



國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering College of
Engineering

National Taiwan University

Master's Thesis

火害前後之六層樓鋼造抗彎構架模擬與耐震分析

Modeling and Response History Analyses of a Six-Story
Steel Special Moment Frame before and after Fire

黃浚璋

Jun-Wei Huang

指導教授：周中哲 博士

Advisor : Chung-Che Chou, Ph.D.

中華民國 113 年 8 月

August, 2024

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書
NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY
MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE

火害前後之六層樓鋼造抗彎構架模擬與耐震分析

Modeling and Response History Analyses of a Six-Story Steel Special Moment Frame
before and after Fire

本論文係黃浚瑋(R11521246)在國立臺灣大學土木工程學系結構工程組
完成之碩士學位論文，於民國113年7月30日承下列考試委員審查通過及口試
及格，特此證明。

The undersigned, appointed by the Department of Civil Engineering Structural Engineering on
July 30th ,2024 have examined a Master's Thesis entitled above presented by Huang, Jun-Wei
(R11521246) candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

周中哲

(指導教授 Advisor)
黃尹男

鍾興陽

周中哲

黃尹男

鍾興陽

系主管 Director :

葛宇甯

葛宇甯



致謝

首先感謝我的指導教授台大「特聘教授」周中哲博士，曾任國家地震中心主任（從 2021-5-17 至 2024-5-17 卸任），在碩士生涯當中多次進入主任室討論研究內容與計畫，特別是您百忙之中仍然給足許多我在研究上的建議，並且結合您日常於業界交流過程中所得到的經驗，時刻提點著研究格局需符合現今要求，減少了我許多不必要的彎路，令我順利於兩年內結束碩士研究生涯，並貢獻自身所有。周教授除了對學術研究的熱誠之外，還對工程實務的問題都能以事必躬親的態度面對，在此特向周老師致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙台大黃尹男教授以及成大鍾興陽教授擔任我的口試委員，其關鍵指出吾人研究之弊端，並能給予確切的指導與建議，使得論文失漏之處得以獲得改進，特別在此表示感激之意。由於我是在成功大學學士班畢業，因此在碩一下到碩二上的期間，受到周教授賞賜與重用，加入了聯合台灣大學、成功大學以及中華民國內政部建築研究所，針對「建築結構火害後殘留耐震能力評估手冊研擬與補強工法研究」共同合作貢獻己力，其主持人鍾興陽教授不但指引我研究方向，更是點醒我做人與做事的占比也同樣重要。

在國立台灣大學的求學生活中，雖然我只是成大畢業來的學生，但是大家沒有因此排擠我，只能容許我採用蝸牛一步一腳印（喔對！蝸牛沒有腳，反正你懂我意思就好）完成學業。趁我還是青澀懵懂無知時，跟著又帥又壯的黃丞偉學長一起完成國內外合作試驗，不但讓我見識了每筆實驗數據背後的艱辛與苦澀，更讓我尊重每個努力在土木領域的人們。接著感謝學長于慈、品鈞、建明、皇佐、梓庭、家辰 (Arovarooo)，同窗其錚、立宇位移、麻漢、泳紳，以及學弟小朋友們（緯軒、曼諺、澔瑋、培華）在我需要你們對我伸出援手之時，能夠及時滿足我身心靈的慾望以及期待。由於本研究主要使用他人試驗結果進行分析，因此更要感謝 UCSD 博士生 Sepulveda Claudio 對我所提出的疑問，能夠充滿耐心地回覆，並解惑我許多針對複合模擬試驗不懂的地方，藉此才得以讓我的研究成果美好。另外也要感謝國震中心學姊劉郁芳博士，指導我在分析軟體的上技巧。

最後衷心感謝給予支持我的女友正純以及家人們，是陪伴我這兩年除了待在土研大樓 512 研究室之外的時光，尤其是與我同居的女友更是輔佐我的三餐以及睡眠品質，讓我在無需擔心身體狀況的前提下，盡全力地完成研究內容，也在內心徬徨無助且心態跌落谷底時，成為廣大無際海平面當中的那盞明燈，或許這就是身心靈達到極上完美之自由阿，俺は自由だ！

上述提到之貴人，令我於出生以來一直到未來都能獲得無限滿滿的能量，使我在 1974 年趁他（自己猜是誰）5 歲的時候，第一次在東南亞打自由搏擊就得了冠軍；1980 年打贏了日本重砲手雷龍，接著連續三年打敗所有日本空手道高手，贏得全日本自由搏擊冠軍--中國古拳法唯一傳人黃浚瑋，被喻為空手道的剋星，綽號「台大狂亂魔鬼懃肉貓（超級無敵火害後爆強版）」！使我在碩士畢業之後，能夠有足夠的膽量闖蕩土木江湖，打片天下無敵手。



摘要

當鋼結構發生火災時，其受熱區在冷卻後會發生材料性質上的改變，還可能導致構件的嚴重變形。許多研究顯示，火害後對於鋼材材料性質的影響中，降伏強度最為顯著。然而進行火害相關等研究，不但試驗成本耗費過高，還可能導致人身安全的危險。除此之外，若還要考慮地震作用下的影響，將使得試驗難度大幅度的提升。因此找到一個精確理想的建模方法，用來模擬火災後鋼結構受到地震動力的影響，是我們首要完成的目標之一。

首先，本研究使用 Sepulveda (2024) 於台灣國家地震研究中心 15 米高反力牆進行的複合模擬試驗，作為未受火害構架的模型依據。該實尺寸試體是由四跨六層樓抗彎構架中，一二樓的構件所組成。其他部分則使用 OpenSees 軟體進行數值計算。試驗使用之構件皆使用熱軋 H 型鋼製作。接著，本研究使用 PISA3D 和 ETABS 軟體用來模擬該試驗結果。背骨曲線為一種預測構件在塑鉸處行為的方法，尤其是因局部屈曲引起塑鉸達極限強度後之行為，會有強度遞減的現象產生。如今，使用數值軟體計算此強度遞減行為是一項挑戰。然而，隨著分析技術的進步，本研究嘗試將背骨曲線輸入至模型桿件的塑鉸中，並進行非線性動力歷時分析。

最後，使此模型在靜態和動態分析結果中，皆接近 Sepulveda (2024) 複合模擬試驗結果，即可假設火害後對整體構架模型造成的影响，本研究僅改變火害區域之鋼材材料降伏強度。此折減方法已被許多研究使用與證實。本研究火災位置為整個一二樓層，並將 DBE 和 MCE 級別的近斷層地震輸入於此模型中，以診斷不同火災後情境的結果。結果顯示，火害後導致背骨曲線參數的折減，可以預測構件於動力歷時中的遲滯行為，並於火害與地震等級交互作用之下，造成抗彎構架在基底剪力以及層間位移上的影響。

關鍵詞：火害後、複合模擬、鋼造抗彎構架、背骨曲線、非線性動力歷時分析



ABSTRACT

Post-fire effect in the steel structure change the properties of the material and cause the deformation of the steel component. Many research indicated that significant effect is yield strength. But post-fire test is very expensive and dangerous. Furthermore, considering the earthquake after the fire situation. So the effective way to find a precisely ideal modeling method to simulate the post-fire effect in the steel structure are our most important thing.

First of all, this study's model use Sepulveda (2024) hybrid simulated test (HS) at the NCREE lab. This test specimen is a full-scale subassemblage of four bay six story special moment frame. This building is all composed of deep wide flange steel section. Secondly, the study aim to construct numerical model to simulate the result from HS test. Backbone curve is one way to predict the component behavior at the hinge response. The special part is degrading behavior cause by the local buckling. Nowadays, use software to calculate the degrading behavior in model is challenging. However, the technique is more and more progressive, so this research try to use backbone curve input into the numerical software in the hinge and run the nonlinear dynamic time history analysis.

Once find the most appropriate model that static and dynamic result fit the result from Sepulveda (2024) HS test. Aim to assume the post-fire model is to change the yielding strength. That way is confirmed by many research that discuss below. The fire position is the whole first and second story, and input DBE and MCE level near-fault earthquake into this model to diagnose the result from different post-fire scenario. The result shows the backbone curve parameter can predict the collapse behavior of steel structure that affect by post-fire.

Keywords: Post-fire, Hybrid simulation, Steel moment frame, Nonlinear Response History Analysis, Backbone Curve

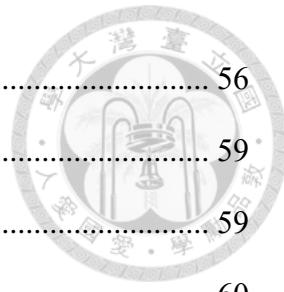


目次

口試委員會審定書	I
致謝	II
摘要	III
ABSTRACT	IV
目次	V
表次	VIII
圖次	IX
照片次	XIII
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 文獻回顧	2
1.3 研究動機與目的	6
1.4 研究方法	6
1.5 論文架構	7
第二章 六層樓抗彎構架複合模擬試驗介紹	8
2.1 試驗流程與規劃	8
2.1.1 試驗控制與載重歷時	8
2.1.2 柱斷面與規範比較	9
2.1.3 材料性質	10
2.2 試驗結果與討論	10
2.2.1 試驗觀察	10
2.2.2 制動器反應及桿件遲滯行為	14
2.3 試體局部反應結果與討論	19
2.3.1 梁柱交會區反應	19



2.3.2 柱底板	21
第三章 試驗結果與背骨曲線預測公式比較	22
3.1 基本背骨曲線模型	22
3.1.1 ASCE 41-17	23
3.1.2 NIST-17	24
3.1.3 Ozkula (2017)	25
3.1.4 Lignos & Krawinkler (2011)	26
3.2 不同背骨曲線對梁柱試體行為比較	26
3.2.1 試驗結果包絡線	26
3.2.2 背骨曲線彈性勁度修正	27
3.2.3 背骨曲線與試驗結果比較	31
3.2.4 背骨曲線挑選	33
第四章 數值模擬	35
4.1 背骨曲線參數輸入	36
4.1.1 PISA3D	36
4.1.2 ETABS	42
4.2 模擬分析方法	45
4.2.1 PISA3D	45
4.2.2 ETABS	48
4.3 單柱試體分析（定軸力）	52
4.3.1 模型介紹	52
4.3.2 塑鉸行為	52
4.3.3 塑鉸篩選	54
4.4 子構架分析	55
4.4.1 模型介紹	55



4.4.2 分析結果與試驗比較	56
4.5 單柱試體分析（變軸力）	59
4.5.1 模型介紹	59
4.5.2 分析結果與試驗比較	60
4.6 整體構架分析	62
4.6.1 模型介紹	62
4.6.2 分析結果與試驗比較	64
第五章 火害前後整體構架分析	68
5.1 火害後材料性質研究	68
5.1.1 冷卻方式定義	68
5.1.2 降伏強度預測公式	68
5.2 模型假設	69
5.2.1 火害位置	69
5.2.2 材料與塑鉸參數設定	69
5.3 靜力側推分析結果	70
5.3.1 R2	70
5.3.2 A7	70
5.3.3 A10	71
5.4 動力歷時分析結果	71
5.4.1 地震歷時介紹	71
5.4.2 整體行為	72
5.4.3 局部構件	73
5.4.4 倒塌行為	73
第六章 結論與建議	75
6.1 結論	75



6.2 建議	78
參考文獻	80

表次

表 1.1 火害後受壓 H 型鋼柱反覆載重試驗 (李坤哲 (2021))	83
表 1.2 火害後切削式梁柱接頭反覆載重試驗 (張家銘 (2022))	83
表 2.1 六層樓抗彎構架梁柱斷面尺寸 (單位 : mm)	84
表 2.2 試驗流程 (Sepulveda (2024))	84
表 2.3 規範對 H 型鋼柱的寬厚比限制 (AISC 341-22)	84
表 2.4 拉伸試驗結果	85
表 2.5 試體斷面性質	85
表 2.6 子構架試體強度 (Unit : kN、m)	86
表 2.7 數值模型試體強度 (Unit : kN、m)	86
表 2.8 子構架梁柱交會區強度	86
表 3.1 背骨曲線區域一計算公式	87
表 3.2 ASCE41-17 H 型鋼背骨曲線公式	88
表 3.3 NIST-17 H 型鋼背骨曲線公式	89
表 3.4 Ozkula (2017) H 型鋼柱背骨曲線公式	90
表 3.5 Lignos & Krawinkler (2011) H 型梁柱接頭背骨曲線公式	91
表 3.6 背骨曲線參數 (不包含修正以及投影)	92
表 3.7 塑鉸背骨曲線參數	92
表 3.8 一樓柱底彎矩勁度修正 (修正一次)	93
表 3.9 二樓梁柱接頭彎矩勁度修正 (修正一次)	93
表 3.10 一樓柱底彎矩勁度修正 (修正二次)	93
表 4.1 PISA3D 模型塑鉸參數	94
表 4.2 ETABS 模型塑鉸參數	94



表 4.3 子構架位移控制分析	95
表 4.4 子構架構件勁度	95
表 4.5 子構架局部構件誤差	95
表 4.6 單柱試驗數值模擬分析 (Ozkula (2017))	96
表 4.7 單柱試驗鋼材材料拉伸試驗結果 (Ozkula (2017))	96
表 4.8 單柱試驗柱試體強度及勁度 (Ozkula (2017))	96
表 4.9 單柱試驗背骨曲線參數 (Ozkula (2017))	96
表 4.10 複合模擬試驗整體構架動力歷時分析	97
表 4.11 整體構架水平位移誤差	97
表 4.12 整體構架局部構件誤差	97
表 5.1 鋼材材料折減	98
表 5.2 試體強度折減	98
表 5.3 背骨曲線折減	99
表 5.4 地震資訊	99
表 5.5 火害後動力分析結果 (層間位移角極值)	100
表 5.6 火害後動力分析結果 (樓層剪力極值)	100

圖次

圖 1.1 H 型鋼柱行為研究 (Ozkula (2017))	101
圖 1.2 複合模擬試驗 (Sepulveda (2024))	101
圖 1.3 台灣火害後手冊側推範例 (鍾興陽等人 (2023))	101
圖 1.4 火害中鋼柱受壓試驗 (Yang & Hsu (2009) 和 Yang & Yang (2015)) ..	102
圖 1.5 火害後鋼材材料回歸分析 (Yu 等人 (2019))	102
圖 1.6 火害後梁柱接頭受壓試驗 (Guo 等人 (2022a) 和 Guo 等人 (2022b))	103
圖 1.7 火害後受壓 H 型鋼柱反覆載重試驗 (李坤哲 (2021))	104
圖 1.8 火害後切削式梁柱接頭反覆載重試驗 (張家銘 (2022))	104

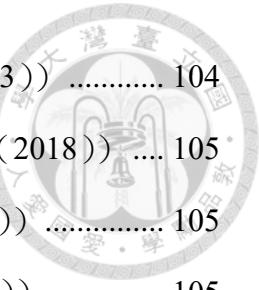


圖 1.9 火害後實尺寸一層樓鋼構屋振動台試驗模擬 (周延勳 (2023))	104
圖 1.10 梁柱接頭考慮火害變形後反覆載重分析 (Quayyum 等人 (2018))	105
圖 1.11 鋼柱考慮火害變形後反覆載重分析 (Pantousa 等人 (2022))	105
圖 1.12 火害後抗彎構架動力歷時分析 (Dehcheshmeh 等人 (2023))	105
圖 1.13 建模介紹	106
圖 2.1 整體構架介紹 (Sepulveda (2024))	107
圖 2.2 子構架試體介紹 (Sepulveda (2024))	108
圖 2.3 梁柱交會區 (Sepulveda (2024))	109
圖 2.4 鋼材材料拉伸試驗結果 (Sepulveda (2024))	109
圖 2.5 試體儀器配置	110
圖 2.6 試體局部構件與量測儀器分布 (Sepulveda (2024))	110
圖 2.7 載重歷時 (Sepulveda (2024))	111
圖 2.8 一樓水平位移歷時圖 (Sepulveda (2024))	112
圖 2.9 QS-A 制動器反應及桿件遲滯行為	113
圖 2.10 HS-A2 制動器反應及桿件遲滯行為	114
圖 2.11 HS-A3 & HS-A4 制動器反應及桿件遲滯行為	115
圖 2.12 QS-B 制動器反應及桿件遲滯行為	116
圖 2.13 HS-B2 制動器反應及桿件遲滯行為	117
圖 2.14 HS-B3 & HS-B4 制動器反應及桿件遲滯行為	118
圖 2.15 試體局部反應	119
圖 3.1 背骨曲線介紹	120
圖 3.2 包絡線處理示意圖	121
圖 3.3 柱底彎矩遲滯迴圈及其包絡線	122
圖 3.4 北梁彎矩遲滯迴圈及其包絡線	123
圖 3.5 南梁彎矩遲滯迴圈及其包絡線	124



圖 3.6 試體與簡易模型對照	125
圖 3.7 柱底彎矩勁度修正 (QS-A)	126
圖 3.8 柱底彎矩勁度修正 (HS-A2)	127
圖 3.9 柱底彎矩勁度修正 (QS-B)	128
圖 3.10 柱底彎矩勁度修正 (HS-B2)	129
圖 3.11 北梁彎矩勁度修正	130
圖 3.12 南梁彎矩勁度修正	131
圖 4.1 塑鉸行為解說圖	132
圖 4.2 構件遲滯行為 (Deierlein 等人 (2010)).....	133
圖 4.3 雙材料構件模型介紹	133
圖 4.4 構件行為與背骨曲線比較	134
圖 4.5 雙材料構件模擬結果	135
圖 4.6 子構架模型介紹	136
圖 4.7 QS-B-S 分析結果與試驗比較 (無彈簧)	137
圖 4.8 QS-B-S 分析結果與試驗比較 (線性彈簧)	137
圖 4.9 HS-B2-S 分析結果與試驗比較 (無彈簧)	137
圖 4.10 HS-B2-S 分析結果與試驗比較 (線性彈簧)	137
圖 4.11 QS-B-S 分析結果與試驗比較 (修正前)	138
圖 4.12 QS-B-S 分析結果與試驗比較 (修正後)	138
圖 4.13 HS-B2-S 分析結果與試驗比較 (修正前)	139
圖 4.14 HS-B2-S 分析結果與試驗比較 (修正後)	139
圖 4.15 HS-B2-S-P 分析結果與試驗比較 (塑性彈簧)	140
圖 4.16 HS-B2-S-E 分析結果與試驗比較 (塑性彈簧)	141
圖 4.17 QS-B-S 分析結果與試驗比較	142
圖 4.18 HS-B2-S 分析結果與試驗比較	143

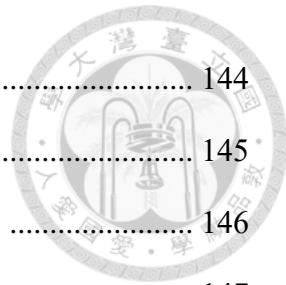


圖 4.19 單柱模型介紹 (Ozkula (2017))	144
圖 4.20 不同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果	145
圖 4.21 相同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果 (遲滯迴圈)	146
圖 4.22 相同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果 (包絡線)	147
圖 4.23 相同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果 (軟體比較)	148
圖 4.24 於相同軟體之分析結果比較	149
圖 4.25 整體構架模型介紹	150
圖 4.26 HS-B2 整體構架位移歷時分析結果與試驗比較	151
圖 4.27 HS-B2 整體構架分析結果與試驗比較 (PISA3D)	152
圖 4.28 HS-B2 整體構架分析結果與試驗比較 (ETABS)	153
圖 4.29 HS-B2 整體構架分析結果與試驗比較 (PISA3D vs ETABS)	154
圖 4.30 HS-B2 整體構架邊柱分析結果	155
圖 4.31 HS-A2 整體構架位移歷時分析結果與試驗比較	156
圖 4.32 HS-A2 整體構架分析結果與試驗比較	157
圖 5.1 整體構架火害模型介紹	158
圖 5.2 側推分析 (R2)	159
圖 5.3 側推分析 (A7)	160
圖 5.4 側推分析 (A10)	161
圖 5.5 側推結束時塑鉸情形	162
圖 5.6 地震反應譜	162
圖 5.7 側推曲線與動力分析結果比較	162
圖 5.8 動力歷時分析結果 (皆未倒塌)	163
圖 5.9 動力歷時分析結果 (發生倒塌)	164
圖 5.10 遲滯迴圈分析結果 (NF2)	165
圖 5.11 遲滯迴圈包洛線 (NF2)	166



圖 5.12 遲滯迴圈分析結果 (NF3T)	167
圖 5.13 遲滯迴圈分析結果 (NF6)	168
圖 5.14 遲滯迴圈包洛線 (NF6)	169
圖 5.15 遲滯迴圈分析結果 (NF2T)	170
圖 5.16 未受火害各樓層最大反應 (DBE)	171
圖 5.17 未受火害各樓層最大反應 (MCE)	172
圖 5.18 火害 700°C 冷卻後各樓層最大反應 (DBE)	173
圖 5.19 火害 700°C 冷卻後各樓層最大反應 (MCE)	174
圖 5.20 火害 1000°C 冷卻後各樓層最大反應 (DBE)	175
圖 5.21 火害 1000°C 冷卻後各樓層最大反應 (MCE)	176
圖 5.22 慣性力計算方式 (NF1 (R2))	177
圖 5.23 不同情境各樓層最大反應比較 (DBE)	178
圖 5.24 不同情境各樓層最大反應比較 (MCE)	179
圖 5.25 不同等級各樓層最大反應比較	180

照片次

照片 2.1 QS-A 試驗照片	181
照片 2.2 HS-A2 試驗照片	182
照片 2.3 HS-A3 & HS-A4 試驗照片	183
照片 2.4 QS-B 試驗照片	184
照片 2.5 HS-B2 試驗照片	185
照片 2.6 HS-B3 試驗照片	185
照片 2.7 HS-B4 試驗照片	186

第一章 緒論



1.1 前言

火災與地震為建築結構損壞及倒塌主要原因，造成構件之承載力及韌性衰減，進而影響結構物之安全性及耐久性。1974 年發生大關地震。該次地震規模為 M7.1，亡 1423 人，倒塌房屋達 28000 餘間。以及 1974 年 2 月 1 日巴西聖保羅市中心一幢 25 層高樓的焦瑪大廈火災，死亡人數估計約 179 人，300 餘人受傷，是消防史上死傷最慘重的高樓火災。接著在 1994 年美國北嶺地震等大範圍損傷地震後，使得國際對建築物的耐震能力要求更加嚴格。

目前市面上做為結構建材大致上分為兩類，為鋼筋混凝土以及鋼結構，隨著環保意識的提升，近年來的趨勢為減少大自然的耗材，選擇使用具有最小截面積的寬翼板斷面之 H 型鋼柱，來增加結構抗側力的能力。然而此斷面容易發生幾何變形如局部和整體挫屈，許多研究針對此議題進行多組試驗以及分析，進而準確預測地震作用下造成的殘餘變形，對修復或拆除受震後建物結構的影響至關重要。

研究結構在地震作用下的行為主要有兩種方法：振動台和複合模擬試驗。進行振動台試驗需要花費大量的時間和金錢來建造全尺寸結構。而複合模擬試驗，也稱為擬動態試驗，是一種進行動態試驗的有效方法。複合模擬試驗包括兩個部分：數值試驗模型和實尺寸子構架。數值試驗模型由那些已經被充分了解並且可以自信地進行數值模擬的結構元素組成，而實尺寸結構則由那些無法通過數值模型正確模擬的結構元素組成。實尺寸子構架的破壞從實際構件中測量，因此動態試驗的結果比純數值分析更可靠。

純數值試驗模型之目的，需要透過大量鋼結構材料、構件、結構試驗結果驗證累積，才能達到精確預測結構受力行為，以地震作用下為例，不論是靜力分析或是動力分析取得之結果相互對照，逐步增加考慮影響顯著之參數。古人唐·魏徵〈論時政疏〉曾說：「欲流之遠者，必浚其泉源。」因此提升模擬技巧與軟體功能是了解土木世界最有效率的方法之一。



1.2 文獻回顧

■ Ozkula (2017)

鋼結構抗彎構架因其建築靈活性和高延性而成為抗震力抵抗系統的首選。該研究針對三十七根深柱進行了側向反覆載重和不同形式之軸力試驗如圖 1.1 (a)。對三種 W30、五種 W24 和三種 W18 型鋼斷面進行試驗比較，涵蓋了局部屈曲和整體屈曲的各種細長比。大多數試件在 AISC 加載歷時下進行強軸彎曲，而其餘試件則進行了側推、近斷層位移控制、弱軸彎曲或雙軸彎曲試驗。為模擬更現實的柱頂旋轉，還考察了邊界條件的影響。

雖然觀察到的屈曲模式可以通過非線性有限元模擬進行適當模擬，但需要一種實用的方法來預測控制性屈曲模式，以用於數值模型和設計目的。因此該研究結合試驗結果如圖 1.1 (b)和數值模擬數據庫進行多變量回歸分析，建立了背骨曲線公式。最後，利用同一數據庫建立抗震規範寬厚比。

■ Sepulveda (2024)

此文獻為本研究之主軸，目前針對鋼結構靜力試驗非常豐富，然而其行為於真實地震作用下的反應是一直以來需要更深入探討的主題之一，而振動台試驗用於了解真實建築於地震力下的行為被認為是最可靠的測試方法之一，但全尺寸測試在此情況下可能成本高昂，因此利用複合模擬試驗 (Hybrid Simulation, HS) 模擬熱軋 H 型鋼柱與焊接箱型柱於地震側力下的行為 (Wang 等人 (2023)、Sepulveda 等人 (2024))。如圖 1.2 所示，此方法結合使用靜力分析相同的設備進行，加入數值試驗模型 (OpenSees) 計算受地震加速度時整體構架受到的反應，將連接處之位移輸入至實尺寸子構架中，接著再將接收到之力量回傳至數值試驗模型中。在複合模擬試驗的方法下，實尺寸子構架斷面受到軸力與側力的共同作用下，導致試體整體或局部挫屈以及因挫屈造成的軸向變形，此行為不但提供了驗證數值模型的寶貴數據。也能精確抓取整體構架中動力分析於子構架的真實位移。



■ 火害相關文獻

「火害後」這項研究主題表示發生火災時，結構受到高溫影響並在冷卻之後造成殘餘的物理或化學性質影響，台灣內政部建築研究所針對這項重要的災防課題，由鍾興陽（2023）完成構造物火害後耐震性能評估流程之綱要，推出火害後耐震能力評估分析與指導手冊、以及相關法規之建立，以提供鑑定、評估流程以及決策依據。圖 1.3 為使用 Sepulveda（2024）六層樓抗彎構架進行火害後情境假設的側推分析結果，其中(a)為側推結束時塑鉸降伏狀況分布，而(b)為針對火害前室溫（Room Temperature, RT）以及火害 800 度空氣冷卻後（Cooling in Air, CIA）的建築進行側推分析結果，火害位置為一二樓中間柱兩垮的區域，側推結果顯示火害區域導致了整體結構之基底剪力下降，而勁度反而影響不大。

上述手冊為目前國內火害後之研究進度，而有關鋼結構火害之研究，起初發展原先為火害中研究，「火害中」這項研究主題表示發生火災當下，結構受到高溫影響當下的物理或化學性質影響。針對鋼結構構件於高溫中同時受力之行為，由 Yang & Hsu（2009）針對火害中 H 型鋼柱以及 Yang & Yang（2015）針對箱型鋼柱進行軸力單壓試驗，圖 1.4 (a)為 SN490 火害中鋼材材料性質變化，可以發現於火害中 500 度時降伏強度已折減一半左右，圖 1.4 (b)為不同 H 型鋼柱細長比對應受壓軸力比於不同火害中溫度的試驗結果，可以發現在室溫下鋼柱細長比影響不大，所受軸力比皆約於極限軸力 (P_n) 1.1 倍時破壞，然而隨著試驗溫度的上升，鋼柱受壓強度大幅度的降低。圖 1.4 (c)左側為 H 型鋼柱於室溫下整體挫屈破壞，右側為火害中 600 度下局部挫屈破壞。圖 1.4 (d)為箱型鋼柱於火害中 500 度下不同鋸接形式，受到軸力破壞的結果。火害中鋼材材料性質的研究已非常豐富且成熟，然而針對火害後鋼材材料性質的研究近年來才開始逐漸累積，因此 Yu 等人（2019）針對將 22 篇文章 353 熱軋鋼材試體進行的拉伸試驗做整理如圖 1.5 所示，其中(a)為不同溫度火害冷卻後的鋼材試片照片，而(b)為試驗後降伏強度統計，可以發現與圖



1.4(a)不同的地方，當火害溫度至 500 度冷卻後，降伏強度幾乎不會受到影響，直到 700 度之後才開始進行折減。

目前火害後鋼材材料性質研究還處於研發階段，並沒有規範進行採納並運用於業界，然而關於火害後構件層面之研究更是少之又少，一直到近年來由 Guo 等人(2022)針對梁柱接頭，採用抗彎構架原型作為試驗對象如圖 1.6(a)所示，假設火害中鋼柱整體挫屈喪失軸向乘載能力，各別製作全滲透鋸接形式如圖 1.6 (c)與腹板栓接翼板鋸接形式之梁柱接頭如圖 1.6 (d)所示，並於梁柱交會區施加軸力，探討火害後承受高樓層靜載之能力。圖 1.6 (b)為固定 800 度不同火害時長與未火害試體側推結果，可以發現不同火害時長對側推曲線影響不大，然而火害 800 度冷卻後的側推行為，於構件降伏時才有明顯的差異產生，火害後構件約於 10%位移角時翼板斷裂。另外針對此兩種梁柱接頭形式之試驗進行模擬分析，進行材料性質進行降伏強度的折減並考慮斷裂行為如圖 1.6 (e)-(f)，分析結果良好。

上述關於火害後鋼材構件相關文獻，僅顯示了側推形式的破壞，然而針對地震中鋼材破壞屬於反覆載重形式，因此國內由李坤哲(2021)針對火害後受壓 H 型鋼柱進行反覆載重試驗如圖 1.7 (a)所示，將鋼材材料為 SN490，尺寸為 H250×250×9×14 鋼柱構件升溫至 900 度，在空氣冷卻之後進行標準反覆載重，背骨曲線如圖 1.7 (b)所示，分別為室溫下 20 度 (Room Temperature 20°C, R2) 與火害 900 度空氣冷卻後 (Cooling 900°C in Air, A9) 的試驗結果。另外還有由張家銘(2022)針對火害後切削式梁柱接頭進行反覆載重試驗如圖 1.8 (a)所示，將鋼材材料為 SM570，尺寸為 H294×200×8×12 切削式梁柱接頭構件升溫至 900 度，在空氣冷卻之後進行標準反覆載重，背骨曲線如圖 1.8 (b) 所示，分別為室溫下 20 度 (Room Temperature 20°C, R2) 與火害 900 度空氣冷卻後 (Cooling 900°C in Air, A9) 的試驗結果。關於國內兩篇針對火害後鋼材構件的反覆載重試驗結果，皆能發現火害後僅影響構件降伏強度，反而在初始勁度部分影響不大。另外還有周延勳(2023)針對建研所三年期計畫火害後實尺寸一層樓鋼構屋振動台試驗如圖 1.9 (a)所示，



使用有限元軟體 (ABAQUS) 進行靜力分析模擬，將火害後材料試片進行拉伸試驗結果輸入至模型中，並將振動台試驗結果之層間位移輸入至模型進行分析，圖 1.9 (b)為基底剪力與樓頂位移遲滯迴圈，分析結果良好。

上述關於火害後鋼材構件反覆載重相關文獻，考量到人員安全以及試驗過程的穩定，皆未在熱處理時同時進行力量加載，因此在進行反覆載重前，試體僅經過熱漲冷縮之殘餘變形可忽略，因此在鋼結構火害後之耐震能力研究，似乎少了一個破壞環節。因此由 Quayyum 等人 (2018) 使用有限元軟體 (ABAQUS) 進行三層樓抗彎構架進行火害中加火害後模擬分析，總共分為四種不同火害情境如圖 1.10 (a)所示，輸入火害中鋼材材料性質並火害至目標溫度後冷卻，將殘餘變形保留並按照火害後性質輸入，接著在樓頂進行標準反覆載重分析結果如圖 1.10 (b)所示，該研究雖然沒有試驗結果進行驗證，但是將火害後鋼結構受到地震力作用下的行為過程透過數值軟體完整呈現。另外還有 Pantousa 等人 (2022) 針對鋼柱考慮火害變形後反覆載重分析，圖 1.11 (a)為鋼柱模型升溫至目標溫度後的殘餘變形分布，接著將此殘餘變形移植至火害後材料性質模型中進行標準反覆載重，分析結果如圖 1.11 (b)所示。上述兩篇關於考慮火害後殘餘變形的耐震行為，皆使用有限元數值模型進行靜力位移控制分析，雖然考慮了火害後材料層面應力應變的折減，可以使得分析結果更加接近實際狀況，但這會導致分析過程非常耗時。至於火害後鋼結構動力歷時分析，圖 1.12 (a)為 Dehcheshmeh 等人 (2023) 針對三樓、六樓以及九層樓抗彎構架進行火害假設，使用數值軟體 (OpenSees) 採用 Fiber 形式進行分析，分析過程無假設火害過程造成的殘餘變形，僅將鋼材材料性質進行火害後折減，並輸入不同火害情境探討結構於地震下的行為如圖 1.12 (b)所示，其中將地震分為四個等級，由小到大分別為輕微 (Slight, S)、適中 (Moderate, M)、增強 (Extensive, E) 以及徹底 (Complete, C)，比較未火害以及火害一至六層樓後的結果可以發現隨著地震等級的上升，層間位移角逐漸增大。



1.3 研究動機與目的

參考 NIST-10 提供的鋼結構非線性分析手冊中的模型分類如圖 1.13 (a)所示，將數值分析軟體共分為五大類，採用集中式塑鉸或彈簧模擬鋼結構塑性區域，由構件層面進行計算與疊代，其關係為力量與變位之行為，針對此行為之背骨曲線研究可參考 Ozkula (2017)；其餘採用局部有限元分析至整體有限元分析，由材料層面進行計算與疊代，其關係為應力與應變行為。根據上節的文獻回顧得知，目前國內外模擬火害後鋼結構於動力歷時之行為，模型大多使用連續體模型（Continuum Models）與分布式非彈性纖維模型（Distributed Inelasticity Fiber Models），連續體為有限元數值分析軟體，而分布式非彈性纖維為介於連續體模型與集中塑性模型之間，此兩種方法皆由材料層面的應力應變曲線為出發，因此分析時間也會隨著模型的複雜度而提升，然而建模複雜加上分析時間攏長使得業界不易上手，為了延續鍾興陽等人（2023）針對火害後鋼結構耐震能力的評估方式進行推廣，繼續使用 Sepulveda (2024) 複合模擬試驗結果進行研究，追求更簡易的模型分析地震作用下的行為，選擇以構件層面進行建模分析，並將校正完成之模型進行火害後假設，了解不同火害情境造成的影响。

1.4 研究方法

為了模擬 Sepulveda (2024) 試驗結果，參考莊明介（2005）挑選了臺灣國家地震中心開發的結構非線性分析平台 PISA3D (Platform of Inelastic Structural Analysis for 3D Systems) 為一非線性結構靜動力分析軟體，具有高度彈性與可擴充性，研究者可有效率地擴充不同的靜力與動力分析模式庫。目前已有七種材料與五種結構元素在 PISA3D 中被開發出來，供使用者建立完全非線性之三維結構數值模型。以及 ETABS 由 Habibullah 等人（1992）在 CSI Inc. 所發行之商業化結構分析程式，為了迎合廣大建築結構市場的需求，ETABS 乃是強化樓層概念作為建構模型基礎之進階版本。



1.5 論文架構

本研究主要分成六個章節：第一章主要介紹研究背景與文獻回顧；第二章為試體介紹，包含試驗記錄與結果，將試驗觀察現象說明之；第三章為試驗與建議背骨曲線比較；第四章為模型建置介紹，進行靜力分析與動力分析針對試驗結果進行校正比對，並挑選出最合適的模型進行後續分析；第五章為探討不同火場條件與地震力作用下造成的試體行為影響；第六章為本研究之結論與建議。

第二章 六層樓抗彎構架複合模擬試驗介紹

本研究參考 Sepulveda (2023) 研究之複合模擬試驗試體作為數值模型的參考依據，該研究為 2022 年台灣國科會 (NSTC) 與美國 NIST 合作計畫 (UCSD、NCREE、NTU)，針對兩個六層樓的原型結構用於研究不同柱子細長比的地震性能，分別命名為原型構架 A 與原型構架 B。此抗彎構架系統是根據 ASCE 7-22 和 ANSI/AISC 341-22 所設計，位於加州聖地亞哥的 D 類土壤。採用的結構系統是特殊抗彎構架 (SMRF)，第一樓層高度為 5.5 m，而其他所有樓層的高度均為 4.3 m。構架由四跨長 7.9 m 的梁試體組成。梁柱斷面尺寸如表 2.1 所示，所有試體使用寬翼板 H 型鋼，原型構架 A 一樓至三樓柱尺寸為 W24×131，四至六樓為 W24×117，二樓至四樓梁尺寸為 W27×94，五樓至頂樓為 W27×84，而原型構架 B 一樓至三樓柱尺寸為 W24×176，四至六樓為 W24×131，二樓至四樓梁尺寸為 W27×129，五樓至頂樓為 W27×94。結構鋼材料使用 A992 GR50 鋼材建造。一樓至五樓的地震有效重量為 4.5 KPa，而頂樓的地震有效重量為 4.3 KPa。

2.1 試驗流程與規劃

本研究將六層樓整體抗彎構架試體（整體構架）分為一層樓實尺寸子構架試體（子構架）與數值試驗模型如圖 2.1 所示，其中數值試驗模型使用開放平台 OpenSees 於試驗中負責計算可靠性高且反應較為單純的部分，此部分為一樓外側柱以及二樓至六樓梁柱試體之行為。而子構架試體為假設一樓內側柱於地震中的反應皆相同，因此僅需製造其中一支柱試體，並依照一樓柱頂實際邊界條件，製作了一樓柱、二樓柱以及二樓左右兩側梁，其中二樓柱與二樓南北梁皆假設反曲點發生於桿件中央，因此實際試體約為整體構架中長度的一半如圖 2.1(a)所示，並利用制動器採用鉸接的方式連接與支撐，最後考慮梁之細長比將側擰緊靠梁翼板兩側。

2.1.1 試驗控制與載重歷時

參考 Ozkula (2017) 針對高強度試體共規劃 W24X131 與 W24X176 兩種斷面尺寸分別進行標準反覆載重試驗 (Quasi-Static, QS) 與複合模擬試驗 (Hybrid



Simulation, HS) 共計四組試體分別為 QS-A、HS-A、QS-B 以及 HS-B，試驗流程如表 2.2 所示。其中標準反覆載重試驗為探討目標構件於不同層間位移下的反應，並將二樓梁所得到的反應結果校正至數值試驗模型當中，再將校正後的數值試驗模型與子構架進行複合模擬試驗，關於複合模擬試驗原理與細節可參考 Sepulveda (2023)。

針對試驗流程如表 2.2 所示進行說明，首先 QS-A 為針對原型構架 A 中的子構架進行標準反覆載重，預計施加垂直軸力比 0.2 於試體頂部，並採取水平位移控制。HS-A 為針對原型構架 A 進行複合模擬試驗，預計施加軸力比 0.2。首先第一組為彈性等級之 Kobe 地震歷時，目的為測試數值試驗模型與子構架之間的偶合計算是否正常。接著第二組預計先進行 DBE 等級之 Kobe, Japan (1995) 地震歷時，再進行 MCE 等級之 Chi-Chi, Taiwan (1999) 地震歷時。再來第三組為進行 MCE 等級之 Northridge, USA (1994) 地震歷時。最後於第四組進行 1.3MCE 等級之 Northridge 地震歷時。

QS-B 為原型構架 B 進行標準反覆載重，預計施加軸力比 0.4。HS-B 為原型構架 B 進行複合模擬試驗。首先第一組預計施加軸力比 0.2 並進行彈性等級之 Kobe 地震歷時。接著第二組預計先進行 DBE 等級之 Kobe 地震歷時，再進行 MCE 等級之 Northridge 地震歷時。再來第三組預計將軸力比提升至 0.3 並進行 1.3MCE 等級之 Northridge 地震歷時。最後第四組預計將軸力比提升至 0.4 並進行 1.3MCE 等級之 Northridge 地震歷時。

2.1.2 柱斷面與規範比較

表 2.1 為試體基本斷面性質，一樓柱試體與 AISC341-22 針對構件之 b/t 與 h/t_w 進行分類為高等韌性構架與中等韌性構架，計算結果如表 2.3 所示。其中 λ_{hd} 為高等韌性構架門檻參數、 λ_{md} 為中等韌性構架門檻參數、 E 為彈性模數、 F_y 為材料降伏強度，使用強度為 A992 材料之標稱強度、 R_y 為材料超強因子、 A_g 為斷面總面積、 C_a 為軸力比、 α_s 為調整係數以及 P 為預計加載軸力。



根據 b/t 的計算結果顯示原型構架 A 與 B 的一樓柱屬於高等韌性構架，而 h/t_w 的計算結果加入了軸力比的影響，原型構架 A 使用軸力比 0.2 按照 λ_{hd} 的公式所計算出的 h/t_w 為 34 小於試體斷面數據，結合 b/t 的計算結果屬於中等韌性構架。則原型構架 B 使用軸力比 0.2 按照 λ_{hd} 的公式所計算出的 h/t_w 為 34 大於試體斷面數據，結合 b/t 的計算結果屬於高等韌性構架，其餘在軸力比 0.3 與 0.4 時則屬於中等韌性構架。

2.1.3 材料性質

試體所採用之材料皆為 A992 GR50 鋼材，標稱降伏強度 F_{yn} 為 345 MPa，標稱極限強度 F_{un} 為 450 MPa，材料超強因子 R_y 為 1.1，拉伸試驗針對試體使用到的厚度 12 mm、15 mm、16 mm、19 mm、20 mm、24 mm、28 mm、34 mm 進行鋼材拉伸試驗，依照 CNS2112 規定製作試片，試片種類為 1A，使用台灣國家地震研究中心 100 輛材料試驗機進行試驗，試驗過程中試片應變量量測方式為採用國家地震工程研究中心提供之光學追蹤儀器，紀錄試片兩端之作標以此計算其應變。試驗結果按照子構架試驗流程進行編列如表 2.4 所示，其中包含柱構件 (Column, C) 與梁構件 (Beam, B)，將其分為翼板 (Flange, F) 以及腹板 (Web, W)，其降伏強度 F_y 判定方式為應變範圍 0.2%~0.3% 最大值視為降伏點，彈性模數 E 即為降伏點至原點的斜率。另外如圖 2.4 所示，可以發現隨著試片厚度的減少，抗拉強度有些許的上升，材料試驗結果皆符合 CNS13812 之要求。

2.2 試驗結果與討論

2.2.1 試驗觀察

本節概述各組試體於試驗過程中的觀察結果，針對鋼板降伏以及局部挫屈發生時機與程度進行描述。以水平向制動器前推之方向為「北」，回拉之方向為「南」。

QS-A

該試體加載固定軸力 1885 kN，軸力加載後，觀察試體無任何挫屈；試體側位移角於 0.015 rad 之前，觀察柱試體皆無任何局部挫屈產生，但此時梁已產生明顯



局部挫屈[照片 2.1 (a)]及北側梁產生側向扭轉挫屈 (Lateral Torsional Buckling, LTB) [照片 2.1 (b)]。

試體側位移角於 0.03 rad 正方向第一迴圈時，觀察到柱底腹板於距離柱底板約 400 mm 高處產生挫屈量為 15 mm，北側柱底翼板於距離柱底板約 250 mm 高處產生 1 mm 輕微挫屈 [照片 2.1 (c)]；於 0.03 rad 負方向第一迴圈時，柱底局部挫屈加劇，於腹板及南側翼板分別觀察到 40 mm 及 24 mm 明顯挫屈 [照片 2.1 (d)]；於 0.03 rad 正方向第二迴圈時，15 mm 向內及 60 mm 向外挫屈分別於腹板距柱底板 200 mm 及 500 mm 高處產生，同時北側翼板距柱底板 450 mm 高處也有 15 mm 向內明顯挫屈 [照片 2.1 (e)]。

試體側位移角於 0.04 rad 正方向第一迴圈時，柱底各面鋼板均已嚴重挫屈，腹板量測最大挫屈為 100 mm，同時北側翼板量測最大挫屈為 100 mm [照片 2.1 (f)]，當試體從正方向第一迴圈往負方向第一迴圈時，油壓千斤頂系統無預警停止，試體停在位移角 0.03 rad 負方向，嘗試將側位移角歸零後，試驗中止。

HS-A2

該試體加載固定軸力 1900 kN，預計先後進行 DBE 等級 Kobe, Japan (1995)、MCE 等級 Chi-Chi, Taiwan (1999) 及 MCE 等級 Northridge, USA (1994) 地震歷時，於 Kobe, Japan (1995) 地震歷時結束時，觀察試體無任何挫屈產生 [照片 2.2 (a)]。接續進行 MCE 等級 Chi-Chi, Taiwan (1999) 地震歷時，試體於層間位移達正方向 0.006 rad 時，觀察到北側梁腹板產生輕微挫屈；於層間側位移角負方向 0.015 rad 時，南邊梁下翼板鋸道破裂及腹板產生裂縫 [照片 2.2 (b)-(d)]；於層間側位移角正方向約 0.03 rad 時，觀察到因軸力導致的柱體旋轉 [照片 2.2 (e)]，北側梁上翼板輕微挫屈，於南側梁 RBS 腹板觀察到 10 mm 明顯挫屈 [照片 2.2 (f)]。考量到試體只能往正方向進行，因此試驗於此頂峰結束。



HS-A3 & HS-A4

此試體為修復 HS-A2 錛道破裂後進行試驗，加載固定軸力 1900 kN 後，觀察試體無任何挫屈；於 MCE 等級 Chi-Chi, Taiwan (1999) 層間位移達 0.018 rad 正方向時，於北側梁腹板處產生嚴重挫屈；於層間位移達負方向最大值 157 mm 時，觀察柱底無任何挫屈；於層間位移達 0.015 rad 負方向時，於柱底腹板觀察到輕微挫屈約 0.5 mm [照片 2.3 (a)]；北側梁和南側梁觀察到輕微及明顯挫屈，挫屈程度分別為 2 mm 及 30 mm [照片 2.3 (b)-(c)]。完成 MCE 等級 Chi-Chi, Taiwan (1999) 後，考量到柱底挫屈程度不明顯，接著進行 1.3MCE 等級 Northridge, USA (1994) 地震歷時，於層間位移達正方向 0.02 rad 時，於北側梁和南側梁觀察到明顯挫屈，挫屈程度分別為 5 mm 及 30 mm [照片 2.3 (d)]，並且北側梁下翼板錛道破裂 [照片 2.3 (e)]；於層間位移達負方向 0.015 rad 時，觀察到北側及南側梁皆產生嚴重的側向扭轉挫屈 (Lateral Torsional Buckling, LTB) [照片 2.3 (f)]，北側梁腹板處產生挫屈量 50 mm [照片 2.3 (g)]，南側梁腹板處產生挫屈量 10 mm，南邊梁下翼板錛道破裂且扇形孔產生裂縫 [照片 2.3 (h)]，試驗終止。

QS-B

該試體加載固定軸力 5066 kN，軸力加載後，觀察試體無任何挫屈；試體側位移角於 0.01 rad 之前，觀察柱試體皆無任何局部挫屈產生。試體側位移角於 0.02 rad 正方向第一迴圈時，觀察到柱底腹板於距離柱底板約 400 mm 高處產生 25 mm 輕微挫屈；於 0.02 rad 負方向第一迴圈時，觀察到柱底腹板於距離柱底板約 400 mm 高處產生 38 mm 輕微挫屈 [照片 2.4 (a)]，南側柱底翼板產生 10 mm 輕微挫屈 [照片 2.4 (b)]，試體向西傾斜；試體側位移角於 0.03 rad 正方向第一迴圈時，觀察到柱底腹板於柱底板約 400 mm 高處產生 34 mm 的挫屈量 [照片 2.4 (c)]，分別在北側以及南側柱底翼板觀察到 15 mm 和 20 mm 的挫屈量 [照片 2.4 (d)]。試體側位移角於 0.03 rad 負方向第二迴圈時，觀察到柱底腹板於柱底板約 400 mm 高處產生 93 mm 嚴重挫屈，北梁弱軸嚴重彎曲。於進行標準反覆載重構架側位移角 0.04 rad



正方向第一迴圈時，因無法承受軸力而停在位移角 0.03 rad 正方向，此時試體嚴重向西傾斜 [照片 2.4 (e)]。嘗試將側位移角歸零後，試驗中止。此時觀察到柱底腹板於柱底板約 400 mm 高處殘餘挫屈量為 35 mm [照片 2.4 (f)]。

HS-B2

該試體加載固定軸力 2450 kN，軸力加載後，觀察試體無任何挫屈，預計先後進行 DBE 級級 Kobe, Japan (1995) 及 MCE 級級 Northridge, USA (1994) 地震歷時，試體於 Kobe, Japan (1995) 地震歷時完成後，觀察柱試體皆無任何局部挫屈產生。接著進行 MCE 級級 Northridge, USA (1994) 地震歷時，於地震歷時完成後，觀察到柱底翼板最大挫屈量 2 mm [照片 2.5 (a)]；於北側梁腹板及下翼板分別有挫屈量 10 mm 和 5 mm [照片 2.5 (b)-(c)]；於南側梁腹板及上翼板皆有 5 mm 挫屈量 [照片 2.5 (d)]，試驗結束。

HS-B3

此試體使用 HS-B2 試體接續進行，試體加載固定軸力 3770 kN ($0.3P_y$)，軸力加載後，觀察柱試體無任何挫屈，預計進行 1.3MCE 級級 Kobe, Japan (1995)；地震歷時完成後，觀察到柱底腹板挫屈量為 30 mm [照片 2.6 (a)]，於柱底翼板最大挫屈量為 3 mm [照片 2.6 (b)]。

HS-B4

此試體使用 HS-B3 試體接續進行，試體加載固定軸力 5070 kN ($0.4P_y$)，預計進行反方向 1.3 MCE 級級 Kobe, Japan (1995)，於地震歷時達 7.18 秒時，觀察到柱底腹板於距離柱底板約 400 mm 高處產生 51 mm 挫屈量 [照片 2.7 (a)]，北側柱底翼板挫屈量為 15 mm，南側柱底翼板挫屈量為 9 mm；於地震歷時完成後，觀察到柱底腹板於距離柱底板約 400 mm 高處產生 61 mm 挫屈量 [照片 2.7 (b)]，北側柱底翼板挫屈量為 13 mm [照片 2.7 (c)]，南側柱底翼板挫屈量為 10 mm [照片 2.7 (d)]，試驗完成。



2.2.2 制動器反應及桿件遲滯行為

制動器反應為各制動器力量對構架側位移角的遲滯迴圈作圖，構架側位移角為水平向制動器位移除上子構架的高度。加上各構件力量對一樓層間側位移角的遲滯迴圈作圖，一樓層間側位移角為一樓柱頂水平位移除上一樓柱高。針對柱與梁構件的不同分別定義降伏彎矩強度 M_y 與塑性彎矩強度 M_p 來判別構件彈性與非彈性之間的狀態，其中參考 ASCE 41-17 對柱為壓力構件的塑性彎矩強度 M_{pc} 計算公式如下：

$$M_p = ZF_y \quad (2.1)$$

本研究將式(2.1)拆分為腹板與翼板各別計算：

$$M_p = Z_f F_{y,f} + Z_w F_{y,w} \quad (2.2)$$

$$M_{pc} = \begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 & M_p \left(1 - \frac{P}{2P_y} \right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 & M_p \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \end{cases} \quad (2.3)$$

其中 Z 為塑性斷面模數、 Z_f 為翼板塑性斷面模數、 Z_w 為腹板塑性斷面模數、 F_y 為真實降伏強度、 $F_{y,f}$ 為翼板降伏強度、 $F_{y,w}$ 為腹板降伏強度， P 為柱試體所受軸力， $P_y (=A_g F_y)$ 為柱斷面降伏軸力， A_g 為斷面之面積。上述針對斷面性質之參數如表 2.5 試體斷面性質所示，針對材料性質之參數在子構架的部分皆由實際拉伸試驗取得如表 2.4 所示，按照(2.3)計算結果列於表 2.6 中。而位於數值試驗模型中的試體強度之材料參數則使用標稱 (Nominal) 強度進行計算，按照(2.3)計算結果列於表 2.7 中。其中 M_{pr} 為切削處之塑性強度，此參數可用於後續分析使用。針對切削斷面性質由表 2.5 中斷面 (Section) 欄位使用 R 作為標示，亦可參考圖 2.3 對梁柱接頭尺寸、切削位置以及其鋸接細節的示意圖。另外針對 HS-B3 與 HS-B4 的試體強度除了柱構件皆與 HS-B2 相同，其差別為柱構件所受之軸力不同，由於該試驗加載之軸力皆位於梁柱交會區處且加載力量皆相同，因此可觀察 HS-A 與 HS-B2 各



樓層軸力為等差數列排序如表 2.7 所示，所以 HS-B3 (Ca = 0.3) 與 HS-B4 (Ca = 0.4) 皆按照相同的概念進行計算，軸力參數僅影響 M_{pc} 的變化。

試驗過程中，柱構件考慮水平向制動器以及南、北垂直制動器的影響，針對柱底彎矩計算公式如下：

$$M_{1F,CB} = [F_H (L_{C1F} + L_{C2F}) + (F_{VN} L_{NB} - F_{VS} L_{SB})] \quad (2.4)$$

其中 F_H 為水平制動器力量、 F_{VN} 為北側垂直制動器力量、 F_{VS} 為南側垂直制動器力量、 L_{C1F} 為一樓柱長、 L_{C2F} 為二樓柱長以及 L_{NB} 為二樓北梁長， L_{SB} 為二樓南梁長。

梁構件僅考慮垂直向制動器對梁端彎矩之貢獻，並考慮柱深之剛性區域，針對梁柱接頭延柱面彎矩公式如下：

$$M_{2F,NB} = F_{VN} (L_{NB} - d_c / 2) \quad (2.5)$$

$$M_{2F,SB} = F_{VS} (L_{SB} - d_c / 2) \quad (2.6)$$

其中 $M_{2F,NB}$ 為北梁在柱面的彎矩強度、 $M_{2F,SB}$ 為南梁在柱面的彎矩強度以及 d_c 為柱斷面深。依據前述之構件彎矩求取方式，並依其斷面所在之層間位移角作圖，上述針對實驗彎矩的處理方式皆適用於本研究後續計算以及比較。

QS-A

如圖 2.9 (a)-(c)所示，水平向與南北側垂直向制動器皆於構架側位移角 0.022 rad 第一迴圈時力量達到最大值，並在第一迴圈負向過後制動器力量開始下降，於構架側位移角 0.045 rad 第一迴圈時，水平制動器力量下降至最大力量之 83%。垂直向制動器力量於試驗過程中，無急遽下降的現象，顯示南、北側梁無斷裂或鋸道破裂的情況發生。如圖 2.9 (g)所示，軸力加載至 1885 kN 後於試驗過程中大致維持穩定，但於層間位移 0.02 rad 第二迴圈完成後，水平制動器開始有不穩定的現象產生。



各斷面遲滯迴圈如圖 2.9 (d)-(f)所示，南、北側梁於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，於一樓柱層間位移角 0.02 rad 第一迴圈正向達到最大彎矩 M_{max} ($0.89M_p$)，隨著梁局部挫屈及側向扭轉挫屈的產生，於層間位移角 0.04 rad 第一迴圈正向，南、北側梁彎矩強度下降至最大彎矩 M_{max} 的 86% ($0.77M_p$)。

一層樓柱底於層間位移角 0.02 rad 第一迴圈正向達到最大彎矩 M_{max} ($1.35M_y$)，自此之後，隨著柱底鋼板局部挫屈逐漸增加，柱底彎矩強度逐漸下降，於層間位移角 0.04 rad 第一迴圈正向，柱底彎矩強度下降至最大彎矩 M_{max} 的 71% ($0.96M_{pc}$)。同時如圖 2.9 (h)所示，試體也因柱底塑性變形變大導致柱的垂直位移增加，於試驗結束時，柱在垂直方向上縮短 50 mm 的永久變形。

HS-A2

如圖 3.6 (a)-(c)所示，水平向及北側垂直向制動器於試驗過程中，無劇烈變化之情形，而南側垂直制動器在進行 MCE 級別 Chi-Chi, Taiwan (1999) 地震時於負向構架側位移角 0.018 rad 達到最大值後，因南邊梁下翼板鉸道破裂及腹板產生裂縫使得力量急遽下降，下降至最大值之 73%，考慮到南側梁翼板鉸道無預期破裂，試驗於此頂峰結束。如圖 3.6 (g)所示，軸力加載至 1900 kN 後於試驗過程中大致維持穩定且無下滑現象，說明試體在試驗結束時仍無喪失軸向乘載能力。

各斷面遲滯迴圈如圖 3.6 (d)-(f)所示，南、北側梁於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，北側梁於試驗過程中無明顯強度下降趨勢，而南側梁則因鉸道破裂而有急遽變化，強度下降至最大值之 71%。

一層樓柱底彎矩於試驗過程中無明顯強度下降趨勢，同時如圖 3.6 (h)所示，柱垂直位移也無明顯變化，說明柱底無明顯挫屈之情形發生。

HS-A3 & HS-A4

如圖 2.11 (a)-(c)所示，在進行 1.3MCE 級別 Northridge, USA (1994) 地震時於正向構架側位移角 0.023 rad 達到最大值後，因北側梁下翼板鉸道破裂使得力量急遽下降，北側垂直制動器下降至最大值之 63%，水平向制動器下降至最大值之



85%。於負向構架側位移角 0.015 rad 達最大值後因南邊梁下翼板鋸道破裂且扇形孔產生裂縫使得力量急遽下降，南側垂直至動器下降至最大值之 68%。如圖 2.11 (g)所示，軸力加載至 1900 kN 後於試驗過程中大致維持穩定且無下滑現象，說明試體在試驗結束時仍無喪失軸向乘載能力。

各斷面遲滯迴圈如圖 2.11 (d)-(f)所示，南、北側梁於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，北側梁於層間側位移角正方向時，因鋸道破裂而有急遽變化，強度下降至最大值之 63%。而南側梁於層間側位移角負方向時，也因鋸道破裂而有急遽變化，強度下降至最大值之 68%。

一層樓柱底彎矩於試驗過程中無明顯強度下降趨勢，同時如圖 2.11 (h)所示，柱垂直位移輕微下降，說明柱底僅有輕微挫屈之情形發生，與觀察結果相符。

QS-B

如圖 2.12 (a)-(c)所示，水平向與南北側垂直向制動器皆於進行 3%正向第一迴圈時，力量在構架側位移角 0.03 rad 達到最大值，並在第一迴圈負向過後制動器力量開始下降，於進行 4%正向第一迴圈時，水平制動器力量在構架側位移角 0.03 rad 下降至最大力量之 83%。垂直向制動器力量於試驗過程中，無急遽下降的現象，顯示南、北側梁無斷裂或鋸道破裂的情況發生。

各斷面遲滯迴圈如圖 2.12 (d)-(f)所示，一樓柱底與二樓南北側梁彎矩於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，於進行 3%正向第一迴圈時，一層樓柱底於在構架側位移角 0.03 rad 達到最大彎矩 M_{max} ($1.41M_{pc}$)，同時南北梁力量達到最大彎矩 M_{max} ($1.11M_p$)。自此之後，隨著柱底鋼板局部挫屈逐漸增加，於進行 4%正向第一迴圈時，柱底彎矩於 0.03 rad 強度下降至最大彎矩 M_{max} 的 71% ($1.00M_{pc}$)。同時隨著梁局部挫屈及側向扭轉挫屈的產生，南北側梁彎矩強度下降至最大彎矩 M_{max} 的 92%。

如圖 2.12 (g)所示，軸力加載至 5067 kN 後於試驗過程中大致維持穩定，但在進行 4%正向第一迴圈時，柱頂垂直向軸壓力在構架側位移角 0.03 rad 下降至控制



軸力之 82%，說明試體喪失軸力支撐能力，因此於此結束試驗。如圖 2.12 (h)所示，試體也因柱底塑性變形變大導致柱的垂直位移增加，於試驗結束時，柱在垂直方向上縮短 94 mm 的永久變形。

HS-B2

如圖 2.13 (a)-(c)所示，在進行 MCE 級 Northridge, USA (1994) 地震時，水平向於負向構架側位移角 0.05 rad 達到最大值。垂直向制動器力量於試驗過程中，無急遽下降的現象，顯示南、北側梁無斷裂或鋸道破裂的情況發生。如圖 2.13 (g) 所示，軸力加載至 2450 kN 後於試驗過程中大致維持穩定。

各斷面遲滯迴圈如圖 2.13 (d)-(f)所示，南、北側梁於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，在進行 MCE 級 Northridge, USA (1994) 地震時，於一樓柱層間位移角 0.05 rad 正向達到最大彎矩 M_{max} ($0.91M_p$)。

一層樓柱底在進行 MCE 級 Northridge, USA (1994) 地震時，於一樓柱層間位移角 0.05 rad 負向達到最大彎矩 M_{max} ($1.6M_y$)，同時如圖 2.13 (h)所示，柱垂直位移輕微下降，說明柱底僅有輕微挫屈之情形發生，與觀察結果相符。

HS-B3

如圖 2.14 (a)-(c)所示，在進行 1.3MCE 級 Kobe, Japan (1995) 地震時，水平向於負向構架側位移角 0.037 rad 達到最大值。垂直向制動器力量於試驗過程中，無急遽下降的現象，顯示南、北側梁無斷裂或鋸道破裂的情況發生。如圖 2.14 (g) 所示，軸力加載至 3770 kN 後於試驗過程中大致維持穩定。

各斷面遲滯迴圈如圖 2.14 (d)-(f)所示，南、北側梁於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，在進行 1.3MCE 級 Kobe, Japan (1995) 地震時，於一樓柱層間位移角 0.03 rad 正向達到最大彎矩 M_{max} ($0.9M_p$)。

一層樓柱底在進行 1.3MCE 級 Kobe, Japan (1995) 地震時，於一樓柱層間位移角 0.037 rad 負向達到最大彎矩 M_{max} ($1.78M_y$)，同時如圖 2.14 (h)所示，柱垂直位移輕微下降，說明柱底僅有輕微挫屈之情形發生，與觀察結果相符。



如圖 2.14 (a)-(c)所示，在進行反方向 1.3MCE 等級 Kobe, Japan (1995) 地震時，水平向於負向構架側位移角 0.026 rad 達到最大值。垂直向制動器力量於試驗過程中，無急遽下降的現象，顯示南、北側梁無斷裂或鉸道破裂的情況發生。如圖 2.14 (g)所示，軸力加載至 5070 kN 後於試驗過程中大致維持穩定。

各斷面遲滯迴圈如圖 2.14 (d)-(f)所示，南、北側梁於一樓柱層間位移角 0.01 rad 時進入非線性階段，在進行反方向 1.3MCE 等級 Kobe, Japan (1995) 地震時，於一樓柱層間位移角 0.026 rad 正向達到最大彎矩 M_{max} ($0.82M_p$)。

一層樓柱底在進行 1.3MCE 等級 Kobe, Japan (1995) 地震時，於一樓柱層間位移角 0.026 rad 負向達到最大彎矩 M_{max} ($1.82M_y$)，同時如圖 2.14 (h)所示，試體也因柱底塑性變形變大導致柱的垂直位移增加，於試驗結束時，柱在垂直方向上縮短 17 mm 的永久變形。

2.3 試體局部反應結果與討論

本次試驗加裝許多量測儀器如圖 2.5 所示，包含角度計 (Inclinometer)、PI guage、位移計 (CDP Transducer) 以及位移尺 (Temposonics)，觀察試體整體與局部位移。另外針對應變計的數據本研究皆無處理，其詳細內容可參考 Sepulveda (2024)。

2.3.1 梁柱交會區反應

數據處理

為了取得梁柱交會區遲滯行為，本研究彎矩計算使用南北梁在柱面之彎矩相加如式(2.5)與式(2.6)，而轉角參考蔡克銓等人 (1998) 對梁柱交會區變形量推導的公式如下：

$$\theta_{PZ} = \gamma = \frac{D\delta_{av}}{ab} \quad (2.7)$$

其中 θ_{PZ} 為梁柱交會區等效旋轉角、 γ 為梁柱交會區剪力變形、 δ_{av} 為梁柱交會區的對角線伸長量或縮短量絕對值的平均值、 D 為梁柱交會區變形前的對角線長度



以及 a、b 分別為柱深與梁深。如圖 2.6(a)所示，上述參數於本研究中需藉由安裝於梁柱交會區上的 PI guage (D7、D8) 代表對角線伸長量或縮短量，則柱深使用 334 mm 以及梁深使用 404 mm 公式如下：

$$D = \sqrt{404^2 + 334^2} \quad (2.8)$$

另外亦可使用梁柱交會區上的角度計 (I1、I4、I9、I10) 圖 2.6(a)所示，求得梁與柱的相對轉角公式如下：

$$\theta_{PZ} = \gamma = \frac{I1+I4}{2} - \frac{I9+I10}{2} \quad (2.9)$$

此方式與使用 PI guage 所得出之結果相近，但是目前針對此方法進行計算的試驗數量不足，因此並不建議使用。

將上述計算的 θ_{PZ} 與梁柱交會區彎矩作圖如圖 2.15 所示，分別為梁柱交會區（左側）與柱底板（右側）的遲滯行為，由於 HS-A 與 HS-B 為一連串複合模擬試驗，因此只繪製了前兩個試驗結果來說明其初始勁度。將試驗結果數據進行迴歸分析，以取得各別梁柱交會區之初始勁度，其中 QS-A 與 QS-B 使用所有試驗結果數據，而 HS-A 與 HS-B 僅使用 DBE 的試驗結果數據，將回歸分析結果標於左上角。

理論驗證

為了驗證試驗結果之合理性，本研究針對梁柱交會區初始勁度以及降伏強度進行計算，計算方式與數值試驗模型中針對梁柱交會區的模擬方式相同 Sepulveda (2024)，使用 Gupta & Krawinkler (1999) 提供的研究建議公式如下：

$$V_{PZ} = M_{PZ} \left(\frac{1}{d_b - t_{bf}} - \frac{1}{H - d_b} \right), \text{ Let } 1/\left(\frac{1}{d_b - t_{bf}} - \frac{1}{H - d_b} \right) = H_{PZ} \\ K_{e,V} = \frac{V_y}{\gamma_y} 0.95 d_c t_p G, K_{e,M} = K_{e,V} H_{PZ} \quad (2.10)$$

其中 V_{PZ} 為梁柱交會區剪力強度、 M_{PZ} 為梁柱交會區彎矩強度、 d_b 為梁深、 t_{bf} 為梁翼板厚度、 H 為柱之有效長度 (一樓與二樓柱的平均)、 H_{PZ} 為梁柱交會區有效深度、 $K_{e,V}$ 為梁柱交會區剪力勁度、 V_y 為梁柱交會區剪力降伏強度、 γ_y 為梁柱交會區降伏



剪應變、 t_p 為梁柱交會區總厚度（此研究為柱腹板厚度加上 double plate 厚度）、 G 為剪彈性模數、 $K_{e,M}$ 為梁柱交會區彎矩勁度。

將建議公式中代表梁柱交會區剪力與彎矩的關係式中，將其取代為梁柱交會區有效深度 H_{PZ} 以便後續計算。而計算梁柱交會區之降伏強度公式如下：

$$V_p = 0.55F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right), M_{y,PZ} = V_p H_{PZ} \quad (2.11)$$

其中 V_p 為梁柱交會區塑性強度、 F_y 為梁柱交會區之材料降伏強度、 d_c 為柱深、 t_{cf} 為柱翼板深度、 $M_{y,PZ}$ 為梁柱交會區塑性彎矩強度。由於本研究並無針對梁柱交會區的材料進行拉伸試驗，因此此處之 F_y 採用標稱強度進行計算。

上述計算結果如表 2.8 所示，針對初始勁度之誤差計算方式為計算結果除上試驗結果所得，發現除了 QS-A 的計算結果高於試驗結果 20% 以上，其餘誤差皆在可接受的範圍之內。由圖 2.15 中所示，發現除了 QS-A 與 HS-B2 有降伏之外，其餘皆呈現線彈性行為，而 QS-A 之試驗降伏強度明顯低於計算結果。

2.3.2 柱底板

數據處理

由於在試驗過程當中，柱底板會因為柱底彎矩產生輕微的轉角，因此預先於柱底板兩側安裝位移計（D10、D11）來量測柱底板傾斜程度如圖 2.6(b)所示。為了得到柱底板遲滯行為，本研究彎矩計算使用柱底彎矩如式(2.4)，而轉角為利用位移計之量測數據計算公式如下：

$$\theta_{Base} = \frac{\Delta_{D10} - \Delta_{D11}}{H} \quad (2.12)$$

其中 θ_{Base} 為柱底板等效旋轉角、 Δ_{D10} 與 Δ_{D11} 為位移計量測位移、 H 為兩個位移計量測間距。利用南北位移計所量測之位移差可得出柱底板量測位置之高程差，再將其除與兩者之間的距離 700 mm 即可得出柱底板等效旋轉角數據。將 θ_{Base} 與柱底彎矩作圖如圖 2.15 所示，數據回歸分析方式與梁柱交會區相同，並將結果標於左上角。其後續應用將於 3.2.2 小節進行討論。



第三章 試驗結果與背骨曲線預測公式比較

鋼造抗彎構架面臨地震力的來襲時，各構件於反覆作用下之力量位移曲線會形成遲滯迴圈，其包絡線定義為背骨曲線如圖 3.1 所示。建築通常會設計構件端部在受到彎矩時降伏而形成塑鉸，加上地震的反覆作用下，塑鉸由於局部挫屈不但造成承壓中的柱試體軸向變形，還會造成抗彎能力的下降。因此需多研究為了了解鋼構之受力變形行為，將大量試驗結果進行回歸分析並提出建議背骨曲線模型。

3.1 基本背骨曲線模型

本章將介紹各式規範與研究針對 H 型鋼柱所提出的背骨曲線預測公式如圖 3.1 (a)所示，將背骨曲線共分為四個區域，分別為彈性段 (Zone 1)、應變硬化段 (Zone 2)、強度遞減段 (Zone 3) 以及殘餘強度段 (Zone 4)，其中 K_e 為彈性勁度、 θ_y 為降伏轉角、 θ_{max} 為最大強度轉角、 θ_{ult} 為極限轉角、 θ_p 為區域二轉角、 θ_{pc} 為區域三轉角、 α 為應變硬化係數、 M_y 為降伏彎矩強度、 M_{max} 為極限彎矩強度以及 M_{res} 為殘餘彎矩強度。將上述參數進行運算即可得到背骨曲線，首先是 A 點一律由原點開始，接下來 B 點力量 M_B 即等同於 M_y 以及轉角 θ_B 等同於 θ_y 運算公式如下：

$$\theta_B = \theta_y = \frac{M_y}{K_e} \quad (3.1)$$

其中 K_e 與 M_y 各規範計算方式不同如表 3.1 所示。C 點力量 M_C 等同於 M_{max} 運算公式如下：

$$M_C = M_{max} = \alpha M_y \quad (3.2)$$

以及轉角 θ_C 等同於 θ_{max} 運算公式如下：

$$\theta_C = \theta_{max} = \theta_y + \theta_p \quad (3.3)$$

接下來的 D 點力量為零，以及轉角 θ_D 算公式如下：

$$\theta_D = \theta_C + \theta_{pc} \quad (3.4)$$



最後 E 點力量 M_E 等同於 M_{res} ，以及轉角 θ_E 等同於 θ_{ult} ，其中 θ_E 於本研究的計算皆視為無限延伸，若該參數於公式中小於 θ_D 將 D 點視為背骨曲線最後位置。另外在 Zone 3 與 Zone 4 的銜接處有一個過度轉角 D' 點，該點力量等同於 M_E 而轉角本研究利用內插公式求得公式如下：

$$\theta_{D'} = \theta_C + (\theta_D - \theta_C) \left(\alpha - M_{res} / M_y \right) / \alpha \quad (3.5)$$

基本 H 型鋼柱斷面如圖 3.1 (b) 所示，其中 h 為斷面深度、 b 為斷面寬度、 t_f 為翼板厚度、 t_w 為腹板厚度。針對上述參數的規範包含 ASCE 41-17 以及 NIST-17 提出之方法，加上學者 Ozkula (2017) 提供關於本次研究的鋼柱尺寸類型，針對寬翼板 H 型鋼柱的背骨曲線預測公式，最後參考 Sepulveda (2024) 中使用於數值試驗模型中針對切削式梁柱接頭的參數建議，由 Lignos & Krawinkler (2011) 所提出。

3.1.1 ASCE 41-17

Zone 1

首先該規範提出區域一 K_e 的計算公式如表 3.1，其中 L 為構件長度、 η 剪力因子、 τ_b 為二次效應因子、 E 為彈性模數、 I_x 為斷面慣性矩、 G 為剪力模數、 A_s 為腹板斷面面積（剪力面）、 P 為軸力、 P_y 為軸力降伏強度。由彎矩勁度公式加入 η 與 τ_b 在剪力以及二次效應的貢獻，其中軸力比 P/P_y 小於 0.5 即不考慮二次效應影響。再來針對 M_y 的計算公式，若針對受壓構件需考慮軸力彎矩互制公式，計算位置位於塑鉸容易發生處（柱底），其中 M_p 於規範中同式(2.2)。則針對梁柱接頭構件則直接使用塑性彎矩強度 M_p ，此時計算位置位於塑鉸容易發生處（切削處），其中 M_p 於規範中同式(2.2)，值得注意的是，此處的 M_p 與 2.2.2 小節針對梁柱接頭柱面上的塑性彎矩強度計算位置不同， Z_f 與 Z_w 需使用切削處斷面的參數如表 2.5 所示，將梁所使用的切削處斷面尺寸後方使用「R」做標記，此時計算完成的 M_p 並不能直接與試驗結果（梁柱接頭柱面彎矩）比較，在後續章節 3.2 將介紹如何針對切削處進行背骨曲線參數的修正。上述針對 M_p 的處理方式皆適用於本研究後續計算以及比較。



Zone 2 ~ Zone 4

取得區域一參數後，該規範針對後續非線性區域的轉角以及強度公式如表 3.2 所示，主要將構件分為兩類，一為受壓鋼柱構件塑鉸，二為梁柱接頭構件塑鉸，再按照翼板寬厚比 b_f/t_f 、腹板寬厚比 h/t_w 、材料相關參數 E/F_y 以及軸力比 P/P_y 大小提供不同的預測公式。區域二的降伏後勁度規範建議採用 3% 的彈性勁度進行計算，然後在區域三並沒有說明其塑性轉角或勁度如何計算，是直接跳到區域四以殘餘強度 M_{res} 表示，因此規範無法預測鋼柱在最大彎矩 M_{max} 後的強度遞減狀況，於結果中呈現負無限大的強度折減行為。

另外該規範定義區域三以及區域四為總塑性轉角 θ_t 公式如下：

$$\theta_t = \theta_p + \theta_{pc} \quad (3.6)$$

在受壓構件中，針對 θ_p 以及 θ_t 參數皆考慮軸力比 P/P_y 、細長比 L/r_y 、腹板寬厚比 h/t_w ，則針對梁柱接頭構件僅考慮 θ_y 的倍數進行定義。

3.1.2 NIST-17

NIST-17 為美國國家標準暨技術研究院 (National Institute of Standards and Technology)，其發表文章 Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part IIa – Steel Moment Frames 。

Zone 1

首先該規範未提出區域一 K_e 的計算公式，可按照需求自行求取。接著針對降伏彎矩 M_y 考慮反覆硬化 (Cyclic Hardening)，受壓鋼柱構件塑鉸需乘上 1.15 倍係數、梁柱接頭構件塑鉸需乘上 1.2 倍係數以及切削式梁柱接頭構件塑鉸需乘上 1.1 倍係數，計算如表 3.1 所示。

Zone 2 ~ Zone 4

取得區域一參數後，該規範針對後續非線性區域的轉角以及強度公式如表 3.3 所示，主要將構件分為三類，一為受壓鋼柱構件塑鉸，二為梁柱接頭構件塑鉸，三



為切削式梁柱接頭構件塑鉸。接下來只需計算表中的公式按照圖 3.1 (a)中背骨曲線進行計算即可得出各別構件中塑鉸的行為。

參數修正

該研究針對梁柱接頭切削處的參數需進行修正，一般皆假設塑鉸產生位置為構件端部，但是在梁柱接頭切削處的試體試驗上，為了保護梁柱接頭，進行偏離柱面一段距離進行斷面切削的設計，使塑鉸產生位置移至切削處中心如圖 3.6 (b)所示，導致梁柱接頭無法達到 M_p ，因此需將切削處所使用的 M_p 投影至柱面上，此時背骨曲線才能與試驗結果比較，針對塑鉸實際位置計算投影係數 L_{ratio} 公式如下：

$$L_{ratio} = L_{model} / (L - d_c - 2S_h) > 1 \quad (3.7)$$

其中 L_{model} 為模型長度、 L 為桿件整體長度、 d_c 為柱斷面深、 S_h 為切削處中央至柱面的距離。 L_{model} 包含 S_h 定義為梁柱接頭（柱面）之間的距離，而 L 定義為柱心之間的距離。

切削處實際塑性轉角會大於梁柱接頭層間位移角，修正公式如下：

$$(\theta_p, \theta_{pc}, \theta_{ult}^*)_{model} = (1/L_{ratio})(\theta_p, \theta_{pc}, \theta_{ult}^*) \quad (3.8)$$

切削處實際彎矩會小於梁柱接頭彎矩，修正公式如下：

$$(M_y, M_{max}, M_{res})_{model} = (L_{ratio})(M_y, M_{max}, M_{res}) \quad (3.9)$$

其中下標為「 $model$ 」為試驗結果參數，其餘為規範參數。另外針對 θ_y 的計算只需藉由修正之後的 $(M_y)_{model}$ 與彈性勁度相除求得。上述針對梁柱接頭背骨曲線的處理方式皆適用於本研究後續計算以及比較。

3.1.3 Ozkula (2017)

Zone 1

首先該規範提出區域一 K_e 的計算公式如表 3.1，其中 P_e 為尤拉彈性挫屈力。由彎矩勁度公式加入二次效應的貢獻。則針對 M_y 的計算公式與 ASCE 41-17 相同。



Zone 2 ~ Zone 4

取得區域一參數後，該研究針對後續非線性區域的轉角以及強度公式如表 3.4 所示。主要將受壓鋼柱構件塑鉸依據挫屈模態分為對稱型局部挫屈（Symmetric flange buckling, SFB）、反對稱型局部挫屈（Anti-symmetric local buckling, ALB）以及側向扭轉挫屈（Coupled buckling, CB）三種，辨別方式於該研究中詳細描述，其中側向扭轉挫屈於強度遞減段最為急促，然而針對本研究所使用到的鋼柱 W24X117、W24X131 以及 W24X176 分別屬於 ALB、ALB 以及 CB。

3.1.4 Lignos & Krawinkler (2011)

Zone 1

首先該規範未提出區域一 K_e 的計算公式，可按照需求自行求取。接著針對降低伏彎矩 M_y 考慮反覆硬化（Cyclic Hardening），梁柱接頭構件塑鉸需乘上 1.17 倍係數以及切削式梁柱接頭構件塑鉸需乘上 1.06 倍係數，計算如表 3.1 所示。

Zone 2 ~ Zone 4

取得區域一參數後，該規範針對後續非線性區域的轉角以及強度公式如表 3.5 所示，主要將構件分為三類，一為一般梁柱接頭塑鉸，二為深度大於 533 mm 梁柱接頭塑鉸，三為切削式梁柱接頭塑鉸。接下來只需計算表中的公式按照圖 3.1 (a) 中背骨曲線進行計算即可得出各別構件中塑鉸的行為。

3.2 不同背骨曲線對梁柱試體行為比較

3.2.1 試驗結果包絡線

取得方式

由於各試體遲滯迴圈行為過程複雜，本研究為了能方便與背骨曲線進行比較，參考 M Visvalingam (1990) 描述拉默-道格拉斯-普克演算法（Ramer-Douglas-Peucker algorithm）的文章，利用 Microsoft Excel 軟體進行數據整理如圖 3.2 所示。由於試驗過程皆為制動器之一維位移控制，因此只需針對一樓位移試驗結果進行過濾處理。首先第一次過濾為該數據是否為局部範圍內（共五筆數據）之極值，符



合者則保留，過濾後結果如圖 3.2 中 (Filter1 + Filter2 + Filter3)。此時可以發現一樓位移在水平向制動器的移動路途中，僅剩下制動器暫停時的數據，因此需要進行第二次過濾，其處理方式為該數據與前後兩筆數據距離相乘，此值若大於一定值則保留，本研究於調整定值大小直到消除所有因制動器暫停而收取的數據，過濾後結果如圖 3.2 中 (Filter2 + Filter3)。此時第二次過濾後的數據即可代表試驗過程的鋒值。最後，為了消除試體在第三次過濾為抓取該數據到達目前最大位移者則保留，過濾結果如圖 3.2 中 (Filter3) 所示，此結果即可滿足試體背骨曲線數據。

取得結果討論

將包絡線 (Filter3) 試驗數據呈現至梁柱遲滯迴圈上如圖 3.3 至圖 3.5 所示，再利用迴歸分析得出試體初始勁度，迴歸分析方式同 2.3 節中的數據處理方式，HS-A3、HS-A4 為 HS-A2 後續進行的試驗，使用之初始勁度與 HS-A2 相同。而 HS-B3、HS-B4 為 HS-B2 後續進行的試驗，使用之初始勁度與 HS-B2 相同。由試驗結果與包絡線的比較可以觀察出，包絡線於試體降伏之前皆與初始勁度貼近，而在試體降伏後，包絡線分布皆能抓取試驗結果鋒值，因此可證明本研究於試體包絡線取得方式正確，此包絡線將用於後續與規範之背骨曲線進行比較。

3.2.2 背骨曲線彈性勁度修正

修正一次（柱底彎矩）

上節中提到的背骨曲線預測公式皆為 Fixed-Fixed 邊界條件，參考試體與簡易模型對照圖 3.6 (a)，於柱底與柱頂皆為剛接的形式，且構件背骨曲線之轉角按照層間位移角進行定義圖 3.1 (e)。在考慮實際邊界條件後，會導致層間位移之降伏轉角被低估，導致後續塑性轉角皆無法代表實際背骨曲線行為。

根據 Cocchetti 等人 (2002) 提出之模型，針對構件之行為分為桿件（彈性段）與塑鉸（塑性段）串聯而成如圖 3.1 (c)-(e) 所示，由於塑鉸定義為斷面彎矩達降伏強度後開啟，開啟前行為皆由桿件貢獻，因此只需考慮桿件兩端之邊界條件修正勁



度，再將塑鉸貢獻加入即可，因此本研究將參考 Chou 等人 (2022) 提供的勁度修正公式如下：

$$G = \frac{6EI}{K_{spring}L} \quad (3.10)$$

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_b I_b / L_b)} \quad (3.11)$$

其中 G 代表桿件端部邊界條件參數，分別為 G_A 與 G_B 如圖所示， K_{spring} 為桿件端部之等效旋轉勁度、 L 為桿件長度、 E_c 為柱彈性模數、 E_b 為梁彈性模數、 I_c 柱斷面慣性矩以及 I_b 為梁斷面慣性矩。 G 等於無限大代表桿件端部為鉸接，若等於 0 則代表桿件端部為剛接。首先考慮柱頂實際邊界條件計算 G_A ，使用式(3.11)考慮梁跨距、一樓柱以及二樓柱高之撓曲勁度，將抗彎構架轉成桿件端部之等效旋轉勁度，藉此反應真實邊界條件並施加於梁柱交會區中心。求得 G_A 後，接下來則假設柱底為剛接， G_B 值為 0，此時計算完成的 G_A 與 G_B 即為修正一次所需使用的邊界條件參數，可直接代入公式以求得桿件整體修正係數 α 如下：

$$\beta = \frac{6(G_A + G_B) + 36}{2(G_A + G_B) + G_A G_B + 3} \quad (3.12)$$

$$K_{b,Chou} = \frac{(G_A + 3)\beta}{(G_A + G_B + 6)} \left(\frac{EI_c}{L_c} \right) = \alpha \left(\frac{EI_c}{L_c} \right)$$

其中 β 為計算過程中所需代數、 α 為撓曲勁度之修正係數。因此將最終計算出的 α 代入原有之勁度公式 AISC 41-17 以及 Ozkula (2017) 等人的公式如表 3.1 加以修正。

AISC 41-17 之勁度考慮剪力勁度與撓曲勁度串聯而成，並加入軸力之二次效應係數 τ_b ，本研究將原有公式之撓曲勁度提出，再將撓曲勁度之修正係數 α 進行代入：

$$K_{e,Chou} = \frac{6(\tau_b E)I_x}{L(1+\eta)} = \frac{\alpha K_b K_s}{\alpha K_b + K_s} \quad (3.13)$$

$$K_b = \frac{(\tau_b E)I_x}{L}, K_s = \frac{L(\tau_b G)A_s}{2}$$



Ozkula (2017) 等人之勁度僅考慮撓曲勁度串聯，並加入軸力之二次效應進行計算，因此可直接將撓曲勁度之修正係數 α 代入：

$$K_{e,Chou} = \alpha \frac{6EI_x}{L} \left(1 - \frac{P_u}{P_e} \right) \quad (3.14)$$

修正一次（梁柱接頭彎矩）

若針對梁桿件端部之勁度修正，則式(3.11)中柱使用之參數與梁使用之參數互換，變化公式如下：

$$G = \frac{\sum(E_b I_b / L_b)}{\sum(E_c I_c / L_c)} \quad (3.15)$$

本研究使用於梁上之桿件長度 L 為梁柱接頭(柱心)之間的距離如圖 3.6 (b)所示，由於子構架中梁試體一端為梁柱交會區另一端為鉸接，因此可將鉸接視為反曲點並鏡像投影，由式(3.15)求得梁柱交會區邊界條件參數 G_A 後，另一端鏡像投影生成的梁柱交會區也使用相同的邊界條件參數 G_B 。此時計算完成的 G_A 與 G_B 即為修正一次所需使用的邊界條件參數，可直接代入式(3.12)以求得桿件整體修正係數 α 。

上述計算為針對整支梁試體，計算出的勁度適用位置與試驗結果不同，因此與 3.1.2 小節中提到的投影公式同理，若要計算梁柱接頭柱面上的彎矩勁度，需考慮投影係數 L_{ratio} 公式如下：

$$L_{ratio} = L / (L - d_c) > 1 \quad (3.16)$$

此投影係數為柱心投影至柱面的比例關係，將此參數將式(3.13)與式(3.14)變化如下：

$$\begin{cases} \text{for ASCE 41-17} & K_{e,Chou} = \frac{6(\tau_b E)I_x}{L(1+\eta)} = \frac{\alpha K_b K_s}{\alpha K_b + K_s} / L_{ratio} \\ \text{for NIST-17} & K_{e,Chou} = \alpha \frac{6EI_x}{L} \left(1 - \frac{P_u}{P_e} \right) / L_{ratio} \end{cases} \quad (3.17)$$

修正二次

由於柱底彎矩勁度僅修正一次，實際上柱底板邊界條件並非剛接，根據 AISC 360 提供的建議，若無法取得實際柱底板等效旋轉勁度，通常可將柱底邊界條件參數 G_B 最大假設為 1。但是本研究已於 2.3.2 小節中求得實際柱底板等效旋轉勁度如



圖 2.15 所示，因此將同時考慮柱頂以及柱底實際邊界條件，在計算 G_B 時，直接將 2.3 中柱底板等效旋轉的初始勁度輸入式(3.10)，此時 G_B 與上小節計算完成的 G_A 即為修正二次所需使用的邊界條件參數，可直接代入式(3.12)進行計算，後續計算方式皆與修正一次相同。

轉角計算（區域二至區域四）

參考厚寬塑鉸計算公式 θ_h 如下：

$$\theta_h = \begin{cases} \text{for } \theta \leq \theta_y & \theta - \frac{M}{K_e} \\ \text{for } \theta > \theta_y & \theta - \theta_y \end{cases} \quad (3.18)$$

此計算方式於轉角大於降伏轉角後，忽略桿件的轉角貢獻，直接減去降伏轉角，但是根據 Cocchetti G (2002) 等人提出之模型，由塑鉸提供之塑性轉角不受桿件勁度影響，因此將原有 Fixed-Fixed 邊界條件下之塑性轉角計算公式如下：

$$\theta_h = \theta - \frac{M}{K_e} \quad (3.19)$$

其中 θ_h 為塑性背骨曲線轉角、 M 為背骨曲線彎矩、 K_e 為背骨曲線彈性勁度、 θ 為背骨曲線轉角，此方式為確保構件降伏或是挫屈導至強度遞減時，皆能考慮桿件的轉角貢獻。接著再藉由修正過後的初始勁度轉成不同邊界條件下的背骨曲線轉角，其公式如下：

$$\theta_{Chou} = \theta_h + \frac{M}{K_{Chou}} \quad (3.20)$$

其中 K_{Chou} 為經由 Chou 等人 (2022) 修正過之初始勁度、 θ_{Chou} 為經由 Chou 等人 (2022) 修正過後所得到的構件背骨曲線轉角。

若上述計算使用的 θ_{Chou} 為針對梁柱接頭切削處位置的背骨曲線，計算位置與試驗結果不同，因此需利用 3.1.2 小節中的公式投影至梁柱接頭上，需考慮投影係數 $Lratio$ 如式(3.7)，此投影係數為梁柱接頭切削處投影至柱面的比例關係，由於式(3.20)中使用之 M 為切削處彎矩，因此需先使用式(3.9)將所有彎矩投影至柱面上，



再參考式(3.8)中針對塑性轉角的投影方式，將切削處位置的構件背骨曲線使用式(3.20)推導如下：

$$\theta_{Chou} = \theta_h / L_{ratio} + \frac{(M)_{model}}{K_{Chou}} \quad (3.21)$$

其中 $(M)_{model}$ 為梁柱接頭彎矩，此時背骨曲線經勁度修正以及投影過後，就能代表梁柱接頭彎矩背骨曲線並與試驗結果進行比較。

背骨曲線計算流程

綜合上述文獻針對背骨曲線的內容，本研究針對背骨曲線處理方式如下：

1. 利用表 3.2~表 3.5 中各式背骨曲線公式計算後續強度以及轉角，其中若未規定區域四殘餘彎矩強度或轉角，本研究皆使用 NIST-17 提供之公式計算
2. 使用 ASCE 41-17 取得背骨曲線勁度，並按照公式計算降伏彎矩，並將步驟一參數使用式(3.1)~式(3.5)取得構件背骨曲線。
3. 利用式(3.19)得出塑鉸背骨曲線
4. 利用 Chou 等人 (2022) 提供的公式修正 ASCE 41-17 劲度
5. 利用修正過後的勁度使用式(3.20)將得出構件背骨曲線，若此背骨曲線位置為切削處，需利用式(3.21)將其投影至梁柱接頭上（同試驗結果位置）
6. 將計算得出的背骨曲線與試驗結果進行比較

3.2.3 背骨曲線與試驗結果比較

各規範差異（步驟一至步驟三）

本研究僅舉 QS-B 試驗中一樓柱底背骨曲線以及一樓梁柱接頭背骨曲線為例，講解背骨曲線計算流程。首先由步驟一計算結果計算如表 3.6 所示，接著步驟二取得彈性勁度如表 3.8 與表 3.9 中 $K_{e,ASCE}$ 所示，並利用彈性勁度將步驟一轉為構件背骨曲線如表 3.6 所示，接著步驟三計算結果如表 3.7 所示。



勁度修正影響（步驟四）

表 3.8 至表 3.10 為針對梁柱彎矩勁度修正計算結果， $K_{e,ASCE}$ 與試驗之初始勁度迴歸分析結果誤差大約為 2 倍左右，可見使用 ASCE 41-17 提供之勁度公式（Fixed-Fixed）不適用於本次試驗之邊界條件。首先僅考慮柱頂邊界條件修正係數 G_A 而柱底邊界條件修正係數 G_B 為零進行計算，求得之 α 值約為 4，小於 Fixed-Fixed 邊界條件參數（ α 值為 6），將僅考慮柱頂邊界條件之勁度與試驗結果進行比較，觀察柱底彎矩勁度誤差約由 2 倍縮減至 1.5 倍，剩餘的誤差推測為未考慮柱底實際邊界條件而導致。然而在梁柱接頭彎矩勁度修正考慮梁柱交會區邊界條件如表 3.9 所示，可以發現使用之 G_A 皆為柱底彎矩使用之 G_A 的反比，由於梁桿件兩端邊界條件為對稱，因此表中只列出 G_A ，由此求得 α 值皆約為 4 與柱底彎矩修正參數相似，接著再將考慮 α 的勁度使用 L_{ratio} 投影係數進行修正，將修正一次後的勁度與試驗結果進行比較，觀察梁柱接頭彎矩勁度誤差約由 2 倍縮減至 1.1 倍，可見使用此修正方法大幅減少了規範公式的誤差，剩餘的誤差推測為未考慮梁柱交會區與剛性區域的影響，以及梁試體 LTB 造成勁度高估的結果產生。將柱底彎矩以及梁柱接頭彎矩勁度修正一次後，柱底彎矩勁度仍然存在 1.5 倍左右的誤差，因此針對柱底實際邊界條件，將原本 G_B 為零改為介於 0 至 2 之間的參數範圍，可見不同試驗當中柱底板造成的邊界條件係數差異很大，導致接下來的 α 值由 4 左右再進一步縮減，將修正二次後的勁度除以圖 3.3 初始勁度迴歸分析結果，除了 QS-A 結果之外，觀察柱底彎矩勁度誤差由 1.5 倍左右縮減至 1 倍左右，因此同時考慮柱頂以及柱底實際邊界條件大幅減少了柱底彎矩勁度的誤差。

轉角修正影響（步驟五至步驟六）

藉由步驟一至步驟四將規範背骨曲線與修正後的勁度求得後，按照步驟五進行計算以及投影，並在步驟六分別將柱底彎矩背骨曲線未修正、修正一次以及修正二次與試驗結果進行比較如圖 3.7 至圖 3.10 所示，並對照左側表格(a)、(c)、(e)的簡易模型圖，觀察分別只考慮柱頂以及同時考慮柱頂與柱底邊界條件的影響，隨著



考慮的條件越多，勁度越靠近試驗結果。其中在修正 ASCE 41-17 背骨曲線的過程中，若直接使用式(3.20)進行計算會得到 C 點轉角大於 D 點轉角以及 D 點轉角大於 E 點轉角的結果，為了修正此不合理的結果，本研究則將 D 點轉角一律等同於 C 點轉角以及 E 點轉角一律等同於 D 點轉角。如圖(d)-(f)所示。接著可以觀察到構件背骨曲線中，隨著勁度的下降，區域二轉角 θ_p 有增加的現象，反之區域三轉角 θ_{pc} 有減少的現象，此原因為不論彈性勁度大小，塑鉸背骨曲線皆貢獻相同的塑性轉角所導致。

南北梁一樣按照步驟六分別將彈性勁度未修正以及修正一次與試驗結果進行比較如圖 3.11 與圖 3.12 所示，並對照表格中(a)、(b)的簡易模型圖，觀察考慮梁柱交會曲邊界條件的影響，隨著考慮的條件越多，勁度越靠近試驗結果。其中在修正 ASCE 41-17 背骨曲線的過程同柱底彎矩。

3.2.4 背骨曲線挑選

背骨曲線為本研究後續進行分析的依據，為了使後續分析與試驗結果擬合，需挑選適用於本次試驗結果的預測公式。本研究共有三種針對柱底彎矩之背骨曲線，分別為 ASCE 41-17、NIST-17 以及 Ozkula (2017)，以及共有三種針對梁柱接頭彎矩之背骨曲線，分別為 ASCE 41-17、NIST-17 以及 Lignos & Krawinkler (2011)。首先 ASCE 41-17 在 C 點至 D 點轉角以及 D 點至 E 點轉角，規範直接將即判定脆性破壞（勁度負無限大），不符合本次試驗結果，因此在柱底彎矩以及梁柱接頭彎矩中，剔除與試驗結果偏差較大的背骨曲線即可。

柱底彎矩

如圖 3.7(f)所示，NIST-17 背骨曲線明顯高估 QS-A 試驗強度，若假設可將勁度修正至與試驗結果接近，NIST-17 與 Ozkula(2017)皆能擬合強度遞減段的行為。接著如圖 3.8(f)所示，NIST-17 背骨曲線明顯高估 HS-A 試驗強度，然而試驗結果並無呈現強度遞減段的行為，因此無法觀察區域三之擬合程度，但是仍然可以發現 NIST-17 與 Ozkula (2017) 於區域三強度遞減程度相似。接著如圖 3.9 (f)所示，



NIST-17 背骨曲線明顯高估 QS-B 試驗強度，並且在區域三相對試驗結果保守，反而是 Ozkula(2017)能反應試驗結果抵達破壞轉角的位置。最後如圖 3.10(f)所示，NIST-17 背骨曲線明顯高估 HS-B 試驗強度，並且在區域三相對試驗結果保守，反而是 Ozkula (2017) 能反應試驗結果抵達破壞轉角的位置。

針對兩者背骨曲線於區域三的行為，原型構架 A 與 B 的柱底行為於 Ozkula (2017) 研究中定義不同的破壞模式，分別為 ALB 以及 CB，然而在 NIST-17 中則採用相同公式進行計算，並且皆與原型構架 A 的柱底行為相似，可以推測 NIST-17 中針對柱底行為的破壞模式類似於 ALB。

梁柱接頭彎矩

如圖 3.11 與圖 3.12 所示，修正後的 NIST-17 背骨曲線在降伏強度稍微高估試驗結果，並且在極限強度又明顯高估，Lignos & Krawinkler (2011) 於強度方面相對來說保守，應變硬化段較 NIST-17 平緩，接著在 QS-A 強度遞減段比 NIST-17 接近試驗結果，而在 QS-B 兩者皆高估試體達極限強度轉角的行為。最後在 HS-A 與 HS-B 的試驗結果皆無強度遞減的行為發生，因此無法判斷背骨曲線的行為是否合理。

綜合上述討論，本研究選擇 Ozkula (2017) 以及 Lignos & Krawinkler (2011) 針對柱底彎矩與梁柱接頭彎矩作為該構件的力量位移包絡線，並應用於側推、標準反覆載重以及地震歷時下的模擬依據。

第四章 數值模擬



分析流程

根據第二章的試驗結果，HS-A 發生無預期的鋸道斷裂破壞，因此分析軟體在進行分析時，可能導致破壞發生後，分析結果無法模擬破壞後之試體行為，因此子構架模型挑選 QS-B 以及 HS-B2 作為本研究在 PISA3D 以及 ETABS 模型中校正的標準，其餘試驗結果將會使用相同模擬方式，其模擬結果將會在最後一小節做討論。

為了了解背骨曲線塑鉸於單一構件中的行為，因此先針對各種塑鉸按照 QS-B 中柱體尺寸進行單柱建模的範例如圖 1.13 (b)所示，並分別輸入側推曲線與標準反覆載重曲線如圖 1.13 (c)所示。後續應用到不同邊界條件以及不同構架中的塑鉸參數也將以此節設定相同。接著進行 QS-B 以及 HS-B2 子構架的靜力位移控制分析，了解試體於分析軟體中的行為模式。由於整體構架試驗僅在中間柱（定軸力）進行實尺寸構架試驗，其外柱為數值試驗模型無提供試驗結果數據，因此接下來挑選 Ozkula (2017) 針對 W24X176 鋼柱進行變軸力試驗，目的為模擬邊柱效應所造成構件之影響。在有了中間柱以及邊柱的驗證分析後，最後進行整體構架試驗分析，並挑選最合適的模型進行火害後的基本假設模型。

模型定義

本研究接著重在試體 2D 維度方向的控制，針對構架在六個自由度上的控制定義如下， U_x 為南北向位移自由度，正向為北、負向為南， U_y 為垂直水平面之位移自由度，其餘自由度則按照笛卡兒座標系定義。

模型中所有抗側力結構組件皆由兩個部分組成，建模方式由塑鉸以及連接塑鉸的桿件組成，鋼結構所使用之塑鉸通常為彎矩控制並分布於桿件端部，接著各別設定線彈性行為參數至桿件以及塑性行為參數至塑鉸當中，桿件與塑鉸結合的系統稱為「構件」。「單柱模型」為單一構件加上 Fixed-Fixed 邊界條件。「子構架模型」為「整體構架」中一樓柱構件、二樓半柱構件、二樓半梁構件、柱底板以及梁柱交會區等效旋轉彈簧組成。而「整體構架模型」為包含「子構架模型」之抗彎構架，



其模型基礎為子構架模型再加入其餘的構件與等效旋轉彈簧所組成，上述模型之建立與分析方式將在此章進行描述。

4.1 背骨曲線參數輸入

在 PISA3D 中桿件與塑鉸參數設定介面是為一齊輸入，並命名為材料 (material)。但為了方便後續定義與描述，本研究將線彈性行為之參數定義為桿件參數，而其餘有關塑性行為之參數定義為塑鉸參數。在 ETABS 中桿件與塑鉸設定介面是分開的，需先設定好桿件基本參數後，接下來再設定塑鉸參數，最後再指定塑鉸位置至桿件上。

4.1.1 PISA3D

單柱模型建立完成之後，構件中所使用之材料會導致分析結果大不相同，因此本研究首先參考黃丞偉 (2022) 以及沈厚寬 (2022) 採用 Hardening 材料進行輸入，本研究將其命名為 P1，接著參考 Yu 等人 (2010) 使用 Hardening 與 Degrading 結合的雙材料構件，採用 Degrading 材料進行輸入，接著再加入 Hardening 材料來進行優化，本研究將其優化結果命名為 P2。第四種則參考 PISA3D 手冊中最符合背骨曲線的 Fracture 材料，也是加入 Hardening 材料來進行優化，本研究將其優化結果命名為 P3。將上述五種材料參數做分類，分別為桿件之材料參數、塑鉸包絡線參數以及塑鉸遲滯行為參數，參數設置流程將依照背骨曲線所規定之區域一至區域四逐步設定。

Hardening (P1)

參數如表 4.1 所示，包含材料參數 E_i ， Fyt 、 Fyc 以及 Nu ，塑鉸包絡線參數 BS/YS ，塑鉸遲滯行為參數 $Hiso1+$ 、 $Hiso1-$ 、 $Hiso2+$ 、 $Hiso2-$ 、 $Hkin1$ 、 $Hkin2$ 。由於鋼材皆假設拉壓對稱因此上述參數中的值皆由正向參數作為代替。

首先控制背骨曲線區域一參數 E_i 直接輸入表 2.5 中腹板與翼板彈性模數平均值，以及 F_y 則參考黃丞偉 (2022) 提供公式如下：



$$F_{y,PISA3D} = \frac{M_y}{I_x} \left(\frac{d}{2} \right) \quad (4.1)$$

其中 $F_{y,PISA3D}$ 為 PISA3D 模型中材料需使用的 F_y 參數、 M_y 為背骨曲線降伏強度、 d 為斷面深度、 I_x 為受力面慣性矩。本研究發現若 F_y 直接採用式(4.1)，在 hardening 中 Hiso1 以及 Hiso2 會使得 M_y 過於高估，因此柱構件中的塑鉸需考慮軸力彎矩互制關係將降伏強度折減，而梁構件中的塑鉸需考慮切削處的實際斷面進行折減，其折減公式如下：

$$F_{y,PISA3D} = \begin{cases} \text{for Column} & \frac{M_{pc}}{M_p} F_y \\ \text{for RBS} & \frac{Z_{RBS}}{Z} F_y \end{cases} \quad (4.2)$$

其中 M_{pc} 為柱試體考慮軸力彎矩互制關係之塑性彎矩強度、 M_p 為塑性彎矩強度、 F_y 為材料實際抗拉降伏強度、 Z 為塑性斷面模數、 Z_{RBS} 為切削處塑性斷面模數。接下來是控制區域二的構件硬化勁度 BS/YS 直接將背骨曲線參數 α 輸入。然而此材料模型並沒有針對區域三以及區域四的參數，最後有關塑鉸遲滯行為參數考慮鋼材材料走向硬化 (isotropic) 以及應變硬化 (kinematic) 等行為，需藉由試驗結果試誤調整取得，因此本研究直接使用黃丞偉 (2022) 提供之參數，並於後續分析結果討論。

Degrading

參數如表 4.1 所示，此塑鉸模型在 NIST (2010) 中定義為反覆作用強度折減行為 (Cyclic Strength Degrading)，通常用來模擬 RC 構件塑性行為，包含材料參數 E_i 、 F_{yt} 、 F_{yc} 以及 N_u ，塑鉸包絡線參數 $SHR+$ 、 $SHR-$ 以及 BV ，塑鉸遲滯行為參數 $Fstiff1$ 、 $Fstren1$ 、 $FPinch1$ 、 $Fstiff2$ 、 $Fstren2$ 以及 $FPinch2$ ，由於鋼材皆假設拉壓對稱因此上述參數中的值皆由正向參數作為代替。

首先控制區域一的參數 E_i 直接輸入表 2.5 中腹板與翼板彈性模數平均值，以及 F_y 則採用式(4.1)。接下來為控制區域二的構件硬化勁度 SHR 參考黃丞偉 (2022) 提供之方式如下：



$$SHR = \left(\frac{M_{max} - M_y}{\theta_p} \right) / \left(\frac{M_y}{\theta_y} \right) \quad (4.3)$$

其中 M_{max} 、 M_y 、 θ_y 、 θ_p 皆為背骨曲線參數如圖 3.1 (a)所示，計算其區域一、二的勁度比例關係，式(4.3)為針對 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下的背骨曲線行為如圖 3.1 (e)所示（構件長度為圖中 L 的一半），並未考慮不同勁度造成的影响。在 PISA3D 的塑鉸模型中，不同邊界條件皆不影響塑性背骨曲線如圖 3.1 (d)所示。因此利用式(3.19)將 Fixed-Fixed 邊界條件的背骨曲線轉為塑性背骨曲線後，再利用式(3.20)轉為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件的背骨曲線，將式(3.20)中不同邊界條件應用至 Pined-Fixed (PF) 邊界條件公式如下：

$$\theta_{PF} = \theta_h + \frac{M}{K_{PF}} \quad (4.4)$$

其中 θ_{PF} 為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下構件端部的背骨曲線轉角、 θ_h 為塑性背骨曲線轉角、 M 為背骨曲線彎矩、 K_{PF} 為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下構件 Fixed 端的背骨曲線初始勁度。接著計算 K_{PF} 公式如下：

$$\begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_F \\ \theta_P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

$$K_{PF} = \frac{M_F}{\theta_F} \quad (4.6)$$

其中 L 為構件模型長度、 θ_F 為 Fixed 端轉角、 θ_P 為 Pined 端轉角、 M_F 為 Fixed 端彎矩。 L 會受到剛性區域以及分割構件影響，PISA3D 中計算 θ_F 公式如下：

$$\theta_F = \frac{\Delta_P}{L} \quad (4.7)$$

其中 Δ_P 為 Pined 端側向位移。納入傾角變位法的概念，代表構件整體傾斜角度在 Fixed 端恢復至 Fixed 狀態下的旋轉量。

藉由式(4.6)得到之勁度代入式(4.4)即可得出 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下構件 Fixed 端的背骨曲線。接著將式(4.3)應用至 Pined-Fixed (PF) 邊界條件如下：



$$SHR = \left(\frac{M_{max} - M_y}{\theta_{p,PF}} \right) / \left(\frac{M_y}{\theta_{y,PF}} \right) \quad (4.8)$$

其中 M_{max} 為極限彎矩強度、 M_y 為降伏矩強度、 $\theta_{y,PF}$ 為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下的降伏轉角、 $\theta_{p,PF}$ 為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下的區域二轉角。 $\theta_{p,PF}$ 計算公式如下：

$$\theta_{p,PF} = \theta_{max,PF} - \theta_{y,PF} \quad (4.9)$$

$$\theta_{max,PF} = \theta_{max,h} + \frac{M_{max}}{K_{PF}} \quad (4.10)$$

上述計算過程僅考慮彎矩塑性轉角的勁度，並沒有考慮剪力變形效應與剛性區域導致構件實際長度改變的狀況下，軟體在納入剪力變形時所輸出之塑性轉角會略高於輸入之背骨曲線。

接下來此材料模型參數 BV 對應至背骨曲線參數 θ_{max} 公式如下：

$$BV = \frac{\theta_{max,PF}}{\theta_{y,PF}} \quad (4.11)$$

此參數為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下降伏轉角的倍數，將塑鉸遲滯行為區分為兩類，轉角達 θ_{max} 之前會依照 $Fstiff1$ 、 $Fstren1$ 、 $FPinch1$ 運作，之後則依照 $Fstiff2$ 、 $Fstren2$ 、 $FPinch2$ 運作。因此此材料模型無設定包絡線強度遞減的參數，但可以藉由塑鉸遲滯行為參數控制背骨曲線強度遞減段，此相關參數需藉由反覆載重試誤調整取得，校正結果將於後續分析結果討論。

Fracture

此材料模型著重於塑鉸的包絡線行為，包含材料參數 E_i 值， F_y 值以及 Nu ，塑鉸包絡線參數 B_x 、 B_y 、 C_x 、 C_y 、 D_x 、 D_y 、 E_x 、 E_y 、 B'_x 、 B'_y 、 C'_x 、 C'_y 、 D'_x 、 D'_y 、 E'_x 、 E'_y ，以及塑鉸遲滯行為參數 $Ufac$ ，由於鋼材皆假設拉壓對稱因此上述參數中的值皆由正向參數作為代替。



首先控制區域一的參數 E_i 直接輸入表 2.5 中腹板與翼板彈性模數平均值，以及 F_y 則採用式(4.1)。接下來為控制區域二至區域四皆由塑鉸包絡線參數直接設定。參考熊厚淳 (2019) 提供利用背骨曲線參數得出此材料模型輸入參數公式如下：

$$C_x = B_x \left(\frac{(C_y - B_y)(\alpha - 1)\theta_y + \theta_p}{B_y} + 1 \right) \quad (4.12)$$

其中 α 、 θ_y 、 θ_p 皆為背骨曲線參數如圖 3.1 (a) 所示。此公式藉由構件柔度矩陣推導而成，然而本研究針對 PISA3D 的塑鉸模型設計概念為出發點，針對 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下的背骨曲線行為如圖 3.1 (e) 所示（構件長度為圖中 L 的一半）。因此利用式(3.19)將 Fixed-Fixed 邊界條件的背骨曲線轉為塑性背骨曲線後，再利用式(3.20)轉為 Pined-Fixed (PF) 邊界條件的背骨曲線，將式(3.20)中不同邊界條件應用至 Pined-Fixed (PF) 邊界條件公式如式(4.4)。藉由式(4.6)得到之勁度代入式(4.4)即可得出 Pined-Fixed (PF) 邊界條件下構件 Fixed 端的背骨曲線。接著就可以計算塑鉸包絡線參數公式如下：

$$B_x = \frac{\theta_{y,PF}}{\theta_{y,PF}}; C_x = \frac{\theta_{y,PF} + \theta_{p,PF}}{\theta_{y,PF}}; D_x = \frac{\theta_{y,PF} + \theta_{p,PF} + \theta_{pc,PF}}{\theta_{y,PF}}; \quad (4.13)$$

$$B_y = \frac{M_y}{M_y}; C_y = \frac{M_{max}}{M_y}; D_y = \frac{M_{res}}{M_y}; E_y = D_y \quad (4.14)$$

其中 $\theta_{y,PF}$ 為 Pined-Fixed 邊界條件下的降伏轉角， $\theta_{p,PF}$ 為 Pined-Fixed 邊界條件下區域二轉角， $\theta_{pc,PF}$ 為 Pined-Fixed 邊界條件下區域三轉角。 B_x 、 C_x 、 D_x 參數取得後，剩下的 E_x 為無限延伸輸入 100 即可。接著 B_y 、 C_y 、 D_y 、 E_y 就按照背骨曲線強度比例 1、 α 、 M_{res}/M_y 設定。

最後是控制遲滯行為參數 $Ufac$ ，設定範圍為 0 至 1 之間，預設最大值 1 使塑鉸卸載勁度與初始勁度相同。此塑鉸在進行側推分析時不容易發散且能良好的跟著設定運作。但在進行標準反覆載重時，若有發散的現象則可將 $Ufac$ 調低，減緩力量位移的路徑幅度，藉此可降低收斂性不佳的機率。



Hardening+Degrading (P2)

Degrading 材料模型介紹完成後，參考 Y.J. Yu 等人 (2010) 使用 Hardening 材料模型進行並聯優化如圖 4.3 (a)所示，彌補 Degrading 材料模型於二四象限遲滯消能行為不足的缺點。本研究將其建模方式將背骨曲線拆解成為兩部分如圖 4.3 (b) 所示，第一部分為整個背骨曲線扣除殘餘強度，第二部分則為殘餘強度，為了使兩個材料在相同轉角下同時降伏，需等比例分配參數 E_i 以及 F_y 公式如下：

$$\begin{aligned} E_{i,1} &= E_i \left(\frac{M_{res}}{M_y} \right); F_{y,1} = F_y \left(\frac{M_{res}}{M_y} \right) \\ E_{i,2} &= E_i \left(1 - \frac{M_{res}}{M_y} \right); F_{y,2} = F_y \left(1 - \frac{M_{res}}{M_y} \right) \end{aligned} \quad (4.15)$$

其中 $E_{i,1}$ 為 Hardening 材料參數 E_i ， $E_{i,2}$ 為 Degrading 材料參數 E_i ， $F_{y,1}$ 為 Hardening 材料參數 F_y ， $F_{y,2}$ 為 Degrading 材料參數 F_y 。

Hardening 材料參數設定完成後，接下來包絡線參數 BS/YS 設為 1，減少降伏後應變硬化的能力，將包絡線的控制給予 Degrading 材料提供，其餘參數皆與單材料相同。Degrading 材料參數設定完成後， SHR 參數需改為採用扣除殘餘強度的背骨曲線進行計算，而 $Fstren2$ 使用單材料參數進行推導公式如下：

$$Fstren2_{P2} = \left(Fstren2 - \frac{M_{res}}{M_y} \right) / \left(1 - \frac{M_{res}}{M_y} \right) \quad (4.16)$$

其中 $Fstren2_{P2}$ 為雙材料模型中 Degrading 材料模型需使用之參數、 $Fstren2$ 為單材料模型中 Degrading 材料使用之參數。其餘參數皆與單材料相同。

Hardening+Fracture (P3)

Fracture 材料模型介紹完成後，參考 Yi-Jer Yu 等人 (2010) 使用 Hardening 材料模型進行並聯優化，彌補 Fracture 材料模型於二四象限遲滯消能行為不足的缺點。本研究將其建模方式將背骨曲線拆解成為兩部分如圖 4.3 (b)所示，第一部分為整個背骨曲線扣除殘餘強度，第二部分則為殘餘強度，為了使兩個材料在相同轉角下同時降伏，需等比例分配參數 E_i 以及 F_y 如式(4.15)，其中 $E_{i,1}$ 為 Hardening 材



料參數 $E_i, E_{i,2}$ 為 Fracture 材料參數 $E_i, F_{y,1}$ 為 Hardening 材料參數 $F_y, F_{y,2}$ 為 Fracture 材料參數 F_y 。

Hardening 材料參數設定完成後，接下來包絡線參數 BS/YS 設為 1，減少降低後應變硬化的能力，將包絡線的控制給予 Fracture 材料提供，其餘參數皆與單材料相同，因此該模型使用之 Hardening 材料參數與上節中相同。Fracture 材料參數設定完成後， $B_x, C_x, D_x, E_x, B_y, C_y, D_y$ 以及 E_y 參數需改為採用扣除殘餘強度的背骨曲線進行計算，但本研究發現單材料與雙材料在轉角參數上差異不大，因此直接使用單材料參數進行輸入。而剩餘的 B_y, C_y, D_y 以及 E_y 計算公式使用式(4.14)修改如下：

$$B_y = \frac{M_y - M_{res}}{M_y - M_{res}}; C_y = \frac{M_{max} - M_{res}}{M_y - M_{res}}; D_y = \frac{M_{res} - M_{res}}{M_y - M_{res}}; E_y = D_y \quad (4.17)$$

4.1.2 ETABS

本研究參考 ETABS 分析軟體手冊以及周德光（2022），各別挑選 kinematic、isotropic 以及 parametric 塑鉸進行分析，此小節將針對上述不同形式之塑鉸，針對 QS-B 柱底彎矩背骨曲線進行設定介紹。

Kinematic

參數如表 4.2 所示，首先在 ETABS 選單中「Define > Section Properties > Frame/Wall Nonlinear Hinges...」建立一個鋼構性質塑鉸，接著在「Hinge Property Name」中選擇「Deformation Controlled (Ductile)」，並在下拉式表單選擇「Moment M3」，接下來進入「Modify/Show Hinge Property」背骨曲線設定介面如圖所示，於「Displacement Control Parameters」輸入表 3.7 中的參數(強度為降伏強度之比例)如表 4.2，注意此時輸入 D 點之參數需將 θ_D 改為 $\theta_{D'}$ ，並在「Scaling for Moment and Rotation」輸入表 2.6 中 M_{pc} 以及比例係數(Scale Factor)1，因此「Displacement Control Parameters」乘上「Scaling for Moment and Rotation」參數代表塑鉸背骨曲線。剩餘設定只需在「Load Carrying Capacity Beyond Point E」將「is Extrapolated」



勾選，代表塑鉸行為超過 E 點之後強度將保持 M_{res} ，因此 θ_{ult} 於本研究中不重要。最後在「Hysteresis Type and Parameters」的下拉式表單選擇「Kinematic」代表此塑鉸遲滯行為。

Isotropic

參數如表 4.2 所示，首先在 ETABS 選單中「Define > Section Properties > Frame/Wall Nonlinear Hinges...」建立一個鋼構性質塑鉸，接著在「Hinge Property Name」中選擇「Deformation Controlled (Ductile)」，並在下拉式表單選擇「Interacting P-M3」，ETABS 中這類 Interacting 的塑鉸遲滯行為皆預設為 Isotropic，接下來進入「Modify>Show Hinge Property」背骨曲線設定介面如圖所示，在「Load Carrying Capacity Beyond Point E」將「is Extrapolated」勾選，代表塑鉸行為超過 E 點之後強度將保持 M_{res} ，因此 θ_{ult} 於本研究中不重要，在「Scale Factor for Rotation (SF)」將「User SF」勾選並輸入比例係數 (Scale Factor) 1，在「Axial Forces for Moment Rotation Curves」輸入表 2.6 中 P ，本研究僅討論塑鉸於單一背骨曲線行為，因此只需決定初始軸力作用下的背骨曲線。接下來進入「Modify>Show Moment Rotation Curve Data...」如圖所示，於「Moment Rotation Data for Selected Curve」輸入表 3.7 中的參數 (強度為降伏強度 之比例)，注意此時輸入 D 點之參數需將 θ_D 改為 $\theta_{D'}$ 。接下來進入「Modify>Show P-M3 Interaction Surface Data...」如圖所示，選擇「User Definition」並進入「Define>Show User Interaction Surface...」如圖所示，於「Scale Factors (Same for All Curves)」輸入表 2.6 中 P_y 與 M_p ，因此「Moment Rotation Data for Selected Curve」乘上「Scale Factors (Same for All Curves)」參數代表塑鉸背骨曲線，最後於「Interaction Curve Data」按照表 3.1 中計算軸力彎矩互制比例係數 (Scale Factor) 如圖所示。

Parametric

參數如表 4.2 所示，首先在 ETABS 選單中「Define > Section Properties > Frame/Wall Nonlinear Hinges...」建立一個鋼構性質塑鉸，接著在「Hinge Property



Name」中選擇「Deformation Controlled (Ductile)」，並在下拉式表單選擇「Parametric P-M2-M3」，接下來進入「Modify>Show Hinge Property」背骨曲線設定介面如圖所示，在「Force Scale Factors」中使用表 2.6 中 P_y 與 M_p ，其中 M_p 需進行折減，折減公式將於介紹完軸力彎矩互制設定後描述。在「Deformation Scale Factors」中輸入「Tension」、「Compression」、「Bending, Axis 2」以及「Bending, Axis 3」之值分別為 100 mm、100 mm、1 rad 以及 1 rad，由於本研究不討論塑鉸於分析中之縮短量，因此針對上述前二項軸向參數給與較大的降伏位移空間。

接下來進入「Modify>Show Yield Surface Shape Parameters...」設定軸力彎矩互制曲線，由於此塑鉸並無法像 Isotropic 塑鉸能自由設定包絡線，僅能按照公式如下：

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_p}\right)^\beta = 1, \quad (\text{Where } 1.5 \leq \alpha \leq 3, 1.1 \leq \beta \leq 3) \quad (4.18)$$

其中 α 為軸力比參數、 β 為彎矩比參數。

為了將此塑鉸之軸力彎矩互制包絡線盡可能接近各式背骨曲線規定，將 α 值設為 1.5 以及 β 值設為 1.1，此參數之包絡線如圖所示，觀察出 Ozkula et al. (2017) 較為保守，因此需將此塑鉸使用之 M_p 進行折減公式如下：

$$M_{p,Parametric} = \begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 \quad M_p \left(\left(1 - \frac{P}{2P_y}\right) / \left(1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^\alpha\right)^{\frac{1}{\beta}} \right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 \quad M_p \left(\frac{9}{8} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) / \left(1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^\alpha\right)^{\frac{1}{\beta}} \right) \end{cases} \quad (4.19)$$

其中 $M_{p,Parametric}$ 為此塑鉸使用之 M_p 。

接下來進入「Modify>Show Force-Deformation Relationship...」進行塑鉸背骨曲線設定，在「Curve Shape」勾選「Trilinear」，在「Strength Loss (M2 and M3 Only)」勾選「Independent of P」，該選項為僅考慮單一背骨曲線行為，接著在「Force/SF」中輸入「Ratio Point U/Point B」、「Ratio Point D/Point B Axial」以及「Ratio Point D/Point B Bending」之值分別為表 3.6 中 α 、1 以及表 3.6 中 M_{res}/M_y 。以及在



「Deformation/SF」中輸入「Point U Tension & Compression」、「Point U Bending Axis 2 & Axis 3」、「Point C Bending Axis 2 & Axis 3」、「Point E Tension & Compression」、「Point E Bending Axis 2 & Axis 3」以及「Ratio Point D/Point C Bending」之值分別為 2、表 3.7 中 0.95 倍之 $\theta_{C,hinge}$ 、表 3.7 中 $\theta_{C,hinge}$ 、4、表 3.7 中 $\theta_{E,hinge}$ 以及表 3.7 中 $\theta_{D',hinge}$ 除以 $\theta_{C,hinge}$ 。

4.2 模擬分析方法

4.2.1 PISA3D

參考 PISA3D 手冊，建模的過程大致如下，首先為構件位置與尺寸繪製 (Draw)。接下來為輸入材料與塑鉸參數 (Define)，參數取得方式將在 4.1.1 小節詳細介紹，材料與塑鉸設定完成之後，再依照不同參數指定至斷面尺寸上，最後再將構件參數指定 (Assign) 於繪製完成的桿件上，此時塑鉸位置將自動生成於構件端部。因此需藉由邊界條件的指定 (Assign)，利用剛性區域以及桿件分割將塑鉸移動至需要的位置上，模型邊界條件設定完成後，最後為力量控制與位移控制 (Assign) 的輸入。以下針對建模過程中所需控制條件進行講解。

塑鉸位置設定

在 PISA3D 中，塑鉸會自動生成在桿件兩端，若想要特定塑鉸位置則需設定剛性區域或是分割桿件來調整，剛性區域的設定通常用來模擬梁柱交會區，選取目標桿件後，在 PISA3D 功能列表中選取「Assign > Assign Line Element > Edit Beam Column > Assign Rigid End Zone」設定桿件端部需要多少剛性區域，在構件參數指定 (Assign) 於繪製完成的桿件上之後，此時塑鉸將會移至淨長度（不包含剛性區域的長度）的端點上。而分割桿件的設定通常用來模擬梁柱接頭切削處，選取目標桿件後，在 PISA3D 功能列表中選取「Edit > Edit Line Element > Divide」設定桿件的分割比例關係，在構件參數指定 (Assign) 於繪製完成的桿件上之後，此時塑鉸將會移至分割處。



邊界條件

在 PISA3D 中，一般邊界條件設置於由構件所連接之節點上，邊界條件設定方式大致分為兩種，首先為直接設定自由度束制條件，通常用來模擬固接端與鉸接端，選取目標節點後，在 PISA3D 功能列表中選取「Assign > Assign Node > Set Node Degrees of Freedom」設定目標節點上六個自由度之束制條件。另外可直接設定目標節點上六個自由度，與參考節點的位移相同，通常用來模擬子構架梁端的垂直位移隨著梁柱交會區做移動。

等效旋轉彈簧

在 PISA3D 中，除了上述針對目標節點在邊界條件的設定方式外，可以加入等效旋轉彈簧 (Joint) 進行更多樣化的控制，通常用於模擬柱底板與梁柱交會區等行為，首先需在目標節點處建立一參考節點，選取參考節點後，並選取「Edit Node > Set Node Degrees of Freedom」將參考節點之自由度取代目標節點設定方式，接著再選取目標節點將除了彈簧受力方向之外其餘自由度皆與參考節點的位移相同。

旋轉彈簧性質與其使用的材料參數 E_i 與 F_y 關係如下：

$$\frac{F_y}{E_i} = \frac{M_{joint}}{K_{joint}} \quad (4.20)$$

其中 F_y 與 E_i 為材料參數、 M_{joint} 與 K_{joint} 分別為等效旋轉彈簧 (Joint) 彈性勁度以及降伏強度。由上述公式即可得知材料參數與等效旋轉彈簧的關係。在 PISA3D 功能列表中選取「Define > Define Joint Element Property」，並在「Material」選取要輸入的材料，並在「Effective initial rotational stiffness」中將彈簧勁度輸入，接著在「Direction of local axis for rotation」選擇 Global RZ 作為彈簧受力方向。最後選取目標節點與參考節點後，使用介面功能「Edit Joint Element > Assign Joint Element Properties」等效旋轉彈簧性質輸入，此用這兩個節點與目標受力方向之行為，就會按照設定的材料強度以及遲滯行為運作。



力量控制

所有載重皆使用非線性靜力加載，首先在 PISA3D 功能列表中選取「Define > Define Static Load Cases」設定力量名稱，並選取目標節點後，在「Assign > Assign Node > Assign Nodal loads」設定目標節點上一單位力的方向，接著在 PISA3D 功能列表中選取「Analyze > Analyze setting」設定介面中選取「Load Control」並於此處設定力量大小以及步數（Step）。

位移控制

所有位移皆使用非線性位移控制，首先在 PISA3D 功能列表中選取「Define > Define Static Load Cases」設定力量名稱，並選取目標節點後，在「Assign > Assign Node > Assign Nodal loads」設定目標節點上一單位力的方向，接著在 PISA3D 功能列表中選取「Analyze > Analyze setting」設定介面中選取「Disp. Control」並於此處設定模型需按照參考節點、位移方向、位移大小以及步數（Step）。

地震輸入

在輸入地震力之前需先輸入質量於結構當中，在選取目標節點後，在 PISA3D 功能列表中選取「Assign > Assign Node > Assign Nodal Masses」設定節點等效質量，輸入方向為雙向水平（Ux、Uy）。

所有地震皆使用非線性動力歷時分析，首先在 PISA3D 功能列表中選取「Analyze > Analyze setting」設定介面中選取「Model」，於此（余慈）輸入名稱、模態數目以及選擇兩個主要模態作為阻尼比參數依據，本研究皆使用一、三模態作為主要模態並輸入 0.025 作為抗彎構架之阻尼比。接著在設定介面中選取「Nonlinear Dynamic」輸入地震歷時，輸入地震歷時讀取時間間隔（SptLength）與步數（AnaSteps）。接著由檔案中選擇地震歷時，地震歷時檔案需為兩行數列，一行為時間，另一行為加速度，加速度單位使用 g，輸入檔案後，設定時間比例係數（Time Factor）為 1 與加速度比例係數（Magnitude Factor）為 9806。最後選擇以



Newmark 作為分析方法，其中 Damping Factors α 與 β 可由軟體依照結構週期進行計算，順帶一提本研究使用 PISA3D 軟體中單位皆為 kN-mm。

4.2.2 ETABS

建模的過程為材料參數設定 (Define)，構件參數設定 (Define)，構件位置與長度繪製 (Draw)，接著給定邊界條件 (Assign)，塑鉸與剛性區域參數設定 (Define) 與指定 (Assign)，最後為節點力量控制與位移控制 (Assign)。

以下針對單柱、子構架以及整體構架進行介紹，使用的材料與塑鉸參數則依照分析結果討論，決定使用何種塑鉸作為火害後參數模型。

塑鉸位置設定

在 ETABS 中，塑鉸可以按照淨長度（不包含剛性區域的長度）的比例設定塑鉸所在的位置，因此需先在模型中給定所有的剛性區域，而梁淨長度比例公式如下：

$$\begin{aligned} L_{ratio} &= L / (L - d_c - 2S_h) > 1 \\ L_{hinge} &= 1 - 1 / (L_{ratio}) < 1 \\ L_{hinge,clear} &= \frac{S_h}{L - d_c} < 1 \end{aligned} \quad (4.21)$$

其中 L 為梁總長度（跨距），代表梁於柱心之間的距離， L_{ratio} 為 NIST-17 中所定義梁塑鉸相對整體梁長的比例，也可以當作梁彎矩強度於柱心至切削處的比例，通常大於 1。 d_c 為柱深， S_h 為柱面到梁塑鉸的距離， L_{hinge} 為塑鉸在總長度 L 中的比例位置，0 代表最前端 1 代表最後端的位置， $L_{hinge,clear}$ 為塑鉸在淨長度（梁試體不包含剛性區域的長度）中的比例位置。因此梁構件的塑鉸位置將計算出的 $L_{hinge,clear}$ 輸入至設定介面中，而柱構件的 $L_{hinge,clear}$ 輸入 0 與 1 即可，但是 ETABS 會自動將在節點的塑鉸向內平移 $0.02L$ ，此影響於本研究中忽略不計。

為了減少塑鉸發散機率，可以針對塑鉸的計算方式進行調整。在「Assign > Frame > Hinge Overwrites...」中將「Allow Changes to These items」中的「Auto Subdivide Parameters」以及「Hinge Behavior Parameters」勾選，並在「Auto Subdivide」中的「Auto Subdivide Frame Objects At Hinges」勾選還有「Relative Length of Frame



Element At Hinge」設為 0.02，並在「Hinge Behavior」中的「Limiting Negative Stiffness Ratio」設為 1。接下來在「Analyze > Analysis Model for Nonlinear Hinges...」中將選擇「Model Hinges as Separate Link Elements」以及「Proportional to Tangent Stiffness (KT)」。上述這些針對塑鉸的設定可以使塑鉸與桿件之間力量的傳遞更準確且平滑，並不限制在進入背骨曲線區域三的勁度下降，以及在力量下降之後的勁度路徑能隨著塑鉸參數設定做變化，且能減少發散的機率發生。

邊界條件

單柱接著將此構件端部採用 Fixed-Fixed 的邊界條件，而剛性區域的部分此構件不需設定。Link

等效旋轉彈簧

為了模擬各構件端點之邊界條件，ETABS 軟體可以設定等效旋轉彈簧至節點中，在「Assign > joint > Restraints...」將目標自由度方向解鎖，此方向將交給彈簧控制。接著在「Assign > joint > Springs...」創建一個等效旋轉彈簧，其設定為在「Simple Spring Stiffness Options」選擇「User Specified/Link Properties」，且在「Simple Spring Stiffness in Global Directions」中設定目標自由度方向的勁度，最後給定至節點上。上述提到之等效旋轉彈簧僅適用於模擬線彈性行為，若要模擬塑性構件端部非線性行為，則需至 ETABS 中「Define > Section Properties > Link/Support Properties...」創建一個非彈性 Link，其設定為在「Link Type」中選取「MultiLinear Plastic」並在「Directional Properties」將所有方向除了目標自由度都 Fixed 起來，接著勾選目標自由度方向中的「Nonlinear」並進入「Properties」設定其塑性行為。設定完成後，在原有節點的位置平移設置另一個節點，並將原本設定好參數的 Link 繪製在兩節點上，並將新設置之節點自由度接上鎖。至於模擬梁柱交會區之行為，在「Assign > joint > Panel Zone...」中創建一個梁柱交會區，其設定為在「Properties」選擇「User-defined Nonlinear Properties」，並進入設定其塑性行為。本研究其餘設定方式僅供參考，在「Connectivity」選取「Beam-Column」並將「Set Adjacent End



Offsets to Rigid」，在「Local Axia」選取「From Column」，在「Active Directions」選取「Both Major and Minor Moment / Rotation」，最後在「Acceptance Criteria」選擇「Auto Based on ASCE 41-17 Table 9-7.2 (Steel Only)」若最後一項沒有選取則會有分析結果無法顯示的問題產生。設定完成後，直接將此性質給定到目標節點上即可。

力量控制

所有載重皆使用非線性靜力加載，在目標節點設定一單位力，控制方法分為兩種，首先為單方向力量控制，在 ETABS 中「Define > Load Case」的介面設定中的「Load Case Type」選擇「Nonlinear Static」，接著在「Loads Applied」中選擇原先設定好的軸力並將係數設定為實際軸力大小，在「Load Application」中選擇「Full Load」，並在「Results Saved」中選擇「Multiple States」步數（Step）。另外一種為位移歷時控制，只需要在「Define > Function > Time History」原先就輸入好的位移歷時再加入力量歷時，並在「Loads Applied」中與原本就設定好的位移控制下方加入，並採用柱頂垂直向的一單位力量進行控制，需注意水平向位移與垂直向力量歷時需對應相同的步數（Step）。

位移控制

所有位移皆使用非線性位移控制，在目標節點設定一單位位移，控制方法分為兩種，首先為單方向位移控制，在 ETABS 功能列表中選取「Define > Load Cases」創建一載重來源作為模態分析，進入設定介面中「Load Case Type」選擇「Nonlinear Static」，接著在「Loads Applied」選擇原先輸入好的位移以及實際大小(Scale Factor)並考慮 P-Delta 效應，接著在「Load Application」中選擇「Displacement Control」，控制節點位移量，並在「Results Saved」中選擇「Multiple States」步數（Step），最後在「Nonlinear Parameters」中選擇「Event-to-Event Only」並在「Minimum Event Step Size」設定 1e-7，此方法一般用於側推分析。另外一種為位移歷時控制，需將此位移歷時經由 ETABS 中「Define > Function > Time History」輸入，並在「Load



Case」的介面設定中的「Load Case Type」選擇「Time History > Nonlinear Direct integration」，接著在「Loads Applied」選擇原先輸入好的位移歷時，並採用一單位位移進行控制並設定步數(Step)，接下來在「Damping」中選擇「Direct Specification」並將「Mass Proportional Coefficient」與「Stiffness Proportional Coefficient」皆設定為1，在「Time Integration」中選擇「Hilber-Hughes-Taylor」並將「Alpha」設定為-1/3，最後在「Nonlinear Parameters」中選擇「Iterative Only」。上述這些設定是本研究目前測試下來最穩定的分析參數。

地震輸入

在輸入地震力之前需先輸入直量於結構當中，首先在 ETABS 功能列表中選取「Define > Mass Source...」創建一質量來源，進入設定介面將「Additional Mass」、「Include Lateral Mass」以及「Include Vertical Mass」勾選。接著在功能列表中選取「Assign > Joint > Additional Mass...」設定節點等效質量。輸入向為三向自由度(Ux、Uy、Uz)。

所有地震皆使用非線性動力歷時分析，首先在 ETABS 功能列表中選取「Define > Function > Time History」創建一地震來源，進入設定介面由檔案中選擇地震歷時，地震歷時檔案需為一行加速度，加速度單位使用 g。輸入檔案後，設定時間間隔 (Values at Equal Intervals of)。接著在功能列表中選取「Define > Load Cases」創建一載重來源作為模態分析，進入設定介面中「Load Case Type」選擇「Modal」即可。另外再創一載重來源作為地震力的輸入，進入設定介面中「Load Case Type」選擇「Time History」以及「Nonlinear Direct Integration」作為動力計算方式，接著在「Loads Applied」選擇原先輸入好的加速度歷時並考慮 P-Delta 效應，接下來在「Damping」中選擇「Specify Damping by Period」並輸入一、三模態週期以及阻尼比 0.025，軟體即可自動計算所需之「Mass Proportional Coefficient」與「Stiffness Proportional Coefficient」參數。在「Time Integration」中選擇「Newmark」，最後在



「Nonlinear Parameters」中選擇「Iterative Only」。上述這些設定是本研究目前測試下來最穩定的分析參數。

4.3 單柱試體分析（定軸力）

4.3.1 模型介紹

圖 1.13 (b)為單柱模型示意圖，由 QS-B 一樓柱試體組成，斷面尺寸為 W24X176，長度為 5500 mm。上下兩端由 Fixed-Fixed 邊界條件設定，塑鉸位置就位於柱頂以及柱底端部。接下來在柱頂加載垂直軸力 5067 kN 如表 2.6 中軸力 P 以及水平向一單位位移 F_H 。如圖 1.13 (c)所示，側推位移控制走層間側位移至 6%，而標準反覆載重，需讓水平向一單位位移在柱頂進行位移控制歷時（共 69 次）。

圖 1.13 (c)為單柱模型分析目的，控制桿件之材料參數如表 2.4 所示，而控制塑鉸之背骨曲線參數如表 4.1 與表 4.2 所示，其中 M_e 為桿件彎矩、 θ_e 為桿件層間位移角、 M_h 為塑鉸彎矩、 θ_h 塑鉸轉角、 M 為構件彎矩以及 θ 為構件層間位移角，上述內容皆為描述柱底反應。將桿件與塑鉸輸入至模型中經過載重以及位移控制過後，模型輸出之彎矩與轉角之間的關係即為構件背骨曲線，接著將分析結果與原先計算的背骨曲線比較，藉此判斷塑鉸行為與背骨曲線的相依程度。

4.3.2 塑鉸行為

針對 QS-B 一樓柱底背骨曲線設定塑鉸參數後，背骨曲線參數如表 3.6 所示，PISA3D 塑鉸參數如表 4.1 所示，而 ETABS 塑鉸參數如表 4.2 所示，並按照結果進行講解如圖 4.4 所示，由左至右依序為側推曲線、標準反覆載重以及標準反覆載重包絡線，將標準反覆載重結果所得出之遲滯迴圈行為，共分為七個階段如圖 4.1 (d)-(g)所示，依序為彈性段、區域二應變硬化段、區域二卸載段、區域二至區域三應變硬化段、區域三卸載段以及區域三應變硬化段，最後是強度下降後區域三的卸載段。



P1 構件模型

圖 4.4 (a)為 P1 構件模型塑鉸行為與背骨曲線比較，採用 Hardening 材料輸入至構件中。如圖 4.1 (d)配合圖 4.4 (a)可以觀察到 P1 構件模型階段一至階段二由參數 E_i 以及 F_y 控制，階段二以及後續的應變硬化段皆由 $Hiso1$ 、 $Hiso2$ 、 $Hkin1$ 、 $Hkin2$ 控制，並無法設定通過 M_{max} 的行為，階段三以及後續的卸載段也皆由參數 E_i 以及 F_y 控制，卸載勁度與初始勁度相同，卸載降伏強度為二倍 M_y 。

P2 構件模型

圖 4.4 (b)為 P2 構件模型塑鉸行為與背骨曲線比較，採用 Hardening 材料與 Degrading 材料輸入至構件中，可以觀察加入 Hardening 材料後，彌補了單純使用 Degrading 材料中二、四象限的消能行為如圖 4.5 (a)與(b)所示。

配合圖 4.1 (e)講解塑鉸行為，以及本研究針對塑鉸遲滯行為參數試誤調整結果，首先階段一與階段二行為與背骨曲線擬合良好，階段三卸載勁度由 $Fstiff1$ 控制。接著在階段四由參數 BV 、 $Fstren1$ 以及 $FPinch1$ 控制，塑鉸需要通過 θ_{max} 後才會在下一次反覆行為進行強度折減，會造成分析結果超出規範之背骨曲線過多造成不保守的現象。在階段五與以及後續的卸載段勁度轉為由 $Fstiff2$ 控制，階段六則轉為由 $Fstren2$ 以及 $FPinch2$ 控制，由 $Fstren2$ 這項參數可控制區域三折減的幅度，若將分析結果畫成包絡線後，可以發現塑鉸在超過 θ_{max} 後呈現指數型折減的行為。上述針對 $Fstiff1$ 以及 $Fstiff2$ 取最大值 20 設定使其接近初始勁度。而 $Fstren1$ 以及 $Fstren2$ 為塑鉸曾經最大力量的折減係數。圖 4.5 (a)為 Degrading 構件模型試誤結果將 $Fstren2$ 設為 0.4，而 P2 構件模型經由式(4.16)將 $Fstren2$ 設為 0.19。最後是 $FPinch$ 是決定塑鉸於二、四象限時會針對路徑進行打折，原先目的是為了模擬 RC 構造的行為所設計的，最大設定值為 1 代表最飽滿，此研究發現此材料模型在進行反覆載重時有時會有發散的現像，像是強度折減不對稱、強度不折減以及分析無法完成之情形，但只要將此參數向下調整就能解決發散的問題。



P3 構件模型

圖 4.4 (c)為 P3 構件模型塑鉸行為與背骨曲線比較，採用 Hardening 材料與 Fracture 材料輸入至構件中，可以觀察加入 Hardening 材料後，彌補了單純使用 Fracture 材料中二、四象限的消能行為如圖 4.5 (c)與(d)所示。

配合圖 4.1 (f)講解塑鉸行為，首先階段一與階段二行為與背骨曲線擬合良好，階段三為塑鉸卸載行為，隨著初始勁度卸載，達強度 $2M_y$ 之後進行轉折至階段四，階段四後續行為皆由包絡線參數控制並與背骨曲線擬合良好，階段五為塑鉸強度遞減後的卸載行為，卸載勁度由參數 $Ufac$ 控制取最大值 1 設定使其接近初始勁度，接著在階段六無參數控制，其路徑會隨著此塑鉸最大轉角所在的強度進行追蹤。值得注意的是，若在階段六重新加載力量時，塑鉸行為會呈現線彈性，需重新達到包絡線之後，塑鉸行為才會回到塑性的行為至階段七。

E1~E3 構件模型

圖 4.4 (d)-(f)為 E1 至 E2 構件模型塑鉸行為與背骨曲線比較，所有 ETABS 塑鉸行為一同講解，配合圖 4.1 (g)可以觀察到在階段一至階段四的行為類似於 PISA3D 中的 P3 構件模型行為，後續卸載勁度皆與初始勁度相同，而卸載強度 M_D 將將配合階段六由 ETABS 分析軟體之依照遲滯行為設定所計算出最合適的路徑，此部分的行為在三種不同塑鉸中些許不同。最後階段六的路徑也會隨著此塑鉸最大轉角所在的強度進行追蹤。可以發現階段五卸載勁度由小至大排序為 E1、E3、E2，E2 構件模型之塑鉸行為甚至會超過背骨曲線強度。

4.3.3 塑鉸篩選

圖 4.4 (a)-(c)為 PISA3D 中三個構件模型分析結果，分別為側推、反覆載重以及反覆載重包絡線。在側推分析結果中，P1 構件模型與 P2 構件模型皆無法模擬背骨曲線區域三的行為。然而在反覆載重分析結果中，P2 構件模型可以藉由遲滯行為中降勁度的方式，抓取區域三的強度遞減段。此時可以發現僅有 P3 構件模型不論是側推或是反覆載重皆能良好的按照背骨曲線的行為運作。



圖 4.4 (d)-(e)為 ETABS 中三個構件模型分析結果，分別為側推、反覆載重以及反覆載重包絡線。在側推分析結果中，各構件皆能良好的按照背骨曲線的行為運作。然而在反覆載重分析結果中，P2 構件模型在反覆載重分析的強度有過於高估的狀況，則其餘結果皆符合背骨曲線行為。

經由上述討論，本研究於後續模型中，背骨曲線的塑鉸行為採用方式如下，在 PISA3D 中，由於各塑鉸皆可考慮軸力彎矩互制行為，因此在模擬梁柱試體時，一律採用 P3 構件模型進行分析。而在 ETABS 中，梁構件採用無法考慮軸力彎矩互制行為的 E1 構件模型，而柱構件採用可考慮軸力彎矩互制行為的 E3 構件模型。而其餘的材料模型，雖然無法有效的根據背骨曲線的行為運作，但仍然有其優缺點值得更進一步的探討，其模擬結果將會在最後一小節做討論。

4.4 子構架分析

為了了解整體構架中，實尺寸構架之實際邊界條件，需先針對子構架進行位移控制，並將柱底彈簧與梁柱交會區的反應校正至整體構架模型中，再針對分析結果選擇適用之模型。預計模擬試驗如表 4.3 所示，會先進行試驗 QS-B 與 HS-B2 進行位移控制模擬，控制子構架在試驗中制動器實際的位移，並取得模型中的力量位移與試驗結果進行比較。根據上一節的討論結果，在 PISA3D 中使用 P3 構件模型以及在 ETABS 中使用 E1、E3 構件模型來進行分析。

4.4.1 模型介紹

圖 4.6 (a)為原型構架 B 之子構架簡易 2D 模型，主要由一樓柱、二樓半柱以及二樓南北兩側半梁所組成，在一樓柱底的螺旋圖樣為柱底板等效旋轉彈簧，在子構架中連接桿件的方型圖樣為梁柱交會區之等效旋轉彈簧，圖 4.6 (b)-(c)為等效旋轉彈簧於模型中的示意圖，柱底與梁柱交會區等效旋轉彈簧皆是由兩個節點連接，藉此控制節點傳遞邊界條件至桿件當中。所有桿件上共連結兩個彎矩塑鉸以及一個剪力塑鉸，分別由圓形圖樣以及三角形圖樣表示。參考圖 3.6 所示，柱構件彎矩塑鉸位置於柱頂與柱底，而梁構件彎矩塑鉸位置於梁柱接頭切削處，輸入之背骨曲



線如圖 4.6(f)-(g)所示。邊界條件控制 N1 為固接，南北梁外側端 N2 與 N4 為鉸接並控制與梁柱交會區 N3 的垂直位移相同。

子構架試驗共有三個制動器，分別為二樓柱頂的水平向至動器，北梁垂直向制動器以及南梁垂直向至動器，其中 N2 與 N4 節點代表南梁以及北梁垂直向制動器的位移控制已經在上一段完成，而 N1 假設為固接，因此本研究只需要控制 N5 的垂直載重以及水平位移即可。QS-B 為二樓柱頂加載垂直軸力 5067 kN 與一樓水平位移控制歷時如圖 2.8 (c)所示，位移歷時採用與試驗過程相同，並接續標準反覆載重未完成的部分。而 HS-B2 為二樓柱頂加載垂直軸力 2500 kN 與一樓水平位移控制歷時如圖 2.8 (d)所示。

模型局部校正方式

根據黃丞偉 (2022) 以及 Yu 等人 (2010) 的文獻指出柱底等效彈簧以及梁柱交會區等效彈簧的模擬，可減少試體因勁度所造成的誤差，因此為了提升此模型之可靠性，需針對 2.3 節提到之局部反應進行位移控制，並與試驗結果進行擬合，以取得柱底以及梁柱交會區之力量位移遲滯行為，以便給予適當的材料參數。

為了取得柱底板以及梁柱交會區之等效旋轉彈簧的反應，需將子構架之邊界條件進行改動，為了使 N1 與 N2 節點會依照試驗結果所量測出來的角度相同，本研究將一樓柱、二樓柱以及二樓梁的剛性區域延伸至全部的長度，而位移控制點一樣為 N5 的位置，模擬柱底板與梁柱交會區之位移歷時為各別之試驗過程轉角乘上 N5 高程 (7650 mm)。

4.4.2 分析結果與試驗比較

QS-B (修正前)

圖 4.11 為 QS-B 模擬結果，直接將 4.3 單柱模擬分析 (定軸力) 的柱構件參數加上二樓梁構件參數輸入，未考慮等效旋轉彈簧導致柱底板旋轉與梁柱交會區在模型中呈現剛性。在柱底彎矩反應中，發現分析結果在勁度方面與試驗產生可觀的誤差如表 4.4 所示，與 3.2 節中僅修正柱頂邊界條件的勁度比較，經由理論計算出



的誤差大約為 1.5 倍左右，由軟體分析得出的誤差為 1.8 倍 (PISA3D) 與 1.7 倍 (ETABS)，因此可推測此誤差為未考慮柱底板等效旋轉彈簧所導致。在北梁彎矩分析結果中，也能發現軟體分析結果在勁度方面與試驗產生產生 1.7 倍 (PISA3D) 與 1.3 倍 (ETABS) 的誤差，其原因推測為未考慮梁柱交會區等效旋轉彈簧所導致。

QS-B (修正後)

圖 4.12 為 QS-B 模擬結果，由於 QS-B 的試驗結果觀察柱底以及梁柱交會區皆無明顯降伏，因此加入線彈性彈簧進行分析。在柱底彎矩反應中，發現分析結果在勁度方面與試驗結果擬合良好，減少了原先未加等效旋轉彈簧時與試驗產生的誤差如表 4.4 所示，與 3.2 節中修正柱頂與柱底邊界條件的勁度比較，經由理論計算可將誤差消除，由分析也可將誤差縮減至大約 1.1 倍。在北梁彎矩分析結果中，發現分析結果在勁度方面與試驗結果擬合良好，也能發現軟體分析結果將誤差縮減至 1.2 倍 (PISA3D) 與 1.1 倍 (ETABS)，經由上述討論驗證了加入等效旋轉彈簧可以接近試驗結果勁度。

HS-B2 (修正前)

圖 4.13 為 HS-B2 模擬結果，未考慮等效旋轉彈簧導致柱底板旋轉與梁柱交會區在模型中呈現剛性。在柱底彎矩反應中，發現分析結果在勁度方面與試驗產生可觀的誤差如表 4.4 所示，與 3.2 節中僅修正柱頂邊界條件的勁度比較，經由理論計算出的誤差大約為 1.5 倍左右，由軟體分析得出的誤差為 1.7 倍，因此可推測此誤差為未考慮柱底板等效旋轉彈簧所導致。在北梁彎矩分析結果中，也能發現軟體分析結果在勁度方面與試驗產生產生 1.4 倍 (PISA3D) 與 1.1 倍 (ETABS) 的誤差，其原因推測為未考慮梁柱交會區等效旋轉彈簧所導致。

HS-B2 (修正後)

圖 4.14 為 HS-B2 模擬結果，由 HS-B2 的試驗結果觀察柱底以及梁柱交會區有些許降伏的現象發生，但是先加入線彈性彈簧進行分析。在柱底彎矩反應中，發現分析結果在勁度方面與試驗結果擬合良好，減少了原先未加等效旋轉彈簧時與



試驗產生的誤差如表 4.4 所示，與 3.2 節中修正柱頂與柱底邊界條件的勁度比較，經由理論計算可將誤差消除，由分析也可將誤差縮減至大約 1.1 倍。在北梁彎矩分析結果中，發現分析結果在勁度方面與試驗結果擬合良好，也能發現軟體分析結果將誤差縮減至 1.1 倍 (PISA3D) 與 1 倍 (ETABS)，經由上述討論驗證了加入等效旋轉彈簧可以接近試驗結果勁度。

HS-B2 (塑性彈簧)

由於沒有考慮柱底板以及梁柱交會區等效旋轉彈簧降伏後的行為，因此將原有之線彈性彈簧進行各別位移控制進行校正。觀察柱底板試驗結果，決定在 PISA3D 與 ETABS 模型中使用 Degrading 材料以及 Takeda 遲滯行為，其特性為降伏面皆位於力量歸零處。而梁柱交會區彈簧則參考 Yu 等人 (2010)，在 PISA3D 中用來模擬梁柱交會區的 Joint，將其原本使用 Elastic 材料改為 Bilinear 材料。而 ETABS 中梁柱交會區則採用 Kinematic 遲滯行為，上述針對柱底板以及梁柱交會區等效旋轉彈簧校正結果 PISA3D 如圖 4.15 (a)與(b)所示，而 ETABS 如圖 4.16 (a)與(b)所示，柱底板等效旋轉彈簧不論在初始勁度、降伏後勁度以及卸載勁度皆與試驗結果擬合良好。然而在梁柱交會區等效旋轉彈簧使用 Bilinear 材料與 Kinematic 遲滯行為的原因，卸載降伏強度皆高估試驗結果。

將校正完成之塑性等效旋轉彈簧參數輸入至 HS-B2-S 中，取代原有之線彈性等效旋轉彈簧所得出的模擬結果 PISA3D 如圖 4.15 (c)與(d)所示，而 ETABS 如圖 4.16 (c)與(d)所示。柱底與梁柱交會區的分析結果雖然沒有像校正結果良好，但可觀察其行為皆依照設定的參數進行運作。由圖 4.15 (e)至(h)與圖 4.16 (e)至(h)所示，水平向制動器、柱底彎矩、南北向垂直制動器以及南北梁切削處彎矩的反應中，分析結果在勁度方面與降伏後包絡線更接近試驗結果。

PISA3D vs ETABS

圖 4.17 為 QS-B 位移控制分析結果，發現柱底彎矩、南北梁彎矩最大值 PISA3D 皆略高於 ETABS，其原因為 PISA3D 中使用的 P3 構件模型經過遲滯行為所導致。



而柱底彎矩因為使用之背骨曲線參數以及加入柱底等效彈簧的影響下，使得分析結果中整體彎矩強度低於試驗結果。

圖 4.18 為 HS-B2 位移控制分析結果，發現柱底彎矩、南北梁彎矩最大值 PISA3D 皆略高於 ETABS，其原因為 PISA3D 中使用的 P3 構件模型經過遲滯行為所導致。而柱底彎矩因為使用之背骨曲線參數以及加入柱底等效彈簧的影響下，使得分析結果中整體彎矩強度低於試驗結果。

4.5 單柱試體分析（變軸力）

為了了解整體構架中，邊柱效應所造成柱底軸力彎矩互制的影響，需先針對邊柱進行位移控制，再針對分析結果選擇適用之模型。由於複合模擬試驗中並無邊柱試驗結果數據，因此本研究選用 Ozkula (2017) 針對 W24X176 鋼柱的變軸力試驗進行分析。分別進行低軸力試驗 1L ($C_a = 0.2$)、中軸力試驗 ($C_a = 0.4$)、高軸力試驗 ($C_a = 0.6$) 以及變軸力試驗 ($C_a = 0.3\sim0.6$)。圖 4.19 為該研究建議的背骨曲線與試驗結果擬合，分別為 1L、1M、1H 試驗條件計算背骨曲線結果擬合良好如表 4.9 所示。然而針對變軸力試驗，本研究使用 1M 之背骨曲線最為接近。因此本研究預計使用 1L、1M、1H 背骨曲線用於模擬試驗如表 4.6 所示，安排目的為假設試驗過程軸力已知，因此針對 1L、1M、1H 試驗使用各別之背骨曲線塑鉸進行分析。另一假設試驗過程軸力未知，又變軸力試驗與 1M 背骨曲線擬合良好，故使用 1M 背骨曲線塑鉸，進行 1L、1M、1H 以及 11H-VA 試驗分析，來觀察塑鉸不變之情形模擬不同軸力的反應。本章節延續子構架的分析結果，使用 P3 以及 E3 構件模型來進行分析。

4.5.1 模型介紹

圖 4.19 為單柱模型示意圖，為 Ozkula (2017) 試體，斷面尺寸為 W24X176，長度為 5500 mm。上下兩端由 Fixed-Fixed 邊界條件設定，塑鉸位置就位於柱頂以及柱底端部。接下來在柱頂分別加載垂直軸力如表 4.8 所示，並於柱頂進行標準反覆載重位移控制。塑鉸參數輸入完成後，接著依照試驗中在柱頂加載垂直載重以及



水平位移。水平位移控制皆採用 AISC 341-22 標準反覆載重，而 1L、1M 以及 1H 為定軸力控制，軸力大小如表 4.8 所示。然而在 11H-VA 中垂直向為變軸力，因此需要針對柱頂同時進行位移與力量控制。在 PISA3D 中，位移與力量並不能同時進行變化，因此在模擬 11H-VA 的試驗結果中，會使用平均定軸力 ($C_a=0.45$) 進行分析。然而在 ETABS 中，能夠實現 11H-VA 柱頂的控制條件。

4.5.2 分析結果與試驗比較

不同軸力使用不同背骨曲線塑鉸

首先觀察圖 4.20 所示，其中(a)與(b)為 1L-20 與 1H-60 和試驗結果進行比較，(c)與(d)為 1L-20 與 1H-60 分析結果取峰值作圖並和背骨曲線進行比較。由於模型皆按照標準反覆載重進行位移控制，會與實際試體之柱頂位移產生些許的誤差，導致分析結果在峰值無法與試驗結果擬合。不過在初始勁度、彎矩降伏強度以及達到試體最大彎矩轉角等行為，1L-20 與 1H-60 分析結果皆按照原本所設定的塑鉸參數進行運作，但是在 PISA3D 中進行 1H-60 時於層間位移角 1.5% 第一迴圈發散，其原因為背骨曲線設定區域二以及區域三的勁度比值過大，除此之外其餘模型皆順利完成分析，並按照原先所計算之背骨曲線接近如圖 4.20(c)與(d)所示。而 1M-40 分析結果將在下一段進行討論。

不同軸力使用相同背骨曲線塑鉸

由圖 4.21 所示，其中(a)到(d)分別為 1M-20、1M-40、1M-60 以及 1M-VA 和試驗結果進行比較。首先針對塑鉸強度進行討論，在 1M-20 的結果中可以發現 PISA3D 在模擬低軸力的情形下，並沒有提升塑鉸強度，也可以在 1M-60 的結果中發現並沒有因為較大的軸力而降低塑鉸強度，因此與試驗結果產生可觀的誤差，而 1M-40 不論是在初始勁度、彎矩降伏強度以及達到試體最大彎矩轉角，皆按照原本所設定的塑鉸參數進行運作。而在 ETABS 中四個模型結果皆會因為軸力變化造成塑鉸強度的影響，可以初步推測 ETABS 的 E3 構件模型中，塑鉸降伏面會按照原先設定好的軸力彎矩互制圖進行計算。為了更清楚的看出塑鉸強度的變化幅度，由



圖 4.22 (a)-(d)所示，分別為 1M-20、1M-40、1M-60 以及 1M-VA 分析結果取峰值作圖並和背骨曲線進行比較。可以發現在 PISA3D 中四個模型，皆按照原本所設定的塑鉸參數進行運作，並沒有因為不同的軸力改變塑鉸強度。於 ETABS 中 1M-20 因為軸力降低顯著的提升塑鉸包絡線強度，1M-40 由於已經按照試體軸力計算好塑鉸降伏強度，因此在分析結果中塑鉸也如預期計算進行運作，1M-60 因為軸力增加些許的降低塑鉸包絡線強度。值得注意的是，在 ETABS 模擬 1M-VA 試體的過程中，於層間側位移角為正向與負向的塑鉸強度呈現對比，由此可知該塑鉸行為不能只在第一次到達軸力彎矩互制降伏面時使塑鉸降伏，也能在塑鉸到達區域二之後的行為，持續計算塑鉸隨著背骨曲線比例關係進而改變塑鉸強度。

接著針對塑鉸轉角進行討論，該研究顯示軸力對試體勁度的影響有限如表 3.1 所示，因此模型在達到降伏轉角的位置差異不大，可以觀察到塑鉸達到試體最大彎矩轉角時的位置皆在相同的層間位移角發生，可見 PISA3D 與 ETABS 皆不會因為軸力大小影響原先設定在塑鉸中針對轉角的參數。

PISA3D vs ETABS

圖 4.23 為相同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果，比較兩個分析軟體可以觀察到塑鉸因軸力變化導致塑鉸強度的改變，以 ETABS 的結果與試驗較為接近，但是在強度遞減段，皆按照原先所設定塑性轉角運作，不因不同的軸力造成極限轉角的改變。

圖 4.24 為相同軟體之分析結果比較，其中在(a)-(b)為描述 1L-20、1M-40 以及 1H-60 於相同分析軟體中的結果繪製在一起，可以觀察到 PISA3D 與 ETABS 皆能採用原先就設定好的塑鉸參數進行不同軸力的分析。而在(c)-(d)為描述 1M-20、1M-40、1M-60 以及 1M-VA 在相同分析軟體中的結果繪製在一起。首先在 PISA3D 中，此四個模型結果皆不會因為軸力與原先設定好的塑鉸參數不同而有所變化，其分析結果是完全相同的。而在 ETABS 中，四個模型分析結果雖然都輸入相同的塑鉸



參數，卻會因為不同的軸力大小導致不同的分析結果，並在強度上與試驗結果接近，因此選擇使用 ETABS 中 parametric 作為後續試驗的塑鉸選擇。

4.6 整體構架分析

由子構架數值模擬分析結果，了解梁柱塑鉸設定與分布，以及實尺寸試體中實際邊界條件，建立了針對柱底等效轉彈簧與梁柱交會區等效旋轉彈簧的參數。因此本節只需將子構架得到之參數輸入進六層樓整體構架模型當中，再加入其餘的構件以及等效旋轉彈簧即可。根據上一節的討論結果，在 ETABS 中決定使用 E1 構件模型模擬梁構件以及 E3 構件模型模擬柱構件來進行分析，然而為了更有效率的了解整體構架於地震力下的行為，仍然使用 PISA3D 中的 P3 構件模型與 ETABS 模擬動力歷時分析結果，兩者相互對照提升分析可靠性。

4.6.1 模型介紹

構件參數

圖 4.25 為整體構架模型介紹，其中(a)為 2D 抗彎整體構架簡易模型，圖中一樓與二樓虛線桿件為實尺寸試體，使用材料參數來源為抗拉試驗結果，其餘實線桿件則為數值試驗模型，使用材料參數來源為標秤強度，斷面尺寸如表 2.1 所示。所有桿件上共連結兩個彎矩塑鉸以及一個剪力塑鉸，在圖中分別由圓形圖樣以及三角形圖樣表示，彎矩塑鉸使用背骨曲線計算之塑鉸背骨曲線輸入，共分為柱構件以及梁構件，柱構件包含一樓實尺寸構件、一樓數值試驗構件、二樓至三樓以及四樓至六樓構件如圖 4.25 (b)-(c)所示，梁構件包含二樓數值試驗構件、三樓至四樓以及五樓至頂樓構件如圖 4.25 (d)所示，其中一樓柱實尺寸構件標號加入 T (Test) 作為區分，而所有剪力塑鉸皆使用軟體預設參數輸入。一樓中間柱底的螺旋圖樣為柱底板等效旋轉彈簧，其參數使用 4.4 節子構架模型位移控制結果，而邊柱柱底採用固接之邊界條件。在整體構架中連接所有桿件的方型圖樣為梁柱交會區之等效旋轉彈簧，其中二樓等效旋轉彈簧參數由子構架模型位移控制結果，其餘樓層之參

數參考子構架模型使用 Gupta & Krawinkler (1999) 建議公式取得如圖 4.25 (e) 所示。

圖 4.25 (a) 標示所有桿件命名方式，柱桿件採用樓層 (C_{1F} 至 C_{6F}) 由南至北編列 (1 至 5)，而梁桿件採用樓層 (B_{2F} 至 B_{RF}) 由南至北編列 (1 至 4)，等效旋轉彈簧由此規則類推。

質量與載重分布

整體構架數值試驗模型 (OpenSees) 質量以及載重分別輸入，質量影響著動力歷時分析時加速度造成結構受力行為，原型構架 B 一樓至五樓的地震有效重量為 4.5 KPa，而頂樓的地震有效重量為 4.3 KPa，將有效重量分布至各節點計算方式如下：

$$m = \frac{W_E A_T}{N_{Frame} N_C} \quad (4.22)$$

其中 m 為節點質量、 W_E 為地震有效重量、 A_T 為載重有效面積、 N_{Frame} 抗彎構架數目、 N_C 為柱構件數目。由式(4.22)計算節點質量，一樓至五樓各節點質量為 68000 kg，而頂樓各節點質量為 64000 kg。

垂直載重影響著柱構件軸力彎矩互制關係，HS-B2 中預計施加 0.2 軸力比至一樓柱上，將載重分布至各節點計算方式如下：

$$f = \frac{P_{1F}}{N_{Floor}} \quad (4.23)$$

其中 f 為節點垂直載重、 P_{1F} 為一樓柱乘載軸力、 N_{Floor} 為樓層數目。由式(4.23)計算節點質量，各節點垂直載重皆為 417 kN。

地震輸入

整體構架動力歷時分析首先模擬 HS-B2 試驗結果，使用地震依序為 DBE 等級 Kobe, Japan (1995) 與 MCE 等級 Chi-Chi, Taiwan (1999) 如表 2.2 所示，動力歷時輸入如圖 2.7 所示。



4.6.2 分析結果與試驗比較

HS-B2 (實尺寸)

為了能將分析與試驗結果量化，誤差計算分別兩種，一為極值誤差公式如下：

$$E_{Peak} = \frac{\text{Max}(Y_{num,i})}{\text{Max}(Y_{target,i})} \quad (4.24)$$

其中 E_{Peak} 為極值誤差、 $Y_{num,i}$ 為分析結果數據、 $Y_{target,i}$ 為試驗結果數據。將 $Y_{num,i}$ 的最大值與 $Y_{target,i}$ 最大值相除得到 $Error$ 。此方式用於計算位移歷時中最大極值與試驗數據的誤差，其值離 1 越遠代表誤差越大。

二為歷時誤差公式如下：

$$E_{History} = 1 + NRMS = 1 + \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [Y_{target,i} - Y_{num,i}]^2}{\sum_{i=1}^N [Y_{target,i}]^2}} \geq 1 \quad (4.25)$$

其中 $E_{History}$ 為歷時誤差、 $NRMS$ 為正規化均方根誤差、 $Y_{num,i}$ 為分析結果數據、 $Y_{target,i}$ 為試驗結果數據。將 $Y_{target,i}$ 與 $Y_{num,i}$ 相減平方加總除以 $Y_{target,i}$ 平方加總後開根號得到 $NRMS$ 。此方式用於計算動力歷時分析數據與試驗結果誤差，為了能與極值誤差 (E_{Peak}) 相互對應，故於公式加入 1 偏移量，因此離誤差值離 1 越遠代表誤差越大。

圖 4.26 為整體構架反應，將 ETABS 與 PISA3D 一樓與六樓位移分析結果與試驗結果比較，可以發現兩者在 DBE 等級下反應非常接近，代表兩者在質量以及勁度皆按照相同參數設定，但皆略大於試驗結果，並且在後續週期逐漸遠離試驗結果。

表 4.11 為水平位移誤差，由 DBE 等級分析結果在極值誤差中，顯示兩者相當接近，並且隨著樓層的上升，原本誤差約由 1.4 減少至 1.1 左右；而 MCE 等級分析結果中，顯示兩者的極值誤差皆縮減至可接受範圍內 ($\approx \pm 10\%$)。接下來由 DBE 等級分析結果在歷時誤差中，顯示兩者誤差約為 1.8 左右，可見除了極值誤差的影響外，此誤差顯示了分析過程中週期些微的不同而導致的差異；MCE 等級分析結



果中，PISA3D 將歷時誤差縮減至 1.4 左右，而 ETABS 將歷時誤差縮減至 1.2 左右。可見 ETABS 於動力歷時分析結果，預設降伏後的樓層位移能力較 PISA3D 好，其理由可能為邊柱有考慮 P-M 互制的原因所導致。

圖 4.27 為 PISA3D 局部構件反應，其中(a)與(b)為柱底等效旋轉彈簧與梁柱交會區等效旋轉彈簧圖，可以觀察出其勁度與試驗結果擬合，在降伏強度以及降伏後勁度也與試驗結果接近，但是在梁柱交會區彎矩使用的為雙線性材料，加上梁柱接頭切削處塑鉸強度考慮了區域三的強度遞減，除了模型中降伏強度高估試體強度之外，加上梁柱接頭彎矩只能達到背骨曲線 M_{max} ，因此始得梁柱交會區無法達到更高的強度而減少了其遲滯消能面積。圖 4.27 (c)-(d)為一樓中間柱剪力以及柱底彎矩遲滯迴圈，此分析結果決定了一樓整體力量傳入高樓層的關鍵輸出，發現柱剪力略高於試驗結果 (1.04)，因而導致一樓位移低於試驗結果 (0.92)，而柱底彎矩因背骨曲線的設定，本就低於試驗結果 (0.87)。圖 4.27 (e)-(f)為一樓中間柱頂梁柱接頭彎矩遲滯迴圈，南北側梁柱接頭彎矩與柱底彎矩決定了一樓柱剪力反應，發現切削處塑鉸達背骨曲線強度遞減區後（達到脈衝後），卸載降伏強度低估導致整體行為後勁度的下降，但可以發現中間柱剪力在此時依舊有達到試驗強度。圖 4.27 (g)-(h)為基底剪力遲滯迴圈與各樓層層間位移角，可以發現除了 MCE 等級分析結果中，一樓層間位移角較於低估外，其餘反應皆高於試驗結果。由於該模型無法考慮 P-M 互制行為，基底剪力大幅高於試驗結果。

圖 4.28 為 ETABS 局部構件反應，其中(a)與(b)為柱底等效旋轉彈簧與梁柱交會區等效旋轉彈簧圖，可以觀察出其勁度與試驗結果擬合，在降伏強度以及降伏後勁度也與試驗結果接近，但是在梁柱交會區彎矩使用的為雙線性材料，加上梁柱接頭切削處塑鉸強度考慮了區域三的強度遞減，除了模型中降伏強度高估試體強度之外，加上梁柱接頭彎矩只能達到背骨曲線 M_{max} ，因此始得梁柱交會區幾乎沒有降伏的現象發生。圖 4.27 (c)-(d)為一樓中間柱剪力以及柱底彎矩遲滯迴圈，此分析結果決定了一樓整體力量傳入高樓層的關鍵輸出，發現柱剪力與試驗結果擬合



良好 (0.93)，而柱底彎矩因背骨曲線的設定，本就低於試驗結果 (0.85)。圖 4.27 (e)-(f)為一樓中間柱頂梁柱接頭彎矩遲滯迴圈，南北側梁柱接頭彎矩與柱底彎矩決定了在一樓柱剪力反應，發現切削處塑鉸達背骨曲線強度遞減區後（達到脈衝後），卸載降低強度高估，整體行為後勁度與初始勁度相同。圖 4.27 (g)-(h)為基底剪力遲滯迴圈與各樓層層間位移角，可以發現除了 MCE 等級分析結果中，一樓層間位移角較於吻合外，其餘反應皆高於試驗結果。由於該模型可以考慮 P-M 互制行為，基底剪力與試驗結果接近。

圖 4.29 為 PISA3D 與 ETABS 局部構件反應比較，其中(a)與(b)為柱底等效旋轉彈簧與梁柱交會區等效旋轉彈簧圖，可以發現柱底板反應相似，而梁柱交會區反應只有 PISA3D 發生降低的現象。圖 4.27 (c)-(d)為一樓中間柱剪力以及柱底彎矩遲滯迴圈，可以發現達到脈衝後，試驗結果於卸載勁度介在兩者之間，直接顯示了兩者於構件分析上的優缺點。圖 4.27 (e)-(f)為一樓中間柱頂梁柱接頭彎矩遲滯迴圈，南北側梁柱接頭彎矩皆發生了與中間柱剪力相同的現象。圖 4.27 (g)-(h)為基底剪力遲滯迴圈與各樓層層間位移角，可以發現頂樓最大位移量相似，但是在強度方面 PISA3D 較為高估，而層間位移角在 DBE 等級分析結果中相似，僅於 MCE 等級分析結果中，一樓層間位移角方向 ETABS 較為接近試驗結果。

表 4.12 為局部構件誤差，構件極值與消能面積的誤差皆採用式(4.24)進行計算，不論是 DBE 等級或 MCE 等級分析結果中，極值誤差 (E_{Peak}) 皆顯示兩者相當接近，其原因為塑鉸使用之背骨曲線相同，並且於柱構件中軸力皆為固定，因此不會影響塑鉸強度的變化。除了 DBE 等級分析結果中，中間柱剪力與柱底彎矩極值誤差較大 (1.3) 之外，其餘誤差皆於可接受範圍內 ($\approx \pm 10\%$)。接下來由 DBE 等級分析結果中，消能面積誤差顯示 PISA3D 分析結果大幅高估 (2.2~1.3)，而 ETABS 分析結果相對較於穩定 (1.8~1.0)；MCE 等級分析結果中，兩者皆將消能面積誤差縮減至可接受範圍內 ($\approx \pm 10\%$)。



HS-B2 (邊柱)

由於 Sepulveda (2024) 複合模擬試驗結果數據僅含連接子構架之制動器反應，以及各樓層之側向位移，其餘在整體構架中的構件皆未提供試驗數據結果，因次本研究無法將該部分之分析結果與試驗比較。

圖 4.30 為邊柱分析結果，共包含一樓左右兩側邊柱之分析結果，其中(a)為軸力沿層間位移角作圖，可以發現 PISA3D 與 ETABS 兩者皆能反應出構架於動力歷時過程中，受到側向力的作用導致基底產生彎矩(可想像構架類似於垂直之懸臂梁受到側推的行為)，使得構架向正向(北)傾斜時右側邊柱受壓，而左側邊側收拉，構架向負向(南)傾斜時則反之。接著(b)為柱底彎矩沿層間位移角作圖，可以發現左側邊柱在彎矩強度上，ETABS 明顯低於 PISA3D 的分析結果，而右側邊柱在彎矩強度上，ETABS 略低於 PISA3D 的分析結果，由此可見 ETABS 於柱構件中軸力彎矩互制的行為上較 PISA3D 顯著。接著(c)為柱底彎矩沿塑性轉角作圖，並與輸入分析軟體之塑鉸背骨曲線比較，可以觀察到 ETABS 因軸力彎矩互制的影響，彎矩強度偏離原本設定之背骨曲線強度，但在極限轉角的行為上皆無變化，而 PISA3D 則按照原先設定運作，接著(d)為軸力沿柱底彎矩作圖，並與 ASCE 41-17 規範進行比較，可以發現一樓左側邊柱於高軸力時，PISA3D 較 ETABS 明顯超出規範包絡線。因此由上述討論結果得知 ETABS 可按照軸力彎矩互制運作。但由於無試驗結果比較，並無法驗證其變化大小是否合理。

HS-A2 (實尺寸)

最後本研究使用與 HS-B2 整體構架的分析方法應用至 HS-A2 整體構架中，一樣也是採用動力歷時進行分析如圖 4.31 與圖 4.32 所示，由於 HS-A2 試驗因梁下翼板鋸道斷裂而終止，因此僅比較終止通前與分析結果，可以發現分析結果良好，進一步驗證本研究所採用之分析流程可靠性。



第五章 火害前後整體構架分析

5.1 火害後材料性質研究

5.1.1 冷卻方式定義

根據 Yu 等人 (2019) 之研究，目前國內外較常見的冷卻方式為空氣冷卻 CIA (Cool in air) 與水中冷卻 CIW (Cool in water)，空氣冷卻是指將升溫至目標溫度後的鋼材放置於室溫當中使其自然冷卻，為冷卻速率最為緩慢的冷卻方式，通常發生在較高樓層消防車滅火高度不及的構件。水中冷卻是指將升溫至目標溫度後的鋼材直接浸入水中，將鋼材加熱到 723°C 溫度以上並且保持一定時間後，立刻浸入水中，會阻止波來鐵的產生而得到高硬度的麻田散鐵組織，此方法稱之為淬火。淬火成功將提升鋼材原有強度並使伸長率降低，為冷卻速率最為急促的冷卻方式，通常發生在低樓層達消防車及時滅火範圍的構件。該研究說明水中冷卻造成的淬火程度不一致，大部分水中冷卻後的拉伸試片，其行為與空氣冷卻處理的拉伸試片試驗結果相似，因此火害後造成的降伏強度折減是首要關注的現象。本研究後續描述火害後的冷卻方式皆為空氣冷卻。

5.1.2 降伏強度預測公式

根據 Yu 等人 (2019) 將 22 篇文章 353 热軋鋼材試體進行的拉伸試驗做整理，針對降伏強度進行分類，從 200 MPa 至 300 MPa 為第 II 類、300 MPa 至 400 MPa 為第 III 類、400 MPa 至 500 MPa 為第 IV 類以及 500 以上為第 VI 類，針對各項材料性質做折減係數的討論，包含彈性模數 E 、降伏強度 F_y 、極限強度 F_u 以及延展率 ϵ 。折減係數為火害後的正歸化數據，由火害至目標溫度後降溫回室溫的材料性質除以室溫下的材料性質得出的比值。

在 Yu 等人 (2019) 中，說明彈性模數與材料相關，所以不論火害溫度以及冷卻方式皆不影響火害後鋼材的彈性模數受到影響，但研究進一步指出鋼材在火害後由於氧化程度與表面剝落等原因，若使用原有的斷面積做計算，會導致試驗後有彈性模數降低的現象產生。經過觀察發現，在 600°C 以下的溫度，鋼材的氧化程度



與表面剝落的現象並不顯著。針對本研究使用鋼材 A992，該研究顯示火害後的彈性模數幾乎不受影響，因此後續針對火害後構件皆不折減此材料性質。

該研究更進一步將多筆資料作迴歸分析如圖 1.5 所示，針對 500 MPa 強度以下的鋼材試驗數據，採取較為保守之出降伏強度（Predictive curve）如式：

$$F_{y,T} / F_{y,20} = 1 + \left(0.734(T - 500)^2 - 1130(T - 500) \right) \times 10^{-6} \quad (5.1)$$

其中 $F_{y,T}$ 為火害至目標溫度後冷卻的鋼材降伏強度、 $F_{y,20}$ 為室溫下的鋼材降伏強度。該公式假設鋼材達 500 度目標溫度前，冷卻後皆不影響降伏強度的變化。

該研究也提供了鋼材抗拉極限強度的回歸公式，以及針對不同冷卻模式進行討論，但本研究只著重於背骨曲線之參數，因此只進行 E 與 F_y 的材料性質進行折減。另外關於國內相關火害研究可參考鍾興陽等人（2023）之文章。

5.2 模型假設

5.2.1 火害位置

參考 Dehcheshmeh 等人（2023）針對抗彎構架火害位置如圖 1.12 所示，其中三層樓之火害範圍為整個一層樓，依序為一、二、三樓層再加上整棟樓火害共四個情境，而六層樓之火害範圍為整個二層樓，依序為一二樓、二三樓、三四樓等等...以此類推再加上整棟樓火害共六個情境，最後九層樓之火害範圍為整個三層樓，依序為一二三樓、二三四樓、三四五樓等等...以此類推再加上整棟樓火害共八個情境。本研究整體構架為六層樓，實尺寸子構架為一二樓層，因此選擇火害整個一二樓做為本次研究火害後的模型假設如圖 5.1 所示。預計進行靜力側推分析與動力歷時分析。

5.2.2 材料與塑鉸參數設定

表 5.1 為本研究火害後程度溫度假設，分別為室溫 20 度 (R2)、火害 700 度後空氣冷卻 (A7) 以及火害 1000 度後空氣冷卻 (A10)，將兩個火害程度代入(5.1)得出降伏強度折減係數分別為 0.8 與 0.66。針對 HS-B 使用之鋼材降伏強度進行折減。由於目前國內外研究針對火害後的研究僅侷限於構件的部分，因此不考慮折減



其餘模型參數如柱底板旋轉彈簧、梁柱交會區、細部焊道以及火害後變形之影響，僅針對塑鉸參數使用之背骨曲線進行折減，另外鋼材材料的在極限抗拉強度以及延展度之影響接不考慮於本研究模型當中。火害後需進行折減的構件為一樓實尺寸柱構件、一樓數值試驗柱構件、二樓數值試驗柱構件、二樓實尺寸梁構件、三樓數值試驗梁構件，表 5.2 為按照不同火害程度，考慮構件使用材料與位置所計算其乘載軸力以及折減過後之塑性強度，最後使用 Ozkula(2017)與 Lignos & Krawinkler (2011) 提供之背骨曲線預測公式進行計算，結果如圖 5.1 (b)-(e)所示。將計算之背骨曲線(表 5.3)轉為塑鉸參數輸入至模型當中，其餘構件或元件使用參數不變。

5.3 靜力側推分析結果

將挑選其中塑鉸行為作為討論如圖 5.1 所示，分別為一樓左（南）側、中間以及右（北）側柱底（CB1、CB2 & CB3），一樓中間柱底（CT1）與二三樓第三垮梁之南側梁柱接頭（B1 & B2），接著將過程中明顯轉角處採用 A~E 進行標示。

5.3.1 R2

圖 5.2 為未火害整體構架於側推過程中行為，圖 5.2 (a)為整體側推曲線，其極值（B）可達頂樓位移角 0.025 rad 處，而後續強度皆無明顯遞減。圖 5.2 (b)為一樓柱底彎矩沿層間位移角作圖，由於中間柱於柱底設置一等效旋轉彈簧模擬柱底板行為的關係，其勁度明顯低於邊柱柱底彎矩，因此於側推結束時（E），僅中間柱底未達強度遞減段。圖 5.2 (c)為一樓中間柱頂彎矩，由 D 至 E 階段可觀察到力量的上升，其原因推測為當其餘塑鉸進入強度遞減段時，力量重新分配所導致。值得一提的是，柱頂塑鉸由(e)-(h)塑鉸分布圖皆未顯示其發生降伏。

5.3.2 A7

圖 5.3 為火害 700 度空氣冷卻後整體構架於側推過程中行為，圖 5.3 (a)為整體側推曲線，其極值（B）可達頂樓位移角 0.018 rad 處，並在 D 階段達殘餘強度段。圖 5.3 (b)為一樓柱底彎矩沿層間位移角作圖，由於中間柱於柱底設置一等效旋轉彈簧模擬柱底板行為的關係，其勁度明顯低於邊柱柱底彎矩，但在側推結束時



(E)，由於降伏強度受到火害的影響，皆達殘餘強度段。圖 5.3 (c)為一樓中間柱頂彎矩，由 B 至 E 階段可觀察到力量的上升，可見與 R2 相比之下力量重新分配發生時機較早。值得一提的是，柱頂塑鉸由(e)-(h)塑鉸分布圖顯示其餘 D 階段時發生降伏。

5.3.3 A10

圖 5.4 為火害 1000 度空氣冷卻後整體構架於側推過程中行為，圖 5.4 (a)為整體側推曲線，其極值 (B) 可達頂樓位移角 0.016 rad 處，並在 C 階段即達殘餘強度段。圖 5.4 (b)為一樓柱底彎矩沿層間位移角作圖，由於中間柱於柱底設置一等效旋轉彈簧模擬柱底板行為的關係，其勁度明顯低於邊柱柱底彎矩，由於降伏強度受到火害的影響，皆於階段 C 就達殘餘強度段。圖 5.4 (c)為一樓中間柱頂彎矩，由 B 至 D 階段可觀察到力量的上升，可見與 A7 相比之下力量重新分配發生時機較早，並且於階段 E 達到殘餘強度段。圖 5.4 (d)為二三樓梁柱接頭彎矩沿層間位移角作圖，發現 C 至 E 階段類似塑鉸走強度遞減以及殘餘強度段的行為，其原因實際上並不是該塑鉸所導致，而是其餘塑鉸如柱頂以及柱底強度遞減之後所造成的影响。可見隨著火害的影響加劇，火害區域所導致的軟弱層效應更加明顯。最後一樓柱頂與柱底皆無法抵抗側推力而使得整體側推曲線強度歸零 (E)。

圖 5.5 為側推結束時塑鉸情形，按照樓層來看，R2 之塑鉸分布遍及一至六層樓，而 A7 之塑鉸分布遍及一至五層樓，則 A10 之塑鉸分布僅遍及一至四層樓，可見隨著火害程度的提升導致軟弱層形成，使得靠近高樓層的區域於側推過程中呈現較為剛性的行為，大幅的降低建築消散地震力的能力與延展度。

5.4 動力歷時分析結果

5.4.1 地震歷時介紹

表 5.4 為動力歷時分析地震來源，包含 Sepulveda (2024) 提供之三組地震，共 12 組地震歷時。圖 5.6 為各地震反應譜按照 ASCE 7-22 所規定進行縮放，其規定為地震反應譜之平均於 0.2 倍至 2 倍結構設計週期之間不得低於目標反應譜 90%。



DBE 等級之 PGA 約為 0.4 g，而 MCE 等級約為 0.6 g。按比例縮放後的結果如圖 5.6 所示，可以發現反應譜平均值於 0.2 倍結構設計週期處 (0.32 s) 即達目標反應譜 90%，而觀察結構設計週期處 (1.6 s) 平均反應譜接近規範設計反應譜 (目標反應譜)。

表 5.5 為火害後動力分析結果之樓層剪力極值，極值發生處皆於一樓(基底剪力)，而表 5.6 為層間位移角極值，極值發生處也皆於一樓，本研究針對分析結果數據處理方式分別兩種，將各結果除了發生倒塌(視為無限大)情況排除，因此在 DBE 等級中，將 NF1、NF2、NF3、NF4、NF7、NF8、NF9、FF1T、NF2T 以及 NF3T 共十筆數據進行平均得到 Mean1，而 MCE 等級中，將 NF2、NF4、NF7、NF8、NF9 以及 NF3T 共六筆數據進行平均得到 Mean2。此處理方式皆用於後續討論與分析結果的比較。

5.4.2 整體行為

圖 5.7 為火害後折減之模型進行側推分析與動力歷時比較，將 ASCE7-22 設計樓層剪力分布採取位移控制將頂樓位移 10 m，可以發現隨著火害的提升，側推曲線強度的下降，甚至在 A7 與 A10 的結果可以發現，強度遞減的現象提前發生，約於頂樓位移角 0.025 rad 與 0.02 rad。接下來由動力歷時分析結果，將頂樓位移角極值與一樓基底剪力極值進行比較。

火害位置為一二整層樓，僅影響塑角降伏強度，因此在勁度方面的表現上，與未火害模型中的位移與力量分布相同，將未發生倒塌之分析結果，進行各樓層絕對位移、層間位移角、慣性力以及樓層剪力的平均值的討論，可以發現不論是 DBE 或 MCE 等級的地震，火害後造成的影响相似，地震的大小僅影響火害後影響的結構行為更加顯著。首先發現不同火害程度對各樓層絕對位移影響不大，其推測為絕對位移較大的結果皆發生倒塌的情況，因此不納入計算。在層間位移角的結果中，在三樓至四樓之間產生分界，高樓層區層間位移角隨著火害程度下降，可見火害樓層的關係，使得結構變形集中在火害區域。最後在慣性力與樓層剪力的結果中，可



以發現低樓層所受慣性力差異不大，反而在高樓層慣性力有明顯下降的趨勢。而樓層剪力隨著火害程度的提升而大幅下降，但是高樓層所受剪力差異不大。

5.4.3 局部構件

圖 5.10 為 NF2 基底剪力與局部構件遲滯迴圈，由 Chi-Chi 地震加速度歷時輸入，其中(a)為基底剪力，於 DBE 等級頂樓最大位移角為 0.01 rad ，MCE 等級提升至 0.015 rad ，整體構架呈現線性，而(b)為中間柱底彎矩，於 DBE 等級一樓最大層間位移角為 0.02 rad ，MCE 等級提升至 0.03 rad ，隨著火害程度的提升塑鉸降伏強度下降，於 DBE 等級火害程度 A7 時開始有降伏的現象發生，MCE 等級則是三種火害情境皆降伏，且降伏程度越來越大，對應(c)為二樓梁柱接頭彎矩，降伏現象更加明顯；圖 5.12 為 NF3T 基底剪力與局部構件遲滯迴圈，由 Northridge 地震加速度歷時輸入，於 DBE 與 MCE 等級頂樓最大位移角為 0.01 rad ，整體構架呈現線性，而(b)為中間柱底彎矩，於 DBE 等級一樓最大層間位移角為 0.015 rad ，MCE 等級提升至 0.02 rad ，隨著火害程度的提升塑鉸降伏強度下降，於 MCE 等級火害程度 A10 時才有降伏的現象發生，對應(c)為二樓梁柱接頭彎矩，於 MCE 等級開始降伏現象更加明顯。

5.4.4 倒塌行為

根據 Yu 等人 (2019) 之研究，對構件強度進行折減輸入至 ETABS 模型中，進行側推分析可以發現，隨著火害程度與地震等級的上升，因為塑鉸的特性，一旦有構件的塑鉸進入強度遞減段，其餘塑鉸就無法提供變形，使得整體結構位移集中發生在強度遞減的塑鉸上，加上 P-M 互制與 P-Δ 效應最終導致結構倒塌。此模型特性可有效反應火害後的影響所造成的破壞。由於整體構架原設計有效地震載重與實際力量加載為不同系統，將原本一樓柱軸力比 0.06 手動增加至 0.18，這將導致側推分析與動力歷時分析結果的比較中，DBE 等級之地震反應已超出側推曲線降伏強度。在動力歷時分析時，雖然所有未火害之模型皆能完成分析，但是於火害 1000 度空氣冷卻後之模型 (A10) 發生兩起倒塌的結果。而 MCE 等級之地震使倒



塌數量上升，火害 700 度空氣冷卻後之模型 (A7) 發生兩起倒塌的結果，火害 1000 度空氣冷卻後之模型 (A10) 發生六起倒塌的結果。

圖 5.13 為 NF6 基底剪力與局部構件遲滯迴圈，由 El Centro 地震加速度歷時輸入，其中(a)為基底剪力，於 DBE 等級火害程度 A7 時頂樓最大位移角為 0.02 rad，在 A10 時由於近斷層效應，火害後之基底剪力達承受極限發生倒塌的現象，而 MCE 等級未火害時頂樓最大位移角為 0.045 rad，結構於此大變形的狀態下依舊完成動力歷時分析，接著在 A7 時開始發生倒塌的現象。而(b)為中間柱底彎矩，於 DBE 等級火害程度 A7 時一樓最大層間位移角為 0.03 rad，MCE 等級提升至 0.1 rad，此時柱底塑鉸已達到背骨曲線區域四的殘餘強度段，於此區域藉由殘餘強度的遲滯行為完成分析，對應(c)為二樓梁柱接頭彎矩，降伏現象更加明顯；圖 5.15 為 NF2T 基底剪力與局部構件遲滯迴圈，由 Kobe 地震加速度歷時輸入，其中(a)為基底剪力，於 DBE 等級頂樓最大位移角為 0.02 rad，接著在 MCE 等級火害程度 A7 時提升至 0.03 rad，而達火害程度 A10 時發生倒塌的現象。而(b)為中間柱底彎矩，於 DBE 等級一樓最大層間位移角為 0.04 rad，接著在 MCE 等級火害程度 A7 時提升至 0.05 rad，對應(c)為二樓梁柱接頭彎矩，降伏現象更加明顯。



第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究參考 Sepulveda (2024) 研究之複合模擬試驗試體作為數值模型的參考依據，針對校正完成之模型進行火害後的假設，校正過程使用 ETABS 與 PISA3D 數值軟體進行分析，將不同塑鉸進行 Ozkula(2017) 與 Lignos & Krawinkler(2011) 提供之建議背骨曲線輸入至模型中，經由與試驗結果進行擬合最後決定使用 E3 構件模型作為火害後模型。「火害後」這項研究主題表示發生火災時，結構受到高溫影響並在冷卻之後造成殘餘的物理或化學性質影響，其影響受到地震力的作用下與未火害之結構比較，火害位置為一二樓層，共分為未火害、火害 700 度以及火害 1000 度參考 Yu 等人 (2019) 進行降伏強度的折減。上述針對本研究過程所得出之結論如下：

1. Sepulveda (2024) 複合模擬試驗根據一樓柱試體與 AISC341-22 針對構件之 b/t 與 h/t_w 進行分類，原型構架 A 皆歸類為高等韌性構架，在 Ozkula (2017) 中歸類為反對稱型局部挫屈，QS-A 於層間位移角 0.04 rad 第一迴圈時，柱底彎矩強度下降至為最大彎矩 M_{max} 的 71% ($0.96M_{pc}$)。然而在 HS-A2 至 HS-A4 的最大層間位移角也僅達 0.03 rad，都沒有發生強度遞減的現象產生；原型構架 B 加載軸力比分別為 0.2 、 0.3 以及 0.4 ，根據規範歸類為高等、中等以及中等韌性構架，在 Ozkula (2017) 中歸類為側向扭轉挫屈，屬於強度遞減段較為急促的破壞方式，因此在考慮到人員與試驗儀器的安全，皆於發生強度遞減前結束試驗，QS-B 於層間位移角 4% ，柱底彎矩於 0.03 rad 強度下降至最大彎矩 M_{max} 的 71% ($1.00M_{pc}$)。然而在 HS-B2 至 HS-B4 各別最大層間位移角達 0.05 rad 、 0.037 rad 、 0.026 rad 。除了反覆載重試驗之外，複合模擬試驗結果中所有柱底與梁柱接頭，皆沒有發生強度遞減的現象發生。



2. 本研究使用 Chou 等人 (2022) 的勁度修正公式，不但能考慮柱頂實際邊界條件，也能將柱底之等效勁度進行計算，將規範之勁度公式修正至與試驗結果接近。此外，雖然沒有考慮梁柱交會區 (Panel Zone) 與剛性區域 (Rigid Zone) 的影響，仍然可以將勁度修正公式套用至梁柱接頭中，使規範之勁度公式修正至與試驗結果接近。由修正勁度後的背骨曲線，可以得出 Ozkula (2017) 以及 Lignos & Krawinkler (2011) 與本次試驗結果接近，作為後續分析的依據。
3. 過去將背骨曲線套用至數值軟體分析，通常採取 Fixed-Fixed 邊界條件之構件進行參數試誤調整，本研究參考 Cocchetti 等人 (2002) 提出之模型，針對構件之行為分為桿件（彈性段）與塑鉸（塑性段）串聯而成的概念，由此計算塑鉸所需之參數，將 PISA3D 中 Degrading 材料、Fracture 材料以及 ETABS 中的塑鉸參數與背骨曲線擬合，發現分析輸出結果與輸入之背骨曲線擬合良好。除了 Hardening 材料之外，上述塑鉸參數皆能透過計算取得藉此減少大量分析時間，更符合一般工程實務之應用。
4. 參考沈厚寬 (2022) 透過 PISA3D 模型分析結果，Fracture 材料雖然可以模擬試體於大側位移角下強度遞減現象，但遲滯迴圈與實驗相差甚遠。於是本研究參考 Yu 等人 (2010) 使用 Hardening 與 Degrading 並聯之雙材料構件，也將 Hardening 與 Fracture 材料結合為 P3 構件模型，彌補了僅使用 fracture 時在遲滯行為與試驗結果相差甚遠的問題。由於 Sepulveda (2024) 複合模擬試驗皆無明顯強度遞減的現象發生，因此本研究使用 Ozkula (2017) 單柱試驗進行模擬分析，發現分析與試驗結果遲滯消能行為擬合。但是使用此構件模型用於模擬 HS-B2 近斷層效應時，雖然在強度極值與遲滯消能面積與試驗結果誤差都比 ETABS 要好，但會發生卸載勁度低估導致卸載後降伏強度下降的現象發生。除此之外此構件模型在模擬 Ozkula (2017) 變軸力試驗的分析中，皆未展現 P-M 互制的行為，加上其收斂能力於層間位移角較大的區域較 ETABS 差，因此後續分析選擇使用 ETABS 中的 E3 進行火害後的模擬。



5. 本研究使用多種塑鉸行為用於模擬 Sepulveda (2024) 試驗結果，其試體皆無明顯強度遞減的現象發生，因此本研究使用之背骨曲線在區域三的行為無法進行驗證，但是為了模擬試體承受火害後之折減後，層間位移角於大變形的區域需要背骨曲線作為模型行為依據。本研究針對背骨曲線挑選了 Ozkula(2017) 與 Lignos & Krawinkler(2011)進行分析，其分析結果不論是 PISA3D 或 ETABS 皆在塑鉸彎矩包絡線上擬合良好，而使用之塑鉸為 PISA3D 中 hardening + fracture 的 P3 以及 ETABS 中 Parametric 的 E3 最為合適，其試驗極值誤差皆於可接受範圍內 ($\approx \pm 10\%$)。因此在模擬 HS-B2 時，動力分析過程中樓層位移達最大值之前皆與試驗結果擬合，但在後續遲滯行為的影響下，P3 構件模性的降伏後勁度低估，導致歷時誤差放大。其餘塑鉸行為在 P-M 互制的行為以及軸向變形上，E3 構件模型皆能反應其行為，但對於動力歷時結果的影響不大。
6. 火害位置為一二整層樓，僅影響塑角降伏強度，因此在勁度方面的表現上，與未火害模型中的位移與力量分布相同，將未發生倒塌之分析結果，進行各樓層絕對位移、層間位移角、慣性力以及樓層剪力的平均值的討論，可以發現不論是 DBE 或 MCE 等級的地震，火害後造成的影響相似，地震的大小僅影響火害後影響的結構行為更加顯著。首先發現不同火害程度對各樓層絕對位移影響不大，其推測為絕對位移較大的結果皆發生倒塌的情況，因此不納入計算。在層間位移角的結果中，在三樓至四樓之間產生分界，高樓層區層間位移角隨著火害程度下降，可見火害樓層的關係，使得結構變形集中在火害區域。最後在慣性力與樓層剪力的結果中，可以發現低樓層所受慣性力差異不大，反而在高樓層慣性力有明顯下降的趨勢。而樓層剪力隨著火害程度的提升而大幅下降，但是高樓層所受剪力差異不大。



7. 由火害前後的側推分析結果，顯示隨著火害程度的上升，火害區域逐漸形成軟弱層，與一般沒有考慮強度折減的側推曲線相比，使用規範背骨曲線進行側推，能直接得出整體構架的最大變形能力，可供業界作為補強的參考與依據。
8. 根據 Yu 等人 (2019) 之研究，對構件強度進行折減輸入至 ETABS 模型中，進行側推分析可以發現，隨著火害程度與地震等級的上升，因為塑鉸的特性，一旦有構件的塑鉸進入強度遞減段，其餘塑鉸力量無法提升，使得整體結構位移集中發生在強度遞減的塑鉸上，加上 P-M 互制與 P-Δ 效應最終導致結構倒塌。此模型特性可有效反應火害後的影響所造成的破壞。由於整體構架原設計有效地震載重與實際力量加載為不同系統，將原本一樓柱軸力比 0.06 手動增加至 0.18，這將導致側推分析與動力歷時分析結果的比較中，DBE 等級之地震反應已超出側推曲線降伏強度。
9. 在動力歷時分析時，雖然所有未火害之模型皆能完成分析，但是於火害 1000 度空氣冷卻後之模型 (A10) 發生兩起倒塌的結果。而 MCE 等級之地震使倒塌數量上升，火害 700 度空氣冷卻後之模型 (A7) 發生兩起倒塌的結果，火害 1000 度空氣冷卻後之模型 (A10) 發生六起倒塌的結果。由各動力歷時分析平均結果，在樓層位移、層間變位角、慣性力以及層間剪力。可以發現 DBE 與 MCE 等級造成的現象相似，於火害後 700 度導致基底剪力下降 (0.9) 以及 1000 度 (0.7)，而慣性力的影響並不顯著，但在 MCE 等級火害後 1000 度時下降 (0.9)。接著在層間位移的結果，發現於火害後 DBE 等級影響不大，但在 MCE 等級火害後 1000 度時提升 (1.2)。

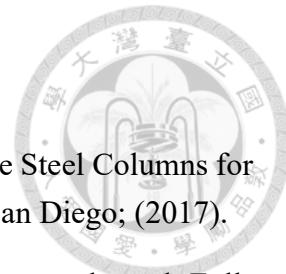
6.2 建議

本研究使用國內接受度較高之分析軟體，PISA3D 與 ETABS 進行模型之驗證以及分析，為了供業界人員使用，除了縮短分析時間之外，也簡化了模型使用之參數計算。而本研究將 PISA3D 的潛力最大化，仍然不及 ETABS 的分析結果。而



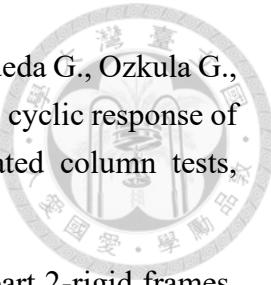
ETABS 中模型參數所考慮之因素並未包含所有功能，因此建議後續使用 ETABS 作為分析軟體時，除了本研究所提到的分析方法以及參數的取得之外，可多加嘗試其餘功能與選項，使得分析結果更加良好，甚至可以應用至 RC 結構工程中。

本研究之火害後模型皆未考慮火害中鋼結構之變形行為，因此文章所描述之結果皆無殘餘變形的狀態下進行動力歷時分析取得。目前國內外針對此議題仍然處於數值分析階段，建議可配合有限元軟體探討鋼結構受火害時之變形，是否影響火害達目標溫度冷卻後再進行反覆載重時之背骨曲線，接著再配合非線性動力歷時分析軟體將此背骨曲線輸入（已假設局部挫屈），並考慮火害後整體桿件之變形行為，期許考慮較為全面之模型，更能接近鋼結構受到火害後的實際影響。



參考文獻

1. Ozkula G. Behavior, Modeling and Design of Deep Wide-Flange Steel Columns for Special Moment Frames. PhD Thesis. University of California San Diego; (2017).
2. Sepulveda, C. Seismic Behavior of Deep and Slender Steel Columns through Full-Scale Cyclic and Hybrid Testing. Ph.D. Thesis, University of California San Diego, La Jolla, CA, USA, (2024)
3. Sepulveda C, Mosqueda G, Wang K-J, Huang B-C, Huang C-W, Uang C-M, et al. Hybrid Simulation Framework with Mixed Displacement and Force Control for Fully Compatible Displacements. *Earthq Eng Struct Dyn* 2024;53:838–55. <https://doi.org/10.1002/eqe.4048>.
4. Wang K, Chou C, Huang C, et al. Hybrid simulation of a steel dual system with buckling-induced first-story column shortening: a mixed control mode approach. *Earthq Eng Struct Dyn*. 2023; 3727-3745.
5. ASCE (2017), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE/SEI 41-17. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
6. ATC (2017), Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings: Part IIa – Steel Moment Frames, NIST GCR 17-917-46v2.
7. ASCE (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
8. Deierlein GG, Reinhorn AM, Willford MR (2010) Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, NIST GRC 10-917-5, 15 October.
9. Lignos, D.G., and Krawinkler, H., 2011, “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 11, pp. 1291-1302.
10. Cocchetti G, Maier G. Elastic–plastic and limit state analyses of frames with softening plastic-hinge models by mathematical programming. *Int J Solids Struct* (2003);40:7219–44.
11. Visvalingam, M.; Whyatt, J.D. The Douglas-Peucker algorithm for line simplification: Re-evaluation through visualization. In Computer Graphics Forum; Wiley Online Library: Hoboken, NJ, USA, (1990); Volume 9, pp. 213–225.



12. Chou C.-C., Lai Y.-C., Xiong H.-C., Lin T.-H., Uang C.-M., Mosqueda G., Ozkula G., El-Tawil S., McCormick J.P., Effect of boundary condition on the cyclic response of I-shaped steel columns: two-story subassemblage versus isolated column tests, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 51 (2022)
13. LeMessurier WM. A practical method of second order analysis: part 2-rigid frames. *Eng J.* (1977)
14. Y.J. Yu, K.C. Tsai, Y.T. Weng, B.Z. Lin, J.L. Lin, Analytical studies of a full-scale steel building shaken to collapse, *Eng. Struct.* (2010)
15. Krawinkler H, Bertero V V, Popov EP. (1975). Shear Behavior of Steel Frame Joints. *Journal of the Structural Division*
16. Gupta A, Krawinkler H. (1999). Seismic demands for performance evaluation steel moment resisting frame structures. Report No. 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Dept. of Civil and Env Eng.,Stanford University, Stanford, CA.
17. Yang KC, Hsu R. Structural behavior of centrally loaded steel columns at elevated temperature. *Journal of Constructional Steel Research* (2009);65: 2062–2068.
18. Yang KC, Yang FC. Fire performance of restrained welded steel box columns. *J Constr Steel Res* (2015);107:173–81.
19. Yu Y., Lan L., Ding F., Wang L., Mechanical properties of hot-rolled and cold-formed steels after exposure to elevated temperature: a review, *Construct. Build. Mater.* (2019)
20. Guo Z, Li ZH, Xing ZQ, Chen Y, Zheng ZY, Lin GX. Numerical analyses of post-fire beam-column assemblies with WUF-B connections against progressive collapse. *Eng Fail Anal* 2022;140:106502.
21. Guo Z, Z.Q. Xing, H. Zhang, H.W. Zhang, L. Chen, Y. Chen, Anti-collapse performance assessment of steel beam-column substructures with all-welded connections after exposure to fire, *J. Constr. Steel Res.* 197 (2022)
22. Quayyum, S. and Hassan, T, Seismic Performance of a Fire-Exposed Moment-Resisting Frame. American Society of Civil Engineers. (2018)
23. Pantousa, D.; Karavasilis, T.; Maraveas, C. Numerical Investigation of the Post-Fire Performance of Steel Columns. *Buildings*. (2022)
24. Dehcheshmeh E.M., Rashed P., Broujerdi V., Shakouri A., Aslani F., Predicting seismic collapse safety of post-fire steel moment frames, *Buildings* (2023)



25. 莊明介 (1995)「結構分析程式物件導向使用者圖形介面之研發」，碩士論文，
國立台灣大學土木工程系
26. 蔡克銓，孔祥嵐，林克強 (1998)「鋼骨梁柱交會區受力變形行為與力學模型」，
國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-98-014
27. 周德光，於積瑨 (2022)「非線性模型於 ETABS 的應用研究」，國家地震工程研
究中心，報告編號 NCREE-22-016
28. 熊厚淳 (2020)「兩層樓子構架高強度箱型鋼柱耐震試驗與模擬分析」，碩士論
文，國立台灣大學土木工程系
29. 沈厚寬(2022)「實尺寸一層樓子構架受高軸力及地震側力下之鋼柱耐震試驗」，
碩士論文，國立台灣大學土木工程系
30. 黃丞偉 (2022)「七層樓鋼造二元構架系統複合模擬：一層樓實尺寸子結構試驗」，
碩士論文，國立台灣大學土木工程系
31. 鍾興陽、洪崇展、劉光晏、周中哲 (2023)「建築結構火害後殘留耐震能力評估
手冊研擬與補強工法研究」，內政部建築研究所委託研究報告，中華民國 112
年 12 月
32. 李坤哲 (2021)，「受軸壓之 SN490 等級 H 型鋼柱於火害後之反覆側推行為研
究」，碩士論文，國立成功大學土木工程系
33. 張家銘 (2022)，「火害後 SM570 等級鋼圓弧切削減弱式梁柱接頭反覆載重試驗
之數值模擬」，碩士論文，國立成功大學土木工程系
34. 周延勳 (2023)「火害前後兩座實尺寸一層樓鋼構屋振動台試驗之有限元素模
擬」，碩士論文，國立成功大學土木工程系

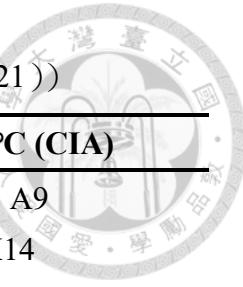


表 1.1 火害後受壓 H 型鋼柱反覆載重試驗（李坤哲（2021））

Test Matrix	20°C	900°C (CIA)
Test ID	R2	A9
I-Column	SN490B-H250X250X9X14	
F_y (MPa)	401	306
M_{pc} (kN·m)	328	235
C_a	0.16	0.21

表 1.2 火害後切削式梁柱接頭反覆載重試驗（張家銘（2022））

Test Matrix	20°C	900°C (CIA)
Test ID	R2	A9
RBS	SM570-H294X200X8X12	
F_y (MPa)	448	275
M_p (kN·m)	337	194

表 2.1 六層樓抗彎構架梁柱斷面尺寸 (單位: mm)

Building	Floor	Column	Beam
A	1 st - 3 rd	H622×328×15×24 (W24X131)	H683×254×12×20 (W27X94)
	4 th - 6 th	H617×325×14×22 (W24X117)	H678×254×12×16 (W27X84)
B	1 st - 3 rd	H640×328×19×34 (W24X176)	H701×254×16×28 (W27X129)
	4 th - 6 th	H622×328×15×24 (W24X131)	H683×254×12×20 (W27X94)

*Section: Type Height × Width × Web Thickness × Flange Thickness

表 2.2 試驗流程 (Sepulveda (2024))

Test ID	Tag	Type of Test	Level	Loading Protocol	C_a	P/P_y
QS-A	A	Quasi-Static	-	AISC 341-22	20%	18%
HS-A1			Elastic	Kobe	20%	16%
HS-A2	A	Hybrid Simulation	DBE / MCE	Kobe & Chi-Chi	20%	16%
HS-A3			MCE	Northridge	20%	16%
HS-A4			1.3MCE	Northridge	20%	16%
QS-B	B	Quasi-Static	-	AISC 341-22	40%	35%
HS-B1			Elastic	Kobe	20%	18%
HS-B2	B	Hybrid Simulation	DBE / MCE	Kobe & Northridge	20%	18%
HS-B3			1.3MCE	Kobe	30%	27%
HS-B4			1.3MCE	Kobe	40%	37%

*此研究將不呈現 HS-A1 以及 HS-B1

表 2.3 規範對 H 型鋼柱的寬厚比限制 (AISC 341-22)

Ratio	Classification	Formula	*Values	A	B
b/t	Highly ductile member, λ_{hd}	$0.3\sqrt{\frac{E}{R_y F_{yn}}}$	6.9		
	Moderately ductile member, λ_{md}	$0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_{yn}}}$	8.7	6.7	4.8
h/tw	Highly ductile member, λ_{hd}	$2.5(1-C_a)^{2.3}\sqrt{\frac{E}{R_y F_{yn}}}$	18 ~ 34 (0.4 ~ 0.2)		
	Moderately ductile member, λ_{md}	$5.4(1-C_a)^{2.3}\sqrt{\frac{E}{R_y F_{yn}}}$	38 ~ 74 (0.4 ~ 0.2)	38	30

* A992, $E = 200 \text{ GPa}$, $F_{yn} = 345 \text{ MPa}$, $R_y = 1.1$, $\alpha_s = 1$ for LRFD, $C_a = \frac{\alpha_s P}{R_y F_{yn} A_g}$

表 2.4 拉伸試驗結果

Tag	Position	t (mm)	E (GPa)	F _y (MPa)	F _u (MPa)
Nominal*	Opensees	-	200	380	493
B1	FB1	20	194	388	517
	WB1	12	173	484	578
C1	FC1	24	205	410	540
	FB2	20	200	400	517
B2	WB2	12	177	497	593
	FC2	24	231	485	634
C2	WC2	15	211	486	606
	FB3	28	189	401	532
B3	WB3	16	187	437	524
	FC3	34	178	427	560
C3	WC3	19	174	453	566
	FC4	34	181	420	555
C4	WC4	19	209	437	559

*Nominal of $F_y = R_y F_{yn}$, $F_{yn} = 345$ MPa, $R_y = 1.1$

表 2.5 試體斷面性質

Section	A _f (mm ²)	A _w (mm ²)	I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)	Z _f (cm ³)	Z _w (cm ³)	r _y (mm)	b _f /2t _f	h/t _w
W24X176	22304	10868	234618	7332	6758	1554	78	4.8	30
W24X131	16006	8827	167156	5375	4783	1265	76	6.7	37
W24X117	14040	8033	146525	4750	4180	1152	75	7.5	41
W27X129	14173	10001	195318	5573	4770	1613	56	4.6	42
W27X129R	6919	10001	113108	3227	2329	1613	23	2.2	42
W27X94	9601	8000	133643	3913	3188	1290	54	6.7	52
W27X94R	4838	8000	81115	2375	1607	1290	23	3.4	52
W27X84	8248	7551	116512	3437	2729	1218	53	7.8	55
W27X84R	4522	7551	75715	2234	1496	1218	25	4.3	55

*R for RBS section.

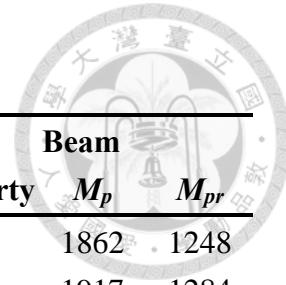


表 2.6 子構架試體強度 (Unit : kN、m)

Test	Property	Column					Property	Beam	
		P_y	P	C_a	M_p	M_{pc}		M_p	M_{pr}
QS-A	C1	10853	1900	0.18	2576	2350	B1	1862	1248
HS-A	C2	12053	1900	0.16	2934	2703	B2	1917	1284
QS-B	C3	14447	5067	0.35	3590	2622			
HS-B2	C4	14117	2500	0.18	3518	3206			
HS-B3	C4	14117	3769	0.27	3518	2901	B3	2618	1639
HS-B4	C4	14117	5208	0.37	3518	2497			

表 2.7 數值模型試體強度 (Unit : kN、m)

Test	Position	Column					Beam		
		P_y	P	C_a	M_p	M_{pc}	Position	M_p	M_{pr}
HS-A	C _{1F}	9424	1900	20		2061	B _{2F}		
	C _{2F}	9424	1583	17	2295	2102	B _{3F}	1700	1099
	C _{3F}	9424	1267	13		2141	B _{4F}		
	C _{4F}	8377	950	11		1909	B _{5F}		
	C _{5F}	8377	633	8	2024	1947	B _{6F}	1498	1030
	C _{6F}	8377	317	4		1985	B _{RF}		
HS-B2	C _{1F}	12589	2500	20		2841	B _{2F}		
	C _{2F}	12589	2085	17	3154	2893	B _{3F}	2422	1496
	C _{3F}	12589	1668	13		2946	B _{4F}		
	C _{4F}	9424	1250	13		2143	B _{5F}		
	C _{5F}	9424	834	9	2295	2194	B _{6F}	1700	1099
	C _{6F}	9424	417	4		2244	B _{RF}		

表 2.8 子構架梁柱交會區強度

Test	K_{Test} (kN·m/rad)	t_p (mm)	H_{pz} (mm)	K_e (kN·m/rad)	Error	M_y (kN·m)
QS-A	996724		34	788	1.22	
HS-A	1489458			1218158	0.82	3620
QS-B	1916178		44	802	0.86	
HS-B	1651553			1649561	1.00	4983

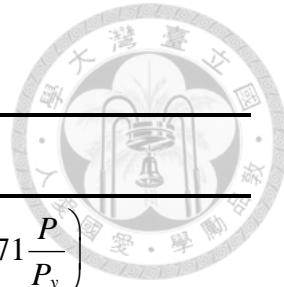


表 3.1 背骨曲線區域一計算公式

Stiffness	Formula	
ASCE 41-17	$\theta_y = \frac{M_y L (1 + \eta)}{6(\tau_b E) I_x}$ $\eta = \frac{12EI}{L^2 GA_s}$ $\tau_b = \begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.5 & 1 \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.5 & 4 \frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \end{cases}$ $\text{Therefore } K_e = \frac{M_y}{\theta_y} = \frac{6(\tau_b E) I_x}{L(1 + \eta)}$	
Ozkula (2017)	$K_e = \frac{6EI_x}{L} \left(1 - \frac{P}{P_e}\right)$ $P_e = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}$	
Strength	M_y of Column Hinge	M_y of Beam Hinge
ASCE 41-17	$\begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 & M_p \left(1 - \frac{P}{2P_y}\right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 & M_p \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \end{cases}$	M_p
NIST-17	$\begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 & 1.15M_p \left(1 - \frac{P}{2P_y}\right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 & 1.15M_p \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \end{cases}$	$\begin{cases} \text{for RBS} & 1.1M_p \\ \text{for others} & 1.2M_p \end{cases}$
Ozkula (2017)	$\begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 & M_p \left(1 - \frac{P}{2P_y}\right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 & M_p \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \end{cases}$	-
Lignos & Krawinkler (2011)	-	$\begin{cases} \text{for RBS} & 1.06M_p \\ \text{for others} & 1.17M_p \end{cases}$

*For RBS the Z use Reduced Section Modulus.

表 3.2 ASCE41-17 H 型鋼背骨曲線公式



Condition 1

$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ and	$\begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 & \frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.71\frac{P}{P_y}\right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 & \frac{h}{t_w} \leq 0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.93 - \frac{P}{P_y}\right) \end{cases}$
---	--

Parameter	H-Column	H-Beam
θ_p	$0.8\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{2.2} \left(0.1\frac{L}{r_y} + 0.8\frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0035$	$9\theta_y$
θ_t	$7.4\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{2.3} \left(0.5\frac{L}{r_y} + 2.9\frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.006$	$11\theta_y$
$\frac{M_{res}}{M_y}$	$0.9\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)$	0.6

Condition 2

$\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ or	$\begin{cases} \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 & \frac{h}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 1.83\frac{P}{P_y}\right) \\ \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 & \frac{h}{t_w} \leq 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P}{P_y}\right) \end{cases}$
---	--

Parameter	H-Column	H-Beam
θ_p	$1.2\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{1.2} \left(1.4\frac{L}{r_y} + 0.1\frac{h}{t_w} + 0.9\frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0023$	$4\theta_y$
θ_t	$2.5\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{1.8} \left(0.1\frac{L}{r_y} + 0.2\frac{h}{t_w} + 2.7\frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0097$	$6\theta_y$
$\frac{M_{res}}{M_y}$	$0.5\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)$	0.2

* $\theta_t = \theta_p + \theta_{pc}$

* For RBS, θ_p could also be 0.05-0.0003d, θ_t is 0.07-0.0003d & M_{res}/M_y is 0.2.

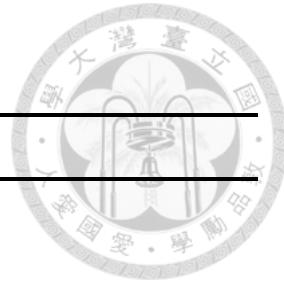


表 3.3 NIST-17 H 型鋼背骨曲線公式

H-Column	
θ_p	$15\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.6} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.3} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{2.3}$
θ_{pc}	$14\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{3.2}$
θ_{ult}	$0.08 \left(1 - 0.6 \frac{P}{P_y}\right)$
α	$9.5\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.4} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.16} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)^{0.2}$
$\frac{M_{res}}{M_y}$	$0.4\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)$
H- RBS	
θ_p	$0.55\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.5} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.8}$
θ_{pc}	$20\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.6}$
θ_{ult}	0.08
α	1.15
$\frac{M_{res}}{M_y}$	0.3
H-Standard Beam	
θ_p	$0.3\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.3} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.2} \left(\frac{L}{d}\right)^{1.1}$
θ_{pc}	$24\left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.9} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.5}$

表 3.4 Ozkula (2017) H 型鋼柱背骨曲線公式

Condition	H-Column
θ_p	$10^{-3} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1.8} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{1.5} (F_y)^2$
SFB Mode (Symmetric)	θ_{pc} $10^{-3.98} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.79} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{1.94} (F_y)^{2.08}$
	α $10^{0.44} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.49} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{-0.36}$
ALB Mode (antisymmetric)	θ_p $10^{0.1} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.5} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-1.9} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{2.5} (F_y)^{0.9}$
	θ_{pc} $10^{1.1} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.47} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-2.2} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{2.74} (F_y)^{0.9}$
	α $10^{0.34} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.1} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{-0.36}$
CB Mode (Couple)	θ_p $10^{1.7} \left(\left(\frac{h}{t_w} \right) / \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \right)^{-2.1} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.3} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{2.8} (F_y)^{-0.38}$
	θ_{pc} $10^{1.18} \left(\left(\frac{h}{t_w} \right) / \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \right)^{-2.67} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.65} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{3.35} (F_y)^{-0.38}$
	α $10^{0.55} \left(\left(\frac{h}{t_w} \right) / \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \right)^{-0.13} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.2} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{-0.36}$

*unit of F_y : ksi

表 3.5 Lignos & Krawinkler (2011) H 型梁柱接頭背骨曲線公式

H-Beam	
Condition1: Full set of other-than-RBS	
θ_p	$0.0865 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.14} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.34} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.721} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.23}$
θ_{pc}	$5.63 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.8} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.28} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.43}$
α	1.11
Condition2: other-than-RBS ($d > 533$ mm)	
θ_p	$0.318 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.55} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.345} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.023} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.09} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.33} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.13}$
θ_{pc}	$7.5 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.61} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.71} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.11} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.161} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.32}$
α	1.11
Condition3: RBS	
θ_p	$0.19 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.314} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.185} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.113} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533} \right)^{-0.76} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.07}$
θ_{pc}	$9.52 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.513} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.863} \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{-0.108} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355} \right)^{-0.36}$
α	1.09

* c_{unit}^1 & $c_{unit}^2 = 1$ if millimeters & megapascals are used.

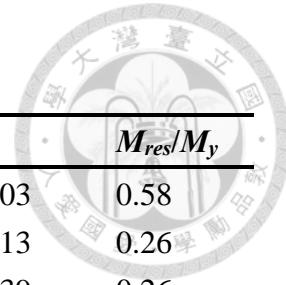


表 3.6 背骨曲線參數 (不包含修正以及投影)

Position	Backbone Curve	θ_p	θ_{pc}	θ_{ult}	α	M_{res}/M_y
$M_{1F,CB}$	ASCE 41-17	0.006	0.016	0.023	1.03	0.58
	NIST-17	0.007	0.027	0.063	1.13	0.26
	Ozkula (2017)	0.018	0.014	0.063	1.39	0.26
$M_{2F,NB} \& M_{2F,SB}$	ASCE 41-17	0.058	0.013	0.077	1.27	0.60
	NIST-17	0.032	0.087	0.08	1.15	0.30
	Lignos et al. (2011)	0.027	0.236	0.08	1.09	0.40
Position	Backbone Curve	θ_B	θ_C	θ_D	$\theta_{D'}$	θ_E
$M_{1F,CB}$	ASCE 41-17	0.007	0.014	0.014	0.023	0.023
	NIST-17	0.008	0.015	0.042	0.036	0.063
	Ozkula (2017)	0.007	0.025	0.039	0.036	0.060
$M_{2F,NB} \& M_{2F,SB}$	ASCE 41-17	0.006	0.064	0.064	0.077	0.077
	NIST-17	0.007	0.039	0.126	0.103	0.103
	Lignos et al. (2011)	0.007	0.033	0.270	0.183	0.183
Position	Backbone Curve	M_B	M_C	M_D	$M_{D'}$	M_E
$M_{1F,CB}$	ASCE 41-17	2622	2693	1532	1532	1532
	NIST-17	3015	3405	0	783	783
	Ozkula (2017)	2622	3654	0	681	681
$M_{2F,NB} \& M_{2F,SB}$	ASCE 41-17	1639	2081	983	983	983
	NIST-17	1803	2073	0	541	541
	Lignos et al. (2011)	1737	1893	0	695	695

表 3.7 塑鉸背骨曲線參數

Position	Backbone Curve	$\theta_{B,hinge}$	$\theta_{C,hinge}$	$\theta_{D,hinge}$	$\theta_{D',hinge}$	$\theta_{E,hinge}$
$M_{1F,CB}$	ASCE 41-17	0	0.006	0.009	0.019	0.023
	NIST-17	0	0.006	0.042	0.034	0.061
	Ozkula (2017)	0	0.016	0.039	0.035	0.058
$M_{2F,NB} \& M_{2F,SB}$	ASCE 41-17	0	0.056	0.061	0.074	0.077
	NIST-17	0	0.031	0.126	0.101	0.101
	Lignos et al. (2011)	0	0.026	0.270	0.180	0.180

*強度同表 3.6 所示

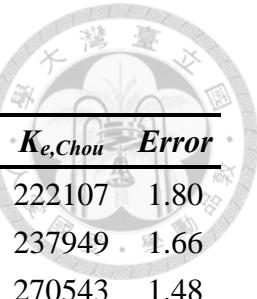


表 3.8 一樓柱底彎矩勁度修正 (修正一次)

Test	K_{Test}	$K_{e,ASCE}$	Error	G_A	G_B	β	α	$K_{e,Chou}$	Error
QS-A	123544	312740	2.53	2.29	0	6.6	4.2	222107	1.80
HS-A	143509	337149	2.35	2.39	0	6.5	4.2	237949	1.66
QS-B	183286	368431	2.01	1.84	0	7.0	4.3	270543	1.48
HS-B	180763	408205	2.26	2.04	0	6.8	4.3	295414	1.63

表 3.9 二樓梁柱接頭彎矩勁度修正 (修正一次)

Test	K_{Test}	$K_{e,ASCE}$	Error	G_A	β	α	L_{ratio}	$K_{e,Chou}$	Error
QS-A	91789	171430	1.87	0.44	8.4	4.2	1.09	111670	1.22
HS-A	108233	177051	1.64	0.42	8.5	4.2	1.09	116737	1.08
QS-B	125927	254077	2.02	0.54	7.8	3.9	1.10	154874	1.23
HS-B	138632	254077	1.83	0.49	8.1	4.0	1.10	160037	1.15

表 3.10 一樓柱底彎矩勁度修正 (修正二次)

Test	K_{Test}	$K_{e,ASCE}$	Error	G_A	G_B	β	α	$K_{e,Chou}$	Error
QS-A	123544	312740	2.53	2.29	0.26	5.9	3.6	202926	1.64
HS-A	143509	337149	2.35	2.39	1.65	4.0	2.1	134927	0.94
QS-B	183286	368431	2.01	1.84	0.96	5.1	2.8	190505	1.04
HS-B	180763	408205	2.26	2.04	1.49	4.4	2.3	176708	0.98



表 4.1 PISA3D 模型塑鉸參數

Model		Parameter						
P1	Hardening	E_i 176	F_y 0.321	B/Y 1.39				
	Degrading	E_i 176	F_y 0.358	SHR 0.21	BV 2.0	$FPinch$ 0.8	$Fstren2$ 0.4	
P2	Hardening*	E_i 46	F_y 0.093	B/Y 1				
	Degrading*	E_i 130	F_y 0.265	SHR 0.21	BV 2.0	$FPinch$ 0.8	$Fstren2$ 0.19	
P3	Fracture	E_i 176	F_y 0.358	C_x 2.8	C_y 1.39	D_x 3.3	D_y 0.26	E_y 0.26
	Fracture*	E_i 130	F_y 0.265	C_x 2.8	C_y 1.5	D_x 3.3	D_y 0	$Ufac$ 1

*Unit : kN-mm

*本研究除上述參數需依照背骨曲線校正之外，其餘參數於各構件皆相同：

Hardening :

$N_u = 0.3$, $Hsio1+ = Hsio1- = 0.01$, $Hsio2+ = Hsio2- = 5$, $Hkin1 = 1$, $Hkin2 = 24$,
subStep = 100

Degrading :

$N_u = 0.3$, $Fstiff1 = 20$, $Fstren1 = 1$, $Fstiff1 = 20$

Fracture :

$N_u = 0.3$, $B_x = B'_x = B_y = B'_y = 1$, $E_x = E'_x = 100$

表 4.2 ETABS 模型塑鉸參數

Model		Parameter					
E1	Kinematic	θ_C 0.016	θ_D 0.035	θ_E 0.058	M_C 1.39	M_D 0.26	M_E 0.26
E2	Isotropic	θ_C 0.016	θ_D 0.035	θ_E 0.058	M_C 1.39	M_D 0.26	M_E 0.26
Moment Backbone Curve Parameter (Deformation SF=1)							
E3	Parametric	Force SF 3032	U 0.016	C 0.017	D/C 2.01	E 0.08	U/B 1.32
		Axial Backbone Curve Parameter (Deformation SF=100)					
		Force SF 14447	U 2	-	-	E 4	D/B 1

*Unit : kN-mm

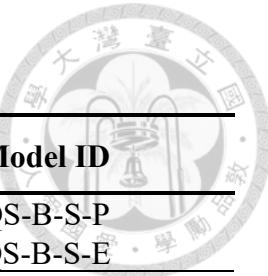


表 4.3 子構架位移控制分析

Test ID	Software	Model ID
QS-B	PISA3D	QS-B-S-P
	ETABS	QS-B-S-E
HS-B2	PISA3D	HS-B2-S-P
	ETABS	HS-B2-S-E

表 4.4 子構架構件勁度

Model ID	Component	K_{Test}	$K_{e,w/o\ spring}$	Error	$K_{e,w\ spring}$	Error
QS-B-S-P	$M_{IF,CB}$	183286	324396	1.77	203346	1.11
	$M_{2F,NB}$	180763	214443	1.71	152482	1.22
QS-B-S-E	$M_{IF,CB}$	125927	308247	1.68	204633	1.12
	$M_{2F,NB}$	138632	164315	1.31	138478	1.11
HS-B2-S-P	$M_{IF,CB}$	183286	315463	1.75	193901	1.07
	$M_{2F,NB}$	180763	196447	1.40	152914	1.09
HS-B2-S-E	$M_{IF,CB}$	125927	309170	1.71	193706	1.07
	$M_{2F,NB}$	138632	158371	1.12	136355	0.97

表 4.5 子構架局部構件誤差

Model ID	Level	Error	$V_{IF,C3}$	$M_{IF,CB}$	$M_{2F,NB}$	$M_{2F,SB}$
QS-B-S-P	-	E_{Peak}	1.01	1.00	1.08	1.05
	-	E_{Energy}	1.03	0.75	1.31	1.26
QS-B-S-E	-	E_{Peak}	1.11	0.94	1.03	1.00
	-	E_{Energy}	1.41	0.81	1.40	1.15
HS-B2-S-P	DBE	E_{Peak}	1.13	1.07	1.11	1.17
		E_{Energy}	1.03	0.95	0.96	1.12
	MCE	E_{Peak}	0.93	0.90	0.95	1.04
		E_{Energy}	1.09	1.02	1.08	1.41
HS-B2-S-E	DBE	E_{Peak}	1.19	1.20	1.11	1.17
		E_{Energy}	2.50	0.80	0.97	1.12
	MCE	E_{Peak}	1.22	0.91	0.94	1.03
		E_{Energy}	1.89	1.03	1.26	1.64

表 4.6 單柱試驗數值模擬分析 (Ozkula (2017))

Test ID	Section Lateral loading Protocol	C_a (%)	Backbone Curve Input	Model ID
1L	W24X176 Symmetric-Cyclic	20	1L	1L-20-1L
		20	1M	1L-20-1M
	1M (AISC341-22)	40	1M	1M-40-1M
		60	1H	1H-60-1H
		60	1M	1H-60-1M
	11H-VA	30 ~ 60	1M	11H-VA-1M

*Model ID: 輸入塑鉸之背骨曲線參數 - 施加軸力控制 - 軟體名稱

表 4.7 單柱試驗鋼材材料拉伸試驗結果 (Ozkula (2017))

Tag	Type	t (mm)	F_y (ksi)	F_u (ksi)	F_y (MPa)	F_u (MPa)
GR.1	1-F	34	52.5	81.8	383	557
	1-W	19	58.5	82.5		
GR.11	11-F	34	52.1	83.5	357	573
	11-W	19	51.4	82.7		

表 4.8 單柱試驗柱試體強度及勁度 (Ozkula (2017))

Test	Property	L (mm)	P_y (N)	P (N)	C_a (%)	M_p (kN-m)	M_{pc} (kN-m)	Ke (kN-m/rad)
1L	GR.1		10346	2069	20	2363	3049	357143
1M	GR.1	5500	10357	4143	40	2363	2527	352044
1H	GR.1		10354	6212	60	2363	1817	346955
11H-VA	GR.11		10351	4658	45	2204	1715	350788

表 4.9 單柱試驗背骨曲線參數 (Ozkula (2017))

Test	θ_y	θ_p	θ_{pc}	α	M_{res}/M_y
1L	0.006	0.040	0.032	1.30	0.32
1M	0.005	0.032	0.014	1.41	0.24
1H	0.004	0.008	0.005	1.59	0.16

表 4.10 複合模擬試驗整體構架動力歷時分析

Test ID	Software	Model ID
HS-A2	ETABS	HS-A2-F-E
HS-B2	PISA3D	HS-B2-F-P
	ETABS	HS-B2-F-E

表 4.11 整體構架水平位移誤差

	Level	$D_{x,2F}$	$D_{x,3F}$	$D_{x,4F}$	$D_{x,5F}$	$D_{x,6F}$	$D_{x,RF}$
HS-B2-	E_{Peak}	DBE	1.36	1.44	1.29	1.16	1.12
		MCE	0.92	1.00	1.05	1.09	1.11
F-P	$E_{History}$	DBE	1.70	1.69	1.69	1.75	1.78
		MCE	1.41	1.40	1.41	1.41	1.55
HS-B2-	E_{Peak}	DBE	1.35	1.44	1.28	1.15	1.09
		MCE	0.97	1.05	1.10	1.12	1.14
F-E	$E_{History}$	DBE	1.76	1.75	1.75	1.78	1.80
		MCE	1.18	1.21	1.24	1.25	1.26

表 4.12 整體構架局部構件誤差

	Level	$V_{IF,C3}$	$M_{1F,CB}$	$M_{2F,NB}$	$M_{2F,SB}$
HS-B2-	E_{Peak}	DBE	1.34	1.29	1.13
		MCE	1.04	0.87	0.94
F-P	E_{Energy}	DBE	2.15	1.92	1.30
		MCE	0.84	0.94	0.84
HS-B2-	E_{Peak}	DBE	1.32	1.29	1.12
		MCE	0.93	0.85	0.93
F-E	E_{Energy}	DBE	0.92	1.77	1.43
		MCE	1.14	0.86	0.96



表 5.1 鋼材材料折減

T (°C)	$F_y, r / F_{y, 20}$	Tag	Position	F_y (MPa)
20	1	Nominal-R2	Numerical	380
		B3-R2	FB3	401
			WB3	437
		C4-R2	FC4	420
			WC4	437
700	0.8	Nominal-A7	Numerical	304
		B3-A7	FB3	321
			WB3	350
		C4-A7	FC4	336
			WC4	350
1000	0.66	Nominal-A10	Numerical	250
		B3-A10	FB3	265
			WB3	288
		C4-A10	FC4	277
			WC4	288

表 5.2 試體強度折減

T (°C)	Property	Position	P_y (kN)	P (kN)	C_a (%)	M_p (kN·m)	M_{pc} (kN·m)
20	C4-R2	C1FT	14117	2500	18	3518	3206
	Nominal-R2	C1F	12589	2500	20	3154	2841
	Nominal-R2	C2F	12589	2085	17	3154	2893
	B3-R2	B2F	-	-	-	1639	-
	Nominal-R2	B3F	-	-	-	1496	-
700	C4-A7	C1FT	11294	2500	22	2814	2465
	Nominal-A7	C1F	10071	2500	25	2524	2134
	Nominal-A7	C2F	10071	2085	21	2524	2251
	B3-A7	B2F	-	-	-	1311	-
	Nominal-A7	B3F	-	-	-	1197	-
1000	C4-A10	C1FT	9317	2500	27	2322	1911
	Nominal-A10	C1F	8309	2500	30	2082	1637
	Nominal-A10	C2F	8309	2085	25	2082	1754
	B3-A10	B2F	-	-	-	1082	-
	Nominal-A10	B3F	-	-	-	987	-

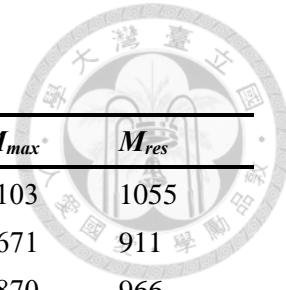


表 5.3 背骨曲線折減

T (°C)	Property	Position	θ_y	θ_{max}	θ_{res}	M_y	M_{max}	M_{res}
20	C4-R2	C1FT	0.008	0.044	0.066	3206	4103	1055
	Nominal-R2	C1F	0.007	0.042	0.064	2841	3671	911
	Nominal-R2	C2F	0.006	0.048	0.077	2893	3870	966
	B3-R2	B2F	0.007	0.033	0.183	1737	1893	695
	Nominal-R2	B3F	0.006	0.033	0.188	1586	1728	634
700	C4-A7	C1FT	0.006	0.040	0.061	2465	3218	768
	Nominal-A7	C1F	0.005	0.037	0.057	2134	2822	642
	Nominal-A7	C2F	0.005	0.045	0.072	2251	3067	714
	B3-A7	B2F	0.006	0.030	0.175	1390	1515	556
	Nominal-A7	B3F	0.005	0.029	0.179	1269	1383	507
1000	C4-A10	C1FT	0.006	0.036	0.055	1911	2551	559
	Nominal-A10	C1F	0.005	0.033	0.050	1637	2222	458
	Nominal-A10	C2F	0.005	0.041	0.066	1754	2440	526
	B3-A10	B2F	0.006	0.030	0.185	1146	1250	459
	Nominal-A10	B3F	0.005	0.029	0.180	1047	1141	419

表 5.4 地震資訊

No.*	Event	Station	PGA (g) Scale factor		
			(DBE)	(MCE)	Scale factor
NF1	Chi-Chi, 1999	CHY101-EW	0.34	1.17	1.76
NF2	Chi-Chi, 1999	TCU029-EW	0.16	2.52	3.78
NF3	Chi-Chi, 1999	TCU029-NS	0.20	2.01	3.01
NF4	Chi-Chi, 1999	TCU053-EW	0.23	1.74	2.60
NF5	Chi-Chi, 1999	YCU068-EW	0.51	0.78	1.17
NF6	El Centro, 1940	El Centro-#6-230	0.45	0.89	1.33
NF7	Chihshang, 2022	EYUL-EW	0.37	1.07	1.61
NF8	Northridge-01, 1994	Sta-360	0.59	0.67	1.01
NF9	Christchurch, 2011	PRP Sta-EW	0.67	0.59	0.89
FF1T	Chi-Chi, 1999	CHY015	0.22	1.78	2.66
NF2T	Northridge-01, 1994	JFPAB-W	0.35	1.14	1.71
NF3T	Kobe, 1995	KJMA-000	0.83	0.48	0.72

* 「FF」 for far-field

* 「NF」 for near-field

* 「T」 for Sepulveda (2024) Test

表 5.5 火害後動力分析結果（層間位移角極值）

No. (%)	R2		A7		A10	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
NF1	2.7	4.1	2.7	4.9	3.3	Collapse
NF2	2.0	2.8	2.0	2.3	1.7	3.0
NF3	1.8	3.0	1.7	1.4	3.0	Collapse
NF4	2.0	2.9	2.0	2.7	2.0	2.9
NF5	3.1	6.6	3.7	Collapse	Collapse	Collapse
NF6	3.0	11.1	3.9	Collapse	Collapse	Collapse
NF7	0.8	1.2	0.8	1.2	1.1	1.6
NF8	2.2	2.2	1.8	2.3	1.7	2.8
NF9	2.0	2.2	2.0	2.2	2.0	2.3
FF1T	2.6	3.8	2.8	4.7	3.1	Collapse
NF2T	2.7	4.4	3.1	5.3	3.9	Collapse
NF3T	1.2	1.7	1.3	1.7	1.4	2.0
Mean1*	2.0	-	2.0	-	2.3	-
Mean2*	1.7	2.2	1.6	2.1	1.7	2.4

表 5.6 火害後動力分析結果（樓層剪力極值）

No. (kN)	R2		A7		A10	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
NF1	5178	5586	4324	4452	3597	Collapse
NF2	4798	5071	4028	4149	3218	3489
NF3	4525	5016	3770	3920	3429	Collapse
NF4	4859	5198	4042	4135	3073	3282
NF5	5117	5336	4371	Collapse	Collapse	Collapse
NF6	5027	4781	4300	Collapse	Collapse	Collapse
NF7	3044	4161	2940	3882	2997	3362
NF8	4919	5184	3878	4178	3218	3219
NF9	4603	4893	4045	4181	3378	3581
FF1T	4996	5664	4282	4632	3653	Collapse
NF2T	4825	5073	4023	4125	3216	Collapse
NF3T	4091	4808	3772	4117	3231	3530
Mean1*	4584	-	3910	-	3301	-
Mean2*	4386	4886	3784	4107	3186	3410

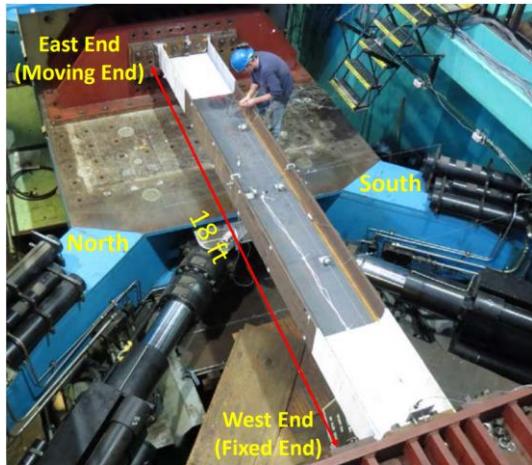
*Mean1: Other-than collapse in DBE level

= Average (NF1, NF2, NF3, NF4, NF7, NF8, NF9, FF1T, NF2T, NF3T)

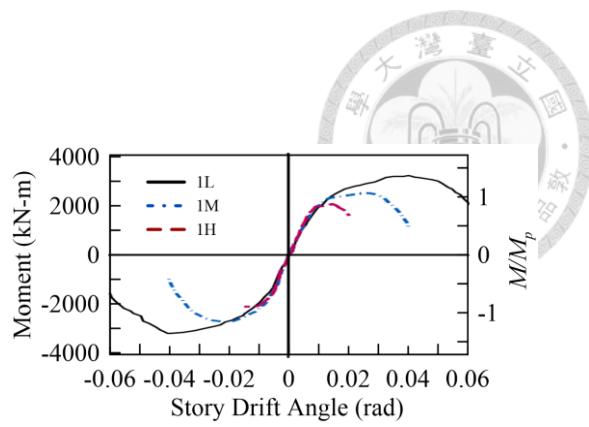
*Mean2: Other-than collapse in MCE level

= Average (NF2, NF4, NF7, NF8, NF9, NF3T)

*Collapse: 1st Floor IDR Exceed 0.2 rad.



(a) Test Picture



(b) Test Result (W24X176)

圖 1.1 H 型鋼柱行為研究 (Ozkula (2017))

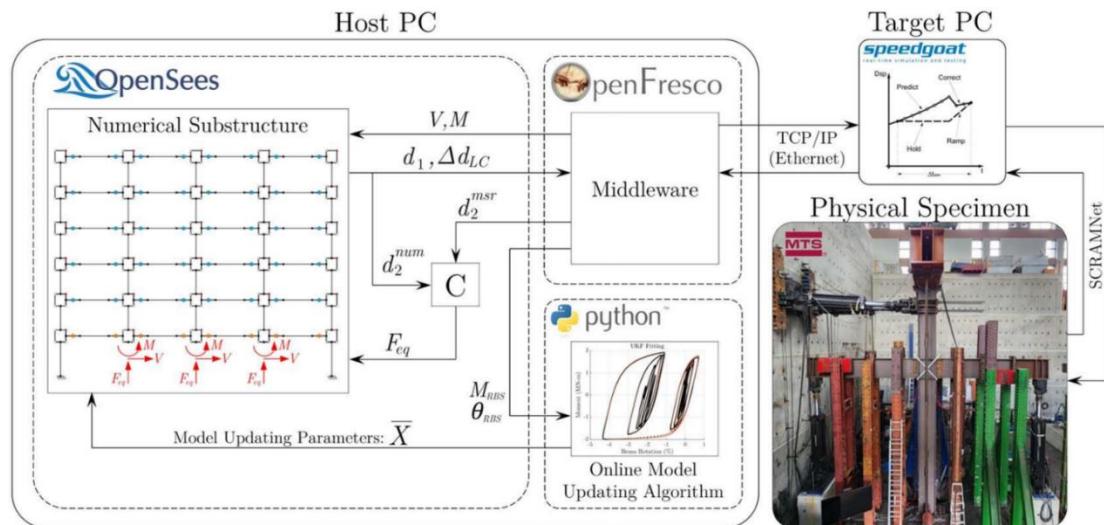
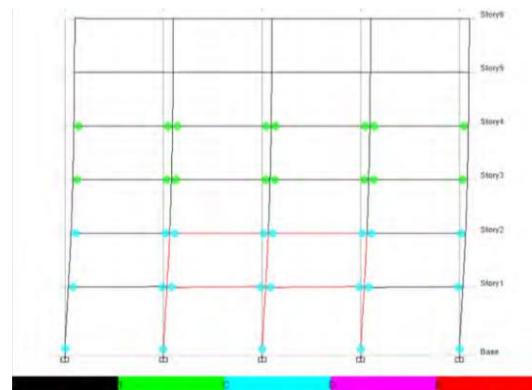
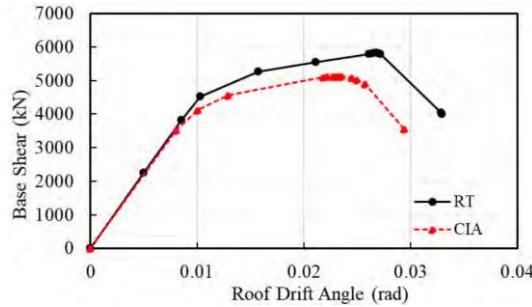


圖 1.2 複合模擬試驗 (Sepulveda (2024))



(a) Pushover Model



(b) Pushover Curve

圖 1.3 台灣火害後手冊側推範例 (鍾興陽等人 (2023))

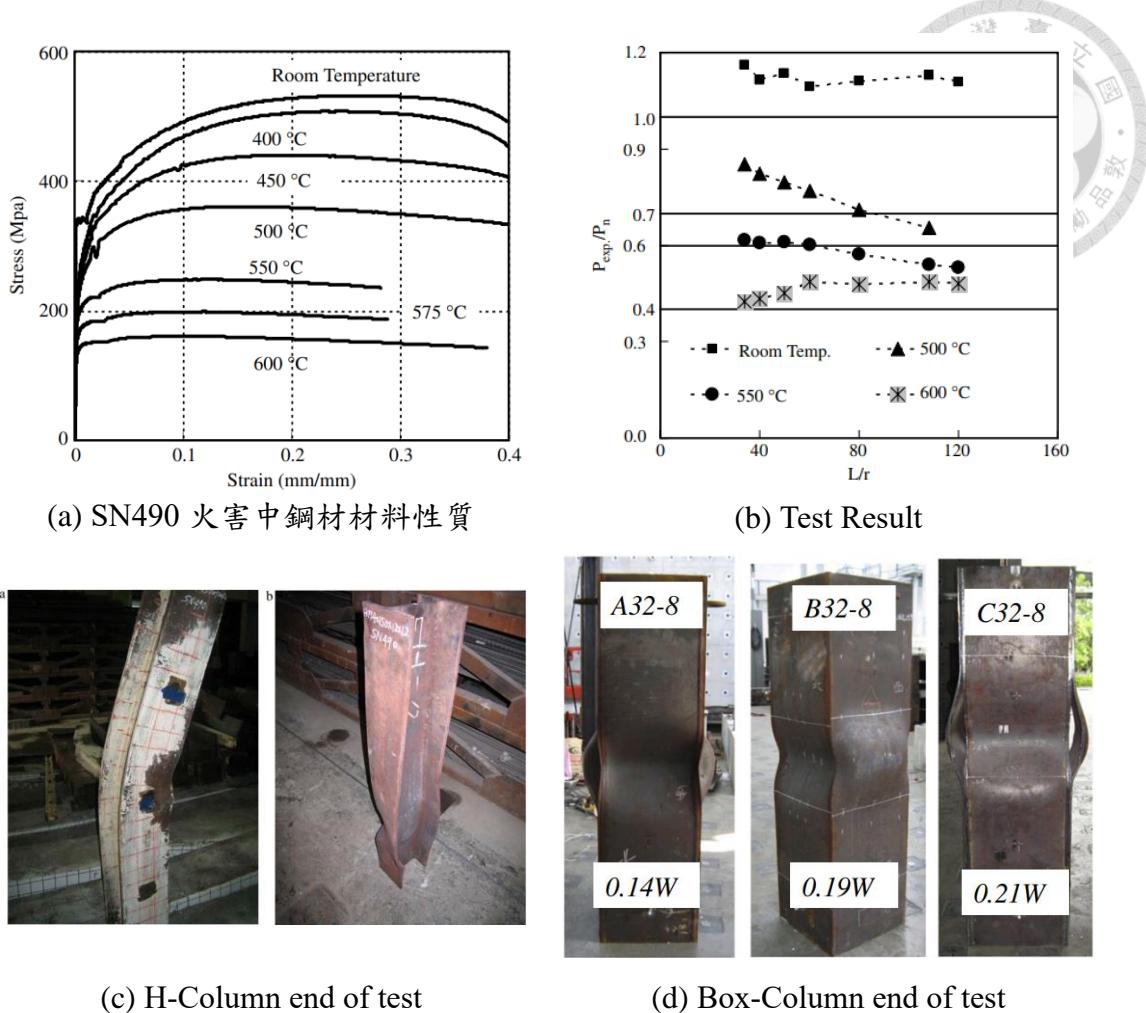


圖 1.4 火害中鋼柱受壓試驗 (Yang & Hsu (2009) 和 Yang & Yang (2015))

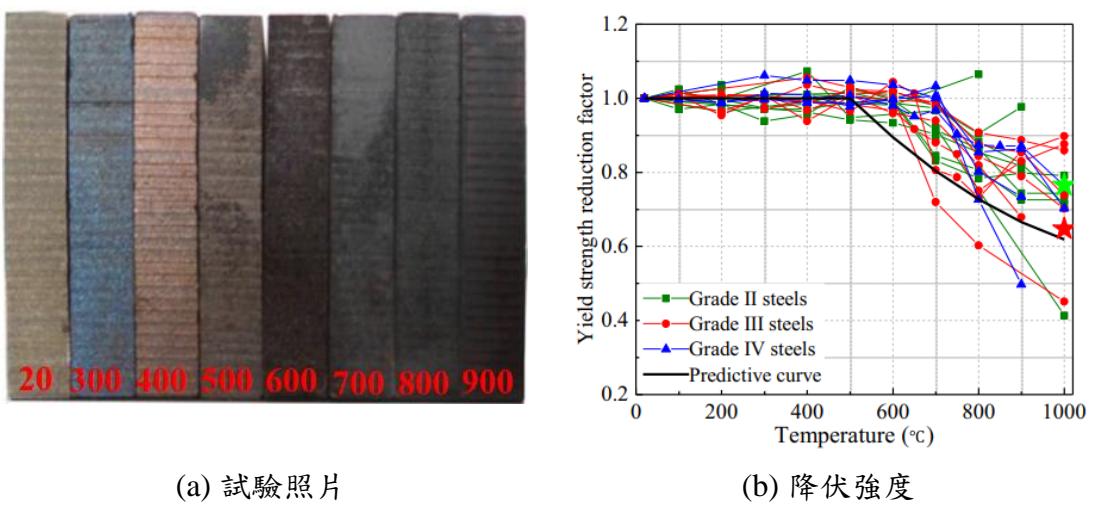
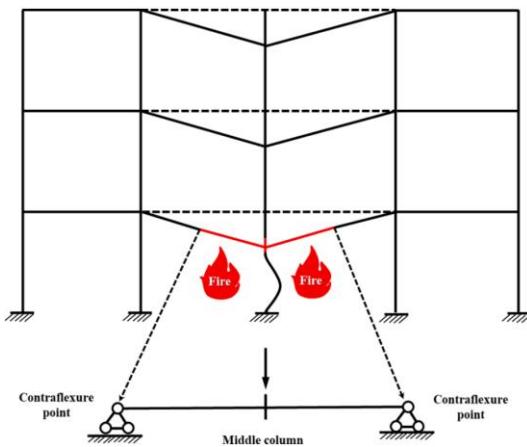
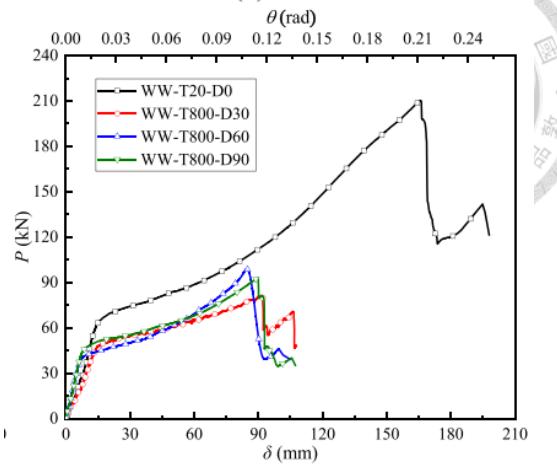


圖 1.5 火害後鋼材材料回歸分析 (Yu 等人 (2019))



(a) Test Prototype



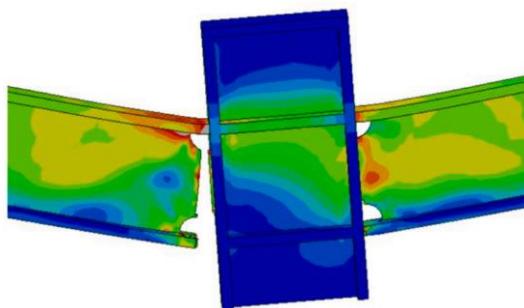
(b) All-welded Test Result



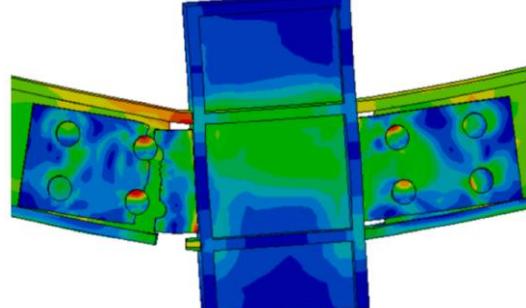
(c) All-welded end of Test



(d) WUF-B end of Test



(e) All-welded analysis



(f) WUF-B analysis

圖 1.6 火害後梁柱接頭受壓試驗 (Guo 等人 (2022a) 和 Guo 等人 (2022b))

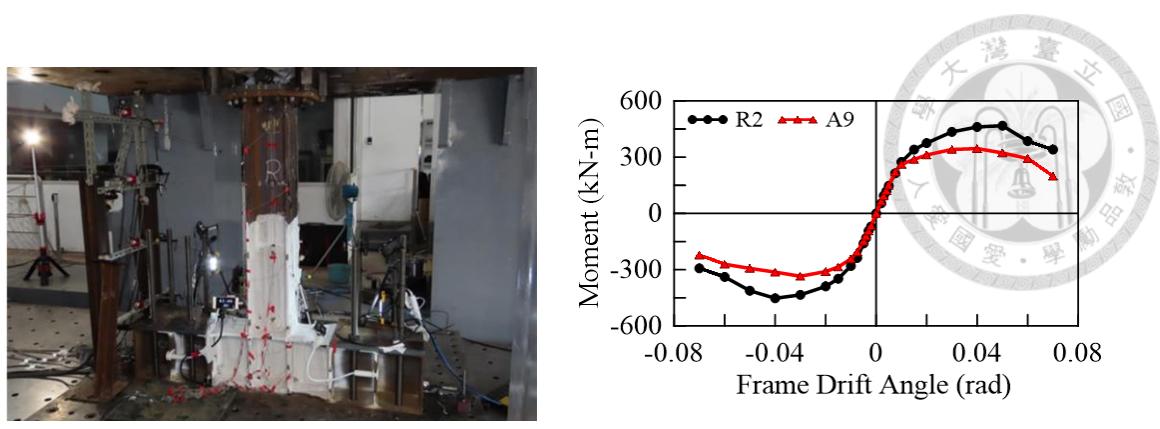


圖 1.7 火害後受壓 H 型鋼柱反覆載重試驗（李坤哲（2021））

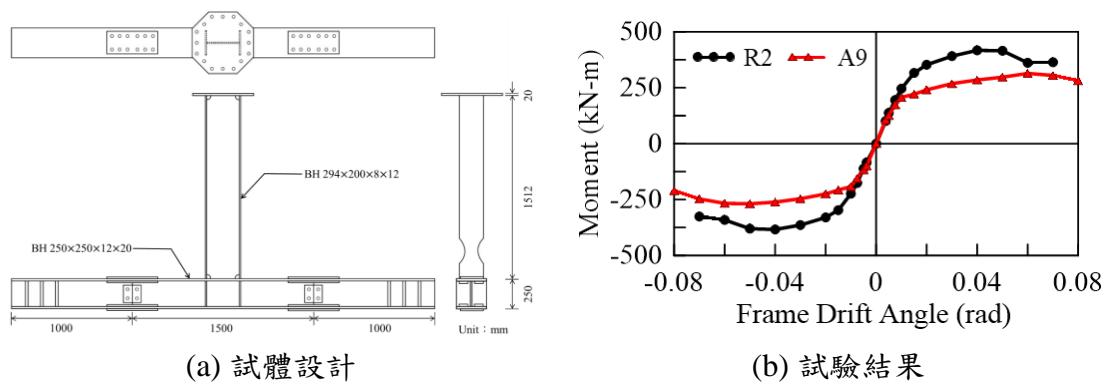


圖 1.8 火害後切削式梁柱接頭反覆載重試驗（張家銘（2022））

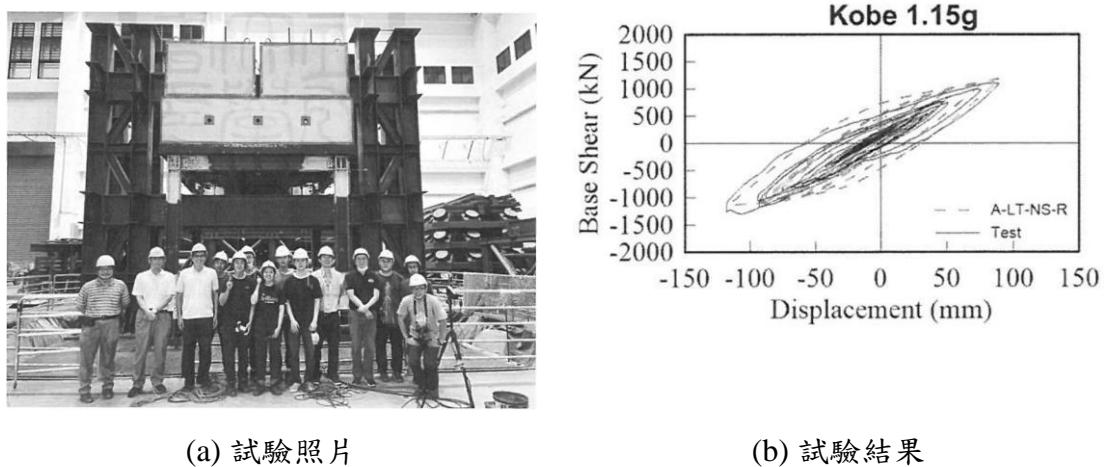


圖 1.9 火害後實尺寸一層樓鋼構屋振動台試驗模擬（周延勳（2023））

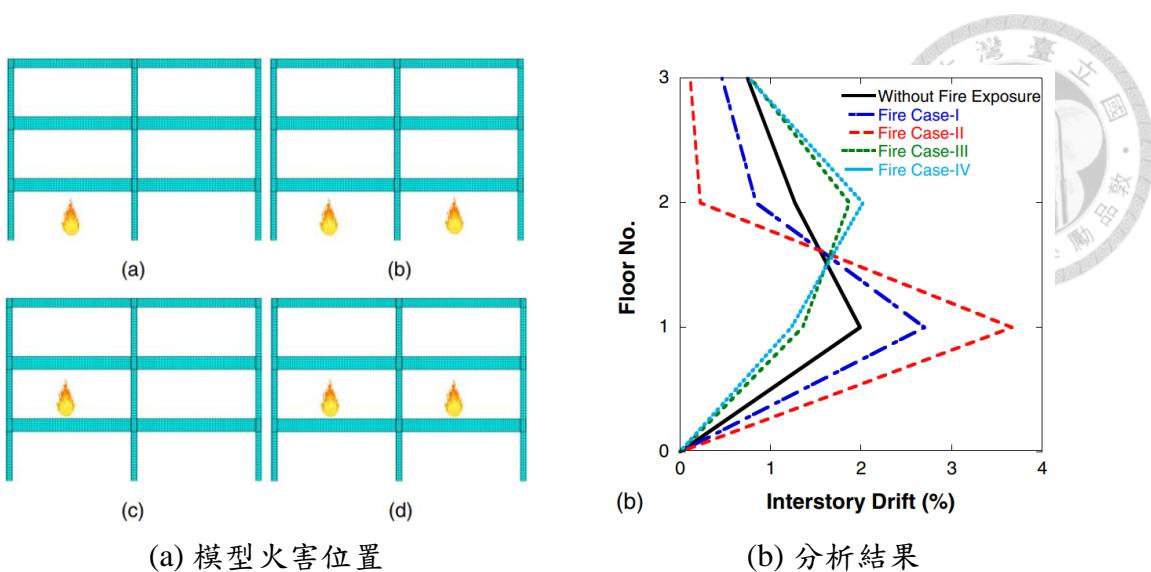


圖 1.10 梁柱接頭考慮火害變形後反覆載重分析 (Quayyum 等人 (2018))

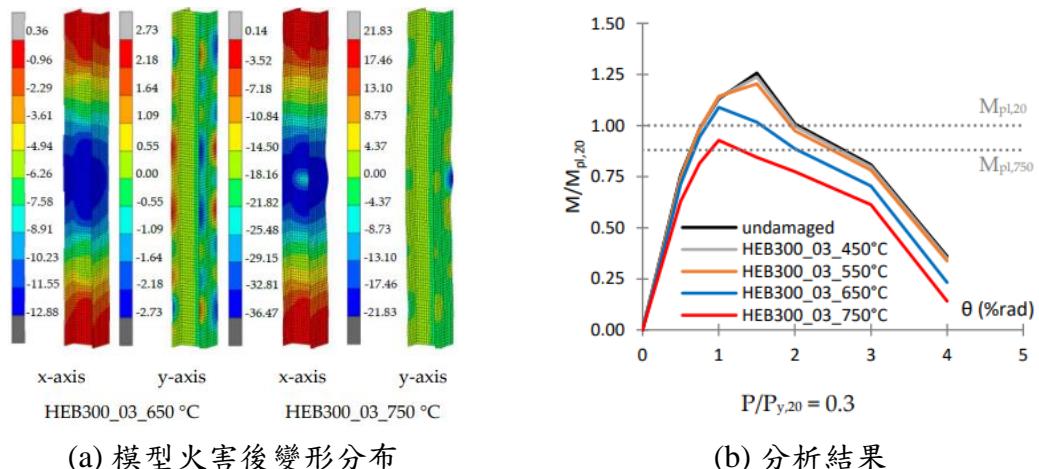


圖 1.11 鋼柱考慮火害變形後反覆載重分析 (Pantousa 等人 (2022))

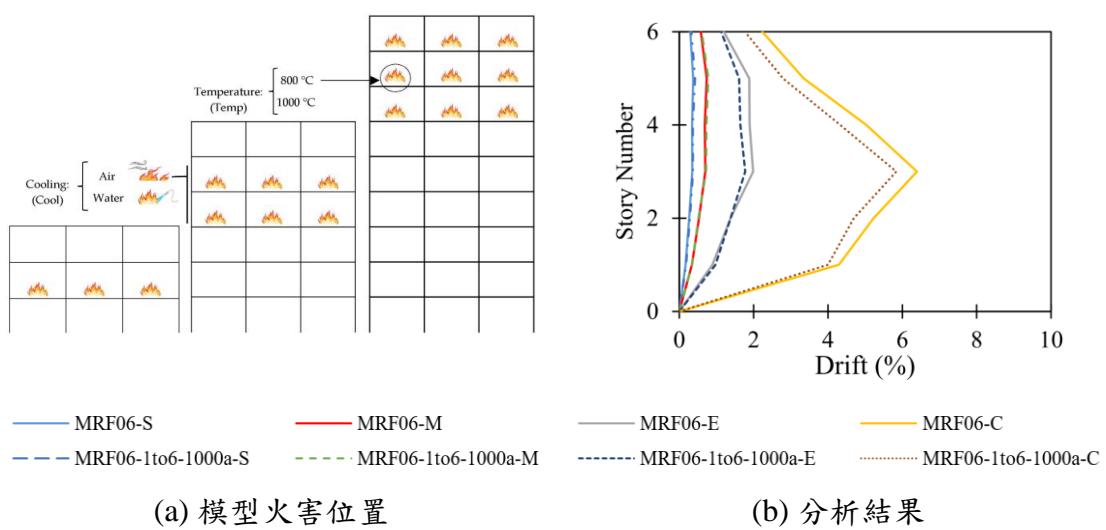
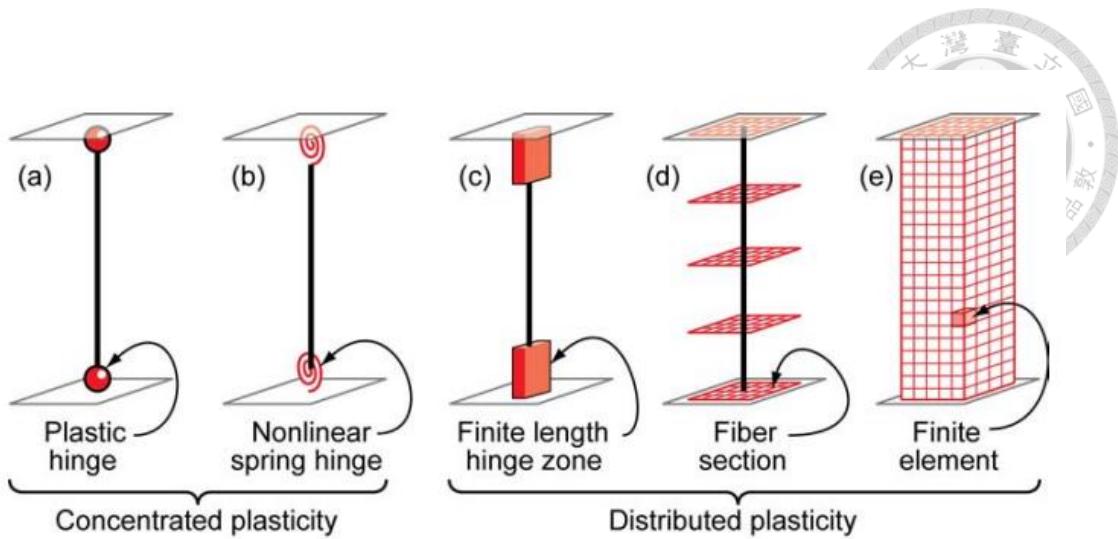
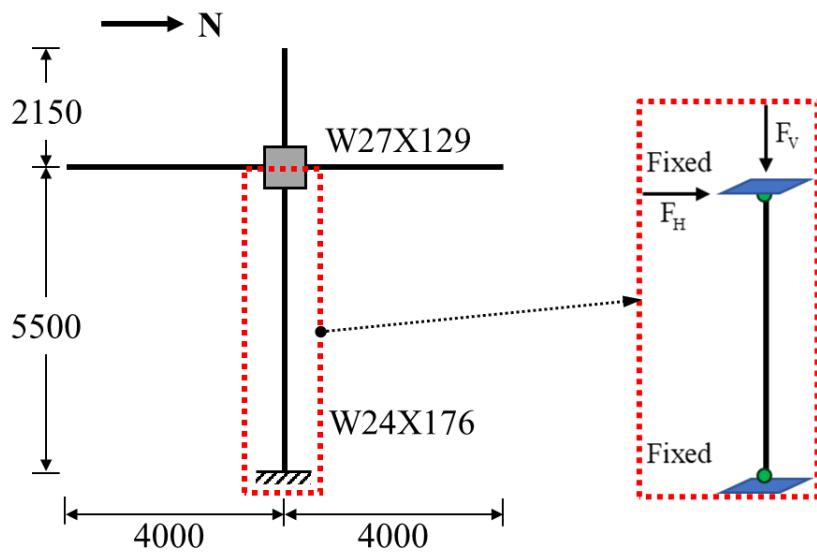


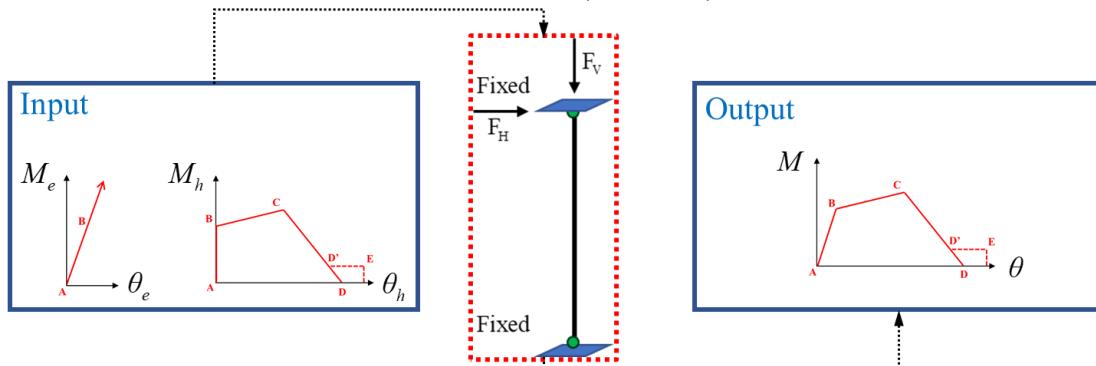
圖 1.12 火害後抗彎構架動力歷時分析 (Dehcheshmeh 等人 (2023))



(a) NIST 模型分類

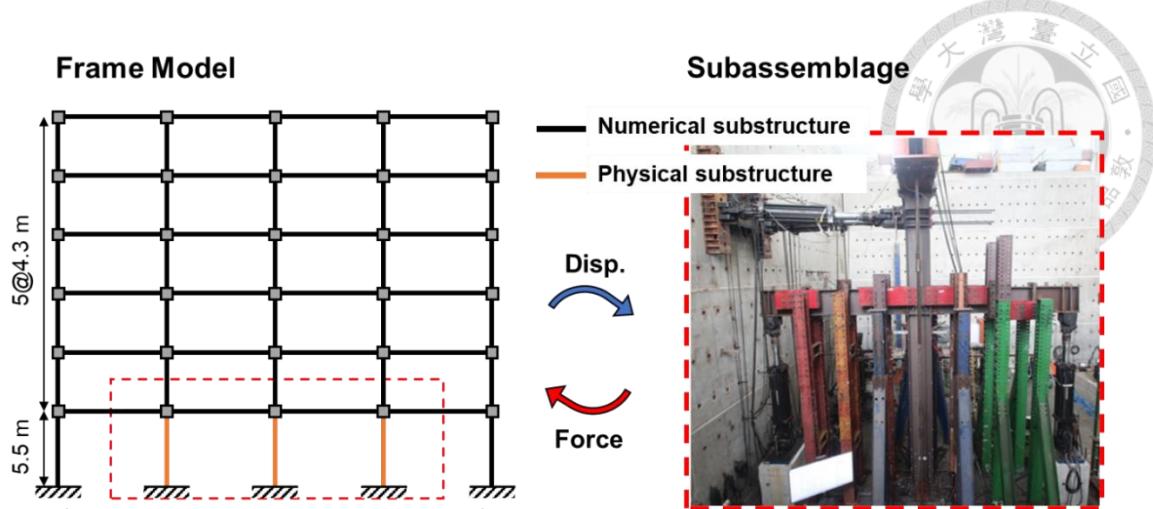


(b) 模型來源 (unit: mm)

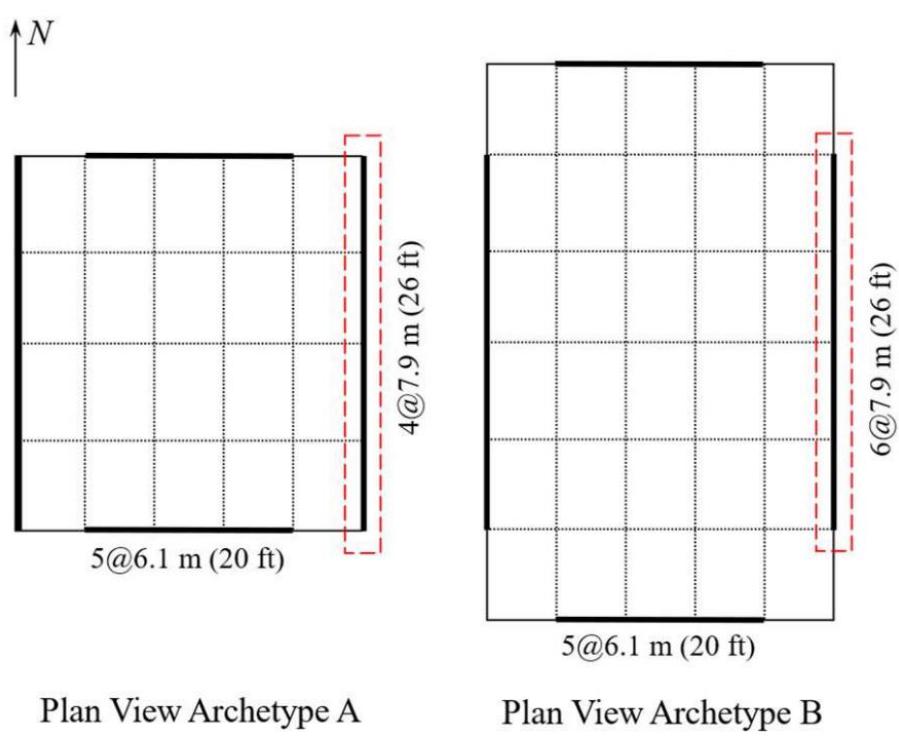


(c) 分析目的

圖 1.13 建模介紹

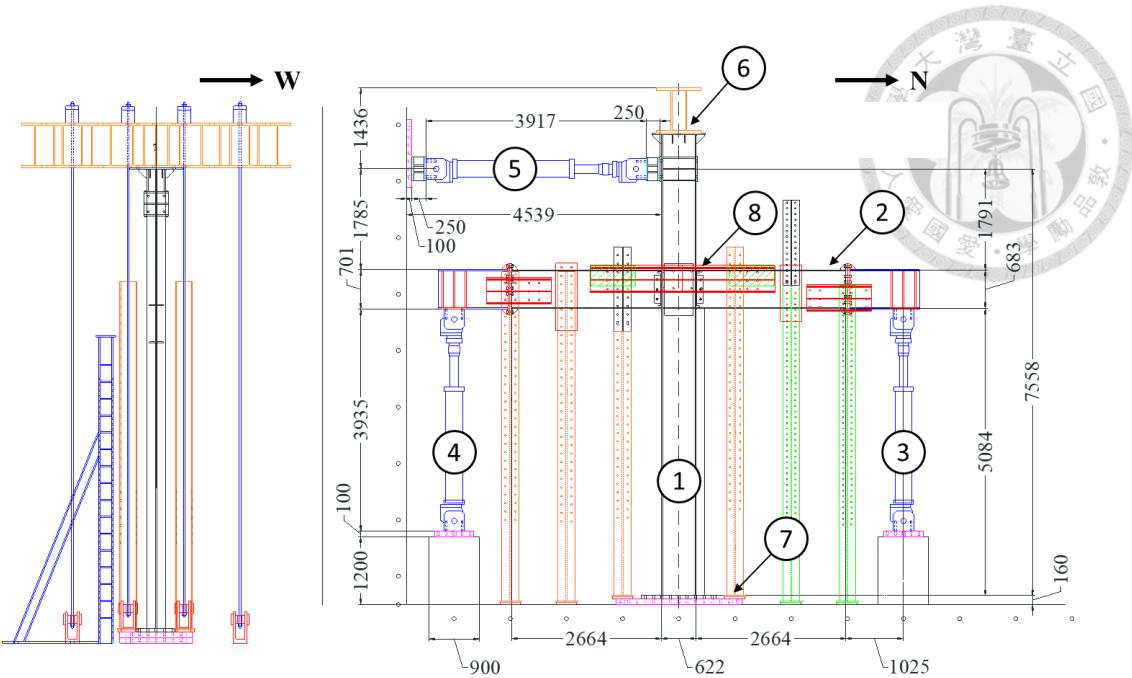


(a) 試體原型構架



(b) 整體構架立面圖

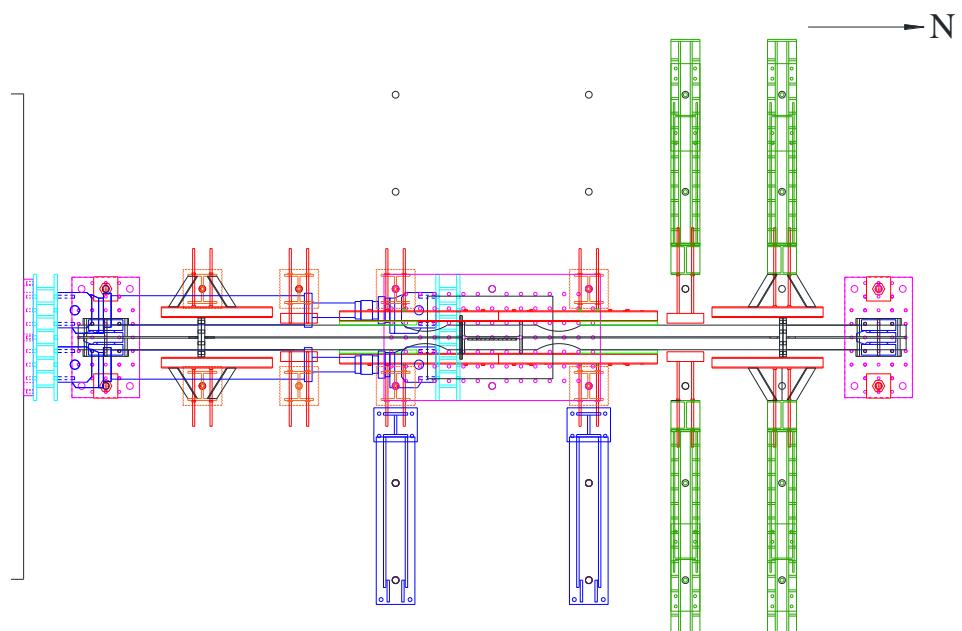
圖 2.1 整體構架介紹 (Sepulveda (2024))



- 1: H-Column
- 2: H-Beam
- 3: North Vertical Actuator
- 4: South Vertical Actuator

- 5: Horizontal Actuator
- 6: Loading Beam
- 7: Base Plate
- 8: Panel Zone

(a) 構架試體立面圖 (試體一及試體二)



(b) 構架試體平面圖

圖 2.2 子構架試體介紹 (Sepulveda (2024))

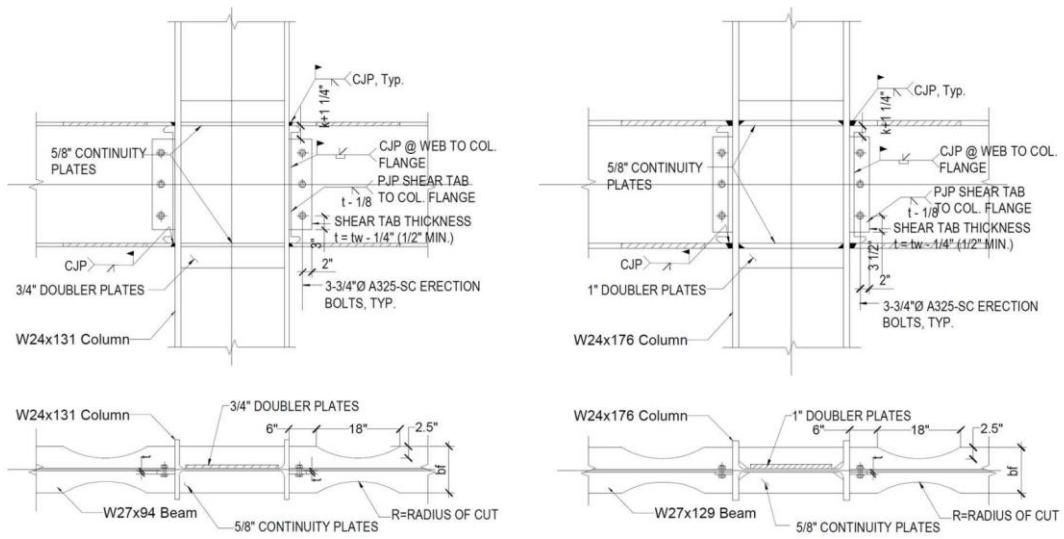
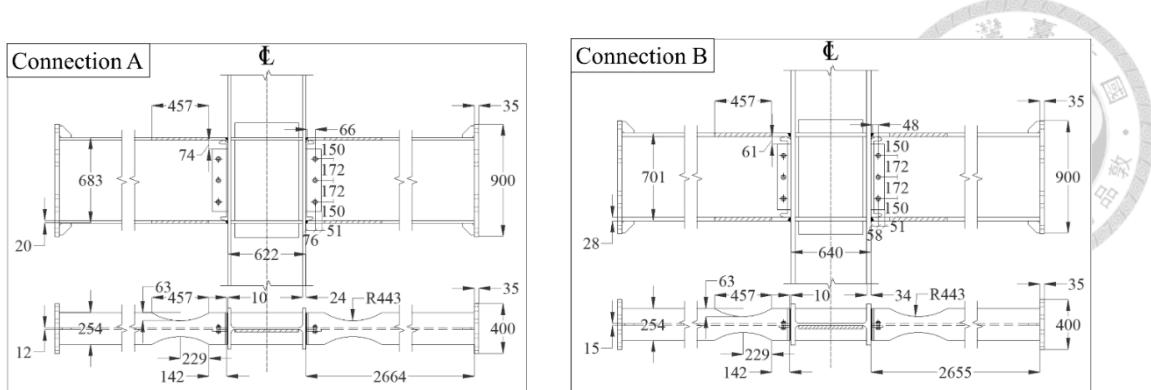


圖 2.3 梁柱交會區 (Sepulveda (2024))

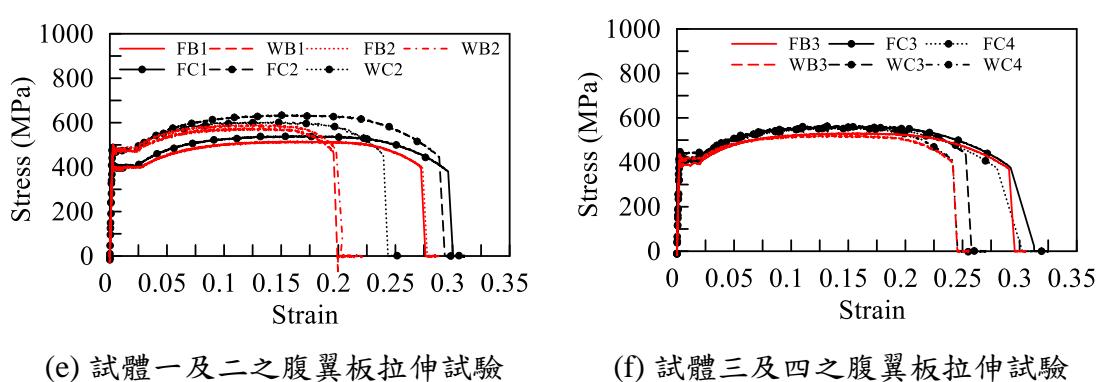


圖 2.4 鋼材材料拉伸試驗結果 (Sepulveda (2024))

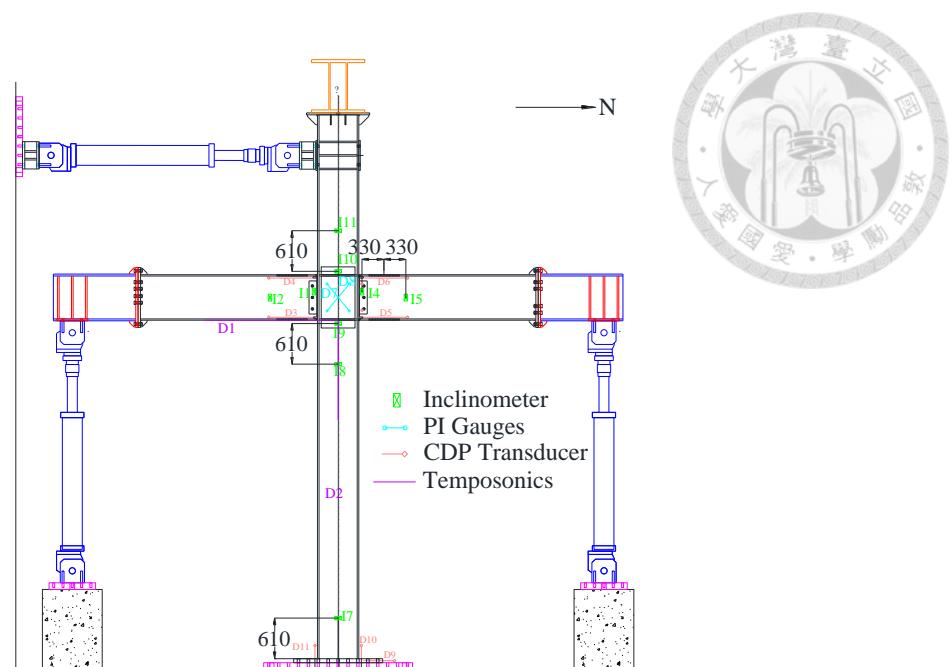
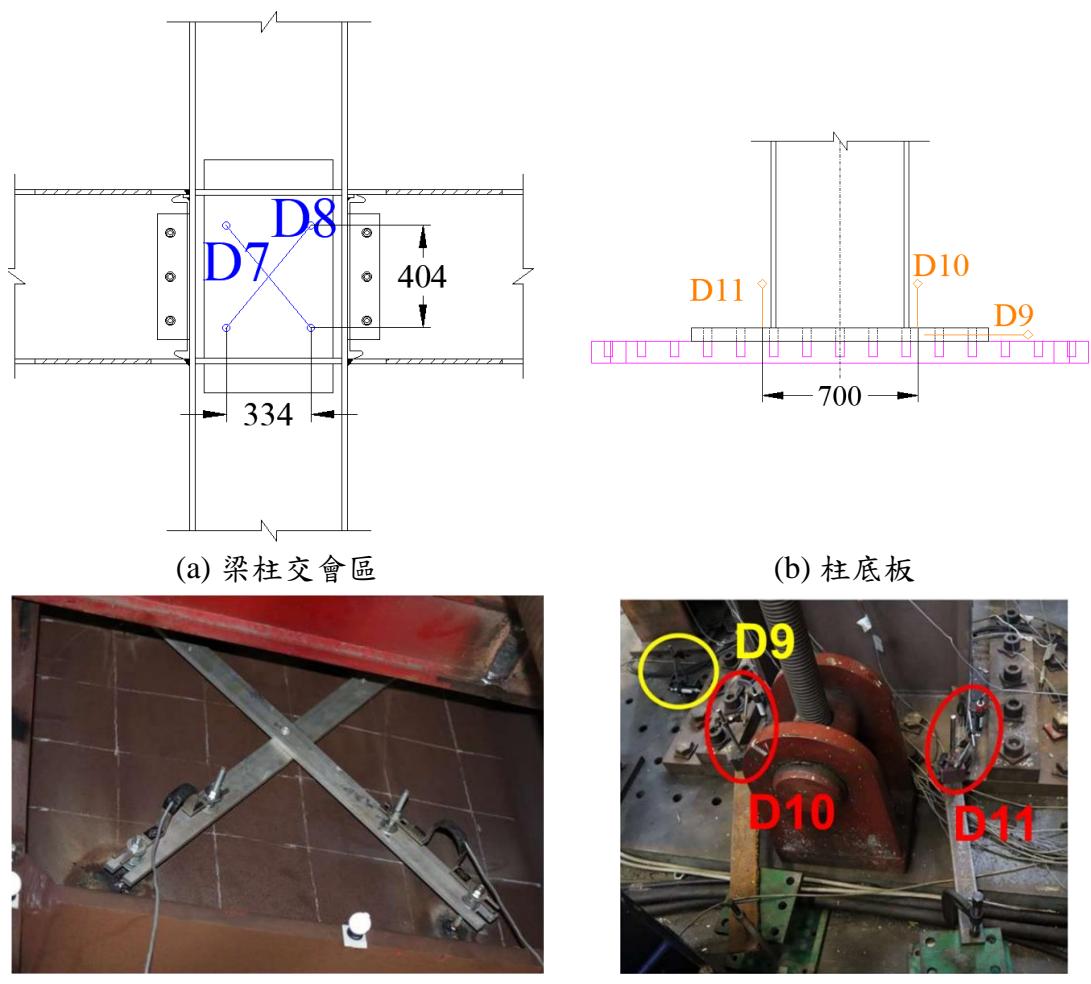


圖 2.5 試體儀器配置



(c) 梁柱交會區照片

(d) 柱底板照片

圖 2.6 試體局部構件與量測儀器分布 (Sepulveda (2024))

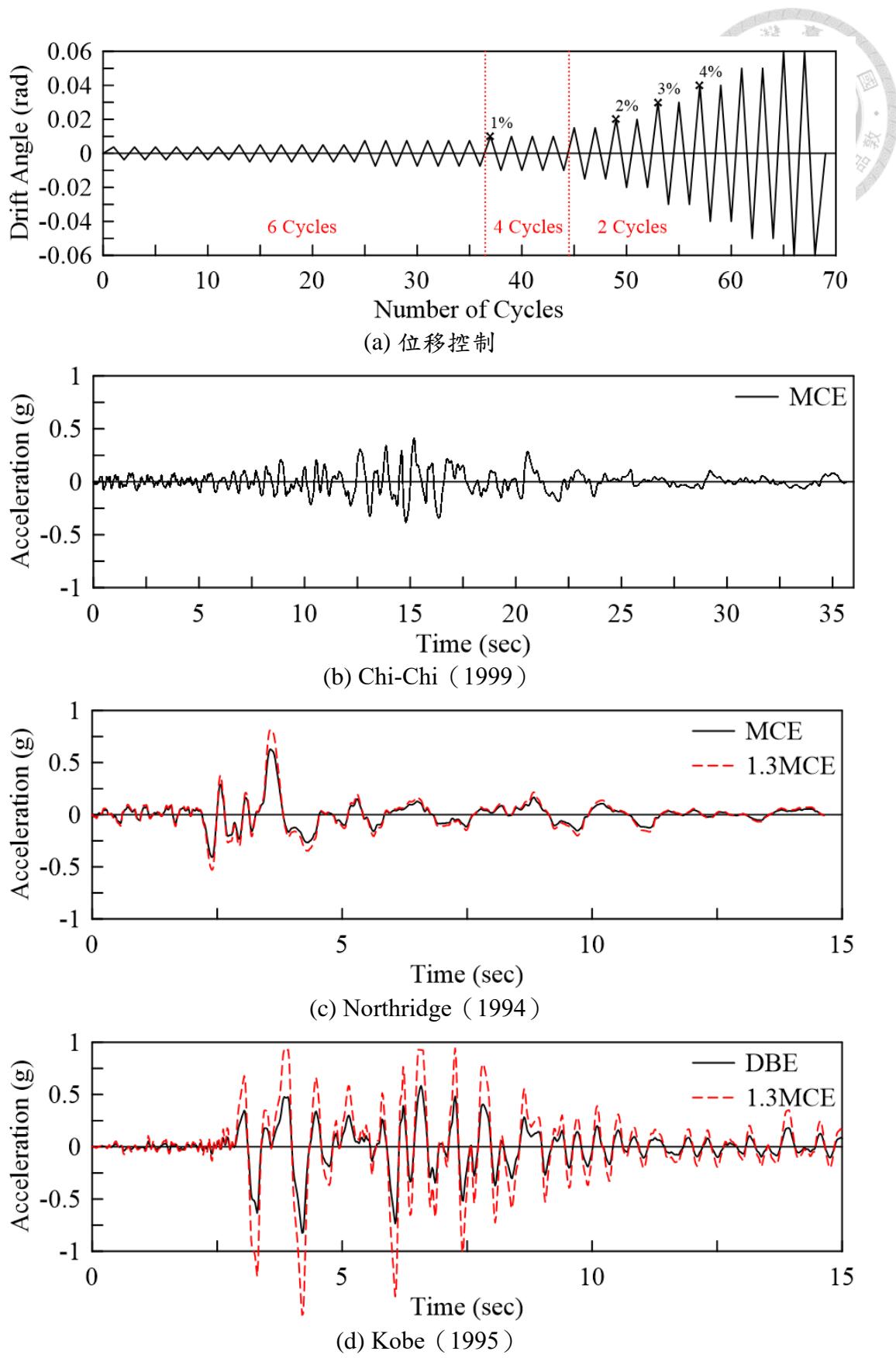
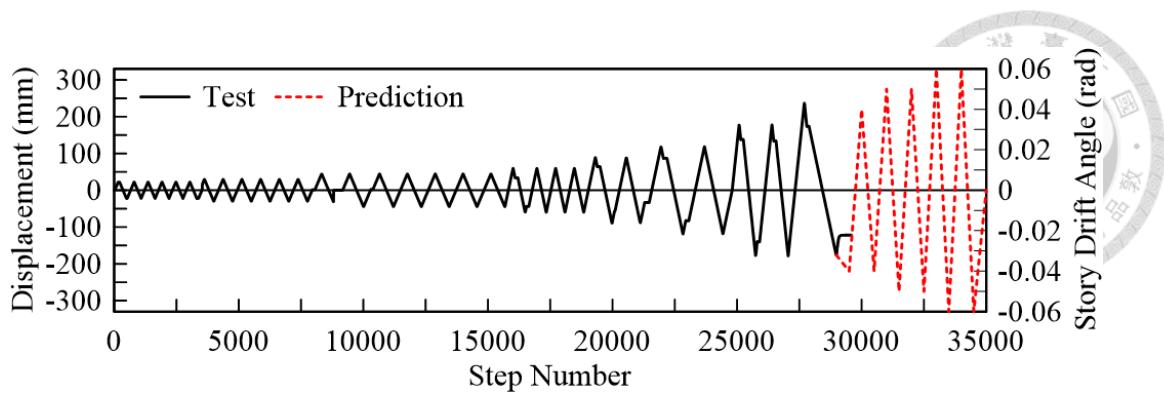
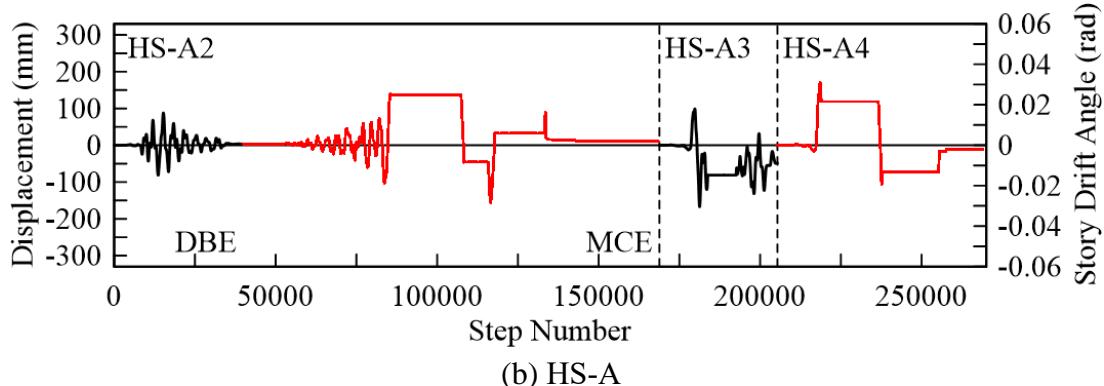


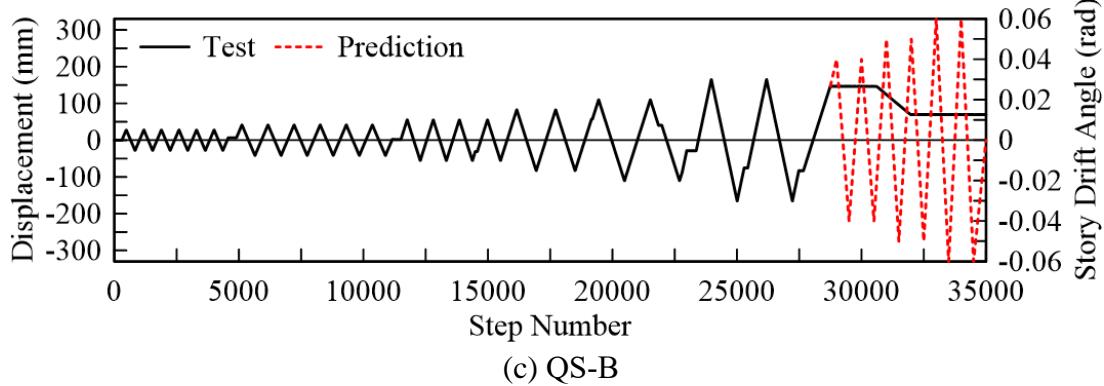
圖 2.7 載重歷時 (Sepulveda (2024))



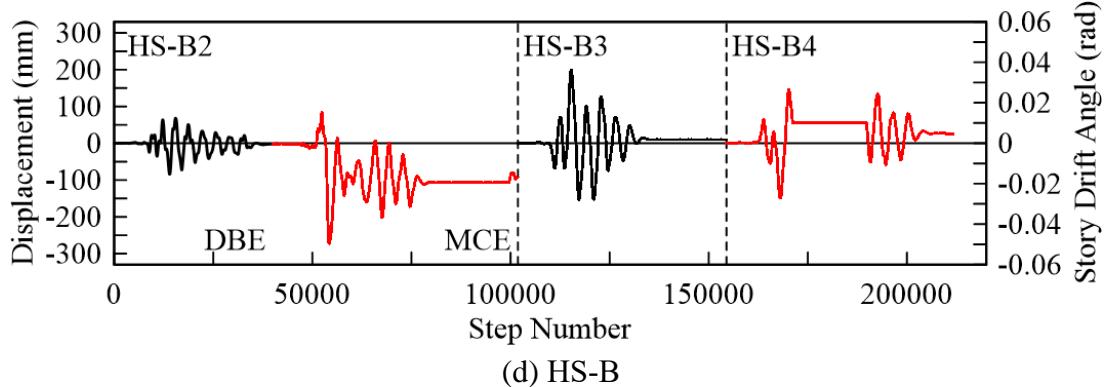
(a) QS-A



(b) HS-A



(c) QS-B



(d) HS-B

圖 2.8 一樓水平位移歷時圖 (Sepulveda (2024))

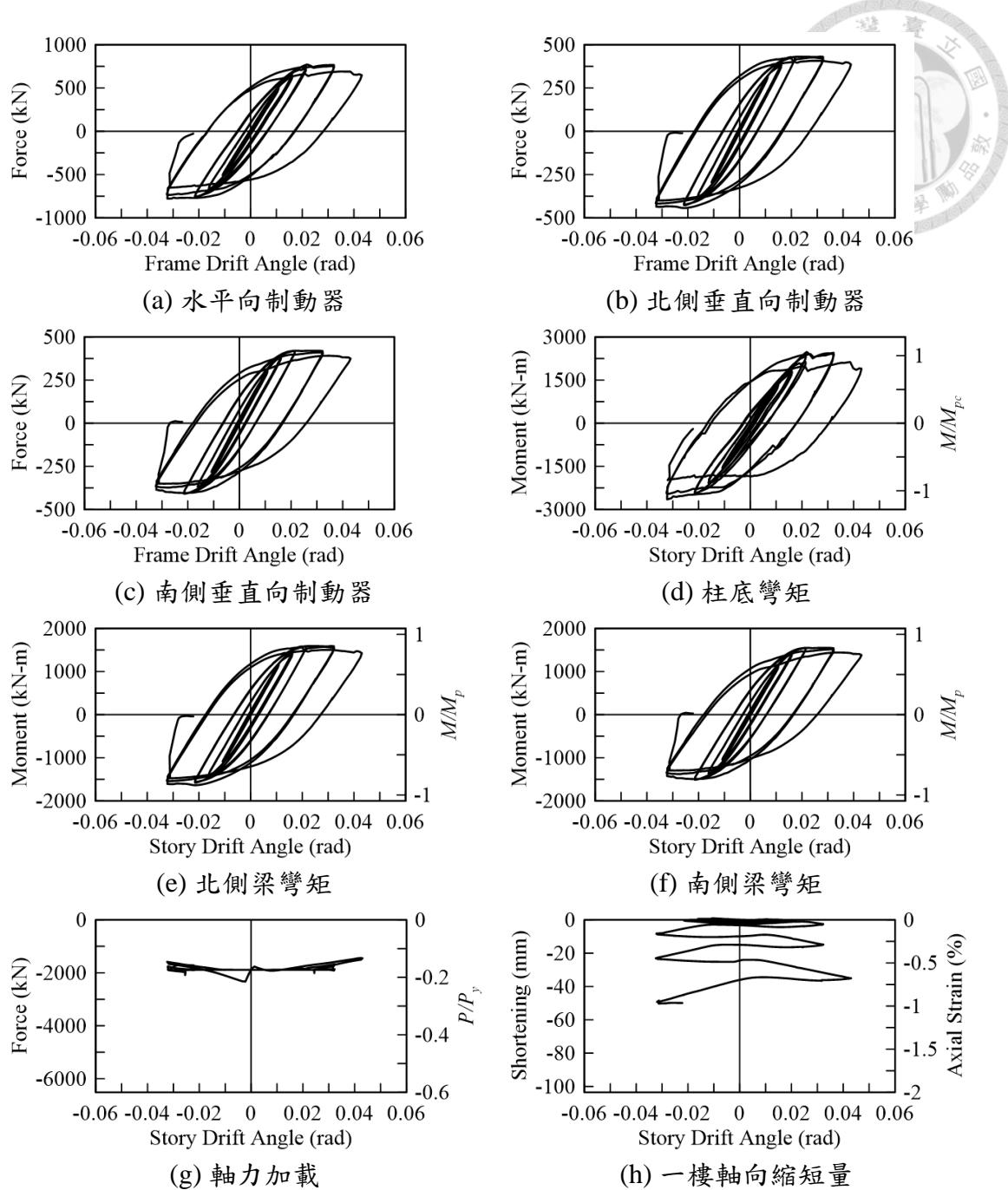


圖 2.9 QS-A 制動器反應及桿件遲滯行為

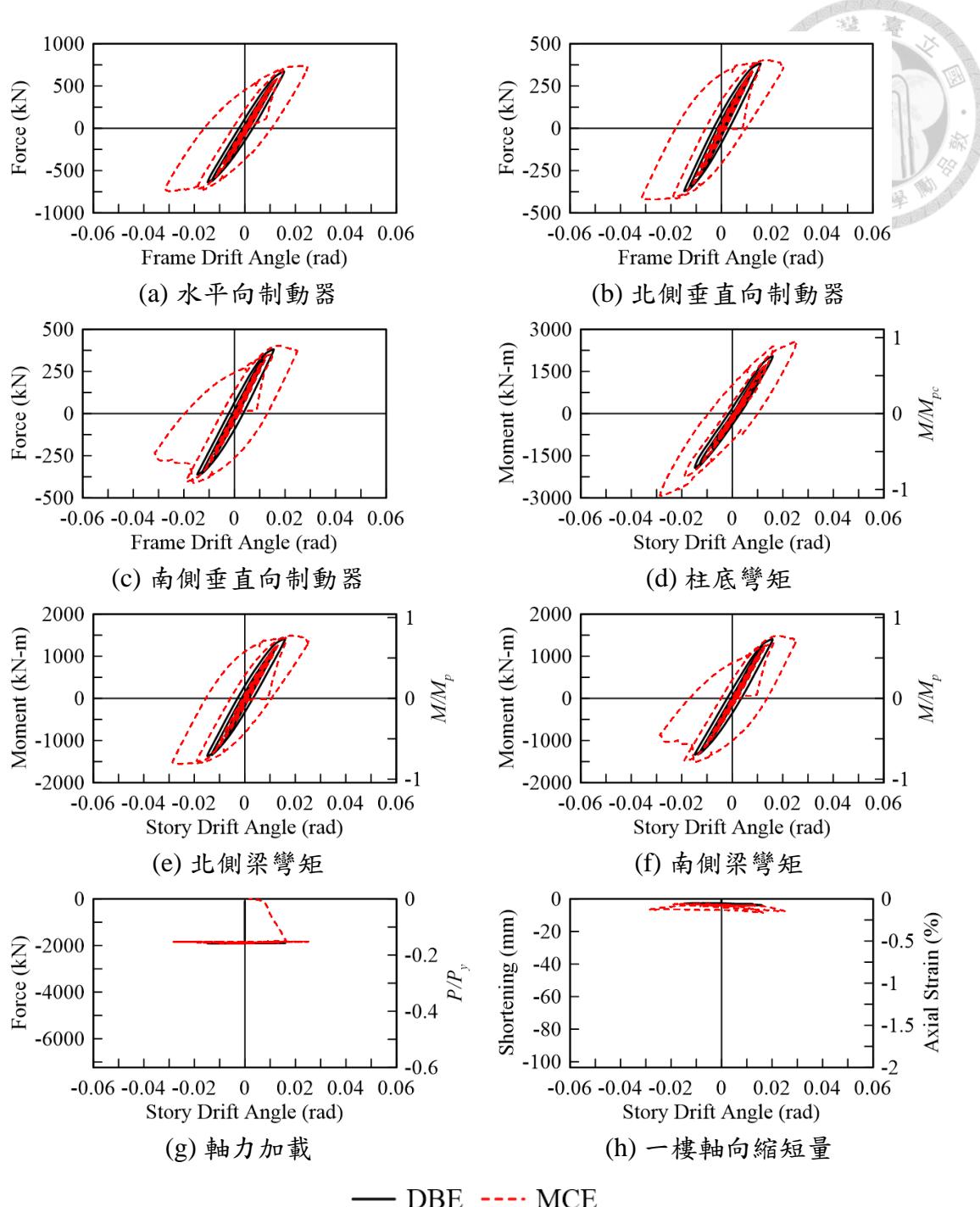


圖 2.10 HS-A2 制動器反應及桿件遲滯行為

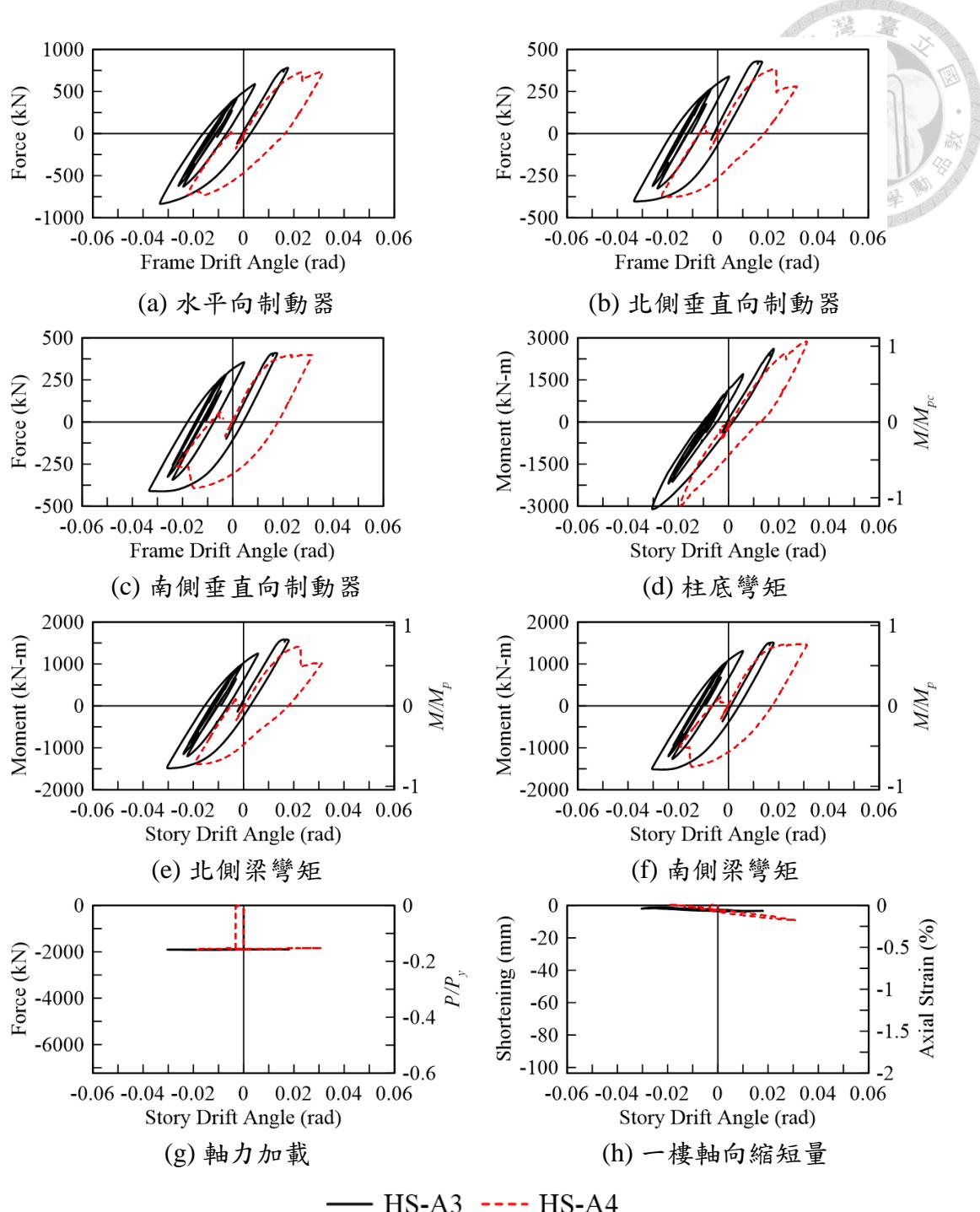


圖 2.11 HS-A3 & HS-A4 制動器反應及桿件遲滯行為

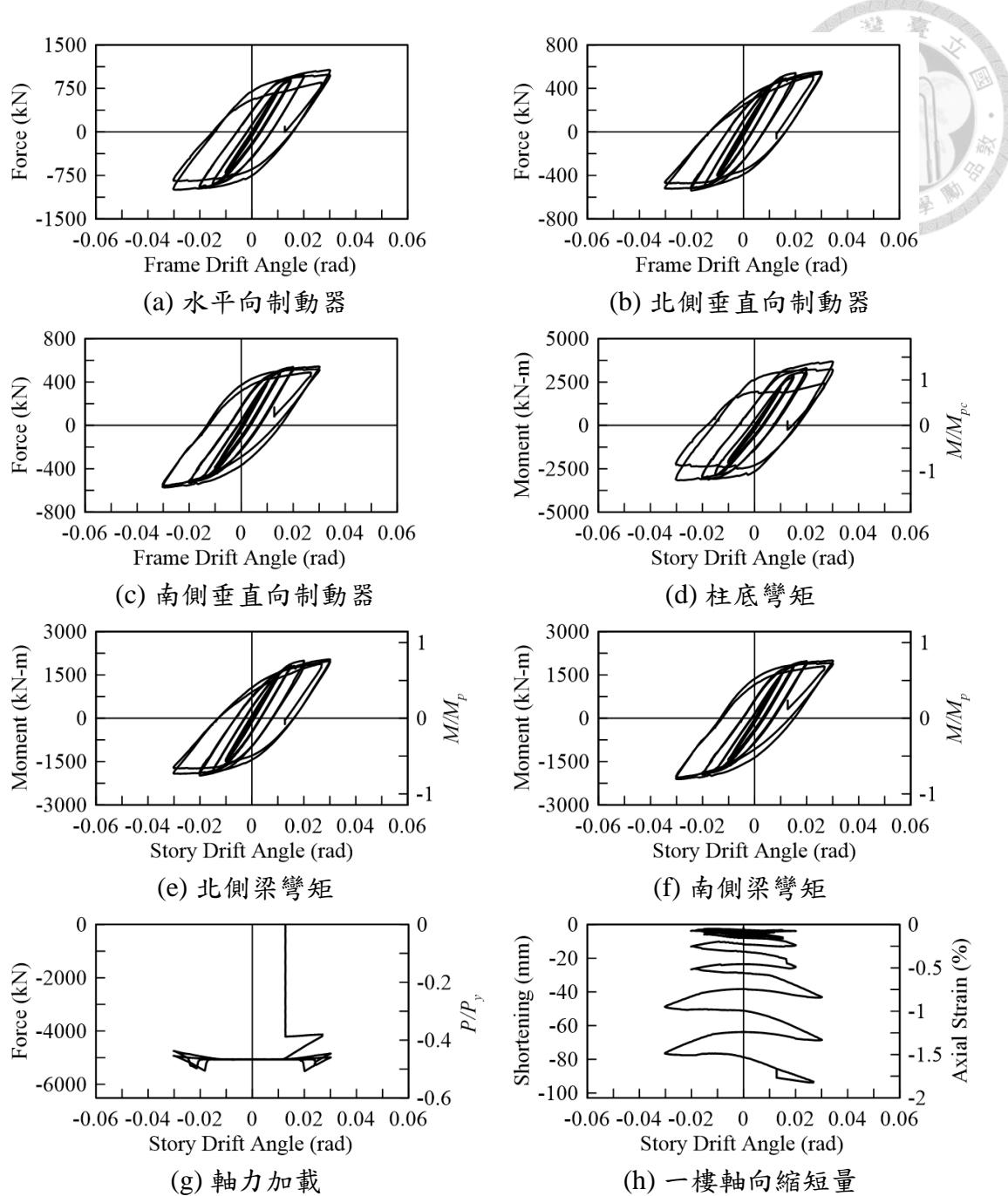


圖 2.12 QS-B 制動器反應及桿件遲滯行為

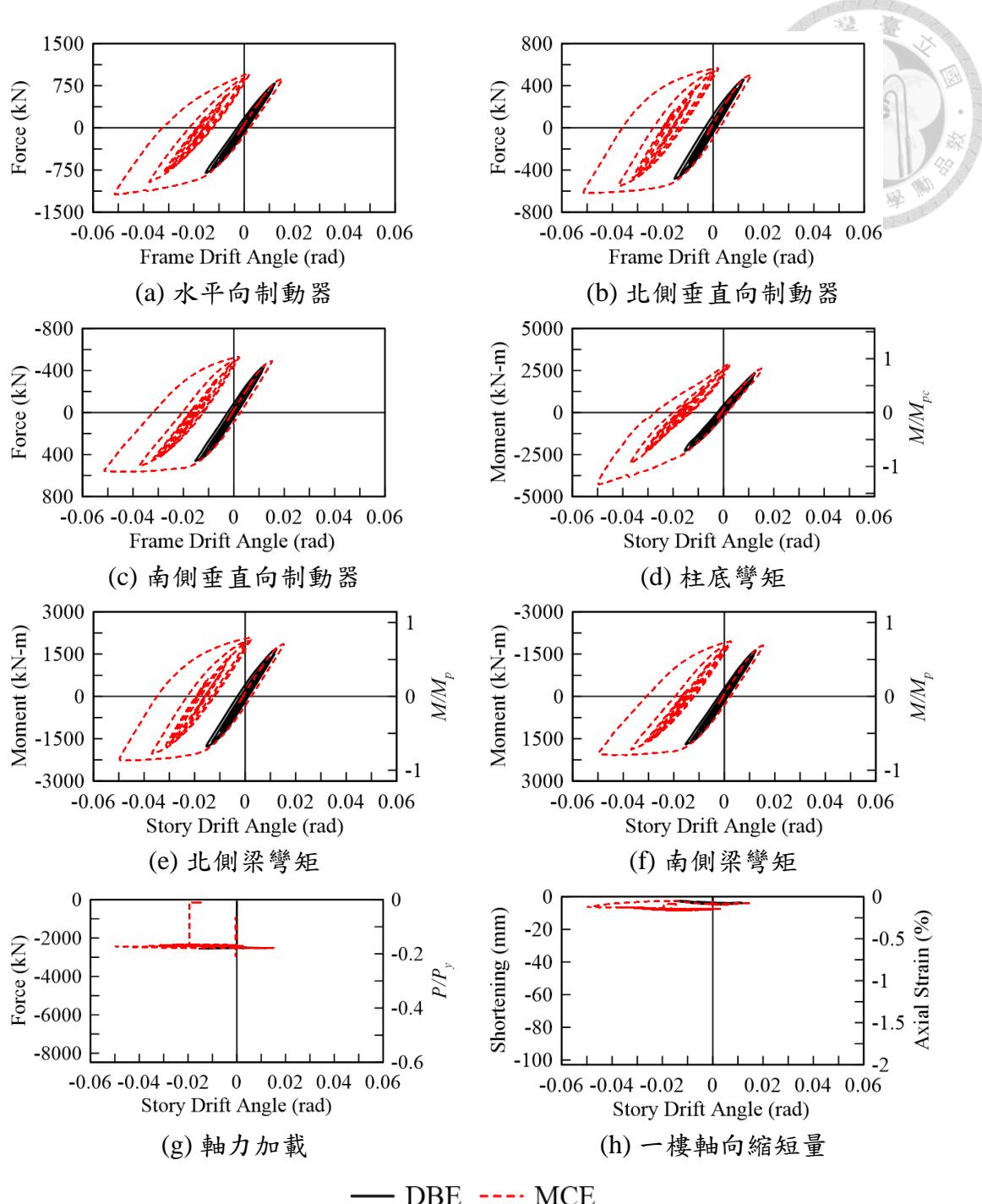


圖 2.13 HS-B2 制動器反應及桿件遲滯行為

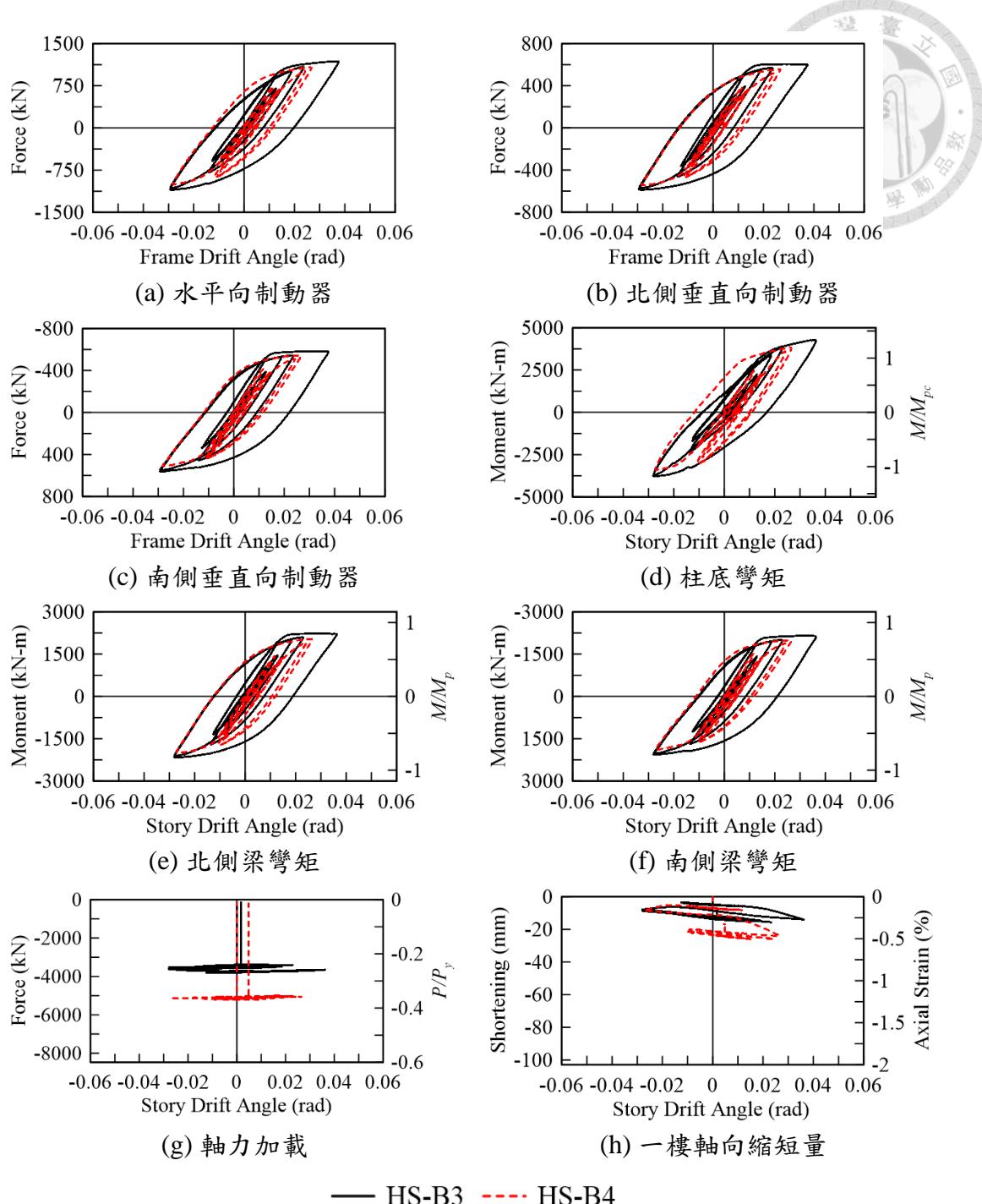


圖 2.14 HS-B3 & HS-B4 制動器反應及桿件遲滯行為

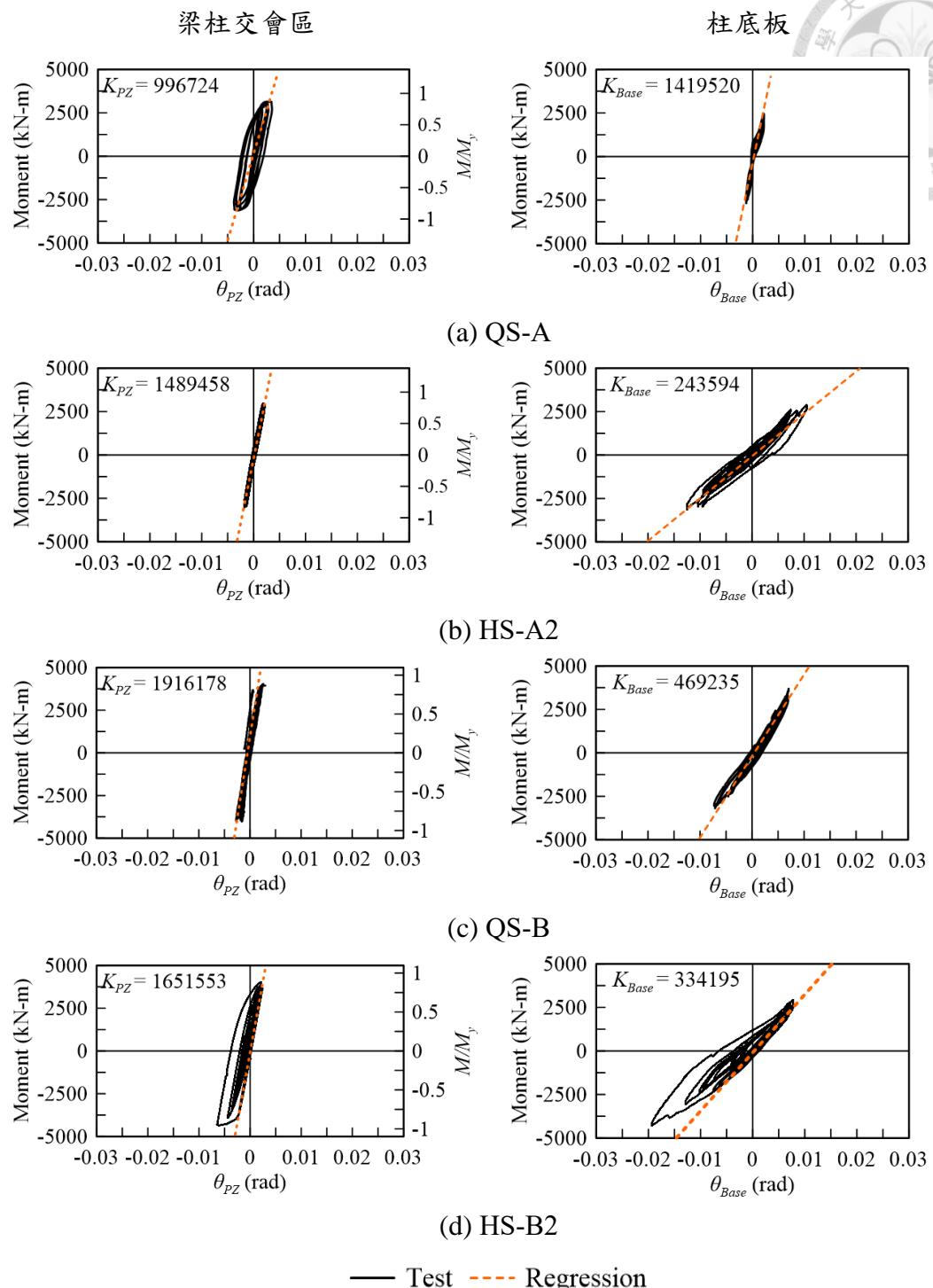
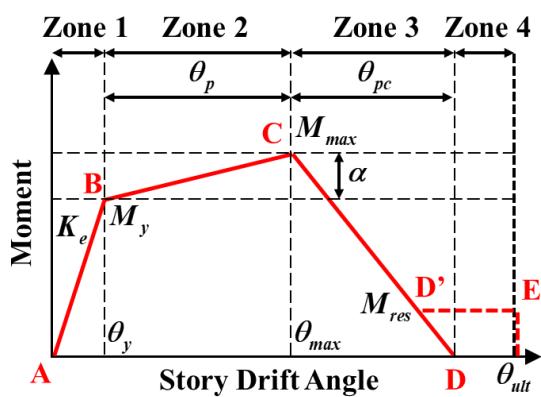
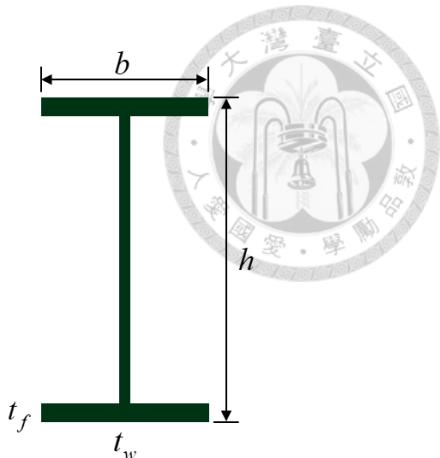


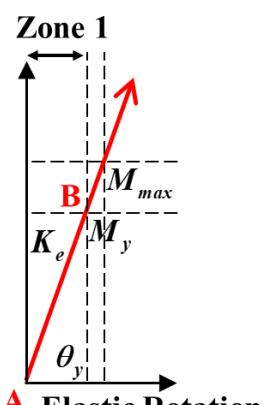
圖 2.15 試體局部反應



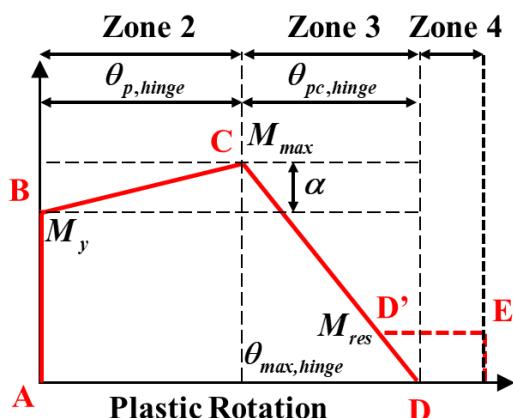
(a) 背骨曲線



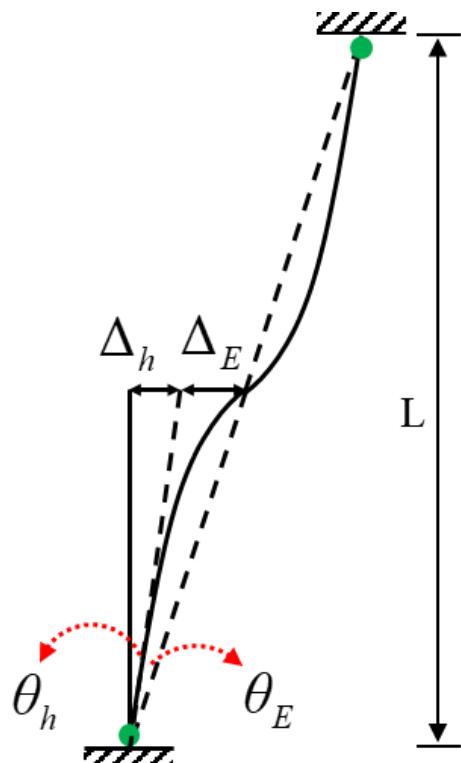
(b) 桿件斷面



(c) 桿件背骨曲線



(d) 塑鉸背骨曲線



(e) 構件串聯示意圖

圖 3.1 背骨曲線介紹

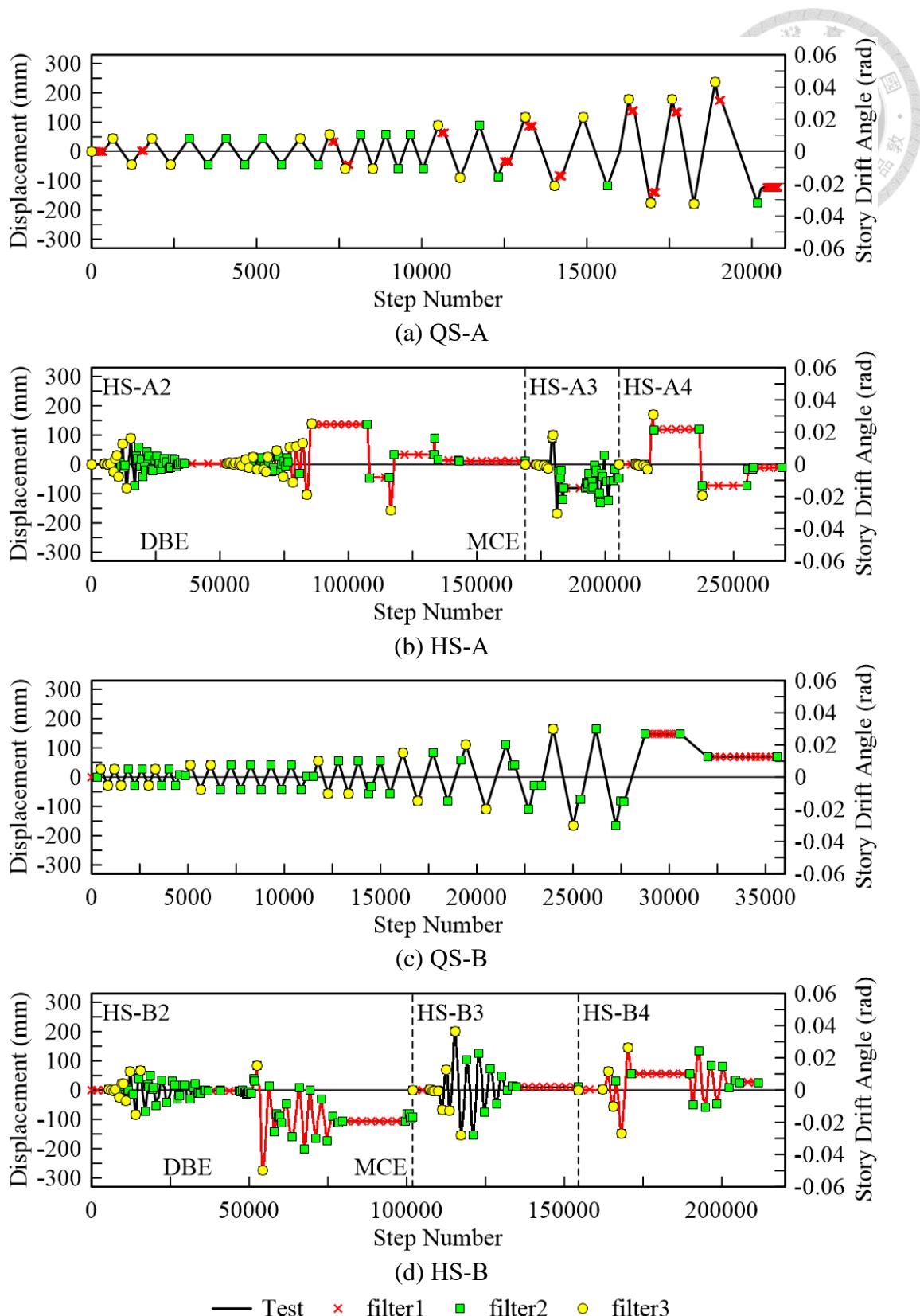


圖 3.2 包絡線處理示意圖

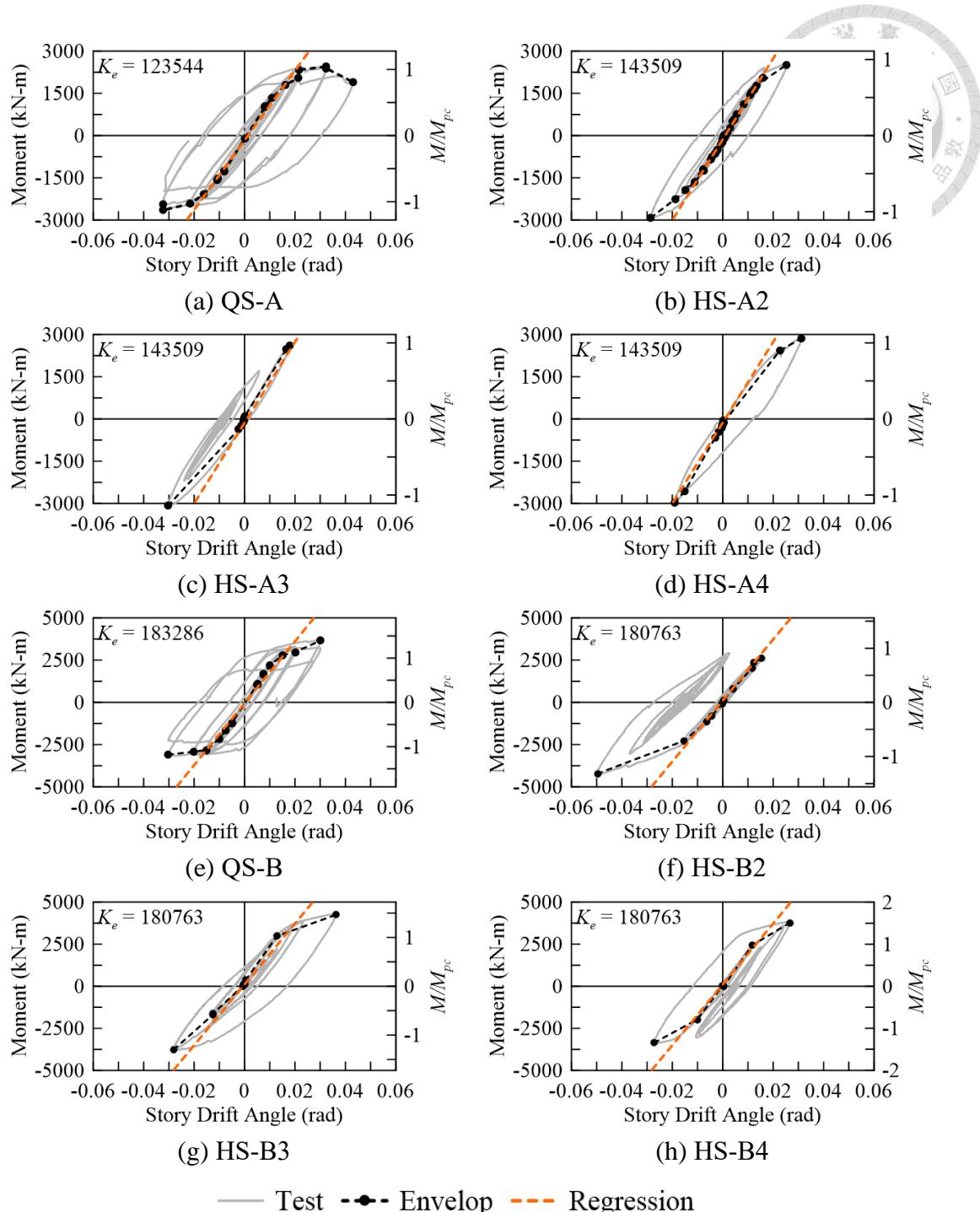


圖 3.3 柱底彎矩遲滯迴圈及其包絡線

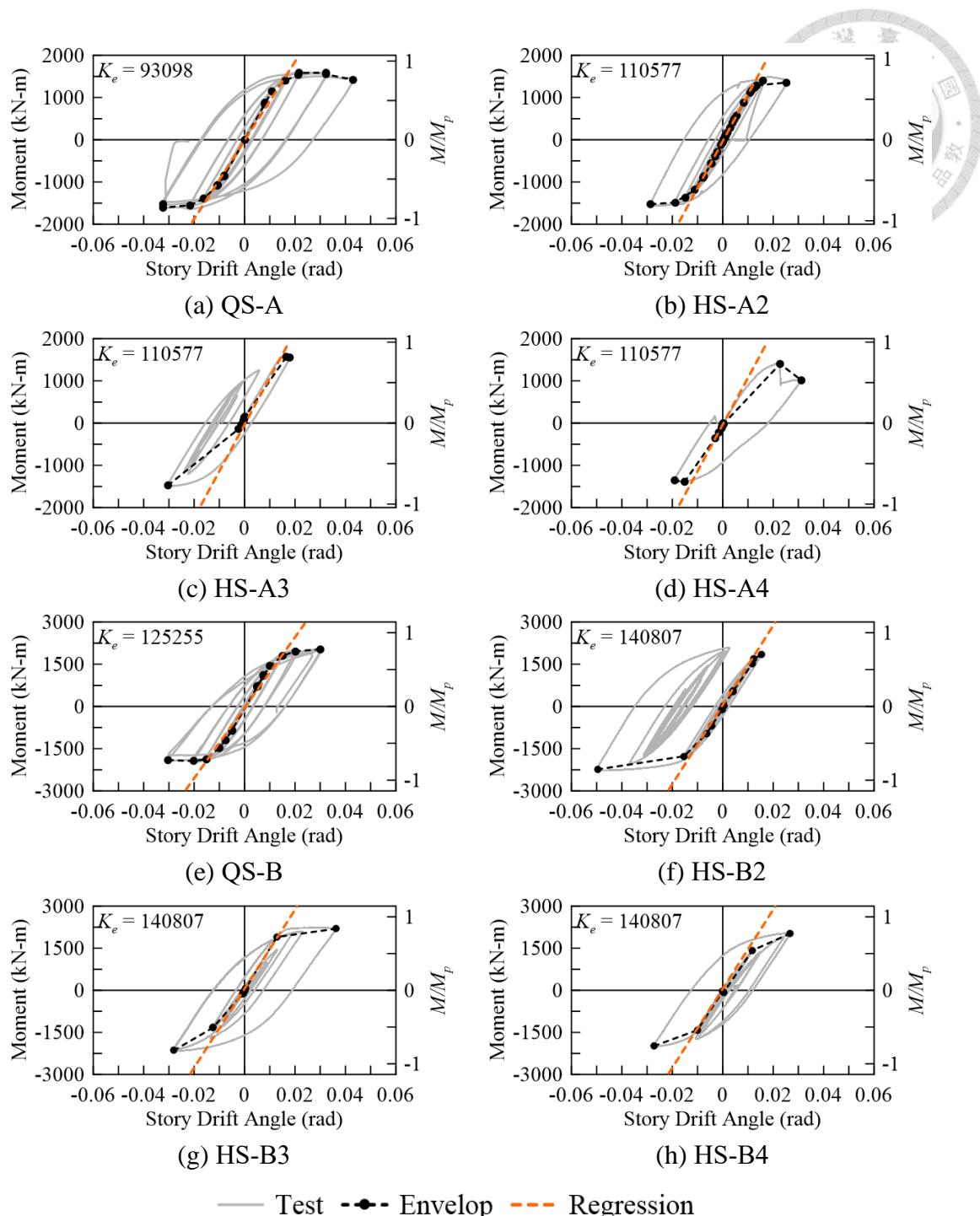


圖 3.4 北梁彎矩遲滯迴圈及其包絡線

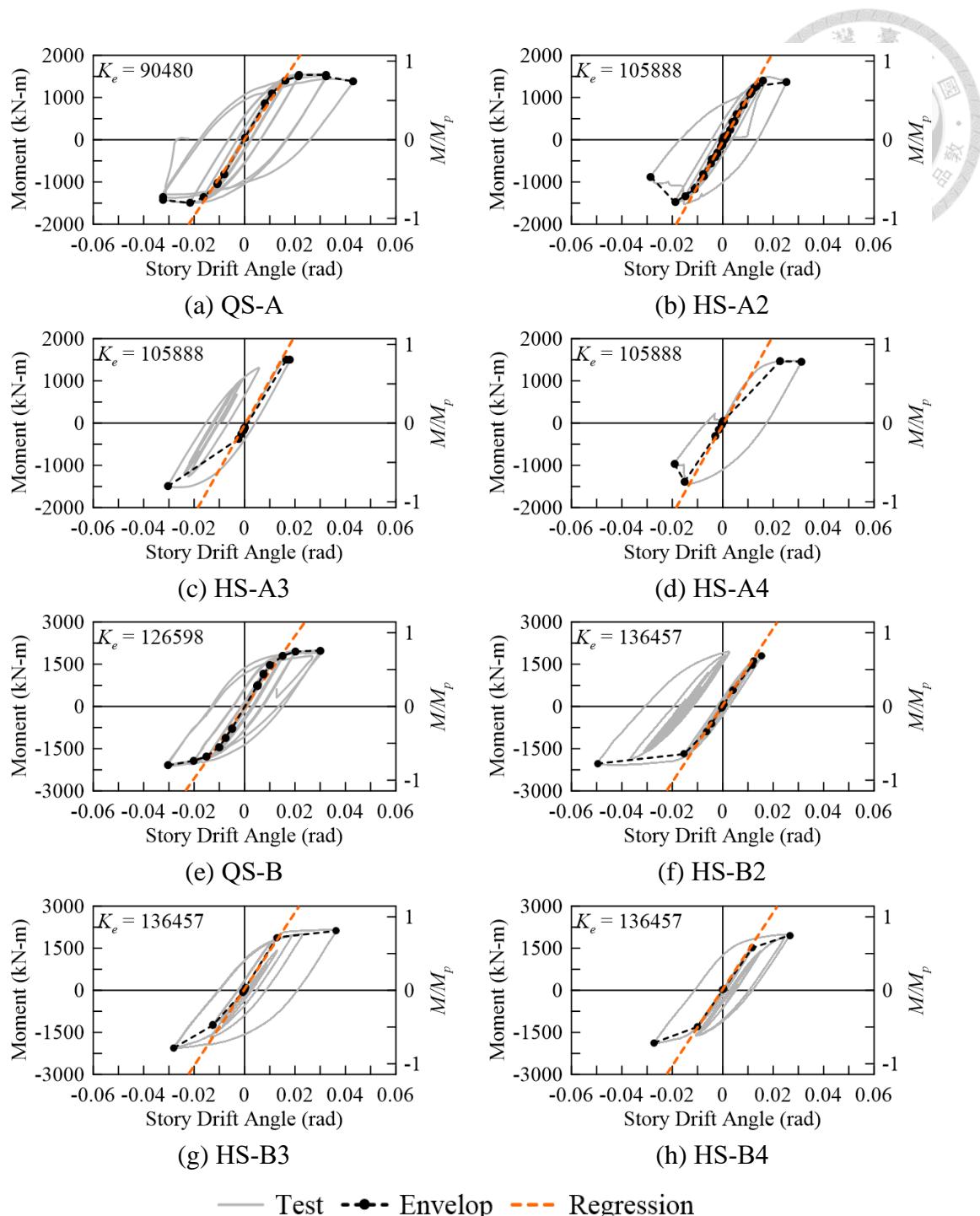
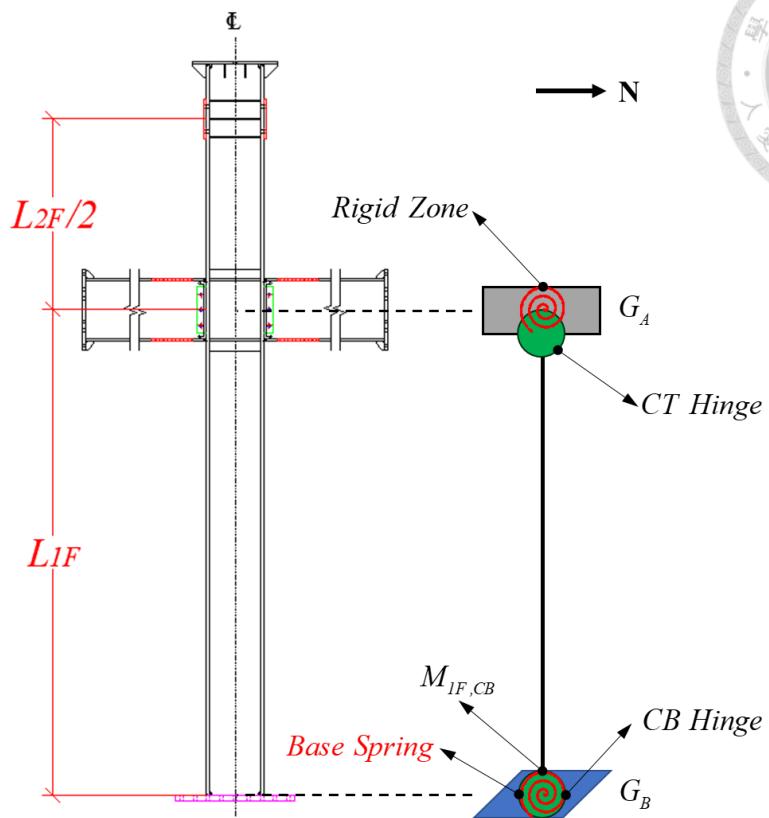
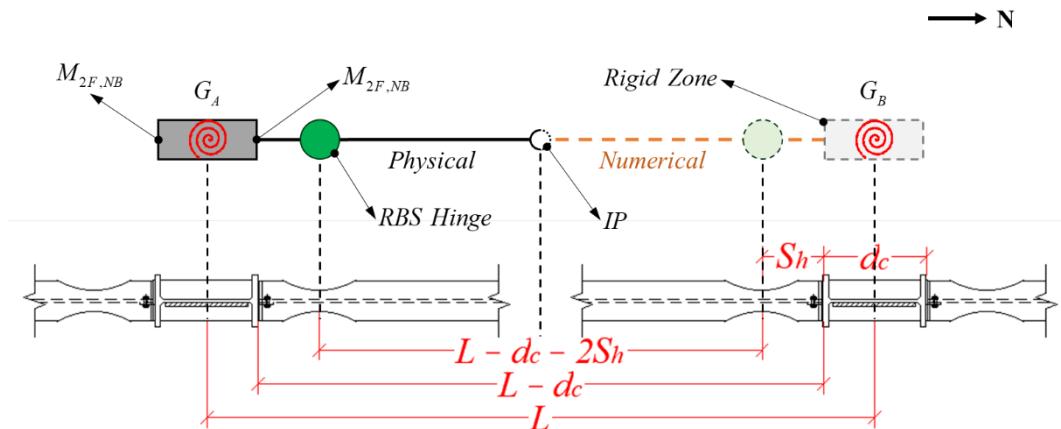


圖 3.5 南梁彎矩遲滯迴圈及其包絡線

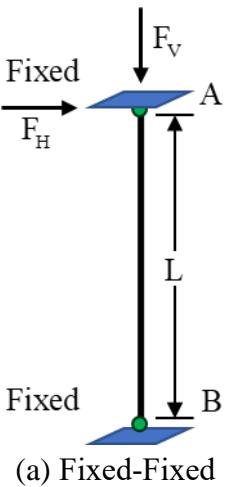


(a) 柱試體

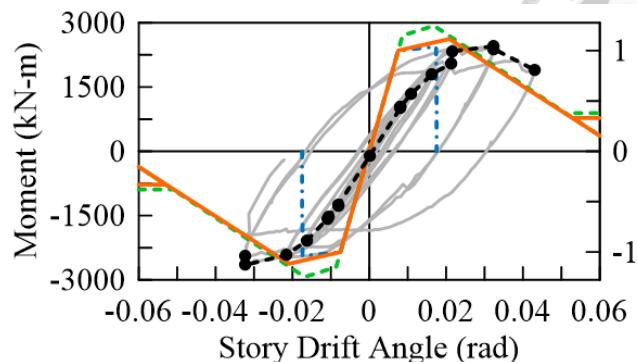


(b) 梁試體

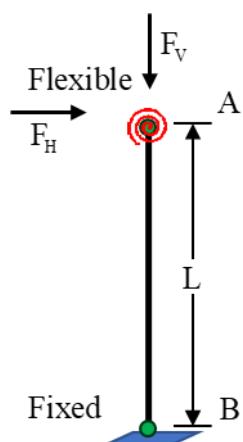
圖 3.6 試體與簡易模型對照



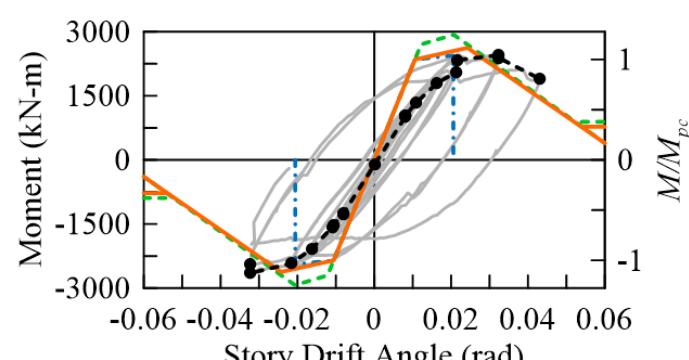
(a) Fixed-Fixed



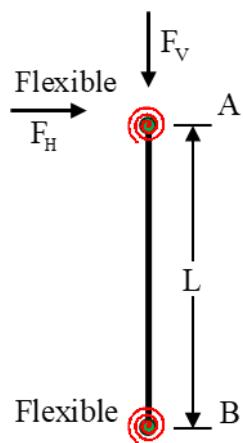
(b) 未修正



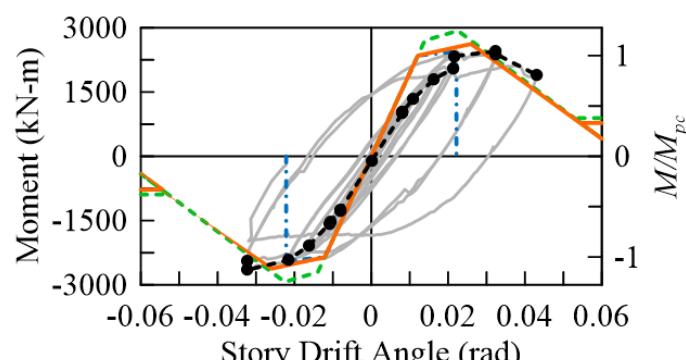
(c) Fixed-Flexible



(d) 修正一次



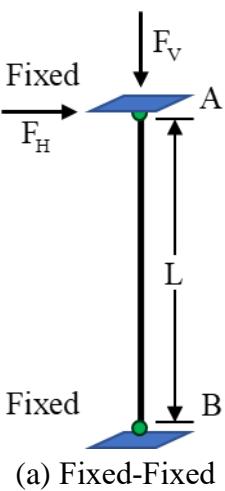
(e) Flexible-Flexible



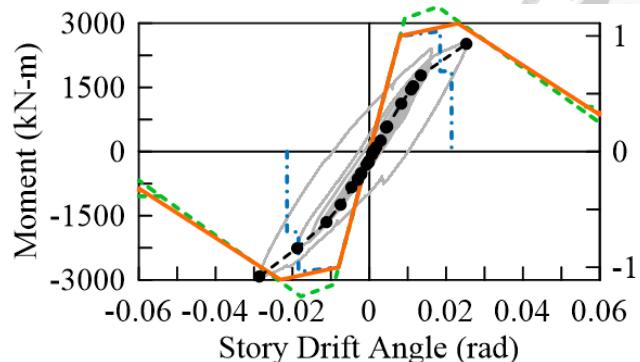
(f) 修正二次

— Test ····· ASCE 41-17 - - - NIST-17 — Ozkula (2017) - - - Envelope

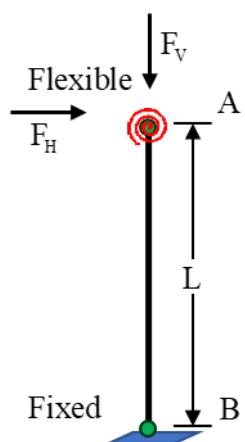
圖 3.7 柱底彎矩勁度修正 (QS-A)



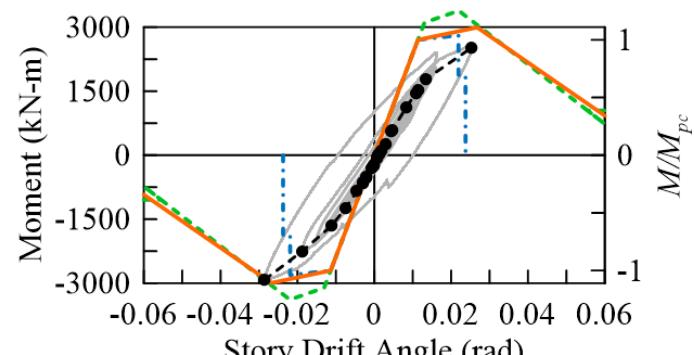
(a) Fixed-Fixed



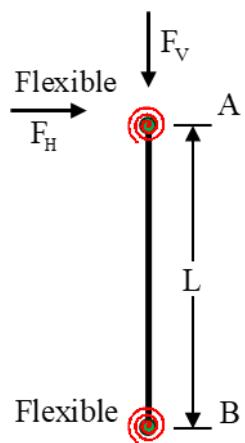
(b) 未修正



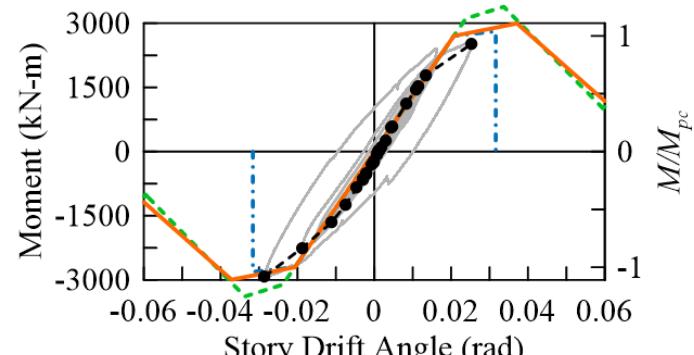
(c) Fixed-Flexible



(d) 修正一次



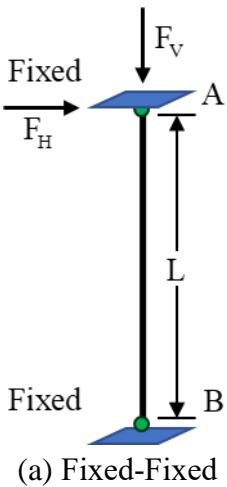
(e) Flexible-Flexible



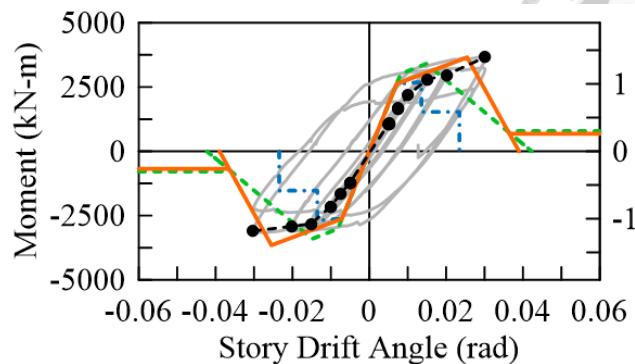
(f) 修正二次

— Test ····· ASCE 41-17 - - - NIST-17 — Ozkula (2017) - - - Envelope

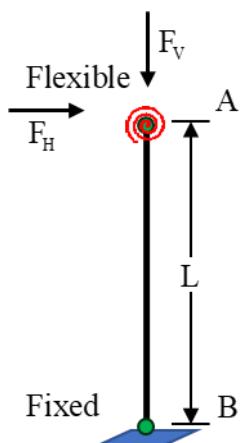
圖 3.8 柱底彎矩勁度修正 (HS-A2)



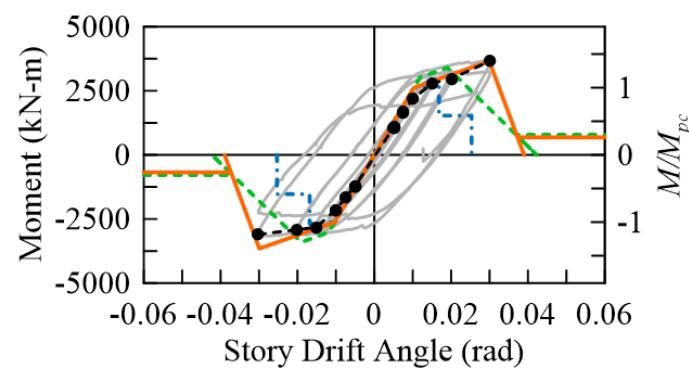
(a) Fixed-Fixed



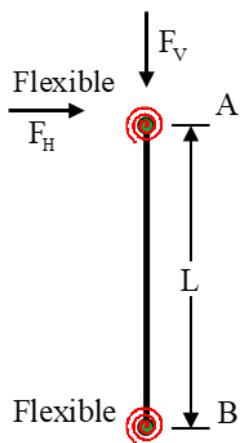
(b) 未修正



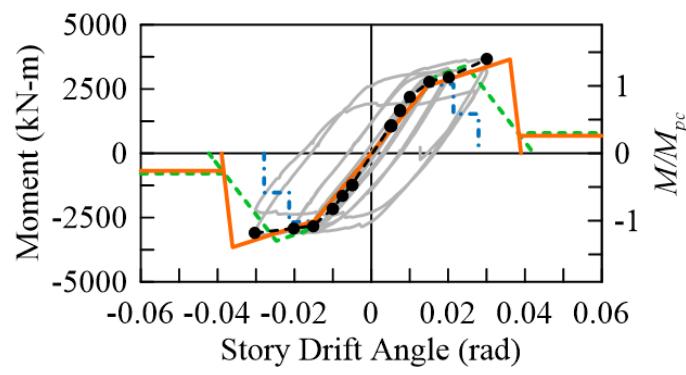
(c) Fixed-Flexible



(d) 修正一次



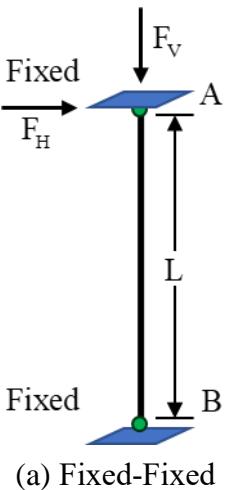
(e) Flexible-Flexible



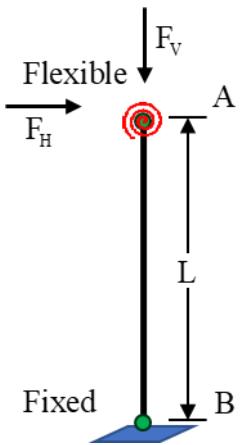
(f) 修正二次

— Test ··· ASCE 41-17 - - - NIST-17 — Ozkula (2017) - - - Envelope

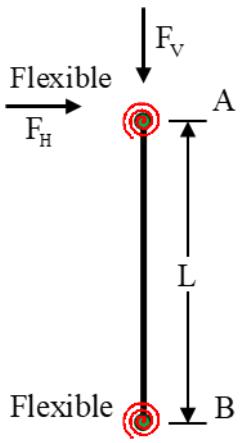
圖 3.9 柱底彎矩勁度修正 (QS-B)



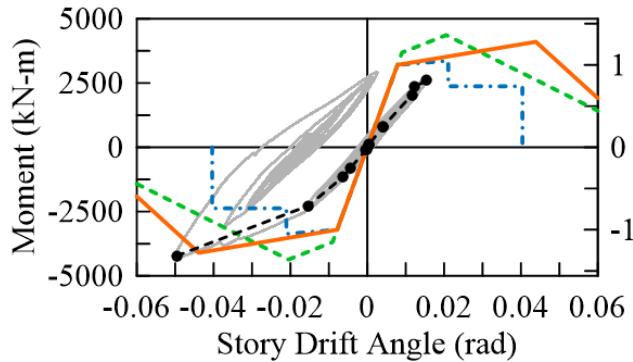
(a) Fixed-Fixed



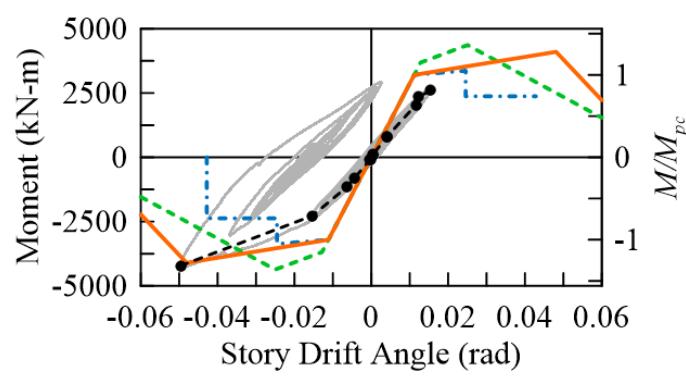
(c) Fixed-Flexible



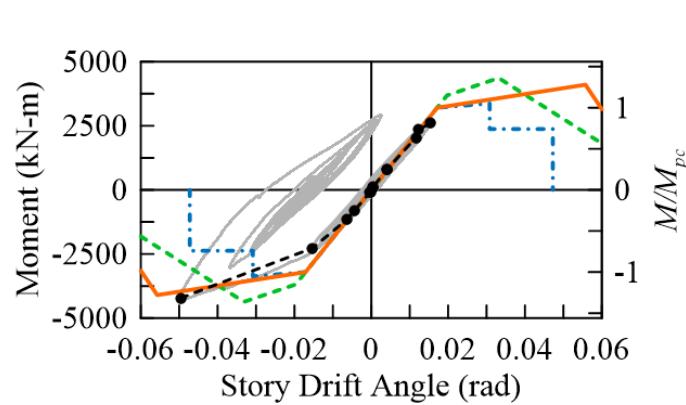
(e) Flexible-Flexible



(b) 未修正



(d) 修正一次



(f) 修正二次

— Test ····· ASCE 41-17 - - - NIST-17 — Ozkula (2017) - - - Envelope

圖 3.10 柱底彎矩勁度修正 (HS-B2)

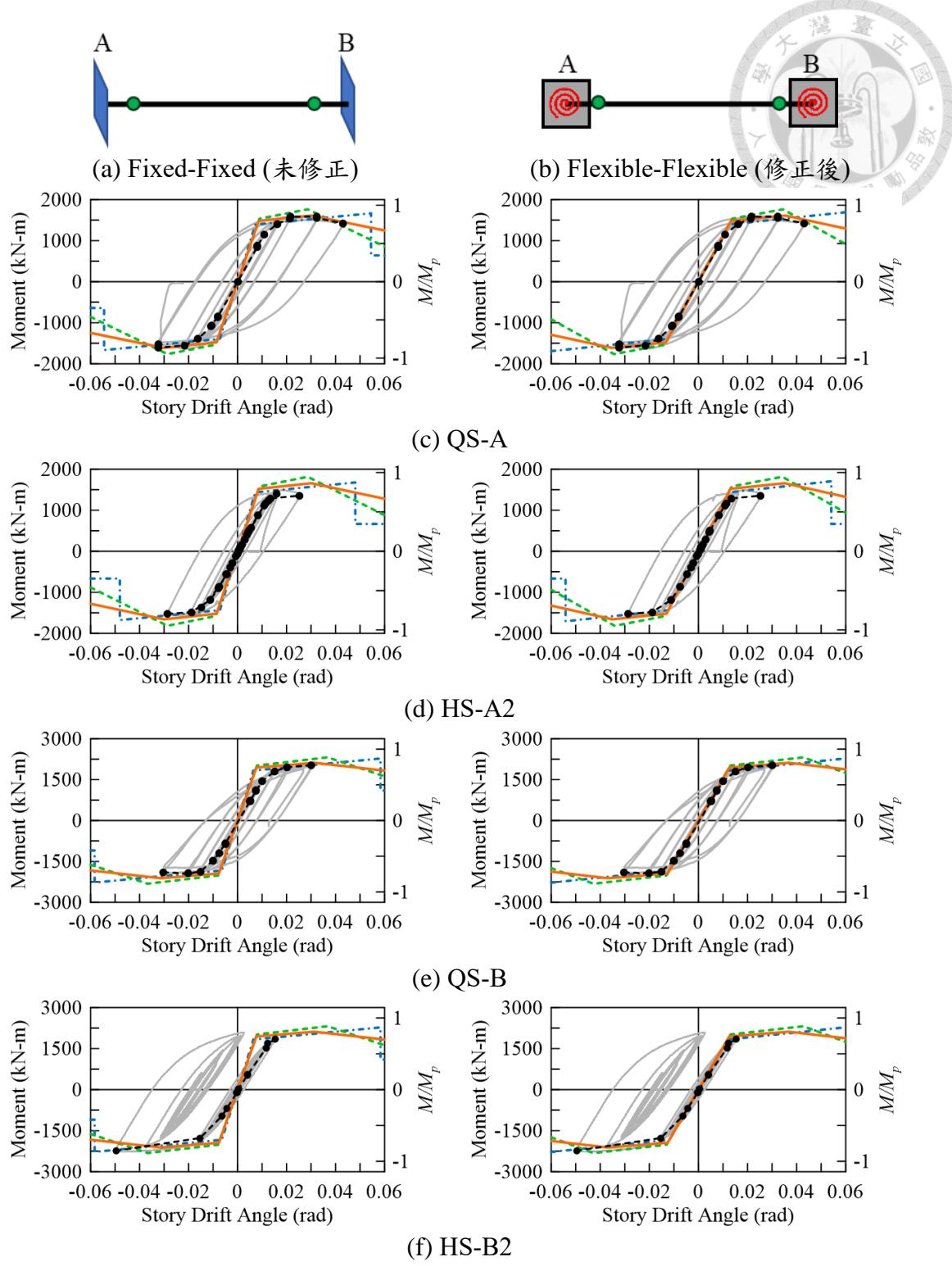


圖 3.11 北梁彎矩勁度修正

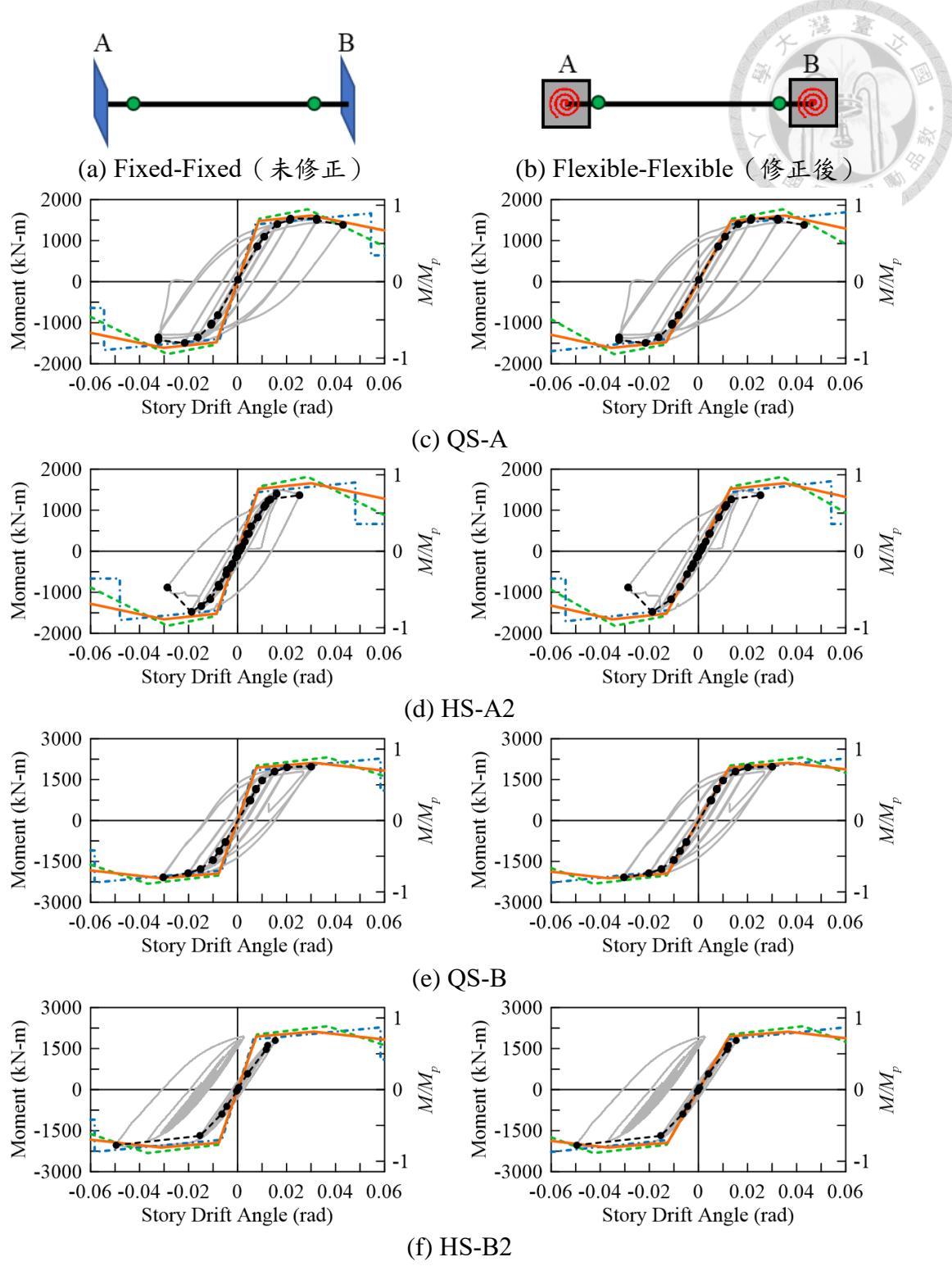
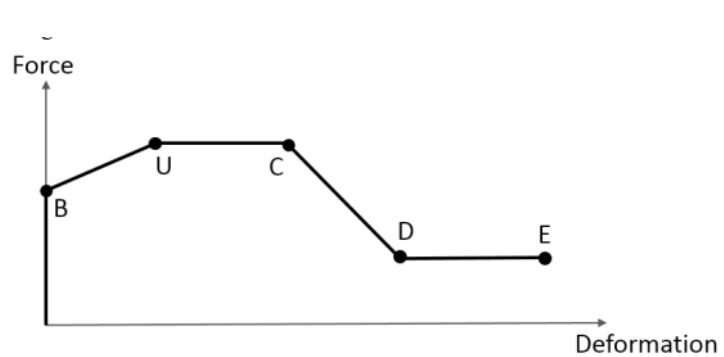
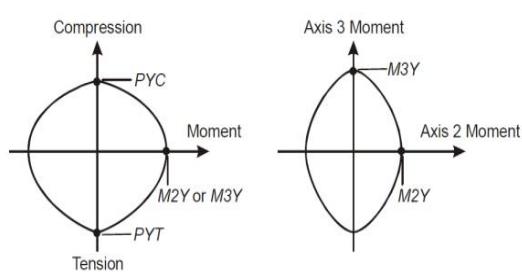


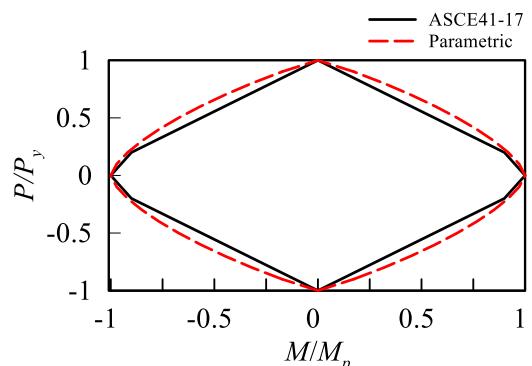
圖 3.12 南梁彎矩勁度修正



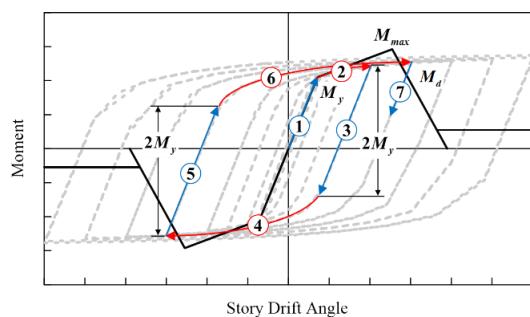
(a) Uniaxial Behavior (ETABS Maunal)



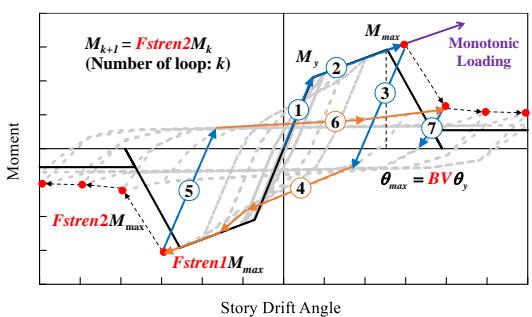
(b) Yielding Surface of P-M Hinge
(ETABS Maunal)



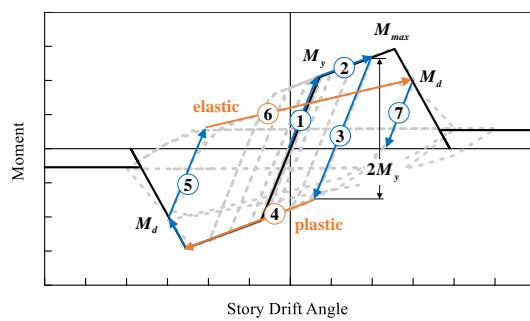
(c) P-M Interaction Parameter



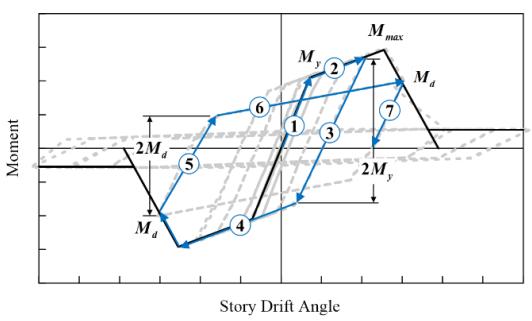
(d) P1 構件模型行為



(e) P2 構件模型行為



(f) P3 構件模型行為



(g) ETABS 構件模型行為

圖 4.1 塑鉸行為解說圖

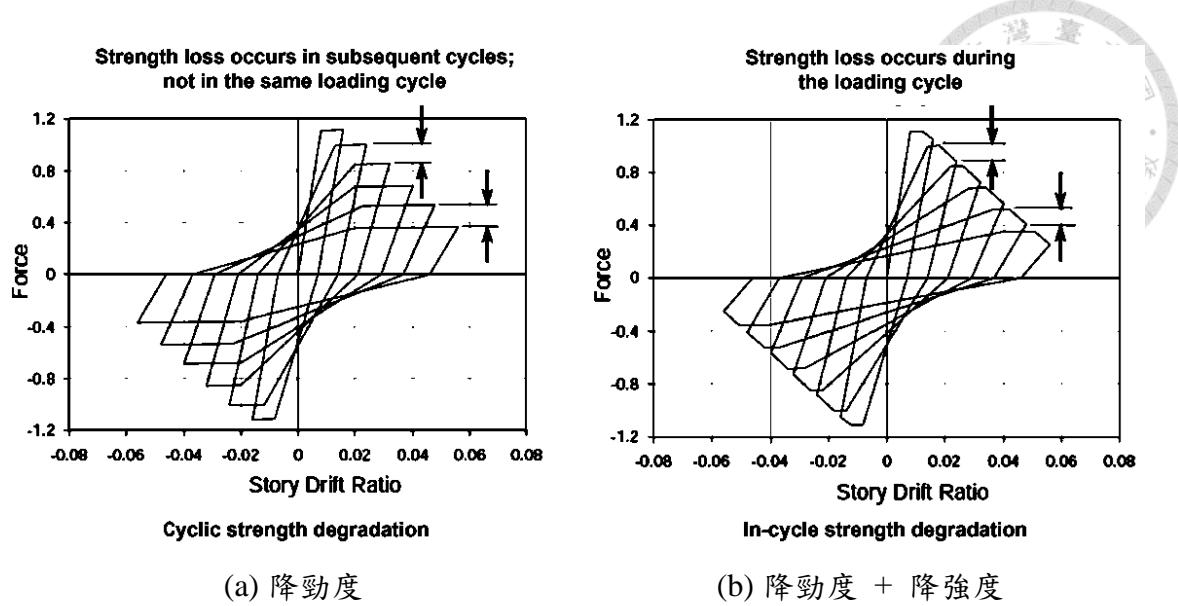


圖 4.2 構件遲滯行為 (Deierlein 等人 (2010))

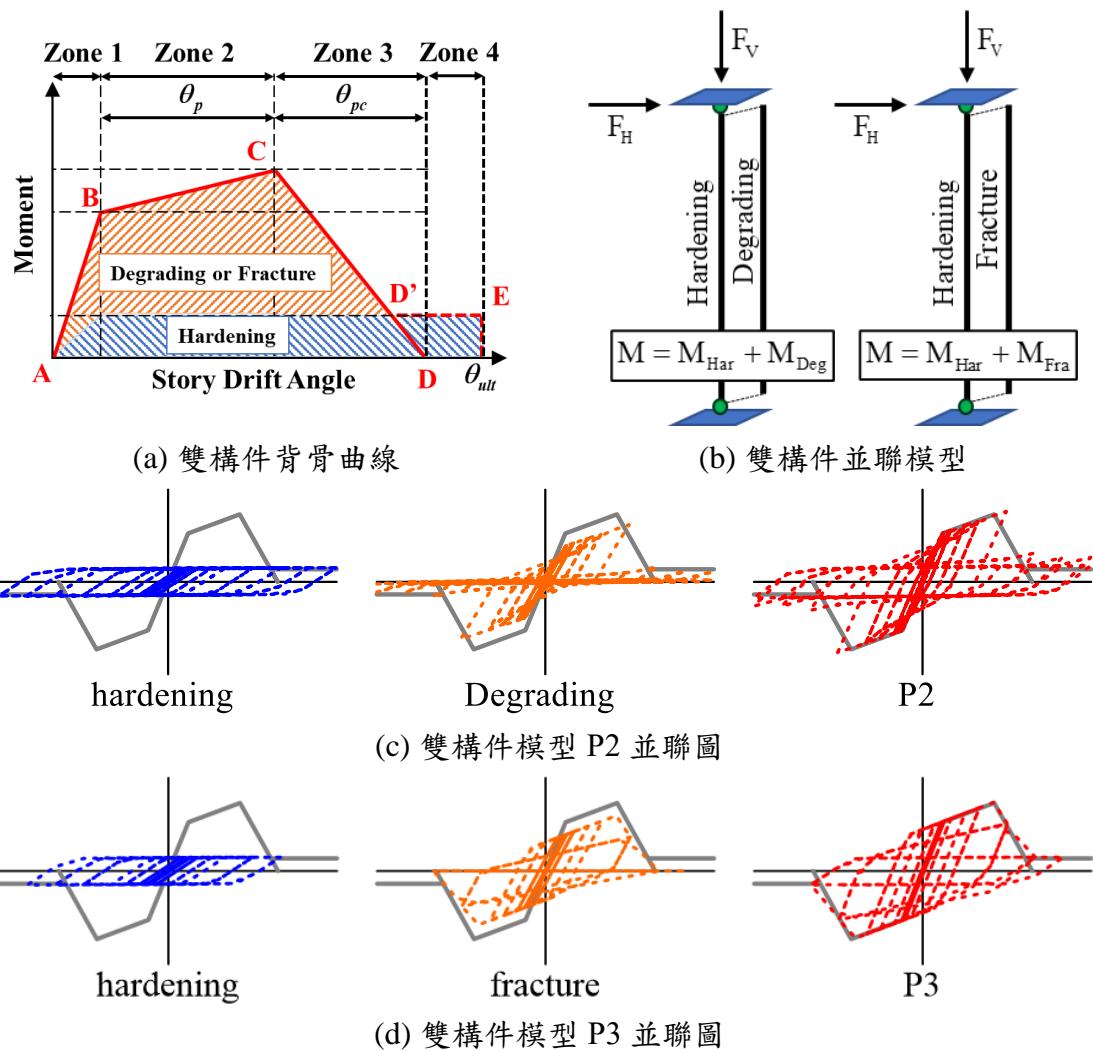


圖 4.3 雙材料構件模型介紹

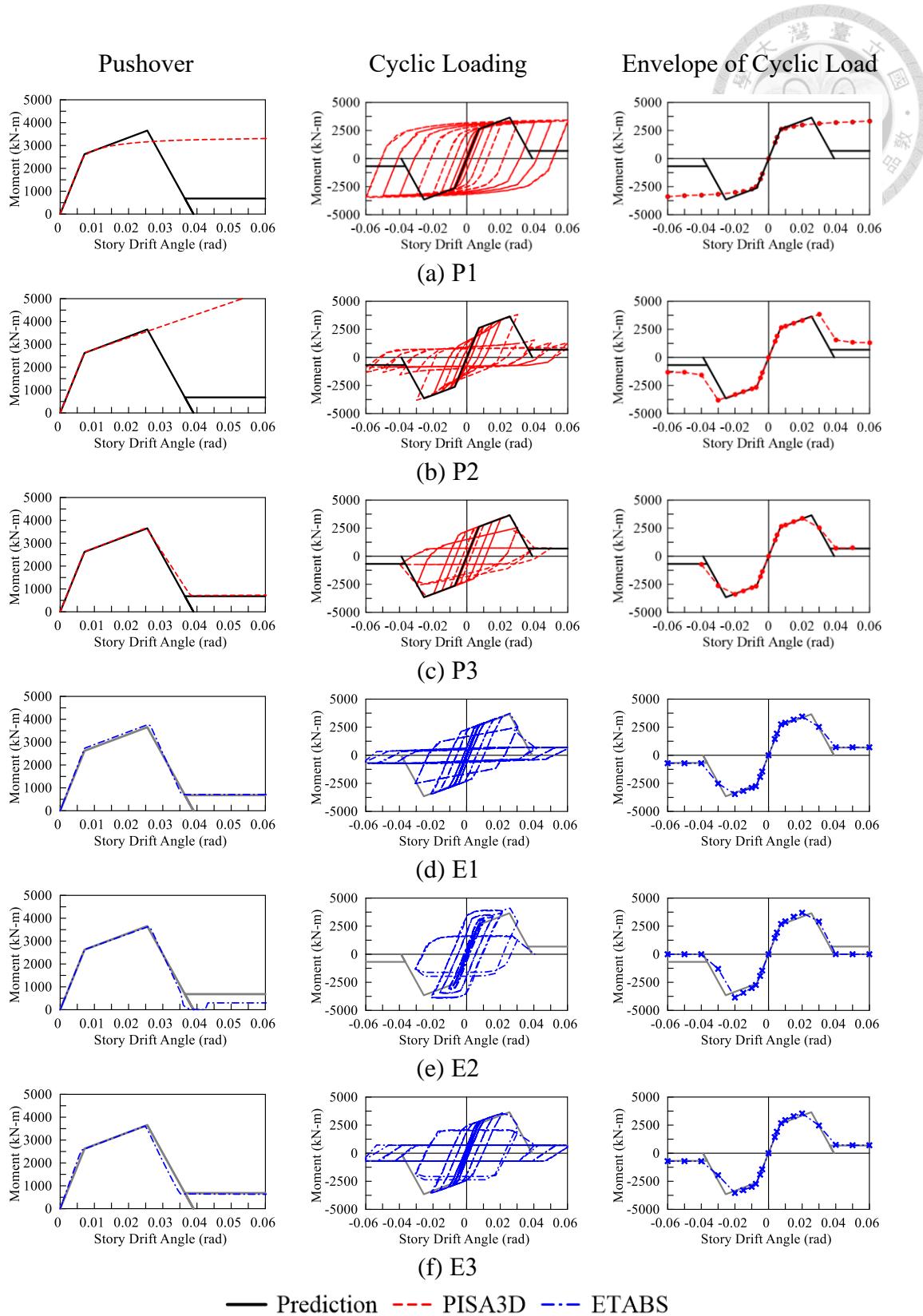
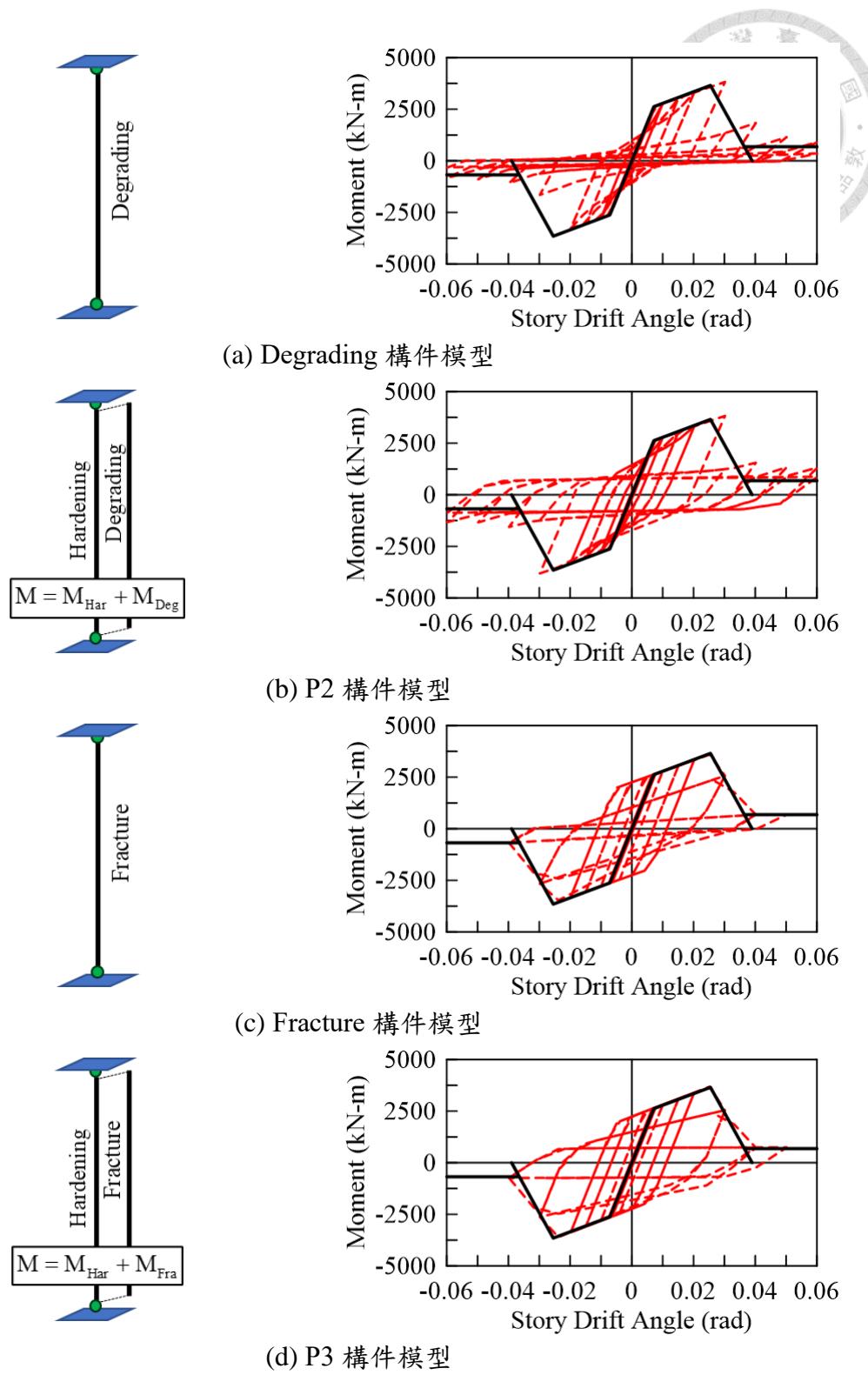
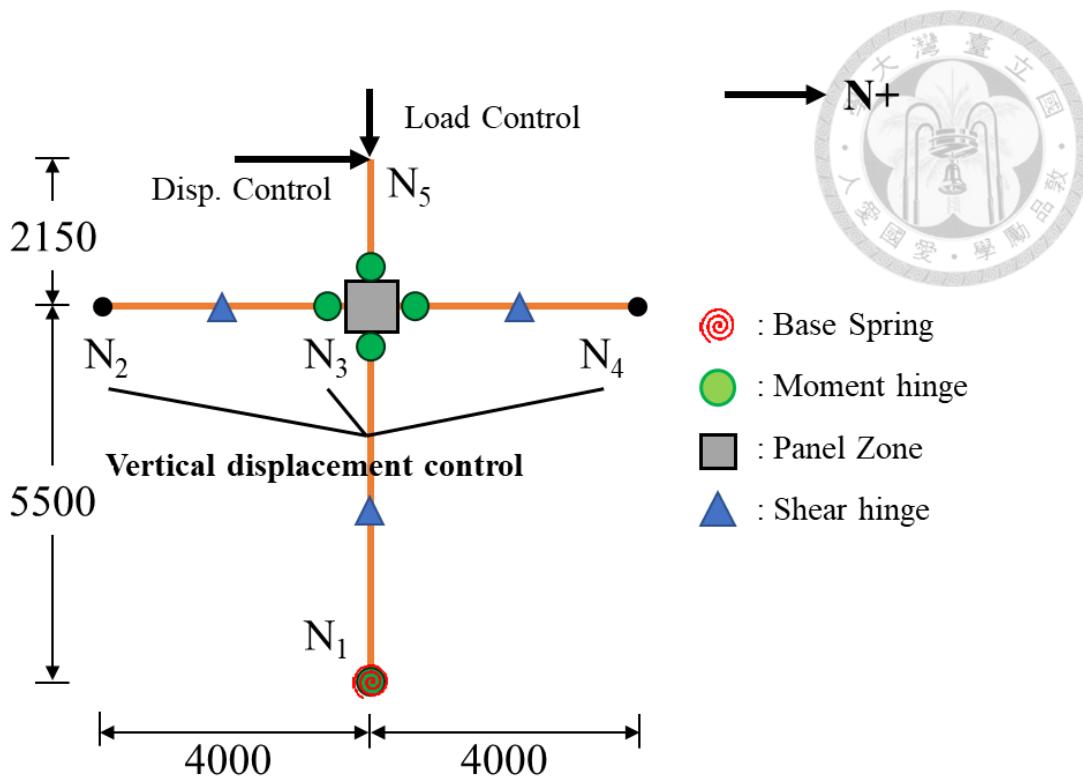
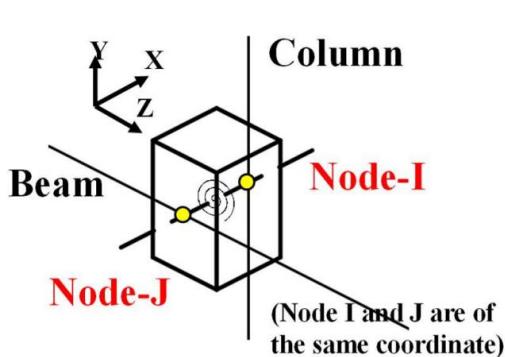


圖 4.4 構件行為與背骨曲線比較

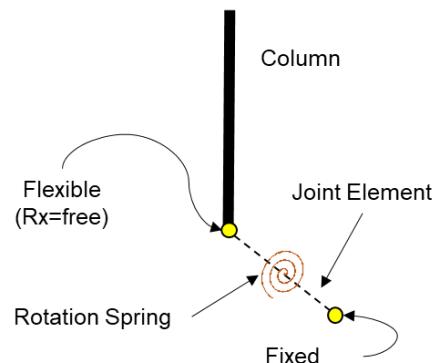




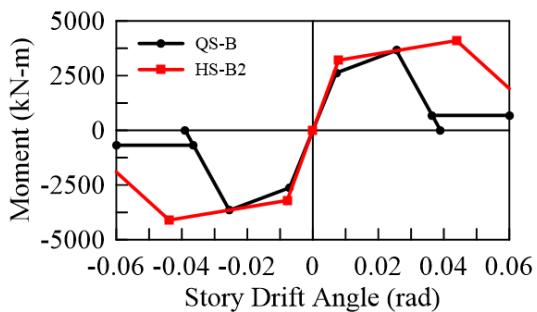
(a) 簡易模型圖 (單位 : mm)



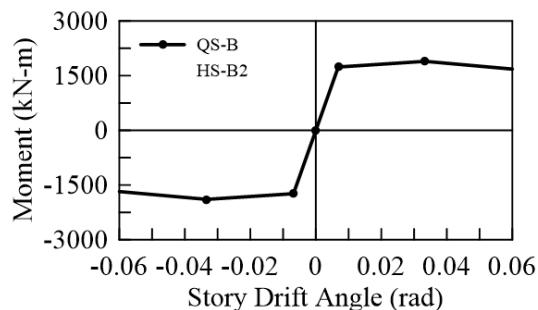
(b) Panel Zone



(c) Base Spring



(d) 柱構件背骨曲線



(e) 梁構件背骨曲線

圖 4.6 子構架模型介紹

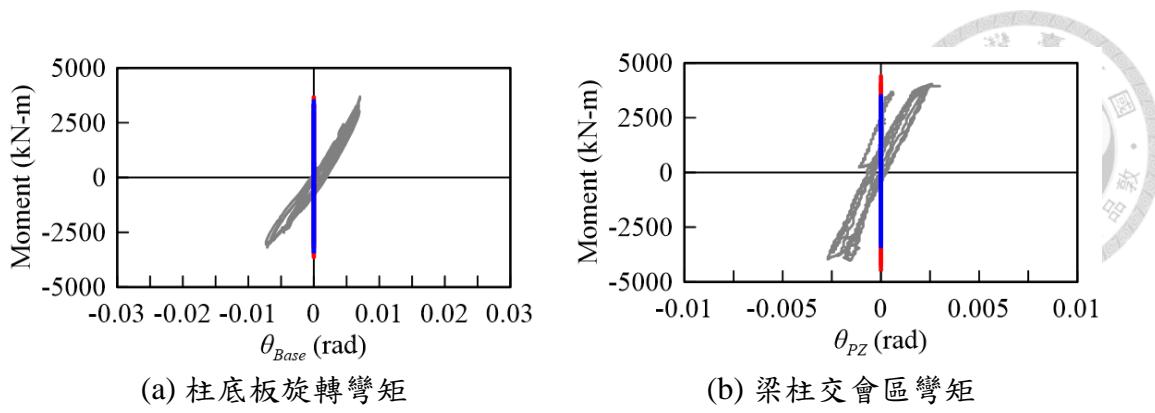


圖 4.7 QS-B-S 分析結果與試驗比較（無彈簧）

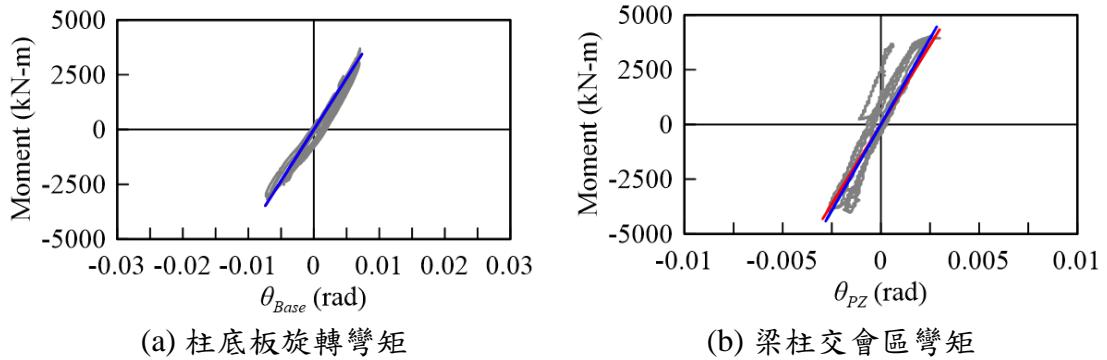


圖 4.8 QS-B-S 分析結果與試驗比較（線性彈簧）

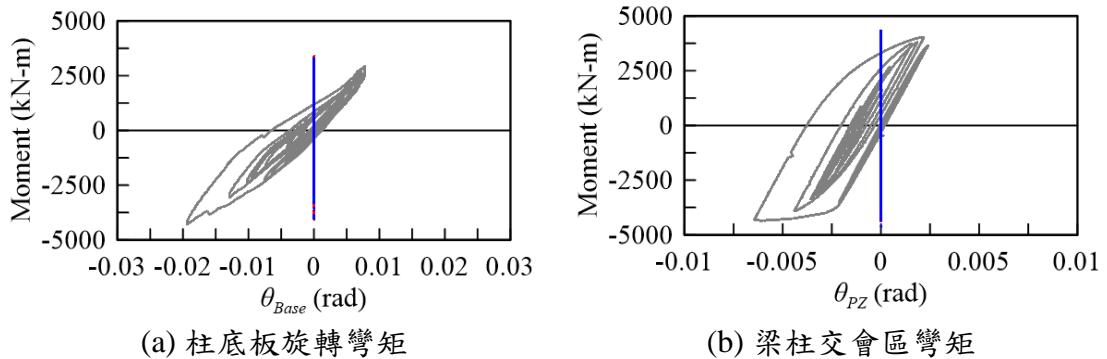
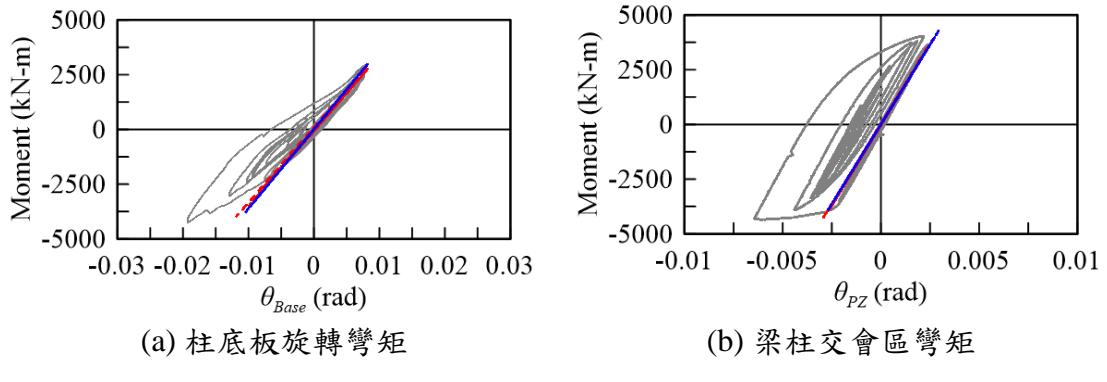


圖 4.9 HS-B2-S 分析結果與試驗比較（無彈簧）



— Test — PISA3D — ETABS

圖 4.10 HS-B2-S 分析結果與試驗比較（線性彈簧）

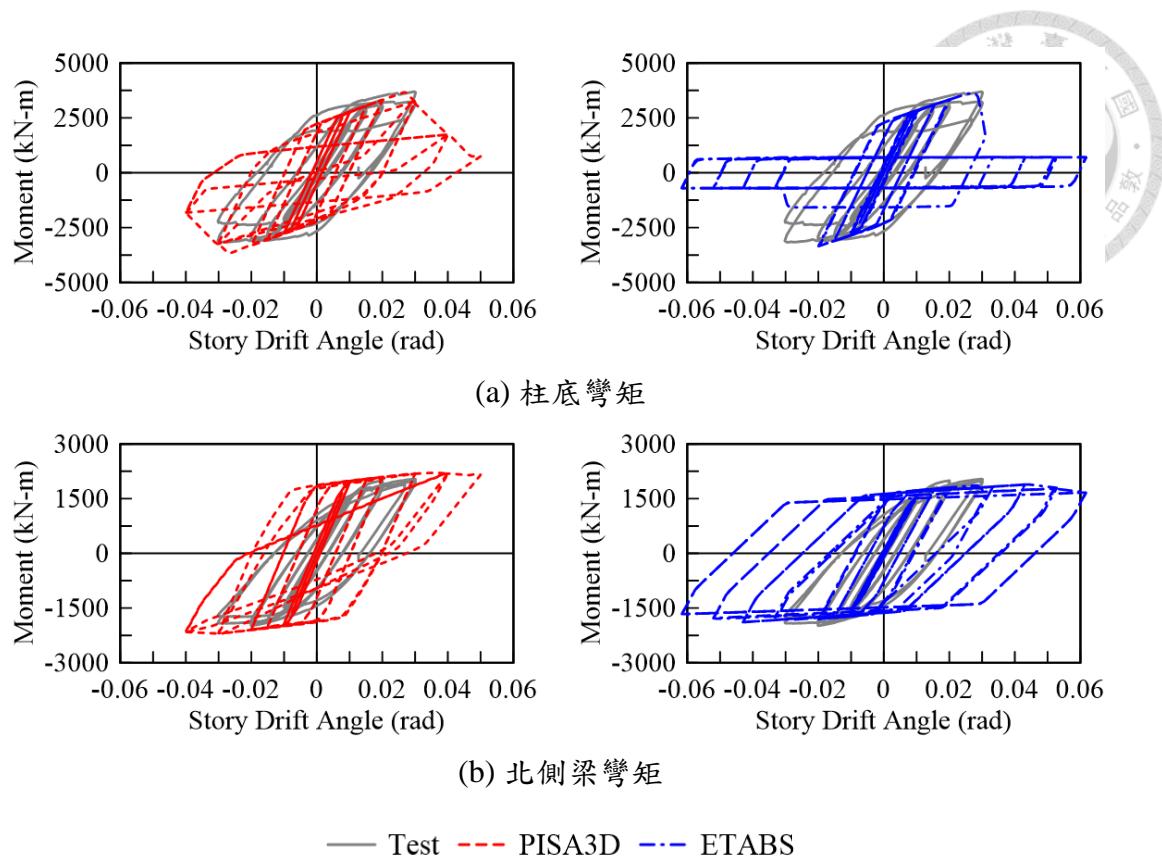


圖 4.11 QS-B-S 分析結果與試驗比較（修正前）

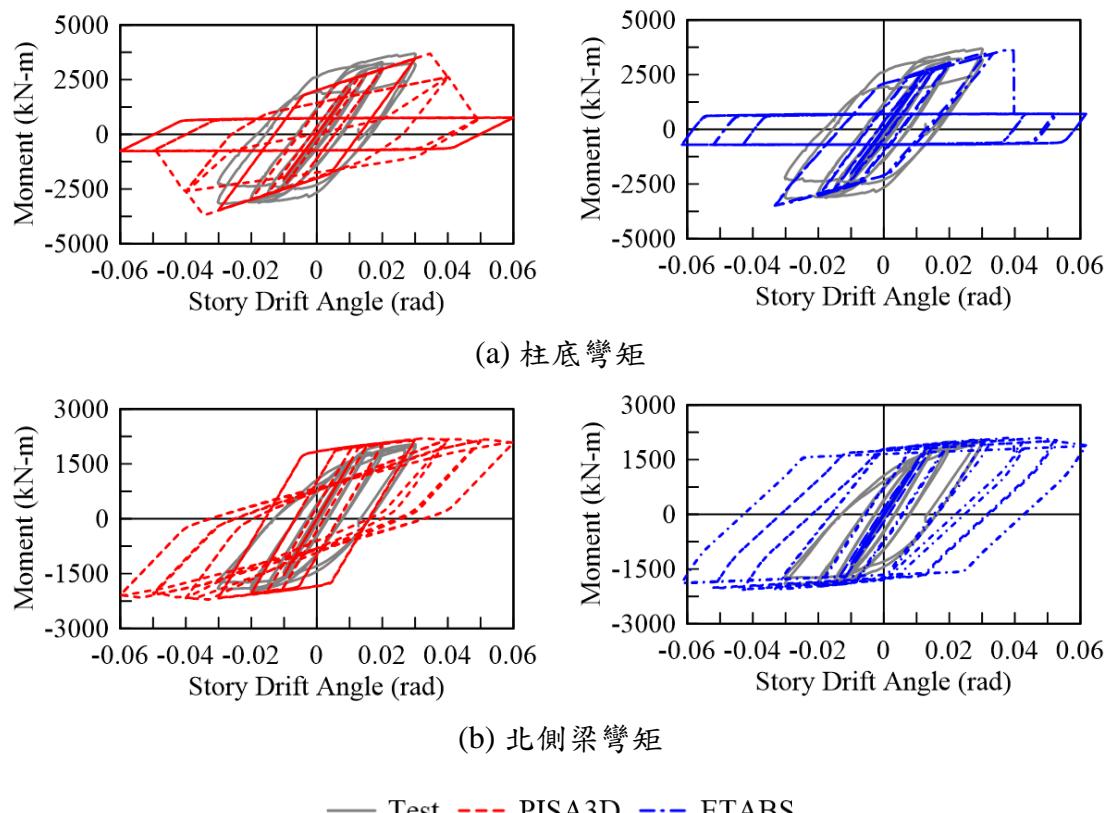


圖 4.12 QS-B-S 分析結果與試驗比較（修正後）

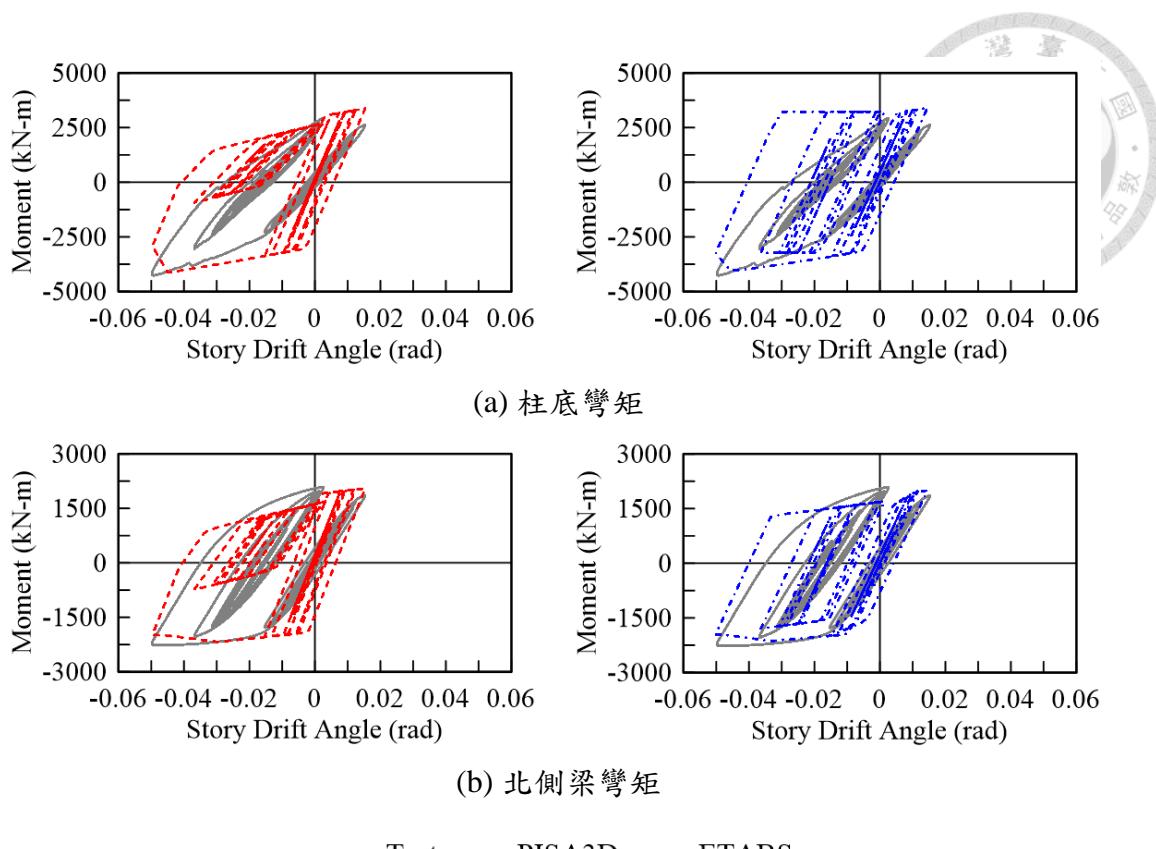


圖 4.13 HS-B2-S 分析結果與試驗比較（修正前）

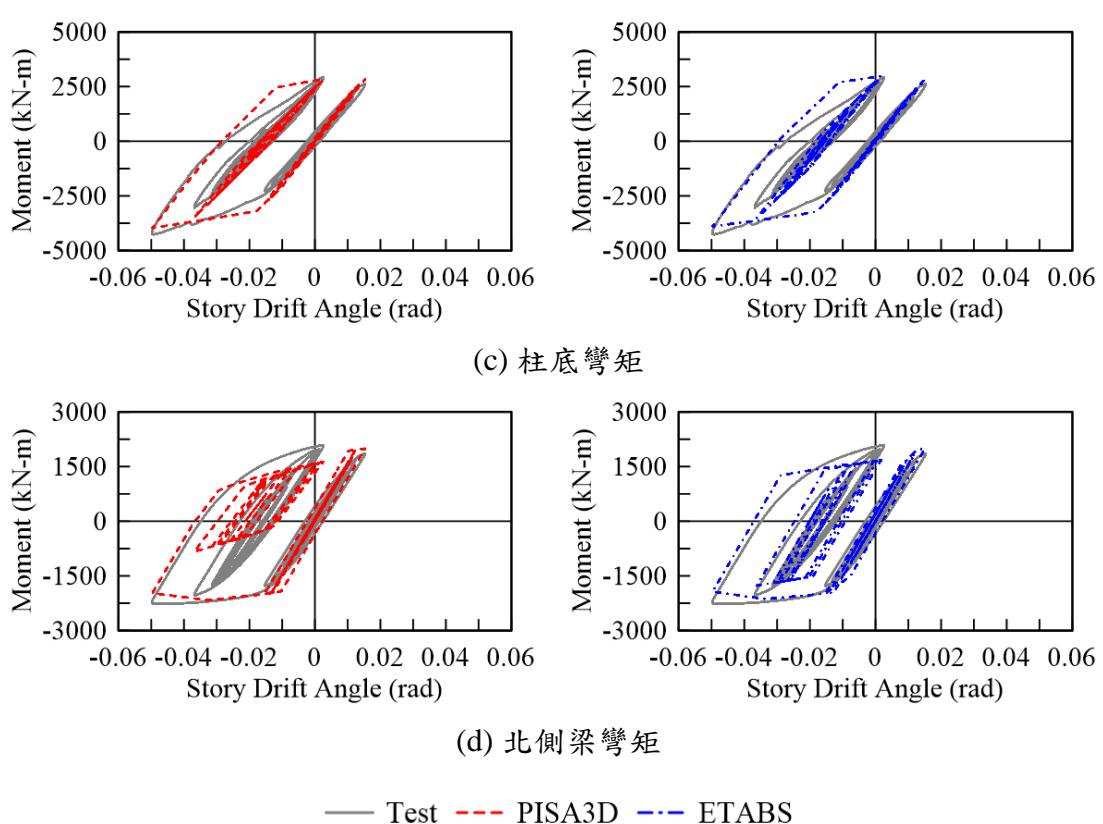


圖 4.14 HS-B2-S 分析結果與試驗比較（修正後）

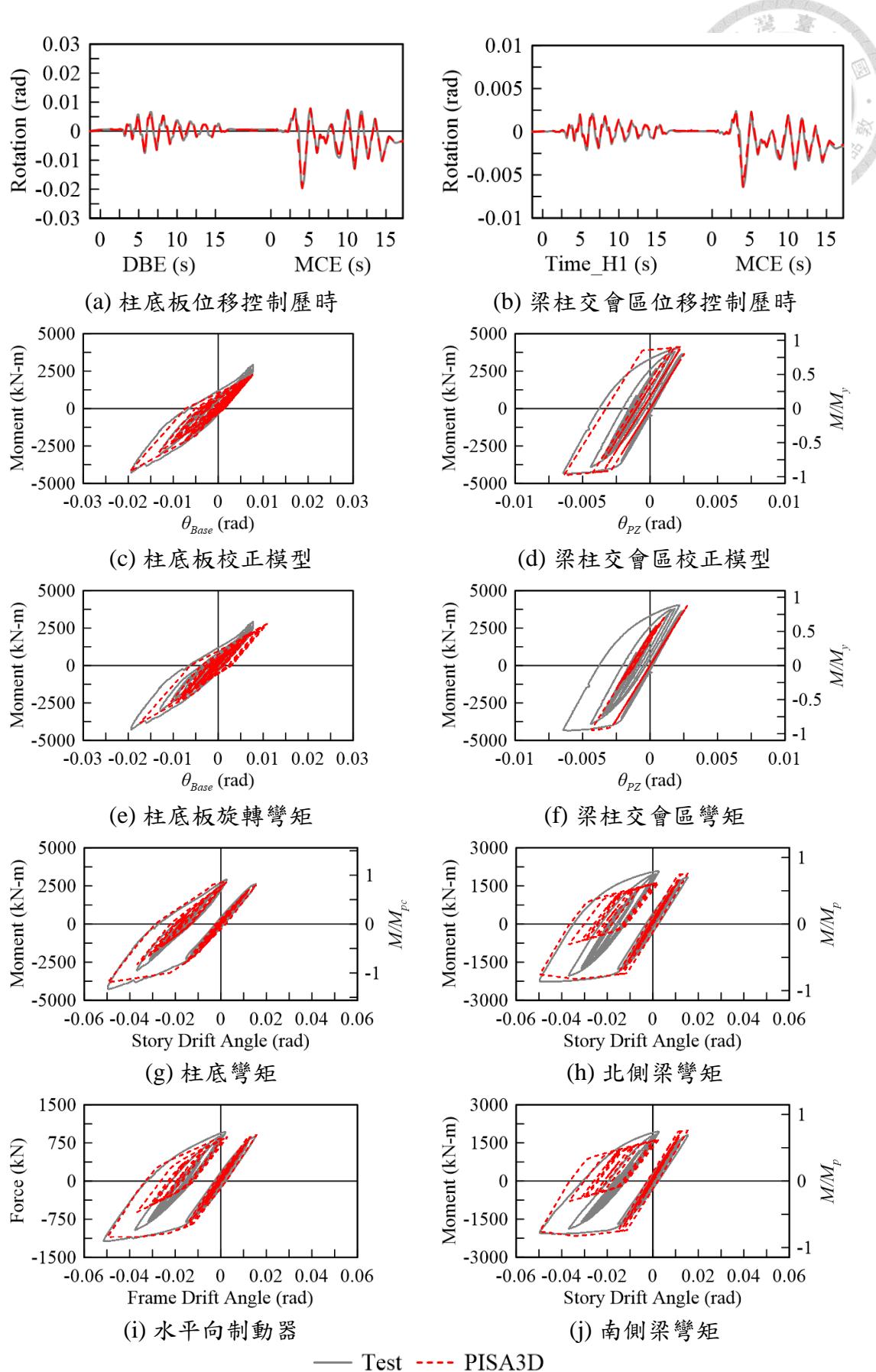


圖 4.15 HS-B2-S-P 分析結果與試驗比較（塑性彈簧）

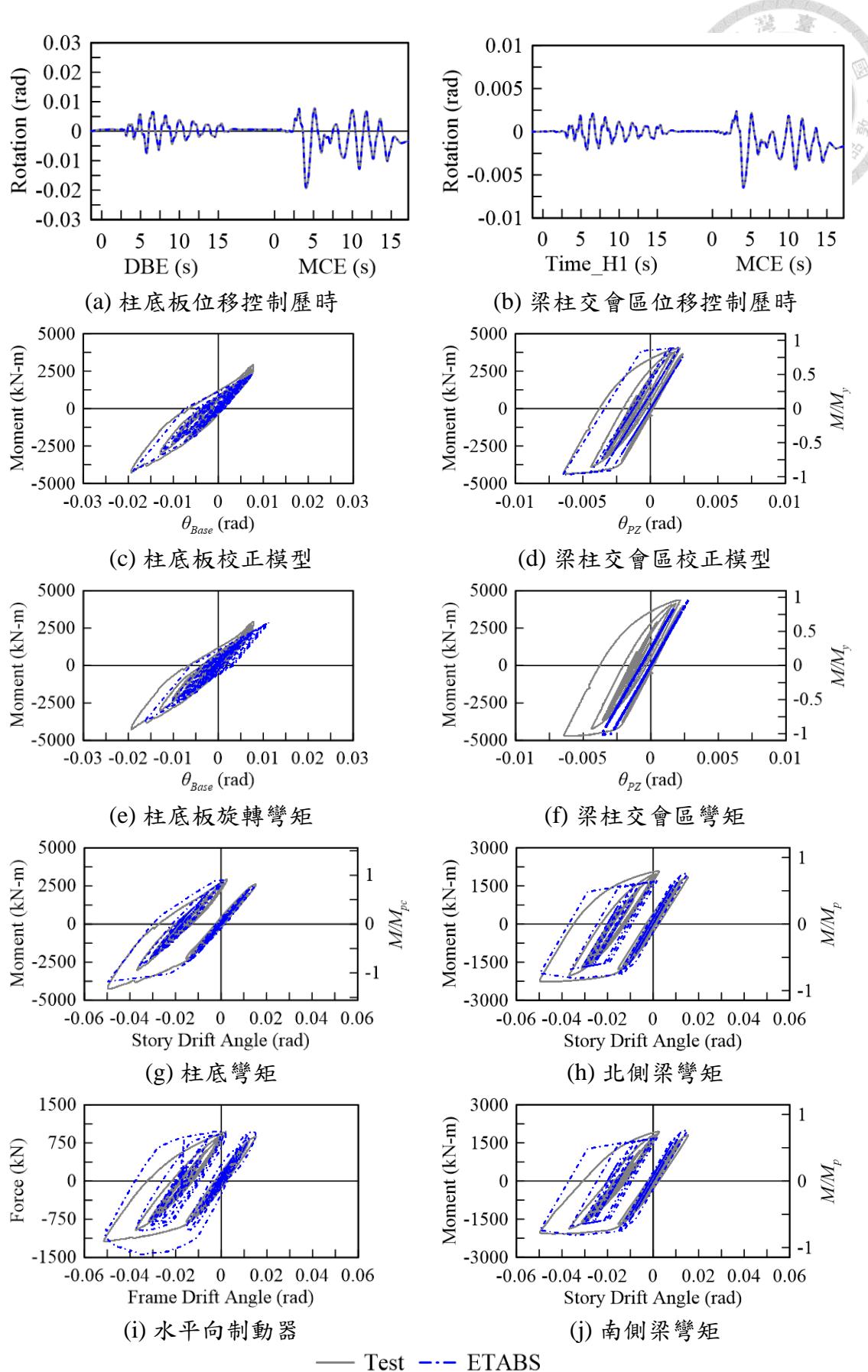


圖 4.16 HS-B2-S-E 分析結果與試驗比較（塑性彈簧）

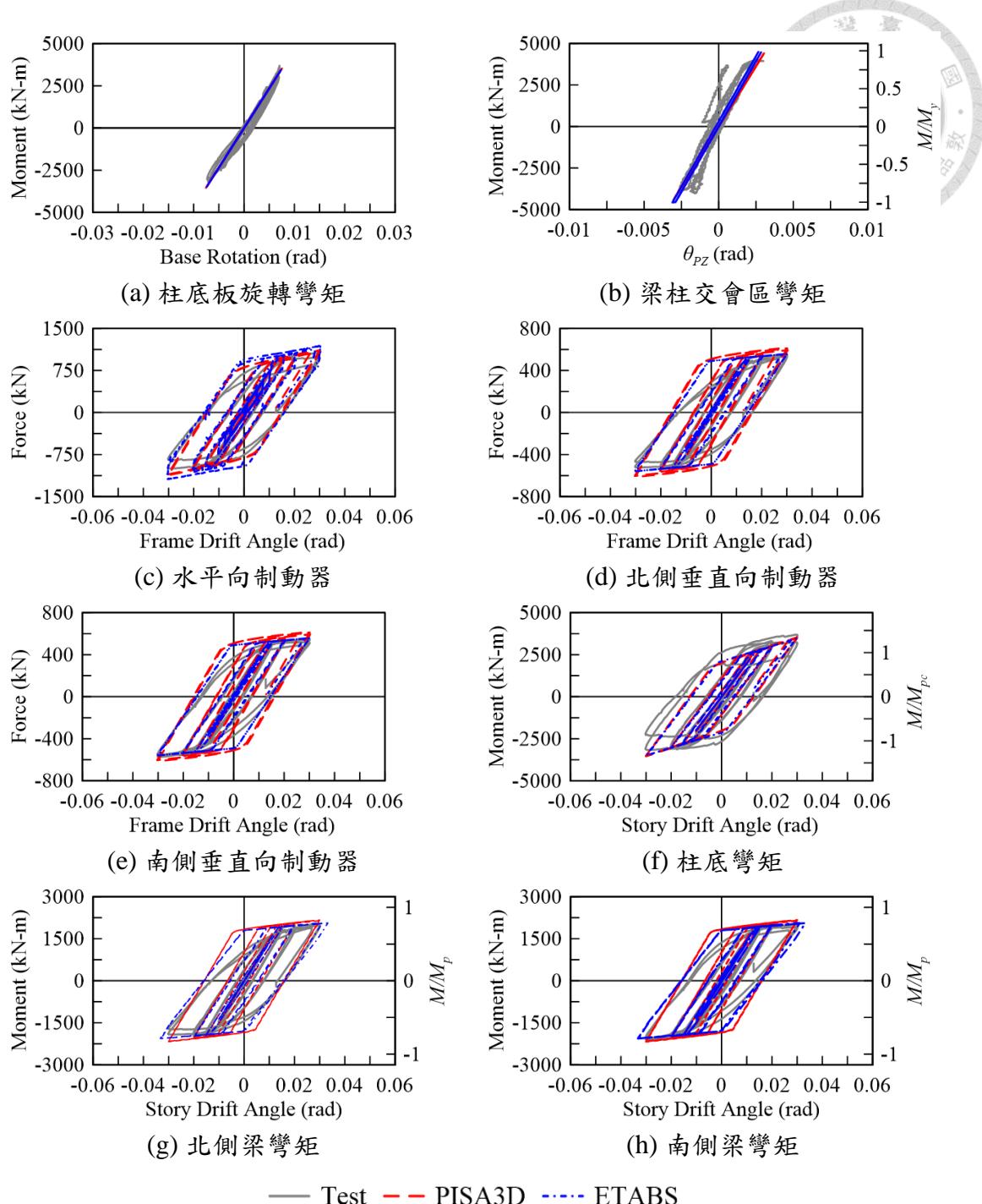


圖 4.17 QS-B-S 分析結果與試驗比較

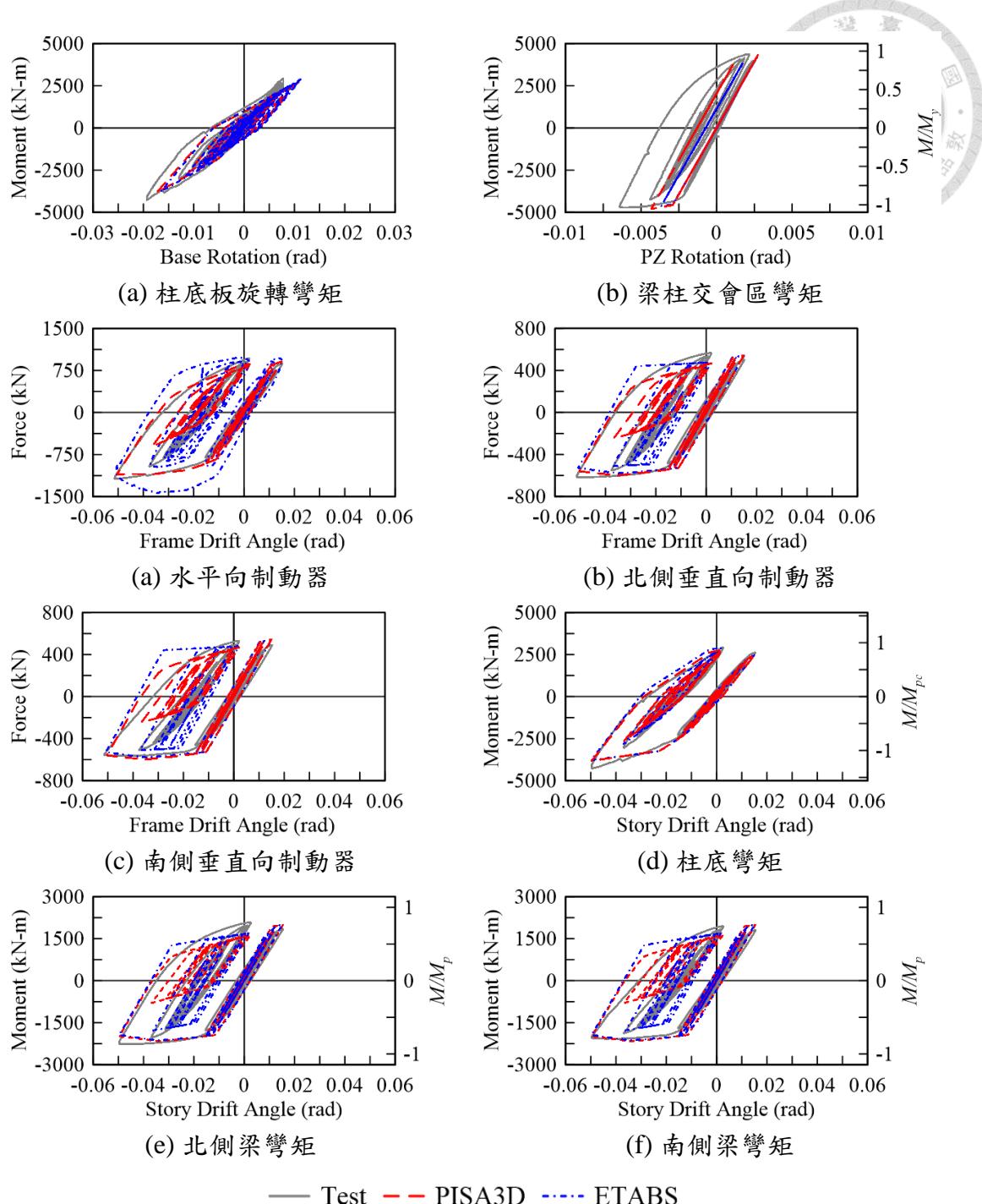
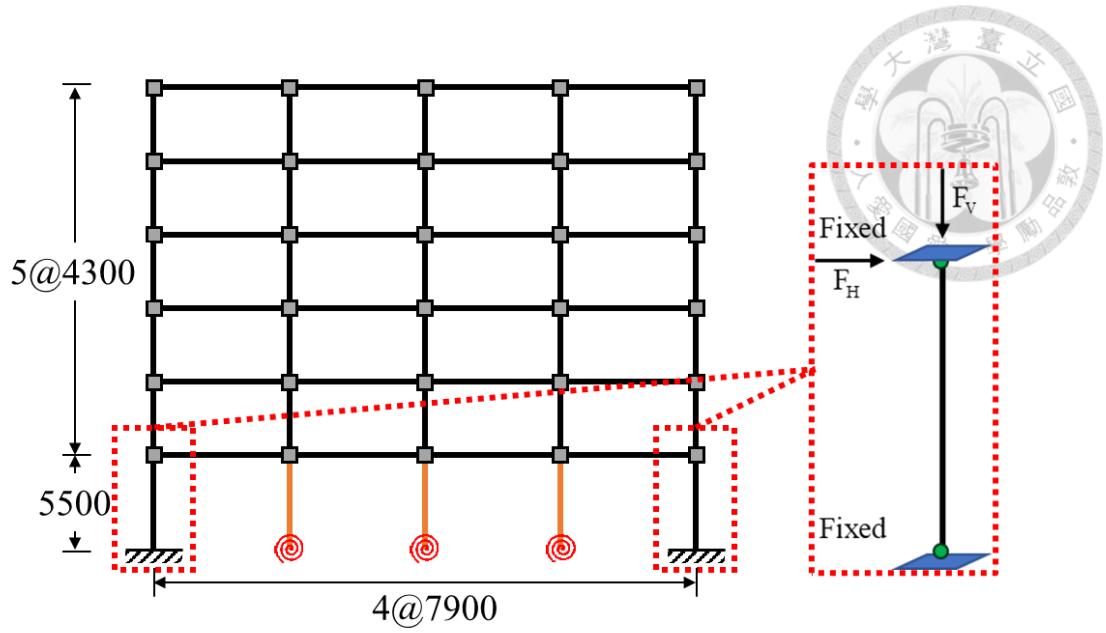


圖 4.18 HS-B2-S 分析結果與試驗比較



(a) 簡易模型圖 (單位: mm)

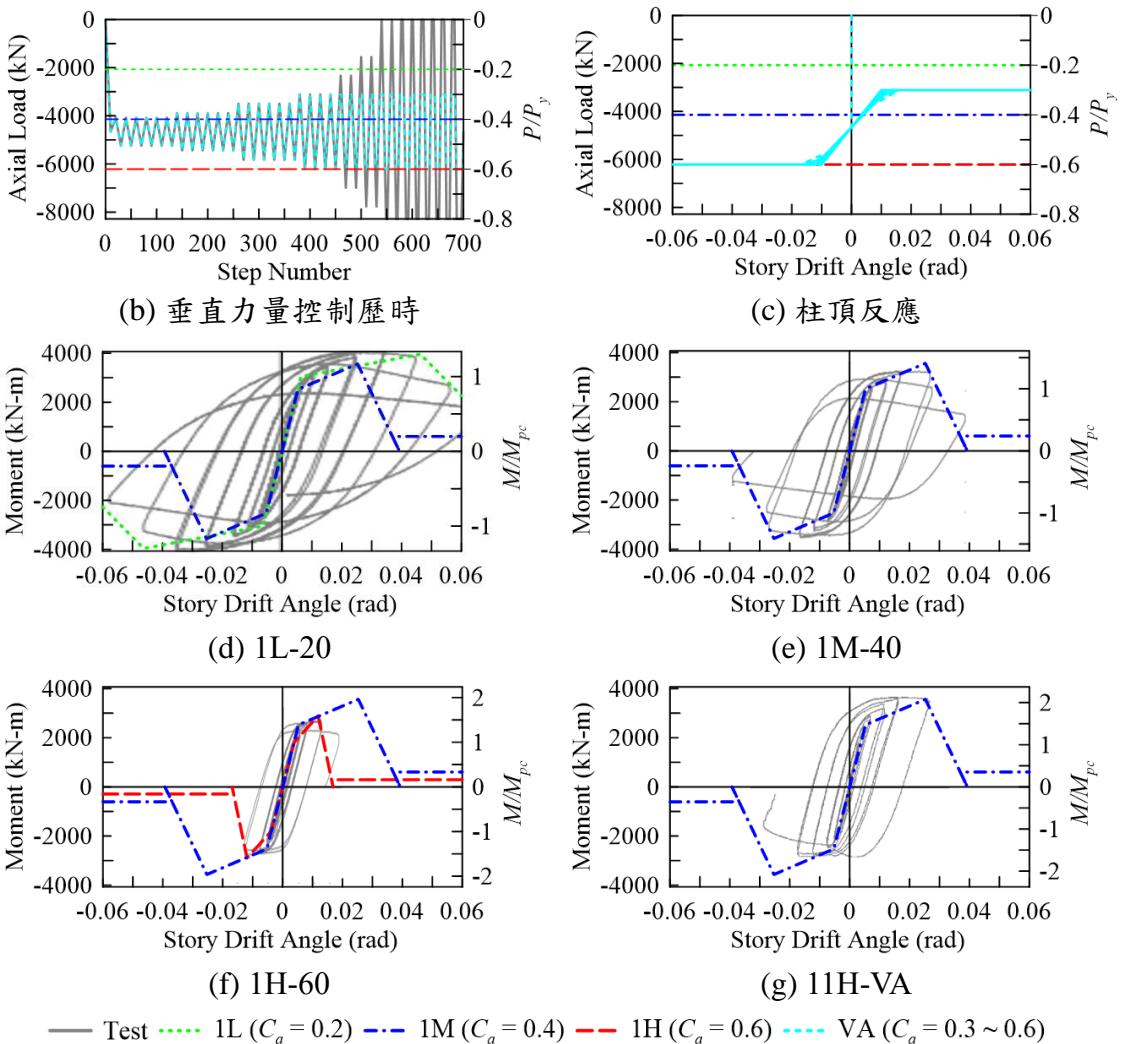


圖 4.19 單柱模型介紹 (Ozkula (2017))

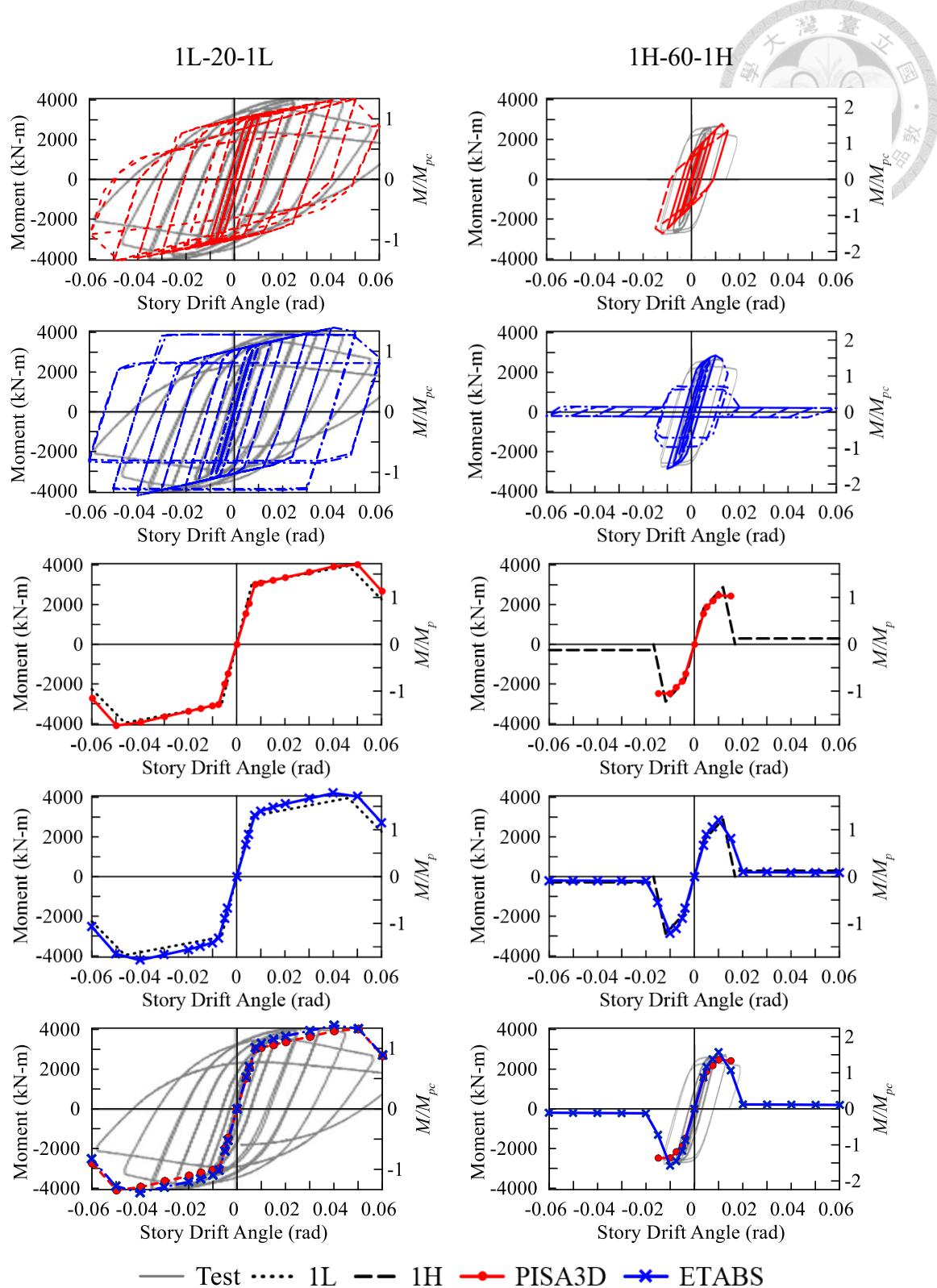


圖 4.20 不同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果

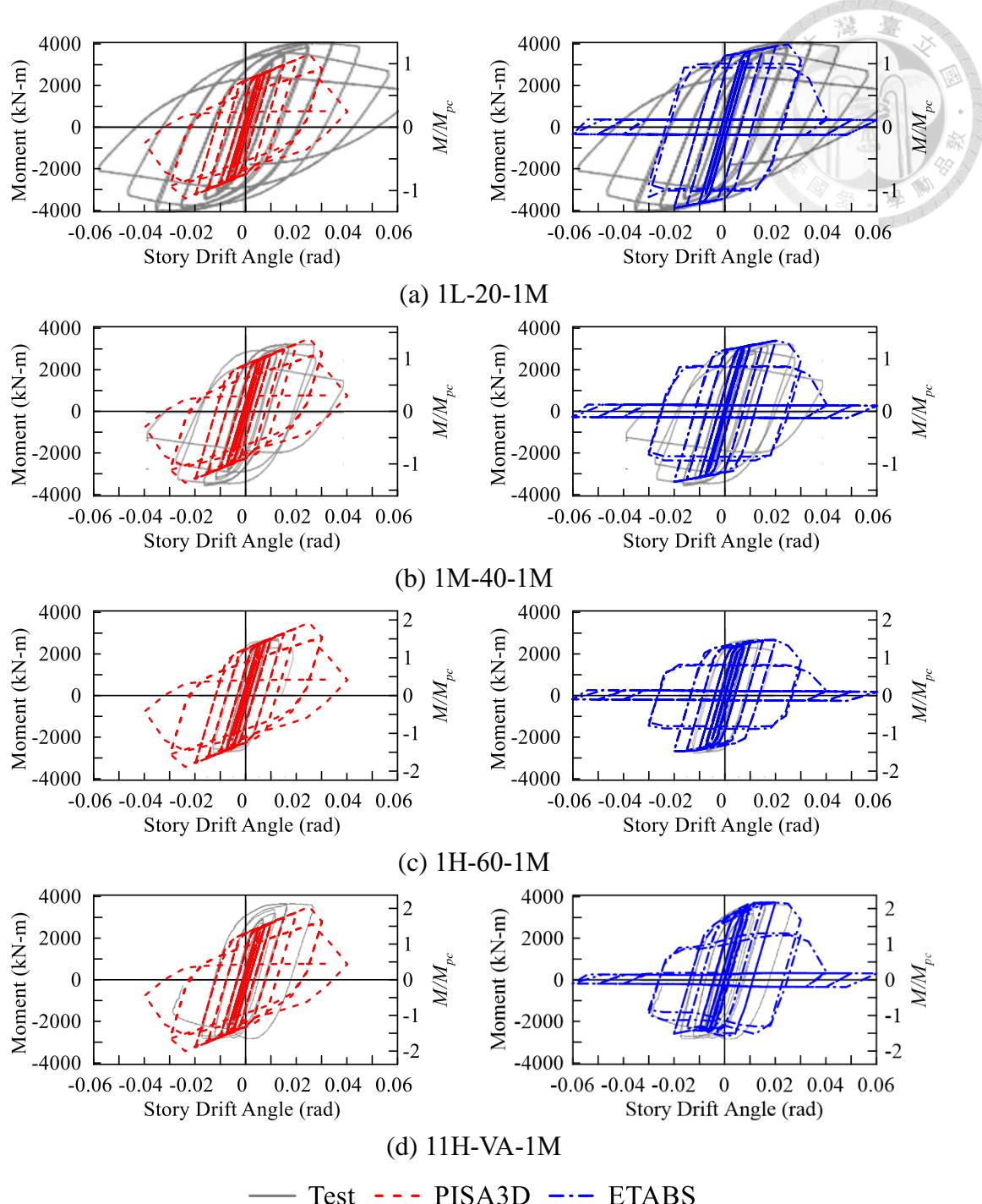


圖 4.21 相同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果（遲滯迴圈）

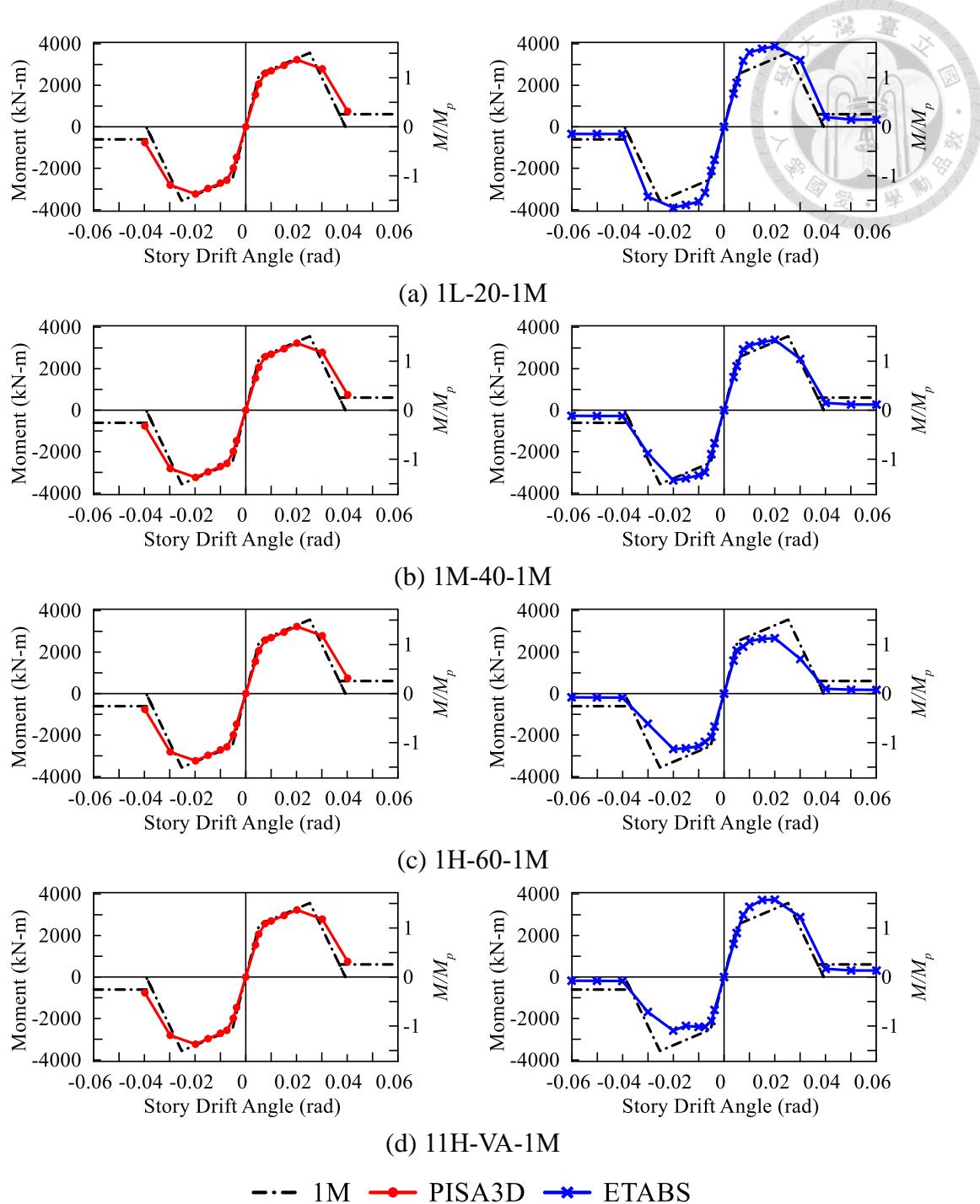


圖 4.22 相同背骨曲線塑鍊於不同軸力之分析結果（包絡線）

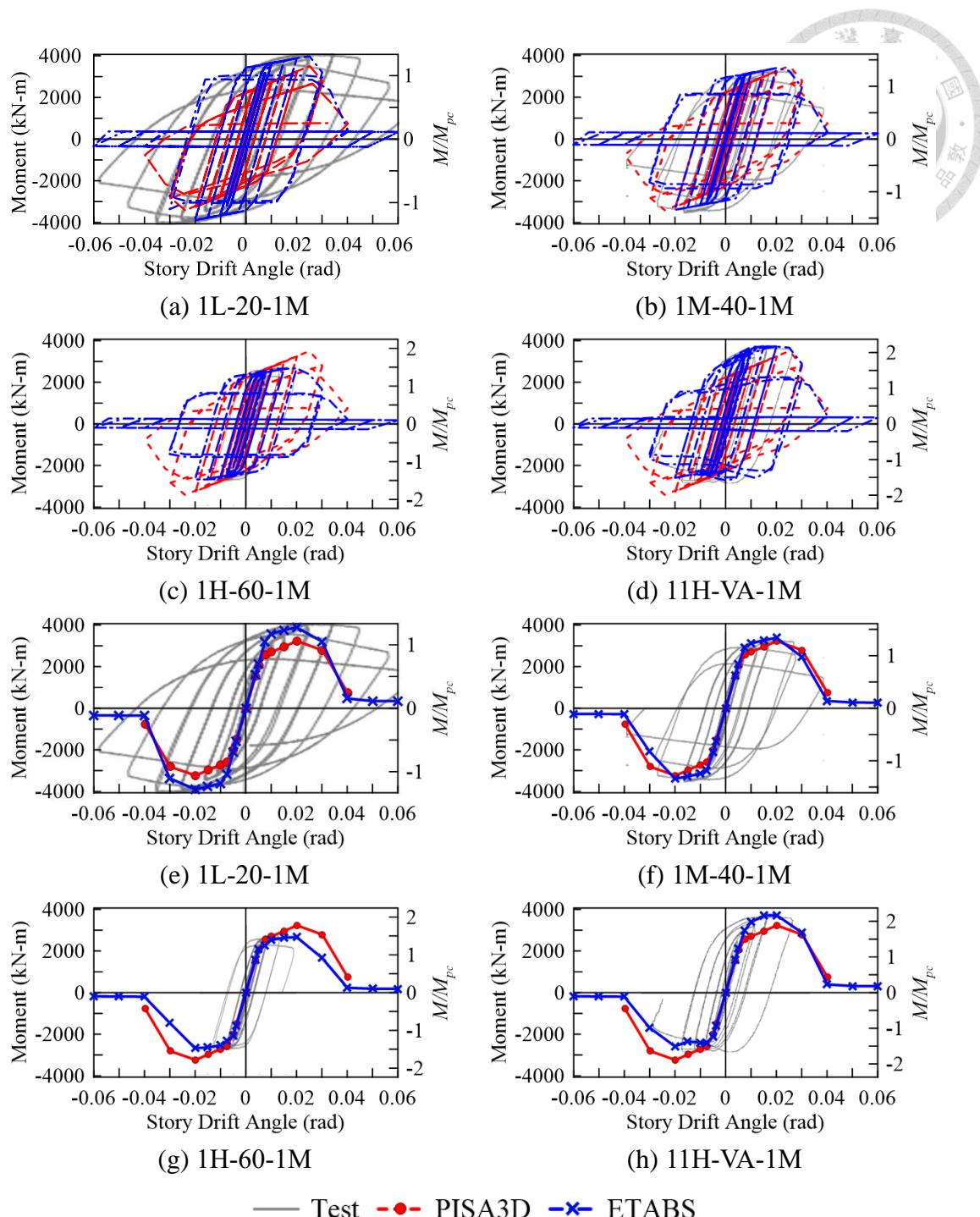


圖 4.23 相同背骨曲線塑鉸於不同軸力之分析結果（軟體比較）

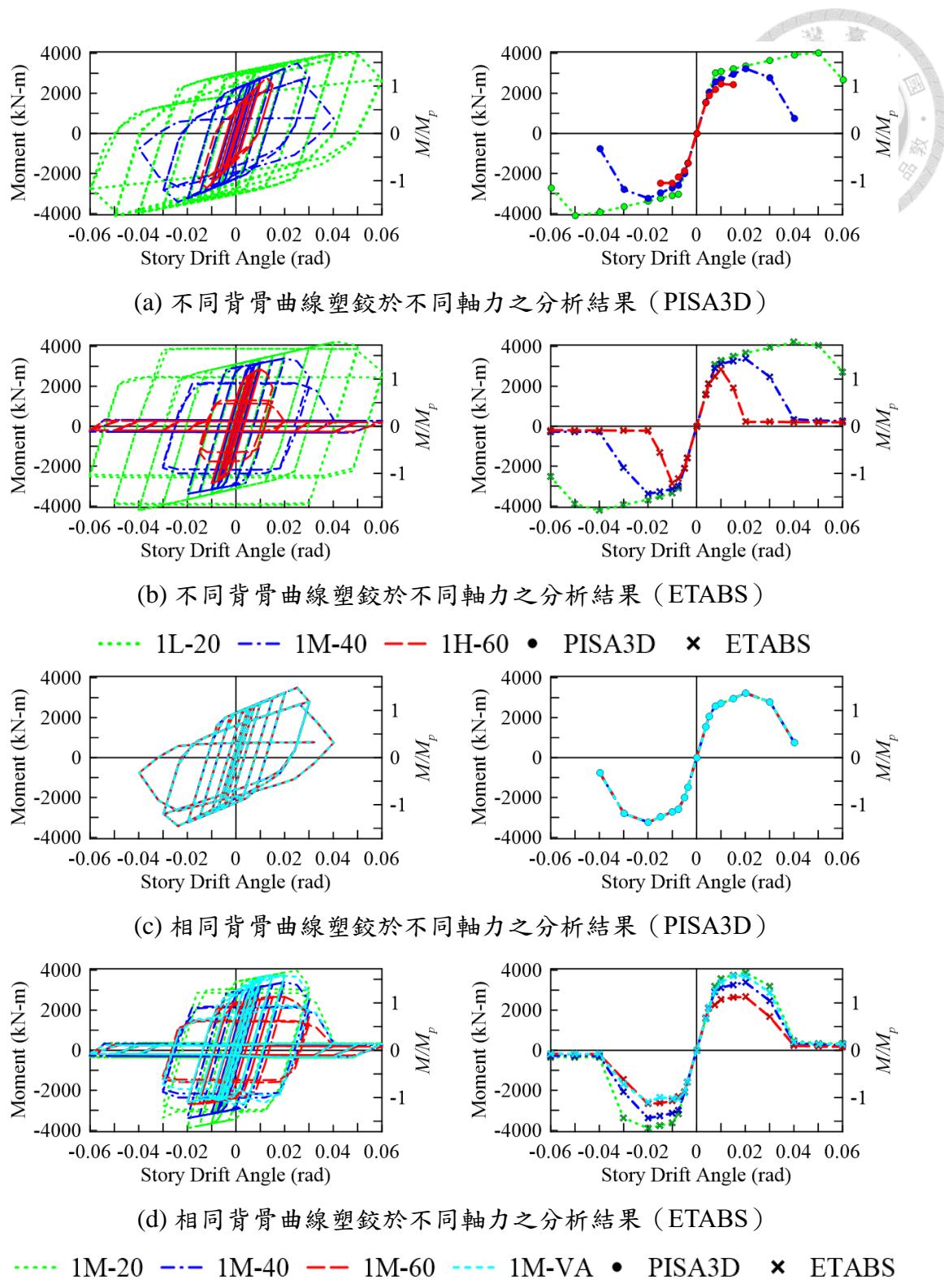


圖 4.24 於相同軟體之分析結果比較

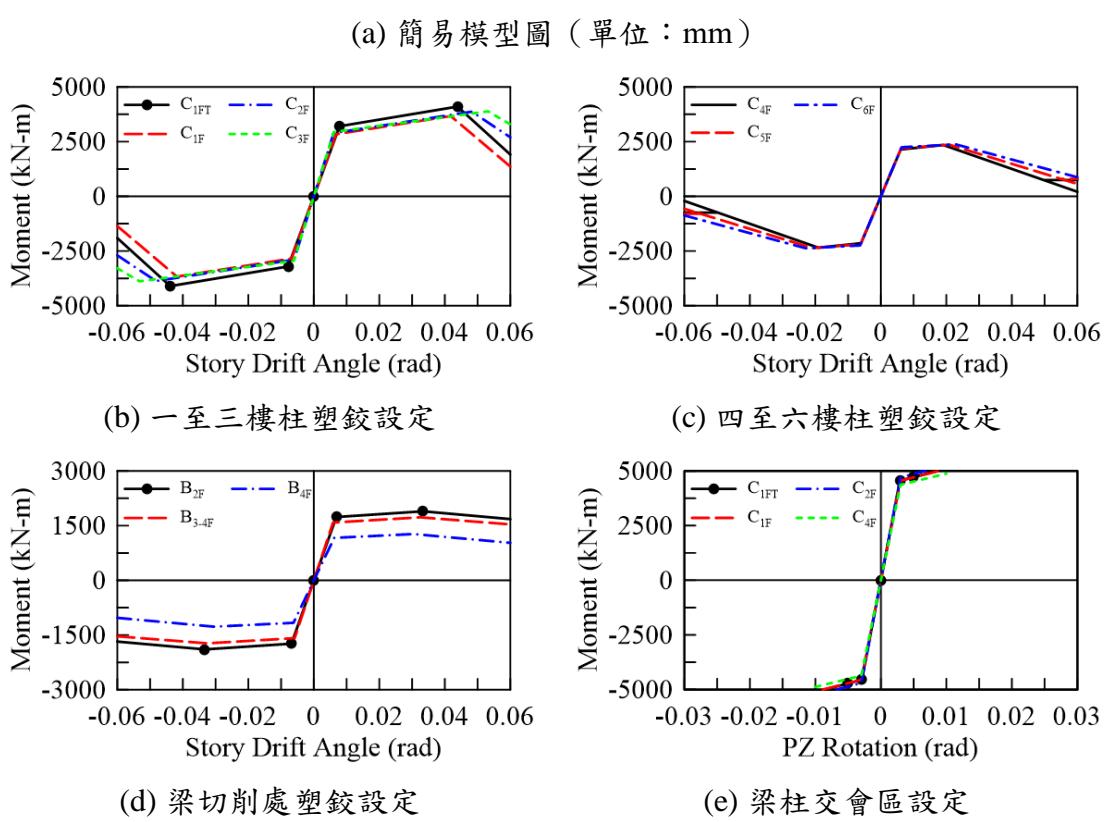
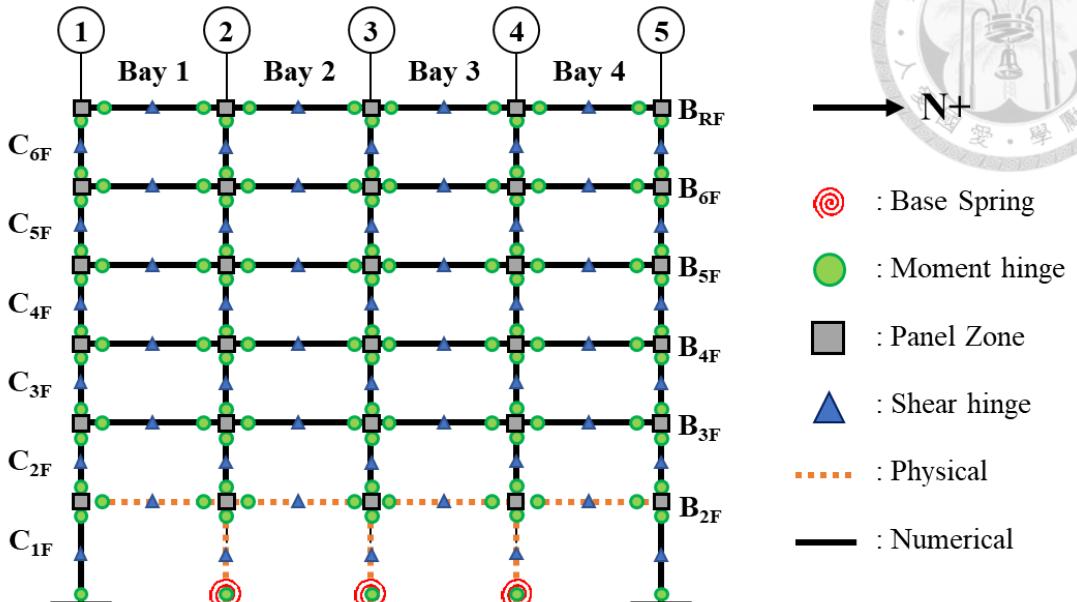
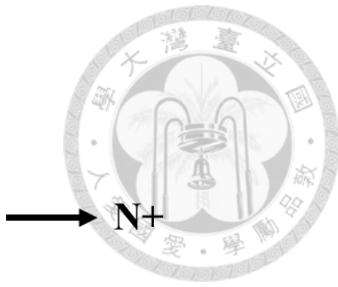


圖 4.25 整體構架模型介紹

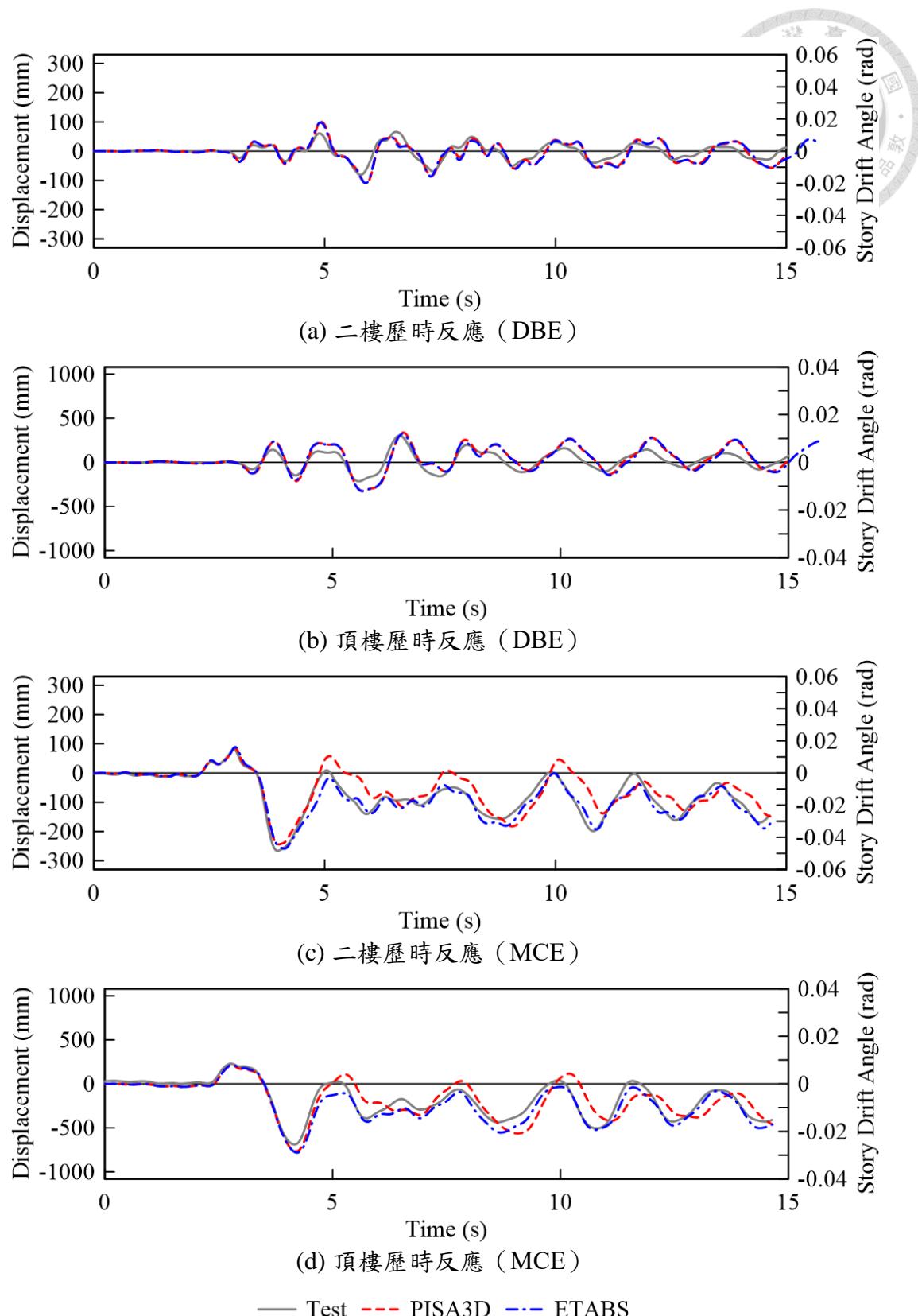


圖 4.26 HS-B2 整體構架位移歷時分析結果與試驗比較

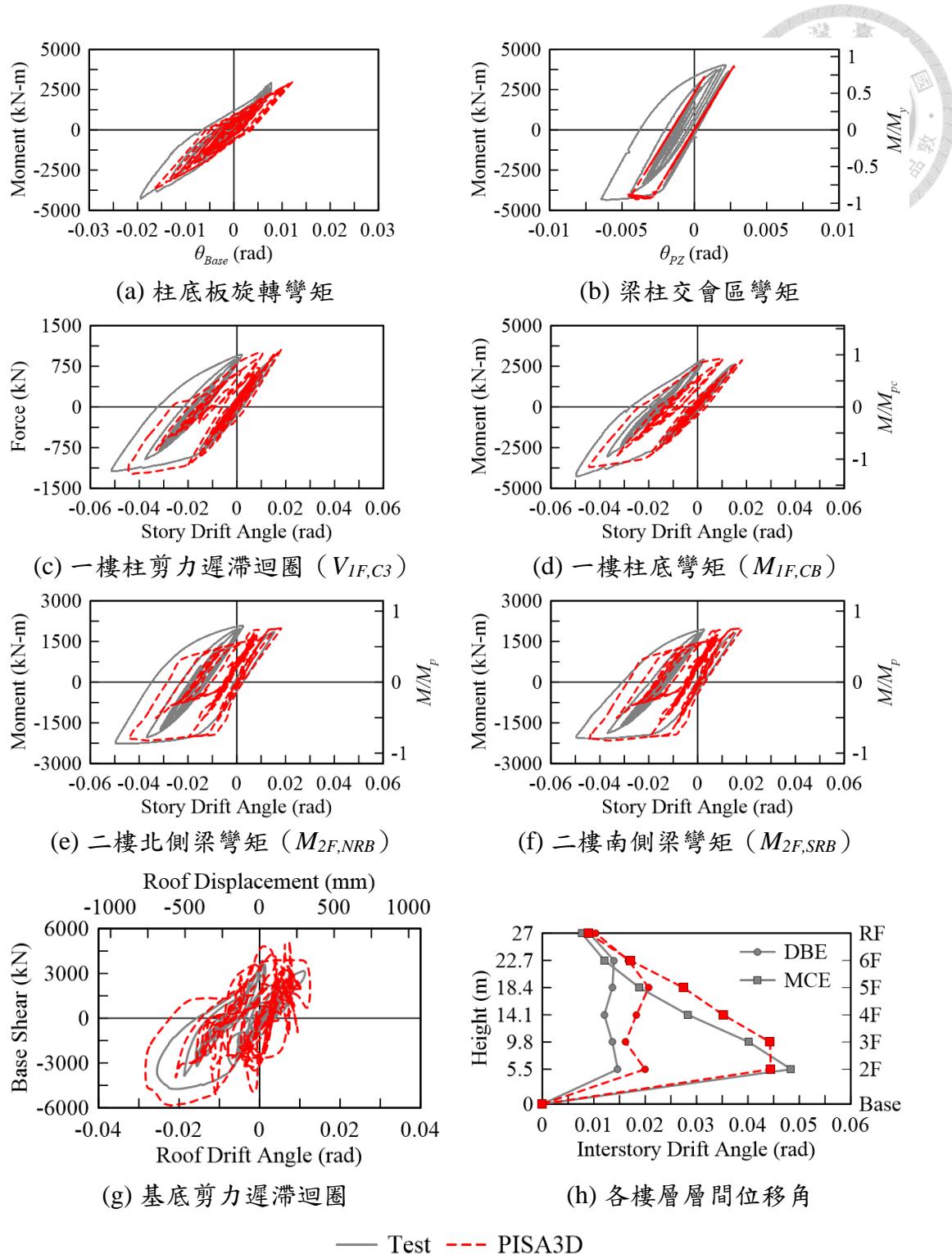


圖 4.27 HS-B2 整體構架分析結果與試驗比較 (PISA3D)

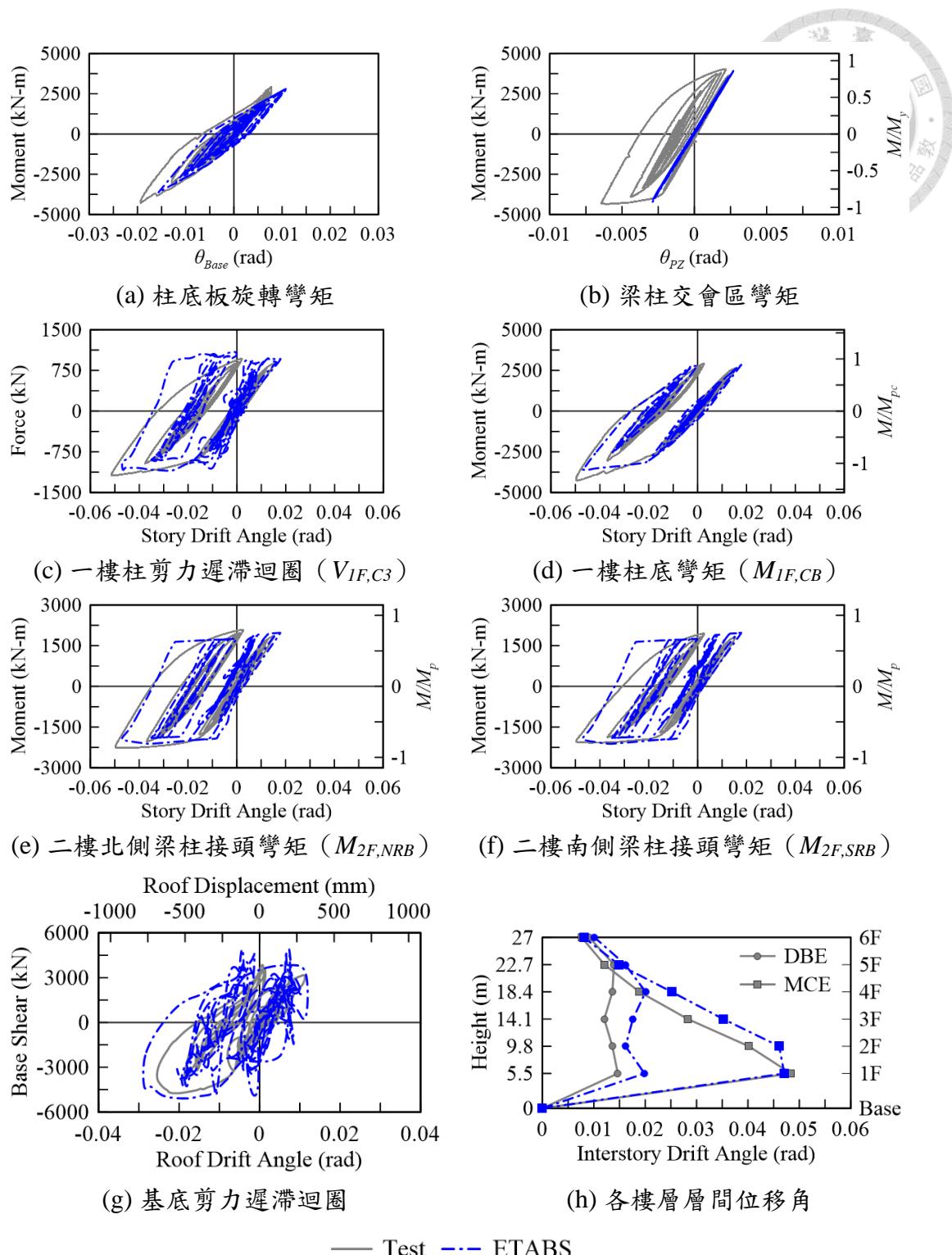


圖 4.28 HS-B2 整體構架分析結果與試驗比較 (ETABS)

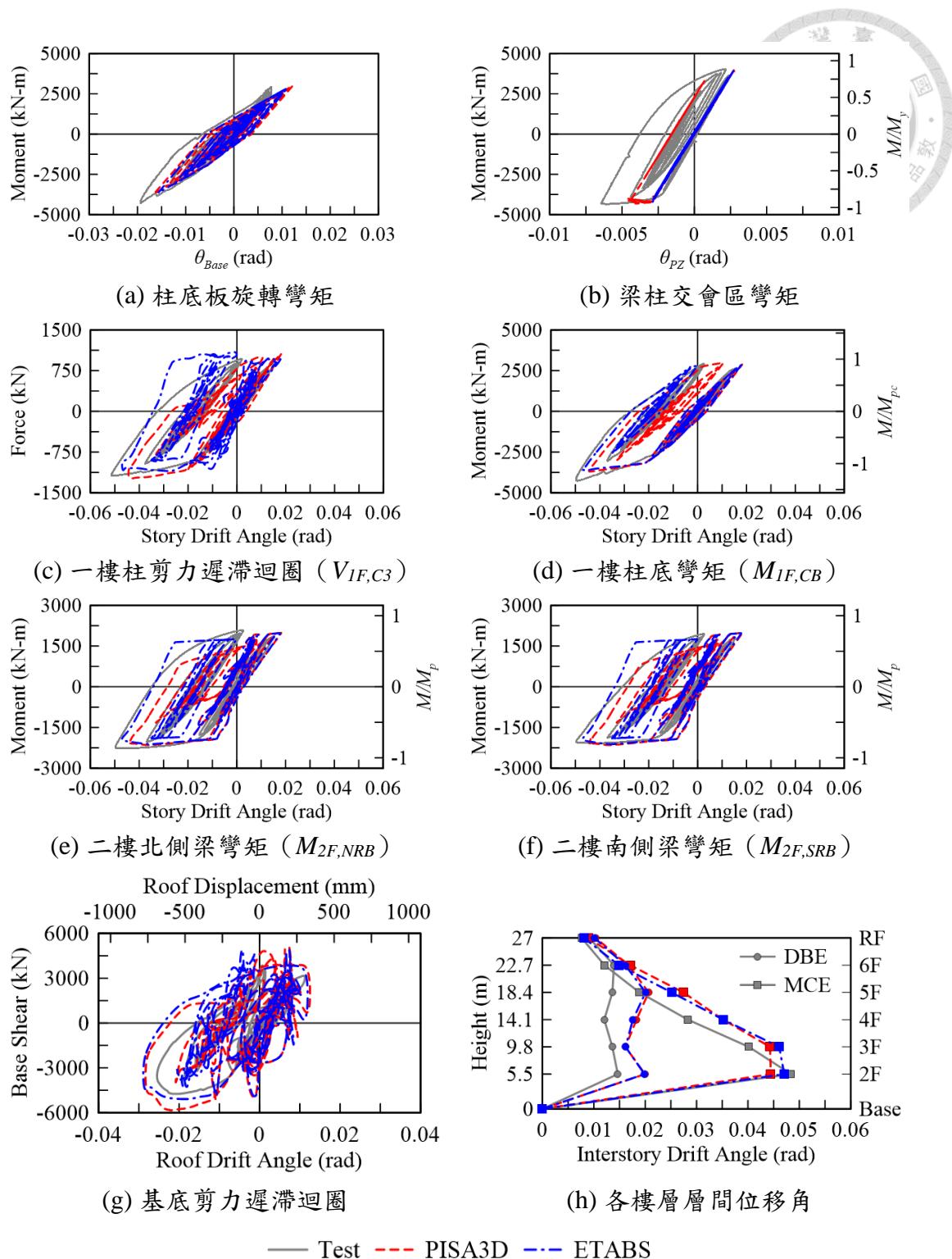


圖 4.29 HS-B2 整體構架分析結果與試驗比較 (PISA3D vs ETABS)

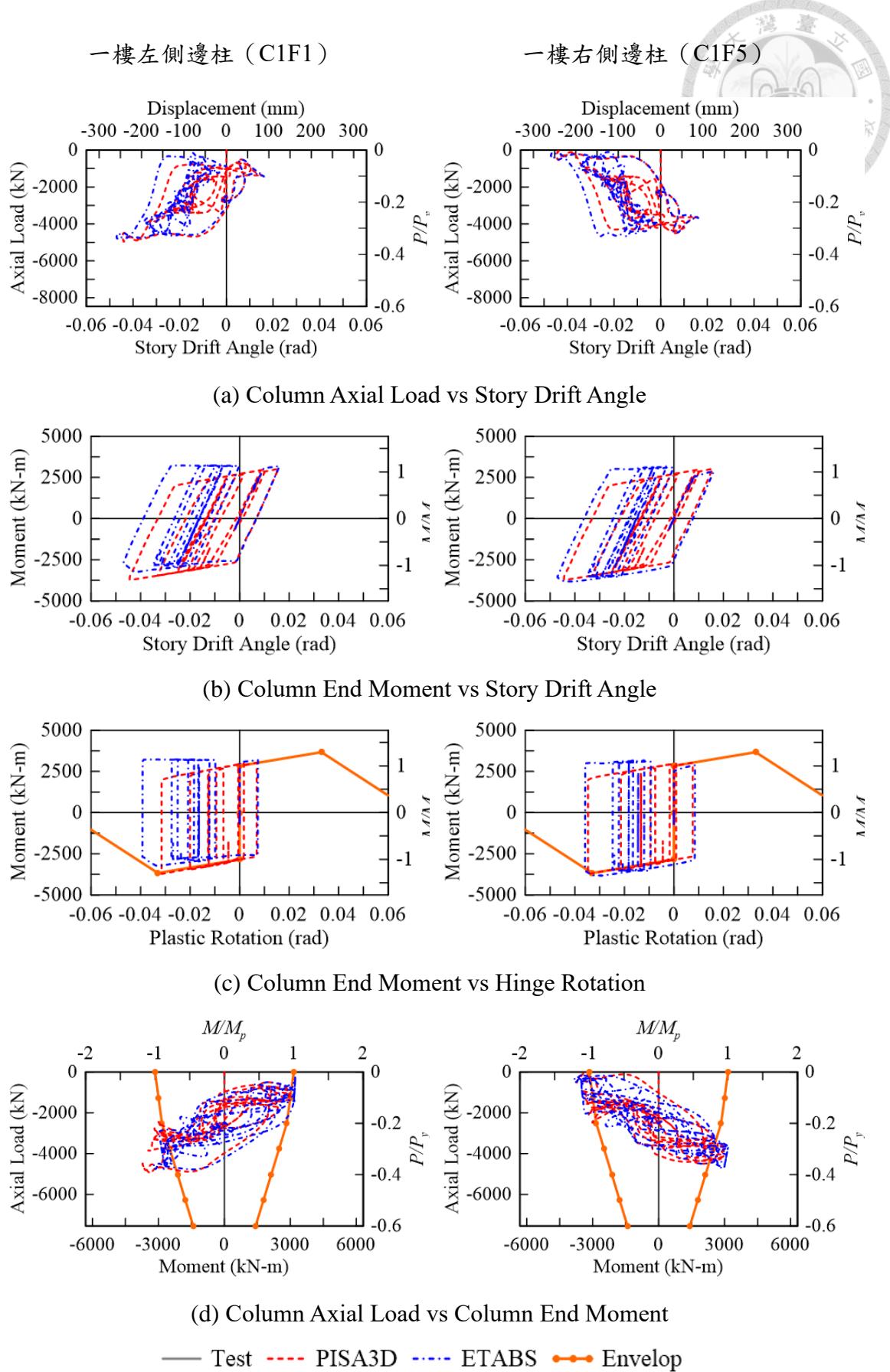


圖 4.30 HS-B2 整體構架邊柱分析結果

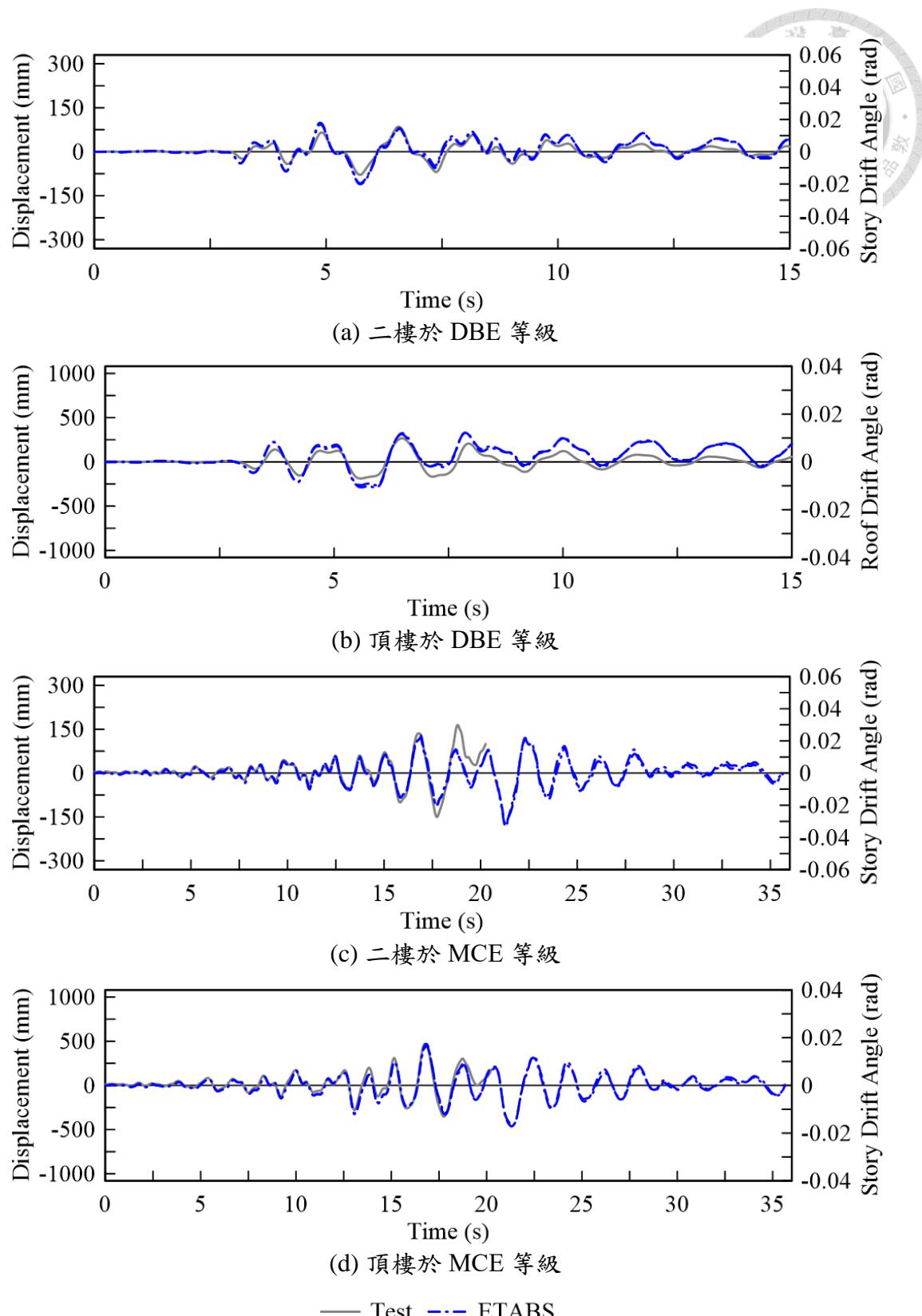


圖 4.31 HS-A2 整體構架位移歷時分析結果與試驗比較

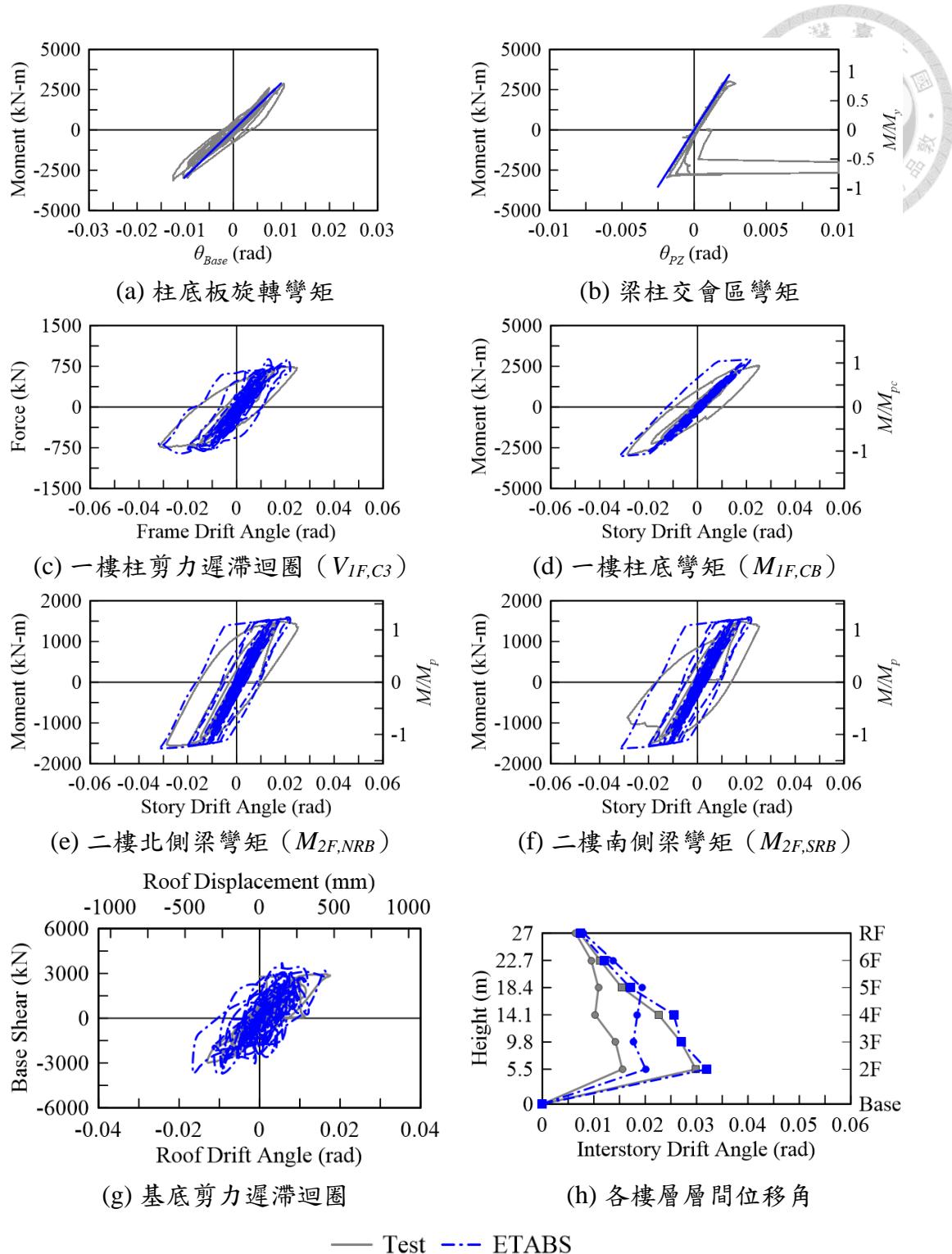


圖 4.32 HS-A2 整體構架分析結果與試驗比較

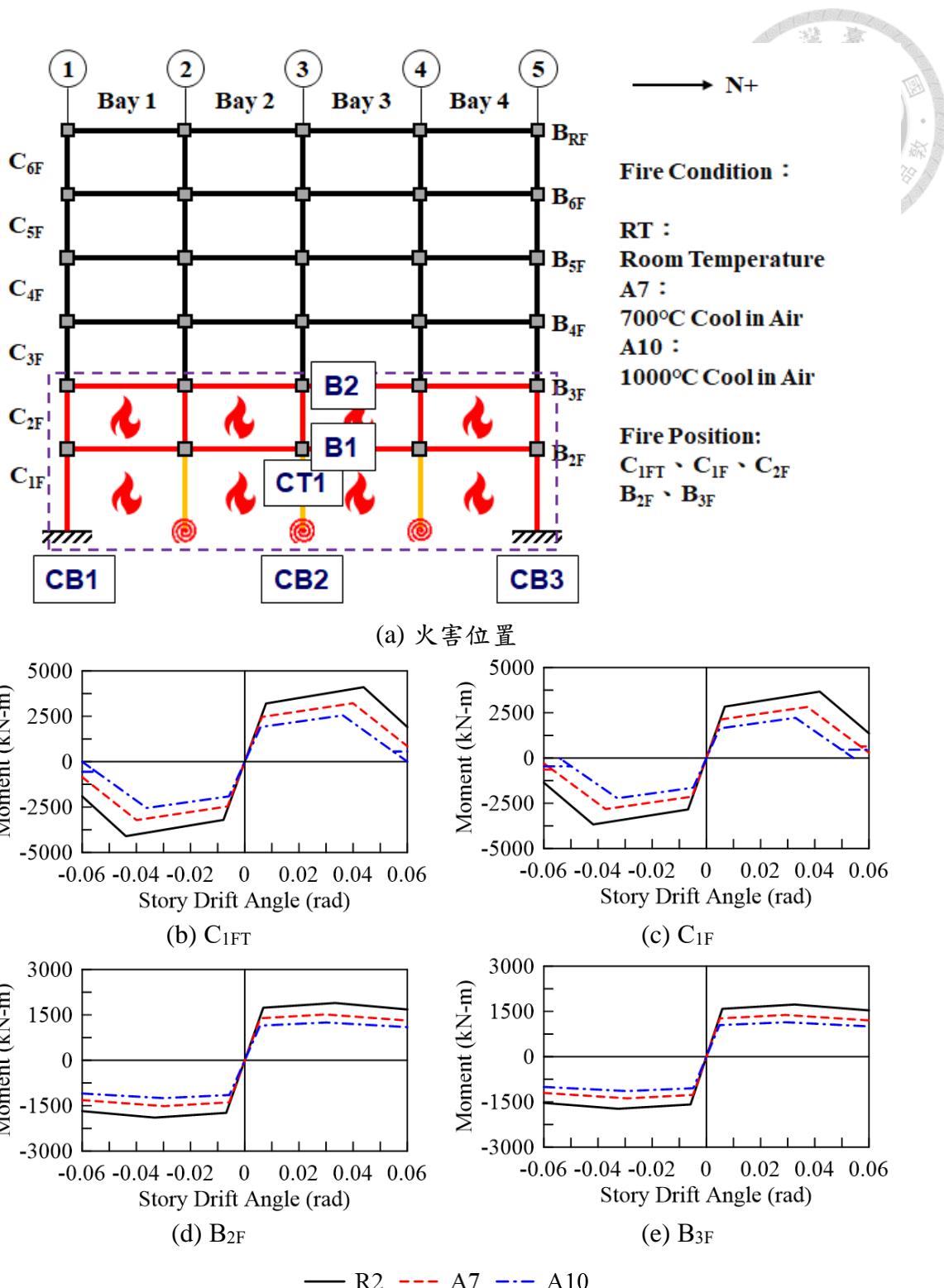


圖 5.1 整體構架火害模型介紹

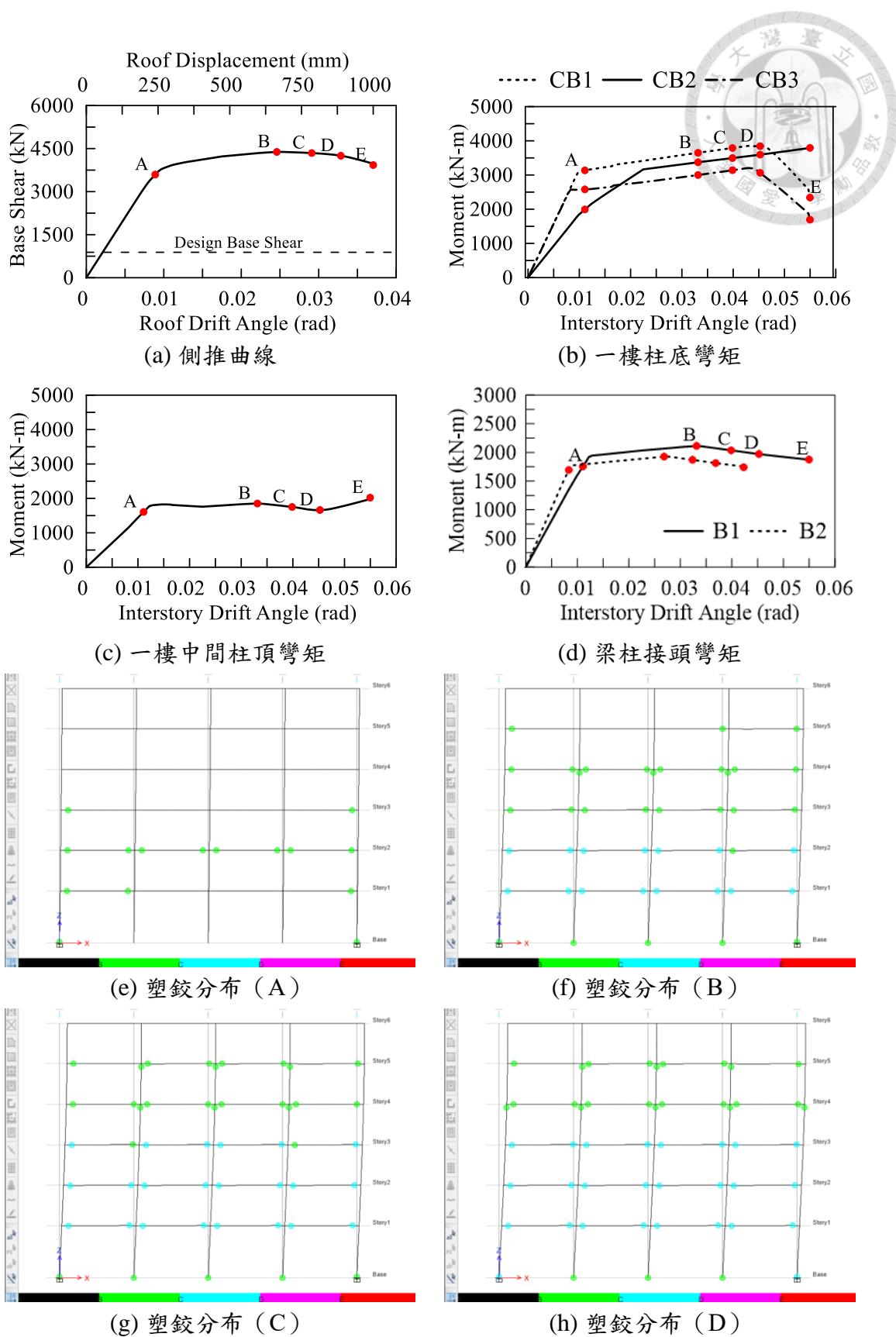


圖 5.2 側推分析 (R2)

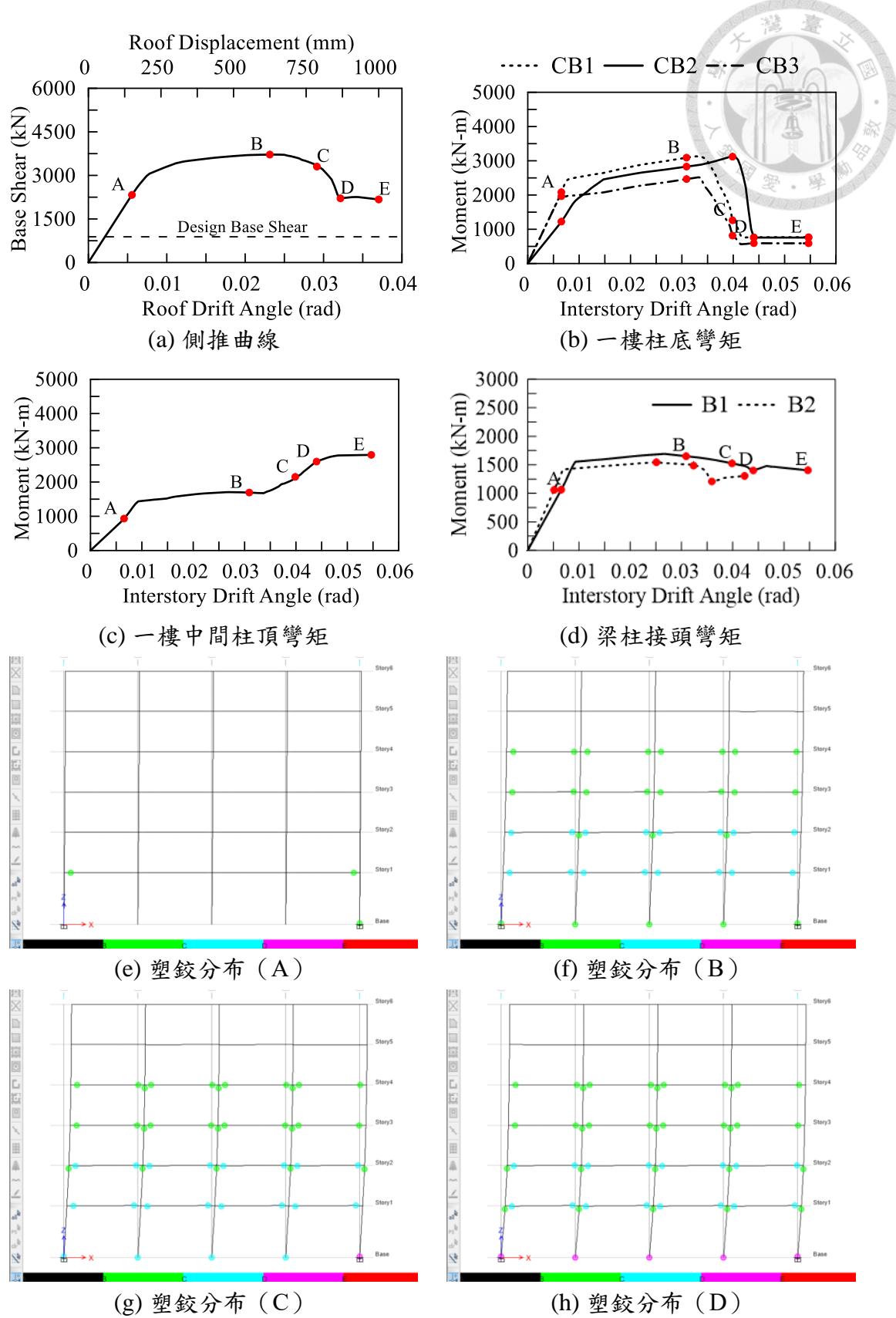


圖 5.3 側推分析 (A7)

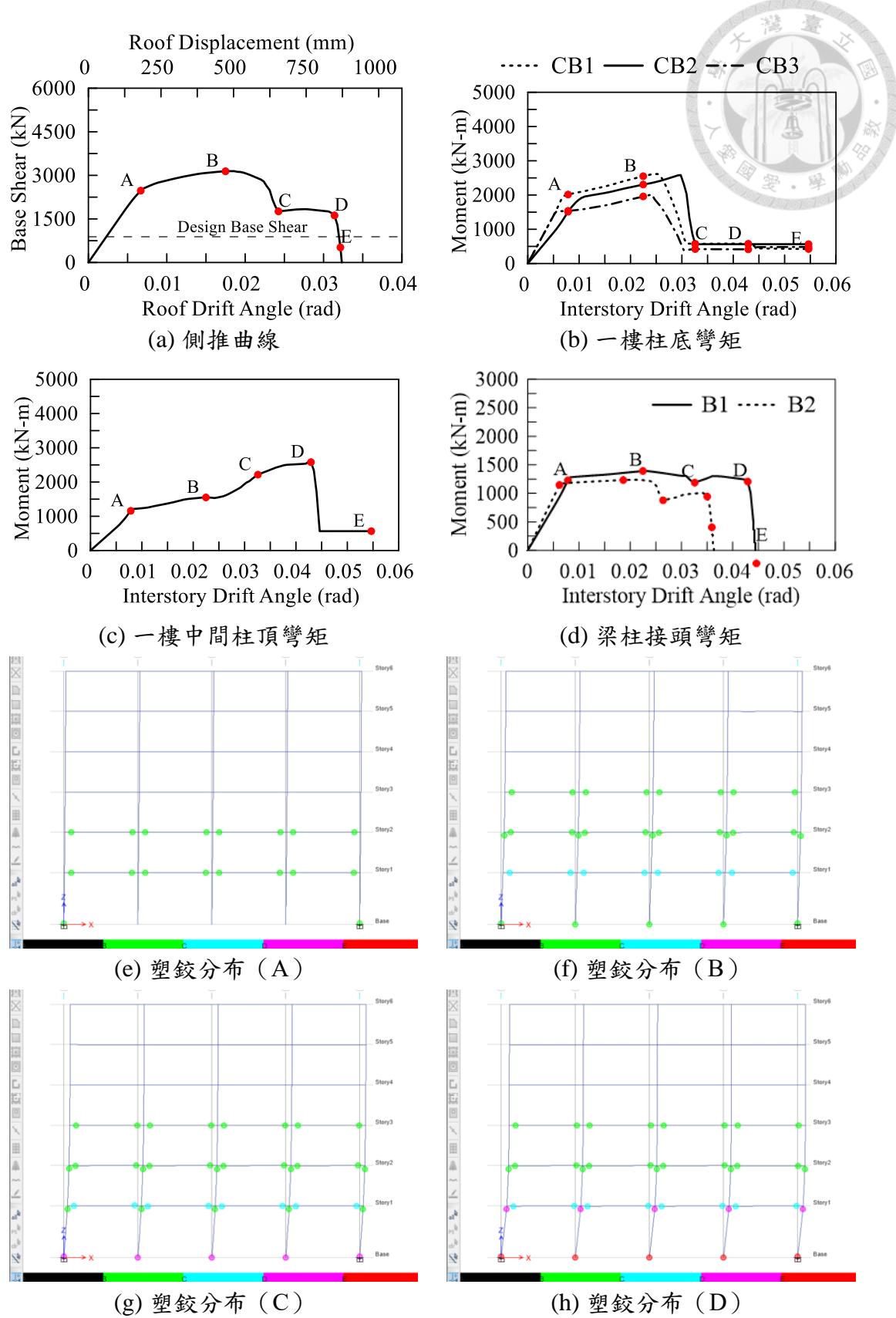


圖 5.4 側推分析 (A10)

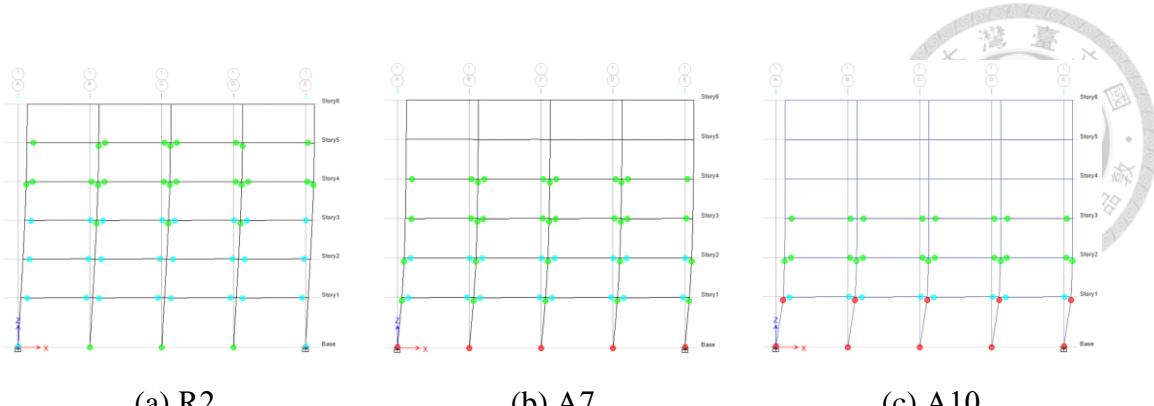


圖 5.5 側推結束時塑鉸情形

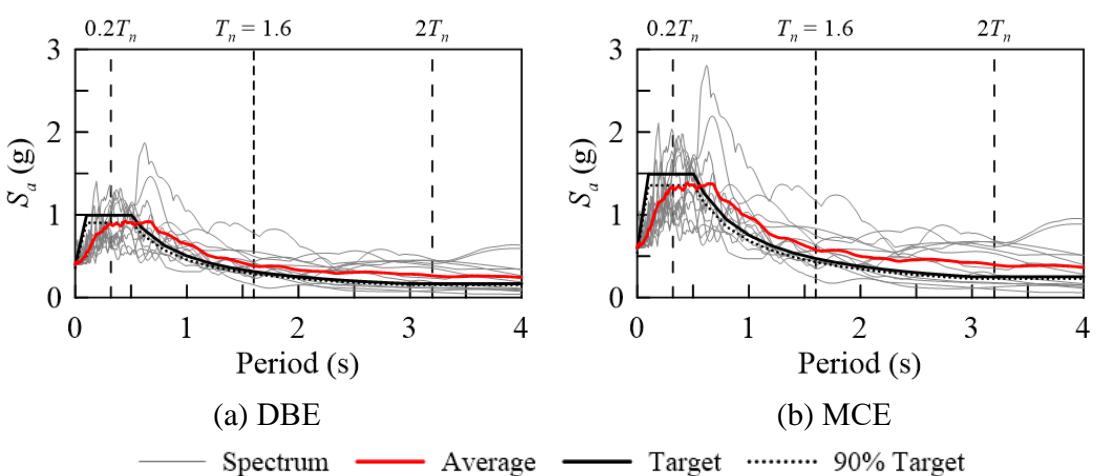


圖 5.6 地震反應譜

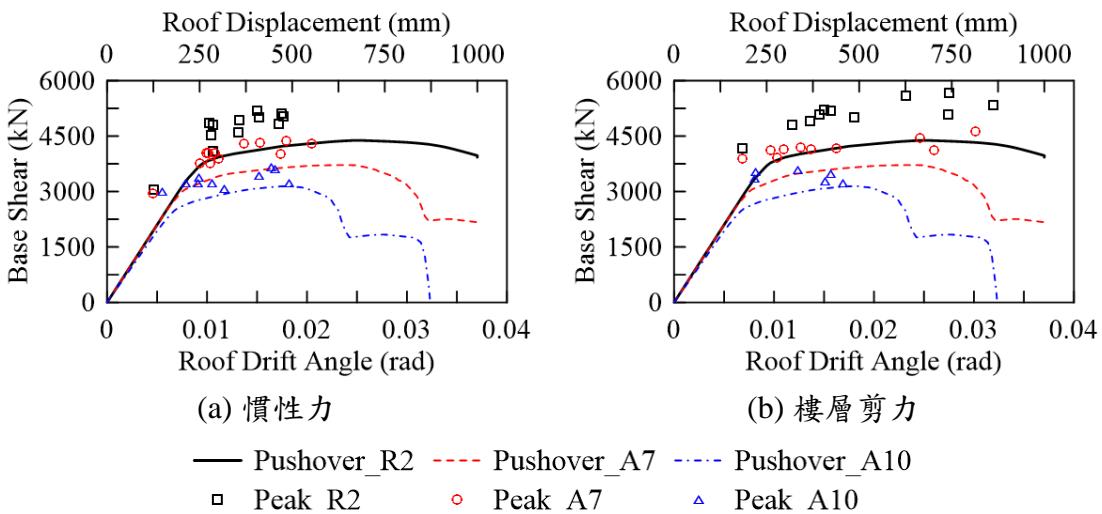


圖 5.7 側推曲線與動力分析結果比較

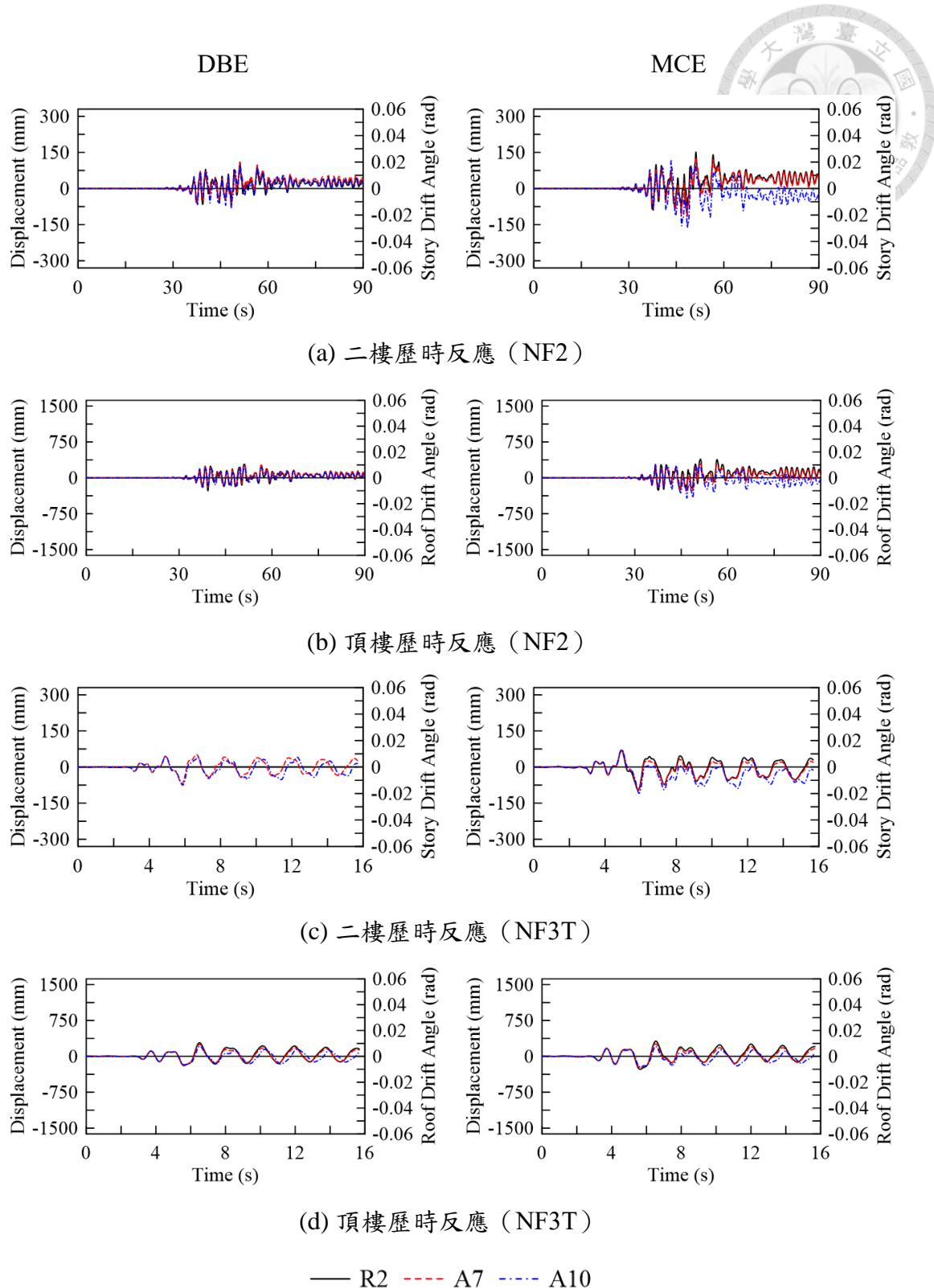


圖 5.8 動力歷時分析結果 (皆未倒塌)

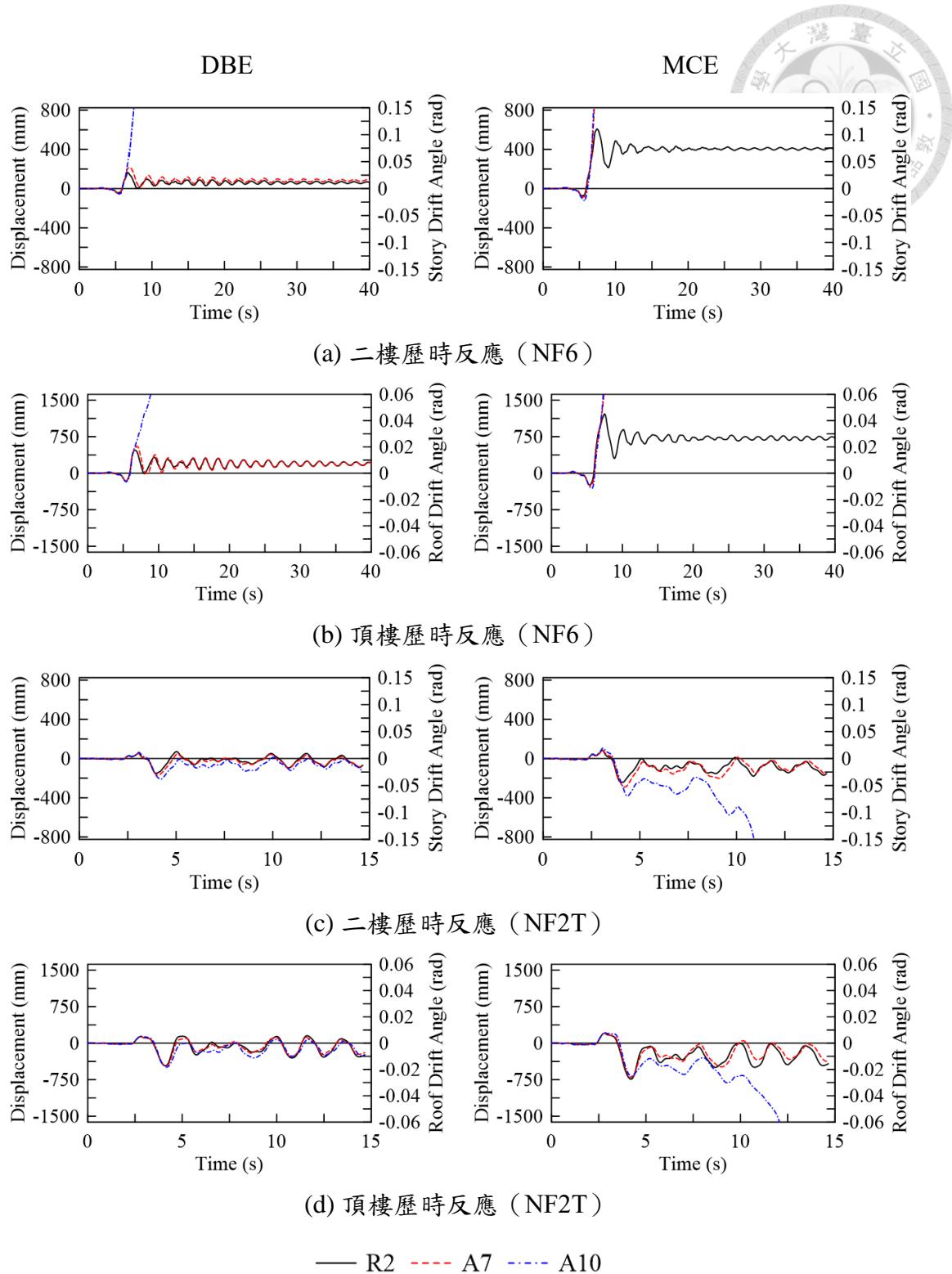


圖 5.9 動力歷時分析結果（發生倒塌）

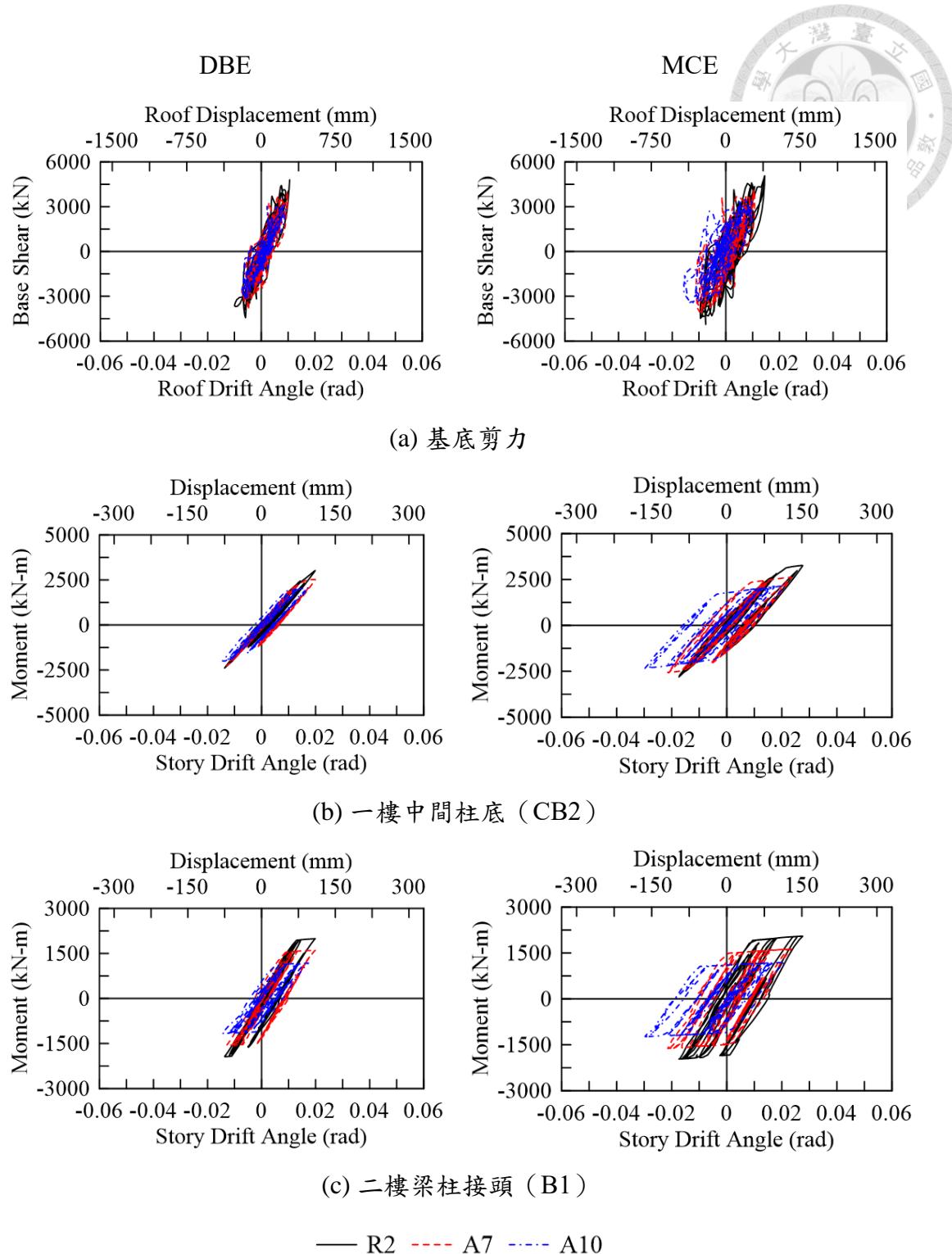


圖 5.10 遲滯迴圈分析結果 (NF2)

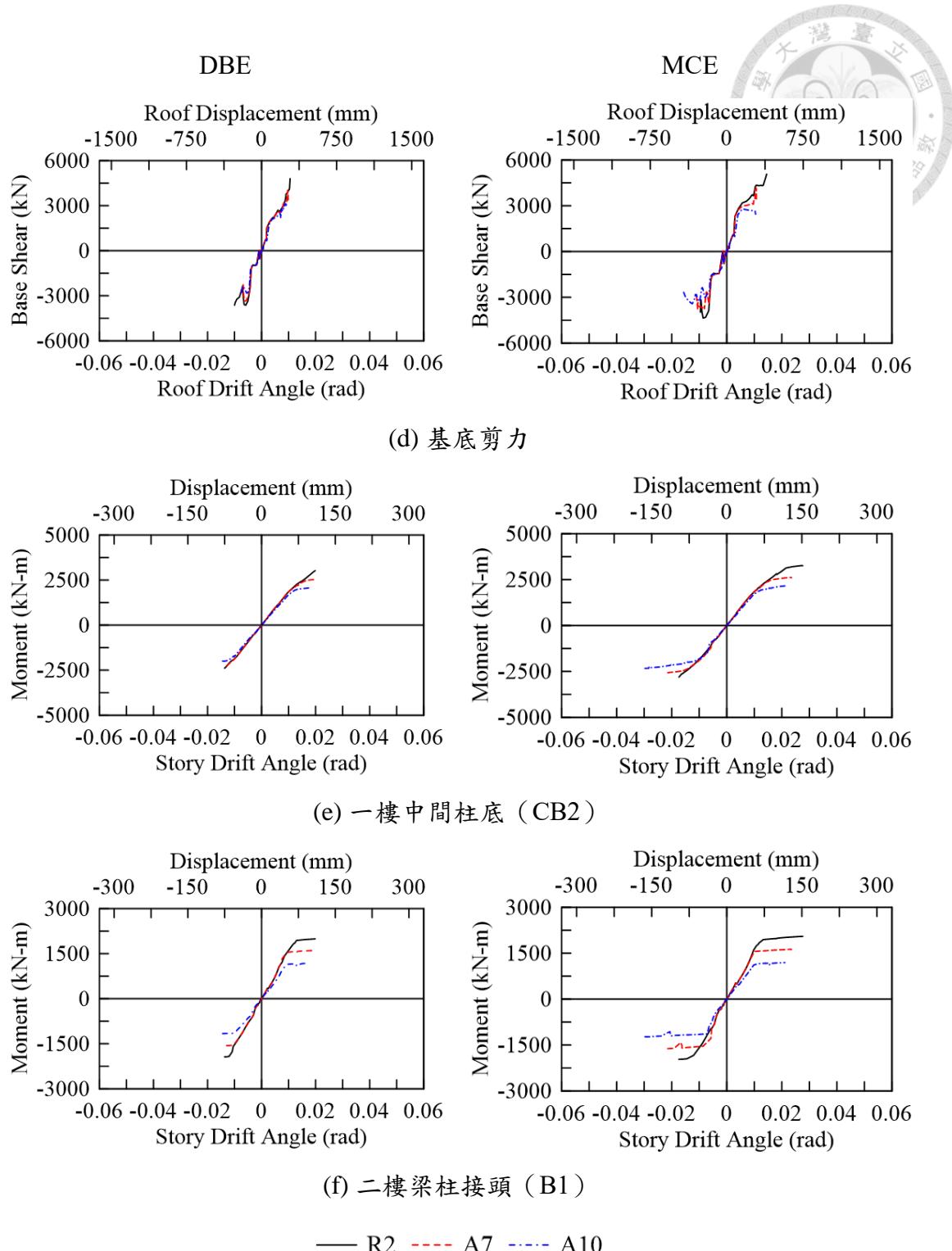


圖 5.11 遲滯迴圈包絡線 (NF2)

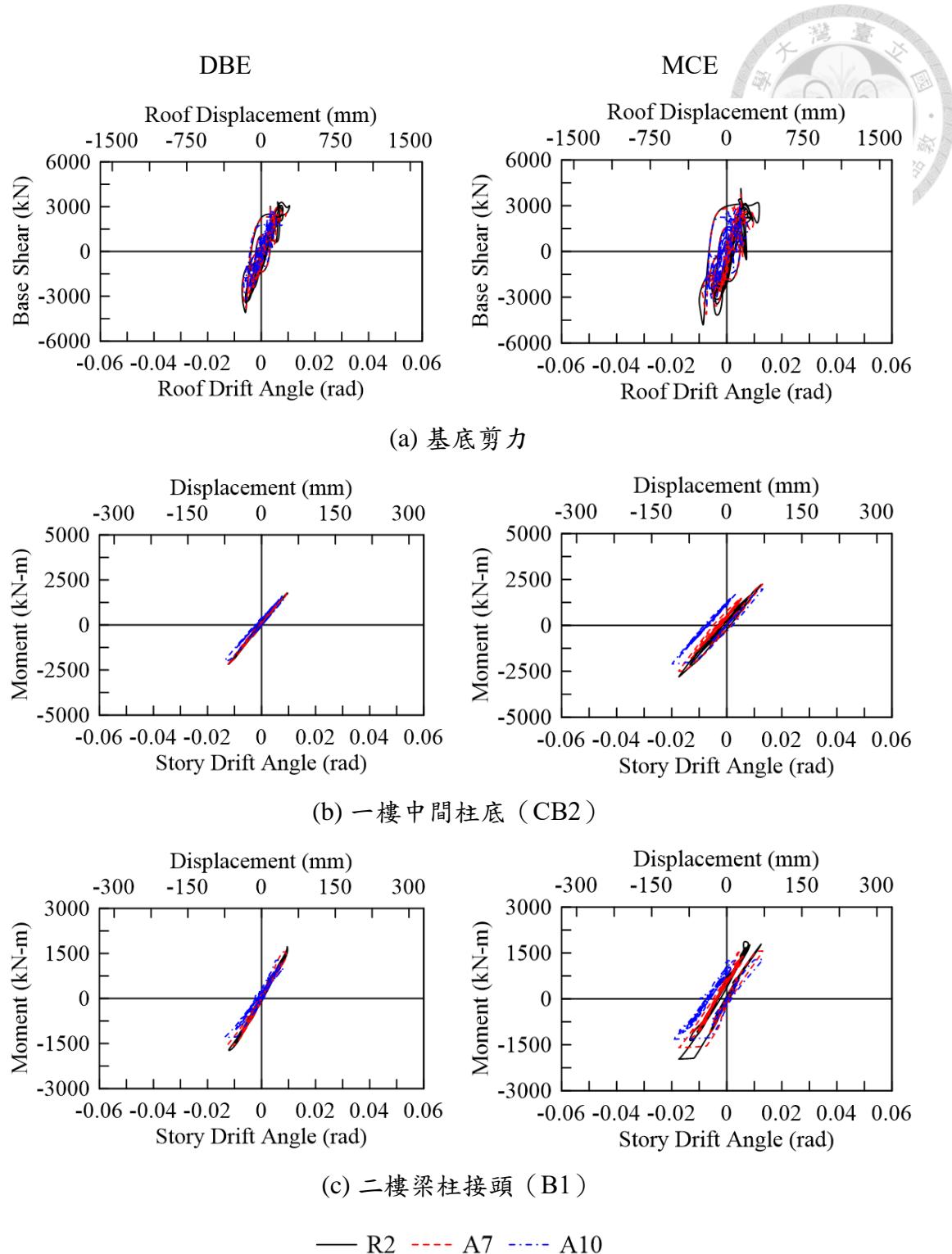


圖 5.12 遲滯迴圈分析結果 (NF3T)

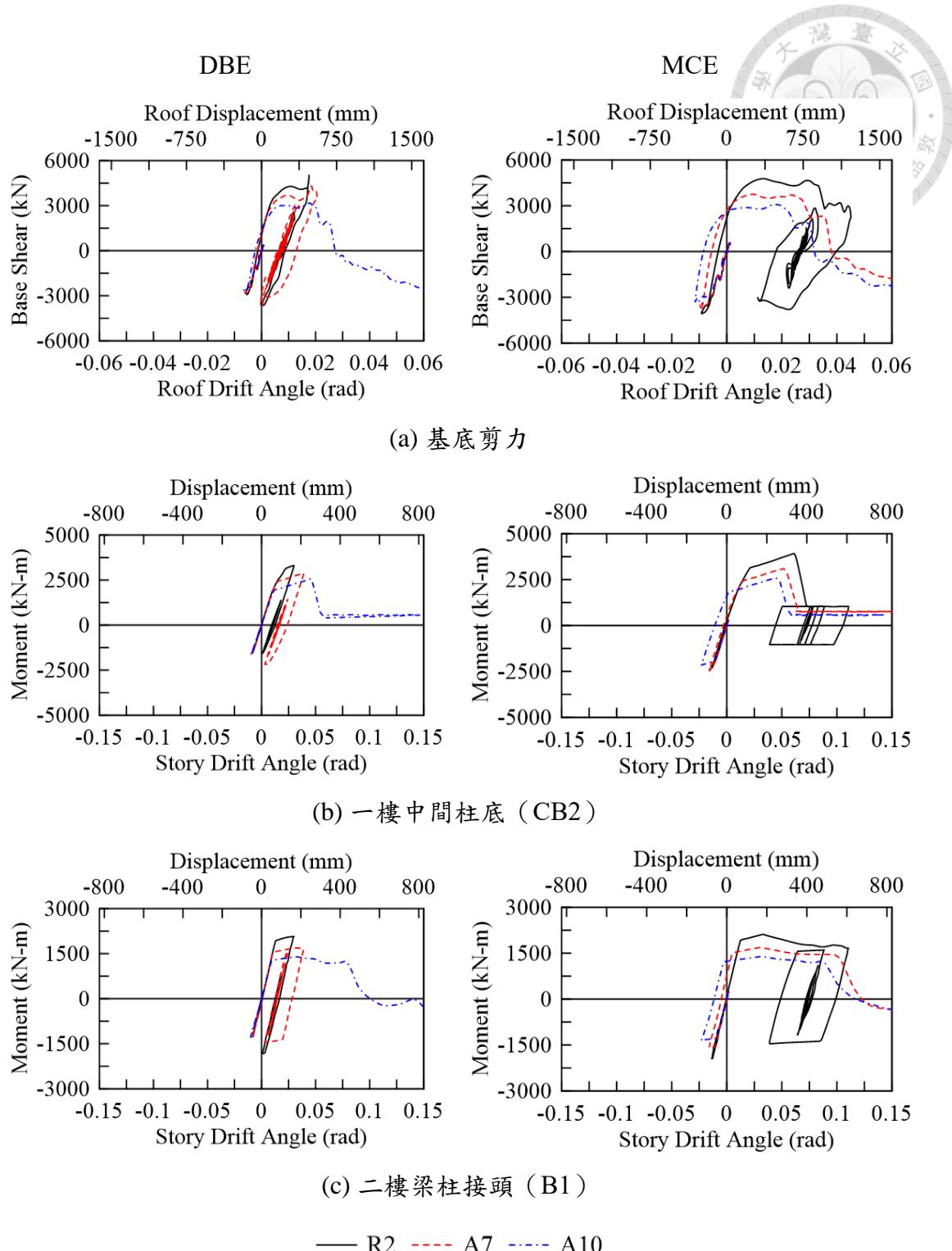
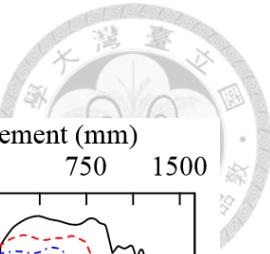
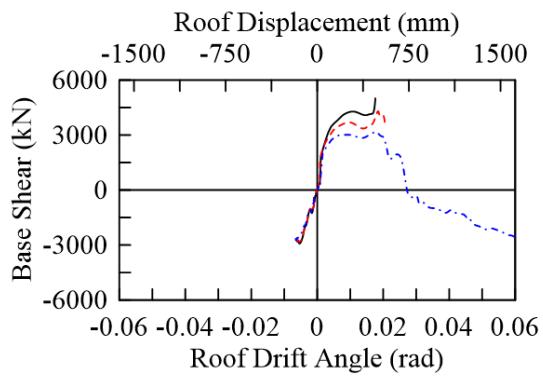


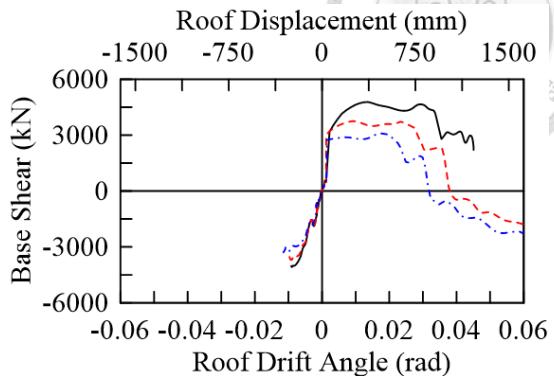
圖 5.13 遲滯迴圈分析結果 (NF6)



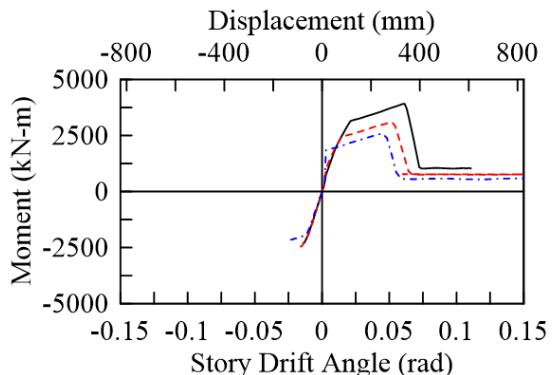
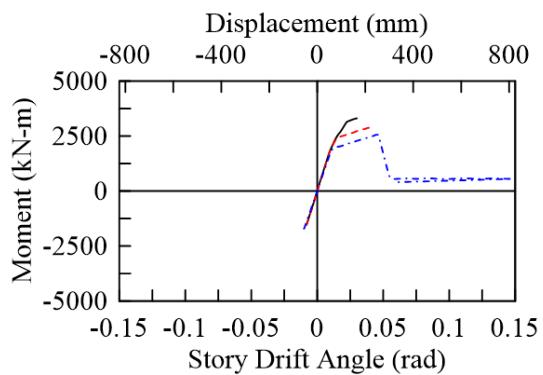
DBE



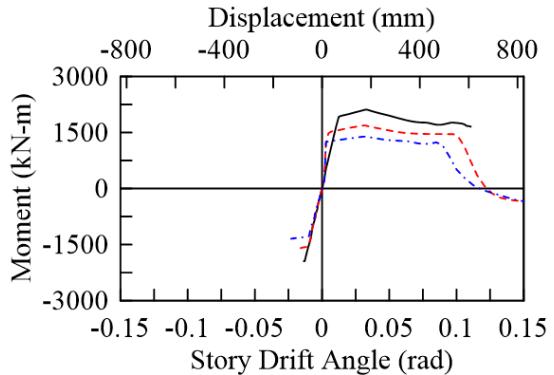
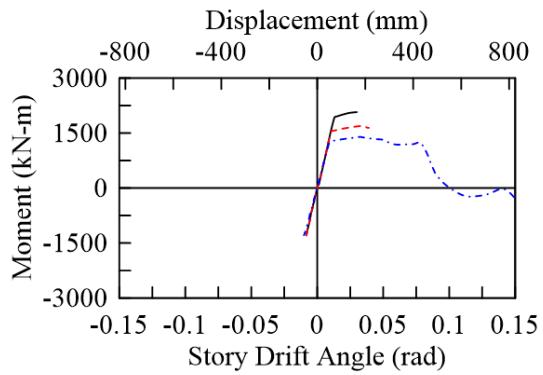
MCE



(d) 基底剪力



(e) 一樓中間柱底 (CB2)



(f) 二樓梁柱接頭 (B1)

—— R2 - - - A7 - · - A10

圖 5.14 遲滯迴圈包洛線 (NF6)

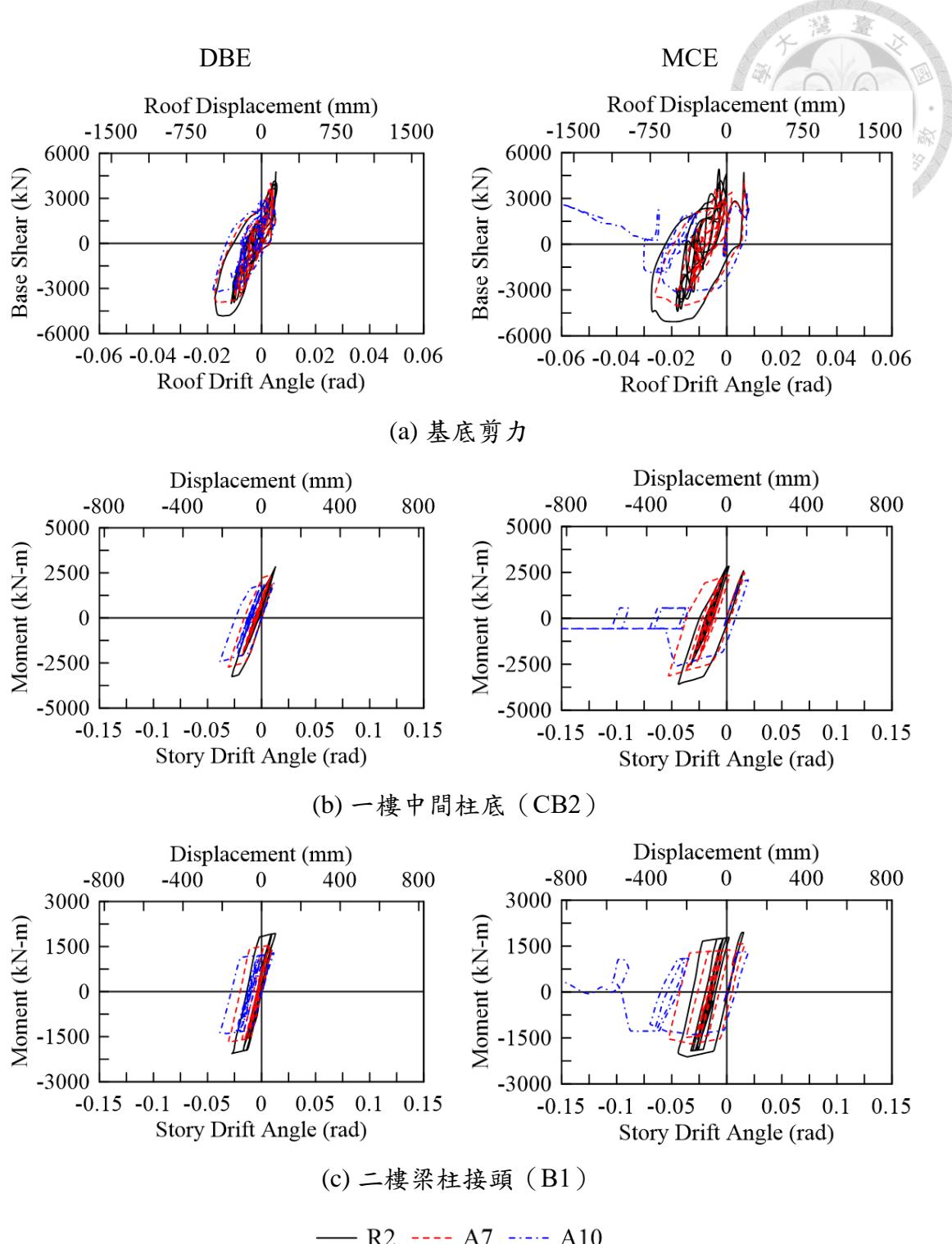


圖 5.15 遲滯迴圈分析結果 (NF2T)

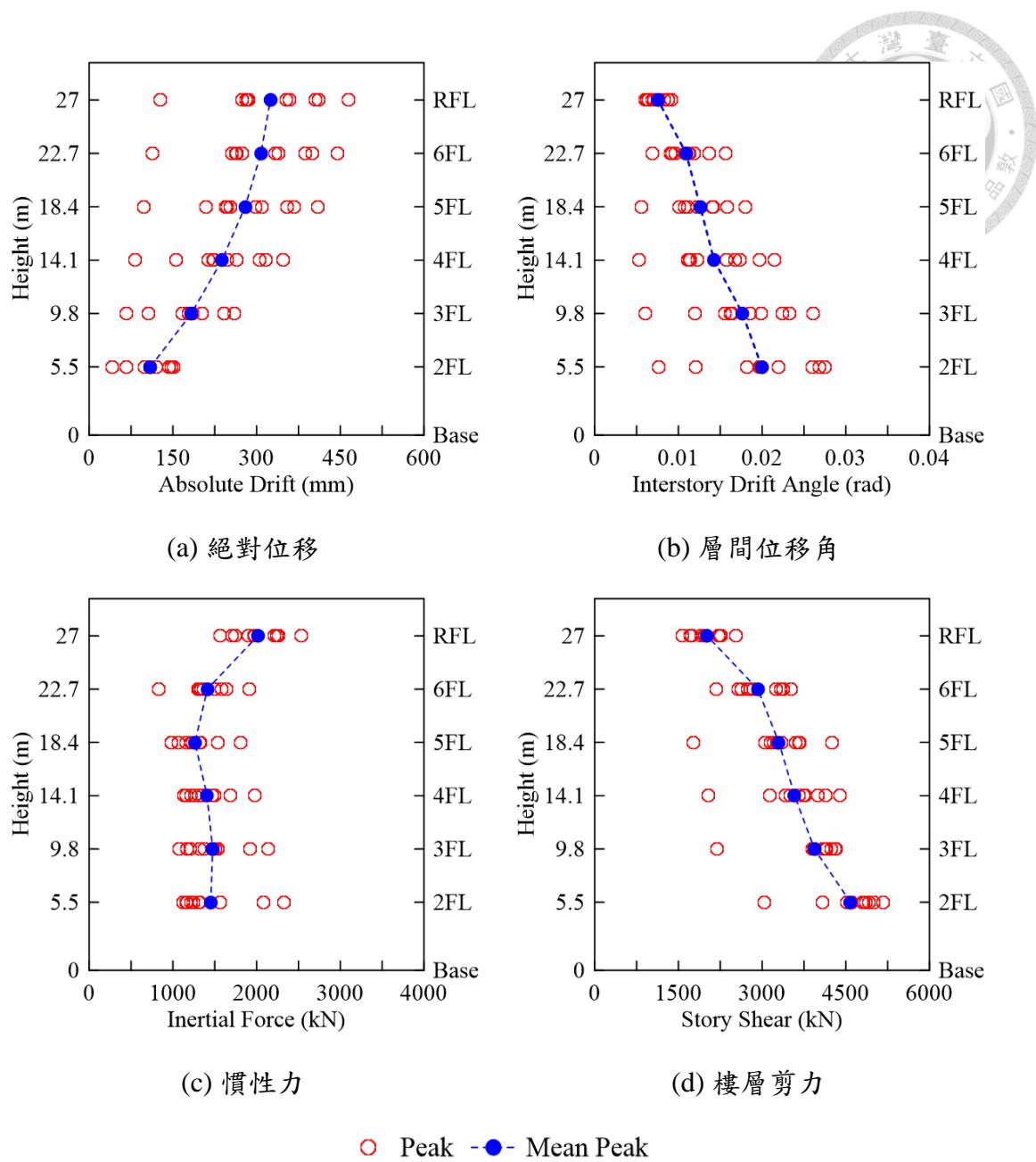


圖 5.16 未受火害各樓層最大反應 (DBE)

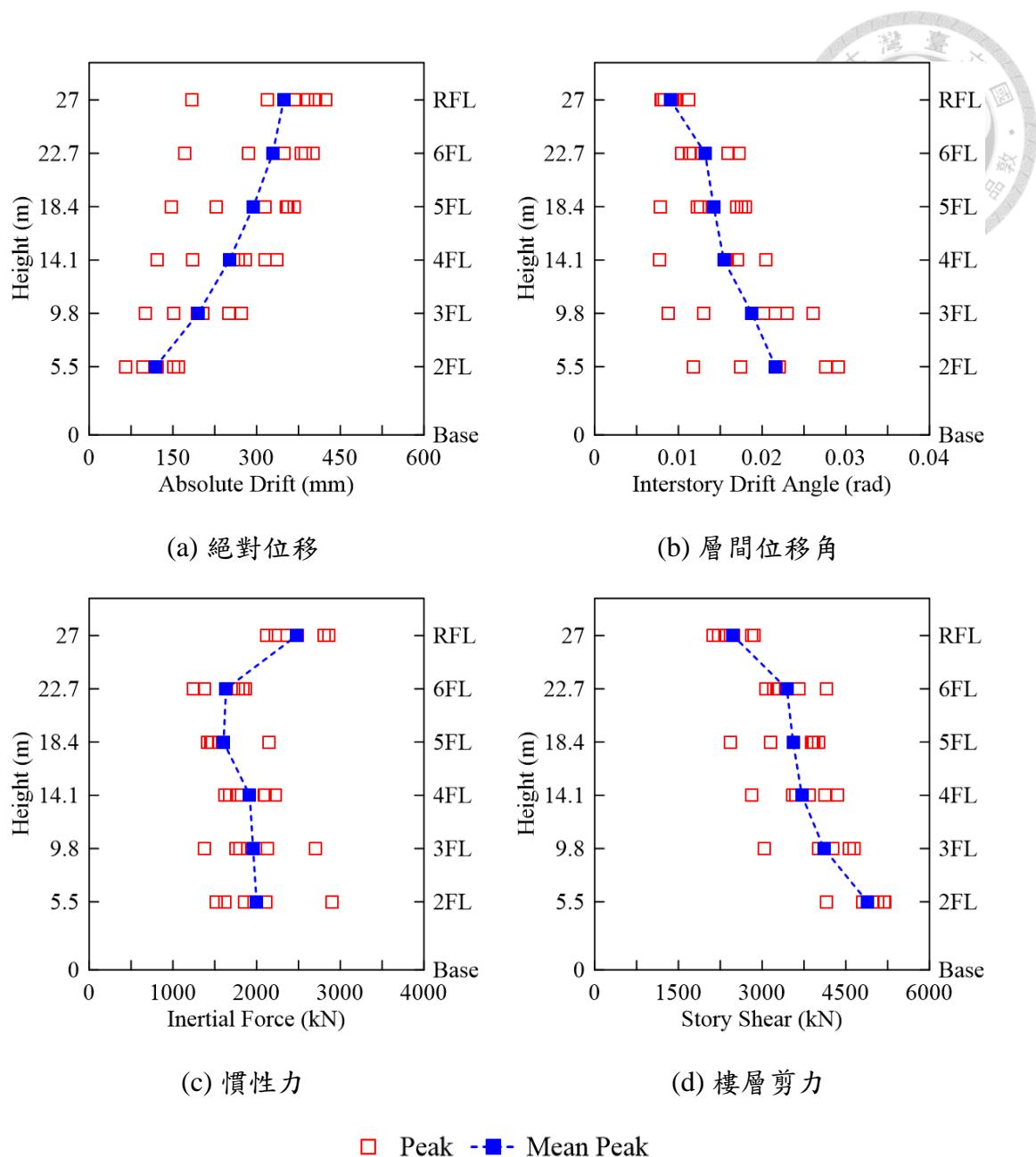


圖 5.17 未受火害各樓層最大反應 (MCE)

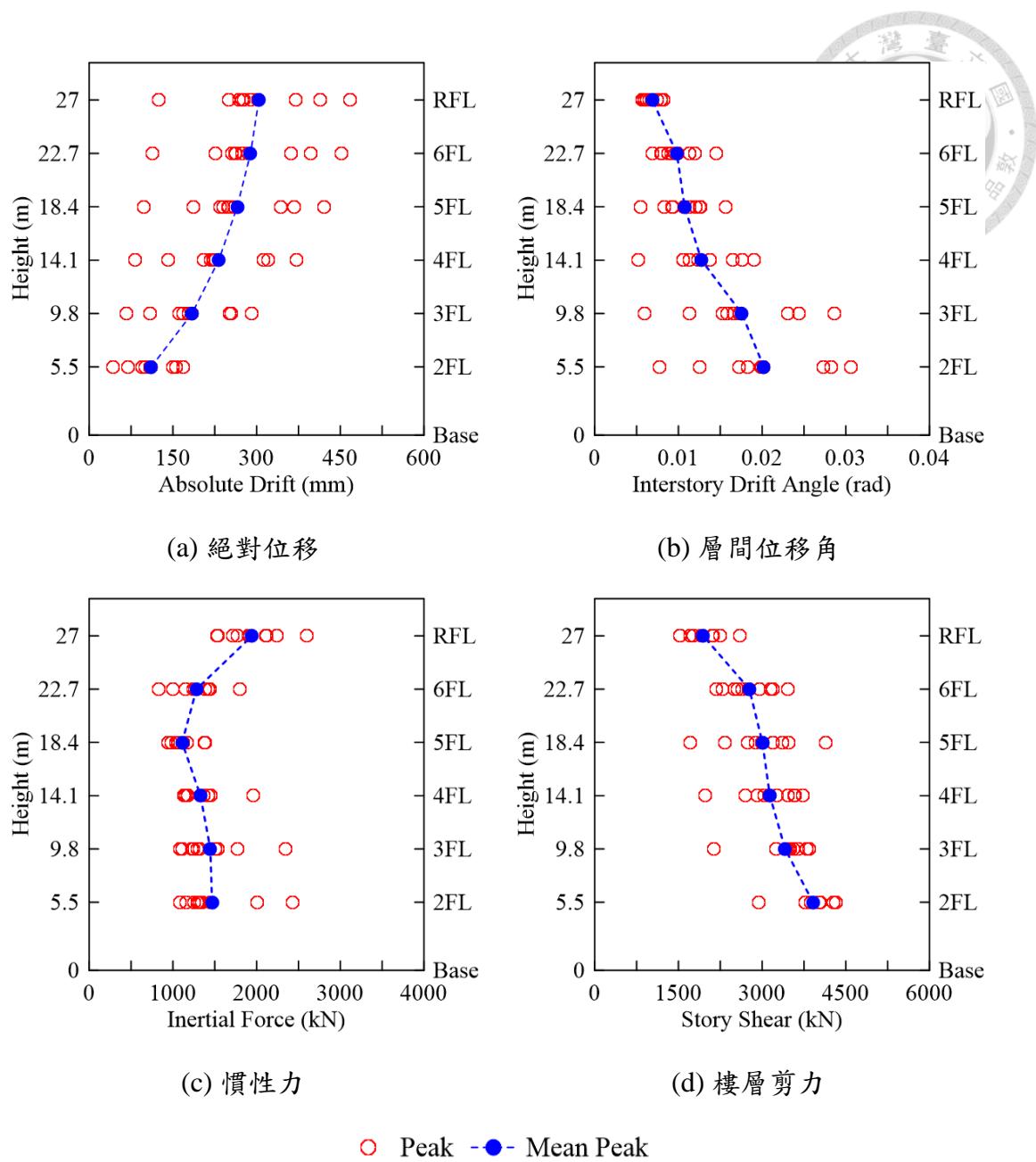


圖 5.18 火害 700°C冷卻後各樓層最大反應 (DBE)

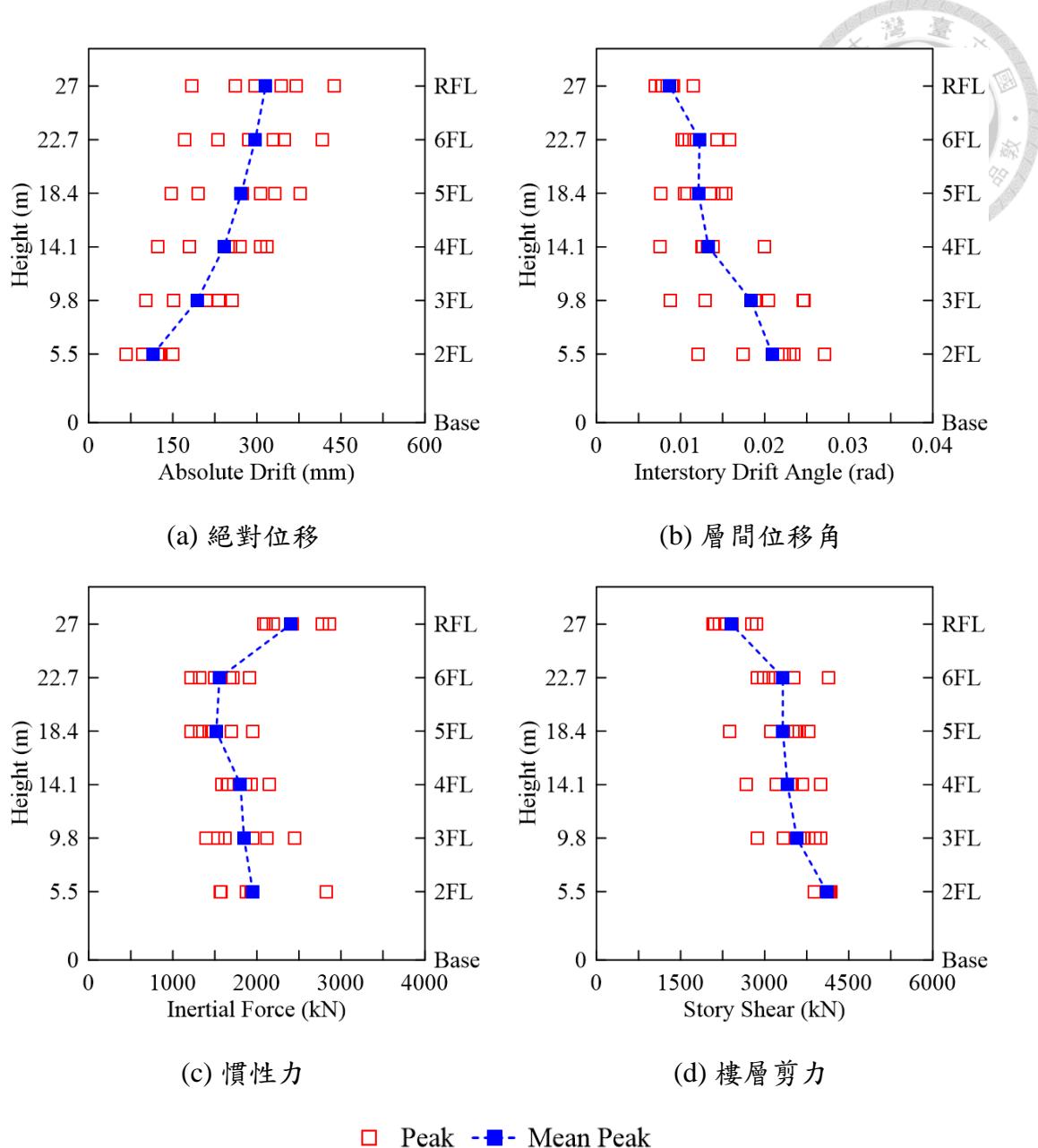


圖 5.19 火害 700°C冷卻後各樓層最大反應 (MCE)

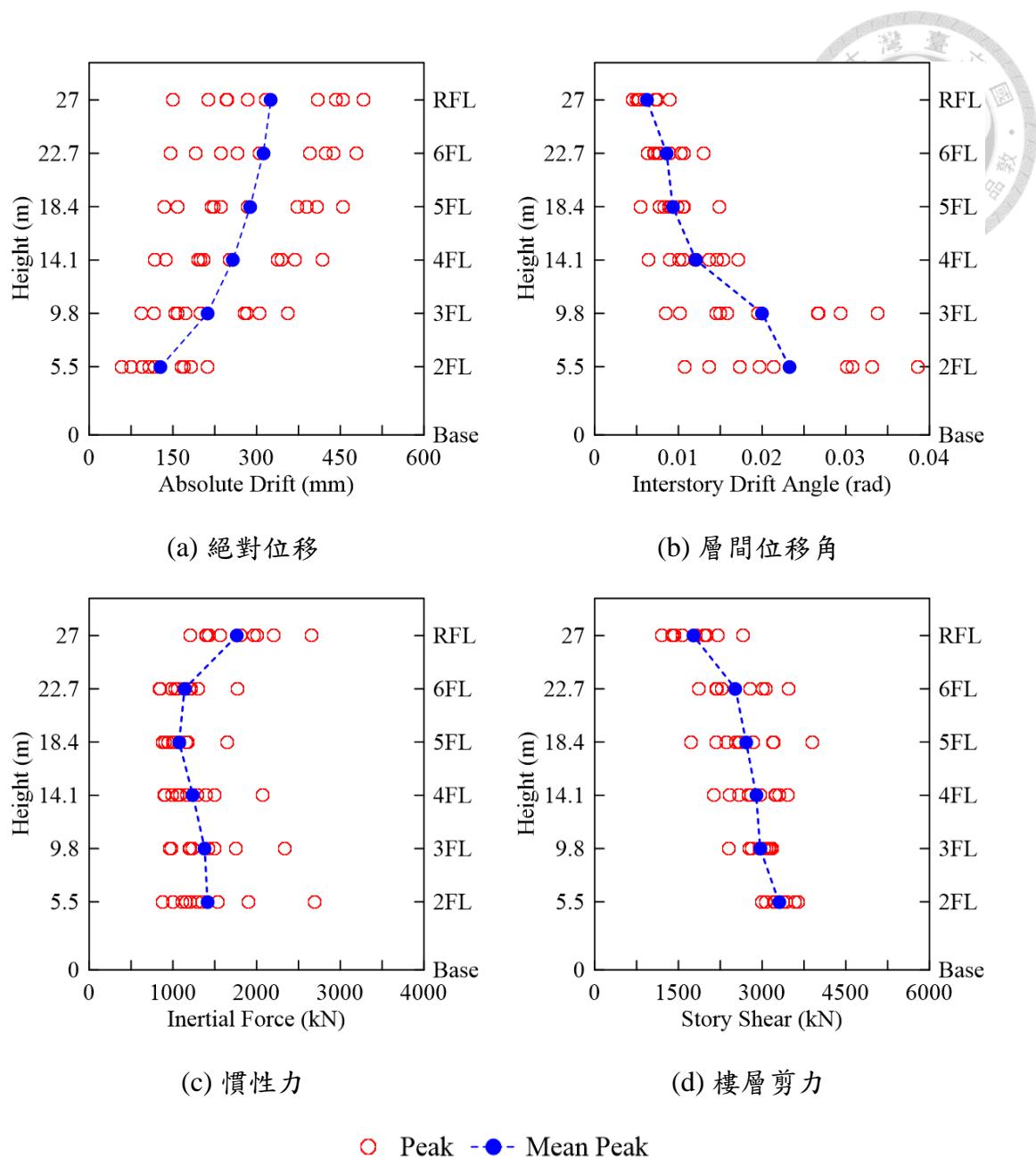


圖 5.20 火害 1000°C冷卻後各樓層最大反應 (DBE)

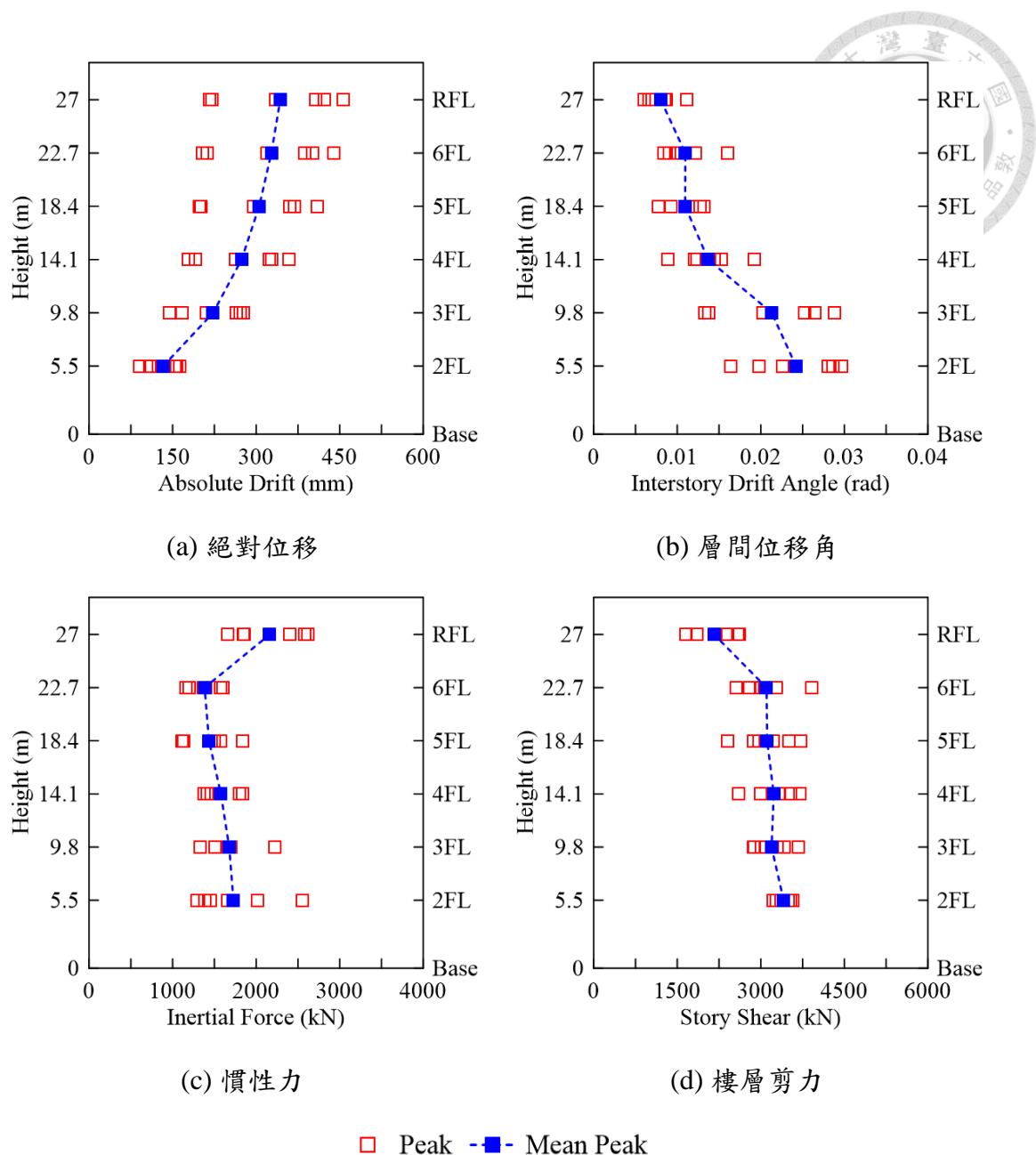
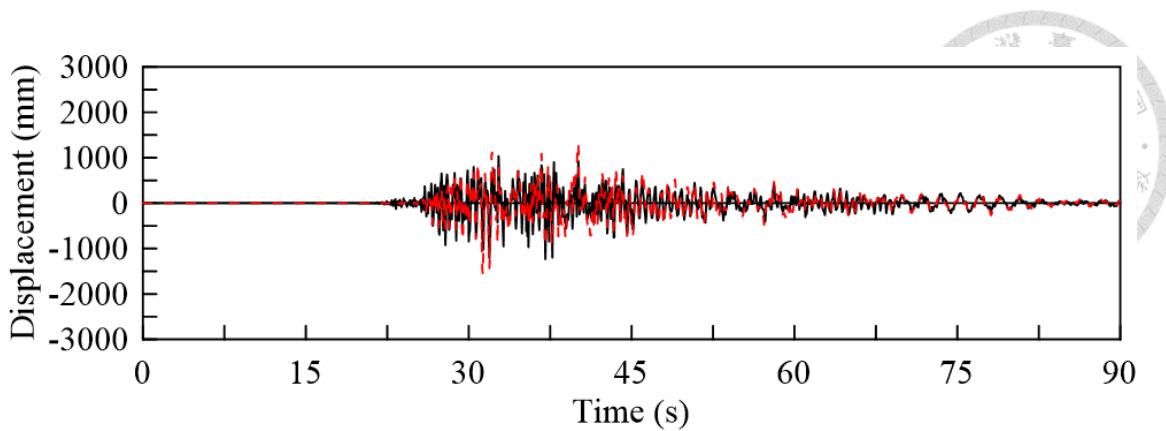
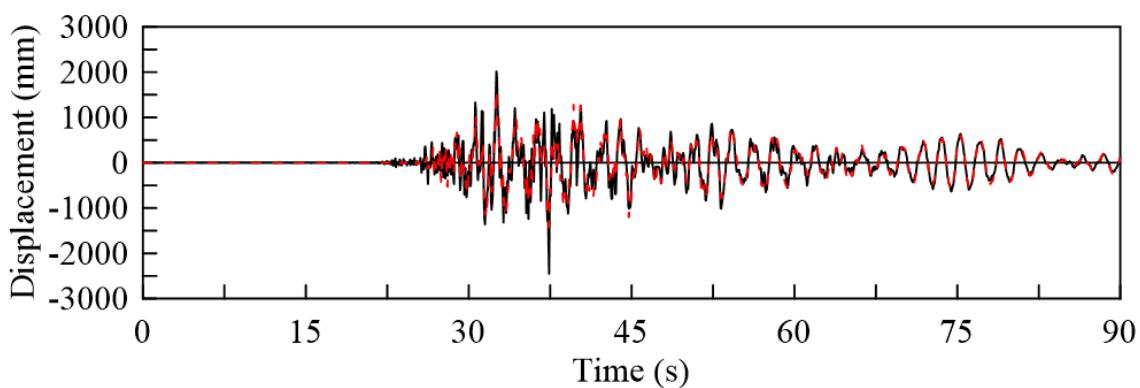


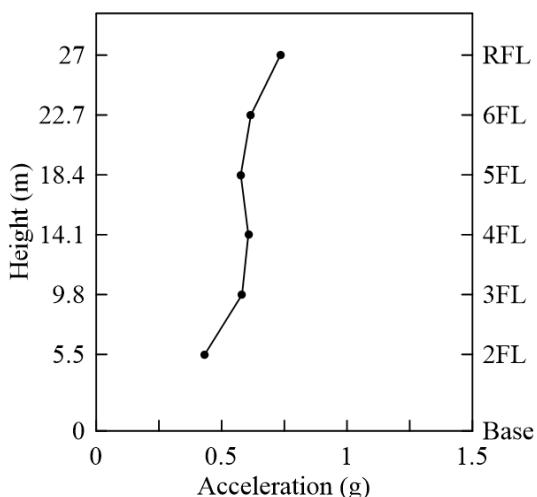
圖 5.21 火害 1000°C冷卻後各樓層最大反應 (MCE)



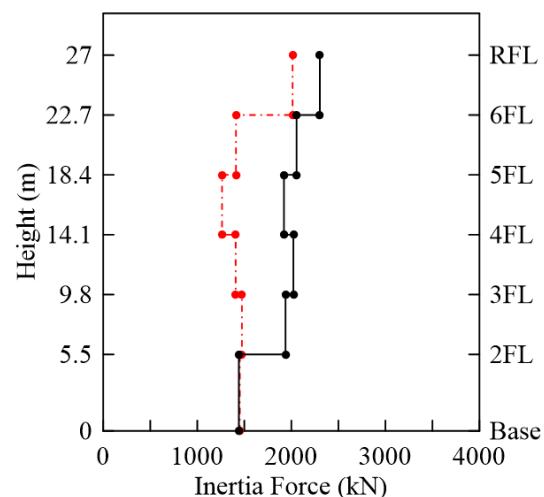
(a) 二樓歷時反應



(b) 頂樓歷時反應



(c) 加速度



(d) 慣性力

— from Acceleration - - - from shear

圖 5.22 慣性力計算方式 (NF1 (R2))

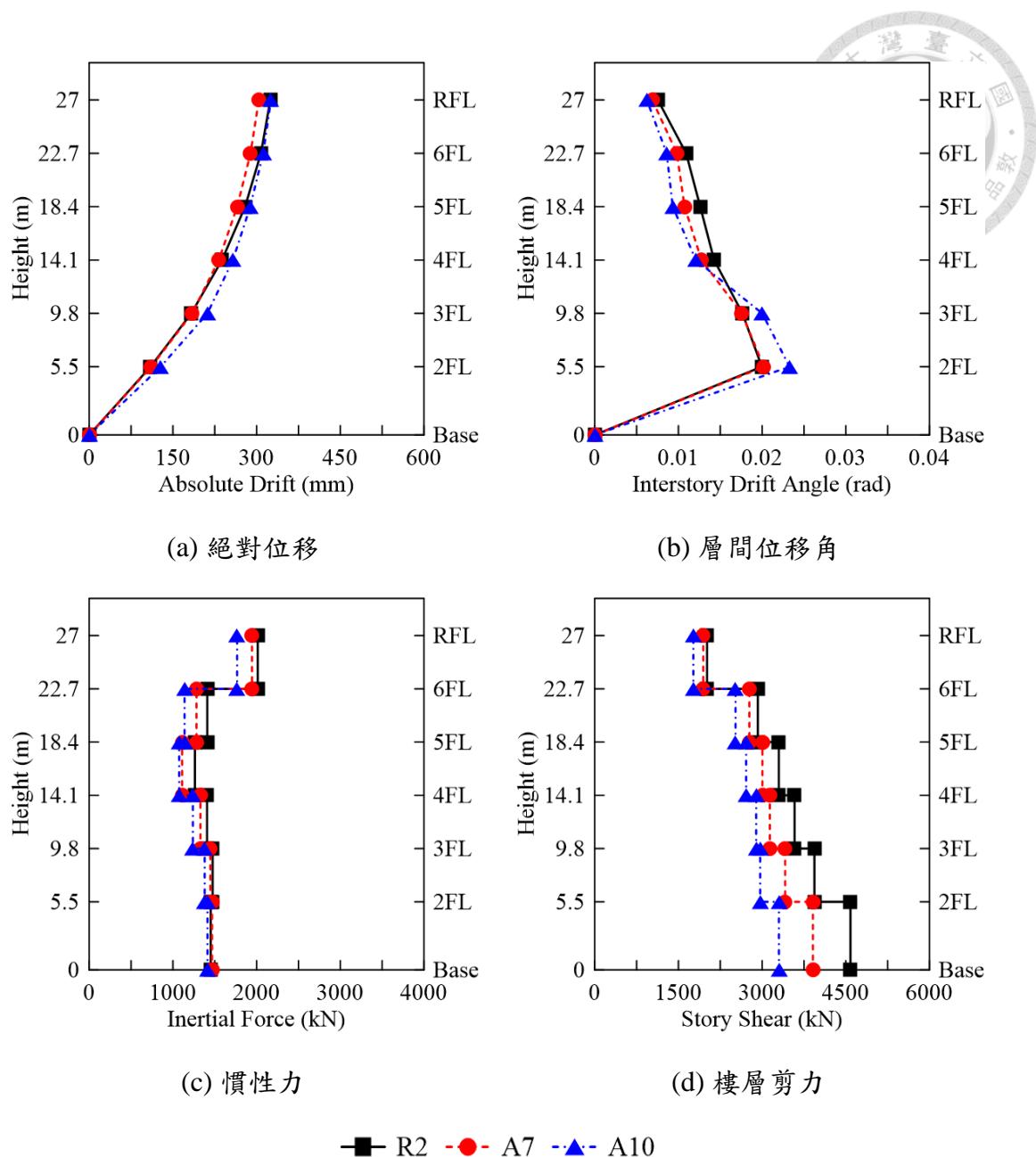


圖 5.23 不同情境各樓層最大反應比較 (DBE)

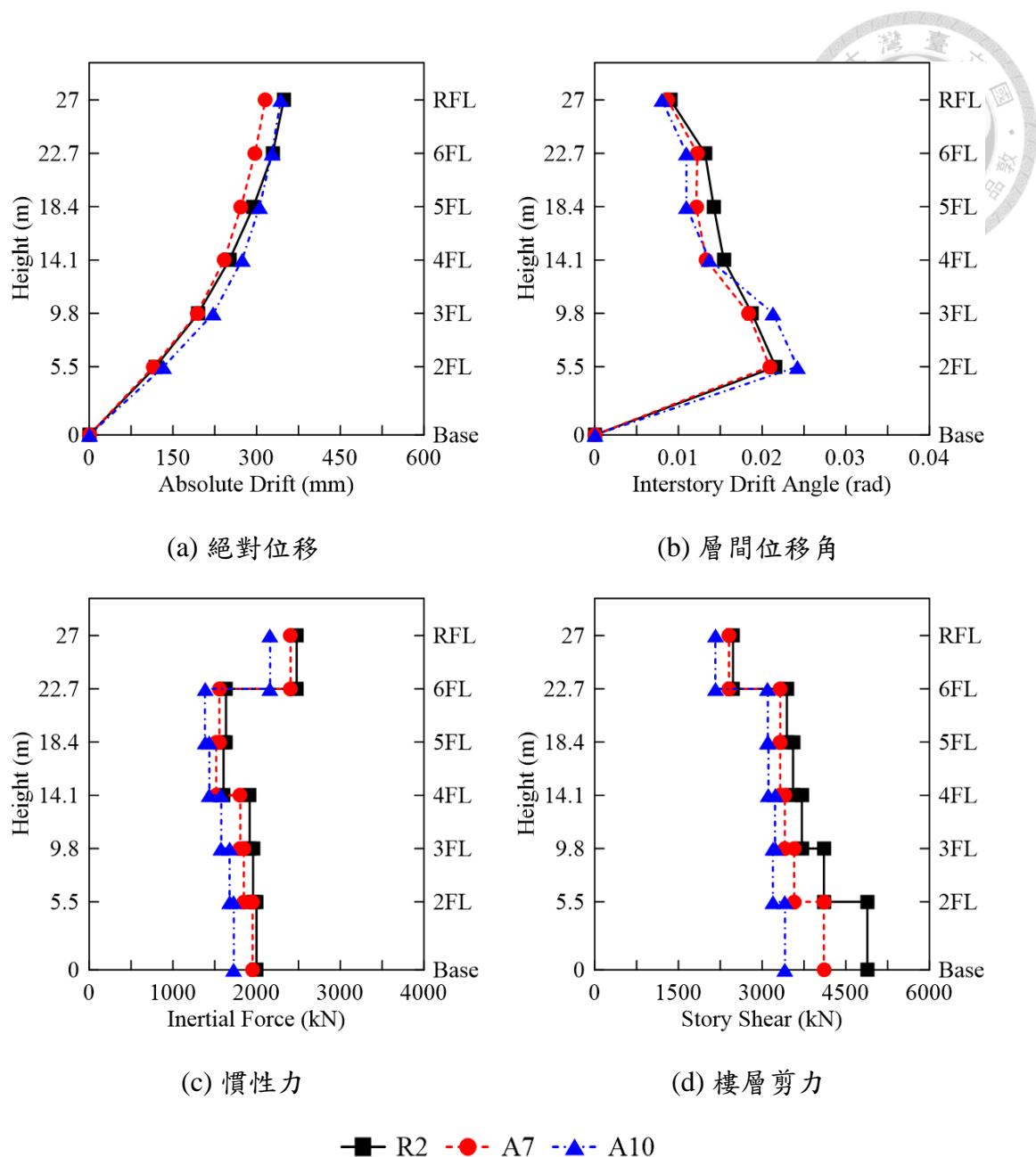


圖 5.24 不同情境各樓層最大反應比較 (MCE)

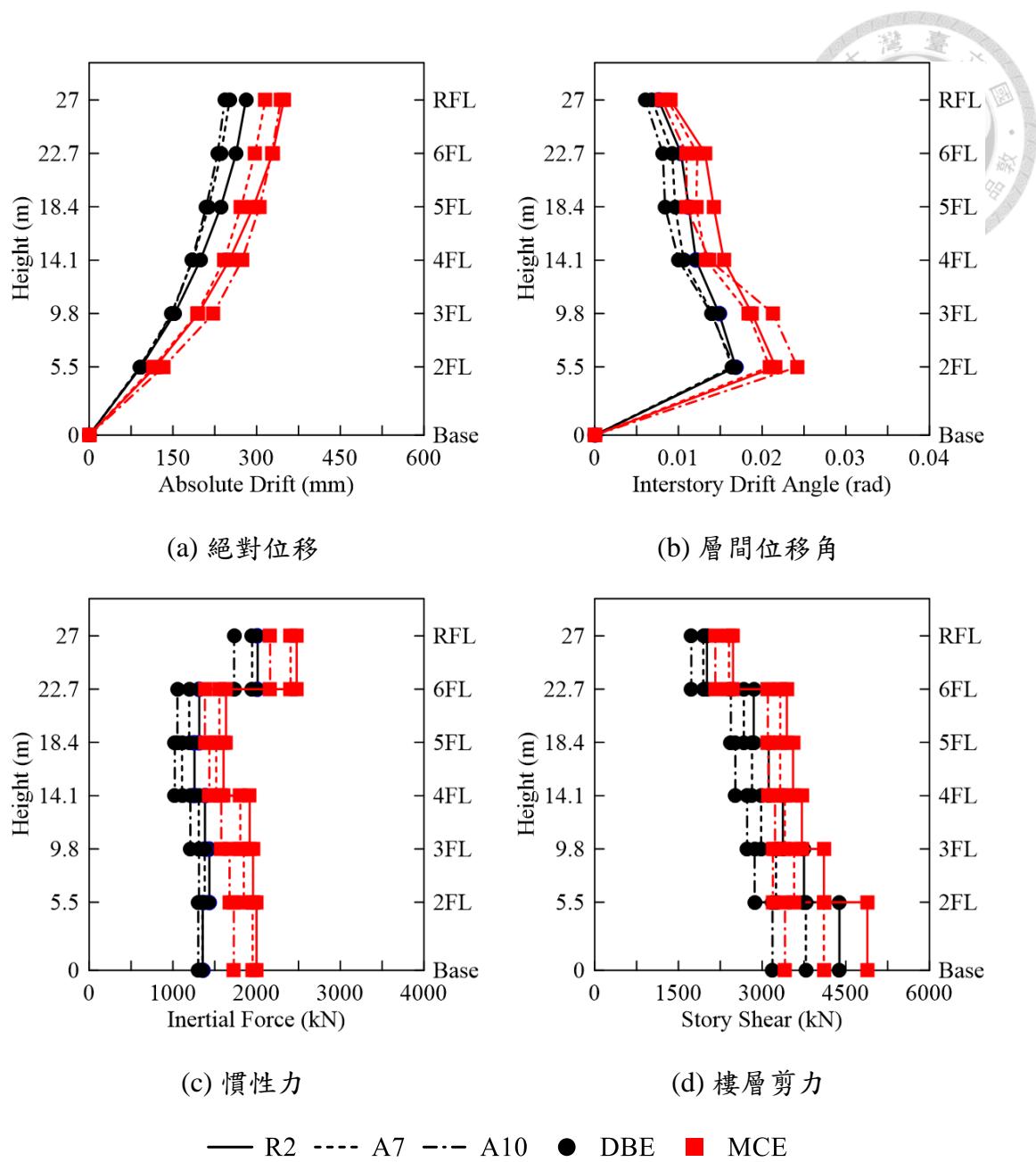


圖 5.25 不同等級各樓層最大反應比較



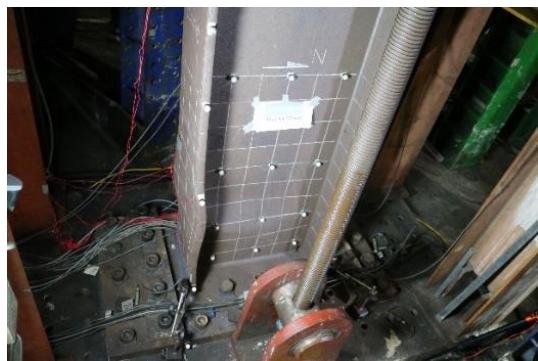
(a) 正 0.015 rad 南側梁局部挫屈



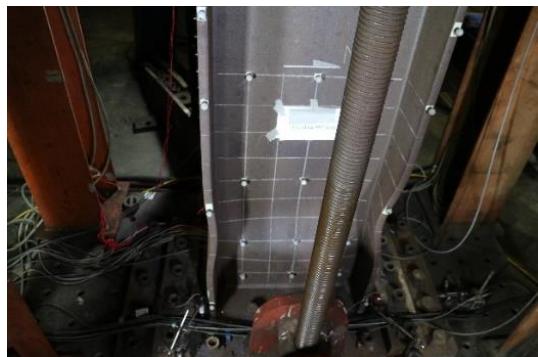
(b) 正 0.015 rad 試體側向扭轉挫屈



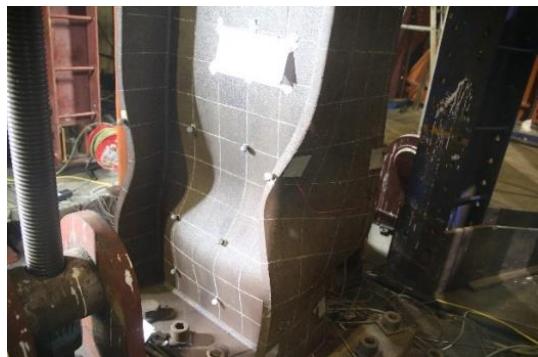
(c) 正 0.03 rad 第一圈柱底腹板挫屈



(d) 負 0.03 rad 第一圈柱底翼板挫屈



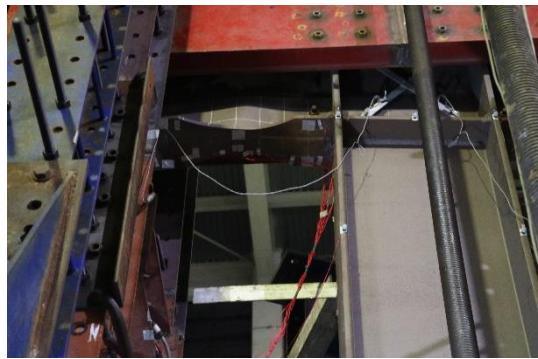
(e) 正 0.03 rad 第二圈柱底翼板挫屈



(f) 正 0.04 rad 第一圈柱底嚴重挫屈



(g) 試驗結束柱底嚴重挫屈



(h) 試驗結束南側梁輕微挫屈

照片 2.1 QS-A 試驗照片



(a) HS-B2 DBE 等級結束柱底無挫屈



(b) 正 0.015 rad 南邊梁下翼板鉸道破裂



(c) 正 0.015 rad 南邊梁下翼板鉸道破裂



(d) 正 0.015 rad 南邊梁腹板鉸道裂縫



(e) 正 0.03 rad 柱體旋轉



(f) 正 0.03 rad 南側梁局部挫屈

照片 2.2 HS-A2 試驗照片



(a) 負 0.015 rad 柱底腹板輕微挫屈



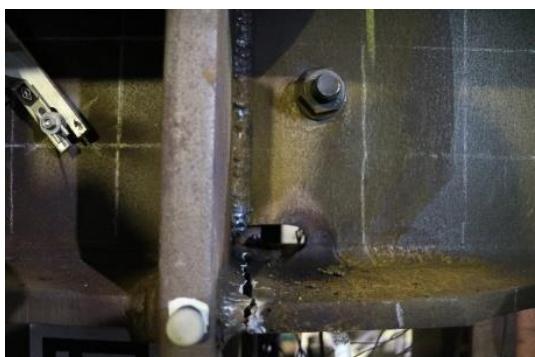
(b) 負 0.015 rad 北側梁局部挫屈



(c) 負 0.015 rad 南側梁局部挫屈



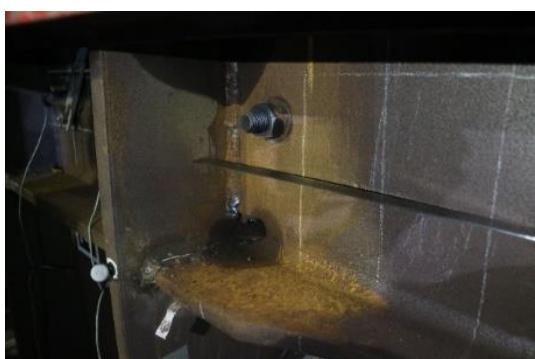
(d) 正 0.02 rad 北側梁局部挫屈



(e) 正 0.02 rad 北側梁鋸道斷裂



(f) 負 0.015 rad 試體側向扭轉挫屈



(g) 負 0.015 rad 北側梁局部挫屈



(h) 負 0.015 rad 南側梁鋸道破裂

照片 2.3 HS-A3 & HS-A4 試驗照片



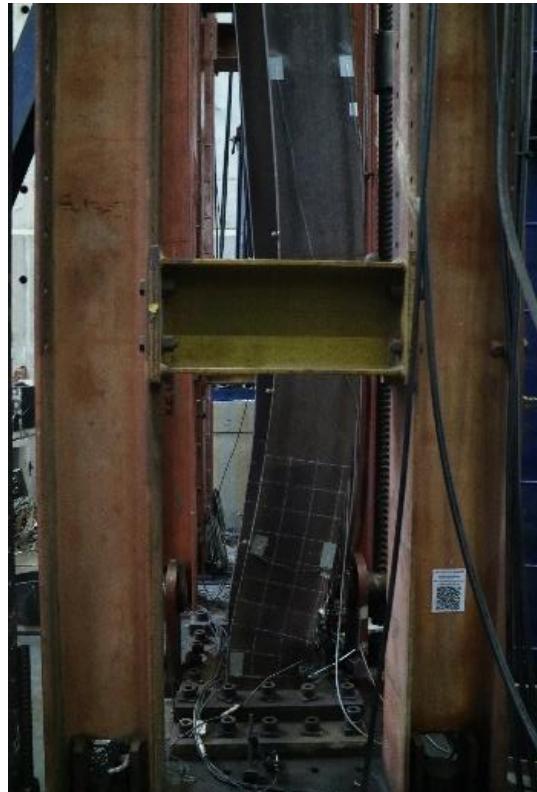
(a) 負 0.02 rad 柱底腹板局部挫屈



(b) 負 0.02 rad 柱底翼板局部挫屈



(c) 正 0.03 rad 柱底腹板局部挫屈



(d) 柱底嚴重挫屈故試驗中止

(e) 柱試體整體挫屈且向西側傾斜

照片 2.4 QS-B 試驗照片

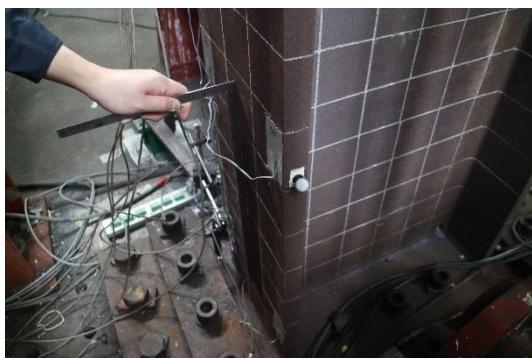


(a) 柱底腹板局部挫屈



(b) 柱底翼板局部挫屈

照片 2.5 HS-B2 試驗照片



(a) 柱底翼板局部挫屈



(b) 北側梁腹板局部挫屈

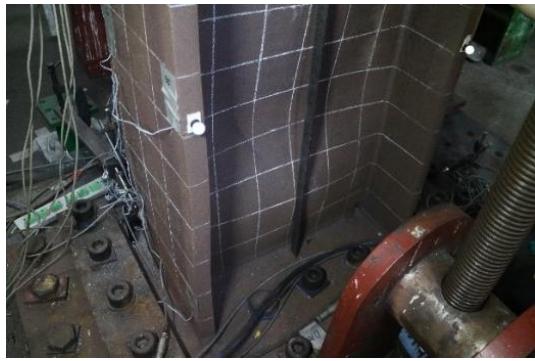


(c) 北側梁翼板局部挫屈



(d) 南側梁腹板局部挫屈

照片 2.6 HS-B3 試驗照片



(a) 柱底翼板局部挫屈



(b) 柱底腹板局部挫屈



(c) 試驗結束柱底南側局部挫屈



(d) 試驗結束柱底北側局部挫屈

照片 2.7 HS-B4 試驗照片