

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒



**Behavior of Post-tensioned Steel Beam to
CFT Column Connections with
Energy Dissipating Bars**

研究生：黃崇豪

指導教授：陳誠直博士

中華民國九十四年八月

預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為

**Behavior of Post-tensioned Steel Beam to
CFT Column Connections with
Energy Dissipating Bars**

研究生：黃崇豪

Student : Chung-Hao Huang

指導教授：陳誠直博士

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen

國立交通大學
土木工程學系



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

July 2005

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十四年八月

國立交通大學

論文口試委員會審定書

本校 土木工程 學系碩士班 黃崇豪 君

所提論文：預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為

Behavior of Post-tensioned Steel Beam to
CFT Column Connections with
Energy Dissipating Bars

合於碩士資格標準、業經本委員會評審認可。

口試委員：劉俊亨 _____
陳和洲 _____
蔡文龍 _____
周中哲 _____

指導教授：陳誠直 _____

系主任：張良正 教授

中華民國 九十三年 七 月 二十九 日

預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為

研究生：黃崇豪

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

本研究探討預力技術在建築結構系統之應用，以避免在 1994 年北嶺地震後發現的鋼結構梁柱抗彎接頭發生的脆性破壞。預力梁柱接頭不同於一般抗彎接頭，在梁柱接合面上未使用銲接，而是利用貫穿梁之鋼絞線施加預力將梁柱構件接合。本計畫研究含消能鋼棒之預力梁柱接頭於反覆載重行為下參數之影響。研究參數包括消能鋼棒的直徑與長度、初始預力大小及鋼絞線數量。以理論分析與試驗研究預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為，結果顯示含消能鋼棒預力梁柱接頭確實具有自我恢復能力、梁柱接合面縫隙會開啟、有消能效果的特性及梁柱沒有非彈性行為及殘留變形發生；且理論模擬分析能準確預測其行為。

關鍵字：預力、梁柱接頭、消能鋼棒、自我恢復能力

Behavior of Post-tensioned Steel Beam to CFT Column Connections with Energy Dissipating Bars

Student: Chung-Hao Huang

Adviser: Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

This study aims to investigate application of post-tensioning technology in structural building systems to prevent unexpected brittle failure of steel welded beam-to-column moment connections, as observed during the 1994 Northridge earthquake. Unlike the moment connection, the post-tensioned beam-to-column connections are joined through the use of high-strength strands, without welding. This study investigates the effects of parameters of the post-tensioned connections with energy dissipating bars on the cyclic behavior. The parameters studied include the diameter and the length of energy dissipating bars, the initial post-tensioning force, and the amount of the post-tensioning strands. The behavior of post-tensioned steel beam-to-CFT column connections with energy dissipating bars has been investigated analytically and experimentally. Experimental results demonstrated that the connections possess self-centering response, gap opening and closing at the beam-to-column interface, energy dissipation characteristics, and no inelastic or residual deformation. Moreover analytical predictions correlated well with the experimental results.

Key words: post-tensioned, beam-to-column connection, energy dissipating bar, self-centering response.

誌 謝

感謝恩師 陳誠直博士在碩士班兩年來的諄諄教誨與指導，完全的信任及授權，使我能充分發揮潛能、做事細心積極與督促自己努力吸收知識，培養我獨立進行研究之能力，進而克服研究中無數的困難，使本論文得以順利完成，在此致上最誠摯之敬意。

於論文口試期間，承蒙台灣大學 蔡克銓教授、台灣科技大學 陳正誠教授、本校 劉俊秀教授及 周中哲教授對本研究不吝指正並提供寶貴的意見與建議，使本論文更臻嚴謹與完善，特此致謝。

於大學在學期間，義守大學 鐵雄教授啟蒙我做研究的精神及態度，給予我信心並建立我往後做研究的經驗及基礎，在此致上最深之敬意。同窗好友悅瑜，於大學所經歷的人生歷練，造就我更寬廣更堅毅的心。

於研究所在學期間，感謝學長群洲、南交、源興、新梓與澤許的耐心指導與幫忙，同窗潔祥與文賢的從旁協助，讓研究進展的更順利。尤其是國家地震工程研究中心的學生研究團隊俊翰、萬進、建勳及家乾，無私的研究交流討論及試驗協助，使在研究的路上能互相鼓勵。國家地震工程研究中心的學長垂欣及沛清與工作人員雄哥、阿豪、大師兄、二師兄與佳漢，對我試驗進行的費心盡力，使試驗能順利完成。

最後感激父親與母親的辛苦，母親多年獨立扶養五兄弟姐妹的養育之恩，以及哥哥與姊姊們在生活上的照顧與關心，讓我有最自由最沒壓力的成長環境，使我在做人做事上有比一般人細心的處理方式。感謝女

友祈云過去五年多無怨尤的包容、支持與鼓勵，一路陪伴著我面對所有的壓力及挑戰，使我能更積極努力，而順利完成論文。謹將本論文獻給我深愛的家人與女友及所有曾經幫助過我的朋友，有你們無私的付出才會成就今日的我，這個碩士學位不屬於我而是屬於你們所有，願你們與我共同分享獲得碩士學位的喜悅及榮耀。

崇豪 九十四年八月



目 錄

| | |
|----------------------------|------|
| 摘 要 | i |
| ABSTRACT | ii |
| 誌 謝 | iii |
| 目 錄 | v |
| 表目錄 | ix |
| 圖目錄 | xi |
| 照片目錄 | xvii |
| 第一章 緒論 | 1 |
| 1.1 研究背景 | 1 |
| 1.2 研究動機 | 2 |
| 1.3 研究目的與方法 | 3 |
| 1.4 文獻回顧 | 4 |
| 1.4.1 預鑄混凝土結構預力接合之研究 | 4 |
| 1.4.2 鋼結構預力接合之研究 | 5 |
| 1.5 報告內容 | 6 |

| | |
|-------------------------------------|----|
| 第二章 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之力學行為 | 8 |
| 2.1 前言 | 8 |
| 2.2 梁之柱面彎矩與層間變位角關係 | 8 |
| 2.3 柱之柱面彎矩與層間變位角關係 | 9 |
| 2.4 交會區之柱面彎矩與層間變位角關係 | 12 |
| 2.5 預力鋼絞線之柱面彎矩與層間變位角關係 | 15 |
| 2.6 束制型消能鋼棒之柱面彎矩與層間變位角關係 | 17 |
| 2.7 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型建立 | 20 |
| 2.7.1 遲滯迴圈各階段之勁度 | 20 |
| 2.7.2 遲滯迴圈特性之討論 | 22 |
| 第三章 實尺寸預力梁柱接頭反覆載重試驗 | 27 |
| 3.1 前言 | 27 |
| 3.2 試體設計之參數討論 | 27 |
| 3.3 試驗規畫 | 29 |
| 3.3.1 試驗簡介 | 30 |
| 3.3.2 試體規畫 | 30 |
| 3.4 試體製作及預力施加 | 33 |

| | | |
|-------|----------------|----|
| 3.4.1 | 試體製作..... | 33 |
| 3.4.2 | 預力施加..... | 34 |
| 3.5 | 試驗設置 | 35 |
| 3.5.1 | 加載系統..... | 35 |
| 3.5.2 | 量測系統..... | 36 |
| 3.6 | 試驗程序 | 37 |
| 第四章 | 實驗結果與討論 | 39 |
| 4.1 | 試體試驗行為..... | 39 |
| 4.1.1 | 試體 S1-1 | 39 |
| 4.1.2 | 試體 S1-2 | 40 |
| 4.1.3 | 試體 S1-3 | 41 |
| 4.1.4 | 試體 S1-4 | 42 |
| 4.1.5 | 試體 S2-1 | 43 |
| 4.1.6 | 試體 S2-2 | 45 |
| 4.1.7 | 試體消能能力 | 45 |
| 4.1.8 | 試體梁之中性軸變化..... | 46 |
| 4.2 | 梁柱子結構變位分析..... | 47 |

| | | |
|-----------------|------------------------------|----|
| 4.2.1 | 梁柱交會區剪力變形造成之梁端變位及子結構轉角 | 48 |
| 4.2.2 | 柱變形造成之梁端變位及子結構轉角 | 49 |
| 4.2.3 | 梁柱接合面縫隙造成之梁端變位及子結構轉角 | 50 |
| 4.2.4 | 梁變形造成之梁端變位及子結構轉角 | 50 |
| 4.2.5 | 試體變位分離..... | 51 |
| 4.3 | 試驗及理論模擬比較..... | 53 |
| 4.3.1 | 試驗包絡線與理論模擬比較..... | 53 |
| 4.3.2 | 試驗鋼絞線內力與理論模擬比較..... | 54 |
| 4.4 | 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之設計建議..... | 55 |
| 第五章 結論與建議 | | 57 |
| 5.1 | 結論 | 57 |
| 5.2 | 建議 | 58 |
| 參考文獻 | | 59 |

表目錄

| | |
|--|----|
| 表 3.1 試體參數變化表..... | 63 |
| 表 3.2 試體理論數據表..... | 63 |
| 表 3.3 鋼材及消能鋼棒實際材料性質表..... | 64 |
| 表 3.4 束制鋼管規格表..... | 64 |
| 表 3.5 0.6"鋼絞線材料性質表..... | 64 |
| 表 3.6 荷重計規格表..... | 65 |
| 表 4.1 試體 S1-1 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表..... | 65 |
| 表 4.2 試體 S1-2 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表..... | 66 |
| 表 4.3 試體 S1-3 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表..... | 67 |
| 表 4.4 試體 S1-4 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表..... | 68 |
| 表 4.5 試體 S2-1 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表..... | 69 |
| 表 4.6 試體 S2-2 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表..... | 70 |
| 表 4.7 試體各階段勁度值與理論值比較表..... | 71 |
| 表 4.8 試體梁柱接合面開啟造成之層間變位角與理論值比較表..... | 72 |
| 表 4.9 試體柱面彎矩除梁彎矩容量與理論值比較表..... | 73 |

表 4.10 試體鋼絞線內力彎矩除梁彎矩容量與理論值比較表73



圖目錄

| | |
|--|----|
| 圖 1.1 預力梁柱接頭梁柱接合面縫隙開啟示意圖 | 74 |
| 圖 1.2 預力梁柱接頭接頭及傳統接頭遲滯迴圈圖示意圖 | 74 |
| 圖 1.3 預力預鑄梁柱接頭 (Priestley and MacRae 1996) | 75 |
| 圖 1.4 消能鋼棒預力預鑄混凝土梁柱接頭圖 (Stone et al. 1995)..... | 75 |
| 圖 1.5 Dywidag 韌性接頭圖 (Englekirk 2002)..... | 76 |
| 圖 1.6 消能角鋼型預力鋼梁接 H 型柱梁柱接頭圖 (Ricles et al. 2002).. | 76 |
| 圖 1.7 含消能鋼棒預力梁柱接頭圖 (Christopoulos et al. 2002) | 77 |
| 圖 1.8 切削蓋板型消能鋼板鋼梁接 CFT 柱梁柱接頭圖 (Chou et al. 2005)..... | 77 |
| 圖 2.1 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒..... | 77 |
| 圖 2.2 梁之梁端力量與梁端位移推導圖 | 78 |
| 圖 2.3 柱之梁端力量與梁端位移推導圖 | 78 |
| 圖 2.4 柱簡化為一簡支梁中心受彎矩圖 | 79 |
| 圖 2.5 斷面分析法示意圖 | 79 |
| 圖 2.6 梁柱交會區受力示意圖 | 80 |
| 圖 2.7 梁柱交會區剪力變形示意圖 | 80 |

| | |
|---|----|
| 圖 2.8 交會區剪力變形造成之梁端變位分量圖 | 81 |
| 圖 2.9 剛體旋轉交會區剪力變形造成梁端變位分量圖 | 81 |
| 圖 2.10 鋼絞線之梁端力量與梁端位移推導圖 | 82 |
| 圖 2.11 鋼絞線造成之柱面彎矩與梁柱接合面開啟角度 θ_r 之關係曲線 .. | 82 |
| 圖 2.12 消能鋼棒之梁端力量與梁端位移推導圖 | 83 |
| 圖 2.13 消能鋼棒應力-應變關係曲線示意圖 | 83 |
| 圖 2.14 消能鋼棒造成之柱面彎矩與梁柱接合面開啟角度 θ_r 之關係曲 線 | 84 |
| 圖 2.15 含消能鋼棒預力梁柱接頭之行為模型 | 84 |
| 圖 2.16 含消能鋼棒預力梁柱接頭 0-1 階段時，勁度聯結方式圖 | 85 |
| 圖 2.17 含消能鋼棒預力梁柱接頭 1-2 階段時，勁度聯結方式圖 | 85 |
| 圖 2.18 含消能鋼棒預力梁柱接頭 2-3 階段時，勁度聯結方式圖 | 85 |
| 圖 2.19 梁柱接合面開啟角度 θ_r 造成的柱面彎矩與層間變位角關係曲 線 | 85 |
| 圖 3.1 試體 S1-1 與試體 S1-2 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較 | 86 |
| 圖 3.2 試體 S1-2 與試體 S1-4 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較 | 86 |
| 圖 3.3 試體 S2-1 與試體 S2-2 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較 | 87 |

| | |
|--|----|
| 圖 3.4 試體 S1-4 與試體 S2-2 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較 | 87 |
| 圖 3.5 結構受地震水平力作用之變形示意圖 | 88 |
| 圖 3.6 試驗設置台全貌圖 | 88 |
| 圖 3.7 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之一 | 89 |
| 圖 3.8 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之二 | 89 |
| 圖 3.9 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之三 | 90 |
| 圖 3.10 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之四 | 90 |
| 圖 3.11 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之五 | 91 |
| 圖 3.12 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之六 | 91 |
| 圖 3.13 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之七 | 92 |
| 圖 3.14 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之八 | 92 |
| 圖 3.15 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之一 | 93 |
| 圖 3.16 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之二 | 93 |
| 圖 3.17 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之三 | 94 |
| 圖 3.18 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之四 | 94 |
| 圖 3.19 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之五 | 95 |
| 圖 3.20 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之六 | 95 |

| | |
|---|-----|
| 圖 3.21 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之七 | 96 |
| 圖 3.22 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之八 | 96 |
| 圖 3.23 消能鋼棒銲接設計圖 | 97 |
| 圖 3.24 Anchorage plate 細部圖 | 97 |
| 圖 3.25 東梁錨頭施加預力次序編號示意圖 | 98 |
| 圖 3.26 試驗構架鋼梁之側撐設計圖 | 98 |
| 圖 3.27 六組試體外部儀器架設圖 | 99 |
| 圖 3.28 試體 S1-1、S1-2、S1-3、S1-4 與 S2-2 應變計位置圖 | 99 |
| 圖 3.29 試體 S2-1 應變計位置圖 | 100 |
| 圖 3.30 梁柱接頭試驗之位移歷時圖 | 100 |
| 圖 4.1 試體 S1-1 試驗遲滯迴圈圖 | 101 |
| 圖 4.2 試體 S1-2 試驗遲滯迴圈圖 | 101 |
| 圖 4.3 試體 S1-3 試驗遲滯迴圈圖 | 102 |
| 圖 4.4 試體 S1-4 試驗遲滯迴圈圖 | 102 |
| 圖 4.5 試體 S2-1 試驗遲滯迴圈圖 | 103 |
| 圖 4.6 試體 S2-2 試驗遲滯迴圈圖 | 103 |
| 圖 4.7 試體 S1-1 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖 | 104 |

| | |
|-------------------------------------|-----|
| 圖 4.8 試體 S1-2 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖..... | 104 |
| 圖 4.9 試體 S1-3 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖..... | 105 |
| 圖 4.10 試體 S1-4 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖..... | 105 |
| 圖 4.11 試體 S2-1 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖..... | 106 |
| 圖 4.12 試體 S2-2 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖..... | 106 |
| 圖 4.13 試體試驗中之中性軸位置變化圖..... | 107 |
| 圖 4.14 梁端變位分量示意圖..... | 108 |
| 圖 4.15 柱體變形造成之梁端變位分量..... | 108 |
| 圖 4.16 梁柱接合面縫隙造成之梁端變位分量圖..... | 109 |
| 圖 4.17 梁變形造成之梁端變位分量..... | 109 |
| 圖 4.18 試體 S1-1 試驗變位分析圖..... | 110 |
| 圖 4.19 試體 S1-2 試驗變位分析圖..... | 111 |
| 圖 4.20 試體 S1-3 試驗變位分析圖..... | 112 |
| 圖 4.21 試體 S1-4 試驗變位分析圖..... | 113 |
| 圖 4.22 試體 S2-1 試驗變位分析圖..... | 114 |
| 圖 4.23 試體 S2-2 試驗變位分析圖..... | 115 |
| 圖 4.24 試體最大層間變位角時各分量所佔百分比圖..... | 116 |

| | |
|--|-----|
| 圖 4.25 試體 S1-1 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖..... | 116 |
| 圖 4.26 試體 S1-2 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖..... | 117 |
| 圖 4.27 試體 S1-3 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖..... | 117 |
| 圖 4.28 試體 S1-4 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖..... | 118 |
| 圖 4.29 試體 S2-1 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖..... | 118 |
| 圖 4.30 試體 S2-2 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖..... | 119 |
| 圖 4.31 試體 S1-1 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖 | 119 |
| 圖 4.32 試體 S1-2 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖 | 120 |
| 圖 4.33 試體 S1-3 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖 | 120 |
| 圖 4.34 試體 S1-4 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖 | 121 |
| 圖 4.35 試體 S2-1 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖 | 121 |
| 圖 4.36 試體 S2-2 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖 | 122 |

照片目錄

| | |
|--|-----|
| 照片 3.1 12 支鋼絞線安裝位置..... | 123 |
| 照片 3.2 20 支鋼絞線安裝位置..... | 123 |
| 照片 3.3 CFT 柱灌漿閘門..... | 124 |
| 照片 3.4 試體完成組裝..... | 124 |
| 照片 3.5 ENERPAC P3045N 油壓機..... | 125 |
| 照片 3.6 油壓千斤頂..... | 125 |
| 照片 3.7 施預力過程..... | 126 |
| 照片 3.8 子結構試驗構架全貌..... | 126 |
| 照片 4.1 試體 S1-1 於 0.5% 時梁柱接合面的縫隙..... | 127 |
| 照片 4.2 試體 S1-1 於 4.0% 柱接合面的縫隙..... | 127 |
| 照片 4.3 試體 S1-2 於 3.0% 時梁柱接合面的縫隙..... | 128 |
| 照片 4.4 試體 S1-2 於 3.0% 時蓋板末端試體受力情形..... | 128 |
| 照片 4.5 試體 S1-2 於 5.0% 時束制鋼管挫屈現象..... | 129 |
| 照片 4.6 試體 S1-3 於 5.0% 時消能鋼棒縫隙挫屈現象..... | 129 |
| 照片 4.7 試體 S1-3 於 5.0% 時梁柱接合面縫隙及梁上應力集中現象... | 130 |

| | |
|--|-----|
| 照片 4.8 試體 S1-4 於 3.0% 時梁柱接合面縫隙 | 130 |
| 照片 4.9 試體 S1-4 於 3.0% 時梁上應力集中情形 | 131 |
| 照片 4.10 試體 S1-4 於 5.0% 時束制鋼管受力變形情形 | 131 |
| 照片 4.11 試體 S2-1 於 3.0% 時梁上應力集中情形 | 132 |
| 照片 4.12 試體 S2-1 於 4.0% 時梁腹板上應力集中情形 | 132 |
| 照片 4.13 試體 S2-1 於 5.0% 第一圈時梁上降伏情形 | 133 |
| 照片 4.14 試體 S2-1 於 5.0% 第二圈時梁挫屈情形 | 133 |
| 照片 4.15 試體 S2-2 於 5.0% 第一圈時梁挫屈情形 | 134 |
| 照片 4.16 試體 S2-2 於 5.0% 第二圈時梁挫屈情形 | 134 |
| 照片 4.17 試體 S2-2 於試驗結束後殘餘變形 | 135 |

第一章 緒論

1.1 研究背景

近十年來工程界對於鋼結構梁柱接頭的改良持續在進行，現今梁柱接頭改良的研究結果，無論是減弱式或補強式的改良接頭，皆讓塑性鉸消能發生在梁上，遠離梁柱接頭弱面處，使接頭能有足夠抵抗地震的能力。

由於傳統梁腹板栓接翼板全滲透銲接接頭需要銲接及扇形開孔，因此造成接頭有扇形開孔處集中應力嚴重、銲接殘留應力、銲接入熱量、鋼材脆化及背墊板形成之天然縫隙等缺點，另外對於工人現場銲接品質的控制亦不易，這些都是造成接頭無法抵抗地震力的原因。然而減弱或補強的改良式梁柱接頭即使地震後無造成人員的傷害，而在梁上產生塑性鉸消散能量造成殘留變形，亦使得結構體修復施工不易且不甚經濟。

在眾多鋼結構接頭的改良同時間，Priestley and Tao (1993)利用預力觀念，使用預力鋼棒接合預鑄混凝土梁柱接頭，使梁柱接頭具有消能能力及預力產生的自我恢復能力 (Self-centering)，於地震後會恢復原位不會有殘留變形。

基於這些優點，Ricles et al. (2002)將預力系統之觀念導入鋼結構中，這個源自預鑄建築的概念，在鋼結構中使用鋼絞線預力接合梁柱接頭，接頭無需銲接，付予梁柱接合面縫隙開啟的能力，形成預力鋼結構梁柱接頭 (Post-tensioned steel connection)，如圖 1.1 所示。在發生地震

時藉由梁柱接合面縫隙的開啟，利用接頭上可替換式的消能構件提供消能效果，消散地震輸入之能量，使主結構體在受到較大變形時，梁柱仍保持彈性行為，其接頭遲滯迴圈圖與傳統接頭不同，如圖 1.2 所示。由預力提供自我恢復的能力，在地震後接頭變恢復原位，結構體沒有殘留變形，更換消能構件即可恢復消能能力。

1.2 研究動機

由於預力梁柱接頭之特性，要求主結構體梁柱於地震下保持彈性，而消能型預力梁柱接頭其特點為利用鋼絞線預力接合梁柱接頭，梁柱接合無需銲接，對於施銲產生的缺點就能予以避免。同時預力可提供結構體自我恢復原位的能力，在地震後幾乎無殘留變形。地震造成結構體的變形，大部分轉換成梁柱接合面縫隙的開啟，而主結構體梁柱保持彈性行為。若於接頭上安裝可替換式消能構件，可利用梁柱接合面縫隙的開啟，造成消能構件變形降伏以進行消能。於地震後主結構體完好，可藉由消能器的更換，恢復接頭消能接頭能力，大幅減少維修費用，並增加建築物的可用性及生命週期。其所有構材皆由工廠準備完成，只餘預力於現場施工，主結構體即可完成，故若配合適當的施工計劃安排，可有效減少施工時間及增加施工品質。

鋼管混凝土柱 (Concrete filled tube, 簡稱 CFT) 其特點為鋼管提供鋼管內混凝土圍束效應，可增加柱構件抗壓強度，提升結構物整體韌性能力。其鋼管由工廠直接加工而成，於現場僅需澆置混凝土，且鋼管可作為澆置混凝土之永久模板與支撐，製程簡易快速，於結構施工方面，可節省大量模板費用，具經濟性及施工性(陳誠直 2003)。

由上述可知利用高強度及高韌性之 CFT 柱，以預力接合鋼梁應該會是一種相當優良的結構系統。施工上在工廠內完成大部分的作業，在現場只需將 CFT 柱澆置完成，再將鋼梁使用預力方式接合，即完成主結構體，是相當具有發展性的系統。雖國內外對預力梁柱接頭的研究仍在起步階段，但基於預力梁柱接頭的優點，相信隨著技術的成熟，此種預力結構將會是相當經濟及先進的耐震梁柱系統。本研究藉由試驗深入瞭解消能型預力鋼梁 CFT 柱接頭之應力傳遞機制與耐震行為，並且推導建立梁柱接頭設計方法與流程。

1.3 研究目的與方法

本計劃目的在於探討含消能鋼棒預力梁柱接頭在地震力作用下之耐震特性。研究參數包括：初始預力大小、有無安裝消能鋼棒、消能鋼棒直徑與長度及鋼絞線數目，以瞭解影響消能效果之因素、適當初始預力與消能效果之組合、接頭所能承受極限強度等。進而研究接頭力量傳遞之機制，讓接頭具有預期之消能效果及優點，同時兼具經濟性、施工性及合理性，使滿足工程設計之需求，並建立適當的設計流程。

本計畫研究方法為先蒐集國內外預力梁柱接頭之相關文獻，瞭解此接頭的原理與特性。研究預力結合鋼梁和 CFT 柱之接頭，於接頭安裝束制型消能鋼棒的方法與機制，再依其接頭原理推導含消能鋼棒預力梁柱接頭之力學模型，進而設計製作實尺寸含消能鋼棒預力梁柱接頭之試體，進行實尺寸梁柱接頭之試驗，以瞭解此類型梁柱接頭的耐震消能效果、施工程序及細部施工重點，最後建立預力梁柱接頭之設計方法與流程，以利於本研究成果之實際應用。

本計畫共規劃設計六組試體，實尺寸試體由平面構架取梁與柱反曲點之十字型梁柱接頭子結構，進行模擬地震作用之反覆載重實驗，用以探討試體於各參數變化下之接頭行為、參數影響及消能效果，並驗證接頭力學模型的準確性及設計流程的可用性。

1.4 文獻回顧

目前國內外研究預力接頭型的文獻主要著重於預力預鑄混凝土梁柱接頭，而預力鋼梁接 CFT 柱接頭或接 H 型鋼柱接頭的資料較少，以下對相關文獻做一概述。

1.4.1 預鑄混凝土結構預力接合之研究

Priestley and MacRae (1996)發展預力預鑄梁柱接頭，利用鋼腱穿過柱，再由梁兩端施加預力對拉完成預力接頭，如圖 1.3 所示。試驗結果發現於停止試驗後接頭具自我恢復的能力，接頭不會有太大的殘留變形；惟消能效果不佳。

Stone et al. (1995)設計一系列預力預鑄梁柱接頭，利用鋼腱施預力接合梁柱，於接頭上安裝的消能鋼棒提供消能，如圖 1.4 所示。試驗顯示接頭之層間變位角可達到 3% ~ 3.6%，梁柱接合面的開合，造成消能鋼棒降伏消能，相較於無消能鋼棒的預力預鑄梁柱接頭，其消能效果明顯增加許多，是相當創新的預力預鑄接頭型式。

Englekirk (1996, 2002)在強震區舊金山市設計建造一棟 39 層預力預鑄混凝土結構，為有史以來最高的預鑄結構，其梁柱接頭採預力方式結

合，其接合方式稱 Dywidag 韌性接頭系統 (Dywidag Ductile Connector (DDC) System)，如圖 1.5 所示。其設計配合試驗驗證，採較高安全考量下，以設計接頭層間變位角 2% ~ 2.5% 進行試驗，其試驗結果顯示接頭層間變位可達到 3.5% ~ 4%，而沒有些許的強度折減，且消能效果良好，顯示預力接頭是可實際運用在建築物上的設計。

1.4.2 鋼結構預力接合之研究

Ricles et al. (2002) 利用鋼絞線貫穿 H 型鋼柱或 CFT 柱固定於鋼梁兩側，配合上下角鋼組合成的新型梁柱接頭，如圖 1.6 所示，施加預力於鋼絞線，提供梁柱組件接合所需，在梁柱接合面上不施與銲接，當地震時梁柱接合面縫隙開啟，造成上下角鋼的變形以致於降伏進行消能，並藉由鋼絞線預力提供梁柱接頭自我恢復力，不產生殘餘變形。有別於傳統梁柱接頭，在強震後可能造成嚴重的破壞且修復不易；預力梁柱接頭在地震後，完全不影響使用性，只需更換消能角鋼，即可恢復消能效果，修復簡易且經濟。Ricles 等人進行一系列實尺寸預力梁柱接頭試驗，討論包括控制角鋼厚度影響消能效果、初始預力大小關係梁柱接合面縫隙發生時機、加勁板影響梁非彈性行為產生等。結果顯示：接頭在梁柱接合面縫隙開啟前勁度與傳統接頭相似、消能效果良好、非彈性變形控制於角鋼上、可準確預測接頭行為、自我恢復能力作用無殘留變形產生。

Christopoulos et al. (2002) 將 H 型鋼柱與鋼梁以高拉力鋼棒接合，施加預力於高強度鋼棒提供自我恢復力，並在梁翼板內側加裝含防挫屈鋼管的鋼棒，組成可替換式消能鋼棒，於梁柱接合面縫隙開啟時，藉由消能鋼棒提供梁柱接頭的消能能力，接頭細節如圖 1.7 所示。Christopoulos

等人進行一組實尺寸試體試驗，試驗結果顯示預力梁柱接頭的行為模型，可由消能鋼棒的行為模型與預力鋼絞線的行為模型疊加合成。在層間變位 4% 時，此時接頭梁柱沒有損壞及殘留變形發生，亦展現出消能鋼棒良好的消能效果。

Chou et al. (2005)使用切削蓋板 (Reduced flange plates)作為消能元件，在工廠鐸於 CFT 柱上，利用鋼絞線貫穿梁柱並固定於鋼梁兩側，如圖 1.8 所示。施加預力提供梁柱接合後，再將消能元件挫屈束制蓋板及切削蓋板型消能鋼板栓接於梁翼板上，利用切削斷面配合預力梁柱接頭梁端與柱面縫隙開合的特性，切削斷面會因為伸長及壓縮至降伏進行消能；梁翼板上增加加勁蓋板則可控制挫屈發生導致的切削蓋板型消能鋼板殘留變形。Chou 等人進行三組實尺寸預力梁柱接頭試驗，研究純預力、無消能元件挫屈束制蓋板及含消能元件挫屈束制蓋板之梁柱接頭；討論包括梁翼加勁蓋板影響、梁端中性軸預測、消能元件挫屈束制蓋板影響、接頭行為預測與進行有限元素程式模擬。結果顯示其可有效預測接頭行為及梁端中性軸預測、含消能元件挫屈束制蓋板之梁柱接頭效果良好。

1.5 報告內容

本研究報告內容共分為以下五個章節：

第一章 緒論：介紹研究背景、研究動機與研究方法、目的與國內外相關文獻介紹。

第二章 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之力學行為：對含消能鋼棒

預力梁柱接頭推導出力學模型，用以預測預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒於反覆載重試驗下之行為，建立其彎矩與層間變位角關係之預測方法。

第三章 實尺寸預力梁柱接頭反覆載重試驗：實尺寸梁柱接頭反覆載重實驗之試體設計之參數討論、試體規劃設計、製作、試驗準備與試驗程序等相關敘述說明。

第四章 試驗結果與討論：對試體試驗結果加以討論，同時將試驗結果與分析結果比較。

第五章 結論與建議：對本計畫研究結果提出結論及建議，擷取經驗以供後續之研究與改進。



第二章 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之 力學行為

2.1 前言

本研究計畫以預力鋼梁接 CFT 柱構架系統之十字型內部梁柱接頭子結構進行探討，預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒如圖 2.1 所示，特色在於梁柱為分開個體，不使用銲接接合採預力接合。接頭主要組成包括東西雙梁及 CFT 柱，並將鋼絞線 (Strands) 由梁腹板兩邊穿過 CFT 柱再施加初始預力於鋼絞線上接合梁柱接頭。

欲取得預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之梁端力量與梁端位移及柱面彎矩與層間變位角關係，因此分別對梁、柱、梁柱交會區、預力鋼絞線與束制型消能鋼棒分開討論其各別對梁端彎矩與層間變位角之關係，再依其之間相互關係加以聯結，取得預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之梁端力量與梁端位移及柱面彎矩與層間變位角之關係模型。

2.2 梁之柱面彎矩與層間變位角關係

將梁視為固接於柱上，於梁端施予集中力，此時梁即為懸臂梁，如圖 2.2 所示，依材料力學的推導，可取得梁端力量與梁端位移關係，如下式所示：

$$P = \overline{k}_b \delta \quad (2.1)$$

其梁端力量與梁端位移之勁度 \overline{k}_b ，如下式所示：

$$\bar{k}_b = \frac{3E_b I_b}{L_b^3} \quad (2.2)$$

其中 E_b ：鋼梁楊氏係數； I_b ：梁慣性矩； L_b ：梁長。

利用柱面彎矩 $M = PL_b$ ，層間變位角 $\theta = \delta/(L_b + d_c/2)$ 加以取代，柱面彎矩與層間變位角關係，如下式所示：

$$M = k_b \theta \quad (2.3)$$

其柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_b ，如下式所示：

$$k_b = \frac{3E_b I_b \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)}{L_b^2} \quad (2.4)$$



其中 d_c ：柱深。

2.3 柱之柱面彎矩與層間變位角關係

將梁及柱視為一體，於雙梁端施予集中力，此時梁端二力對柱中心產生彎矩，如圖 2.3 所示，將柱簡化為一簡支梁中心受彎矩作用，依材料力學的推導，如圖 2.4 所示，柱中心彎矩 $M = 2P(L_b + d_c/2)$ ，柱中心轉角則為 $\theta_{col} = 2\theta_A = 2M_c H / 24E_c I_c$ ，將整體梁柱視為剛體旋轉，以致於造成梁端位移 $\delta = (L_b + d_c/2)\theta_{col}$ ，因此梁端力量與梁端位移關係，如下式所示：

$$P = \bar{k}_c \delta \quad (2.5)$$

其梁端力量與梁端位移之勁度 \bar{k}_c ，如下式所示：

$$\bar{k}_c = \frac{6E_c I_c}{H \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)^2} \quad (2.6)$$

其中 $E_c I_c$ ：柱楊氏係數及柱慣性矩複合值； H ：柱高。

利用柱面彎矩 $M = PL_b$ 及層間變位角 $\theta = \theta_{col} = \delta / (L_b + d_c / 2)$ 加以取代，柱面彎矩與層間變位角關係，如下式所示：

$$M = k_c \theta \quad (2.7)$$

其柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_c ，如下式所示：

$$k_c = \frac{6E_c I_c L_b}{H \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} \quad (2.8)$$

由於 CFT 柱斷面為鋼及混凝土複合斷面，因此其楊氏係數 E_c 與慣性矩 I_c 無法單純保持定值，會隨其應變大小不同而改變，無法簡單定義其值，因此採用斷面分析法，藉由 CFT 柱斷面受純彎矩狀態下，依其於不同應變時之彎矩與曲率關係，計算出 CFT 柱斷面 $E_c I_c$ 之複合值。

斷面分析法是將 CFT 柱斷面分割為若干塊元素，經過反覆施予斷面不同應變，計算出 CFT 柱斷面於各種應變下之彎矩與曲率關係，由彎矩

與曲率關係曲線之斜率，即為 CFT 柱斷面 $E_c I_c$ 之複合值。以下為 CFT 柱斷面使用斷面法分析之步驟：

1. 基本假設令 CFT 柱斷面於變形前後平面保持平面，由此假設建立起斷面上鋼與混凝土之幾何關係，兩者相對應之應變即可求得。
2. 再假設 CFT 柱斷面內，混凝土最外緣之應變為 ε_x ，並假設中性軸位置 c ，如圖 2.5 所示。
3. 利用基本假設，CFT 柱斷面上各纖維元素中之相對應變 ε_i ，即可從斷面混凝土最外緣之應變及中性軸位置之幾何關係計算得知。
4. 接著由混凝土及鋼材料之應力與應變關係，求出各元素相對應之應力 σ_i ，再乘上各元素之面積 A_i ，便可得到力量 P_i ，其關係式如下：

$$P_i = \sigma_i A_i \quad (2.9)$$

5. 再根據力平衡之法則，即 CFT 柱斷面合力應達到平衡，受壓及受拉相加為零，如下式：

$$\sum_i P_i = 0 \quad (2.10)$$

6. 若斷面合力無法達到平衡，即代表中性軸位置假設錯誤，需從步驟 2 重新假設中性軸位置，並重複步驟 3~6，反覆直到斷面合力達到平衡為止。
7. 確定中性軸位置後，即可計算斷面彎矩 M 與曲率 κ ，如下所示：

$$M = \sum_i P_i X_i \quad (2.11)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{c} \quad (2.12)$$

其中 X_i 為纖維元素形心到中性軸之距離。

8. 再依序變更步驟 2 之 ε_x ，並重複步驟 3~7，即可得 CFT 柱斷面於不同混凝土最外緣之應變下，對應之彎矩與曲率。

根據上述步驟，可求得 CFT 柱斷面完整之彎矩與曲率關係曲線。由於本研究所設計之 CFT 柱，不會有任何混凝土的碎裂及鋼梁柱的降伏情況發生，因此使用之 CFT 柱斷面 $E_c I_c$ 複合值，為假設 CFT 柱斷面混凝土最外緣之應變 0.002 時，所求得之值來定義之。

2.4 交會區之柱面彎矩與層間變位角關係

根據陳誠直 (2003) 之研究，取得交會區剪力及剪力變形關係式

$\overline{V_{pz}} = \overline{k_{pz}} \gamma$ ，其交會區剪力 V_{pz} 依圖 2.6 推導如下所示：

$$V_{pz} = \frac{\Delta M}{d_b + t_p} - V_{col} \quad (2.13)$$

其中 t_p ：蓋板厚度； ΔM ：梁柱交會區兩側柱面受到的不平衡彎矩； V_{col} ：柱剪力。再將 $\Delta M = M_w + M_E = 2PL_b$ 及 $V_{col} = \Delta M(L_b + d_c/2)/H(L_b - d_c/2)$ 代入，即可得到 V_{pz} 及梁端施力之關係，下式所示：

$$V_{pz} = \frac{2PL_b}{d_b + t_p} - \frac{2PL_b \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)}{H \left(L_b - \frac{d_c}{2} \right)} \quad (2.14)$$

而交會區彈性勁度 \overline{k}_{pz} ，如下式所示：

$$\overline{k}_{pz} = \frac{2(d_c - 2t)tG_s + 5.2G_s b_c t^3}{(d_b + t_p)^2} + A_c G_c \quad (2.15)$$

其中 d_b ：梁深； b_c ：柱寬； t ：柱鋼管厚度； A_c ：梁柱交會區混凝土橫斷面積； E_s ：柱鋼管楊氏係數； G_s ：鋼材之剪力模數； G_c ：混凝土剪力模數。

需求得梁柱交會區梁端變位 δ_{pz} 及剪力變形 γ 之關係，先假設交會區於受地震力後，交會區變形為一平行四邊形，如圖 2.7 所示。假設梁柱是剛體位移，純粹考量交會區剪力變形造成試體變形，如圖 2.8 所示，再考慮柱上反曲點水平位移等於零的情形，如圖 2.9 所示，故必須以柱下反曲點為原點，將柱上反曲點作剛體旋轉，其旋轉角為 $\gamma d_b / H$ ，此旋轉角造成之梁端變位為 $\gamma d_b / H \cdot (L_b + d_c / 2)$ 。因此實際梁柱交會區梁端變位 δ_{pz} 及剪力變形 γ 之關係，如下式：

$$\gamma = \frac{\delta_{pz}}{L_b - \frac{d_b}{H_c} \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} \quad (2.16)$$

由上述推導代入 $V_{pz} = \overline{k}_{pz} \gamma$ ，可得梁端力量與梁端位移關係，如下式所示：

$$P = \overline{k}_{pz} \delta \quad (2.17)$$

其梁端力量與梁端位移之勁度 \overline{k}_{pz} ，如下式所示：

$$\overline{k}_{pz} = \frac{\frac{2(d_c - 2t)tG_s + 5.2G_s b_c t^3}{(d_b + t_p)^2} + A_c G_c}{\left[\frac{2L_b}{d_b + t_p} - \frac{2L_b \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)}{H \left(L_b - \frac{d_c}{2} \right)} \right] \left[L_b - \frac{d_b}{H_c} \left(\frac{L_b + \frac{d_c}{2}}{2} \right) \right]} \quad (2.18)$$

利用柱面彎矩 $M = PL_b$ ，層間變位角 $\theta = \delta / (L_b + d_c/2)$ 加以取代，柱面彎矩與層間變位角關係，如下式所示：

$$M = k_{pz} \theta \quad (2.19)$$

其柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_{pz} ，如下式所示：

$$k_{pz} = \frac{\left[\frac{2(d_c - 2t)tG_s + 5.2G_s b_c t^3}{(d_b + t_p)^2} \right] L_b \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right) + A_c G_c L_b \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)}{\left[\frac{2L_b}{d_b + t_p} - \frac{2L_b \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)}{H \left(L_b - \frac{d_c}{2} \right)} \right] \left[L_b - \frac{d_b}{H_c} \left(\frac{L_b + \frac{d_c}{2}}{2} \right) \right]} \quad (2.20)$$

其中 d_b ：梁深； t ：柱鋼管厚； t_p ：梁上蓋板厚； G_s ：鋼剪力模數； G_c ：

混凝土剪力模數； b_c ：柱寬； A_c ：混凝土截面積。

2.5 預力鋼絞線之柱面彎矩與層間變位角關係

假設單純使用預力接合梁柱接頭，並將鋼絞線視為一股位於梁腹板中心，其行為相同於設計試體上之鋼絞線安排，接頭上不安裝束制型消能鋼棒，以梁翼板及蓋板接面作為支點，於梁端施加集中載重，讓鋼梁依支點作剛體旋轉，造成梁柱接合面縫隙的開啟其角度為 θ_r ，如圖 2.10 所示。

根據預力的原理，認定當梁端施載乘上距支點力臂之彎矩，尚未達到鋼絞線內力乘上距支點力臂之彎矩（即解壓彎矩，Decompression moment, M_d ）時，則梁柱接合面縫隙尚未開啟，而鋼絞線內力不會增加；當梁端施載之彎矩大於解壓彎矩後，則預力梁柱接合面縫隙開啟，而鋼絞線內力開始增加。藉此先推導出鋼絞線內力 $T_{t,st}$ 及梁柱接合面縫隙的開啟角度 θ_r 之關係，進而推導出柱面彎矩與層間變位角之關係。

首先僅考慮鋼絞線內力 $T_{t,st}$ 及梁柱接合面縫隙的開啟角度 θ_r 之關係，由梁柱接合面縫隙的開啟角度，造成鋼絞線的伸長以致鋼絞線內力增加，同時將鋼梁受鋼絞線內力造成縮短的情形加以考量，平衡式如下：

$$T - T_{ini,st} = (\Delta_{st} - \Delta_b) \frac{E_{st} A_{st}}{L_{st}} \quad (2.21)$$

其中 Δ_{st} ：梁柱接合面縫隙開啟角度造成鋼絞線的伸長量
 $\Delta_{st} = 2(d_b/2)\theta_r$ ； Δ_b ：鋼絞線內力增加造成鋼梁之縮短量

$\Delta_b = 2L_b(T_{t,st} - T_{ini,st}) / (E_b A_b)$ ； $T_{ini,st}$ ：鋼絞線內初始預力； T ：於梁柱接合面縫隙開啟角度下之鋼絞線內力； E_{st} ：鋼絞線楊氏係數； L_{st} ：鋼絞線長； A_{st} ：鋼絞線總截面積； A_b ：梁截面積。

將上式加以整理，即可得到鋼絞線內力 $T_{t,st}$ 及梁柱接合面縫隙的開啟角度 θ_r 之關係式，如下式：

$$T = T_{ini,st} + \frac{\frac{E_{st} A_{st} d_b}{L_{st}}}{1 + \frac{2E_{st} A_{st} L_b}{E_b A_b L_{st}}} \theta_r \quad (2.22)$$

將其兩項同乘 $d_b/2$ ，柱面彎矩及梁柱接合面縫隙的開啟角度 θ_r 之關係，如下式所示：

$$M = M_d + \frac{\frac{E_{st} A_{st} d_b^2}{2L_{st}}}{1 + \frac{2E_{st} A_{st} L_b}{E_b A_b L_{st}}} \theta_r \quad (2.23)$$

其中 M_d ：解壓彎矩。依上式可得鋼絞線造成之柱面彎矩及梁柱接合面開啟角度 θ_r 之關係曲線，如圖 2.11。

並由於鋼梁剛體旋轉，可得 $\theta_r = \theta(L_b + d_c/2)/L_b$ ，則得到鋼絞線之柱面彎矩與層間變位角關係，如下式：

$$M = M_d + k_{st} \theta \quad (2.24)$$

其柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_{st} ，如下式所示：

$$k_{st} = \frac{E_{st} A_{st} d_b^2 (L_b + \frac{d_c}{2})}{1 + \frac{2L_{st} L_b}{E_b A_b L_{st}}} \quad (2.25)$$

將式(2.24)其兩項同除 L_b ，並由於 $\delta = (L_b + d_c/2)\theta$ ，則得到鋼絞線之梁端施力及梁端變位關係，如下式：

$$P = P_d + \overline{k}_{st} \delta \quad (2.26)$$

其中 P_d ：達解壓彎矩時，梁端所需施加之力，即解壓力。其梁端力量與梁端位移之勁度 \overline{k}_{st} ，如下式所示：

$$\overline{k}_{st} = \frac{E_{st} A_{st} d_b^2}{1 + \frac{2L_{st} L_b}{E_b A_b L_{st}}} \quad (2.27)$$



2.6 束制型消能鋼棒之柱面彎矩與層間變位角關係

假設單純使用束制型消能鋼棒接合梁柱接頭，以梁翼板及蓋板接面作為支點，於梁端施加集中載重，讓鋼梁依支點作剛體旋轉，造成梁柱接合面縫隙的開啟其角度為 θ_r ，如圖 2.12 所示。先單純分析梁柱接合面縫隙的開啟角度 θ_r 造成之柱面彎矩，推導柱面彎矩及梁柱接合面縫隙的開啟角度 θ_r 之關係，再考慮鋼梁剛體旋轉之效果，進而推導出柱面彎矩與層間變位角之關係。

鋼棒材料性質楊氏係數 E_{ed} 、降伏強度 f_y 與極限強度 f_u 皆採用實驗拉力試片試驗結果，為簡化應力-應變曲線，忽略降伏平台，將 f_y 與 f_u 兩點連線，簡化作應變硬化段， k_{sh} 則定義為應變硬化段的楊氏係數 E_{ed} 之折減係數，圖 2.13 為其應力-應變關係示意圖。

於鋼棒達到降伏之前，平衡式如下：

$$M = \frac{E_{ed}(A_{ed}/2)(d_{ed,u} + d_{ed,l})d_{ed,u}}{L_{ed}}\theta_r + \frac{E_{ed}(A_{ed}/2)(d_{ed,u} + d_{ed,l})d_{ed,l}}{L_{ed}}\theta_r \quad (2.28)$$

其中 $d_{ed,u}$ ：上面兩支消能鋼棒與支點距，即 $0.92d_b$ ； $d_{ed,l}$ ：下面兩支消能鋼棒與支點距，即 $0.08d_b$ ； E_{ed} ：消能鋼棒楊氏係數； L_{ed} ：消能鋼棒長； A_{ed} ：4 支消能鋼棒總截面積。簡化後如下式所示：

$$M = \frac{E_{ed}A_{ed}d_b^2}{2L_{ed}}\theta_r \quad (2.29)$$

依上述可得束制型消能鋼棒造成之柱面彎矩及梁柱接合面開啟角度 θ_r 之關係曲線，如圖 2.14。

並由於鋼梁剛體旋轉，可得 $\theta_r = \theta(L_b + d_c/2)/L_b$ ，則得到消能鋼棒之柱面彎矩與層間變位角關係，如下式：

$$M = k_{ed}\theta \quad (2.30)$$

其柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_{ed} ，如下式所示：

$$k_{ed} = \frac{E_{ed} A_{ed} d_b^2 (L_b + d_c/2)}{2L_{ed} L_b} \quad (2.31)$$

於消能鋼棒達到降伏之後，將 k_{ed} 乘上應變硬化係數 k_{sh} ，其柱面彎矩與層間變位角之勁度，如下式所示：

$$k_{ed,y} = \frac{k_{sh} E_{ed} A_{ed} d_b^2 (L_b + d_c/2)}{2L_{ed} L_b} \quad (2.32)$$

其中 k_{sh} ：消能鋼棒應變硬化係數。

將式(2.30)其兩項同除 L_b ，並由於 $\delta = (L_b + d_c/2)\theta$ ，則得到消能鋼棒之梁端施力及梁端變位之關係，如下式：

$$P = \overline{k_{ed}} \delta \quad (2.33)$$

其梁端力量與梁端位移之勁度 $\overline{k_{ed}}$ ，如下式所示：

$$\overline{k_{ed}} = \frac{E_{ed} A_{ed} d_b^2}{2L_{ed} L_b^2} \quad (2.34)$$

在消能鋼棒達到降伏之後，其梁端力量與梁端位移之勁度，如下式所示：

$$\overline{k_{ed,y}} = \frac{k_{sh} E_{ed} A_{ed} d_b^2}{2L_{ed} L_b^2} \quad (2.35)$$

2.7 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型建立

2.7.1 遲滯迴圈各階段之勁度

經探討梁、柱、梁柱交會區、預力鋼絞線與束制型消能鋼棒之間的關聯性，將預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型建立如圖 2.15 所示，以下概述之：

0-1 階段：此階段範圍從原點到解壓點 1，其解壓彎矩由鋼絞線初始預力提供，此階段外力作用未達解壓彎矩，梁柱接合縫隙尚未開啟，故預力鋼絞線與束制型消能鋼棒不提供勁度效果，此時接頭柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_1 由梁勁度、柱勁度及梁柱交會區勁度相互串聯形式合成，接頭之勁度聯結方式如圖 2.16。換言之初始預力大小控制解壓彎矩及梁柱接合縫隙開啟時機，故適當大小之鋼絞線初始預力，可讓接頭於一般使用下不會開啟梁柱接合縫隙，使用性與一般接頭相同，並於地震時可適時梁柱接合縫隙的開啟，達到消能鋼棒降伏提供消能。接頭勁度 k_1 如下所示：

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{pz}}} \quad (2.36)$$

1-2 階段：此階段範圍從解壓點 1 到消能鋼棒受拉降伏點 2，此時在外力持續作用下，梁柱接合縫隙已開啟，預力鋼絞線與束制型消能鋼棒開始提供勁度，由於預力鋼絞線與束制型消能鋼棒是安裝於梁上，兩者與柱及梁柱交會區沒有直接之關係，故其鋼絞線勁度與梁勁度先串聯成

勁度 k_{bst} ，即 $k_{bst} = 1/(1/k_{st} + 1/k_b)$ ，和彈性之束制型消能鋼棒勁度並聯，其合併勁度再與柱勁度與梁柱交會區勁度串聯，合成整體接頭柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_2 ，接頭的勁度聯結方式如圖 2.17。接頭勁度 k_2 如下所示：

$$k_2 = \frac{1}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{bst} + k_{ed}} + \frac{1}{k_{pz}}} \quad (2.37)$$

2-3 階段：此階段範圍從消能鋼棒降伏點 2 到目標層間變位角點 3，基於安全原則到目標層間變位角點 3 時，鋼絞線受力需保持於彈性範圍內。其鋼絞線勁度與梁勁度先串聯成勁度 k_{bst} ，再和降伏之束制型消能鋼棒勁度並聯，其合併勁度再和柱勁度與梁柱交會區勁度串聯，合成整體接頭柱面彎矩與層間變位角之勁度 k_3 ，接頭的勁度聯結方式如圖 2.18。接頭勁度 k_3 如下所示：

$$k_3 = \frac{1}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{bst} + k_{edy}} + \frac{1}{k_{pz}}} \quad (2.38)$$

3-4 階段：此階段範圍從目標層間變位角點 3 到消能鋼棒受壓降伏點 4，因為預力提供自我恢復力之關係，使預力梁柱不同於傳統接頭，其梁柱接合縫隙會自行閉合。此階段消能鋼棒彈性受壓，故接頭勁度 k_4 相同於 k_2 如下所示：

$$k_4 = k_2 = \frac{1}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{bst} + k_{ed}} + \frac{1}{k_{pz}}} \quad (2.39)$$

4-5 階段：此階段範圍從消能鋼棒受壓降伏點 4 到梁柱接合縫隙閉合點 5，因為預力持續作用的關係，消能鋼棒發展到受壓降伏，消能直至梁柱接合縫隙閉合，故接頭勁度 k_5 相同於 k_3 如下所示：

$$k_5 = k_3 = \frac{1}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_{bst} + k_{edy}} + \frac{1}{k_{pz}}} \quad (2.40)$$

5-0 階段：此階段範圍從梁柱接合縫隙閉合點 5 到原點 0，從梁柱接合縫隙閉合，到梁柱構件變形復原，故接頭勁度為 k_1 。

亦可將建立之行為模型如圖 2.15，利用下式：

$$\theta_g = \theta - \frac{M}{k_1} \quad (2.41)$$

$$\delta_g = \delta - \frac{P}{k_1} \quad (2.42)$$

轉換成因梁柱接合面開啟角度 θ_r 造成的柱面彎矩與層間變位角關係曲線及梁端施力與梁端位移關係曲線，如圖 2.19 所示。

2.7.2 遲滯迴圈特性之討論

預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型建立如圖 2.15，由於

此種接頭的特點為沒有殘留變形，故根據模型為讓此旗狀迴圈只發生於一三象限，在不會二四象限發生，訂定必要條件以便利設計時使用，敘述如下：

層間變位角

$$\theta_l = \frac{(M_l - 2k_2\theta_y + 2k_2\theta_d + 2k_3\theta_y - 2k_3\theta_d - k_3\theta_l)}{(k_1 - k_3)} > 0 \quad (2.43)$$

梁端位移

$$\delta_l = \frac{(P_l - 2\bar{k}_2\delta_y + 2\bar{k}_2\delta_d + 2\bar{k}_3\delta_y - 2\bar{k}_3\delta_d - \bar{k}_3\delta_l)}{(\bar{k}_1 - \bar{k}_3)} > 0 \quad (2.44)$$

其中 M_l ：目標層間變位角點 3 之柱端彎矩； θ_l ：閉合點 5 之層間變位角； θ_y ：消能鋼棒降伏點 2 之層間變位角； θ_d ：解壓點 1 之層間變位角； θ_l ：目標層間變位角點 3 之層間變位角； P_l ：目標梁端位移點 3 支梁端施力； δ_l ：閉合點 5 之梁端位移； δ_y ：消能鋼棒降伏點 2 之梁端位移； δ_d ：解壓點 1 之梁端位移； δ_l ：目標梁端位移點 3 之梁端位移。

另外基於安全因素，防止結構物有崩塌之危險，故鋼絞線須於受力全程皆於彈性範圍內，訂定必要條件便利設計時使用。根據預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型如圖 2.15，梁、柱、梁柱交會區、預力鋼絞線與束制型消能鋼棒之間的關聯性，藉此推算鋼絞線所受內力，敘述如下：

解壓點前，柱接合面無開啟，鋼絞線內力不會增加，等同於初始預

力 $T_{ini,st}$ ，如下式：

$$T_{ST} = T_{ini,st} \quad (2.45)$$

解壓點後，柱接合面開啟，鋼絞線內力增加，增加內力如下式：

$$T_{st} = \frac{(\delta - \delta_d) \bar{k}_2 (\bar{k}_b + \bar{k}_{st}) L_b}{(\bar{k}_{bst} + \bar{k}_{ed}) \left(\frac{d_b}{2} \right)} \quad (2.46)$$

其中 δ ：梁端位移； \bar{k}_{bst} ：梁勁度及鋼絞線勁度串聯值，即 $\bar{k}_{bst} = 1 / (1/\bar{k}_b + 1/\bar{k}_{st})$ 。

鋼絞線內力如下式：

$$T_{ST} = T_{ini,st} + \frac{(\delta - \delta_d) \bar{k}_2 (\bar{k}_b + \bar{k}_{st}) L_b}{(\bar{k}_{bst} + \bar{k}_{ed}) \left(\frac{d_b}{2} \right)} \quad (2.47)$$

消能鋼棒降伏點 2 鋼絞線內力，如下式：

$$T_{ST,y} = T_{ini,st} + \frac{(\delta_y - \delta_d) \bar{k}_2 (\bar{k}_b + \bar{k}_{st}) L_b}{(\bar{k}_{bst} + \bar{k}_{ed}) \left(\frac{d_b}{2} \right)} \quad (2.48)$$

消能鋼棒降伏點 2 後，增加內力如下式：

$$T_{st} = \frac{(\delta - \delta_y) \bar{k}_3 (\bar{k}_b + \bar{k}_{st}) L_b}{(\bar{k}_{bst} + \bar{k}_{ed,y}) \left(\frac{d_b}{2} \right)} \quad (2.49)$$

鋼絞線內力如下式：

$$T_{ST} = T_{ST,y} + \frac{(\delta - \delta_y) \bar{k}_3 (\bar{k}_b + \bar{k}_{st}) L_b}{(\bar{k}_{bst} + \bar{k}_{ed,y}) \left(\frac{d_b}{2} \right)} \quad (2.50)$$

目標梁端位移點 3 鋼絞線內力，如下式：

$$T_{ST,t} = T_{ST,y} + \frac{(\delta_t - \delta_y) \bar{k}_3 (\bar{k}_b + \bar{k}_{st}) L_b}{(\bar{k}_{bst} + \bar{k}_{ed,y}) \left(\frac{d_b}{2} \right)} < F_{st,y} A_{st} \quad (2.51)$$

其中 $F_{st,y}$ ：鋼絞線降伏應力。由上推導即可得知鋼絞線內力，藉此控制鋼絞線於彈性範圍內。

另外欲得知消能鋼棒於接頭受力時所受之內力，因此根據預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型圖 2.15，梁、柱、梁柱交會區、預力鋼絞線與束制型消能鋼棒之間的關聯性，藉此推算消能鋼棒所受內力，敘述如下：

解壓點前，柱接合面無開啟，消能鋼棒內力不會增加等於零。

解壓點後，柱接合面開啟，鋼絞線內力增加，內力如下式：

$$T_{ED} = \frac{(\delta - \delta_d) \overline{k_2 k_{ed}} L_b}{(\overline{k_{bst}} + \overline{k_{ed}})(d_{ed,u} + d_{ed,l})} \quad (2.52)$$

消能鋼棒降伏點 2 消能鋼棒內力， $(d_{ed,u} + d_{ed,l}) = d_b$ 帶入式(2.52)，用下式求得接頭行為模擬時之 δ_y 值，如下式：

$$T_{ED,y} = \frac{(\delta_y - \delta_d) \overline{k_2 k_{ed}} L_b}{(\overline{k_{bst}} + \overline{k_{ed}}) d_b} = F_{ed,y} \left(\frac{A_{ed}}{2} \right) \quad (2.53)$$

其中 $F_{ed,y}$ ：消能鋼棒降伏應力。

消能鋼棒降伏點 2 後，增加內力如下式：

$$T_{ed} = \frac{(\delta - \delta_y) \overline{k_3 k_{ed,y}} L_b}{(\overline{k_{bst}} + \overline{k_{ed,y}})(d_{ed,u} + d_{ed,l})} \quad (2.54)$$

消能鋼棒內力， $(d_{ed,u} + d_{ed,l}) = d_b$ 帶入式(2.54)，如下式：

$$T_{ED} = T_{ED,y} + \frac{(\delta - \delta_y) \overline{k_3 k_{ed,y}} L_b}{(\overline{k_{bst}} + \overline{k_{ed,y}}) d_b} \quad (2.55)$$

目標梁端位移點 3 消能鋼棒內力，如下式：

$$T_{ED,t} = T_{ED,y} + \frac{(\delta_t - \delta_y) \overline{k_3 k_{ed,y}} L_b}{(\overline{k_{bst}} + \overline{k_{ed,y}}) d_b} \quad (2.56)$$

由上推導即可得知消能鋼棒內力，藉此於模擬時作為消能鋼棒降伏點 2 之控制式，亦可了解消能鋼棒受力情形。

第三章 實尺寸預力梁柱接頭反覆載重試驗

3.1 前言

本研究之梁柱接頭為建築構架中之內梁柱子結構，乃取決於柱與梁跨距中心之反曲點，以模擬實際建築構架承受地震力之邊界條件下，子結構變形行為，因此妥善設計試驗設置台，以確實反應實際應用之結果，對此新式的梁柱接頭能夠有更深入的认识；再將試驗的行為結果與前章建立理論模型比較研究，並依試驗數據修正理論模型。

本章節內容主要包括：藉由推導之力學模型進行試體設計之參數討論、子結構試體之規畫、製作、量測儀器安排、試驗設置台及試驗程序等，敘述如下。

3.2 試體設計之參數討論

根據推導的預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之行為模型，對初始預力大小、消能鋼棒直徑、消能鋼棒長度與鋼絞線數目做參數變化，用以設計本計畫之六支試體，規劃如表 3.1，其中 M_d/M_p ：解壓彎矩理論值除梁彎矩容量之百分比。本規劃經試驗值做修正，經過計算可得各試體的理論數據，如表 3.2 所示，其中 $\overline{k_{1,th}}$ 、 $\overline{k_{2,th}}$ 與 $\overline{k_{3,th}}$ 為 $\overline{k_1}$ 、 $\overline{k_2}$ 與 $\overline{k_3}$ 之理論值； $\overline{\delta_{l,th}}$ 為 $\overline{\delta_l}$ 之理論值； $\overline{\theta_{g,t,th}}$ 為於目標層間變位角時，由梁柱接合面開啟造成的層間變位角理論值； $T_{ini,st,th}/T_{y,st}$ 為鋼絞線初始內力理論值除鋼絞線降伏力之百分比； $T_{t,st,th}/T_{y,st}$ 為於目標層間變位角時，鋼絞線內力理論值除鋼絞線降伏力之百分比； $M_{t,ed,th}/M_p$ 為於目標層間變位角時，

消能鋼棒內力造成柱面彎矩理論值除梁彎矩容量之百分比； $M_{t,st,th}/M_p$ 為於目標層間變位角時，鋼絞線內力造成柱面彎矩理論值除梁彎矩容量之百分比； $(M_{t,ed,th} + M_{t,st,th})/M_p$ 為於目標層間變位角時，消能鋼棒及鋼絞線內力造成柱面彎矩相加工論值除梁彎矩容量之百分比； $M_{t,th}/M_p$ 為於目標層間變位角時，接頭受力產生之柱面彎矩理論值除梁彎矩容量之百分比。

欲使梁柱於試驗中保持於彈性，因此以梁之彎矩容量 M_p 為設計上限，於表 3.2 中各試體目標梁端位移之柱面彎矩皆小於或等同 M_p ，由於透過計算發現目標梁端位移之柱面彎矩，幾乎等同於鋼絞線及消能鋼棒於該目標梁端位移造成之柱面彎矩相加。基於這各特點，在設計預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒時，只需考慮鋼絞線及消能鋼棒於目標梁端位移造成之柱面彎矩作為設計基準，同時利用式(2.44)確保接頭試驗至該目標梁端位移後，依然不會有殘留變形的發生。鋼絞線之內力則用式(2.51)檢核，以確保結構的安全性。含消能鋼棒預力鋼梁接 CFT 柱接頭的梁端施力及梁端位移之行為曲線可用節 2.7 預測。由於試驗前因施加預力之流失，致使試體 S1-2 與 S1-3 為相同之參數試體，藉由各試體梁端施力與梁端位移行為模擬曲線及表 3.2 相互比較試體如下敘述：

1. 由於視消能鋼棒及鋼絞線於解壓點前不提供勁度，因此各試體的解壓點前接頭勁度都相同。
2. $\overline{k_{2,th}}$ 之值因有安裝消能鋼棒及安裝消能鋼棒之勁度愈高導致明顯增加，即試體由解壓點到消能鋼棒受拉降伏點時，受消能鋼棒之勁度影響較大。

3. $\overline{k_{3,th}}$ 之值則受鋼絞線數目增加，造成鋼絞線勁度愈高有明顯增加，即試體由消能鋼棒受拉降伏點到目標梁端變位點時，受鋼絞線之勁度影響較大。
4. 於目標梁端變位點時， $\theta_{g,t,th}$ 值則隨接頭整體勁度提升而減少。
5. $(M_{t,ed,th} + M_{t,st,th})/M_p$ 幾乎等同於 $M_{d,th}/M_p$ ，因此在設計預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒時，可將 $M_{t,ed,th}$ 與 $M_{t,st,th}$ 作為設計基準。
6. $M_{d,th}/M_p$ 隨接頭整體勁度提升而提高。
7. 由圖 3.1 顯示安裝消能鋼棒才會有消能效果發生，梁、柱、梁柱交會區與鋼絞線皆不提供消能。
8. 在圖 3.2 顯示消能鋼棒之直徑越大消能效果會越高，而 $\overline{k_{2,th}}$ 值亦愈大。
9. 由圖 3.3 顯示消能鋼棒之長度越短，消能鋼棒勁度越好，使 $\overline{k_{2,th}}$ 值亦愈大。
10. 圖 3.4 顯示若初始預力越大，可將整體曲線向上移動， $\overline{k_{3,th}}$ 值因鋼絞線的數量增加而加大。

3.3 試驗規畫

針對預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒構造進行試驗，研究預力接合之新型梁柱接頭，將消能機制控制於具挫屈束制功能的消能鋼棒，故當接頭受到劇烈地震力作用時，塑性鉸不會產生在鋼梁上，於梁柱仍保

持彈性狀態。本計畫藉由試驗了解預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之接頭行為及其各參數變化下對於消能效果及設計的影響。

3.3.1 試驗簡介

計畫進行六組十字型內梁柱子結構之含消能鋼棒預力鋼梁接 CFT 柱接頭，對於試驗設置台的試體邊界條件設定，乃模擬地震力作用於實際建築結構時，結構產生側向變位，讓反曲點產生於梁與柱跨距之中點，以鉸接點模擬梁柱構件之四個反曲點，如圖 3.5 所示。

由反曲點範圍，可得柱兩反曲點距 3.48 公尺，梁兩反曲點距 6 公尺。試體尺寸在考量安裝於本計畫試驗使用之試驗設置台的實際需求後，設置台全貌如圖 3.6 所見，決定試體尺寸為高 3.43 公尺，梁跨度 6.8 公尺之十字型內梁柱接頭，依此尺寸設計本計畫所有梁柱接頭試體。

3.3.2 試體規畫

鑒於國內外對預力梁柱接頭都尚於研究階段，無相關的設計規範，因此利用前章所推導的理論公式，配合鋼結構設計規範設計。本研究所進行預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒試驗概念，為利用束制型消能鋼棒受拉降伏及受壓降伏之塑性變形，來消散地震力所傳入結構物之能量。為更深入研究了解預力梁柱接頭之參數影響及行為特性，對六組試體進行參數變化，以利建立預力梁柱接頭之相關設計辦法。

六組實尺寸試體柱斷面皆採用 400×400×10 mm 之矩形 CFT 柱，鋼梁採用型號為 H500×200×10×16 mm 之 H 型熱軋型鋼，CFT 柱鋼管與鋼梁皆為 A572 Gr. 50 之鋼材。由於預力梁柱接頭在設計概念上，預期梁

柱接保持於彈性行為，故重複使用試體，因此矩形 CFT 柱製作兩支，而鋼梁製作四組共八支。

消能構件為直徑 16 mm 或 22 mm 之鋼棒，外套上挫屈束制鋼管，以組成挫屈束制鋼消能鋼棒。鋼管用束制消能鋼棒於受壓時，挫屈變形過大讓鋼棒能藉由束制之效果，達受壓降伏消能狀態。

考量鋼絞線在試驗時因梁柱接合面縫隙開啟如圖 1.1 所示，造成鋼絞線伸長，使其內力會有所增加，使鋼梁在受彎矩作用外，還增加鋼絞線內力產生的軸力影響。故於接近交會區之梁上下翼板，皆銲上 400×220×500×16 mm 之梯形加勁蓋板，此外於蓋板末端處，上下翼板內側，銲上長 1000×20×20 mm 之加勁肋板。同時考量鋼絞線力量由鋼梁傳遞入 CFT 柱，為避免 CFT 柱內混凝土承壓破壞，於梁柱交接面，梁柱皆加銲加勁鋼板，以利力量傳遞至柱內。

本研究規畫製作之實尺寸梁柱接頭試體，試體命名、參數變化，如表 3.1。為確定試體材料之實際性質，對試體所使用之鋼材及消能鋼棒，進行試片抗拉試驗，取得實際材料性質如表 3.3 所示。混凝土則進行混凝土圓柱抗壓試驗，抗壓試驗取樣時間為 28 天三顆及實驗當天三顆，平均值為 48.1 MPa。束制鋼管規格如表 3.4。所有試體之設計圖，如圖 3.7 至圖 3.23 所示。

為驗證預力接頭於試驗中，比較有無安裝束制型消能鋼棒及改變消能鋼棒直徑之消能效果、改變鋼絞線數目的影響、梁柱是否保持於彈性行為、試驗後接頭是否有殘留應變存在、預力梁柱接頭造成梁挫屈的外力極限及梁柱可否重複使用等。以下就各試體細節介紹：

試體 S1-1：本試體沒有安裝束制型消能鋼棒，單純使用鋼絞線預力結合梁柱接頭，其鋼絞線直徑 15 mm 數量 12 支，安裝位置如照片 3.1，試驗為試體 S1-2 試驗完畢後，切除束制型消能鋼棒後，重複使用接續進行，為重複使用之試體。可與安裝消能器之試體相互比較。

試體 S1-2：本試體安裝長 1000 m 直徑 16 mm 束制型消能鋼棒，並用鋼絞線預力結合梁柱接頭，其鋼絞線安裝位置同試體 S1-1。可與未安裝消能器之試體 S1-1 和改變消能器粗細之試體 S1-4 相互比較。

試體 S1-3：由於施加預力的損失，致使試體參數變化與 S1-2 相同，唯一不同處在於其為試體 S1-1 試驗完畢解除預力後，再次進行預力施加作業，為重複使用之試體。可與未安裝消能器之試體 S1-1 和改變消能器粗細之試體 S1-4 相互比較。

試體 S1-4：本試體安裝長 1000 m 直徑 22 mm 束制型消能鋼棒，並用鋼絞線預力結合梁柱接頭，其鋼絞線安裝位置同試體 S1-1。可與未安裝消能器之試體 S1-1、改變消能器粗細之試體 S1-2 和增加鋼絞線的試體 S2-2 相互比較。

試體 S2-1：本試體於接頭區中，安裝長 600 m 直徑 22 mm 束制型消能鋼棒，使用鋼絞線預力結合梁柱接頭，其鋼絞線直徑 15 mm 數量 20 支，安裝位置如照片 3.2。可與未安裝消能器之試體 S1-1、較少鋼絞線的試體 S1-4 和增長消能鋼棒長度的試體 S2-2 相互比較。

試體 S2-2：本試體於接頭區中，安裝長 1000 m 直徑 22 mm 束制型消能鋼棒，並用鋼絞線預力結合梁柱接頭，其鋼絞線安裝位置同試體

S2-1。可與未安裝消能器之試體 S1-1 和減短消能鋼棒長度的試體 S2-1 相互比較。

3.4 試體製作及預力施加

3.4.1 試體製作

試體之 CFT 柱鋼管採兩片鋼板冷彎成 U 型，再全滲透銲接對銲成鋼管柱，內澆置 5000 psi 之混凝土，並於梁柱交會區部分設計開孔，加銲預留鋼管以供消能鋼棒及鋼絞線穿過所需。為使鋼管混內凝土澆置之品質掌控較佳，於鋼管柱底板往上起距 400 mm 處，設置一直徑 116 mm 之逆打灌漿閘門，如照片 3.3 所示。CFT 鋼管與鋼梁於工廠製作完成後，再運送至試驗場進行後續作業。於試驗場進行 CFT 柱鋼管灌漿作業，採逆送方式灌置，由泵浦車將混凝土，從灌漿閘門加壓灌入往上壓送，同時以 3 公尺長之振動棒搗實混凝土，此灌漿方式使混凝土可飽滿填充於鋼管內，避免受梁柱交會區預先放置的鋼管影響灌漿品質，混凝土及鋼管間不會有蜂窩現象產生。

試體在試驗場平躺進行組裝後，於施加預力前依各試體參數設計的不同，安裝不同數量的鋼絞線、直徑不同的束制型消能鋼棒、鋼絞線錨頭及荷重計。前置作業完成後，由 DYWIDAG 公司派專業的工程師，為試體進行梁柱接頭的預力施加接合，完成試體預力接合後，再將銲接消能鋼棒，至此試體才完成組裝程序，如照片 3.4。

消能鋼棒與鋼梁採填角銲接接合，填角銲道設計採消能鋼棒實際抗拉材料性質之極限強度所設計。

3.4.2 預力施加

本實驗施加預力前，先將試體分離的梁柱組裝，並墊高保持水平，以利鋼絞線 (0.6"鋼絞線)的穿線作業，再將錨頭 (Anchorage plate SD-6803 或 SD-6805)及鋼絞線夾片 (0.6"夾片)安置於梁末端板上，並放置 4 個荷重計於東梁末端與各股鋼絞線錨頭端板間，即完成預力施加前置作業。由 DYWIDAG 公司提供的 ENERPAC P3045N 油壓機，如照片 3.5 所示，藉由分油閥分給四支瑞太 JSL-28TON 油壓千斤頂，如照片 3.6 所示，以平均分壓同時進行的方式施加預力。單支千斤頂油壓缸面積為 40.1 cm^2 ，最大衝程 30 cm，如照片 2.4 所示。鋼絞線材料性質由 DSI 提供之型錄取得，如表 3.5 所示。錨頭規格如圖 3.24 所示。鋼絞線夾片由三片錐形鋼片，以鋼環圍束成結合成三角圓錐狀，以嵌入錨頭孔位中，夾片內緣含鋸齒紋路，用以咬緊鋼絞線。礙於荷重計數量，因此所有的試體預力施加無法同批進行，必須分做多批施作。

施加預力時，先由千斤頂端部頂住錨頭後，由千斤頂內部夾片夾緊鋼絞線，再拉伸鋼絞線，以達到同時拉伸鋼絞線及固定錨頭之效果。預力分階段施加，先將鋼絞線預緊，再分為三次施加預力，第一次施加預計達到之初始預力的一半，第二次施至預計之初始預力大小，第三次補施不足預力。每次施拉時，用 4 支油壓千斤頂於錨頭上對稱位置之鋼絞線同時施加，若為 12 之鋼絞線者，施拉 3 個對稱位置，以完成一次的施預力，如此重複三次，即完成預力施加之工作；若為 20 之鋼絞線者，施拉 5 個對稱位置，以完成一次的施預力，如此重複三次，即完成預力施加之工作。東梁錨頭施加預力編號如圖 3.25 所示，施預力過程如照片 3.7 所示。

3.5 試驗設置

本節將介紹本計畫中，所使用之試驗裝置，包括加載系統及量測系統，加載系統包括：油壓致動器；量測系統包括：資料擷取器等。

3.5.1 加載系統

本試驗之試體梁與柱跨距中心反曲點之子結構，為模擬於實際建築構架之邊界條件，即兩側梁之反曲點與柱上下之反曲點，將兩支油壓致動器垂直安裝於東西梁反曲點位置處，柱下方之反曲點安裝鋼製之鉸支承，柱上方之反曲點以水平油壓致動器接柱固定，將此油壓致動器之位移控制為零，模擬此不可移動之反曲點。試體安裝如照片 3.8 所示。

試驗設置台於國家地震工程研究中心之實驗室，設置位於厚度 1.2 公尺之強力地板及高 9 公尺厚 12 公尺之反力牆處。同時為配合垂直向油壓致動器之所需高度，於柱下方鉸支承下設置支承試體，以提供所需高度。避免鋼梁產生過大之面外挫屈行為，用型鋼組合成側向支撐構架，以適當間隙設置於梁側邊，以側向支撐鋼梁如圖 3.26 所示。

預力梁柱接頭實驗所採用的施力裝置，為三支油壓致動器組成，如下：


柱端水平向油壓致動器：此油壓致動器在實驗中，最大作用在於使試體柱頂保持固定不動，以模擬柱反曲點。在實驗中由電腦控制伺服器，控制其位移為零。將其一端固定於反力牆上，另一端配合轉接梁固定於柱頂。

梁端垂直向油壓致動器：垂直向油壓致動器各設置於東西梁反曲點處，與東西鋼梁螺栓接合。在實驗中由電腦控制伺服器，以位移控制依加載歷程進行，施加位移於試體鋼梁上。

本實驗所使用之油壓致動器，為美國 MTS 公司製造，其中柱端水平向油壓致動器，其衝程為正負 500 mm，最大壓力為 150 ton 與最大拉力 100 ton。兩支梁端垂直向油壓致動器，其衝程為正負 250 mm，最大拉壓力為 50 ton，由控制器 MTS 458.20 控制，經電腦伺服器控制位移或力量。

3.5.2 量測系統

資料擷取系統



本研究中所有試驗資料，皆由資料擷取系統擷取油壓致動器與各個量測儀器所量測得到之數據資料，再經由電腦程式即時圖形化油壓致動器力量位移及顯示量測儀器之數據，以便隨時觀察試體在試驗進行之變化。系統組成包括：電腦、一台高速 Data Logger THS-1100 資料集錄盒連接與兩台高速 Switch Box SHW-50D 切換器，實驗中資料擷取速率設定為 1 次/sec。

量測儀器系統

量測儀器系統，量測內容包括：載重量測、變形、位移、角度與應變。六組試體外部儀器架設圖，如圖 3.27 所示。六組試體應變計位置圖，如圖 3.28 及圖 3.29 所示。量測儀器介紹如下：

(1) 荷重計(Load cell)：本實驗共使用了八個荷重計如表 3.6 所示，依照絞線穿過所需的孔徑分成兩組，每一組試體需要四個荷重計，裝置於各股鋼絞線端板及東梁末端板間，用以量測各股鋼絞線內所承受的載重，確保初始施加大小及記錄試驗中各股鋼絞線的內力。

(2) 位移計：於試體使用六個 Dial gauge 位移計安裝於梁柱接合面之梁上，來量測反覆載重下，梁柱接合面縫隙開啟之位移量，以供進行變形分離使用。在北面梁柱交會區安裝兩個 π gauge 位移計，來量測梁柱交會區於反覆載重下，交會區對角線所產生之位移量，進而推算交會區之剪力變形及供變形分離使用。

(3) 傾斜儀 (Tiltmeter)：於試體南面梁柱交會區安裝垂直向及水平向兩個傾斜儀，用以量測在反覆載重下，交會區剪力變形與柱轉角，以供變形分離使用。

(4) 應變計 (Strain gauge)：於北面梁翼板、腹板及柱交會區上，經砂輪機清理表面後，黏貼應變計於其上，用以量測在反覆載重下局部應變量，以供往後分析使用。

3.6 試驗程序

開始實驗前先將試體安裝於試驗設置台上後，以伺服器控制東西側致動器設定位移為零，再進行後續試驗前準備工作。於交會區附近梁柱上適當範圍，均勻漆上摻用黃色色母之石膏漆，以便於實驗過程中，藉由柱及梁上石膏漆剝落產生的紋路，配合梁降伏與挫屈破壞之情形，可清楚觀察試體於每一層間變位角時，梁柱接頭受載重作用下造成的變形

與破壞。

本預力梁柱接頭試驗之位移歷時如圖 3.30 所示，依規範 AISC (2002) 推薦之歷程進行，層間變位角為 0.375、0.5、0.75% 弧度各作六次循環，層間變位角為 1.0% 弧度作四次循環，層間變位角為 1.5、2.0、3.0、4.0、5.0% 弧度作二次循環。

本預力梁柱接頭待漆上石膏漆後，將外部量測儀器架設完成，實驗開始進行，由伺服器電腦位移控制程式，依預計之位移歷程設定加載行程，施載直至試體達預定之層間變位角停止實驗。試體加載行程是以東西梁端之油壓致動器位移，來控制試驗之進行，加載速率固定以 1.875 mm/sec 進行。由於本研究之預力梁柱接頭，在適當的設計下，試體於實驗中應不會發生斷裂或荷載能力有明顯下降之情形時，因此試驗結束為進行直至試體達預定之層間變位角後，再將試體推回到原點即停止實驗。

試驗於過程進行中，在歷程設定的各層間變位角第一個迴圈位移正負方向最大時，暫時停止油壓致動器，進行試體行為觀察，並以表格、照片記述試體於試驗過程之情形，記錄鋼梁石膏漆是否有剝落、紋路、局部斷裂及挫屈等情形發生，完成紀錄後繼續下一循環施載，直至實驗達預定之層間變位角後完畢。

本試驗觀察記錄時機，以西側致動器之位移做為依據，油壓致動器伸長為正反之縮短為負，以第一循環為例，致動器向上伸長 11.25 mm 時，即為 +11.25 mm，往後以此類推。

第四章 實驗結果與討論

4.1 試體試驗行為

本試驗方式是採位移歷時控制，試驗進行至東西梁油壓致動器行程達到位移歷程中預定之層間變位角時，暫時停止油壓致動器，記錄試體當時接頭行為與受力情形。以下敘述六組試體於試驗過程中之情況與行為。

4.1.1 試體 S1-1

本試體為試體 S1-2 試驗完成後，直接於試驗設置台上，把束制型消能鋼棒切除取下，視為試體 S1-1 進行試驗，由於沒有重新施加預力，故鋼絞線初始預力為試體 S1-2 試驗損失後的預力值。

試驗過程中，試體 S1-1 於層間變位角 $\pm 0.375\%$ (梁端位移 ± 11.25 mm) 前之梁端載重與梁端位移之遲滯迴圈圖中，顯示試體受力尚未達到鋼絞線初始預力造成之解壓力，此時試體梁柱接合面的縫隙尚未開啟。於層間變位角 $\pm 0.375\%$ 至 $\pm 0.5\%$ (± 15 mm 梁端位移)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，顯示試體受力已達到鋼絞線初始預力造成之解壓力，在層間變位角 $\pm 0.5\%$ 此時試體梁柱接合面的縫隙，明顯可以看出已經開啟，如照片 4.1 所示。於層間變位角 $\pm 0.5\%$ 至 $\pm 4.0\%$ (梁端位移 ± 120.0 mm) 間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，由於沒有安裝束制型消能鋼棒，故試體迴圈沒有因消能鋼棒降伏的第二折點出現，只有線性的兩線

段發展，如預期沒有消能的迴圈出現，完全依單一條曲線進行；試體梁柱接合面的縫隙，明顯依層間變位角的增加而增加，如照片 4.2 所示，梁無挫屈發生且梁柱石膏漆全程都沒有剝落的情形。試體梁端載重與梁端位移之遲滯迴圈圖中圖 4.1 觀察發現，至試驗結束都沒有力量折減的發生，亦無殘留變形的產生，完全無消能產生，其中 M/M_p 為梁端力造成之柱面彎矩與梁彎矩容量之比值，其東梁端施加最大載重為 +153kN 及 -141 kN，西梁端施加最大載重為 +146 kN 及 -143 kN。

4.1.2 試體 S1-2

試驗過程中，試體 S1-2 於層間變位角 $\pm 0.5\%$ 至 $\pm 1.0\%$ (± 30 mm 梁端位移)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，在層間變位角 $\pm 0.5\%$ 左右 (± 15 mm 梁端位移)迴圈開始轉折顯示已達解壓力。在層間變位角 $\pm 0.75\%$ 左右 (± 22.5 mm 梁端位移)，此時試體梁柱接合面的縫隙，明顯可以看出已經開啟。於層間變位角 $\pm 0.75\%$ 至 $\pm 1.0\%$ 間，梁上加勁蓋板末端的翼板內外側，因應力集中造成的石膏剝落情況些許增加。

於層間變位角 $\pm 1.0\%$ 至 $\pm 1.5\%$ (梁端位移 ± 45 mm)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，顯示出消能鋼棒已經降伏，故試體迴圈因消能鋼棒降伏的第二折點已出現，且從層間變位角 +1.5% 卸載走時，迴圈成非彈性行為已不依原來的路徑進行，而有消能效果出現；迴圈到層間變位角 -1.5% 過程時，由於消能鋼棒已有殘留變形，造成預力損失，故解壓點會提前到達，隨往後一次又一次的鋼棒拉伸降伏，初始預力會一再損失，使解壓點一直下降，但解壓點後的曲線斜率相同。試體梁柱接合面之縫隙，依層間變位角的增加而繼續增加，梁上加勁蓋板末端的翼板

內外側，石膏剝落情況增加，且在加勁蓋板接近柱面翼板外側，開始有因應力集中造成的石膏剝落情況發生。

於層間變位角 $\pm 1.5\%$ 至 $\pm 5\%$ (梁端位移 ± 150 mm)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖顯示隨著層間變位角的加大，消能效果亦加大；於層間變位角 $\pm 2\%$ ，梁柱接合面的縫隙更加明顯，前述石膏剝落情況增加，且於加勁蓋板接近柱面翼板內緣，亦開始有因應力集中造成的石膏剝落情況發生。於層間變位角 $\pm 3\%$ ，試體梁柱接合面的縫隙更明顯，如照片 4.3 所示，梁上加勁蓋板末端的翼板內外側，因應力集中造成的石膏剝落情況，開始有些許石膏呈 45° 剝落，且在加勁蓋板接近柱面翼板內外側，因應力集中造成的石膏剝落情況更明顯，如照片 4.4 所示。於層間變位角 $\pm 4\%$ 至 $\pm 5\%$ ，以上石膏剝落情況更加劇，但無挫屈情形發生。於層間變位角 -4% 第一圈時，發現束制鋼管無法承受消能鋼棒的壓縮挫屈量因而挫屈，且隨層間變位角增加而加劇，如照片 4.5 所示，造成迴圈消能有減少的情形，且至試驗結束梁無挫屈發生，由試體梁端載重與梁端位移之遲滯迴圈圖中如圖 4.2 觀察發現，至試驗結束都沒有力量折減之發生，亦無殘留變形產生，而當束制鋼管挫屈後，消能效果就開始愈來愈差，其東梁端施加最大載重為 $+209$ kN 及 -202 kN，西梁端施加最大載重為 $+206$ kN 及 -200 kN。

4.1.3 試體 S1-3

本試體為試體 S1-1 試驗完成後，將試體拆卸下來，重新安裝消能鋼棒及施加預力，視為試體 S1-3，而鑒於試體 S1-2 的束制鋼管挫屈發生，故在鋼管外加鉸上加勁角鋼，予以加勁。

試驗中試體在層間變位角 $\pm 0.5\%$ 左右 (± 15 mm 梁端位移)達解壓力。在層間變位角 $\pm 0.75\%$ 左右 (± 22.5 mm 梁端位移)，此時試體梁柱接合面的縫隙已經開啟。於層間變位角 $\pm 1.0\%$ 至 $\pm 1.5\%$ (梁端位移 ± 45 mm)間遲滯迴圈圖顯示出消能鋼棒已經降伏，由於消能鋼棒殘留變形，故解壓點會提前到達，此時試體梁柱接合面的縫隙更明顯。

於層間變位角 $\pm 4\%$ 至 $\pm 5\%$ (梁端位移 ± 150 mm)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，發現於束制鋼管加上加勁角鋼後，迴圈消能沒有像 S1-2 有減少的情形發生，但在層間變位角 $+5\%$ 第二圈回覆時，消能鋼棒於梁柱接合面無束制鋼管處挫屈，如照片 4.6 所示，造成到層間變位角 -5% 過程中，迴圈顯示消能效果非常不好。於層間變位角 $\pm 4\%$ (梁端位移 ± 120 mm)，且在加勁蓋板接近柱面翼板內外側，因應力集中造成的石膏剝落情況更明顯。層間變位角 $\pm 5\%$ ，於加勁蓋板末端板內外側，應力集中造成的石膏剝落更明顯，開始有些許石膏呈 45° 剝落，但沒有挫屈情形發生，如照片 4.7 所示。到試驗結束梁沒有挫屈發生，且試體梁端載重與梁端位移之遲滯迴圈圖中圖 4.3 觀察發現，至試驗結束力量折減發生於層間變位角 -5% 中，當消能鋼棒於無束制鋼管處挫屈後，消能效果隨即變差，且造成迴圈殘留變形的產生，其東梁端施加最大載重為 $+222$ kN 及 -207 kN，西梁端施加最大載重為 $+222$ kN 及 -206 kN。

4.1.4 試體 S1-4

試體 S1-4 於層間變位角 $\pm 0.375\%$ (梁端位移 ± 11.25 mm)前之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，於層間變位角 $\pm 0.5\%$ 左右 (± 15 mm 梁端位移)迴圈有轉折的趨勢，達初始預力造成之解壓力，梁柱上石膏漆完全

沒有石膏剝落的情形發生。且於層間變位角 $\pm 0.75\%$ 左右 (± 22.5 mm 梁端位移)，可以看出梁柱接合面的縫隙開啟，梁上加勁蓋板末端的翼板內外側，有非常少量因應力集中造成之石膏剝落出現。

於層間變位角 $\pm 1.0\%$ 至 $\pm 1.5\%$ (梁端位移 ± 45 mm)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，顯示因消能鋼棒降伏的第二折點已出現，且從層間變位角 $+1.5\%$ 往負方向走時，迴圈與先前之路徑不同，有消能效果出現，且解壓點會提前；梁上加勁蓋板末端的翼板內外側，石膏剝落些許增加，於加勁蓋板接近柱面翼板外側，有石膏剝落情況發生。

於層間變位角 $\pm 3\%$ ，試體梁柱接合面的縫隙更明顯，如照片 4.8 所示，梁上加勁蓋板末端的翼板內外側，有些許石膏呈 45° 剝落，且在加勁蓋板接近柱面翼板內外側，石膏剝落情況更明顯，如照片 4.9 所示。於層間變位角 $\pm 3\%$ 至 $\pm 5\%$ ，以上石膏剝落情況更加劇，但沒有挫屈情形發生，於層間變位角 -5% 第一圈時，發現束制鋼管無法承受消能鋼棒的壓縮挫屈量因而有些微變形發生，如照片 4.10 所示，但沒有造成迴圈消能有減少的情形。試驗遲滯迴圈如圖 4.4 所示，至試驗結束梁沒有挫屈發生，亦沒有力量折減的發生，且消能效果明顯比 S1-2 及 S1-3 良好，無殘留變形的產生，其東梁端施加最大載重為 $+230$ kN 及 -219 kN，西梁端施加最大載重為 $+230$ kN 及 -221 kN。

4.1.5 試體 S2-1

因試體 S1-4 的束制鋼管有變形產生，故於鋼管外加鉸上加勁角鋼，試驗中發現試體 S2-1 於層間變位角 $\pm 0.5\%$ 左右 (± 15 mm 梁端位移)迴圈有轉折的趨勢，但比較分不出來其轉折點，其第一及第二線段斜率相當

接近。在層間變位角 $\pm 0.75\%$ 左右 (± 22.5 mm 梁端位移)，此時試體梁柱接合面的縫隙已微微開啟。

於層間變位角 $\pm 1.0\%$ 至 $\pm 1.5\%$ (梁端位移 ± 45 mm)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈圖中，顯示出消能鋼棒已經降伏，於層間變位角 $\pm 2\%$ 至 $\pm 3\%$ (梁端位移 ± 90 mm)間之梁端載重與梁端位移的遲滯迴圈顯示，隨層間變位角愈大其消能效果愈佳。層間變位角 $\pm 3\%$ 時，試體梁柱接合面之縫隙更大，上述石膏剝落情況更明顯，如照片 4.11 所示，且於梁腹板距柱面 1300 mm 左右處，腹板開始出現直線的石膏剝落情形。層間變位角 $\pm 4\%$ (梁端位移 ± 120 mm)，在加勁蓋板接近末端翼板內外側，因應力集中造成的石膏剝落情況更明顯，開始有些許石膏呈 45° 剝落，但無挫屈情形發生，如照片 4.12 所示，於梁腹板直線之石膏剝落的範圍愈來愈大。當層間變位角 $+5\%$ 第一圈時，在加勁蓋板接近末端內外側呈 45° 剝落的石膏範圍加大，梁腹板距柱面 1300 mm 處，已有些許面外變形之狀況出現，如照片 4.13 所示。於層間變位角 -5% 第一圈，在東梁加勁蓋板末端距柱面 1300 mm 左右處，大範圍內外側 45° 石膏剝落，翼板已有變形情形產生，梁腹板已明顯挫屈情形發生，如照片 4.14 所示，到 $\pm 5\%$ 第二圈變形情形更加劇。到試驗結束試體梁端載重與梁端位移之遲滯迴圈圖中圖 4.5 所示觀察發現，力量折減開始發生於層間變位角 -5% 第一圈，開始有殘留變形發生，且於到 $\pm 5\%$ 第二圈更加明顯，其東梁端施加最大載重為 $+284$ kN 及 -265 kN，西梁端施加最大載重為 $+280$ kN 及 -256 kN。

4.1.6 試體 S2-2

本試體亦於束制鋼管外加鉸上角鋼。於層間變位角 $\pm 0.5\%$ 左右，達鋼絞線初始預力之解壓力，在梁上加勁蓋板末端的翼板內外側，應力集中的石膏剝落情況發生。在層間變位角 $\pm 0.75\%$ 時試體梁柱接合面的縫隙已經開啟。於層間變位角 $\pm 1.0\%$ ，此時梁上石膏剝落的情形加劇，在加勁蓋板接近柱面翼板內外側，開始有因應力集中造成的石膏剝落情況發生。

層間變位角 $\pm 1.0\%$ 至 $\pm 1.5\%$ 間，消能鋼棒降伏支第二折點已出現，而迴圈到層間變位角 -1.5% 過程時，在加勁蓋板接近末端翼板內外側，開始有些許石膏呈 45° 剝落，在加勁蓋板接近柱面翼板內外側石膏剝落更明顯，並在梁腹板開始出現直線的石膏剝落情形。

於層間變位角 $+5\%$ 第一圈，在西梁加勁肋板末端翼板有挫屈情形發生，腹板也有些許面外變形的狀況出現，如照片 4.15 所示。到 $\pm 5\%$ 第二圈變形情形更加劇，如照片 4.16 所示。到試驗結束試體梁端載重與梁端位移之遲滯迴圈圖中如圖 4.6 觀察發現，力量折減開始發生於層間變位角 -5% 第一圈，開始有殘留變形發生，且在到 $\pm 5\%$ 第二圈更加明顯，如照片 4.17 所示，其東梁端施加最大載重為 $+264\text{ kN}$ 及 -269 kN ，西梁端施加最大載重為 $+272\text{ kN}$ 及 -260 kN 。

4.1.7 試體消能能力

由圖 4.7 至圖 4.12 為各試驗遲滯迴圈於各層間變位角第一圈所算出之能量消散，於圖中發現無安裝消能鋼棒之試體 S1-1，試驗結果顯示幾

乎沒有消能的效果。所有安裝束制型消能鋼棒之試體，於消能鋼棒未達降伏前，並無消能效果發生，只有極少接頭於彈性狀態的能量損失。採相同消能鋼棒直徑之試體 S1-2 及 S1-3，結果顯示兩者消能效果一樣。消能鋼棒直徑不同的試體 S1-3 及 S1-4，遲滯迴圈顯示消能效果會隨鋼棒直徑增加而明顯增加。比較相同消能鋼棒直徑的試體 S1-3 及 S2-2，其不同處在於 S2-2 試體初始預力較大且鋼絞線數目較多，由 S2-2 試體於層間變位角 5% 梁的挫屈發生，梁造成的消能會包含在迴圈中；故比較兩者於層間變位角 4% 前之迴圈，顯示消能效果有少量的增加，因為初始預力及鋼絞線數目的增加，造成迴圈上移和力量上升所致。在相同消能鋼棒直徑的試體 S2-1 及 S2-2 中，兩者不同處在於 S2-1 試體鋼棒較短，由試體皆於層間變位角 5% 梁的挫屈發生；故比較兩者於層間變位角 4% 前，顯示消能效果會因為鋼棒較短有些許的增加，原因在於鋼棒較短勁度增加，而鋼棒挫屈應力較高，故遲滯迴圈較飽滿造成。由上述結果，可得知影響消能最明顯因素為消能鋼棒直徑，只要消能鋼棒直徑越大，消能效果越好。

4.1.8 試體梁之中性軸變化

圖 4.13 為利用架設在梁上下兩支位移計計算出於各層間變位角時，梁柱接合面處梁之中性軸距梁下翼板外緣的距離，於其中觀察發現中性軸於層間變位角 1% 前，會迅速往梁翼板靠近，到層間變位角 2% 後，就會接近梁翼板附近甚至到翼板內側。於梁柱接合面縫隙開啟前接頭之模擬，主要的勁度貢獻為梁、柱及梁柱交區，故與中性軸關係較小；而中性軸關係到梁柱接合面縫隙開啟後接頭的模擬，此時接頭勁度主要貢獻為消能鋼棒及鋼絞線，因為於第二章梁柱力學之模擬推導時，支點

設定於梁翼板及蓋板接合面，但其與試驗值亦相去不遠，是在可接受的誤差範圍。

4.2 梁柱子結構變位分析

本計畫試驗子結構屬含消能鋼棒之預力鋼梁 CFT 柱十字型梁柱接頭，試驗進行乃由油壓致動器於東西梁端各施予總位移 δ_{total} ，而 δ_{total} 是四種變形分量所組成，包括：油壓致動器施予總位移造成柱之變形、梁之變形、梁柱交會區之變形及梁柱接合面縫隙的開啟，如圖 4.14 所示，柱變形造成的梁端變位 δ_c 、梁變形造成的梁端變位 δ_b 、梁柱交會區剪力變形造成的梁端變位 δ_{pz} 與梁柱接合面縫隙開啟造成的梁端變位 δ_g 。梁端總位移 $\delta_{b,total}$ ，如下式表示：

$$\delta_{total} = \delta_{pz} + \delta_c + \delta_g + \delta_b \quad (4.1)$$

梁端對柱中心之總子結構轉角，如下式：

$$\theta_{total} = \frac{\delta_{total}}{L_b + \frac{d_c}{2}} \quad (4.2)$$

並藉由架設於試體上的外部量測儀器，量得試驗之數據，以分離出柱、梁柱交會區與梁柱接合面縫隙開啟角度各自造成的梁端變位，再由梁端總位移 δ_{total} 減去上述梁端變位，即可得到梁變形造成的梁端變位，此四種變形分量之計算方式與變形模式如下敘述。

4.2.1 梁柱交會區剪力變形造成之梁端變位及子結構轉角

為求得梁柱交會區剪力變形量 γ ，先假設交會區於柱兩側，受油壓致動器於梁反曲點處施力，造成之不平衡彎矩後，交會區變形為一平行四邊形，依平行四邊形對角線伸長量 δ_1 與縮短量 δ_2 相等之特性，配合架設於試體北面交會區對角線上之位移計 (π gauge)，量測到交會區對角線之伸長量 δ_1 與縮短量 δ_2 ，如圖 2.7 所示，即可由平行四邊形幾何關係推導，得下式：

$$\left[(d_h + \gamma d_v)^2 + d_v^2 \right]^{1/2} = (d_h^2 + d_v^2)^{1/2} + \delta_{av} \quad (4.3)$$

忽略高次項可得交會區之剪力變形 γ ，如下式：

$$\gamma = \frac{D\delta_{av}}{d_h d_v} \quad (4.4)$$



實際交會區剪力變形所造成之梁端變位由式(2.16)可得，如下式：

$$\delta_{pz} = \gamma L_b - \gamma \frac{d_b}{H} \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right) \quad (4.5)$$

交會區剪力變形造成之子結構轉角，如下式：

$$\theta_{pz} = \frac{\delta_{pz}}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} = \frac{\gamma L_b}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} - \gamma \frac{d_b}{H} \quad (4.6)$$

其中 d_h ：柱深； d_v ：梁深； δ_{av} ：為平行四邊形對角伸長量與縮短量差

值之半，即 $(\delta_1 - \delta_2)/2$ ； D ：交會區變形前之對角線長度， $D = \sqrt{d_h^2 + d_v^2}$ ；
 H ：上下柱反曲點之距離； d_b ：梁深； L_b ：梁端施力點至柱面之距離。

4.2.2 柱變形造成之梁端變位及子結構轉角

若單純考慮柱變形造成之梁端變位忽略其他變形時，如圖 4.15 所示，仍需扣除交會區剪力變形影響之數值，即可得其造成之梁端變位。再利用設置在試體南面交會區垂直與水平方向之傾斜儀 (Tiltmeter)，量測紀錄所得之垂直傾斜儀之值 T_v 及水平傾斜儀之值 T_h ，減去交會區剪力變形影響之數值，由下兩式表示：

$$T_v = \theta_c + \gamma \left(1 - \frac{d_b}{H}\right) \quad (4.7)$$

$$T_h = \theta_c - \gamma \frac{d_b}{H} \quad (4.8)$$



即可得柱變形造成之子結構轉角，由下表示：

$$\theta_c = T_v - \gamma \left(1 - \frac{d_b}{H}\right) \quad (4.9)$$

$$\theta_c = T_h + \gamma \frac{d_b}{H} \quad (4.10)$$

而柱變形造成之梁端變位，如下式：

$$\delta_c = \theta_c \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right) \quad (4.11)$$

4.2.3 梁柱接合面縫隙造成之梁端變位及子結構轉角

梁柱接合面縫隙造成之梁端變位，如圖 4.16 所示，利用設置於試體南北面梁柱接合處梁上安裝之位移計 (Dial gauge)，量測紀錄試驗中接合面縫隙之位移量，並以南北面之記錄值加以平均得梁柱接合面縫隙上移量 D_u 及下移量 D_d ，即可得梁柱接合面縫隙開啟之角度，由下式表示：

$$\theta_\gamma = \frac{(D_u - D_d)}{L_d} \quad (4.12)$$

而得梁柱接合面縫隙開啟造成之梁端變位，如下式：

$$\delta_g = \theta_\gamma L_b \quad (4.13)$$

於梁柱接合面縫隙開啟造成之子結構轉角，如下式：

$$\theta_g = \frac{\delta_g}{\left(L_b + \frac{d_c}{2} \right)} \quad (4.14)$$

其中 L_d ：上下位移計之距離。

4.2.4 梁變形造成之梁端變位及子結構轉角

由以上所推導之結果，利用梁端總位移扣除柱、梁柱交會區與梁柱接合面縫隙開啟角度各自造成的梁端變位後，即得到鋼梁變形造成之梁

端變位，如圖 4.17 所示，由下式表示：

$$\delta_b = \delta_{total} - \delta_{pz} - \delta_c - \delta_g \quad (4.15)$$

由梁變形所造成之子結構轉角，由下式表示：

$$\theta_b = \theta_{total} - \theta_{pz} - \theta_c - \theta_g \quad (4.16)$$

4.2.5 試體變位分離

依據上述變形分離方法，梁柱子結構在反覆載重作用下，試體產生之梁端總變位，利用架設於試體交會區及梁上外部變形量測儀器的量測結果，將梁端總變位分離出四種變位，分別梁變形、柱變形及交會區剪力變形及梁柱接合面縫隙開啟分別造成的梁端變位，分離所得之結果如圖 4.18 至圖 4.23 所示。以下就各試體分離後之四種變形各描述討論之。

梁柱接合面縫隙開啟之變形分量

各試體梁端載重與梁柱接合面開啟造成梁端變位之關係，由圖 4.18 至圖 4.23 之遲滯迴圈圖 (b)可知，絕大部分的梁端變位皆由梁柱接合面開啟所提供，其他部分所提供梁端變位很少；而消能鋼棒藉由接合面的開啟及閉合，產生拉伸和壓縮降伏消能的效果，符合預力梁柱接頭由消能鋼棒消能，梁柱接頭保持彈性變形小的要求。

柱變形之變形分量

各試體梁端載重與柱變形造成梁端變位之關係，由圖 4.18 至圖 4.23 之遲滯迴圈圖 (c)可知，除試體 S2-2 柱變形較大些，但仍處於彈性狀態

下，而所有試體皆保持於一直線，符合對預力梁柱接頭的要求條件，即柱保持於彈性行為的要求。

梁變形之變形分量

各試體梁端載重與梁變形造成梁端變位之關係，由圖 4.18 至圖 4.23 之遲滯迴圈圖 (d)可知，試體 S2-1 及 S2-2 梁變形較大，由於兩者在試驗中層間變位角 5%時梁發生挫屈造成，但比起消能鋼棒的迴圈，顯示主要的消能皆由消能鋼棒提供；而在其他的試體中，梁的變形保持在很小的範圍下，符合對預力梁柱接頭的要求條件，即梁保持於彈性行為的要求。

梁柱交會區變形之變形分量

各試體梁端載重與梁柱交會區變形造成梁端變位之關係，由圖 4.18 至圖 4.23 之遲滯迴圈圖 (e)可知，六組試體之交會區皆於線性狀態，而交會區參與梁端之變位極少，符合對預力梁柱接頭的要求條件，即柱保持於彈性行為的要求。

圖 4.24 為試體最大層間變位角時各部份變形分量各分量所佔百分比圖，由圖可知試體梁端變位大部份由梁柱接合面縫隙開啟所提供，大多佔 75%以上；由於試體之梁柱強柱弱梁比值 M_{pc}/M_{pb} 接近 1.0，故梁與柱所提供之梁端變位相去不大；而梁柱交會區所提供之梁端變位極小。

4.3 試驗及理論模擬比較

根據第二章所建立的理論，本節依參數變化模擬試體行為與試驗值相互比較，討論包括：理論和實驗之包絡線、梁端受力、各階段勁度及鋼絞線內力值。

4.3.1 試驗包絡線與理論模擬比較

將試體試驗遲滯迴圈包絡線和理論迴圈加以比較，包絡線是取遲滯迴圈最外圈值繪成，但由於試體 S2-1 及 S2-2 於層間變位角 5% 時挫屈，故將 4% 與 5% 的包絡線都繪出，以增加比較的準確性。

圖 4.25 至圖 4.30 為試驗曲線與理論曲線比較圖，其中顯示在試體 S1-1 試驗曲線與理論曲線完全吻合。試體 S1-2 和 S1-3 依圖 2.15 定義的接頭各階段比較，於 0-3 階段的曲線相當吻合，而在 3-5 階段的曲線比較不吻合，其原因為鋼棒較細且束制鋼管及鋼棒間有間隙，造成鋼棒受力到達挫屈力時發生挫屈，而挫屈力小於鋼棒降伏力，故試驗曲線較小於理論模擬曲線，其挫屈變形仍束制在鋼管內；且兩試體梁都沒有挫屈，故在層間變位角 4% 與 5% 的外部曲線和理論模擬都相當，沒有力量的衰減趨勢出現，惟試體 S1-3 在層間變位角 5% 的 3-5 階段時，消能鋼棒於束制鋼管及梁接合面之縫隙挫屈，造成試驗與理論曲線不同，且產生殘留變形。在試體 S1-4、S2-1 及 S2-2 在 0-3 階段的曲線都相當的接近，在 3-5 階段的曲線，因鋼棒較粗使鋼棒受力達挫屈力挫屈時，對試驗曲線的影響較小；兩試體都在層間變位角 5% 挫屈，因此以 4% 的試驗與理論模擬曲線相比較客觀，其結果也顯示理論模擬曲線的準確度。

表 4.1 至表 4.6 為試驗中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表，由表中誤差值為理論值和試驗值之差再除以試驗值，可知大部分的誤差值都在 10% 範圍內，甚至在 6% 以內，在經過比較也顯示理論推導的準確度。表 4.7 為試驗中各階段勁度值與理論值比較表，大部分的誤差值都在 5% 以內，經過比較顯示理論推導對於接頭各階段的趨勢，都可以準確的模擬；試體 S2-1 及 S2-2 的 $\overline{k_{3, test}}$ 是取到層間變位角 4%，避免梁挫屈對勁度的影響。表 4.8 為試體梁柱接合面開啟造成之層間變位角與理論值比較表，依式 (2.41) 理論推導都可以準確得到與試驗幾乎相同的結果。表 4.9 為柱面彎矩除梁彎矩容量與理論值比較表，實驗值與理論值相差都在 10% 範圍內。

4.3.2 試驗鋼絞線內力與理論模擬比較

從圖 4.31 到圖 4.36 為理論和試驗之鋼絞線內力比較及鋼絞線內力損失圖，其中顯示試體 S1-1 試驗曲線與理論曲線完全吻合，內力也沒有因為試驗而衰減。在試體 S1-2、S1-3、S1-4 及 S2-1 於消能鋼棒降伏消能前，試驗曲線與理論曲線可以吻合，但在消能鋼棒開始降伏消能後，鋼絞線內力會因為消能鋼棒的殘餘應力而減少，且隨層間變位角的增加折減會愈明顯，但其造成之誤差仍可接受；其中試體 S2-1 在層間變位角 5% 挫屈，明顯的鋼絞線內力隨之驟減。在試體 S2-2 由於各股預力施加較不平均，故無法由理論模擬實驗的行為；而試體在層間變位角 5% 挫屈，鋼絞線內力就因此明顯驟減。

表 4.10 為鋼絞線內力彎矩除梁彎矩容量與理論值之比較表，在試體 S1-2、S1-3、S1-4 及 S2-1 的比較，除試體 S2-1 在層間變位角 5% 挫屈造

成的影響外，其餘都相當接近，當然會因為鋼絞線內力折減影響到準確度，但仍可做為參考之依據。即使鋼絞線內力因為消能鋼棒的殘餘應力而折減，但基於安全考量，將殘餘應力在設計中不以考慮，會使鋼絞線的設計更為安全。

4.4 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒之設計建議

縱觀本試驗所規劃之六組試體試驗結果，含消能鋼棒預力鋼梁接 CFT 柱接頭之設計建議敘述如下：

1. 根據使用材料的試驗材料性質，依第二章的推導，計算欲設計接頭的各階段勁度。
2. 接頭行為模擬曲線的轉折點判斷，其中解壓點由初始預力取得；消能鋼棒拉伸、壓縮降伏點及回覆點，可由 2.7.2 節公式求得；目標梁端變位點則由接頭階段勁度及消能鋼棒降服點到目標梁端變位點之梁端變位差的關係求得。
3. 預力梁柱接頭必要考量因素，鋼絞線不可降伏及不可有殘留變形發生的條件，皆可由 2.7.2 節公式加以判斷；而對於梁柱保持彈性的條件，依本計畫的試體試驗結果，建議於目標梁端變位點之柱面彎矩不大於梁的彎矩容量為考量，以確保梁柱保持彈性。

由於所有設計之考量，乃以梁之彎矩容量作為一個標準，在預期於地震作用下，梁柱皆保持於彈性行為的考量，柱一定要比梁的強度強，以避免柱進入非彈性行為。故由彎矩與曲率關係曲線求取於軸力作用之柱彎矩容量 M_{pc} ；而鋼梁之彎矩容量 M_{pb} ，由梁之塑性截面模數 Z 乘上

鋼材容許強度 F_y ；得強柱弱梁之比值 M_{pc}/M_{pb} 控制在 1.0 以上較佳。



第五章 結論與建議

5.1 結論

觀察整個試驗結果配合理論推導的結果，可歸納出以下幾點結論：

1. 試驗結果顯示預力梁柱接頭，有相當不錯的消能效果，並且在適當的設計下，其自我恢復能力作用使接頭沒有殘留變形發生。
2. 影響含消能鋼棒的預力梁柱接頭消能效果之最關鍵因素為消能鋼棒的直徑，若消能鋼棒直徑越大，消能效果就會越好。
3. 增加初始預力的大小，可使遲滯迴圈向上移動，可藉此控制因消能鋼棒直徑增加，可能發生的殘留變形。
4. 增加消能鋼棒的勁度，可讓接頭行為曲線中 1-2 階段的接頭勁度影響較大，而對 2-3 階段的接頭勁度影響較小；而增加鋼絞線勁度，則可讓接頭行為曲線中 2-3 階段的接頭勁度影響較大，而對 1-2 階段的接頭勁度影響較小。
5. 理論推導公式可有效模擬接頭行為，且準確性相當良好；且對於接頭消能效果及無殘留變形的要求，可藉由理論分析予以模擬。
6. 鋼絞線的行為模擬曲線未考慮消能鋼棒的殘餘應力造成內力折減的影響，造成解壓點的不斷下降，惟此鋼絞線模擬曲線也不失為一個考量安全因素的不錯選擇。

5.2 建議

1. 由於設計的考量，都是以梁的彎矩容量作為一個標準，因此需強柱弱梁比值 M_{pc}/M_{pb} 必須大於 1.0，使柱不會在梁降伏前破壞；且依本計畫試驗結果建議，於目標梁端變位點之柱面彎矩，不可大於梁的彎矩容量，確保梁與柱維持於彈性。
2. 可使用與消能鋼棒較密合且較厚的束制鋼管，以改善消能鋼棒受壓挫屈未達受壓降伏情形，增加接頭消能效果。
3. 本試驗之子結構未澆置樓板，未來若能針對樓板效應加以考量，探討梁柱接合縫隙開合受樓板之影響，可對預力梁柱接頭之行為有更深入的了解。
4. 由於消能鋼棒採鉸接方式安裝，因此較不易更換，需更深入研究其安裝及替換程序。

參考文獻

- AISC (2002), *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction.
- Blakeley, R. W. G., and Park, R. (1973). “Prestressed concrete sections with cyclic flexure.” *Journal of the Structural Division*, 9(ST8), 1717–1741.
- Cheok, G. S., Stone, W. C., and Kunnath, S. K. (1998). “Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections.” *ACI Struct. J.*, 95(5), 527–539.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M., and Folz, B. (2002). “Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames.” *J. Struct. Eng.*, 128(9), 1111–1120.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Folz, B. (2002). “Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems.” *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 31, 1131–1150.
- Cruz, P. R. (2003) “Seismic analysis, design, and evaluation of post-tensioned friction-damped connections for steel moment-resisting frames.” *UMI Phd*, No.3086964.
- Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., (2004) “Performance evaluation of posttensioned steel connections for moment-resisting frames” *6th Korea-Japan-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, Taiwan*.
- Elliott, S. K., Davies, G., and Gorgun, H. (1998). “The stability of precast concrete skeletal structures.” *PCI J.*, 43(2), 42–57.
- Englekirk, R. E. (1996). “An innovative design solution for precast

prestressed concrete buildings in high seismic zones.” *PCI J.*, 41(4), 44–53.

Englekirk, R. E. (2002). “Design-construction of the paramount – a 39-story precast prestressed concrete apartment building.” *PCI J.*, 47(4), 56–71.

French, C. W., Hafner, M., and Jayashankar, V. (1989). “Connections between precast elements-failure within connection region.” *J. Struct. Eng.*, 115(12), 3171–3192.

Garlock, M. E. M. (2002). “Design, analysis, and experimental behavior of seismic resistant post-tensioned steel moment resisting frames.” *UMI Phd*, No.3073984.

Garlock, M., Sause, R., Ricles, J. M. (2004). “Design and behavior of post-tensioned steel moment frames.” *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada.*, No. 2560.

Garlock, M., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). “Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections.” *J. Struct. Eng.*, 131(3), 448–448.

Holden, T., Restrepo, J., and Mander, J. B. (2003). “Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls.” *J. Struct. Eng.*, 129(3), 286–296.

Nakaki, S. D., Englekirk, R. E., and Plaehn, J. L. (1994). “Ductile connectors for a precast concrete frame.” *PCI J.*, 39(5), 46–59.

Nakaki, S. D., Stanton, J. F., and Sritharan, S. (1999). “An overview of the PRESSS five-story precast test building.” *PCI J.*, 44(2), 26–39.

Nishiyama, M., Watanabe, F., and Muaguruma, H. (1991). “Seismic

performance of prestressed concrete beam-column joint assemblages.”
Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 217–228.

Park, R., and Thompson, K. J. (1977). “Cyclic load tests on prestressed and partially prestressed beam-column joints.” *PCI J.*, 22(5), 84–100.

Restrepo, J. I., Park, R., and Buchanan, A. H. (1995). “Design of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames.” *PCI J.*, 40(5), 68–80.

Restrepo, J. I., Park, R., and Buchanan, A. H. (1995). “Tests of connections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames of buildings.” *PCI J.*, 40(4), 44–61.

Priestley, M. J. N., and Tao, J. R. (1993). “Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons.” *PCI J.*, 38(1), 58–66.

Priestley, M. J. N., and MacRae, G. A. (1996). “Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons.” *PCI J.*, 41(1), 64–81.

Priestley, M. J. N. (1996). “The PRESSS program-current status and proposed plans for phase III.” *PCI J.*, 41(2), 22–40.

Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., and Zhao, C. (2001). “Post-tensioned seismic-resistant connections for steel frames.” *J. Struct. Eng.*, 127(2), 113–121.

Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., and Lu, L. W. (2002). “Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections.” *J. Struct. Eng.*, 128(7), 850–859.

Rojas, P., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). “Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices.” *J. Struct. Eng.*, 131(4), 529–540.

Stone, W. C., Cheok, G. S., and Stanton, J. F. (1995). “Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading.” *ACI Struct. J.*, 91(2), 229–249.

Zatar, W., and Mutsuyoshi, H. (1999). “Inelastic response behavior of partially prestressed concrete piers.” *The Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Kochi, Japan*, 1217–1222.

陳誠直 (2003), 「矩形鋼管混凝土柱與 H 型鋼梁抗彎接頭行為之研究 (III)」, 國科會研究報告。



表 3.1 試體參數變化表

| Specimen | Number of 0.6" strands | Diameter of ED bar (mm) | Length of ED bar (m) | M_d/M_P (%) |
|----------|------------------------|-------------------------|----------------------|---------------|
| S1-1 | 12 | - | - | 27.5 |
| S1-2 | 12 | 16 | 1.0 | 32.4 |
| S1-3 | 12 | 16 | 1.0 | 32.5 |
| S1-4 | 12 | 22 | 1.0 | 30.6 |
| S2-1 | 20 | 22 | 0.6 | 37.7 |
| S2-2 | 20 | 22 | 1.0 | 35.1 |

表 3.2 試體理論數據表

(a)

| Specimen | $\bar{k}_{1,th}$ (kN/m) | $\bar{k}_{2,th}$ (kN/m) | $\bar{k}_{3,th}$ (kN/m) | $\delta_{l,th}$ (m) | $\theta_{g,t,th}$ (% rad) | $T_{ini,st,th}/T_{y,st}$ (%) | $T_{t,st,th}/T_{y,st}$ (%) |
|----------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------------|----------------------------|
| S1-1 | 6125.6 | 603.4 | 603.4 | - | 4.1 | 29.4 | 62.7 |
| S1-2 | 6125.6 | 2574.7 | 608.2 | 0.006 | 3.8 | 34.6 | 66.3 |
| S1-3 | 6125.6 | 2574.7 | 603.7 | 0.006 | 3.8 | 34.7 | 66.5 |
| S1-4 | 6125.6 | 3830.5 | 648.4 | 0.002 | 3.7 | 32.7 | 64.1 |
| S2-1 | 6125.6 | 5307.2 | 928.6 | 0.005 | 3.5 | 24.1 | 51.4 |
| S2-2 | 6125.6 | 3979.2 | 913.4 | 0.004 | 3.5 | 22.5 | 50.0 |

(b)

| Specimen | $M_{t,ed,th}/M_P$ (%) | $M_{t,st,th}/M_P$ (%) | $(M_{t,ed,th} + M_{t,st,th})/M_P$ (%) | $M_{t,th}/M_P$ (%) | M_d/M_P (%) | θ_t (% rad) |
|----------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------------|--------------------|---------------|--------------------|
| S1-1 | 0.0 | 58.7 | 58.7 | 58.7 | 27.5 | 5 |
| S1-2 | 17.8 | 62.1 | 79.9 | 79.9 | 32.4 | 5 |
| S1-3 | 17.6 | 62.2 | 79.8 | 79.8 | 32.5 | 5 |
| S1-4 | 26.4 | 60.0 | 86.4 | 86.4 | 30.6 | 5 |
| S2-1 | 26.0 | 80.2 | 106.2 | 106.2 | 37.7 | 5 |
| S2-2 | 25.3 | 78.1 | 103.3 | 103.3 | 35.1 | 5 |

表 3.3 鋼材及消能鋼棒實際材料性質表

| (a)鋼材實際材料性質 | | | |
|-------------|-------------|-------------------------|----------------------------|
| Coupon | Steel grade | Yield strength (MPa) | Ultimate strength (MPa) |
| Beam web | A572 Gr. 50 | 440 | 537 |
| Beam flange | A572 Gr. 50 | 426 | 527 |
| Column tube | A572 Gr. 50 | 354 | 494 |

| (b)消能鋼棒實際材料性質 | | |
|---------------|-------------------------|----------------------------|
| Coupon | Yield strength (MPa) | Ultimate strength (MPa) |
| 16 mm ED bar | 657 | 672 |
| 22 mm ED bar | 474 | 539 |

表 3.4 束制鋼管規格表

| Specimen | External diameter of tube (mm) | Internal diameter of tube (mm) |
|----------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| S1-1 | - | - |
| S1-2 | 26 | 21 |
| S1-3 | 26 | 21 |
| S1-4 | 32 | 26 |
| S2-1 | 32 | 26 |
| S2-2 | 32 | 26 |

表 3.5 0.6"鋼絞線材料性質表

| Strand | Specification | Diameter (mm) | Sectional area (mm ²) | Yield strength (MPa) | Ultimate strength (MPa) | Modulus of elasticity (MPa) |
|-----------------|----------------------------|------------------|---|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| 15 mm (0.6") | ASTM A 416 Grade 270 | 15.24 | 140 | 1670 | 1860 | 195000 |

表 3.6 荷重計規格表

| Item | Load cell capacity (ton) | External diameter (mm) | Internal diameter (mm) | Length (mm) | Number |
|--------|---------------------------|------------------------|------------------------|-------------|--------|
| T-200 | 200 | 75 | 150 | 250 | 4 |
| N-200A | 200 | 100 | 160 | 150 | 4 |

表 4.1 試體 S1-1 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表

(a)正層間變位角

| Specimen | S1-1 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| 0.375 | 68.9 | 67.8 | 1.6 | 64.6 | 6.6 |
| 0.50 | 75.5 | 76.6 | 1.5 | 75.0 | 0.7 |
| 0.75 | 80.0 | 86.1 | 7.1 | 83.7 | 4.4 |
| 1.0 | 84.5 | 94.7 | 10.7 | 89.9 | 6.0 |
| 1.5 | 93.6 | 102.7 | 8.9 | 99.2 | 5.7 |
| 2.0 | 102.6 | 113.5 | 9.6 | 108.7 | 5.6 |
| 3.0 | 120.7 | 133.7 | 9.7 | 127.6 | 5.4 |
| 4.0 | 138.8 | 153.4 | 9.5 | 146.3 | 5.1 |

(b)負層間變位角

| Specimen | S1-1 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| -0.375 | -68.9 | -64.8 | 6.3 | -53.5 | 28.8 |
| -0.50 | -75.5 | -71.7 | 5.3 | -64.7 | 16.7 |
| -0.75 | -80.0 | -79.7 | 0.4 | -74.5 | 7.4 |
| -1.0 | -84.5 | -85.2 | 0.8 | -82.0 | 3.1 |
| -1.5 | -93.6 | -95.0 | 1.5 | -92.2 | 1.6 |
| -2.0 | -102.6 | -104.6 | 1.9 | -101.9 | 0.8 |
| -3.0 | -120.7 | -124.1 | 2.7 | -121.9 | 0.9 |
| -4.0 | -138.8 | -143.5 | 3.2 | -141.2 | 1.7 |

表 4.2 試體 S1-2 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表

(a)正層間變位角

| Specimen | S1-2 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| 0.375 | 68.9 | 80.1 | 13.9 | 85.2 | 19.1 |
| 0.50 | 88.8 | 98.5 | 9.8 | 100.2 | 11.4 |
| 0.75 | 108.1 | 117.0 | 7.6 | 116.9 | 7.5 |
| 1.0 | 127.4 | 133.2 | 4.4 | 131.6 | 3.2 |
| 1.5 | 150.0 | 155.1 | 3.3 | 152.9 | 1.9 |
| 2.0 | 159.1 | 167.8 | 5.2 | 163.2 | 2.5 |
| 3.0 | 177.4 | 186.5 | 4.9 | 180.3 | 1.6 |
| 4.0 | 195.6 | 198.9 | 1.6 | 194.7 | 0.5 |
| 5.0 | 213.9 | 209.6 | 2.0 | 206.9 | 3.4 |

(b)負層間變位角

| Specimen | S1-2 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| -0.375 | -68.9 | -75.8 | 9.1 | -77.4 | 11.0 |
| -0.50 | -88.8 | -90.5 | 1.8 | -95.2 | 6.7 |
| -0.75 | -108.1 | -108.9 | 0.7 | -112.2 | 3.7 |
| -1.0 | -127.4 | -125.3 | 1.7 | -128.3 | 0.7 |
| -1.5 | -150.0 | -146.7 | 2.2 | -147.8 | 1.5 |
| -2.0 | -159.1 | -157.3 | 1.1 | -158.8 | 0.2 |
| -3.0 | -177.4 | -175.8 | 0.9 | -176.3 | 0.6 |
| -4.0 | -195.6 | -190.9 | 2.5 | -190.8 | 2.5 |
| -5.0 | -213.9 | -202.7 | 5.5 | -200.1 | 6.9 |

表 4.3 試體 S1-3 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表

(a) 正層間變位角

| Specimen | S1-3 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| 0.375 | 68.9 | 73.0 | 5.6 | 72.5 | 4.9 |
| 0.50 | 89.0 | 96.8 | 8.0 | 95.2 | 6.5 |
| 0.75 | 108.3 | 118.4 | 8.5 | 116.5 | 7.0 |
| 1.0 | 127.6 | 137.4 | 7.1 | 134.1 | 4.8 |
| 1.5 | 150.3 | 163.7 | 8.2 | 160.8 | 6.5 |
| 2.0 | 159.3 | 175.3 | 9.1 | 172.5 | 7.6 |
| 3.0 | 177.5 | 193.7 | 8.4 | 191.6 | 7.4 |
| 4.0 | 195.6 | 209.1 | 6.5 | 209.9 | 6.8 |
| 5.0 | 213.7 | 221.5 | 3.5 | 221.9 | 3.7 |

(b) 負層間變位角

| Specimen | S1-3 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| -0.375 | -68.9 | -62.3 | 10.6 | -69.4 | 0.7 |
| -0.50 | -89.0 | -80.2 | 11.0 | -87.1 | 2.2 |
| -0.75 | -108.3 | -106.0 | 2.2 | -110.5 | 2.0 |
| -1.0 | -127.6 | -124.4 | 2.6 | -128.2 | 0.4 |
| -1.5 | -150.3 | -150.4 | 0.1 | -150.3 | 0.0 |
| -2.0 | -159.3 | -162.3 | 1.8 | -162.6 | 2.0 |
| -3.0 | -177.5 | -181.4 | 2.2 | -181.7 | 2.3 |
| -4.0 | -195.6 | -197.9 | 1.2 | -197.5 | 1.0 |
| -5.0 | -213.7 | -207.4 | 3.0 | -206.0 | 3.7 |

表 4.4 試體 S1-4 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表

(a) 正層間變位角

| Specimen | S1-4 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| 0.375 | 68.9 | 69.1 | 0.2 | 71.7 | 3.9 |
| 0.50 | 88.1 | 85.5 | 3.1 | 90.0 | 2.1 |
| 0.75 | 116.8 | 118.6 | 1.5 | 112.8 | 3.5 |
| 1.0 | 145.6 | 141.7 | 2.7 | 135.5 | 7.5 |
| 1.5 | 163.1 | 175.4 | 7.0 | 171.3 | 4.7 |
| 2.0 | 172.8 | 186.1 | 7.1 | 182.5 | 5.3 |
| 3.0 | 192.3 | 203.6 | 5.5 | 200.7 | 4.2 |
| 4.0 | 211.7 | 218.2 | 3.0 | 216.8 | 2.3 |
| 5.0 | 231.2 | 230.4 | 0.3 | 229.8 | 0.6 |

(b) 負層間變位角

| Specimen | S1-4 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| -0.375 | -68.9 | -62.4 | 10.4 | -65.7 | 4.9 |
| -0.50 | -88.1 | -78.0 | 12.9 | -81.5 | 8.1 |
| -0.75 | -116.8 | -102.6 | 13.9 | -107.4 | 8.8 |
| -1.0 | -145.6 | -125.1 | 16.4 | -129.5 | 12.4 |
| -1.5 | -163.1 | -158.6 | 2.8 | -158.0 | 3.2 |
| -2.0 | -172.8 | -169.5 | 2.0 | -171.0 | 1.1 |
| -3.0 | -192.3 | -189.0 | 1.7 | -191.5 | 0.4 |
| -4.0 | -211.7 | -205.8 | 2.9 | -207.7 | 1.9 |
| -5.0 | -231.2 | -219.5 | 5.4 | -220.9 | 4.7 |

表 4.5 試體 S2-1 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表

(a) 正層間變位角

| Specimen | S2-1 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| 0.375 | 68.9 | 65.8 | 4.8 | 67.1 | 2.8 |
| 0.50 | 91.9 | 89.0 | 3.2 | 87.0 | 5.7 |
| 0.75 | 132.9 | 130.0 | 2.2 | 121.8 | 9.1 |
| 1.0 | 172.7 | 163.2 | 5.8 | 152.9 | 13.0 |
| 1.5 | 186.9 | 205.5 | 9.1 | 198.0 | 5.6 |
| 2.0 | 200.8 | 225.6 | 11.0 | 216.5 | 7.2 |
| 3.0 | 228.7 | 253.4 | 9.7 | 244.0 | 6.3 |
| 4.0 | 256.5 | 272.9 | 6.0 | 266.0 | 3.5 |
| 5.0 | 284.4 | 284.3 | 0.1 | 280.1 | 1.5 |

(b) 負層間變位角

| Specimen | S2-1 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| -0.375 | -68.9 | -63.8 | 8.1 | -64.6 | 6.7 |
| -0.50 | -91.9 | -82.1 | 11.9 | -82.6 | 11.3 |
| -0.75 | -132.9 | -111.6 | 19.0 | -113.0 | 17.6 |
| -1.0 | -172.7 | -138.7 | 24.5 | -140.2 | 23.2 |
| -1.5 | -186.9 | -173.3 | 7.9 | -174.1 | 7.3 |
| -2.0 | -200.8 | -194.2 | 3.4 | -196.0 | 2.5 |
| -3.0 | -228.7 | -225.1 | 1.6 | -225.0 | 1.6 |
| -4.0 | -256.5 | -248.7 | 3.2 | -244.8 | 4.8 |
| -5.0 | -284.4 | -264.7 | 7.5 | -255.7 | 11.2 |

表 4.6 試體 S2-2 中各層間變位角首圈梁端受力值與理論值比較表

(a) 正層間變位角

| Specimen | S2-2 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| 0.375 | 68.9 | 83.7 | 17.7 | 66.7 | 3.3 |
| 0.50 | 91.9 | 109.6 | 16.2 | 81.5 | 12.7 |
| 0.75 | 122.4 | 138.9 | 11.9 | 108.0 | 13.3 |
| 1.0 | 152.2 | 159.9 | 4.8 | 137.7 | 10.6 |
| 1.5 | 180.5 | 200.0 | 9.7 | 185.8 | 2.8 |
| 2.0 | 194.2 | 220.3 | 11.8 | 212.0 | 8.4 |
| 3.0 | 221.6 | 244.4 | 9.3 | 238.6 | 7.1 |
| 4.0 | 249.0 | 263.6 | 5.5 | 260.2 | 4.3 |
| 5.0 | 276.4 | 252.1 | 9.7 | 269.7 | 2.5 |

(b) 負層間變位角

| Specimen | S2-2 | East beam | | West beam | |
|-----------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
| Story drift (%) | P_{th} (kN) | P_{test} (kN) | Error (%) | P_{test} (kN) | Error (%) |
| -0.375 | -68.9 | -67.3 | 2.4 | -70.0 | 1.6 |
| -0.50 | -91.9 | -92.3 | 0.4 | -92.6 | 0.8 |
| -0.75 | -122.4 | -124.1 | 1.4 | -124.0 | 1.3 |
| -1.0 | -152.2 | -148.8 | 2.3 | -149.6 | 1.8 |
| -1.5 | -180.5 | -189.0 | 4.5 | -193.3 | 6.6 |
| -2.0 | -194.2 | -208.1 | 6.7 | -214.7 | 9.5 |
| -3.0 | -221.6 | -236.1 | 6.1 | -240.0 | 7.6 |
| -4.0 | -249.0 | -258.6 | 3.7 | -259.6 | 4.1 |
| -5.0 | -276.4 | -266.0 | 3.9 | -255.7 | 8.1 |

表 4.7 試體各階段勁度值與理論值比較表

(a) 試體 0-1 階段勁度比較

| Specimen | | $\overline{k_{1,th}}$ (kN/m) | East beam | | West beam | |
|----------|---|---------------------------------|-----------------------------------|--------------|-----------------------------------|--------------|
| | | | $\overline{k_{1,test}}$ (kN/m) | Error (%) | $\overline{k_{1,test}}$ (kN/m) | Error (%) |
| S1-1 | + | 6126 | 6004 | 2.0 | 6275 | 2.4 |
| | - | | 6004 | 2.0 | | |
| S1-2 | + | 6126 | 6764 | 9.4 | 7029 | 12.9 |
| | - | | 6764 | 9.4 | | |
| S1-3 | + | 6126 | 6164 | 0.6 | 6437 | 4.8 |
| | - | | 6164 | 0.6 | | |
| S1-4 | + | 6126 | 6177 | 0.8 | 6354 | 3.6 |
| | - | | 6177 | 0.8 | | |
| S2-1 | + | 6126 | 5894 | 3.9 | 6010 | 1.9 |
| | - | | 5894 | 3.9 | | |
| S2-2 | + | 6126 | 5977 | 2.5 | 6000 | 2.1 |
| | - | | 5977 | 2.5 | | |

(b) 試體 1-2 階段勁度比較

| Specimen | | $\overline{k_{2,th}}$ (kN/m) | East beam | | West beam | |
|----------|---|---------------------------------|-----------------------------------|--------------|-----------------------------------|--------------|
| | | | $\overline{k_{2,test}}$ (kN/m) | Error (%) | $\overline{k_{2,test}}$ (kN/m) | Error (%) |
| S1-1 | + | 603 | 677 | 10.9 | 636 | 5.1 |
| | - | | 673 | 10.3 | | |
| S1-2 | + | 2575 | 2491 | 3.4 | 2736 | 5.9 |
| | - | | 2451 | 5.0 | | |
| S1-3 | + | 2575 | 2539 | 1.4 | 2595 | 0.8 |
| | - | | 2457 | 4.8 | | |
| S1-4 | + | 3831 | 3920 | 2.3 | 3584 | 6.9 |
| | - | | 3524 | 8.7 | | |
| S2-1 | + | 5307 | 5471 | 3.0 | 5314 | 0.1 |
| | - | | 4890 | 8.5 | | |
| S2-2 | + | 3979 | 3922 | 1.5 | 3749 | 6.1 |
| | - | | 3765 | 5.7 | | |

表 4.7 試體各階段勁度值與理論值比較表 (續)

(c) 試體 2-3 階段勁度比較

| Specimen | | $\overline{k_{3,th}}$ (kN/m) | East beam | | West beam | |
|----------|---|---------------------------------|-----------------------------------|--------------|-----------------------------------|--------------|
| | | | $\overline{k_{3,test}}$ (kN/m) | Error (%) | $\overline{k_{3,test}}$ (kN/m) | Error (%) |
| S1-1 | + | 603 | 662 | 8.8 | 628 | 3.9 |
| | - | | 658 | 8.3 | 647 | 6.7 |
| S1-2 | + | 608 | 600 | 1.4 | 590 | 3.1 |
| | - | | 612 | 0.6 | 574 | 6.0 |
| S1-3 | + | 604 | 550 | 9.8 | 588 | 2.7 |
| | - | | 549 | 10.0 | 536 | 12.6 |
| S1-4 | + | 648 | 661 | 1.9 | 703 | 7.8 |
| | - | | 714 | 9.2 | 709 | 8.5 |
| S2-1 | + | 929 | 887 | 4.7 | 898 | 3.4 |
| | - | | 997 | 6.9 | 929 | 0.0 |
| S2-2 | + | 913 | 959 | 4.8 | 957 | 4.6 |
| | - | | 918 | 0.5 | 863 | 5.8 |

表 4.8 試體梁柱接合面開啟造成之層間變位角與理論值比較表

| Specimen | $\theta_{g,t,th}$ (% rad) | 4% Story drift | | | | $\theta_{g,t,th}$ (% rad) | 5% Story drift | | | |
|----------|------------------------------|--------------------------------|------|--------------------------------|------|------------------------------|--------------------------------|------|--------------------------------|------|
| | | East beam | | West beam | | | East beam | | West beam | |
| | | $\theta_{g,t,test}$ (% rad) | | $\theta_{g,t,test}$ (% rad) | | | $\theta_{g,t,test}$ (% rad) | | $\theta_{g,t,test}$ (% rad) | |
| | | + | - | + | - | | + | - | + | - |
| S1-1 | 3.24 | 3.15 | 3.23 | 3.22 | 3.25 | 4.15 | - | - | - | - |
| S1-2 | 2.94 | 3.02 | 3.06 | 3.08 | 3.10 | 3.84 | 3.97 | 4.00 | 4.02 | 4.05 |
| S1-3 | 2.94 | 2.87 | 2.93 | 2.91 | 2.98 | 3.84 | 3.80 | 3.88 | 3.85 | 3.93 |
| S1-4 | 2.85 | 2.82 | 2.89 | 2.86 | 2.91 | 3.74 | 3.76 | 3.82 | 3.79 | 3.84 |
| S2-1 | 2.60 | 2.46 | 2.59 | 2.53 | 2.64 | 3.45 | 3.39 | 3.50 | 3.45 | 3.58 |
| S2-2 | 2.64 | 2.53 | 2.56 | 2.55 | 2.56 | 3.50 | 3.59 | 3.52 | 3.50 | 3.58 |

表 4.9 試體柱面彎矩除梁彎矩容量與理論值比較表

| Specimen | 4% Story drift | | | | | 5% Story drift | | | | |
|----------|-----------------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------|-----------------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------|
| | $M_{t,th}/M_P$ (%) | East beam | | West beam | | $M_{t,th}/M_P$ (%) | East beam | | West beam | |
| | | $M_{t,test}/M_P$ (%) | | $M_{t,test}/M_P$ (%) | | | $M_{t,test}/M_P$ (%) | | $M_{t,test}/M_P$ (%) | |
| | | + | - | + | - | | + | - | + | - |
| S1-1 | 51.9 | 61.4 | 55.6 | 58.6 | 56.5 | 58.7 | - | - | - | - |
| S1-2 | 73.1 | 79.6 | 76.4 | 77.9 | 76.4 | 79.9 | 83.9 | 81.2 | 82.8 | 80.1 |
| S1-3 | 73.1 | 83.7 | 79.2 | 84.0 | 79.1 | 79.8 | 88.7 | 83.0 | 88.8 | 82.5 |
| S1-4 | 79.1 | 87.4 | 82.4 | 86.8 | 83.2 | 86.4 | 92.2 | 87.9 | 92.0 | 88.4 |
| S2-1 | 95.8 | 109.2 | 99.6 | 106.5 | 98.0 | 106.2 | 113.8 | 106.0 | 112.1 | 102.4 |
| S2-2 | 93.1 | 105.5 | 103.5 | 104.2 | 103.9 | 103.3 | 100.9 | 106.5 | 108.0 | 102.4 |

表 4.10 試體鋼絞線內力彎矩除梁彎矩容量與理論值比較表

| Specimen | Story drift (% rad) | $M_{t,st,th}/M_P$ | $M_{t,st,test}/M_P$ |
|----------|------------------------|-------------------|---------------------|
| | | (%) | (%) |
| S1-1 | 4.0 | 51.9 | 52.0 |
| | 5.0 | 58.7 | - |
| S1-2 | 4.0 | 55.3 | 52.3 |
| | 5.0 | 62.1 | 57.7 |
| S1-3 | 4.0 | 55.4 | 52.8 |
| | 5.0 | 62.2 | 58.4 |
| S1-4 | 4.0 | 53.3 | 49.3 |
| | 5.0 | 60.0 | 54.9 |
| S2-1 | 4.0 | 70.3 | 62.8 |
| | 5.0 | 80.2 | 69.1 |
| S2-2 | 4.0 | 68.1 | 56.0 |
| | 5.0 | 78.1 | 58.5 |

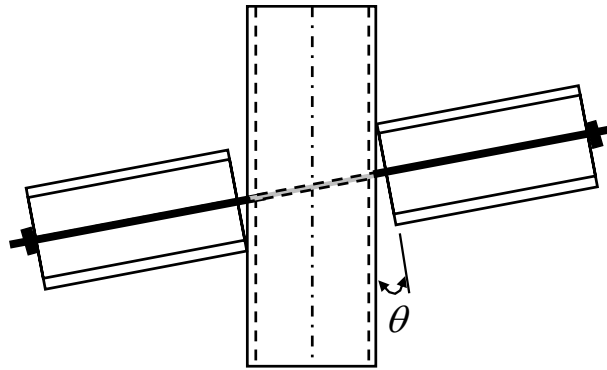


圖 1.1 預力梁柱接頭梁柱接合面縫隙開啟示意圖

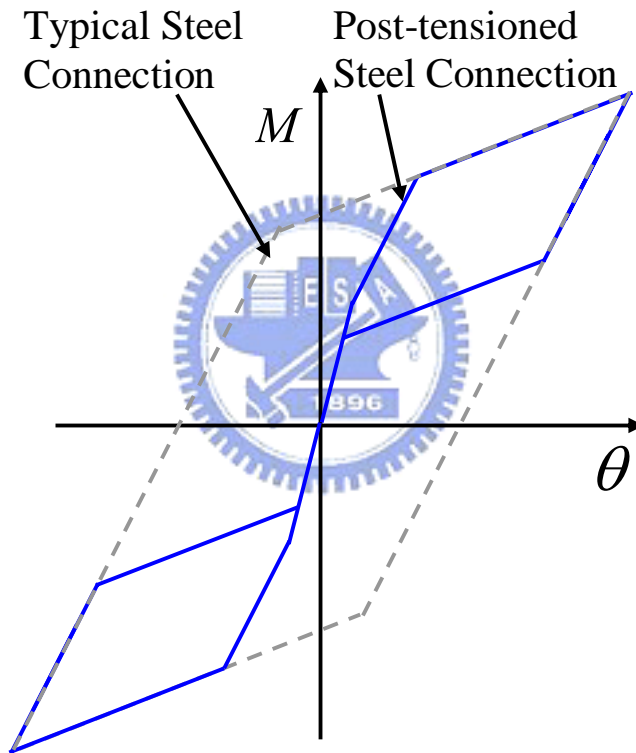


圖 1.2 預力梁柱接頭及傳統接頭遲滯迴圈圖示意圖

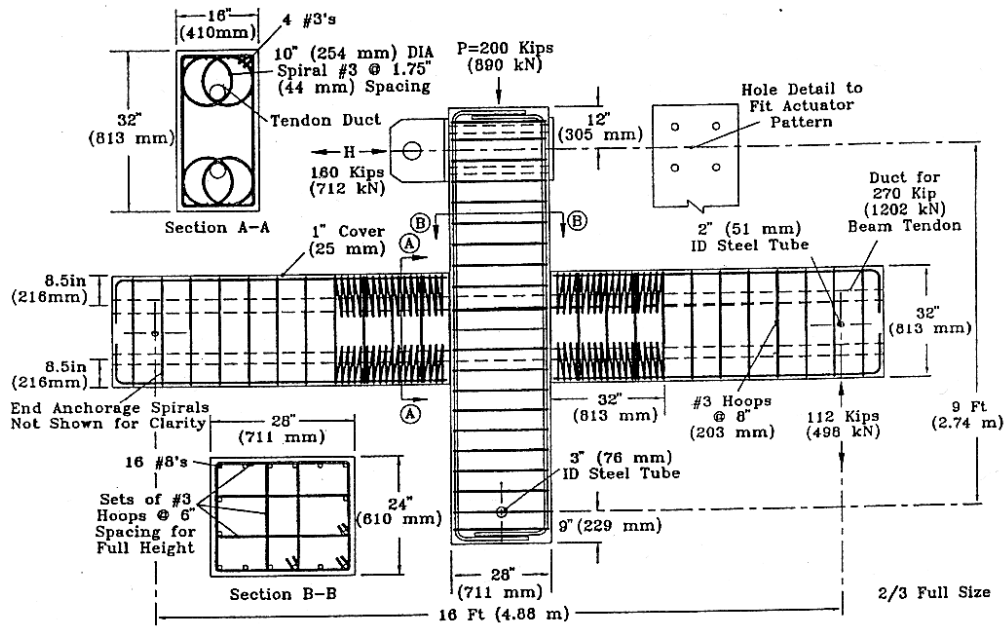


圖 1.3 預力預鑄梁柱接頭 (Priestley and MacRae 1996)

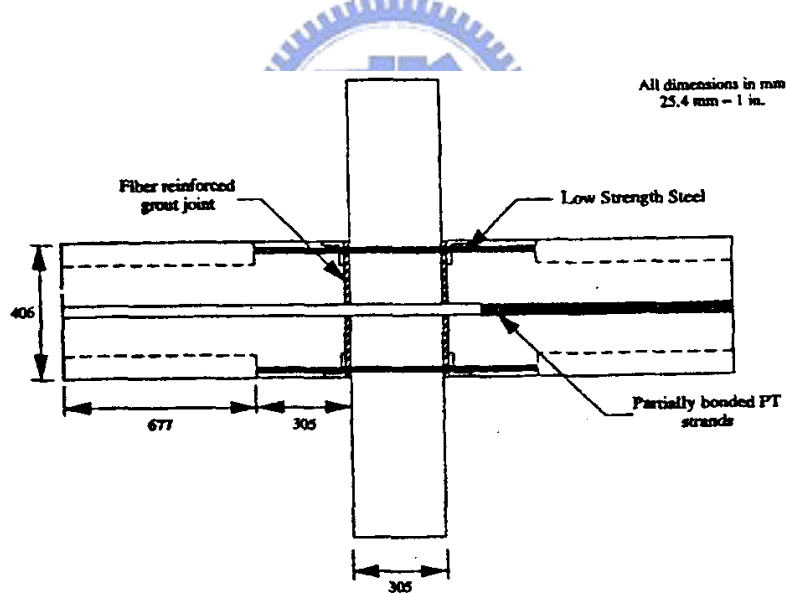


圖 1.4 消能鋼棒預力預鑄混凝土梁柱接頭圖 (Stone et al. 1995)

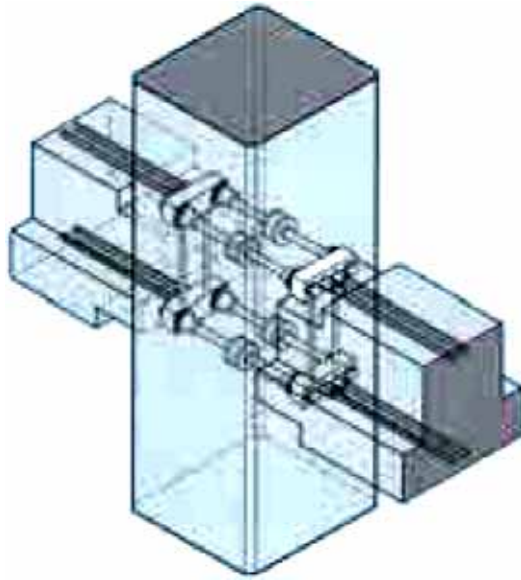


圖 1.5 Dywidag 韌性接頭圖 (Englekirk 2002)

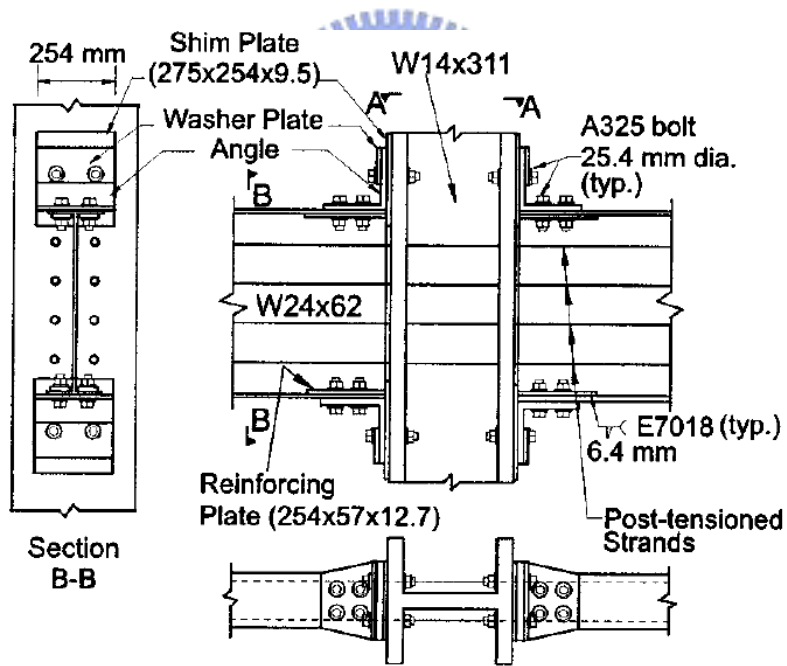


圖 1.6 消能角鋼型預力鋼梁接 H 型柱梁柱接頭圖 (Ricles et al. 2002)

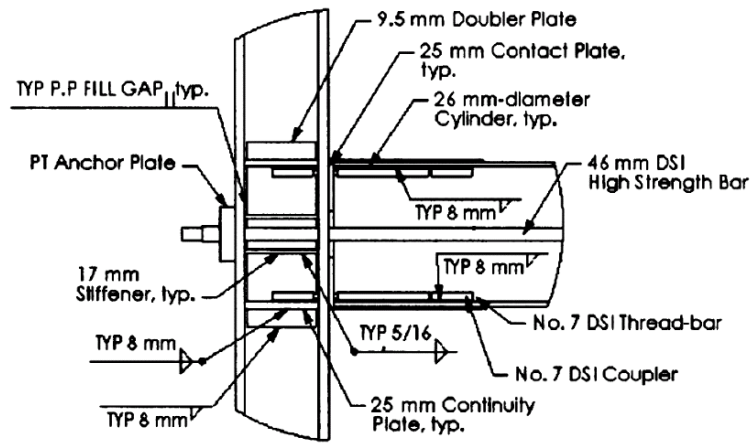


圖 1.7 含消能鋼棒預力梁柱接頭圖 (Christopoulos et al. 2002)

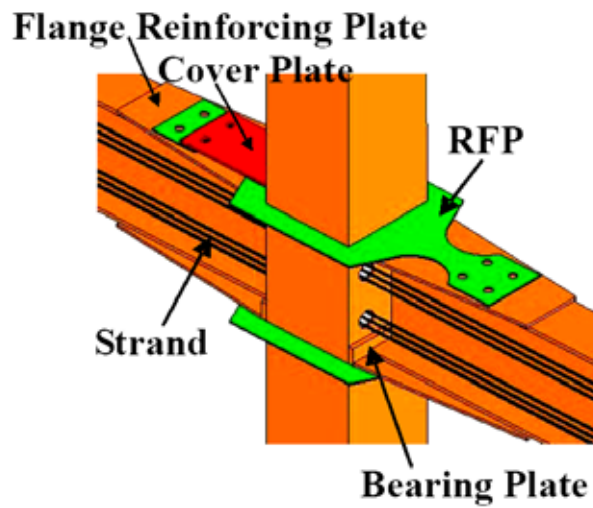


圖 1.8 切削蓋板型消能鋼板鋼梁接 CFT 柱梁柱接頭圖 (Chou et al. 2005)

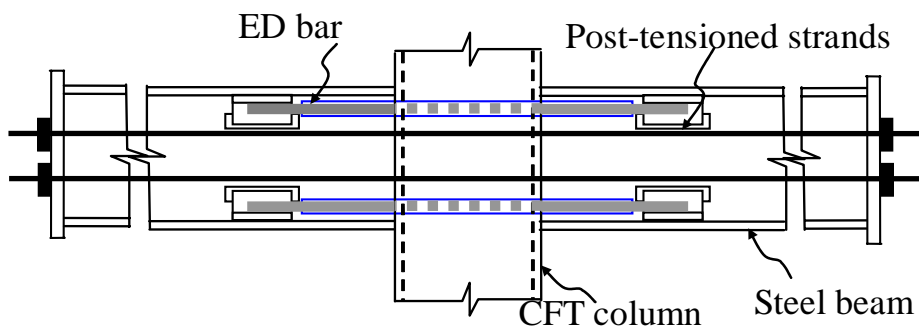


圖 2.1 預力鋼梁接 CFT 柱接頭含消能鋼棒

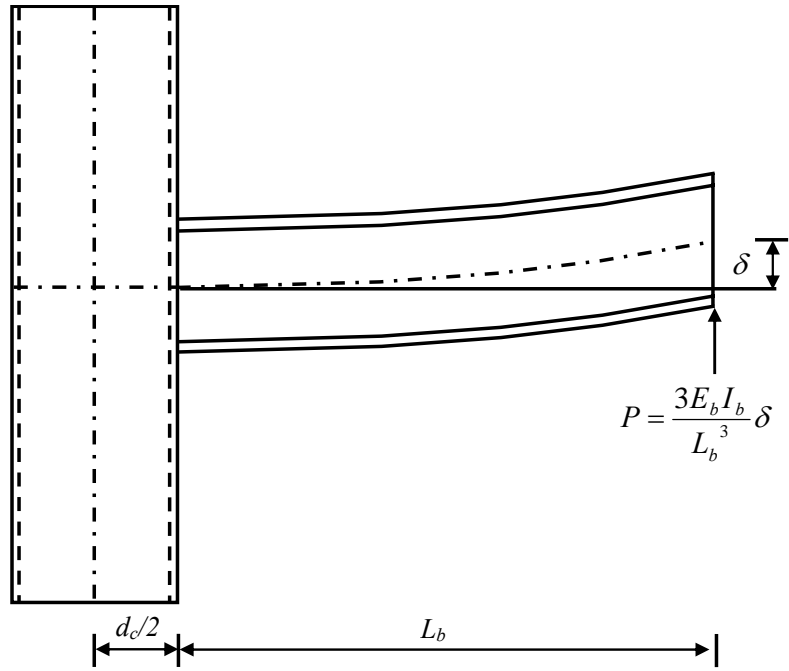


圖 2.2 梁之梁端力量與梁端位移推導圖

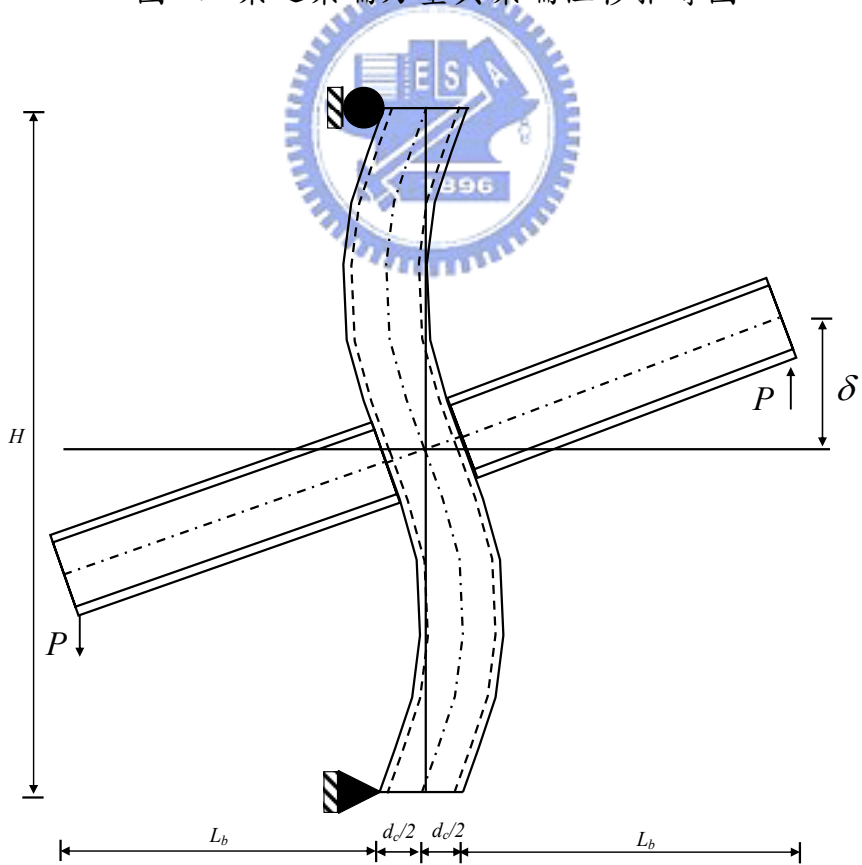


圖 2.3 柱之梁端力量與梁端位移推導圖

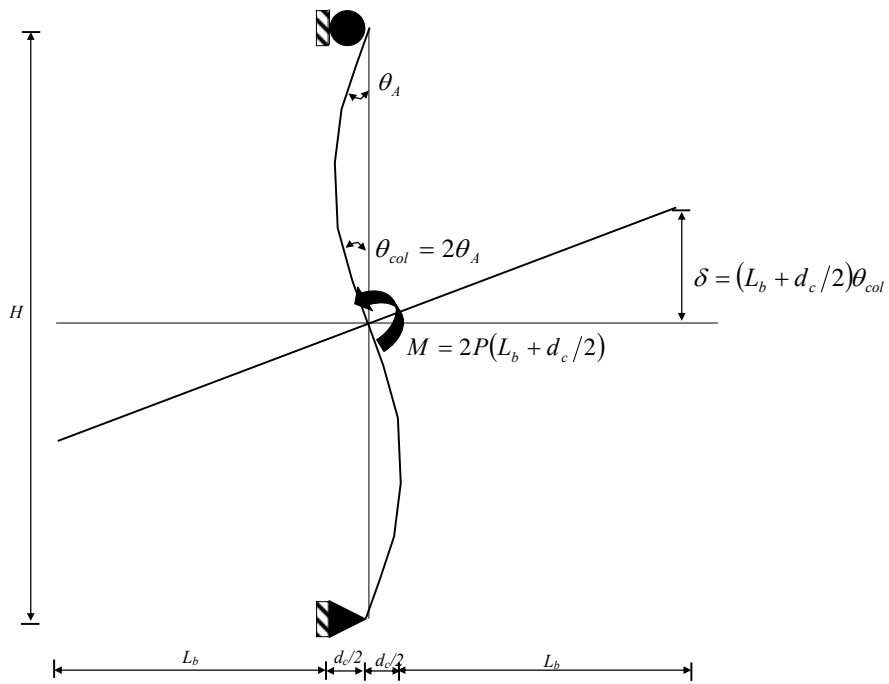


圖 2.4 柱簡化為一簡支梁中心受彎矩圖

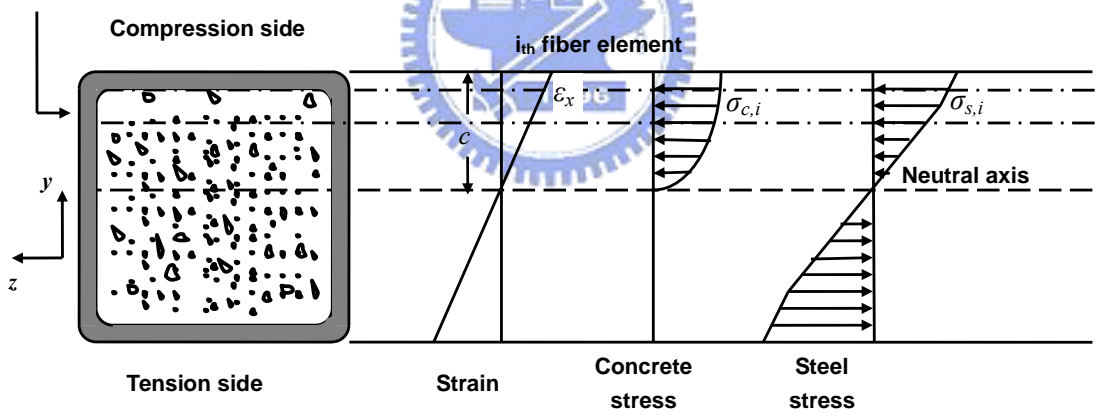


圖 2.5 斷面分析法示意圖

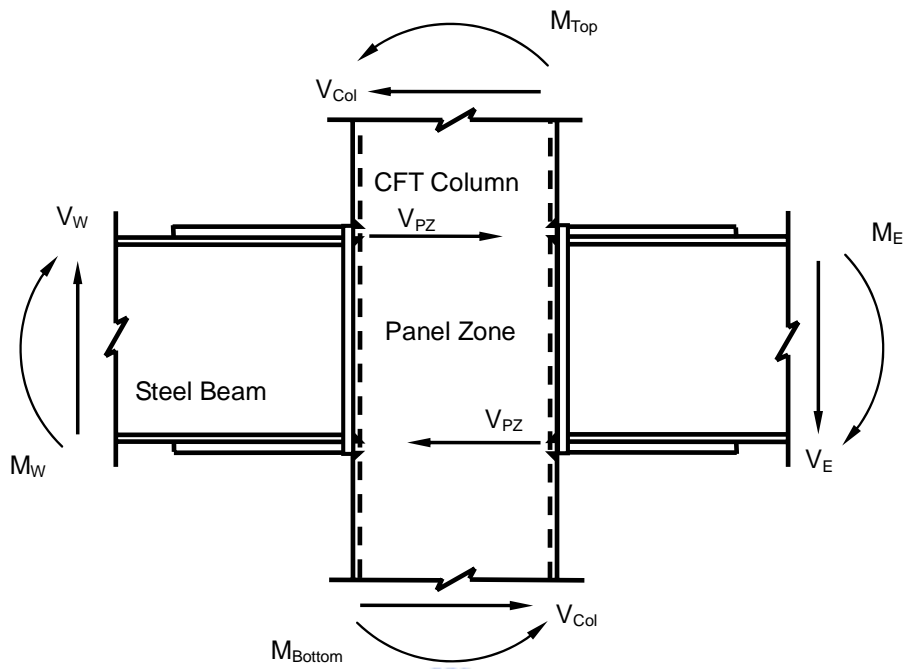


圖 2.6 梁柱交會區受力示意圖

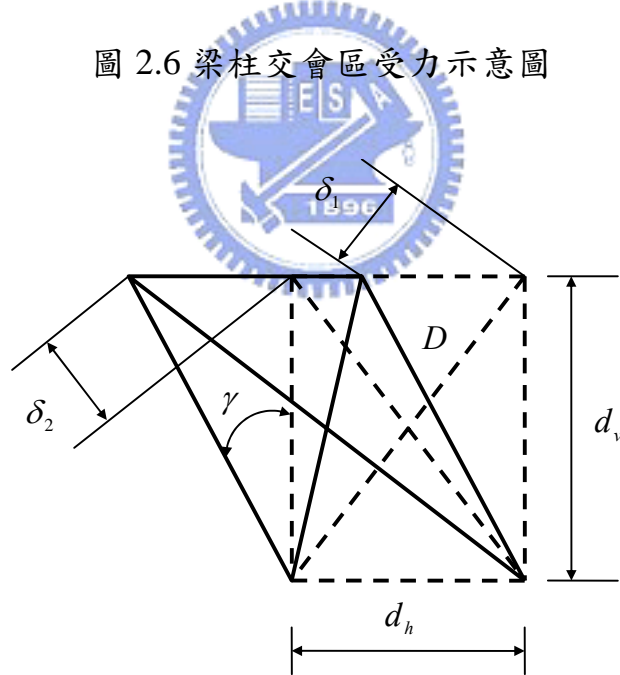


圖 2.7 梁柱交會區剪力變形示意圖

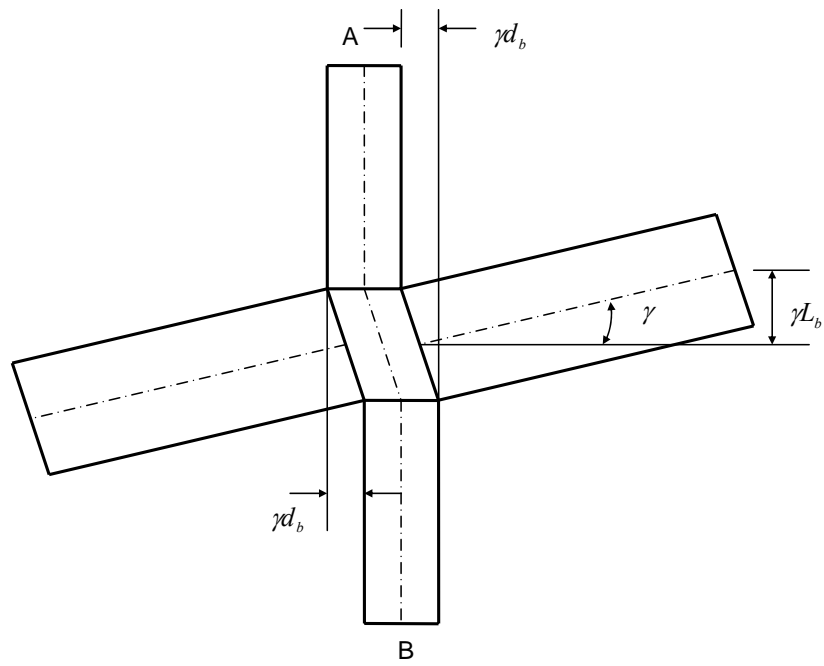


圖 2.8 交會區剪力變形造成之梁端變位分量圖

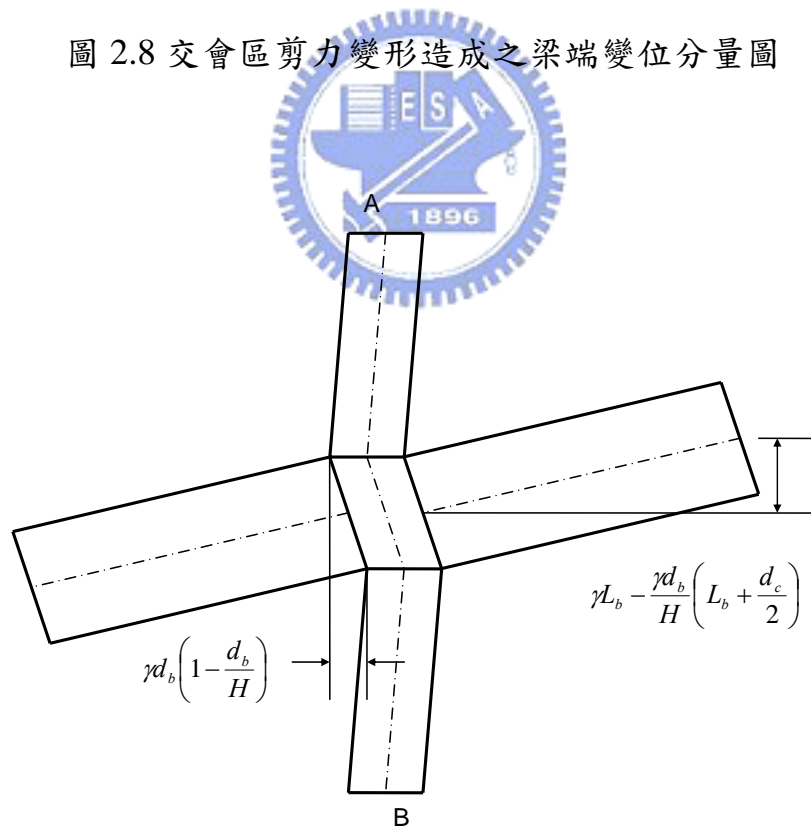


圖 2.9 剛體旋轉交會區剪力變形造成梁端變位分量圖

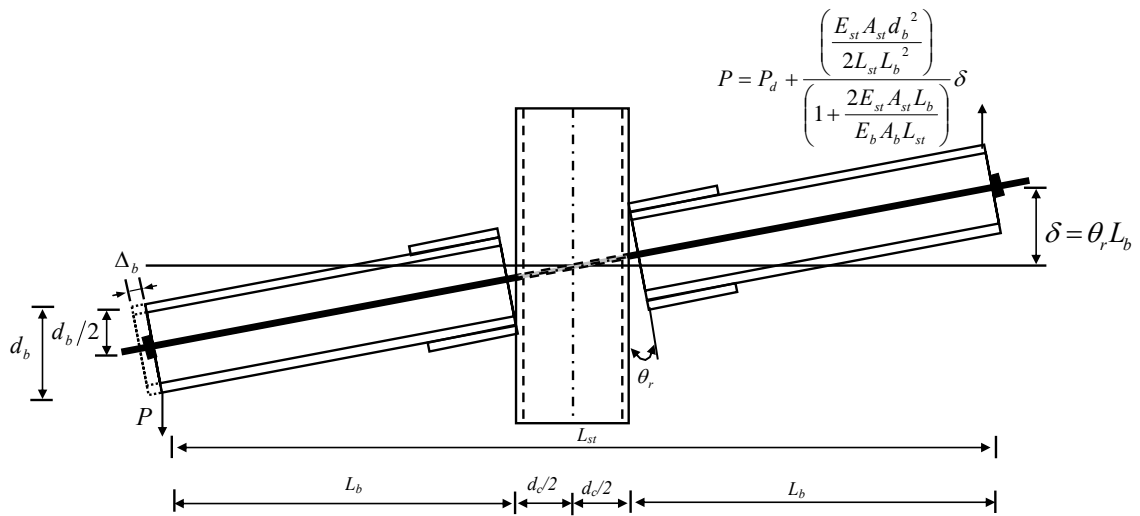


圖 2.10 鋼絞線之梁端力量與梁端位移推導圖

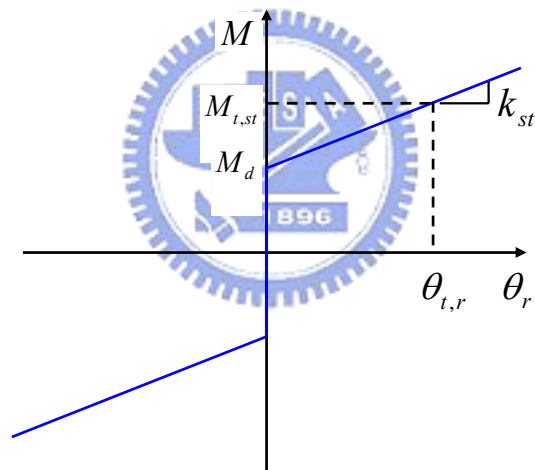


圖 2.11 鋼絞線造成之柱面彎矩與梁柱接合面開啟角度 θ_r 之關係曲線

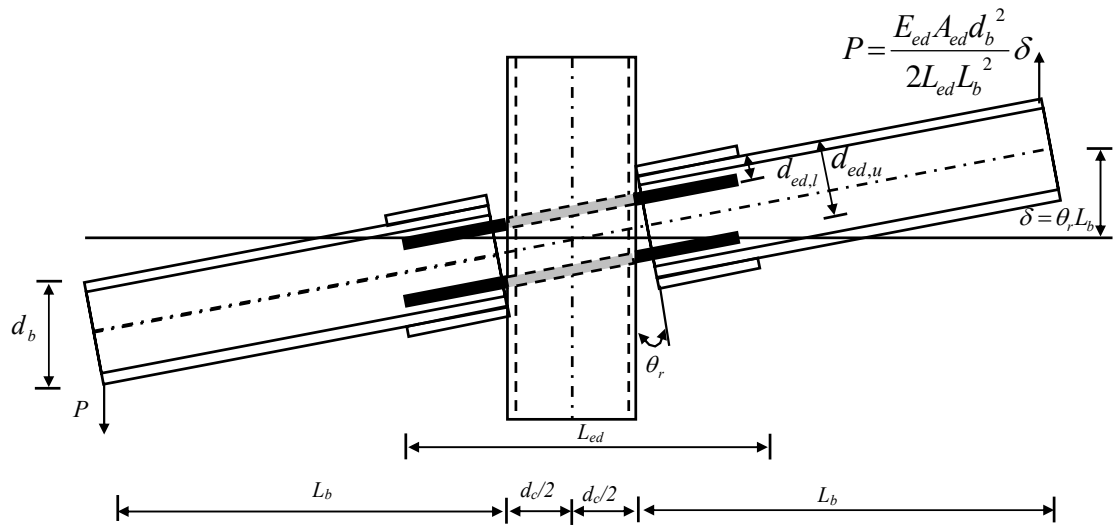


圖 2.12 消能鋼棒之梁端力量與梁端位移推導圖

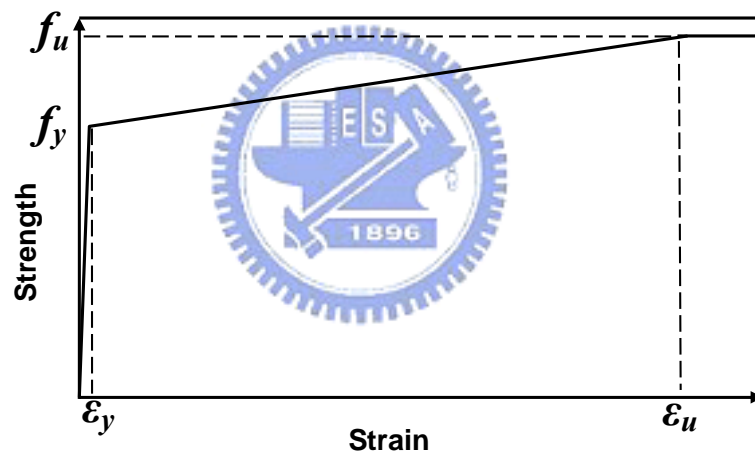


圖 2.13 消能鋼棒應力-應變關係曲線示意圖

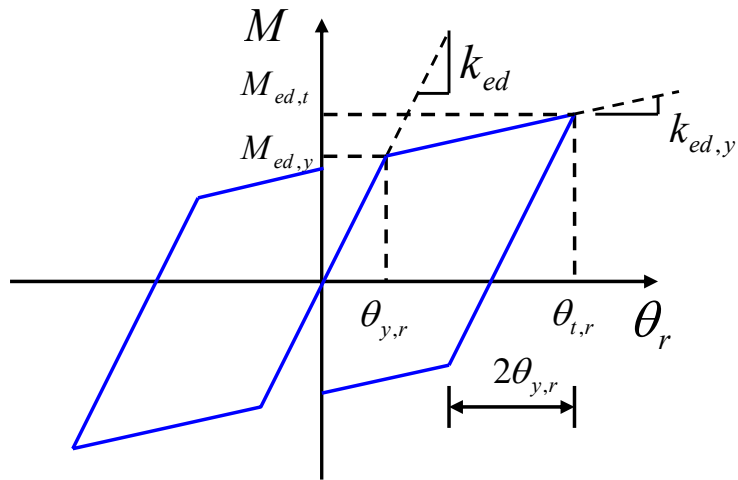


圖 2.14 消能鋼棒造成之柱面彎矩與梁柱接合面開啟角度 θ_r 之關係曲線

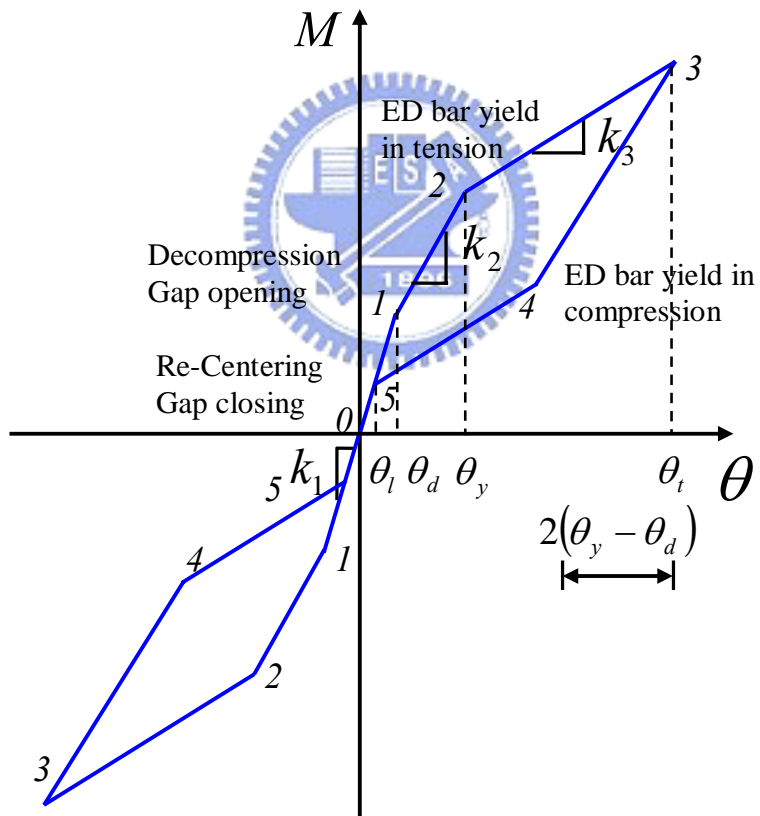


圖 2.15 含消能鋼棒預力梁柱接頭之行為模型

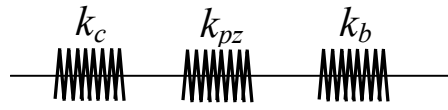


圖 2.16 含消能鋼棒預力梁柱接頭 0-1 階段時，勁度聯結方式圖

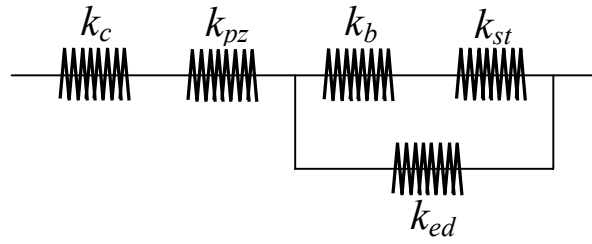


圖 2.17 含消能鋼棒預力梁柱接頭 1-2 階段時，勁度聯結方式圖

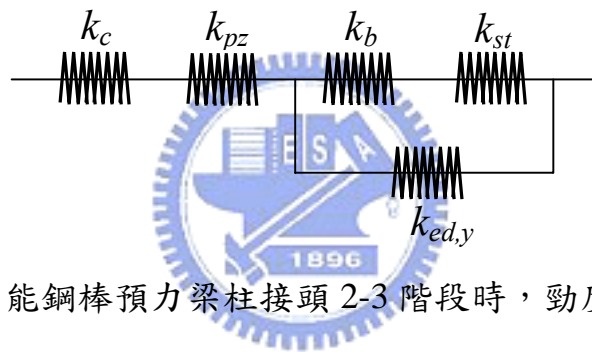


圖 2.18 含消能鋼棒預力梁柱接頭 2-3 階段時，勁度聯結方式圖

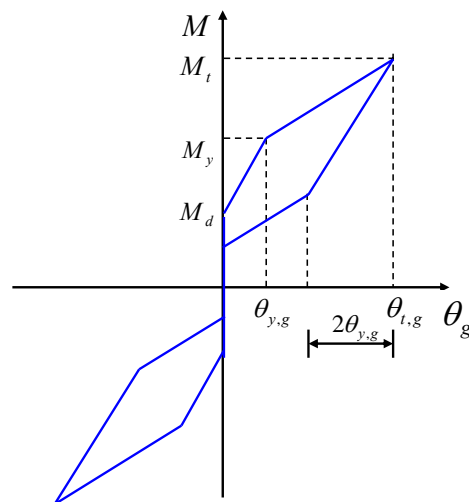


圖 2.19 梁柱接合面開啟角度 θ_r 造成的柱面彎矩與層間變位角關係曲線

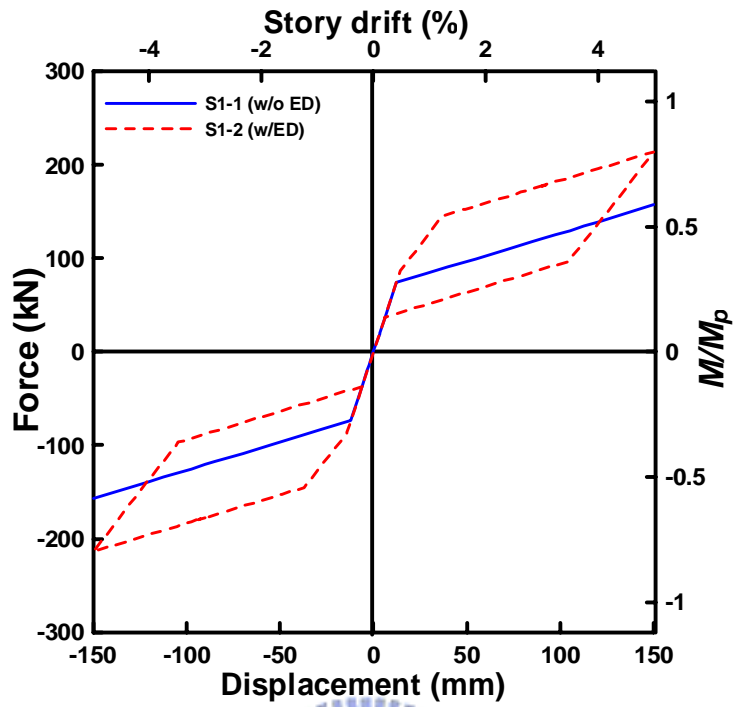


圖 3.1 試體 S1-1 與試體 S1-2 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較

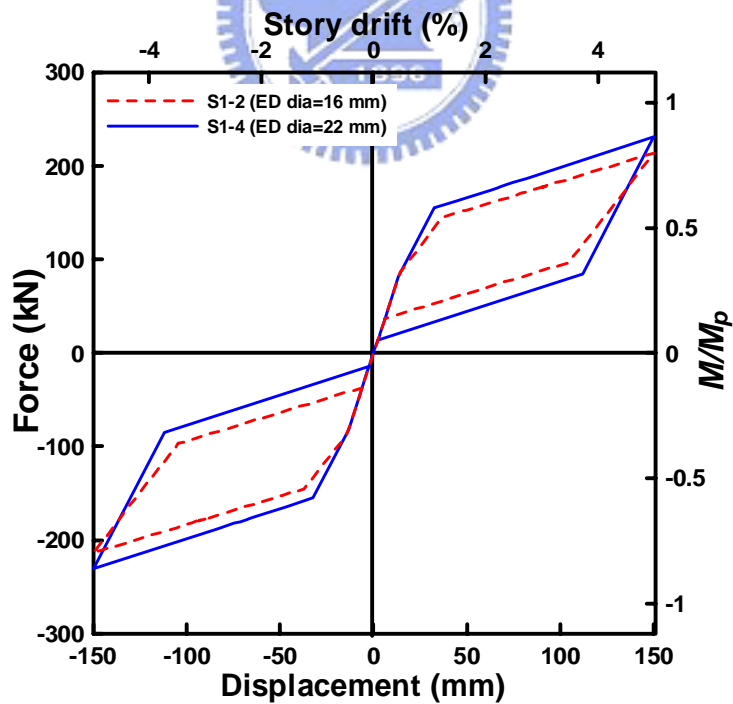


圖 3.2 試體 S1-2 與試體 S1-4 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較

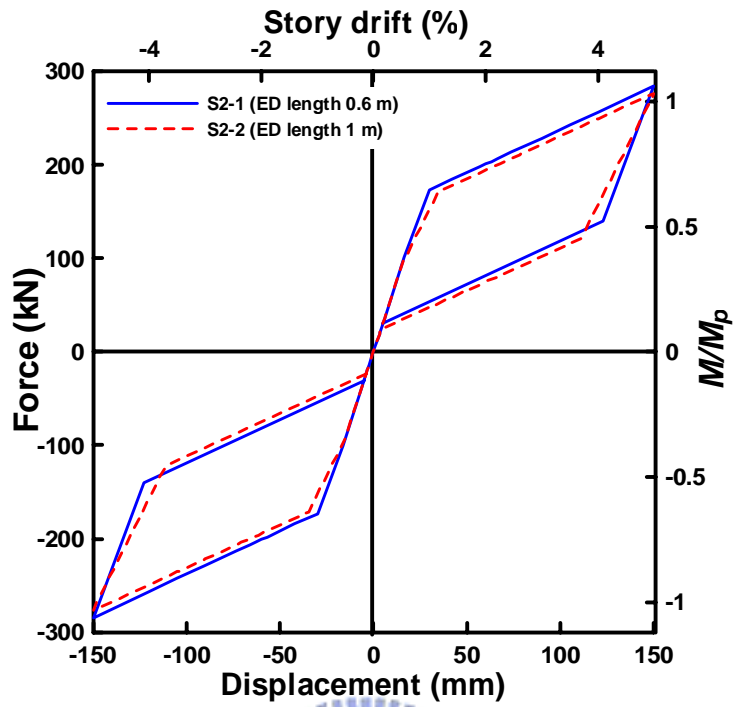


圖 3.3 試體 S2-1 與試體 S2-2 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較

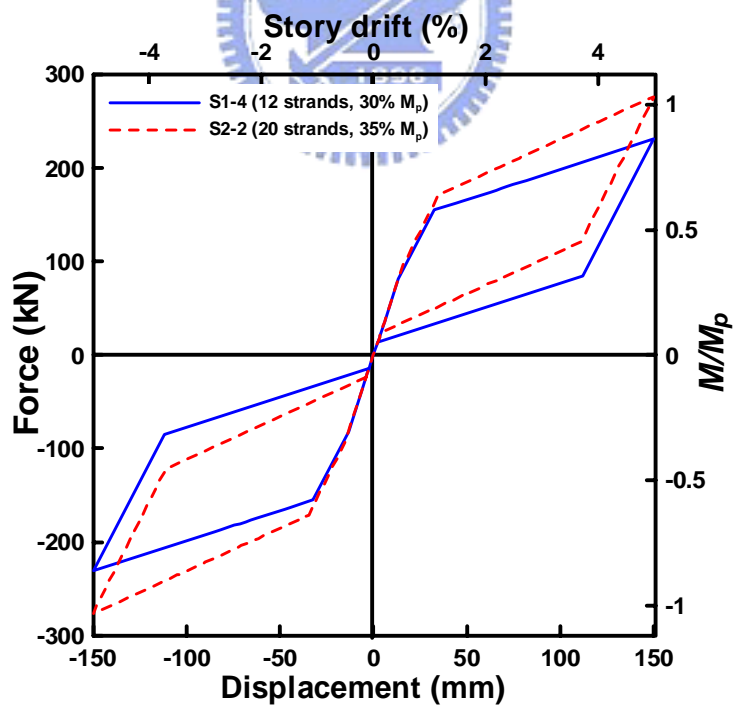


圖 3.4 試體 S1-4 與試體 S2-2 梁端施力與梁端位移模擬曲線比較

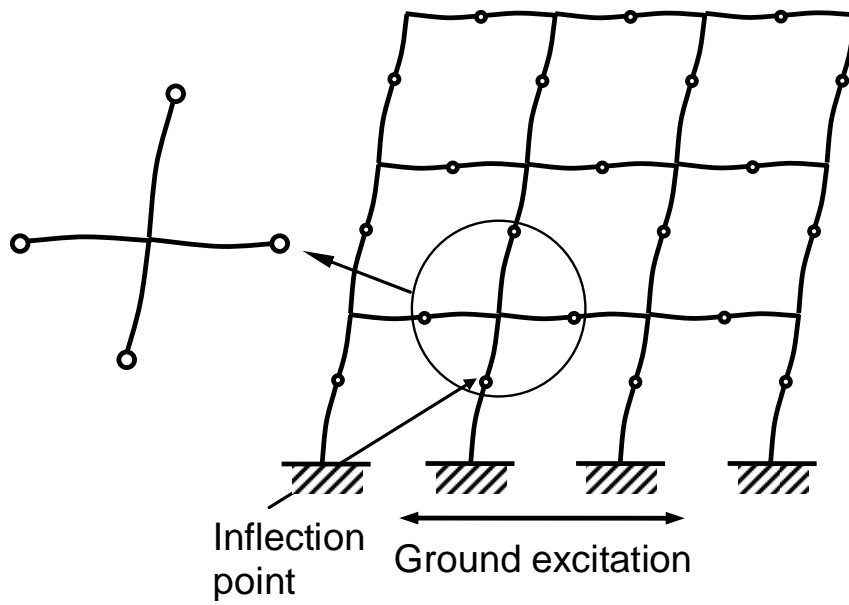


圖 3.5 結構受地震水平力作用之變形示意圖

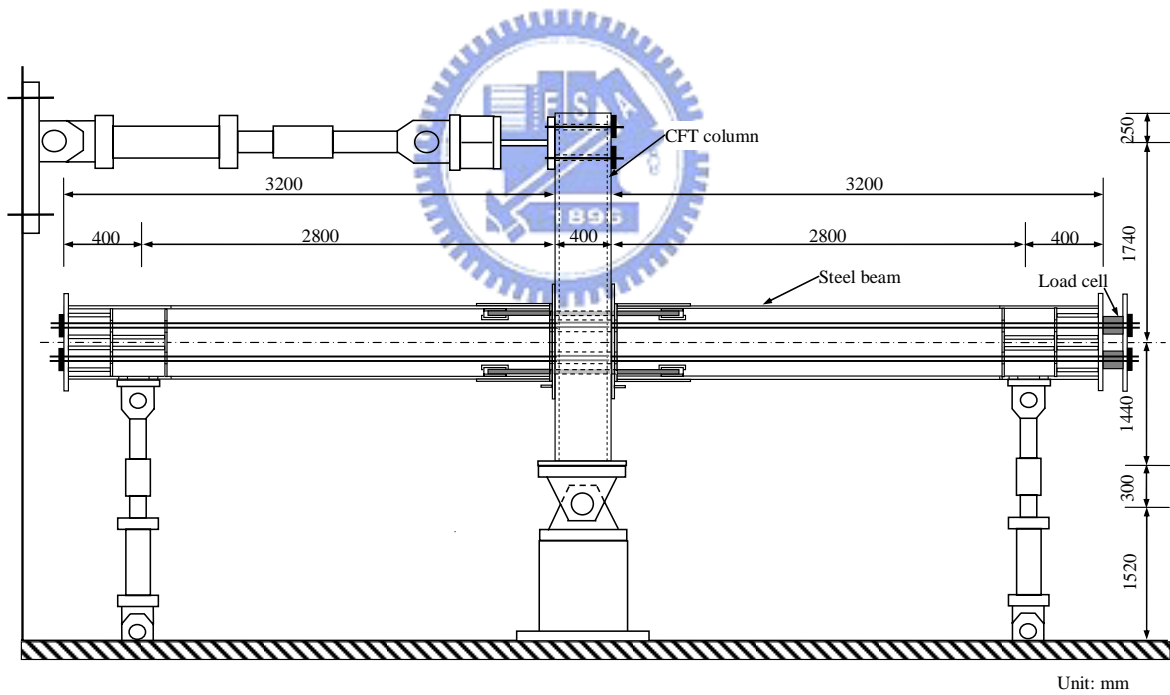


圖 3.6 試驗設置台全貌圖

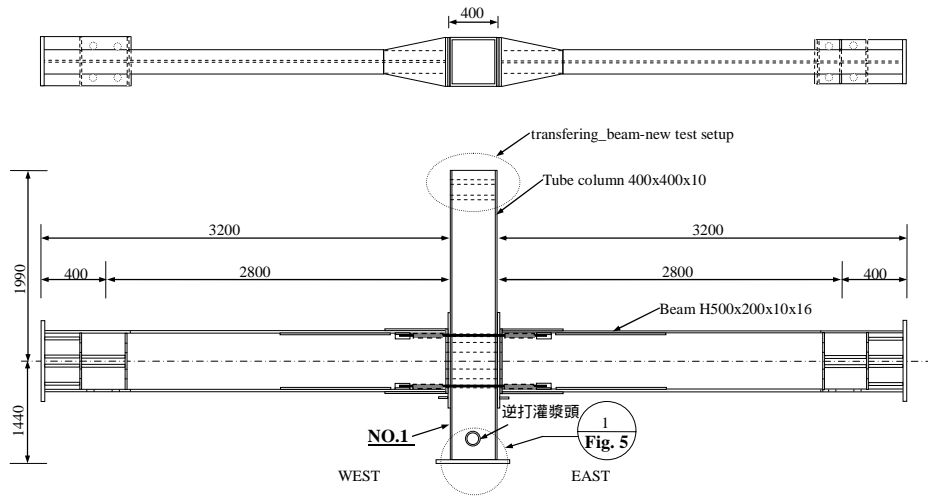


Fig. 1

圖 3.7 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之一

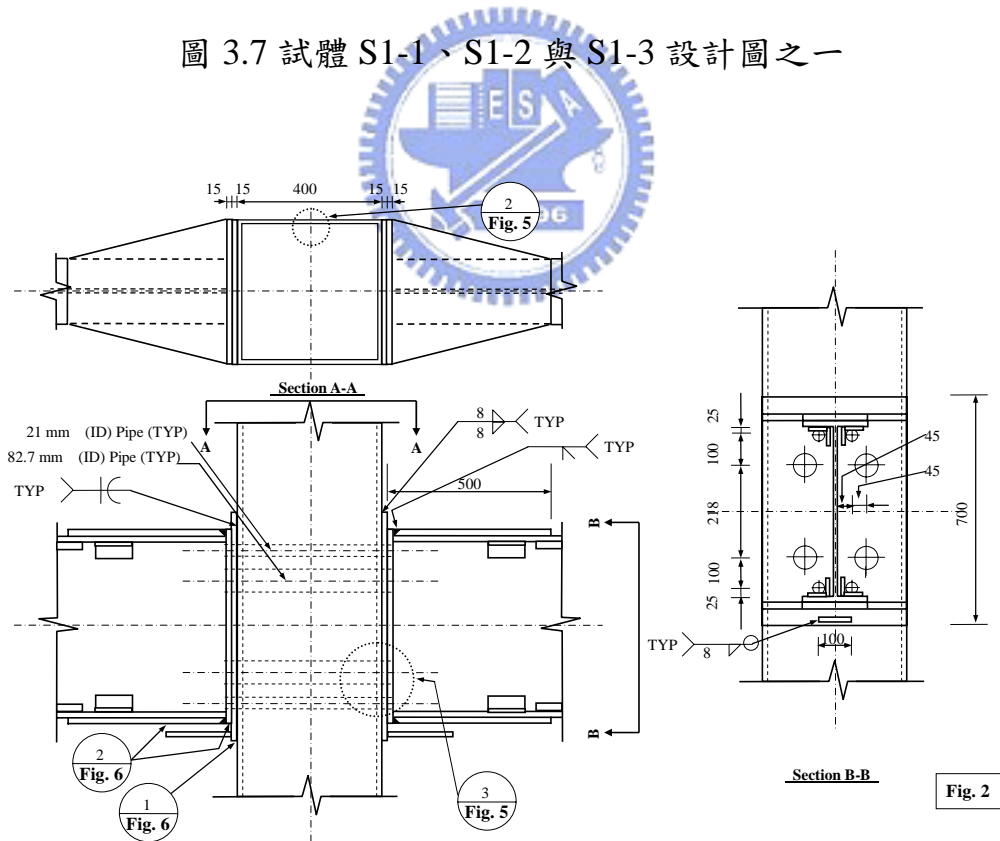


Fig. 2

圖 3.8 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之二

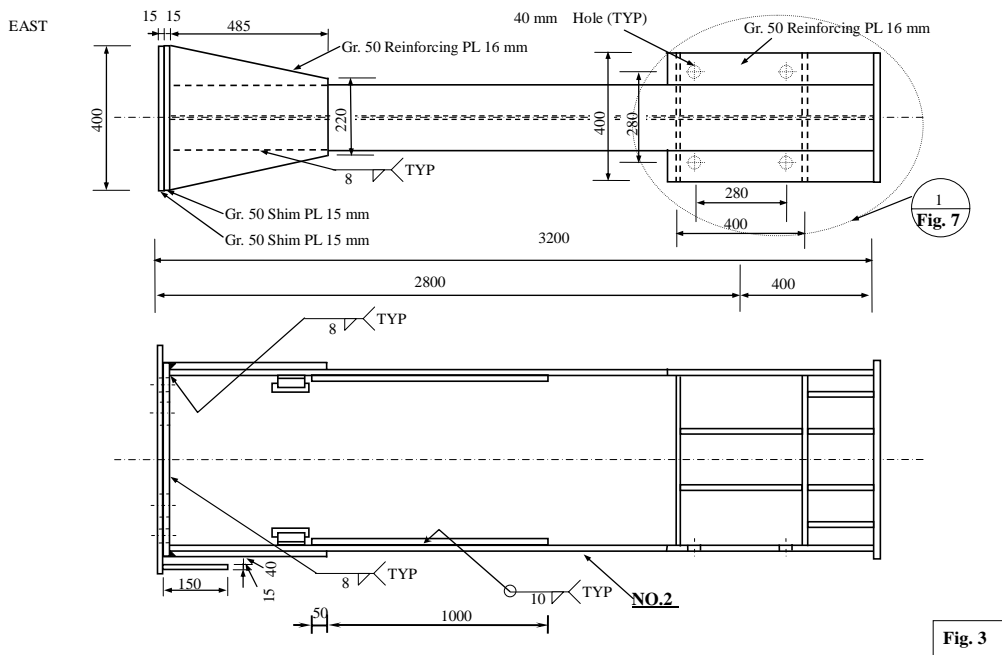


圖 3.9 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之三

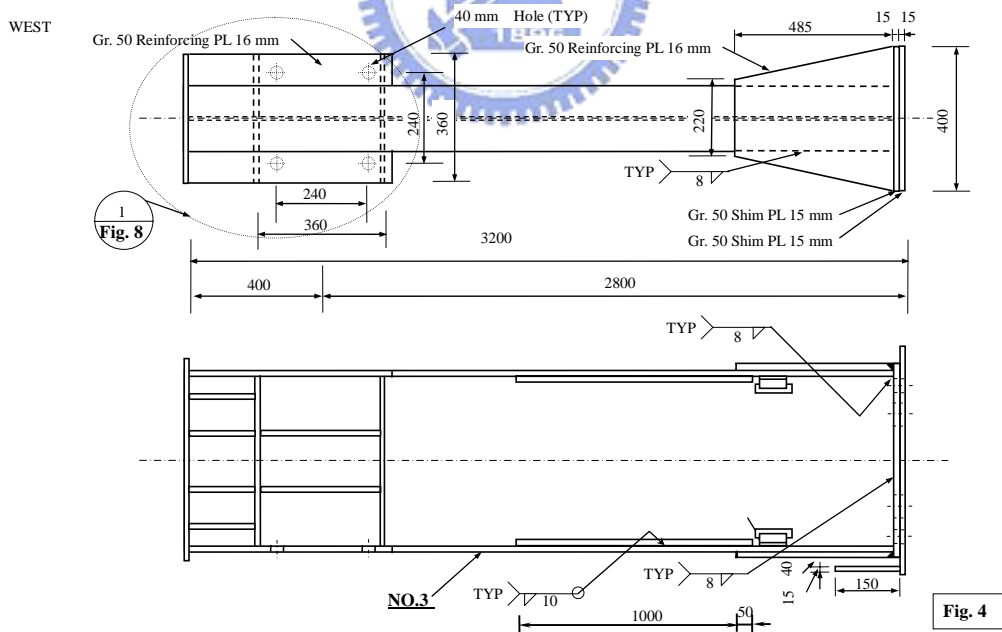


圖 3.10 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之四

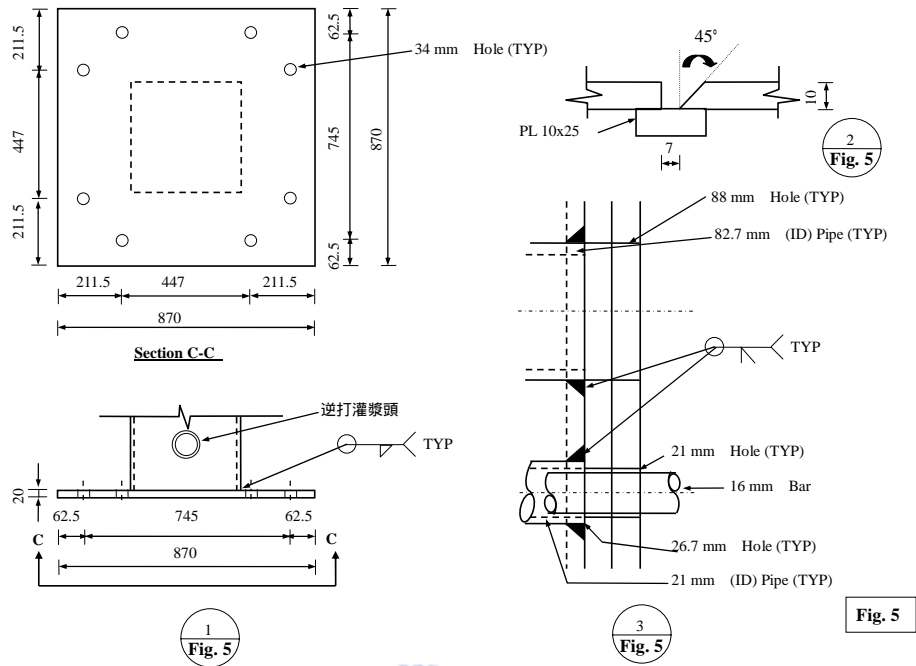


圖 3.11 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之五

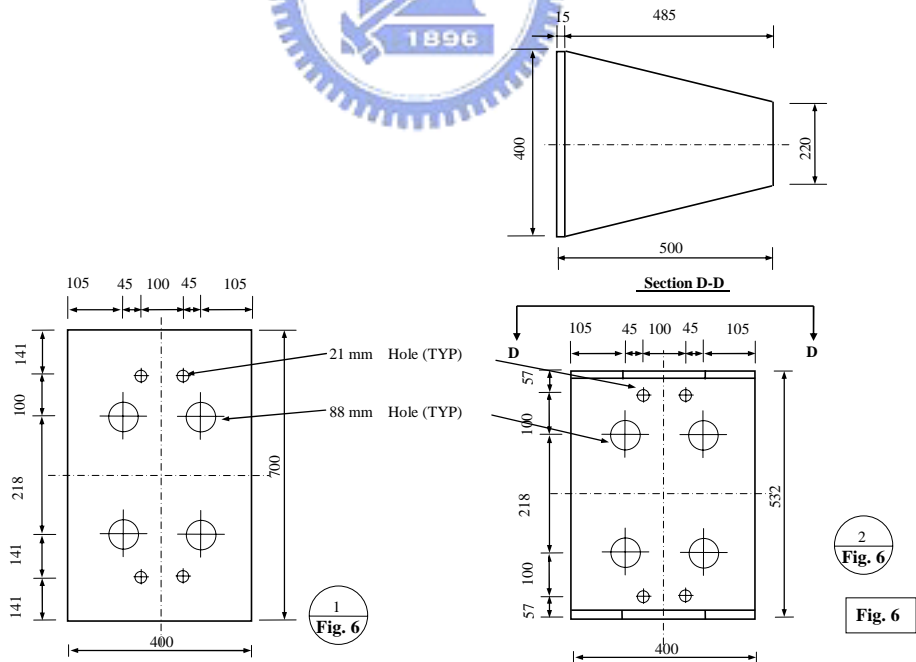


圖 3.12 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之六

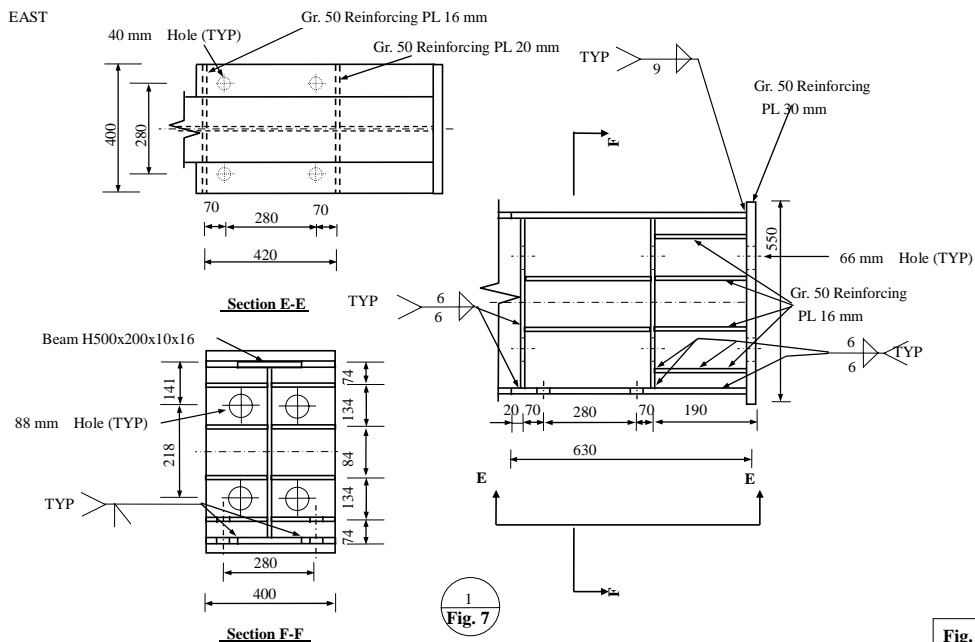


Fig. 7

圖 3.13 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之七

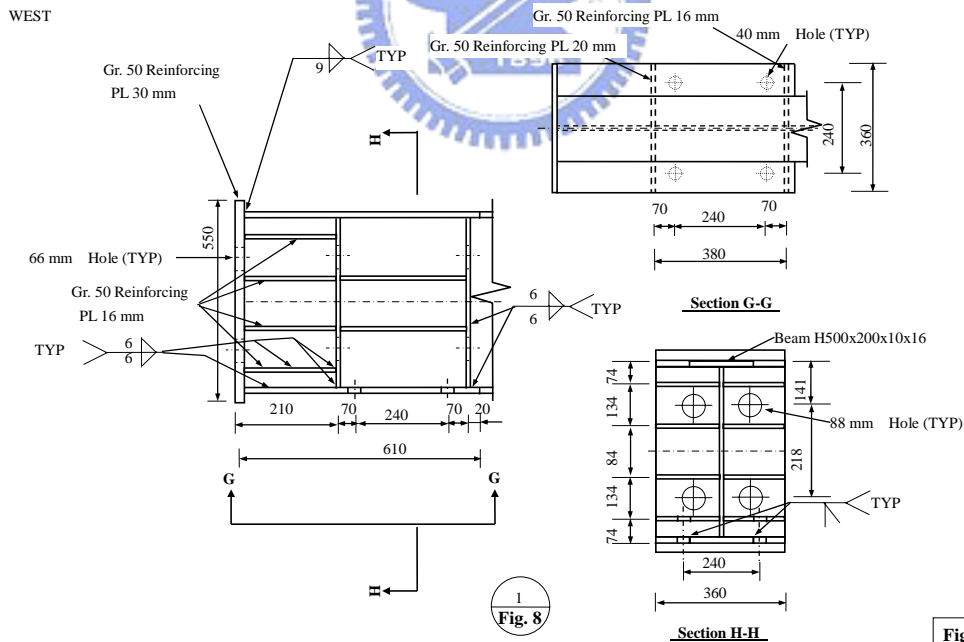


Fig. 8

圖 3.14 試體 S1-1、S1-2 與 S1-3 設計圖之八

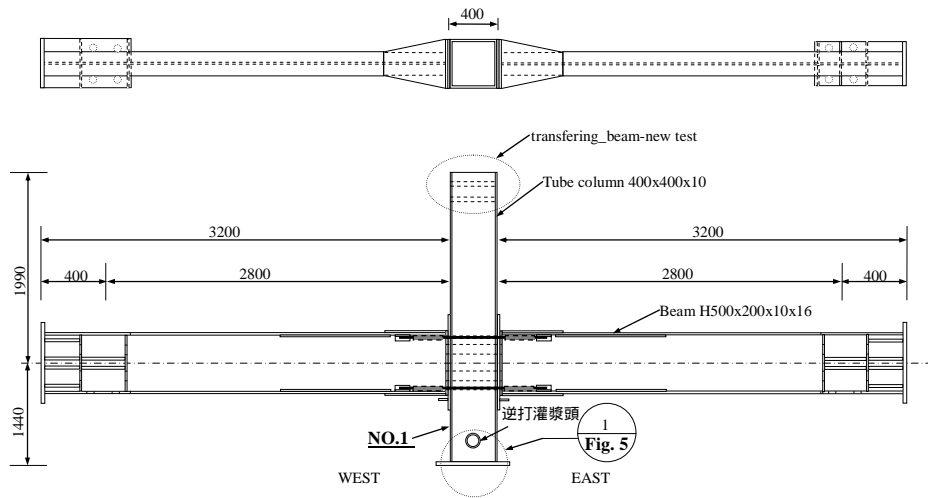


Fig. 1

圖 3.15 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之一

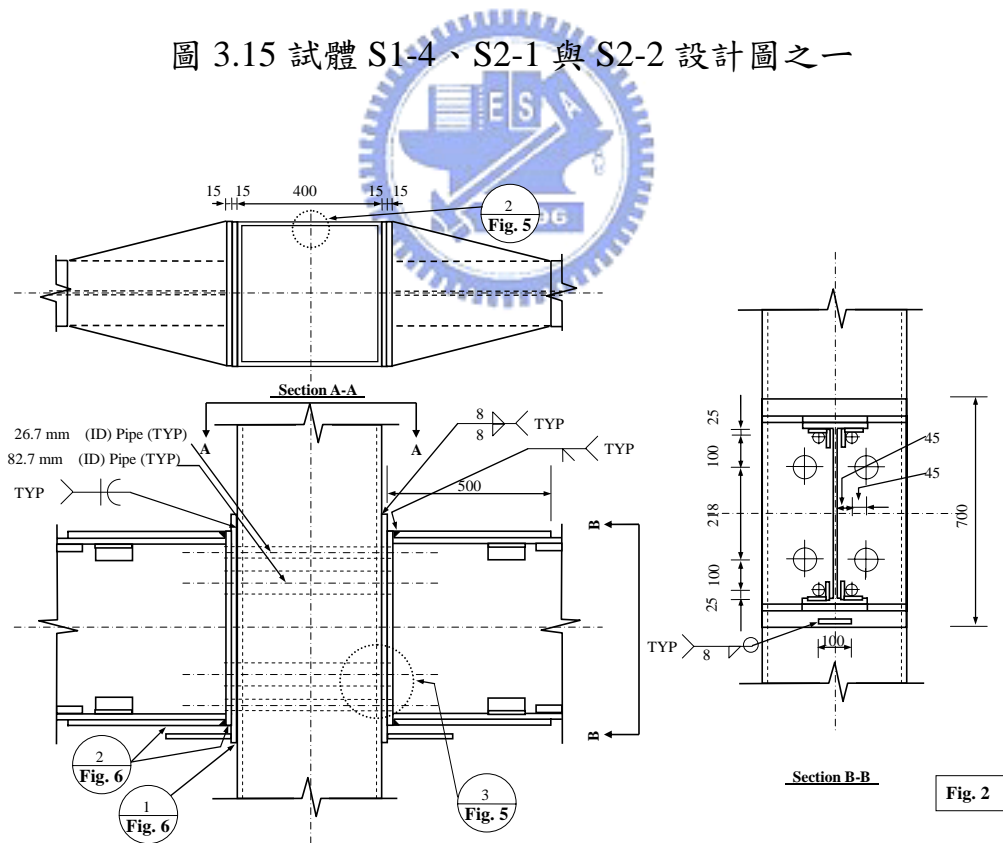


Fig. 2

圖 3.16 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之二

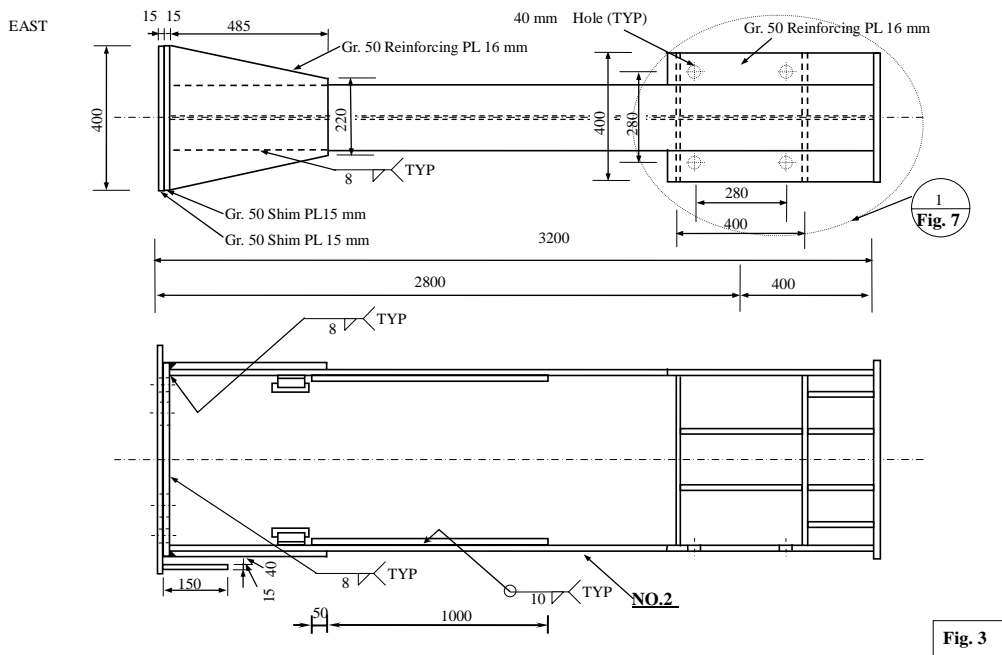


Fig. 3

圖 3.17 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之三

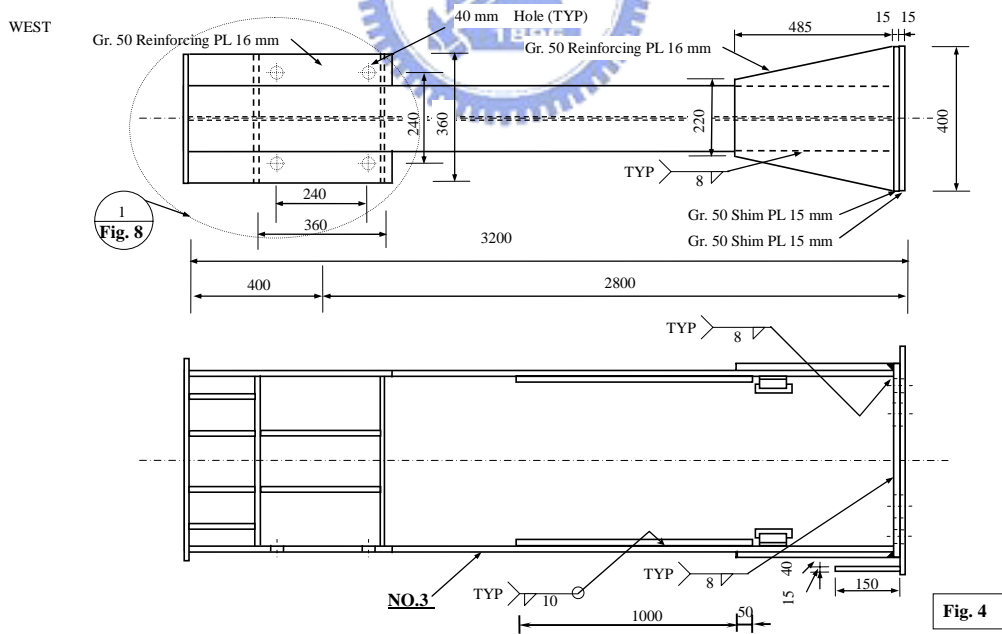


Fig. 4

圖 3.18 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之四

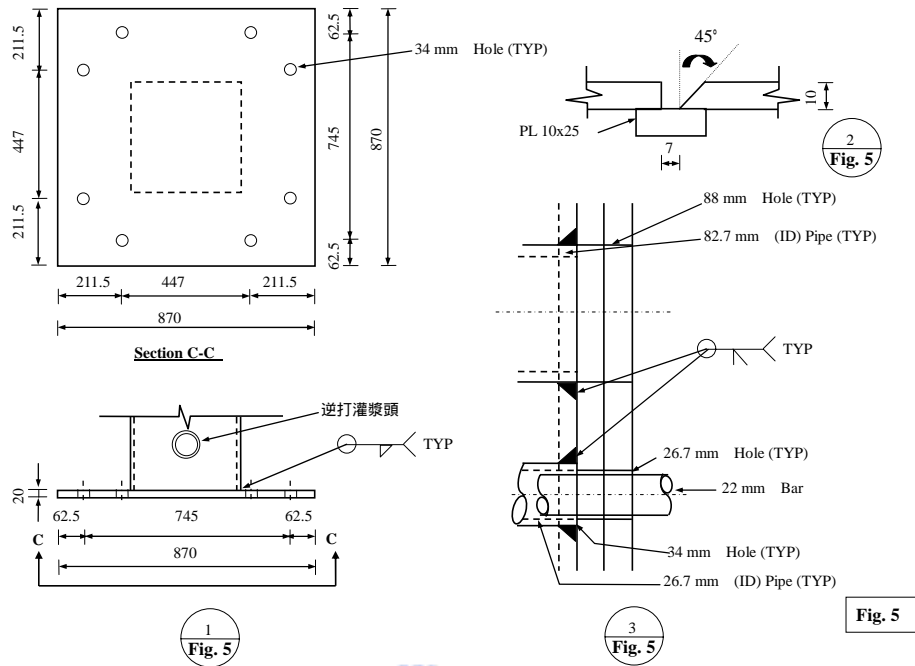


圖 3.19 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之五

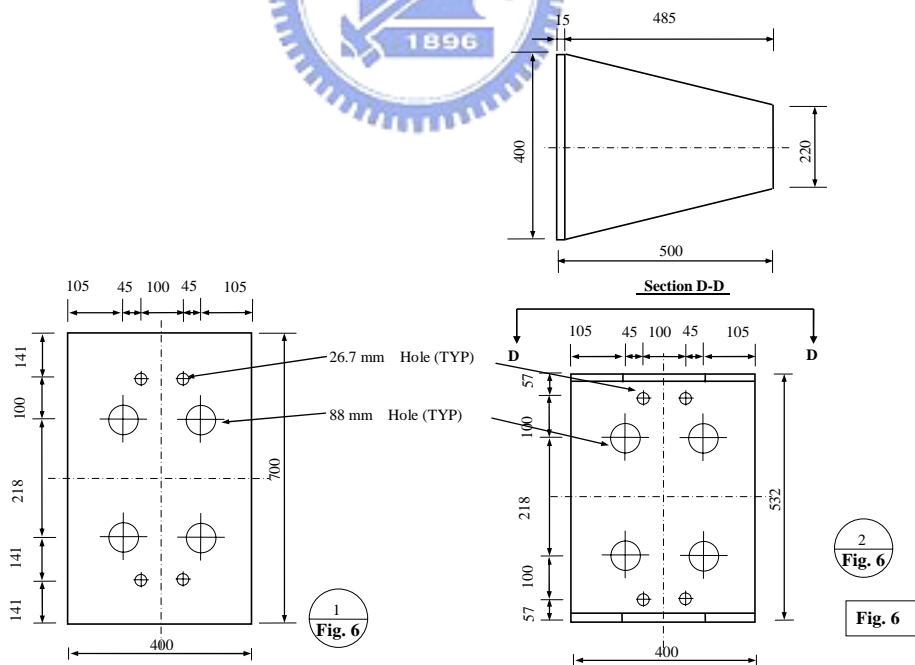


圖 3.20 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之六

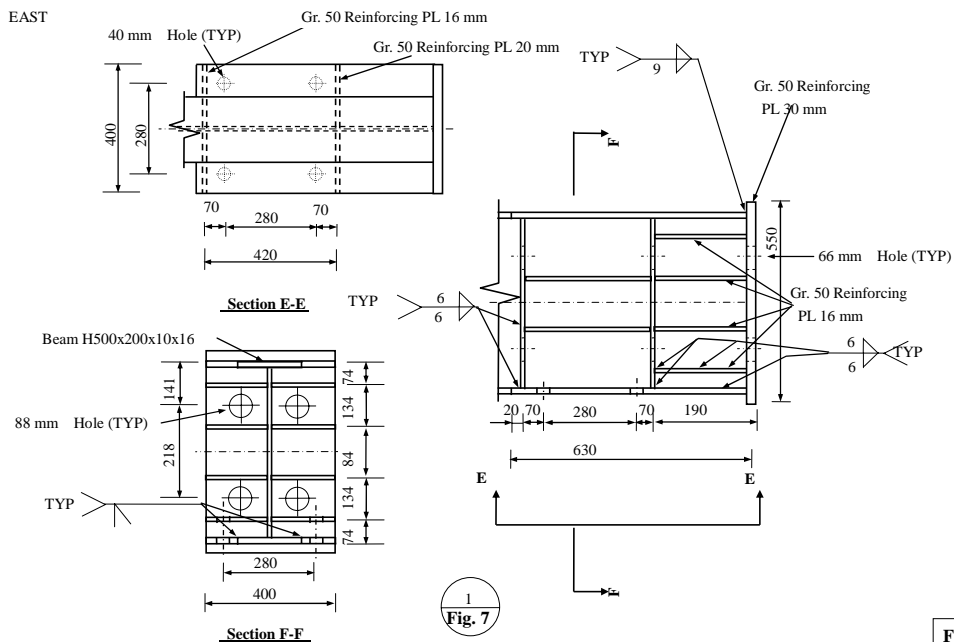


Fig. 7

圖 3.21 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之七

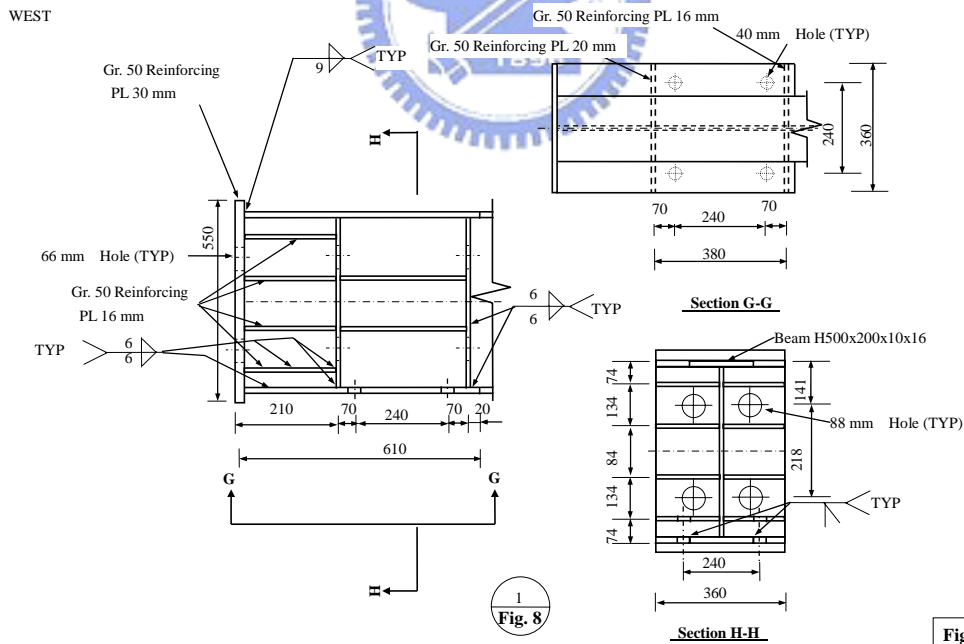


Fig. 8

圖 3.22 試體 S1-4、S2-1 與 S2-2 設計圖之八

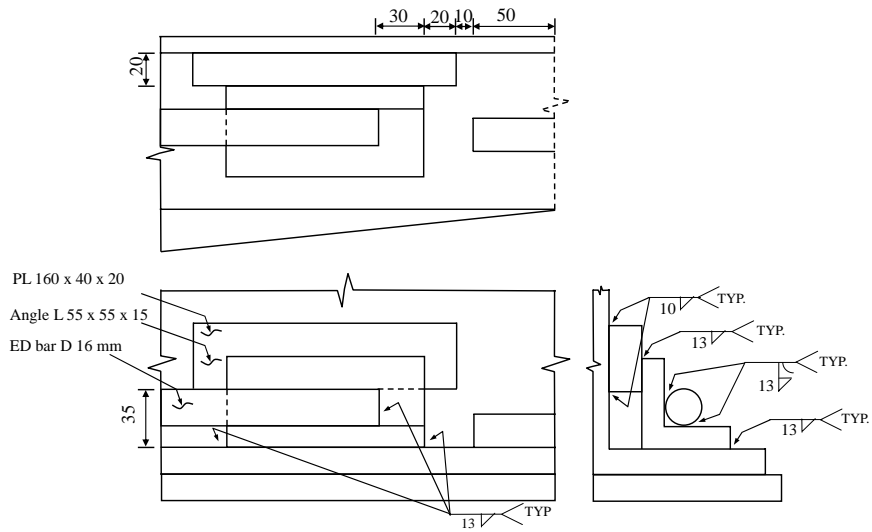
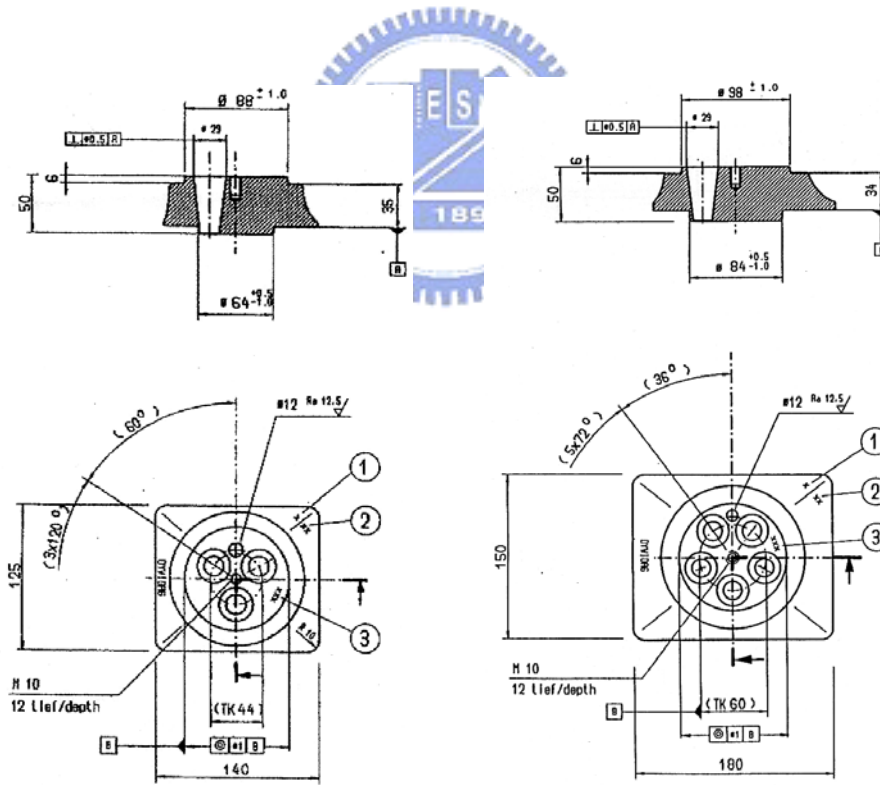
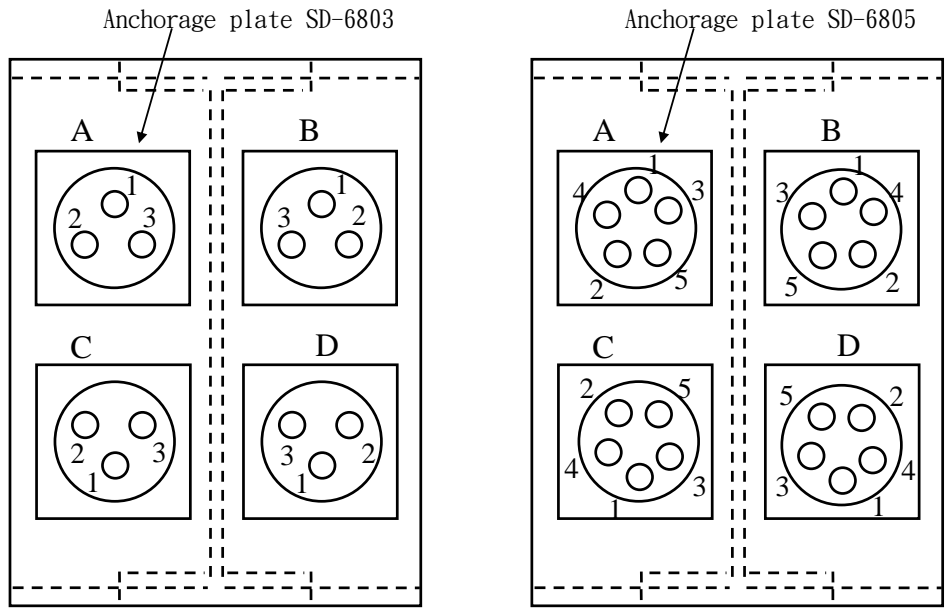


圖 3.23 消能鋼棒銲接設計圖



(a) Anchorage plate SD-6803 (b) Anchorage plate SD-6805

圖 3.24 Anchorage plate 細部圖



(a) SD-6803 預力次序編號 (a) SD-6805 預力次序編號

圖 3.25 東梁錨頭施加預力次序編號示意圖

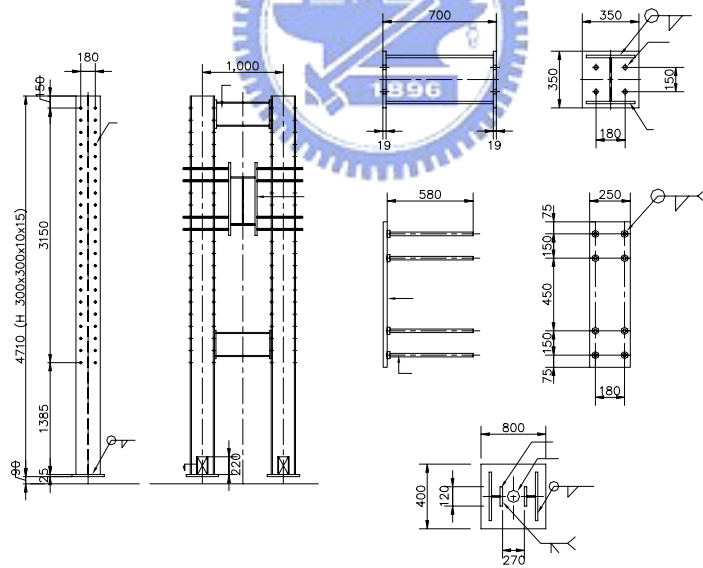


圖 3.26 試驗構架鋼梁之側撐設計圖

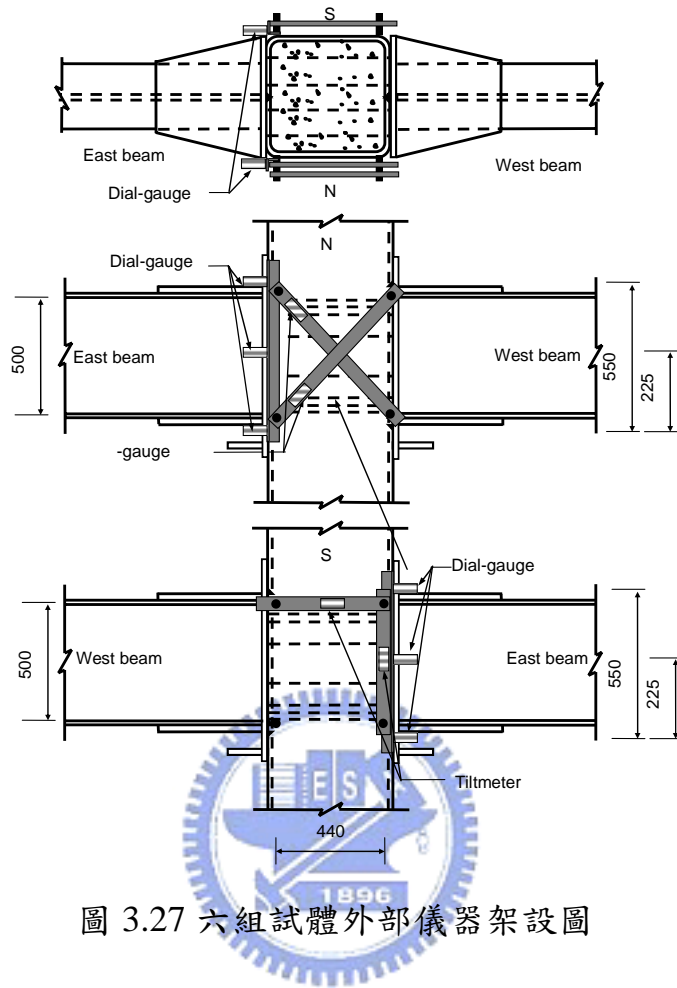


圖 3.27 六組試體外部儀器架設圖

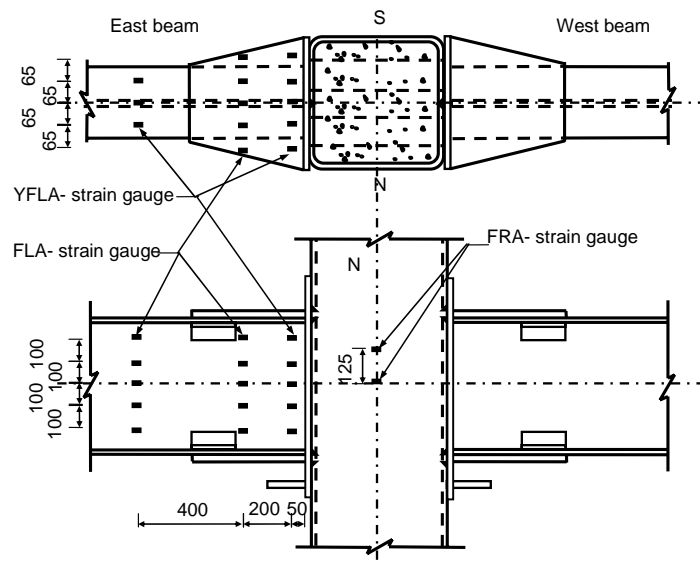


圖 3.28 試體 S1-1、S1-2、S1-3、S1-4 與 S2-2 應變計位置圖

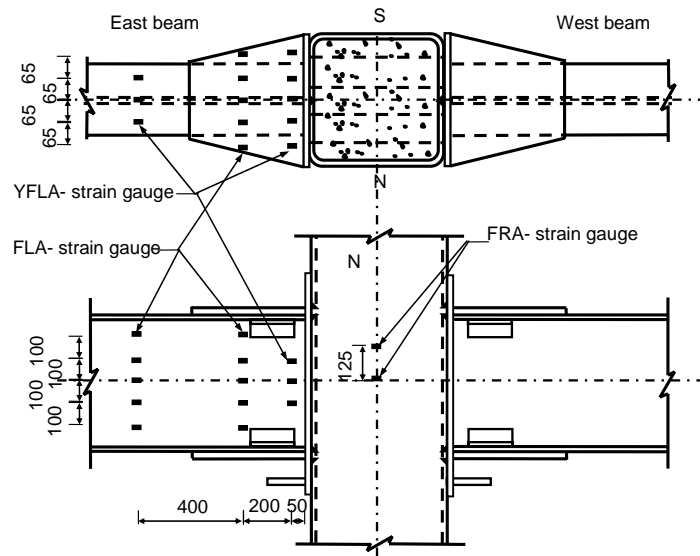


圖 3.29 試體 S2-1 應變計位置圖

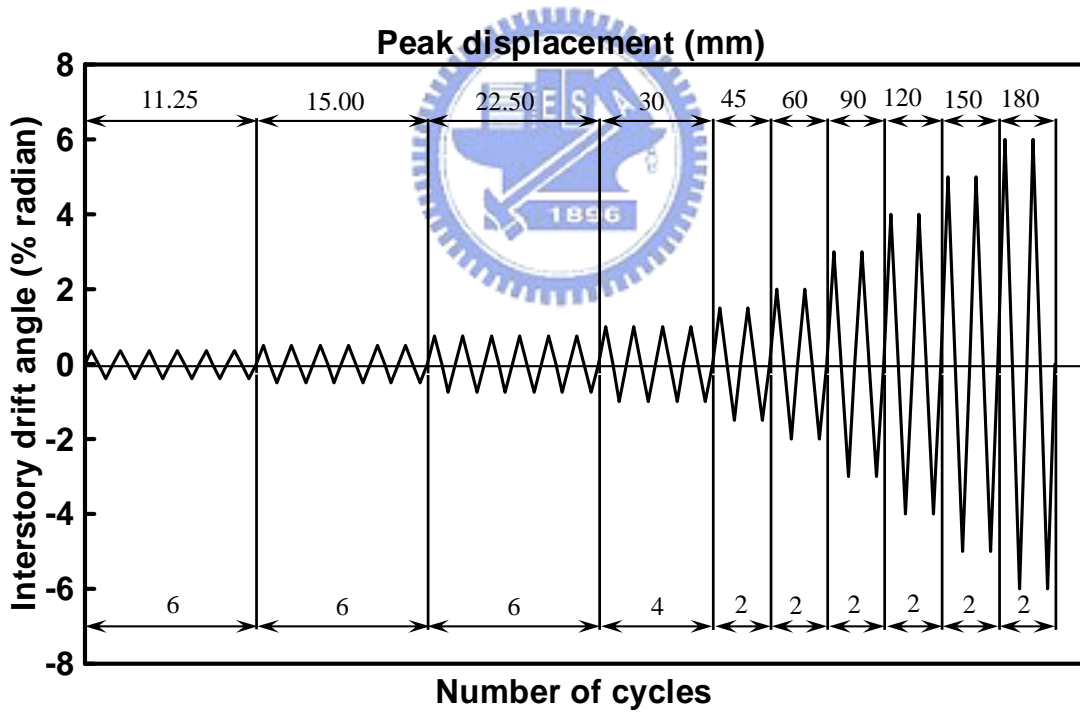


圖 3.30 梁柱接頭試驗之位移歷時圖

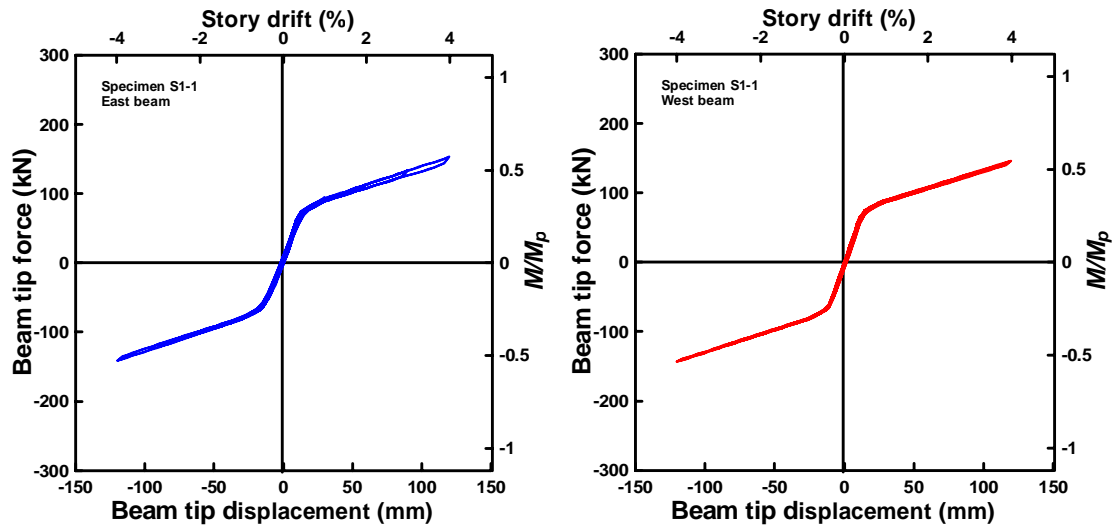


圖 4.1 試體 S1-1 試驗遲滯迴圈圖

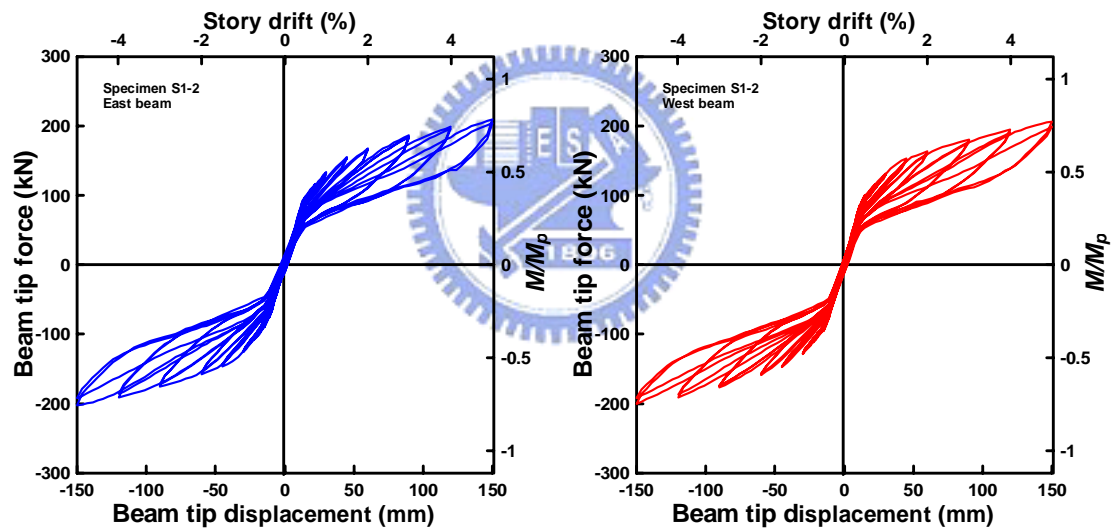


圖 4.2 試體 S1-2 試驗遲滯迴圈圖

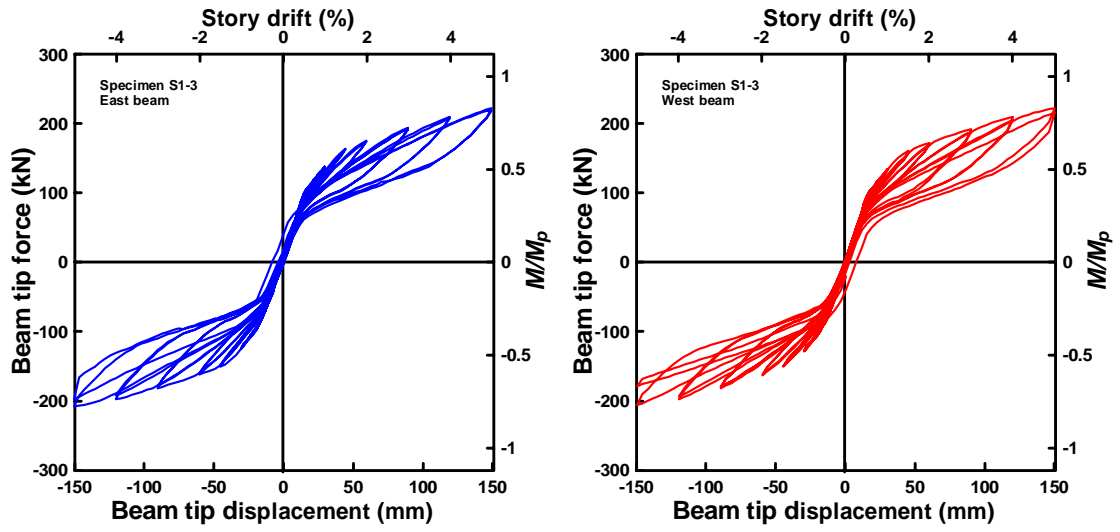


圖 4.3 試體 S1-3 試驗遲滯迴圈圖

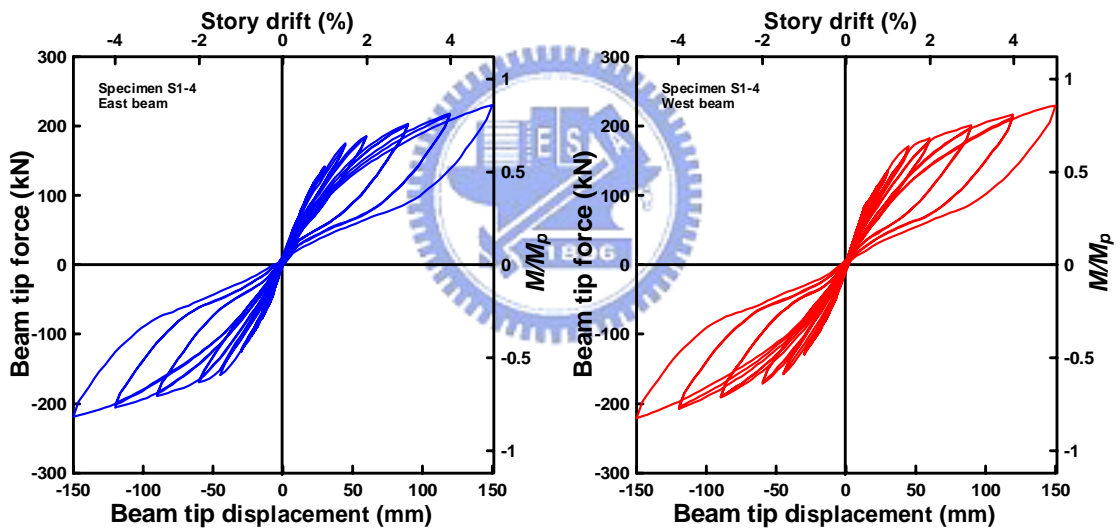


圖 4.4 試體 S1-4 試驗遲滯迴圈圖

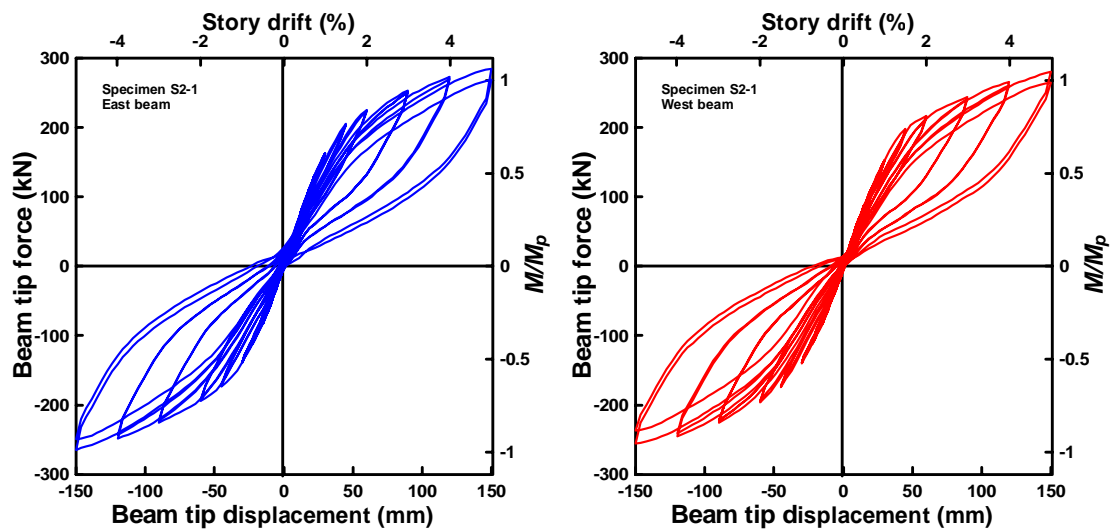


圖 4.5 試體 S2-1 試驗遲滯迴圈圖

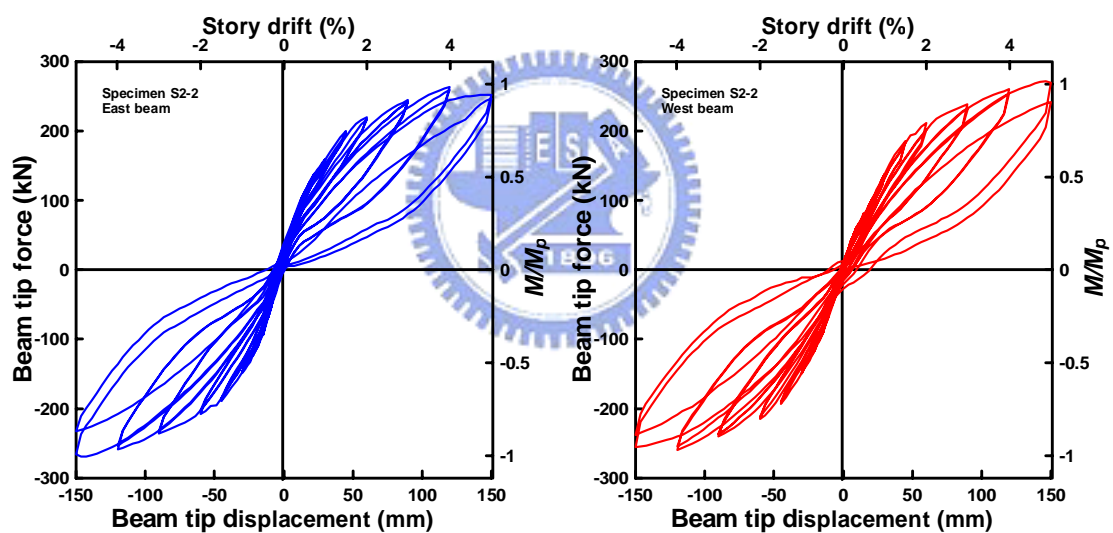


圖 4.6 試體 S2-2 試驗遲滯迴圈圖

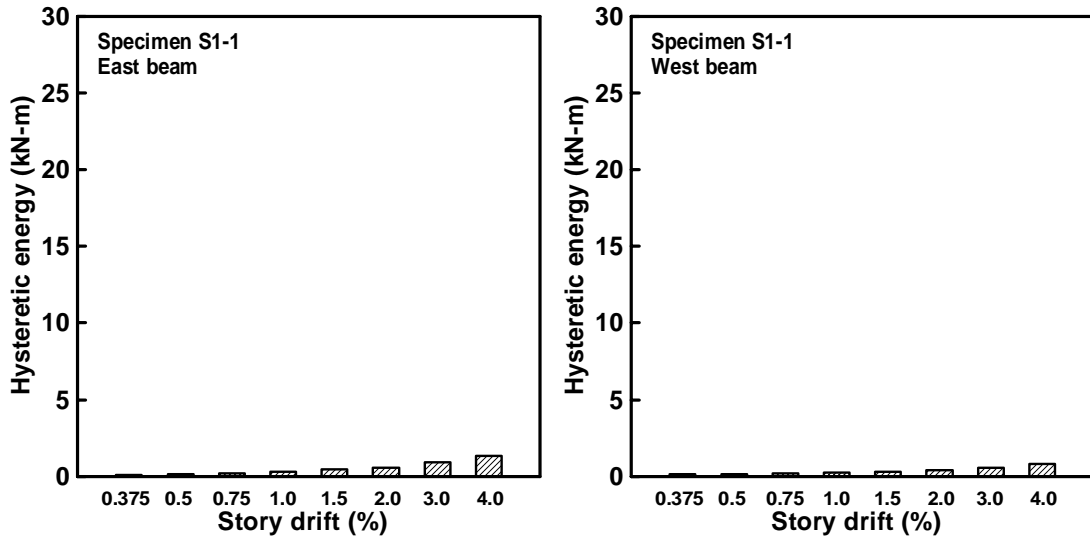


圖 4.7 試體 S1-1 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖

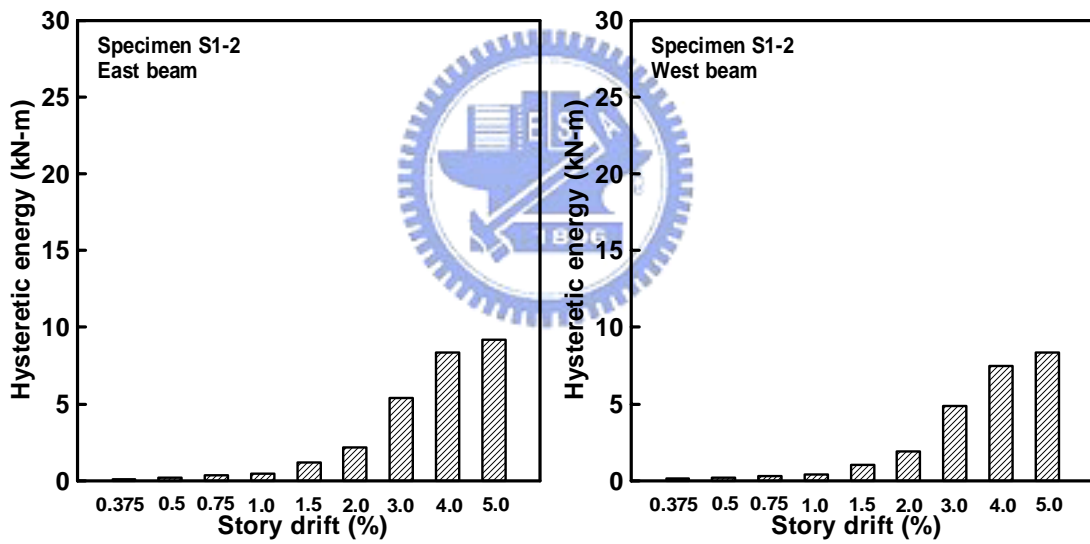


圖 4.8 試體 S1-2 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖

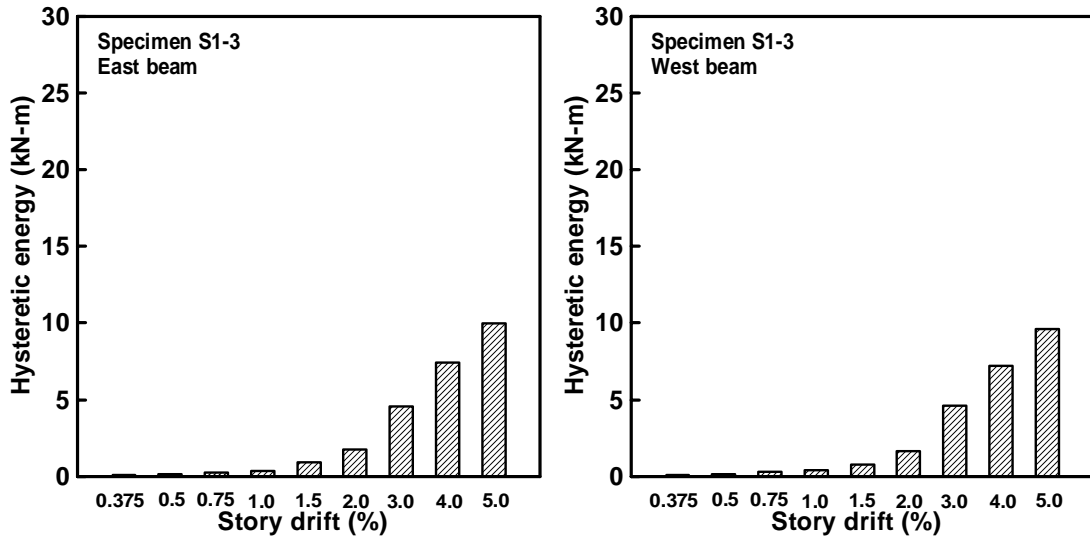


圖 4.9 試體 S1-3 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖

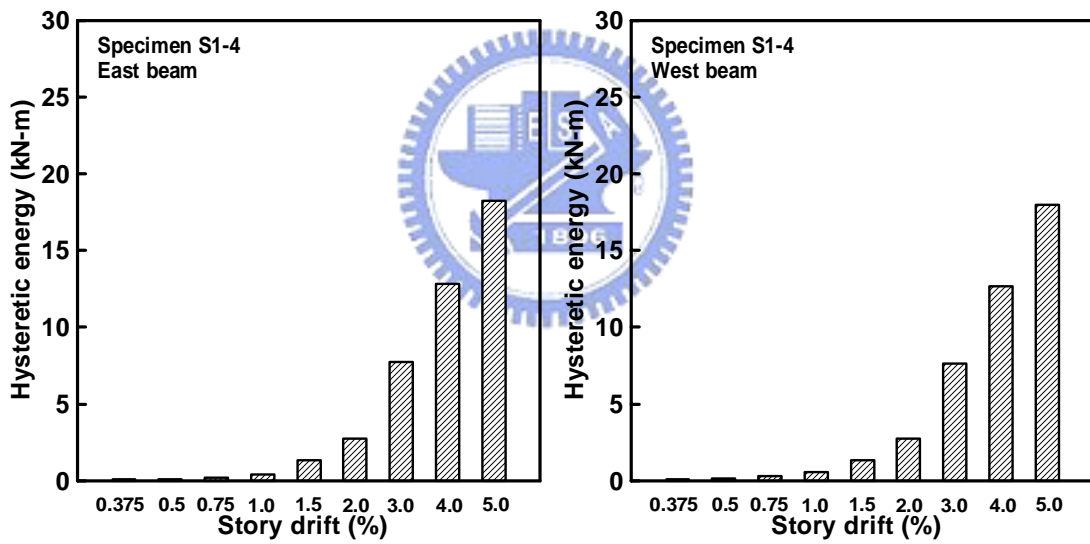


圖 4.10 試體 S1-4 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖

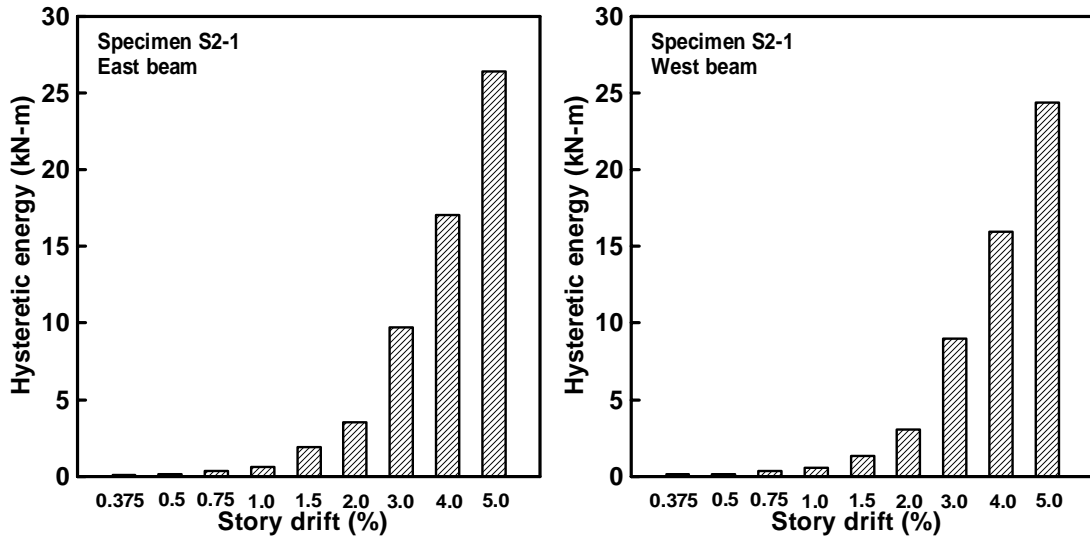


圖 4.11 試體 S2-1 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖

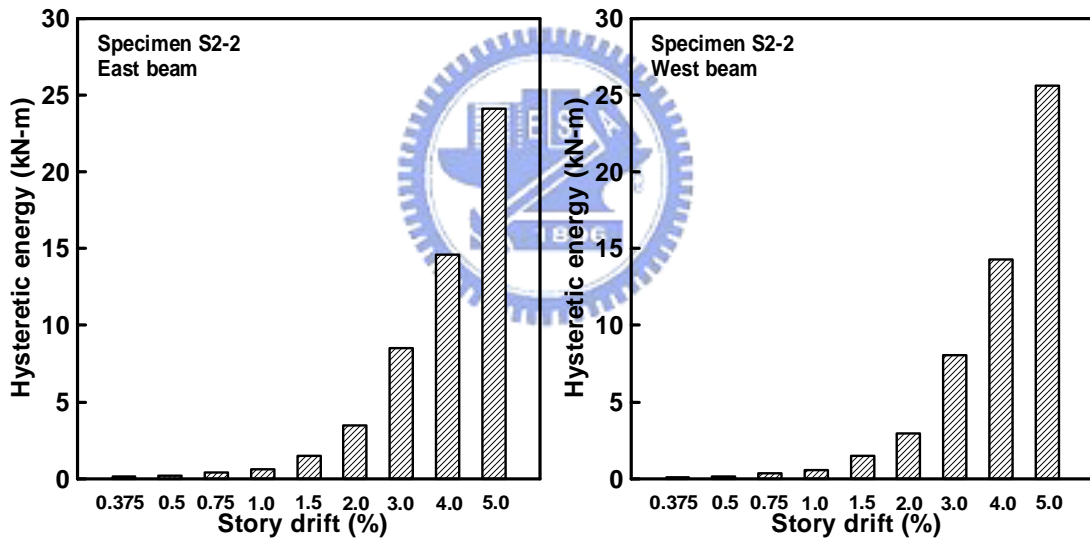


圖 4.12 試體 S2-2 試驗各層間變位角遲滯迴圈消能圖

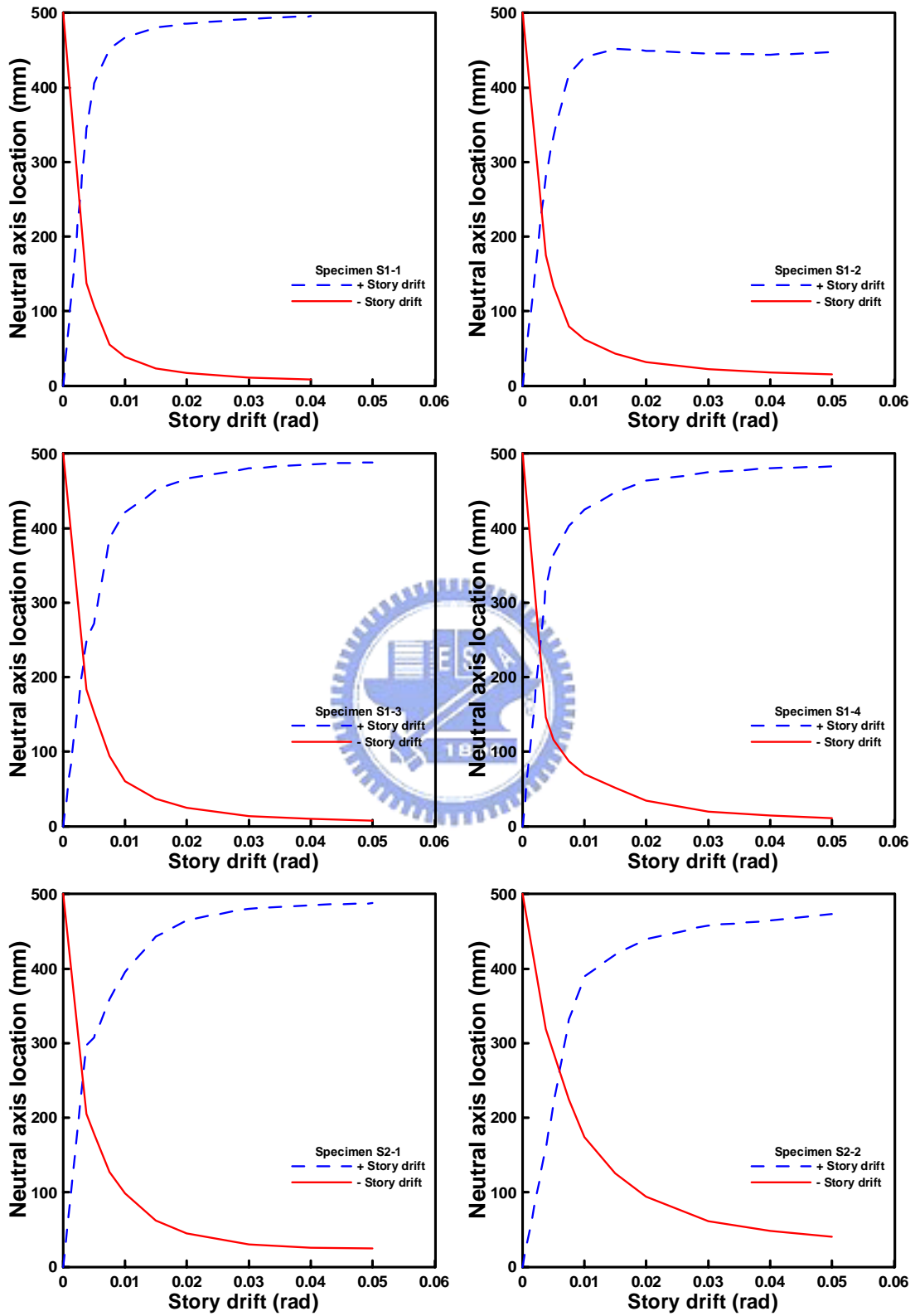


圖 4.13 試體試驗中之中性軸位置變化圖

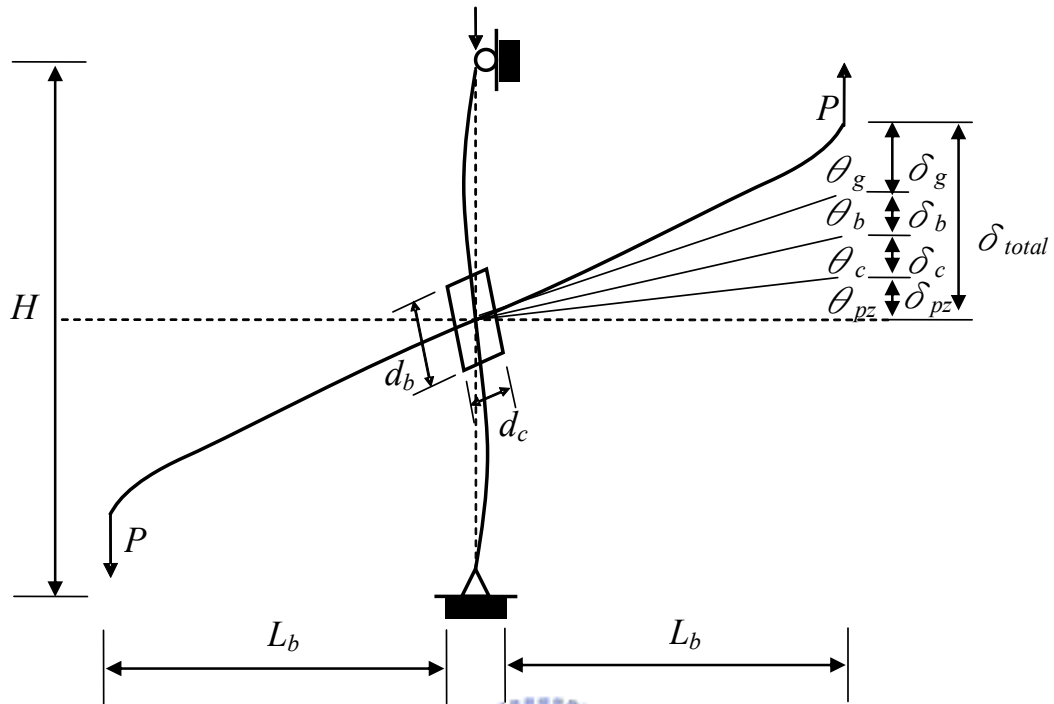


圖 4.14 梁端變位分量示意圖

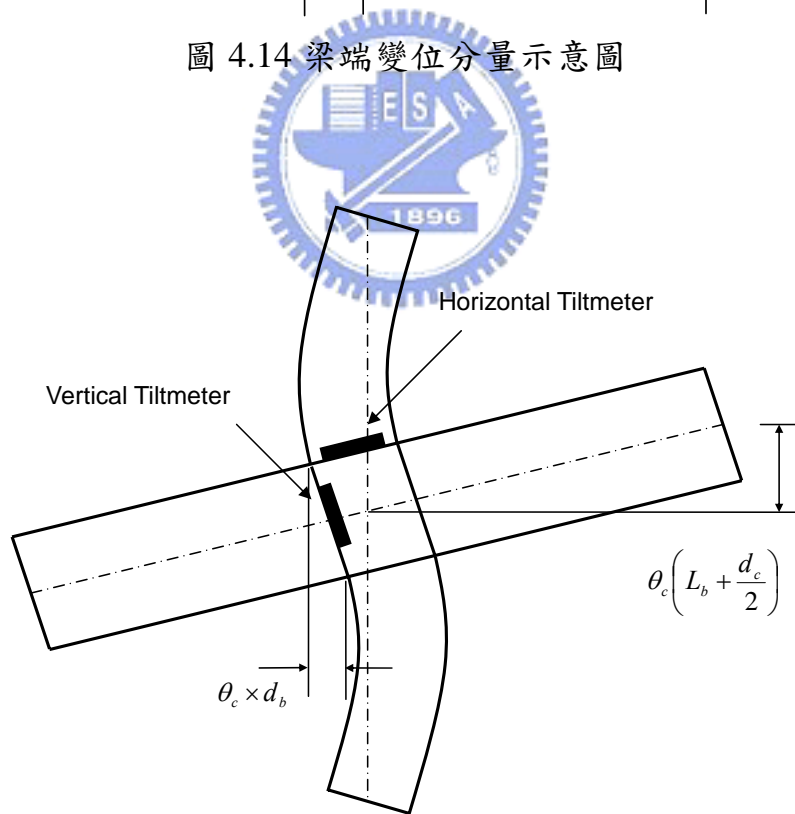


圖 4.15 柱體變形造成之梁端變位分量

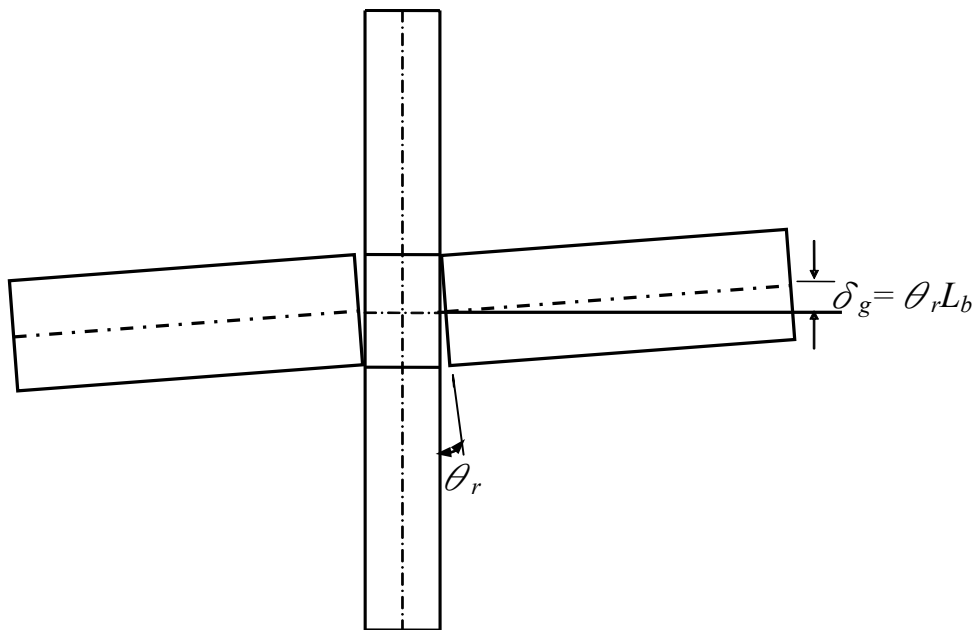


圖 4.16 梁柱接合面縫隙造成之梁端變位分量圖

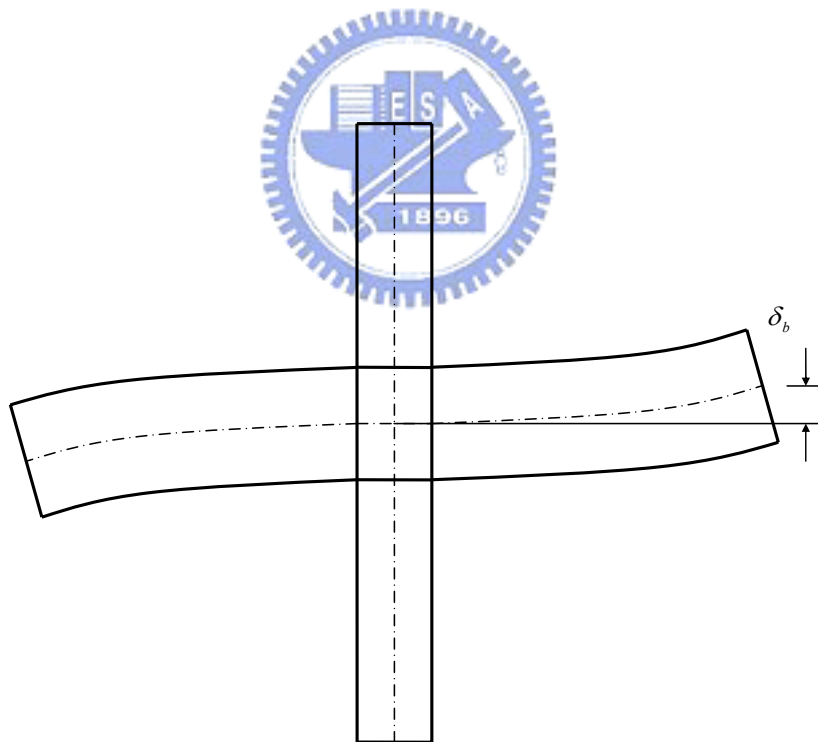


圖 4.17 梁變形造成之梁端變位分量

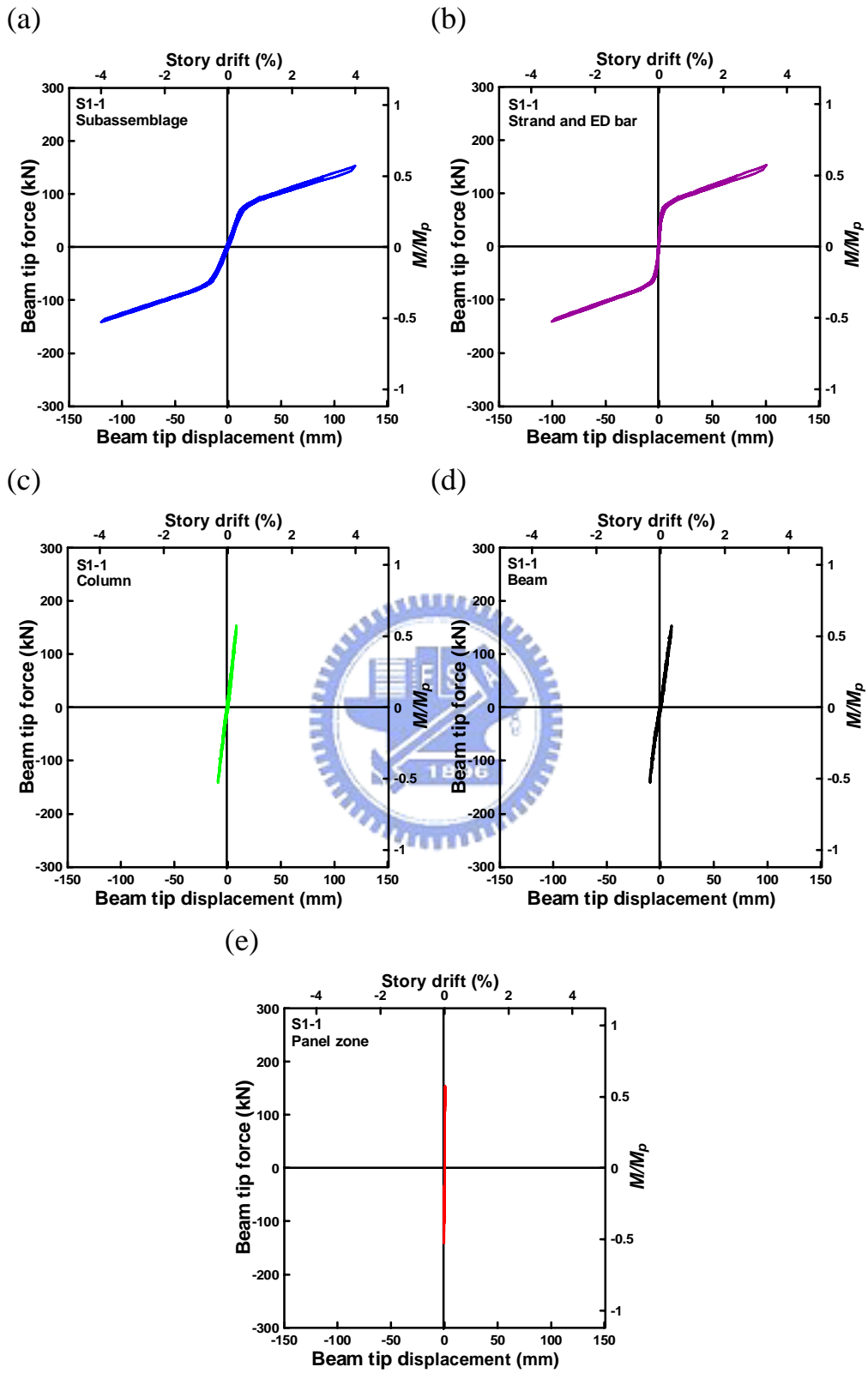


圖 4.18 試體 S1-1 試驗變位分析圖

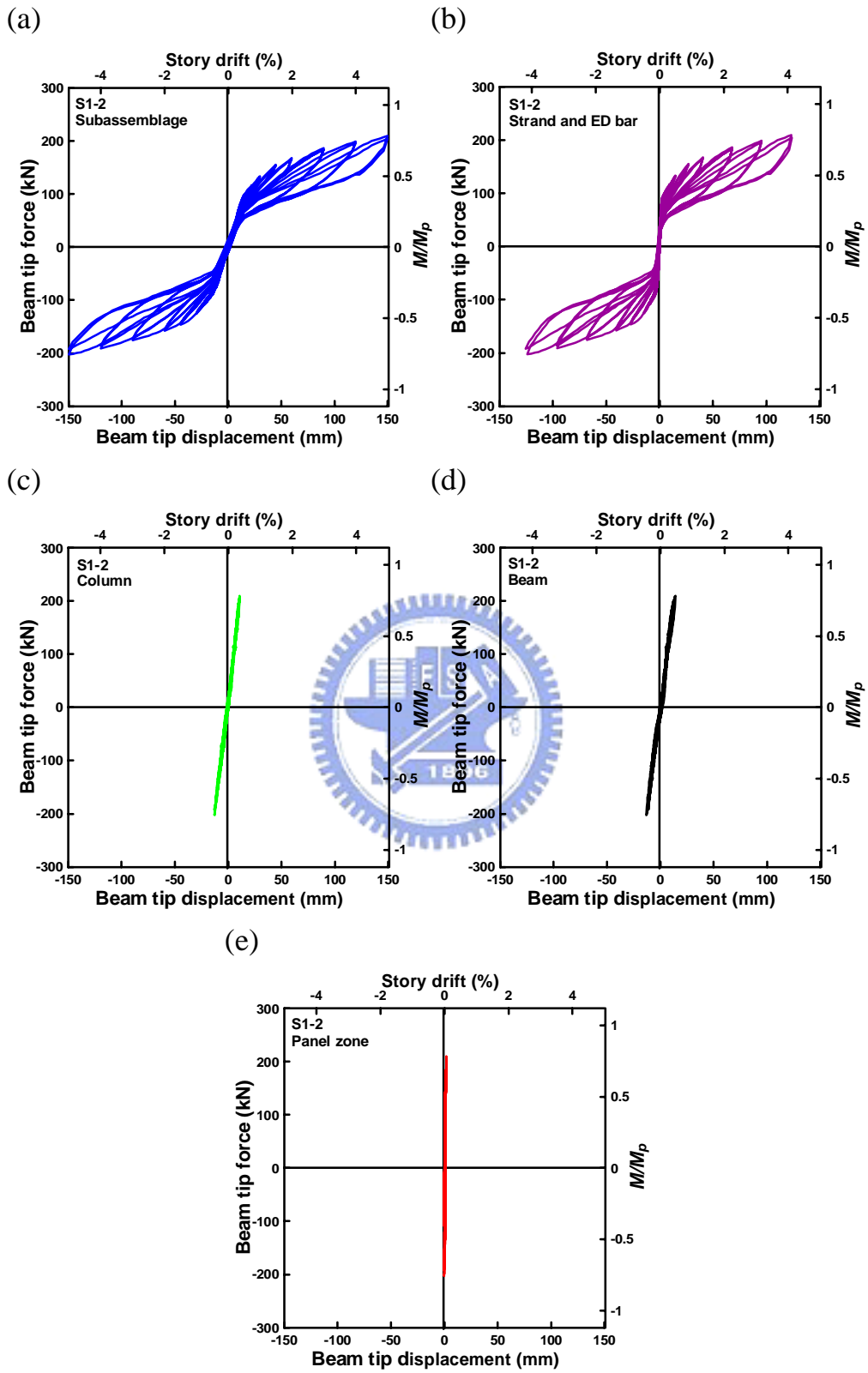


圖 4.19 試體 S1-2 試驗變位分析圖

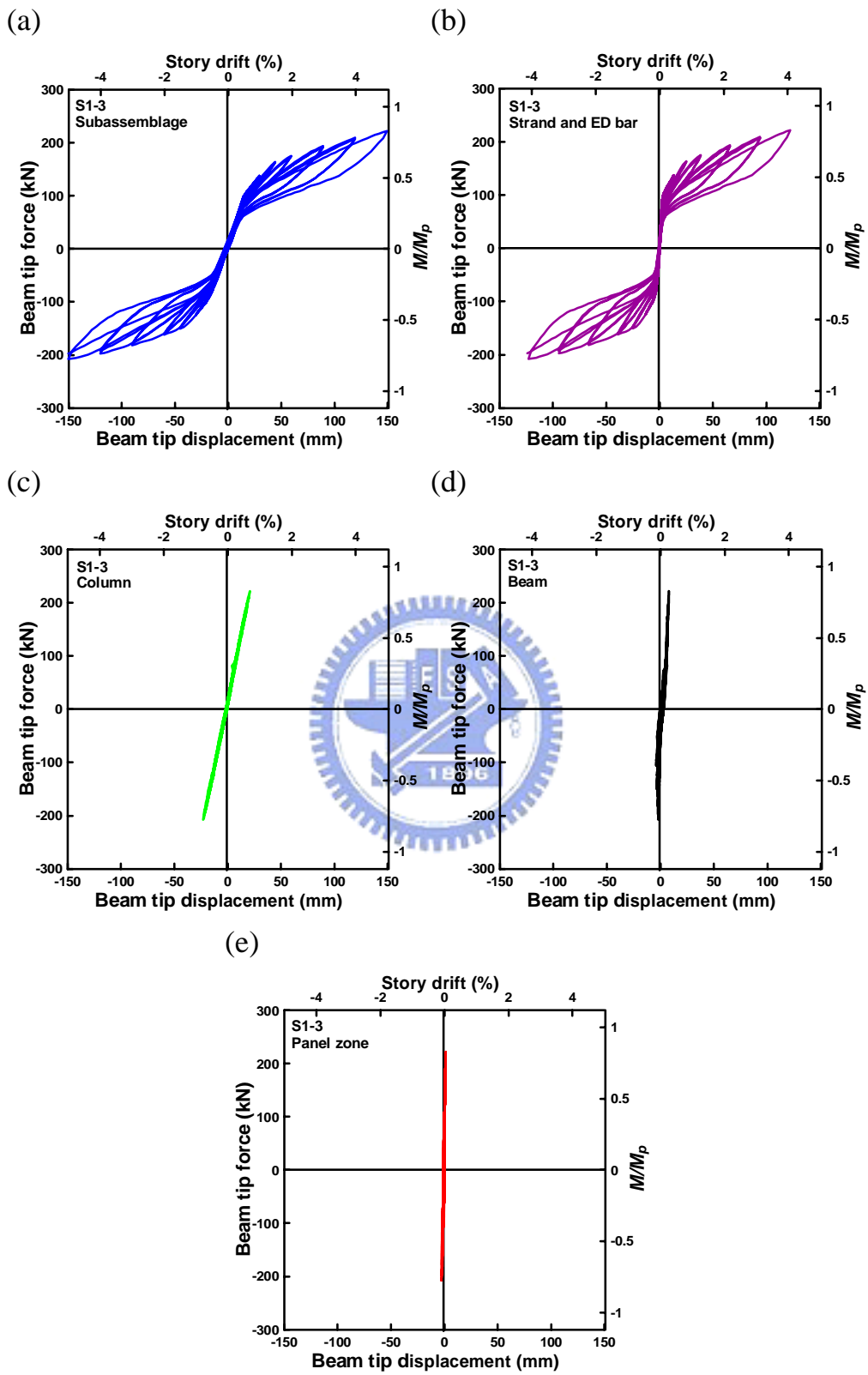


圖 4.20 試體 S1-3 試驗變位分析圖

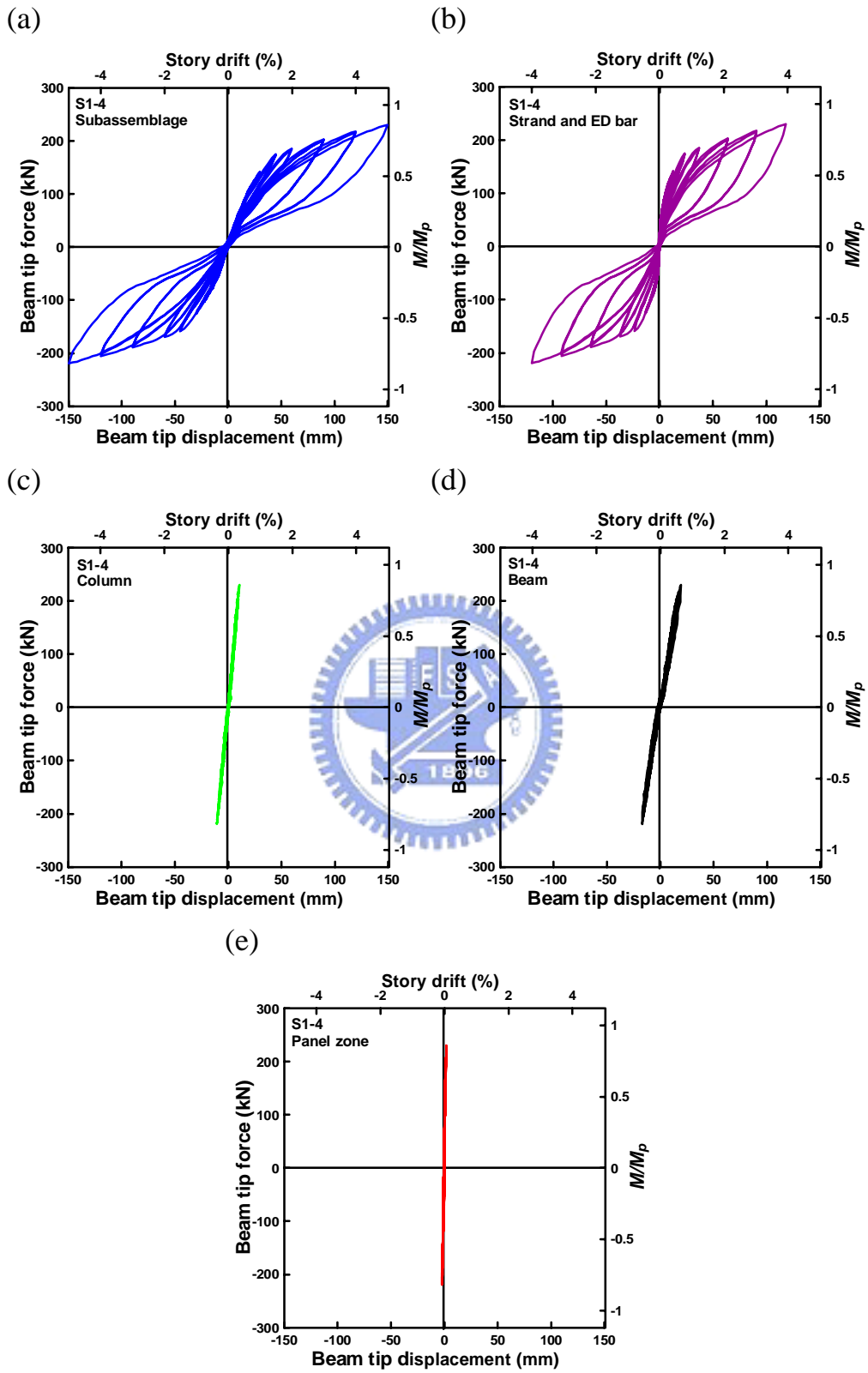


圖 4.21 試體 S1-4 試驗變位分析圖

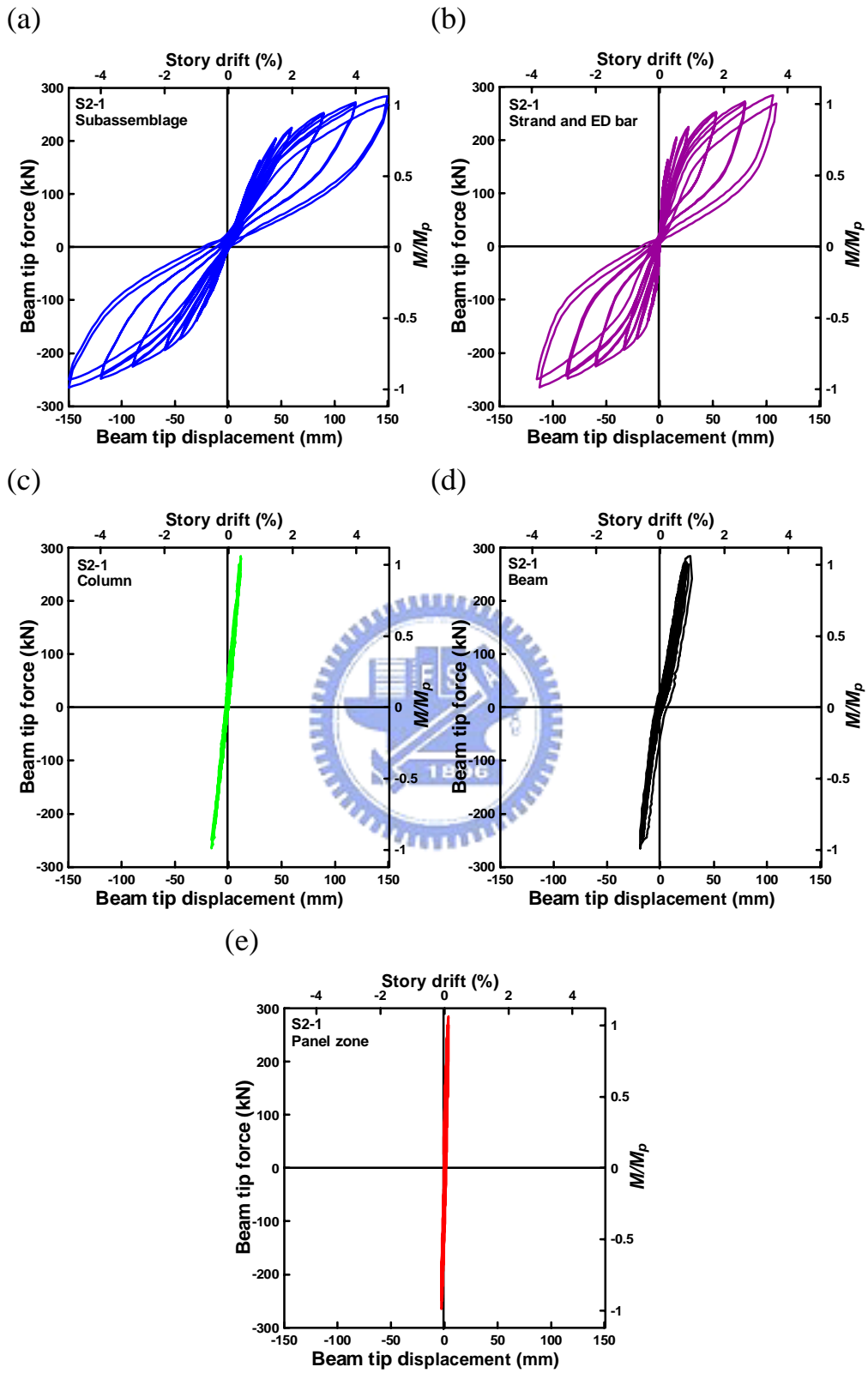


圖 4.22 試體 S2-1 試驗變位分析圖

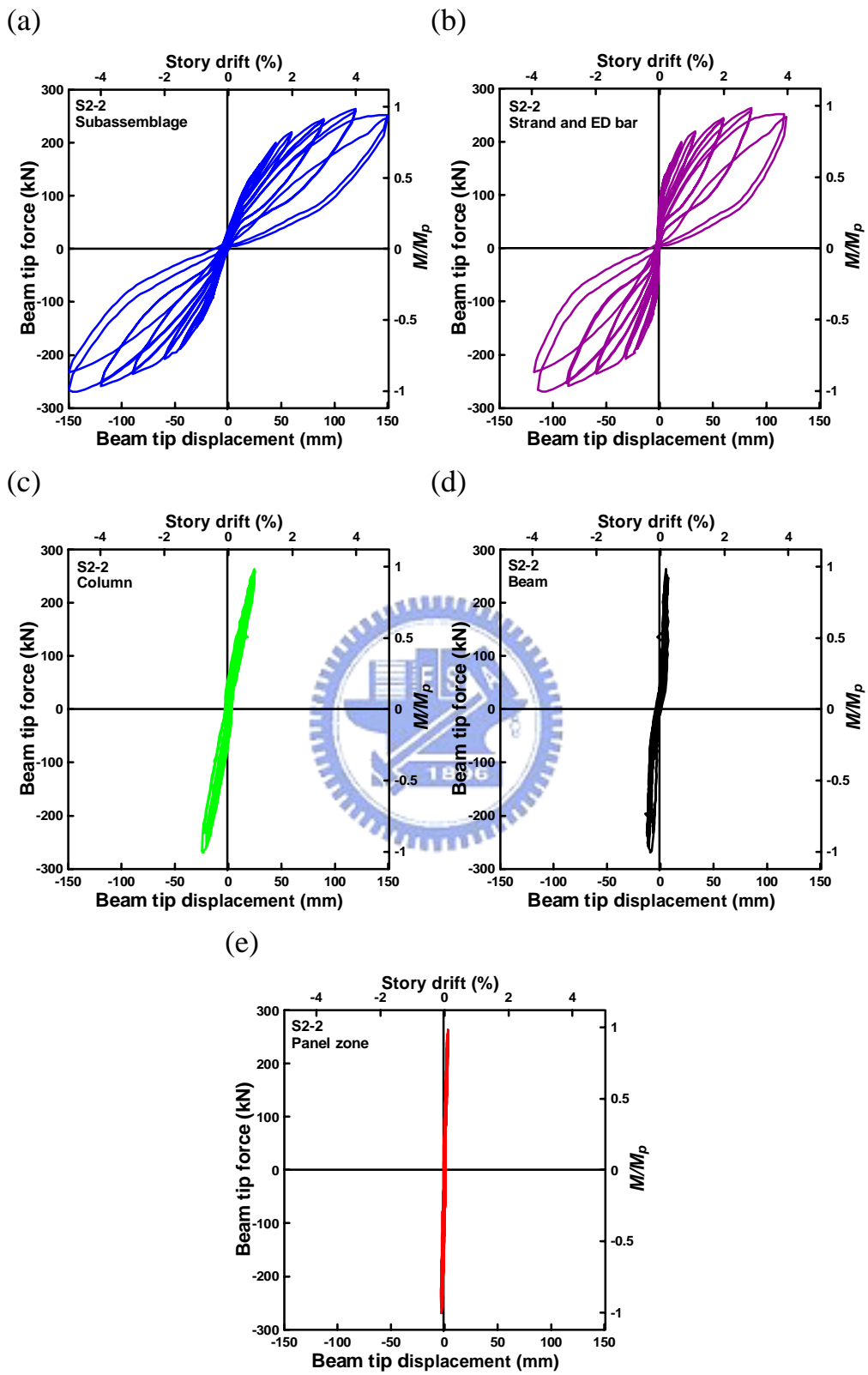


圖 4.23 試體 S2-2 試驗變位分析圖

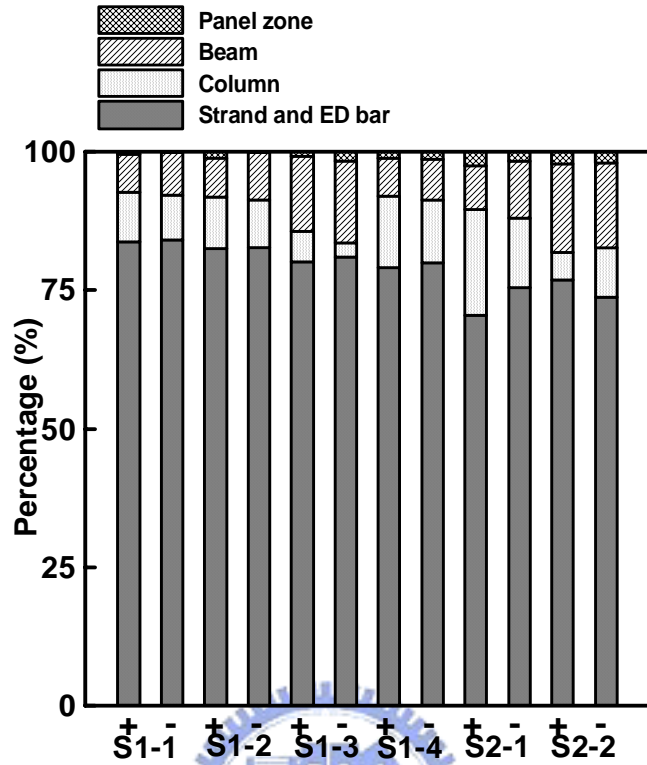


圖 4.24 試體最大層間變位角時各分量所佔百分比圖

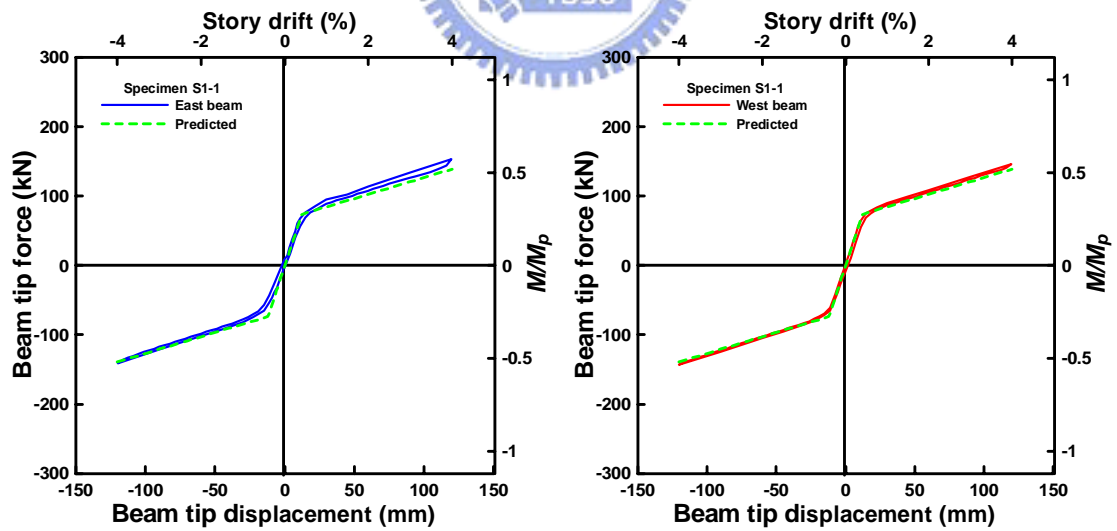


圖 4.25 試體 S1-1 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖

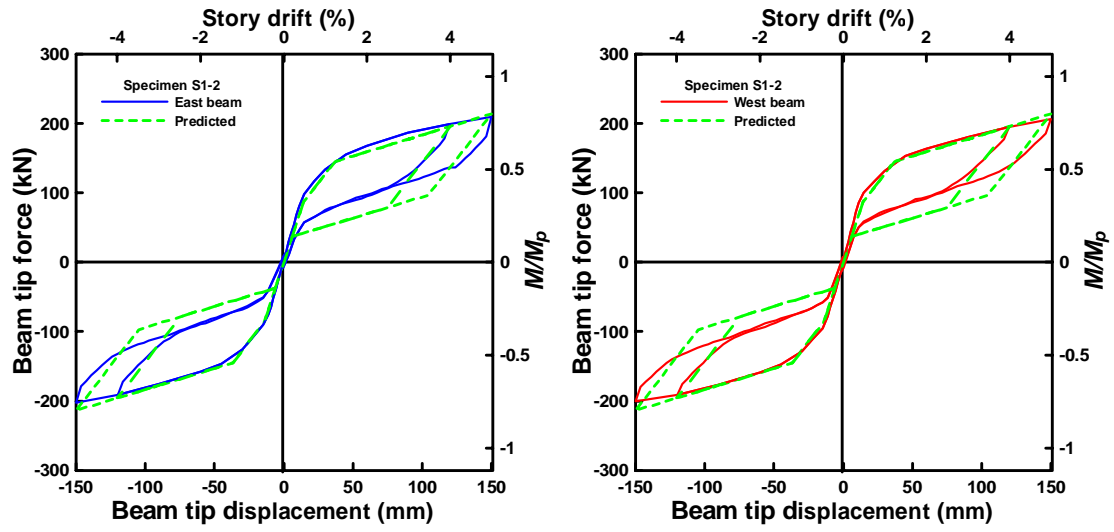


圖 4.26 試體 S1-2 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖

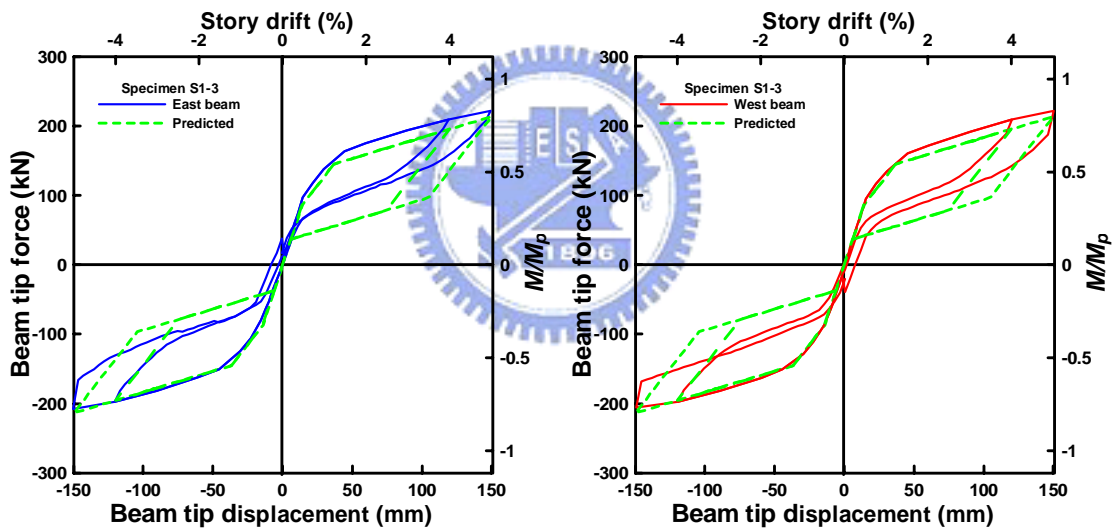


圖 4.27 試體 S1-3 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖

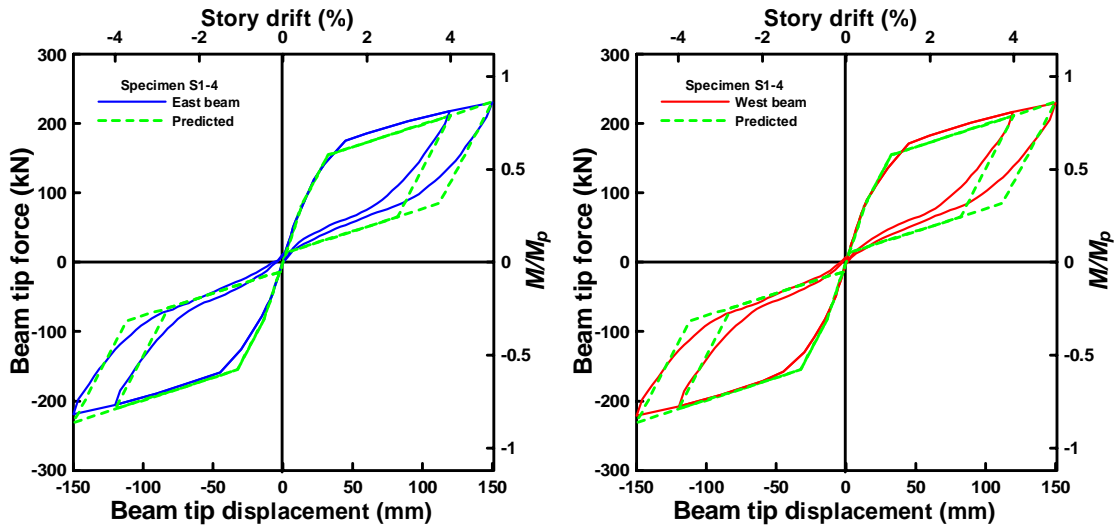


圖 4.28 試體 S1-4 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖

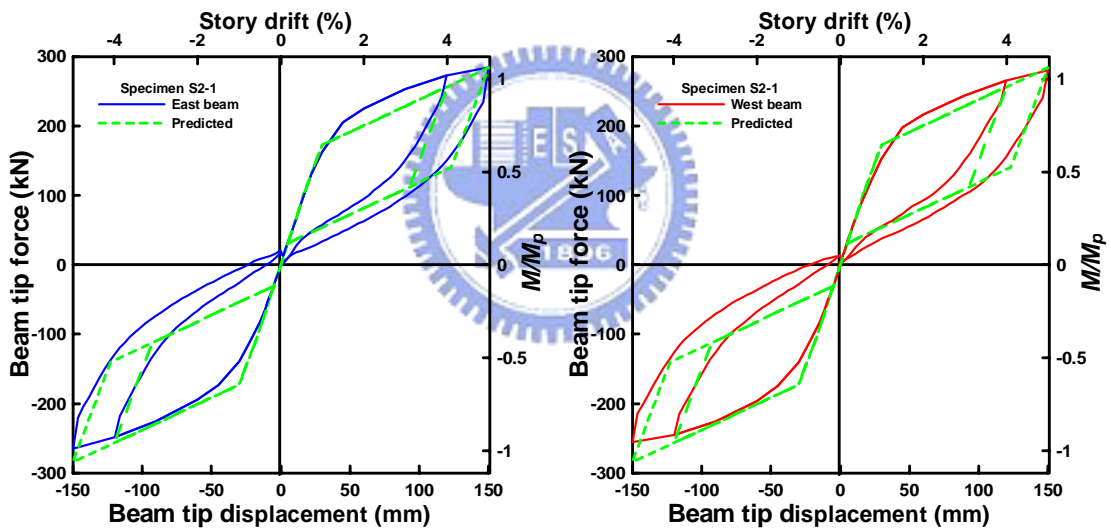


圖 4.29 試體 S2-1 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖

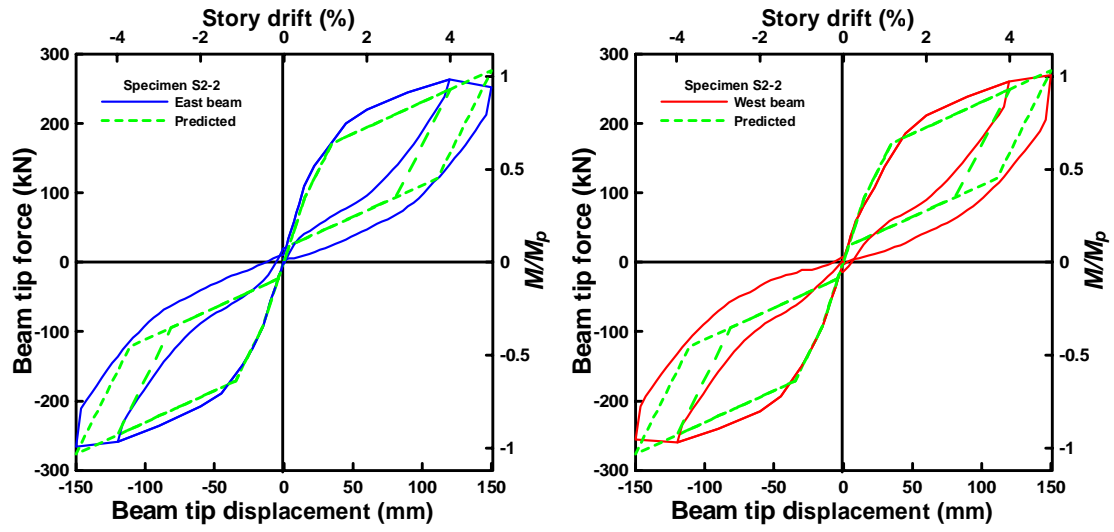


圖 4.30 試體 S2-2 試驗遲滯迴圈包絡線與理論模擬線圖

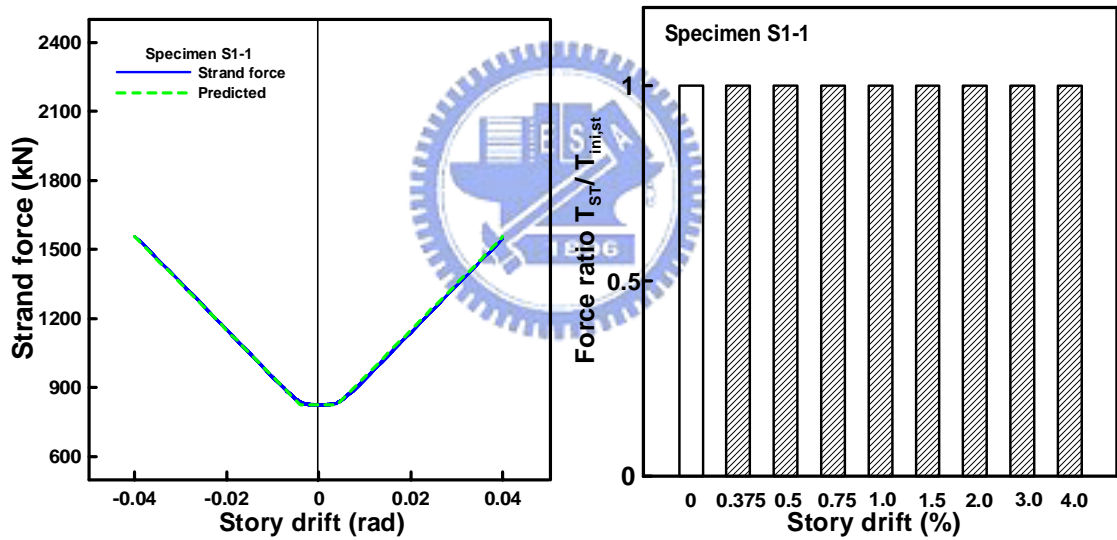


圖 4.31 試體 S1-1 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖

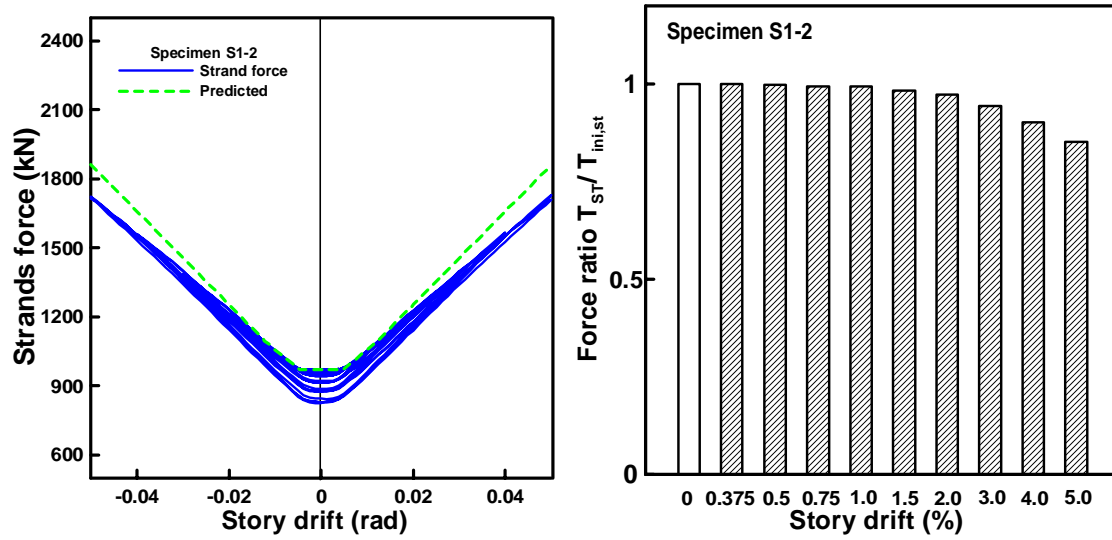


圖 4.32 試體 S1-2 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖

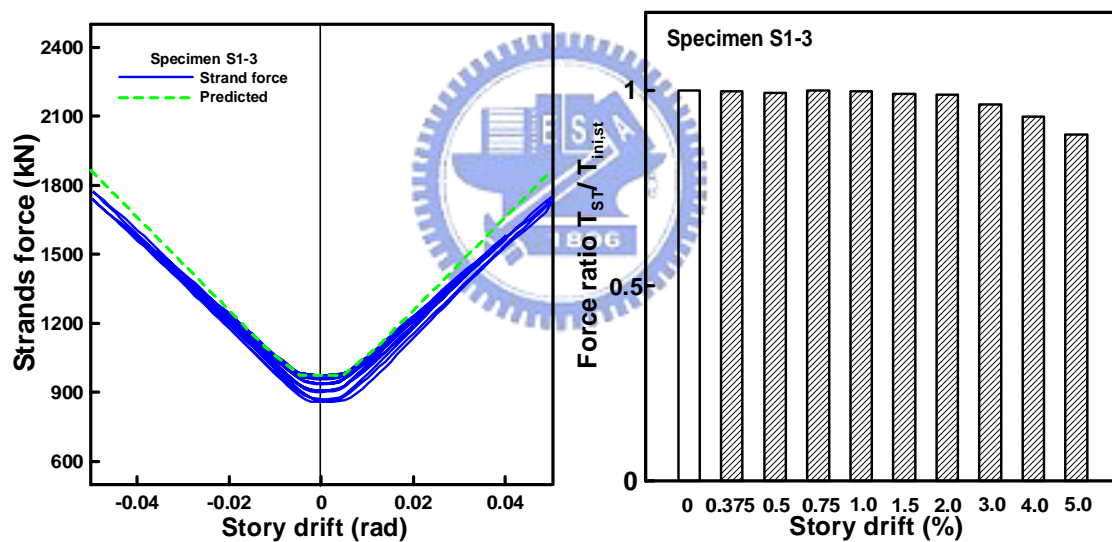


圖 4.33 試體 S1-3 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖

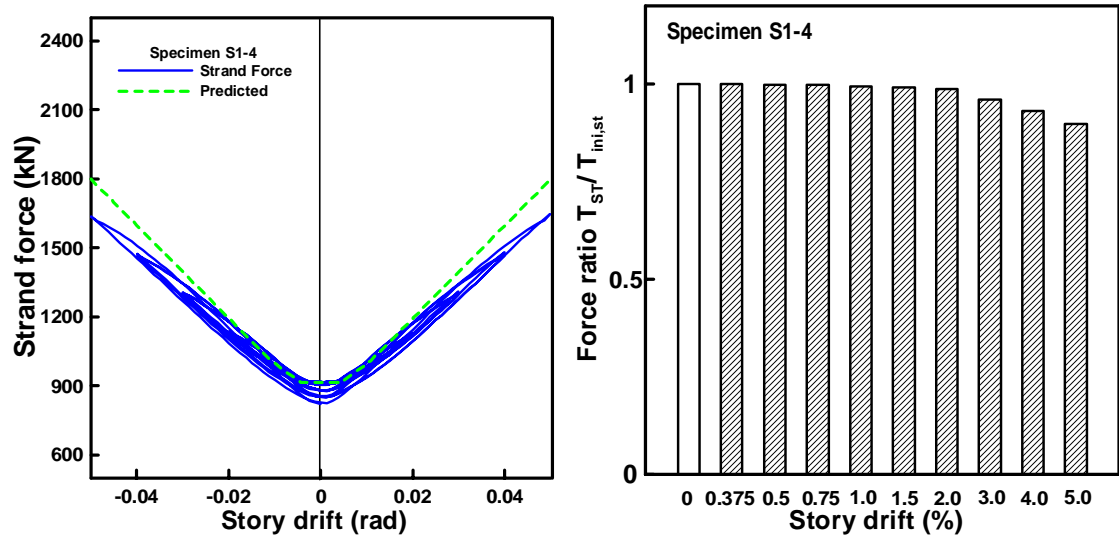


圖 4.34 試體 S1-4 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖

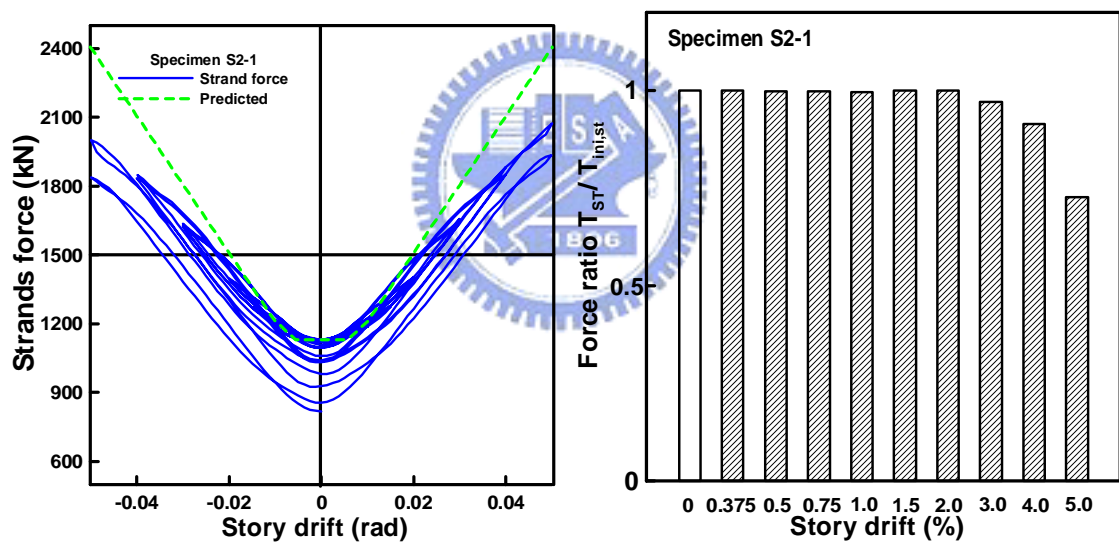


圖 4.35 試體 S2-1 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖

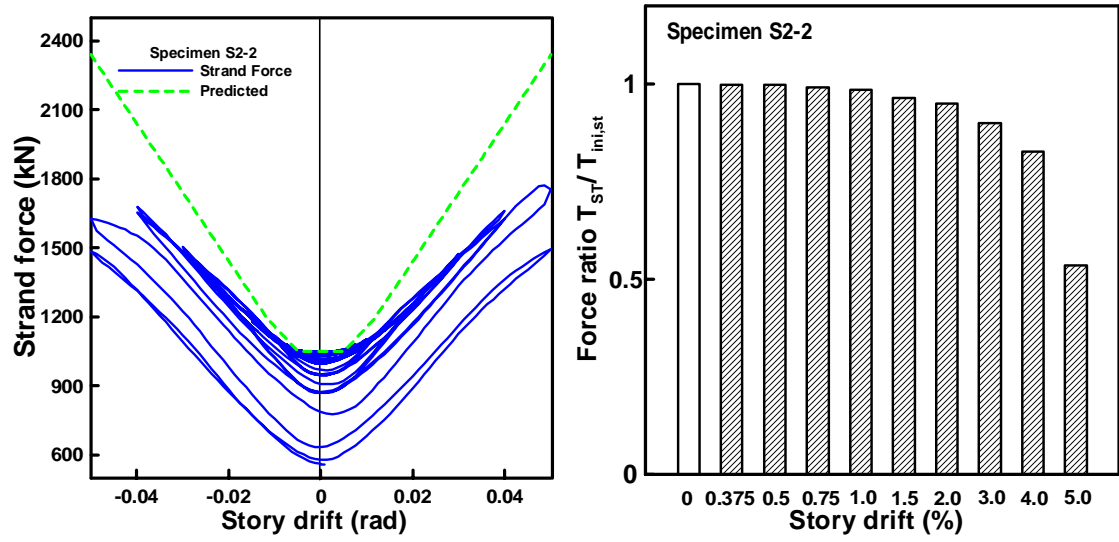
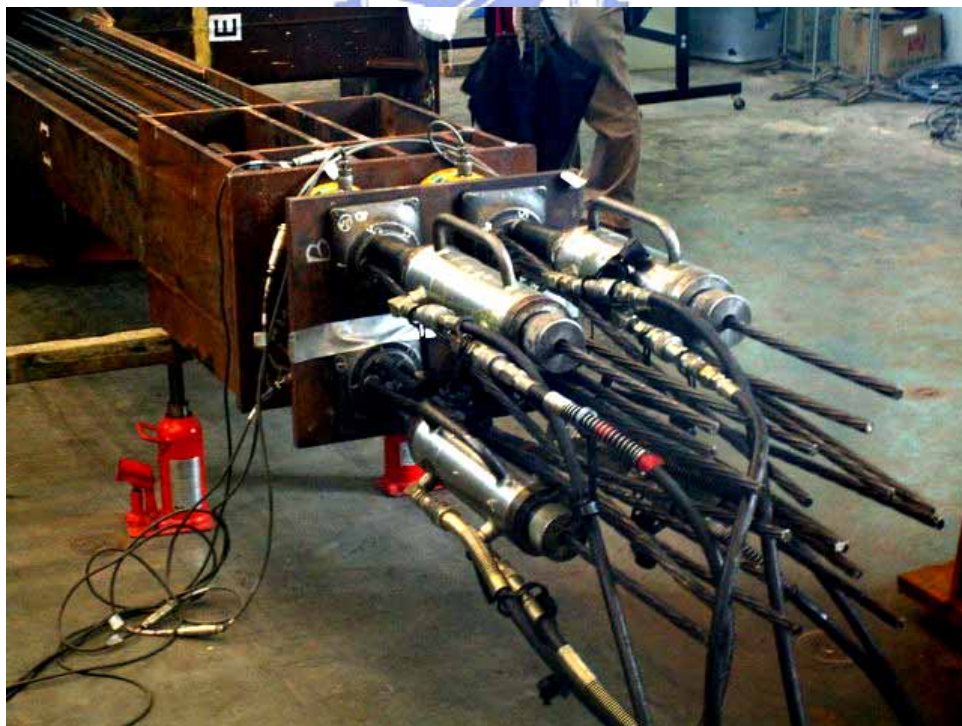


圖 4.36 試體 S2-2 試驗與理論模擬鋼絞線內力圖及鋼絞線內力衰減圖





照片 3.1 12 支鋼絞線安裝位置



照片 3.2 20 支鋼絞線安裝位置



照片 3.3 CFT 柱灌漿閥門



照片 3.4 試體完成組裝



照片 3.5 ENERPAC P3045N 油壓機



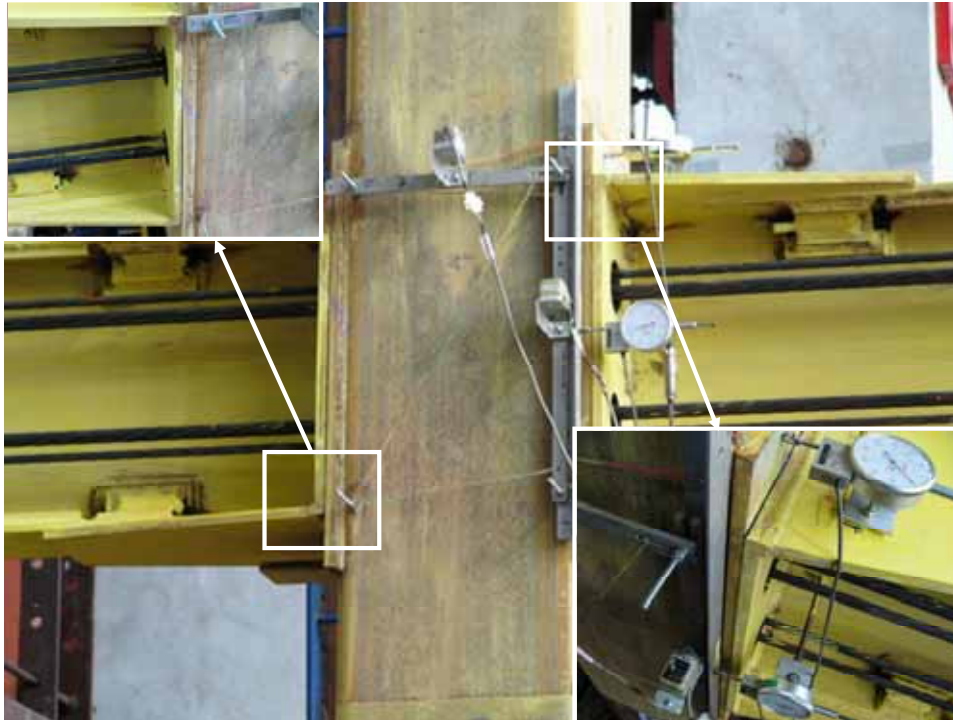
照片 3.6 油壓千斤頂



照片 3.7 施預力過程



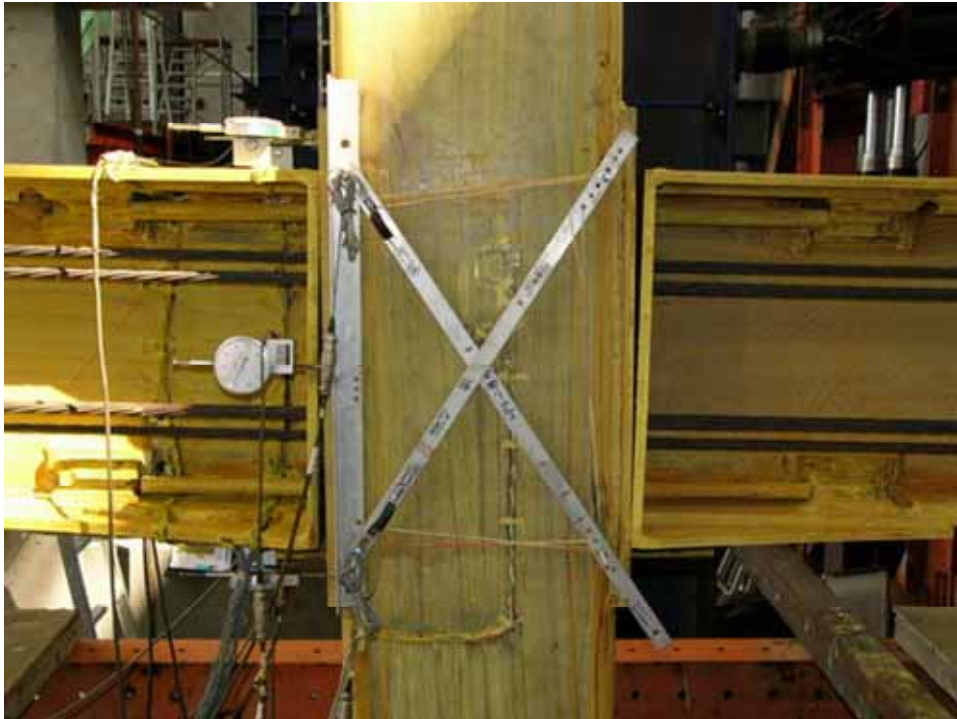
照片 3.8 子結構試驗構架全貌



照片 4.1 試體 S1-1 於 0.5%時梁柱接合面的縫隙



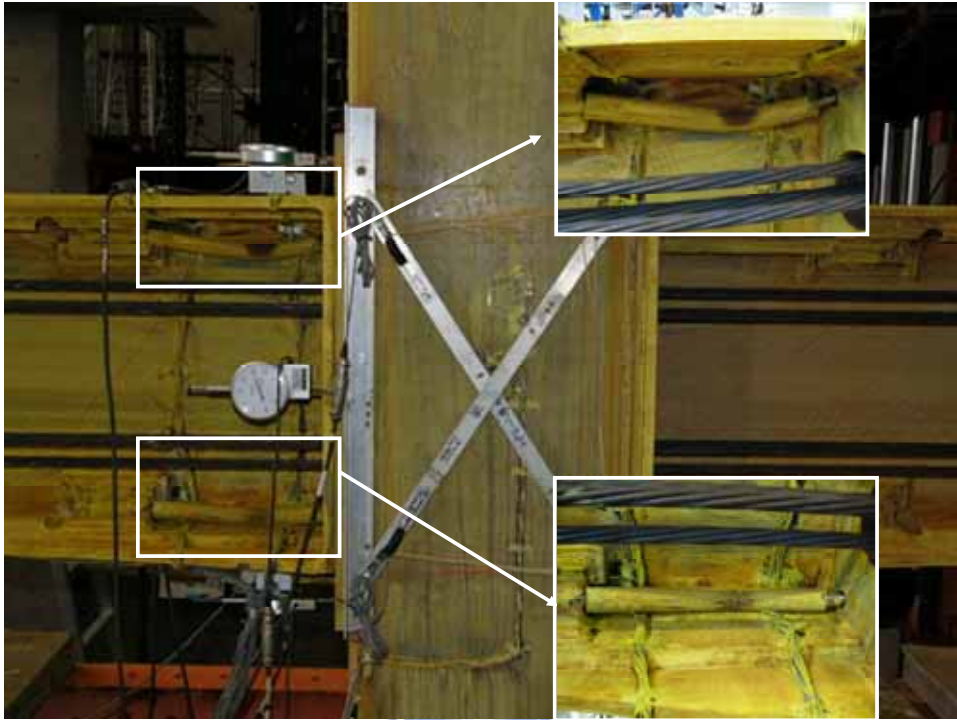
照片 4.2 試體 S1-1 於 4.0%柱接合面的縫隙



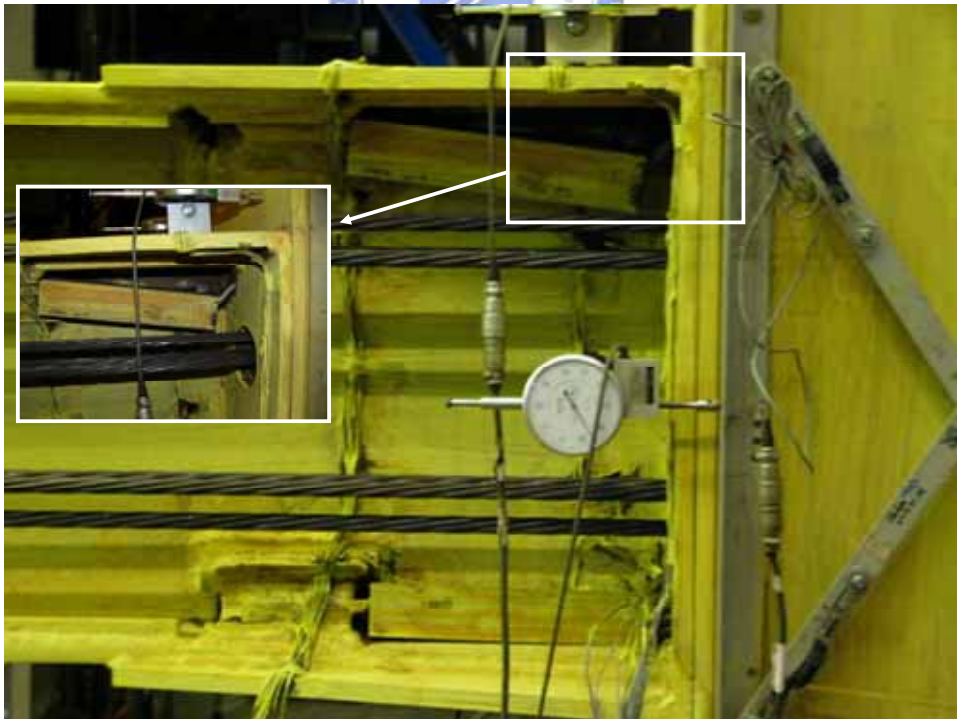
照片 4.3 試體 S1-2 於 3.0% 時梁柱接合面的縫隙



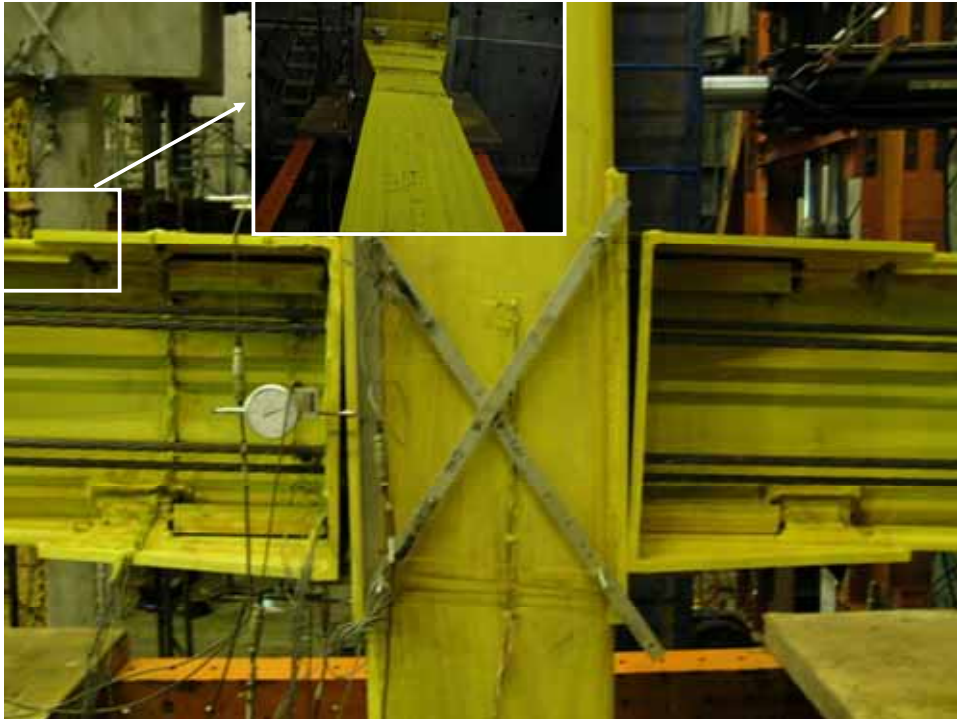
照片 4.4 試體 S1-2 於 3.0% 時蓋板末端試體受力情形



照片 4.5 試體 S1-2 於 5.0% 時束制鋼管挫屈現象



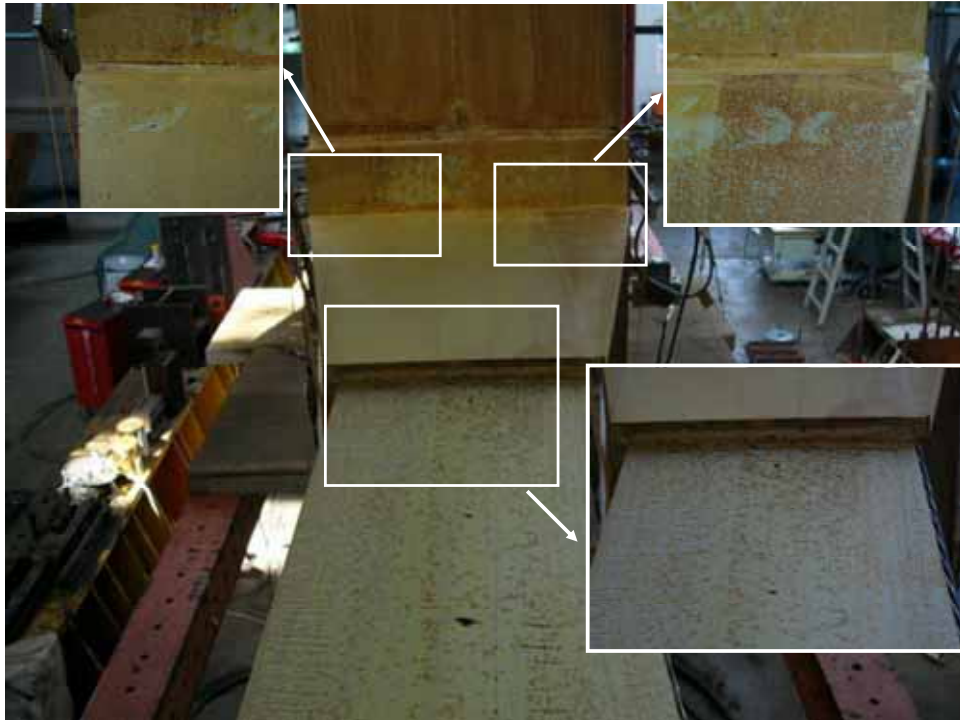
照片 4.6 試體 S1-3 於 5.0% 時消能鋼棒縫隙挫屈現象



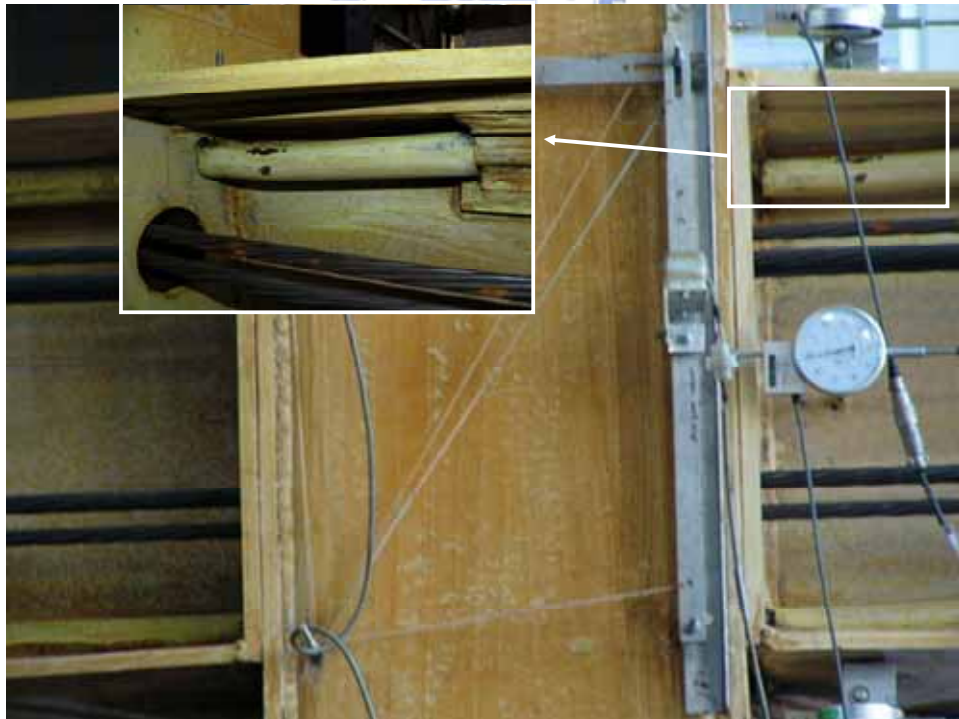
照片 4.7 試體 S1-3 於 5.0% 時梁柱接合面縫隙及梁上應力集中現象



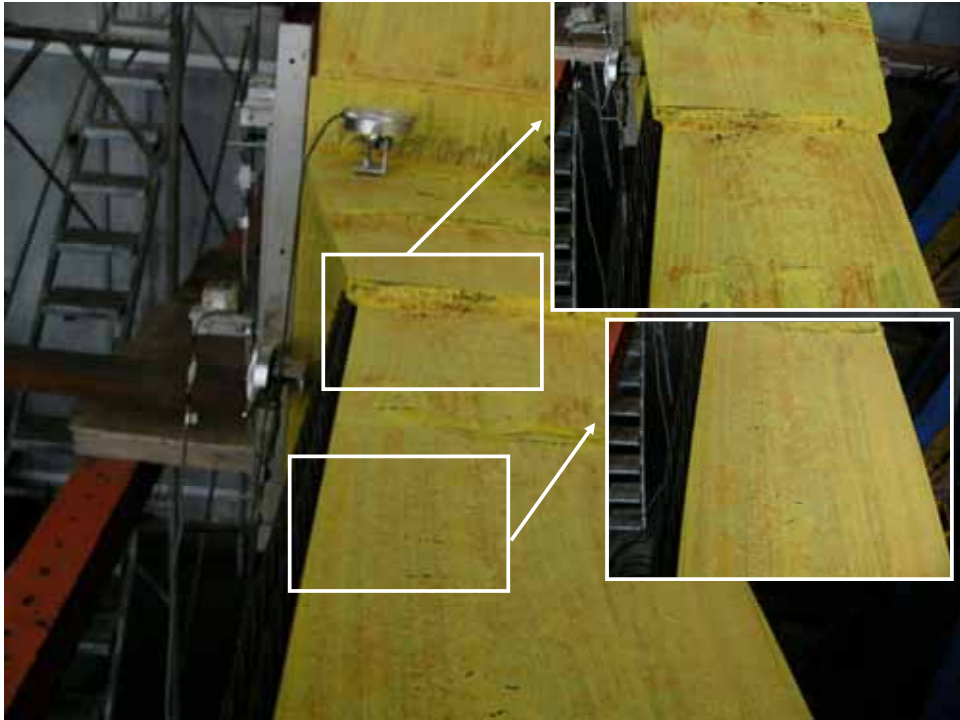
照片 4.8 試體 S1-4 於 3.0% 時梁柱接合面縫隙



照片 4.9 試體 S1-4 於 3.0% 時梁上應力集中情形



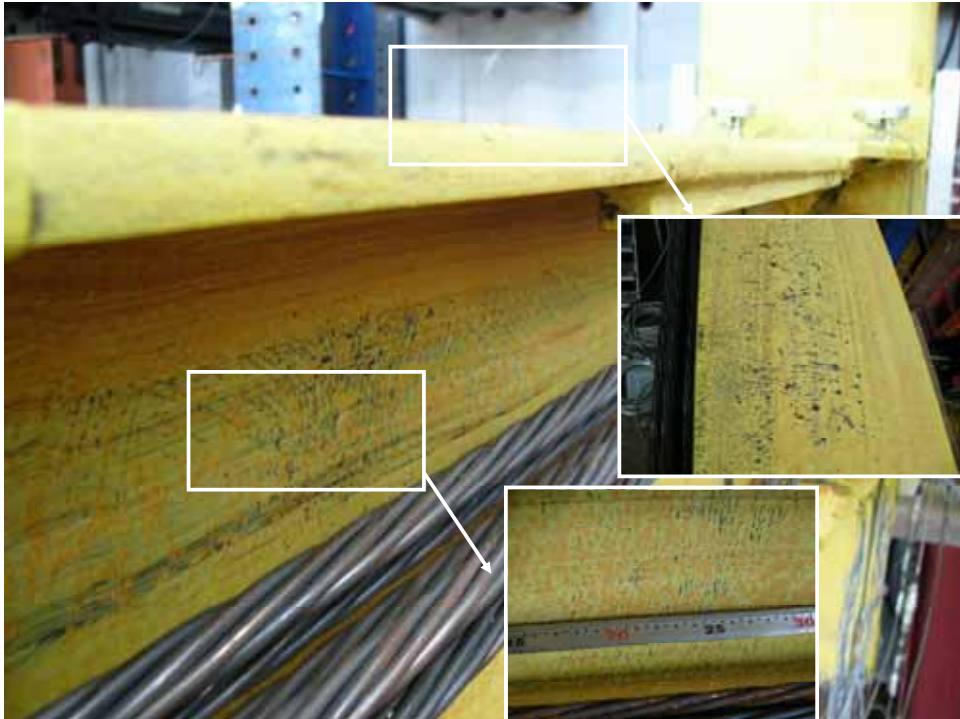
照片 4.10 試體 S1-4 於 5.0% 時束制鋼管受力變形情形



照片 4.11 試體 S2-1 於 3.0% 時梁上應力集中情形



照片 4.12 試體 S2-1 於 4.0% 時梁腹板上應力集中情形



照片 4.13 試體 S2-1 於 5.0% 第一圈時梁上降伏情形



照片 4.14 試體 S2-1 於 5.0% 第二圈時梁挫屈情形



照片 4.15 試體 S2-2 於 5.0% 第一圈時梁挫屈情形



照片 4.16 試體 S2-2 於 5.0% 第二圈時梁挫屈情形



照片 4.17 試體 S2-2 於試驗結束後殘餘變形



簡 歷



中文姓名：黃 崇 豪

英文姓名：*Huang, Chung-Hao*

出生日期：民國 70 年 6 月 21 日

出 生 地：台灣省桃園縣

學 歷：

民國 94 年畢業於交通大學土木工程學系碩士班結構組

民國 92 年畢業於義守大學土木工程學系

民國 88 年畢業於台灣省立中壢高級中學

民國 85 年畢業於桃園縣立中壢國民中學

民國 82 年畢業於桃園縣立新勢國民小學

93

碩士論文

預力鋼梁接 C 形柱接頭含消能鋼棒之行為

國立交通大學工學院
土木工程學系碩士班

黃崇豪