

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

擴翼式鋼骨托梁抗彎接頭之耐震行為

Seismic Behavior of Steel Column-Tree Moment
Connections with Widened Flange

研究生：林潔祥

指導教授：陳誠直博士

中華民國九十四年七月

擴翼式鋼骨托梁抗彎接頭之耐震行為
**Seismic Behavior of Steel Column-Tree Moment
Connections with Widened Flange**

研究生：林潔祥

Student : Chieh-Hsiang Lin

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

碩士論文



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

中華民國九十四年七月

擴翼式鋼骨托梁抗彎接頭之耐震行為

研究生：林潔祥

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

本研究藉由有限元素分析與實尺寸梁柱接頭試驗，探討擴翼式梁柱接頭於鋼骨托梁抗彎構架之耐震行為。托梁系統即將一短梁先行於工廠銲接於柱面，至工地再以螺栓或銲接與續接梁接合。本研究對托梁韌性抗彎接頭之接合細節改良有：無扇形銲接開孔與擴翼托梁型式。由非線性有限元素分析顯示，此改善接頭細節可有效的降低於梁翼全滲透銲道兩側之應力集中與塑性應變需求。進行三組實尺寸梁柱接頭反覆載重試驗。試驗結果顯示，所有試體皆具優良之韌性行為且無發生脆性破壞，塑鉸機制亦遠離梁柱交接面產生。因此，採擴翼型式與無扇形銲接開孔之接合細節可有效降低梁柱接面發生脆性破壞之可能性。本研究最後提供初步之擴翼式梁柱接頭之設計流程以供參考。

關鍵詞：托梁、抗彎接頭、塑性應變、扇形銲接開孔、擴翼

Seismic Behavior of Steel Column-Tree Moment Connections with Widened Flange

Student: Chieh-Hsiang Lin

Adviser: Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

This research aims to investigate the seismic behavior of steel column-tree moment connections with widened flange through nonlinear finite element analysis and full-scale test. The column-tree system is to connect the column-trees and link beams in the field while the column-trees are fabricated in the shop by welding stub beams to the column. No weld access hole detail and widened flange of the stub beam are two important improvements in the connection details of the ductile moment connections. Numerical study demonstrated that the improved connection details significantly reduce the stress concentration and plastic strain demands at the beam complete joint penetration weld. Three full-scale specimens were carried out to verify cyclic behavior of the column-tree moment connections. The test results showed that all specimens successfully develop ductile behavior without brittle fracture, and plastic hinge formed in the beam away from beam-to-column interface. Consequently, the improved connection details, widened flange and no weld access hole detail, efficiently decrease the potential of brittle fracture. Preliminary procedure for designing widened flange is proposed.

Keywords: column-tree, moment connection, plastic strain, weld access hole, widened flange.

誌 謝

本論文得以完成，由衷感謝恩師 陳誠直博士悉心指導與教悔，對於觀念之啟發、論文之匡正並充分提供研究所需資源與環境，恩師專業理論與實務學識豐富，使愚生受益良多，謹致上最誠摯的感謝。

論文口試期間，承蒙國立台灣大學 蔡克銓教授、國立台灣科技大學 陳正誠教授與本校 劉俊秀教授、周中哲教授對於論文撥冗審閱，於論文中疏漏之處提出相當多寶貴建議與指導，使得論文更臻完備，謹此特表謝忱。

研究所求學期間，特別感謝 群洲學長與 南交學長對於實驗與分析提供諸多寶貴經驗與提攜；同窗好友崇豪、文賢的相互扶持；學弟志明、仁甫、文銘於實驗期間給予極大的協助；球友明祥、橋鴻、世結、木榮、文中、敬華所帶來的諸多歡樂；跆拳道社學弟妹的加油與打氣。在此感謝所有關心潔祥的朋友們，有了你們的陪伴與鼓勵，使我的研究生涯更添增多采多姿。

最後，謹以本文獻給我最摯愛的家人，感謝多年的支持與關懷，讓我能心無旁騖的致力於課業，願與你們共享這份榮耀與喜悅。

潔祥 九十四年七月

目 錄

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iiiiv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
照片目錄.....	x
第一章 緒論	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 研究方法.....	2
1.4 研究內容.....	2
第二章 文獻回顧	3
2.1 概述.....	3
2.2 梁柱接頭文獻回顧.....	3
2.2.1 盖板補強式接頭.....	4
2.2.2 水平翅板補強式接頭.....	5
2.2.3 托梁式梁柱接頭.....	7
第三章 參數研究	11
3.1 概述.....	11
3.2 擴翼型式梁柱接頭之力學行為.....	11
3.3 參數模型之建立.....	12
3.4 參數研究.....	13
3.4.1 分析結果比較基準.....	13
3.4.2 扇形開孔之影響.....	15
3.4.3 模型介紹.....	16
3.5 分析結果討論.....	16
3.5.1 von Mises應力分佈.....	17
3.5.2 PEEQ應變分佈.....	18

3.5.3 參數影響.....	19
3.6 結論.....	22
第四章 實尺寸梁柱接頭試驗.....	42
4.1 引言.....	42
4.2 試體規劃與製作.....	42
4.3 試驗裝置與程序.....	43
4.4 試驗結果與討論.....	45
4.4.1 試體行為.....	45
4.4.2 試體破壞模式.....	49
4.4.3 韌性能力.....	49
4.4.4 極限彎矩強度.....	51
4.4.5 接頭區應變分佈.....	52
4.5 結論.....	54
第五章 有限元素分析模擬.....	92
5.1 概述.....	92
5.2 模型之建立.....	92
5.3 分析結果比較.....	92
第六章 擴翼型式梁柱接頭設計.....	97
6.1 概述.....	97
6.2 擴翼式接頭細部設計公式.....	97
6.3 設計流程.....	99
第七章 結論與建議.....	103
7.1 結論.....	103
7.2 建議.....	104
參考文獻.....	105

表目錄

表 3.1 有限元素分析模型編號	23
表 3.2 參數 α 值	24
表 4.1 試體規格	55
表 4.2 試體鋼板拉力試驗強度	55
表 4.3 試體破壞模式與最大塑性總轉角、層間變位角	56
表 4.4 試體之彎矩強度	57



圖目錄

圖 2.1 結構物受側向力作用之變形圖	8
圖 2.2 托梁抗彎構架示意圖	8
圖 2.3 托梁續接方式 (Astaneh-Asl 1997).....	9
圖 2.4 托梁接合圖 (SAC joint venture 1995)	10
圖 3.1 擴翼式梁柱接頭示意圖	25
圖 3.2 擴翼式梁柱接頭之彎矩梯度圖	25
圖 3.3 三維有限元素分析模型	26
圖 3.4 擴翼式梁柱接頭示意圖	26
圖 3.5 分析模型比較位置圖	27
圖 3.6 FEMA-350 建議之扇形開孔型式.....	27
圖 3.7 模型UW-A之有限元素網格圖.....	28
圖 3.8 模型W10-L1A之有限元素網格圖.....	28
圖 3.9 模型W08-L1A之有限元素網格圖	29
圖 3.10 模型W10-L2A之有限元素網格圖	29
圖 3.11 扇形開孔對擴翼式接頭之von Mises應力分佈比較 (4% drift).....	30
圖 3.12 分析模型之梁端載重與層間變位角關係圖	30
圖 3.13 模型UW-A之von Mises應力分佈圖	31
圖 3.14 模型W10-L1A之von Mises應力分佈圖	32
圖 3.15 模型W08-L1A之von Mises應力分佈圖	33
圖 3.16 模型W10-L2A之von Mises應力分佈圖	34
圖 3.17 模型UW-A之PEEQ應變分佈圖.....	35

圖 3.18 模型W10-L1A之PEEQ應變分佈圖	36
圖 3.19 模型W08-L1A之PEEQ應變分佈圖	37
圖 3.20 模型W10-L2A之PEEQ應變分佈圖	38
圖 3.21 UW-A、W08-L1A及W10-L1A沿梁翼全滲透銲道之 力比較	39
圖 3.22 UW-A、W08-L1A及W10-L1A沿梁翼全滲透銲道之 PEEQ index比較圖	39
圖 3.23 UW-A、W10-L1A及W10-L2A沿梁翼全滲透銲道之 力比較	40
圖 3.24 UW-A、W10-L1A及W10-L2A沿梁翼全滲透銲道之 PEEQ index比較圖	40
圖 3.25 模型W08-L1A與W085-L3A之von Mises應力分佈比較 (4% drift)	41
圖 3.26 W08-L1A及W085-L3A沿梁翼全滲透銲道之PEEQ index比 較圖	41
圖 4.1 箱型柱試體圖	58
圖 4.1 箱型柱試體圖 (續)	59
圖 4.2 擴翼式梁柱接頭之接合細節	60
圖 4.3 試體W10-L1 之接合細節	61
圖 4.4 試體W08-L1 之接合細節	62
圖 4.5 試體W10-L2 之接合細節	63
圖 4.6 試驗裝置圖	64
圖 4.7 量測儀器配置圖	65
圖 4.8 試體W10-L1 應變計位置圖	66
圖 4.9 試體W08-L1 應變計位置圖	67

圖 4.10 試體W10-L2 應變計位置圖.....	68
圖 4.11 位移控制歷程圖.....	69
圖 4.12 試體W10-L1 之遲滯迴圈圖.....	70
圖 4.12 試體W10-L1 之遲滯迴圈圖 (續).....	71
圖 4.13 試體W08-L1 之遲滯迴圈圖.....	72
圖 4.13 試體W08-L1 之遲滯迴圈圖 (續).....	73
圖 4.14 試體W10-L2 之遲滯迴圈圖.....	74
圖 4.14 試體W10-L2 之遲滯迴圈圖 (續).....	75
圖 4.15 試體W10-L1 之梁腹與梁翼應變比較圖.....	76
圖 4.16 試體W08-L1 之梁腹與梁翼應變比較圖.....	77
圖 4.17 試體W10-L2 之梁腹與梁翼應變比較圖.....	78
圖 5.1 試體W08-L1 模擬與實驗之梁端載重-位移包絡線.....	95
圖 5.2 試體W08-L1 模擬與實驗之梁端載重-位移曲線.....	95
圖 5.3 試體W08-L1 模擬與實驗之應變分佈比較.....	96
圖 6.1 擴翼式梁柱接頭之彎矩強度與外力需求彎矩圖.....	102
圖 6.2 模型A1 於 4%弧度時之應力與應變分佈圖.....	102

照片目錄

照片 4.1 實驗設置	79
照片 4.2 梁柱交會區量測儀器配置情形	79
照片 4.3 試體W10-L1 於下擴翼板圓弧段末端處呈現初始石灰 脫落 (0.75% drift)	80
照片 4.4 試體W10-L1 於下擴翼板圓弧段末端處石灰脫落微量 增加 (1% drift).....	80
照片 4.5 試體W10-L1 於下擴翼板圓弧段末端處呈現放射狀石灰 剝落，梁腹兩側發現斜向斑紋 (1.5% drift)	81
照片 4.6 試體W10-L1 於梁腹板斜向石灰剝落增加 (2% drift).....	81
照片 4.7 試體W10-L1 於梁上翼板與下翼板皆發生輕微的局部 挫屈 (3% drift).....	82
照片 4.8 試體W10-L1 梁下翼板局部挫屈及塑鉸形成 (4% drift).....	82
照片 4.9 試體W10-L1 下擴翼板圓弧段末端左側發現一小裂痕 (5% drift).....	83
照片 4.10 試體W10-L1 挫屈範圍距離柱面 200~700 mm (試驗結束後).....	83
照片 4.11 試體W08-L1 下擴翼板圓弧段末端處呈現微量石灰剝落 (1% drift).....	84
照片 4.12 試體W08-L1 梁腹兩側呈現斜向斑紋，梁翼全滲透鐸道 上兩側有些微的石灰剝落 (1.5% drift)	84
照片 4.13 試體W08-L1 梁腹兩側斜向斑紋持續增加 (2% drift).....	85
照片 4.14 試體W08-L1 梁翼板大範圍石灰剝落 (3% drift).....	85
照片 4.15 試體W08-L1 梁下翼板局部挫屈及塑鉸形成 (4% drift)...	86
照片 4.16 試體W08-L1 梁翼板嚴重挫屈 (5% drift).....	86
照片 4.17 試體W08-L1 梁翼板嚴重挫屈 (5.7% drift).....	87

照片 4.18 試體W08-L1 挫屈範圍距離柱面 100~550 mm (試驗結束後).....	87
照片 4.19 試體W10-L2 於擴翼板圓弧段呈現微量石灰剝落 (1% drift).....	88
照片 4.20 試體W10-L2 於梁腹兩側呈現斜向斑紋 (1.5% drift).....	88
照片 4.21 試體W10-L2 於梁腹兩側斜向斑紋持續增加 (2% drift)...	89
照片 4.22 試體W10-L2 於梁翼板大範圍石灰脫落 (3% drift).....	89
照片 4.23 試體W10-L2 於梁翼板局部挫屈及塑鉸形成 (4% drift)...	90
照片 4.24 試體W10-L2 於梁翼板及腹板嚴重挫屈 (5% drift).....	90
照片 4.25 試體W10-L2 於梁翼板及腹板嚴重挫屈 (5.8% drift).....	91
照片 4.26 試體W10-L2 挫屈範圍距離柱面 100~800 mm (試驗結束後).....	91



第一章 緒論

1.1 研究背景

由於台灣地狹人稠，為有效解決生活空間需求的問題，建築物往高層樓發展是必然的趨勢。近年來鋼材料普遍的應用於中高樓層之建築結構上，其具有優良之強度、勁度及延展性；若能充分利用其韌性變形能力作適當的設計，可發揮鋼構造建築優良之耐震能力。

台灣地處環太平洋地震帶上，由於歐亞板塊與菲律賓海板塊的相對運動，導致台灣地震次數頻繁。近年來在美國北嶺、日本阪神與台灣集集地區分別發生大規模之強烈地震，對於人類生命財產造成嚴重損害，多數鋼構造建築在未發揮其塑性消能前即已發生脆性破壞。面臨地震的嚴重威脅，建築物的耐震能力不論在設計或施工均被受重視。因此，對於韌性抗彎構架之梁柱接頭，需更進一步改良其設計與施工方式，使鋼結構能充分發揮韌性消能能力。

1.2 研究目的

本研究的目的在於改善箱型柱梁柱接頭之韌性行為，發展具實用性與良好韌性之 H 型梁接箱型柱抗彎接頭。設計理念乃依據鋼梁在地震力作用下所需之彎矩梯度，適時的改變梁翼板之寬度，控制其降伏區域於預選定之塑性變形區，以遠離梁柱交界面之銲接處，確保梁柱接頭的強度與韌性能達耐震設計的要求。

1.3 研究方法

本研究藉由非線性有限元素分析進行參數研究，依據分析結果作試體規劃，並進行實尺寸梁柱接頭反覆載重試驗，以了解擴翼式梁柱接頭之力學行為。主要研究項目如下：

1. 建立不同型式之擴翼式梁柱接頭模型，利用非線性有限元素分析進行參數研究，以了解此種補強式接頭之力學行為。
2. 配合參數研究與分析結果，設計製作三組實尺寸試體，並進行梁柱接頭抗彎試驗，探討其極限強度與韌性能力。

1.4 研究內容



本研究以有限元素分析及實尺寸試體試驗之結果，探討擴翼式梁柱接頭之耐震行為。本論文主要之研究內容包括：

第一章：敘述研究之背景、目的與方法。

第二章：補強式梁柱接頭之文獻回顧。

第三章：以有限元素分析作為研究工具，探討各研究參數之影響。

第四章：三組實尺寸梁柱接頭試體之試驗結果與討論。

第五章：試驗結果與有限元素分析之比較，並建立分析模式。

第六章：提供擴翼補強型式梁柱接頭之初步設計流程。

第七章：本研究之結論與建議。

第二章 文獻回顧

2.1 概述

結構耐震設計應符合「小震不壞、中震可修、大震不倒」之原則。意即結構物遭受小型地震時能保持彈性行為；受強烈地震侵襲時，允許材料進入非線性階段，經由結構系統內部應力重分配和非線性行為以消散地震輸入之能量，整體結構系統能仍保持穩定，而不致於倒塌，以保障生命財產安全。

一般鋼骨抗彎構架受地震水平力作用下，梁之撓曲反曲點約發生在構架跨距中央，柱則約發生在樓層中央 (如圖 2.1 所示)，意即梁柱交接面承受最大彎矩；此處由於幾何不連續及銲接熱影響區之作用，常為破壞之初始位置。故梁柱接頭能否穩定的消散地震所輸入的能量，將為鋼骨抗彎構架之重要指標。



2.2 梁柱接頭文獻回顧

傳統鋼骨抗彎構架的梁柱接頭是採用梁腹板鎖螺栓及梁翼板全滲透銲接和之施作方式，其設計理念為：接合處梁彎矩全部經由梁翼板與全滲透道傳遞至柱，梁剪力全部經由梁腹、螺栓、剪力板傳遞至柱。當抗彎構架承受地震力時，結構體於梁柱交會區產生塑性變形，以消散地震能量。然而，1994 年洛杉磯北嶺地震震災中，鋼結構之損壞多發生於梁柱接頭中，且 FEMA (1995) 報告中亦證實傳統抗彎構架無法提供足夠之塑性轉角，故不再准許使用。因此各種改良式之梁柱抗彎接頭隨之孕育而生。

鋼結構韌性抗彎構架之梁柱接頭改良有補強式 (Uang and Bondad 1998 ; Engelhardt and Sabol 1998 ; Lee 2002) 與減弱式 (Chen et al. 1996 ; Plumier 1997 ; Engelhardt et al. 1998) , 其目的皆使塑鉸遠離梁柱接面, 避免發生脆性破壞。補強式接頭之耐震原理, 藉由提高梁柱接面處之梁斷面慣性矩與塑性模數, 意即增加梁柱交接處之彎矩容量, 使塑鉸可遠離交接面上螺栓與銲接接合區, 以達韌性消能之需求, 如蓋板、肋板、托架及水平翅板等補強式接頭。而減弱式接頭則於梁上預先選擇一遠離銲接熱影響區, 作為塑性降伏區域, 藉由削弱梁斷面以降低其彎矩容量, 如切削及鑽孔等減弱式接頭。

北嶺地震後調查發現, 鋼結構韌性抗彎構架之梁柱接頭有韌性不足之現象, 原因之一為梁柱接頭於梁翼板內側扇形開孔處有應力集中現象, 且此處為銲接熱影響區母材易脆化, 易於此處產生裂縫進而造成梁柱接頭破壞。另為了提高梁翼全滲透銲道之銲道品質, 可採用托梁 (column-tree) 方式設計, 即一小段梁先行於工廠銲接於柱面, 至工地再以螺栓或銲接與梁續接, 可避免工地銲接品質參差不齊。以下各節即針對箱型柱補強式梁柱接頭試驗及相關文獻進行說明。

2.2.1 蓋板補強式接頭

蓋板補強是指在梁翼板上下方各加一塊鋼板的補強型式, 用以增加梁翼板厚度, 提高梁柱接面之彎矩容量。通常為避免梁斷面急遽變化而造成應力集中現象, 蓋板沿梁縱向逐漸縮減成三角形, 使塑鉸產生於補強段末端, 此即為三角形蓋板。為避免工地仰銲之品質良莠不齊, 可採用三角形上蓋板與矩形下蓋板, 先將矩形下蓋板廠銲於柱

上，至工地再以角銲與梁接合。

林新益與陳生金 (林新益 1989) 研究箱型柱與 I 型梁接頭之強度與韌性，試驗五組實尺寸梁柱接頭試體，其中一組為斜形蓋板補強式接頭。研究顯示斜形蓋板在梁柱接合處之梁翼板兩側有高應力集中現象，塑性鉸發生於蓋板之端部，最後則因壓力緣翼板局部挫屈破壞。

陳嘉有與蔡克銓 (陳嘉有 1995) 研究韌性鋼骨梁柱接頭行為，利用非線性有限元素分析配合十二組實尺寸梁柱接頭試驗，其中四組為蓋板補強式接頭。研究顯示在矩形下蓋板終點之梁斷面強度變化較大處，其梁翼均產生局部破壞情形，表示此處有明顯應力集中現象。且蓋板屬於厚板銲接，銲接量的增加將有殘留應力產生，工地銲接品質較難掌握。

Engelhardt and Sabol (1998) 研究蓋板補強鋼骨抗彎接頭行為，進行十二組蓋板補強梁柱接頭之實尺寸試驗。試驗結果顯示，其中十組試體表現優良的韌性行為，平均總塑性轉角達 3.5% 弧度；另兩組僅提供少量的塑性行為即發生脆性破壞。而較厚的蓋板於梁柱接面會增加殘留應力，且促使更多的脆性行為發生。

2.2.2 水平翹板補強式接頭

水平翹板補強是在接合處上下梁翼板兩側連接兩塊與梁翼同厚度之鋼板的補強型式，其補強的原理與蓋板相同，唯蓋板是增加梁柱接合區之厚度，而翹板則是增加其梁翼寬度。翹板之斷面由梁柱接面沿梁軸向逐漸縮小，其外觀近似梯形，且採全滲透銲與梁翼板接合。由於梁翼緣與翹板末端之銲接熱影響效應，將不利於塑鉸發生，可將

整塊梯形翅板部份由整塊鋼板取代 (陳嘉有 1995)，以避免此一缺點。

Ting et al. (1991) 研究箱型柱與 I 型梁外部補強接頭，利用有限元素分析研究外部加勁板對梁柱接頭之行為。分析結果顯示於梁翼兩側增加三角形加勁板之補強型式，可使應力集中位置轉移至柱角隅處，惟加勁板需有足夠長度才能使應力平順的傳入柱角隅，且其尖端角度不宜超過 25 度。此外，當梁寬與柱寬之比值愈大時，其應力傳遞至柱面之效率愈高，有較佳之韌性表現。

陳嘉有與蔡克銓 (陳嘉有 1995) 研究韌性鋼骨梁柱接頭行為，其中兩組為水平翅板補強式接頭。研究顯示在翅板補強段末端與梁翼緣之全滲透銲道發生裂縫，最後因局部挫屈嚴重與裂縫擴大，導致試體承載能力明顯下降。為避免在梁斷面變化較大處進行銲接，若將梯形翅板末端與梁翼接合全滲透銲道移至補強終點後方 10 公分處，應可減少翅板補強終點處梁翼破裂的機率。

Chen et al. (2004) 研究鋼骨箱型柱補強式梁柱接頭之耐震行為，利用有限元素分析與實尺寸試體試驗進行研究。其中包括四組單肋板補強及一組單肋板與水平翅板補強式接頭。試驗結果顯示，單肋板補強式接頭可有效改善扇形開孔及梁翼兩側應力集中現象，且其中三組之最大總塑性轉角皆可達 3% 弧度以上；而單肋板與翅板補強式接頭，則因翅板補強段終點處局部應力集中導致過早產生裂縫，使翅板與翼板間之銲道沿下翼板母材旁開裂，並向梁腹延伸。最大總塑性轉角約 1.7% 弧度，顯示其韌性行為不甚理想。

2.2.3 托梁式梁柱接頭

托梁式梁柱接頭是使用於抗彎構架的一種建造系統，即一短梁 (stub beam) 先行於工廠銲接於柱面，於工地再以螺栓或銲接與續接梁 (link beam) 接合，如圖 2.2 為托梁抗彎構架示意圖。其續接方式可採全螺栓接合、螺栓與銲接接合或全銲接接合，如圖 2.3 (Astaneh-Asl 1997) 所示。一般而言，短梁長度約為 600 至 1000 mm。此種接頭型式於日本廣泛的被採用，其優點可避免梁柱接面於工地銲接時可能造成梁翼全滲透銲道之瑕疵，有較好的品質控制；不可避免地，托梁於工廠銲接與運送至工地之費用將會提高。托梁之強度可較續接梁為大，迫使塑鉸遠離柱面產生，如圖 2.4 (SAC joint venture 1995) 所示。

Mcmullin 與 Astaneh-Asl (2003) 研究鋼骨半剛性托梁抗彎構架之耐震行為，利用非線性構架分析與 T 型熱軋斷面 (T-shape hot-rolled section) 之續接板受軸向拉壓試驗進行研究。使用 DRAIN-2DX 作 4 層及 24 層樓之構架分析，分析結果顯示將剛性轉換為半剛性構架後，其整體行為將會增大，並可控制結構之自然週期。托梁構架之梁翼續接板採 T 型續接板，並進行續接板之純軸壓與軸拉反覆載重試驗，利用續接板斷面縮減處之降伏及螺栓之滑移以提供穩定的韌性行為。試驗結果顯示，反覆的軸向拉壓試驗使續接板能提供穩定的遲滯消能行為；雖然續接板之挫屈導致強度下降，但於挫屈後亦可穩定的消散能量。

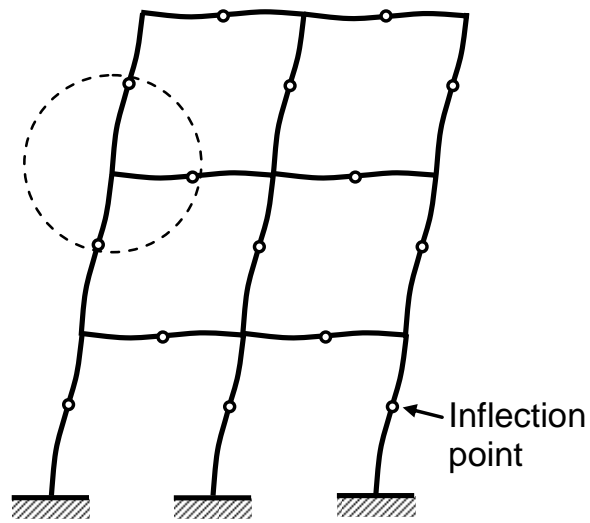


圖 2.1 結構物受側向力作用之變形圖

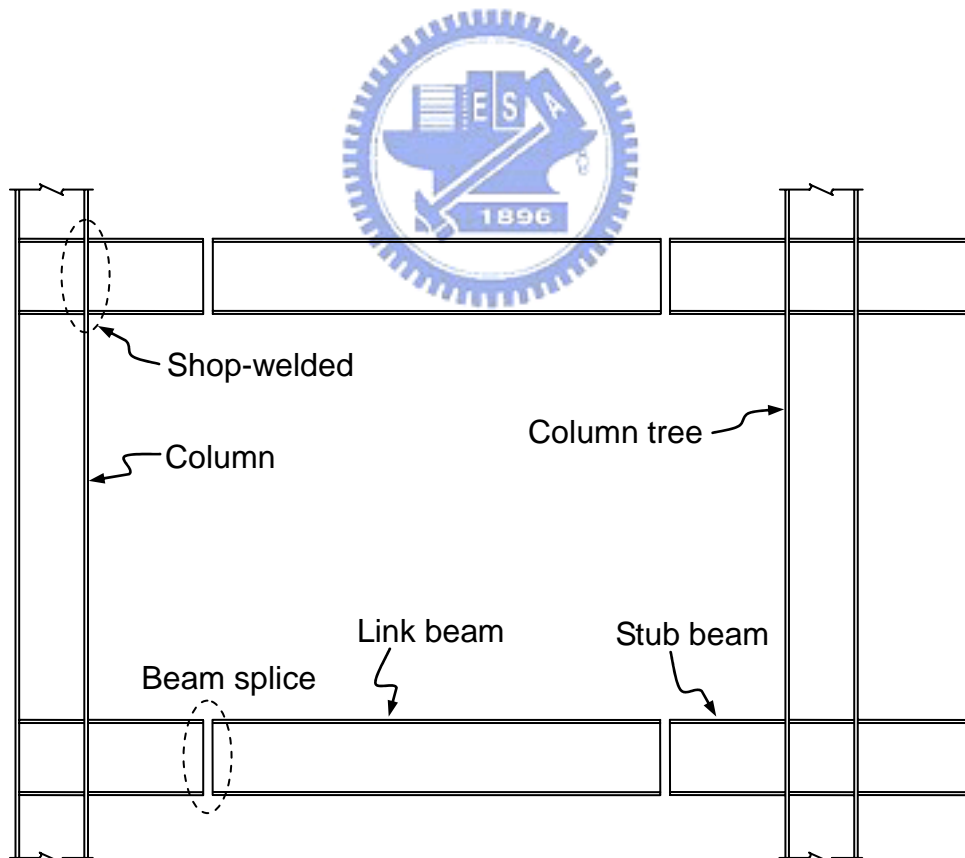
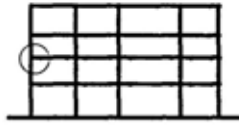


圖 2.2 托梁抗彎構架示意圖



Location of Details

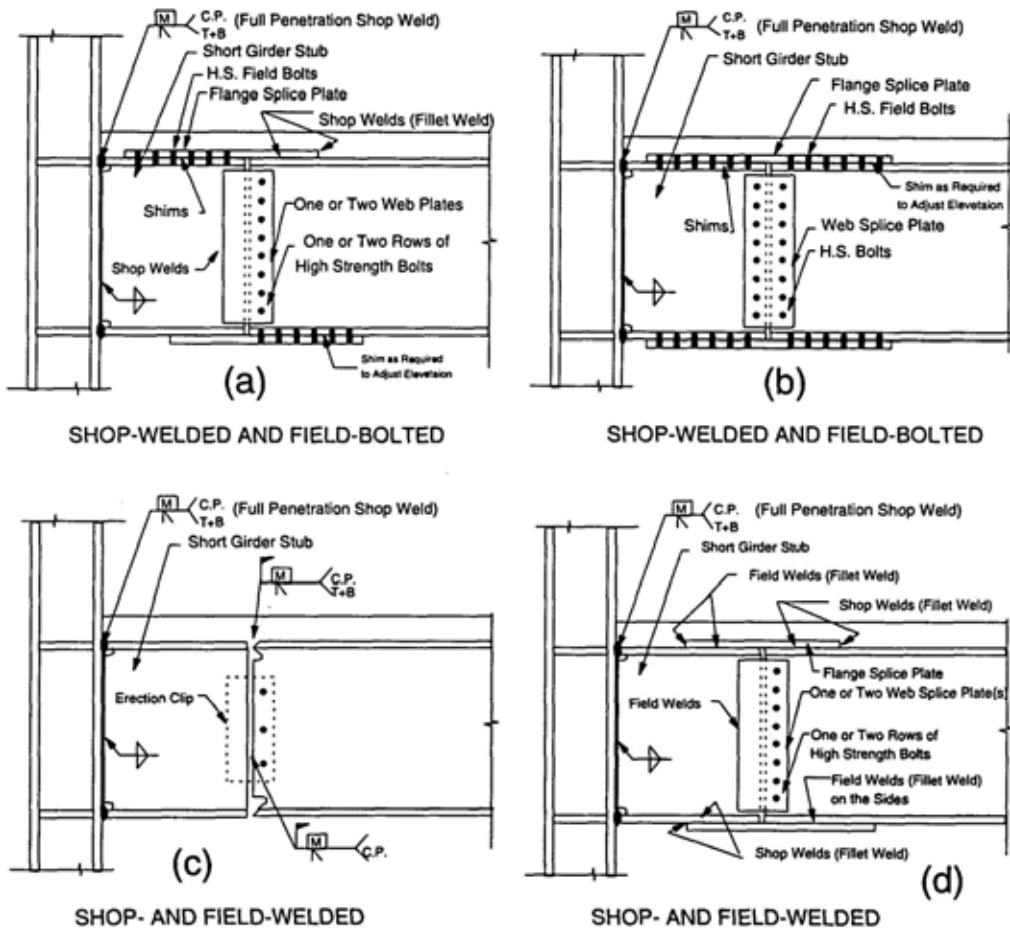


圖 2.3 托梁續接方式 (Astaneh-Asl 1997)

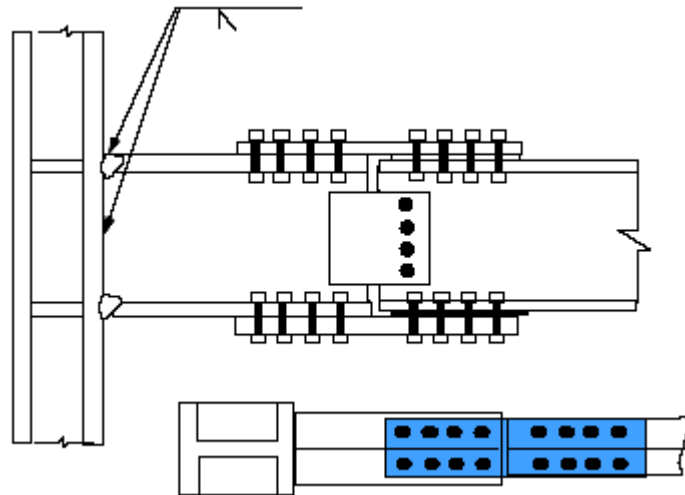


圖 2.4 托梁接合圖 (SAC joint venture 1995)



第三章 參數研究

3.1 概述

工程設計流程中，分析的過程為重要工作項目之一，傳統的分析過程繁雜且耗時，必須經過不斷改進、評估，以獲得最佳設計。仰賴現今電腦科技發展與各領域研究成果，分析工作可交由電腦軟體來執行，可加快分析速度，並獲得較準確的結果。

本研究藉由有限元素分析探討擴翼式梁柱接頭之力學行為，透過合理的假設材料性質及邊界條件，其分析結果具有相當之可信度，有助於實驗前更深入了解擴翼式梁柱接頭之行為；進而做參數研究，以決定較佳的接頭型式進行實尺寸試驗。本研究採用 Swanson Analysis Systems 公司所研發之有限元素分析軟體 ANSYS (2002)。



3.2 擴翼型式梁柱接頭之力學行為

國內外之研究成果顯示，補強式接頭能在不降低梁柱接頭勁度之情況下提高其耐震韌性能力，因此本研究計畫擬採類似水平翅板之梁柱接頭型式，惟更進一步改良以避免於翅板補強末端發生裂縫 (陳嘉有 1995)，使力量可均勻平順的傳入柱內。此種擴翼式梁柱接頭如圖 3.1 所示。其設計理念主要將塑鉸遠離柱面，提高梁柱接面處之彎矩強度，以避免於銲接熱影響區發生脆性破壞；進而採圓弧漸變梁翼設計，以避免梁翼變化末端產生應力集中之現象。另為了減低扇形銲接開孔尖端處之高應力集中，並提升該區域整體之韌性容量，故採無扇形銲接開孔施作。

擴翼式梁柱接頭之彎矩梯度圖 (圖 3.2) 可知梁塑鉸形成位置，擴翼補強段將提高梁斷面之彎矩容量，使梁柱接面處之彎矩容量大於地震側力造成之彎矩需求；當梁產生塑性鉸時，梁柱接面上尚有足夠之彎矩容量，以避免在梁柱接頭之全滲透鐸道上發生脆性破壞。

3.3 參數模型之建立

有限元素模型採用箱型柱接 H 型梁之外部梁柱子結構接頭進行模擬，模型建立的基本假設與細節如下：

1. 有限元素分析模型之梁、柱斷面分別為 H588×300×12×20、□550×550×27×27，梁長為 3030 mm、柱長為 3000 mm。鋼材皆採用 A572 Gr. 50，其降伏強度為 345 MPa；鐸道採用 E7016 之鐸條，其降伏強度為 415 MPa。
2. 分析模型不考慮實際試體存在之殘留應力與鐸接熱影響區等影響；其次，分析中亦不考慮模型發生局部挫屈及開裂破壞之情形。
3. 鋼材元素採用三維結構固體元素 Solid45 (3-D Structural Solid) 進行模擬，每個元素有 8 個節點，每個節點有 3 個平移自由度。鋼材與鐸材之應力應變曲線簡化為二線段。第一階段模擬材料彈性範圍，彈性模數 E 採用 200,000 MPa；第二階段模擬材料降伏及應變硬化情形，鋼材及鐸材之應變硬化模數 E_{sh} 分別採用 $0.04 E$ 及 $0.015 E$ 。波松比則採用 0.3。
4. 分析模型之邊界束制條件模擬實際實驗情形並予以簡化，箱

型柱一端為鉸支承、另一端為輓支承束制。模型具有幾何對稱之特性，取半分析可縮短程式運算時間。並於梁端施加單向載重，以位移控制方式進行加載 (如圖 3.3 所示)。

3.4 參數研究

分析模型之主要研究參數為 W 、 L 與 α ，圖 3.4 為擴翼式梁柱接頭示意圖。其中 W 為梁擴翼板最大寬度和柱翼板寬度之比值 b_{wf}/d_c ； L 為擴翼板之圓弧段末端至柱面距離，即擴翼板補強長度； α 則為梁柱接面擴翼補強後之塑性彎矩容量 $M_{capacity}$ 與該處外力彎矩需求 M_{demand} 之比值 (請參照圖 3.2)。



3.4.1 分析結果比較基準

有限元素分析的結果以 von Mises 應力分佈、正規化之正向應力及等效塑性應變指標 (Plastic equivalent strain index, PEEQ index) 來呈現，作為梁柱接頭性能之分析結果比較基準。

層間變位角

根據 FEMA-350 (2000) 之定義：層間變位角為梁端變位除以梁端至柱中心線之距離。求得層間變位角後可以下式計算出總塑性轉角

$\theta_{plastic}$ ：

$$\theta_{plastic} = \theta - M / K_{\theta}$$

θ ：梁端總變位除以梁端至柱中心線之距離；

M ：梁端至柱中心線之彎矩值；

K_θ ：子結構之抗彎矩彈性勁度。

von Mises 應力

von Mises 應力是由最大扭曲能量準則推導而來，每單位體積扭轉能量之最大值小於相同材料拉伸試驗下所發生降伏的扭轉能量，即表示尚未破壞 (Boresi et al. 1993)。藉由 von Mises 降伏準則可了解局部區域的降伏狀況，甚至是梁柱接頭區內降伏區域的發展。

正向應力

梁柱接頭處因梁翼板將梁彎矩傳入柱翼板，故沿梁縱向將有最大之正向應力。選取比較位置處之節點，沿縱向之正向應力 σ_{11} 除以材料之降伏應力 F_y ，即為正規化之正向應力，用以評估模型在彈性階段 (取層間變位角 0.5% 弧度) 時應力分佈的趨勢。

PEEQ index

等效塑性應變指標 (El-Tawil et al. 2000) 為評估模型在特定位置之應變需求，其中 PEEQ index 計算方式如下：

$$\text{PEEQ index} = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij}}}{\varepsilon_y}$$

ε_{ij} ：某特定點 i 與 j 方向之塑性應變分量；


ε_y ：材料之降伏應變。

當 PEEQ index 愈大時，表示該處有較大的應變需求，亦即該處需要較高的韌性變形容量。依 AISC (2002) 耐震規範要求，特殊抗彎構架 (Special Moment Frames) 之梁柱接頭最少需滿足 4% 弧度之層間變位角，故取 4% 弧度作為等效塑性應變指標之比較基準。

應力與應變之比較位置

為比較不同擴翼補強型式於梁柱接面之影響，故取沿梁縱向應力分佈與沿梁上翼板全滲透銲道上之節點 (如圖 3.5 中之 Line CJP) 作為分析模型之比較位置，藉以瞭解梁柱交接處之應力分佈與應變需求。

3.4.2 扇形開孔之影響



傳統抗彎梁柱接頭於梁翼全滲透銲接與梁腹扇形開孔處附近，因為銲接熱影響區及幾何不連續造成之應力集中現象，常為破壞之起始處。因此有專家學者著手研究梁腹扇形銲接開孔幾何形狀之改良，El-Tawil (2000) 及 Lu (2000) 等人以非線性有限元素分析與實驗探討扇形開孔之尺寸及幾何形狀對梁柱接頭韌性之影響。其分析結果皆顯示：當扇形開孔尺寸愈大，則扇形開孔根部位置需較大的塑性應變；而採用不同幾何形狀之扇形開孔型式，將因扇形開孔形狀的不連續造成其根部位置之高應力集中現象。

此外，FEMA-350 (2000) 研究報告亦建議之扇形開孔型式 (如圖 3.6 所示)，此改良之扇形開孔預期將力量均勻的傳遞，可減低開孔尖端處之高應力集中，並提升該區域整體之韌性容量。若能改變梁翼全滲透銲接施工方式，採用無扇形銲接開孔之方式，可避免此處之幾何

不連續，使梁翼及梁腹之力量能更平順的傳入柱面，梁柱接頭應能發揮較佳的韌性行為。

3.4.3 模型介紹

以有限元素分析建立六組模型，包括 UW-A、W10-L1A、W08-L1A、W10-L2A、W10-L1FA 與 W085-L3A，其有限元素分析模型編號介紹如表 3.1 所示，圖 3.7 至 3.10 為前四組模型之有限元素網格圖。其中，W08、W085 和 W10 分別代表 b_{wf}/d_c 比值為 0.8、0.85 和 1.0，此時之擴翼板最大寬度分別為 440、468 與 550 mm；L1、L2 和 L3 分別代表擴翼板之補強段長度為 200 mm (約為三分之一倍的梁深)、400 mm (約為三分之二倍的梁深) 和 350 mm；F 為採用 FEMA 建議之扇形銲接開孔型式，A 則代表有限元素分析模型。

3.5 分析結果討論

為比較 FEMA-350 所建議之扇形開孔型式及無扇形開孔型式對擴翼式箱型柱梁柱接頭之影響，故以有限元素分析比較模型 W10-L1A 與 W10-L1FA。如圖 3.11(a)、(b) 為取對稱結構於層間變位角 4% 弧度時之 von Mises 應力分佈圖。圖 3.11(a) 為 FEMA-350 所建議之扇形開孔型式 (W10-L1FA)，其最大應力集中在扇形開孔根部區域，且此區域之 PEEQ index 值高達 34，顯示局部應變韌性需求過高，可能會影響於擴翼板末端降伏區域之發展。圖 3.11(b) 採無扇形開孔型式 (W10-L1A)，其最大應力發生在梁擴翼板末端，且相較於

W10-L1FA 降低約 30%，顯示無扇形開孔的行為較符合擴翼式梁柱接頭的設計理念：即塑鉸產生於擴翼板末端並向擴翼區外延伸，利用擴翼區外全斷面降伏以消散能量，並排除扇形開孔處發生脆性破壞之可能性。有鑑於此，無扇形開孔能發揮較優良之韌性消能機制，故研究重點將著重於無扇形開孔型式之設計。

圖 3.12 為 UW-A、W10-L1A、W08-L1A 及 W10-L2A 四組分析模型之梁端載重與層間變位角關係圖，顯示於層間變位角 1% 弧度前皆保持彈性行為。由於擴翼板的補強，三組擴翼補強模型皆較未擴翼模型有較高的彈性勁度和非線性的強度。以下分節討論模型之應力、應變分佈與參數的影響。

3.5.1 von Mises 應力分佈

圖 3.13 至 3.16 分別為四組有限元素模型於層間變位角 0.5%、1.0%、2.0% 及 4.0% 弧度時之 von Mises 應力分佈圖，此取法乃考慮 0.5% 弧度時模型尚為彈性階段、1% 弧度時進入非彈性階段、2% 弧度之後達塑性階段。

圖 3.13 (a) 至 (d) 為模型 UW-A 之 von Mises 應力分佈圖。圖 3.13 (a) 顯示模型於層間變位角 0.5% 弧度時，應力集中於梁翼全滲透鉸道上兩側；至 4.0% 弧度時，於此處仍有高應力集中現象，最大應力值為 707 MPa，顯示模型 UW-A 於梁翼全滲透鉸道上兩側恐有破壞之虞。

圖 3.14 為模型 W10-L1A 之 von Mises 應力分佈。顯示模型於梁擴翼板圓弧段末端最先進入降伏；因圓弧段較為陡峭，所以至 4.0%

弧度時，於此處仍有應力集中現象（最大應力值為 581 MPa），且降伏區域由圓弧段末端遠離柱面擴展。顯示擴翼補強後，力量可較平順的由擴翼板傳遞至柱內，於梁翼全滲透銲道上兩側之應力有明顯的降低，更減低於此處發生脆性破壞的可能性。

圖 3.15 (a) 顯示模型 W08-L1 於梁翼全滲透銲道上兩側有較大的應力；4.0%弧度時，應力集中發生於梁擴翼板圓弧段末端，最大應力值為 563 MPa。顯示梁翼全滲透銲道上兩側仍有較高的應力，雖然較未擴翼補強模型 UW-A 低，但未如模型 W10-L1A 擴翼至與柱同寬，較為有效的降低此處之應力集中現象。

圖 3.16 顯示模型 W10-L2A 於層間變位角 0.5%弧度時，於梁翼全滲透銲道上兩側有較大的應力；至 4.0%弧度時，最大的應力發生於梁擴翼板圓弧段末端，其值為 513 MPa。顯示增加梁擴翼補強段長度，其圓弧段較模型 W10-L1A 平緩，降低應力集中於圓弧末端，且降伏區域亦遠離梁柱接面發展，減少於梁柱接頭發生破壞之可能性。

由三組擴翼補強模型之應力分佈圖可看出其降伏趨勢皆由圓弧末端開始向外發展，且其降伏範圍相差不大，惟模型 W10-L2A 降伏區域較遠離柱面拓展。

3.5.2 PEEQ 應變分佈

圖 3.17 至 3.20 分別為四組有限元素模型於層間變位角 0.5%、1.0%、2.0%及 4.0%弧度時之 PEEQ 應變分佈圖。

圖 3.17 (a) 至 (d) 為模型 UW-A 之 PEEQ 應變分佈圖。(a) 圖

表示模型於層間變位角 0.5%弧度時，於梁翼全滲透銲道上兩側即有較高的應變需求；至 4.0%弧度時，最大的塑性應變值仍集中於此，顯示此處的應變需求相當高，若考慮實際情況之熱影響區，很可能於梁翼緣發生脆性破壞。

圖 3.18 為 W10-L1A 之 PEEQ 應變分佈。顯示模型較高的塑性應變集中於擴翼板圓弧段末端；不同於模型 UW-A，其於梁翼全滲透銲道上之韌性應變需求明顯的降低，減低於此處破壞的可能性，並明確的表現出擴翼補強的主要目的。

圖 3.19 顯示模型 W08-L1A 於擴翼板圓弧段末端雖有較大的塑性應變，但其最大值仍發生於梁翼緣。相較於模型 W10-L1A，擴翼至柱全寬可降低於梁翼全滲透銲道上兩側之韌性應變需求。

由圖 3.20 可看出 W10-L2A 最大的 PEEQ 值發生於梁翼全滲透銲道上兩側，但其值為四組模型中最小。由於其擴翼板圓弧段較為平緩，而不同於模型 W10-L1A，較大的塑性變形集中於陡峭的圓弧段末端，致使模型 W10-L2A 之應變分佈較為均勻，降伏區域亦較大。

3.5.3 參數影響

以下分段討論各參數 W、L 與 α 之影響。

參數 W 之影響

圖 3.21、3.22 為擴翼式箱型柱梁柱接頭於層間變位角 0.5%及 4% 弧度時，沿梁翼全滲透銲道 (參考圖 3.5 中之 Line CJP) 之應力分佈及等效塑性應變指標，圖中 X 軸表示距梁翼中心線距離。

圖 3.21 顯示未擴翼補強模型在層間變位角 0.5% 弧度時梁翼全滲透銲道兩側有應力集中之現象，即此處之銲道最先進入降伏。隨著梁擴翼板寬度的增加，梁翼全滲透銲道兩側之最大應力有顯著的降低，模型 W10-L1A 兩側之應力較未擴翼模型下降約 44%，而模型 W08-L1A 卻僅降低 4%。

圖 3.22 顯示未補強模型在層間變位角 4% 弧度時梁翼全滲透銲道兩側有較大的塑性應變需求，表示在銲道兩側可能會發生開裂破壞；當梁擴翼板寬度增加為 W08 和 W10 時，銲道兩側的應變需求分別降低約 51% 及 89%。由於箱型柱其腹板位於柱的兩側，當梁擴翼板寬度等於柱翼板寬度時，力量可較為直接的由梁翼經全滲透銲道傳遞至柱內。故增加梁擴翼板的寬度，可有效的降低梁翼全滲透銲道兩側應力集中的趨勢及應變韌性的需求。

參數 L 之影響

圖 3.23、3.24 為擴翼式箱型柱梁柱接頭於層間變位角 0.5% 及 4% 弧度時，沿梁翼全滲透銲道之應力分佈及等效塑性應變指標。圖 3.23 顯示模型 W10-L2A 之兩側應力較模型 W10-L1A 提高約 27%，其原因是當擴翼補強長度 L 愈大，由彎矩梯度圖可知當擴翼圓弧末端首先形成塑性鉸時，在梁柱接面的彎矩需求會愈高，因此梁翼全滲透銲道兩側的應力分佈會跟著提升。

圖 3.24 顯示擴翼式模型之應變需求相對於未補強模型降低許多，且擴翼補強長度 L 的影響不大，W 採 1.0 (即梁擴翼寬度等於柱寬) 可有效改善梁翼全滲透銲接兩側之應力集中現象。

參數 α 之影響

參數 α 為擴翼補強後梁柱接面塑性彎矩容量 $M_{capacity}$ 與該處外力彎矩需求 M_{demand} 之比值，其主要由梁柱斷面性質、梁長度、擴翼寬度 b_{wf} 及擴翼補強長度 L 所控制。若固定一組梁柱斷面性質(H588×300×12×20、□550×550×27×27)及梁長度(3030 mm)，參數 α 即仰賴 $W(=b_{wf}/d_c)$ 與 L 所共同作用而得(請參考表 3.2)。

參數 α 可視為梁柱接面之補強量， α 愈高，代表梁柱接面愈安全； α 過低，表示可能在此處發生破壞。為探討參數 α 之影響，比較模型 W08-L1A 與 W085-L3A，其 α 值皆約為 1.28，以瞭解相同 α 值於不同擴翼尺寸對於梁柱接面之影響。

圖 3.25 顯示模型 W08-L1A 與 W085-L3A 於 4%弧度時之 von Mises 應力分佈比較圖。模型 W08-L1A 於圓弧段末端有較高的應力集中，而模型 W085-L3A 則因擴翼補強段長度較長，於梁柱接面的彎矩需求提升，使其於全滲透銲道兩側有較高的應力。圖 3.26 為兩模型沿梁翼全滲透銲道之 PEEQ index 比較圖，其分佈趨勢相當接近，最大值相差不到 3%，說明相同 α 值於不同擴翼尺寸對於梁柱接面有相當近似的應變需求。

參數 α 可謂梁柱接面之安全係數，相同的 α 值並不代表有著相同的力學行為，可能會有不同的韌性消能機制，但於梁柱接面有近似的應變需求。故需藉由有限元素分析及實尺寸試驗相互配合找出 α 的極限值，作為設計擴翼式梁柱接頭檢核之參考，以避免在梁柱接面之梁翼全滲透銲道兩側上發生脆性破壞。

3.6 結論

利用有限元素分析可瞭解各型式擴翼補強接頭之力學行為，並可作為試體規劃之參考依據，歸納之結論如下：

1. 增加梁擴翼補強的寬度，可有效的降低梁翼全滲透銲道兩側應力集中的趨勢及應變韌性的需求。
2. 增加梁擴翼補強段長度，其圓弧段會較為平緩，降低應力集中於圓弧末端，且應力均勻分散的往遠離柱面發展，減少於補強段末端發生破壞之可能性。
3. 參數 α 可視為梁柱接面之安全係數，其值愈高代表梁柱接面發生破壞的可能性愈低。需藉由分析與試驗相互配合找出 α 的極限值，作為設計擴翼式梁柱接頭檢核之參考。
4. 未擴翼補強模型有較高的應力集中於梁翼全滲透銲道兩側，推測極可能於此處發生破壞，故實尺寸試驗僅規劃三組擴翼補強型式試體。

表 3.1 有限元素分析模型編號

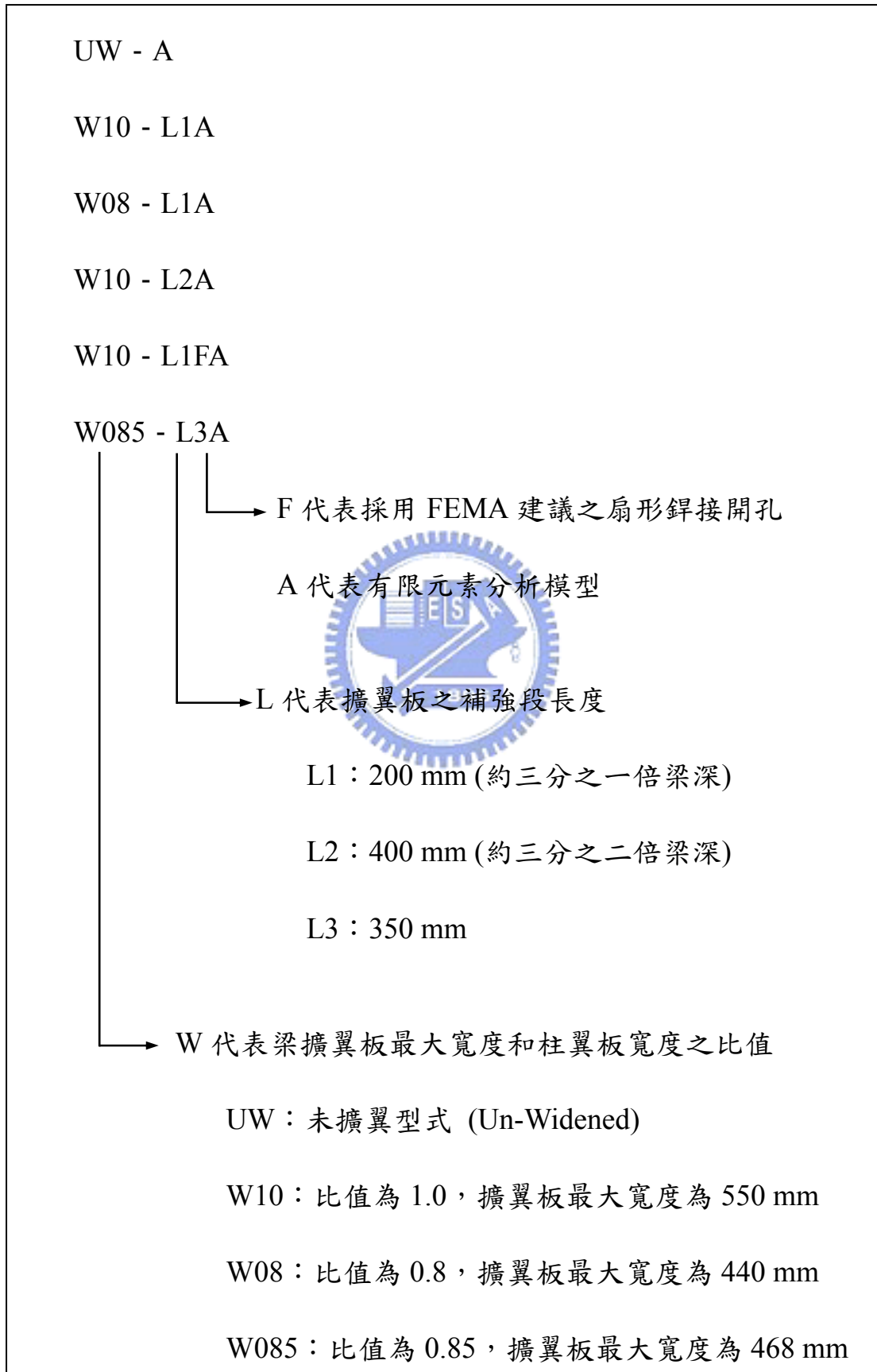


表 3.2 參數 α 值

Beam: H588×300×12×20 (3030 mm)								
Column: □550×550×27×27 (3000 mm)								
α		L						
		200	250	300	350	400	450	500
W	1.0	1.55	1.52	1.49	1.47	1.44	1.41	1.39
	0.95	1.48	1.46	1.43	1.40	1.38	1.35	1.32
	0.9	1.41	1.39	1.36	1.34	1.31	1.29	1.26
	0.85	1.35	1.32	1.30	1.28	1.25	1.23	1.20
	0.8	1.28	1.26	1.23	1.21	1.19	1.17	1.14
	0.75	1.21	1.19	1.17	1.15	1.13	1.10	1.08
	0.7	1.14	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.02

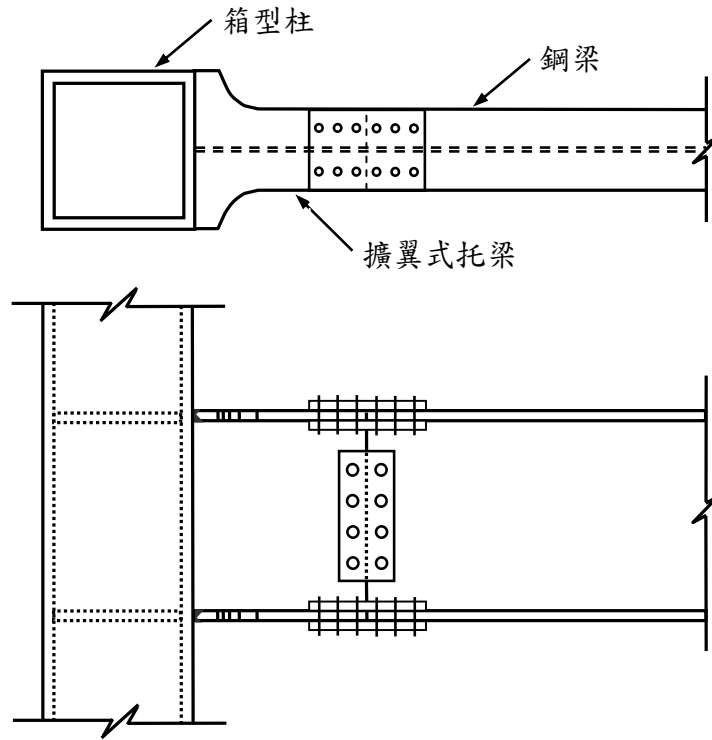


圖 3.1 擴翼式梁柱接頭示意圖

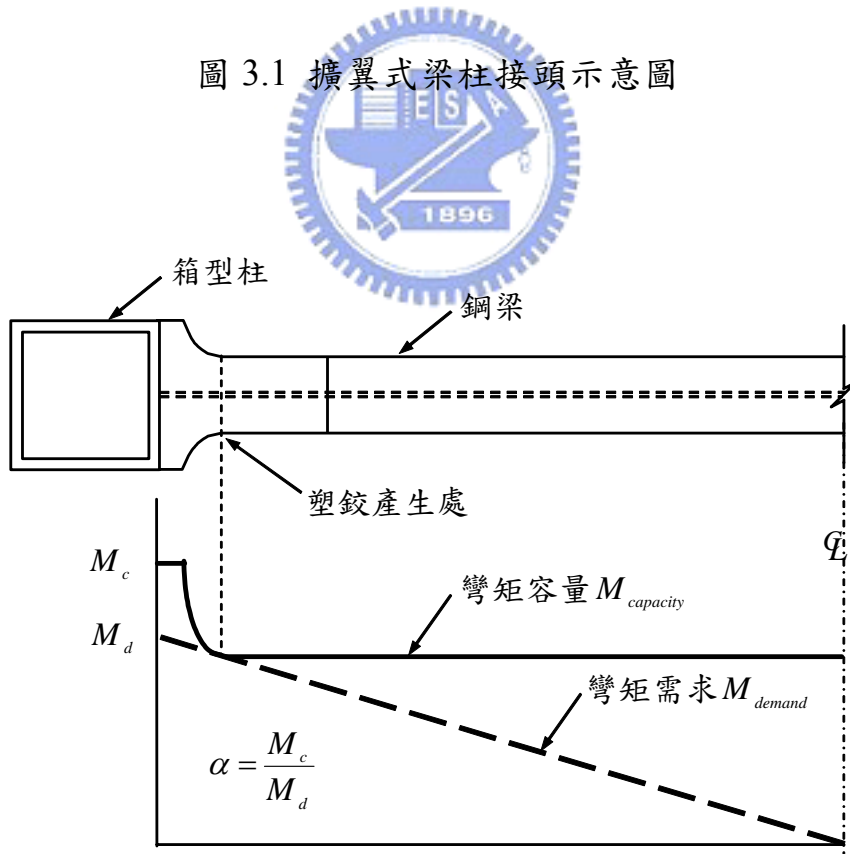


圖 3.2 擴翼式梁柱接頭之彎矩梯度圖

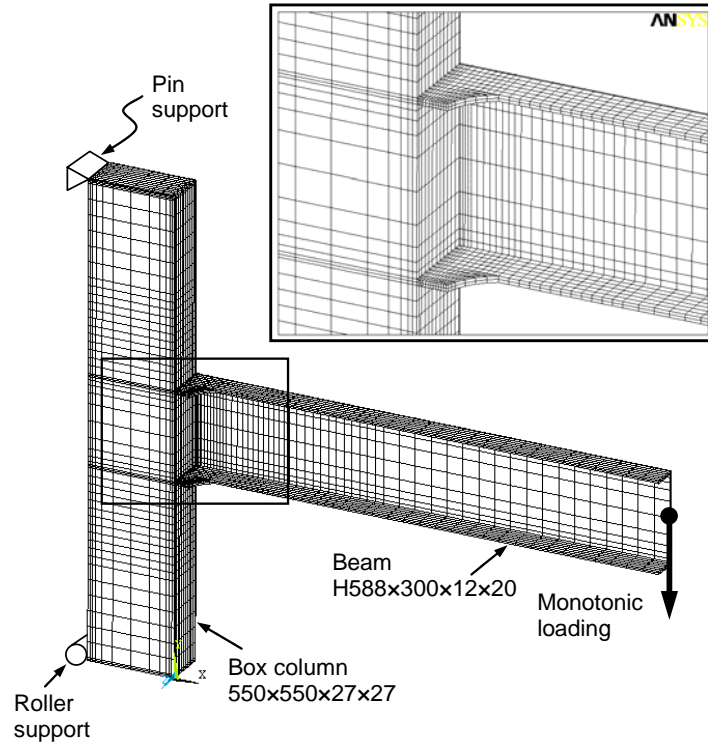


圖 3.3 三維有限元素分析模型

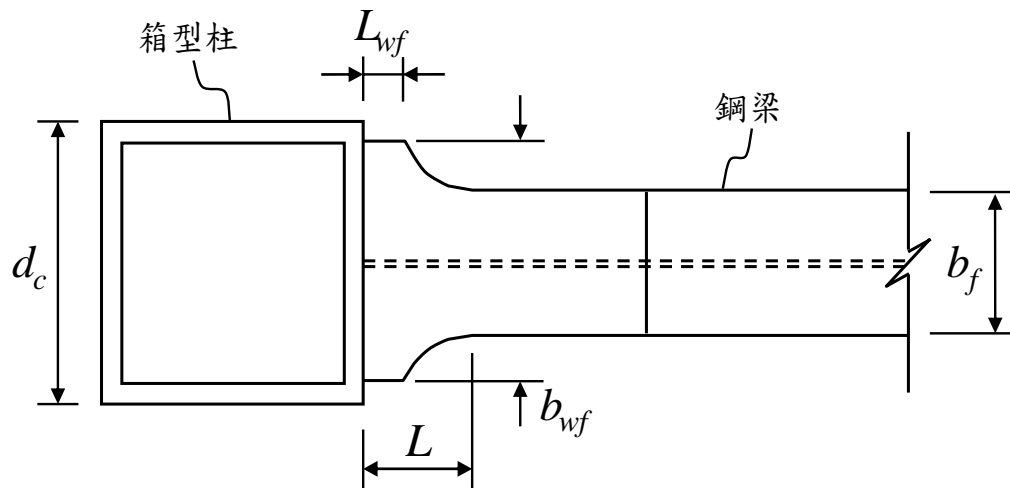


圖 3.4 擴翼式梁柱接頭示意圖

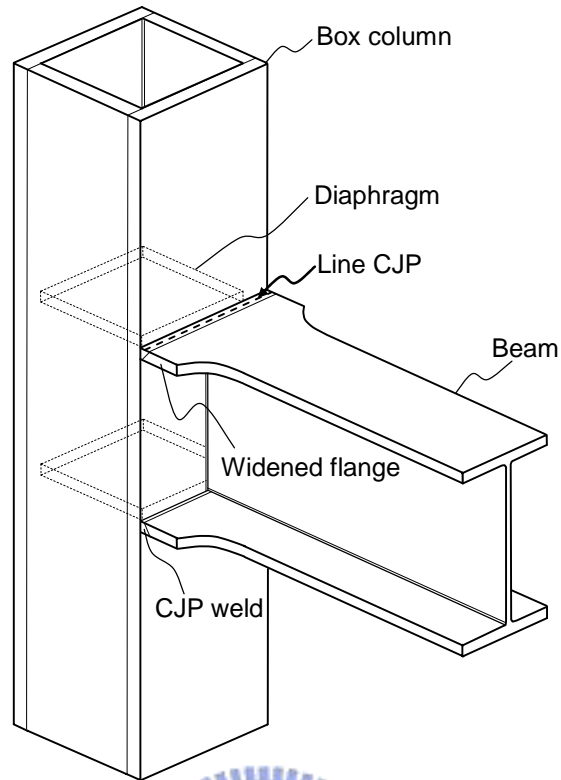


圖 3.5 分析模型比較位置圖

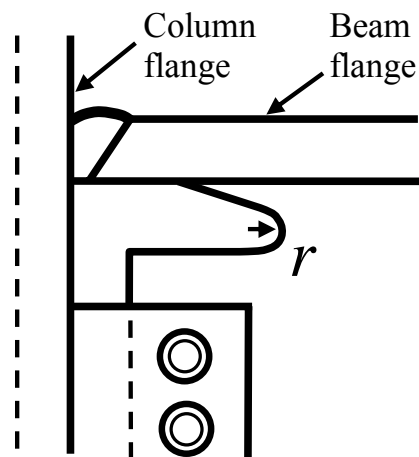


圖 3.6 FEMA-350 建議之扇形開孔型式

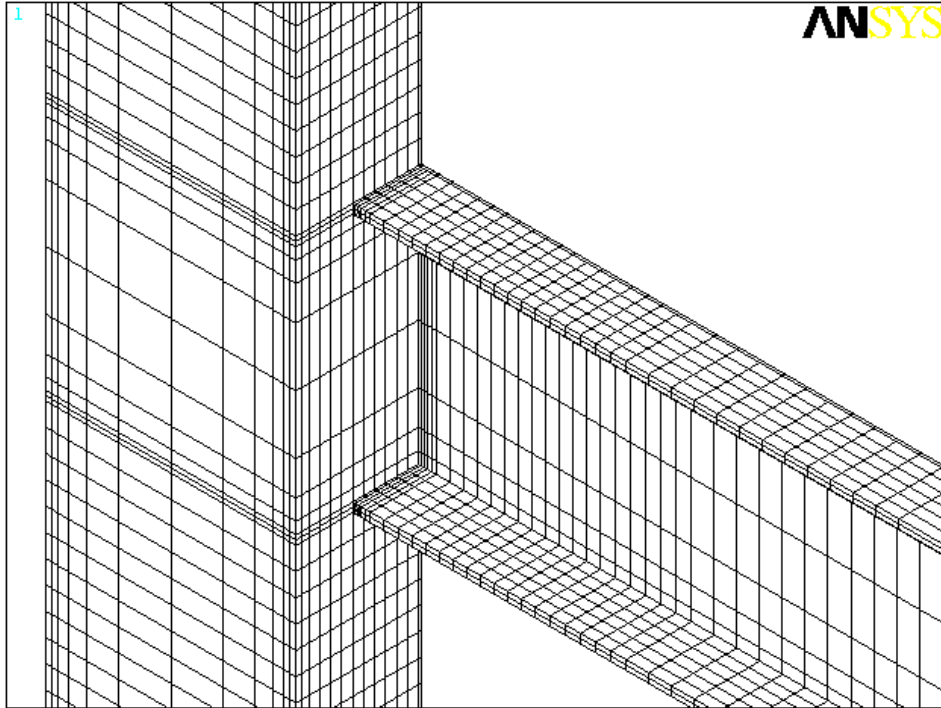


圖 3.7 模型 UW-A 之有限元素網格圖

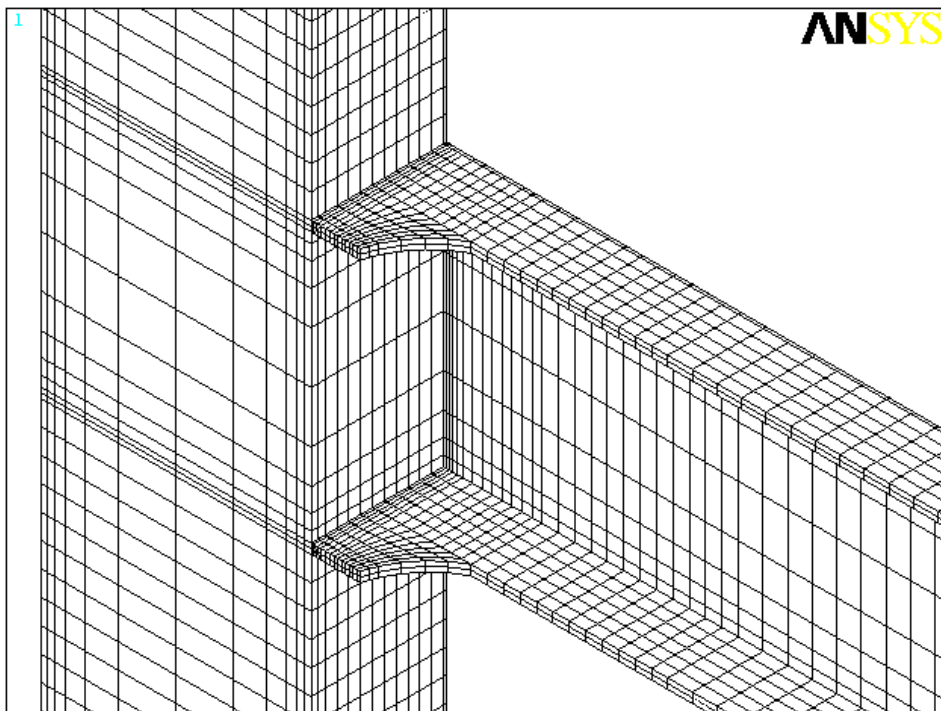


圖 3.8 模型 W10-L1A 之有限元素網格圖

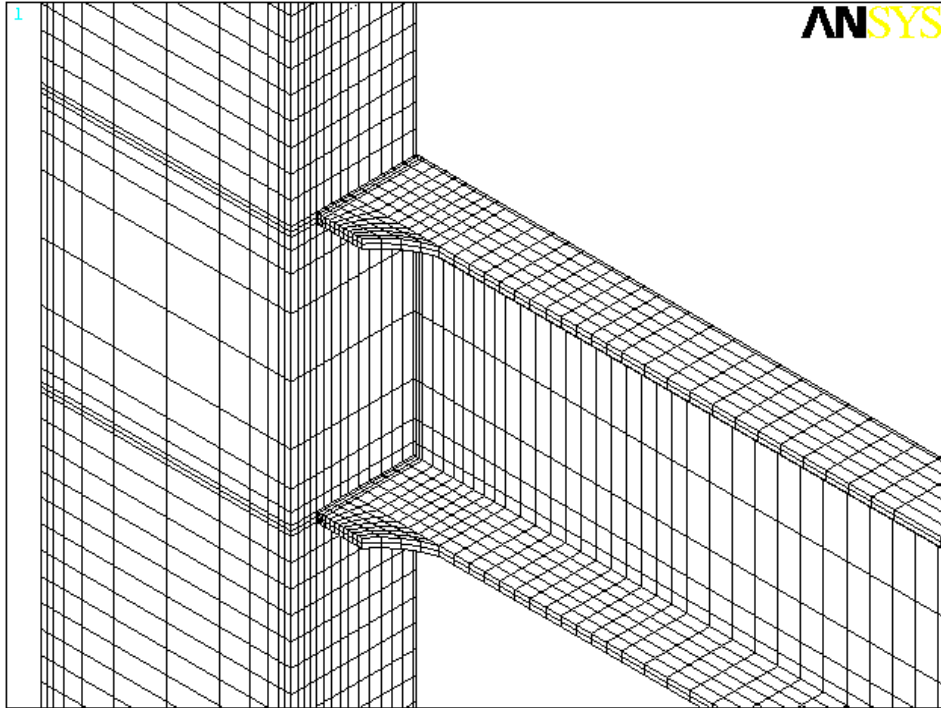


圖 3.9 模型 W08-L1A 之有限元素網格圖

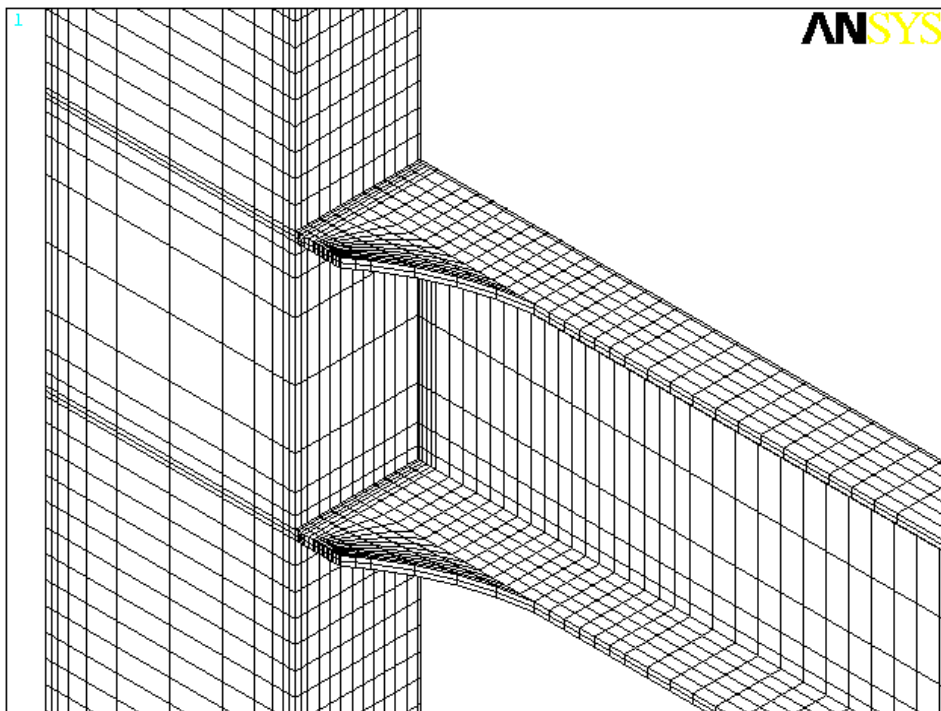
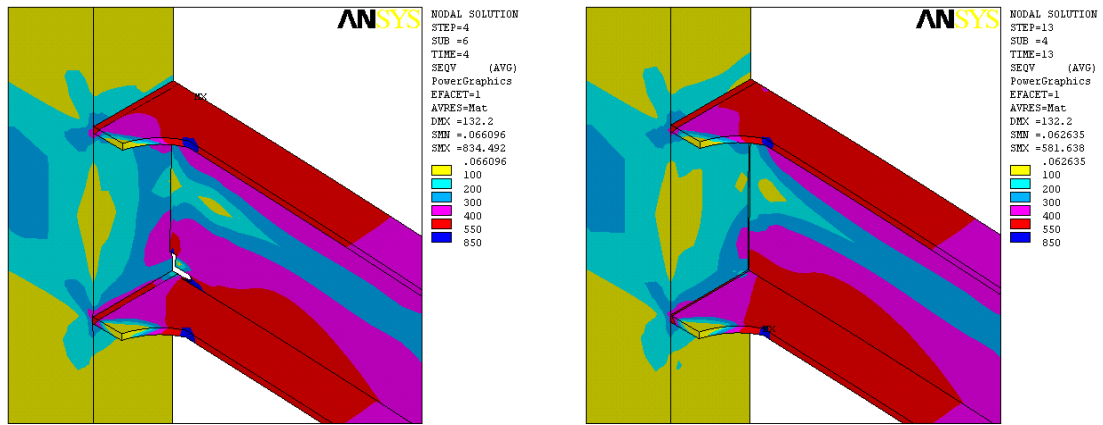


圖 3.10 模型 W10-L2A 之有限元素網格圖



(a) W10-L1FA (FEMA 扇形開孔) (b) W10-L1A (無扇形開孔)

圖 3.11 扇形開孔對擴翼式接頭之 von Mises 應力分佈比較 (4% drift)

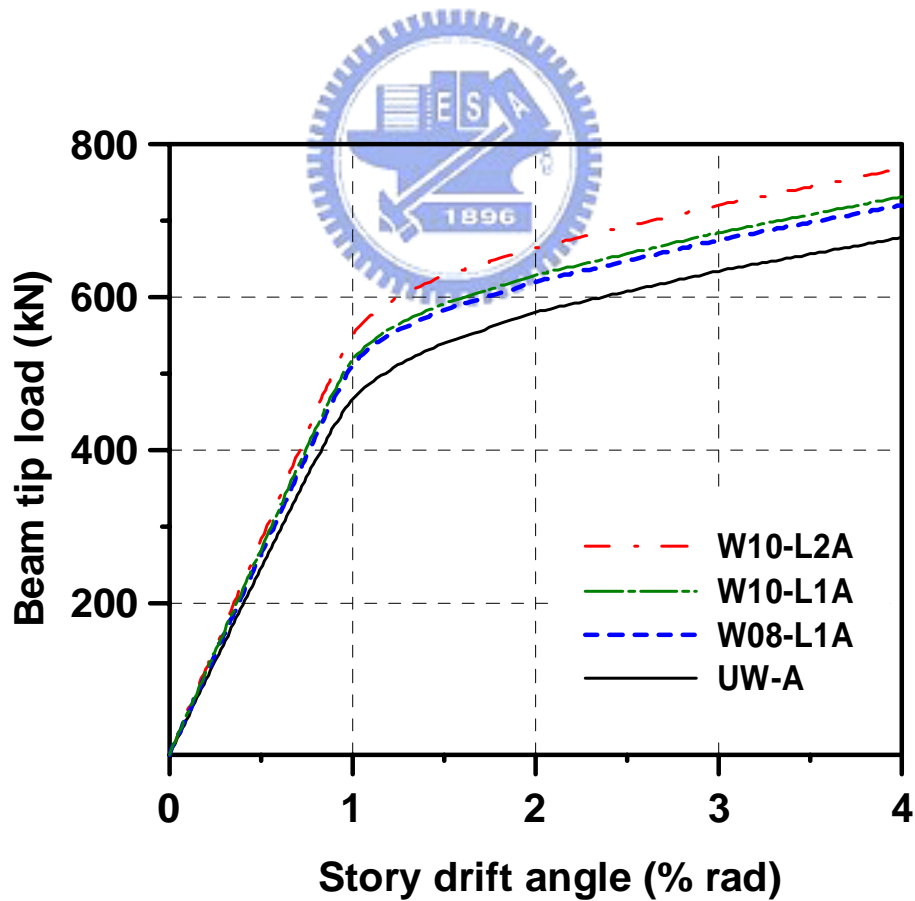
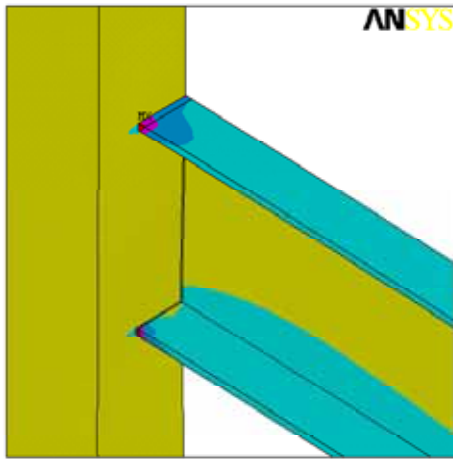
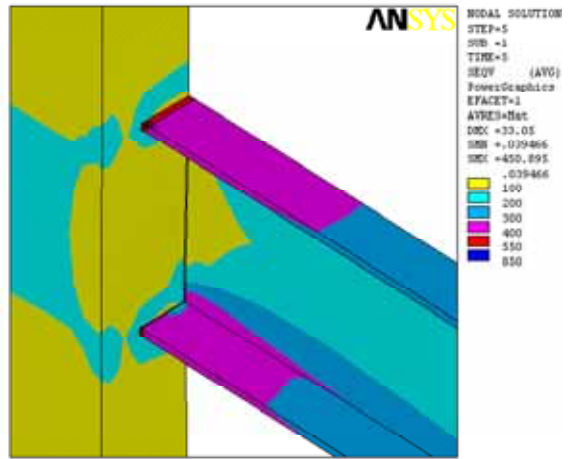


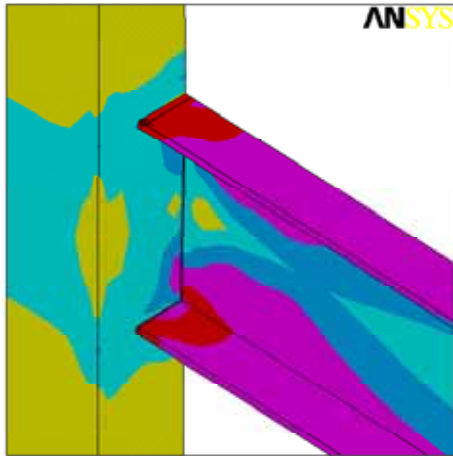
圖 3.12 分析模型之梁端載重與層間變位角關係圖



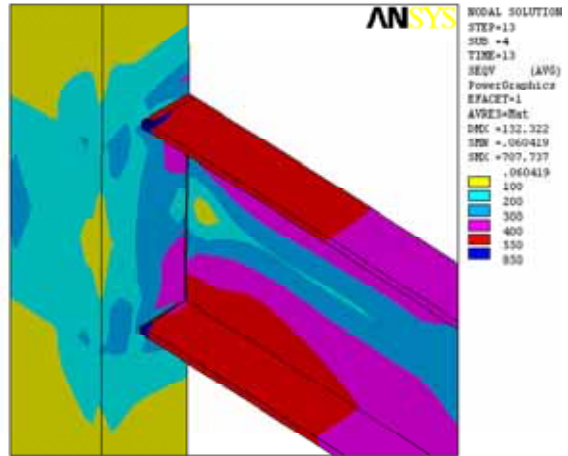
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

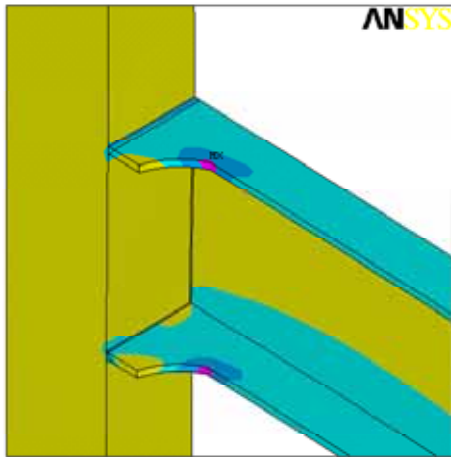


(c) 2.0% drift

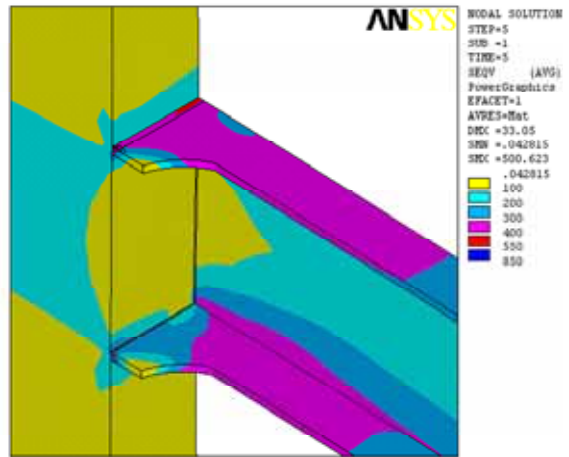


(d) 4.0% drift

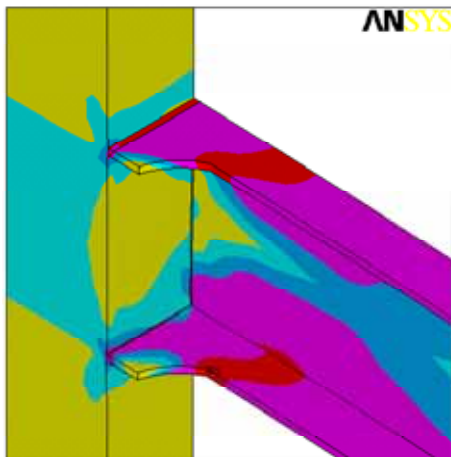
圖 3.13 模型 UW-A 之 von Mises 應力分佈圖



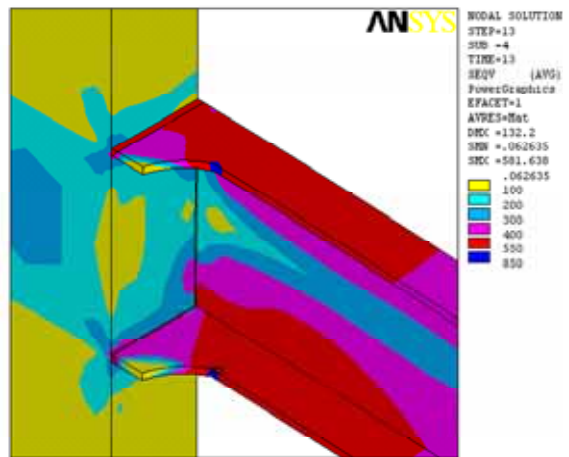
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

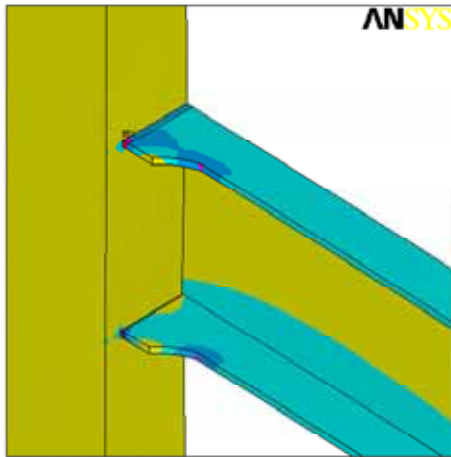


(c) 2.0% drift

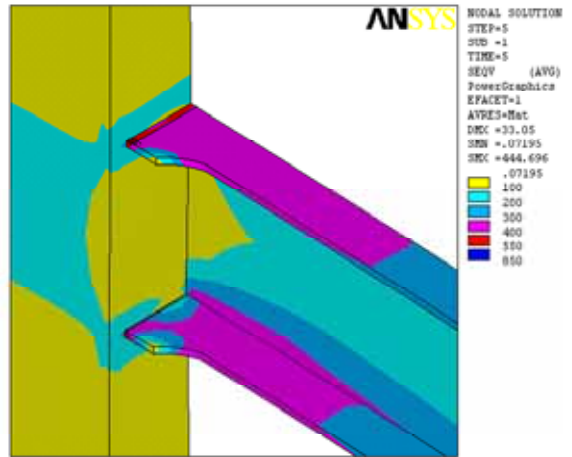


(d) 4.0% drift

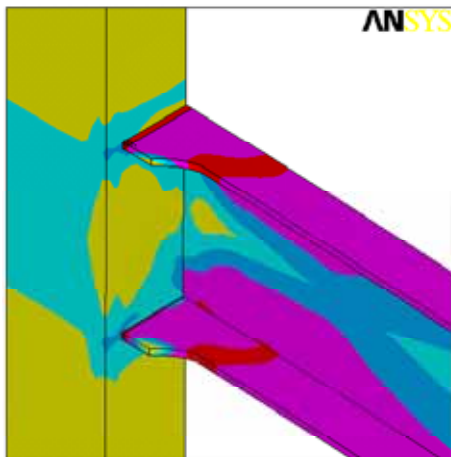
圖 3.14 模型 W10-L1A 之 von Mises 應力分佈圖



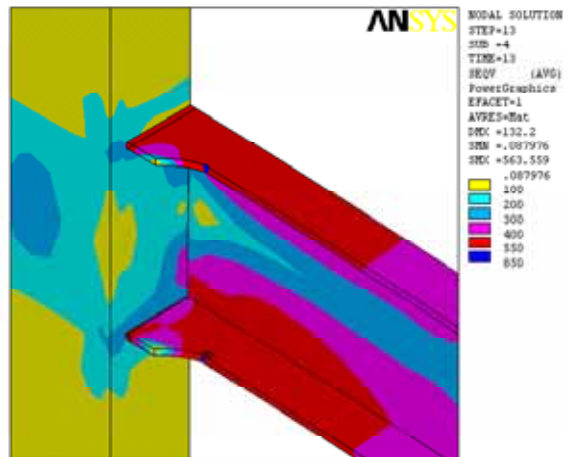
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

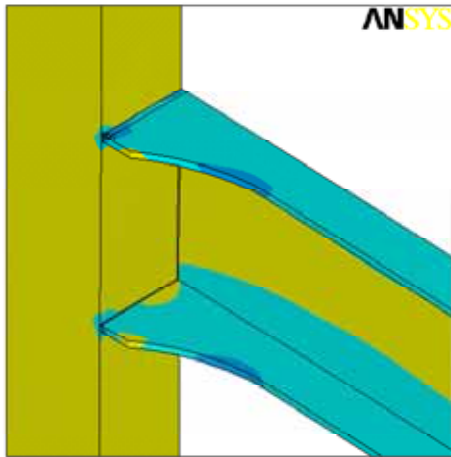


(c) 2.0% drift

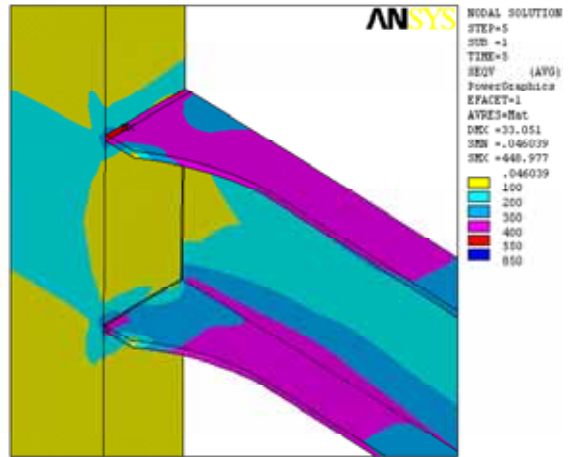


(d) 4.0% drift

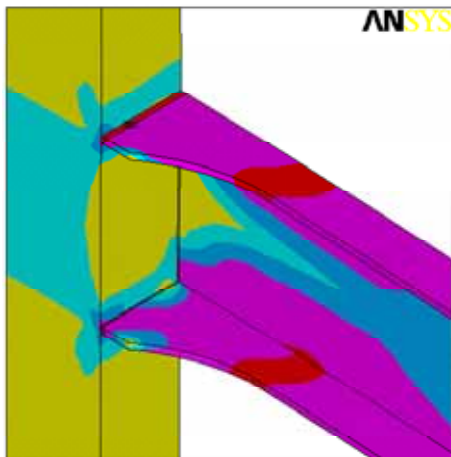
圖 3.15 模型 W08-L1A 之 von Mises 應力分佈圖



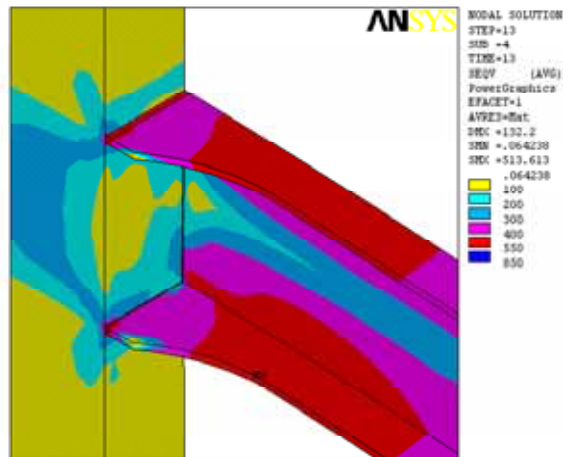
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

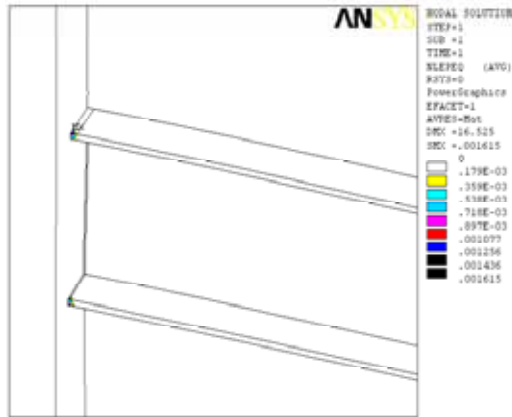


(c) 2.0% drift

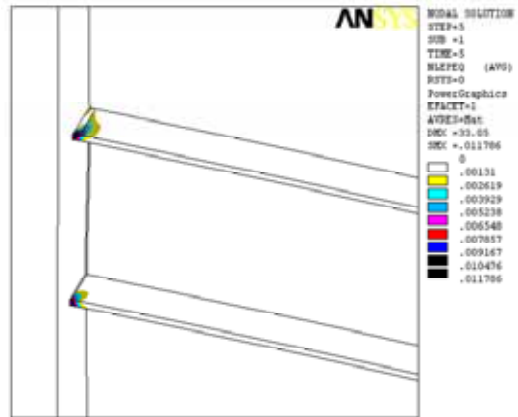


(d) 4.0% drift

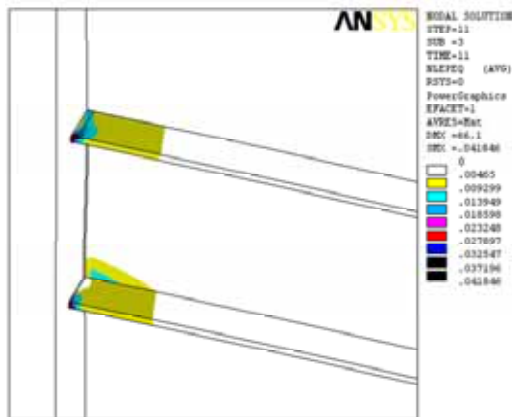
圖 3.16 模型 W10-L2A 之 von Mises 應力分佈圖



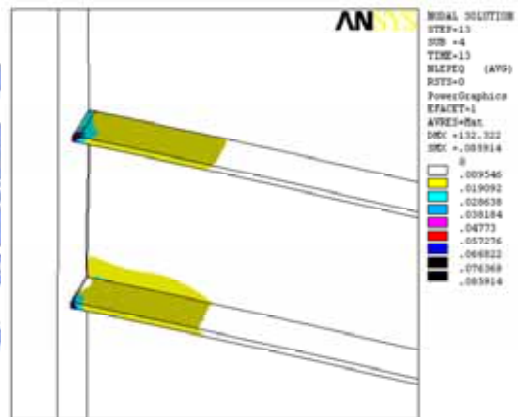
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

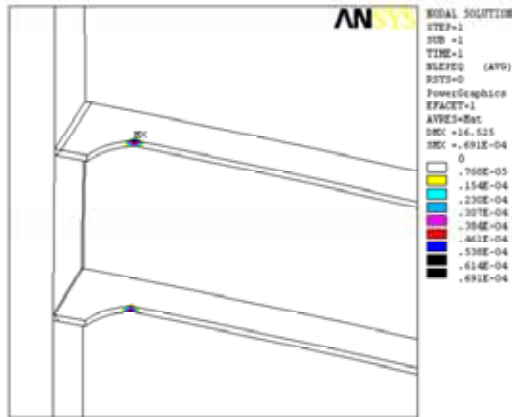


(c) 2.0% drift

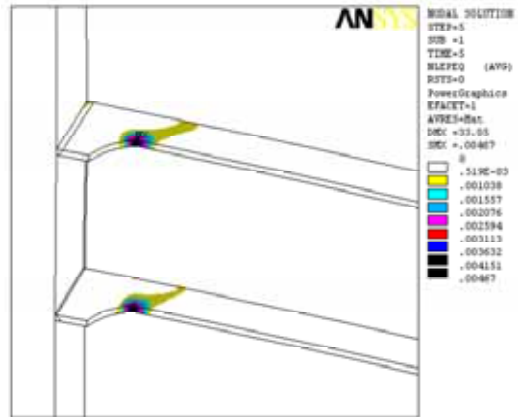


(d) 4.0% drift

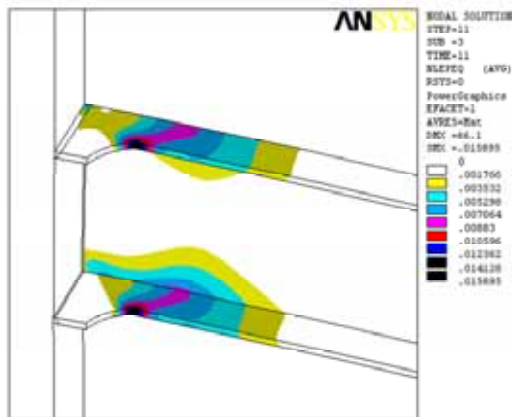
圖 3.17 模型 UW-A 之 PEEQ 應變分佈圖



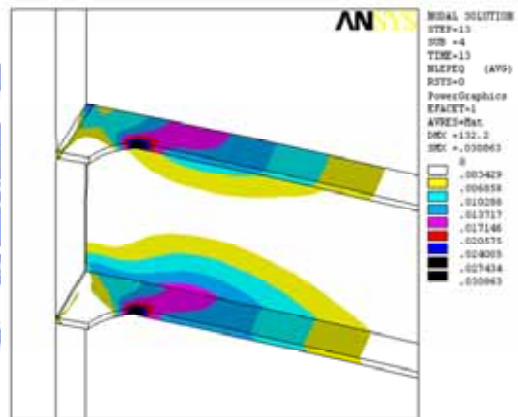
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

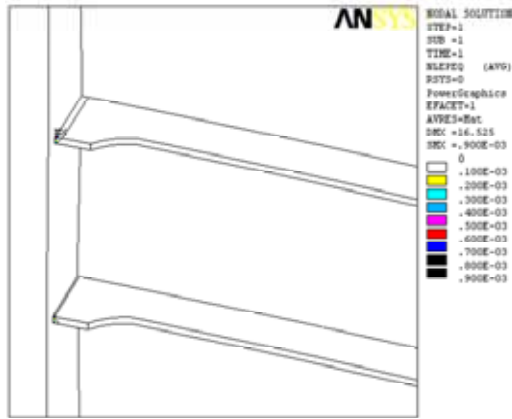


(c) 2.0% drift

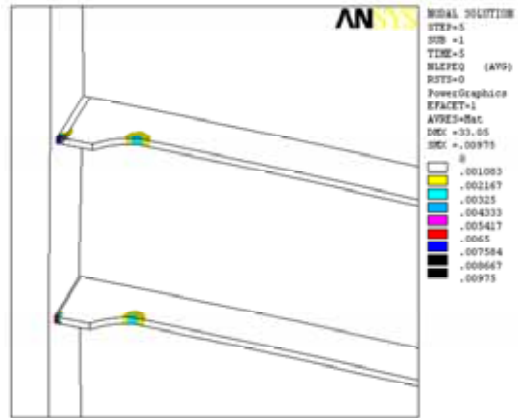


(d) 4.0% drift

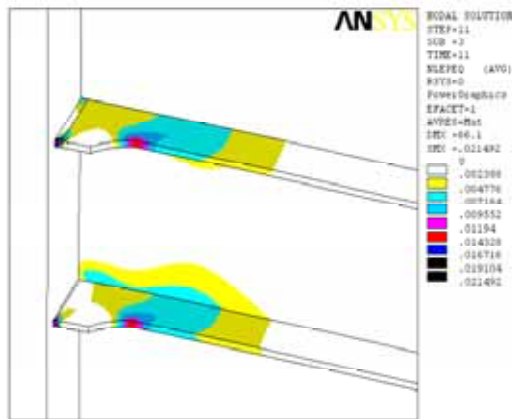
圖 3.18 模型 W10-L1A 之 PEEQ 應變分佈圖



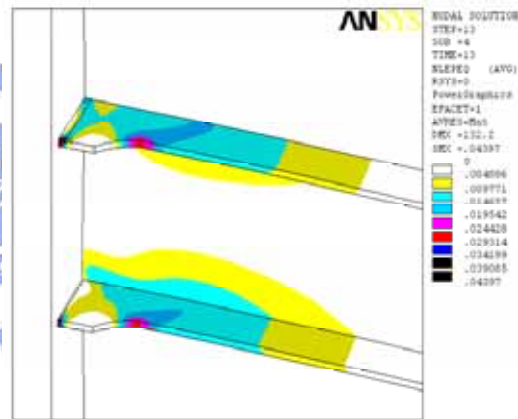
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift

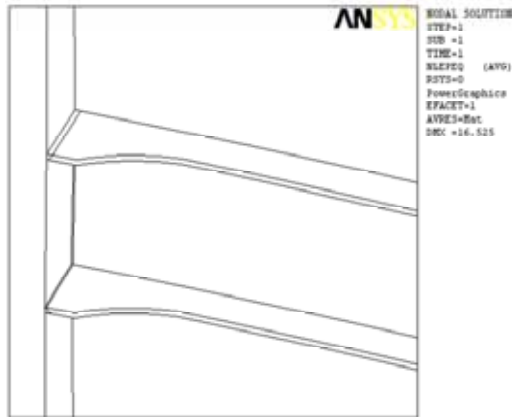


(c) 2.0% drift

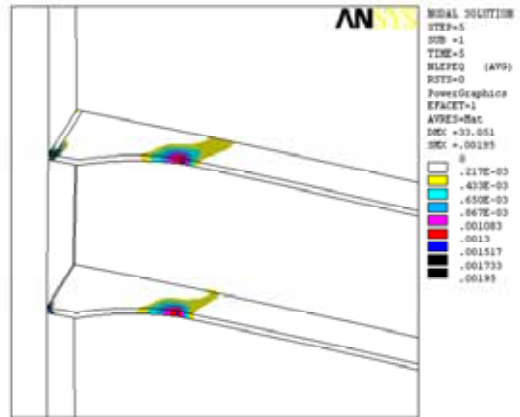


(d) 4.0% drift

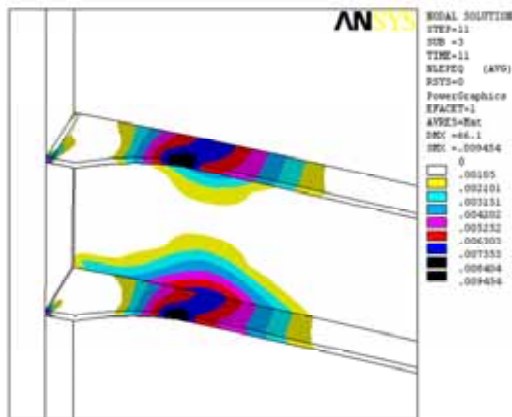
圖 3.19 模型 W08-L1A 之 PEEQ 應變分佈圖



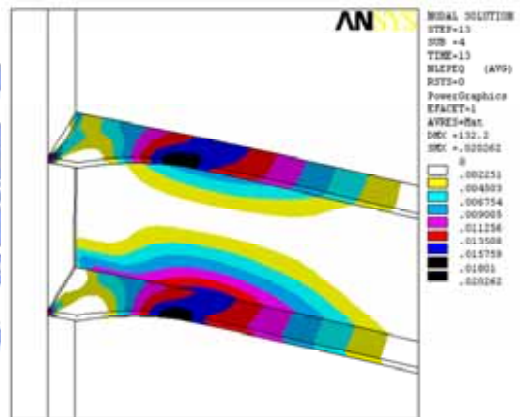
(a) 0.5% drift



(b) 1.0% drift



(c) 2.0% drift



(d) 4.0% drift

圖 3.20 模型 W10-L2A 之 PEEQ 應變分佈圖

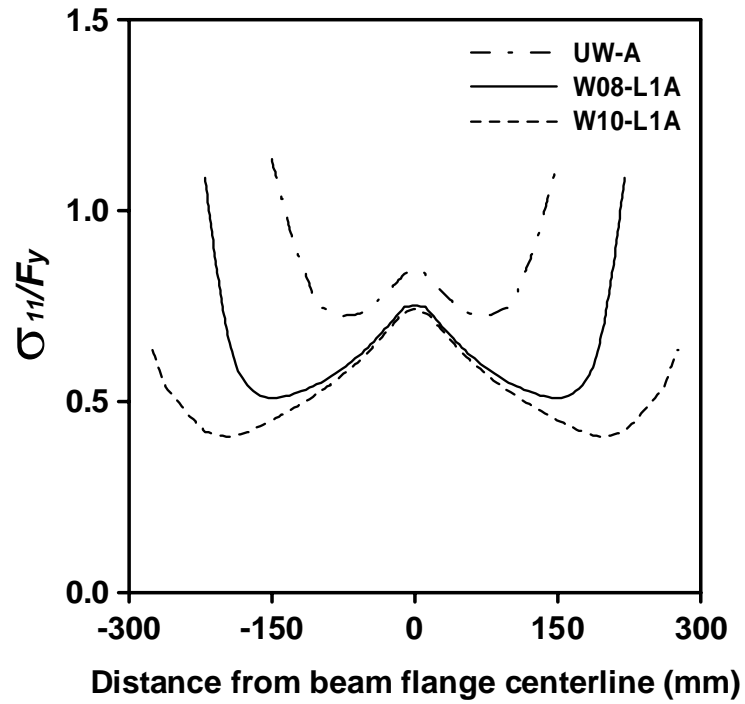


圖 3.21 UW-A、W08-L1A 及 W10-L1A 沿梁翼全滲透鐸道之應力比較

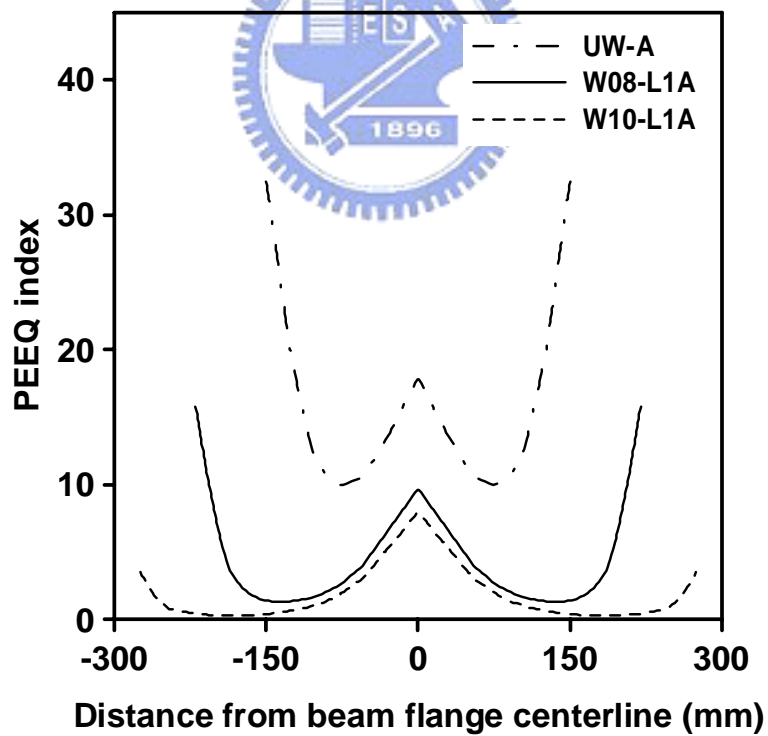


圖 3.22 UW-A、W08-L1A 及 W10-L1A 沿梁翼全滲透鐸道之 PEEQ

index 比較圖

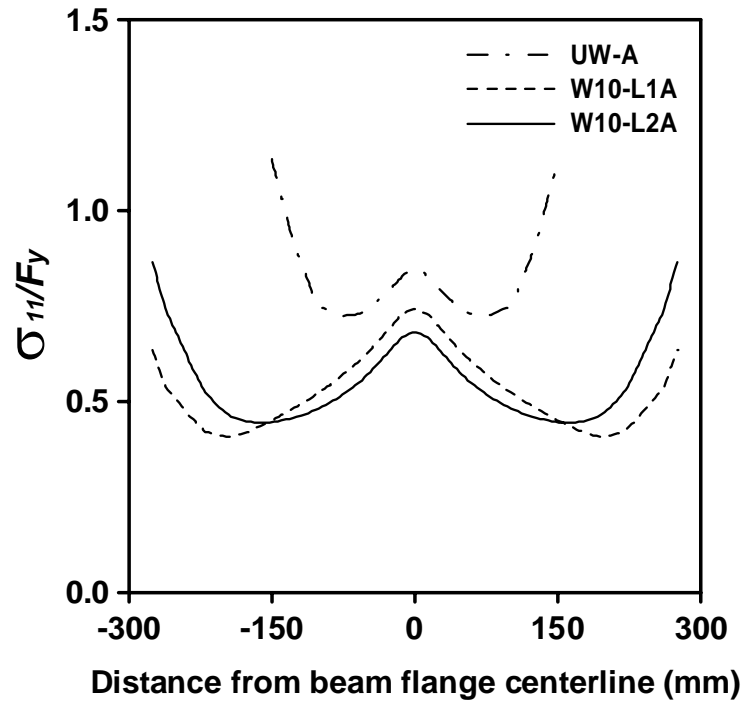


圖 3.23 UW-A、W10-L1A 及 W10-L2A 沿梁翼全滲透鐸道之應力比較

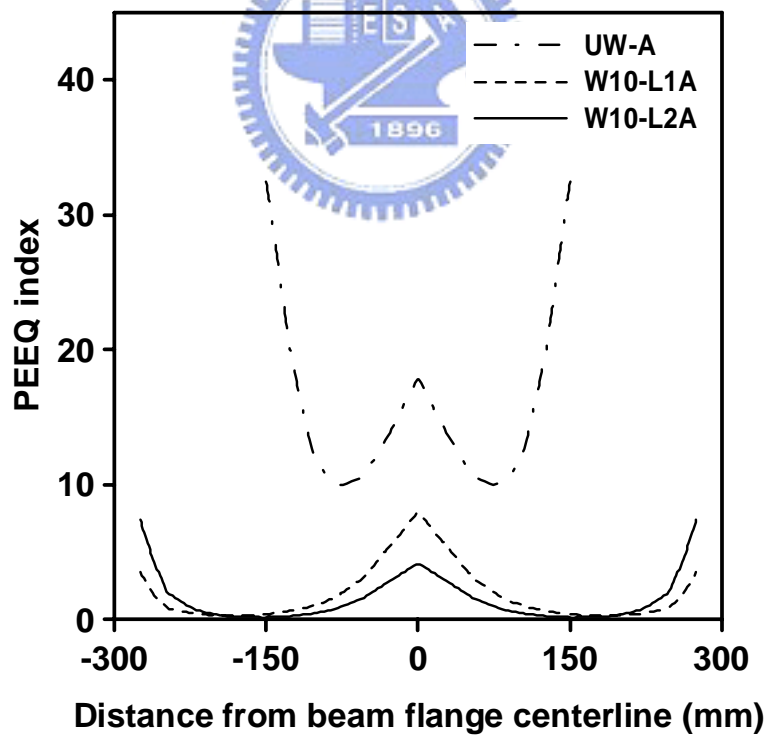
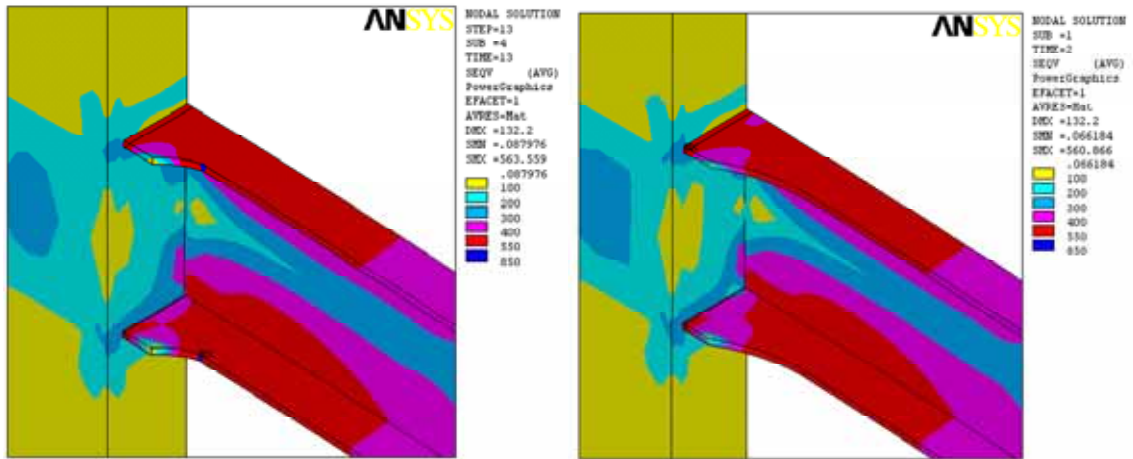


圖 3.24 UW-A、W10-L1A 及 W10-L2A 沿梁翼全滲透鐸道之 PEEQ

index 比較圖



(a) W08-L1A

(b) W085-L3A

圖 3.25 模型 W08-L1A 與 W085-L3A 之 von Mises 應力分佈比較 (4% drift)

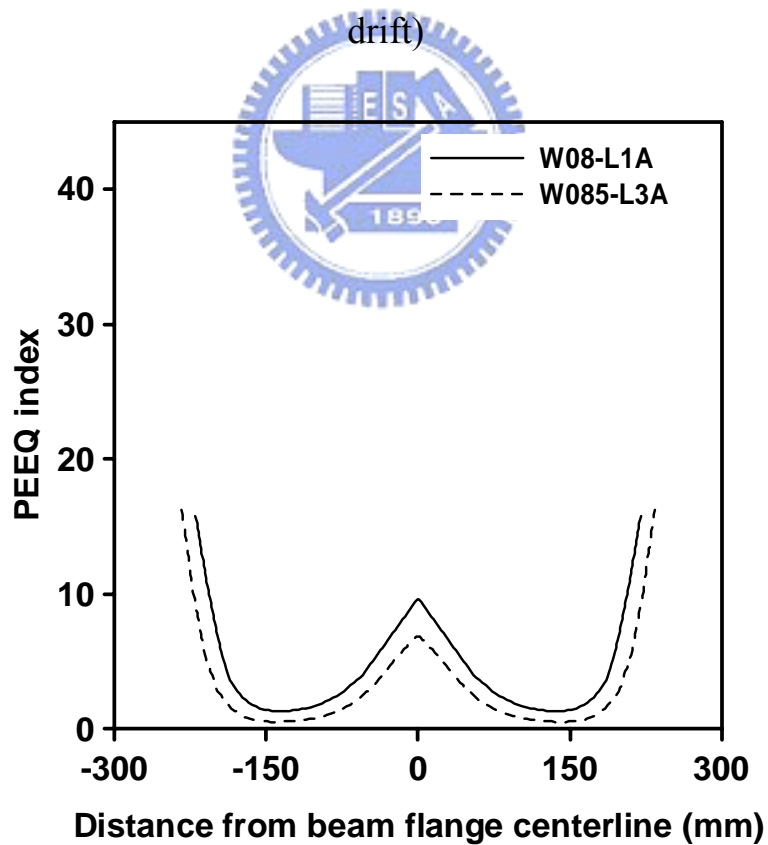


圖 3.26 W08-L1A 及 W085-L3A 沿梁翼全滲透銲道之 PEEQ index 比

較圖

第四章 實尺寸梁柱接頭試驗

4.1 引言

有限元素分析可瞭解各型式梁柱接頭之力學行為，但難以模擬銲接入熱量於鋼材之影響與複雜之細部之影響，且為避免尺寸效應之影響，將設計製作三組實尺寸試體進行試驗。此外，為使研究成果能於實際工程上應用，試體的設計將參考工程上常使用的斷面。試體的製作過程與施工程序也將遵照施工規範的規定，如銲接施工程序及超音波檢測等。試驗結果主要探討各試體之韌性能力、遲滯迴圈及破壞模式，從中瞭解各研究參數對試體行為之影響程度。

4.2 試體規劃與製作



試體規劃

本研究共規劃三組試體，如表 4.1 之試體規格所示，三組試體皆與有限元素分析模型有著相同的尺寸及幾何型式，其試體編號分別為 W10-L1、W08-L1 及 W10-L2，與分析模型相對映，以探尋參數研究之可信度。其中，W08 與 W10 代表梁擴翼板最大寬度分別為 440 mm 與 550 mm，L1 與 L2 代表擴翼板之圓弧段末端至柱面距離分別為 200 mm 與 400 mm。由有限分析可知 W10-L1A 於梁柱接面之安全係數 α 最高，為瞭解實際試體行為，故規劃試體 W10-L1。為比較不同擴翼板最大寬度於梁柱接面處之影響，故規劃試體 W08-L1，與 W10-L1 作比較；此外，欲比較不同擴翼補強長度對塑鉸產生位置及圓弧段末端之影響，故規劃試體 W10-L2，亦與 W10-L1 作比較。

試體製作

三組擴翼式梁柱接頭之試體皆採用 A572 Gr. 50 鋼材，其托梁部份皆採用同一鋼板（兩張厚為 12 與 20 mm 之鋼板）切削組合而成，長 1000 mm；續接梁之斷面為 H588×300×12×20，為長 2030 mm 之熱軋型鋼；柱之斷面則為□550×550×27×27 之箱型組合斷面，柱支承點間長度為 3000 mm，其組合銲接細節見圖 4.1。鋼材之拉伸試驗強度如表 4.2 所示。

由於托梁之組裝可先於工廠進行，故其梁翼全滲透銲接之施工方式較不易受限於梁柱接合之相對位置影響，因此本研究採用無需扇形開孔之雙邊開槽全滲透銲接方式（如圖 4.2 所示）以避免梁腹扇形開孔處之破壞。擴翼式托梁採組合金鋼，托梁翼板於全滲透銲道處採雙邊不對稱之開槽方式，翼板內側開槽較大，先於內側銲接完成後，再於翼板外側背鎊，最後將外側銲接補上，即完成托梁翼板與柱翼板之銲接接合。圖 4.3 至 4.5 為三組擴翼式梁柱接頭之接合細節。本研究為避免鋼梁續接處影響塑鉸之形成，故鋼梁續接處之梁翼板採雙開槽全滲透銲接之方式，梁腹板使用剪力板以填角銲連接之。

4.3 試驗裝置與程序

試驗裝置

依據 AISC (2002) 耐震規範規定，梁柱子結構試驗應盡可能地接近實際結構受地震力作用時之情形，且子結構之試驗應包含以下幾個要點：

1. 子結構試驗最少須包含一根柱，可單邊或雙邊接梁；
2. 子結構試驗之反曲點應與實際結構受地震力作用時預期發生反曲點之位置近似；
3. 子結構試驗之側向支撐可設置於接近載重作用處或反力點位置，以提供子結構之側向穩定。除非實際結構將採用額外的側撐，否則類似的側撐不允許使用於子結構試驗中。

本研究之梁柱子結構實尺寸試驗設置如圖 4.6 及照片 4.1 所示。梁柱試體之配置為模擬邊柱接一懸臂梁，構架之邊界條件乃模擬抗彎構架受地震側力作用之情形，故梁取全跨之半而柱取相鄰兩樓層柱高之半，即構架之理論反曲點之位置。為避免試體發生平面外變形，於適當位置設置兩組側撐系統。

為量測梁、柱及梁柱腹板交會區之變位，各測量儀器之架設位置如圖 4.7 及照片 4.2 所示。於柱之上下連續板中央位置裝設兩個測微計 (Dial-Gage)，用以量測該側柱之旋轉變形；梁柱交會區亦裝設兩個測微計 (π -Gage)，以量測交會區之變形。此外，為瞭解試體受力時之局部行為，於梁上翼板與梁腹板上黏貼單軸向應變計，各試體黏貼位置如圖 4.8 至 4.10 所示。

試驗程序

試體以油壓致動器於梁自由端施加位移控制之反覆荷載，位移歷程如圖 4.11；此乃參考 AISC (2002) 所規定，以層間變位角為設計位移歷程之依據，層間變位角即為梁端變位除以梁端至柱中心之距離。試體之位移歷程為層間變位角 0.375%、0.5%、0.75% 弧度下依序加載六個迴圈，接著 1% 加載四個迴圈，而 1.5%、2%、3%、4% 弧度則為

兩個迴圈，往後的增量為每增加 1%弧度施載兩個迴圈，至油壓致動器之行程限制或試體破壞為止。試體的每 1%弧度層間變位角對應的梁端位移為 33.05 mm。

4.4 試驗結果與討論

4.4.1 試體行為

試體 W10-L1

試體 W10-L1 為擴翼補強型式之梁柱接頭，其擴翼板最大寬度與箱型柱同寬 (即 550 mm)，擴翼補強段長 200 mm。觀察試體於 0.375% 弧度及 0.5% 弧度之層間變位角位移下皆保持線彈性行為，未發現明顯的變化 (請參照圖 4.12 (a) 之載重-位移曲線)。進入 0.75% 弧度後，於擴翼板圓弧段末端處呈現微量石灰脫落 (如照片 4.3 所示)，表示此處已開始進入降伏狀態。完成 1% 弧度時，擴翼板圓弧段末端之石灰有向外延伸剝落之趨勢 (照片 4.4)，同時觀察梁翼全滲透鐸道兩側尚無石灰剝落情況發生。

層間變位角進入 1.5% 弧度後載重-位移曲線開始彎折，即進入塑性變形階段。完成 1.5% 弧度時，擴翼板圓弧段末端之表面石灰明顯呈現放射狀剝落，其發展方向由擴翼板圓弧段末端兩側向擴翼板中心線放射擴張。未擴翼補強段之梁翼上亦出現平行於梁寬方向之石灰剝落紋路，此位置對應至梁腹兩側開始出現石灰斑紋，梁腹近梁翼全滲透鐸道處亦有斜向石灰剝落產生 (如照片 4.5 所示)。行程進行至 2% 弧度時，擴翼板末端逐漸往遠離柱面擴展呈現區域性的石灰脫落，且

梁腹板持續增加斜向石灰剝落 (照片 4.6)。

反覆加載至 3%弧度時，梁腹板石灰剝落有從兩側向中心延伸的趨勢，且梁上翼板與下翼板皆有輕微局部挫屈的現象發生 (參考照片 4.7)。行程進入 4%弧度第一迴圈正方向時，梁上翼板尚無明顯局部挫屈發生，此時正向之最大載重為+709 kN。行進至負方向時，梁下翼板首先發生明顯的局部挫屈，此時負向之最大載重為-690 kN。隨後進入第二迴圈正方向時，梁上翼板亦發生明顯的局部挫屈，且梁腹板大量石灰剝落從兩側向中心貫穿，表示此處已發生全斷面降伏，塑鉸機制於梁腹距離柱面約 300 mm 處產生 (照片 4.8)。

位移行程走到 5%弧度時，梁翼局部挫屈情形更為嚴重，且於下擴翼板圓弧段末端左側發現一小裂痕 (如照片 4.9 所示)。順利完成此兩迴圈後，觀察此裂痕並未有擴展的趨勢，於梁翼全滲透鐸道上亦無發現裂縫，顯示此種擴翼補強型式可以有效的降低於全滲透鐸道上的韌性需求。試驗結束後，量其挫屈範圍約為距離柱面 200 mm 至 700 mm (參見照片 4.10)。

試體 W08-L1

試體 W08-L1 之擴翼板最大寬度為箱型柱柱寬之 0.8 倍 (即 440 mm)，擴翼補強段長 200 mm。圖 4.13 (a) 為試體 W08-L1 之載重-位移曲線，觀察試體至層間變位角 0.5%弧度之位移仍保持線彈性行為，完成 0.75%弧度時，尚未發現有石灰剝落現象。行程進入 1%弧度後，於擴翼板圓弧段末端處呈現初始微量石灰剝落，表示此處最先進入降伏狀態 (如照片 4.11 所示)。

位移行程行進至 1.5%弧度時，擴翼板圓弧段處之石灰有向外延

伸剝落之趨勢，其發展方向由擴翼板圓弧段末端兩側向擴翼板中心線延伸；未擴翼補強段之梁翼上出現平行於梁寬方向之剝落紋路，此位置對應至梁腹兩側開始出現斜向石灰脫落斑紋，且梁腹近梁翼全滲透鐸道處亦發現斜向斑紋，亦觀察到於梁翼全滲透鐸道上兩側有些微的石灰掉落 (參考照片 4.12)。

行程進入 2%弧度時，石灰剝落之範圍逐漸從擴翼板末端往遠離柱面擴展呈現區域性的石灰脫落，且梁腹板持續增加斜向石灰剝落 (如照片 4.13 所示)。繼續進行至 3%弧度時，梁翼板已大範圍的石灰掉落，梁腹板石灰剝落由兩側向中心延伸 (照片 4.14)。

位移持續增至 4%弧度第一迴圈正方向時，梁上翼板首先發生輕微局部挫屈，此時正向之最大載重為+722 kN；完成負方向後，梁下翼板亦有輕微的局部挫屈發生，負向之最大載重為-724 kN。隨後完成第二迴圈時，梁上翼板及下翼板相繼發生明顯的局部挫屈，且梁腹板大量石灰剝落從兩側向中心貫穿，顯示此處已全斷面降伏，塑鉸機制形成於梁腹距離柱面約 200 mm 處 (如照片 4.15)。

反覆加載到 5%弧度時，梁翼局部挫屈情形更加嚴重 (參見照片 4.16)，但由載重-位移曲線發現其最大載重僅些微降低，顯示已趨於穩定消能狀態。順利完成 5.7%弧度，梁翼依舊呈現嚴重局部挫屈 (照片 4.17)，試體藉由上、下梁翼板反覆挫屈以持續穩定的消散能量，然而因實驗設備之行程限制，於是終止實驗。試驗結束後，量其挫屈範圍約為距離柱面 100 mm 至 550 mm (如照片 4.18 所示)。

試體 W10-L2

試體 W10-L2 之擴翼板最大寬度與箱型柱同寬，且擴翼補強段長度為 400 mm。觀察試體於 0.75% 弧度前皆保持線彈性行為（請參照圖 4.14 (a) 之載重-位移曲線）。行進至 1% 弧度時，於擴翼板圓弧段處呈現初始微量石灰脫落，表示此處最先進入降伏狀態（如照片 4.19 所示）。由於此試體之擴翼補強段較試體 W10-L1 長，其擴翼板圓弧段處之彎曲程度較為平緩，石灰剝落以均勻分散於圓弧段處的方式呈現，而不同 W10-L1 於擴翼板圓弧段末端呈現放射狀。

位移持續增至 1.5% 弧度後，即進入塑性變形階段。完成 1.5% 弧度時，擴翼板圓弧段處之石灰有向外延伸剝落之趨勢，其發展方向由擴翼板圓弧段末端兩側向擴翼板中心線延伸。未擴翼補強段之梁翼上亦出現平行於梁寬方向之石灰剝落紋路，此位置對應至梁腹兩側開始出現斜向斑紋，且梁腹近梁翼全滲透鐸道處亦發現斜向脫落斑紋（照片 4.20）。行程進入 2% 弧度時，石灰剝落之範圍逐漸從擴翼板末端往遠離柱面擴展呈現區域性的石灰脫落，且梁腹板持續增加斜向石灰剝落（照片 4.21）。

持續加載至 3% 弧度時，梁翼板已大範圍的石灰脫落，梁腹板石灰剝落由兩側向中心延伸（參考照片 4.22）。進入 4% 弧度第一迴圈正方向時，接近梁翼全滲透鐸道之梁翼板發現斜向石灰剝落，且梁上翼板有輕微局部挫屈的現象產生，此時正向之最大載重為 +747 kN；完成負方向後，梁下翼板亦有輕微的局部挫屈發生，負向之最大載重為 -734 kN。隨後完成第二迴圈後，梁上翼板及下翼板相繼發生明顯的局部挫屈，且梁腹板大量石灰剝落從兩側向中心貫穿，表示此處已發生全斷面降伏，塑鉸形成於梁腹距離柱面約 400 mm 處（照片 4.23）。

行程走完 5%弧度，梁翼與梁腹局部挫屈情形更為嚴重（參見照片 4.24），但由載重-位移曲線發現其最大載重僅些微遞減，表示已趨於穩定消能狀態。順利完成 5.8%弧度後，梁翼仍然呈現嚴重局部挫屈（照片 4.25），試體亦藉由反覆挫屈持續穩定的消能，然因實驗設備之行程限制，於是終止實驗。於試驗結束後，量其挫屈範圍約為距離柱面 100 mm 至 800 mm（如照片 4.26 所示）。

4.4.2 試體破壞模式

三組擴翼式試體之行為極為相似，初始的降伏位置皆發生於擴翼板圓弧段末端；至層間變位角 3%弧度時，擴翼板圓弧段及相鄰腹板區域皆大範圍的石灰剝落；於 4%弧度時，擴翼板補強末端發生明顯的局部挫屈；至 5%弧度其局部挫屈更為嚴重。試體 W10-L1 至試驗最終於下擴翼板圓弧段末端左側發現一小裂痕，由於此圓弧漸縮段較為陡峭，致使圓弧段末端有較高的應力集中現象；而試體 W08-L1 與 W10-L2 皆進行至實驗設備之限制，最終皆呈現嚴重局部挫屈，因挫屈導致最終之強度降低約為極限強度的 66%，且無發現裂縫產生。三組試體最終之破壞模式簡列於表 4.3。

4.4.3 韌性能力

國內規範（內政部營建署 1999）中所採用的標準是以塑性轉角的大小來判斷梁柱接頭之韌性能力，並規定韌性抗彎構架之梁柱接頭塑性轉角 θ_p 應以下述三規定之一決定之：

1. 3%弧度；
2. 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上 0.005 弧度；
3. $\theta_p = 1.1(R - 1.0)\theta_E$

其中： R = 結構系統韌性容量

θ_E = 在設計地震力 E 作用下之最大層間變位角。

AISC (2002) 對特殊抗彎構架梁柱接頭之韌性要求為：測試試體需達層間變位角 4%弧度，且於柱面之彎矩強度必須大於 80%之標稱彎矩強度。

本研究三組試體之塑性轉角與層間變位角列於表 4.3，表中可看出各試體之塑性轉角與層間變位角皆符合國內外規範之相關規定，顯示各試體之韌性行為優良。各試體之遲滯迴圈分別為圖 4.12 至圖 4.14，其中圖 (a) 至圖 (d) 分別代表試體之載重-位移圖、彎矩-總塑性轉角圖、彎矩-接頭腹板區轉角圖及彎矩-柱轉角圖；其中彎矩值由梁端載重中心位置計算至擴翼圓弧段末端之距離，並對應梁之標稱塑性彎矩強度予以正規化。以下分述各試體之韌性行為：

三組試體之遲滯迴圈圖如圖 4.12 至圖 4.14 所示。圖 (a) 為各組試體之載重與位移關係圖，顯示三組試體之層間變位角進入 1%弧度時皆有些許非線性行為產生。三組試體皆於 4%弧度時相繼發生局部挫屈，挫屈後的強度雖有衰減現象，但仍較規範所訂定之可信賴值（梁標稱塑性彎矩強度 M_p ）高。達 5%弧度後，每迴圈之強度僅些微遞減，表示已趨於一穩定消能狀態。

圖 (b) 為各組試體之彎矩與總塑性轉角關係圖，其中 M 與 M_p 為

計算至塑鉸產生處之彎矩強度，圖中顯示試體於挫屈發生後仍能穩定消散能量，遲滯迴圈皆相當飽滿。圖 (c) 與 (d) 分別為彎矩與接頭腹板區轉角關係圖、彎矩與柱轉角關係圖，顯示各試體之接頭腹板區及柱皆尚在彈性階段，所以試體之塑性轉角皆由梁所貢獻。

4.4.4 極限彎矩強度

表 4.4 為試體之彎矩強度表， $M_{j,test}$ 與 $M_{ph,test}$ 分別代表實驗所得於柱面與塑鉸產生處之最大塑性彎矩強度； M_{pj} 與 M_p 分別代表於柱面與塑鉸產生處之塑性模數乘以依拉力試驗所得之鋼板強度。其中，塑鉸產生處即定義為擴翼板圓弧段末端。

$M_{j,test}/M_{pj}$ 值若大於 1，代表於柱面產生塑鉸後應變硬化之程度，值愈大則應變硬化程度愈高；若值小於 1，表示梁尚未達全斷面降伏。三組試體其值為 0.77~0.98 皆小於 1，顯示於柱面皆未達全斷面降伏。然而，試體 W08-L1 之 $M_{j,test}/M_{pj}$ 值為 0.97 與 0.98，意謂著該試體於梁柱接面已相當接近全斷面降伏狀態，因其擴翼板之最大寬度較其他兩組試體為小，故於設計上較不如試體 W10-L1 與 W10-L2 來的保守。 $M_{ph,test}/M_p$ 代表擴翼板圓弧段末端產生塑鉸後應變硬化之程度。三組試體之 $M_{ph,test}/M_p$ 值為 1.17~1.24，其中試體 W08-L1 之應變硬化程度較高。由於此值皆大於 1，表示於塑鉸預期產生之位置有較大的非彈性變形與應變硬化行為發生。

綜觀全表，三組試體中 $M_{ph,test}/M_p$ 之值皆較 $M_{j,test}/M_{pj}$ 之值高，顯示試體在補強段末端應變硬化程度較高，此與預期塑鉸機制於圓弧

末端產生之設計理念相符。因此，採用擴翼板最大寬度與柱同寬時，其力量可均勻平順的傳入柱內，可提高梁柱接面之安全係數；此外，補強段長度採用 200 或 400 mm 皆可有效的將塑鉸遠離梁柱接面產生。

4.4.5 接頭區應變分佈

本研究三組試體皆於適當的位置黏貼應變計 (圖 4.8 至 4.10)，由應變計之讀數可瞭解接頭區應變分佈情形，並進一步與有限元素分析結果作比較 (見第五章)，由此可對擴翼式梁柱接頭之力學行為有更深入之瞭解。

本節所探討之各應變量分別取位移行程為層間變位角 0.5%、1%、2%、3%與 4%弧度時之應變資料，以瞭解各試體在彈性及非線性之應變分佈趨勢。此取法乃考慮 0.5%弧度時試體尚在彈性階段，1%弧度時試體進入非彈性階段，2%弧度之後試體達塑性階段。因 4%弧度第二迴圈於上翼板已發生明顯的局部挫屈，過大的變形降低應變計之可信度，故僅取第一迴圈之應變值作比較。此外，由於應變計黏貼於梁上翼板及梁腹板處，當梁端位移為負方向時，梁上翼板將承受拉應力，故取梁端位移負方向之應變量來討論。

圖 4.15 至 4.17 分別為試體 W10-L1、W08-L1 與 W10-L2 之梁腹與梁翼應變比較圖。圖 (a) 為應變計黏貼位置，圖中 W200 與 W400 分別為距離柱面 200 與 400 mm 處所黏貼之梁腹應變計，目的為瞭解擴翼補強對梁腹應變之影響程度。圖中 F40、F200 與 F400 分別為距離柱面 40、200 與 400 mm 之梁翼應變計，其中 F40 為瞭解與箱型柱

相接之梁翼全滲透銲道附近之應變分佈趨勢；F200 與 F400 為瞭解擴翼圓弧段末端之應變分佈情形。以下分別討論梁腹與梁翼之應變分佈情形：

梁腹應變分佈

圖 4.15 至 4.17 之 (b) 圖分別代表三組試體之梁腹應變分佈，其黏貼位置乃對稱於梁腹中心。顯示三組試體於層間變位角 2% 弧度前，其梁腹應變分佈情形皆很相似。至 4% 弧度第一迴圈負方向時，因試體 W10-L1 與 W10-L2 於下翼板發生明顯的局部挫屈，導致其中性軸往下移動，圖中應變分佈亦說明此一現象。

梁翼應變分佈

圖 4.15 (c) 與 (d) 為試體 W10-L1 之梁翼應變分佈，F40 顯示擴翼板近全滲透銲道兩側之應變量較小；至 2% 弧度之後，擴翼板中心有較高的應變需求。F200 顯示擴翼圓弧段末端兩側之應變值皆偏高，因此試體之圓弧段較為陡峭，導致於此處有較大的應力集中現象；而試驗最終於下擴翼板圓弧段末端左側發現一小裂痕，亦驗證此處有應力集中現象。


圖 4.16 (c) 與 (d) 為試體 W08-L1 之梁翼應變分佈，F40 顯示擴翼板近全滲透銲道兩側之應變量皆偏高，由於此試體之梁翼並未擴展至柱全寬，且試驗中發現於梁翼全滲透銲道兩側有石灰剝落，可知此處有較高的應變需求；F200 顯示擴翼圓弧段末端兩側之應變值皆偏高，如同試體 W10-L1 有較高的應力集中於此。

圖 4.17 (c) 與 (d) 為試體 W10-L2 之梁翼應變分佈，F40 顯示擴翼板近全滲透銲道之應變量皆較其他兩組試體為低，因此試體之補強

段長度較大，其圓弧段相較於試體 W10-L1 平緩許多，促使降伏範圍變大且往遠離柱面推移，使梁柱接面處之應變需求降低。F400 顯示擴翼圓弧段末端之應變值皆同時提升，不同於其他兩組試體有高應力集中於此處兩側，亦說明了試體 W10-L2 其降伏區域較為均勻且大範圍的往遠離柱面發展。

由以上之應變分佈討論可知，擴翼板寬度擴展至柱全寬，可降低梁翼全滲透銲道兩側應變需求；而增加擴翼補強段長度，可避免圓弧段末端因太過陡峭而產生高應力集中，且降伏區域亦大範圍的往遠離柱面擴展。

4.5 結論



由實尺寸試體試驗之結果顯示三組擴翼式梁柱接頭之破壞模式皆為嚴重的局部挫屈，並無脆性破壞發生。試體 W10-L1 於下擴翼板末端左側發現小裂痕；試體 W08-L1 於梁翼全滲透銲道兩側有較高的應變韌性需求；試體 W10-L2 其挫屈範圍過大 (100~800 mm)。此三組試體之遲滯迴圈證實，採擴翼補強方式之梁柱接頭皆具優良之韌性能力。

綜合以上各節的討論，擴翼補強可有效改良箱型柱梁柱接頭之韌性行為，避免如傳統梁柱接頭型式於梁翼全滲透銲道兩側發生裂縫而導致破壞。透過擴翼板其力量可均勻且平順的傳遞，並發揮鋼材應有的韌性消能能力，且塑鉸機制亦遠離柱面產生，可謂符合擴翼式梁柱接頭之設計理念。

表 4.1 試體規格

Finite element model	Specimen designation	Max. width of widened flange (mm)	Length of widened flange (mm)	Length of stub beam (mm)
W10-L1A	W10-L1	550	200	1000
W10-L2A	W10-L2	550	400	1000
W08-L1A	W08-L1	440	200	1000
UW	-	(un-widened)	-	-

表 4.2 試體鋼板拉力試驗強度

位置名稱	F_y (MPa)	F_u (MPa)
柱板	424	508
托梁翼板	373	520
托梁腹板	404	513
梁翼板	412	502
梁腹板	451	533

表 4.3 試體破壞模式與最大塑性總轉角、層間變位角

試體編號	最大層間變位角 θ_i (% rad)	最大塑性總轉角 θ_p (% rad)		破壞模式
W10-L1	5.0	+4.01	-4.02	梁翼與梁腹發生局部挫屈，下擴翼板圓弧末端左側發現一小裂痕
W08-L1	5.7	+4.76	-4.82	梁翼與梁腹發生局部挫屈
W10-L2	5.8	+4.87	-4.94	梁翼與梁腹發生局部挫屈

註：三組試體因實驗設備之限制最終並未達破壞

表 4.4 試體之彎矩強度

Specimen	Maximum test moment		Calculated plastic flexural strength		Ratio of test moment to calculated strength	
	At column face	At plastic hinge	At column face	At plastic hinge	At column face	At plastic hinge
	$M_{j,test}$ (kN-m)	$M_{ph,test}$ (kN-m)	M_{pj} (kN-m)	M_p (kN-m)	$\frac{M_{j,test}}{M_{pj}}$	$\frac{M_{ph,test}}{M_p}$
W10-L1	+2147	+2005	2712	1652	0.79	1.21
	-2091	-1953			0.77	1.18
W08-L1	+2188	+2043	2246	1652	0.97	1.24
	-2193	-2049			0.98	1.24
W10-L2	+2263	+1964	2712	1652	0.83	1.19
	-2223	-1929			0.82	1.17

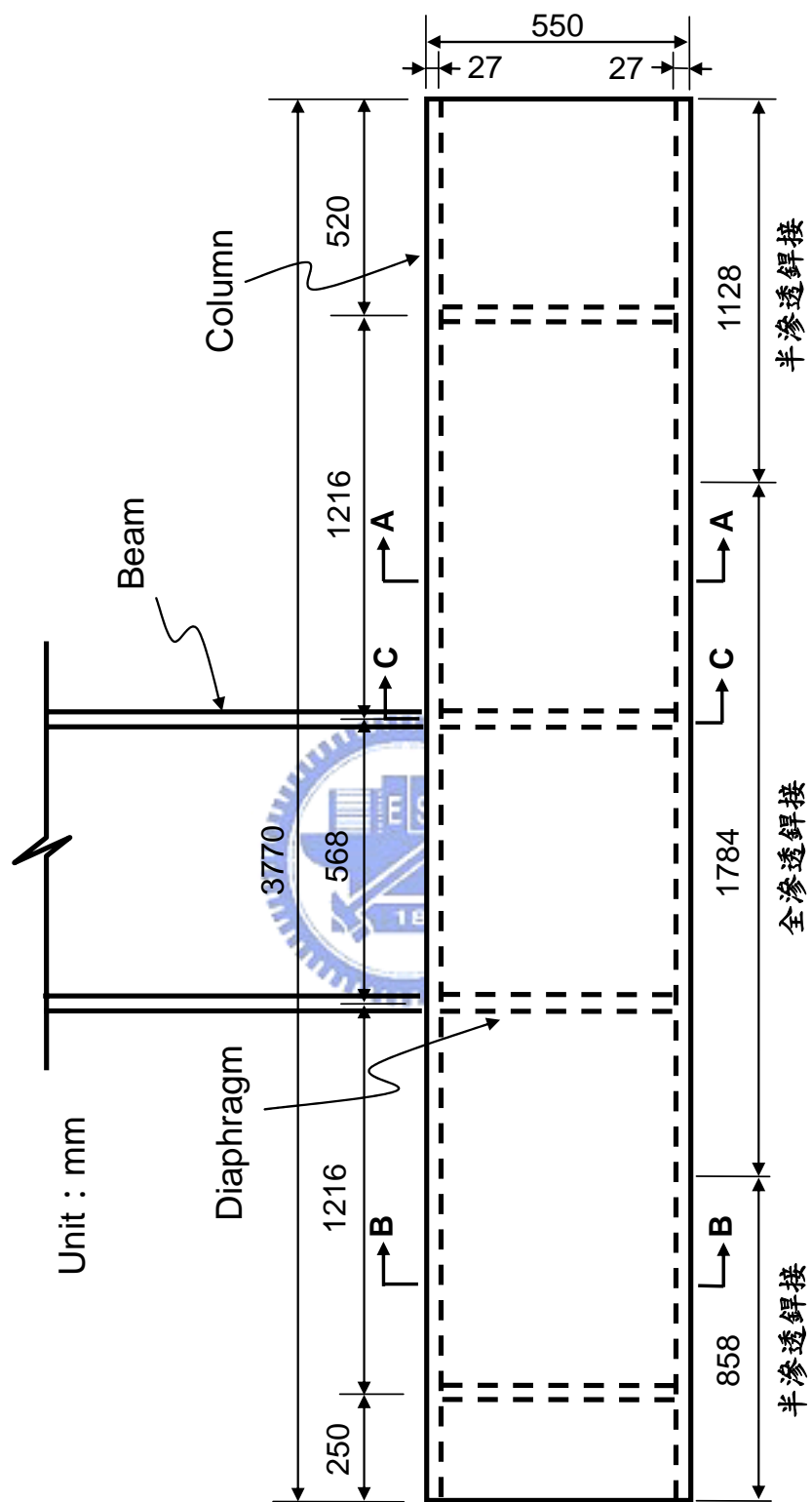
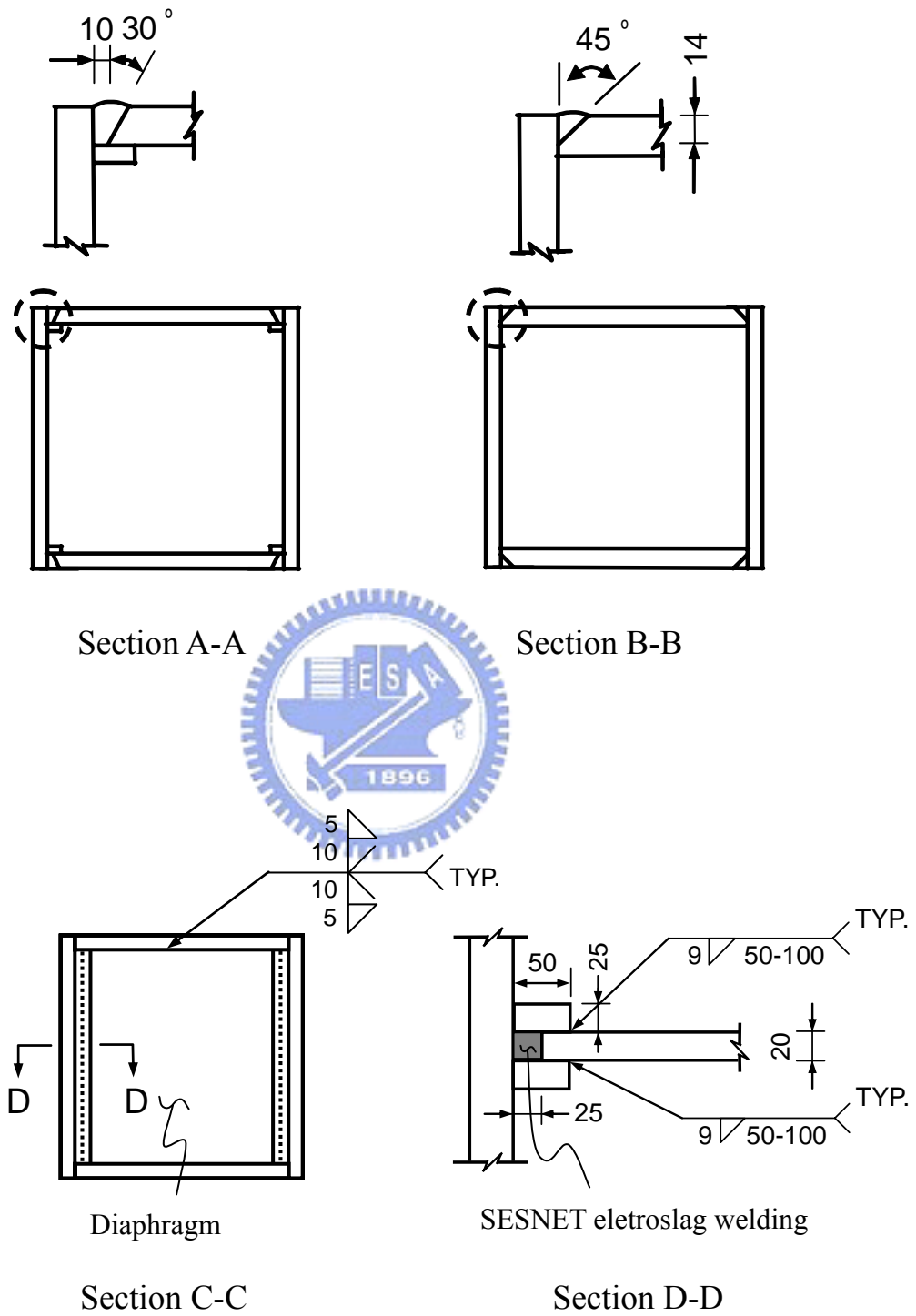


圖 4.1 箱型柱試體圖



Unit : mm

圖 4.1 箱型柱試體圖 (續)

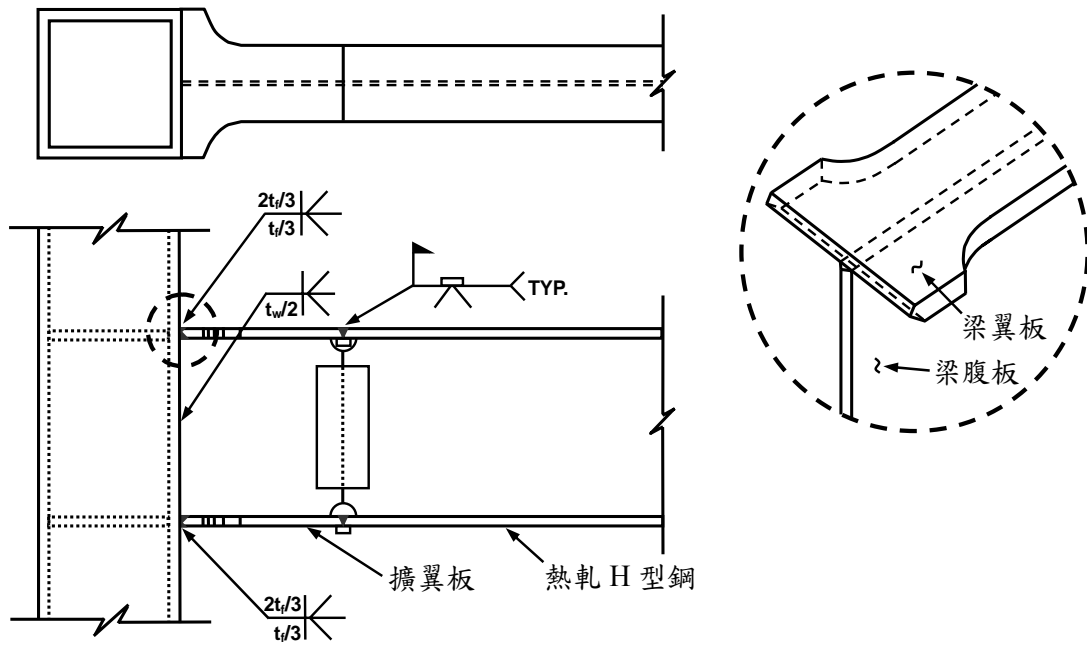


圖 4.2 擴翼式梁柱接頭之接合細節



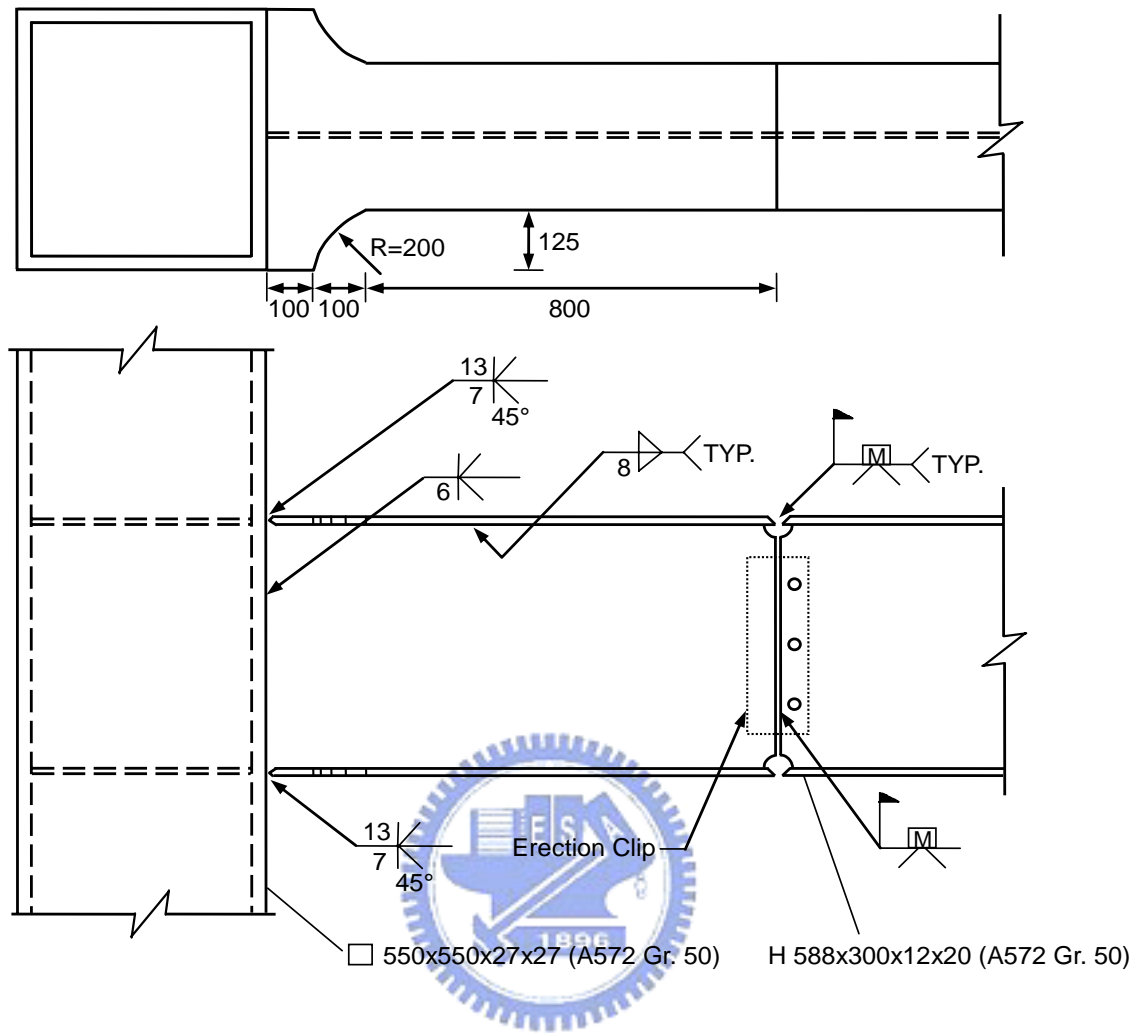


圖 4.3 試體 W10-L1 之接合細節

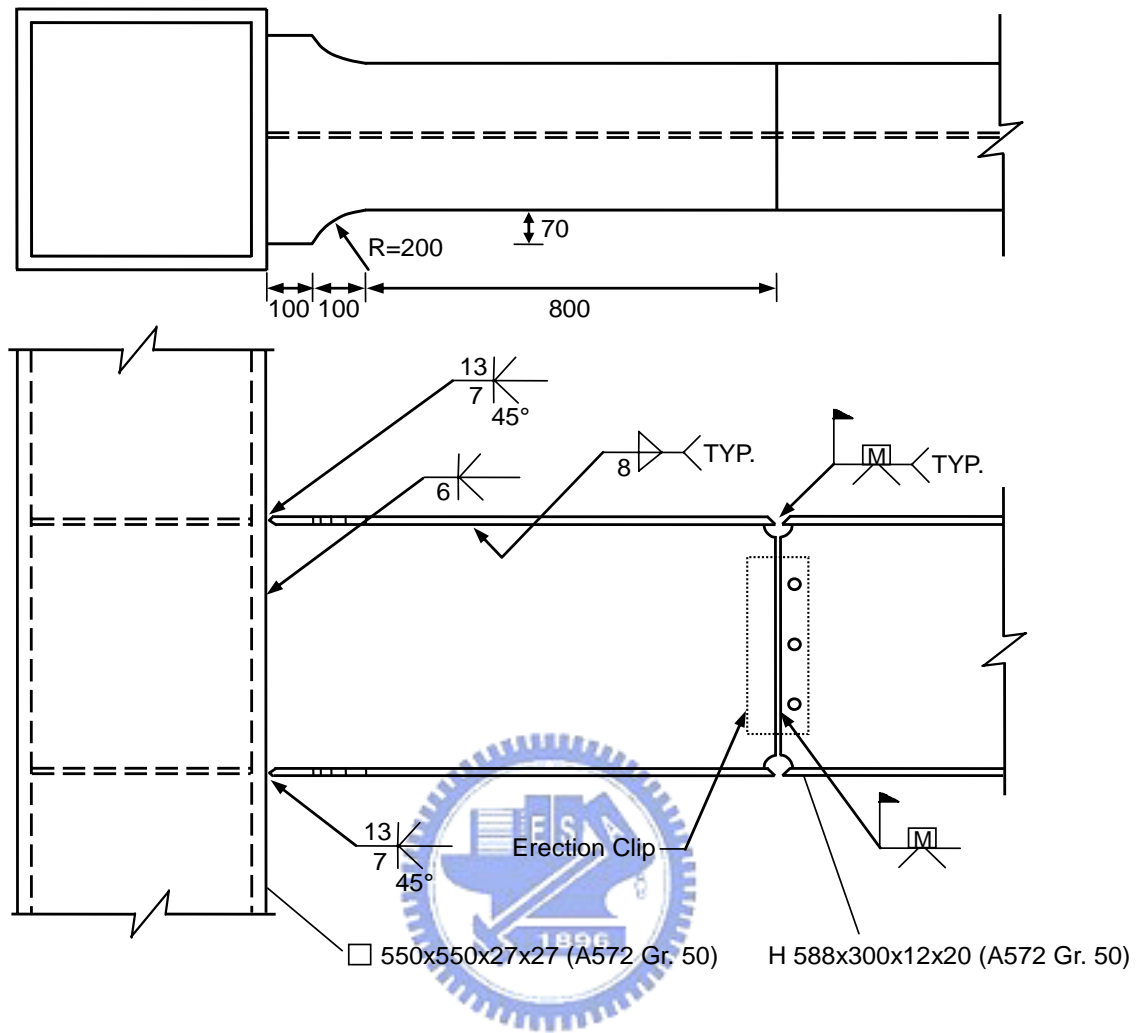


圖 4.4 試體 W08-L1 之接合細節

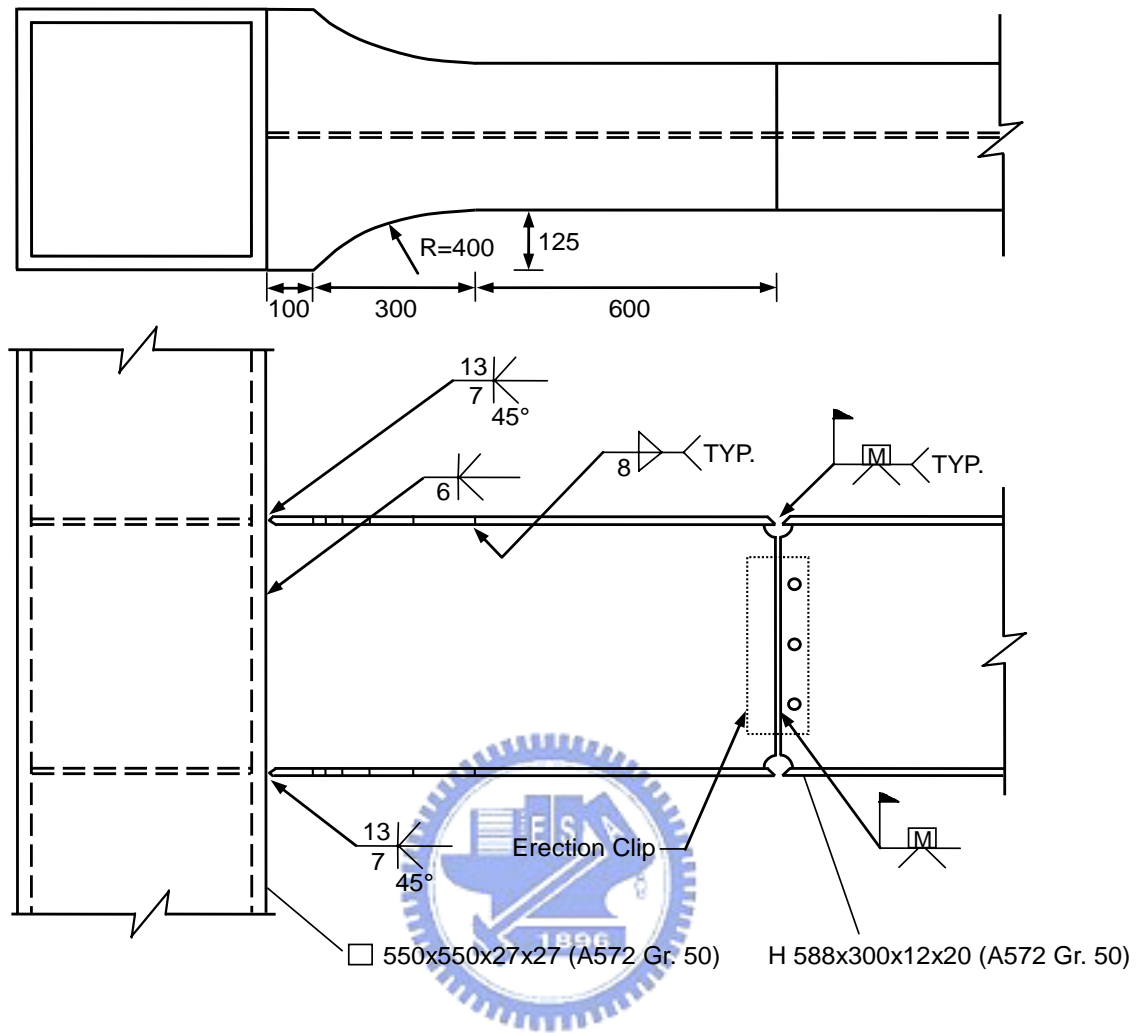


圖 4.5 試體 W10-L2 之接合細節

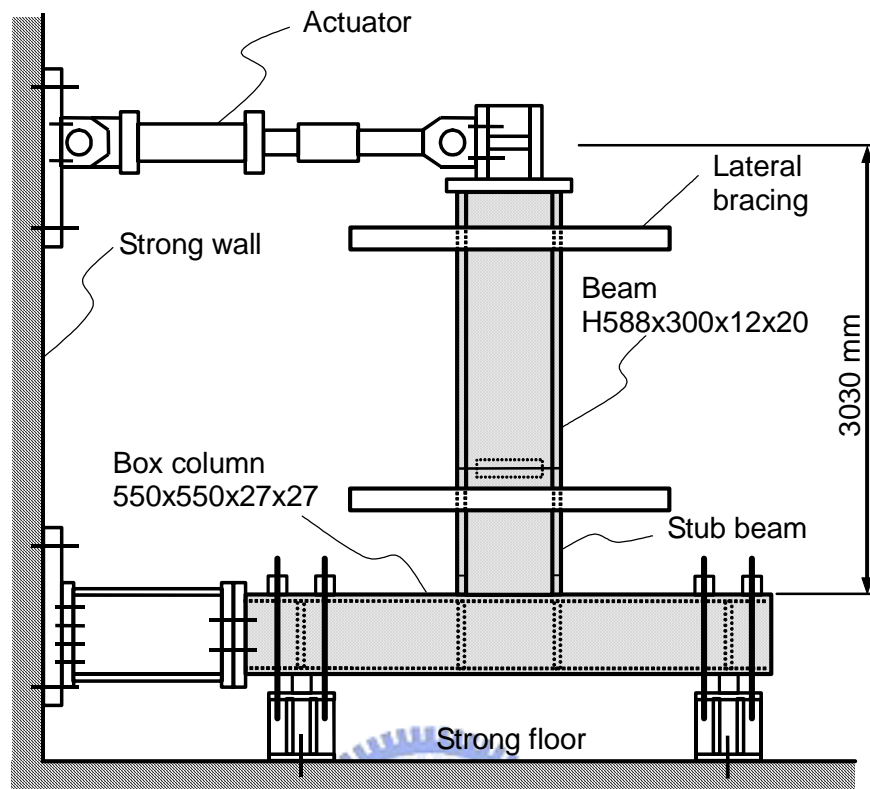
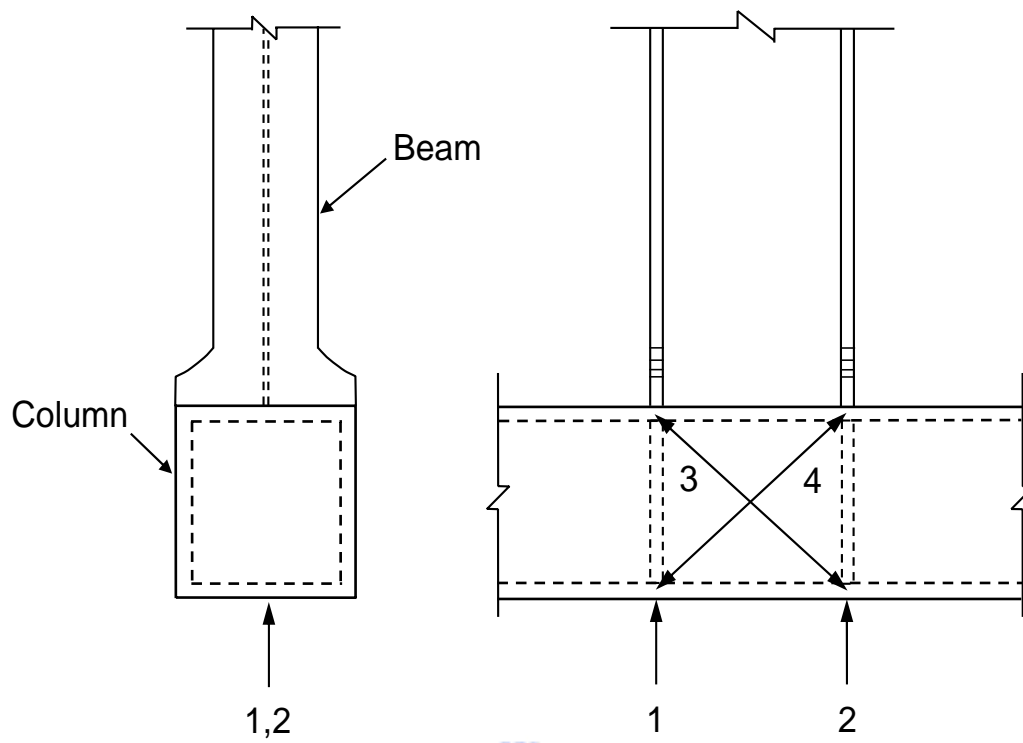


圖 4.6 試驗裝置圖



1,2 : Dial-Gage, 量測柱變形

3,4 : π -Gage, 量測交會區剪力變形

圖 4.7 量測儀器配置圖

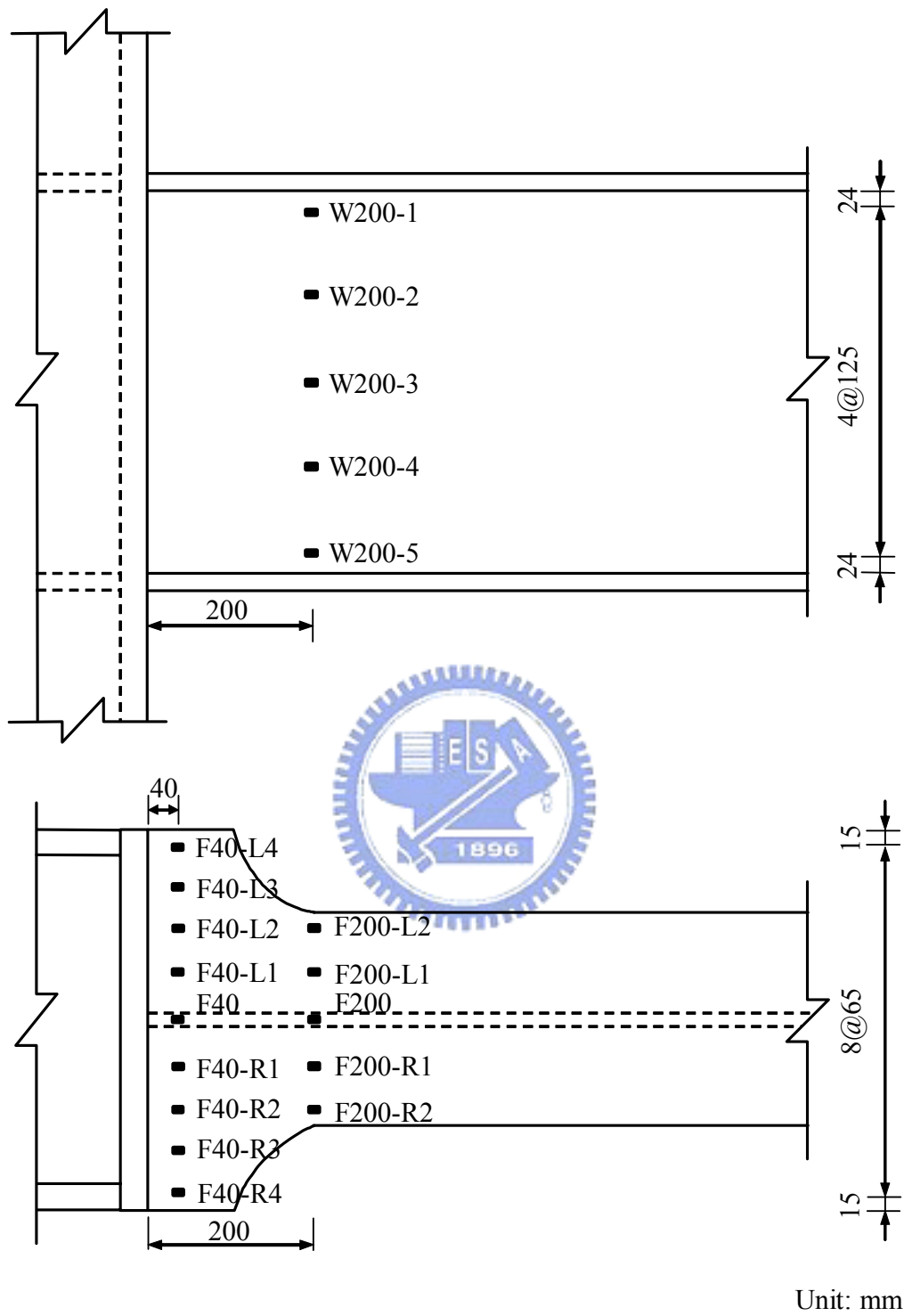
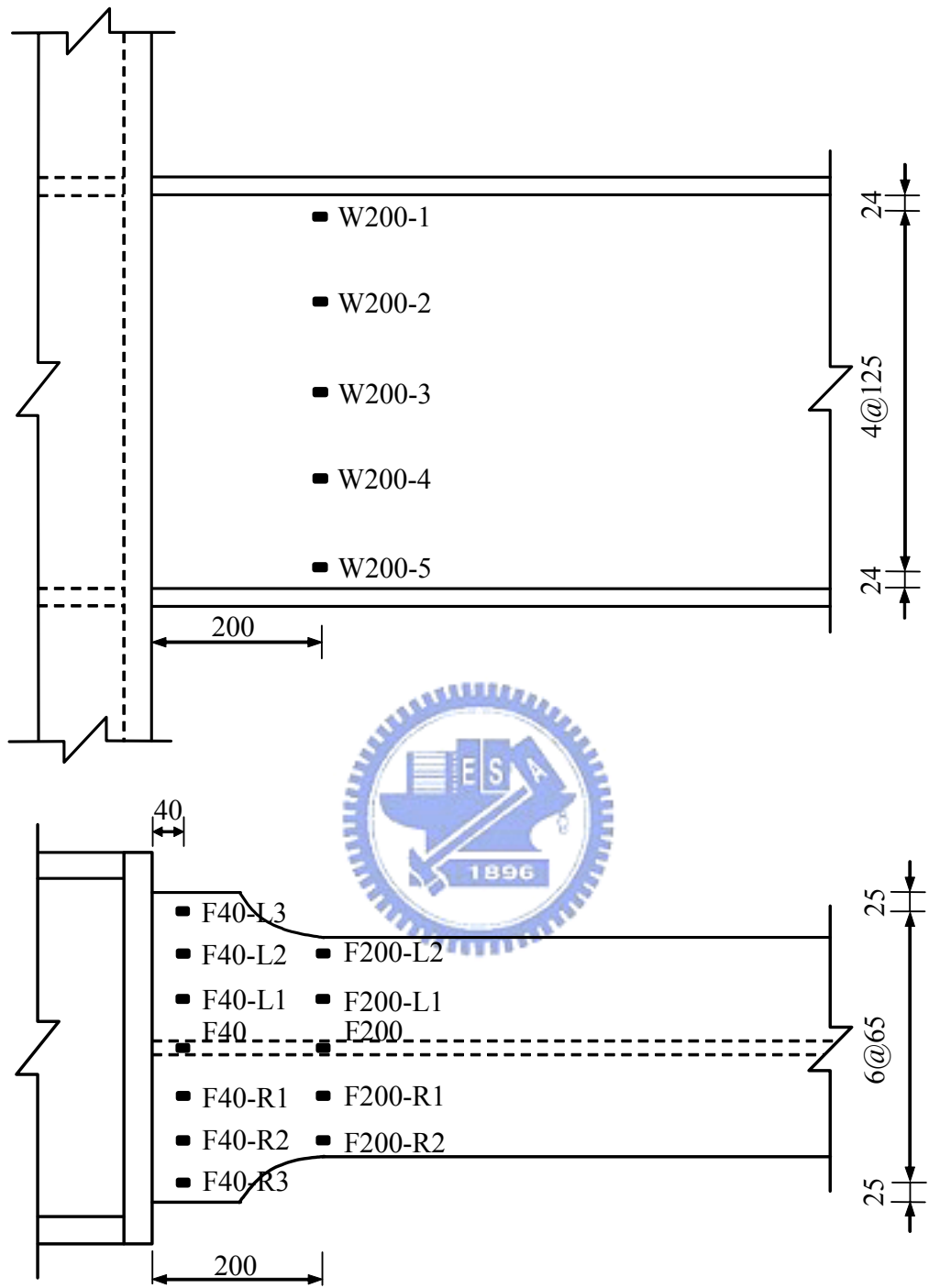


圖 4.8 試體 W10-L1 應變計位置圖



Unit: mm

圖 4.9 試體 W08-L1 應變計位置圖

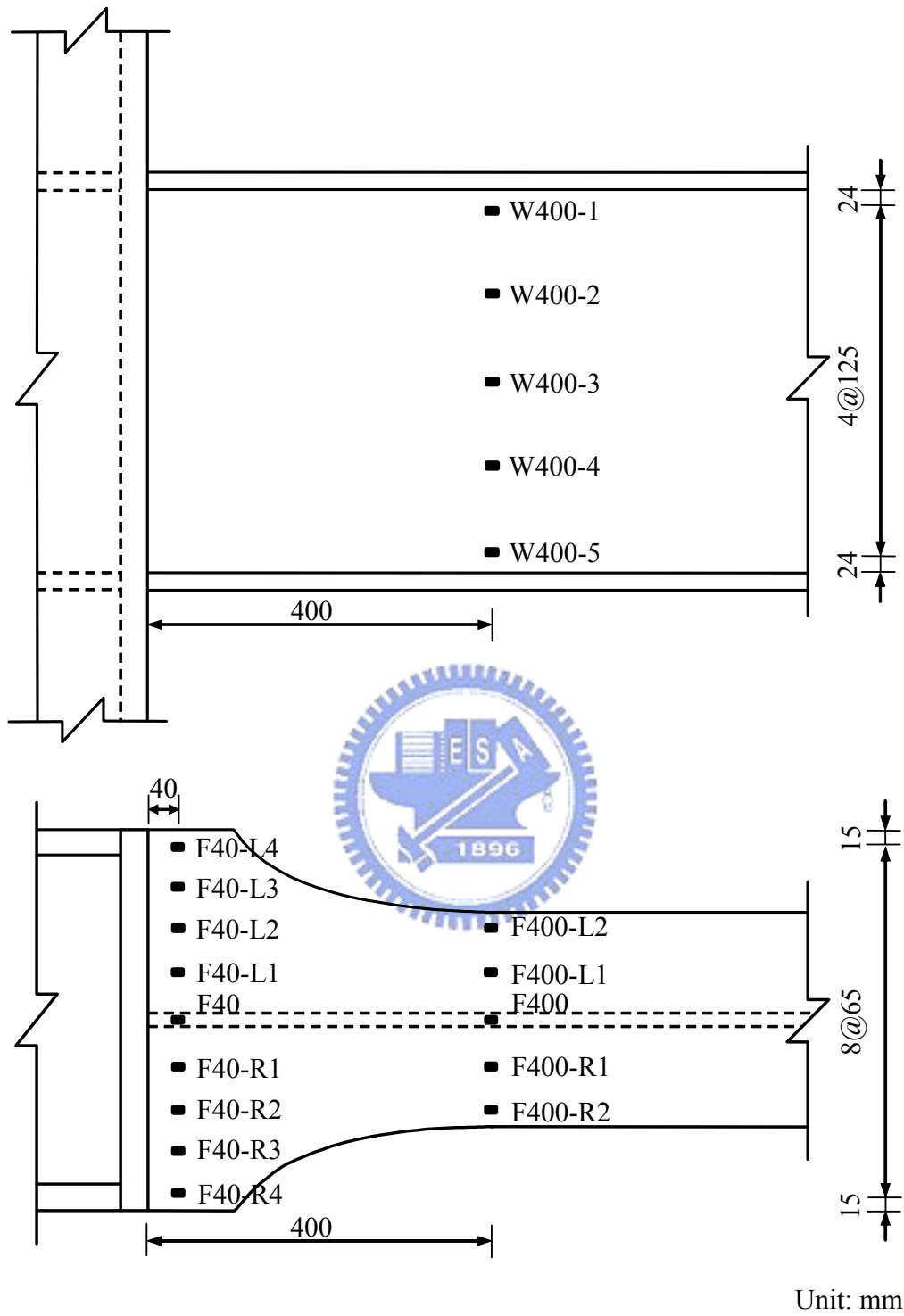


圖 4.10 試體 W10-L2 應變計位置圖

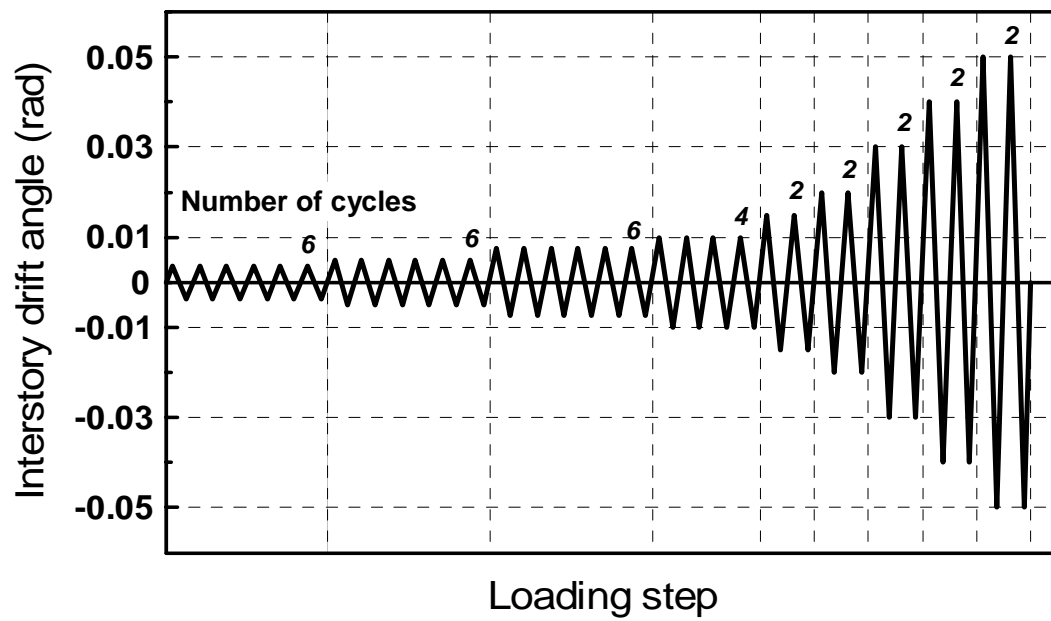
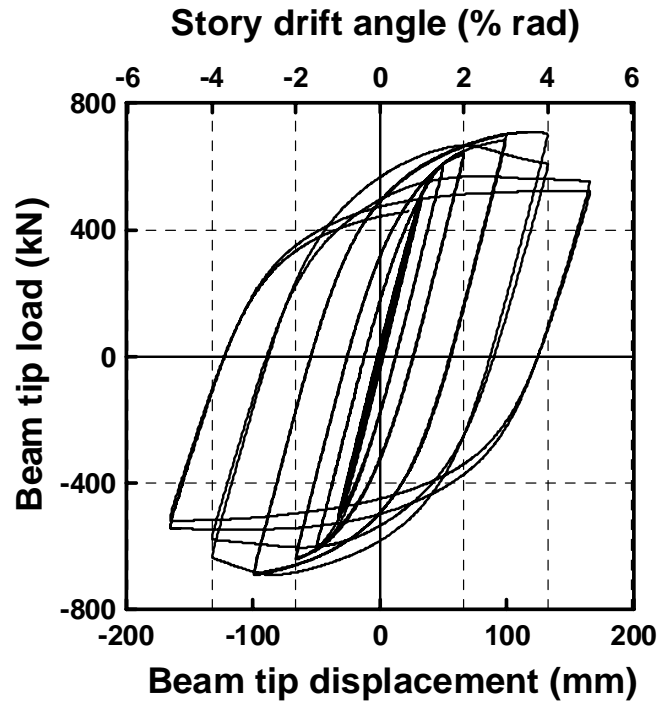
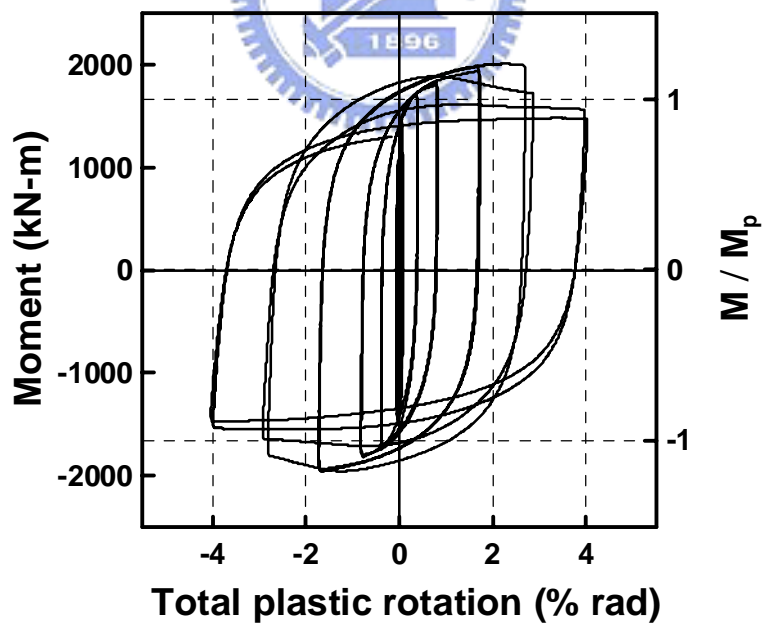


圖 4.11 位移控制歷程圖



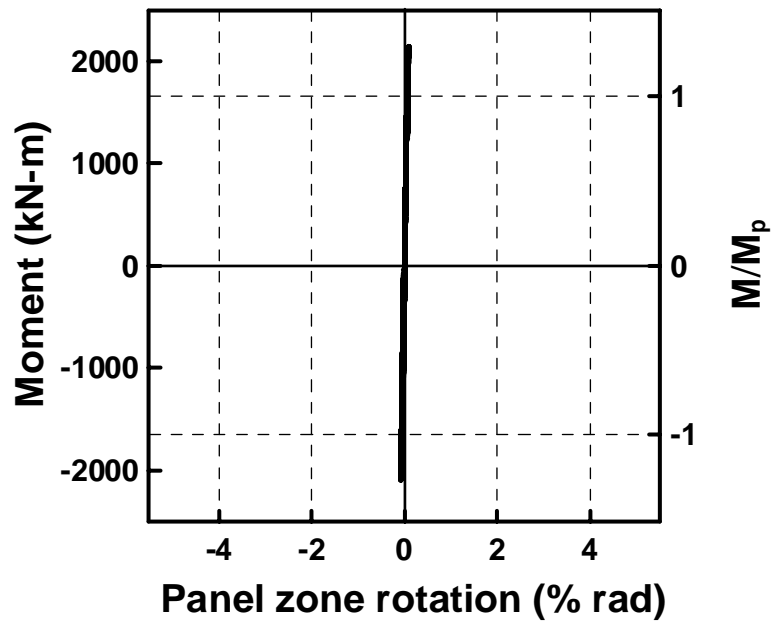


(a) 試體 W10-L1 之載重與位移關係圖

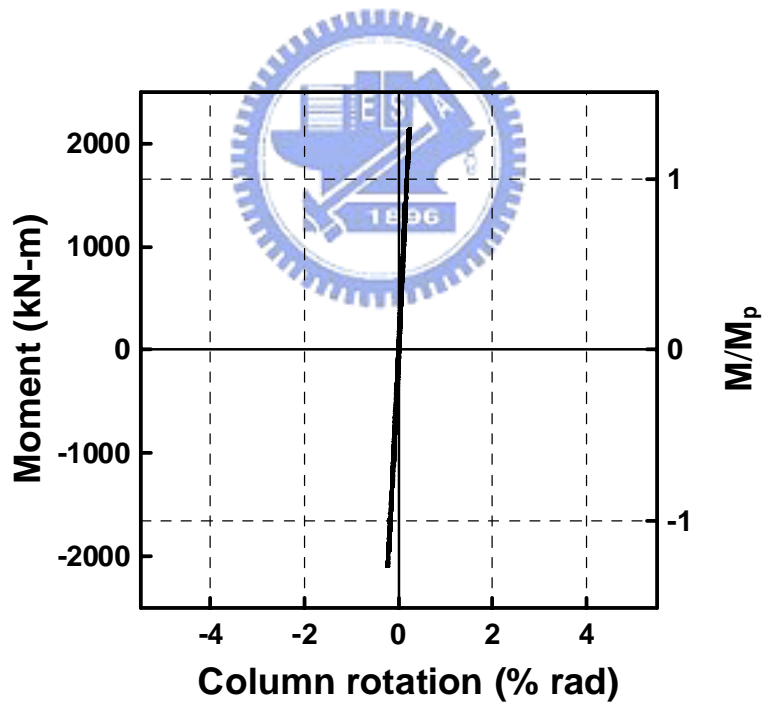


(b) 試體 W10-L1 之彎矩與總塑性轉角關係圖

圖 4.12 試體 W10-L1 之遲滯迴圈圖

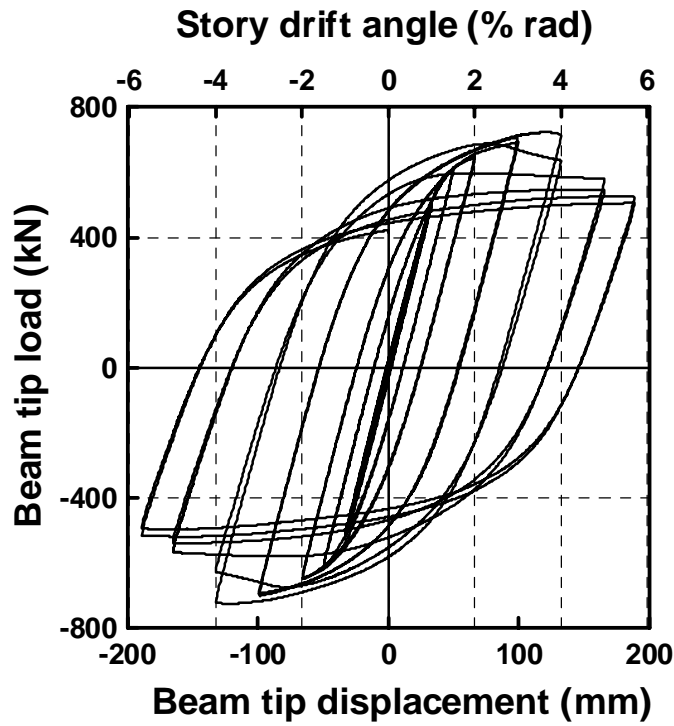


(c) 試體 W10-L1 之彎矩與接頭腹板區轉角關係圖

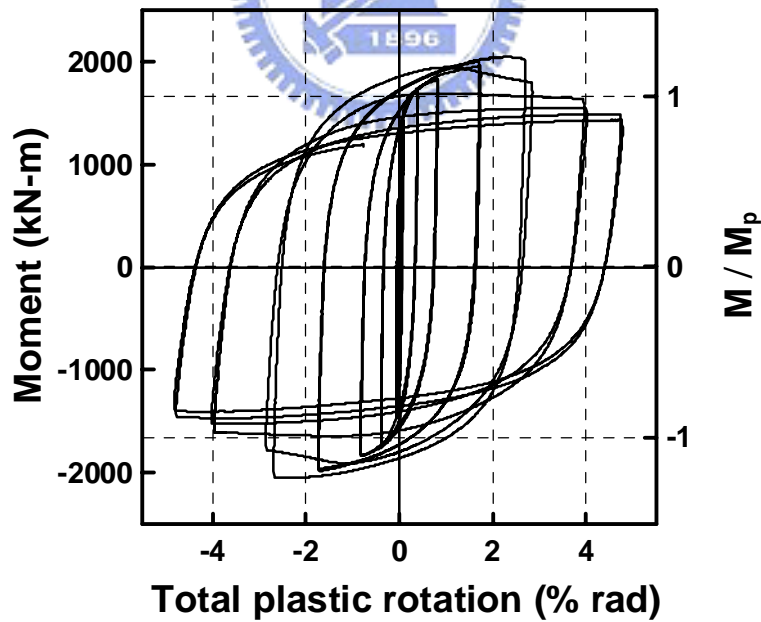


(d) 試體 W10-L1 之彎矩與柱轉角關係圖

圖 4.12 試體 W10-L1 之遲滯迴圈圖 (續)

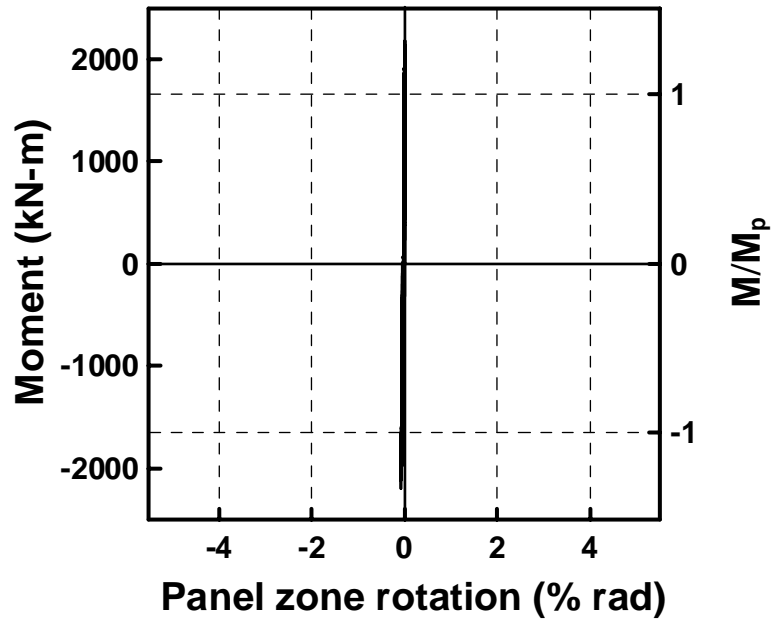


(a) 試體 W08-L1 之載重與位移關係圖

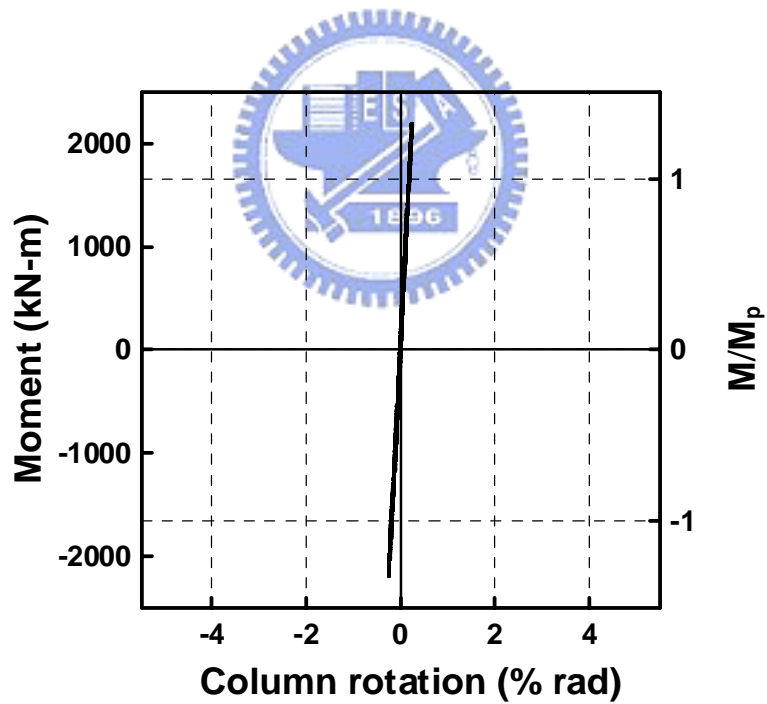


(b) 試體 W08-L1 之彎矩與總塑性轉角關係圖

圖 4.13 試體 W08-L1 之遲滯迴圈圖

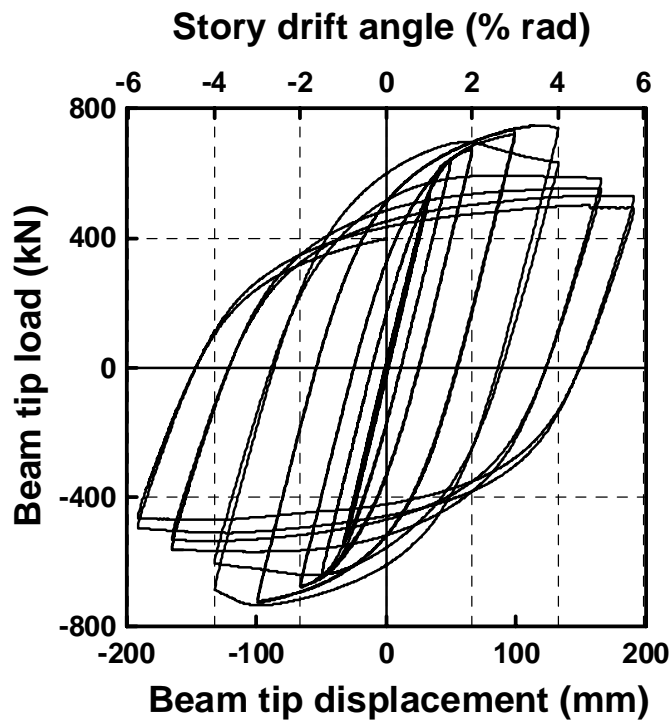


(c) 試體 W08-L1 之彎矩與接頭腹板區轉角關係圖

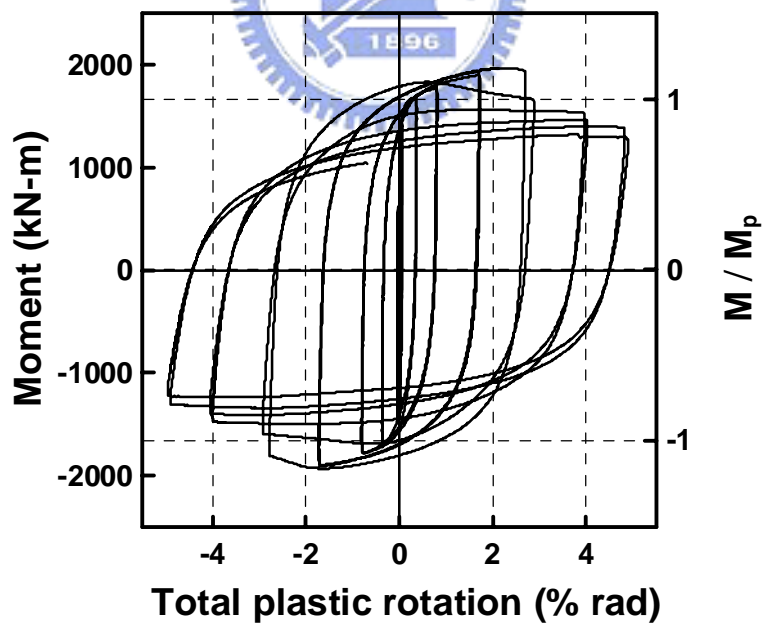


(d) 試體 W08-L1 之彎矩與柱轉角關係圖

圖 4.13 試體 W08-L1 之遲滯迴圈圖 (續)

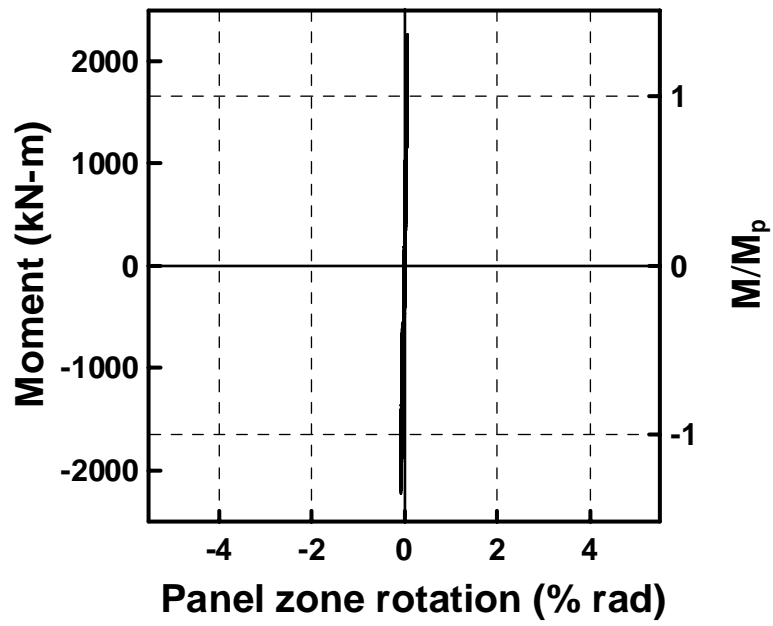


(a) 試體 W10-L2 之載重與位移關係圖

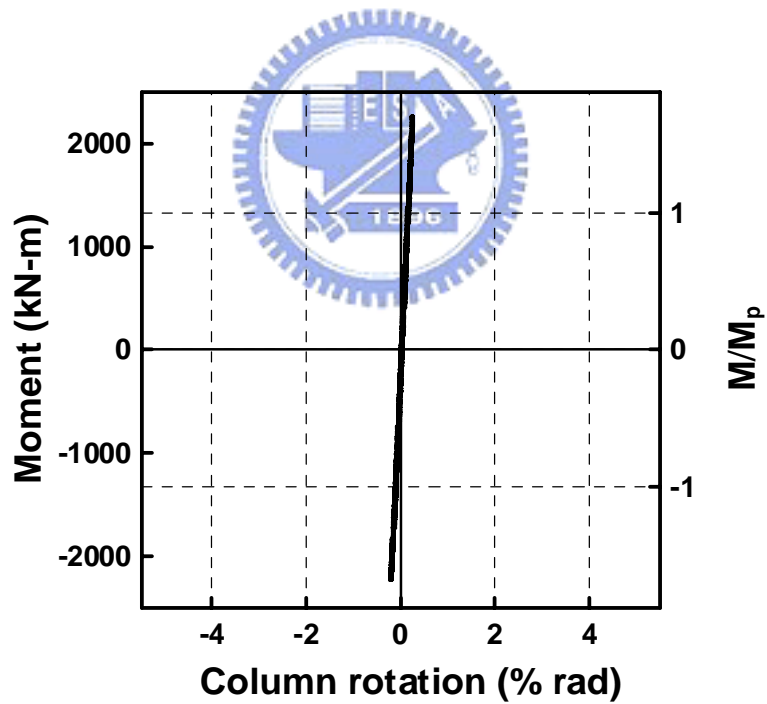


(b) 試體 W10-L2 之彎矩與總塑性轉角關係圖

圖 4.14 試體 W10-L2 之遲滯迴圈圖



(c) 試體 W10-L2 之彎矩與接頭腹板區轉角關係圖



(d) 試體 W10-L2 之彎矩與柱轉角關係圖

圖 4.14 試體 W10-L2 之遲滯迴圈圖 (續)

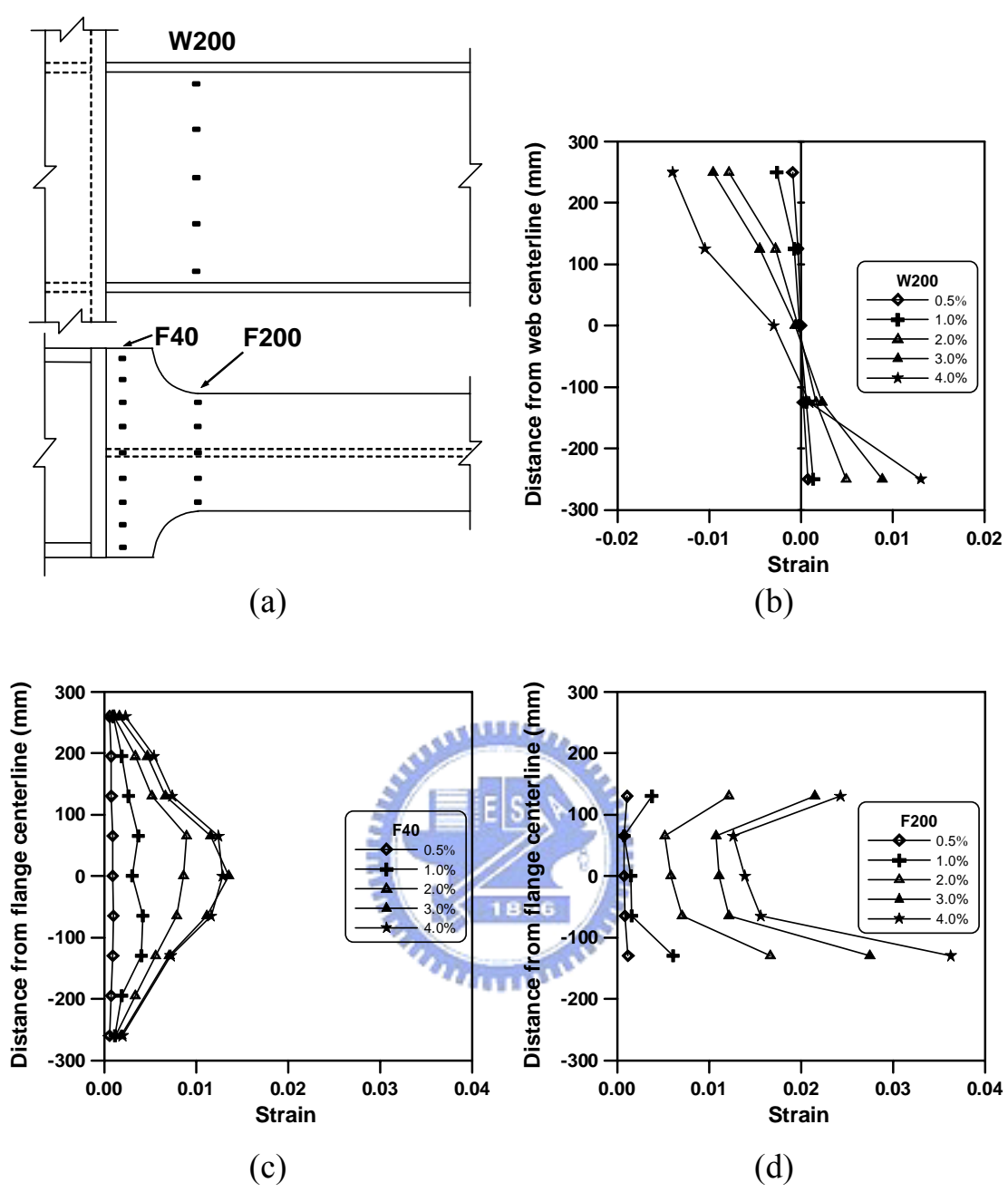


圖 4.15 試體 W10-L1 之梁腹與梁翼應變比較圖

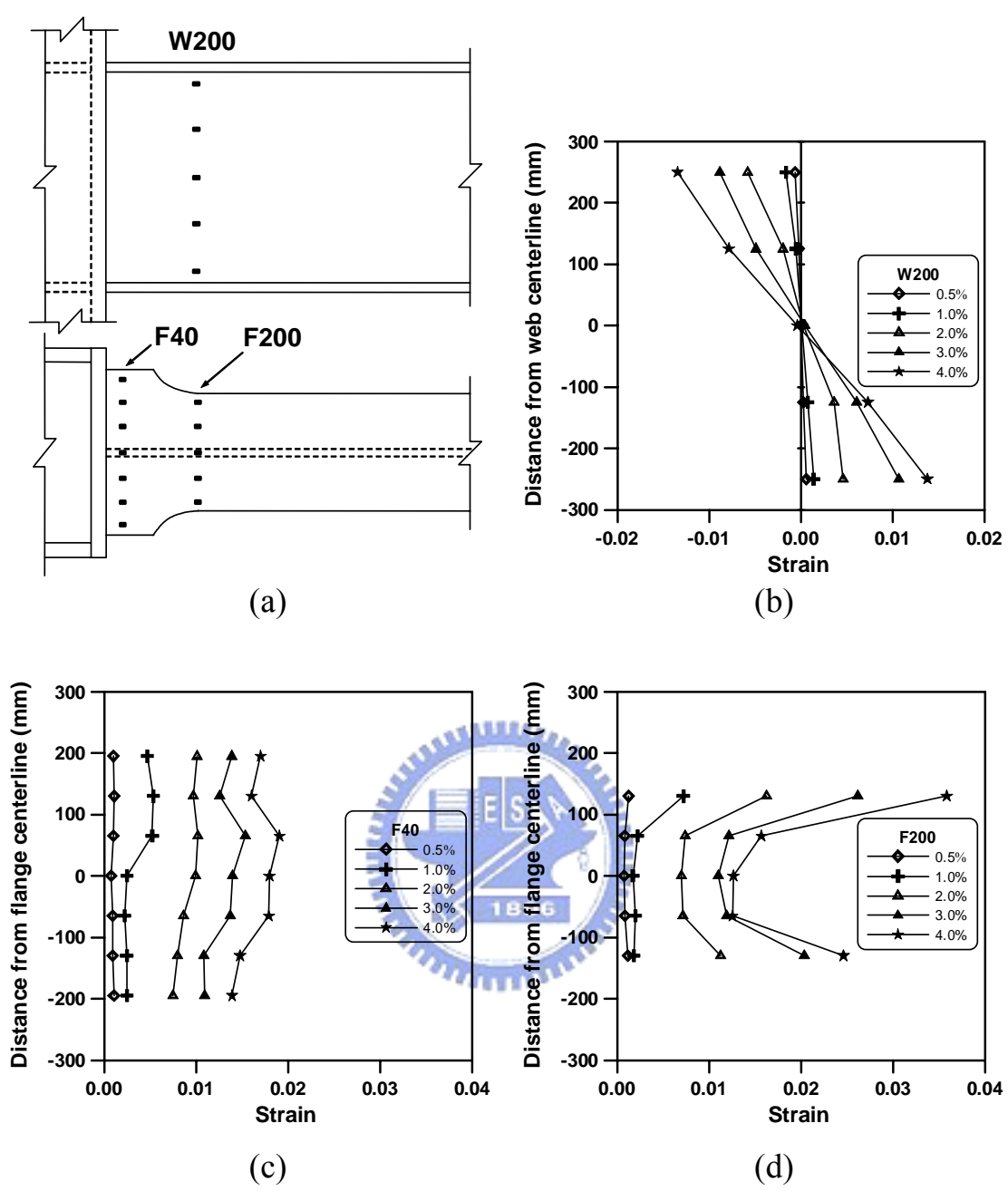


圖 4.16 試體 W08-L1 之梁腹與梁翼應變比較圖

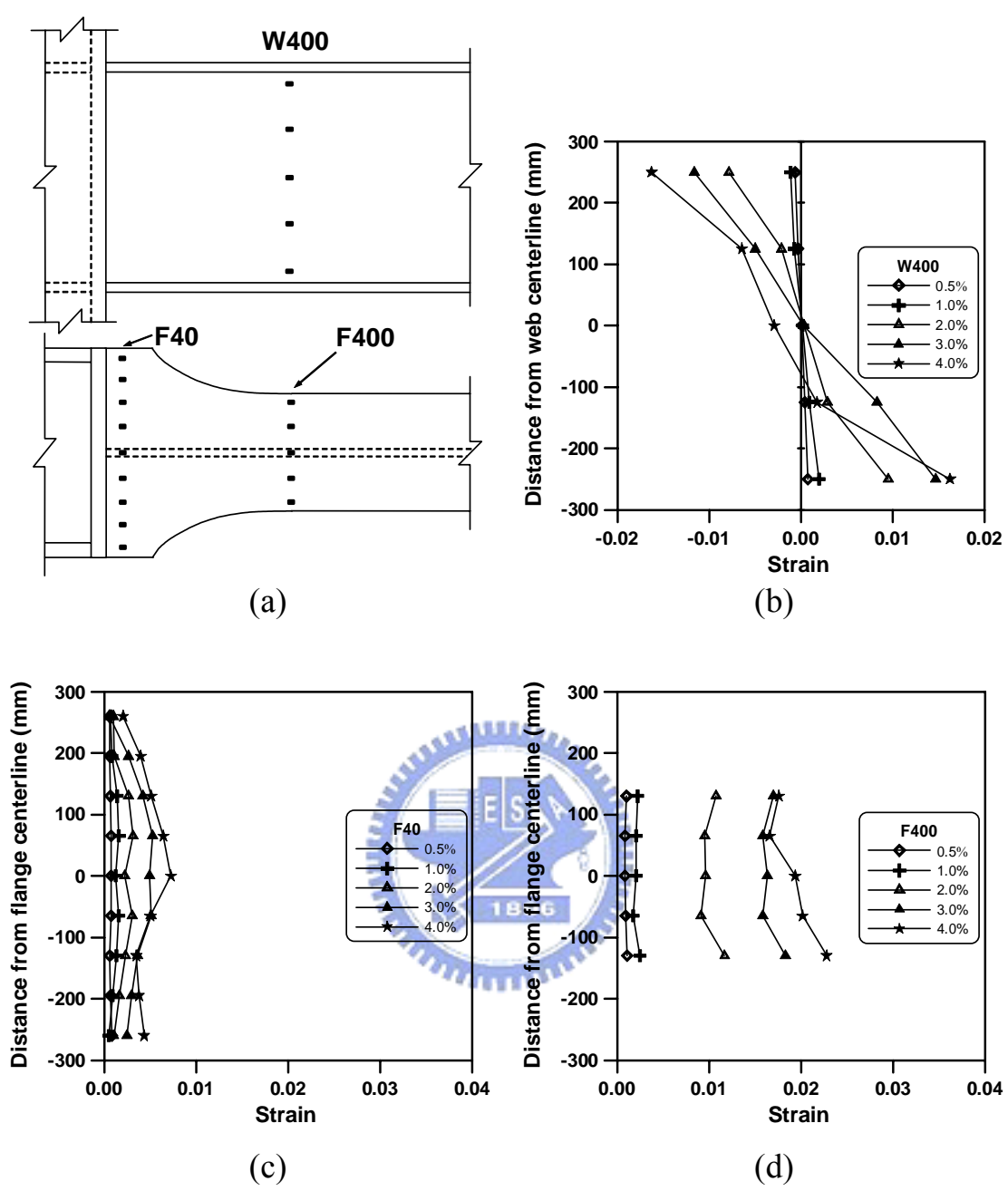
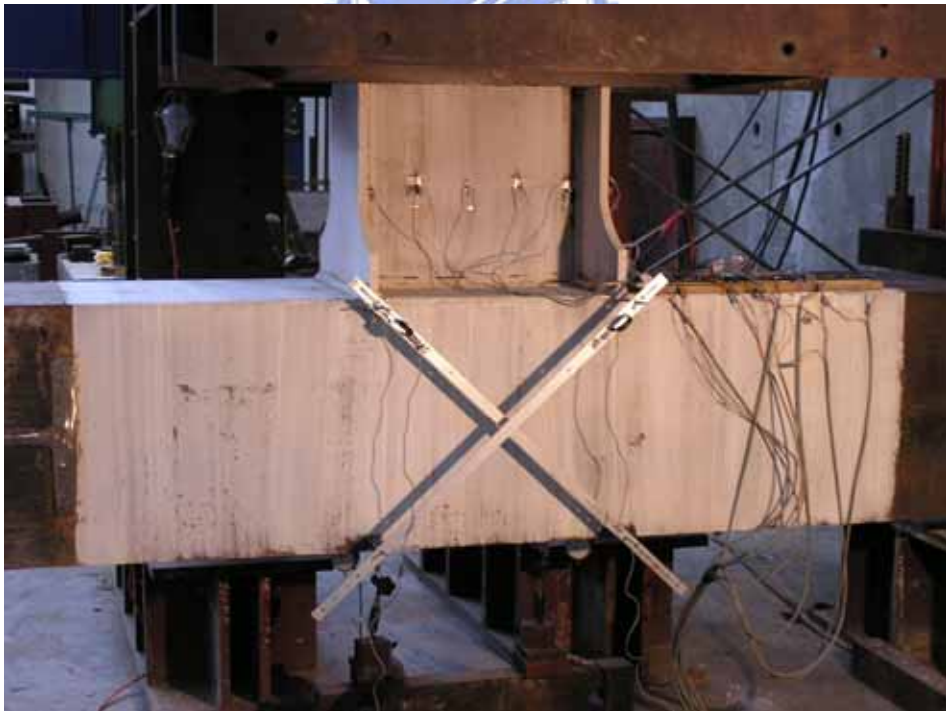


圖 4.17 試體 W10-L2 之梁腹與梁翼應變比較圖



照片 4.1 實驗設置



照片 4.2 梁柱交會區量測儀器配置情形



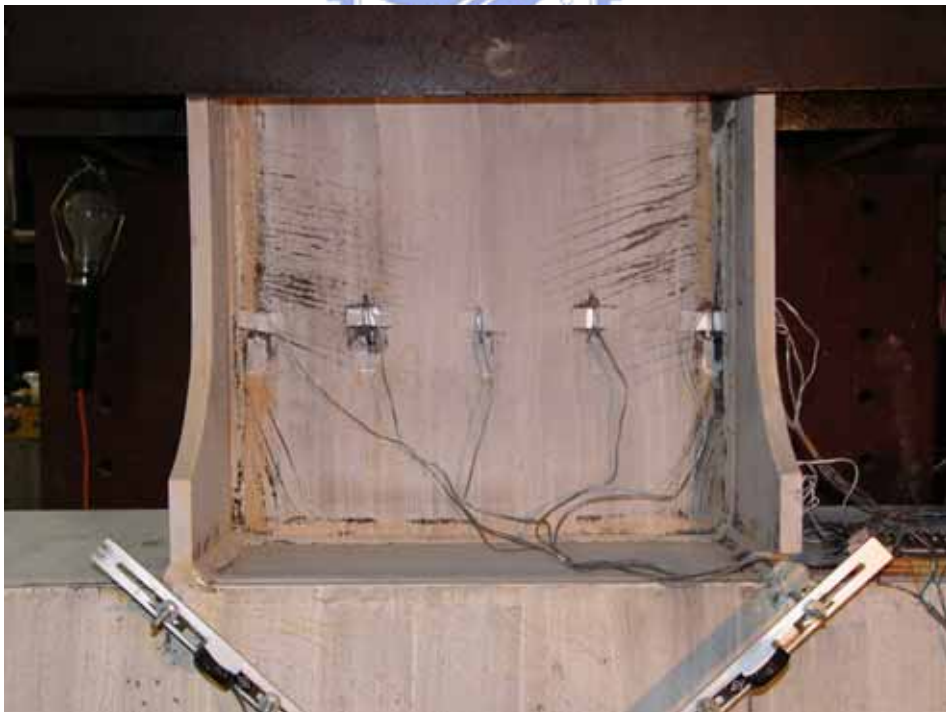
照片 4.3 試體 W10-L1 於下擴翼板圓弧段末端處呈現初始石灰脫落
(0.75% drift)



照片 4.4 試體 W10-L1 於下擴翼板圓弧段末端處石灰脫落微量增加
(1% drift)



照片 4.5 試體 W10-L1 於下擴翼板圓弧段末端處呈現放射狀石灰剝落，梁腹兩側發現斜向斑紋 (1.5% drift)



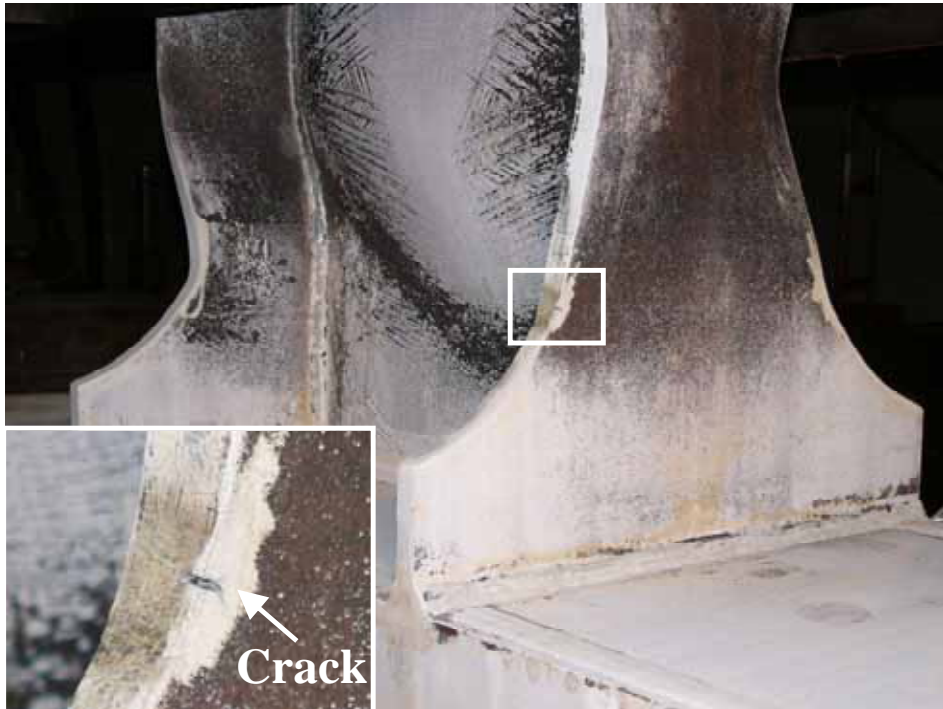
照片 4.6 試體 W10-L1 於梁腹板斜向石灰剝落增加 (2% drift)



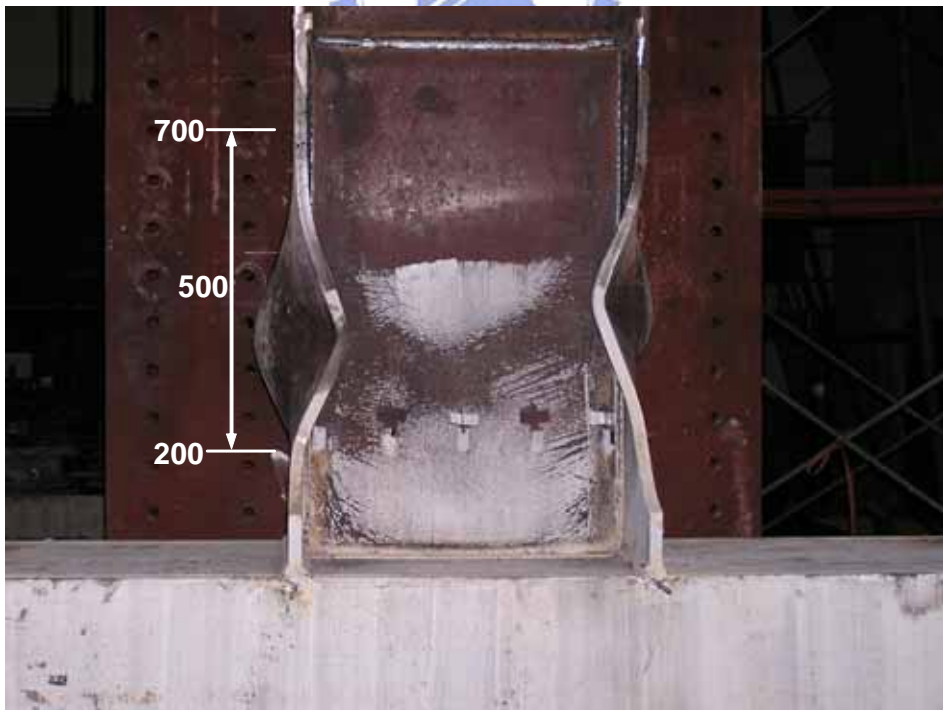
照片 4.7 試體 W10-L1 於梁上翼板與下翼板皆發生輕微的局部挫屈
(3% drift)



照片 4.8 試體 W10-L1 梁下翼板局部挫屈及塑鉸形成 (4% drift)



照片 4.9 試體 W10-L1 下擴翼板圓弧段末端左側發現一小裂痕
(5% drift)



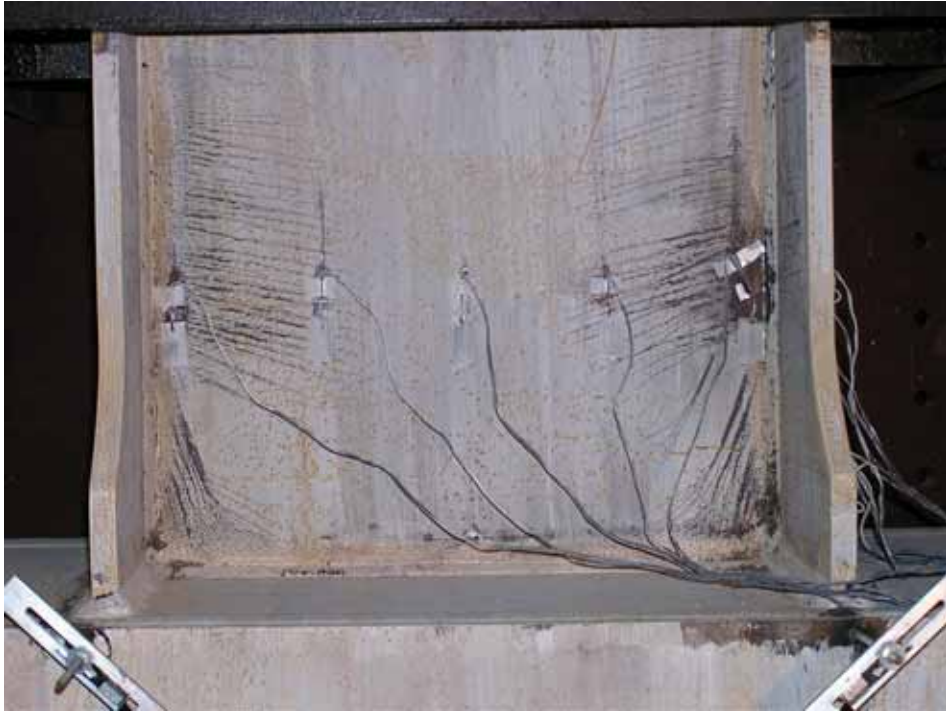
照片 4.10 試體 W10-L1 挫屈範圍距離柱面 200~700 mm (試驗結束後)



照片 4.11 試體 W08-L1 下擴翼板圓弧段末端處呈現微量石灰剝落
(1% drift)



照片 4.12 試體 W08-L1 梁腹兩側呈現斜向斑紋，梁翼全滲透銲道上
兩側有些微的石灰剝落 (1.5% drift)



照片 4.13 試體 W08-L1 梁腹兩側斜向斑紋持續增加 (2% drift)



照片 4.14 試體 W08-L1 梁翼板大範圍石灰剝落 (3% drift)



照片 4.15 試體 W08-L1 梁下翼板局部挫屈及塑鉸形成 (4% drift)



照片 4.16 試體 W08-L1 梁翼板嚴重挫屈 (5% drift)



照片 4.17 試體 W08-L1 梁翼板嚴重挫屈 (5.7% drift)



照片 4.18 試體 W08-L1 挫屈範圍距離柱面 100~550 mm (試驗結束後)



照片 4.19 試體 W10-L2 於擴翼板圓弧段呈現微量石灰剝落 (1% drift)



照片 4.20 試體 W10-L2 於梁腹兩側呈現斜向斑紋 (1.5% drift)



照片 4.21 試體 W10-L2 於梁腹兩側斜向斑紋持續增加 (2% drift)



照片 4.22 試體 W10-L2 於梁翼板大範圍石灰脫落 (3% drift)



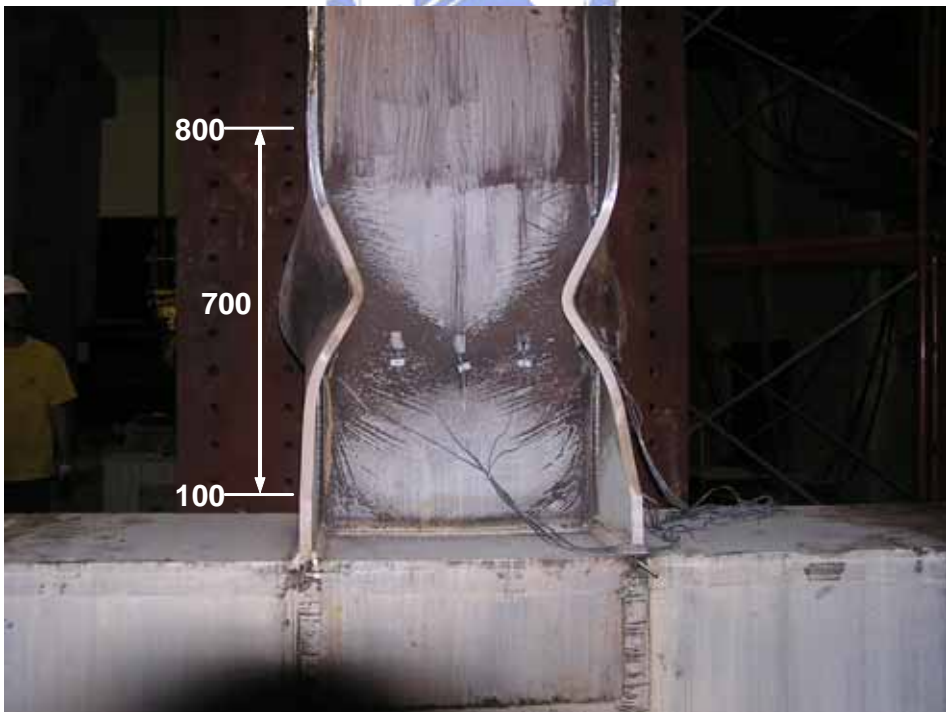
照片 4.23 試體 W10-L2 於梁翼板局部挫屈及塑鉸形成 (4% drift)



照片 4.24 試體 W10-L2 於梁翼板及腹板嚴重挫屈 (5% drift)



照片 4.25 試體 W10-L2 於梁翼板及腹板嚴重挫屈 (5.8% drift)




照片 4.26 試體 W10-L2 挫屈範圍距離柱面 100~800 mm (試驗結束後)

第五章 有限元素分析模擬

5.1 概述

第三章中以有限元素分析對擴翼式梁柱接頭做參數研究，其後規劃三組實尺寸試體進行試驗，證實該改良型式確實可大幅改善傳統接頭之缺點。然為更進一步掌握擴翼式梁柱接頭之力學特性，本章以試體真實物理性質為依據，如梁柱尺寸、材料強度等，藉由有限元素分析軟體對試體之試驗進行模擬，由此可瞭解擴翼式梁柱接頭分析模型之可信賴程度。

5.2 模型之建立



欲使模擬與實驗之比較基準盡量相符，故建立之有限元素分析模型應儘可能接近實驗之情形。由於實驗本身之複雜性，並非所有真實條件皆能考慮至分析程式中，故需將模型做適當的簡化與假設。

本章所模擬的為試體 W08-L1，模型建立之基本假設與細節大部分與 3.3 節相同，惟鋼材之材料性質乃依拉力試驗所得之材料強度(如表 4.2) 作修改，而應變硬化模數 E_{sh} 使用 $0.03 E$ 。

5.3 分析結果比較

載重-位移包絡線

圖 5.1 為模擬試體 W08-L1 與實驗之梁端載重-位移包絡線。圖中

可看出實驗與模擬之包絡線極為相近，於 2% 弧度以前之模擬幾近重疊；試體至 4% 弧度發生局部挫屈導致勁度下降，是模擬無法相當準確的原因，然其最大差距仍不到 4%，其模擬結果可說相當吻合。

圖 5.2 為試體 W08-L1 模擬與實驗之梁端載重-位移曲線，模型以往覆位移控制的載重方式與實驗作比較。因試體於逐漸降伏後造成勁度軟化的現象，即包辛格效應 (Bauschinger effect)，為模擬與實驗仍有些差距的原因。但整體看來，其模擬亦相當接近實驗結果。因此，對於擴翼型式梁柱接頭其應變硬化模數 E_{sh} 採用 $0.03E$ ，可提高所建模型之適用性。

應變分佈比較

圖 5.3 (a) 至 (c) 為 ANSYS 模擬結果與試體 W08-L1 之梁翼與梁腹應變分佈比較圖，取層間變位角為 0.5%、2% 與 4% 時之應變作比較。X 軸為對應梁翼或梁腹之中心位置，Y 軸為沿梁縱向應變之應變值。

圖 5.3 (a) 為梁腹距離柱面 200 mm 處之應變分佈，可知於層間變位角 0.5% 弧度時實驗之應變值完全落在模擬之曲線上，代表模擬之準確度相當高；至 2% 弧度時，有部分應變值稍微偏離模擬曲線；至 4% 弧度時，雖然實驗之應變值皆較模擬曲線高一些，但大致可掌握到其應變分佈的趨勢。

圖 5.3 (b) 為梁翼距離柱面 40 mm 處之應變分佈，於 0.5% 弧度時實驗與模擬之結果仍相當吻合；至 2% 弧度以後，實驗之應變值較模擬值大約兩倍，推測因此處為梁柱交接處、銲接熱影響區等原因，致使模擬無法準確。

圖 5.3 (c) 為梁翼距離柱面 200 mm 處之應變分佈，同樣於 0.5% 弧度時模擬的結果與實驗相符；2% 弧度時，實驗與模擬之趨勢大致相同，呈現出梁翼兩側有較高的應變需求，意謂梁翼兩側有相當的應力集中現象；4% 弧度時，實驗值部分偏離模擬曲線，但大致上仍可掌握整體應變分佈的趨勢。



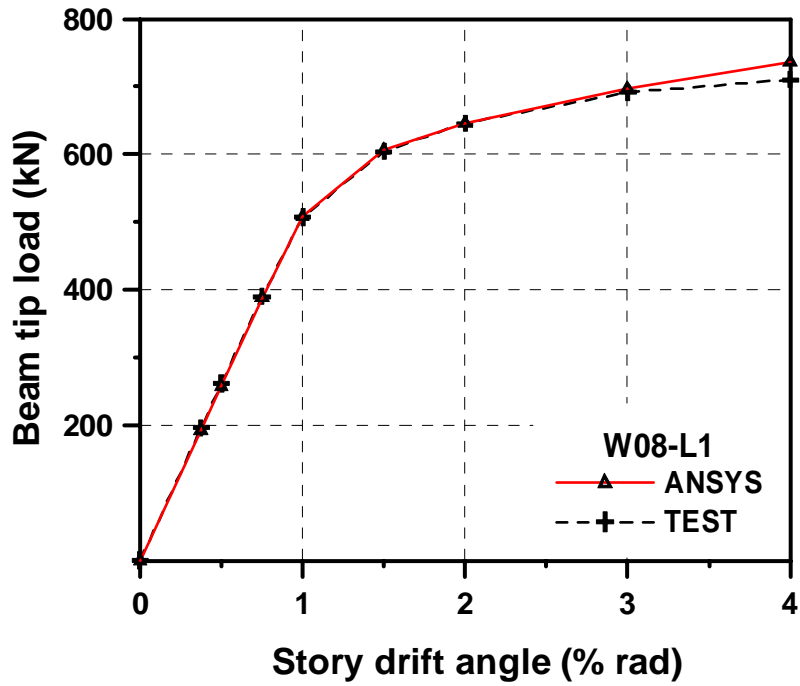


圖 5.1 試體 W08-L1 模擬與實驗之梁端載重-位移包絡線

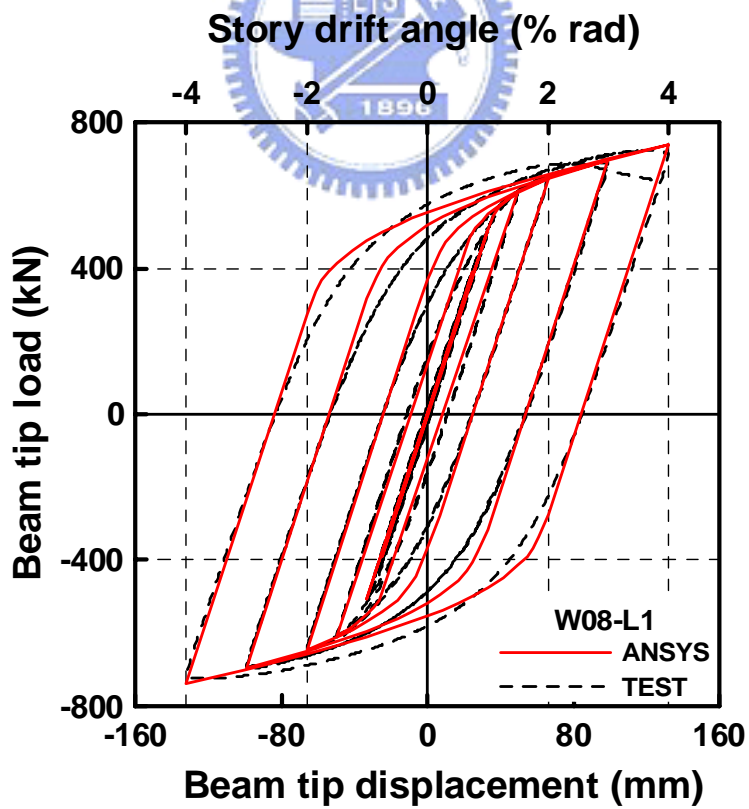
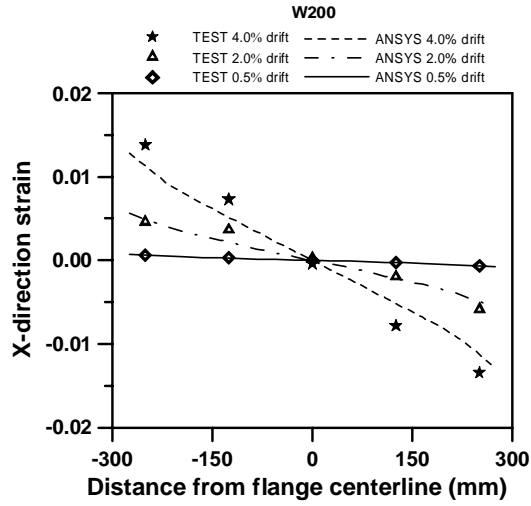
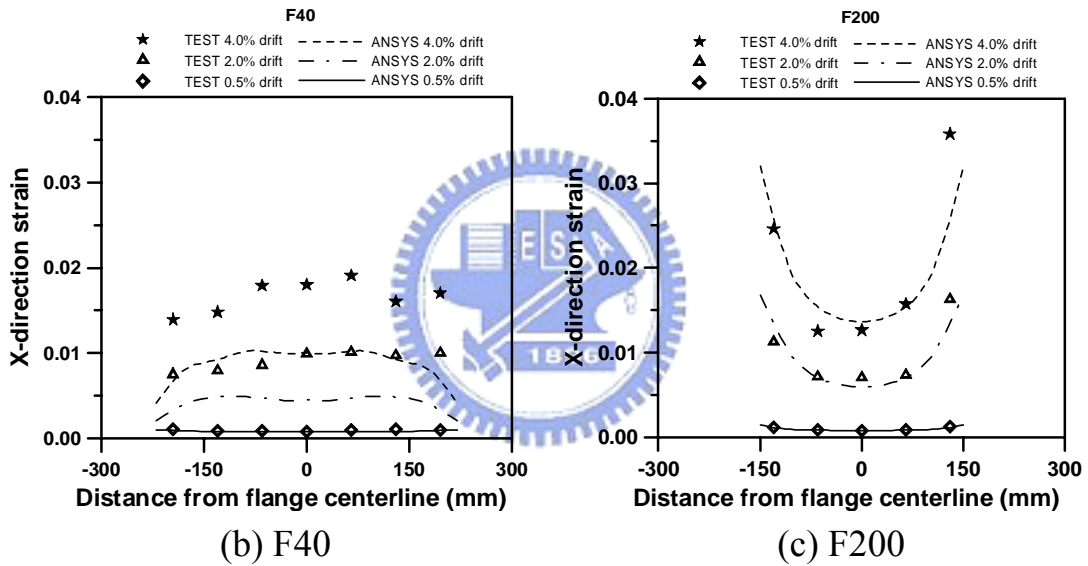


圖 5.2 試體 W08-L1 模擬與實驗之梁端載重-位移曲線



(a) W200



(b) F40

(c) F200

圖 5.3 試體 W08-L1 模擬與實驗之應變分佈比較

第六章 擴翼型式梁柱接頭設計

6.1 概述

經由有限元素分析與實尺寸試驗之結果，對於擴翼補強式梁柱接頭之試體行為乃至降伏區特性等有相當瞭解。但由於實尺寸試驗之試體數目僅有三組，試體數目不足以代表所有擴翼式梁柱接頭，故本章僅列出擴翼式接頭之細部設計公式與初步的設計流程，提供未來應用擴翼補強型式接頭時之參考依據。

6.2 擴翼式接頭細部設計公式

圖 6.1 為擴翼式梁柱接頭之彎矩強度與外力需求彎矩圖，所應用之設計公式如下：



1. 選取一梁、柱尺寸，並考慮材料變異係數可得梁之設計彎矩容量

$$M_{pe} = Z_b \cdot R_y \cdot F_y \quad (6-1)$$

2. 選取擴翼比 W 之值，推出 b_{wf} 並藉此得到梁柱接面之設計彎矩容量

$$M_c = Z_c \cdot R_y \cdot F_y \quad (6-2)$$

3. 選取擴翼補強長度 L ，可得梁柱接面之需求彎矩

$$M_d = \frac{L_b}{L_b - L} \cdot M_{pe} \quad (6-3)$$

4. 選取擴翼板最大寬度之補強長度 L_{wf} ，可得圓弧段曲率半徑 R

$$R \geq \frac{b_{wf} - b_f}{4} + \frac{(L - L_{wf})^2}{b_{wf} - b_f} \quad (6-4)$$

5. 檢核梁柱接面之安全係數 α

$$\alpha = \frac{M_c}{M_d} \quad (6-5)$$

其符號說明如下：

b_f ：鋼梁翼板寬度

b_{wf} ：擴翼板最大寬度

d_c ：柱翼板寬度

d_b ：梁深度

L ：擴翼補強段長度

L_b ：梁全跨距之半

L_{wf} ：擴翼板最大寬度之補強長度

M_c ：梁柱接面之設計彎矩容量

M_d ：梁柱接面之需求彎矩

M_{pe} ：梁之設計彎矩容量

R ：擴翼圓弧段之曲率半徑



R_y ：材料變異係數

W ： b_{wf}/d_c ，擴翼板最大寬度與柱翼板寬度之比值

Z_b ：梁之塑性斷面模數

Z_c ：擴翼板於梁柱接面之塑性斷面模數

α ： M_c/M_d ，梁柱接面設計彎矩容量與需求彎矩之比值

6.3 設計流程

根據有限元素分析與實尺寸試驗的結果，可大致歸納出各參數較為合理之範圍，以下分述各設計參數之值：

1. 參數 W ：由試體 W10-L1 與 W08-L1 可知，當擴翼至與柱同寬時，可大大降低於梁翼全滲透銲道兩側之應變需求，故建議參數 W 取至 1.0。
2. 參數 L ：試體 W10-L1 與 W10-L2 皆有相當不錯的韌性消能機制，皆可將塑鉸遠離柱面產生，故建議 L 可取 1/3~2/3 倍的梁深。
3. 參數 α ：由試體 W08-L1 可知，試驗最終雖於梁翼全滲透銲道兩側無發生裂縫，但已發生石灰剝落，故 α 可保守取至 1.28。

設計流程

以下為初步之設計流程，決定擴翼板之各尺寸，共計 b_{wf} 、 L_{wf} 與

R 等：

1. 選定梁柱尺寸、長度及材料；
2. 令 W 等於 1.0，可求得 b_{wf} ，進而推得梁柱接面之設計彎矩容量 M_c ；
3. 選取 $L (=d_b/3 \sim 2d_b/3)$ ，可得梁柱接面之需求彎矩 M_d ；
4. 令擴翼板最大寬度之補強長度 L_{wf} 為 $d_b/6$ ，計算擴翼圓弧段之曲率半徑 R ；
5. 檢核 α 是否大於 1.28，若否，則須減小 L 之值或重新選擇梁柱尺寸。

依照以上程序設計出擴翼板尺寸後，需依規範規定進行強柱弱梁及梁腹交會區之各項強度檢核，即完成擴翼型式梁柱接頭之設計。

設計範例

依照以上之設計流程，改變梁柱尺寸設計一個範例如下：

- Step 1. 選定梁柱尺寸分別為 H700×300×13×24 (3700 mm)、 $\square 500 \times 500 \times 25 \times 25$ (3000 mm)，皆採用 A572 Gr. 50 ($F_y = 345$ MPa, $R_y = 1.1$)。由公式(6-1)推得 $M_{pe} = 2371$ kN-m。
- Step 2. 令 $W = 1.0$ ，可得 $b_{wf} = 500$ mm，由式(6-2)求得 $M_c = 3603$ kN-m。
- Step 3. 取 $L = 240$ mm，由式(6-3)求得 $M_d = 3536$ kN-m。
- Step 4. 取 $L_{wf} = 100$ mm，由式(6-4)得 R 須大於 148 mm，故取 200 mm。

Step 5. 由式(6-5)得 $\alpha = 1.42 \geq 1.28$ (OK)

由以上之設計步驟可得擴翼型式各細部尺寸，並依照第五章所建立之分析模式建立模型 A1，以瞭解不同的梁柱尺寸對擴翼式梁柱接頭是否有相同的降伏趨勢。圖 6.2 為模型 A1 於 4% 弧度時之 von Mises 應力分佈與 PEEQ 應變分佈圖，顯示其最大應力與應變需求發生於擴翼圓弧段末端，降伏區域亦往遠離柱面發展，且於梁翼全滲透鐸道兩側最大之 PEEQ index 值僅為 6.08，相較於模型 W08-L1A (13.95) 安全許多。由此範例可知，改變梁柱尺寸預估仍可發揮擴翼式梁柱接頭之設計理念，期使往後研究可朝向不同梁柱尺寸之試驗，以完成更為完善之設計流程。



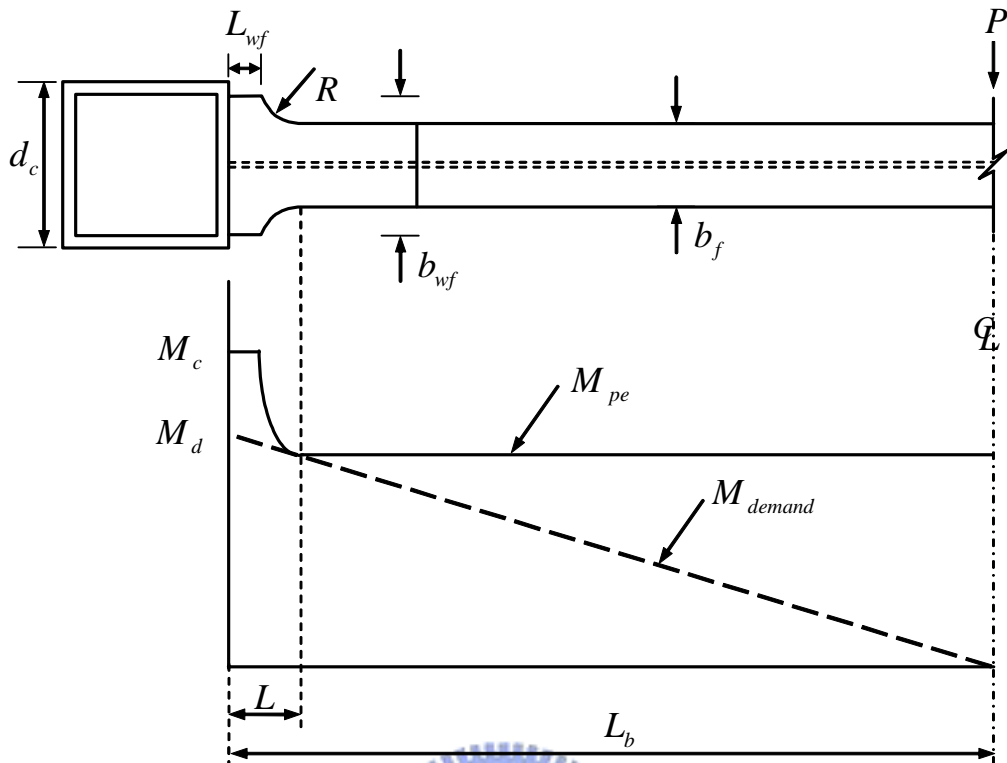
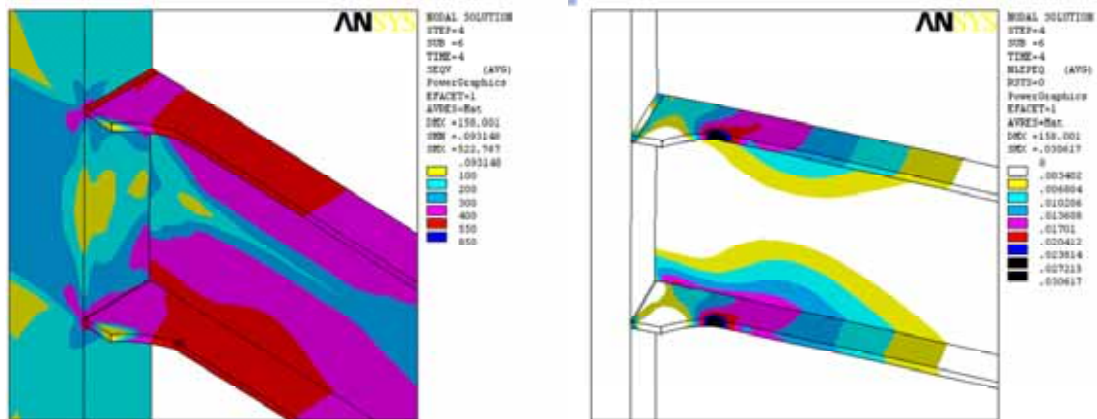


圖 6.1 擴翼式梁柱接頭之彎矩強度與外力需求彎矩圖



(a) von Mises 應力分佈圖

(b) PEEQ 應變分佈圖

圖 6.2 模型 A1 於 4% 弧度時之應力與應變分佈圖

第七章 結論與建議

綜合以上各章節所述，對於擴翼型式梁柱接頭之相關理論、有限元素分析與試驗結果，提出具體之研究結論，並提供擴翼型式應用之建議與進一步研究之方向。

7.1 結論

1. 本研究對托梁韌性抗彎接頭細節有兩個較特殊的改善，即採無扇形銲接開孔與擴翼式托梁型式。採無扇形開孔可減低開孔尖端處之高應力集中，並提升該區域整體之韌性容量；而採用擴翼式托梁型式可減低梁翼全滲透銲道兩側高應力集中問題，使力量均勻平順的傳入柱內。
2. 擴翼式接頭之設計理念主要將塑鉸遠離柱面，提高梁柱接面處之彎矩強度，以避免於銲接熱影響區發生脆性破壞；進而採圓弧漸變梁翼設計，以避免梁翼變化末端產生應力集中之現象。
3. 分析模型之主要研究參數為 W 、 L 與 α 。 W 為梁擴翼板最大寬度和柱翼板寬度之比值 b_{wf}/d_c ； L 為擴翼板之圓弧段末端至柱面距離，即擴翼板補強長度； α 則為擴翼補強後梁柱接面塑性彎矩容量 $M_{capacity}$ 與該處外力彎矩需求 M_{demand} 之比值。
4. 由研究參數得知，增加梁擴翼板的寬度，可有效的降低梁翼全滲透銲道兩側應力集中的趨勢及應變韌性的需求。增加梁擴翼補強段長度，其圓弧段會較為平緩，降低應力集中於圓弧末端，並擴大降伏區域。參數 α 可視為梁柱接面之安全係數，其值愈高代表於梁柱接面發生破壞的可能性就愈低。

5. 由三組擴翼式實尺寸接頭試驗顯示，試體 W10-L1 於下擴翼板末端左側發現小裂痕，試體 W08-L1 於梁翼全滲透鐸道兩側有較高的應變韌性需求，試體 W10-L2 其挫屈範圍較大。三組試體之行為皆因梁翼與梁腹局部挫屈而使彎矩強度下降，但仍較規範訂定之可信賴值高。然而，於擴翼圓弧段有廣闊的降伏與塑性行為發生，以確保塑鉸遠離柱面形成，證實採擴翼補強方式之梁柱接頭具優良之韌性消能能力。

7.2 建議

1. 擴翼型式設計參數中，擴翼比 W 建議取至 1.0，補強段長度 L 建議取 $d_b/3 \sim 2d_b/3$ ，檢核梁柱接面之安全係數 α 建議應大於 1.28。另外，擴翼板最大寬度之補強長度 L_w 取 $d_b/6$ 即可。此設計參數仍需進一步研究以歸納出較佳之擴翼式梁柱接頭設計流程。
2. 本研究採箱型柱接 H 型鋼梁，於有限的試體所歸納之設計流程將較為保守，期使擴翼式梁柱接頭往後之研究方向能朝向不同梁柱尺寸或型式，使擴翼補強型式梁柱接頭之適用範圍更為廣闊。

參考文獻

- AISC, (2002), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*.
- ANSYS, (2002), Swanson Analysis Systems, Inc.
- Astaneh-Asl, A., (1997) “Seismic Design of Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames,” Steel Tips, Structural Steel Educational Council.
- Boresi, A. P., Schemidt, R. J., and Sidebottom, O. M., (1993) “Advance Mechanics of Materials,” John Wiley & Sons, Inc.
- Chen, C. C., Lin, C. C., and Tsai, C. L., (2004) “Evaluation of Reinforced Connections Between Steel Beams and Box Columns,” *Engineering Structures*, Vol. 26, pp. 1889-1904.
- Chen, S. J., Yeh, C. H., and Chu, J. M., (1996) “Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1292-1299.
- El-Tawil, S., Mikesell, T., and Kunnath, S.K., (2000) “Effect of Local Details and Yield Ratio on Behavior of FR Steel Connections.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1.
- Engelhardt, M. D., and Sabol, T. A., (1998) “Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates: Benefits and Limitations,” *Engineering Structures*, Vol. 20, pp. 510-520.
- Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J., and Potyraj, T. J., (1998) “Experimental Investigation Dogbone Moment Connections,” *Engineering Journal*, AISC, 4th quarter, pp. 128-139.
- FEMA, (1995), Interim Guidelines, Inspection, Evaluation, Repair, Upgrade and Design of Welded Moment Resisting Steel Structures, FEMA-267 (SAC 95-02), *Federal Emergency Management Agency*.

- FEMA, (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, *Federal Emergency Management Agency*.
- Lee, C. H., (2002) “Seismic Design of Rib-reinforced Steel Moment Connections Based on Equivalent Strut Model,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 9.
- Lu, L.-W., Ricles, J. M., Mao, C., and Fisher J. W., (2000) “Critical Issues in Achieving Ductile Behavior of Welded Moment Connections.” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 55, Issue 1-3, pp. 325-341.
- McMullin, K. M., and Astaneh-Asl A., (2003) “Steel Semirigid Column-Tree Moment Resisting Frame Seismic Behavior,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 9, pp. 1243-1249.
- Plumier, A., (1997) “The Dogbone: Back to the Future,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 34, No. 2.
- Ting, L. C., Shanmugam, N. E., Lee, S. L., (1991) “Box-Column to I-Beam Connections with External Stiffeners,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 18, No. 3.
- Uang, C. M., and Bondad, D., (1998) “Cyclic Performance of Haunch Repaired Steel Moment Connections: Experimental Testing and Analytical Modeling,” *Engineering Structures*, Vol. 20, pp. 552-561.
- 內政部營建署 (1999), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。
- 林新益 (1989), 「箱型柱與 I 型梁接頭之強度與韌性」, 國立台灣科技大學營建工程技術研究所碩士學位論文, 陳生金指導。
- 林群洲、陳誠直 (2003), 「接合細部於箱型柱梁柱接頭行為之影響」, 第二十七屆全國力學會議。
- 陳嘉有 (1995), 「韌性鋼骨梁柱接頭行為研究」, 國立台灣大學土木工程學系碩士論文, 蔡克銓指導。

簡 歷



中文姓名：林 潔 祥

英文姓名：Lin, Chieh-Hsiang

出生日期：西元 1979 年 10 月 18 日

出生地：台北市

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 年畢業於交通大學土木工程學系

民國 88 年畢業於台北市立松山高級中學

民國 84 年畢業於台北市立興雅國民中學

民國 81 年畢業於台北市立興雅國民小學

