結構第一振態頻率附近有峰值出現，顯示地表擾動之頻率內涵與結構之部分自然振動頻率有共振的現象。此外，加速度放大另一原因和特殊合金鈹咬合深淺有關。本次耐震性能測試皆使用同一組特殊合金鈹試驗，且 El Centro 又為耐震性能測試之第一組試驗，摩擦介面(特殊合金)因初磨導致咬合較淺無法發揮其減震效用。再由 El Centro 之各樓層加速度峰值折減(表 4.12)結果發現，在  $PGA=0.42g$  及  $0.48g$  時較低矮樓層折減率皆有 30% 以上，但較高樓層峰值折減卻不理想，可能原因為高樓層因剪力較小，阻尼器不滑動居多，摩擦阻尼器如同斜撐加勁一般，造成頂層峰

值折減效果不理想，較低矮樓層因剪力較大，摩擦阻尼斜撐之介面滑動達到消能減震效果，以上應為頂層和 5F 層加速度放大的原因。

綜合本節試驗結果可以歸納出下列結論：

1. 結構加裝摩擦阻尼斜撐對於樓層加速度反應有減振的效果，且對於結構之自然振頻和阻尼比亦有所提升。
2. 摩擦阻尼斜撐對結構低振態阻尼比提升非常顯著。各震波下對應不同 PGA 所得之加速度頻域響應函數(傳遞函數)之峰值有壓制情況，尤其是對幾個較低頻之振態，惟高頻反應(約 12Hz 以上)卻有放大的情形，此乃因摩擦阻尼器於滑動—不滑動狀態交替之不連續點所致。惟一般而言，高頻反應所佔之模態參與係數極低，故其高頻放大之情況不至於影響整體之耐震性能。
3. 由振動台試驗摩擦阻尼器之出力和縮尺元件測試之出力大小有些差異，可能為摩擦阻尼斜撐安裝精準度的問題所致，惟整體差異性不大，顯示吾人對其力學特性能夠有效掌握。
4. 由耐震性能測試結果發現 El Centro 地震下，有些試驗有加速度峰值放大的現象，應是共振現象和特殊合金鈹初磨咬合較淺所導致。

## 4.4 耐震性能測試與 ETABS 分析結果之比較

### 4.4.1 ETABS 簡介

ETABS 歷經多次的修改與改版後，成為功能強大之全視窗介面結構分析軟體。使用者可在三維空間中建立幾何形狀的基本分析模型，桿件元素的斷面幾何性質，鋼筋混凝土材料、鋼構材、非線性元素力學性質、或是新定義材料之材料特性，以至於靜力分析、模態分析、反應譜分析、歷時分析、推進分析及結構分析等，皆可輕易地於 ETABS 視窗介面中快速、準確的完成。

ETABS 之分析結果可完全以圖形介面顯示，如靜力載重變形、動力振形、軸力、剪力、彎矩圖、應力分佈圖、遲滯迴圈圖及歷時結果分析等。視窗圖形化的呈現，可讓使用者能夠清楚地了解結構模型的力學行為。此外，標準化之文字格式輸出結果，可供使用者從事後處理工作。

### 4.4.2 定義材料性質與構件斷面

採用 ETABS 分析時必須輸入斷面材料性質與斷面尺寸，材料性質採用一般常用之鋼材為主，其參數設定版面如圖 4.75。

其中：

Mass per unit Volume：單位體積之質量；

Weight per unit Volume：單位體積之重量；

Modulus of Elasticity：彈性模數；

Poisson's ratio：波松比；

Coeff of Thermal Expansion：熱膨脹係數。

因為鋼材已為內定性質，所以在材料性質中之 Type of Design 設定為「Steel」，並輸入鋼材之最小降服強度和最小抗拉強度。此外，由表 4.2 可知本五層樓鋼結構模型其梁柱尺寸皆用 H100X50X5X75 之型鋼，並於軟體中之 Frame Section 定義桿件斷面，如圖 4.76 所示：

其中：

Import：匯入斷面定義檔

Add：加入一斷面



選擇 Add/Wide Flange，並依照實際尺寸進行設定。如圖 4.77 所示，斷面對話方塊隨斷面幾何形狀之不同而有所不同。圖中左側視窗各項參數鍵入完畢後，右側視窗會顯示該斷面之幾何形狀。

#### 4.4.3 阻尼器模型參數定義

ETABS 內並無符合摩擦機制之非線性元素可以使用，故僅能以 Link Properties 中之 Plastic1 雙線性模型來近似摩擦阻尼器之特性。Plastic1 參數設定分為線性( Linear Properties )與非線性( Nonlinear Properties )兩種設定值，詳細設定值如圖 4.78 所示。其中吾人以非線

性( Nonlinear Properties )中的 Stiffness、Yield Strength、Post Yield Stiffness Ratio 和 Yield Exponent 此四個參數來模擬庫侖摩擦機制，即使遲滯消能曲線為一矩形。首先，給定非線性元素之一非常大之初始勁度(Stiffness)，使摩擦阻尼器摩擦介面幾乎不產生滑動直至降伏狀態為止。此外並給定一很小之降伏後勁度比(Post Yield Stiffness Ratio)，使其降伏後勁度為零；降伏力(Yield Strength)設定為摩擦阻尼器之最大出力，Yield Exponent 參數之影響為初始勁度和降服勁度間轉折處之圓滑度，此處給定一很大的數值，使其力—位移關係在轉折點處接近直角。



#### 4.4.4 模型建立

模型分析乃針對耐震性能測試之五層樓鋼結構模型實際樑柱尺寸和樓板重量逐一建立。圖 4.79 為建立完成之空構架模型，空構架之自然振動頻率和等效阻尼比整理於表 4.16。ETABS 空構架模型之頻率和五層樓鋼結構模型相近，表示所建模型之正確性，阻尼比則依照表 4.16 輸入程式。摩擦阻尼器採斜撐形式配置，如圖 4.80 所示。

#### 4.4.5 試驗與模擬分析結果之比較

為確保將來工程上應用摩擦阻尼器之方便有效，本節嘗試採用工程界常用之商業軟體 ETABS 與耐震性能測試結果進行擬合，以檢驗

ETABS 是否足以分析摩擦阻尼結構之力學行為。ETABS 程式中輸入之地表擾動乃以振動台試驗時地表裝設加速規所量測之值，並非原始之地震歷時資料，以反映相同之基準。此外，本文 ETABS 分析時係假設每組摩擦阻尼器出力為 200kgf 進行分析，並與斜撐串聯。

## 4.4.6 結果與討論

### 4.4.6.1 Hachinohe Earthquake

Hachinohe 地震下，ETABS 和振動台試驗各樓層加速度反應，如圖 4.81~4.82 所示。其結果顯示，在  $PGA=0.1g$  時，前半段加速度歷時反應以 ETABS 的分析結果較大；當地表擾動較大時，則與試驗結果較接近。其可能原因為，ETABS 分析時雖將斜撐考慮進去，但因摩擦阻尼器之行為與庫倫摩擦機制仍有落差，故在震度較小時摩擦阻尼器其實仍會有微小滑動，模擬分析時則限制其產生滑動，因而高估結構剛性，導致較大之加速度反應；當震度較大時，因阻尼器產生滑動，結構之剛性驟降，其力學行為由摩擦力控制，故模擬結果與試驗結果較接近，此由震度  $0.4g$  時各樓層加速度歷時反應之擬合結果較佳可以得到證明。

圖 4.83~4.84 為一樓兩組摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈比較。結果顯示，遲滯迴圈與試驗結果差異較大，ETABS 預測之遲滯迴圈位移量

皆比試驗值小，應是阻尼器之實際行為與庫侖摩擦機制有落差所致。

#### 4.4.6.2 Kobe Earthquake

Kobe 地震下，ETABS 和振動台試驗各樓層加速度反應，如圖 4.85~4.86 所示。其結果顯示，在  $PGA=0.16g$  時，加速度歷時反應以 ETABS 的分析結果較大；當地表擾動較大時，則與試驗結果較接近。其可能原因為，其可能原因為，ETABS 分析時雖將斜撐考慮進去，但因摩擦阻尼器之行為與庫侖摩擦機制仍有落差，故在震度較小時摩擦阻尼器其實仍會有微小滑動，模擬分析時則限制其產生滑動，因而高估結構剛性，導致較大之加速度反應；當震度較大時，因阻尼器產生滑動，結構之剛性驟降，其力學行為由摩擦力控制，故模擬結果與試驗結果較接近，此由震度  $0.56g$  時各樓層加速度歷時反應之擬合結果較佳可以得到證明。

圖 4.87~4.88 為一樓兩組摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈比較。結果顯示，遲滯迴圈與試驗結果差異較大，ETABS 預測之遲滯迴圈位移量皆比試驗值小，應是阻尼器之實際行為與庫侖摩擦機制有落差所致。

#### 4.4.6.3 El Centro Earthquake

El Centro 地震下，ETABS 和振動台試驗各樓層加速度反應之比

較，如圖 4.89~4.90 所示。在  $PGA=0.1g$  時，加速度歷時反應以 ETABS 的分析結果較大；當地表擾動較大時，則與試驗結果較接近。其可能原因為，其可能原因為，ETABS 分析時雖將斜撐考慮進去，但因摩擦阻尼器之行為與庫侖摩擦機制仍有落差，故在震度較小時摩擦阻尼器其實仍會有微小滑動，模擬分析時則限制其產生滑動，因而高估結構剛性，導致較大之加速度反應；當震度較大時，因阻尼器產生滑動，結構之剛性驟降，其力學行為由摩擦力控制，故模擬結果與試驗結果較接近，此由震度  $0.48g$  時各樓層加速度歷時反應之擬合結果較佳可以得到證明。



圖 4.91~4.92 為一樓兩組摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈比較。結果顯示，遲滯迴圈與試驗結果差異較大，ETABS 預測之遲滯迴圈位移量皆比試驗值小，應是阻尼器之實際行為與庫侖摩擦機制有落差所致。

表 4.1 縮尺元件測試之摩擦力與摩擦係數(M10 螺栓，N=2)

扭力 T/根	擾動 振幅	總正向力 (kgf)	摩擦力 (kgf)	摩擦係數
1N-m	5 mm	81.50	207.06	1.27
	10 mm	81.50	229.53	1.41
	15 mm	81.50	265.44	1.63
	平均值	<b>81.50</b>	<b>239.00</b>	<b>1.47</b>
2N-m	5 mm	163.10	286.54	0.87
	10 mm	163.10	372.28	1.1
	15 mm	163.10	352.67	1.08
	平均值	<b>163.10</b>	<b>337.16</b>	<b>1.03</b>
3N-m	5 mm	244.60	346.94	0.71
	10 mm	244.60	390.94	0.8
	15 mm	244.60	357.17	0.73
	平均值	<b>244.60</b>	<b>365.01</b>	<b>0.75</b>

表 4.2 五層樓鋼結構模型細部尺寸

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

表 4.3 五層樓鋼結構模型之模擬參數(動力特性)

Mode	1	2	3	4	5
Frequency (Hz)	1.44	4.51	7.54	10.19	12.08
Damping Ratio (%)	0.3	0.21	0.13	0.19	0.27



表 4.4 各樓層加速度峰值反應比較(Input= *Hachinohe*)

<i>Input = Hachinohe Earthquake</i>						
	PGA=0.1 g			PGA= 0.23 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.29	0.15	48	0.68	0.37	46
5F	0.26	0.16	38	0.6	0.37	38
4F	0.22	0.11	50	0.5	0.3	40
3F	0.20	0.16	20	0.48	0.31	35
2F	0.18	0.17	6	0.42	0.3	29
	PGA=0.33 g			PGA= 0.4 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.97	0.68	30	1.17	0.85	27
5F	0.87	0.56	36	1.05	0.72	31
4F	0.72	0.46	36	0.88	0.62	30
3F	0.68	0.33	51	0.83	0.46	45
2F	0.6	0.35	42	0.73	0.43	41

表 4.5 各樓層加速度均方根值比較(Input= *Hachinohe*)

<i>Input = Hachinohe Earthquake(R.M.S)</i>						
	PGA=0.1 g			PGA= 0.23 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.065	0.027	58	0.15	0.05	67
5F	0.082	0.028	66	0.19	0.05	74
4F	0.082	0.027	67	0.19	0.05	74
3F	0.112	0.034	70	0.26	0.06	77
2F	0.118	0.034	71	0.27	0.06	78
	PGA=0.33 g			PGA= 0.4 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.21	0.06	71	0.26	0.08	69
5F	0.27	0.07	74	0.33	0.08	76
4F	0.27	0.07	74	0.33	0.09	73
3F	0.37	0.09	76	0.45	0.12	73
2F	0.39	0.09	77	0.47	0.11	77

表 4.6 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input= *Hachinohe*)

Input=Hachinohe Earthquake								
Mode	PGA=0.1 g				PGA=0.23g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)						
1	1.44	3.01	3.32	13.00	1.44	3.01	1.59	12.47
2	4.57	1.81	N/A	N/A	4.57	1.81	N/A	N/A
3	8.50	5.56	N/A	N/A	8.50	5.56	N/A	N/A
4	11.65	2.50	N/A	N/A	11.65	2.50	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Mode	PGA=0.33 g				PGA=0.4 g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)						
1	1.44	3.01	1.63	18.00	1.44	3.01	1.57	10.80
2	4.57	1.81	N/A	N/A	4.57	1.81	N/A	N/A
3	8.50	5.56	N/A	N/A	8.50	5.56	N/A	N/A
4	11.65	2.50	N/A	N/A	11.65	2.50	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

表 4.7 摩擦阻尼斜撐出力歸納表 (Input= *Hachinohe*)

<i>Input = Hachinohe Earthquake</i>					
摩擦阻尼斜撐	摩擦力 (kgf)	<i>PGA</i>			
		<b>0.1g</b>	<b>0.23g</b>	<b>0.33g</b>	<b>0.4g</b>
R-side	拉力	175	200	200	200
	壓力	-175	-175	-190	200
R 側阻尼器平均出力		<b>175</b>	<b>187.5</b>	<b>190</b>	<b>200</b>
L-side	拉力	175	200	210	200
	壓力	200	-175	200	300
L 側阻尼器平均出力		<b>187.5</b>	<b>187.5</b>	<b>205</b>	<b>250</b>



表 4.8 各樓層加速度峰值反應比較(Input=Kobe)

<i>Input = Kobe Earthquake</i>						
	PGA=0.16 g			PGA= 0.28 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.46	0.20	57	0.82	0.31	62
5F	0.39	0.23	41	0.68	0.32	53
4F	0.31	0.20	35	0.54	0.21	61
3F	0.34	0.19	44	0.6	0.21	65
2F	0.3	0.18	40	0.51	0.17	67
	PGA=0.44 g			PGA= 0.56 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	1.28	0.84	34	1.63	1.10	33
5F	1.07	0.62	42	1.36	0.71	48
4F	0.84	0.38	55	1.07	0.52	51
3F	0.94	0.35	63	1.2	0.45	63
2F	0.81	0.37	54	1.03	0.43	58

表 4.9 各樓層加速度均方根值比較(Input=Kobe)

<i>Input = Kobe Earthquake(R.M.S)</i>						
	PGA=0.16 g			PGA= 0.28 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.07	0.02	71	0.13	0.02	85
5F	0.10	0.02	80	0.17	0.02	88
4F	0.10	0.02	80	0.17	0.02	88
3F	0.13	0.02	85	0.23	0.03	87
2F	0.14	0.02	86	0.24	0.03	88
	PGA=0.44 g			PGA= 0.56 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.20	0.04	80	0.26	0.04	85
5F	0.26	0.04	85	0.33	0.05	85
4F	0.27	0.04	85	0.34	0.05	85
3F	0.37	0.06	84	0.47	0.07	85
2F	0.38	0.06	84	0.48	0.07	85

表 4.10 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input=Kobe)

Input=Kobe Earthquake								
Mode	PGA=0.16 g				PGA=0.28 g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)						
1	1.45	1.96	N/A	N/A	1.45	1.96	1.82	27.00
2	4.56	1.38	N/A	N/A	4.56	1.38	N/A	N/A
3	8.7	6.4	N/A	N/A	8.7	6.4	N/A	N/A
4	11.81	2.84	N/A	N/A	11.81	2.84	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Mode	PGA=0.44 g				PGA=0.56 g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)						
1	1.45	1.96	1.57	23.00	1.45	1.96	1.55	20.00
2	4.56	1.38	N/A	N/A	4.56	1.38	N/A	N/A
3	8.7	6.4	N/A	N/A	8.7	6.4	N/A	N/A
4	11.81	2.84	N/A	N/A	11.81	2.84	N/A	N/A
5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

表 4.11 摩擦阻尼斜撐出力歸納表 (Input=*Kobe*)

<i>Input = Kobe Earthquake</i>					
摩擦阻尼斜撐	摩擦力 (kgf)	<i>PGA</i>			
		<b>0.16g</b>	<b>0.28g</b>	<b>0.44g</b>	<b>0.56g</b>
R-side	拉力	175	175	185	200
	壓力	-175	-175	190	200
R 側阻尼器平均出力		<b>175</b>	<b>175</b>	<b>187.5</b>	<b>200</b>
L-side	拉力	180	175	175	210
	壓力	181	190	210	300
L 側阻尼器平均出力		<b>180.5</b>	<b>182.5</b>	<b>192.5</b>	<b>255</b>



表 4.12 各樓層加速度峰值反應比較(Input= *El Centro*)

<b><i>Input = El Centro Earthquake</i></b>						
	PGA=0.1 g			PGA= 0.26 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.24	0.12	50	0.58	0.53	9
5F	0.21	0.11	48	0.51	0.46	10
4F	0.2	0.09	55	0.44	0.37	16
3F	0.16	0.1	38	0.34	0.28	18
2F	0.18	0.1	44	0.4	0.25	38
	PGA=0.42 g			PGA= 0.48 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.82	0.85	-4	0.95	0.98	-3
5F	0.72	0.75	-4	0.83	0.81	2
4F	0.68	0.39	43	0.79	0.46	42
3F	0.56	0.38	32	0.65	0.46	29
2F	0.62	0.35	44	0.71	0.39	45

表 4.13 各樓層加速度均方根值比較(Input= *El Centro*)

<b><i>Input = El Centro Earthquake(R.M.S)</i></b>						
	PGA=0.1 g			PGA= 0.27 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.05	0.01	80	0.11	0.04	64
5F	0.06	0.02	67	0.13	0.04	69
4F	0.07	0.02	71	0.15	0.04	73
3F	0.09	0.02	78	0.2	0.05	75
2F	0.09	0.02	78	0.2	0.05	75
	PGA=0.42 g			PGA= 0.48 g		
Floor	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)	w/o damper (g)	w/ damper (g)	Reduction (%)
RF	0.18	0.05	72	0.2	0.06	70
5F	0.2	0.06	70	0.23	0.06	74
4F	0.24	0.05	79	0.27	0.06	78
3F	0.31	0.07	77	0.36	0.08	78
2F	0.32	0.07	78	0.36	0.08	78

表 4.14 模型結構之等效頻率與阻尼比(Input= *El Centro*)

<i>Input=El Centro Earthquake</i>								
Mode	PGA=0.1 g				PGA=0.27 g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)						
1	1.44	0.30	N/A	N/A	1.44	0.30	1.59	25.00
2	4.51	0.21	N/A	N/A	4.51	0.21	N/A	N/A
3	7.54	0.13	N/A	N/A	7.54	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.09	0.27	N/A	N/A	12.09	0.27	N/A	N/A
Mode	PGA=0.42 g				PGA=0.48 g			
	w/o damper		w/ damper		w/o damper		w/ damper	
	Freq. (Hz)	Damping Ratio (%)						
1	1.44	0.30	1.72	25.00	1.44	0.30	1.64	23.00
2	4.51	0.21	N/A	N/A	4.51	0.21	N/A	N/A
3	7.54	0.13	N/A	N/A	7.54	0.13	N/A	N/A
4	10.19	0.19	N/A	N/A	10.19	0.19	N/A	N/A
5	12.09	0.27	N/A	N/A	12.09	0.27	N/A	N/A

表 4.15 摩擦阻尼斜撐出力歸納表 (Input= *El Centro*)

<i>Input = El Centro Earthquake</i>					
摩擦阻尼斜撐	摩擦出力 (kgf)	PGA			
		0.1g	0.27g	0.42g	0.48g
R-side	拉力	100	175	195	200
	壓力	-100	-175	180	175
R 側阻尼器平均出力		<b>100</b>	<b>175</b>	<b>187.5</b>	<b>187.5</b>
L-side	拉力	100	182	205	175
	壓力	-100	-182	175	205
L 側阻尼器平均出力		<b>100</b>	<b>182</b>	<b>190</b>	<b>190</b>

表 4.16 ETABS 模型之空構架結構頻率

Mode	1	2	3	4	5
Frequency (Hz)	1.45	4.41	7.34	9.96	11.82
Damping Ratio (%)	0.3	0.21	0.13	0.19	0.27



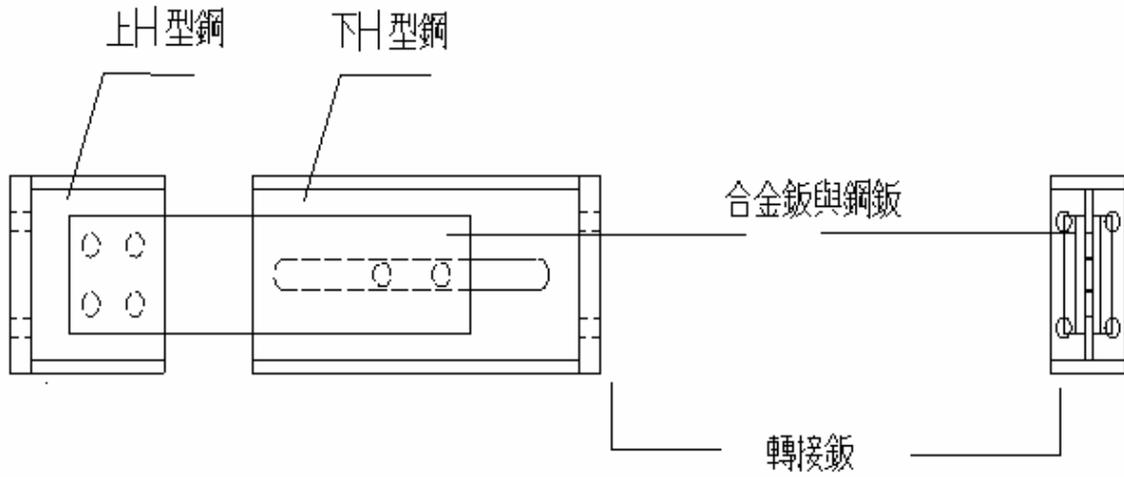


圖 4.1 縮尺寸摩擦阻尼斜撐元件設計圖

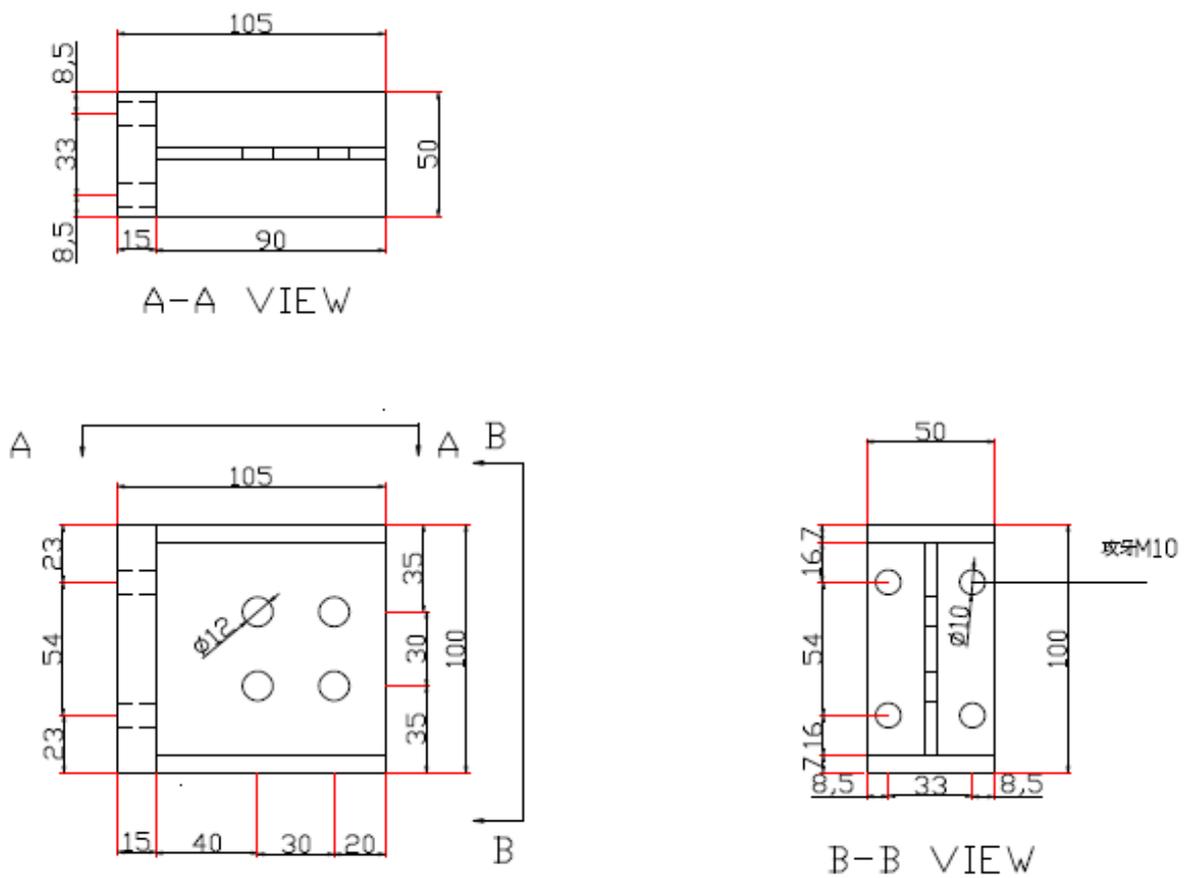


圖 4.2 摩擦阻尼斜撐上半段 H 型鋼設計圖 (單位：mm)

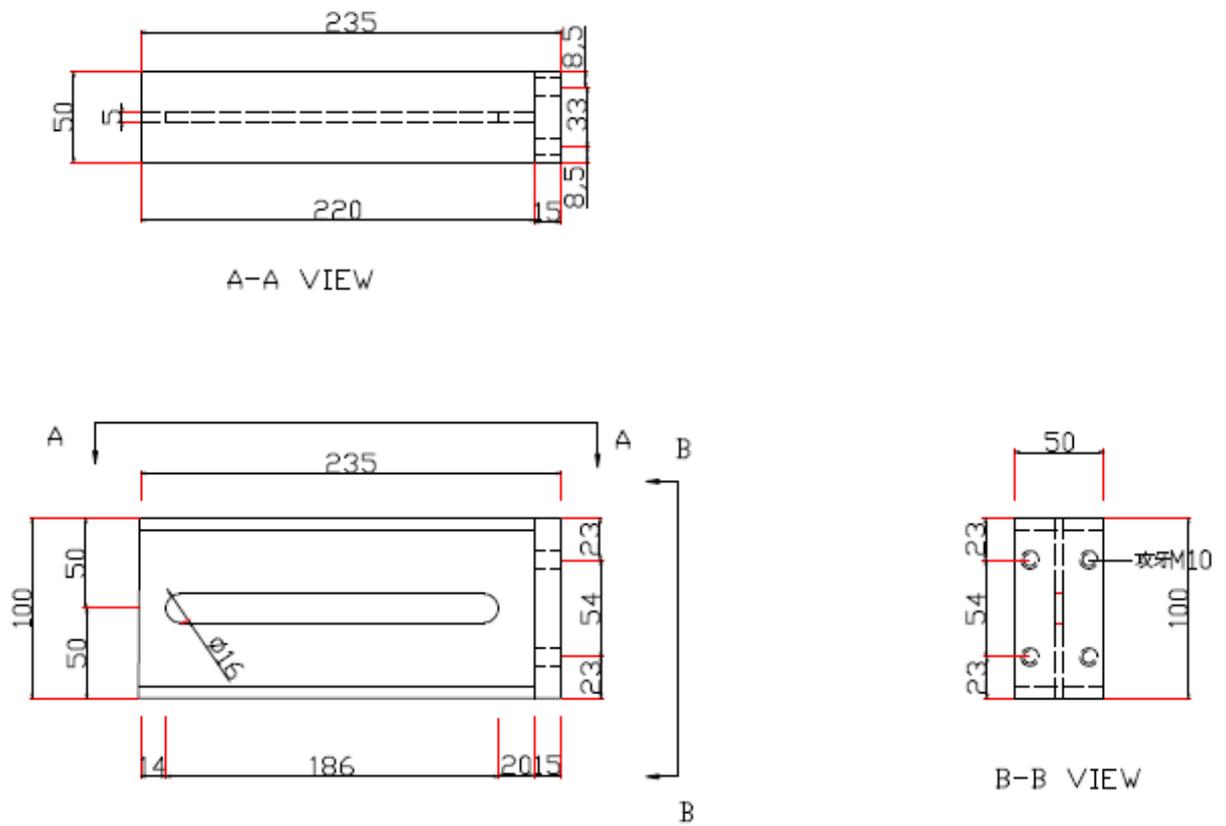
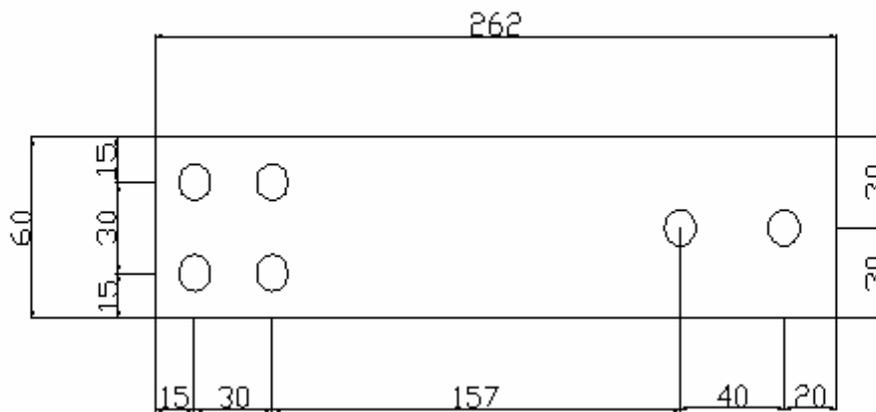


圖 4.3 摩擦阻尼斜撐下半段 H 型鋼設計圖 (單位：mm)



圖

4.4 縮尺元件測試—特殊合金與外覆鋼板細部設計圖 (單位：mm)

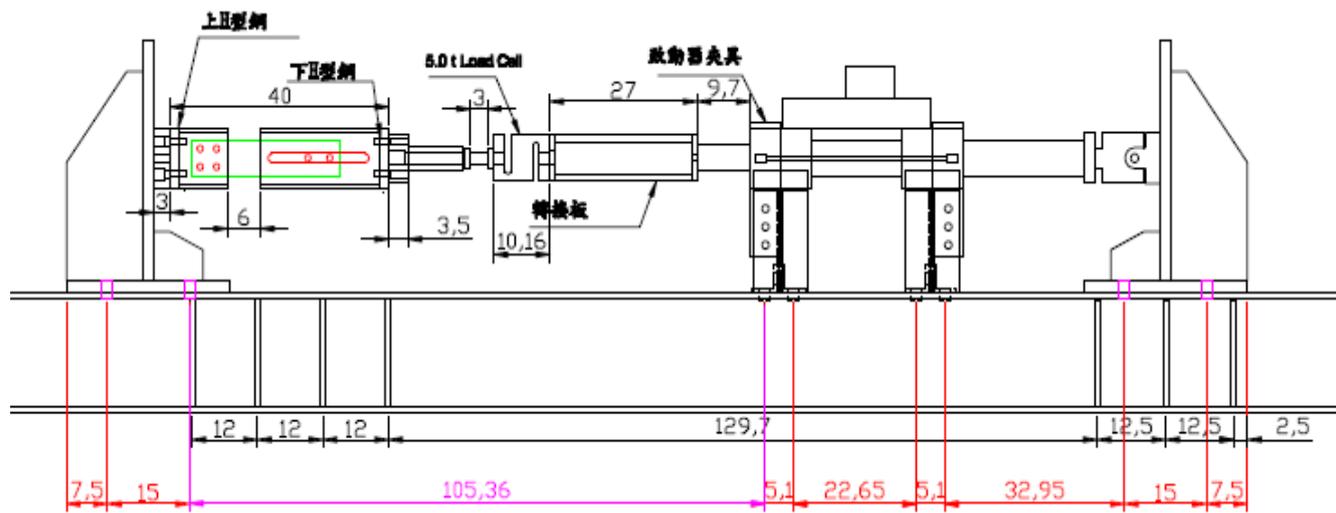


圖 4.5 摩擦阻尼斜撐縮尺元件測試示意圖

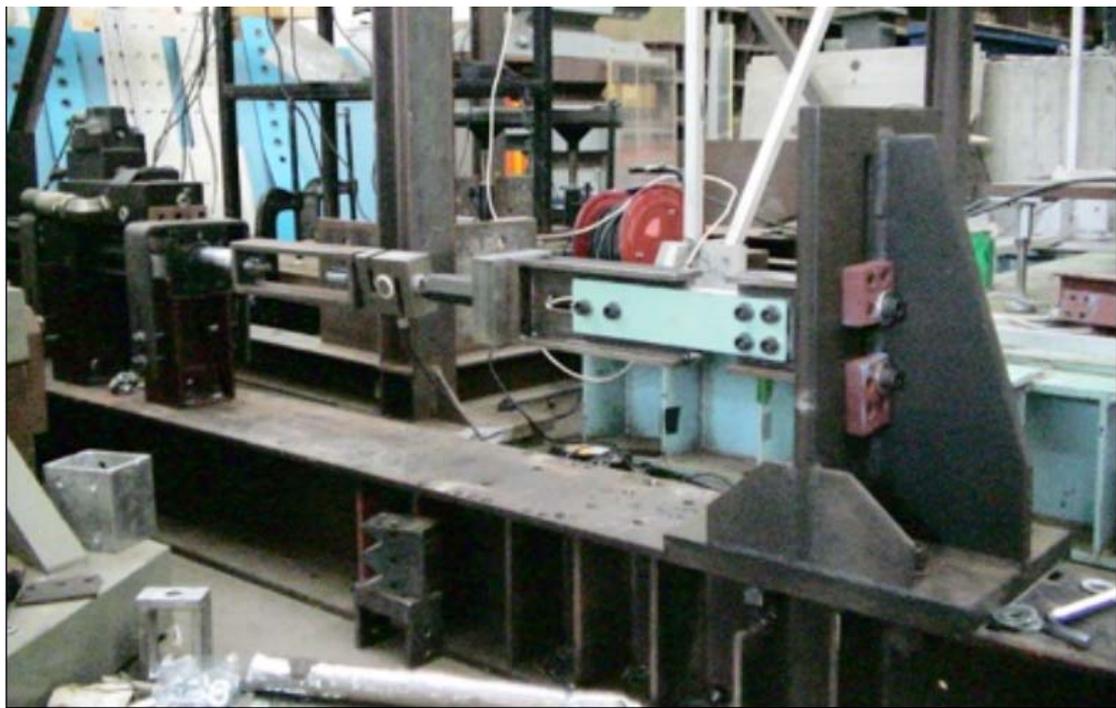


圖 4.6 摩擦阻尼斜撐縮尺元件測試組裝完成照片

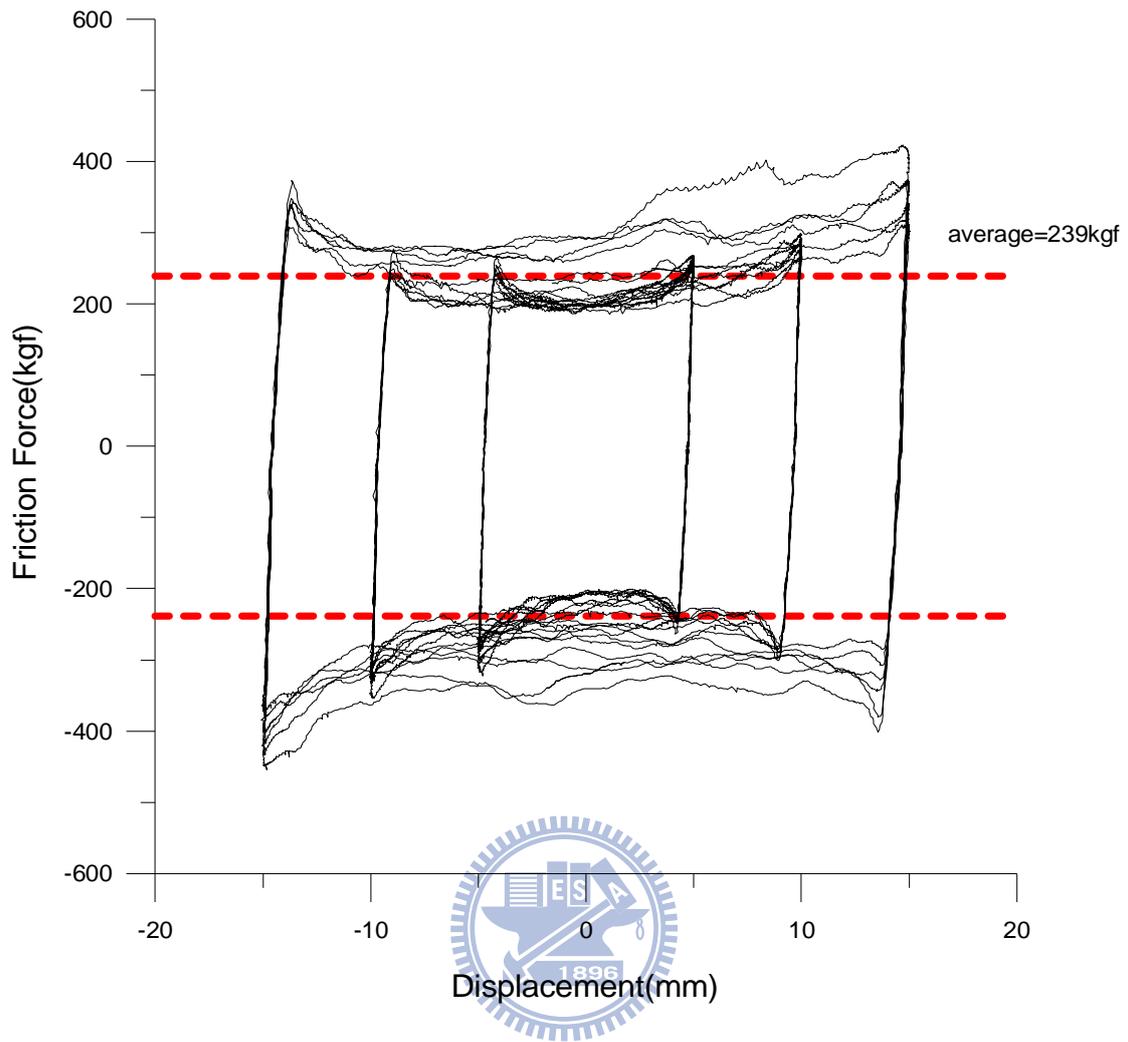


圖 4.7 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(No.of bolts=2,T=1N-m)

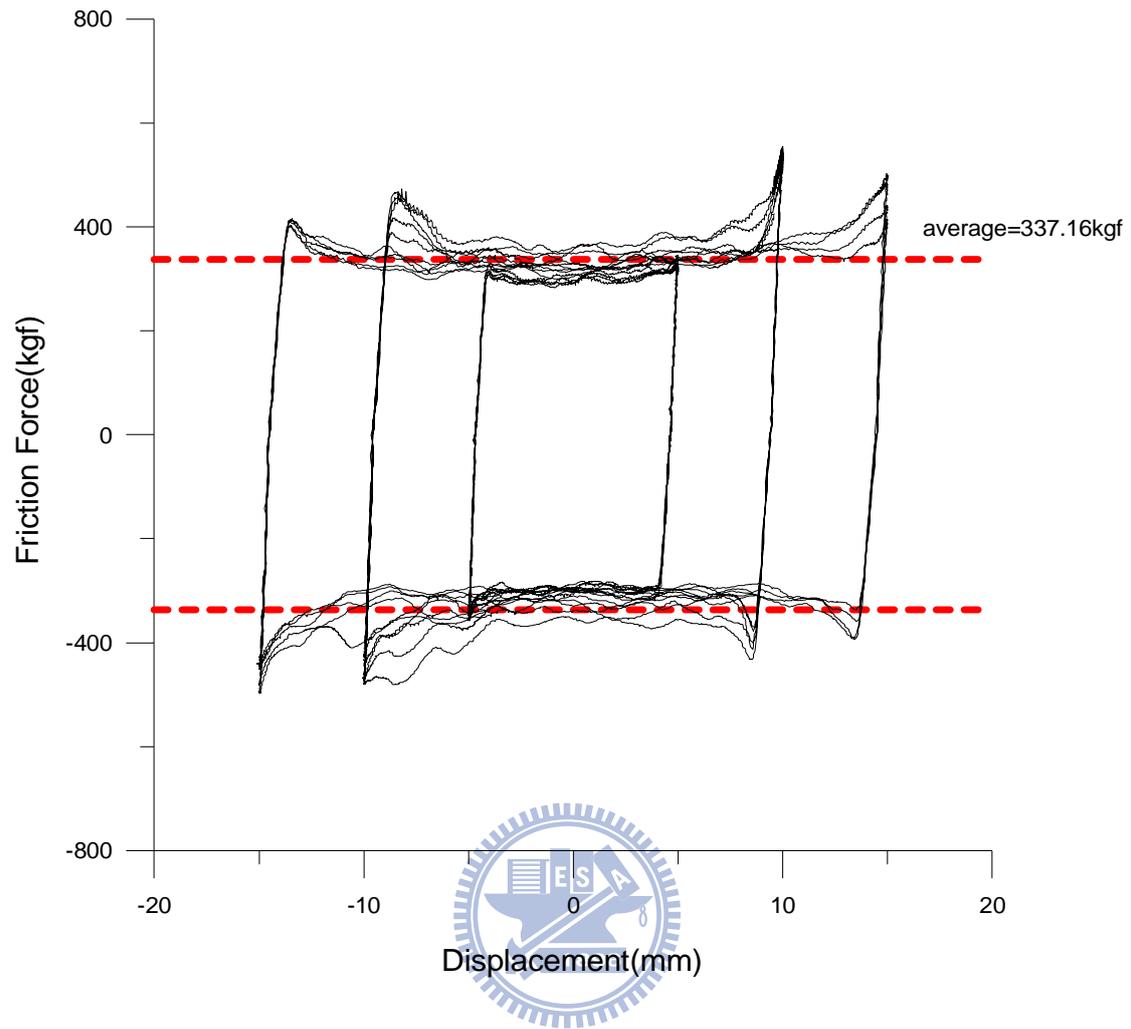


圖 4.8 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(No.of bolts=2,T=2N-m)

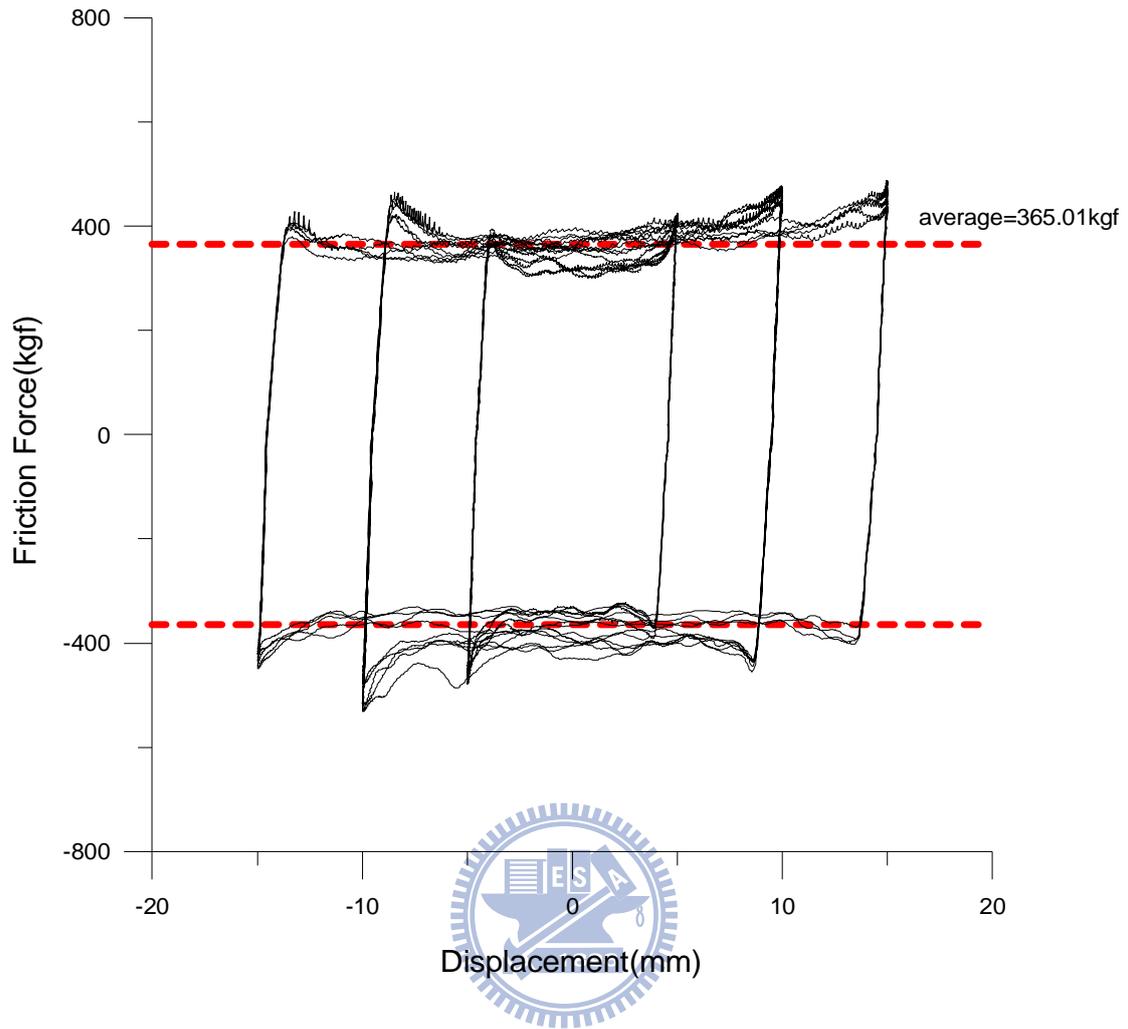


圖 4.9 縮尺摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(No.of bolts=2,T=3N-m)

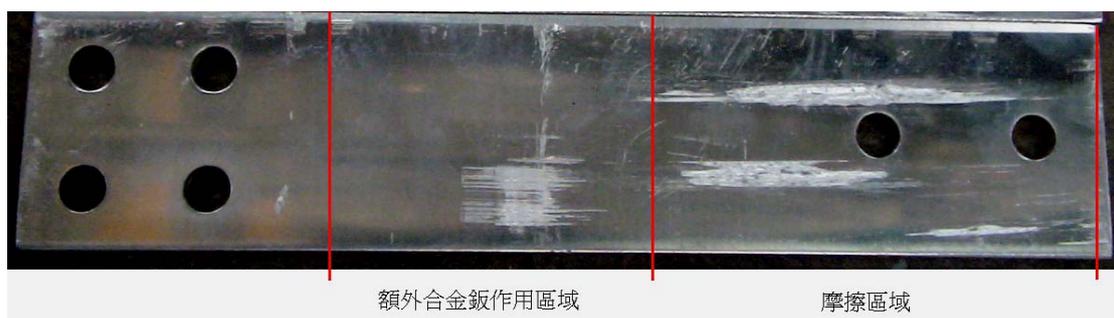


圖 4.10 試驗後特殊合金鈹磨痕

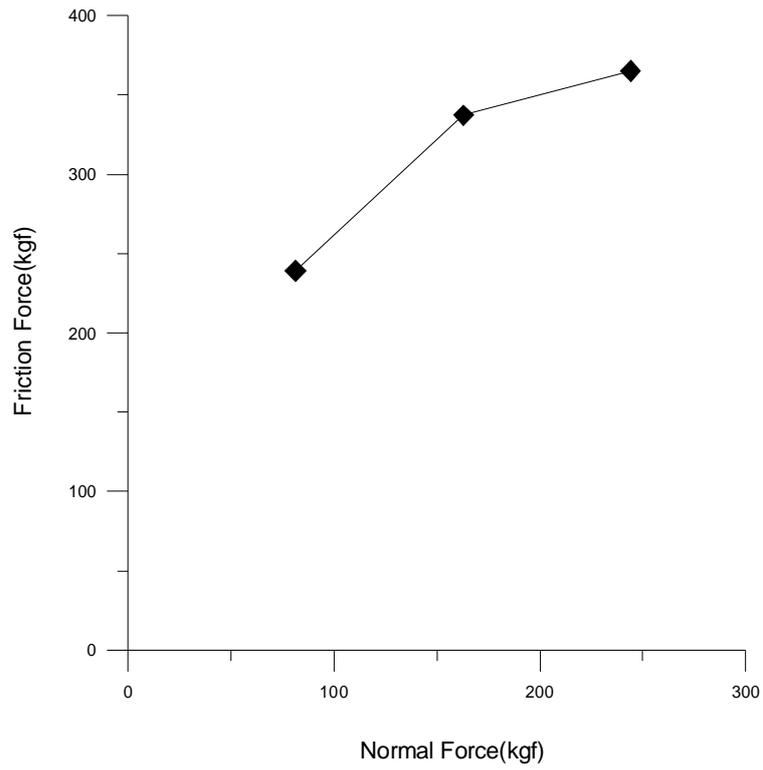


圖 4.11 正向力與摩擦力關係曲線

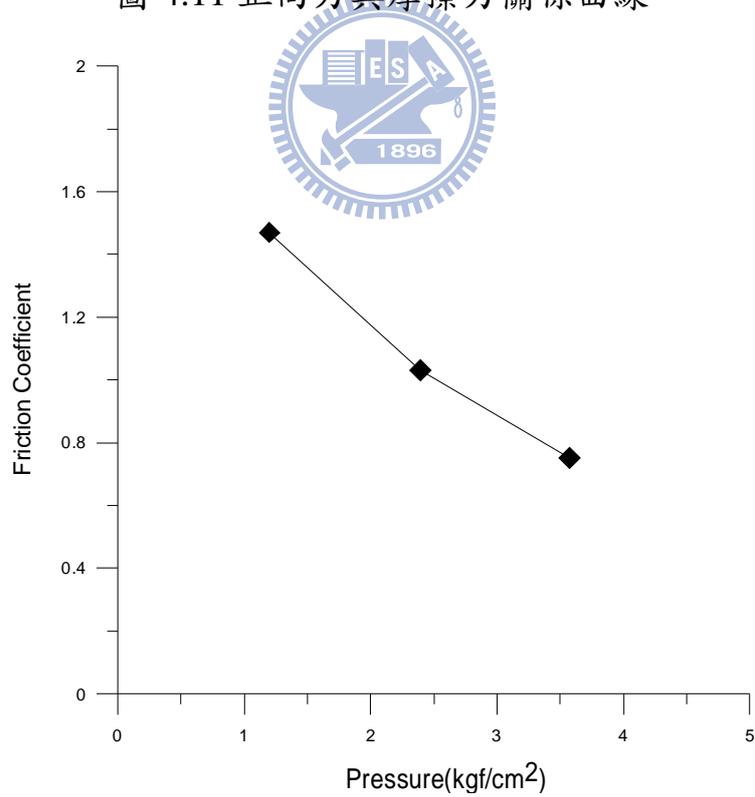


圖 4.12 摩擦係數與介面壓應力關係曲線



圖 4.13 振動台油壓致動器



圖 4.14 地震模擬振動台

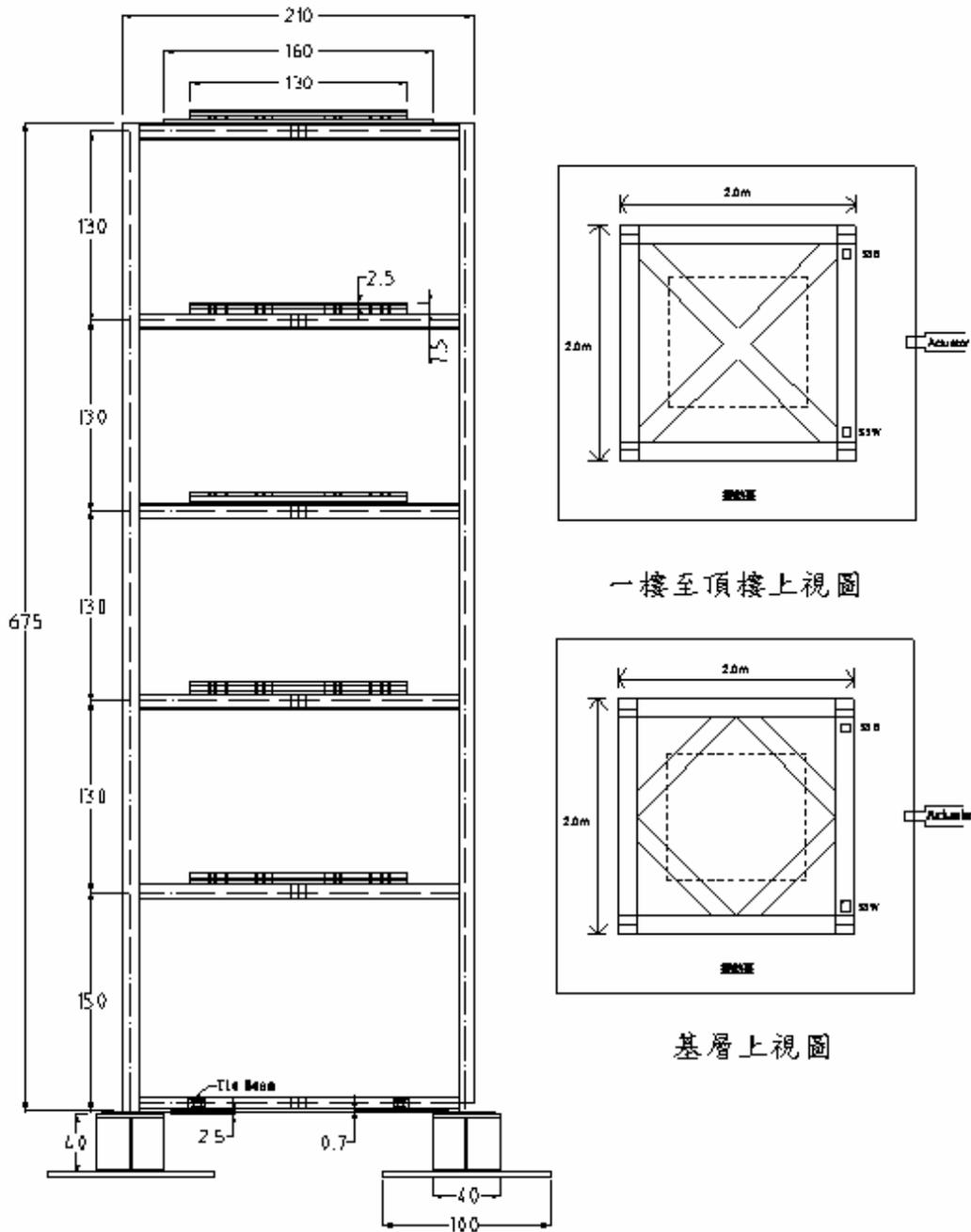


圖 4.15 五層樓鋼結構模型



圖 4.16 407 控制器



圖 4.17 IMC 資料擷取系統



(a) 加速度規 (Accelerometers)

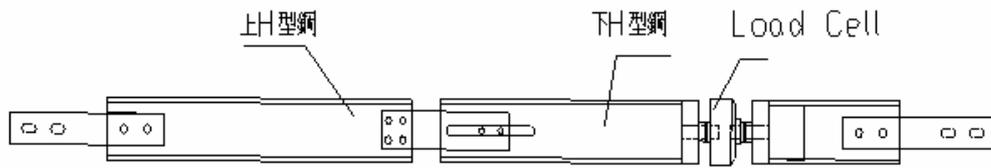


(b) 雷射位移計

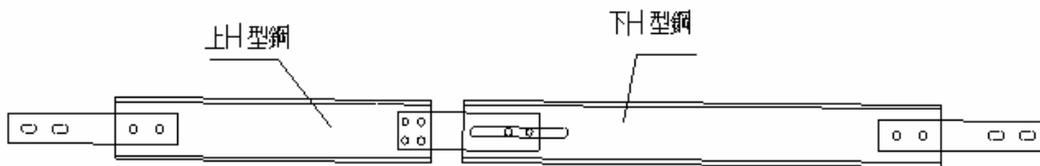


(c) 荷重元 (Load Cell)

圖 4.18 耐震性能測試所使用之感測計



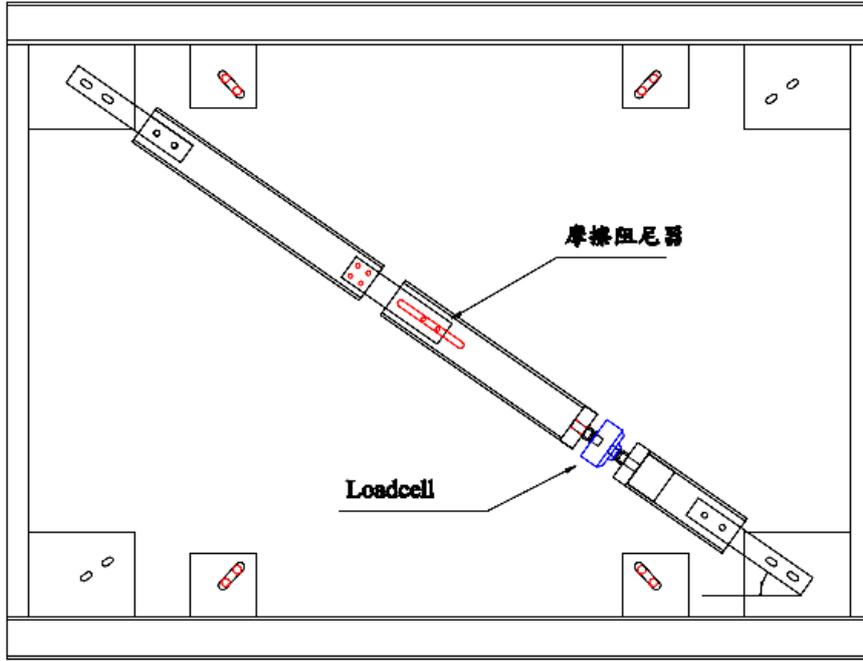
(a) Type A 細部設計圖



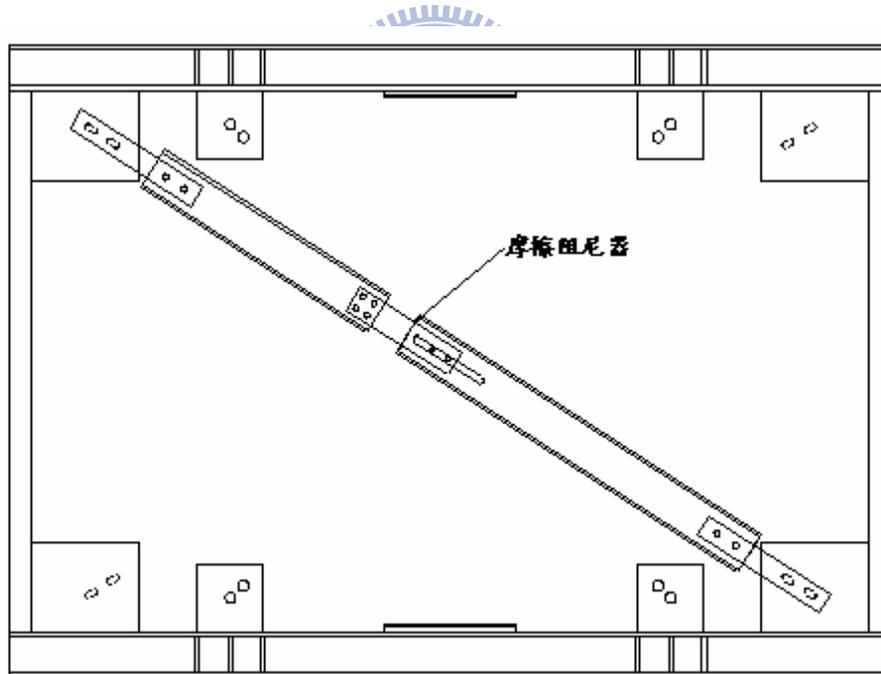
(b) Type B 細部設計圖

圖 4.19 摩擦阻尼斜撐模組細部設計圖





(a) 1F 組裝示意圖

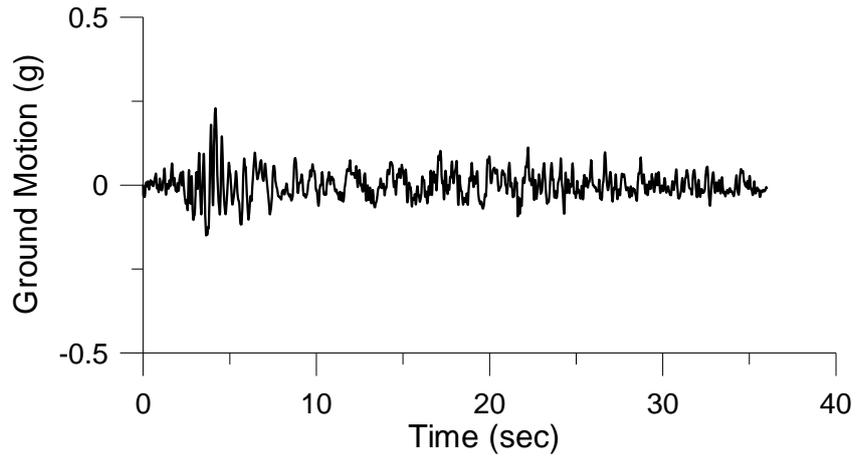


(b) 2F 組裝示意圖

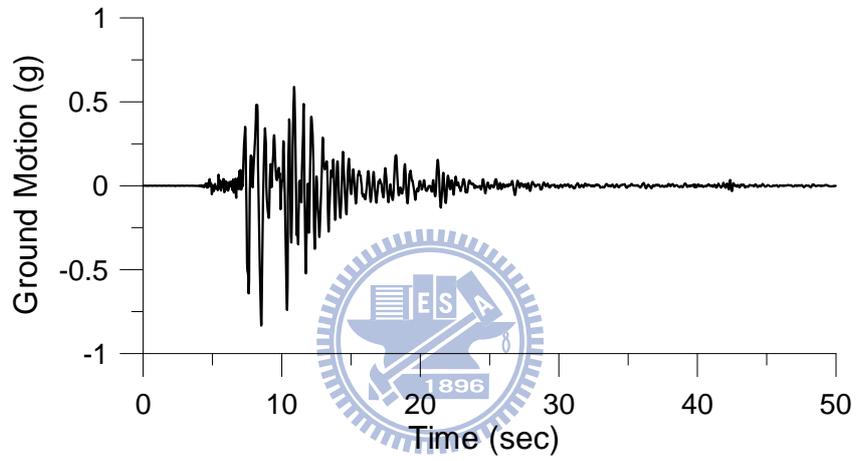
圖 4.20 摩擦阻尼斜撐之安裝設計



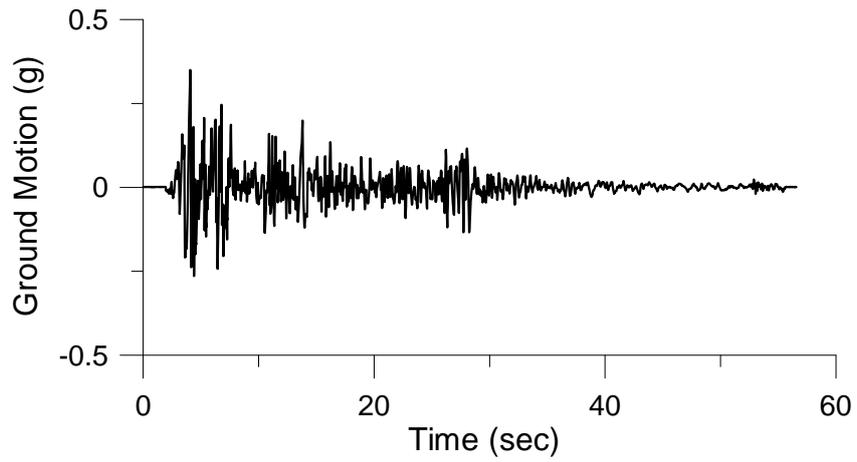
圖 4.21 摩擦阻尼斜撐耐震性能測試構架組裝完成照片



(a) Hachinohe Earthquake



(b) Kobe Earthquake



(c) El Centro Earthquake

圖 4.22 輸入地震歷時

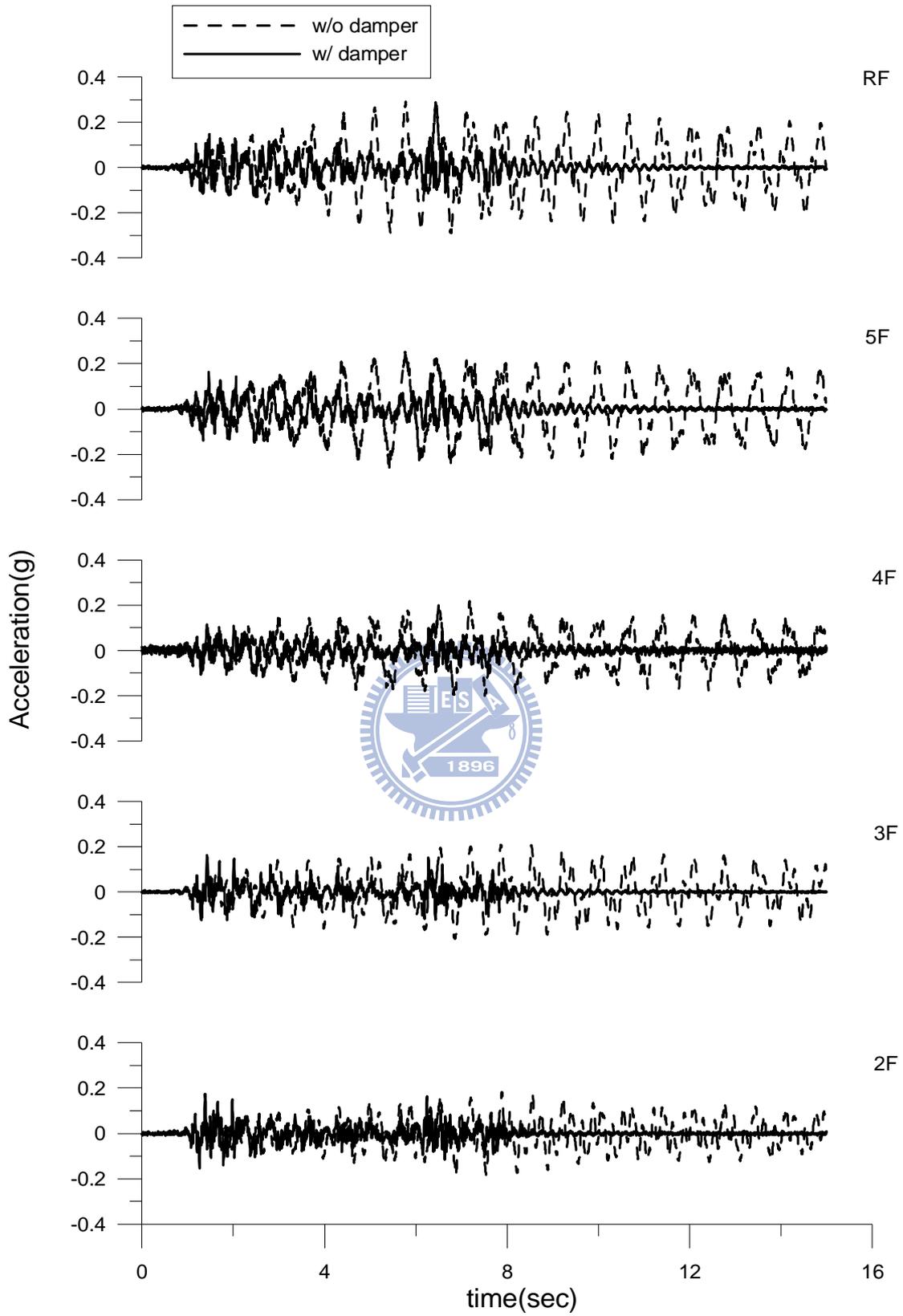


圖 4.23 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.1g)

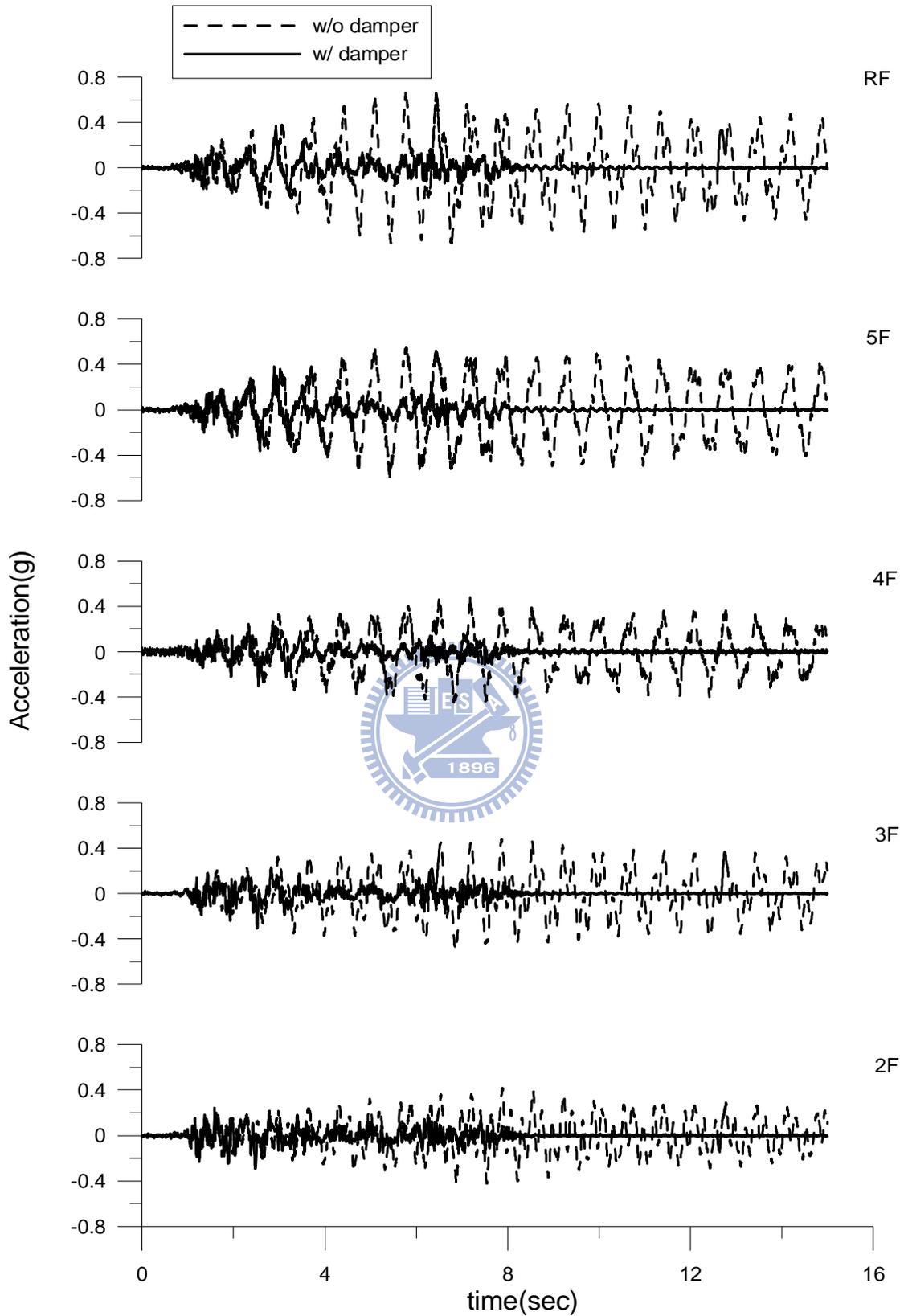


圖 4.24 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.23g)

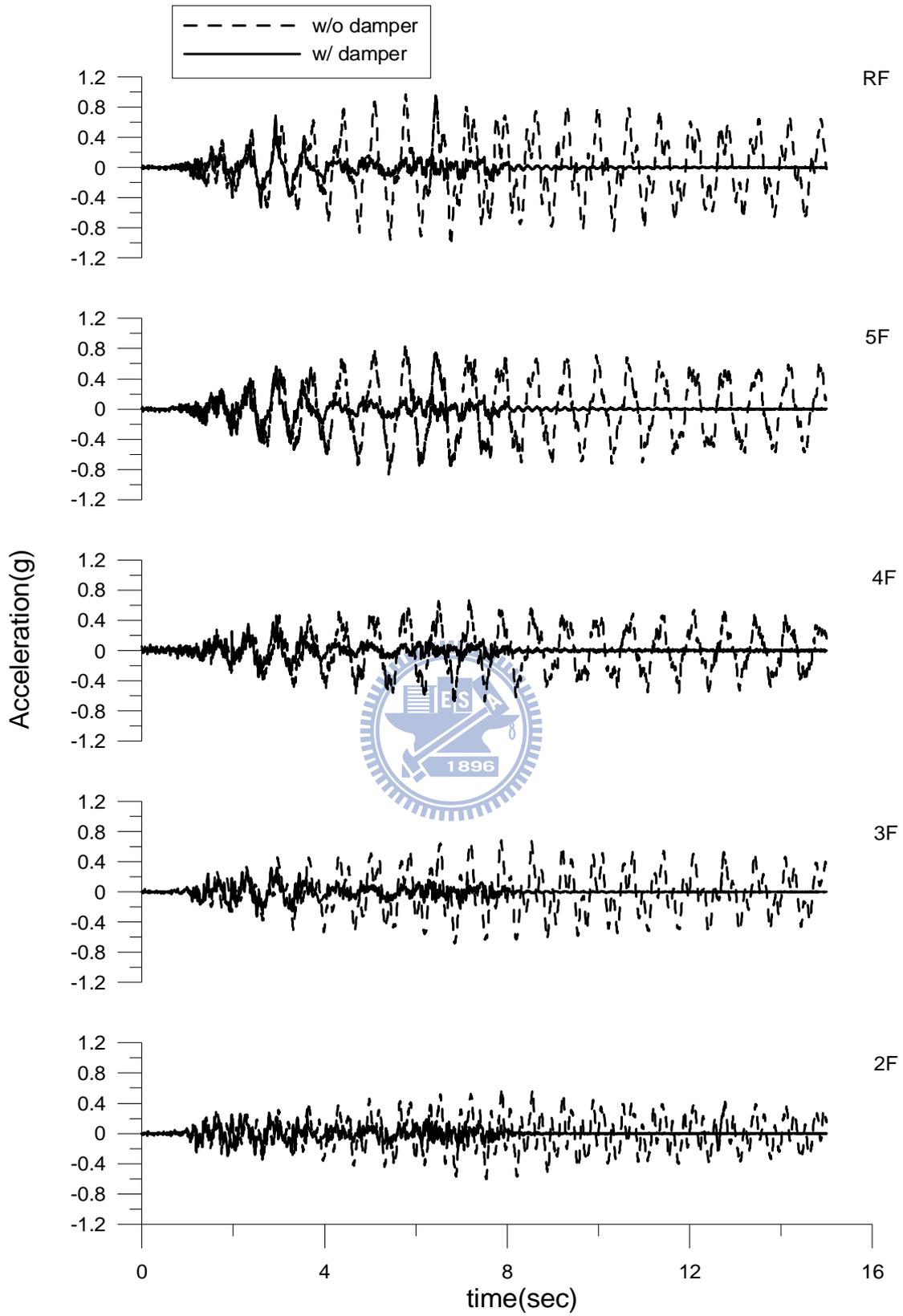


圖 4.25 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.33g)

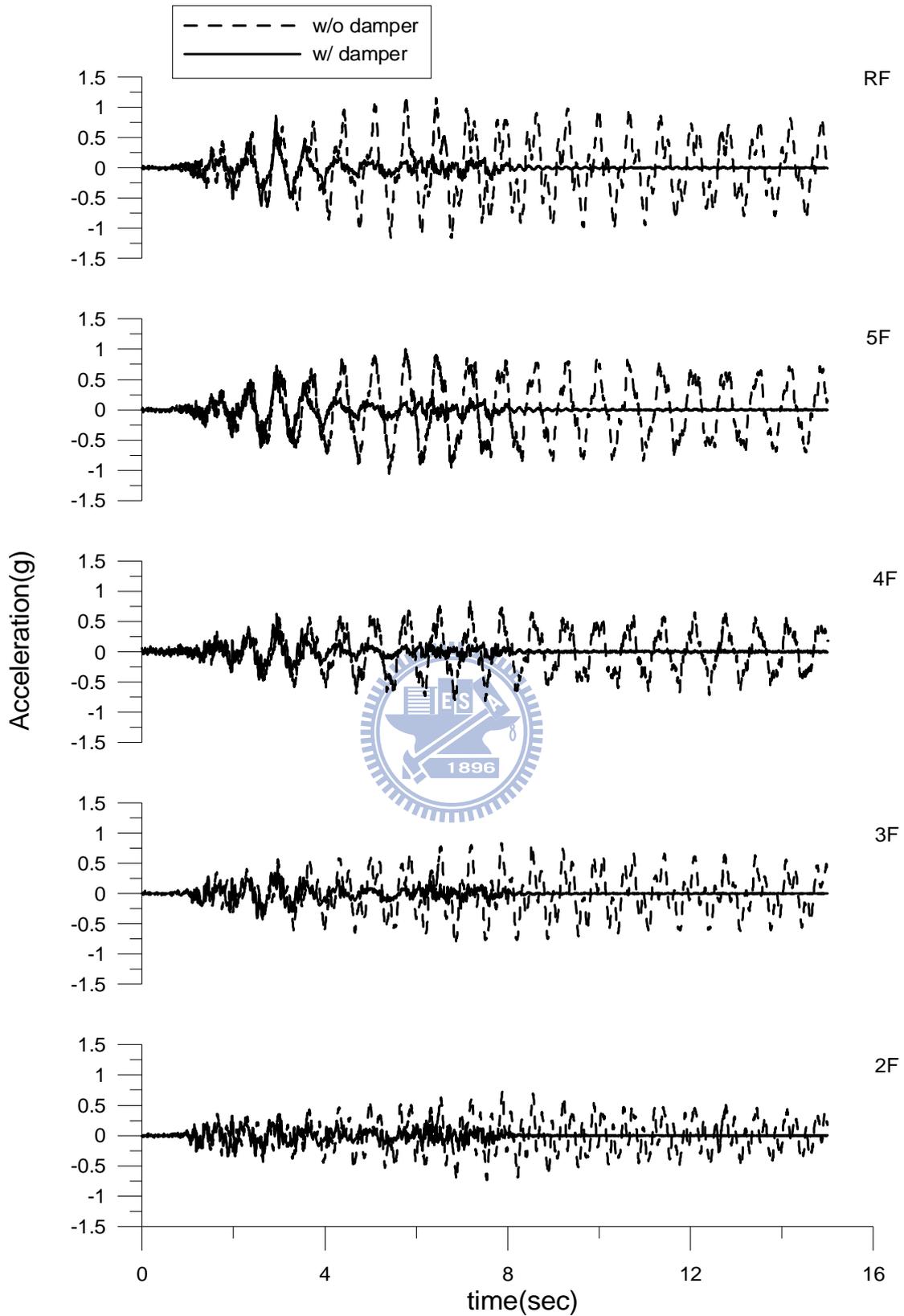


圖 4.26 各樓層加速度反應歷時比較(Hachinohe; PGA=0.4g)

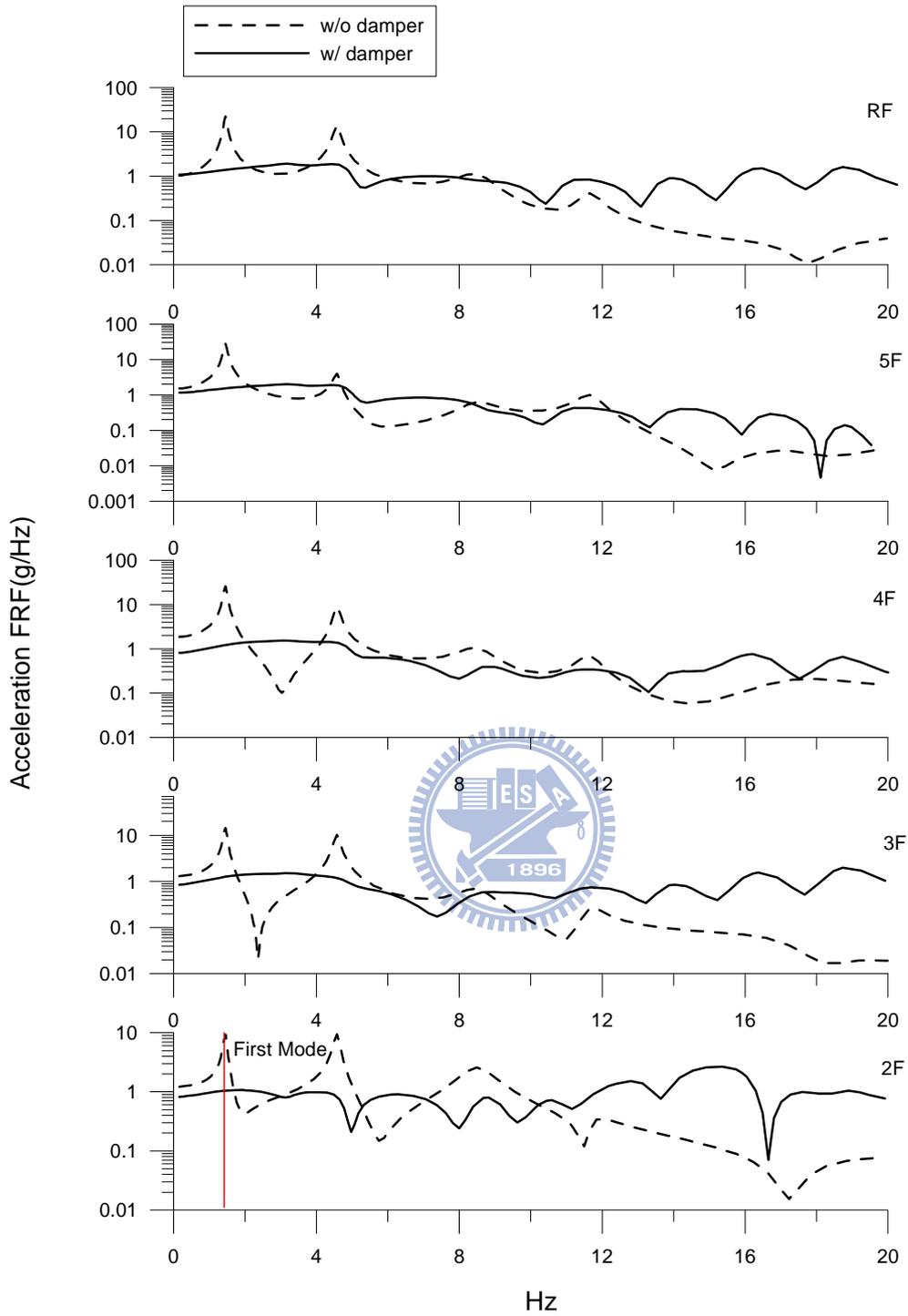


圖 4.27 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(Hachinohe; PGA=0.1g)

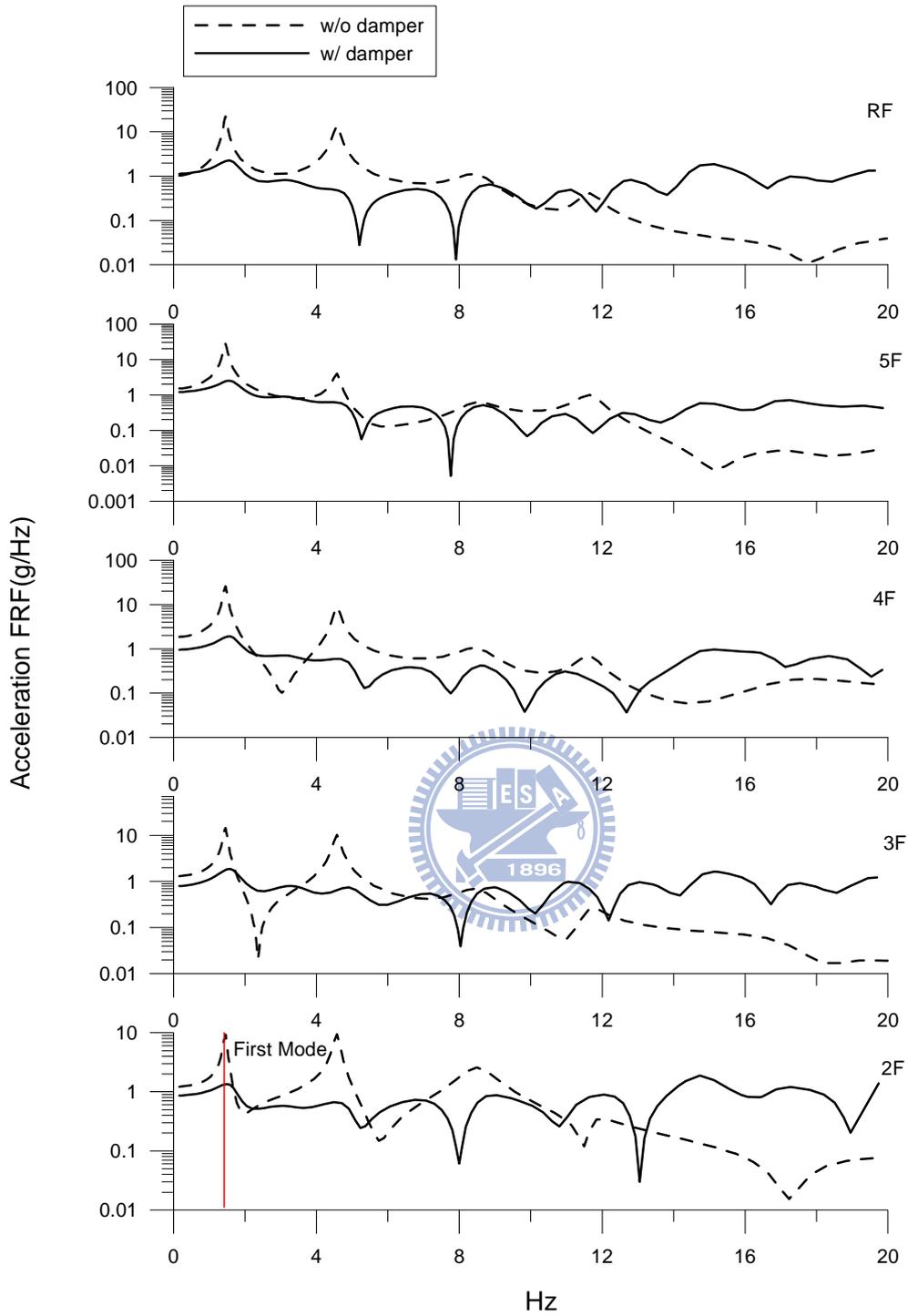


圖 4.28 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(Hachinohe; PGA=0.23g)

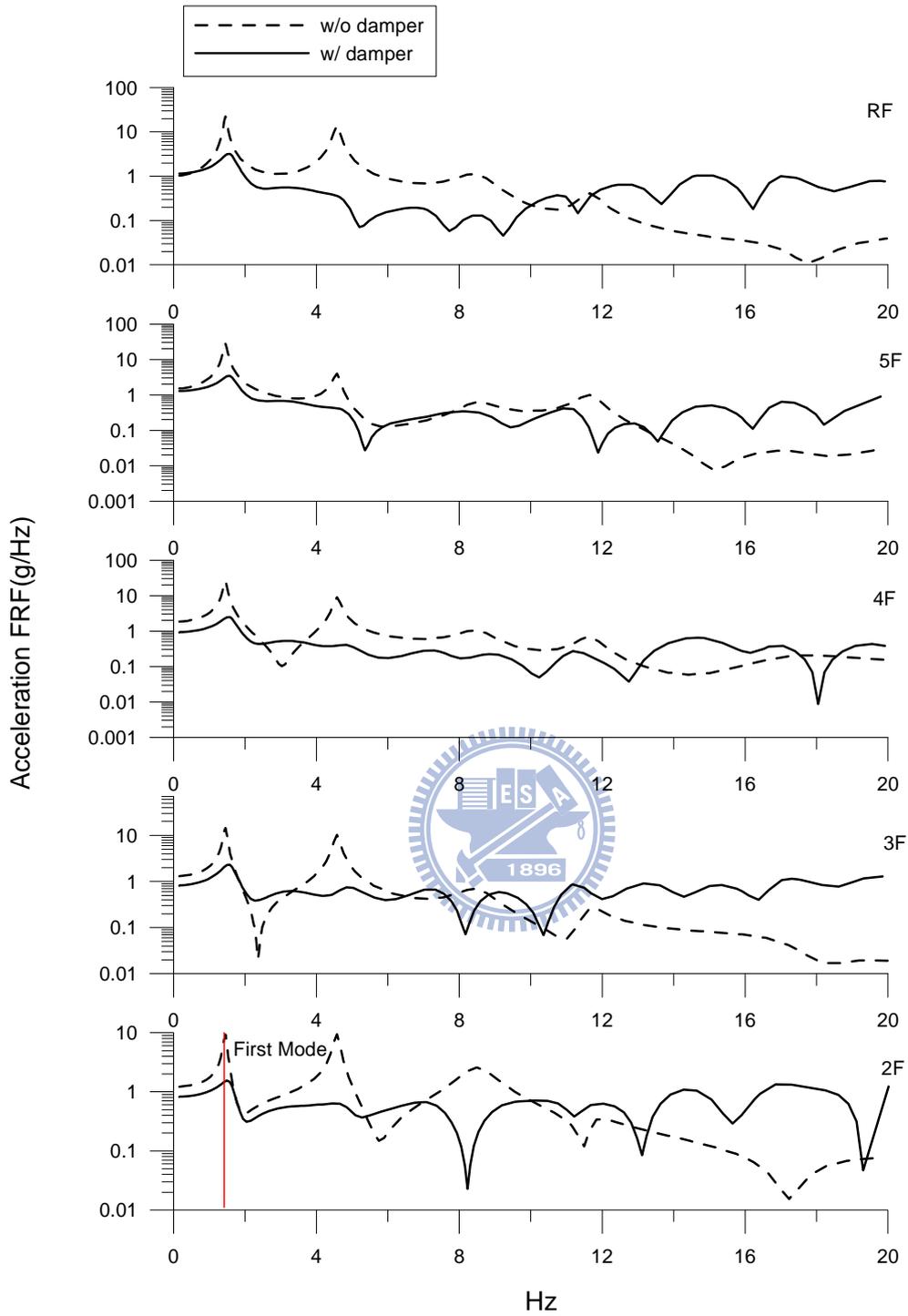


圖 4.29 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(Hachinohe; PGA=0.33g)

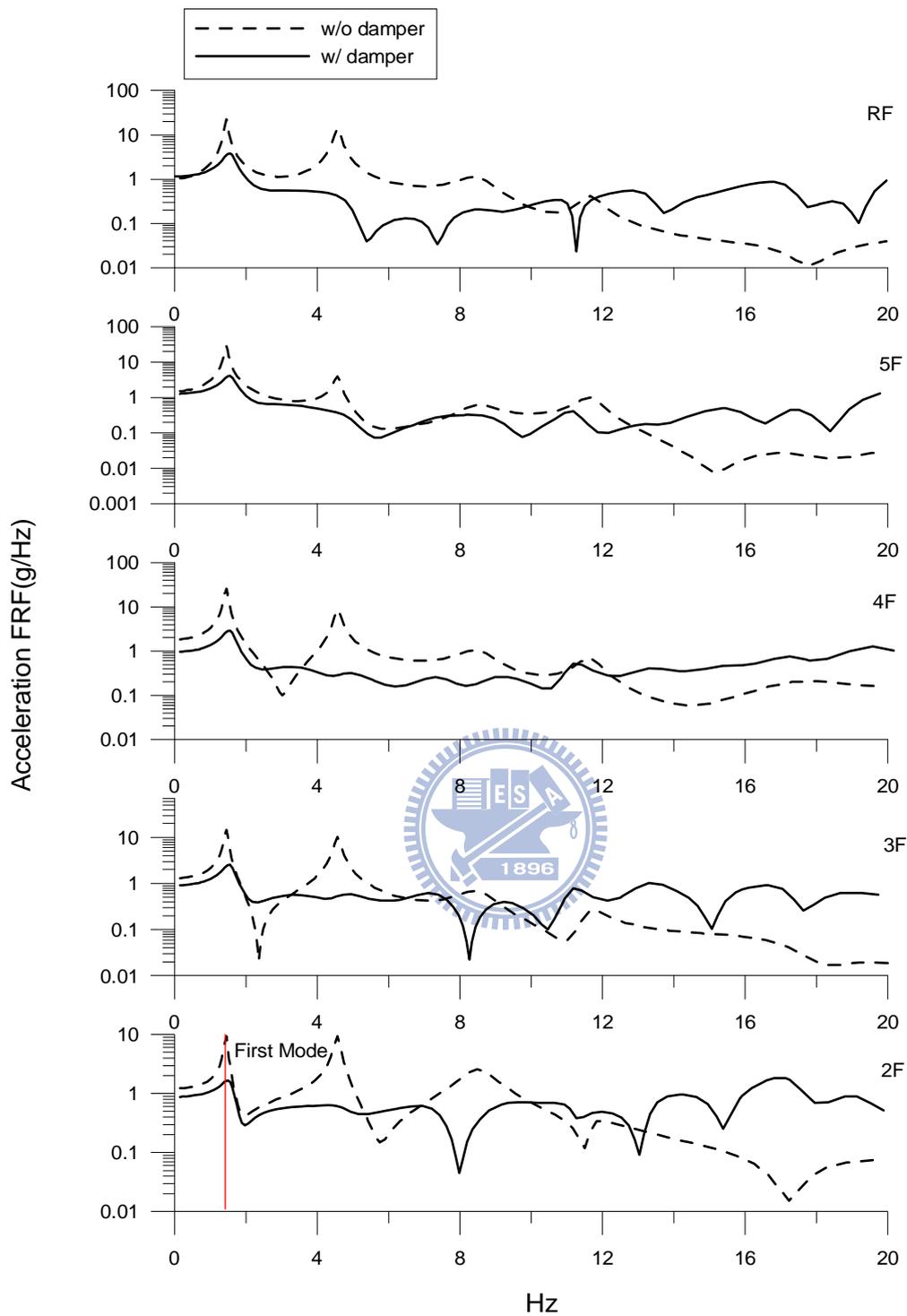


圖 4.30 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較

(Hachinohe; PGA=0.4g)

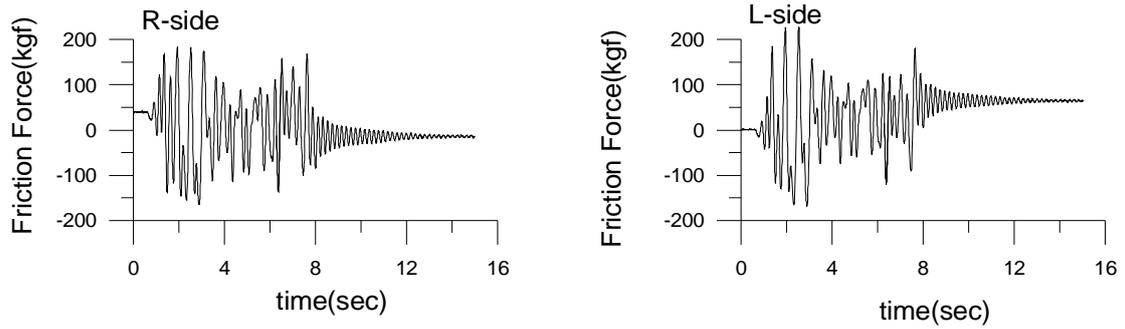


圖 4.31 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.1g)

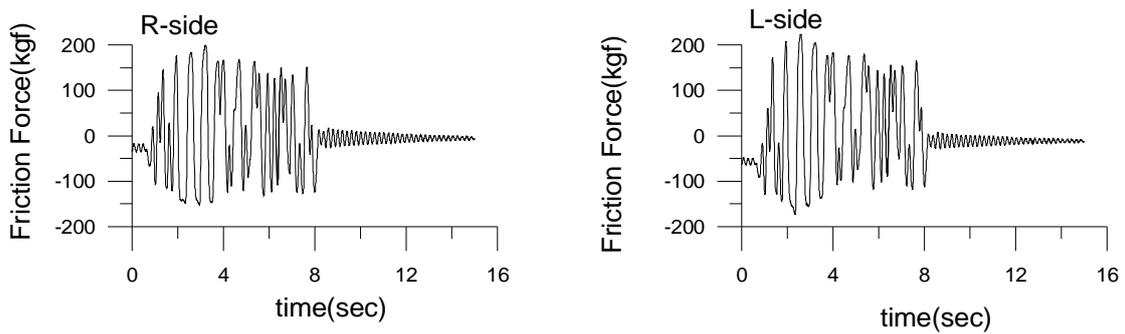


圖 4.32 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.23g)

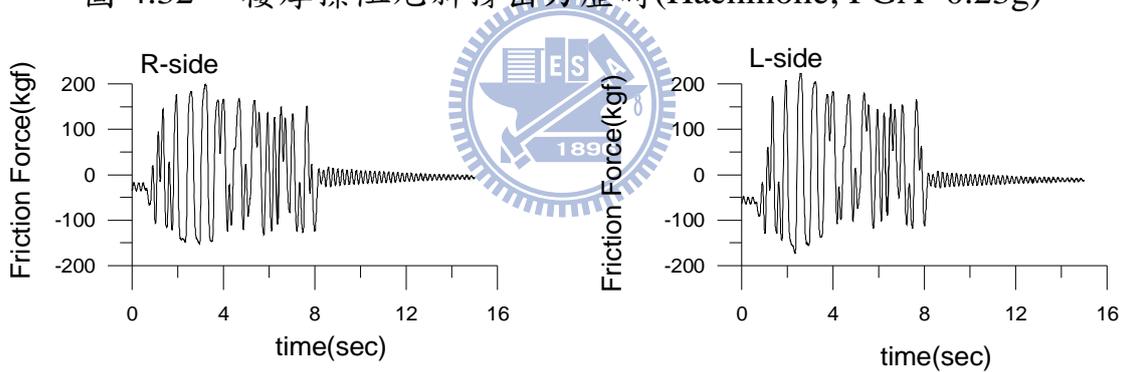


圖 4.33 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.33g)

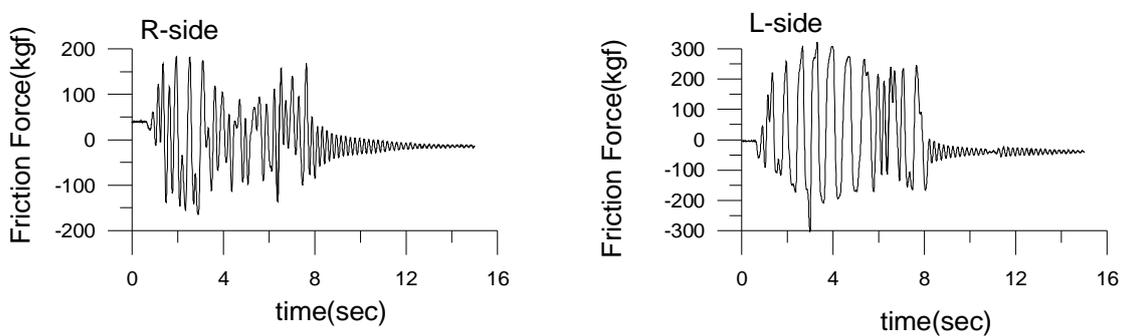


圖 4.34 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Hachinohe; PGA=0.4g)

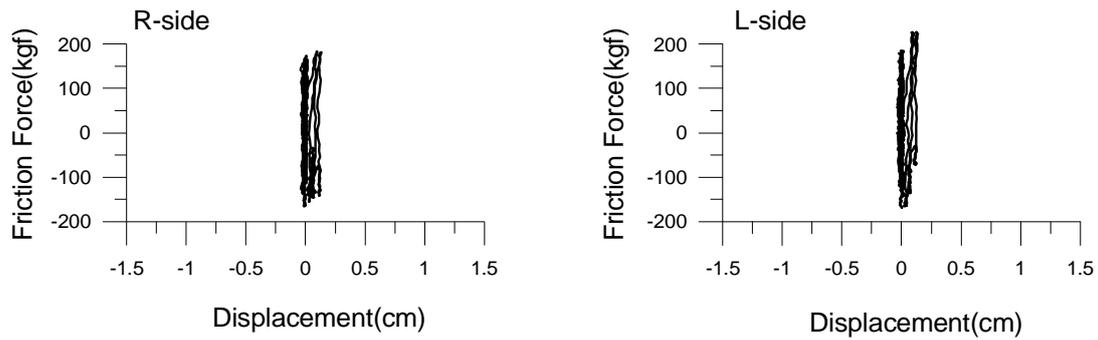


圖 4.35 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.1g)

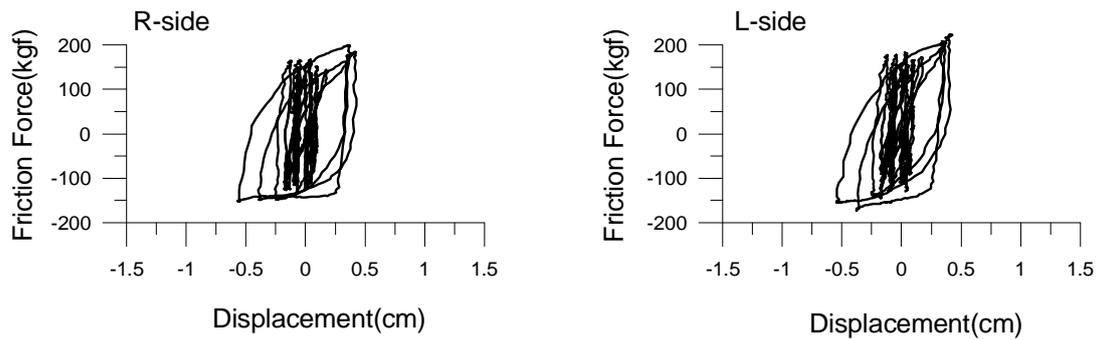


圖 4.36 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.23g)

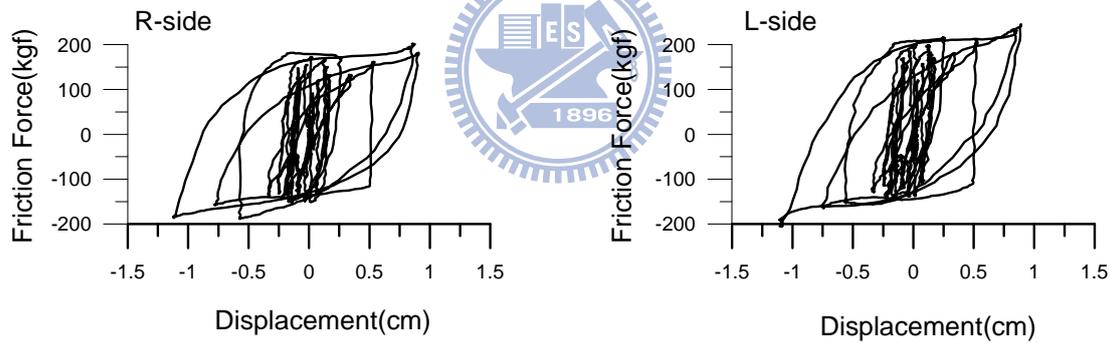


圖 4.37 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.33g)

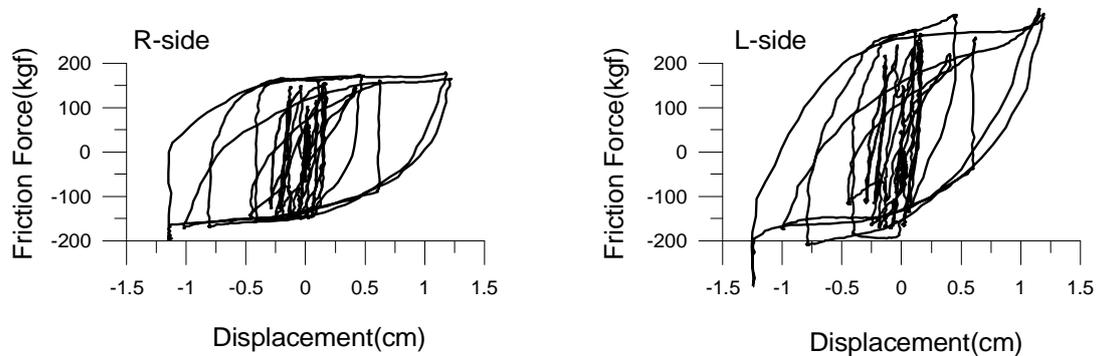


圖 4.38 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Hachinohe; PGA=0.4g)

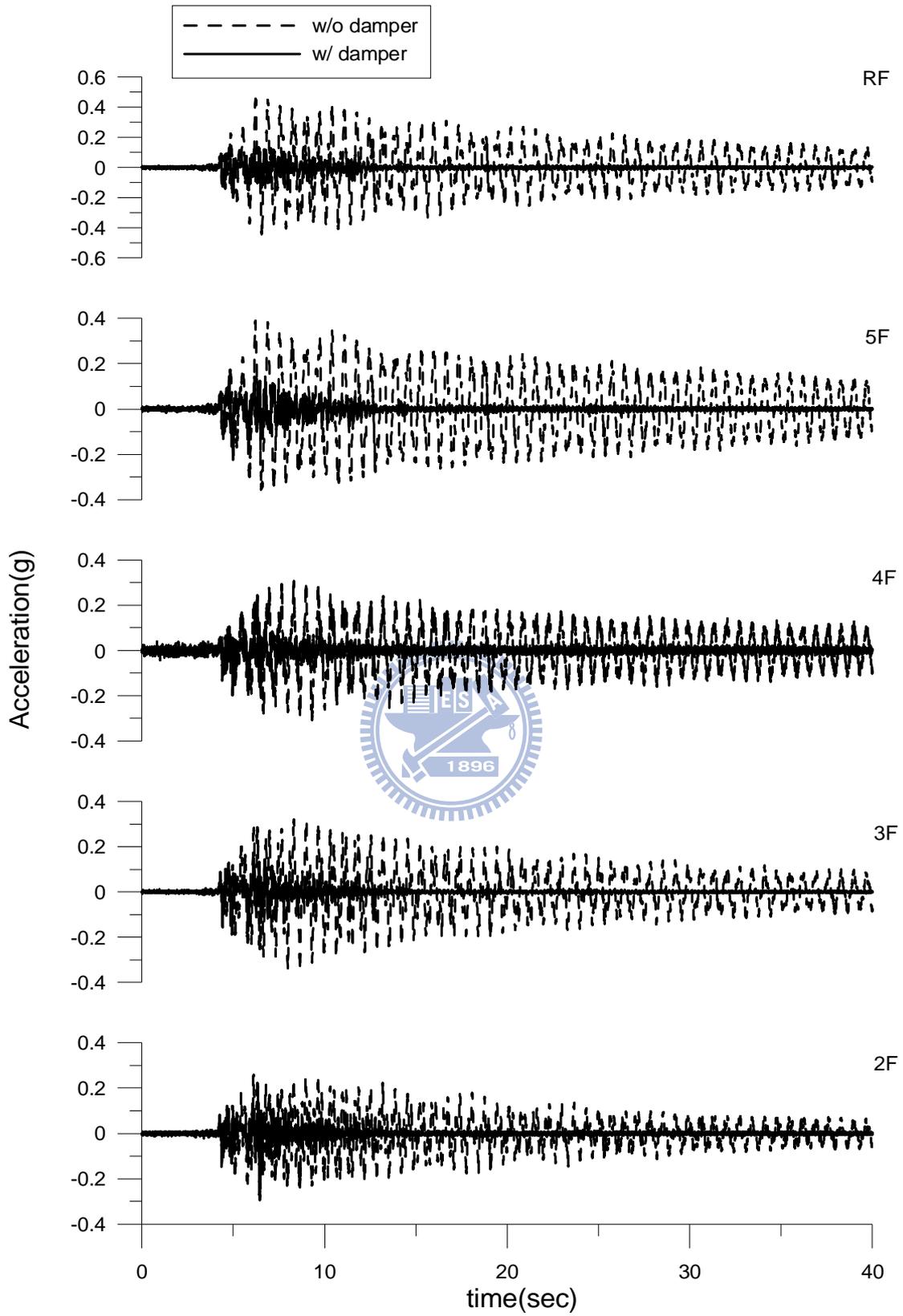


圖 4.39 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.16g)

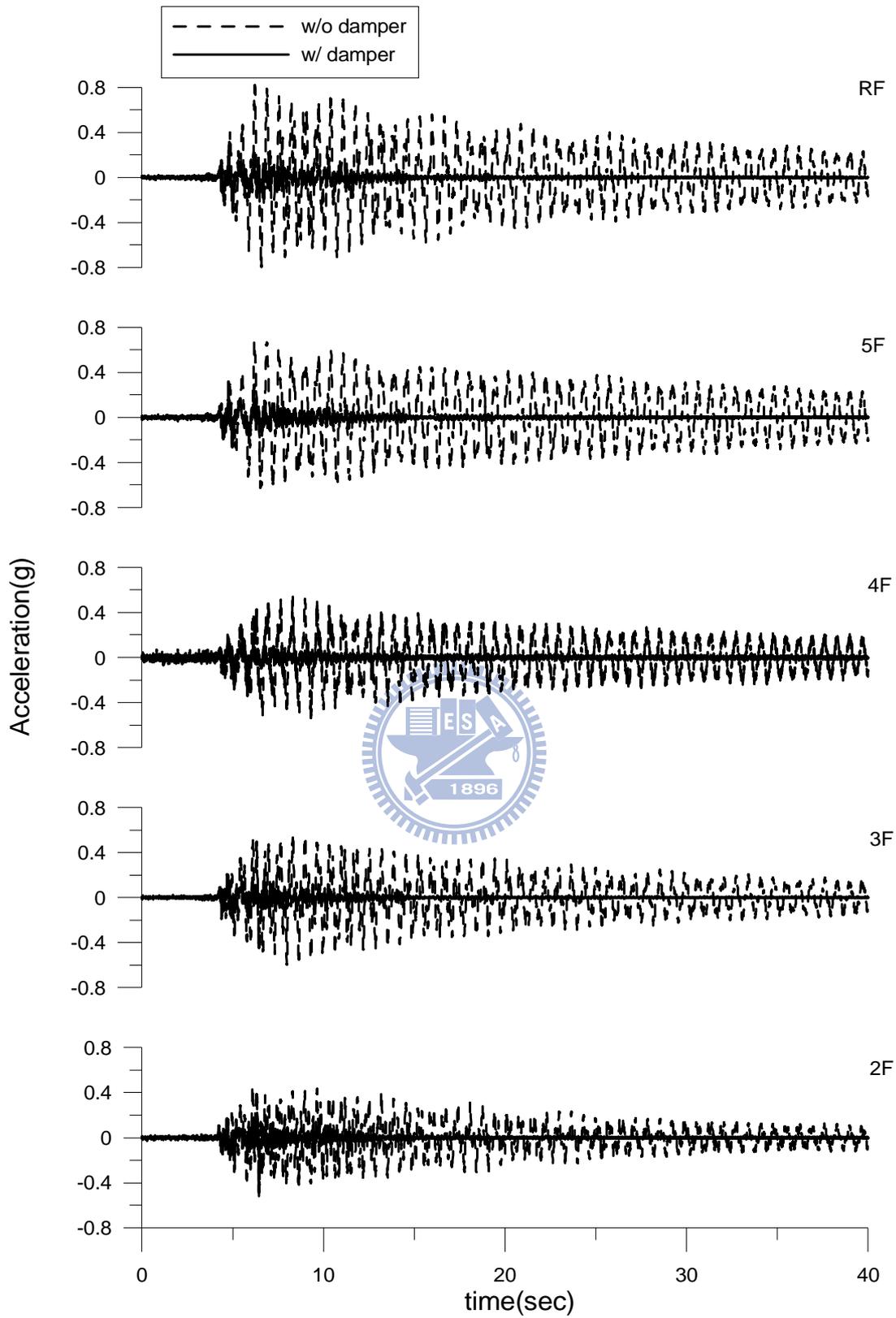


圖 4.40 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.28g)

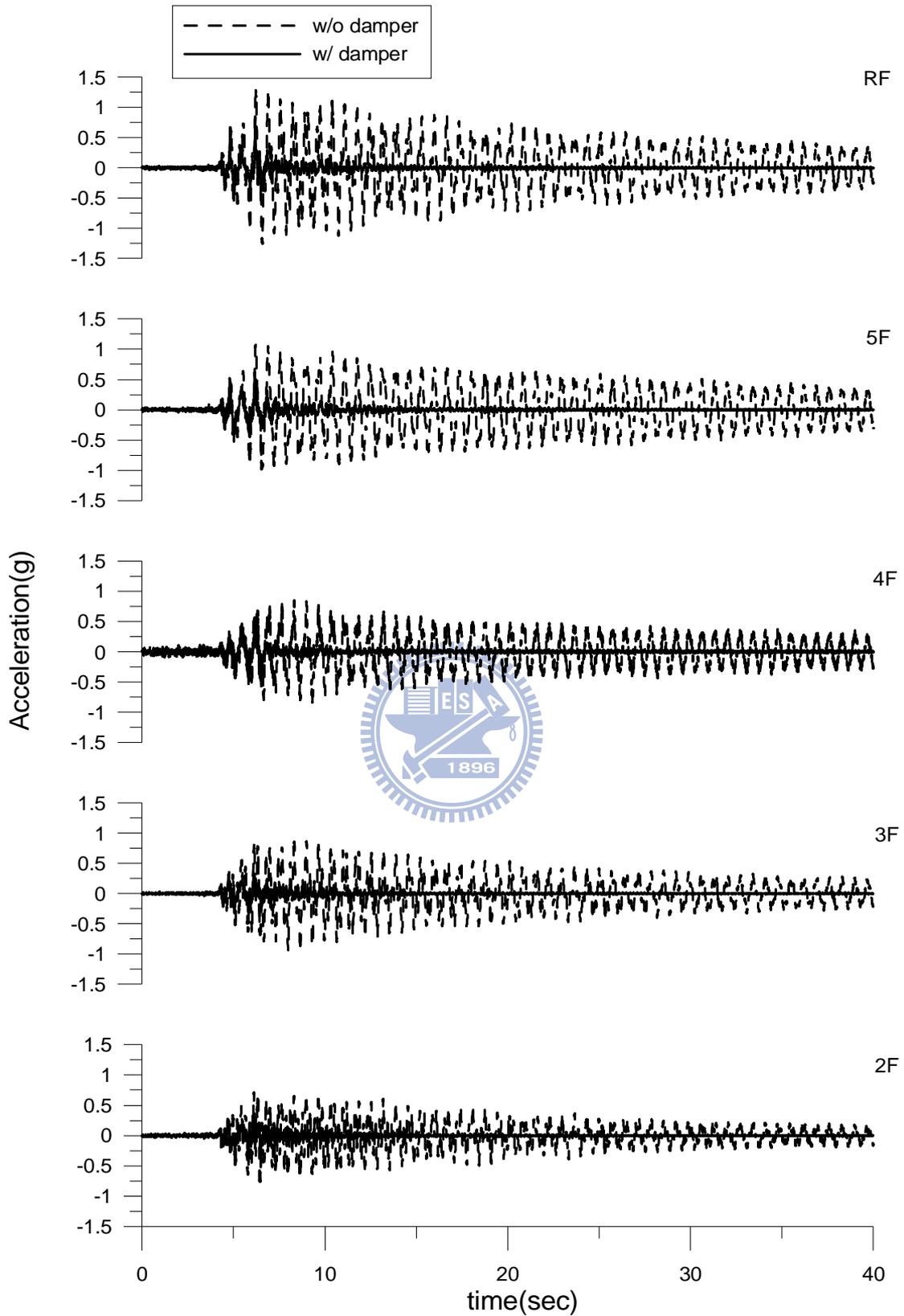


圖 4.41 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.44g)

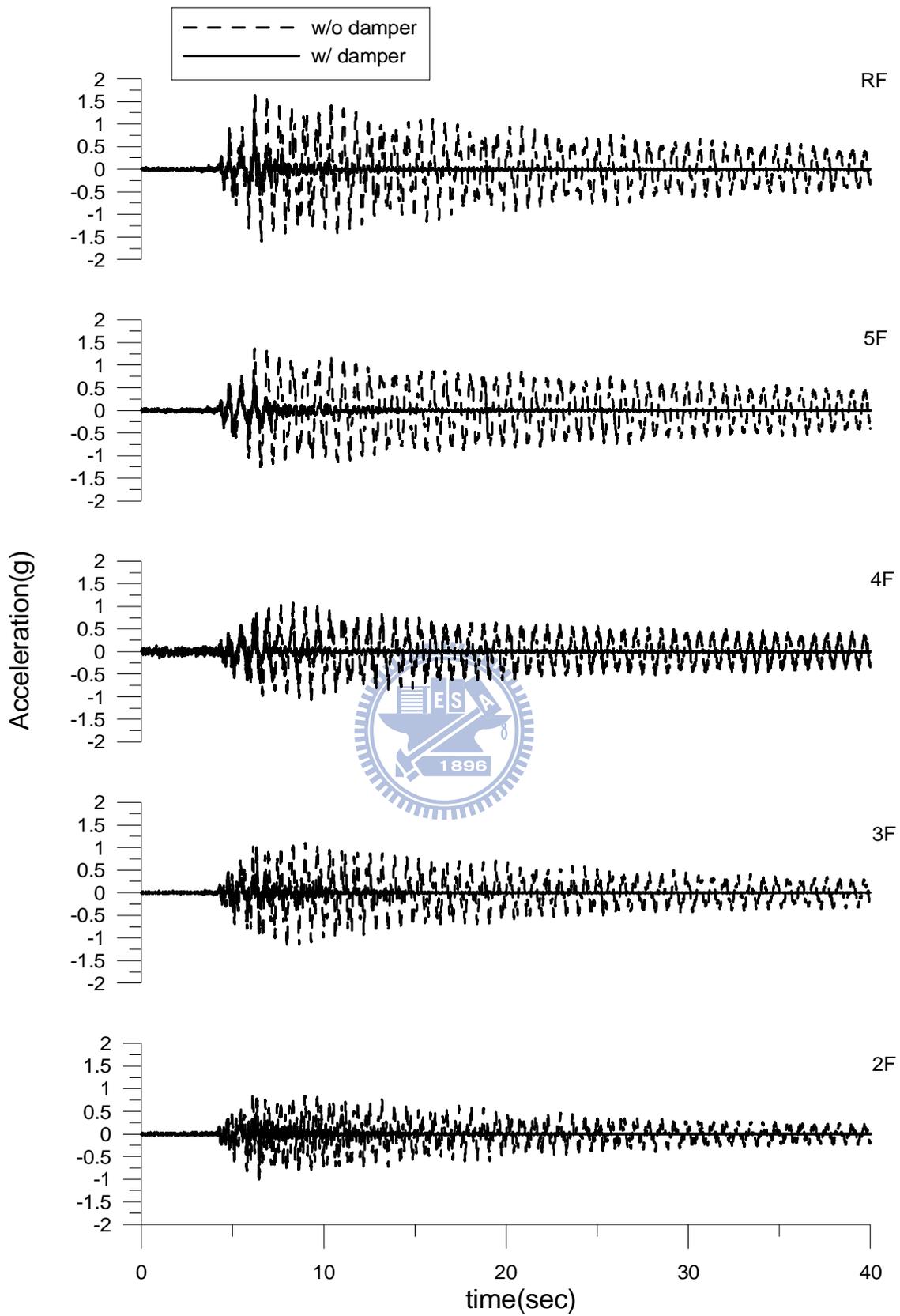


圖 4.42 各樓層加速度反應歷時比較(Kobe; PGA=0.56g)

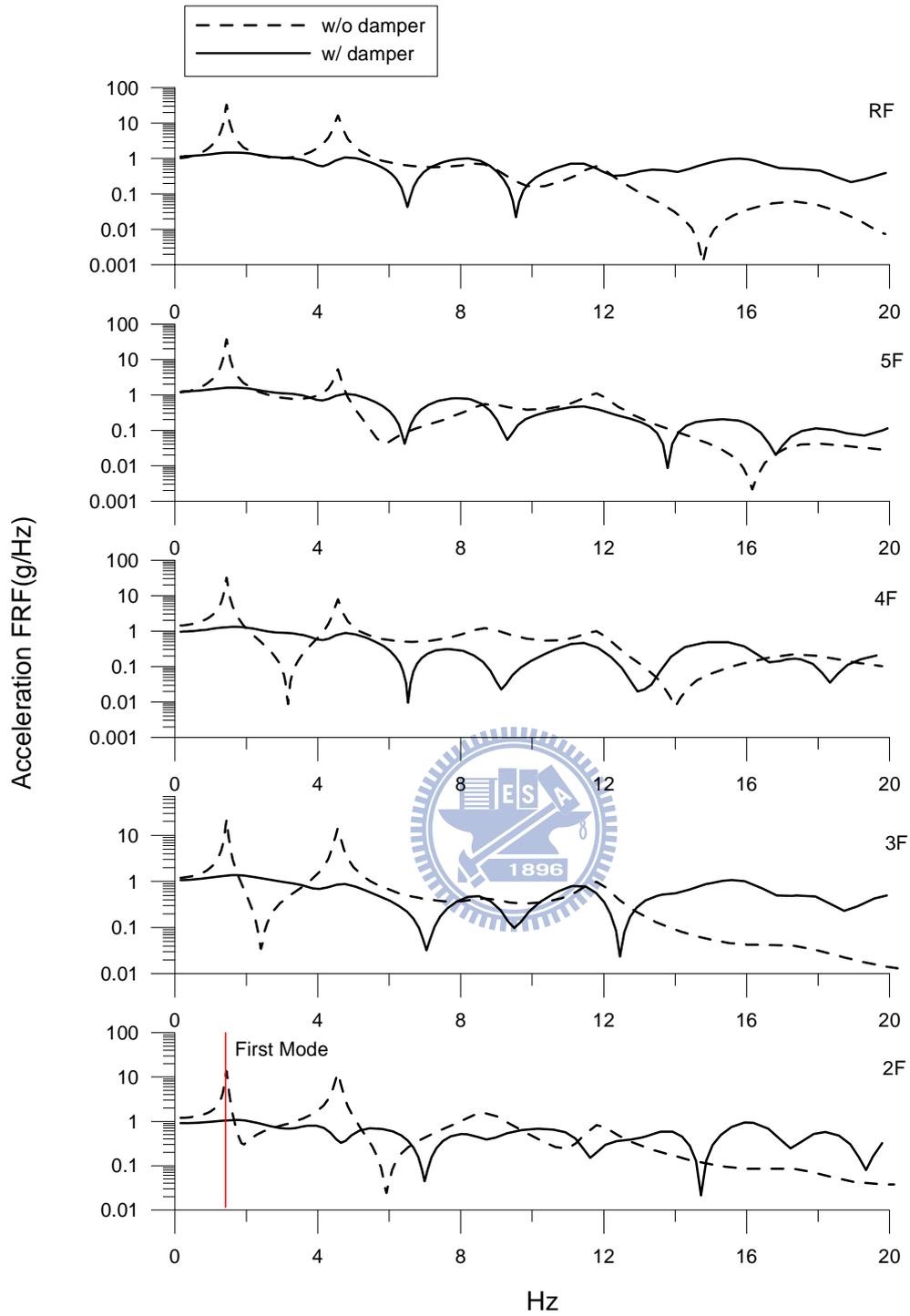


圖 4.43 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較

(Kobe; PGA=0.16g)

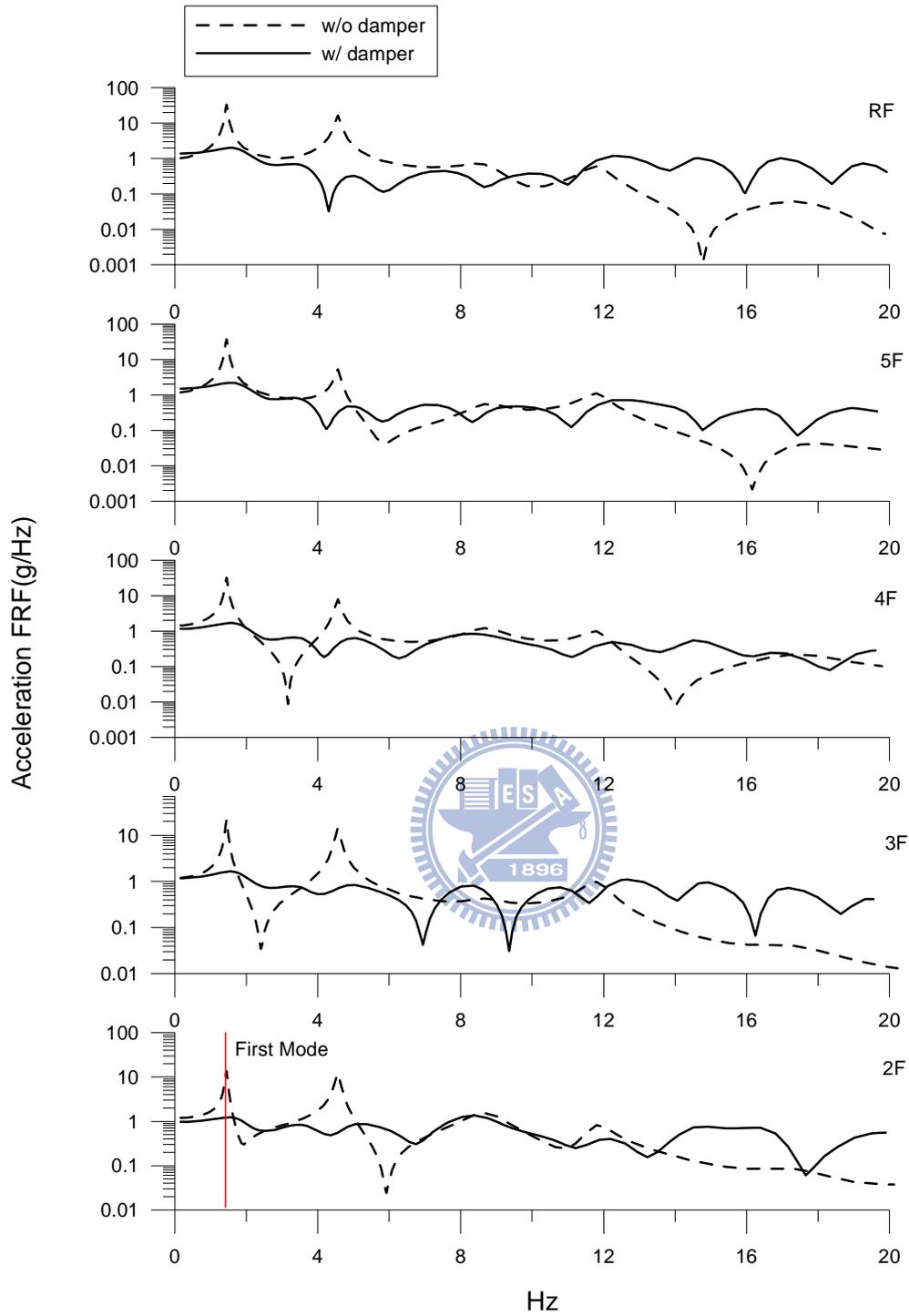


圖 4.44 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(Kobe; PGA=0.28g)

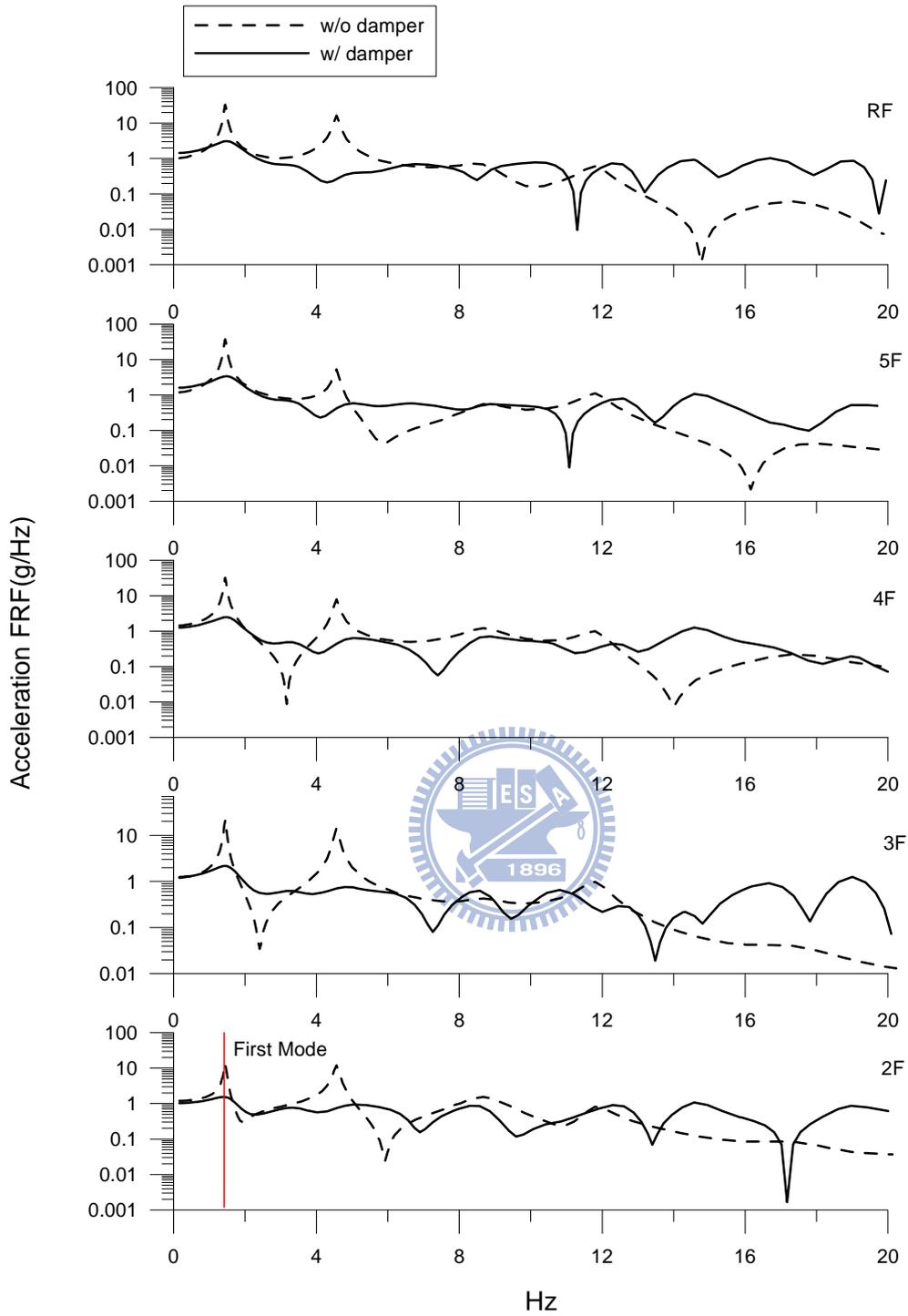


圖 4.45 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(Kobe; PGA=0.44g)

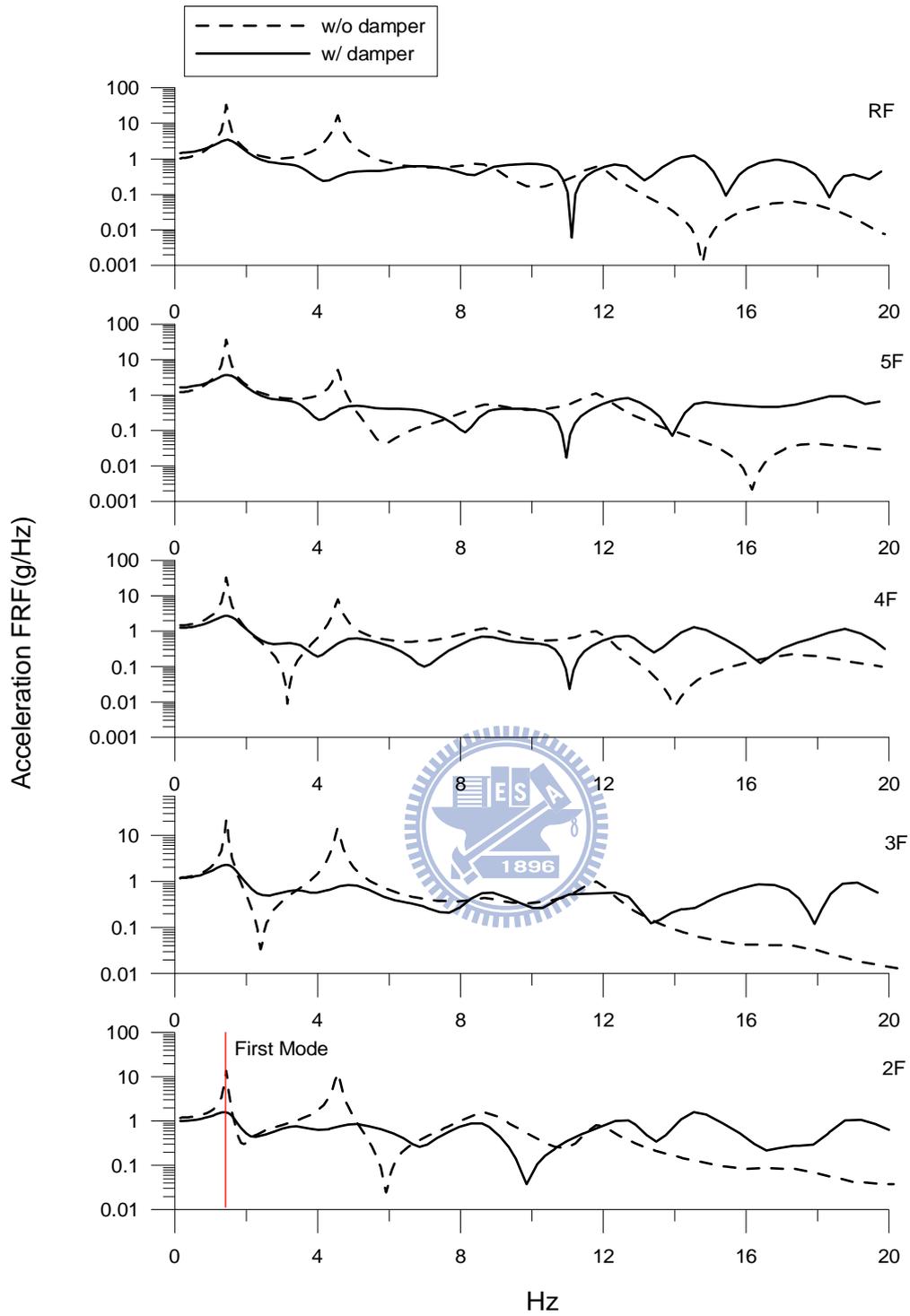


圖 4.46 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較

(Kobe; PGA=0.56g)

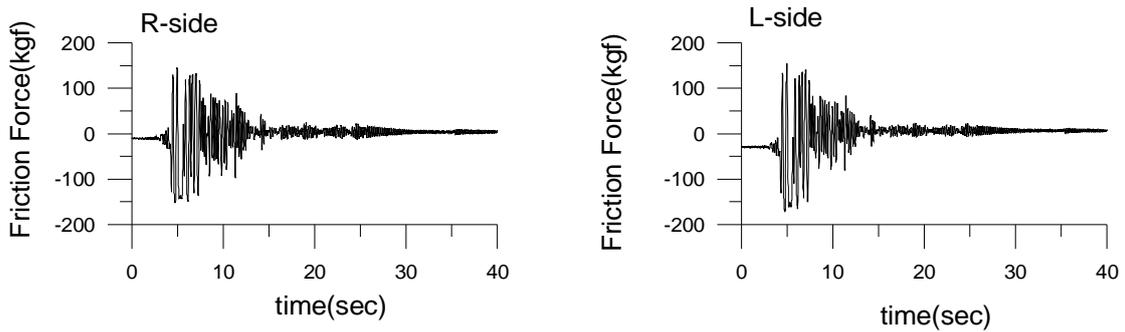


圖 4.47 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.16g)

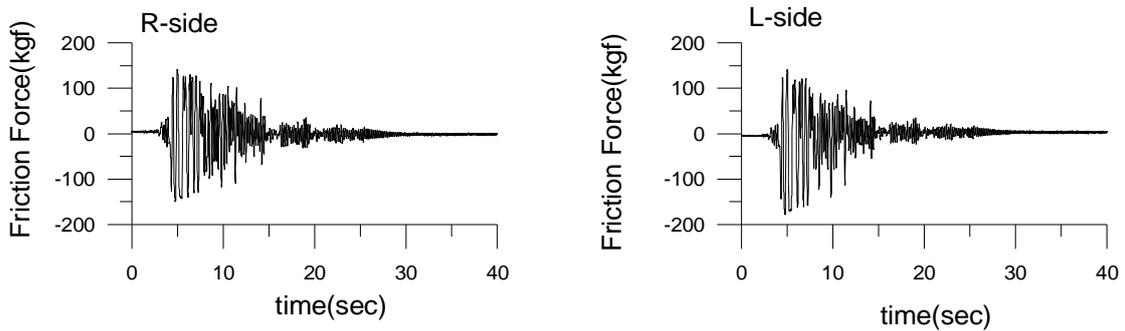


圖 4.48 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.28g)

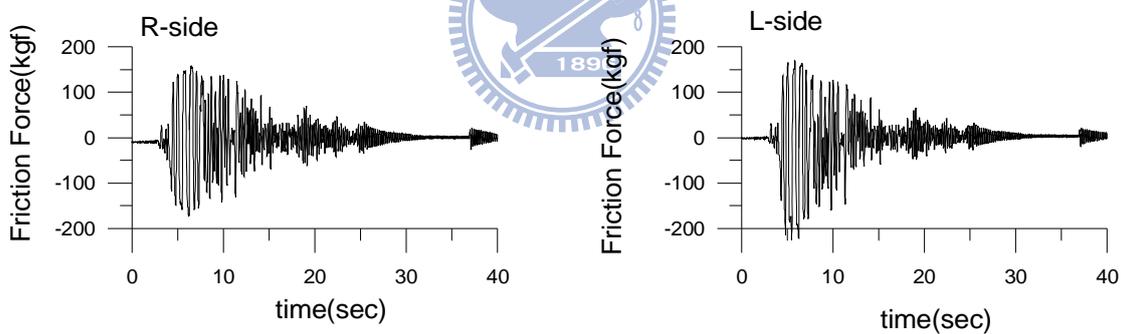


圖 4.49 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.44g)

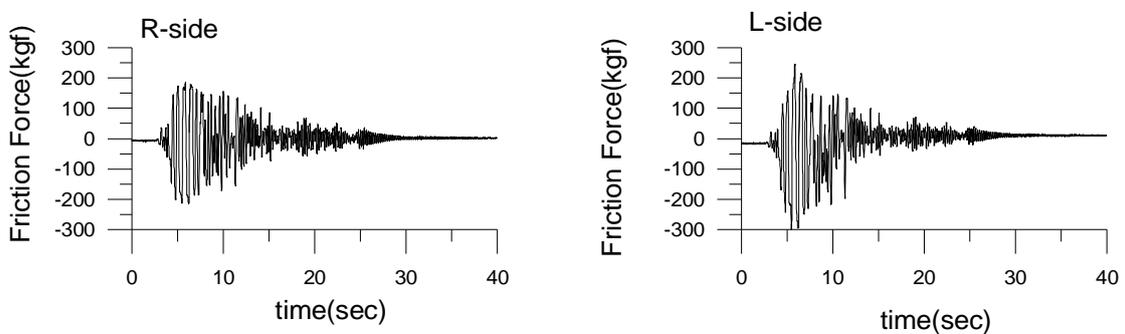


圖 4.50 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(Kobe; PGA=0.56g)

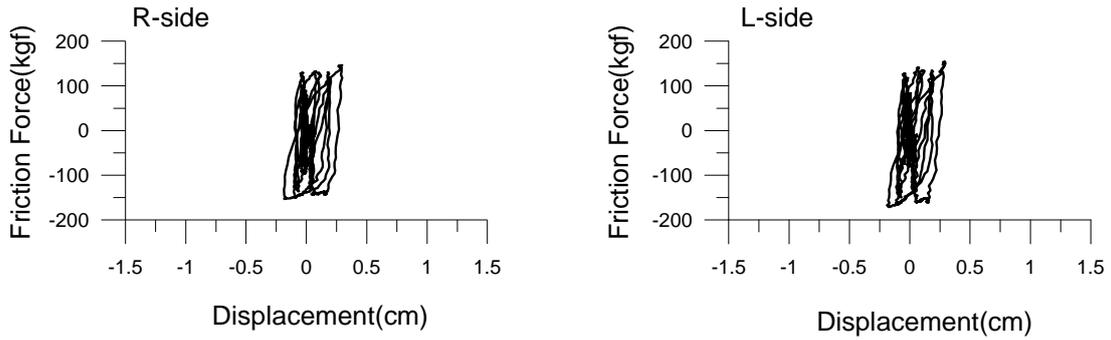


圖 4.51 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.16g)

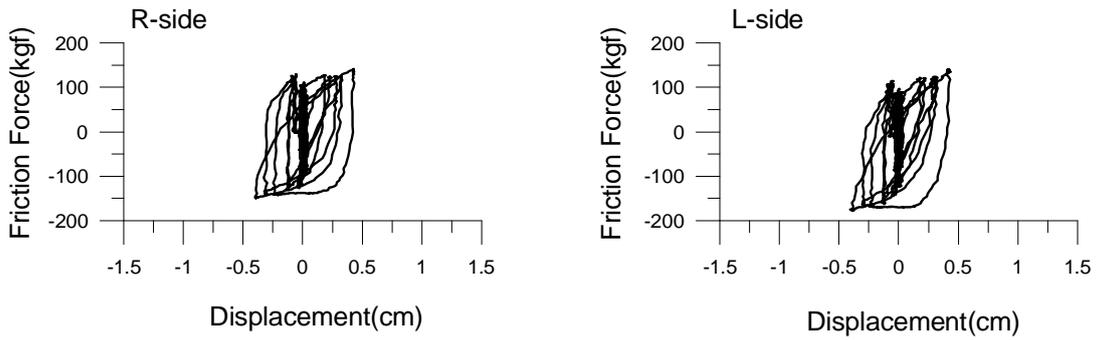


圖 4.52 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.28g)

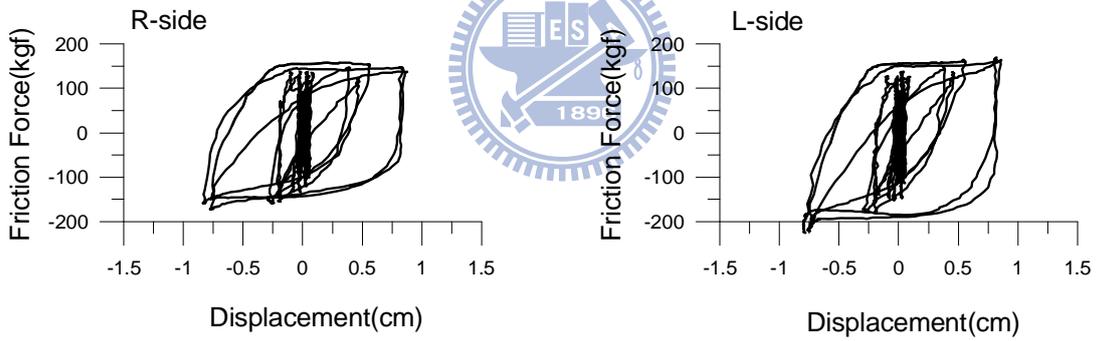


圖 4.53 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.44g)

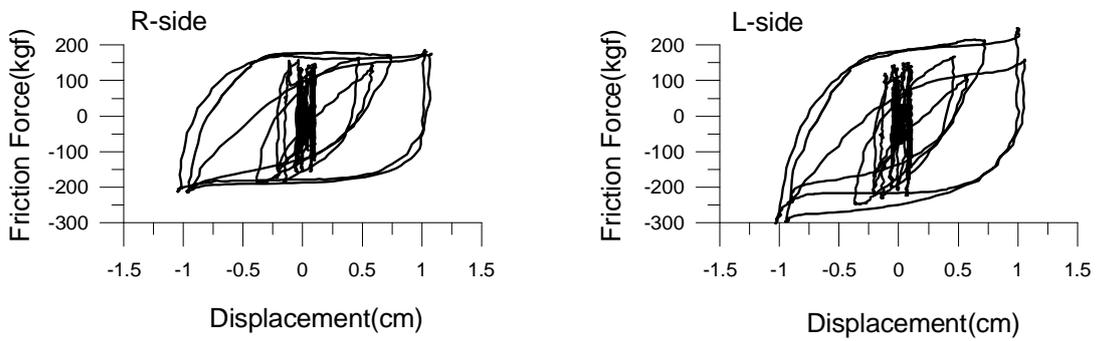


圖 4.54 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(Kobe; PGA=0.56g)

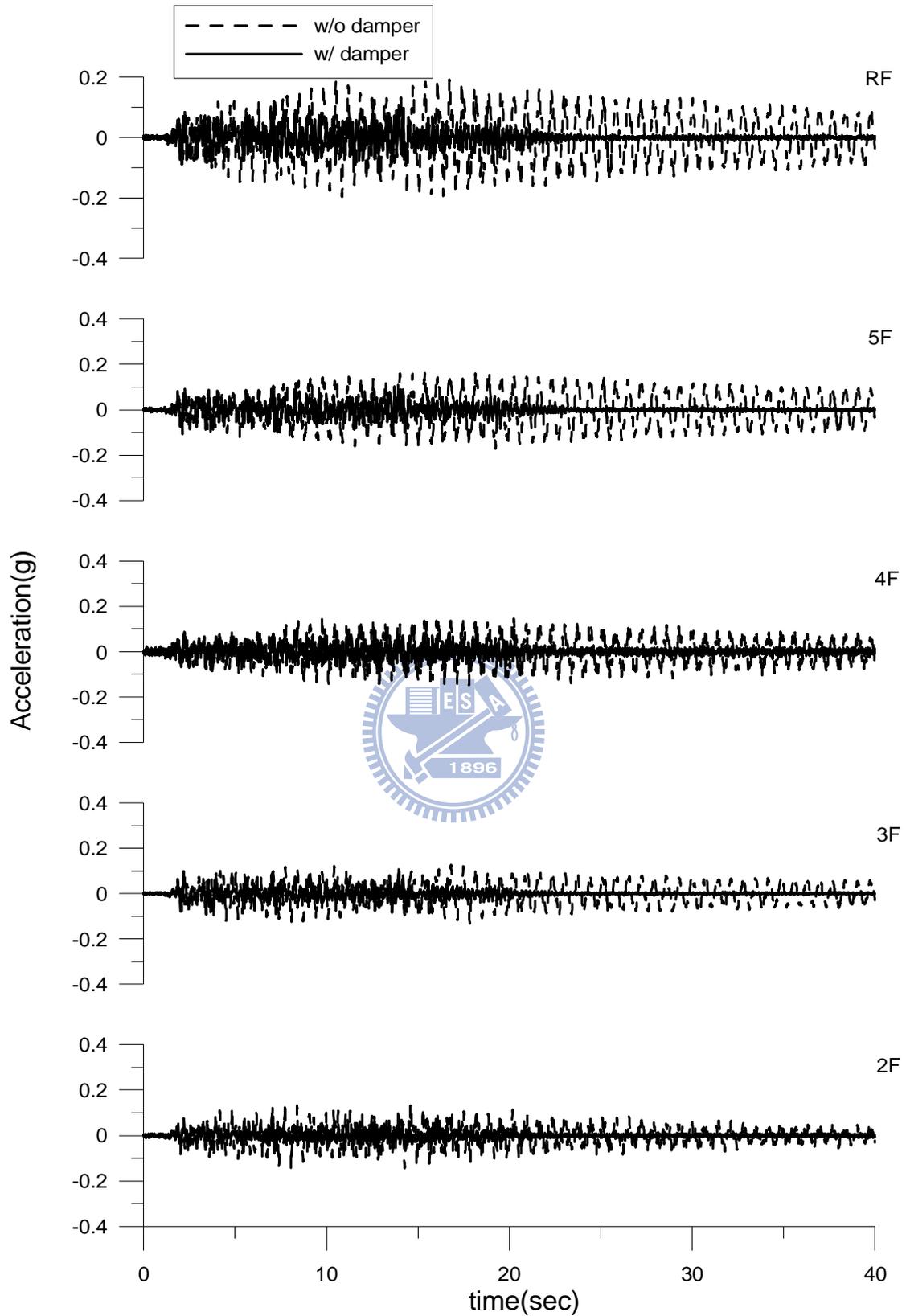


圖 4.55 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.1g)

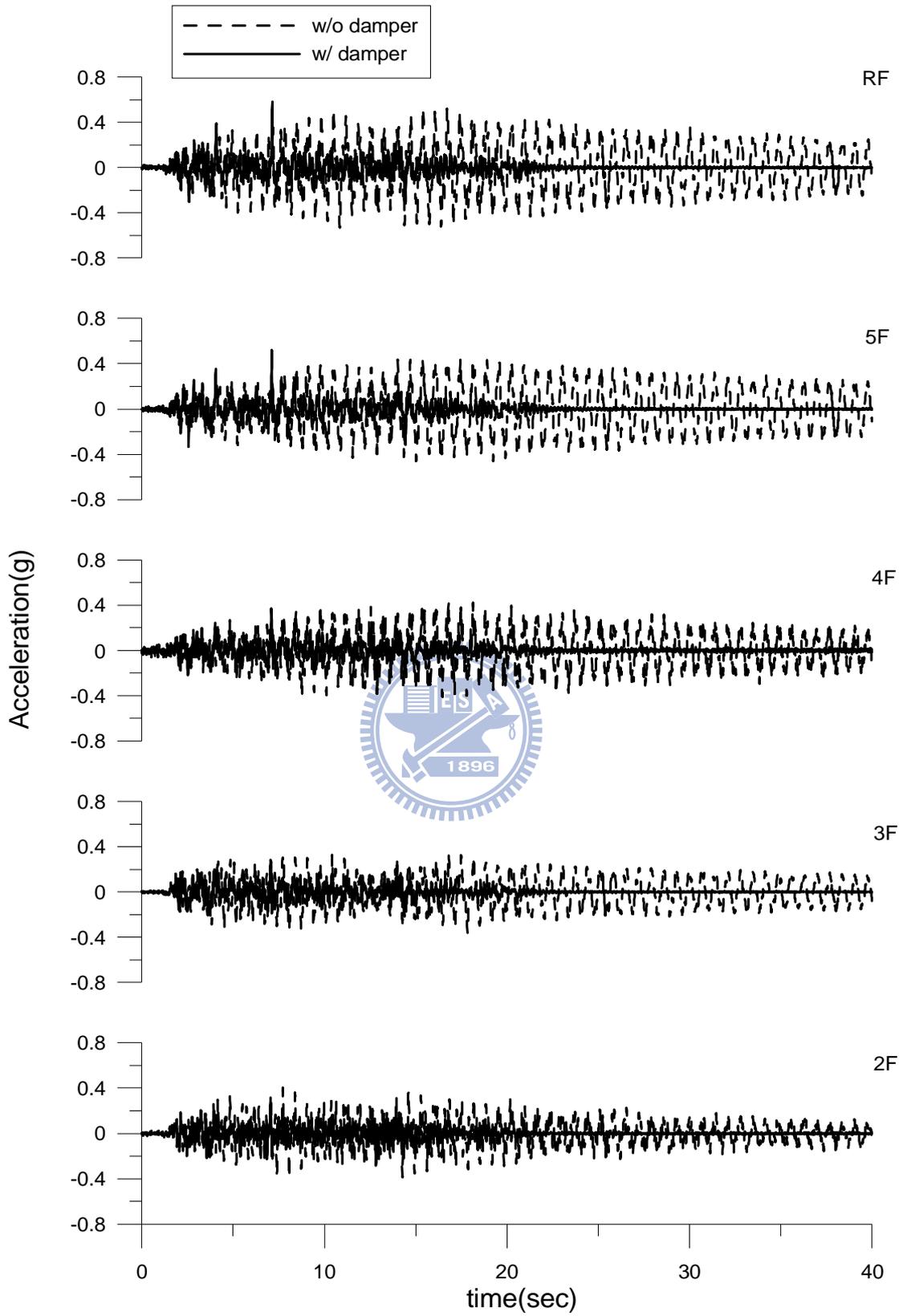


圖 4.56 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.27g)

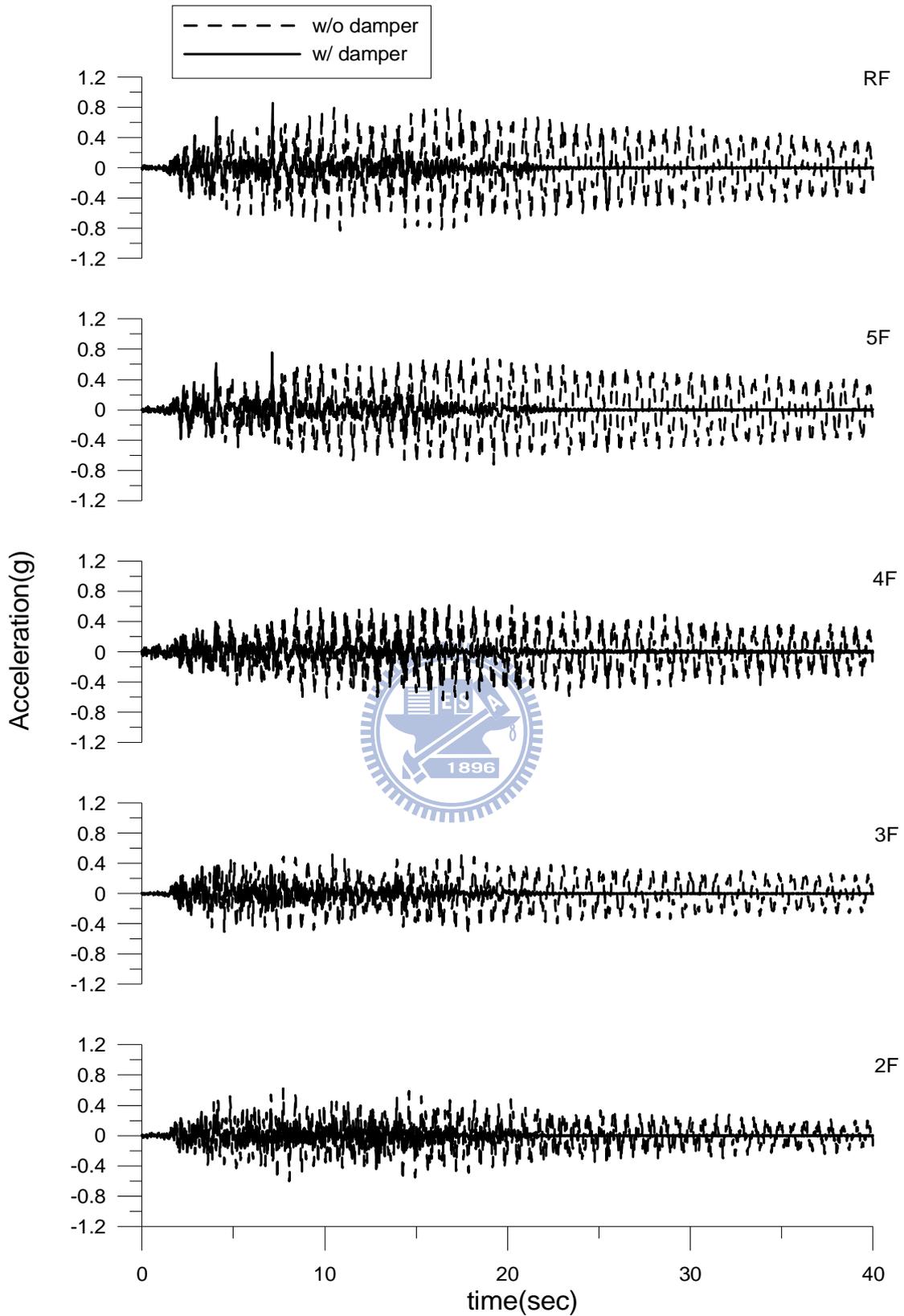


圖 4.57 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.42g)

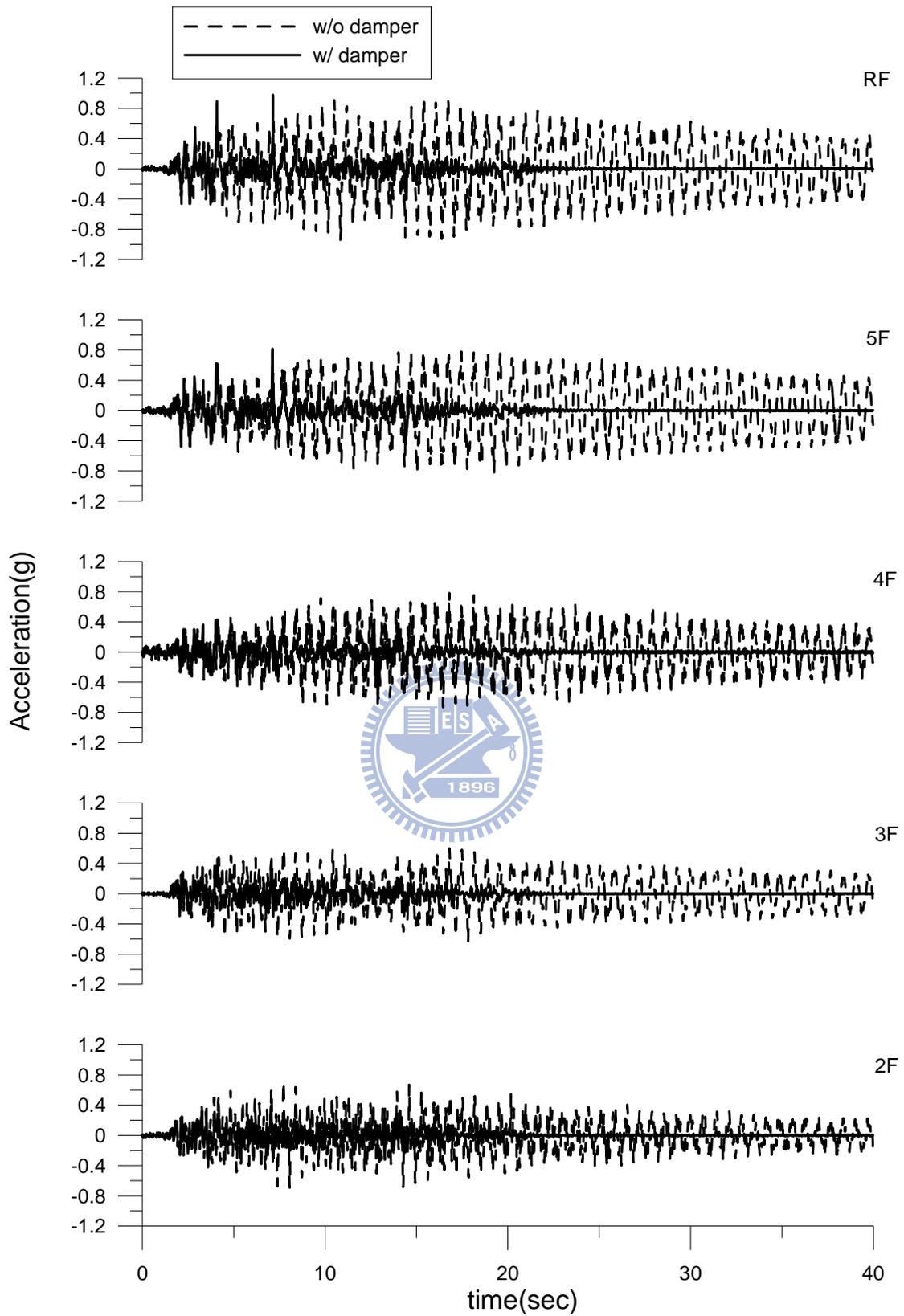


圖 4.58 各樓層加速度反應歷時比較(El Centro; PGA=0.48g)

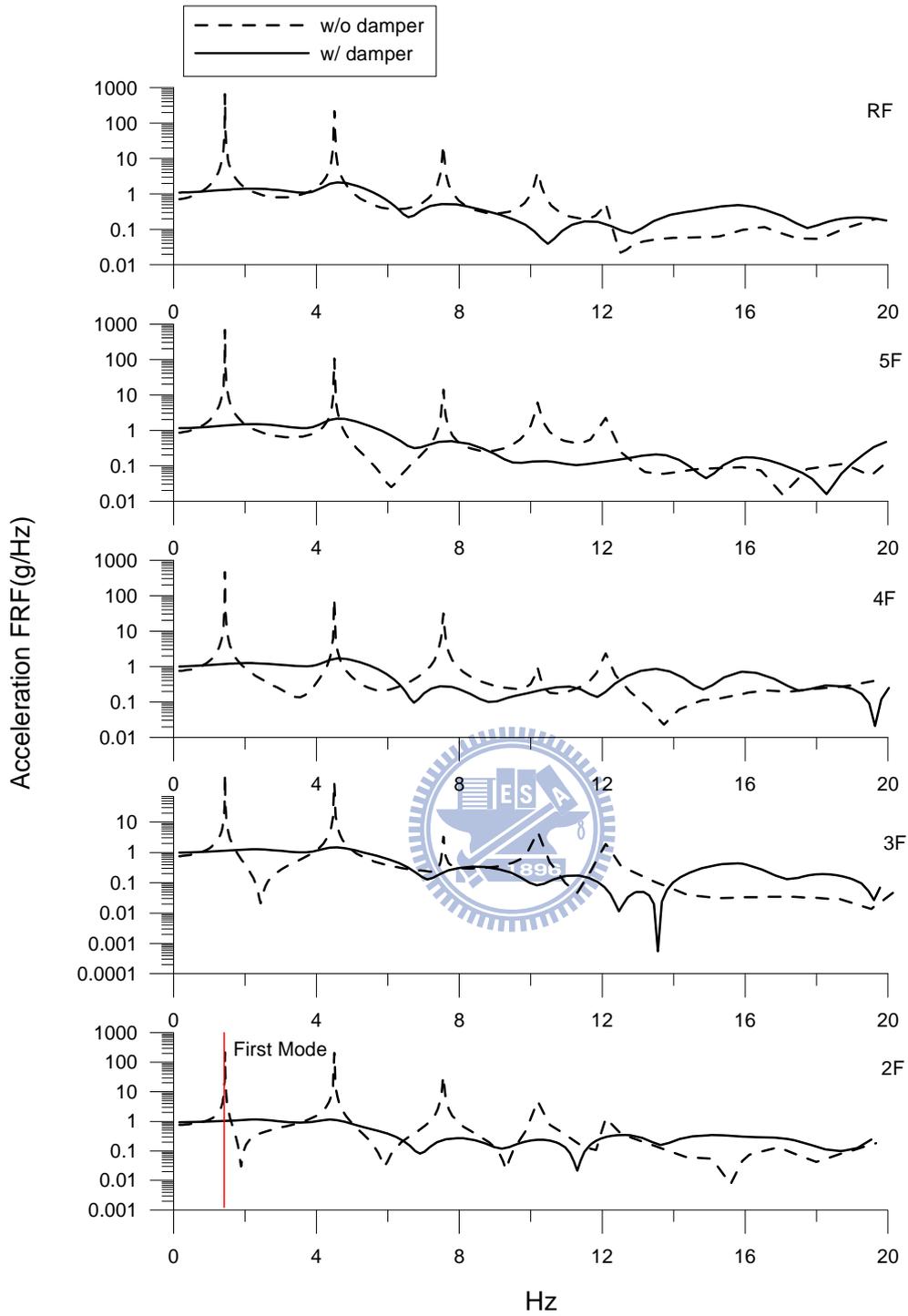


圖 4.59 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(El Centro; PGA=0.1 g)

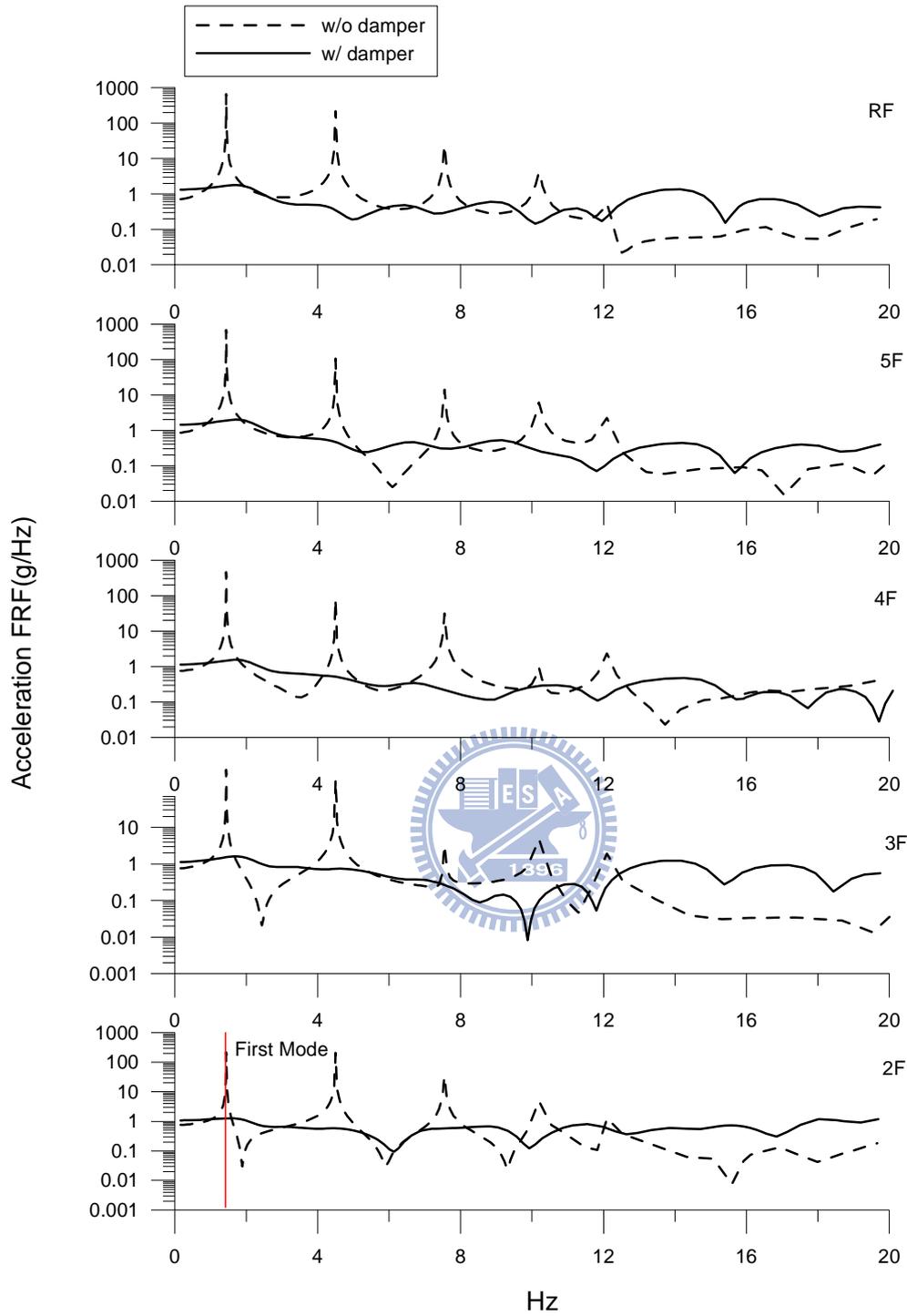


圖 4.60 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較

(El Centro; PGA=0.27 g)

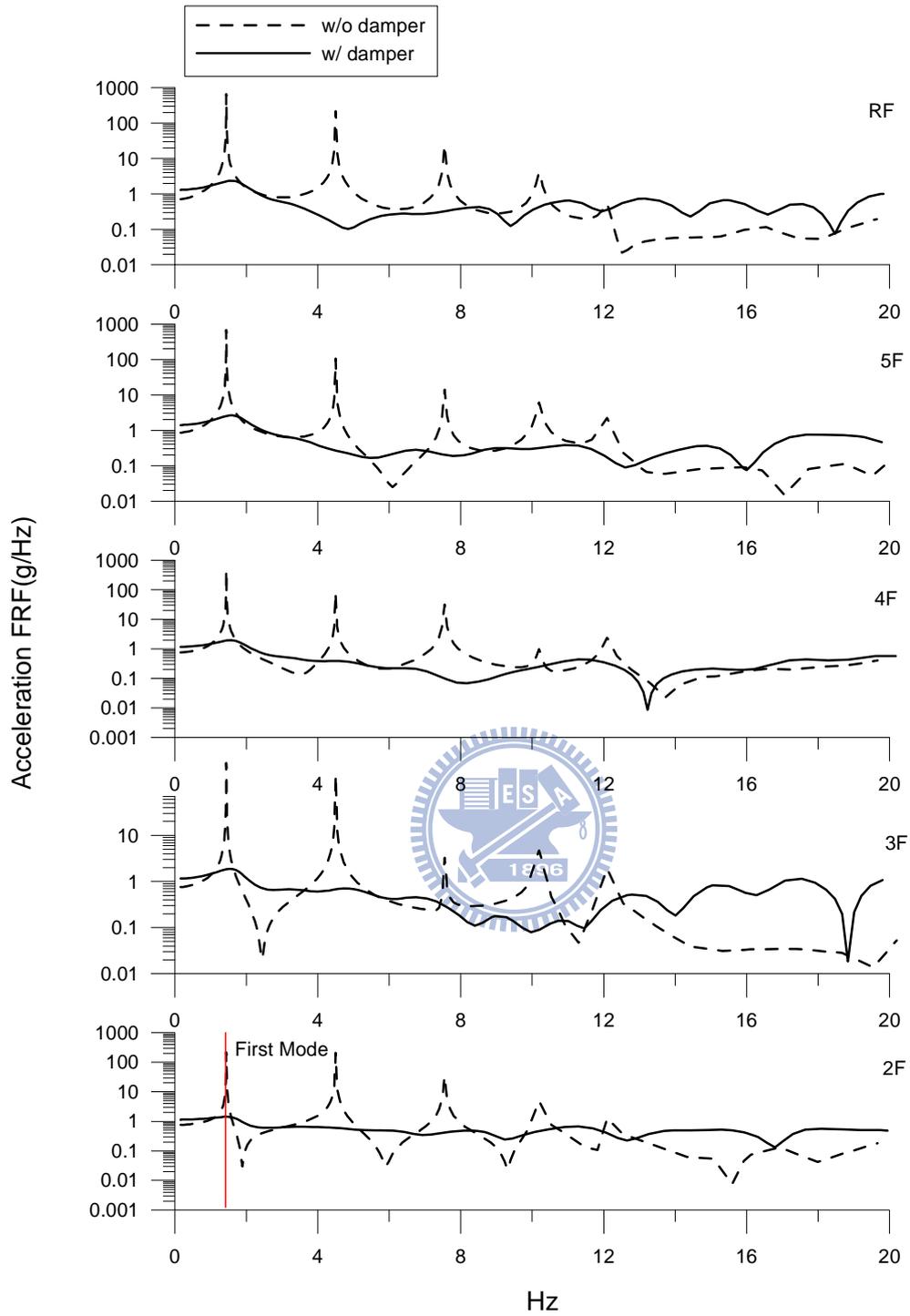


圖 4.61 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較  
(El Centro; PGA=0.42g)

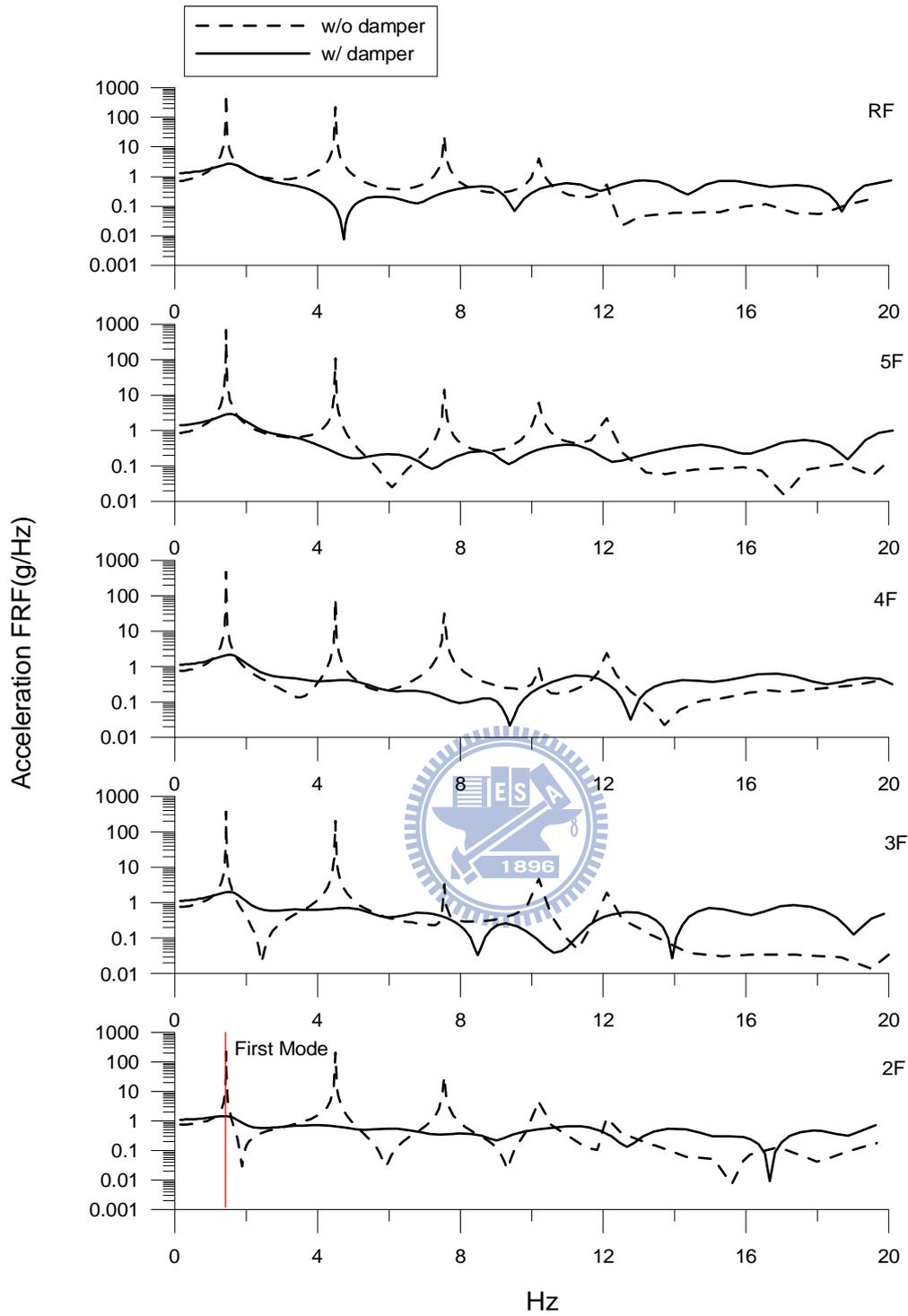


圖 4.62 各樓層加速度頻域響應函數(傳遞函數)比較

(El Centro; PGA=0.48g)

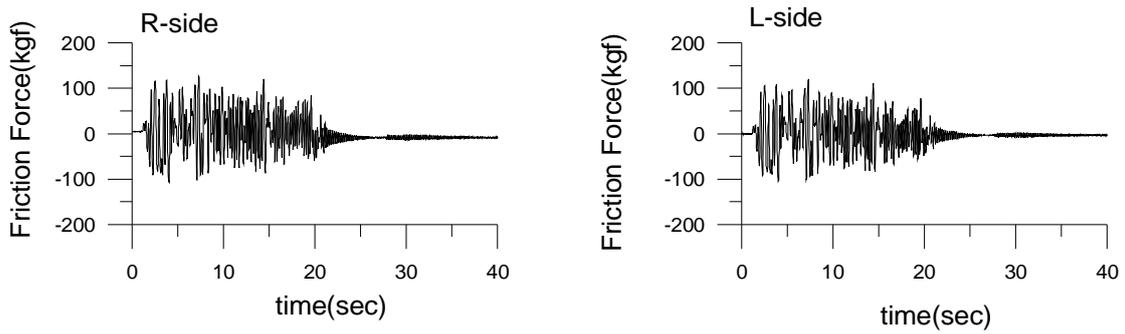


圖 4.63 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(EI Centro; PGA=0.1g)

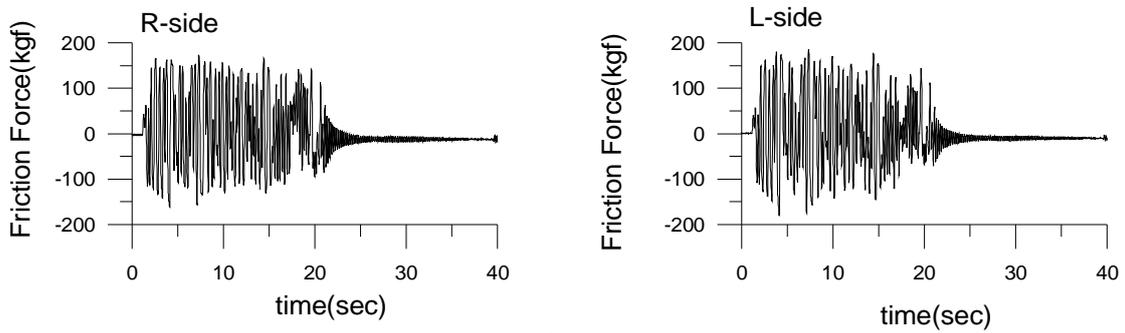


圖 4.64 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(EI Centro; PGA=0.27g)

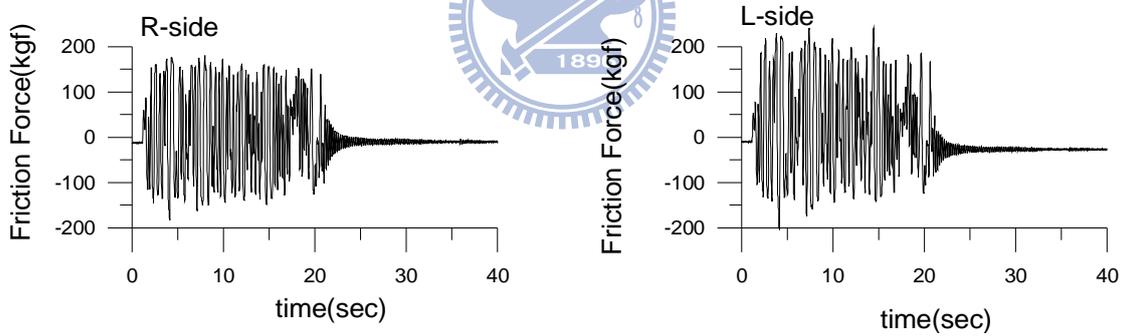


圖 4.65 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(EI Centro; PGA=0.42g)

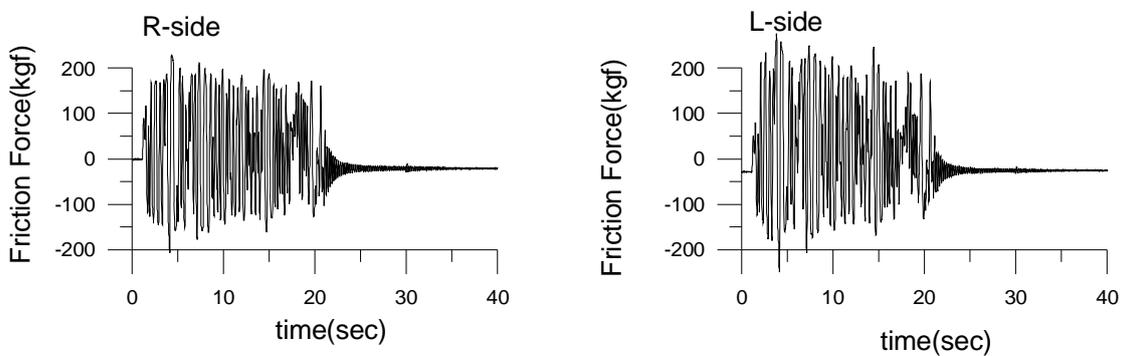


圖 4.66 一樓摩擦阻尼斜撐出力歷時(EI Centro; PGA=0.48g)

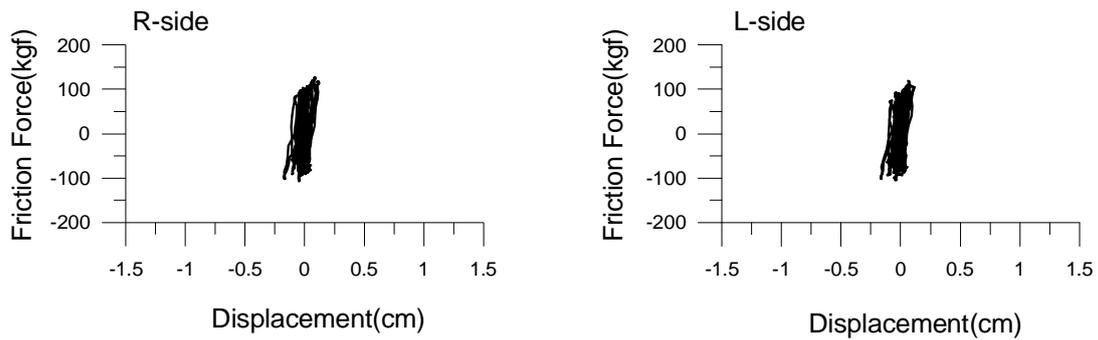


圖 4.67 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.1g)

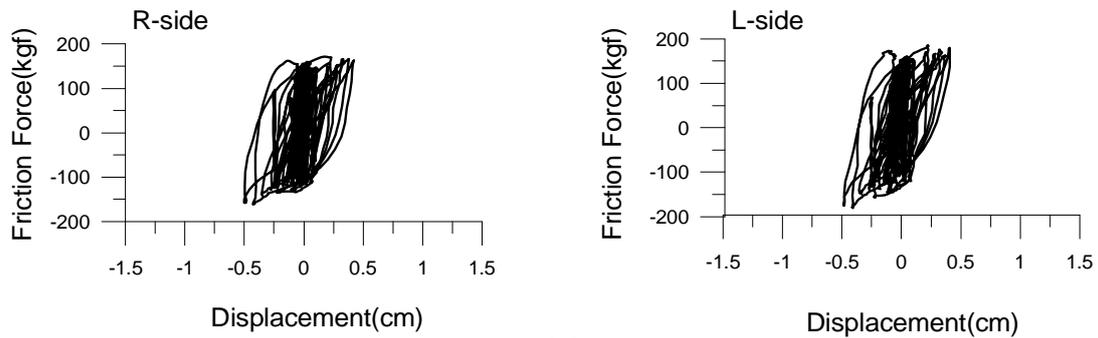


圖 4.68 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.27g)

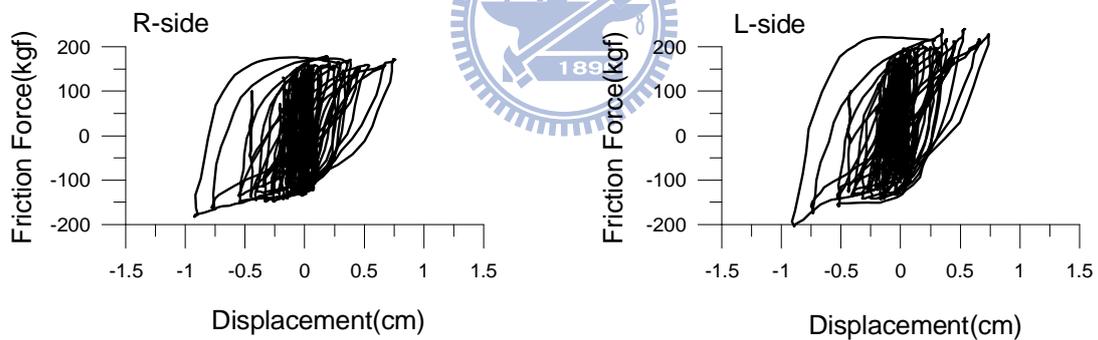


圖 4.69 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.42g)

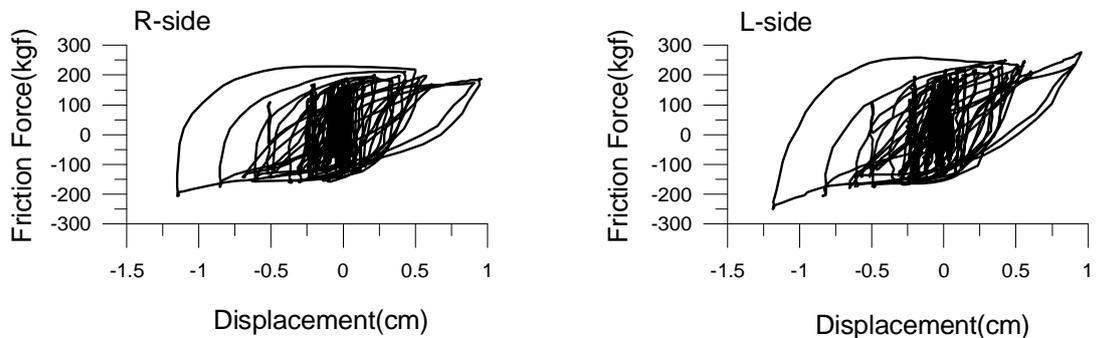


圖 4.70 一樓摩擦阻尼斜撐之遲滯迴圈(El Centro; PGA=0.48g)

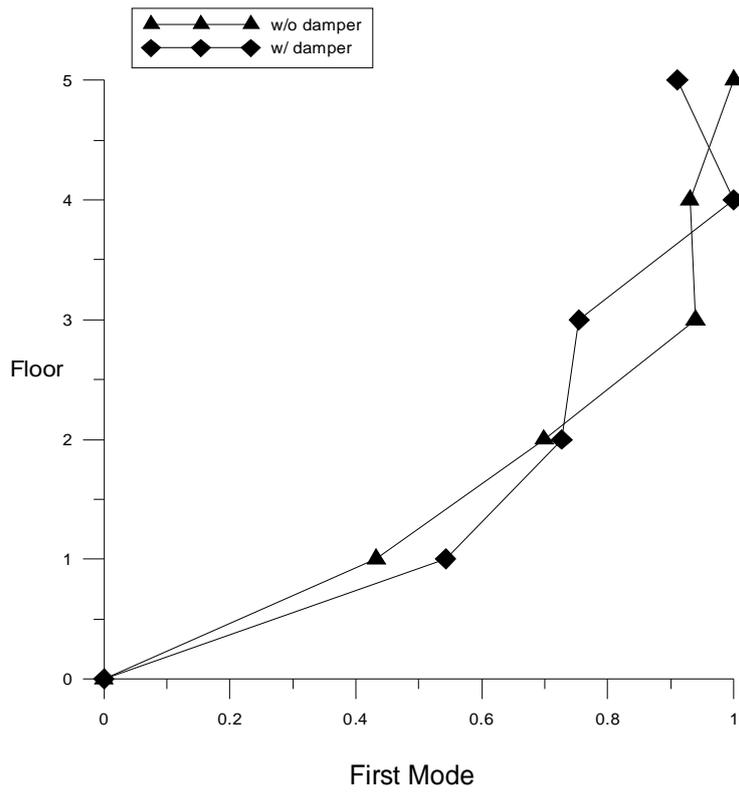


圖 4.71 結構之振態分析(El Centro; PGA=0.42g)

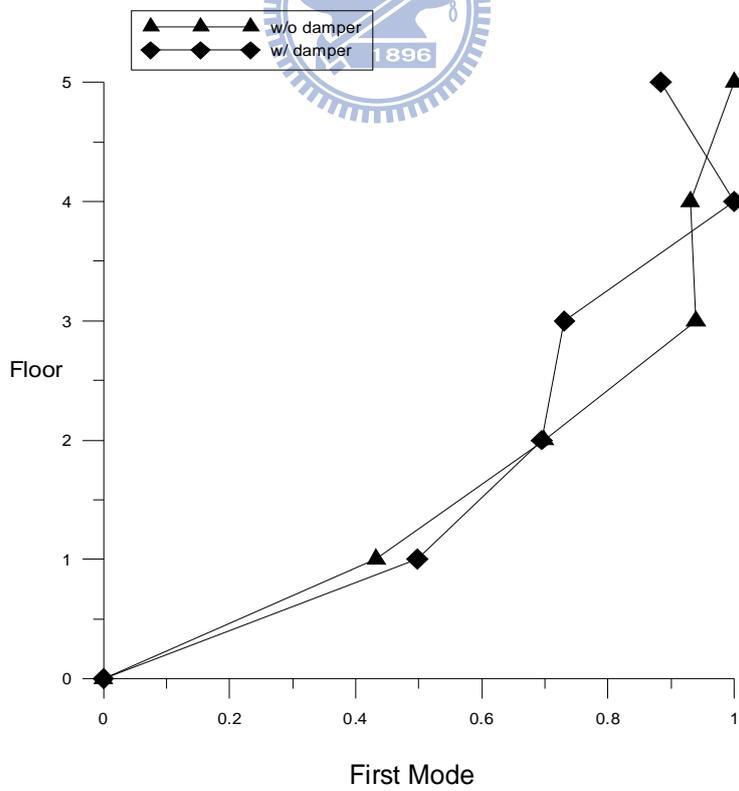


圖 4.72 結構之振態分析(El Centro; PGA=0.48g)

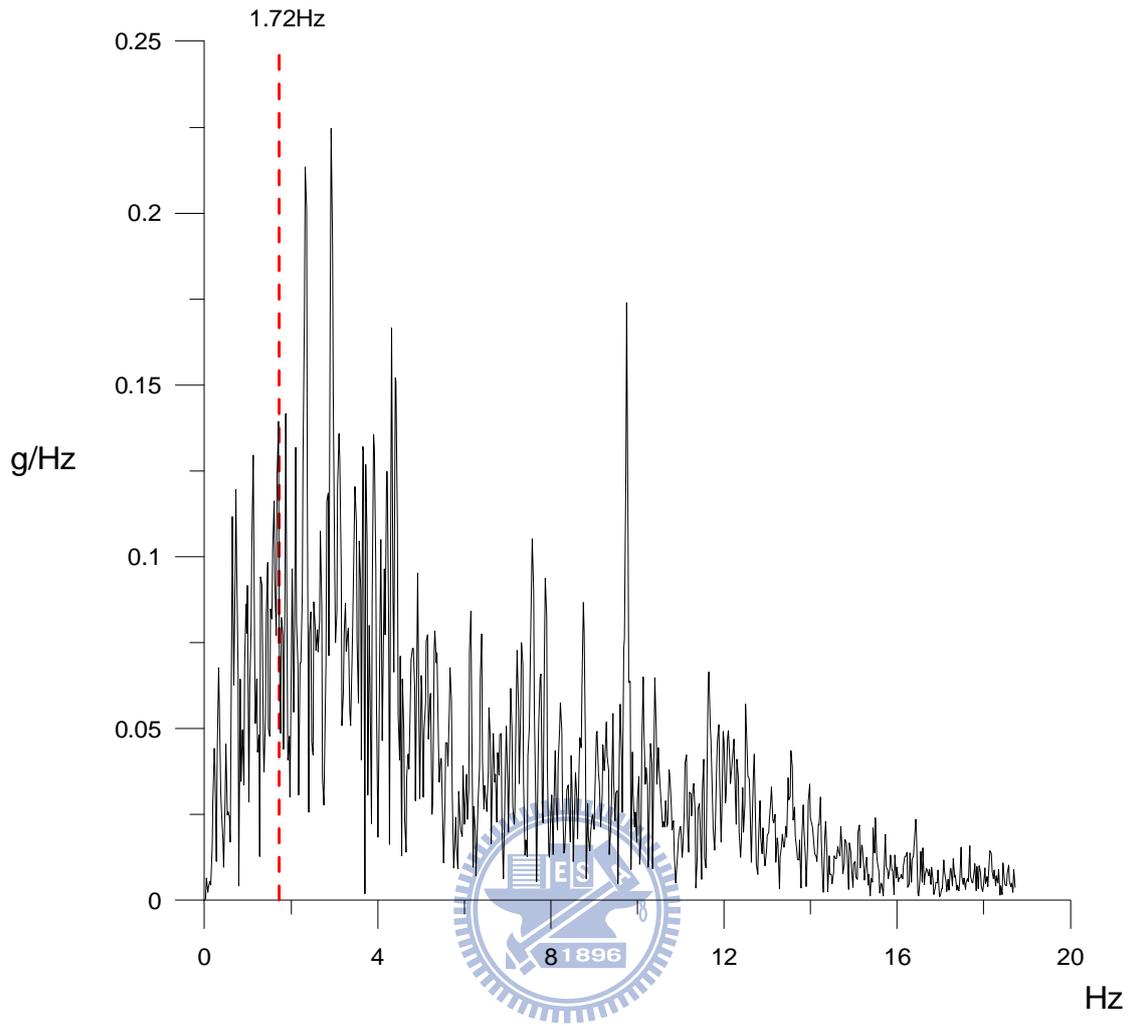


圖 4.73 El Centro 震波頻譜圖與結構自然頻率比較(PGA=0.42g)

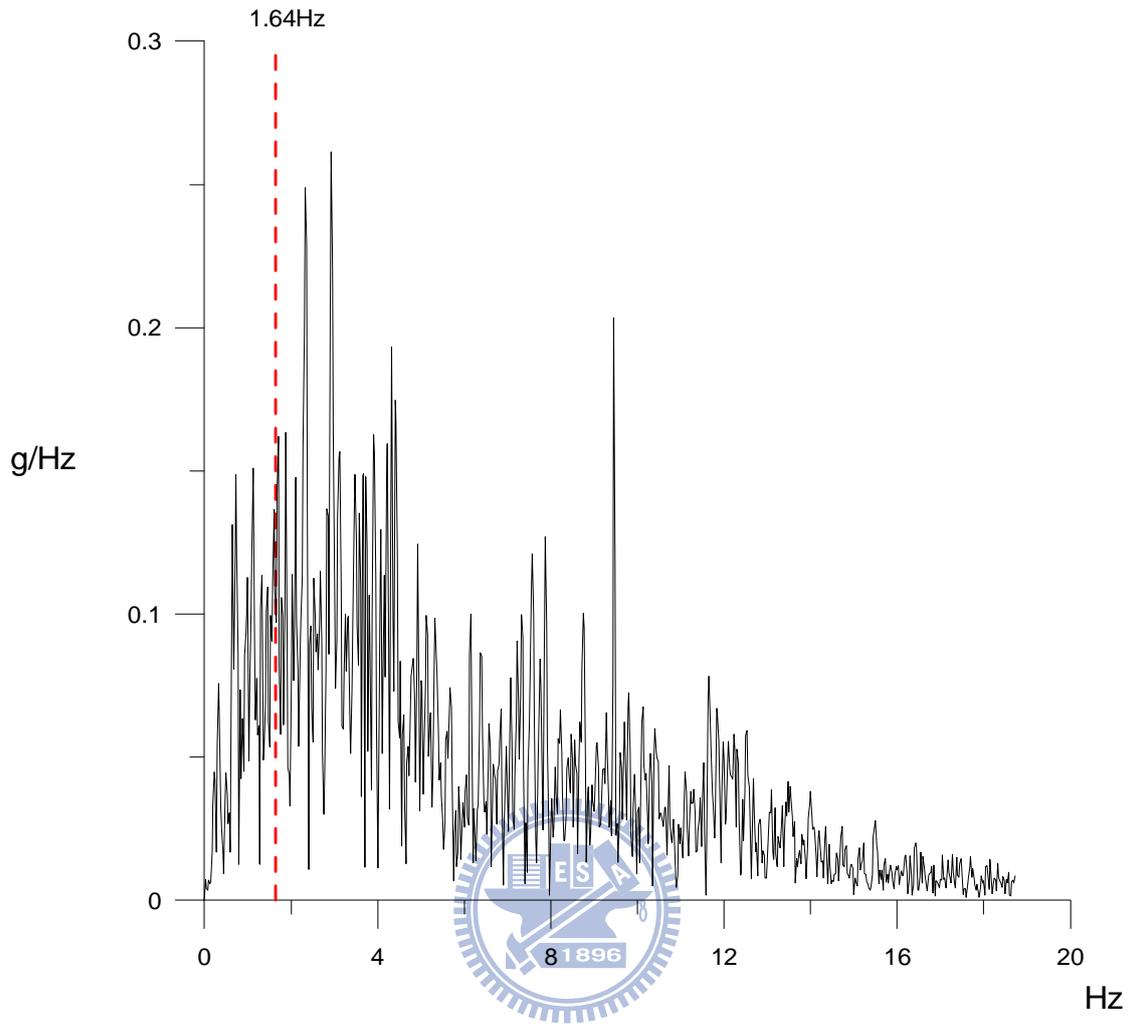


圖 4.74 El Centro 震波頻譜圖與結構自然頻率比較(PGA=0.48g)

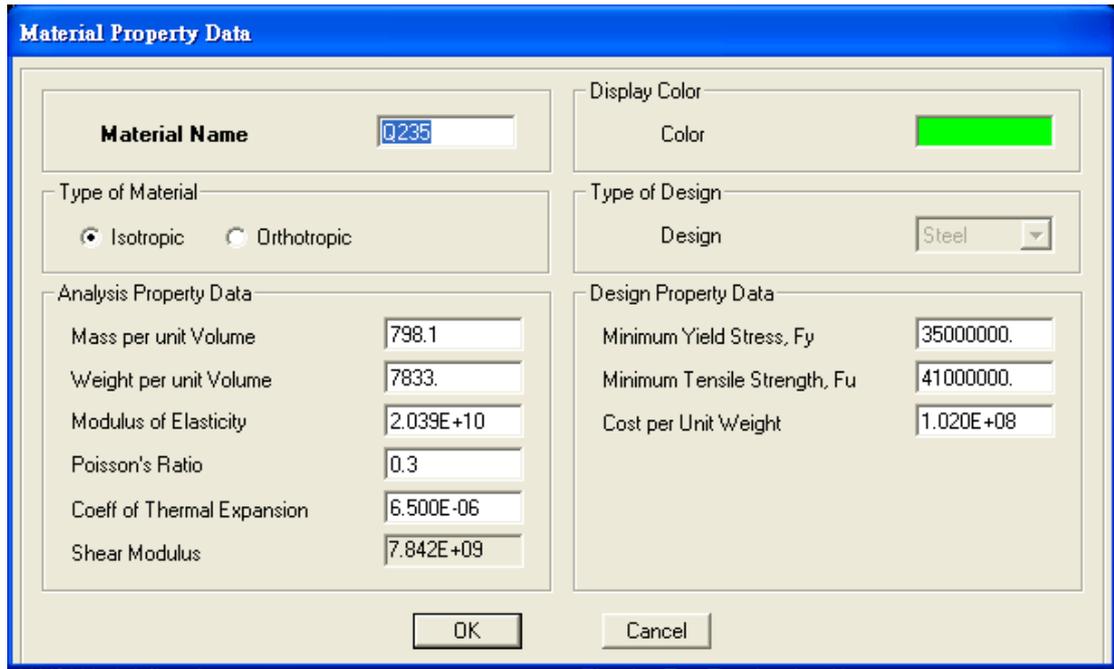


圖 4.75 ETABS 材料性質定義設定

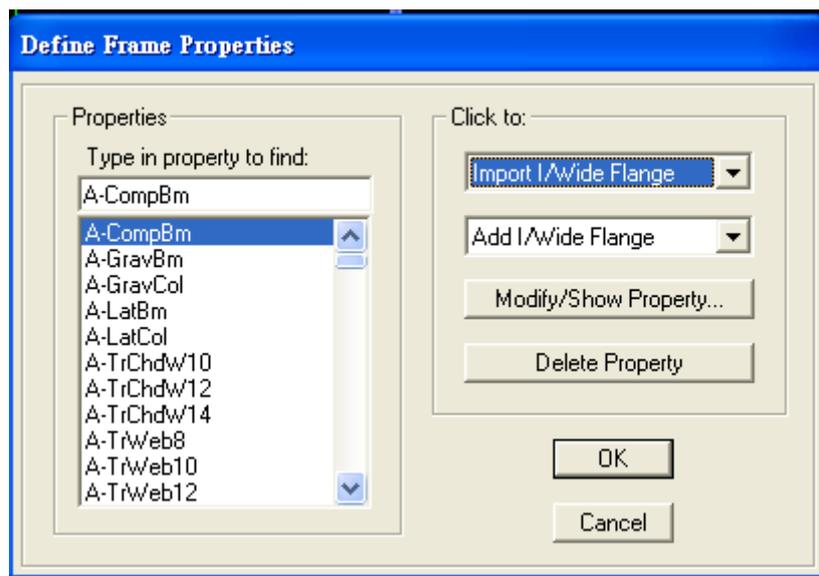


圖 4.76 定義桿件斷面

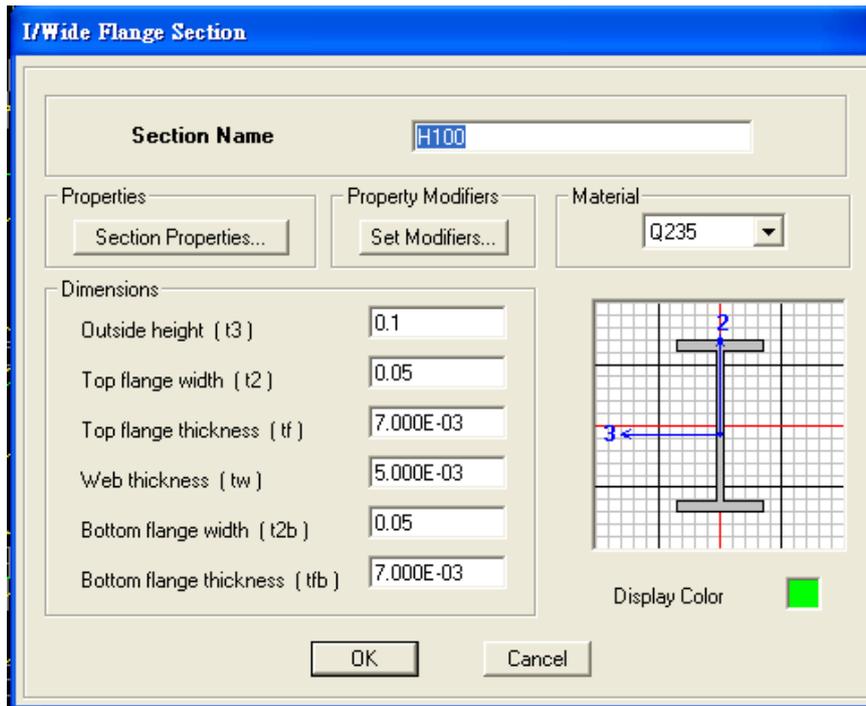


圖 4.77 ETABS 柱、梁尺寸設定

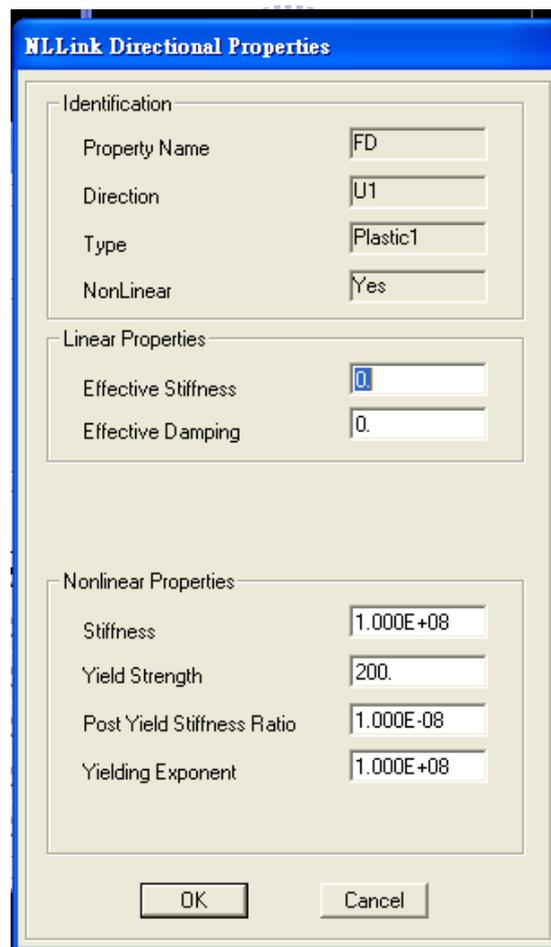


圖 4.78 摩擦元件參數設定

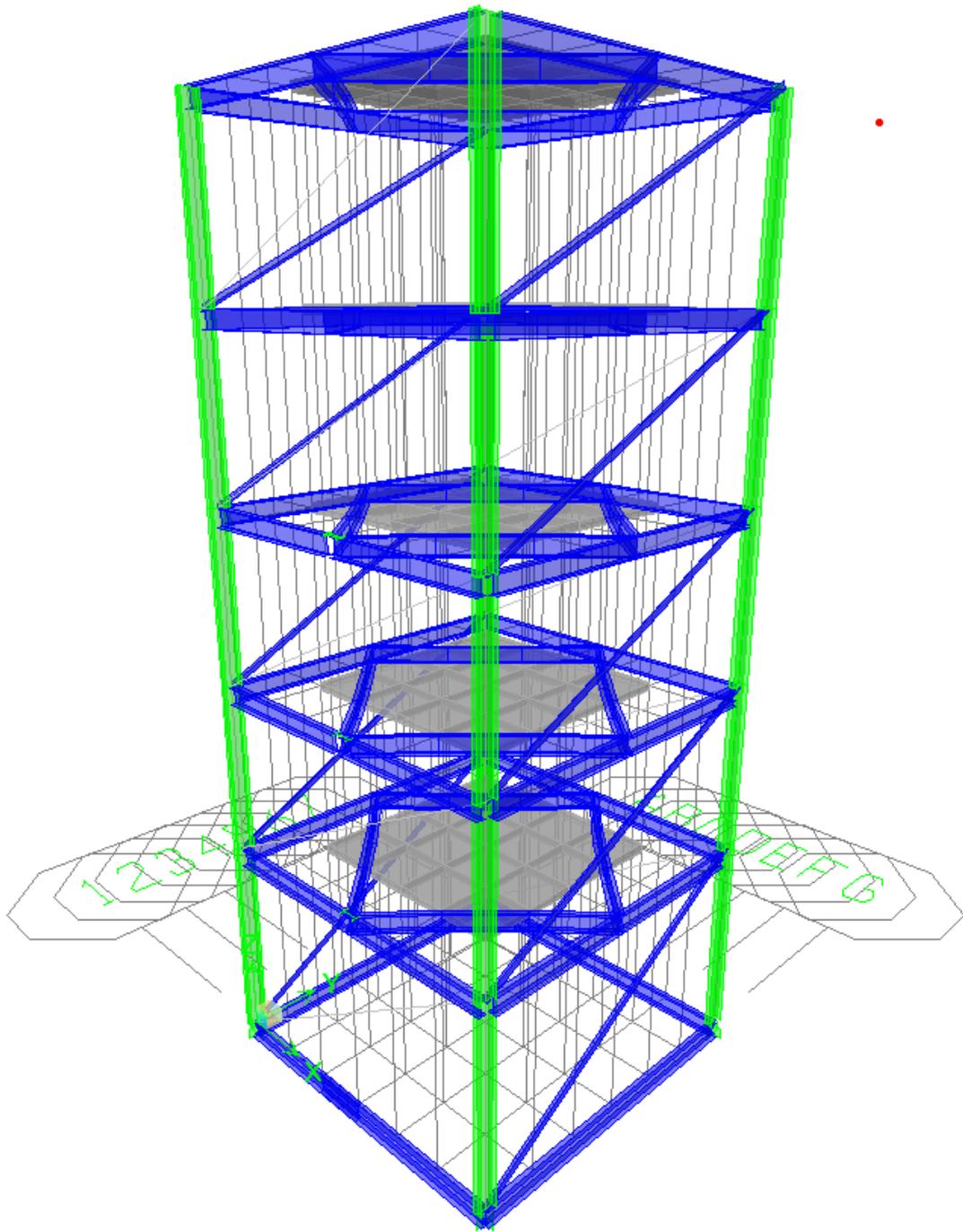


圖 4.79 空構架結構 ETABS 模型

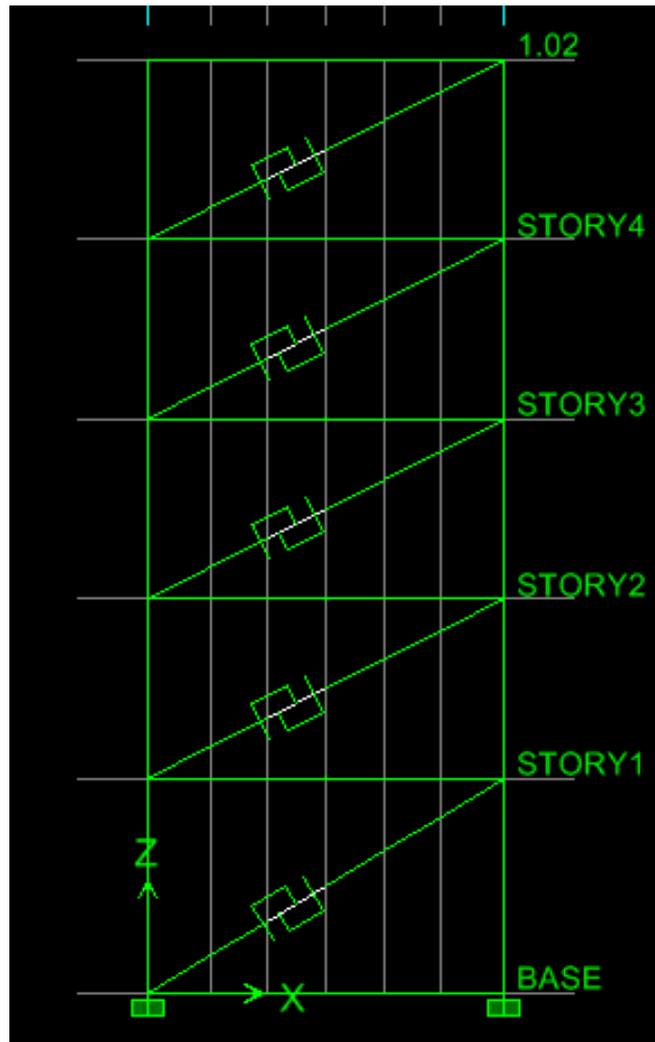


圖 4.80 阻尼器以對角斜撐型式配置

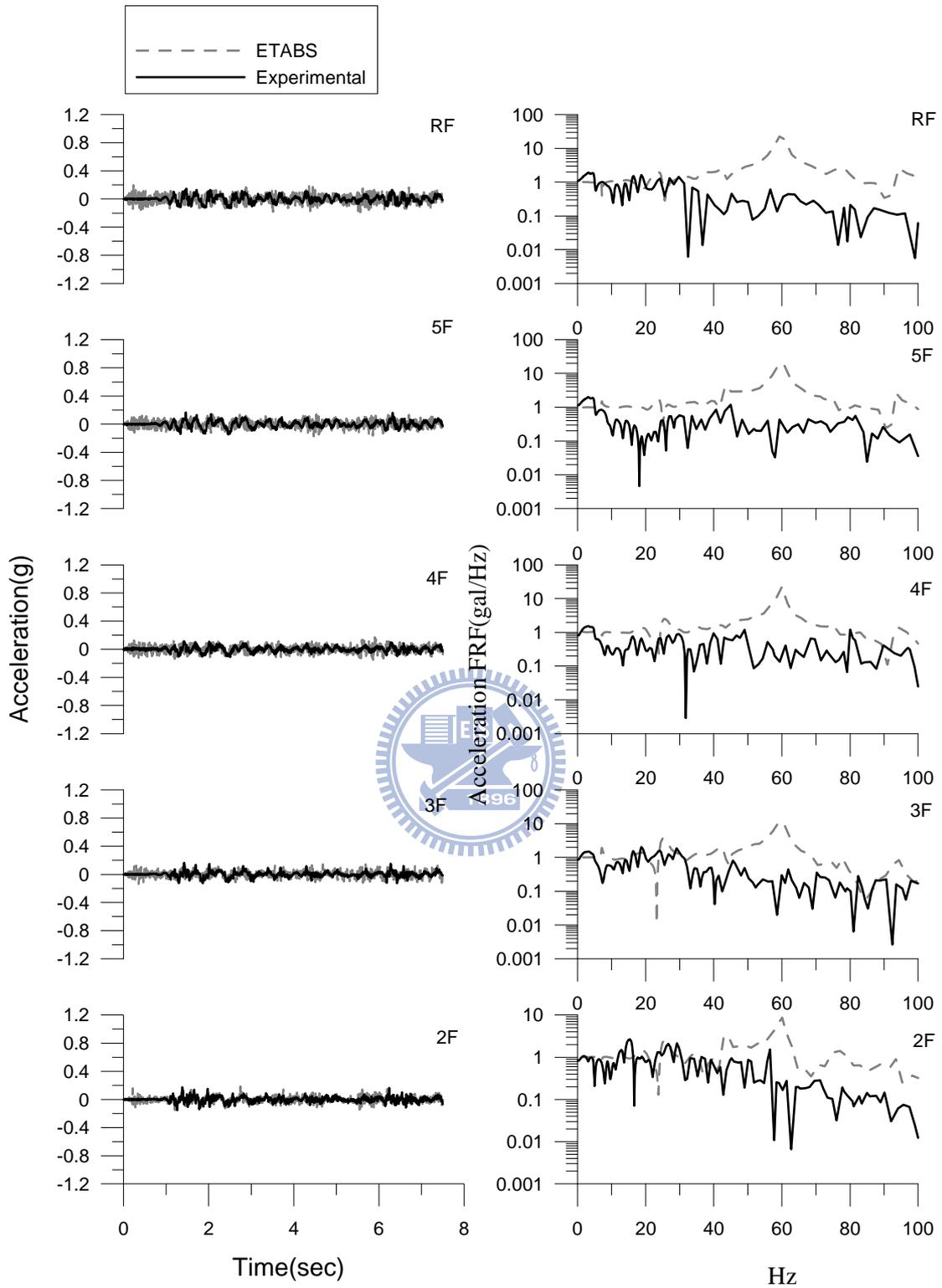


圖 4.81 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較

(Hachinohe;PGA=0.1g)

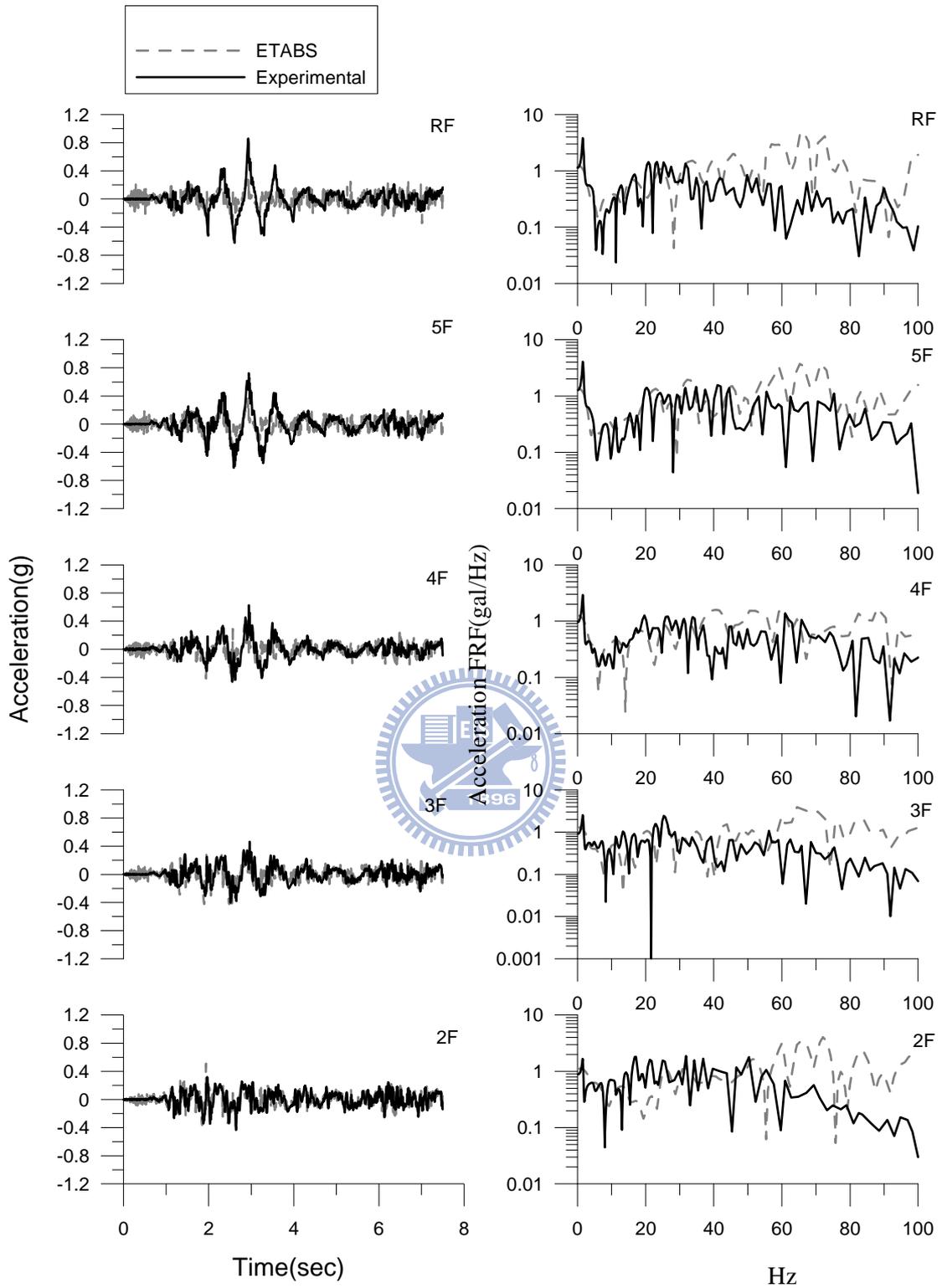


圖 4.82 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較

(Hachinohe;PGA=0.4g)

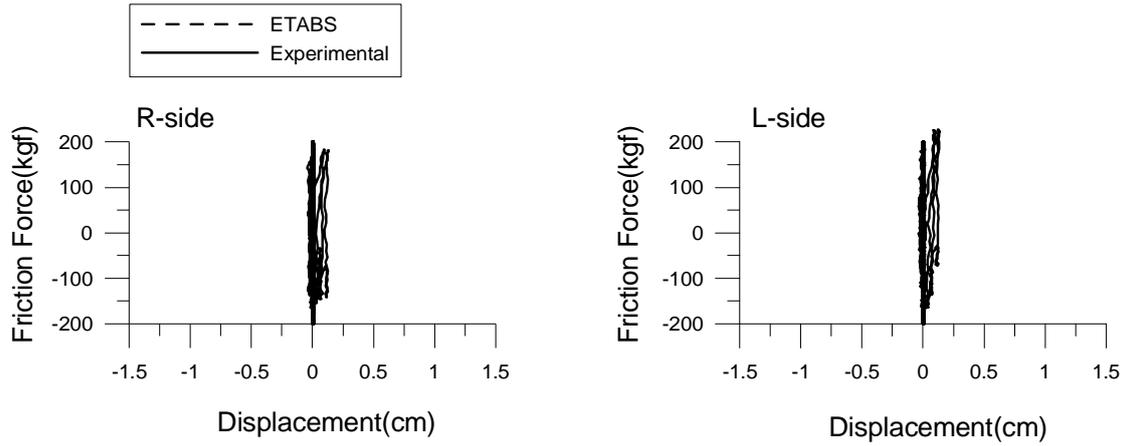


圖 4.83 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Hachinohe;PGA=0.1g)

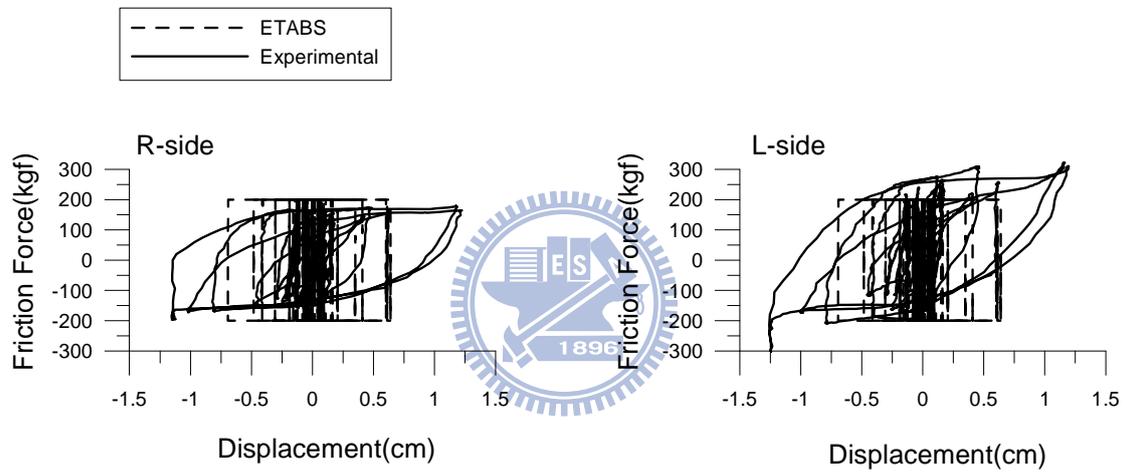


圖 4.84 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Hachinohe;PGA=0.4g)

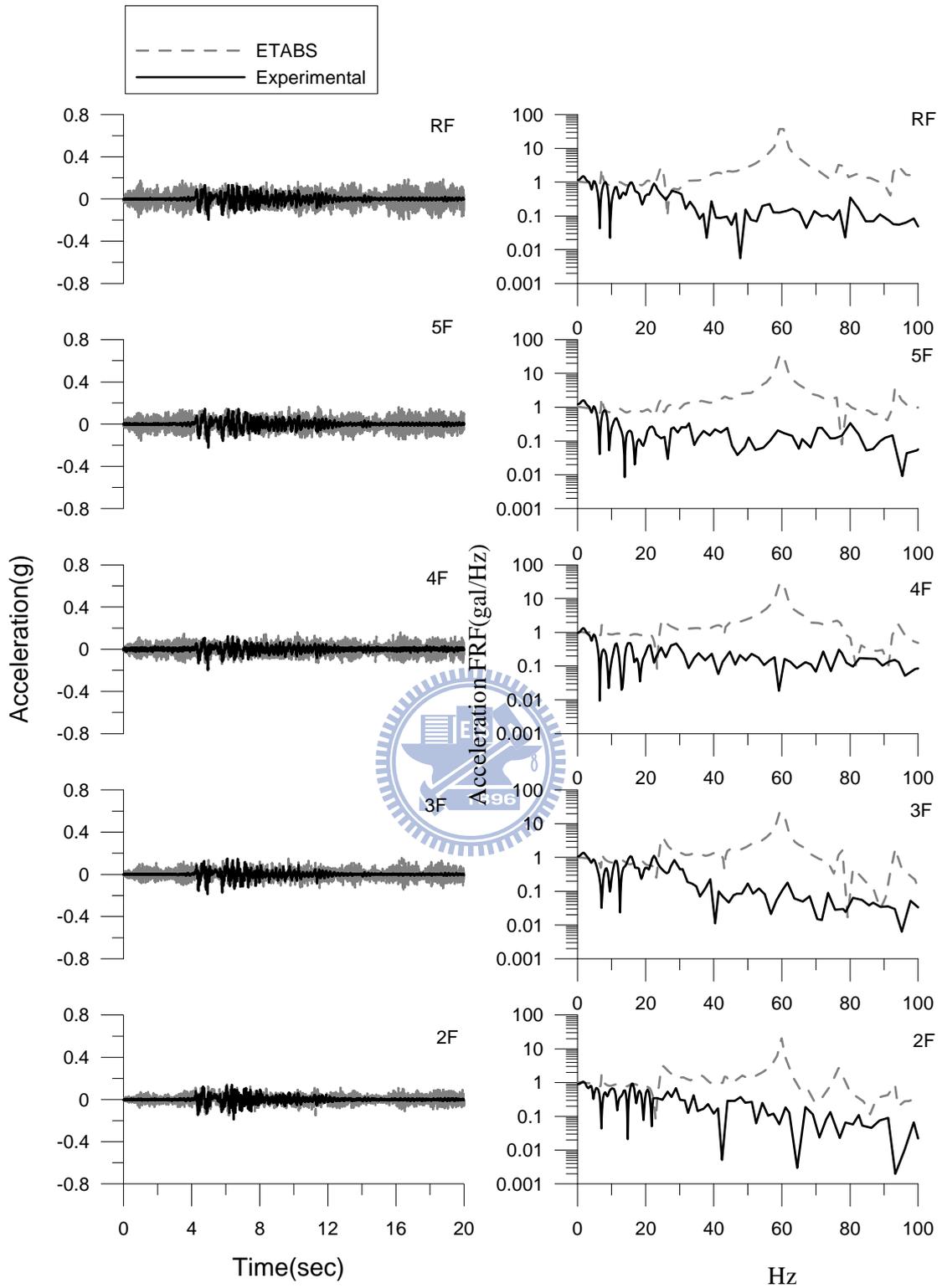


圖 4.85 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較

(Kobe;PGA=0.16g)

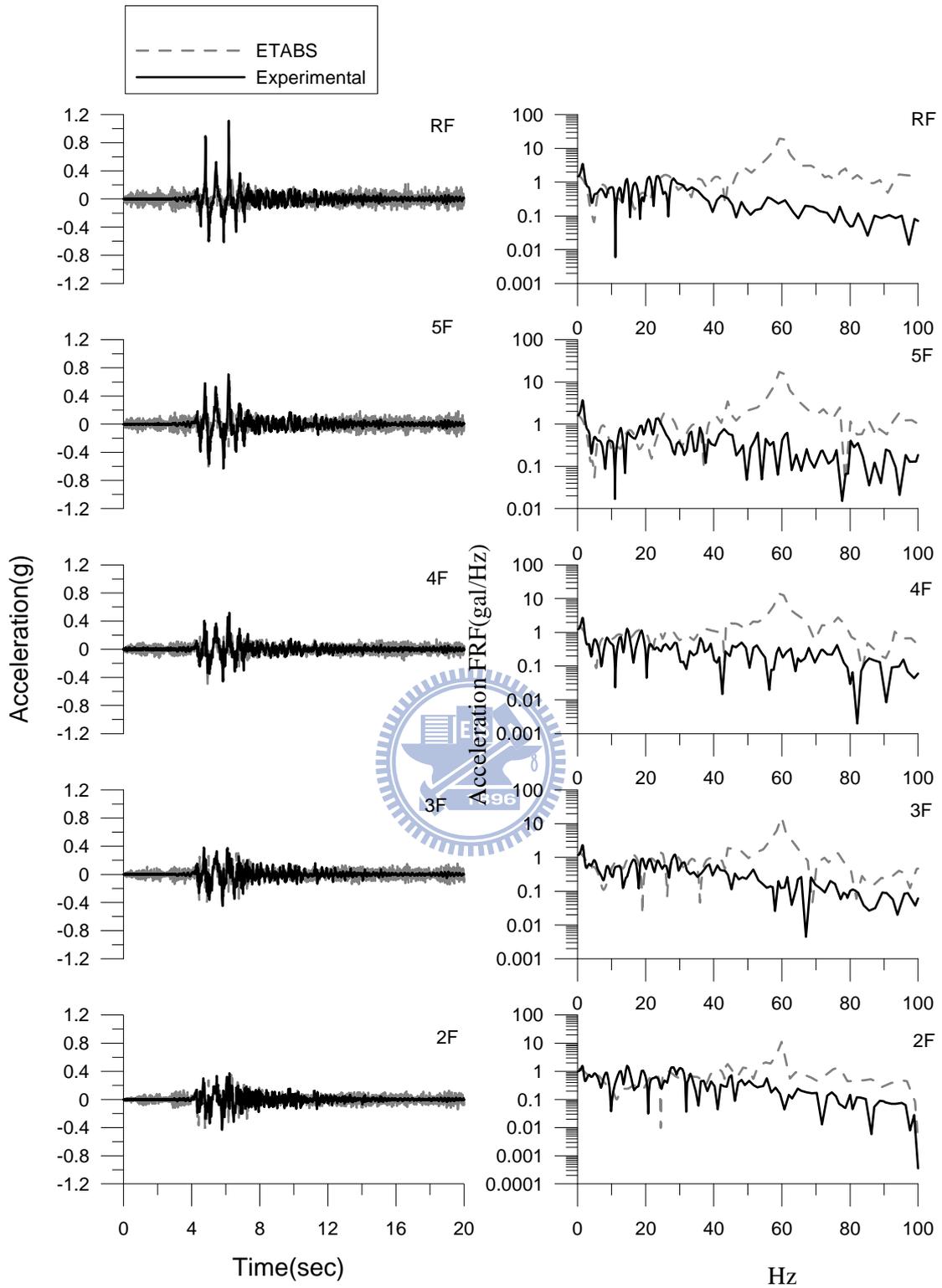


圖 4.86 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較

(Kobe;PGA=0.56g)

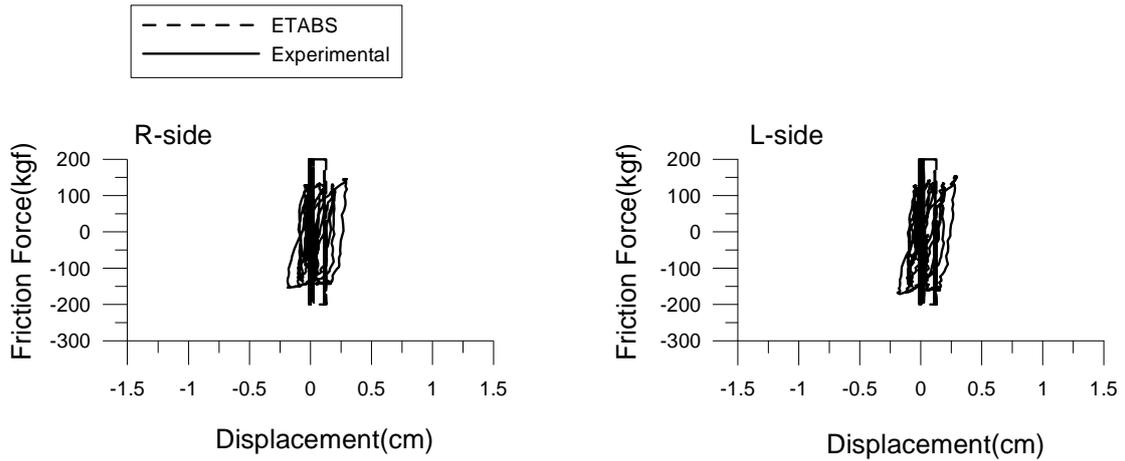


圖 4.87 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Kobe,PGA=0.16g)

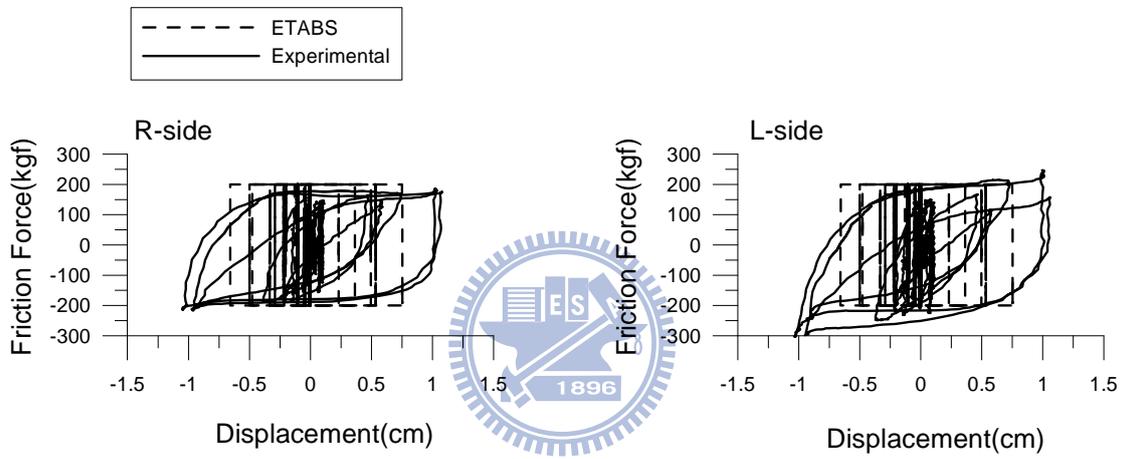


圖 4.88 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(Kobe,PGA=0.56g)

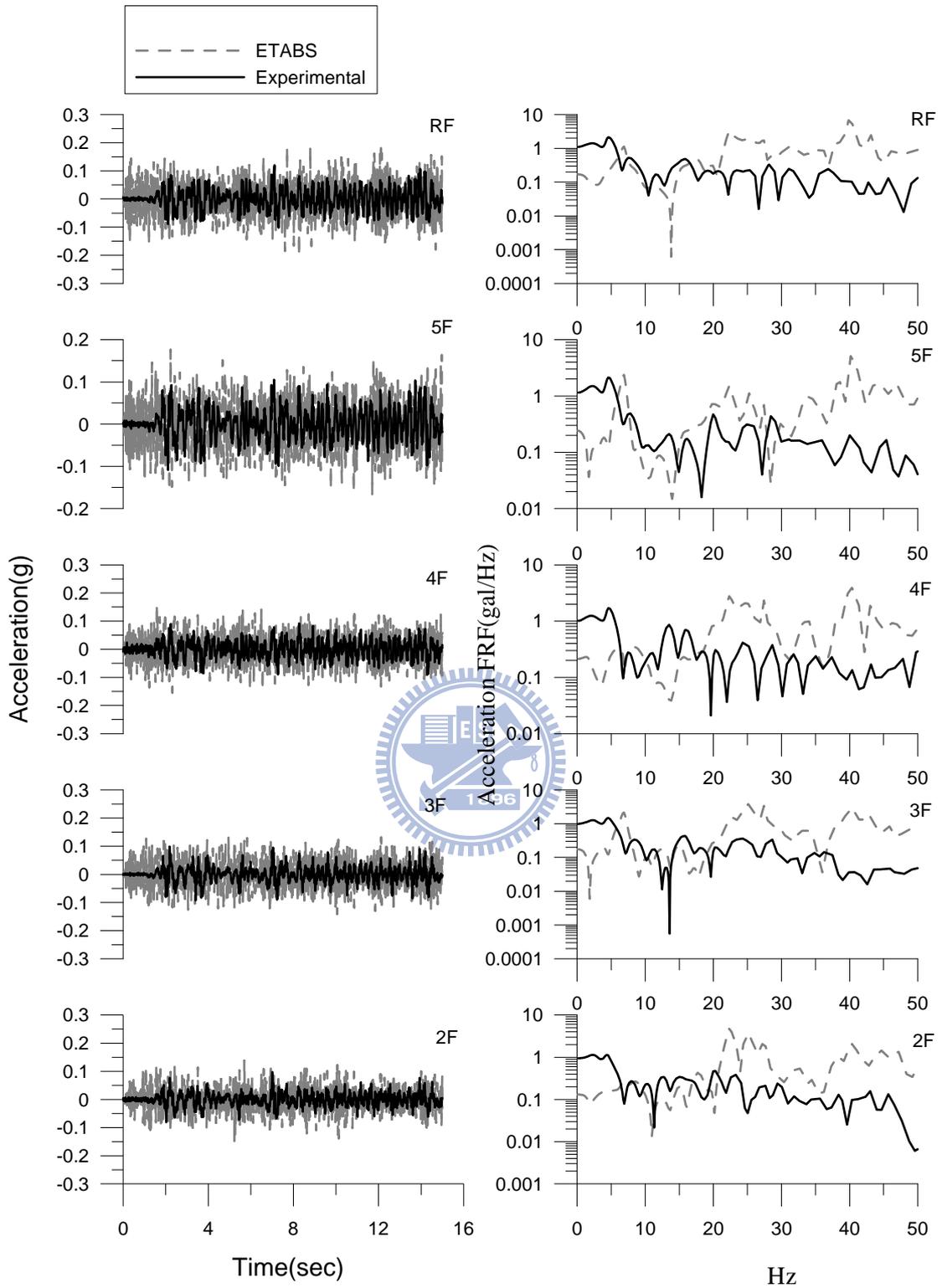


圖 4.89 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較

(El Centro; PGA=0.1g)

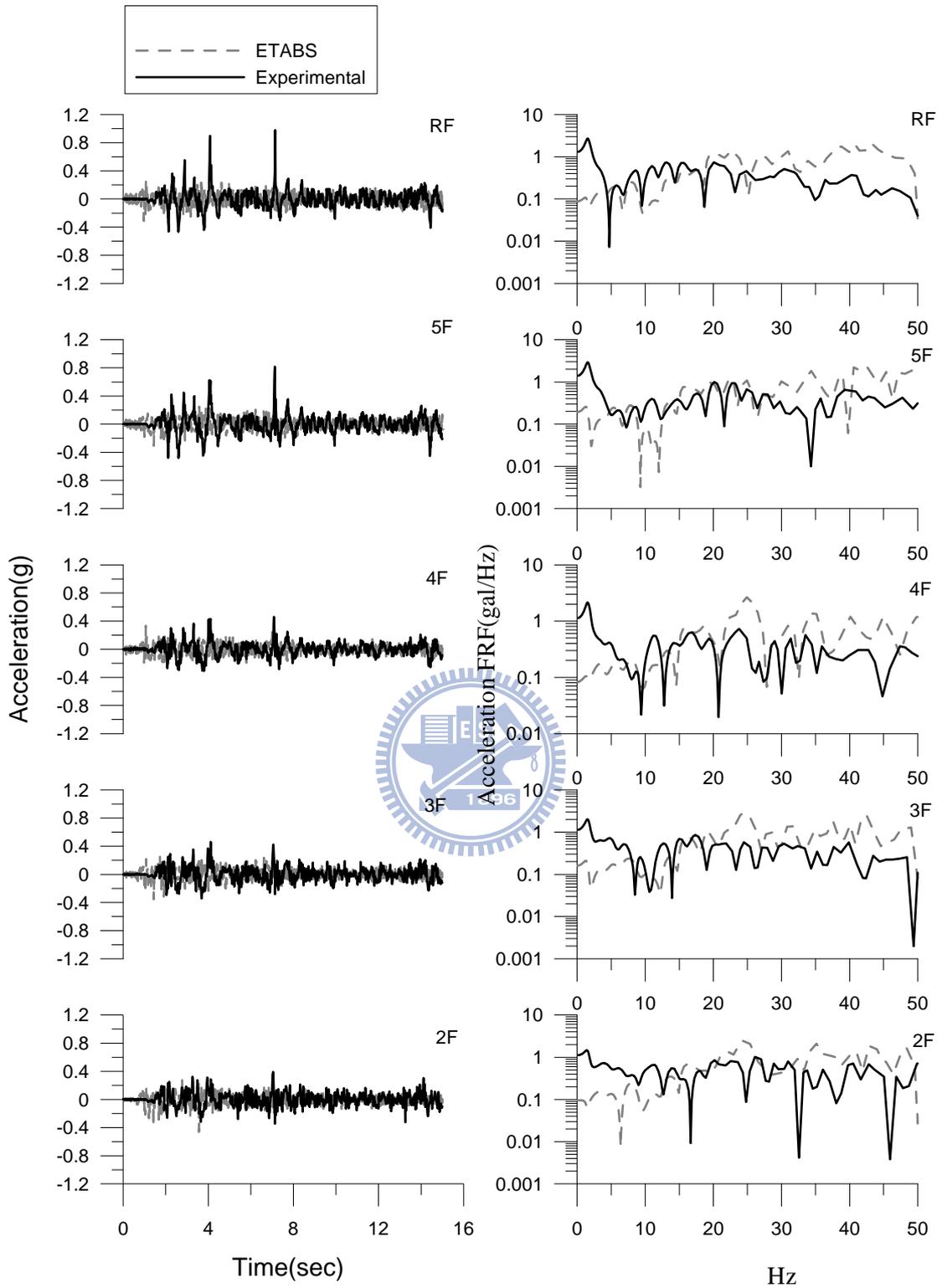


圖 4.90 ETABS 與耐震試驗各樓層加速度反應之比較

(El Centro; PGA=0.48g)

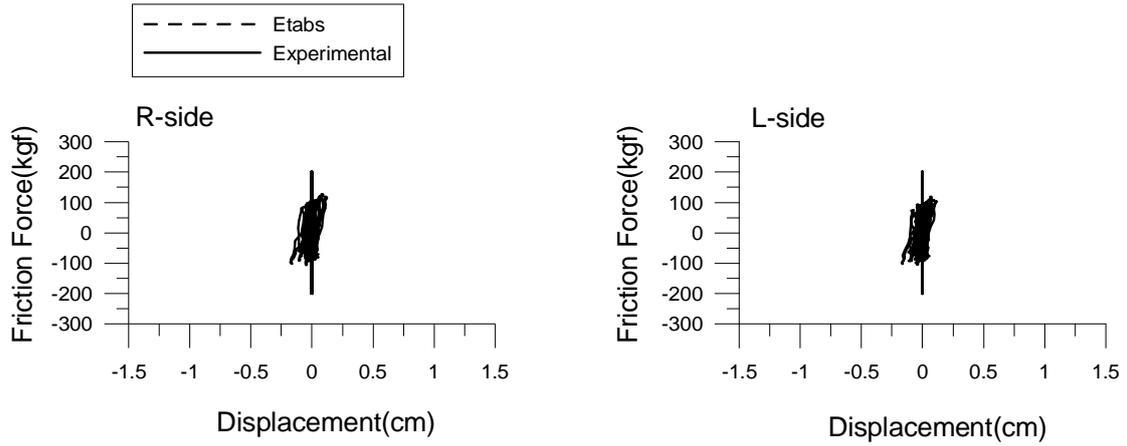


圖 4.91 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(El Centro; PGA=0.1g)

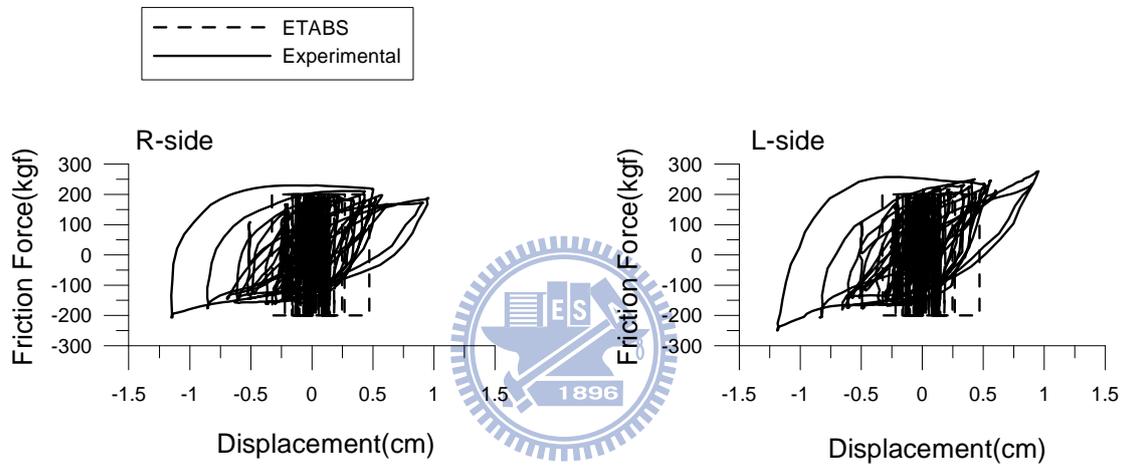


圖 4.92 ETABS 與耐震試驗遲滯迴圈比較圖(El Centro; PGA=0.48g)

## 第五章 結論與建議

本研究係以一特殊合金材為核心，發展摩擦阻尼斜撐及摩擦制震壁兩種建築抗震裝置，並進行一系列之元件測試，充分掌握摩擦阻尼器的力學特性；並藉由扭力係數率定試驗，計算出介面摩擦係數 (Friction Coefficient)。由元件測試所得之介面壓應力與摩擦係數之關係曲線顯示，摩擦係數為壓應力之函數。本研究根據元件測試所得之各組應力與摩擦係數，剔除其中明顯不合理之數據，迴歸出設計曲線(圖 5.1)以供工程實務之應用。未來運用時，可先決定設計摩擦力，並設計摩擦係數目標(例如， $\mu=1.0$ ) 再透過此經驗公式得到特殊合金板面積(Friction Pad)和介面正向力之適當組合，以達摩擦阻尼器之設計出力。

針對含摩擦阻尼結構之高度非線性行為，本研究應用剪力平衡之概念以及狀態空間法，發展出多重摩擦阻尼結構之數值解析模式，用以求解非線性結構動力反應。此外，本研究亦利用地震模擬振動台進行摩擦阻尼斜撐之耐震性能測試，以探討摩擦阻尼器在真實地震下之減震性能。茲根據本文之研究結果，分別歸納結論如下：

1. 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

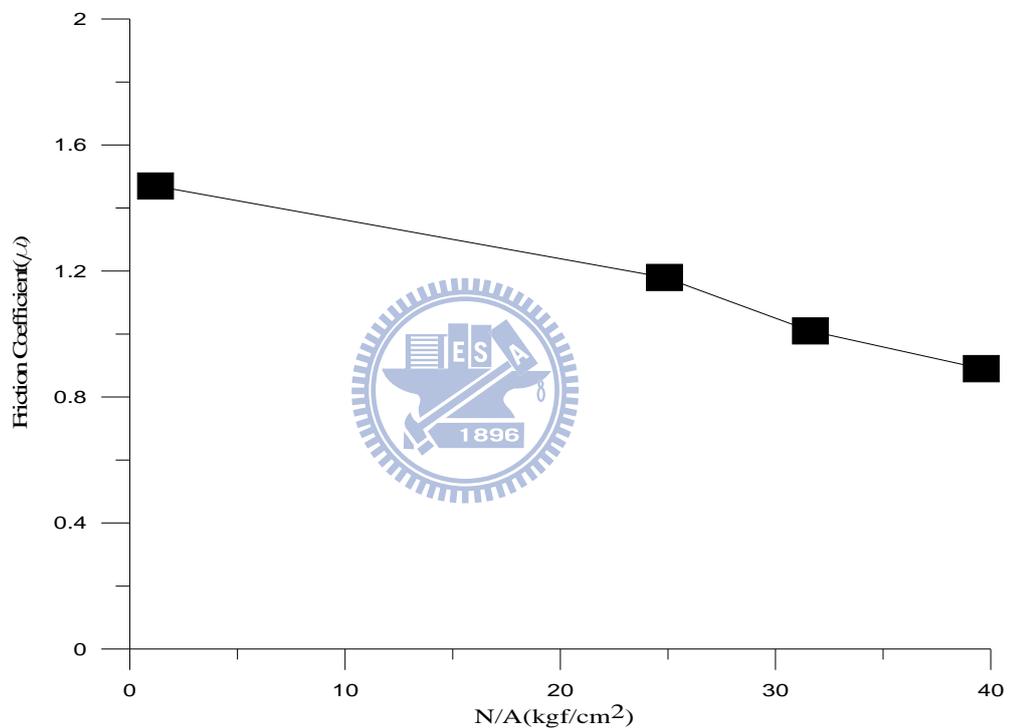
當飽滿而穩定的消能特性，其力學行為與庫倫摩擦機制相符，且與擾動頻率（速度）無關，特性極易掌握，具備成為結構抗震阻尼器之條件。

2. 本研究採用之特殊合金所具有高摩擦係數，若經適當設計，其摩擦係數甚至能超過 1.0，高於習用之摩擦阻尼器，可大幅增加阻尼器之設計容量。
3. 扭力係數率定試驗結果顯示，扭力係數為一常數，與螺栓直徑無關。此將有助於未來實際應用時，對於摩擦阻尼器設計容量之控制。
4. 摩擦阻尼結構因摩擦機制而使整體結構行為呈高度之非線性，根據剪力平衡的概念可簡化非線性結構動力反應分析。數值分析結果顯示，本文所提出之解析方法能充分描述庫倫摩擦機制之力學特徵。
5. 耐震性能測試結果顯示，結構加裝摩擦阻尼斜撐可顯著降低各樓層之加速度反應，且對於結構之自然振頻和阻尼比亦有所提升。加速度頻域響應函數(傳遞函數)顯示摩擦阻尼斜撐對低頻振動反應能夠有效壓制。高頻反應部分雖會放大，但因模態參與係數較低，因此不致影響整體之抗震表現。試驗與模擬分析



結果都得到相同之趨勢。

6. 摩擦制震壁之元件測試，結果顯示遲滯迴圈右下與左上角皆有明顯缺口，主要原因應為測試構架之定位精準度不足的問題。建議未來應克服測試構架之可動鋼梁在往復載重過程中產生旋轉的問題，以充分掌握摩擦制震壁之真實力學行為。



$$F = \mu N$$

$$\mu = a \left( \frac{N}{A} \right) + b$$

其中

$$a = -0.0151$$

$$b = 1.5038$$

$\frac{N}{A}$  = 介面壓應力

$$0 \leq \frac{N}{A} \leq 40 \quad (\text{kgf} / \text{cm}^2)$$

圖 5.1 工程實務設計曲線

## 參考文獻

1. 內政部營建署營建雜誌社(2005)「建築物耐震設計規範及解說」。
2. Pall A.S., Marsh, C.(1982), " Response of Friction Damped Braced Frames," *Journal of the Structural Division*, ASCE, 108,No. ST6, pp.1313–1323.
3. 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.
4. 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.
5. 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.
6. Soong, T. T. and Dargush, G. F.(1997), "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering," Wiley & Sons, New York.
7. 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.
8. A. Malhotra, D. Carson, P. Gopal, A. Braimah, G. Di Giovanni, and R. Pall. (2004), "Friction Dampers for Seismic Upgrade of ST. Vincent Hospital Ottawa," *World Conference on Earthquake Engineering*, Canada, Paper No. 1952.

9. Chandra R., Masand M. et al.(2000), "Friction Dampers for Seismic Control of La Gardenia Towers South City, Gurgaon, India," *12WCEE*, New Zeland, Paper No. 2008.
10. 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.
11. 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.
12. 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.
13. 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.
14. 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.
15. 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.
16. 陳生金(1994), 科技圖書, 「鋼結構設計-極限設計法與容許應力法」。
17. 內政部營建署營建雜誌社(2007), 「鋼構造建築物鋼結構施工規範」。
18. Constantinou M.C., Tsoelas 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.

19. 盧煉元、楊永斌(1996),「設備在滑動隔震中受簡諧地表運動下之動力特性」,國家地震工程研究中心,NCREE-96-010.
20. Roy R. and Craig, Jr.(1981), “Structural Dynamics,” John Wiley & Sons,  
New York.
21. 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.
22. 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.
23. 張簡嘉賞(2009), 「基於挫屈及摩擦機制之位移型抗震阻尼器的試驗研  
究」,國立交通大學土木工程研究所博士論文。

## 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

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

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

$y(z)$  與  $u(z)$  分別為  $y(k)$  與  $u(k)$  之  $z$ -轉換， $A(z) \cdot B(z)$  的定義類似於式 (A.3) 及式 (A.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(A.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  $\xi_j$  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，

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

其中，

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

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

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

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 $\theta$ 完全正確，則 $\varepsilon(k, \theta) = e(k)$ 。

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

今根據加權最小平方法之原理，定義系統之整體預測誤差為

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

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，

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

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

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

值表示為

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

或(A.31)可根據牛頓-瑞福森之迭代法，解出系統模型參數

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

上式中令  $\alpha_t = 1$ ，並經運算整理後可得到遞迴形式解

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

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  $\theta$ ，進而求得結構之自然振動頻率((A.10)與(A.11)式)。