

# 鋼結構同心斜撐構架簡化模型之靜動態分析

研究生：莊詠翔

指導教授：陳垂欣 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

## 摘要

在地震發生頻繁的台灣，結構行為數值模擬近年來已被廣為應用於鋼結構建築的耐震設計上，隨著結構複雜度的增加及結構行為模擬精確度的要求，簡化模型的使用需求日增。本研究使用國家地震中心所開發的非線性分析軟體 Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems(PISA3D) 來建立三層樓與六層樓典型鋼結構同心斜撐構架之簡化模型，以 Fishbone 及本研究提出的 Brace-Column 作為簡化方式，透過非線性靜態側推分析 (pushover) 以及非線性動力分析結果，比較不同模型之樓層位移、加速度、遲滯消能行為等參數，探討簡化模型的精確度。

分析結果顯示，簡化模型與原結構之結構週期相似度高而側推分析之強度與勁度差異則低於 10%，而樓層位移除了最大考量地震以外，差異值都不超過 10%；不同模型最大樓層加速度具有合理的精確度，遲滯消能反應則顯示 Fishbone 模型可以準確模擬出完整 Frame 模型之消能行為。

關鍵詞：鋼結構同心斜撐構架、簡化模型、非線性靜態側推分析、非線性動力分析、PISA3D、Fishbone、Brace-Column

# **Static and Dynamic Analysis of Simplified Models for Concentrically Braced Steel Frame**

Student : Yung-Hsiang Chuang

Advisor : Dr. Chui-Hsin Chen

Department of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

## **ABSTRACT**

Numerical analysis has been widely used to design steel structures in seismic areas. As the complexity of structures and the demand of analysis accuracy increase, it is required to develop more efficient numerical models. This study used simplified models for concentrically braced steel frame, namely Fishbone model and Brace-Column model. The analysis program is PISA3D (Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems), which is developed by National Center for Research on Earthquake Engineering. According to the results of nonlinear static analysis (pushover) and nonlinear dynamic analysis, we compare the story drift, floor acceleration, and hysteretic responses of different models and investigate their accuracy. The model buildings are typical three- and six-story SCBF.

Analysis results show that the structural periods are similar among different models. Also, the results of nonlinear static analysis show that the difference of both strength and stiffness between different models is less than 10%. The results of nonlinear dynamic analysis show that the difference of story drift is less than 10% for service-level and design-level earthquakes; the floor accelerations of different models are similar under most circumstances; the hysteretic responses suggest that Fishbone models is the most accurate to capture the behavior of complete Frame model for SCBF structures.

Keywords : concentrically braced frames, simplified model, nonlinear static pushover analysis, nonlinear dynamic analysis, PISA3D, Fishbone, Brace-Column

## 致謝

承蒙恩師 陳垂欣博士三年來不辭辛勞悉心指導，無論在學術專業抑或是處事態度上都更加成熟穩健，讓學生在交大時期受益匪淺，在此致上最高的敬意與由衷的感謝。

論文口試期間，承蒙口試委員，國立交通大學土木學系 陳誠直教授與國家地震工程研究中心 翁元滔博士對於本論文撥冗審閱，並對疏漏之處給與寶貴建議與指正，使本論文更臻完備，深表謝忱。

本論文研究期間，感謝國家地震工程研究中心 莊明介研究員的協助與建議；感謝祖涵學長、懷國學長在研究上不吝指導與經驗傳承；感謝同窗夥伴冠龍總在我困惑時給我指引，耀偉、懿賢、義洋、峻閔、立晨、玉峰、明廉、孟諺在學業上互相幫忙與扶持，唐堯使我對於人生有更深一層體悟；以及學弟肇禎、易融、翔圩、信賢、冠陞、睿昌、啟仁、文炘、世揚、李珩在研究時期帶來不少歡樂，研究之路並不孤單。

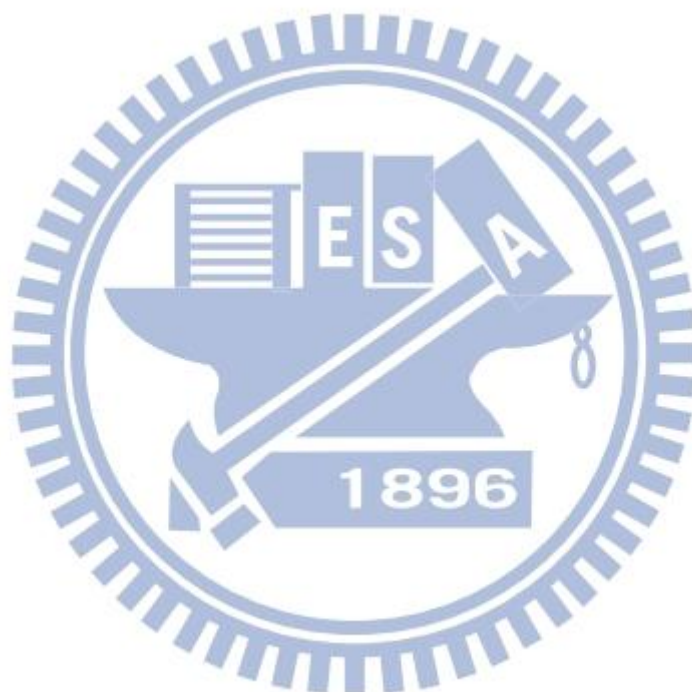
最後，僅以本論文獻給我最摯愛的父母與弟弟以及親戚們，感謝您們長久以來辛苦栽培與關懷，並在生活上給予支持與鼓勵，讓我可以無後顧之憂的完成研究，僅將此論文獻給我最敬愛的家人、師長與朋友們。

詠翔 一百零三年九月

## 目錄

摘要 .....	I
ABSTRACT .....	II
致謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VI
圖目錄.....	VII
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景與動機.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究方法.....	2
第二章 文獻回顧.....	3
2.1 國內外構架分析簡化研究整理.....	3
2.2 斜撐往覆加載實驗分析研究整理.....	7
第三章 分析軟體介紹.....	8
3.1 PISA 3D 簡介.....	8
3.2 PISA 3D 分析模型.....	10
第四章 三層樓模型建立與簡化模擬.....	12
4.1 FRAME 模型.....	12
4.2 FISHBONE 模型建立.....	18
4.3 BRACE-COLUMN 斜撐簡化.....	19
第五章 數值分析比較.....	23
5.1 PUSHOVER 行為.....	23
5.2 非線性動力分析結果.....	29
5.2.1 位移分析.....	30
5.2.2 加速度分析.....	37
5.2.3 斜撐對側向力的貢獻.....	44
5.2.4 梁柱構件對側向力的貢獻.....	50
5.2.5 遲滯迴圈分析.....	56
5.2.6 消能行為分析.....	58
5.3 六層樓模型構架分析.....	66
5.3.1 模型與 Pushover 介紹.....	66

5.3.2 位移分析 .....	71
5.3.3 加速度分析 .....	80
5.3.4 斜撐對側向力的貢獻 .....	89
5.3.5 梁柱構件對側向力貢獻 .....	98
5.3.6 遲滯迴圈分析 .....	107
5.3.7 消能行為分析 .....	111
5.4 分析時間比較 .....	122
第六章 結論 .....	124
參考文獻 .....	126
附錄： .....	128



## 表目錄

表 4.1 構架斷面尺寸 .....	13
表 5.1 桿件強度 .....	23
表 5.2 三層樓 Frame 構架塑性行為強度 .....	24
表 5.3 桿件貢獻程度消長比較 .....	27
表 5.4 三層樓結構週期 .....	29
表 5.5 最大位移中位數對照表 .....	36
表 5.6 最大加速度之中位數對照表 .....	43
表 5.7 斜撐最大側向力中位數對照表 .....	49
表 5.8 梁柱構件側向力中位數對照表 .....	55
表 5.9 斜撐最大消能中位數對照表 .....	63
表 5.10 梁柱構件最大消能中位數對照表 .....	65
表 5.11 六層樓斷面尺寸 .....	67
表 5.12 六層樓桿件強度 .....	68
表 5.13 六層樓 Frame 塑性行為初始強度 .....	68
表 5.14 六層樓結構週期 .....	70
表 5.15 六層樓最大位移中位數對照表 .....	79
表 5.16 最大加速度之中位數對照表 .....	88
表 5.17 斜撐最大側向力中位數對照表 .....	97
表 5.18 梁柱構件最大側向力中位數比較表 .....	106
表 5.19 斜撐最大消能中位數對照表 .....	119
表 5.20 梁柱構件最大消能中位數對照表 .....	121

## 圖目錄

圖 2.1 SE model 簡化(Juan 等人[1]).....	3
圖 2.2 (MRF)Fishbone 簡化(Luco 等人[2]).....	4
圖 2.3 GF 簡化參數(Nakashima 等人[3]).....	5
圖 2.4 魚骨梁、柱示意圖(Kamura 等人[4]).....	6
圖 3.1 Buckle Material 參數設定對照圖.....	10
圖 3.2 C100 實驗與分析比較圖.....	11
圖 3.3 C70 實驗與分析比較圖.....	11
圖 3.4 E100 實驗與分析比較圖.....	11
圖 4.1 構架平面圖.....	12
圖 4.2 A992 Hardening Material.....	13
圖 4.3 Buckle Material 參數圖.....	14
圖 4.4 斜撐挫屈曲線圖.....	14
圖 4.5 完整 CBF 模型.....	15
圖 4.6 Leaning Column 與剛性樓版示意圖.....	16
圖 4.7 三層樓 Leaning Column 參數設定.....	16
圖 4.8 Leaning Column 桿件組合.....	17
圖 4.9 Leaning Column 貢獻度.....	17
圖 4.8 Fishbone 簡化示意圖.....	18
圖 4.9 Brace-Column 轉換示意圖.....	20
圖 4.10 斷面參數.....	21
圖 4.11 Brace-Column 材料參數圖.....	22
圖 4.12 Brace-Column 簡化.....	22
圖 5.1 一樓整體 Pushover.....	24
圖 5.2 柱之 Pushover 比較.....	25
圖 5.3 斜撐之 Pushover 比較.....	26
圖 5.4 Leaning Column 之 Pushover 比較.....	26
圖 5.5 Frame 各桿件貢獻度.....	28
圖 5.6 Fishbone 各桿件貢獻度.....	28
圖 5.7 Brace-Column 各桿件貢獻度.....	28
圖 5.8 La10 位移.....	31
圖 5.9 La29 位移.....	32
圖 5.10 La43 位移.....	33
圖 5.11 La01-20 最大位移中位數統計.....	35
圖 5.12 La21-40 最大位移中位數統計.....	35
圖 5.13 La41-60 最大位移中位數統計.....	35
圖 5.14 La10 絕對加速度.....	38

圖 5.15 La29 絕對加速度 .....	39
圖 5.16 La43 絕對加速度 .....	40
圖 5.17 La10 地表加速度 .....	41
圖 5.18 La29 地表加速度 .....	41
圖 5.19 La43 地表加速度 .....	41
圖 5.20 La01-La20 最大加速度之中位數統計 .....	42
圖 5.21 La21-La40 最大加速度之中位數統計 .....	42
圖 5.22 La41-La60 最大加速度之中位數統計 .....	42
圖 5.23 La10 斜撐側向力 .....	45
圖 5.24 La29 斜撐側向力 .....	46
圖 5.25 La43 斜撐側向力 .....	47
圖 5.26 La01-La20 斜撐最大側向力中位數統計 .....	48
圖 5.27 La21-La40 斜撐最大側向力中位數統計 .....	48
圖 5.28 La41-La60 斜撐最大側向力中位數統計 .....	48
圖 5.29 La10 梁柱構件側向力 .....	51
圖 5.30 La29 梁柱構件側向力 .....	52
圖 5.31 La43 梁柱構件側向力 .....	53
圖 5.32 La01-La20 梁柱構件最大側向力中位數統計 .....	54
圖 5.33 La21-La40 梁柱構件最大側向力中位數統計 .....	54
圖 5.34 La41-La60 梁柱構件最大側向力中位數統計 .....	54
圖 5.35 La10 Three Story 遲滯迴圈 .....	57
圖 5.36 La29 Three Story 遲滯迴圈 .....	57
圖 5.37 La43 Three Story 遲滯迴圈 .....	57
圖 5.38 La10 能量圖 .....	59
圖 5.39 La29 能量圖 .....	60
圖 5.40 La43 能量圖 .....	61
圖 5.41 斜撐最大消能中位數統計 .....	62
圖 5.42 梁柱構件最大消能中位數統計 .....	64
圖 5.43 六層樓構架平面圖 .....	66
圖 5.44 六層構架 Frame 及其 Fishbone 簡化模型 .....	67
圖 5.45 一樓整體 Pushover .....	69
圖 5.46 受拉斜撐 Pushover .....	69
圖 5.47 受壓斜撐 Pushover .....	70
圖 5.48 La10 樓層位移 .....	73
圖 5.49 La29 樓層位移 .....	75
圖 5.50 La43 樓層位移 .....	77
圖 5.51 La01-20 最大位移中位數統計 .....	78
圖 5.52 La21-40 最大位移中位數統計 .....	78



圖 5. 53 La41-60 最大位移中位數統計 .....	78
圖 5. 54 La10 絕對加速度 .....	82
圖 5. 55 La29 絕對加速度 .....	84
圖 5. 56 La43 絕對加速度 .....	86
圖 5. 57 La01-La20 最大加速度之中位數統計 .....	87
圖 5. 58 La21-La40 最大加速度之中位數統計 .....	87
圖 5. 59 La41-La60 最大加速度之中位數統計 .....	87
圖 5. 60 La10 斜撐側向力 .....	91
圖 5. 61 La29 斜撐側向力 .....	93
圖 5. 62 La43 斜撐側向力 .....	95
圖 5. 63 La01-La20 斜撐最大側向力中位數統計 .....	96
圖 5. 64 La21-La40 斜撐最大側向力中位數統計 .....	96
圖 5. 65 La41-La60 斜撐最大側向力中位數統計 .....	96
圖 5. 66 La10 梁柱構件側向力 .....	100
圖 5. 67 La29 梁柱構件側向力 .....	102
圖 5. 68 La43 梁柱構件側向力 .....	104
圖 5. 69 La01-20 梁柱構件最大側向力中位數統計 .....	105
圖 5. 70 La21-40 梁柱構件最大側向力中位數統計 .....	105
圖 5. 71 La41-60 梁柱構件最大側向力中位數統計 .....	105
圖 5. 72 La10 一到六樓遲滯迴圈 .....	108
圖 5. 73 La29 一到六樓遲滯迴圈 .....	109
圖 5. 74 La43 一到六樓遲滯迴圈 .....	110
圖 5. 75 La10 能量圖 .....	113
圖 5. 76 La29 能量圖 .....	115
圖 5. 77 La43 能量圖 .....	117
圖 5. 78 斜撐最大消能中位數統計 .....	118
圖 5. 79 梁柱構件最大消能中位數統計 .....	120
圖 5. 80 三層樓 Pushover 比較 .....	122
圖 5. 81 三層樓動態分析比較 .....	123
圖 5. 82 六層樓 Pushover 比較 .....	123
圖 5. 83 六層樓動態分析比較 .....	123

# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景與動機

台灣地理位置處於地震發生頻繁的環太平洋地震帶，結構抗震為任何結構設計時都必須考慮的重要因素。若欲模擬結構物在地震之下的動態反應，其主要的試驗方式有結構試驗與數值分析兩種，雖然結構試驗是最真實而直接的途徑，但受制於實驗室空間大小、實驗儀器的能力以及試驗成本的控制，實尺寸的構架試驗大多僅限於結構中部分梁、柱元件，而絕大多數的試驗都無法對真實的結構系統進行測試，只能以縮小尺寸的構架來表示。

由於現在高樓林立又加裝各式隔減震元件，從事設計或研究時，均需要藉助電腦分析其抗震能力，隨著數值分析理論成熟與資訊科技的快速發展下，數值模擬與分析已成為結構抗震領域中不可或缺的工具。利用其高速運算能力，得以快速地對複雜的高樓建築、橋樑及隔減震元件等結構，作準確的分析與模擬；並且經濟而有效率的得知其抗震能力，以對抗地震災害對人類生命財產的威脅。

非線性動力分析越來越廣泛地運用於地震工程建築設計上，以檢視建築物的耐震性能。若是要確保鋼結構建築在抵抗地震上之安全性，就必須考慮結構物各桿件在地震發生時的塑性變形能力，此時會先從數值分析所得到的結果作為設計結構物的依據；但在建立高樓層建築的模型上往往費神耗時、缺乏效率，假如有一種模型簡化機制能在動態分析行為上能與多桿件、多自由度的高樓層分析模型相仿，那將得以大幅度的縮短耗費在建構模型與大量分析運算上的時間。

## 1.2 研究目的

目前在研究構架的非線性動力分析上，能參考的文獻並不在少數，在探討構架簡化的方面，本研究主要以日本方面的相關文獻做為參考。本文採用 Fishbone 的簡化模型作為梁、柱簡化的範本，建立起兩種包含斜撐的 Fishbone 簡化模型，這兩種簡化模型在：斜撐位置的擺設、參數的設定、以及材料選擇上皆不相同，其用意在於藉由兩種不同模式的斜撐簡化方式，比較兩種斜撐簡化機制在靜、動態分析行為上能與原始構架有多少相似程度。希望經由本次研究分析結果，可以提供未來對構架簡化有興趣之研究人員一個合理的參考依據。

## 1.3 研究方法

本研究收集國內外相關研究文獻以及使用 PISA3D (Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems) 結構非線性分析軟體，建立完整模型與簡化模型並比較其 Pushover 與動態模擬，動態分析的部分包括柱、斜撐的位移、加速度、側力，各樓層的層間變位、能量分佈等等...，輸入單方向 La01 到 La60 共 60 個地震加速度，每 20 個地震為一個群組，各群組依地表加速度大小分別為 La01~La20 設計等級地震 (Design-Level Earthquake)；La21~La40 最大考量地震 (MCE-Level Earthquake)；La41~La60 使用等級地震 (Service-Level Earthquake)，並於三個群組中取其最大變位的中位數統計，探討進入非線性階段後的行為變化、能量累積程度，以及簡化模型與原始構架的差異比例量化比較。

## 第二章 文獻回顧

本章彙整國內外所有有關模型簡化的研究，同時也探討斜撐構件之往覆加載歷時行為。

### 2.1 國內外構架分析簡化研究整理

Juan 等人[1]提出一種為 SE(Super-Element)model 的簡化構件，SE 構件能夠代表各樓層的彈性與非彈性特性，其簡化機制是將結構物周圍包括柱與牆面版都以 SE model 取代之，如圖 2-1 的 CM 為質量中心(center of mass)；CS 為勁度中心(centre of stiffness)。並提出其運動方程式：

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + R(\delta, \Delta) = -Mra_{gy}(t) \quad (2-1)$$

where  $u = \{u_x \ u_y \ u_\theta\}^T$ ;  $M$  為質點的質量矩陣，且為對角矩陣。

$$M = \begin{bmatrix} m & & \\ & m & \\ & & I_p \end{bmatrix} \quad (2-2)$$

式中：

$R(\delta, \Delta)$  為 vector of restoring forces,  $a_{gy}(t)$  為基底加速度,  $m$  為該質點之集中質量,  $I_p$  為該質點慣量。

將兩模型輸入雙向的地震歷時發現 SE 模型的準確度，在 Peak responses 的誤差值不到 20%，是實用且具有參考價值的簡化模型。

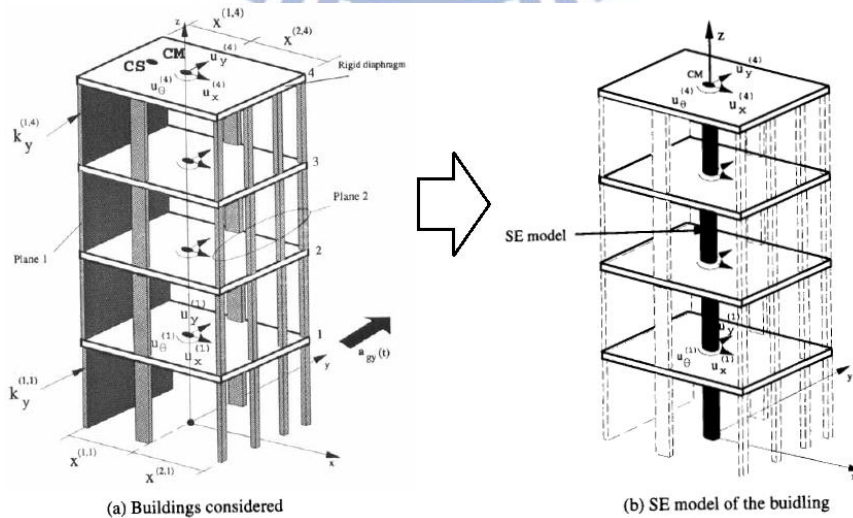


圖 2.1 SE model 簡化(Juan 等人[1])

Luco 等人[2] 的簡化模型 fishbone 參照圖 2.2 是以鋼結構韌性抗彎構架 (MRF) 的 fishbone 模型來模擬動態分析，並考慮近斷層及遠域地震紀錄評估完整鋼架(full-frame)與 fishbone 模型之：

1. 結構彈性模態的振動性能
2. 非線性靜態 Pushover 分析結果
3. 彈性與非彈性之地震歷時分析

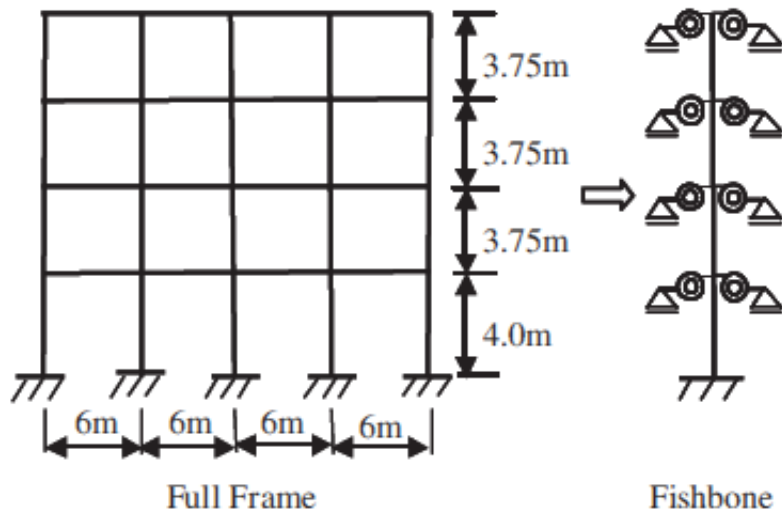


圖 2.2 (MRF)Fishbone 簡化(Luco 等人[2])

Nakashima 等人[3]提出一種名為 generic frame (GF)簡化模型來模擬鋼架的動態反應。該模型於每一層樓都用一轉動彈簧(rotational spring)代替梁作為 GF 柱之間的接合點。GF 模型的簡化機制採用以下假設：

1. 每一樓層質量集中於地版。
2. GF 柱之塑鉸集中在各樓層底端。
3. P- $\Delta$ 效應將作用於 GF 柱上。
4. 所有梁柱接頭在同一平面上有相同的位移，忽略梁、柱的軸拉軸壓變位。

若假定每支桿件都有著相同的斷面，且忽略梁勁度與強度的影響，則每一層的所有梁都能簡化成一個轉動彈簧；所有柱也都能整合為一根具有代表性的柱，如圖 2.3a。參考圖 2.3b 中，原鋼架在二分之一梁之 end moment 關係式為：

$$M_{BijL} = M_{BijR} = K_{Bij}\theta_i \quad \text{with } K_{Bij} = 6EI_{Bij}/L_j \quad (2-3)$$

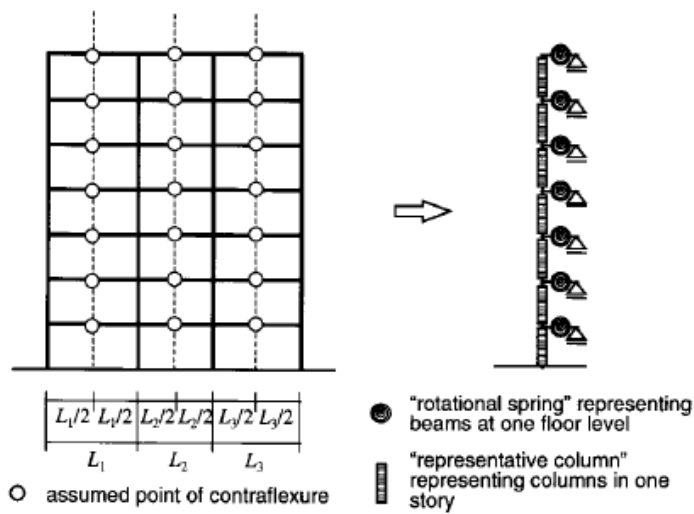
式中：

$M_{BijL}, M_{BijR}$  為梁的左右 end moment； $ij$  分別代表初始端與終端； $\theta_i$  為節點之轉角； $E$ -彈性模數； $I_{Bij}$ -梁斷面慣性矩； $L_j$ -梁長度。忽略柱的軸向變形，求得原鋼架在彈性範圍內之力-位移  $4 \times 4$  矩陣為：

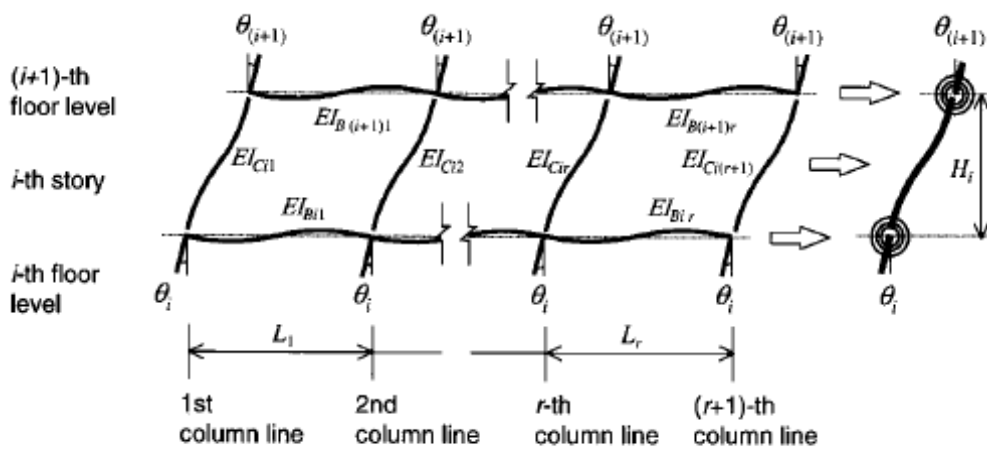
$$\text{這裡 } K_{Cij} = 6EI_{Cij}/H_i \quad (2-4)$$

式中：

$H_i$ -樓層高度； $I_{Cij}$ -柱斷面慣性矩； $\Delta_i$ -樓層側向變形； $V_{Cij}$ 與 $M_{Cij}$ 是相呼應的側向力與彎矩，其上標T和B分別表示該列的頂部與底部。綜合(2-3)、(2-4)即可求得SE之轉動彈簧與SE柱的簡化參數。



(a) 梁、柱簡化示意圖



(b)

(b) 原構架梁、柱簡化為轉動彈簧與 GF 柱

圖 2.3 GF 簡化參數(Nakashima 等人[3])

Kamura 等人[4]將梁柱接頭的變形行為與節點勁度考慮進 Fishbone 的行為中(如圖 2.4)，並假設模型的簡化基於以下兩點：

1. 同一樓層中，節點之水平位移與轉角一致
2. Fishbone 的梁、柱之反曲點在梁柱桿件中央

根據上述假設可得知同一樓層梁柱接頭的之轉角與位移皆相等，所以 Fishbone 柱的勁度矩陣  $k$  會是原始構架所有柱的勁度矩陣總和，故推導出在產生一個轉角  $\theta$  時，忽略其梁柱接頭面積、只考慮為側向變形時，柱的勁度為：

$$K_c = \frac{1}{\frac{h}{6EI} + \frac{2}{GA_s} \frac{H^2}{h^2}} \quad (2-5)$$

式中：

E-彈性模數；I-柱斷面慣性矩；G-剪力模數； $A_s$ -斷面積；h-實際柱高；H-樓層高度。

若考慮柱的變形與節點大小與梁跟接頭的彈性變形行為，則可導出以下 Fishbone 梁的勁度為：

$$K_{B_i} = \frac{1}{\frac{l^2}{L^2} \left( \frac{l}{6EI} + \frac{2}{GA_s l} \right) + \frac{a(h/H - B/L)^2}{GV_p}} \quad (2-6)$$

式中：

a=1 為外柱；a=2 為內柱； $V_p$ -接點體積；l-梁長；L-跨度；B-接點寬度。

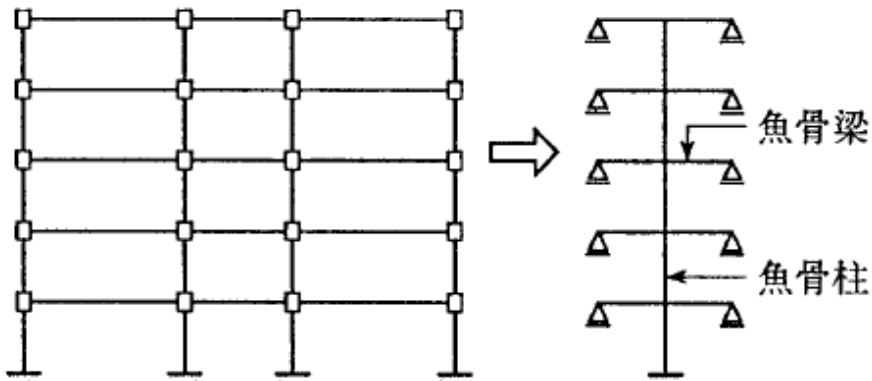


圖 2.4 魚骨梁、柱示意圖(Kamura 等人[4])

## 2.2 斜撐往覆加載實驗分析研究整理

蔡青宜 等人[5]使用 AISC[6]鋼結構構架靜態往覆加載歷時對實尺寸兩層樓 CBF 進行試驗有限元素分析研究，其中試驗構架斜撐配置方式為 X 型，試驗結果顯示頂層位移角變形容量接近正負 3% 弧度，斜撐最大面外變形量可達 400mm，且經過實驗後認為 ABAQUS 分析模型對於斜撐挫屈、接合版彎折與斜撐局部挫屈行為皆可相當準確地模擬。

Tremblay 等人[7]對過去的 76 組鋼結構同心斜撐構架靜態往覆加載歷時試驗數據進行統計與分析，從分析結果利用線性與非線性迴歸方式整理出一些經驗公式，包括預測斜撐構件最小受壓挫屈強度公式、預測斜撐構件受壓挫屈側向位移公式、預測斜撐構件受震韌性容量上限公式等等。同時一併提出一些統計分析後的看法，包括認為斜撐構件最大抗拉強度與測試時的靜態往覆加載歷時有關、發現斜撐構件挫屈後塑鉸應變量需求隨斜撐構材細長比降低一起遞減等。





## 第三章 分析軟體介紹

本文所使用的分析程式為國家地震中心所研發之結構非線性分析軟體 PISA3D (Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems)。分析模型中探討簡化模型相對原始構架之斜撐構件挫屈行為、結構柱構件反應、以及動態分析結果之比較，討論簡化後之行為將會有多少相異性以及其可靠程度。

### 3.1 PISA 3D 簡介

PISA3D [11] 為一個三維非線性的結構的分析軟體，此軟體具有高速的分析運算能力，分析者得以經濟且有效率地對多自由度構架或橋梁執行模態分析及結構三維靜動態之分析。PISA3D 無論在工程實務與學術研究均可使用，並且能與實驗室控制系統做整合，做為擬動態實驗計算平台，目前已應用於國內外各大型實驗及工程分析上。

PISA3D 是以 C++ 程式語言為設計理念，具備物件導向 (Object-Oriented) 機制，搭配設計模式 (Design Patterns) 開發而成之非線性結構靜力與動力分析軟體，研究者可根據其高度可擴充性，在不修改原始碼的情況下新增程式功能。

以下為 PISA3D 的基本概念與假設[12]：

1. 結構質量以 Lump Mass 來考慮。
2. 材料非線性由元素變形驅動。
3. 系統方程式的建立基於結構矩陣法與有限元素法。
4. 進行分析時，不更新節點座標，屬小變形的理論範圍，以加入簡單的幾何勁度矩陣來考慮幾何非線性效應。
5. 進行動力分析時，可採用 Newmark 隱式數值積分，若在上一時間增量中，任一元素之勁度發生變化，則計算出對應的不平衡力，不迭代但在下一時間增量中採發生變化後的勁度，並將不平衡力併入外力中計算下一步的反應增量。

目前在 PISA3D 程式中的結構分析模式主要分為模態分析 (Modal Analysis)、單步驟的非線性靜力分析 (Nonlinear Static Analysis)、力量控制 (Load Control) 或位移控制 (Displacement Control) 的多步分析，以及非線

性動力分析(Nonlinear Dynamic Analysis)。其結構材料性質目前一共有九種：

1. 不會表現降伏或挫屈之線彈性材料(Elastic Material)。
2. 雙線性材料(Bilinear Material)。
3. 可模擬鋼材彈塑性行為的應變硬化材料(Hardening Material)。
4. 模擬 RC 構件行為之材料(Degrading Material)，其中三個衰減參數 ( $S_1, S_2$  and  $S_3$ ) 可用來模擬構件的勁度衰減、強度劣化及握裹力滑落效應。
5. 雙線性彈性材料(Bilinear-Elastic Material)，此材料具有非線性的應力應變反應，但始終維持彈性。
6. 多了一挫屈因子的雙線性材料(Bilinear02 Material)。
7. 受壓會挫屈之雙線性材料(Buckle Material)。
8. 可應用於非線性側推分析之破裂材料(Fracture Material)。
9. 雙線性材料，但只有受拉具有非線性之反應，受壓則維持彈性 (Tension Only Bilinear Material)。

PISA3D 之結構元素庫包含六種結構元素，均可搭配前述材料性質使用：

- (1) 僅能承受軸力的桁架元素(Truss Element)。
- (2) 採用塑鉸模型考量非線性效應的梁柱元素(Beam Column Element)，即以一彈性構件兩端串聯彎矩塑鉸及剪力塑鉸構成，也可依需求選擇性加入端部剛域或軸力與彎矩互制曲面。
- (3) 用於模擬建築結構牆的非線性牆元素(Panel Element)。
- (4) 可模擬 RC 及鋼抗彎構架之梁柱交會區的接點元素(Joint Element)。
- (5) 阻尼器元素(Damper Element)，可指定非線性阻尼指數( $\eta$ )模擬非線性阻尼行為。
- (6) 雙線性阻尼器元素(Bilinear Damper Element)，相較於阻尼器元素更多了能表現非線性的應力應變反應。 PISA3D 更詳盡的介紹可參考其使用手冊[13]。

### 3.2 PISA 3D 分析模型

本節介紹以 PISA3D 來分析斜撐靜態往覆加載歷時的行為，其材料性質選用受壓會挫屈之雙線性材料(Buckle Material)，參數設定是參考胡懷國[10]的斜撐實驗結果作為對照組，從實驗結果的遲滯迴圈圖抓出斜撐往覆加載行為上幾個重要的 Data，計算後填入如圖 3.1 中的各項係數。由於實驗中有太多可能的人為因素會影響實驗結果，所以在計算出相對應的參數並加以分析後，也做了許多的微調來讓本研究的斜撐分析圖形更趨近實驗結果。

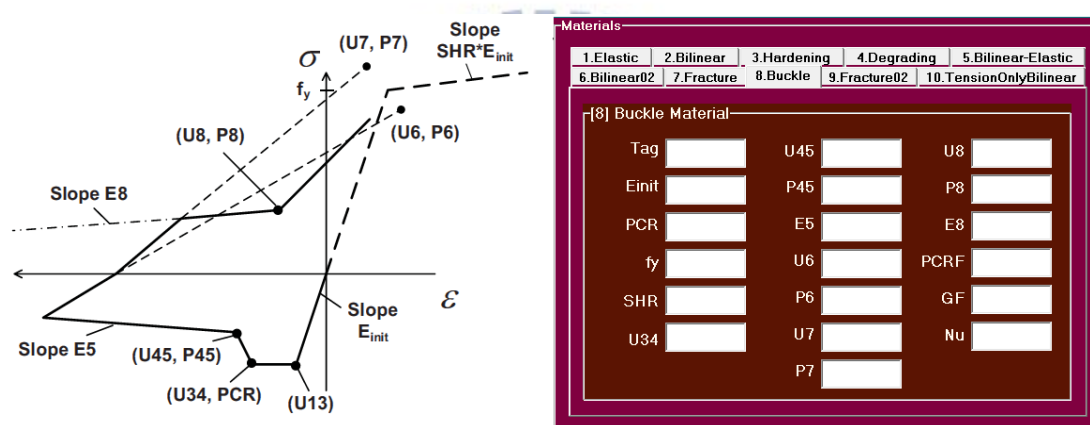


圖 3.1 Buckle Material 參數設定對照圖

本文在斜撐參數上，從胡懷國[10]的六支試體中取 C100、C70 與 E100 三支試體的遲滯迴圈歷時圖作為本文 Buckle Material 的參數設定，如圖 3.2、3.3、3.4 分別代表 C100、C70 與 E100 以及其對應的參數。比較試驗與分析圖形上，除了初始勁度大致相同外，降伏強度、最大抗拉強度與應變硬化的成長幅度皆可由分析模型精準預估。不過因 PISA3D 無法模擬梁、柱、斜撐等元素的破壞行為，故於分析中之位移歷時僅輸入至試驗往覆加載的前一個迴圈。

本文分析模型的斜撐材料參數，採用實驗對照組 C70 作為設定範本，因為三層樓 frame 的斜撐一、二樓斷面直徑為 203.2mm、厚度 12.7mm，三樓斷面直徑 152.4mm、厚度 9.525mm，實驗試體 C70 的斷面直徑 191mm、厚度 6mm，相較於 C100 的斷面直徑 101mm、厚度 3mm，更接近選用的斜撐尺寸，所以在建立 Frame 模型時才會選擇以 C70 的設定參數作為斜撐參考數據。

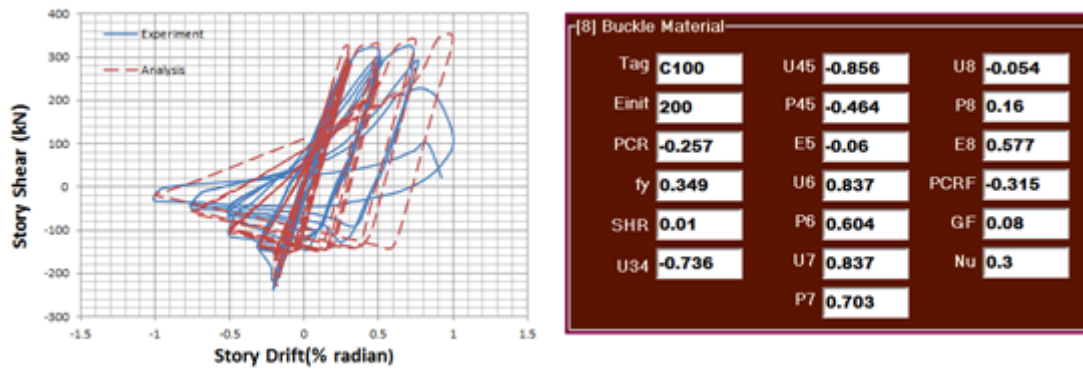


圖 3.2 C100 實驗與分析比較圖

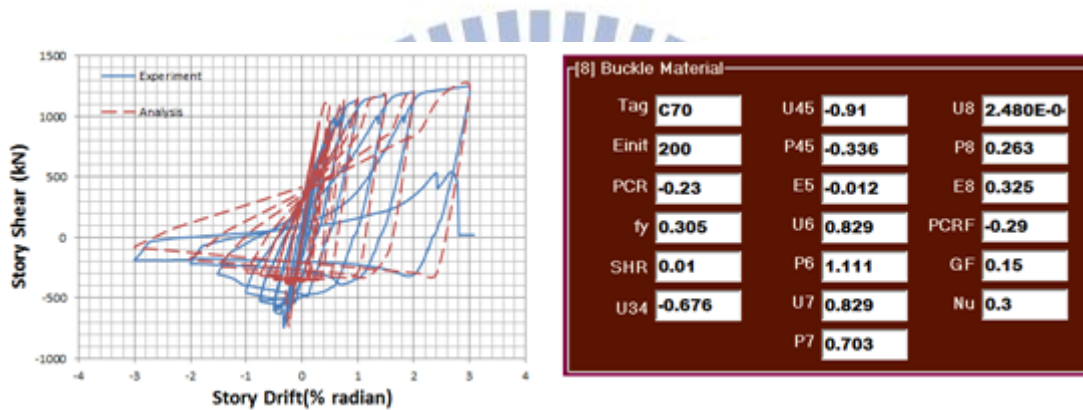


圖 3.3 C70 實驗與分析比較圖

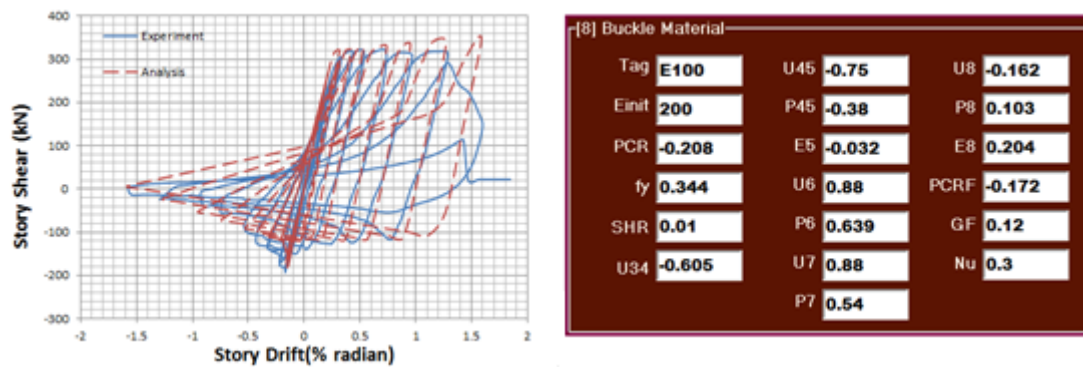


圖 3.4 E100 實驗與分析比較圖

## 第四章 三層樓模型建立與簡化模擬

使用 PISA3D 建立模型的程序上，沒有複雜的幾何運算、不需要做有限元素切割，只需要在點(Node)跟點之間做連結、設定好邊界條件以及自由度即可，梁柱斷面可依照欲模擬之實際結構的外觀輸入尺寸與選取斷面形狀即可。本章將依序介紹三組模型的建立以及簡化的參數轉換。

### 4.1 Frame 模型

在 Frame 模型建置方式大致分為兩個階段，第一階段是先從參考文獻中擷取出結構物的斷面、材料性質及載重，並建立出完整模型；第二階段則是以 Leaning Column 取代結構物中間梁、柱的部分。

#### 第一階段：建立初始模型

首先參考 Sabelli 等人[14]的 4 乘 6 跨三層含斜撐之 CBF 模型，參照圖 4.1 為模型平面示意圖，如圖所示，一個完整的構架可以將其分解為梁、柱，斜撐等三個部分。其中梁、柱為 H 型鋼斷面，斜撐則為矩形斷面，其斷面如表 4.1 所示，柱的部分皆使用 W12x96，一至三樓的梁斷面尺寸依序為 W30x90、W27x84、W24x84，斜撐的一、二樓為 HSS8x8x1/2，三樓則為 HSS6x6x3/8。

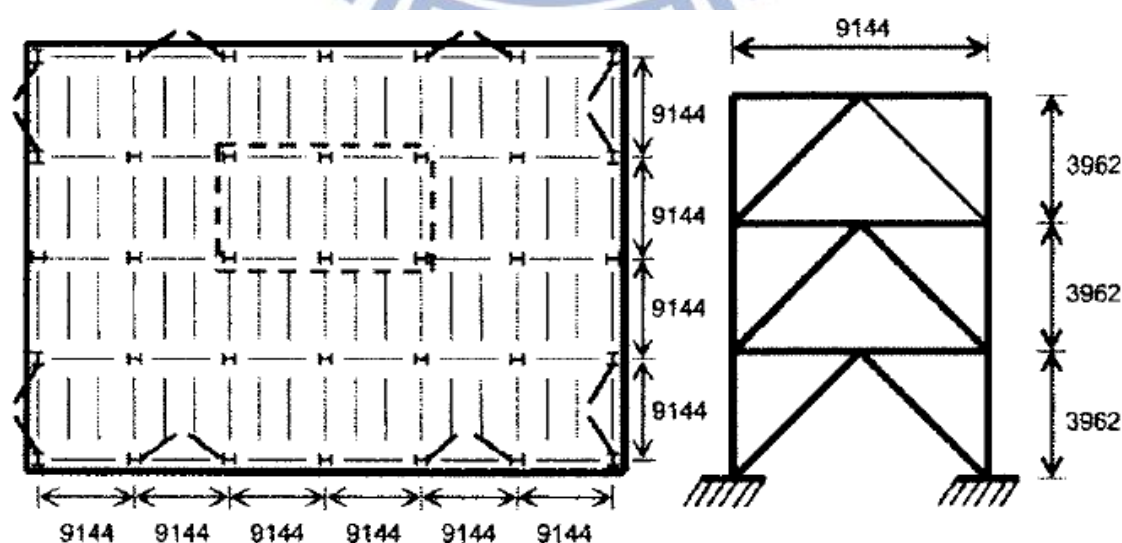


圖 4.1 構架平面圖

表 4.1 構架斷面尺寸

Story	Element size		
	Column	Beam	Brace
1	W12x96	W30x90	HSS 8x8x1/2
2	W12x96	W27x84	HSS 8x8x1/2
3	W12x96	W24x84	HSS 6x6x3/8

材料選擇上，依照 McCormick 等人[15]所使用的材料參數，配合可模擬鋼材彈塑性行為的應變硬化材料(Hardening Material)，所以在梁、柱的材料參數使用設計上如圖 4.2，楊氏模數  $E$  為 200GPa，受拉受壓降伏應力  $f_{yt}$ 、 $f_{yc}$  分別為 0.345、-0.345kN/mm<sup>2</sup>， $H_{sio}$  等四個參數皆為應變硬化(Strain Hardening)曲線的設定。斜撐的部分是參考第三章所提到的受壓挫屈之雙線性材料 Buckle Material，如圖 4.3 的 Buckle Material 參數圖所示，原則是採用 C70 做為斜撐參數設定上的範本，楊氏模數  $E$  一樣為 200GPa、 $f_{cr}$  為 -0.23 kN/mm<sup>2</sup>、 $f_y$  為 0.305 kN/mm<sup>2</sup>、應變硬化為 0.01，由於在分析上需要調整挫屈後的強度、以及經過調整後產生一些不收敛的問題，所以在更動 挫屈後強度之參數 P45 後，連帶也調整了參數 U34、U45、E5 以及 P6、P7。



圖 4.2 A992 Hardening Material

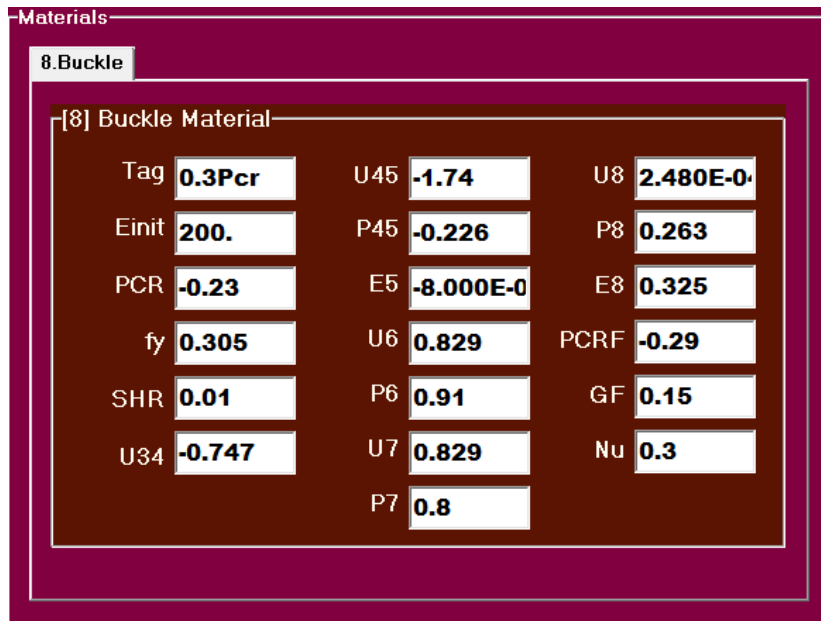


圖 4.3 Buckle Material 參數圖

參照圖 3.1 Buckle Material 參數設定對照圖，調整 U34 的目的是使斜撐在達到臨界挫屈時可以多一些分析步驟、降低發散的可能性，調整 U45 則是因為 P45 從-0.336 更改成-0.226 導致斜撐挫屈後的強度折減幅度過大而發散，所以將其從原本-0.91 改成-1.74，增加分析的步驟使曲線屈於平緩、減少發散機率。E5 的調整也是因為 P45 的變動而做出相對應的修改(其值為 0.008)，P6、P7 則是為了使收斂更佳而做的微幅調整。更動後的參數參照圖 4.4，圖中縱軸為斜撐受壓水平力(kN)；橫軸為層間變位(% radian)。

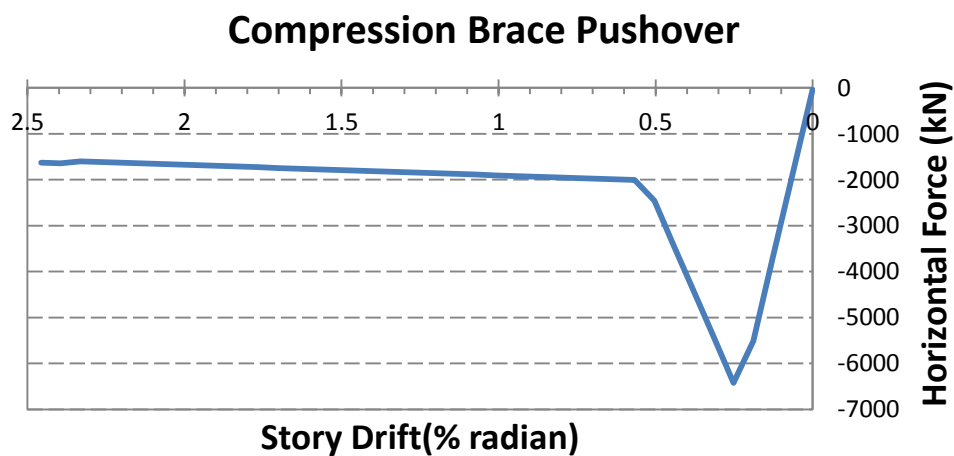


圖 4.4 斜撐挫屈曲線圖

## 第二階段：結合 Leaning Column 元素

當上述組件都建立完成後，接著在如圖 4.5 之完整 CBF 模型中間放置一根 Leaning Column 取代原本結構物中間全部的梁、柱，以及其所有質量與載重，並在各樓層都以剛性樓版(Rigid Diaphragm)鎖住同一樓層的所有接合點，如圖 4.6 所呈現的就是 Frame 模型平面、3D 完成圖，其粉紅色線線條是將同一樓層所有結點之自由度做連結，不論移動或旋轉都會產生相同的撓度，即為鋼性樓版之特性。

載重的分佈方式採用 Sabelli 等人[14]之各樓層載重平均分佈於各層樓地板，樓地板面積依柱的位置分割為 96 塊，並根據面積權重分配，求得總載重的 5/8 由 Leaning Column 承受，其於 3/8 則由最外圍梁作均布載重分配，Leaning Column 之節點載重為：三樓 8823kN、二樓 8628kN、三樓 8641kN。

高層建築鋼結構可以視為一支懸臂受壓柱，不僅要通過控制板材的寬厚比與構件的細長比來保證構件的局部穩定度，同時還要考慮整體穩定性；P- $\Delta$ 效應正是在側位移之基礎上產生的，此效應將會使側移和內力增加，當結構產生的側位移越大時，作用在桿件上的垂直載重會間接產生額外之側向力，嚴重威脅著高層鋼結構建築的整體穩定性，同時在結構進入塑性階段後，P- $\Delta$ 效應的影響將進一步增大。

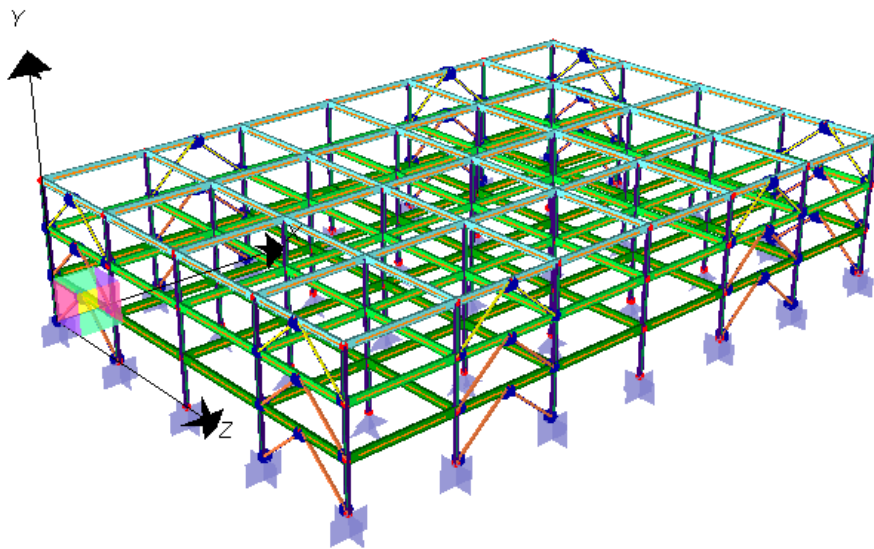


圖 4.5 模型抗垂直力系統模型



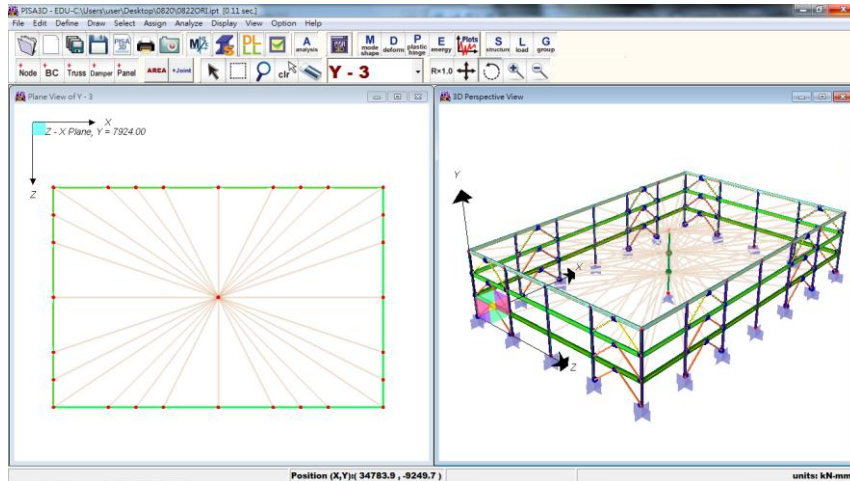


圖 4.6 Leaning Column 與剛性樓版示意圖

因此在本文中使用了 Leaning Column 的目的在於讓構架擁有 P- $\Delta$  效應，斷面的設計上是將模型內部所有柱之斷面作加總，除此之外的撓曲與剪力相關之斷面參數一律設定為趨近於零的數值，參照圖 4.7 三層樓 Leaning Column 參數設定，如此設定之目的就是要使 Leaning Column 只能承受軸力而不受剪力控制；對整體結構來說，Leaning Column 對側向位移之勁度貢獻度要幾乎等於零，在材料的選擇上使用不會表現降伏或挫屈之線彈性材料(Elastic Material)。

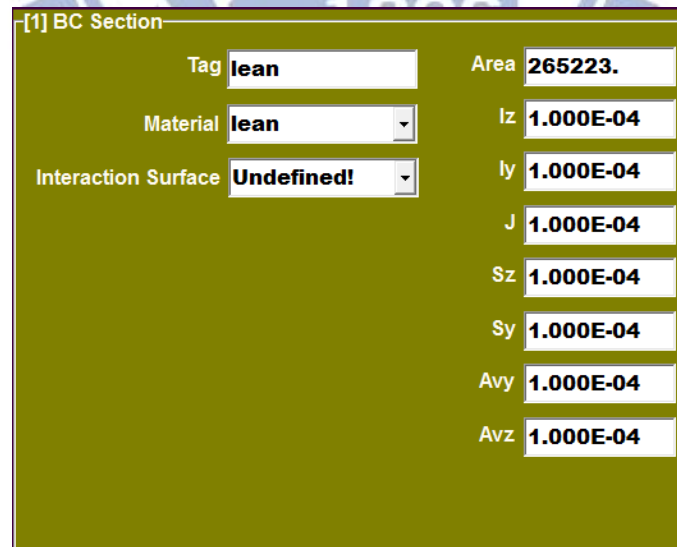


圖 4.7 三層樓 Leaning Column 參數設定

為了使 P- $\Delta$  效應盡量不受到彎矩傳遞影響，如圖 4.8 所示的 Leaning Column 桿件元素設定：Beam Column- Truss- Beam Column、以及將柱底自

由度設定為鉸支承(Pin)。從以上描述即可得知，Leaning Column 顧名思義就是一根擁有非常大斷面之彈性柱。

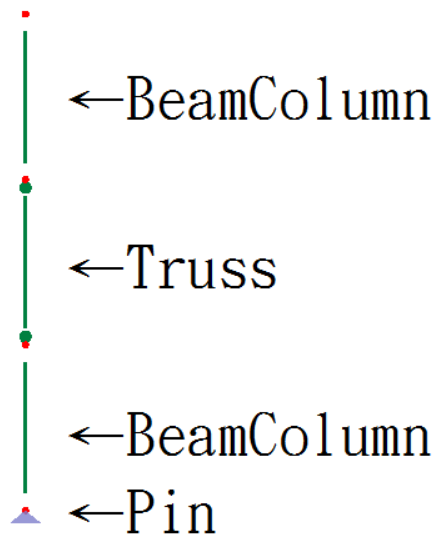


圖 4.8 Leaning Column 桿件組合

圖 4.9 為抗垂直力系統模型與改用 Leaning Column 後的 Frame 模型之 Pushover 柱側向勁度比較，改用 Leaning Column 模擬之 Frame 模型進入塑性階段後，在 P- $\Delta$ 效應的影響下，水平力量維持在約 6300kN 左右，且勁度上也能準確模擬抗垂直力系統模型行為。

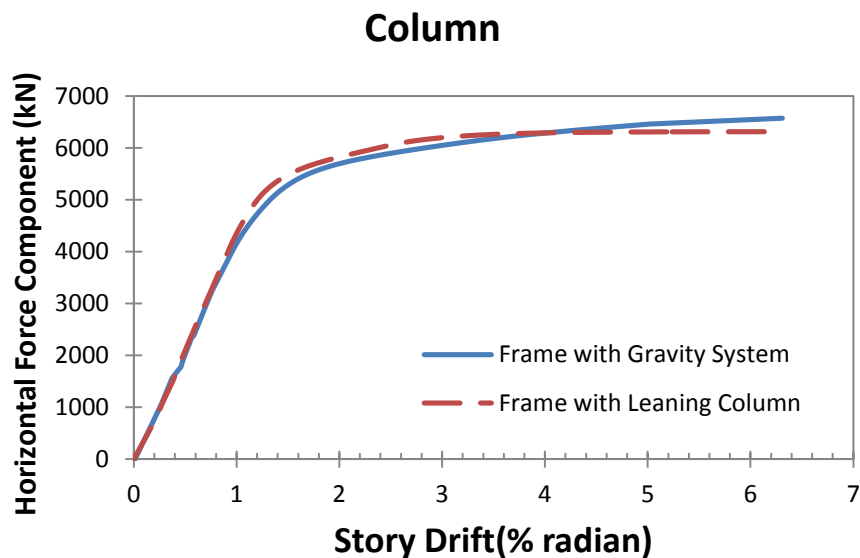


圖 4.9 Leaning Column 貢獻度

## 4.2 Fishbone 模型建立

本文以 Kamura 等人[4]的方法保留梁、柱的初步簡化作為最先討論的簡化機制。將圖 4.8 的三層立體構架簡化為 Fishbone 模型，主要的過程就是如何確定 Fishbone 勁度與降伏強度能與 Frame 相符合。在設定的簡化參數上一共有 8 個，分別是 Area、Iz、Iy、J、Sz、Sy、Avy、Avz，由於本文並沒有特別對梁柱接頭之參數做設定，所以柱方面的簡化是將 Frame 模型 20 支柱的八個對應參數依強弱軸分佈，按照 Frame 模型的排列方式以 8:12 的比例做加總(X 方向為 12 根強軸加上 8 根弱軸；Z 方向為 8 根強軸加上 12 根弱軸)。

梁的部分因為原構架在除了包含斜撐跨之外的梁柱接頭都設定成不會傳遞彎矩、只能傳遞軸力與剪力的 Pin，故簡化方面除了梁斷面積是原構架相加、其餘參數都只有包含斜撐跨中的梁之總和，簡化後長度是在柱頂兩端各延伸原梁跨度的一半，梁兩端自由度皆為滾支承(Roller)來保持水平。而梁、柱、斜撐簡化所使用的斷面皆為 BC Section 設定，所以在原構架方面，無論斷面形狀為何，只要是擁有相同之斷面積，其簡化模型之面積參數設定上就會一致。

在目前 Fishbone 的斜撐簡化上，先試著梁、柱的簡化模式，保留斜撐的長度與斜撐傾斜的角度，只將斜撐的接合點相交於 Fishbone 的梁柱接頭上。Leaning Column 則是於各樓層節點以鎖自由度的方式與 Fishbone 的 Stick Column 鎖住水平方向位移，其餘的維持原狀。藉此希望由上述之簡化方式來分析比較與 Frame 行為的異同。

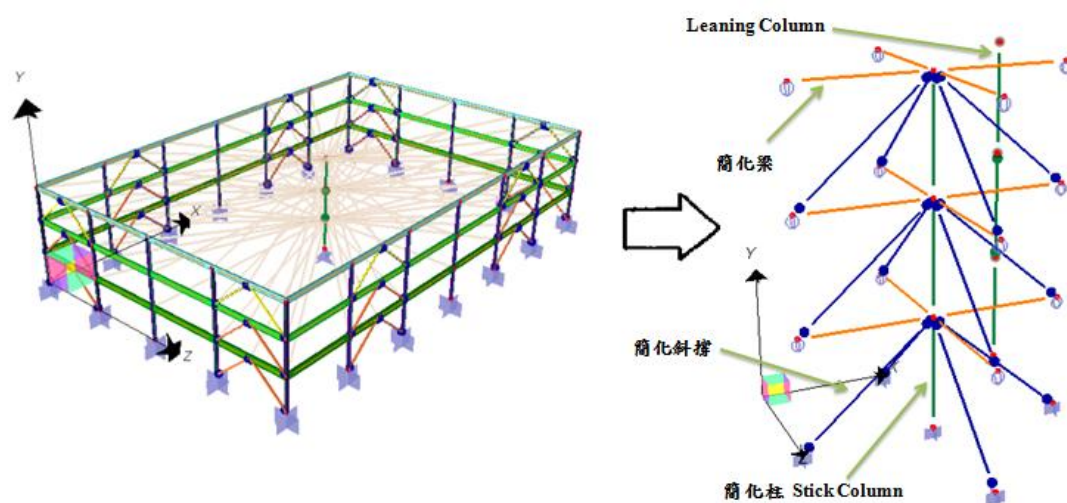


圖 4.10 Fishbone 簡化示意圖

### 4.3 Brace-Column 斜撐簡化

此簡化模型上的目的，是希望能以較少的桿件與自由度來模擬原結構，上一節中所提到的 Fishbone 簡化模型，在斜撐的簡化上並不顯著，所以這一節將對斜撐的模擬做更進一步簡化，同時也將討論其動力分析結果。

本研究以 Column Element 作為斜撐的簡化機制，這樣不僅可以降低自由度，又可以達到簡化之功效，這種將斜撐簡化成為柱的簡化方式之後稱為 Brace-Column。

斜撐的簡化參數上面，首先要考慮如何將只承受軸力的 Truss Element 轉化成 Beam-Column Element、並且在勁度上需要維持一致；換句話說就是 Brace-Column 的慣性矩  $I$  必須等於斜撐兩側總和之側向勁度。考慮單隻斜撐側向勁度：

$$K_{Brace} = \frac{AE}{L} \cos^2 \theta \quad (4-1)$$

柱側向勁度：

$$K_{Column} = 6 \frac{EI}{H^3} \quad (4-2)$$

將兩公式整合出：

$$\frac{AE \cos^2 \theta}{L} = \frac{6EI}{H^3} \quad (4-3)$$

求得 Brace-Column  $I$  值轉換參數為：

$$I_{brace-col} = \frac{AH^3 \cos^2 \theta}{6L} \quad (4-4)$$

式中：

$E$ -彈性模數，皆為 200 GPa； $I$ -柱斷面慣性矩； $A$ -斜撐斷面積； $L$ -斜撐長度； $H$ -樓層高度=柱長度；角度  $\theta$  為平面與斜撐之夾角。

由於 Brace-Column 是由兩側受拉以及受壓斜撐之加總，故式 (4-3) 中等號左邊為式(4-1)之兩倍。圖 4.9 為斜撐轉化成 Brace-Column 的圖示，已知斜撐尺寸、斷面、高度與角度的數值，即可經由上述公式求得相對應

Brace-Column 之  $I$  值。

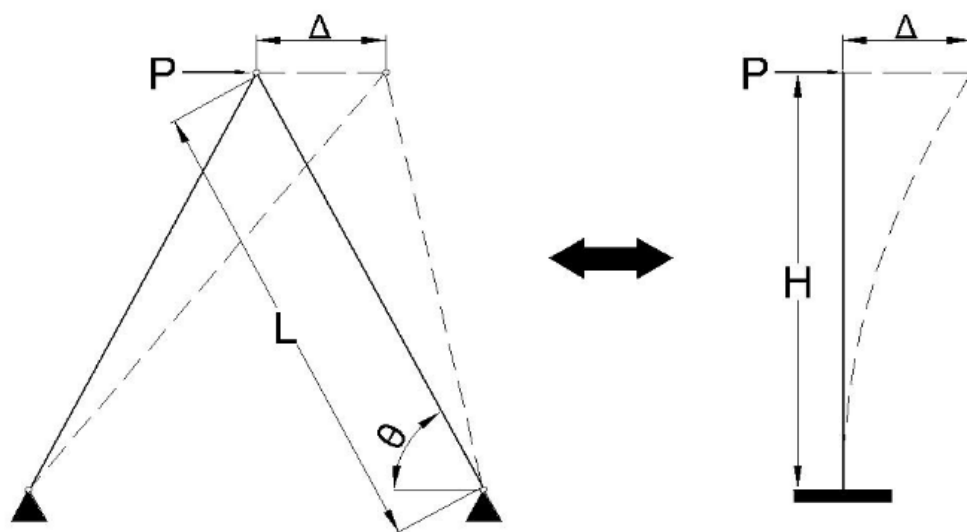


圖 4.11 Brace-Column 轉換示意圖

再來要考慮的是 Brace-Column 的材料選擇與降伏強度，由於抵抗側力的桿件已由斜撐轉為柱，而本文在定義 Brace-Column 的斷面如圖 4.10 所示，是使用 BC Section 作設定，在材料選擇上使用雙線性材料(Bilinear Material)，雙線性材料不會有強度折減的現象發生，遲滯迴圈會保持雙線性。在降伏應力  $f_y$  的設定方面，則是採用 Fishbone 受拉斜撐降伏點與已降伏  $(0.3P_{cr})$  之強度折減後，受壓斜撐的側向分力總合作為 Brace-Column 參數取樣，最後再從圖 4.9 中計算出  $\Delta$  需要多大的位移量，會使受拉斜撐達到臨界降伏，下列式子即可求出對應 Brace-Column 之降伏應力  $f_y$ 。

已知斜撐降伏與挫屈強度為：

$$P_y = A \times f_y \quad (4-5)$$

$$P_{cr} = A \times f_{cr} \quad (4-6)$$

斜撐轉化後的柱底彎矩：

$$M_y = \frac{(P_y + 0.3P_{cr}) H \cos \theta}{2} \quad (4-7)$$

Brace-Column 之  $f_y$  為：

$$f_{y(brace-col)} = \frac{M_y}{S_z} \quad (4-8)$$

式中：

$P_y$ -受拉斜撐降伏強度； $P_{cr}$ -受壓斜撐挫屈強度； $A$ -斜撐斷面積； $f_y$ -受拉斜撐降伏應力； $f_{cr}$ -受壓斜撐挫屈應力； $M_y$ -柱底彎矩； $H$ -樓層高度=柱長度； $S_z$ -有效斷面模數(Effective section modulus about local Z axis)[13]；角度  $\theta$  為平面與斜撐之夾角。 $S_z$  的求法是由(4-4)式中，Brace-Column 計算出斷面慣性矩  $I$  後與 Fishbone 的斜撐  $I$  值取其比例、求出 Brace-Column 其他斷面參數值。圖 4.10(b)的  $I$  值為 4.10(a)  $I$  值的約 161 倍，故其他所有參數值都是 Fishbone 斷面參數的 161 倍，此作法目的在於將斜撐所有參數做等比例轉換成柱的型態。

依據規範 AISC(2005)[16]所述，V 型及倒 V 斜撐構架中與斜撐接觸的樑，其強度設計應依據相應結構規範所制定之載重組合進行，並且假設斜撐構件在結構承受靜載重與活載重上沒有貢獻。在載重組合中有包括地震載重 E 的情況下，計算地震載重 E 時，所有相鄰斜撐受壓之力要假設等於  $0.3P_{cr}$ 。

[1] BC Section		[1] BC Section	
Tag	fb1.2Fbrace	Tag	B.C1.2
Area	38709.602	Area	6222490.
Material	textbrace	Material	BraceColumn
Interaction Surface	Undefined!	Interaction Surface	Undefined!
Iz	235171008.	Iz	3.780E+10
Iy	235171008.	Iy	3.780E+10
J	351195008.	J	5.645E+10
Sz	2314670.	Sz	372079008.
Sy	2314670.	Sy	372079008.
Avy	20645.1	Avy	3318660.
Avz	20645.1	Avz	3318660.

(a) Fishbone

(b) Brace-Column

圖 4.12 斷面參數

由(4-8)式之  $S_z$  求得斜撐受拉降伏應力  $f_{yt}$ 、受壓降伏應力  $f_{yc}$  為  $0.058(\text{kN}/\text{mm}^2)$ ，如圖 4.11，Strain Hardening 設定為 0.005 有別於 Frame 與 Fishbone 之斜撐所設定的 0.01，原因在於 Frame 與 Fishbone 所用之

Buckle Material 設定參數 E5 為 0.008(參照圖 4.3)，所以在挫屈後強度依然會持續地下降，因此為了調整成和 Frame 與 Fishbone 經側推至斜撐受拉與受壓降伏、挫屈後的持續強度能夠一致所做的調配。圖 4.12 即為斜撐簡化示意圖。

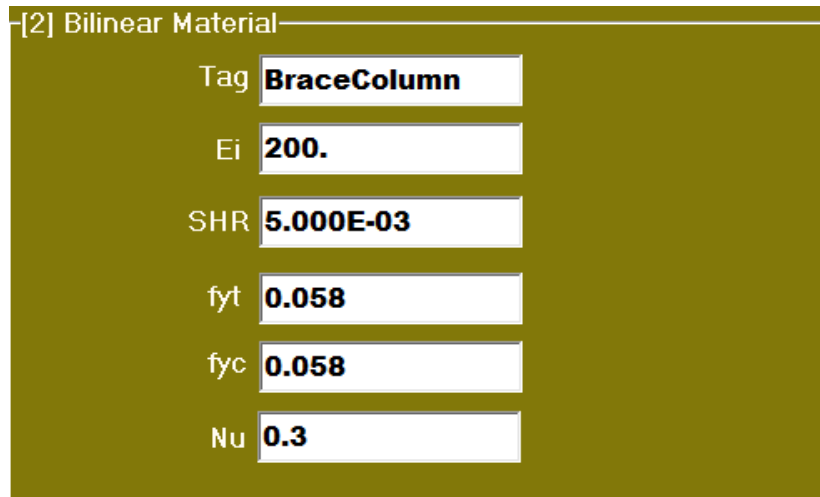


圖 4.13 Brace-Column 材料參數圖

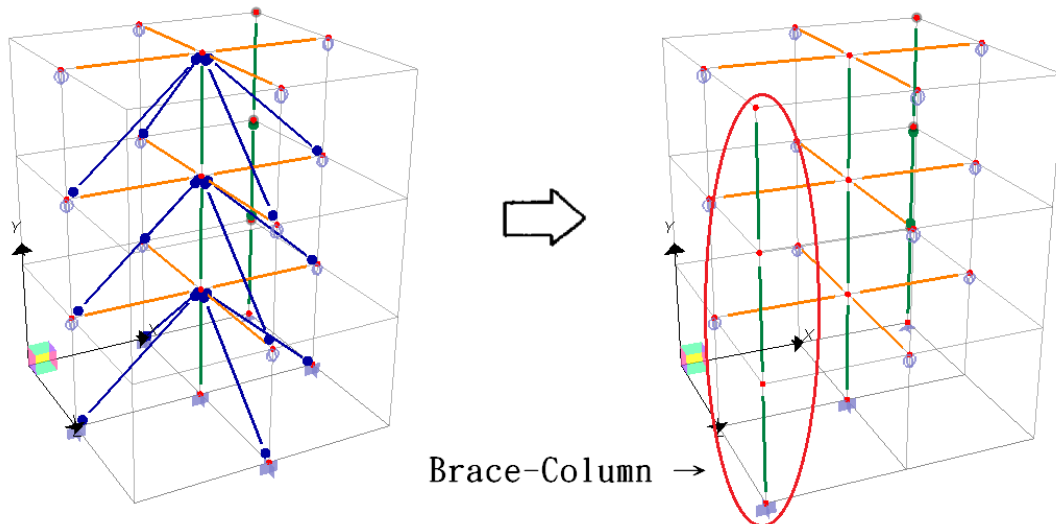


圖 4.14 Brace-Column 簡化

## 第五章 數值分析比較

本章將對第四章介紹之 Frame 模型，與兩種簡化模型 Fishbone、Brace-Column 進行 Pushover 及非線性動態模擬分析，並探討其結構週期與永久變形的量化差異。

本文使用三層樓與六層樓模型分析，高樓層建築採用單純同心斜撐構架在工程上較不常見，因此 Sabelli 等人[14]探討中低樓層之同心斜撐構架行為，本文亦採類似邏輯。

在 5.1 節先提到三層樓模型在 Pushover 的比較行為，5.2 節將詳細介紹其動態分析結果；並於 5.3 節中建立六層含斜撐構架，以 Fishbone 簡化模型為主，比較兩種不同樓層建築的非線性動態模擬，確立 Fishbone 簡化模型之可行性。

### 5.1 Pushover 行為

靜態的 Pushover 分析，是一種沿結構高度為分佈行式的側向力，靜態且單方向的作用在結構物體上，逐步增加側向力直到結構物倒塌破壞或產生的位移超過允許值；不過在 PISA3D 分析軟體上是無法模擬結構破壞或倒塌的情形，所以在分析設定為 Frame 樓層臨界允許之側推位移到 250mm(層間變位為 6.3%)。

本節的分析上，比較一樓的柱、受拉、受壓斜撐以及 Leaning Column 在 Pushover 過程中的受力反應，表 5.1 列出柱勁度、斜撐  $P_y$ 、 $P_{cr}$ ，以及一樓整體勁度比較，表中數值為分析結果，柱勁度計算公式為(4.2)，求得數值為 102.6 (kN/mm)與分析有些許不同； $P_y$ 、 $P_{cr}$ 之計算方法參照公式(4-5)、(4-6)，求得  $P_y$  為 8922kN、 $P_{cr}$  為 6728kN，計算值與分析結果差異不大，不同簡化模型之 1F 整體勁度與 Frame 的差異約為 1%，顯示在簡化模型的桿件經過勁度轉換，可準確模擬原始構架之勁度。

表 5.1 桿件強度

	柱勁度 (kN/mm)	斜撐 $P_y$ (kN)	斜撐 $P_{cr}$ (kN)	1F 整體勁度 (kN/mm)
Frame	107	8932	6718	1547
Fishbone	118	8929	6671	1560
Brace-Col	116			1531



表 5.2 為 Frame 模型之斜撐、柱與整體進入非彈性後強度之數值表，表格所述之 Brace 強度是採用受壓斜撐挫屈後，以強度折減成  $0.3P_{cr}$  與受拉斜撐的合力(斜撐此時也已達到降伏)，同時斜撐挫屈時對應之位移層間變位為 0.528%；柱達到降伏時的層間變位為 0.544%，因為斜撐在完全進入塑性後的變化幅度很小，所以整體強度 All，直接將表中的 Brace 加上 Column。整體構件在進入非線性後的強度指標，視為本文模擬之動態分析是否進入塑性階段的指標。

表 5.2 三層樓 Frame 模型塑性行為強度

<b>Three Story</b>			
Strength (kN)	Brace	Column	All
1、2F	10947	2670	13618
3F	6154	2670	8824

圖 5.1 為三個模型在整體 Pushover 之一樓行為比較，圖中可以看得出三組模型在初始勁度方面如同表 5.1 所示能夠準確模擬，且在進入塑性階段後約位移至層間變位為 3.4%(135mm)時線條幾乎重疊，即使層間變位至 6.3%的位移量，Brace-Column 樓層剪力為 16565kN 比起 Frame 樓層剪力為 16108kN 的差異只有 2.84%，顯示簡化模型即使進入塑性階段還是可以準確模擬出與 Frame 模型相似的行為。

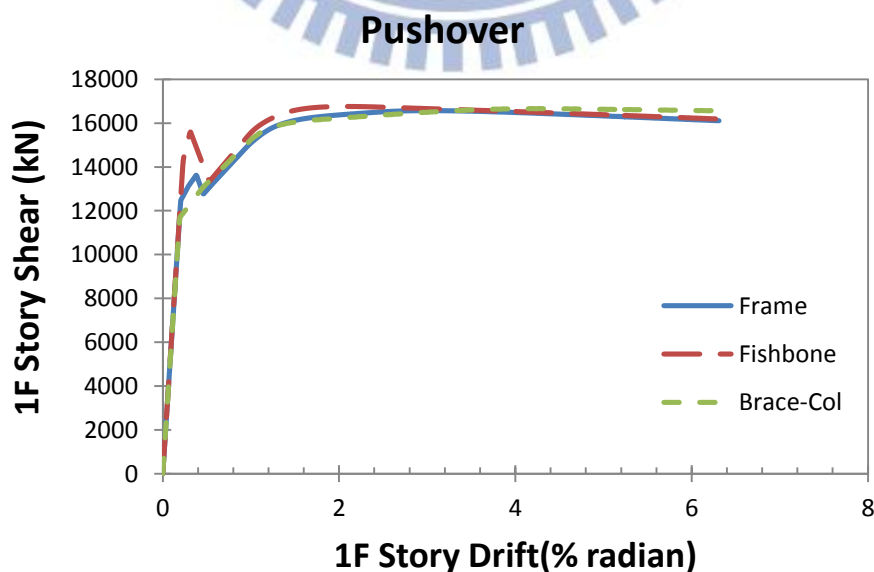


圖 5.1 一樓整體 Pushover

圖 5.2 到 5.4 分別代表三個模型在柱、斜撐、Leaning Column 上之各別比較；如圖 5.2 柱的部分由於 Fishbone 的斜撐在邊界條件上與 Brace-Column 在材料選取上各有差異，Frame 與 Fishbone 是在於斜撐交接點的不同(Frame 之斜撐交點在梁上、Fishbone 則是接於梁柱接頭)；Brace-Column 在材料選擇上為 Bilinear Material 與前兩者不同(Buckle Material)，在柱的 Pushover 比較上，三者起始勁度如表 5.1 所示，簡化模型相對於 Frame 模型來說，差異分別為 Fishbone：9.50%、Brace-Column：5.01%，側推至位移量約層間變位 1.5% (60mm) 時，Fishbone 與 Frame 的強度之差異為 7.46%、Brace-Column 只有 0.564%；在層間變位為 6.3% 時，Fishbone 差異性不到 0.02%，而 Brace-Column 則為 6.97%，從上述可得知雖然圖形上的線條分布有些許差異，但最多都不超過 10%，所以無論 Fishbone 或 Brace-Column 的模擬行為都是具有參考價值的。

斜撐的方面(圖 5.3)在勁度與強度上差異不大，Brace-Column 在降伏後的強度與在第四章  $f_y$  理論上的設定一致，初始勁度與進入塑性階段後之強度固定；在降伏強度  $P_y$  上，Frame 和 Fishbone 斜撐降伏時的位移量  $\Delta$  為 12.36mm(層間變位約為 0.312%)，而 Brace-Column 降伏時的位移量  $\Delta$  為 8.124mm(層間變位約為 0.205%)，在數值上差異不大。圖中標示的 Frame(All brace)是指 Frame 模型之受拉側斜撐與受壓斜撐之強度總和，Fishbone 跟 Frame 在受拉斜撐的勁度部分，Fishbone 比 Frame 強了大約 16.4%；受壓斜撐的部分卻又弱於 Frame 約 12.2%，也因為有此些微差異產生，除此之外的行為都有準確模擬出與 Frame 模型一致。圖 5.4 Leaning Column 在水平方向上的力量因 P- $\Delta$  效應呈現負值。

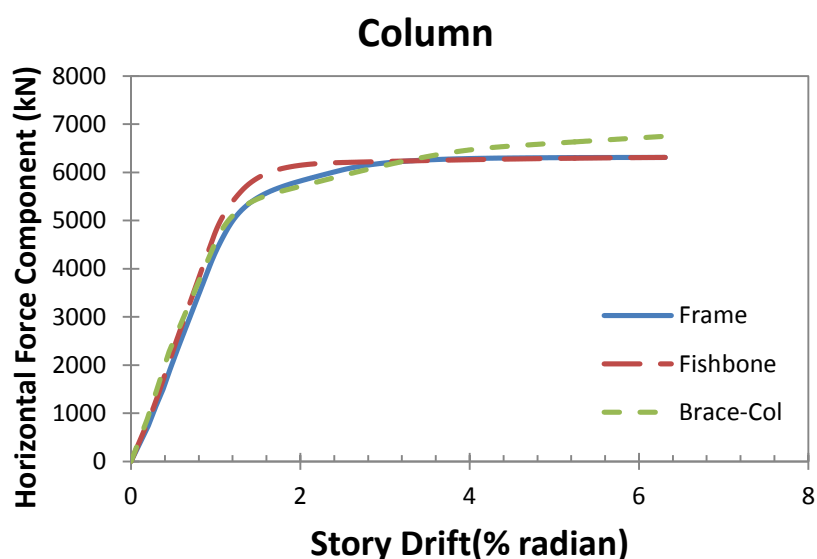


圖 5.2 柱之 Pushover 比較

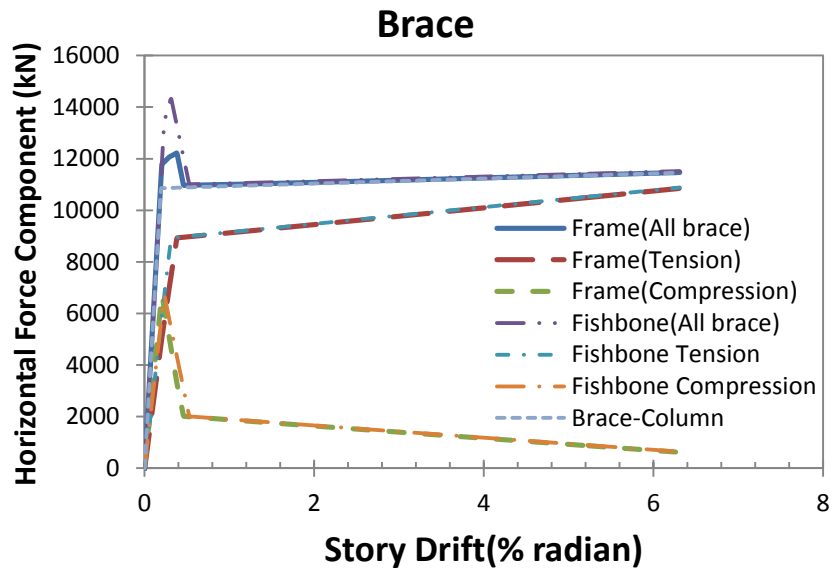


圖 5.3 斜撐之 Pushover 比較

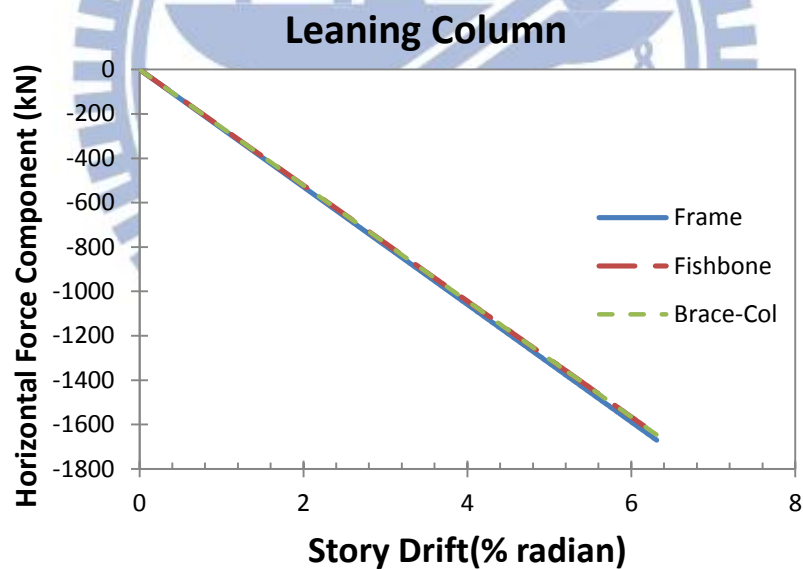


圖 5.4 Leaning Column 之 Pushover 比較

圖 5.5、5.6、5.7 分別表示 Frame、Fishbone 以及 Brace-Column 個別桿件在 Pushover 到 250mm 的貢獻程度變化比較，圖中取位移至 50mm(層間變位約為 1.26%)以及位移至 200mm(層間變位約為 5.05%)兩點作為柱、受拉受壓斜撐，與 Leaning Column 在 Pushover 進入非線性後的消長情況，

表 5.3 即可看出位移逐漸增大後，受拉斜撐與柱都因 Strain Hardening 而逐漸增加；Leaning Column 的 P- $\Delta$  效應也隨著位移變大而增加其影響力，甚至超越了受壓斜撐。

表 5.3 桿件貢獻程度消長比較

<b>Frame</b>				
	50mm		200mm	
Contribution	Value(kN)	%	Value(kN)	%
Brace(Tension)	9208	58.20	10440	63.95
Brace(Compression)	1814	11.46	913.5	5.59
Column	5134	32.45	6307	38.64
Leaning Column	-334	-2.11	-1336	-8.18
1 Floor	15822	100.00	16324.5	100.00

<b>Fishbone</b>				
	50mm		200mm	
Contribution	Value(kN)	%	Value(kN)	%
Brace(Tension)	9234	56.75	10470	63.92
Brace(Compression)	1833	11.27	935.7	5.712
Column	5532	34.00	6291	38.41
Leaning Column	-329.3	-2.02	-1317	-8.04
1 Floor	16269.7	100.00	16379.7	100.00

<b>Brace-Column</b>				
	50mm		200mm	
Contribution	Value(kN)	%	Value(kN)	%
Brace-Column	10960	69.23	11330	68.15
Column	5201	32.85	6612	39.77
Leaning Column	-329.3	-2.08	-1317	-7.92
1 Floor	15831.7	100.00	16625	100.00

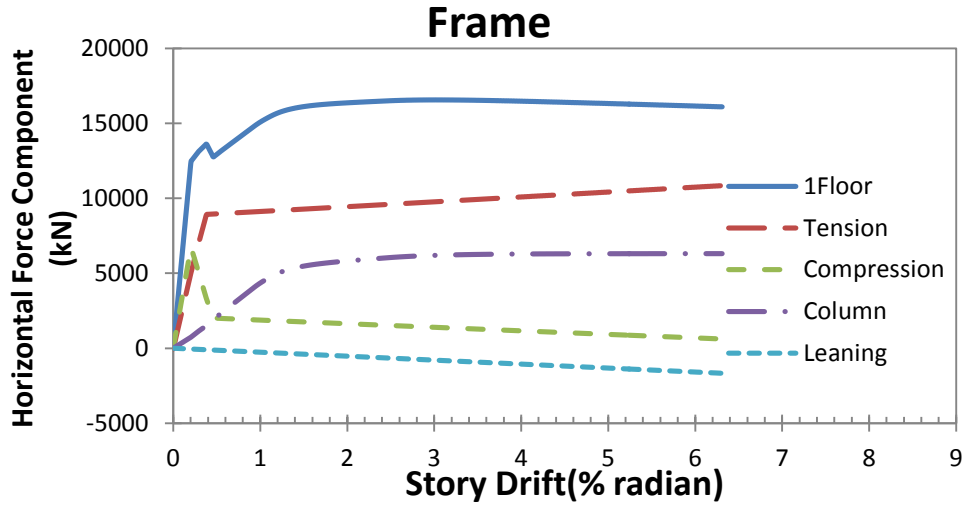


圖 5.5 Frame 各桿件貢獻度

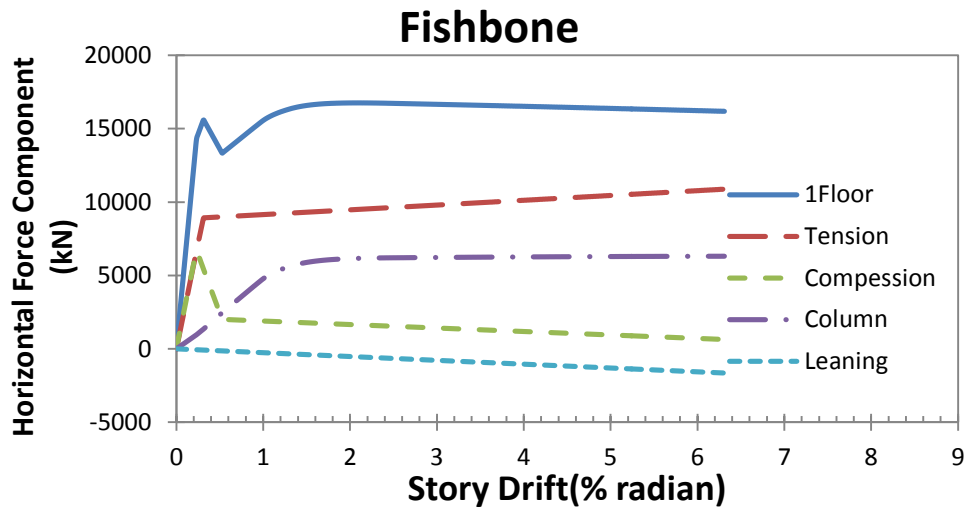


圖 5.6 Fishbone 各桿件貢獻度

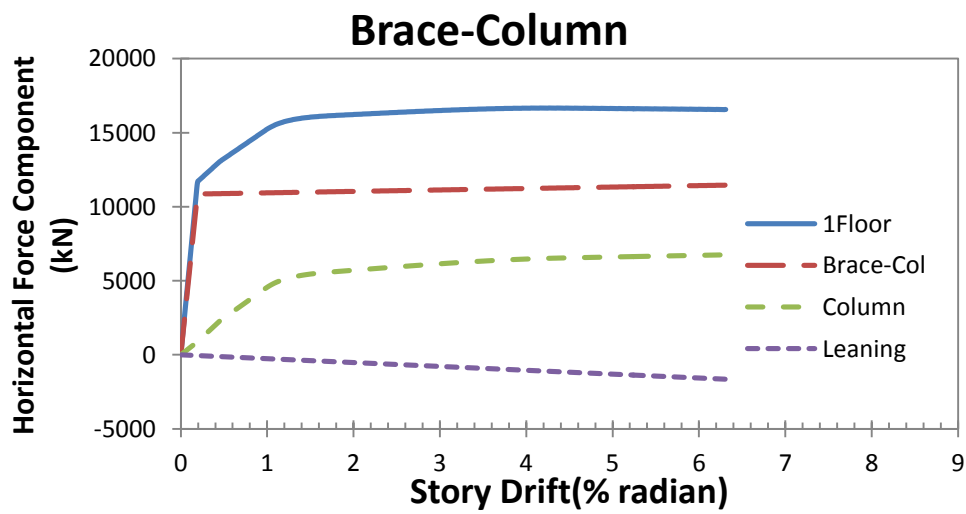


圖 5.7 Brace-Column 各桿件貢獻度

## 5.2 非線性動力分析結果

本節以 La01 到 La60 的地震加速度對三個模型進行動力歷時分析，分析模型前先行比較其結構週期以證實簡化模型在轉換過程中是否合理，如表 5.4 所示，本研究設定三種模態，第一模態是 X 軸(長向)水平方向的移動、第二模態為 Z 軸(短向)水平方向的移動，而第三模態則是 X 方向的翻轉(為 X 軸第二模態)，文中主要的分析模式是以 X 軸做單方向的靜動態模擬，所以在一、三模態的結構週期尤為重要，從表可得知兩種簡化模型的第一模態與 Frame 模型差異不大(大約 6.4%)，第三模態之結構週期差異不超過 0.01。

簡化模型之結構週期會小於 Frame 模型的原因推測為，Fishbone 與 Brace-Column 之斜撐接合點和梁、柱接頭共點；而 Frame 之斜撐接合點則在梁上，以致於簡化模型之勁度會大於 Frame 模型。在確認結構週期後，本小節將繼續介紹包含柱、斜撐的側力、能量比較；樓層位移、加速度及遲滯迴圈比較，然後透過分析結果從三種規模的地震加速度中統計出中位數，並探討其差異。

地震加速度 La01 到 La20、La21 到 La40 及 La41 到 La60，三組加速度中各擷取一組資料的分析結果作為動態歷時記錄並逐一論述，La01 到 La20 等 20 個地震動態是屬於設計等級地震(Design-Level Earthquake)，本研究以 La10 作為探討之代表；La21 到 La40 是屬於最大考量地震(MCE-Level Earthquake)，本研究以 La29 作為探討之代表；La41 到 La60 為使用等級地震(Service-Level Earthquake)，本研究以 La43 動態模擬作為代表取樣，所有從 La01 至 La60 的遲滯迴圈圖都將會收錄至本文最後面之附錄以供參考。

表 5.4 三層樓結構週期

Three Story			
Period of Mode (Sec)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Frame	0.47	0.46	0.18
Fishbone	0.44	0.44	0.18
Brace-Column	0.44	0.43	0.17

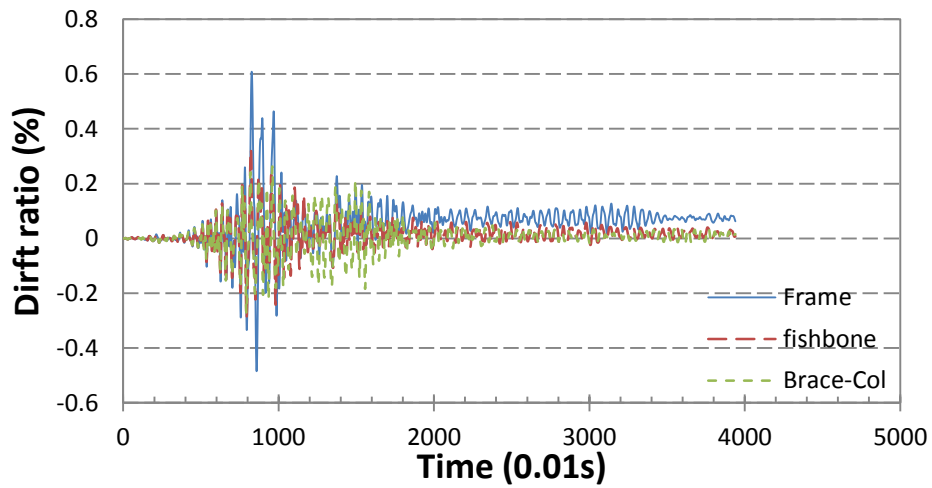
## 5.2.1 位移分析

圖 5.8 到 5.10 可看出三組地震加速度對三個模型造成的位移影響，圖 5.8 為 La10 的樓層位移圖，圖中可以看到一樓與三樓的最大位移都有超過降伏變形(Frame、Fishbone 層間變位為 0.312%；Brace-Column 層間變位為 0.205%)，只有在二樓的 Fishbone 上最大位移為 11.14mm(層間變位約為 0.281%)尚未達到降伏，不過斜撐卻有達到臨界挫屈強度，為 9.375mm(層間變位約為 0.237%)，但位移量必須達到 20.94mm(層間變位約為 0.528%)，強度才會折減至  $0.3 P_{cr}$ 。在永久變形與 Frame 模型比較上，一樓反應顯示，兩個簡化模型與 Frame 都差不到層間變位 0.04%；二樓反應顯示，Fishbone 斜撐發生挫屈但未降伏，幾乎無永久變位產生，Brace-Column 的永久變位則比 Frame 要少了層間變位 0.033%；三樓的反應顯示，永久變位以 Frame 最大(層間變位為 0.077%)，Fishbone 和 Brace-Column 分別為層間變位 0.029%與層間變位 0.012%。

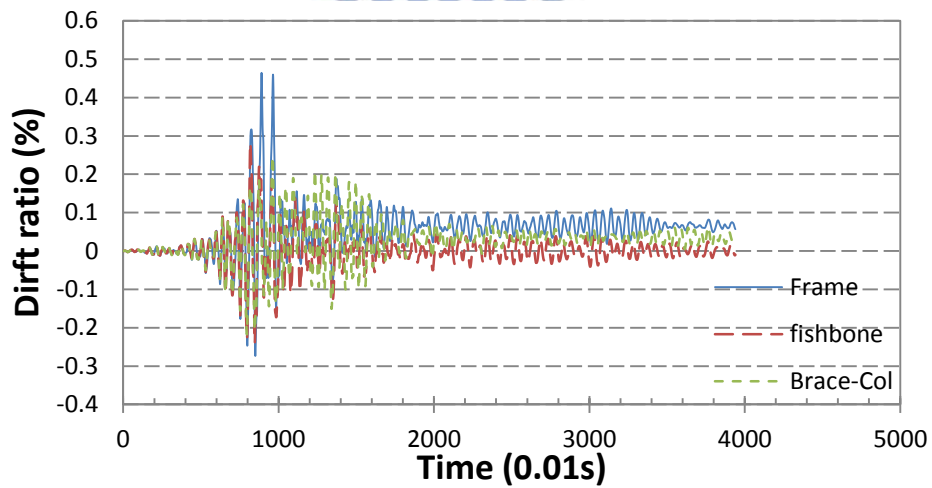
圖 5.9 為 La29 的位移歷時圖，圖中顯示 Fishbone 的所有位移量幾乎都集中在一樓，一樓的反應顯示，Fishbone 最大位移為層間變位-1.21%，變形量大於 Frame 的層間變位 0.472%與 Brace-Column 的層間變位-0.693%，而 Fishbone 二、三樓最大位移量則未達降伏(二樓層間變位為 0.268%、三樓層間變位為 0.316%)；甚至在過了最大位移後的持續位移幅度都有到接近層間變位為 1.5%。永久變位反應顯示，Fishbone 為層間變位-0.277%，Frame 則為層間變位 0.085%；在二樓 Brace-Column 的永久變位較小(層間變位為-0.043%)，Frame 則為層間變位 0.128%。

圖 5.10 為 La43 使用水平地震所分析的結果，由於是代入較小地震加速度的關係，三個樓層與三個分析模型的最大位移量都約在層間變位 0.145%到層間變位 0.194%之間，還停留在彈性階段，所以也幾乎沒有永久變位。

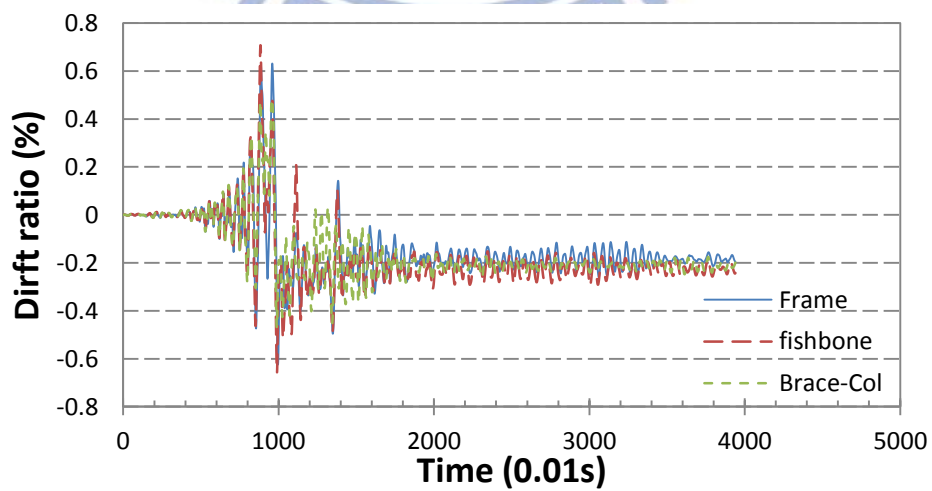
至此，可以看出除了較大振度的分析行為上，簡化模型有些微差異存在之外，Fishbone 與 Brace-Column 的預測上都還算接近 Frame 模型。



(a) 三樓位移



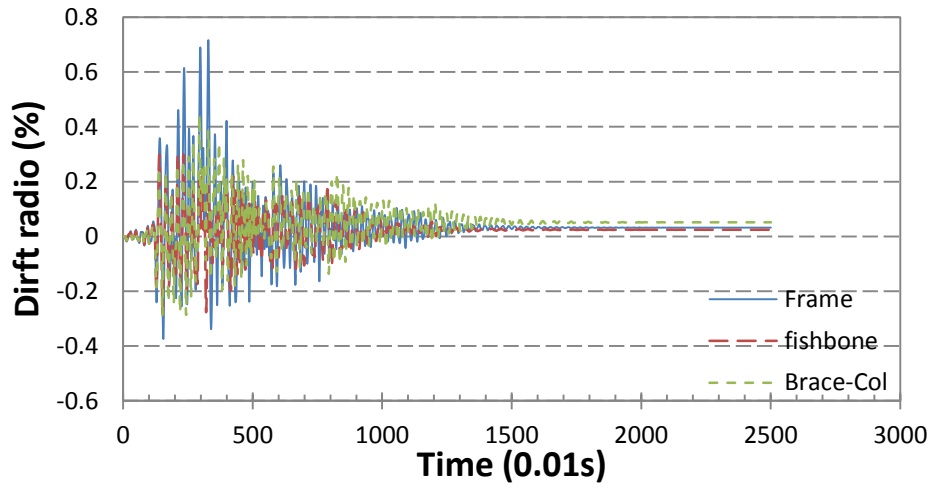
(b) 二樓位移



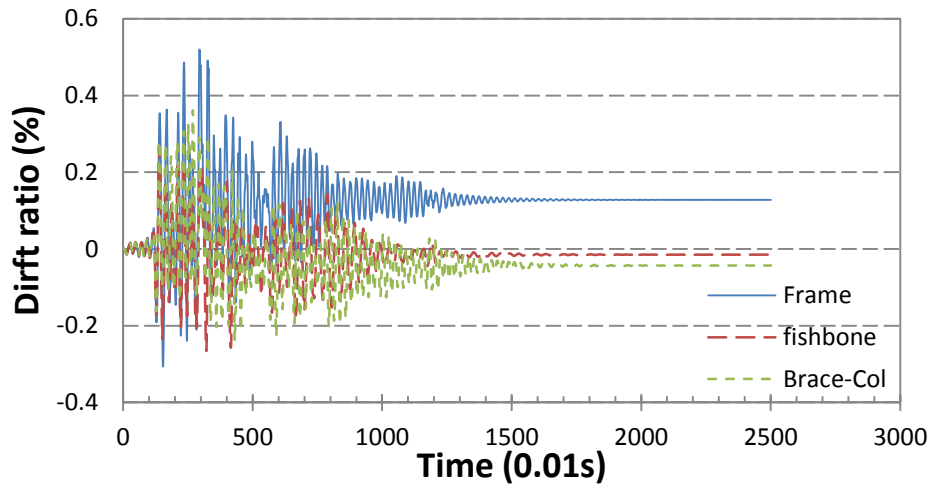
(c) 一樓位移

圖 5.8 La10 位移

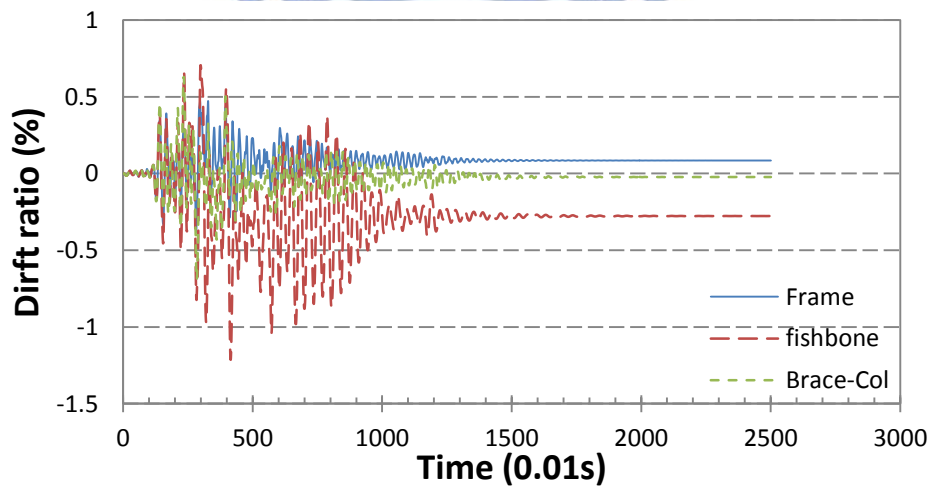




(a) 三樓位移

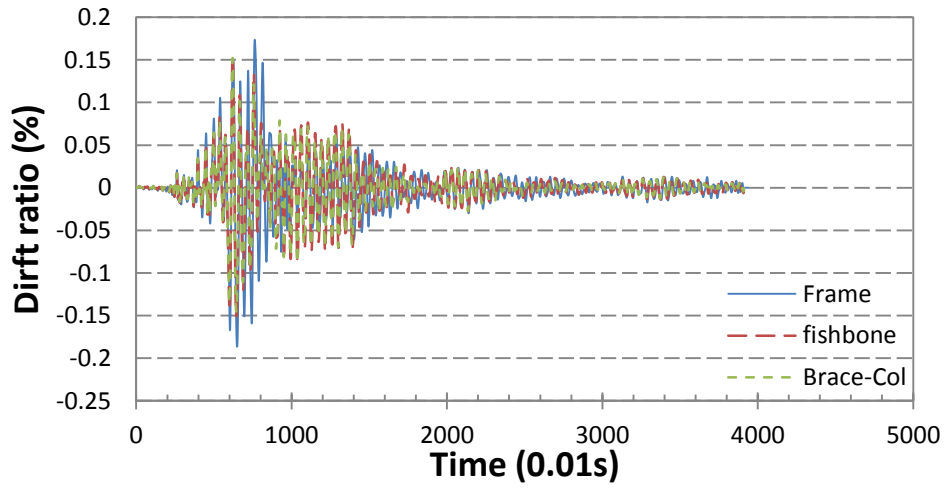


(b) 二樓位移

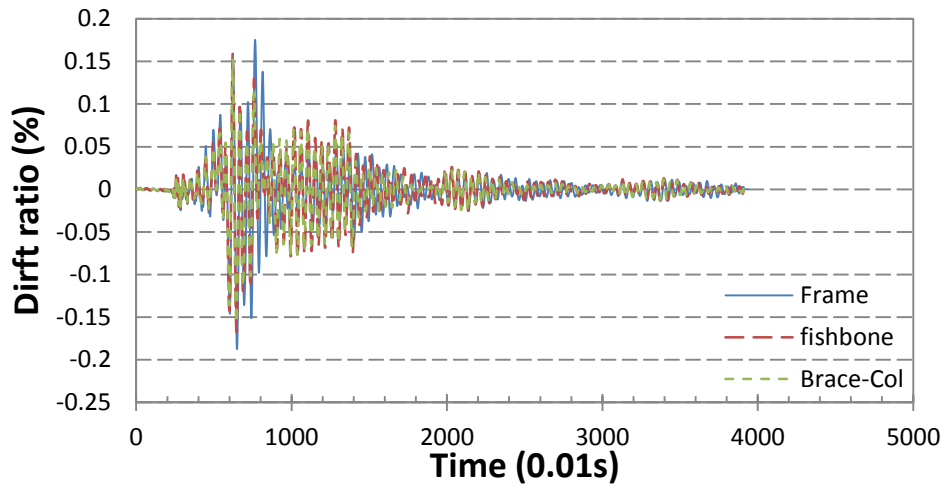


(c) 一樓位移

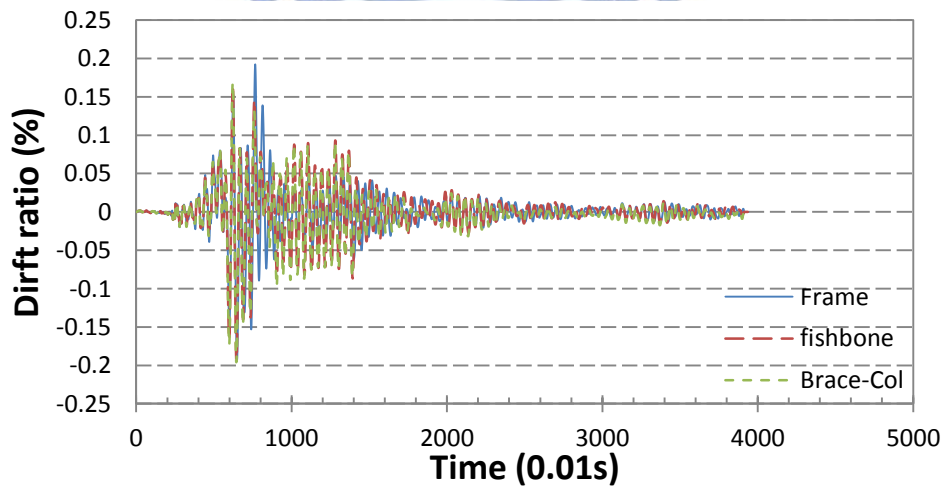
圖 5.9 La29 位移



(a) 三樓位移



(b) 二樓位移

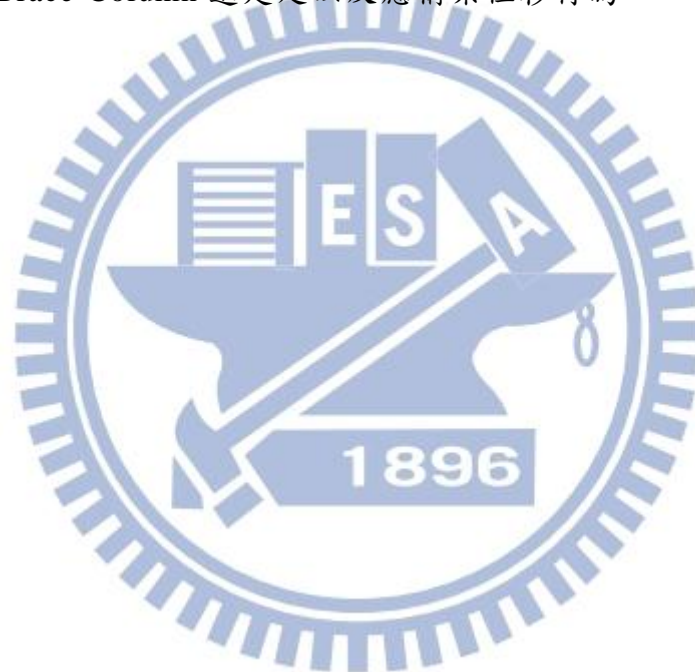


(c) 一樓位移

圖 5.10 La43 位移

每組各 20 個分析結果中，分別做出各分析結果的最大位移中位數的統計圖表，如圖 5.11 到 5.13 以及表 5.5 所示，圖 5.11 的 Fishbone 二樓平均最大位移只有層間變位 0.26% 及 -0.252%，小於降伏層間變位 0.312%，在最大考量地震下之反應如圖 5.12 所示，Fishbone 二樓最大層間變位約為 0.312%，而 Frame 二樓最大層間變位則為 1.27%。

在三樓位移量的比較上，Frame 與兩簡化模型之差異從圖 5.13 層間變位約 0.1% 到圖 5.12 層間變位約 0.5%，三樓的差異可以從附錄中的 La11、La16、La28、La47 等等...，都可看出 Frame 有明顯進入塑性階段而有較大位移量的差別；反倒是兩種簡化模型在三樓的相似度要來的高些，其原因推測為模型本身因桿件數量與邊界條件的不同所致。除此之外，簡化模型 Fishbone 與 Brace-Column 還是足以反應構架位移行為。



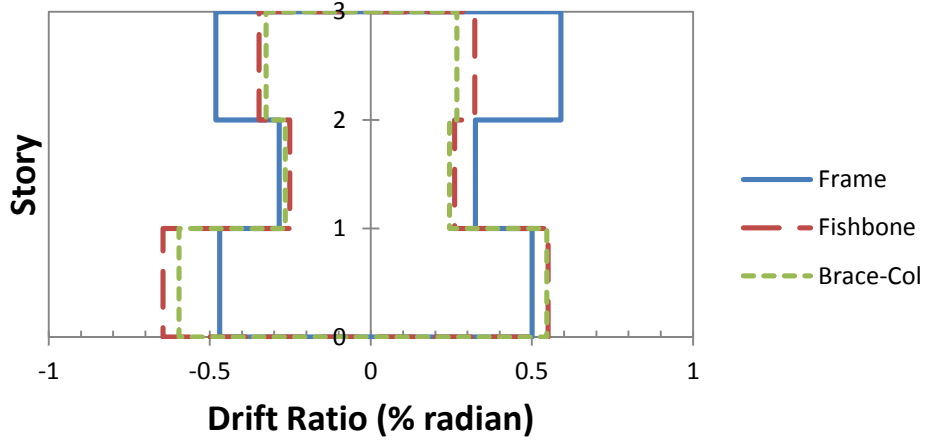


圖 5.11 La01-20 最大位移中位數統計

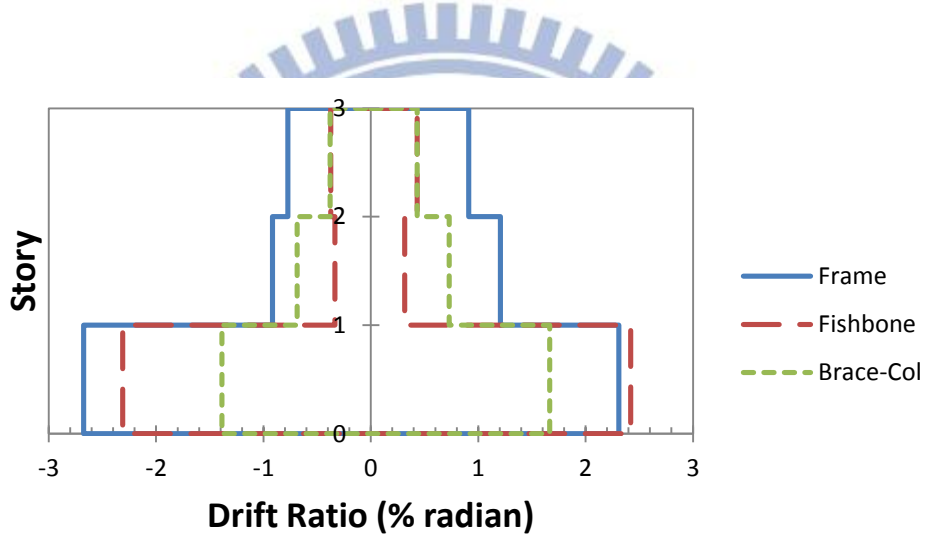


圖 5.12 La21-40 最大位移中位數統計

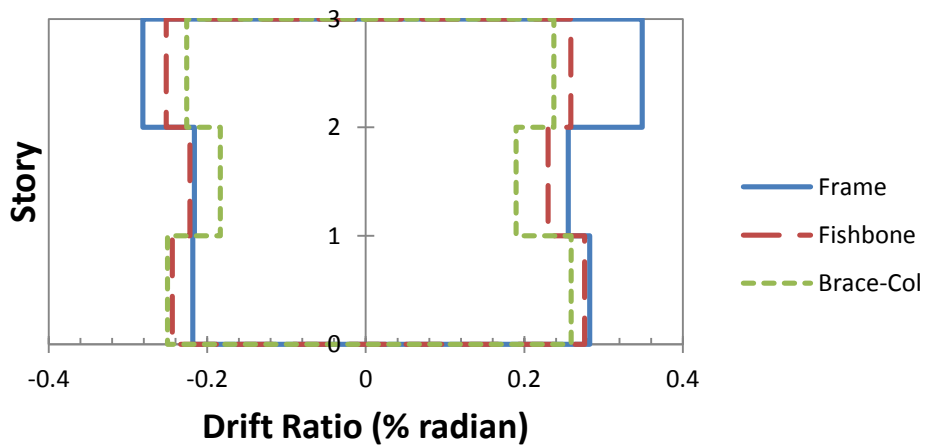


圖 5.13 La41-60 最大位移中位數統計

表 5.5 最大位移中位數對照表

<b>Median Drift Ratio (%) of Different Models (La01 to La20)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	0.590	-0.481	0.322	-45.4	-0.347	-27.8	0.267	-54.7	-0.325	-32.4
2F	0.324	-0.285	0.260	-19.7	-0.252	-11.6	0.245	-24.4	-0.266	-6.7
1F	0.500	-0.470	0.550	10.0	-0.645	37.2	0.546	9.2	-0.595	26.6

<b>Median Drift Ratio (%) of Different Models (La21 to La40)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	0.912	-0.773	0.432	-52.6	-0.373	-51.7	0.432	-52.6	-0.379	-51.0
2F	1.207	-0.916	0.317	-73.7	-0.336	-63.3	0.73	-39.5	-0.686	-25.1
1F	2.310	-2.676	2.420	4.8	-2.312	-13.6	1.666	-27.9	-1.388	-48.1

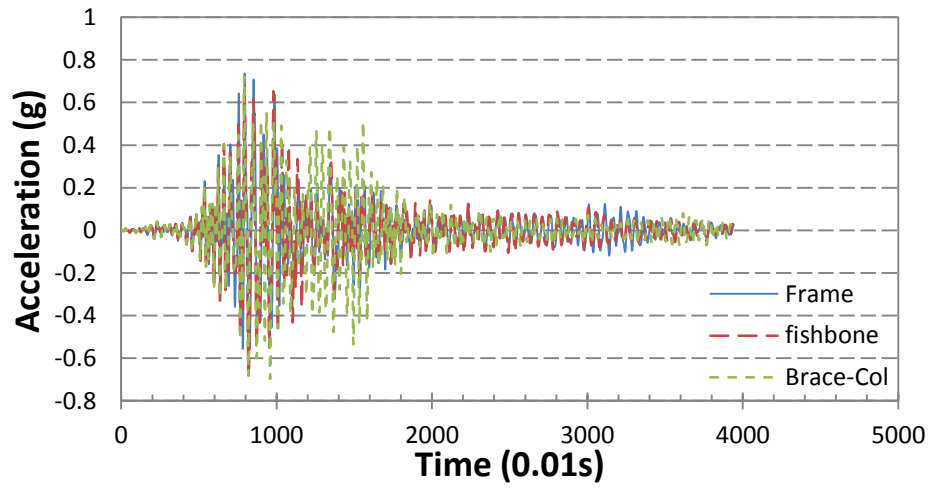
<b>Median Drift Ratio (%) of Different Models (La41 to La60)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	0.349	-0.281	0.259	-25.8	-0.252	-10.3	0.237	-32.1	-0.226	-19.6
2F	0.256	-0.216	0.230	-10.2	-0.222	2.8	0.19	-25.8	-0.184	-14.8
1F	0.283	-0.218	0.276	-2.5	-0.244	11.9	0.259	-8.5	-0.25	14.7

## 5.2.2 加速度分析

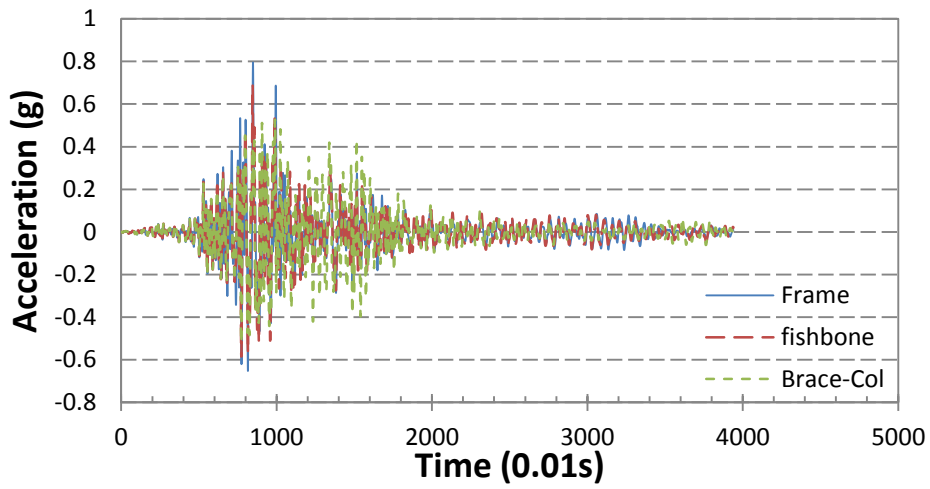
同前一小節，在三組分析結果取其中三組作比較，如圖 5.14 至 5.16 一樣以 La10、La29 以及 La43 的分析結果討論，座標軸各樓層同為絕對加速度，圖 5.14 的加速度比較圖上，Frame 模型一樓最大加速度為-0.607g，與其兩個簡化模型的差異比較不到 5%(Fishbone 為-0.582g、Brace-Column 為-0.577g)；在圖 5.15 與圖 5.16 在加速度的比較上，最大差異都不大，相對應之地表加速度可參考圖 5.17 到 5.19。

如表 5.3 與圖 5.20 到圖 5.22 的最大加速度統計圖中，差異性比較大的為圖 5.20 Frame 三樓負方向的加速度為-0.569g 與 Brace-Column 的 -0.726g，相差 0.157g(約 27.6%)；和圖 5.21 二樓正方向之 Frame 為 1.077g 與 Brace-Column 的 0.867g，相差 0.210g(約 19.5%)；以及圖 5.22 二樓正方向之 Frame 為 0.664g 與 Brace-Column 的 0.545g，相差 0.089g (約 13.4%) 之外，最大加速度值差異性都在 10% 以下。

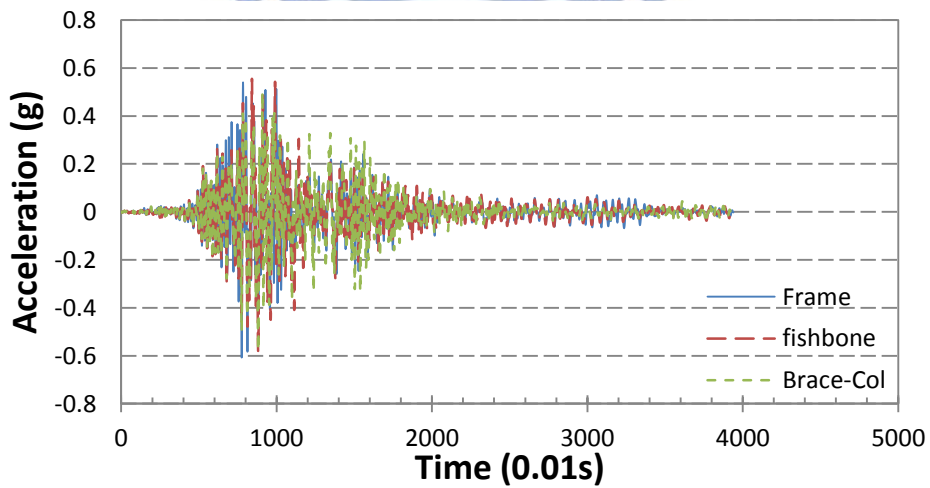
顯示簡化模型與原構架的結構週期如同表 5.6 所示，第一模態 Fishbone 與 Frame 模型相差約 5.07%；Brace-Column 與 Frame 模型相差約 6.58%，兩簡化模型之結構週期很接近於 Frame 模型。也因此 Fishbone 與 Brace-Column 兩種簡化模型在模型加速度的數值分析上，都能夠精準地反應出 Frame 的行為。



(a) 三樓絕對加速度

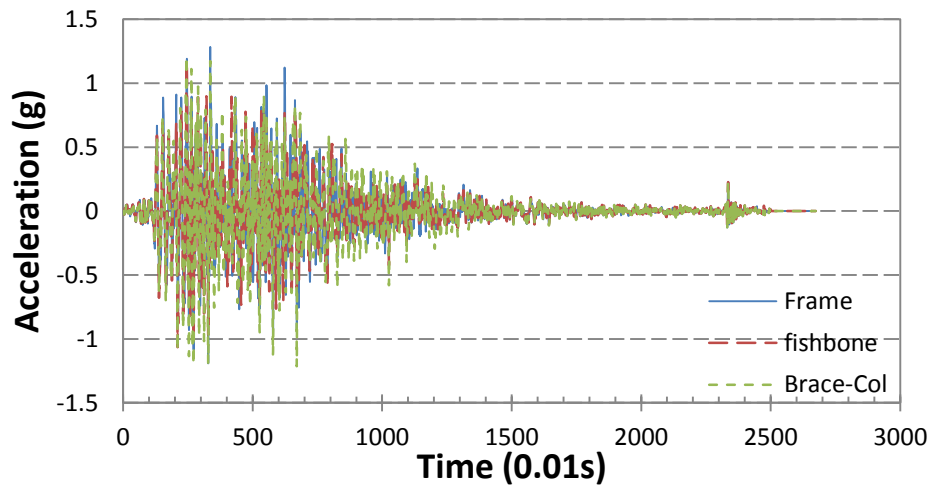


(b) 二樓絕對加速度

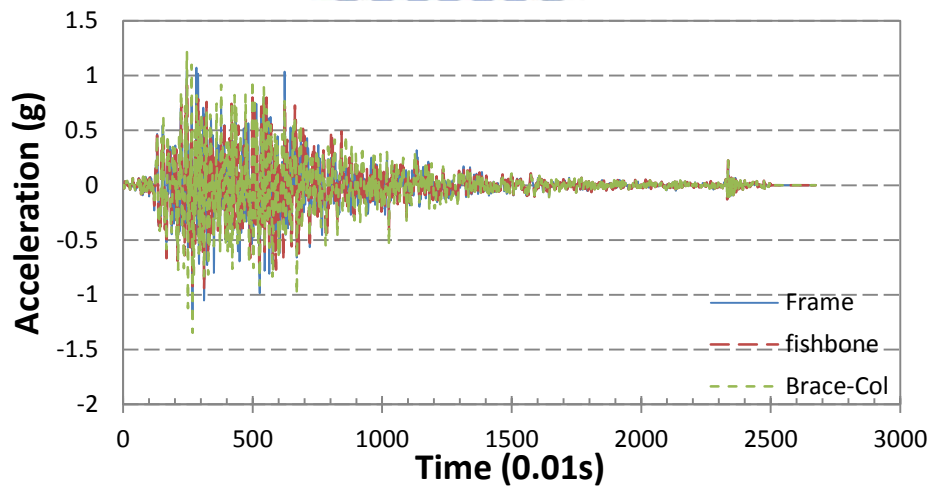


(c) 一樓絕對加速度

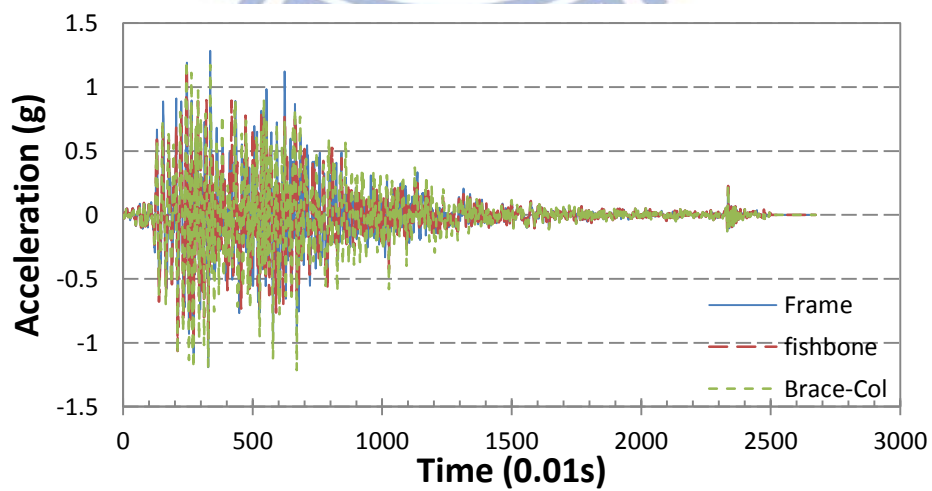
圖 5.14 La10 絕對加速度



(a) 三樓絕對加速度



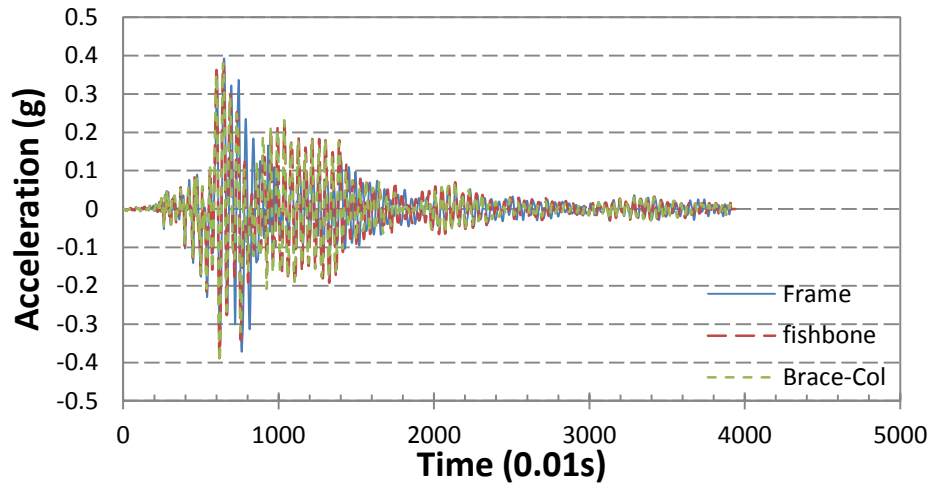
(b) 二樓絕對加速度



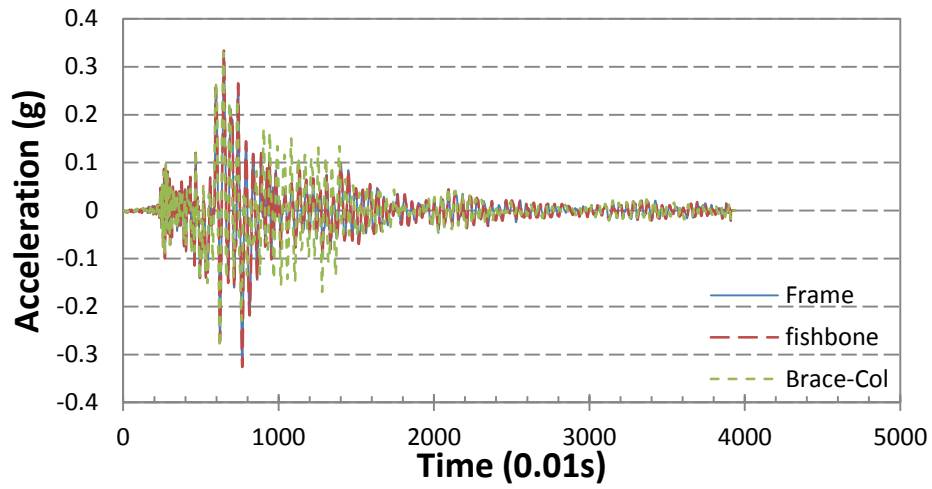
(c) 一樓絕對加速度

圖 5.15 La29 絕對加速度

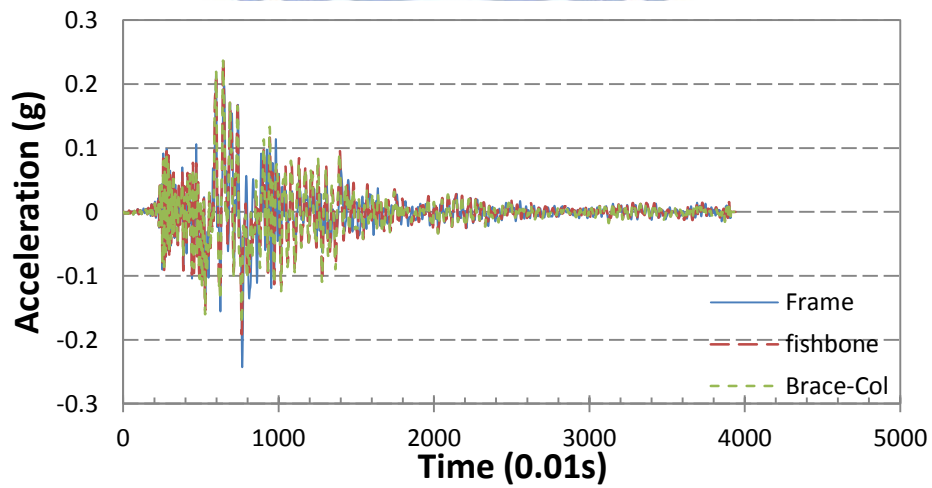




(a) 三樓絕對加速度



(b) 二樓絕對加速度



(c) 一樓絕對加速度

圖 5.16 La43 絕對加速度

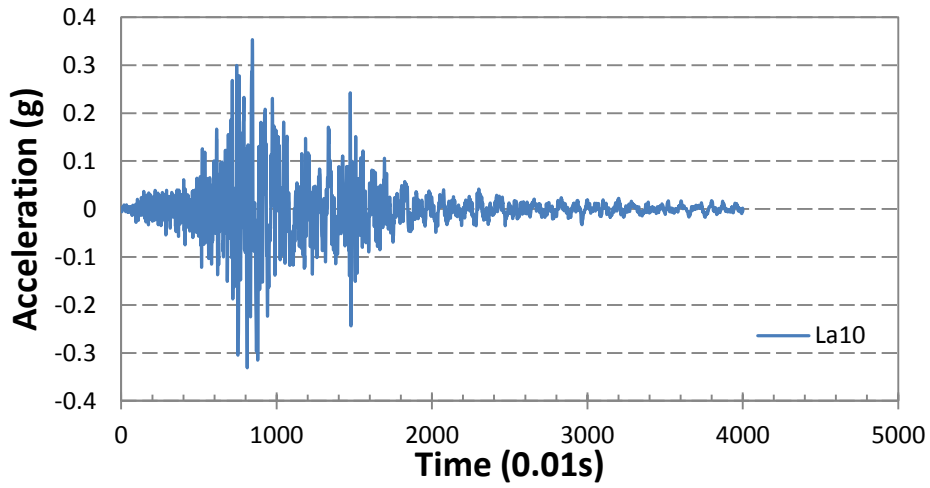


圖 5.17 La10 地表加速度

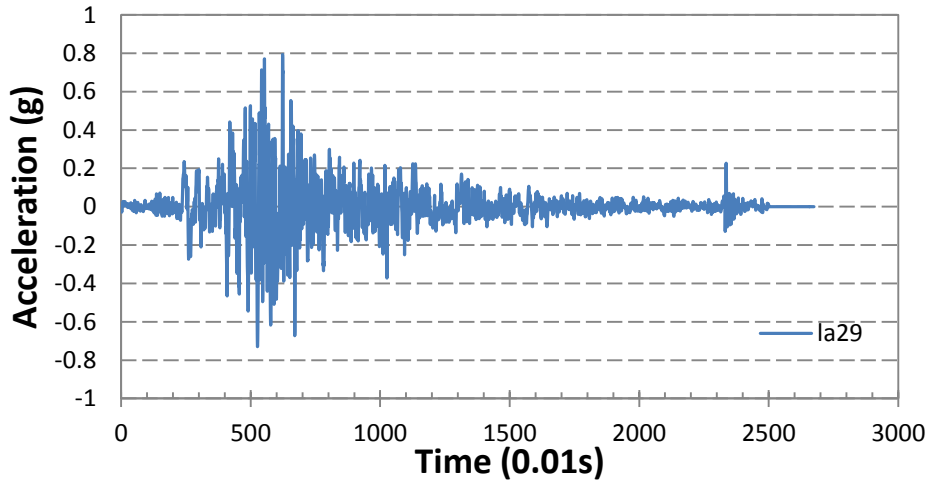


圖 5.18 La29 地表加速度

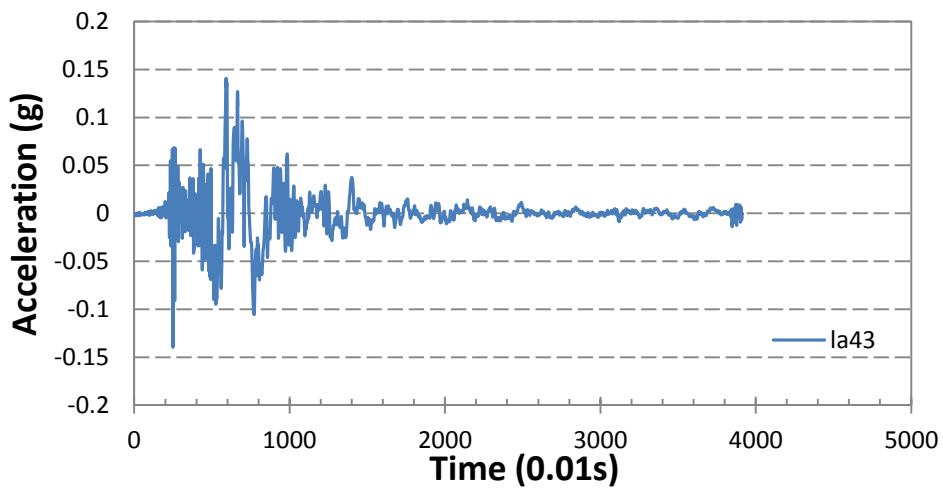


圖 5.19 La43 地表加速度

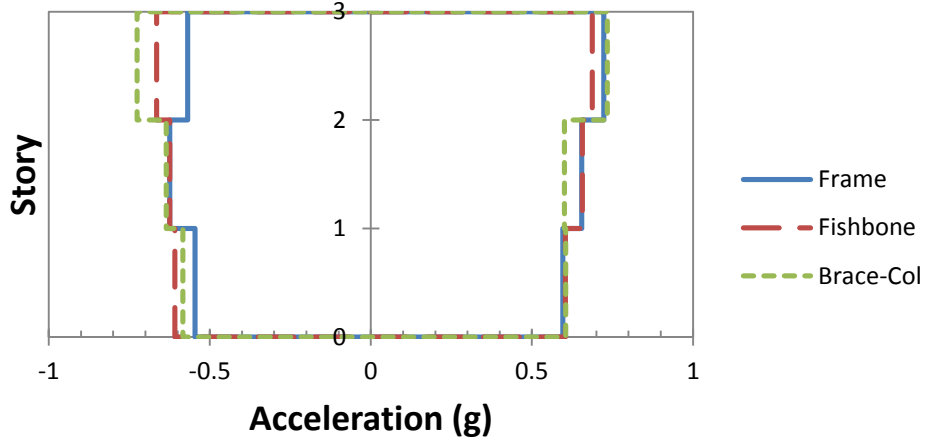


圖 5.20 La01-La20 最大加速度之中位數統計

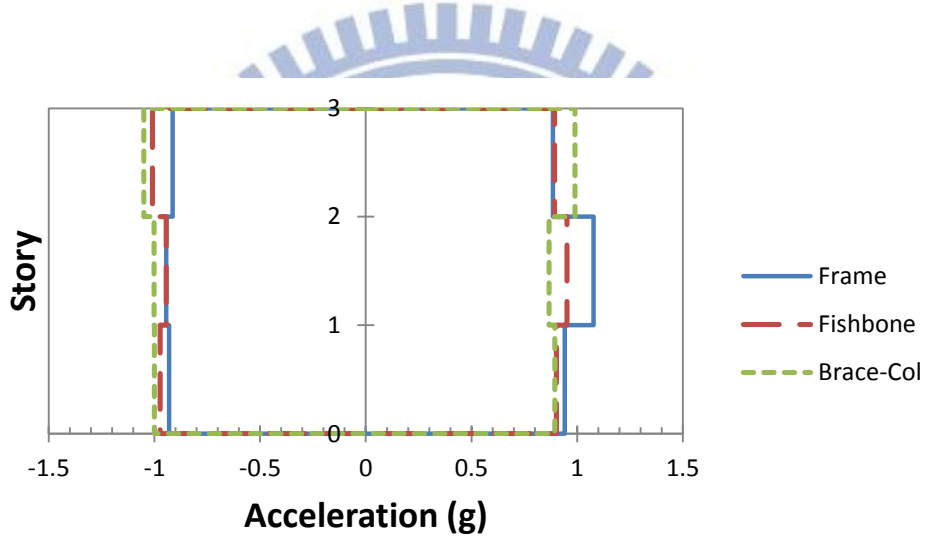


圖 5.21 La21-La40 最大加速度之中位數統計

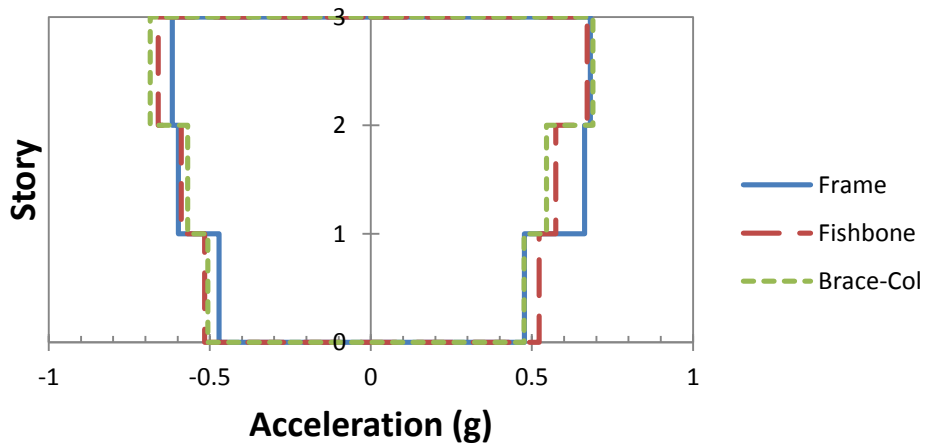


圖 5.22 La41-La60 最大加速度之中位數統計

表 5.6 最大加速度之中位數對照表

<b>Median Acceleration (g) of Different Models (La01 to La20)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	0.723	-0.569	0.688	-4.8	-0.666	17.0	0.734	1.5	-0.726	27.6
2F	0.655	-0.624	0.656	0.2	-0.624	0.0	0.601	-8.2	-0.635	1.8
1F	0.596	-0.546	0.604	1.3	-0.609	11.5	0.605	1.5	-0.584	7.0

<b>Median Acceleration (g) of Different Models (La21 to La40)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	0.886	-0.914	0.892	0.7	-1.010	10.5	0.990	11.7	-1.050	14.9
2F	1.077	-0.945	0.952	-11.6	-0.945	0.0	0.867	-19.5	-1.002	6.0
1F	0.942	-0.930	0.901	-4.4	-0.974	4.7	0.895	-5.0	-1.000	7.5

<b>Median Acceleration (g) of Different Models (La41 to La60)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	0.682	-0.616	0.672	-1.5	-0.66	7.1	0.69	1.2	-0.685	11.2
2F	0.664	-0.598	0.574	-13.6	-0.589	-1.5	0.545	-17.9	-0.569	-4.8
1F	0.477	-0.472	0.523	9.6	-0.516	9.3	0.475	-0.4	-0.506	7.2

### 5.2.3 斜撐對側向力的貢獻

本節在討論斜撐在動力分析時的貢獻程度，圖 5.23 到 5.25 為斜撐側力比較示意圖，三層樓模型在一、二樓斜撐尺寸斷面是相同的，所以強度達到如表 5.2 所示的 10947kN 之後即進入塑性行為，不過此數值是計算斜撐達到  $0.3P_{cr}$  時之強度，實際 Frame 與 Fishbone 在兩端斜撐達到臨界強度時會大於 10947kN；而 Brace-Column 因設計的降伏強度比較低，故實際上在 10863.8kN 就會到達臨界強度  $P_y$ 。

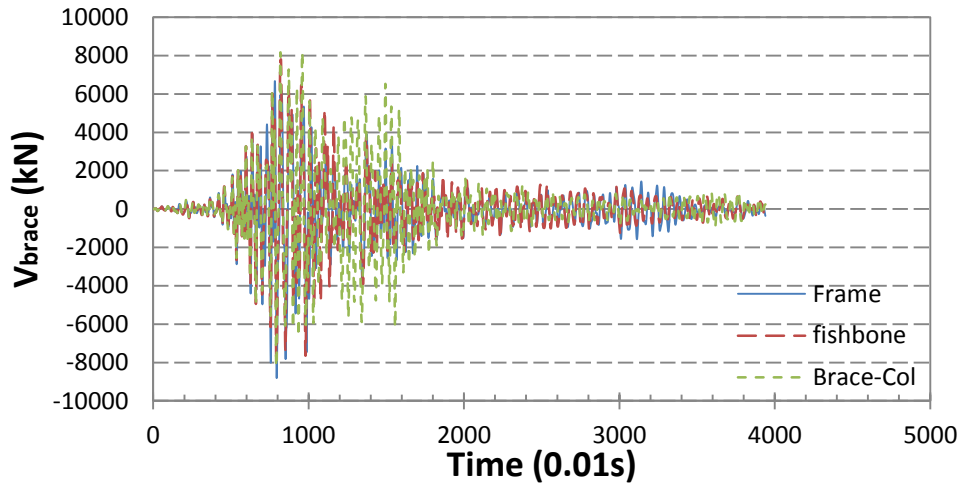
所以如圖 5.23、5.24 的 Frame 以及 Fishbone 兩個模型的一、二樓最大斜撐強度都落在 12000kN 到 15000kN 之間，Brace-Column 之最大側向力也都有超過 10000kN；三層樓的斜撐力達到如表 5.2 所示的 6154kN 即進入塑性階段，如上述所提到的一樣 Brace-Column 的  $P_y$  會略小於 6154kN，圖 5.23、5.24 中三樓的斜撐側向力也都有超過 7000kN，由此可知三個模型受 La10 與 La29 兩個地震加速度的分析結果都有進入塑性階段。

而圖 5.25 的一樓斜撐側向力上，Frame 最大側向力為 -11160kN、Fishbone 為 -11290kN，Brace-Column 則為 -10790kN，但是全都低於降伏強度；二樓斜撐為 -9199kN、三樓斜撐低於 5000kN，所以 La43 的地震作用下，三個模型的斜撐反應皆未達  $P_y$ 。

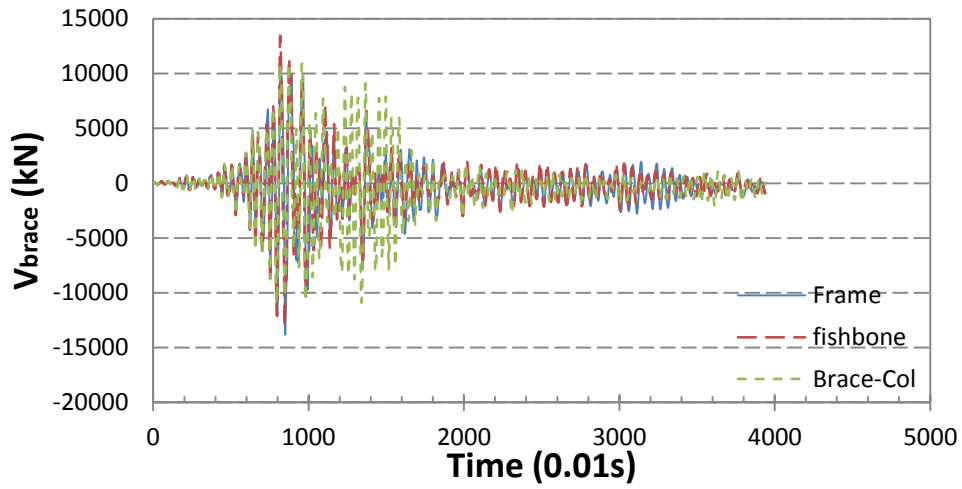
圖 5.26 到 5.28 以及表 5.7 為斜撐最大側向力的中位數統計示意圖，圖中可看出 Brace-Column 平均一、二樓層力量都較 Frame 與 Fishbone 小，原因在本文 4.4 小節已經說明，Brace-Column 是採用 Fishbone 受拉斜撐降伏點與強度折減至  $0.3P_{cr}$  之受壓斜撐的側向分力總合。

與 Frame 模型相比，Brace-Column 在圖 5.26 到 5.28 的第三層樓側向力較能準確模擬出，而在圖 5.26 中一、二層樓中負方向相較 Frame 模型側向力之差異，一樓為 25.5%、二樓為 21.2%；圖 5.27 中一、二層樓的負方向側向力相較 Frame 模型，一樓為 25.4% 以及二樓為 25.3%；圖 5.28 一樓負方向與 Frame 之差異也有 16.4%。

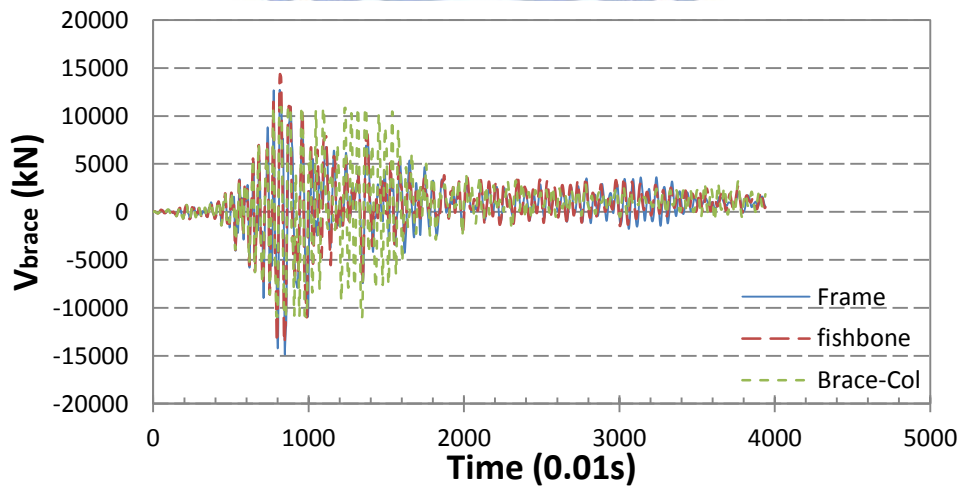
總結上述所說，簡化模型 Fishbone 在斜撐的模擬上較 Brace-Column 的預測要來的準確些。



(a) 三樓斜撐側向力

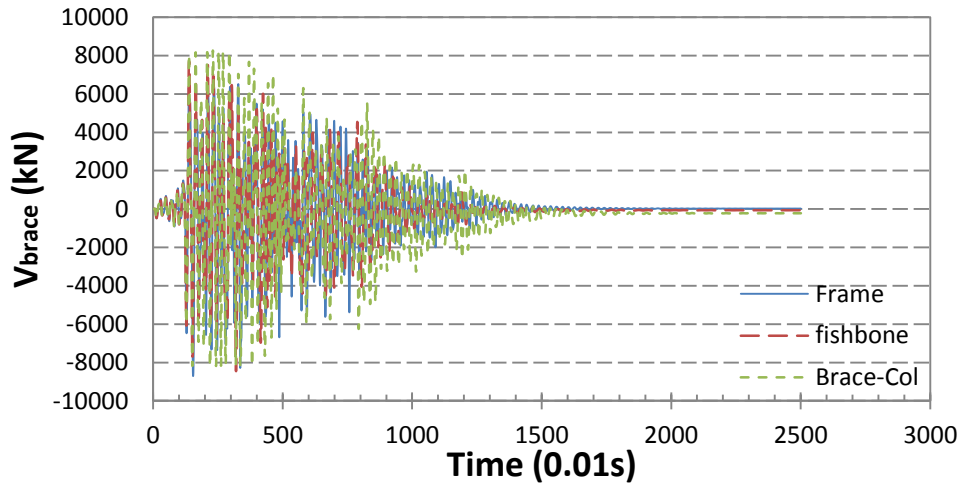


(b) 二樓斜撐側向力

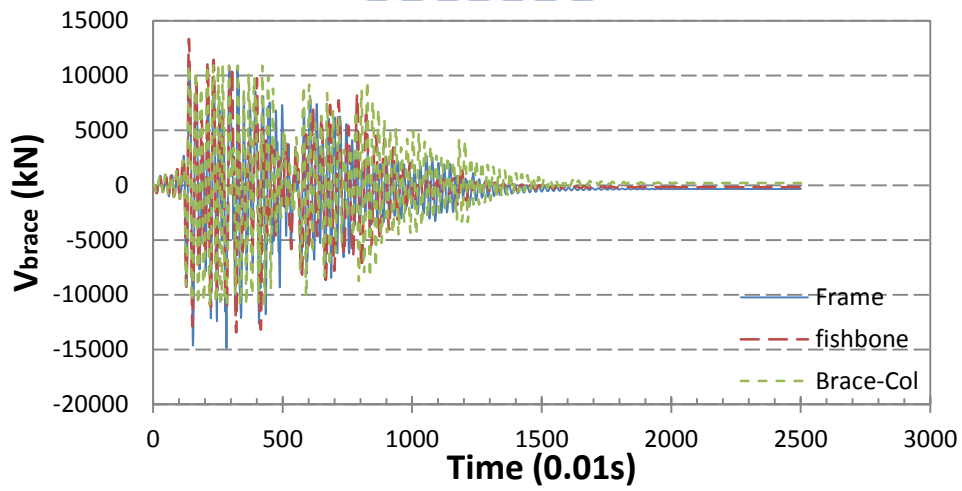


(c) 一樓斜撐側向力

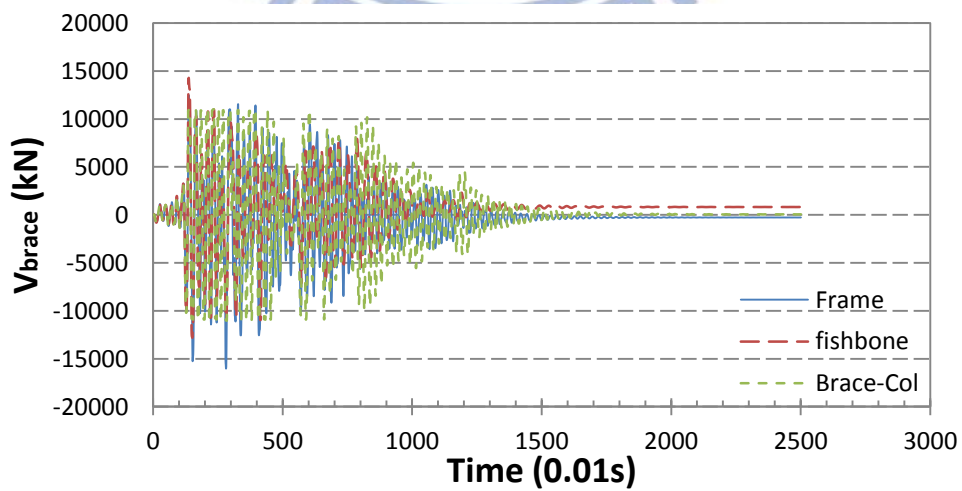
圖 5.23 La10 斜撐側向力



(a) 三樓斜撐側向力

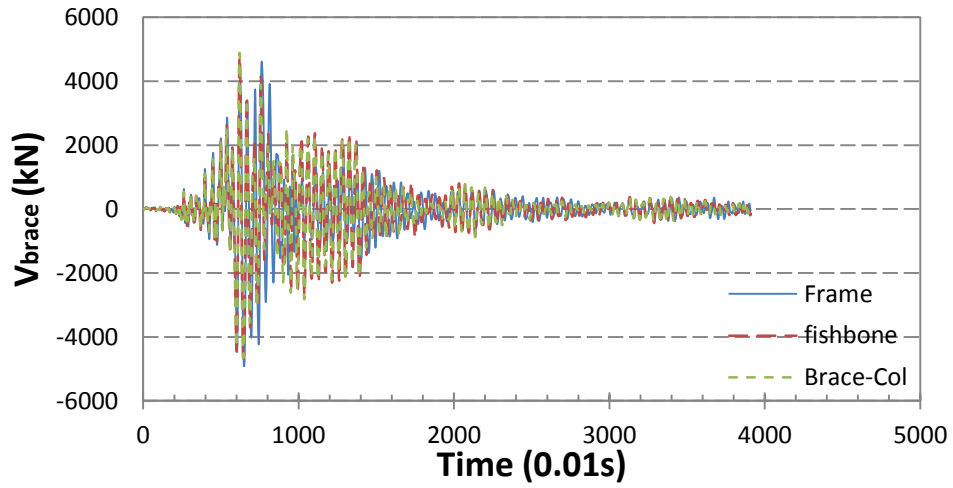


(b) 二樓斜撐側向力

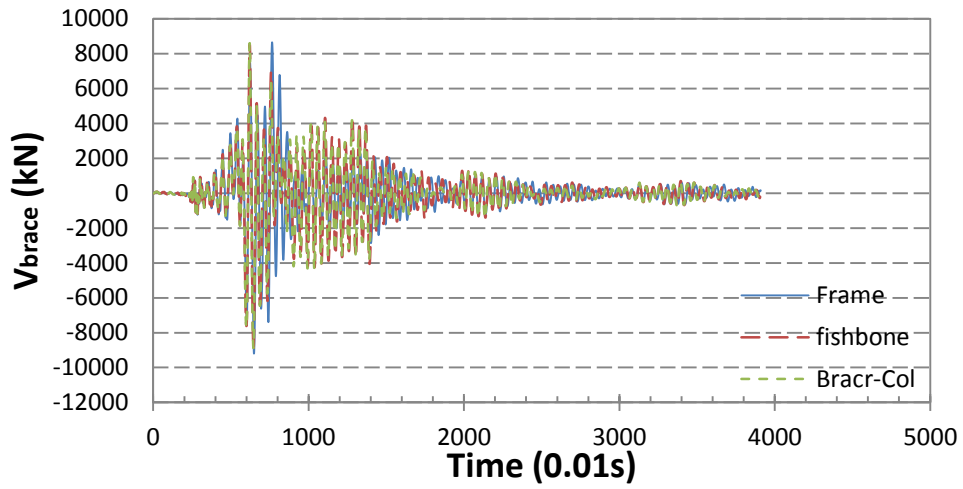


(c) 一樓斜撐側向力

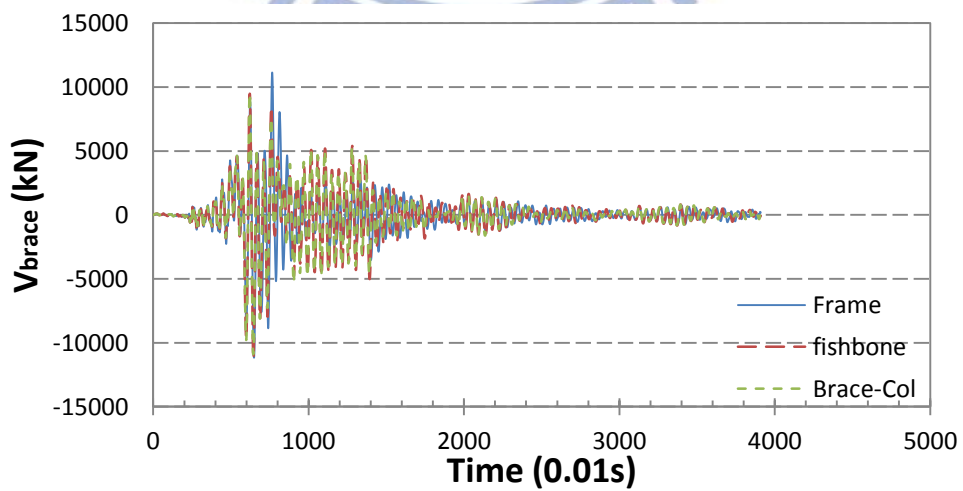
圖 5.24 La29 斜撐側向力



(a) 三樓斜撐側向力



(b) 二樓斜撐側向力



(c) 一樓斜撐側向力

圖 5.25 La43 斜撐側向力



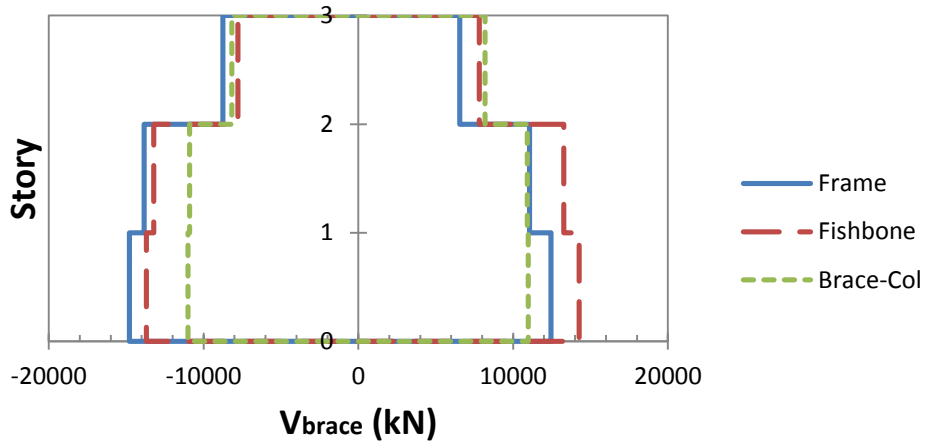


圖 5.26 La01-La20 斜撐最大側向力中位數統計

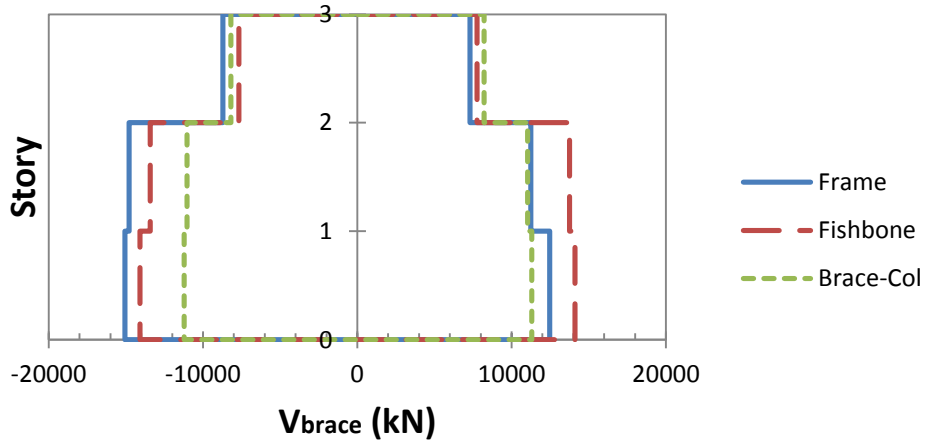


圖 5.27 La21-La40 斜撐最大側向力中位數統計

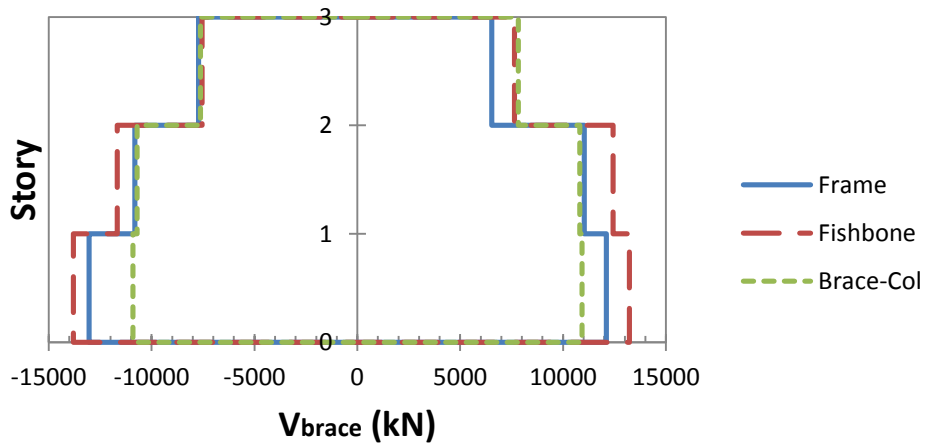


圖 5.28 La41-La60 斜撐最大側向力中位數統計

表 5.7 斜撐最大側向力中位數對照表

<b>Median Shear<sub>brace</sub> (kN) of Different Models (La01 to La20)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	6549	-8749	7820	19.4	-7792	-10.9	8177	24.9	-8185	-6.4
2F	11060	-13840	13270	20.0	-13230	-4.4	10910	-1.4	-10910	-21.2
1F	12445	-14785	14265	14.6	-13705	-7.3	10980	-11.8	-11010	-25.5

<b>Median Shear<sub>brace</sub> (kN) of Different Models (La21 to La40)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	7307	-8712	7759	6.2	-7686	-11.8	8207	12.3	-8205	-5.8
2F	11250	-14785	13755	22.3	-13430	-9.2	11045	-1.8	-11035	-25.4
1F	12460	-15060	14115	13.3	-14095	-6.4	11310	-9.2	-11230	-25.4

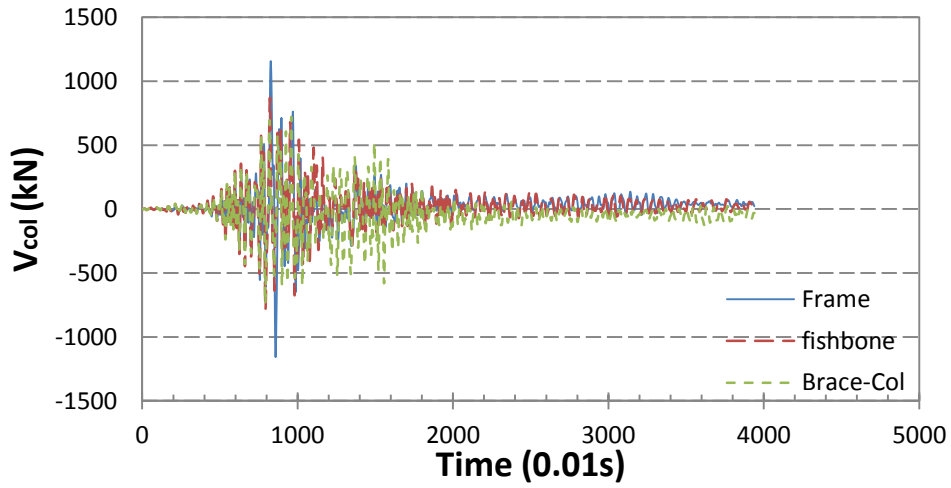
<b>Median Shear<sub>brace</sub> (kN) of Different Models (La41 to La60)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	6531	-7720	7641	17.0	-7546	-2.3	7820	19.7	-7626	-1.2
2F	11030	-10820	12430	12.7	-11665	7.8	10820	-1.9	-10705	-1.1
1F	12105	-13045	13230	9.3	-13805	5.8	10915	-9.8	-10910	-16.4

## 5.2.4 梁柱構件對側向力的貢獻

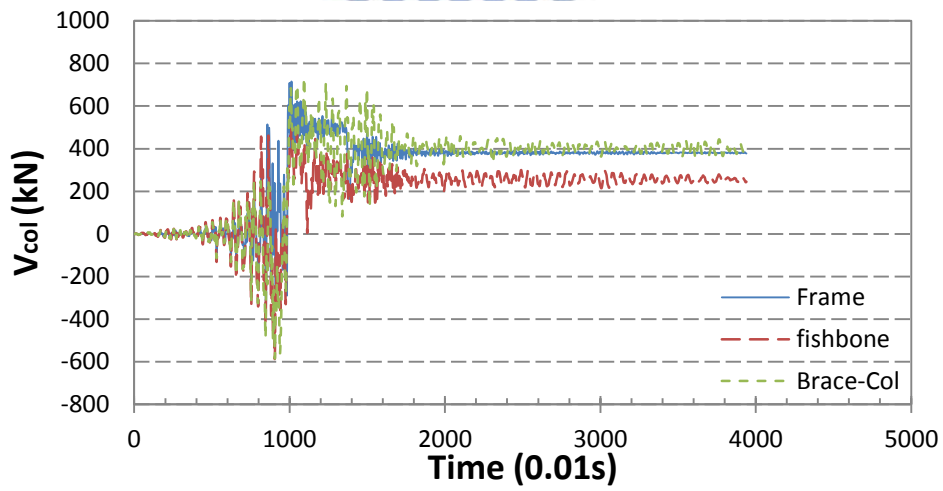
側向力除了主要由斜撐抵抗外，梁、柱與 Leaning Column 等三個部份也具有貢獻，由於梁在此結構上影響甚小，所以在強度上主要控制變數在於柱的部分，圖 5.29 到 5.31 是梁柱構件側向力大小的比較圖，柱的降伏  $P_y$  為 2670kN，在圖 5.29 的第一樓層三個模型皆達到降伏，且殘餘力也都接近於 -1000kN(正負號表示方向)，二樓的最大力量反應 Frame 與 Brace-Column 為 700kN、Fishbone 則為 496.4kN，三種模型的梁柱構件皆未達到降伏，在歷時 10s 時力量反應停留在正方向，其原因可能是因為受到地表加速度突然增大導致二樓頂層發生的永久變位的影響，因此在歷時到 10s 後的殘餘力量在 Frame 模型中為 381.2kN、Fishbone 為 271.6kN、Brace-Column 為 403.7kN。圖 5.30 一樓的 Fishbone 側向力變化幅度比較大，負方向力量達到 -5347kN；圖 5.33 比較不同模型最大側向力中位數，殘餘力量為 -822.8kN 比起 Frame 的 267.9kN 相差 554.9kN(負號僅代表方向)，二樓殘餘力量 Frame 為 345.7kN、Fishbone 為 173.3kN、Brace-Column 為 -207.4kN，僅 100 多 kN 的差異。圖 5.37 中梁柱構件的側向力與斜撐一樣都未達降伏，所以在殘餘力量上也都趨近於零。

圖 5.32 到 5.34 與表 5.8 是梁柱構件的最大側力行為中位數統計，這三張圖中二樓梁柱構件的平均側向力都小於一樓側向力，除了圖 5.33 在二樓正方向上，Fishbone 所分析的行為比較不相同之外，Fishbone 與 Brace-Column 在梁柱構件的模擬上都能有效地預估 Frame 模型之行為。

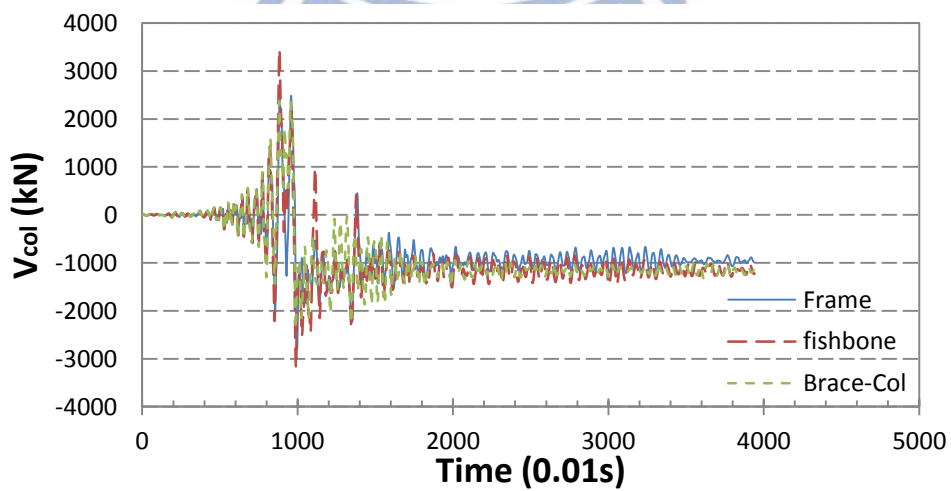
。



(a) 三樓梁柱構件側向力

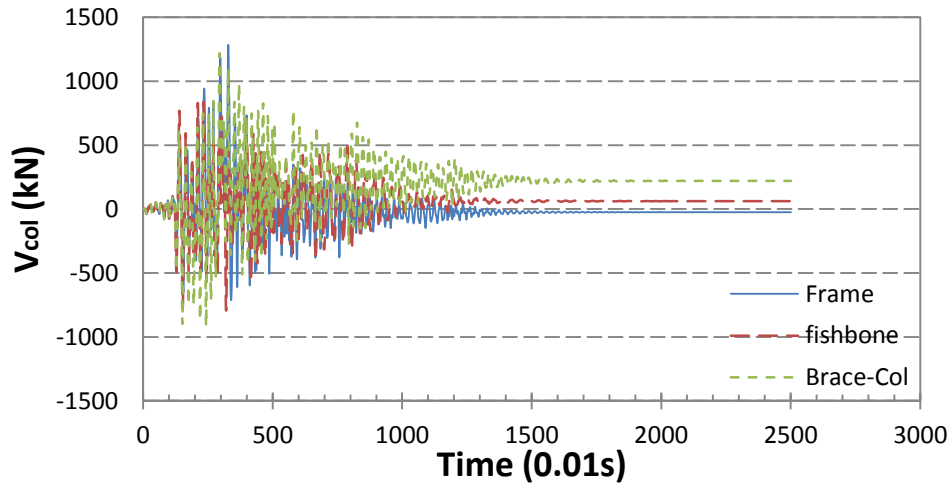


(b) 二樓梁柱構件側向力

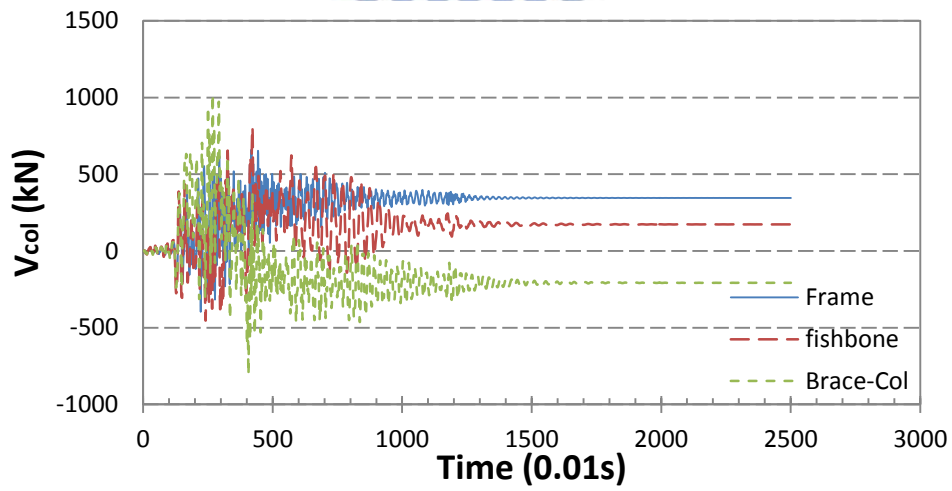


(c) 一樓梁柱構件側向力

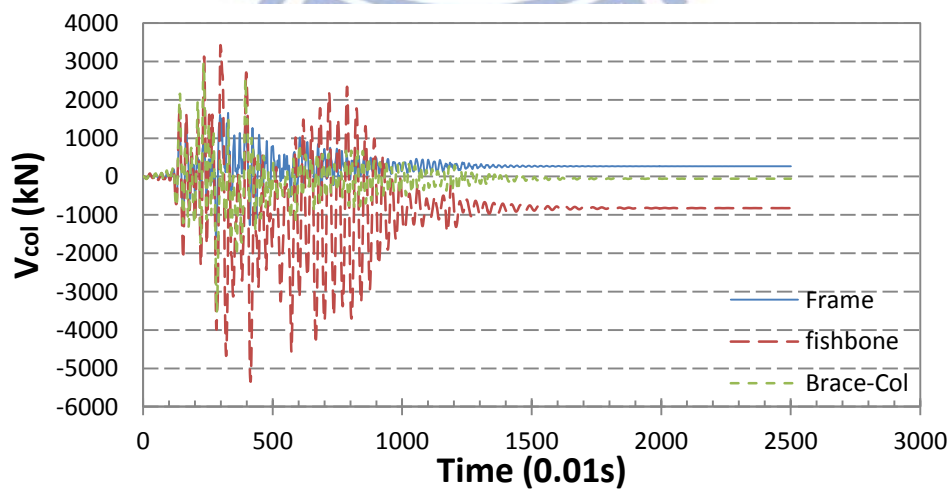
圖 5.29 La10 梁柱構件側向力



(a) 三樓梁柱構件側向力

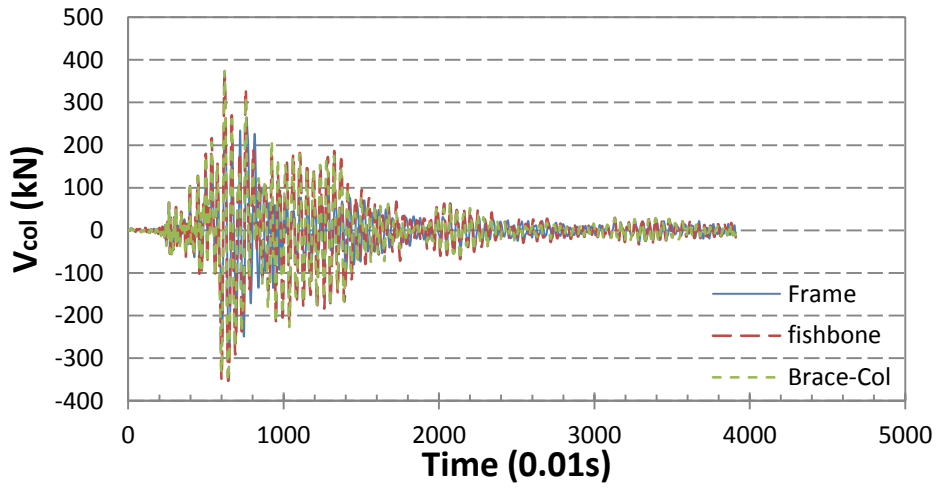


(b) 二樓梁柱構件側向力

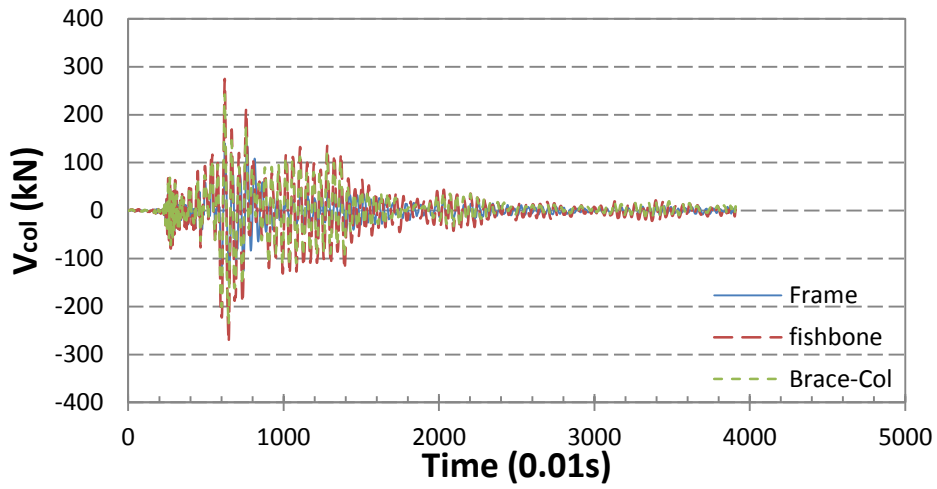


(c) 一樓梁柱構件側向力

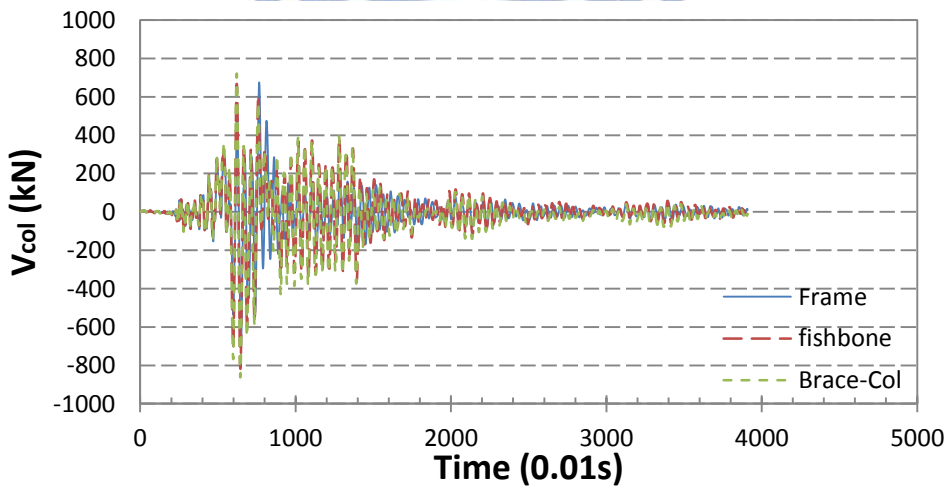
圖 5.30 La29 梁柱構件側向力



(a) 三樓梁柱構件側向力



(b) 二樓梁柱構件側向力



(c) 一樓梁柱構件側向力

圖 5. 31 La43 梁柱構件側向力

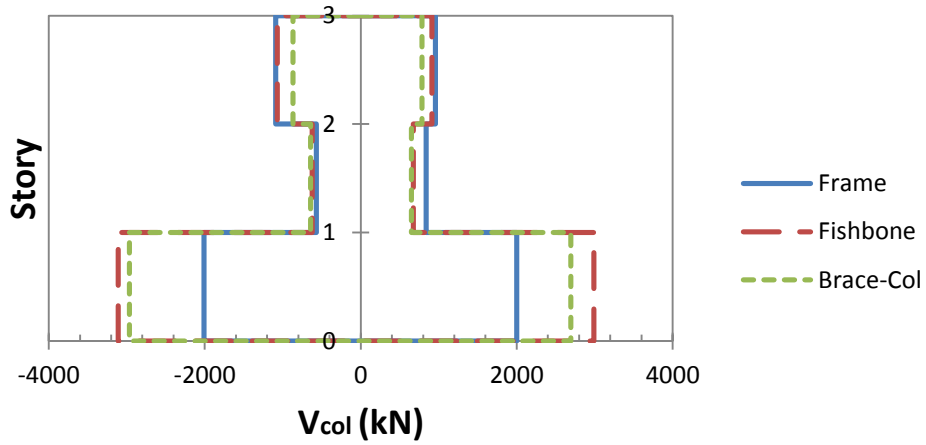


圖 5.32 La01-La20 梁柱構件最大側向力中位數統計

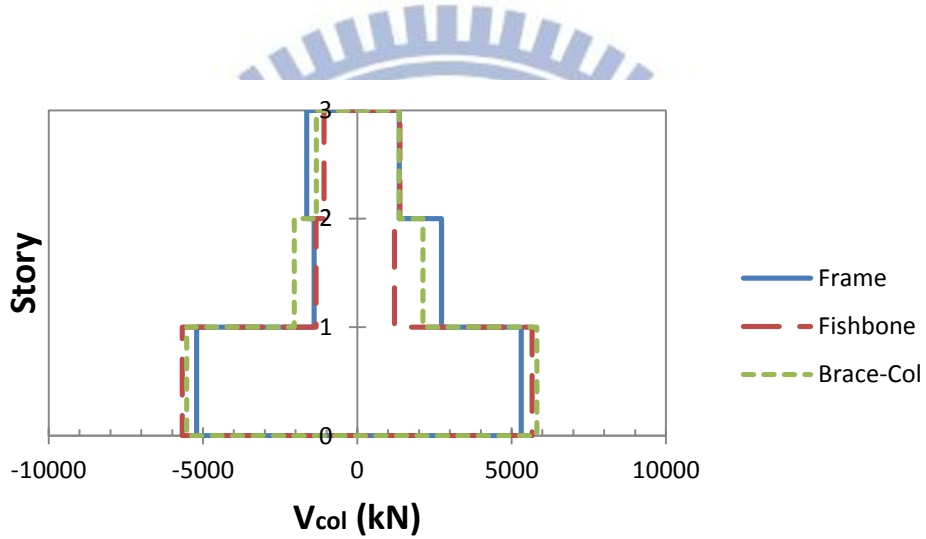


圖 5.33 La21-La40 梁柱構件最大側向力中位數統計

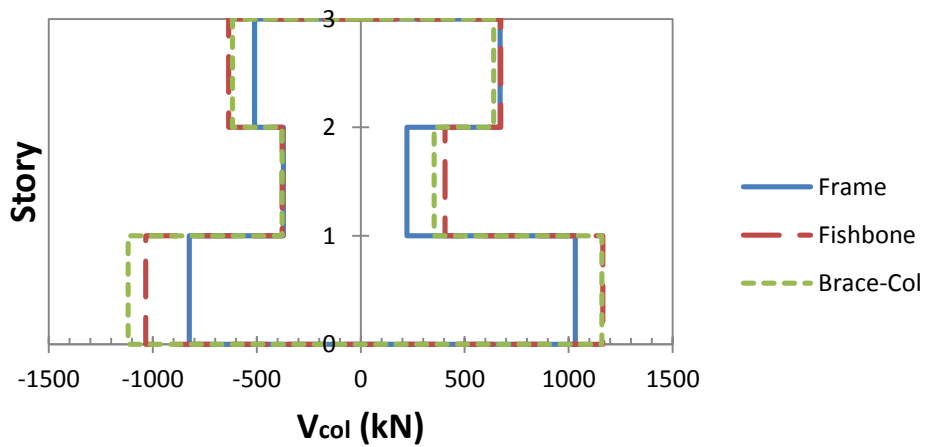


圖 5.34 La41-La60 梁柱構件最大側向力中位數統計

表 5.8 梁柱構件側向力中位數對照表

<b>Median Shear<sub>col</sub> (kN) of Different Models (La01 to La20)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	960	-1092	912	-5.0	-1070	-2.0	787	-18.0	-869	-20.4
2F	840	-571	676	-19.5	-623	9.1	649	-22.7	-644	12.8
1F	1999	-2010	2988	49.5	-3111	54.8	2694	34.8	-2965	47.5

<b>Median Shear<sub>col</sub> (kN) of Different Models (La21 to La40)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	1358	-1636	1381	1.7	-1081	-33.9	1363	0.4	-1333	-18.5
2F	2730	-1400	1205	-55.9	-1339	-4.4	2125	-22.2	-2048	46.3
1F	5313	-5204	5664	6.6	-5679	9.1	5815	9.4	-5528	6.2

<b>Median Shear<sub>col</sub> (kN) of Different Models (La41 to La60)</b>										
	Frame		Fishbone				Brace-Column			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%	Max	Diff.%	Min	Diff.%
3F	671	-511	674	0.4	-636	24.5	640	-4.6	-617	20.7
2F	222	-373	406	82.9	-379	1.6	353	59.0	-378	1.3
1F	1032	-825	1164	12.8	-1033	25.2	1160	12.4	-1119	35.6



## 5.2.5 遲滯迴圈分析

將前幾個小節的樓層剪力與層間位移繪製成遲滯迴圈，圖 5.35 到圖 5.37 分別為 La10、La29 及 La43 的三層樓遲滯迴圈示意圖，其中因為 Brace-Column 的材料是使用 Bilinear Material，與原斜撐之 Buckle Material 不同，所以迴圈的圖形才會只呈現雙線性。

圖 5.35 的 La10 1F 遲滯迴圈圖反應顯示，斜撐在進入塑性階段後的強度由第一圈為最大，到第二圈後的兩端斜撐都產生降伏及挫屈現象使強度折減為  $0.3P_{cr}$ ，不過斜撐材料模擬考慮應變硬化，所以如圖 5.35 的 La29 1F 所示，Fishbone 的第三圈、第四圈迴圈即是因應變硬化的關係使其強度略大於前一迴圈之最大值，La10、La29 及 La43 三個地震歷時所造成的結構位移量還不至於造成明顯的 P- $\Delta$  效應，若參照附錄中 La25 1F、La31 1F、La35 1F 與 La36 1F 等大變位遲滯迴圈圖，即可看出 P- $\Delta$  效應約在達到層間變位 -5% 後越趨明顯。

然而在 2F、3F 的遲滯迴圈中 Fishbone 與 Brace-Column 迴圈圖不像 Frame 那樣有明顯的強度折減反應，如上述 5.2.1 位移分析中提到 Fishbone 在 La10 二樓斜撐最大層間變位量為 0.281%，達到臨界挫屈點(層間變位為 0.237%)，卻還未達到受拉降伏(層間變位為 0.312%)；在 La10 與 La29 之 3F 情形與上述相同。也就是說，簡化模型在二、三樓的位移量還不足以使斜撐強度發生折減的效應(位移量未達到 0.528%)。

比較三個模型所繪製出的迴圈圖，雖然因地震較大而使得圖形差異性較為明顯，但是簡化模型 Fishbone 與 Brace-Column 仍能精確掌握彈性與非彈性勁度，此外，對於最大樓層剪力的模擬，也能夠保持與原始構架一致的結果。

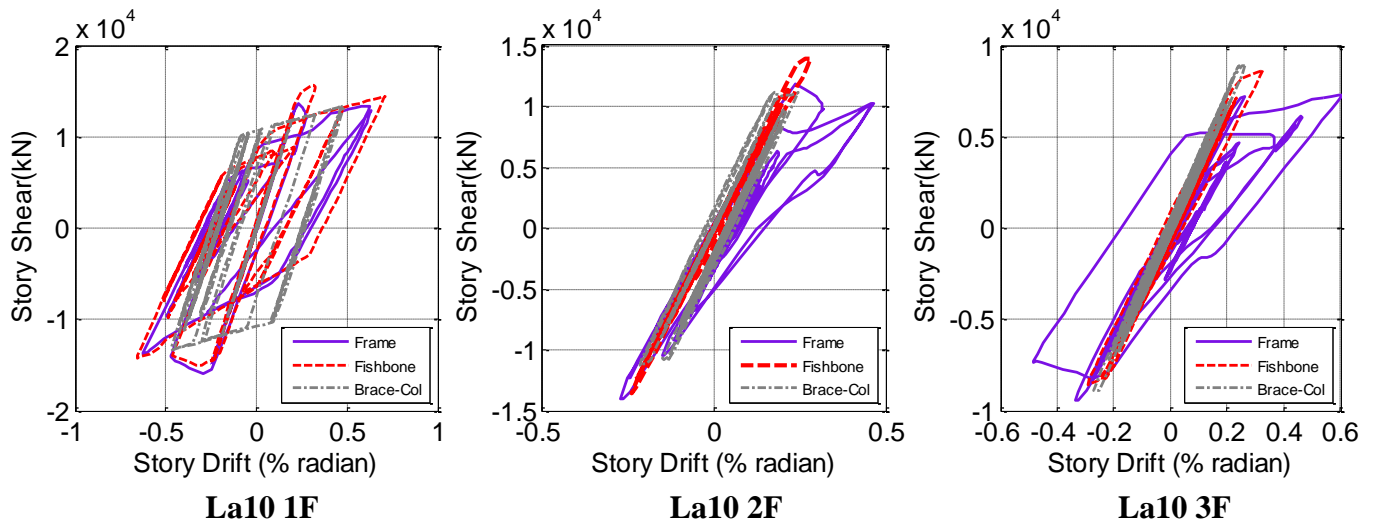


圖 5.35 La10 Three Story 遲滯迴圈

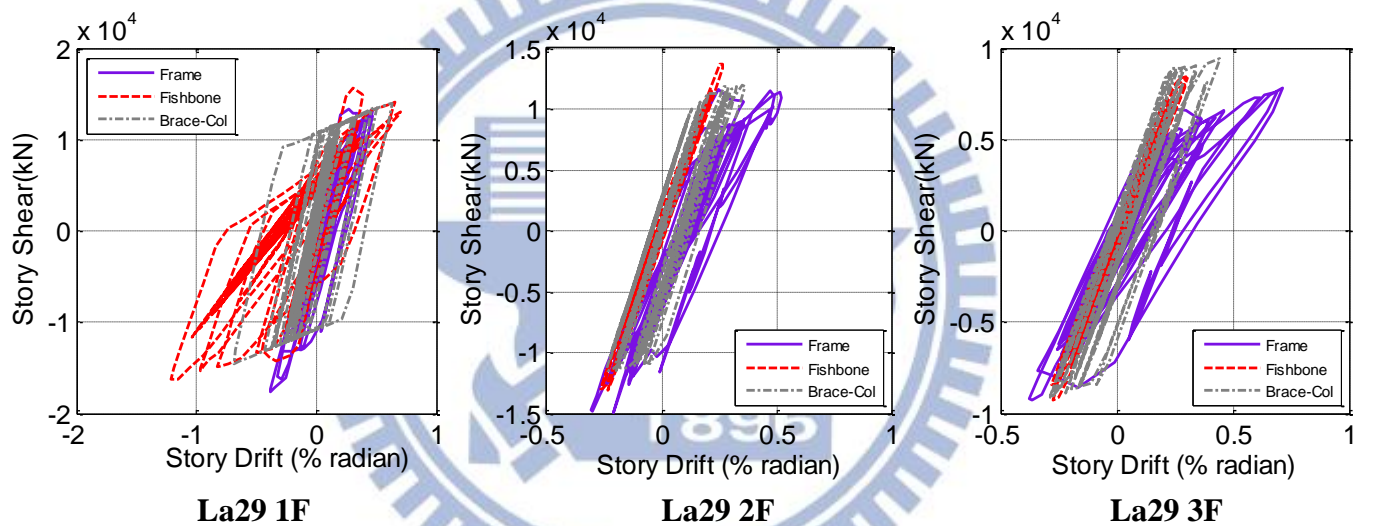


圖 5.36 La29 Three Story 遲滯迴圈

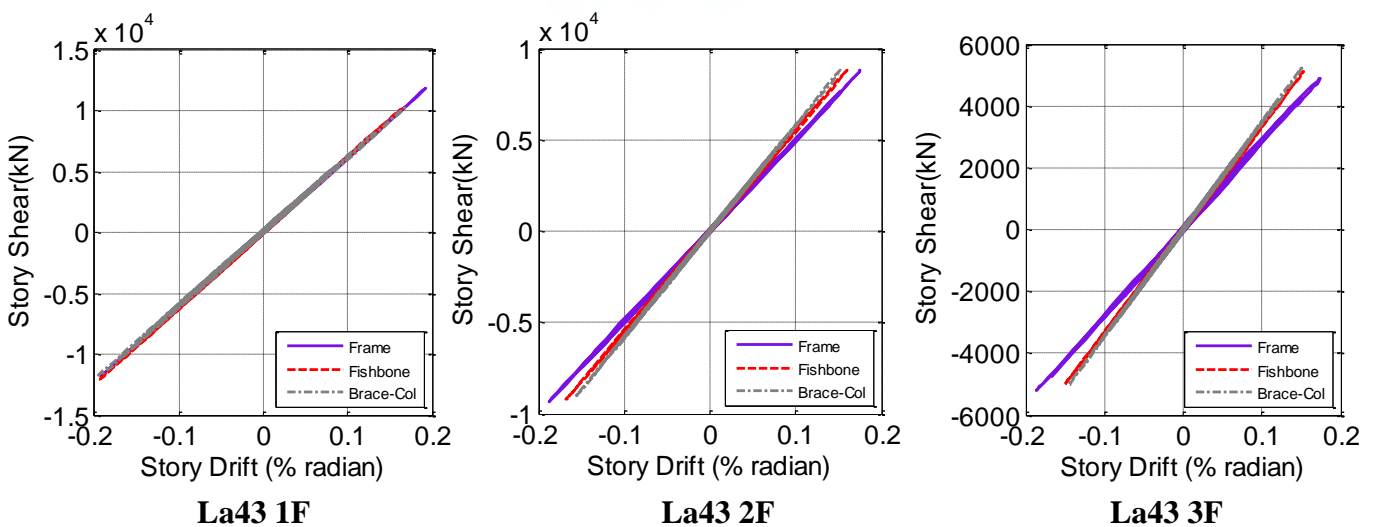


圖 5.37 La43 Three Story 遲滯迴圈

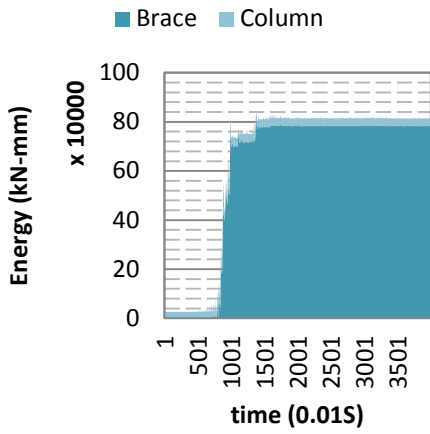
## 5.2.6 消能行為分析

本節介紹斜撐與梁柱構件的消散能量行為，將遲滯迴圈內每一迴圈之面積計算出來，即可得到每一個迴圈的消散能量值 (Energy Dissipation ,ED)，其累積面積即為結構桿件所能吸收之能量。圖 5.38 到 5.40 為 La10、La29 與 La43 能量圖，其圖型最大刻度依序為 100 萬 kN-mm、250 萬 kN-mm、6 萬 kN-mm。由觀察圖形可發現，當斜撐在圖 5.38 La10 約 10 秒前、圖 5.39 La29 約在 5 秒前的幾乎為彈性行為，其所消散的能量很少，但是在進入非線性階段後，由於遲滯迴圈所圍成的面積增加，以至於斜撐得以迅速地累積吸收之能量，不過在地震加速度變小後，斜撐之遲滯迴圈行為又回到了線性階段，此時能量變化將不再有累積的情形、或累積的量非常小，所以在圖形中後段變化趨於平緩；圖 5.40 La43 則是因為斜撐尚保持彈性，所以幾乎只有梁柱構件的部分有能量累積。

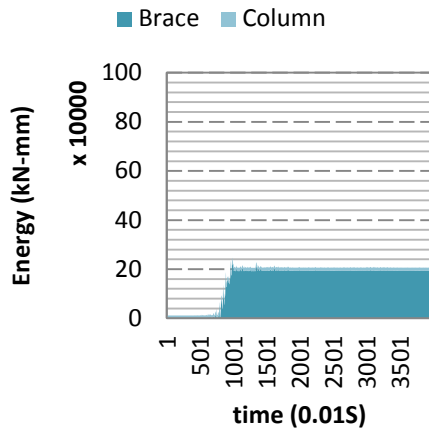
圖 5.41、表 5.9 及 5.42、表 5.10 為斜撐與梁柱構件能量中位數，在梁柱構件中之能量累積，是由原先就施加於梁柱上的靜載重與活載重所提供，如圖 5.42 的(a)、(c)，因為柱之側向層間變位約 0.512% 即達到降伏  $P_y$ ，極限強度  $P_u$  則需到水平層間變位約 1.2%，對於圖 5.42(a) 的梁柱構件中位數平均來說，遲滯迴圈變位要達到  $P_u$  的只有一樓迴圈；而圖 5.42(b) 的最大消能中位數，一樓平均值超過  $P_u$  才能圍出較大面積的遲滯迴圈，並有足夠的層間位移能使梁柱構件的桿件累積能量。

能量的累積與載重-位移遲滯迴圈有直接關係，從圖 5.38 的 La10 做比較，Fishbone 跟 Brace-Column 在二、三樓的能量累積上就不及 Frame 模型，如 5.2.5 節中圖 5.35 與圖 5.36 中 2、3 樓的遲滯迴圈比較可以看出，Frame 模型所圍出迴圈面積明顯較大。在圖 5.41 的斜撐消能統計上，La01-La20 中兩個簡化模型 Fishbone 與 Brace-Column 在一樓斜撐所能吸收的能量較 Frame 小，不過在二、三樓所能吸收的能量則由 Frame 模型的斜撐可吸收較多的能量；La21-La41 的平均統計上也較類似於前者，不過因為 Brace-Column 材料選擇上強度不會折減的關係，以至於在一樓平均遲滯迴圈圍成面積會比 Frame 與 Fishbone 大一些，不過在梁柱構件的累積消能上，與 Frame 模型的平均消能行為差異性並不大，所以 Brace-Column 在構件消能能力的模擬上仍具有足夠的精確度。

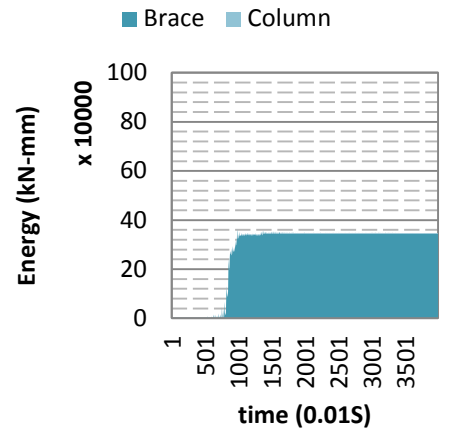
### Frame 1F



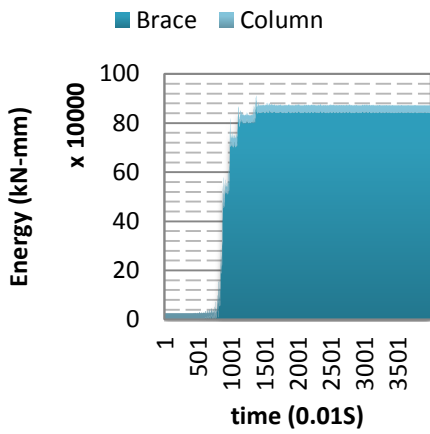
### Frame 2F



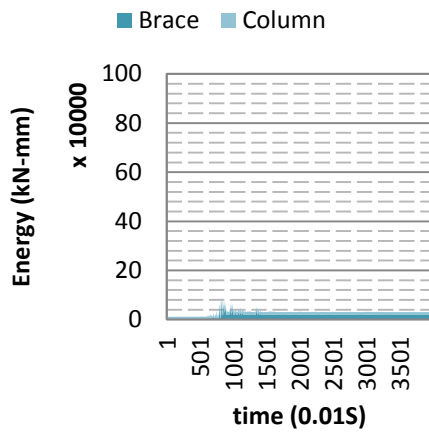
### Frame 3F



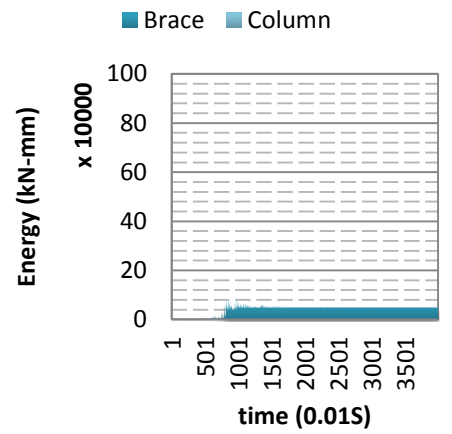
### Fishbone 1F



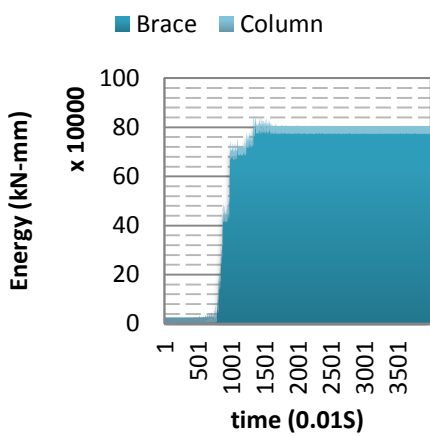
### Fishbone 2F



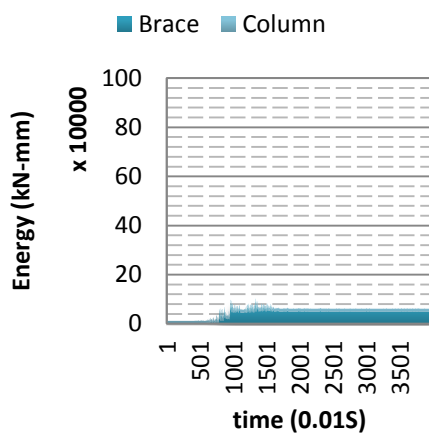
### Fishbone 3F



### Brace-Col 1F



### Brace-Col 2F



### Brace-Col 3F

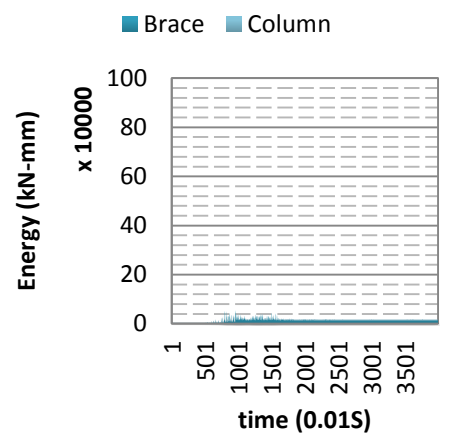
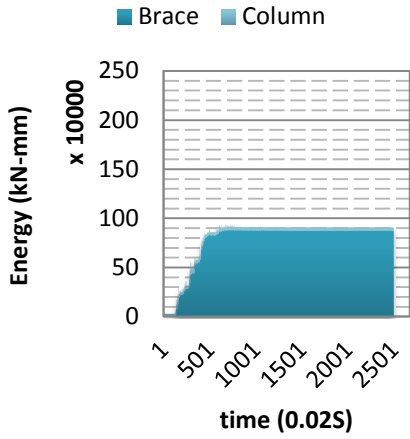
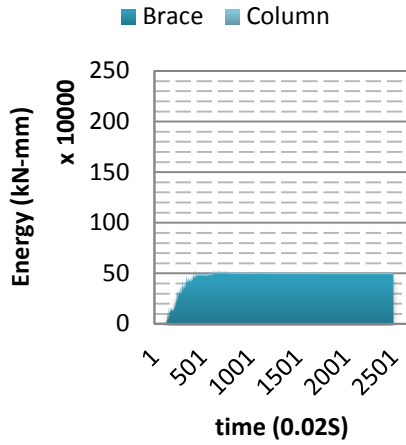


圖 5. 38 La10 能量圖

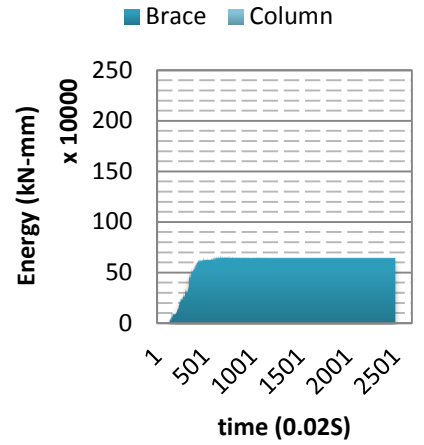
### Frame 1F



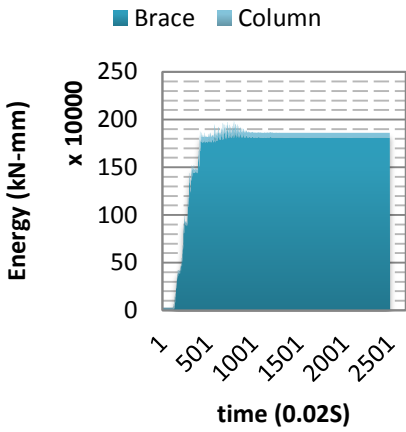
### Frame 2F



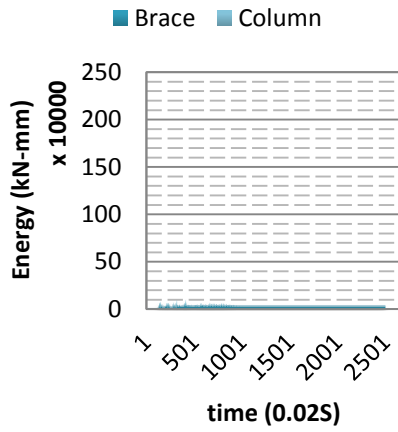
### Frame 3F



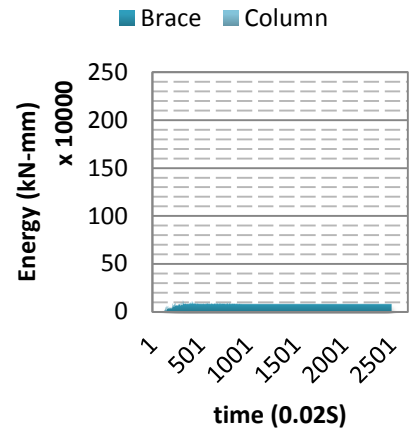
### Fishbone 1F



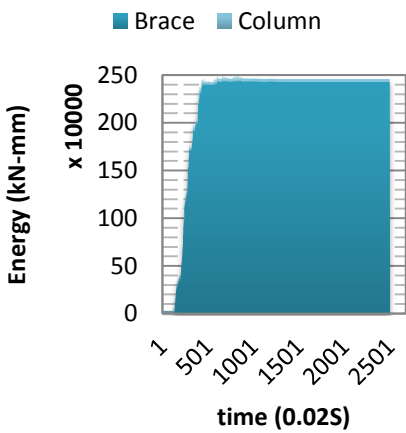
### Fishbone 2F



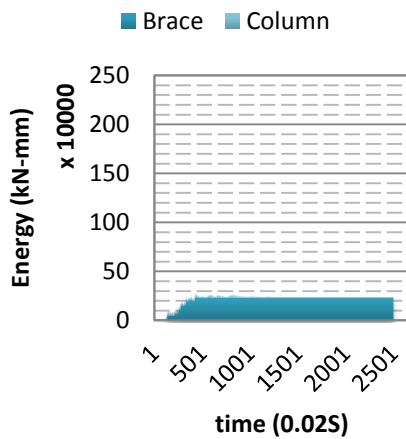
### Fishbone 3F



### Brace-Col 1F



### Brace-Col 2F



### Brace-Col 3F

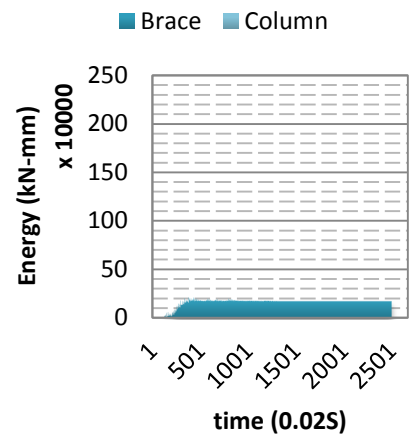


圖 5. 39 La29 能量圖

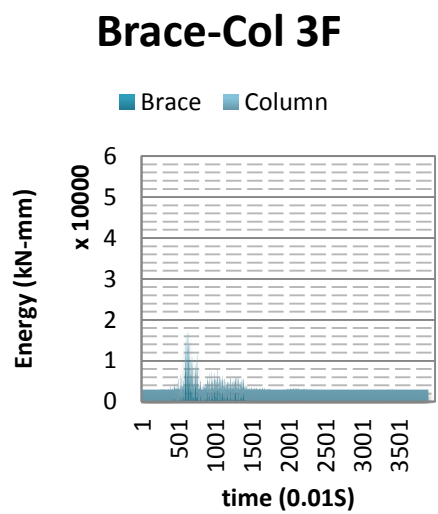
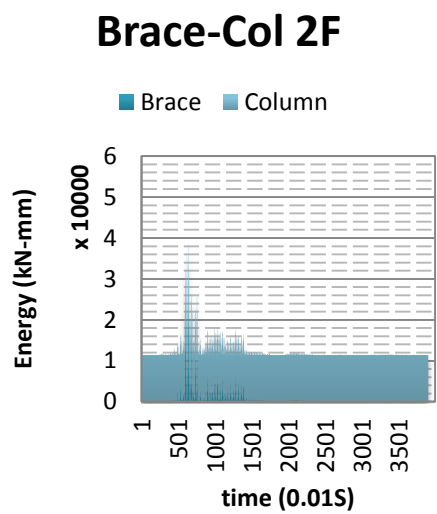
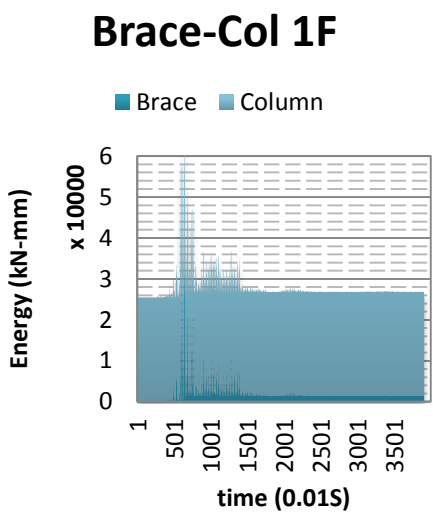
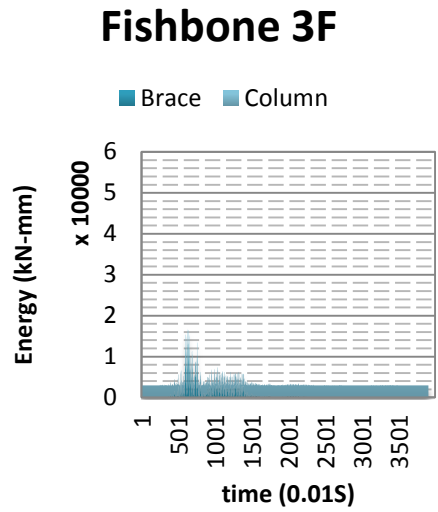
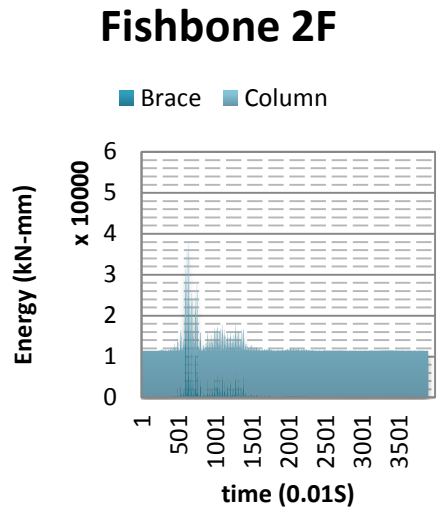
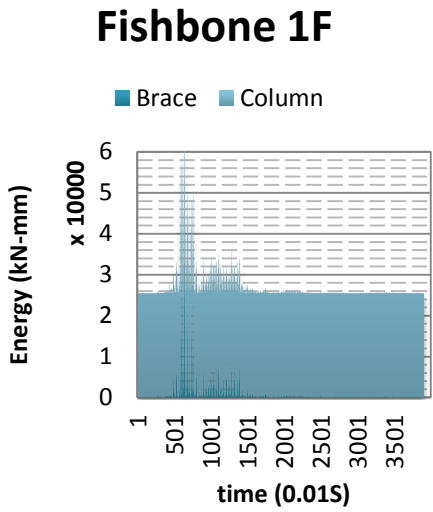
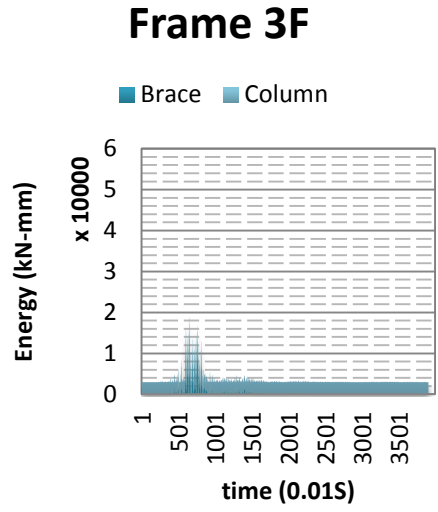
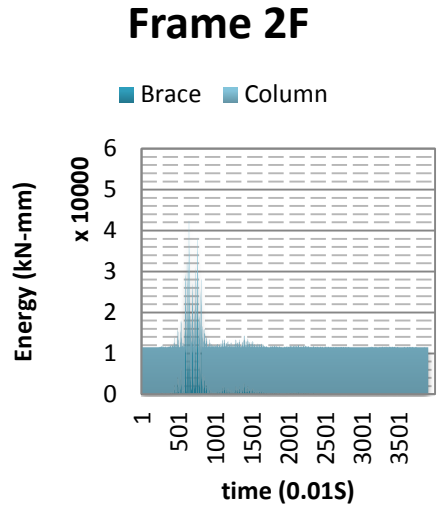
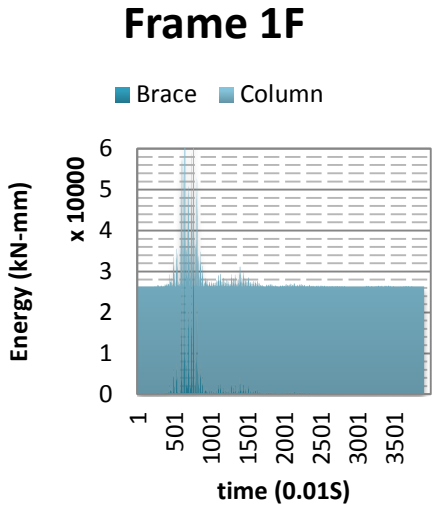
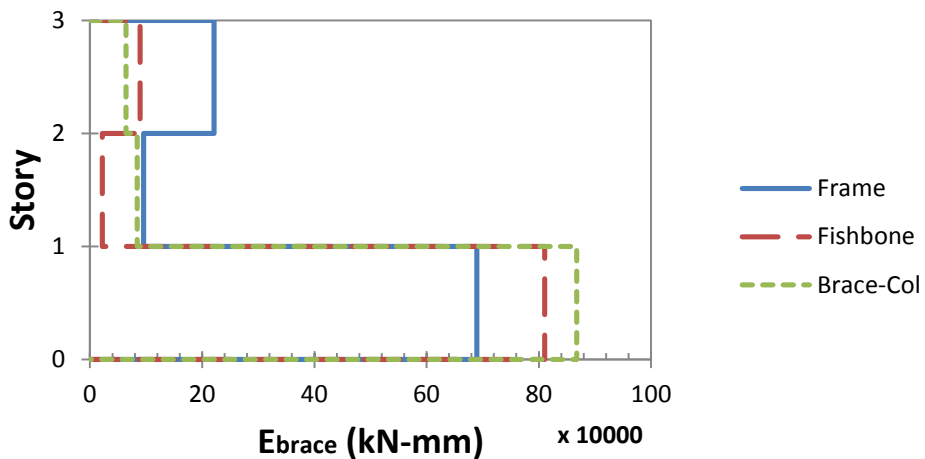
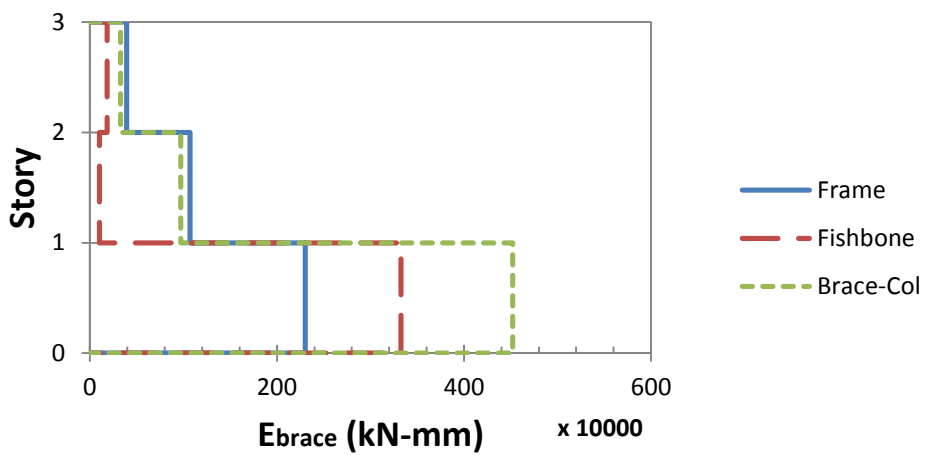


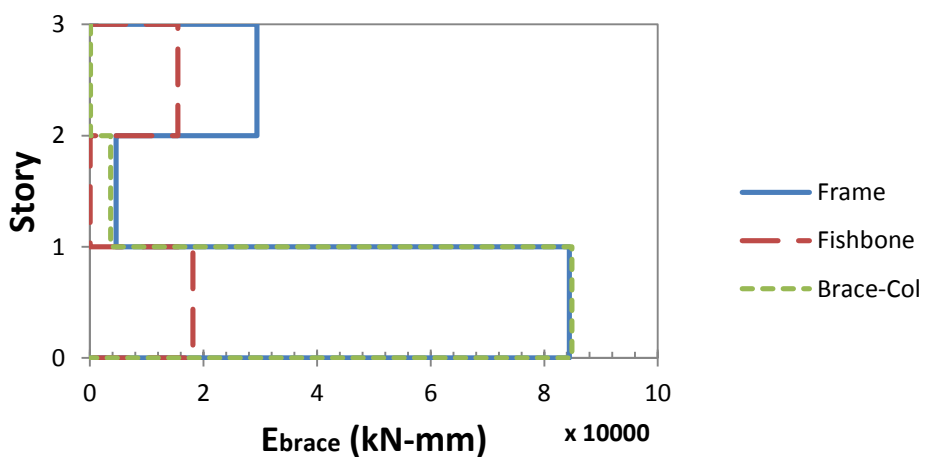
圖 5.40 La43 能量圖



(a) La01-La20



(b) La21-La40



(c) La41-La60

圖 5.41 斜撐最大消能中位數統計

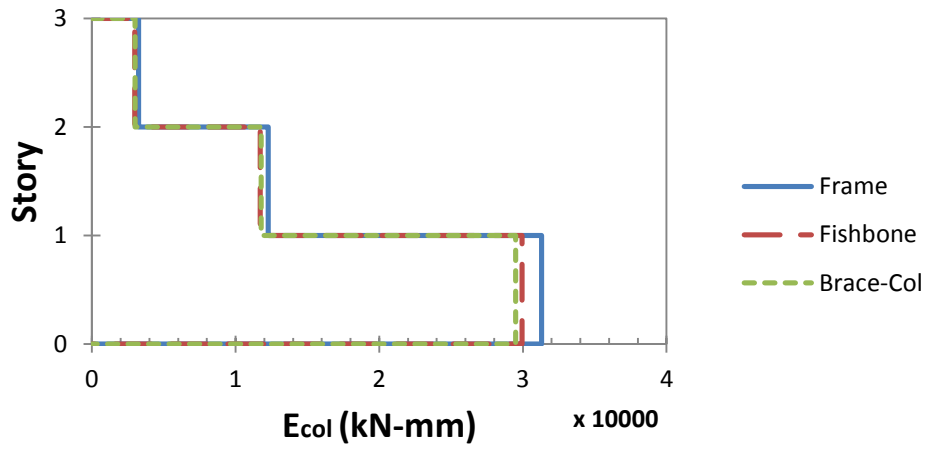
表 5.9 斜撐最大消能中位數對照表

<b>Median Energy<sub>brace</sub> (kN-mm) of Different Models (La01 to La20)</b>			
	Frame	Fishbone	Brace-Column
Story	Max	Max	Max
3F	221300	89250	64395
2F	95520	21925	84010
1F	689300	810550	867650

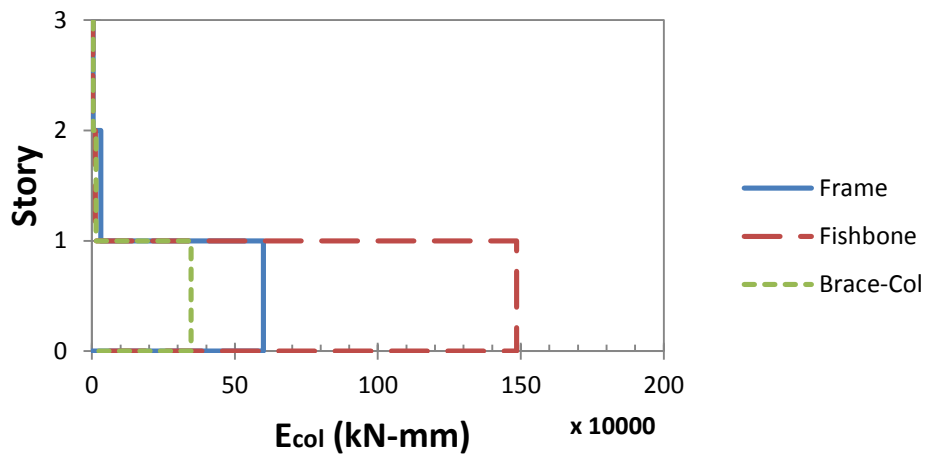
<b>Median Energy<sub>brace</sub> (kN-mm) of Different Models (La21 to La40)</b>			
	Frame	Fishbone	Brace-Column
Story	Max	Max	Max
3F	393350	182650	328800
2F	1070000	100520	971150
1F	2301500	3325500	4520000

<b>Median Energy<sub>brace</sub> (kN-mm) of Different Models (La41 to La60)</b>			
	Frame	Fishbone	Brace-Column
Story	Max	Max	Max
3F	29390	15474	98
2F	4601	43	3645
1F	84430	18147	84870

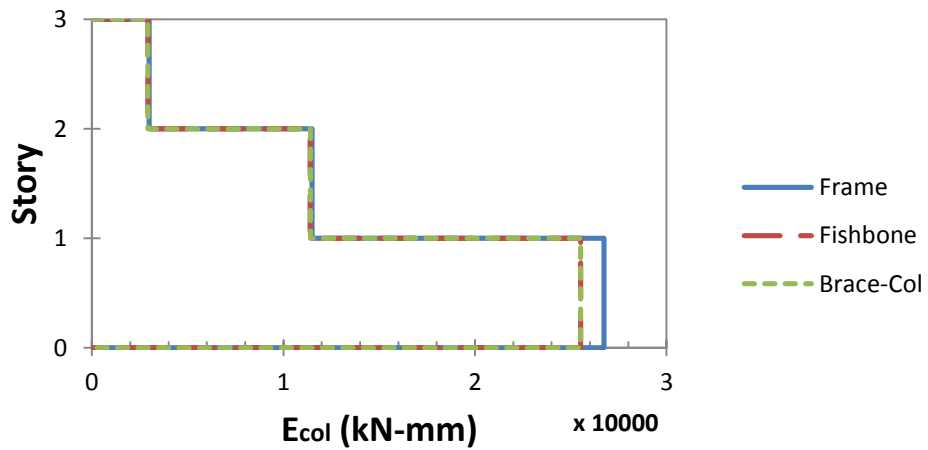




(a) La01-La20



(b) La21-La40



(c) La41-La60

圖 5.42 梁柱構件最大消能中位數統計

表 5.10 梁柱構件最大消能中位數對照表

<b>Median Energy<sub>col</sub> (kN-mm) of Different Models (La01 to La20)</b>			
	Frame	Fishbone	Brace-Column
Story	Max	Max	Max
3F	3238	2984	2999
2F	12265	11710	11770
1F	31295	29950	29495

<b>Median Energy<sub>col</sub> (kN-mm) of Different Models (La21 to La40)</b>			
	Frame	Fishbone	Brace-Column
Story	Max	Max	Max
3F	4450	3175	3615
2F	31055	12030	14390
1F	600250	1486000	346250

<b>Median Energy<sub>col</sub> (kN-mm) of Different Models (La41 to La60)</b>			
	Frame	Fishbone	Brace-Column
Story	Max	Max	Max
3F	2983	2919	2912
2F	11500	11395	11400
1F	26730	25510	25520

### 5.3 六層樓模型構架分析

本節針對 5.1, 5.2 節介紹之三層樓簡化分析上再增加一組六層樓含斜撐構架做為對照補充，希望藉由不同樓層之結構物，再次將 Frame 及簡化模型 Fishbone 在動態數值模擬上，是否與三層樓的結構行為一致，或是可以使兩模型行為更為接近，透過動態分析結果來檢視 Fishbone 簡化模型的可行性。

#### 5.3.1 模型與 Pushover 介紹

與三層樓模型一樣，參考 Sabelli [14]之 5 乘 5 跨六層含斜撐結構模型(參考圖 5.43)，六層樓斷面型號如表 5.11 的斷面尺寸所示，材料的設定上與三層樓構架所參考的一致，梁、柱皆使用可模擬鋼材彈塑性行為的應變硬化材料(Hardening Material)，斜撐同樣採用受壓挫屈之雙線性材料 Buckle Material，而 Leaning Column 也是將模型內部桿件所有柱面面積加總，設定如圖 4.6 所示的一樣，為一不同的只有在 Area 為  $636122\text{mm}^2$ 。圖 5.44 為已加入 Leaning Column 之六層樓 Frame 模型及其六層樓 Fishbone 簡化模型，Fishbone 簡化模式如本文 4.2 節所述之方式作簡化。

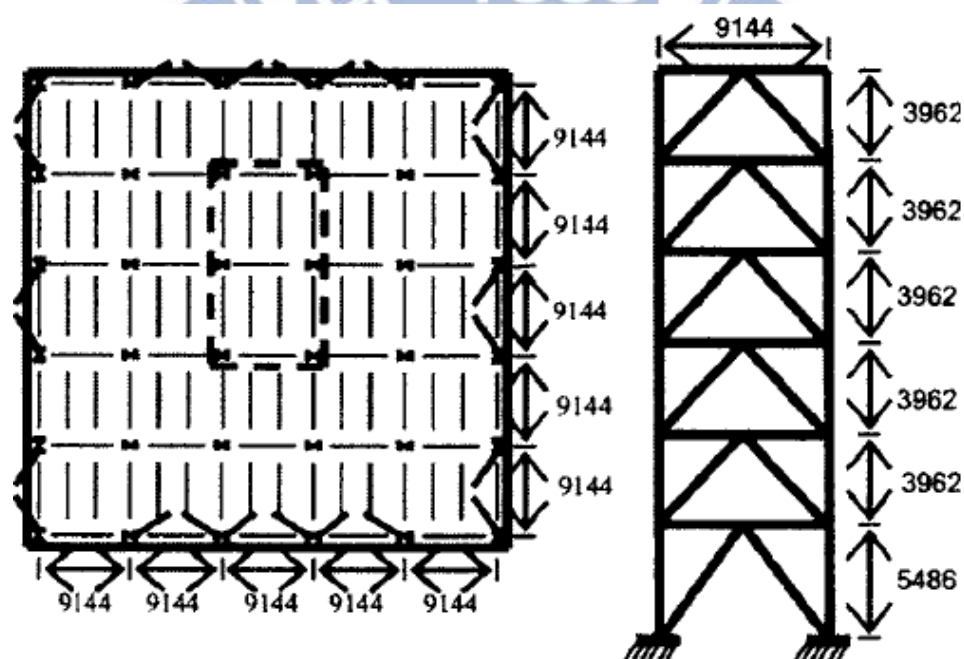


圖 5.43 六層樓構架平面圖

表 5.11 六層樓斷面尺寸

Story	Element Size		
	Column	Beam	Brace
1	W14x211	W36x150	HSS 10x10x1/2
2、3、4	W14x211	W30x166	HSS 8x8x1/2
5	W14x211	W30x99	HSS 6x6x1/2
6	W14x211	W27x94	HSS 5x5x1/2

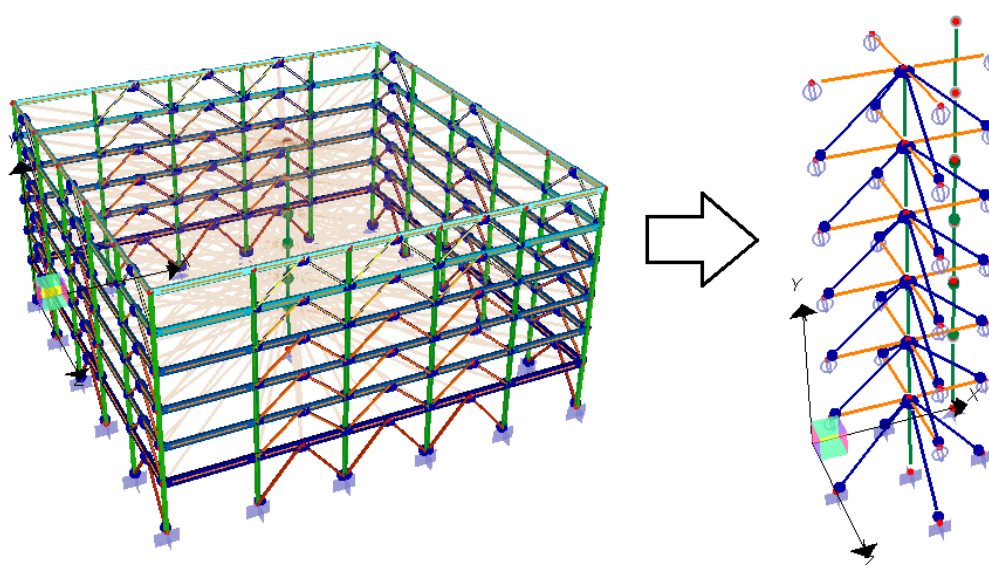


圖 5.44 六層構架 Frame 及其 Fishbone 簡化模型

然而在六層樓構架中暫時不考慮 Brace-Column，最主要的因素有二，其中之一為 Brace-Column 因材料特性關係，無法有效表現出斜撐挫屈後強度折減的行為，以致於在遲滯迴圈所圍的平均面積大於其他模型，導致其 Brace-Column 桿件所能吸收的能量隨之增大，第二點是因 5.2 節 Fishbone 位於第二、三樓層的平均最大位移、能量累積上小於原始模型；受到最大程度地震之地震加速度統計下的一樓梁柱構件能量又大於 Frame 模型兩倍多，Brace-Column 在這部分的分析預測上比起 Fishbone 較為優良，而且 Brace-Column 單獨梁柱構件反應上是比較能反應出 Frame 模型的行為，所以在本節重點分析 Fishbone 簡化模型，以六層樓模型再加以論述。

六層構件的化簡機制同本文第 4.2 節，所以在 Pushover 比較上將不做太多贅述，表 5.12 列出柱勁度、斜撐  $P_y$ 、 $P_{cr}$ ，與一樓整體勁度比較，勁度上的差異性不到百分之一，相較三層樓的精確度更高。表 5.13 分為斜撐、

梁柱構件與整體進入塑性階段後強度之數值表，Brace 的部分如同與本文 5.1 節所設定之。斜撐強度折減至  $0.3P_{cr}$  的對應位移為層間變位 0.523%；柱的部分在到達  $P_y$  時的位移層間變位為 0.532%，兩者差距又比三層樓之 Brace 與 Column 更為接近，所以整體強度(All)為所有構件都進入塑型階段時之總和。

表 5.12 六層樓桿件強度

	柱勁度 (kN/mm)	斜撐 $P_y$ (kN)	斜撐 $P_{cr}$ (kN)	1F 整體勁度 (kN/mm)
Frame	131	13420	9658	1699
Fishbone	131	13410	10090	1698

表 5.13 六層樓 Frame 塑性行為初始強度

<b>Six Story</b>			
Strength (kN)	Brace	Column	All
1F	16431	4376	20807
2、3、4F	15332	6059	21391
5F	11263	6059	17322
6F	9229	6059	15287

圖 5.45 為兩模型於 1F 之 Pushover 比較，在圖中可看出與本文 5.1 節三層樓 Pushover 的行為很接近，但在力量上，Fishbone 還是稍微比 Frame 強一些，原因推測可能與模型複雜程度和斜撐交會點有關，Frame 桿件、自由度多，分析的時候在計算上肯定較 Fishbone 要複雜許多。

圖 5.46、5.47 為斜撐受拉與受壓側比較圖，受拉斜撐在初始勁度上，Frame 約為 708.78 kN/mm、Fishbone 約為 782.64 kN/mm，Fishbone 較 Frame 之勁度大了 10.42%，斜撐降伏後強度變化行為一致；在受壓側的初始勁度上，Frame 約為 851.38 kN/mm、Fishbone 約為 794.57 kN/mm，Fishbone 的勁度比 Frame 小了 6.67%，強度折減至  $0.3P_{cr}$ (層間變位約為 0.523%)後的強度一樣約為 3028kN。

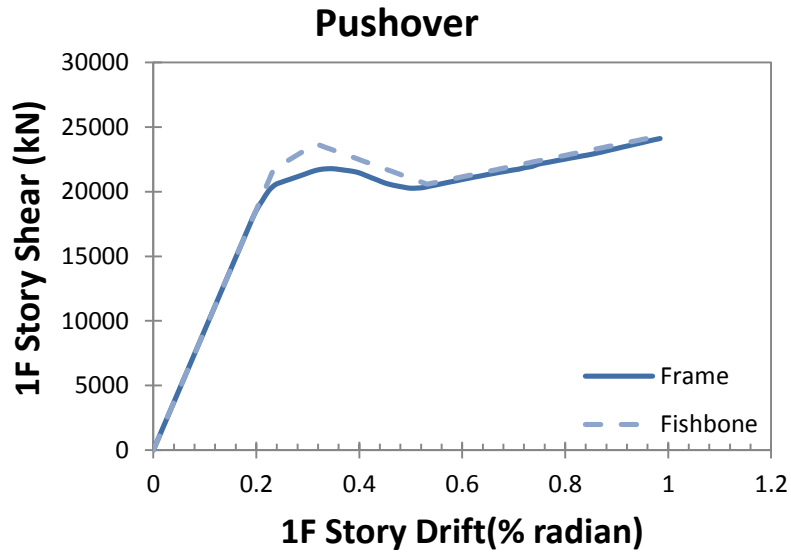


圖 5.45 一樓整體 Pushover

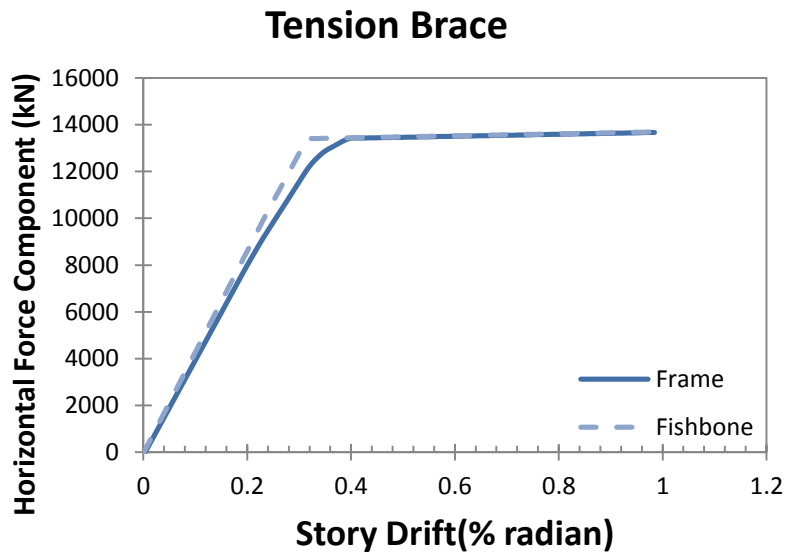


圖 5.46 受拉斜撐 Pushover

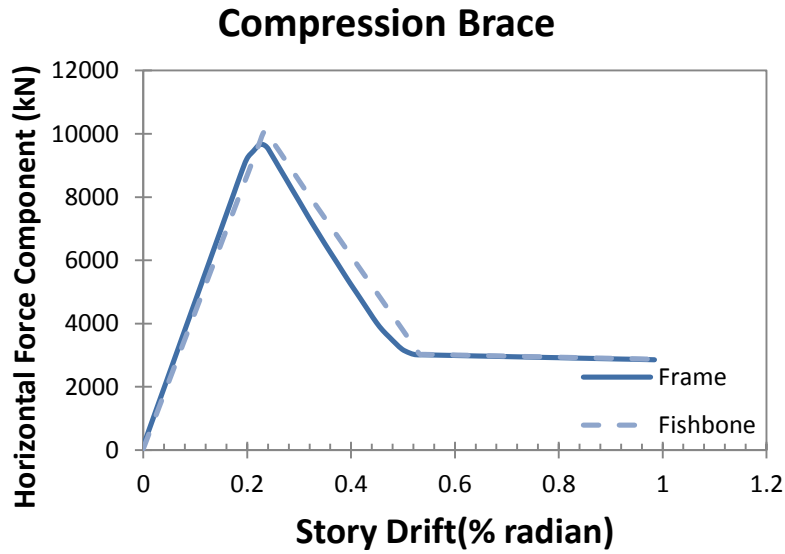


圖 5.47 受壓斜撐 Pushover

表 5.14 為兩模型的結構週期，模態分析設定上也是同 5.2 節所述，第一模態是 X 軸水平方向的移動、第二模態為 Z 軸水平方向的移動，而第三模態則是 X 方向的翻轉，第一模態的結構周期相差約 2.7%，相較三層樓 Fishbone 比 Frame 模型週期小 6.4% 的差距更為接近，而第三模態之結構週期皆為 0.26，初步顯示了六層樓 Fishbone 簡化模型在數值分析上的準確率可能要比三層樓來的優良。

表 5.14 六層樓結構週期

<b>Six Story</b>			
Period of Mode (Sec)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Frame	0.73	0.69	0.26
Fishbone	0.71	0.70	0.26

### 5.3.2 位移分析

同本文 5.2.1 節所擷取的 La10、La29 以及 La43 分析結果再行論述，如圖 5.48 到圖 5.50 所示，相較於三層樓模型在 La29 中，進入塑性行為後的預測有些差異；六層樓模型在三種不同震幅下僅有 La10 的第二、五層以及 La29 的第一樓層於進入非線性階段後的位移稍微不一致外，其餘樓層的曲線都非常相近。

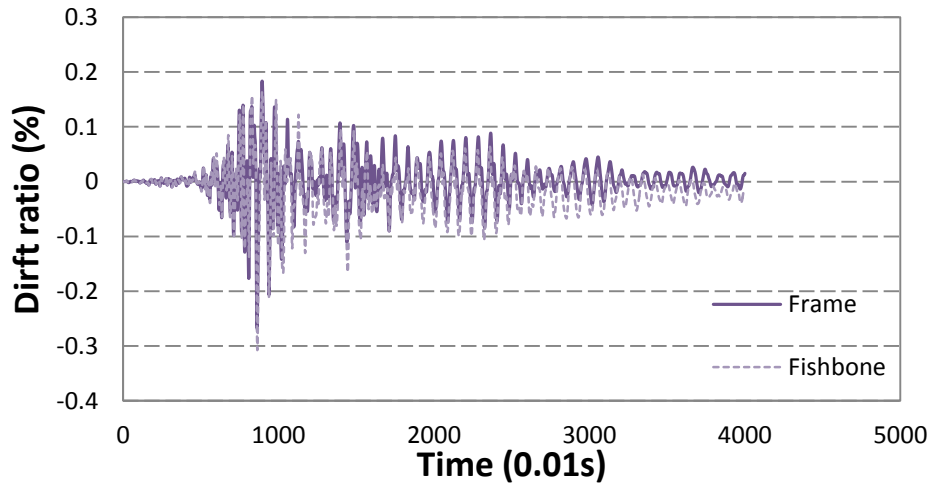
六層樓斜撐一樓高度為 5486mm、其他樓層的高度為 3962mm，但其受拉、受壓臨界強度分別為層間變位 0.31% 與 0.23%，如圖 5.48 La10 之六樓位移在負方向，雖然都未達降伏強度，不過有一側斜撐已達到臨界挫屈，在五樓的部分，在正方向之斜撐均發生挫屈但未達降伏強度、負方向位移 Frame 達層間變位 -0.381%、Fishbone 達到層間變位 -0.426%，顯示斜撐發生挫屈且降伏，而 Fishbone 的永久變形在 -2.6mm (層間變位約為 0.0656%) 的位置，四樓變形量都未達層間變位 3%，為整層樓變位最小的樓層，而在一、二樓的位移量在正方向上都超過層間變位 0.523%，表示斜撐挫屈強度折減為  $0.3P_{cr}$ ，而永久變形的部分在 Frame 二樓停留在 7.44mm (層間變位約為 0.188%)；Fishbone 最後的位移則停留在原點附近。

圖 5.49 中在四、六樓的斜撐皆已達挫屈卻尚未發生降伏，二樓斜撐達到降伏強度且挫屈，但斜撐的挫屈程度只折減至約  $0.47 P_{cr}$  左右，一樓 Frame 最大位移到達層間變位 0.701%，永久變位在 13.92mm (層間變位為 0.254%)，Fishbone 最大位移為層間變位 0.562%，永久變位在 10.19mm (層間變位為 0.186%)。圖 5.50 中只有一、二樓層斜撐位移超過臨界挫屈，二樓層間變位為 0.284%、一樓最大位移中，兩模型的斜撐最大層間變位為 0.24%，剛好達到臨界挫屈點。

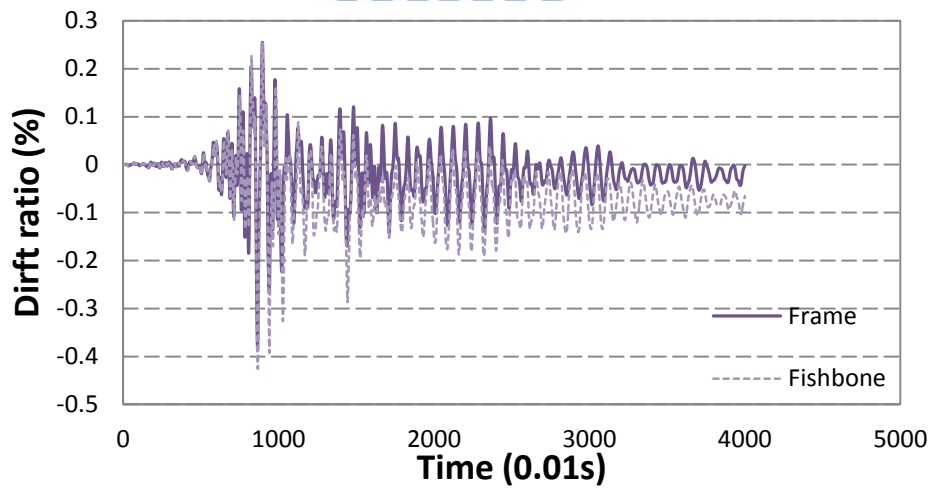
圖 5.51 到圖 5.53 以及表 5.15 的最大位移比較圖表中，圖 5.51 的中位數統計上，模型差異最大的為一樓負方向位移差約 20.8%；圖 5.52 之一樓負方向差異為 26.9%，同時也看得出位移量集中於一樓，而四樓變位最小，在圖 5.53 則因為平均未達到塑性變形，所以較不明顯。

就以平均的位移分布來看，除了 Fishbone 一樓的位移量比較小之外，Fishbone 簡化模型分析得到的數據比起三層模型還要理想許多。

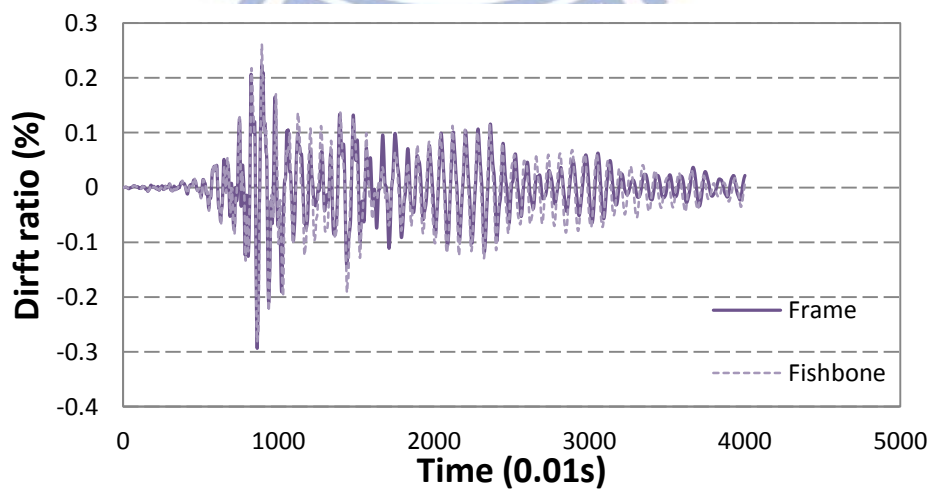




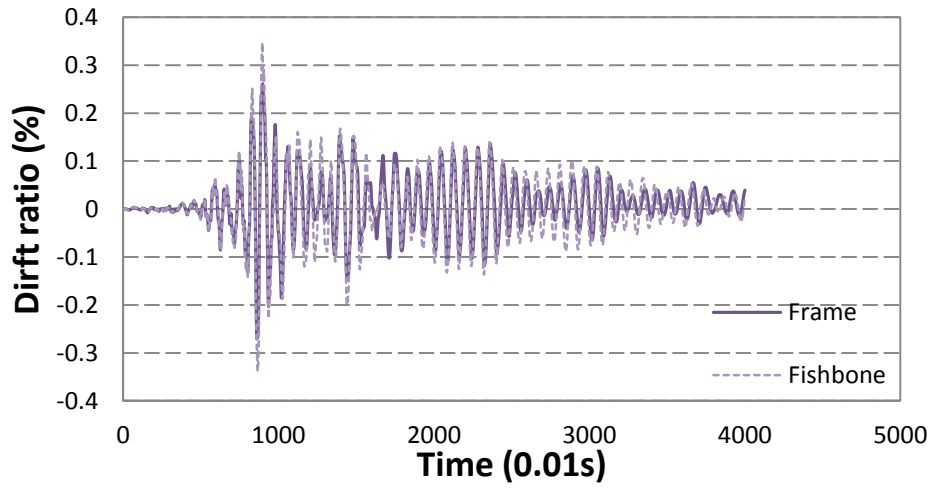
(a) 六樓位移



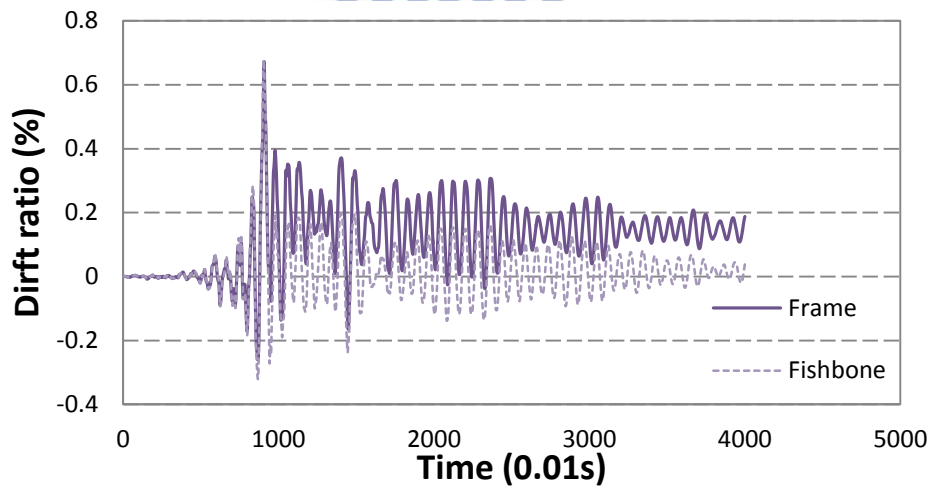
(b) 五樓位移



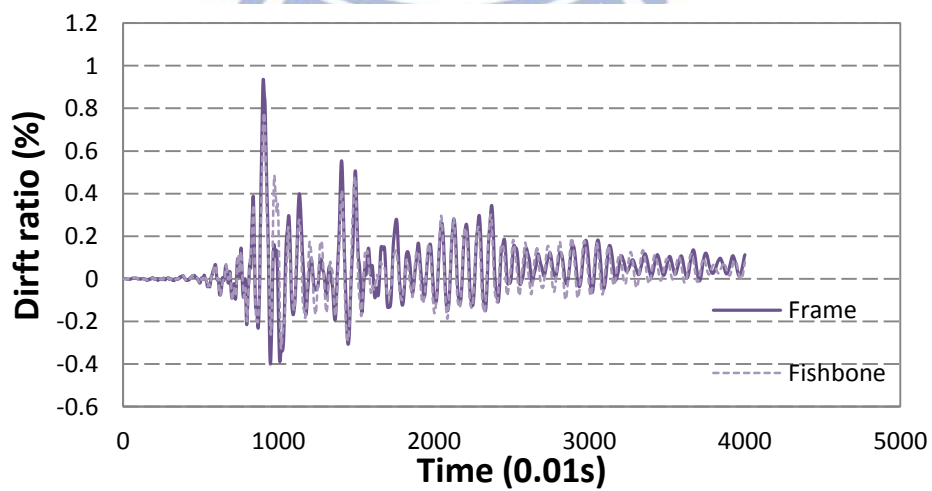
(c) 四樓位移



(d) 三樓位移

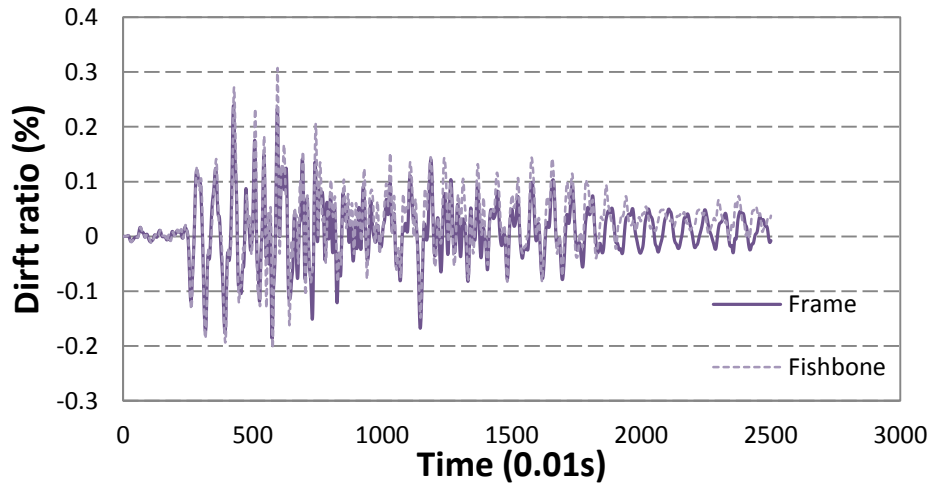


(e) 二樓位移

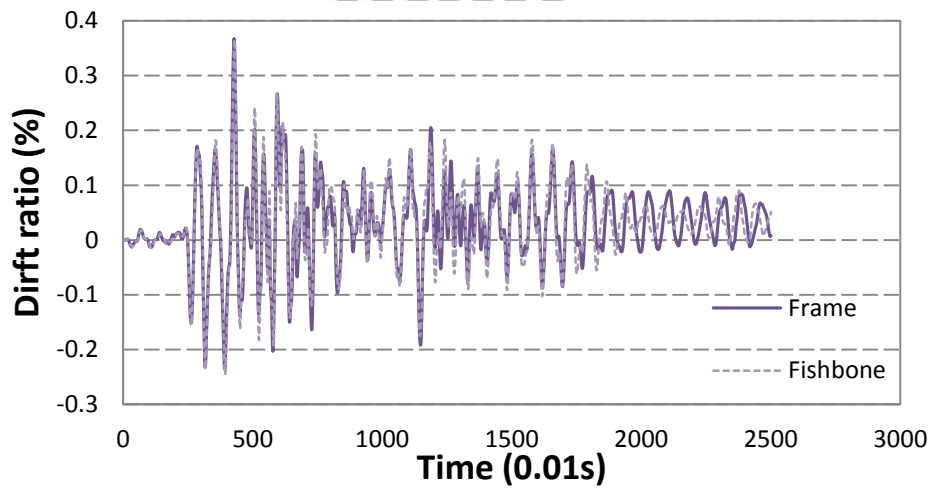


(f) 一樓位移

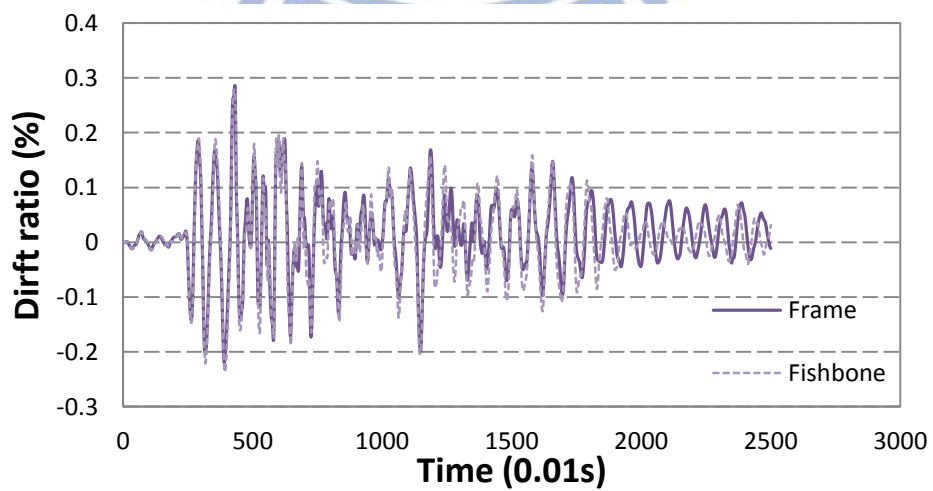
圖 5.48 La10 樓層位移



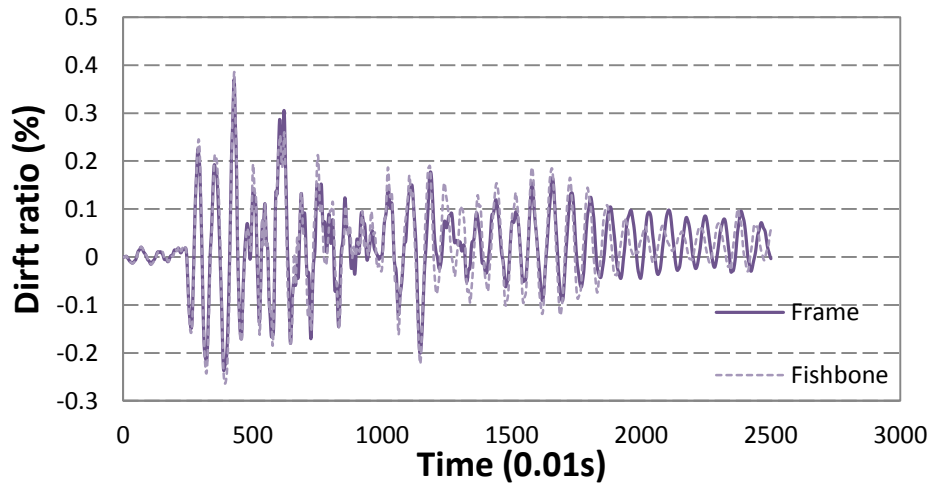
(a) 六樓位移



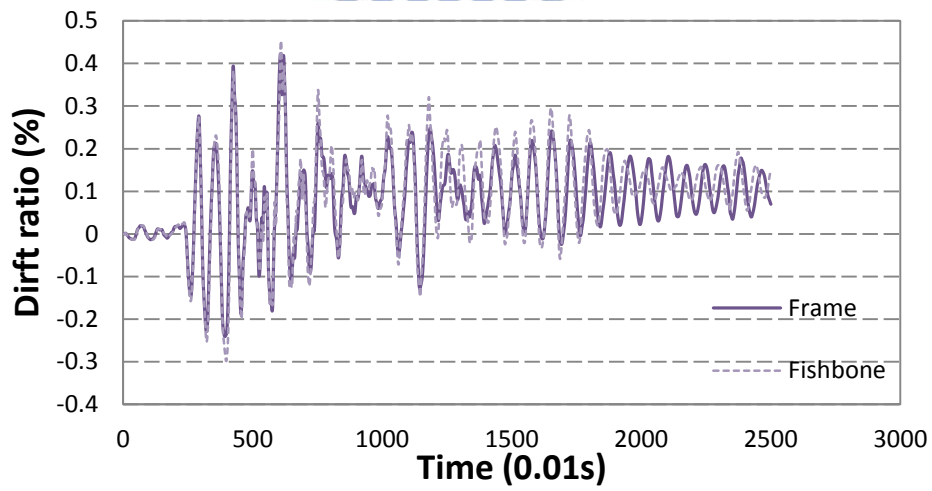
(b) 五樓位移



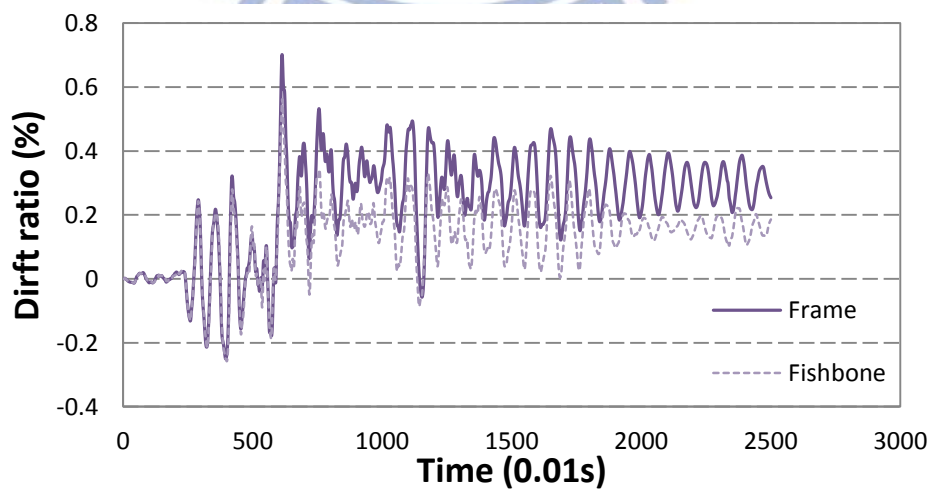
(c) 四樓位移



(d) 三樓位移

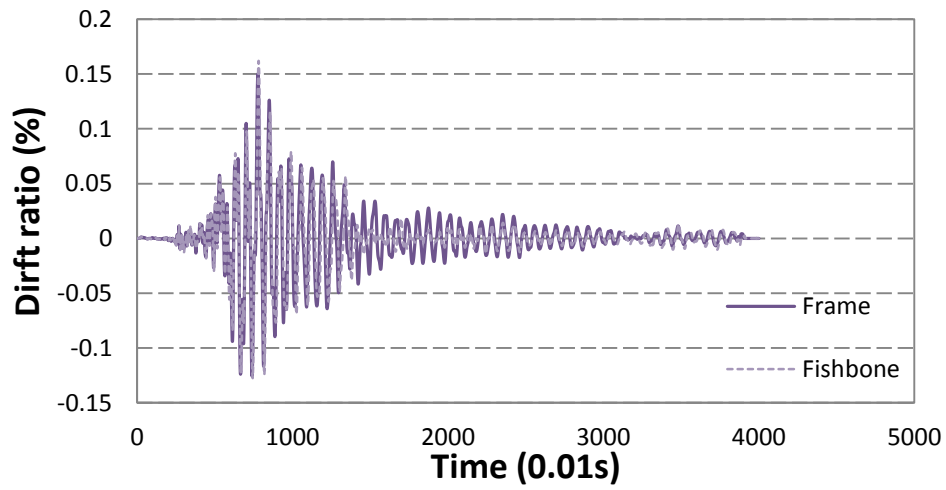


(e) 二樓位移

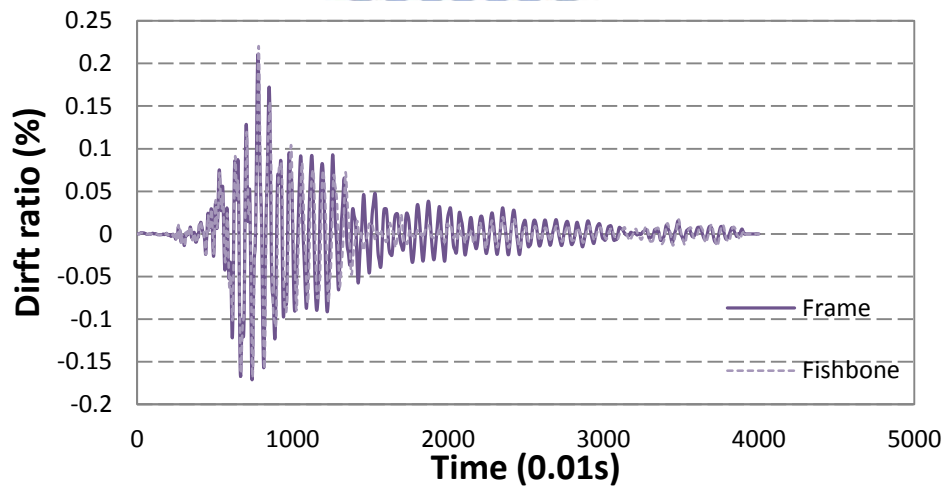


(f) 一樓位移

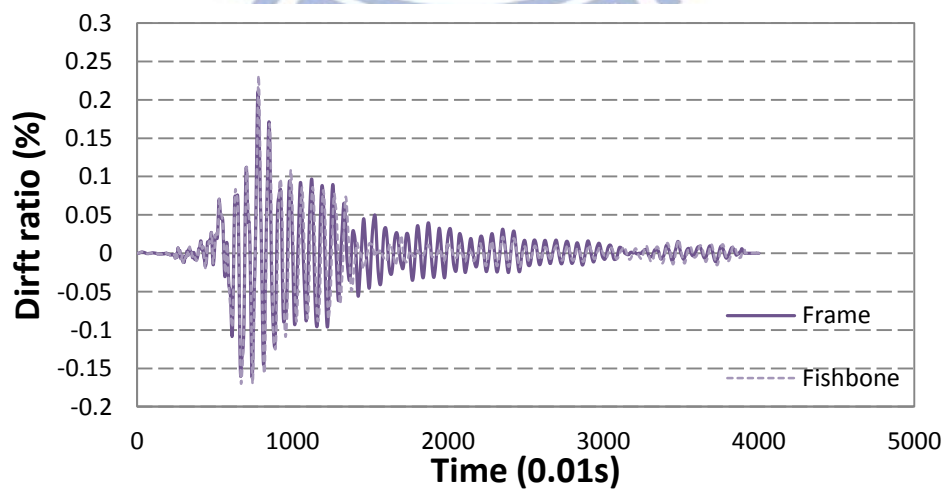
圖 5.49 La29 樓層位移



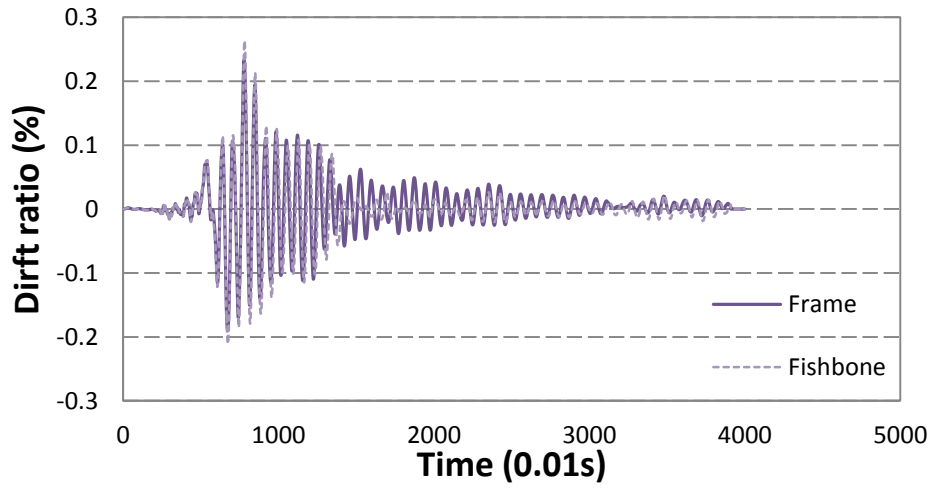
(a) 六樓位移



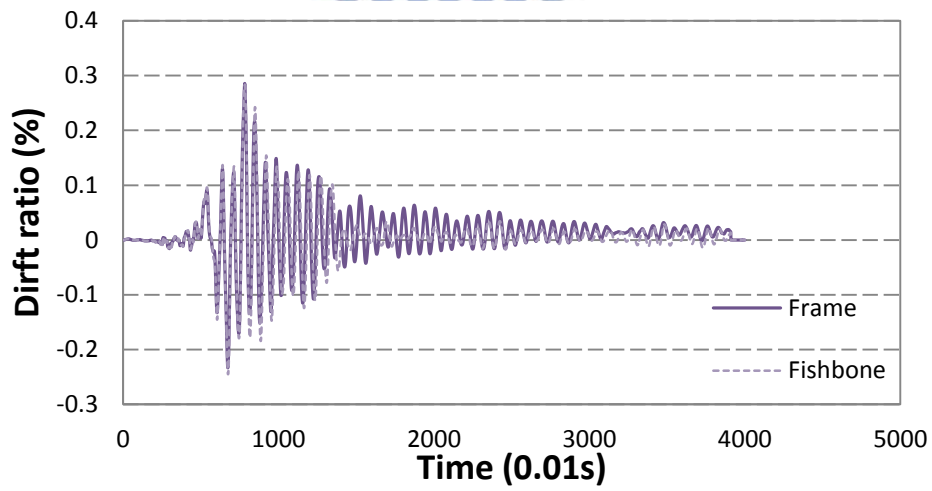
(b) 五樓位移



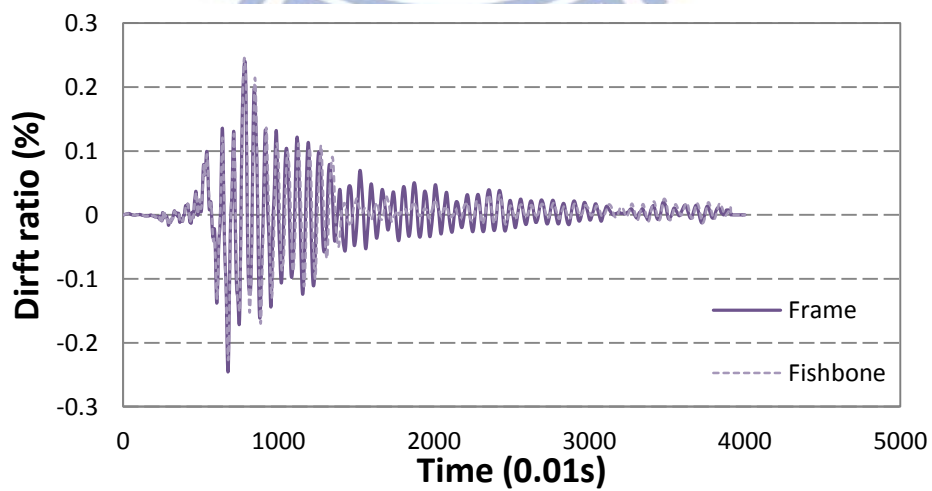
(c) 四樓位移



(d) 三樓位移



(e) 二樓位移



(f) 一樓位移

圖 5. 50 La43 樓層位移

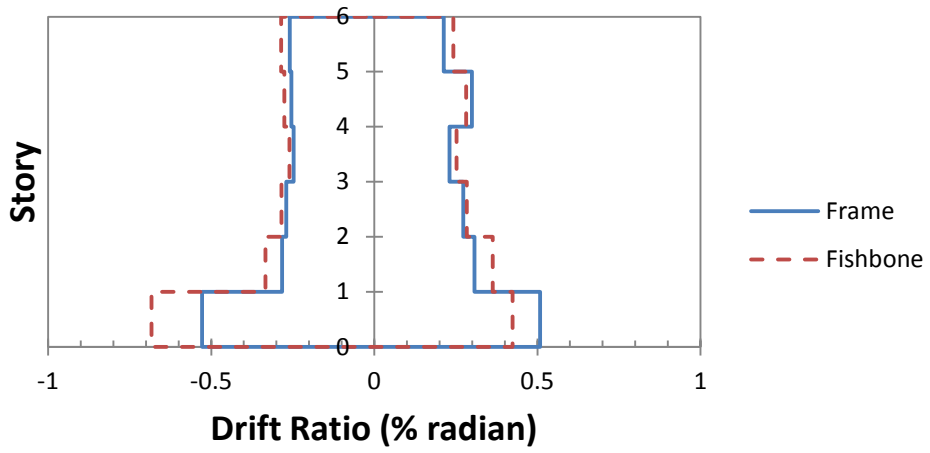


圖 5. 51 La01-20 最大位移中位數統計

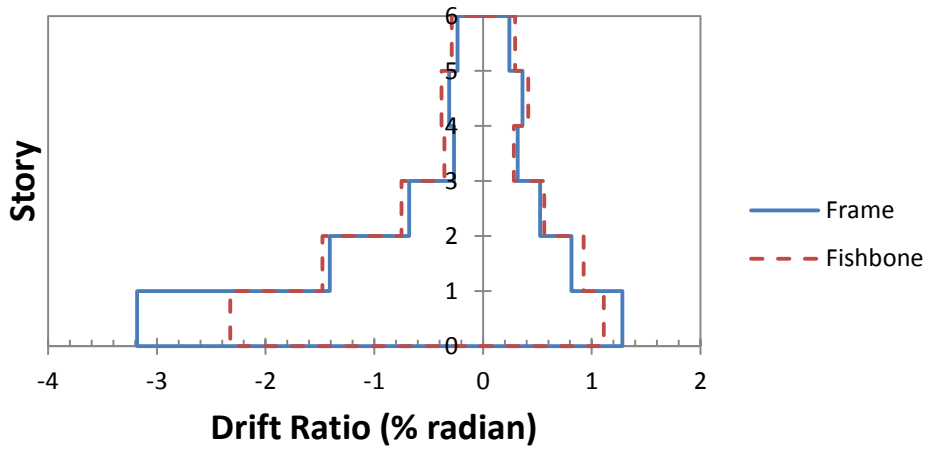


圖 5. 52 La21-40 最大位移中位數統計

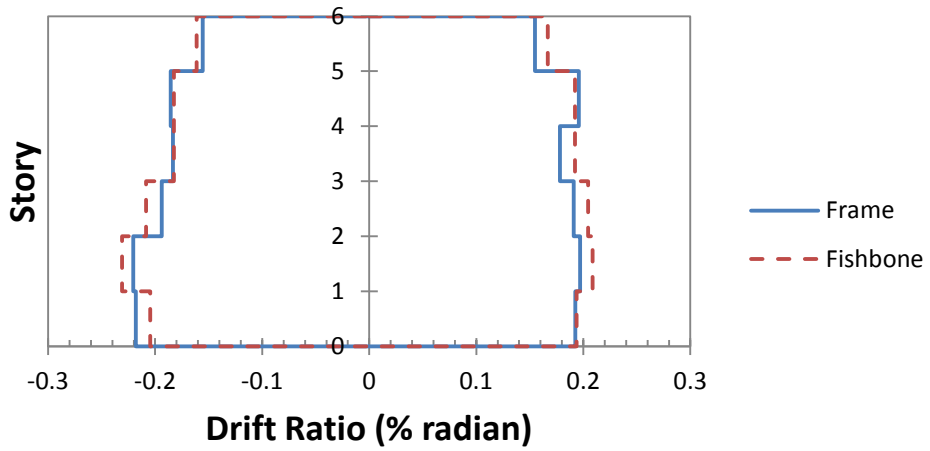


圖 5. 53 La41-60 最大位移中位數統計

表 5.15 六層樓最大位移中位數對照表

<b>Median Drift Ratio (%) of Different Models (La01 to La20)</b>						
Story	Frame		Fishbone			
	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	0.213	-0.259	0.242	13.6	-0.286	10.4
5F	0.299	-0.254	0.281	-6.0	-0.275	8.3
4F	0.230	-0.247	0.252	9.6	-0.260	5.3
3F	0.272	-0.270	0.284	4.4	-0.285	5.6
2F	0.307	-0.283	0.363	18.2	-0.334	18.0
1F	0.508	-0.528	0.424	-16.5	-0.683	29.4

<b>Median Drift Ratio (%) of Different Models (La21 to La40)</b>						
Story	Frame		Fishbone			
	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	0.243	-0.236	0.296	21.8	-0.288	22.0
5F	0.362	-0.312	0.416	14.9	-0.381	22.1
4F	0.318	-0.267	0.282	-11.3	-0.355	33.0
3F	0.526	-0.678	0.563	7.0	-0.750	10.6
2F	0.812	-1.408	0.925	13.9	-1.477	4.9
1F	1.282	-3.182	1.111	-13.3	-2.326	-26.9

<b>Median Drift Ratio (%) of Different Models (La41 to La60)</b>						
Story	Frame		Fishbone			
	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	0.155	-0.156	0.167	7.7	-0.161	3.2
5F	0.196	-0.186	0.192	-2.0	-0.182	-2.2
4F	0.178	-0.183	0.192	7.9	-0.182	-0.5
3F	0.191	-0.194	0.205	7.3	-0.209	7.7
2F	0.197	-0.220	0.209	6.1	-0.231	5.0
1F	0.192	-0.218	0.194	1.0	-0.205	-6.0



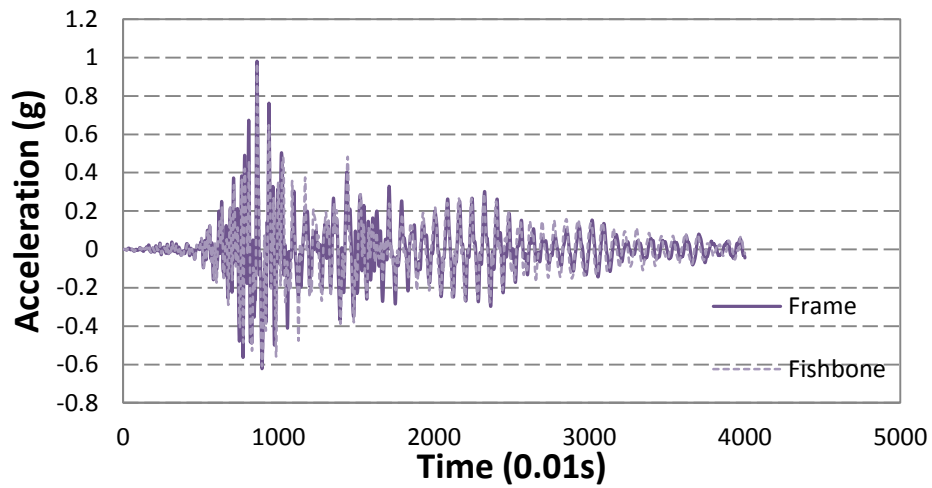
### 5.3.3 加速度分析

如同第 5.2.2 小節，Fishbone 各樓層的絕對加速度在動態分析中，可以十分準確地預估，Frame 模型的行為，因為在兩模型的結構週期上只差了 2.7%，比起三層樓構架之 Fishbone 相差 6.4%，又更加地接近 Frame 模型。如圖 5.54 到 5.56 的絕對加速度比較，圖 5.54 樓層加速度由六樓最大，Frame 為 0.981g、Fishbone 為 0.969g，依序到一樓加速度最大值的差異都不大；圖 5.55 與圖 5.56 的加速度比較也如同上述分析結果。

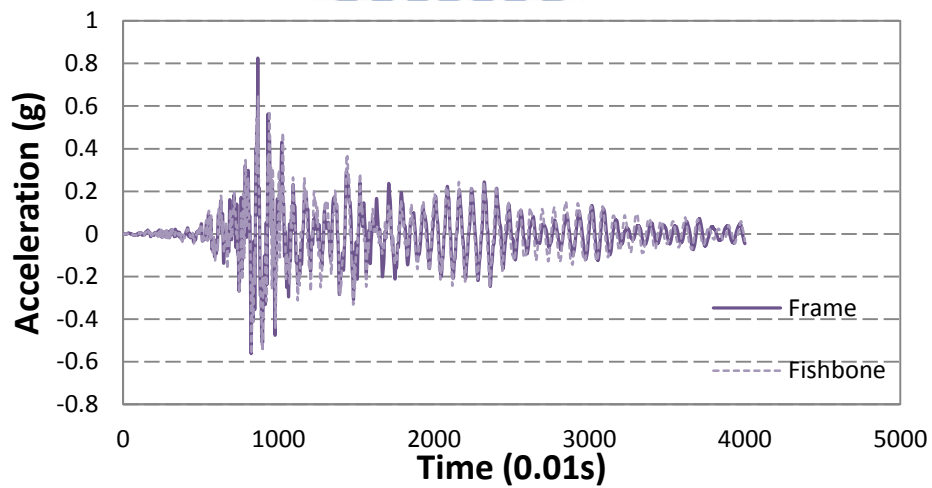
圖 5.57 到 5.59 與表 5.16 的最大加速度的中位數比較，圖 5.57 可看得出是頂層的平均加速度最大(Frame 為 0.973g、Fishbone 為 0.931g)，而整樓層的差異在五樓正方向加速度差約 10.9%、三樓負方向加速度差約 12.7%、二樓正方向加速度差約 14.9%，上述三個部分相差最大。

圖 5.58 加速度統計平均超過 0.6g，整個樓層加速度差異最大的為三樓正方向加速度 9.43%，圖 5.59 只有頂層加速度超過 0.5g，一樓 Frame 加速度平均小於 Fishbone 約 17.7%，不過比起三層樓構架最大差異動輒超過 20%來說，六層樓 Fishbone 顯然是更接近於 Frame 模型許多。

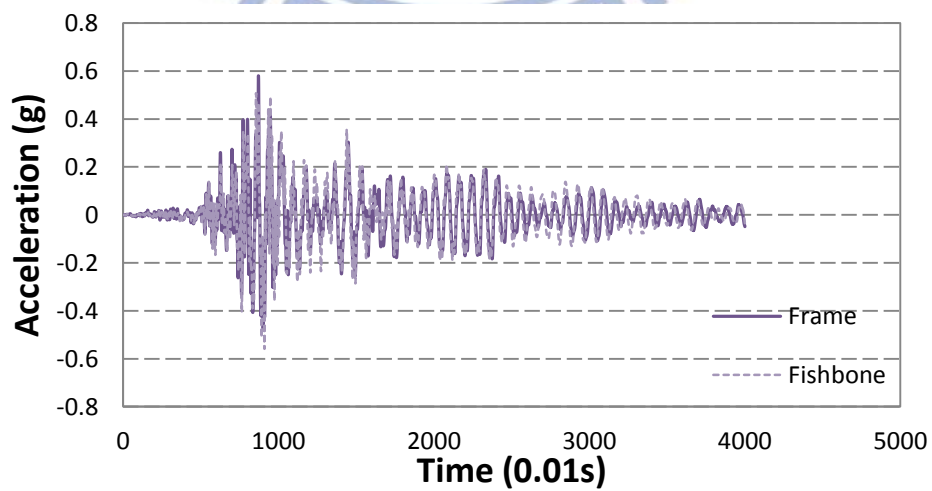




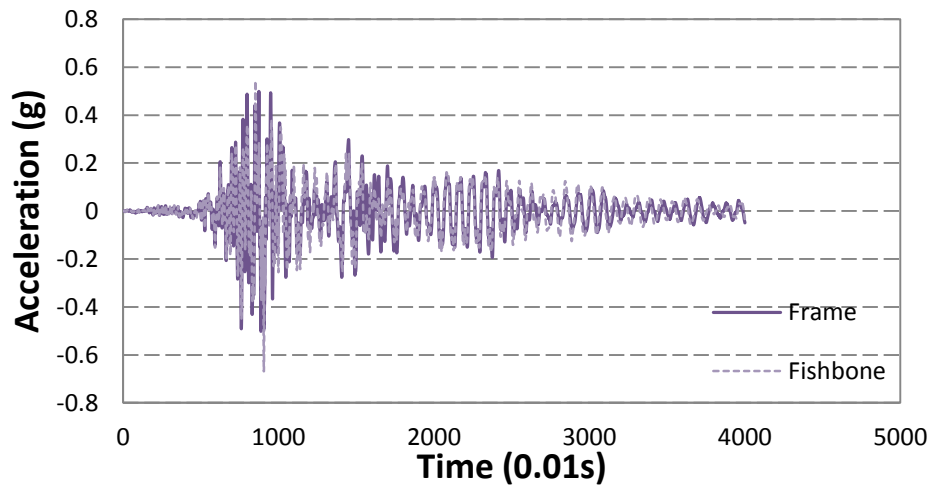
(a) 六樓加速度



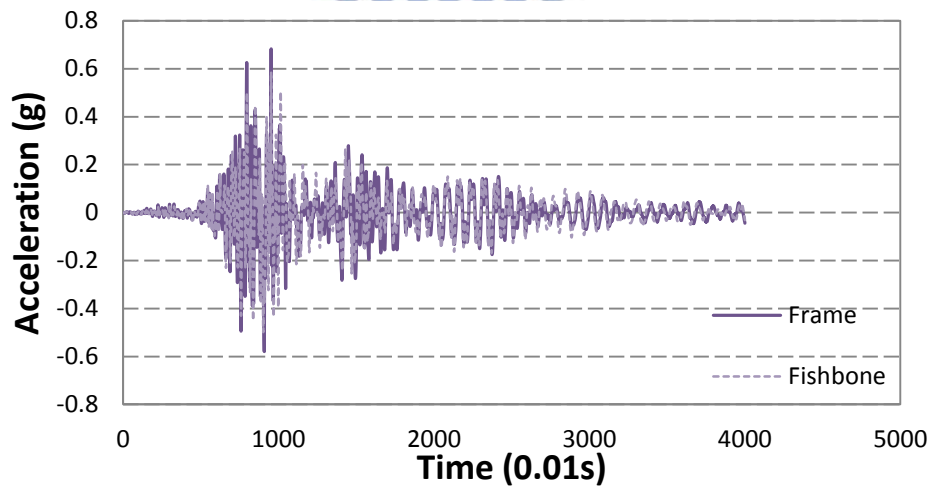
(b) 五樓加速度



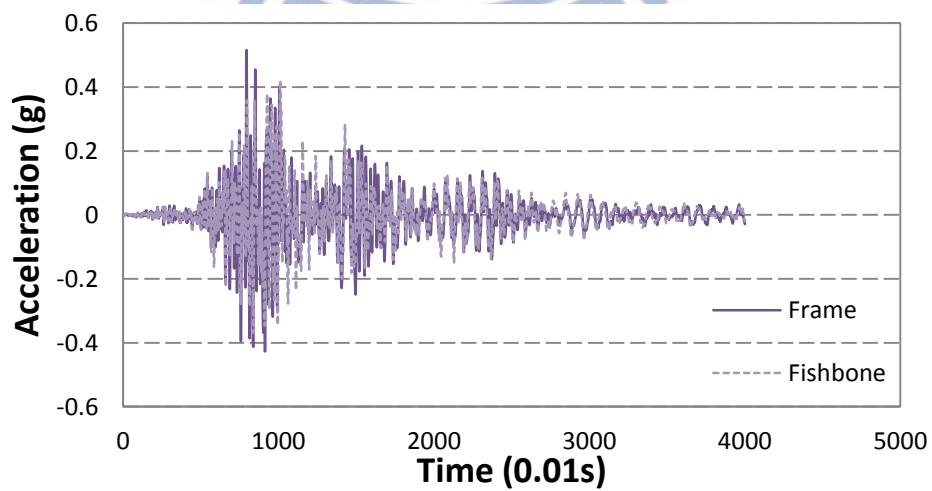
(c) 四樓加速度



(d) 三樓加速度

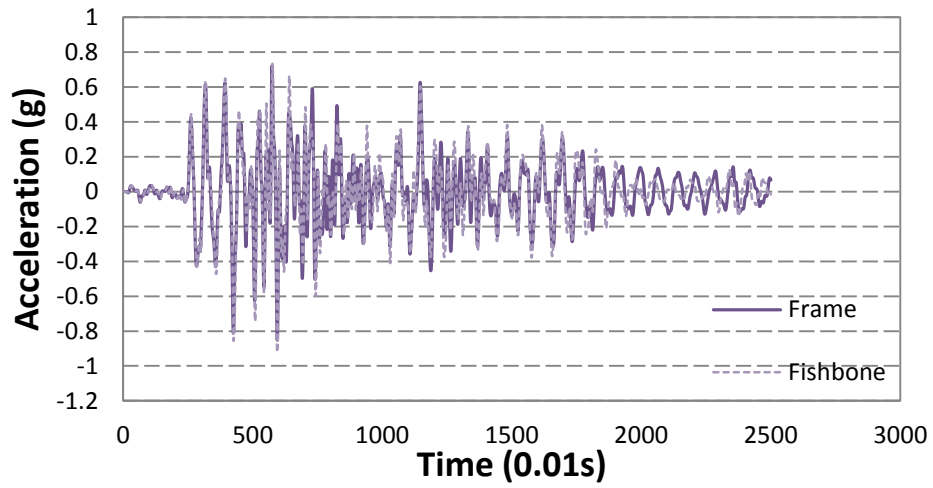


(e) 二樓加速度

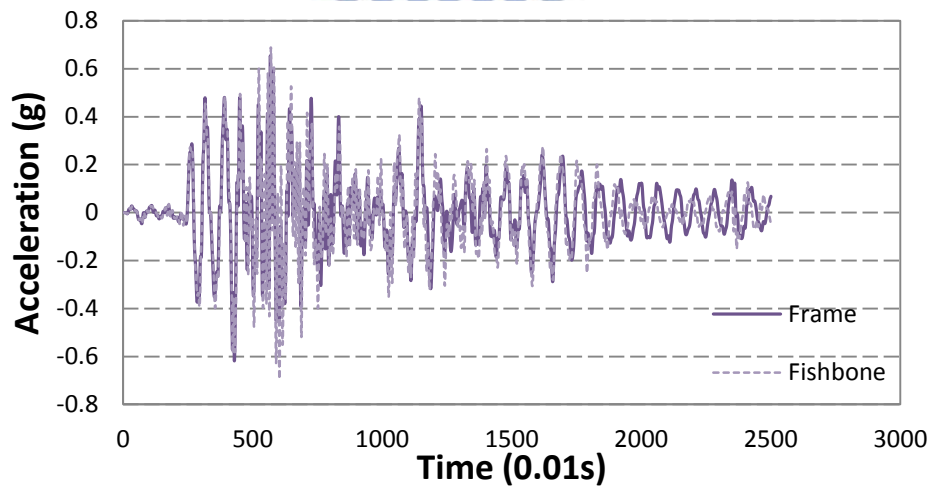


(f) 一樓加速度

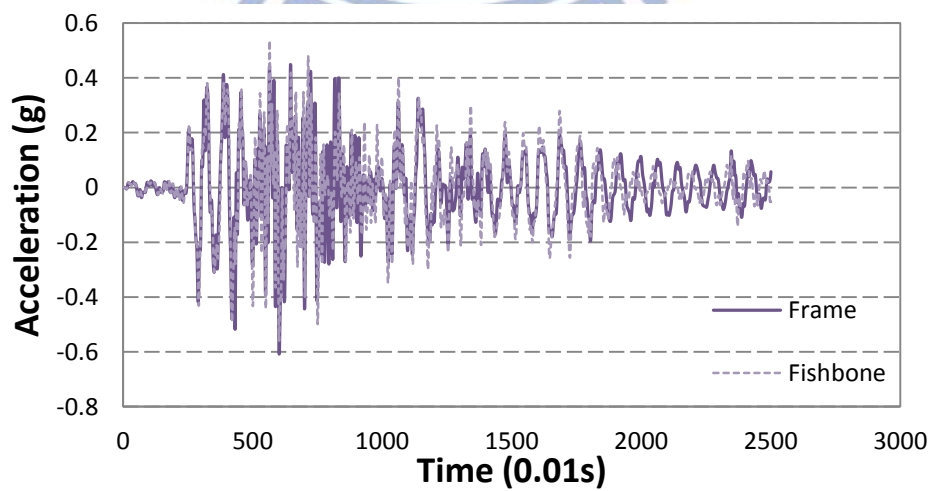
圖 5.54 La10 絕對加速度



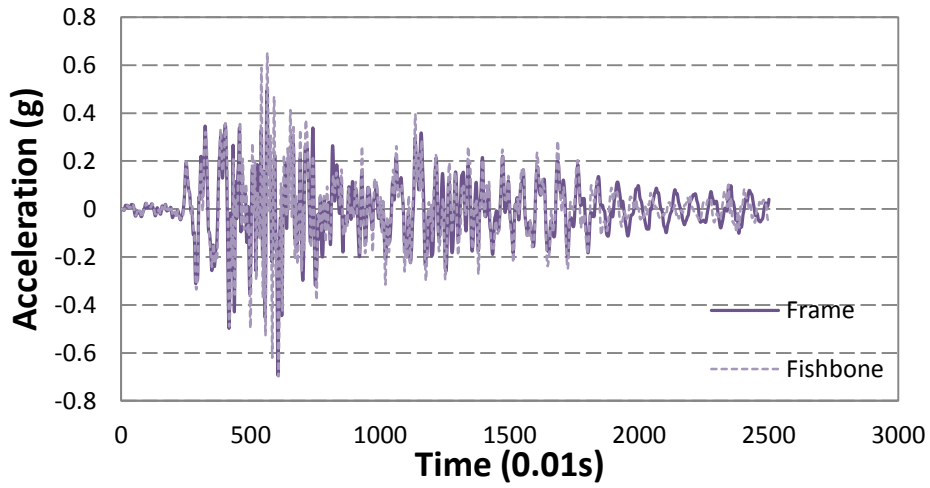
(a) 六樓加速度



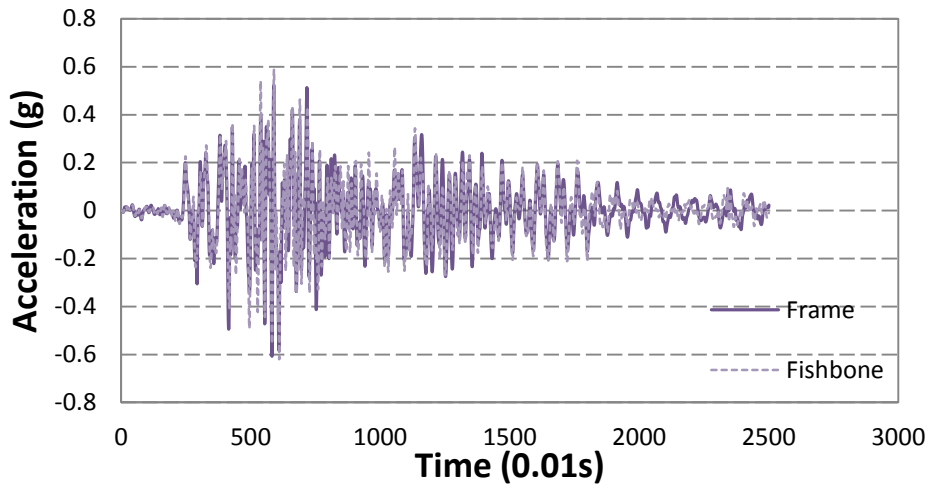
(b) 五樓加速度



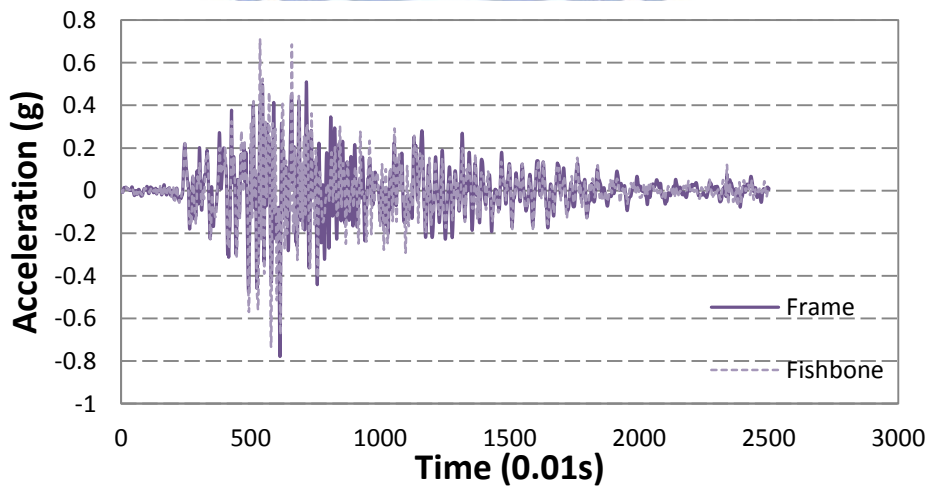
(c) 四樓加速度



(d) 三樓加速度

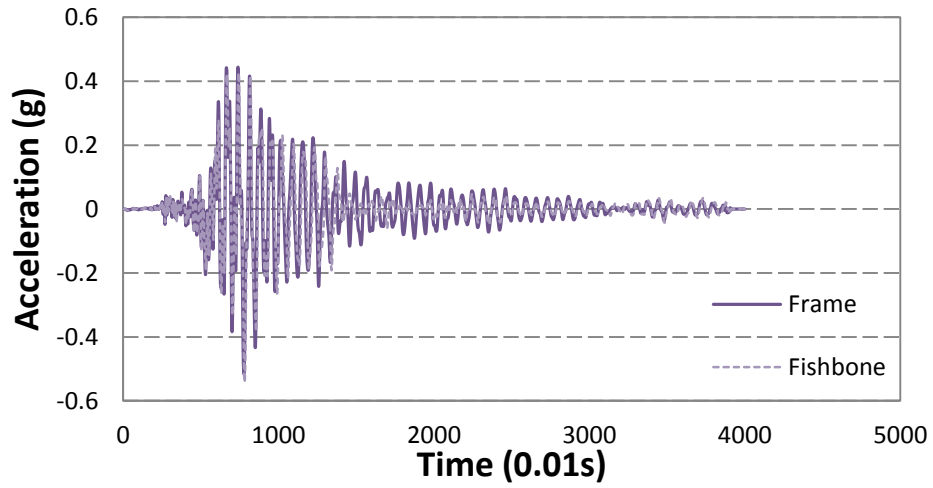


(e) 二樓加速度

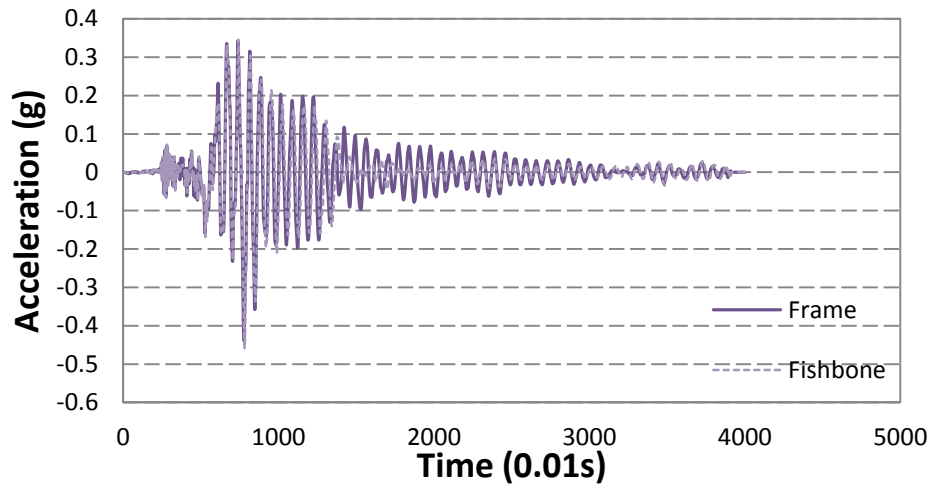


(f) 一樓加速度

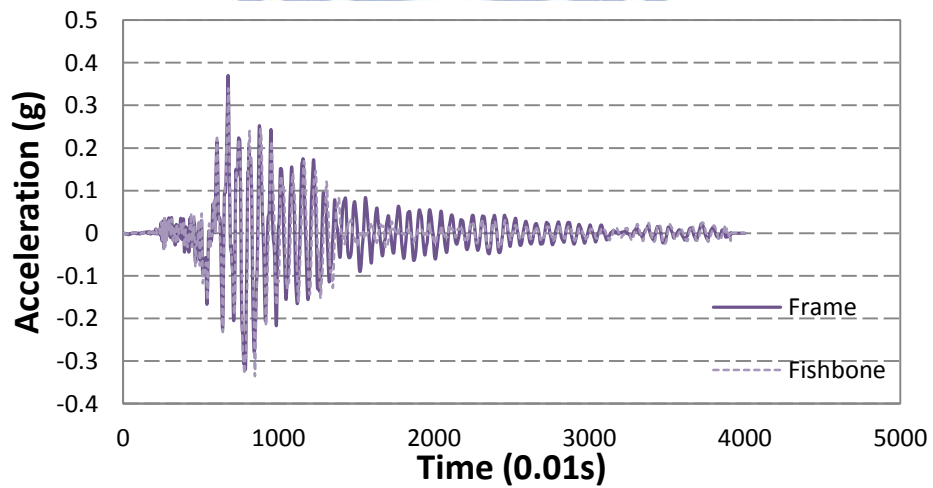
圖 5. 55 La29 絕對加速度



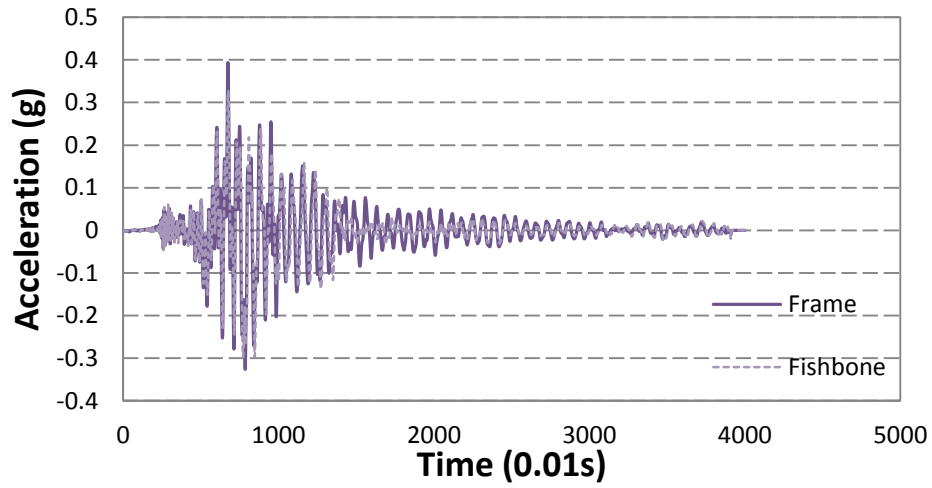
(a) 六樓加速度



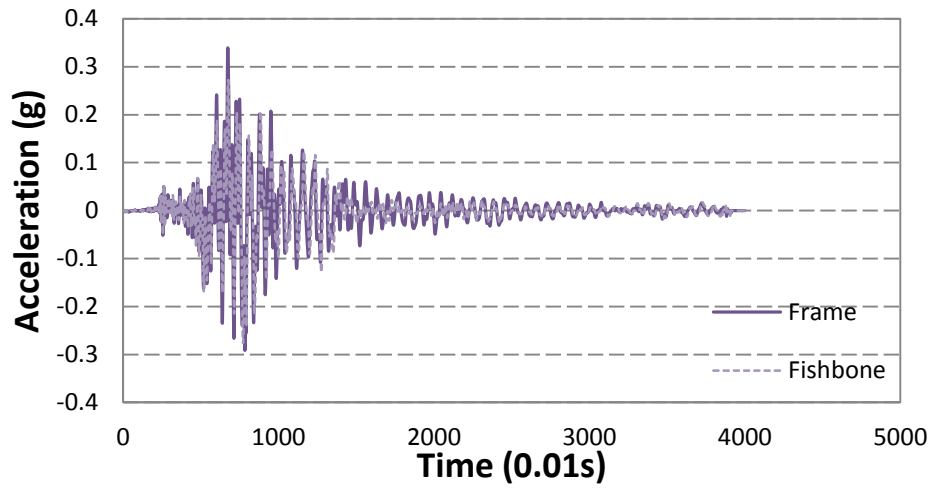
(b) 五樓加速度



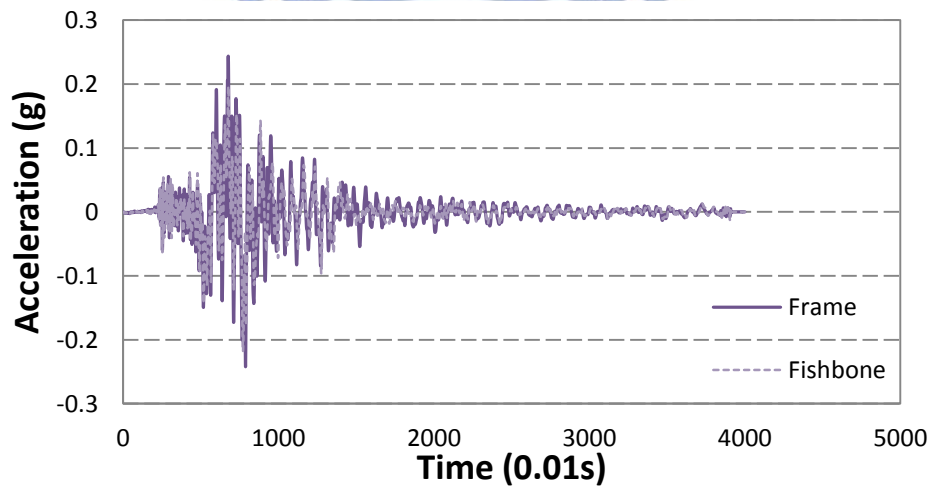
(c) 四樓加速度



(d) 三樓加速度



(e) 二樓加速度



(f) 一樓加速度

圖 5. 56 La43 絕對加速度

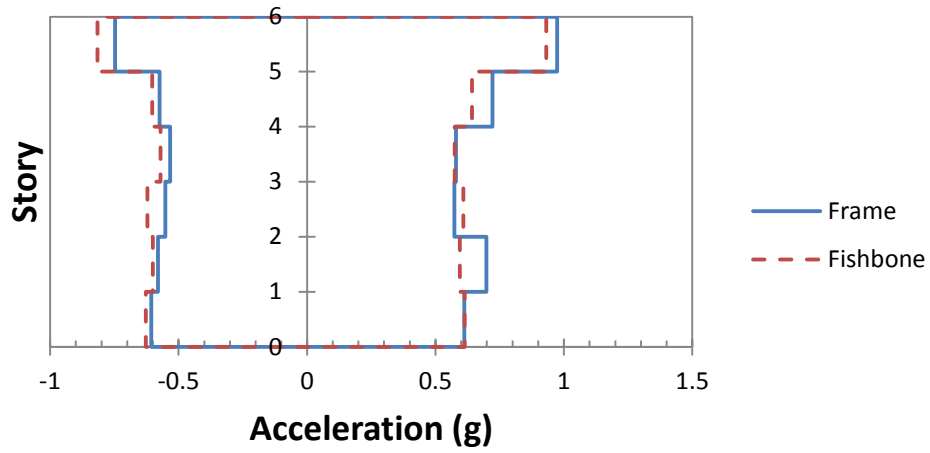


圖 5.57 La01-La20 最大加速度之中位數統計

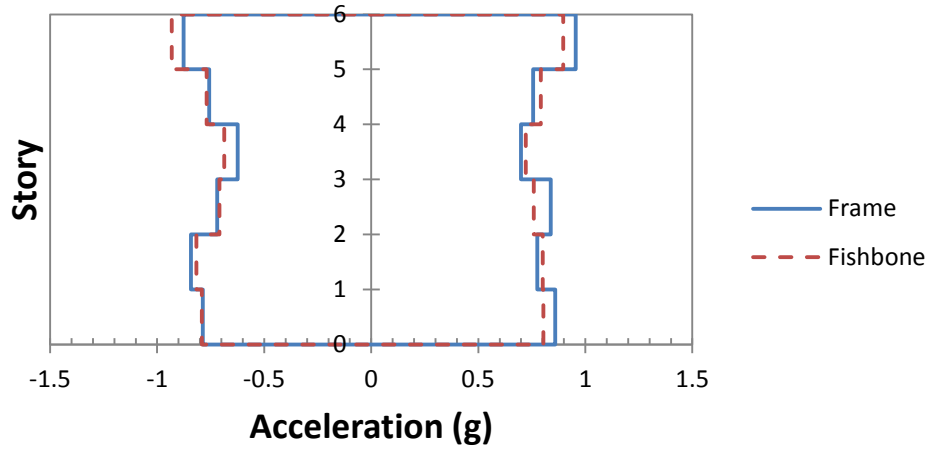


圖 5.58 La21-La40 最大加速度之中位數統計

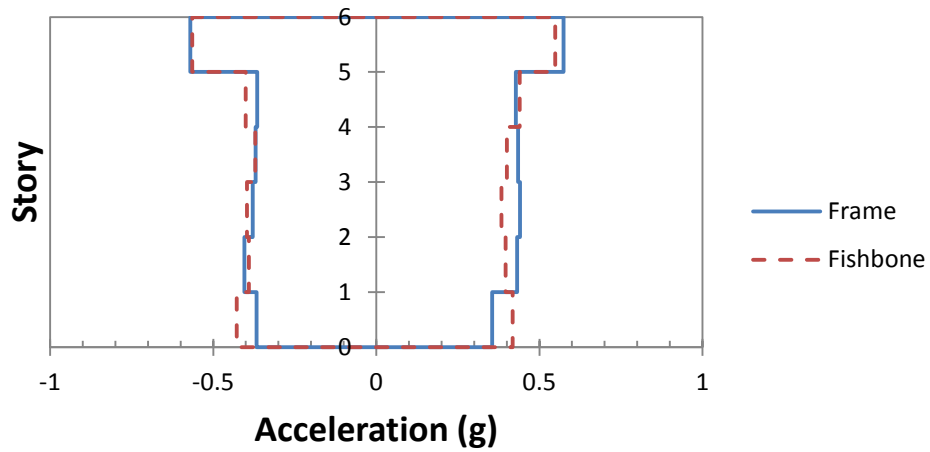


圖 5.59 La41-La60 最大加速度之中位數統計



表 5.16 最大加速度之中位數對照表

<b>Median Acceleration(g) of Different Models (La01 to La20)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	0.973	-0.747	0.931	-4.3	-0.816	9.2
5F	0.722	-0.574	0.643	-10.9	-0.603	5.1
4F	0.579	-0.533	0.575	-0.7	-0.571	7.1
3F	0.573	-0.551	0.608	6.1	-0.621	12.7
2F	0.699	-0.58	0.595	-14.9	-0.601	3.6
1F	0.612	-0.606	0.613	0.2	-0.628	3.6

<b>Median Acceleration(g) of Different Models (La21 to La40)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	0.955	-0.877	0.897	-6.1	-0.932	6.3
5F	0.756	-0.757	0.792	4.8	-0.769	1.6
4F	0.700	-0.624	0.723	3.3	-0.687	10.1
3F	0.838	-0.720	0.759	-9.4	-0.709	-1.5
2F	0.775	-0.842	0.801	3.4	-0.817	-3.0
1F	0.859	-0.788	0.804	-6.4	-0.792	0.5

<b>Median Acceleration(g) of Different Models (La41 to La60)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	0.574	-0.571	0.548	-4.5	-0.565	-1.1
5F	0.428	-0.366	0.439	2.6	-0.400	9.3
4F	0.435	-0.370	0.400	-8.0	-0.371	0.3
3F	0.441	-0.379	0.383	-13.2	-0.397	4.7
2F	0.431	-0.405	0.397	-7.9	-0.391	-3.5
1F	0.355	-0.367	0.418	17.7	-0.428	16.6

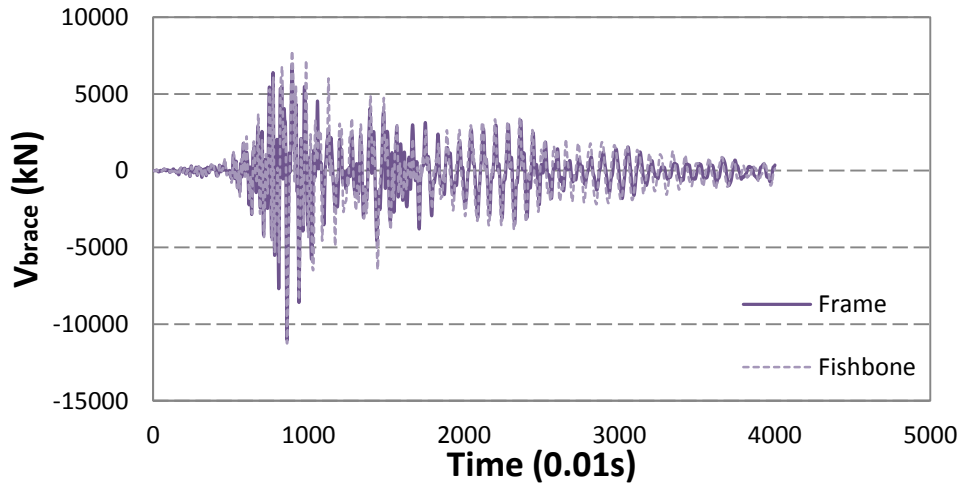
### 5.3.4 斜撐對側向力的貢獻

圖 5.60 的 La10 斜撐比較上，兩模型之斜撐在行為上很為接近，不過再一至六樓的力量分佈上，Frame 模型比較偏向於負方向；而 Fishbone 的力量分佈稍為集中在正方向，舉二樓為例，Frame 於正方向最大位移為 17860kN、負方向為 -19810kN；Fishbone 在正方向為 18860kN、負方向為 -19180kN，在正方向 Fishbone 斜撐力量大約 5.60%；負方向則是小了約 3.18%，且在進入塑性變形後的殘餘力(約 12s 後)，雖然最後強度趨近於原點，不過在兩模型從第 12s 到 40s 間的歷時行為比較上，可很明顯地看出 Frame 力量偏向負方向、Fishbone 比較偏正方向。

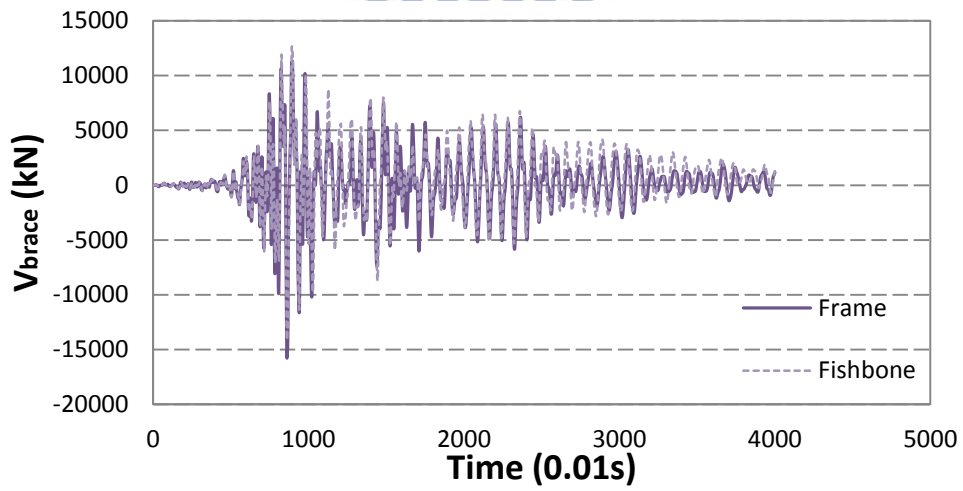
圖 5.61 的 La29 斜撐比較中，最大斜撐正方向也是 Frame 力量較小，不過在負方向的力量，Frame 就比較沒有明顯比 Fishbone 大的情形產生，而圖 5.62 的 La43 可能因為力量大部分並未達到降伏強度的關係，所以兩種模型在圖形上的行為表現較無太大的相異之處。

圖 5.63 到 5.65 與表 5.17 為最大斜撐側向力中位數比較，由圖 5.63 和圖 5.64 的側向力中位數統計可與上述情形相呼應，在正方向的平均受力皆由 Fishbone 略大些，與 Frame 的差異約從 6.95% 到 25.97% 不等，頂層之差異比起其他樓層要大些，如表 5.17 所示，除了 La41-60 的中位數統計表以外，Frame 在正方向的最大側力上，一至六樓平均要比負方向的側力差大約 2000kN 左右；Fishbone 兩側受力大小反而比較接近。

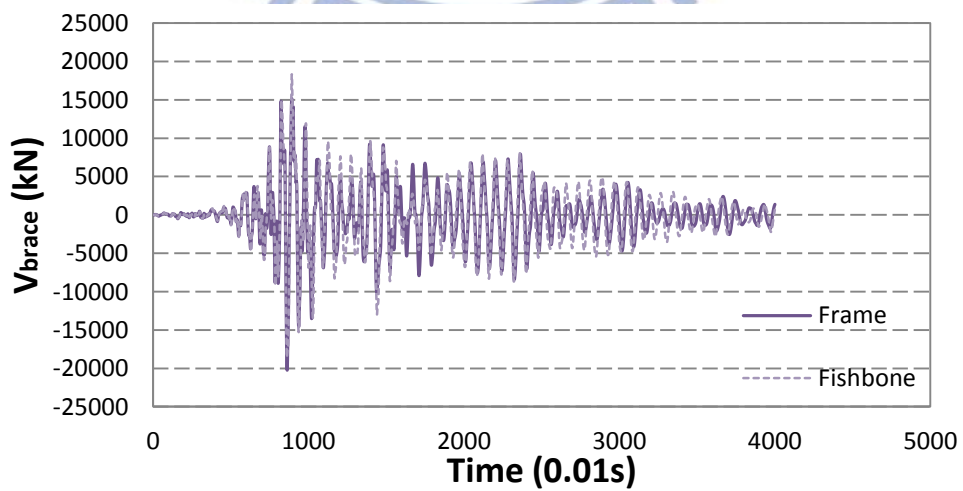
在中位數比較圖形上，三組地震歷時的分析反應中，比起三層樓 Fishbone 部分與 Frame 有些許的差異存在，Fishbone 的模擬分析已經非常接近 Frame 模型的行為。



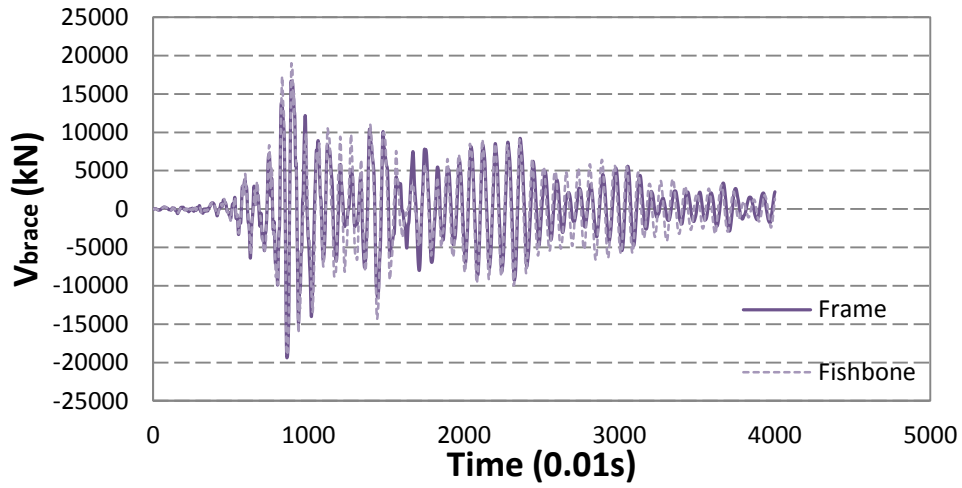
(a) 六樓斜撐



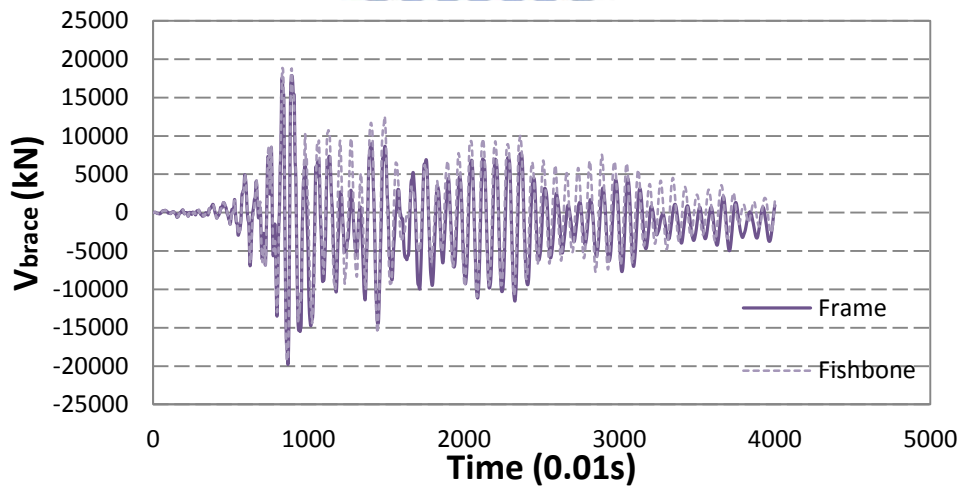
(b) 五樓斜撐



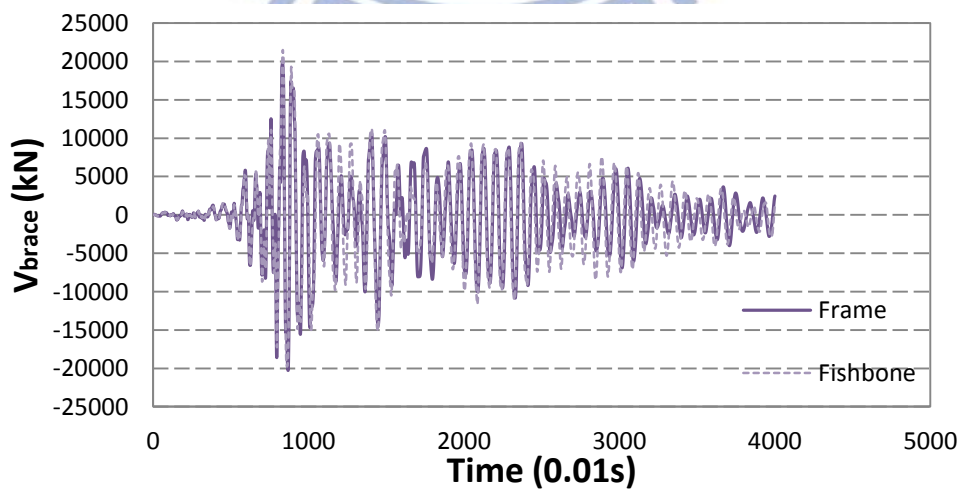
(c) 四樓斜撐



(d) 三樓斜撐

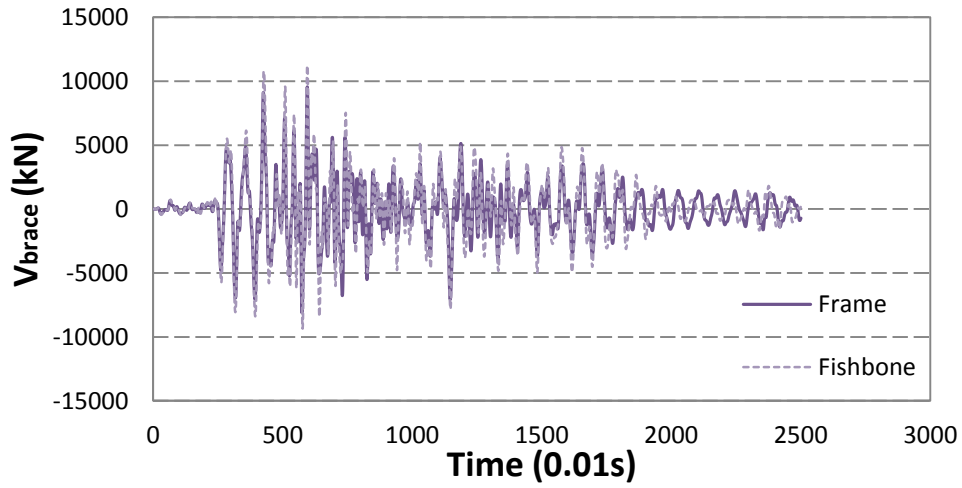


(e) 二樓斜撐

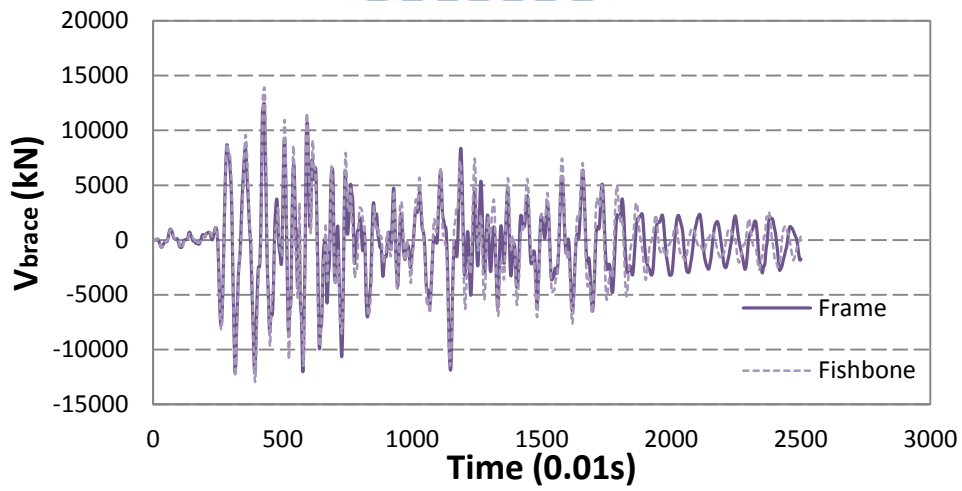


(f) 一樓斜撐

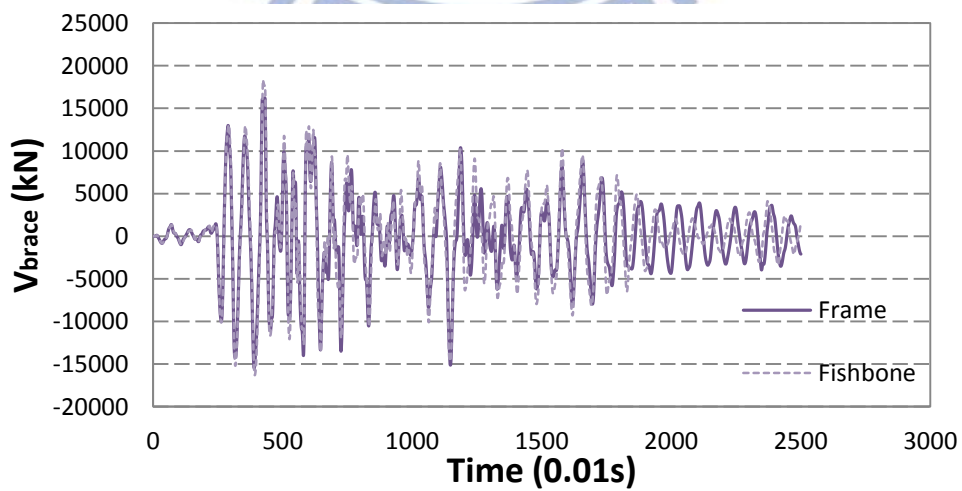
圖 5. 60 La10 斜撐側向力



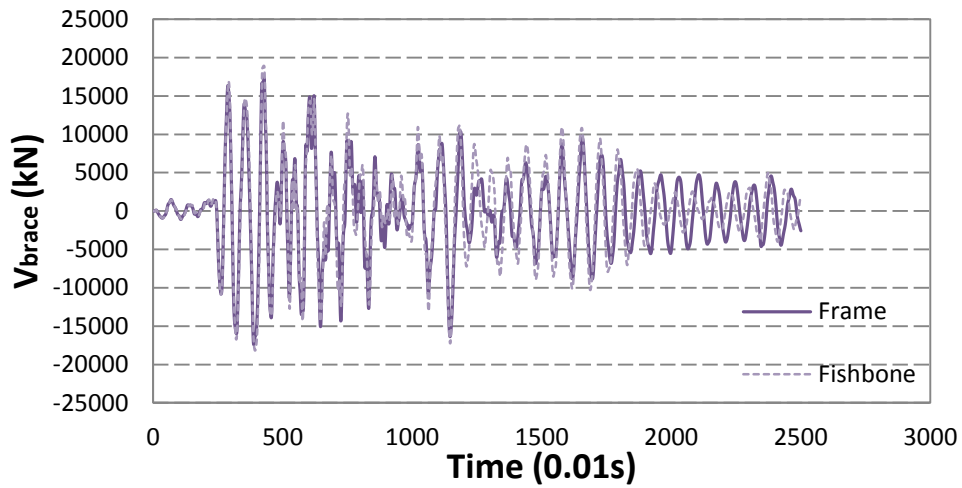
(a) 六樓斜撐



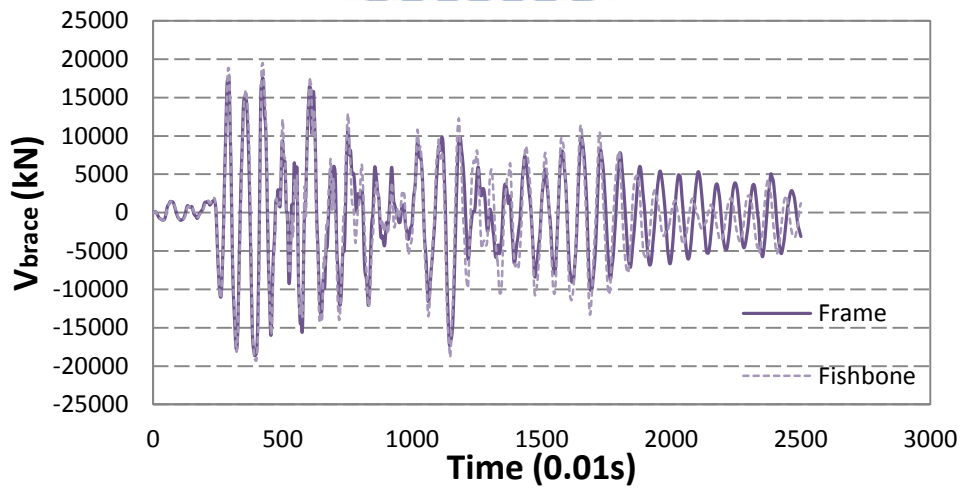
(b) 五樓斜撐



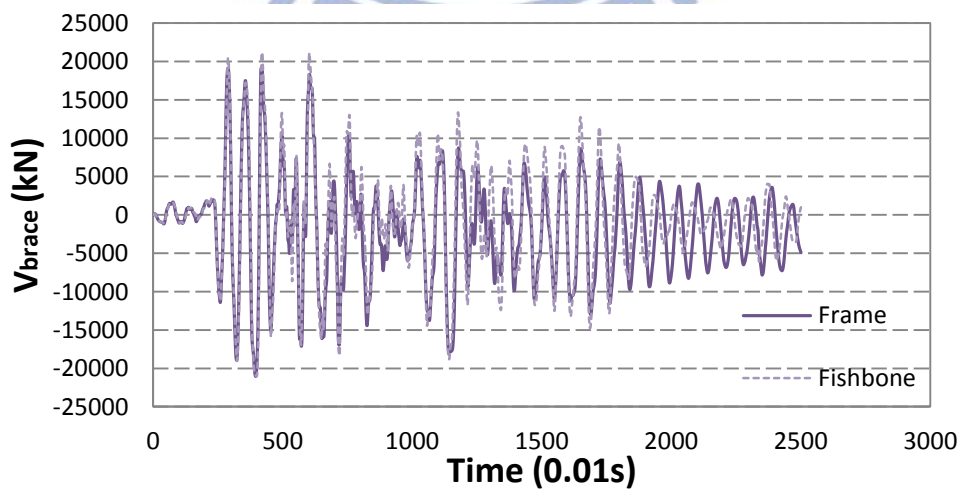
(c) 四樓斜撐



(d) 三樓斜撐

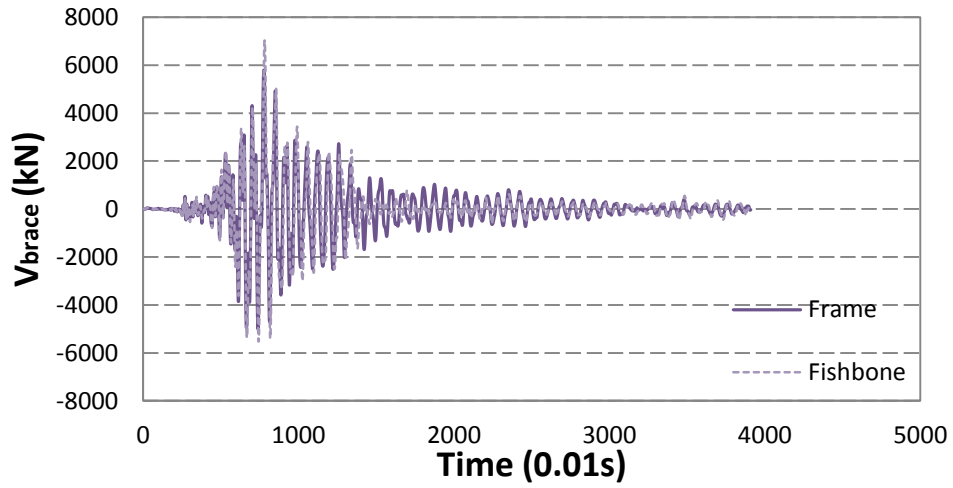


(e) 二樓斜撐

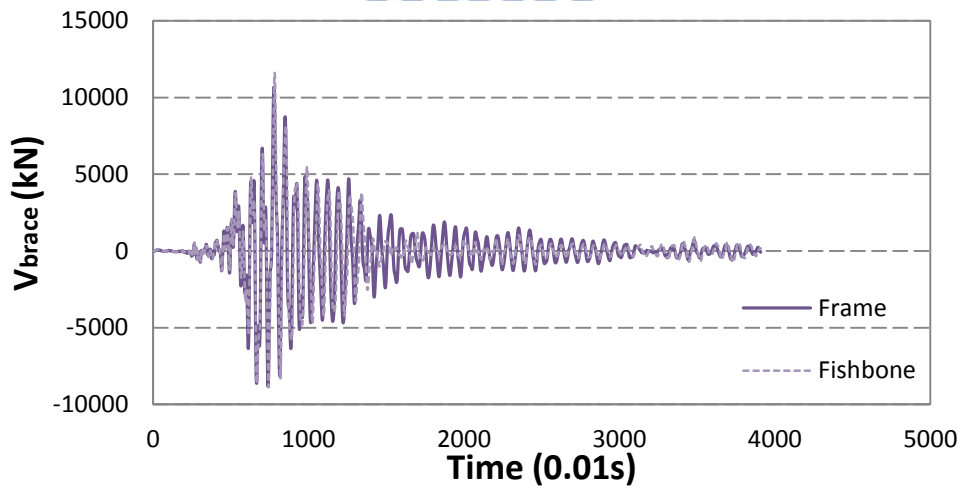


(f) 一樓斜撐

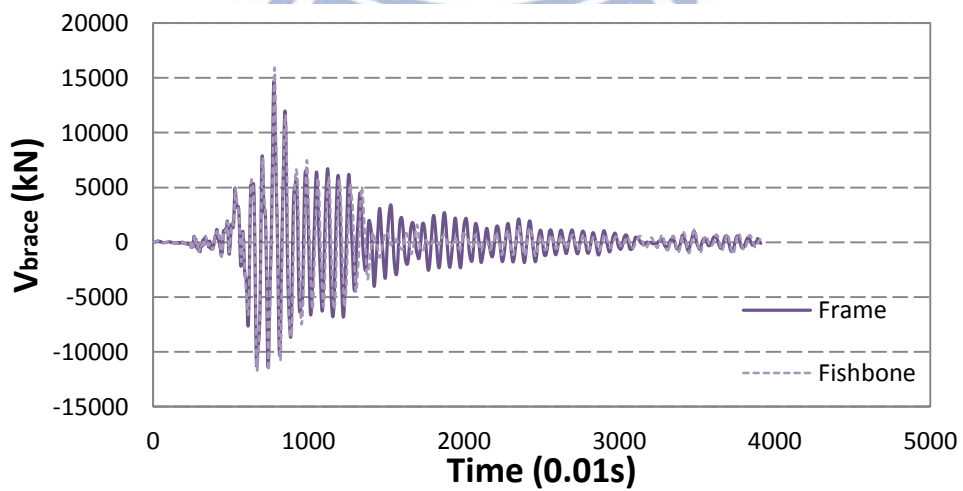
圖 5. 61 La29 斜撐側向力



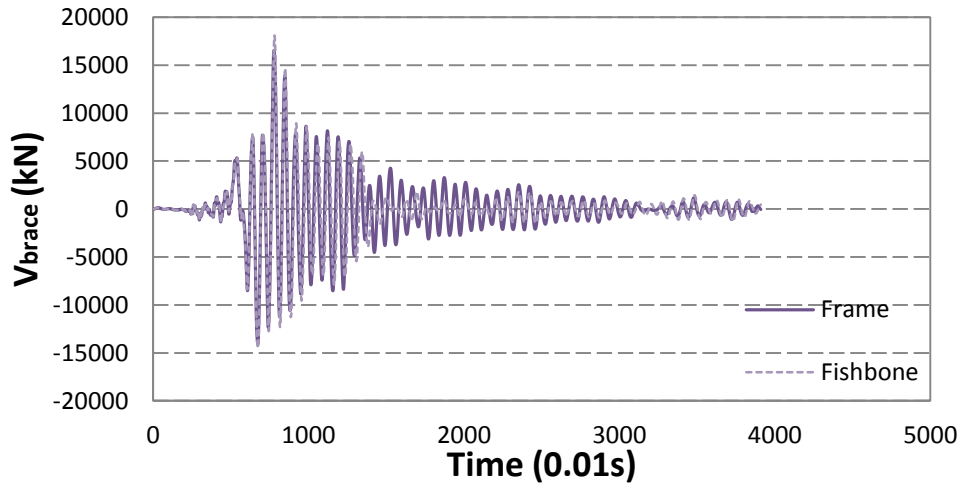
(a) 六樓斜撐



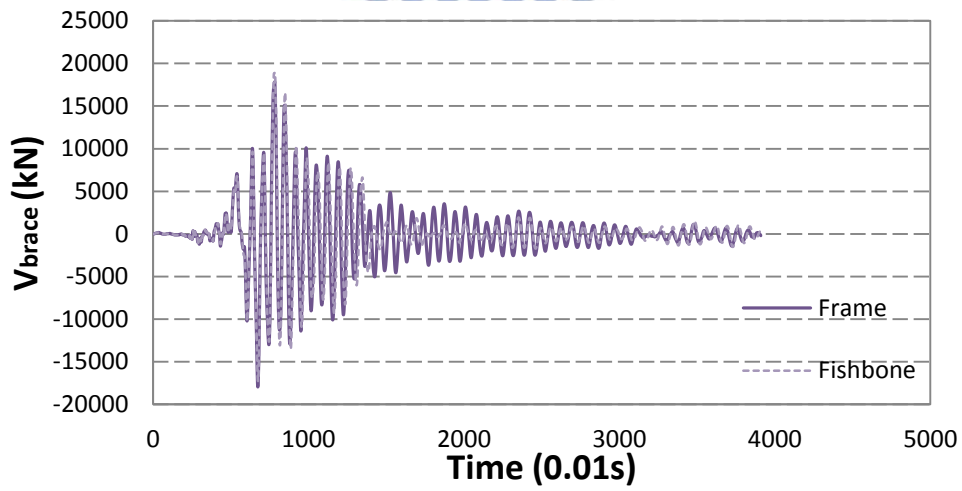
(b) 五樓斜撐



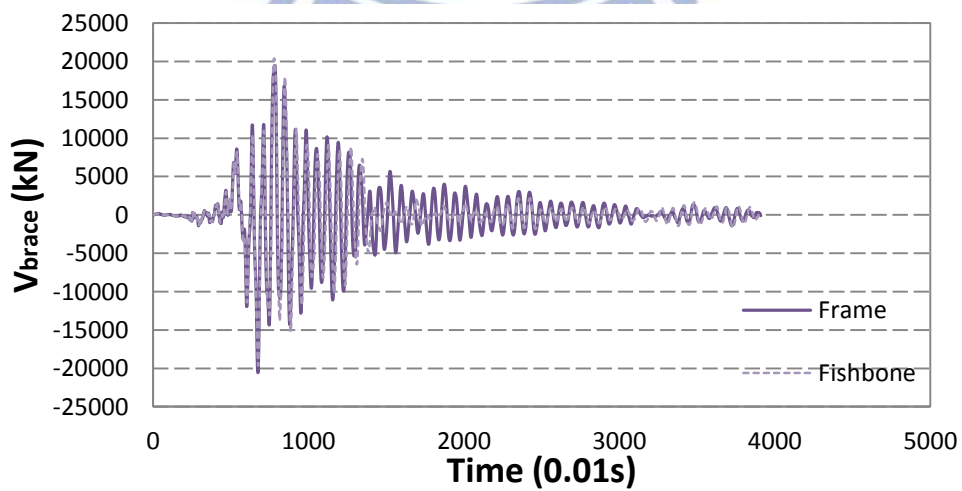
(c) 四樓斜撐



(d) 三樓斜撐



(e) 二樓斜撐



(f) 一樓斜撐

圖 5. 62 La43 斜撐側向力



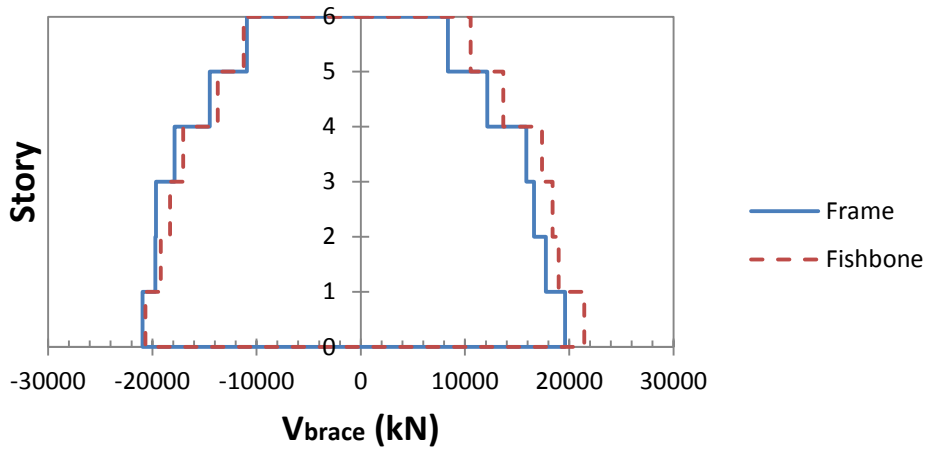


圖 5. 63 La01-La20 斜撐最大側向力中位數統計

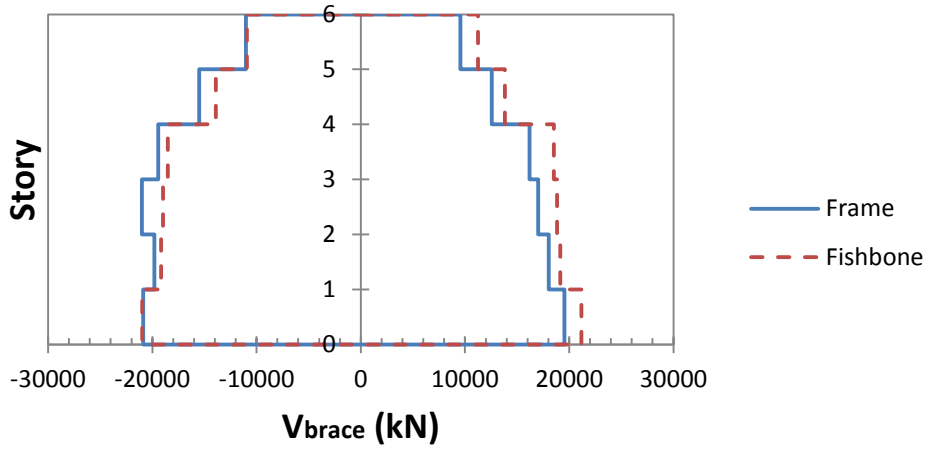


圖 5. 64 La21-La40 斜撐最大側向力中位數統計

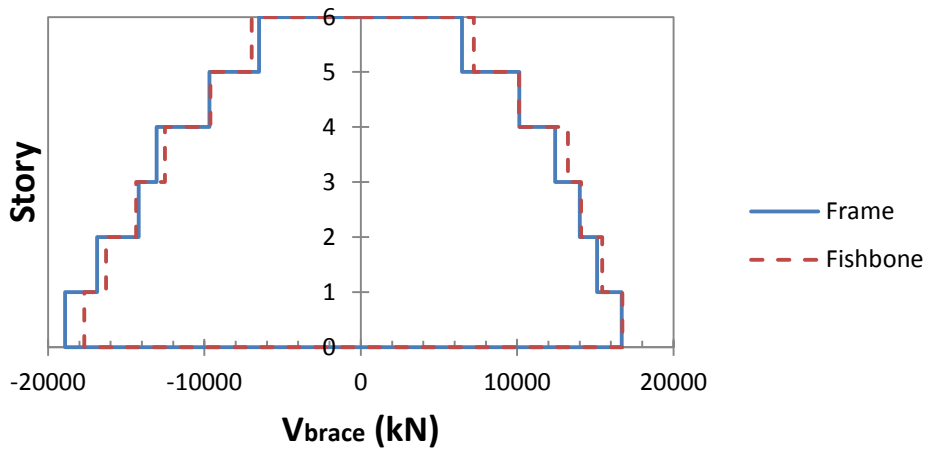


圖 5. 65 La41-La60 斜撐最大側向力中位數統計

表 5.17 斜撐最大側向力中位數對照表

<b>Median Shear<sub>brace</sub> (kN) of Different Models (La01 to La20)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	8359	-10915	10530	26.0	-11240	3.0
5F	12135	-14480	13685	12.8	-13710	-5.3
4F	15895	-17860	17380	9.3	-17040	-4.6
3F	16610	-19640	18395	10.7	-18310	-6.8
2F	17765	-19725	19000	7.0	-19205	-2.6
1F	19605	-20935	21430	9.3	-20660	-1.3

<b>Median Shear<sub>brace</sub> (kN) of Different Models (La21 to La40)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	9569	-11010	11245	17.5	-10925	-0.8
5F	12575	-15495	13815	9.9	-13905	-10.3
4F	16195	-19450	18525	14.4	-18525	-4.8
3F	17020	-21005	18840	10.7	-18985	-9.6
2F	18025	-19795	19130	6.1	-19175	-3.1
1F	19545	-20895	21170	8.3	-20985	0.4

<b>Median Shear<sub>brace</sub> (kN) of Different Models (La41 to La60)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	6477	-6499	7240	11.8	-6989	7.5
5F	10144	-9680	10125	-0.2	-9612	-0.7
4F	12430	-13065	13250	6.6	-12535	-4.1
3F	14000	-14210	14095	0.7	-14365	1.1
2F	15115	-16875	15450	2.2	-16295	-3.4
1F	16700	-18910	16730	0.2	-17680	-6.5

### 5.3.5 梁柱構件對側向力貢獻

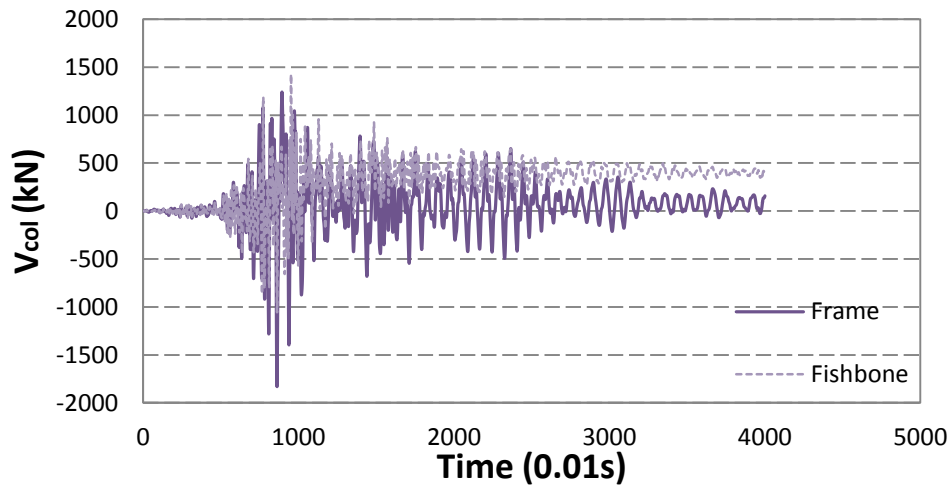
對於三層模型梁柱構件受力行爲可能因斜撐在設計上之一、二樓層斷面材料性質相同，三樓斜撐強度較小，以及斜撐與梁柱相交處不同的關係，導致二樓梁柱構件所承受的側向力與層間位移小於其他樓層的分析結果，六層樓構件同樣也有中間樓層的側向力與層間位移小於頂層與底層的分析結果。

如圖 5.66 所示一樓 Frame 柱最大力量達到 6798kN、Fishbone 為 5479kN，都大於柱的降伏強度 4375.9kN，而二至六樓柱力量反應都未達  $P_y$ (6059.2kN)，但因同樓層斜撐或層間位移影響，Frame 模型二樓的殘餘力量在 1748kN、Fishbone 在五樓殘餘力量約為-695.1kN、六樓殘餘力量約為 401.7kN。

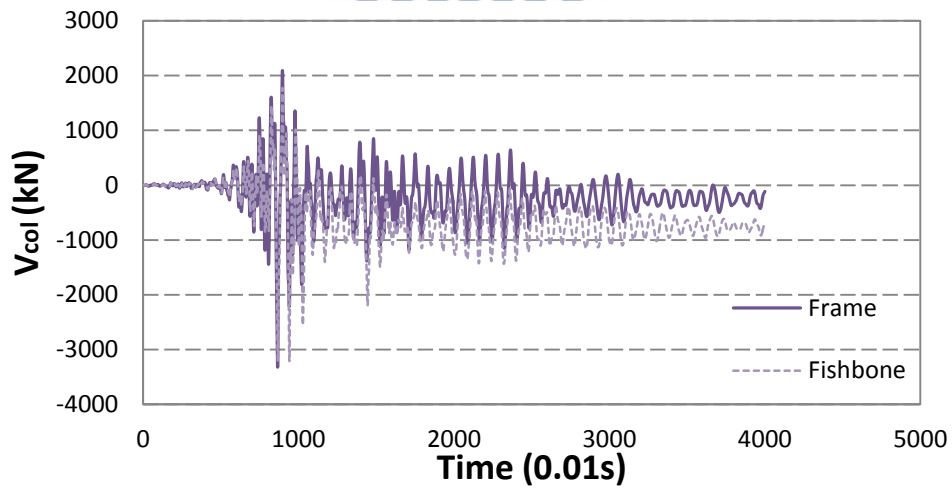
圖 5.67 的 La29 一樓柱最大側力，Frame 力量達到 5249kN 大於  $P_y$ ，殘餘力量為 1968kN，但 Fishbone 最大力量只到 4174kN 未達 4375.9kN，殘餘力量為 1323kN，二到六樓也都未達降伏強度，其殘餘力量比較中，Fishbone 之二樓為 1048kN，其他未提及之樓層殘餘力量皆低於正負 400kN。圖 5.68 之所有樓層都未達到  $P_y$ ，模型中最大力量屬六樓最小，其次為四樓。

圖 5.69 到 5.71 以及表 5.18 為最大梁柱構件側向力的中位數比較，在圖 5.69 可看出擁有相同斜撐斷面的二、三、四樓中，柱受力比較集中於二樓，如同三層樓構架 Fishbone 在一、二樓有相同斜撐斷面，受力多集中於一樓有所雷同，圖 5.70 分析的結果統計上行爲最大差異在於三樓正方向，Fishbone 比 Frame 模型大了約 20.8%，圖 5.71 在三樓到六樓 Fishbone 都比 Frame 小了約 2-300kN。

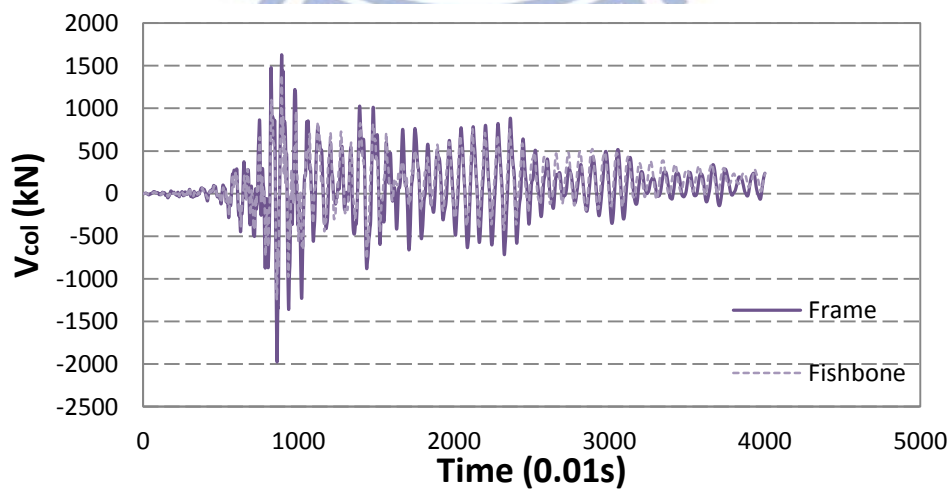
雖然圖 5.71 之 Fishbone 在使用等級地震所分析出的梁柱平均側向力比起 Frame 模型要低，不過在設計等級地震與最大考量地震下的行爲預測還是有一定的準確性。



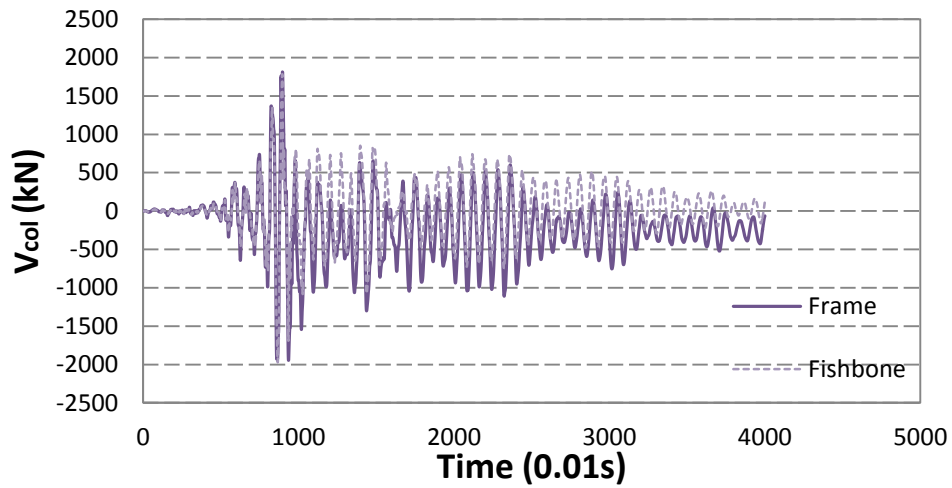
(a) 六樓梁柱構件側向力



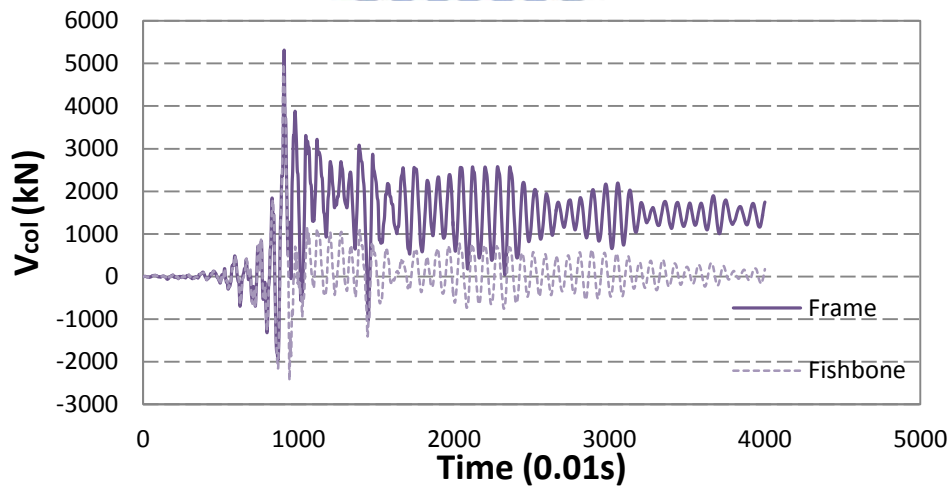
(b) 五樓梁柱構件側向力



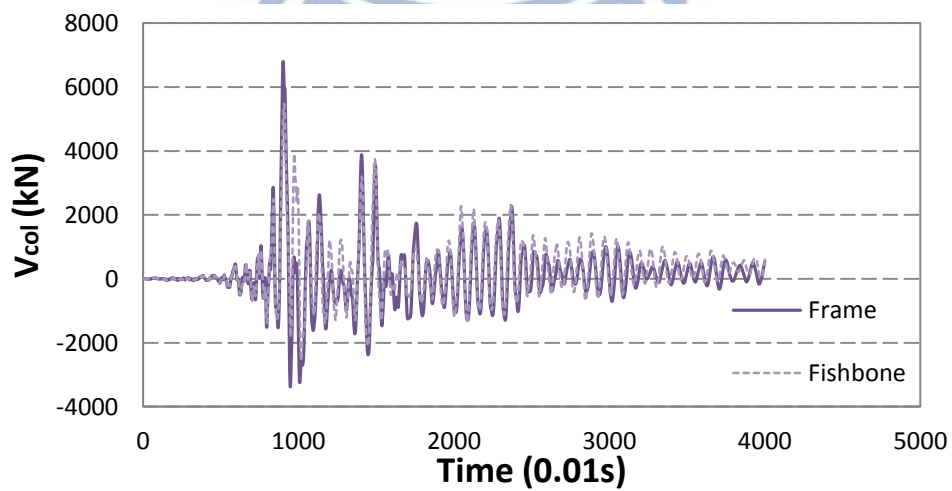
(c) 四樓梁柱構件側向力



(d) 三樓梁柱構件側向力

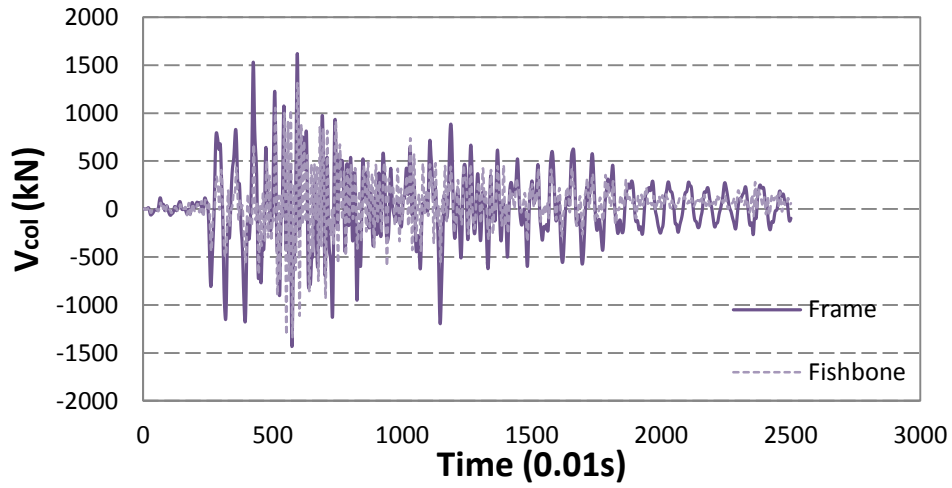


(e) 二樓梁柱構件側向力

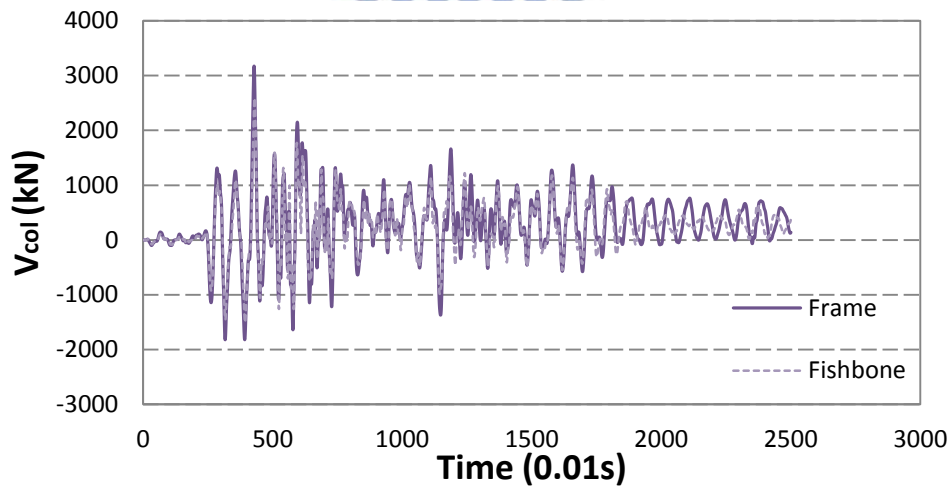


(f) 一樓梁柱構件側向力

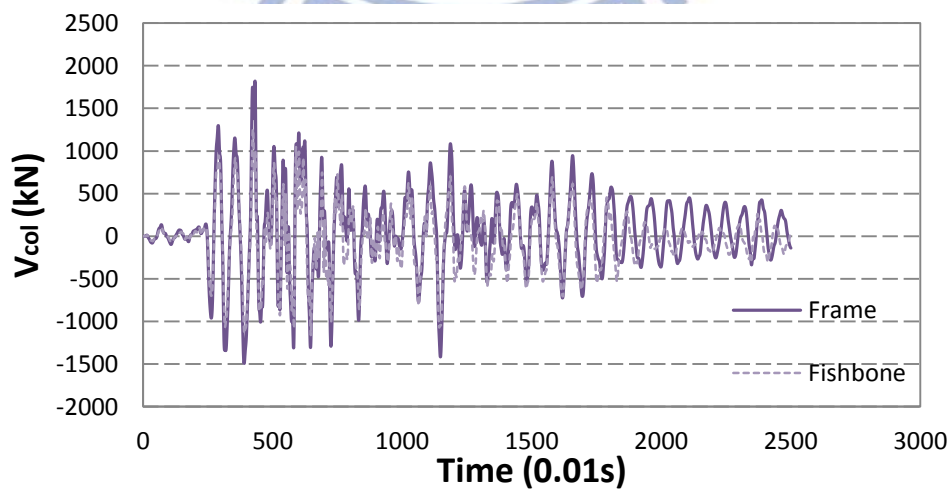
圖 5.66 La10 梁柱構件側向力



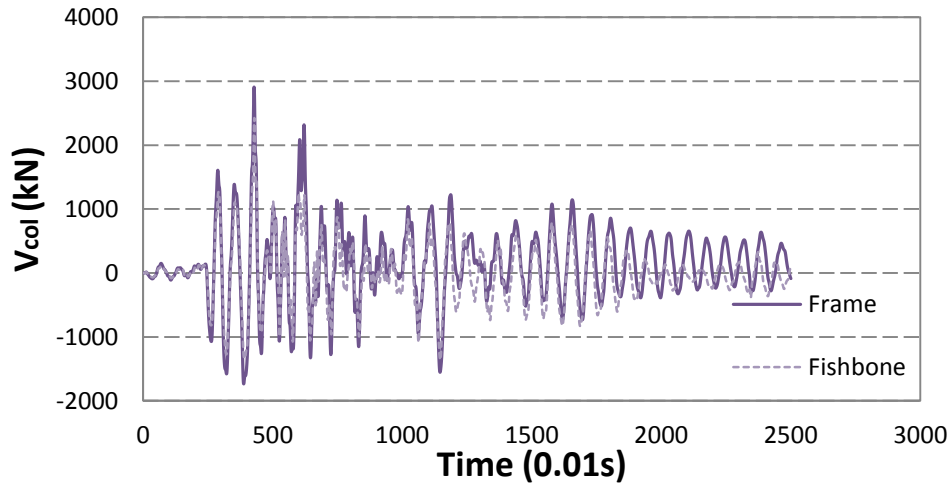
(a) 六樓梁柱構件側向力



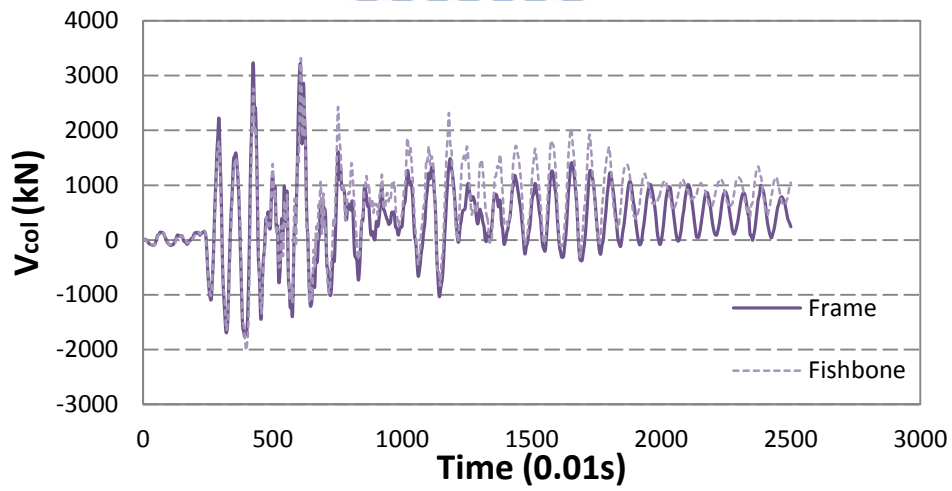
(b) 五樓梁柱構件側向力



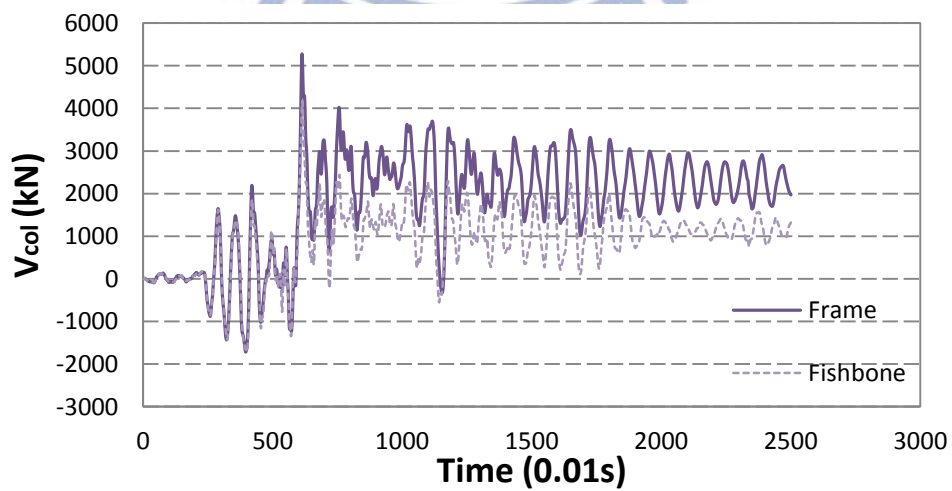
(c) 四樓梁柱構件側向力



(d) 三樓梁柱構件側向力

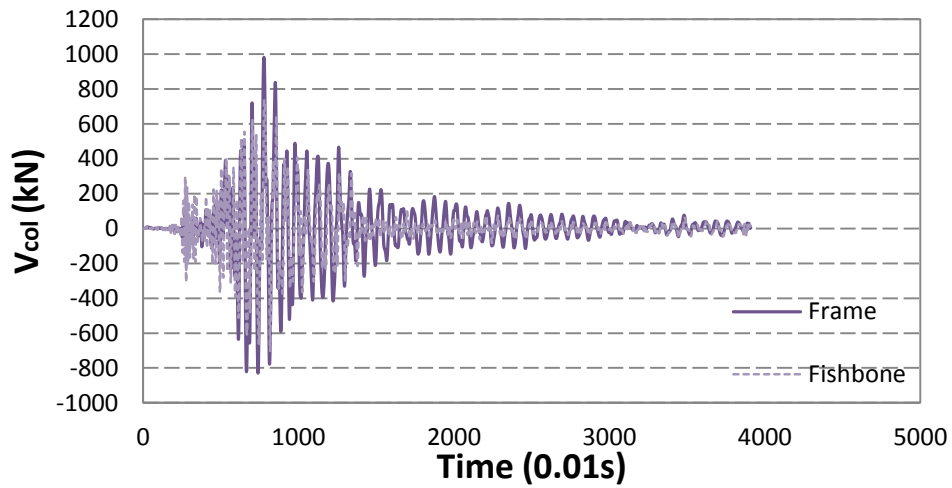


(e) 二樓梁柱構件側向力

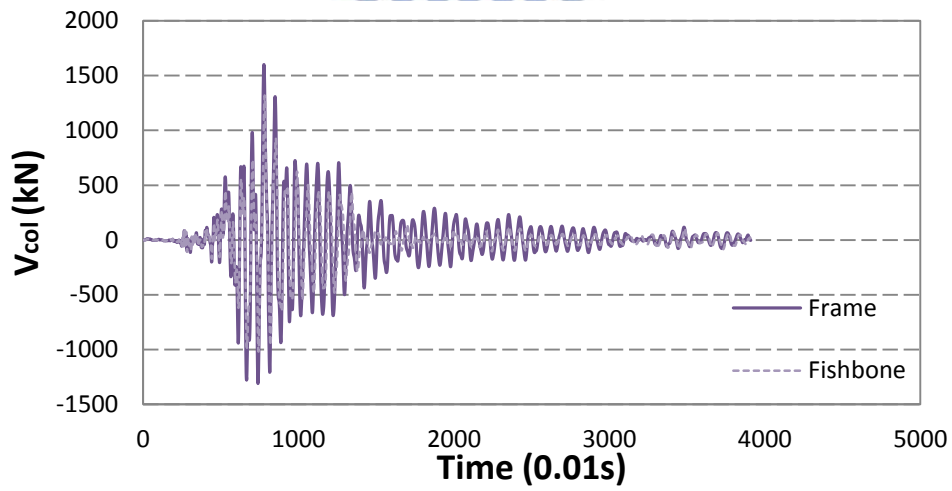


(f) 一樓梁柱構件側向力

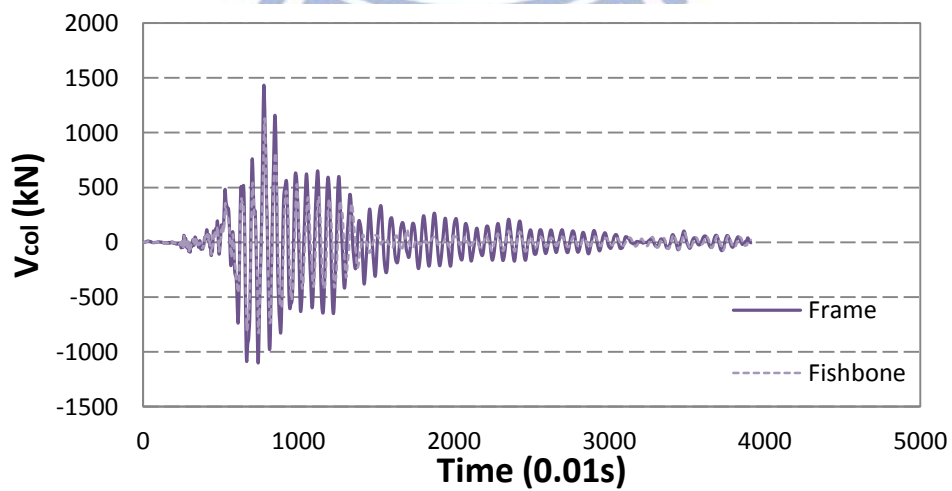
圖 5. 67 La29 梁柱構件側向力



(a) 六樓梁柱構件側向力

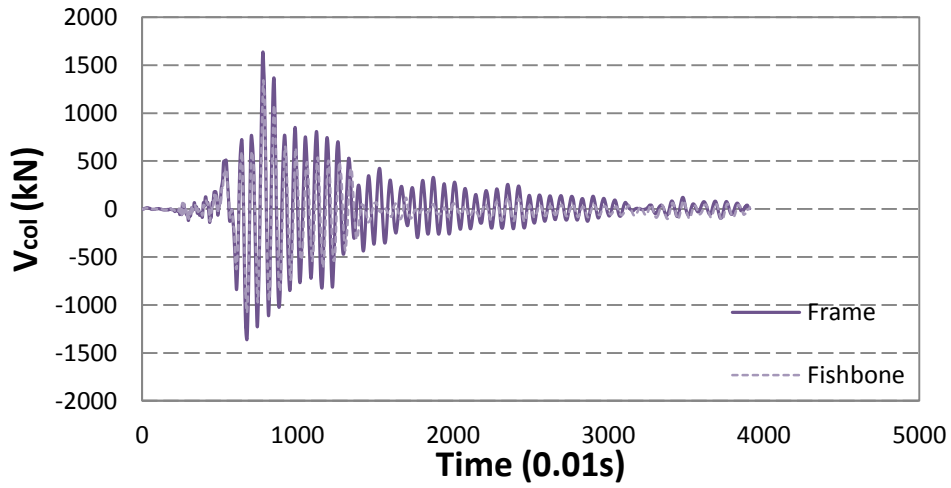


(b) 五樓梁柱構件側向力

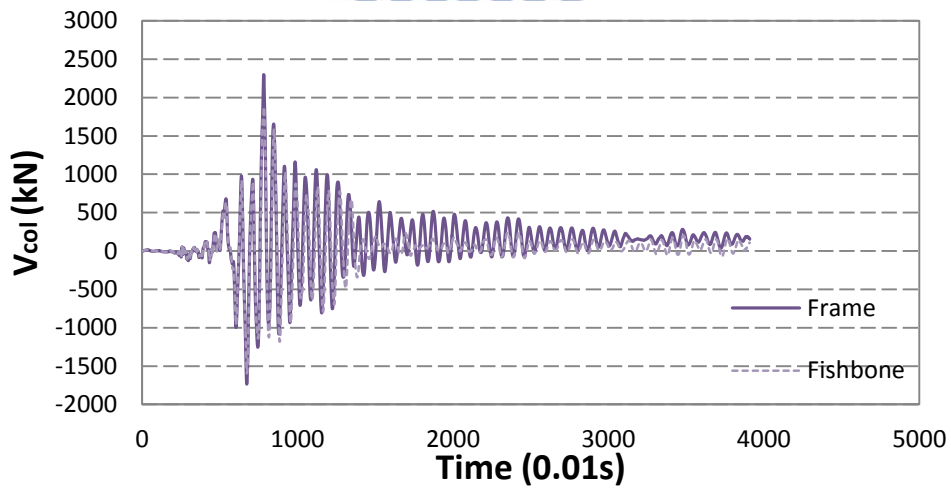


(c) 四樓梁柱構件側向力

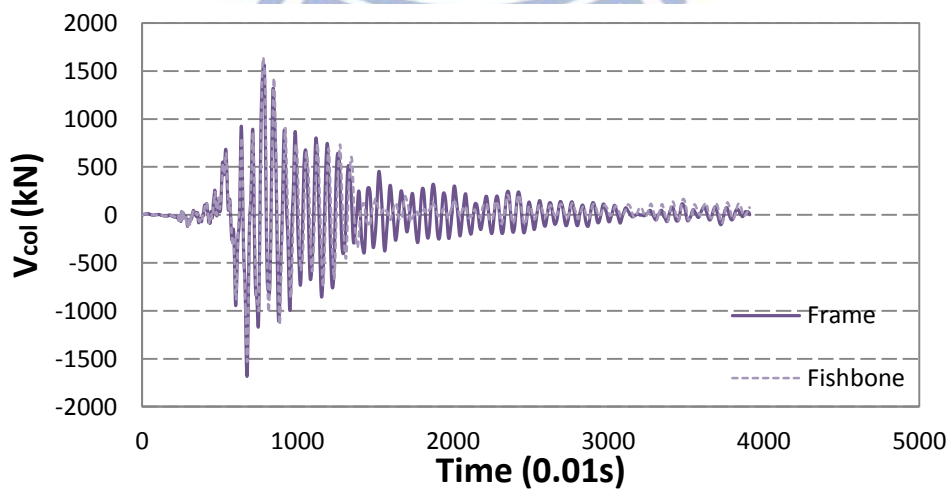




(d) 三樓梁柱構件側向力



(e) 二樓梁柱構件側向力



(f) 一樓梁柱構件側向力

圖 5. 68 La43 梁柱構件側向力

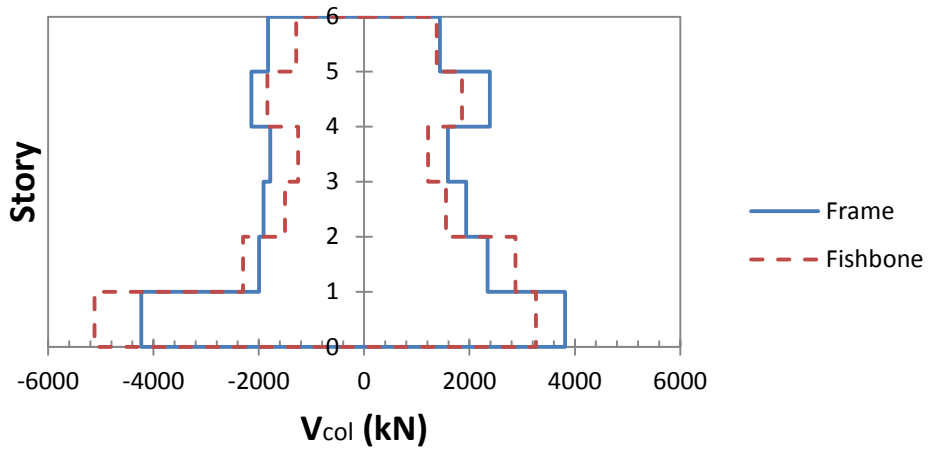


圖 5.69 La01-20 梁柱構件最大側向力中位數統計

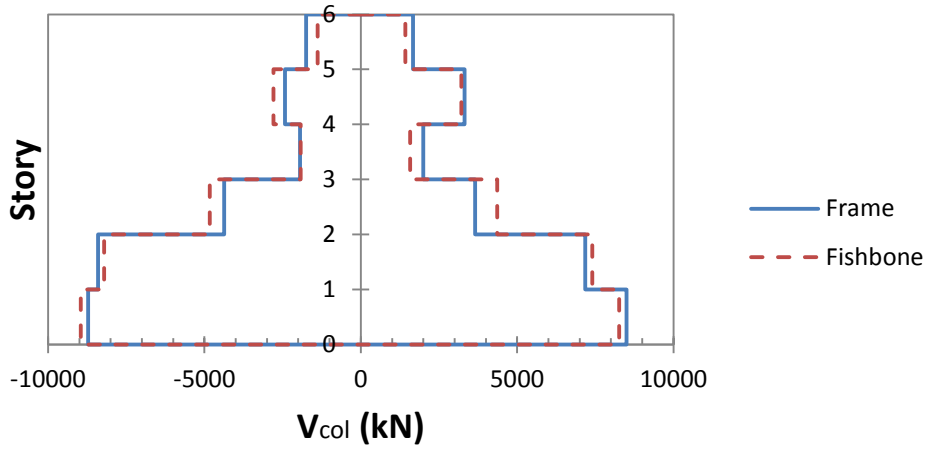


圖 5.70 La21-40 梁柱構件最大側向力中位數統計

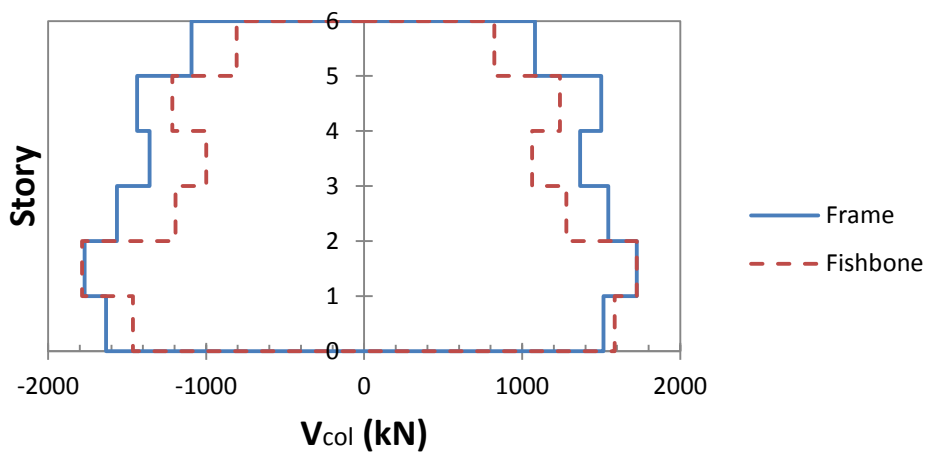


圖 5.71 La41-60 梁柱構件最大側向力中位數統計

表 5.18 梁柱構件最大側向力中位數比較表

<b>Median Shear<sub>col</sub> (kN) of Different Models (La01 to La20)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	1441	-1828	1375	-4.6	-1290	-29.4
5F	2383	-2142	1855	-22.2	-1837	-14.2
4F	1592	-1786	1216	-23.6	-1257	-29.6
3F	1938	-1908	1554	-19.8	-1504	-21.2
2F	2346	-1995	2870	22.3	-2299	15.2
1F	3813	-4234	3259	-14.5	-5121	20.9

<b>Median Shear<sub>col</sub> (kN) of Different Models (La21 to La40)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	1673	-1747	1420	-15.1	-1377	-21.2
5F	3322	-2424	3215	-3.2	-2791	15.1
4F	1994	-1944	1579	-20.8	-1919	-1.3
3F	3655	-4374	4363	19.4	-4828	10.4
2F	7176	-8401	7400	3.1	-8211	-2.3
1F	8502	-8721	8268	-2.8	-8955	2.7

<b>Median Shear<sub>col</sub> (kN) of Different Models (La41 to La60)</b>						
	Frame		Fishbone			
Story	Max	Min	Max	Diff.%	Min	Diff.%
6F	1080	-1094	824	-23.7	-807	-26.2
5F	1501	-1438	1239	-17.5	-1214	-15.6
4F	1367	-1358	1063	-22.2	-1000	-26.4
3F	1545	-1565	1280	-17.2	-1194	-23.7
2F	1725	-1770	1726	0.1	-1786	0.9
1F	1514	-1634	1585	4.7	-1463	-10.5

### 5.3.6 遲滯迴圈分析

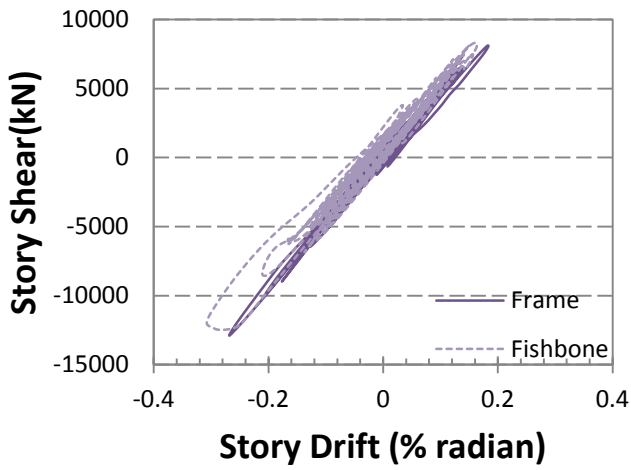
在三層樓的遲滯迴圈中，Brace-Column 因材料是使用 Bilinear Material，與原斜撐之 Buckle Material 不同的關係，在這一小節只對 Fishbone 簡化模型做討論，而上一章 5.2.5 節的迴圈圖中可以看得出 Fishbone 的變形多集中於一樓，且在三樓的位移量並不像 Frame 模型有較大的變位，也因此本節藉由不同樓層的模型來比較是否還會有此問題產生。

圖 5.72 到 5.74 中各樓層遲滯迴圈的行為，雖然除了一、二樓之外的樓層變形量普遍不大，但不難看出 Fishbone 在遲滯迴圈的圖形上比起三層樓架還要更接近 Frame 的行為。

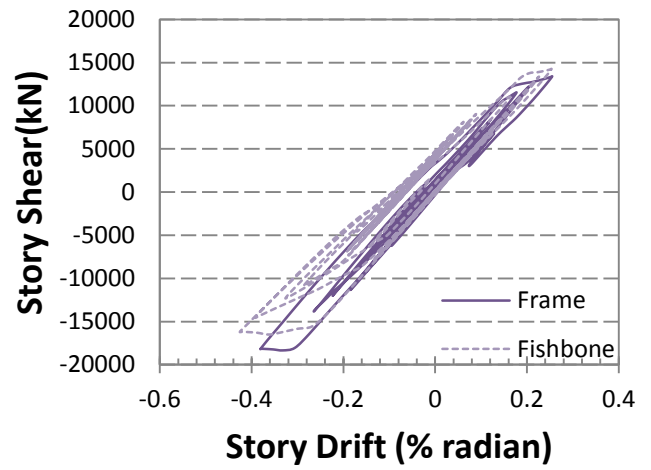
圖 5.72 的一樓 Frame 的殘餘變位在層間變位 0.113%、殘餘力量為 3006kN，Fishbone 殘餘變位在層間變位 0.078%、殘餘力量為 1907kN；二樓 Frame 的殘餘變位在層間變位 0.188%、殘餘力量為 2690kN，Fishbone 殘餘變位在層間變位 0.040%、殘餘力量為 1790kN，由層間位移較大的一、二樓層可得知 Fishbone 在 La10 的動態反應中，在進入塑性變形後的層間位移比較接近原點。

圖 5.73 的一樓 Frame 的殘餘變位為 0.254% radian、殘餘力量為 -2915kN，Fishbone 殘餘變位為 0.186% radian、殘餘力量為 2313kN。Frame 之最大位移達到 0.701% radian、Fishbone 的最大位移為 0.562% radian。

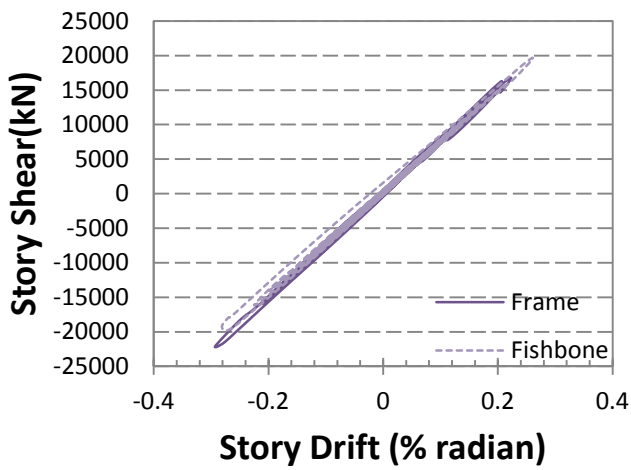
由此可發現 Fishbone 在一樓的殘餘力量與最大位移量都較 Frame 小一些。不過在整體行為的數值分析上依然可準確預測。



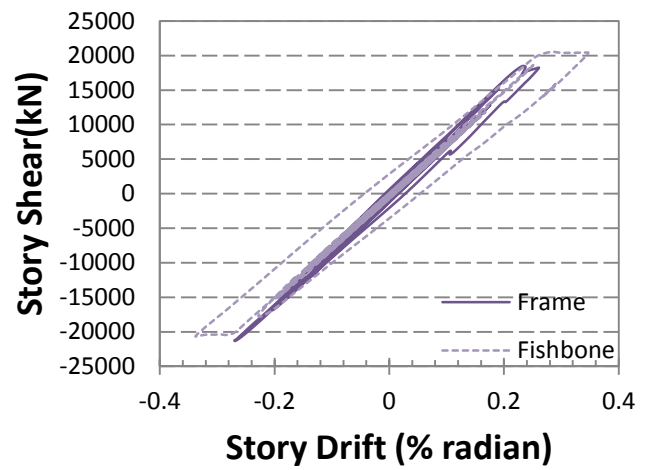
(a) 六樓



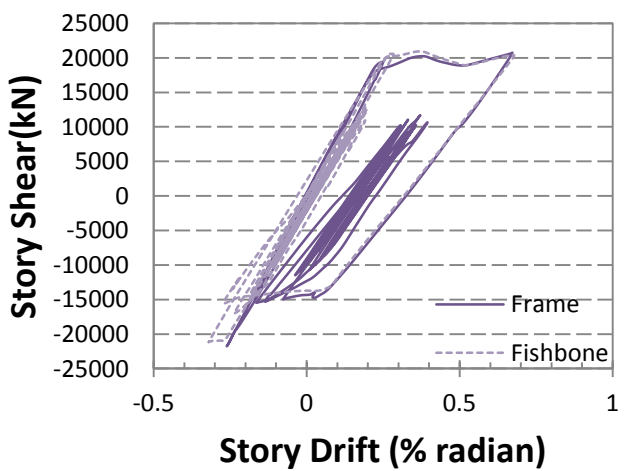
(b) 五樓



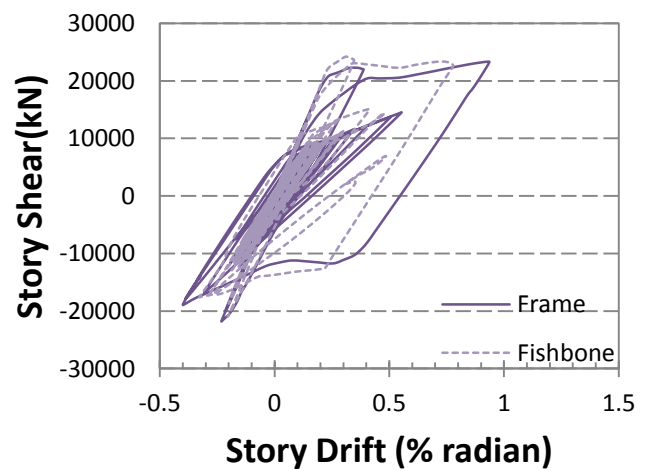
(c) 四樓



(d) 三樓

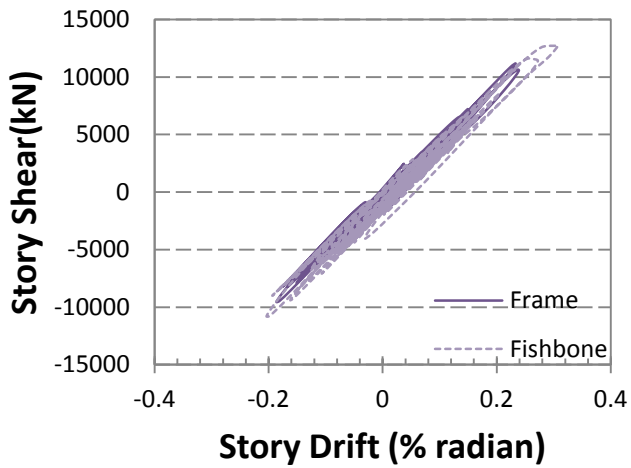


(e) 二樓

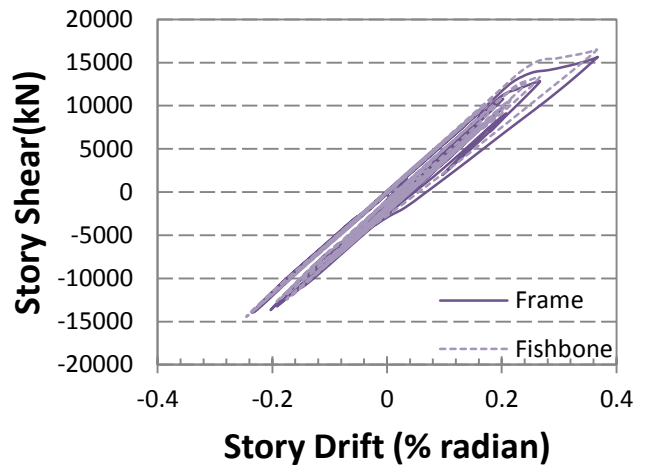


(f) 一樓

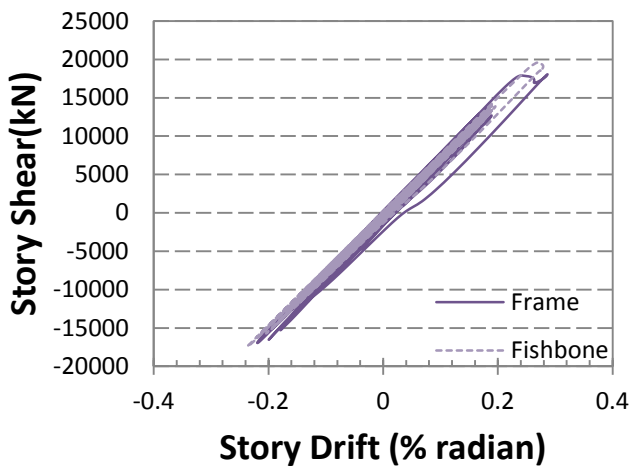
圖 5.72 La10 一到六樓遲滯迴圈



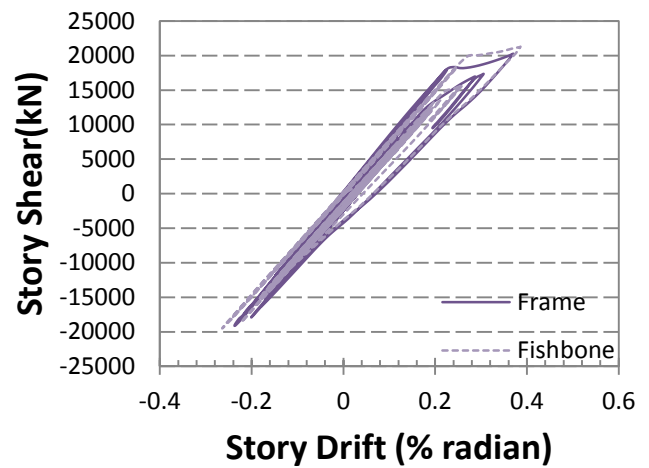
(a) 六樓



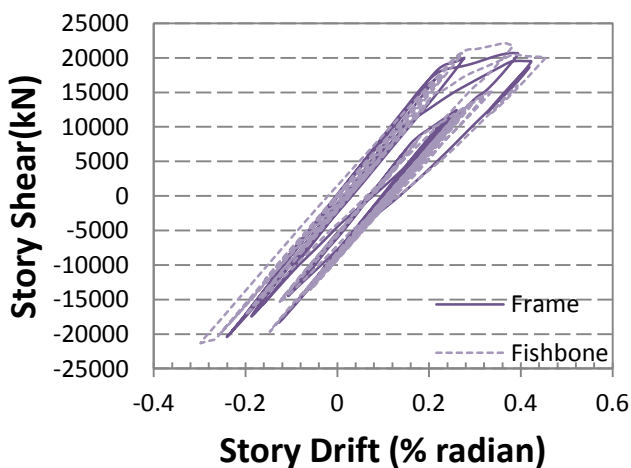
(b) 五樓



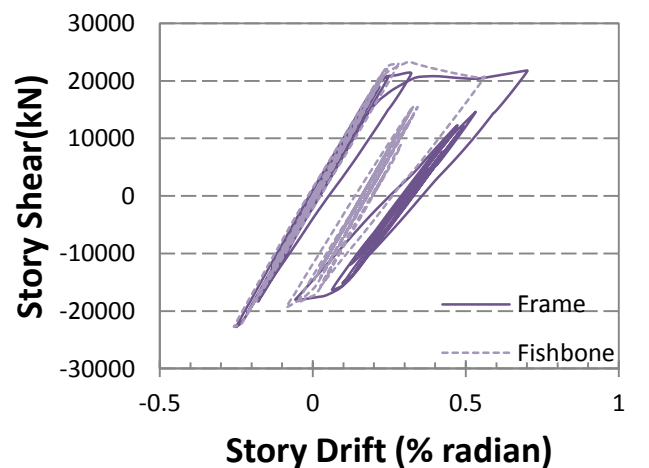
(c) 四樓



(d) 三樓

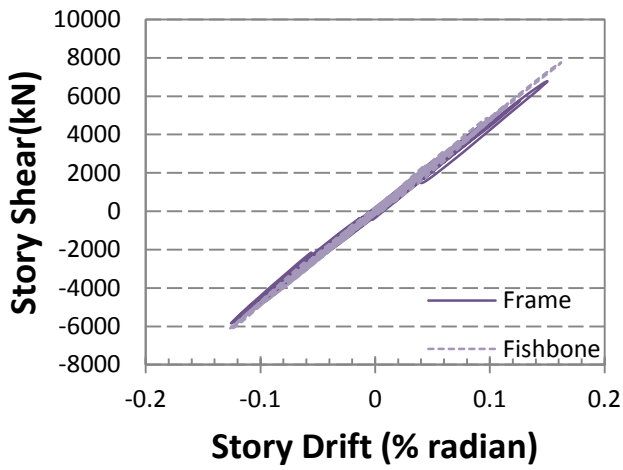


(e) 二樓

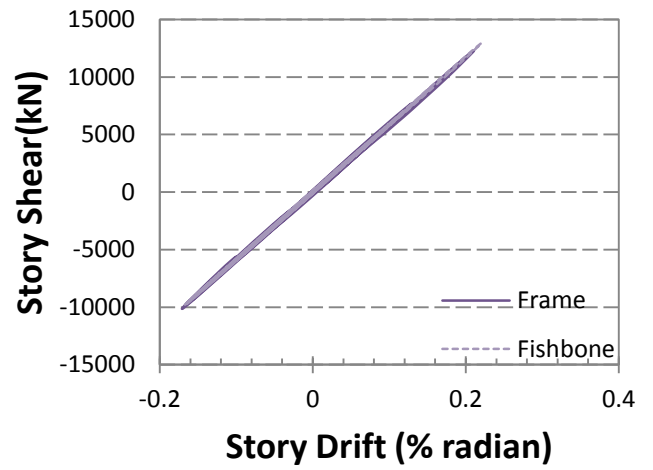


(f) 一樓

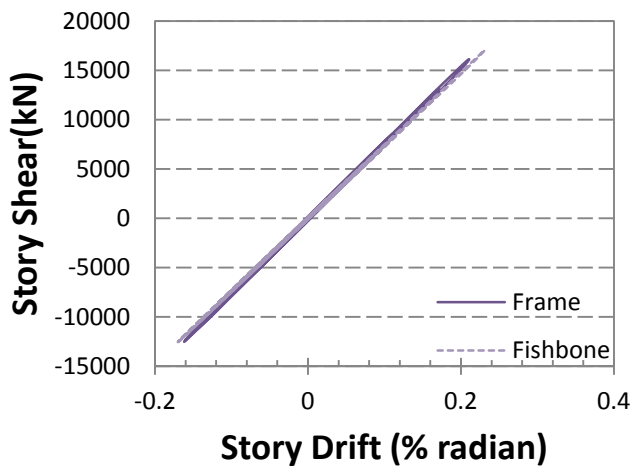
圖 5.73 La29 一到六樓遲滯迴圈



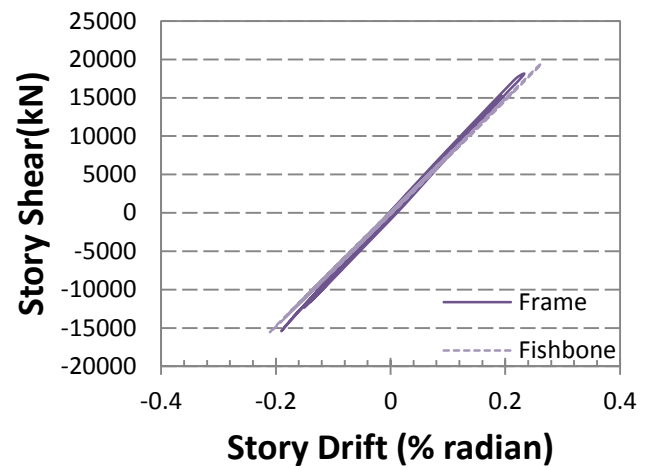
(a) 六樓



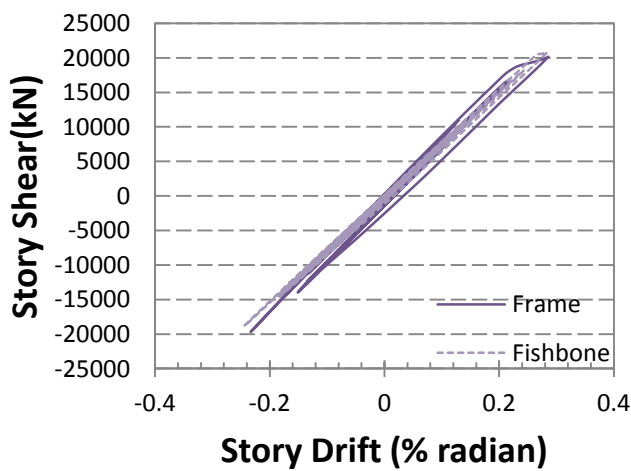
(b) 五樓



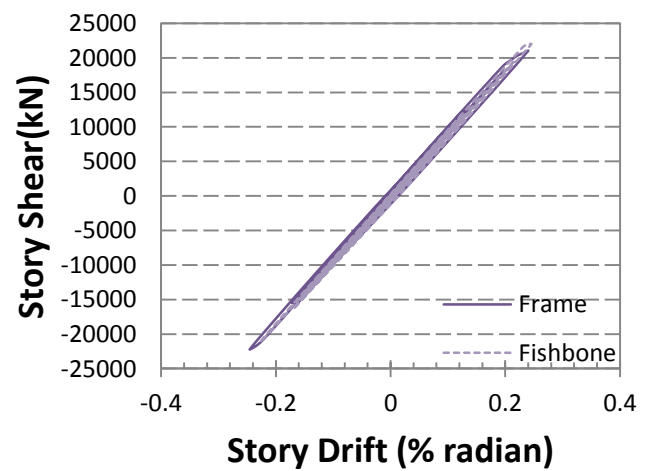
(c) 四樓



(d) 三樓



(e) 二樓



(f) 一樓

圖 5.74 La43 一到六樓遲滯迴圈

### 5.3.7 消能行為分析

如圖 5.75 到 5.77 為累積能量圖，從圖 5.75La10 之能量比較中，六樓 Fishbone 斜撐所累積的能量為 22700kN-mm，相較於 Frame 六樓斜撐幾乎無能量累積的原因，如 5.3.2 節所提到的，因為 Fishbone 六樓斜撐達到臨界挫屈，相較 Frame 六樓斜撐皆未降伏或挫屈之情形，所以在能量累積上，六樓 Fishbone 在消能上才會大於 Frame 模型。

圖 5.76 中 Fishbone 能量累積上各樓層差異不大，從上一小節之遲滯迴圈比較中就能看得出迴圈所圍的面積差不多，一樓的部分因 Frame 最大層間位移到 0.701%，Fishbone 最大層間位移為 0.562%，所以斜撐累積的能量為 Frame 的 769600kN-mm 大於 Fishbone 的 555000kN-mm；而六樓的差異在於雖然都有一側斜撐達到挫屈，不過 Frame 最大位移為 0.239% radian (臨界挫屈為 0.23% radian)，Fishbone 最大層間位移為 0.307%。

很明顯地，遲滯迴圈所圍出的面積較大者，反應在能量累積的程度上也相對更大。圖 5.77 中只有一、二樓層斜撐位移超過臨界挫屈，其餘樓層尚保持線彈性，所以只有梁柱構件因本身樓層載重而有能量之累積。

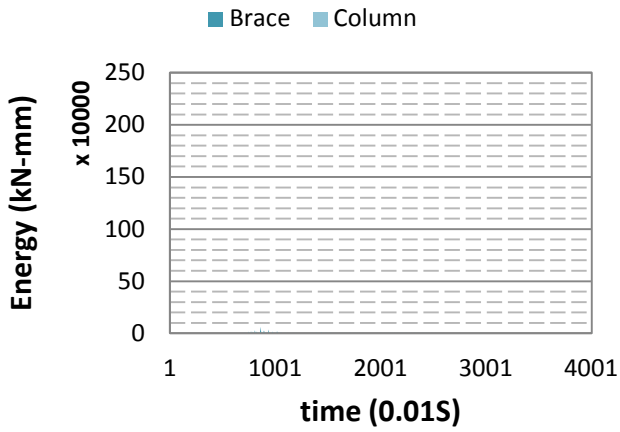
圖 5.78、表 5.19 及 5.79、表 5.20 為斜撐與梁柱構件能量中位數比較圖表，在圖 5.75 中很明顯的無論是哪一類型的地震影響，斜撐累積消能都幾乎在一、二樓。在消能中位數統計圖形因比例關係有些樓層比較不明顯，參考表 5.19 的統計表即可做為比較，La01-20 六樓 Frame 斜撐之能量累積反應出六樓斜撐能量幾乎沒有吸收能量；La21-40 也差了約 3.5 倍，不過在一、二樓能量累積上反倒是 Frame 較大。

圖 5.79 在 La01-20 與 La41-60 兩張能量統計圖中看得出梁柱構件能量大小幾乎只有受自身載重影響，要使梁柱構件產生除了自身載重外的能量累積，唯有使柱力量在分析過程中進入塑性階段(1F 為 4375.9kN、其餘為 6059.2kN)，對照表 5.18 梁柱構件側力比較表之 La21-40 中的一、二樓平均力量超過  $P_y$ ，此時梁柱構件行為才會產生受自身載重影響以外的能量累積。

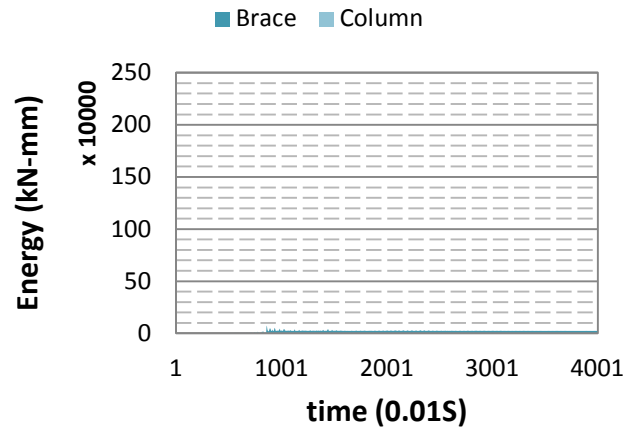
六層樓 Fishbone 在遲滯迴圈與 Frame 的比較上，比起三層樓的遲滯迴圈比較上更加相似的關係，所以在消能反應上，不會如三層樓消能反應的差異那樣明顯，整體的累積能量上也比較能夠準確預測。



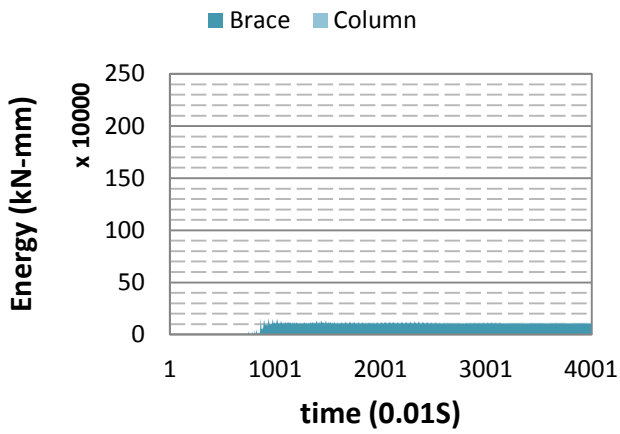
### Frame 6F



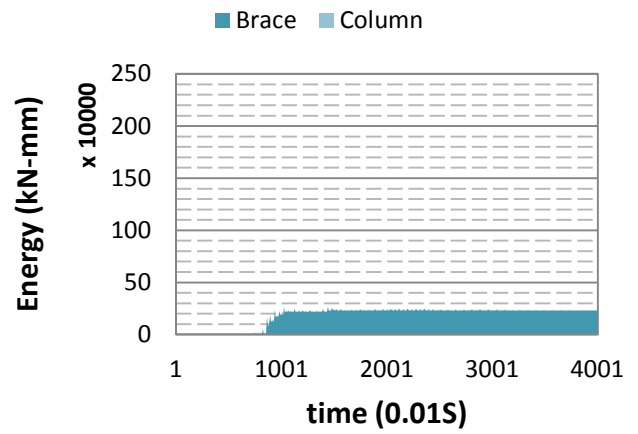
### Fishbone 6F



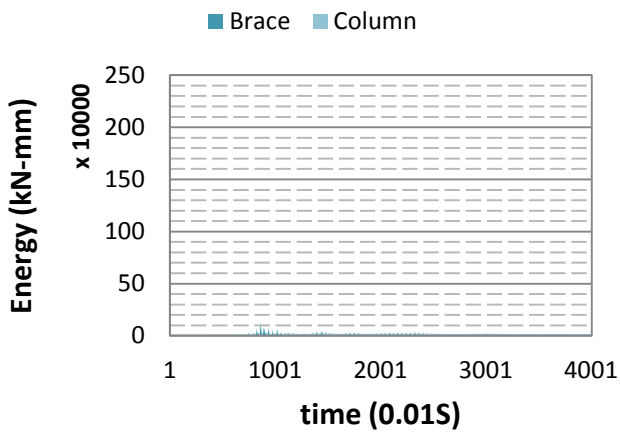
### Frame 5F



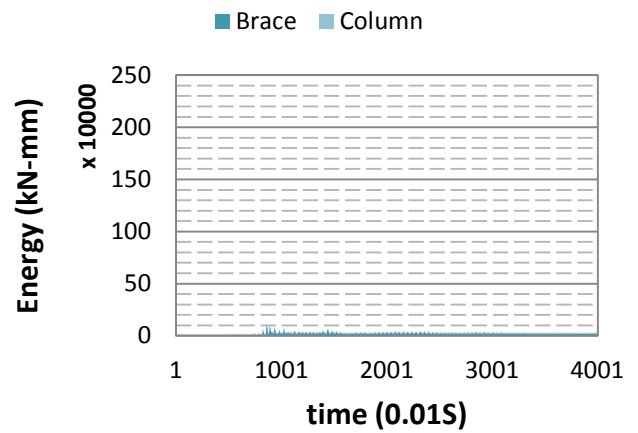
### Fishbone 5F



### Frame 4F



### Fishbone 4F



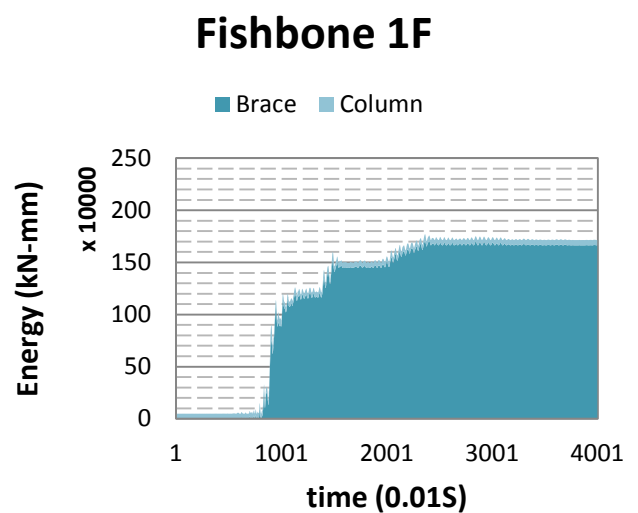
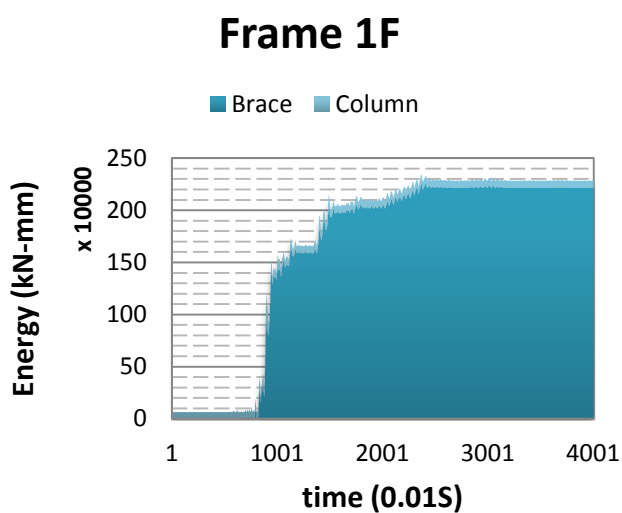
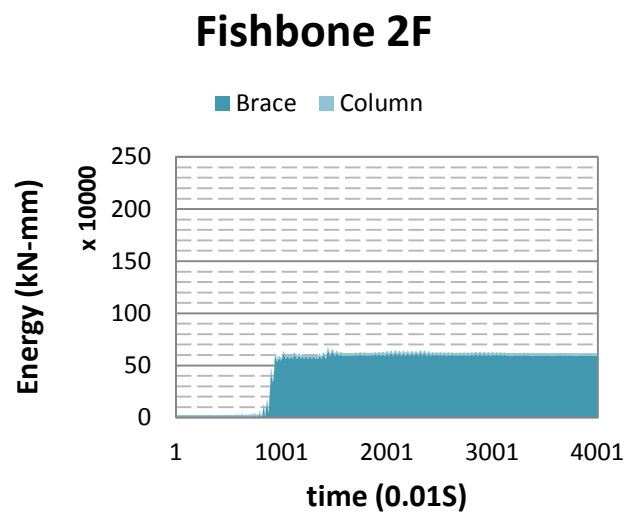
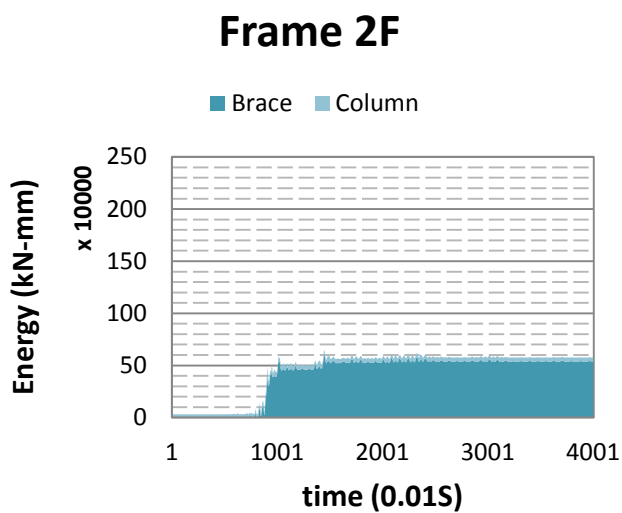
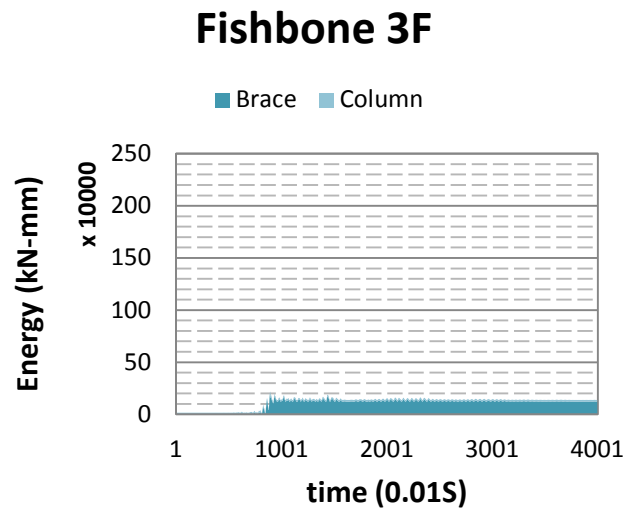
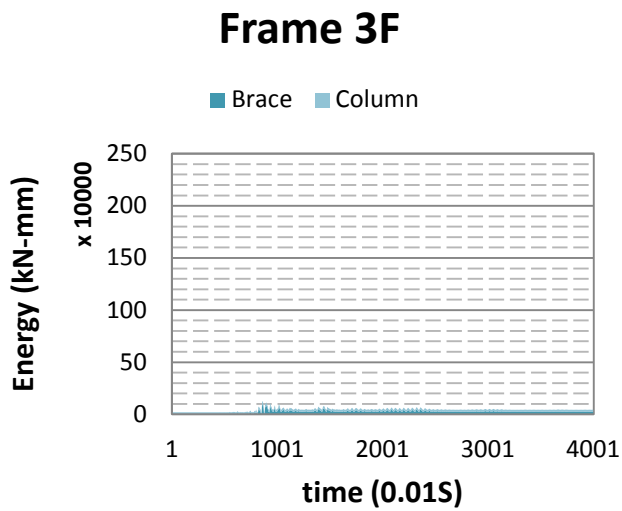
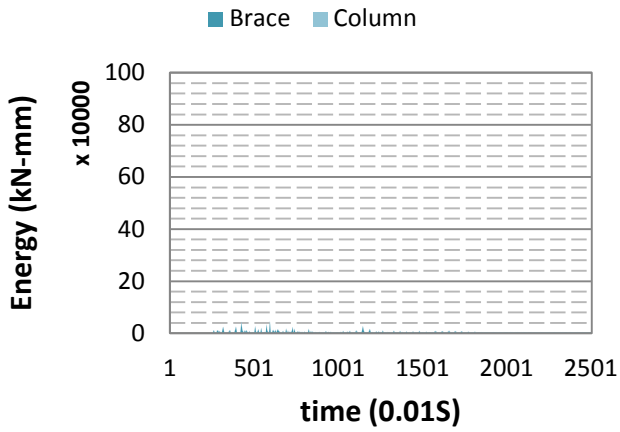
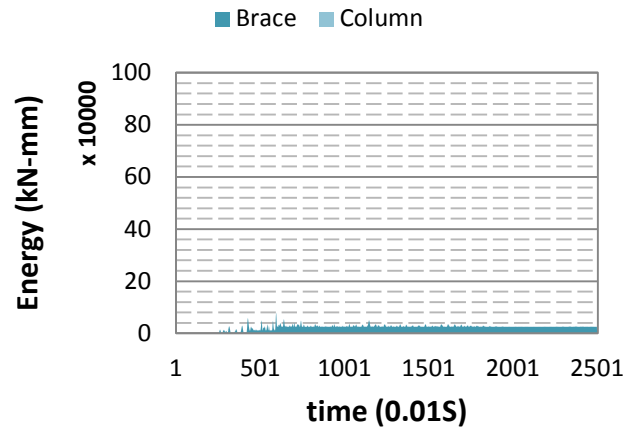


圖 5.75 La10 能量圖

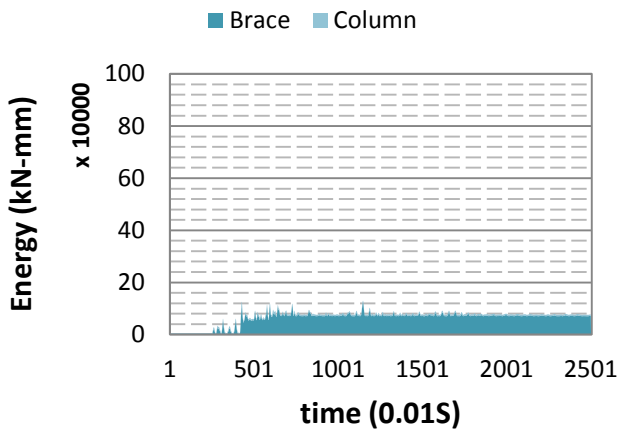
### Frame 6F



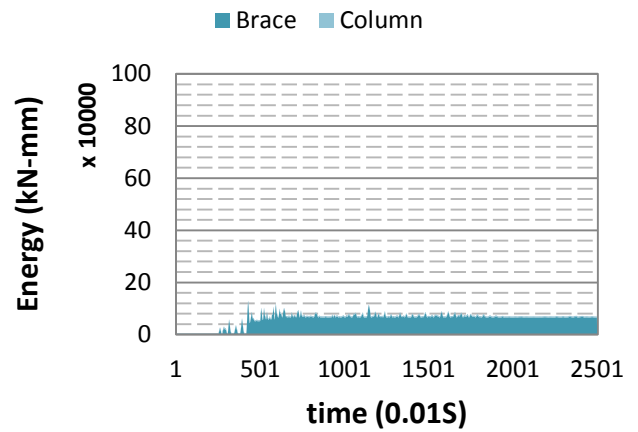
### Fishbone 6F



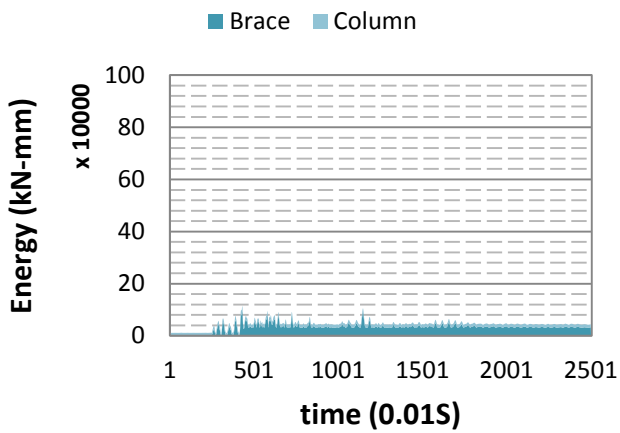
### Frame 5F



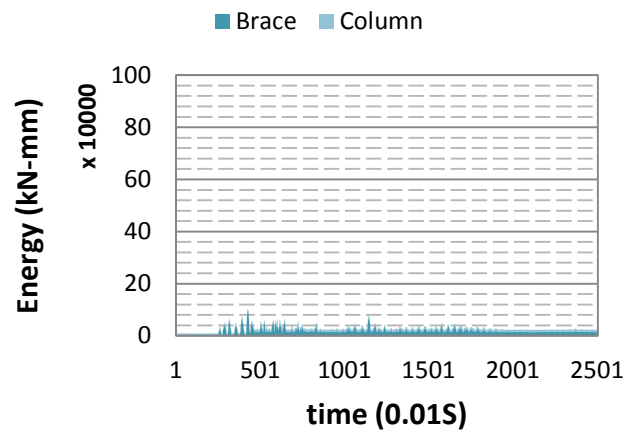
### Fishbone 5F



### Frame 4F



### Fishbone 4F



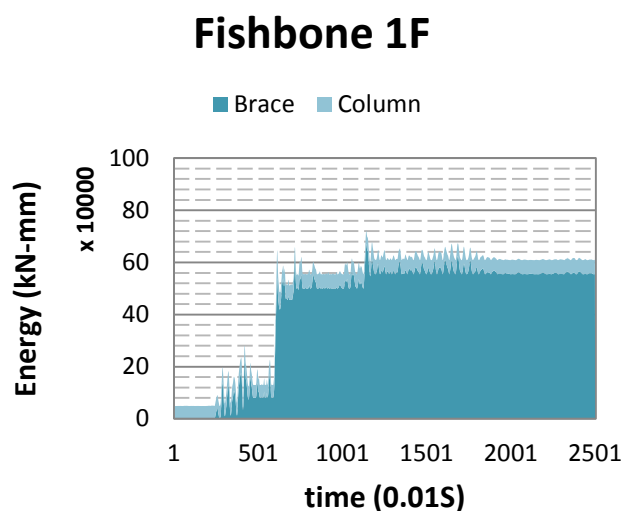
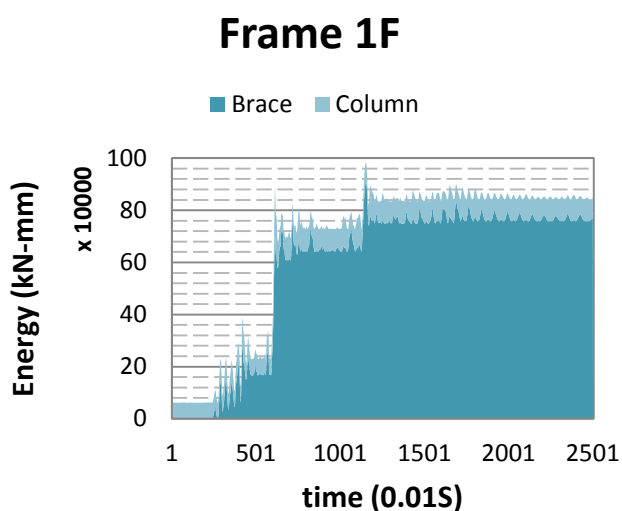
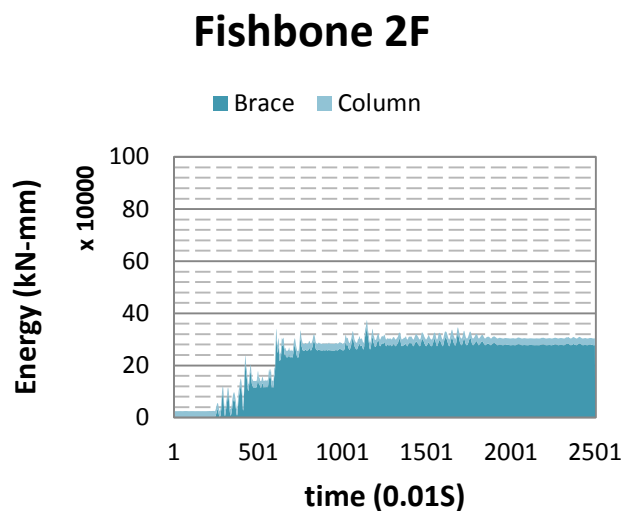
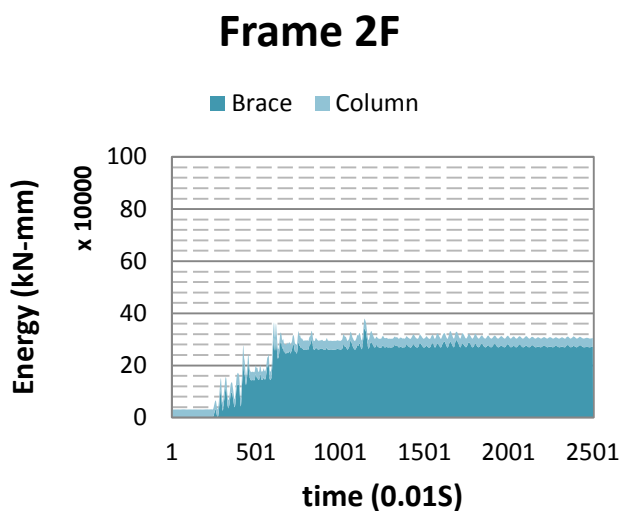
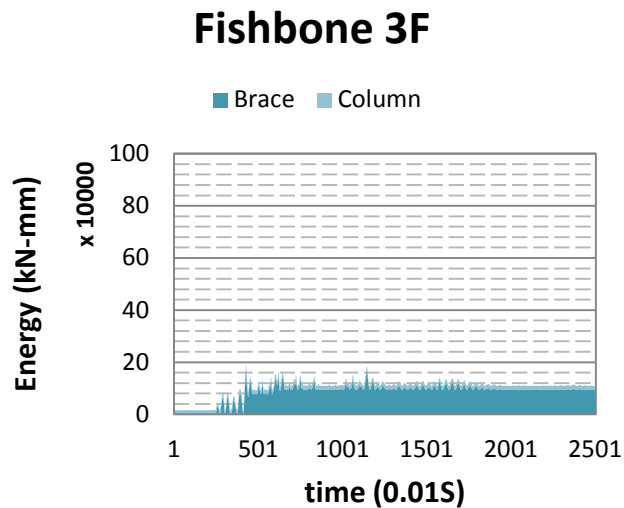
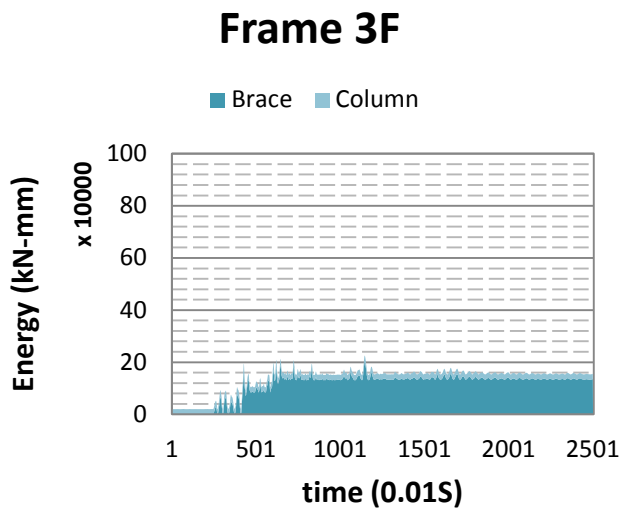
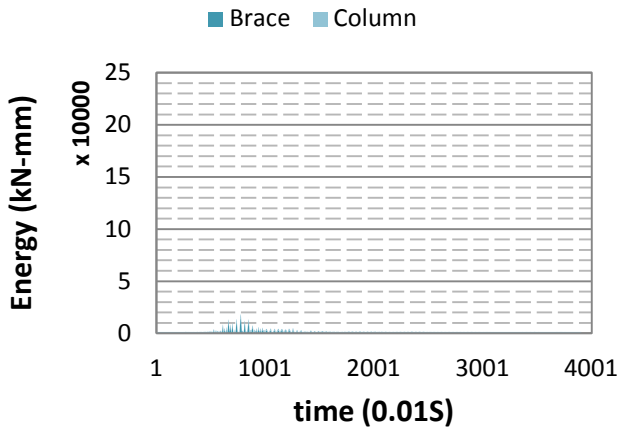
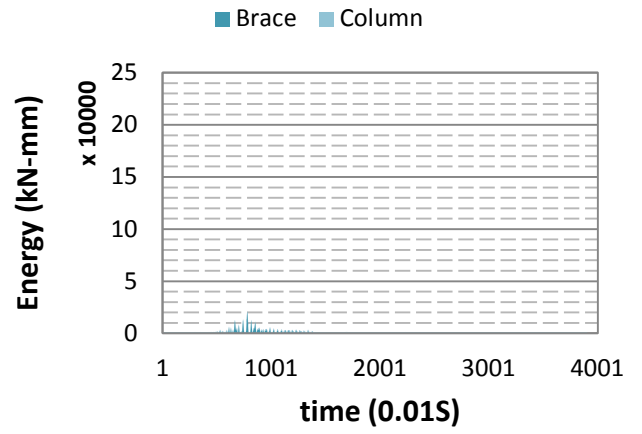


圖 5. 76 La29 能量圖

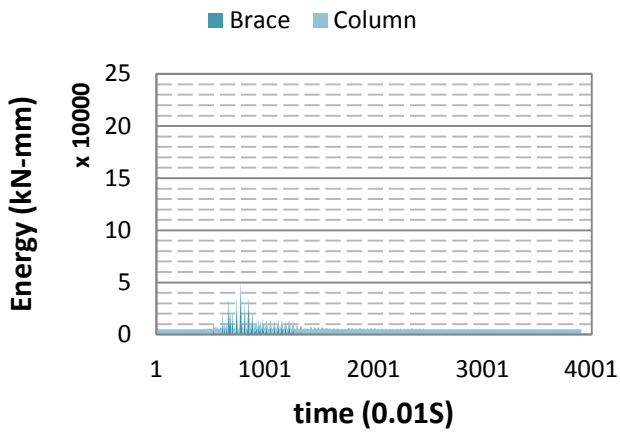
### Frame 6F



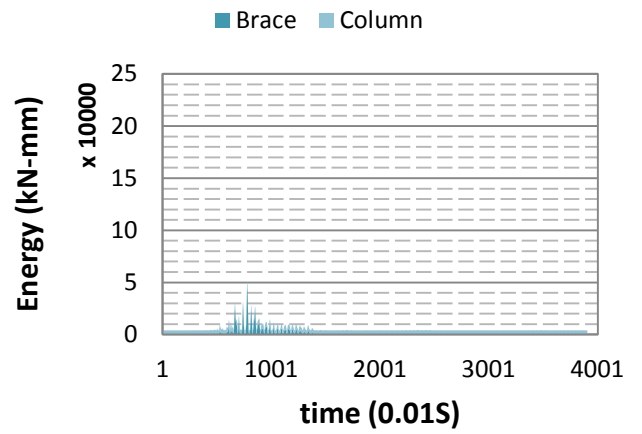
### Fishbone 6F



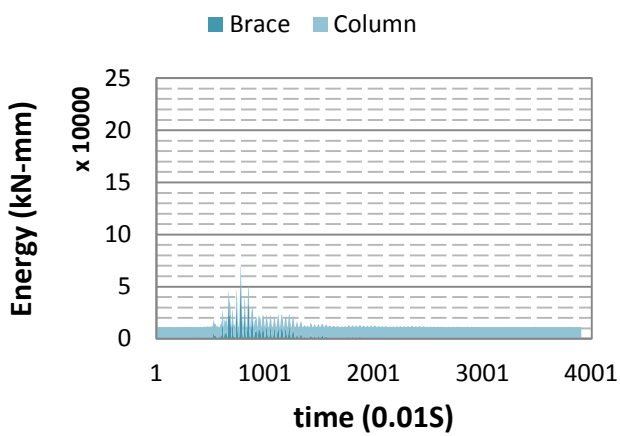
### Frame 5F



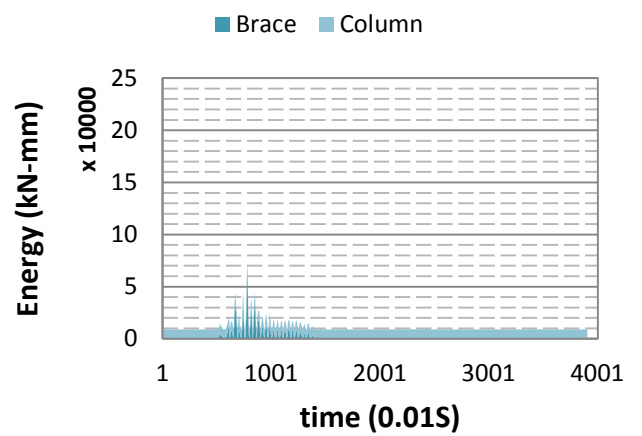
### Fishbone 5F



### Frame 4F



### Fishbone 4F



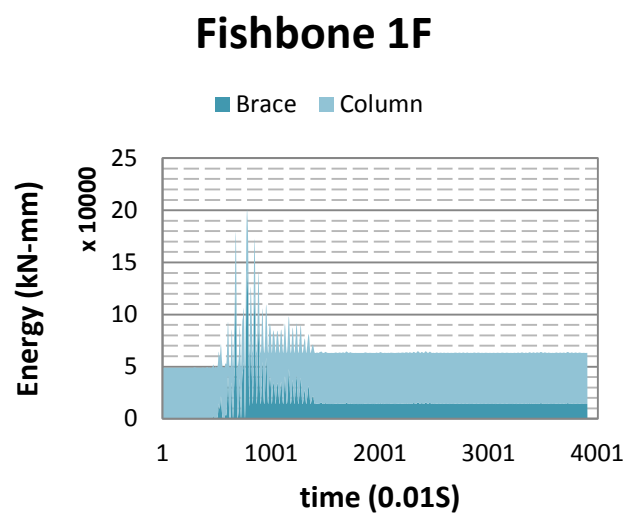
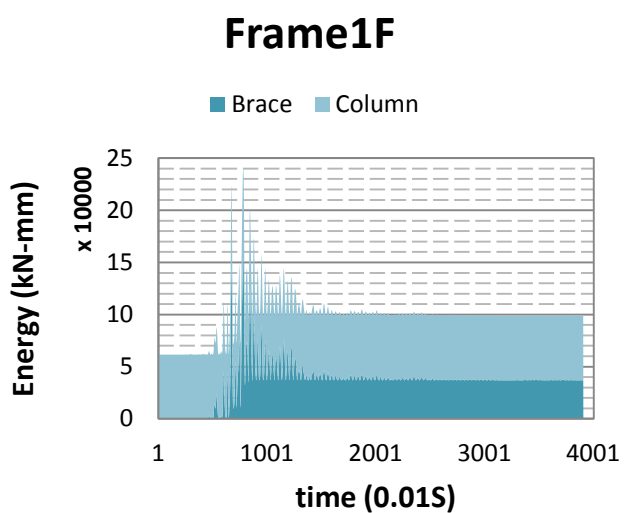
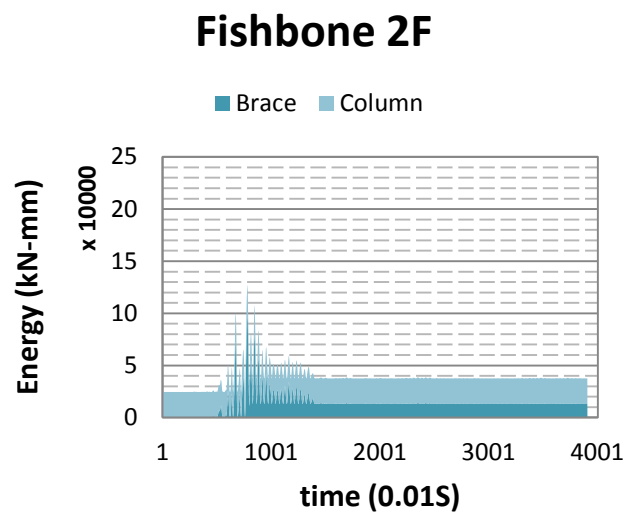
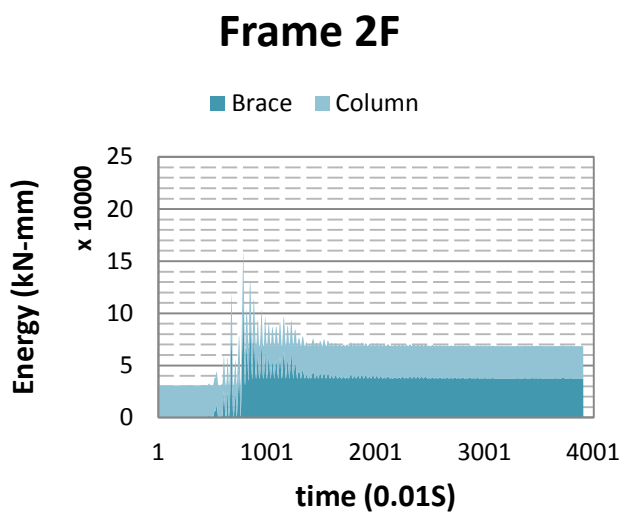
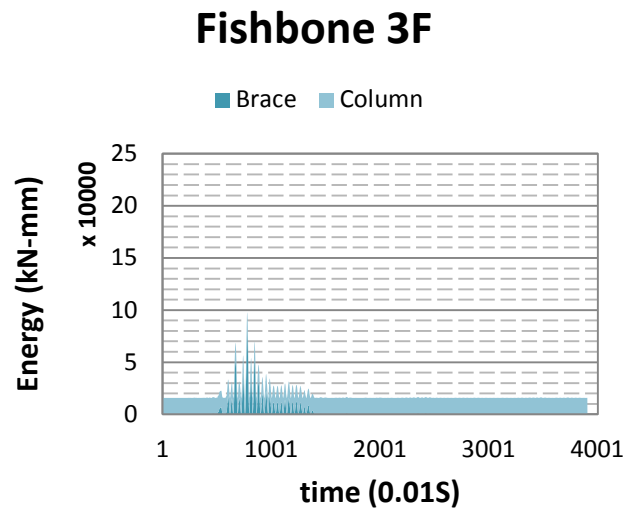
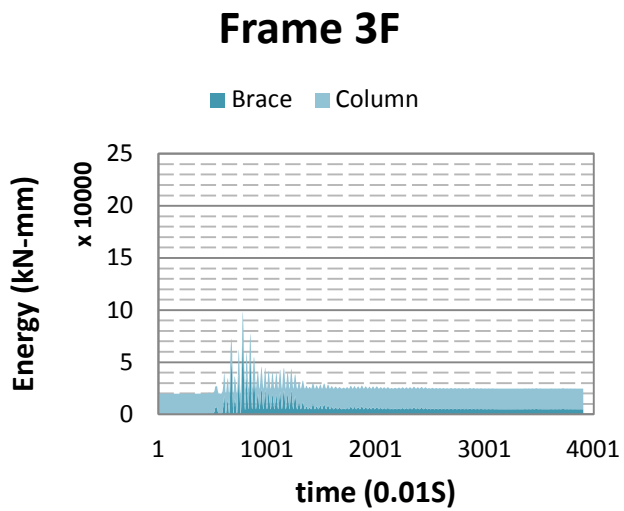
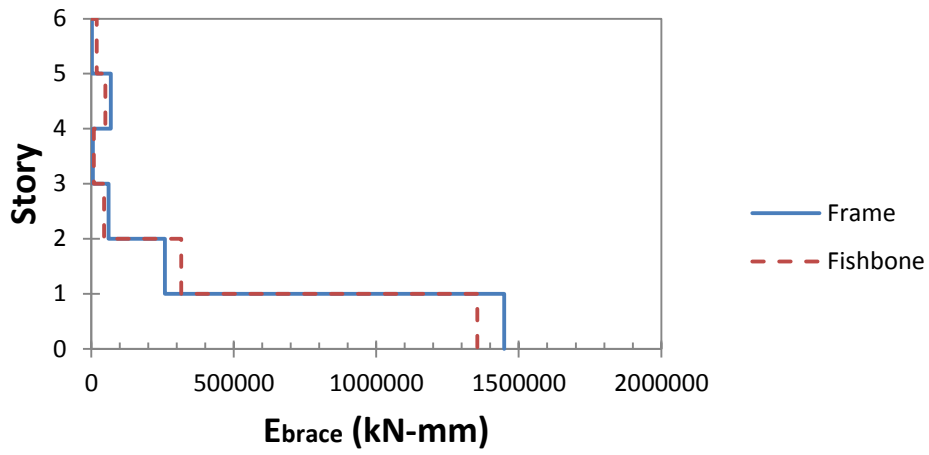
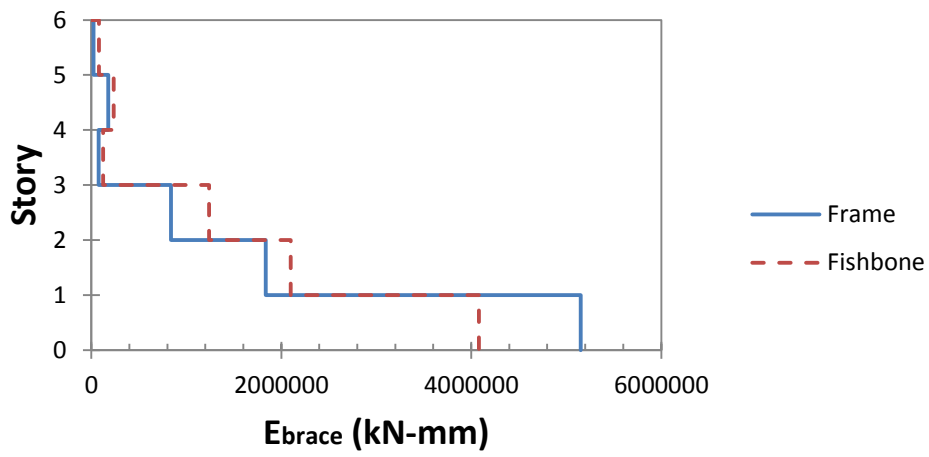


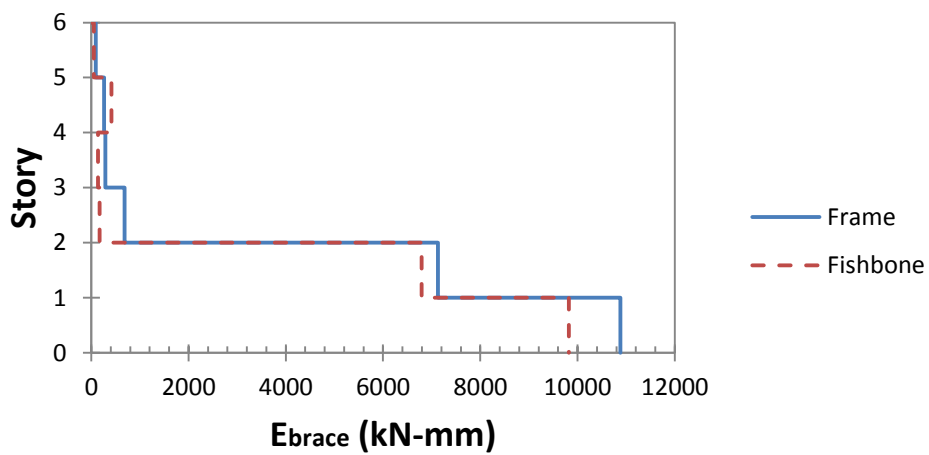
圖 5. 77 La43 能量圖



(a) La01-La20



(b) La21-La40



(c) La41-La60

圖 5.78 斜撐最大消能中位數統計

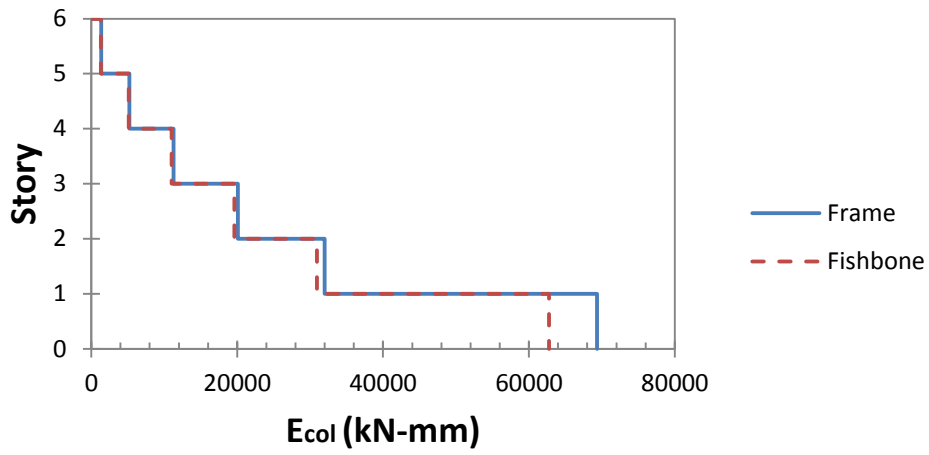
表 1 斜撐最大消能中位數對照表

<b>Median Energy<sub>brace</sub> (kN-mm) of Different Models (La01 to La20)</b>		
	Frame	Fishbone
Story	Max	Max
6F	2089	18810
5F	68355	49235
4F	5242	9360
3F	61050	44630
2F	258350	315200
1F	1449000	1354500

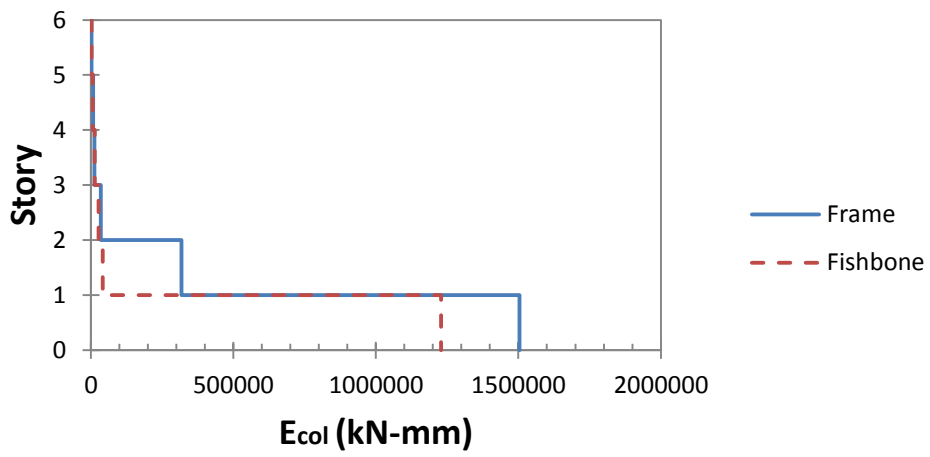
<b>Median Energy<sub>brace</sub> (kN-mm) of Different Models (La21 to La40)</b>		
	Frame	Fishbone
Story	Max	Max
6F	23440	81930
5F	179550	236150
4F	75715	124020
3F	837850	1239000
2F	1837500	2098500
1F	5153500	4082000

<b>Median Energy<sub>brace</sub> (kN-mm) of Different Models (La21 to La40)</b>		
	Frame	Fishbone
Story	Max	Max
6F	94	51
5F	265	415
4F	292	137
3F	686	173
2F	7133	6790
1F	10885	9823

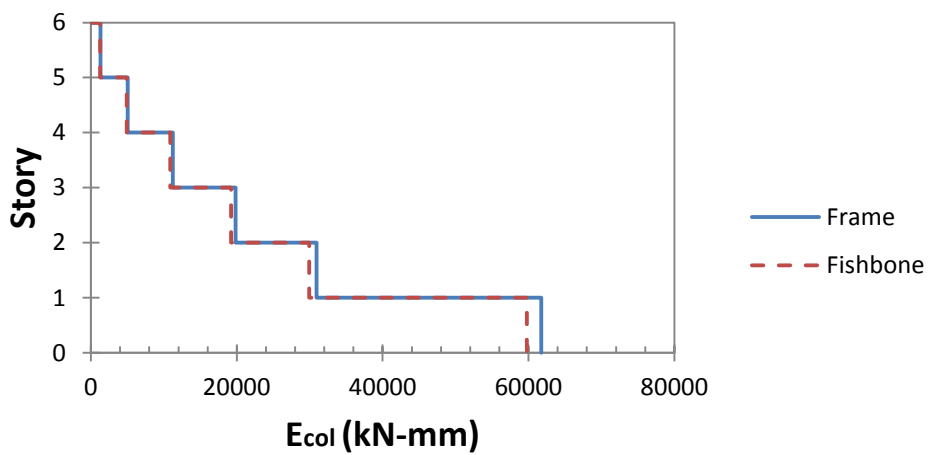




(a) La01-La20



(b) La21-La40



(c) La41-La60

圖 5.79 梁柱構件最大消能中位數統計

表 5.19 梁柱構件最大消能中位數對照表

<b>Median Energy<sub>col</sub> (kN-mm) of Different Models (La01 to La20)</b>		
	Frame	Fishbone
Story	Max	Max
6F	1342	1311
5F	5200	5138
4F	11255	11002
3F	20090	19594
2F	31970	30947
1F	69355	62742

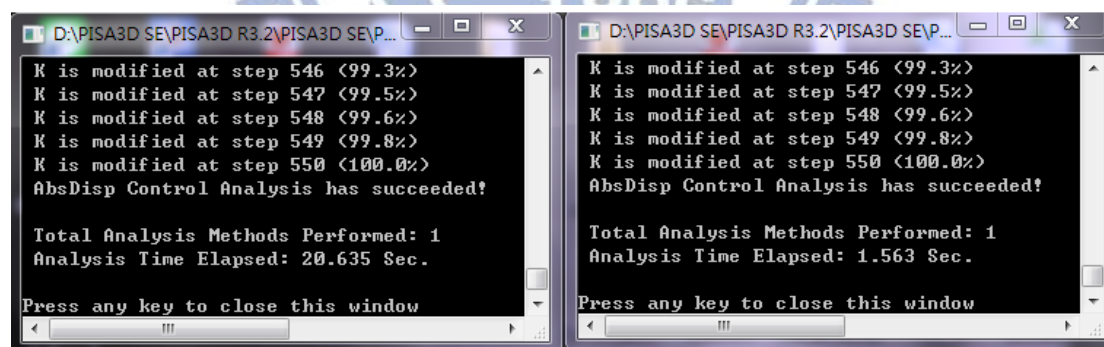
<b>Median Energy<sub>col</sub> (kN-mm) of Different Models (La21 to La40)</b>		
	Frame	Fishbone
Story	Max	Max
6F	1627	1572
5F	7313	6165
4F	12025	12941
3F	34180	26391
2F	317550	40938
1F	1504000	1229043

<b>Median Energy<sub>col</sub> (kN-mm) of Different Models (La41 to La60)</b>		
	Frame	Fishbone
Story	Max	Max
6F	1326	1274
5F	5062	4894
4F	11220	10869
3F	19835	19215
2F	30950	29933
1F	61735	58736

## 5.4 分析時間比較

在數值運算的分析時間上，以 PISA3D 分析軟體為例，如圖 5.80、5.81 為三層樓 Pushover 與動態分析，圖中顯示的時間為分析所需時間，儲存時間並不會紀錄，三層樓 Frame 花費在 Pushover 分析與儲存所需的時間約 30 秒、簡化模型只需 3 秒；在動態分析與儲存的時間大約為 5 分鐘，簡化模型約半分鐘完成運算。圖 5.82 六層樓 Frame 之 Pushover 分析步驟為 200 個存取點，所以在時間花費上較三層樓 550 個分析步驟少，Frame 與 Fishbone 之差異不大；圖 5.83 六層樓動態分析中，Frame 在分析時間上需要約 6 至 8 分鐘完成所有程序，而 Fishbone 只需要花費約一分鐘的時間就能得到所有分析數據。

由 5.80 到 5.83 四張圖的反應中即可發現，在 Pushover 分析步驟較多的模型，花費的時間較多；而相同的動態分析中，自由度較多的模型，花費在儲存檔案上的時間越長。簡化模型之桿件數與自由度比完整模型少上許多，所以在收斂性及記憶體儲存容量上都會更加優良，隨著建構越高、自由度越多之模型，簡化模型的優點將愈明顯。



```
D:\PISA3D SE\PISA3D R3.2\PISA3D SE\P...
K is modified at step 546 <99.3%>
K is modified at step 547 <99.5%>
K is modified at step 548 <99.6%>
K is modified at step 549 <99.8%>
K is modified at step 550 <100.0%>
AbsDisp Control Analysis has succeeded!

Total Analysis Methods Performed: 1
Analysis Time Elapsed: 20.635 Sec.

Press any key to close this window

D:\PISA3D SE\PISA3D R3.2\PISA3D SE\P...
K is modified at step 546 <99.3%>
K is modified at step 547 <99.5%>
K is modified at step 548 <99.6%>
K is modified at step 549 <99.8%>
K is modified at step 550 <100.0%>
AbsDisp Control Analysis has succeeded!

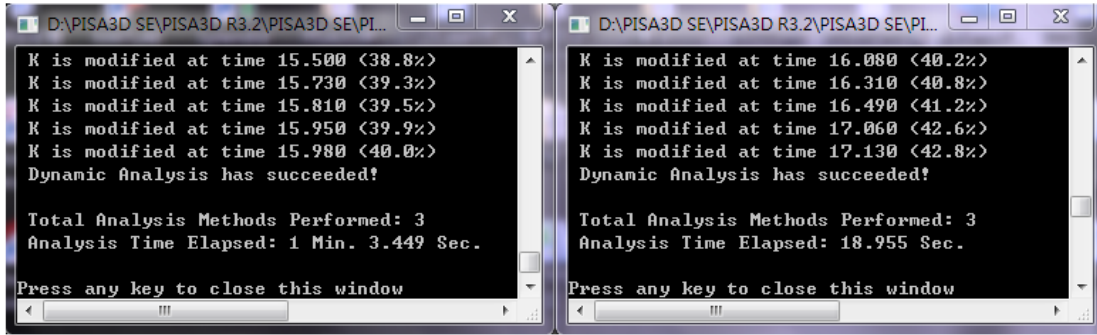
Total Analysis Methods Performed: 1
Analysis Time Elapsed: 1.563 Sec.

Press any key to close this window
```

(a) Frame

(b) Fishbone

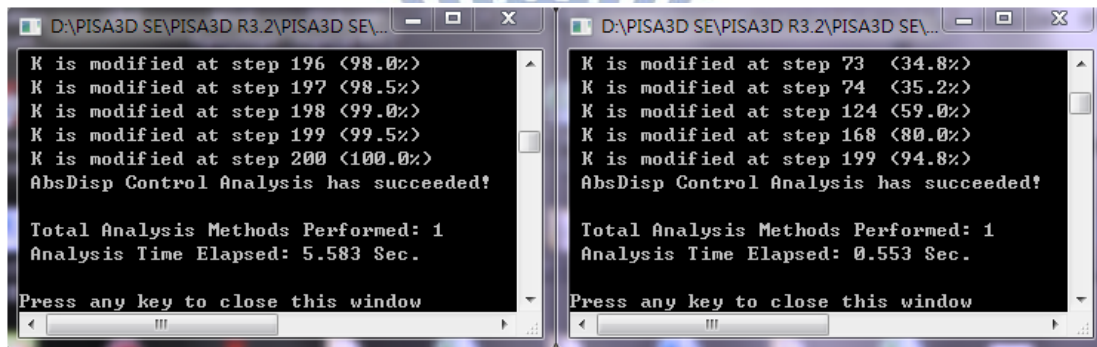
圖 5.80 三層樓 Pushover 比較



(a) Frame

(b) Fishbone

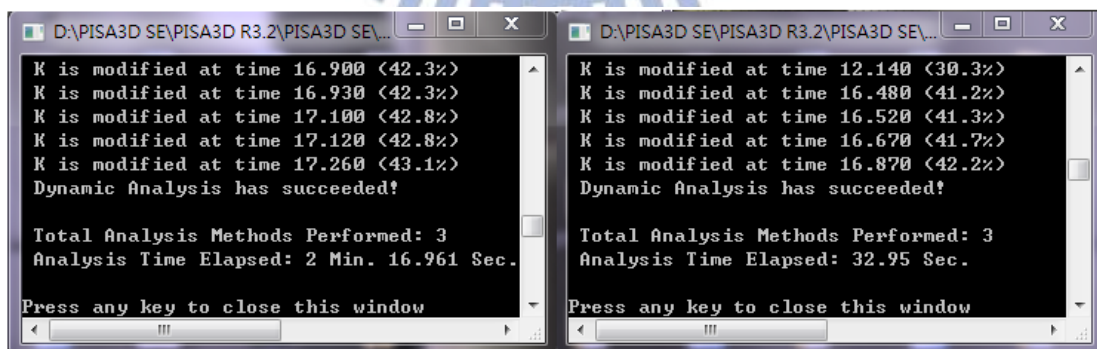
圖 5.81 三層樓動態分析比較



(a) Frame

(b) Fishbone

圖 5.82 六層樓 Pushover 比較



(a) Frame

(b) Fishbone

圖 5.83 六層樓動態分析比較

## 第六章 結論

綜合上述各章之分析結果，本章將歸納出以下幾點結論：

### ● Pushover 分析結果：

1. 在結構週期中，三層樓的兩個簡化模型與 Frame 的差異為 6.4%；六層樓的 Fishbone 與 Frame 的差距只有 2.7%，簡化模型與原結構之結構週期相似度高。
2. Pushover 分析結果顯示，Fishbone 與 Brace-Column 在初始勁度上可以準確模擬 Frame 模型行為，且在進入塑性行為時也能維持強度與勁度之差異低於 10% 以下之合理接受範圍內，顯示簡化模型組立正確。

### ● 動態分析結果：

#### 位移、加速度分析：

1. 在三層樓 Frame 模型頂層位移比其 Fishbone 與 Brace-Column 簡化模型大；但在六層樓構架中，其頂層位移則略小於簡化模型，原因推測為模型經化簡後之桿件數與邊界條件的不同所致。
2. 分析結果在三層樓位移分析上，簡化模型 Fishbone 與 Brace-Column 在最大位移上除了最大考量地震以外，差異值都不會超過 10%，顯示簡化模型有一定的精確度。
3. 三層樓 Fishbone 的分析行為在二、三樓層間位移、梁柱構件受力以及進入塑性後的殘餘變位都與 Frame 的行為上有著些微的落差，而這些問題在六層樓構件上之影響並不明顯。
4. 三層樓 Fishbone 在最大考量地震的模擬上，與 Frame 的差異性較為明顯，而在六層樓的統計上，除了一樓的位移量比較小之外，其數值分析得到的數據比起三層模型還要理想許多。
5. 加速度分析顯示，三層樓的部分最大差異達 27.6%，六層樓最多達到 17.7%，顯示六層樓構架模型相似度更高。不過三層樓簡化模型在最大加速度之平均上，依然十分接近 Frame 模型。

### 斜撐、梁柱分析：

1. 分析結果顯示，Fishbone 在斜撐側向力貢獻上比較接近 Frame 模型的行為，Brace-Column 在斜撐側向力的數值分析上比較不容易模擬，不過在梁柱構件上則仍能準確預測 Frame 的行為。
2. 在六層樓斜撐側向力之分析結果顯示，比起三層樓 Fishbone 與 Frame 可看的出有些許差異存在，六層樓簡化模型的模擬分析更接近 Frame 模型的行為。
3. Fishbone 與 Brace-Column 在梁柱構件之平均統計上，均能有效預測出 Frame 構件的梁柱最大力量。
4. 三層樓與六層樓 Fishbone 之梁柱側向力統計比較上，三層樓 Fishbone 在最大考量地震影響下與 Frame 的差異較為明顯；而六層樓 Fishbone 則是在使用等級地震所分析出的梁柱平均側向力比起 Frame 模型要低些。

### 遲滯迴圈與消能行為分析：

1. Brace-Column 設定的目標為模擬斜撐彈性勁度與進入塑性變形後強度，Brace-Column 的降伏點與斜撐構件不同，會比明確模擬出斜撐的模型更早進入降伏階段，但其遲滯迴圈上對於實際構件行為的模擬仍具代表性。
2. 三層樓遲滯迴圈分析結果顯示，雖然因地震較大而使得圖形差異性較為明顯，但是簡化模型 Fishbone 與 Brace-Column 仍能精確掌握彈性與非彈性勁度。
3. 六層樓遲滯迴圈分析結果顯示，Fishbone 簡化模型在進入塑性階段之強度折減後的勁度與強度皆可以模擬出與 Frame 模型更接近的行為。
4. Fishbone 在三層樓消能統計上，部分數據顯示出其差異性較為明顯，而在六層樓消能統計上，修正了三層樓 Fishbone 有力量集中或位移較大的問題，所以在能量分析圖中顯示，Fishbone 可以準確模擬出 Frame 模型之消能行為。
5. 分析結果顯示，六層樓 Fishbone 無論在位移分析、加速度比較、梁柱斜撐之貢獻度，以及消能行為都得以確實模擬出 Frame 模型的彈、塑性行為。

## 參考文獻

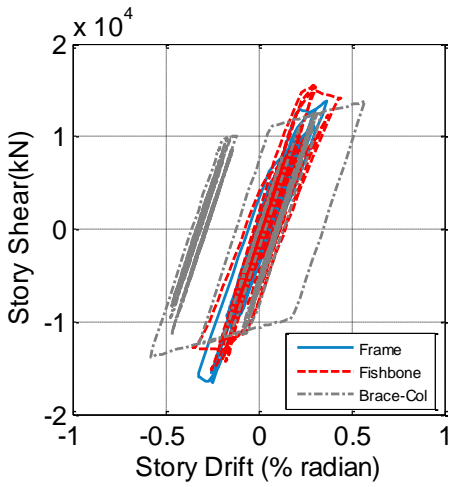
- [1] De Llera, Juan. C. L., Chopra, A. K. (1995). "A simplified model for analysis and design of asymmetric-plan buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics*, 24(4), 573-594.
- [2] Luco, N., Mori, Y., Funahashi, Y., Cornell, C.A. and Nakashima, M. (2003). "Evaluation of predictors of non-linear seismic demands using 'fishbone' models of SMRF buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(14), 2267-2288.
- [3] Nakashima, M., Ogawa, K., and Inoue, K. (2002). "Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames." *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 671-692.
- [4] Kamura, H., Ogawa, K. and Inoue, K. (1999). "Modeling of the moment resistant frame to fishbone-shaped frame for the response analysis." *Journal of structural and construction engineering, Transactions of AIJ*, (521), 119-126.
- [5] 蔡青宜、蔡克銓、魏志毓、林志翰、吳安傑、游宜哲，(2009)，「實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架試驗反應與有限元素分析研究」，中國土木工程學刊，第二十一卷，第四期，第453-472頁。
- [6] AISC (2010). "Seismic provisions for structural steel buildings." American institute of steel construction.
- [7] Trembley, R. (2002). "Inelastic seismic response of steel bracing members." *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5), 665-701.
- [8] Lee, K. and Bruneau, M. (2005). "Energy dissipation of compression members in concentrically braced frames: Review of experimental data." *Journal of structural engineering*, 131(4), 552-559.
- [9] Chen, C. H., Lai, J. W., and Mahin, S. (2008). "Seismic performance assessment of concentrically braced steel frame buildings.", *In the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*.
- [10] 陳垂欣、胡懷國 (2013)，「鋼結構同心斜撐構架系統之靜態往覆載重實驗加載歷時評估」，國立交通大學土木工程研究所碩士論文，民國一零二年五月。
- [11] 蔡克銓、林柏州 (2003)，「物件導向非線性靜動態三維結構分析程式之

- 研發」，國立台灣大學地震工程研究中心報告，CEER 編號 R92-04。
- [12] 游宜哲、蔡克銓、翁元滔，林柏州、林瑞良，(2009) 「四層樓實尺寸鋼骨抗彎構架受震倒塌實驗反應模擬」，結構工程，第二十四卷，第四期，民國九十八年十二月，第 25 -48 頁。
- [13] Lin, B.Z. ,Yu, Y.J. ,Chuang, M.C. and Tsai, K.C. “PISA3D R3.2 user’s manual.” *National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan Department of Civil Engineering, National Taiwan University All Rights Reserved, March, 2011.*
- [14] Sabelli, R. (2001). “Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames: The 2000 National Earthquake Hazard Reduction Program NEHRP.” *Professional Fellowship Rep., Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.*
- [15] McCormick, J., DesRoches, R., Fugazza, D., and Auricchio, F.(2007). “Seismic assessment of concentrically braced steel frames with shape memory alloy braces.” *Journal of Structural Engineering, 133(6)*, 862-870.
- [16] AISC. (2005). Seismic provisions for structural steel buildings, American institute of steel construction.
- [17]Funaki, N., Kamura, H., Inoue. K., and Kuwahara, S. (1998). “The fishbone shaped frame model of moment resisting frames combined with hysteretic dampers” *Journal of structural and construction engineering, Transactions of AIJ*, (521), 119-126.

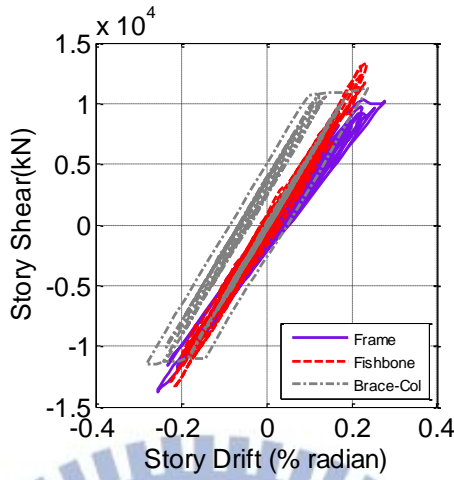


附錄：

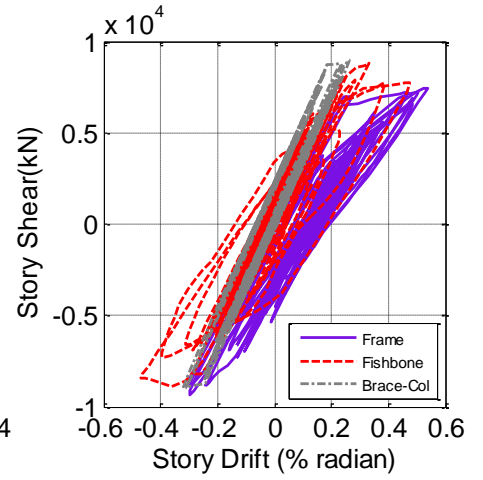
La01-La60 遲滯迴圈



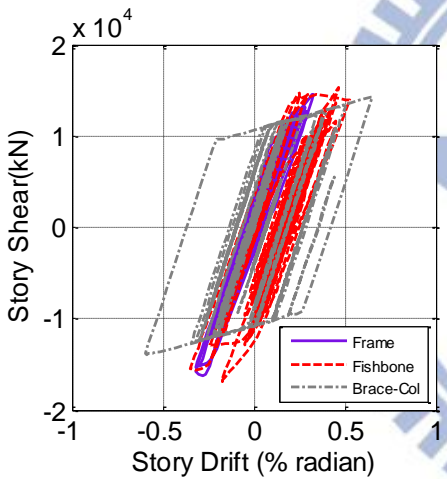
La01 1F



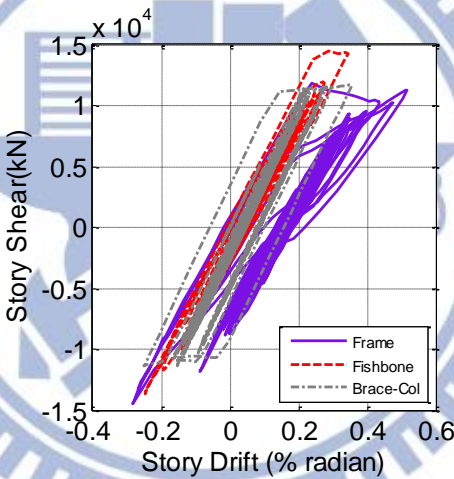
La01 2F



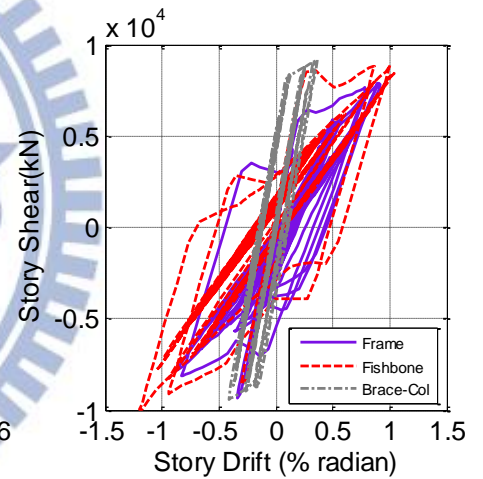
La01 3F



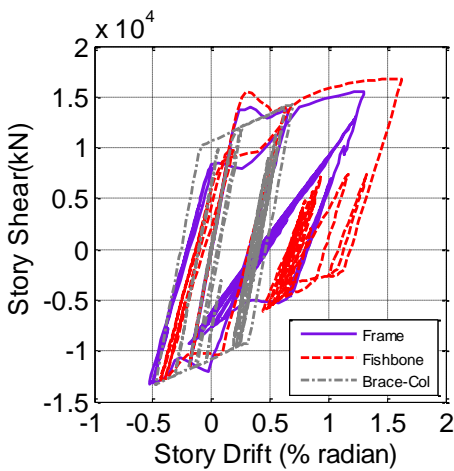
La02 1F



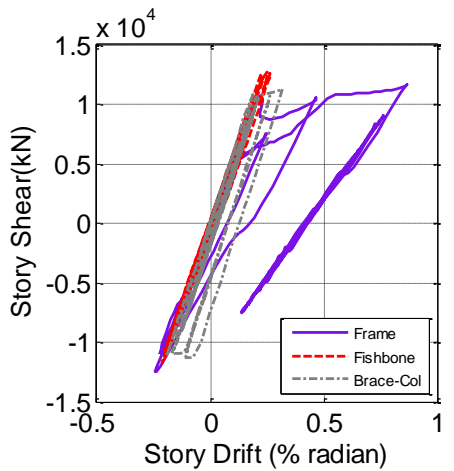
La02 2F



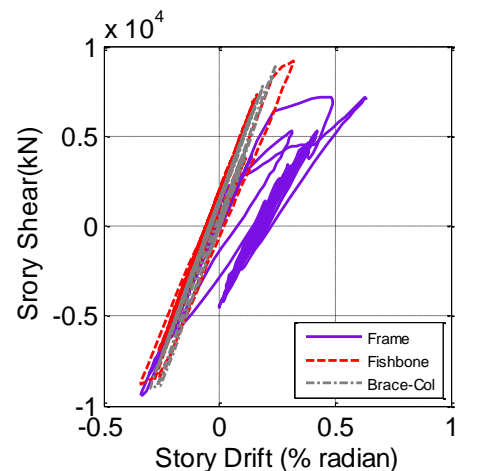
La02 3F



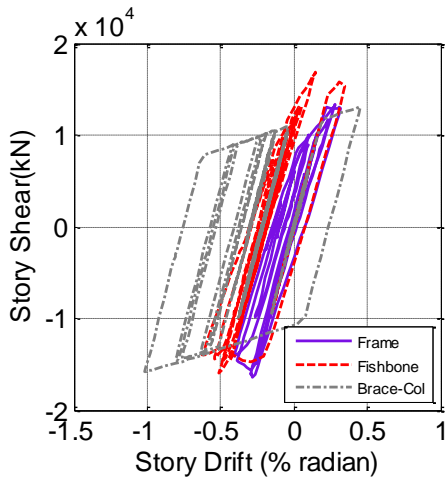
La03 1F



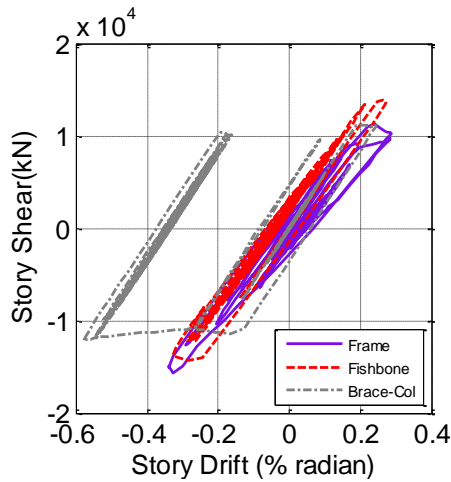
La03 2F



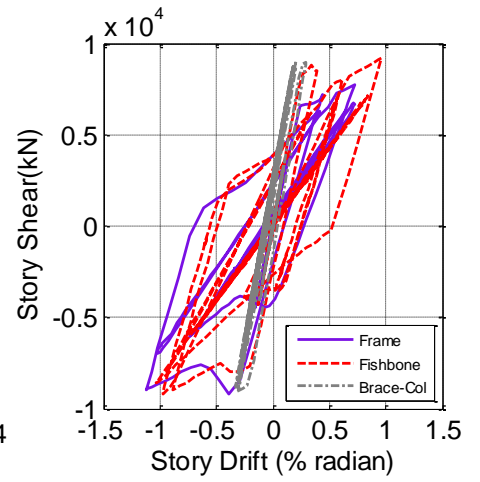
La03 3F



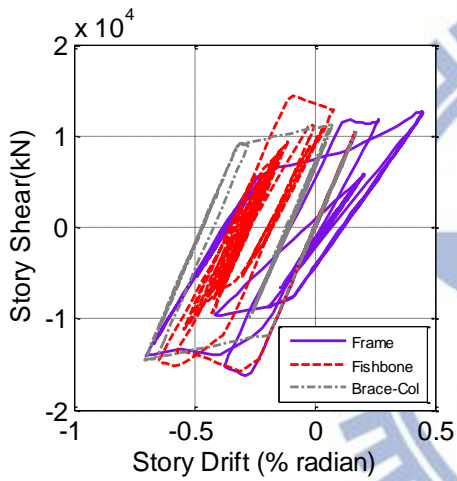
**La04 1F**



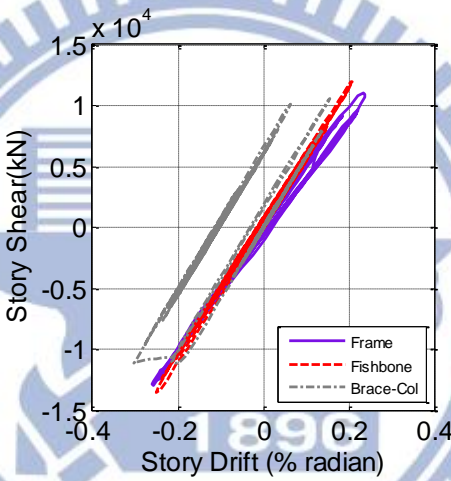
**La04 2F**



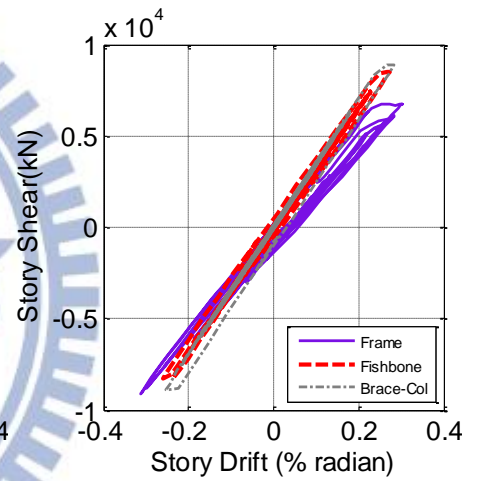
**La04 3F**



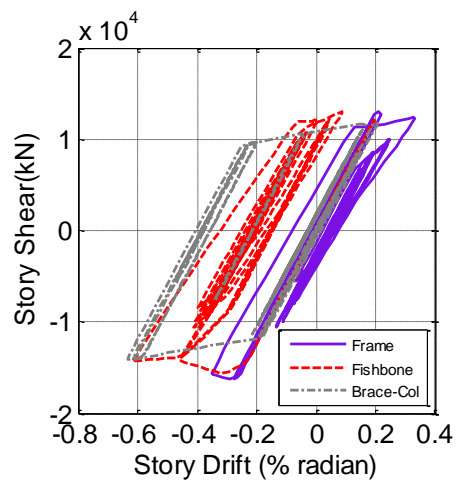
**La05 1F**



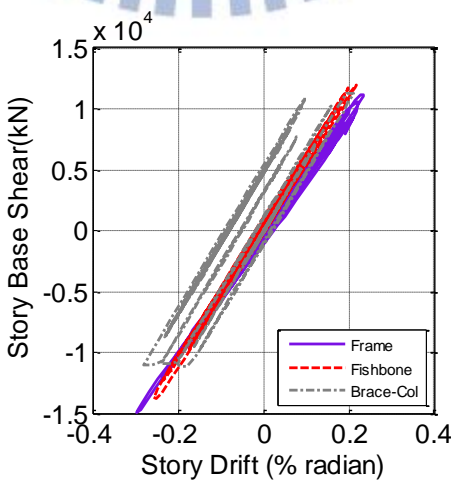
**La05 2F**



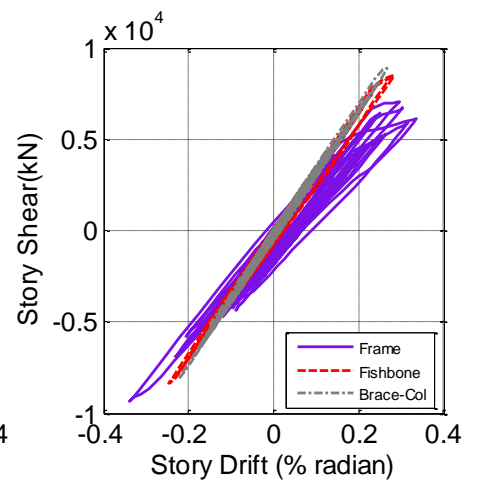
**La05 3F**



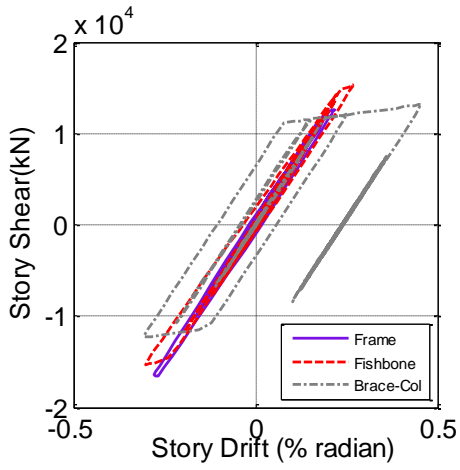
**La06 1F**



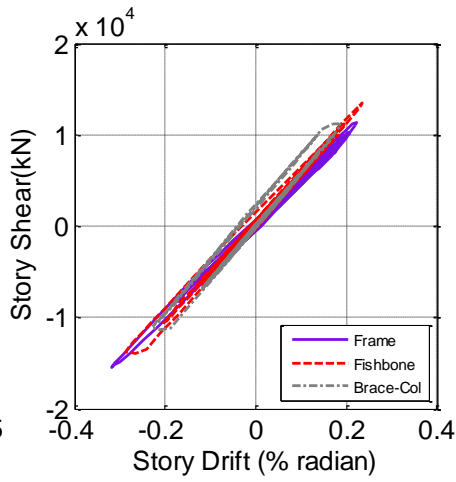
**La06 2F**



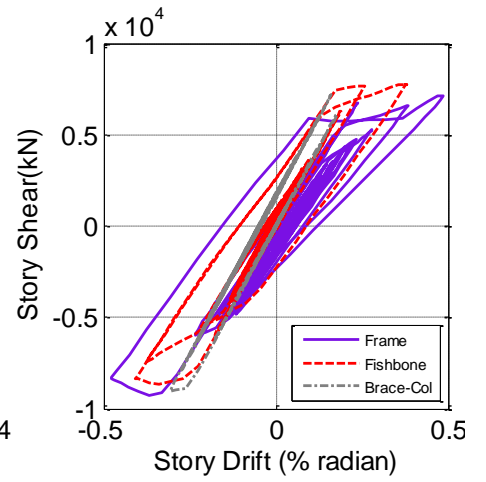
**La06 3F**



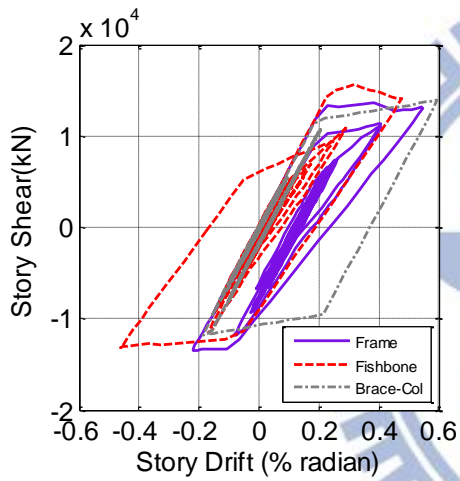
**La07 1F**



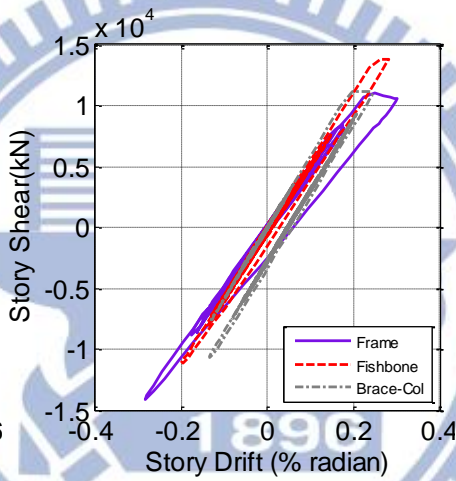
**La07 2F**



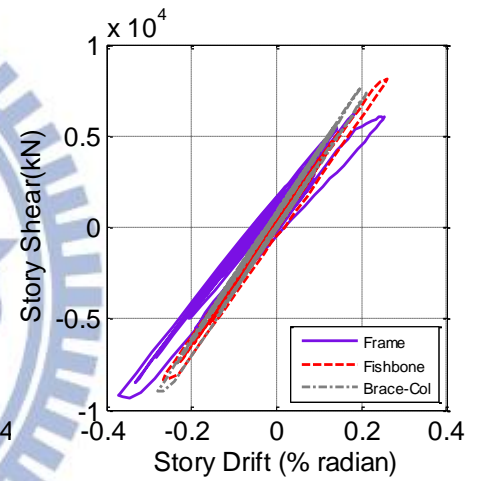
**La07 3F**



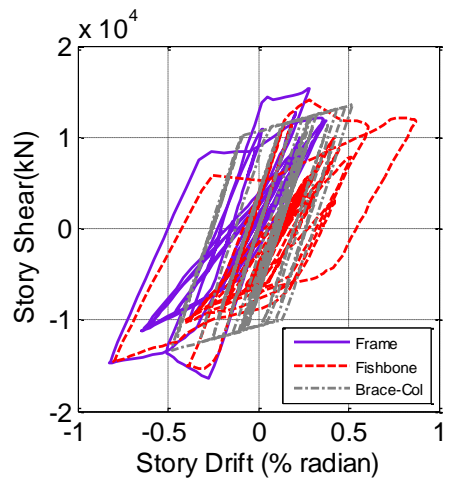
**La08 1F**



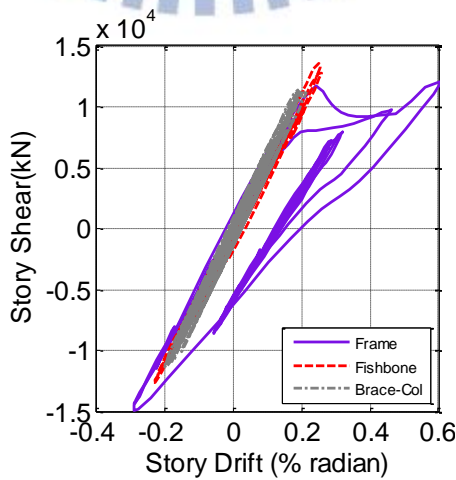
**La08 2F**



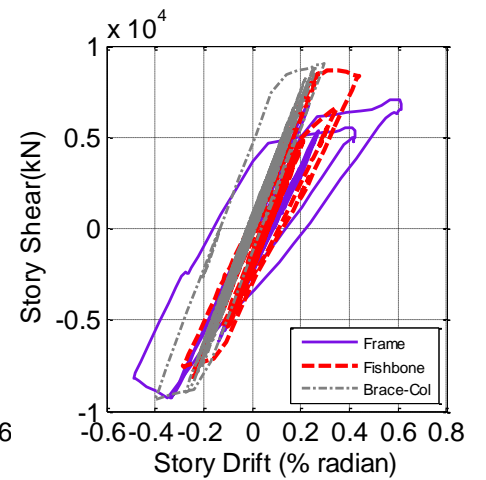
**La08 3F**



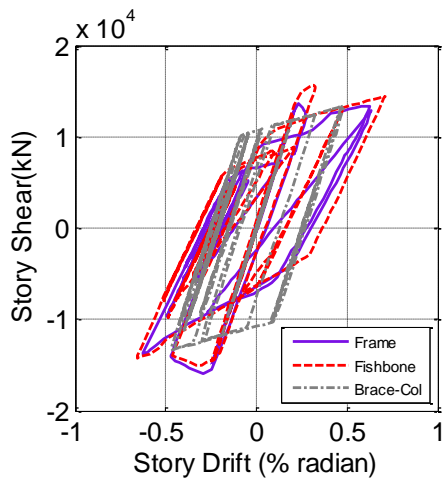
**La09 1F**



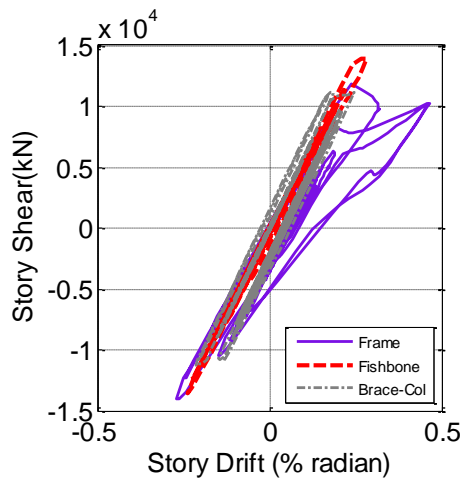
**La09 2F**



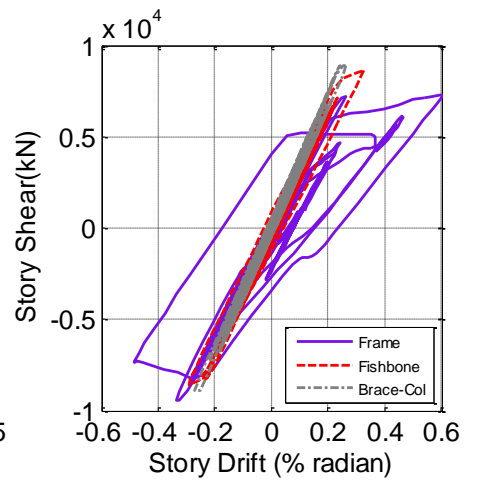
**La09 3F**



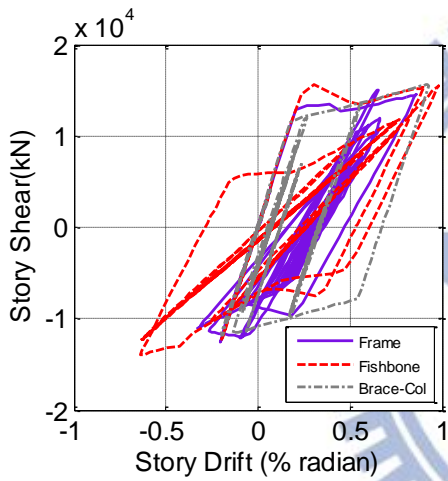
**La10 1F**



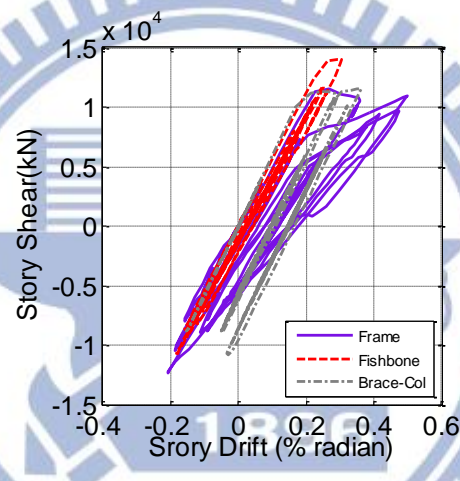
**La10 2F**



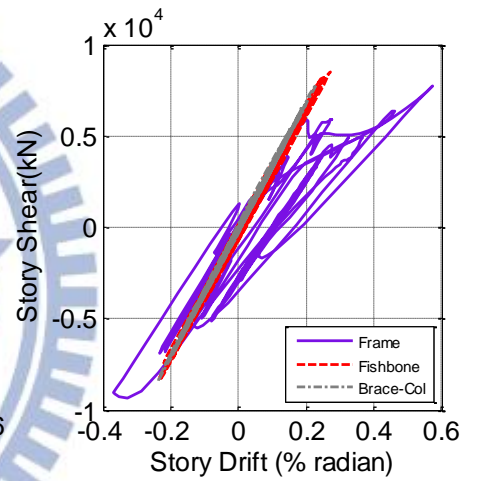
**La10 3F**



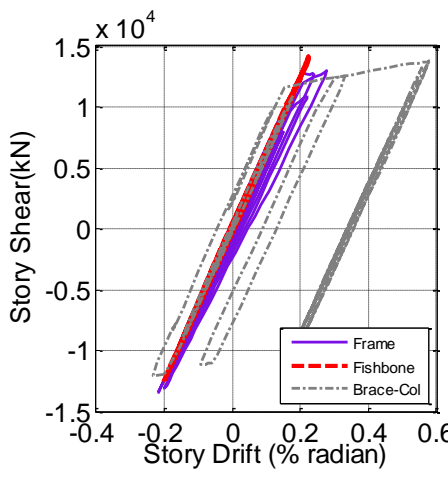
**La11 1F**



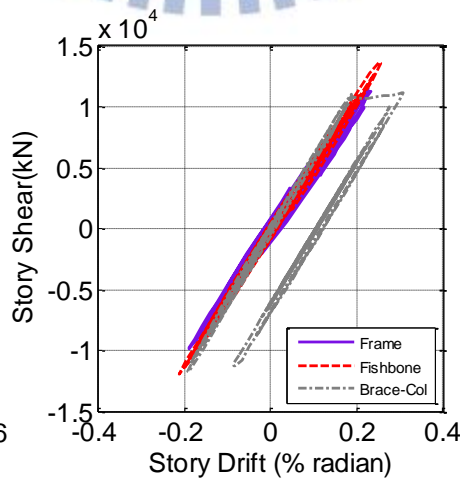
**La11 2F**



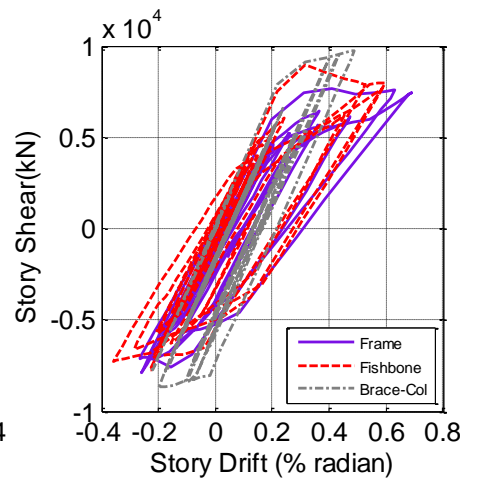
**La11 3F**



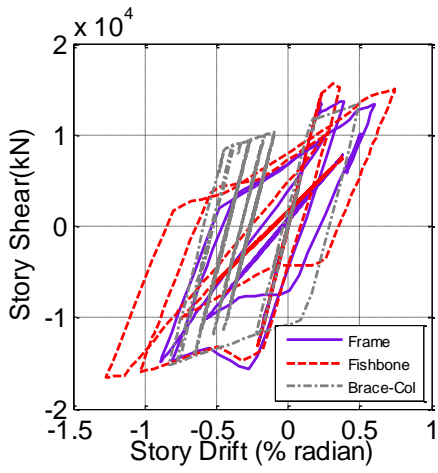
**La12 1F**



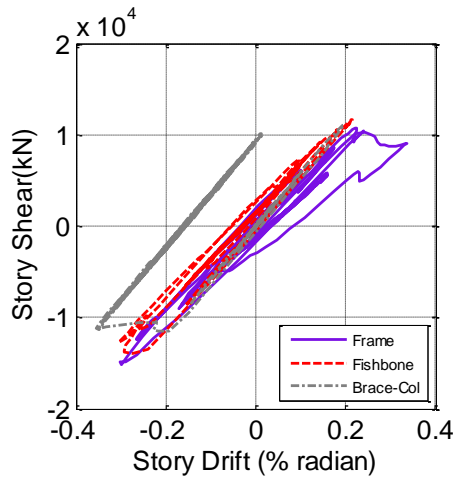
**La12 2F**



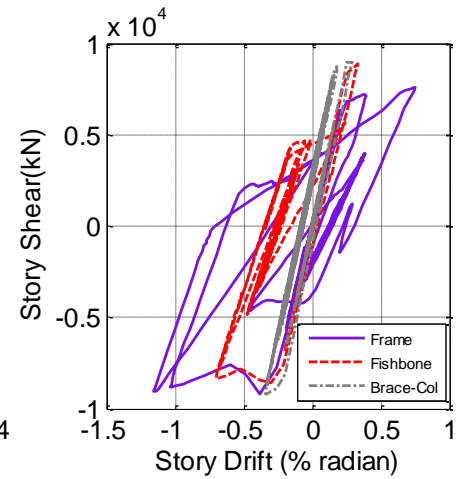
**La12 3F**



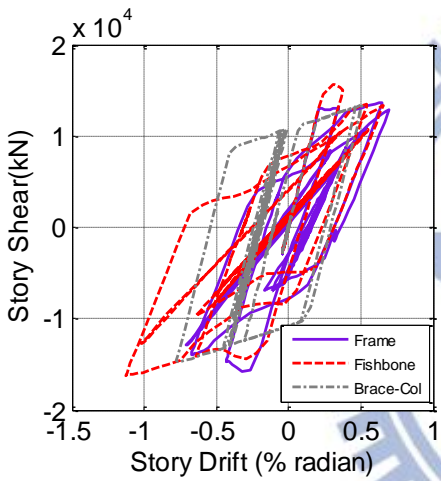
**La13 1F**



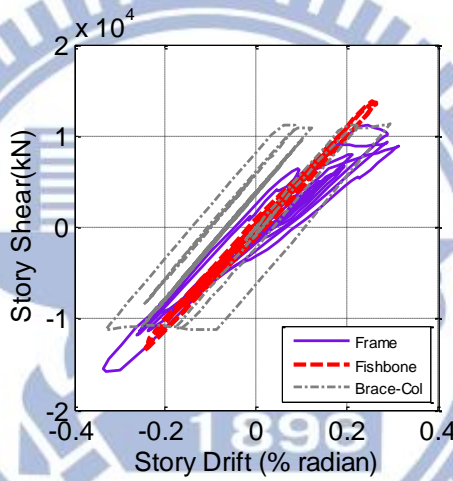
**La13 2F**



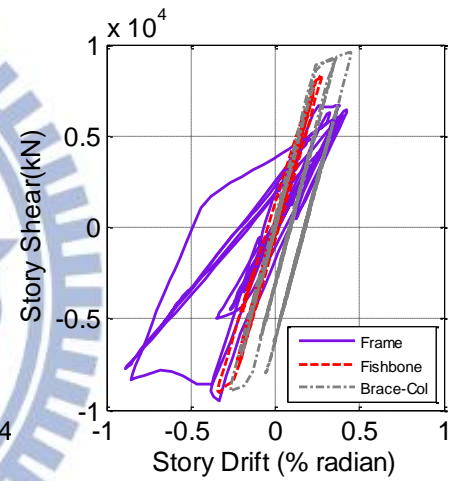
**La13 3F**



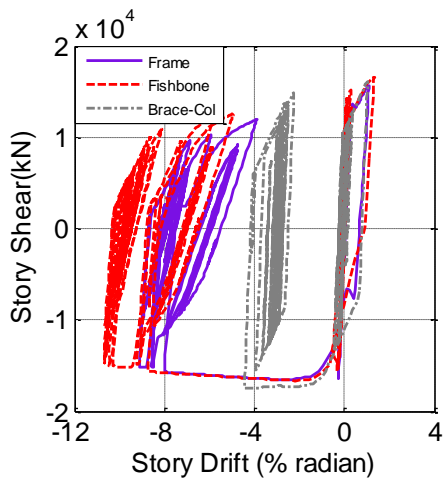
**La14 1F**



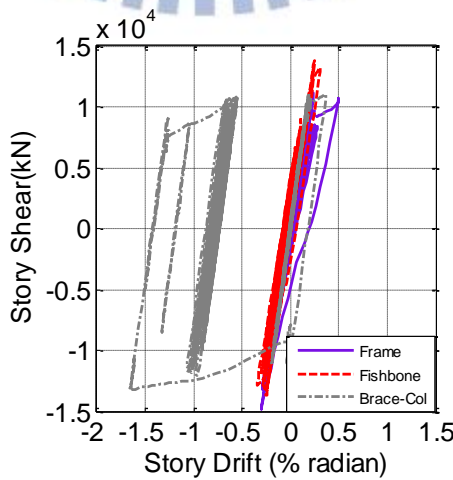
**La14 2F**



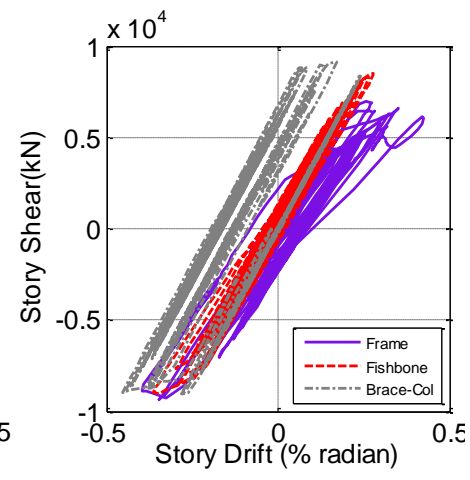
**La14 3F**



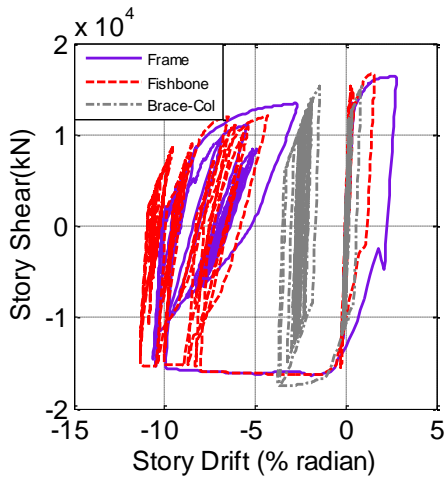
**La15 1F**



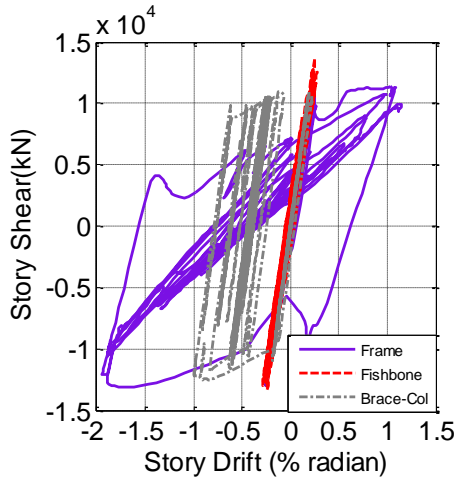
**La15 2F**



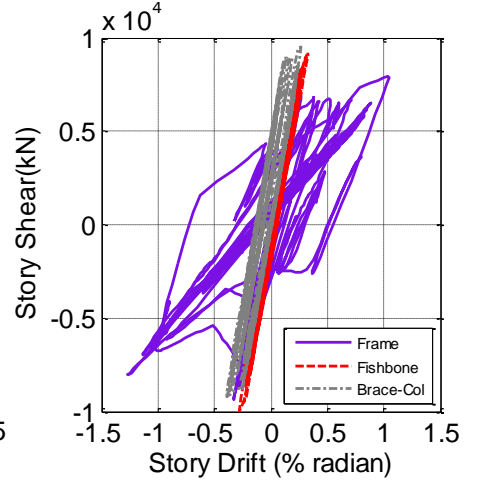
**La15 3F**



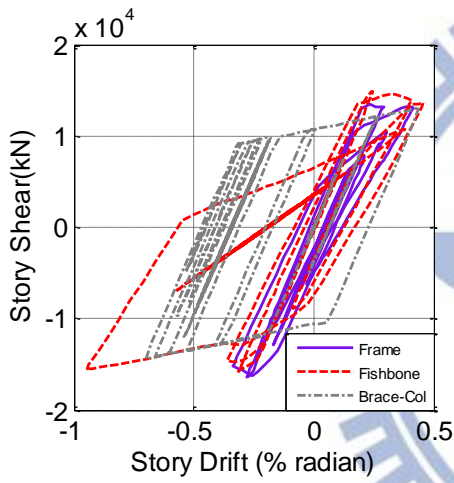
**La16 1F**



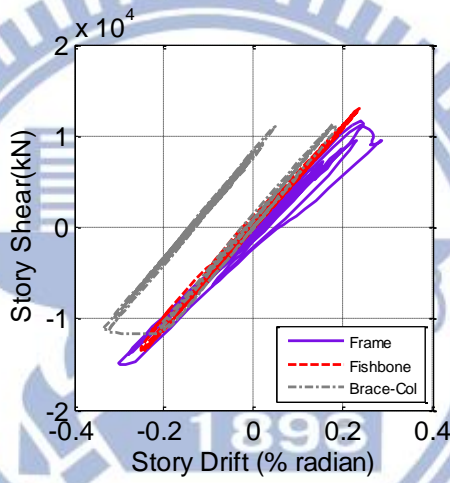
**La16 2F**



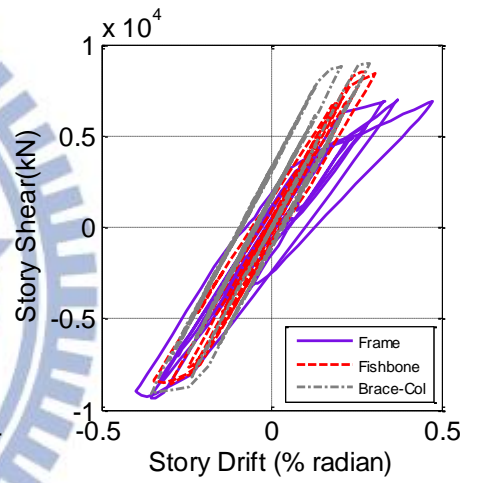
**La16 3F**



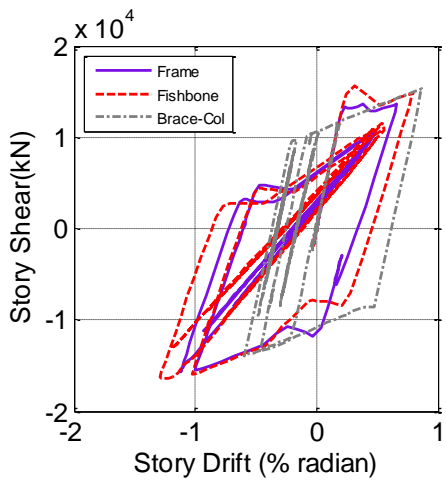
**La17 1F**



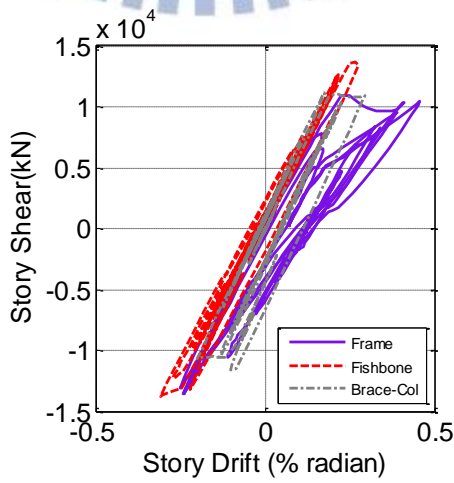
**La17 2F**



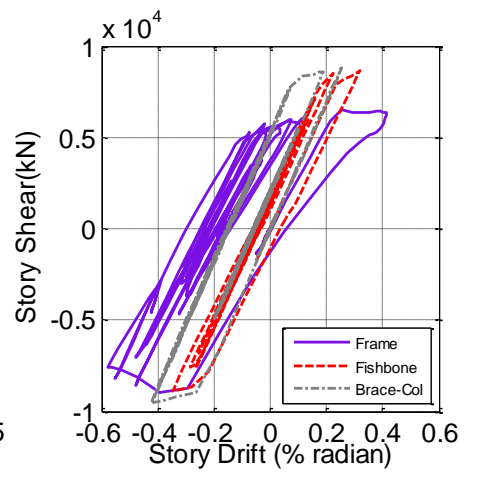
**La17 3F**



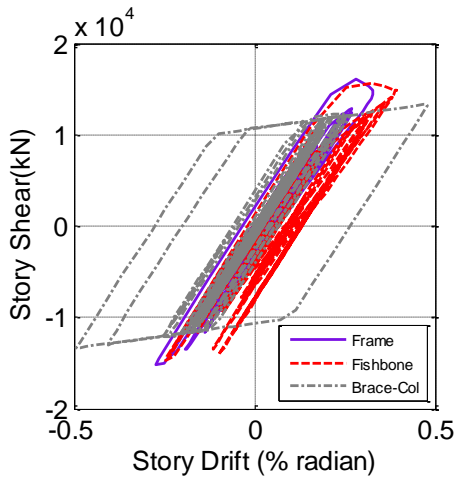
**La18 1F**



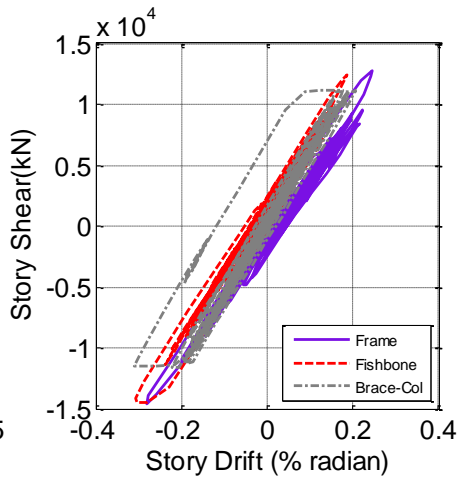
**La18 2F**



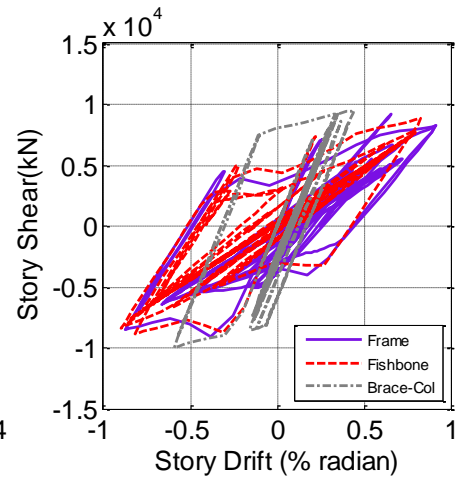
**La18 3F**



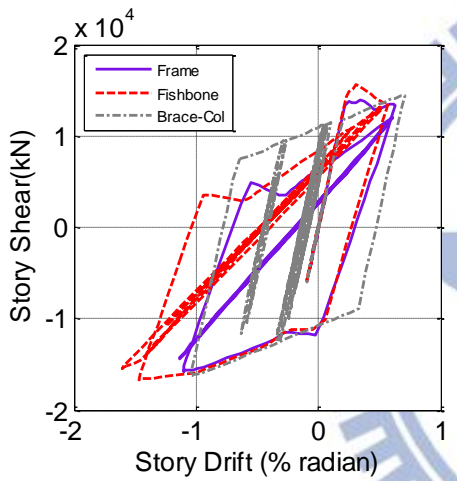
**La19 1F**



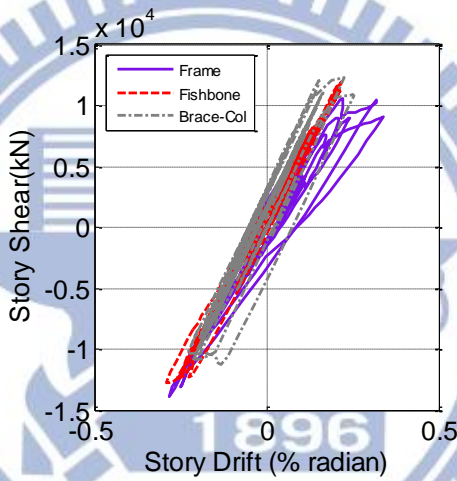
**La19 2F**



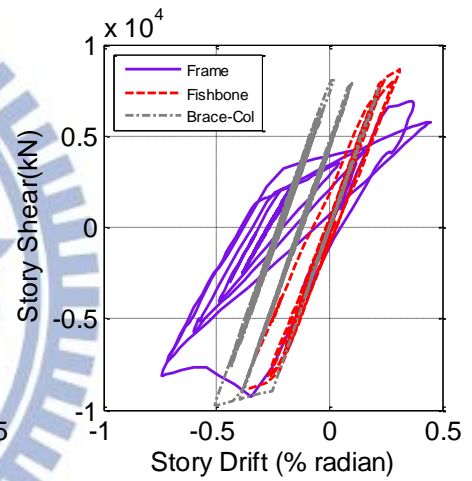
**La19 3F**



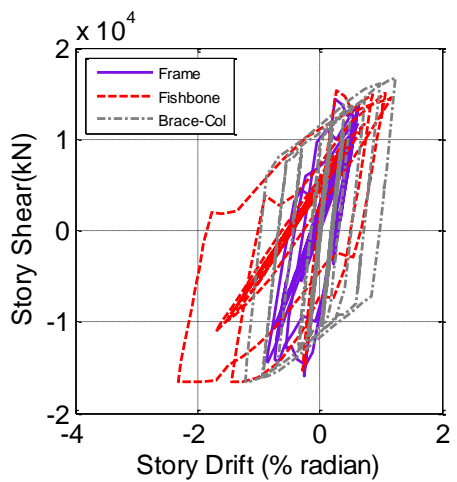
**La20 1F**



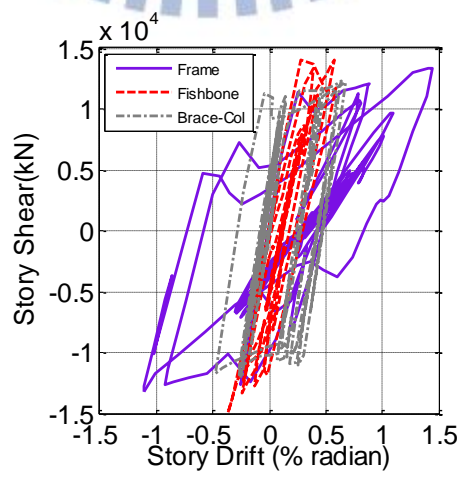
**La20 2F**



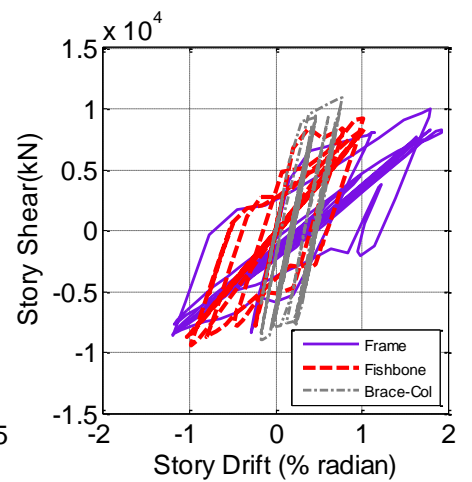
**La20 3F**



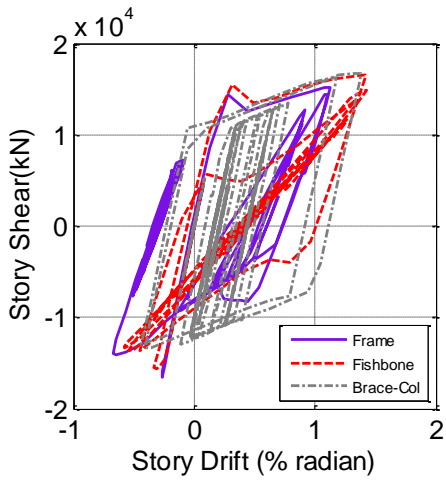
**La21 1F**



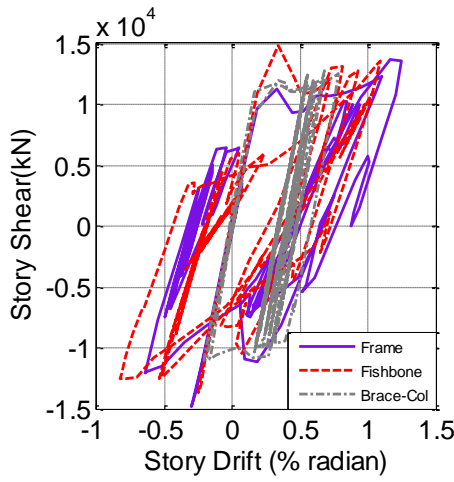
**La21 2F**



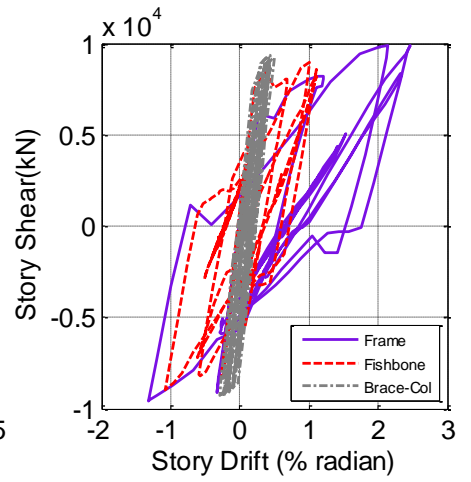
**La21 3F**



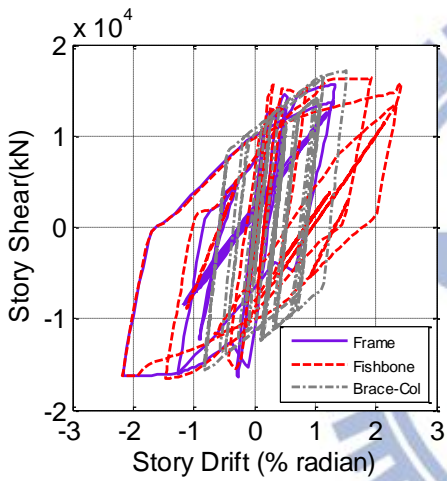
**La22 1F**



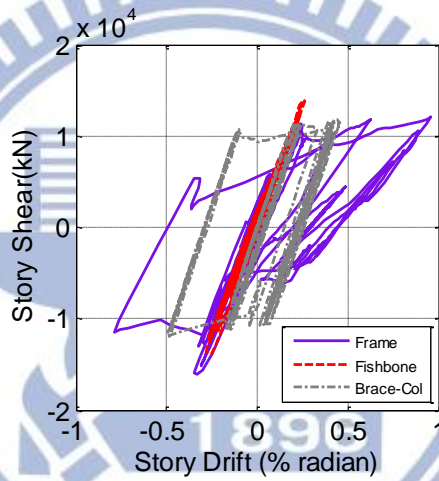
**La22 2F**



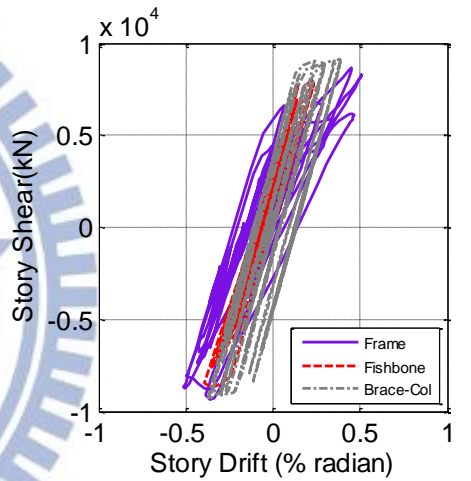
**La22 3F**



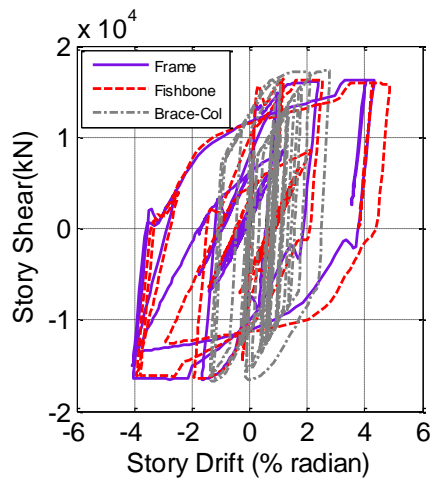
**La23 1F**



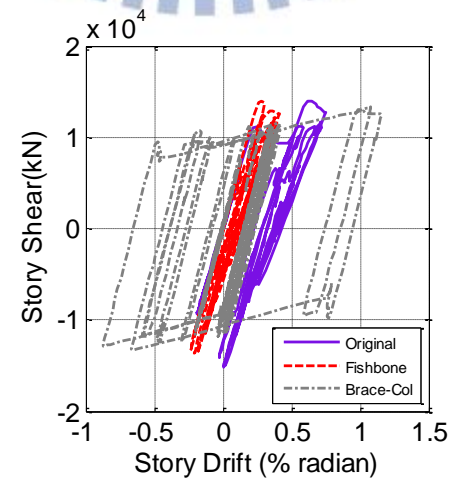
**La23 2F**



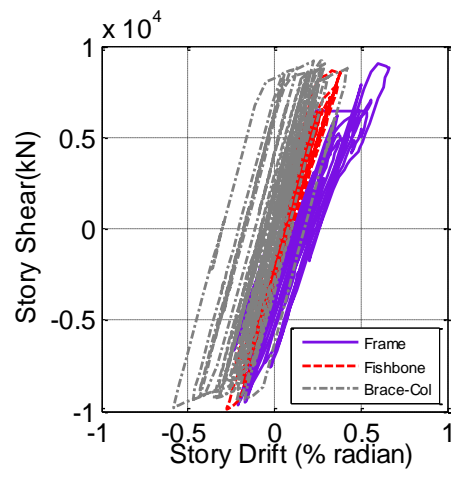
**La23 3F**



**La24 1F**

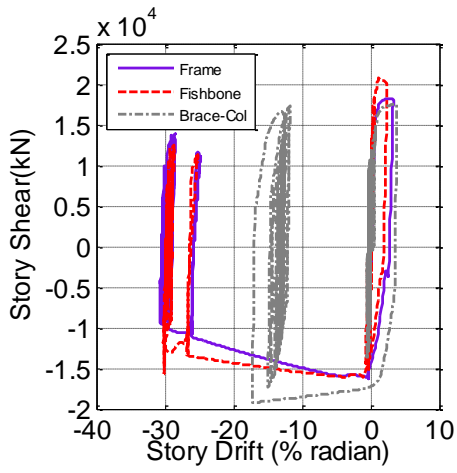


**La24 2F**

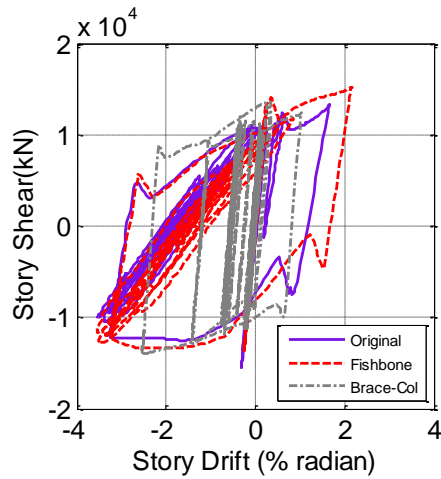


**La24 3F**

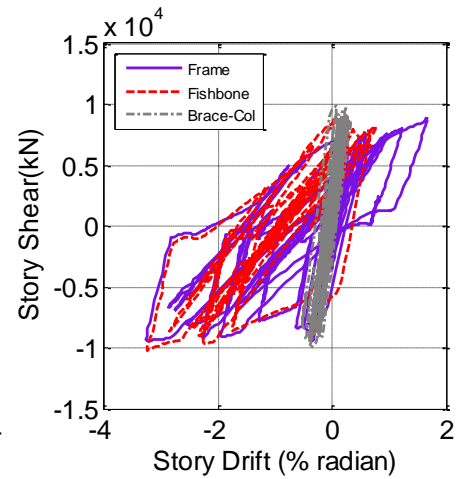




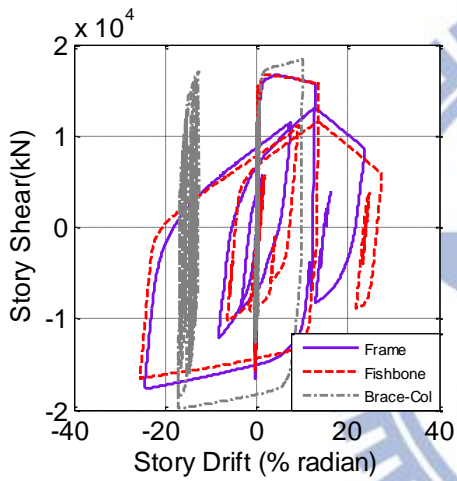
**La25 1F**



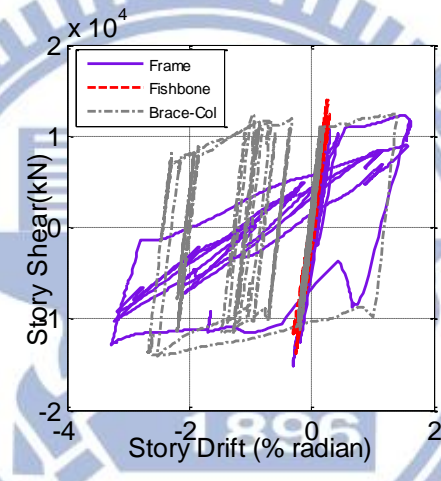
**La25 2F**



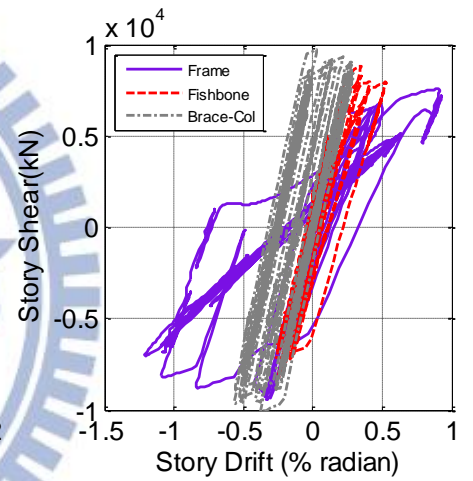
**La25 3F**



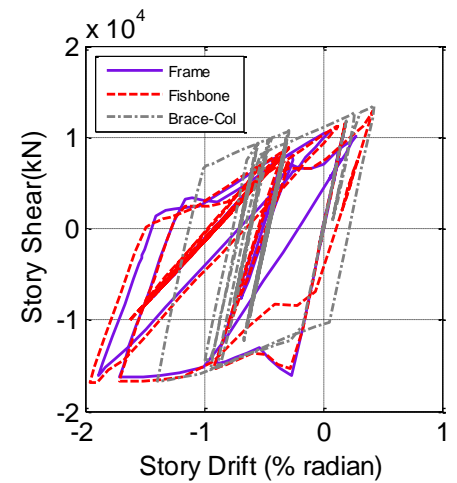
**La26 1F**



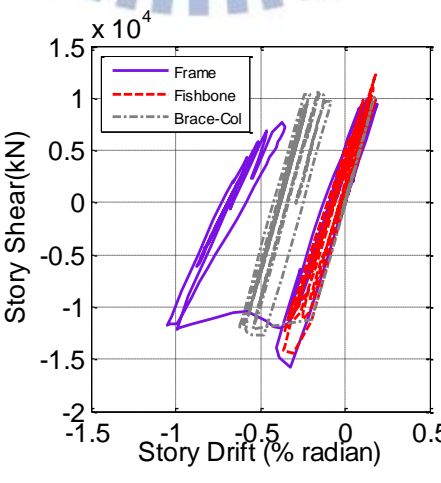
**La26 2F**



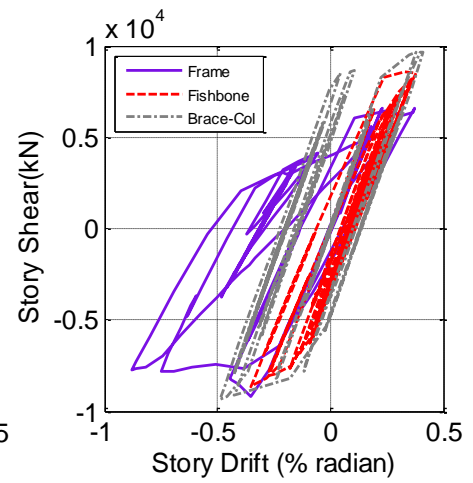
**La26 3F**



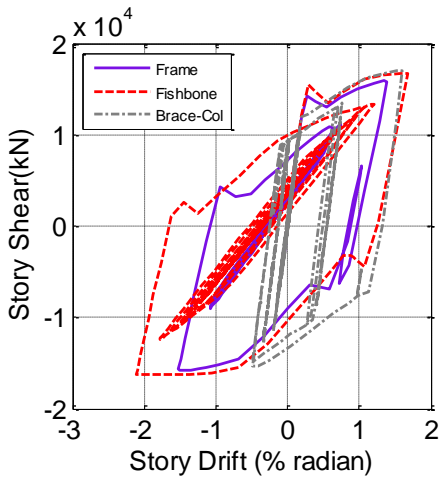
**La27 1F**



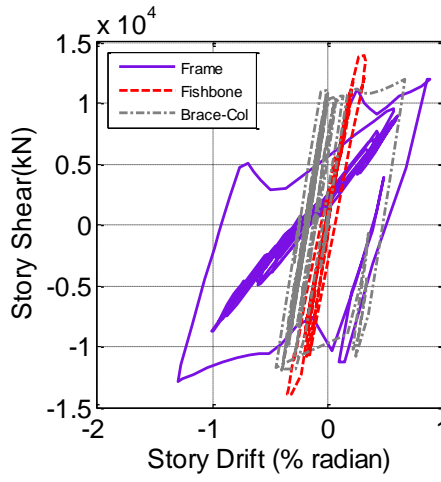
**La27 2F**



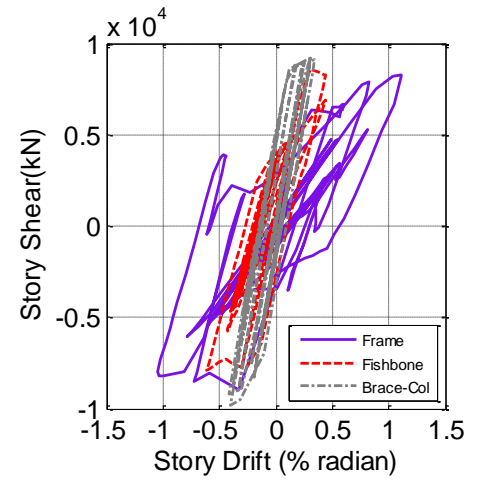
**La27 3F**



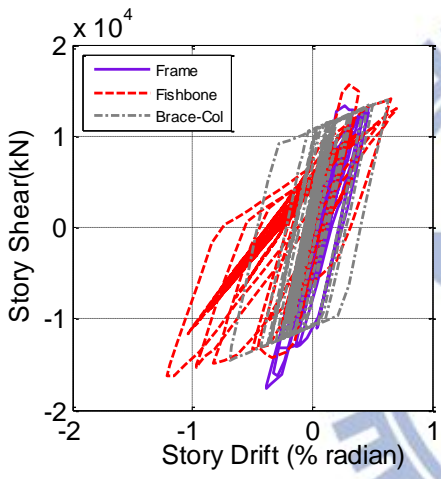
**La28 1F**



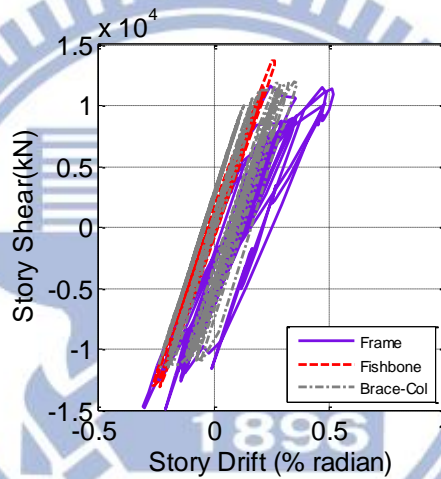
**La28 2F**



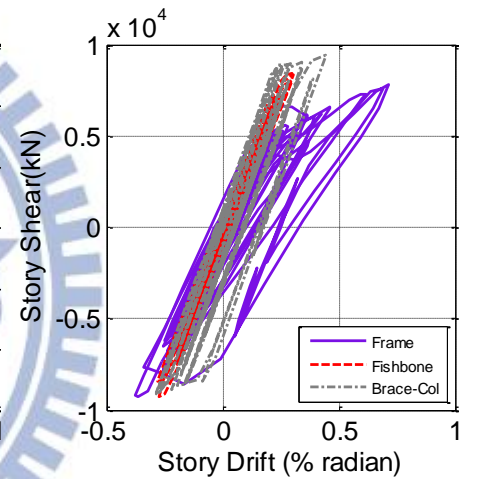
**La28 3F**



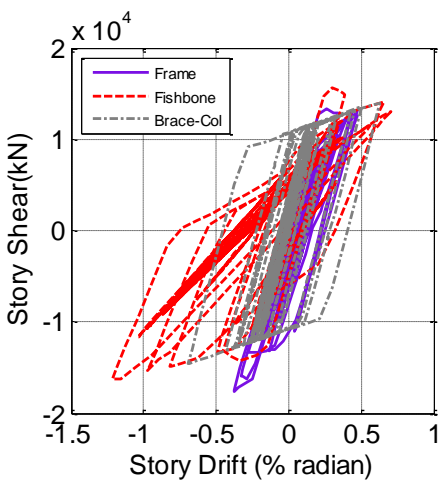
**La29 1F**



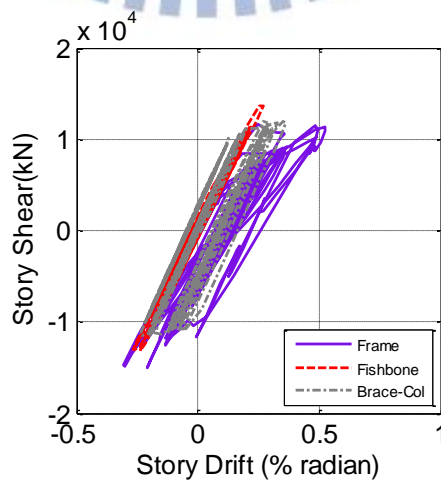
**La29 2F**



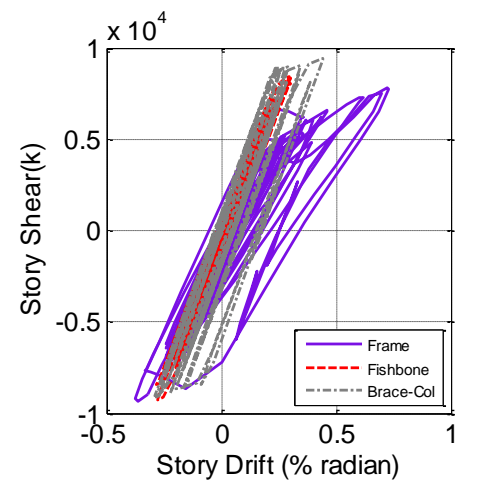
**La29 3F**



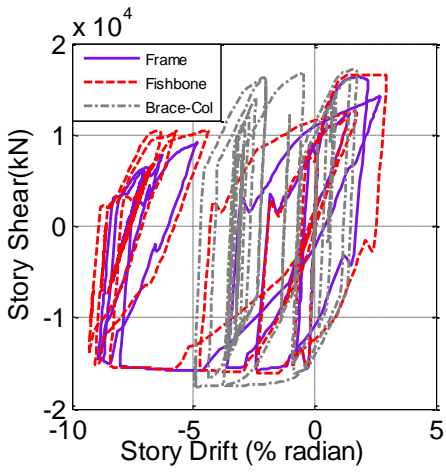
**La30 1F**



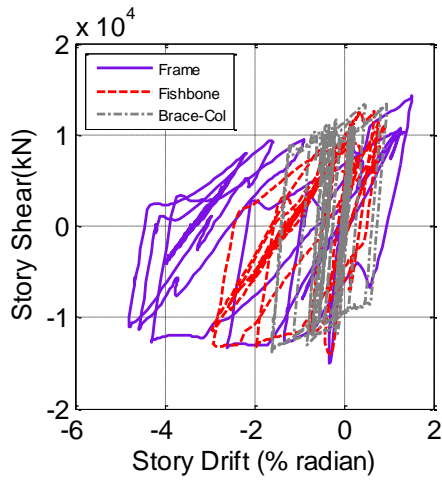
**La30 2F**



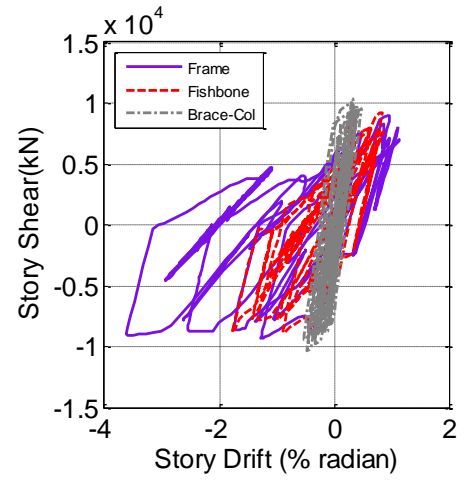
**La30 3F**



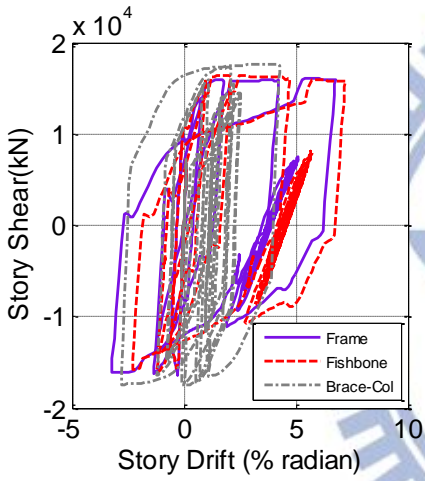
**La31 1F**



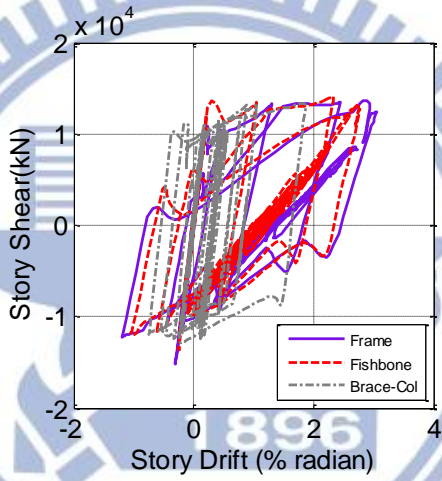
**La31 2F**



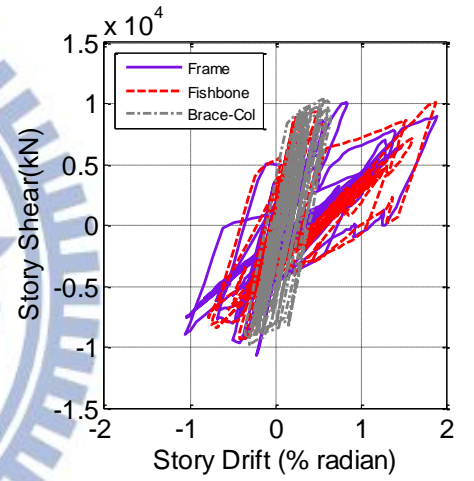
**La31 3F**



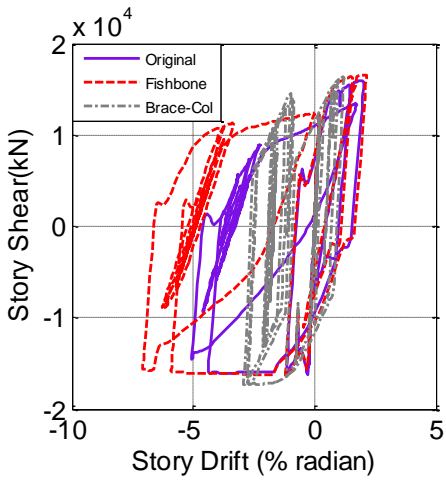
**La32 1F**



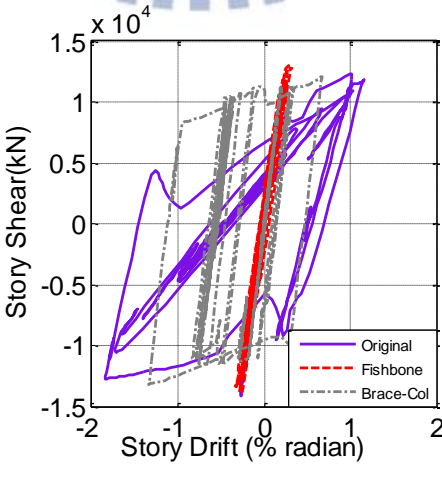
**La32 2F**



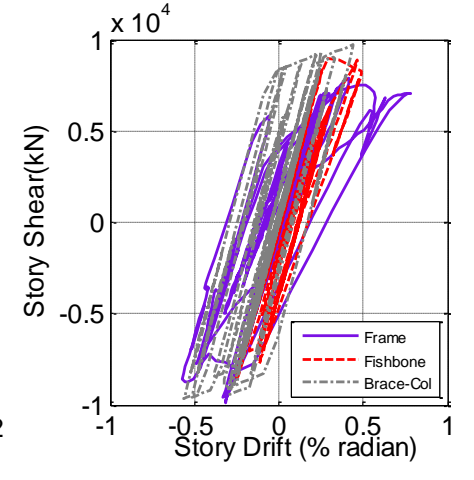
**La32 3F**



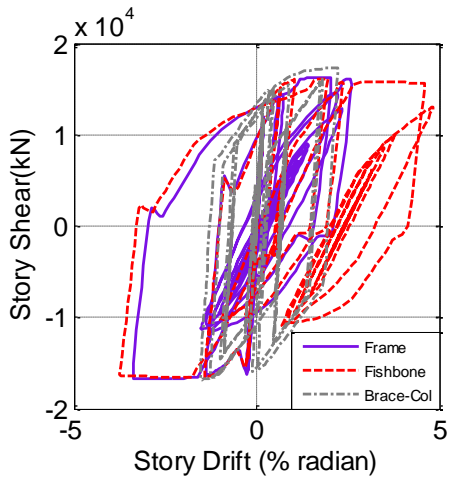
**La33 1F**



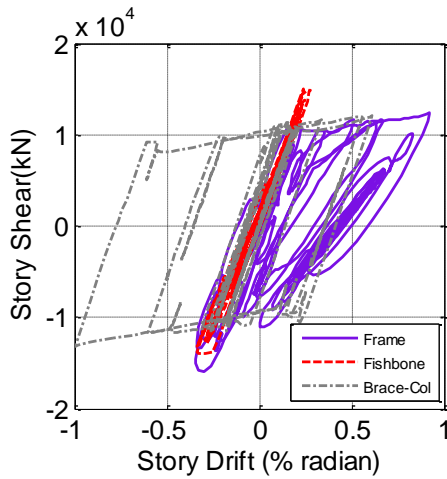
**La33 2F**



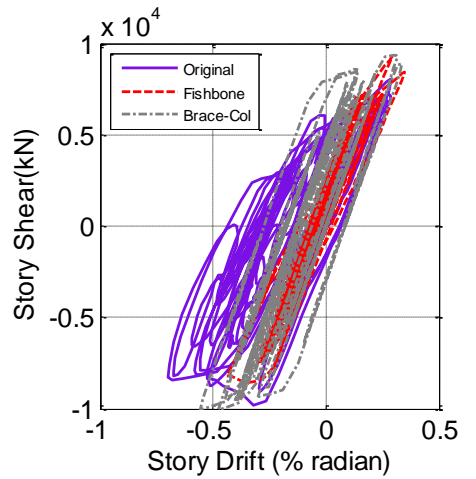
**La33 3F**



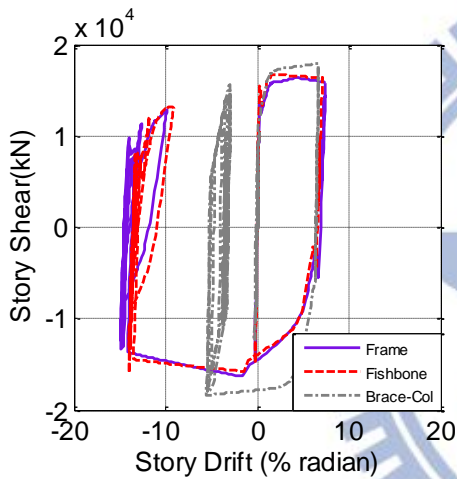
**La34 1F**



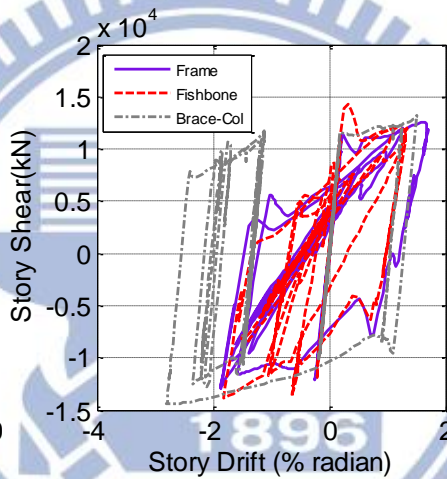
**La34 2F**



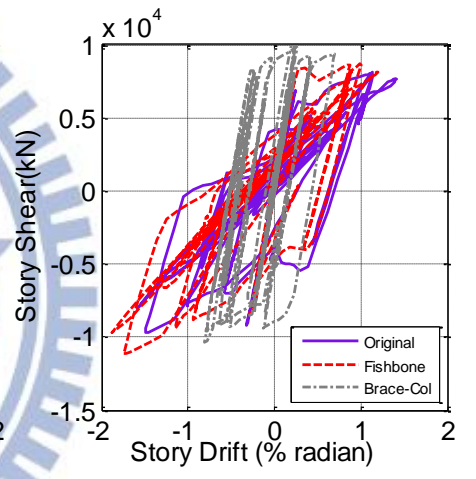
**La34 3F**



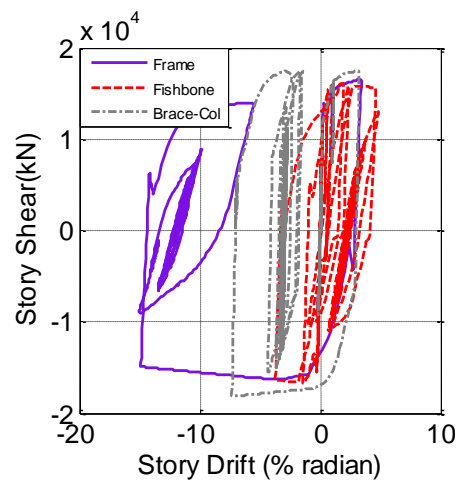
**La35 1F**



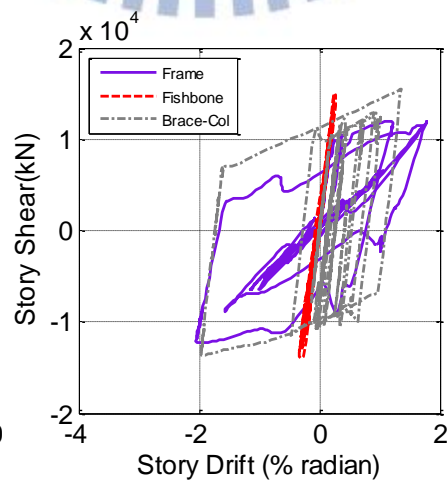
**La35 2F**



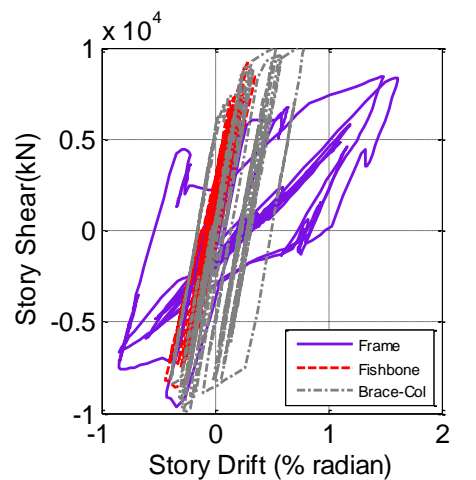
**La35 3F**



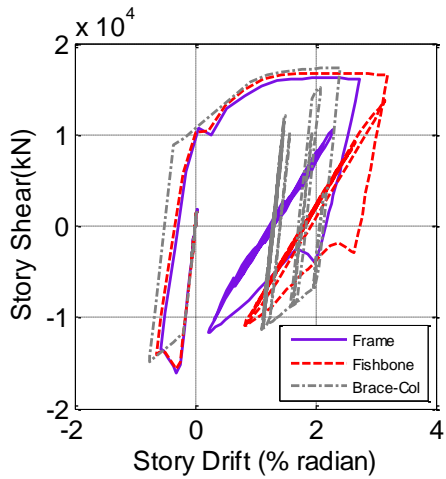
**La36 1F**



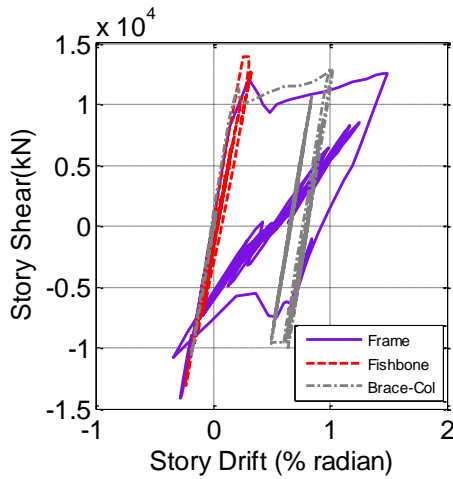
**La36 2F**



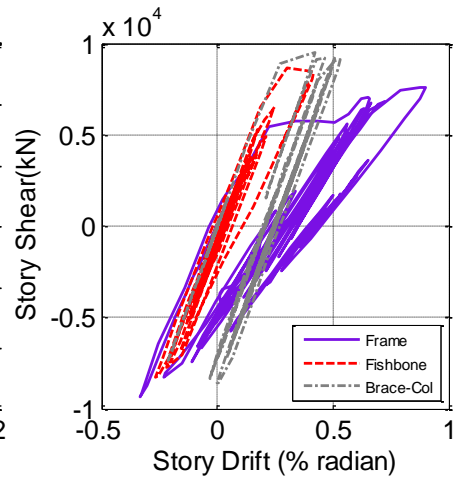
**La36 3F**



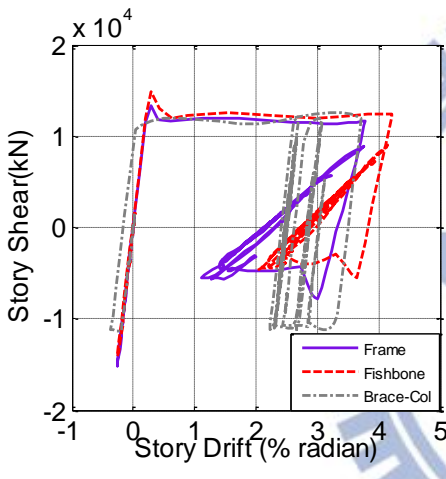
**La37 1F**



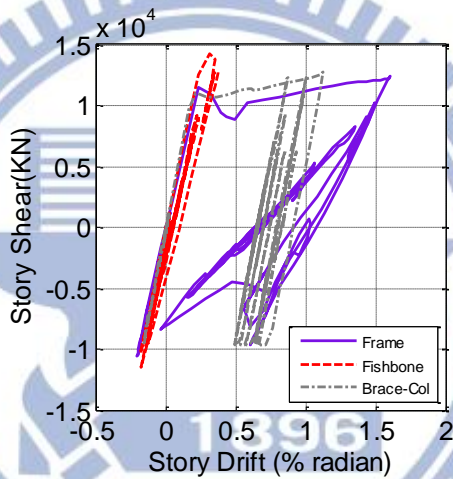
**La37 2F**



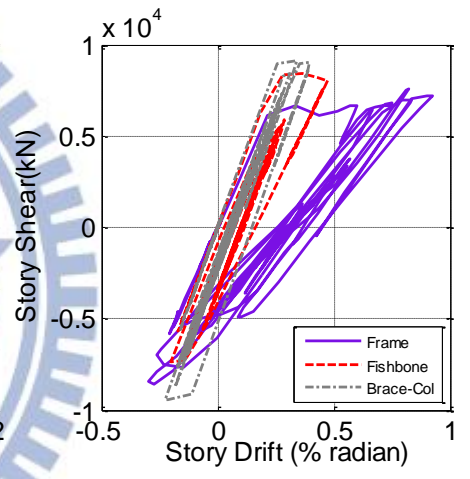
**La37 3F**



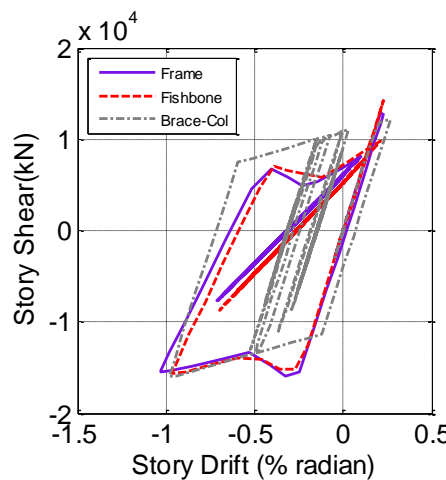
**La38 1F**



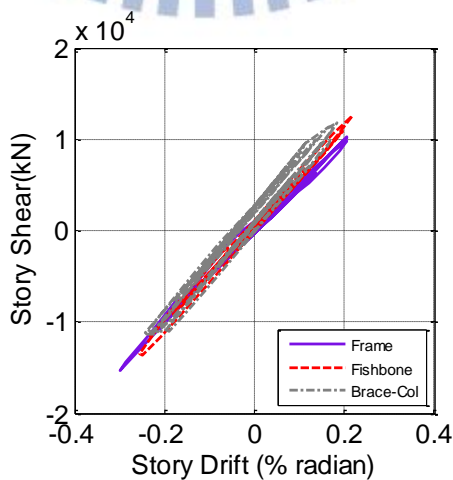
**La38 2F**



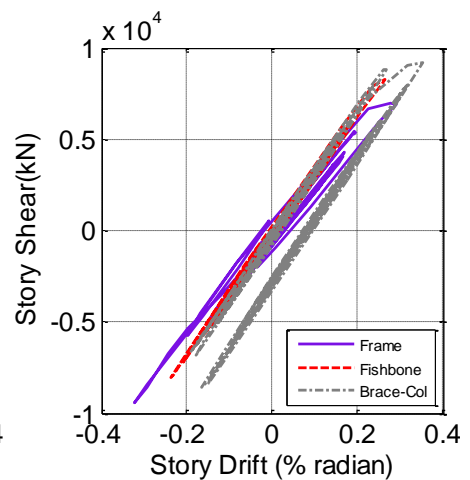
**La38 3F**



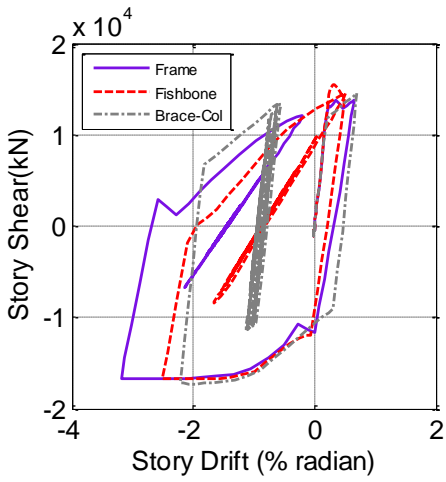
**La39 1F**



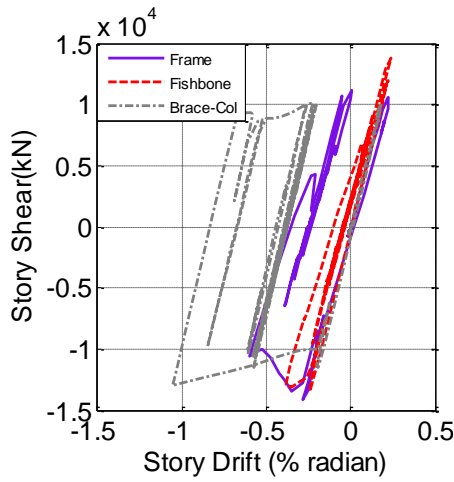
**La39 2F**



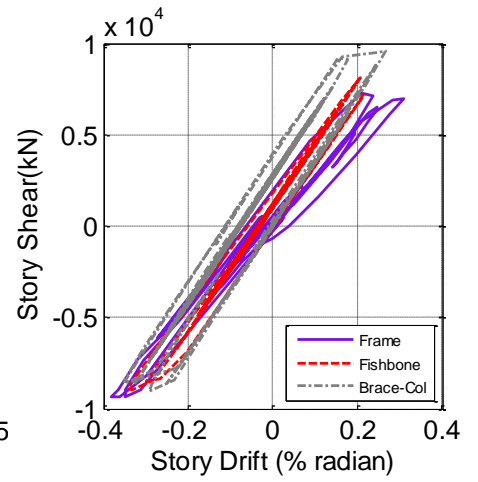
**La39 3F**



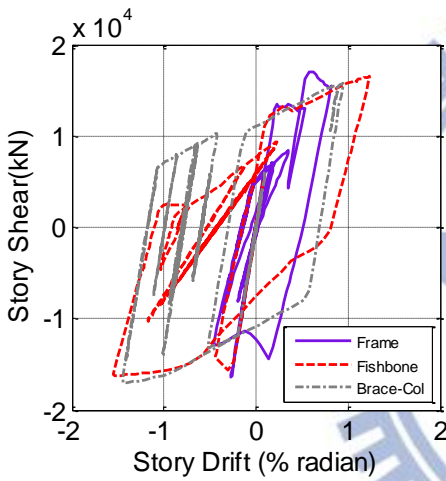
**La40 1F**



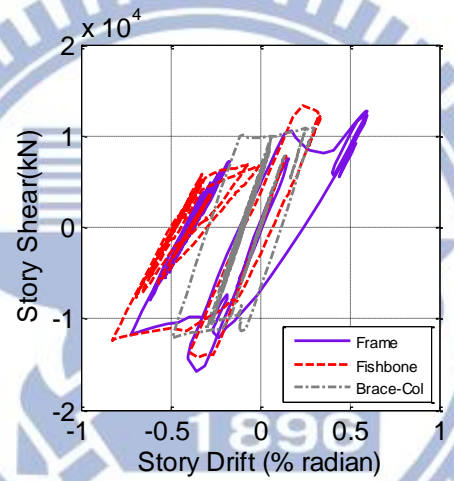
**La40 2F**



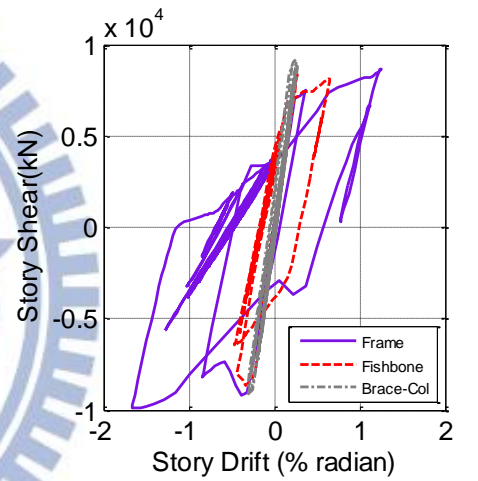
**La40 3F**



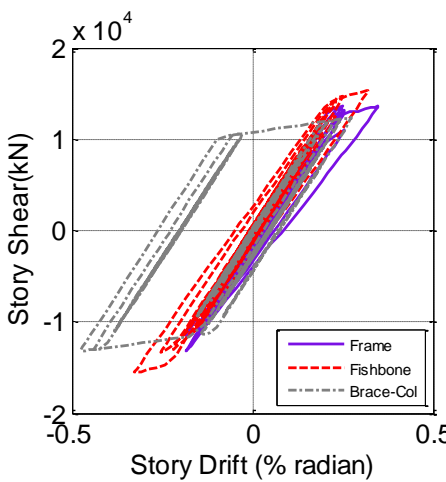
**La41 1F**



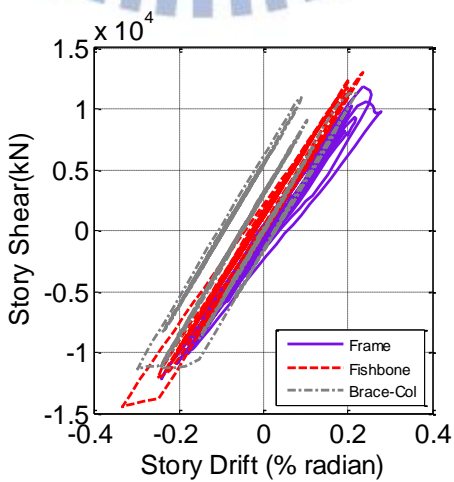
**La41 2F**



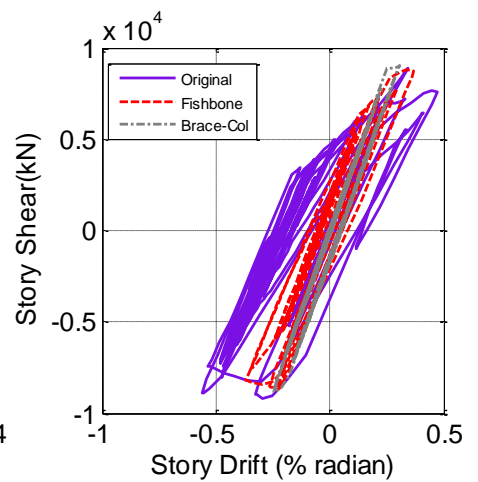
**La41 3F**



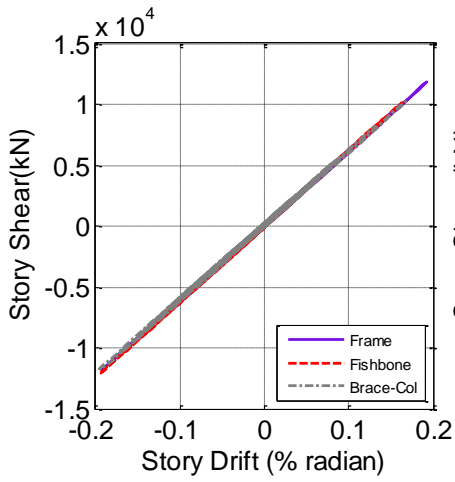
**La42 1F**



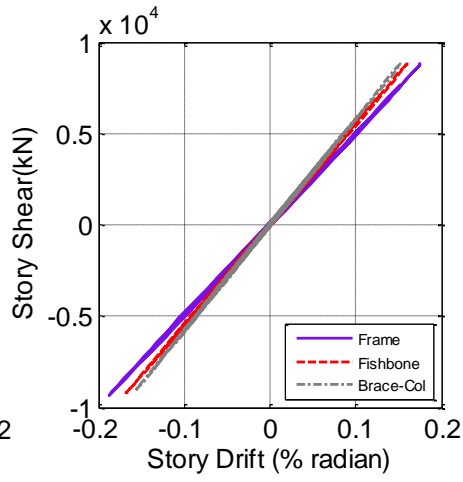
**La42 2F**



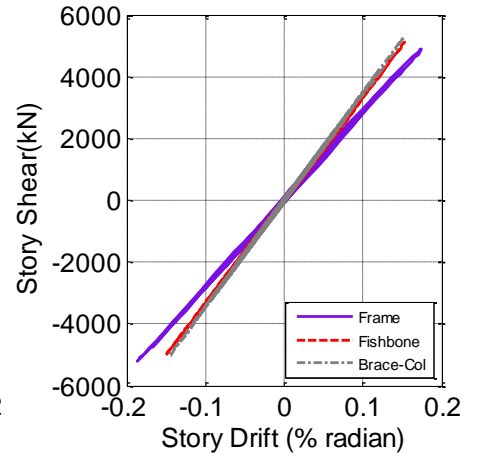
**La42 3F**



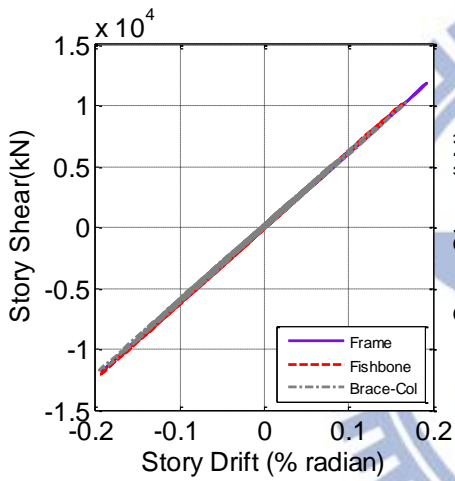
**La43 1F**



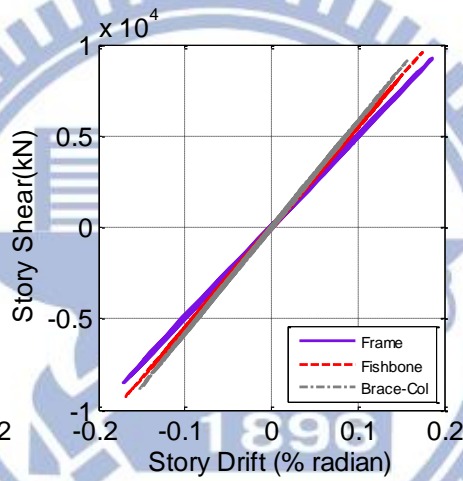
**La43 2F**



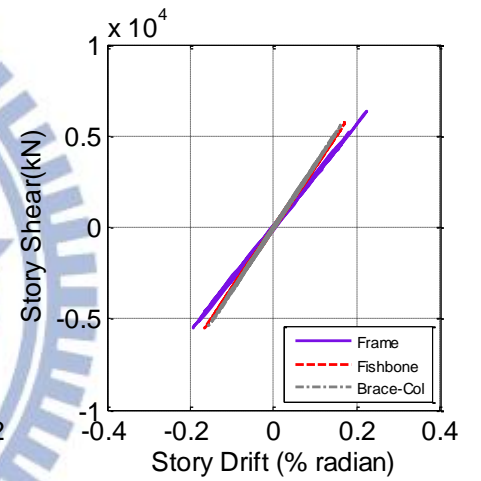
**La43 3F**



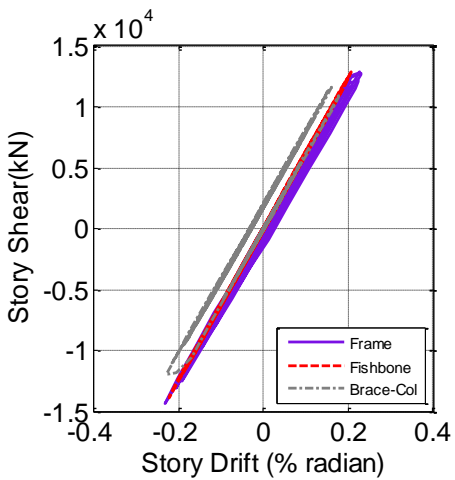
**La44 1F**



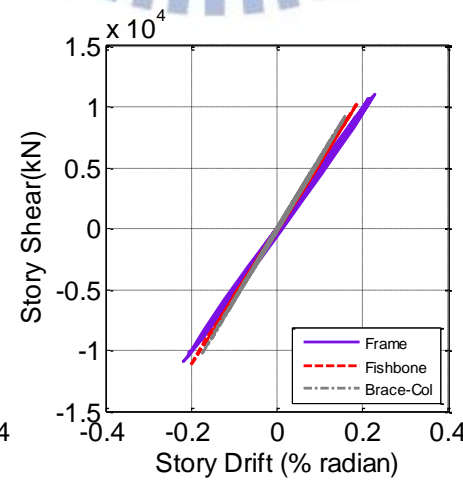
**La44 2F**



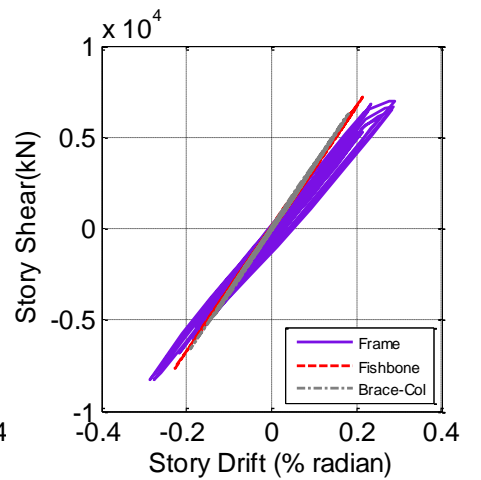
**La44 3F**



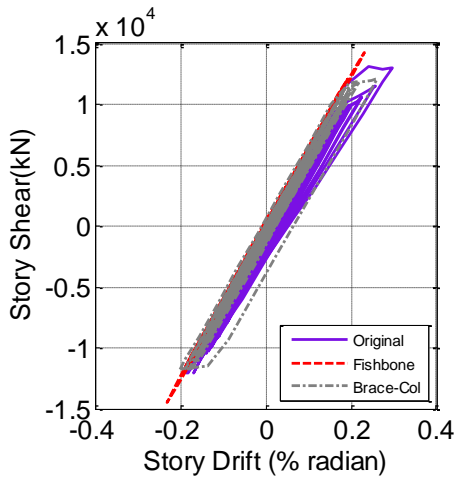
**La45 1F**



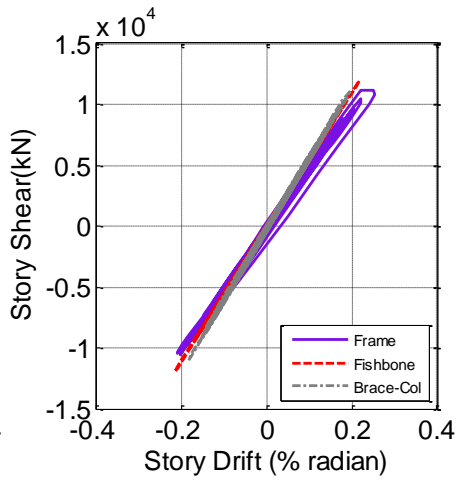
**La45 2F**



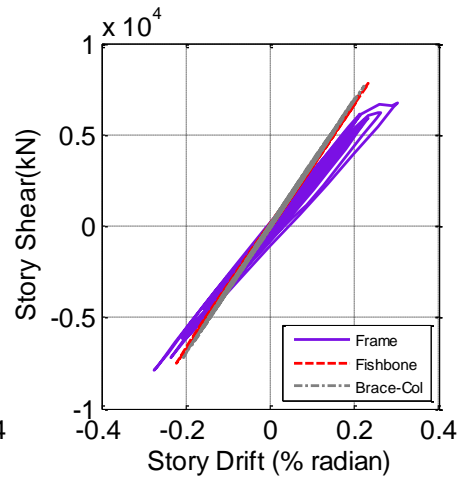
**La45 3F**



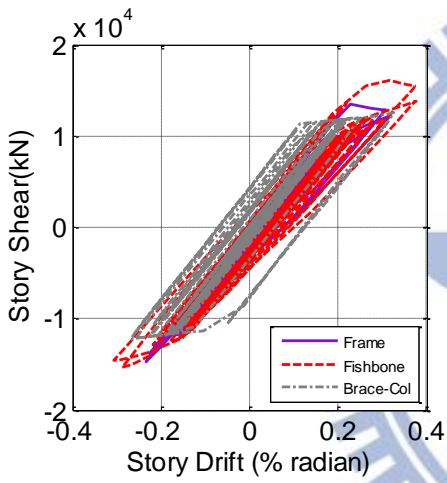
**La46 1F**



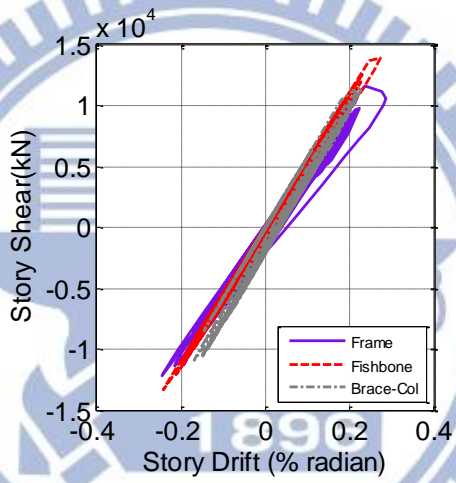
**La46 2F**



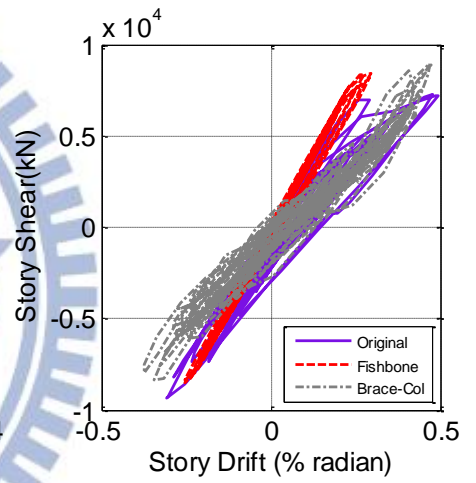
**La46 3F**



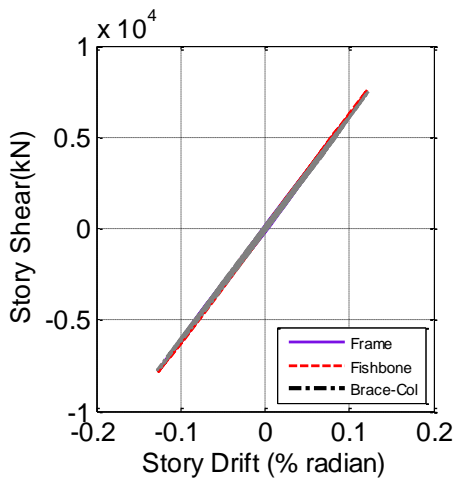
**La47 1F**



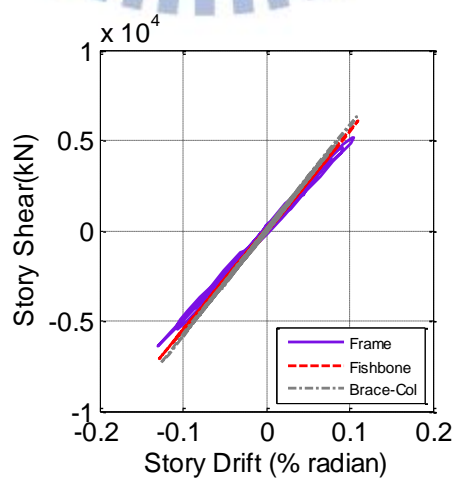
**La47 2F**



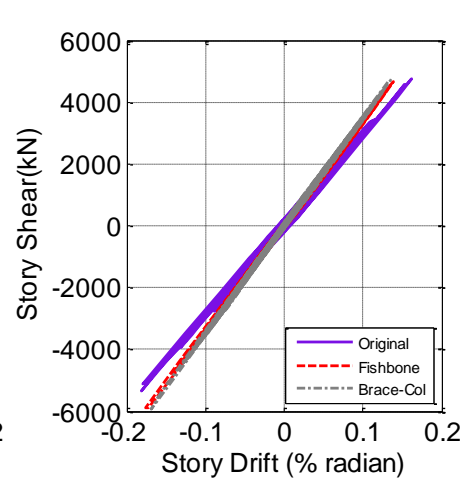
**La47 3F**



**La48 1F**

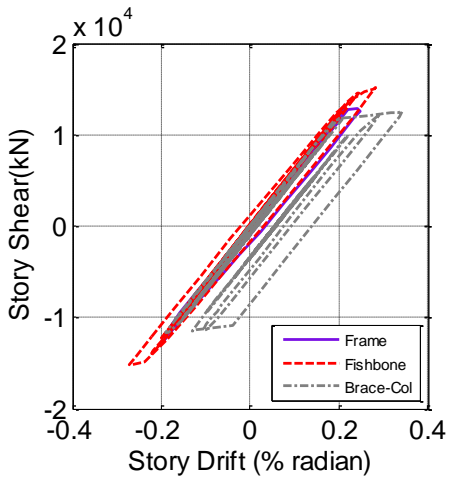


**La48 2F**

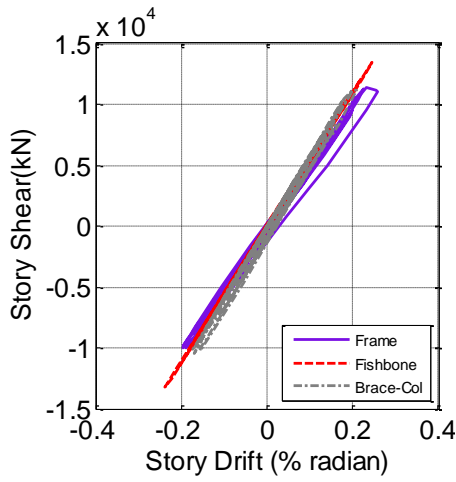


**La48 3F**

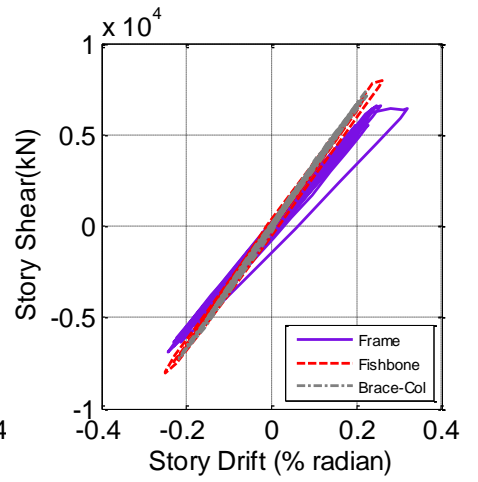




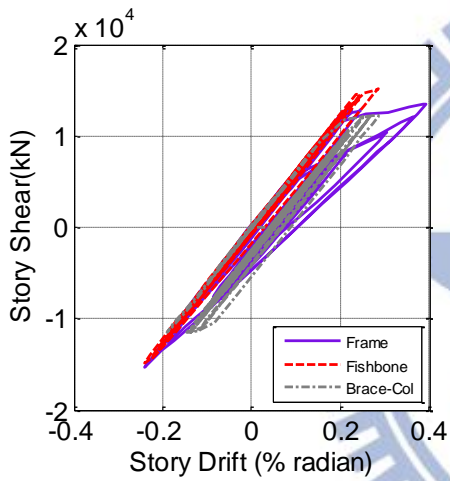
**La49 1F**



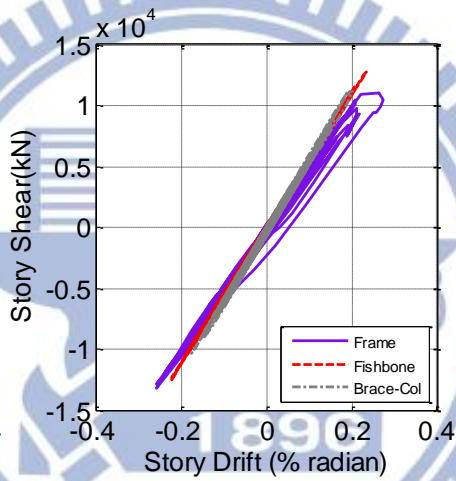
**La49 2F**



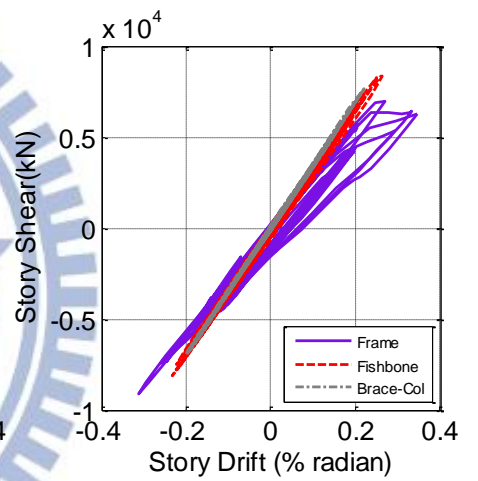
**La49 3F**



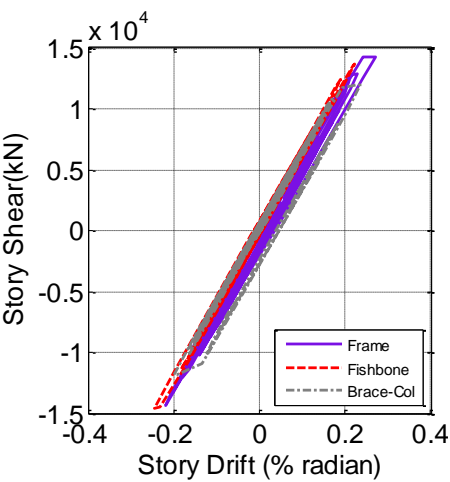
**La50 1F**



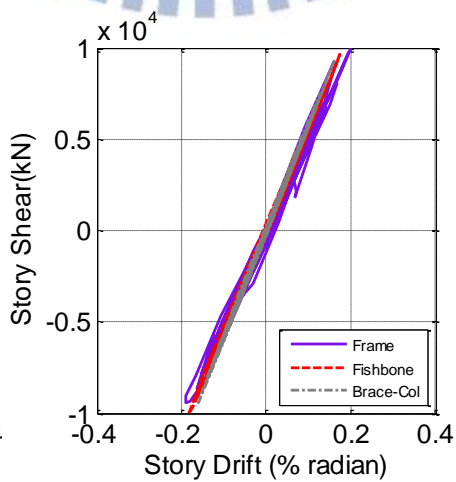
**La50 2F**



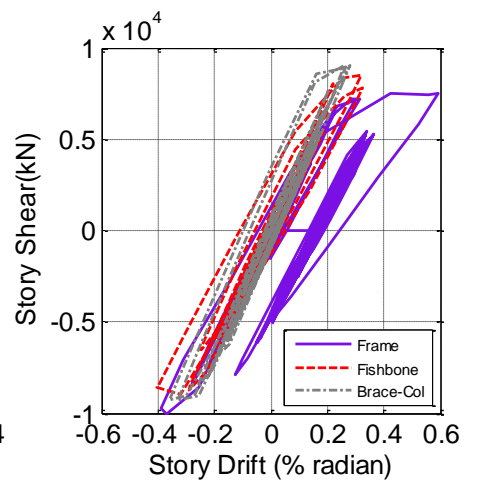
**La50 3F**



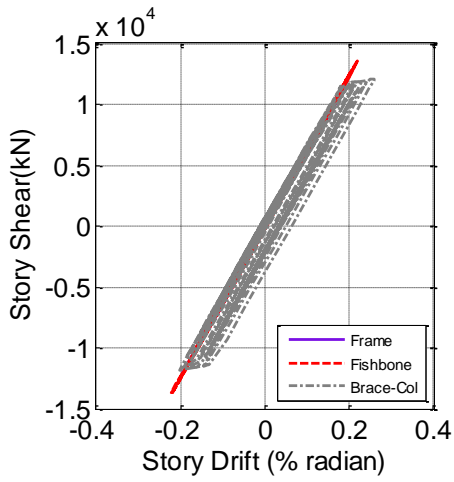
**La51 1F**



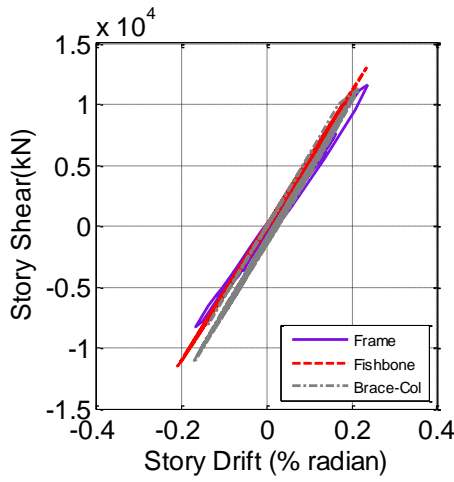
**La51 2F**



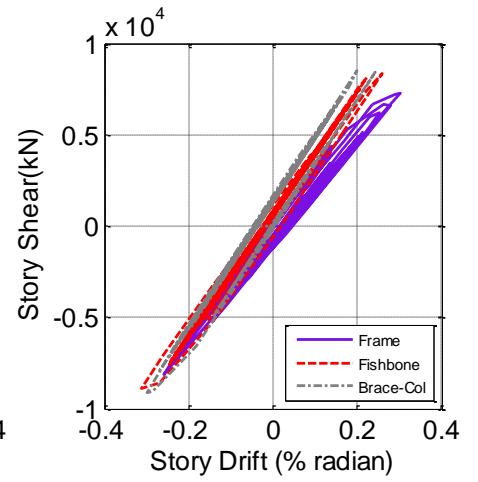
**La51 3F**



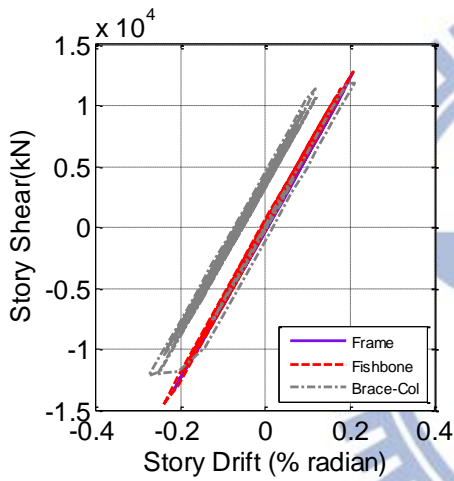
**La52 1F**



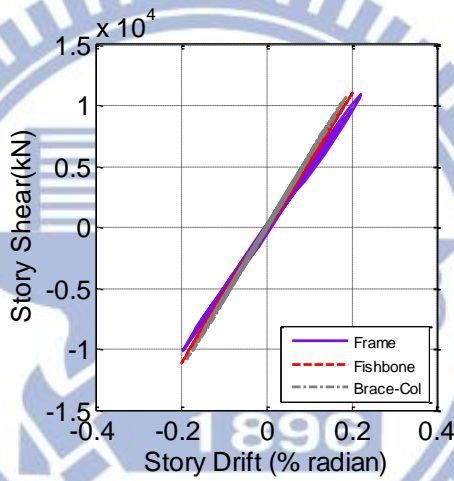
**La52 2F**



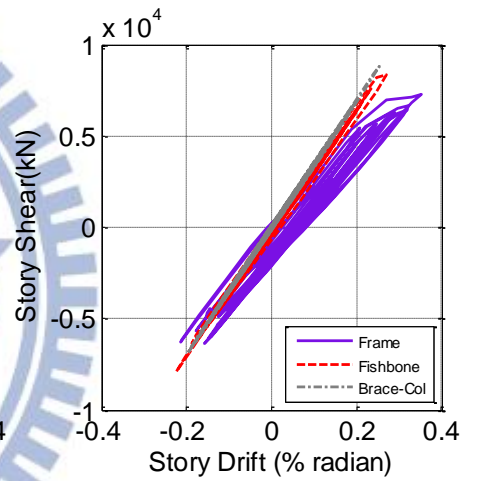
**La52 3F**



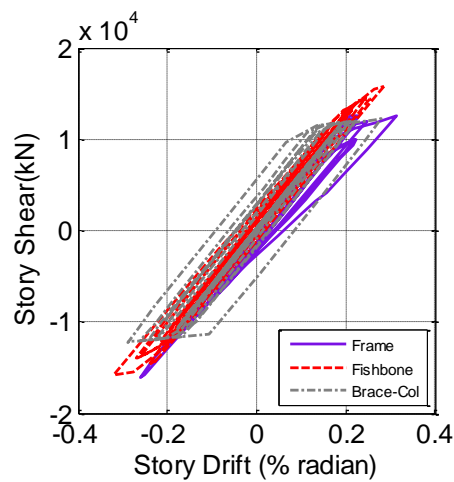
**La53 1F**



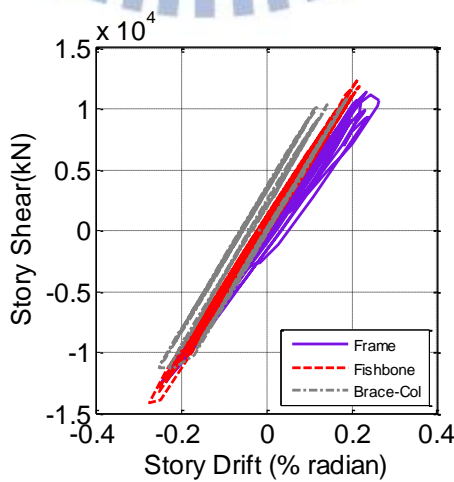
**La53 2F**



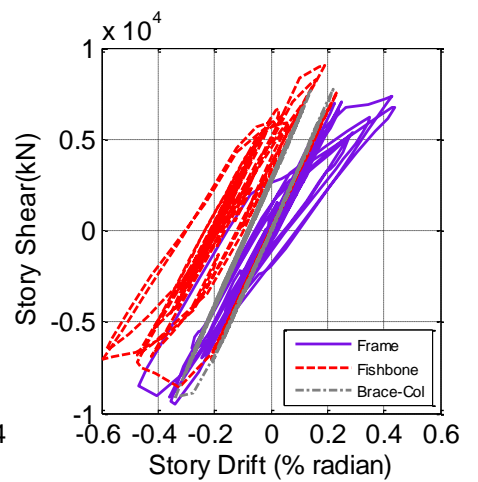
**La53 3F**



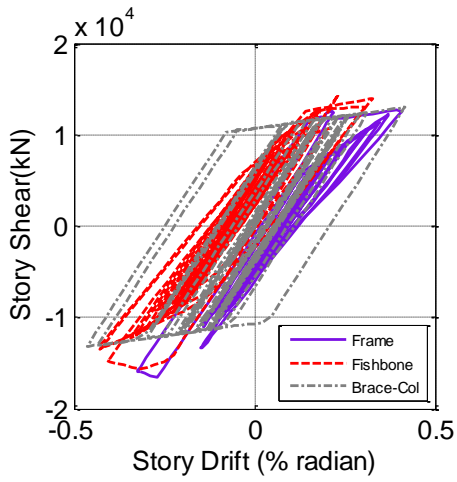
**La54 1F**



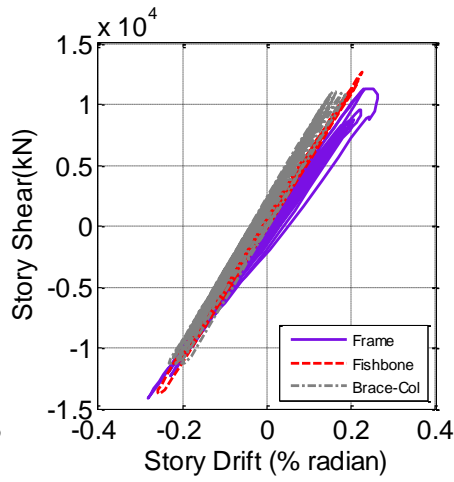
**La54 2F**



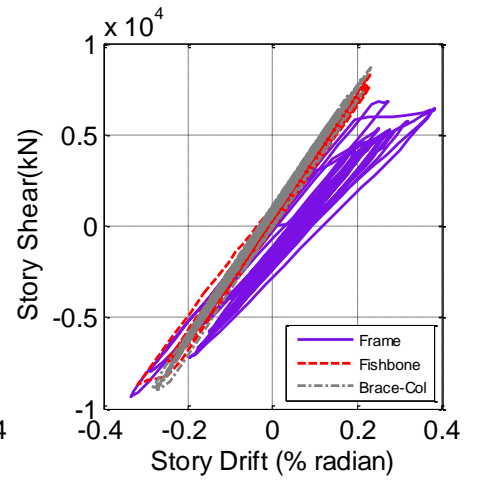
**La54 3F**



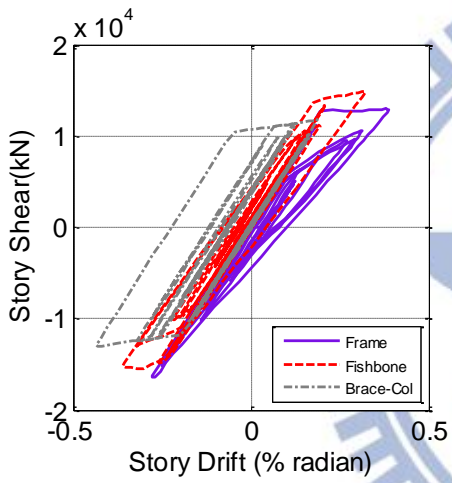
**La55 1F**



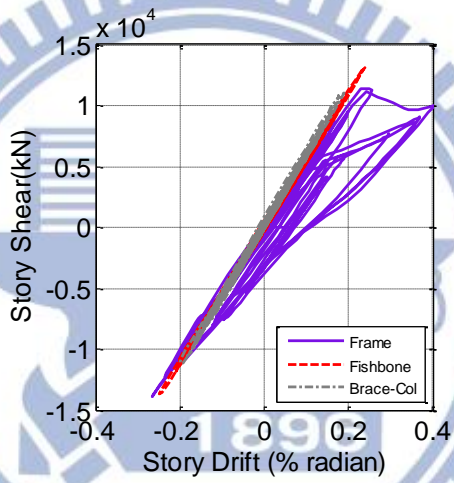
**La55 2F**



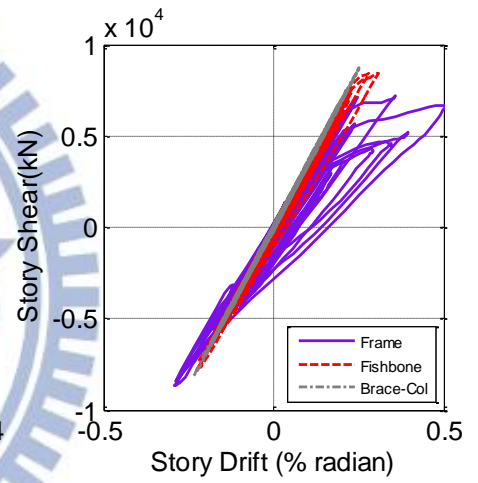
**La55 3F**



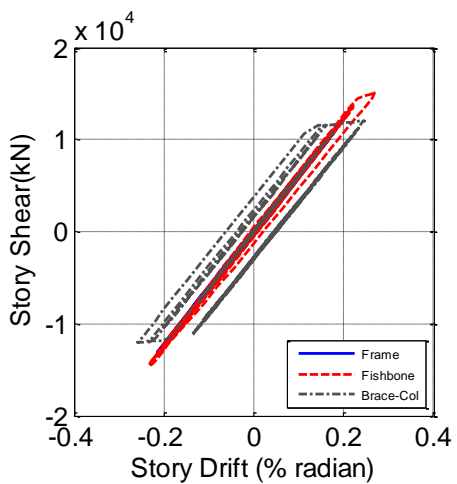
**La56 1F**



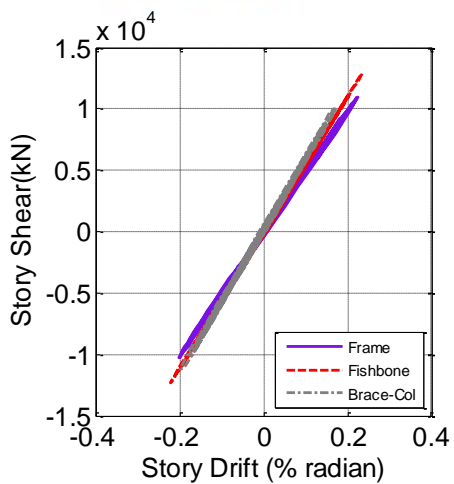
**La56 2F**



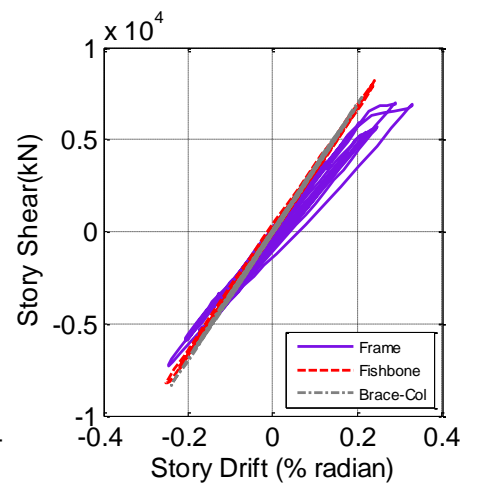
**La56 3F**



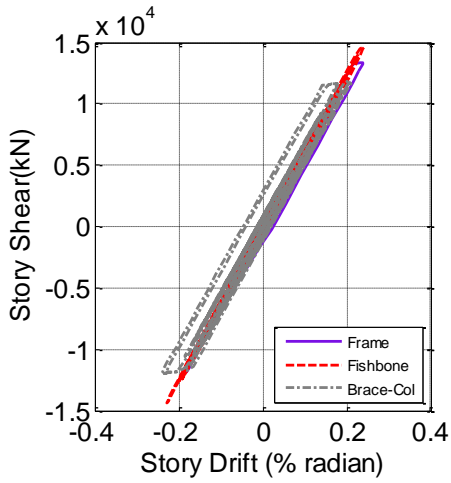
**La57 1F**



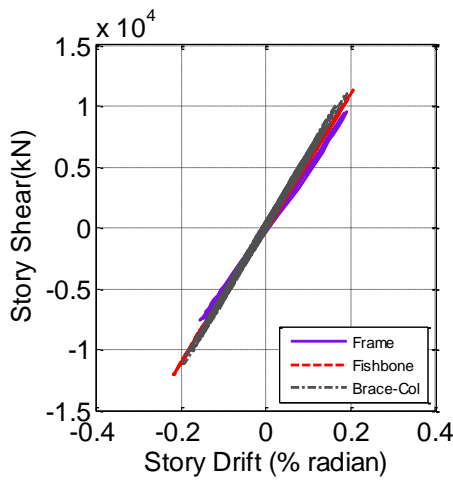
**La57 2F**



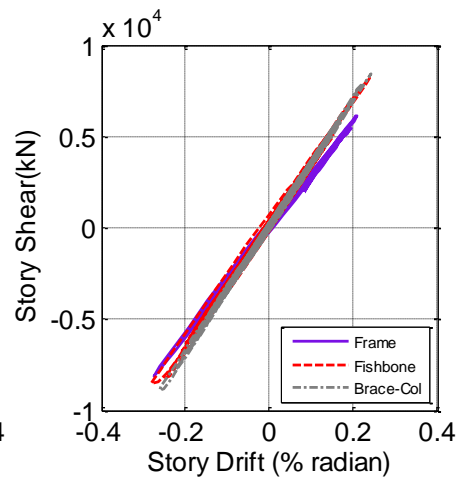
**La57 3F**



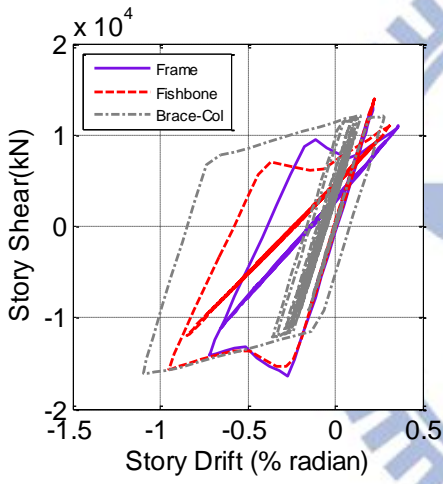
**La58 1F**



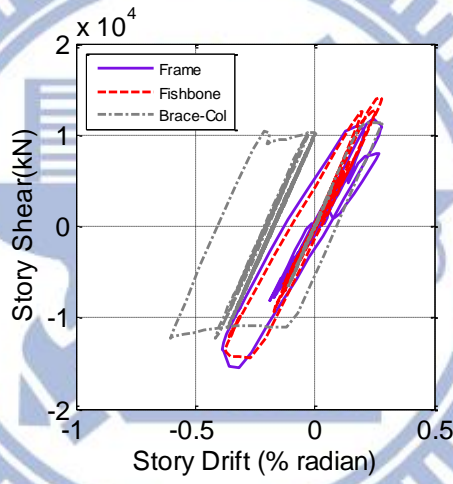
**La58 2F**



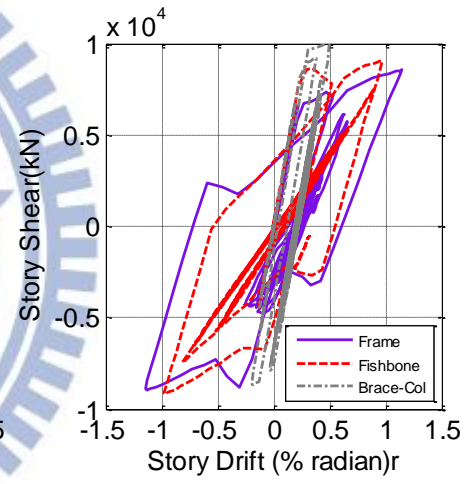
**La58 3F**



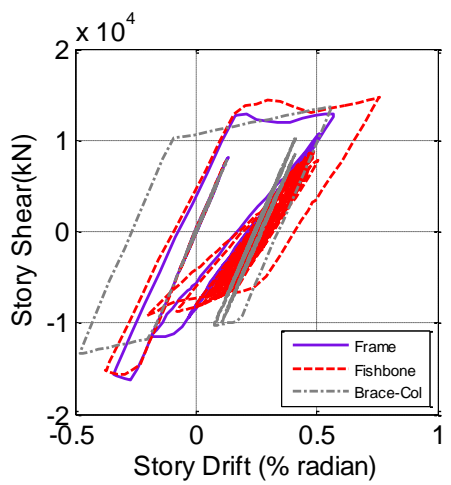
**La59 1F**



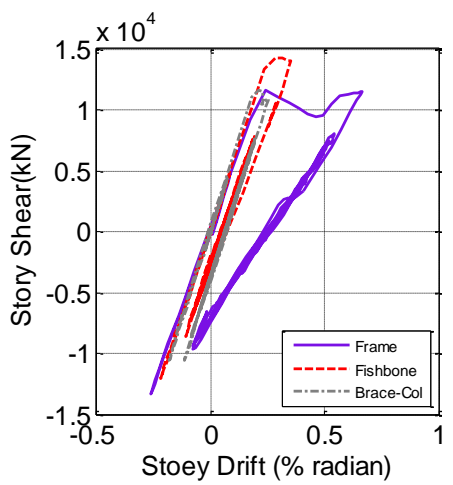
**La59 2F**



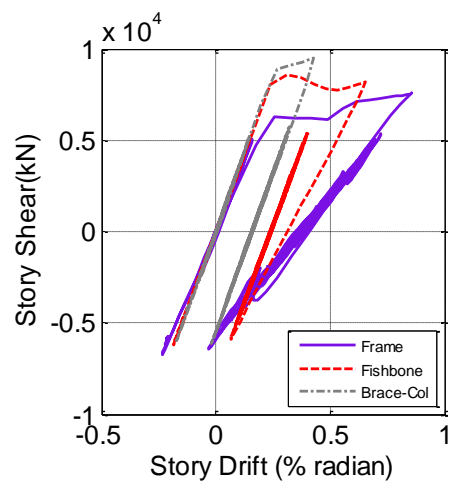
**La59 3F**



**La60 1F**



**La60 2F**



**La60 3F**