

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering  
College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

中高樓斜撐建築物受山腳斷層及遠域地震之耐震行為

Seismic Behavior of Mid to High-Rise  
Braced Frames Subjected to Shanchiao Fault and  
Far-Field Ground Motions

陳冠樺

Kuan-Hua Chen

指導教授：周中哲 博士

Advisor: Chung-Che Chou, Ph.D.

中華民國 111 年 8 月

August, 2022

國立臺灣大學碩士學位論文

口試委員會審定書

**National Taiwan University Master Thesis  
Oral Examination Committee Approval**

中高樓斜撐建築物受山腳斷層及遠域地震之耐震行為

Seismic Behavior of Mid to High-Rise Braced Frames Subjected  
to Shanchiao Fault and Far-Field Ground Motions

本論文係陳冠樺(R09521233)在國立臺灣大學土木工程學系結構工程組  
完成之碩士學位論文，於民國 111 年 8 月 10 日承下列考試委員審查通  
過及口試及格，特此證明。

Kuan-Hua Chen (R09521233) completed this master thesis at the Department  
of Civil Engineering Structural Engineering on August 10, 2022 and passed  
the oral examination reviewed by the following examination committee  
members.

口試委員 Oral examination committee members :

周中哲

(指導教授 Advisor)

周中哲

黃尹男

黃尹男

洪崇展

洪崇展

趙書賢

趙書賢

系主任

葛宇甯

葛宇甯

## 誌謝



本論文得以完成，首先感謝我的指導教授 周中哲教授兩年來的指導，不僅是論文的撰寫，圖、表的製作或是簡報的呈現，更重要的是做事的態度與提供人生中重要的寶貴經驗，在此獻上最誠摯的感謝。

感謝碩士論文口試委員，國立臺灣大學 黃尹男教授、國立成功大學 洪崇展教授、國家地震工程研究中心 趙書賢研究員的蒞臨指導，提出寶貴的建議並細心指正，使本論文更加充實，在此獻上由衷的謝意。

感謝國家地震工程研究中心 趙書賢研究員協助產製本研究中的所有地震歷時，並協助解決地震動與地震歷時的相關問題。

在研究所求學期間，感謝學長秉庭、承翰、厚寬在我研究遇到困難時給予無數次協助，同窗立宇、建霖、文康、丞偉的相互扶持，使得論文能順利完成。

最後感謝我的家人，感謝你們多年來的陪伴與支持，讓我能心無旁騖地專心完成學業，願你們與我共同分享這份喜悅。

## 摘要



根據前人研究顯示，由於近斷層地震含有大量能量輸入結構且會使地表產生大量的永久位移，因此將對結構產生較大的反應；近斷層地震又分為有速度脈衝及無速度脈衝之地震動歷時，其中有速度脈衝之地震可能與斷層破裂方向性及與斷層破裂面之距離有關，本研究建立三種不同樓層數之構架，分別為 8 層樓、14 層樓與 25 層樓，代表中週期至中長週期的結構，並針對山腳斷層及臺北一區 MCE 設計地震中有、無速度脈衝之地震動歷時進行比較，分別探討結構中最大層間位移、殘餘側位移等結構反應，比較有、無速度脈衝之地震記錄於動力歷時分析中對結構造成的差異。由於本研究將各構架工址假設位於新北市泰山區，以建築物耐震設計規範定義此地區分類為臺北一區，然而此區域並無考慮近斷層效應，本研究考量到山腳斷層若在未來發生錯動時將可能對人口稠密的臺北盆地造成嚴重影響，因此將山腳斷層錯動下可能之地震動歷時與臺北一區最大考量地震進行比較，探討兩種反應譜作用下不同週期結構之反應。

本研究於各構架中皆分別配置不同種類的消能斜撐，包含夾型挫屈束制斜撐、交鑄型雙核心自復位斜撐及假設彈性勁度、後彈性勁度皆與挫屈束制斜撐相同之自復位斜撐，利用非線性靜動態三維結構分析程式 PISA3D 進行非線性動力歷時分析，探討於相同地震歷時作用下三種不同類型之斜撐對結構耐震行為之差異。

分析結果顯示，8 層樓構架於有速度脈衝的山腳斷層地震作用下約比無脈衝地震作用下其層間位移角大約 10%，對 14 層樓及 25 層樓構架，有脈衝地震比無脈衝地震其層間位移角大約 15 至 20%，而在 MCE 層級地震作用下無論有、無速度脈衝，其最大層間位移角差異皆小於 10%；以結構殘餘側位移來看，本研究中 8 層樓構架無論在何種反應譜地震作用下，有脈衝地震與無脈衝地震對於殘側位移差異不大，對於 14 層樓與 25 層樓構架而言，有脈衝地震其殘餘側位移分別為無脈衝地震作用之 1.3 至 1.6 倍及 1.4 至 2 倍。此外，配置三種斜撐之構架皆可有效降

低結構最大層間位移角，其中配置交鑄型自復位斜撐之效益尤其明顯，且交鑄型自復位斜撐亦能大幅降低結構受到地震作用後之殘餘側位移，而挫屈束制斜撐雖能有效降低結構層間位移角，但對於降低結構殘餘側位移的效果相當有限；另外，配置自復位斜撐之構架在結構受到地震力作用下仍能保持良好的消能能力，而挫屈束制斜撐在產生大量殘餘變形後將降低其消能能力。本研究中各構架無論在山腳斷層地震或 MCE 設計地震作用下其最大層間位移角平均值皆小於 ASCE 7-16 及 FEMA P-1050-1 (2015)建議之 3%。除此之外，本研究中 25 層樓 BRB 構架於 MCE 地震作用下其殘餘側位移平均值超過 FEMA P-58-1 (2018)建議之 0.5%，因此該構架可能於地震作用後無法繼續使用，然而若將 BRB 改為 SCB1，在相同地震作用下可使結構殘餘側位移小於 0.5%，滿足此規範之建議，顯示 SCB1 能大幅減少結構殘餘側位移之特性。

**關鍵字：** 山腳斷層、近斷層地震、速度脈衝效應、夾型挫屈束制斜撐、交鑄型自復位斜撐、非線性地震歷時分析

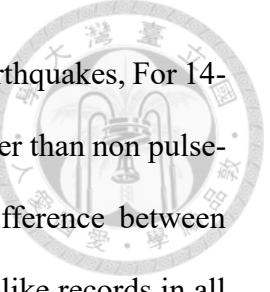
## ABSTRACT



According to previous studies, near-fault earthquakes not only contain a large amount of energy input to structures, and cause a large number of permanent ground displacement, these characteristics may cause severe damage to structures. Near-fault earthquakes can be divided into pulse-like and non pulse-like ground motions, among them, pulse-like ground motions may be related to forward-directivity and the distance to the rupture surface. Three different story of structures were established in this study, representing the medium to long period structures. From the structural response point of view, comparing maximum interstory drift, residual interstory drift and maximum acceleration between Shanchiao fault and maximum considered earthquake in Taipei zone 1, also compare the different response in structures between pulse-like and non pulse-like ground in nonlinear time history analysis. Since the structures in this study is located in Taishan District, New Taipei City, the area is classified as Taipei Zone 1 in Taiwanese seismic code. However, the near-fault effect isn't considered in current seismic code, Considering that will have a serious impact to Taipei Basin if Shanchiao fault dislocated in the future, in this study, difference of structural response between the possible ground motions of Shanchiao fault and maximum considered earthquake in Taipei zone 1 were considered.

In this study, three types of braced frame were considered, including sandwiched buckling-restrained braces, dual core self-centering braces and the self-centering braces that its elastic stiffness and post-elastic stiffness are same with BRB, using nonlinear analysis program, PISA3D, exploring seismic behavior in three types of braced frame under the earthquakes.

The results show that the interstory drift of 8-story frame with pulse-like records is



about 10 % higher than non pulse-like records under Shanchiao fault earthquakes, For 14-story and 25-story frames, pulse-like records is about 15% to 20% higher than non pulse-like records under the same ground motions. In MCE level, the difference between interstory drift is lower than 10% whether it is pulse-like or non pulse-like records in all of the frames. In addition, the difference of residual interstory drift is greater between pulse-like and non pulse-like records when the total number of stories in the structure is higher. The structure with braces can reduce the maximum interstory drift effectively, among them, the dual core self-centering braces is the most obvious. Self-centering braces can also greatly reduce the residual interstory drift when structures subjected to the earthquakes. BRB can reduce the interstory drift of structures, however, the effect on reducing the residual interstory drift is not effective. In addition, SCB frames can maintain a good capacity of energy dissipating under the near-fault ground motions, but BRB would reduce its capacity after a large amount of residual deformation occurs. In this study, the mean of interstory drift is less than 3% whether its subjected to Shanchiao fault or MCE ground motions, which satisfies the recommendations of ASCE 7-16 and FEMA P-1050-1 (2015). In addition, the average of residual interstory drift of 25-story BRB frame exceeds 0.5% under MCE ground motions, which exceeds the recommendations by FEMA P-58-1 (2018), so the frame may not be able to be used after the earthquake. However, if we replace BRB with SCB1, the mean of residual interstory will less than 0.5% under the same ground motions.

**Keywords:** Shanchiao fault; Near-fault ground motions; Pulse-like; Sandwiched buckling-restrained brace; Dual core self-centering brace; Nonlinear time history analysis

# 目錄



口試委員會審定書 .....	i
誌謝 .....	ii
摘要 .....	iii
ABSTRACT .....	v
目錄 .....	vii
表目錄 .....	ix
圖目錄 .....	xii
第 1 章 緒論 .....	1
1.1 前言 .....	1
1.2 文獻回顧 .....	2
1.3 研究動機與目的 .....	4
1.4 研究方法 .....	4
1.5 論文架構 .....	5
第 2 章 結構物配置及桿件模擬 .....	6
2.1 建築構架簡介 .....	6
2.2 斜撐原理及力學行為 .....	7
2.2.1 挫屈束制斜撐 .....	7
2.2.2 交鑰型自復位斜撐 .....	8
2.3 桿件模擬及驗證 .....	9
2.3.1 鋼筋混凝土梁及柱 .....	9
2.3.2 鋼筋混凝土剪力牆 .....	11
2.3.3 挫屈束制斜撐 (BRB) .....	16
2.3.4 交鑰型自復位斜撐 (SCB1) .....	18

2.3.5 調整勁度之自復位斜撐 (SCB2) .....	21
2.4 各構架斜撐設計及假設 .....	21
第 3 章 地震歷時特性 .....	23
3.1 地震來源 .....	23
3.2 反應譜擬合 .....	24
3.3 有、無速度脈衝判斷 .....	27
第 4 章 非線性靜力側推及動力歷時分析 .....	29
4.1 設計地震力計算及豎向分配 .....	29
4.2 非線性靜力側推及結構物塑鉸分佈 .....	31
4.3 山腳斷層錯動及臺北一區最大考量地震作用下結構耐震行為 .....	33
4.3.1 造成較大反應的地震作用下結構耐震行為 .....	33
4.3.2 所有地震作用下結構耐震行為 .....	38
4.3.3 有、無速度脈衝之地震歷時對結構影響 .....	39
4.4 不同構架之耐震行為差異 .....	42
4.5 現今設計規範與山腳斷層錯動下結構反應之差異 .....	46
4.6 瞬時功率與結構最大層間位移關係 .....	50
第 5 章 結論 .....	53
參考文獻 .....	58

## 表目錄



表 1.1 交錨型自復位斜撐在初始預力下預測公式 .....	62
表 1.2 交錨型自復位斜撐預測公式 .....	62
表 2.1 各構架定義 .....	63
表 2.2 混凝土強度分佈 .....	64
表 2.3 八層樓及十四層樓構架梁斷面尺寸 (單位: cm).....	64
表 2.4 八層樓構架梁斷面及配筋 .....	64
表 2.5 十四層樓構架梁斷面及配筋 .....	65
表 2.6 八層樓與十四層樓柱斷面尺寸 .....	66
表 2.7 八層樓構架柱配筋 .....	66
表 2.8 十四層樓構架柱配筋 .....	67
表 2.9 剪力牆斷面尺寸及配筋 .....	68
表 2.10 二十五層樓構架梁斷面尺寸與材料參數 .....	68
表 2.11 二十五層樓構架柱斷面尺寸與材料參數 .....	68
表 2.12 剪力牆側力位移曲線控制點 (ASCE/SEI 41-17).....	69
表 2.13 NSW 剪力牆試體參數 (吳怡謙, 2017).....	69
表 2.14 NSW 摶曲側力位移曲線參數 (吳怡謙, 2017).....	69
表 2.15 NSW 剪力側力位移曲線參數 (吳怡謙, 2017).....	69
表 2.16 NSW 剪力側力位移曲線參數 (依 ASCE/SEI 41-17 計算).....	70
表 2.17 剪力牆撶曲側力位移參數 .....	70
表 2.18 剪力牆剪力側力位移參數 .....	70
表 2.19 依 ASCE/SEI 41-17 計算之剪力牆側力位移參數.....	70
表 2.20 剪力牆於 PISA3D 模擬之參數.....	71
表 2.21 BRB 各構件斷面尺寸 .....	72

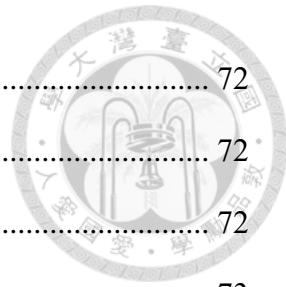


表 2.22 BRB 各構件材料性質 .....	72
表 2.23 BRB 於 PISA3D 模擬之參數 .....	72
表 2.24 BRB 於 PISA3D 模擬之斷面尺寸 .....	72
表 2.25 SCB1 設計參數及斷面尺寸 .....	73
表 2.26 SCB1 於 PISA3D 模擬之參數及斷面尺寸 .....	74
表 2.27 SCB2 於 PISA3D 模擬之參數及斷面尺寸 .....	74
表 2.28 三種斜撐設計力量 .....	75
表 2.29 BRB 及 SCB1 動度與力量比較 .....	76
表 3.1 有脈衝的山腳斷層原始地震紀錄 .....	77
表 3.2 無脈衝的山腳斷層原始地震紀錄 .....	77
表 3.3 有脈衝的 MCE 原始地震紀錄 .....	78
表 3.4 無脈衝的 MCE 原始地震紀錄 .....	78
表 3.5 擬合後山腳斷層地震紀錄 .....	79
表 3.6 擬合後 MCE 地震紀錄 .....	79
表 4.1 各構架設計地震力 .....	80
表 4.2 八層樓構架設計地震力豎向分配結果 .....	81
表 4.3 十四層樓構架設計地震力豎向分配結果 .....	81
表 4.4 二十五層樓構架設計地震力豎向分配結果 .....	82
表 4.5 各構架模態分析結果 .....	83
表 4.6 八層樓構架各樓層側向勁度 .....	83
表 4.7 十四層樓構架各樓層側向勁度 .....	84
表 4.8 二十五層樓構架各樓層側向勁度 .....	84
表 4.9 八層樓構架檢核容許層間位移之地震力豎向分配結果 .....	85
表 4.10 十四層樓構架檢核容許層間位移之地震力豎向分配結果 .....	85
表 4.11 二十五層樓構架檢核容許層間位移之地震力豎向分配結果 .....	86



表 4.12 各構架層間位移角平均最大值 (單位: %) .....	87
表 4.13 各構架殘餘側位移平均最大值 (單位: %) .....	87
表 4.14 結構於設計地震下容許層間位移角 (單位: %) (ASCE 7-16) .....	88
表 4.15 不同構架 $R$ 、 $Cd$ 建議值 (ASCE 7-16) .....	88
表 4.16 各構架於 MCE 最大層間位移角建議 (ASCE 7-16) .....	88
表 4.17 含阻尼之結構系統於 MCE 最大層間位移角建議 (ASCE 7-16) .....	88
表 4.18 結構殘餘側位移之建議 (FEMA P-58-1, 2018) .....	89
表 4.19 各構架側向加速度平均最大值 (單位: g) .....	89

## 圖 目 錄



圖 1.1 斷層破裂方向性 (Somerville et al. 1997) .....	90
圖 1.2 與斷層破裂面水平與垂直方向 (Somerville, 2005).....	90
圖 1.3 斷層破裂方向性與速度之關係 (Bray and Rodriguez-Marek, 2004).....	90
圖 1.4 有、無速度脈衝之判斷 (Shahi and Baker, 2014) .....	91
圖 1.5 原始加速度反應譜與地震歷時 (Atik and Abrahamson, 2010) .....	92
圖 1.6 擬合後加速度反應譜與地震歷時 (Atik and Abrahamson, 2010) .....	92
圖 1.7 夾型挫屈束制斜撐 (Chou and Chen, 2010).....	93
圖 1.8 自復位斜撐 (Christopoulos et al. 2008) .....	94
圖 1.9 交錨型雙核心自復位斜撐 (Chou and Chung, 2014) .....	95
圖 1.10 瞬時功率與結構反應之關係 (Abrahamson, 2020) .....	96
圖 2.1 八層樓構架平面圖 (單位: cm) .....	97
圖 2.2 八層樓構架立面圖 (單位: m) .....	97
圖 2.3 八層樓斜撐構架立面圖 (以 SCB1 為例) (單位: m) .....	97
圖 2.4 十四層樓構架平面圖 (單位: cm) .....	98
圖 2.5 十四層樓構架立面圖 (單位: m) .....	98
圖 2.6 十四層樓斜撐構架立面圖 (以 SCB1 為例) (單位: m) .....	99
圖 2.7 二十五層樓斜撐構架立面圖 (以 SCB1 為例) (單位: m) .....	99
圖 2.8 八層樓各構架示意圖 .....	100
圖 2.9 十四層樓各構架示意圖 .....	100
圖 2.10 二十五層樓各構架示意圖 .....	101
圖 2.11 八層樓及十四層樓梁編號 .....	101
圖 2.12 八層樓與十四層樓柱編號 .....	101
圖 2.13 交錨型自復位斜撐斷面圖 (Chou and Chung, 2014) .....	102

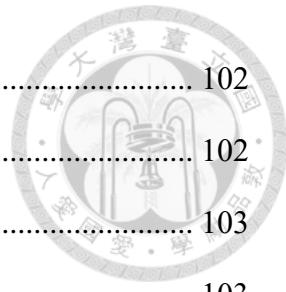


圖 2.14 交鑄型自復位斜撐力學行為圖 (Chou and Chung, 2014) .....	102
圖 2.15 自復位斜撐遲滯迴圈圖 (Chou and Chung, 2014) .....	102
圖 2.16 單向載重及反覆載重彎矩旋轉角關係圖 (ATC-72-1) .....	103
圖 2.17 RC 梁試驗配置圖 (Chung and Chou, 2022) .....	103
圖 2.18 RC 梁試驗斷面 (Chung and Chou, 2022) .....	103
圖 2.19 RC 梁實驗及模擬比較 (Chung and Chou, 2022) .....	104
圖 2.20 八樓梁模擬 .....	104
圖 2.21 一樓柱模擬 .....	104
圖 2.22 剪力牆側力位移曲線 .....	105
圖 2.23 剪力牆側力位移曲線 (ASCE/SEI 41-17) .....	105
圖 2.24 軟化壓拉桿示意圖 (翁樸文等, 2016) .....	105
圖 2.25 剪力牆斷面 (吳怡謙, 2017) .....	106
圖 2.26 NSW 剪力牆試體及模擬比較 .....	106
圖 2.27 NSW 剪力牆模擬及試驗遲滯迴圈比較 (吳怡謙, 2017) .....	107
圖 2.28 構架剪力牆斷面圖 .....	107
圖 2.29 構架剪力牆模擬 .....	107
圖 2.30 構架剪力牆遲滯迴圈 .....	107
圖 2.31 1FSW4 彎矩及剪力側力位移曲線 .....	108
圖 2.32 1FSW4 於反覆載重作用下彎矩及剪力側力位移曲線 .....	108
圖 2.33 BRB 試驗配置與斷面圖 (凌郁婷, 2016) .....	109
圖 2.34 BRB 模擬 .....	109
圖 2.35 SCB1 試驗配置與斷面圖 (鍾秉庭, 2012) .....	110
圖 2.36 SCB1 模擬 .....	110
圖 2.37 斜撐構架模擬示意圖 .....	111
圖 2.38 SCB1 與 SCB2 比較示意圖 .....	111



圖 2.39 三種斜撐遲滯迴圈示意圖 .....	111
圖 2.40 SCB1 與 BRB 遲滯迴圈比較 .....	112
圖 2.41 SCB2 與 BRB 遲滯迴圈比較 .....	112
圖 2.42 本研究配置之斜撐及其遲滯迴圈比較 .....	113
圖 3.1 原始地震紀錄 .....	114
圖 3.2 原始地震紀錄 (縮放至相同 PGA) .....	114
圖 3.3 反應譜擬合過程示意圖 .....	115
圖 3.4 反應譜擬合前、後之差異 .....	116
圖 3.5 擬合後地震紀錄 .....	117
圖 3.6 各構架週期對應反應譜位置 .....	117
圖 3.7 地震立時有、無速度脈衝分類 (擬合前) .....	118
圖 3.8 地震歷時有、無速度脈衝分類 (擬合後) .....	118
圖 3.9 原始及擬合後地震紀錄有、無速度脈衝之差異 .....	118
圖 3.10 選用地震歷時中有、無速度脈衝判斷 .....	119
圖 3.11 有、無速度脈衝之地震加速度歷時與速度歷時比較 .....	119
圖 3.12 山腳斷層原始地震加速度歷時 .....	120
圖 3.13 MCE 原始地震加速度歷時 .....	121
圖 3.14 譜擬合後山腳斷層加速度歷時 .....	122
圖 3.15 譜擬合後山腳斷層速度歷時 .....	123
圖 3.16 譜擬合後 MCE 加速度歷時 .....	124
圖 3.17 譜擬合後 MCE 速度歷時 .....	125
圖 4.1 PISA3D 模型分析之自然振動模態 .....	126
圖 4.2 PISA3D 模型分析之自然振動模態比較 .....	127
圖 4.3 容許層間位移角檢核 .....	128
圖 4.4 八層樓構架側推曲線 .....	128

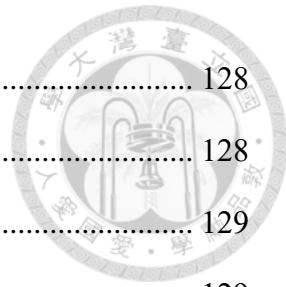


圖 4.5 八層樓抗彎矩構架塑鉸分佈圖 .....	128
圖 4.6 八層樓構架塑鉸分佈圖 (以 SCB1 為例).....	128
圖 4.7 十四層樓構架側推曲線 .....	129
圖 4.8 十四層樓抗彎矩構架塑鉸分佈圖 .....	129
圖 4.9 十四層樓構架塑鉸分佈圖 (以 SCB1 為例).....	129
圖 4.10 二十五層樓構架側推曲線 .....	130
圖 4.11 二十五層樓構架塑鉸分佈圖 (以 SCB1 為例).....	130
圖 4.12 分別造成結構最大反應之三筆山腳斷層地震紀錄 .....	131
圖 4.13 八層樓構架於 CHY071H1 作用下結構行為 .....	132
圖 4.14 十四層樓構架於 CHY067H1 作用下結構行為 .....	132
圖 4.15 二十五層樓構架於 CHY006H2 作用下結構行為 .....	132
圖 4.16 八層樓構架於 CHY071H1 地震作用下梁及柱行為 .....	133
圖 4.17 八層樓構架於 CHY071H1 地震作用下剪力牆及斜撐行為 .....	134
圖 4.18 十四層樓構架於 CHY067H1 地震作用下梁及柱行為 .....	135
圖 4.19 十四層樓構架於 CHY067H1 地震作用下剪力牆及斜撐行為 .....	136
圖 4.20 二十五層樓斜撐構架於 CHY006H2 地震作用下各桿件行為 (1/2).....	137
圖 4.21 二十五層樓斜撐構架於 CHY006H2 地震作用下各桿件行為 (2/2).....	138
圖 4.22 八層樓構架受到 CHY071H1 作用下各桿件遲滯能 .....	139
圖 4.23 十四層樓構架受到 CHY067H1 作用下各桿件遲滯能 .....	139
圖 4.24 二十五層樓構架受到 CHY006H2 作用下各桿件遲滯能 .....	139
圖 4.25 八層樓構架於地震作用下三種斜撐遲滯迴圈比較 .....	140
圖 4.26 十四層樓構架於地震作用下三種斜撐遲滯迴圈比較 .....	140
圖 4.27 二十五層樓構架於地震作用下三種斜撐遲滯迴圈比較 .....	140
圖 4.28 八層樓構架受到所有地震作用下最大層間位移角 .....	141
圖 4.29 十四層樓構架受到所有地震作用下最大層間位移角 .....	142



圖 4.30 二十五層樓構架受到所有地震作用下最大層間位移角 .....	143
圖 4.31 八層樓構架受到所有地震作用下最大殘餘側位移角 .....	144
圖 4.32 十四層樓構架受到所有地震作用下最大殘餘側位移角 .....	145
圖 4.33 二十五層樓構架受到所有地震作用下最大殘餘側位移角 .....	146
圖 4.34 八層樓構架受到所有地震作用下最大側向加速度 .....	147
圖 4.35 十四層樓構架受到所有地震作用下最大側向加速度 .....	148
圖 4.36 二十五層樓構架受到所有地震作用下最大側向加速度 .....	149
圖 4.37 兩種反應譜有、無脈衝地震作用下最大層間位移角平均值 .....	150
圖 4.38 兩種反應譜有、無脈衝地震作用下最大殘餘側位移平均值 .....	151
圖 4.39 兩種反應譜有、無脈衝地震作用下最大側向加速度平均值 .....	152
圖 4.40 有、無脈衝之地震輸入能量歷時圖 .....	153
圖 4.41 各構架於有、無脈衝地震作用下總輸入能量平均值比較 .....	153
圖 4.42 原始及濾波後速度歷時與瞬時功率歷時 .....	154
圖 4.43 各構架於兩種反應譜有、無脈衝地震作用下瞬時功率比較 .....	155
圖 4.44 各構架受到兩種反應譜地震作用下最大層間位移角平均值 .....	156
圖 4.45 各構架受到兩種反應譜地震作用下最大殘餘側位移角平均值 .....	157
圖 4.46 各構架受到兩種反應譜地震作用下最大側向加速度平均值 .....	158
圖 4.47 三種斜撐受到不同地震作用下遲滯能平均值比較 .....	159
圖 4.48 現今規範 MCE 與山腳斷層地震作用下最大層間位移角比較 .....	160
圖 4.49 現今規範 MCE 與山腳斷層地震作用下最大殘餘位移比較 .....	161
圖 4.50 現今規範 MCE 與山腳斷層地震作用下最大側向加速度比較 .....	162
圖 4.51 山腳斷層地震作用下各構架 $T_p/T_1$ 與最大層間位移關係 .....	163
圖 4.52 MCE 設計地震作用下各構架 $T_p/T_1$ 與最大層間位移關係 .....	164
圖 4.53 八層樓構架 $IP(T_1)$ 與最大層間位移角關係 .....	165
圖 4.54 十四層樓構架 $IP(T_1)$ 與最大層間位移角關係 .....	166



圖 4.55 二十五層樓構架IP(T1)與最大層間位移角關係 ..... 167

圖 4.56 結構週期與相關係數  $r$  關係 ..... 167



## 第 1 章 緒論

### 1.1 前言

台灣位於環太平洋地震帶上，地震發生十分頻繁，在 921 集集大地震過後，近斷層地震的研究越來越普遍，根據中央地質調查所針對臺灣活動斷層分佈的報告顯示(中央地質調查所，2021)，全台灣共有 36 條活動斷層，其中依據斷層前一次活動的時間點將斷層分為第一類及第二類；第一類活動斷層為距今一萬年內有活動的證據，第二類則指十萬年內有活動的證據，然而分類的基礎與地震潛勢或危害度高低並沒有絕對關係，因此，即使為第二類活動斷層，其地震產生的風險也受重視。山腳斷層坐落於臺北盆地位置，可將其分為兩段，南段由新北市樹林向北延伸至臺北市北投，北段則由北投延伸至新北市金山，根據中央地質調查所大地測量結果顯示，山腳斷層最近一次活動的時間可能約在距今一萬年左右，暫時被列為第二類活動斷層，但由於其位置橫跨人口相當密集的臺北盆地，假使山腳斷層發生錯動，對建築物的影響需要進一步地評估。因此本研究假設有數個建築物的工址位於新北市泰山區，其位置鄰近山腳斷層，各構架分別代表中、長週期結構，分別探討當山腳斷層發生錯動時，可能發生之地震動反應譜與地震動歷時對結構的影響，並以現行規範中最大考量地震進行比對分析，評估兩種層級地震對於中高樓建築物的影響。

本研究假定之構架其工址位於臺北一區，由於山腳斷層暫被列為第二類活動斷層，因此根據建築物耐震設計規範，其地區並無考慮近斷層因子。本文使用之山腳斷層地震動歷時由國家地震工程研究中心提供，此地震歷時是由實測地震動歷時以反應譜擬合程序調整後所得，擬合之目標反應譜為假定山腳斷層發生活動時最可能引致的地震動反應譜(趙書賢等，2021)。

本研究除了對於山腳斷層與現行規範中 MCE 層級地震動歷時進行分析與比較，亦探討在相同反應譜中，有速度脈衝與無速度脈衝之地震動歷時對於結構反應

的差異。根據過去研究顯示，近斷層地震中含有速度脈衝之地震動歷時往往會使建築物產生較大的結構反應，本文將分別從結構最大層間位移角、殘餘側位移、最大側向加速度、能量與功率等層面進行探討，分析有、無速度脈衝之地震對於結構造成差異。除此之外，同時比較不同構架之耐震行為，其中包含抗彎矩構架、剪力牆構架、剪力牆含斜撐構架及斜撐構架，除了探討各構架於耐震行為上的差異，同時比較相同設計力量下不同種類之斜撐對構架的影響。

## 1.2 文獻回顧

Bray and Rodriguez-Marek (2004)及 Somerville (1997, 2005)提出近斷層有脈衝地震與斷層破裂方向性有關(圖 1.1)，而近斷層脈衝型地震紀錄將可能使結構產生較大的需求，近斷層脈衝型地震與其餘地震紀錄的相異之處在加速度歷時中並無顯著差異，而在地震紀錄中的速度歷時能明顯的看出一個或數個速度脈衝。研究顯示近斷層脈衝型地震通常擁有較大的最大地表速度(PGV)，且在位移歷時中有大量且永久的地表位移，特別是與斷層破裂方向垂直的結構(圖 1.2 及圖 1.3)，而此一特徵可能使結構產生較大的反應。

Shahi and Baker (2014)提出利用速度脈衝指標判斷地震歷時是否具有速度脈衝，計算時以連續小波轉換將速度歷時分解成速度脈衝歷時與殘餘歷時，並利用原始地震歷時與殘餘地震歷時之能量比值判斷地震歷時中是否含有大量的能量，當速度脈衝發生於地震歷時的前段且計算所得之速度脈衝指標大於零時，則代表此一地震歷時具有速度脈衝，若計算後速度脈衝指標小於零，代表地震歷時並不具有速度脈衝效應(圖 1.4)。

在進行動力歷時分析時，為了模擬結構真實的非線性反應，通常會將輸入的地震紀錄調整至與目標反應譜相近，調整地震紀錄的方法有很多種，Hancock et al. (2006)及 Atik and Abrahamson (2010)提出對地震歷時添加小波的方式，將原始地震紀錄(圖 1.5)擬合至目標反應譜(圖 1.6)，其主要概念為得到原始地震紀錄之反應

譜與目標反應譜間的差值後，計算在原始地震紀錄加速度歷時中需要添加的小波函數，使其能在指定的阻尼比及週期下與目標反應譜擬合，重複上述步驟直到反應譜中需進行擬合的所有週期點皆達到與目標反應譜之容許誤差範圍即可結束疊代。利用此擬合方式不僅能同時設定不同阻尼比下的反應譜作為目標反應譜，並且在調整後不需進行基線修正。

Chou and Chen (2010)發展之夾型挫屈束制斜撐(圖 1.7)，是由一組核心單元及兩組圍束單元組成，圍束單元內部含無收縮水凝砂漿或混凝土，並以高張力螺栓栓接，對核心單元產生束制效果，其力學行為與傳統挫屈束制斜撐類似，在斜撐受壓及受拉時皆不會產生挫屈，但能在大地震過後僅更換核心單元，而不重新製作圍束單元。該研究進行一系列試驗，試驗顯示夾型挫屈束制斜撐可以保持良好的遲滯迴圈而達到最大核心應變 2.4%，其核心單元消能段之最大軸壓力 8000 kN，可達降伏強度之 1.4 倍至 1.6 倍(周中哲等人 2016, 2020)。

Christopoulos 等學者於 2006 年及 2008 年發表之自復位斜撐(圖 1.8)，利用特殊機制使斜撐在受軸拉力及軸壓力時皆能有自復位的能力。該研究探討自復位斜撐與挫屈束制斜撐之制震比較，結果顯示自復位斜撐與挫屈束制斜撐相比亦有良好的制震效果，且殘餘變形更小。斜撐之自復位行為是利用施加預力的拉力構件錨定於斜撐兩側端板，在斜撐受力時兩側端板產生開合，而當拉力構件不受外力時將利用施拉之初始預力將兩側端板拉回原始位置，使斜撐恢復原長，而斜撐間兩組受壓構件之相對軸向位移可利用摩擦構件、黏彈性構件或降伏構件進行消能。

Chou and Chung (2014)提出之交錨型雙核心自復位斜撐(圖 1.9)，是由兩組拉力構件及三組受壓構件組成，自復位之行為是依靠施加預力之兩組拉力構件錨定於斜撐兩側之內外端板，當斜撐受軸拉力或軸壓力時，兩側外端板產生開合，當斜撐卸載時，則藉由已施拉預力之兩組拉力構件將端板拉回初始位置，使斜撐產生自復位行為。由於兩組拉力構件之力學行為為串聯，因此交錨型雙核心自復位斜撐的變形能力為傳統自復位斜撐的兩倍。

近斷層地震常含有大量的速度脈衝效應，這將導致結構產生更嚴重的損害，其中利用  $S_a(T_1)$  預估結構反應是相當廣泛使用的方式，而 Abrahamson (2020) 認為，無論是對於有速度脈衝或無速度脈衝之近斷層地震歷時，利用瞬時功率推估結構反應將更有效(圖 1. 10)；瞬時功率即為速度歷時經過濾波後挑選出可能對結構產生較大反應之能量，其中最大值即為瞬時功率，Abrahamson 認為此參數與結構受到地震作用後之最大層間位移有一正相關趨勢，即利用此參數能有效推估結構可能發生的最大層間位移，並用來作為評估結構反應之指標。

### 1.3 研究動機與目的

根據過去研究顯示，近斷層地震與遠域地震相比將產生速度脈衝效應及地表大量的永久位移，因此，當發生近斷層地震時，將使結構物之耐震需求增加。本研究中各建築構架工址假設坐落於新北市泰山區，參考現今耐震設計規範將以臺北一區進行設計，且規範中並無考慮近斷層及速度脈衝效應，然而此工址鄰近山腳斷層，假設當山腳斷層發生錯動時，可能使此地區的結構發生更大的反應。因此本研究針對三種不同週期之建築構架進行非線性動力歷時分析，探討各構架於山腳斷層錯動下及臺北一區 MCE 層級地震之結構耐震差異；並且經過反應譜擬合後，探討各構架在相同反應譜地震作用下，有速度脈衝與無速度脈衝之地震歷時對於結構最大層間位移、殘餘側位移及側向加速度之差異。除此之外，將利用上述使用之地震歷時，比較以相同設計力量設計的三種不同斜撐配置於各構架之耐震差異。

### 1.4 研究方法

本研究使用國震中心開發的 PISA3D 軟體進行非線性動力歷時分析(Lin et al., 2009)，輸入之地震歷時包含假設山腳斷層發生錯動及臺北一區 MCE 層級之地震歷時，兩種反應譜分別包括 12 筆有速度脈衝及 12 筆無速度脈衝之地震紀錄，其中調整實測地震擬合目標反應譜及地震歷時中有、無速度脈衝之判斷方式將於本

文第三章進行介紹。

本研究使用之各構架包含鋼筋混凝土梁、柱、剪力牆及三種不同斜撐，於梁柱桿件模擬時，首先利用斷面分析軟體 XTRACT 進行彎矩及曲率之計算，並利用先前實尺寸梁試驗進行驗證，再將其斷面與參數輸入於各構架中；剪力牆則參考過去前人的研究成，計算預測之背骨曲線後，利用先前試驗進行驗證再將其輸入於構架中。斜撐之模擬同樣參考過去之研究及試驗進行公式預測，並各挑選一組試驗驗證其遲滯迴圈之正確性。

## 1.5 論文架構

本文第二章首先針對各構架之配置進行簡介，接著介紹梁、柱、剪力牆及斜撐之模擬，並且各挑選一組實尺寸試驗進行桿件驗證，再將其斷面參數輸入於非線性動力分析軟體中。第三章則針對動力分析中使用之地震歷時進行介紹，包括挑選之地震來源、反應譜之擬合及有、無速度脈衝之定義與判斷方式等。第四章首先利用建築物耐震設計規範(2011)之建議，對各構架進行設計地震力計算及豎向分配，並將計算結果輸入至各樓層，接著進行非線性靜力側推分析，觀察是否滿足規範之建議。最後進行非線性動力歷時分析，首先將以不同樓層數之結構各挑選一筆地震歷時分析各構架之層間位移、殘餘位移等，並分析各桿件之遲滯迴圈行為，接著分析所有地震歷時作用下，結構最大層間位移、殘餘側位移、最大側向加速度與各桿件消能行為，並將其平均值進行比較，分別探討有、無速度脈衝地震作用下同一結構物反應之差異，及相同反應譜下各構架之耐震差異，第五章則為本研究之結論。

## 第 2 章 結構物配置及桿件模擬



為了探討結構於山腳斷層及臺北一區 MCE 兩種反應譜地震作用下各構架之耐震行為，本研究選取三種不同樓層數之構架，其中分別包括抗彎矩構架、抗彎矩含剪力牆構架及配置三種斜撐之構架。本章將依序介紹結構配置與結構中使用之各桿件模擬，其中包含梁、柱、剪力牆及三種斜撐，並各挑選一組先前的實驗進行驗證，將各桿件輸入至 PISA3D 分析軟體進行水平單向非線性動力歷時分析，探討各結構之耐震行為。

### 2.1 建築構架簡介

本研究使用三種樓層數之建築構架，分別為 8 層樓、14 層樓及 25 層樓，皆假定建築坐落於新北市泰山區，各構架之定義如表 2.1 所示。8 層樓各構架樓高皆為 28 公尺，為鋼筋混凝土造，其平面圖如圖 2.1 所示，長向共 8 跨，每跨 8.6 公尺，短向共三跨。圖 2.2 為 8 層樓各構架之立面圖，選取 Axis ⑧定義為 SMF 構架並作為後續進行結構反應比較之構架，一樓樓高 4.2 公尺，二至八樓各層皆為 3.4 公尺；SW 構架為圖 2.2 中之 Axis ⑥，一至二樓為剪力牆。8 層樓三種斜撐構架中三樓至八樓分別配置 BRB、SCB1 及 SCB2，一至二樓同樣配有剪力牆，其立面圖如圖 2.3 中 Axis ⑥。14 層樓各構架樓高皆為 48.4 公尺，其中分別為抗彎矩構架、抗彎矩含剪力牆構架及三種斜撐構架，同樣為鋼筋混凝土造，一至四樓分別配置三面剪力牆，平面圖及立面圖分別如圖 2.4 及圖 2.5 所示。其中選擇圖 2.5 之立面圖中 Axis ⑧定義為 14 層樓構架 SMF 作為後續結構反應比較之構架，Axis ⑥ 則為 14 層樓之 SW 構架；BRB、SCB1 及 SCB2 之三種斜撐構架則如圖 2.6 中 Axis ⑥所示，分別於五樓至十四樓配置斜撐，一至四樓配置剪力牆。25 層樓構架為鋼造，總樓高 88 公尺，並無配置剪力牆，於一樓至頂樓皆配置斜撐，其中同樣分別配置三種不同之斜撐，定義為 25 層樓之 BRB、SCB1 及 SCB2 構架(圖 2.7)。

本研究中 8 層樓與 14 層樓構架皆為立體構架，經過水平單向動力分析後選取結構中特定跨數之構架進行結構反應比較，而 25 層樓構架皆為平面構架。8 層樓與 14 層樓結構之混凝土強度分佈如表 2.2 所示，一至四樓為  $420 \text{ kgf/cm}^2$ ，五樓至九樓為  $350 \text{ kgf/cm}^2$ ，十樓至十四樓為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 。梁斷面及其配筋可參考表 2.3 至表 2.5 及圖 2.11；柱斷面及配筋如表 2.6 至表 2.8 及圖 2.12 所示。剪力牆之配筋及尺寸如表 2.9 所示，除 1FSW2 及 1FSW5 之跨度為 1.95 公尺，其餘跨度皆為 5.9 公尺；SW3 及 SW6 厚度為 50 公分，其餘各面剪力牆厚度皆為 50 公分，剪力牆之混凝土抗壓強度皆為  $420 \text{ kgf/cm}^2$ 。25 層樓構架使用之梁柱斷面及材料參數如表 2.10 及表 2.11 所示。

## 2.2 斜撐原理及力學行為

本研究使用之挫屈束制斜撐及交錨型自復位斜撐分別由 Chou and Chen (2010) 及 Chou and Chung (2014) 提出，以下依序介紹兩種斜撐之力學行為及模擬方式，並選用先前之實驗進行驗證，以貼近斜撐受到反覆載重作用下之行為。

### 2.2.1 挫屈束制斜撐

挫屈束制斜撐改良了傳統斜撐在受到壓力作用時產生挫屈造成消能行為不佳的缺點，在斜撐受拉力及受壓力時皆產生降伏，且在受壓時不產生挫屈，並能產生飽滿的遲滯行為。本研究使用之挫屈束制斜撐為 Chou and Chen (2010) 提出，其分別由核心單元及圍束單元組成；核心單元為挫屈束制斜撐中主要的受力部分，其中核心單元又可分為消能段、轉換段及接合段，其中消能段為斜撐中主要消能部分，在斜撐受到外力作用下進入非線性消能，因此挫屈束制斜撐之強度主要由此部分提供。接合段為連接消能段與接合版之部分，其主要是為了避免消能段與接合段之間斷面變化太大而導致應力集中現象，而轉換段之設計一般要求在斜撐受力後仍能保持彈性。

圍束單元之主要功能是為了避免挫屈束制斜撐在受到壓力作用時產生挫屈而設計之部分，常見的圍束單元為在鋼管內填充無收縮水泥或自充填混凝土組成，而夾型挫屈束制斜撐(Chou and Chen, 2010)則是利用鋼板與長槽型鋼構件焊接後於內部澆置混凝土或無收縮水泥砂漿組成，挫屈束制斜撐之模擬將於後續說明。

### 2.2.2 交錨型自復位斜撐

本研究使用之交錨型自復位斜撐是由 Chou and Chung (2014)提出，交錨型自復位斜撐是由三組受壓構件、兩組拉力構件、一組消能構件及四片端板組成。三組受壓構件分別為第一核心構件、第二核心構件及外圍構件，三組構件皆為方型鋼管，外圍構件包覆第一核心構件、第二核心構件及兩組拉力構件。斜撐的兩端分別各有兩片端板，其外層拉力構件分別錨錠於第二核心構件左端及第一核心構件與外圍構件之右端，內層拉力構件則分別錨錠於第二核心構件右端及第一核心構件與外圍構件之左端，其中內端板固定於第二核心構件之兩端，外端板則固定於第一核心構件及外圍構件之兩端。摩擦消能裝置則分別連接於第一核心構件與外圍構件，當斜撐受到之外力大於拉力構件之初始預力及摩擦裝置之摩擦力總和時，第一核心構件與外圍構件將產生相對位移，進而使摩擦構件開始消能。

當斜撐受到軸拉力作用時，整體斜撐之後彈性勁度由兩組拉力構件及第二核心構件串聯提供，而斜撐受軸壓力作用時，斜撐之後彈性勁度則由兩組拉力構件及三組受壓構件之勁度串聯提供；拉力構件施拉預力的大小對於自復位斜撐扮演相當重要的角色，當施拉的預力不足以克服消能構件之摩擦力，即初始預力小於摩擦力時，將使斜撐無法有完整的自復位行為並將產生殘餘變形。

圖 2.13 及圖 2.14 為交錨型自復位斜撐斷面及力學行為圖，其中圖 2.14 (a) 至(d)為斜撐受拉之情形，當軸拉力大於拉力構件初始預力與消能構件摩擦力總和時，第一核心構件與外圍構件將產生相對變形並產生消能，此時斜撐勁度由初始彈性勁度轉換為後彈性勁度，即兩組拉力構件與第二核心構件串聯之軸向勁度。

圖 2.14 (e)至(h)為斜撐受壓之情形，當軸壓力大於拉力構件之初始預力與消能構件摩擦力總和時，第一核心構件與外圍構件將產生相對軸向變形，此時斜撐勁度由初始彈性勁度轉為後彈性勁度，即兩組拉力構件與三組受壓構件串聯之軸向勁度。圖 2.15 為自復位斜撐之遲滯迴圈圖(Chou and Chung, 2014)。

## 2.3 桿件模擬及驗證

本研究使用的桿件包含鋼筋混凝土梁、柱、剪力牆及三種不同形式的斜撐，為了在分析軟體 PISA3D 中進行準確的模擬，挑選先前的構件實驗進行驗證，於驗證後再將其參數輸入至分析軟體中，以貼近構件受力後的實際反應。

### 2.3.1 鋼筋混凝土梁及柱

由於本研究使用之鋼筋混凝土梁、柱斷面及配筋皆已完成設計，因此本節僅針對桿件之模擬及挑選一組先前試驗進行驗證。本研究使用之分析軟體 PISA3D 於模擬時須輸入桿件之強度、勁度等參數，因此首先於斷面分析軟體 XTRACT 進行斷面彎矩曲率分析計算；鋼筋混凝土梁及柱之斷面可由圍束區及非圍束區組成，其中圍束區指由橫向箍筋束制之區域，其強度及韌性皆較非圍束區高，分析圍束區之斷面時須考慮混凝土抗壓強度、縱向主筋及橫向箍筋間距、鋼筋比及圍束區斷面積等參數，並將所用之鋼筋號數、強度等輸入於分析軟體中，最後依照斷面之配置即可進行斷面曲率分析。利用輸入材料之彈性模數、降伏應力與慣性矩即可計算出該斷面於單向載重作用下之勁度  $EI$ 、降伏彎矩、最大彎矩及此時的曲率。為了能有效模擬構件受到地震力反覆載重作用下的行為，依據 PEER/ATC 72-1 (2010)建議，針對單向載重作用下之彎矩及旋轉角進行折減，即對背骨曲線進行修正(圖 2.16)，而單向載重作用之降伏旋轉角  $\theta_y$  可依下式計算，

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) \quad (2.1)$$



其中  $\varphi_y$  為降伏曲率， $L_s$  為剪力跨度長度， $\alpha_v$  為對角破裂係數， $z$  為斷面內部槓桿長度， $h$  為斷面深度，單向載重之後降伏旋轉角  $\theta_p$  為：

$$\theta_p = 0.12(1 + 0.55a_{sl})(0.16)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43}(0.54)^{0.01f'c}(0.66)^{0.1s_n}(2.27)^{10\rho} \quad (2.2)$$

$$s_n = (s/d_b)(F_y/100)^{0.5} \quad (2.3)$$

其中  $a_{sl}$  為主筋滑移係數， $v$  為軸力比， $\rho_{sh}$  為箍筋鋼筋比， $f'_c$  為混凝土抗壓強度， $\rho$  為主筋鋼筋比， $s$  為箍筋間距， $d_b$  為主筋直徑， $F_y$  為鋼筋降伏強度；單向載重之後強度旋轉角  $\theta_{pc}$  可依下式計算，

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (2.4)$$

反覆載重下之強度旋轉角為：

$$\theta'_p = 0.7\theta_p \quad (2.5)$$

其中  $\theta_p$  為單向載重之強度點旋轉角。反覆載重下折減之後強度旋轉角為：

$$\theta'_{pc} = 0.5\theta_{pc} \quad (2.6)$$

其中  $\theta_{pc}$  為單向載重之後強度點旋轉角。反覆載重彎矩強度則利用單向載重之強度點  $(M_c, \theta_c)$  及降伏點  $(M_y, \theta_y)$  進行內插，可依下式計算，

$$M'_c = M_y + (M_c - M_y)(\theta'_c - \theta_y)/(\theta_c - \theta_y) \quad (2.7)$$

其中  $M'_c$  為反覆載重之最大彎矩強度， $M_y$  為降伏彎矩強度， $M_c$  為單向載重之最大彎矩強度， $\theta'_c$  為反覆載重作用下最大強度旋轉角， $\theta_y$  為降伏旋轉角， $\theta_c$  則為單向載重作用下最大旋轉角。

將 XTRACT 斷面分析結果中之勁度  $EI$ 、降伏彎矩  $M_y$  及反覆載重作用下之最大彎矩強度  $M'_c$  等參數分別輸入至分析軟體 PISA3D 中，並利用三參數 Degrading Material 進行模擬，此三參數可用來模擬鋼筋混凝土構件於反覆載重作用下劣化之行為，其三參數分別包含勁度折減 (Stiffness Degrading)、強度劣化 (Strength Deterioration) 及握裹滑移 (Pinching) 等效應。

為了準確模擬梁、柱構件於真實地震作用下之行為，挑選浮洲合宜住宅測試的一組實尺寸梁斷面於反覆載重作用下之試驗進行驗證(Chung and Chou, 2022)，實驗之配置及斷面如圖 2.17 及圖 2.18 所示。依照試驗配置之材料參數輸入於 XTRACT，計算得降伏彎矩強度為 3498 kN-m，而試驗之降伏彎矩強度為 3503 kN-m，誤差僅 0.1%，計算反覆載重作用下極限彎矩之強度為 4196 kN-m，實驗之極限彎矩強度則為 4492 kN-m，誤差約 6.5%，顯示利用 XTRACT 斷面分析配合上述之修正計算式，可以有效模擬梁之遲滯迴圈行為[圖 2.19 (a)]，圖 2.19 (b)則為模擬之單向載重、反覆載重及試驗之背骨曲線比較。經上述試驗驗證後利用相同方式進行本研究中構架梁、柱之模擬；圖 2.20 及圖 2.21 分別為構架中八樓梁及一樓柱之斷面及其遲滯迴圈。

### 2.3.2 鋼筋混凝土剪力牆

本研究中 8 層樓及 14 層樓構架皆配置剪力牆，因此本節將依介紹鋼筋混凝土剪力牆之模擬，並選取吳怡謙(2017)之試驗進行驗證並將其參數輸入模型中進行分析。

由於剪力牆可同時承受軸力、剪力及彎矩，因此在模擬剪力牆時必須同時考慮彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸；本研究中以涂耀賢(2005)建議之撓曲側力位移曲線作為模型中剪力牆之撓曲非線性鉸，剪力側力位移曲線則分別比較翁樸文等人(2016)及 ASCE/SEI 41-17 之建議作為模型中剪力非線性鉸之參數。撓曲側力位移曲線分別由撓曲降伏點、撓曲極限點及撓曲殘餘強度點組成[圖 2.22 (a)]，剪力側力位移曲線分別由開裂點、強度點及崩塌點組成[圖 2.22 (b)]，其中 ASCE/SEI 41-17 建議之剪力牆剪力側力位移曲線如圖 2.23 所示。

#### 撓曲非線性鉸 (涂耀賢, 2005)

撓曲側力位移曲線之撓曲降伏點  $V_y$  可依下式計算，



$$V_y = \frac{2M_y}{H} \quad (2.8)$$

其中， $M_y$ 為經過斷面分析後求得含邊界構材之之剪力牆斷面降伏彎矩， $H$ 則為剪力牆牆段淨高。撓曲降伏點是由剪力位移、撓曲位移及滑移位移組成，

$$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \quad (2.9)$$

撓曲側力位移曲線之撓曲極限點 $V_{fu}$ 可依下式計算，

$$V_{fu} = \frac{2M_u}{H} \quad (2.10)$$

其中 $M_u$ 為經過斷面分析求得的剪力牆含邊界構材之極限彎矩，撓曲極限點之位移可由剪力位移、撓曲位移、非線性鉸轉動位移及滑移位移組成，

$$\delta_{fu} = \delta_{s,fu} + \delta_{f,fu} + \delta_{plastic,fu} + \delta_{slip,fu} \quad (2.11)$$

當撓曲側力強度達到極限強度點後便會以線性衰減至撓曲殘餘強度點，撓曲殘餘強度點之力量及位移( $V_{fp}$ ,  $\delta_{fp}$ )可由下式計算，

$$V_{fp} = 0.4V_{fu} \quad (2.12)$$

$$\delta_{fp} = 0.02H \quad (2.13)$$

其中，若 $\delta_{fp} \leq \delta_{fu}$ ，則 $\delta_{fp} = \delta_{fu}$ 。

### 剪力非線性鉸 (翁樸文等, 2016)

剪力側力位移曲線之開裂點強度 $V_{cr}$ 可依下式計算，

$$V_{cr,1} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (2.14)$$

$$V_{cr,2} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5l_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] t_w d \quad (2.15)$$

其中， $f'_c$ 為混凝土抗壓強度，單位為 kgf/cm<sup>2</sup>， $d$ 為剪力牆最外受壓纖維到受拉鋼筋斷面重心之距離，取 $d = 0.8l_w$ ； $N_u$ 為剪力牆所受之設計軸力，壓力取正值，拉力則為負值， $V_u$ 為剪力牆所受之設計剪力， $M_u$ 為剪力牆所受之設計彎矩，其中開裂強度 $V_{cr}$ ，



(2.16)

$$V_{cr} = (V_{cr,1}, V_{cr,2})_{min}$$

若式(2.15)中  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} < 0$ ，則  $V_{cr} = V_{cr,1}$ 。

剪力側力位移曲線之開裂點位移由剪力位移、撓曲位移及滑移位移組成，

$$\delta_{cr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} + \delta_{slip,cr} \quad (2.17)$$

剪力側力位移曲線之剪力極限點強度  $V_n$  依照軟化壓拉桿計算模型預測(圖 2. 24)，

可由下式計算，

$$V_n = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (2.18)$$

剪力強度點之位移  $\delta_n$  為剪力位移、撓曲位移及滑移位移之總和，

$$\delta_n = \delta_{s,n} + \delta_{f,n} + \delta_{slip,n} \quad (2.19)$$

剪力側力位移曲線之崩塌點強度  $V_a$  及崩塌點位移  $\delta_a$  可分別依下式計算，

$$V_a = 0.2V_n \quad (2.20)$$

$$\delta_a = 0.02h_w \geq \delta_n \quad (2.21)$$

### 剪力非線性鉸 (ASCE/SEI 41-17 及 ACI 318-14)

經由上述計算可得如圖 2.22 中之撓曲及剪力側力位移曲線中各點座標，以下將計算 ASCE/SEI 41-17 建議之剪力側力位移曲線，並與翁樸文等人建議之計算結果進行比較。剪力強度  $V_n$  以 ACI 318-14 之建議，可依下式計算，

$$V_n = V_c + V_s \leq 10\sqrt{f'_c}dt_w \quad (2.22)$$

其中， $V_c$  為混凝土標稱剪力強度，單位為 lb； $V_s$  為剪力筋所提供之標稱剪力強度，單位為 lb， $f'_c$  則為混凝土抗壓強度(psi)， $d$  為剪力牆最外受壓纖維到受拉鋼筋斷面重心之距離(in)，取  $d = 0.8l_w$ ， $l_w$  為牆之跨度(in)， $t_w$  為牆之厚度(in)。混凝土標稱剪力強度  $V_c$  為下列兩式中較小值，

$$V_{c,1} = 3.3\lambda\sqrt{f'_c}dt_w + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (2.23)$$

$$V_{c,2} = \left[ 0.6\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 1.25\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_u}{l_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] dt_w \quad (2.24)$$



其中  $N_u$  為牆所受軸力(lb) ,  $M_u$  為牆所受彎矩(lb-in) ,  $V_u$  為牆所受剪力；若混凝土為常重混凝土，則  $\lambda = 1.0$ 。若  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} < 0$ ，則  $V_c$  則以式(2. )計算即可。剪力鋼筋貢獻之剪力強度依下式計算，

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.25)$$

$s$  為橫向鋼筋之間距( $in^2$ )， $A_v$  ( $in^2$ )為間距  $s$  內之橫向鋼筋斷面積，其中，式(2.22)計算所得之剪力強度  $V_n$  不得大於下式，

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yh}) A_w \leq 10 \sqrt{f'_c} A_w \quad (2.26)$$

其中，若  $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ ，則  $\alpha_c = 3.0$ ；若  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ ，則  $\alpha_c = 2.0$ ，若  $1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 1.5$ ， $\alpha_c$  則以線性內插求得。 $\rho_t$  為水平鋼筋比， $f_{yh}$  為水平鋼筋降伏強度(psi)， $A_w$  為剪力牆之斷面積( $in^2$ )。依照 ASCE/SEI 41-17 之建議，圖 2.23 中側力位移曲線之開裂點強度取  $0.5V_n$ ，開裂點之位移取  $0.1\%$  層間位移(表 2.12)，強度點之層間位移為  $0.5\%$ ，圖中 C 點位移為  $1.0\%$ ，崩塌點強度取  $0.2V_n$ ，此時的位移若  $\frac{h_w}{l_w} < 1$ ，則為  $2.1\%$ ，若  $1 < \frac{h_w}{l_w} < 2$ ，則為  $2.5\%$ 。

經過兩種剪力側力位移曲線之計算後，為了考慮剪力在達到強度點後強度將迅速衰減的特性，因此選擇翁樸文等人(2016)建議之側力位移曲線作為輸入模型中剪力非線性鉸之參數。在輸入參數時為簡化分析，將剪力側力位移曲線中的剪力強度點視為模型中降伏點，即忽略剪力開裂點之參數，並且使用 Degrading Material 輸入模型，當剪力強度達到  $V_n$  後強度及勁度即開始衰減，衰減之幅度則以側力位移曲線作為參考，輸入的參數則以吳怡謙(2017)之 NSW 剪力牆試驗進行驗證。

吳怡謙(2017)剪力牆試驗之試體參數如表 2.13 所示，試體厚度 15 公分，剪力牆跨度及高度分別為 240 公分及 190 公分，水平及垂直向鋼筋皆為 SD280W，混凝土抗壓強度 28MPa，詳細配置及參數如圖 2.25 所示。首先以試體參數計算本節之撓曲及剪力側力位移曲線，詳細數值如表 2.14 至表 2.16 所示，接著將計算所

得之強度輸入 PISA3D 分析軟體中；如前述提到，模擬剪力牆時須同時考慮彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸，因此本研究將剪力非線性鉸參數決定後，於梁柱中設置兩支軸向桿件以承受先前決定之剪力，由於原始計算剪力牆之強度與位移為水平向，當轉換為斜撐之軸向力時將透過等值轉換，因此可依下式計算，

$$P_{brace} = \frac{V_n/2}{\cos\theta} \quad (2.27)$$

$$\delta_{brace} = \delta_n \times \cos\theta \quad (2.28)$$

其中， $P_{brace}$ 為模擬時單一斜撐之軸向力， $\theta$ 為模擬之斜撐與原始梁之夾角， $\delta_{brace}$ 為斜撐之軸向位移。剪力牆之撓曲強度依照撓曲側力位移曲線計算後，將模型中設置柱桿件以模擬剪力牆承受撓曲及軸力之行為，如圖 2.26 (b)所示，模擬時利用撓曲側力位移曲線中之撓曲降伏點的力量及位移計算勁度  $EI$  作為單一面牆體的勁度，其中  $E$  值固定為混凝土的彈性模數，調整慣性矩  $I$  使構架中兩支並聯柱桿件的整體慣性矩與原始牆斷面慣性矩相同。其中模擬時假設梁為剛性桿，因此左右兩支並聯柱的勁度相等且皆為原始牆斷面勁度的一半。將上述參數輸入後考慮勁度及強度折減之遲滯迴圈，如圖 2.27 (a)所示，模擬時皆以計算之側力位移曲線進行輸入，可以看出模擬之遲滯迴圈與試驗之遲滯迴圈其行為相當接近，且趨勢亦符合當初計算之側力位移曲線，NSW 試體之撓曲及側力位移曲線如圖 2.27 (b)所示，由圖可以看出 NSW 為剪力主控，且在達到剪力強度點時彎矩側力位移曲線中仍維持彈性，經過驗證後以相同方式輸入本研究中各構架之剪力牆。由於本研究中各構架之剪力牆兩端皆有配置柱桿件，因此在模擬構架中剪力牆時在原始柱桿件旁額外並聯一桿件，作為剪力牆承受軸力與彎矩之桿件，其參數則依照彎矩側力位移曲線進行輸入。本研究中各構架之剪力牆撓曲及剪力側力位移曲線中各點之數值如表 2.17 至表 2.19 所示，剪力牆之斷面及模擬方式如圖 2.28 及圖 2.29 所示，模擬之遲滯迴圈如圖 2.30 所示，除了跨度較短之 1FSW2 及 1FSW5 外，其餘剪力牆之剪力強度約為 13000 kN 至 14000 kN。剪力牆於模擬時皆分別以各樓層之配筋及尺寸建置，以 1FSW4 為例，依計算結果顯示各層剪力牆皆以剪力強度主控(圖 2.31)，

此時彎矩強度的側力位移曲線中仍維持彈性[圖 2.32 (a)]。



### 2.3.3 挫屈束制斜撐 (BRB)

本研究中使用之挫屈束制斜撐由 Chou and Chen (2010)提出，挫屈束制斜撐之標稱降伏強度  $P_{ny}$  可依下式計算，

$$P_{ny} = F_{ny} \times A_y \quad (2.29)$$

其中， $F_{ny}$  為核心單元之標稱降伏應力， $A_y$  為核心單元消能段之斷面積；夾型挫屈束制斜撐之設計極限壓力強度  $P_u$  依下式計算，

$$P_u = \beta \times \Omega \times \Omega_h \times P_{ny} \quad (2.30)$$

其中， $\beta$  為壓力強度調整因子，若鋼材為 ASTM A572 GR.50 及 ASTM A36 鋼材，建議值為 1.15，若為 CNS SN490B，建議為 1.1， $\Omega$  為材料超強因子，若鋼材為 ASTM A572 GR.50 及 CNS SN490B 鋼材，建議值為 1.1，若為 ASTM A36，建議為 1.3， $\Omega_h$  為應變硬化係數，若鋼材為 ASTM A572 GR.50，建議值為 1.25，若為 ASTMA36 鋼材，建議值為 1.5，若為 CNS SN490B，建議為 1.3。

挫屈束制斜撐之螺栓數量  $N_b$  可依下式計算，

$$N_b \geq \frac{FS \times f \times \frac{L_y}{L_w}}{T_b} \quad (2.31)$$

其中， $FS$  為螺栓之安全係數， $L_y$  則為核心單元之消能段長度， $T_b$  為螺栓抗拉強度。

螺栓之間距  $L_b$  可依下式計算，且須同時滿足(2.33)及(2.34)

$$L_b \leq \frac{L_y}{\frac{N_b}{2} - 1} \quad (2.32)$$

$$L_b \leq 1.5L_w \quad (2.33)$$

為了不使挫屈束制斜撐產生高模態挫屈時面板進入降伏，因此利用 Von Mises 降伏準則求得螺栓間距內面板厚度  $t_f$ ，



$$\sigma_x = \frac{My}{I_b} = \frac{6M}{L_b t_f^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{V}{L_b t_f}$$

$$\phi \sigma_{ny} \geq \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

(2.34)

(2.35)

(2.36)

其中  $\sigma_x$  為弱面之撓曲應力， $\tau_{xy}$  為弱面之剪應力， $\sigma_{ny}$  為面板之標稱降伏應力， $M$  為弱面受到的彎矩， $V$  為弱面所受之剪力， $\phi$  為折減係數，取  $\phi = 0.9$ 。夾型挫屈束制斜撐圍束單元之彈性挫屈強度  $P_e$  (Watanabe et al. 1988) 可依下式計算，

$$P_e = \frac{\pi^2 E_r I_{r,g}}{L_{yt}^2} \quad (2.37)$$

$$\frac{P_e}{P_y} \geq FS \quad (2.38)$$

其中  $E_r$  為圍束單元之材料彈性模數， $L_{yt}$  為有效挫屈長度，即核心單元消能段長度與核心單元轉換段長度之總和， $P_y$  為核心單元之實際降伏強度， $FS$  為安全係數，依 Watanabe 建議  $FS$  可取 1.5，挫屈束制斜撐之整體挫屈強度  $P_{max,g}$  可依下式計算，

$$P_{max,g} = \frac{M_p^g}{i + g + e + \frac{M_p^g}{P_e}} \quad (2.39)$$

其中  $M_p^g$  為兩組圍束單元之整體斷面塑性彎矩強度， $i$  為挫屈束制斜撐支初始變形，即核心單元消能段長度與核心單元轉換段長度之千分之一， $g$  為核心單元與面板淨間距，取  $g = 3$  mm， $e$  為挫屈束制斜撐兩端接合段與接合版之組裝相對誤差，取  $e = 1$  mm。挫屈束制斜撐之局部挫屈強度  $P_{max,l}$  可依下式計算，

$$P_{max,l} = \frac{M_p^l L_w}{g L_b} \quad (2.40)$$

其中  $M_p^l$  為一組圍束單元之局部斷面塑性彎矩強度， $L_w$  為高模態挫屈波長。挫屈束制斜撐之整體勁度  $K_{total}^c$  可依下式計算，

$$K_{total}^c = \frac{1}{\left( \frac{1}{K_y} + 2 \frac{1}{K_t} + 2 \frac{1}{K_c} \right)} \quad (2.41)$$



$$K_y = \frac{E_s A_y}{L_y} \quad (2.42)$$

其中  $A_y$  為消能段斷面積， $L_y$  為消能段長度， $A_t$  為轉換段斷面積， $L_t$  為轉換段長度， $A_c$  為接合段全斷面積， $L_c$  為接合段長度。

經由上述計算後，為了準確模擬挫屈束制斜撐之行為，同樣選擇一組先前實驗 (凌郁婷, 2016) 進行驗證，再將其模擬之參數輸入至本研究中各構架，試驗配置及 BRB 斷面如圖 2.33 所示；模擬時僅考慮挫屈束制斜撐之消能段，並使用 Truss Element，材料部份選擇 Hardening Material，以貼近真實挫屈束制斜撐之遲滯迴圈。由圖 2.34 (b) 可以看出利用上述之模擬方式模擬 BRB 其遲滯迴圈與試驗之遲滯迴圈相當接近。經過與試驗之驗證後，於構架中模擬挫屈束制斜撐時，由於梁及柱之跨距已決定，因此梁柱間對角線長度為固定，本研究取對角線長度之 0.7 倍作為挫屈束制斜撐之核心單元消能段長度，於模擬時僅考慮消能段長度及核心單元之斷面積，挫屈束制斜撐之轉換段及接合段於模擬時皆將其視為接合版 (Gusset)，如圖 2.37 所示。模擬時利用 Truss Element 作為斜撐桿件，Hardening Material 作為斜撐之材料，圖 2.34 (c) 為本研究中其中一組  $P_y = 2000 \text{ kN}$  之挫屈束制斜撐遲滯迴圈。

### 2.3.4 交錯型自復位斜撐 (SCB1)

本研究中使用之交錯型自復位斜撐是由 Chou and Chung (2014) 及 Chou and Chen (2015) 提出，當斜撐之拉力構件施加預力後，各個受壓構件所承受之力量可依下式計算，

$$P_{1c,in} = \frac{\frac{n}{2} T_{in} \times K_{1c}}{K_{1c} + K_{ob}} \quad (2.43)$$

$$P_{2c,in} = \frac{n}{2} T_{in} \quad (2.44)$$

$$P_{ob,in} = \frac{\frac{n}{2} T_{in} \times K_{1c}}{K_{1c} + K_{ob}} \quad (2.45)$$



其中  $P_{1c,in}$  為第一核心構件在初始預力下受到的力量， $P_{2c,in}$  為第二核心構件在初始預力下受到的力量， $P_{ob,in}$  為外圍構件在初始預力下受到的力量； $K_{1c}$ 、 $K_{2c}$  及  $K_{ob}$  分別代表第一核心構件、第二核心構件及外圍構件之勁度。

當斜撐含消能構件摩擦力且軸拉力超過斜撐之開啟力時，第一核心構件將與右外端板分離，因此定義當受壓構件與外端板分離時，此時的斜撐受力即為開啟力，開啟力  $F_{dt}$  可依下式計算，

$$F_{dt} = P_{dt} + P_f \cong \frac{n}{2} T_{in} + P_f \quad (2.46)$$

其中， $P_{dt}$  為不考慮摩擦力情況下受拉端板之分離力， $P_f$  為消能構件之摩擦力，

$\frac{n}{2} T_{in}$  則為一組拉力構件之初始預力。當斜撐達開啟力，此時的開啟位移  $\delta_{dt}$  為：

$$\delta_{dt} = \delta_{ob} = \frac{P_f}{K_{ob}} + \frac{\frac{n}{2} T_{in}}{K_{ob} + K_{1c}} \quad (2.47)$$

其中  $\delta_{ob}$  為外圍構件由原本所受初始預力作用下之  $P_{ob,in}$  上升至軸拉力  $P_f$  造成之變形量。計算得到開啟力  $F_{dt}$  及開啟位移  $\delta_{dt}$  後，便可得出交鑄型自復位斜撐受軸拉力時之開啟勁度  $K_{it}$

$$K_{it} = \frac{F_{dt}}{\delta_{dt}} \quad (2.48)$$

摩擦消能裝置在構件彼此產生相對軸向位移時便開始消散能量，而斜撐之受軸拉力之開啟勁度將轉換為後軸拉彈性勁度，後軸拉彈性勁度  $K_{pt}$  為：

$$K_{pt} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{K_{2c}}} \quad (2.49)$$

其中， $K_{ten}$  為拉力構件之勁度；由於斜撐開啟後傳力機制為兩組拉力構件及第二核心構件串聯，因此後軸拉彈性勁度由兩組拉力構件及第二核心構件之勁度串聯所得。當斜撐含消能構件摩擦力時，軸壓力超過斜撐之開啟力時，第一核心構件將與左外端板分離，外圍構件與右外端板分離，當斜撐受到的軸壓力大於一組拉力構件之初始預力及消能裝置摩擦力之總和時，此時斜撐的受力為開啟力，受軸



壓之開啟力  $F_{dc}$  及開啟位移  $\delta_{dc}$  為：

$$F_{dc} = P_{dc} + P_f \cong \frac{n}{2} T_{in} + P_f \quad (2.50)$$

$$\begin{aligned} \delta_{dc} = \delta_{ob} + \delta_{1c} &= \frac{(P_{dc} + P_f) - P_{ob,in}}{K_{ob}} + \frac{P_{dc} - P_{1c,in}}{K_{1c}} \\ &= \frac{P_f}{K_{ob}} + \frac{n}{2} T_{in} \times \left( \frac{1}{K_{ob}} + \frac{1}{K_{1c}} - 2 \times \frac{1}{K_{ob} + K_{1c}} \right) \end{aligned} \quad (2.51)$$

其中  $P_f$  為消能構件之摩擦力， $P_{dc}$  為不考慮摩擦力之受壓端板分離力， $\delta_{ob}$  為外圍構件由初始預力作用下所受之壓力  $P_{ob,in}$  上升至受軸壓開啟力  $F_{dc}$  時所造成的變形量， $\delta_{1c}$  為第一核心構件由初始預力作用下所受之壓力  $P_{1c,in}$  上升至受軸壓力  $P_{dc}$  時所造成的變形量。計算得到受軸壓之開啟力  $F_{dc}$  及開啟位移  $\delta_{dc}$  後，便可得出交錨型自復位斜撐受軸壓力時之開啟勁度  $K_{ic}$

$$K_{ic} = \frac{F_{dc}}{\delta_{dc}} \quad (2.52)$$

摩擦消能裝置在構件彼此產生相對軸向位移時便開始消散能量，而斜撐之受軸壓力之開啟勁度將轉換為後壓彈性勁度，後軸壓彈性勁度  $K_{pc}$  為：

$$K_{pc} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{K_{1c}} + \frac{1}{K_{2c}} + \frac{1}{K_{ob}}} \quad (2.53)$$

其中，交錨型自復位斜撐之後軸壓彈性勁度是由兩組拉力構件與三組軸壓構件串聯所組成。

經上述計算後，同樣先利用先前之試驗(鍾秉庭, 2012)進行驗證，其試體配置及斷面參數如圖 2.35 所示，於 PISA3D 中同樣利用 Truss Element 進行模擬，由於交錨型自復位斜撐之力量是由拉力構件之初始預力及消能構件之摩擦力提供，因此在模擬時選用兩支並聯桿件[圖 2.36(a)]，分別為使用 Bilinear Elastic Material 代表拉力構件之行為，Bilinear Material 代表消能構件之摩擦力行為；其中模擬拉力構件之力量與斜撐中拉力構件分配到之初始預力有關，模擬摩擦裝置之力量則與斜撐中分配到之摩擦力有關，由於兩桿件為並聯，因此假設兩者之降伏位移相等，即可得出兩桿件之彈性勁度。模擬時，假設斜撐受拉及受壓之力量及位移相等，另

一參數 SHR 則為斜撐之後勁度與前勁度之比值；模型中模擬拉力構件之降伏力則視為拉力構件之初始預力，模擬摩擦力之降伏力則為摩擦裝置之摩擦力，同樣假設斜撐受拉及受壓時力量與位移皆相等。利用上述模擬方式，模擬之遲滯迴圈如圖 2.36 (b) 所示，可以看出試驗之遲滯迴圈及模擬之遲滯迴圈非常接近，顯示利用此方式進行模擬將能有效預測交錨型自復位斜撐之實際行為，而圖 2.36 (c) 為本研究中  $P_y = 2000 \text{ kN}$  之 SCB1，於模擬時同樣將構架對角線長度之 0.7 倍作為自復位斜撐之長度(圖 2.37)，其餘長度視為接合版(Gusset)，模擬中之接合板皆使用 Elastic Material，並以鋼構件之材料模擬。

### 2.3.5 調整勁度之自復位斜撐 (SCB2)

傳統交錨型自復位斜撐雖能在受拉及受壓時皆有完美的自復位行為，但由於斜撐本身初始勁度較大，造成結構整體勁度亦較大，因而使結構受到更大的地震力作用。而傳統的挫屈束制斜撐雖然能在受拉及受壓時皆產生降伏消能，且在受壓時不產生挫屈，並擁有飽滿的遲滯行為，但由於斜撐之消能行為將導致地震反覆載重作用下使結構產生較大的殘餘變形。綜合以上，本研究中假設有一斜撐為可調整勁度之自復位斜撐，將其初始勁度及後勁度調整至與挫屈束制斜撐相同，且於 3% 層間位移時，斜撐最大力亦與 BRB 相等(圖 2.39)，但仍保有其自復位之特性；為了探討在地震作用下三種斜撐之耐震行為差異，因此將 SCB2 之降伏力設計與 BRB 及 SCB1 相同，在動力歷時分析下各斜撐之比較將於後續章節說明。

## 2.4 各構架斜撐設計及假設

將挫屈束制斜撐及交錨型自復位斜撐經由先前實驗驗證後，以相同的模擬方式建置於本研究中各構架，於設計時，除了檢核各斜撐構件之挫屈強度外，還須滿足斜撐構架於側推分析時，在設計地震力作用下各樓層斜撐不得產生降伏，若於設計地震力作用下斜撐發生初始降伏，則須重新設計。此外，配置斜撐之構架其各樓

層不得發生軟層現象，即各樓層側向勁度不得低於其上一層之 70%，或其上三層平均之 80%，若不符合此規定，亦須重新設計斜撐。

由於本研究中使用之構架其跨度及各樓層高度皆已決定，因此僅須決定各樓層斜撐長度；如前述所說，將三種斜撐的長度以構架對角線長度之 0.7 倍進行設計，並在符合設計地震力下各樓層斜撐不得產生降伏，決定斜撐之設計力量。為了在後續進行動力歷時分析時比較三種斜撐構架及斜撐之耐震行為，因此將三種斜撐使用相同的降伏力進行設計。

首先設計各樓層之挫屈束制斜撐，在決定設計力量後便可決定斷面大小及所用之鋼材，接著檢核斜撐中螺栓數量及間距，以及各鋼構件之整體挫屈強度與局部挫屈強度，即完成挫屈束制斜撐之設計。接著以相同降伏力設計交錨型自復位斜撐，分別決定拉力構件提供之初使預力及摩擦裝置之摩擦力，同時使拉力構件之初使預力大於摩擦力，如此能確保斜撐於卸載時有良好的自復位行為。假設拉力構件於層間位移角達 3% 時恰降伏，決定拉力構件之初使應變及預力施拉百分比，在決定斜撐初始預力及摩擦力後，依照自復位斜撐的傳力機制得到受壓構件之受力並分別檢核第一核心構件、第二核心構件及外圍構件之挫屈強度，即可決定自復位斜撐之各構件斷面。

完成挫屈束制斜撐及交錨型自復位斜撐之設計後，可得到 BRB 及 SCB1 之遲滯迴圈，經過預測及試驗驗證，交錨型自復位斜撐之初始勁度比挫屈束制斜撐大約 3 至 4 倍，且 SCB1 之後勁度也比 BRB 大，因此於 3% 層間位移角時，SCB1 之力量較 BRB 大(圖 2.40)；可變勁度之自復位斜撐同樣假設於 3% 層間位移角時，拉力構件恰好達到降伏，而 SCB2 之初始勁度及後勁度則假設與挫屈束制斜撐相同，但仍保有與交錨型自復位斜撐一樣的自復位行為(圖 2.41)，因此 SCB2 及 BRB 於 3% 層間位移時力量相同。為了探討三種不同型式之斜撐其耐震行為，因此將三種斜撐以相同設計力量設計，並在後續動力分析中比較三種斜撐的差異，表 2.21 至表 2.29 為本研究中設計的所有斜撐其參數，圖 2.42 則為所有斜撐之遲滯迴圈。

## 第 3 章 地震歷時特性



本研究分別挑選山腳斷層錯動及臺北一區最大考量地震之反應譜進行非線性動力分析，兩種反應譜中各有 24 筆地震歷時，其中兩種反應譜分別包含有速度脈衝及無速度脈衝之地震紀錄各 12 筆。本章會先介紹反應譜的來源及挑選方式，接著說明反應譜擬合及根據 Shahi & Baker (2014)針對有、無速度脈衝之地震進行分類。調整後之地震紀錄皆符合建築物耐震設計規範及解說(2011)中「調整後的地震紀錄在 0.2 至 1.5 倍結構基本模態週期範圍內，任一點大於設計譜加速度的 90%，且調整後的地震紀錄其平均值大於設計譜加速度的平均值」等規定。

### 3.1 地震來源

山腳斷層錯動下之目標反應譜由國家地震工程研究中心提供(趙書賢等人, 2021)，反應譜在評估過程已充分考慮山腳斷層的震源特性、預估的知識不確定性、近斷層脈衝效應及目標工址場址效應等。原始地震紀錄分別來自 1999 年集集地震、2016 年美濃地震及 2018 年花蓮地震，規模分別由 6.3 至 7.65；山腳斷層中原始地震紀錄皆為有脈衝之地震，經過譜擬合後部分地震會失去原始脈衝效應，因此再將擬合後之地震紀錄分為有、無速度脈衝之地震紀錄，並探討兩者之間對各結構反應的差異。臺北一區最大考量地震中原始地震紀錄皆為無速度脈衝之地震，同樣經過譜擬合後再將有速度脈衝及無速度脈衝之地震紀錄進行分類。表 3.1 及表 3.2 分別為譜擬合後定義為有、無速度脈衝之原始地震紀錄，表 3.3 及表 3.4 則為 MCE 之原始地震紀錄。在挑選原始地震紀錄時，主要以譜型較接近目標反應譜的作挑選[圖 3.1 (a)、(c)]，目的是為了避免將原始地震歷時調整至接近目標反應譜後，調整量過大造成地震紀錄特性的偏差。由原始地震紀錄加速度反應譜縮放至相同 PGA 下，所有原始地震紀錄之譜加速度平均值與目標反應譜相當接近(圖 3.2)。

原始地震紀錄之方向分別為東西及南北向，為了避免原始地震紀錄的調整量過大，假設目標反應譜值為兩個互相垂直的水平方向之反應譜值的幾何均值，將此兩方向的反應譜值進行旋轉，直到經過轉向的反應譜與目標反應譜誤差總值為最小，即定義此方向為 H1 及 H2。經過轉向後的反應譜與原始地震紀錄相比其反應譜與目標反應譜較接近，因此在經過反應譜擬合後對地震紀錄之調整量較小，如此可以避免調整後之地震紀錄失去原始實測地震紀錄之特性。

### 3.2 反應譜擬合

本研究使用 Hancock et al. (2006) 及 Atik & Abrahamson (2010) 建議的反應譜擬合方式，利用此方式的優點包括可同時將不同阻尼比下之設計反應譜調整至目標反應譜，調整後的地震歷時也無須再額外作基線修正。此方法的主要概念是先計算在特定週期及阻尼比下原始地震紀錄與目標反應譜兩者間加速度反應譜差值並定義為  $\Delta R_i$ ，其計算如下所示，

$$\Delta R_i = (Q_i - R_i)P_i \quad (3.1)$$

其中  $Q_i$  為目標反應譜值， $R_i$  為原始地震記錄反應譜值， $P_i$  僅代表原始地震紀錄之加速度歷時峰值，若為正則  $P_i = 1$ ，若為負則  $P_i = -1$ 。接著在時間域計算需要對原始加速度進行調整的微小改變量，即加速度調整函數  $\delta a(t)$

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^N b_j f_j(t) \quad (3.2)$$

其中  $f_j(t)$  為調整函數， $b_j$  為調整函數的振幅。調整函數 (adjustment function):

$$f_j(t) = \cos[\omega'_j(t - t_j + \Delta t_j)] \exp\left[-\left(\frac{t - t_j + \Delta t_j}{\gamma_j}\right)^2\right] \quad (3.3)$$

其中



$$\Delta t_j = \frac{\tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{1 - \xi^2}}{\xi} \right)}{\omega'_j} \quad (3.4)$$

$$\gamma_j = 1.178 \frac{\omega_j^{-0.93}}{2\pi} \quad (3.5)$$

將脈衝反應函數及調整函數利用 Duhamel Integral:

$$\delta R_i = \int_0^\infty \delta a(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (3.6)$$

其中加速度脈衝反應函數(Impulse response function,  $h_i(t)$ )由正弦與餘弦函數組成:

$$h_i(t) = \frac{-\omega_i}{\sqrt{1 - \beta_i^2}} \exp(-\omega_i \beta_i t) [(2\beta_i^2 - 1) \sin(\omega'_i t) - 2\beta_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \cos(\omega'_i t)] \quad (3.7)$$

其中  $\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - \beta_i^2}$  為考慮阻尼比之自然震動頻率，而當  $t < 0$ ，則  $h_i(t) = 0$ 。將

(3.2)代入式(3.6)可得:

$$\delta R_i = b_j \int_0^\infty f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (3.8)$$

令反應譜靈敏度矩陣(Spectral sensitivity matrix,  $C_{ij}$ )為:

$$C_{ij} = \int_0^{t_i} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau \quad (3.9)$$

並將式(3.9)代入式(3.8)可得:

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j C_{ij} \quad (3.10)$$

若  $\Delta R_i = \delta R_i$ ，則

$$\Delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j C_{ij} \quad (3.11)$$

$$b = C^{-1} \delta R \quad (3.12)$$

依序得到在時間域添加的小波函數及振幅後，接著將此小波函數添加於加速度歷時中，即

$$a_1(t) = a(t) + \delta a(t) \quad (3.13)$$

其中  $a_1(t)$  為第一次疊代後之加速度歷時。添加後即可於先前定義的特定阻尼比及特定週期點下，將原始反應譜及目標反應譜擬合完成，完成一次疊代，而若要使特定阻尼比下各週期點皆完成反應譜擬合則需重複上述步驟，並且於完成擬合前檢核是否滿足容許誤差即可結束疊代。

以圖 3.3 為例，首先將原始地震加速度反應譜與目標反應譜對照，其加速度歷時與速度歷時如圖 3.3 (a)所示，經過上述計算並添加完一小波函數後可以得到圖 3.3 (b)，圖中顯示原始地震紀錄在經過第一次疊代後在特定週期點與目標反應譜接近；經過多次疊代後如圖 3.3 (d)所示，此時的加速度反應譜與目標反應譜在所需的週期點皆符合容許值，且調整後的加速度歷時及速度歷時與原始地震紀錄相比其調整量較小且能保有原始速度脈衝；利用此方式進行反應譜擬合的目的是為了避免在擬合後改變原始地震紀錄中加速度峰值發生的時機，且能保有原始地震紀錄的脈衝效應。圖 3.4 為地震歷時於反應譜擬合之前後差異，其中各選取一筆山腳斷層及 MCE 作用下有、無脈衝之地震為例。

本研究在反應譜擬合後所使用的容許值為依據美國核能管理委員會(2007)對於歷時分析之建議，對於 5% 阻尼比下加速度反應譜的週期點在 0.01 秒至 10 秒以對數尺度等間距分佈，共 301 個週期點，且擬合後須分別滿足：

1. 譜加速度需介於目標反應譜加速度的 0.9 倍至 1.3 倍之間。
2. 於  $0.2T_1$  至  $2.5T_1$  區間內之譜加速度平均值不得低於 1.0。

經過反應譜擬合後，山腳斷層及 MCE 之加速度反應譜與速度反應譜如圖 3.5 所示。圖 3.6 為本研究中各構架週期對應兩種反應譜的位置，8 層樓構架週期約 0.8 至 1 秒，對應山腳斷層反應譜中譜加速度值約 1.2g，MCE 約 0.8g；14 層樓構架週期約 1.6 至 1.8 秒，其週期在兩種反應譜加速度值相近，25 層樓各構架週期約 2.5 至 2.8 秒，對應 MCE 加速度反應譜值略大於山腳斷層。



### 3.3 有、無速度脈衝判斷

為了探討有、無速度脈衝地震歷時對各結構反應之差異，本研究依據 Shahi & Baker (2014)建議，以速度脈衝指標 PI 作為分類標準，其計算如下所式，

$$\begin{aligned} PI = 9.384(0.76 - PC - 0.0616PGV)(PC + 6.914 \times 10^{-4}PGV \\ - 1.072) - 6.179 \end{aligned} \quad (3.14)$$

其中

$$PC = 0.63 \times (\text{PGV ratio}) + 0.777 \times (\text{Energy ratio}) \quad (3.15)$$

$$\text{PGV ratio} = \frac{PGV_{\text{residual}}}{PGV_{\text{original}}} \quad (3.16)$$

$$\text{Energy ratio} = \frac{E_{\text{residual}}}{E_{\text{original}}} \quad (3.17)$$

此方式的主要概念是先以連續小波轉換將速度歷時分為速度脈衝歷時及殘餘歷時，計算後得到母小波函數及地震動下兩方向的小波係數，並找出最大小波係數的方向及所在位置，當較大的小波係數集中在一短時間或頻率區域內，表示可能為一潛在的脈衝，接著找出前十大的小波係數並利用小波反轉換得到速度脈衝歷時，而殘餘歷時則是將原始速度歷時中移除小波係數後所得。經過上述計算得到地震歷時中的 PGV 及 PC 後，便可由式(3.14)計算得速度脈衝指標 PI，並將  $PI > 0$  定義為有速度脈衝， $PI < 0$  則定義為無速度脈衝， $PI = 0$  的方程式則為有、無速度脈衝之分界線。

利用上述方式將本研究兩種反應譜中所有地震歷時依照有速度脈衝與無速度脈衝進行分類，如圖 3.8 所示。以下挑選有、無速度脈衝地震歷時各一筆為例說明(圖 3.10)，HWA019H1 為山腳斷層反應譜中被定義為含速度脈衝的地震歷時，而 TCU102H2 則為無速度脈衝之地震，從兩筆資料中加速度歷時[圖 3.11 (a)]無法看出區別，然而在經過連續小波變換計算後可得到兩筆資料的速度脈衝指標 PI，如圖 3.10 (a)所示，其中可以看出被定義為有速度脈衝的 HWA019H2 在速度歷時

中明顯有一瞬間脈衝，而 TCU102H2 則無此現象。然而，並非所有地震歷時皆能從其速度歷時觀察出有、無脈衝效應，因此本研究有、無脈衝之判斷皆依照速度脈衝指標的定義。本研究中使用的所有地震歷時按照兩種反應譜及有、無速度脈衝進行分類，圖 3.12 至圖 3.13 為山腳斷層及 MCE 之原始地震加速度歷時，如前述所說，山腳斷層之原始地震歷時為有速度脈衝之地震歷時，而 MCE 則為無速度脈衝之地震歷時，在經過反應譜擬合後再分別將有、無速度脈衝的地震歷時進行分類比較，圖 3.14 至圖 3.17 則為經過反應譜擬合後之加速度歷時及速度歷時，其方向皆為轉向後之 H1 及 H2。

## 第4章 非線性靜力側推及動力歷時分析

本章根據臺灣建築物耐震設計規範(2011)計算本研究中各構架之設計地震力並進行豎向分配，接著檢核各構架於設計地震力作用下各樓層容許層間位移角及相對側向勁度，最後進行非線性靜力側推分析，同時觀察各結構中桿件塑鉸發生順序與分佈情況。

滿足耐震設計規範於非線性側推之規定後，分別針對山腳斷層錯動之反應譜及現今規範中臺北一區最大考量地震之反應譜進行非線性動力分析。研究中使用八層樓、十四層樓與二十五層樓構架，分別代表中週期至長週期結構；於動力分析中首先探討兩種反應譜作用下各結構耐震行為，接著比較有、無速度脈衝地震歷時對結構物的影響，並分析結構中梁、柱、剪力牆及斜撐等行為。除此之外分別從層間位移角、殘餘側位移、側向加速度及斜撐消能行為等方面評估三種不同斜撐構架之減振效益，目的是為了瞭解在相同設計力量下三種不同斜撐對於不同結構的耐震行為差異。

### 4.1 設計地震力計算及豎向分配

依據建築物耐震設計規範及解說(2011)之規定，在回歸期為30年之中小度地震作用下結構須保持彈性，而避免中小度地震降伏之設計地震力可依下式計算：

$$\text{一般工址: } V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (4.1)$$

$$\text{臺北盆地: } V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (4.2)$$

在回歸期475年之設計地震(DBE)作用下，結構物韌性需求不得超過容許韌性容量，其設計地震力可依下式計算：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (4.3)$$

在回歸期2500年最大考量地震(MCE)作用下，結構物使用之韌性可以達韌性容量，



但不得產生崩塌，避免最大考量地震作用下結構物崩塌之設計地震力可依下式計算：

$$V_m = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W \quad (4.4)$$

最終之設計地震力  $V_d$  可依下式計算：

$$V_d = \max(V^*, V, V_m) \quad (4.5)$$

本研究中 8 層樓與 14 層樓構架為鋼筋混凝土結構，結構系統韌性容量  $R=4.0$ ，起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y = 1.0$ ，用途係數  $I=1.0$ ，25 層樓結構為斜撐構架  $R=4.8$ 、 $\alpha_y = 1.0$ 、用途係數  $I=1.0$ 。由於本結構將工址假設在新北市泰山區，其位置坐落於臺北一區，查表後求得工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}=0.6$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度  $S_{MS}=0.8$ ，轉角週期  $T_0^D$  及  $T_0^M$  為 1.6 秒，結構基本振動週期依經驗公式可依下式計算：

$$\text{鋼筋混凝土建築物: } T = 0.070h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

$$\text{其他建築物: } T = 0.050h_n^{3/4} \quad (4.7)$$

其中  $h_n$  為基面至屋頂面高度，單位為公尺。依建築物耐震設計規範(2011)之規定，經動力分析之週期不得大於經驗公式週期之 1.4 倍；本研究中 8 層樓與 14 層樓鋼筋混凝土構架之基本振動週期依(4.6)式計算，而 25 層樓三種斜撐構架皆依(4.7)式計算。

表 4.1 為本研究中 8 層樓、14 層樓與 25 層樓構架之設計地震力。地震力豎向分配公式依建築物耐震設計規範(2011)之規定，可依下式計算：

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_xh_x}{\sum_{i=1}^n W_ih_i} V \quad (4.8)$$

$$F_t = 0.07VT \leq 0.25V \quad (4.9)$$

其中， $V$  為基底剪力。 $F_x$  及  $F_t$  分別為作用於第  $x$  層及頂層之水平力，若結構基本振動週期  $T < 0.7$  秒，則  $F_t = 0$ 。 $W_x$  與  $h_x$  分別為結構第  $x$  層之靜載重及高度，本研究中所有構架之各層靜載重、樓高及豎向分配力量如表 4.2 至表 4.4 所示。8 層樓



各構架之設計地震力約 31000 kN，14 層樓約為 38000 kN 至 44000 kN，25 層樓則約為 9600 kN。

## 4.2 非線性靜力側推及結構物塑鉸分佈

表 4.5 為各構架模態分析結果，表中僅列出結構前三個模態，其中模態參與質量計算依 ATC-40 (1996)建議，可依下式計算：

$$a_m = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im} / g) \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2) / g} \quad (4.10)$$

其中，下標  $m$  指第  $m$  個模態的值， $\phi_{im}$  為第  $i$  層第  $m$  個模態的振幅， $w_i/g$  為第  $i$  層的地震參與質量， $N$  為樓層數。本研究中 8 層樓構架第一模態週期約 0.8 至 1.0 秒，14 層樓各構架週期約 1.6 至 1.8 秒，25 層樓則約 2.5 至 2.8 秒。由表中看出無論何種構架，前三個模態的參與質量百分比總合皆超過 90%，各構架之 PISA3D 模型分析的自然振動模態如圖 4.1 及圖 4.2 所示。構架中各樓層的側向勁度如表 4.6 至表 4.8 所示，表中顯示各樓層側向勁度皆高於其上一層之 70%，即  $\frac{K_i}{K_{i+1}} > 0.7$ ，因此無軟層發生，其中各構架側向勁度最大者為 SCB1，其原因為 SCB1 之初始勁度較高。依耐震設計規範(2011)規定，各構架在設計地震力作用下各樓層容許層間位移角須小於 0.5%，表 4.9 至表 4.11 為檢核容許層間位移角時施加於各樓層之豎向分配力量，此時各層的層間位移角如圖 4.3 所示，由圖中可以看出各構架皆滿足 0.5% 之限制。

依(4.8)及(4.9)式計算所得之各層剪力分別施加於結構中各樓層質量點上，以載重組合  $1.0DL+0.5LL+E$  進行側推分析，其中  $DL$  為構架之靜載重， $LL$  為活載重， $E$  為設計地震力，並以位移控制將構架側推屋頂側位移角 4%，觀察各構架塑鉸發生順序及降伏狀況。圖 4.4 為本研究中 8 層樓構架之側推曲線，其中構架 SMF 發生初始降伏之構件為梁[圖 4.5 (a)]，此時基底剪力約 35000 kN，屋頂側向位移角



約 0.5%，在屋頂位移角 1.5% 時，構架 SMF 柱底發生降伏，此時構架之塑鉸分佈如圖 4.5 (b) 所示。以 8 層樓構架 SCB1 為例，發生初始降伏之構件為 3 樓至 5 樓斜撐[圖 4.6 (a)]，此時基底剪力超過設計地震力且屋頂側向位移角約 0.4%。構架 SCB1 之梁降伏時機同樣約為 0.5%屋頂位移角[圖 4.6 (b)]，此時基底剪力約 45000 kN。由於輸入剪力牆參數時為了簡化分析，因此將剪力牆側力位移曲線之強度點視為降伏，在側推曲線上標示之剪力牆降伏點實際應為剪力牆達到剪力側力位移曲線中之強度點，以 8 層樓 SCB1 為例，剪力牆達到強度點時屋頂側位移約 1%，此時各構件塑鉸分佈如圖 4.6 (c) 所示。構架 SCB1 柱底發生降伏時基底剪力約 65000 kN 且屋頂側位移角約 1.8%，結構中各桿件塑角分佈如圖 4.6 (d) 所示，此時除了頂樓梁外其餘各桿件皆已產生降伏。

14 層樓各構架之側推曲線如圖 4.7 所示，構架 SMF 中梁在超過設計地震力後才發生初始降伏，基底剪力約 40000 kN 且屋頂側位移角約 0.5%，此時構架中 4 樓至 6 樓梁均已降伏[圖 4.8 (a)]，柱底約在 2%屋頂側位移時發生塑鉸，此時屋頂側位移角約 2.1%且結構中所有梁皆已降伏，如圖 4.8 (b) 所示。14 層樓構架 SCB1 各桿件降伏時塑鉸分佈情形如圖 4.9 所示，初始降伏桿件為五樓至八樓斜撐，在過了設計地震力後即發生降伏，此時基底剪力約為 45000 kN，梁則於屋頂側位移 0.6%時發生降伏，剪力牆強度點發展時機約為屋頂側位移約 0.9%，對應基底剪力約 60000 kN，當 14 層樓構架 SCB1 之柱底降伏時除了頂樓梁及斜撐仍維持彈性，其餘各構件皆已降伏，此時屋頂側位移角約 2%。由於配置 SCB1 之構架勁度較大，因此在 8 層樓及 14 層樓構架側推曲線中，構架 SCB1 之勁度皆為最大，但梁發生塑鉸時之屋頂側位移角於各構架皆相近。

圖 4.10 為 25 層樓三種斜撐構架之側推曲線，同樣以 SCB1 為例說明。構架之設計地震力約 9600 kN，斜撐在基底剪力約 10000 kN 時發生初始降伏[圖 4.11 (a)]，此時屋頂側位移約 0.5%，梁則在屋頂側位移角約 0.8%時產生塑鉸[圖 4.11 (b)]，對應基底剪力約 12500 kN，柱底塑鉸則在屋頂位移 1.5%時發生，基底剪力約

15000 kN，此時結構中各構件塑鉸分佈情形如圖 4.11 (c)所示。

本節中各構架皆滿足建築物耐震設計規範之規定，於設計地震力下各構件均不得發生降伏，且此時各層層間位移角皆小於 0.5%。在過了設計地震力後斜撐及梁才依序發生塑鉸，最後則為柱底，各構架中柱底發生塑鉸時機約為屋頂側位移角 1.5%至 2%時，僅 14 層樓構架 SW 在屋頂側位移接近 3%時柱底才發生塑鉸。

### 4.3 山腳斷層錯動及臺北一區最大考量地震作用下結構耐震行為

本研究中使用的地震歷時為 24 組山腳斷層錯動之反應譜及 24 組臺北一區最大考量地震之反應譜，兩種反應譜中有、無速度脈衝之地震歷時各 12 筆，目的為探討兩種反應譜在動力分析下有、無速度脈衝之地震歷時對於不同週期結構的差異，同時探討結構物中梁、柱、剪力牆及斜撐等耐震行為。

#### 4.3.1 造成較大反應的地震作用下結構耐震行為

本節首先挑選山腳斷層地震中造成 8 層樓、14 層樓及 25 層樓最大反應的三筆地震歷時(圖 4.12)進行非線性動力分析，探討在地震作用下各構架之耐震行為，並針對不同構架中梁、柱、剪力牆及斜撐行為進行比較。

首先以山腳斷層地震歷時中 CHY071H1 為例，分別對八層樓所有構架進行動力分析，其中圖 4.13 (a)為受到 CHY071H1 作用下之層間位移角，由於構架 SMF 為純彎矩構架不含剪力牆，最大層間位移角發生於二樓，約 3.8%，而配有剪力牆的構架 SW 最大層間位移約 3.2%，在配置三種斜撐後結構的最大層間位移角降低至 2.8%。圖 4.13 (b)為各樓層殘餘側位移，在構架 SMF 受到 CHY071H1 作用下發生較大的殘餘側位移，約 1.3%，而構架 SW 最大約為 0.7%，顯示配置剪力牆能有效降低結構的殘餘側位移。配置三種斜撐後均能有效減少結構殘餘側位移，其中效果最好的為配置 SCB1 之構架，其殘餘側位移最大值僅約 0.3%，其次為構架 SCB2，最大約 0.4%，而配置 BRB 之構架則約為 0.6%，顯示構架 BRB 雖能降低結構最大



層間位移角，但對於減少結構殘餘側位移幫助不大。圖 4.13 (c)為結構側向加速度分佈，在 CHY071H1 作用下，8 層樓五種構架中造成最大加速度的為構架 SW，約 1.3g，位於頂樓，而配置三種斜撐之構架其最大值降低至約 1.1g。

圖 4.14 為 14 層樓構架受到 CHY067H1 作用下之最大層間位移角、殘餘側位移及側向加速度，構架 SMF 最大層間位移角約 3.2%，位於 7 樓，而構架 SW 最大值則為 3.4%，位在 9 樓，由於構架 SW 於低樓層處配置剪力牆，因此其最大層間位移角發生的樓層相較於構架 SMF 發生在較高的樓層。配置三種斜撐後構架層間位移角最大約 3%，降低幅度不大，且低樓層處之最大層間位移相較於構架 SW 有較大的趨勢，其原因為配置斜撐後將使整體層間位移分佈較為均勻，與構架 SW 之最大層間位移角集中於較高樓層處不同，另一原因為配置斜撐後將使整體構架勁度提升，與構架 SW 相比將受到更大的地震力作用。圖 4.14 (b)中，14 層樓構架 SMF 之殘餘側位移最大約 0.7%，構架 SW 約 0.8%，但其低樓層處之殘餘側位移比未配置剪力牆之構架 SMF 小，顯示配置剪力牆能有效減少結構之殘餘側位移。配置三種斜撐之構架與 8 層樓結構趨勢相同，SCB1 為造成結構殘餘側位移最小之構架，其次為 SCB2，最差者為 BRB 構架。14 層樓所有構架受到 CHY067H1 作用下之側向加速度如圖 4.14 (c)所示，圖中顯示各構架之最大值皆相近，約 1.1g 且皆位於頂樓。

25 層樓結構於 CHY006H2 作用下結構行為如圖 4.15 所示，由於 25 層樓並無純抗彎矩構架及剪力牆構架，因此僅針對三種斜撐構架進行比較。以結構最大層間位移角來看，相同設計力量設計之三種斜撐中，配置 SCB1 之構架有較小的層間位移角，在 CHY006H2 作用下其最大值約 1.5%，而構架 BRB 及 SCB2 在相同地震作用下最大層間位移角則約為 2.0%；以殘餘側位移來看[圖 4.15 (b)]，構架 SCB1 同樣對於減少構架殘餘側位移最有效，而 BRB 構架將造成較大之殘餘側位移，其值約 0.8%。三種斜撐構架在 CHY006H2 作用下最大側向加速度之比較如圖 4.15 (c)，其中構架 SCB2 之側向加速度為三種斜撐構架中最小，約 0.8g，其次為 BRB



構架，約 0.9g，而構架 SCB1 雖然能使結構有較小之層間位移及殘餘側位移，但由於 SCB1 之初使勁度比 BRB 及 SCB2 高，因此在 25 層樓構架受到 CHY006H2 作用下其側向加速度值較大，約 1.0g。

當 8 層樓構架 SMF 受到 CHY071H1 作用下，四樓梁轉角最大接近 4%[圖 4.16(a)]，由於受到較大的脈衝型地震作用，因此梁產生大量殘餘變形，而柱底最大旋轉角約 3.5%；由於此結構為純抗彎矩構架，因此當地震作用下發生的最大變形皆集中在低樓層，圖中顯示柱底與低樓層梁皆會產生較大的轉角。由於構架 SW 中一至二樓配置剪力牆，因此相同地震作用下，四樓梁最大轉角約 3.6%[圖 4.16(b)]，柱底則約 1.5%，相較於構架 SMF，柱底轉角明顯減少許多且其殘餘變形小於純抗彎矩構架。相同地震作用於 8 層樓 BRB、SCB1 及 SCB2 構架時，四樓梁轉角最大值有明顯降低，約 3.2%，然而在配置斜撐之 8 層樓構架其柱底轉角比構架 SW 大，約 1.7%，顯示配置斜撐後將使結構受到更大的地震力作用。圖 4.17 為 8 層樓構架受到 CHY071H1 地震作用下剪力牆及斜撐行為，其中二樓剪力牆層間位移最大約 2.5%，超過 ASCE 之建議，即剪力牆崩塌點約在層間位移角 2%時發生，因此將產生大量的力量衰減，但由於分析軟體的限制，力量衰減無法即時在同一步發生，一樓剪力牆最大層間位移角接近 2%，且可以從圖中看出配置斜撐後一樓剪力牆層間位移角產生較大的層間位移。三種斜撐之遲滯迴圈皆依照模擬時假設的行為，即 SCB2 與 BRB 之初始勁度與後勁度相同，最大力量亦相近。斜撐構架中受到 CHY071H1 作用下其最大軸向變形約 80 mm，位於三樓，頂樓斜撐軸向變形最小，但由於 SCB1 之初始勁度較大，因此已進入非線性，而 SCB2 與 BRB 則因初始勁度較小仍維持彈性。

圖 4.18 (a)為 14 層樓構架 SMF 受到 CHY067H1 作用下梁與柱行為，其中九樓梁最大旋轉角約 3%，而柱底約 0.5%。構架 SW 在相同地震作用下各桿件行為如圖 4.18 (b)所示，梁最大轉角約 3.6%，配置三種斜撐之構架能有效減低梁最大轉角，其值約 3%。由於構架 SW 中一至四樓皆配置剪力牆，最大樓層反應位於中高

樓層，因此柱底仍維持彈性。與 8 層樓構架相同，由於配置三種斜撐之構架其勁度比構架 SW 大，因此受到更大的地震力作用，導致未配置斜撐的樓層其層間位移角比構架 SW 大，如圖 4.19 中四樓與三樓剪力牆其層間位移角由構架 SW 的 1.5% 及 1%，分別增至 2% 與 1.5%。在 CHY067H1 作用下，三種斜撐構架中斜撐最大軸向變形相近，約 85 mm 且皆位於六樓；若從斜撐殘餘變形來看，SCB1 與 SCB2 皆擁有自復位行為，而 BRB 會產生較大的殘餘變形，顯示配置 BRB 雖能有效降低結構最大層間位移角，但可能導致結構在地震結束後有較大的殘餘變形發生。

圖 4.20 及圖 4.21 為 25 層樓三種斜撐構架受到 CHY006H2 作用下各構件反應，構架 BRB 及 SCB2 其五樓梁最大轉角約為 2%，而配置 SCB1 的構架其梁最大轉角僅約為 1.4%，以柱底來看，SCB1 構架仍維持彈性，而 SCB2 與 BRB 構架皆以降伏，顯示以相同設計力量設計的三種斜撐在 CHY006H2 作用下，配置 SCB1 之構架能較有效減少結構最大層間位移。五樓為地震作用下發生最大層間位移角的樓層，以三種斜撐來看，BRB 最大軸向變形約 55 mm，且明顯在速度脈衝發生後即產生相當大的殘餘變形，在地震結束後仍有約 30 mm 的殘餘變形，而以相同設計力量設計的 SCB1 其最大力量與 BRB 相近，但最大位移僅約 40 mm，且殘餘變形也僅約 5 mm。SCB2 雖然會產生比 BRB 大的軸向變形，但在地震過後斜撐的殘餘變形也僅約為 BRB 的三分之一。相較於五樓，在層間位移較小的十樓及二十樓其斜撐最大軸向變形僅約 20 mm 且三種斜撐皆有飽滿的遲滯迴圈，25 樓 BRB 及 SCB2 因初始勁度較小仍維持彈性，僅 SCB1 產生非線性消能。

當結構物受到地震力作用下，輸入結構之能量可由動能、阻尼能以及應變能組成，其中，桿件之應變能可分為線性與非線性部分，非線性部分為遲滯迴圈下的面積，即遲滯能。圖 4.22 為 8 層樓所有構架在 CHY071H1 地震作用下各桿件之遲滯能，若以百分比來看，構架 SMF 在地震作用下柱與梁承受之遲滯能分別約 25% 及 75%，而配置剪力牆之 SW 構架，梁及柱受到的遲滯能分別為 75% 及 10%，而剪力牆約佔 15%，顯示配置剪力牆能明顯減少柱吸收的遲滯能。由構架 BRB、SCB1



及 SCB2 可以看出，配置三種斜撐後明顯使梁受到較小的遲滯能，由原始的 75% 降低到約 40 至 50%，減少之能量多數由斜撐吸收，以相同設計力量設計之三種斜撐中，BRB 及 SCB1 吸收的遲滯能較 SCB2 大，顯示在 CHY071H1 地震作用下，BRB 與 SCB1 之消能能力較 SCB2 良好。

圖 4.23 為 14 層樓構架受到 CHY067H1 作用下各桿件吸收之遲滯能，在構架 SMF 中，幾乎所有的遲滯能由梁承受，柱僅佔約 1%，而 SW 構架配置之剪力牆在受到 CHY067H1 作用下承受之遲滯能相當有限，因此大多由梁承受。在 14 層樓三種斜撐構架中，梁吸收的遲滯能約為 50 至 60%，顯示對於 14 層樓構架而言，在 CHY067H1 地震作用下，配置剪力牆及斜撐後，能有效降低梁承受的遲滯能，三種斜撐中，同樣為 BRB 及 SCB1 之消能能力優於 SCB2。25 層樓構架於 CHY006H2 地震作用下各桿件遲滯能如圖 4.24 所示，在三種斜撐構架中，柱受到的遲滯能皆相近，約 1%，配置 SCB1 之構架明顯能減少梁受到的遲滯能，僅佔約 40%，斜撐約佔 60%，BRB 在相同地震作用下可以吸收約 40% 之遲滯能，三種斜撐中效益最差者為 SCB2，僅 30%；由此可見，當 25 層樓構架受到 CHY006H2 作用下，BRB 產生殘餘變形後其消能能力明顯不如 SCB1，因此 BRB 構架中梁產生較大的遲滯能，而具有自復位行為的 SCB1，在受到近斷層地震作用下仍保持良好的遲滯行為，因此配置 SCB1 之構架比起 BRB 有更好的消能能力。

在地震作用下 8 層樓與 14 層樓構架中低樓層之 BRB 遲滯能約為 SCB1 及 SCB2 的 1.2 及 1.9 倍(圖 4.25 及圖 4.26)，但在高樓層處 SCB1 之消能面積大於 BRB，可能原因為高樓層之層間位移較小，而 SCB1 的初始勁度比其餘兩種斜撐大(圖 4.27)，因此較早進入非線性消能，BRB 及 SCB2 則仍維持彈性。在 25 層樓斜撐構架中，SCB1 在各樓層之消能能力明顯優於其餘兩者，其原因為總樓層數較高的 25 層樓構架受到地震作用下，各樓層的殘餘變形較大，當 BRB 產生大量殘餘變形後其消能能力將大幅降低，由於 SCB1 有良好的自復位能力，殘餘變形也明顯比 BRB 小，因此仍維持飽滿的遲滯迴圈進行消能，而 SCB2 之消能能力僅為 SCB1

的 50%。



#### 4.3.2 所有地震作用下結構耐震行為

##### 最大層間位移角

圖 4.28 至圖 4.30 分別為 8 層樓、14 層樓及 25 層樓所有構架受到兩種反應譜所有地震作用下，最大層間位移角及其平均值與正負一倍標準差。圖 4.28 (a)、(b)分別為山腳斷層作用，圖 4.28 (c)、(d)則為 MCE 作用，對 8 層樓構架 SMF 而言，造成最大層間位移的地震紀錄為 CHY067H1，約 3.9% 且位於 2 樓，對構架 SW 而言，由於一至二樓配置剪力牆，因此其最大層間位移比構架 SMF 小，且最大層間位移的分佈也偏中高樓層，造成最大位移的紀錄為 CHY071H1，約為 3.2%，位於四樓。由於八層樓結構總樓層數較低，模態較不複雜，因此在所有地震作用下，其最大層間位移角發生的樓層皆相近，如構架 SMF 中最大反應的樓層皆位於 2 至 3 樓，構架 SW 與其餘三種斜撐構架中發生最大反應的樓層則皆位於 3 至 4 樓，因此其標準差不大，尤其在 MCE 作用下 8 層樓各結構之反應。

圖 4.29 為 14 層樓最大層間位移角分佈，由於兩種反應譜加速度值於週期約 1.6 至 1.8 秒時相近，因此在兩種反應譜作用下其最大層間位移角亦相近，與 8 層樓結構不同的是，總樓層數較高的 14 樓結構模態較為複雜，在不同地震作用下其發生最大層間位移角的樓層較不一致，因此其標準差較 8 層樓結構大。25 層樓結構週期約 2.6 至 2.8 秒，加速度反應譜中 MCE 譜加速度值較山腳斷層大，因此在圖 4.30 中 MCE 地震作用下其最大層間位移角比山腳斷層地震作用大；除此之外，對於三種斜撐構架而言，山腳斷層作用下其最大層間位移角的平均值與正負一倍標準差中，4 樓至 20 樓之平均值皆相近，而在 MCE 地震作用下，25 層樓結構最大層間位移反應的樓層則集中於中低樓層，約 4 至 8 樓，且其最大層間位移平均值約為 2%。



### 最大殘餘側位移

圖 4.31 至圖 4.33 為三種不同樓層結構受到所有地震作用下最大殘餘側位移及其平均值與正負一倍標準差。對 8 層樓與 14 層樓構架而言，無配置剪力牆的純抗彎矩構架皆產生較大殘餘位移，而配置三種斜撐的構架能有效降低殘餘側位移，其中又以 SCB1 效果最顯著。八層樓構架 SMF 於山腳斷層作用下無論有無脈衝，其最大殘餘側位移約 1.5%，圖 4.32 中，山腳斷層地震作用下造成 14 層樓最大殘餘側位移的地震紀錄約為 1%；圖 4.32 (c) 中，有一筆地震造成超過 1% 的殘餘側位移，研判是因為在進行動力分析時，輸入的地震歷時只篩選出原始地震歷時有較大反應的其中 60 秒輸入，而此筆地震於歷時中 60 秒處可能仍有較大的加速度與速度，因此其殘餘側位移與其他地震相比有較大的趨勢，圖 4.33 (c) 中亦有相同情況發生。

### 最大側向加速度

圖 4.34 至圖 4.36 為三種樓層結構受到所有地震作用下之最大側向加速度分佈與平均值及平均值正負一倍標準差，其中各構架樓層為零處皆為輸入地震之 PGA，由圖中可以看出無論何種結構在地震作用下發生最大側向加速度的樓層幾乎皆位於頂樓，其中各構架於山腳斷層地震作用下最大約 1 至 1.2g，而 MCE 作用下最大側向加速度約 0.7 至 0.9g，且配置剪力牆的構架其最大側向加速度皆大於抗彎矩構架。

#### 4.3.3 有、無速度脈衝之地震歷時對結構影響

本節將所有地震歷時依照有、無脈衝進行分類，而脈衝與否的定義如第三章所述。在各組地震歷時作用下，分別由最大層間位移角、最大殘餘側位移、最大側向加速度及三種斜撐的遲滯能平均值進行比較，目的為探討有、無脈衝之地震歷時作用下各構架於耐震行為上的差異。

### 最大層間位移角

圖 4.37 為本研究所有構架有、無脈衝之最大層間位移角平均值，以 8 層樓為例，在構架 SMF 受到有脈衝的山腳斷層地震作用下其層間位移角平均值最大約為 2.86%，而同樣為山腳斷層中 12 組無脈衝地震作用下平均值最大約 2.62%，兩者差異不大。在 MCE 層級地震作用下，有脈衝地震與無脈衝地震其平均值差異更小。總結來看，對於 8 層樓所有構架在山腳斷層地震作用下，有脈衝地震之平均值比相同反應譜中無脈衝地震之平均值大約 9%~13%，而 MCE 有、無脈衝之差異僅約 6%~8%。

對 14 層樓構架而言，山腳斷層地震紀錄造成最大反應的為構架 SW，最大值約 2.5%，而構架 SMF 週期約為 1.8 秒，於兩種加速度反應譜中譜加速度值接近，因此在兩種反應譜作用下其最大層間位移角相近，最大值約 2.3%。14 層樓所有構架在山腳斷層作用下有脈衝的地震紀錄其最大層間位移角比無脈衝的地震紀錄大約 16 至 19%，而在 MCE 作用下，有脈衝地震紀錄與無脈衝地震紀錄其層間位移角平均值幾乎相等。

圖 4.37 (c)為 25 層樓構架分別在有、無脈衝地震作用下層間位移角平均值比較，由於本研究中 25 層樓構架週期對應 MCE 之譜加速度值大於山腳斷層作用之反應譜，因此最大值發生在 MCE 作用下之 SCB2 構架，約為 2.1%，而在山腳斷層地震作用下平均值最大約為 1.8%，亦發生於構架 SCB2。在山腳斷層作用下，有脈衝之地震紀錄其平均值比無脈衝大約 20%，而在 MCE 作用下，有脈衝之地震紀錄僅較無脈衝大約 4~8%。

總結來說，14 層樓與 25 層樓構架受到山腳斷層地震作用下，有脈衝地震與無脈衝地震差異約 15 至 20%，8 層樓則約為 10%；在 MCE 作用下，三種樓層數結構有脈衝地震與無脈衝地震的差異則皆小於 10%，其原因將於後續進行探討。

### 最大殘餘側位移

圖 4.38 為各構架受到兩種反應譜中有、無脈衝之地震紀錄作用下其殘餘側位移平均值比較。以 8 層樓構架為例，在山腳斷層地震作用下將造成構架 SMF 產生



較大的殘餘側位移，其平均值最大約為 0.5%，然而 8 層樓各構架於兩種反應譜作用下，無論在有、無速度脈衝之地震作用對結構殘餘側位移均無差異。14 層樓各構架在山腳斷層地震作用下，有速度脈衝的地震紀錄其殘餘側位移平均值比無速度脈衝的地震紀錄大約 20~70%，在 MCE 作用下，有速度脈衝之紀錄比無脈衝大約 10~70%。對 25 層樓三種斜撐構架而言，有脈衝之地震紀錄在山腳斷層及 MCE 反應譜中分別比無脈衝大 30 至 60% 及 50 至 150%。結果顯示，無論在何種反應譜中有速度脈衝與無速度脈衝之地震歷時相比，將使總樓層數較高的構架(即本研究中 14 層樓與 25 層樓)產生較大的殘餘側位移，然而對於總樓層數較低的構架(即本研究中 8 層樓)，無論是有脈衝或無脈衝之地震作用對於結構殘餘側位移差異不大。

### 最大側向加速度

圖 4.39 為所有結構在兩種反應譜下有、無脈衝之最大側向加速度比較，可以看出無論是何種結構，在兩種反應譜中有脈衝的地震紀錄與無脈衝的地震紀錄其平均值的最大僅差約 5%，因此，在相同反應譜作用下有速度脈衝之地震紀錄並不會使結構物之側向加速度有較大的反應。

### 輸入能量與瞬時功率

圖 4.40 及圖 4.41 為本研究中各構架分別在有、無脈衝地震作用下總輸入能量比較，由圖可以看出無論是在山腳斷層或是 MCE 地震作用下，有速度脈衝之地震歷時其總輸入能量皆比無速度脈衝地震小，然而利用地震歷時中總輸入能量對有、無速度脈衝地震進行區分並無法有效反應脈衝型地震的特性，因此，本研究利用 Abrahamson (2020) 提出之瞬時功率(Instantaneous Power,  $IP(T_1)$ )，比較在相同反應譜作用下有、無速度脈衝之差異。瞬時功率即為在特定時間區間內對輸入的速度歷時進行濾波後求得的最大功率，定義為瞬時功率(圖 4.42)，其主要概念為過濾掉較不會對結構物造成損害的能量並挑選出可能對結構產生較大反應的部分。

$IP(T_1)$  可依下式計算：

$$IP(T_1) = \max \left( \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} V_{filtered}^2(t) dt \right) \quad (4.11)$$

其中  $V_{filtered}(t)$  為經過濾波後的速度歷時， $\Delta t = 0.5T_1$ 。圖 4.43 為利用式(4.11)求得之瞬時功率與結構週期之關係，由圖可以看出當山腳斷層地震作用於各構架時，有脈衝的地震其瞬時功率平均值皆比無脈衝地震大約 30 至 40%，相較之下 MCE 有速度脈衝之地震僅比無速度脈衝之地震大約 5 至 15%，差異不如山腳斷層地震紀錄顯著。兩反應譜中有、無速度脈衝之瞬時功率差異也反應在先前比較的結構最大層間位移差異，即在山腳斷層地震作用下有脈衝與無脈衝之地震於層間位移角之差異比 MCE 地震作用下大。

#### 4.4 不同構架之耐震行為差異

##### 最大層間位移角

圖 4.44 為本研究中 8 層樓、14 層樓及 25 層樓構架最大層間位移比較。在未配置斜撐的構架 SW 分別受到山腳斷層有、無脈衝的地震紀錄作用下，其最大層間位移角平均值最大約 2.7 與 2.4%，而在加了斜撐之構架則減低為約 2.3% 與 2%，分別降低了約 20%的最大層間位移角；以 MCE 來看，在未配置斜撐之構架 SW，其最大層間位移角約 1.5% 至 1.6%，在配置三種斜撐後皆下降至 1.1% 至 1.2%，約降低 40%的最大層間位移。由圖 4.44 (a)可以看設計力量相同的三種斜撐配置於本研究中八層樓結構中，對降低結構最大層間位移角平均值的比例相近，並沒有因配置不同斜撐而有相異的減振效果。

圖 4.44 (b)為 14 層樓構架的最大層間位移角平均值比較，無論在山腳斷層有、無脈衝之地震作用下，構架 SMF 與構架 SW 之最大層間位移角相近，分別約 2.5% 及 2.2%，配置三種斜撐的構架最大層間位移角約 2.35%、2%，且無論是山腳斷層或 MCE 作用下，配置斜撐對結構最大層間位移皆僅降低約 10%。圖中可以看出低樓層在配置斜撐後有較大的層間位移角，可能原因為構架 SW 於低樓層配置剪力

牆，因此最大層間位移角的分佈偏向中高樓層，但在配置斜撐後整體層間位移角分佈則趨近於均勻分布，因此儘管高樓層處因配置斜撐而有較低的層間位移，但低樓層處之位移反而比未配置斜撐時大；另一原因為構架 SW 之週期約 1.6 秒，在配置斜撐後將會使結構整體勁度提升，使結構週期降低至約 1.5 秒，進而讓結構物受到更多的地震力作用。此外，由於 14 層樓剪力牆構架在一至四樓各配置設計力量約為 10000 kN 的剪力牆，而五樓以上配置的三種斜撐其設計力量僅約 2000 kN 及 1500 kN 且僅配置一跨，因此在地震力作用下對於降低結構層間位移的效果相當有限。

由於本研究中的 25 層樓結構無配置剪力牆，因此僅針對配置三種斜撐之構架進行比較。在山腳斷層有、無脈衝之地震作用下分別造成 SCB2 產生最大層間位移，其平均值約 1.8%、1.55% [圖 4.44 (c)]，而構架 SCB1 受到相同地震作用下，其最大層間位移角的平均值約 1.65%、1.4%，與 SCB2 相比減低約 10%。在 MCE 作用下，同樣以配置 SCB1 之構架比 SCB2 額外降低約 10%的最大層間位移。結果顯示在 25 層樓構架中，以相同設計力量設計之三種斜撐，配置 SCB1 雖然會導致結構整體勁度大於其餘兩種斜撐構架，但能最有效降低結構最大層間位移角，而配置 SCB2 及 BRB 則會得到相近的最大層間位移角。各構架於所有地震作用下其層間位移角平均的最大值如表 4.12 所示。

根據 ASCE 7-16 及 FEMA P-1050-1 (2015)針對結構於動力歷時分析下最大層間位移角之建議，首先將 ASCE 7-16 中針對設計地震(DBE)之層間位移角容許值 (表 4.14)放大 1.5 倍後，再乘 1.25 與表 4.15 中  $\frac{R}{C_d}$  之較小值即為最大考量地震下之建議值(表 4.16)。本研究中各構架之最大層間位移角容許值經上述計算為 3.75%，顯示無論在山腳斷層或 MCE 層級地震作用下，各構架皆符合此規範之容許值。

另外，ASCE 7-16 及 FEMA P-1050-1 (2015)針對含有阻尼系統之結構於 MCE 作用下最大層間位移角建議，首先查表得到 ASCE 7-16 針對設計地震作用下結構容許層間位移角，並取表 4.17 中三個係數中較小值，定義為含阻尼系統之構架於



MCE 層級地震作用下容許層間位移角；經計算得其容許值為 3%，本研究中各構架無論在山腳斷層或 MCE 地震作用下結構最大層間位移角平均值皆小於 3%，因此皆滿足此限制。

### 最大殘餘側位移

圖 4.45 (a)為 8 層樓結構受到山腳斷層及 MCE 地震作用下殘餘側位移平均值，其中構架 SMF 無論在有、無脈衝的山腳斷層地震作用下其殘餘側位移平均皆大於 0.5%，三種斜撐構架中，SCB1 能最有效降低結構殘餘側位移，其次為 SCB2，配置 BRB 之構架對於降低殘餘側位移的效果不大，尤其在某些地震作用下，構架 BRB 之最大殘餘側位移甚至比未配置斜撐的構架 SW 大；配置 SCB1、SCB2 及 BRB 的 8 層樓結構於山腳斷層作用下與構架 SW 相比，其最大殘餘側位移分別降低 90%、50% 及 5%。在 MCE 中無論有、無脈衝之地震作用下可以看出構架配置 BRB 對於減少結構最大殘餘側位移無太大幫助，而配置 SCB1 之構架對於減少殘餘位移的效果同樣最顯著，分別降低 125% 至 150%。

圖 4.45 (b)為 14 層樓結構之最大殘餘側位移，其趨勢同樣與 8 層樓結構接近，配置 BRB 之構架雖能有效降低結構中較高樓層處之殘餘側位移，但對於整體結構的最大殘餘側位移效果較不顯著。在有脈衝的山腳斷層地震作用下，構架 SMF 最大殘餘側位移超過 0.5%，構架 SW 最大約 0.4%，而 SCB1 則約為 0.1 至 0.2%，SCB2 同樣能有效地降低結構最大殘餘側位移，但其效果不如 SCB1。

由於 25 層樓構架並無配置剪力牆，因此僅針對配置三種斜撐構架之最大殘餘側位移進行比較，如圖 4.45 (c)所示，無論在有、無速度脈衝之地震作用於三種斜撐構架，皆為構架 SCB1 有較低的殘餘側位移，且最大能比配置 BRB 之構架降低約 200%，其次為 SCB2，與 BRB 相比可以降低約 70%。由上述三種結構來看，無論是樓層數高低或對於不同的結構配置皆能明顯看出構架 SCB1 能大幅降低結構之殘餘側位移，其次為 SCB2，顯示 SCB1 及 SCB2 之自復位效果相當良好。各構架於地震作用下殘餘側位移平均的最大值如表 4.13 所示。

FEMA P-58-1 (2018)針對在地震過後結構的安全性及是否可於修繕後繼續使用有以下建議(表 4. 18)，首先將結構物損壞之情形進行分類，當結構物殘餘側位移小於 0.2%時仍可維持結構的穩定性、0.5%時則須針對結構進行修繕，殘餘側位移界於 0.5%及 1%時對於結構修繕後繼續使用之可行性相對較低。對於本研究中 8 層樓及 14 層樓抗彎矩構架而言，於山腳斷層地震作用下其殘餘側位移皆大於 0.5% 之限制；另外，25 層樓 BRB 構架在有脈衝的山腳斷層地震作用下其殘餘側位移平均值最大約 0.5%，且無論在 MCE 有、無脈衝之地震作用下其殘餘側位移角皆大於 0.5%，顯示本研究中配置 BRB 之 25 層樓構架可能在此地震作用後無法進行修繕甚至喪失結構的穩定性，相較之下構架 SCB1 在相同地震作用下其殘餘側位移最大僅約為 0.2 至 0.4%，顯示自復位能力良好之 SCB1 不僅能有效降低結構最大層間位移角，且在地震過後擁有較低的殘餘側位移，不僅可維持結構正常使用甚至不須經過修繕即可保有結構的穩定性。

### 最大側向加速度

圖 4.46 為本研究中所有構架受到地震作用下的最大側向加速度平均值比較，其中 8 層樓與 14 層樓無論是構架 SW 或是配置斜撐之構架，彼此間最大側向加速度平均值皆差異不大[圖 4.46 (a)、(b)]，可能原因為 8 層樓與 14 層樓構架皆配置強度及勁度相當大的剪力牆，而剪力牆上方樓層配置的斜撐對於整體構架勁度影響不大，因此在配置斜撐後結構最大側向加速度的平均值並無改變。

圖 4.46 (c)為 25 層樓結構最大側向加速度平均值比較，在地震作用下其最大值同樣皆位於頂樓，且三種斜撐構架差異不大，但中間樓層則因為配置不同斜撐而略有差異，可以看出配置 SCB1 之斜撐構架其側向加速度明顯較配置 BRB 及 SCB2 大，此原因為 SCB1 之勁度較大導致。若以整體構架的平均側向加速度來看，在有脈衝的山腳斷層地震作用下，三種斜撐構架平均值差異不大，而在山腳斷層無脈衝及 MCE 作用下，構架 SCB1 之平均值皆比構架 BRB 與 SCB2 大約 15%，顯示配置 SCB1 將造成整體結構側向勁度提升。各構架於所有地震作用下之側向加速度



平均最大值如表 4.19 所示。

#### 斜撐消能行為

為了探討相同設計力量下不同斜撐消能的差異，因此將不同樓層數之斜撐構架獨立進行比較。圖 4.47(a)、(b)分別為有、無速度脈衝之山腳斷層地震作用下，三種斜撐於不同樓層數的平均遲滯能比較，圖 4.47(c)、(d)為最大考量地震作用下，三種斜撐平均遲滯能比較，由圖可以看出在 8 層樓與 14 層樓構架中無論在何種地震作用下，構架低樓層處之 BRB 遲滯能皆比 SCB1 及 SCB2 大，然而在高樓層處則為 SCB1 較大，其原因如前述所說，在高樓層處結構層間位移較小，初始勁度較低之 BRB 仍維持彈性，而初始勁度較高的 SCB1 則已進入非線性消能。在 25 層樓構架中 SCB1 於各樓層皆有較好的消能能力，因為 25 層樓構架與總樓層數較低之構架相比其殘餘側位移較大，當 BRB 產生大量殘餘變形後將使其消能能力降低，而由於 SCB1 之自復位能力較佳，因此在地震作用下其殘餘變形較小，也使斜撐擁有較良好的消能能力。

## 4.5 現今設計規範與山腳斷層錯動下結構反應之差異

#### 最大層間位移角

本研究中八層樓構架週期約 1 秒，對應山腳斷層反應譜中譜加速度值約 1.23g，而在 MCE 反應譜中為 0.8g，差異約 1.5 倍。圖 4.48(a)為 8 層樓所有構架分別在山腳斷層有脈衝地震及 MCE 無脈衝地震下最大層間位移角平均值及平均值加一倍標準差比較，圖中可以看出，當 8 層樓抗彎矩構架受到山腳斷層地震作用下，其層間位移角平均值最大約 2.9%，而在 MCE 地震作用下平均值最大約 1.6%，差異約 1.8 倍。若以平均值加一倍標準差來看，在山腳斷層有脈衝地震作用下最大約 3.4%，現今規範 MCE 層級下則約為 1.9%，同樣差約 1.8 倍，而發生最大層間位移的樓層皆位在二樓。同為週期約 1 秒之 8 層樓 SW 構架的層間側位移角平均值最大約 2.7%，MCE 作用下約 1.5%，在兩種反應譜作用下其最大層間位移角平均值



差異也約為 1.8 倍，而由於 SW 構架在一、二樓有配置剪力牆，因此最大層間位移相較於構架 SMF 發生在更高的樓層，位在四樓。當 8 層樓 SW 構架上方分別配置 BRB、SCB1、SCB2 三種斜撐後，在山腳斷層有脈衝地震作用下其層間位移角平均值最大約為 MCE 無脈衝的 2.1 倍，若考慮平均值加一倍標準差，在山腳斷層地震作用下，三種斜撐構架層間位移角最大值皆為 2.5%，同樣約為 MCE 作用下的 2.1 倍。因此，當結構物週期位在約 1 秒時，若以現今規範中臺北一區 MCE 層級之地震進行動力分析，其最大層間位移角相較於山腳斷層錯動之反應譜低估許多。

若以本研究中週期約為 1.8 秒之 14 層樓構架 SMF 來看，無論在山腳斷層反應譜或 MCE 之反應譜其譜加速度值接近，因此在圖 4.48 (b) 中，14 層樓 SMF 構架於兩種反應譜作用下的最大層間位移角相近，約 2.3%，若考慮平均值加一倍標準差，則山腳斷層地震作用約 2.8%，MCE 作用約 2.6%。同樣位於圖中的構架 SW，其週期約 1.6 秒，在山腳斷層地震作用下，其最大層間位移角平均值約為 2.5%，比 MCE 作用下大約 1.2 倍。在山腳斷層地震作用下配置三種斜撐後最大層間位移角由構架 SW 的 2.5% 下降至 2.35%，降低幅度不明顯，其原因為 14 層樓 SW 構架於一至四樓每層皆配置設計力量約 10000 kN 之剪力牆，而 5 樓至 14 樓配置之斜撐設計力量僅 2000 kN 及 1500 kN，差異甚大；另一原因為週期 1.6 秒之 14 層樓構架 SW 配置三種斜撐後，其勁度比原始不含斜撐之構架大，將會受到更多地震力作用，因此配置斜撐對於降低此結構的最大層間側位移角之效益有限。而 14 層樓三種斜撐構架中，在山腳斷層地震作用下，其層間位移角平均值最大約 2.35%，MCE 作用下約 2%，若考慮平均值加一倍標準差，則分別為 2.75% 及 2.35%，與 SW 構架同樣相差約 1.2 倍。

對於本研究中 25 層樓結構而言，其週期約為 2.5 至 2.8 秒，於兩種反應譜中 MCE 之譜加速度值較山腳斷層大約 1.15 至 1.2 倍。圖 4.48 (c) 分別為 BRB、SCB1 及 SCB2 構架在山腳斷層有脈衝地震及 MCE 無脈衝地震作用下之層間側位移角平均值及平均值加一倍標準差，在 MCE 作用下，構架 BRB 及 SCB2 之最大層間位

移角發生在 7 樓，其值約 1.9%，而構架 SCB1 最大值同樣位在 7 樓，其值約 1.8%，在山腳斷層作用下 25 層樓構架之最大層間位移角樓層皆發生於中高樓處，約 1.65° 至 1.8%，平均值較 MCE 作用下小 1.1 倍。若以平均值加一倍標準差來看，兩種反應譜作用下之三種斜撐構架其最大值皆相近，約 2.1% 至 2.3。由本研究中 25 層樓結構之最大層間位移角來看，以相同設計力量設計之三種斜撐，配置 SCB1 之構架最能有效降低結構物之最大層間側位移角，與配置 BRB 及 SCB2 之構架相比能額外降低約 10% 之效益，而此差異將隨著設計力量提高而越顯著。

### 最大殘餘側位移

本部分將探討山腳斷層錯動下與規範中 MCE 之結構殘餘側位移差異。圖 4.49 (a) 為 8 層樓構架受到兩種反應譜下的殘餘側位移平均值與平均值加一倍標準差，構架 SMF 在山腳斷層有脈衝地震作用下最大值約為 0.5%，MCE 作用下約為 0.2% 且皆位於結構物一樓，以平均值加一倍標準差來看，山腳斷層作用下最大約 1%，MCE 則約為 0.3%，兩者差異更是顯著。而配置剪力牆之 SW 構架明顯在殘餘側位移中比純抗彎矩構架小，在山腳斷層作用下平均值約為 MCE 作用下的 2 至 3 倍，以平均值加一倍標準差來看，山腳斷層地震最大約 0.5%，MCE 最大則約 0.16%。圖中顯示分別配置 BRB、SCB1 及 SCB2 的殘餘側位移平均值與平均值加一倍標準差，其中配置 SCB1 的構架能最有效減少結構受到地震力作用後的殘餘側位移，在兩種反應譜作用下，其平均最大值僅約為 0.12% 與 0.04%，其次為 SCB2 構架，其平均值分別為 0.17% 與 0.07%，在三種斜撐構架中效果最差的為構架 BRB，分別為 0.24% 與 0.08%。由上述可以得知，對 8 層樓所有構架而言，在山腳斷層地震作用後造成結構物的殘餘側位移與 MCE 層級地震作用下差異甚大，最大相差約 3 倍，這將可能使結構物在地震過後之修繕更為不易。

圖 4.49 (b) 為 14 層樓構架於兩種反應譜作用下殘餘側位移平均值及平均值加一倍標準差，由於 14 層樓構架其模態較複雜，因此發生最大層間位移的樓層較不一致。構架 SMF 在山腳斷層作用下平均值最大約 0.5%，而 MCE 作用下則約為

0.4%；以平均值加一倍標準差來看，山腳斷層作用下最大約 0.9%，而 MCE 約 0.65%。構架 SW 其殘餘側位移則略小於抗彎矩構架，兩者分別約 0.4% 及 0.3%，平均值加一倍標準差約 0.6% 與 0.4%。配置三種不同斜撐的構架中，構架 BRB 其殘餘側位移與構架 SW 差異不大，顯示 14 層樓結構配置 BRB 僅對於減少最大層間位移角有幫助，對減少殘餘側位移的效益不大。圖中顯示當 14 層樓結構配置 SCB1 或 SCB2 兩種斜撐時無論在山腳斷層或是 MCE 地震作用下，結構的殘餘側位移皆相近，其平均值僅分別約為 0.1% 至 0.2%，可以看出配置自復位斜撐對於減少殘餘側位移有相當大的幫助。

圖 4.49 (c)為本研究中 25 層樓構架殘餘側位移平均值與平均值加一倍標準差，可以看出相較於 14 層樓及 8 層樓結構其平均值明顯較大。在兩種反應譜作用下，構架 BRB 及 SCB2 其平均值均相近，而構架 SCB1 在山腳斷層地震作用下平均值最大約 0.3%，MCE 最大則約 0.2%，顯示無論是 8 層樓、14 層樓或 25 層樓構架，當配置 SCB1 時，與其他構架相比皆能大幅減少結構殘餘側位移，而且在何種地震作用下其殘餘側位移差異皆非常小。

#### 最大側向加速度

圖 4.50 (a)為 8 層樓構架最大側向加速度平均值與平均值加一倍標準差比較，其中構架 SMF 在山腳斷層作用下最大值發生於頂樓，平均值約 1.06g，MCE 作用下其最大值亦發生於頂樓，約為 0.78g，相差約 1.4 倍。構架 SW 相較於 SMF 有更大的側向加速度，在兩種反應譜作用下平均值分別為 1.20g 與 0.84g，同樣皆位於頂樓。配置三種斜撐之構架其側向加速度平均值與構架 SW 相近，顯示 8 層樓 SW 構架的剪力牆提供相當大的側向勁度，因此在配置斜撐後對於各樓層側向加速度改變不大。

14 層樓各構架於兩種反應譜作用下之側向加速度比較如圖 4.50 (b)所示，其中構架 SMF 在山腳斷層作用下最大值約為 0.83g，於 MCE 作用下最大約 0.67g。由圖中可以發現，即使 14 層樓構架 SMF 其週期對應兩種反應譜中譜加速度值相



近，但山腳斷層地震之 PGA 約 0.51g，MCE 約 0.34g，因此在山腳斷層地震作用下各樓層仍然比 MCE 作用下有更大的側向加速度值，顯示各樓層側向加速度與輸入地震之 PGA 關聯較大。

圖 4.50 (c)為 25 層樓構架於兩種反應譜作用下最大側向加速度比較，圖中顯示三種斜撐構架在有脈衝的山腳斷層地震作用下其平均值最大約 1.0g，皆位於頂樓，MCE 作用下則約為 0.81g，同樣位於頂樓。在兩種反應譜中，25 層樓各結構週期對應兩種反應譜中譜加速度值皆為 MCE 較大，但在側向加速度平均值中，山腳斷層地震作用下其各樓層皆比 MCE 大，其原因為山腳斷層輸入地震之 PGA 較大，因此無論是 14 層樓或 25 層樓構架，在山腳斷層作用下將使各樓層有較大的側向加速度。

## 4.6 瞬時功率與結構最大層間位移關係

在進行結構分析時，欲了解地震作用下對結構造成的變形及損害，多數人會利用地震加速度反應譜中結構基本振動週期對應的譜加速度值  $S_a(T_1)$  來預估在此地震作用下結構可能的變形量；另外，在還有速度脈衝的近斷層地震中，亦有人使用脈衝週期與結構第一模態週期之比值  $T_p/T_1$  預估結構最大層間位移(圖 4.51 及圖 4.52)，然而，在近斷層地震中，無論在有脈衝或無脈衝之地震歷時作用下利用  $S_a(T_1)$  與  $T_p/T_1$  進行推估結構最大層間位移可能將無法準確預測，因此 Abrahamson (2020) 建議利用結構物基本振動週期  $T_1$  下之瞬時功率  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移的關係作為評估指標，Abrahamson 認為利用  $IP(T_1)$  進行評估時不需要特別區分有脈衝及無脈衝的地震歷時。 $IP(T_1)$  之定義如 4.3.3 節所述，且瞬時功率相較於傳統使用的  $S_a(T_1)$  與  $T_p/T_1$  等指標，對於近斷層地震造成結構的損傷有更好的相關性。

利用上述方式將本研究中兩種反應譜共 48 筆地震之速度歷時進行濾波，並且利用 8 層樓、14 層樓及 25 層樓各構架週期求得之  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移的關係，如圖 4.53 至圖 4.55 所示。本研究利用 Pearson product-moment correlation

coefficient 的方式求出相關係數  $r$  值後，若  $r$  值落在 0.5 至 1.0，即表示兩參數間正相關趨勢較大。圖 4.53 (b)為山腳斷層作用下 8 層樓各構架 IP 與最大層間位移關係，由圖可以看出有脈衝地震與無脈衝地震並無區別，並且在八層樓所有構架能觀察出  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移的正相關趨勢，即輸入地震歷時的瞬時功率越大，將造成較大的結構最大層間位移。圖 4.53 (c)為 MCE 作用下 8 層樓各構架  $IP(T_1)$  與最大層間位移關係，與山腳斷層作用下的趨勢不同，在 MCE 作用下各構架正相關趨勢較弱。若以 14 層樓構架來看，如圖 4.54 (b)與圖 4.54 (c)，在山腳斷層作用下除了構架 SMF 之正相關趨勢較不顯著，其餘各構架皆有明顯的正相關趨勢，但其相關性不如 8 層樓各構架顯著，於 MCE 作用下，14 層樓各構架之  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移之相關性較低。圖 4.55 (b)、(c)為 25 層樓各構架之  $IP(T_1)$  與最大層間位移關係，由圖中可以看出在山腳斷層作用下兩參數間相關性不如 8 層樓與 14 層樓構架，且在 MCE 作用下  $IP(T_1)$  與最大層間位移角幾乎無相關性。

將相同樓層數的各構架綜合來看，由於 8 層樓結構週期於山腳斷層及 MCE 反應譜中譜加速度值差異較大，因此在兩種反應譜作用下其最大層間位移差異也較大，導致在山腳斷層與 MCE 地震作用下之  $IP(T_1)$  與最大層間位移關係圖中分為兩個群體[圖 4.53 (a)]，而 14 層樓與 25 層樓結構週期對應兩種反應譜中譜加速度值相近，因此在兩種反應譜作用下最大層間位移差異不大，導致在圖 4.54 (a)及圖 4.55 (a)中各點較集中。

由圖 4.53 至圖 4.55 可以看出 MCE 地震作用下各構架之  $IP(T_1)$  與最大層間位移之相關係數  $r$  皆小於山腳斷層，且隨著結構週期愈長相關係數愈低(圖 4.56)。因此  $IP(T_1)$  與最大層間位移的相關性可能與各構架發生最大層間位移的樓層有關，對 8 層樓結構而言，在兩種反應譜所有地震作用下其最大層間位移發生的樓層皆相近，如構架 SMF 之最大層間位移皆發生於 2 至 3 樓，而構架 SW 與 BRB、SCB1、SCB2 其最大層間位移皆發生於 3 至 4 樓，然而對於 14 層樓與 25 層樓構架而言，由於結構物模態相對複雜，在不同地震作用下，發生最大層間位移的樓層較不一致，

因此若以結構的第一模態基本振動週期求得瞬時功率，即 $IP(T_1)$ 作為判斷的方式，將導致瞬時功率與最大層間位移的關係較不顯著。



## 第 5 章 結論



本研究建立 8 層樓、14 層樓及 25 層樓構架，其中 8 層樓與 14 層樓構架分別包含抗彎矩構架(SMF)、剪力牆構架(SW)、剪力牆含挫屈束制斜撐構架(BRB)、剪力牆含交鑄型自復位斜撐構架(SCB1)及剪力牆含調整勁度之自復位斜撐構架(SCB2)；25 層樓分別為挫屈束制斜撐構架(BRB)、交鑄型自復位斜撐構架(SCB1)及調整勁度之自復位斜撐構架(SCB2)，共 13 種構架。選用之地震分別為山腳斷層錯動之反應譜及臺北一區 MCE 設計反應譜，兩種反應譜皆分別包含 12 筆有速度脈衝及 12 筆無速度脈衝之地震歷時，共 48 筆。

本研究目的為探討相同反應譜地震作用下，有、無脈衝之地震歷時分別對 8 層樓、14 層樓及 25 層樓構架之結構反應比較，此外，將比較不同種類的斜撐構架在地震作用下之減震效益，並針對有脈衝的山腳斷層地震及無脈衝的 MCE 設計地震探討當山腳斷層發生錯動時與現今規範中臺北一區 MCE 設計地震之差異。研究中分別從結構最大層間位移角、結構殘餘側位移、最大側向加速度、能量與功率等方面進行比較，經過非線性動力歷時分析可以歸納出以下結論：

1. 以結構最大層間位移來看，由圖 4.37 可以看出，有脈衝的山腳斷層地震作用於 8 層樓構架其最大層間位移角比無脈衝地震大約 10%，對於 14 層樓及 25 層樓構架，有脈衝的地震作用下其最大層間位移角約比無脈衝地震大 15 至 20%；在 MCE 設計地震作用下無論是 8 層樓、14 層樓或 25 層樓構架，有脈衝的地震與無脈衝的地震其最大層間位移角差異皆小於 10%。對於結構殘餘側位移角而言(圖 4.38)，8 層樓各構架受到山腳斷層及 MCE 設計地震作用下，有脈衝地震與無脈衝地震相比其殘餘側位移差異不大；對 14 層樓結構，有脈衝的地震作用下其殘餘側位移約為無脈衝地震的 1.3 至 1.6 倍；25 層樓結構受到有脈衝地震作用下殘餘側位移約為無脈衝地震的 1.4 至 2 倍。結果顯示無論在山腳



斷層或 MCE 設計地震反應譜作用下，結構總樓層數愈高則分別在有、無脈衝的地震作用下其殘餘側位移差異愈大。

2. 由地震歷時輸入結構的總能量可以看出無論是山腳斷層或 MCE 設計地震作用於 8 層樓、14 層樓及 25 層樓構架，無脈衝的地震其總輸入能量平均值皆比有脈衝地震大(圖 4.41)，然而，僅利用地震歷時輸入結構之總能量無法有效反應出有速度脈衝的地震特性，若以瞬時功率足以表示有脈衝地震對結構之影響。由圖 4.43 可以看出，無論是 8 層樓、14 層樓或 25 層樓構架在山腳斷層地震作用下，有脈衝的地震其輸入結構之瞬時功率平均值皆比無脈衝地震大約 30 至 40%，顯示有脈衝的地震在瞬間輸入大量能量至結構的特性；在 MCE 設計地震作用下，有脈衝的地震其瞬時功率平均值比無脈衝地震大約 5 至 15%，然而其差異不如山腳斷層地震作用下顯著。
3. 由瞬時功率與結構最大層間位移的關係看出(圖 4.43)，在相同反應譜地震作用下，若有、無速度脈衝之地震歷時其瞬時功率平均值差異不大，將導致結構分別受到有、無脈衝地震作用時其最大層間位移角相近(圖 4.37)；因此可以推論若在相同反應譜中有、無脈衝之地震作用下其瞬時功率平均值差異較大，可能使結構受到有脈衝地震作用時其層間位移角明顯大於無脈衝地震。
4. 8 層樓三種斜撐構架(BRB、SCB1、SCB2)與剪力牆構架(SW)相比，無論是在山腳斷層或 MCE 設計地震作用下能減少約 20%的最大層間位移[圖 4.44 (a)]，對於 14 層樓構架而言，配置三種斜撐對於降低最大層間位移角的效益不大，無論是在山腳斷層或 MCE 設計地震作用下皆僅降低約 10%的最大層間位移[圖 4.44 (b)]，其原因為 14 層樓構架於一至四樓各配置設計力量約 10000 kN 之剪力牆，五至十四樓斜撐之設計力量僅為 2000 kN 及 1500 kN 且僅配置一

跨，兩者設計力量差異甚大；另一原因為配置斜撐將使結構勁度提升，進而讓結構受到更多的地震力作用，因此在 14 層樓構架中配置斜撐對於降低最大層間位移的效益不大。對於 25 層樓構架，SCB1 最大層間位移角比 BRB 及 SCB2 小 10% [圖 4.44(c)]，顯示以相同設計力量設計的三種斜撐於 25 層樓構架中，配置 SCB1 能最有效降低結構最大層間位移角。根據 ASCE 7-16 及 FEMA P-1050-1 (2015) 之建議，含阻尼系統之結構於 MCE 設計地震作用下其最大層間位移角不得大於 3%；本研究中各構架無論在山腳斷層或 MCE 設計地震作用下，最大層間位移角平均值皆小於 3%，滿足此建議。此外，以結構殘餘側位移來看，無論在山腳斷層或 MCE 設計地震作用下，配置 SCB1 的構架皆能有效降低結構殘餘側位移，8 層樓與 14 層樓斜撐構架(BRB、SCB1、SCB2)與剪力牆構架(SW)相比 [圖 4.45(a)、(b)]，構架 SCB1 能減少 2 至 3 倍的殘餘側位移，其次為 SCB2，減少約 1.5 至 2 倍，配置 BRB 之構架對於減少結構殘餘側位移效果有限。另外，25 層樓 BRB 構架無論在有、無脈衝的 MCE 設計地震作用下其殘餘側位移皆超過 0.5% [圖 4.45(c)]；根據 FEMA P-58-1 (2018) 之建議，當結構殘餘側位移超過 0.5% 時，結構可能因難以修復而無法繼續使用，然而若將 25 層樓構架之 BRB 改為配置 SCB1 並在相同地震作用下其殘餘側位移明顯小於 0.5%，顯示配置 SCB1 之構架不僅能降低結構最大層間位移，亦能有效限制結構殘餘側位移。

5. 由圖 4.47 可以看出，8 層樓及 14 層樓斜撐構架在山腳斷層及 MCE 設計地震作用下，BRB 之遲滯能平均值較 SCB1 高，顯示 BRB 消能能力較 SCB1 好，而 SCB2 之消能能力最差，僅約為 BRB 的 60%，其原因為 8 層樓與 14 層樓構架殘餘側位移較小，因此 BRB 仍有飽滿的遲滯迴圈進行消能 (圖 4.25 及圖 4.26)。對於 25 層樓三種斜撐構架遲滯能平均值而言，SCB1 於各樓層之遲滯能皆比 BRB 高，其原因可由圖 4.27 看出，當 25 層樓構架受到地震作用下，其

殘餘側位移較 8 層樓與 14 層樓構架大，而當 BRB 產生殘餘變形後其消能能力將大幅降低，相較之下 SCB1 有良好的自復位能力，在地震作用下殘餘變形較小且能有良好的消能能力；於構架高樓層處，由於 BRB 之初始勁度較低，在層間位移較小的樓層仍保持彈性，而 SCB1 擁有較高的初始勁度，在相同層間位移下已進入非線性消能，因此各樓層之 SCB1 其消能能力皆比 BRB 好。若將 SCB2 之消能能力納入比較，由於 SCB2 之初始勁度比 SCB1 低且殘餘變形較大，因此在中低樓層處其斜撐消能能力低於 SCB1 及 BRB，另外，由於 SCB2 之初始勁度與 BRB 相同且殘餘變形低於 BRB，因此在斜撐仍維持彈性的高樓層處其消能能力與 BRB 相近，但仍低於 SCB1。

6. 由圖 3.6(a)可以看出，山腳斷層錯動之反應譜於週期約 1.0 秒處其譜加速度值約為臺北一區 MCE 設計地震的 1.5 倍，週期約 1.8 秒時兩反應譜加速度值接近，於 2.5 秒至 2.8 秒處 MCE 設計地震反應譜加速度值約為山腳斷層之 1.1 倍。動力分析結果顯示，週期約為 1 秒的結構在山腳斷層地震作用下其最大層間位移角約為現今規範中臺北一區 MCE 設計地震的 1.8 至 2.1 倍[圖 4.48(a)]。週期約 1.6 至 1.8 秒的結構，在山腳斷層地震作用下層間位移角約為 MCE 設計地震的 1 至 1.2 倍[圖 4.48 (b)]；週期約 2.5 至 2.8 秒的結構在 MCE 設計地震作用下最大層間位移角約為山腳斷層地震作用下的 1.1 倍[圖 4.48 (c)]。分析結果顯示工址鄰近山腳斷層且週期約為一秒之結構，若僅考慮現今規範中 MCE 設計地震之反應譜進行設計，當山腳斷層發生錯動時對於結構的最大層間位移低估許多。
7. 由  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移之關係(圖 4.53 至圖 4.55)可以看出，當  $IP(T_1)$  愈大則結構最大層間位移愈大，其中無論是 8 層樓、14 層樓或 25 層樓構架在山腳斷層地震作用下其相關係數  $r$  均介於 0.5 至 0.9，而各構架在 MCE 設計地

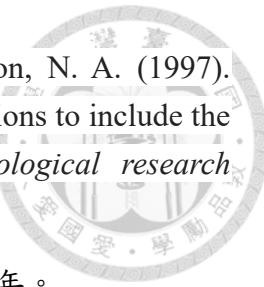
震作用下其相關係數  $r$  介於-0.3 至 0.5，顯示山腳斷層地震作用下  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移的正相關趨勢比 MCE 設計地震作用下顯著，其原因為本研究 8 層樓、14 層樓及 25 層樓構架在山腳斷層有、無脈衝的地震紀錄中，其瞬時功率平均值差異較 MCE 設計地震大。此外，若以 8 層樓、14 層樓及 25 層樓構架的第一模態週期與相關係數  $r$  之關係來看(圖 4.56)，無論是山腳斷層或 MCE 設計地震作用下，當結構第一模態週期愈長，則  $IP(T_1)$  與結構最大層間位移的相關性愈低。

## 參考文獻

- 
1. American Society of Civil Engineers. (2017, December). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers.
  2. American Society of Civil Engineers. (2017, June). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.
  3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2014, 519 pp.
  4. ATC-72-1. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings
  5. FEMA P-1050-1 (2015). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures.
  6. NIST. (2017). Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design.
  7. Fema, P. (2018). 58-1. Seismic performance assessment of buildings Volume 1-Methodology. *Applied Technology Council. California: Redwood City*.
  8. US Nuclear Regulatory Commission, & US Nuclear Regulatory Commission. (2007). A performance-based approach to define the site-specific earthquake ground motion. *Regulatory Guide, 1, 24*.
  9. Chung, P. T., & Chou, C. C. (2022). One-sided shear retrofit of reinforced concrete beams in existing high-rise buildings. *Engineering Structures*, 252, 113634.
  10. Zengin, E., & Abrahamson, N. A. (2020). A vector-valued intensity measure for near-fault ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(7), 716-734.
  11. Chou, C. C., Chung, P. T., & Cheng, Y. T. (2016). Experimental evaluation of large-scale dual-core self-centering braces and sandwiched buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 116, 12-25.
  12. Luco, N., Bachman, R. E., Crouse, C. B., Harris, J. R., Hooper, J. D., Kircher, C. A., ... & Rukstales, K. S. (2015). Updates to building-code maps for the 2015

NEHRP recommended seismic provisions. *Earthquake Spectra*, 31(1\_suppl), S245-S271.

- 
13. Chou, C. C., Chen, Y. C. (2015). Development of Steel Dual-Core Self-Centering Braces: Quasi-Static Cyclic Tests and Finite Element Analyses. *Earthquake Spectra*, 31(1), 247-272.
  14. Chou, C. C., & Chung, P. T. (2014). Development of cross-anchored dual-core self-centering braces for seismic resistance. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 19-32.
  15. Shahi, S. K., & Baker, J. W. (2014). An efficient algorithm to identify strong-velocity pulses in multicomponent ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(5), 2456-2466.
  16. Chou, C. C., & Chen, S. Y. (2010). Subassemblage tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces. *Engineering structures*, 32(8), 2108-2121.
  17. Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake spectra*, 26(3), 601-617.
  18. Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E. M. M. A., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of earthquake engineering*, 10(spec01), 67-89.
  19. Somerville, P. G. (2005). Engineering characterization of near fault ground motions. In *Proc., NZSEE 2005 Conf.*
  20. Bray, J. D., & Rodriguez-Marek, A. (2004). Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 24(11), 815-828.
  21. Chadwell, C. B., & Imbsen, R. A. (2004). XTRACT: A tool for axial force-ultimate curvature interactions. In *Structures 2004: Building on the past, securing the future* (pp. 1-9).
  22. Tsai, K. C., & Lin, B. Z. (2003). User manual for the platform and visualization of inelastic structural analysis of 3D systems PISA3D and VISA3D. *Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Report No. CEER/R92-07.*



23. Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W., & Abrahamson, N. A. (1997). Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity. *Seismological research letters*, 68(1), 199-222.
24. 建築物耐震設計規範及解說，內政部營建署，中華民國 100 年。
25. 趙書賢、黃雋彥、林哲民、許尚逸、張毓文、張志偉、許喬筑、黃李暉、張為光、范秋屏、羅俊雄、吳俊霖、周中哲 (2022)，近斷層工址地震動反應譜評估與輸入地震歷時製作技術研發—以山腳斷層為例，2022 年 8 月。
26. 趙書賢、林哲民、許尚逸、黃雋彥、黃李暉、張志偉、張為光、許喬筑、張毓文、范秋屏、羅俊雄、吳俊霖、周中哲 (2021)，泰山社宅山腳斷層地表震動評估，泰山社宅山腳斷層地表震動評估計畫成果報告書，2021 年 9 月。
27. 周中哲、鍾秉庭(2019)「廣慈博愛園區 D 標大樓夾型鋼骨挫屈束制消能支撐試驗」，成果報告，國立臺灣大學工學院地震工程研究中心。
28. 周中哲、鍾秉庭(2017)「華邦電子竹北大樓夾型鋼骨挫屈束制消能支撐試驗成果報告」，東鋼鋼結構股份有限公司，2017/10/16，國立臺灣大學地震工程研究中心。
29. 周中哲、陳威霖、鍾秉庭、趙廣上、紀宣臣(2017)「鋼板剪力補強鋼筋混凝土簡支梁試驗」報告，板橋浮洲合宜住宅 A2、A3 及 A6 區之補強構件實體試驗驗證，國立臺灣大學地震工程研究中心。
30. 翁樸文，李翼安，蔡仁傑，& 黃世建(2016). 低矮型鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測. *結構工程*, 31(1), 37-60.
31. 周中哲、鍾秉庭、吳宗翰、陳澤邦、蕭佳宏(2015)「鋼造夾型挫屈束制斜撐及雙核心自復位斜撐構架耐震設計及實驗」，中國土木水利工程學會。
32. 周中哲，& 陳昇陽(2010). 可更換核心板之挫屈束制消能支撐耐震試驗及有限元素分析. *結構工程*, 25(1), 43-70.
33. 葉勇凱、蕭輔沛、沈文成、楊耀昇、黃世建(2009)，鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法 (推垮分析)。
34. 賴建霖(2022). 「山腳斷層地震對鋼筋混凝土建築物配置黏彈性制震壁之耐震性能評估」碩士論文指導教授: 周中哲，國立臺灣大學土木工程學系。
35. 吳怡謙(2017). 「高強度鋼筋混凝土開孔剪力牆裂縫控制之研究」碩士論文指導教授：黃世建，國立臺灣大學土木工程學系。

- 
36. 凌郁婷(2016). 「雙核心自復位斜撐與夾型挫屈束制斜撐於臺灣實際高層建築之耐震行為:非線性地震歷時分析與斜撐耐震試驗」 碩士論文指導教授: 周中哲, 國立臺灣大學土木工程學系。
  37. 蕭佳宏(2015). 「雙核心自復位斜撐與夾型挫屈束制斜撐對構架影響:耐震實驗與動力分析」 碩士論文指導教授: 周中哲, 國立臺灣大學土木工程學系。
  38. 鄭宇岑(2014). 「大型雙核心自復位斜撐及核心更換型挫屈束制斜撐反覆載重試驗研究」 碩士論文指導教授: 周中哲, 國立臺灣大學土木工程學系。
  39. 鍾秉庭(2012). 「交鑄型雙核心自復位斜撐及核心更換型挫屈束制斜撐之耐震行為」 碩士論文指導教授: 周中哲, 國立臺灣大學土木工程學系。
  40. 涂耀賢(2005). 「低矮型 RC 牆暨構架之側向載重位移曲線預測研究」 博士論文指導教授: 黃世建, 國立臺灣科技大學營建工程系。

表 1.1 交鑄型自復位斜撐在初始預力下預測公式

	Force	Deformation
1 <sup>st</sup> Core	$P_{1c,in} = \frac{n}{2} T_{in} \times K_{1c}$ $K_{1c} + K_{ob}$	$\delta_{1c,in} = \frac{n}{2} T_{in}$ $K_{1c} + K_{ob}$
2 <sup>nd</sup> Core	$P_{2c,in} = \frac{n}{2} T_{in}$	$\delta_{2c,in} = \frac{n}{2} T_{in}$ $K_{2c}$
Outer Box	$P_{ob,in} = \frac{n}{2} T_{in} \times K_{1c}$ $K_{1c} + K_{ob}$	$\delta_{ob,in} = \frac{n}{2} T_{in}$ $K_{1c} + K_{ob}$

表 1.2 交鑄型自復位斜撐預測公式

Tension	Compression
$\delta_{dt} = \frac{P_f}{K_{ob}} + \frac{\frac{n}{2} T_{in}}{K_{ob} + K_{1c}}$	$\delta_{dc} = \frac{P_f}{K_{ob}} + \frac{n}{2} T_{in} \times \left( \frac{1}{K_{ob}} + \frac{1}{K_{1c}} - 2 \times \frac{1}{K_{ob} + K_{1c}} \right)$
$F_{dt} = \frac{n}{2} T_{in} + P_f$	$F_{dc} = \frac{n}{2} T_{in} + P_f$
$K_{it} = \frac{F_{dt}}{\delta_{dt}}$	$K_{ic} = \frac{F_{dc}}{\delta_{dc}}$
$K_{pt} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{K_{2c}} + \frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}}}$	$K_{pc} = \frac{1}{\frac{1}{K_{1c}} + \frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{K_{2c}} + \frac{1}{\frac{n}{2} K_{ten}} + \frac{1}{K_{ob}}}$
$F_{ut} = F_{dt} + K_{pt}(\delta_{ut} - \delta_{dt})$	$F_{uc} = F_{dc} + K_{pc}(\delta_{uc} - \delta_{dc})$

表 2.1 各構架定義

Frame	Label	Height (m)	Structural System	Shear Wall	Brace	Type	
8-Story Frame	SMF	28.0	SMF	-	-	Reinforced Concrete	
	SW		SMF+SW	1F~2F	3F~8F		
	BRB		SMF+SW+BRB				
	SCB1		SMF+SW+SCB1				
	SCB2		SMF+SW+SCB2				
14-Story Frame	SMF	48.4	SMF	-	-		
	SW		SMF+SW	1F~4F	5F~14F		
	BRB		SMF+SW+BRB				
	SCB1		SMF+SW+SCB1				
	SCB2		SMF+SW+SCB2				
25-Story Frame	BRB	88.0	SMF+BRB	-	1F~25F	Steel Structure	
	SCB1		SMF+SCB1				
	SCB2		SMF+SCB2				

表 2.2 混凝土強度分佈

Story	1~4	5~9	10~14
$f_c' \left( \frac{kgf}{cm^2} \right)$	420	350	280



表 2.3 八層樓及十四層樓構架梁斷面尺寸 (單位: cm)

	2F	3F~9F	10F~14F
Type A	60x100	60x90	60x85
Type B	60x100	60x80	60x80
Type C	65x100	80x90	70x85
Type D	65x100	80x85	70x85

表 2.4 八層樓構架梁斷面及配筋

Story	Section (cm)	Longitudinal Rebar (SD420)		Transverse Rebar (SD420)
		Upper	Lower	
2	60×100	10-#10	14-#8	#4@12
	65×100	12-#8	10-#8	#4@12
3~5	60×90	12-#10	14-#8	#4@12
	60×80	10-#10	14-#8	#4@12
	80×90	13-#8	12-#8	#4@12
	80×85	12-#8	7-#8	#4@12
6~8	60×90	10-#10	14-#8	#4@12
	60×80	9-#10	15-#7	#4@15
6	60×85	12-#10	18-#7	#4@10
8	60×85	12-#10	16-#8	#4@10

表 2.5 十四層樓構架梁斷面及配筋



Story	Section (cm)	Longitudinal Rebar (SD420)		Transverse Rebar (SD420)
		Upper	Lower	
2	60×100	12-#10	14-#8	#4@12
	65×100	12-#8	10-#8	#4@12
3~5	60×90	12-#10	16-#8	#4@12
	60×80	10-#10	14-#8	#4@12
	80×90	17-#8	16-#8	#4@10
	80×85	19-#8	14-#8	#5@15
6~9	60×90	10-#10	17-#8	#4@12
	60×80	10-#10	17-#7	#4@12
	80×90	14-#10	26-#7	#5@12
	80×85	13-#10	21-#7	#5@12
10	60×85	15-#8	14-#7	#4@12
	60×80	13-#8	14-#7	#4@15
	70×85	11-#10	16-#7	#4@12
11~14	60×85	18-#7	12-#7	#4@15
	60×80	13-#8	12-#7	#4@15
	70×85	10-#10	15-#7	#4@12

表 2.6 八層樓與十四層樓柱斷面尺寸

Story	1~5	6~10	11~14
Section (cm)	100×120	100×100	90×90



表 2.7 八層樓構架柱配筋

Longitudinal Rebar (SD420)				
Story	1	2~4	5	6~8
C1	36-#8	32-#8	44-#8	40-#8
C2	32-#10	28-#10	36-#10	36-#10
C3	36-#10	28-#10	44-#10	40-#10
C4	32-#10	28-#10	32-#10	36-#10
C5	48-#8	40-#8	44-#8	44-#8
C6	32-#10	28-#10	28-#10	28-#10
C7	44-#11	44-#10	44-#10	44-#8
C8	36-#10	36-#10	36-#10	36-#10
C9	28-#11	28-#11	46-#11	36-#11
C10	28-#10	28-#10	32-#10	40-#10
C11	32-#11	28-#11	52-#11	38-#11
C12	28-#10	28-#10	36-#10	40-#10
C13	28-#10	28-#10	32-#10	36-#10
C14	32-#8	32-#8	36-#8	40-#8
C15	28-#11	28-#11	54-#11	36-#11
C16	28-#11	28-#11	32-#11	36-#11
C17	28-#11	28-#11	52-#11	36-#11
C18	28-#10	28-#10	36-#10	40-#10
C19	36-#11	28-#11	36-#10	36-#11
C20	32-#11	36-#10	36-#8	32-#10
C21	36-#10	36-#10	52-#8	36-#10
C22	40-#8	32-#8	48-#8	36-#8
C23	36-#10	40-#8	52-#8	44-#8
C24	48-#8	36-#8	48-#8	44-#8
C25	52-#8	36-#8	52-#8	44-#8
C26	36-#10	36-#8	44-#8	40-#8
C27	44-#8	36-#8	52-#8	44-#8
Transverse Rebar (SD420)				
#4@10				

表 2.8 十四層樓構架柱配筋



<b>Longitudinal Rebar (SD420)</b>							
Story	1	2	3~4	5	6~9	10	11~14
C1	32-#10	36-#8	32-#8	44-#8	40-#8	28-#8	24-#8
C2	28-#11	32-#10	28-#10	36-#10	36-#10	20-#10	20-#10
C3	28-#11	36-#10	28-#10	44-#10	40-#10	32-#8	32-#8
C4	40-#11	32-#10	28-#10	32-#10	36-#10	32-#8	28-#8
C5	40-#11	48-#8	40-#8	44-#8	44-#8	32-#8	24-#8
C6	32-#11	32-#10	28-#10	28-#10	28-#10	28-#8	20-#8
C7	48-#11	44-#11	44-#10	44-#10	44-#8	28-#8	24-#8
C8	28-#10	36-#10	36-#10	36-#10	36-#10	32-#8	28-#8
C9	28-#11	28-#11	28-#11	46-#11	36-#11	36-#8	40-#8
C10	28-#10	28-#10	28-#10	32-#10	40-#10	44-#8	44-#8
C11	44-#11	32-#11	28-#11	52-#11	38-#11	32-#10	36-#10
C12	28-#10	28-#10	28-#10	36-#10	40-#10	36-#8	40-#8
C13	36-#10	28-#10	28-#10	32-#10	36-#10	28-#10	36-#8
C14	32-#8	32-#8	32-#8	36-#8	40-#8	36-#8	28-#8
C15	32-#11	28-#11	28-#11	54-#11	36-#11	36-#8	36-#8
C16	28-#11	28-#11	28-#11	32-#11	36-#11	36-#8	40-#8
C17	28-#11	28-#11	28-#11	52-#11	36-#11	28-#10	24-#10
C18	28-#10	28-#10	28-#10	36-#10	40-#10	44-#8	40-#8
C19	44-#11	36-#11	28-#11	36-#10	36-#11	44-#8	48-#8
C20	28-#11	32-#11	36-#10	36-#8	32-#10	32-#8	24-#8
C21	46-#11	36-#10	36-#10	52-#8	36-#10	32-#8	24-#8
C22	40-#10	40-#8	32-#8	48-#8	36-#8	28-#8	24-#8
C23	40-#10	36-#10	40-#8	52-#8	44-#8	28-#8	24-#8
C24	40-#10	48-#8	36-#8	48-#8	44-#8	28-#8	24-#8
C25	44-#10	52-#8	36-#8	52-#8	44-#8	32-#8	24-#8
C26	44-#11	36-#10	36-#8	44-#8	40-#8	28-#8	24-#8
C27	44-#10	44-#8	36-#8	52-#8	44-#8	28-#8	24-#8
<b>Transverse Rebar (SD420)</b>							
#4@10							

表 2.9 剪力牆斷面尺寸及配筋

	Label	Story	Width (cm)	Height (cm)	Thickness (cm)	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Horizontal	Vertical	Tie		
8-Story	SW1	1	590	420	50	420	#6@15	#6@15	#3@120×120		
		2		340							
	SW2	1	195	420	55		#7@15	#7@15			
		2		340							
	SW3	1	590	420	55		#7@15	#7@15			
		2		340							
	SW4	1	340	420	50		#6@15	#6@15			
		2		340							
		3		340			#6@10	#6@10			
		4		340							
14-Story	SW5	1	195	420	50	420	#6@15	#6@15			
		2		340							
		3		340			#6@10	#6@10			
		4		340							
	SW6	1	590	420	55	420	#6@15	#6@15			
		2		340							
		3		340			#6@10	#6@10			
		4		340							

表 2.10 二十五層樓構架梁斷面尺寸與材料參數

Story	Section (mm)	E (GPa)	SHR	$F_y$ (GPa)
2~4	H 650×300×18×25	200	0.05	0.42
5~18	H 650×300×15×25			
19~25	H 600×300×13×22			

表 2.11 二十五層樓構架柱斷面尺寸與材料參數

Story	Section (mm)	E (GPa)	SHR	$F_y$ (GPa)
1	Box 800×800×36	200	0.05	0.37
				0.33
				0.31
2~3	Box 800×800×36	200	0.05	0.32
4~6	Box 750×750×36			
7~9	Box 700×700×32	200	0.05	0.32
10~25	Box 700×700×28			

表 2.12 剪力牆側力位移曲線控制點 (ASCE/SEI 41-17)

Control Point	$V$	$\delta$
A initiation of cracking	$0.5V_n$	0.1%
B- Peak strength	$V_n$	0.5%
C- Initiation of Degradation	$V_n$	
Rectangular walls		1.0%
D <sup>20</sup> . 20% $V_n$	$0.2V_n$	
Rectangular walls $h_w/l_w < 1$		2.1%
Rectangular walls $1 < h_w/l_w < 2$		2.5%



表 2.13 NSW 剪力牆試體參數 (吳怡謙, 2017)

Specimen	NSW
Schematic	
Thickness	15 cm
Height & Length	190 cm × 240 cm
Horizontal Reinforcement	SD280W #3@30 cm
Vertical Reinforcement	SD280W #3@30 cm
Boundary Element Reinforcement	6-SD420W #8
$f'_c$	28 MPa

表 2.14 NSW 挠曲側力位移曲線參數 (吳怡謙, 2017)

	Yielding Point		Strength Point		Residual Strength Point	
	$\delta_y$ (mm)	$V_y$ (kN)	$\delta_{fu}$ (mm)	$V_{fu}$ (kN)	$\delta_{fp}$ (mm)	$V_{fp}$ (kN)
NSW	1.7	1529	18.2	1910	38	764

表 2.15 NSW 剪力側力位移曲線參數 (吳怡謙, 2017)

	Cracking Point		Strength Point		Collapse Point	
	$\delta_{cr}$ (mm)	$V_{cr}$ (kN)	$\delta_n$ (mm)	$V_n$ (kN)	$\delta_a$ (mm)	$V_a$ (kN)
NSW	0.6	642	12.2	1304	38	293

表 2.16 NSW 剪力側力位移曲線參數 (依 ASCE/SEI 41-17 計算)

	$\delta_a$ (mm)	$\delta_b$ (mm)	$\delta_c$ (mm)	$\delta_{d20}$ (mm)	$V_a$ (kN)	$V_b$ (kN)	$V_c$ (kN)	$V_{d20}$ (kN)
NSW	1.9	9.6	19.1	40.1	652	1304	1304	261

表 2.17 剪力牆撓曲側力位移參數

Floor	Label	$\delta_y$ (mm)	$\delta_{fu}$ (mm)	$\delta_{fp}$ (mm)	$V_y$ (kN)	$V_{fu}$ (kN)	$V_{fp}$ (kN)
1F	SW1 & SW4	3.5	27.8	84	12176	19095	7638
	SW2 & SW5	9.1	35.8	84	2662	3608	1443
	SW3 & SW6	3.9	28.9	84	14571	23338	9335
2F	SW1 & SW4	3.1	19.2	68	15041	23588	9435
	SW2 & SW5	3.1	19.1	68	15029	23588	9435
	SW3 & SW6	3.5	20.0	68	18000	28829	11532
3F	SW4	3.1	19.2	68	15041	23588	9435
	SW5	3.1	19.1	68	15029	23588	9435
	SW6	3.5	20.0	68	18000	28829	11532
4F	SW4	3.7	16.3	68	18912	30012	12005
	SW5	3.7	16.3	68	18918	30012	12005
	SW6	3.8	16.5	68	20594	32971	13188

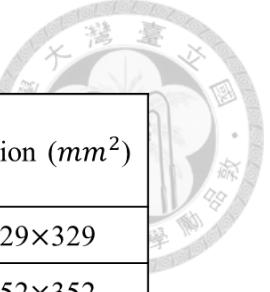
表 2.18 剪力牆剪力側力位移參數

Floor	Label	$\delta_{cr}$ (mm)	$\delta_n$ (mm)	$\delta_a$ (mm)	$V_{cr}$ (kN)	$V_n$ (kN)	$V_a$ (kN)
1F	SW1 & SW4	1.5	27	84	5903	12573	3221
	SW2 & SW5	9.5	31	84	3416	4156	919
	SW3 & SW6	1.5	27	84	6274	13831	3479
2F	SW1 & SW4	1.1	21	68	5903	12573	3721
	SW2 & SW5	1.1	21	68	5903	12573	3721
	SW3 & SW6	1.1	21	68	6274	13831	4068
3F	SW4	1.1	21	68	5903	12573	3721
	SW5	1.1	21	68	5903	12573	3721
	SW6	1.1	21	68	6274	13831	4068
4F	SW4	1.1	21	68	5903	12573	3764
	SW5	1.1	21	68	5903	12573	3764
	SW6	1.1	21	68	6274	13831	4068

表 2.19 依 ASCE/SEI 41-17 計算之剪力牆側力位移參數

Floor	Label	$\delta_a$ (mm)	$\delta_b$ (mm)	$\delta_c$ (mm)	$\delta_{d20}$ (mm)	$V_a$ (kN)	$V_b$ (kN)	$V_c$ (kN)	$V_{d20}$ (kN)
1F	SW1 & SW4	4.2	21	42	88	6290	12581	12581	2516
	SW2 & SW5	4.2	21	42	88	2079	4158	4158	832
	SW3 & SW6	4.2	21	42	88	6919	13839	13839	2768
2F	SW1 & SW4	3.4	17	34	71	6290	12581	12581	2516
	SW2 & SW5	3.4	17	34	71	6290	12581	12581	2516
	SW3 & SW6	3.4	17	34	71	6919	13839	13839	2768
3F	SW4	3.4	17	34	71	6290	12581	12581	2516
	SW5	3.4	17	34	71	6290	12581	12581	2516
	SW6	3.4	17	34	71	6919	13839	13839	2768
4F	SW4	3.4	17	34	71	6290	12581	12581	2516
	SW5	3.4	17	34	71	6290	12581	12581	2516
	SW6	3.4	17	34	71	6919	13839	13839	2768

表 2.20 剪力牆於 PISA3D 模擬之參數



	Label	Story	$f'_c$ (MPa)	E (GPa)	$F_y$ (MPa)	Section (mm <sup>2</sup> )	
8-Story	SW1	1	41.2	24.2	66.8	329×329	
		2			56.1	352×352	
	SW2	1			74.9	179×179	
		2			56.1	352×352	
	SW3	1			66.8	346×346	
		2			56.1	369×369	
	SW4	1			66.8	329×329	
		2			56.1	352×352	
14-Story		3			55.9		
		4			74.9	179×179	
SW5	1	56.1			352×352		
	2	55.9					
	3	66.8			346×346		
	4	56.1			369×369		
SW6	1	55.9			370×370		
	2						
	3						
	4						

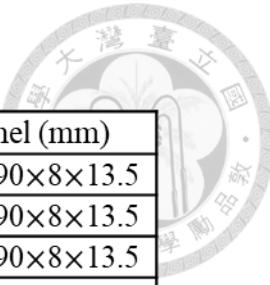


表 2.21 BRB 各構件斷面尺寸

$P_y$ (kN)	Core Plate (mm)	Face Plate (mm)	Channel (mm)
2230	200×31	300×34	C 200×90×8×13.5
2000	200×28	300×24	C 200×90×8×13.5
1998	200×28	300×30	C 200×90×8×13.5
1674	150×31	260×26	C 150×90×9×14
1500	150×28	260×18	C 150×90×9×14
1115	150×21	250×16	C 150×90×9×14
780	120×18	250×30	C 120×65×6×8

表 2.22 BRB 各構件材料性質

Member	Steel	$F_{ny}$ (MPa)	$R_y$	$\Omega_h$	$\beta$
Core Plate	CNS SN490B	325	1.1	1.3	1.1
Face Plate					
Channel	ASTM A36	250	1.3	1.5	1.15

表 2.23 BRB 於 PISA3D 模擬之參數

BRB Properties			
Material		Hardening	
$E$ (GPa)			204
$F_y$ (GPa)			0.368
$H_{iso1+}$	1.5e-3	$H_{kin1}$	0.5
$H_{iso2+}$	4.8	$H_{kin2}$	24
$H_{iso1-}$	1.5e-3	$B/Y$	1.3
$H_{iso2-}$	4.8	$N_u$	0.3

表 2.24 BRB 於 PISA3D 模擬之斷面尺寸

BRB Section	
$P_y$ (kN)	Section ( $m^2$ )
2000	0.1 × 0.06
1500	0.1 × 0.05
2230	0.1 × 0.06
1998	0.1 × 0.05
1674	0.1 × 0.05
1115	0.1 × 0.03
780.2	0.1 × 0.02

表 2.25 SCB1 設計參數及斷面尺寸

$P_y$ (kN)	2230	2230	2000	1998	1674	1500	1115	780
Tendon No.	28	24	24	20	20	20	12	8
$\frac{n}{2} T_{in}$ (kN)	1160	1160	1040	1039	871	871	580	406
$P_f$ (kN)	1070	1070	960	959	804	804	535	375
$l_b$ (mm)	6261	6112	5637	6112	6112	5637	6112	6112
$1^{st}$ Core (mm)	HSS 390 × 320 × 12 × 12	HSS 356 × 296 × 10 × 10	HSS 326 × 286 × 10 × 10	HSS 326 × 286 × 10 × 10	HSS 292 × 262 × 8 × 8	HSS 248 × 248 × 6 × 6	HSS 248 × 248 × 6 × 6	HSS 248 × 248 × 6 × 6
$2^{nd}$ Core (mm)	HSS 350 × 280 × 12 × 12	HSS 320 × 260 × 12 × 12	HSS 290 × 250 × 12 × 12	HSS 290 × 250 × 12 × 12	HSS 260 × 230 × 8 × 8	HSS 220 × 220 × 6 × 6	HSS 220 × 220 × 6 × 6	HSS 220 × 220 × 6 × 6
Outer Box (mm)	HSS 430 × 460 × 12 × 12	HSS 396 × 436 × 12 × 12	HSS 362 × 422 × 10 × 10	HSS 362 × 422 × 10 × 10	HSS 324 × 394 × 8 × 8	HSS 276 × 376 × 6 × 6	HSS 276 × 376 × 6 × 6	HSS 276 × 376 × 6 × 6



表 2.26 SCB1 於 PISA3D 模擬之參數及斷面尺寸

SCB1 Properties					
$P_y$ (kN)	Material	E (GPa)	$F_y$ (GPa)	SHR	Section ( $m^2$ )
2000	Bilinear Elastic	210	0.12	0.05	0.1 × 0.1
	Bilinear	193	0.10	0	
1500	Bilinear Elastic	174	0.09	0.05	
	Bilinear	161	0.08	0	
2230	Bilinear Elastic	239	0.12	0.05	
	Bilinear	220	0.11	0	
2230	Bilinear Elastic	210	0.12	0.05	
	Bilinear	193	0.11	0	
1998	Bilinear Elastic	174	0.10	0.05	
	Bilinear	161	0.10	0	
1674	Bilinear Elastic	174	0.09	0.05	
	Bilinear	161	0.08	0	
1115	Bilinear Elastic	128	0.06	0.04	
	Bilinear	118	0.05	0	
780.2	Bilinear Elastic	87	0.04	0.04	
	Bilinear	80	0.04	0	

表 2.27 SCB2 於 PISA3D 模擬之參數及斷面尺寸

SCB2 Properties					
$P_y$ (kN)	Material	E (GPa)	$F_y$ (GPa)	SHR	Section ( $m^2$ )
2000	Bilinear Elastic	66	0.12	0.09	0.1 × 0.1
	Bilinear	61	0.10	0	
1500	Bilinear Elastic	49	0.09	0.09	
	Bilinear	46	0.08	0	
2230	Bilinear Elastic	63	0.12	0.08	
	Bilinear	59	0.11	0	
2230	Bilinear Elastic	63	0.12	0.08	
	Bilinear	58	0.11	0	
1998	Bilinear Elastic	57	0.10	0.08	
	Bilinear	52	0.10	0	
1674	Bilinear Elastic	47	0.09	0.08	
	Bilinear	44	0.08	0	
1115	Bilinear Elastic	32	0.06	0.081	
	Bilinear	29	0.05	0	
780.2	Bilinear Elastic	22	0.04	0.081	
	Bilinear	20	0.04	0	

表 2.28 三種斜撐設計力量

	Floor	Braces	$P_y (kN)$	$\Delta_y (mm)$
8-Story	3~8F	BRB	2000	10.2
		SCB1		3.1
		SCB2		10.2
14-Story	5~9F	BRB	2000	10.2
		SCB1		3.1
		SCB2		10.2
	10~14F	BRB	1500	10.2
		SCB1		2.8
		SCB2		10.2
25-Story	1F	BRB	2230	11.5
		SCB1		3.0
		SCB2		11.5
	2~3F	BRB	2230	11.2
		SCB1		3.4
		SCB2		11.2
	4~10F	BRB	1998	11.2
		SCB1		3.6
		SCB2		11.2
	11~19F	BRB	1674	11.2
		SCB1		3.1
		SCB2		11.2
	20~22F	BRB	1115	11.2
		SCB1		2.8
		SCB2		11.2
	23~25F	BRB	780	11.2
		SCB1		2.9
		SCB2		11.2

表 2.29 BRB 及 SCB1 勁度與力量比較

$P_y$ (kN)	Braces	$K_i$ (kN/mm)	$K_p$ (kN/mm)	Force at 3% Drift (kN)
2230	BRB	195	7.7	2965
	SCB1	734	19.1	4220
2000	BRB	196	10.4	3079
	SCB1	645	18.3	3855
1998	BRB	178	7.5	2632
	SCB1	549	14.1	3307
1674	BRB	149	6.2	2205
	SCB1	549	14.1	2985
1500	BRB	147	7.4	2278
	SCB1	536	15.2	3026
1115	BRB	99	4.2	1469
	SCB1	402	8.4	1903
780	BRB	70	2.9	1028
	SCB1	274	5.6	1306

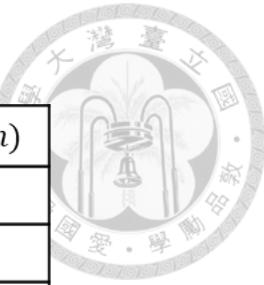


表 3.1 有脈衝的山腳斷層原始地震紀錄

Earthquake	$M_w$	Records	$R_{rup} (km)$
Chi-Chi 1999_0920_1747_16	7.65	CHY006	9.2
		TCU052	1.0
		TCU068	0.2
Mei-Nong 2016_0205_1957_26	6.4	CHY067	23.5
		CHY071	27.8
		CHY116	32.9
		CHY125	25.3
Hualien 2018_0206_1550_42	6.4	HWA010	0.7
		HWA019	0.3

表 3.2 無脈衝的山腳斷層原始地震紀錄

Earthquake	$M_w$	Records	$R_{rup} (km)$
Chi-Chi 1999_0920_1747_16	7.65	CHY006	9.2
		CHY101	9.2
		CHY024	8.6
		TCU102	0.7
		TCU065	0.2
Mei-Nong 2016_0205_1957_26	6.4	CHY060	25.7
		CHY067	23.5
		CHY098	25.7
		CHY116	32.9
		CHY125	25.3
Hualien 2018_0206_1550_42	6.4	HWA010	0.7



表 3.3 有脈衝的 MCE 原始地震紀錄

Earthquake	$M_w$	Records	$R_{rup} (km)$
Chi-Chi 1999_0920_1747_16	7.65	TCU117	24.5
Chi-Chi 1999_0920_1803_42	6.3	TCU117	45.6
		TCU118	40.4
		CHY104	34.3
Chi-Chi 1999_0920_2146_38	6.42	CHY104	30.6
		TCU110	38.0
		TCU123	44.8
		TCU141	35.8
Mei-Nong 2016_0205_1957_26	6.4	KAU032	36.4

表 3.4 無脈衝的 MCE 原始地震紀錄

Earthquake	$M_w$	Records	$R_{rup} (km)$
Chi-Chi 1999_0920_1747_16	7.65	CHY025	18.1
		TCU100	10.4
		TCU107	15.3
		TCU116	11.5
		TCU140	32.1
Chi-Chi 1999_0920_1803_42	6.3	TCU117	45.6
Mei-Nong 2016_0205_1957_26	6.4	KAU032	36.4

表 3.5 擬合後山腳斷層地震紀錄

Pulse-like					Non pulse-like				
Records	PI	PC	PGV (cm/s)	PGA (g)	Records	PI	PC	PGV (cm/s)	PGA (g)
CHY006H2	11.0	0.73	121	0.55	CHY101H1	-13.3	1.13	91	0.54
TCU052H1	4.5	0.84	180	0.52	CHY101H2	-14.4	1.15	90	0.48
TCU052H2	2.5	0.86	156	0.50	CHY060H2	-2.7	0.91	163	0.52
TCU068H1	2.1	0.86	156	0.52	CHY067H2	-7.3	0.97	157	0.53
TCU068H2	7.9	0.80	220	0.51	CHY098H2	-2.0	0.93	103	0.50
CHY067H1	9.4	0.78	153	0.53	CHY116H1	-3.7	0.95	114	0.59
CHY071H1	4.1	0.84	152	0.55	CHY125H1	-6.3	0.95	167	0.55
CHY071H2	1.7	0.87	161	0.53	HWA010H2	-2.6	0.93	131	0.53
CHY116H2	2.0	0.87	161	0.55	CHY024H1	-13.7	1.15	85	0.50
CHY125H2	0.8	0.88	146	0.46	TCU102H2	-25.1	1.34	88	0.51
HWA010H1	4.2	0.84	124	0.51	TCU065H1	-16.4	1.19	87	0.55
HWA019H2	12.7	0.70	116	0.52	TCU065H2	-9.6	1.04	107	0.50

表 3.6 擬合後 MCE 地震紀錄

Pulse-like					Non pulse-like				
Records	PI	PC	PGV (cm/s)	PGA (g)	Records	PI	PC	PGV (cm/s)	PGA (g)
TCU117H2	2.4	0.87	163	0.34	TCU117H2	-4.8	0.95	162	0.34
CHY104H1	11.3	0.78	172	0.35	KAU032H1	-9.6	0.99	165	0.36
CHY104H2	22.9	0.66	178	0.37	CHY025H1	-4.2	0.95	135	0.33
TCU117H1	13.1	0.75	162	0.34	CHY025H2	-15.3	1.07	151	0.33
TCU118H1	16.3	0.73	180	0.37	TCU100H1	-0.1	0.90	127	0.33
TCU118H2	11.6	0.78	179	0.34	TCU100H2	-12.0	1.05	138	0.37
KAU032H2	41.2	0.57	251	0.37	TCU107H1	-11.6	1.02	155	0.34
CHY104H1	11.3	0.78	176	0.35	TCU107H2	-19.2	1.09	168	0.34
CHY104H2	6.1	0.83	148	0.34	TCU116H1	-16.6	1.11	134	0.34
TCU110H1	14.7	0.75	178	0.34	TCU116H2	-7.3	0.98	156	0.38
TCU123H2	14.7	0.74	161	0.33	TCU140H1	-3.2	0.94	147	0.37
TCU141H2	12.2	0.77	171	0.33	TCU140H2	-6.3	0.98	138	0.33

表 4.1 各構架設計地震力

(a) 八層樓

8-Story	SMF	SW	BRB	SCB1	SCB2
$V$	0.211W	0.214W	0.214W	0.214W	0.214W
$V^*$	0.171W	0.171W	0.171W	0.171W	0.171W
$V_m$	0.209W	0.215W	0.215W	0.215W	0.215W
$V_d$	<b>0.211W</b>	<b>0.215W</b>	<b>0.215W</b>	<b>0.215W</b>	<b>0.215W</b>



(b) 十四層樓

14-Story	SMF	SW	BRB	SCB1	SCB2
$V$	0.153W	0.171W	0.174W	0.179W	0.175W
$V^*$	0.153W	0.171W	0.171W	0.171W	0.171W
$V_m$	0.127W	0.143W	0.147W	0.153W	0.148W
$V_d$	<b>0.153W</b>	<b>0.171W</b>	<b>0.174W</b>	<b>0.179W</b>	<b>0.175W</b>

(c) 二十五層樓

25-Story	BRB	SCB1	SCB2
$V$	0.118W	0.118W	0.118W
$V^*$	0.136W	0.136W	0.136W
$V_m$	0.095W	0.095W	0.095W
$V_d$	<b>0.136W</b>	<b>0.136W</b>	<b>0.136W</b>

表 4.2 八層樓構架設計地震力豎向分配結果

8-Story							
Floor	Weight (kN)	Height (m)	Force (kN)				
			SMF	SW	BRB	SCB1	SCB2
RFL	17873	3.4	8324	8422	8422	8422	8422
8FL	17873	3.4	5408	5544	5544	5544	5544
7FL	17873	3.4	4661	4778	4778	4778	4778
6FL	18026	3.4	3947	4046	4046	4046	4046
5FL	18223	3.4	3228	3309	3309	3309	3309
4FL	18741	3.4	2536	2599	2599	2599	2599
3FL	18742	3.4	1752	1796	1796	1796	1796
2FL	19058	4.2	985	1009	1009	1009	1009
<b>Sum</b>	<b>146409</b>	<b>28</b>	<b>30839</b>	<b>31502</b>	<b>31502</b>	<b>31502</b>	<b>31502</b>

表 4.3 十四層樓構架設計地震力豎向分配結果

14-Story							
Floor	Weight (kN)	Height (m)	Force (kN)				
			SMF	SW	BRB	SCB1	SCB2
RFL	17854	3.4	9254	9885	9908	9951	9919
14FL	17109	3.4	3967	4529	4614	4769	4653
13FL	17109	3.4	3667	4187	4266	4409	4301
12FL	17109	3.4	3367	3845	3917	4049	3950
11FL	17109	3.4	3068	3503	3568	3688	3598
10FL	17344	3.4	2806	3204	3264	3374	3291
9FL	17874	3.4	2579	2944	3000	3100	3025
8FL	17874	3.4	2266	2587	2635	2724	2657
7FL	17874	3.4	1952	2229	2271	2347	2290
6FL	18031	3.4	1654	1888	1924	1988	1940
5FL	18227	3.4	1352	1544	1573	1626	1586
4FL	18737	3.4	1062	1213	1235	1277	1246
3FL	18747	3.4	734	838	854	883	861
2FL	19061	4.2	413	471	480	496	484
<b>Sum</b>	<b>250057</b>	<b>48.4</b>	<b>38140</b>	<b>42867</b>	<b>43509</b>	<b>44682</b>	<b>43802</b>

表 4.4 二十五層樓構架設計地震力豎向分配結果

25-Story					
Floor	Weight (kN)	Height (m)	Force (kN)		
			BRB	SCB1	SCB2
RFL	2825	3.5	1989	1989	1989
25FL	2825	3.5	608	608	608
24FL	2825	3.5	583	583	583
23FL	2825	3.5	558	558	558
22FL	2825	3.5	533	533	533
21FL	2825	3.5	507	507	507
20FL	2825	3.5	482	482	482
19FL	2825	3.5	457	457	457
18FL	2825	3.5	432	432	432
17FL	2825	3.5	407	407	407
16FL	2825	3.5	381	381	381
15FL	2825	3.5	356	356	356
14FL	2825	3.5	331	331	331
13FL	2825	3.5	306	306	306
12FL	2825	3.5	281	281	281
11FL	2825	3.5	255	255	255
10FL	2825	3.5	230	230	230
9FL	2825	3.5	205	205	205
8FL	2825	3.5	180	180	180
7FL	2825	3.5	155	155	155
6FL	2825	3.5	130	130	130
5FL	2825	3.5	104	104	104
4FL	2825	3.5	79	79	79
3FL	2825	3.5	54	54	54
2FL	2825	4	29	29	29
<b>Sum</b>	<b>70632</b>	<b>88</b>	<b>9633</b>	<b>9633</b>	<b>9633</b>

表 4.5 各構架模態分析結果

Natural Period (sec)				Modal Participating Mass (%)			
Story	Frame Name	1 <sup>st</sup> Mode	2 <sup>nd</sup> Mode	3 <sup>rd</sup> Mode	1 <sup>st</sup> Mode	2 <sup>nd</sup> Mode	3 <sup>rd</sup> Mode
8	SMF	1.00	0.32	0.17	81.6	10.6	4.1
	SW	0.96	0.31	0.16	76.7	13.1	5.7
	BRB	0.89	0.28	0.15	78.7	12.4	4.9
	SCB1	0.82	0.26	0.14	80.6	12.0	3.9
	SCB2	0.89	0.28	0.15	78.7	12.4	4.9
14	SMF	1.79	0.66	0.37	76.8	11.6	4.6
	SW	1.60	0.58	0.33	73.4	13.4	5.5
	BRB	1.55	0.55	0.31	76.1	12.5	4.6
	SCB1	1.47	0.50	0.27	76.8	12.9	4.2
	SCB2	1.53	0.54	0.31	75.3	12.9	4.8
25	BRB	2.78	0.92	0.51	74.1	13.5	4.4
	SCB1	2.51	0.77	0.40	71.2	15.9	5.2
	SCB2	2.78	0.92	0.51	74.1	13.4	4.4

表 4.6 八層樓構架各樓層側向勁度

Story	SMF		SW		BRB		SCB1		SCB2	
	$K_i$ (kN/mm)	$K_i/K_{i+1}$								
8	94.3	-	94.9	-	114.6	-	123.3	-	114.6	-
7	165.5	1.75	169.7	1.79	204.7	1.79	218.6	1.77	204.7	1.79
6	244.7	1.48	257.3	1.52	309.0	1.51	326.0	1.49	309.0	1.51
5	343.3	1.40	375.7	1.46	446.6	1.45	464.9	1.43	446.6	1.45
4	481.4	1.40	552.5	1.47	644.7	1.44	663.6	1.43	644.4	1.44
3	711.5	1.48	882.8	1.60	990.6	1.54	1008.3	1.52	990.2	1.54
2	1199.8	1.69	1671.2	1.89	1764.3	1.78	1776.1	1.76	1763.7	1.78
1	2772.4	2.31	4097.4	2.45	4174.1	2.37	4173.7	2.35	4173.3	2.37

表 4.7 十四層樓構架各樓層側向勁度

Story	SMF		SW		BRB		SCB1		SCB2	
	$K_i$ (kN/mm)	$K_i/K_{i+1}$								
14	37.6	-	43.8	-	30.0	-	31.9	-	30.8	-
13	56.1	1.49	67.7	1.55	59.3	1.98	63.1	1.98	60.9	1.98
12	76.3	1.36	94.3	1.39	90.3	1.52	95.9	1.52	92.9	1.53
11	99.0	1.30	124.2	1.32	124.1	1.37	131.5	1.37	128.0	1.38
10	126.3	1.28	160.1	1.29	163.1	1.31	172.6	1.31	168.9	1.32
9	159.7	1.26	203.5	1.27	209.2	1.28	221.2	1.28	217.2	1.29
8	199.2	1.25	256.1	1.26	263.4	1.26	278.6	1.26	275.1	1.27
7	246.8	1.24	322.6	1.26	329.0	1.25	348.8	1.25	345.8	1.26
6	308.5	1.25	415.9	1.29	415.6	1.26	442.4	1.27	440.4	1.27
5	395.4	1.28	557.7	1.34	537.5	1.29	576.6	1.30	576.6	1.31
4	526.6	1.33	777.6	1.39	719.2	1.34	778.2	1.35	780.8	1.35
3	756.5	1.44	1136.3	1.46	1032.2	1.44	1121.3	1.44	1125.8	1.44
2	1261.5	1.67	1876.6	1.65	1710.9	1.66	1852.8	1.65	1858.0	1.65
1	2882.8	2.29	4268.6	2.27	3942.3	2.30	4228.1	2.28	4241.9	2.28

表 4.8 二十五層樓構架各樓層側向勁度

Story	BRB		SCB1		SCB2	
	$K_i$ (kN/mm)	$K_i/K_{i+1}$	$K_i$ (kN/mm)	$K_i/K_{i+1}$	$K_i$ (kN/mm)	$K_i/K_{i+1}$
25	3.8	-	4.0	-	3.8	-
24	5.1	1.34	5.4	1.35	5.0	1.34
23	6.4	1.27	6.9	1.27	6.4	1.27
22	7.9	1.22	8.4	1.22	7.8	1.22
21	9.4	1.19	10.0	1.19	9.3	1.19
20	11.0	1.17	11.8	1.17	10.9	1.17
19	12.8	1.16	13.7	1.16	12.6	1.16
18	14.7	1.15	15.7	1.15	14.5	1.15
17	16.8	1.14	17.9	1.14	16.6	1.14
16	19.1	1.14	20.3	1.13	18.9	1.14
15	21.7	1.13	22.9	1.13	21.4	1.13
14	24.6	1.14	25.9	1.13	24.2	1.13
13	28.0	1.14	29.4	1.13	27.5	1.14
12	32.0	1.14	33.4	1.14	31.4	1.14
11	36.8	1.15	38.3	1.15	36.1	1.15
10	42.6	1.16	44.2	1.15	41.8	1.16
9	49.8	1.17	51.5	1.17	48.7	1.17
8	58.9	1.18	60.8	1.18	57.5	1.18
7	70.9	1.20	73.4	1.21	69.3	1.20
6	87.9	1.24	91.2	1.24	85.7	1.24
5	112.5	1.28	117.9	1.29	109.8	1.28
4	152.8	1.36	162.4	1.38	149.4	1.36
3	227.3	1.49	247.3	1.52	223.0	1.49
2	399.6	1.76	449.3	1.82	393.6	1.76
1	1076.5	2.69	1279.2	2.85	1064.7	2.71

表 4.9 八層樓構架檢核容許層間位移之地震力豎向分配結果

8-Story							
Floor	Weight (kN)	Height (m)	Force (kN)				
			SMF	SW	BRB	SCB1	SCB2
RFL	17873	3.4	5645	5592	5513	5431	5513
8FL	17873	3.4	3668	3681	3700	3719	3700
7FL	17873	3.4	3161	3172	3188	3205	3188
6FL	18026	3.4	2677	2686	2700	2714	2700
5FL	18223	3.4	2189	2197	2208	2220	2208
4FL	18741	3.4	1720	1726	1735	1744	1735
3FL	18742	3.4	1188	1192	1199	1205	1199
2FL	19058	4.2	668	670	674	677	673
Sum	<b>146409</b>	<b>28</b>	<b>20916</b>	<b>20915</b>	<b>20916</b>	<b>20916</b>	<b>20916</b>

表 4.10 十四層樓構架檢核容許層間位移之地震力豎向分配結果

14-Story							
Floor	Weight (kN)	Height (m)	Force (kN)				
			SMF	SW	BRB	SCB1	SCB2
RFL	17854	3.4	7704	7329	7238	7079	7197
14FL	17109	3.4	3303	3358	3371	3393	3376
13FL	17109	3.4	3053	3104	3116	3136	3121
12FL	17109	3.4	2804	2851	2861	2880	2866
11FL	17109	3.4	2554	2597	2607	2624	2611
10FL	17344	3.4	2336	2375	2384	2400	2388
9FL	17874	3.4	2147	2183	2191	2205	2195
8FL	17874	3.4	1886	1918	1925	1938	1928
7FL	17874	3.4	1626	1653	1659	1670	1662
6FL	18031	3.4	1377	1400	1405	1414	1408
5FL	18227	3.4	1126	1145	1149	1157	1151
4FL	18737	3.4	884	899	902	908	904
3FL	18747	3.4	611	621	624	628	625
2FL	19061	4.2	343	349	351	353	351
Sum	<b>250057</b>	<b>48.4</b>	<b>31753</b>	<b>31783</b>	<b>31784</b>	<b>31783</b>	<b>31783</b>

表 4.11 二十五層樓構架檢核容許層間位移之地震力豎向分配結果

25-Story					
Floor	Weight (kN)	Height (m)	Force (kN)		
			BRB	SCB1	SCB2
RFL	2825	3.5	1200	1330	1198
25FL	2825	3.5	367	407	366
24FL	2825	3.5	352	390	351
23FL	2825	3.5	336	373	336
22FL	2825	3.5	321	356	321
21FL	2825	3.5	306	339	306
20FL	2825	3.5	291	322	290
19FL	2825	3.5	276	305	275
18FL	2825	3.5	261	289	260
17FL	2825	3.5	245	272	245
16FL	2825	3.5	230	255	230
15FL	2825	3.5	215	238	215
14FL	2825	3.5	200	221	199
13FL	2825	3.5	185	204	184
12FL	2825	3.5	169	188	169
11FL	2825	3.5	154	171	154
10FL	2825	3.5	139	154	139
9FL	2825	3.5	124	137	124
8FL	2825	3.5	109	120	108
7FL	2825	3.5	93	103	93
6FL	2825	3.5	78	87	78
5FL	2825	3.5	63	70	63
4FL	2825	3.5	48	53	48
3FL	2825	3.5	33	36	32
2FL	2825	4	17	19	17
<b>Sum</b>	<b>70632</b>	<b>88</b>	<b>5812</b>	<b>6440</b>	<b>5803</b>

表 4.12 各構架層間位移角平均最大值 (單位: %)

No. of Stories	Frame	SC Fault		MCE	
		W/ Pulse	W/O Pulse	W/ Pulse	W/O Pulse
8-Story	SMF	2.86	2.62	1.73	1.60
	SW	2.66	2.42	1.57	1.48
	BRB	2.27	2.01	1.17	1.10
	SCB1	2.26	2.02	1.13	1.07
	SCB2	2.35	2.09	1.24	1.15
14-Story	SMF	2.30	1.96	2.24	2.28
	SW	2.52	2.17	2.13	2.17
	BRB	2.37	2.00	2.06	2.05
	SCB1	2.34	2.00	1.98	1.99
	SCB2	2.36	2.04	2.04	2.05
25-Story	BRB	1.77	1.49	2.07	1.93
	SCB1	1.65	1.40	1.89	1.82
	SCB2	1.82	1.55	2.12	1.97

表 4.13 各構架殘餘側位移平均最大值 (單位: %)

No. of Stories	Frame	SC Fault		MCE	
		W/ Pulse	W/O Pulse	W/ Pulse	W/O Pulse
8-Story	SMF	0.53	0.52	0.21	0.16
	SW	0.25	0.22	0.10	0.09
	BRB	0.24	0.22	0.09	0.08
	SCB1	0.13	0.12	0.04	0.04
	SCB2	0.17	0.15	0.07	0.07
14-Story	SMF	0.53	0.34	0.42	0.39
	SW	0.38	0.32	0.39	0.26
	BRB	0.41	0.24	0.30	0.23
	SCB1	0.10	0.06	0.19	0.13
	SCB2	0.18	0.12	0.23	0.13
25-Story	BRB	0.46	0.35	0.85	0.54
	SCB1	0.27	0.17	0.43	0.17
	SCB2	0.31	0.25	0.51	0.36

表 4.14 結構於設計地震下容許層間位移角 (單位: %) (ASCE 7-16)

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	2.5	2	1.5
Masonry cantilever shear wall structures	1	1	1
Other masonry shear wall structures	0.7	0.7	0.7
All other structures	2	1.5	1

表 4.15 不同構架  $R$ 、 $C_d$ 建議值 (ASCE 7-16)

System	$R$	$C_d$
Special reinforced concrete moment frames	8	5.5
Special reinforced concrete shear walls	7	5.5
Steel buckling-restrained braced frames	8	5

表 4.16 各構架於 MCE 最大層間位移角建議 (ASCE 7-16)

Factor	Description
1.5	Increased by a factor of 1.5, to reflect the analysis being completed at the $MCE_R$ ground motion level
$(1.25, \frac{R}{C_d})_{min}$	Increased by another factor of 1.25, to reflect an average ratio of $\frac{R}{C_d}$

表 4.17 含阻尼之結構系統於 MCE 最大層間位移角建議 (ASCE 7-16)

	Description
3%	For most common structures the DE allowable drift ratio ( $\Delta_d/h$ ) is 2%. Because for most cases, the ratio of MCE to DE intensity is 1.5
1.9	When NLRHA analysis is used, the code (Section 16.2.4.3 of ASCE 7-10) allows the DE drift ratios computed from analysis to be limited to 125% of the DE drift ratio limits of Table 12.12-1.
$1.5 \frac{R}{C_d}$	For purpose of comparing drift ratios computed from NLRHA with Table 12.12-1, the entries of the table need to be modified by the $R/C_d$ factor for comparison at DE level. Therefore the allowable drift ratios at $MCE_R$ correspond to $1.5 R/C_d$ of entries of the table.

表 4.18 結構殘餘側位移之建議 (FEMA P-58-1, 2018)

Damage State	Description	Residual Story Drift
DS1	No structural realignment is necessary for structural stability	0.2%
DS2	Realignment of structural frame and related structural repairs required to maintain permissible drift limits for nonstructural and mechanical components and to limit degradation in structural stability (i.e., collapse safety)	0.5%
DS3	Major structural realignment is required to restore margin of safety for lateral stability; however, the required realignment and repair of the structure may not be economically and practically feasible.	1%
DS4	Residual drift is sufficiently large that the structure is in danger of collapse from earthquake aftershocks.	High Ductility Systems $4\% < 0.5V_{design}/W$
		Moderate Ductility Systems $2\% < 0.5V_{design}/W$
		Limited Ductility Systems $1\% < 0.5V_{design}/W$

表 4.19 各構架側向加速度平均最大值 (單位: g)

No. of Stories	Frame	SC Fault		MCE	
		W/ Pulse	W/O Pulse	W/ Pulse	W/O Pulse
8-Story	SMF	1.06	1.01	0.76	0.78
	SW	1.20	1.14	0.82	0.84
	BRB	1.05	1.05	0.82	0.87
	SCB1	1.05	1.03	0.81	0.85
	SCB2	1.08	1.06	0.82	0.86
14-Story	SMF	0.83	0.90	0.69	0.67
	SW	1.01	1.01	0.75	0.74
	BRB	1.00	0.99	0.75	0.74
	SCB1	0.95	0.95	0.73	0.71
	SCB2	1.00	0.99	0.76	0.74
25-Story	BRB	1.06	1.10	0.84	0.82
	SCB1	0.99	1.06	0.85	0.81
	SCB2	1.04	1.13	0.84	0.81

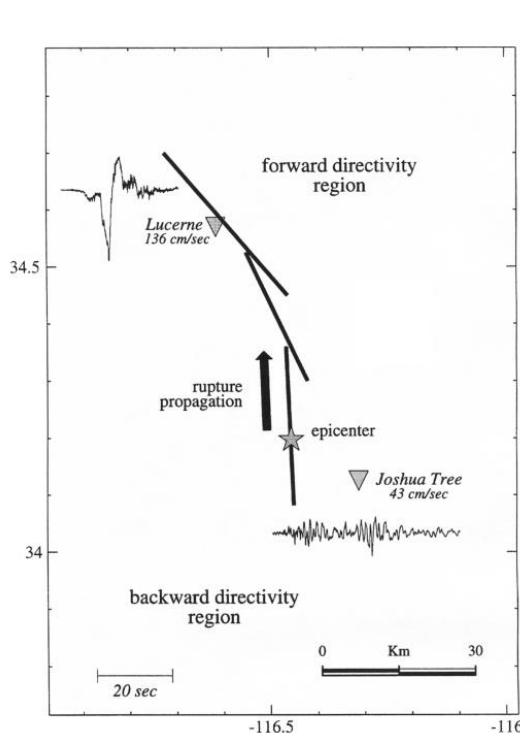


圖 1.1 斷層破裂方向性 (Somerville et al. 1997)

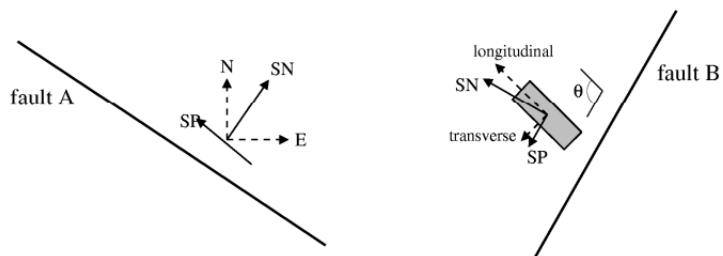


圖 1.2 與斷層破裂面水平與垂直方向 (Somerville, 2005)

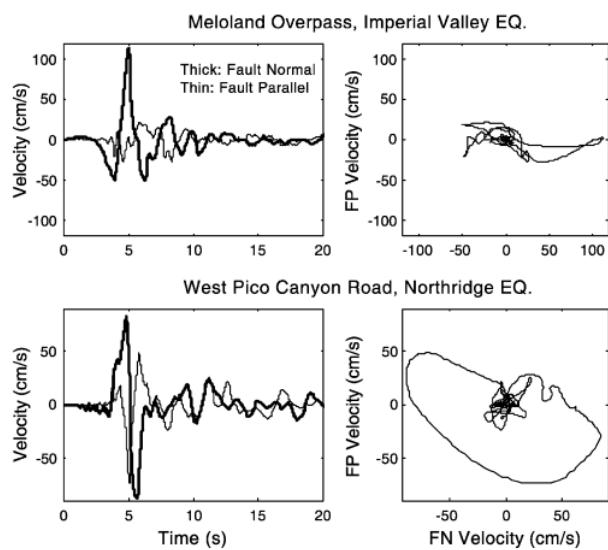
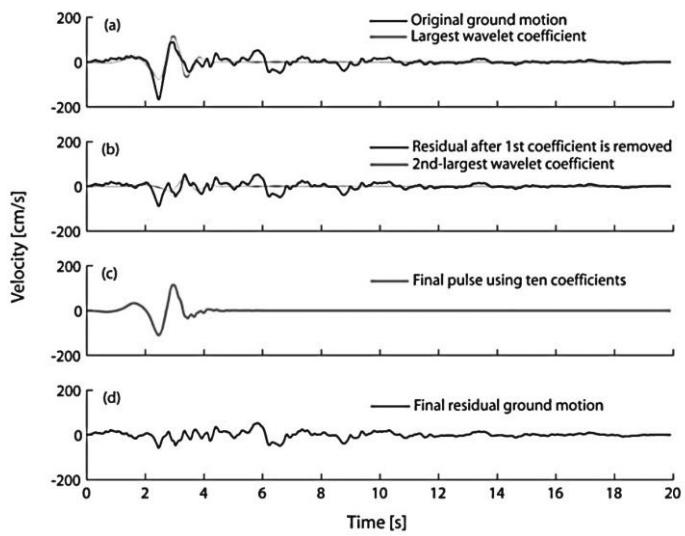
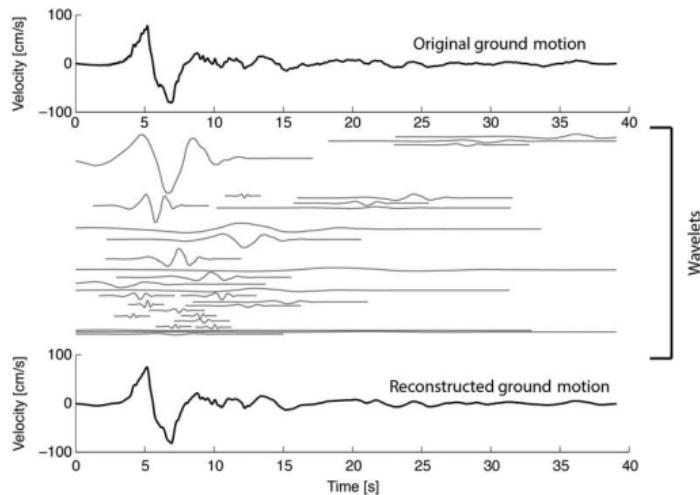


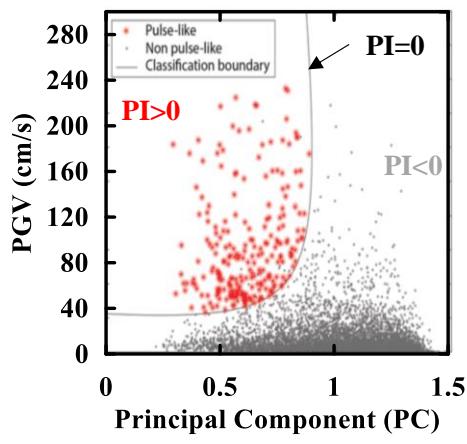
圖 1.3 斷層破裂方向性與速度之關係 (Bray and Rodriguez-Marek, 2004)



(a) 連續小波變換後速度脈衝歷時及殘餘歷時



(b) 分解與重建小波



(c) 有、無速度脈衝定義

圖 1.4 有、無速度脈衝之判斷 (Shahi and Baker, 2014)

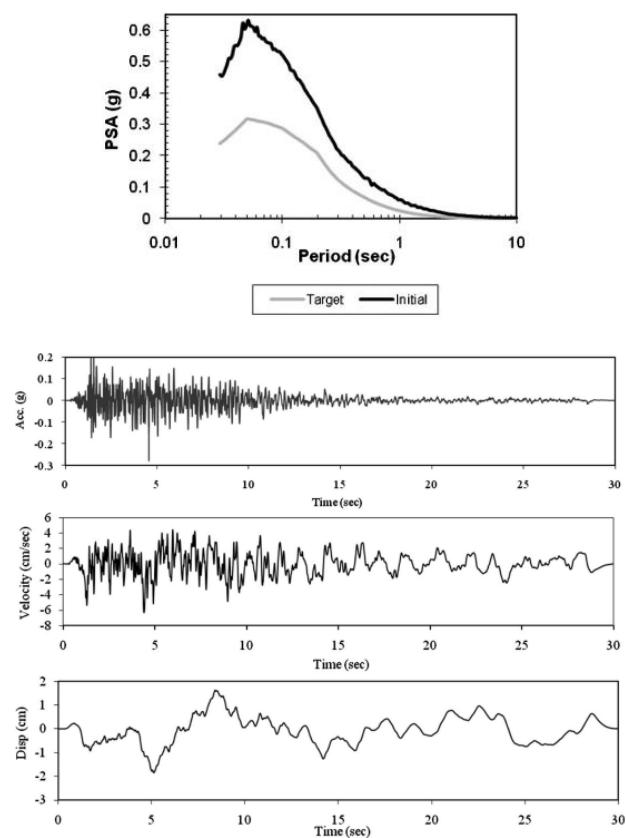


圖 1.5 原始加速度反應譜與地震歷時 (Atik and Abrahamson, 2010)

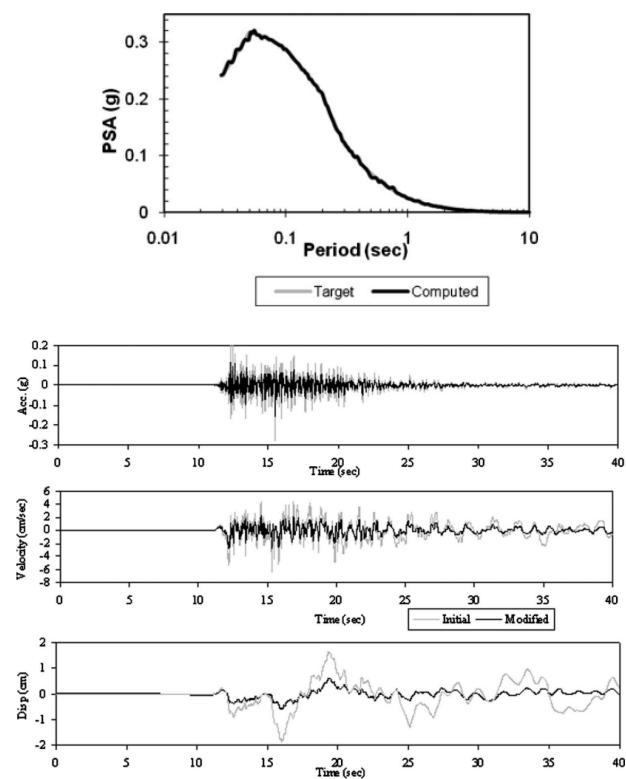
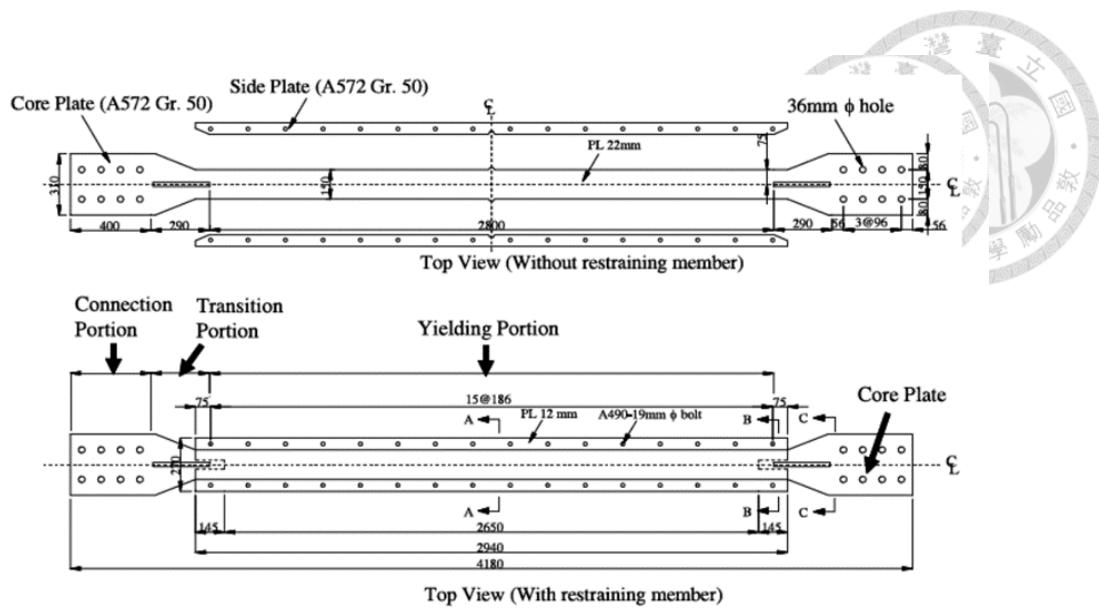
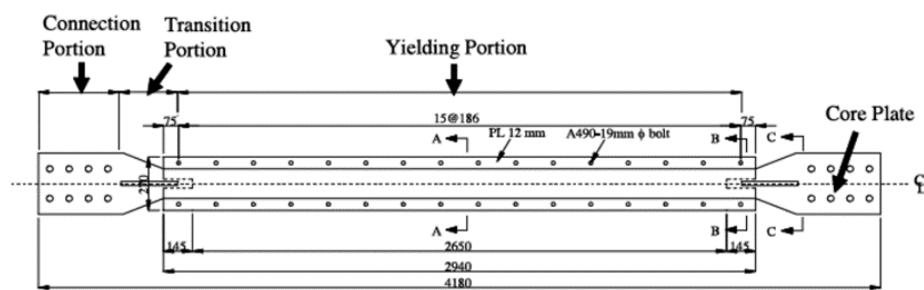


圖 1.6 擬合後加速度反應譜與地震歷時 (Atik and Abrahamson, 2010)

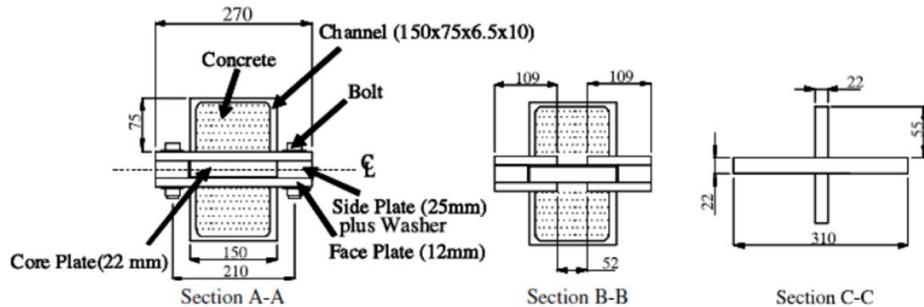


Top View (Without restraining member)

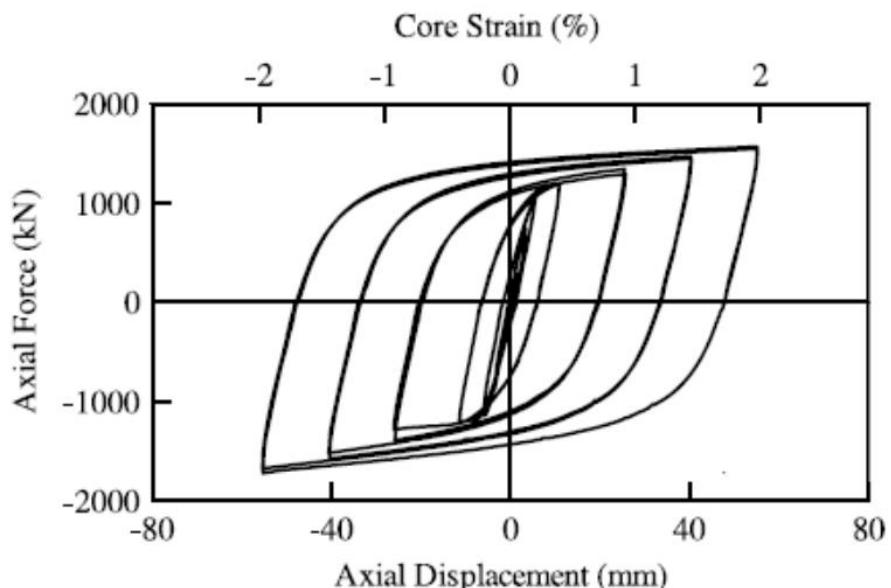


Top View (With restraining member)

(a) 構造圖

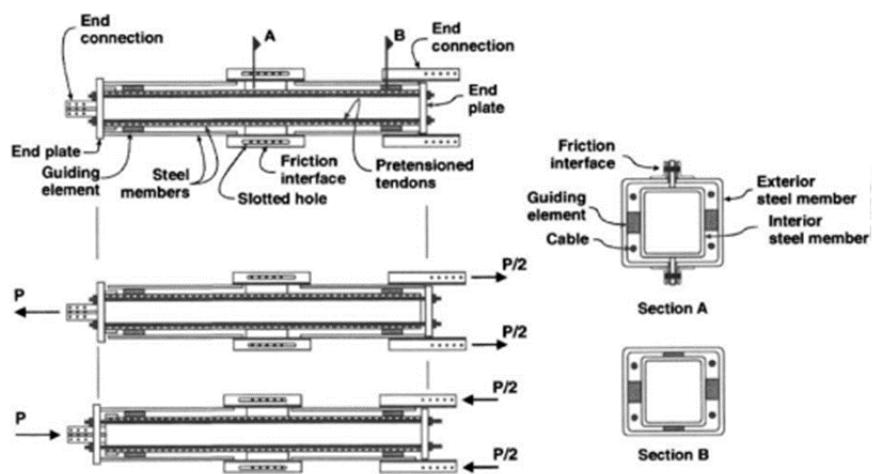


(b) 斷面圖

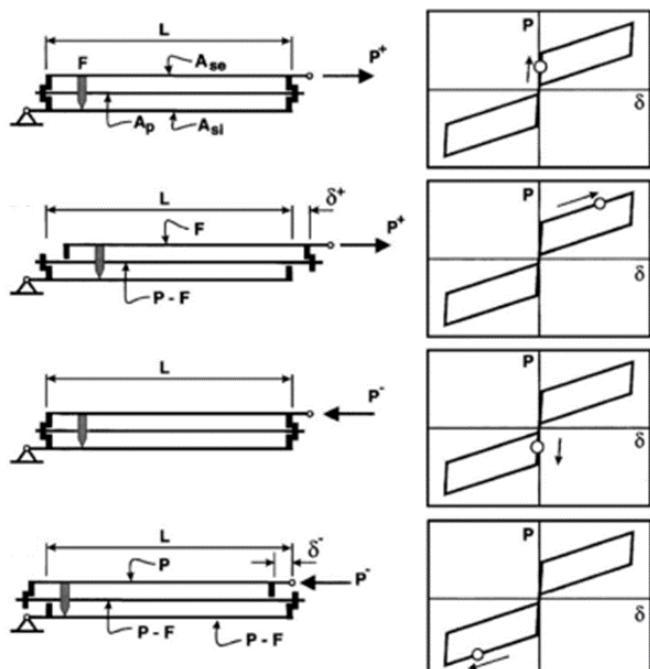


(c) 遲滯迴圈

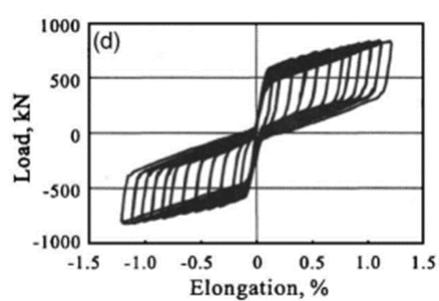
圖 1.7 夾型挫屈束制斜撐 (Chou and Chen, 2010)



(a) 構造與斷面圖

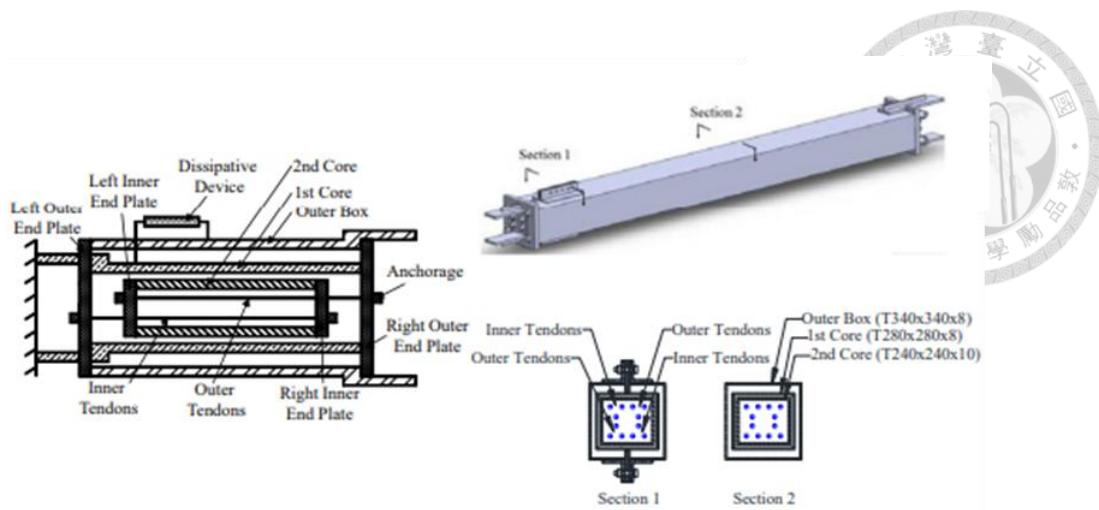


(b) 力學行為示意圖

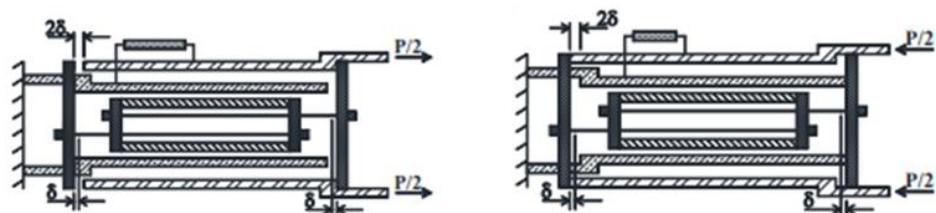


(c) 遲滯迴圈

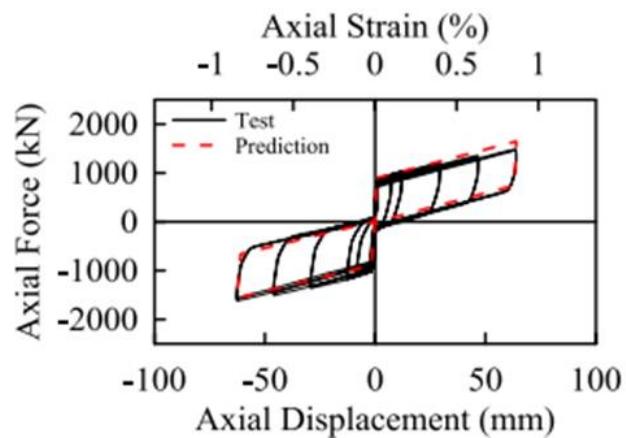
圖 1.8 自復位斜撐 (Christopoulos et al. 2008)



(a) 構造與斷面圖

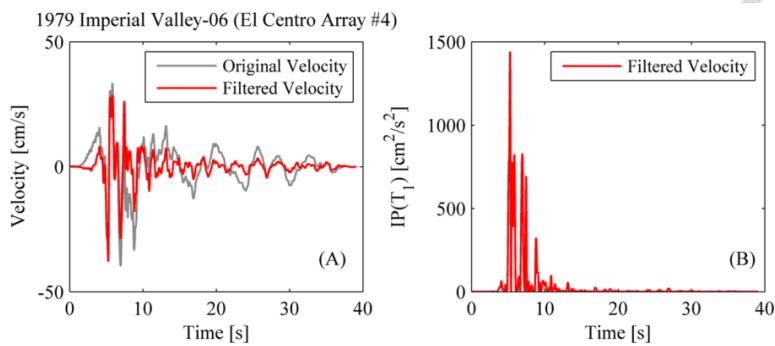
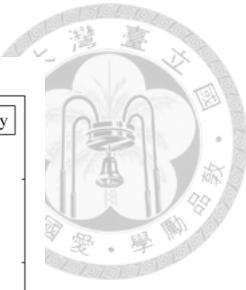


(b) 力學行為示意圖



(c) 遲滯迴圈

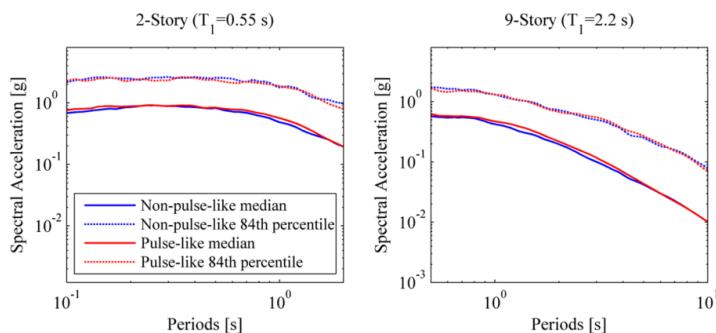
圖 1.9 交錨型雙核心自復位斜撐 (Chou and Chung, 2014)



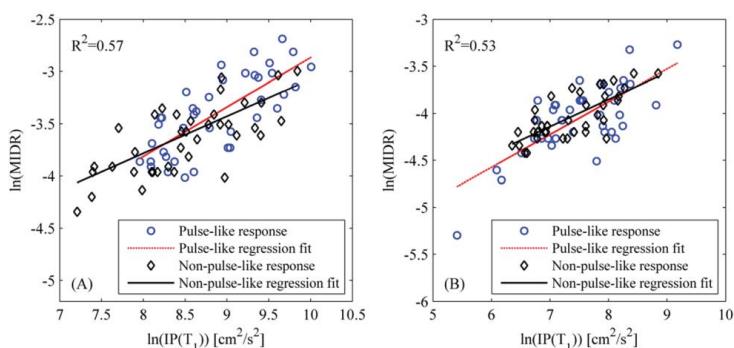
(a) 對速度歷時進行濾波



(b) 選用之構架

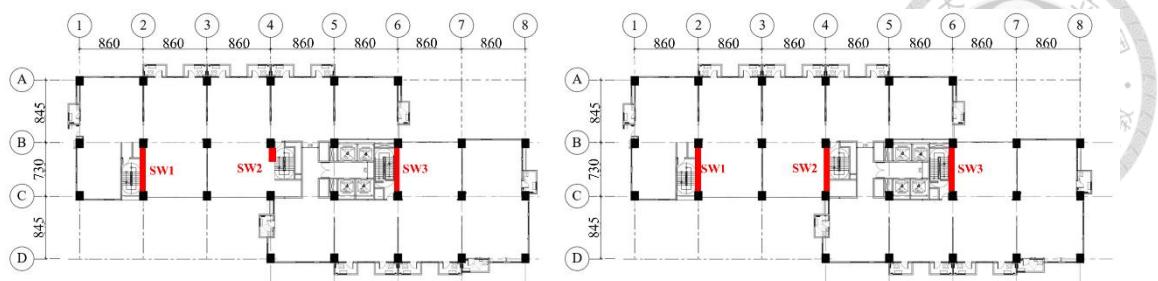


(c) 使用之地震紀錄譜加速度



(d) IP( $T_1$ )與最大層間位移關係

圖 1.10 瞬時功率與結構反應之關係 (Abrahamson, 2020)



(a) 一樓

(b) 二樓

圖 2.1 八層樓構架平面圖 (單位: cm)

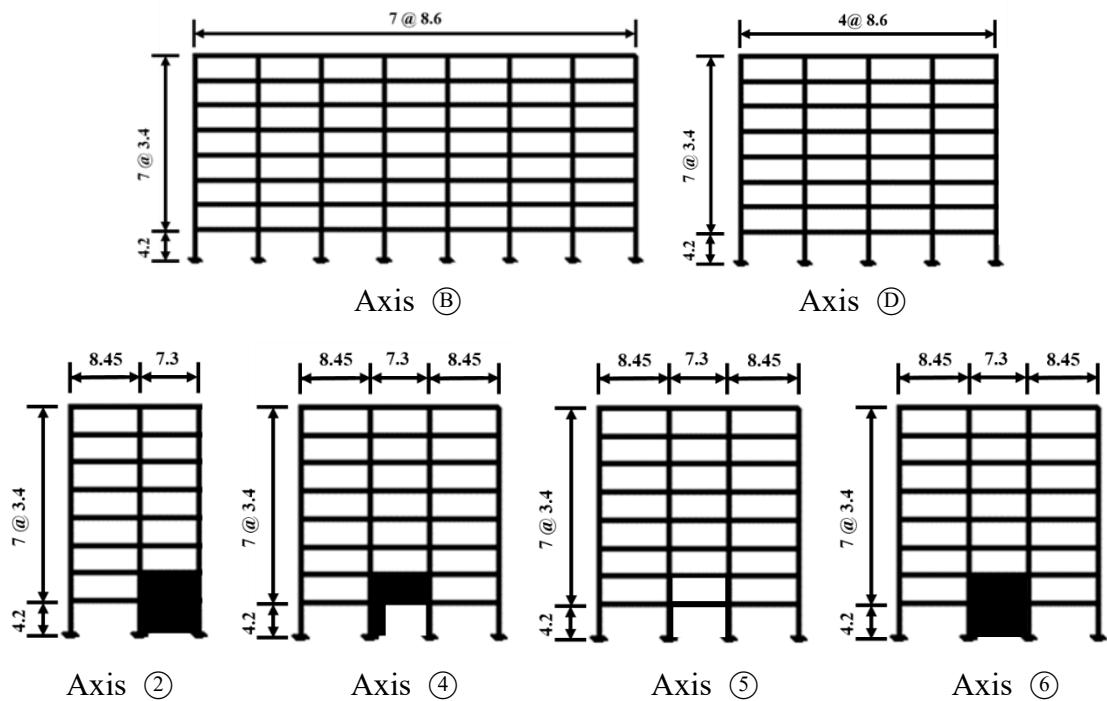


圖 2.2 八層樓構架立面圖 (單位: m)

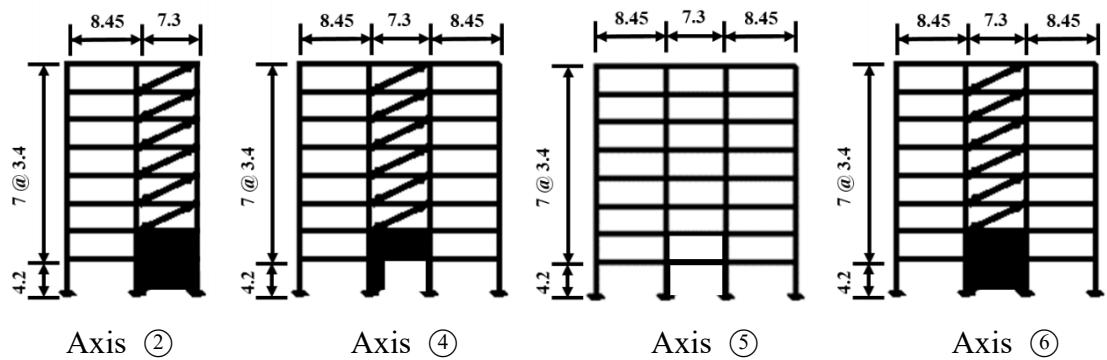
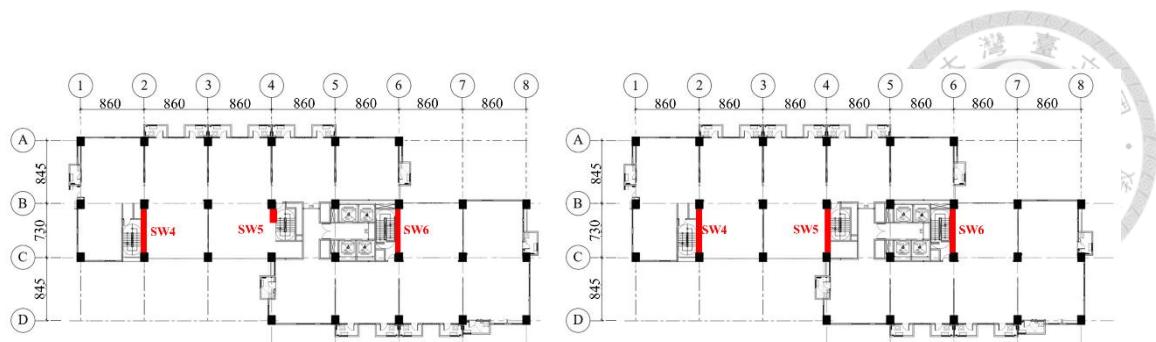


圖 2.3 八層樓斜撐構架立面圖 (以 SCB1 為例) (單位: m)



(a) 一樓

(b) 二樓

圖 2.4 十四層樓構架平面圖 (單位: cm)

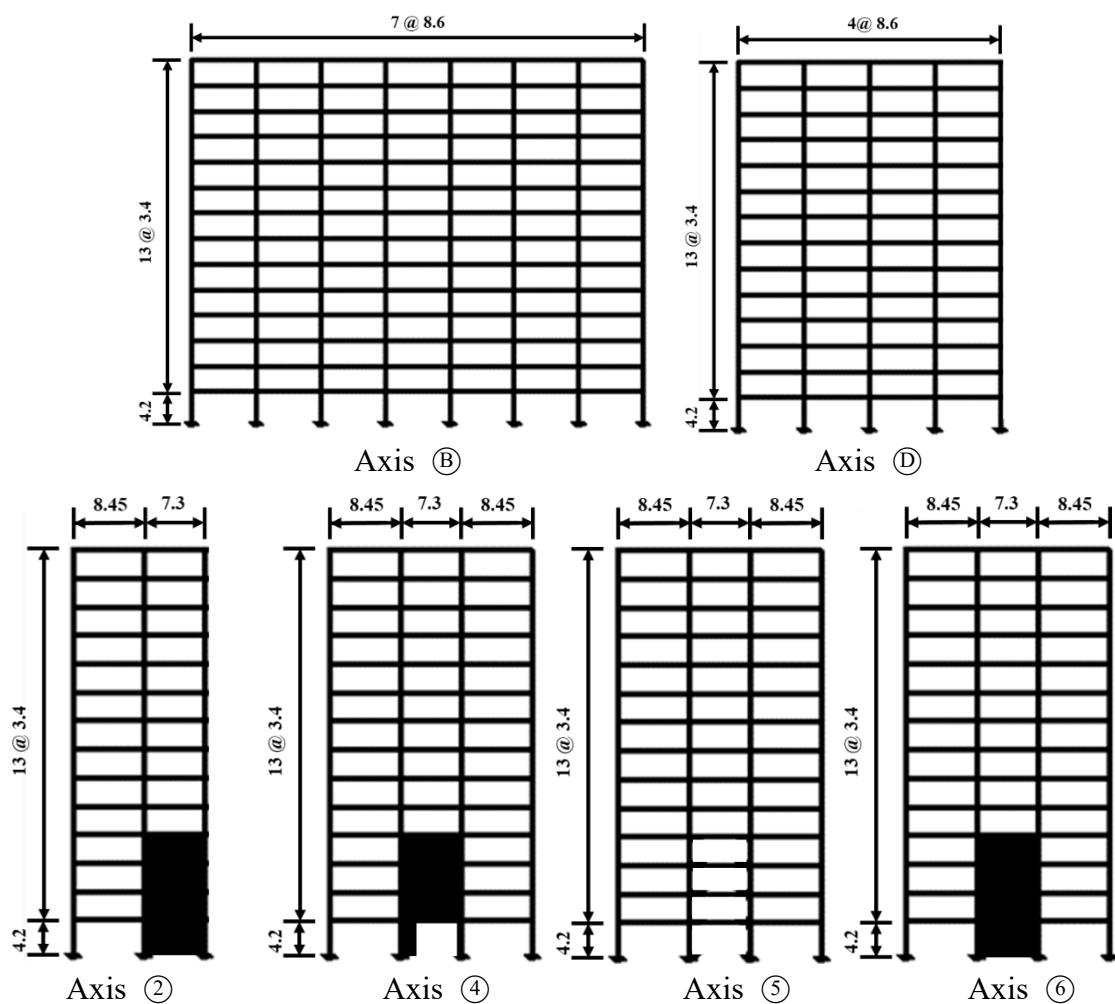


圖 2.5 十四層樓構架立面圖 (單位: m)

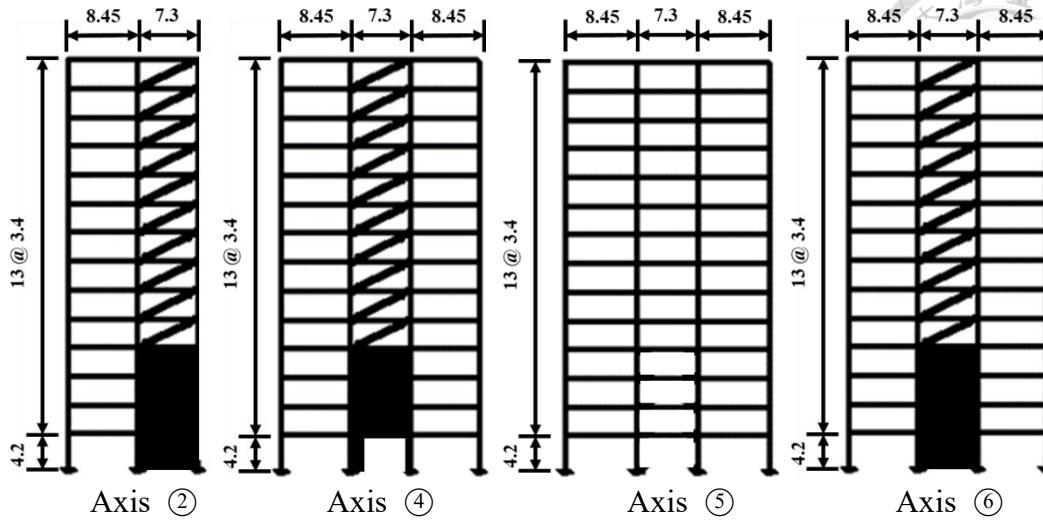


圖 2.6 十四層樓斜撐構架立面圖 (以 SCB1 為例) (單位: m)

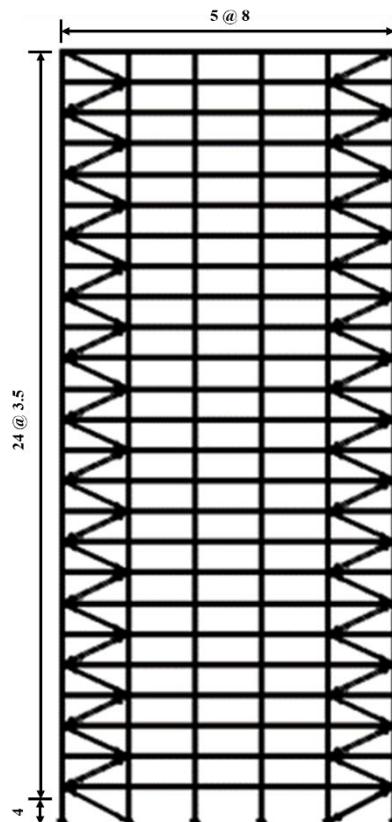


圖 2.7 二十五層樓斜撐構架立面圖 (以 SCB1 為例) (單位: m)

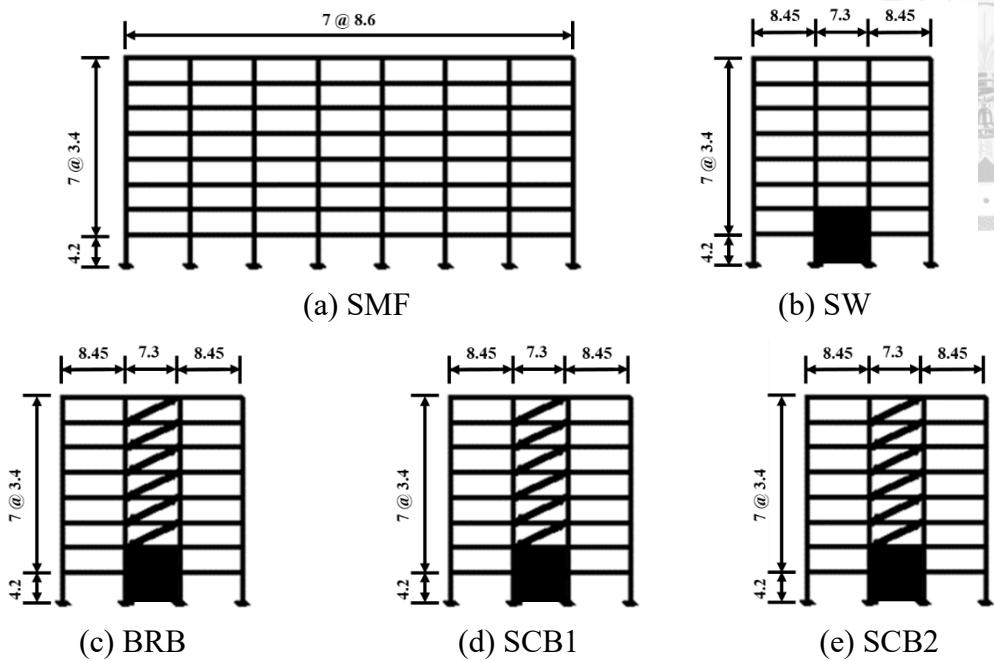


圖 2.8 八層樓各構架示意圖

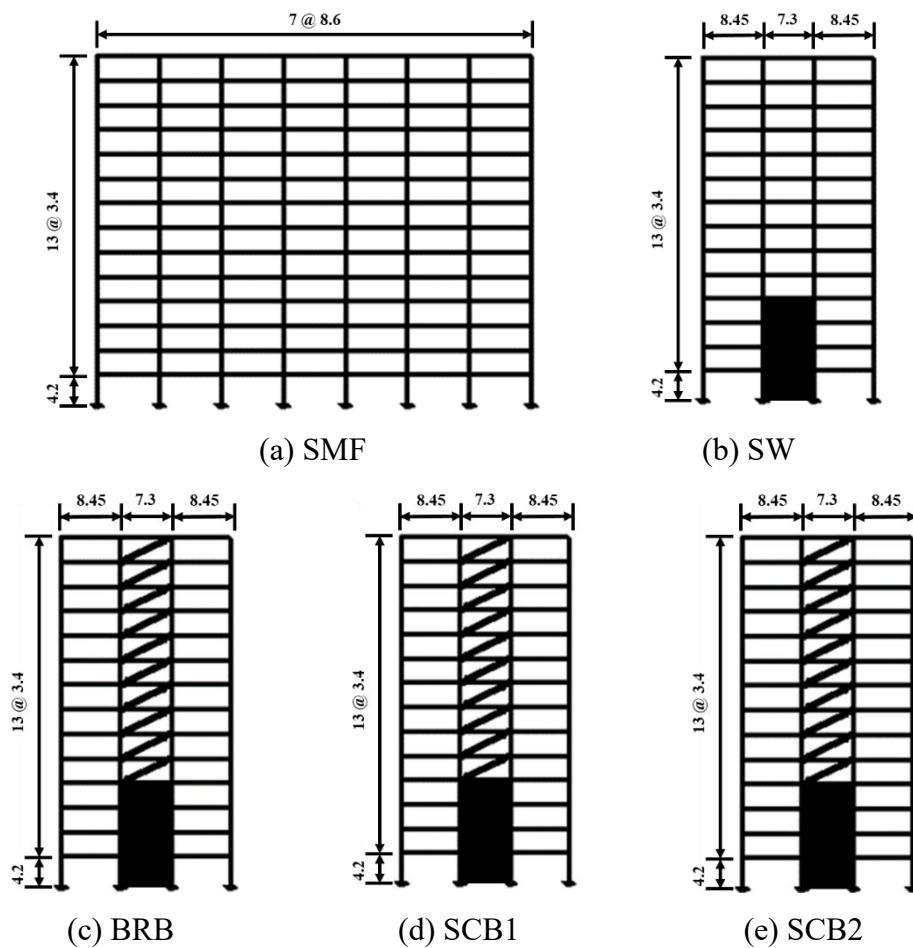


圖 2.9 十四層樓各構架示意圖

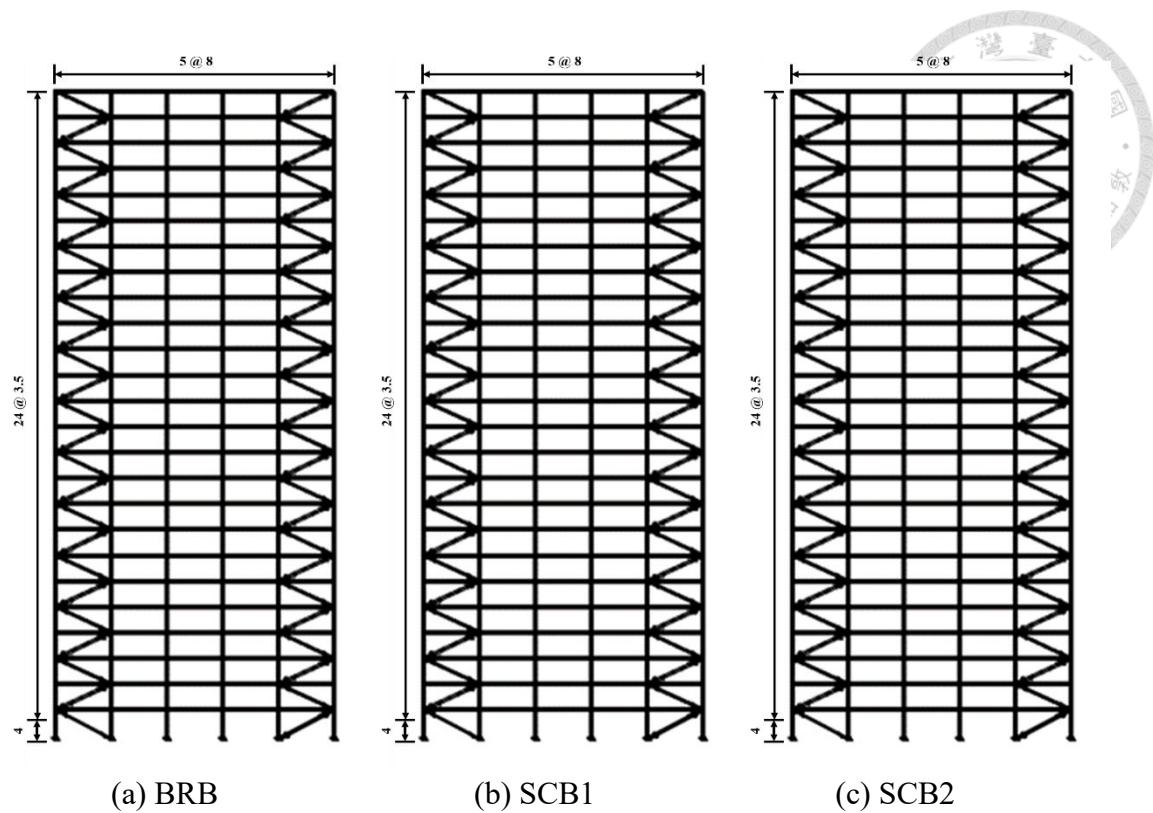


圖 2.10 二十五層樓各構架示意圖

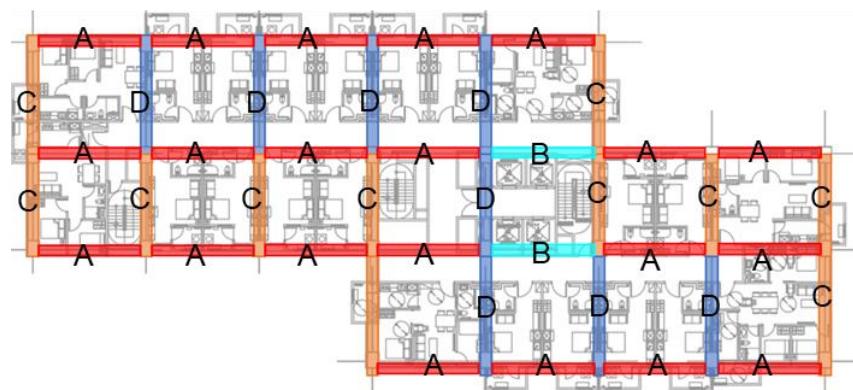
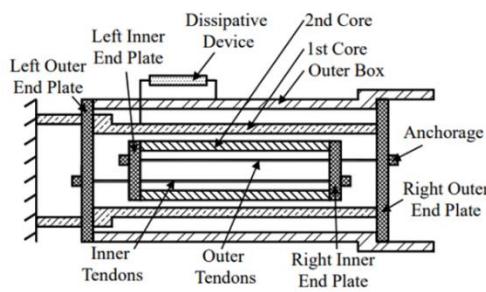


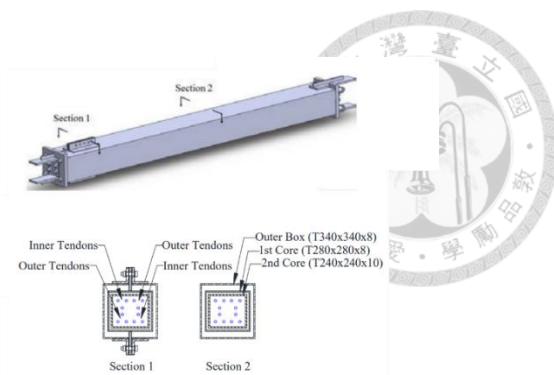
圖 2.11 八層樓及十四層樓梁編號



圖 2.12 八層樓與十四層樓柱編號



(a) 構造圖



(b) 斷面圖

圖 2.13 交錨型自復位斜撐斷面圖 (Chou and Chung, 2014)

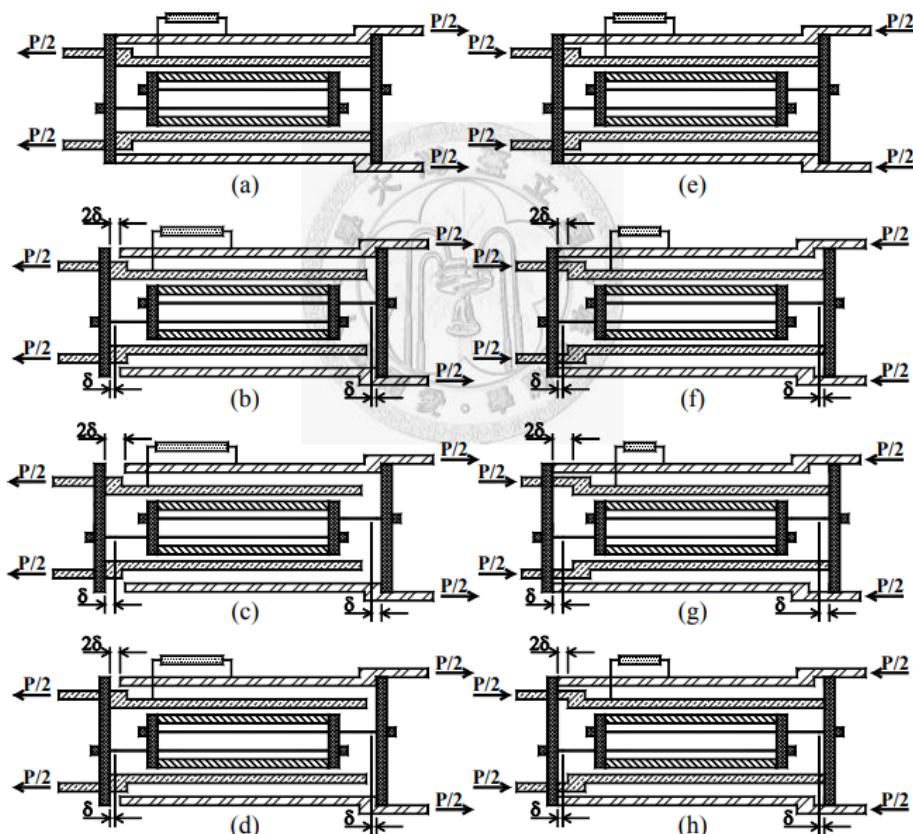
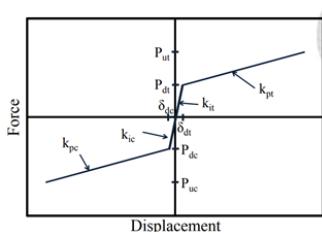
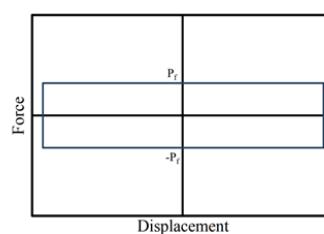


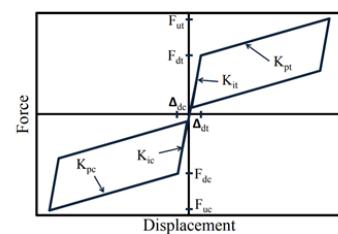
圖 2.14 交錨型自復位斜撐力學行為圖 (Chou and Chung, 2014)



(a) 雙線性力學行為



(b) 摩擦力力學行為



(c) 斜撐力學行為

圖 2.15 自復位斜撐遲滯迴圈圖 (Chou and Chung, 2014)

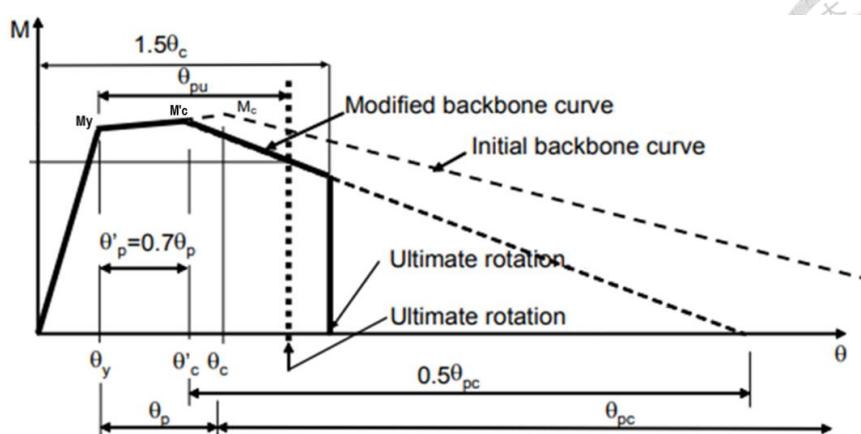
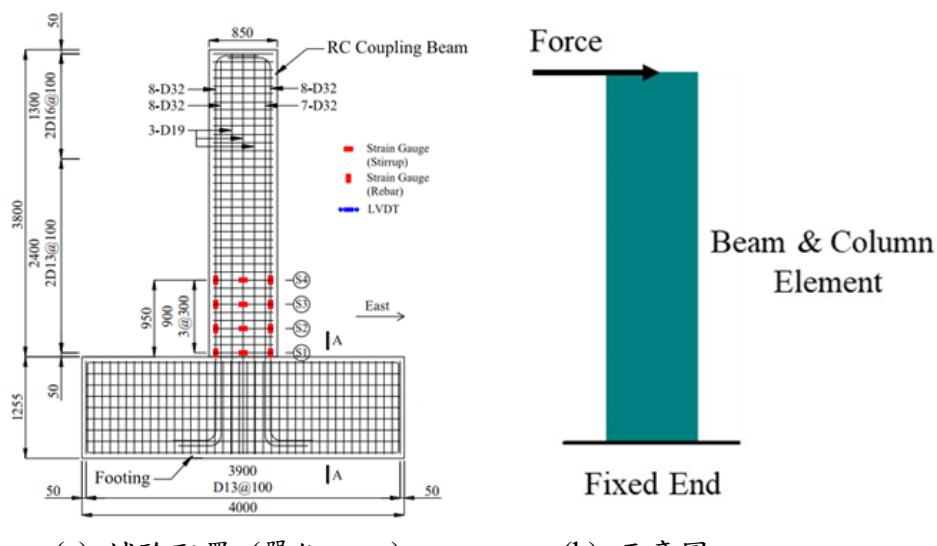


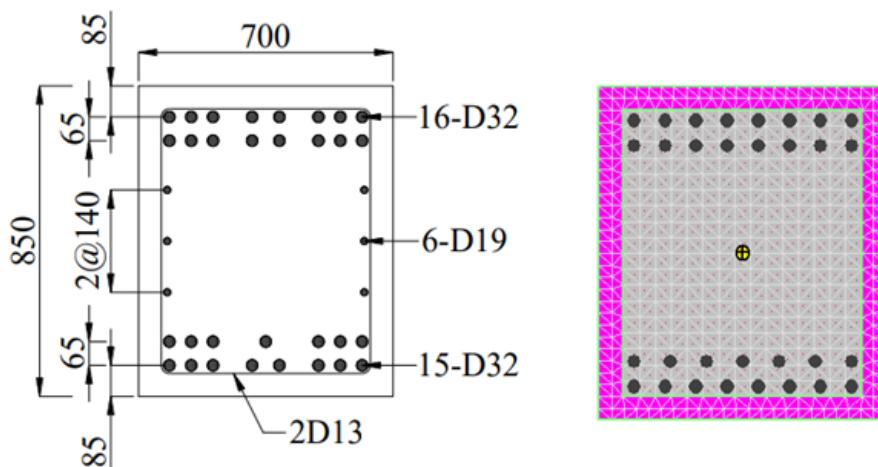
圖 2.16 單向載重及反覆載重彎矩旋轉角關係圖 (ATC-72-1)



(a) 試驗配置 (單位: mm)

(b) 示意圖

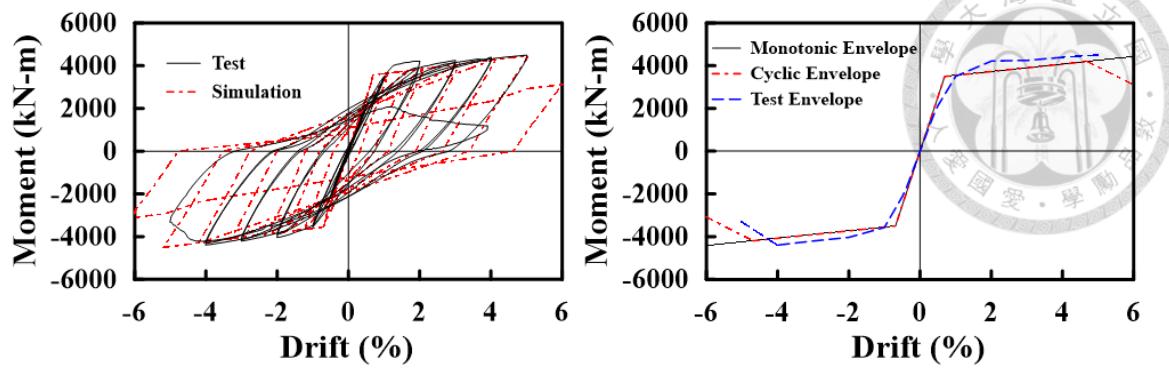
圖 2.17 RC 梁試驗配置圖 (Chung and Chou, 2022)



(a) 斷面配筋圖 (單位: mm)

(b) XTRACT 模型

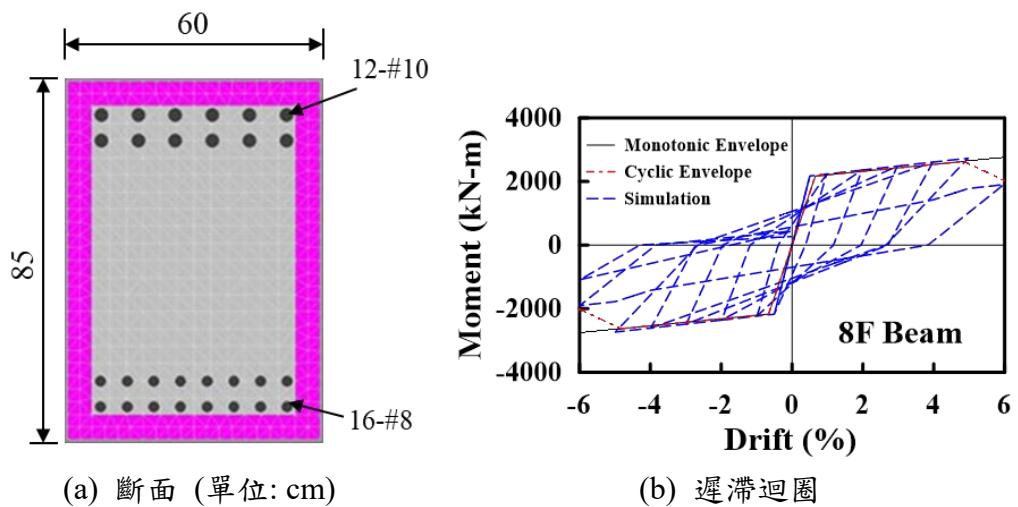
圖 2.18 RC 梁試驗斷面 (Chung and Chou, 2022)



(a) 遲滯迴圈驗證

(b) 背骨曲線比較

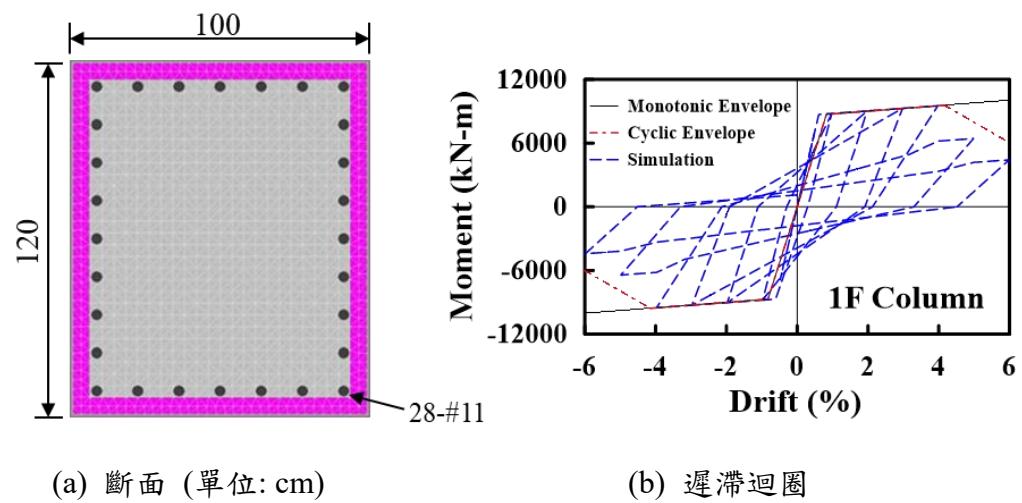
圖 2.19 RC 梁實驗及模擬比較 (Chung and Chou, 2022)



(a) 斷面 (單位: cm)

(b) 遲滯迴圈

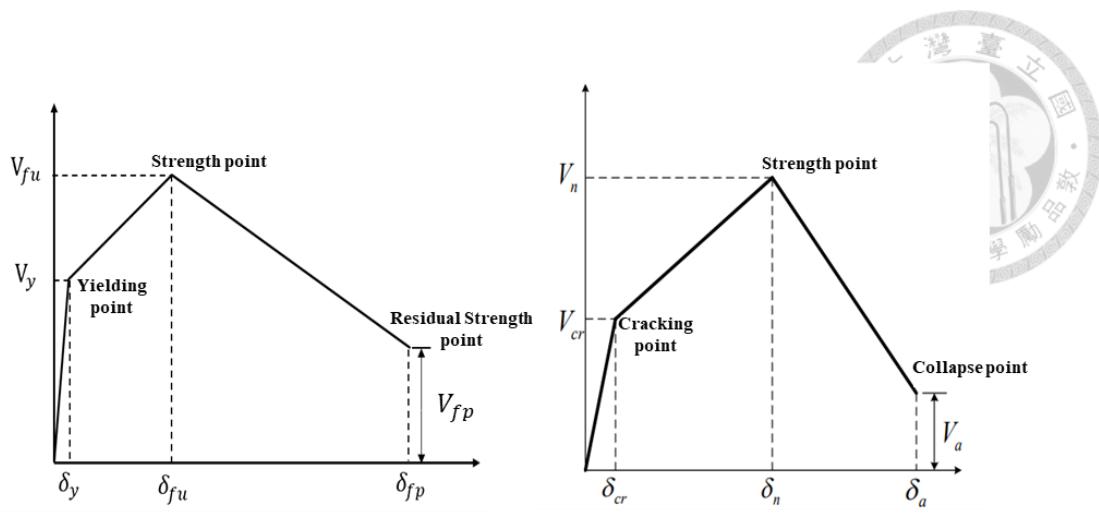
圖 2.20 八樓梁模擬



(a) 斷面 (單位: cm)

(b) 遲滯迴圈

圖 2.21 一樓柱模擬



(a) 擓曲側力位移(涂耀賢, 2005) (b) 剪力側力位移(翁樸文等, 2016)

圖 2.22 剪力牆側力位移曲線

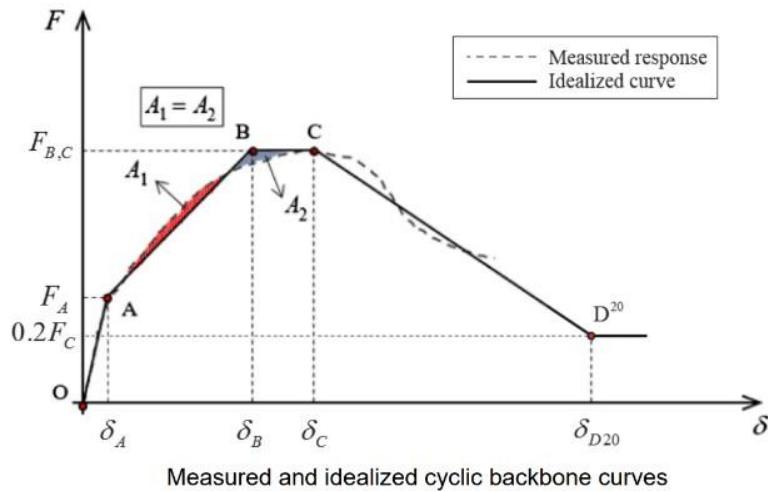


圖 2.23 剪力牆側力位移曲線 (ASCE/SEI 41-17)

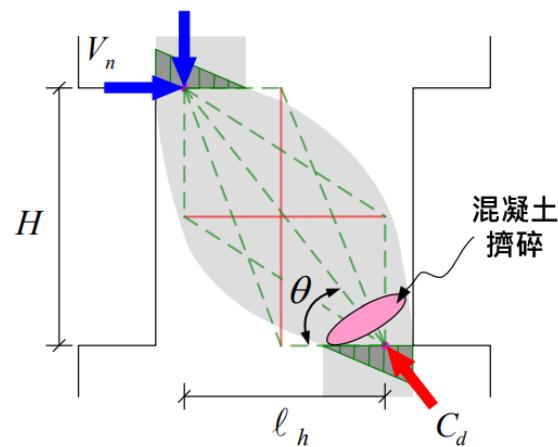
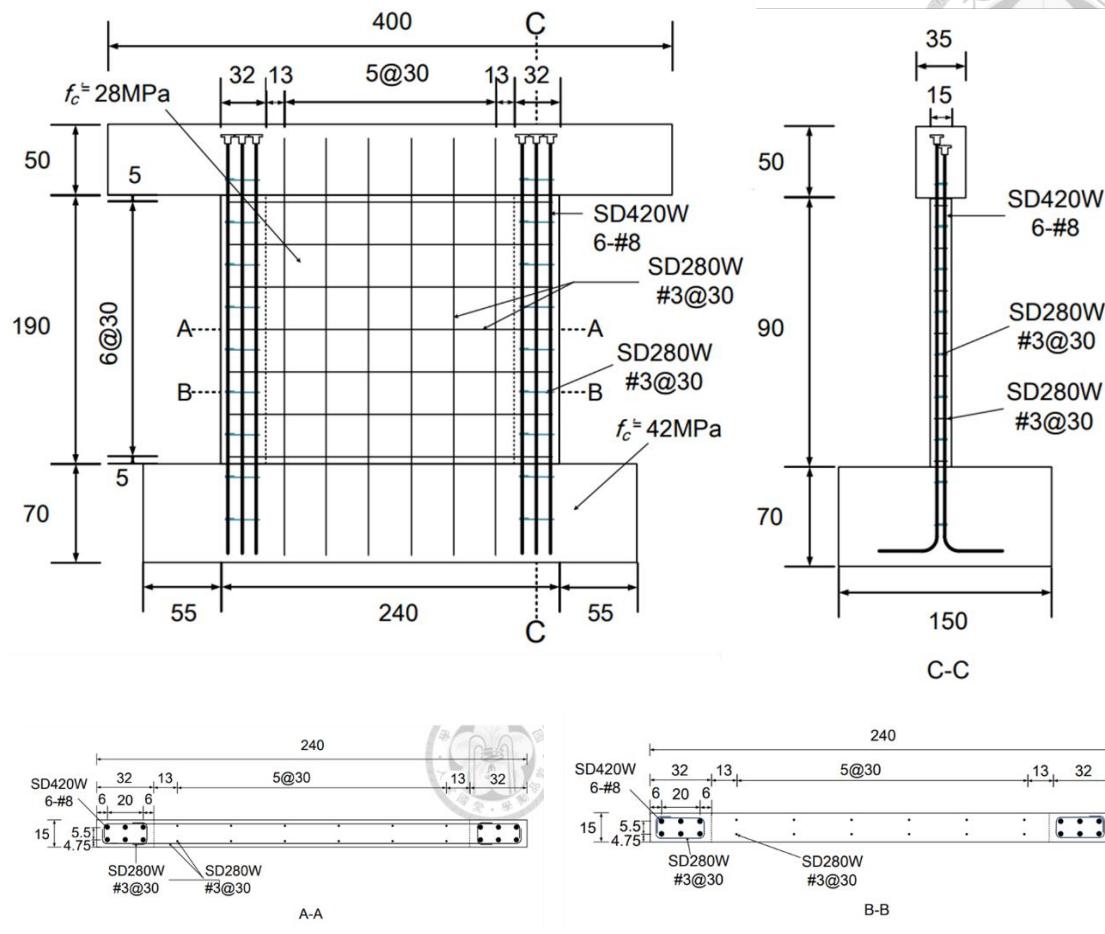


圖 2.24 軟化壓拉桿示意圖 (翁樸文等, 2016)

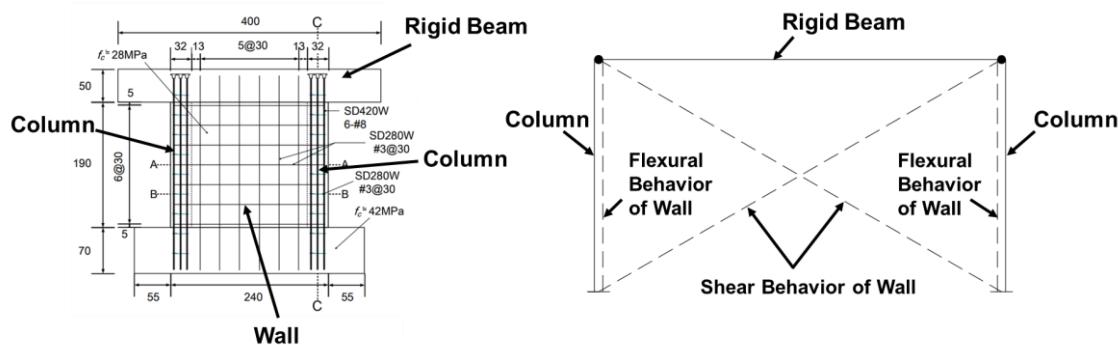


(a) 試體斷面與配筋



(b) XTRACT 模型

圖 2.25 剪力牆斷面 (吳怡謙, 2017)



(a) NSW 試體 (吳怡謙, 2017)

(b) 模擬示意圖

圖 2.26 NSW 剪力牆試體及模擬比較

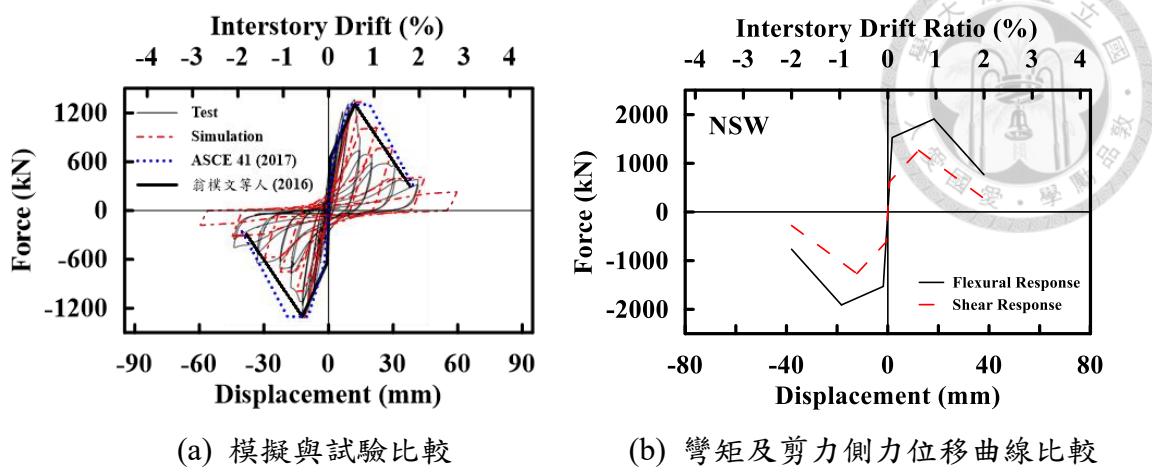


圖 2.27 NSW 剪力牆模擬及試驗遲滯迴圈比較 (吳怡謙, 2017)

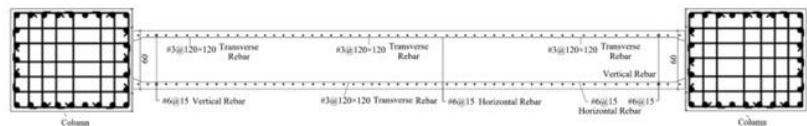


圖 2.28 構架剪力牆斷面圖

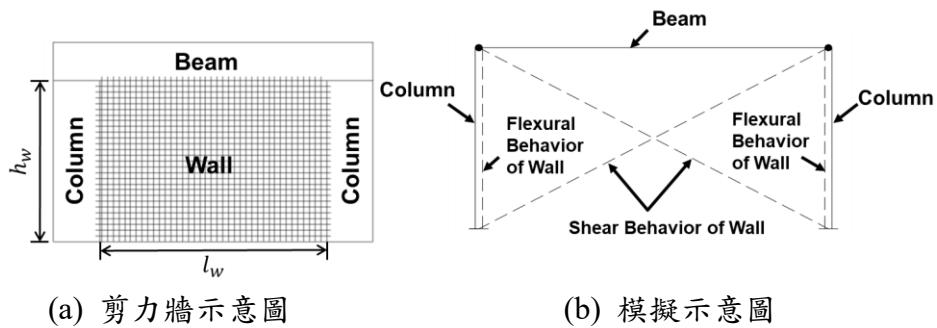


圖 2.29 構架剪力牆模擬

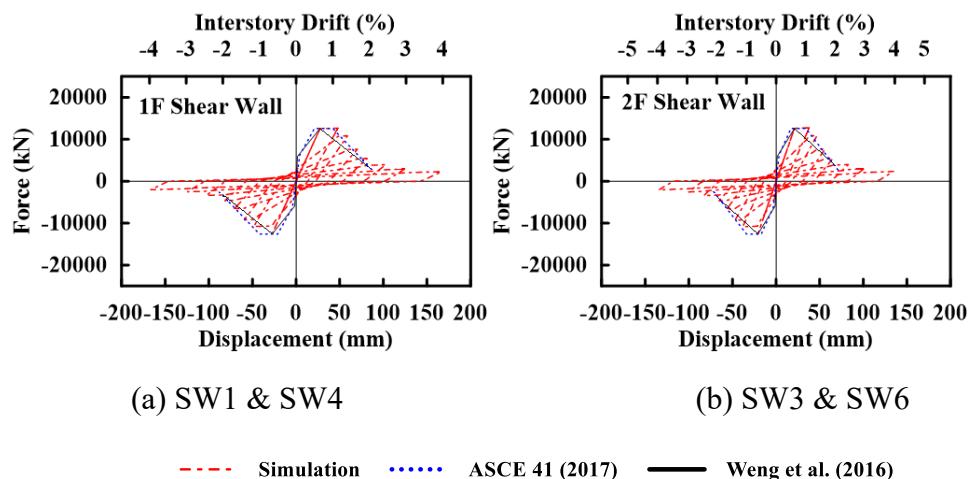


圖 2.30 構架剪力牆遲滯迴圈

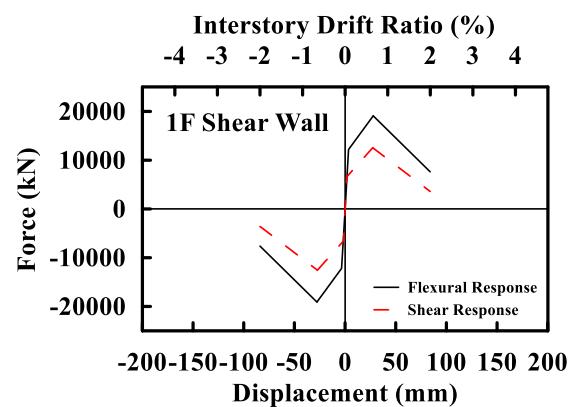


圖 2.31 1FSW4 彎矩及剪力側力位移曲線

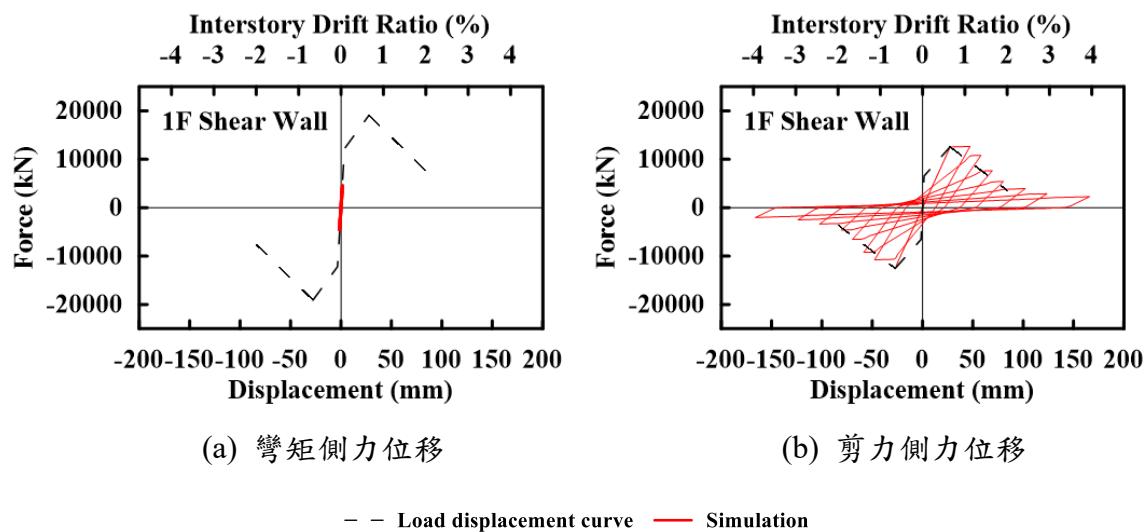
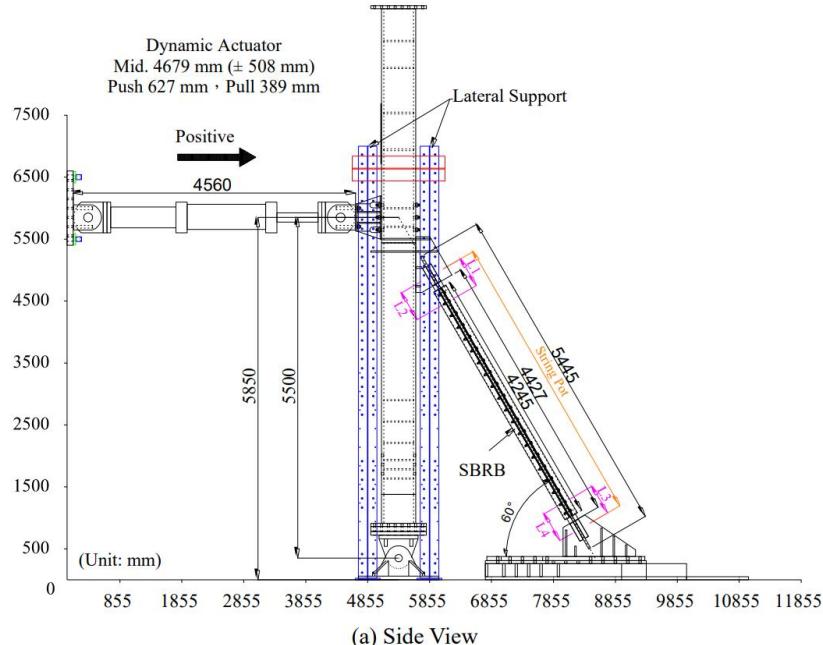


圖 2.32 1FSW4 於反覆載重作用下彎矩及剪力側力位移曲線



(a) 試驗配置圖

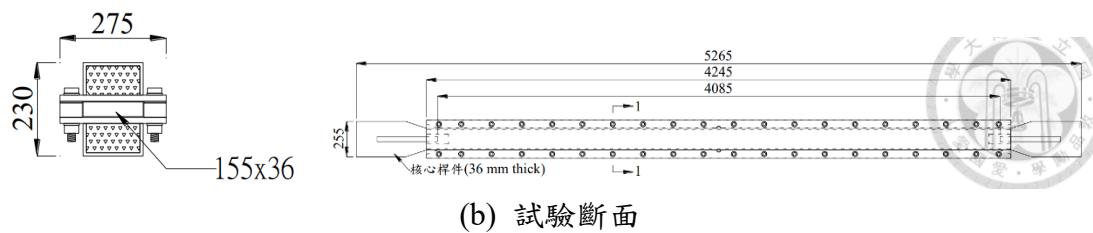
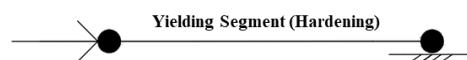
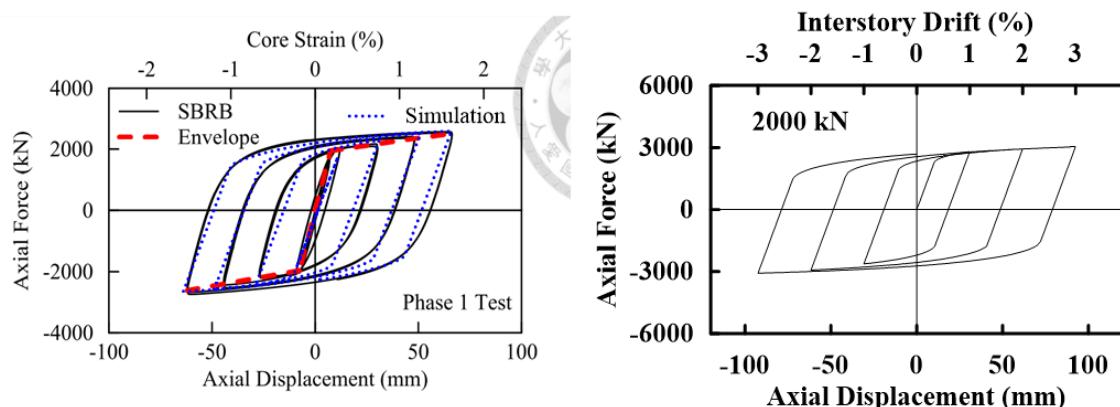


圖 2.33 BRB 試驗配置與斷面圖 (凌郁婷, 2016)



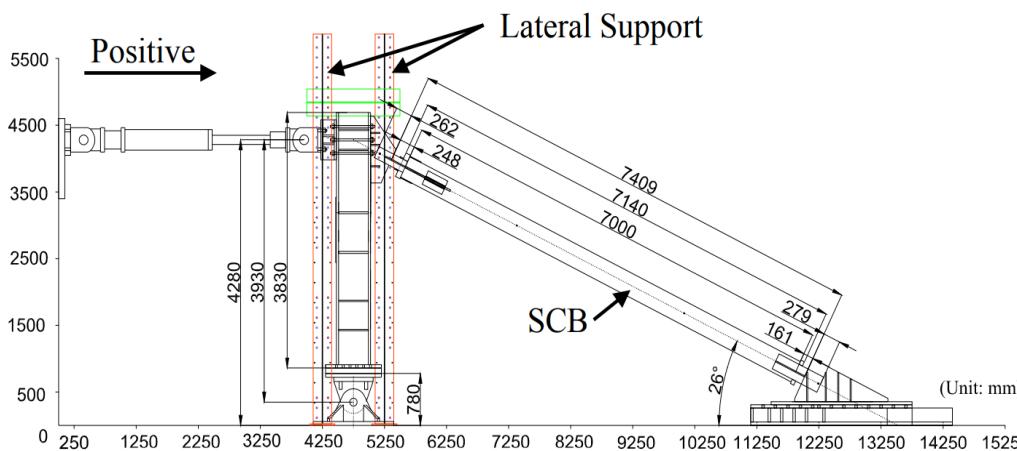
(a) BRB 模擬示意圖



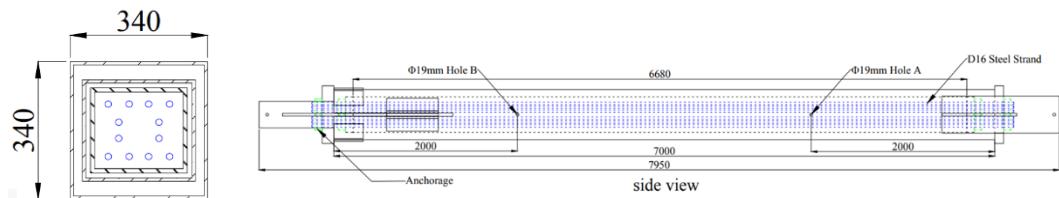
(b) BRB 試驗及模擬比較 (凌郁婷, 2016)

(c) 2000 kN BRB

圖 2.34 BRB 模擬

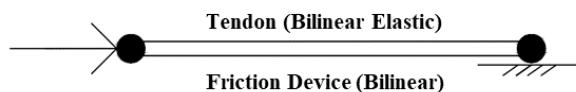


(a) SCB1 試驗配置圖

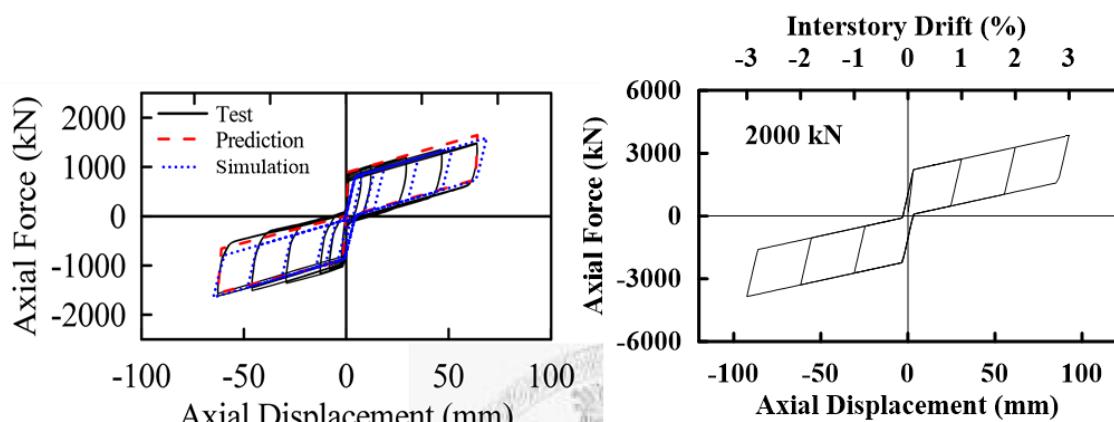


(b) SCB1 試驗斷面

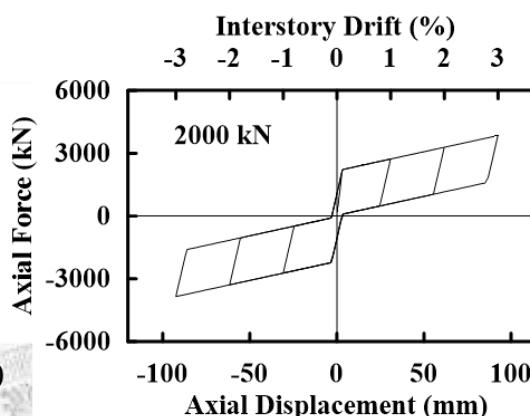
圖 2.35 SCB1 試驗配置與斷面圖 (鍾秉庭, 2012)



(a) SCB1 模擬示意圖

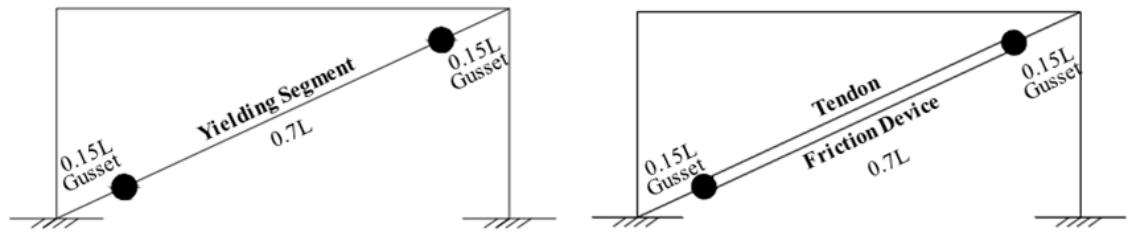


(b) SCB1 試驗及模擬比較 (鍾秉庭, 2012)



(c) 2000 kN SCB1

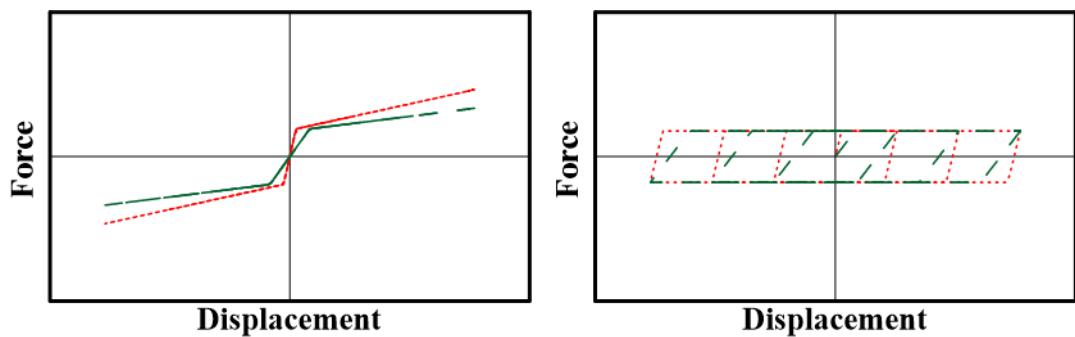
圖 2.36 SCB1 模擬



(a) BRB

(b) SCB1 及 SCB2

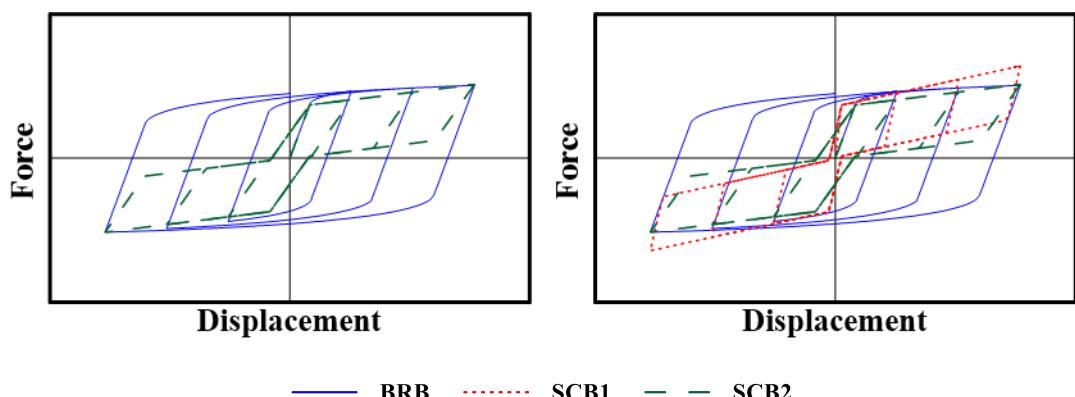
圖 2.37 斜撐構架模擬示意圖



(a) 雙線性力學行為

(b) 摩擦力力學行為

圖 2.38 SCB1 與 SCB2 比較示意圖



BRB SCB1 SCB2

圖 2.39 三種斜撐遲滯迴圈示意圖

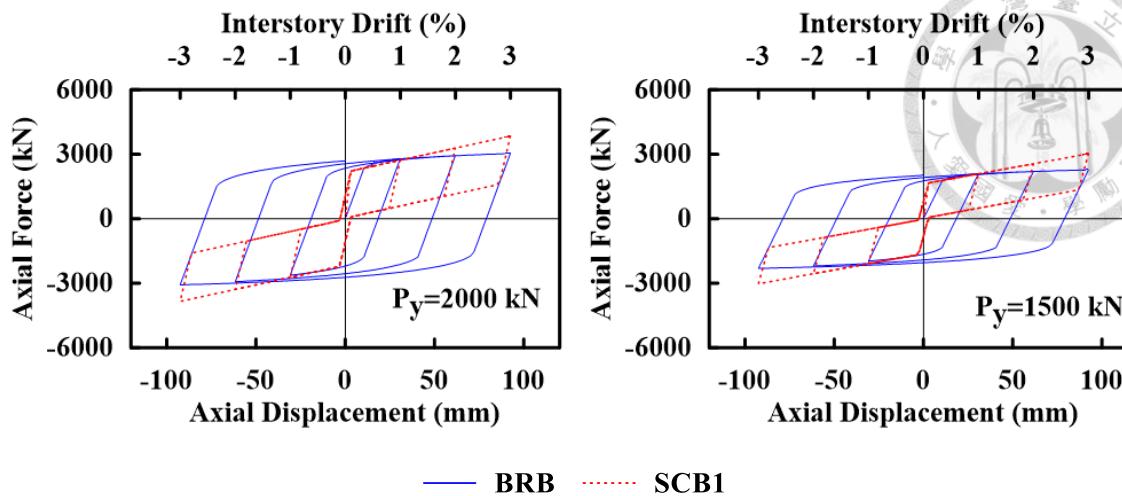


圖 2.40 SCB1 與 BRB 遲滯迴圈比較

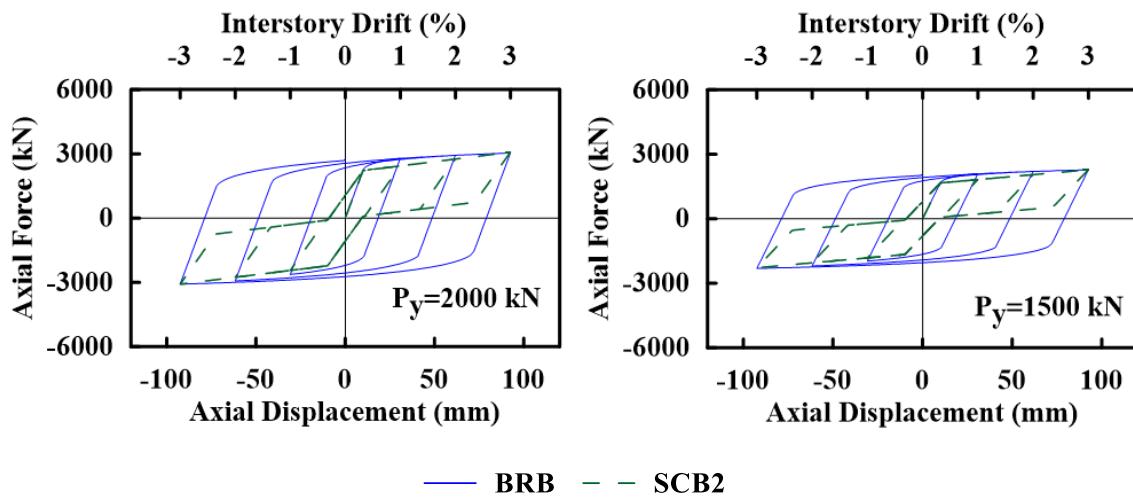


圖 2.41 SCB2 與 BRB 遲滯迴圈比較

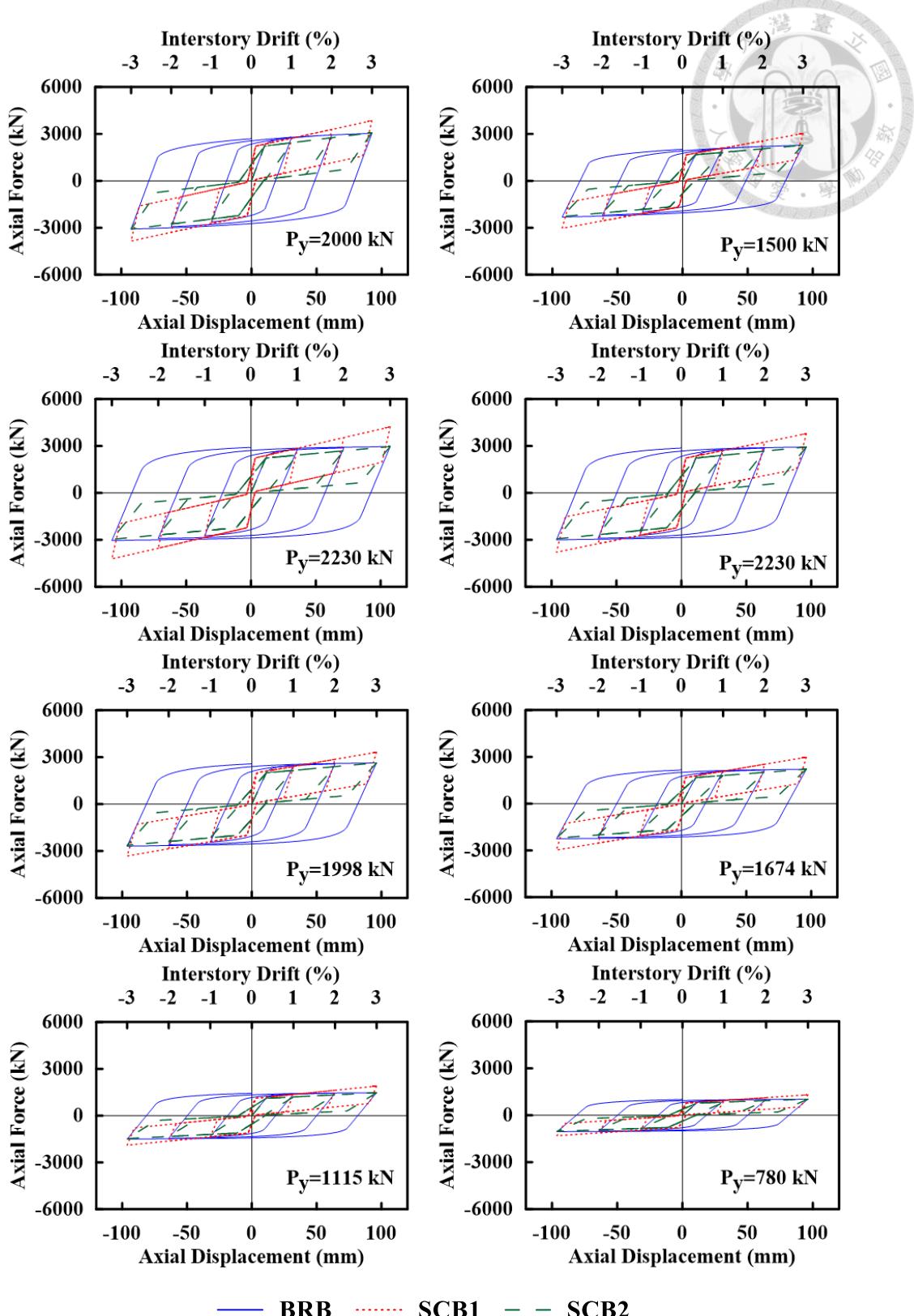


圖 2.42 本研究配置之斜撐及其遲滯迴圈比較

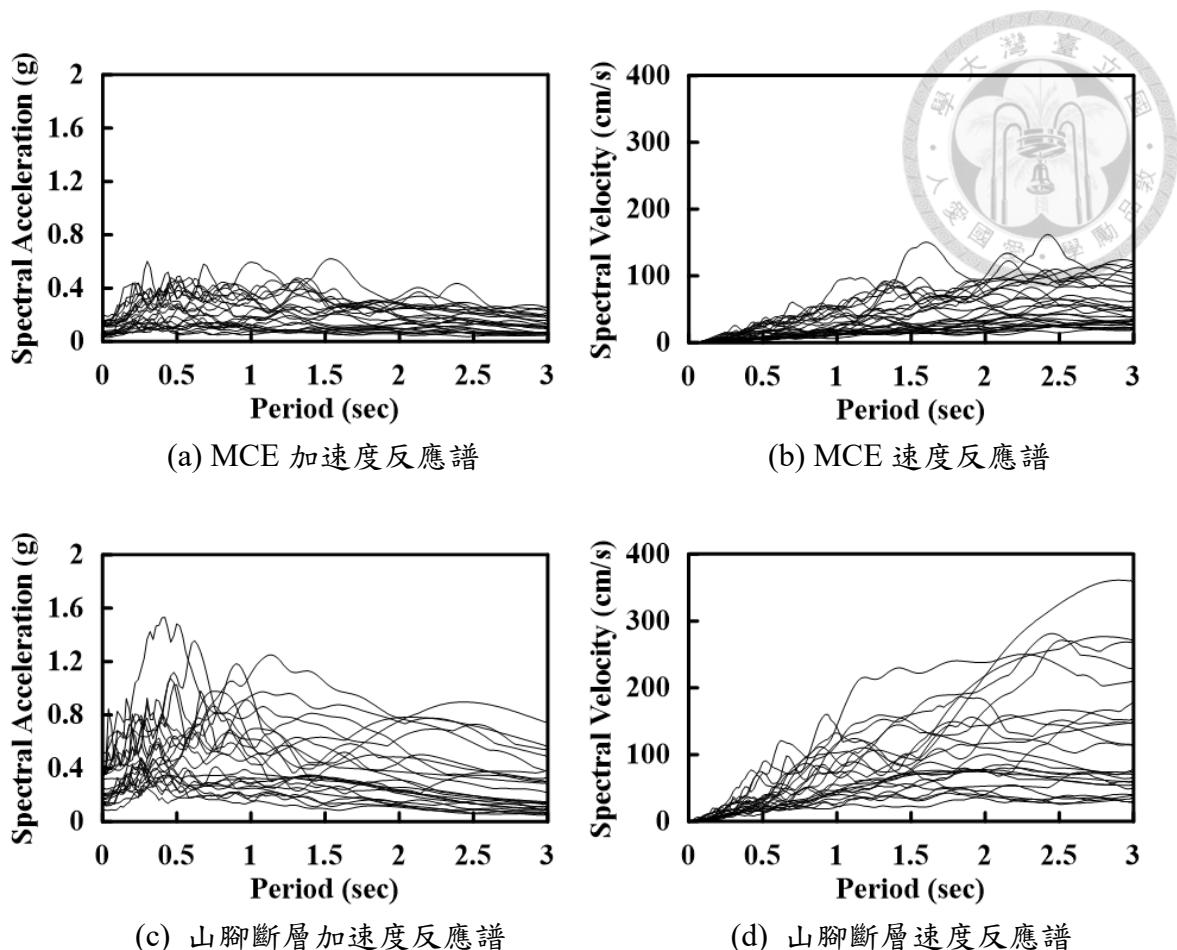


圖 3.1 原始地震紀錄

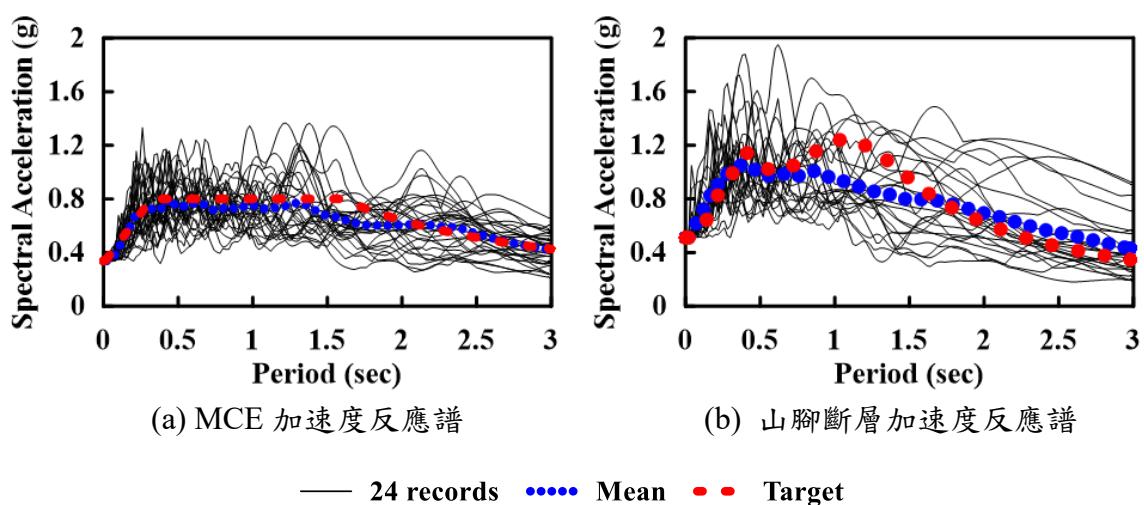


圖 3.2 原始地震紀錄 (縮放至相同 PGA)

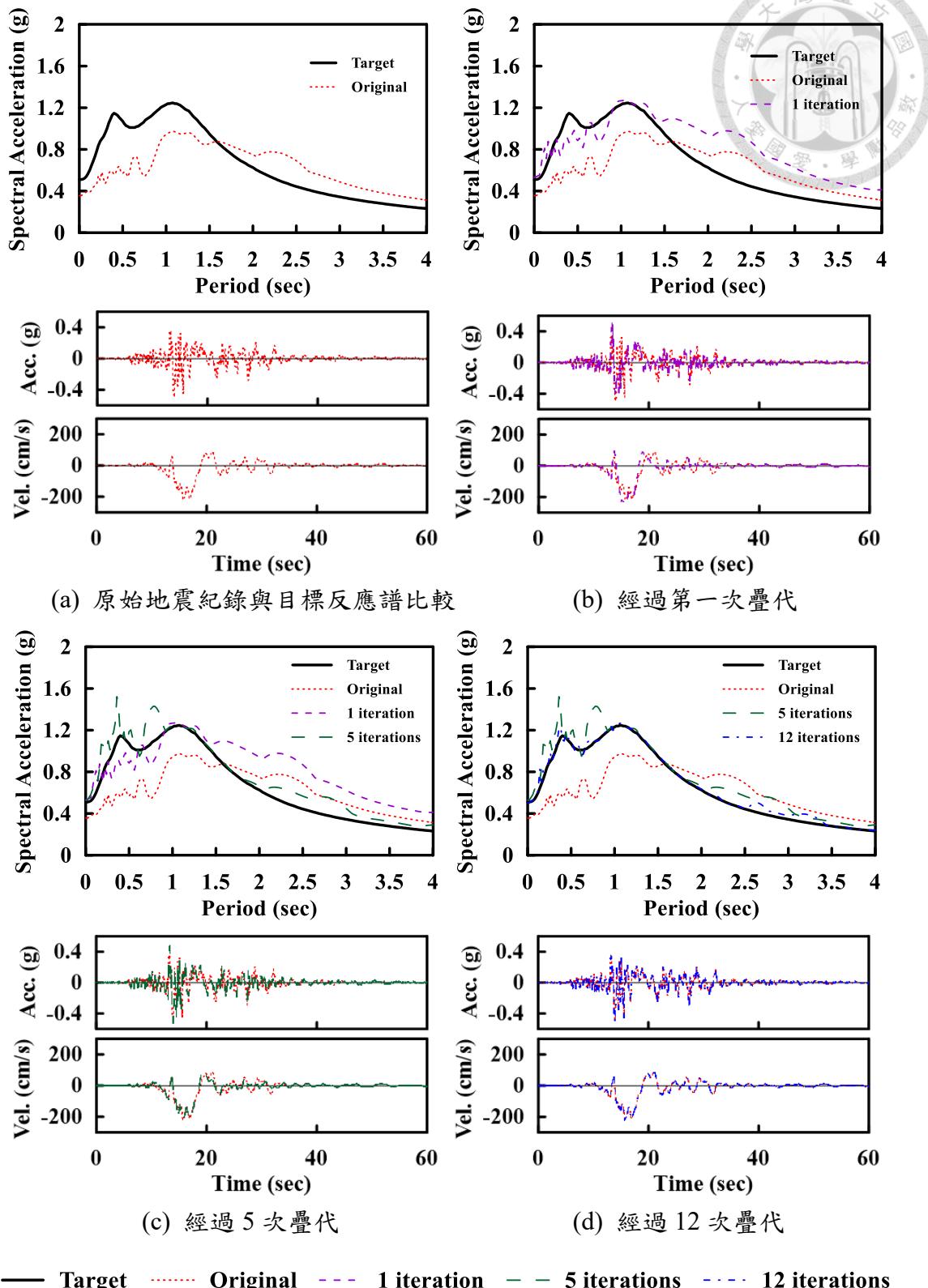


圖 3.3 反應譜擬合過程示意圖

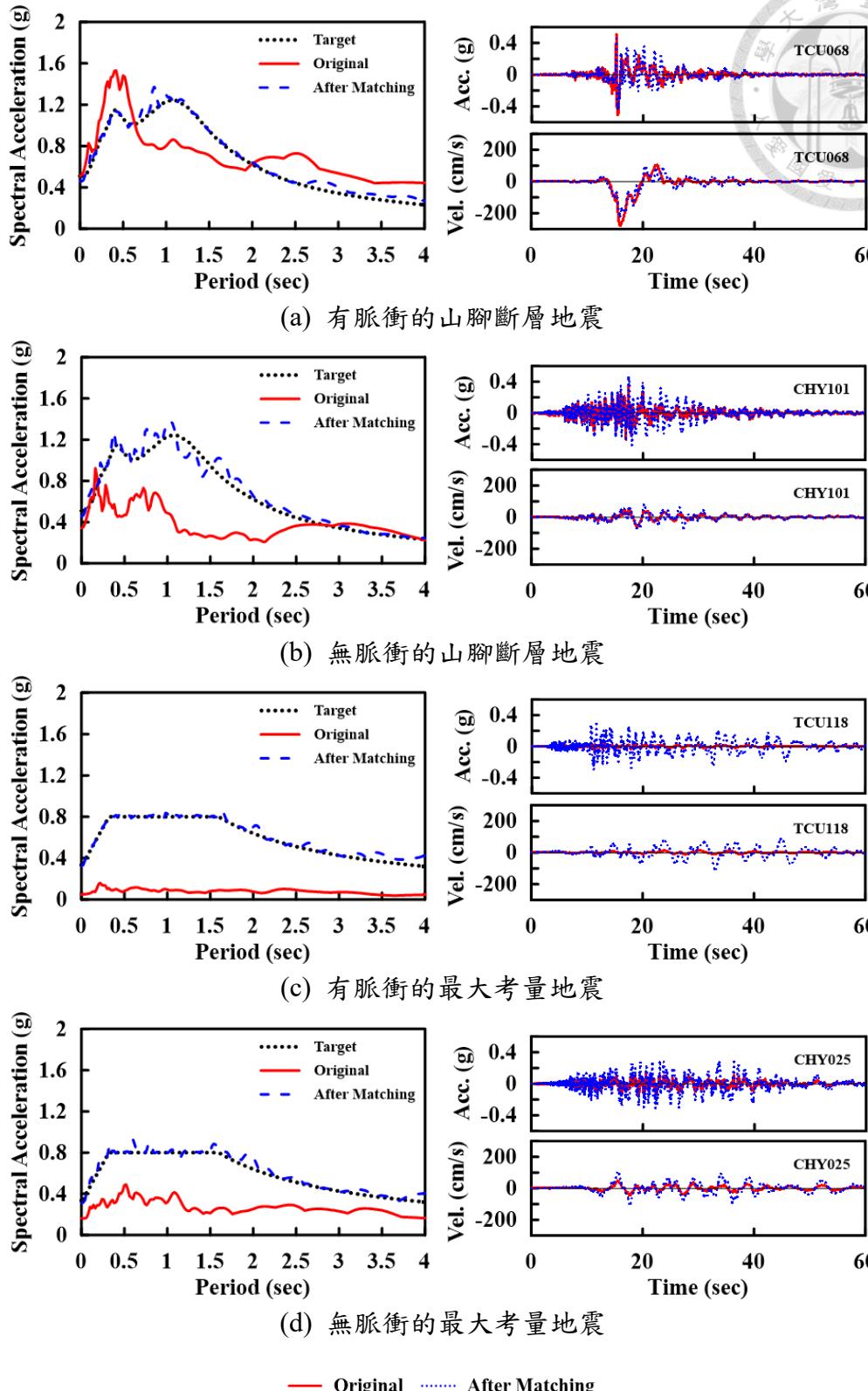


圖 3.4 反應譜擬合前、後之差異

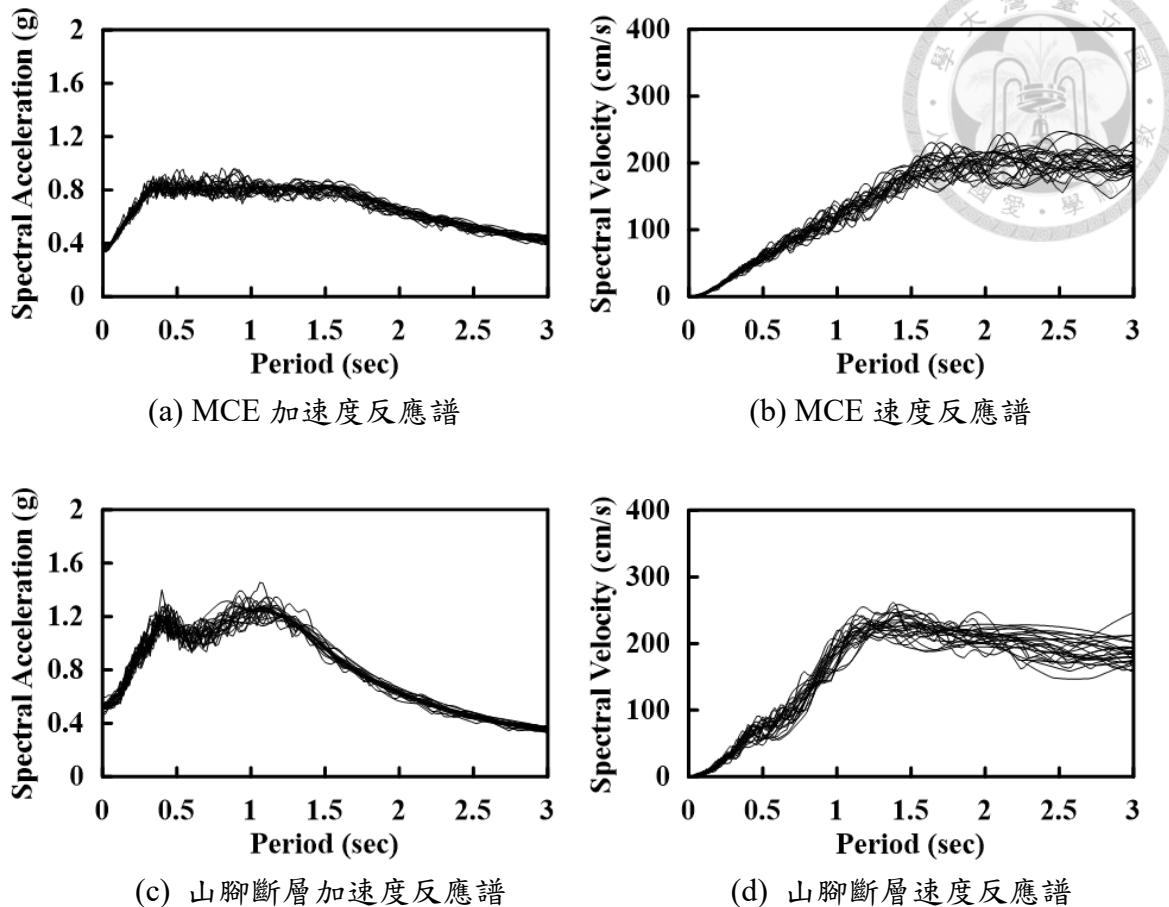


圖 3.5 擬合後地震紀錄

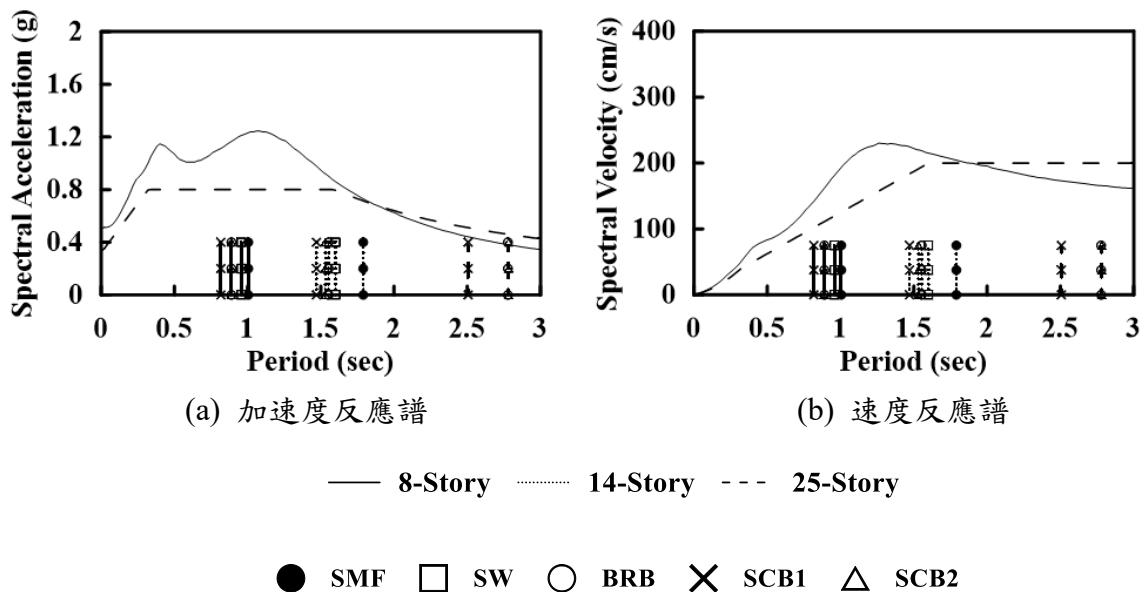


圖 3.6 各構架週期對應反應譜位置

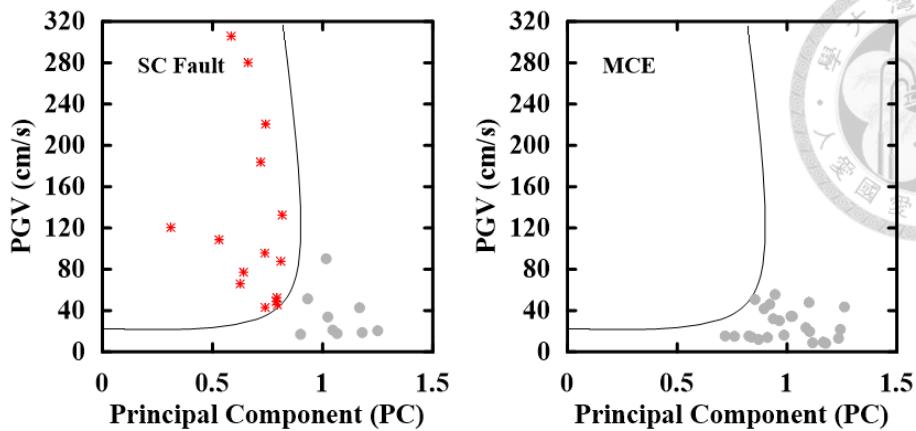


圖 3.7 地震立時有、無速度脈衝分類 (擬合前)

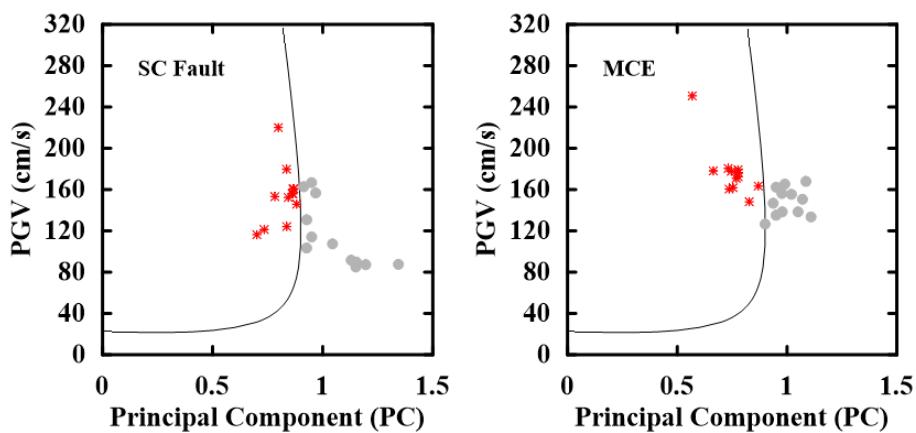


圖 3.8 地震歷時有、無速度脈衝分類 (擬合後)

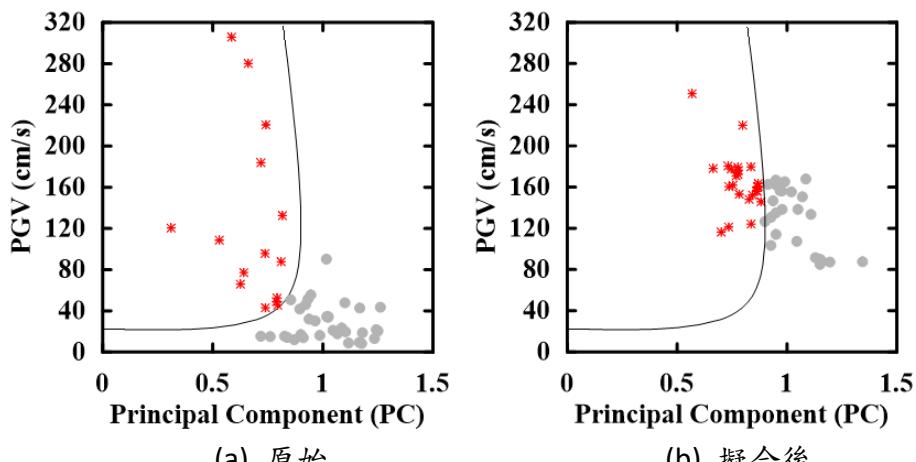
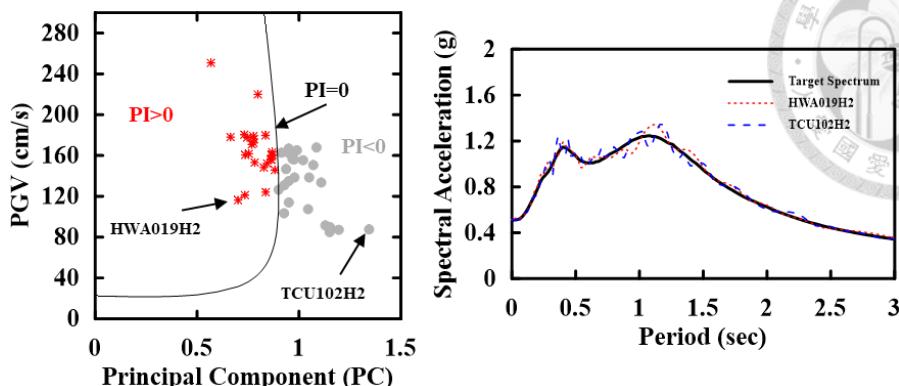


圖 3.9 原始及擬合後地震紀錄有、無速度脈衝之差異



(a) 有、無脈衝定義

(b) 加速度反應譜

\* Pulse-like ● Non pulse-like — Classification Boundary

圖 3.10 選用地震歷時中有、無速度脈衝判斷

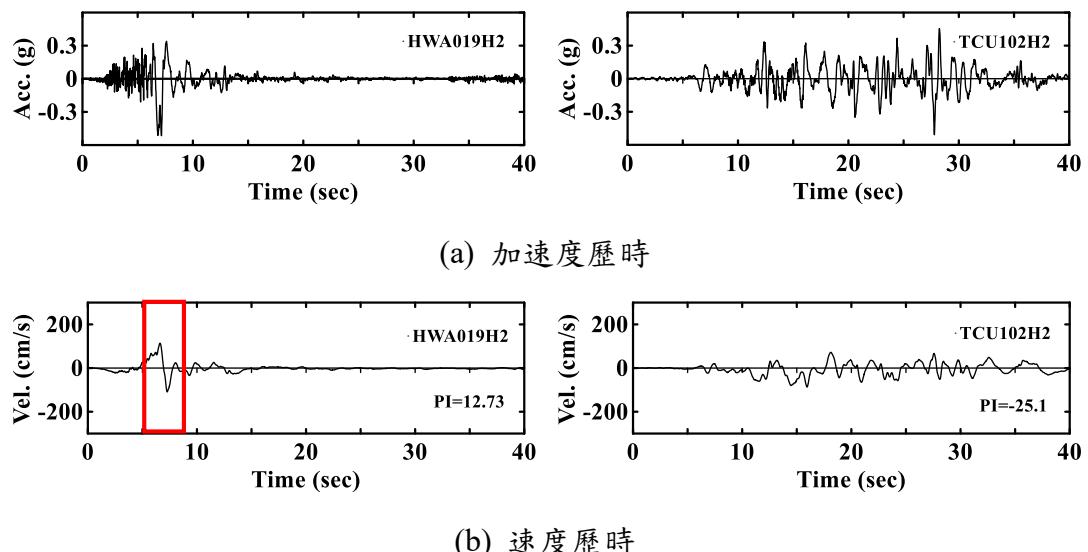


圖 3.11 有、無速度脈衝之地震加速度歷時與速度歷時比較

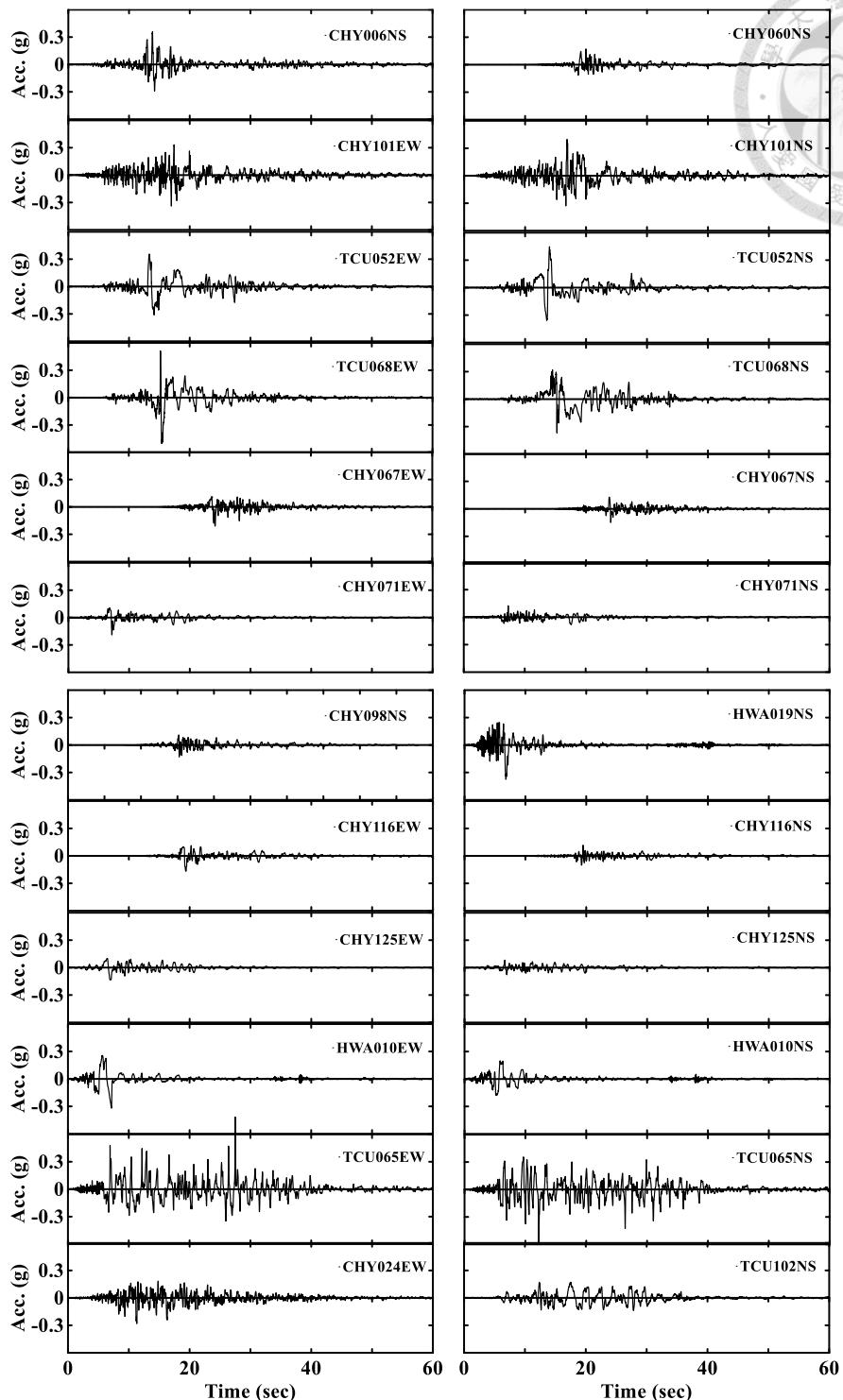


圖 3.12 山腳斷層原始地震加速度歷時

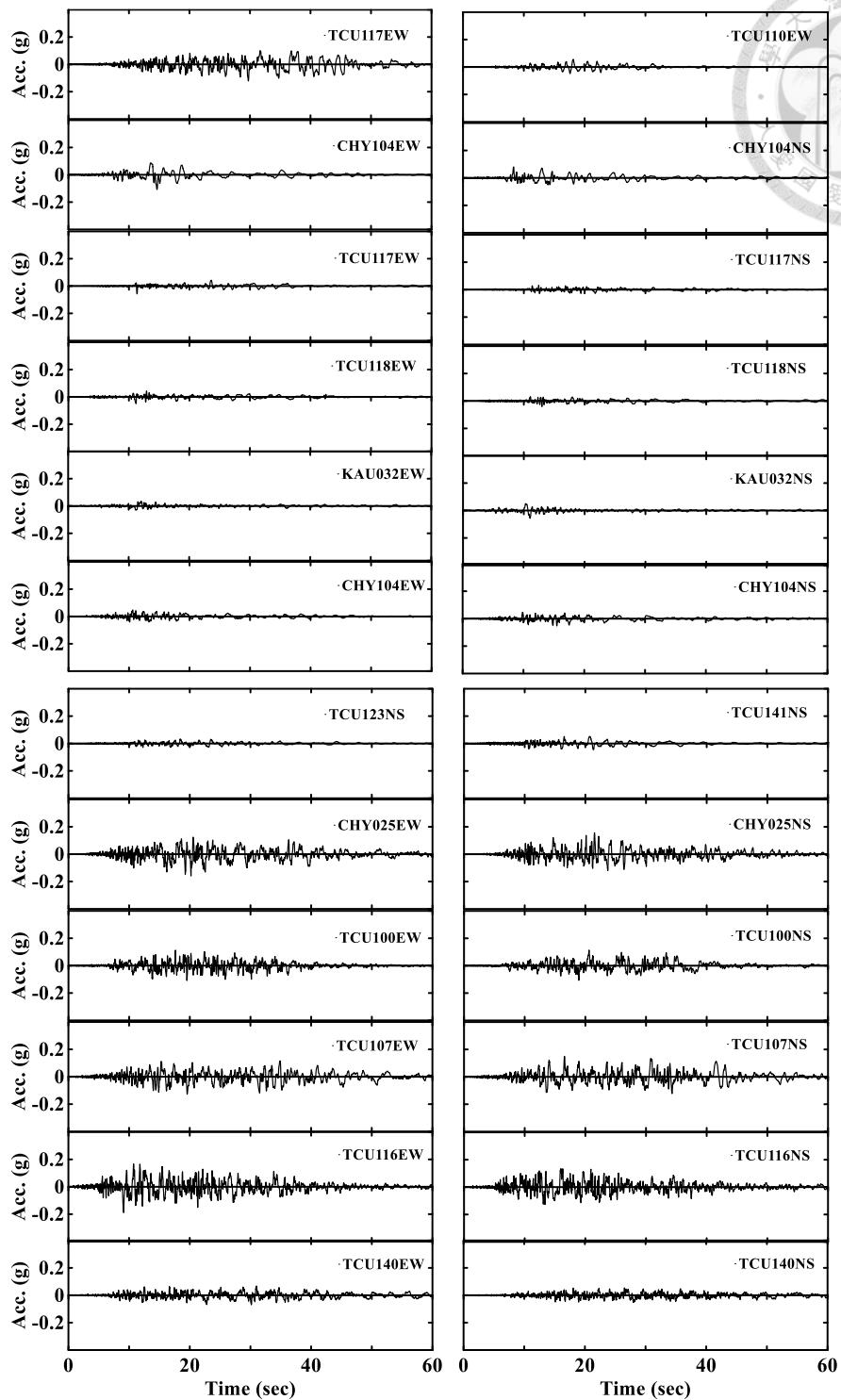
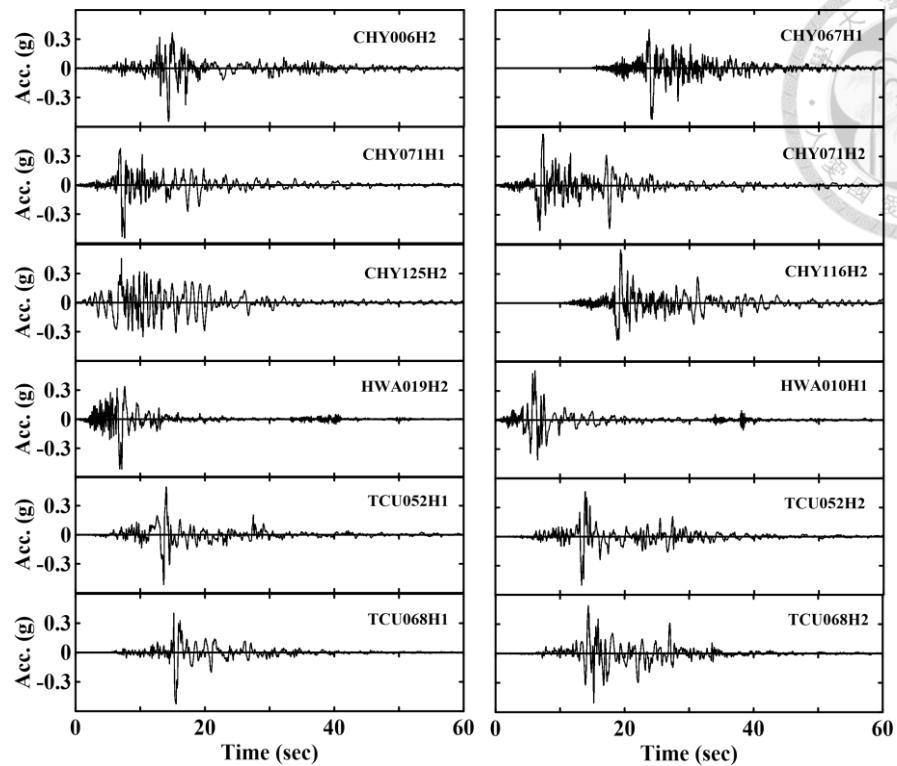
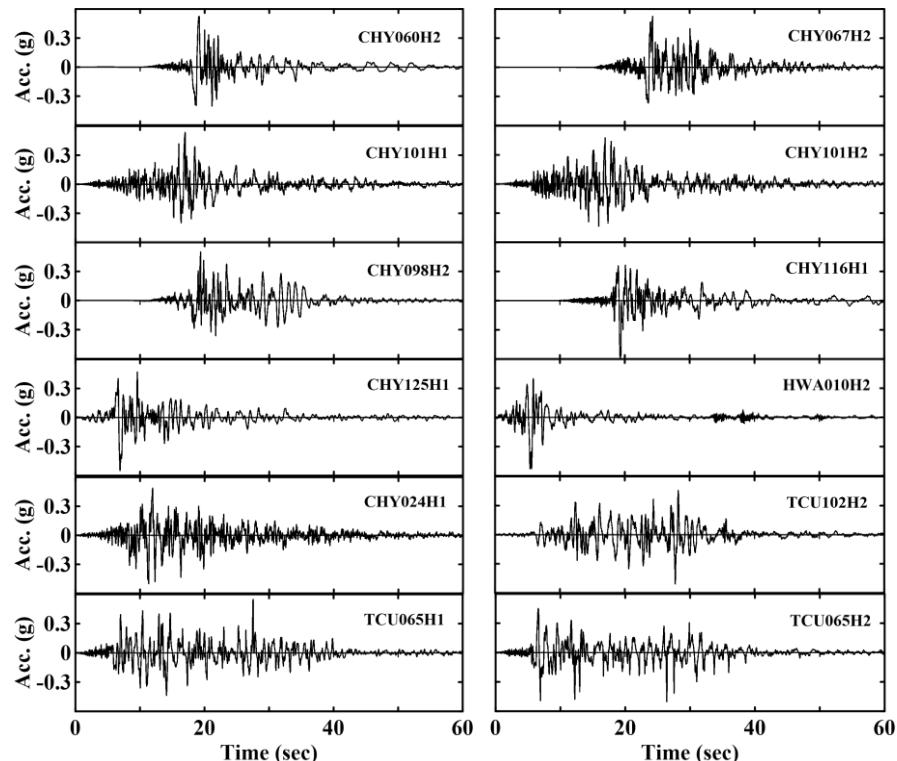


圖 3.13 MCE 原始地震加速度歷時

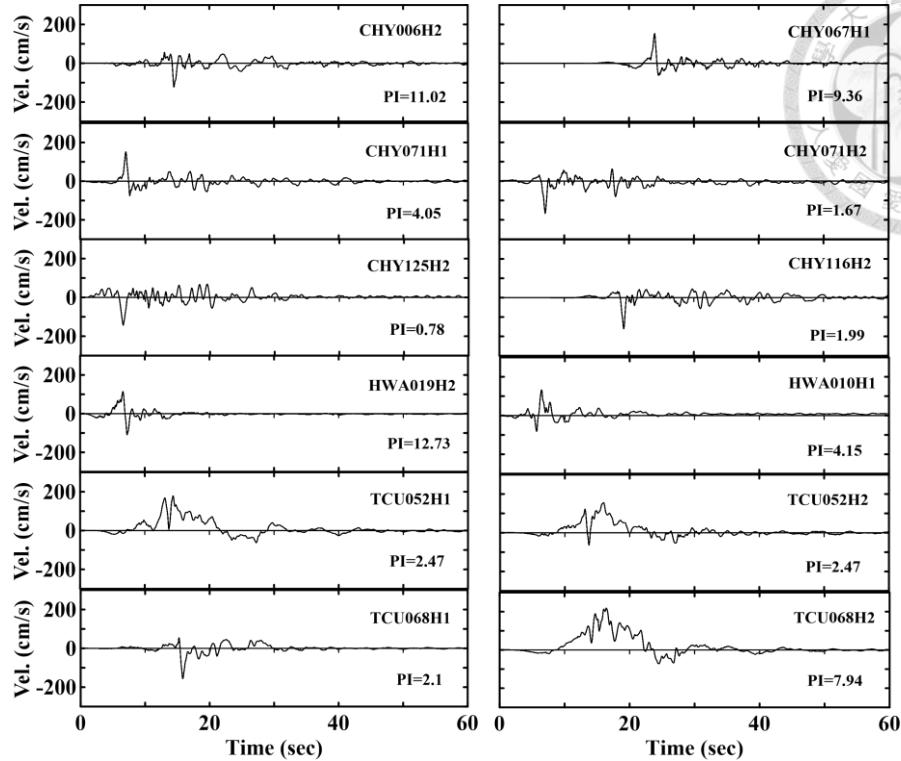


(a) 含速度脈衝

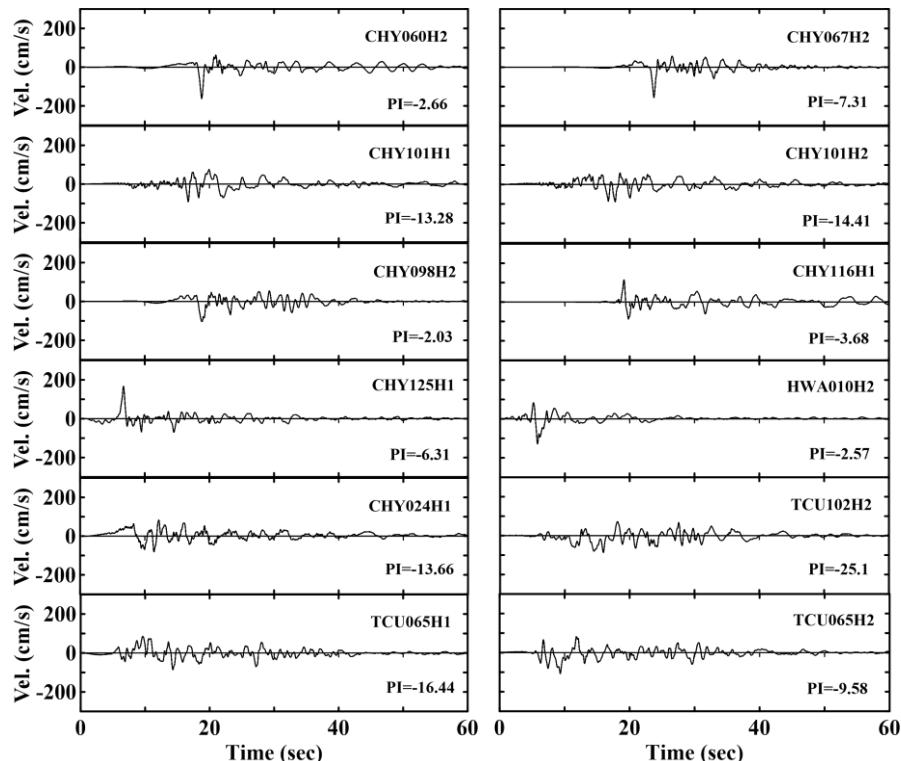


(b) 不含速度脈衝

圖 3.14 譜擬合後山腳斷層加速度歷時

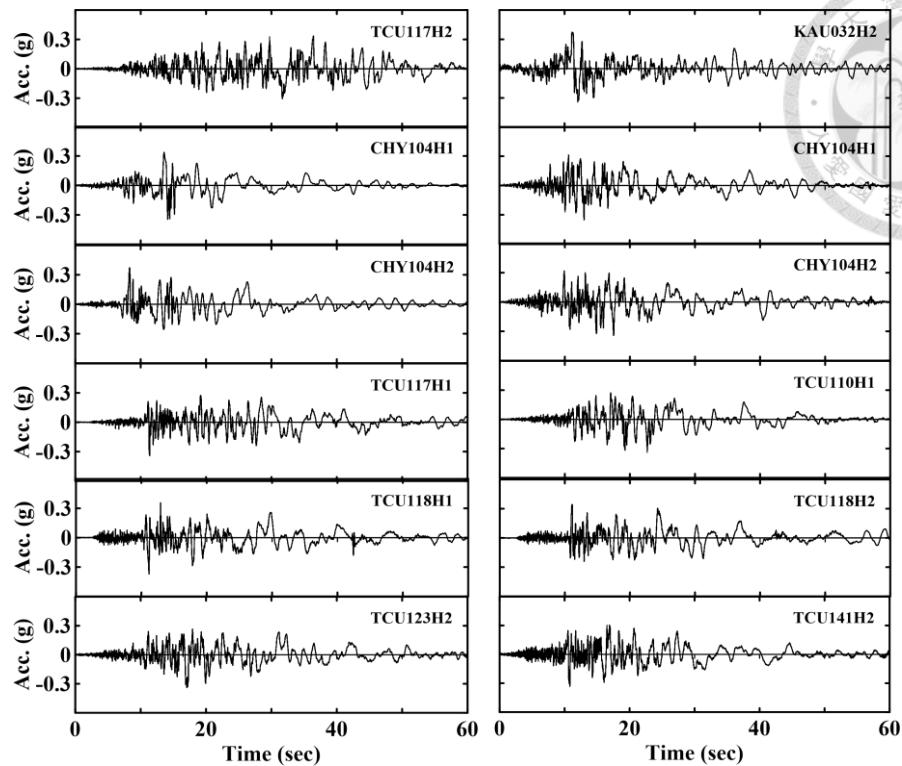


(a) 含速度脈衝

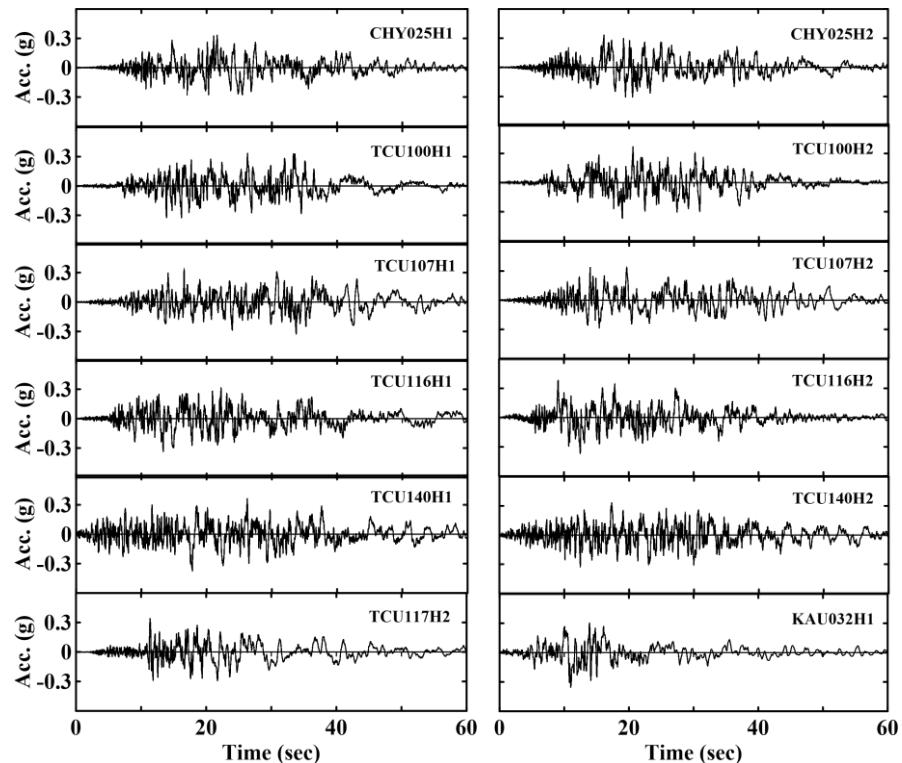


(b) 不含速度脈衝

圖 3.15 譜擬合後山腳斷層速度歷時

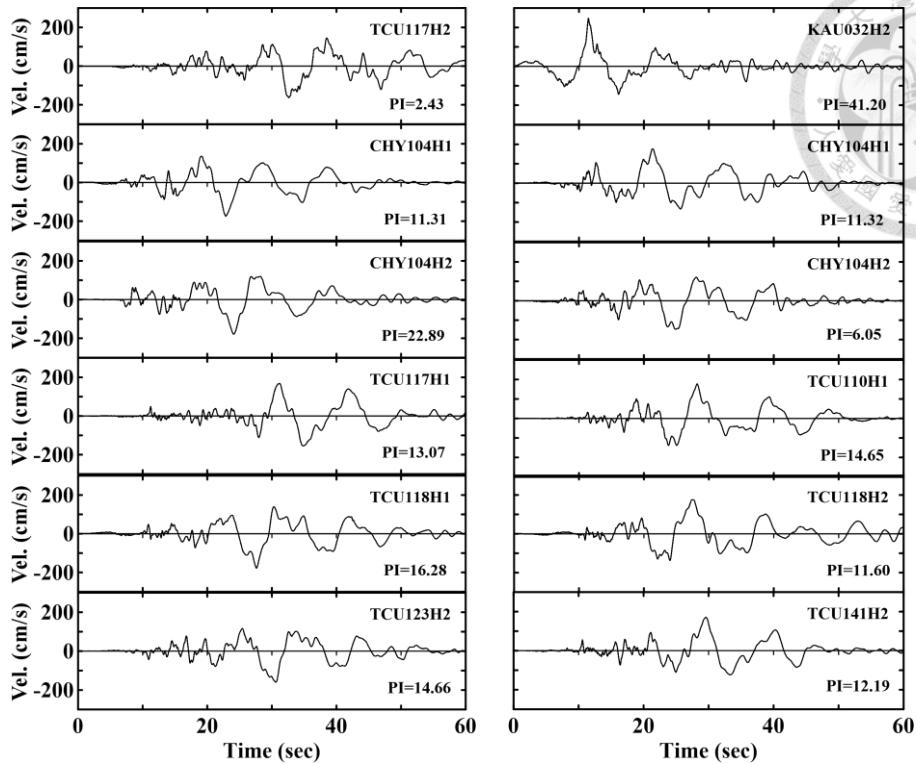


(a) 含速度脈衝

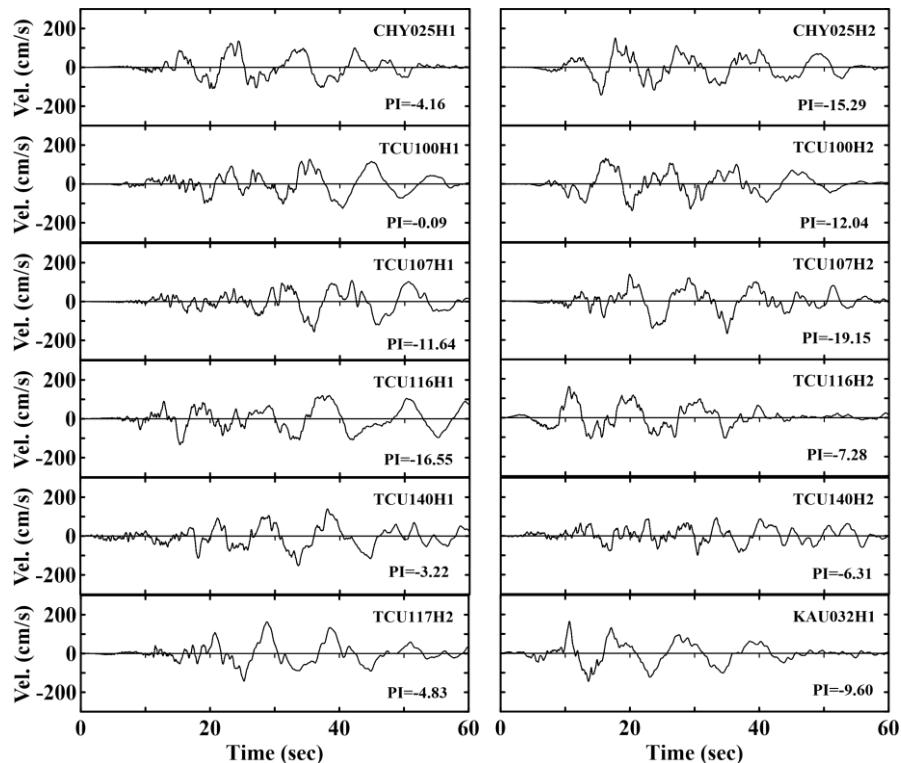


(b) 不含速度脈衝

圖 3.16 譜擬合後 MCE 加速度歷時

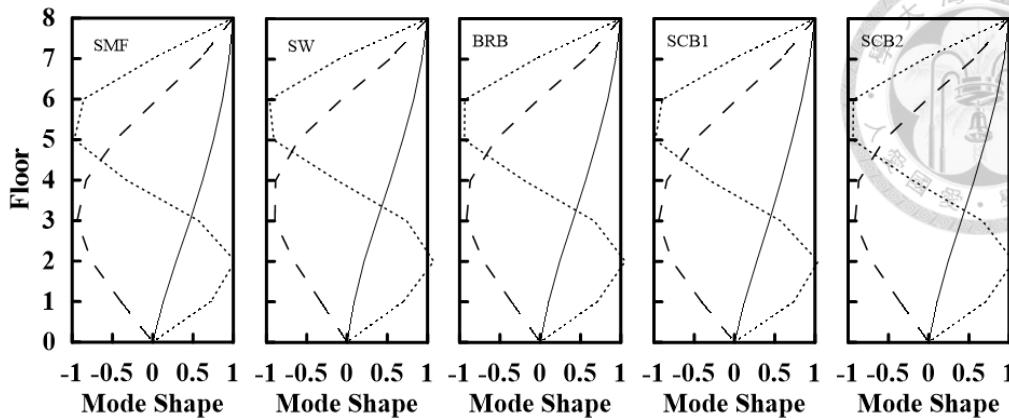


(a) 含速度脈衝

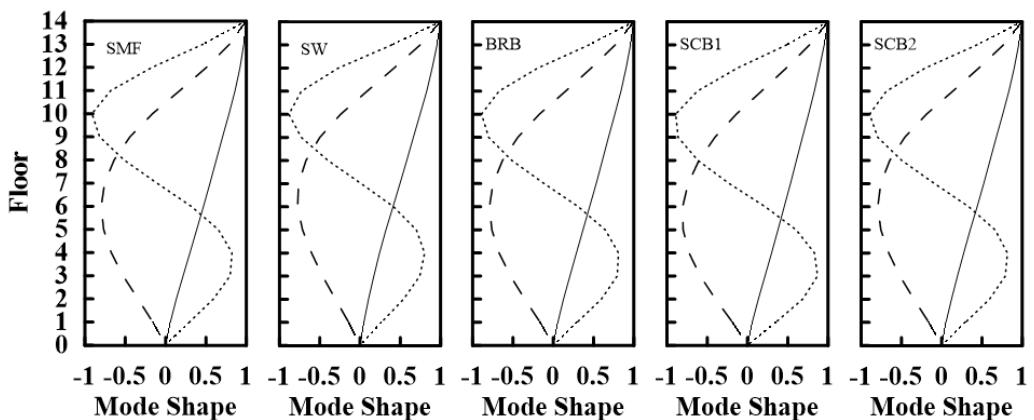


(b) 不含速度脈衝

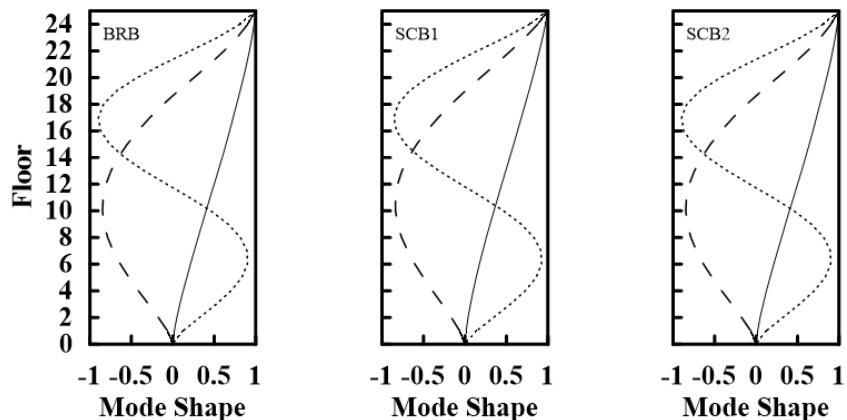
圖 3.17 譜擬合後 MCE 速度歷時



(a) 8 層樓



(b) 14 層樓



(c) 25 層樓

— Mode 1 — Mode 2 ······ Mode 3

圖 4.1 PISA3D 模型分析之自然振動模態

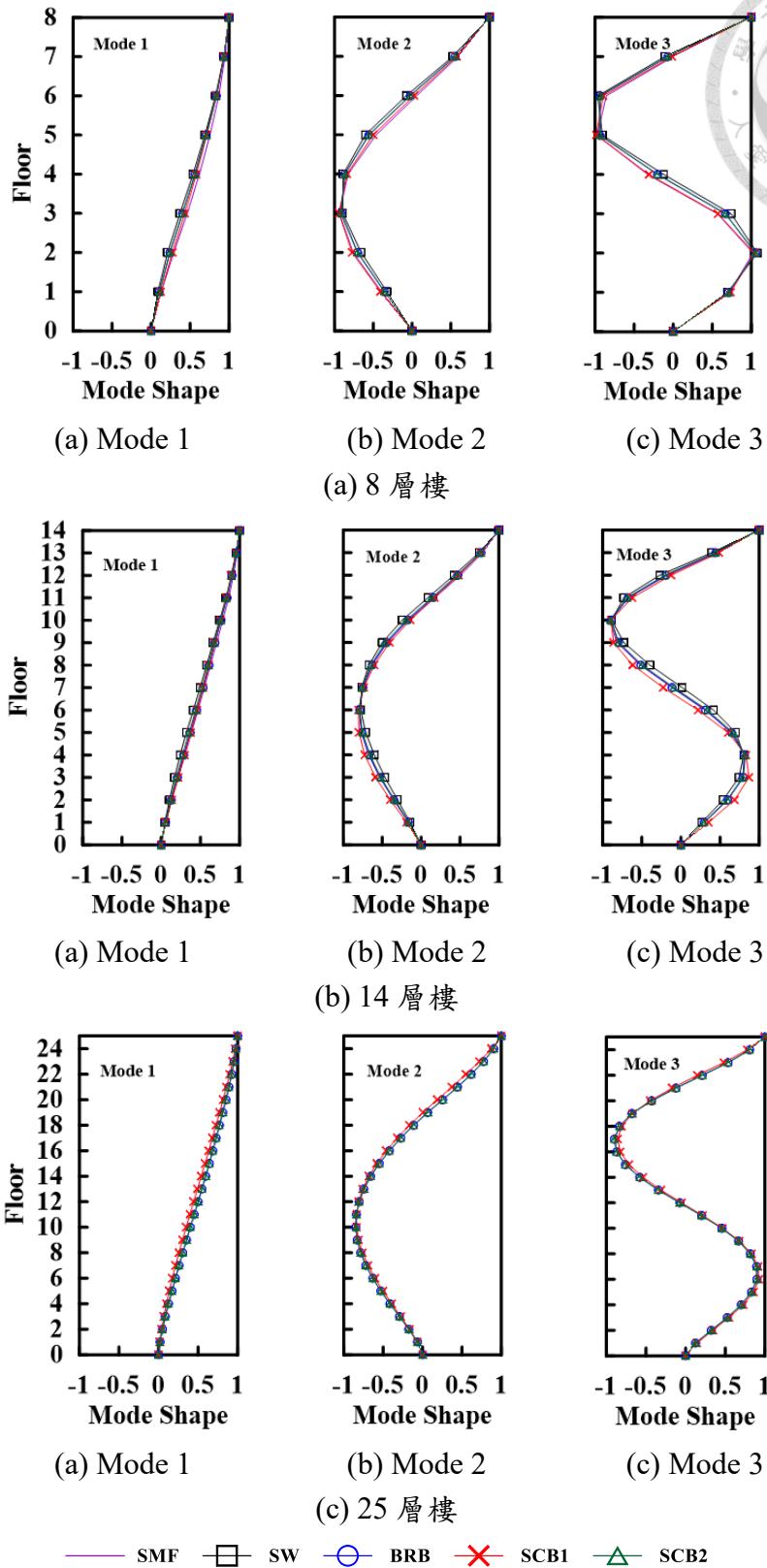


圖 4.2 PISA3D 模型分析之自然振動模態比較

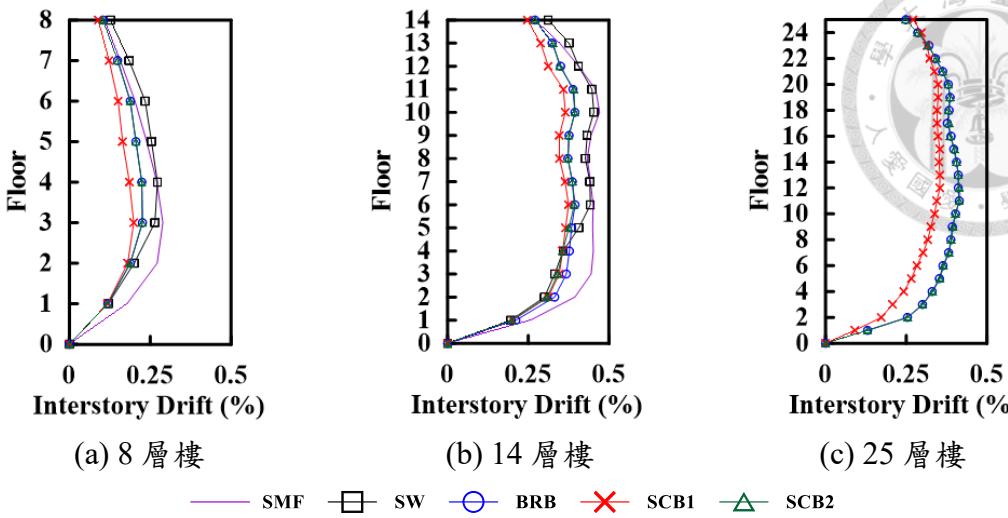


圖 4.3 容許層間位移角檢核

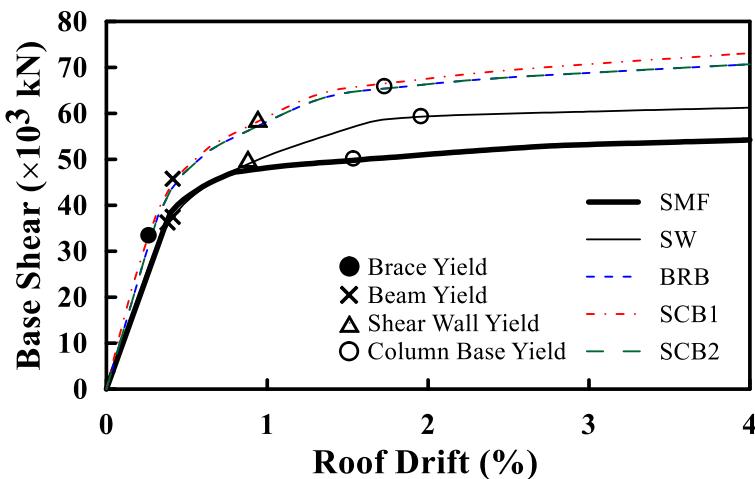
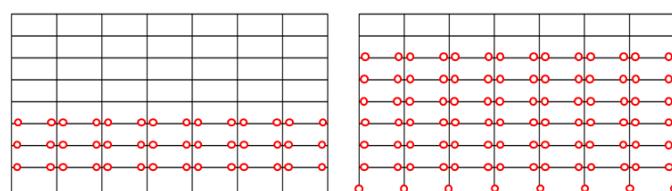


圖 4.4 八層樓構架側推曲線



### (a) Beam Yield

### (b) Column Base Yield

圖 4.5 八層樓抗彎矩構架塑鉸分佈圖

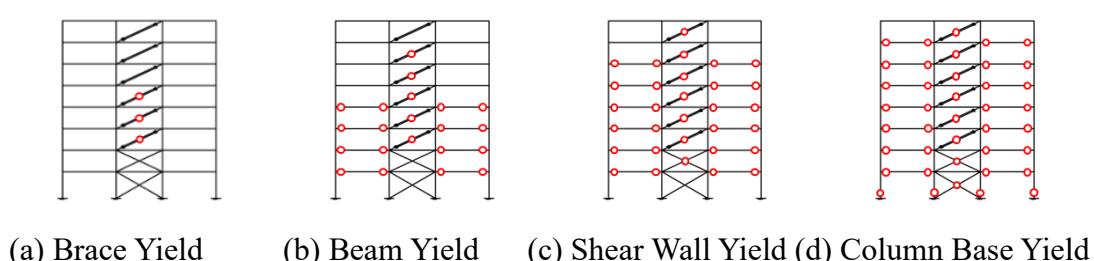


圖 4.6 八層樓構架塑鉸分佈圖 (以 SCB1 為例)

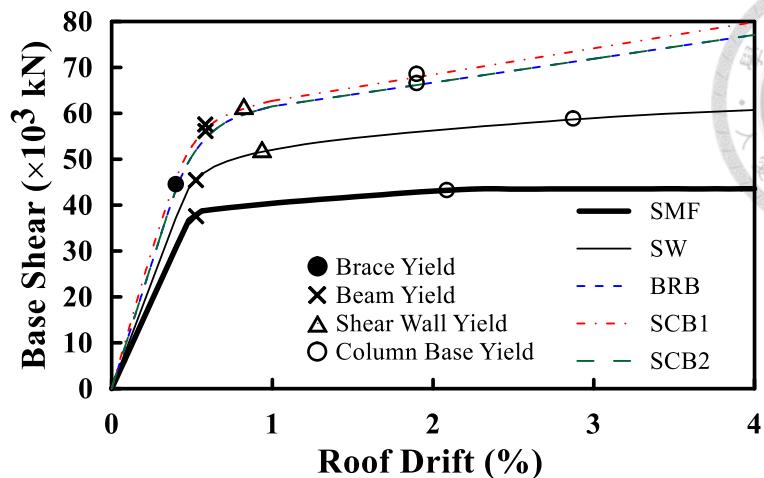
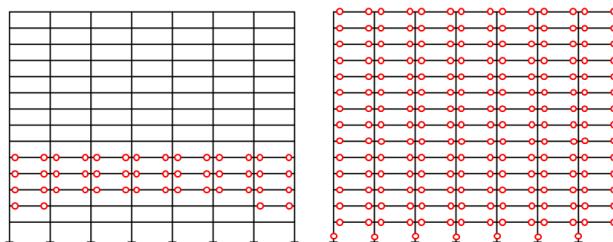


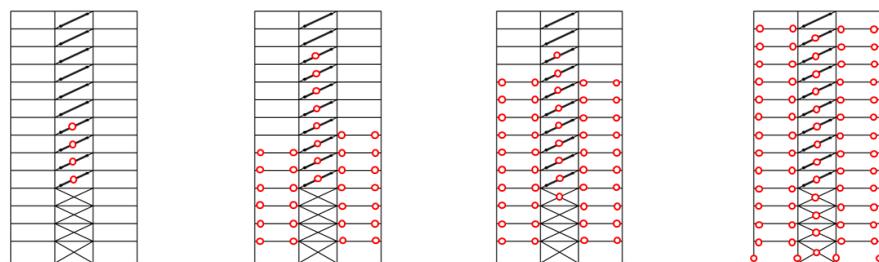
圖 4.7 十四層樓構架側推曲線



(a) Beam Yield

(b) Column Base Yield

圖 4.8 十四層樓抗彎矩構架塑鉸分佈圖



(a) Brace Yield

(b) Beam Yield

(c) Shear Wall Yield (d) Column Base Yield

圖 4.9 十四層樓構架塑鉸分佈圖 (以 SCB1 為例)

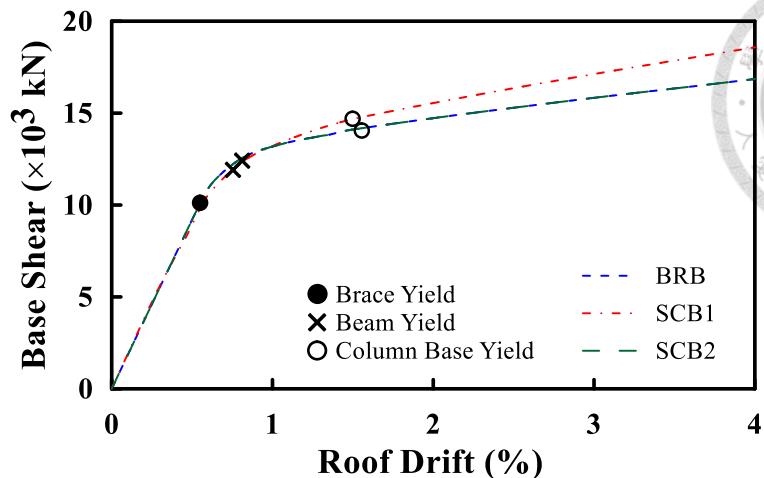
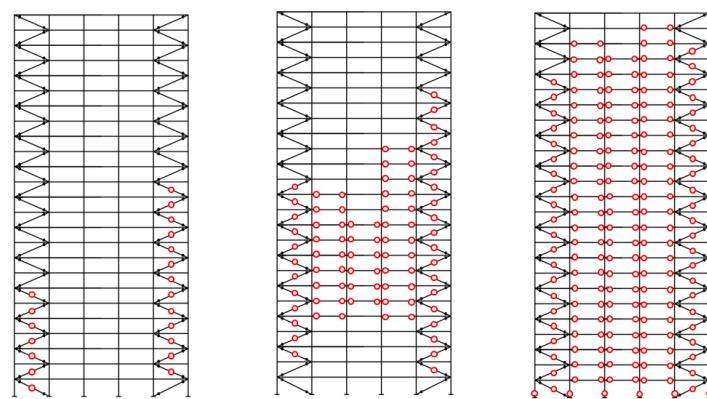
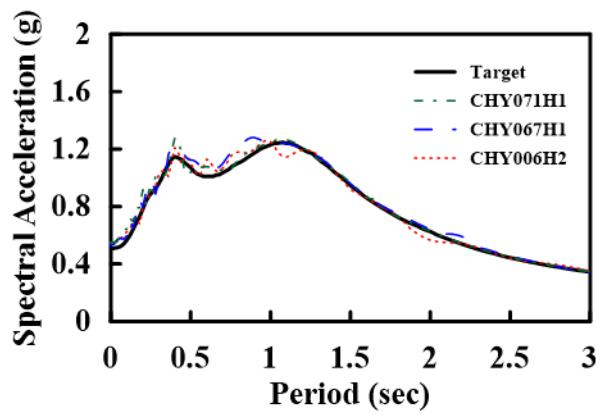


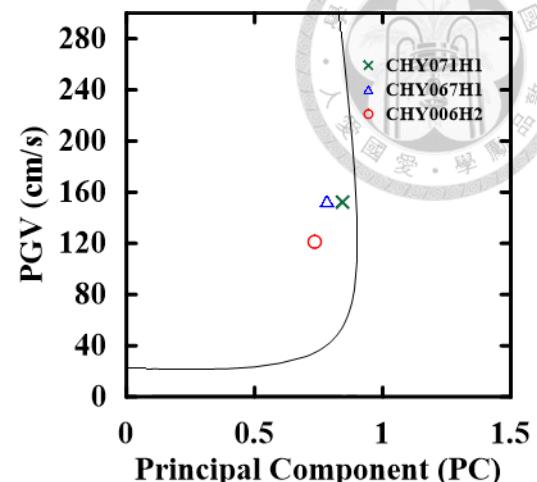
圖 4.10 二十五層樓構架側推曲線



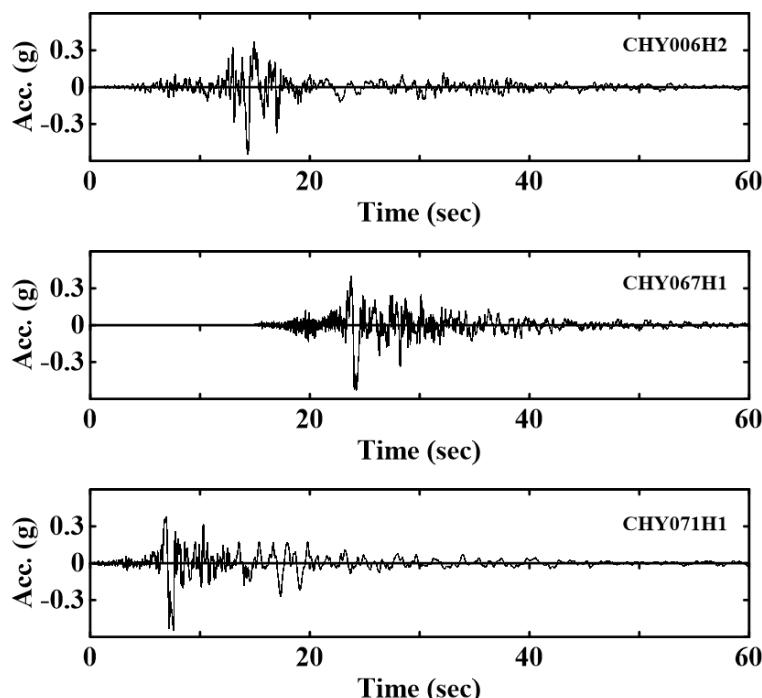
(a) Brace Yield (b) Beam Yield (c) Column Base Yield  
圖 4.11 二十五層樓構架塑鉸分佈圖 (以 SCB1 為例)



(a) 加速度反應譜



(b) PC 與 PGV 值



(c) 加速度歷時

圖 4.12 分別造成結構最大反應之三筆山腳斷層地震紀錄

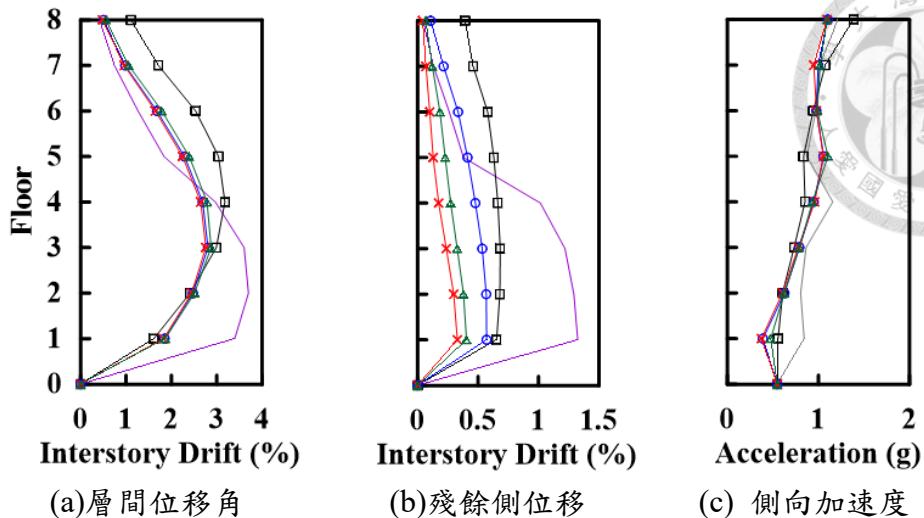


圖 4.13 八層樓構架於 CHY071H1 作用下結構行為

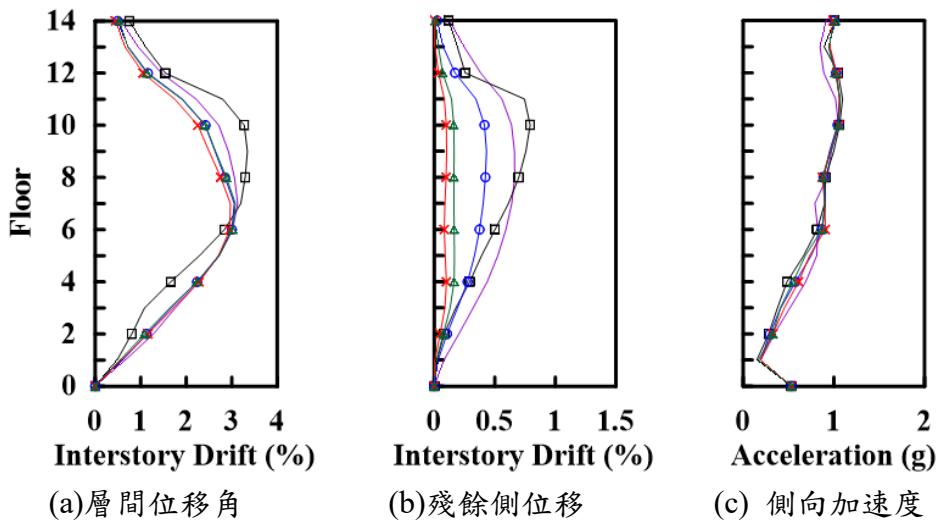


圖 4.14 十四層樓構架於 CHY067H1 作用下結構行為

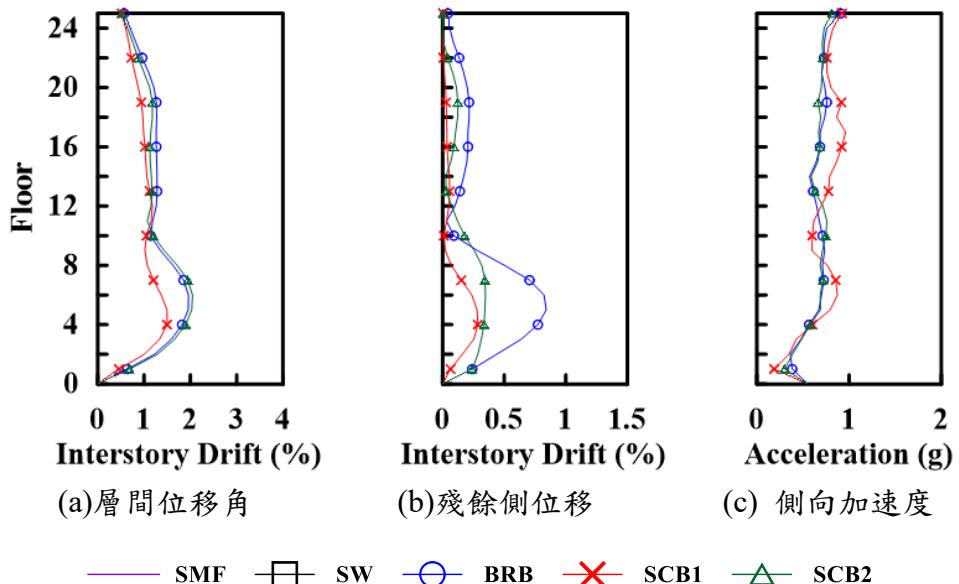


圖 4.15 二十五層樓構架於 CHY006H2 作用下結構行為

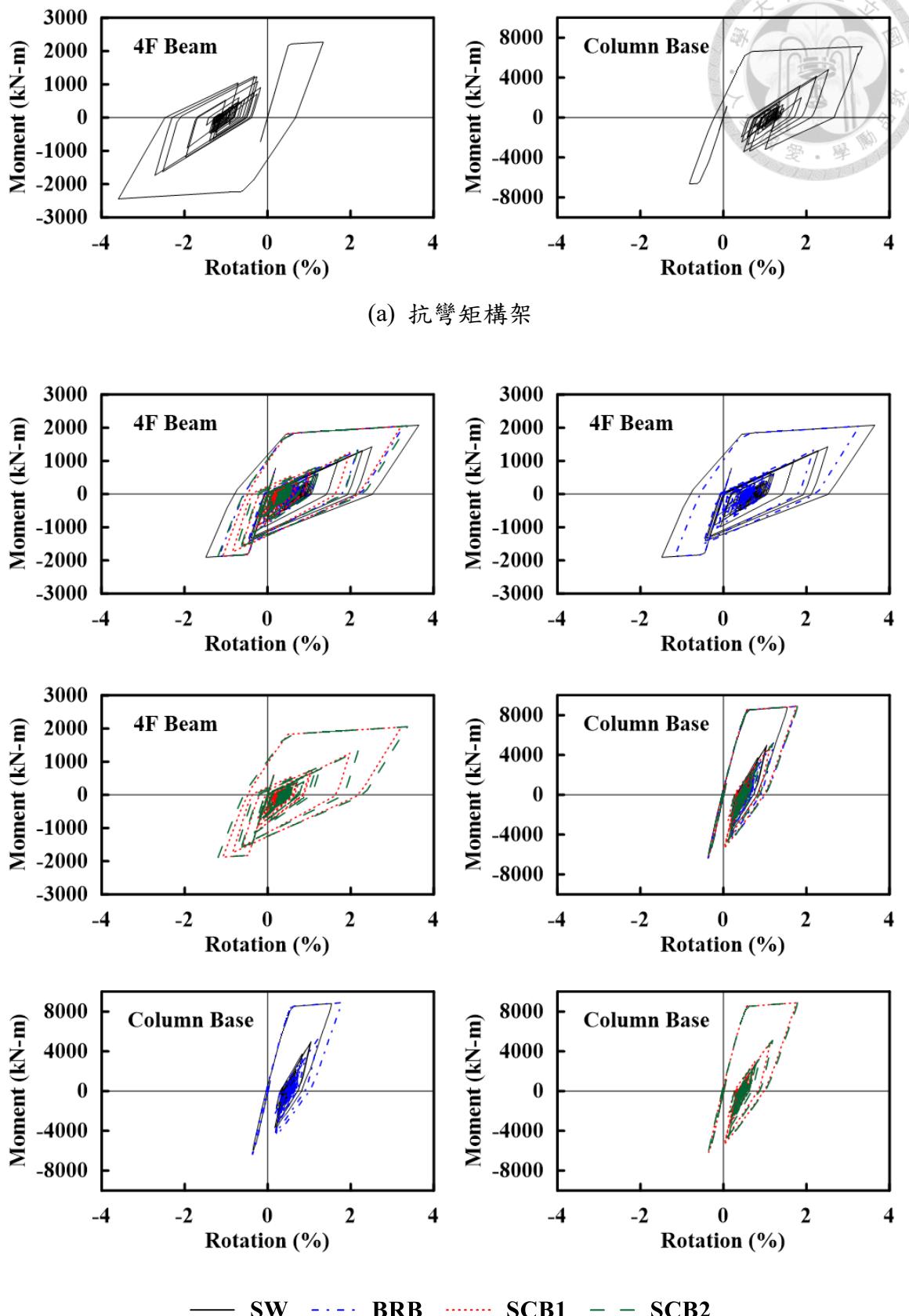
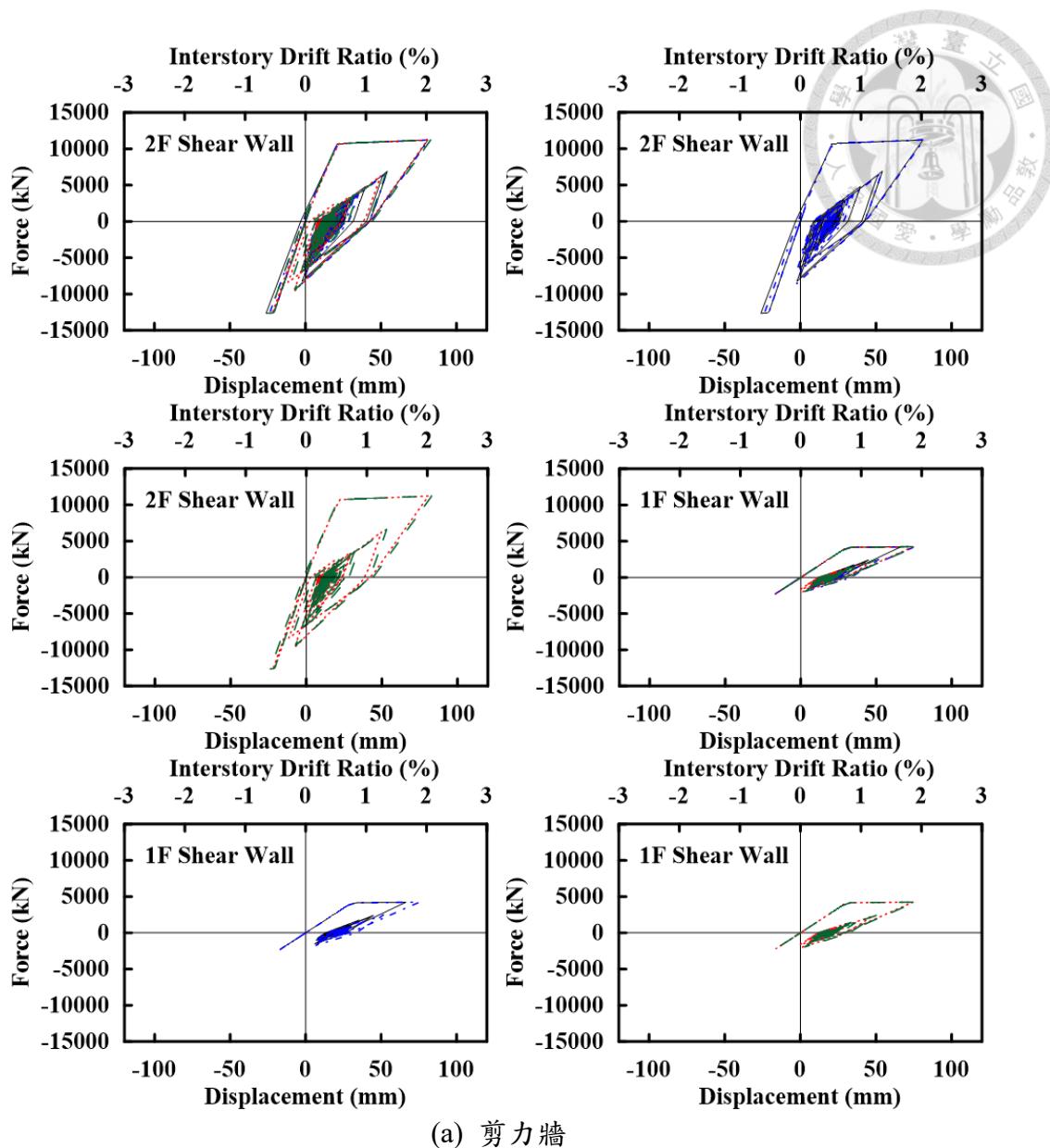
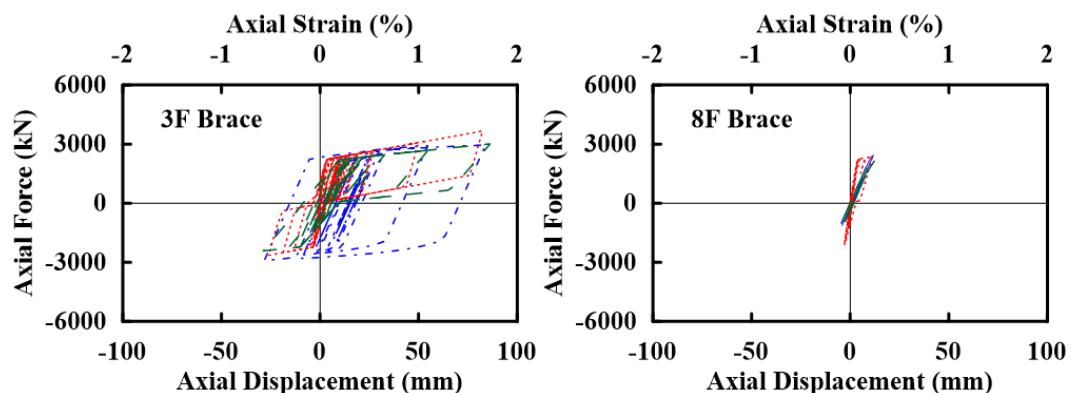


圖 4.16 八層樓構架於 CHY071H1 地震作用下梁及柱行為



(a) 剪力牆



(b) 斜撐

—— SW    - - - BRB    - - - - SCB1    - - - SCB2

圖 4.17 八層樓構架於 CHY071H1 地震作用下剪力牆及斜撐行為

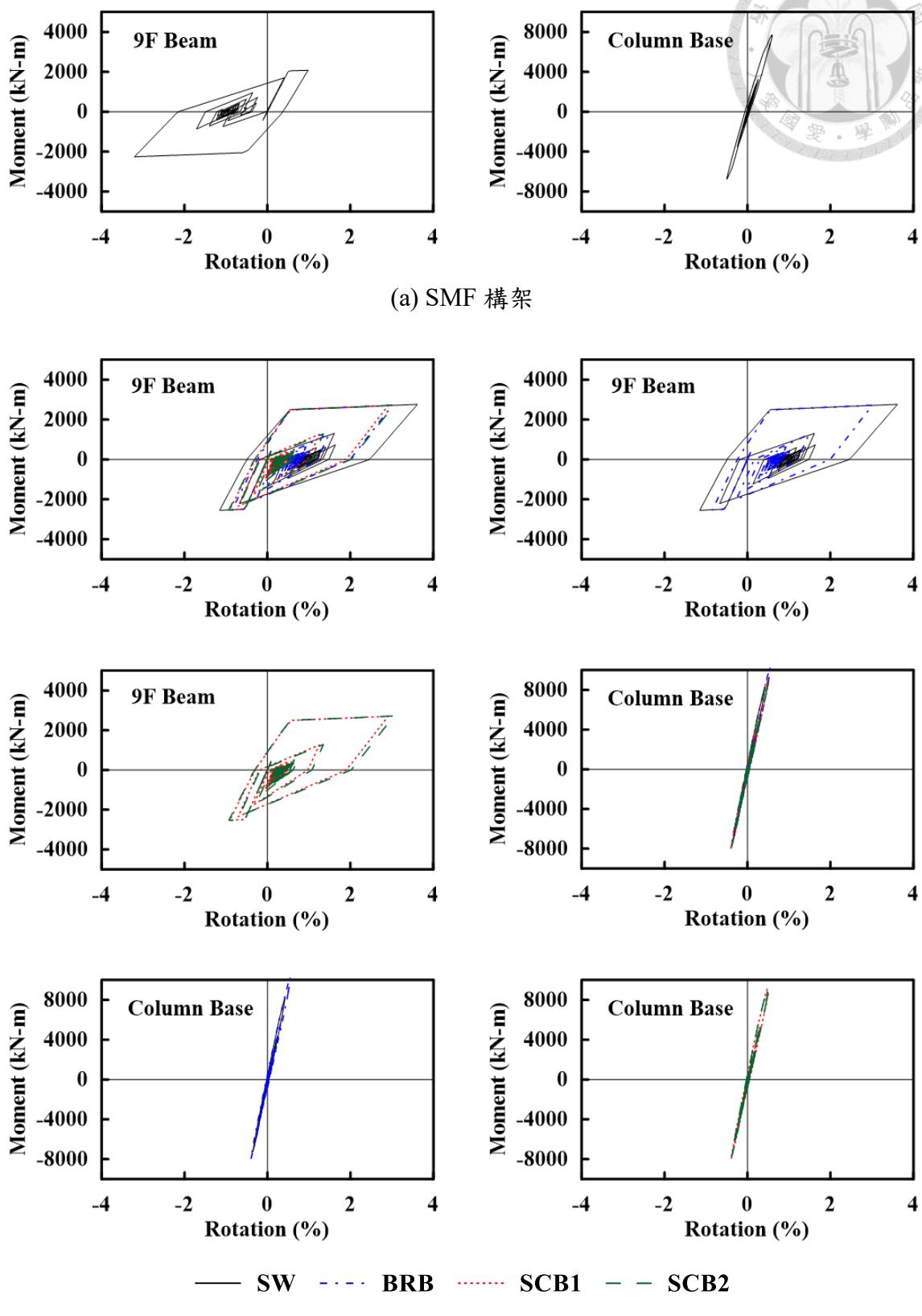


圖 4.18 十四層樓構架於 CHY067H1 地震作用下梁及柱行為

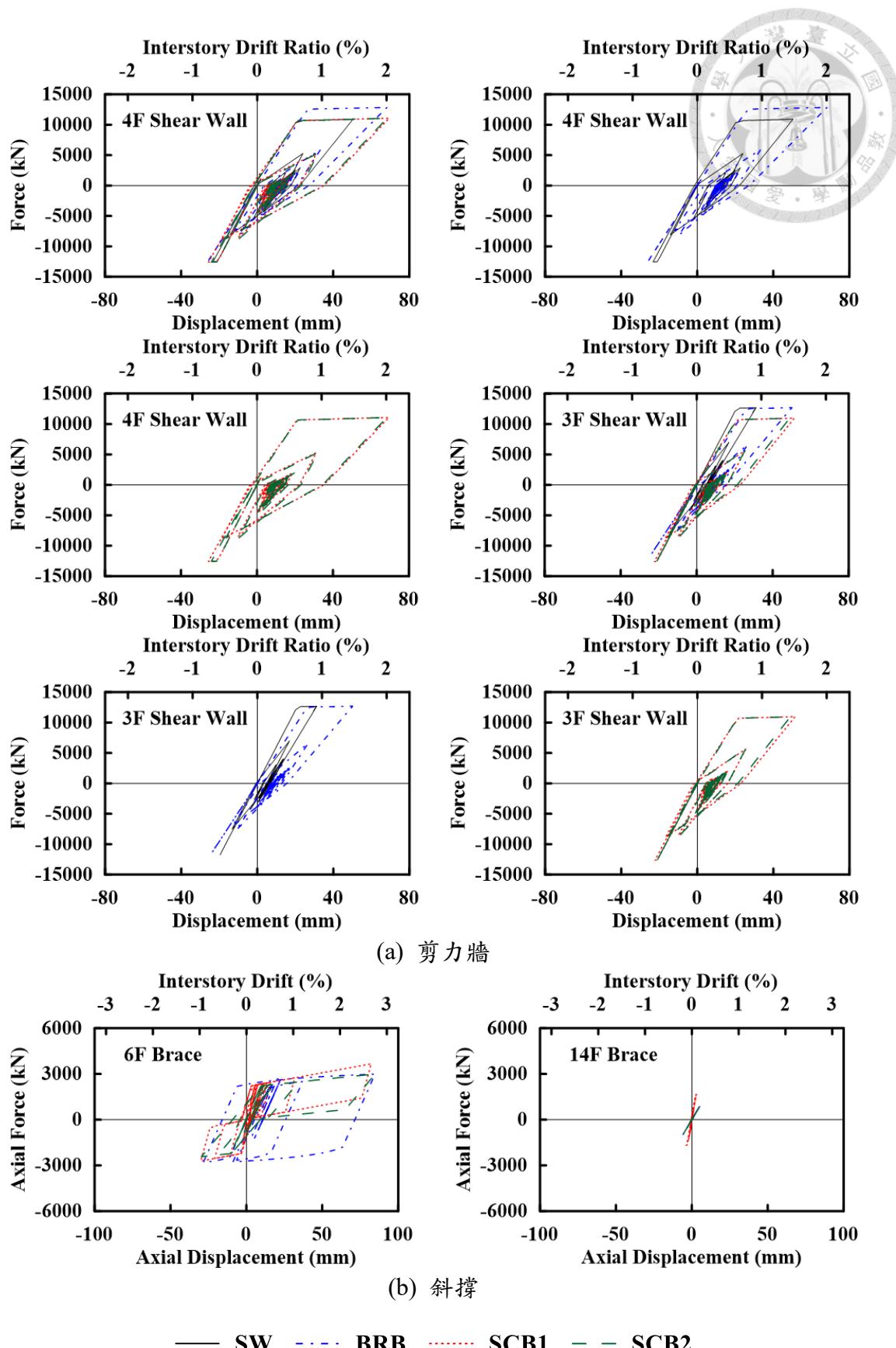


圖 4.19 十四層樓構架於 CHY067H1 地震作用下剪力牆及斜撐行為

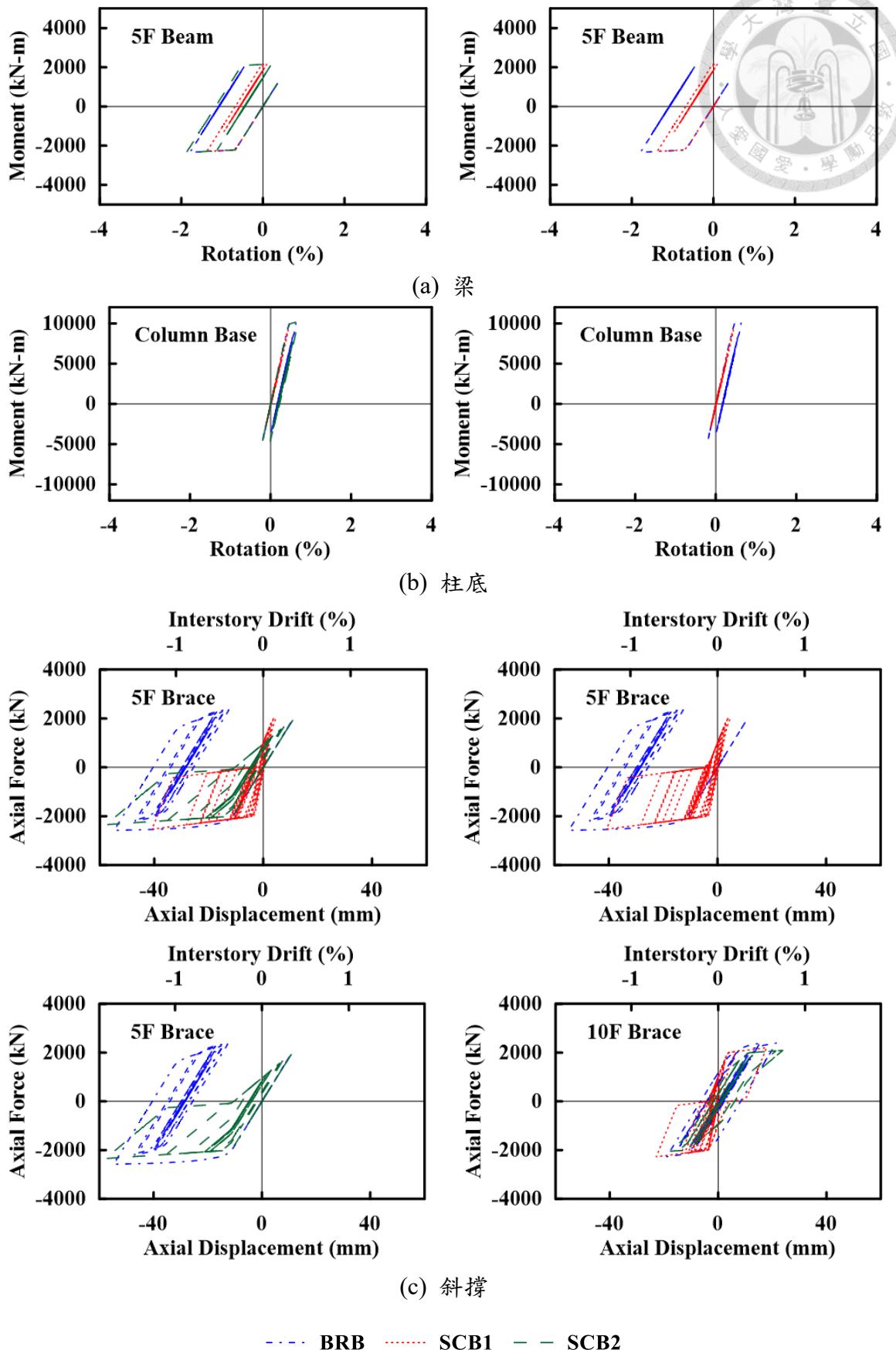


圖 4.20 二十五層樓斜撐構架於 CHY006H2 地震作用下各元件行為 (1/2)

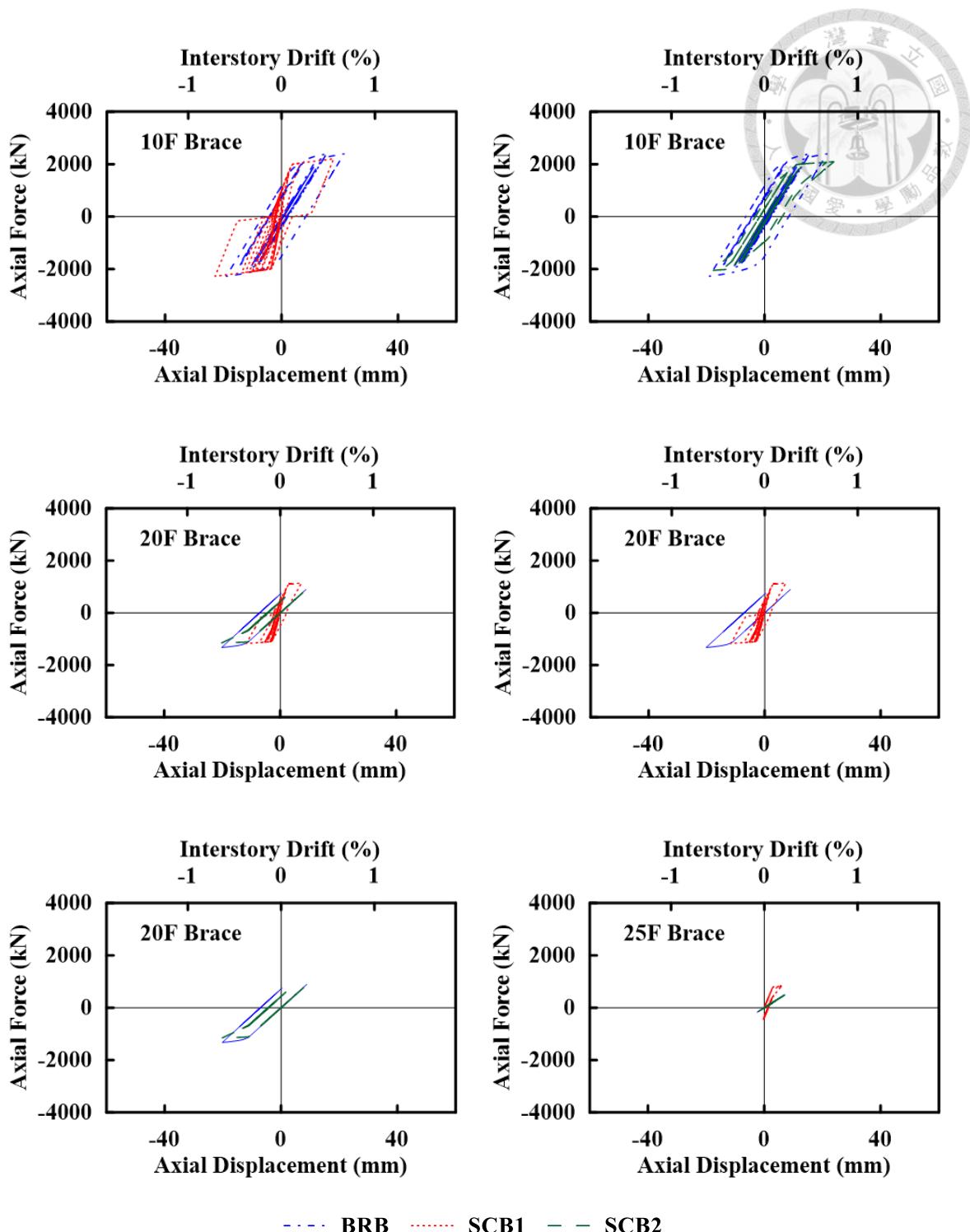


圖 4.21 二十五層樓斜撐構架於 CHY006H2 地震作用下各樣件行為 (2/2)

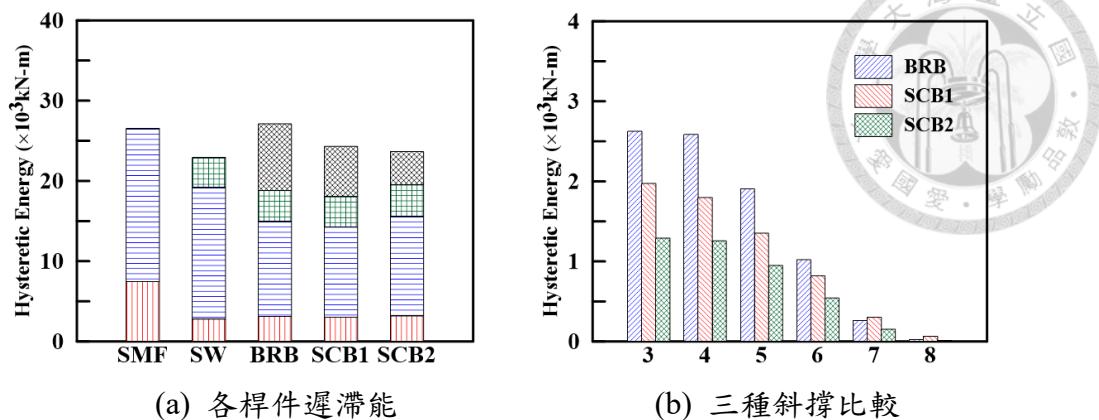


圖 4.22 八層樓構架受到 CHY071H1 作用下各桿件遲滯能

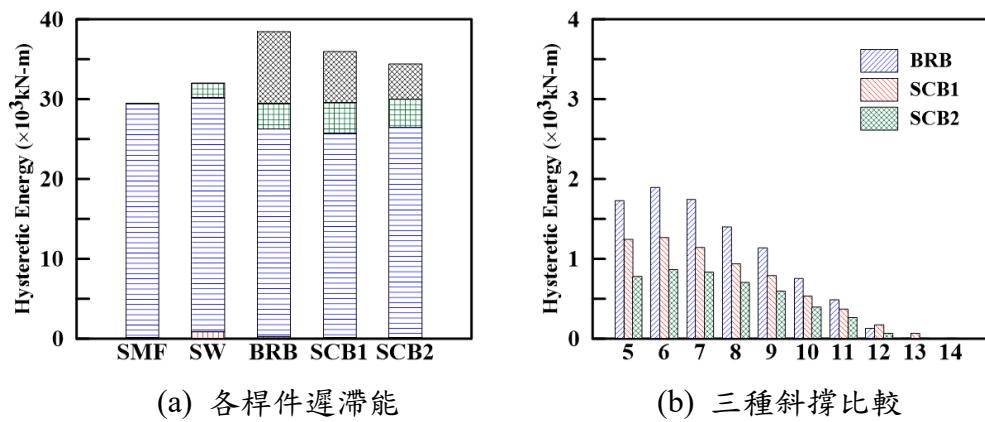


圖 4.23 十四層樓構架受到 CHY067H1 作用下各桿件遲滯能

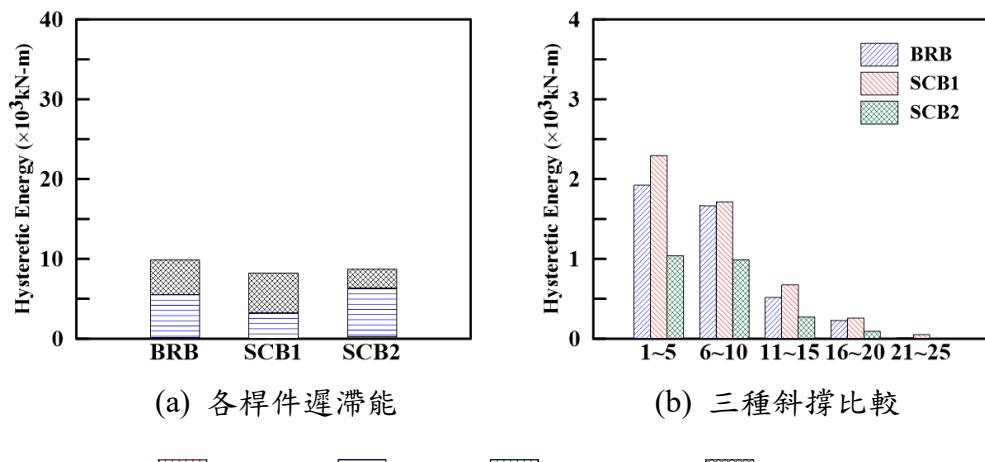


圖 4.24 二十五層樓構架受到 CHY006H2 作用下各桿件遲滯能

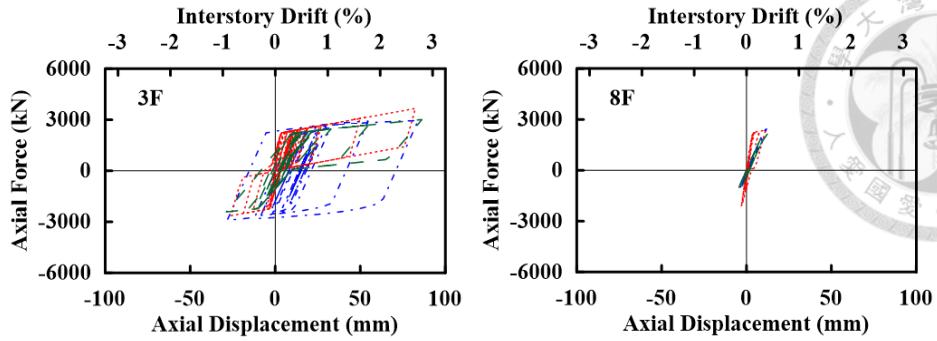


圖 4.25 八層樓構架於地震作用下三種斜撐遲滯迴圈比較

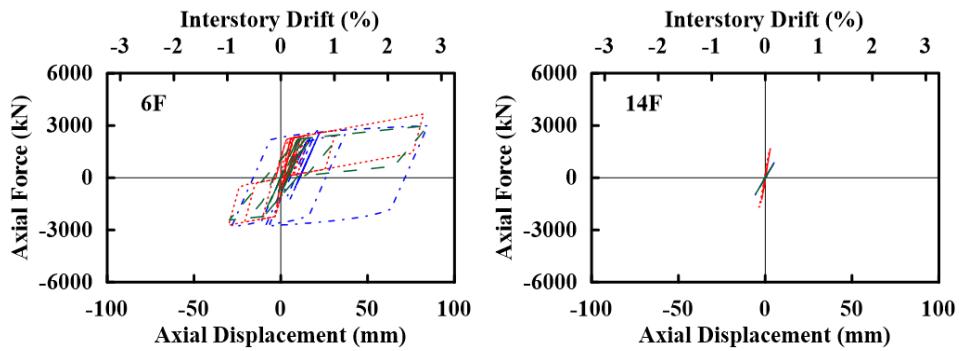


圖 4.26 十四層樓構架於地震作用下三種斜撐遲滯迴圈比較

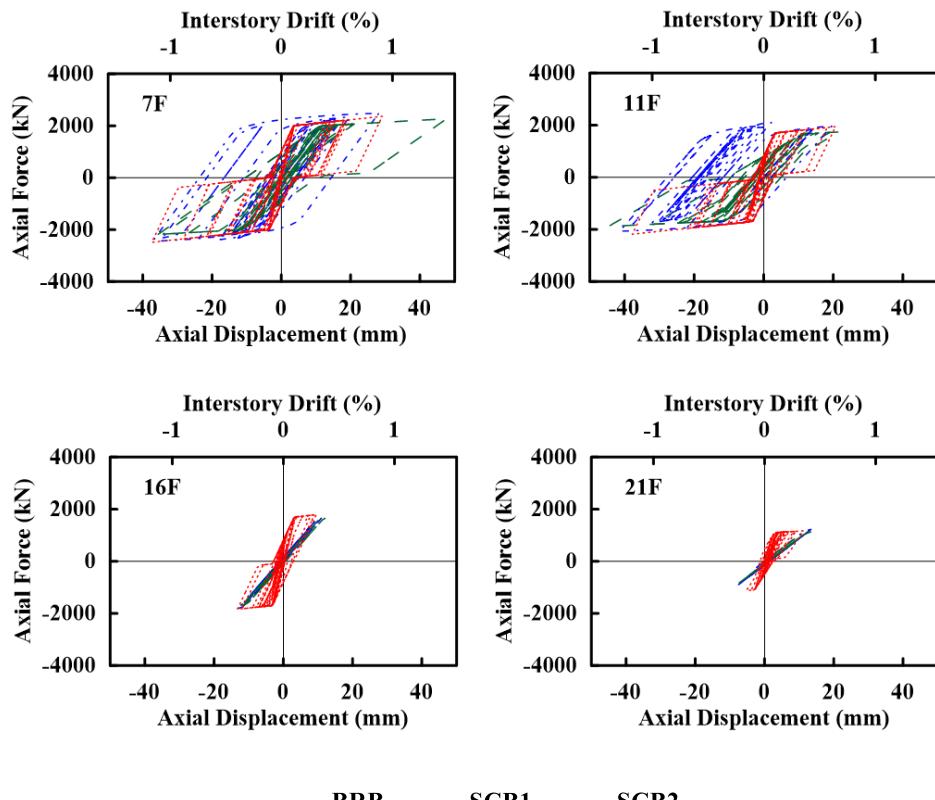


圖 4.27 二十五層樓構架於地震作用下三種斜撐遲滯迴圈比較

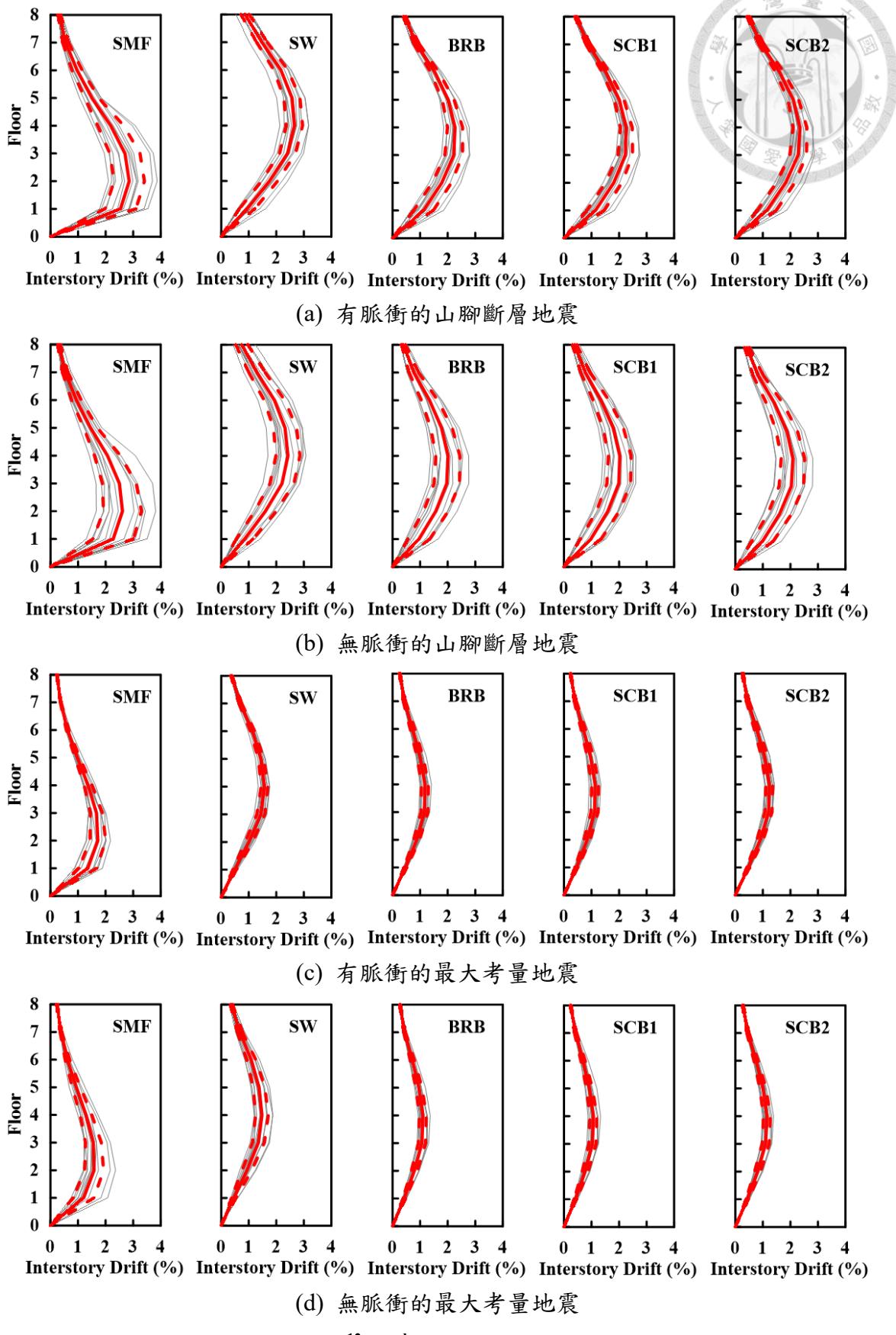


圖 4.28 八層樓構架受到所有地震作用下最大層間位移角

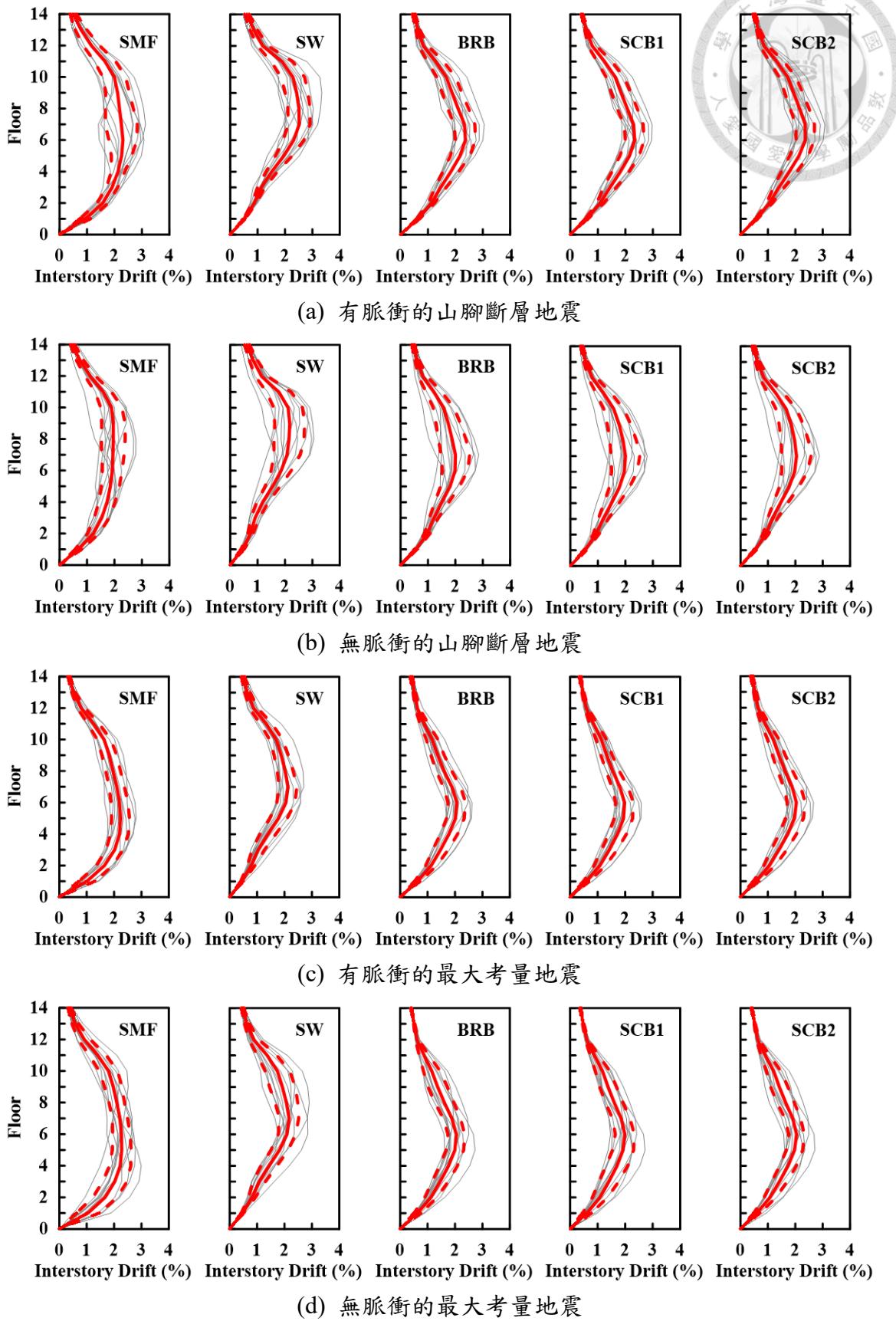


圖 4.29 十四層樓構架受到所有地震作用下最大層間位移角

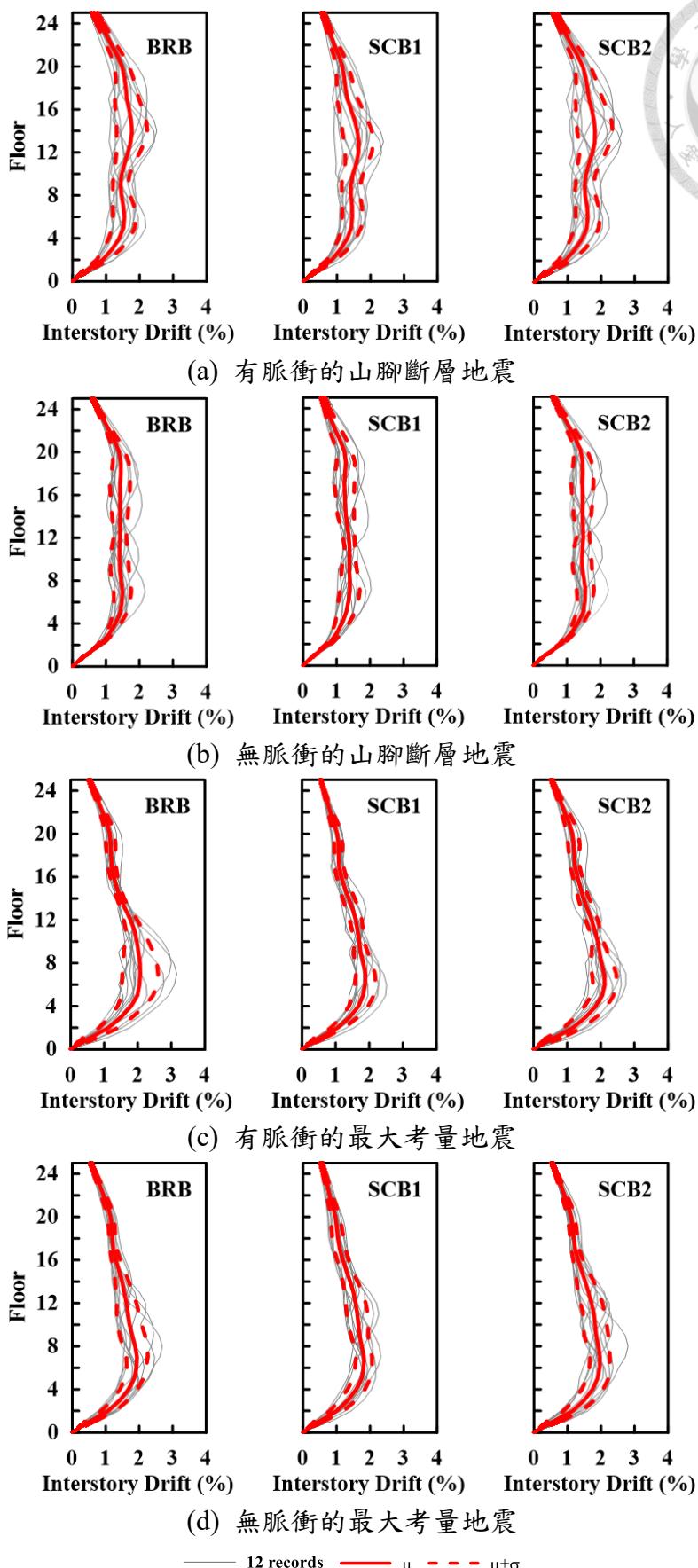


圖 4.30 二十五層樓構架受到所有地震作用下最大層間位移角

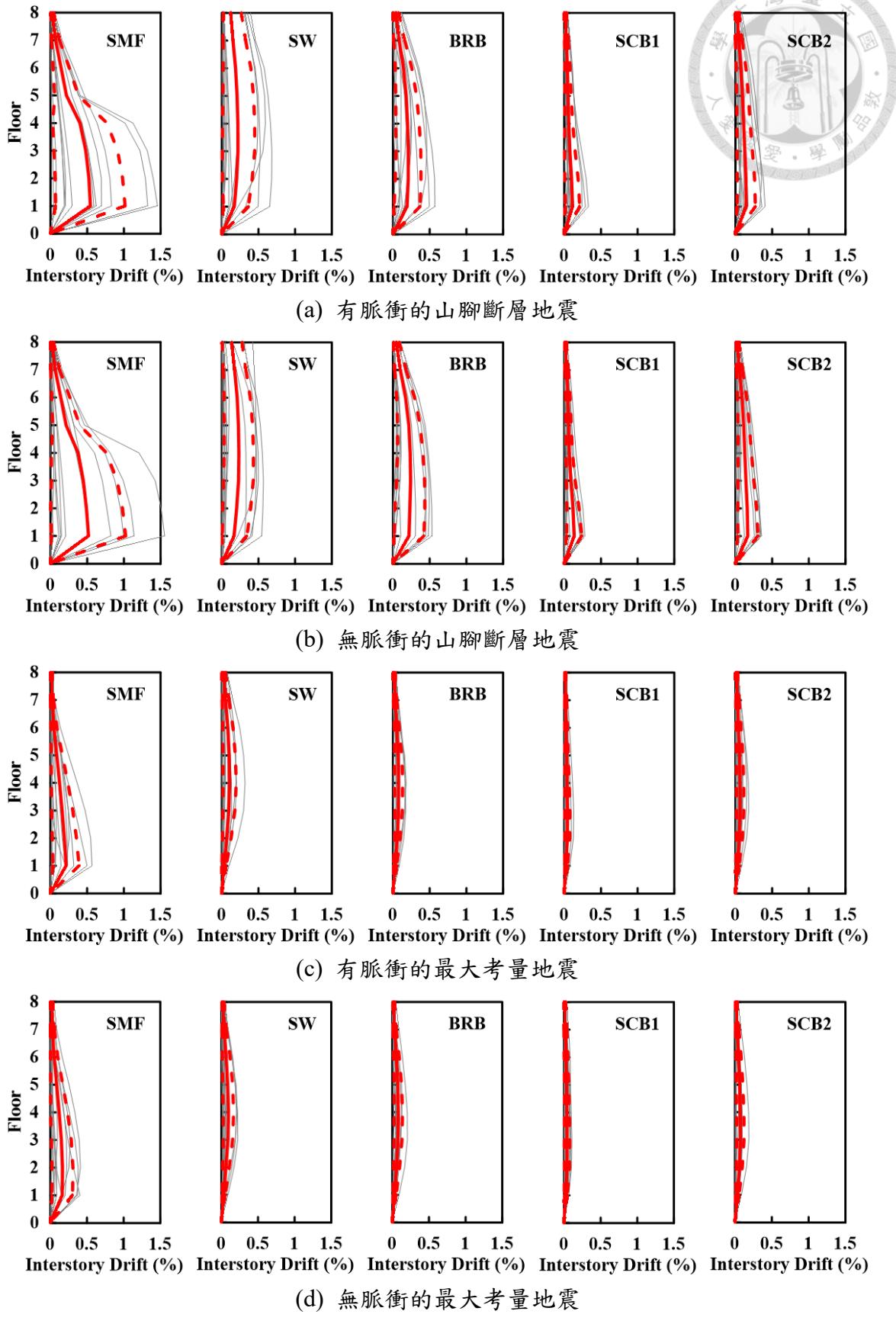


圖 4.31 八層樓構架受到所有地震作用下最大殘餘側位移角

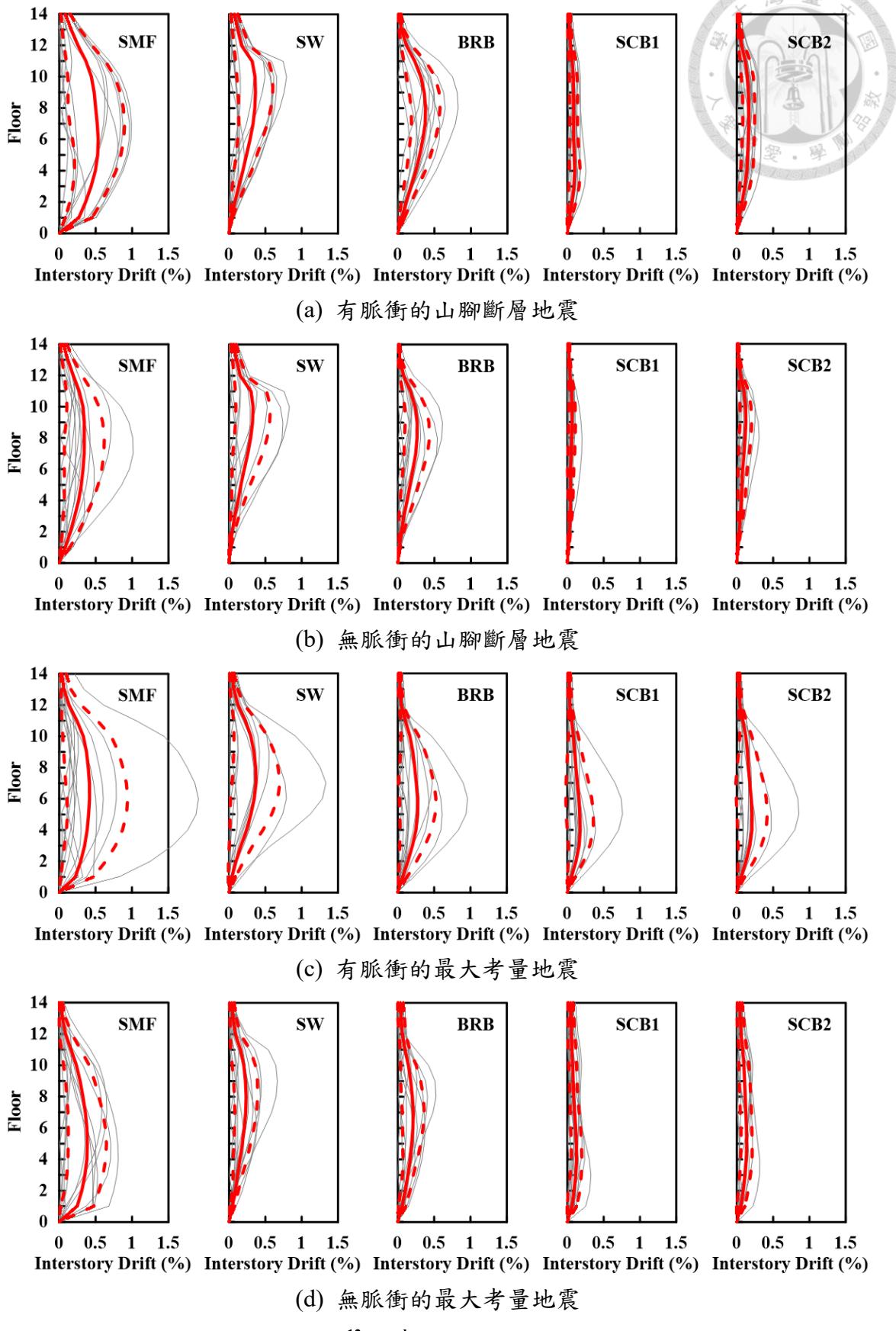
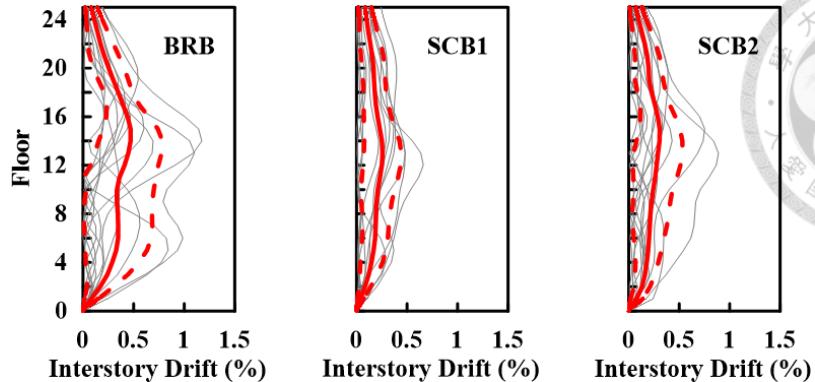
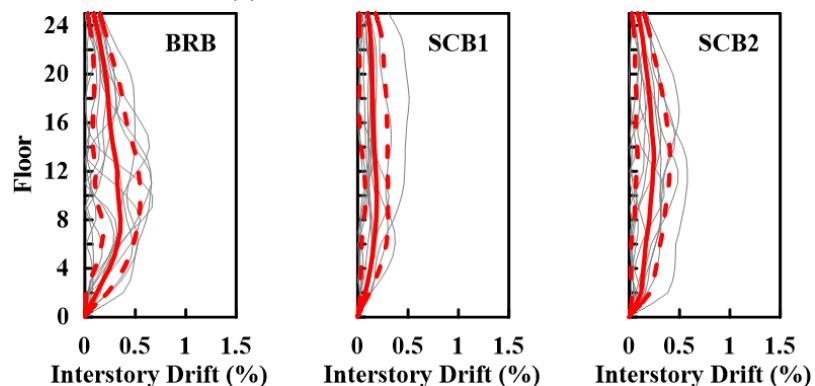


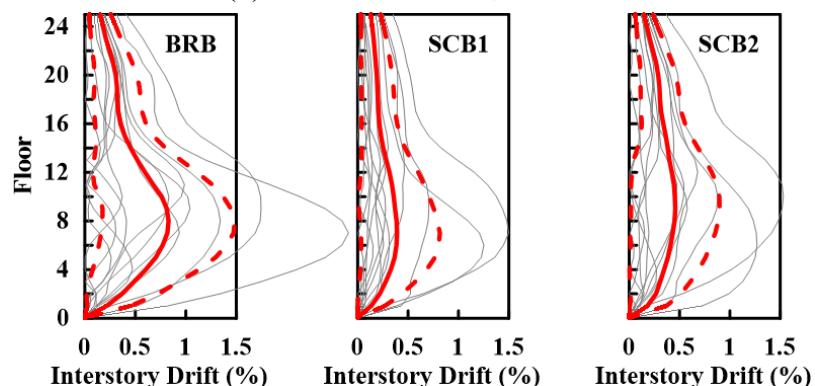
圖 4.32 十四層樓構架受到所有地震作用下最大殘餘側位移角



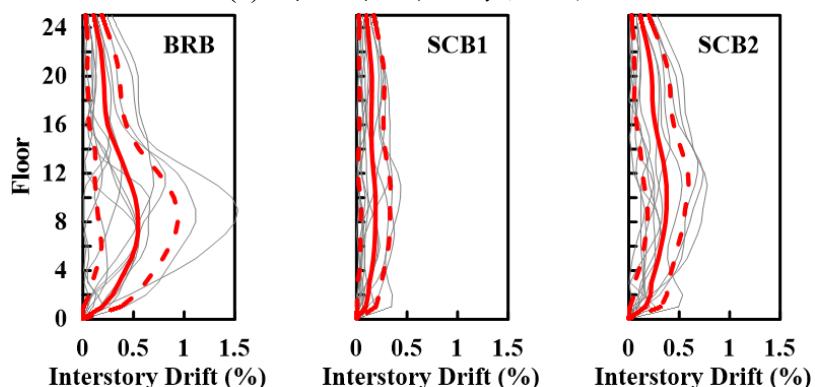
(a) 有脈衝的山腳斷層地震



(b) 無脈衝的山腳斷層地震



(c) 有脈衝的最大考量地震



(d) 無脈衝的最大考量地震

—— 12 records    ——  $\mu$     - - -  $\mu \pm \sigma$

圖 4.33 二十五層樓構架受到所有地震作用下最大殘餘側位移角

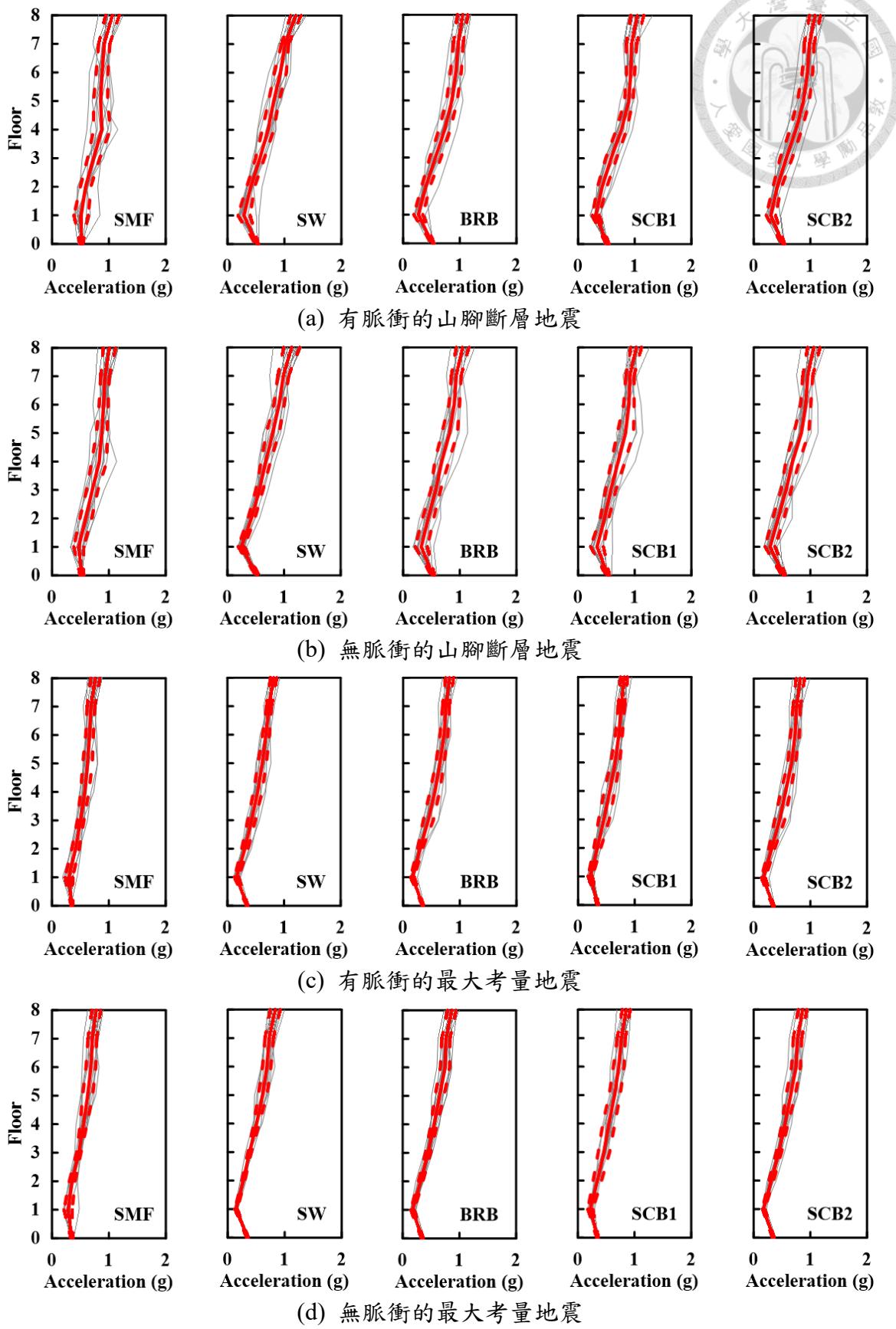


圖 4.34 八層樓構架受到所有地震作用下最大側向加速度

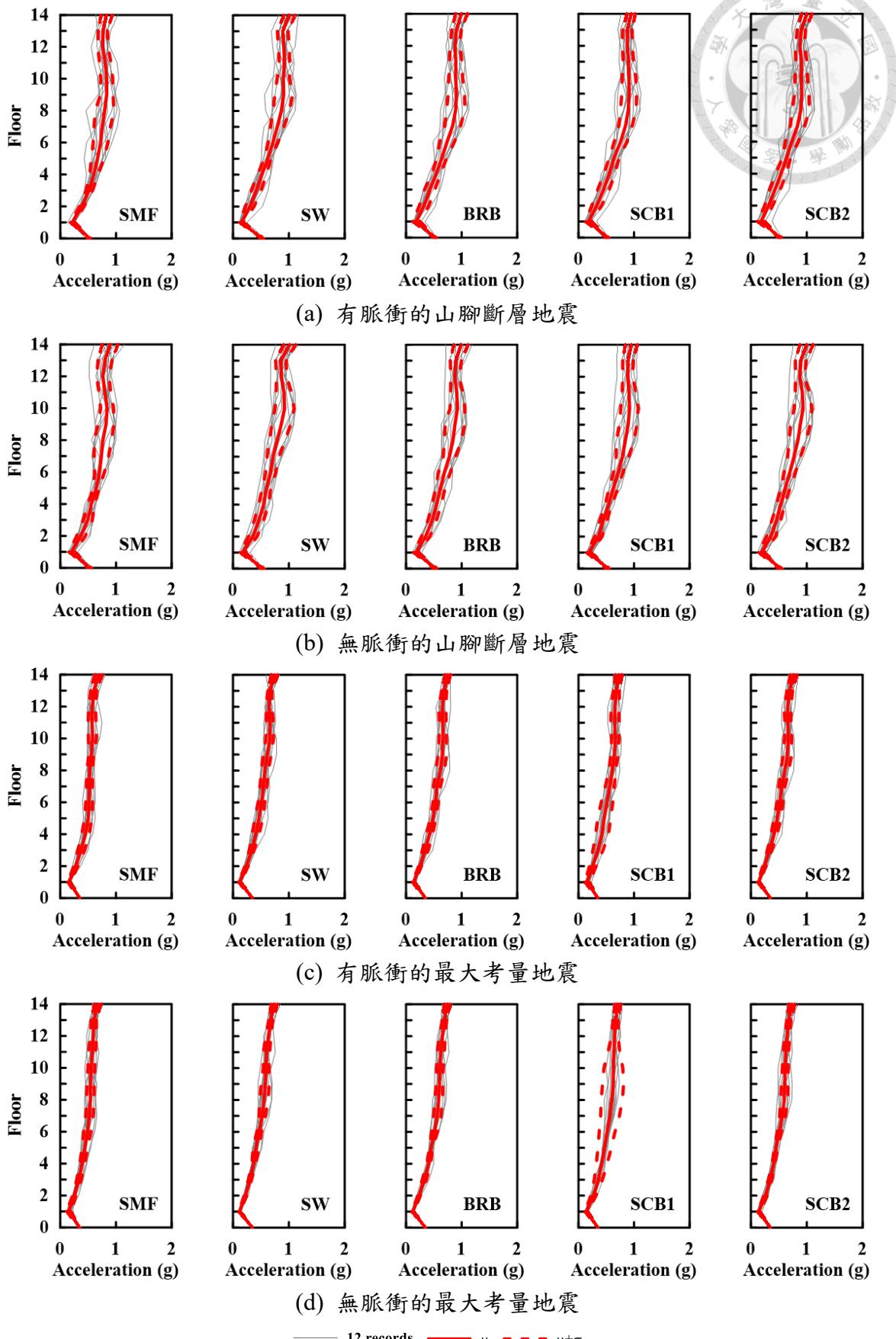


圖 4.35 十四層樓構架受到所有地震作用下最大側向加速度

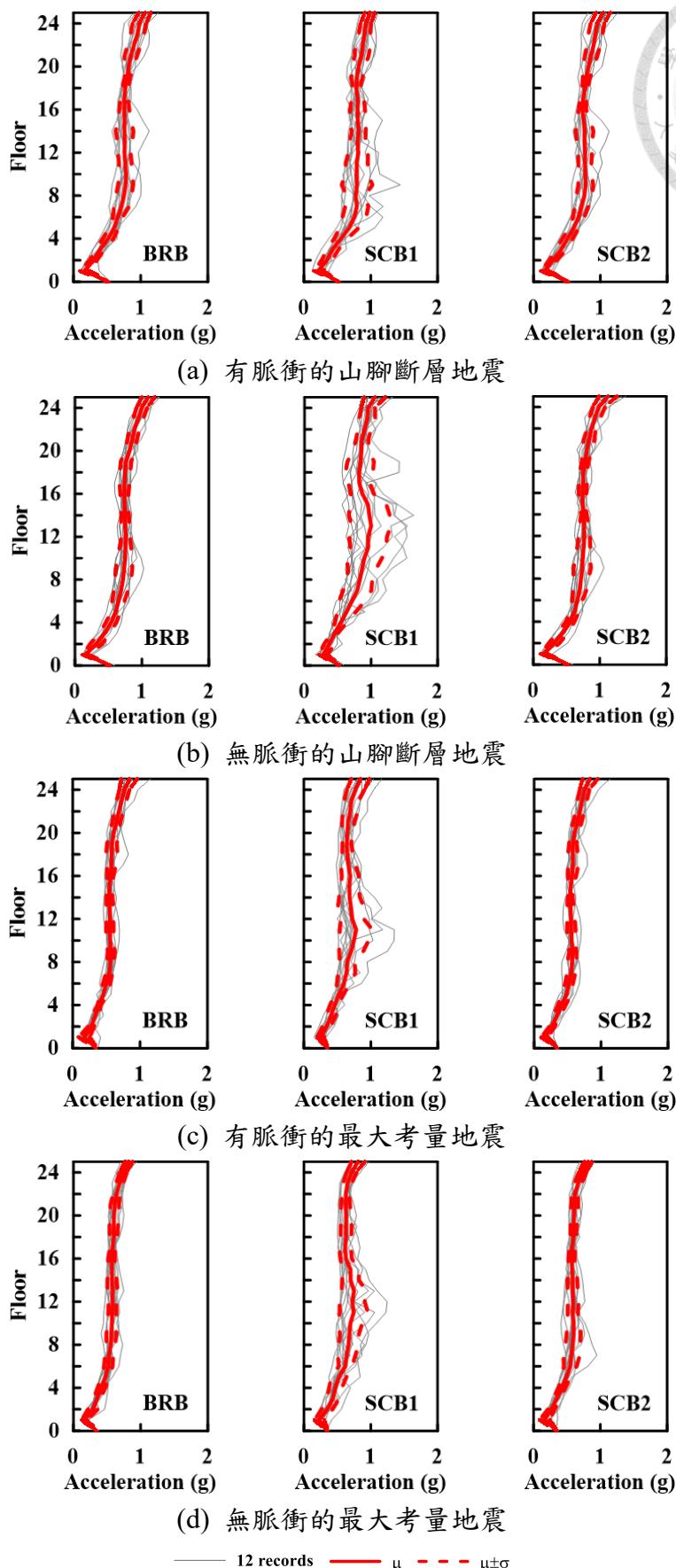
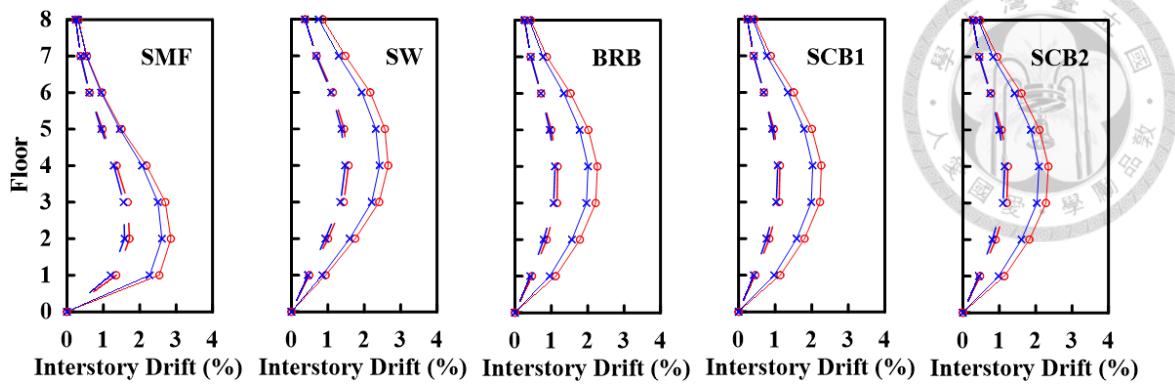
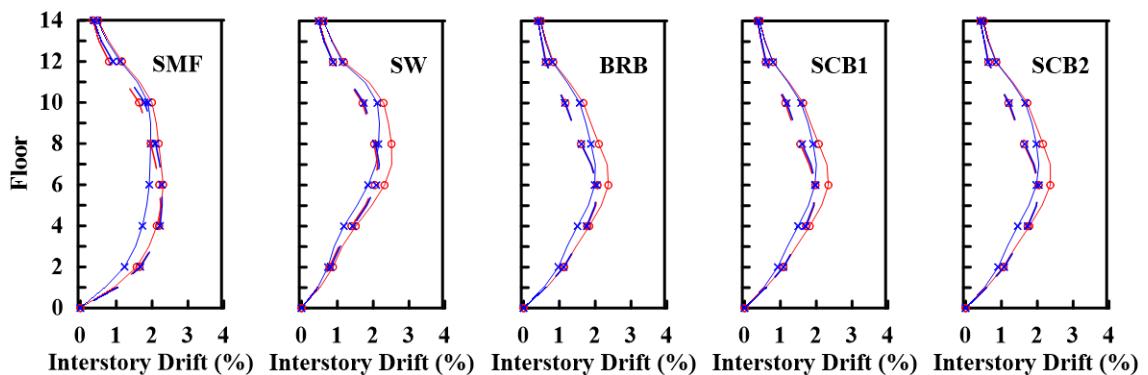


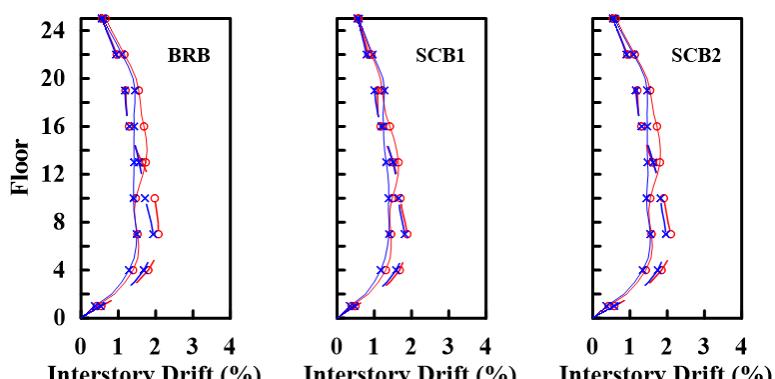
圖 4.36 二十五層樓構架受到所有地震作用下最大側向加速度



(a) 8 層樓結構



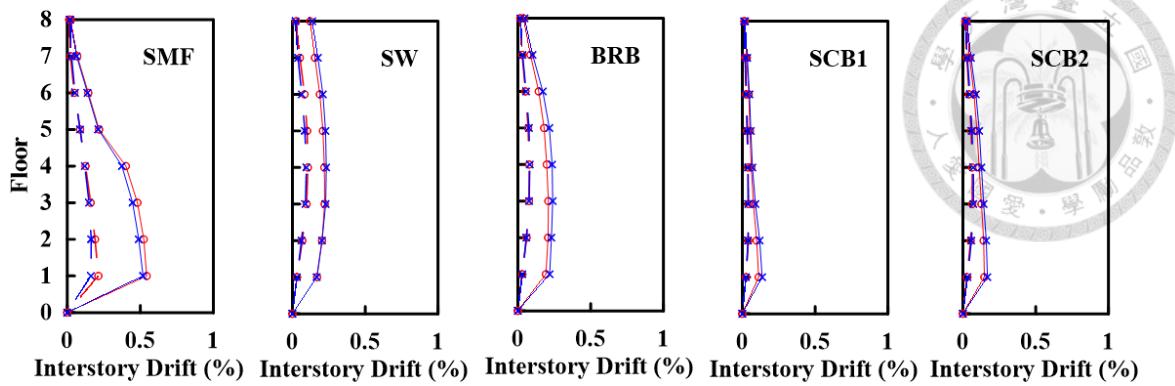
(b) 14 層樓結構



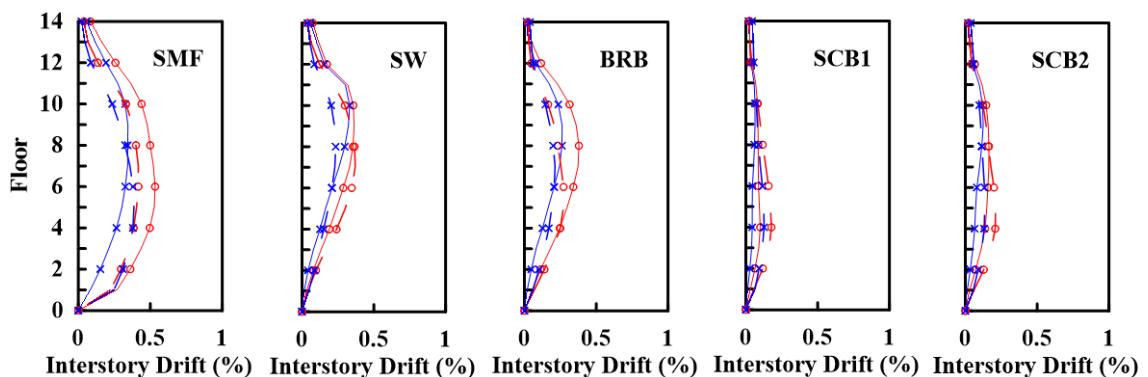
(c) 25 層樓結構

— SC Fault — TAP1 MCE ○ Pulse-like ✕ Non pulse-like

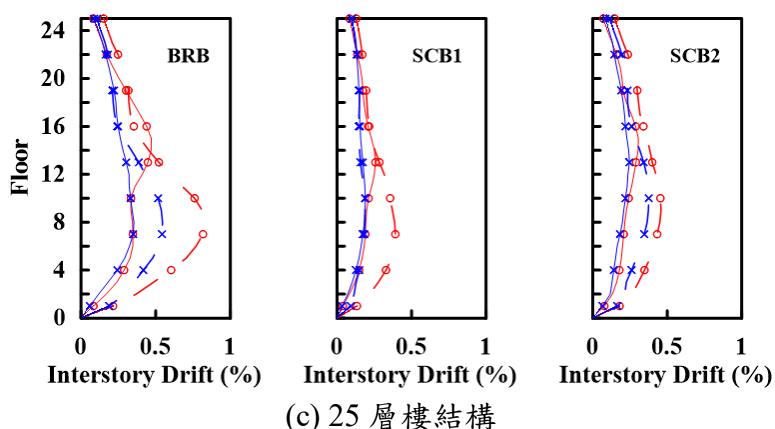
圖 4.37 兩種反應譜有、無脈衝地震作用下最大層間位移角平均值



(a) 8 層樓結構



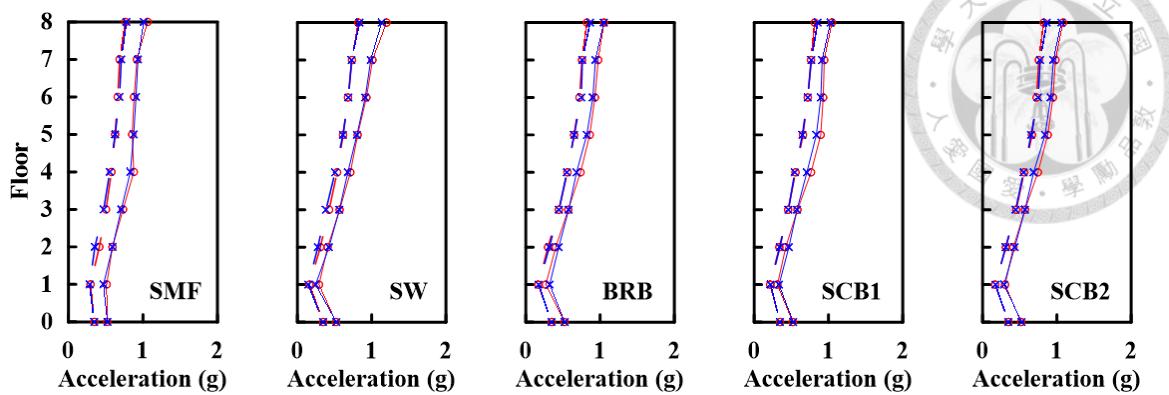
(b) 14 層樓結構



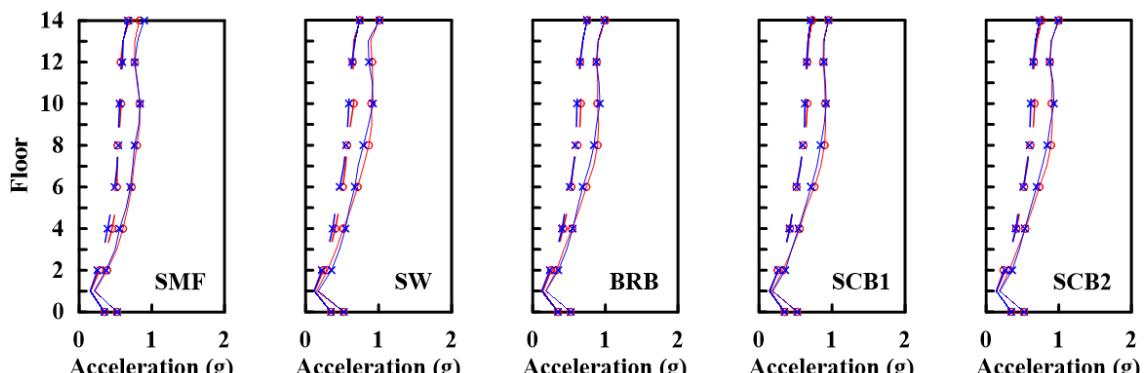
(c) 25 層樓結構

— SC Fault — TAP1 MCE ○ Pulse-like ✕ Non pulse-like

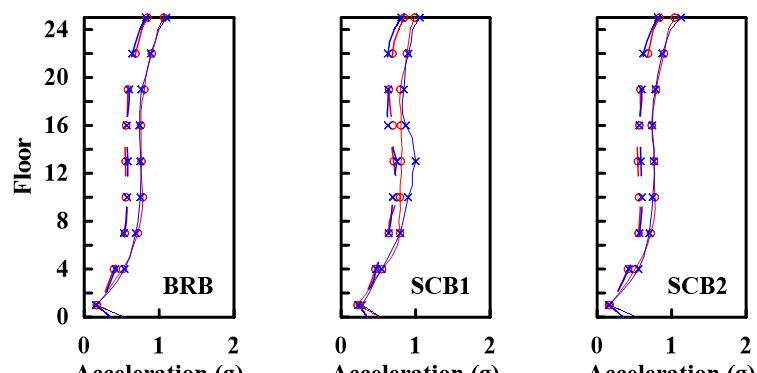
圖 4.38 兩種反應譜有、無脈衝地震作用下最大殘餘側位移平均值



(a) 8 層樓結構



(b) 14 層樓結構



(c) 25 層樓結構

— SC Fault — TAP1 MCE ○ Pulse-like ✕ Non pulse-like

圖 4.39 兩種反應譜有、無脈衝地震作用下最大側向加速度平均值

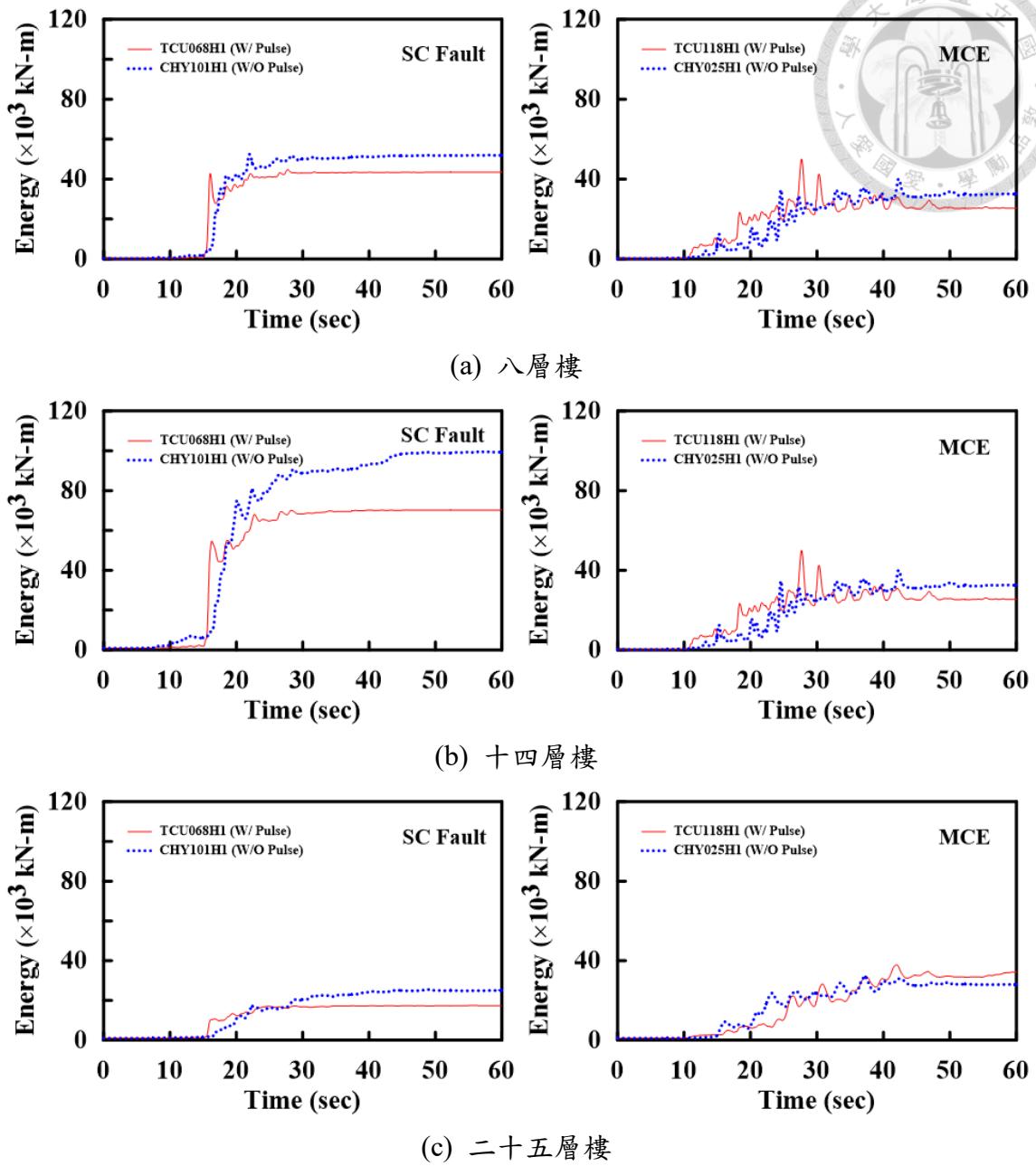


圖 4.40 有、無脈衝之地震輸入能量歷時圖

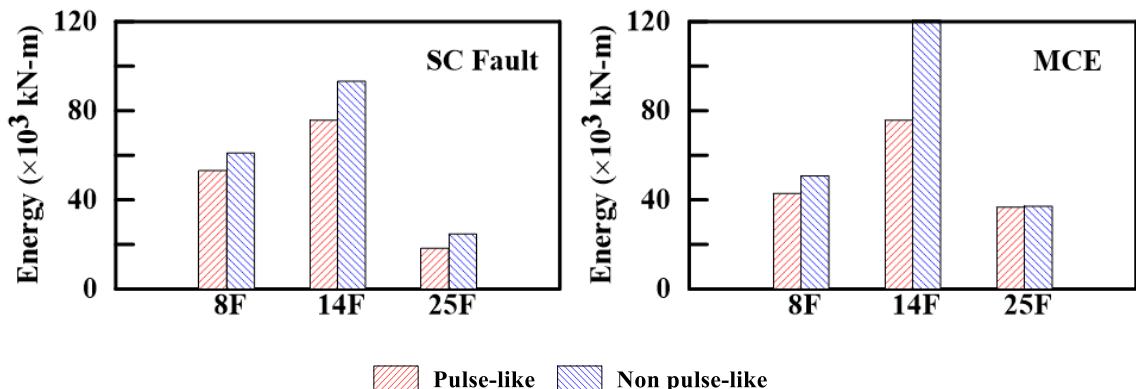


圖 4.41 各構架於有、無脈衝地震作用下總輸入能量平均值比較

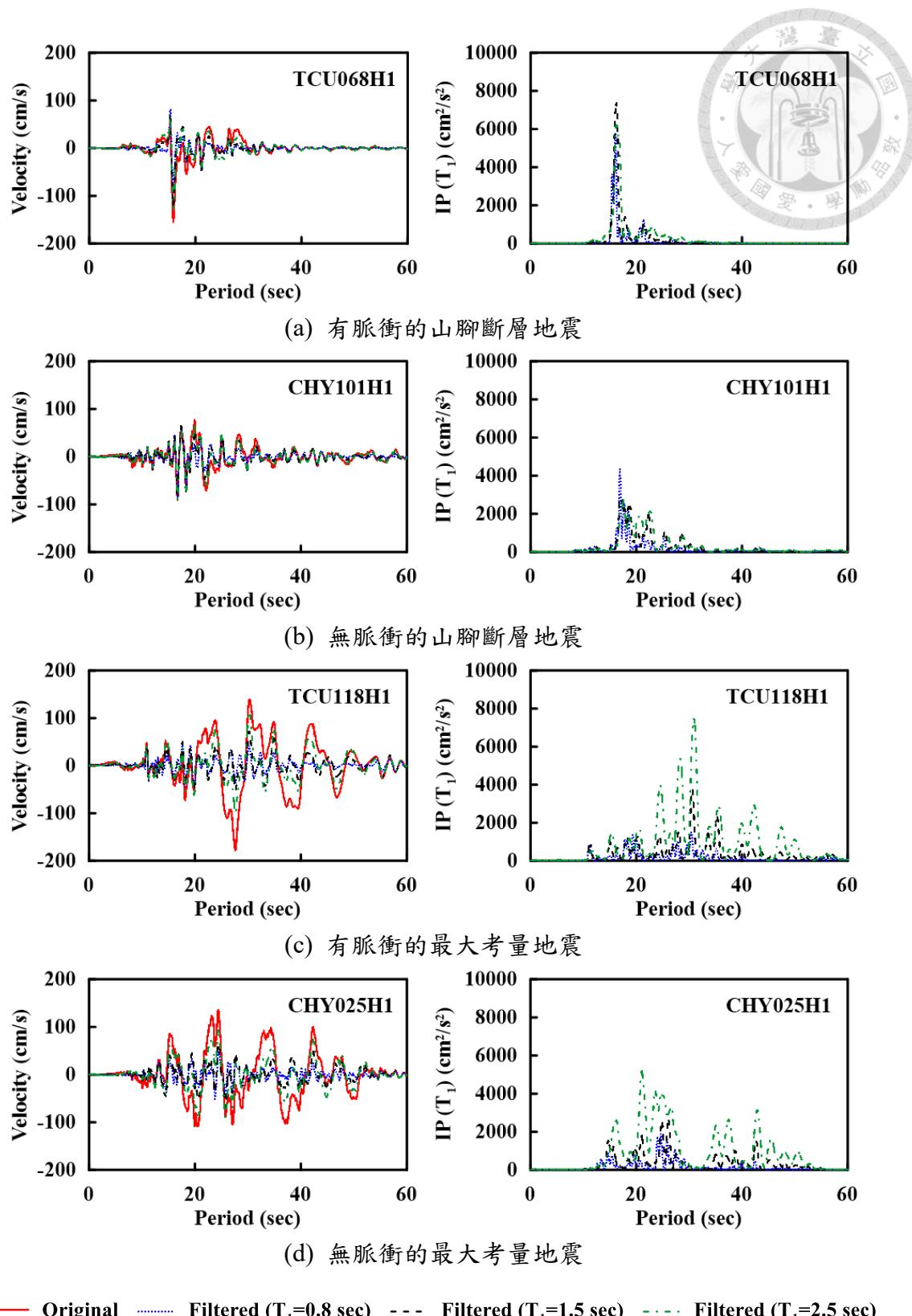


圖 4.42 原始及濾波後速度歷時與瞬時功率歷時

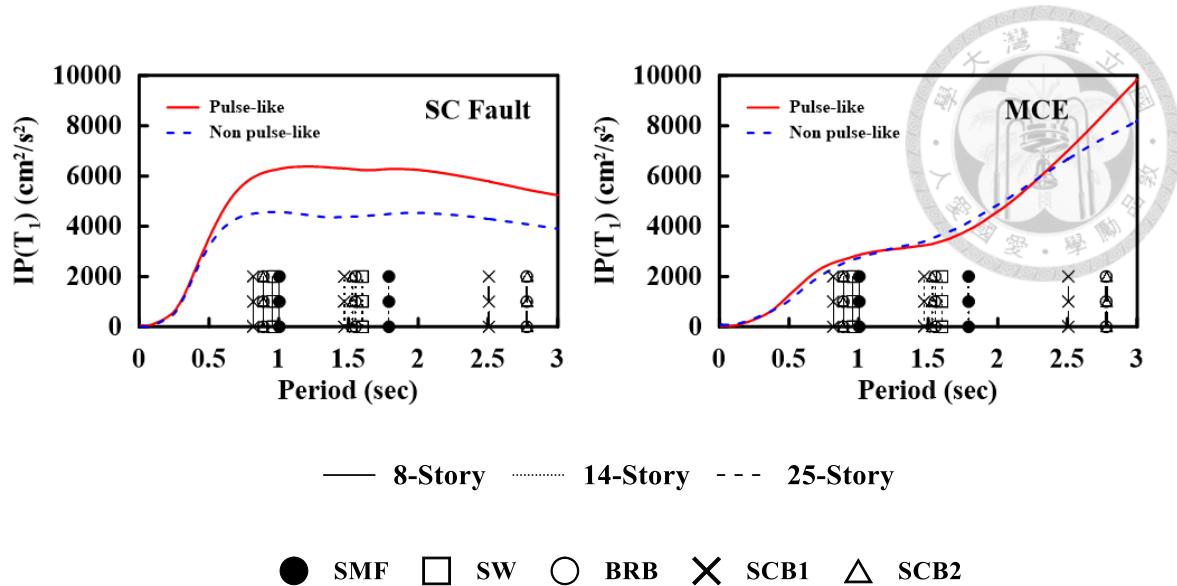


圖 4.43 各構架於兩種反應譜有、無脈衝地震作用下瞬時功率比較

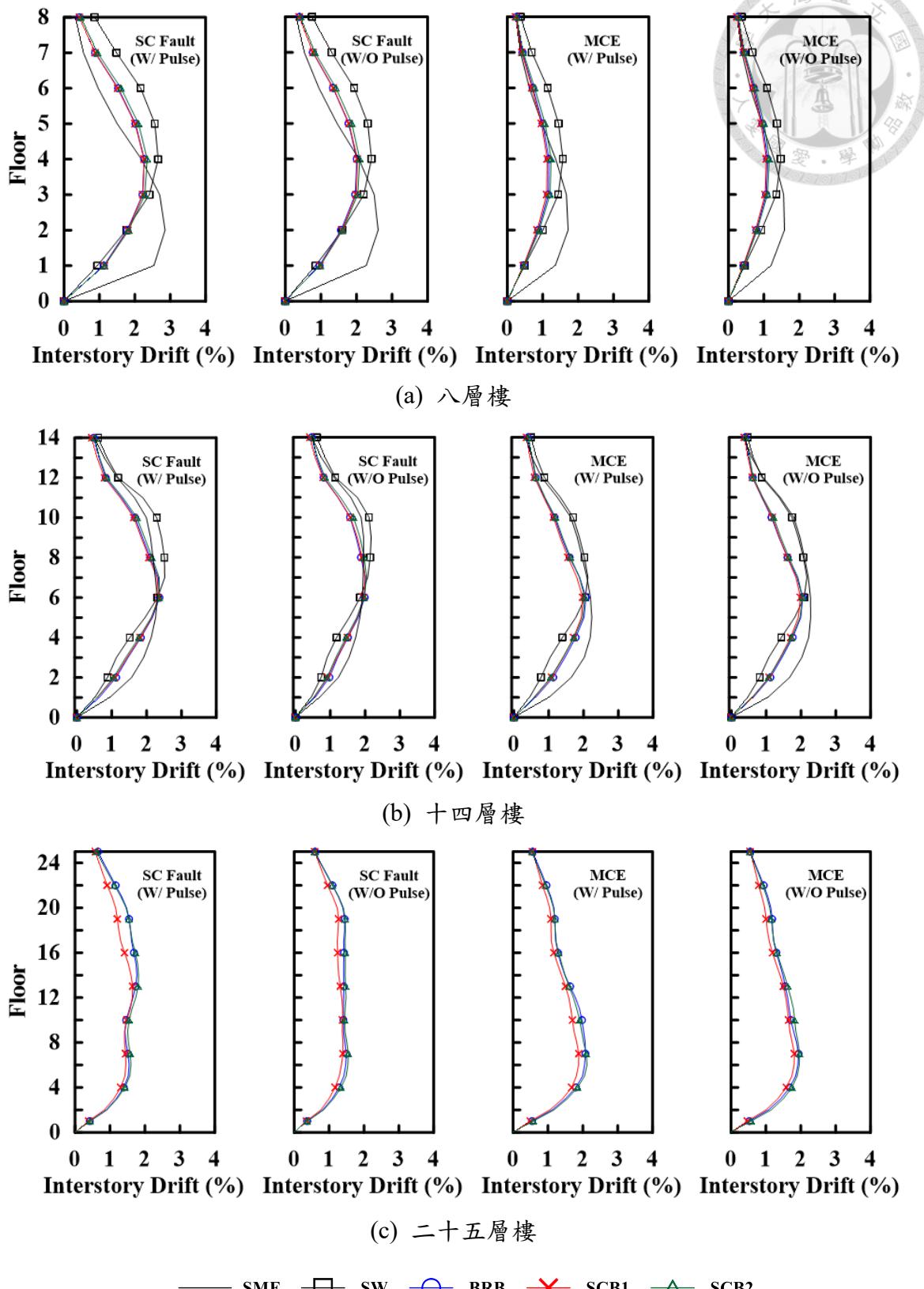


圖 4.44 各構架受到兩種反應譜地震作用下最大層間位移角平均值

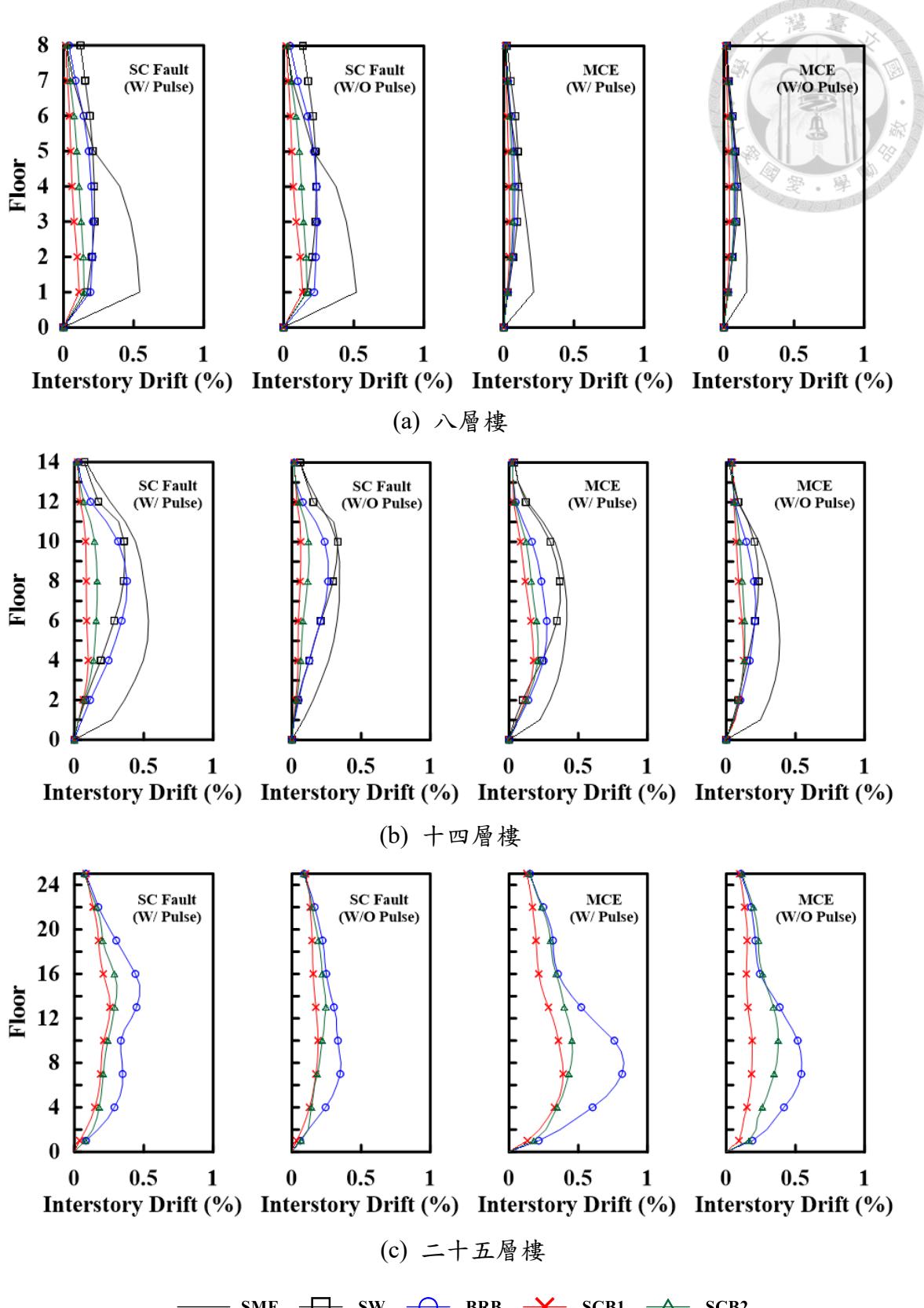


圖 4.45 各構架受到兩種反應譜地震作用下最大殘餘側位移角平均值

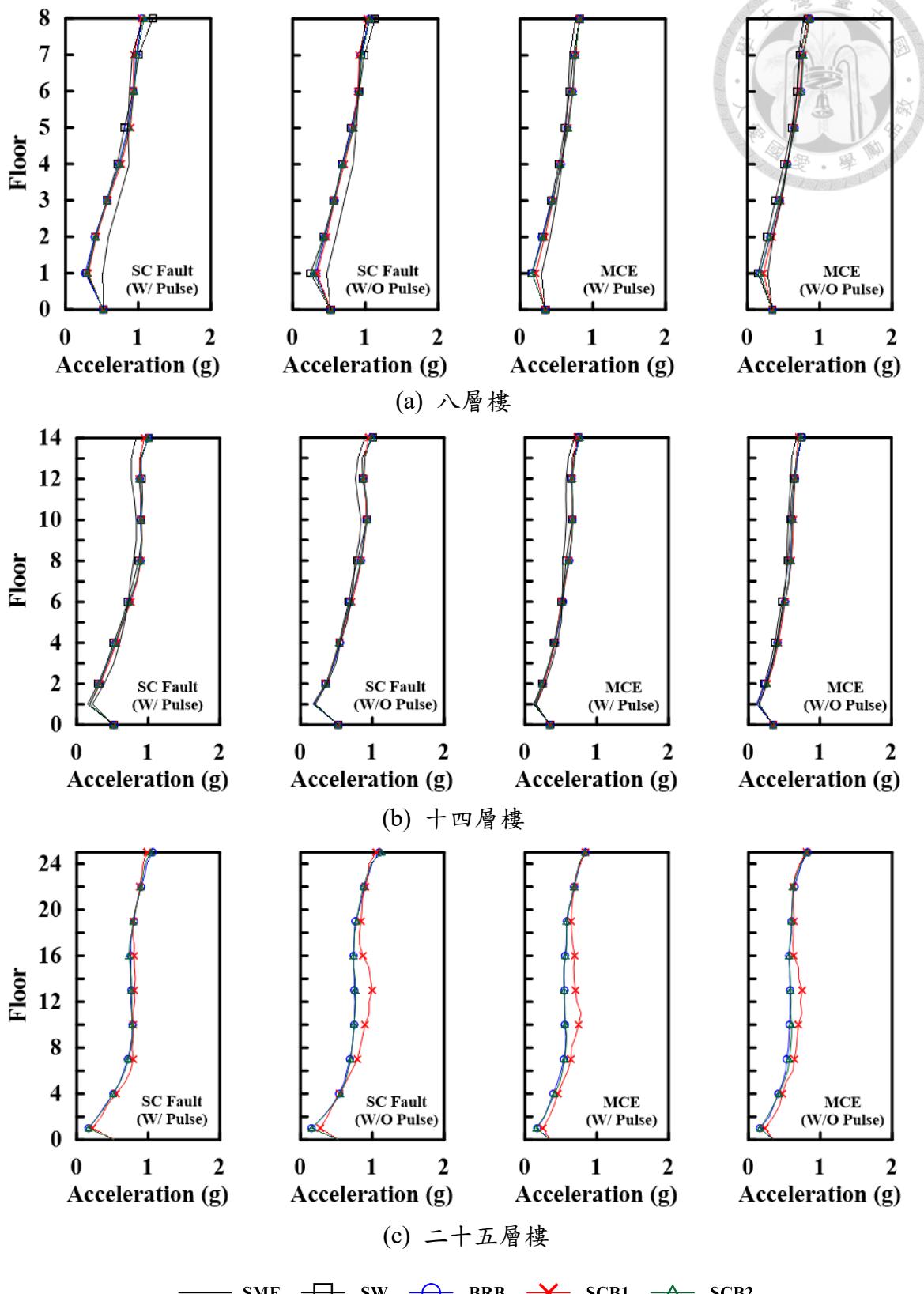
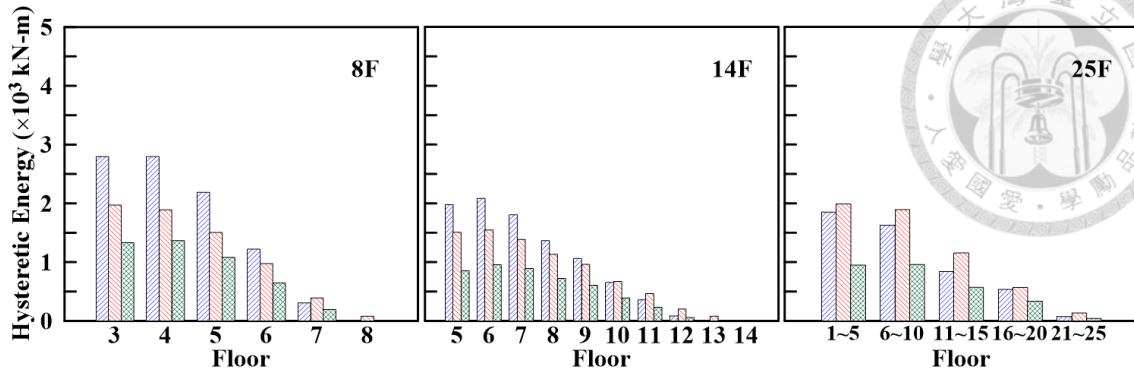
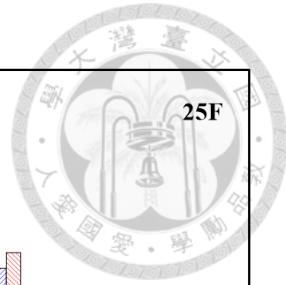
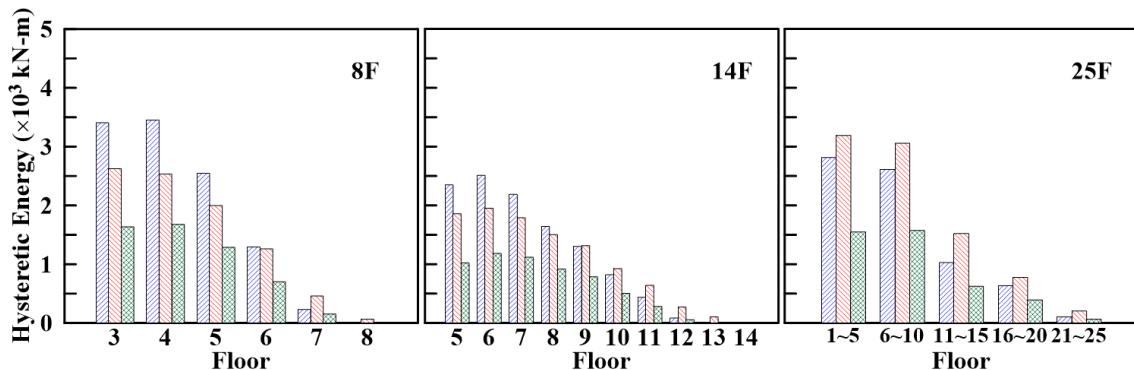


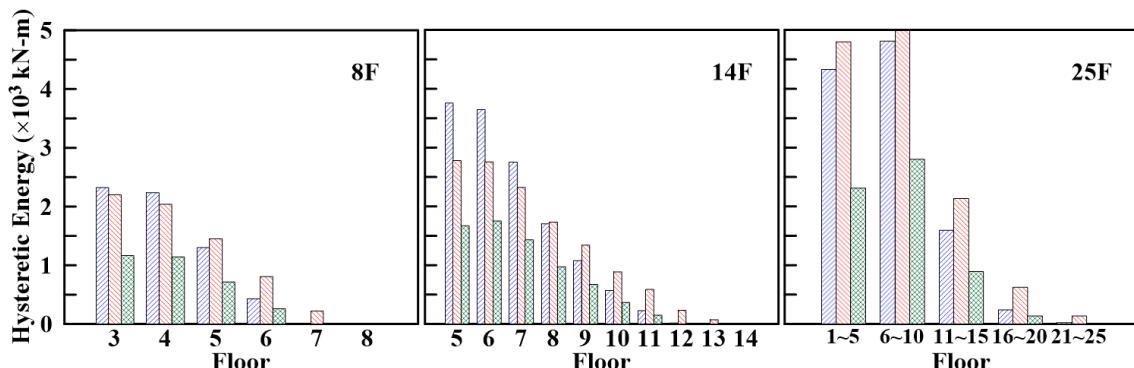
圖 4.46 各構架受到兩種反應譜地震作用下最大側向加速度平均值



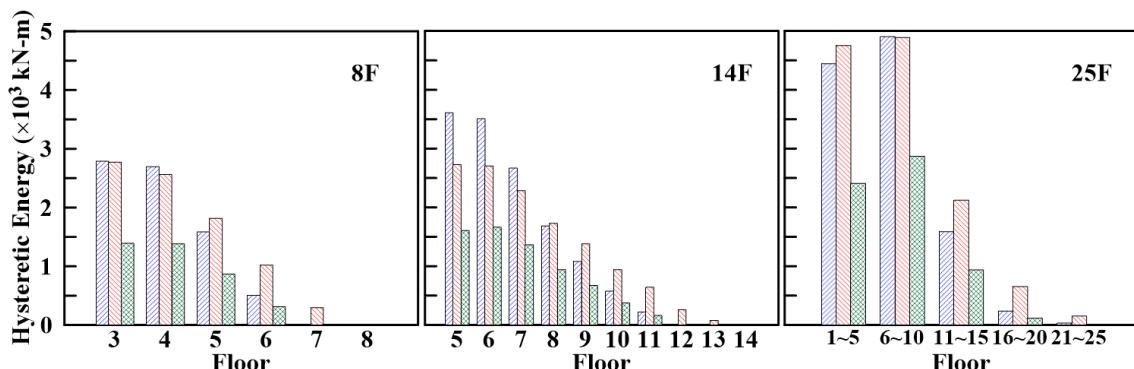
(a) 有脈衝的山腳斷層地震



(b) 無脈衝的山腳斷層地震



(c) 有脈衝的最大考量地震



(d) 無脈衝的最大考量地震

BRB SCB1 SCB2

圖 4.47 三種斜撐受到不同地震作用下遲滯能平均值比較

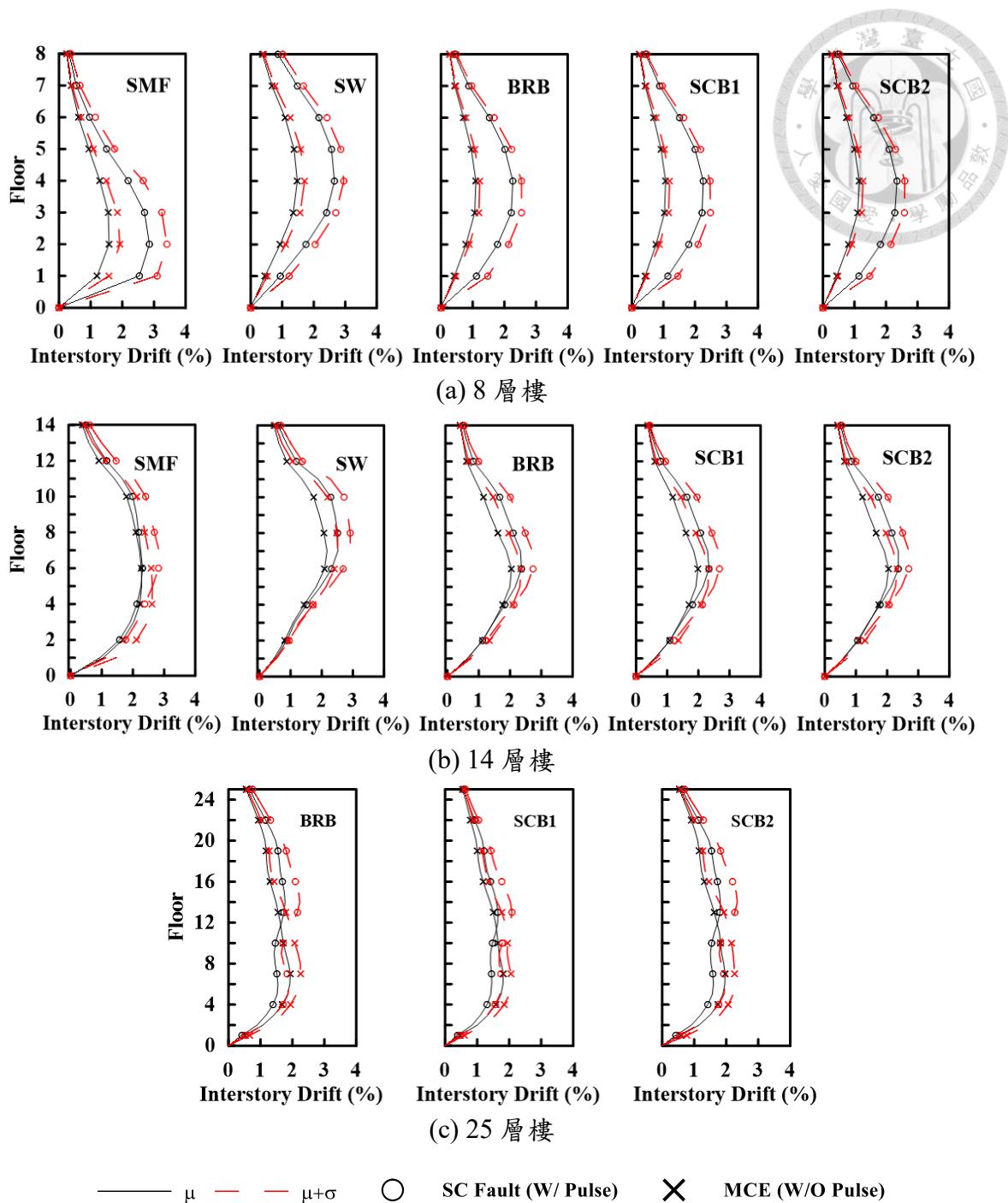


圖 4.48 現今規範 MCE 與山腳斷層地震作用下最大層間位移角比較

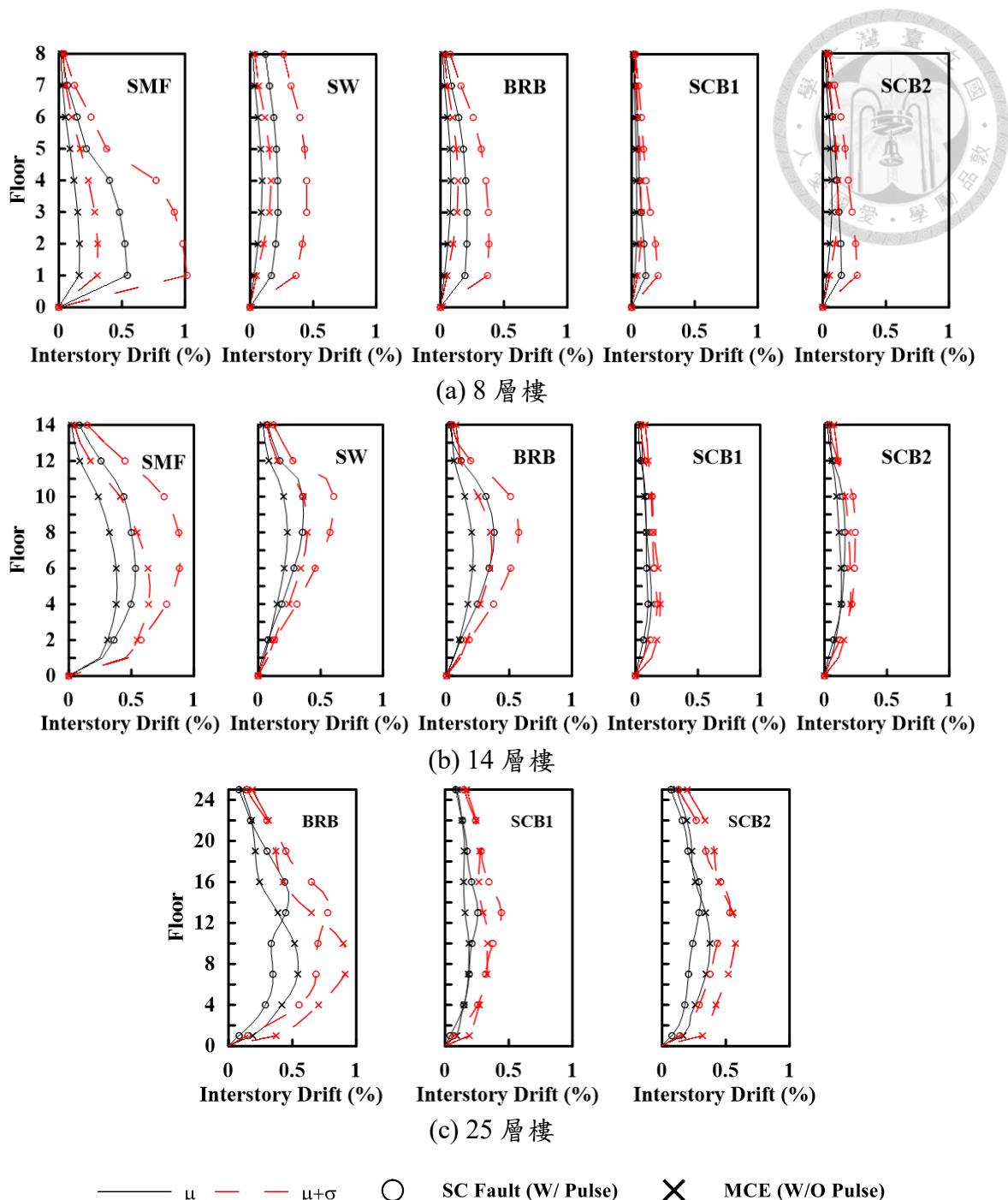


圖 4.49 現今規範 MCE 與山腳斷層地震作用下最大殘餘位移比較

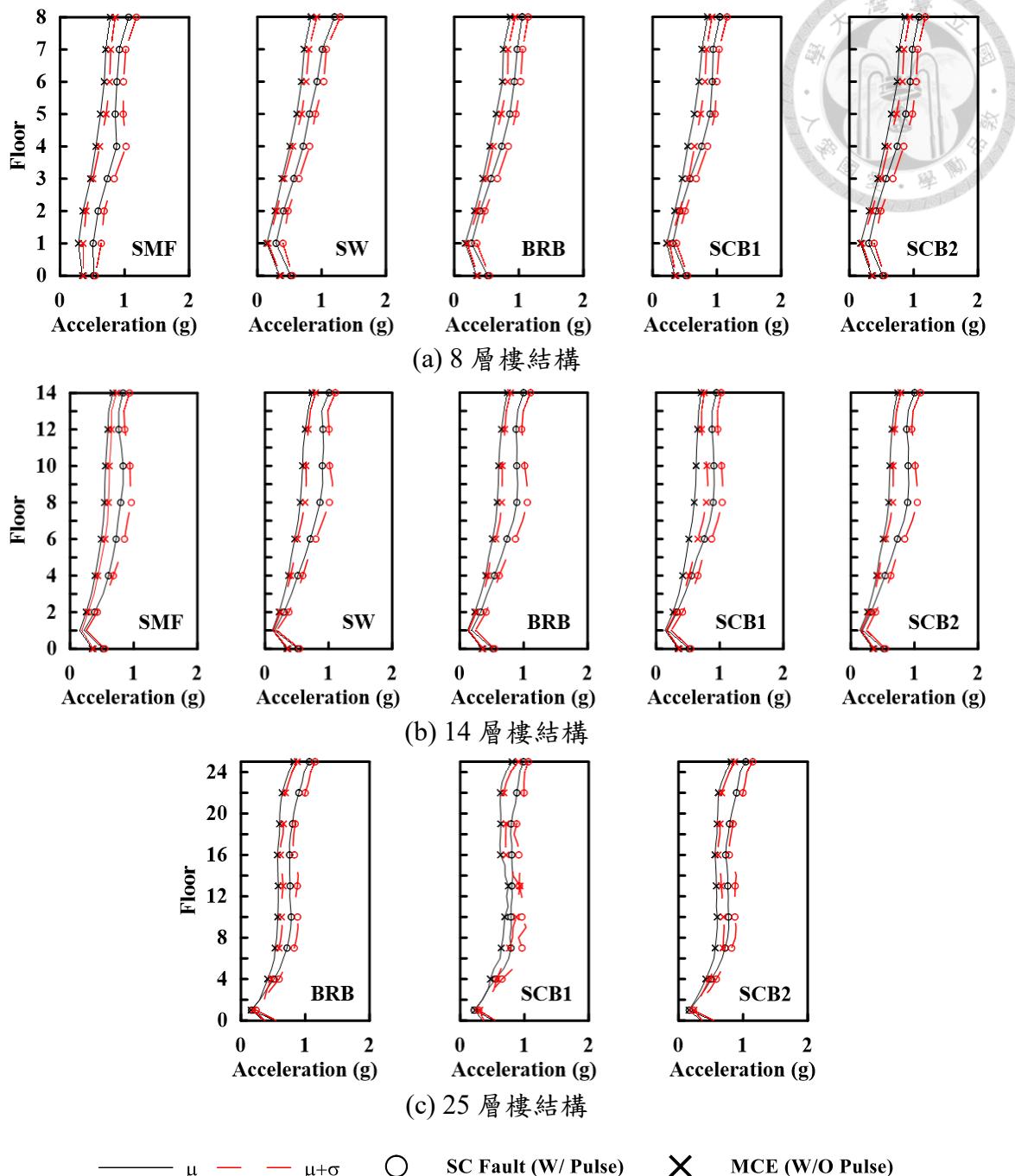


圖 4.50 現今規範 MCE 與山腳斷層地震作用下最大側向加速度比較

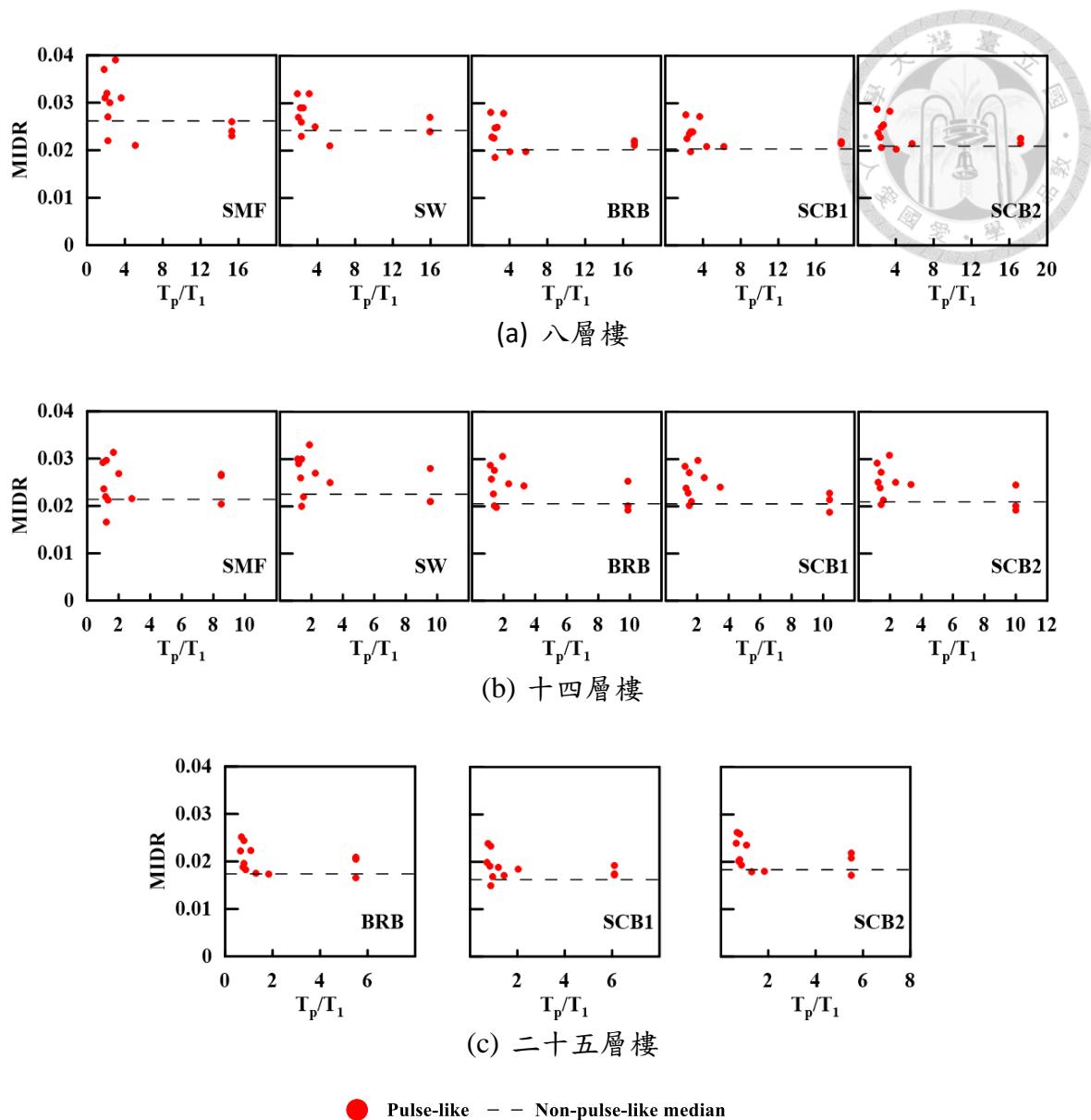


圖 4.51 山腳斷層地震作用下各構架  $T_p/T_1$  與最大層間位移關係

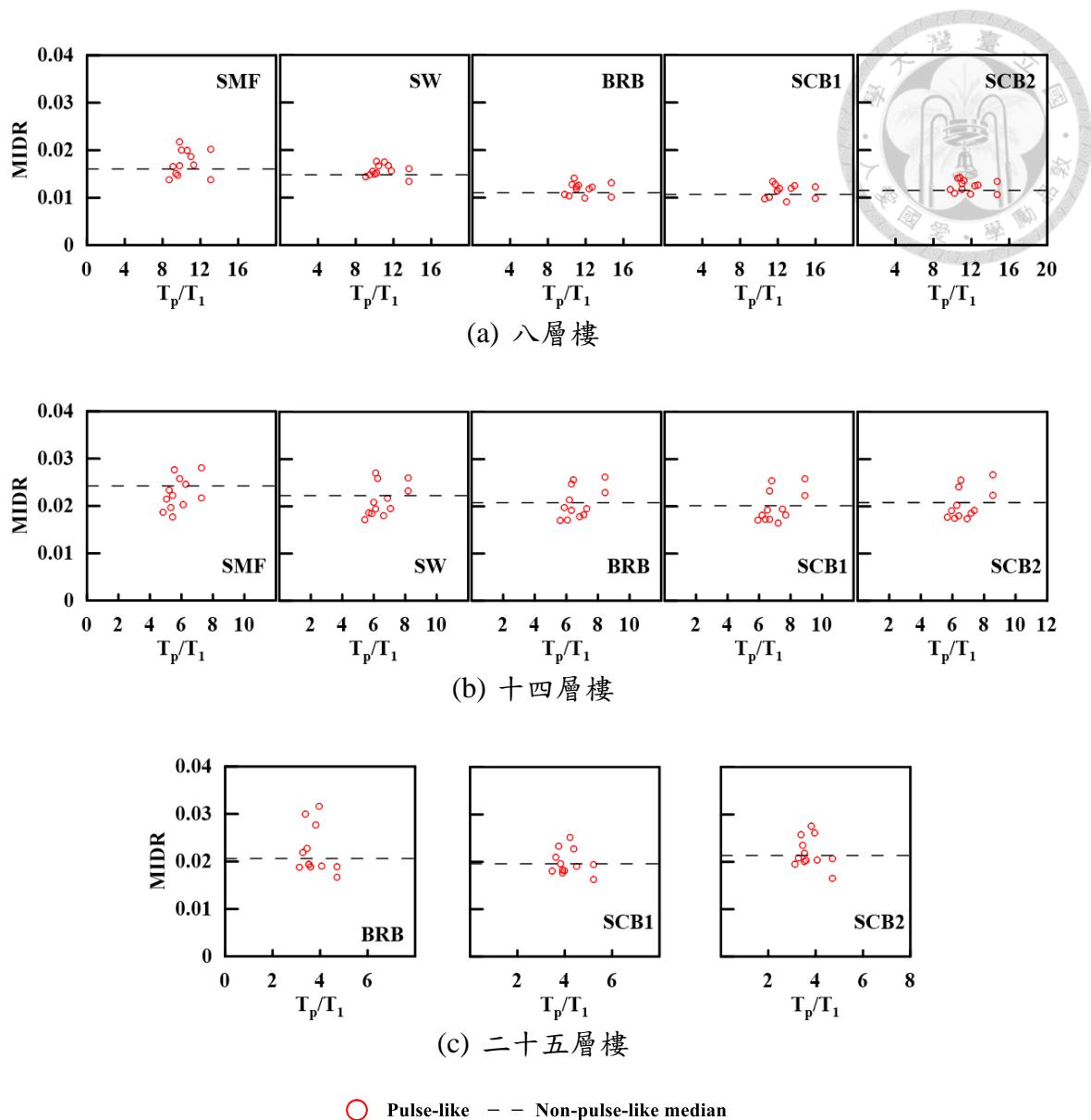


圖 4.52 MCE 設計地震作用下各構架  $T_p/T_1$  與最大層間位移關係

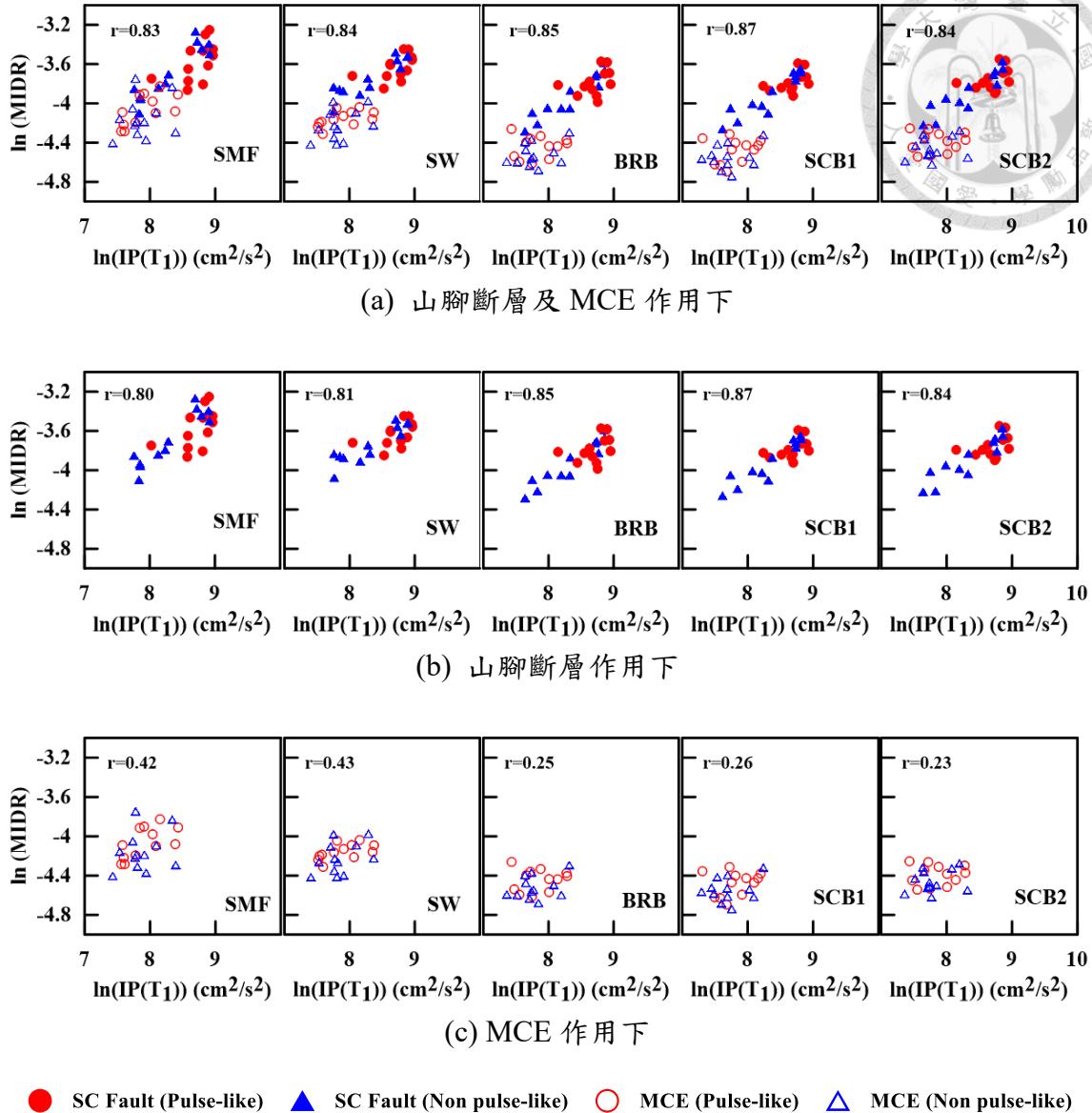
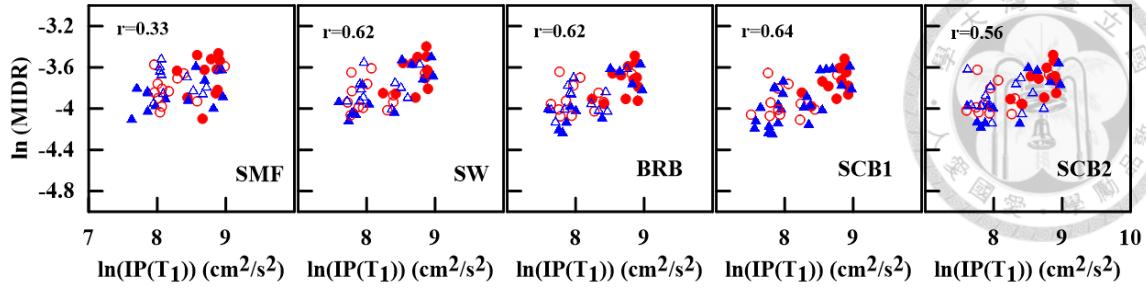
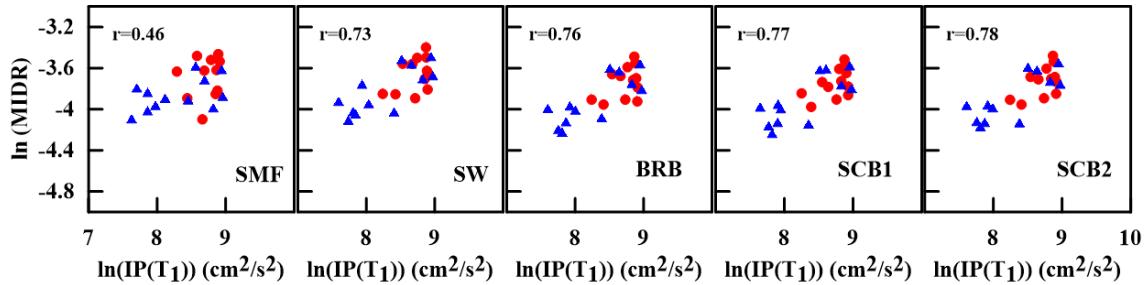


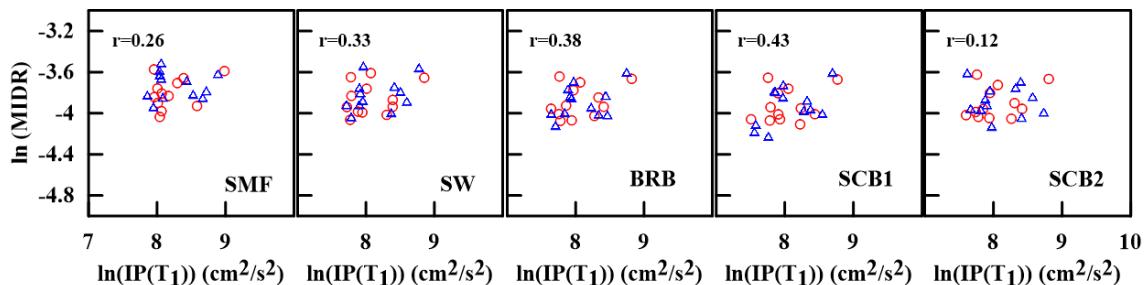
圖 4.53 八層樓構架  $\text{IP}(T_1)$  與最大層間位移角關係  
(r: Pearson product-moment correlation coefficient)



(a) 山腳斷層及 MCE 作用下



(b) 山腳斷層作用下



(c) MCE 作用下

● SC Fault (Pulse-like)    ▲ SC Fault (Non pulse-like)    ○ MCE (Pulse-like)    △ MCE (Non pulse-like)

圖 4.54 十四層樓構架IP( $T_1$ )與最大層間位移角關係

(r: Pearson product-moment correlation coefficient)

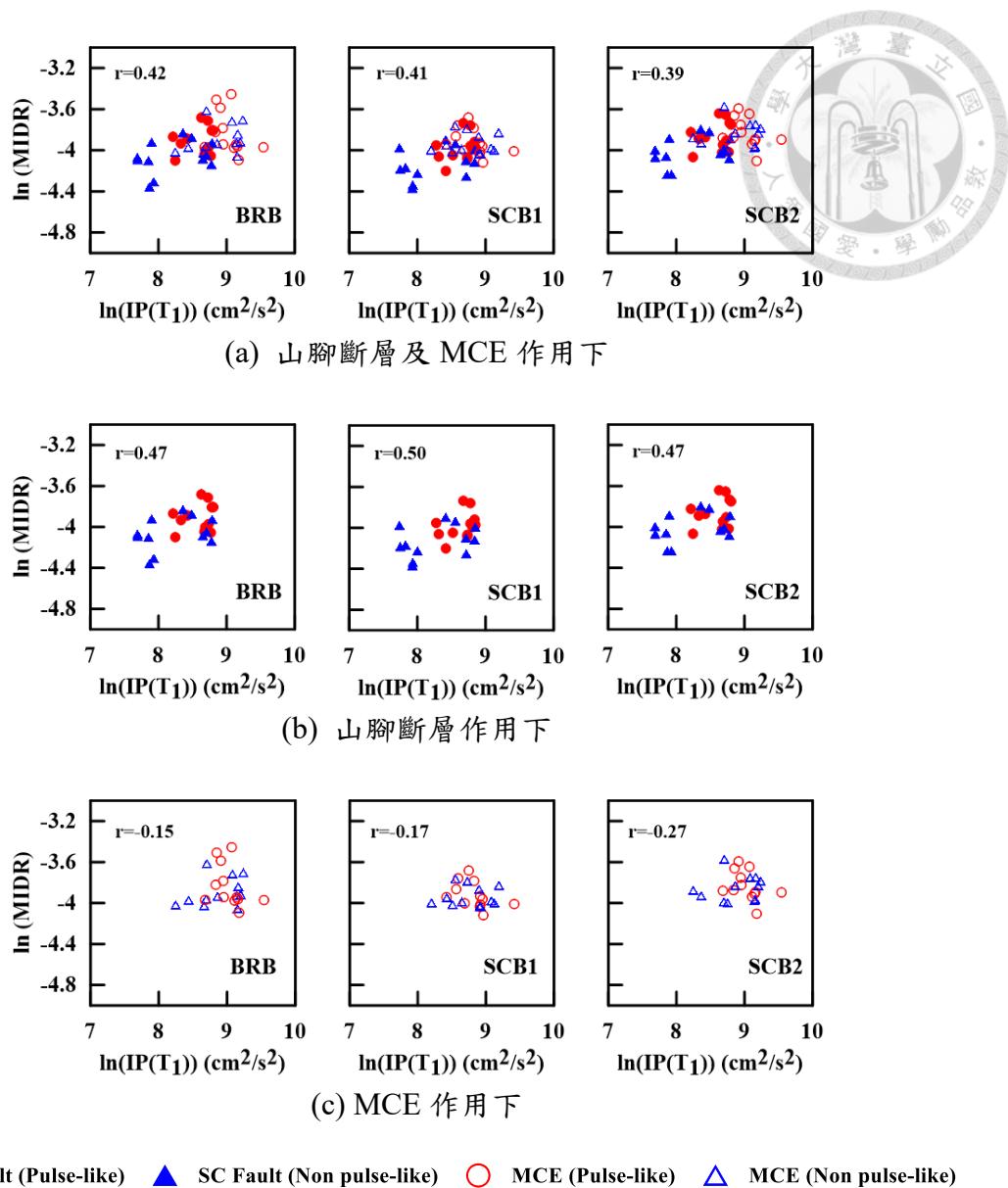


圖 4.55 二十五層樓構架  $IP(T_1)$  與最大層間位移角關係

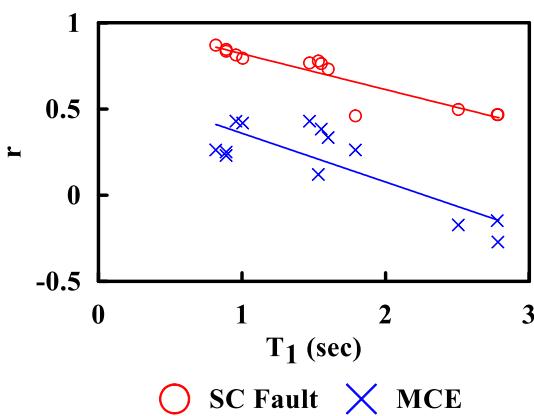


圖 4.56 結構週期與相關係數  $r$  關係  
( $r$ : Pearson product-moment correlation coefficient)