

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

三層樓鋼管混凝土柱暨挫屈束制斜撐

構架行為分析

**Analysis of Three-Story Frame with Concrete-Filled
Tube Columns and Buckling Restrained Braces**



研究生：李源興

指導教授：陳誠直博士

中華民國九十三年十月

三層樓鋼管混凝土柱暨挫屈束制斜撐

構架行為分析

Analysis of Three-Story Frame with Concrete-Filled
Tube Columns and Buckling Restrained Braces

研究生：李源興

Student : Yuan-Shing Li

指導教授：陳誠直博士

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen



Submitted to Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Science
in
Civil Engineering

October 2004
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十三年十月

三層樓鋼管混凝土柱暨挫屈束制斜撐

構架行為分析

研究生：李源興

指導教授：陳誠直 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

2003 年於國家地震工程研究中心進行一三層樓鋼管混凝土柱暨挫屈束制斜撐構架試驗，目的為探討各式鋼管混凝土柱接鋼梁之接頭與挫屈束制斜撐在實體構架之耐震消能行為，本文以非線性結構分析程式 DRAIN-2DX 進行構架分析與結果比較。於構架分析前先對梁柱接頭子結構進行模型建立與分析，待子結構模型模擬結果符合實驗結果，再進行三層樓構架模型之建立與分析比較。由結果比較顯示，DRAIN-2DX 對於梁柱接頭子結構試驗之模擬結果良好，可預測梁柱接頭之整體勁度與強度；於構架分析結果尚稱良好，第一階段試驗之分析結果較佳，但隨著構架之局部破壞與補強，第二階段試驗之模擬結果誤差亦隨之累積。構架分析時，鋼梁之模擬須考慮樓板效應造成之正負彎矩強度之不同，可獲得較佳之分析結果。最後進行非線性側推分析，採交會區為剛性或半剛性之模擬，分析結果顯示交會區之剪力-剪力變形關係將影響構架之極限強度，半剛性交會區將略為降低構架之極限強度，惟不影響構架之彈性勁度。

關鍵字：鋼管混凝土柱、挫屈束制斜撐、DRAIN-2DX

Analysis of Three-Story Frame with Concrete-Filled Tube Columns and Buckling Restrained Braces

Student: Yuan-Shing Li

Adviser: Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

ABSTRACT

A 3-story frame with concrete-filled tube columns (CFT) and buckling restrained braces was tested in October 2003. The purposes of the test are discussing the seismic behavior of steel beam to CFT column connections and BRB in frame. For frame analysis and comparison of the result, nonlinear structural program, DRAIN-2DX, is used. First step of analysis is modeling and simulating the sub-structure by DRAIN-2DX, then comparing the results with test. When the results of sub-structure model are matched with experiment, frame analysis is proceeded. Based on comparison of analysis and experiment, the results of simulating sub-structure are excellent, DRAIN-2DX can effectively predict the global stiffness and strength. For the frame analysis, the results of simulation in Phase I are fine. But because of the failure in the detail of frame, the error in simulating is added in Phase II. It is observed that considering the slab effect on the flexural strength of the steel beam leads to more accurate analysis results. Pushover analyses were performed to study the effect of joint stiffness of the panel zone on the nonlinear behavior of the frame. Compared to rigid joint, semi-rigid joint modeling results in slightly lower ultimate strength of the frame, but not the elastic stiffness of the frame.

Key words: concrete-filled tube column, buckling restrained brace, DRAIN-2DX

誌謝

研究生生活即將結束，感謝恩師 陳誠直博士於研究與人生方向之教導與提攜，使源興受益匪淺，浩蕩師恩，源興永誌難忘。口試期間承蒙台灣大學 蔡克銓教授與高雄第一科技大學 鄭錦銅教授對拙作斧正疏漏，提供諸多寶貴之意見，在此源興表達最誠摯謝意。

感謝在研究所兩年中，博士班群洲學長與南交學長給予源興諸多指導與提攜，同窗好友澤許與新梓的相互扶持，學弟潔祥、崇豪、文賢在研究期間給予源興極大的幫忙與鼓勵；同學冠華、季祥、耿崧、純儀、佩珊、迪凱、羅伯、凱明所帶來的諸多歡樂；室友政宇、國欽、皓宇則是在生活起居使我無後顧之憂的好伙伴；球友志強、偉志、厚鑫、維昌與郭貼的鍛鍊使我有充沛的體力進行研究。源興在此感謝你們的陪伴與加油打氣，這段研究生活因你們這些好友而更多采多姿。

最後，感謝父母與妹妹對源興在研究期間的支持與體諒，僅以本文所獲之小小成就獻給養育我親愛的家人與親友，希望能與你們共同分享我獲得碩士學位的喜悅與驕傲。

源興 九十三年十月

目錄

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vii
圖目錄.....	viii
第一章 緒論	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機.....	1
1.3 研究目的與方法.....	2
1.4 研究內容.....	3
第二章 文獻回顧	4
2.1 前言.....	4
2.2 鋼管混凝土梁柱接頭型式.....	4
2.3 DRAIN-2DX 程式介紹.....	6
2.3.1 結構元件模擬基本元素.....	6
2.3.2 程式功能.....	7
2.3.3 程式特色.....	8
2.4 構架分析與模擬之文獻回顧.....	9
2.4.1 梁柱桿件模擬.....	9
2.4.2 梁柱交會區模擬.....	11
2.4.3 BRB 桿件模擬.....	15
2.4.4 整體構架模擬.....	16
第三章 構架子結構模擬	18

3.1	前言	18
3.2	子結構試體介紹	18
3.2.1	全梁貫入式梁柱接頭	18
3.2.2	雙向螺栓接合式梁柱接頭	19
3.2.3	具上下夾型柱外橫隔板式梁柱接頭	20
3.3	梁柱接頭子結構模型之建立	21
3.3.1	鋼梁斷面	22
3.3.2	CFT 柱斷面	22
3.3.3	梁柱交會區	27
3.3.4	翼板貫入式接頭梁柱交會區理論模型建立	30
3.3.5	收斂性分析	38
3.3.6	子結構模型細節	40
3.4	模擬結果與比較	41
第四章	實尺寸構架模擬	44
4.1	前言	44
4.2	構架試驗介紹	44
4.2.1	構架子結構介紹	44
4.2.2	材料試驗強度	45
4.2.3	地震加速度歷時與反覆載重歷時	45
4.2.4	施力與量測系統	46
4.3	構架模型之建立	47
4.4	擬動態試驗模擬結果與比較	49
4.4.1	初始模型分析結果	49
4.4.2	修正構架模型	50
4.4.3	修正後構架模型結果與比較	52

4.4.4 梁柱交會區之模擬	55
第五章 結論	57
參考文獻	59
表	64
圖	68



表目錄

表 4.1 構架試驗材料強度表	64
表 4.2 構架試驗歷時表	65
表 4.3 BRB 桿件斷面參數輸入值	65
表 4.4 梁柱桿件斷面參數輸入值	66
表 4.5 構架真實週期與阻尼比	66
表 4.6 複合梁斷面參數輸入值	67



圖目錄

圖 2.1	簡單式接頭示意圖	68
圖 2.2	全梁貫入式接頭示意圖	68
圖 2.3	圓形 CFT 柱與鋼板貫入式接頭立體示意圖	69
圖 2.4	矩形 CFT 柱與鋼板貫入式接頭示意圖	69
圖 2.5	內部橫隔板式接頭示意圖	70
圖 2.6	外部橫隔板式接頭示意圖	70
圖 2.7	鋼管剪力釘補強式接頭示意圖	71
圖 2.8	剪力釘暨肋版補強式式接頭示意圖	71
圖 2.9	複合式接頭示意圖	72
圖 2.10	雙線性桁架元素行為示意圖	72
圖 2.11	梁柱元素示意圖	73
圖 2.12	梁柱元素 P-M 關係模式示意圖	74
圖 2.13	半剛性接頭元素型式	75
圖 2.14	彈性板元素示意圖	75
圖 2.15	彈性板元素變形圖	75
圖 2.16	RBS 模型示意圖	76
圖 2.17	蓋板式梁柱接頭模型示意圖	76
圖 2.18	梁柱接頭簡化模型	77
圖 2.19	交會區模擬示意圖	77
圖 2.20	包含線性交會區之彈性模型	78
圖 2.21	非線性中心線模型	78
圖 2.22	包含非線性交會區之非彈性模型	79
圖 3.1	試體 H4BT 接合細部設計圖	80
圖 3.2	外柱子結構試驗構架設置圖	81

圖 3.3	雙向螺栓穿透式之梁柱接頭示意圖	81
圖 3.4	十字型子結構試驗構架設置圖	82
圖 3.5	外橫隔板配置示意圖	82
圖 3.6	CL-S 試體構架架設圖	83
圖 3.7	CL-D 試體構架架設圖	83
圖 3.8	Mander 混凝土圍束理論曲線模型	84
圖 3.9	鋼管應力-應變關係曲線示意圖	84
圖 3.10	斷面分析法基本示意圖	85
圖 3.11	交會區剪力變形造成之梁端變位	86
圖 3.12	剛體旋轉後交會區變形梁端變位	86
圖 3.13	子結構模型示意圖	87
圖 3.14	交會區力量示意圖	87
圖 3.15	翼板貫入式梁柱交會區受力示意圖	88
圖 3.16	柱子結構自由體圖	88
圖 3.17	鋼管三線性應力-應變關係圖	89
圖 3.18	鋼管之剪力與變形模型	89
圖 3.19	交會區混凝土雙線性應力-應變關係圖	90
圖 3.20	鋼管之剪力與變形模型	90
圖 3.21	內外壓桿示意圖	91
圖 3.22	鋼管與混凝土疊加之梁柱交會區理論折線圖	91
圖 3.23	交會區剪力-剪應變實驗曲線與理論模型之比較	92
圖 3.24	參數研究之結果比較示意圖	93
圖 3.25	斷面纖維元素收斂性示意圖	94
圖 3.26	斷面收斂性分析比較圖	95
圖 3.27	等長度桿件收斂性模型示意圖	95

圖 3.28	等長度切段元素收斂性比較圖	96
圖 3.29	非等長度桿件收斂性模型示意圖	96
圖 3.30	等長度與非等長度桿件收斂性比較圖	97
圖 3.31	剛接交會區之 T 型外部接頭子結構模型圖	98
圖 3.32	半剛接交會區之 T 型外部接頭子結構模型圖	99
圖 3.33	實驗與分析結果之遲滯迴圈比較圖	100
圖 3.34	全梁貫穿式接頭 H4BT 模擬結果與實驗結果之比較	101
圖 3.35	外橫隔板式接頭 CL-S-2 模擬與實驗結果比較	101
圖 3.36	外橫隔板式接頭 CL-S-5 模擬與實驗結果比較	102
圖 3.37	雙向螺栓式接頭 FSBE6=10=8 西側模擬與實驗結果	102
圖 3.38	雙向螺栓式接頭 FSBE8=10=6 西側模擬與實驗結果	103
圖 3.39	雙向螺栓式接頭 FSBE10=10=4 西側模擬與實驗結果	103
圖 3.40	雙向螺栓式接頭 FSBW=6=8=8 西側模擬與實驗結果	104
圖 3.41	雙向螺栓式接頭 FSBW8=8=6 西側模擬與實驗結果	104
圖 3.42	理論交會區強度之子結構模型與實驗之比較	105
圖 3.43	實驗交會區強度之子結構模型與實驗之比較	105
圖 3.44	試體 H4BT 變形分離之遲滯迴圈圖	106
圖 4.1	CFT/BRB 構架配置圖	107
圖 4.2	BRB 構造示意圖	108
圖 4.3	各樓層 BRB 斷面示意圖	108
圖 4.4	往覆載重歷時示意圖	109
圖 4.5	實尺寸構架模型圖	110
圖 4.6	Phase I Test 1 各樓層相對側位移歷時比較圖	111
圖 4.7	Phase I Test 2 各樓層相對側位移歷時比較圖	112
圖 4.8	Phase I Test 3 各樓層相對側位移歷時比較圖	113

圖 4.9	Phase I Test 4 各樓層相對側位移歷時比較圖	114
圖 4.10	Phase I Test 5 各樓層相對側位移歷時比較圖	115
圖 4.11	Phase I Test 6 各樓層相對側位移歷時比較圖	116
圖 4.12	複合梁彎矩方向示意圖	117
圖 4.13	複合梁樓板有效寬度示意圖	117
圖 4.14	Hognestad 混凝土應力應變曲線模型.....	117
圖 4.15	純鋼梁與複合梁正彎矩方向之彎矩與曲率關係比較圖	118
圖 4.16	Phase I 修正模型 Test 1 側位移比較圖	119
圖 4.17	Phase I 修正模型 Test 1 樓層剪力比較圖	120
圖 4.18	Phase I 修正模型 Test 2 側位移比較圖	121
圖 4.19	Phase I 修正模型 Test 2 樓層剪力比較圖	122
圖 4.20	Phase I 修正模型 Test 3 側位移比較圖	123
圖 4.21	Phase I 修正模型 Test 3 樓層剪力比較圖	124
圖 4.22	Phase I 修正模型 Test 4 側位移比較圖	125
圖 4.23	Phase I 修正模型 Test 4 樓層剪力比較圖	126
圖 4.24	Phase I 修正模型 Test 5 側位移比較圖	127
圖 4.25	Phase I 修正模型 Test 5 樓層剪力比較圖	128
圖 4.26	Phase I 修正模型 Test 6 側位移比較圖	129
圖 4.27	Phase I 修正模型 Test 6 樓層剪力比較圖	130
圖 4.28	Phase I 擬動態試驗最大層間變位角比較圖	131
圖 4.29	Phase I 擬動態試驗最大層間剪力比較圖	132
圖 4.30	Phase I Test 1 樓層遲滯迴圈	133
圖 4.31	Phase I Test 2 樓層遲滯迴圈	134
圖 4.32	Phase I Test 3 樓層遲滯迴圈	135
圖 4.33	Phase I Test 4 樓層遲滯迴圈	136

圖 4.34	Phase I Test 5 樓層遲滯迴圈	137
圖 4.35	Phase I Test 6 樓層遲滯迴圈	138
圖 4.36	Phase II Test 1 各樓層相對側位移歷時比較圖	139
圖 4.37	Phase II Test 1 樓層剪力模擬與實驗結果圖	140
圖 4.38	Phase II Test 2 各樓層相對側位移歷時比較圖	141
圖 4.39	Phase II Test 2 樓層剪力模擬與實驗結果圖	142
圖 4.40	Phase II 擬動態試驗最大層間變位角比較圖	143
圖 4.41	Phase II 擬動態試驗最大層間剪力比較圖	144
圖 4.42	Phase II Test 1 樓層遲滯迴圈	145
圖 4.43	Phase II Test 2 樓層遲滯迴圈	146
圖 4.44	Phase I Test 1 1F BRB 遲滯迴圈比較圖	147
圖 4.45	Phase I Test 2 1F BRB 遲滯迴圈比較圖	147
圖 4.46	Phase I Test 3 1F BRB 遲滯迴圈比較圖	147
圖 4.47	Phase I Test 4 1F BRB 遲滯迴圈比較圖	148
圖 4.48	Phase I Test 5 1F BRB 遲滯迴圈比較圖	148
圖 4.49	Phase I Test 6 1F BRB 遲滯迴圈比較圖	148
圖 4.50	Phase I Test 2 交會區是否剛接之樓層側位移比較圖	149
圖 4.51	構架側推分析比較圖	150

第一章 緒論

1.1 前言

台灣位處於菲律賓海板塊及太平洋板塊交界處，為地震頻繁地區，對於建築物之耐震行為能力須格外注重。鋼筋混凝土 (Reinforced Concrete, RC) 結構系統以及鋼結構 (Steel Structure) 系統一直是土木建築業界之兩大主流，兩者具有不同特性與優缺點。RC 結構之優點為抗壓能力高、結構側向勁度大等，其缺點為自重大、韌性不足以及施工便利性較鋼結構低且施工時間長。鋼結構之優點為材料強度高、高韌性與施工便利性高，其缺點為側向勁度低。為了保持以上兩種結構之優點並避免其缺點，兼具 RC 以及鋼結構兩者特性之鋼與混凝土複合結構便孕育而生。常見之鋼與混凝土複合材料包括鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete, SRC) 與鋼管混凝土 (Concrete Filled Tube, CFT)，此兩種結構結合鋼與混凝土在經濟上以及材料上之優點。SRC 構件為型鋼以混凝土包覆於內之複合斷面，CFT 構件為混凝土充填入鋼管內，兩者均普遍使用於中高樓層結構。

鋼管混凝土擁有以下特點：(1) 混凝土使結構抗壓強度提高，而鋼管提供高強度與韌性；(2) 鋼管提供對混凝土圍束效果，使混凝土之抗壓強度有顯著增加；(3) 鋼管可作混凝土澆注之模板；(4) 鋼管內澆注混凝土,可以提供鋼管的側向支撐,可以延緩鋼管局部挫屈與側向扭轉挫屈；(5) 施工性較 SRC 為佳。

1.2 研究動機

CFT/BRB 三層樓三跨度實尺寸複合構架試驗為國科會整合型計

畫之實驗研究，由國家地震工程研究中心 (NCREE) 負責執行。於 2003 年十月進行實驗，本文為協助實驗構架之梁柱接頭設計與實驗前置工作，並於實驗結束後進行構架之模擬分析與結果比較。構架試驗前，為瞭解 CFT 構件之力學行為，故於國家地震工程研究中心進行一連串梁柱接頭子結構實驗。梁柱接頭子結構試驗分別為貫穿翼板式、全梁貫穿式、外橫隔板式與雙向螺栓接合式梁柱接頭。實驗方法為進行往覆載重試驗，藉由實驗觀察各種 CFT 梁柱接頭型式之行為。構架試驗為一三跨三層樓之實尺寸 CFT 平面構架，於中間跨度三個樓層各設置不同斜撐，以數個擬動態加速度歷時試驗與往覆載重試驗觀察構架之受力行為。除了實驗，本文期望由理論分析結果和子結構試驗以及實體構架試驗結果作比較與驗證，進而預測 CFT 構件與構架於實際結構中之行為。

1.3 研究方法與目的



以往 CFT 構件之研究，較集中於梁柱接頭子結構試驗，期許由實驗反應推導出理想公式以預測 CFT 構件之行為，對於 CFT 構件在構架中之真實反應較少有人討論。此次於國家地震工程研究中心進行一組 CFT/BRB 實尺寸三跨度三層樓構架試驗，藉此希望瞭解 CFT 梁柱接頭於真實結構中之反應，因此本研究使用非線性結構分析軟體 DRAIN-2DX 對梁柱接頭子結構與構架進行理論分析與實驗結果作驗證。

在研究方法，先收集 CFT 梁柱接頭子結構分析與構架分析之文獻，從前人研究建立分析模型之相關細節。爾後討論鋼梁、CFT 斷面與梁柱交會區之力學行為，並輸入至梁柱接頭子結構模型中作靜力分析；將分析結果與實驗結果比較以修正分析模型，使修正後分析結果

符合實驗結果。最後再依據子結構模型進行實尺寸構架之理論分析，包括數個加速度歷時動力分析，並與構架試驗結果比較，以瞭解構架各元件之變形與力量分佈情形。

1.4 研究內容

本研究內容共分為五個章節：第一章為緒論；第二章為介紹各型式之 CFT 梁柱接頭與 DRAIN-2DX 分析程式簡介，並整理構架分析模擬相關文獻；第三章為梁柱接頭實驗介紹以及子結構模型之建立與分析之比較；第四章為實尺寸 CFT/BRB 三層樓構架之實驗介紹、構架模型之建立、分析與修正，並與實驗結果作驗證與比較，進而討論分析結果；第五章為整體之結論。



第二章 文獻回顧


2.1 前言

進行梁柱接頭子結構與構架模擬之前，針對前人所做研究收集相關文獻。因此本章將介紹鋼管混凝土梁柱接頭型式、DRAIN-2DX 程式簡介、結構元件與構架模擬文獻回顧。

2.2 鋼管混凝土梁柱接頭型式

三層樓構架試驗中三個樓層之梁柱接頭各採用不同之梁柱接合型式，期望藉由構架試驗瞭解各 CFT 梁柱接合型式於實際結構中之反應。為了對 CFT 梁柱接頭型式能進一步瞭解，本節將對常見之 CFT 梁柱抗彎接合型式及前人所做過之研究作一介紹。

1. 簡單式接頭



如圖 2.1 所示為簡單式接頭示意圖，Schneider and Alostaz (1998) 研究簡單式接頭，其接合方式僅將鋼梁直接銲接於 CFT 鋼管表面，並未配置任何元件，梁翼作用力沒有良好路徑傳遞進入柱體中之混凝土；使簡單式接頭易於梁翼外緣與柱鋼管接合處應力集中，銲道因應力過高而破裂，更進一步使柱鋼管撕裂。

2. 貫入式接頭

Schneider and Alostaz (1998) 研究貫入式接頭，貫入式接頭採用各種型式之元件貫入鋼管，使梁翼之作用力藉由貫入元件傳遞進入混凝土，避免柱鋼管表面應力集中。貫入元件型式有梁腹板、梁翼板與全梁貫入等。梁腹板貫入式接頭傳遞力量效果不佳，梁翼板貫入式接

頭雖能經由貫入翼板傳遞力量，但易於梁翼貫入處銲道破裂並導致鋼管撕裂，上下貫入翼板產生滑移，失去傳遞力量之作用；如圖 2.2 所示。全梁貫入式接頭傳遞力量效果良好且沒有柱面應力集中問題，為行為良好之梁柱接頭型式。

羅勝宏 (2002) 研究圓形 CFT 柱與翼板貫入式接頭，圖 2.3 為梁柱接頭立體示意圖。實驗結果顯示，翼板貫入式接頭可有效將梁翼作用力傳遞至混凝土，並於貫穿翼板末端產生塑性鉸消散能量，具相當良好之韌性能力。

陳誠直與林南交 (2003) 研究矩形 CFT 柱與翼板貫入式接頭，圖 2.4 為矩形 CFT 柱與翼板貫入式接頭立體示意圖。結果顯示，貫穿翼板可有效將力量傳入混凝土核心，且將塑性鉸移離柱面。但貫穿鋼板與柱鋼管銲接處易產生破壞而導致滑動，使遲滯迴圈產生束縮 (Pinching) 現象。



3. 橫隔板式接頭

橫隔板式接頭可分為內橫隔板與外橫隔板兩種型式。Riches et al. (1995) 研究內橫隔板，如圖 2.5 所示；Schneider and Alostaz (1998) 研究外橫隔板式接頭，如圖 2.6 所示。配置內橫隔板主要目的為提供路徑將梁翼作用力傳遞入柱內混凝土，但施工麻煩且較耗費材料，施工性與經濟性較不佳。外橫隔板配置之主要目的為將梁翼作用力傳遞至外橫隔板兩側分擔力量，並使塑性鉸移離柱面，避免柱面應力集中及產生塑性鉸。

4. 補強式接頭

如圖 2.7 所示，於鋼管內壁釘銲剪力釘，將梁翼之作用力傳遞入

混凝土核心中。或如圖 2.8 所示，補強梁柱交界處配置使塑性鉸移離柱面，避免柱面之應力集中而使梁端塑性彎矩強度無法完全發展。

5. 複合式接頭

複合式接頭採用多種接合方法於接頭，如圖 2.9 所示。在與梁同向之柱鋼管表面鑽孔，使鋼筋貫穿鋼管與內填充之混凝土，並於梁翼配置 T 形垂直加勁板。貫穿鋼筋作用類似於貫入式接頭，將梁翼作用力傳遞進入混凝土；垂直加勁板作用為補強梁翼斷面，使塑性鉸移離柱面，以利鋼梁發展彎矩強度。

綜觀而言，簡單式接頭雖然施工簡單，卻不利鋼梁發揮彎矩強度且有塑性鉸產生處離柱面過近之問題；而複合式接頭之行為良好，但施工較複雜。全梁貫入式接頭、外橫隔板式接頭與補強式接頭行為良好，能有效將塑性鉸移離柱面，並有效發揮鋼梁彎矩強度，近幾年之研究重心均在此三種改良式接頭上。

2.3 DRAIN-2DX 程式介紹

DRAIN-2DX (Prakash et al. 1993) 為一非線性動態結構分析程式。DRAIN-2DX 程式主要功能為分析平面構架受地表加速度歷時下之非線性歷時反應，過去十幾年廣泛應用於各種結構建築耐震行為之研究。

2.3.1 結構元件模擬基本元素

DRAIN-2DX 中模擬結構基本桿件元素有下列數種：

1. 雙線性桁架元素 (Truss Element)：僅承受軸力之元素。如圖 2.10

所示，在受壓向分為降伏與挫屈兩種型式。

2. 雙線性梁柱元素 (Beam-Column Element)：同時承受軸力、剪力、彎矩之元素，用於建立梁柱桿件。圖 2.11 所示，一個梁柱元素由一彈性桿件元素 (Elastic Element) 與兩塑性鉸 (Plastic Hinge) 所構成，藉由兩者之勁度疊加模擬梁與柱實際勁度。如圖 2.12 所示，梁柱元素之 P-M 交互影響關係於 DRAIN-2DX 分為 3 種，可依照實際梁柱斷面之 P-M 交會影響關係做模式之選擇。

3. 雙線性半剛性接頭元素 (Semi-Rigid Connection Element)：模擬各型式彈簧，為兩個相同座標之節點以水平、垂直或者旋轉向之彈簧作連結，如圖 2.13 所示，多用於梁柱接頭區或彈性支承。

4. 彈性板元素 (Elastic Panel Element)：如圖 2.14 所示，經由定義四端節點以界定範圍，模擬板或牆之元素。考慮垂直向與水平向之撓曲與軸向剛度，以及剪力剛度，如圖 2.15 所示；但是程式僅定義彈性段行為，非彈性行為則未加定義。

5. 連接元素 (Link Element)：類似桁架元素，僅能承受軸力，但更進一步定義元素僅能承受拉力或壓力，力-變形關係之定義更加詳細，用於模擬如繩索等僅受拉力或僅受壓力等結構元件。

6. 纖維梁柱元素 (Fiber Beam-Column Element)：將一梁柱斷面分為若干個纖維元素 (Fiber Element) 計算斷面性質，若考慮 P-M 交互影響關係，此元素較雙線性梁柱元素精準。

2.3.2 程式功能

DRAIN-2DX 功能眾多，應用範圍廣，此節將對較為之常用功能

整理如下：

1. 可求出結構體形狀函數之模態分析 (Mode Shape) 與結構自然頻率。
2. 可進行線性靜力分析，適用於重力靜載重以及活載重，並可使用增量疊代進行非線性靜力分析。
3. 非線性地表加速度歷時反應分析 (Ground Acceleration)。
4. 非線性地表位移歷時反應分析 (Ground Displacement)，適用於分析橋樑受地震力下之反應。
5. 反應譜之線性動力分析 (Response Spectrum)。
6. 非線性動力初始速度分析 (Initial Velocity)，適用於研究衝擊載重。
7. 包含能量之計算，使動力分析之準確性較容易掌握。
8. 可儲存結果，並於下次執行時再加入新的載重於同樣之結構，於前一次之受力後變形狀態下再進行分析。
9. 如欲指定特定內容之列印，有單獨之後處理列印程式。

2.3.3 程式特色

DRAIN-2DX 之程式特色簡介如下：

1. DRAIN-2DX 為固定格式輸入，無視窗型軟體方便使用，但 DRAIN-2DX 採用分離指令式 (Separator) 區分每一輸入之段落，如束制 (*RESTRAINTS)、元素 (*ELEMENTGROUP) 與節點 (*NODECOORDS) 等指令。

2. 分析模式較多種，可於一個輸入檔 (Input File) 中執行數種分析模式。
3. 靜力分析可使用位移增量控制與力量增量控制，可模擬實驗施力方式而選擇控制模式。位移增量控制尚分為單個節點絕對位移控制或多個節點相對位移控制。
4. 於地表運動歷時分析中，不僅可輸入水平向及垂直向之地表運動歷時，尚可輸入結構旋轉中心方向之地表運動歷時。
5. 可考慮二次效應，採用方法為加入幾何勁度矩陣，可於每個歷時步驟 (Time Step) 更新幾何勁度矩陣。

2.4 構架分析與模擬之文獻回顧

使用 DRAIN-2DX 進行構架分析前，須先瞭解前人對構架中各結構元件之模擬方法與結果，方可決定採用何種元素模擬較恰當。本節針對有關構架分析之結構元件及整體構架相關模擬文獻回顧作一收集與介紹。

2.4.1 梁柱桿件模擬

真實結構中，梁與柱為構成結構體之最主要元件，交會區為梁與柱接合而成，斜撐亦須經由接合板與梁柱接合，故梁柱桿件之模擬是否精準影響模擬結果甚鉅。以下針對梁柱桿件之模擬作一文獻整理回顧：

楊傑棠 (2003) 使用 DRAIN-2DX 研究 RCS (Reinforced concrete Column and Steel beam) 平面構架非線性分析。RCS 構架中之鋼梁與

混凝土柱採用雙線性梁柱元素，除了斷面積與彈性模數等參數需輸入外，鋼梁不考慮 P-M 效應，僅輸入正負彎矩兩方向之降伏彎矩 M_y^+ 與 M_y^- ；又鋼梁上有樓板，故鋼梁之 M_y^+ 與 M_y^- 不同。而混凝土柱則考慮 P-M 效應，須輸入 M_y^+ 、 M_y^- 與正負兩方向之軸向降伏作用力 P_y^+ 、 P_y^- 。文中提到梁長對分析結果有顯著之影響，梁長由梁端算到柱中心，其分析結果勁度較實驗結果為低。將梁長由梁端算至柱面，分析結果較能準確模擬出實驗之勁度。

Uang and Kiggins (2003) 研究 BRBF (Buckling-Restrained Braced Frames) 之殘餘層間變位角 (Residual Drift)，使用 DRAIN-2DX 為分析程式。採用 Element Type 2 (Beam-Column Element) 建立梁與柱桿件模型。

Fahnestock et al. (2003) 研究 CFT 與 BRB 複合構架之分析與實驗研究。分析部分採用 DRAIN-2DX 進行分析，鋼梁與 CFT 柱均採用纖維梁柱元素。

Shen et al. (2000) 使用 DRAIN-2DX 進行 RBS (Reduced Beam Section) 之鋼結構梁柱接頭與構架分析，於梁翼使用圓弧切削 (Circular-Cut)，以切削面積之多寡以及切削段與柱面之距離為實驗參數。如圖 2.16，首先以 DRAIN-2DX 建立梁柱接頭分析模型，採用兩種不同方式建立圓弧切削段模型，Mode 1 使用兩根梁柱元素模擬圓弧切削段，兩梁柱元素接合處為切削最多處；Mode 2 則使用旋轉彈簧 (Rotational Spring) 來模擬切削最多處，之後所進行之構架模型使用 Mode 1 為 RBS 模型。

Srivanich et al. (1999) 進行蓋板加勁 (Cover-Plate Strengthened)

之鋼結構梁柱接頭與構架分析研究，探討以蓋板長度為實驗參數對構架耐震行為之影響。首先以有限元素分析 (Finite Element Analysis) 建立鋼結構蓋板式梁柱接頭模型進行分析，再使用 DRAIN-2DX 建立子結構模型，將有限元素分析結果與 DRAIN-2DX 之分析結果比較並校正 DRAIN-2DX 子結構模型之參數，如應變硬化模數等。圖 2.17 為使用 DRAIN-2DX 建立之蓋板式梁柱接頭子結構模型。

蕭博謙 (2004) 進行 CFT/BRB 構架擬動態試驗與加速度歷時分析，文中採用 PISA3D 與 OpenSees 兩套軟體進行分析。PISA3D 採用強度衰減材料 (Degrading Material) 與雙線性模型 (Bilinear Material) 模擬柱與梁，OpenSees 則採用纖維元素 (Fiber Element) 模擬 CFT 柱與梁。結果顯示在大位移時，PISA3D 之分析結果較能準確預測實驗結果，在小位移時則以 OpenSees 之分析結果較為準確。

經由上述文獻之回顧整理，可知梁柱桿件之模擬分為梁柱元素與纖維元素兩種，又以梁柱元素使用較多，且纖維元素較易產生程式計算無法收斂之狀況，故本文決定採用梁柱元素模擬梁柱桿件。

2.4.2 梁柱交會區模擬

一般構架之受力傳遞機制乃當構架受地震力作用時，此作用力經所銜接於接頭之梁傳遞至接頭區。又接頭區之強度乃由剪力所控制，故於梁柱交會區之模擬上乃採用剪力-剪力變形 ($V-\gamma$)。在 2D 平面上，梁柱交會區為梁與柱交會處所圍成之一平面，在模擬應用上為了簡化模型，梁與柱使用梁柱元素代替，其位置為真實梁柱之中心線，如圖 2.18 所示。梁柱交會區通常先簡化為一鋼性接頭 (Rigid Connection) 節點，代表將交會區視為無變形枝節點；若交會區之強

度與勁度較弱而無法將其視為剛性接頭，則採用半剛性接頭 (Semi-Rigid Connection)，使用旋轉彈簧 (Rotational Spring) 來代表半剛性接頭，其力-變形關係也由交會區平面之剪力-剪力變形轉換為交會區彈簧之彎矩-旋轉角 ($M-\theta$)。本節為討論交會區半剛性接頭之模擬文獻回顧與整理：

楊傑棠 (2003) 於梁柱交會區模擬，初始將梁柱交會區視為剛接進行模擬。與實驗結果比較後，發現勁度模擬結果較實驗結果為大，故採用半剛性接頭取代剛性接頭交會區，此修正使模擬結果更符合實驗。模擬方法為將交會區之剪力勁度轉換成彎矩勁度，再由 4 個抗彎彈簧表現其彎矩勁度。圖 2.19 為含有交會區抗彎彈簧之子結構示意圖。

Shen et al. (2000) 交會區則以 Krawinkler (1978) 之鋼結構梁柱交會區理論求得交會區之剪力-剪力變形 ($V-\gamma$) 關係，以半剛性接頭代替梁柱交會區，建立鋼結構梁柱接頭模型；Srivanich et al. (1999) 之子結構與構架交會區也採用 Krawinkler 鋼結構梁柱交會區之剪力-剪力變形關係。其中 Krawinkler 之鋼結構梁柱交會區理論公式為：

$$V_y = 0.55F_y d_c t \quad (2.1)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (2.2)$$

$$V_u = 0.55F_y d_c t \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right) \quad (2.3)$$

其中 V_y 為交會區降伏剪力， F_y 為材料降伏應力， d_c 為柱深， t 為交會區厚度， d_b 為梁深， b_c 為柱寬， t_{cf} 為柱翼板厚度， γ_y 為降伏剪應

變，而 V_u 為極限剪應力，定義為 $4\gamma_y$ 時的剪應力。

Foutch and Yun (2002) 研究鋼結構抗彎構架受地震力下之模擬。文中將交會區模擬分為四類：

1. 線性中心線模型 (Linear Centerline Models)

圖 2.18 所示，將真實結構之梁柱接頭轉換成位於梁柱中心線之梁柱接頭子結構模型，梁與柱均僅有彈性行為，未定義非彈性行為。此簡化雖較簡單，卻不符合實際梁柱桿件具有非彈性行為之特性；且簡化模型之梁長為梁端至柱中心，較實際梁長度為大，如此會低估整體勁度。

2. 包含彈性交會區之彈性模型 (Elastic Models with Panel Zones Included)

為了模擬交會區，採用如圖 2.20 之模型，梁與柱仍只有彈性行為而未定義非彈性段行為，但使用剛性棒描述交會區範圍，梁柱中心線交點為交會區節點，並設置一彈性旋轉彈簧模擬交會區行為，旋轉彈簧勁度 k_θ 為：

$$k_\theta = \frac{M_y}{\theta_y} \quad (2.4)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3G}} = \theta_y \quad (2.5)$$

$$M_y = V_y \cdot d_b \quad (2.6)$$

包含交會區之彈性模型以交會區彈簧與剛性棒模擬交會區，梁長自梁端計算至柱面，較計算至柱中心之中心線模型更符合真實情況，

但梁柱與交會區均未定義非彈性行為，仍然存在結構元件進入非彈性階段時，模擬結果便產生誤差之問題。

3. 非線性中心線模型 (Nonlinear Centerline Models)

考慮梁柱桿件非彈性行為，將線性中心線模型改良為如圖 2.21 所示，於梁柱端點加上旋轉彈簧。當梁柱桿件進入非彈性階段，旋轉彈簧始發揮作用，利用彈性梁柱元素與非彈性旋轉彈簧構成梁柱桿件真實之力量與變形關係。如此能準確模擬出梁柱之行為，但對於交會區仍無良好之模擬。

4. 包含非線性交會區之非彈性模型 (Nonlinear Models with Panel zones)

於非彈性梁柱中心線模型加上交會區彈簧，如此能更精確模擬梁柱接頭之行為。Foutch 建議以圖 2.22 之模型最能符合實際梁柱交會區之形狀，亦能模擬梁柱桿件與交會區旋轉彈簧之彈性與非彈性之行為。建構圖 2.22 之模型較不方便，較常使用非線性中心線模型模擬梁柱，交會區模型由第 2 類交會區彈簧模型模擬，但旋轉彈簧行為定義為具非彈性行為之半剛性接頭。

由以上回顧，於模擬交會區方面，若為行為良好之梁柱接合方式，則將交會區視為剛接；若剛接模擬結果之整體勁度較實驗結果強、交會區設計為消能區域或實驗中交會區有明顯破壞，代表交會區勁度與強度較弱，無法視為剛接，則交會區以半剛性接頭模擬，採用旋轉彈簧代表半剛性接頭。

2.4.3 BRB 桿件模擬

挫屈束制斜撐 (Buckling Restrained Brace, BRB) 為一種新式斜撐，其設計理念為避免斜撐桿件因承受過大壓力使斜撐本身挫屈而失去耐震與消能作用。本節將對於有關 BRB 之文獻作一回顧：

Fahnestock et al. (2003) 研究 CFT 與 BRB 複合構架之分析與實驗研究。分析部分使用 DRAIN-2DX 進行分析，其中 BRB 使用雙線性桁架元素模擬，構架分析考慮二次效應，並採用 Rayleigh Damping。

Uang and Kiggins (2003) 研究 BRBF 之殘餘層間變位角，其中 BRB 採用雙線性桁架桿件模擬，軸壓力強度定義為軸拉力強度之 110%，BRB 與構架之接合視為剛接。

蕭博謙 (2004) 在 PISA3D 中採用兩面塑性理論的應變硬化材料 (Two-Surface Plastic Strain Hardening) 模擬 BRB，OpenSees 則採用雙線性等向應變硬化元素 (Bilinear Isotropic Strain Hardening)。BRB 之降伏作用力 P_y 為：

$$P_y = A_c \times F_y \quad (2.7)$$

A_c 為 BRB 核心斷面積， F_y 為鋼材降伏應力。

而極限作用力 P_{max} 為：

$$P_{max} = \Omega \times \Omega_h \times \beta \times P_y \quad (2.8)$$

Ω 為材料超強因子， Ω_h 為材料應變硬化因子， β 為脫層不完全係數。

BRB 桿件以雙線性桁架元素模擬為合理之方式，故本文以雙線性桁架元素來模擬 BRB。

2.4.4 整體構架模擬

Shen et al. (2000) 構架分析方面依照實驗參數及構架模型樓層數，進行 8 組側推分析 (Pushover Analysis) 與加速度地震歷時分析。分析結果顯示良好設計之 RBS 能有效使塑性鉸產生於梁上，且層間變位角不超過規範規定，有助提升抗彎構架抗震消能作用。結果亦顯示 DRAIN-2DX 程式可用於構架試驗或實體結構行為之預測及分析，為分析結果可信度高之程式。

Srivanich et al. (1999) 構架分析依照實驗參數及構架樓層數建立 6 組側推分析及加速度地震歷時分析。結果顯示蓋板式接頭行為良好，塑性鉸能有效移離柱面；使用有限元素分析結果校正 DRAIN-2DX 模型參數則提供一可行之方法來校正參數。

楊傑棠 (2003) 進行構架模型之側推分析以及加速度歷時分析與實驗。結果顯示，DRAIN-2DX 對於試體勁度與強度可理想模擬，但對於遲滯迴圈行為則較無法掌握。樓板於分析結果有相當程度之影響。DRAIN-2DX 無法模擬如混凝土開裂或者螺栓滑動等現象，為可能產生誤差之處。

蕭博謙 (2004) 最後採用 PISA3D 作為分析程式，並修正構架模型參數，將分析結果與實驗結果進行比較。結果顯示 BRB 承受大部分樓層剪力，各樓層 BRB 為構架中最主要之消能抗震元件；且各樓層抗彎接頭直至擬動態試驗結束仍尚未有嚴重破壞，顯示 BRB 能有效降低抗彎接頭之需求。若能有效修正模型，如樓板效應與螺栓接合

之勁度，PISA3D 可準確反映出構架之實際行為。

根據以上文獻可知，DRAIN-2DX 為一分析結果可信度高的程式，使用 DRAIN-2DX 程式可根據前人研究將此次模擬所需之結構元件以適合元素模擬：梁柱桿件採用梁柱元素模擬，並可考慮 P-M 效應；梁柱交會區一般視為剛性接頭，若有需要則以半剛性接頭取代剛性接頭，並以旋轉彈簧表示；BRB 桿件則因僅承受軸力而以桁架元素模擬。



第三章 構架子結構模擬

3.1 前言

由於實尺寸構架過於龐大，許多因細部接合而影響實驗結果之變數參雜其中，故於進行三層樓實尺寸構架試驗前，先進行一連串之子結構試驗。同理，於進行構架分析之前若未進行子結構模擬，許多參數將影響分析結果判斷。故先完成子結構模擬以確定各參數之正確性，以便將來應用於模擬實尺寸構架。

3.2 子結構試體介紹

三層樓實尺寸構架之三個樓層外部梁柱接頭使用不同之接合型式，一樓至三樓分別為全梁貫入式、外橫隔板式與雙向螺栓端板式。本章針對三個樓層梁柱接頭作子結構模擬與分析比較。以下介紹各梁柱接頭型式細部。

3.2.1 全梁貫入式梁柱接頭

陳誠直與林南交 (2003) 研究設計六組翼板貫入式實尺寸矩形鋼管混凝土梁柱接頭試驗。六組試體採用相同柱斷面，其中四組外柱 T 字型梁柱接頭試體採用相同梁斷面，兩組內柱十字型梁柱接頭試體則採用組合式鋼梁斷面。此研究以 (1) 貫穿翼板與鋼梁之橫向銲道之有無；(2) 貫穿翼板與 CFT 柱之銲接型式兩個參數研究橫向銲道對貫穿翼板填角銲之影響，以及填角銲對此種梁柱接頭之適用性。其中外柱梁柱接頭試體一組為全梁貫入式之接頭試體，本節採用此組全梁貫入式接頭作分析並與實驗結果比較。試體編號以英文字母與阿拉伯數字共 4 位所組成，第 2 位阿拉伯數字代表鋼梁尺寸，第 3 位英文字母

代表鋼管與貫穿翼板之銲接方式，分為填角銲 (F) 與全滲透銲 (G)；第 4 位英文字母代表貫穿翼板與梁翼板有 (T) 或無 (L) 加上一道橫向銲道。

此組全梁貫入試體編號為 H4BT，CFT 鋼管柱與鋼梁之接合採用全滲透銲銲接，試驗目的為觀察全梁貫入式應用於 CFT 鋼管柱接鋼梁之耐震能力。鋼管尺寸為 350×350×9 mm，鋼管內澆注標稱強度為 34.46 MPa 之混凝土。鋼梁尺寸為 H450×200×9×14 之 H 型熱軋型鋼，鋼管與鋼梁均為 A572 Gr. 50 之鋼材。實驗前於柱端施載共 883 kN 之軸力，約為 10%柱軸向容許強度 ($0.1 P_n$)，以模擬試體所受之靜載重。整體之實尺寸子結構構架為高 3.7 公尺，跨度 3 公尺之 T 字型構架之外梁柱接頭。圖 3.1 為試體設計圖，圖 3.2 為外柱子結構試驗構架設置圖。

實驗結果顯示，全梁貫入試體 H4BT 行為良好，較翼板貫入式為佳，原因為全梁貫入式與鋼管內混凝土之複合效果較翼板貫入式為佳。因為貫穿翼板與鋼管接合處之銲道與鋼管拉裂破壞，鋼梁產生滑動現象，遲滯迴圈有束縮現象，而全梁貫入式為行為良好之飽滿遲滯迴圈，消能機制佳。

3.2.2 雙向螺栓接合式梁柱接頭 (Bolted End Plate)

黃國倫 (2003) 研究設計五組以螺栓穿透梁柱交會區之穿透型接頭，針對梁柱交會區之消能行為進行研究，以下 4 點為實驗參數：(1) 鋼管寬厚比；(2) 端板厚度；(3) 翼翅擴板寬度；(4) 梁翼板間垂直加勁板與梁端板之距離。實驗試體之編號為 FSBEX□Y□Z 以及 FSBWX□Y□Z，其中 F 代表充填混凝土 (Filled of concrete)，S 代表

方形斷面 (Square)，B 代表螺栓接合 (Bolt)，E 代表四面端板間無銲接，W 代表端板間曾銲接但現在不銲接，□代表翼板間的加勁板數量，X 為柱板厚度，單位為 mm；Y 代表端板厚度與 25 mm 之比值，單位為 10%；Z 代表翼翅擴板與梁寬之比值，單位為 5%。

雙向螺栓式梁柱接頭試驗為模擬真實結構柱體四面接合之情況，於試體南北向以螺栓將梁端板與柱接合，東西向亦用螺栓將柱與鋼梁接合，並對螺栓施加預力，如圖 3.3 所示。矩形鋼管尺寸為 400×400 mm，澆注混凝土之標稱強度為 28 MPa。鋼梁尺寸為 H500×200×10×16 之 H 型鋼，柱鋼管與鋼梁端板為 A572 Gr. 50 之鋼材，鋼梁為 A36 之鋼材。整體子結構之尺寸高為 3.2 公尺，跨度 6 公尺之十字型構架之內梁柱接頭。圖 3.4 為實驗架設圖。

實驗結果顯示，當端板厚度達 25 mm，且翼翅擴板寬度足夠時，其塑性轉角達到 FEMA350 標準之 0.04 弧度，極限破壞時亦可達 0.06 弧度，為消能機制良好之梁柱接合型式；隨著鋼板厚度增加，柱對於整體變形之貢獻隨之越低；翼板間加勁板數量越多，試體消能能力越高，代表於翼板間加銲加勁板為提高消能能力之可行方法。

3.2.3 具上下夾型柱外橫隔板式梁柱接頭

林克強 (2000) 研究設計十三組上下夾柱型外橫隔板式梁柱接頭，針對梁柱交會區之消能行為進行研究，圖 3.5 為外橫隔板配置示意圖。

試體分為兩個群組，一組為 T 字型構架之外梁柱接頭，編號為 CL-S，鋼管尺寸為 300×300×9 mm，子結構試體尺寸為高度 3 公尺，跨度為 2.5 公尺，圖 3.6 為 T 字型構架試體架設圖；一組為十字型構

架內梁柱接頭，編號為 CL-D 鋼管尺寸為 400×400×16 mm，結構尺寸為高度 3.2 公尺以及跨度 3 公尺，圖 3.7 為十字型構架試體架設圖。鋼管內澆注混凝土標稱強度為 24 MPa，所有鋼梁尺寸均為 H500×200×10×16。

結果顯示，凹角式夾型外橫隔板 (External Reentrant Clamping Diaphragm) 能使梁有效發揮彎矩強度，交會區塑性轉角可達 0.03 弧度，甚至達 0.05 弧度，且破壞模式為梁翼板與橫隔板破壞，為韌性破壞；而凸角式夾型外橫隔板 (External Extended Clamping Diaphragm) 行為較凹角式外橫隔板為差，不建議使用於 CFT 梁柱接頭上。而回頭銲 (End Return Weld, ERW) 可避免接頭脆性破壞發生，結果顯示回頭銲之長度 40mm 已足夠避免脆性破壞。

3.3 梁柱接頭子結構模型之建立

CFT 柱由混凝土與鋼組成，混凝土材料複雜性使 CFT 柱行為不若鋼柱或鋼梁等容易評估，且三個樓層之外部梁柱接頭使用不同形式接頭，故進行整體構架分析之前須對梁柱接頭子結構進行模擬與比較。將子結構模型分析結果與梁柱接頭子結構實驗結果比較，進行修正分析模型以期能符合實驗結果。完成子結構模擬後，即可將子結構模型導入構架模型。

梁柱接頭子結構實驗施作由油壓致動器施予梁端位移，使梁、梁柱交會區與柱體本身產生變形，梁端總位移 $\delta_{b,total}$ 由此三種變形量組合而成。分析中將子結構模型視為梁、梁柱交會區及柱體三個元件組成。本節將論述子結構模型之建立細節。

3.3.1 鋼梁斷面

鋼為一種均質等向性材料，行為較混凝土單純，且煉鋼技術進步，鋼材品質穩定度提高，使鋼材力學行為更易於預測。

DRAIN-2DX 建立鋼梁採用 Element Type 2，即為雙線性梁柱元素，需輸入之參數為斷面積 A 、慣性矩 I 、彈性模數 E 、應變硬化係數 E_{sh}/E 、蒲松比 ν 、正彎矩方向之降伏彎矩 M_y^+ 與負彎矩方向之降伏彎矩 M_y^- 。 A 與 I 依照斷面大小輸入， ν 一般建議使用 0.03。由於程式功能限制，其應力-應變關係曲線僅能輸入兩線性段，故將應力-應變關係曲線以雙線性表示，分為彈性段以及應變硬化段。鋼材料的 E 採用理論值 200,000 MPa， E_{sh}/E 初始使用 0.05 倍之彈性模數，0.05 為 DRAIN-2DX 使用手冊之參考值。 M_y^+ 及 M_y^- 假設相等，代表鋼於受正負彎矩之性質相等，為鋼梁斷面模數 S 乘上降伏強度 f_y ，其中 f_y 為拉力試片試驗所得材料降伏應力。鋼梁不考慮 P-M 交互影響作用，程式中採用 Shape Code=1，如圖 2.12 (a) 所示。

3.3.2 CFT 柱斷面

CFT 柱接鋼梁子結構之材料包括混凝土與鋼材，其斷面性質較純鋼或者純混凝土複雜，須由材料力學基本理論推導鋼管混凝土柱之斷面性質。由於混凝土拉、壓兩方向行為不同，且混凝土應力-應變關係亦非單純線彈性。斷面分析方法亦為影響 CFT 斷面性質之重要因素，簡略之方法分析斷面會使斷面性質被錯估。

(一) 材料性質

(a) 混凝土材料行為

混凝土充填於鋼管內，鋼管對混凝土提供良好圍束，使混凝土強度提升。故本研究中混凝土材料的應力-應變關係曲線採用 Mander et al. (1988) 所提出混凝土圍束理論曲線模型，如圖 3.8 所示。

Mander 定義混凝土受到圍束之應力-應變曲線函數以應變為變數之應力函數，其公式如下：

$$\sigma_{c,c} = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.3)$$

$$f_{cc} = f'_{co} \left[-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \left(\frac{7.94 f_l}{f'_{co}} \right)^2} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} \right] \quad (3.4)$$

$$f_l = \frac{1}{2} K_e \rho_s f_{yh} \quad (3.5)$$

$$K_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.6)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_{cc}} \quad (3.7)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.8)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.9)$$

其中 f_{cc} 為受圍束後的混凝土的抗壓強度， ε_c 為縱向混凝土壓應變， ε_{cc} 為在抗壓強度為 f_{cc} 時的應變， ε_{co} 為 0.002， E_c 為混凝土彈性模數，其值為 $E_c = 5000\sqrt{f'_{co}}$ (MPa)。

(b) 鋼管之材料行為

彈性模數採用理論值 200,000 MPa，理論值與實驗拉力試片試驗結果近似。降伏強度 f_y 與極限強度 f_u 為拉力試片試驗結果。為簡化曲線，忽略降伏平原區，將 (ε_y, f_y) 與 (ε_u, f_u) 兩點連線，作為應變硬化段，圖 3.9 為其應力-應變關係示意圖。 E_{sh}/E 則定義為應變硬化段的應變增加量和應力增加量的比值。

(二) 斷面受純彎曲下的分析流程

CFT 柱斷面由於混凝土使其彈性模數 E 與慣性矩 I 並非單純保持定值，無法簡單定義 E 值以及 I 值。本文採用斷面分析法，由斷面純彎曲狀態下之彎矩-曲率關係計算出 CFT 柱斷面之撓曲剛度值 EI ；將斷面分為若干塊纖維元素 (Fiber Element)，於不同應變下，斷面產生相對應之彎矩與曲率關係圖，其關係圖之斜率即為斷面之 EI 。因柱需要考慮 P-M 效應，亦可用斷面分析法來描繪出 CFT 柱斷面之 P-M 曲線。以下為使用斷面法分析 CFT 斷面之流程概述：

1. 假設變形前後平面保持平面：假設斷面變形前後平面保持平面，如此由幾何關係定義相對應之應變才可成立。
2. 如圖 3.10 所示，假設斷面最外緣邊界之應變 ε_x 。
3. 假設中性軸位置 c 。

4. 根據變形諧合關係決定纖維元素應變：根據斷面幾何關係與斷面最外緣邊界之應變 ε_x 和中性軸位置，可決定各纖維元素中之相對應變 ε_i 。

5. 由材料組成律求出力量：由混凝土材料以及鋼材料之應力-應變關係曲線求出各纖維元素中相對應之應力 σ_i ，並乘上相對應面積 A_i 以得到力量 P_i 。

$$P_i = \sigma_i A_i \quad (3.10)$$

6. 由力平衡求中性軸位置：由於斷面受純彎曲，根據力平衡，斷面軸向合力應達到平衡而為零，即

$$\sum F_x = \sum P = 0 \quad (3.11)$$

如 (3.11) 式不成立，代表中性軸位置假設錯誤，需回到步驟 3，重新假設中性軸位置，並重複步驟 4~6，直至 (3.11) 式成立，代表假設之中性軸位置為符合之中性軸位置。

7. 確定符合中性軸位置後，計算斷面彎矩 M 與曲率 κ 。

$$M = \sum P X \quad (3.12)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{c} \quad (3.13)$$

其中 X_i 為纖維元素形心到斷面形心軸距離。

8. 變更步驟 2 之 ε_x ，重複步驟 3~7，可得另一組相對應之彎矩與曲率。

9. 根據以上步驟，進而可求得斷面之彎矩-曲率關係曲線。

得到斷面彎矩-曲率關係曲線後，曲線之初始斜率為 CFT 斷面之彈性撓曲剛度 $EI_{elastic}$ ，隨著應變增加，撓曲剛度也由彈性進入非彈性。由於程式限制，故採用能量法將彎矩-曲率關係化為等值雙線性曲線，將曲線之始點座標、終點座標以及 $EI_{elastic}$ 令為固定參數，以曲線與 X 軸、Y 軸所圍面積相等方式將雙線性曲線之降伏點座標求出，再計算非彈性段撓曲剛度與彈性撓曲剛度之比例 $EI_{inelastic} / EI_{elastic}$ 。

(三) 斷面的 P-M 交互作用下的分析流程

由於 CFT 柱同時承受軸力與彎矩，故須考慮 P-M 效應，以下為 CFT 柱之 P-M 交互作用之分析流程：

1. 假設變形前後平面保持平面。
2. 定義混凝土極限應變 $\varepsilon_{c,l}$ 。
3. 假設中性軸位置 c 。
4. 由變形諧合關係決定纖維元素應變：由 $\varepsilon_{c,l}$ 與中性軸位置可決定出各纖維元素應變 ε_i ，如圖 3.10。
5. 由材料組成律求出力量：由混凝土材料以及鋼材料之應力-應變關係曲線計算各纖維元素中應力 σ_i ，並乘上相對應面積 A_i 以得到力量 P_i 。
6. 計算斷面所受軸力與彎矩：已知各纖維元素力量，可計算斷面所承受之軸力以及對形心軸之彎矩。

$$\sum F_x = \sum_i P \quad (3.14)$$

$$M = \sum_i PX \quad (3.15)$$

7. 改變中性軸位置並重複步驟 4~6，可得另一組相對應之彎矩與軸力。

8. 根據以上步驟，進而可得到一斷面之 P-M 交互作用關係曲線。

根據計算結果，於 DRAIN-2DX 之輸入採用 Shape Code=2 或 Shape Code=3，如圖 2.12 (b) 與 (c) 所示。

3.3.3 梁柱交會區

鋼梁與鋼管混凝土柱所交會處稱為梁柱交會區。傳統之結構設計期望塑性鉸產生於梁上並遠離梁柱交會區。理想之梁柱交會區須具足夠之強度，避免結構產生非預期破壞，塑性鉸均產生於梁上以發揮預期之韌性。於子結構分析將梁柱交會區先視為剛性接頭，若交會區為剛性接頭之子結構模型之勁度分析結果較實驗結果為強，或子結構試驗將交會區設計為消能區域，則進一步由理論公式或由子結構試驗之試驗數據求得交會區勁度與強度，由半剛性接頭 (Semi-rigid connection) 取代剛性接頭放入子結構模型分析，由分析結果來探討梁柱交會區對於整體梁柱接頭之影響性。

由於交會區為剪力變形，而 DRAIN-2DX 之半剛性接頭為旋轉彈簧，須將實驗或理論公式之交會區剪力-剪力變形關係轉換為交會區彎矩-旋轉角，才可使用 DRAIN-2DX 之旋轉彈簧為交會區模型。半剛性接頭於 DRAIN-2DX 中之輸入分為幾個主要參數：彈性勁度 K_θ 、

非彈性段勁度與彈性勁度比 $K_{inelastic,\theta}/K_\theta$ 、正負彎矩方向之降伏彎矩 $M_{y,\theta}^+$ 與 $M_{y,\theta}^-$

實驗得到量測儀器所紀錄之交會區剪力變形 γ 後，須將 γ 轉換成由交會區剪力變形所造成之接頭梁端旋轉角 θ_{pz} 。假設梁與柱並無變形，僅有交會區剪力變形造成試體之整體梁端變形，如圖 3.11 所示。此時之梁端變位 δ_{pz} 為：

$$\delta_{pz} = \gamma L_b \quad (3.16)$$

L_b 為梁端至柱面之距離。但實驗中柱端 A、B 兩點被水平油壓致動器限制為水平位移為零，A、B 兩點只能旋轉而無法平移，A、B 兩點相對旋轉角會導致梁端產生一額外變形，如圖 3.12。A、B 兩點相對旋轉角為 $\gamma d_b / H$ ，其中 H 為柱高；其所造成的梁端變位為 $\gamma d_b / H \cdot (L_b + d_c / 2)$ 。最後由於交會區剪力變形所造成之梁端變位為：

$$\delta_{pz} = \gamma L_b - \gamma \frac{d_b}{H} \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.17)$$

而由交會區剪力變形導致接頭轉角為：

$$\theta_{pz} = \frac{\delta_{pz}}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} = \frac{\gamma L_b}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} - \gamma \frac{d_b}{H} \quad (3.18)$$

將圖 3.12 簡化為圖 3.13 所示，將交會區視為一旋轉彈簧，當旋轉彈簧旋轉一角度 θ_{pz} ，梁端產生一變位 δ_{pz} 。

如圖 3.14 所示，梁柱接頭子結構兩側之梁端垂直向油壓致動器施載於梁端，接頭區域會受到兩側不平衡之彎矩 ΔM 。 ΔM 使鋼梁上

下翼板產生一對作用力偶傳遞至交會區，導致梁柱交會區承受剪力而產生剪力變形。除了梁端作用力導致之剪力，還必須扣除由柱端所傳遞進入交會區的剪力 V_{col} ，故實際作用於交會區的剪力為：

$$V_{pz} = \frac{\Delta M}{d_b} - V_{col} \quad (3.19)$$

其中 $\Delta M = M_R + M_L$ ，為兩側梁端導致之不平衡之彎矩。 V_{col} 可由子結構中之節點力平衡求得：

$$V_{col} = \frac{\frac{\Delta M}{(L - d_c)} \cdot L}{H} \quad (3.20)$$

其中 L 為梁端至柱中心之距離。

將交會區承受之剪力視為一對力偶，將力偶視為由上下梁翼由彎矩所造成之作用力，其力臂即為梁深，故交會區所承受之彎矩為交會區剪力乘上大小為梁深之力臂：

$$M_{pz} = V_{pz} \cdot d_b \quad (3.21)$$

根據 (3.18) 式與 (3.21) 式，可以得到一相對應的交會區彎矩-旋轉角關係曲線。其中曲線之斜率即為交會區半剛性接頭之旋轉勁度，而隨著彎矩與旋轉角增加，旋轉勁度可能從彈性進入非彈性而隨之改變。交會區旋轉彈簧模型之初始彈性勁度：

$$K_{\theta, elastic} = \frac{M_{pz, initial}}{\theta_{pz, initial}} \quad (3.22)$$

將交會區剪力-剪力變形關係轉換為交會區彎矩-旋轉角關係後，使用

能量法將彎矩-旋轉角關係曲線化為等值雙線性曲線，即可輸入至 DRAIN-2DX 進行分析。

3.3.4 翼板貫入式接頭交會區理論模型

梁柱交會區之強度由剪力強度所控制，若接頭之剪力強度無法抵抗由梁及柱傳來之剪力時，即於梁柱交會區產生大量剪力變形。鋼管混凝土之梁柱交會區強度乃是由鋼管與混凝土所共同提供之，故欲建立交會區理論模型乃需瞭解梁柱交會區整體力量傳遞機制與其剪力強度之發展模式，本節針對 CFT 柱貫穿翼板式接頭之交會區理論模型詳細論述。

梁柱交會區剪力

一般內梁柱接頭區於受側向力作用之力量分佈情形如圖 3.15 所示。梁於貫穿翼板末端延伸四分之一梁深之位置產生塑性鉸，此時於塑性鉸處有一撓曲彎矩 M_b 及一梁剪力 V_b ，而 CFT 柱之兩端有柱彎矩 M_c 及柱端剪力 V_{col} 。故於此梁柱子結構之自由體，當由撓曲彎矩 M_b 及梁剪力 V_b 構成一柱面彎矩 M_f ，而此柱面彎矩經轉換為一組剪力 V_f ，此剪力經貫穿翼板導入梁柱接頭，再扣除柱剪力即可得梁柱交會區之剪力 V_u 。

由梁之撓曲彎矩經梁翼藉由貫穿翼板導入接頭區之剪力 V_f 可由下式表示：

$$V_f = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} \quad (3.23)$$

其中 d_b 為梁深， t_p 為貫穿翼板厚度。

由圖 3.15 所示，作用於貫穿翼板接頭之梁柱交會區之水平總剪力 V_u ，由下式可計算之：

$$V_u = V_f - V_{col} \quad (3.24)$$

其中柱剪力 V_{col} 可由接頭之結點力平衡中計算得之，如圖 3.16 所示

$$V_{col} = \frac{\sum M_b + V_b \left[d_c + 2l_p + 2 \left(\frac{d_b}{4} \right) \right]}{H} \quad (3.25)$$

其中 l_p 為貫穿翼板至柱面所延伸長度， H 為柱上下兩反曲點間之距離， d_c 為柱寬。

梁柱交會區剪力強度

由上述可瞭解於梁柱交會區之傳力機制，而梁柱接頭區之水平剪力乃是由(1) 鋼管提供之剪力 V_s ；(2) 混凝土提供之剪力 V_c 所組成。鋼管混凝土梁柱交會區於受剪時，乃是假設鋼管與混凝土個別獨立作用。當鋼管與混凝土之受剪機制皆已產生以達到其各剪力強度，即是到達鋼管混凝土梁柱接頭之剪力容量。由試驗過程中可觀察到，鋼管與交會區混凝土乃是於不同歷時下到達其極限剪力強度，於一系列試驗 (Fukumoto and Morita 2000) 可發現，交會區混凝土會先受剪開裂，爾後交會區之鋼管再達剪力降伏，繼而交會區之混凝土受剪壓碎，最後交會區之鋼管達極限狀態。基於上述，接頭區之剪力容量 V_n 乃由鋼管與交會區混凝土所共同提供，其表示式如下：

$$V_n = V_{sn} + V_{cn} \quad (3.26)$$

其中 V_{sn} 為鋼管所貢獻之剪力強度， V_{cn} 為交會區混凝土所貢獻之

剪力強度。於上述本文中，已簡略說明鋼管混凝土之接頭剪力強乃由鋼管與交會區混凝土疊加而成，以下就分此二部份詳細敘述：

A. 鋼管

於模擬鋼管之應力與應變關係，如圖 3.17 所示，乃參考 Fukumoto 和 Morita (2000) 所建議鋼管三線性之應力與應變模型建立鋼管剪力強度-剪力變形曲線，如圖 3.18 所示。鋼管之三線性剪力與剪應變關係包括降伏點 (Yield Point)、塑性勁度退化點 (Plastic Stiffness Degradation Point) 及極限強度點 (Ultimate Strength Point)，以下就此模型作一詳細描述：

降伏點

於交會區鋼管受剪力與軸力共同作用時，此時將平面應力轉成主應力，並由 von Mises 降伏準則可得知於剪力與軸力共同作用下之交會區降伏剪應力 $\tau_{s,y}$ 為

$$\tau_{s,y} = \sqrt{\frac{\sigma_{s,y}^2 - \sigma_{s,p}^2}{3}} \quad (3.27)$$

其中 $\sigma_{s,y}$ 為鋼管之剪應力， $\sigma_{s,p}$ 為鋼管所承受之軸應力。而對應之降伏剪應變 $\gamma_{s,y}$ 為

$$\gamma_{s,y} = \frac{\tau_{s,y}}{G_s} \quad (3.28)$$

其中 G_s 為鋼材之剪力模數，其值為 $E_s/2.6$ ， E_s 為鋼管之彈性模數。交會區鋼管之降伏剪力 $V_{s,y}$ 可由下式表示：

$$V_{s,y} = \frac{8}{9} A_v \sqrt{\frac{\sigma_{s,y}^2 - \sigma_{s,p}^2}{3}} \quad (3.29)$$

其中 A_v 為鋼管受剪面積， $\sigma_{s,p}$ 其值為 $\sigma_{s,p} = N/[A_s + (A_c \cdot E_c/E_s)]$ ， N 為施加之軸力， A_s 為鋼管斷面積， A_c 為交會區混凝土之斷面積， E_c 為混凝土之彈性模數。鋼管之降伏剪應變可改寫如下式：

$$\gamma_{s,y} = \kappa \frac{V_{s,y}}{A_v G_s} \quad (3.30)$$

其中 κ 為剪力變形之箱型斷面模數，為矩形斷面時 $\kappa=1.2$ ，為圓形斷面時 $\kappa=1.0$ 。

塑性勁度退化點

此階段之剪力 $V_{s,d}$ 與剪應變 $\gamma_{s,d}$ 為將鋼管之三線性剪力與剪應變曲線中以退化點之應力 $\sigma_{s,d}$ 替代降伏點之應力 $\sigma_{s,y}$ ，如下式所示：

$$V_{s,d} = A_v \sqrt{\frac{\sigma_{s,d}^2 - \sigma_{s,p}^2}{3}} \quad (3.31)$$

$$\gamma_{s,d} = \frac{V_{s,d} - V_{s,y}}{A_v G'_s} + \gamma_{s,y} \quad (3.32)$$

其中 $\sigma_{s,d} = 0.8(\sigma_{s,u} - \sigma_{s,y}) + \sigma_{s,y}$ 計算得之， G'_s 為勁度退化前之剪力模數，其值可由下式計算得之：

$$G'_s = \frac{1}{\frac{1}{G_s} + \frac{9}{E_{s2} \left(\frac{\sigma_{s,p}^2}{\tau'^2} + 3 \right)}} \quad (3.33)$$

$$\tau' = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_{s,y} + \sigma_{s,d}}{2} \quad (3.34)$$

其中 $E_{s,2}$ 為鋼管勁度退化之彈性模數，其值為 $E_{s,2} = \alpha_1 \cdot E_s$ ， α_1 為勁度退化之比。

極限強度點

以鋼管極限應力 $\sigma_{s,u}$ 替代 (3.31) 式之 $\sigma_{s,y}$ 即可得於此階段之極限剪力 $V_{s,u}$ 與極限剪應變 $\gamma_{s,u}$ ，如下所示：

$$V_{s,u} = A_v \sqrt{\frac{\sigma_{s,u}^2 - \sigma_{s,p}^2}{3}} \quad (3.35)$$

$$\gamma_{s,u} = \frac{V_{s,u} - V_{s,d}}{A_v G_s''} + \gamma_{s,d} \quad (3.36)$$

$$G_s'' = \frac{1}{\frac{1}{G_s} + \frac{9}{E_{s,3} \left(\frac{\sigma_{s,p}^2}{\tau''^2} + 3 \right)}} \quad (3.37)$$

$$\tau'' = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\sigma_{s,u} + \sigma_{s,d}}{2} \quad (3.38)$$

其中 G_s'' 為勁度退化後之剪力模數， $E_{s,3} = \alpha_2 \cdot E_s$ ， α_2 為勁度退化之比。

B. 交會區混凝土

於交會區混凝土之剪力-剪應變關係之建立上，乃依據雙線性混凝土應力應變關係，如圖 3.19 所示，而交會區混凝土剪力與剪應變關係圖如圖 3.20 所示。交會區混凝土應力應變曲線可分為開裂強度

點 (Cracking Strength Point)及極限強度點 (Ultimate Strength Point)兩部份，詳述如下。

開裂強度點

於交會區混凝土之開裂剪應力 τ_{cr} 乃根據主應力而來，而其開裂剪力 $V_{c,c}$ 及對應剪應變 $\gamma_{c,c}$ 可由下式得之：

$$V_{c,c} = \tau_{cr} A_c \quad (3.39)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_{c,t}^2 + \sigma_{c,t} \sigma_{c,p}} \quad (3.40)$$

其中 $\sigma_{c,p}$ 為交會區混凝土所承受之軸應力，其計算式為 $\sigma_{c,p} = N/[A_c + (A_s \cdot E_s/E_c)]$ ， $\sigma_{c,t}$ 為混凝土之拉應力，其值乃由混凝土之開裂強度 $\sigma_{c,t} = 0.62\sqrt{\sigma_{c,c}}$ 計算之， $\sigma_{c,c}$ 為混凝土壓應力 (MPa)，於 $\sigma_{c,c}$ 之計算乃考慮鋼管對交會區混凝土之圍束效應，採用前面所提之 Mander (1988) 所提出之公式來計算，而其所對應之剪應變如下所示：

$$\gamma_{c,c} = \kappa \frac{V_{c,c}}{A_c G_c} \quad (3.41)$$

其中 A_c 為混凝土之斷面積， $\kappa = 10/9$ ， G_c 為混凝土之剪力模數， $G_c = E_c/2.3$ 。

極限強度點

於交會區混凝土之極限剪力之模擬上乃根據壓桿機制來建立分析模型，並將交會區混凝土依據貫穿翼板 (或全梁貫入) 之寬度及 45 度方向力量傳遞機制下分成內外壓桿區，如圖 3.21 所示。於內壓桿區 (Inner Compression Strut Zone) 考慮鋼管對核心混凝土之圍束效應

及混凝土受拉開裂後，混凝土之圍束會有衰退現象，於將此現象視為混凝土之軟化行為，以 Hwang and Lee (2000)所提之軟化理論以評估之。於內壓桿區之混凝土水平剪力 $V_{c,ui}$ 可由下式表示之：

$$V_{c,ui} = f_{c,i} A_{str,i} \cos \theta_i \quad (3.42)$$

$$f_{c,i} = \frac{\zeta \cdot f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.43)$$

$$A_{str,i} = a_{s,i} \times b_{s,i} \quad (3.44)$$

$$\theta_i = \tan^{-1} \left(\frac{d_i}{D_i} \right) \quad (3.45)$$

其中 $f_{c,i}$ 為內壓桿區之混凝土壓應力， ζ 為混凝土之軟化係數，其計算式為 $\zeta = 3.35 / \sqrt{f'_{co}} \leq 0.52$ (f'_{co} 單位為 MPa)， $A_{str,i}$ 為對角內壓桿之面積， $a_{s,i}$ 為對角內壓桿深度， $b_{s,i}$ 為對角內壓桿寬度， θ_i 為內壓桿角度。

於外壓桿區 (Outer Compression Strut Zone)考慮混凝土軟化行為，由於鋼管之圍束對內壓桿區之混凝土 (即核心混凝土)較具效果，對於外壓桿區混凝土之圍束較小，故將此忽略之，外壓桿區之混凝土水平剪力 $V_{c,uo}$ 可由下式表示之：

$$V_{c,uo} = f_{c,o} A_{str,o} \cos \theta_i \quad (3.46)$$

$$f_{c,o} = \zeta f'_{co} \quad (3.47)$$

$$A_{str,o} = a_{s,o} \times b_{s,o} \quad (3.48)$$

$$\theta_o = \tan^{-1} \left(\frac{d_o}{D_o} \right) \quad (3.49)$$

其中 $A_{str,o}$ 為對角外壓桿之面積， $a_{s,o}$ 為對角外壓桿深度， $b_{s,o}$ 為對角外壓桿寬度， θ_o 為外壓桿角度。爾後將 (3.42) 式與 (3.46) 式合併，即可得交會區混凝土之極限剪力 $V_{c,u}$ ，如下所示：

$$V_{c,u} = V_{c,ui} + V_{c,uo} \quad (3.50)$$

其所對應之剪應變 $\gamma_{c,u}$ ，由下所示：

$$\gamma_{c,u} = \frac{V_{c,u}}{A_{str} G_{c,u}} \quad (3.51)$$

$$G_{c,u} = \frac{G_c}{\kappa} \quad (3.52)$$

其中 $G_{c,u}$ 為極限狀態下之剪力模數， A_{str} 為內外壓桿之總面積， $\kappa=1.2$ 。

基於上述所建立鋼管與混凝土之剪力與剪應變理論分析模型，並採疊加方法予以合併，如圖 3.22 所示。爾後與實驗之交會區剪力-剪應變關係曲線作一比較，結果如圖 3.23 所示。採交會區破壞之試體 H2GT 及試體 H3GT，其理論與實驗曲線之趨勢較為一致，但於極限強度之預測上理論曲線較趨保守；理論曲線之起始勁度皆小於實驗曲線之起始勁度。

參數研究

由上述所建立之交會區理論分析模型進行一系列參數研究。所設定之參數有鋼管之徑厚比 (D/t) 及混凝土強度 (f'_c)，此二參數研究皆基於固定強柱弱梁之比值下進行之。所採徑厚比有二組，一組由鋼管

柱 350×350×9×9 mm ($D/t=39$) 搭配鋼梁為 H450×200×9×14 組成；另一組採鋼管柱 350×350×12×12 mm ($D/t=29$) 搭配鋼梁為 H500×200×10×16 組成。所採用混凝土強度共有四種，分別為 f'_c 為 20.7 MPa、27.6 MPa、34.5 MPa 及 41.3 MPa。圖 3.24 為分析結果，如圖所示，於固定一組鋼管之徑厚比時，隨著混凝土強度之增加，交會區強度與起始勁度亦隨之增加，另一組之結果亦是如此，由此可知鋼管之徑厚比與混凝土強度是交會區強度之最大影響參數。

3.3.5 收斂性分析

收斂性對分析結果有著重要影響，本節之斷面分析法須注意其收斂性。桿件也有桿件切段 (segment) 收斂性之問題。本節分為兩部分討論斷面與桿件收斂性。

(一) 斷面收斂性

斷面分析法須先確定斷面收斂性，必須確定一個斷面需要切片至若干個纖維元素才能使其行為收斂。如果纖維元素數量不夠，將使斷面性質不準確，有可能會錯估斷面強度與勁度；如果數量過多則為不必要，故確定斷面收斂性有其必要性。

計算斷面性質時，因中性軸位置與最外緣應變使每一高度之應變不同，亦使每一高度之應力不同。為了使用程式計算斷面性質，斷面切片成若干個纖維元素。如圖 3.25 所示，可觀察出纖維元素之數量影響斷面性質甚鉅。於彈性狀況，應變為線性分布，應力也隨之線性分布。圖 3.25 (a) 中，將斷面分成兩塊纖維元素，雖然應變隨著高度呈線性變化，但由於纖維元素僅分為兩塊，於同一塊纖維元素之應力均為等值，使應力分佈與實際有出入，使本為承受拉應力區域因為纖

維元素切不夠細而被視為承受壓應力，反之亦然。圖 3.25 (b) 中將斷面分為四塊纖維元素，可觀察出其應力分布情形比斷面只有兩塊纖維元素時較符合真實應力分部情形；圖 3.25 (c) 將斷面分為八塊纖維元素，可以看出較 (a) 以及 (b) 更符合真實應力分布情形。故可由圖 3.25 之趨勢可以推測，當斷面纖維元素數量越高，越能表現出斷面真實之應力分布情況，故以纖維元素數量為參數進行一系列分析與比較。

以陳誠直與林南交 (2003) 之 CFT 柱斷面為分析對象，鋼管尺寸為 $350 \times 350 \times 9$ mm，初始將斷面分為 5 塊纖維元素，進行斷面收斂性分析。圖 3.26 看出在纖維元素數量少時，進入非線性段時強度明顯被低估，如圖中之纖維元素數量 $N=5$ 以及 $N=10$ 時，非線性強度明顯比 $N=35$ 為低。由圖中也可看出纖維元素數量自 $N=35$ 開始，強度與勁度已慢慢趨於定值，至 $N=70$ 時，其曲線已幾乎趨於一致，則可稱當斷面纖維元素數量達 30~40 塊時，斷面已達收斂。

(二) 桿件收斂性

使用 DRAIN-2DX 建立梁柱桿件時，採用雙線性梁柱元素。當力量作用於梁上，並非整根梁同時進入非線性段，為隨著力量增加而降伏區域隨之增加。若只以一個梁柱元素定義一個梁柱桿件，則只要有一端塑性鉸降伏，整個梁柱桿件將被視為進入非彈性階段，與實際上僅有部分區域進入非彈性階段相差許多。故將一個梁柱桿件定義為若干個切段元素所組成，如此較符合實際受力分佈情形。若梁柱桿件切段過少，則會低估其非彈性強度，若切段過多，則為不必要，故需要作桿件之切段元素收斂性之分析。

以全梁貫入式梁柱接頭 H4BT 之梁為分析模型，以一懸臂梁模型分析桿件收斂性。懸臂梁由於靠近固定端處之彎矩最大，故節點分佈理應依據彎矩梯度分布，靠固定端處節點多，靠自由端處節點少。為求分析之便利性，先將懸臂梁切段成若干個等長度梁柱元素。

圖 3.27 為等長度桿件切段收斂性模型懸臂梁示意圖，將懸臂梁構桿件以等長度分為若干個梁柱元素。圖 3.28 為等長度切段元素梁端強度-梁端位移收斂性比較圖，由圖 3.28 看出當桿件切細量過少會導致低估桿件非線性強度。當元素數量達 6 之後，曲線已趨定型，故當一根構件之桿件切段元素數量在 6 之後即已趨收斂。在確定收斂性後，再將節點分布依照彎矩梯度作分布，圖 3.29 為非等長度切段元素收斂性模型示意圖，圖 3.30 為等長度與非等長度切段元素收斂性比較圖，可以看出無論切段元素是否等長度，其梁端強度-梁端位移關係均收斂。

3.3.6 子結構模型細節

完成以上子結構參數研究後開始建立子結構模型，圖 3.31 為交會區視為剛接之 T 型外部接頭子結構模型圖；圖 3.32 為交會區以半剛性接頭表示之 T 型外部接頭子結構模型圖，圖中交會區半剛性接頭放大圖中 3 個實心節點重合於同一座標位置，節點與彈簧所連結之虛線長度為 0，代表梁與柱交會處以半剛性接頭作連結。CFT 柱桿件由 6 個梁柱元素組成，梁桿件由 7 個梁柱桿件組成。邊界條件為柱頂以滾接模擬，柱底以鉸接模擬，梁端則為自由端，以此邊界條件模擬梁柱接頭子結構之梁柱中點為結構反曲點。梁柱交會區以剛性棒連接交會區節點與桿件，代表實際梁長與柱長為端點至交會區表面，交會區除半剛接並無多餘桿件變形導致梁端變位。施加力量由梁端承受一集

中力，分析過程為位移控制。

3.4 模擬結果與比較

為了確定子結構模擬分析之正確性，必須與實驗結果作比較，如子結構模擬分析結果能和實驗結果吻合，再將子結構模型放入實尺寸構架模擬分析。

實驗過程採用位移控制進行往覆載重試驗，經由量測儀器得到試體於反覆載重之梁端力量-梁端位移遲滯迴圈與其他實驗數據。為了探討實驗與分析之遲滯迴圈之差異性，將三種梁柱接頭各取一支試體進行往覆載重分析，並將結果與實驗作一比較。由圖 3.33 可以看出，三種梁柱接頭之分析結果均十分相近，於初始彈性段之勁度模擬十分不錯，前幾個迴圈之強度均有模擬到，卸載段勁度也與實驗十分接近；但在後面幾個迴圈中，實驗強度下降，但於分析之迴圈強度卻繼續上升。由此可知實驗可能會產生局部破壞，如鋼梁挫屈而導致強度降低，或交會區混凝土產生剪力裂縫使得試體勁度衰減，亦或試體遲滯迴圈產生束縮現象；但 DRAIN-2DX 程式並未考慮鋼材料挫屈之行為，且未對混凝土有合理假設其複雜之力學以及破壞模式，使得程式無法模擬出上述因往覆載重而產生影響遲滯迴圈曲線之行為。故於本章採用梁端力量-位移強度包絡曲線，取每一迴圈最大位移時之力量與位移與實驗結果進行比較，並僅採用強度尚未降低時之遲滯迴圈位移與力量。

(一) 交會區為剛性接頭

將交會區視為剛性接頭，即交會區使用剛節點表示。圖 3.34 為 T 字型全梁貫穿式梁柱接頭模擬與實驗結果比較，圖 3.35 與圖 3.36 為

外橫隔板式梁柱接頭模擬與實驗結果比較，圖 3.37 至圖 3.41 為十字型雙向螺栓式梁柱接頭西側模擬與實驗結果比較。可以觀察出 DRAIN-2DX 程式模擬結果尚稱精準，模擬之整體初始勁度皆與實驗之初始勁度十分接近，初始勁度之誤差約在 5%~10%。而進入非彈性階段後，DRAIN-2DX 分析結果與實驗有所差異，但整體而言，模擬結果準確性仍甚佳。

於圖中可觀察出在分析之強度包絡線進入非彈性段之模擬與實驗結果之誤差較為明顯，可能原因為由於 DRAIN-2DX 之程式限制，結構元件之力與變形關係為雙線性，與實際之力與變形關係為多線性或為圓滑曲線有所出入，導致分析結果在彈性段之模擬準確性高，但在剛進入非彈性段時與實驗結果差異較為明顯。

(二) 交會區為半剛性接頭

雖然將交會區視為剛性接頭之子結構模型之模擬結果良好，但為了更進一步瞭解交會區對整體行為之影響，採用 3.3.3 節之理論，將交會區視為半剛性接頭，在 DRAIN-2DX 以旋轉彈簧代表並進行分析。

將全梁貫入式接頭實驗之 H4BT 為模擬對象，並以 (1) 3.3.4 節所推導之交會區理論；(2) 實驗量測之交會區剪力-剪力變形關係曲線，依據 3.3.3 節所提之理論轉換成交會區旋轉彈簧之彎矩-旋轉角後，放入至子結構模型並進行分析。

由圖 3.42 與圖 3.43 可以看出，交會區以半剛性接頭代替之後使整體結構勁度降低甚少，交會區力學模型計算出來之半剛性接頭子結構模型整體行為和實驗非常類似，勁度相差約 5%；而實驗計算出來

之半剛性接頭子結構模型更幾乎和交會區視為剛性接頭結果一樣，勁度相差不到 1%。原因可能為試體設計並非設計由交會區消能，交會區勁度高。由圖 3.44 得知，直至鋼梁挫屈，整體強度降低停止實驗為止，交會區剪力變形量甚小，影響梁端變位甚少。故除非子結構梁柱接頭試體以交會區消能為設計目的，否則假設梁柱交會區為剛節點為合理的假設。



第四章 實尺寸構架模擬

4.1 前言

本章對鋼管混凝土三層樓實尺寸構架進行模擬分析，以子結構模型建立構架模型模擬擬動態之試驗，與實驗結果比較來評估構架模型模擬結果之正確性。

4.2 構架試驗介紹

4.2.1 構架子結構介紹

圖 4.1 為構架試體配置圖。構架試驗試體每跨長度為 7 公尺，樓層高度為 4 公尺，構架總寬度為 21 公尺，總高度為 12 公尺。構架之柱均採用 CFT 柱，外柱採用矩形 CFT 柱，內柱採用圓形 CFT 柱，中間跨三個樓層各架設不同截面積之 BRB 斜撐；樓板寬度為 2.15 公尺，並設置鋼筋與剪力釘，期望樓板為完全複合梁 (Fully Composite Beam)，可有效發揮複合斷面效果。

構架試體之外梁柱接頭採用抗彎接合，一樓至三樓之梁柱接頭接合型式均不同，分別為全梁貫穿式梁柱接頭、外橫隔板式梁柱接頭與雙向螺栓接合式梁柱接頭，內梁柱接頭使用剪力板以螺栓接合模擬鉸接。

各個樓層中間跨分別架設不同尺寸與型式之 BRB。普通斜撐於結構體變形過大時，可能會造成斜撐桿件受壓時挫屈，使斜撐失去消能作用，結構體位移亦因斜撐挫屈，結構體失去束制而導致側位移量加劇，造成結構體不穩定性提高；故 BRB 之設計目的為束制消能段

之挫屈產生。圖 4.2 為 BRB 構造示意圖，BRB 分為三個部分，分別為主受力單元 (Core Steel Member)、側撐單元 (Buckling Restrained Part) 以及脫層單元 (Unbonding Material)。主受力單元為主要承受樓層剪力與消能之部分，且採用側撐單元將主受力單元束制住，避免主受力單元發生挫屈，可使斜撐於拉、壓兩方向之受力行為保持一致，不致斜撐於受壓時因挫屈而減低消能功用。脫層單元作用為置於主受力單元與側撐單元間，避免主受力單元所承受軸向力傳遞至側撐單元並保持空間讓主受力單元受壓時可側向膨脹。在一樓採用雙核心全鋼型 (可拆解) 束制挫屈支撐，簡稱全鋼型 BRB；二樓採用新日本製鐵公司所提供之單核心無黏著支撐，簡稱 UBB；三樓則採用無收縮水泥沙漿填實之雙管雙核心雙端滑動消能支撐，簡稱 BRB，圖 4.3 為三個樓層 BRB 的斷面示意圖。

4.2.2 材料試驗強度



材料強度採用標稱強度可能因材料強度結果導致模擬與實驗結果造成誤差，表 4.1 條列出模擬所須之材料強度。模擬須知材料主要為混凝土與鋼材料，混凝土部份分為鋼管內澆注之混凝土與樓板澆注之混凝土兩部分，進行抗壓強度試驗以得到混凝土之實際強度；鋼管、大梁與 BRB 主受力單元以拉力試片試驗確定降伏強度與極限強度，其中 BRB 之材料強度為參考蕭博謙 (2004) 碩士論文資料。

4.2.3 地震加速度歷時與反覆載重歷時

國家地震工程研究中心之整合型計畫試驗加速度歷時採用 1989 Loma Prieta (LP89g04NS) 及 1999 集集地震 (TCU082EW)，將地震之危害度調整為 50 年超越機率 2%、10% 以及 50%，若試驗結束構架各

部分並無嚴重破壞，則進行往覆載重試驗，直至構架試體產生明顯破壞。試驗分為兩大部分，第一階段 Phase I 與第二階段 Phase II。Phase I 試驗原為進行 4 個擬動態試驗加上一往覆載重試驗，因途中發生兩次斜撐與構架接合之接合板 (Gusset Plate) 挫屈而中斷實驗，待修復後再進行擬動態試驗，擬動態試驗次數由 4 次增為 6 次，將此 6 次擬動態試驗以 Test 1、Test 2 至 Test 6 為代號。Phase II 進行兩個擬動態試驗，試驗代號分別為 Test 1 與 Test 2；如構架無嚴重破壞，則進行往復載重試驗直至構架出現嚴重破壞。Phase II 與 Phase I 之差別除加速度歷時與地表最大加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 之調整外，為了避免接合板再次發生挫屈，所有接合板均加勁以避免接合板面外挫屈；且將三個樓層已使用過之 BRB 與 UBB 更換為全新之 BRB。表 4.2 為各階段地震波歷時資料，圖 4.4 為 Phase I 與 Phase II 往覆載重歷時示意圖。

4.2.4 施力及量測系統

本試驗使用 MTS 公司之靜態油壓致動器，一樓至三樓所使用之油壓致動器數量分別為 4 支、3 支、3 支，其衝程均可達正負 500 mm。油壓致動器之安裝為一端使用鋼板固定於反力牆上，另一端則以螺栓固定於實驗試體之鋼梁與樓板。

實驗為瞭解結構各部分之變形與受力等變化，架設量測系統以量測各部分之變化。此次實驗量測系統根據儀器種類以及量測種類，分為 8 個部分：使用 44 個傾斜儀 (Tiltmeter)，作用為量測某一點之絕對旋轉量，架設位置為梁柱交會區周圍、柱基礎以及斜撐；使用 22 個位移計 (Dial gauge) 量測某兩點之相對位移，主要量測位置為斜撐與基礎；使用 24 支 π -gauge 量測梁柱交會區之剪力變形量，架設於

梁柱交會區兩對角；黏貼應變計量測軸向應變變化，而應變計之黏貼位置為梁、柱與斜撐，共使用 248 組應變計。油壓致動器上之線性差動變壓器 (Linear Variable Differential Transformer, LVDT) 為記錄油壓致動器位移，致動器出力量測計 (Load Cell) 則紀錄致動器出力大小；樓層側位移計 (Tempsonic) 架設在相對於油壓致動器之構架另一側，目的為量測各樓層實際之側向位移。由於本試驗之量測系統十分龐大，故一共使用 10 台資料擷取器，每台可接受 50 組實驗數據。

4.3 構架模型之建立

經由第三章的子結構模型之建立，可將構架模型視為若干個子結構模型所組合起來。以下為建立構架模型之細節：

1. **基本假設：**由於樓層之側位移，須考慮結構 P- Δ 效應；樓板之存在使大梁軸向勁度提高，軸向變形減少，故假設同一樓層之節點無相對水平向相對位移，同一樓層節點水平方向位移均相等；每一樓層之質量採用堆積質量 (Lumped Mass)，堆積於第一根柱之梁柱接頭節點上；初始構架模型建立並不考慮樓板，大梁僅為鋼梁；梁不承受軸力，無 P-M 效應。
2. **邊界與接續條件：**實際結構情形為柱底埋入至混凝土基礎內，模擬時整體結構四根柱底束制為固定端，即水平向、垂直向以及旋轉均束制為無絕對變形量；在內柱與梁之接合以剪力板螺栓接合，模擬上用鉸接來模擬剪力板螺栓接合；外柱與梁之接合為抗彎接合，初始將梁柱交會區視為剛接；BRB 與構架接合採用螺栓將 BRB 與接合板接合，故模擬 BRB 與構架接合亦採用鉸接。
3. **BRB 模擬：**由於 DRAIN-2DX 程式限制，鋼材料之挫屈行為程式

無法準確模擬，但 BRB 恰巧避免鋼材挫屈之問題；理論上 BRB 僅承受軸力而不承受剪力與彎矩，BRB 模擬採用雙線性桁架元素模擬，於桿件兩端以鉸接與抗彎構架接合，並採用蕭博謙 (2004) 碩士論文資料將 BRB 之斷面積與軸應力輸入至程式。材料之彈性模數 E 為 200,000 MPa，應變硬化係數 E_{sh} / E 採用 0.05，BRB 之軸壓力強度定義為軸拉力強度之 110%。表 4.3 為 BRB 斷面輸入值之整理。

4. **阻尼比**：結構阻尼比對分析結果有著顯著影響，若以阻尼比為 0 進行 DRAIN-2DX 程式分析，會使結構體位移過大。DRAIN-2DX 中所採用之阻尼係為 Rayleigh Damping，由 α 與 β 所組成，其組成為：

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.1)$$

其中 $[C]$ 為結構阻尼矩陣， $[M]$ 為結構質量矩陣， $[K]$ 為結構勁度矩陣。 α 為比例質量阻尼係數 (Mass-Proportional Damping Coefficient)， β 為比例勁度阻尼係數 (Stiffness-Proportional Damping Coefficient)，其解為：

$$\alpha = \frac{4\pi(T_j\lambda_j - T_i\lambda_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad (4.2)$$

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_j \lambda_i - T_i \lambda_j)}{\pi(T_j^2 - T_i^2)} \quad (4.3)$$

T_i 為第 i 個模態之週期， T_j 為第 j 個模態之週期， λ_i 為第 i 個模態之阻尼比， λ_j 為第 j 個模態之阻尼比。應用上先確定符合之週期與阻尼比，套入上列公式求得 α 與 β ，再輸入至程式進行模擬。

根據蕭博謙 (2004) 之資料，構架之真實阻尼比經由構架自由振動試驗結果約為 3.5%，模擬中將結構總阻尼比定為 3.5%。

5. **梁柱元件斷面性質**：同前章所述方法，根據構架試驗資料將 CFT 柱斷面以材料實際強度加上斷面法分析求出斷面力與變形關係，梁斷面則照理論值彈性模數以及材料實際強度求出梁斷面之力與變形關係，表 4.4 為各梁柱元件之斷面參數輸入值之整理表。
6. **建立構架模型**：圖 4.5 為實尺寸三層樓構架模型圖。

4.4 擬動態試驗模擬結果與比較

Phase I 與 Phase II 之最主要差異為接合板是否加勁與 BRB 之設計方式改變。本章以 Phase I 之模擬結果及實驗結果比較，再針對影響模擬結果之參數加以修正，使模擬結果更符合實驗結果，再進行 Phase II 模擬。



4.4.1 初始模型分析結果

於每次實驗結束後與下次實驗開始前之間，對構架進行自由振動試驗 (Free Vibration Test)，量測實尺寸構架之週期，表 4.5 為在第一階段各實驗後所量測之真實阻尼比與週期表。第一個實驗開始前自由振動試驗所得到之構架週期為 0.589 秒，週期會隨著實驗進行作小幅改變，而 DRAIN-2DX 分析之初始構架週期為 0.718 秒，與構架之週期與頻率有誤差，代表初始構架模型之模擬並無與實驗完全吻合，仍有須改進之處。圖 4.6 至圖 4.11 為未考慮任何修正因素，以 4.3 節之假設所進行之初始模型樓層側位移模擬結果與實驗結果比較，初始模型分析結果於圖上之名稱為 Prediction，實驗結果之名稱為

Experiment。

由於 Test 1 一樓發生接合板挫屈使得實驗中途停止，並未將 TCU082EW50 年超越機率 50% 的加速度歷時完成，待接合板修復後，再進行 Test 2 將 TCU082EW50 年超越機率 50% 之加速度歷時完成。於 Test 2 實驗開始前觀察整個構架各細部，並無發現任何嚴重破壞，且 Test 1 所經歷之加速度歷時均不大，可知於進行 Test 2 時，除了經修復後之接合板部分，其餘各結構細部均無嚴重受損。由圖 4.6 至圖 4.11 也可看出，隨著實驗進行，構架累積較多非彈性變形以及無法預期之破壞，故模擬越往後進行，與實驗結果比較誤差也越大。

在 Test 1 後進行接合板修復完成後，構架之週期約為 0.618 秒，與 DRAIN-2DX 之第一振態週期 0.718 秒，相差約 0.1 秒。由圖 4.7 中可以觀察出，初始模擬結果趨勢大致與實驗類似，代表能模擬到構架試體之整體行為，但是無法完全相同，少數地方會有趨勢不一致現象。圖中亦可觀察出模擬結果每個相對最大側位移與實驗相對應最大側位移並非十分吻合，代表構架模型仍有許多需要修正之處。

4.4.2 修正構架模型

由 4.4.1 節可知，構架模型仍有可修正之處，故本節進行修正構架模型之討論。於初始假設將混凝土樓板效應忽略，大梁僅只由鋼梁構成。於此假設下之梁正彎矩與負彎矩方向之行為一致，兩方向之初始勁度 $(EI)_{beam}$ 與兩方向之降伏彎矩 $M_{y,z}^+$ 均相同；但實際上由於混凝土樓板提供之強度與勁度，使梁之正彎矩與負彎矩方向之強度與勁度不一致，以圖 4.12 所示，正彎矩方向之降伏彎矩 $M_{y,z}^+$ 由於混凝土樓板受壓力而提高，負彎矩方向之 $M_{y,z}^-$ 則因為混凝土受拉力其提高程度有

限，混凝土樓板與鋼梁形成一複合斷面梁。一般澆注混凝土樓板之厚度為 12~15 cm，對梁之 $M_{y,z}^+$ 具相當程度之影響。

混凝土樓板與鋼梁複合而成之複合梁之分析重點如下：

1. **樓板有效寬度**：圖 4.13 為複合梁有效寬度示意圖。根據 AISC LRFD-I3.1，對於結構內部複合梁之樓板有效寬度依照以下規定：

$$b_E \leq \frac{L}{4} \quad (4.4)$$

$$b_E \leq b_0 \quad (4.5)$$

其中 b_E 為複合梁之有效寬度， L 為梁長， b_0 為兩梁之跨距。

2. **材料性質**：澆注於鋼管內之混凝土因受到鋼管圍束使混凝土極限強度提高，模擬鋼管內混凝土應力-應變關係採用 Mander et al. (1988) 受圍束之混凝土模型；但澆注於樓板之混凝土並無良好之圍束，在模擬混凝土樓板之應力-應變關係使用修正型 Hognestad (1951) 模型定義混凝土行為，如圖 4.14，混凝土強度採用圓柱試體試驗所得之實際強度。構架之鋼梁沿用 3.3.1 之鋼材料模型。
3. **複合梁慣性矩**：根據 AISC LRFD-II 所規定，混凝土樓板與鋼梁所複合而成之複合梁，其慣性矩為 I_t ：

$$I_t = aI_{pos} + bI_{neg} \quad (4.6)$$

其中 I_{pos} 、 I_{neg} 為正負彎矩方向之有效慣性矩。規範規定，在抗彎構架中， a 、 b 可採用 0.5。 I_{pos} 之計算方法為彈性狀況下以轉換斷面法將混凝土樓板轉換為等值之鋼材，計算出轉換後之斷面慣

性矩。在負彎矩方向混凝土樓板承受拉力，混凝土抗拉能力差且因開裂而失去抗拉強度，故假設忽略混凝土受拉強度，假設 I_{neg} 為鋼梁本身之慣性矩。

4. **降伏彎矩：**混凝土為抗壓性材料，當複合梁承受正彎矩時，混凝土承受壓力，可提供較高之抗彎矩能力。複合梁正彎矩採用斷面分析法計算，複合梁負彎矩則僅為鋼梁之斷面模數乘上降伏應力。

表 4.6 為複合梁斷面輸入參數表。根據圖 4.15 所示，當考慮樓板對梁彎矩強度之影響時，各樓層正彎矩方向之強度與勁度會明顯提升。當各樓層彎矩強度重新計算後，將進行修正模型之分析與比較。

4.4.3 修正後構架模型結果與比較

進行修正構架模型之分析後，將分析結果與實驗結果再次比較，圖中代號為 Simulation。從比較可知修正模型模擬結果較初始模型模擬結果更為符合實驗。週期方面由初始模型之 0.718 秒改善至修正模型之 0.68 秒，與 Test 2 實驗前 0.618 秒更為接近，顯示混凝土樓板對於整體結構反應的影響性。

(一) Phase I 擬動態試驗模擬

圖 4.16 至圖 4.27 為修正模型模擬結果與實驗結果所作之樓層側位移與樓層剪力比較。由圖可知，與實驗相比，修正模型更符合實驗曲線，整體實驗之振盪趨勢較初始模型更接近實驗結果。在振幅方面，於前幾個試驗表現出不錯之模擬結果，但由於實驗過程中產生無法預期之破壞，如接合板挫屈，雖經過修復，但與原結構已略為不同，

造成結構整體勁度之改變，使模擬與實驗之誤差於每次實驗與模擬中累積，造成後幾個試驗模擬之誤差加大，尤其以PGA最大 (0.622g) 之 Test 5 最為明顯。在樓層剪力方面，由圖可以看出，在一樓至三樓之模擬結果與實驗結果相比，和側位移之趨勢十分相近，但其振幅之振幅普遍小於實驗，可能原因為 BRB 之模擬準確性較低所導致。

圖 4.28 與圖 4.29 為 TCU082EW (50/50)、LP89g04NS (10/50) 以及 TCU082EW (02/50) 試驗之各樓層最大層間變位角 (Maximum Story Drift) 與最大樓層剪力 (Maximum Story Shear) 之模擬結果與實驗結果比較圖。在層間變位角方面，TCU082EW (50/50) 之擬動態試驗所模擬出來之結果與實驗相比較為接近，與實驗之誤差約為 15% 以內；但是實驗越後面進行，誤差會因為試體破壞與程式模擬精準性而漸漸增高。在 LP89g04NS (10/50) 擬動態試驗層間變位角之誤差上升至約 20%，至 TCU082EW (02/50) 之擬動態試驗時，其誤差更達到 30~50%。最大樓層剪力因樓層剪力振幅模擬結果普遍小於實驗結果，故最大樓層剪力比較結果均為模擬結果小於實驗結果，最大樓層剪力模擬結果準確性較低；TCU082EW (50/50) 之各樓層之最大樓層剪力誤差約為 20%~30%，LP89g04NS (10/50) 與 TCU082EW (02/50) 兩擬動態試驗之各樓層最大樓層剪力模擬結果與實驗結果之誤差則約為 20% 左右。

圖 4.30 至圖 4.35 為各個擬動態試驗之各樓層遲滯行為比較圖，可看出於 Test 1 中構架仍保持彈性狀態，但在 Test 2 後即進入非彈性狀態。一樓至三樓之遲滯迴圈行為模擬結果除了最大側位移之迴圈外，各試驗均有模擬到真正實驗之遲滯迴圈之勁度，勁度十分相近；圖中也可看出，於非線性狀態下，每一樓層之遲滯迴圈均為飽滿之曲線，整體強度並無降低，代表各樓層外柱抗彎梁柱接頭與 BRB 尚未

產生鋼材挫屈而使得整體強度降低。

(二) Phase II 擬動態試驗模擬

當 Phase I 之擬動態試驗模擬完成後，隨即進行 Phase II 之擬動態模擬，圖 4.36 至圖 4.39 為修正模型樓層側位移與樓層剪力與實驗結果所作之比較。由於經歷了 Phase I 之擬動態試驗後，三個樓層之 BRB 斜撐均已更換，且接合板均加勁以避免接合板挫屈。於 Phase II 之樓層側位移模擬結果與實驗之比較，其誤差較 Phase I 大，雖然趨勢仍有一定相似性，但側位移振幅已無法吻合。樓層剪力方面，模擬結果與實驗結果之趨勢仍十分相似，代表在樓層剪力模擬尚稱良好。

圖 4.40 及圖 4.41 為樓層最大層間變位角與最大樓層剪力，由於構架破壞情形加劇，使模擬並無法完全模擬到實驗結果，故於最大旋轉角之誤差較 Phase I 為大，部分誤差甚至超過 50%。最大樓層剪力方面與 Phase I 相似，整體樓層剪力趨勢與實驗十分近似，但在最大樓層剪力卻均小於實驗之最大樓層剪力，雖然較 Phase I 接近實驗，但因為模擬本身已並非十分吻合，無法代表樓層剪力之模擬有所改進。

圖 4.42 與圖 4.43 為 Phase II 擬動態試驗各樓層之遲滯行為，可以看出由於樓層側位移之模擬並無與實驗非常吻合，導致遲滯迴圈也連帶沒有完全模擬到實驗之遲滯行為，在模擬結果之最大側位移旋轉角之迴圈小於實驗之迴圈；不過由迴圈可觀察到模擬之勁度與實驗之勁度十分符合，代表對於構架模型之勁度尚稱準確。

Phase II 之模擬結果較 Phase I 差之可能原因為：

1. Phase II 之試驗之兩個擬動態歷時較 Phase I 為劇烈，使得抗彎構架

本身也開始產生如混凝土樓板開裂十分嚴重，且 BRB 接合板與柱接合處之混凝土有壓碎現象，改變了結構勁度與強度。

2. 整體抗彎構架於 Phase I 結束後雖然沒有明顯而嚴重之破壞情形，但仍有細微破壞使得勁度改變。

3. BRB 之接合板加勁亦使樓層勁度改變。

上述可能原因使模擬與實驗產生顯著差異，導致 Phase II 之側位移模擬結果與實驗相差許多。

(三) BRB 分析結果比較

此次構架試驗設計 BRB 承受約 80% 之樓層剪力，BRB 為控制此次試驗之主要構件，故 BRB 之模擬準確性十分重要。為了討論 BRB 模擬結果與實驗結果之差異，將分析與實驗之 Phase I 一樓 BRB 軸向作用力-軸向變形遲滯迴圈圖比較，如圖 4.44 至圖 4.49 所示。取一樓 BRB 比較之原因為一樓所承受剪力最大。從圖中可以看出，在 BRB 之模擬準確性良好，除了最大位移之迴圈無法模擬外，整體趨勢相近。於初始勁度方面，從 Test 1 至 Test 6 之模擬結果與實驗結果均十分接近，代表初始勁度之模擬十分良好。於強度方面，其比較結果也十分接近，強度也能準確模擬。但由圖中可看出，當模型之 BRB 進入非彈性段後產生殘留變位，使整體遲滯迴圈偏移，而實驗結果也具有殘留變位現象，但兩者差異性較大，此差異性為可能造成每一次加速度歷時分析之初始變位與實驗不同之主要原因。

4.4.4 梁柱交會區之模擬

4.4.1 至 4.4.3 節之構架分析為將梁柱交會區視為剛性接頭之假設

下所進行。第三章提到交會區之設計若為消能區域或交會區有明顯破壞，則模擬上須將梁柱交會區視為半剛性接頭，於構架模型以旋轉彈簧置入代替梁柱交會區。為了討論交會區對於構架之影響，以下將進行半剛性接頭之構架模型加速度歷時分析與側推分析 (Pushover analysis)。

構架試驗後交會區並無明顯破壞，但為了驗證第三章之結論，將一樓外柱全梁貫入式抗彎接頭以半剛性接頭代替剛性接頭，採用 3.3.4 節所推導之交會區力學模型公式套用於構架模型，根據構架之斷面尺寸與材料強度求出交會區剪力-剪力變形關係，並轉換為旋轉彈簧，置入於一樓外梁柱接頭並進行分析，並與交會區為剛性接頭之修正模型之 Phase I Test 2 側位移作比較。由圖 4.50 可以看出交會區是否為剛性接頭對於模擬結果影響甚小，可能原因為公式計算出來之交會區強度與勁度足夠，使交會區變形對構架整體側位移並無明顯影響。

進行構架之側推分析，將旋轉彈簧置入三個樓層之外柱接頭，再進行側推分析並與剛接交會區之構架模型分析結果比較。施力方法為頂樓外柱施一集中力，以位移控制使構架樓層變位角達 5% (60cm)。由圖 4.51 可以看出，在彈性段之整體構架初始勁度幾乎相等，而非彈性段雖然半剛接交會區構架模型之強度較弱，但與剛接交會區構架模型相差甚少，約為 4%。

由以上兩種分析可看出交會區是否為剛接對分析結果影響不大，若交會區強度足夠，將交會區視為剛性接頭模擬為合理之假設。

第五章 結論

本研究進行 CFT 梁柱接頭子結構與實尺寸 CFT/BRB 三層樓平面構架之非線性分析，比較分析與實驗結果，可歸納出下列幾點結論：

1. CFT 複合構件由於材料的複雜性，較不易估算其斷面性質，採用斷面收斂性分析配合斷面法計算 CFT 構件斷面性質為合理之方法，可理想推估 CFT 複合斷面之性質。若斷面之纖維元素數量不足，會錯估斷面之非彈性段強度。桿件收斂性影響結果甚鉅，如桿件分段不夠，會明顯低估構件非彈性段之強度與勁度。
2. 由於 CFT 柱接鋼梁之翼板貫入式接頭交會區行為複雜，以解析方式疊加鋼管與混凝土之剪力，建立交會區之剪力-剪力變形關係，分析結果於整體趨勢較接近，惟於整體強度與初始勁度較趨保守。
3. 對於全梁貫入式、雙向螺栓式以及外橫隔板式梁柱接頭子結構之模擬，分析結果之梁端力量-位移初始彈性勁度與實驗結果十分相近，但部分子結構因實驗試體之局部破壞，使得非彈性段的強度降低，大部分分析均可模擬試體之非彈性段勁度與強度。
4. 於梁柱交會區之模擬，將交會區所承受之剪力-剪力變形關係轉換成彎矩-旋轉角關係，並採用旋轉彈簧模擬。梁柱交會區對於整體勁度與強度有一定的影響，但因模擬的子結構試體交會區之勁度與強度足夠，對整體行為影響甚小，故於子結構與構架之梁柱交會區皆以剛性接頭模擬之。
5. 於構架模擬，考慮純鋼梁彎矩強度之初始模型進行加速度歷時分析，並與實驗結果比較，顯示出整體趨勢與實驗結果雖然接近，但

仍有差距；在各個相對最大側位移之比較上，初始模型與實驗結果相差不少，意味構架之模型可加以改進。

6.考慮樓板對於鋼梁之正負彎矩強度之影響，進行構架模型修正。分析結果顯示修正模型之整體趨勢較初始模型更為接近實驗結果，於側位移之比較亦比初始模型更符合實驗結果。

7.DRAIN-2DX 可理想模擬構架於加速度歷時下之反應，但無法預測構架之局部破壞，亦導致模擬結果與實驗結果誤差之累積，故在 Phase I 之準確性尚稱良好，但於 Phase II 之誤差已非常明顯。

8.側推分析結果顯示是否將交會區視為剛性接頭對於勁度影響甚小，半剛性交會區構架模型進入非彈性段強度較剛性交會區構架模型為弱，但強度降低幅度不大。惟此構架因挫屈束制為主要之耗能構件，將交會區視為剛性為合理之假設。



參考文獻

ACI Committee 352, Recommendations for Design of Beam-Column Joint in Monolithic Reinforced Concrete Structures, American Concrete Institute, 1997.

AISC, "Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design," Third Edition, AISC, Chicago, 2001.

AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," American Institute of Steel Construction, April, 1997.

Awkar, J. C. and Lui, E. M., "Seismic Analysis and Response of Multistory Semirigid Frames," *Engineering Structures*, 21, 425-441, 1999.

Elremaily, A. and Azizinamini, A., "Design Provision for Connections Between Steel Beams and Concrete Filled Tube Columns," *Journal of Constructional Steel Research*, 57, 971-995, 2001.

Elremaily, A. and Azizinamini, A., "Experimental Behavior of Steel Beam to CFT Column Connections," *Journal of Constructional Steel Research*, 57, 1099-1119, 2001.

Fahnestock, L. A., Sause, R. and Ricles, J. M., "Analytical and Experimental Studies on Buckling Restrained Braced Composite Frames," *Proceedings of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCC)*, 177-188, 2003.

Foutch, D. A. and Yun, S. Y., "Modeling of Steel Moment Frames for Seismic Loads," *Journal of Constructional Steel Research*, 58, 529-564, 2002.

Fujimoto T., Mori K., “Behavior of Beam-to-Column Connection of CFT Column System under Seismic Force,” Proceeding of the 6th International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Los Angeles, California, 2000.

Geschwodner, L. F., Disque, R. O., and Bjorhovde, R., “Load and resistance factor design of steel structures,” Prentice Hall, 1994.

Hognestad, E., “A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members,” Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Ill., 128, 1951.

Hwang SJ, Lee HJ, “Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and tie model,” Journal of structural engineering, 128, 12, 1519-1526, 2002.

Kang, C. H., Shin, K. J., Oh, S. Y., and Moon, T. S., “Hysteresis Behavior of CFT Column to H-Beam Connections with External T-Stiffeners and Penetrated Element,” Engineering Structure, 23, 1194-1201, 2001.

Kanaan, A. E. and Powell, G. H., “DRAIN-2D A General Purpose for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures with User’s Guide and Supplement,” Earthquake Engineering Research Center (EERC), Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Report 73-6 and 73-22, 1973.

Kim, K. D. and Engelhardt, M. D., “Monotonic and Cyclic Loading Models for Panel Zones in Steel Moment Frames,” Journal of Constructional Steel Research, 58, 605-635, 2002.

Krawinkler, H., “Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of

Steel Frames,” Engineering Journal, AISC, 15, 82-91, 1978.

Lin, K. C., “Seismic behavior of beam-to-CFT column joints using external clamping diaphragms,” Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, National Taiwan University, 2000.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Parks, R., “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete,” Journal of Structural Engineering, 114, 8, 1988.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Parks, R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” Journal of Structural Engineering, 114, 8, 1988.

Prakash, V., Powell, G. H. and Campbell S., “DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide Version 1.10,” Earthquake Engineering Research Center (EERC), Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, 1993.

Riches, J. M., Lu, L. W., Sooi, T. K., and Vermaas, G., “Seismic Performance of CFT Column-to-WF Beam Moment Connection,” Connection in Steel Structures 3 Proceeding of the Third International Workshop, 99-114, 1995.

Salmon, C. G. and Johnson, J. E., “Steel Structures: Design and Behavior,” Fourth edition, 1995.

Schneider, S. P., and Alostaz, Y. M., “Experimental Behavior of Connection to Concrete-filled Steel Tubes,” Journal of Constructional Steel Research, 45, 3, 321-352, 1998.

Shen, J., Kitjasateanphun, T. and Srivanich, W., “Seismic Performance of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections,”

Engineering Structures, 22, 968-983, 2000.

Srivanich, W., Shen, J. and Kitjasateanphun, T., “Seismic Performance of Cover-Plate Strengthened Frames,” The Structural Design of Tall Building 8, 215-246, 1999.

Tsai, K. C., Weng, Y. T., Lin, M. L., Lai, J. W. and Hsiao, P. C., “Pseudo Dynamic Tests of a Full-Scale CFT/BRB Composite Frame: Displacement Based Seismic Design and Response Evaluation,” Proceedings of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCC), 165-176, 2003.

Uang, C. M. and Kiggins, S., “Reducing Residual Drift of Buckling-Restrained Braced Frames as a Dual System,” Proceedings of the International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCC), 189-198, 2003.

楊傑棠 (2003), 「RCS平面構架非線性行為分析」, 國立高雄第一科技大學營建工程系碩士論文, 鄭錦銅指導。

陳誠直與林南交 (2003), 「子計畫: 矩形鋼管混凝土柱與H型鋼梁抗彎接頭行為之研究(II)」, 行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告。

黃國倫 (2003), 「鋼管混凝土結構雙向螺栓式接頭設計參數與研究」, 國立台灣大學土木工程系碩士論文, 鍾立來、吳賴雲指導。

蕭博謙 (2004), 「實尺寸三層樓挫屈束制支撐CFT柱構架擬動態試驗行為與分析」, 國立台灣大學工程系碩士論文, 蔡克銓指導。

羅勝宏 (2002), 「鋼梁接圓形鋼管混凝土柱接頭耐震行為」, 國立

交通大學土木工程研究所碩士論文，陳誠直指導。



表 4.1 構架試驗材料強度表

	Type	f_y	f_u
		(MPa)	(MPa)
Column	Square Tube (350×350×9)	374	488
	Circular Pipe (400×400×9)	543	584
Beam	1F (H456×201×10×17)	Flange	486
		Web	485
	2F (H450×200×9×14)	Flange	503
		Web	538
	3F (H400×200×8×13)	Flange	468
		web	493
BRB	1F	534	421
	2F	545	397
	3F	483	373
Concrete	In tube	$f'_c = 31.8$ MPa	
	Floor	$f'_c = 22.3$ MPa	

表 4.2 構架試驗歷時表

		Excitation	Hazard Level	Run Time (sec)
Phase I	Test 1	Chi-Chi (TCU082EW)	50% in 50 Years (PGA=0.276g)	12.62
	Test 2	Chi-Chi (TCU082EW)	50% in 50 Years (PGA=0.276g)	45.00
	Test 3	Loma Prieta (LP89g04NS)	10% in 50 Years (PGA=0.426g)	40.00
	Test 4	Chi-Chi (TCU082EW)	2% in 50 Years (PGA=0.622g)	12.56
	Test 5	Chi-Chi (TCU082EW)	2% in 50 Years (PGA=0.622g)	45.00
	Test 6	Loma Prieta (LP89g04NS)	10% in 50 Years (PGA=0.426g)	40.00
			Cyclic	Null
Phase II	Test 1	Chi-Chi (TCU082EW)	10% in 50 Years (PGA=0.53g)	30.00
	Test 2	Loma Prieta (LP89g04NS)	2% in 50 Years (PGA=0.61g)	20.00
			Cyclic	Null

表 4.3 BRB 桿件斷面參數輸入值

		E (MPa)	E_{sh}/E	L (mm)	A (mm ²)	$P_{y,t}$ (kN)	$P_{y,c}$ (kN)
Phase I	1F	200,000	0.05	2853	3016	1270	1397
	2F	200,000	0.05	2489	2512	997	1097
	3F	200,000	0.05	3217	1510	563	620
Phase II	1F	200,000	0.05	2617	2519	1070	1177
	2F	200,000	0.05	2617	2160	892	981
	3F	200,000	0.05	2617	1300	537	591

表 4.4 梁柱桿件斷面參數輸入值

	E (MPa)	E_{sh}/E	M_y^+ (kN-m)	M_y^- (kN-m)	P_y^+ (kN)	P_y^- (kN)
External Column	300,000	0.003	681.7	681.7	8942.0	4896.7
Inner Column	316,000	0.001	716.7	716.7	9182.6	4410.8
1F Beam	200,000	0.05	644.4	644.4	—	—
2F Beam	200,000	0.05	658.2	658.2	—	—
3F Beam	200,000	0.05	465.3	465.3	—	—

表 4.5 構架真實週期與阻尼比

	Damping Ratio (%)	Period (sec)
Before Test 1	2.98	0.589
After Test 1(50/50)	3.56	0.618
After Test 2(50/50)	3.46	0.633
After Test 3(10/50)	3.23	0.658
After Test 4(2/50)	3.21	0.652
After Test 5(2/50)	3.34	0.643
After Test 6(10/50)	3.46	0.654

表 4.6 複合梁斷面參數輸入值

	Steel Beam		Composite Beam	
	M_y^+ (kN-m)	M_y^- (kN-m)	M_y^+ (kN-m)	M_y^- (kN-m)
1F Beam	644.4	644.4	1038	644.4
2F Beam	658.2	658.2	1023	658.2
3F Beam	465.3	465.3	750	465.3



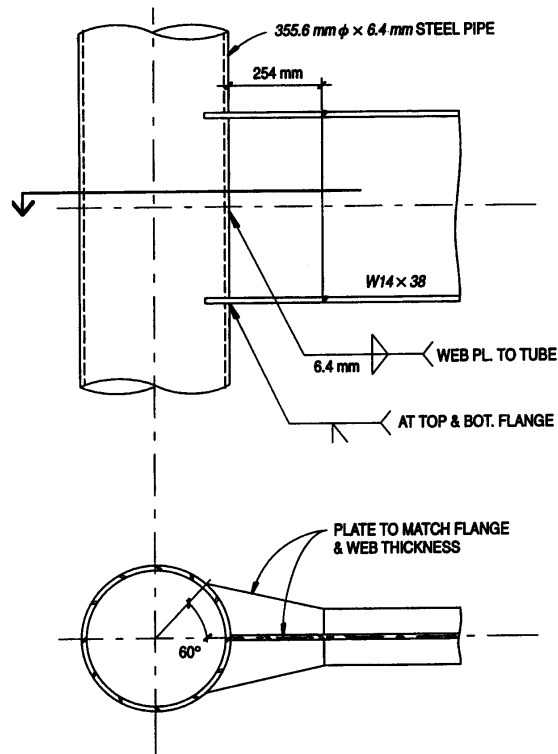


圖 2.1 簡單式接頭示意圖 (Schneider and Alostaz 1998)

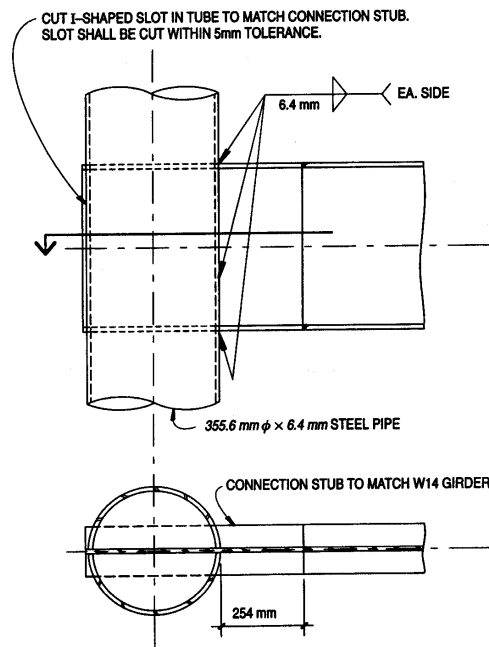


圖 2.2 全梁貫入式接頭示意圖 (Schneider and Alostaz 1998)

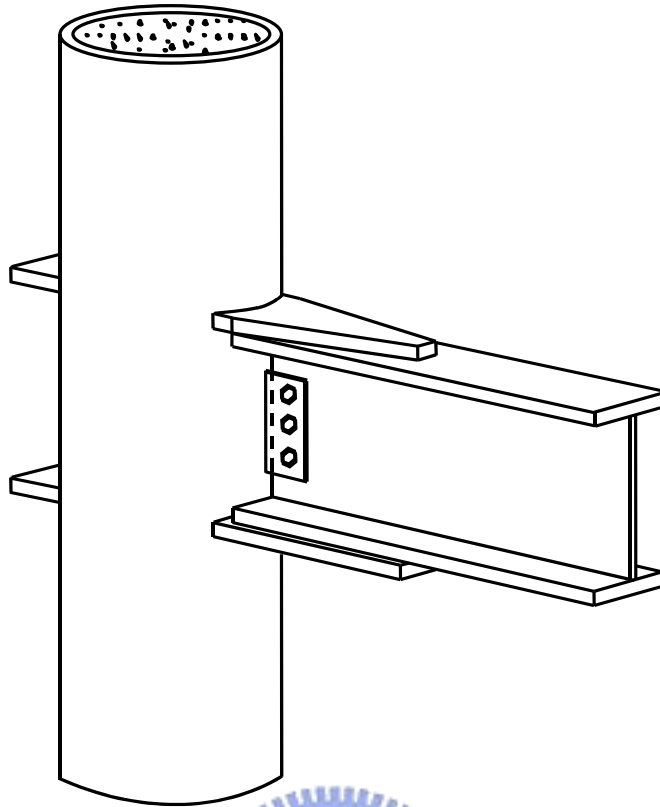


圖 2.3 圓形 CFT 柱與鋼板貫入式接頭立體示意圖 (羅勝宏 2002)

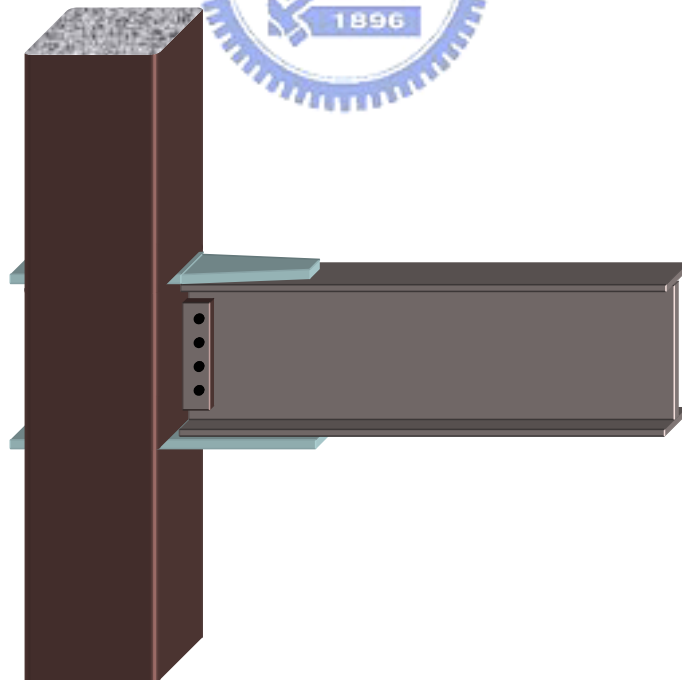


圖 2.4 矩形 CFT 柱與鋼板貫入式接頭示意圖 (陳誠直與林南交 2003)

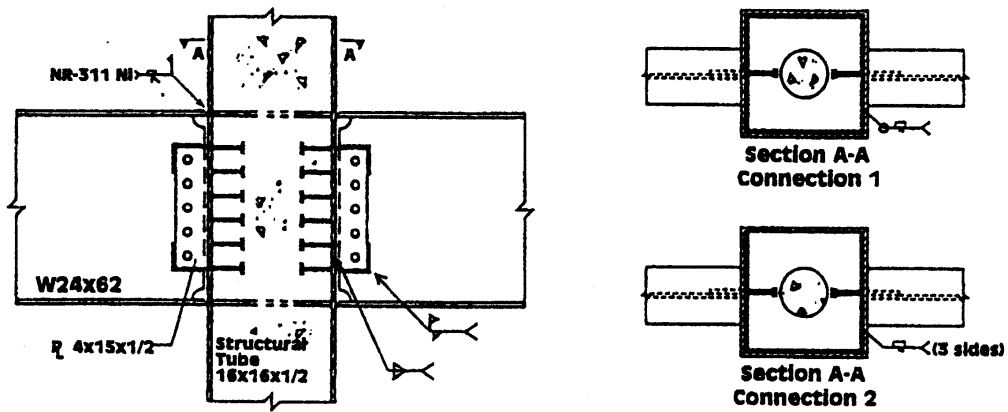


圖 2.5 內部橫隔板式接頭示意圖 (Riches et al. 1995)

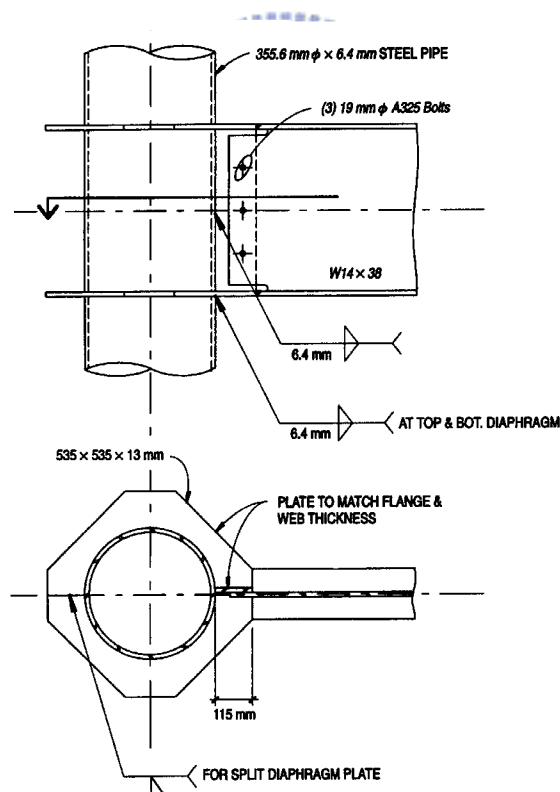


圖 2.6 外部橫隔板式接頭示意圖 (Schneider and Alostaz 1998)

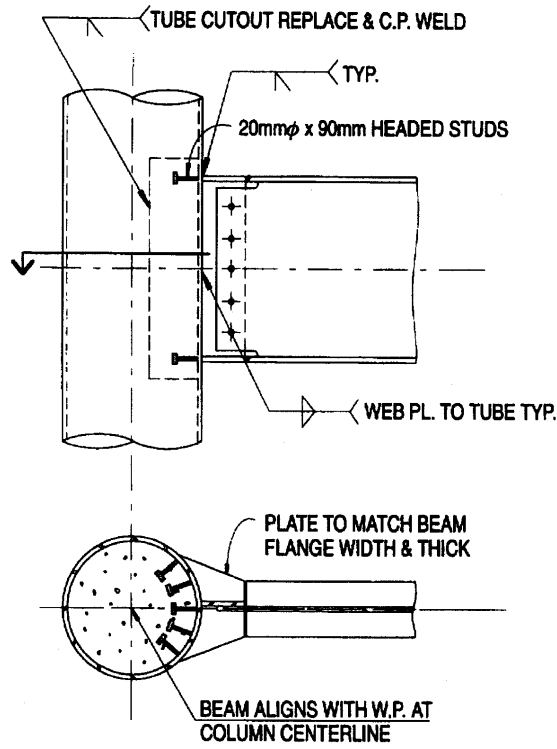


圖 2.7 鋼管剪力釘補強式接頭示意圖 (Schneider and Alostaz 1998)

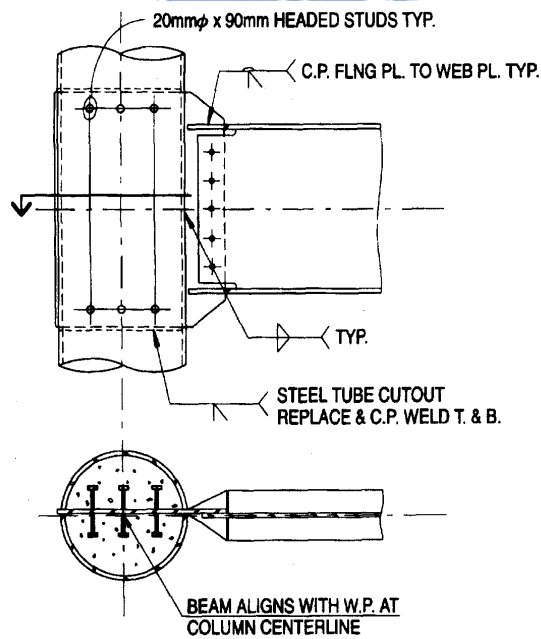


圖 2.8 剪力釘暨肋板補強式接頭示意圖 (Schneider and Alostaz 1998)

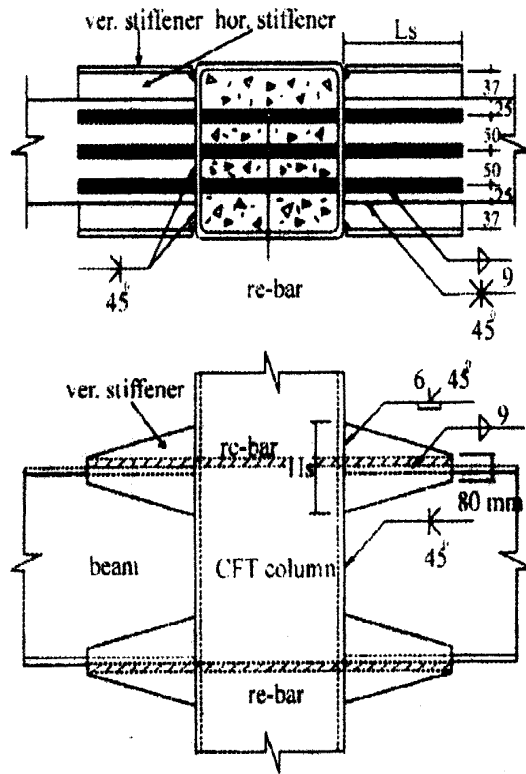
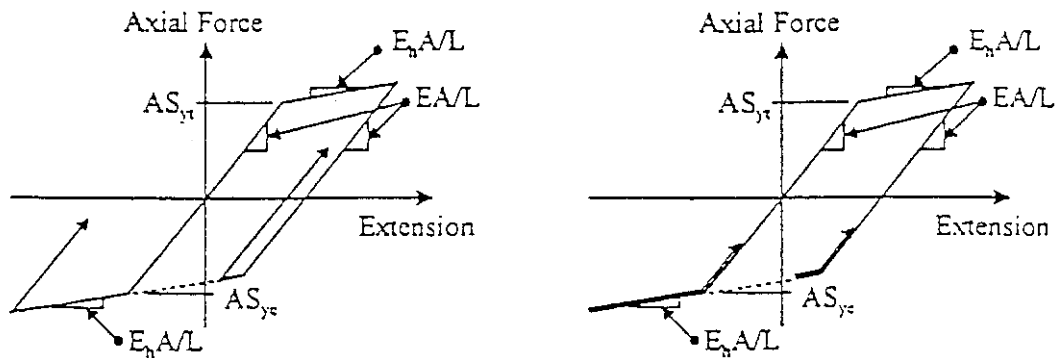


圖 2.9 複合式接頭示意圖 (Kang et al. 2001)



(a) Yield in tension and compression (b) Yield in tension, buckling in compression

圖 2.10 雙線性桁架元素行為示意圖 (Prakash et al. 1993)

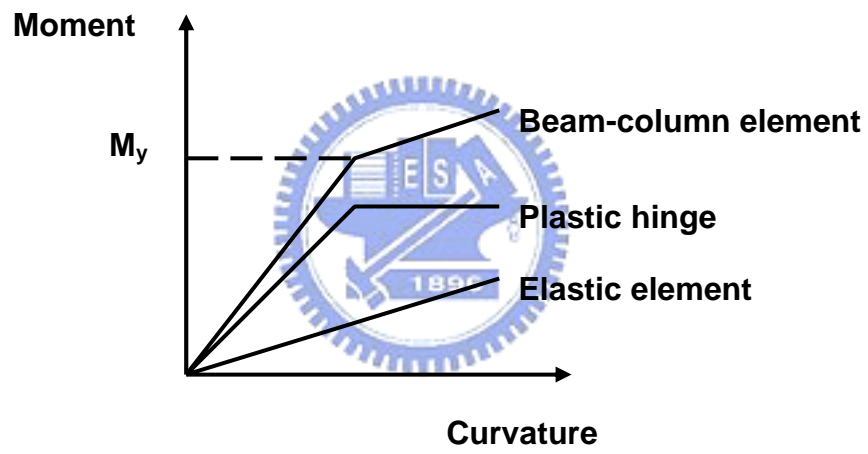
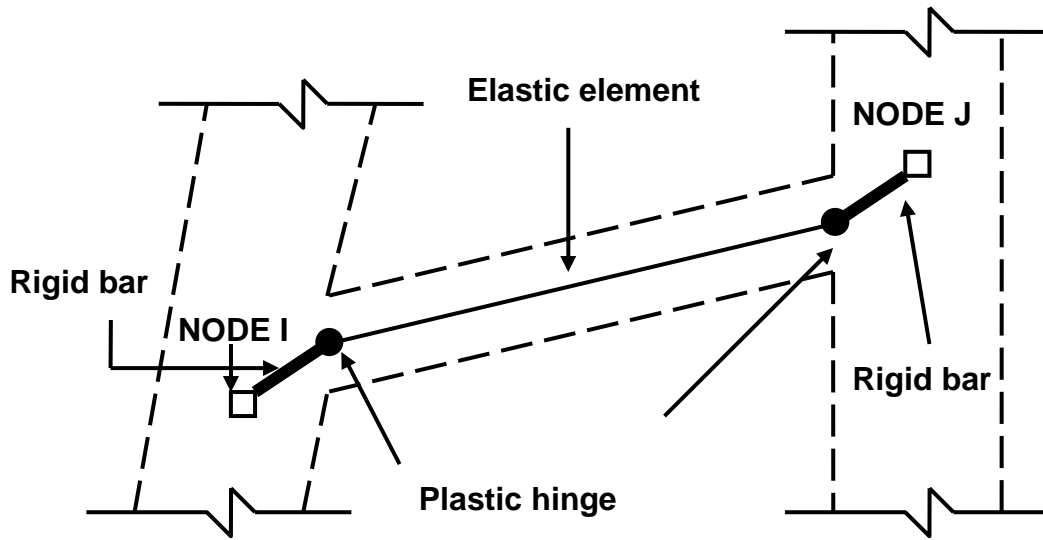
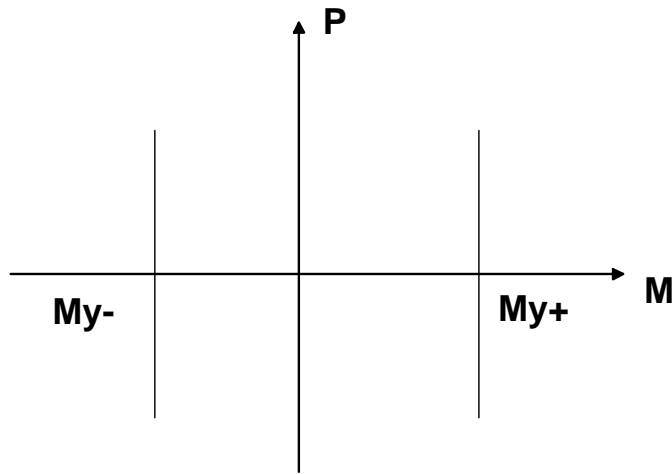
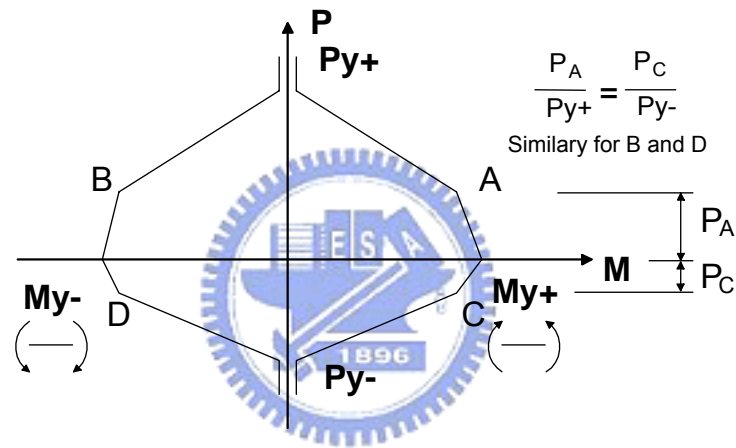


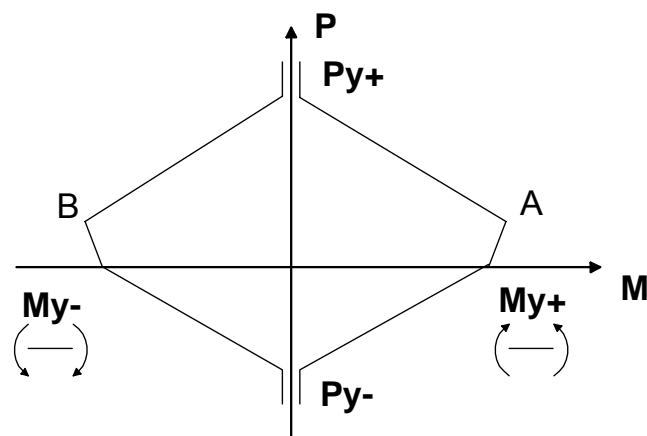
圖 2.11 梁柱元素示意圖



(a) SHAPE CODE=1



(b) SHAPE CODE=2



(c) SHAPE CODE=3

圖 2.12 梁柱元素 P-M 關係模式示意圖 (Prakash et al. 1993)

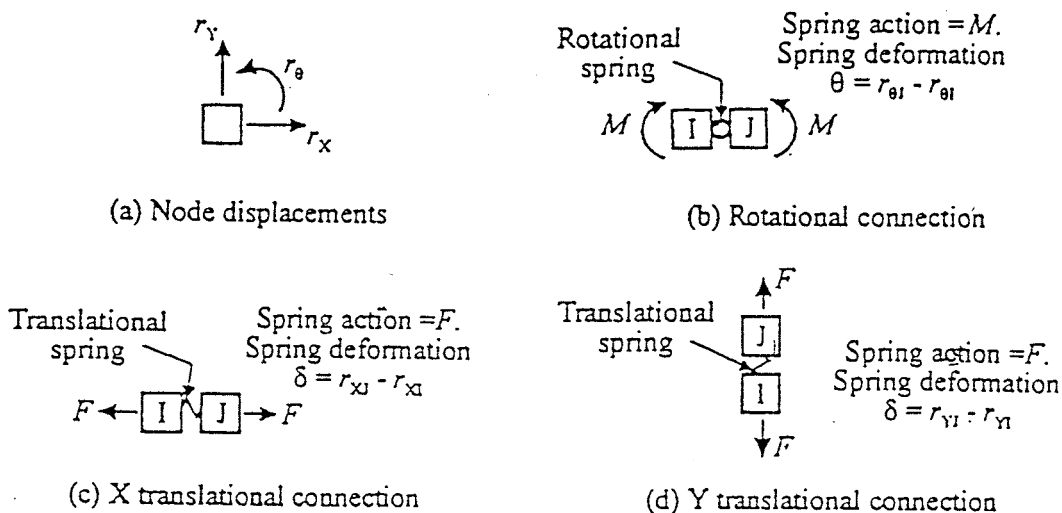


圖 2.13 半剛性接頭元素型式 (Prakash et al. 1993)

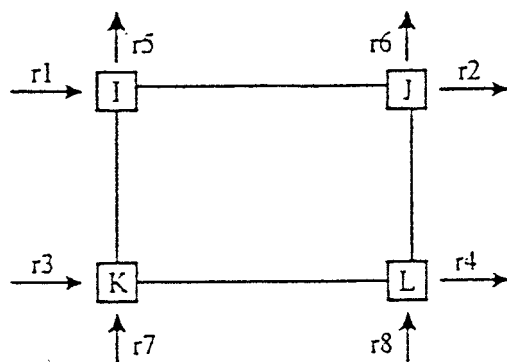


圖 2.14 彈性板元素示意圖 (Prakash et al. 1993)

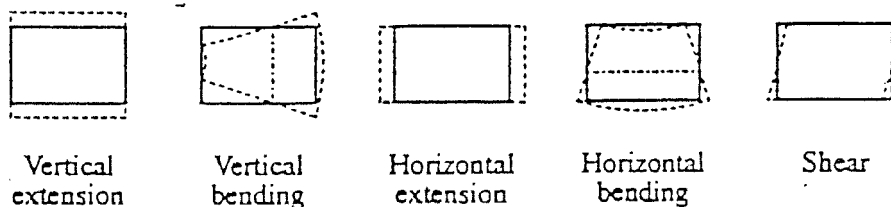


圖 2.15 彈性板元素變形圖 (Prakash et al. 1993)

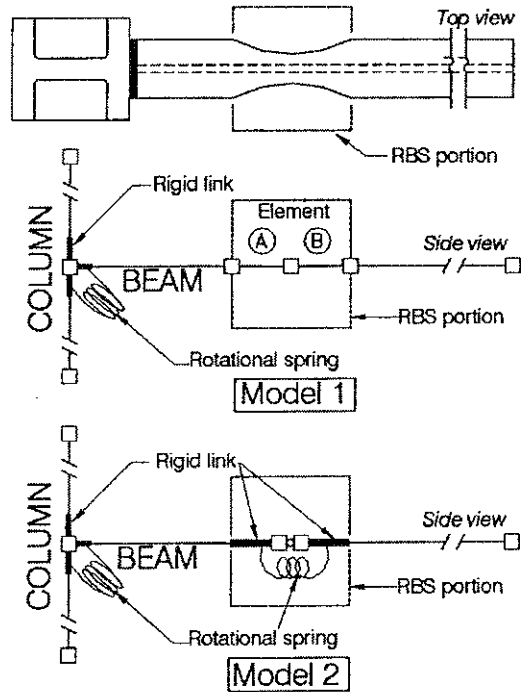


圖 2.16 RBS 模型示意圖 (Shen et al. 2000)

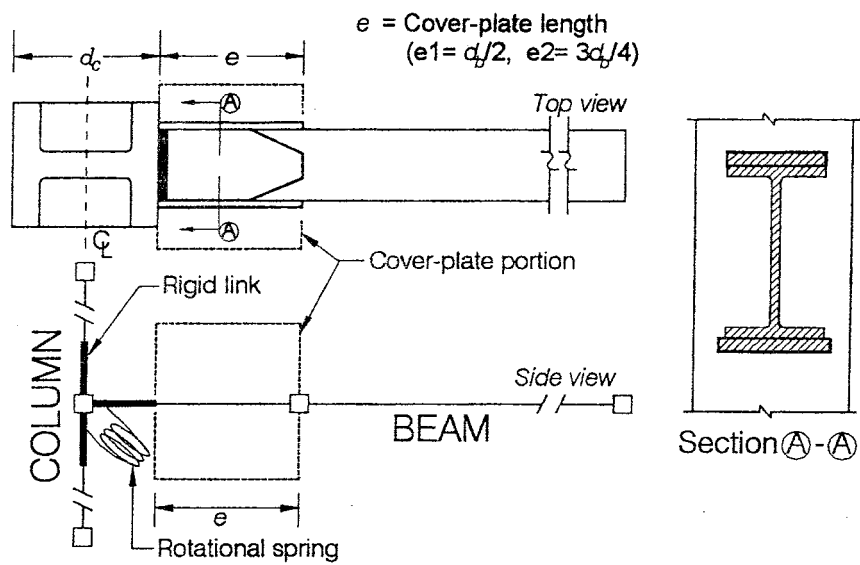


圖 2.17 蓋板式梁柱接頭模型示意圖 (Srivanih et al. 1999)

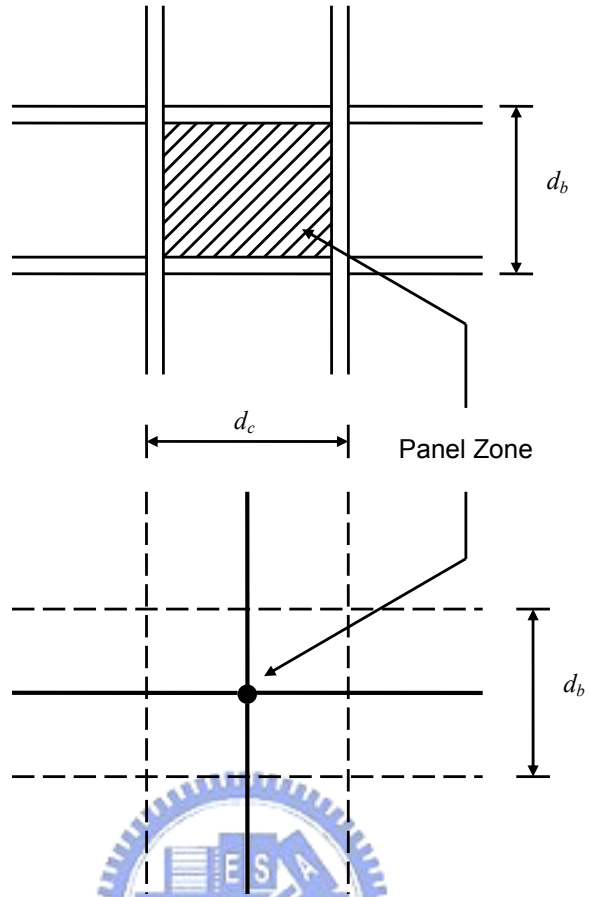


圖 2.18 梁柱接頭簡化模型

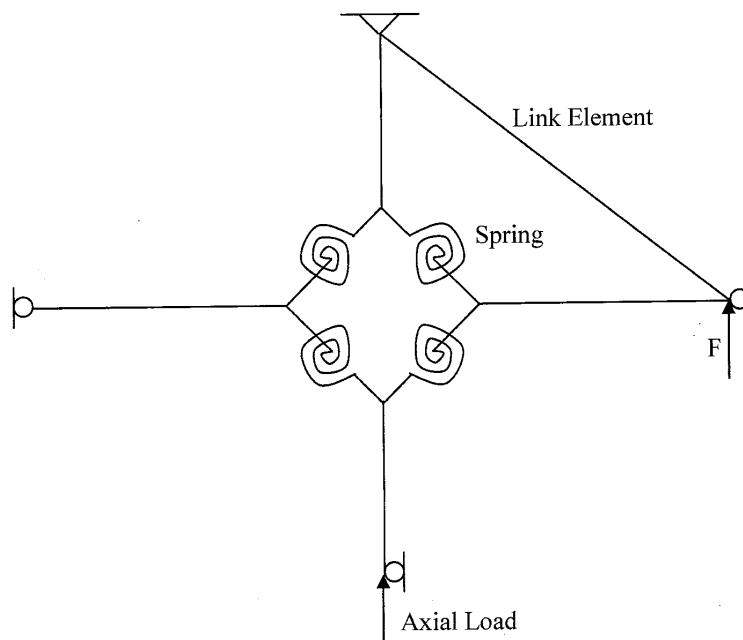


圖 2.19 交會區模擬示意圖 (楊傑棠 2003)

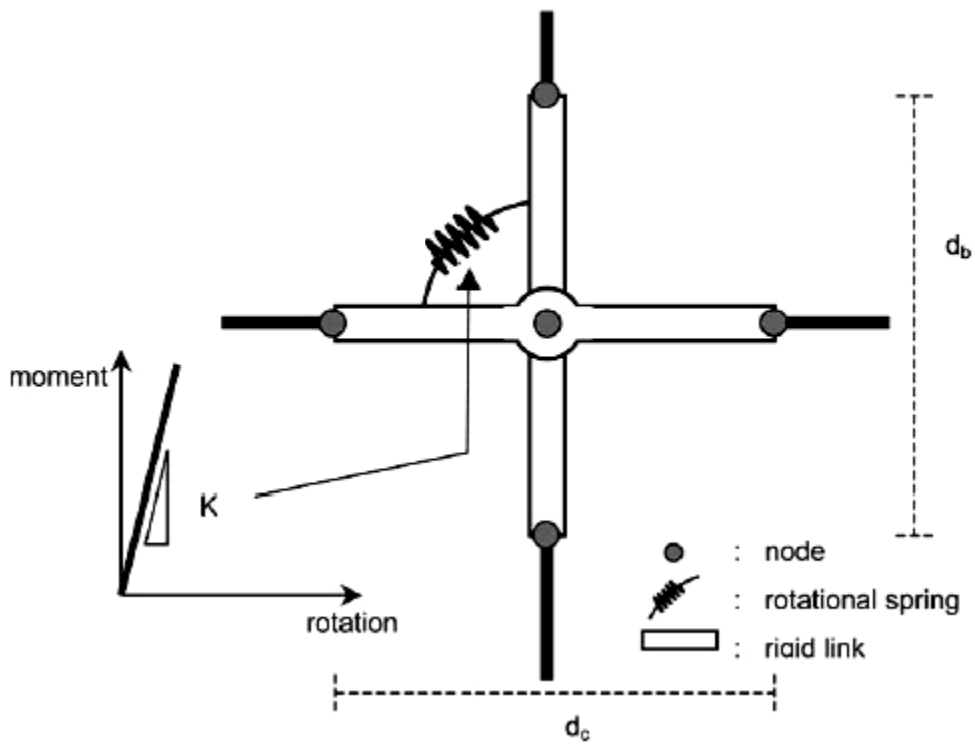


圖 2.20 包含線性交會區之彈性模型 (Foutch and Yun 2002)

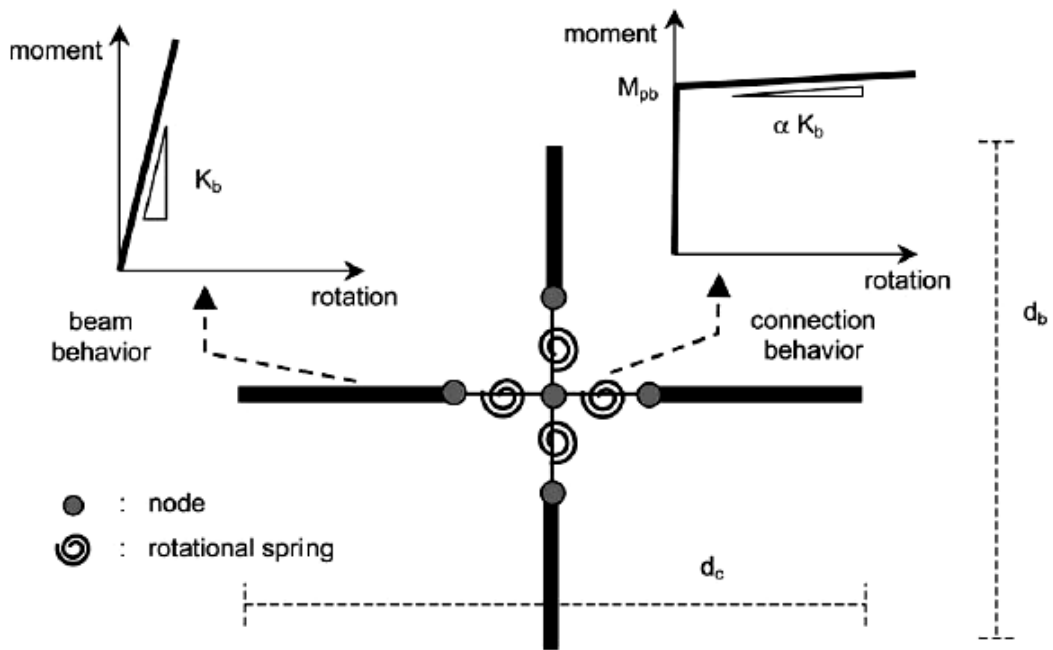


Fig. 6. Centerline model with nonlinear elements.

圖 2.21 非線性中心線模型 (Foutch and Yun 2002)

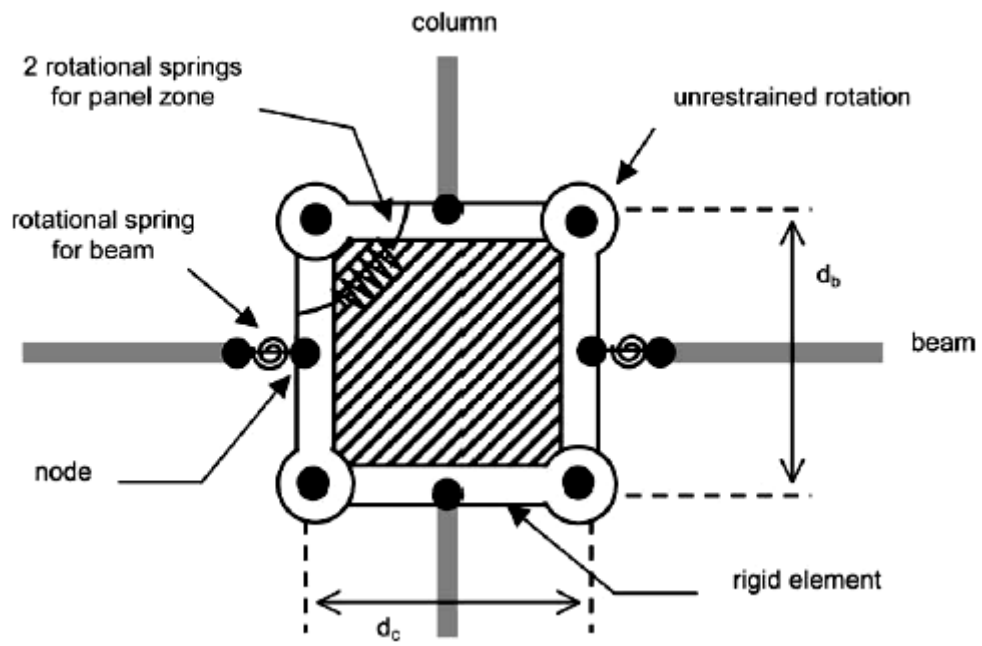
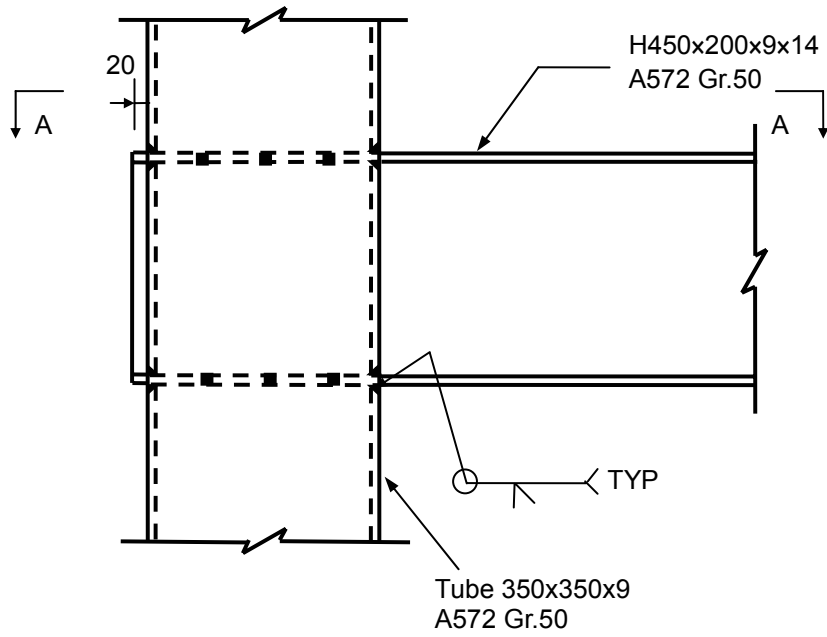
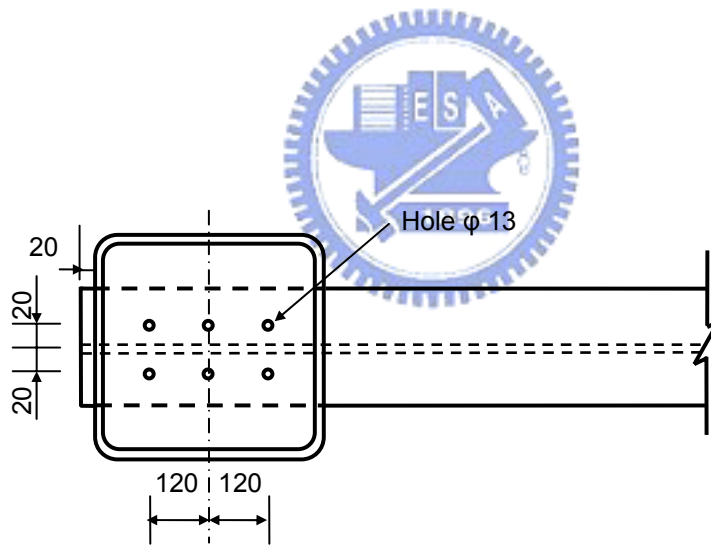


圖 2.22 包含非線性交會區之非彈性模型 (Foutch and Yun 2002)





Specimen H4BT Detail



Specimen H4BT Section A-A Detail

圖 3.1 試體 H4BT 接合細部設計圖 (陳誠直與林南交 2003)

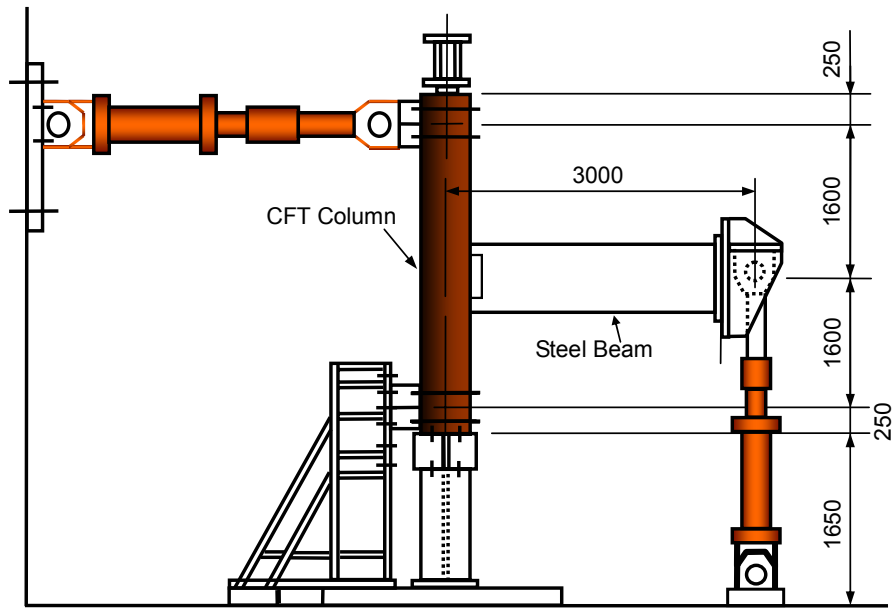


圖 3.2 外柱子結構試驗構架設置圖 (陳誠直與林南交 2003)

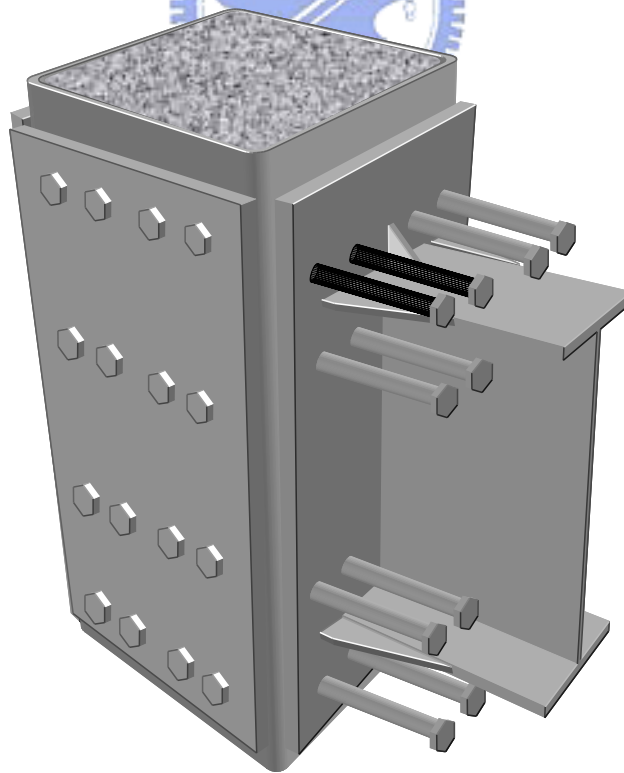


圖 3.3 雙向螺栓穿透式之梁柱接頭示意圖 (黃國倫 2003)

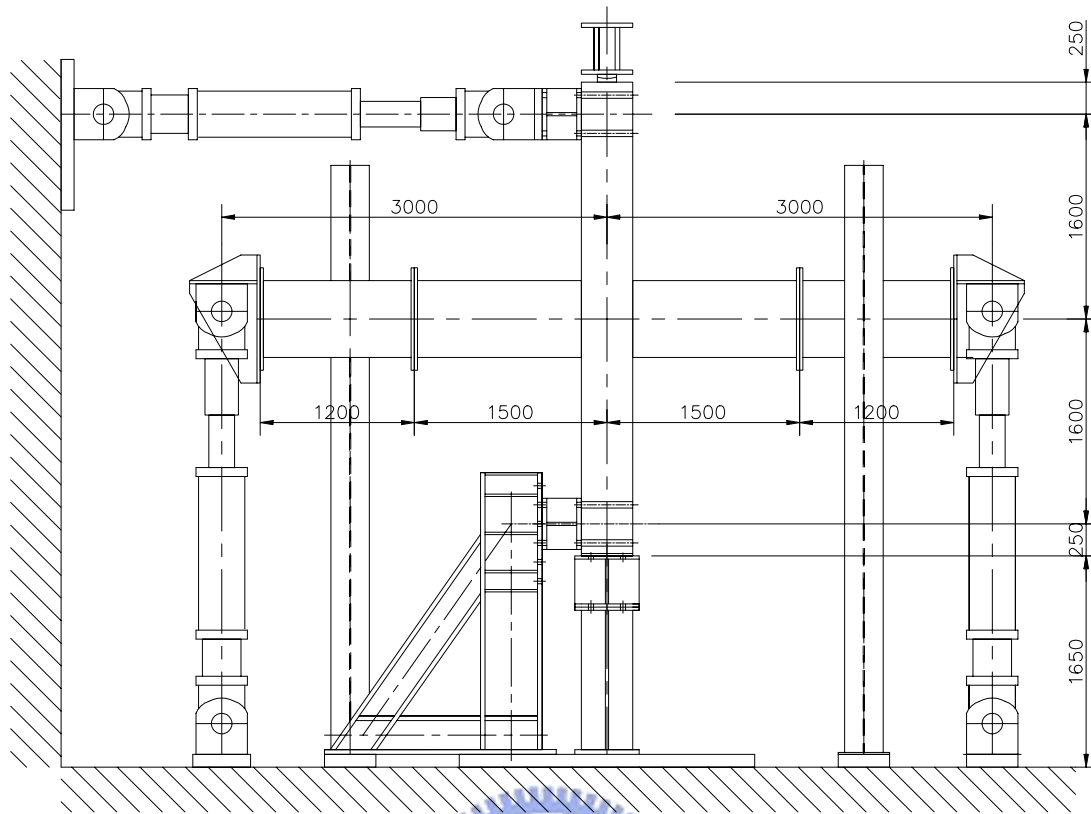


圖 3.4 十字型子結構試驗構架設置圖 (黃國倫 2003)

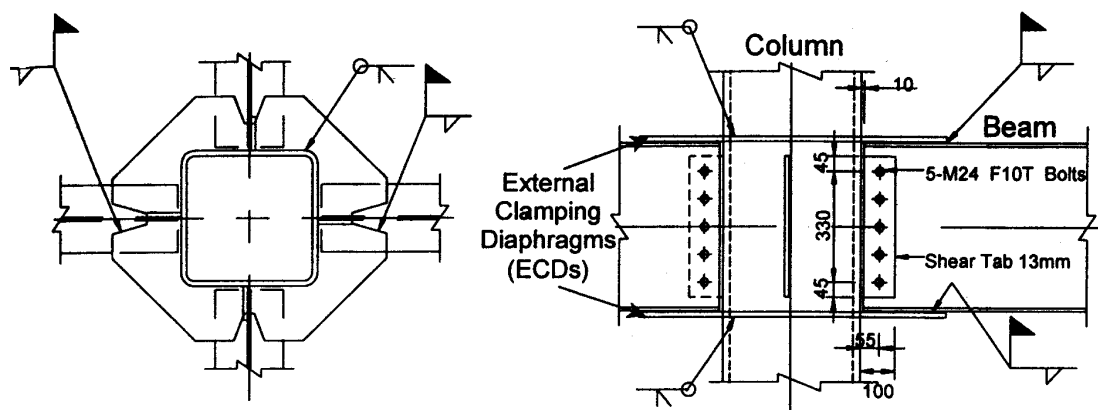


圖 3.5 外橫隔板配置示意圖 (Lin 2000)

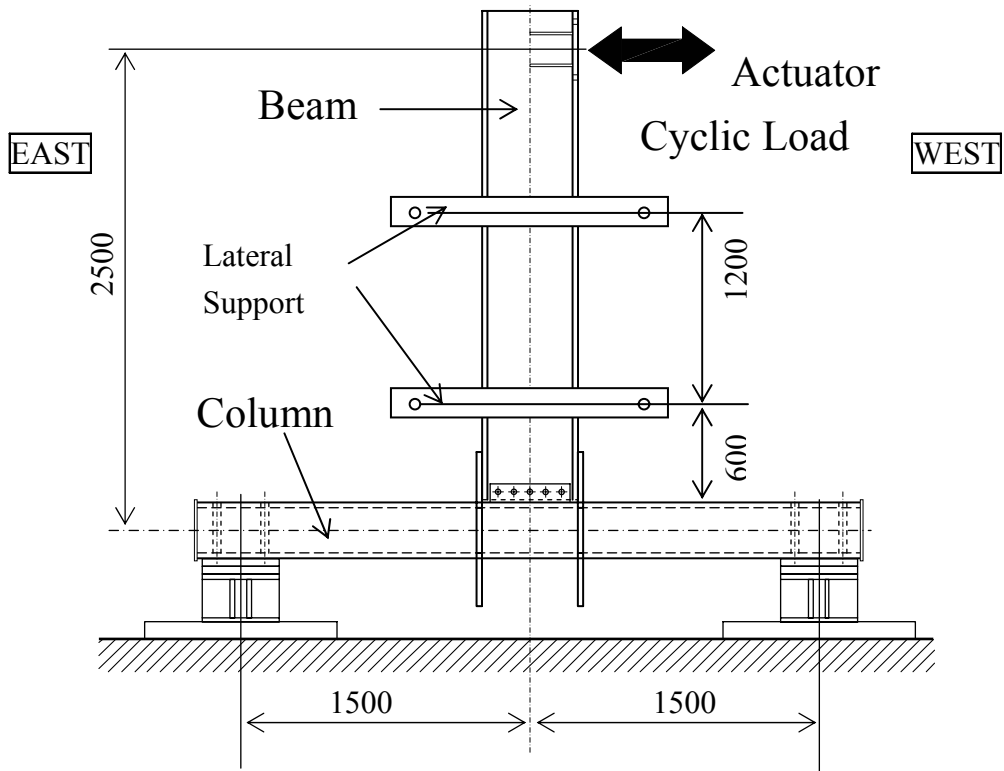


圖 3.6 CL-S 試體構架架設圖 (Lin 2000)

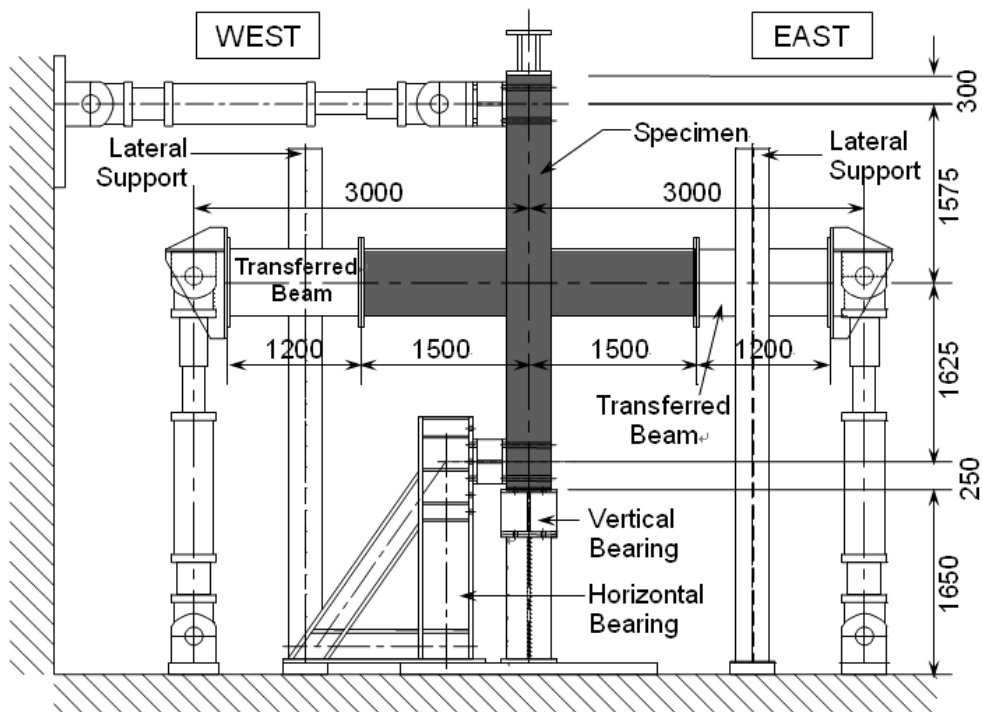


圖 3.7 CL-D 試體構架架設圖 (Lin 2000)

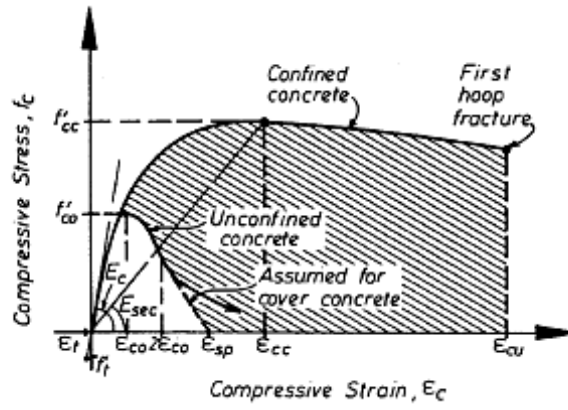


圖 3.8 Mander 混凝土圍束理論曲線模型 (Mander et al. 1988)

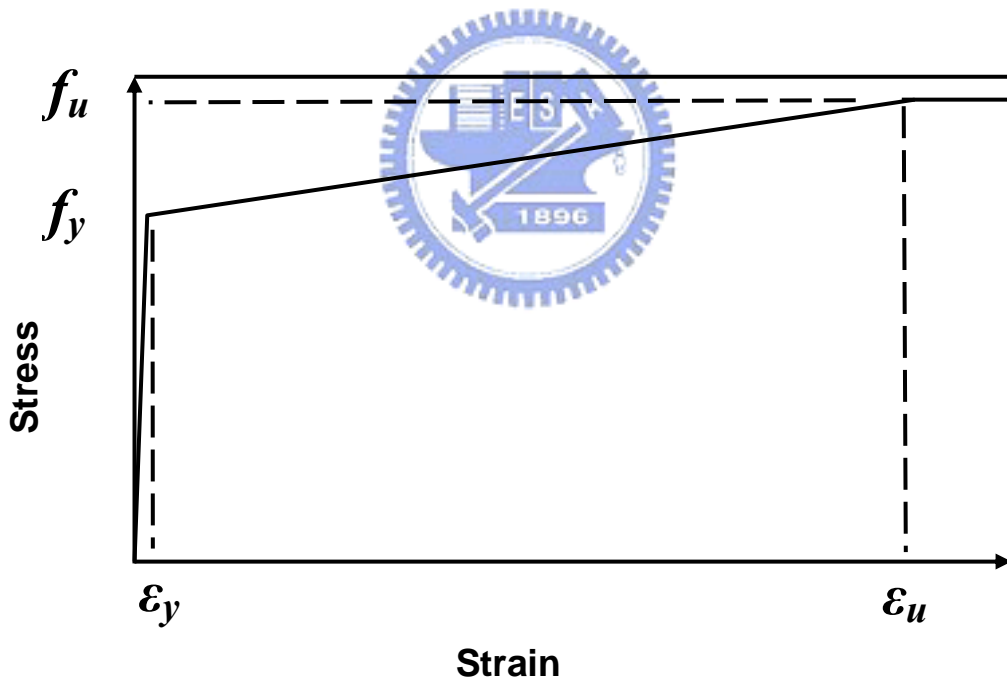


圖 3.9 鋼管應力-應變關係曲線示意圖

i_{th} Fiber element

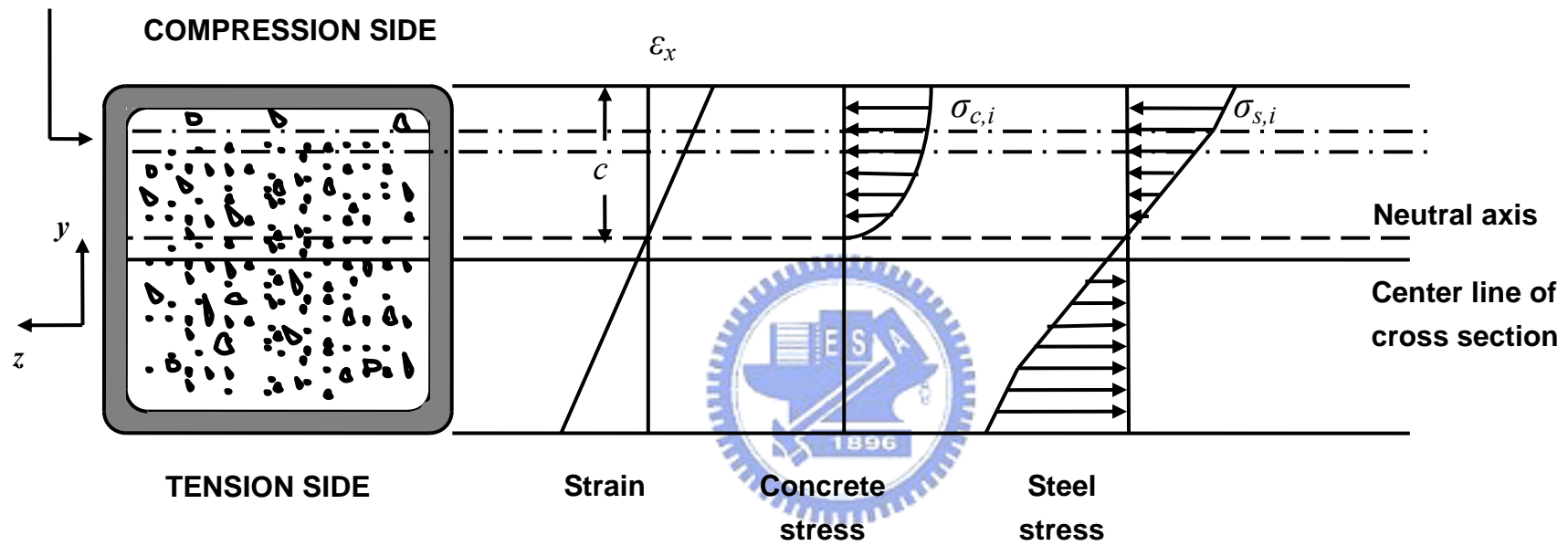


圖 3.10 斷面分析法基本示意圖

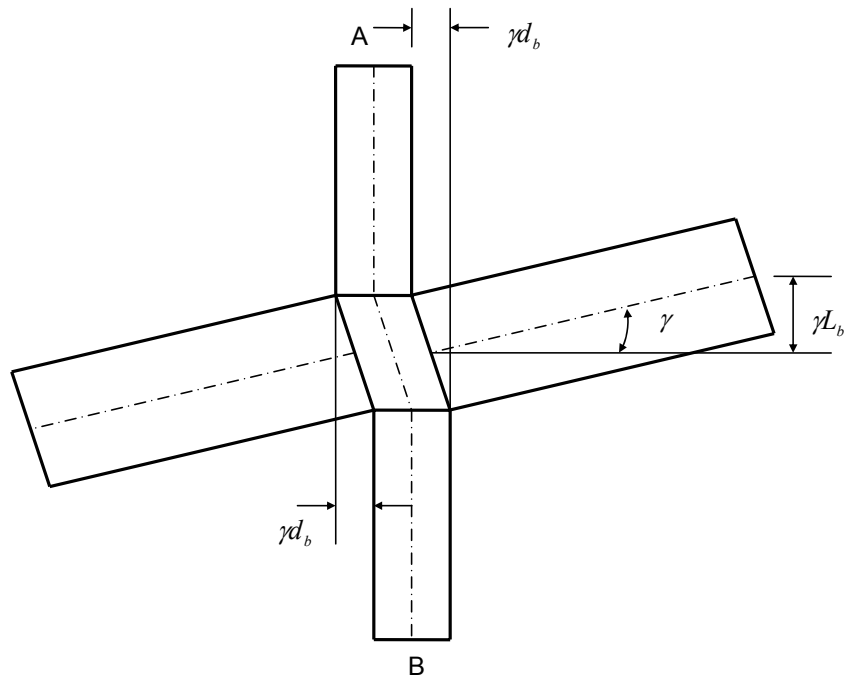


圖 3.11 交會區剪力變形造成之梁端變位 (陳誠直與林南交 2003)

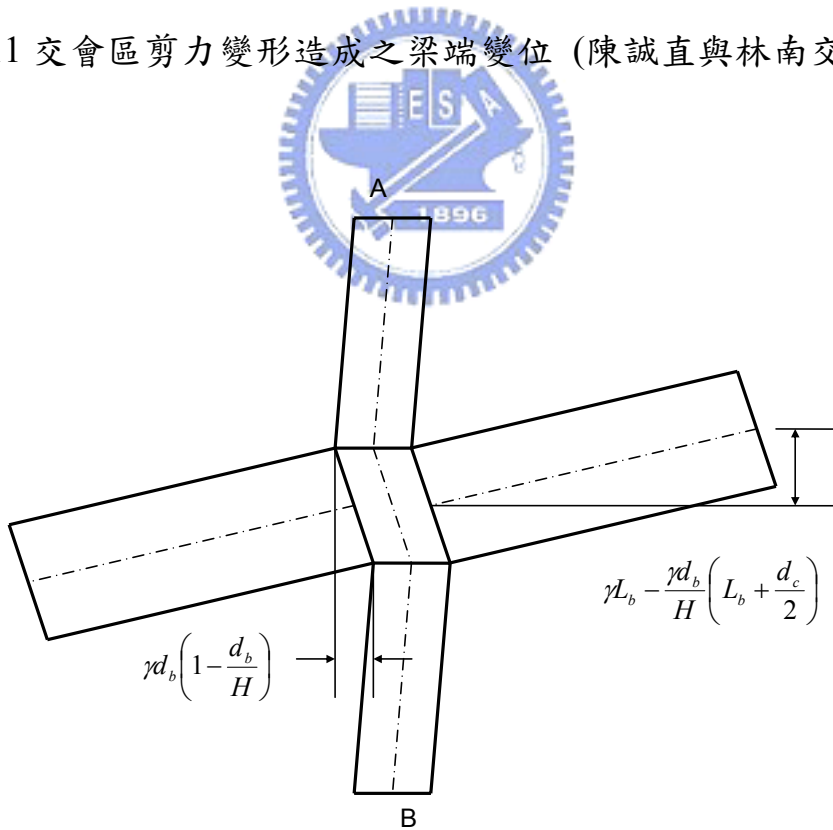


圖 3.12 剛體旋轉後交會區變形梁端變位 (陳誠直與林南交 2003)

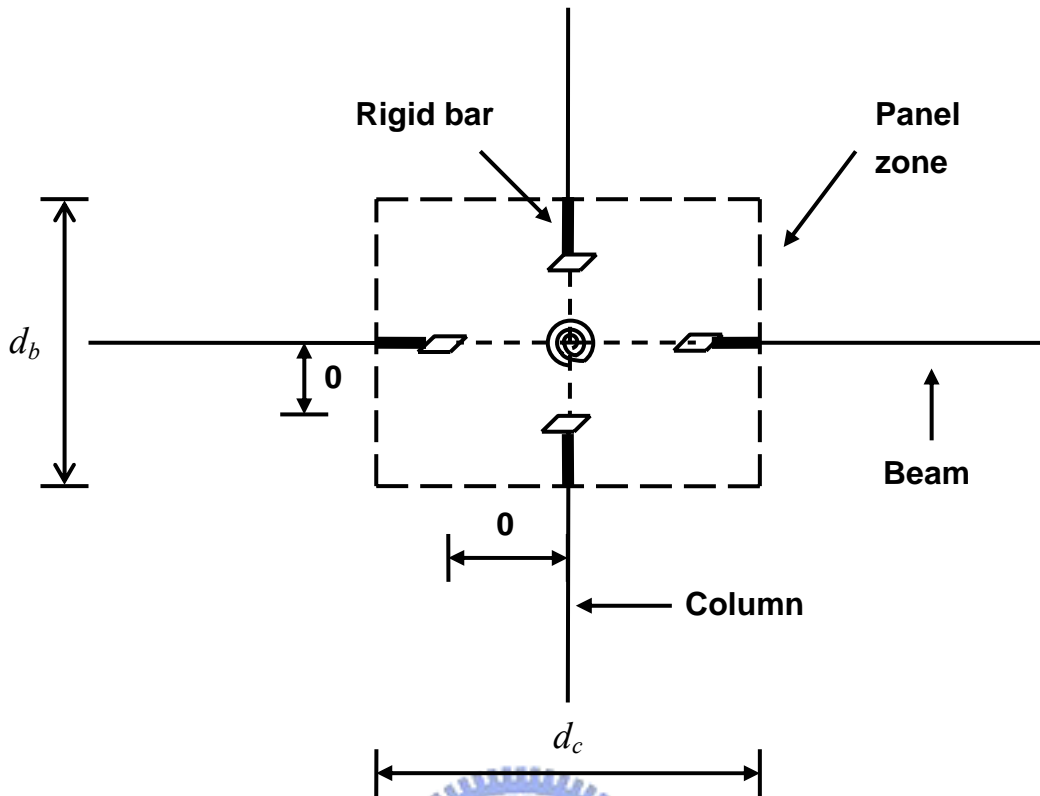


圖 3.13 子結構模型示意圖

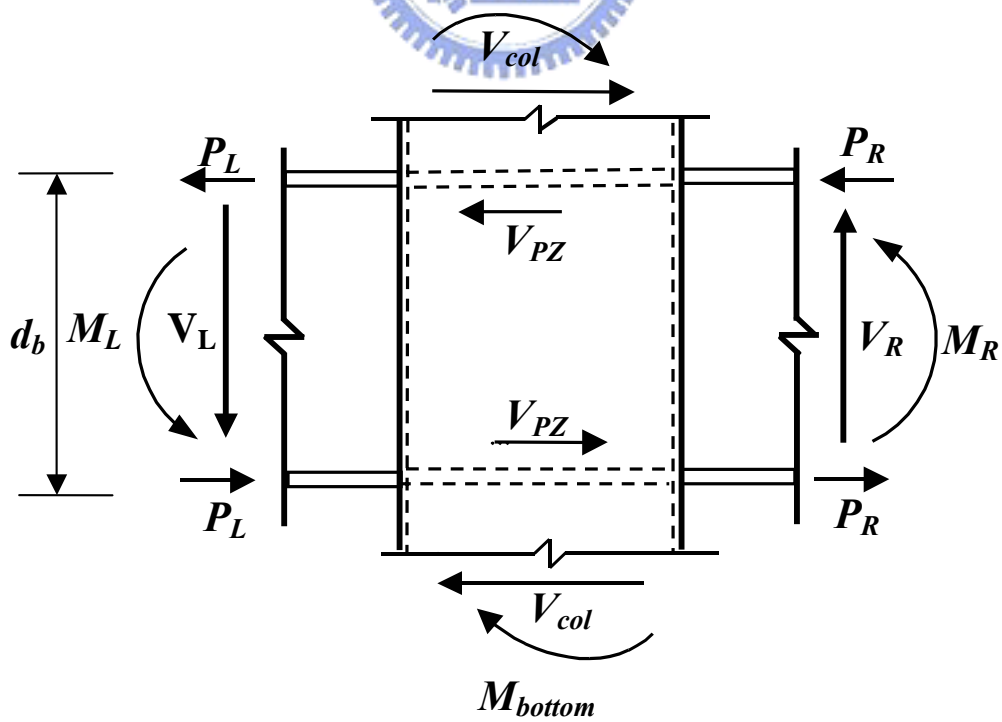


圖 3.14 交會區力量示意圖

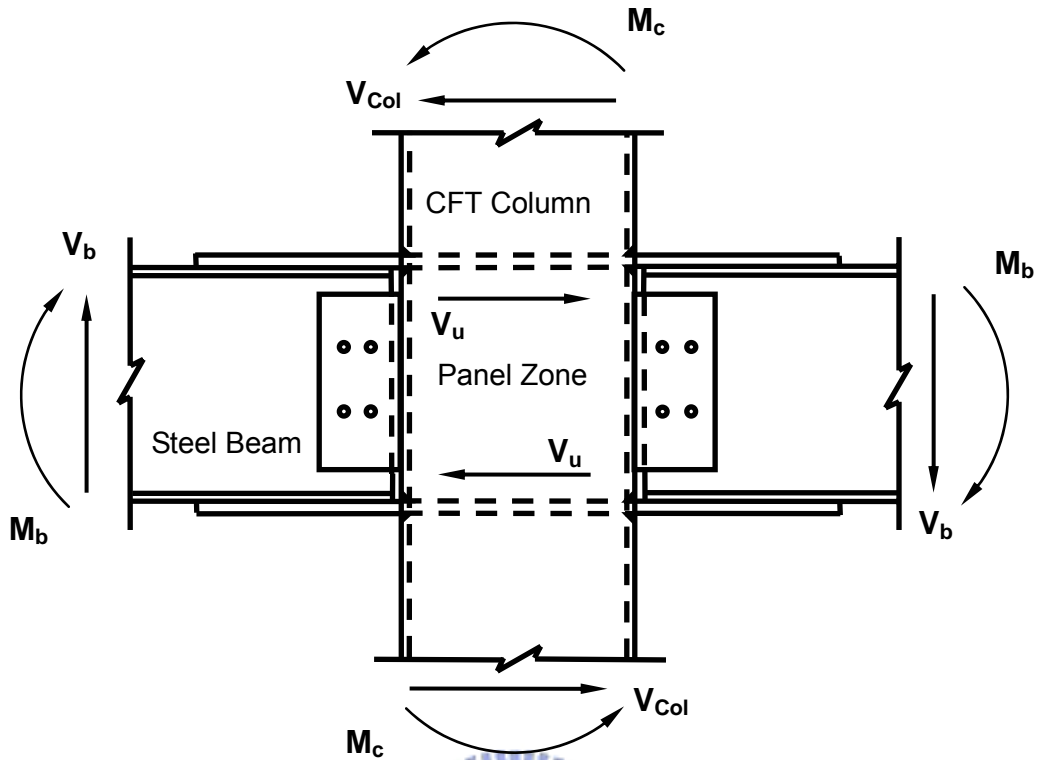


圖 3.15 翼板貫入式梁柱交會區受力示意圖

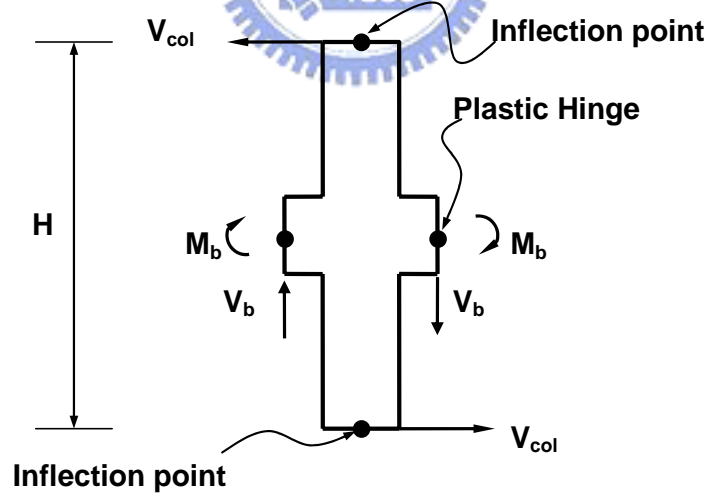


圖 3.16 柱子結構自由體圖

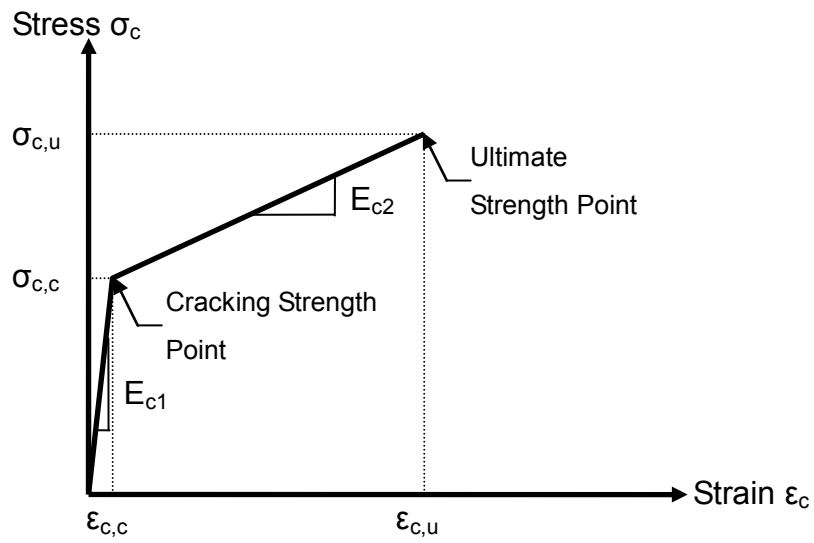


圖 3.19 交會區混凝土雙線性應力-應變關係圖

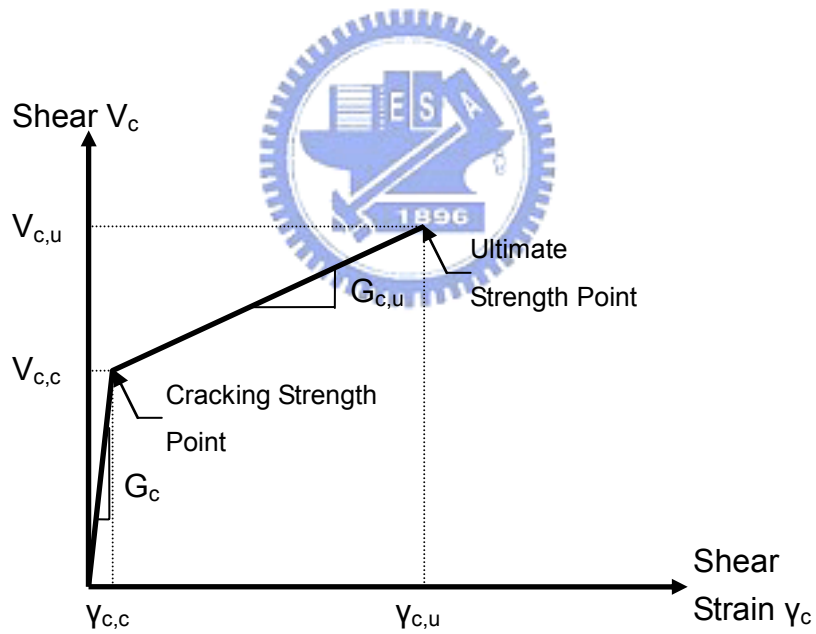


圖 3.20 鋼管之剪力與變形模型

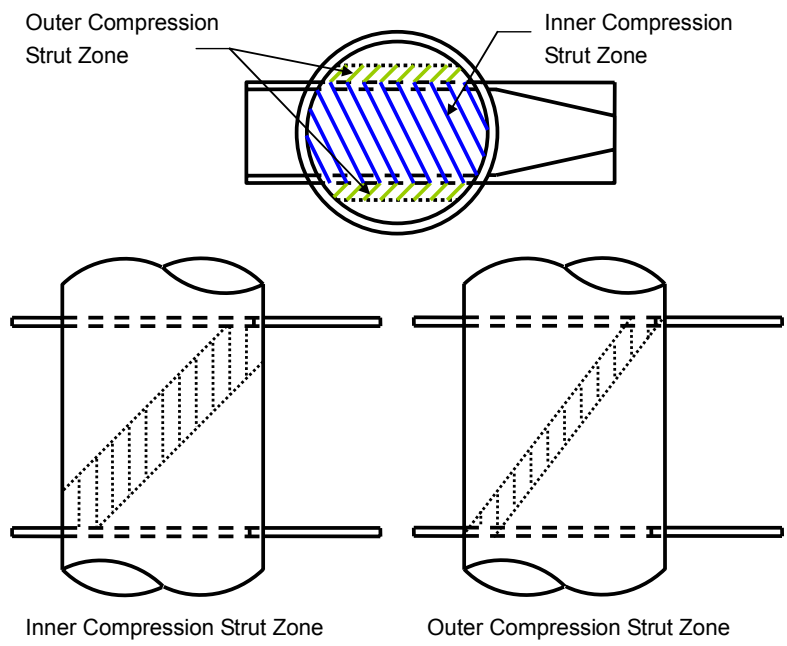


圖 3.21 內外壓桿示意圖

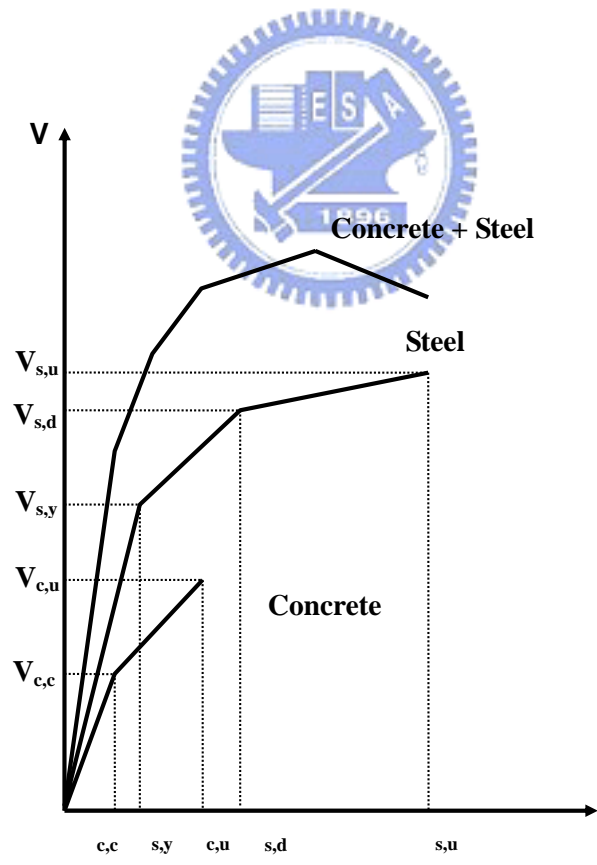


圖 3.22 鋼管與混凝土疊加之梁柱交會區理論折線圖

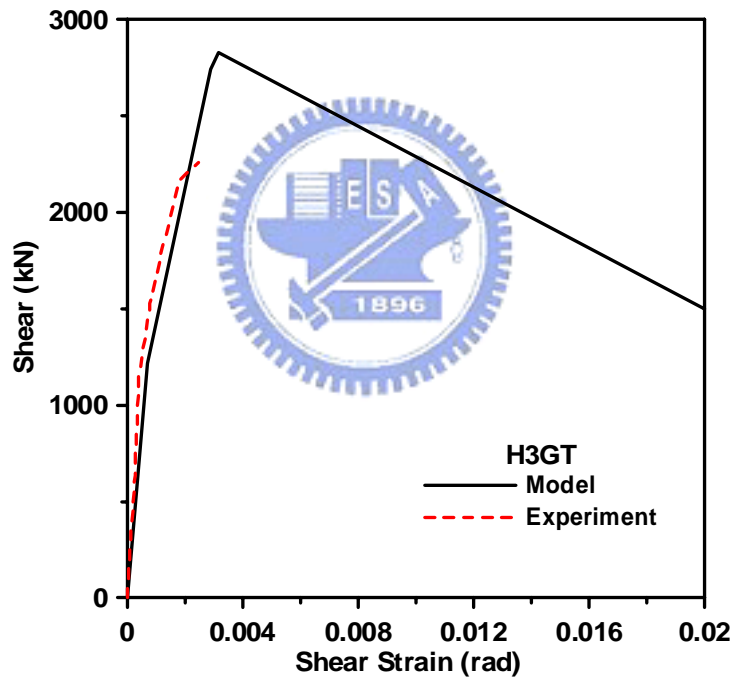
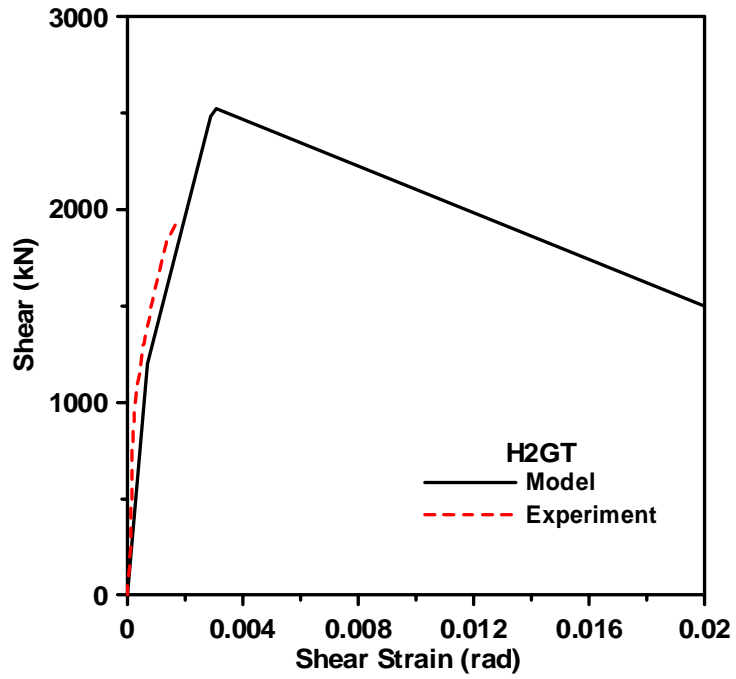


圖 3.23 交會區剪力-剪應變實驗曲線與理論模型之比較

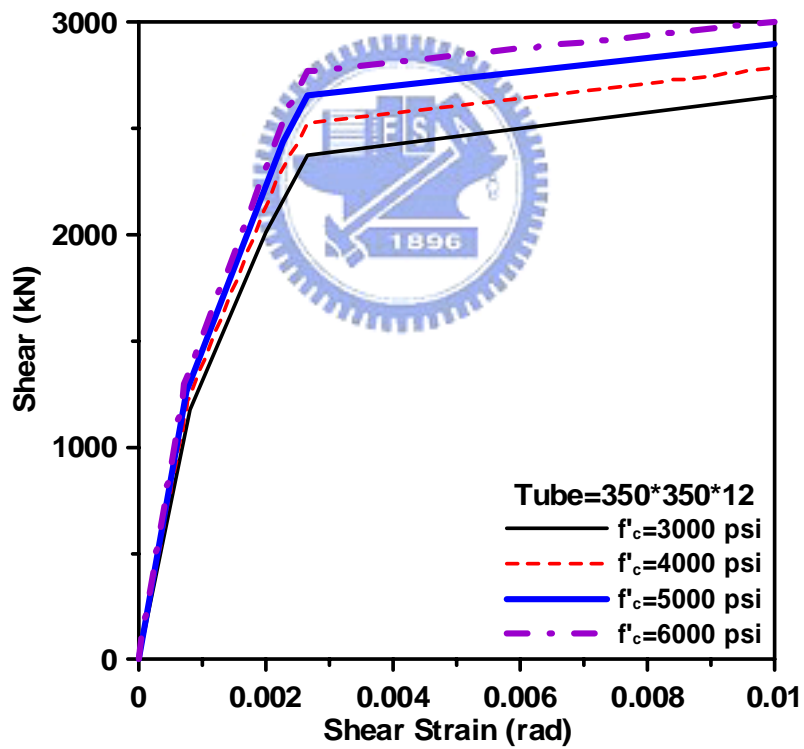
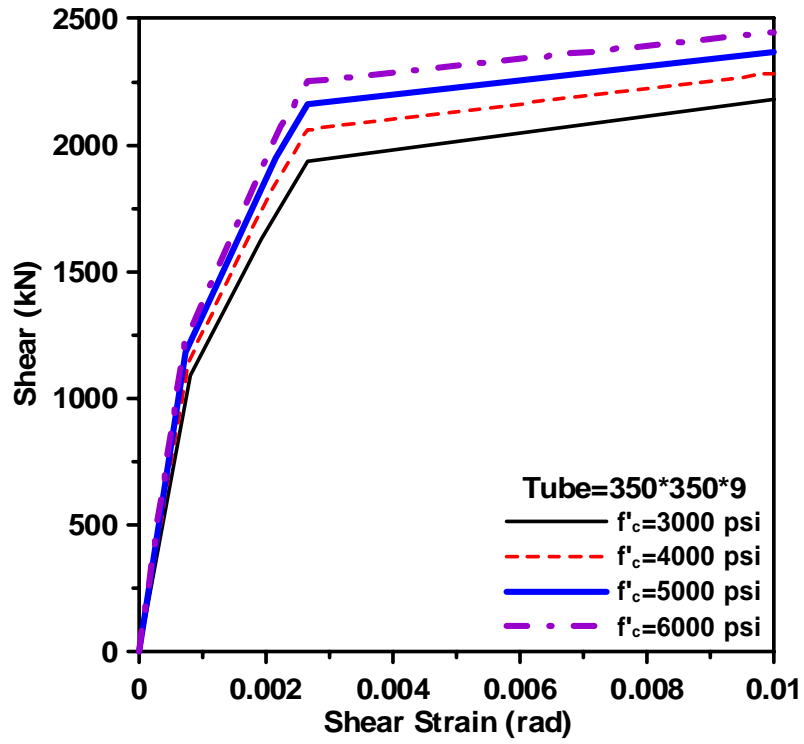
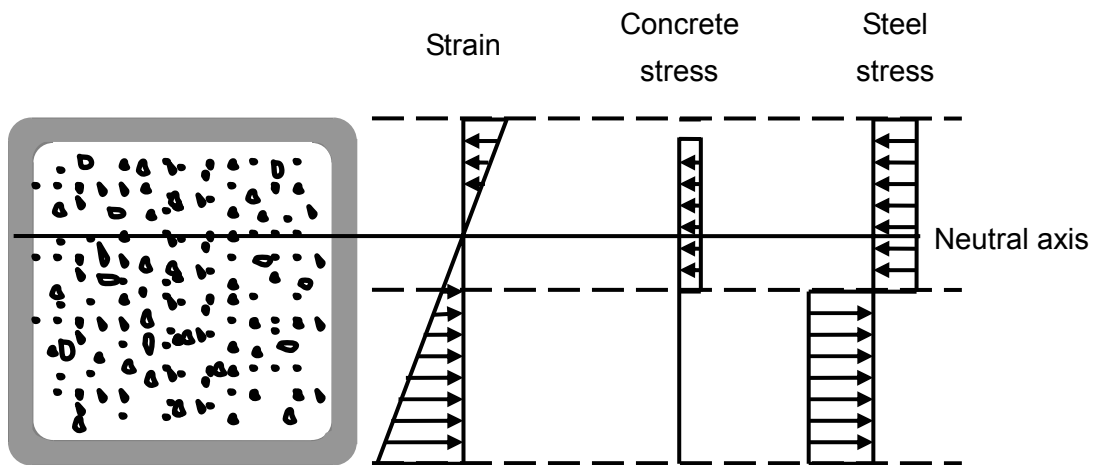
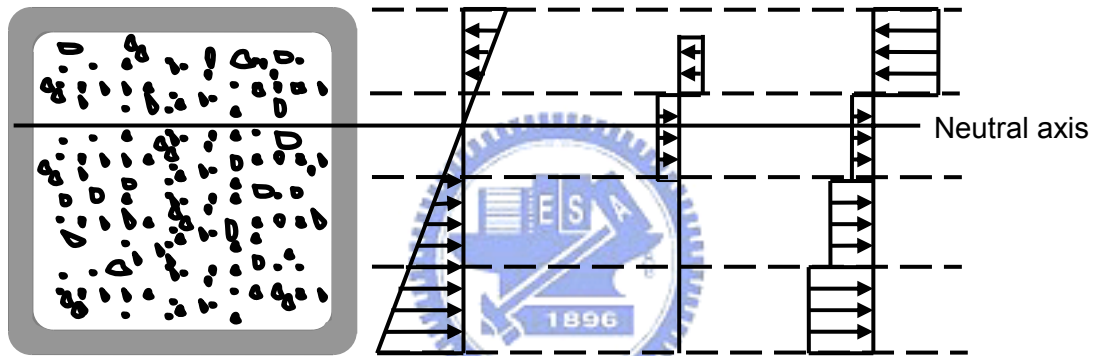


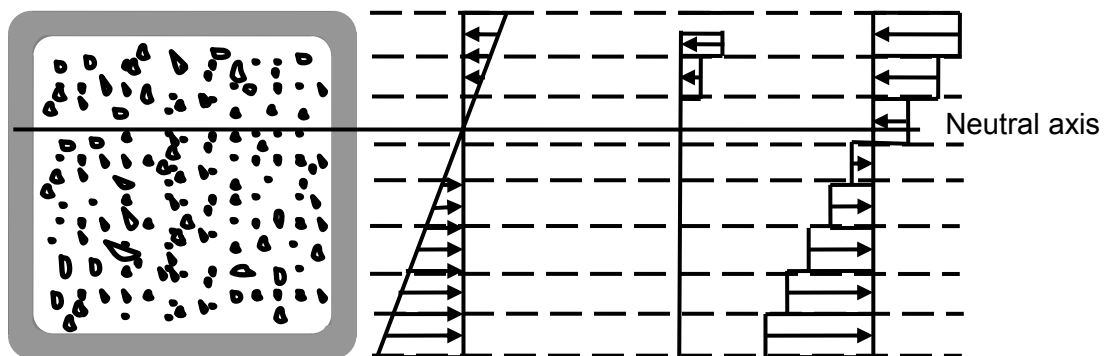
圖 3.24 參數研究之結果比較示意圖



(a) Number of fiber elements = 2



(b) Number of fiber elements = 4



(c) Number of fiber elements = 8

圖 3.25 斷面纖維元素收斂性示意圖

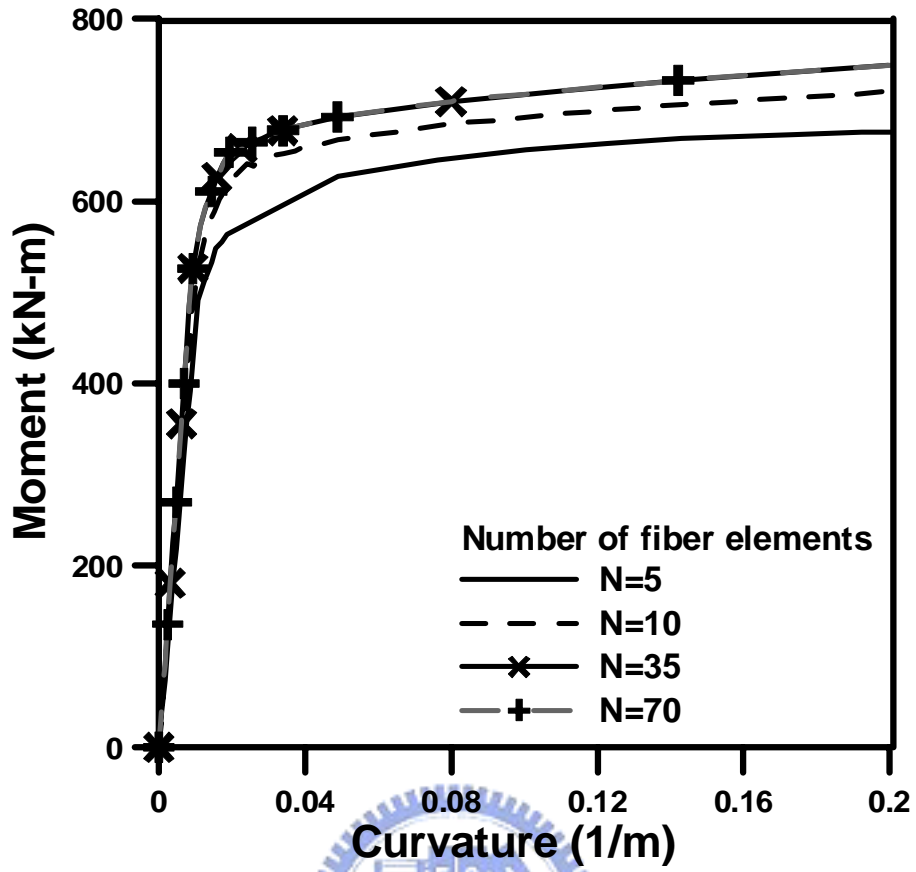


圖 3.26 斷面收斂性分析比較圖

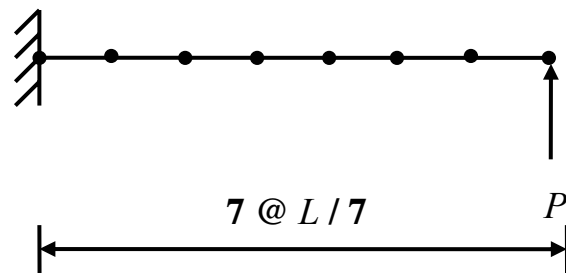


圖 3.27 等長度桿件收斂性模型示意圖

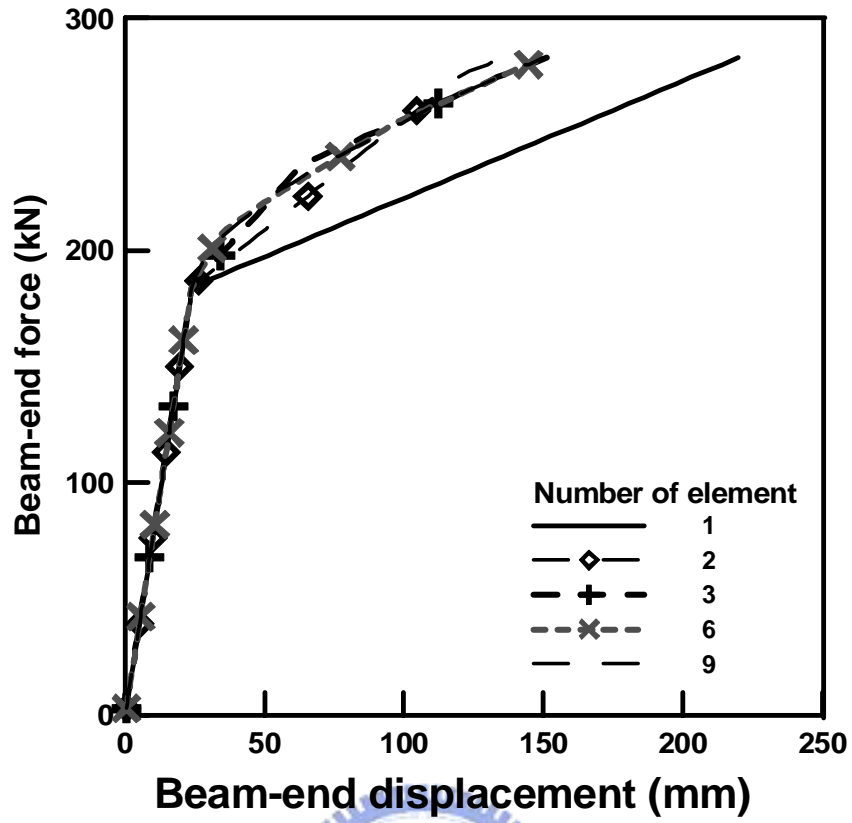


圖 3.28 等長度切段元素收斂性比較圖

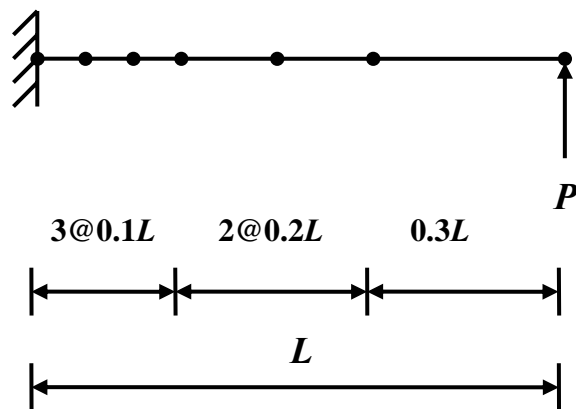


圖 3.29 非等長度桿件收斂性模型示意圖

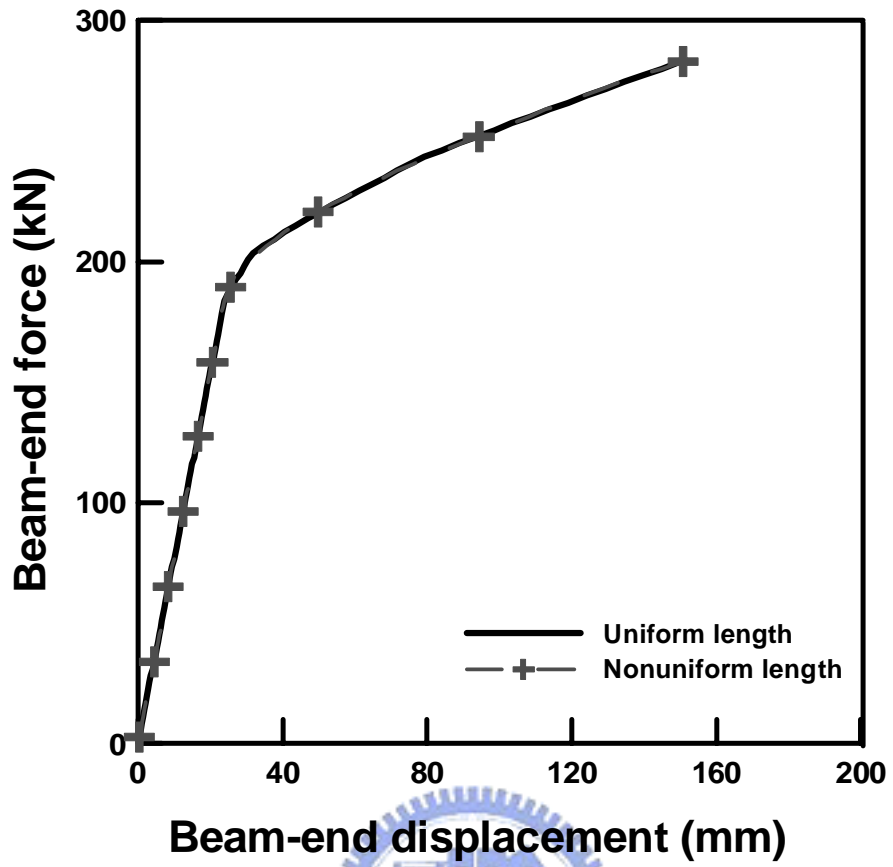


圖 3.30 等長度與非等長度桿件收斂性比較圖

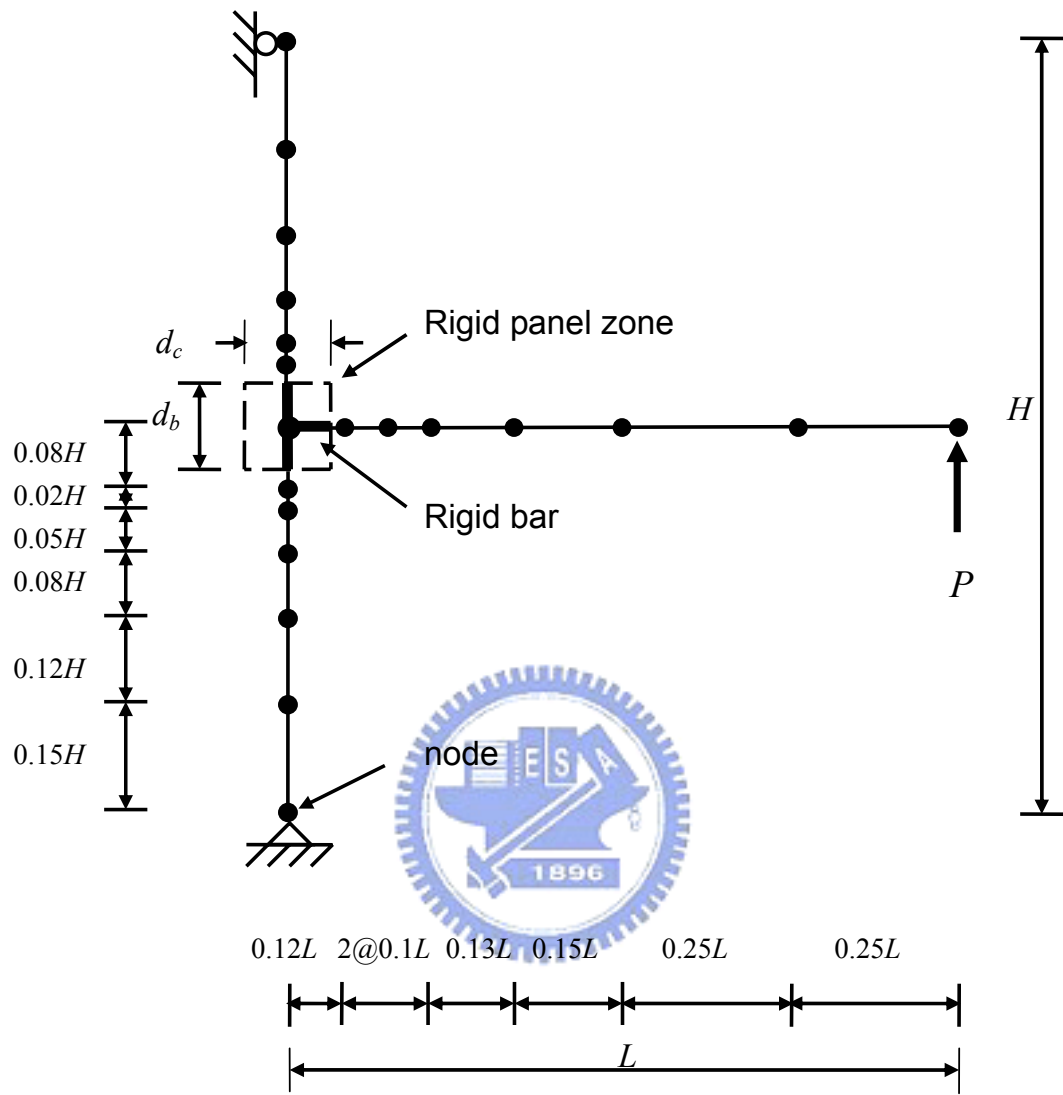


圖 3.31 剛接交會區之 T 型外部接頭子結構模型圖

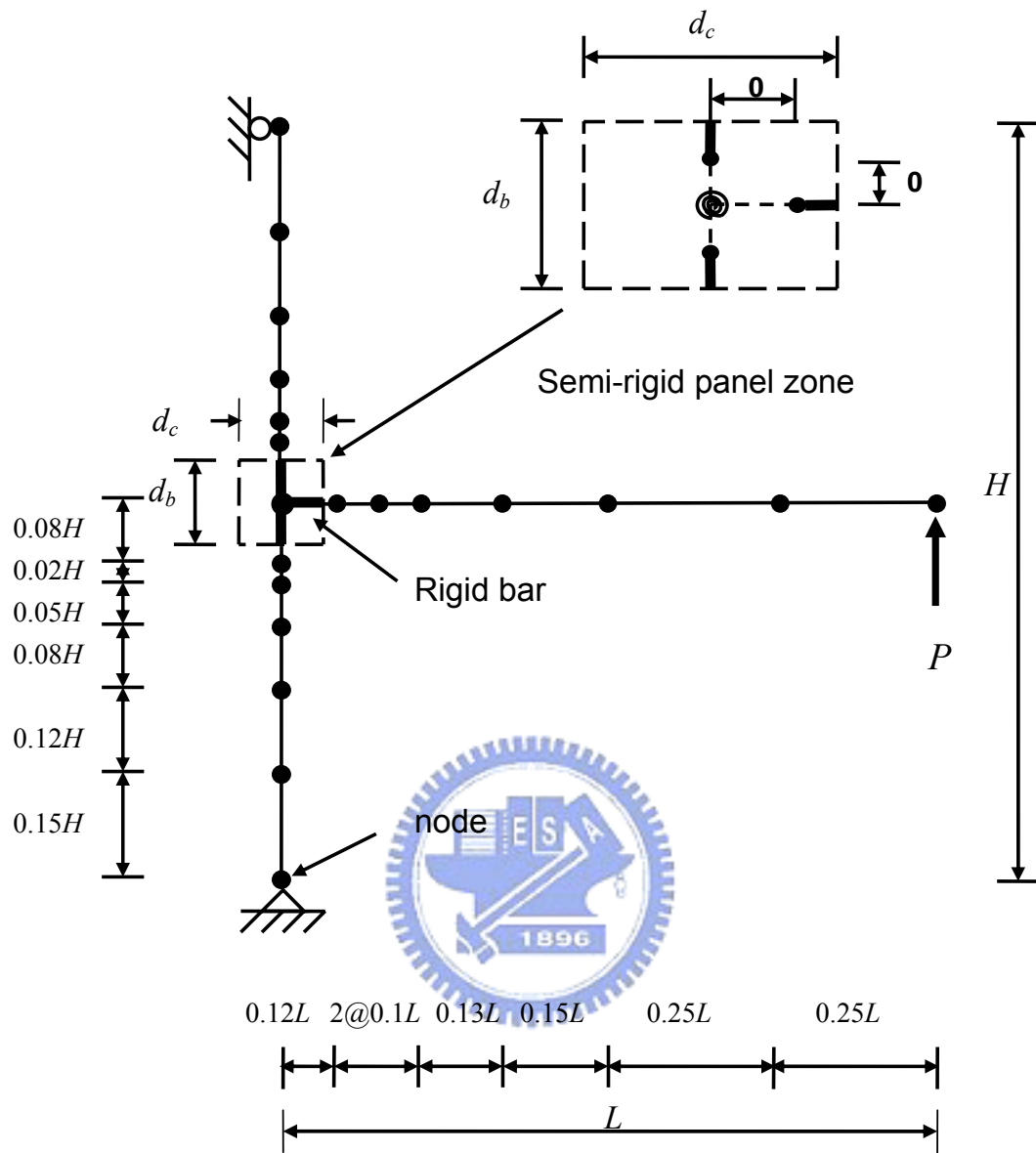
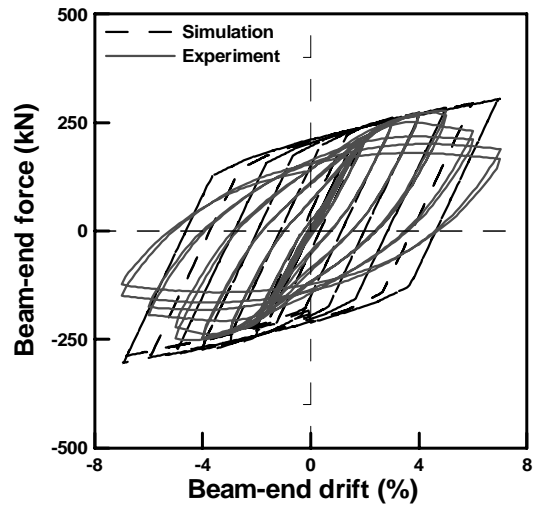
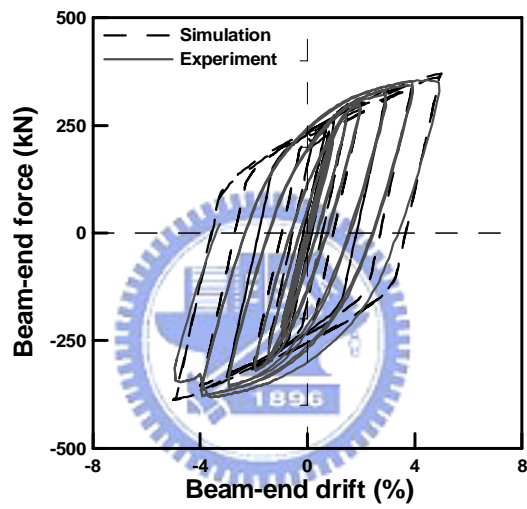


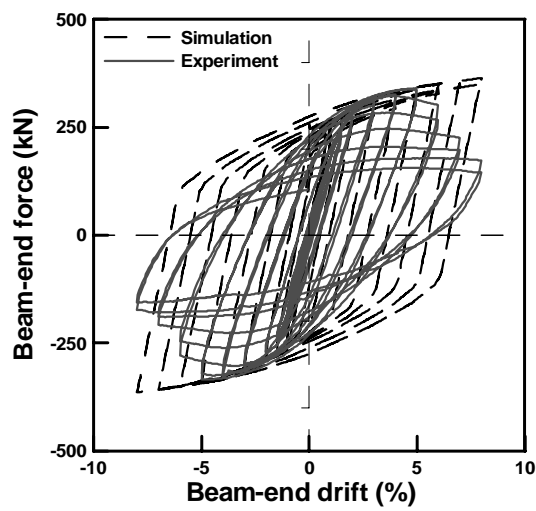
圖 3.32 半剛接交會區之 T 型外部接頭子結構模型圖



(a) 全梁貫入式接頭 H4BT



(b) 外橫隔板式接頭 CL-S-5



(c) 雙向螺栓式接頭 FSBE6=8=10

圖 3.33 實驗與分析結果之遲滯迴圈比較圖

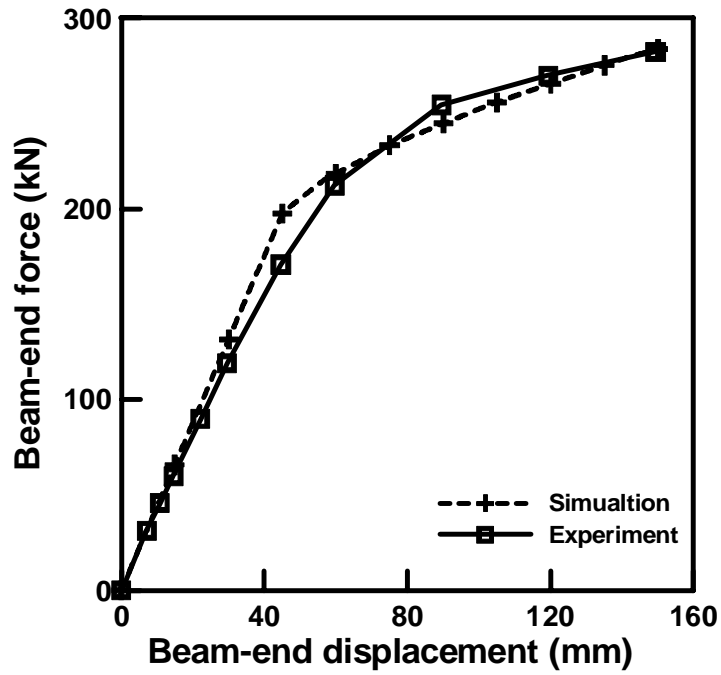


圖 3.34 全梁貫穿式接頭 H4BT 模擬結果與實驗結果之比較

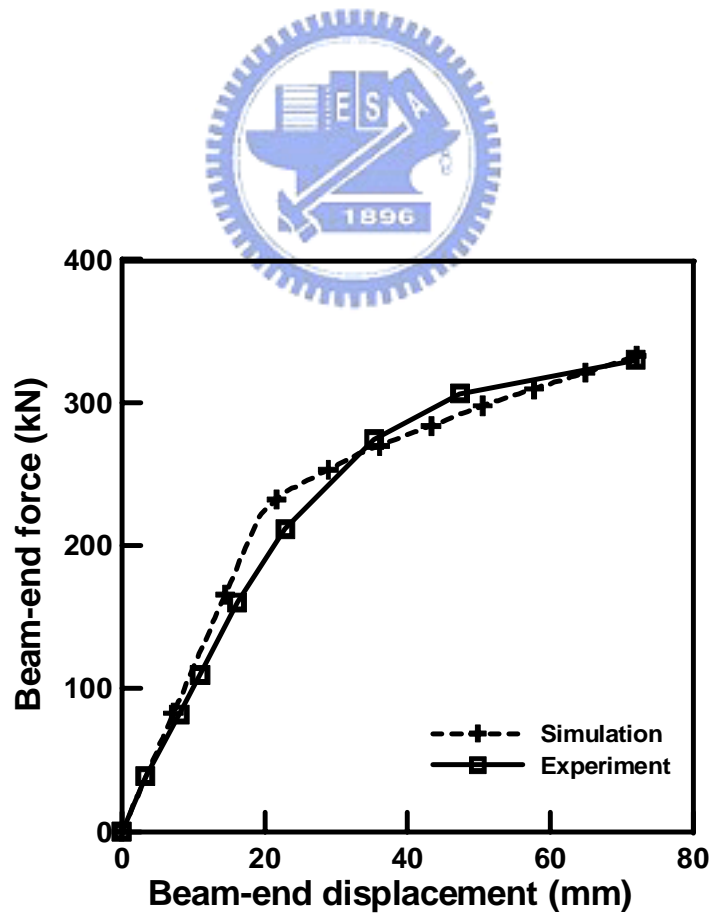


圖 3.35 外橫隔板式接頭 CL-S-2 模擬與實驗結果比較

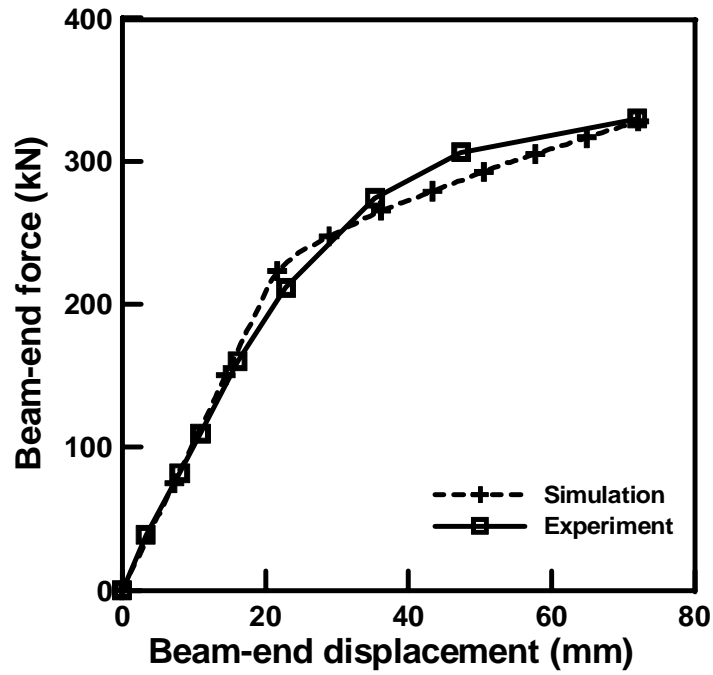


圖 3.36 外橫隔板式接頭 CL-S-5 模擬與實驗結果比較

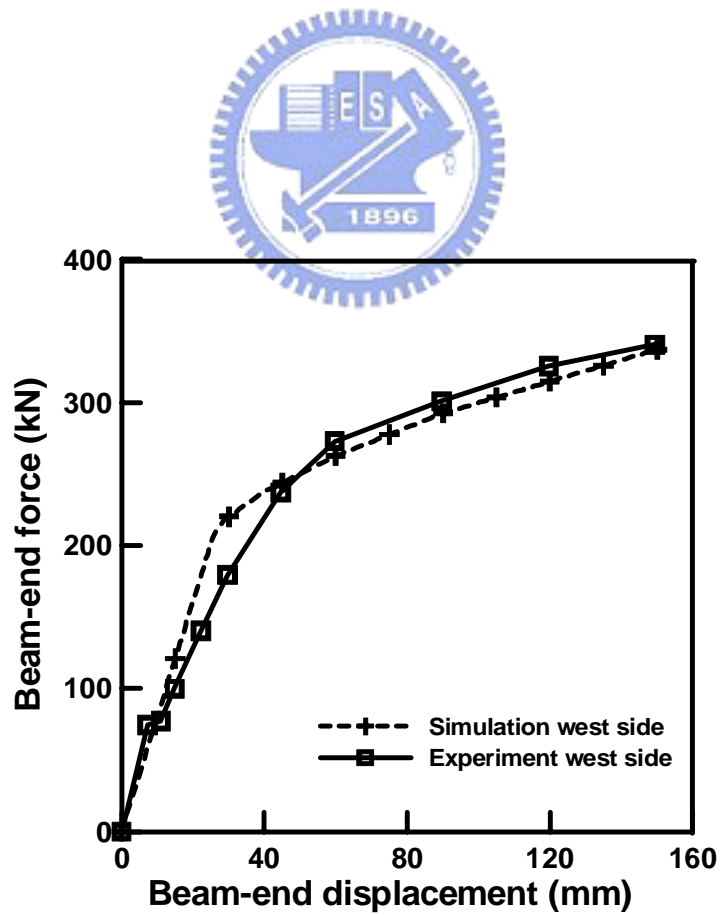


圖 3.37 雙向螺栓式接頭 FSBE6=10=8 西側模擬與實驗結果

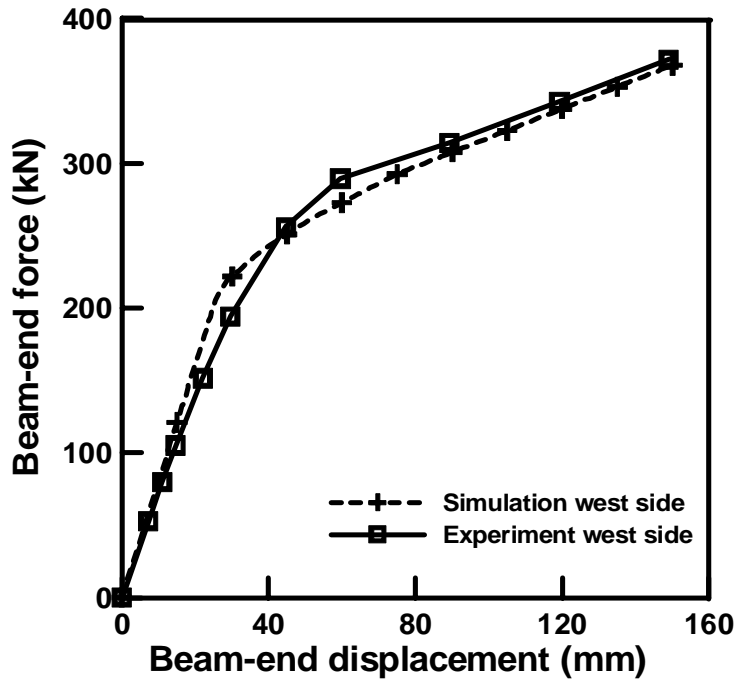


圖 3.38 雙向螺栓式接頭 FSBE8=10=6 西側模擬與實驗結果

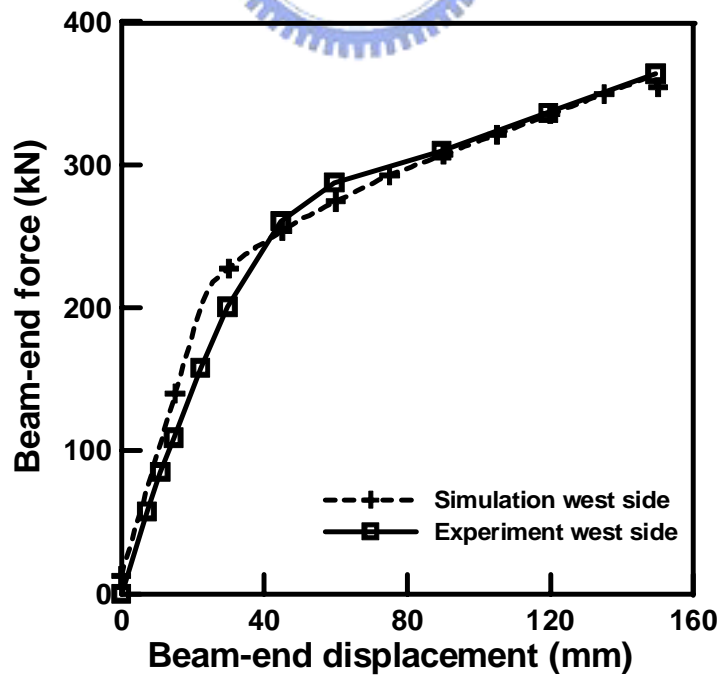


圖 3.39 雙向螺栓式接頭 FSBE10=10=4 西側模擬與實驗結果

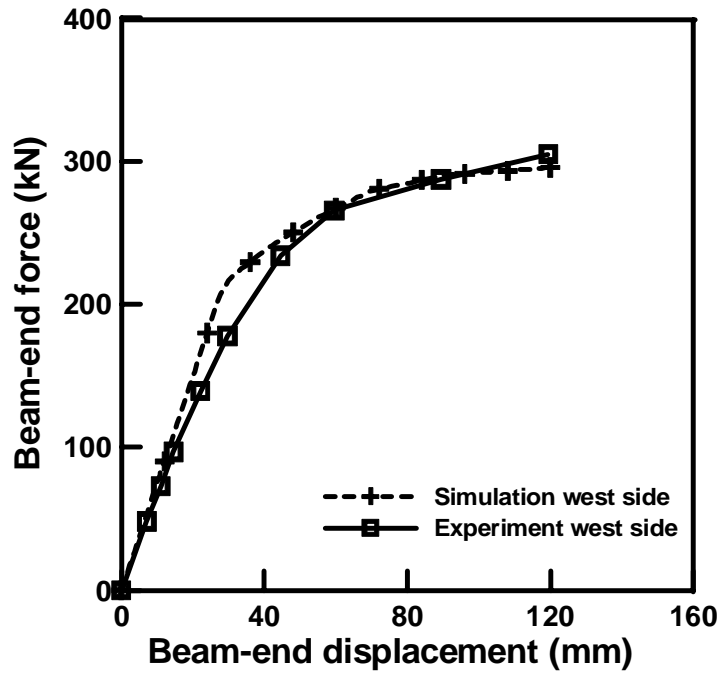


圖 3.40 雙向螺栓式接頭 FSBW=6=8=8 西側模擬與實驗結果

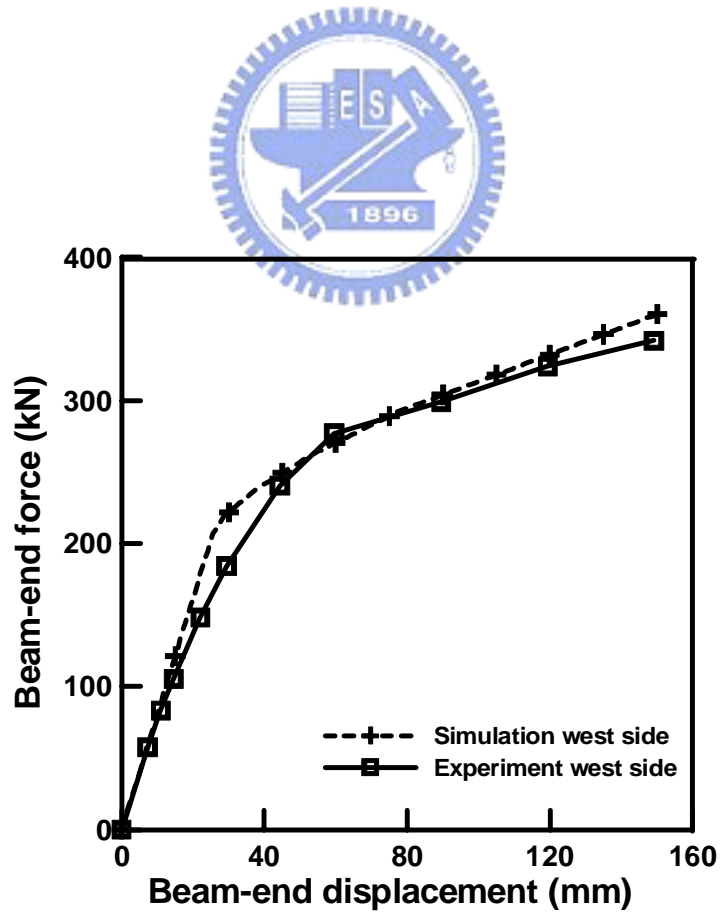


圖 3.41 雙向螺栓式接頭 FSBW8=8=6 西側模擬與實驗結果

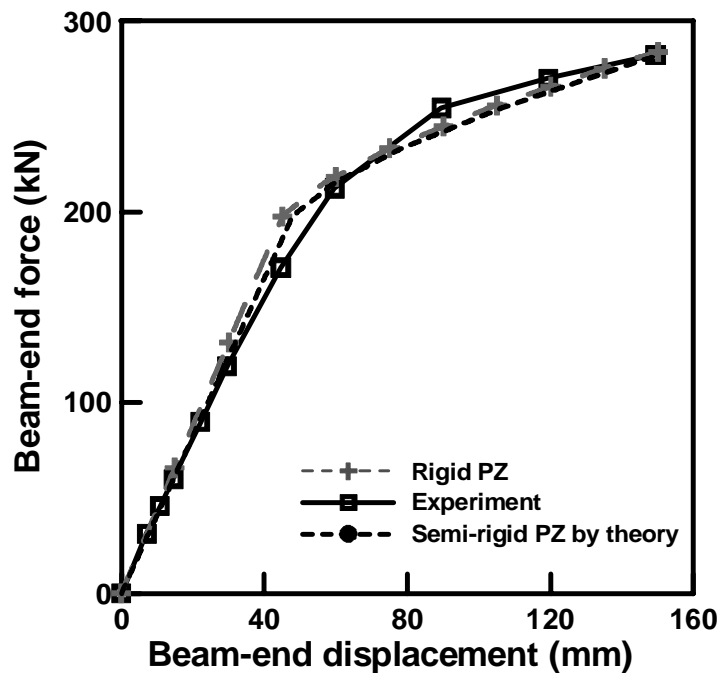


圖 3.42 理論交會區強度之子結構模型與實驗之比較

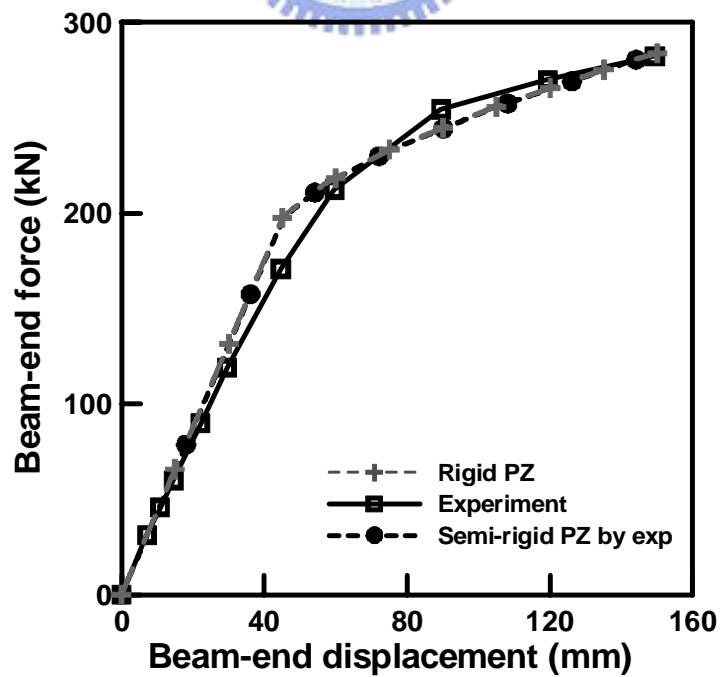


圖 3.43 實驗交會區強度之子結構模型與實驗之比較

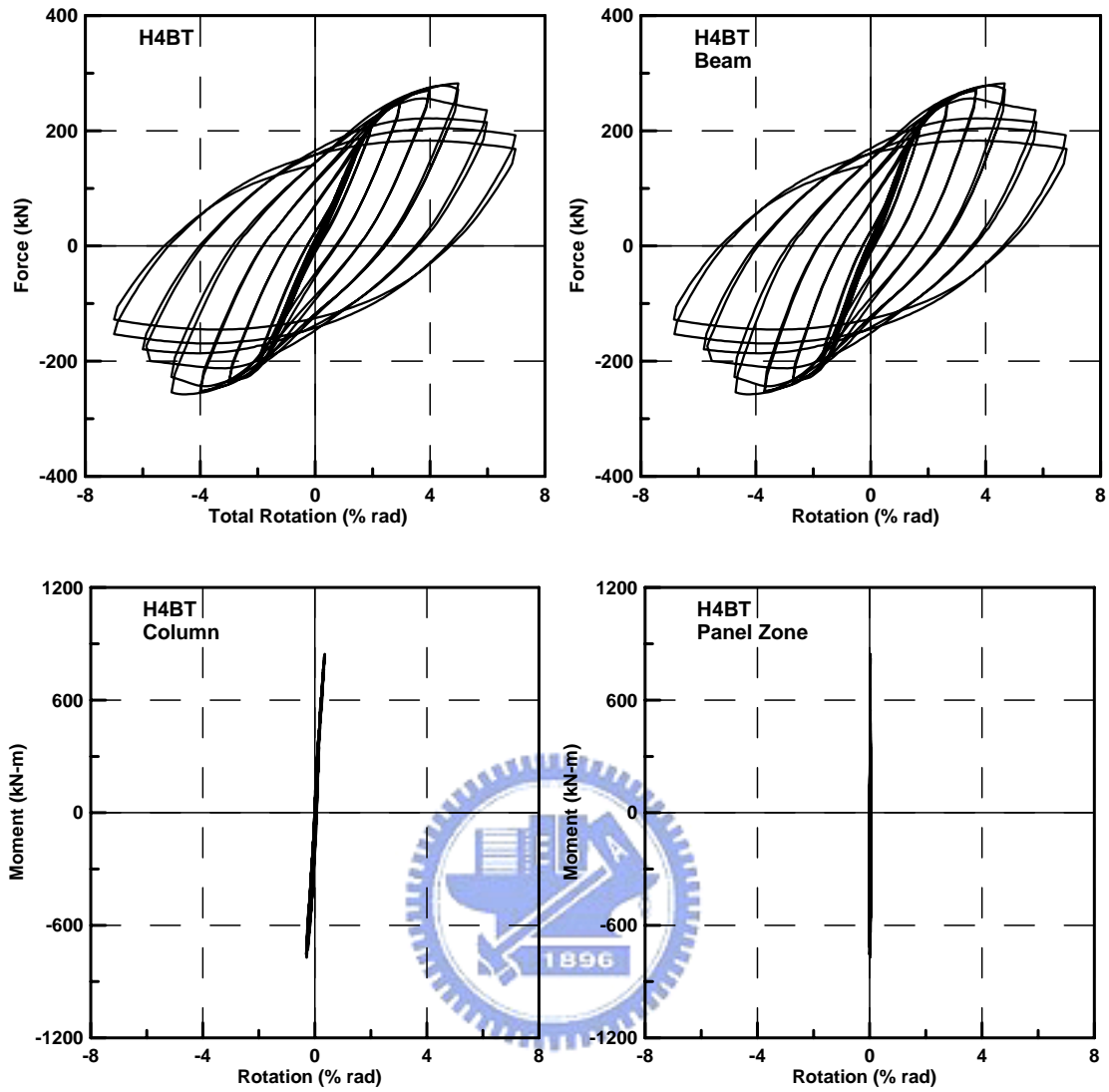


圖 3.44 試體 H4BT 變形分離之遲滯迴圈圖 (陳誠直與林南交 2003)

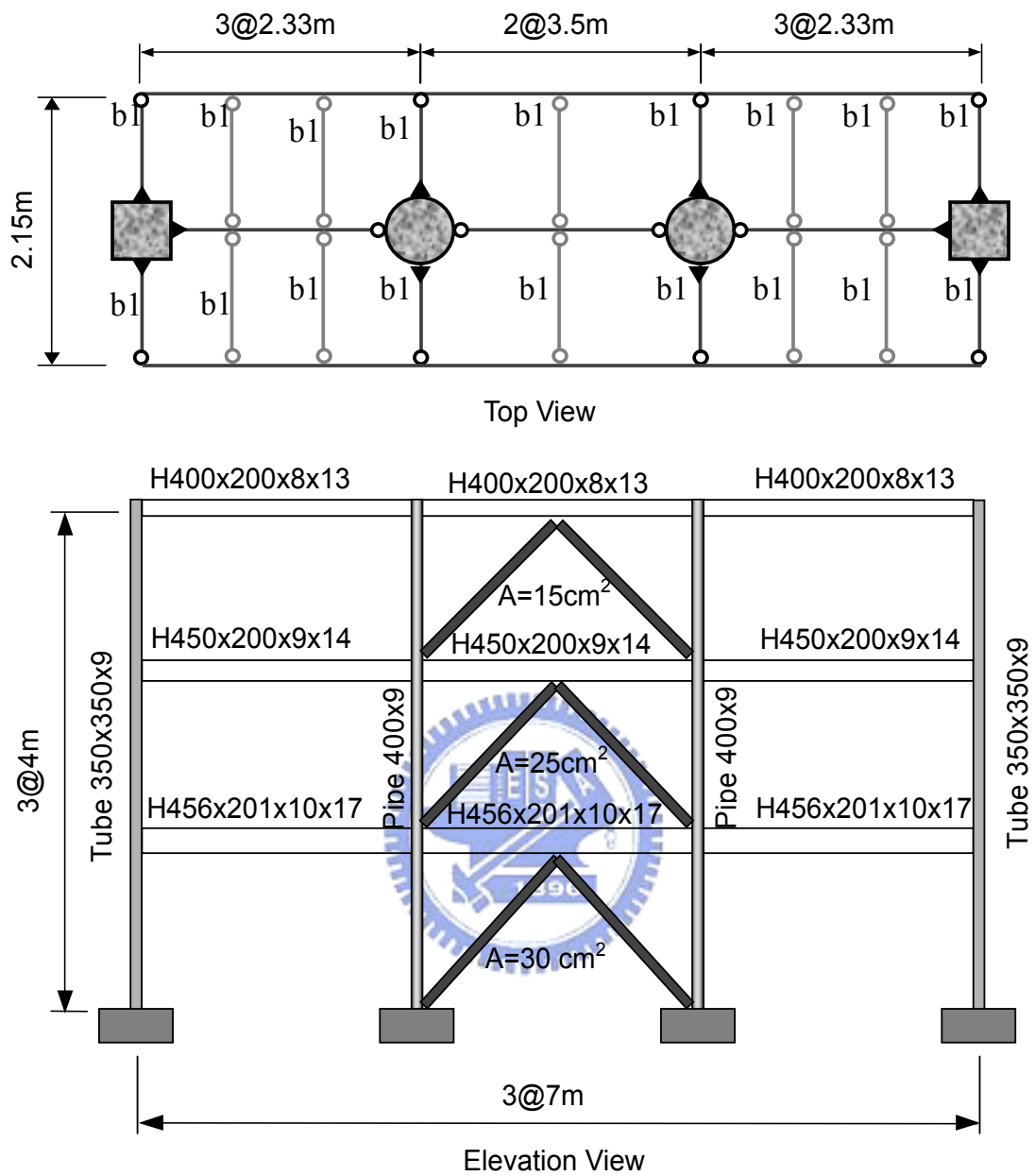


圖 4.1 CFT/BRB 構架配置圖

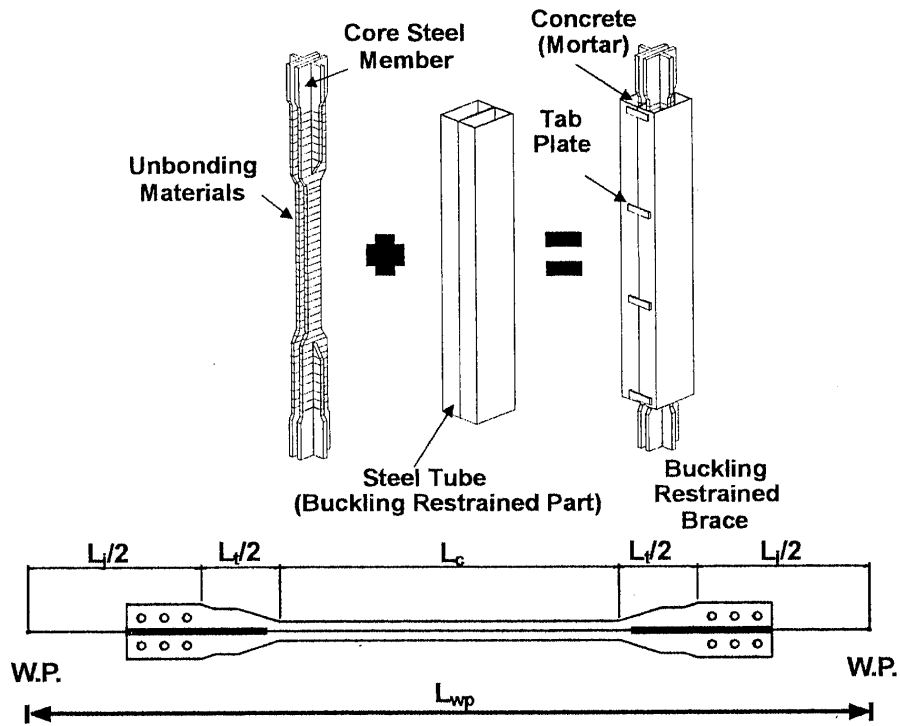


圖 4.2 BRB 構造示意圖 (Tsai, 2003)

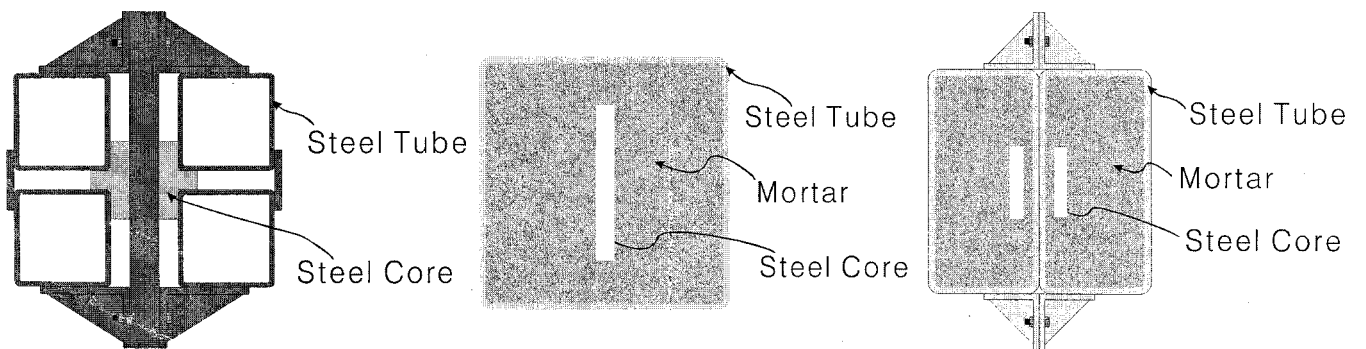
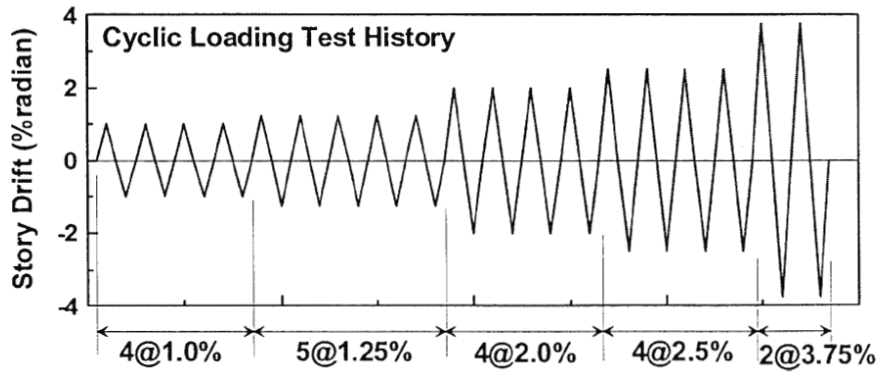
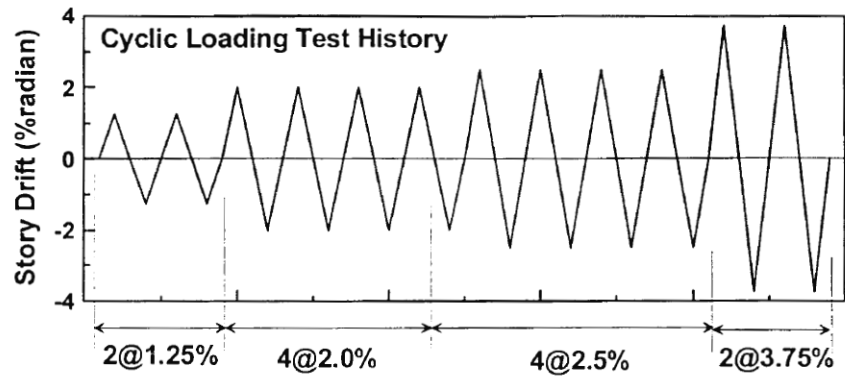


圖 4.3 各樓層 BRB 斷面示意圖



(a) Phase I



(b) Phase II

圖 4.4 往覆載重歷時示意圖 (蕭博謙 2004)

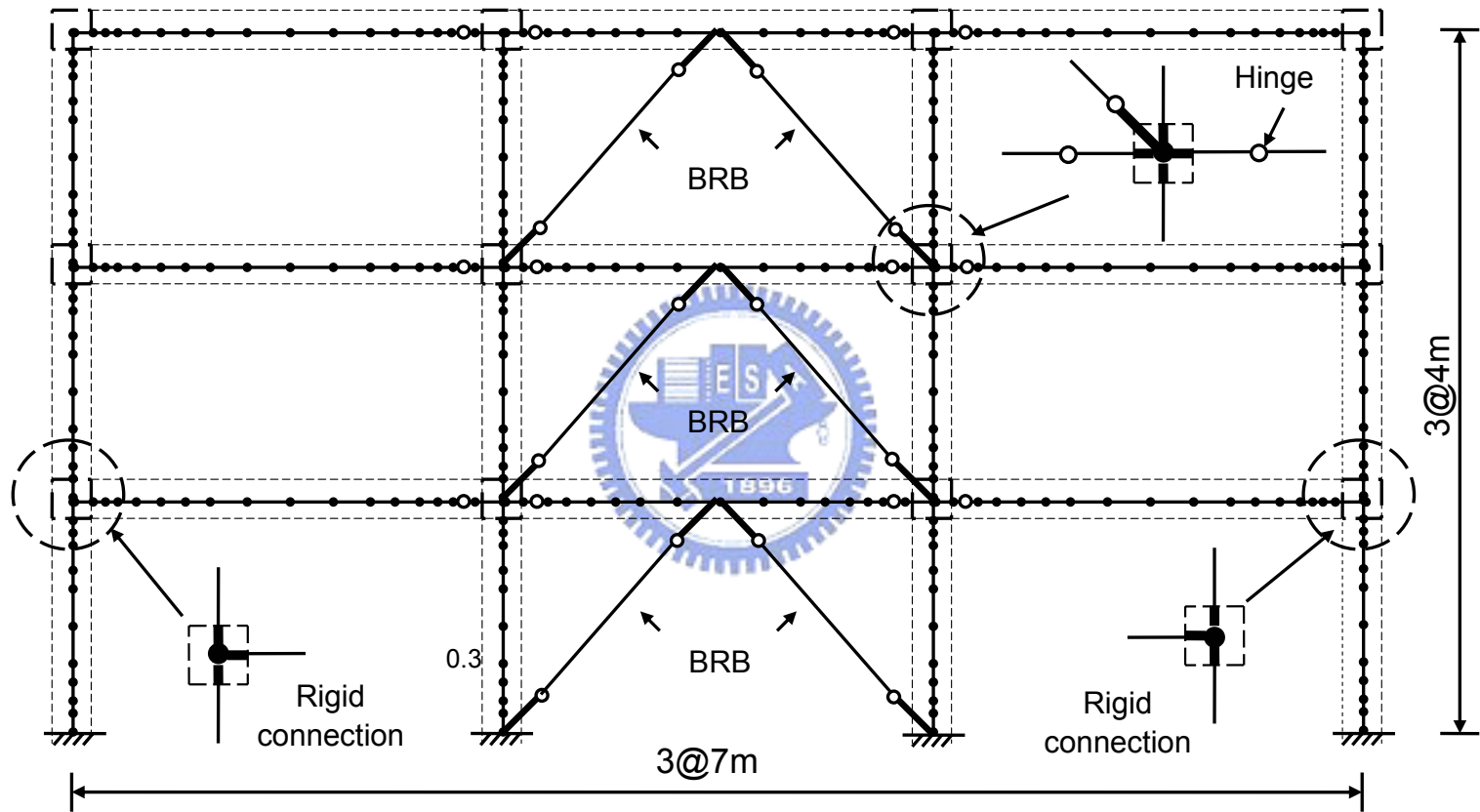


圖 4.5 實尺寸構架模型圖

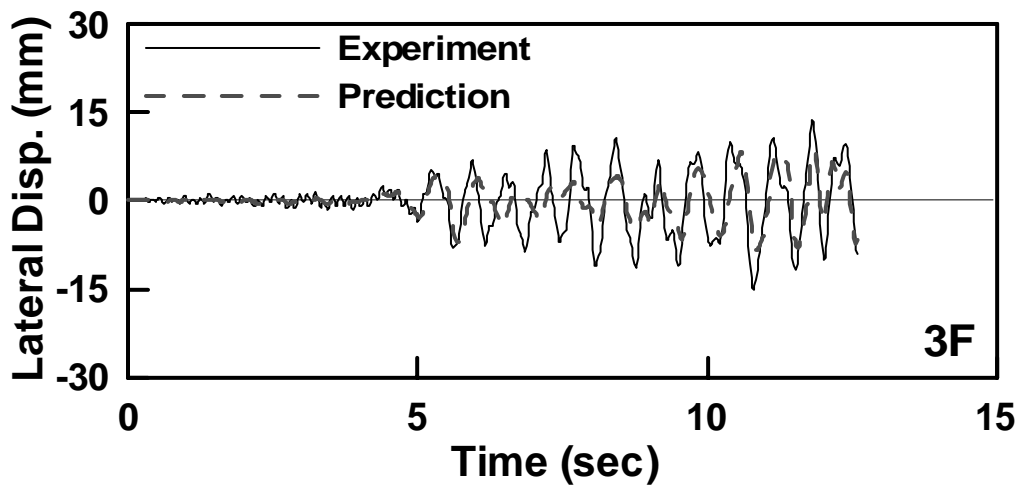
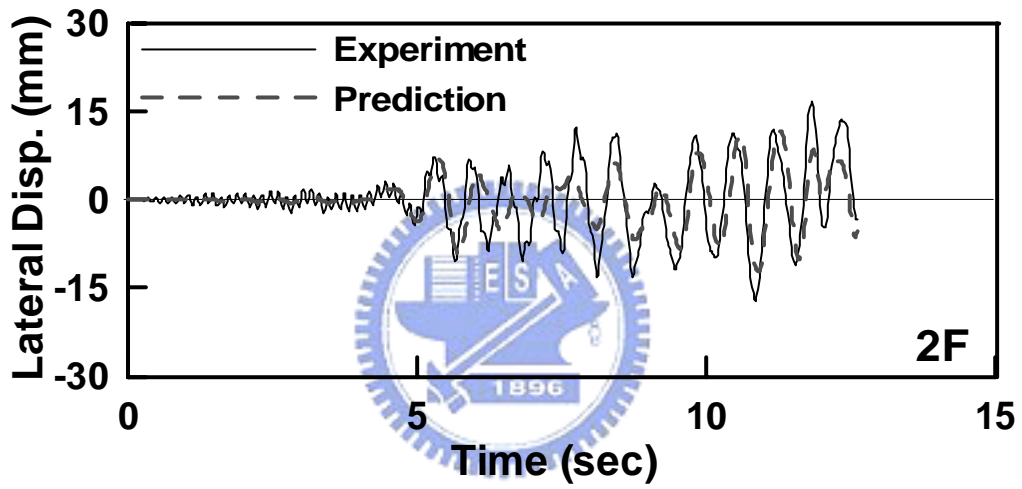
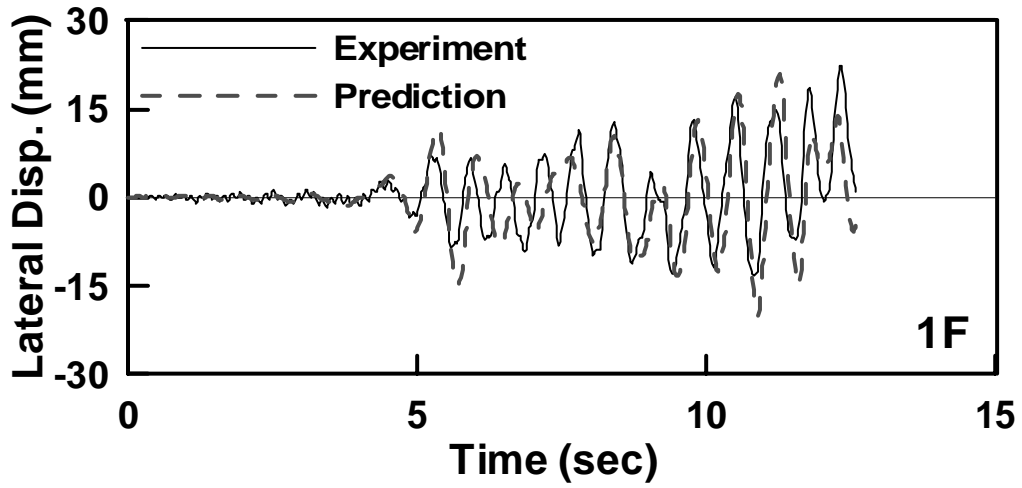


圖 4.6 Phase I Test 1 各樓層相對側位移歷時比較圖

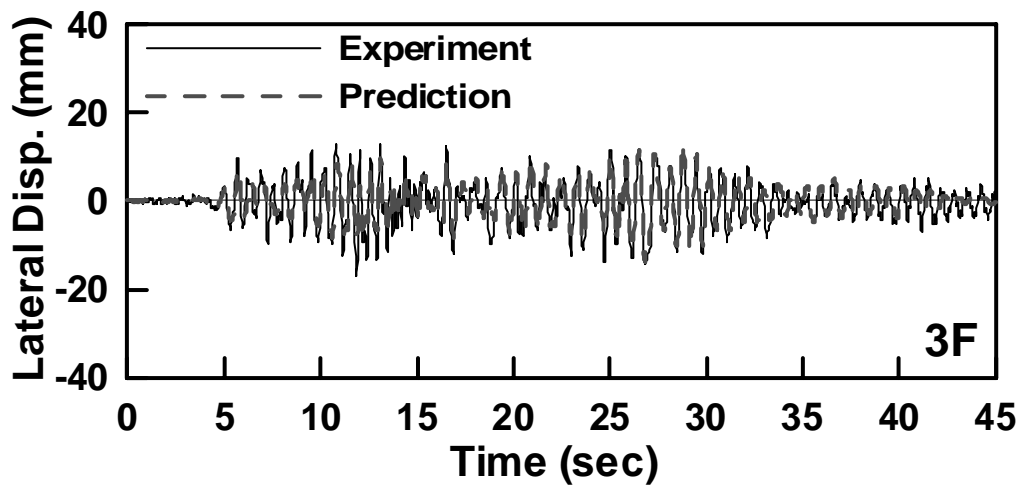
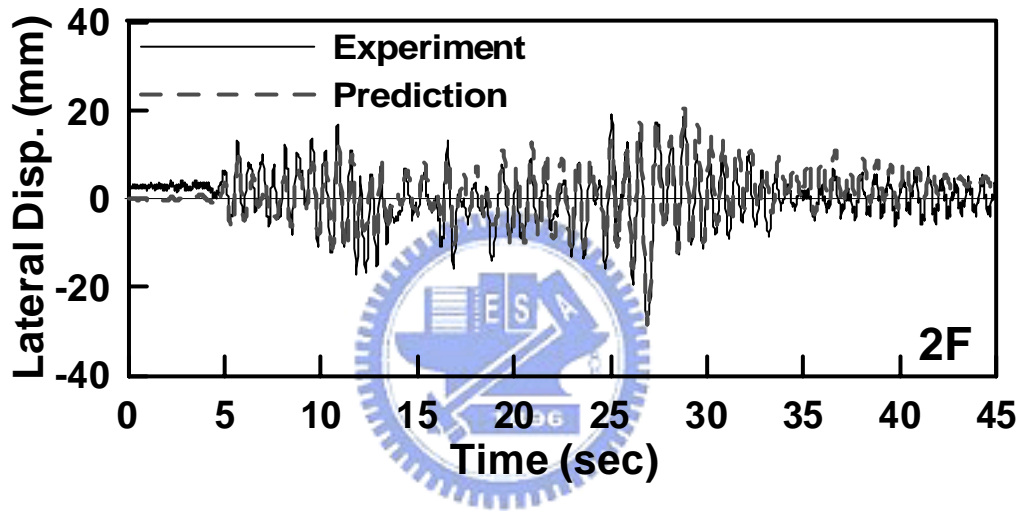
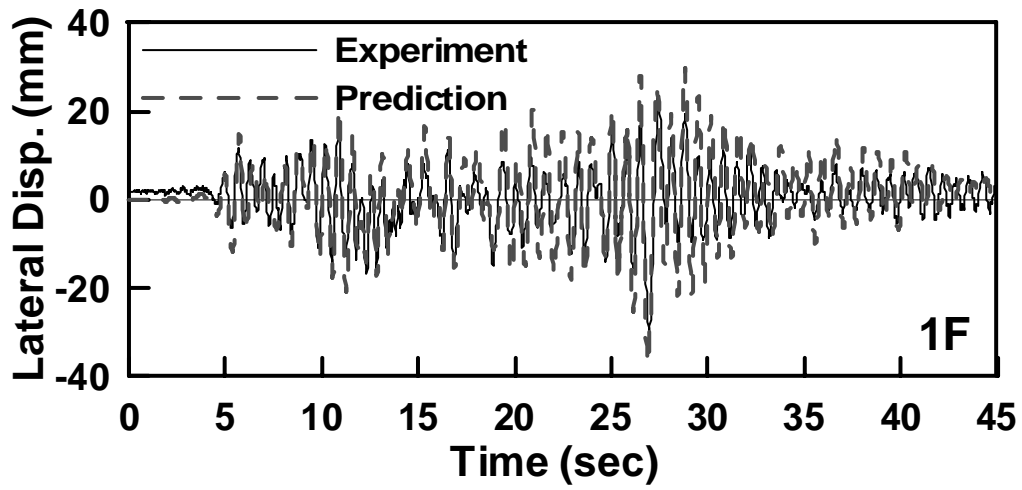


圖 4.7 Phase I Test 2 各樓層相對側位移歷時比較圖

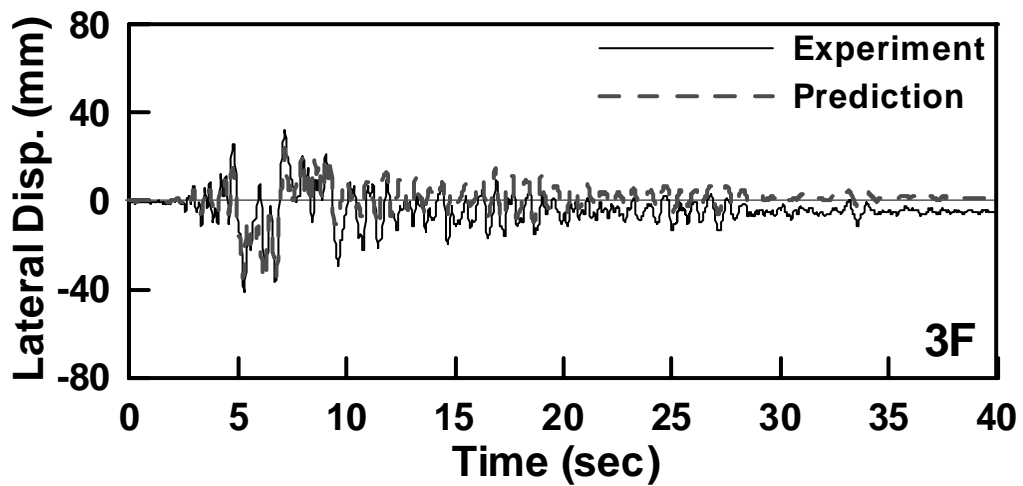
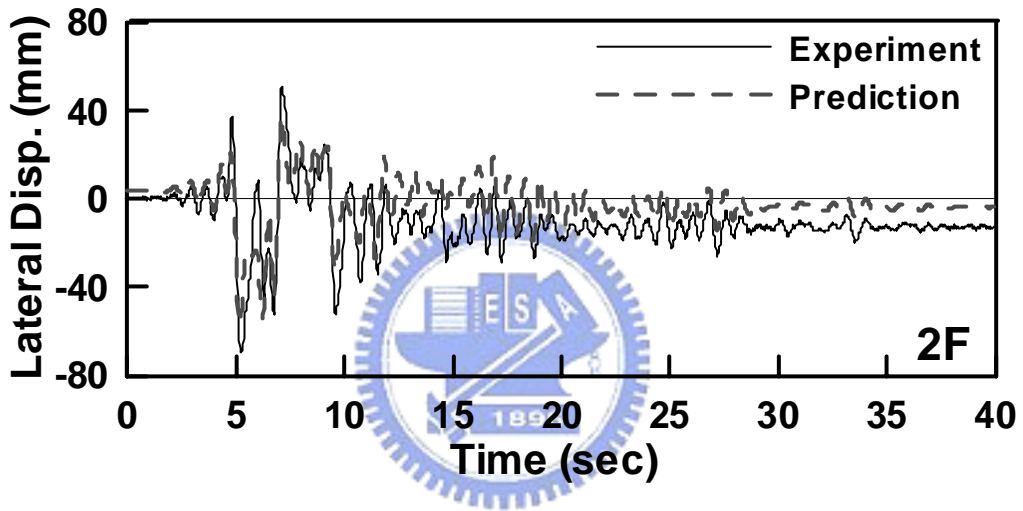
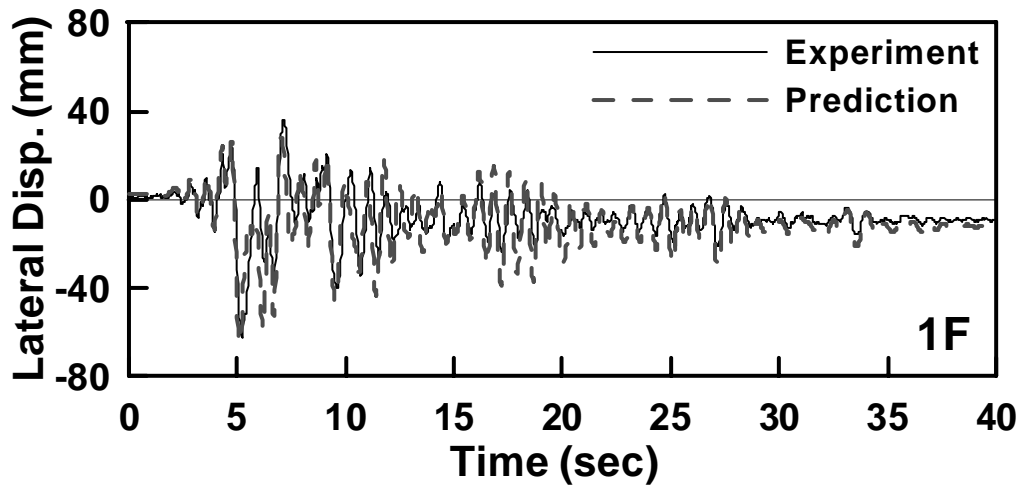


圖 4.8 Phase I Test 3 各樓層相對側位移歷時比較圖

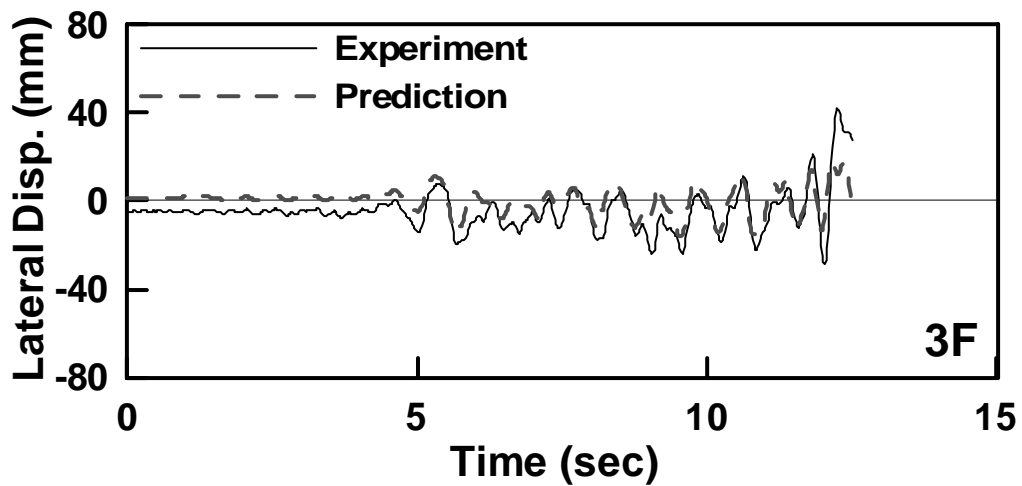
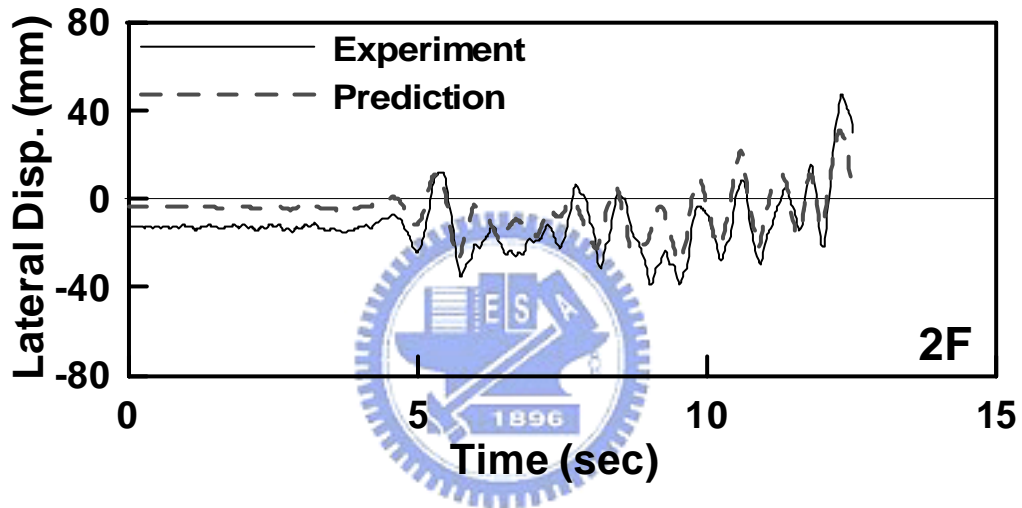
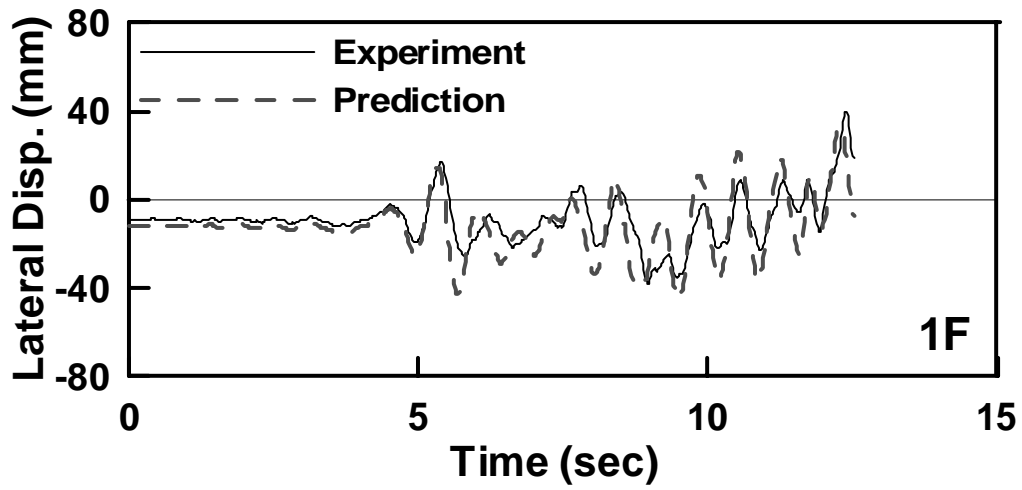


圖 4.9 Phase I Test 4 各樓層相對側位移歷時比較圖

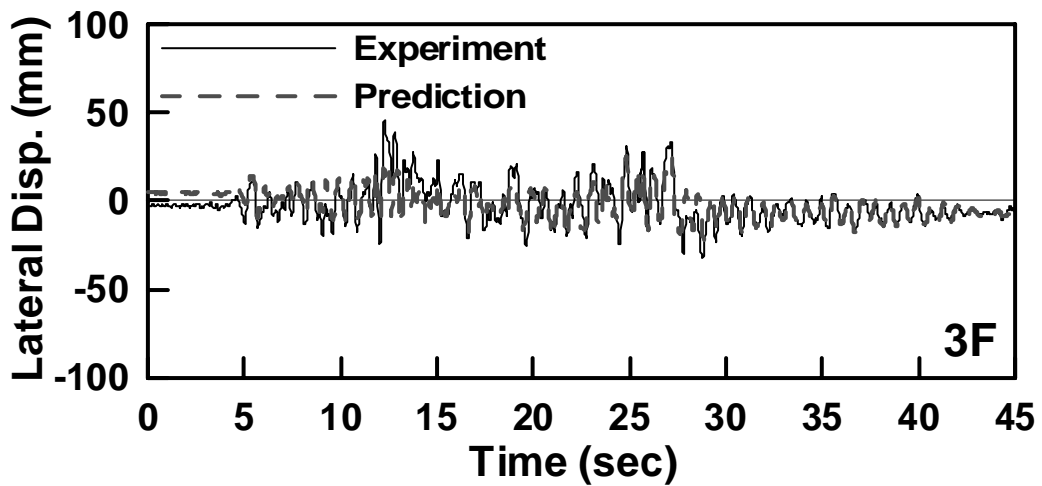
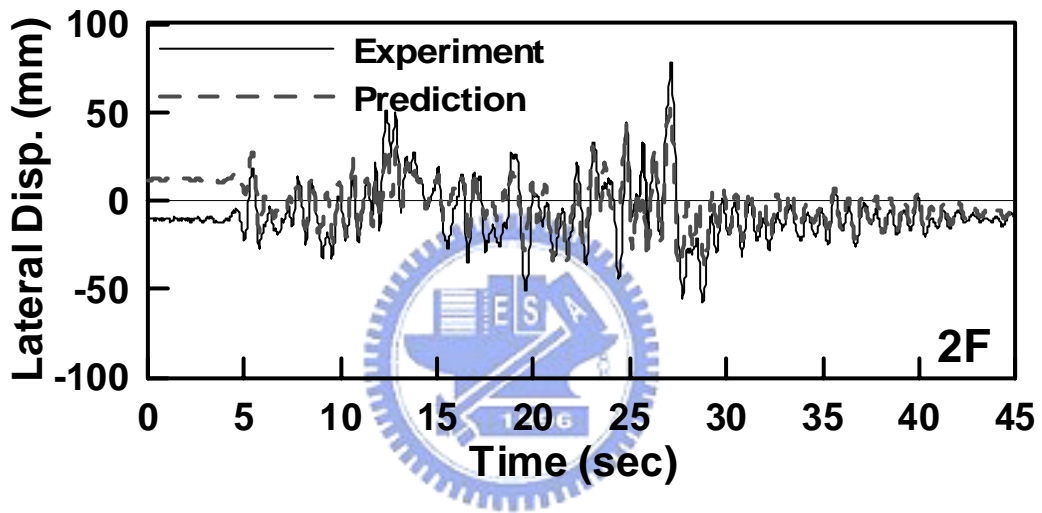
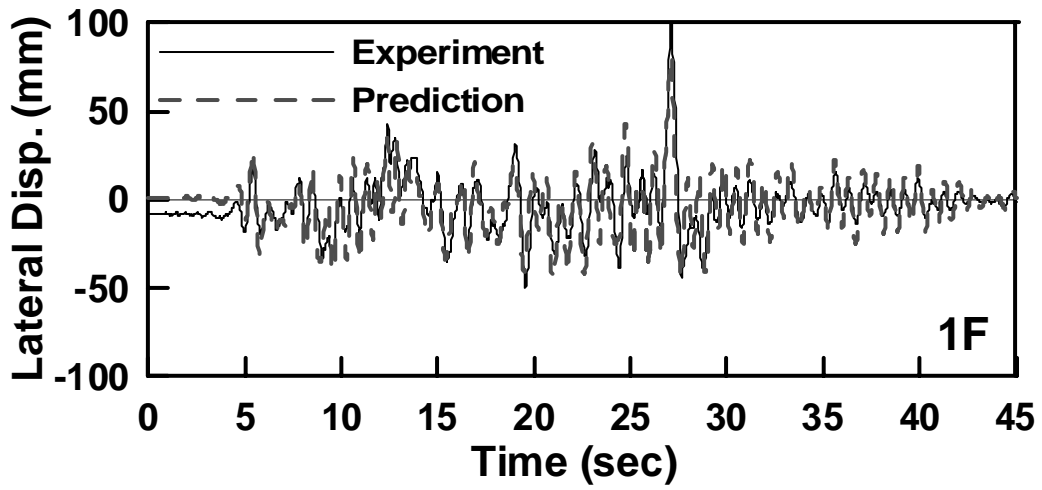


圖 4.10 Phase I Test 5 各樓層相對側位移歷時比較圖

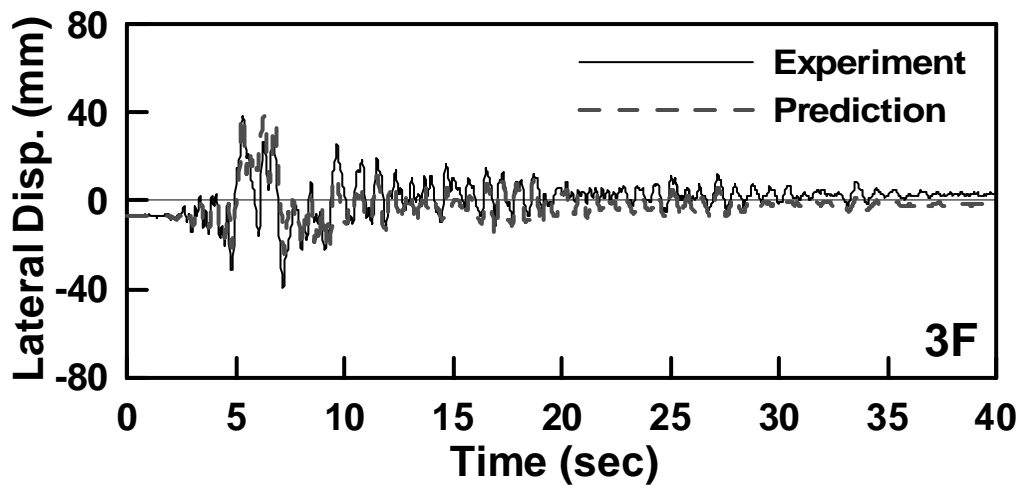
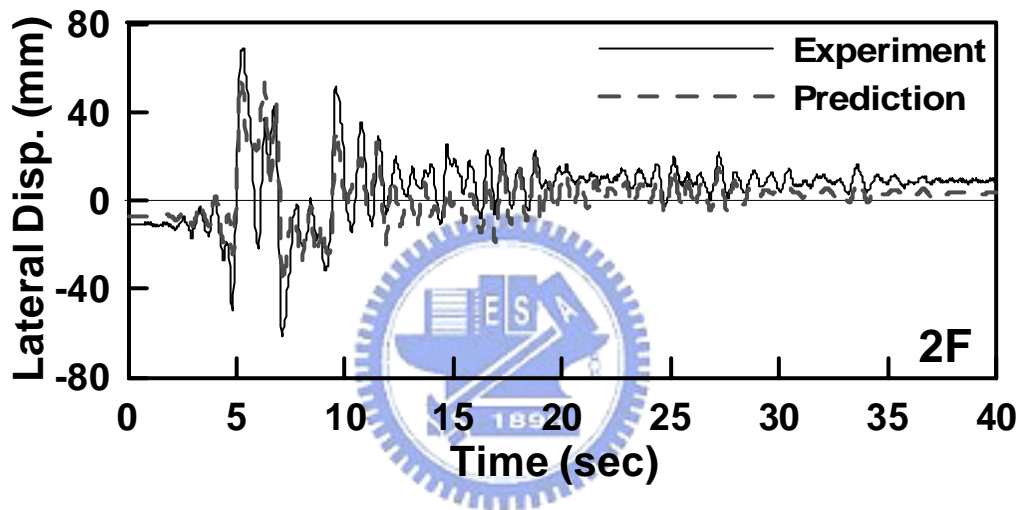
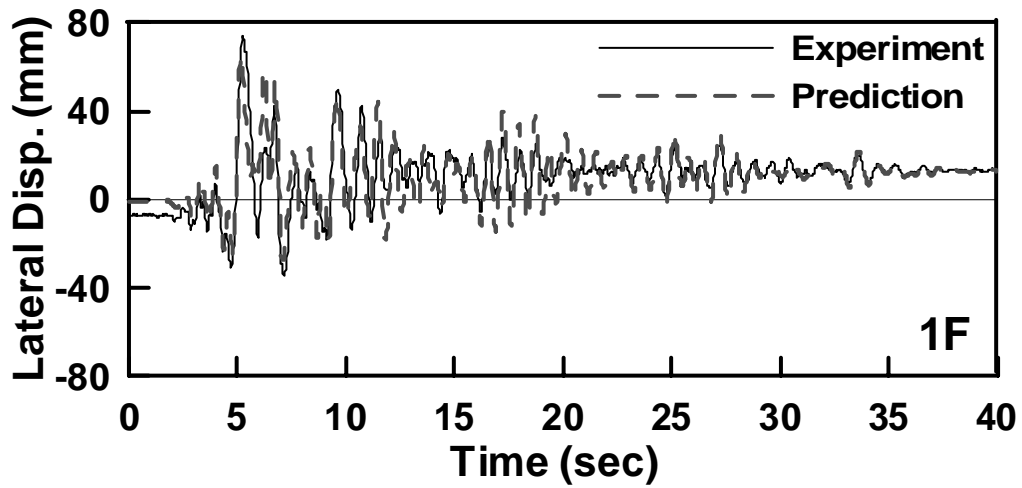


圖 4.11 Phase I Test 6 各樓層相對側位移歷時比較圖

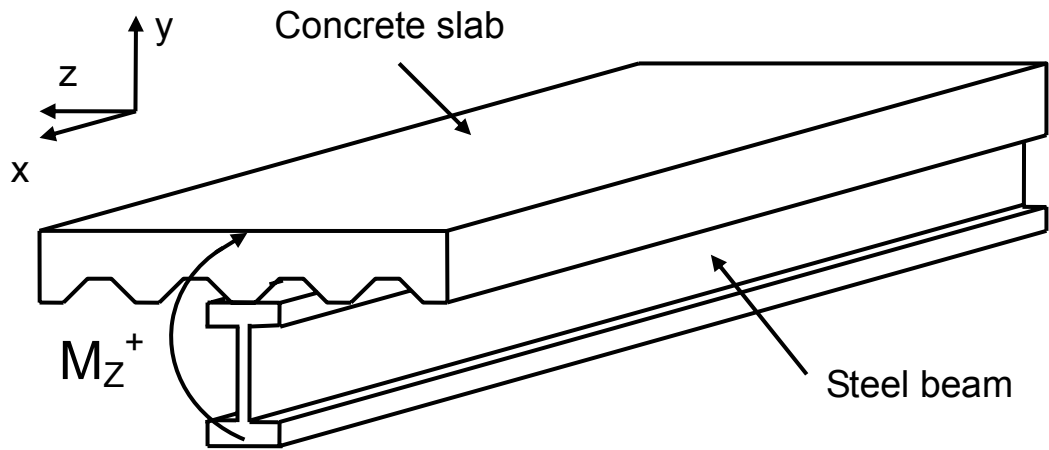


圖 4.12 複合梁彎矩方向示意圖

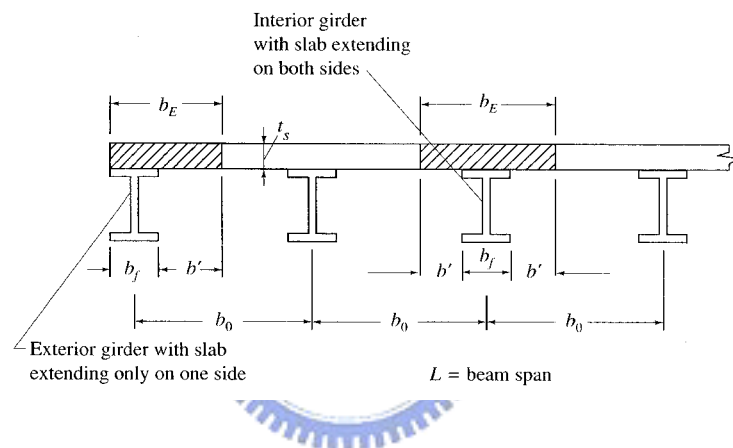


圖 4.13 複合梁樓板有效寬度示意圖 (AISC LRFD 2001)

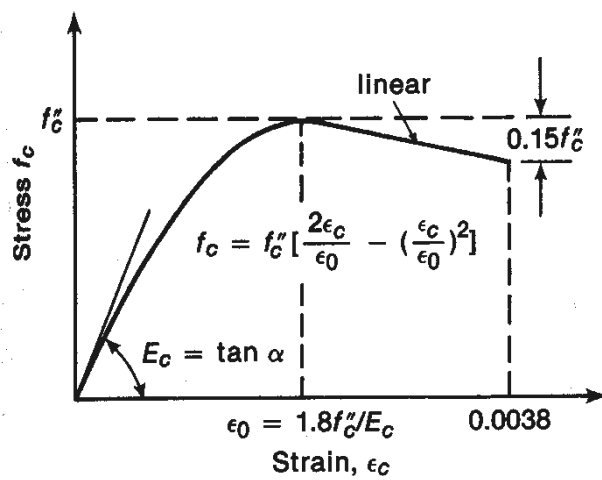
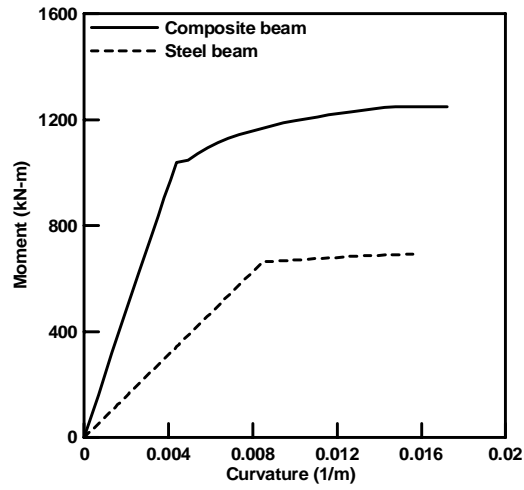
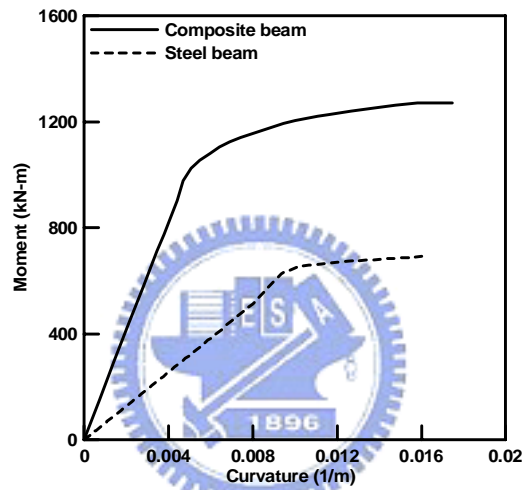


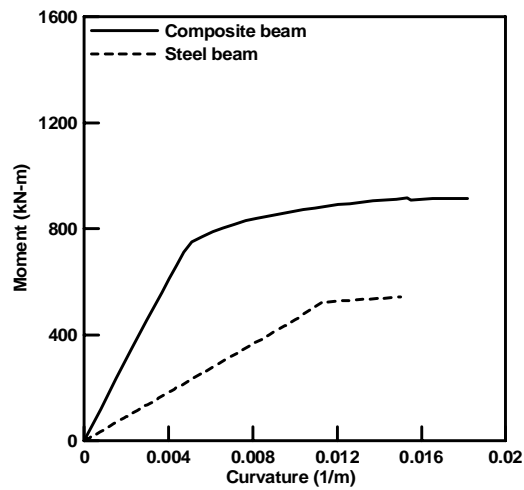
圖 4.14 Hognestad 混凝土應力應變曲線模型 (Hognestad 1951)



(a) 1F



(b) 2F



(c) 3F

圖 4.15 純鋼梁與複合梁正彎矩方向之彎矩與曲率關係比較圖

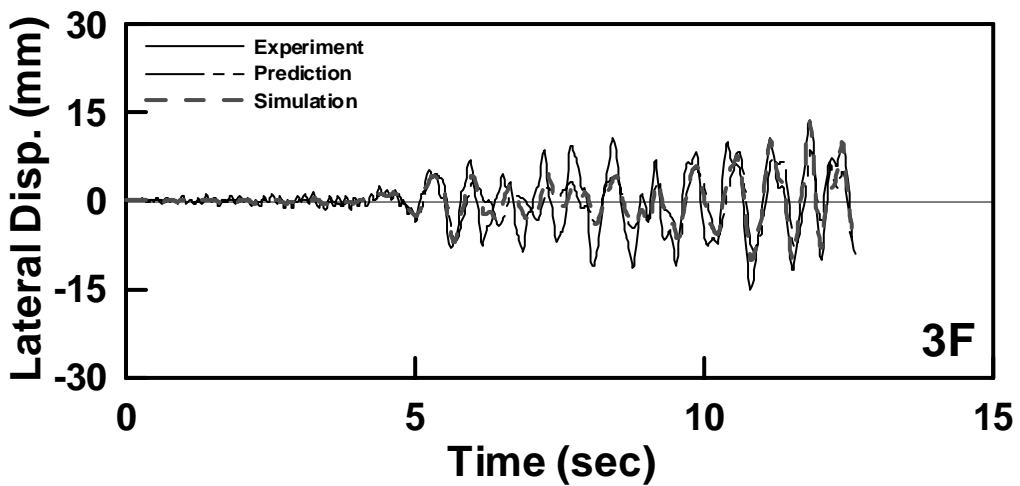
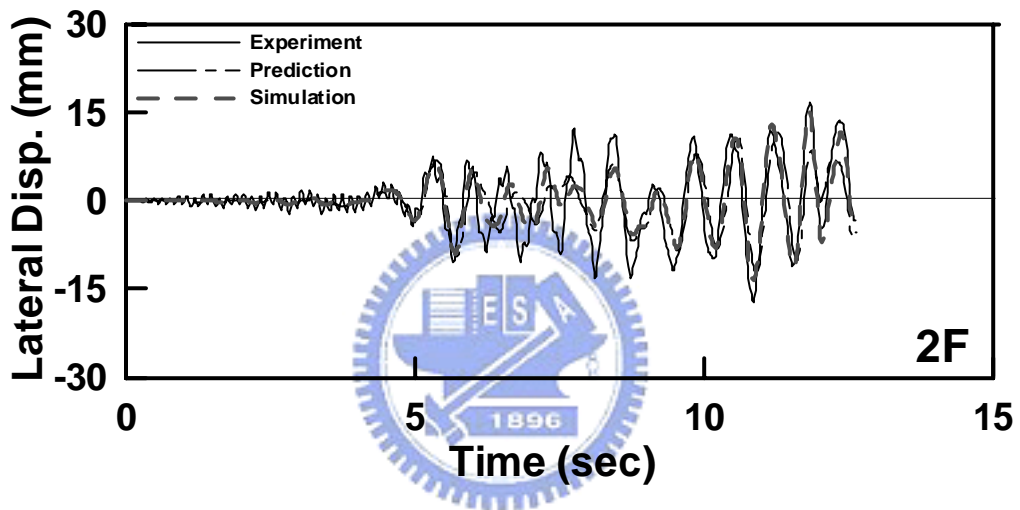
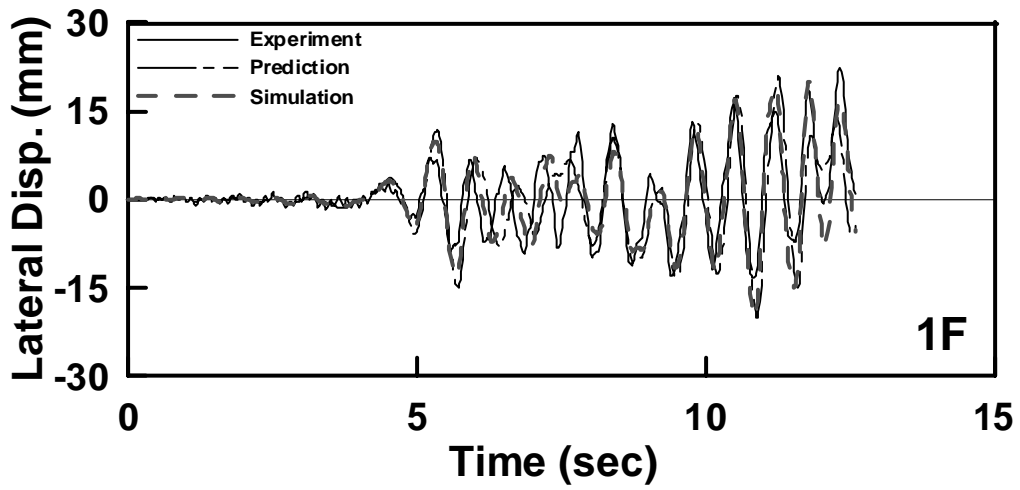


圖 4.16 Phase I 修正模型 Test 1 側位移比較圖

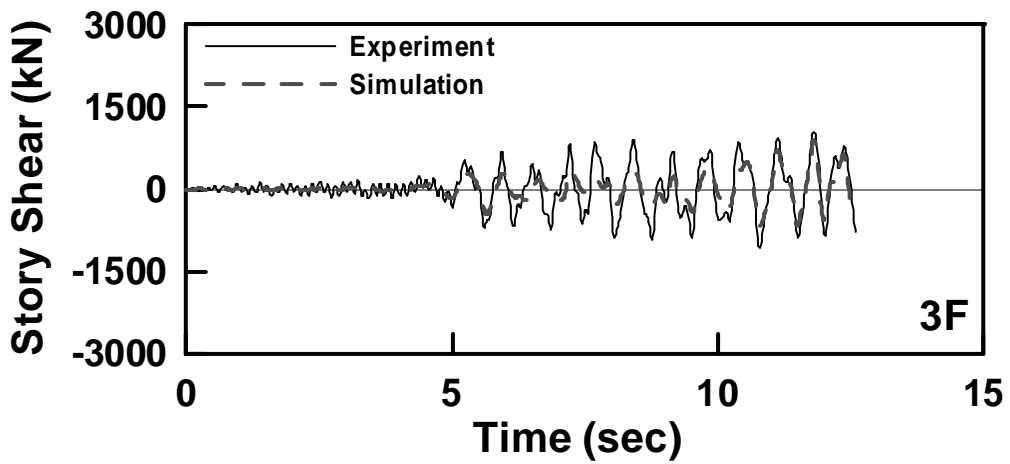
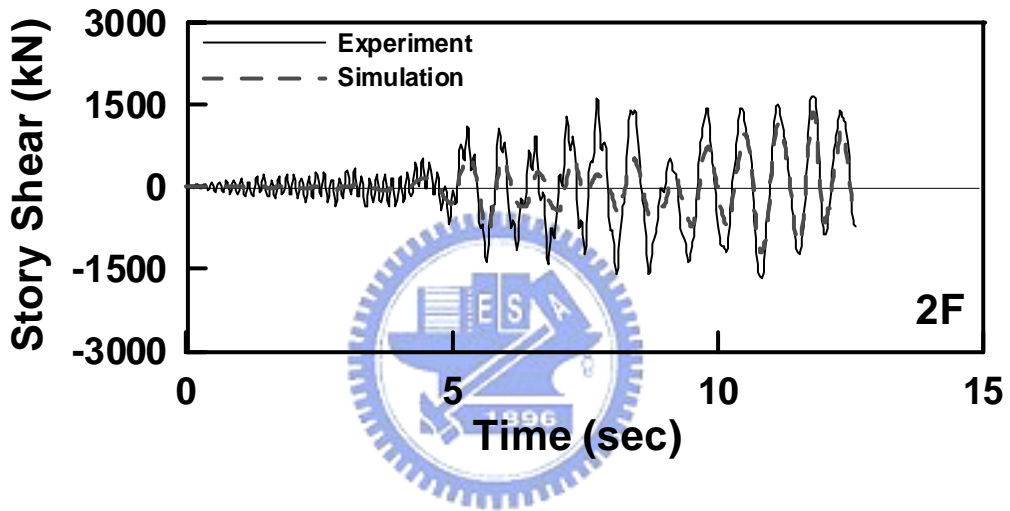
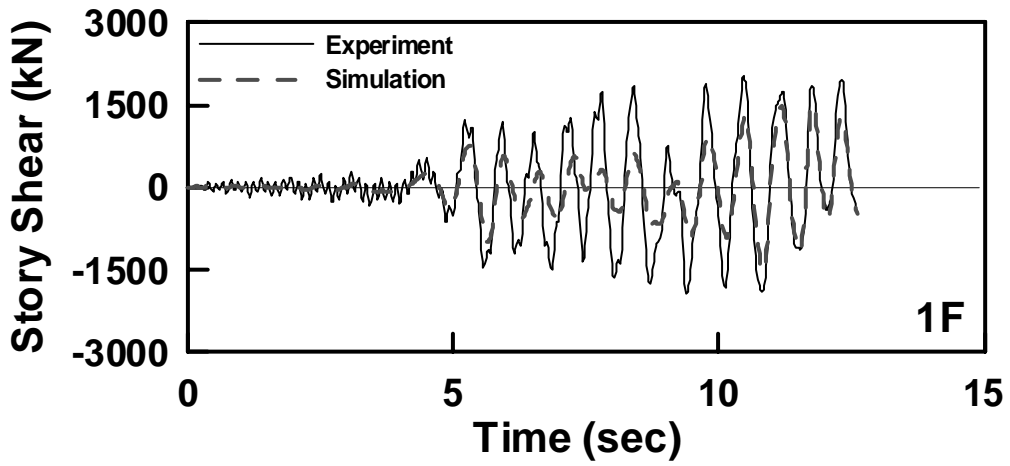


圖 4.17 Phase I 修正模型 Test 1 樓層剪力比較圖

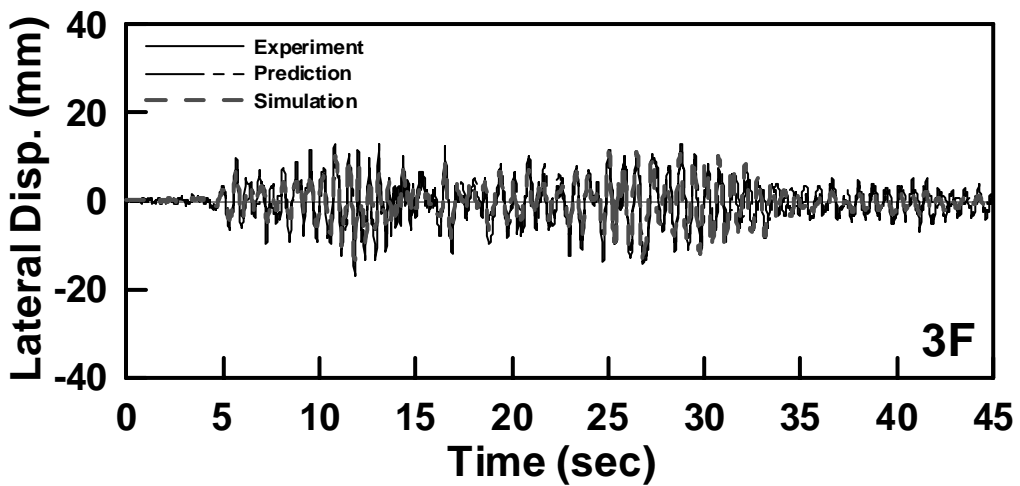
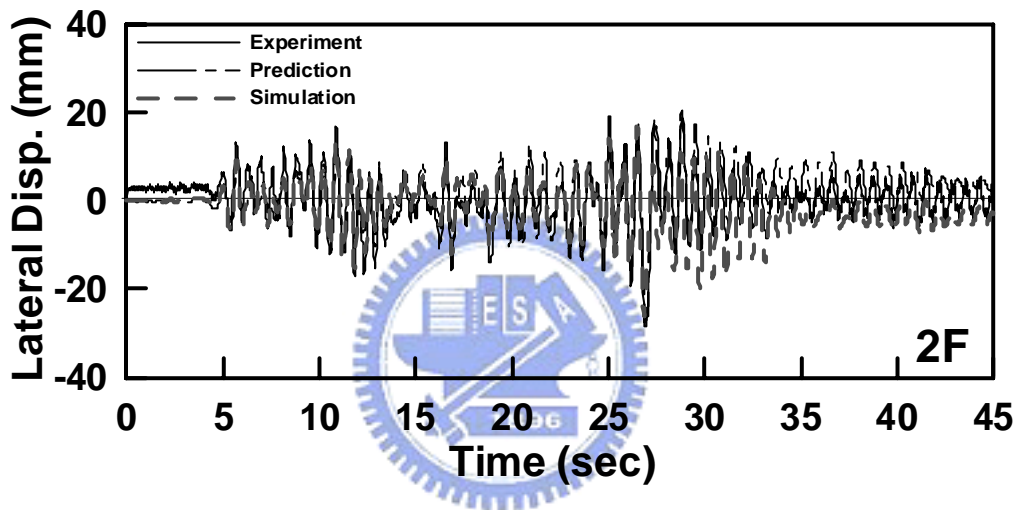
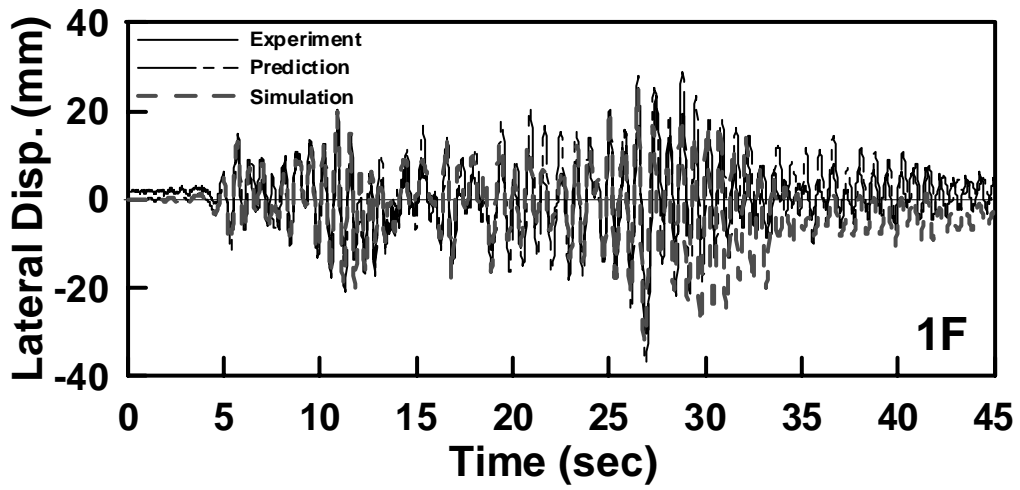


圖 4.18 Phase I 修正模型 Test 2 側位移比較圖

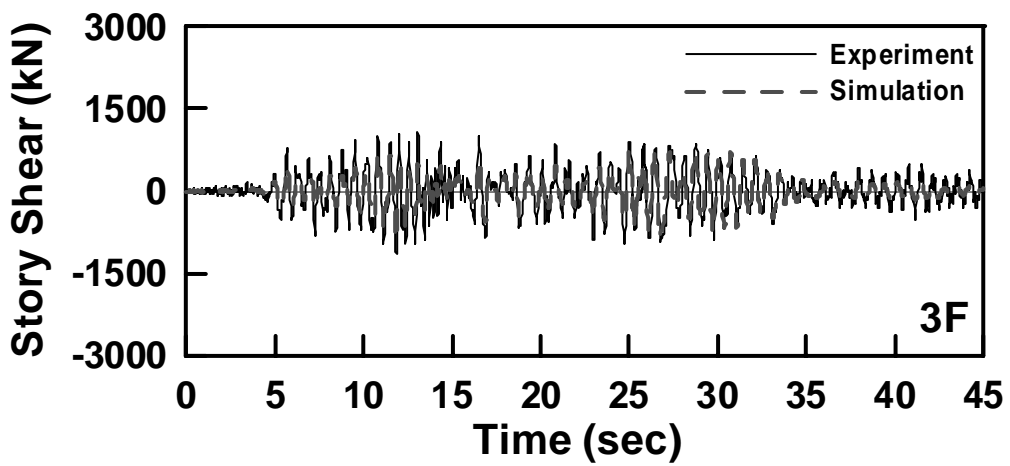
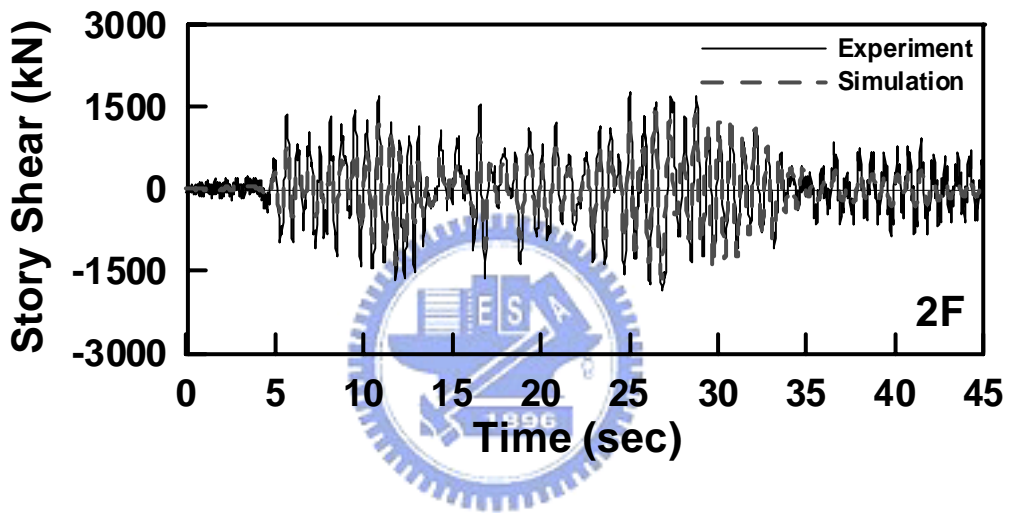
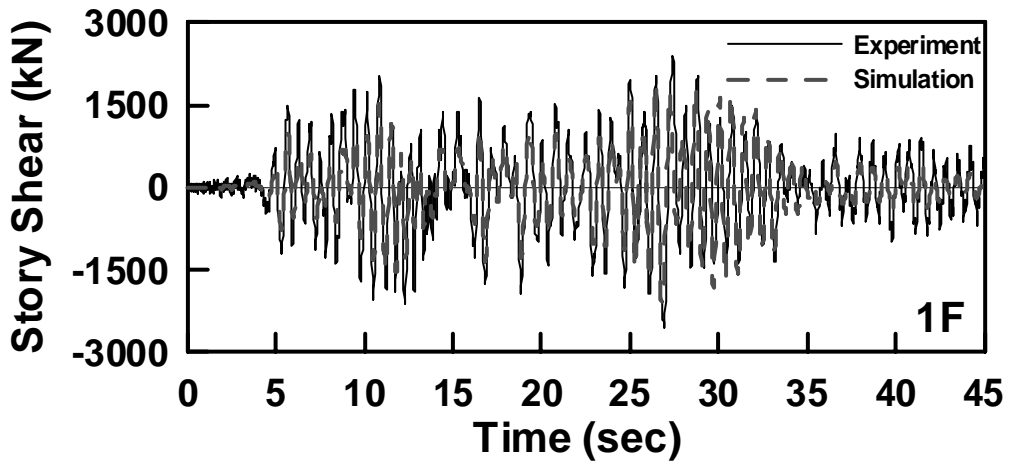


圖 4.19 Phase I 修正模型 Test 2 樓層剪力比較圖

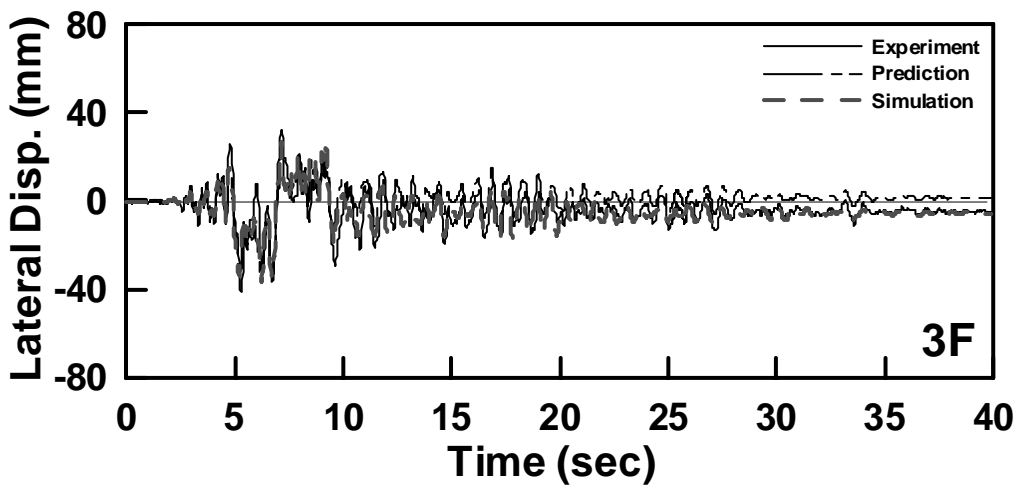
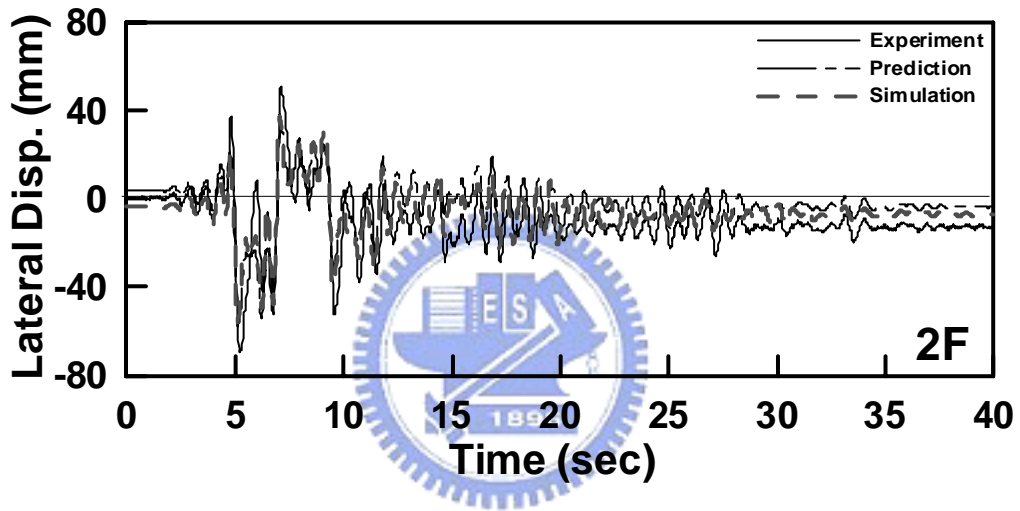
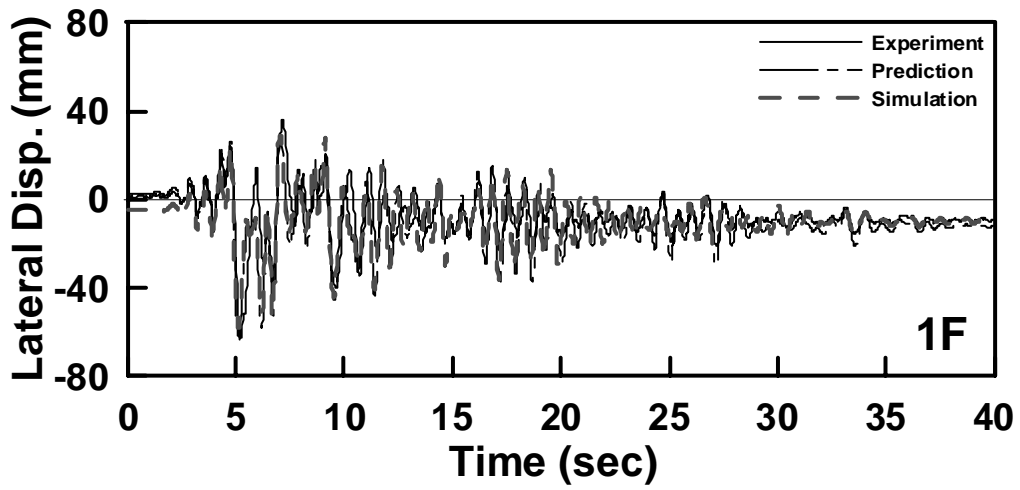


圖 4.20 Phase I 修正模型 Test 3 側位移比較圖

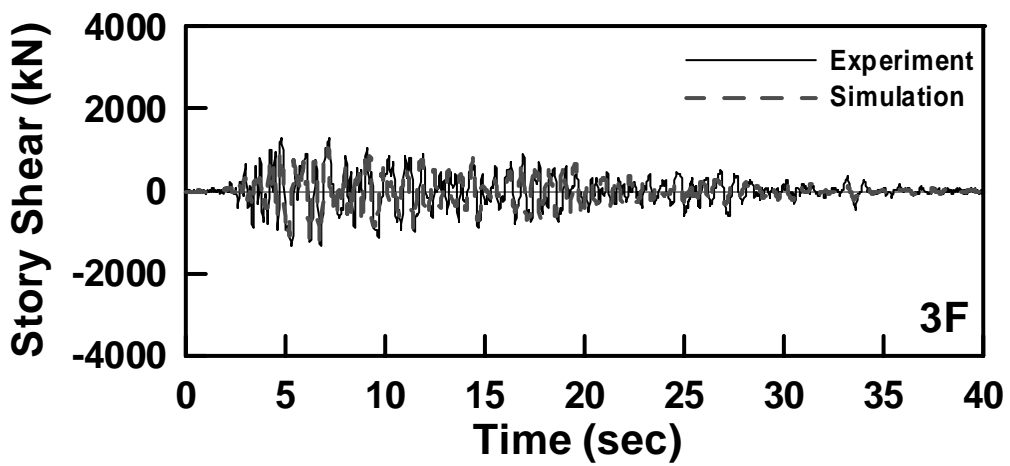
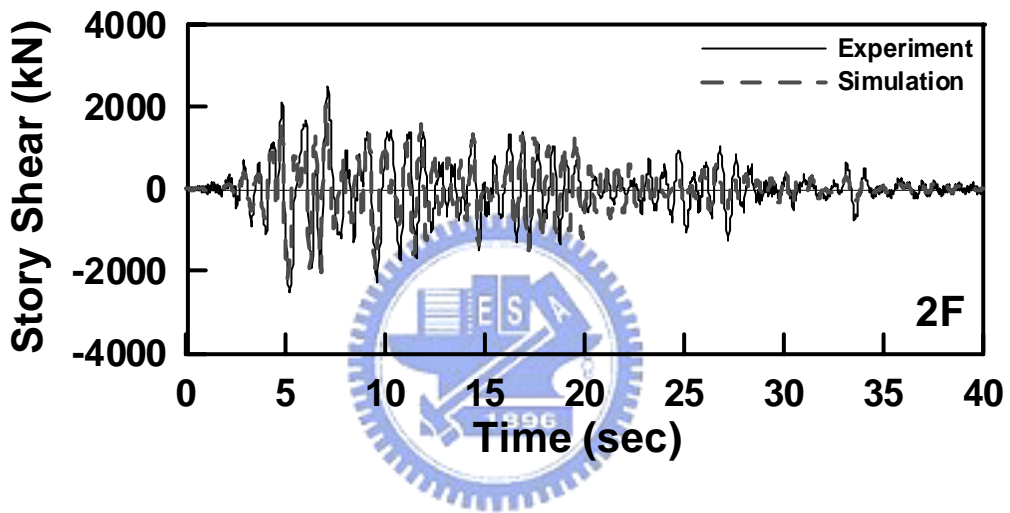
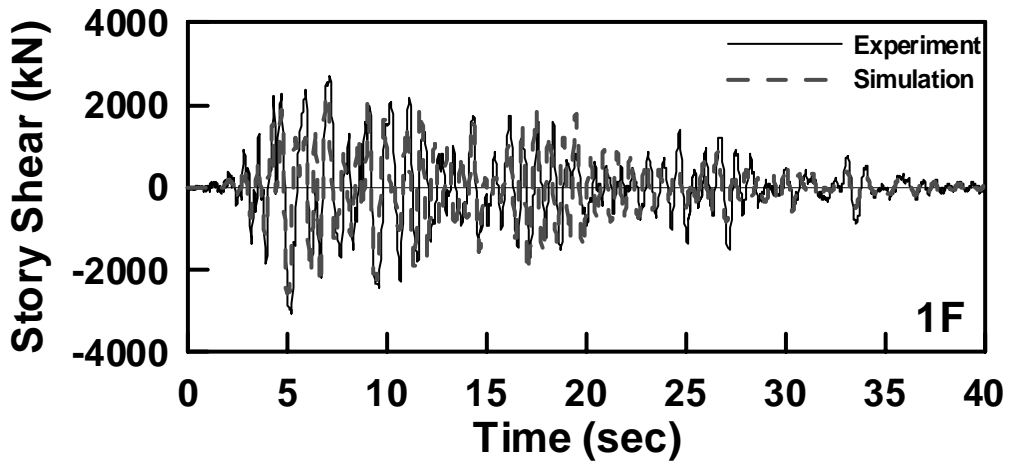


圖 4.21 Phase I 修正模型 Test 3 樓層剪力比較圖

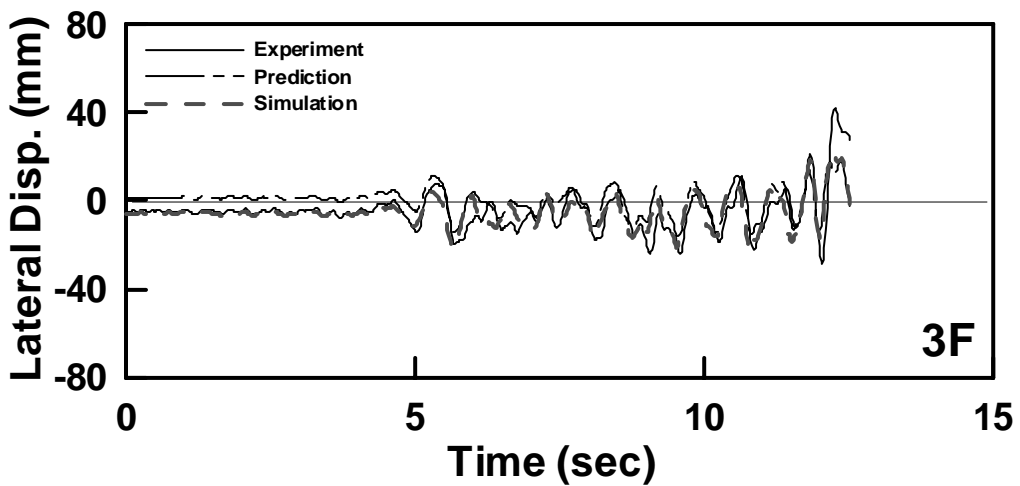
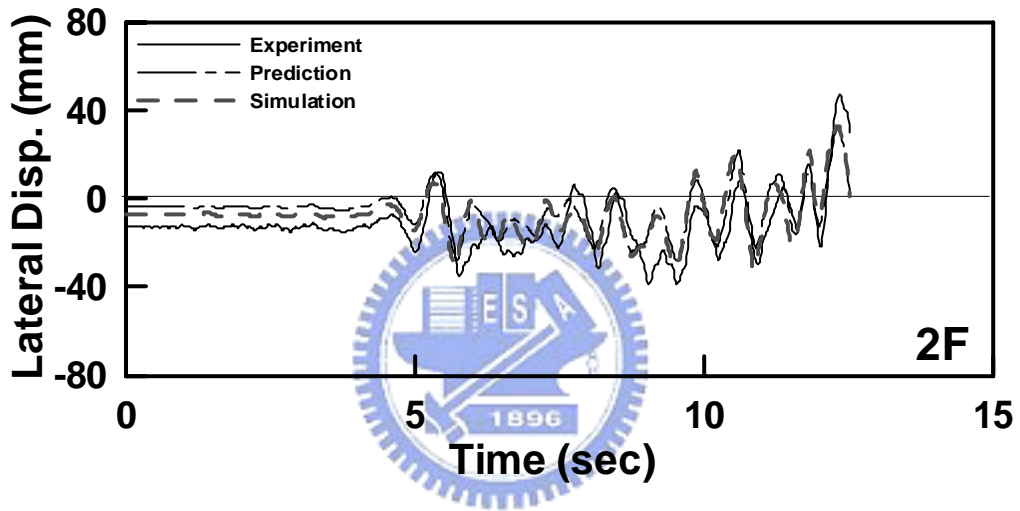
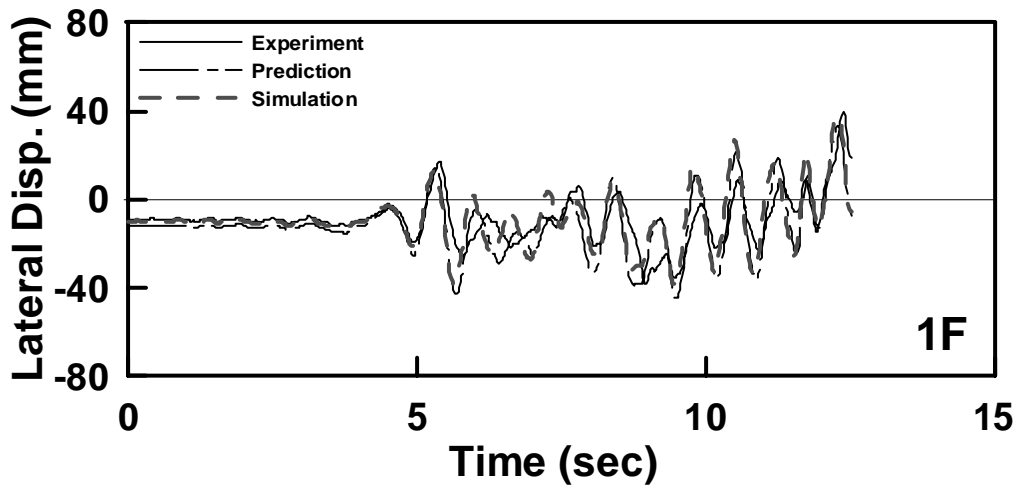


圖 4.22 Phase I 修正模型 Test 4 側位移比較圖

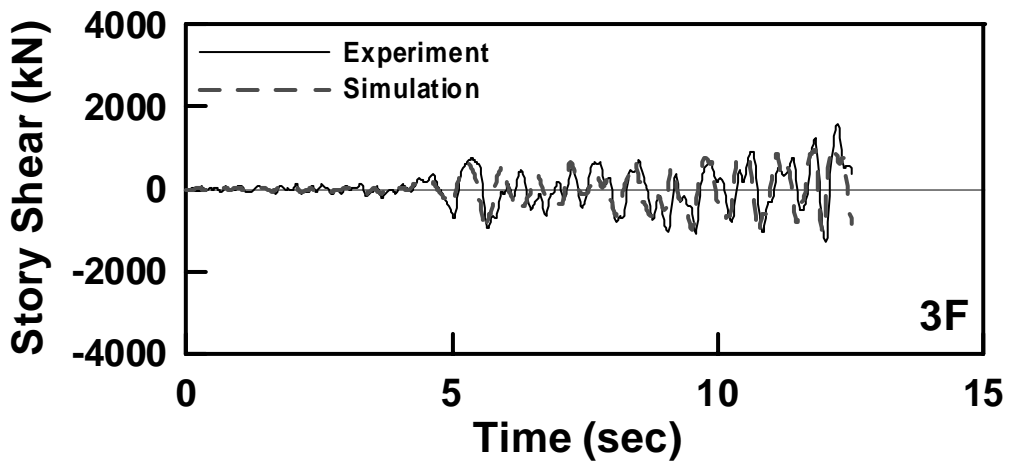
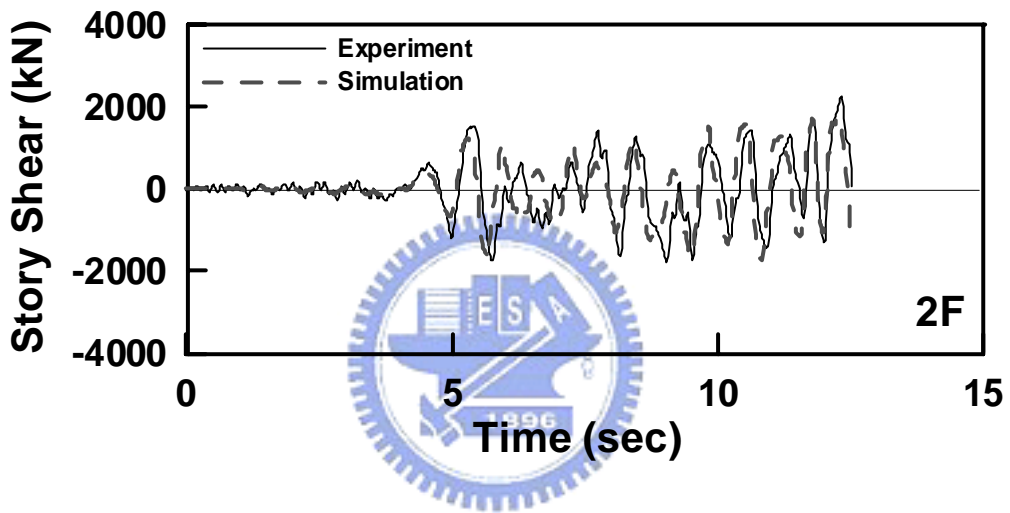
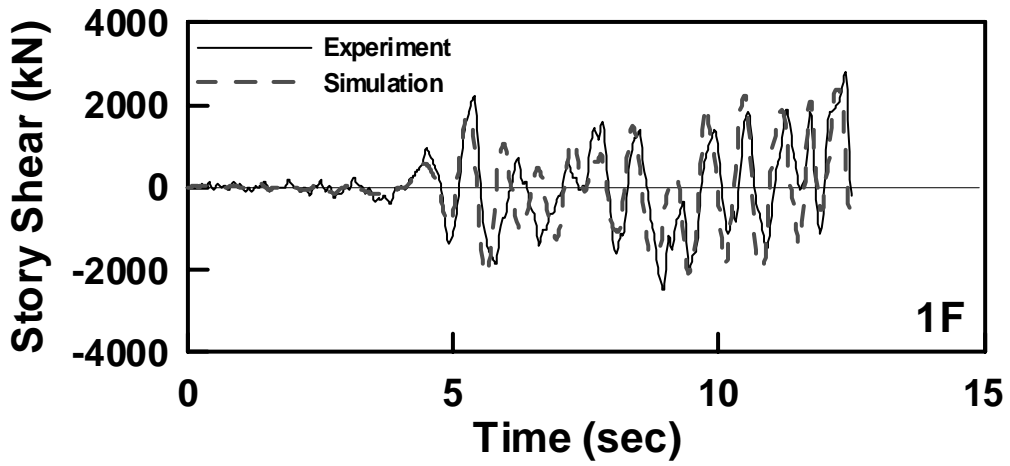


圖 4.23 Phase I 修正模型 Test 4 樓層剪力比較圖

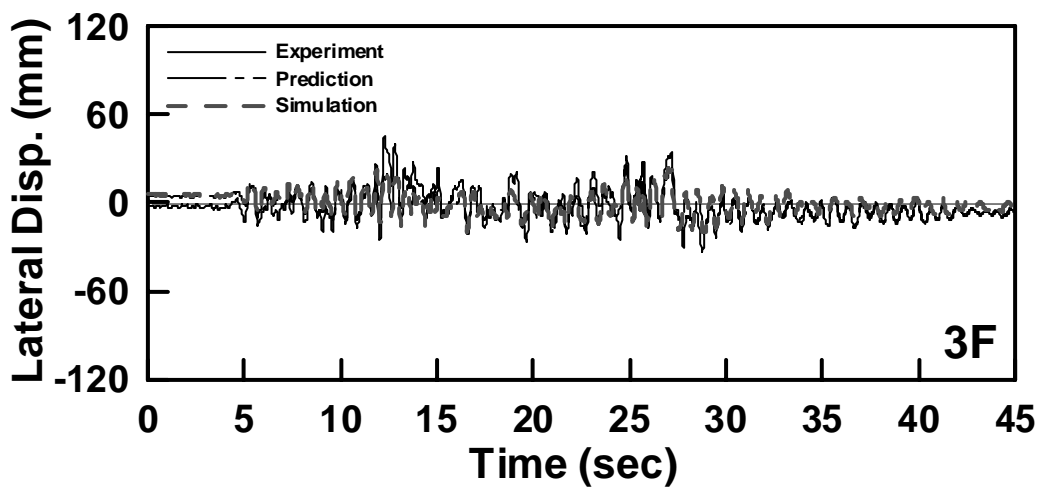
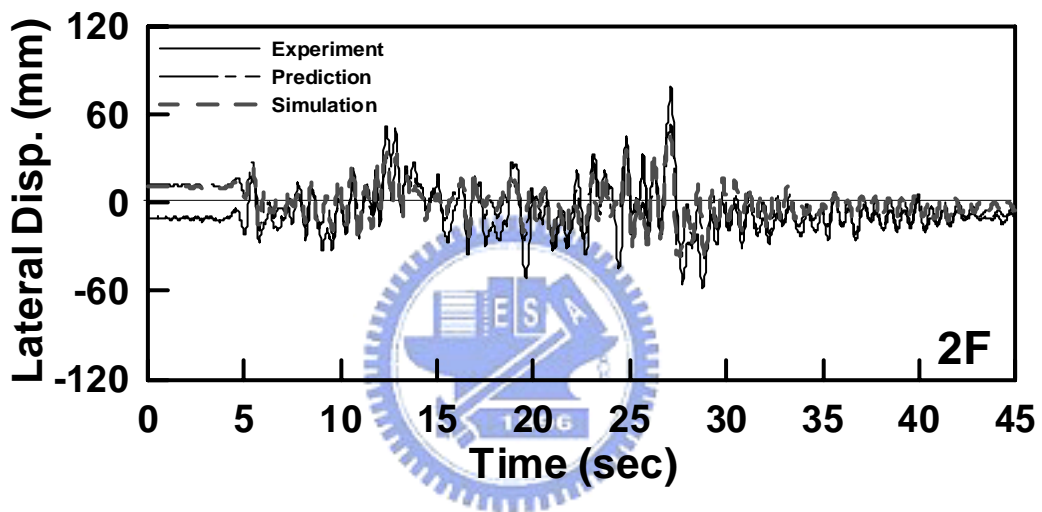
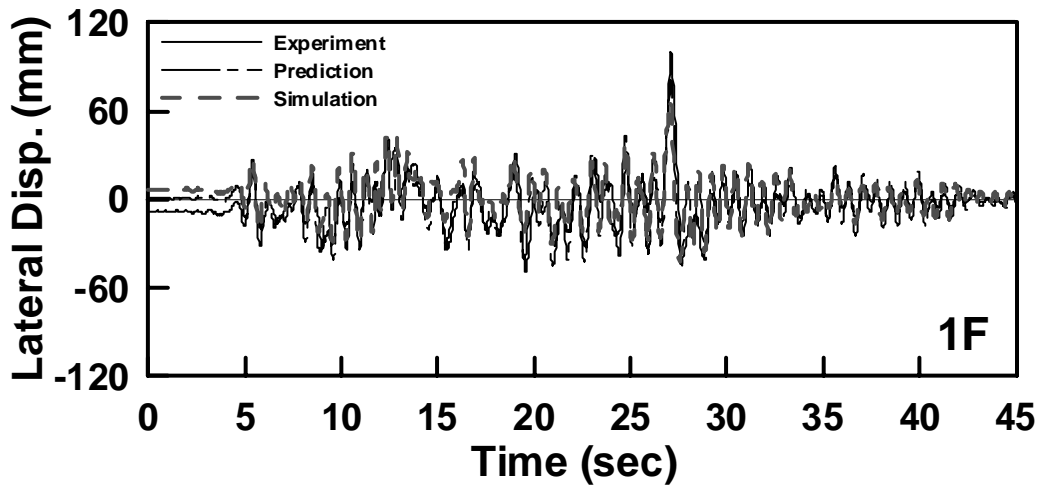


圖 4.24 Phase I 修正模型 Test 5 側位移比較圖

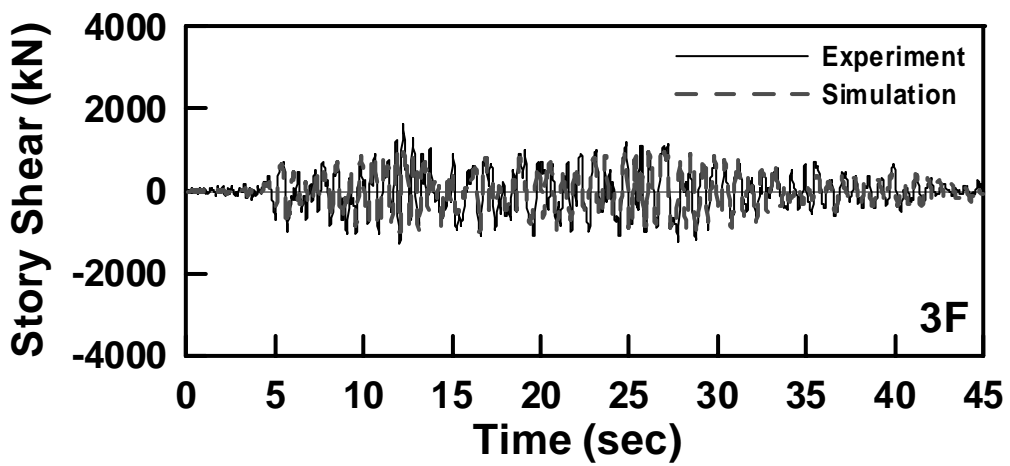
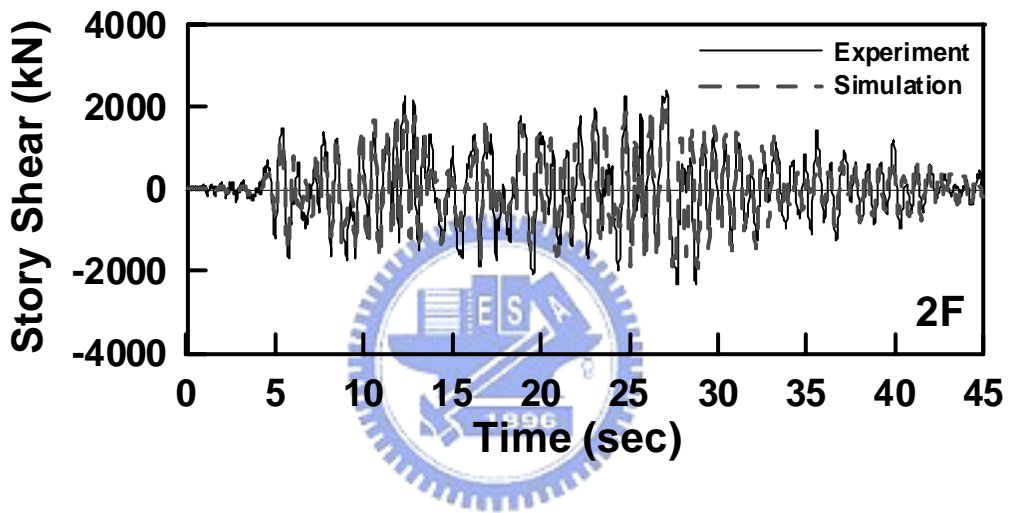
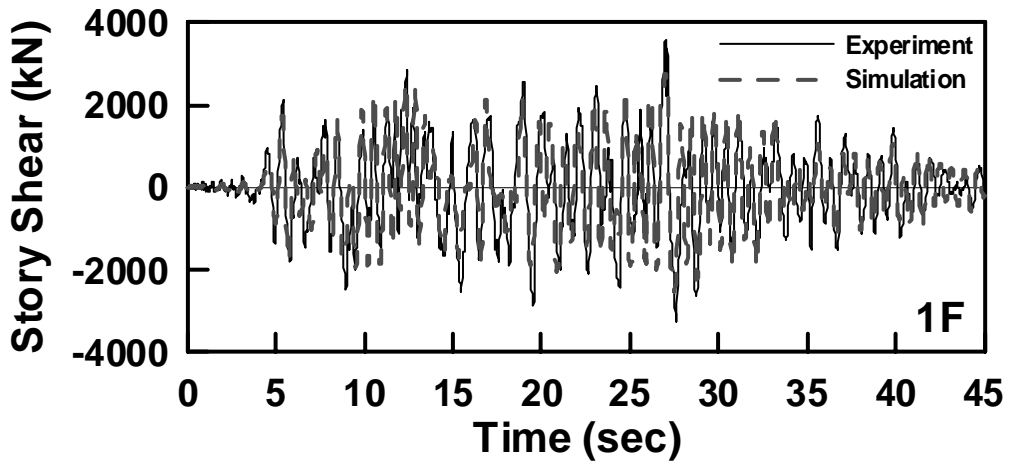


圖 4.25 Phase I 修正模型 Test 5 樓層剪力比較圖

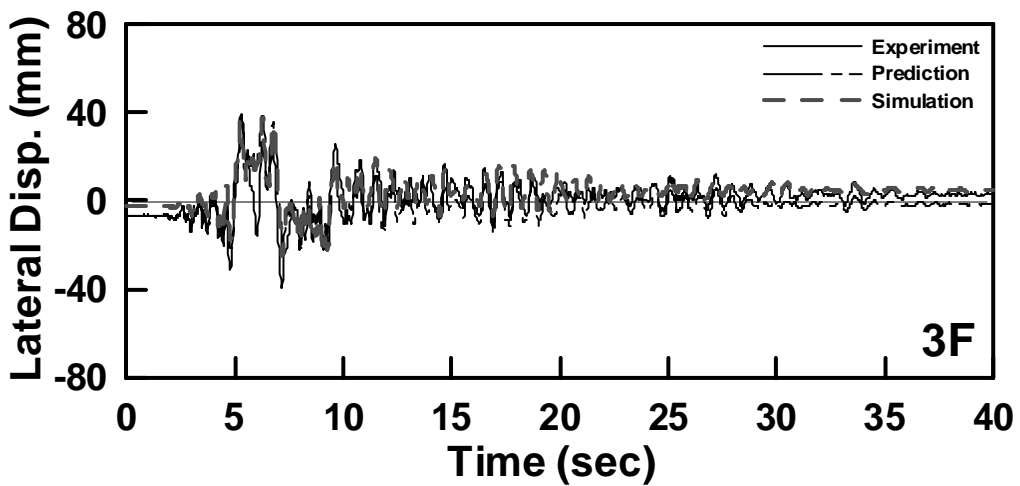
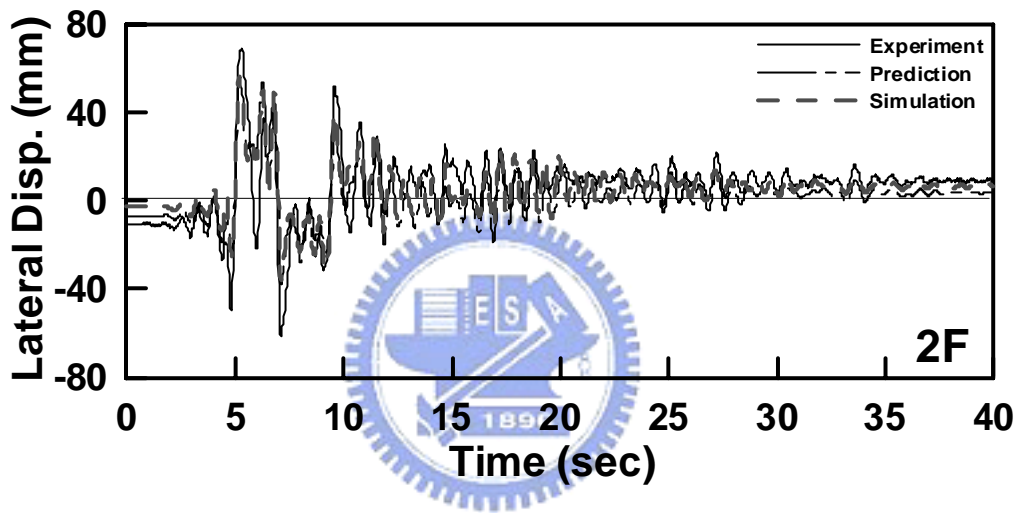
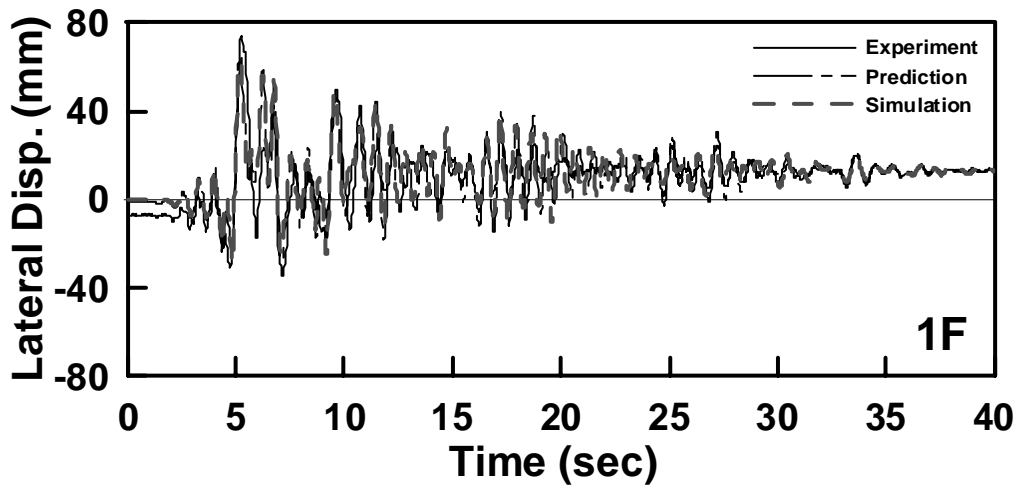


圖 4.26 Phase I 修正模型 Test 6 側位移比較圖

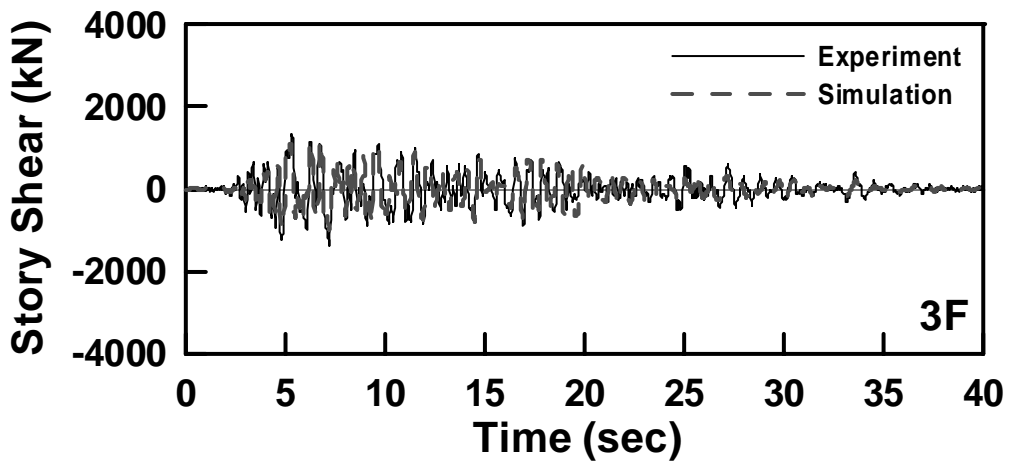
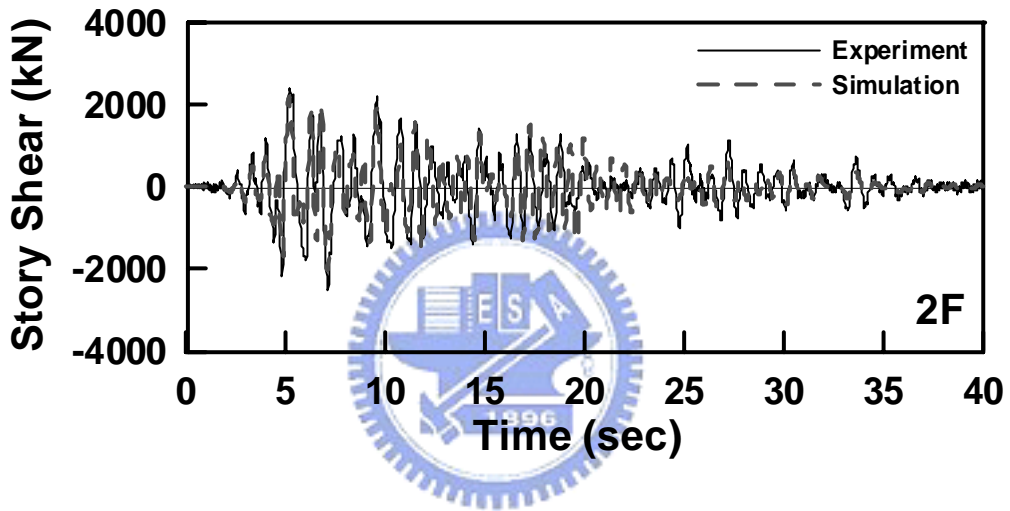
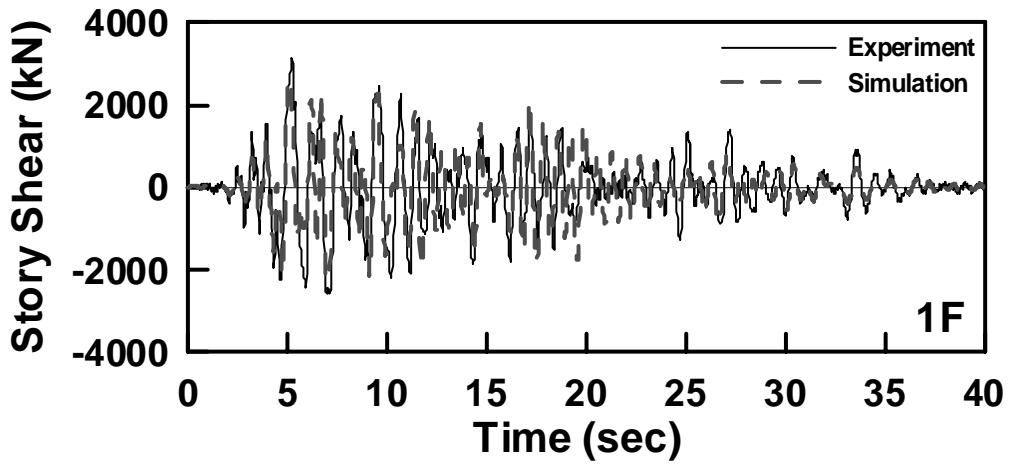


圖 4.27 Phase I 修正模型 Test 6 樓層剪力比較圖

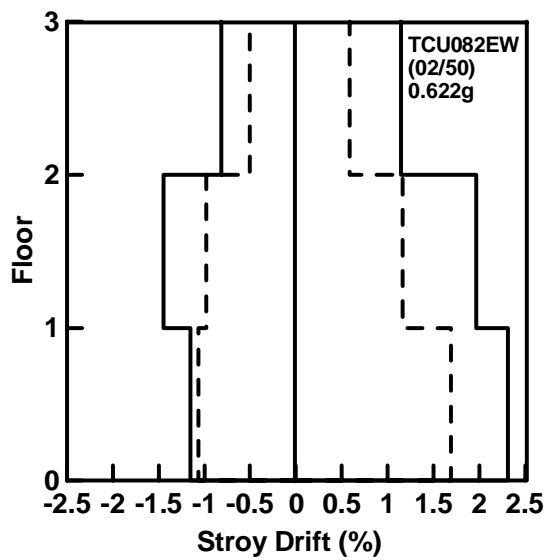
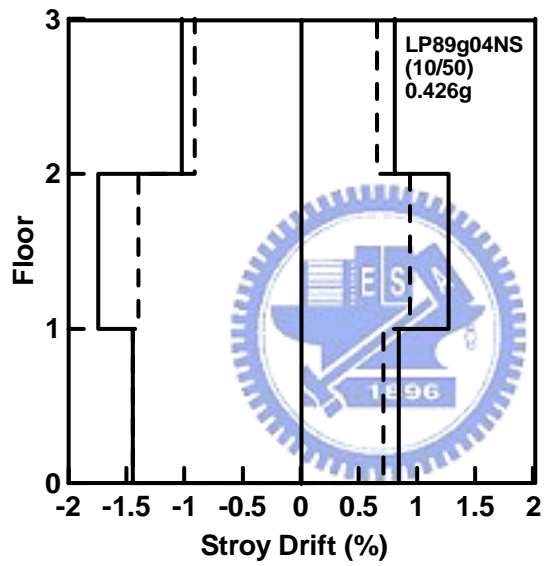
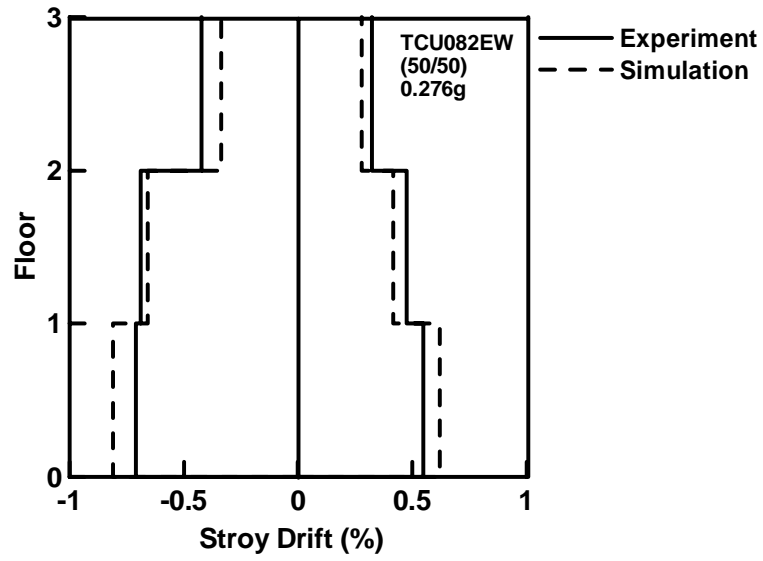


圖 4.28 Phase I 擬動態試驗最大層間變位角比較圖

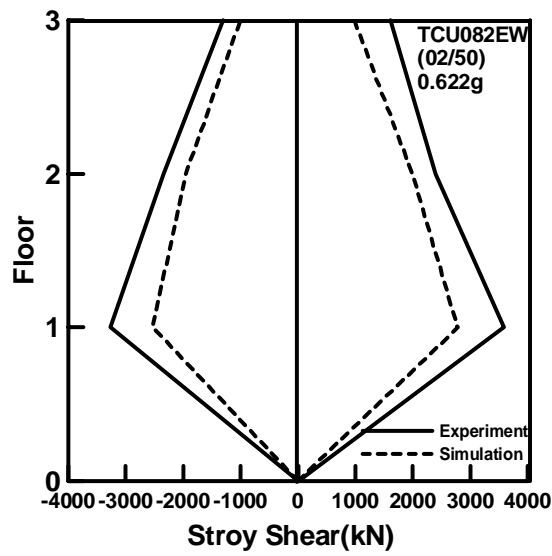
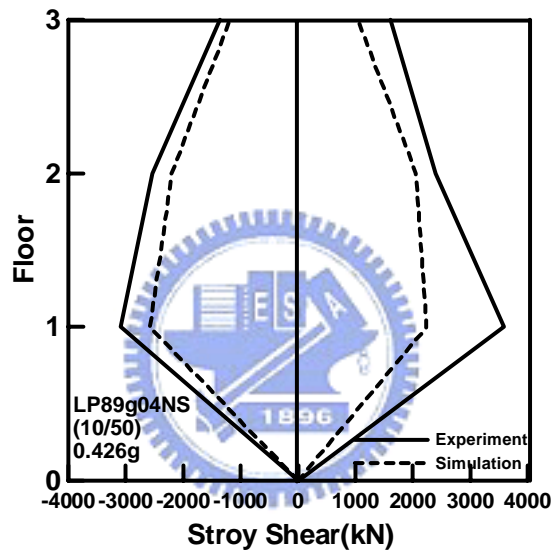
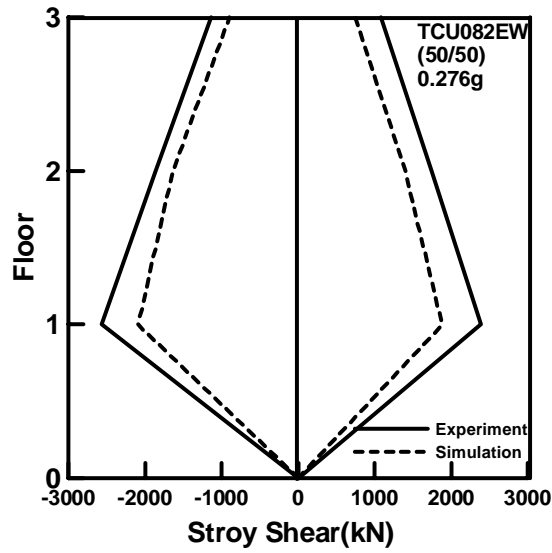


圖 4.29 Phase I 擬動態試驗最大層間剪力比較圖

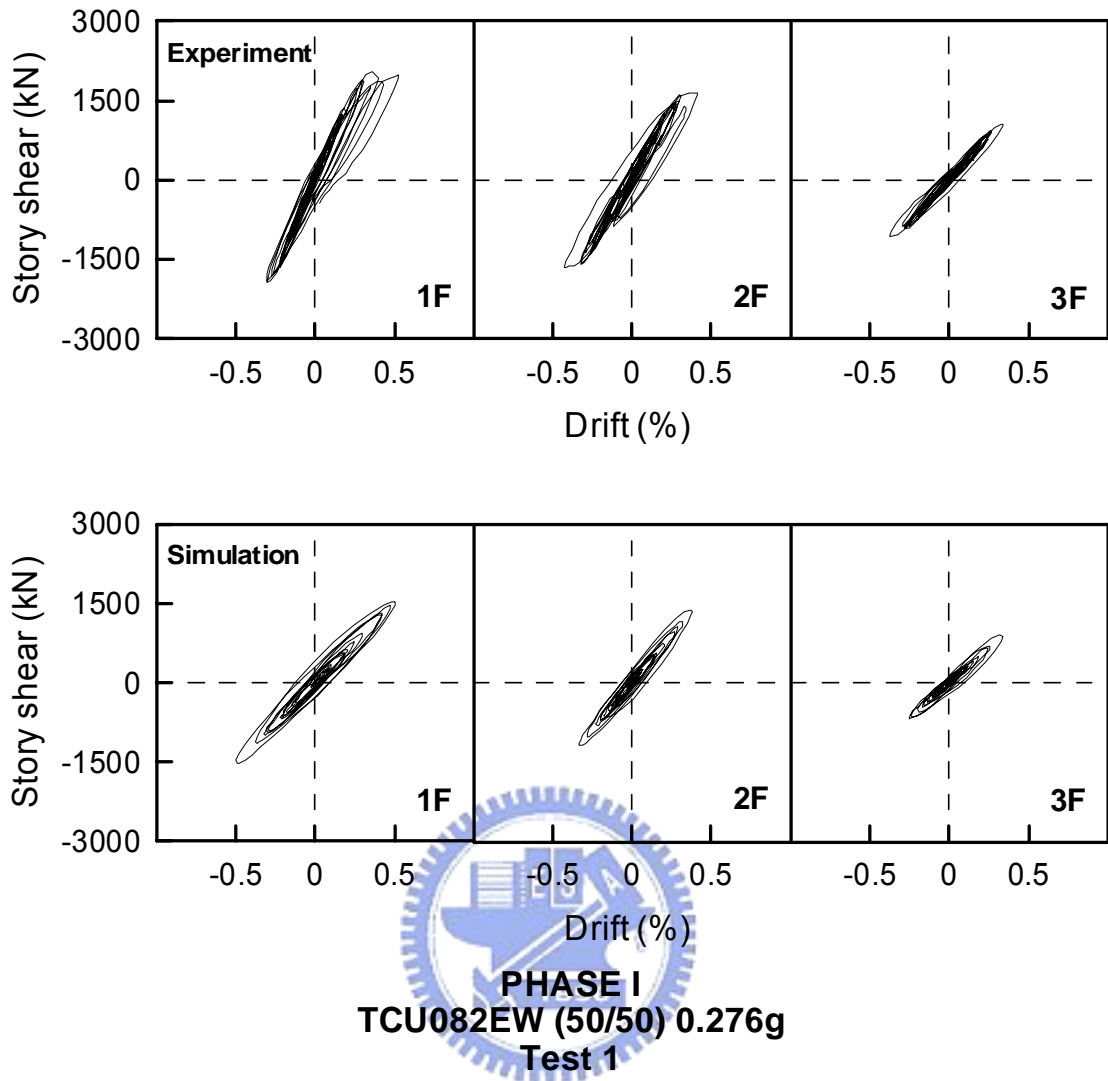


圖 4.30 Phase I Test 1 樓層遲滯迴圈

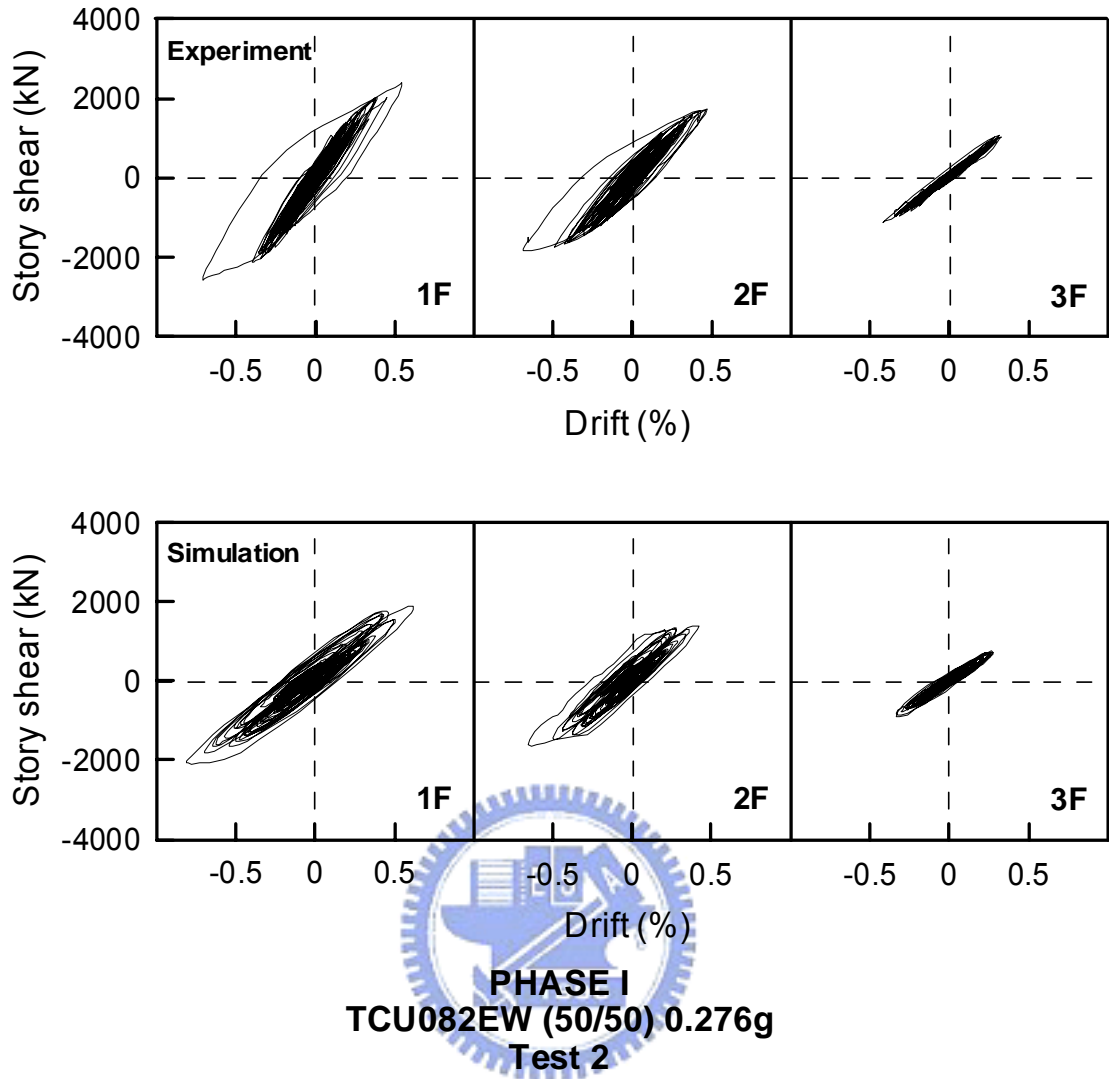


圖 4.31 Phase I Test 2 樓層遲滯迴圈

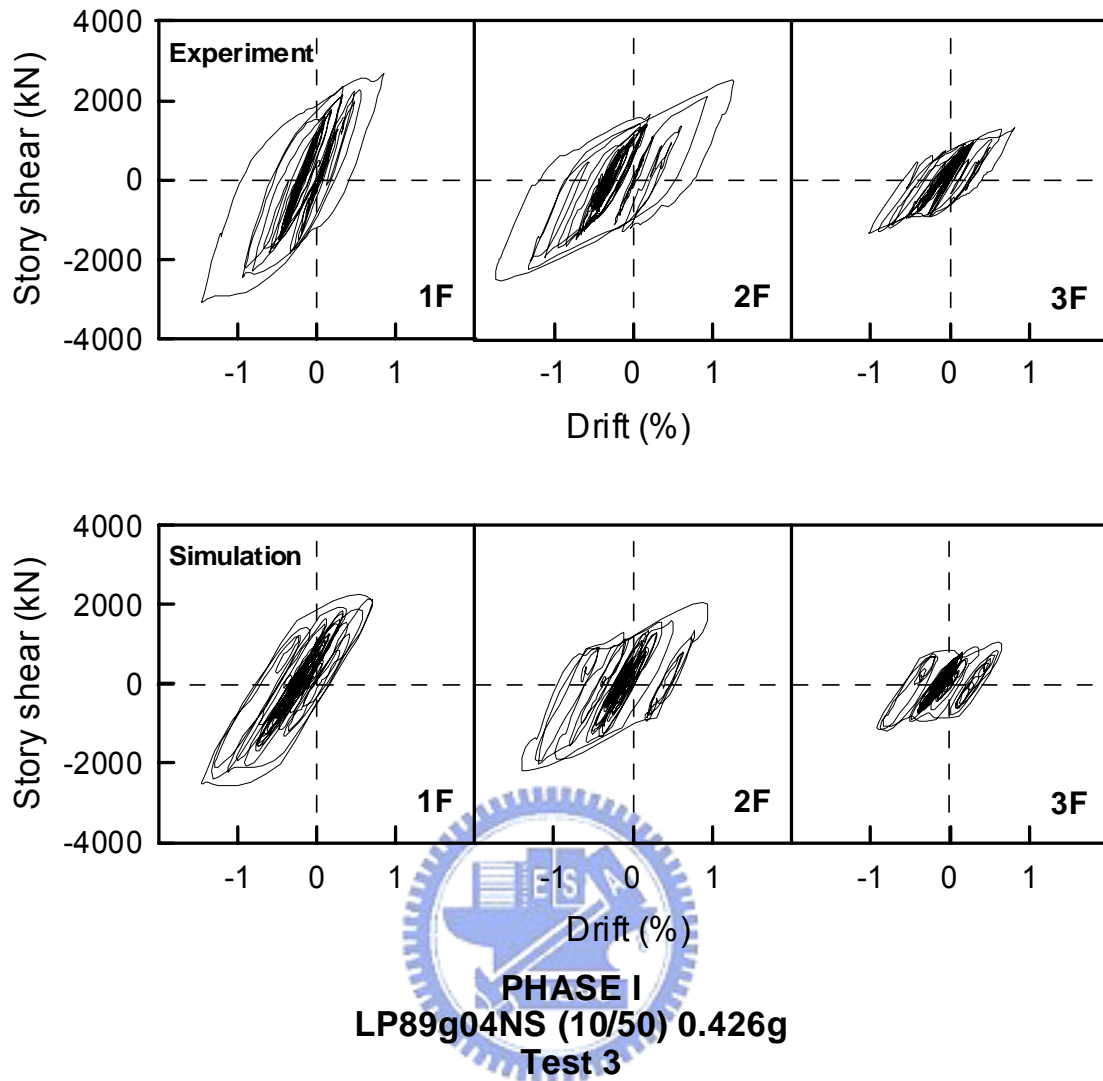


圖 4.32 Phase I Test 3 樓層遲滯迴圈

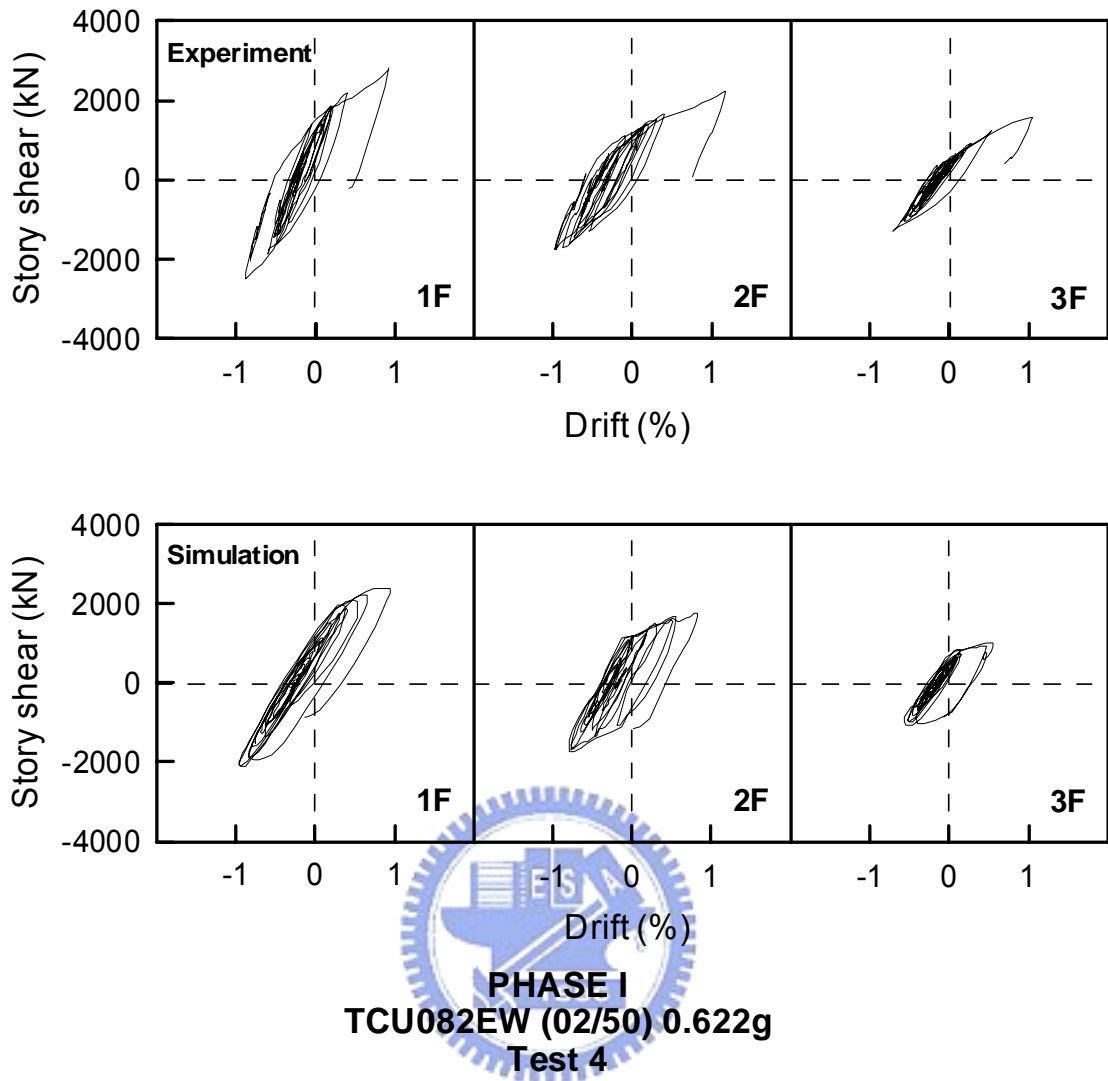


圖 4.33 Phase I Test 4 樓層遲滯迴圈

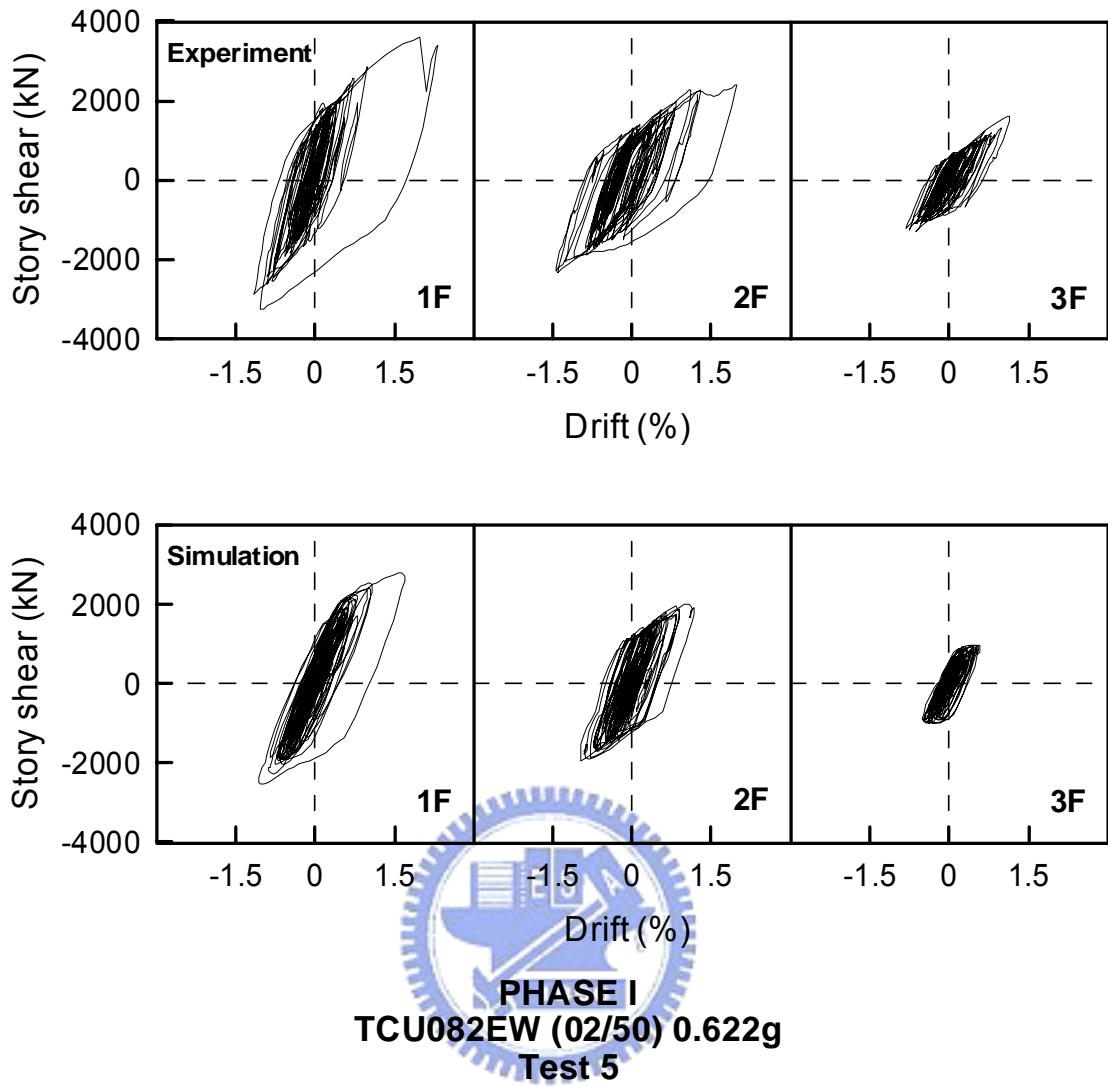


圖 4.34 Phase I Test 5 樓層遲滯迴圈

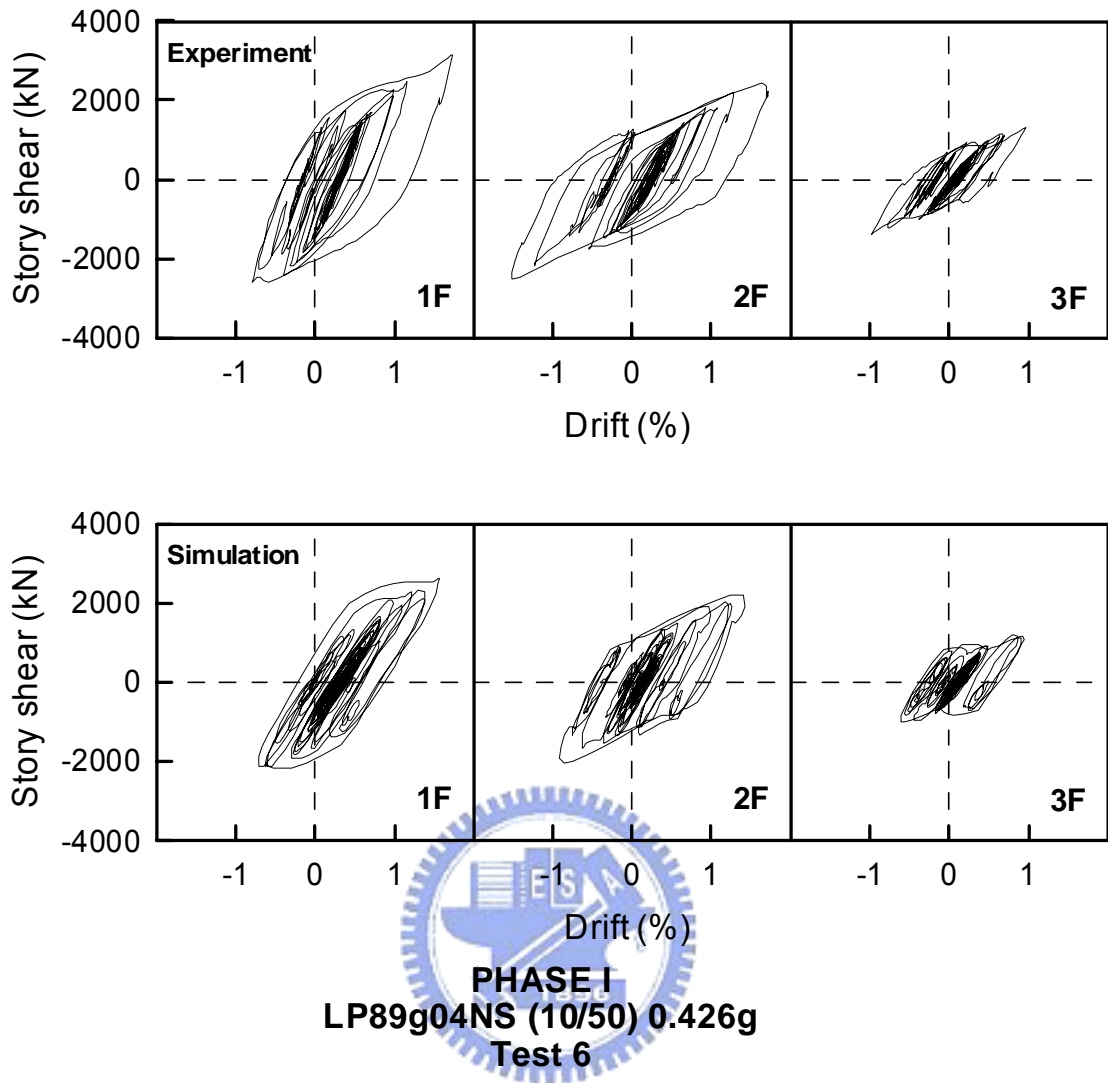


圖 4.35 Phase I Test 6 樓層遲滯迴圈

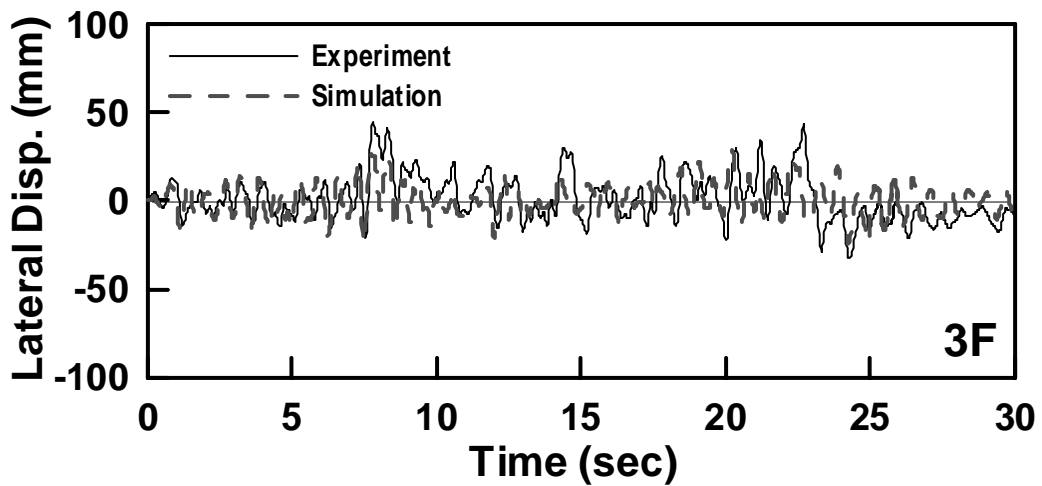
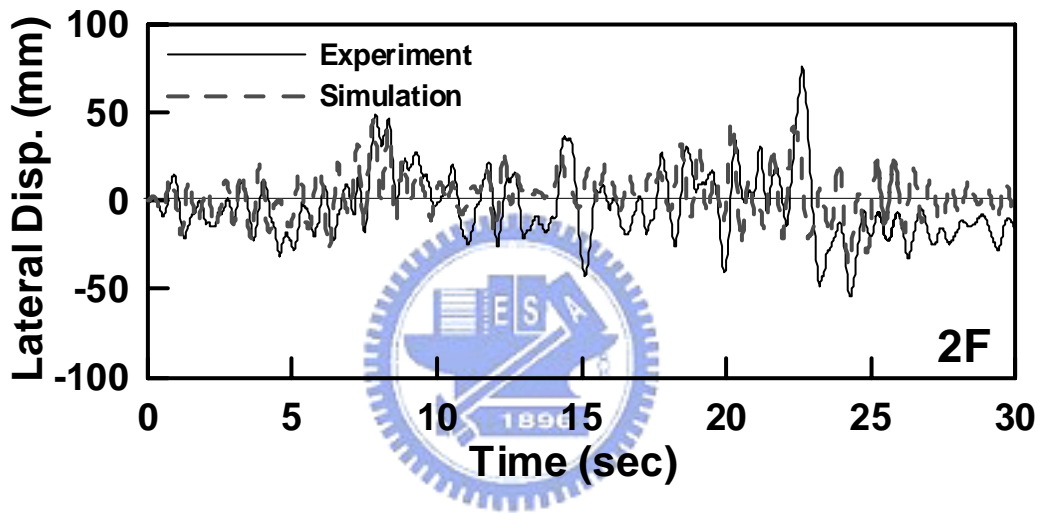
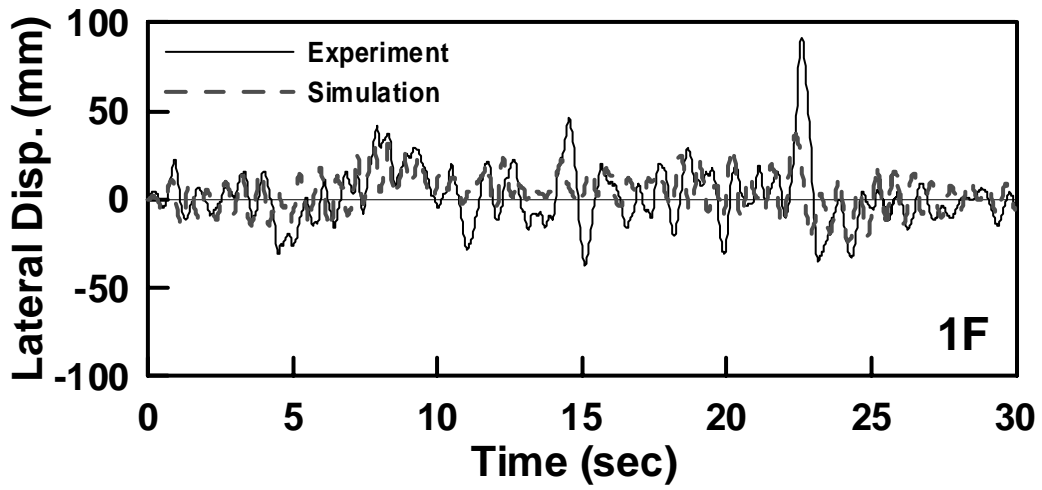


圖 4.36 Phase II Test 1 各樓層相對側位移歷時比較圖

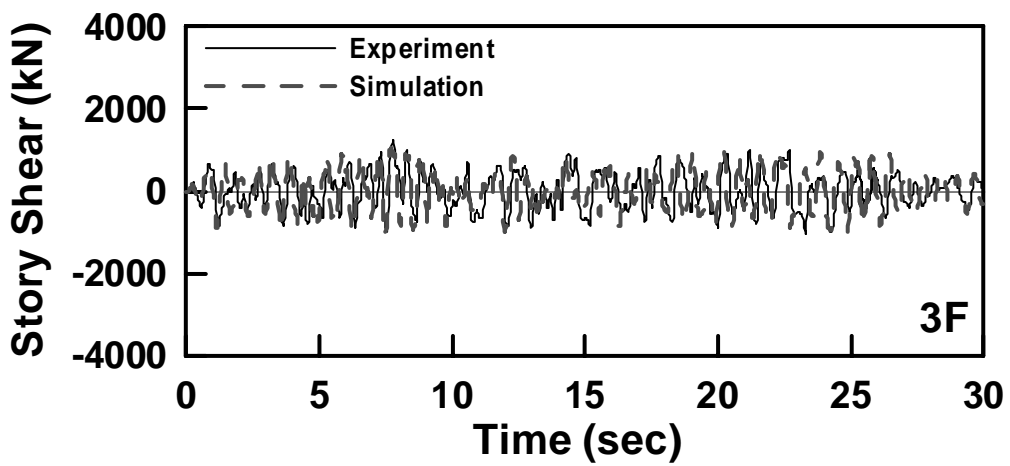
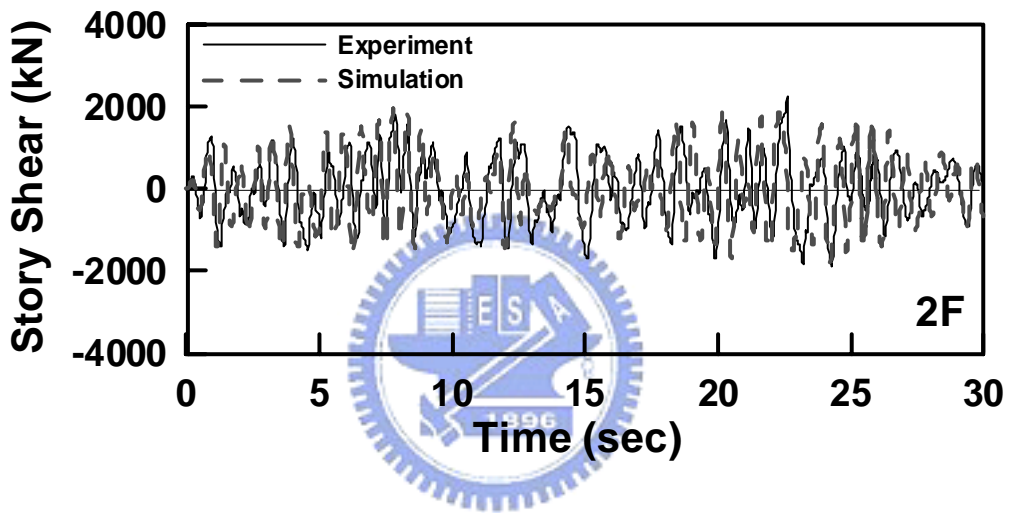
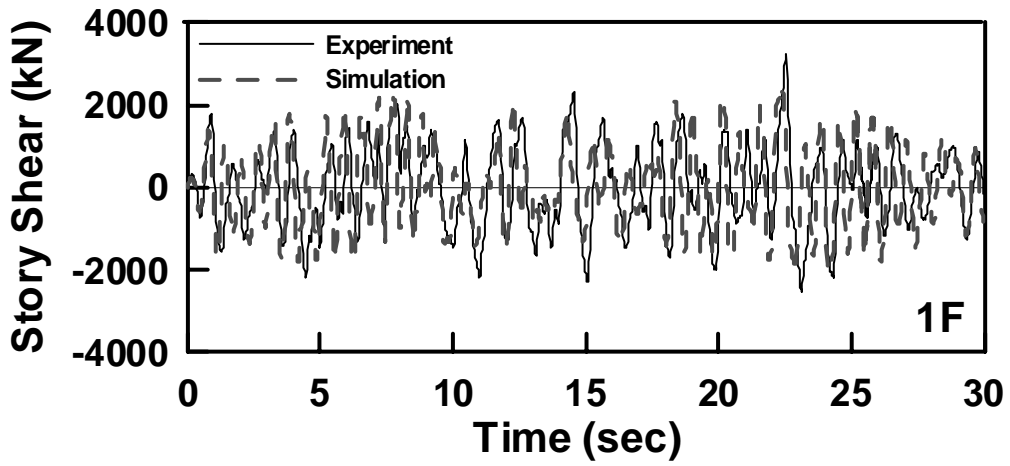


圖 4.37 Phase II Test 1 樓層剪力模擬與實驗結果圖

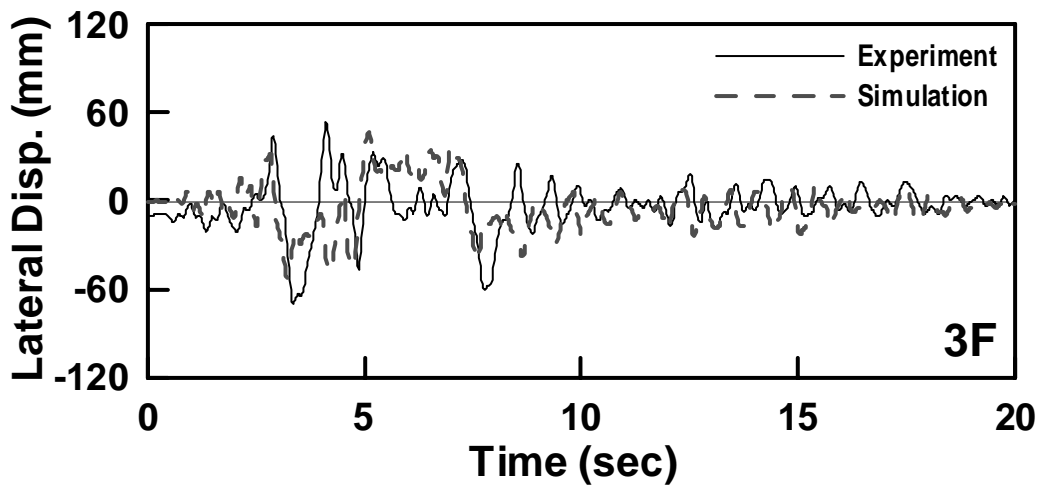
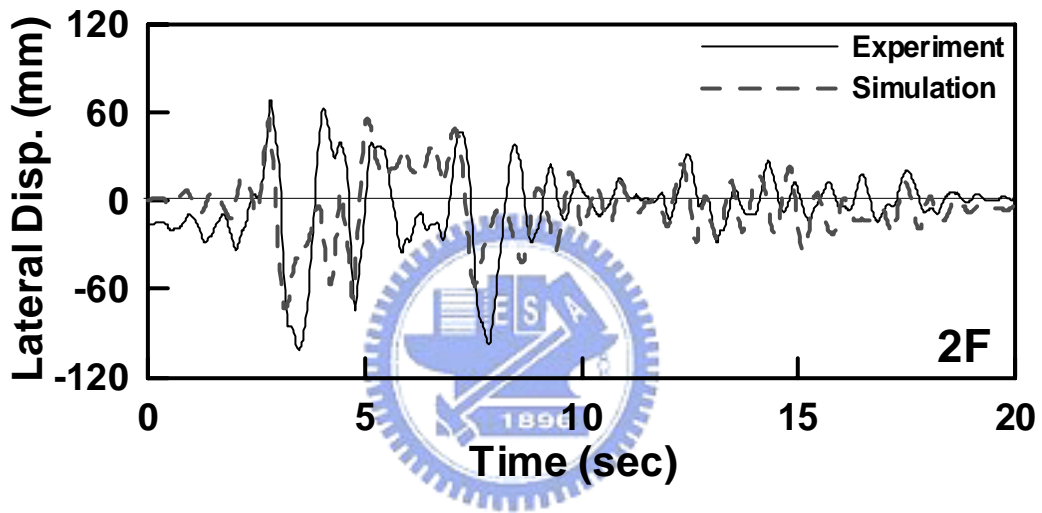
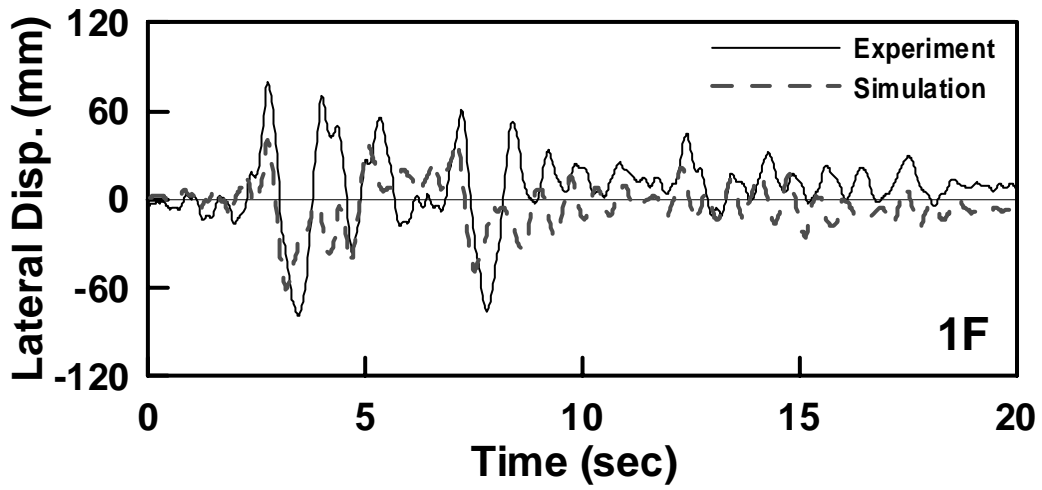


圖 4.38 Phase II Test 2 各樓層相對側位移歷時比較圖

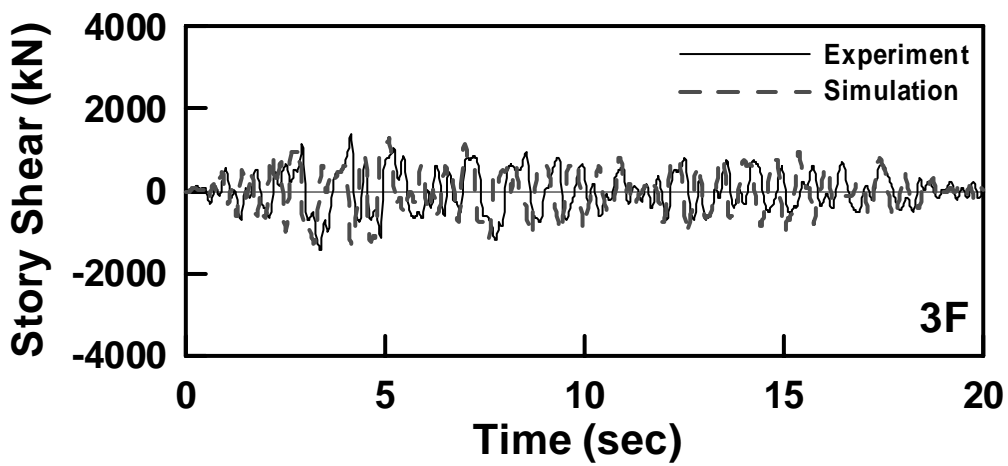
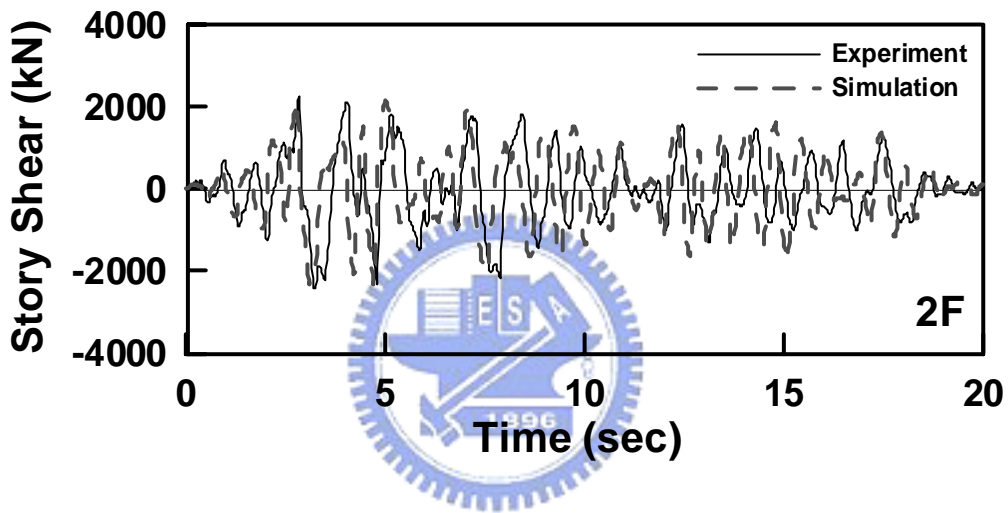
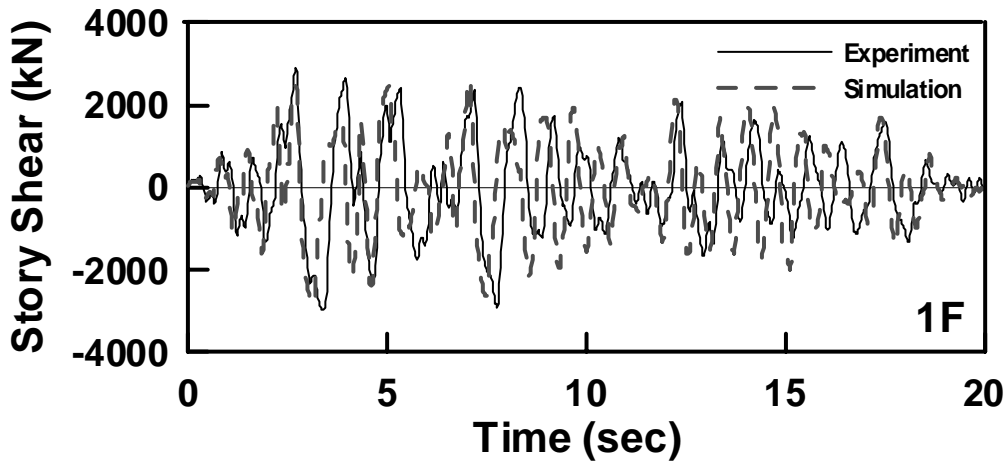


圖 4.39 Phase II Test 2 樓層剪力模擬與實驗結果圖

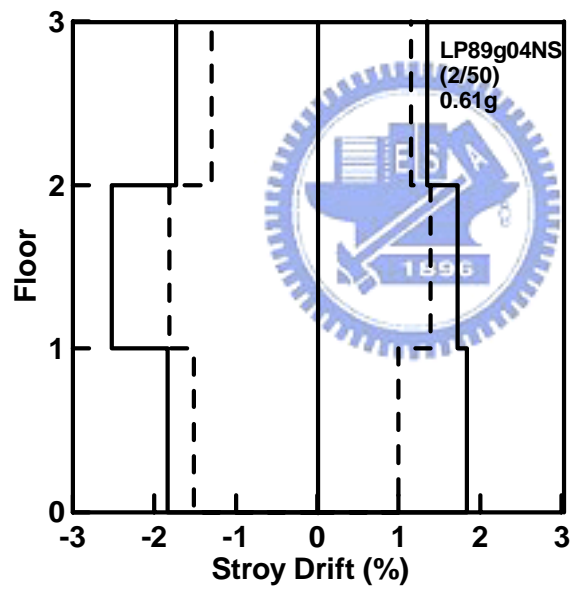
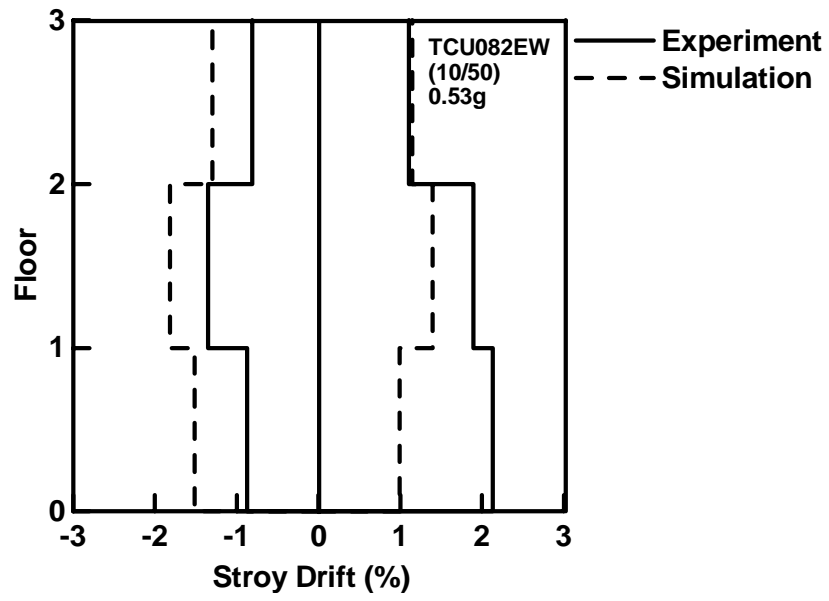


圖 4.40 Phase II 擬動態試驗最大層間變位角比較圖

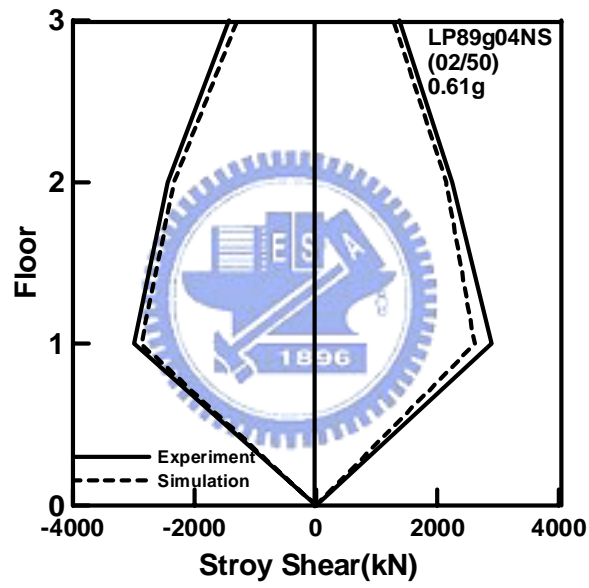
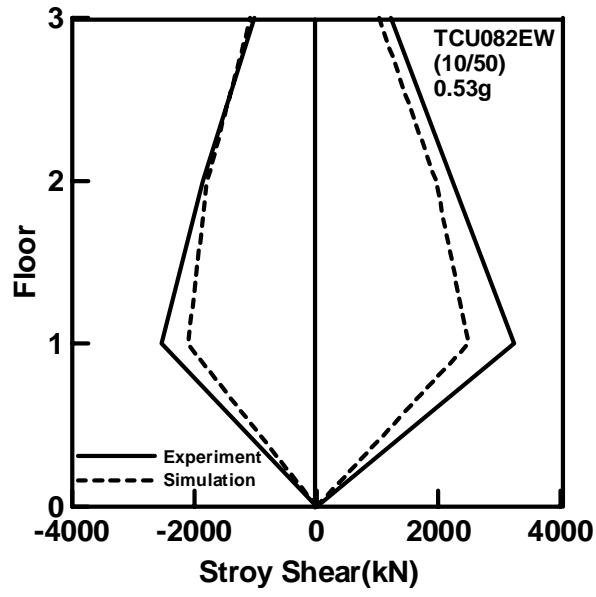


圖 4.41 Phase II 擬動態試驗最大層間剪力比較圖

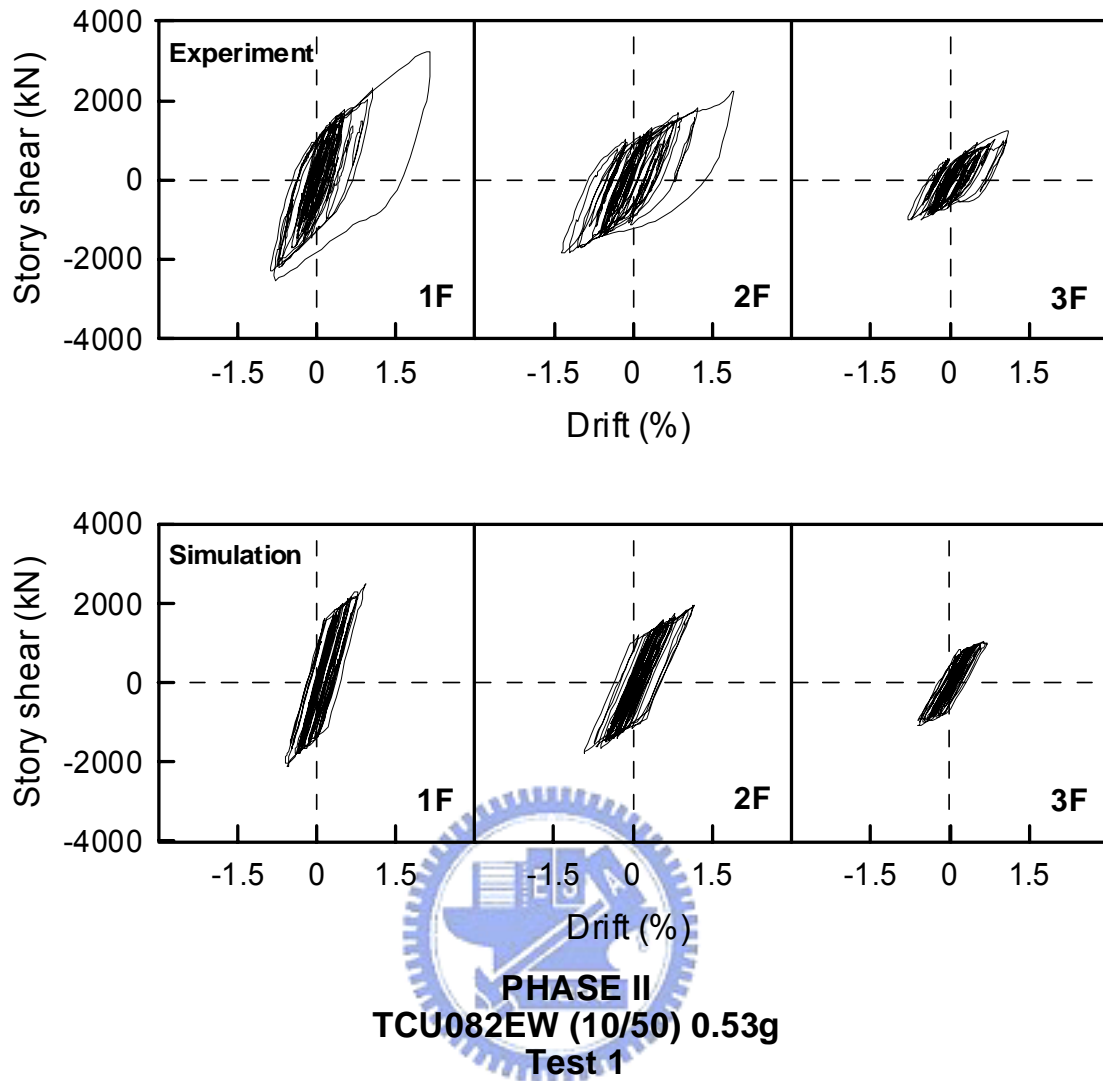
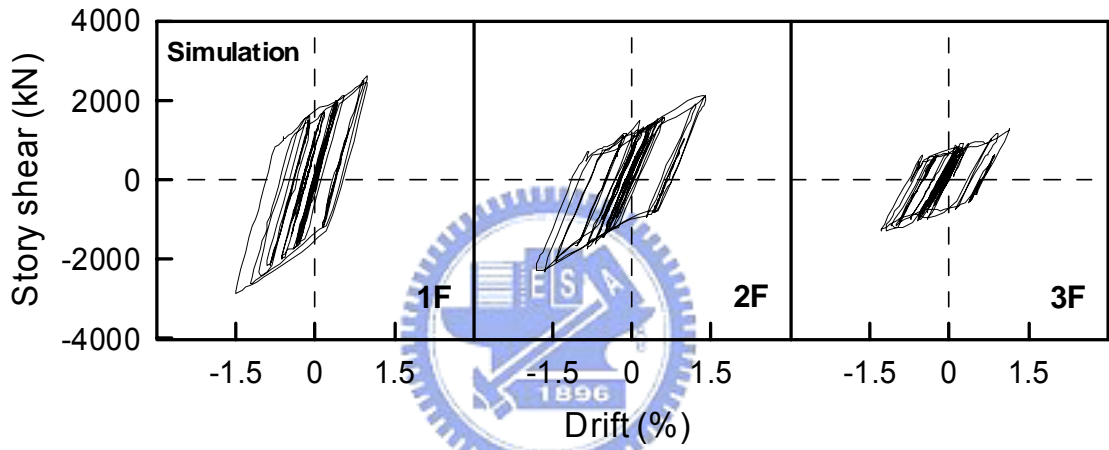
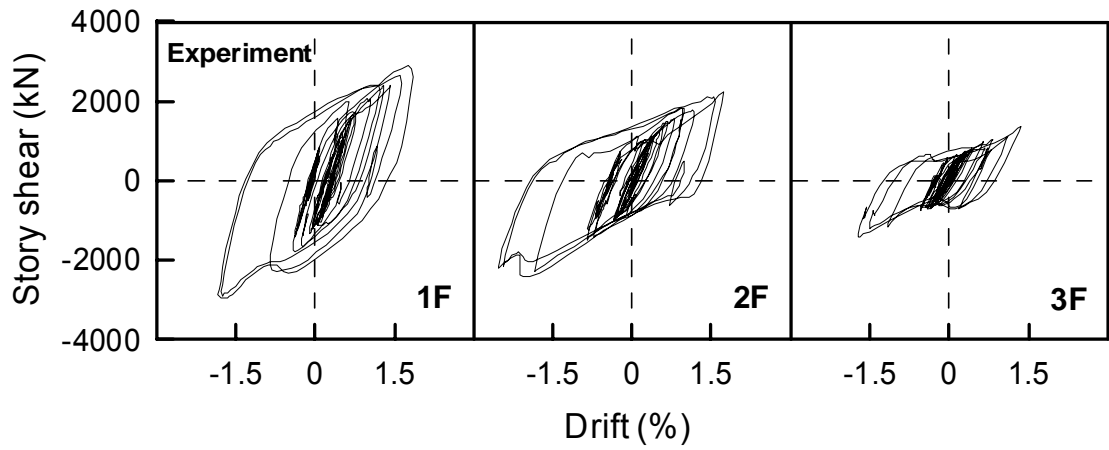


圖 4.42 Phase II Test 1 樓層遲滯迴圈



PHASE II
LP89g04NS (02/50) 0.61g
Test 2

圖 4.43 Phase II Test 2 樓層遲滯迴圈

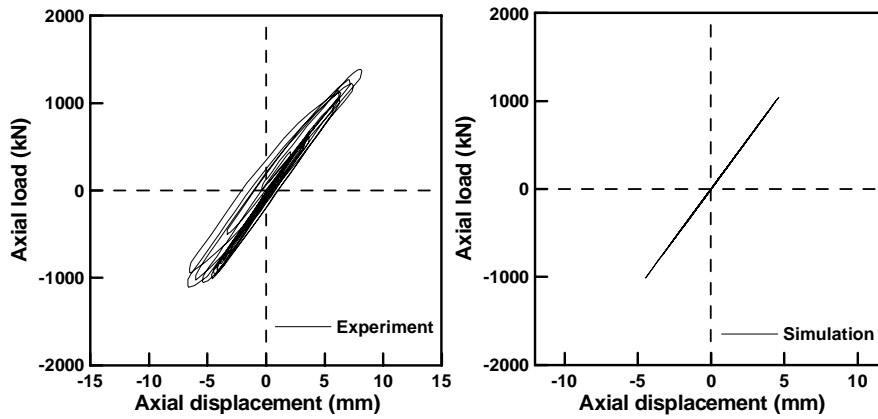


圖 4.44 Phase I Test 1 1F BRB 遲滯迴圈比較圖

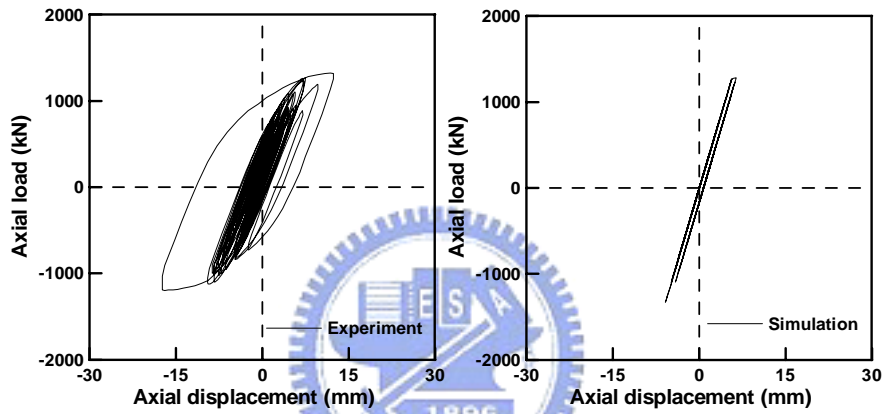


圖 4.45 Phase I Test 2 1F BRB 遲滯迴圈比較圖

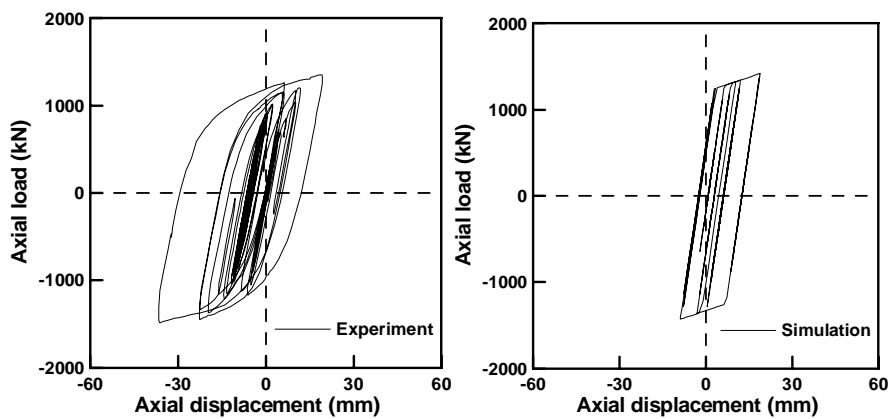


圖 4.46 Phase I Test 3 1F BRB 遲滯迴圈比較圖

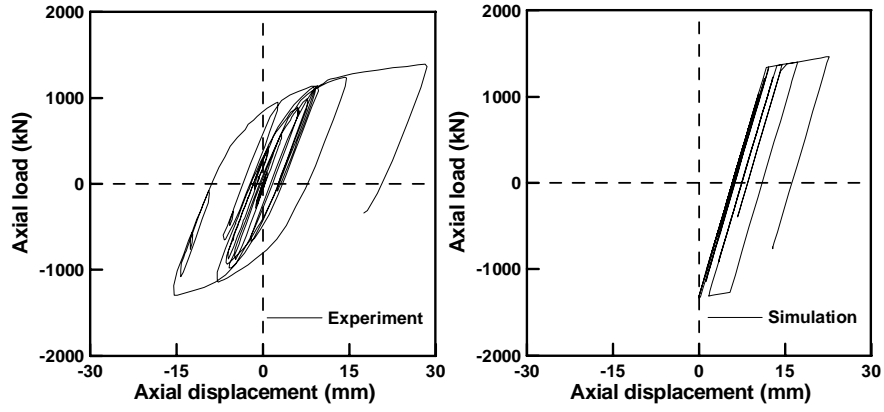


圖 4.47 Phase I Test 4 1F BRB 遲滯迴圈比較圖

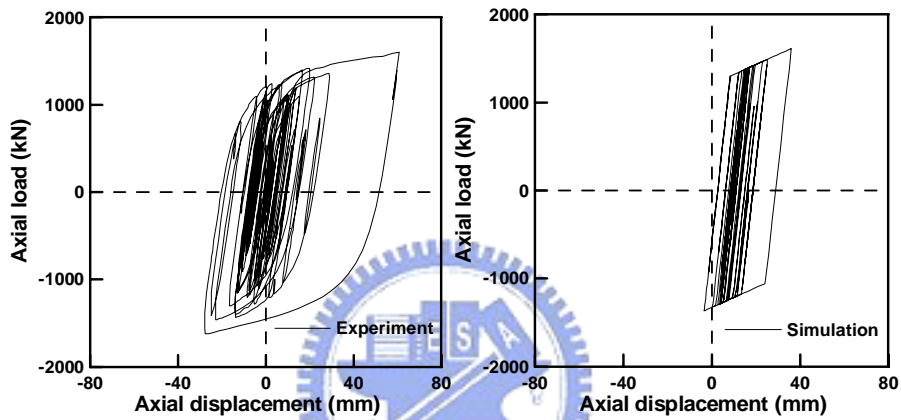


圖 4.48 Phase I Test 5 1F BRB 遲滯迴圈比較圖

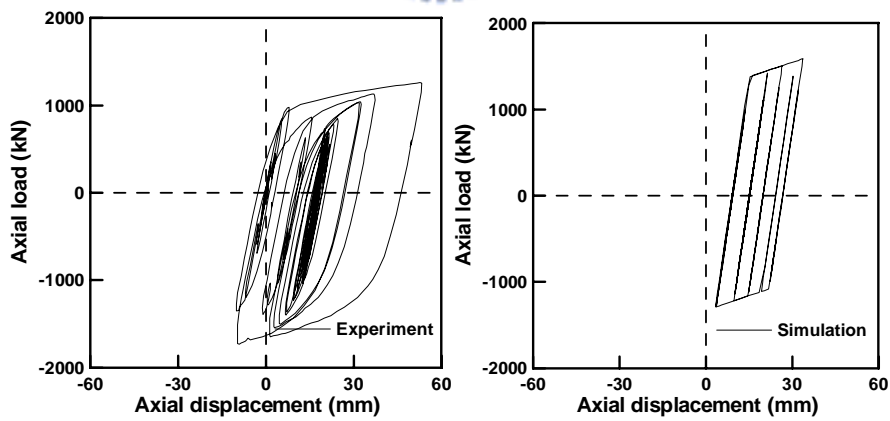


圖 4.49 Phase I Test 6 1F BRB 遲滯迴圈比較圖

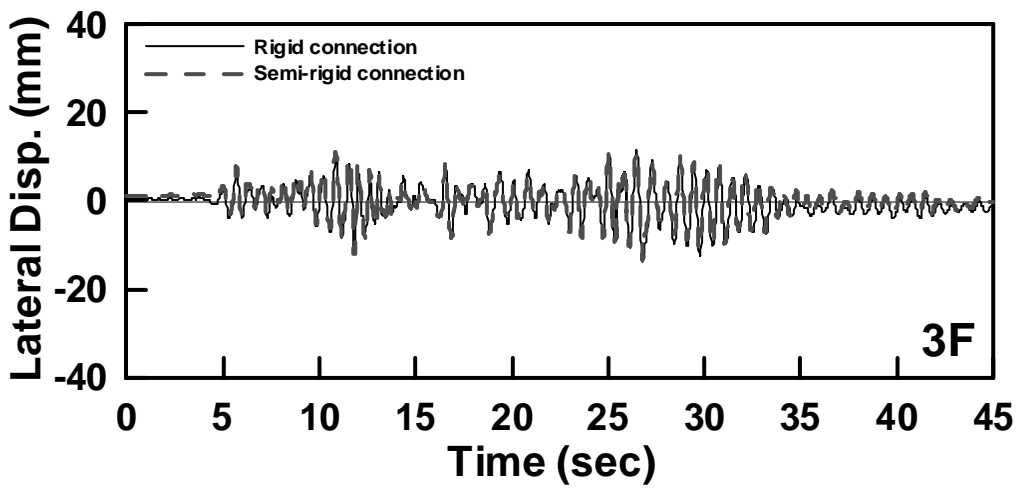
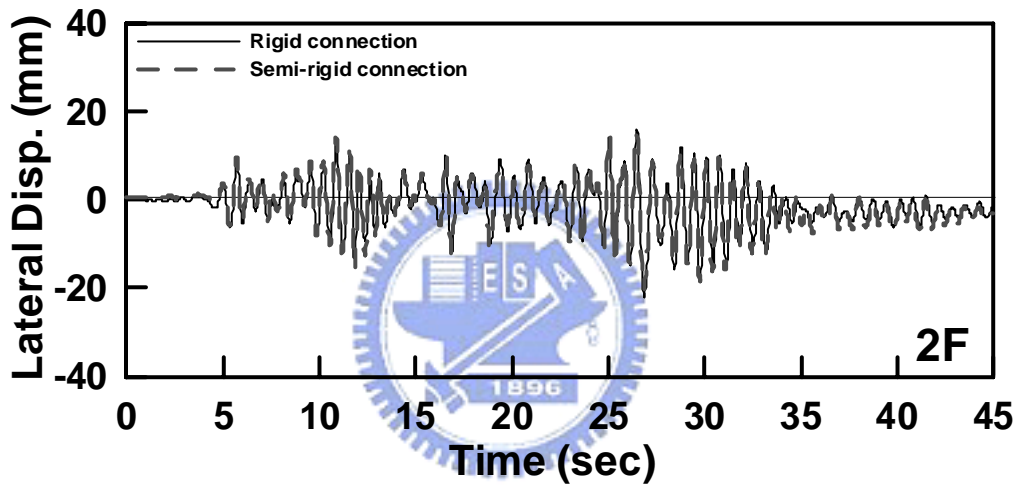
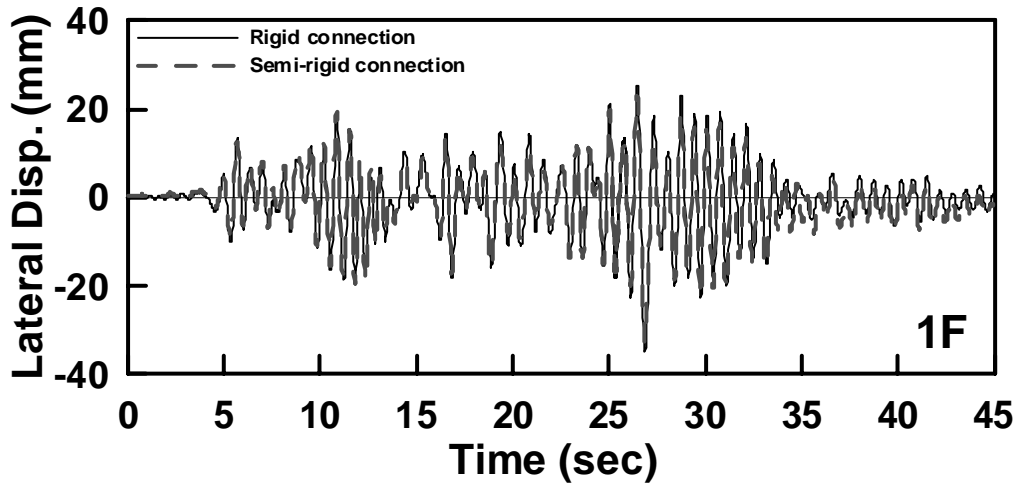


圖 4.50 Phase I Test 2 交會區是否剛接之樓層側位移比較圖

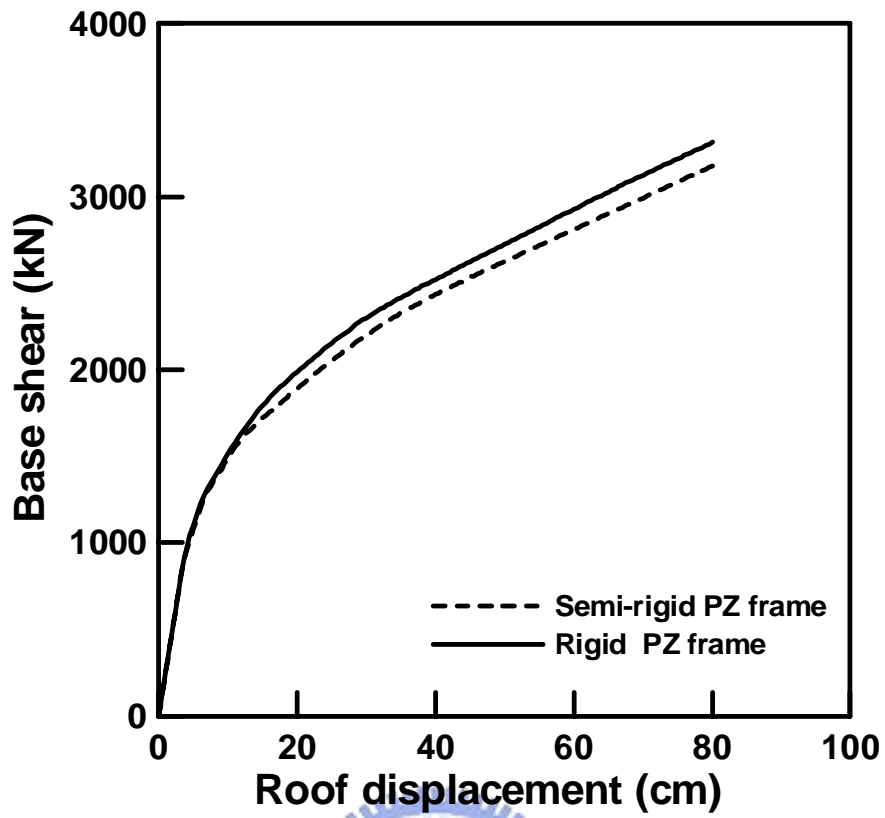


圖 4.51 構架側推分析比較圖

