

預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭

之耐震行為研究

Seismic Behavior of Self-centering Connections with a Reinforced
Concrete Column and Post-tensioned Steel Beams

研 究 生：陳俊翰

Student : J. H.Chen

指 導 教 授：周中哲 博士

Advisor : Dr. C. C. Chou

國立交通大學

土木工程學系碩士班



A Thesis

Submitted Institute of Civil Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of Master of Science

in

Civil Engineering

September 2005

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十四年九月

預力鋼梁與鋼筋混凝土柱自行復位接頭之耐震行為研究

研究生：陳俊翰

指導教授：周中哲 博士

國立交通大學土木工程學系

摘 要

利用預先施加於梁柱系統之預力以抵抗地震之效應為預力建築構造的特色，此種預力結構於受震過程中經由梁柱接合介面開合及預力鋼鍵之拉力而使結構物具有大變形後自我復位之能力，但有遲滯消能能力小的缺點。因此本研究著重於以反覆載重實驗的方式探討鋼梁與鋼筋混凝土柱以後拉預力鋼鍵的方式接合後的力學行為及抗震性能，並在鋼梁翼板外側與柱間提供削切型鋼板來增加接頭區的遲滯消能能力。實驗結果顯示(1) 含挫屈束制削切型鋼板可以有效增加梁柱接合的消能能力、(2) 預力梁柱接合系統可確保梁達到 0.04 弧度層間側位移角而無強度遞減之情形、及(3) 鋼梁在 0.05 弧度層間側位移角時因挫屈造成初始預力損失及自我復位能力的消失。本研究並以有限元素分析程式(ABAQUS)模擬試體以探討鋼梁在預力及撓曲載重作用下的行為。

Seismic Behavior of Self-centering Connections with a Reinforced Concrete Column and Post-tensioned Steel Beams

Student : J. H. Chen

Advisor : Dr. C. C. Chou

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

The seismic performance of post-tensioned steel connections for moment-resisting frames was examined experimentally and analytically. Cyclic tests were conducted on three full-scale subassemblies, which had two steel beams post-tensioned to a reinforced concrete column (RCS) with high-strength strands to provide recentering response. Reduced flange plates (RFPs) welded to the column and bolted to the beam flange were used to increase the dissipation of energy. Test results indicated that (1) the proposed buckling-restrained RFP was effective in dissipating energy in axial tension and compression, (2) the subassemblies could reach an interstory drift of 4% without strength degradation, and (3) buckling of the beam occurred at an interstory drift of 5%, causing a loss of the strand force, the recentering response, and the moment capacity. A general-purpose nonlinear finite element analysis program (ABAQUS) was used to perform a correlation study. The behavior of the steel beam under both post-tensioning and flexural loadings was described based on the experimental investigation and finite element analysis.

誌 謝

在經過兩年的努力，本研究論文終於順利完成，在這兩年的時間是我求學以來最充實的兩年，感謝老師在這段論文研究期間不時的教導我何謂做研究的方法與態度，嚴謹的思維、追根究底的態度，此外更改正我做人處事的道理，磨練我的心智，令我經的起更大的考驗，在此獻上最真誠的敬意。同時在論文口試期間，承蒙台灣大學 蔡克銓教授、台灣科技大學 陳正誠教授、交通大學 劉俊秀教授及陳誠直教授的蒞臨指導，以專業的知識為正本研究不足之處提供寶貴的意見，讓本研究論文更趨完善，再次感謝各位教授的指教。

另外感謝國家地震工程研究中心提供研究經費與試驗場地讓本研究能順利完成，也特別對國家地震工程研究中心的技術人員周志雄組長等人獻上謝意，多謝你們的配合。同時也非常感謝鴻舜機械公司周仁財先生等工作團隊、DSI 的楊先生等工作團隊以及潤弘預鑄廠等單位的配合，協助試驗的進行。

感謝學長陳鈺智、陳沛均，同學家慶、崇豪、萬進、家乾、建勳以及學弟郁仁、昱棋、智堡，沒有你們的幫忙我應該還在做實驗，沒有你們的配合論文將無法如期完成，謝謝你們陪我度過這段辛苦的日子。

另外我要對女友靜芬說聲感謝，在這段日子裡我面臨到很多的壓力，在我最痛苦的關頭是你帶著我度過，在我最掙扎的一刻是你將我救起，沒有你的關懷與諒解我無法獨自完成這個任務，也要對你說聲抱歉，這段日子讓你忍受了不少的委曲，謝謝你為我付出的一切，我將銘記在心。

最後僅將本文獻給我最親愛的家人，感謝你們給我的支持與鼓勵，希望我的成就能成為你們的驕傲，這個碩士學位不只是我的也是你們的。

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
照片目錄.....	X III
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 文獻回顧.....	2
1.3 研究動機.....	3
1.4 研究目的.....	3
1.5 研究內容.....	4
第二章 預力樑柱接合行為.....	5
2.1 前言.....	5
2.2 預力樑柱接頭行為.....	5
2.2.1 預力樑柱接頭梁端彎矩與旋轉角關係.....	5
2.2.2 預力樑柱接頭勁度.....	10
2.2.3 梁翼加勁板設計.....	13
2.2.4 梁翼加勁板末端應變.....	15
2.2.5 削切鋼板.....	15
2.3 預力樑柱接合試體.....	16
2.3.1 試體 1.....	17
2.3.2 試體 2.....	18

2.3.3 試體 3.....	18
2.3.4 試體 4.....	19
2.3.5 試體 5.....	19
2.4 材料性質.....	20
2.5 試體載重歷時及梁測儀器規劃.....	21
第三章 試體試驗與結果分析.....	23
3.1 前言.....	23
3.2 試體製作與組裝.....	23
3.3 試體 1 實驗結果.....	24
3.3.1 實驗現象觀察.....	24
3.3.2 整體反應.....	25
3.3.3 局部反應.....	28
3.4 試體 2 實驗結果.....	29
3.4.1 實驗現象觀察.....	29
3.4.2 整體反應.....	30
3.4.3 局部反應.....	32
3.5 試體 3 實驗結果.....	32
3.5.1 實驗現象觀察.....	32
3.5.2 整體反應.....	33
3.5.3 局部反應.....	35
3.6 試體 4 實驗結果.....	36
3.6.1 實驗現象觀察.....	36
3.6.2 整體反應.....	37
3.6.3 局部反應.....	38
3.7 試體 5 實驗結果.....	39



3.7.1 實驗現象觀察.....	39
3.7.2 整體反應.....	40
3.7.3 局部反應.....	41
第四章 有限元素分析.....	42
4.1 前言.....	42
4.2 削切鋼板有限元素分析.....	42
4.3 試體實驗與預測分析模擬.....	44
4.4 整體模型分析之介紹.....	45
第五章 結論與建議.....	47
5.1 結論.....	47
5.2 建議.....	49
參考文獻.....	50



表目錄

表 2.1 試體接頭區特性.....	53
表 2.2 設計與實驗參數對照表.....	53
表 2.3 各組試體在不同步驟下的勁度.....	54
表 2.4 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	54
表 2.5 鋼材材料性質.....	55
表 2.6 鋼筋材料性質.....	55
表 2.7 混凝土抗壓強度.....	55
表 3.1 實驗反應.....	56
表 3.2 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	56
表 3.3 各組試體彎矩簡化計算結果比較.....	57
表 4.1 削切鋼板分析模型參數變化.....	58
表 4.2 分析結果.....	59



圖目錄

圖 1.1 鋼梁挫屈(Chou & Uang 2002)	60
圖 1.2 RCS 接合細節(Courtesy : Deierlein 1997)	60
圖 1.3 梁柱接頭區形式	61
圖 2.1 預力梁柱接頭彎矩與旋轉角關係.....	62
圖 2.2 預力梁柱接頭自由體圖	63
圖 2.3 削切鋼板力量-位移關係圖.....	64
圖 2.4 梁柱接頭勁度分析示意圖.....	65
圖 2.5 梁柱接頭試體自由體圖.....	65
圖 2.6 中性軸沿梁身變化.....	66
圖 2.7 加勁板長度決定方式.....	66
圖 2.8 柱尺寸及強度.....	67
圖 2.9 試體 1 梁柱接合細節.....	68
圖 2.10 試體 2 梁柱接合細節	69
圖 2.11 試體 3 梁柱接合細節.....	70
圖 2.12 試體 4 梁柱接合細節	71
圖 2.13 試體 5 梁柱接合細節	72
圖 2.14 預測梁端彎矩.....	73
圖 2.15 試體彎矩與強度需求關係	74
圖 2.16 應力-應變關係圖.....	75
圖 2.17 理想化鋼腱應力-應變關係圖.....	75
圖 2.18 試體測試構架.....	76
圖 2.19 反覆載重歷時.....	76
圖 2.20 試體 1 量測儀器規劃圖.....	78
圖 2.21 試體 2 量測儀器規劃圖.....	80

圖 2.22 試體 3 量測儀器規劃圖.....	82
圖 2.23 試體 4 量測儀器規劃圖.....	84
圖 2.24 試體 5 量測儀器規劃圖.....	86
圖 2.25 柱及梁柱接合區變形	87
圖 3.1 試體 1 梁端彎矩與梁端變形關係.....	88
圖 3.2 各組試體彎矩與梁端位移之包絡線.....	89
圖 3.3 試體 1 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	89
圖 3.4 各組試體分離彎矩.....	90
圖 3.5 試體 1 層間側位移角與鋼腱力量關係.....	90
圖 3.6 試體 1 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係.....	91
圖 3.7 各組試體梁端變位分量關係.....	92
圖 3.8 試體 1 中性軸位置關係.....	93
圖 3.9 試體 1 剛體旋轉角與層間位移角關係.....	93
圖 3.10 試體 1 分離轉角比較圖.....	94
圖 3.11 各組試體預力損失比值	94
圖 3.12 殘留變形圖	95
圖 3.13 試體 1 削切鋼板伸長.....	95
圖 3.14 試體 1 彎矩簡化計算比較.....	96
圖 3.15 試體彎矩與梁柱接合區內箍筋應變關係	97
圖 3.16 試體 1 彎矩與梁翼板內側應變關係.....	98
圖 3.17 試體 1 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係.....	99
圖 3.18 試體 1 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.01 \text{ rad}$)	100
圖 3.19 試體 1 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係	100
圖 3.20 試體 2 彎矩與梁端位移關係	101
圖 3.21 試體 2 千斤頂側向力與鋼腱力量關係	102

圖 3.22	試體 2 層間位移角與鋼腱力量關係	102
圖 3.23	試體 2 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係	103
圖 3.24	試體 2 中性軸位置關係	104
圖 3.25	試體 2 梁柱分離轉角比較圖	104
圖 3.26	試體 2 削切鋼板	105
圖 3.27	試體 2 彎矩與梁柱接合區內箍筋應變關係	106
圖 3.28	試體 2 彎矩與梁翼板內側應變關係	107
圖 3.29	試體 2 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係	108
圖 3.30	試體 2 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.01 \text{ rad}$)	109
圖 3.31	試體 2 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係	109
圖 3.32	試體 3 梁彎矩與位移關係	110
圖 3.33	試體 3 千斤頂力量與鋼腱力量關係	111
圖 3.34	試體 3 層間位移角與鋼腱力量關係	111
圖 3.35	試體 3 中性軸位置關係	112
圖 3.36	試體 3 梁柱分離轉角比較圖	112
圖 3.37	試體 3 削切鋼板變形量與剛體旋轉角關係	113
圖 3.38	試體 3 梁端彎矩與接頭區包覆鋼板應變計之剪應變關係	114
圖 3.39	試體 3 彎矩與梁翼板內側應變關係	115
圖 3.40	試體 3 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係	116
圖 3.41	試體 3 彎矩強度與需求關係	117
圖 3.42	試體 3 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係	117
圖 3.43	試體 4 梁端彎矩與梁端位移關係圖	118
圖 3.44	試體 4 千斤頂力量與鋼腱力量關係圖	119
圖 3.45	試體 4 層間側位移角與鋼腱力量關係	119
圖 3.46	試體 4 彎矩與柱轉角關係	120

圖 3.47 試體 4 中性軸與剛體旋轉角關係	120
圖 3.48 試體 4 梁柱分離轉角比較圖	121
圖 3.49 試體 4 削切鋼變形與剛體旋轉角關係	121
圖 3.50 試體 4 梁端彎矩與接合區包覆鋼板應變計之剪應變	122
圖 3.51 試體 4 彎矩與梁翼板內側應變關係	123
圖 3.52 試體 4 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係	124
圖 3.53 試體 4 彎矩強度與需求關係	125
圖 3.54 試體 4 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係	125
圖 3.55 試體 5 梁端彎矩與梁端變形關係圖	126
圖 3.56 試體 5 千斤頂力量與鋼腱力量關係圖	127
圖 3.57 試體 5 層間側位移角與鋼腱力量關係	127
圖 3.58 試體 5 彎矩與柱轉角關係	128
圖 3.59 五組試體中性軸與剛體旋轉角關係	128
圖 3.60 試體 5 梁柱分離轉角比較圖	129
圖 3.61 試體 5 削切鋼板變形量與剛體旋轉角關係	129
圖 3.62 試體 5 梁端彎矩與接合區包覆鋼板應變計之剪應變關係	130
圖 3.63 試體 5 彎矩與梁翼板內側應變關係圖	131
圖 3.64 試體 5 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係	132
圖 3.65 試體 5 彎矩強度與需求關係	133
圖 4.1 試體 4 削切鋼板尺寸	134
圖 4.2 試體 4 削切鋼板結構模型網格	134
圖 4.3 鋼材應力 - 應變曲線	135
圖 4.4 試體 4 削切鋼板之力量-位移曲線比較	136
圖 4.5 試體 4 削切鋼板在降伏點前之 Mises 應力分佈情形	136
圖 4.6 試體 4 削切鋼板在降伏點時之 Mises 應力分佈情形	137

圖 4.7 試體 4 削切鋼板在降伏點時之軸向應力.....	138
圖 4.8 試體 4 削切鋼板圓弧形削切在降伏點時之主軸應力方向.....	139
圖 4.9 削切鋼板形狀變化示意圖	140
圖 4.10 降伏強度及極限強度與削切半徑關係.....	141
圖 4.11 有限分析與計算所得之力量-位移關係.....	142
圖 4.12 試體 1 梁端彎矩 - 位移關係	143
圖 4.13 試體 2 梁端彎矩 - 位移關係	143
圖 4.14 試體 3 梁端彎矩 - 位移關係	144
圖 4.15 試體 4 梁端彎矩 - 位移關係	144
圖 4.16 試體 5 梁端彎矩 - 位移關係	145
圖 4.17 參數變化與彎矩 - 位移關係.....	145
圖 4.18 試體 4 結構模型網格.....	146
圖 4.19 梁柱接頭應力變化.....	147
圖 4.20 梁翼板應力沿梁身分佈.....	148
圖 4.21 梁腹板應力沿梁身分佈.....	149
圖 4.22 梁剪應變沿梁身分佈.....	150
圖 4.23 梁端彎矩與位移關係.....	151
圖 4.24 鋼腱內力與梁端位移關係.....	151

照片目錄

照片 3.1 試體 1 封模前鋼筋組裝圖.....	152
照片 3.2 試體 1 與試體 3 於預鑄廠灌漿全景.....	152
照片 3.3 試體 4 與試體 5 鋼筋混凝土柱製作完成.....	153
照片 3.4 試體 2 梁柱組裝.....	153
照片 3.5 試體 1 施拉預力全景.....	154
照片 3.6 試體 1 削切鋼板形式.....	154
照片 3.7 試體 1 測試前全景.....	155
照片 3.8 試體 1 承壓板內側梁腹板降伏.....	155
照片 3.9 試體 1 梁柱交會區混凝土剪力裂縫($\theta = 0.005 \text{ rad}$)	156
照片 3.10 試體 1 梁翼加勁板外側產生降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	156
照片 3.11 試體 1 梁柱分離情形($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	157
照片 3.12 試體 1 梁柱接頭區剪力裂縫	157
照片 3.13 試體 1 梁產生挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	158
照片 3.14 試體 1 梁上下翼板皆挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$).....	158
照片 3.15 試體 2 梁柱接合形式.....	159
照片 3.16 試體 2 梁翼板外側降伏($\theta = 0.005 \text{ rad}$)	159
照片 3.17 試體 2 梁柱接頭區剪力裂縫($\theta = 0.01 \text{ rad}$).....	160
照片 3.18 試體 2 削切鋼板產生高模態挫屈($\theta = 0.05 \text{ rad}$)	160
照片 3.19 試體 2 於 0.05 弧度層間側位移角時之梁變型.....	161
照片 3.20 試體 3 削切鋼板.....	162
照片 3.21 試體 3 梁柱接合形式	162
照片 3.22 試體 3 梁翼加勁板外之梁腹板與梁翼板內側降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$).....	163
照片 3.23 試體 3 梁柱介面分離($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	163
照片 3.24 試體 3 削切鋼板破壞情形(2nd 次試驗, $\theta = 0.04 \text{ rad}$).....	164

照片 3.25 試體 4 梁柱接合型式.....	164
照片 3.26 試體 4 削切鋼板端部降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	165
照片 3.27 試體 4 削切鋼板端部外側挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	165
照片 3.28 試體 4 削切鋼板高模態挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	166
照片 3.29 試體 4 梁腹板降伏($\theta = 0.05 \text{ rad}$)	166
照片 3.30 試體 4 削切鋼板受拉產生斷裂($\theta = 0.05 \text{ rad}$)	167
照片 3.31 試體 5 梁柱接頭.....	167
照片 3.32 試體 5 削切鋼板降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)	168
照片 3.33 試體 5 削切鋼板加勁後於端部未挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)	168
照片 3.34 試體 5 梁未產生明顯降伏($\theta = 0.04 \text{ rad}$, 1st Test)	169
照片 3.35 試體 5 削切鋼板斷裂($\theta = 0.04 \text{ rad}$, 2nd Test)	169



第一章 緒論

1.1 前言

隨著經濟的快速發展，工程施工品質及效率要求提高的情況下，預鑄鋼筋混凝土結構系統在橋梁(Chou and Chen 2005, Hewes and Priestley 2002)及房屋建築(Englekirk 1996, Cheok and Stone 1994, Cheok and Lew 1993, Priestley and Tao 1993)上有逐漸增加的趨勢。與傳統的鋼筋混凝土結構系統相比較，預鑄鋼筋混凝土結構系統有較短的施工週期及較低的施工成本，並且預鑄鋼筋混凝土構件可以在工廠製造，混凝土的品質可以有效的掌控。由於相關的研究相當有限，美國與日本合作專案-預鑄鋼筋混凝土結構系統的耐震行為研究於 1988 年正式成立。PRESSS (PREcast Seismic Structural System) 研究計畫則於 1990 年代由 NSF (National Science Foundation) 出資成立以研究預鑄鋼筋混凝土結構構件在房屋結構上的應用，主要的目的是在建立合理的耐震設計規範供工程師使用。

在日本，預鑄鋼筋混凝土結構系統的規範已於數年前制定，限定預鑄鋼筋混凝土建築物須低於 60 m (Watanabe et al. 2000)，而且要求預鑄鋼筋混凝土結構的接頭耐震行為須類似於傳統的鋼筋混凝土結構接頭。因此預鑄的梁及柱桿件均需在工地現場紮筋組模並以澆置梁柱接頭區混凝土的方式組裝(稱濕式接頭)。在美國，研究的方向則偏重於以後拉預力鋼腱的方式(Priestley and MacRae 1996, Pampanin et al. 1999)，將預鑄的梁和柱構件連接的接頭(稱乾式接頭)。由於梁及柱桿件基本上是分離的，此種接頭導致於有別於濕式接頭的結構行為。雖然兩種接頭型式造成不同的結構行為，但乾式接頭變形能力與傳統鋼筋混凝土梁柱接頭相似，卻有著極小的殘餘變形能力，由於無須在現場澆置混凝土卻大大節省了施工的週期及成本。美國加州大學聖地牙哥分校於 1999 年完成縮尺五層樓預力預鑄鋼筋混凝土

構架的擬動態測試(Priestley 1996, Nakaki et al. 1999, Pampanin et al. 1999) , 進一步的驗證預力構架系統於地震下的反應。美國舊金山市於 2002 年建造完成一棟 39 層辦公大樓(Englekirk 2002)則採用此預力構架系統的接合細節。

由於傳統鋼結構抗彎矩構架系統是利用鋼梁的變形消釋地震能量,變形之後鋼梁(Chou and Uang 2002)會產生腹板及翼板的挫曲(如圖 1.1 所示)甚至焊接接頭破壞,這種破壞後的鋼梁造成使用者修復工作的困難度增加,將預力預鑄鋼筋混凝土的技術應用在以鋼梁為主的抗震構架系統中,則可避免前述的破壞發生,且此系統在地震過後會具有小殘餘變形的能力(即自行復位的能力)。

1.2 文獻回顧

目前國內外有關於預力鋼梁的研究(Ricles et al. 2001, 2002, Christopoulos et al. 2002, Chou et al. 2004, 2005, Garlock et al. 2005,)非常有限,學者 Ricles et al. (2001, 2002)在美國里海大學首先提出將鋼梁與鋼柱以高拉力鋼腱接合,並在梁柱接合處裝置角鋼提供接頭消能能力,梁柱接頭試體的梁端最大變形可達層間側位移角 0.03 弧度,依據實驗結果可歸納如下:(1)梁柱接頭系統具有大變形下回復到原點的能力(即自行復位的能力)及(2)梁柱接頭在梁與柱分離前具有與傳統焊接接頭相同的勁度。

學者 Christopoulos et al. (2002)在美國加州大學聖地牙哥分校所從事的研究主要是將 H 型鋼柱與鋼梁以高拉力鋼棒接合,並在梁翼板內側加裝鋼棒來提升預力梁柱接頭系統的消能能力。實驗結果指出:(1)預力接頭系統的行為模式可以消能鋼棒的双線性彈塑性行為模式與鋼腱双線性行為模式疊加而成,並利用迭代演算的方式預測接頭的行為及(2)在梁端變形持續加大至層間側位移角 0.04 弧度下,並不會造成梁的破壞而有殘留變形。

學者周中哲與蔡克銓教授(Chou et al. 2004)在國家地震中心則將此技術應用在鋼梁與鋼管混凝土柱的接合，並利用接頭區削切鋼板來增加消能力，發現預力鋼梁在大軸壓力與彎矩作用下達 0.05 弧度層間側位移角時會挫屈破壞，而造成預力損失及自行復位能力的喪失。比較傳統抗彎構架與預力構架於地震下的反應(Chou et al. 2005)發現預力構架有較小的殘餘變形，最大位移反應與傳統抗彎構架相似。

1.3 研究動機

由於鋼筋混凝土柱與鋼梁的接合系統(Deierlein and Noguch 2004)會造成梁柱接頭區施工困難度提高(如圖 1.2 所示)究其因即為鋼梁須貫穿鋼筋混凝土柱，造成接頭區鋼筋與鋼梁交錯的情形發生。本研究嘗試著利用以鋼腱將鋼梁與鋼筋混凝土內柱以施拉預力的方式結合，由於鋼梁未貫穿混凝土內柱，所以可以減低接頭區的複雜性，為了增加接頭區的消能能力則將削切式的消能鋼板預埋置鋼筋混凝土柱內，並以螺栓與梁翼板接合，由於鋼梁及鋼筋混凝土柱均可在工廠內施作，再運抵工地現場組裝，避免在現場綁紮鋼筋及澆置混凝土可縮短工期，同時亦可使此系統具有自行復位的能力。

1.4 研究目的

本研究採用預鑄鋼筋混凝土柱與鋼梁預力接合，接頭區的形式如圖 1.3 所示，其中接頭區可採包覆鋼板與削切鋼板焊接接合，接頭區內並無使用箍筋[圖 1.3 (a)]，另一接頭形式則將削切鋼板埋入鋼筋混凝土柱[圖 1.3 (b)]，或使用螺栓將削切鋼板與柱接合[圖 1.3 (c)]。探討這三種形式下預力梁柱接頭的力學行為，另外配合不同的鋼梁預力大小、梁翼加勁板長度及削切鋼板尺寸，研究鋼梁在受預力及彎矩作用下的行為。依據實驗結果，

利用有限元素分析程式 ABAQUS(2003)建立預力梁柱接頭有限元素模型，檢核鋼梁的降伏及挫屈時機對預力接頭自行復位的影響。

1.5 研究內容

本研究內容共分為五個章節，除本章外，第二章介紹預力梁柱接頭系統力學行為與五組試體設計，第三章敘述五組試體實驗結果與分析，第四章介紹有限元素分析模型的建立並與實驗結果比較，第五章為結論與建議。



第二章 預力梁柱接頭行為及試體設計

2.1 前言

本章主要是介紹後拉式預力鋼梁與鋼筋混凝土柱接頭行為及試體設計，每一組試體皆採用高拉力鋼腱將梁與柱接合，並分別在梁柱接合處之上下兩側裝設削切鋼板提升梁柱接頭的消能能力，為了研究在不同設計準則下鋼梁承受軸力與彎矩的關係及削切鋼板的消能行為，試體 1 與試體 2 的鋼梁翼板降伏時機定在剛體旋轉角 0.01 弧度，試體 3 的梁翼板降伏時機定在剛體旋轉角 0.02 弧度，而試體 4 與試體 5 的梁翼板降伏時機則定在剛體旋轉角 0.03 弧度；為了符合不同的設計準則而將梁翼加勁板長度、厚度、削切鋼板厚度、初始預力與鋼腱數量等不同的參數做改變，以了解預力梁柱接頭的行為。本章 2.2 節介紹預力梁柱接頭的力學行為，2.3 節為預力梁柱接頭試體設計，2.4 節敘述試體材料強度，2.5 節介紹試體實驗構架裝置及載重歷時。



2.2 預力梁柱接頭力學行為

2.2.1 預力梁柱接頭梁端彎矩與旋轉角關係

預力梁柱接頭之梁端彎矩 M 與梁柱介面旋轉角度 θ_g 的關係可以圖 2.1 的 7 步驟表示之，預力梁之抗彎能力由預力鋼腱[圖 2.1(a)]與削切鋼板[圖 2.1(b)]共同提供。在初始預力作用下，預力梁可承受彎矩至 M_d [圖 2.1(c)]後才與柱面分離(步驟 1)。當梁端承受之彎矩逐漸增大至步驟 2 受拉側的削切鋼板會降伏，所提供的彎矩稱為 M_y 。受壓側的削切鋼板會於步驟 3 時才降伏，試體在步驟 4 時卸載，削切鋼板會於步驟 5 及 6 再次降伏。圖 2.2(a) 為梁在初始預力作用下的自由體圖，由於削切鋼板在施加預力後才與鋼梁栓接，在此階段並無外力作用在此鋼板上。鋼梁則會因初始預力作用，而

在距柱面 L_R 的位置處縮短 Δ_{in} ：

$$\Delta_{in} = \int_0^{L_R} \frac{N_{ST} T_{in}}{E_s \times A(x)} dx \quad (2.1)$$

其中 N_{ST} 為鋼腱股數(以圖 2.2 為例，在鋼梁的兩側各有兩股所以 $N_{ST}=4$)， E_s 為鋼梁彈性模數(= 200 GPa)， $A(x)$ 為包含梁與梁翼加勁板之斷面積沿梁縱向的變化。假設上部鋼腱所提供的初始預力 $T_{u,in}$ 與下部鋼腱所提供的初始預力 $T_{l,in}$ 相等均為 T_{in} 。壓應變 ε_f 可經由下式計算：

$$\varepsilon_f = \frac{N_{ST} T_{in}}{E_s A_e} \quad (2.2)$$

其中 A_e 為梁端受壓側的面積，梁受剪力作用後會產生彈性變形，造成梁端一側的壓應變增加，另一側的壓應變減小，當梁端一側的壓應變為零時，梁翼即與柱面分離，梁柱接頭自由體如圖 2.2(b)所示，軸壓力 C ：

$$C = \int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x}{d_t} \right) dA = N_{ST} T_{in} \quad (2.3)$$

此時梁端彎矩 M_d (在本研究中以分離彎矩稱之)表示為：

$$\begin{aligned} M_d &= M_{d,ST} + M_{d,R} \\ &= \left[\int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x}{d_t} \right) x dA - 2T_{u,in} d_u - 2T_{l,in} d_l \right] + \left[C_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} \right) + T_R \frac{t_R}{2} \right] \\ &= \left[\int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x^2}{d_t} \right) dA - 2T_{in} d_t \right] + [T_R (d_t + t_R)] \end{aligned} \quad (2.4)$$

其中 t_R 為削切鋼板的厚度， d_t 為梁與梁翼加勁板的總深度， d_u 為上方鋼腱至上梁翼加勁板外緣距離，而 d_l 為下方鋼腱至上梁翼加勁板外緣之距離。削切鋼板之拉力 T_R 與壓力 C_R 可由(2.1)式之 Δ_{in} 配合圖 2.3 求得。其中圖 2.3(a) 所示為鋼材 A36 之標準應力與應變關係並以一双線性近似之，將圖 2.3(a) 中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上削切鋼板在削切處的最小斷面積 A_m ，可以計算削切鋼板的降伏強度 P_y 及極限強度 P_u ：

$$P_y = \sigma_y \times A_m = \sigma_y \times t_R \times b_m \quad (2.5)$$

$$P_u = \sigma_u \times A_m = \sigma_u \times t_R \times b_m \quad (2.6)$$

其中 b_m 為最小斷面寬度。由於削切式鋼板在削切處的斷面皆不同，因此在軸向拉力或壓力作用下，鋼板上各斷面處之軸向應力均不相同，其中圖 2.3(b) 所示沿 x 方向上的鋼板寬度 $b(x)$ ：

$$\begin{aligned} b(x) &= (2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - x^2} & -c \leq x \leq c \\ b(x) &= b_R + 2 \cdot (x - c) \cdot \tan 60^\circ & c \leq x \leq c + b \\ b(x) &= B_R & b + c \leq x \leq a + b + c \end{aligned} \quad (2.7a)$$

$$a = 80 \text{ mm}$$

$$\text{其中 } b = \frac{B_R - b_R}{2} \cdot \cot 60^\circ = 174 \text{ mm} \quad (2.7b)$$

$$c = R^2 - \left(R - \frac{b_R - b_m}{2} \right)^2 = 98 \text{ mm}$$

R 為削切半徑， x 為距削切鋼板最小斷面外之距離， a 、 b 及 c 代表各階段長度，各斷面於軸力 P 作用下之應力 σ_R 如下式所示：

$$\sigma_R(x) = \frac{P}{b(x) \times t_R} \quad (2.8)$$

將(2.8)式計算所得之應力，依據圖 2.3(a)中雙線性的鋼材應力與應變關係圖可得到削切鋼板各斷面之應變 $\varepsilon_R(x)$ ，沿鋼板軸向對應變積分可得到削切鋼板在相對於軸力 P 作用下的變形 Δ ：

$$\begin{aligned} \Delta &= \int_{-c}^{a+b+c} \varepsilon_R(x) dx = \int_{-c}^{a+b+c} \frac{\sigma_R(x)}{E} dx = \int_{-c}^{a+b+c} \frac{P}{b(x) \times t_R \times E_s} dx \\ &= \frac{P}{t_R E_s} \left[\int_{-c}^c \frac{1}{(2R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - x^2}} dx + \int_c^{c+b} \frac{1}{b_R + 2(x - c) \tan 60^\circ} dx + \int_{c+b}^{a+b+c} \frac{1}{B_R} dx \right] \end{aligned} \quad (2.9)$$

其中 E 為應力與應變關係下之斜率，彈性將為 E_s ，非彈性為 E_p ，圖 2.3(c) 即為根據(2.9)式計算所得之軸力與變形關係，因此藉由(2.1)式所得之 Δ_{in} 及此圖可求出相對應之力量 C_R 、 T_R 。

圖 2.2(c)為梁端的一側與柱面分離後之自由體示意圖，分離後梁端中性軸會隨著梁旋轉角度 θ_g 而有所不同，為了分析此預力梁柱接頭彎矩與旋轉角關係，根據學者 Pampania et al. (2000)及 Christopoulos et al. (2002)提出的迭代方法預測中性軸位置，其步驟如下：

1. 假設某固定旋轉角度下的梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離為 c

根據圖 2.2(c)當梁端一側與柱面分離後，鋼腱伸長造成力量增加：

$$T_{ST} = N_{ST}T_{in} + N_{ST}\Delta T = N_{ST}T_{in} + N_{ST}\left[\frac{N(d_t/2 - c)\theta_g}{L_{ST}}\left(1 - \frac{N_{ST}A_{ST}}{A_b + N_{ST}A_{ST}}\right)\right]E_{ST}A_{ST} \quad (2.10)$$

其中 N 為在平面構架內梁柱交會區梁的數量(即單梁時 $N = 1$ ，雙梁時 $N = 2$)， θ_g 為梁端以柱面為支點的旋轉角度， L_{ST} 為預力鋼腱的長度， A_{ST} 為鋼腱單股面積， A_b 為梁面積， E_{ST} 為鋼腱彈性模數(= 195 GPa)， c 為中性軸位置距受壓側最外緣距離，假設梁受壓最外側的應變 ε_{max} 為：

$$\varepsilon_{max} = c\left(\frac{\theta_g}{d_t} + \alpha\phi_d\right) = c\left(\frac{\theta_g}{d_t} + \frac{M}{M_d}\phi_d\right) \quad (2.11)$$

其中 ϕ_d 為相對於梁彎矩 M_d 時之曲率：

$$\phi_d = \frac{2\varepsilon_f}{d_t} \quad (2.12)$$

α 則為降伏曲率放大係數(= M/M_d)，梁受壓側之壓力 C 為：

$$C = \int_0^c \sigma_x dA = \int_0^c E_s \varepsilon_{max} \frac{x}{c} dA = \int_0^c E_s x \left(\frac{\theta_g}{d_t} + \alpha\phi_d\right) dA = \int_0^c E_s x \left(\frac{\theta_g}{d_t} + \frac{M}{M_d}\phi_d\right) dA \quad (2.13)$$

其中 σ_x 為梁受壓處之應力， x 為受壓側距中性軸距離。由於梁的旋轉角度 θ_g 會造成削切鋼板拉伸及壓縮，其變位計算方式如下：

$$\Delta_t = \Delta_{in} + \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c\right)\theta_g \quad (2.14)$$

$$\Delta_c = \Delta_{in} + \left(\frac{t_R}{2} + c\right)\theta_g \quad (2.15)$$

其中 Δ_t 為削切鋼板總伸長量， Δ_c 為削切鋼板總壓縮量。利用圖 2.3(c)之力量-位移關係圖即可求得削切鋼板在梁的一側與柱面分離後所受之拉力 T_R 與壓力 C_R 。

2. 利用軸向力平衡解中性軸位置 c

假設 $\alpha = 1$ ，則鋼腱拉力 T_{ST} 、合壓力 C 、削切鋼板拉力 T_R 及壓力 C_R 可分別利用(2.10)式、(2.13)式、(2.14)式及(2.15)式求得，利用軸向力平衡條

件：

$$C + C_R = T_{ST} + T_R \quad (2.16)$$

反覆迭代 c 直到滿足上式之平衡條件以求取 c 。

3. 計算梁端彎矩及 α

由上一步驟所求得之力對中性軸位置取彎矩：

$$\begin{aligned} M &= \left[T_{ST} \left(\frac{d_t}{2} - c \right) + C \times \frac{2}{3} c \right] + \left[T_R \left(d_t + \frac{t_R}{2} - c \right) + C_R \left(\frac{t_R}{2} + c \right) \right] \\ &= M_{ST} + M_R \end{aligned} \quad (2.17)$$

並利用梁端彎矩 M 與分離彎矩 M_d 之比值求取 α 值。將所得 α 值代入 (2.11) 式，重複步驟(1)到步驟(3)直到 α 趨於定值，求得在此旋轉角度 θ_g 下的彎矩值。圖 2.1 中步驟 2、3 及 4 的彎矩皆可由上述的方法求之。

依據上述步驟可以分別得到削切鋼板、鋼梁與鋼腱所提供的彎矩，根據學者們的研究指出，其行為如圖 2.1 所示可由削切鋼板所提供之彎矩 M_R 與鋼梁及鋼腱所提供之彎矩 M_{ST} 疊加，且假設削切鋼板在行卸載作用時為走動硬化，則彎矩 M_R 與旋轉角 θ_g 之關係如圖 2.1(b) 所示，其中削切鋼板提供之撓曲勁度 $K_{R,2}$ 、 $K_{R,3}$ 及 $K_{R,4}$ 為：

$$K_{R,2} = \frac{M_{R,2} - M_{R,1}}{\theta_{g,2} - \theta_{g,1}} = \frac{M_{R,2} - M_{R,1}}{\theta_{g,2}} \quad (2.18)$$

$$K_{R,3} = \frac{M_{R,3} - M_{R,2}}{\theta_{g,3} - \theta_{g,2}} \quad (2.19)$$

$$K_{R,4} = \frac{M_{R,4} - M_{R,3}}{\theta_{g,4} - \theta_{g,3}} \quad (2.20)$$

其中 $M_{R,1}$ 、 $M_{R,2}$ 、 $M_{R,3}$ 、 $M_{R,4}$ 、 $\theta_{g,1}$ 、 $\theta_{g,2}$ 、 $\theta_{g,3}$ 、 $\theta_{g,4}$ 分別表示圖 2.1(b) 中步驟 1、步驟 2、步驟 3 及步驟 4 之彎矩與梁柱介面旋轉角，則步驟 4 卸載作用時削切鋼板進行走動硬化來到 5，其中 $M_{R,5}$ 及 $\theta_{g,5}$ 為：

$$\theta_{g,5} = \theta_{g,4} - 2 \frac{M_{R,2}}{K_{R,2}} \quad (2.21)$$

$$M_{R,5} = M_{R,4} - 2 \cdot M_{R,2} \quad (2.22)$$

步驟 6 同樣可由走動硬化行為得到 $\theta_{g,6}$ 與 $M_{R,6}$ ：

$$\theta_{g,6} = \theta_{g,5} - (\theta_{g,3} - \theta_{g,2}) \quad (2.23)$$

$$M_{R,6} = M_{R,5} - (M_{R,3} - M_{R,2}) \quad (2.24)$$

最後步驟 7 油壓制動器回復到初始位置表示梁柱介面鋼體旋轉角 $\theta_{g,7}$ 為 0 且試體不再受到外力作用，則彎矩 $M_{c,R}$ 與其勁度 $K_{R,7}$ 可藉由步驟 3 及步驟 4 求得：

$$K_{R,7} = K_{R,4} \quad (2.25)$$

$$M_{c,R} = M_{R,7} = M_{R,6} - \theta_{g,6} \cdot K_{R,7} \quad (2.26)$$

則與鋼梁及鋼腱所提供之彎矩結合可得卸載行為下側向位移所造成的彎矩 [如圖 2.1(c)所示]。另外可以藉由(2.26)式與鋼腱初始預力所提供的彎矩 $M_{d,ST}$ 來判斷梁端側位移在卸載後是否能回到原始未受力的狀態：

$$M_{c,R} + M_{d,ST} \geq 0 \quad (2.27)$$

由於 $M_{c,R}$ 的計算不易，亦可以卸載前削切鋼板所提供的極限彎矩 $M_{R,4}$ 與鋼腱初始預力提供之彎矩 $M_{d,ST}$ 比較是否有自行復位的能力：

$$M_{R,4} \leq M_{d,ST} \quad (2.28)$$

2.2.2 預力梁柱接頭勁度

圖 2.4 所示為彎矩與層間位移角的關係，亦可以七個步驟描述，其中在第一步驟前即梁柱分離前，梁柱接頭試體的勁度主要由柱的勁度 K_c ，接合區的勁度 K_{PZ} ，梁的勁度 K_b ，及削切鋼板的勁度 K_{ER} 共同提供。圖 2.5 為梁柱接頭試體受力的示意圖，由於鋼筋混凝土柱保持彈性，其彈性撓曲勁度可以下式預估：

$$K_c = \frac{6EI_{crac}}{H} \left(\frac{L_b}{L_c} \right) \left(\frac{H_c}{H} \right)^2 \quad (2.29)$$

其中 H 為鋼筋混凝土柱不含梁柱交會區的長度， H_c 為鋼筋混凝土柱上下兩個反力點的距離， L_b 為以柱面起算梁長， L_c 為以柱心起算梁長，而 EI_{crac} 為柱斷面之有效勁度，根據 ACI 318M/318RM (2002) 第 10.11.1 節當鋼筋混凝土柱未產生開裂時：

$$EI_{crac} = 0.7E_c I_g \quad (2.30)$$

其中 I_g 為鋼筋混凝土柱的慣性矩， E_c 為混凝土的彈性模數。

梁柱接頭區的剪力變形 γ_{PZ} ，可以下式預估：

$$\begin{aligned} \gamma_{PZ} &= \frac{\tau_{PZ}}{G_c} = \frac{V_{PZ}/A_{cv}}{G_c} \\ &\approx \frac{1}{G_c A_{cv}} \left(\frac{2M}{0.95d_b} - V_c \right) \\ &= \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{2}{0.95d_b} - \frac{2L_c}{L_b H_c} \right) \end{aligned} \quad (2.31)$$

其中 V_c 為柱剪力， G_c 為混凝土的剪力模數， A_{cv} 為混凝土的斷面積。接頭區剪力變形所造成的梁端位移 Δ_{PZ} 為：

$$\Delta_{PZ} = \gamma_{PZ} \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) = \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{2}{0.95d_b} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) \quad (2.32)$$

因此接頭區勁度 K_{PZ} 為：

$$K_{PZ} = \frac{M_b}{\theta_{PZ}} = \frac{M_b}{(\Delta_{PZ}/L_c)} = \frac{G_c A_{cv}}{\left(\frac{2}{0.95d_b} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} \right)} \quad (2.33)$$

根據 Ricles et al. (2002) 在預力梁柱接頭研究中提出在梁翼尚未與柱面分離前可將梁視為與柱固接，如此梁勁度 K_b ：

$$K_b = \frac{3E_s I_b L_c}{L_b^2} \quad (2.34)$$

其中 I_b 為梁之二次慣性矩。此時上下削切鋼板提供的彈性撓曲勁度 K_{ER} 為：

$$K_{ER} = K_b \frac{M_{d,R}}{M_{d,ST}} \quad (2.35)$$

其中 $M_{d,R}$ 與 $M_{d,ST}$ 是(2.4)式削切鋼板與鋼腱在計算分離彎矩時提供的彎矩，

因此圖 2.4 中試體的彈性勁度 K_1 ：

$$K_1 = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_{PZ}} + \frac{1}{K_b + K_{ER}}} \quad (2.36)$$

梁翼板的一側在第一步驟與柱分離後會造成鋼腱開始伸長，梁端彎矩增加 ΔM ：

$$\begin{aligned} \Delta M &= N_{ST} \Delta T \left(\frac{d_t}{2} - c \right) \\ &= N_{ST} \left[E_{ST} A_{ST} \frac{(d_t/2 - c) \theta_g N}{L_{ST}} \left(1 - \frac{N_{ST} A_{ST}}{A_b + N_{ST} A_{ST}} \right) \right] \left(\frac{d_t}{2} - c \right) = K_{ST,t} \theta_g \end{aligned} \quad (2.37)$$

在旋轉角度大於 0.015 弧度後，中性軸位置會趨近梁翼板與腹板交接處(圖 2.6)，因此(2.37)式可改為：

$$\Delta M = N_{ST} \Delta T d_s = N_{ST} \left[E_{ST} A_{ST} \frac{d_s \theta_g N}{L_{ST}} \left(1 - \frac{N_{ST} A_{ST}}{A_b + N_{ST} A_{ST}} \right) \right] d_s = K_{ST,t} \theta_g \quad (2.38)$$

其中 d_s 為梁中心至梁翼板與腹板交接處之距離。因此梁柱分離後預力鋼梁的撓曲勁度 K_{ST} 為：

$$K_{ST} = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_{ST,t}}} \quad (2.39)$$

由於上下削切鋼板在步驟 1 與步驟 2 間仍維持彈性，梁柱接頭勁度 K_2 為：

$$K_2 = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_{PZ}} + \frac{1}{K_{ST} + K_{ER}}} \quad (2.40)$$

在步驟 2 與步驟 3 之間，由於受拉側之削切鋼板會較早降伏，此階段上下削切鋼板提供的撓曲勁度 K_{PR1} 可由彎矩與角度的增量來推導，如圖 2.2(c)所示，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{R,t} d_1 + \Delta F_{R,c} d_2 = \Delta \theta_g K_{PR1} \quad (2.41)$$

其中 $\Delta F_{R,t}$ 為受拉側削切鋼板的拉力增量，而 $\Delta F_{R,c}$ 則是受壓側削切鋼板的壓力增量， d_1 為受拉側削切鋼板到中性軸的距離， d_2 則為受壓側削切鋼板

到中性軸的距離。削切鋼板之力量增量可由圖 2.3(c)求得：

$$\Delta F_{R,t} = \Delta_t K_{ap} = \Delta\theta_g d_1 K_{ap} \quad (2.42)$$

$$\Delta F_{R,c} = \Delta_c K_{ae} = \Delta\theta_g d_2 K_{ae} \quad (2.43)$$

其中 Δ_t 為受拉鋼板的伸長量， Δ_c 則為受壓側鋼板的壓縮量， K_{ap} 為削切鋼板軸向非彈性勁度， K_{ae} 為削切鋼板軸向彈性勁度。將(2.42)及(2.43)式代入(2.41)式可得：

$$\begin{aligned} \Delta M &= \Delta F_{R,t} d_1 + \Delta F_{R,c} d_2 = \Delta\theta_g (K_{ap} d_1^2 + K_{ae} d_2^2) \\ &= \Delta\theta_g K_{PR1} \end{aligned} \quad (2.44)$$

因此圖 2.4 之梁柱接頭撓曲勁度 K_3 ：

$$K_3 = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_{PZ}} + \frac{1}{K_{ST} + K_{PR1}}} \quad (2.45)$$

當梁端承载力一直增加使得位於受壓側之削切鋼板也進入降伏，則(2.41)式可以改寫成：

$$\Delta F_{R,c} = \Delta_c K_{ap} = \Delta\theta_g d_2 K_{ap} \quad (2.46)$$

$$\Delta M = \Delta F_{R,t} d_1 + \Delta F_{R,c} d_2 = \Delta\theta_g K_{ap} (d_1^2 + d_2^2) = \Delta\theta_g K_{PR2} \quad (2.47)$$

則圖 2.4 之梁柱接頭撓曲勁度 K_4 ：

$$K_4 = \frac{1}{\frac{1}{K_c} + \frac{1}{K_{PZ}} + \frac{1}{K_{ST} + K_{PR2}}} \quad (2.48)$$

當梁端承载力在圖 2.4 步驟 4 時卸載，此階段層間側位移角逐漸減少，假設削切鋼板之塑性行為以走動硬化規則模擬，其後受拉與受壓側的削切鋼板分別於第 5 及第 6 步驟降伏，梁柱接頭的撓曲勁度 K_5 及 K_6 分別等於 K_2 及 K_3 ，當再次受拉及受壓的削切鋼板降伏，梁柱接頭撓曲勁度 K_7 等於 K_4 。

2.2.3 梁翼加勁板

在梁翼一側與柱面分離後，鋼腱的預壓力是由另一側的梁翼傳遞至柱

面，為避免梁翼板降伏，在翼板外側增加一材質為 ASTM A 572 Gr. 50 的加勁板，以確保梁於設計層間側位移角下保持彈性，在相對應的軸力 T_{ST} 作用下容許彎矩 M_c ：

$$M_c(x) = \left(\sigma_{ye} - \frac{T_{ST}}{A(x)} \right) \frac{I(x)}{y_f} \quad (2.49)$$

$$A(x) = 2t_{fr}b_{fr}(x) + A_b \quad (2.50)$$

$$I(x) = \frac{1}{12}b_{fr}(x)\left[(d_b + 2t_{fr})^3 - d_b^3\right] + I_b \quad (2.51)$$

其中 $A(x)$ 為梁與加勁板斷面積和， $I(x)$ 為梁與加勁板慣性矩， y_f 為梁中心到翼板外側的距離， σ_{ye} 為預估的降伏應力 ($= 1.1\sigma_y$)， t_{fr} 為加勁板厚度， $b_{fr}(x)$ 為加勁板寬度。圖 2.7 所示彎矩強度 M_c 及需求 M_{dm} 在設計層間側位移角延梁分佈。當 M_{dm} 與 M_c 相交時，即為梁翼加勁板的長度。另外梁翼加勁板厚度決定方式，是利用迭代法假設梁翼端部加勁板厚度 t_{fr} 與寬度 b_{fr} 代入 (2.50)、(2.51) 式中求得含梁翼加勁板之斷面積與慣性矩，所得之彎矩強度 M_c 大於需求 M_{dm} ，則 (2.49) 式可表示為：

$$\sigma_{ye} \geq \frac{T_{ST}}{A(x)} + \frac{M_{dm}(y_f + t_{fr})}{I(x)} \quad (2.52)$$

考慮所有的預力均由梁端一側的翼板與加勁板傳遞則

$$\sigma_{ye} \geq \frac{T_{ST}}{A_{\min}} = \frac{T_{ST}}{b_{fr} \cdot t_{fr} + b_f \cdot t_f} \quad (2.53)$$

兩式中取其厚度大者。圖 2.7 中梁彎矩強度在梁翼加勁板端部 A 會增加 ΔM_1 ，梁彎矩需求在 B 處下降 ΔM_2 的原因為部分彎矩由削切鋼板傳遞至柱子，因此 ΔM_1 與 ΔM_2 可以下式預估：

$$\Delta M_1 = \frac{I(x)}{y_f} \left(\frac{1}{A_b} - \frac{1}{A_1} \right) \quad (2.54)$$

$$\Delta M_2 = M_R \quad (2.55)$$

其中 A_1 是梁翼加勁板末端之面積。

2.2.4 梁翼加勁板末端應變

若梁的彎矩需求大於梁可承受的彈性彎矩強度則梁翼加勁板末端之梁翼板開始降伏，進入塑性階段後無法使用前節公式求得梁翼板應變，依據梁翼加勁板末端之軸力 T_{ST} 及彎矩 M_{di} 可利用應變平面保持平面的假設求取梁翼板塑性應變：

1. 假設梁受壓側翼板之應變為 ε_c ，中性軸 c ，則梁的曲率 $\phi = \varepsilon_c / c$ 。
2. 由曲率 ϕ 可得梁斷面各部位之應變 ε_i ，若應變 ε_i 大於降伏應變 ε_y 時，應力為 σ_y ，否則應變乘鋼的彈性模數 E_s 可得斷面上之應力 σ_i 。
3. 由所得之斷面各部位應力經由積分後可得斷面上之總內力 T_i ，由軸向力平衡可知斷面上總內力 T_i 會等於鋼腱的總力 T_{ST} 。
4. 利用迭代法重複步驟 1 至步驟 3，直到所假設的中性軸位置 c 可以符合軸向之力平衡。
5. 當步驟 4 達軸向力平衡後，以中性軸為支點求相對應之彎矩 M_i 。
6. 由中性軸處彎矩平衡可知步驟 5 所得之彎矩 M_i 會等於梁端側向力對該截面所提供的彎矩 M_d 。
7. 利用迭代法重複步驟 1 至步驟 6，當步驟 6 之彎矩達平衡時，假設之應變即為該處之應變。

2.2.5 削切鋼板

削切鋼板(RFP)是利用梁柱介面分離[圖 2.2(c)中之 θ_g]所引致的軸向變形而提供能量消釋能力，其設計步驟如下：

1. 假設 RFP 形狀在梁柱介面剛體旋轉角 $\theta_g = 0.03$ 弧度時，最窄處應變為 0.1 並提供 αM_{np} 的彎矩強度，其中 α 為 RFP 所提供的彎矩強度 M_R 與梁的塑性彎矩強度 M_{np} 的比值， L_R 為 RFP 的有效長度(450 mm)，鋼板厚度 $t_R = 8$ mm。

2. 決定最窄處寬度 b_R

$$b_R \geq \frac{\alpha M_{np}}{(d_t + t_R)t_R F_R} \quad (2.56)$$

其中 F_R 為鋼材 A36 應變為 0.1 時所對應的應力[圖 2.3(a)所示]，最窄處寬度 b_R 取 120 mm。

3. 積分應變由固接端至 L_R 處[圖 2.3 (b)]可得 RFP 力量-位移曲線[圖 2.3 (c)]。
4. 在 $\theta_g = 0.03$ 弧度時，RFP 的變形量由(2.14)及(2.15)式求得，並利用圖 2.3(c)求得拉力強度與壓力強度。
5. 為確保接頭自行復位能力，RFP 所提供之最大彎矩強度 M_R 須小於鋼腱提供之初始彎矩強度 $M_{d,ST}$ 。

2.3 預力梁柱接合試體設計

本研究試體共五組，柱子採用 650×650 mm 的鋼筋混凝土柱，28 天混凝土標稱強度為 350 kg/cm²，採用 12 支#11 Grade 60 高拉力鋼筋，柱筋配置如圖 2.8(a)所示，依據電腦程式 Response (2000)計算彎矩強度與曲率關係[圖 2.8(b)]，標稱彎矩強度 $M_c = 1526$ kN-m。鋼梁採 A572 Gr. 50 之 H 型鋼 (500×200×10×16)，塑性彎矩強度 $M_{np} = 723$ kN-m，梁柱彎矩強度比值 $\sum M_c / \sum M_{np} = 2.11$ 滿足強柱弱梁的原則。梁翼板寬厚比(= $b_f/2t_f$)為 6.25，梁腹板寬厚比(= h/t_w)為 50，依據 AISC (2002)計算鋼梁軸向壓力與軸向強度的比值為：

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 2.33 - \frac{h/t_w}{1.12\sqrt{E_s/F_y}} = 0.48 \quad (2.57)$$

表示每組試體的鋼梁最大容許軸力 P_u 為 1650 kN。

每組試體梁柱接合細節如圖 2.9 至圖 2.13 所示，試體 1 研究鋼梁在彎矩與軸力作用下發生局部挫屈的時機及對預力接頭自行復位能力的影響，試體 2 則在梁可能挫屈的位置提供垂直加勁板，以避免鋼梁局部挫屈的發

生，試體 3 研究在使用較長梁翼加勁板後，以確保鋼梁在極限狀態下只會有輕微降伏而不會挫屈，試體 4 則使用較薄的削切鋼板與較低初始預力研究能量消釋能力與削切鋼板面積的影響，試體 5 研究預力梁柱接頭是否有能力承受兩次 AISC(2002)規定的反覆載重，各組試體接頭區的細節列於表 2.1 並於下節詳述。

2.3.1 試體 1

本試體希望在梁翼的一側與柱分離時鋼腱提供彎矩強度 $M_{d,ST}$ 為 $0.42 M_{np}$ 且削切鋼板提供彎矩強度 $M_{d,R}$ 為 $0.12 M_{np}$ ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 1300 kN，試體 1 採用每股 4 根 13 mm ϕ ASTM A416 Grade 270 的鋼絞線共四股，所對應的鋼絞線起始預力為 $0.44 F_{pu}$ ，其中 F_{pu} 為鋼腱極限強度(= 1860 MPa)。削切鋼板是由材質 A36，厚度 12 mm 的鋼板在工廠先行切割後再埋入鋼筋混凝土柱中進行灌漿，削切鋼板的型式如圖 2.9(d) 所示。預測的梁端彎矩與旋轉角的關係如圖 2.14(a)所示，本試體希望在達剛體旋轉角 0.01 弧度時，於梁翼加勁板末端之梁翼產生降伏，隨著側向力的遞增，鋼梁會發生局部挫屈，因此根據 2.2.3 節可以得到在剛體旋轉角 0.01 弧度時之容許彎矩 M_c 與需求彎矩 M_{dm} 沿梁縱向分佈關係[圖 2.15(a)]，兩線交界處約距柱面 750 mm (= $1.5 d_b$)。當剛體旋轉角達 0.03 弧度時，依據(2.10)及(2.17)式可得最大軸向力以及最大彎矩(表 2.2)，代入(2.52)及(2.53)中檢核梁翼加勁板的最小厚度 $t_{fr} = 8.1$ mm，本試體採用 9 mm。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後則列於表 2.3，設計剛體旋轉角 θ_g 與層間側位移角 θ_l 關係則列於表 2.4，其中 θ_c 、 θ_{be} 、 θ_{PZ} 為梁端彎矩分別除以柱勁度、梁勁度、梁柱交會區勁度所得。

2.3.2 試體 2

本試體希望在梁翼的一側與柱分離時鋼腱提供的彎矩強度 $M_{d,ST}$ 為 $0.3 M_{np}$ 且削切鋼板提供的彎矩強度 $M_{d,R}$ 為 $0.07 M_{np}$ ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 975 kN，試體 2 採用每股 7 根 13 mm ϕ ASTM A416 Grade 270 的鋼絞線共兩股 14 根，所對應的鋼絞線起始預力為 $0.38 F_{pu}$ 。削切鋼板是由材質 A36，厚度 8 mm 的鋼板在工廠先行製作，待柱試體灌漿完成再以螺栓接合，削切鋼板的型式如圖 2.10(d)所示。預測的梁端彎矩與旋轉角的關係如圖 2.14(b)所示，本試體亦希望在剛體旋轉角 0.01 弧度時，梁翼加勁板末端之梁翼產生降伏，但由於在可能會降伏之處裝置垂直加勁板，以避免鋼梁的挫屈，根據 2.2.3 節可以得到容許彎矩 M_c 與需求彎矩 M_{dm} 沿梁縱向分佈關係如圖 2.15(b)所示，其中兩線交界處約距柱面 630 mm ($= 1.25 d_b$)；而當剛體旋轉角達 0.03 弧度時，依據(2.10)及(2.17)式可得最大軸力以及最大彎矩(表 2.2)。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後則列於表 2.3，在設計剛體旋轉角達 0.01 弧度時，層間側位移角估計為 0.0168 弧度。

2.3.3 試體 3

本試體希望在梁翼的一側與柱分離時鋼腱提供的彎矩強度 $M_{d,ST}$ 為 $0.42 M_{np}$ 且削切鋼板提供的彎矩強度 $M_{d,R}$ 為 $0.12 M_{np}$ ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 1300 kN，試體 3 採用每股 4 根 13 mm ϕ ASTM A416 Grade 270 的鋼絞線共四股 16 根，所對應的鋼絞線起始預力為 $0.44 F_{pu}$ 。削切鋼板是由材質 A36，厚度 12 mm 的鋼板在工廠先行與梁柱交會區的鋼套管焊接，細節如圖 2.11(d)所示。預測的梁端彎矩與旋轉角的關係如圖 2.14(c)所示，本試體希望在剛體旋轉角 0.02 弧度時，於梁翼加勁板末端之梁翼產生降伏，根據 2.2.3 節可以得到容許彎矩 M_c 與需求彎矩 M_{dm} 沿梁縱向分佈關係如圖 2.15(c)，兩線交界處距柱面 1000 mm ($= 2 d_b$)；而當剛體旋轉角達 0.03

弧度時，依據(2.10)及(2.17)式可得最大軸向力以及最大彎矩(表 2.2)。試體在各步驟中勁度則列於表 2.3，剛體旋轉角與層間側位移角關係列於表 2.4。

2.3.4 試體 4

本試體希望在梁翼的一側與柱分離時鋼腱所提供的彎矩強度 $M_{d,ST}$ 為 $0.3 M_{np}$ 且削切鋼板提供彎矩強度 $M_{d,R}$ 為 $0.09 M_{np}$ ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 975 kN，試體 4 採用每股 7 根 13 mm ϕ ASTM A416 Grade 270 的鋼絞線共二股 14 根，所對應的鋼絞線起始預力為 $0.38 F_{pu}$ 。削切鋼板是由材質 A36，厚度 8 mm 的鋼板在工廠先行切割完成後再與 6 mm 厚的梁柱接頭區套管焊接組合，削切鋼板的型式如圖 2.12 所示。預測的梁端彎矩與層間位移角的關係如圖 2.14(d)所示，本試體設計在剛體旋轉角達 0.03 弧度時，於梁翼加勁板末端之梁翼產生降伏，根據 2.2.3 節可以得到容許彎矩 M_c 與需求彎矩 M_{dm} 沿梁縱向分佈關係如圖 2.15(d)，兩線交界處約距柱面 750 mm ($= 1.5 d_b$)；而當剛體旋轉角達 0.03 弧度時，依據(2.10)及(2.17)式可得最大軸向力及最大彎矩(表 2.2)。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後則列於表 2.3，在剛體旋轉角達 0.03 弧度時之層間側位移角為 0.0357 弧度(表 2.4)。

2.3.5 試體 5

本試體希望在梁翼的一側與柱分離時鋼腱提供的彎矩強度 $M_{d,ST}$ 為 $0.3 M_{np}$ 且削切鋼板提供的彎矩強度 $M_{d,R}$ 為 $0.1 M_{np}$ ，接頭處梁端才開始分離，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 975 kN，試體 5 採用每股 4 根 13 mm ϕ ASTM A416 Grade 270 的鋼絞線共四股 16 根，所對應的鋼絞線起始預力為 $0.33 F_{pu}$ 。削切鋼板是由材質 A36，厚度 8 mm 的鋼板在工廠先行切割後再與 6 mm 厚的接頭套管焊接組合，削切鋼板的型式如圖 2.13 所示。

預測的梁端彎矩與層間位移角的關係如圖 2.14(c)所示，本試體設計在剛體旋轉角 0.03 弧度時，梁未產生降伏，並能承受兩次 AISC(2002)規範所規定的載重歷時，根據 2.2.3 節可以得到容許彎矩 M_c 與需求彎矩 M_d 沿梁縱向分佈關係如圖 2.15(e)所示，兩線交界處約距柱面 1000 mm ($= 2 d_b$)；而當剛體旋轉角達 0.03 弧度時，依據(2.10)及(2.17)式可得最大軸向力及最大彎矩(表 2.2)。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後則列於表 2.3，設計剛體旋轉角下的層間側位移角為 0.036 弧度(表 2.4)。

2.4 材料性質

五組試體之鋼梁、蓋板與加勁板材質均為 A572 Gr. 50 之鋼材，而削切鋼板與梁柱交會區包覆鋼板則均採用 A36 低碳鋼材，分別製作拉力試片測試強度(表 2.5)，其中削切鋼板、梁腹板及翼板拉力試片之應力應變曲線如圖 2.16 所示，其中應變的量測是在拉力試片的中央部份黏貼應變計求得，鋼筋的材料性質則列於表 2.6。鋼筋混凝土柱採預鑄方式製造，28 天設計抗壓強度 $f'_c = 34.5$ MPa 的混凝土。在混凝土澆置的同時，各製作 3 個混凝土圓柱抗壓試體，每次試驗當日取 3 個混凝土圓柱試體進行抗壓試驗，試驗強度如表 2.7 所示。

本試驗所採用的預力鋼腱為 7 股一束的預力鋼絞線，材料規格為 ASTM A416 Grad 270，斷面直徑 13 mm，極限強度 $F_{pu} = 1860$ MPa，圖 2.17 所示為 7 股一束之預力鋼腱理想化的應力-應變模型，可以下列公式(CSDCV 1999)表示：

$$\varepsilon_s \leq 0.0086 \quad f_s = 196500\varepsilon_s \quad (2.58)$$

$$\varepsilon_s \geq 0.0086 \quad f_s = 1860 - \frac{0.276}{\varepsilon_s - 0.007} \quad (2.59)$$

2.5 試體載重歷時及量測儀器規劃

本試驗共五組試體，測試構架如圖 2.18 所示，試驗過程中定義梁 1 位
移向上為正方向，向下為負，將梁端千斤頂之側向位移除以梁至柱心的長
度定義為層間側位移角 θ ，採用之千斤頂載重歷時如圖 2.19 所示，當達到
每個新階段的層間側位移角下的最大及最小位移時都將實驗暫停以進行實
驗觀察及紀錄。

試體 1 至試體 5 應變計與位移計的設置如圖 2.20 至圖 2.24 所示。在整
個預力梁柱接頭試體設計，主要是藉由削切鋼板來消釋能量，故在梁 2 上
下削切鋼板設置位移計，以量測削切鋼板之位移變化量，另外梁端位移是
由於接頭區變形、柱變形、梁變形及分離轉角所造成，分別在柱上及梁柱
接合區設置位移計量測柱及梁柱接合區變形，並在梁端與柱接合處設置位
移計，量測梁柱分離時之分離轉角 θ_g ，依據試體的組成形式可將梁端側向
位移 δ_{total} 分為接頭區變形所造成之側向位移 δ_{PZ} 、柱變形所造成之側向變形
 δ_c 、梁彈性變形所造成之側向位移 δ_b 及梁端剛體旋轉所造成之側向位移
 δ_{θ_g} ，分析細節如下所示：

1. 接頭區變形造成之側向位移 δ_{PZ} ：

根據 Uang 和 Bonded (1996) 提出的接合區變形造成側向位移之理
論，在柱、梁柱接合區位置上裝上位移計(圖 2.25)，利用下式可得到剪應變
 γ ：

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\delta_3 - \delta_4) \quad (2.60)$$

其中 δ_3 、 δ_4 為接合區對角的相對位移，而 a 與 b 則為量測點之邊長距離；
得到接合區之整體剪應變後，可得接合區變形所造成之側向位移如下式：

$$\delta_{PZ} = \gamma L_b - \frac{\gamma d_b}{H} \left(L_b + \frac{d_c}{2} \right) \quad (2.61)$$

其中 L_b 為梁實際長度即千斤頂中心至柱面長度(2675 mm)， H 為上下兩支撐

點中心距離(3480 mm)， d_c 為柱寬(650 mm)。

2. 柱變形所造成之側向位移 δ_c ：

柱的變形轉角為：

$$\theta_c = \frac{(\delta_1 - \delta_2)}{d_b} - \gamma \left(1 - \frac{d_b}{H}\right) \quad (2.62)$$

其中 δ_1 與 δ_2 為圖 2.25 中之柱側向位移量，利用柱之變形轉角可求得柱變形所造成之側向位移，如下式：

$$\delta_c = \theta_c \left(L_b + \frac{d_c}{2}\right) \quad (2.63)$$

3. 梁變形曲率所造成之側向變位 δ_b ：

依照材料力學基本觀念懸臂梁受一外力影響時，會產生一側向位移量，梁彈性變形曲率所造成之側向位移，如下式：

$$\delta_b = \frac{FL^3}{3EI} \left(\frac{L_b}{L}\right) \quad (2.64)$$

其中 F 為千斤頂所得之側向推力。

4. 梁端固體旋轉所造成之側向位移 δ_{θ_g} ：

當梁柱介面分離時的角度為 θ_g 時，則所引致的側向位移：

$$\delta_{\theta_g} = \theta_g L_b \quad (2.65)$$

實驗所採用的應變計包括：(1)單軸應變計(以 S 為標示)，量測梁翼板、腹板及加勁板之軸向應變，(2)三軸應變計(以 R 為標示)，量測梁腹板及梁柱交會區包覆鋼板之剪應變。

第三章 試體實驗與結果分析

3.1 前言

本研究共製作五組預力梁柱接合試體，試體包含一支鋼筋混凝土柱與二支鋼梁，高拉力鋼腱沿鋼梁兩側放置並貫穿梁柱接合區，錨碇於梁的一端，並於另一端施拉預力而將梁與柱組裝而成。3.2 節介紹試體製作與組裝程序，3.3 節至 3.7 節為各組試體實驗現象描述與數據分析。

3.2 試體製作與組裝

試體部分分為混凝土柱、鋼板消能裝置與鋼梁，其中試體 1 及試體 2 的梁柱接頭區域使用箍筋，而試體 3、試體 4 與試體 5 三組則以鋼板包覆梁柱接頭區。鋼筋混凝土柱之鋼筋綁紮、模板作業及混凝土澆置都在潤弘預鑄廠內完成，消能裝置與鋼梁則由鴻舜鋼鐵廠製造，其中消能裝置上弧形削切採雷射切割以確保精確度。

試體 1 與試體 2 接頭區採用箍筋，剪力板及削切鋼板需與柱體一起灌漿，因此在接頭區之橫向箍筋需變換成不同的形式如照片 3.1 所示，箍筋的形式皆採用規範規定一端為 135° 之彎勾另一端為 90° 彎勾，沿柱身交錯排列，柱頂與柱底皆採用鋼板與主筋焊接。模板組裝完畢後進行混凝土澆置作業(照片 3.2)，兩天後拆模並進行養護(照片 3.3)，在預柱廠內養護 28 天後送至實驗室。

待試體組件全數送至實驗室後，先進行假組裝，利用剪力板將梁鎖至定位(照片 3.4)，固定完成後穿上鋼腱利用 4 支油壓制動器於梁端施拉預力(照片 3.5)，藉由安裝在梁端之載重計來取得施拉時之預力 T ，由(3.1)式估算油壓制動器於設計預力下的壓力：

$$P = \frac{T}{A_j} \quad (3.1)$$

其中 A_j 為油壓機的油壓缸面積($= 40.1\text{cm}^2$)， T 為每根鋼腱所需之預力。施拉過程分為四個階段，第一階段為預緊鋼腱，第二階段施加經由(3.1)式計算出一半之壓力，第三階段則是施加另一半之壓力；最後階段則是將載重計所讀到之預力值與設計之預力差值補齊。

3.3 試體 1 實驗結果

3.3.1 實驗現象觀察

試體 1 的梁柱交會區內採用傳統箍筋，削切鋼板採貫穿方式穿過鋼筋混凝土柱並在削切鋼板上預留柱主筋之孔位(照片 3.6)。照片 3.7 為試體測試前於測試構架上之全景，在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度前，梁柱皆保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，梁 1 與梁 2 兩側梁腹板在承壓板內側產生些微降伏(照片 3.8)，梁柱交會區之混凝土亦產生剪力裂縫(照片 3.9)，待減載時裂縫也消失。在層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時，鋼筋混凝土柱因撓曲作用而於距梁翼板外側約 25 cm 處產生拉力裂縫，寬度小於 0.1 mm，梁腹板於承壓板內側之降伏情形持續擴大。當層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，梁腹板於承壓板內側之降伏範圍約達 150 mm，鋼筋混凝土柱在距梁翼板約 42 cm 處新增一條撓曲裂縫，且交會區剪力裂縫增加為三條，裂縫寬度約為 0.3 mm，在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。實驗進行到層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，梁 2 之梁翼加勁板外側梁翼板產生降伏，且交會區的裂縫寬度已達 0.7 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，梁 1 與梁 2 兩側梁翼加勁板外側梁上下翼板與腹板陸續產生降伏(照片 3.10)，梁柱分離情形如照片 3.11 所示，可以觀察到中性軸大約在梁翼板與腹板接合處。在層間側位移角達 0.04 弧度時，梁 1 及梁 2 兩側梁翼加勁板外側梁上下翼板與腹板嚴重降伏，且交會區的剪力裂縫寬度達 0.8 mm (照片 3.12)，在進行層間側位移角 $\theta =$

0.04 弧度第二圈時梁 1 在上部梁翼加勁板外側產生挫屈(照片 3.13), 此時梁 1 雖產生挫屈但載重計所量測到的預力並未下降, 所以進行層間側位移角 0.05 弧度的測試, 梁 1 的挫屈(照片 3.14)造成梁 1 長度縮短且損失初始預力, 使得強度下降, 挫屈的變形也造成試體 1 無法自行復位(圖 3.1)。

3.3.2 整體反應

圖 3.1 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖, 其中彎矩 M 為千斤頂力量乘以柱面距離, M_{np} 為梁標稱彎矩強度, 試體在層間側位移角達到 0.04 弧度第二圈時並未因上梁翼板腹板挫屈而產生變化, 在達到層間側位移角 0.05 弧度時力量不再增加而開始下降, 梁此時上下翼板及腹板均已挫屈(照片 3.13 及照片 3.14)。圖 3.2 所示為試體歷經每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線, 彈性勁度 $K_{TE}(= 81,000 \text{ kN-m})$ 是取層間側位移角 0.005 弧度以前之實驗值線性迴歸所得, 在層間側位移角 0.04 弧度時試體發揮的最大彎矩為 $839 \text{ kN-m}(= 1.12 M_{np})$, 鋼腱力量是藉由裝置於梁末端之載重計來量測, 圖 3.3 顯示千斤頂力量與鋼腱預力之關係圖, 發現在初始預力作用下, 千斤頂力量與鋼腱預力之關係圖上會有一段平台, 表示此時梁柱尚未分離, 因此鋼腱力量不會增加, 待鋼腱力量開始增加時可以看到圖形上開始轉折, 轉折處即為梁柱分離點, 此時千斤頂力量乘以千斤頂中心至柱面距離即為分離彎矩, 將各層間側位移角的分離彎矩求出如圖 3.4 所示, 發現分離彎矩隨著層間側位移角的增加有些許下降, 但維持在初始分離彎矩 95% 的範圍內, 待梁產生較大降伏時造成梁縮短, 鋼腱預力下降如圖 3.3 所示, 在進行層間側位移角 0.04 弧度歷時, 鋼腱初始預力已從 1200 kN 下降至 1150 kN 。圖 3.5 為在每個層間側位移角下的預力值, 鋼腱力量的預測則根據 2.2 節, 假設中性軸固定在梁翼板與腹板交接處, 利用公式(2.10)求出鋼腱力量, 另外可利用 2.2 節中所提出的迭代法求得中性軸位置再計算出

鋼腱力量，可觀察到根據變化的中性軸所求得之鋼腱力量較接近試驗所量測之鋼腱力量，另外利用簡化方法(即固定中性軸位置)所求得之鋼腱力量也相當接近，在 0.04 弧度層間側位移角時之軸力與梁軸向降伏強度比值 ($P_{4\%}/\phi_b P_y$) 列於表 3.1，與預測值接近。

圖 3.6(a)為梁柱接頭剪應變 γ 與梁 1 彎矩關係圖，剪應變為利用圖 2.20(a)中的位移計 L1 及 L2 代入(2.60)式推導所得，可以看到彎矩大於 400 kN-m 時，因梁柱接合區之混凝土產生剪力裂縫造成剪應變突然增加，造成梁柱接合區產生些許殘餘變形。圖 3.6(b)為柱之變形轉角 θ_c 利用(2.62)式計算所得，由於混凝土柱有因彎矩所造成之撓曲裂縫，圖形也有些許殘餘變形，由此可假設柱與梁柱接頭區仍屬彈性變形。依據 2.5 節所推導的梁端變位分離方式計算所得之梁端位移分量表示於圖 3.7(a)，其中每個層間側位移角下的第一組長條圖為試體 1 的結果，可以看到柱、梁柱接頭區與梁所提供的梁端側位移隨著層間側位移角的增加而增加，但由梁柱分離的剛體旋轉角所造成的梁端變位的增量影響很顯著，各位移分量所佔之比例顯示於圖 3.7(b)，在 0.01 弧度層間側位移角前，鋼梁的彈性彎曲曲率所造成之梁端側向位移所佔的比例最大，當梁以柱面為支點產生剛體旋轉後所造成的側向位移量的比例明顯增加。

根據在上下梁翼內側裝置的位移計 L3 及 L4[圖 2.20(b)]所量測到梁柱介面分離的位移，利用內差法求得在每一個層間側位移角下中性軸的位置(圖 3.8)，在梁柱正要分離時中性軸位於梁柱介面的底部，隨著梁柱的分離中性軸會迅速向受壓側移動，在梁柱分離之剛體旋轉角達 0.02 弧度後，中性軸會趨近於梁翼板與腹板接合處，另外在迭代法計算中以力平衡求取中性軸位置(見第 2.2 節)亦畫於圖中，比較可發現兩者所得之結果相近，中性軸所趨近之位置與設計時所假設之梁翼板與腹板交接的位置相同，梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g 可藉由 L3 與 L4[圖 2.20(b)]所量得的位移變化量除以兩

個位移計的距離所得，此剛體旋轉角與層間側位移角關係如圖 3.9 及表 3.2 所示，此結果與利用下式計算所得之結果相似(圖 3.10)：

$$\theta_g = \theta - \frac{M}{K_{TE}} \quad (3.2)$$

試體 1 的預力施加目標為 1300 kN，在預力施加完成後，由於錨碇損失最後試驗時鋼腱預力為 1205 kN，試驗過程中鋼腱的初始預力會因梁降伏造成鋼腱預力的損失，在試體歷經各階段的層間側位移角載重後，鋼腱預力與鋼腱初始預力之比值示於圖 3.11，試體 1 載重歷時在 $\theta = 0.05$ 弧度第一圈時梁產生挫屈，以至於鋼腱預力下降至 0.8 倍的鋼腱初始預力以下。圖 3.12 為試體在歷經各階段層間側位移角歷時回到力量為零時的殘餘變位，由於削切鋼板所能提供的彎矩強度大於鋼腱預力所能提供之彎矩強度，會造成梁端力量為零時仍有殘餘變位產生，由試體 1 可以觀察到在梁尚未挫屈前已有殘餘變位產生，證明削切鋼板所提供的彎矩強度大於鋼腱預力所提供之彎矩強度，待梁挫屈後殘餘變形的量更大幅增加。

削切鋼板外側架設位移計 L9 及 L10 [圖 2.20(b)]，量測削切鋼板的變形量，量測到削切鋼板的變形量與梁柱分離轉角的關係如圖 3.13 所示，發現削切鋼板在受壓側的縮短量少，則提供的遲滯消能行為也較少，反之受拉側所提供的遲滯消能行為較大，受拉側在剛體旋轉角達 0.03 弧度時最大的位移量約為 15.2 mm，假設中性軸位於梁翼板與腹板接合處(簡化分析)，則中性軸距受壓側消能裝置 d_{rc} 為 29 mm，距受拉側 d_{rt} 為 497 mm，利用(3.3)式計算消能裝置的伸長量 Δ_t 與縮短量 Δ_c ：

$$\begin{aligned} \Delta_t &= d_{rt} \times \theta_g \\ \Delta_c &= -d_{rc} \times \theta_g \end{aligned} \quad (3.3)$$

分析所得之結果如圖 3.13 所示，另外利用迭代法計算所得削切鋼板的伸長量也示於圖中，可以看到預測與實驗所量測之削切鋼板位移量相似。由位移計所得之剛體旋轉角與中性軸位置可得在不同的剛體旋轉角下鋼腱與削

切剛板所提供之彎矩分量，另外，由於中性軸在達剛體旋轉角 0.01 弧度後趨近於梁翼板與腹板交接處，取此點為支點並利用位移計求得之剛體旋轉角，亦可計算出鋼腱與削切鋼板所提供之彎矩分量，結果如圖 3.14 所示，在 0.075 弧度時梁上中性軸尚未趨近於假設處，因此實際的彎矩強度(圖中第 1 排)較簡化計算的結果(圖中第 2 排)小，待中性軸趨於定值後兩個計算方式所得的結果皆相近，各組試體的計算比值列於表 3.3，可發現假設中性軸在梁柱分離後位於梁翼板與腹板交接處計算所得之彎矩貢獻量與實際值相近。

3.3.3 局部反應

圖 3.15 為梁柱接頭內梁端彎矩與箍筋應變關係圖。梁 2 彎矩與梁翼板內側應變計讀值的關係如圖 3.16 所示，在靠近柱面的應變計(S11、S13 及 S14)皆在彈性範圍，在梁翼加勁板外側之應變計(S15)在 0.03 弧度層間側位移角時達到了降伏應變，在各階段之層間側位移角下應變沿梁身的分佈如圖 3.17 所示，發現由於梁翼加勁板在 1.5 倍梁深範圍內造成面積及慣性矩的增加，因此應變沿梁身的分佈在梁翼加勁板的範圍內有效的減少，由於梁端彎矩為梁與削切鋼板所提供，因此在削切鋼板內側(450 mm 範圍內)之梁翼板應變再度明顯減少。

根據 2.2 節梁翼加勁板的設計方法，依照實際的材料性質、鋼腱力量與梁端彎矩可求出實際的彎矩需求關係如圖 3.18 所示，顯示梁翼加勁板外側之梁翼板在剛體旋轉角達 0.01 弧度時會達降伏，而梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係如圖 3.19 所示，可以看到在層間側位移角達 0.02 弧度時，應變計所量到的讀數達到降伏應變，證明設計與實驗相符。另外，設計時預估梁翼加勁板外側之梁翼板在剛體旋轉角達 0.03 弧度(即層間側位移角 0.038)時應變會達到 1.5 倍的降伏應變(見第 2.2 節所示)，從應變計

可以觀察到在層間側位移角達 0.034 弧度時，應變值 $\varepsilon = 0.029 (= 1.5\varepsilon_y)$ ，此時梁上翼板亦發生挫屈(如照片 3.13 所示)，與預測相符。

3.4 試體 2 實驗結果

3.4.1 實驗現象觀察

試體 2 的梁柱交會區內同試體 1 採用傳統箍筋，削切鋼板則利用螺栓貫穿鋼筋混凝土柱內預埋的孔位與另一側之削切鋼板接合(如照片 3.15 所示)。在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度前，梁柱皆保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，梁 1 及梁 2 梁翼加勁板外側梁翼板於梁腹加勁板處產生降伏(照片 3.16)，降伏情形隨著側位移角增加而更加明顯。在層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時，混凝土柱因撓曲作用而於距梁翼板外側約 25 cm 外產生拉力裂縫，寬度小於 0.1 mm，梁柱接頭區因梁端彎矩所造成之剪力而產生剪力裂縫，寬度小於 0.1 mm，減載後裂縫也自動閉合。當層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，可明確觀察到位於受拉側的梁翼板及梁腹板與柱面分離，梁翼加勁板外側之降伏也更加顯著，且梁柱接頭區之剪力裂縫也增加為三條(照片 3.17)，裂縫寬度約 0.1 mm。實驗進行到層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，開始產生聲響，但並未觀察到有螺栓滑動的情形，此時梁腹板與承壓板接合處產生降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，梁 1 及梁 2 梁翼加勁板外側之梁翼板降伏區域擴大至梁翼板內側，且觀察到連接削切鋼板與梁的螺栓開始滑動。在層間側移角達 0.04 弧度時，梁 1 及梁 2 梁翼加勁板外側之梁腹板產生降伏。在層間側移角達 0.05 弧度時，梁 2 上部與梁 1 下部削切型鋼板因受壓而產生高模態的挫屈(照片 3.18)。梁 1 及梁 2 之梁翼板也因承受彎矩及鋼腱拉力作用下嚴重降伏，產生些許撓曲變形但並未挫屈(照片 3.19)，除此之外梁及柱並無明顯的破壞。

3.4.2 整體反應

圖 3.20 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，圖形在層間側位移角達 0.02 後開始產生部分跳動，此為螺栓滑動所造成的影響。試體歷經每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線如圖 3.2 所示，彈性勁度 K_{TE} 為 71,700 kN-m，在層間側位移角 0.04 弧度時試體發揮的彎矩為 696 kN-m(= 0.93 M_{np})，鋼腱力量與千斤頂力量之關係如圖 3.21 所示，與試體 1 相同，利用圖 3.21 可找到梁柱分離時之分離彎矩(見圖 3.4 中的第二條長條圖)，試體 2 由於施拉的鋼腱預力(956 kN)及削切鋼板厚度(8 mm)均比試體 1 小，因此分離彎矩較試體 1 小，在經過各階段的層間側位移角後分離彎矩只下降約 8%，但梁因為在 0.03 弧度層間側位移角後降伏嚴重造成鋼腱初始預力減小(圖 3.21)，從初始的鋼腱預力 957 kN 下降至 835 kN，圖 3.22 為在每個剛體旋轉角下的預力值，鋼腱力量的預測則根據 2.2 節中假設中性軸固定在梁翼板與腹板交接處，利用公式(2.10)求出鋼腱力量，另外亦可利用 2.2 節中的迭代法求得中性軸位置計算鋼腱力量，發現預測值均因無考慮梁因降伏縮短的因素造成較實驗量測的值高。圖 3.23(a)為梁柱接合剪應變 γ 與梁 2 彎矩關係圖，圖中由於資料擷取系統接收到多餘的雜訊，造成圖形有些雜亂，雖然因為梁柱接合區產生剪力裂縫造成梁柱接合區有殘餘變形產生，但行為仍接近彈性勁度，圖 3.23 (b)為柱之變形轉角 θ_c 與梁 2 彎矩關係，由於柱上有因彎矩所造成之撓曲裂縫，因此圖形也有些許殘餘變形，除此之外並無其他破壞產生。由變位分離計算所得之梁端位移分量表示於圖 3.7(a) 的第二條長條圖，與試體 1 相同可以觀察到柱、梁柱接頭區與梁所提供的側位移在各階段的增加量隨著彎矩而增加，但增量很小，只有梁柱分離所造成的剛體旋轉角的增量明顯增加[圖 3.7(b)]。

與試體 1 相同利用在上下梁翼板內側裝置的位移計量測梁柱介面分離的位移關係，採內差法求得在每一個層間側位移角下中性軸的位置(圖

3.24)，所得結果與試體 1 不同，由於梁端並沒有承壓板作為介面，因此中性軸會向梁翼的更外緣逼近，發現在梁柱分離之剛體旋轉角達 0.015 弧度時，中性軸趨近在梁翼加勁板的最外緣，另外也以迭代法計算中性軸位置，將迭代法所得之中性軸位置與實驗所量測之中性軸位置做比較，分析所得之結果較為低估。依照(3.2)式可計算分離轉角 θ_g 與由位移計量測計算所得之剛體旋轉角做比較(圖 3.25)，比較後顯示兩者的結果仍相當接近，圖中的跳躍點為螺栓滑動所影響。

試體 2 的預力施加目標為 975 kN，施加完預力後，由於錨碇損失最後試驗時鋼腱預力為 957 kN，在經歷各階段的層間側位移角歷時後的預力與初始預力之比值示於圖 3.11，試體 2 在 $\theta = 0.005$ 弧度時梁雖已產生降伏，造成鋼腱預力逐漸遞減，但直至 $\theta = 0.05$ 弧度時梁仍未產生挫屈，因此鋼腱預力由於梁降伏的損失量為 10%。圖 3.12 顯示試體 2 在歷經各階段層間側位移角歷時回到力量為零時的殘餘變位，雖然削切鋼板所提供的彎矩約等於鋼腱預力所提供的彎矩強度，但試驗過程中由於螺栓產生滑動以致於千斤頂作用在梁上的側向力為零時梁端仍有殘餘變位。同於試體 1 在削切鋼板外側架設一位移計，可量測到削切鋼板的變形量與梁柱分離轉角的關係如圖 3.26 所示，同樣發現削切鋼板在受壓側的縮短量很少，受拉側在剛體旋轉角達 0.03 弧度時最大的位移量約為 16.7 mm，假設中性軸位於梁翼加勁板最外緣(簡化分析)，則中性軸距受壓側消能裝置 $d_{rc} = 4$ mm，距受拉側 $d_{rt} = 514$ mm，利用(3.3)式計算消能裝置的伸長量與縮短量，分析所得之結果如圖 3.26 所示，另外利用迭代法計算所得削切鋼板的伸長量也示於圖中，可以看到由於試驗過程中螺栓產生滑動，因此分析較實驗所量測之削切鋼板位移量高。

3.4.3 局部反應

圖 3.27 為梁柱接合區內梁端彎矩與箍筋應變關係圖，大部分的箍筋都在彈性範圍內，只有一部分的箍筋達降伏應變。

梁 2 彎矩與梁翼板內側上應變計讀值的關係如圖 3.28 所示，由於加裝梁翼加勁板其內側的梁翼板應變皆小於降伏應變，在梁翼加勁板末端之梁翼板內側應變計(S17)在 0.03 弧度層間側位移角下達到了降伏應變，而在各階段之層間側位移角下梁翼板應變沿梁身的分佈如圖 3.29 所示，由於梁端彎矩為梁與削切鋼板所提供，因此在削切鋼板內側之梁翼板應變再度明顯減少。

根據 2.2 節梁翼加勁板的設計方法，依照實際的材料性質、鋼腱力量與梁端彎矩可求出實際的彎矩需求關係如圖 3.30 所示，顯示梁翼加勁板外側之梁翼板在層間側位移角達 0.02 弧度時達降伏，梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係如圖 3.31 所示，應變計所裝置之位置內側有加裝梁腹加勁板，因此可以看到在層間側位移角達 0.005 弧度時，應變計所量到的讀數達到降伏應變，圖形也因降伏而產生殘餘變位而偏移漸大。而試體 2 在層間側位移角達 0.02 弧度時梁翼加勁板外側之梁翼板應變已達到 2 倍的降伏應變(如表 3.2 所示)，依據 Garlock et al. (2005)的分析方法預期梁在此時會產生挫屈，但在層間側位移角達 0.05 弧度時，應變值 $\varepsilon = 0.12 (= 6\varepsilon_y)$ 已達六倍降伏應變，梁仍未發生挫屈，因此在預期發生挫屈的位置上加裝腹板加勁板可有效地限制挫屈的發生。

3.5 試體 3 實驗結果

3.5.1 實驗現象觀察

試體 3 的梁柱交會區採 10 mm 鋼板包覆柱面，包覆鋼板內部混凝土則無使用箍筋，削切鋼板的厚度為 12 mm 與包覆鋼板在鋼購場內事先焊接組

合(照片 3.20)，並在梁腹板上下兩邊各加焊一片加勁板，以防止梁腹板於承壓板內側提早降伏，照片 3.21 為此試體實驗前之全景。在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度前，梁柱皆保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。受拉側的鋼筋混凝土柱面於層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度，因受到撓曲作用有細微的拉力裂縫於距梁上翼板 21 cm 處產生，寬度小於 0.1 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，靠近柱面之梁翼板內側產生降伏，但是並不明顯，而混凝土柱上因撓曲作用產生的拉力裂縫更加明顯，寬度約 0.1 mm，開裂的範圍也明顯增加，且在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，發現梁 1 下翼板內側產生些許降伏，但很不明顯，且削切鋼板在受到拉力作用下，於柱面兩端產生降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，東西側梁翼加勁板外之梁腹板與梁翼板內側產生降伏(照片 3.22)。當層間側位移角達 0.04 弧度第二圈(照片 3.23)時，梁 2 下翼板螺栓產生滑動，此時梁翼加勁板外側之梁上下翼板內側降伏情形更顯著。在結束層間側位移角移達 0.04 弧度後，試體除梁產生降伏外並無發現其他破壞，因此重新再加载一次 AISC(2002)位移歷時，直到層間側位移角達 0.04 弧度時梁 2 上部削切型鋼板因受拉而產生斷裂(照片 3.24)。

3.5.2 整體反應

圖 3.32 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，圖形上跳動的部分為削切鋼板與梁翼板栓接的螺栓滑動所造成的影響，兩次反覆載重試驗的彎矩位移關係圖顯示，兩者的行為相差不多，在第二次 0.04 弧度的層間側位移角時因為削切鋼板斷裂造成彎矩下降。試體歷經每一次新的反覆載重歷時之彎矩包絡線如圖 3.2 所示，彈性勁度 K_{TE} 為 87,807 kN-m，在層間側位移角 0.04 弧度時試體發揮的彎矩為 916 kN-m($= 1.2 M_{np}$)，兩次試驗鋼腱力量與千斤頂力量關係如圖 3.33 所示，可發現第二次試驗時之初始預力即為

第一次試驗時完成後之預力，試體 3 由於施拉的鋼腱預力(1286 kN)與試體 1 相似，因此分離彎矩與試體 1 相差不大，在經過各階段的層間位移角後分離彎矩仍只有小幅下降，但梁到 0.03 弧度層間側位移角後因為降伏關係造成鋼腱預力減小(圖 3.33)所示，從初始的鋼腱預力 1286 kN 下降至 1198 kN，圖 3.34 為在每個剛體旋轉角下的預力值，鋼腱力量的預測則根據 2.2 節中假設中性軸固定在梁翼板與腹板交接處，利用公式(2.10)求出鋼腱力量(稱簡易分析)，另外可利用 2.2 節中所提出的迭代法求得中性軸位置再計算出鋼腱力量(稱迭代分析)，可以觀察到兩個分析方法所得結果與實驗值接近。

由變位分離計算所得之各位移分量表示於圖 3.7(a)，與試體 1 相同可以看到柱、梁柱接頭區與梁彈性變形所提供的側位移在各階段的增加量隨著彎矩增加而增加，但不顯著，只有梁柱分離的剛體旋轉角所造成的梁端位移量增加明顯，各位移分量所佔之比例顯示於圖 3.7(b)。

圖 3.35 顯示二次試驗所得中性軸位置與剛體旋轉角關係，在梁柱分離之剛體旋轉角達 0.015 弧度時，中性軸趨近於梁翼板與腹板接合處，與分析所得之結果相符。由位移計 L3、L4 計算所得的剛體旋轉角與(3.2)式計算所得比較如圖 3.36 所示，兩者的結果接近。

試體 3 的預力施加目標為 1300 kN，施加完預力後，由於錨碇損失，試驗時鋼腱預力為 1286 kN，歷經各階段的層間側位移角歷時後的預力與初始預力之比值示於圖 3.11，試體 3 在 $\theta = 0.03$ 弧度時梁產生降伏，造成鋼腱預力慢慢的損失，試體 3 在做完各階段的載重歷時後除些許降伏外並無其它破壞，鋼腱預力損失在 0.04 弧度層間側位移角下約 7%。試體 3 在歷經各階段層間側位移角歷時回到力量為零時的殘餘變位如圖 3.12 所示，雖然削切鋼板所提供的彎矩大於鋼腱預力所提供的彎矩強度造成殘餘變形的產生，但由圖 3.32 可以發現削切鋼板斷裂後便不再有殘餘變形的產生。

圖 3.37 顯示受拉側在剛體旋轉角達 0.03 弧度時最大的伸長量約 15.3 mm，假設中性軸位於梁翼板與腹板交接處，則中性軸距受壓側消能裝置 $d_{rc} = 31$ mm，距受拉側 $d_{rl} = 499$ mm，利用(3.3)式計算削切鋼板的伸長量與縮短量，分析所得之結果(簡易分析)如圖 3.37 所示，另外利用迭代法計算所得削切鋼板的變形量也示於圖中，可以看到由於試驗過程中螺栓產生滑動，因此實驗所量測之削切鋼板位移量較分析的低。

3.5.3 局部反應

圖 3.38 為梁柱接頭區內梁端彎矩與包覆鋼板上應變計應變關係圖，全部的剪應變皆在彈性範圍內，其中由位移計計算所得的混凝土剪應變[圖 3.38 (h)]雖產生些許雜訊但仍保持在彈性範圍，發現接頭區混凝土剪應變約與包覆鋼板局部剪應變一致。

梁 2 彎矩與梁翼板上應變計讀值的關係如圖 3.39 至所示，在靠近柱面 2 倍梁深的加勁板範圍內的應變計皆在彈性範圍，在梁翼加勁板外側之應變計 S15 再 0.03 弧度層間側位移角達到降伏，而在各階段之層間位移角下應變沿梁身的分佈如圖 3.40 所示，發現在層間側位移角達 0.03 弧度時，梁翼加勁板端部的梁翼板內側應變計降伏，與試驗時的觀察結果相符。

圖 3.41 為彎矩強度與需求沿梁的變化，顯示梁翼加勁板外側之梁翼板在層間側位移角達 0.03 弧度時之前會達降伏，梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係如圖 3.42 所示，在層間側位移角達 0.03 弧度時，應變計所量到的讀數達到降伏應變，圖形也因降伏而產生較大偏移。

3.6 試體 4 實驗結果

3.6.1 實驗現象觀察

試體 4 的梁柱交會區採用 6 mm 的鋼板包覆，削切鋼板的厚度為 8 mm 以焊接方式與包覆鋼板接合(照片 3.25)。在層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，受拉側的鋼筋混凝土柱面因受到撓曲作用，有細微的拉力裂縫於距梁上翼板 28 mm 處產生，寬度小於 0.1 mm。靠近柱面之梁端部翼板內側於層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時產生些微降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，混凝土柱因撓曲作用產生的拉力裂縫寬度為 0.2 mm，裂縫長度也明顯增加，且在此時可明確觀察到位於受拉側的梁承壓板與柱面分離。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度，發現削切鋼板在受到拉力作用下，於柱面兩端產生降伏，並可觀察到包覆梁柱交會區外的柱面鋼板與柱面分離約 4 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，包覆梁柱接合區外的柱面鋼板因削切鋼板承受拉力而造成面外變形 8 mm，且削切鋼板近柱面兩側的降伏區域也更加明顯(照片 3.26)。當層間側移角達 0.04 弧度時，梁 2 接近柱面的削切鋼板端部因受壓而產生挫屈，但在反向加載時挫屈的鋼板會因受拉而平直。在層間側位移角達 0.04 弧度第二圈時，挫屈的幅度更加明顯(照片 3.27)。梁 2 之梁翼加勁板外之梁上翼板處亦發現降伏，而梁 1 下部削切鋼板則發現於削切區域產生高模態挫屈(照片 3.28)，此時亦可發現蓋板產生些許彎曲變形。在層間側位移轉角 0.05 弧度時，梁 2 上部與梁 1 下部削切型鋼板因受拉而斷裂，且受壓側之削切鋼板高模態挫屈形狀更顯著，蓋板產生明顯降伏。梁 2 腹板也因承受梁端彎矩與鋼腱預力的影響產生降伏(照片 3.29)，將蓋板卸下可清楚觀察到削切鋼板於寬度最窄處斷裂(照片 3.30)，除此之外梁及柱並無明顯的破壞。

3.6.2 整體反應

圖 3.43 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，由圖上可觀察到遲滯消能行為飽滿，而且在載重回復後只留下些許殘餘變形。試體歷經每一階段的反覆載重歷時之彎矩包絡線如圖 3.2 所示，彈性勁度 K_{TE} 為 74,700 kN-m，在層間側位移角 0.04 弧度時試體發揮的彎矩為 644 kN-m(= 0.85 M_{np})，圖 3.44 顯示鋼腱力量與千斤頂力量之關係，圖中的轉折點可得知每個歷時階段的分離彎矩(圖 3.4)，分離彎矩由起始的 230 kN-m 降至 0.04 弧度下的 186 kN-m，鋼腱的初始預力由 977 kN 下降至 871 kN 約 11%，圖 3.45 為在每個層間側位移角下的預力值，實驗所得的結果與前述兩種預測方法均很接近。

圖 3.46 為柱之變形轉角 θ_c 與梁 2 彎矩關係，由於柱上有因彎矩所造成之撓曲裂縫，因此圖形有些許殘餘變形。柱、梁柱接頭區與梁所提供的梁端側位移的貢獻量示於圖 3.7(a)，發現梁柱分離造成剛體旋轉角引致的梁端位移增量很顯著，各位移分量所佔之比例顯示於圖 3.7(b)，在 0.01 弧度層間側位移角前，鋼梁的彈性彎曲曲率所造成之梁端側向位移所佔的比例最大，之後即逐漸遞減，在層間側位移角 0.04 弧度時梁以柱面為支點產生剛體旋轉所造成的梁端側向位移量比例高達 73%。

圖 3.47 為試驗中由位移計所求得之中性軸位置與剛體旋轉角之關係，在梁柱分離之剛體旋轉角達 0.015 弧度時，中性軸趨近於梁翼板與腹板接合處，與分析所得之結果相符。依照(3.2)式計算分離轉角 θ_g 與由位移計所量測之位移量除位移計距離所得之剛體旋轉角做比較(圖 3.48)，比較後顯示兩者的結果相當接近。

試體 4 的預力施加目標為 975 kN，試驗時鋼腱預力為 971 kN，經歷各階段的層間側位移角歷時後的預力與初始預力之比值示於圖 3.11，在 0.05 弧度層間側位移角完成後的預力因鋼梁翼板降伏而損失 10%。試體 4 在歷

經各階段層間側位移角歷時載重回到力量為零時的殘餘變位如圖 3.12 所示，設計上試體 4 的削切鋼板厚度為 8 mm，所提供的彎矩強度較試體 1 及試體 3 小，且削切鋼板所能提供彎矩強度等於鋼腱預力所提供的彎矩強度(圖 2.14)，螺栓也未有滑動現象，因此殘餘變位較前幾組試體小，但在鋼梁產生降伏的情形下，造成鋼腱預力下降，因此在層間側位移達 0.04 弧度後會產生較大的殘餘變形。

圖 3.49 所示為削切鋼板的變形量與梁柱分離轉角的關係，受拉側在剛體旋轉角達 0.03 弧度時最大的位移量約為 15.6 mm，假設中性軸位於梁翼板與腹板交接處，則中性軸距受壓側消能裝置 $d_{rc} = 29$ mm，距受拉側 $d_{rl} = 497$ mm，利用(3.3)式計算消能裝置的伸長量與縮短量，分析所得之結果亦顯示於圖中。

3.6.3 局部反應

圖 3.50 為梁柱接合區內梁端彎矩與包覆鋼板上剪應變關係圖，不同位置上的剪應變皆在彈性範圍內，其中由位移計 L1 及 L2 計算的混凝土剪應變可發現混凝土仍保持在彈性範圍，計算所得最大層間側位移角下的剪應變沿鋼板分佈如圖 3.50(b)所示，發現包覆鋼板上剪應變的分佈在中央區域較兩端為大。

梁 2 彎矩與梁翼板上應變計讀值的關係如圖 3.51 所示，在距柱面 1.5 倍梁深梁翼加勁板範圍內的應變計皆未達降伏，而在各階段之層間位移角下應變沿梁身的分佈如圖 3.52 所示，由於在梁翼加勁板長度範圍 750 mm 內面積及慣性矩會增加，因此應變沿梁身的分佈在梁翼加勁板的範圍內有效的降低，而削切鋼板的長度範圍 450 mm 內因彎矩分配使得彎矩效應下降。

圖 3.53 為彎矩強度與需求沿梁的變化，可以觀察到梁翼加勁板外側之

梁翼板在剛體旋轉角達 0.03 弧度時會達降伏，梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係如圖 3.54 所示，在層間側位移角達 0.04 弧度時，應變計所量到的讀數達到降伏應變，圖形也因降伏而產生偏移。

3.7 試體 5 實驗結果

3.7.1 實驗觀察現象

試體 5 之梁柱接頭區採 6 mm 的鋼板包覆，削切鋼板厚度為 8 mm，並在削切形鋼板端部以加勁板加固(照片 3.31)。在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度前，梁及柱皆保持彈性，梁及柱接合面亦無分離情形發生。受拉側的混凝土柱面於層間側位移角 $\theta = 0.005$ 弧度時，有細微的拉力裂縫於距梁上翼板 42 cm 處產生，寬度小於 0.1 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時，梁腹板於在承壓板附近產生些微降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，混凝土柱因撓曲作用產生的拉力裂縫寬度約 0.2 mm，裂縫長度也明顯增加，此時可明確觀察到位於受拉側的梁端承壓板與柱面分離。當實驗進行至層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，削切鋼板在受到拉力作用下，於近柱面兩端產生降伏。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，觀察到包覆梁柱接合區外的柱面鋼板因削切鋼板承受拉力而與柱面分離，且削切鋼板近柱面兩側的降伏區域也更加明顯(照片 3.32)。當層間側位移角達 0.04 弧度時，於試體 4 梁 2 接近柱面的削切鋼板因受壓而產生挫屈的情形不再發生(照片 3.33)。在結束層間側位移角 0.04 弧度歷時後，試體除梁產生些許降伏外(照片 3.34)並無其他破壞，因此重新再加載一次位移歷時，直到層間側位移角達 0.04 弧度時梁 1 上部削切鋼板因受拉而產生斷裂(照片 3.35)。

3.7.2 試體 5 整體反應

圖 3.55 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，由圖上可以觀察到遲滯消能行為飽滿，而且在載重回復後只留下些許殘餘變形，彈性勁度 K_{TE} 為 80,400 kN-m，在層間側位移角 0.04 弧度時試體發揮的彎矩為 723 kN-m (= 1 M_{np})，鋼腱力量與千斤頂力量如圖 3.56 所示，可發現由於梁降伏情形不嚴重因此鋼腱力量在第 1 次試驗完成由 957 kN 下降至 926 kN，第 2 次試驗時之初始力量為 954 kN，做完試驗後削切鋼板斷裂但預力保持與第 2 次試驗時之初始預力相同，利用圖 3.56 千斤頂力量與鋼腱力量之關係可找到轉折點所對之分離彎矩如圖 3.4 所示，圖 3.57 為在每個層間側位移角下的預力值，不同的分析方法預測鋼腱預力的變化相似。圖 3.58 為柱之變形轉角 θ_c 與梁 2 彎矩關係，由於柱有彎矩造成之撓曲裂縫，因此圖形有些許殘餘變形，但其行為與柱彈性勁度相似。圖 3.7 為柱、梁柱接頭區與梁所提供的側位移在各層間側位移角的變化，只有梁柱分離的剛體旋轉角所造成的梁端位移增加顯著。

五組試體中性軸變化與剛體旋轉角的關係比較如圖 3.59 所示，可以觀察到試體 1 及試體 3 因為初始預力較大造成梁柱分離時機較晚，但達 0.02 弧度剛體旋轉角後，除試體 2 在沒有承壓板的情形下因有接合問題造成位移計所量測之中性軸位置在梁加勁板的外側，其餘試體的中性軸皆趨近於梁翼板與腹板交接處。依照(3.2)式計算分離轉角 θ_g 與由位移計量測所推得之剛體旋轉角做比較(如圖 3.60 所示)，其結果相當接近。

試體 5 的預力施加目標為 975 kN，施加完預力後，由於錨碇損失最後試驗時鋼腱預力為 957 kN，在歷經各階段的層間側位移角歷時後的預力與初始預力之比值示於圖 3.11，由於試體 5 在完成 $\theta = 0.04$ 弧度之歷時後梁只有些許降伏，由表 2.2 設計預測下梁翼加勁板末端的應變 $\epsilon_{fp}/\epsilon_y = 0.85$ 不會降伏，與實驗現象觀察及應變計所量測的結果相符，因此鋼腱預力損失

為各組最小，且削切鋼板所提供之彎矩小於鋼腱所提供之彎矩(見表 2.2)，因此殘餘變形量亦為各組中最小者，與表 3.1 的實驗結果比較發現削切鋼板在層間側位移角 0.04 弧度時提供的彎矩強度 M_R 雖大於鋼腱提供的初始彎矩強度 $M_{d,ST}$ ，最後的殘餘變形量仍為五組試體中最小。

圖 3.61 顯示受拉側在剛體旋轉角達 0.03 弧度時最大的位移量約為 15.1 mm，假設中性軸位於梁翼板與腹板交接處，則中性軸距受壓側消能裝置 $d_{rc} = 29$ mm，距受拉側 $d_{rt} = 497$ mm，利用(3.3)式計算削切鋼板的伸長量與縮短量，分析所得之結果與利用迭代法計算所得削切鋼板的位移變化量相似。

3.7.3 局部反應

圖 3.62 為梁柱接頭區內梁端彎矩與包覆鋼板上剪應變關係，各應變計皆未達降伏剪應變，在最大層間側位移角下的剪應變沿鋼板分佈如圖 3.62(b) 所示，由梁柱接頭區混凝土剪應變[圖 3.62(h)]發現剪應變範圍約與包覆鋼板局部剪應變一致。

梁 1 彎矩與梁翼板應變的關係如圖 3.63 所示，在各階段之層間側位移角下應變沿梁身的分佈如圖 3.64 所示，梁翼板內側應變皆未達降伏，與試驗時的觀察結果相符。圖 3.65 為彎矩強度與需求沿梁變化，可以觀察到試體在剛體旋轉角達 0.03 弧度時彎矩需求小於彎矩強度表示不會降伏。

第四章有限元素分析

4.1 前言

由前述章節所提到的削切鋼板，其變形受力行為頗為複雜，削切鋼板的厚度、削切最窄處寬度及削切半徑亦影響削切鋼板所能提供的彎矩強度與勁度。

為了進一步了解削切鋼板的受力行為，本研究使用美國 Hibbit, Karlsson and Sorensen 公司所研發的 ABAQUS 有限元素分析程式(2003)進行非線性有限元素分析，探討削切鋼板及測試試體之力學行為。4.2 節介紹削切鋼板有限元素分析結果，4.3 節為利用有限元素分析所得之削切鋼板行為預測試體實驗反應，4.4 節介紹預力梁柱接頭試體有限元素模型，4.5 節為預力梁柱接頭有限元素分析結果。

4.2 削切鋼板有限元素分析

為研究削切鋼板的行為建立試體 4 使用的削切鋼板(圖 4.1)結構模型，比較削切鋼板在設計時所假設的計算方式與實際的力量位移反應，圖 4.2 則為試體 4 削切鋼板結構模型之網格。

結構模型

削切鋼板皆採用 4 個節點的薄殼元素(S4R)模擬，每個節點有 5 個位移自由度。與柱接合的一端之節點束制其 5 個位移自由度，另一端在分析時施加單向的漸進位移，以求得力量-位移曲線。

材料性質

鋼材之彈性模數為 203,000 MPa，波松比為 0.3。鋼材之應力-應變曲線採用 A36 鋼材拉力試驗結果所得之應力-應變曲線(圖 4.3)，塑性行為採用等向硬化(Isotropic Hardening)規則並假設受拉降伏應力與受壓降伏應力相等，即降伏面的中心不移動，但降伏面為等方向性變大。

由於鋼腱必須提供預力，在建立模型時未將鋼腱接合，中間留有一段間距 Δ_{si} ，計算方式為：

$$\Delta_{si} = \frac{T_{in}L_{ST}}{A_{ST}E_{ST}} + \frac{N_{ST}T_{in}L_b}{A_bE_s} \quad (4.1)$$

其中 T_{in} 為每股鋼腱的初始預力， L_{ST} 為鋼腱長度， L_b 為鋼梁長度， A_{ST} 為每股鋼腱之截面積， A_b 為鋼梁之面積， E_{ST} 為鋼腱的彈性模數， E_s 為鋼梁之彈性模數， N_{ST} 為鋼腱股數，在分析時須先將鋼腱接合，為使兩端接合如同一體，使用接觸面(Contact)來定義兩者之間的關係，介面的摩擦性質設定為粗糙(Rough)，表示介面摩擦力極大，不會造成滑動，確保接觸後介面不會因為滑動而分離。

參數研究

根據 2.2 節的設計方法，材料性質採用 A36 鋼材拉伸試驗所得之真實應力-應變曲線(圖 4.3)計算試體 4 削切鋼板受到力量作用後之力量-位移曲線如圖 4.4 所示，其中經由積分法所得之力量-位移曲線假設為雙線性，其降伏強度為最窄處面積乘降伏應力所得，極限強度亦以相同方式計算，可發現有限元素模型所得到的結果比分析所得到的結果大，圖中削切鋼板模型分析所得的降伏力量為 330 kN，大於由最窄處截面積乘於降伏強度所得之力量 305 kN 約 8%，若從削切鋼板上米瑟司應力(Mises Stress)分佈情形觀察，可發現削切蓋板削切中央兩側先降伏(圖 4.5)，但中心在彈性範圍，故力量-位移曲線仍是線性，之後經應力重分配，削切中央達整斷面降伏(圖 4.6)，此時為降伏點，而其軸向應力 S11 分佈情形如圖 4.7(a)所示，由圖可知此時削切中央應力為 340 MPa，較降伏應力 $F_y = 318$ MPa 高，若觀察其主軸應力之方向(圖 4.8)，可發現主軸應力會沿著削切形狀改變其方向，造成其軸向應力 S11 不等於主軸應力，同樣的情形也發生在極限強度處其模型分析所得極限強度高於計算分析所得極限強度約 8%與降伏強度的比值約略相同。根據上述之分析可知，削切鋼板若採用圓弧形削切，其降伏力量若

以降伏強度乘以最窄處截面積所得之力量做預測，並不準確。

為了了解削切鋼板形狀對其受力行為之影響，研究參數包含削切鋼板的最小寬度 b_m 、厚度 t_R 及削切半徑 R ，參數的變化如表 4.1 及圖 4.9 所示，其中為了配合試體尺寸侷限最大寬度為 810 mm 延伸長度為 80 mm，與鋼梁接合處鋼板寬度為 220 mm，接合範圍為 180 mm，而最大寬度與削切區域為提供平滑的線形切割採用切線連接，為了探討削切半徑 R 的變化對降伏強度與極限強度的影響，採用三種削切半徑 R 為 60 mm、127 mm 及 180 mm 形成的削切鋼板形狀如圖 4.9 所示。有限元素分析所得之削切鋼板降伏強度 ($P_{y,R}$) 與利用最小鋼板面積 ($b_m t_R$) 乘鋼板降伏應力所得之降伏強度 (P_y) 比值 α ($=P_{y,R}/P_y$) 及有限元素所得之極限強度 ($P_{u,R}$) 與極限強度 (P_u) 比值 β ($=P_{u,R}/P_u$) 做分析，所得結果如圖 4.10 所示，發現在同一的最窄寬度 b_m 下，削切半徑對 α 及 β 呈反比關係，由於當削切半徑趨於無窮大時即為均勻斷面，則強度比值為 1，另外在不同的最窄寬度 b_m 下， α 及 β 會有隨著最窄寬度的增加而遞增，且降伏強度比值 α 與極限強度比值 β 幾乎相同，為了方便設計使用，可假設 $\alpha = \beta$ 。

4.3 試體實驗與預測分析模擬

由於利用最窄處面積計算削切鋼板的降伏強度與極限強度低於有限元素分析所得，本節中將利用前節所得之 α 及 β 值修正削切鋼板的力量與位移關係以預測試體實驗反應。五組試體修正前與修正後的削切鋼板力量與位移關係如圖 4.11 所示，在削切半徑 127 mm 及最窄寬度 120 mm 下有限元素分析所得之拉力強度與最小鋼板面積乘鋼板降伏應力所得之拉力強度比值為 1.08。接續 2.2 節的設計方法重新計算各組試體的行為模式，則修正後各組試體梁端彎矩與梁端位移的關係如圖 4.12 至圖 4.16 所示，比較未修正前的預測可觀察到各組試體預測曲線更接近實驗情形，其中在卸載的

過程裡，由於只採用力量與位移的雙線性關係，計算時並沒有考慮等向硬化(Isotropic Hardening)的效應，因此卸載後所提供的能量消散較實驗值小。

將表 4.2 的三組削切鋼板尺寸裝設在梁柱接頭中，其梁端彎矩與位移比較如圖 4.17 所示，可以發現變換的參數對於梁端彎矩與位移的影響主要分為三個部份，第一部分為最窄處面積，影響遲滯消能能力的大小，面積愈大消能效果越好，第二部份為初始預力大小，會影響梁柱介面分離的時機，初始預力越大則分離時機越晚，預力梁柱接合系統所能提供的彎矩強度也會遞增，但過大的預力易造成鋼梁產生降伏或是較長的梁翼加勁板長度， L_{FRP} (表 4.2)。

4.4 整體模型分析之介紹

結構模型

爲了得到預力梁柱接頭準確的應力分佈情形，元素採用三維結構元素，其中鋼筋混凝土柱、鋼梁、鋼腱、包覆鋼板及削切鋼板皆採用 8 個節點的磚元素(C3D8R)來模擬，每個節點有 3 個位移自由度。在結構模型中，柱頂之節點束制其 3 個位移自由度，柱底部份由於包含鉸接系統，因此在鉸接點與柱底節點間採用梁元素(Beam)來連結，同時也束制鉸接點 3 個位移自由度，以模擬試驗時柱頂與柱底之鉸接行為，分析則採用在梁端施加漸增位移的方式進行。

鋼筋混凝土之材料性質

混凝土彈性模數 E_c 為 29,370 MPa ($=57000\sqrt{f'_c}$)， f'_c 採 34.5 MPa，波松比為 0.2，因為鋼筋混凝土柱在實驗時仍保持彈性，在此梁柱接頭分析模型中不考慮非彈性範圍及混凝土開裂效應。根據 DSI 所提供的資料，鋼腱的彈性模數為 195,000MPa，波松比為 0.3。

行為模擬

在預力梁柱接合系統中最大的特色為梁與柱接合處產生分離，因此採用介面元素之硬性接觸(Hard)，在梁端承壓板與柱面設定硬性接觸，使得梁柱介面受拉力時會分離，介面摩擦設定為粗糙(Rough)，以避免滑動情形發生。由於梁柱接頭試體中梁與削切鋼板是採螺栓接合，由於接合處於試驗中並未產生滑動，因此採用介面接觸後不分離的特性，將削切鋼板緊密接合於梁上，但在施作步驟上必須在鋼腱的預力施作完後才能啟動。

在梁柱接頭試體中為防止削切鋼板因受壓產生挫屈，因此在削切鋼板上加置防挫屈的蓋板，在蓋板的有效範圍內之梁與削切鋼板接觸範圍設定為接觸後不分離，確保削切鋼板能緊密貼在鋼梁上，且削切鋼板不會產生挫屈，由於梁柱介面會分離造成削切鋼板的伸縮，因此在介面設定上採用無摩擦(Frictionless)，以確保梁與削切鋼板能產生滑動，同樣在施作步驟上也必須在鋼腱的預力施作完成後。

圖 4.18 為試體 4 的整體模型，希望藉由整體模型的建立來了解預力梁柱接頭的受力行為，圖 4.19(a)為在梁端初始預力作用下的撓曲應力分佈，圖 4.19(b)為模型在達層間側位移角 4%時應力分佈，可以看到梁腹板的最大應力產生在腹板與承壓板交界處，梁翼板應力如圖 4.22 所示，最大應力在梁翼加勁板端部的梁翼板此區域的應力值約達降伏應力 410 MPa，與設計目標的降伏時機相符且觀察到模型所預測的結果與實驗值接近，而圖 4.20 為梁腹板應力沿梁身的分佈圖，同樣觀察到實驗應變計所測到的結果與分析模型接近，圖 4.21 為梁腹板剪應變沿梁身的分佈與實驗值的比較，發現 ABAQUS 有限元素模型能準確的預測試體的行為。

圖 4.23 為梁端彎矩與位移關係，結果與實驗在各層間側位移角下的彎矩值接近，圖 4.24 為鋼腱力與梁端位移關係圖，可以觀察到有限元素模型所得之預力較實驗值高。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究共試驗五組含削切鋼板之預力梁柱接頭試體，使用的鋼筋混凝土柱尺寸為 650×650 ，鋼梁尺寸為 $H500 \times 200 \times 10 \times 16$ ，鋼梁與鋼筋混凝土柱採高拉力鋼腱接合，並在鋼梁的上下兩端裝置削切鋼板，提供消能能力。其中試體 1 及試體 2 梁柱接頭區無包覆鋼板，削切鋼板分別採貫穿式及栓接方式與鋼筋混凝土柱接合，其餘三組則將削切鋼板焊於梁柱接合區包覆鋼板上，五組的削切鋼板端部皆使用螺栓與梁接合。梁翼加勁板長度分別由 $1.25d_b$ 至 $2d_b$ (其中 d_b 為梁深) 不等，再配合不同的初始預力，使得五組試體的梁在不同的時機下達到降伏，試體 1 在層間側位移角達 0.04 弧度時挫屈，試體 2 至試體 4 亦分別在層間側位移達 0.02、0.03 及 0.04 弧度時產升降伏，而試體 5 在層間側位移角達 0.04 弧度時並無嚴重的梁降伏及削切鋼板挫屈破壞，在施載第二次載重歷時直至 0.04 弧度層間側位移角時削切鋼板產生斷裂。針對實驗結果與理論分析，可歸納出以下幾點結論：

1. 由試體 2、試體 4、及試體 5 的力量-位移關係圖中可以明顯發現，梁端經由側向變形後，藉由鋼腱提供鋼梁自行復位的能力，因此試體 2、試體 4 及試體 5 在經歷側向位移達 0.04 弧度卸載後，造成梁端的殘餘變形量很小(圖 3.12)，最大的殘餘變形量為最大梁端變形之 1.5%，而試體 1 與試體 3 因為削切鋼板所提供之彎矩強度大於初始預力所提供之彎矩強度(表 3.1)，因此梁端側位移角在歷經層間側位移角 0.04 弧度後卸載，造成梁端殘餘變形量達 2.3%，雖然較其它組試體大，但是與一般傳統抗彎矩構架相比較，預力梁柱接合系統確實能提供自行復位的能力，削切鋼板雖因受拉而產生破壞，但更換削切鋼板會較更換挫屈的梁容易。
2. 鋼腱的數量會影響梁柱介面分離後塑性勁度，其中試體 5 的鋼腱數目為 16 根，在梁柱分離後塑性部分的勁度大於試體 4 的 14 根鋼腱所提供的

塑性勁度(表 3.1)；比較試體 4 及試體 5 預力分別為 971 kN 及 957 kN，分離彎矩為 318 kN-m 及 311 kN-m，說明大預力造成接頭的抗彎強度提升。

3. 由試體 2、試體 4 及試體 5 的試驗過程中發現，在三組試體相同的初始預力下，梁翼加勁板分別設置為 $1.25d_b$ 、 $1.5d_b$ 及 $2d_b$ 三種，由遞增的梁端側位移可發現三組試體在梁翼加勁板外側之梁翼板於不同的梁端位移下降伏，根據梁端彎矩的預測與鋼腱的內力的影響，降伏的時機可以利用 2.2 節敘述方式加以判斷。試體 1 的梁翼加勁板為 $1.5d_b$ 大於試體 2 的 $1.25d_b$ ，但是初始預力 1300 kN 也較試體 2 的 975 kN 大，試體 1 預測在剛體旋轉角達到 0.02 弧度時梁翼加勁板外側梁翼板會達降伏，且根據 2.2 節中梁降伏後的應變預測方法在達剛體旋轉角 0.03 弧度時會達 $1.5\varepsilon_y$ ，實驗過程中試體 1 也在此時產生挫屈，而試體 2 預測在剛體旋轉角達 0.01 弧度時梁翼加勁板外側之梁翼板產生降伏，且在達 0.03 弧度時應變會大於 $1.5\varepsilon_y$ ，但試體 2 在梁翼加勁板外側加置加勁板於梁腹板，使得梁端剛體旋轉角可達 0.04 弧度，梁翼板應變值達 6 倍的降伏應變，梁翼板僅有些許變形，並無發現挫屈。
4. 試驗過程中若梁有降伏行為會造成殘餘變形的產生，且會造成鋼腱預力的損失，鋼腱預力一經損失則造成預力梁柱接合系統無法發揮原本應有的功效，若梁產生挫屈則會造成鋼腱預力大幅下降(圖 3.3)，無法達成自行復位的功效。
5. 由削切鋼板有限元素分析，可發現削切鋼板降伏強度較大於最窄處面積乘降伏強度，兩者之比值與削切半徑 R 及最窄寬度 b_m 相關(圖 4.10)，考慮此因素可得修正的削切鋼板軸力與位移關係。
6. 利用有限元素程式 ABAQUS 中之介面元素可模擬預力鋼梁與柱的接合，鋼梁在受梁端剪力後達分離彎矩，鋼梁可分離，梁的彎矩與梁端位

移關係及梁中的應變均與實驗結果相近(圖 4.21)。

5.2 建議

預力鋼梁與鋼筋混凝土柱接合可避免鋼梁與鋼筋混凝土柱接合的複雜性，同時此系統也會因鋼梁預力的關係而具有自行復位的能力，減少地震後結構物修復的成本，由於國內外並無相關的設計規範提供參考，仍須進行研究確保其在地震下的反應行為，依據本研究可提如下若干建議：

1. 鋼腱為提供結構自行復位的構件，須確保在最大的層間側位移角下仍保持彈性，同時需避免鋼梁產生挫屈，於梁翼加勁板末端之梁中設置垂直加勁板可有效地防止挫屈發生，另外為避免不可預期之破壞行為，須在梁柱接合處加置防掉落措施，以確保結構物的安全，梁腹板與柱使用螺栓接合可達此目的，同時螺栓的存在並不會影響預力梁柱接頭自行復位的能力。
2. 預力梁柱接合系統之行為特性為梁柱介面會在外力作用下產生分離，此一行為會因傳統固接的樓版系統而不易分離，因此需對樓版的效應加以評估。另外本研究僅針對預力接頭進行反覆載重測試，對含預力接頭構架的行為仍需進一步地驗證，確保構架自行復位的能力。

參考文獻

1. AISC. (2002). *Seismic provisions for structural steel buildings*. AISC, Chicago. IL.
2. ACI. (2002). *Building Code and Commentary*. ACI 318M-02/318RM-02.
3. Cheek, G. and Lew, H. (1993). "Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading." *PCI J.*, 38 (4), 80-92.
4. Cheek, G. and Stone, W. (1994). "Performance of 1/3 scale model precast concrete beam-column connections subjected to cyclic inelastic loads—Report No. 4," *Rep. No. NISTIR 5436*, National Institute of Standards and Technology, NIST, Gaithersburg, Md.
5. Chou, C. C. and Uang, C. M. (2002). "Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection." *J. Constructional Steel Research*, 58, 637-663.
6. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M., and Folz, B. (2002). "Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames." *J. Struct. Eng., ASCE*, 128(9), 1111–1120.
7. Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Folz, B. (2002). "Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 31, 1131–1150.
8. 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*.
9. Chou, C. C. and Chen, Y. H. (2005). "Cyclic tests of post-tensioned precast CFT segmental bridge columns with unbonded strands." *Earthquake Eng. Struct. Dyn. (Accepted)*
10. Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2005). "Experimental and Analytical Studies of Self-Centering Steel Connections." *US-Taiwan Workshop on Self-Centering Structural Systems, NCREC Report No:05-004*, Taipei, Taiwan.
11. Chou, C. C., Tsai, K. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Chuang, S. C. (2005) "Cyclic Behavior of Post-tensioned Steel Connections with Reduced Flange Plate and Slab." *1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, Nagoya, Japan.
12. Deierlein, G. G. and Noguchi, H. (2004). "Overview of U.S.-Japan Research on the Seismic Design of Composite Reinforced Concrete and Steel moment frame Structures." *J.*

Struct. Eng. ASCE, 130(2), 361-367.

13. Englekirk, R. E. (1996). "An innovative design solution for precast prestressed concrete buildings in high seismic zones." *PCI J.*, 41(4), 44–53.
14. Englekirk, R. E. (2002). "Design-construction of the paramount – a 39-story precast prestressed concrete apartment building." *PCI J.*, 47(4), 56–71.
15. Garlock, M., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). "Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections." *J. Struct. Eng.*, 131(3), 448–448.
16. Hews J. T. and Priestley, M. T. N. (2002). "Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns." *Rep. NO. SSRP 2001/25*, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
17. 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.
18. 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.
19. Park, R., and Thompson, K. J. (1977). "Cyclic load tests on prestressed and partially prestressed beam-column joints." *PCI J.*, 22(5), 84–100.
20. Pampanin, S., Priestley, M. J. N., and Sritharan, S. (1999). "Frame direction modeling of the five-story PRESSS precast test building." *Rep. No. SSRP 99/20*, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
21. 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.
22. 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.
23. Priestley, M. J. N. (1996). "The PRESSS program-current status and proposed plans for phase III." *PCI J.*, 41(2), 22–40.
24. Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., and Zhao, C. (2001). "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames." *J. Struct. Eng., ASCE*, 127(2), 113–121.
25. Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., and Lu, L. W. (2002). "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections." *J. Struct. Eng., ASCE*, 128(7),

850–859.

26. Rojas, P., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). “Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices.” *J. Struct. Eng., ASCE*, 131(4), 529–540.
27. Uang, C. M. and Bonded, D. (1996). ”Static Cyclic Testing of Pre-Northridge and haunch repaired Steel moment Connections.” *SSRP 96/102*, University of California, Sau Diego, CA.
28. Watanabe, F., Okamoto, S., Hiraishi, H. (2000). ”Development of the Structural design and construction guideline for high-rise PC buildings Japanese PC project.” *12WCEE*.



表 2.1 試體接頭區特性

Specimen No.	1	2	3	4	5
Jacket	No	NO	Yes	Yes	Yes
RFP-to-Column Detail	Embedemet	Bolt	Weld	Weld	Weld
FRP Length	$1.5 d_b$	$1.25 d_b$	$2 d_b$	$1.5 d_b$	$2 d_b$
NO. of Strands	16	14	16	14	16
Target Drift (%)	2	2	3	4	4
t_R (mm)	12	8	12	8	8

Note : $d_b = 500$ mm

表 2.2 設計與實驗參數對照表

Specimen No.	$\frac{M_{d,R}}{M_{d,ST}}$	$\frac{M_d}{M_{np}}$	$\frac{T_{in}}{T_{ST,u}}$	$\frac{M_y}{M_{np}}$	$\frac{M_{R,0.03}}{M_{np}}$	$\frac{M_{ST,0.03}}{M_{np}}$	$\frac{M_{0.03}}{M_{np}}$	$\frac{T_{ST,0.03}}{T_{ST,u}}$	ε_R	$\frac{\varepsilon_{fp}}{\varepsilon_y}$
1	0.29	0.54	0.44	0.85	0.5	0.60	1.01	0.63	0.107	1.25
2	0.22	0.37	0.38	0.67	0.32	0.47	0.76	0.56	0.098	0.95
3	0.29	0.54	0.44	0.85	0.5	0.60	1.01	0.63	0.107	1.05
4	0.3	0.39	0.38	0.67	0.32	0.47	0.76	0.56	0.104	0.9
5	0.33	0.40	0.33	0.67	0.32	0.49	0.8	0.52	0.111	0.85

Note : ε_R 為削切剛板在設計 θ_g 下的應變

ε_{fp} 為加勁板末端梁翼板在 $\theta_g = 0.03$ 下之應變

表 2.3 各組試體在不同步驟下的勁度

Specimen No.	1	2	3	4	5
K_c (kN-m)	748725	748725	748725	748725	748725
K_{PZ} (kN-m)	385711	385711	800749	634737	634737
K_b (kN-m)	115805	115805	115805	115805	115805
$K_{ST,t}$ (kN-m)	4253	4158	4253	4158	4253
K_{ST} (kN-m)	4102	4014	4102	4014	4102
K_{ER} (kN-m)	39374	32425	40532	34742	37058
K_{PR1} (kN-m)	2225	1736	2225	2051	2051
K_{PR2} (kN-m)	1487	1678	1487	1561	1561
K_1 (kN-m)	96410	93681	111348	104673	105788
$K_2=K_5$ (kN-m)	37134	31876	40018	34826	36756
$K_3=K_6$ (kN-m)	6174	5623	6225	5959	6045
$K_4=K_7$ (kN-m)	5469	5567	5510	5486	5572

表 2.4 剛體旋轉角與層間位移角關係

Specimen	θ_c (rad)	θ_{be} (rad)	θ_{PZ} (rad)	θ_g (rad)	θ_t (rad)
1	0.0007	0.0047	0.0014	0.01	0.0168
2	0.0005	0.0033	0.0010	0.01	0.0148
3	0.0008	0.0052	0.0007	0.02	0.0267
4	0.0007	0.0042	0.0008	0.03	0.0357
5	0.0007	0.0045	0.0008	0.03	0.0360

表 2.5 鋼材材料性質

Item	Beam			Jacket		RFP	
	Web	Flange	FRP				
Grade	A572	A572	A572	A36		A36	
Thickness (mm)	10	16	9	6	10	8	12
F_y (MPa)	400	393	418	310	290	324	290
F_u (MPa)	517	496	545	431	428	441	434
ϵ_y (%)	0.202	0.197	0.209	0.155	0.144	0.163	0.146
ϵ_u (%)	18.9	18.1	19.2	21.8	20.7	22.3	21.5

表 2.6 鋼筋材料性質

No.	F_y (MPa)	F_u (MPa)	E_y (%)	ϵ_u (%)
4	372	448	0.186	20.2
11	398	487	0.199	19.2

表 2.7 混凝土抗壓強度

Cylinder NO.	1	2	3	Average
28 Day (MPa)	39	39	38	39
Specimen 1 D.O.T (MPa)	34	35	38	36
Specimen 2 D.O.T (MPa)	38	29	33	32
Specimen 3 D.O.T (MPa)	34	35	39	36
Specimen 4 D.O.T (MPa)	34	34	40	36
Specimen 5 D.O.T (MPa)	37	38	32	36

表 3.1 實驗反應

Specimen NO.	T_{in} (kN)	$\frac{T_{in}}{T_u}$	K_{TE} (kN-m)	K_{TP} (kN-m)	M_d (kN-m)	$\frac{M_{d,ST}}{M_{np}}$	$\frac{M_d}{M_{np}}$	$\frac{M_y}{M_{np}}$	$\frac{P_{4\%}}{\phi P_y}$	$\frac{M_{4\%}}{M_{np}}$	$\left(\frac{M_{ST}}{M_{np}}\right)_{4\%}$	$\left(\frac{M_R}{M_{np}}\right)_{4\%}$
1	1203	0.41	81000	6270	412	0.45	0.57	0.76	0.43	1.02	0.54	0.48
2	957	0.37	71748	6960	340	0.38	0.47	0.59	0.33	0.96	0.45	0.51
3	1286	0.44	87807	7320	427	0.47	0.59	0.80	0.46	1.27	0.63	0.64
4	971	0.38	74700	4620	318	0.36	0.44	0.63	0.37	0.89	0.47	0.42
5	957	0.33	80400	7800	311	0.35	0.43	0.62	0.39	0.96	0.54	0.42

表 3.2 剛體旋轉角與層間位移角關係

Specimen	2%					3%				
	$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)	Beam 1		Beam 2		$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)	Beam 1		Beam 2	
		$\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		$\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)						
		+	-	+	-		+	-	+	-
1	1.36	1.07	1.12	1.06	1.12	2.29	1.98	2.03	1.97	2.02
2	1.48	1.24	1.29	1.25	1.30	2.44	2.16	2.20	2.14	2.22
3	1.31	1.18	1.22	1.16	1.26	2.24	2.11	2.14	2.08	2.19
4	1.44	1.31	1.31	1.32	1.32	2.40	2.24	2.24	2.26	2.26
5	1.44	1.29	1.33	1.28	1.33	2.39	2.21	2.25	2.22	2.27
Specimen	4%					5%				
	$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)	Beam 1		Beam 2		$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)	Beam 1		Beam 2	
		$\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		$\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)						
		+	-	+	-		+	-	+	-
1	3.22	2.92	3.09	2.98	2.99	4.16	4.22	4.17	4.43	4.46
2	3.40	3.10	3.14	3.10	3.17	4.36	4.06	4.12	4.06	4.11
3	3.17	3.06	3.06	3.03	3.12	-	-	-	-	-
4	3.36	3.19	3.19	3.20	3.21	4.32	4.43	4.39	4.42	4.17
5	3.34	3.15	3.19	3.16	3.21	-	-	-	-	-

表 3.3 各組試體彎矩簡化計算結果比較

Specimen	0.75 %		1 %		2 %		3 %		4 %	
No.	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{R,i}}{M_{R,s}}$								
1	0.99	0.52	0.96	1.03	0.97	1.16	0.96	1.18	0.95	1.15
2	0.95	0.70	0.87	1.03	0.92	1.16	0.90	1.17	0.87	1.31
3	0.96	0.56	0.91	0.98	0.97	1.13	0.97	1.12	0.97	1.08
4	0.98	0.80	0.93	0.94	1.01	1.10	1.00	1.14	0.99	1.16
5	0.98	0.98	0.89	1.08	0.98	1.17	0.98	1.22	0.97	1.24

Note : $M_{ST,i}$ = 變化中性軸位置計算所得鋼腱提供之彎矩

$M_{R,i}$ = 變化中性軸位置計算所得削切鋼板提供之彎矩

$M_{ST,s}$ = 固定中性軸位置計算所得鋼腱提供之彎矩

$M_{R,s}$ = 固定中性軸位置計算所得削切鋼板提供之彎矩



表 4.1 削切鋼板分析模型參數變化

Specimen	b_R (mm)	R(mm)	t_R (mm)	Elastic Stiffness (kN/mm)	$\frac{P_{y_t,R}}{P_y}$	$\frac{P_{u,R}}{P_u}$	$\frac{P_{y_c,R}}{P_y}$
BR50R60T5	50	60	5	468	1.12	1.14	1.13
BR50R127T5	50	120	5	379	1.08	1.06	1.09
BR50R180T5	50	180	5	342	1.07	1.03	1.08
BR120R60T5	120	60	5	690	1.13	1.14	1.14
BR120R127T5	120	120	5	618	1.09	1.06	1.10
BR120R180T5	120	180	5	573	1.07	1.02	1.08
BR150R60tT	150	60	5	794	1.11	1.16	1.12
BR150R127T5	150	120	5	729	1.07	1.10	1.08
BR150R180T5	150	180	5	717	1.05	1.07	1.06
BR50R60T8	50	60	8	590	1.11	1.16	1.12
BR50R127T8	50	120	8	569	1.07	1.09	1.08
BR50R180T8	50	180	8	513	1.05	1.07	1.06
BR120R60T8	120	60	8	1062	1.13	1.13	1.14
BR120R127T8	120	120	8	927	1.09	1.05	1.10
BR120R180T8	120	180	8	860	1.07	1.02	1.08
BR150R60T8	150	60	8	1191	1.12	1.14	1.13
BR150R127T8	150	120	8	1093	1.08	1.06	1.09
BR150R180T8	150	180	8	1075	1.07	1.03	1.08

表 4.2 分析結果

Name	b_R (mm)	R (mm)	t_R (mm)	T_{in} (kN)	$M_{d,R}$ (kN-m)	$M_{R,0.03}$ (kN-m)	$\frac{L_{FRP}}{d_b}$
BR50R60T5P975	50	60	5	975	37	542	0.43
BR50R127T5P975	50	127	5	975	30	536	0.38
BR150R127T5P975	150	127	5	975	27	559	0.58
BR150R127T8P975	150	127	8	975	54	597	0.89
BR150R180T8P975	150	180	8	975	49	588	0.82
BR150R127T8P1300	150	127	8	1300	95	673	1.8
BR150R127T12P1300	150	127	12	1300	142	813	2.4





圖 1.1 鋼梁挫屈 (Courtesy : Chou & Uang 2002)

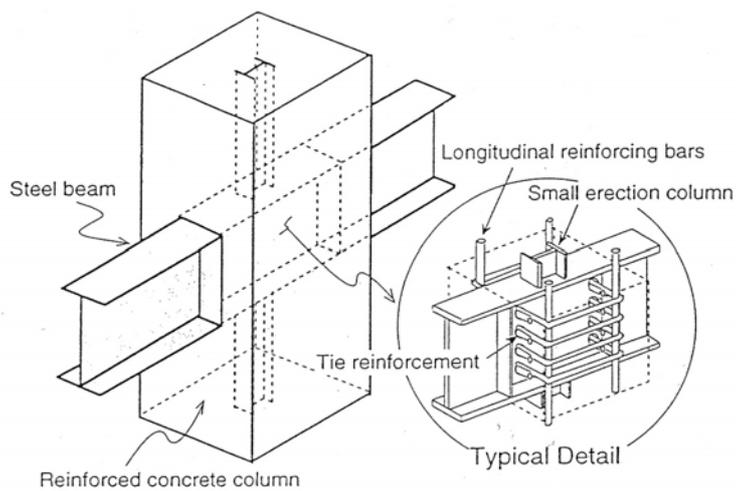
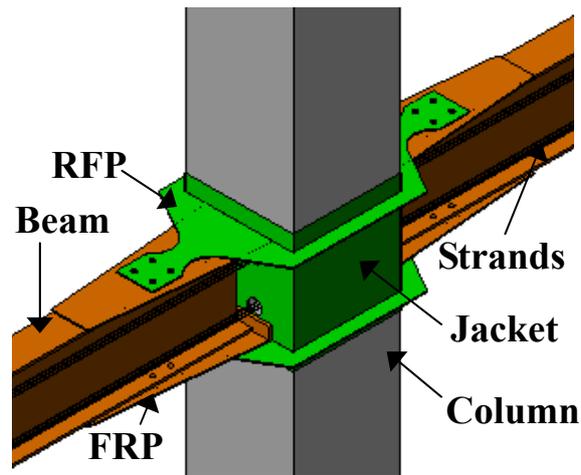
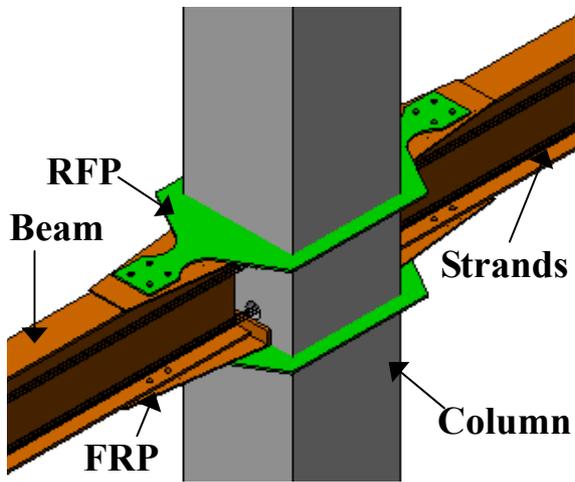


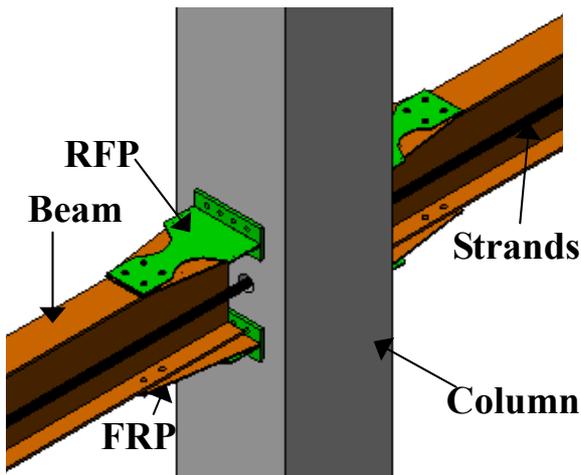
圖 1.2 RCS 接合細節 (Courtesy: Deierlein and Noguchi 2004)



(a) Welded RFP

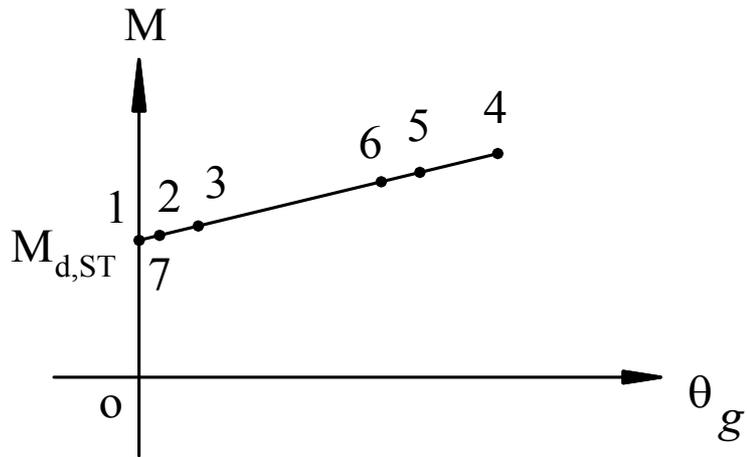


(b) Embedded RFP

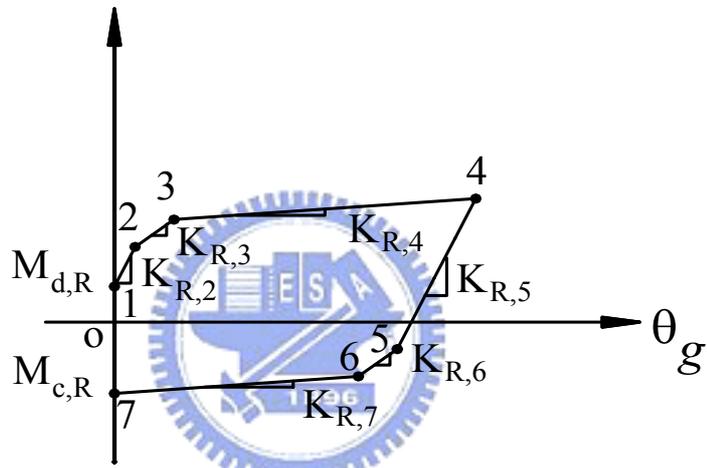


(c) Bolted RFP

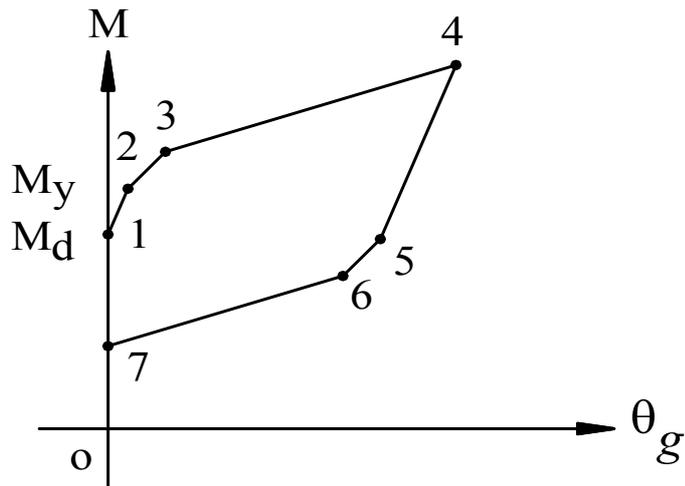
圖 1.3 預力梁柱接頭區形式



(a) Strands

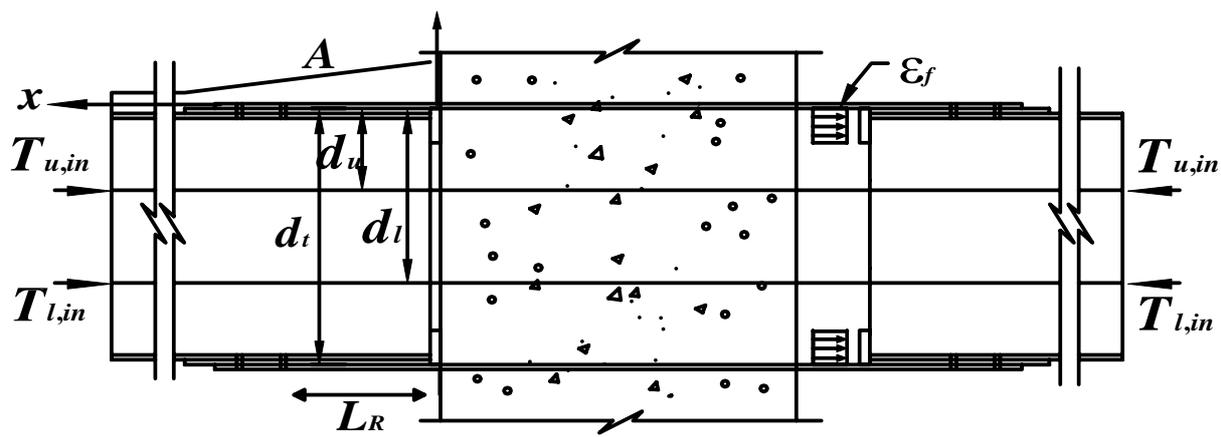


(b) Reduced Flange Plates (RFPs)

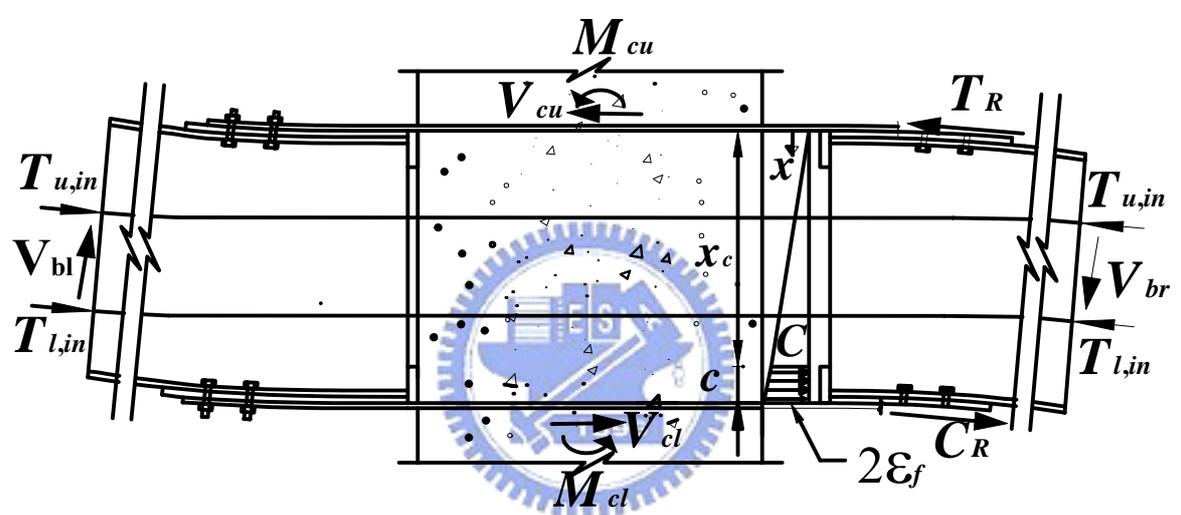


(c) Strands + RFPs

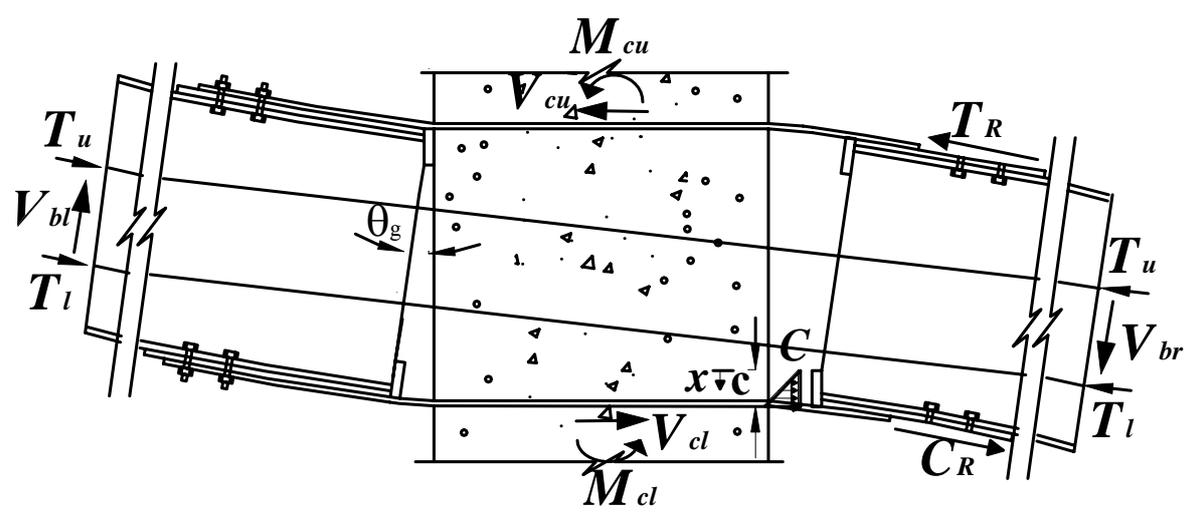
圖 2.1 預力梁柱接頭彎矩與旋轉角關係



(a) Post-tensioning State

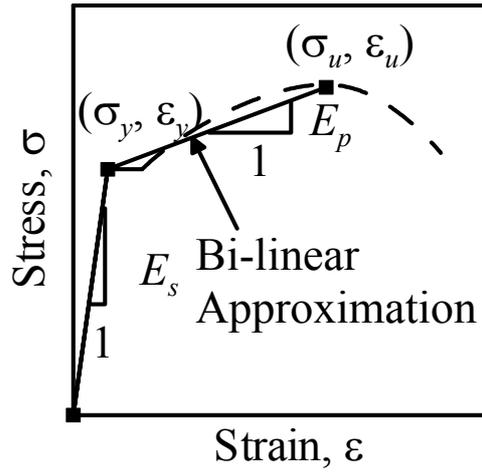


(b) Before Decompression

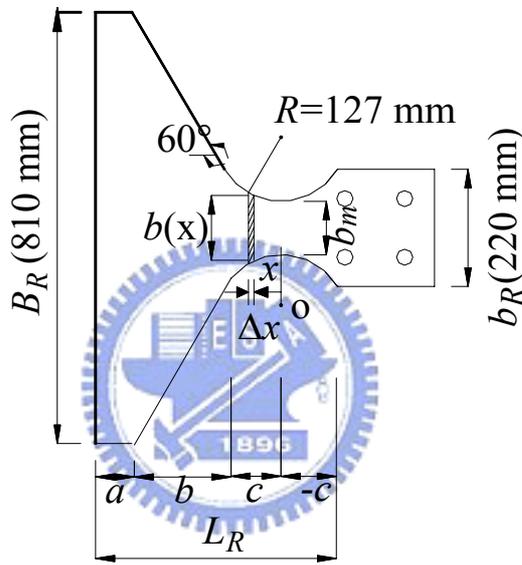


(c) Decompression

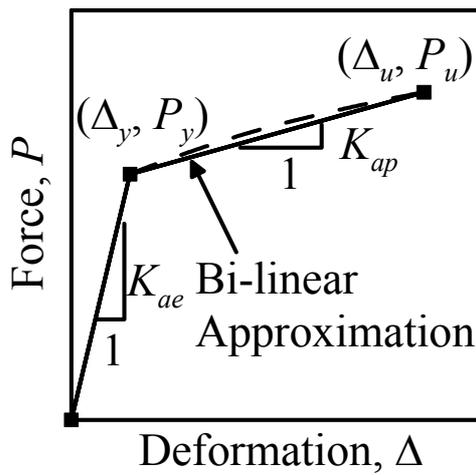
圖 2.2 預力梁柱接頭自由體圖



(a) Stress-Strain Relationship



(b) RFP



(c) Force – Deformation Relationship

圖 2.3 削切鋼板力量-位移關係圖

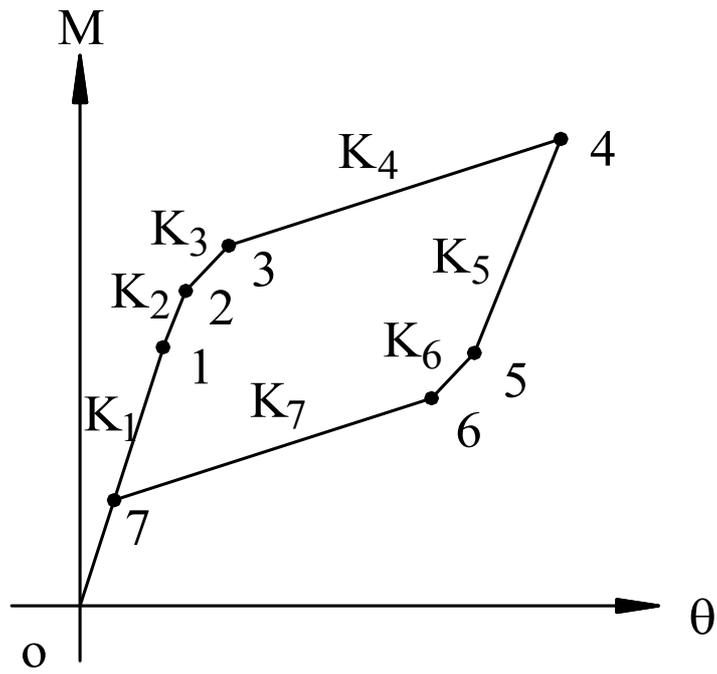


圖 2.4 梁柱接頭勁度分析示意圖

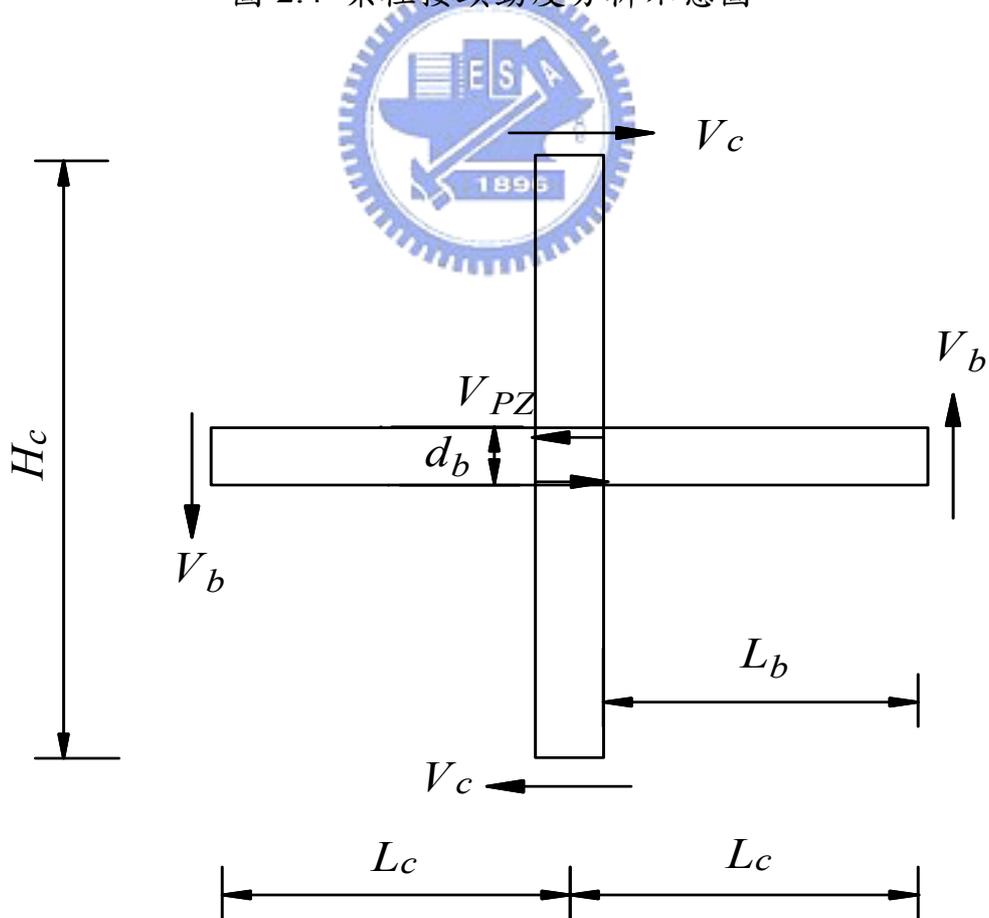


圖 2.5 梁柱接頭試體自由體圖

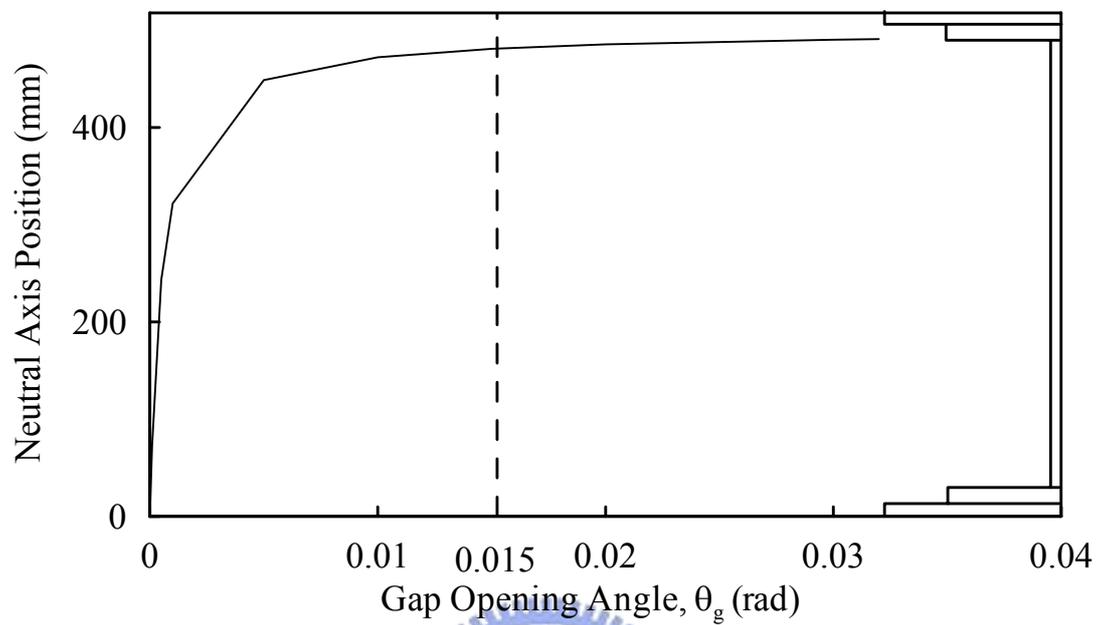


圖 2.6 中性軸沿梁身變化

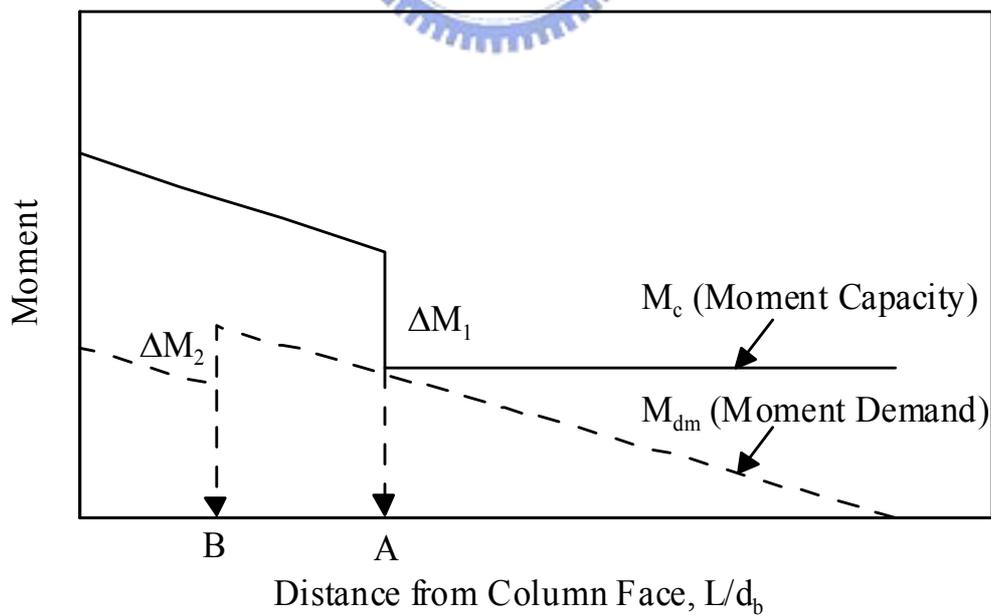
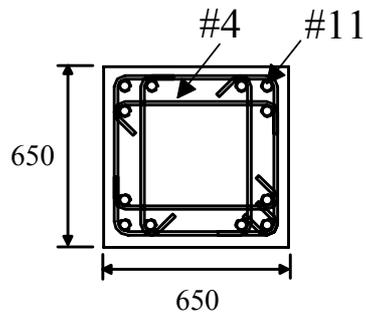
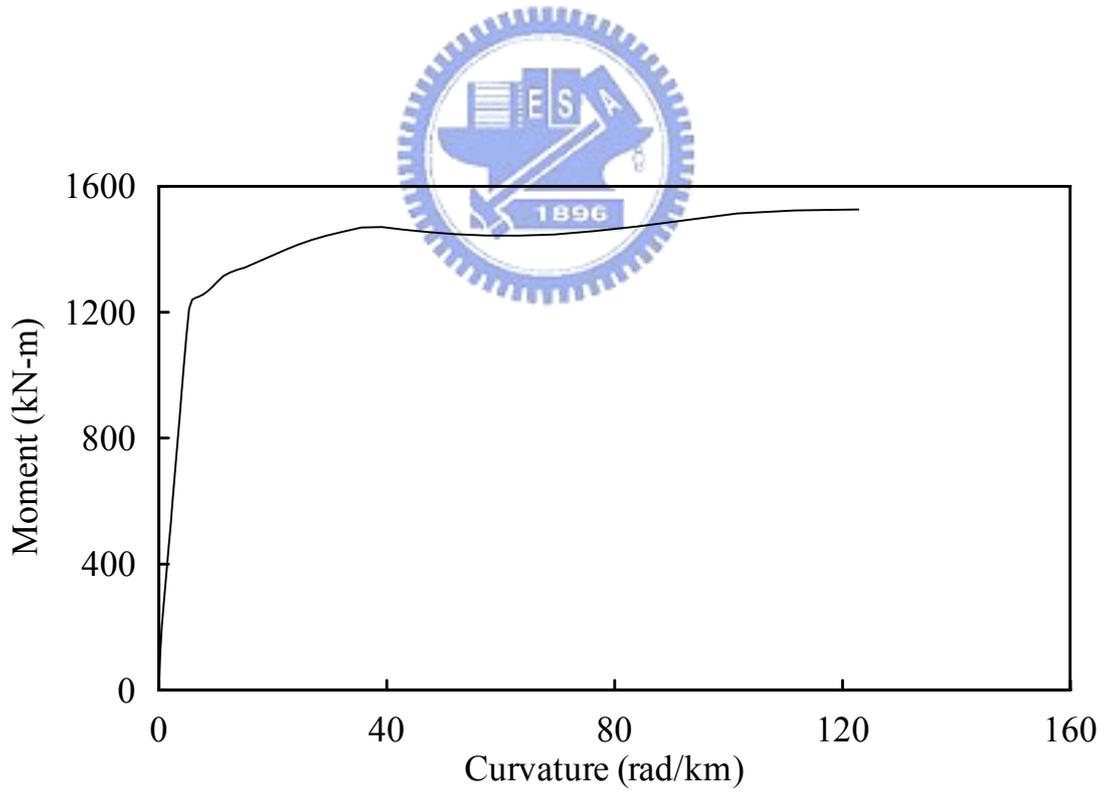


圖 2.7 加勁板長度決定方式

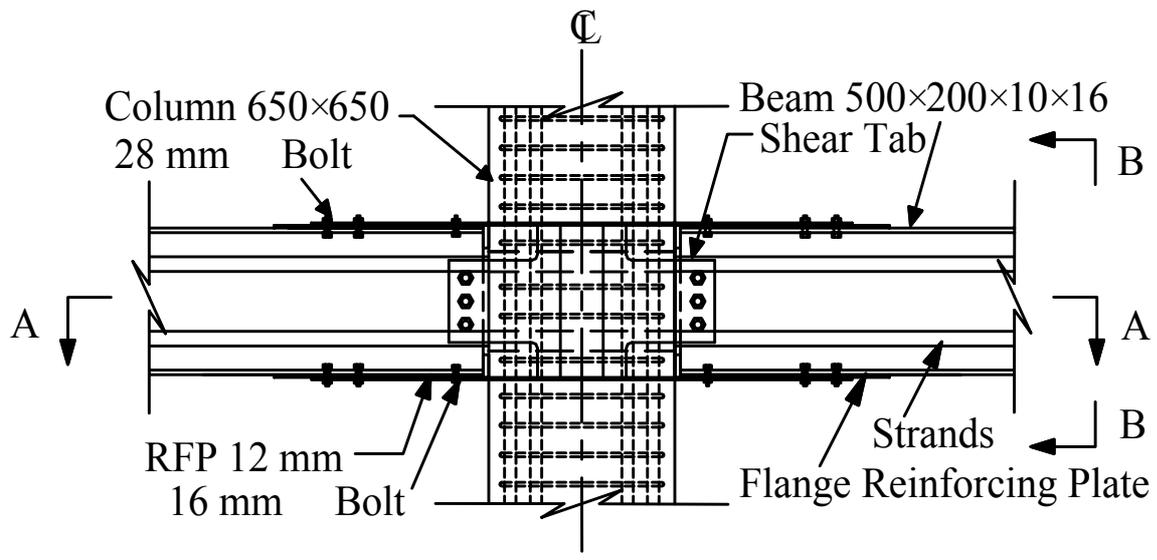


(a) Column Details and Input Data

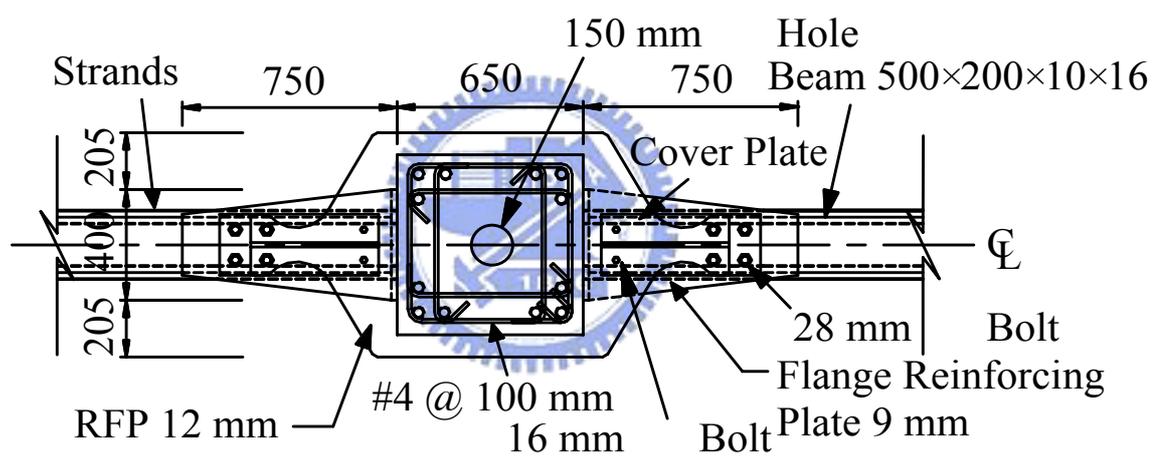


(b) Moment-curvature Relationship

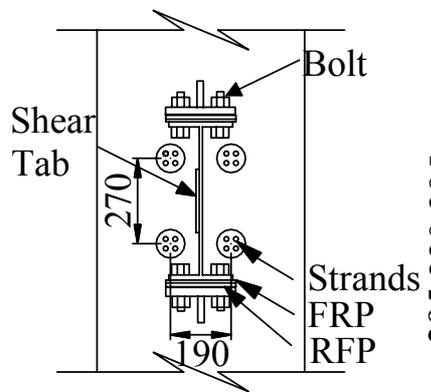
圖 2.8 柱尺寸及強度



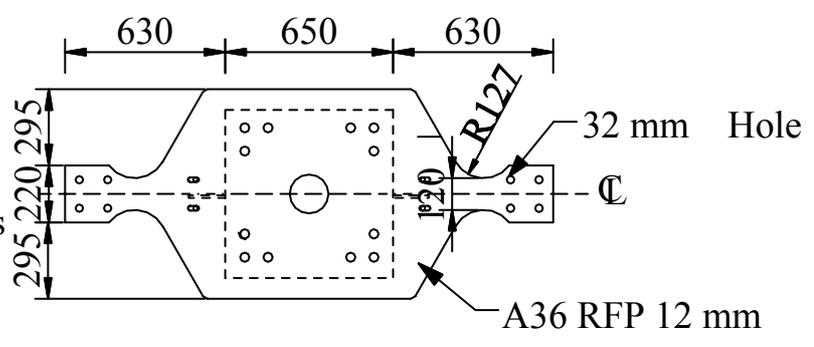
(a) Elevation



(b) Section A-A

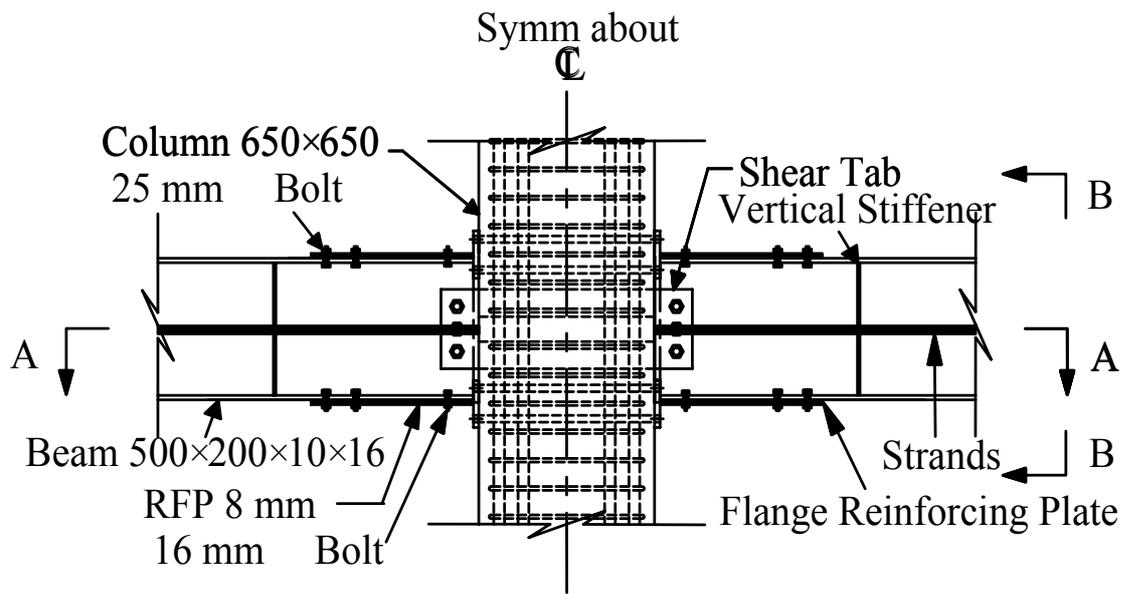


(c) Section B-B

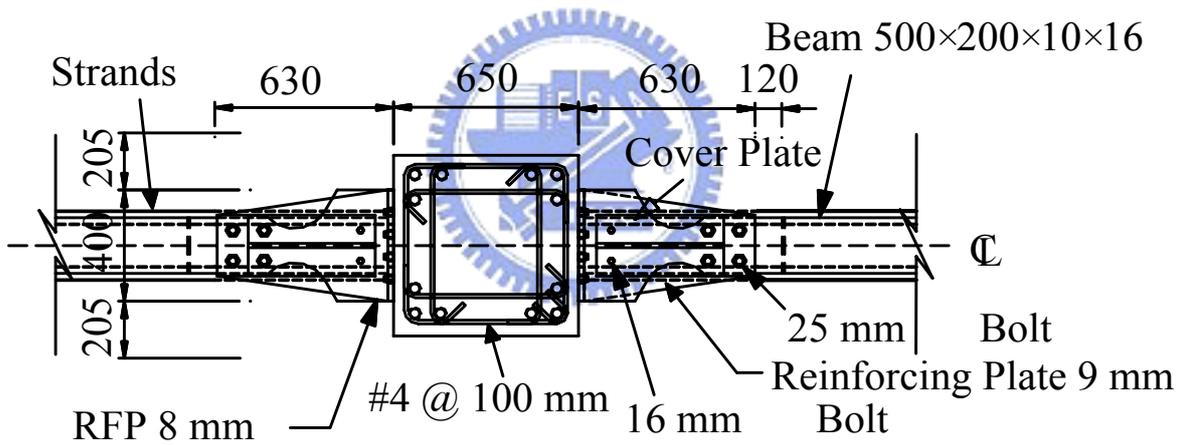


(d) RFP Detail

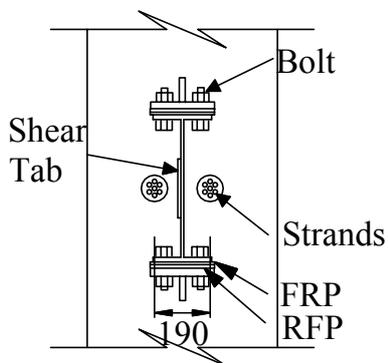
圖 2.9 試體 1 梁柱接合細節



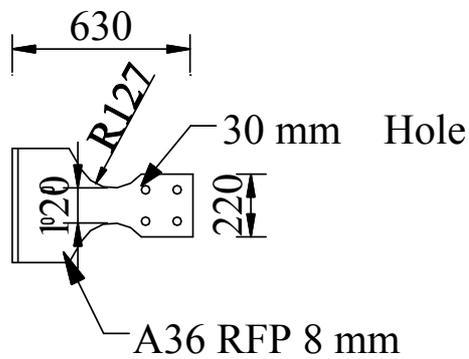
(a) Elevation



(b) Section A-A



(c) Section B-B



(d) RFP Details

圖 2.10 試體 2 梁柱接合細節

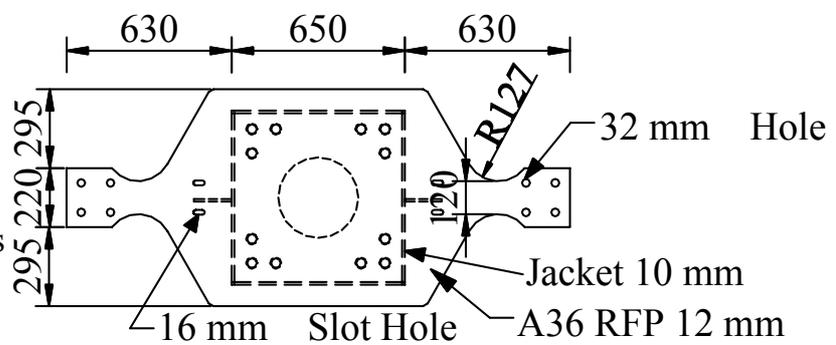
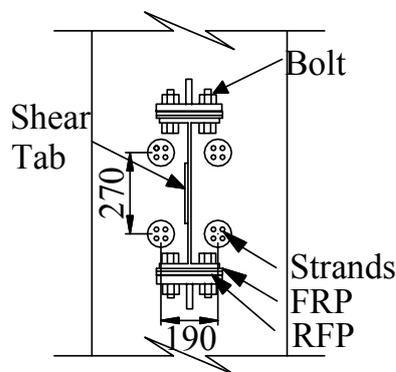
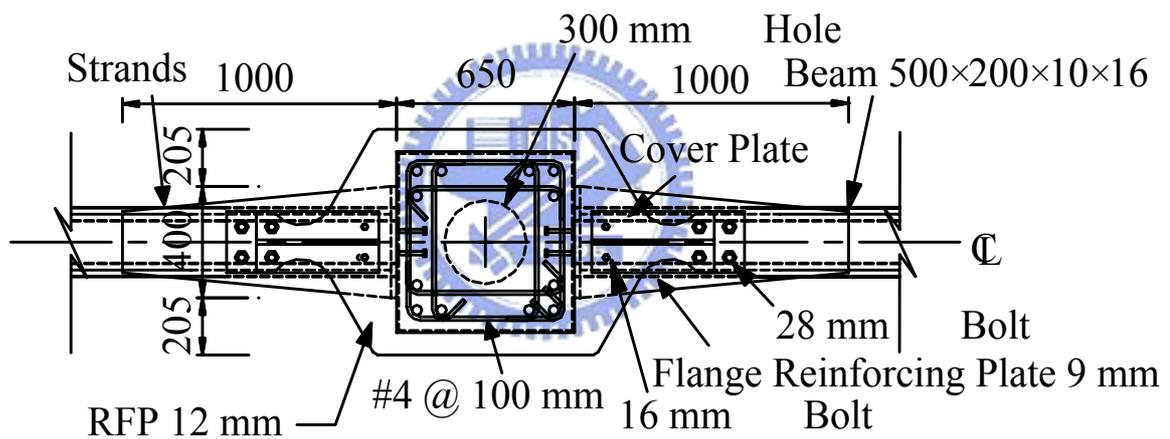
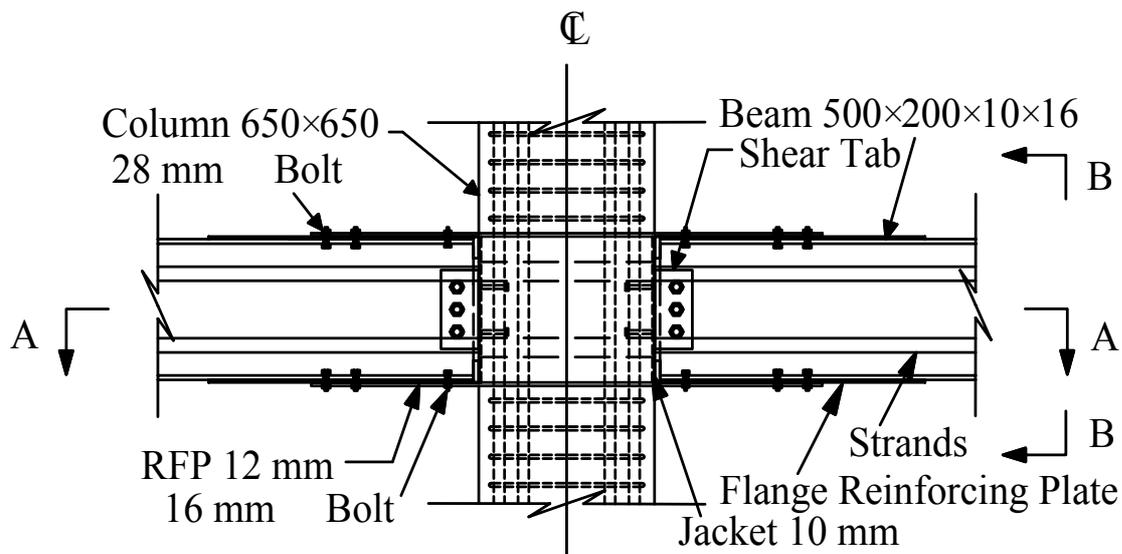
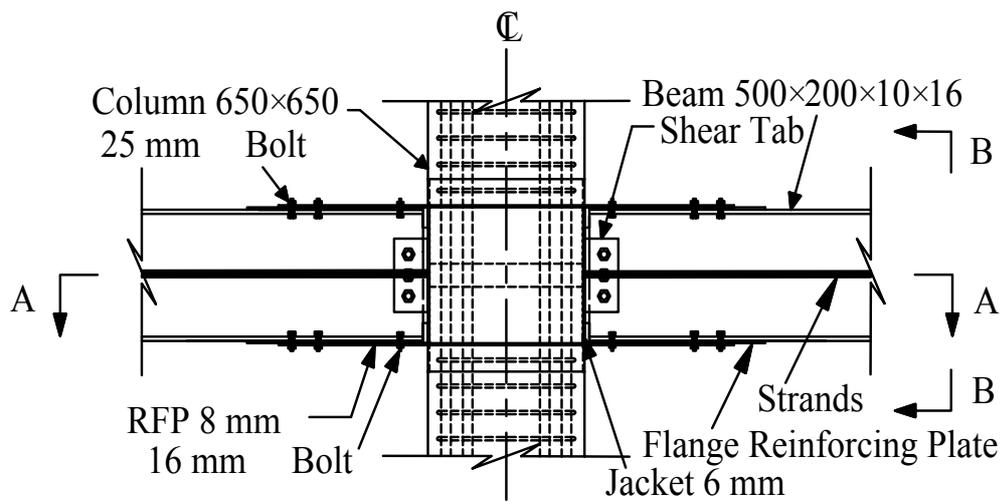
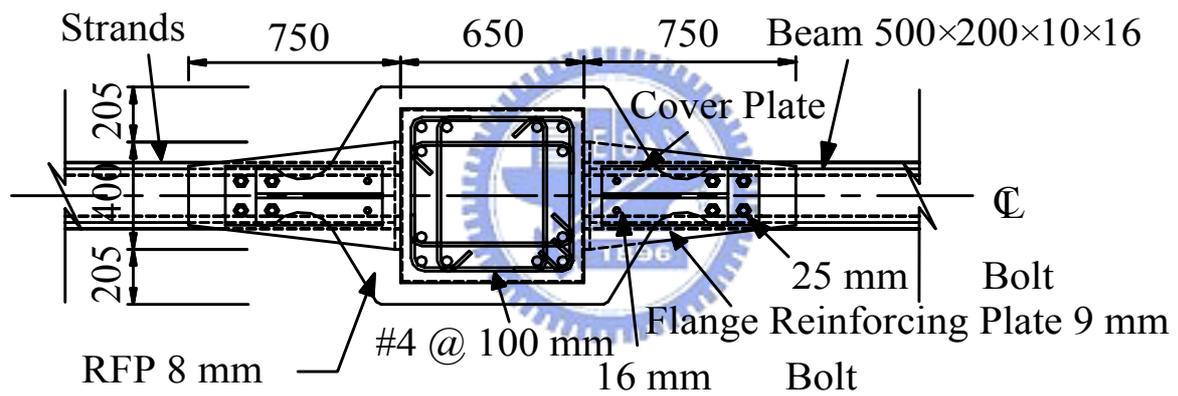


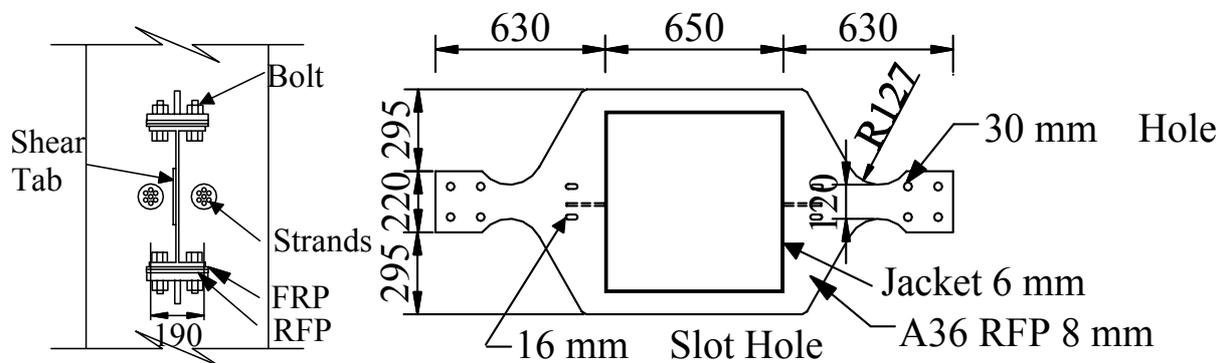
圖 2.11 試體 3 梁柱接合細節



(a) Elevation



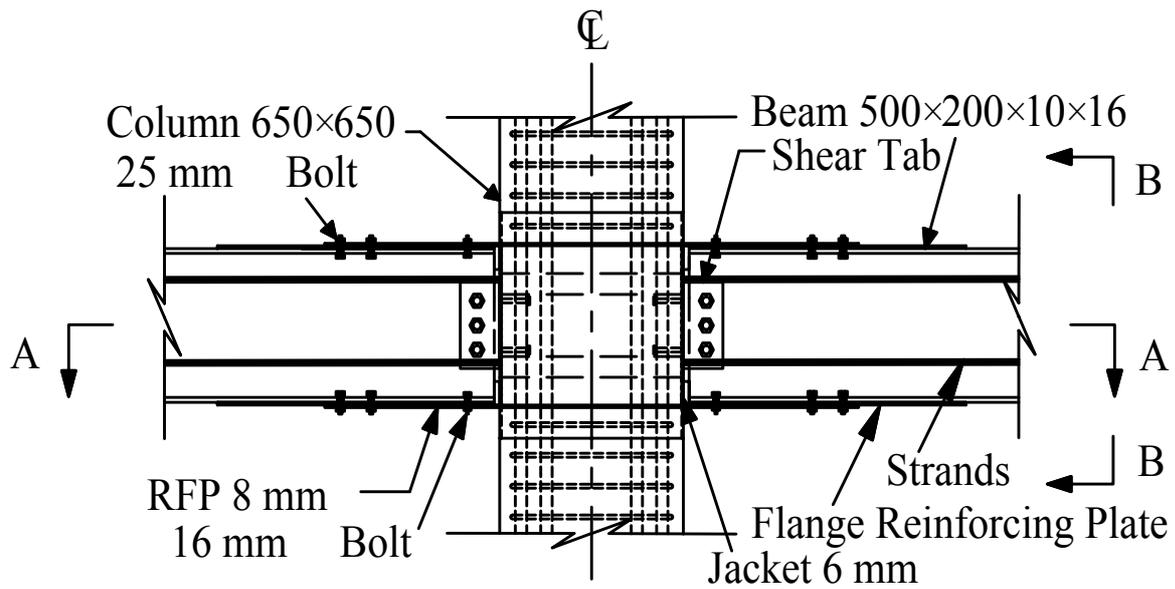
(b) Section A-A



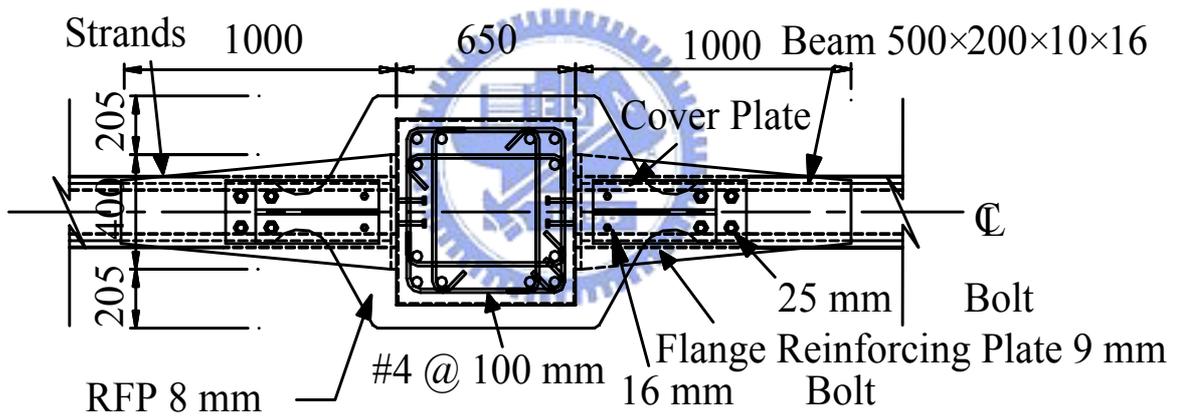
(c) Section B-B

(d) RFP Details

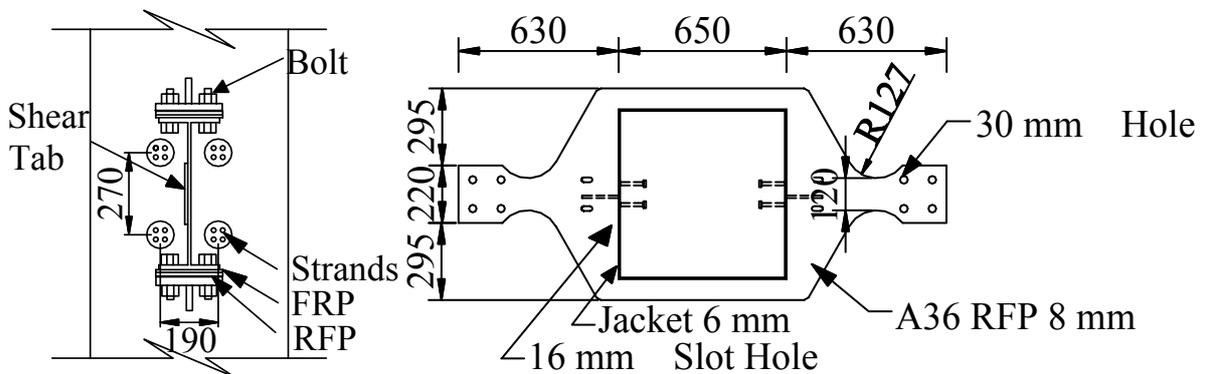
圖 2.12 試體 4 梁柱接合細節



(a) Elevation



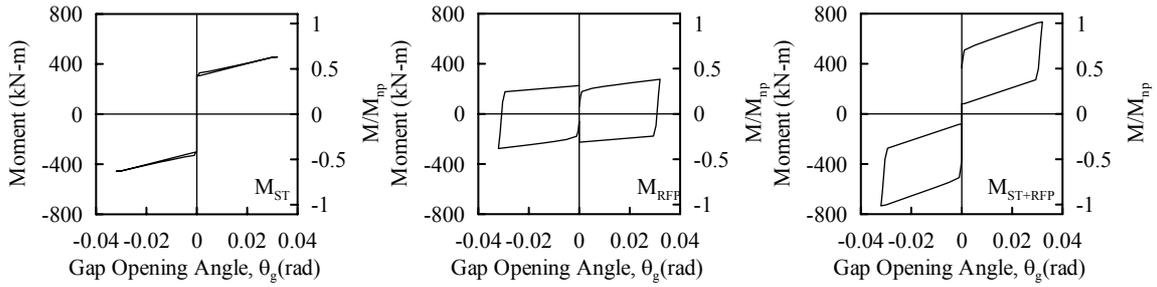
(b) Section A-A



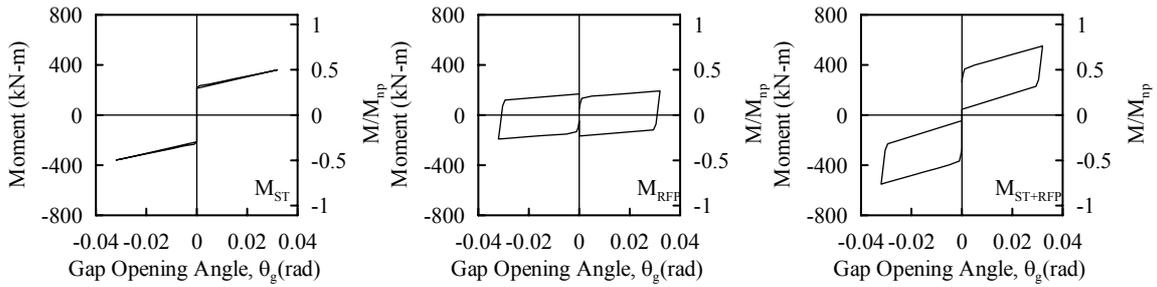
(c) Section B-B

(d) RFP Details

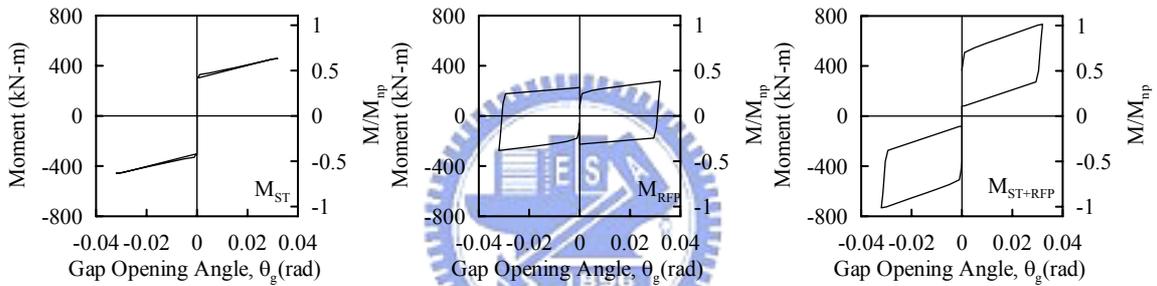
圖 2.13 試體 5 梁柱接合細節



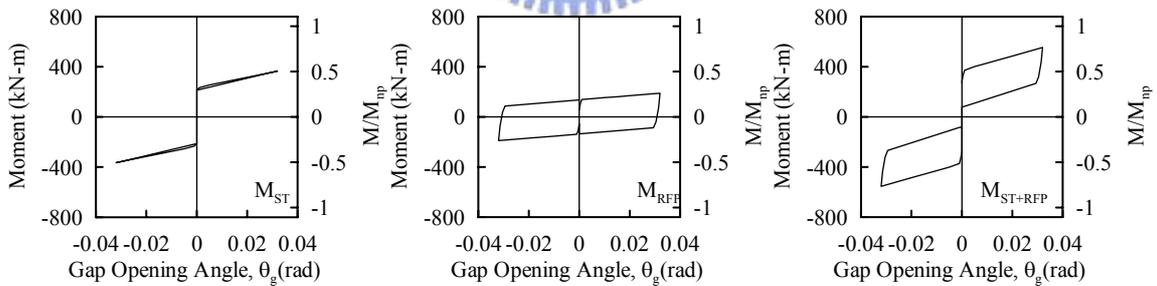
(a) Specimen 1



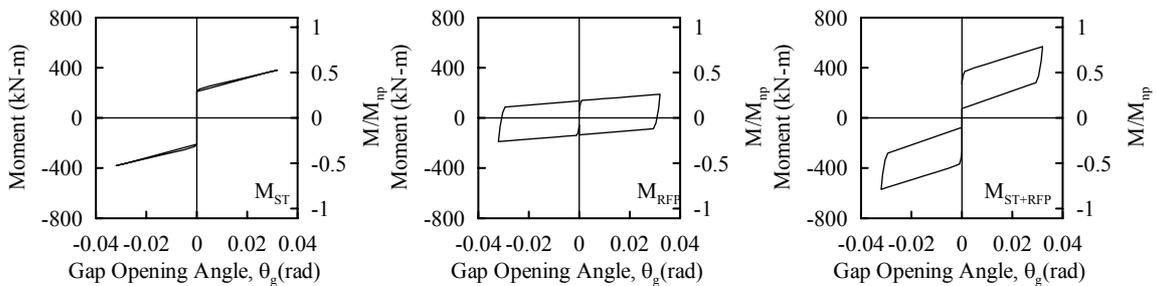
(b) Specimen 2



(c) Specimen 3

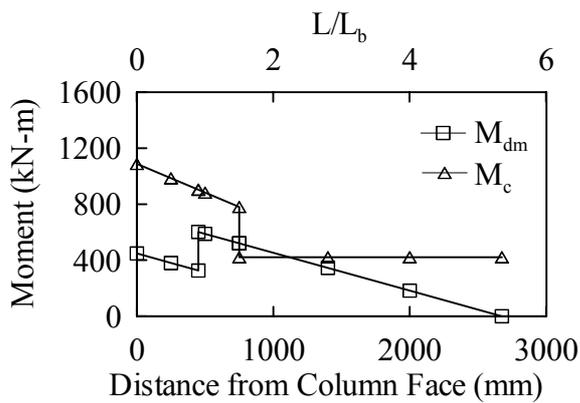


(d) Specimen 4

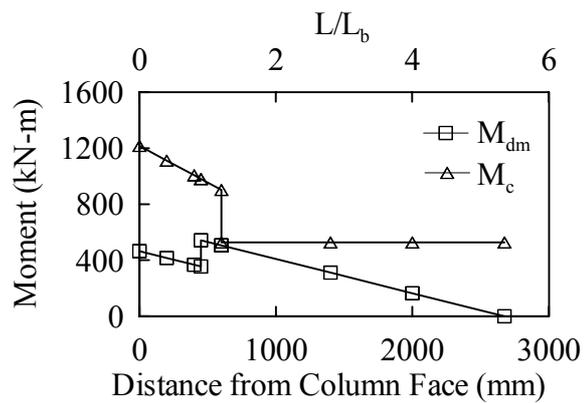


(e) Specimen 5

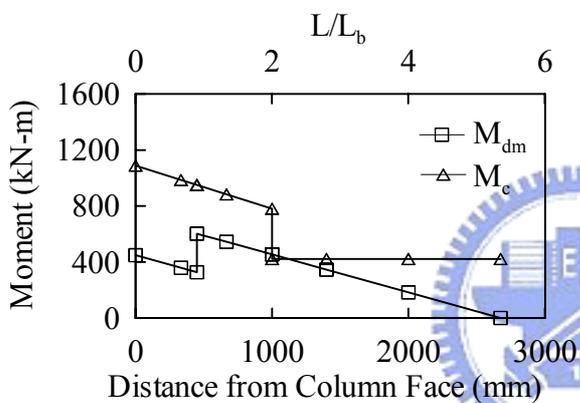
圖 2.14 預測梁端彎矩



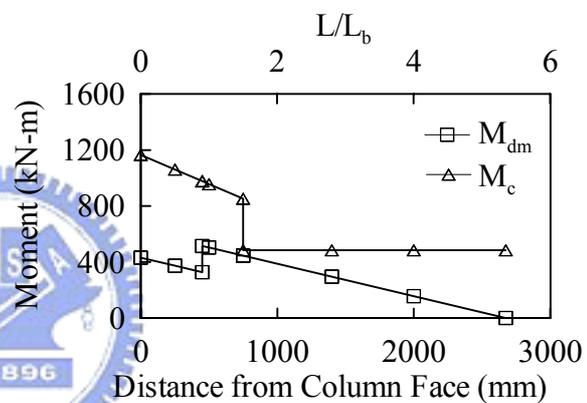
(a) Specimen 1 ($\theta_g = 0.01$ rad)



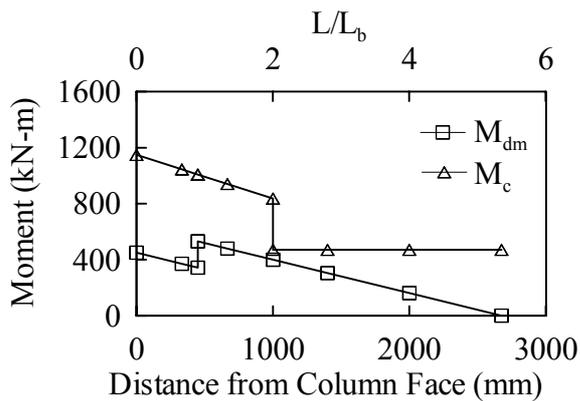
(b) Specimen 2 ($\theta_g = 0.01$ rad)



(c) Specimen 1 ($\theta_g = 0.02$ rad)



(d) Specimen 2 ($\theta_g = 0.03$ rad)



(e) Specimen 5 ($\theta_g = 0.03$ rad)

圖 2.15 試體彎矩與強度需求關係

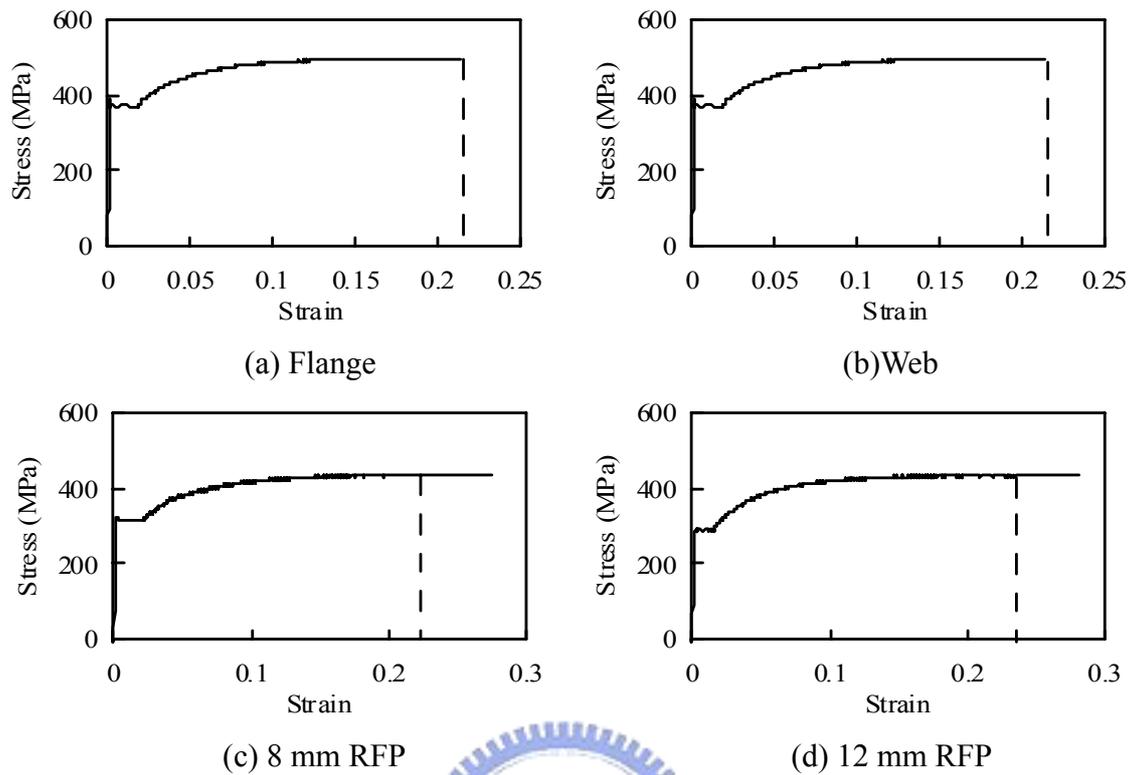


圖 2.16 應力-應變關係圖

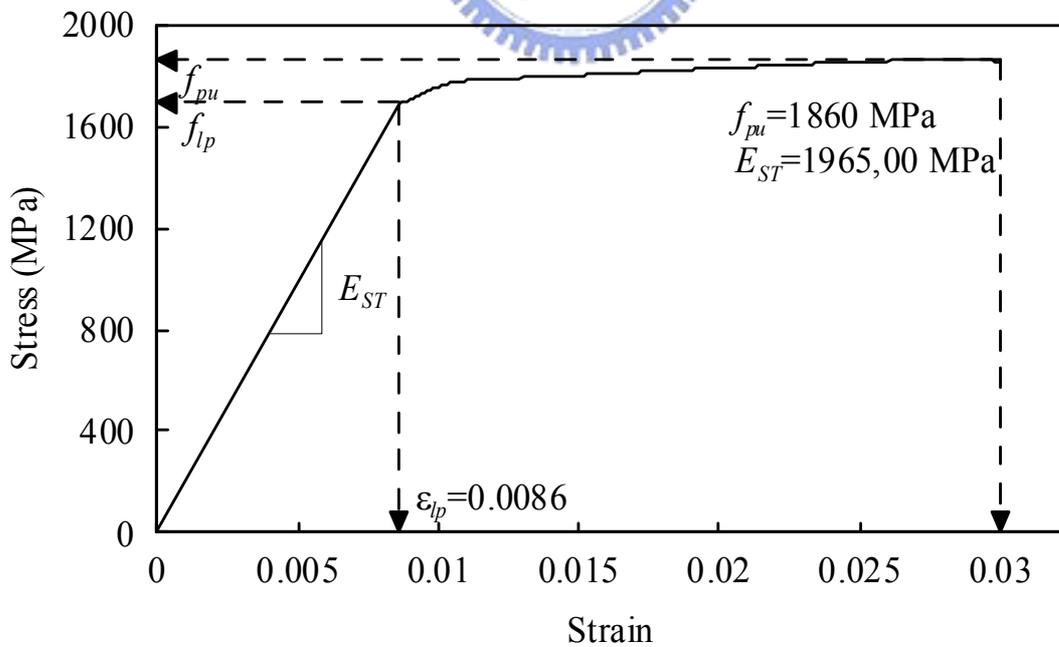


圖 2.17 理想化鋼腱應力-應變關係圖

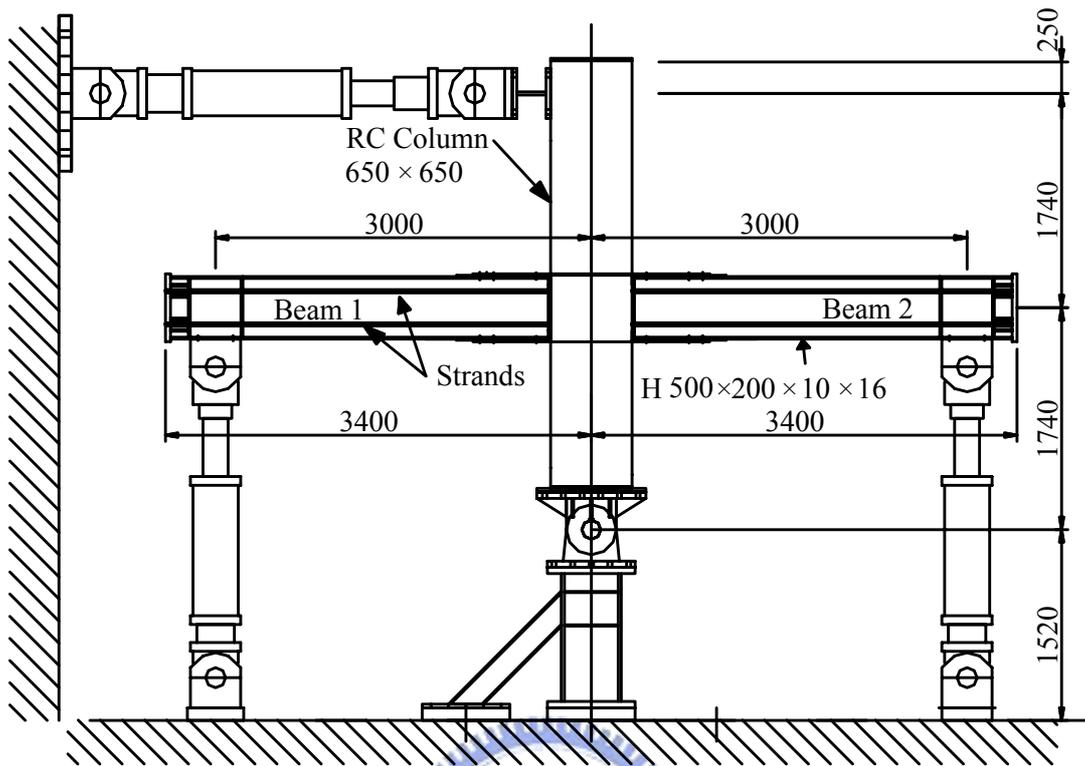


圖 2.18 試體測試構架

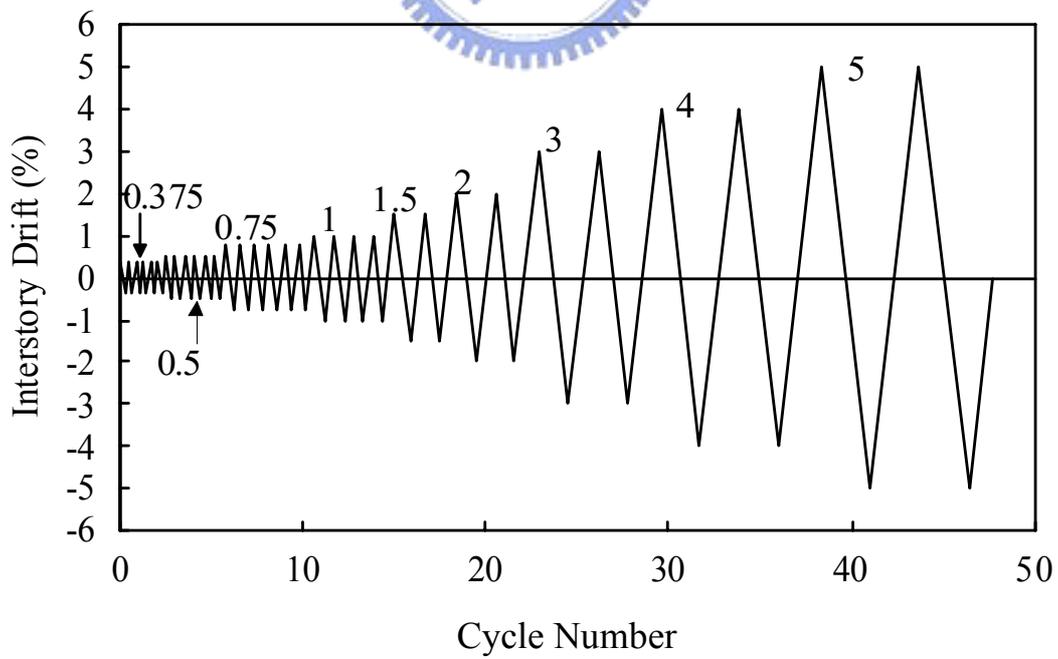
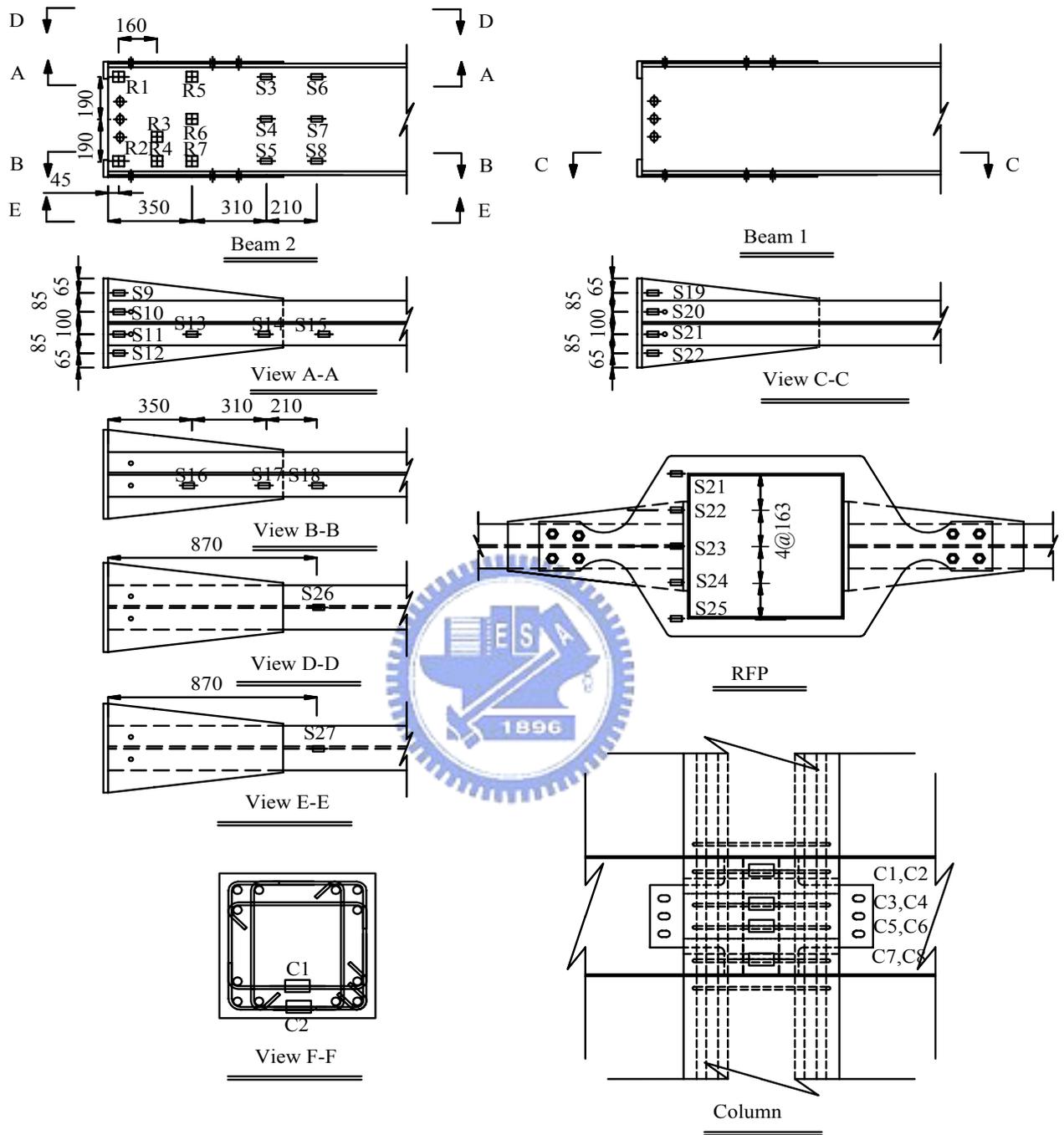
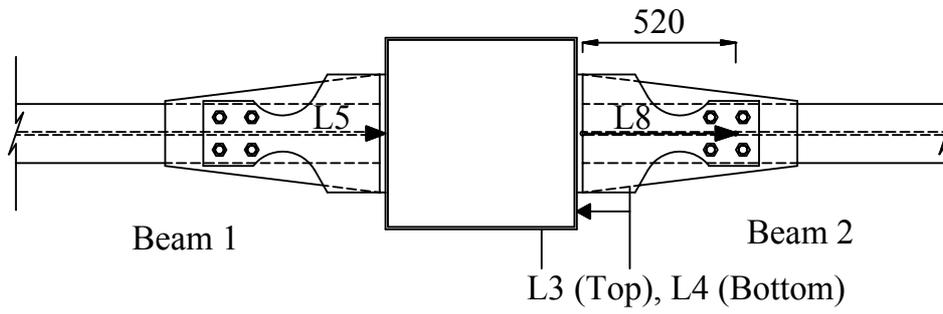


圖 2.19 反覆載重歷時

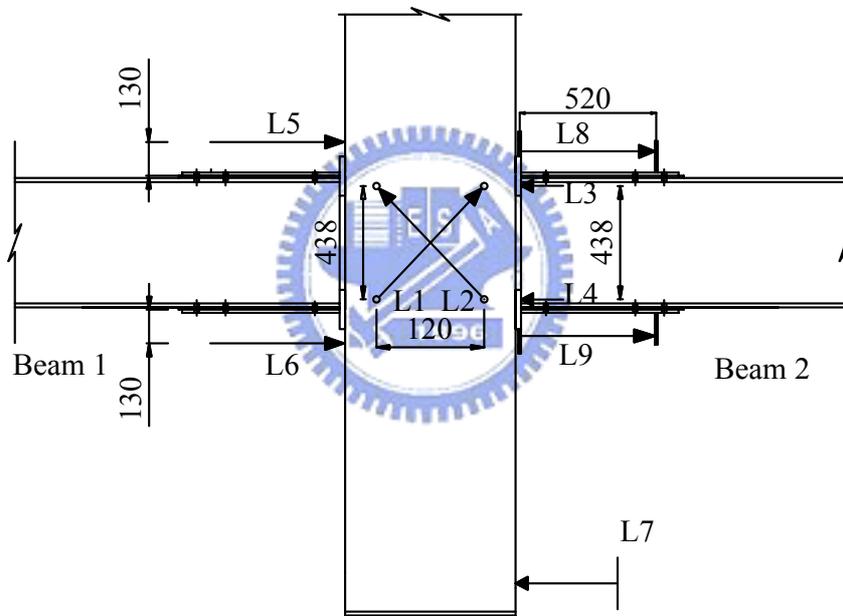


(c) Gauge Location

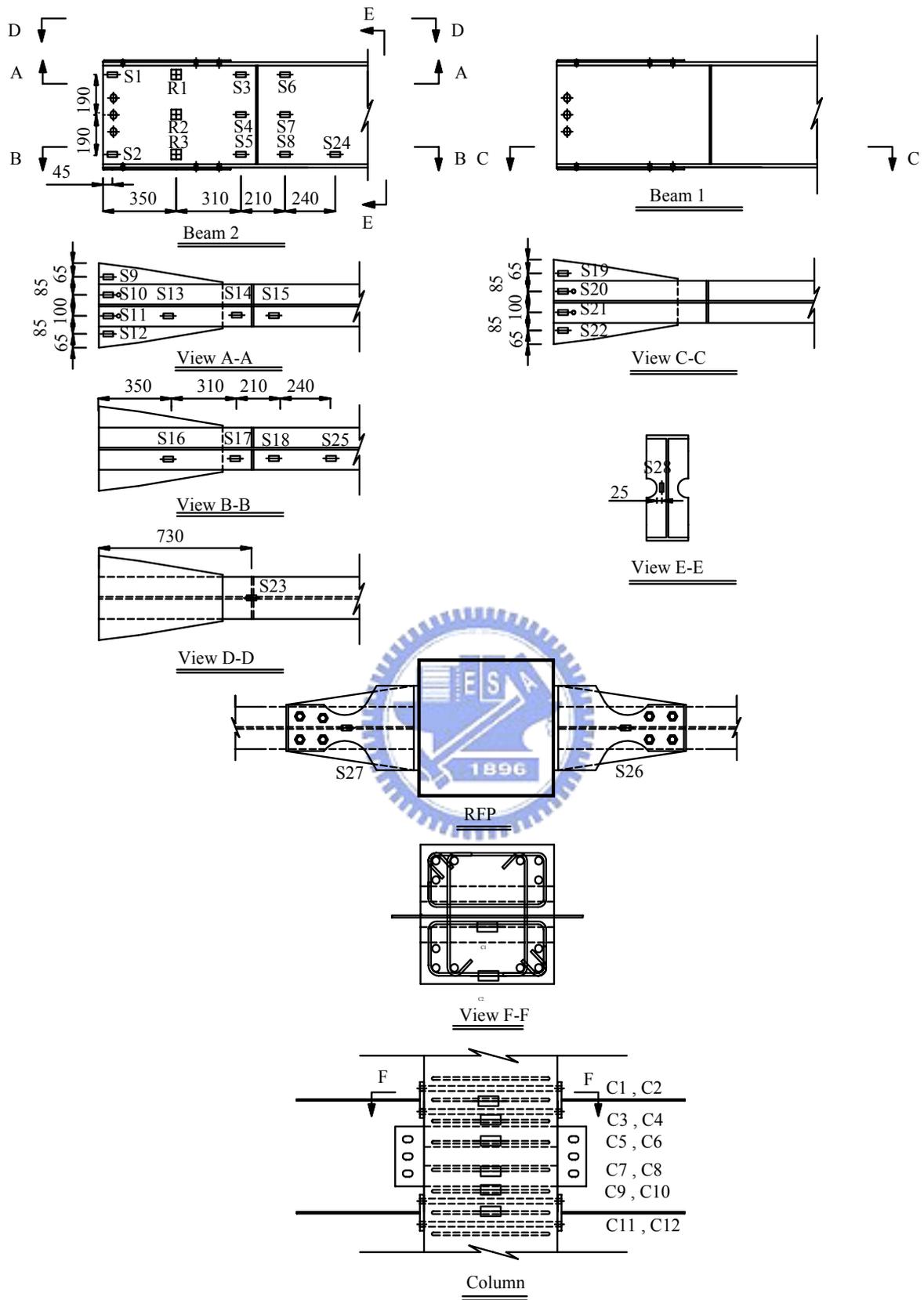
圖 2.20 試體 1 量測儀器規劃圖



(a) Top View

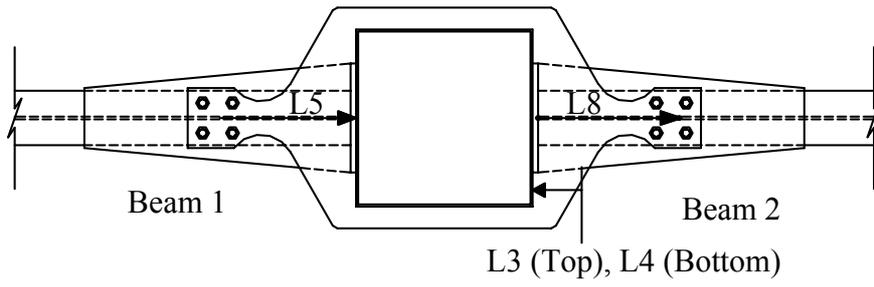


(b) Elevation

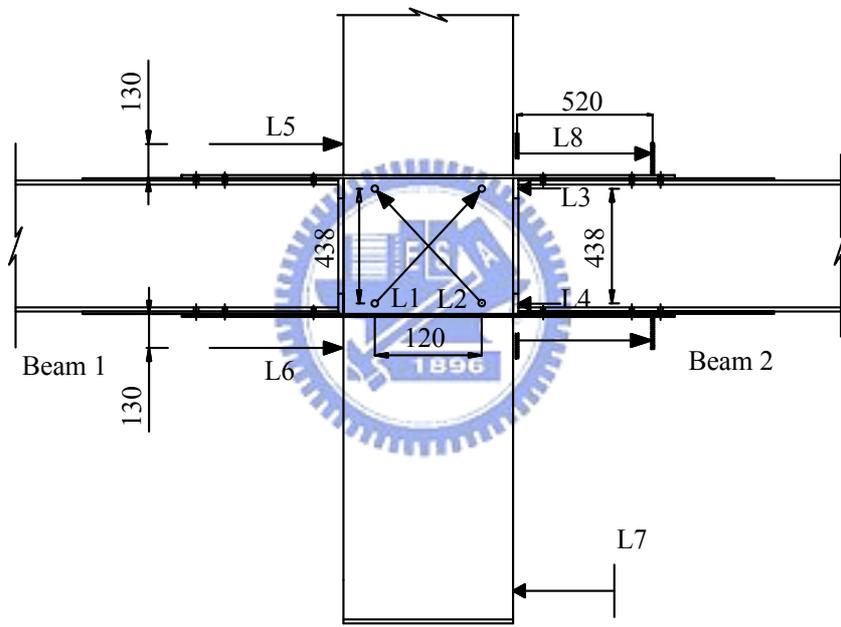


(c) Gauge Location

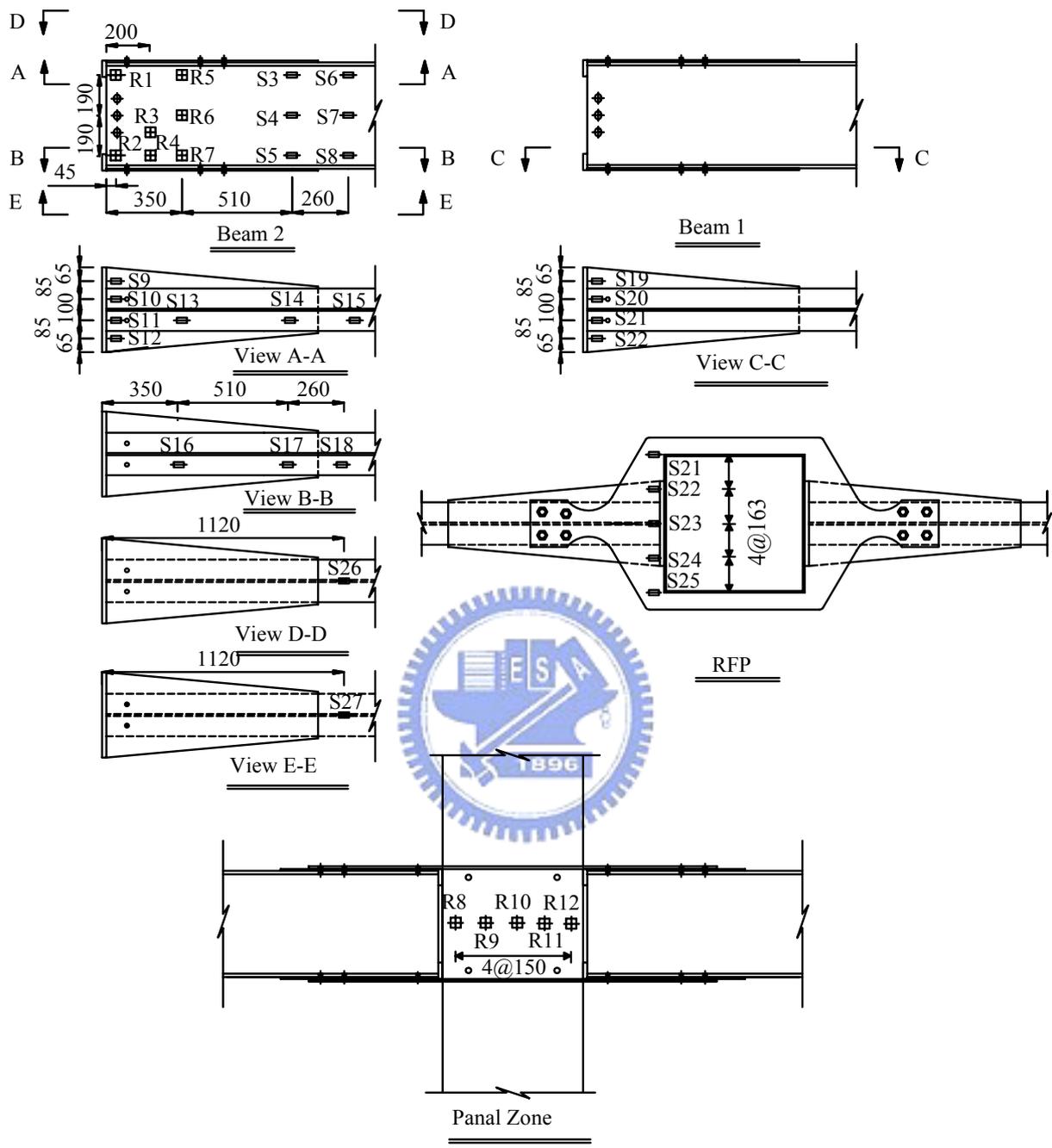
圖 2.21 試體 2 量測儀器規劃圖



(a) Top View

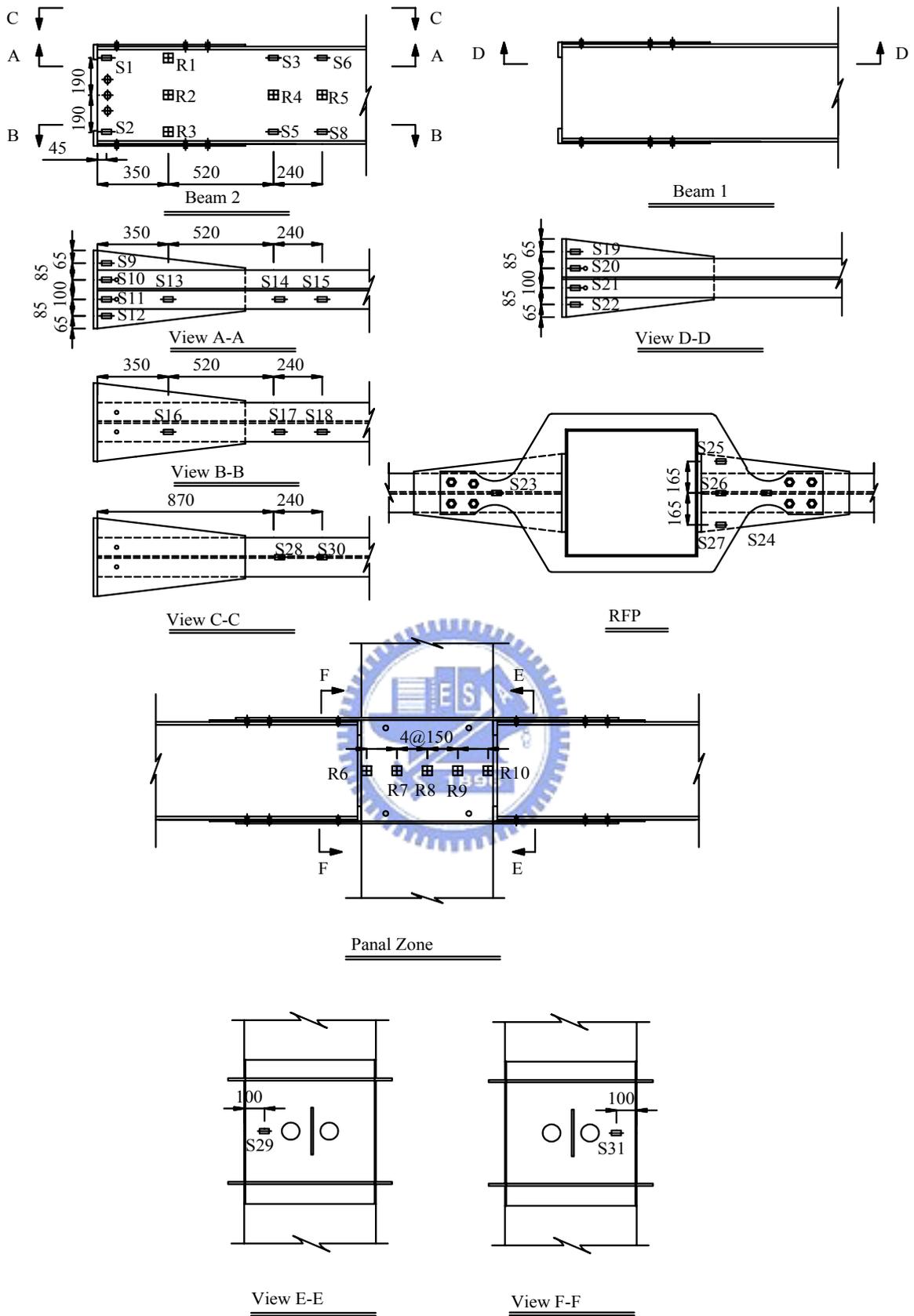


(b) Elevation



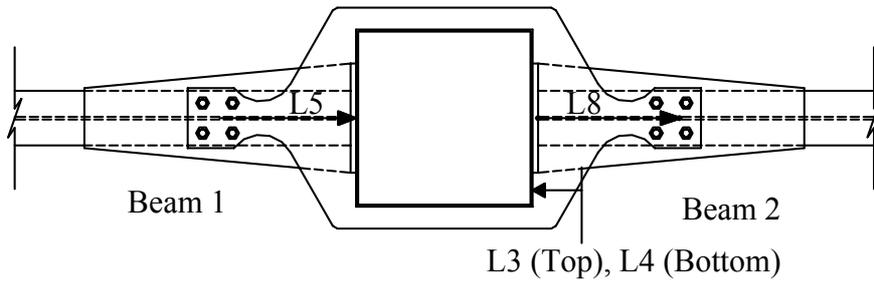
(c) Gauge Location

圖 2.22 試體 3 量測儀器規劃圖

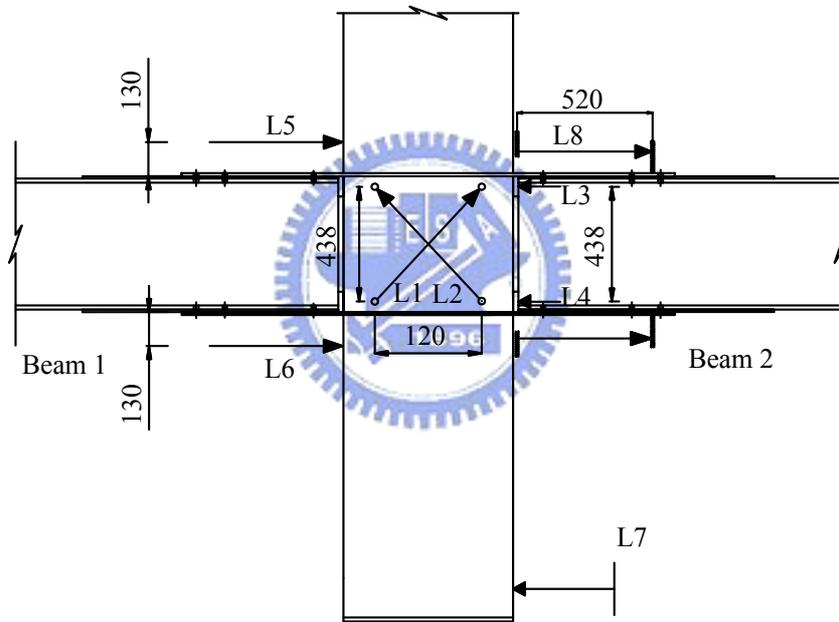


(c) Gauge Location

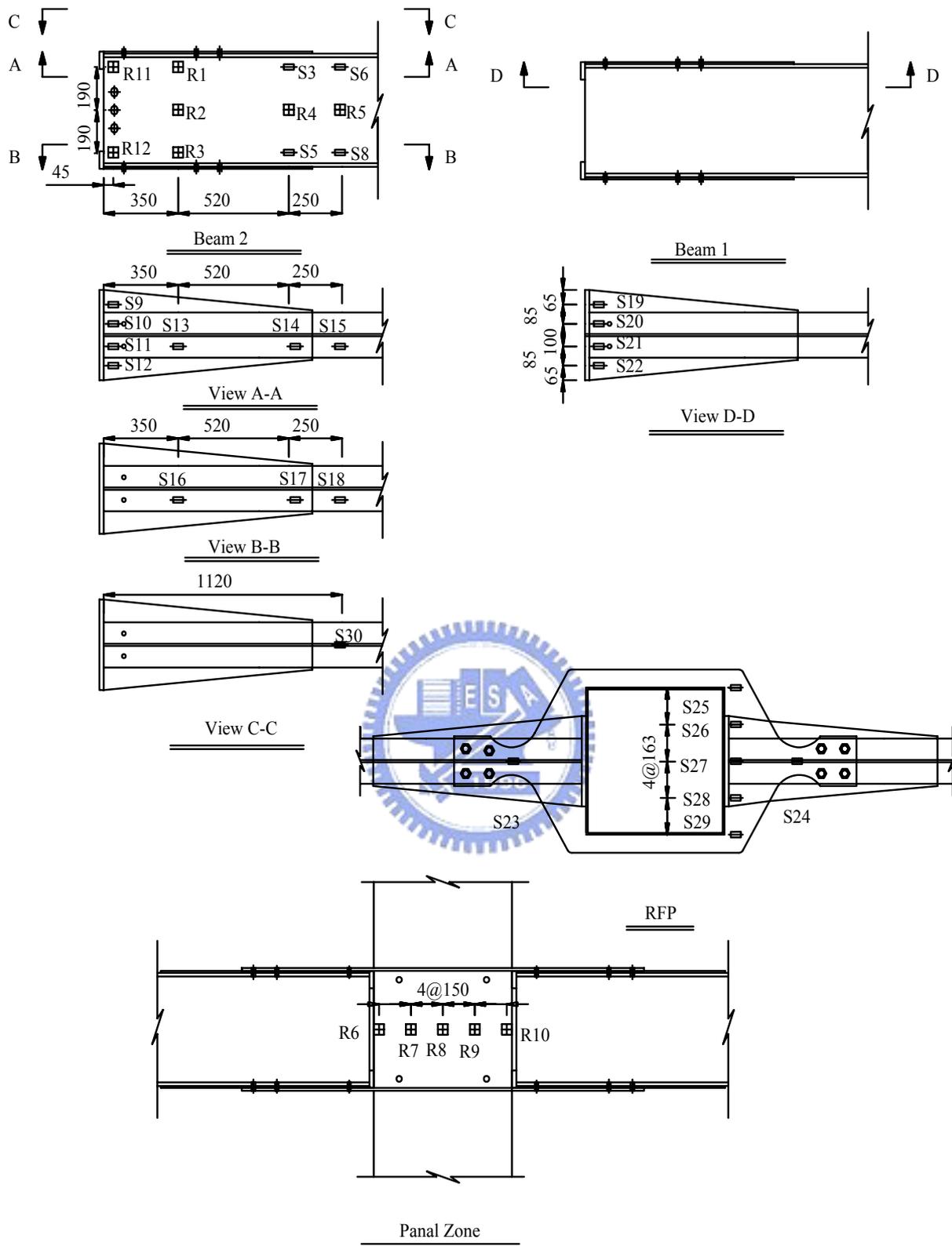
圖 2.23 試體 4 量測儀器規劃圖



(a) Top View



(b) Elevation



(c) Gauge Local

圖 2.24 試體 5 量測儀器規劃圖

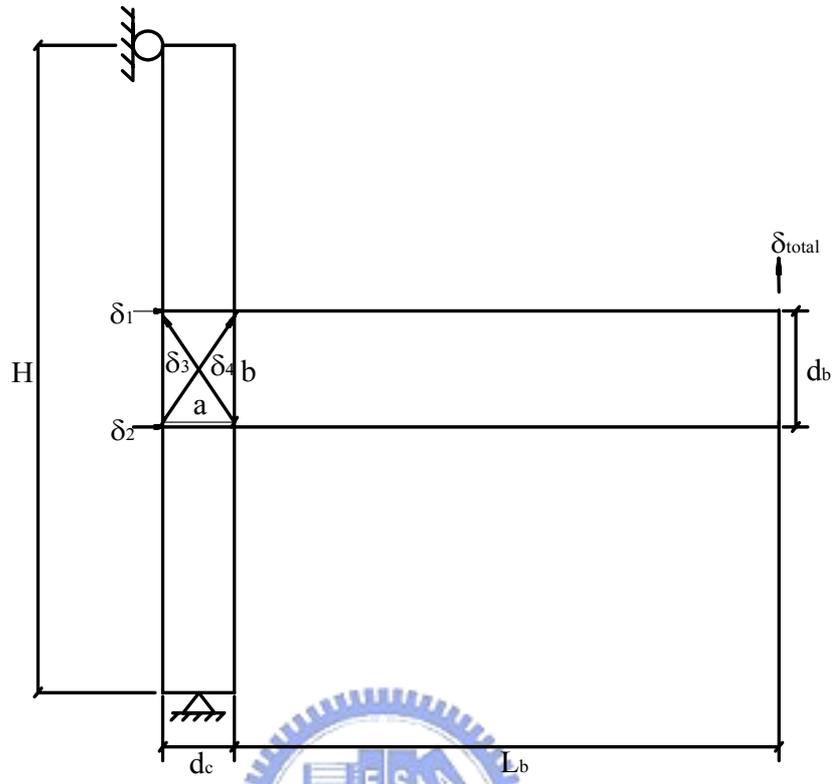
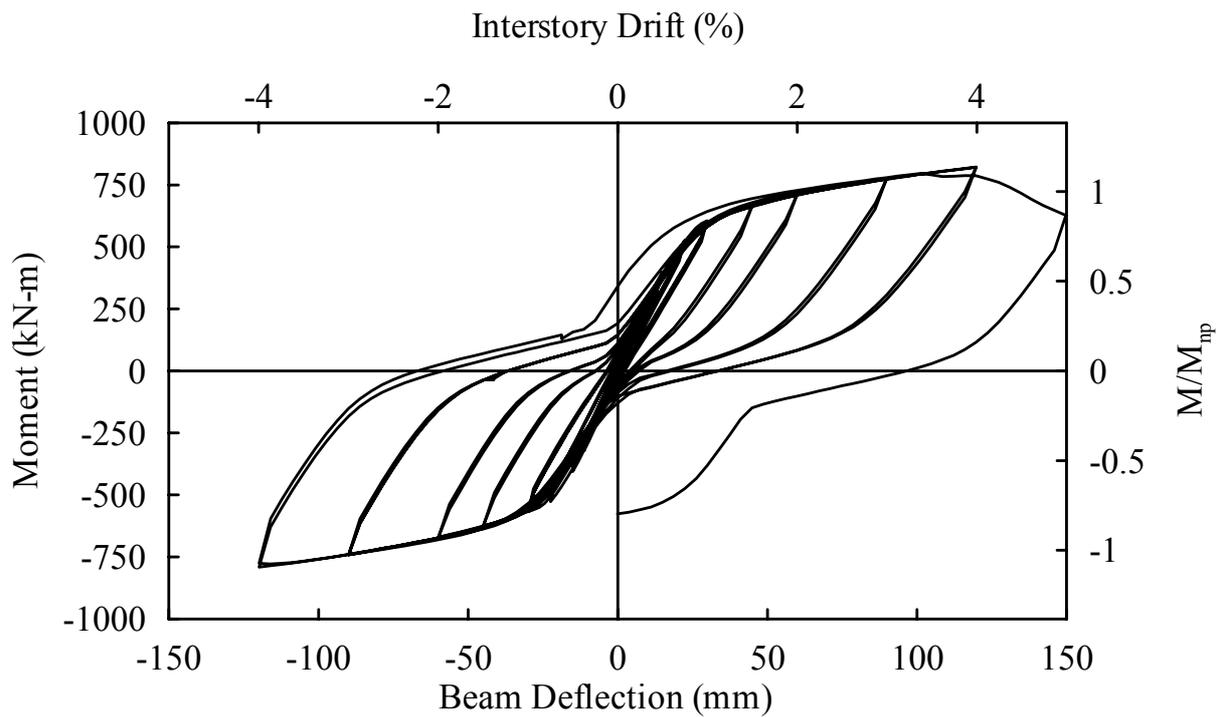
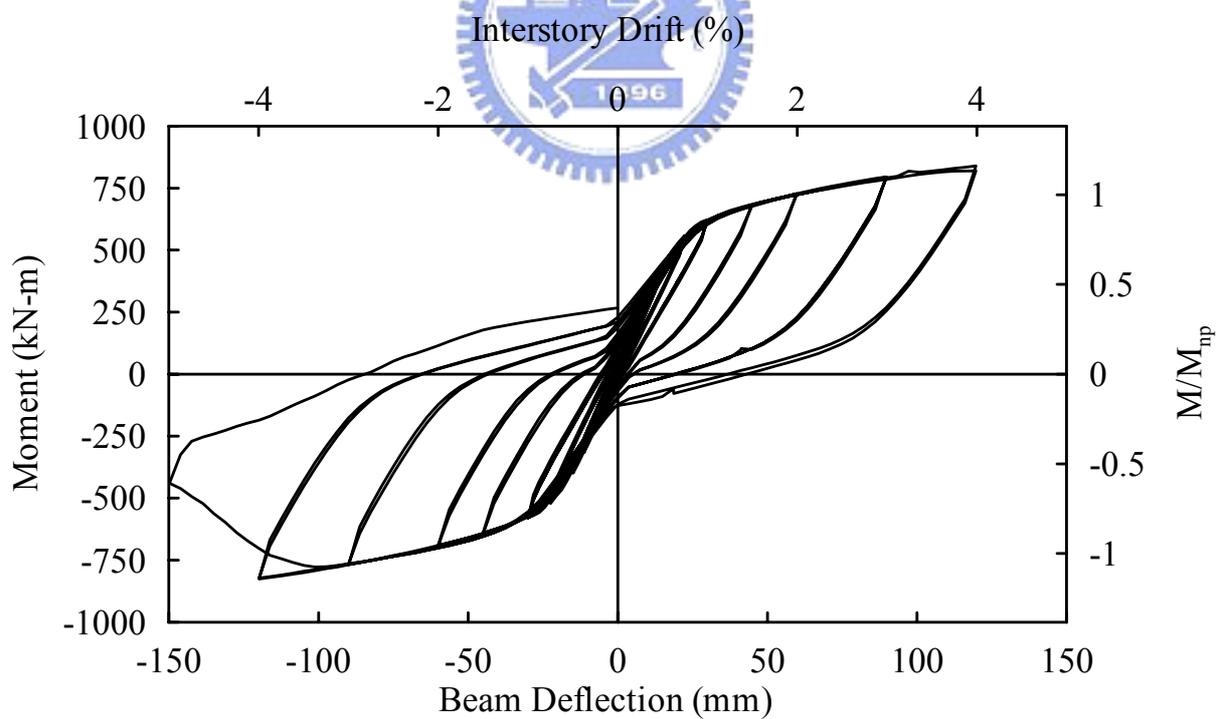


圖 2.25 柱及梁柱接合區變形量測位置



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.1 試體 1 梁端彎矩與梁端變形關係

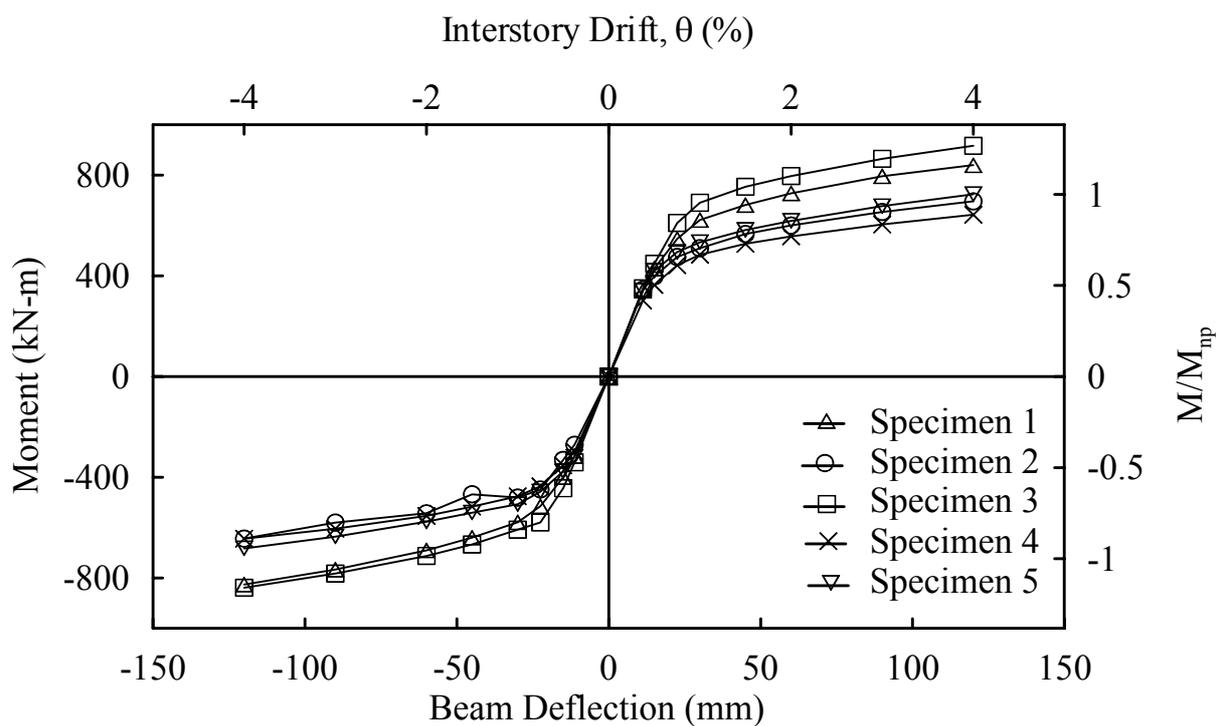


圖 3.2 各組試體彎矩與梁端位移之包絡線

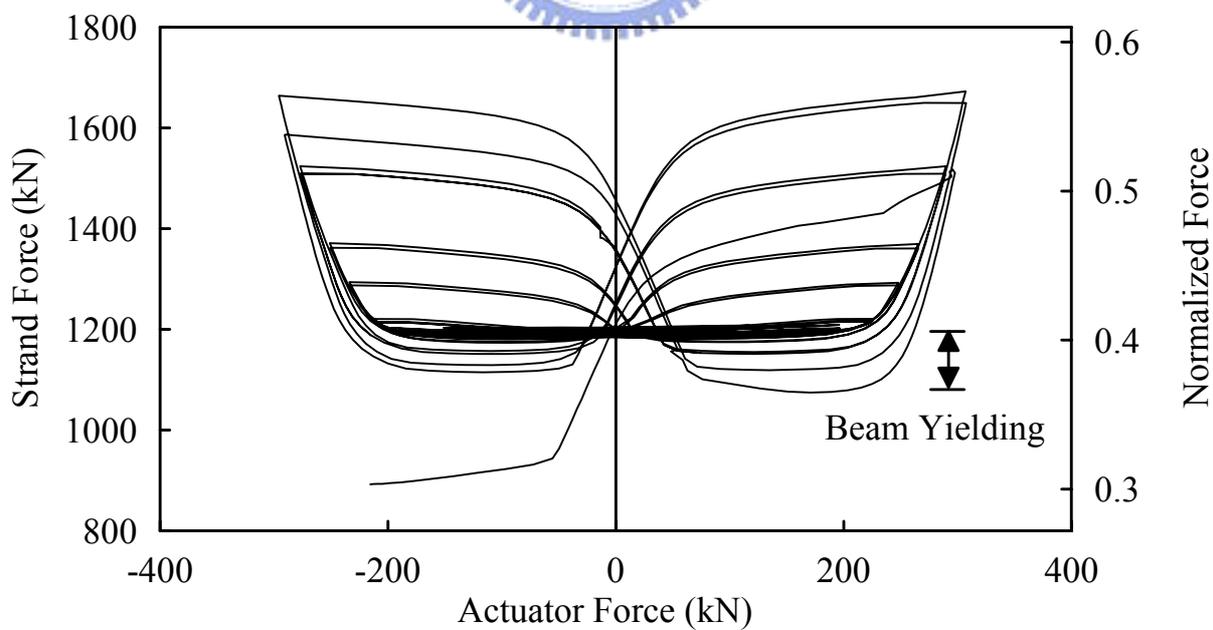


圖 3.3 試體 1 千斤頂力量與鋼腱預力關係

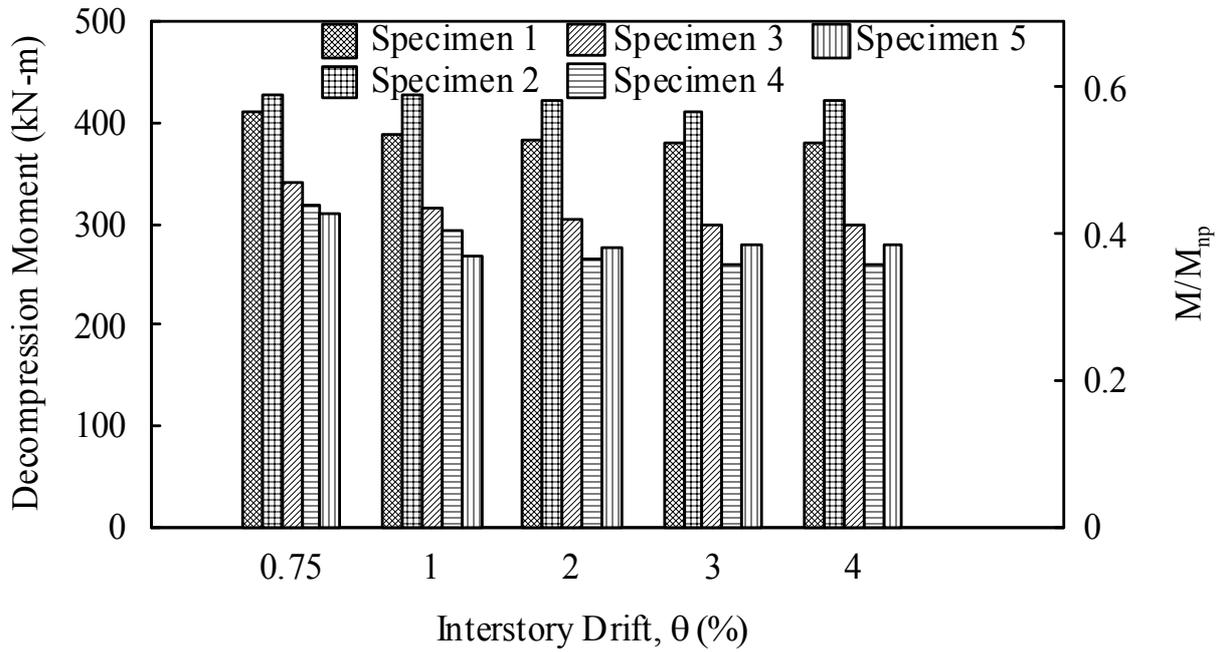


圖 3.4 各組試體分離彎矩與層間側位移角關係

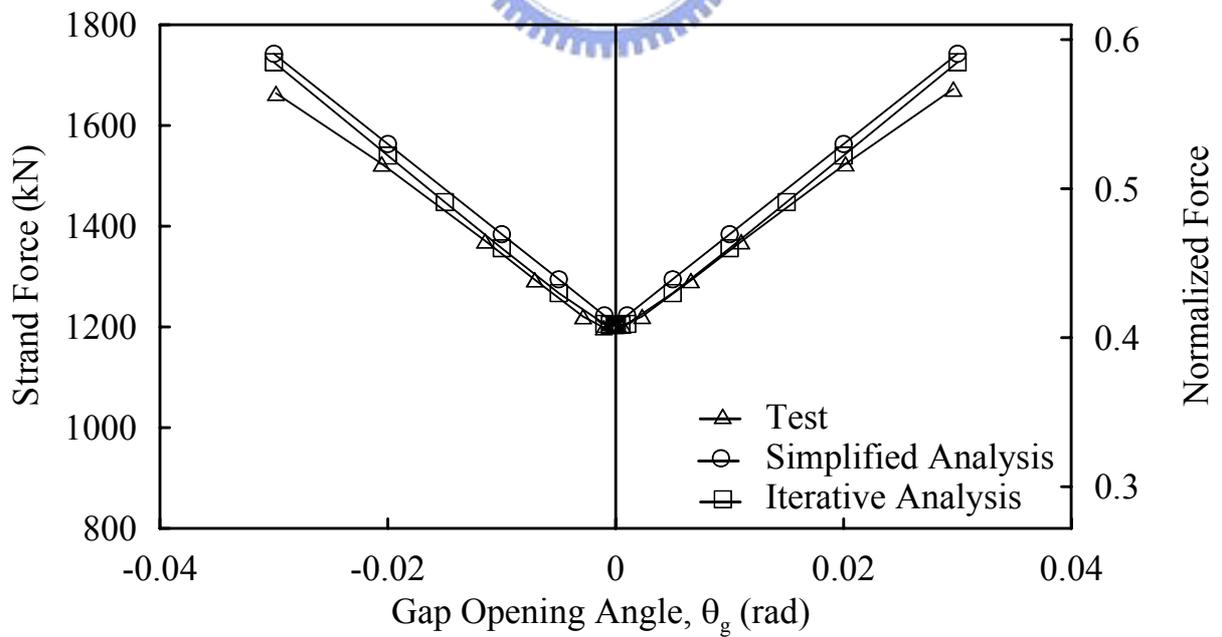
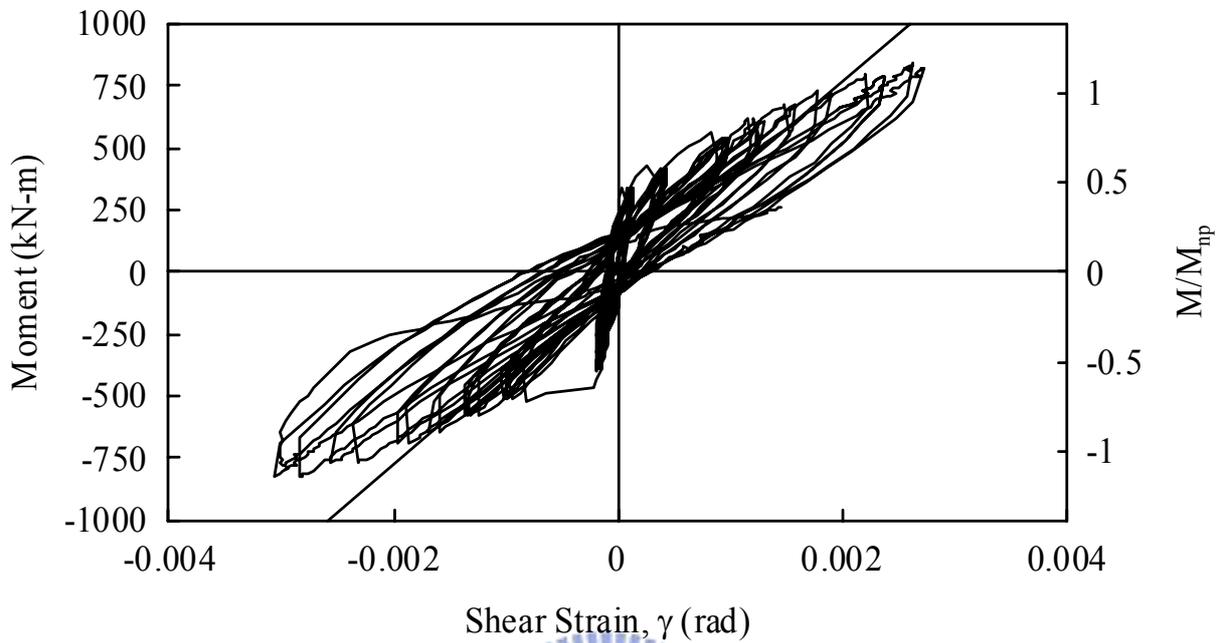
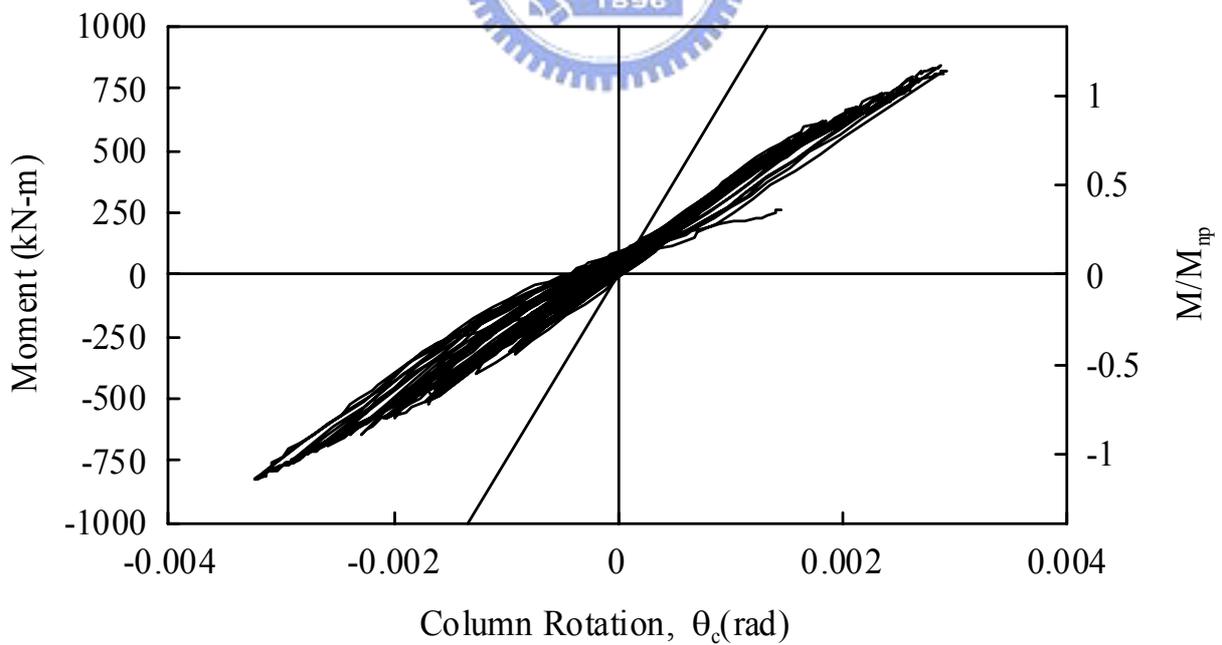


圖 3.5 試體 1 層間側位移角與鋼腱力量關係

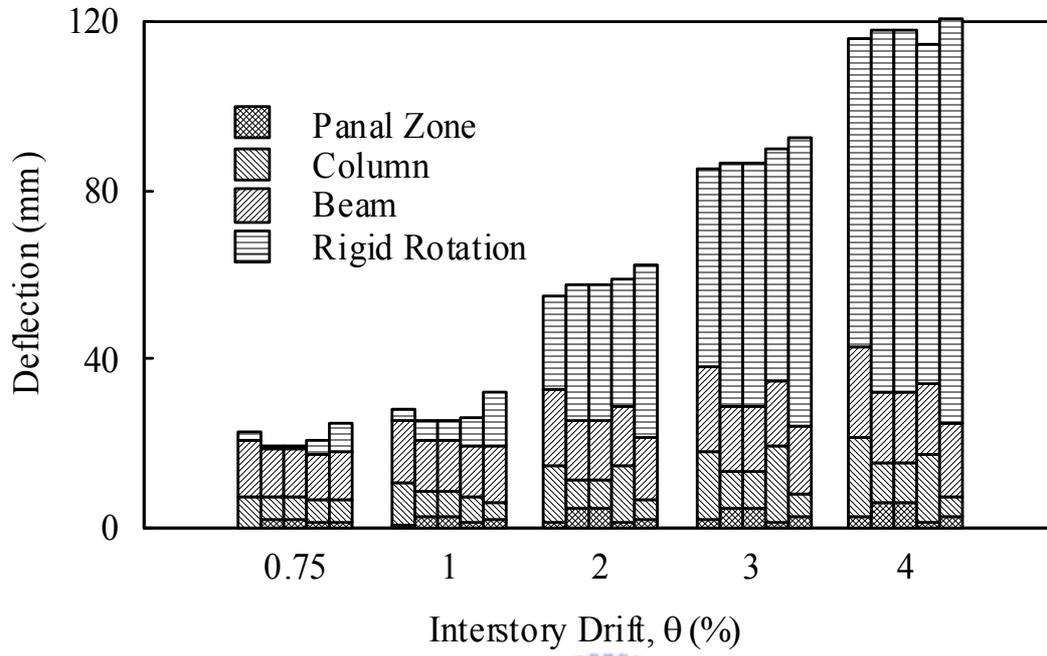


(a) Moment-Shear Strain Relationship

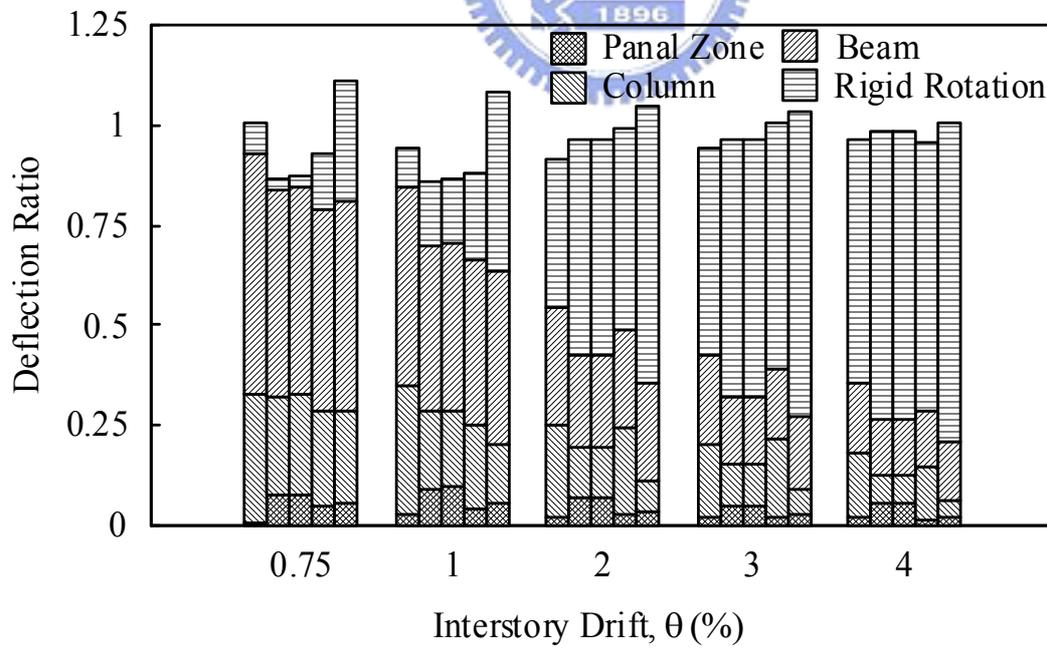


(b) Moment-Column Rotation Relationship

圖 3.6 試體 1 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係



(a) Deflection Component



(b) Deflection Ratio

圖 3.7 各組試體梁端變位分量關係

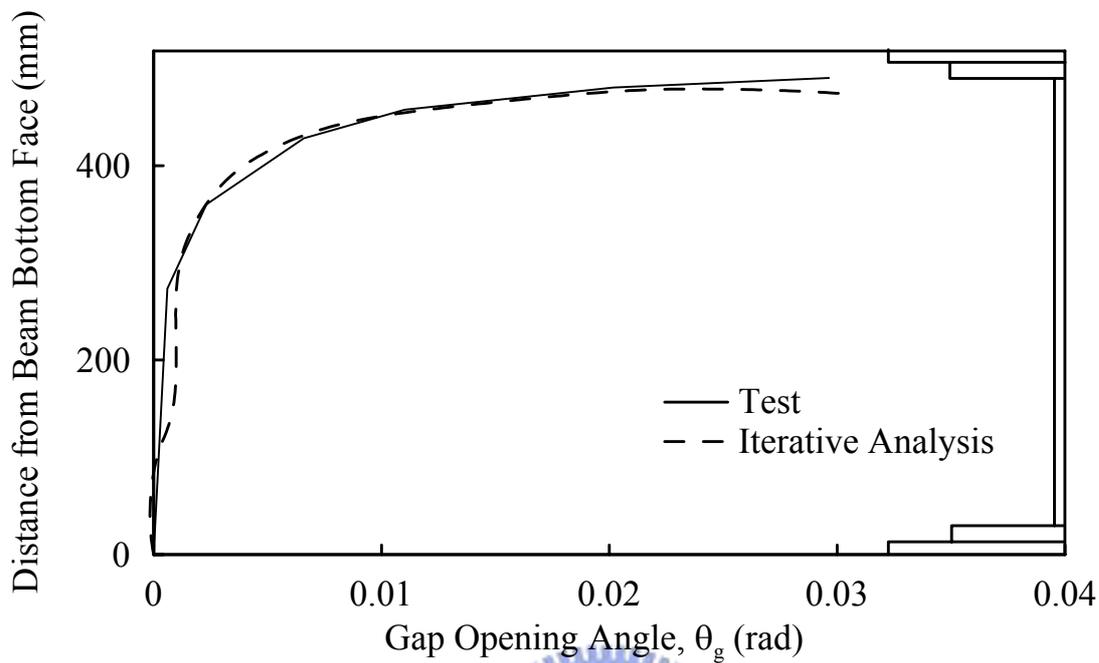


圖 3.8 試體 1 中性軸位置關係

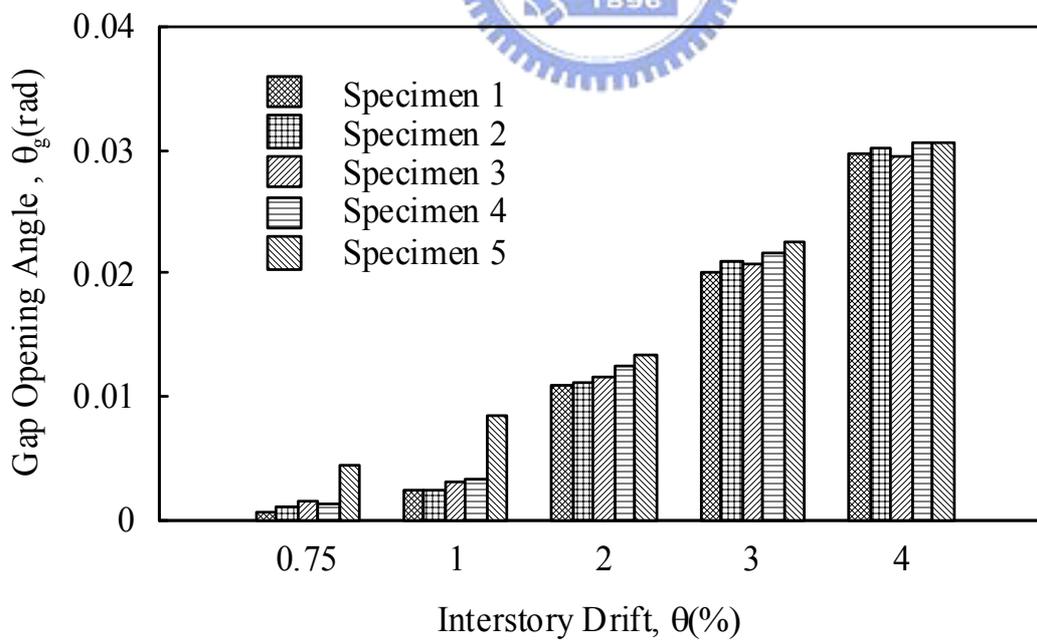


圖 3.9 試體 1 剛體旋轉角與層間位移角關係

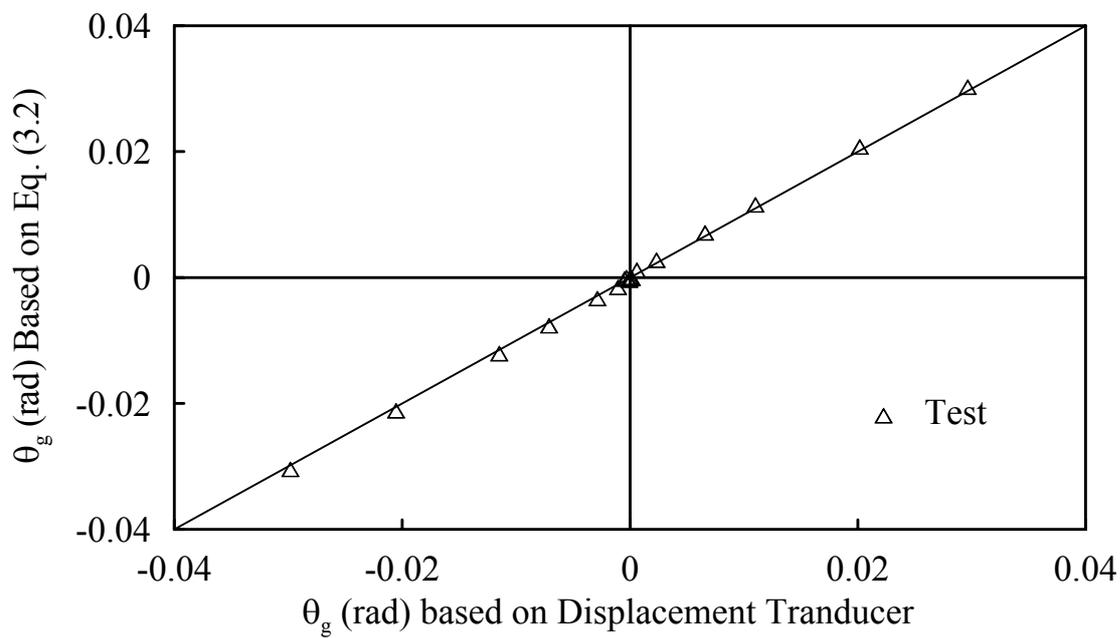


圖 3.10 試體 1 分離轉角比較圖

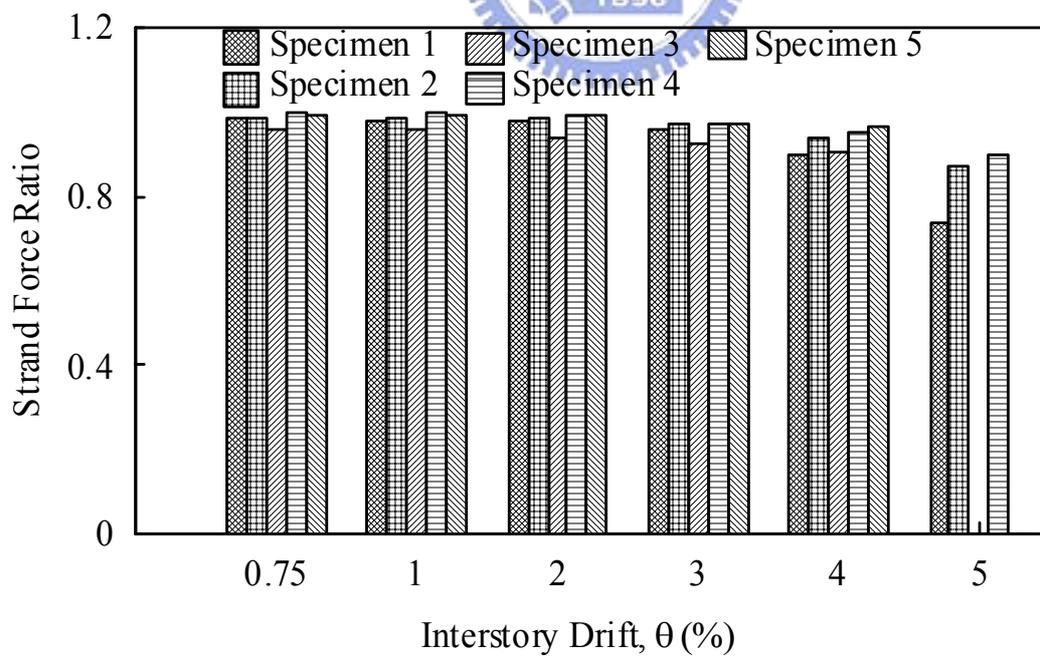


圖 3.11 各組試體預力損失比值

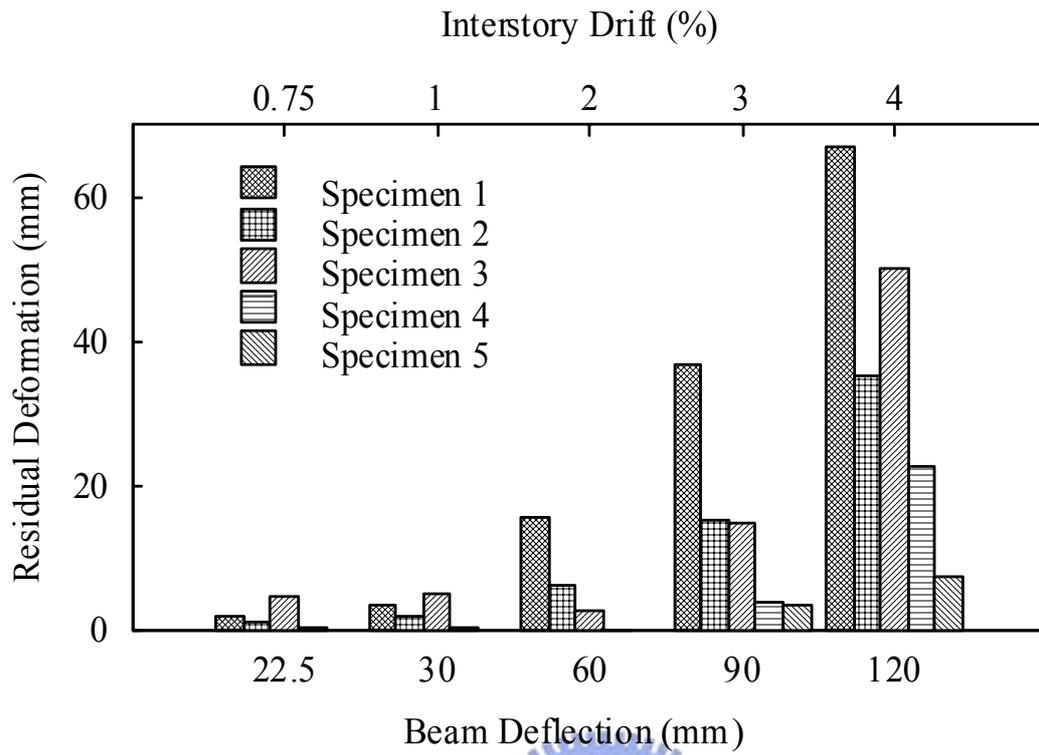


圖 3.12 殘留變形圖

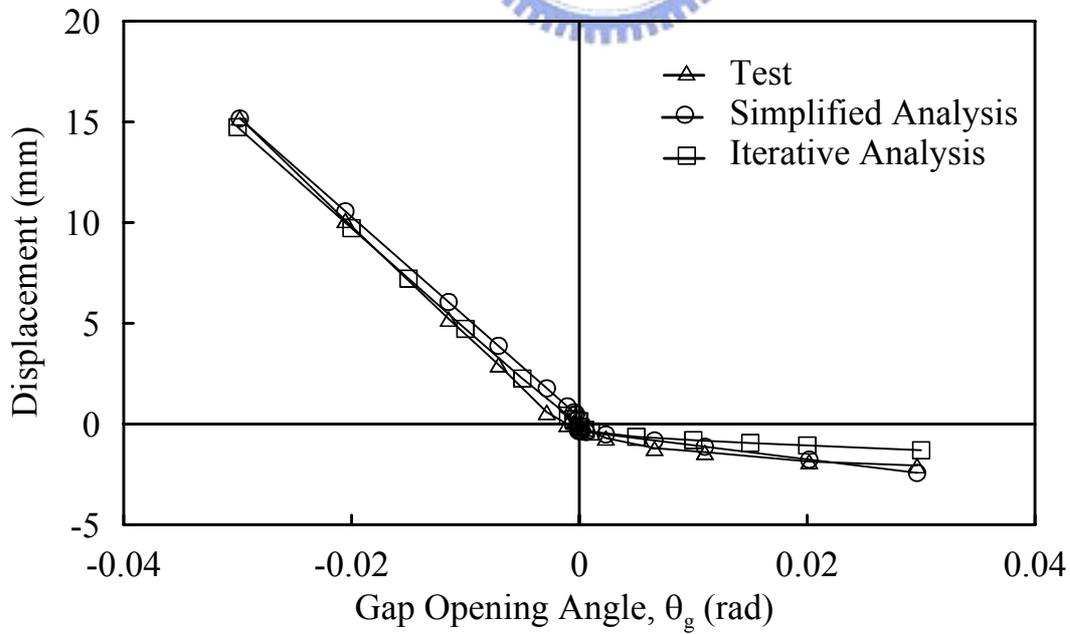


圖 3.13 試體 1 削切鋼板伸長變形與剛體旋轉角關係

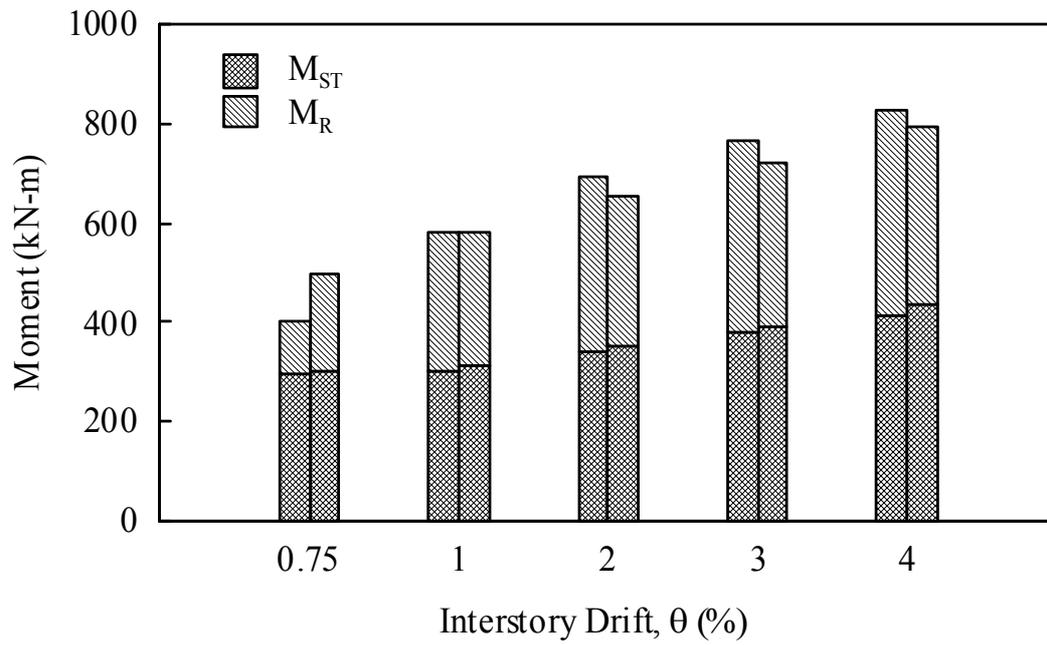


圖 3.14 試體 1 彎矩簡化計算比較



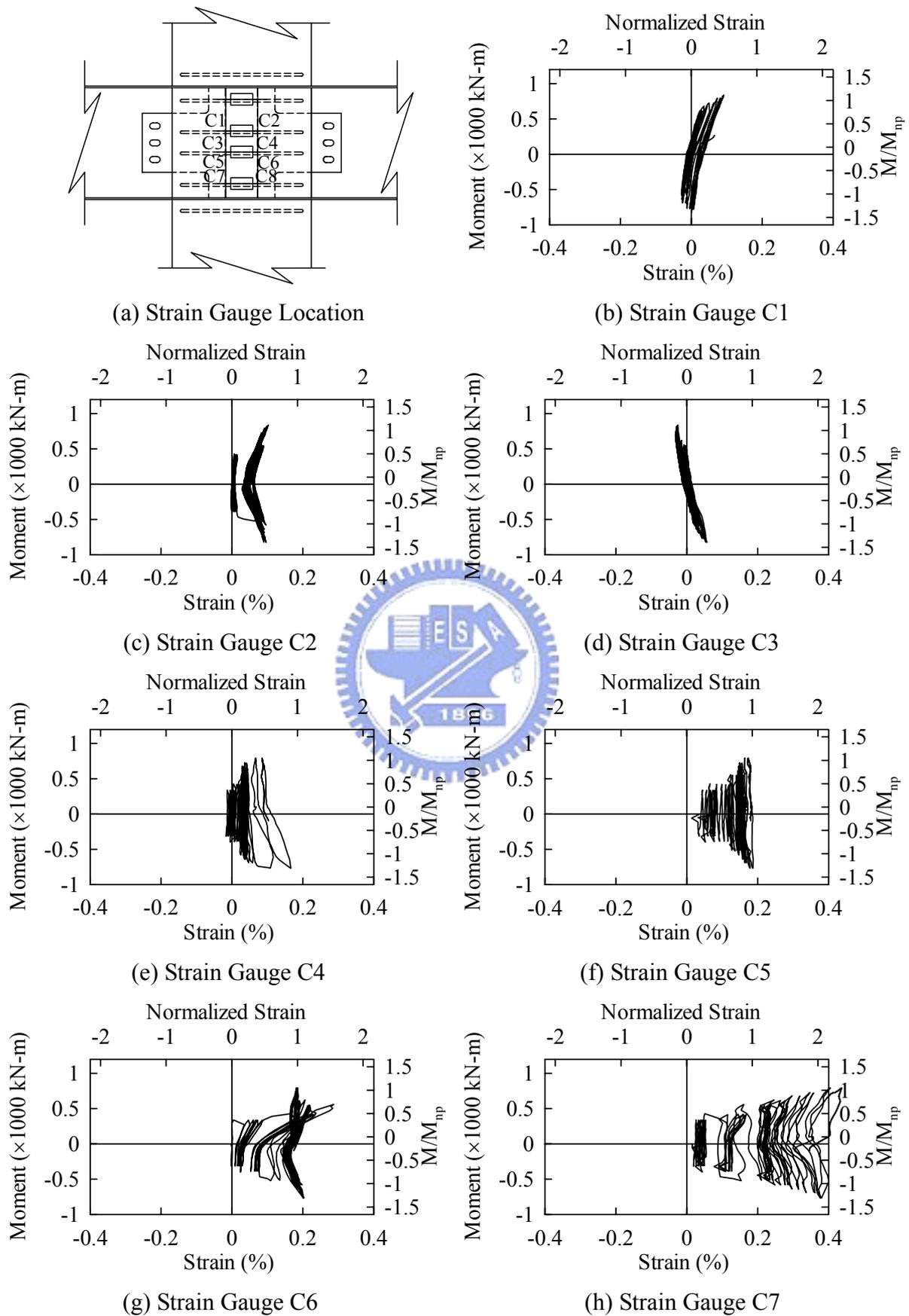
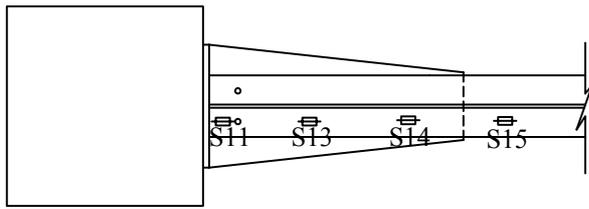
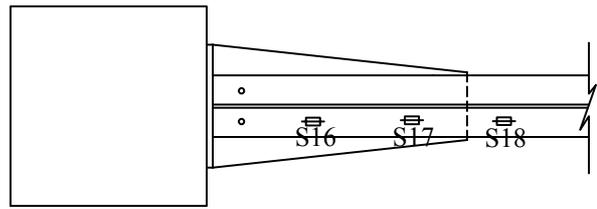


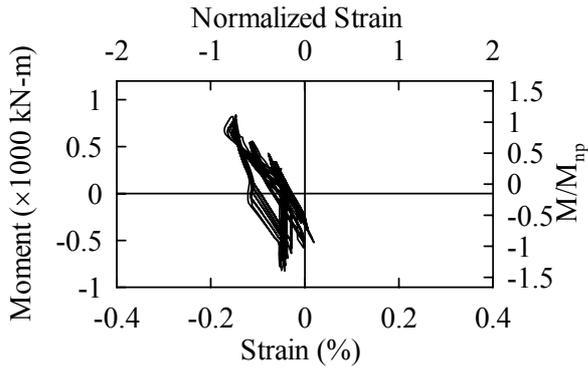
圖 3.15 試體彎矩與梁柱接合區內箍筋應變關係



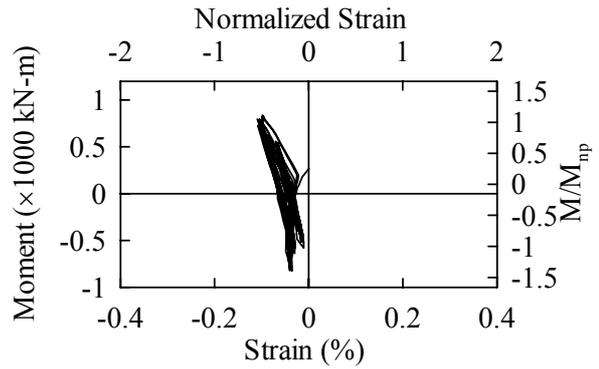
(a) Strain Gauge Location (Top Flange)



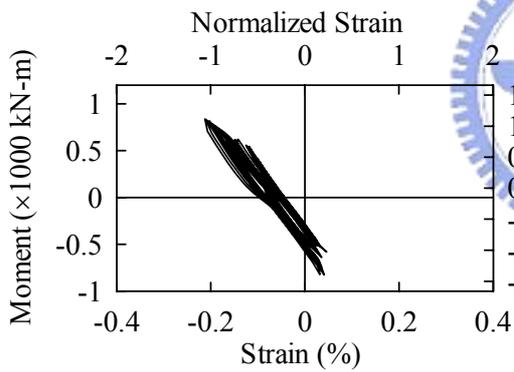
(b) Strain Gauge Location (Bottom Flange)



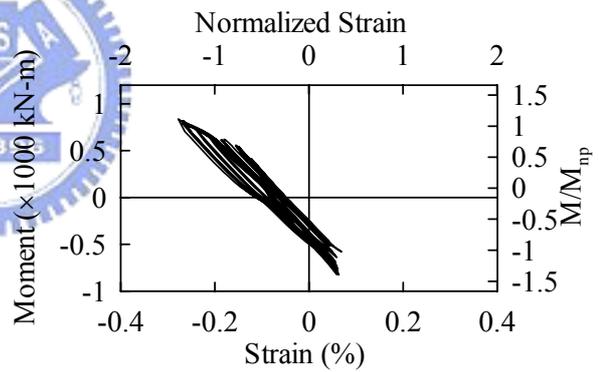
(c) Strain Gauge S11



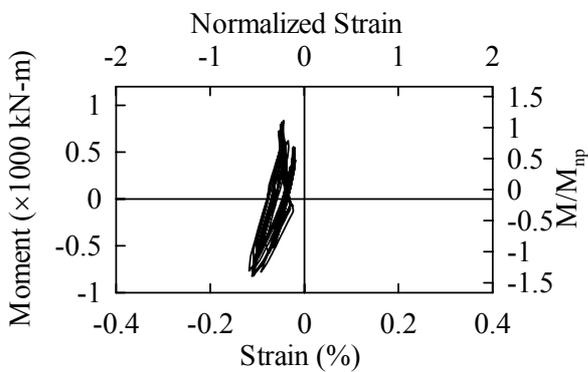
(d) Strain Gauge S13



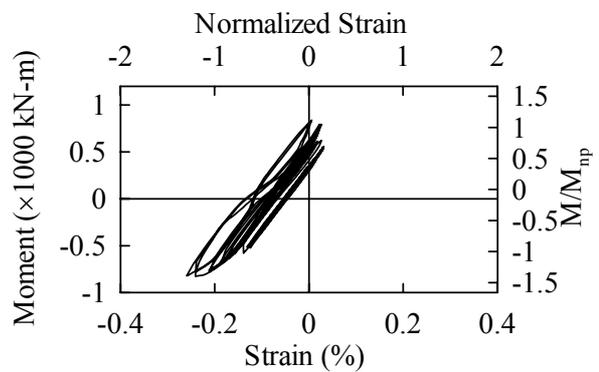
(e) Strain Gauge S14



(f) Strain Gauge S15

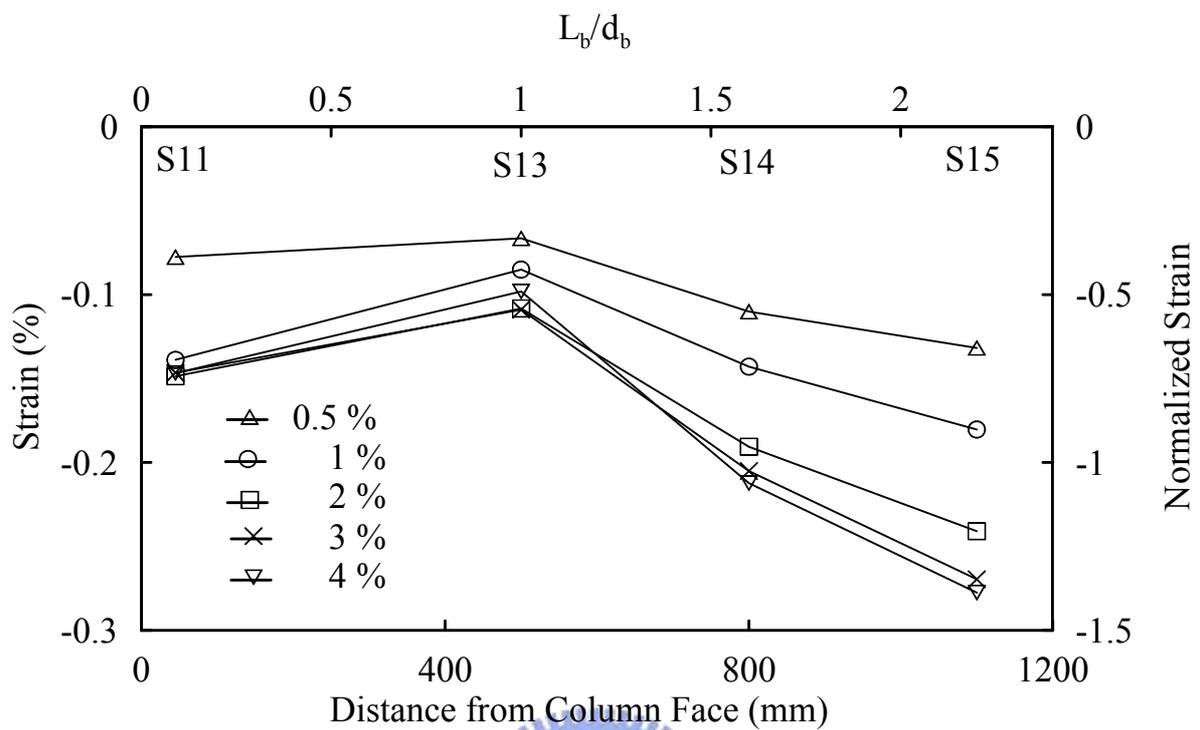


(g) Strain Gauge S16

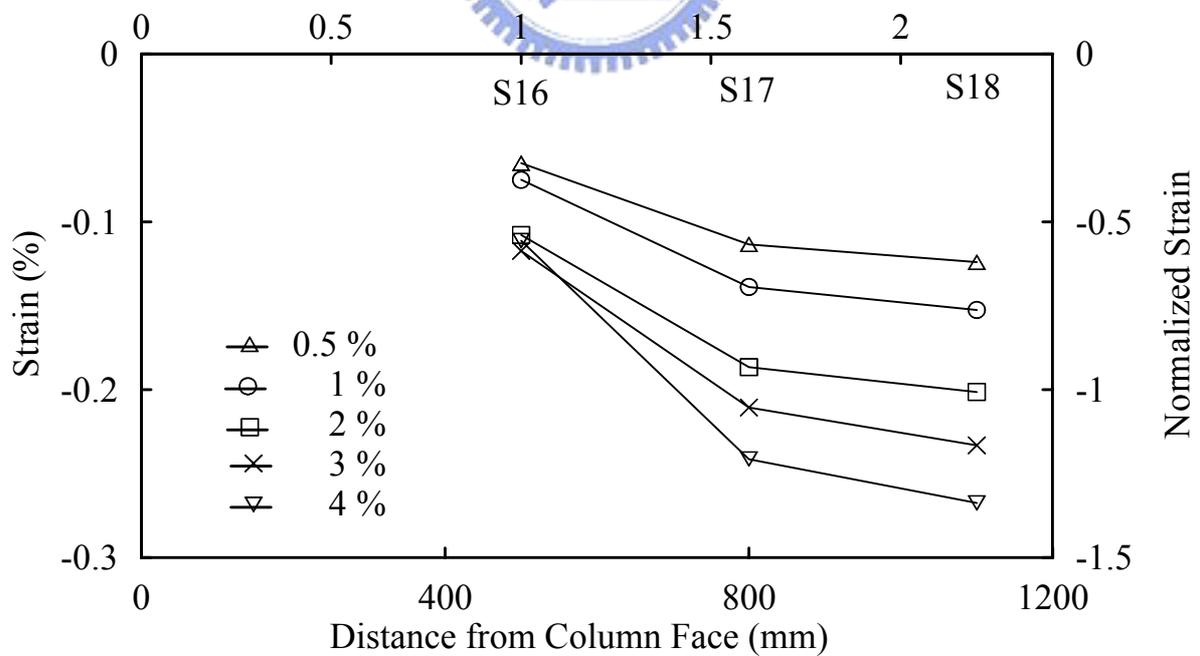


(h) Strain Gauge S17

圖 3.16 試體 1 彎矩與梁翼板內側應變關係



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.17 試體 1 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

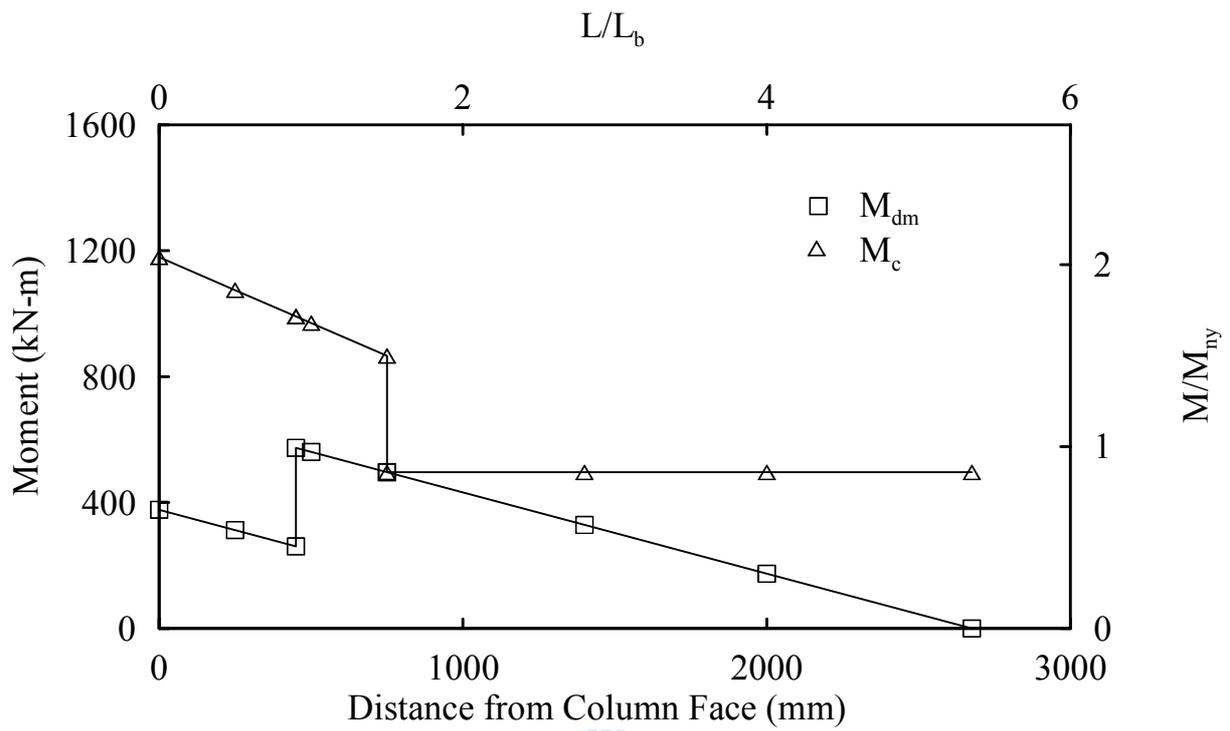


圖 3.18 試體 1 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.01$ rad)

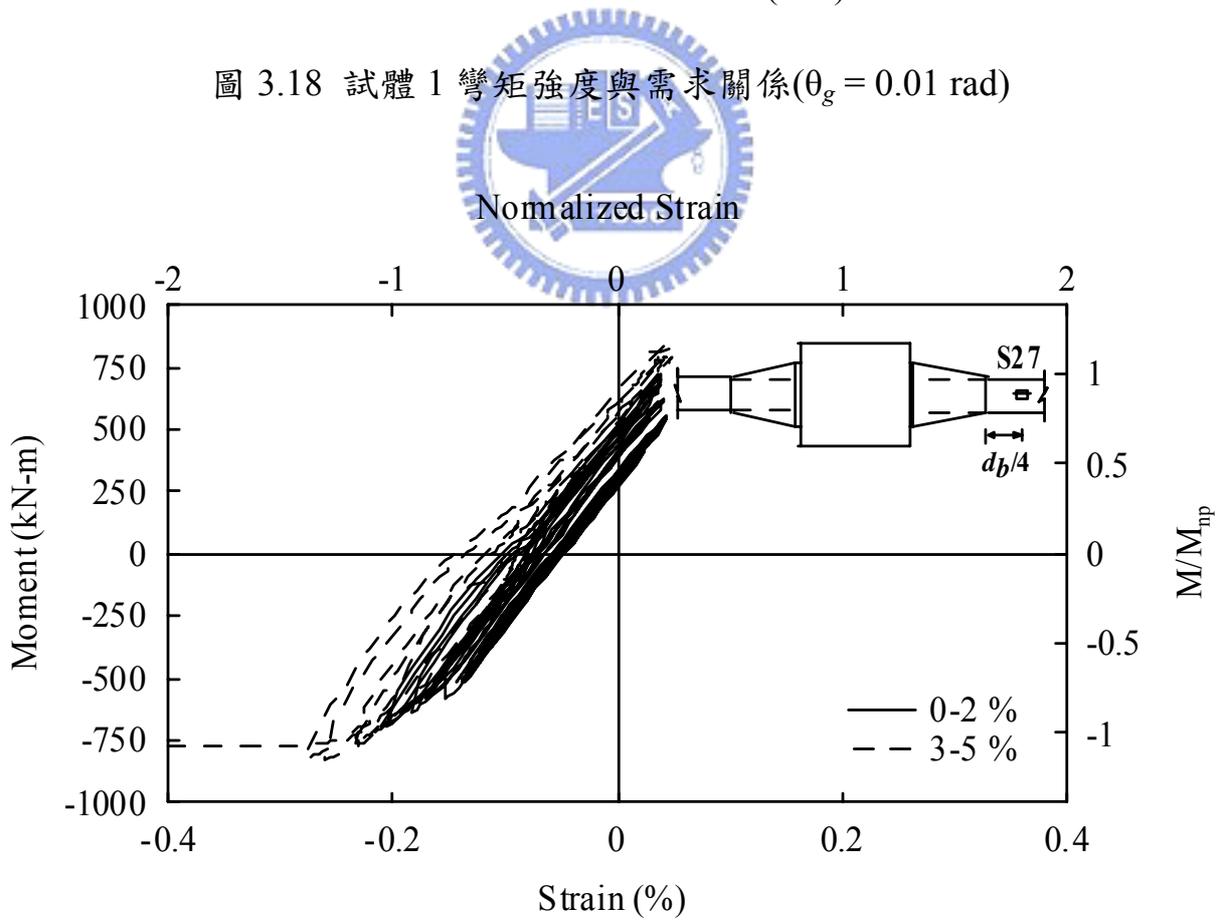
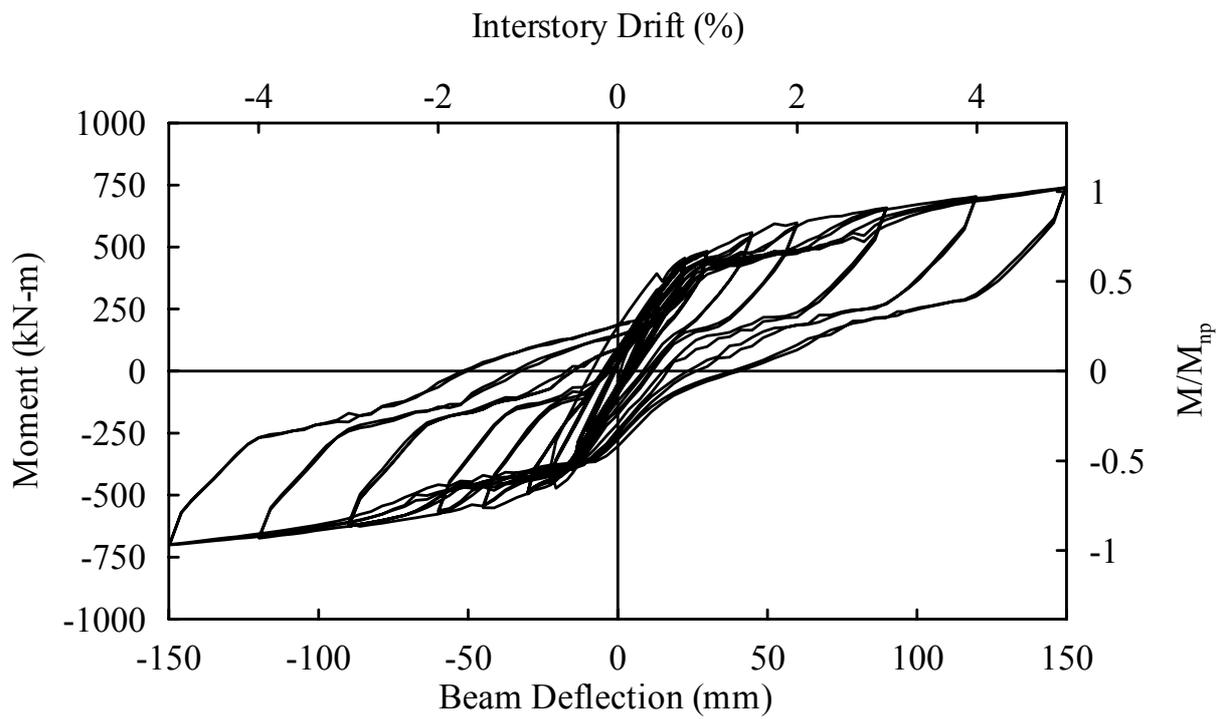
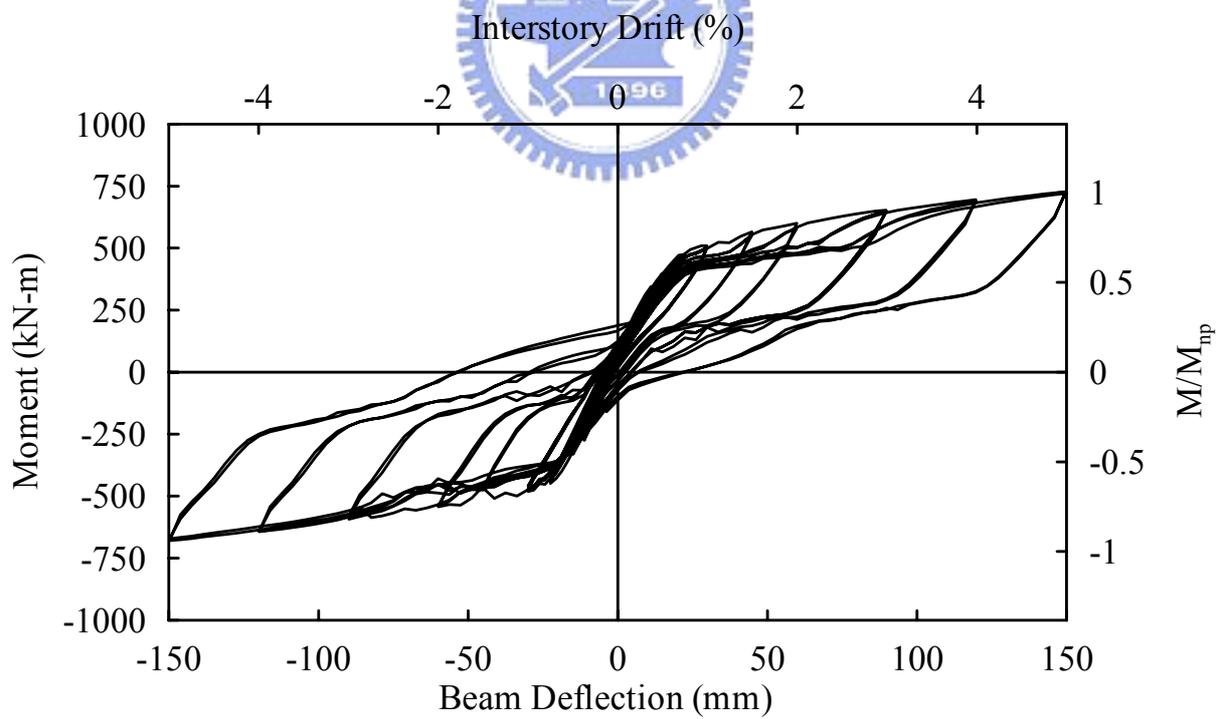


圖 3.19 試體 1 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.20 試體 2 彎矩與梁端位移關係

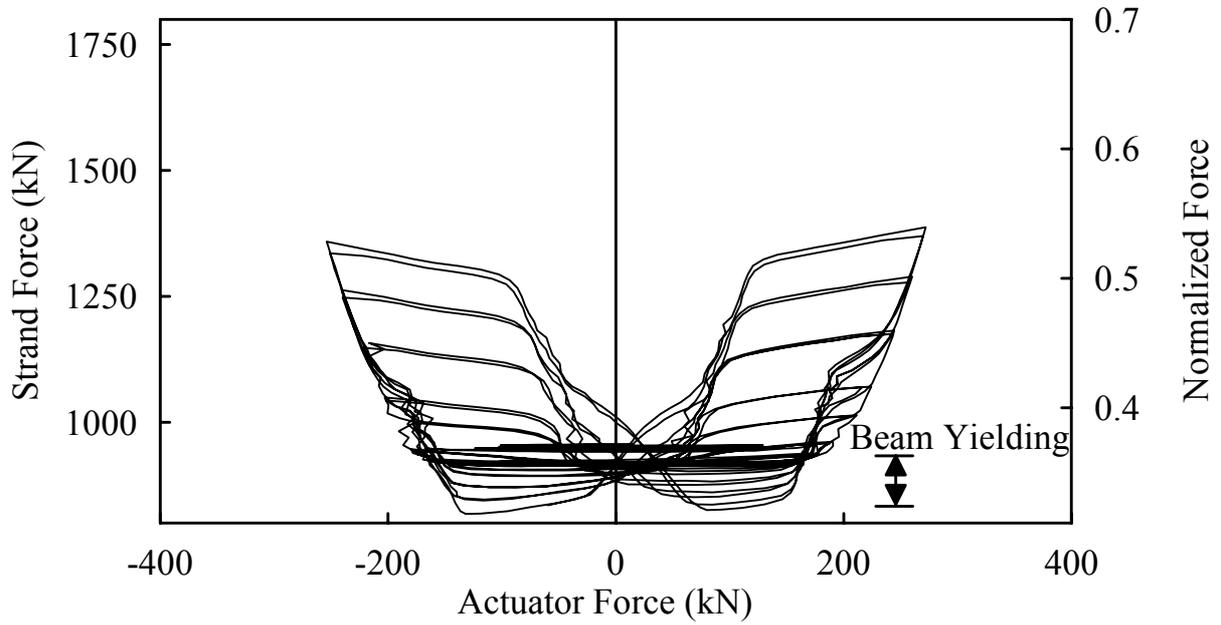


圖 3.21 試體 2 千斤頂側向力與鋼腱力量關係

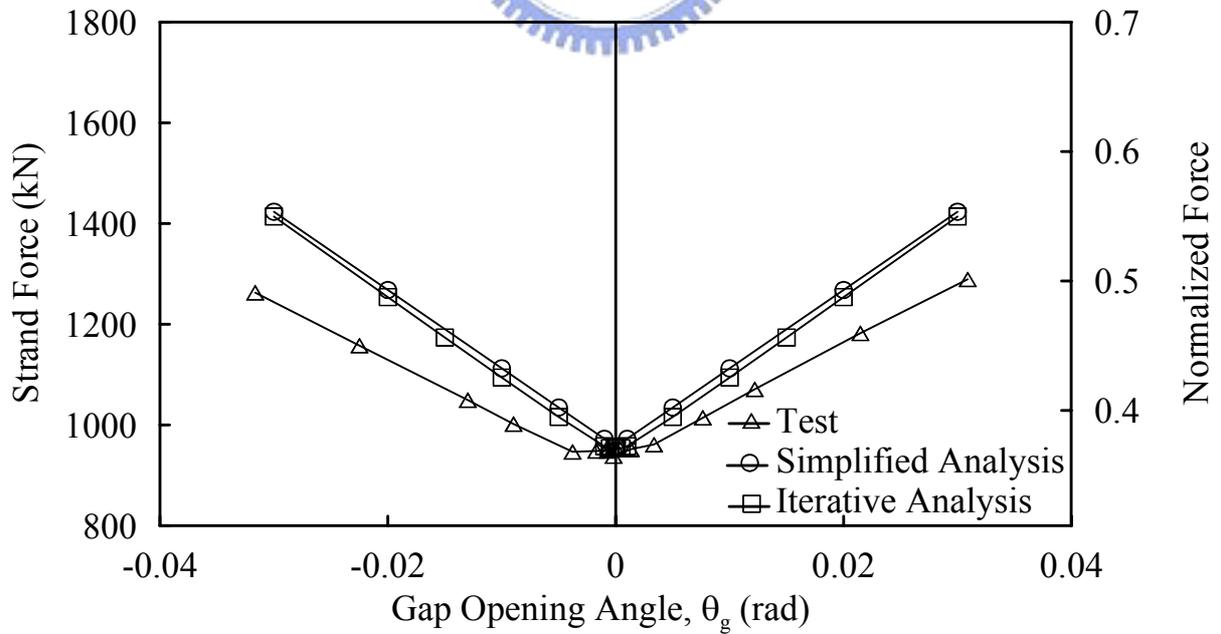
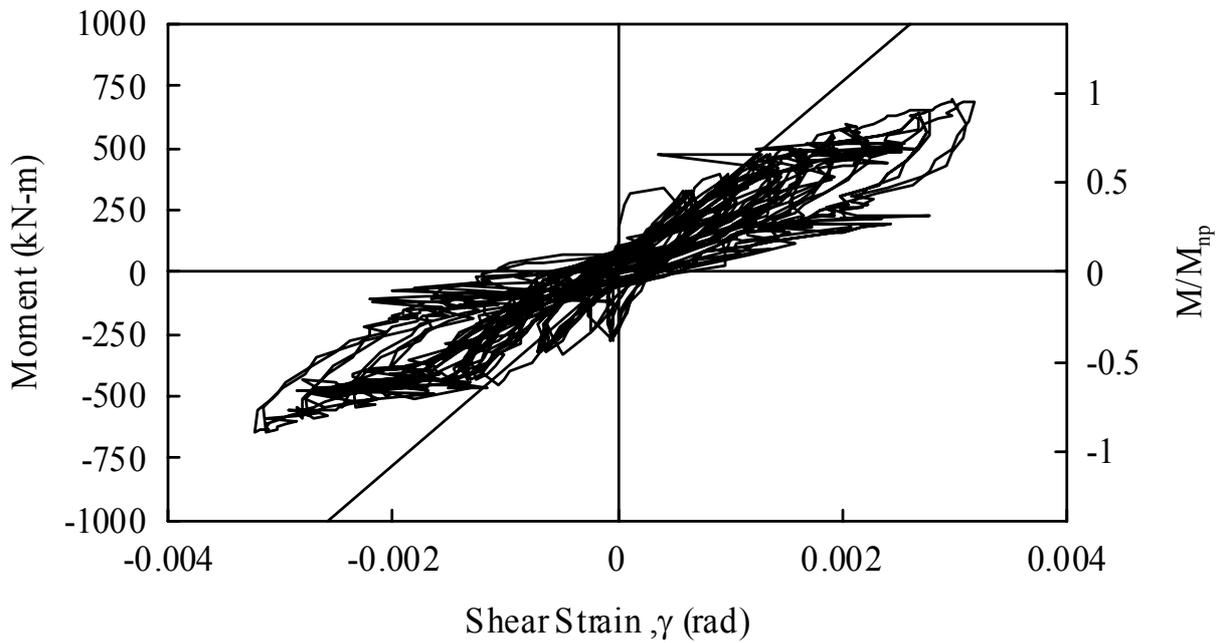
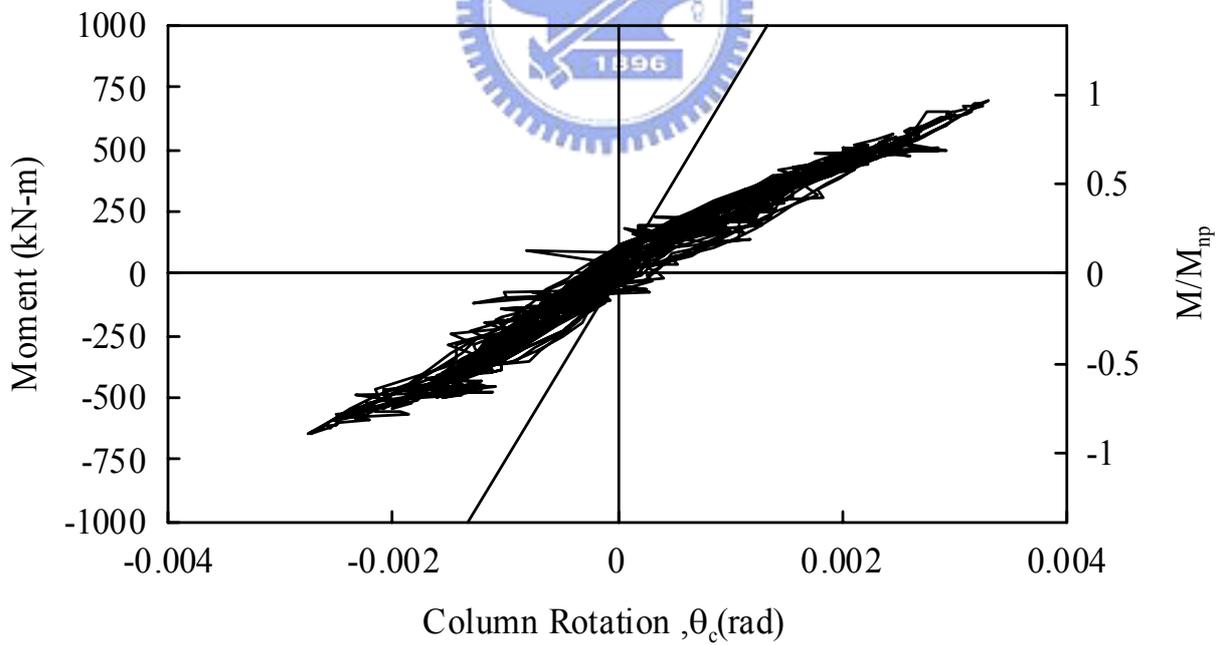


圖 3.22 試體 2 層間位移角與鋼腱力量關係



(a) Moment-Shear Strain Relationship



(b) Moment-Column Rotation Relationship

圖 3.23 試體 2 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係

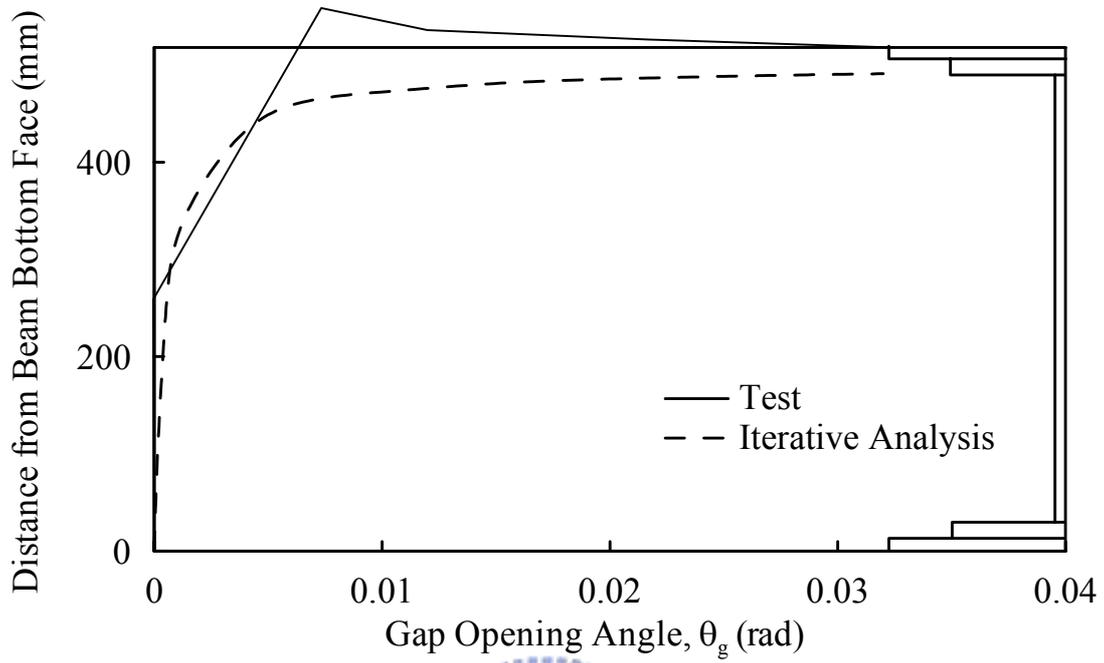


圖 3.24 試體 2 中性軸位置關係圖

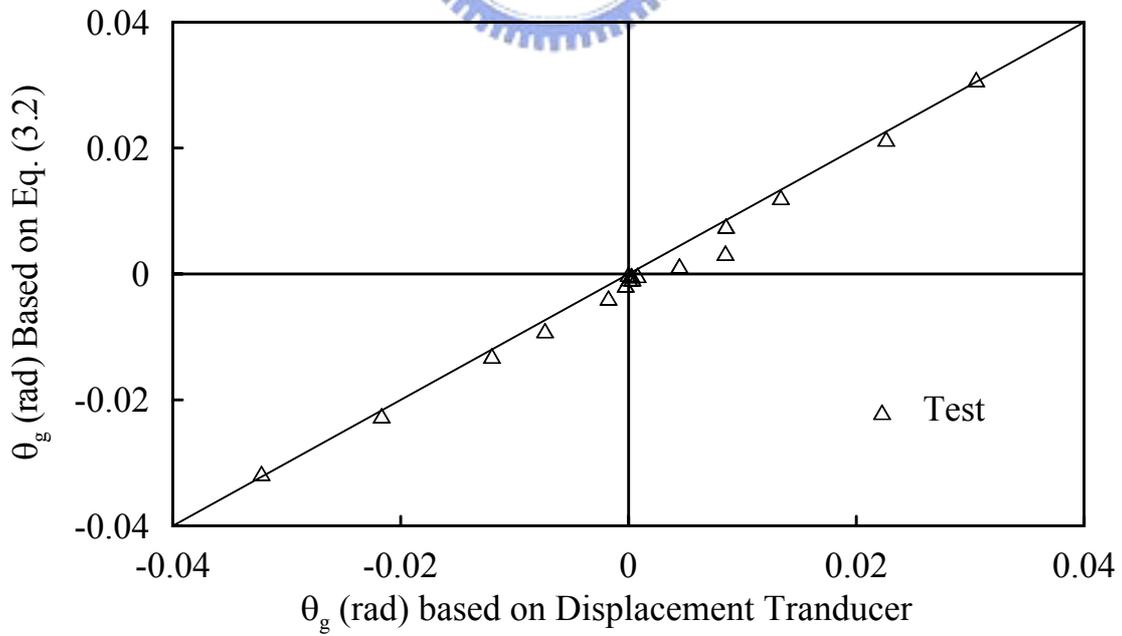


圖 3.25 試體 2 梁柱分離轉角比較圖

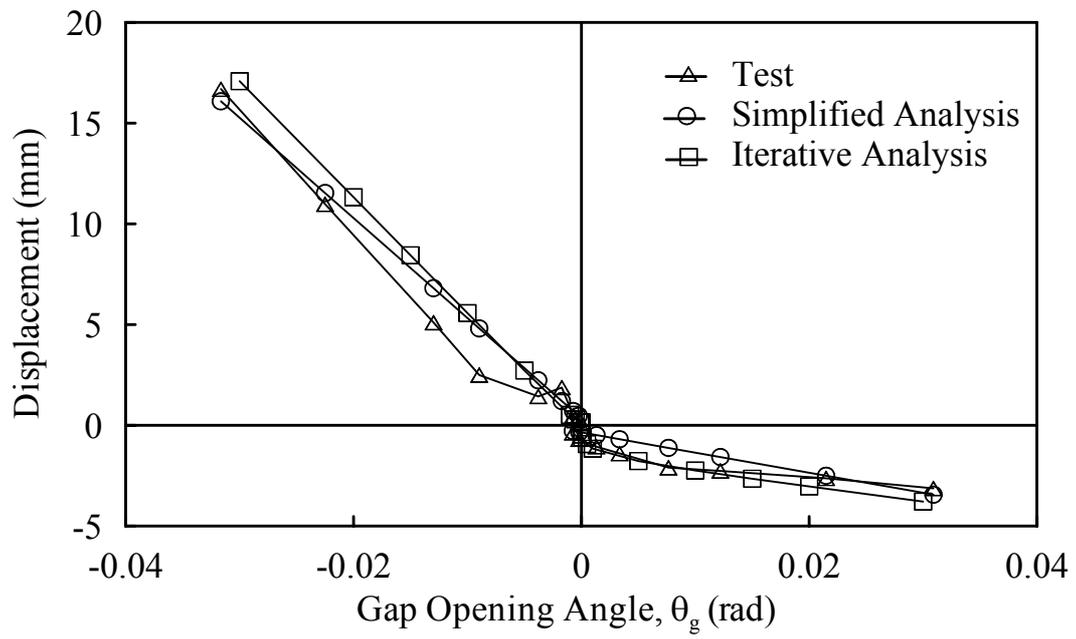
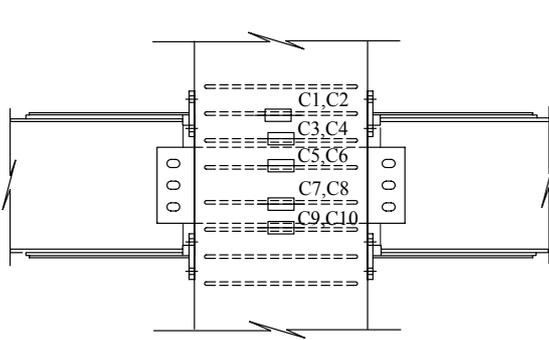
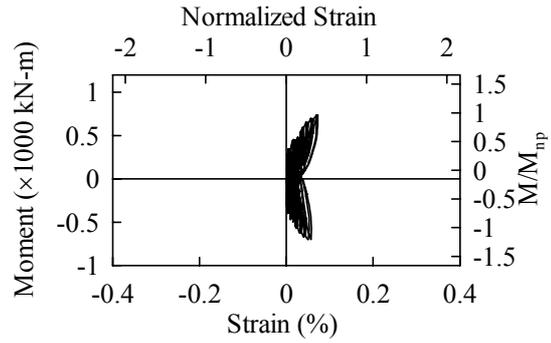


圖 3.26 試體 2 削切鋼板變形與剛體旋轉角關係

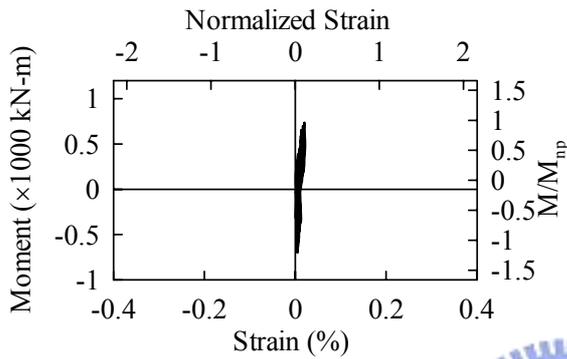




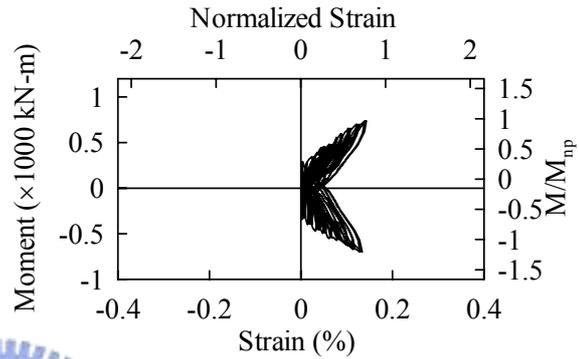
(a) Strain Gauge Location



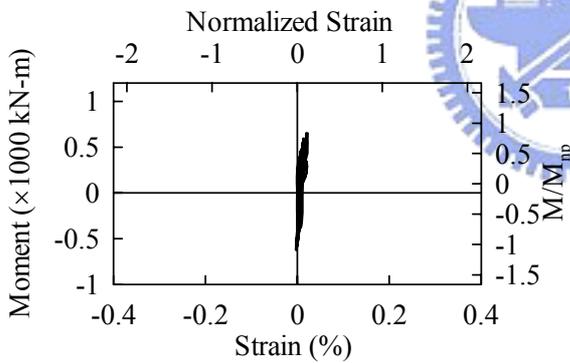
(b) Strain Gauge C4



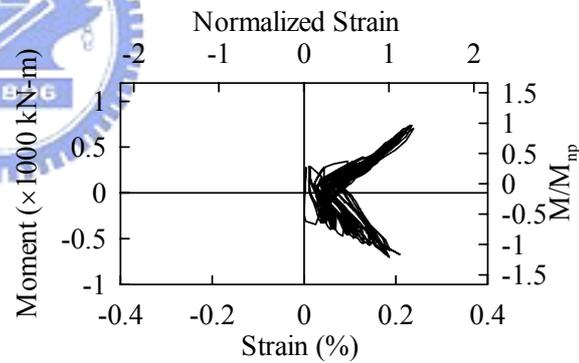
(c) Strain Gauge C5



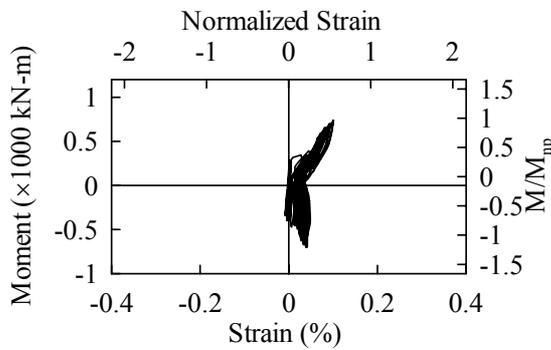
(d) Strain Gauge C6



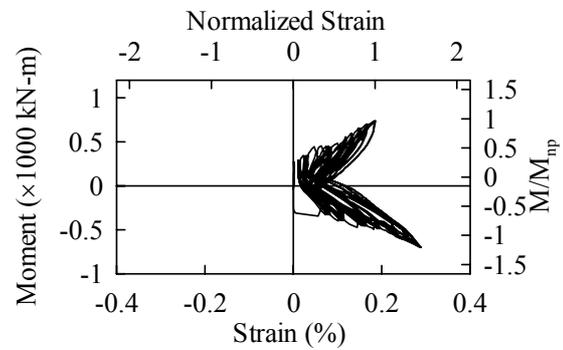
(e) Strain Gauge C7



(f) Strain Gauge C8

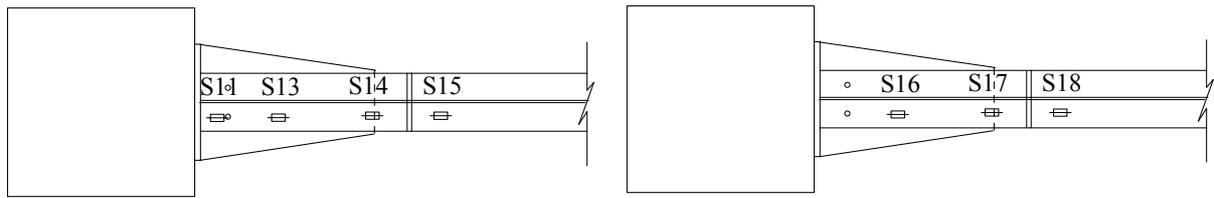


(g) Strain Gauge C9



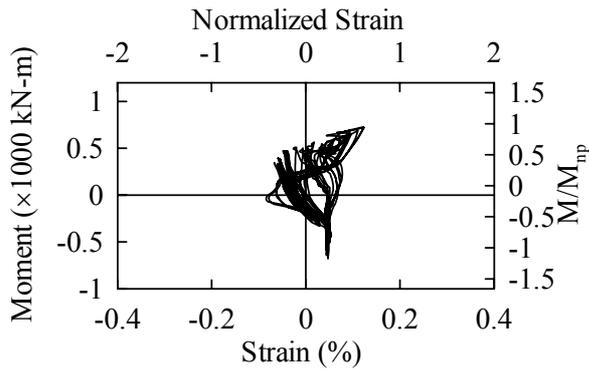
(h) Strain Gauge C10

圖 3.27 試體 2 彎矩與梁柱接合區內箍筋應變關係

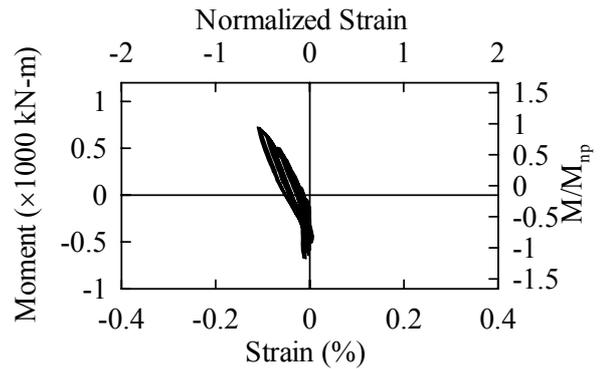


(a) Strain Gauge Location (Top Flange)

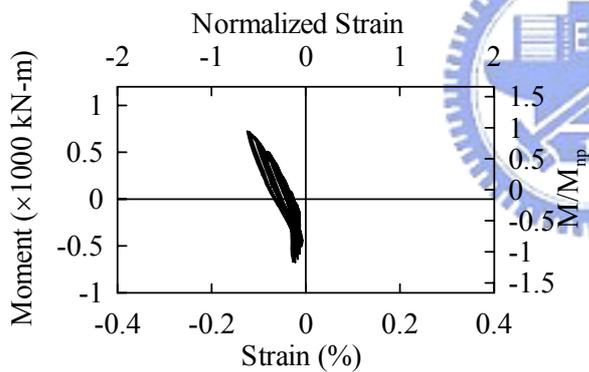
(b) Strain Gauge Location (Bottom Flange)



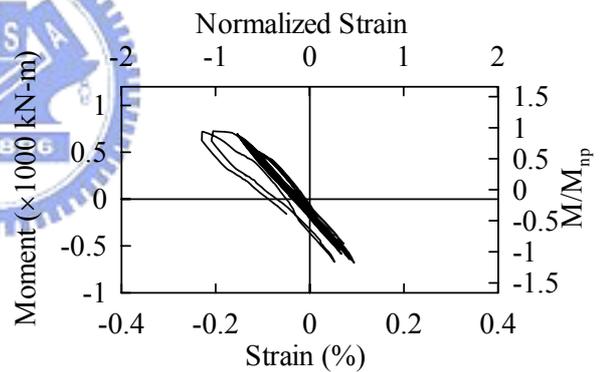
(c) Strain Gauge S11



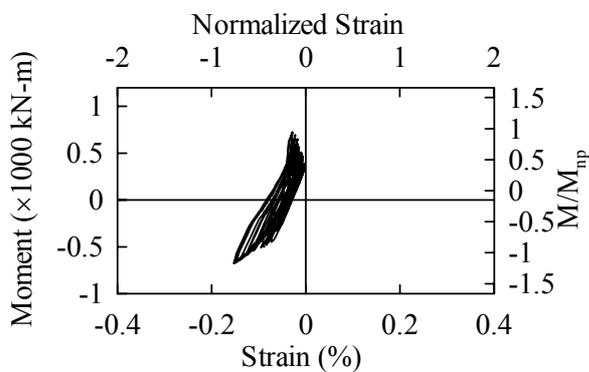
(d) Strain Gauge S13



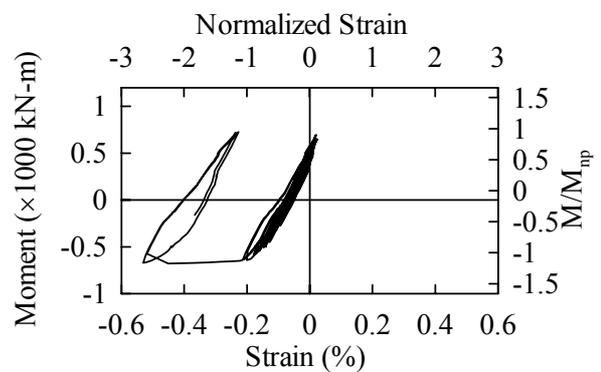
(e) Strain Gauge S14



(f) Strain Gauge S15

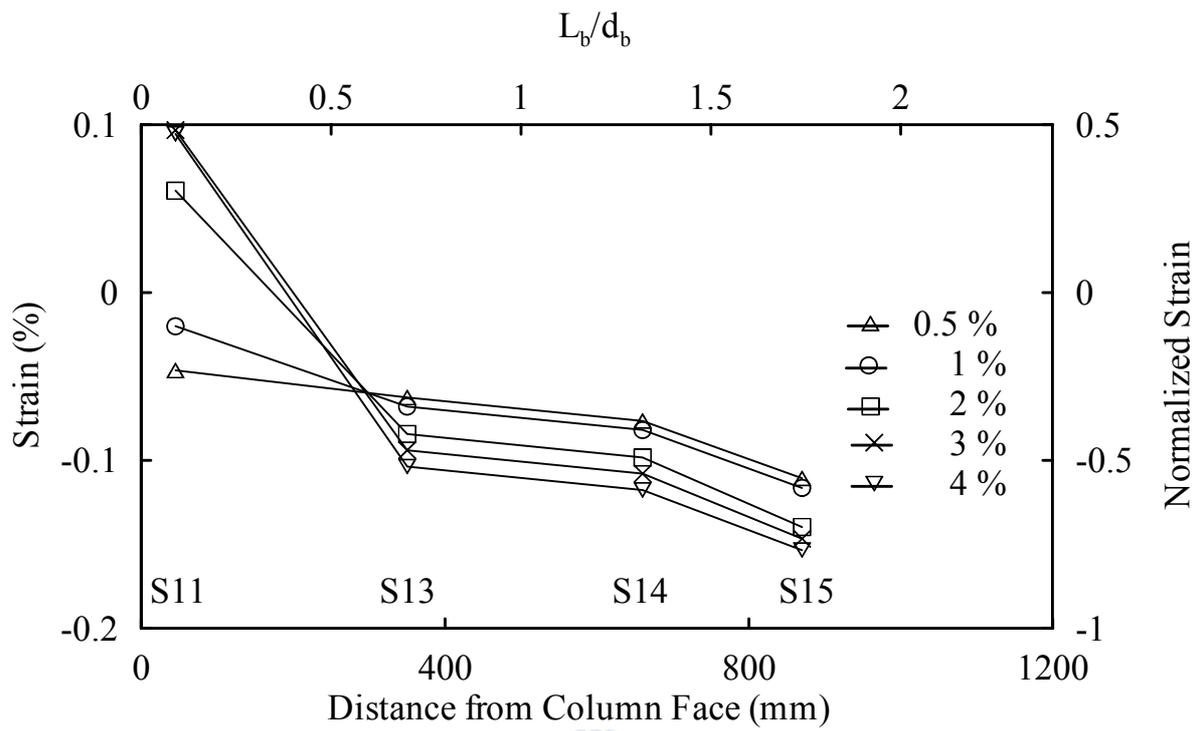


(g) Strain Gauge S16

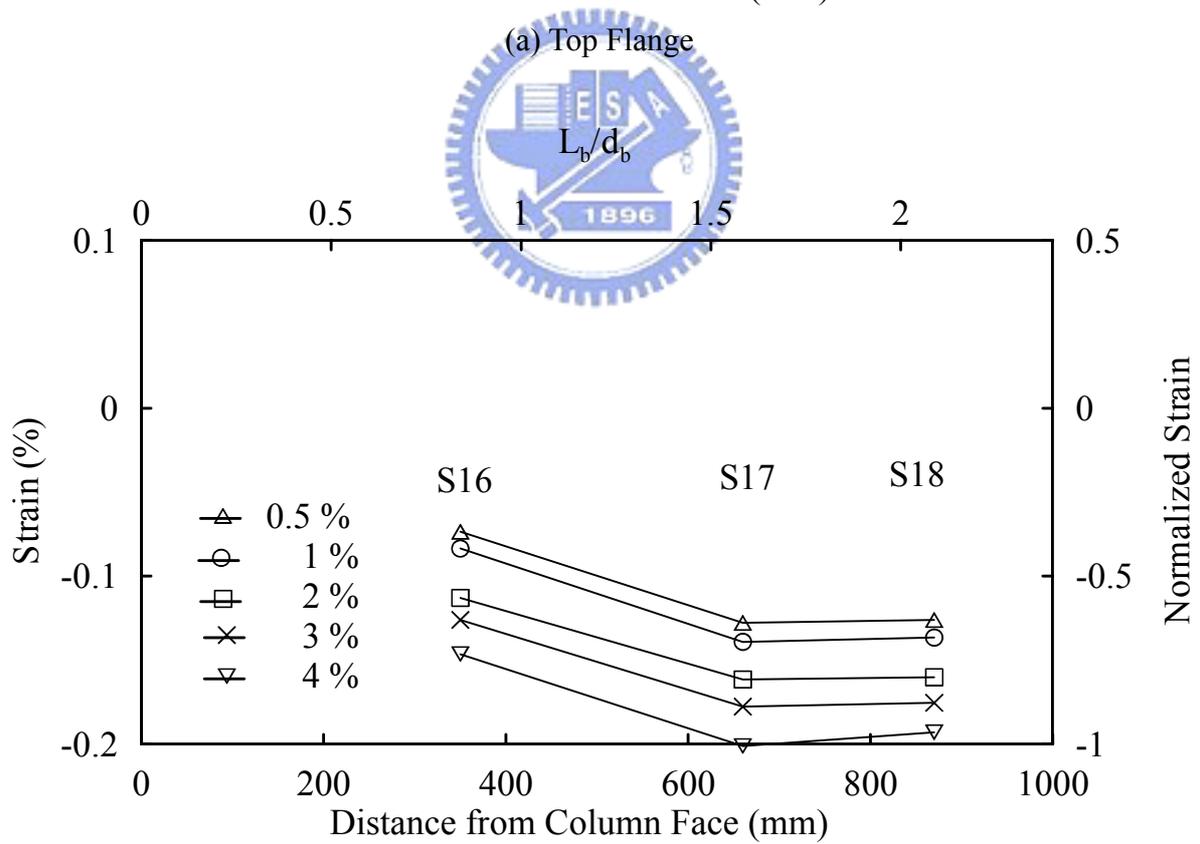


(h) Strain Gauge S17

圖 3.28 試體 2 彎矩與梁翼板內側應變關係



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.29 試體 2 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

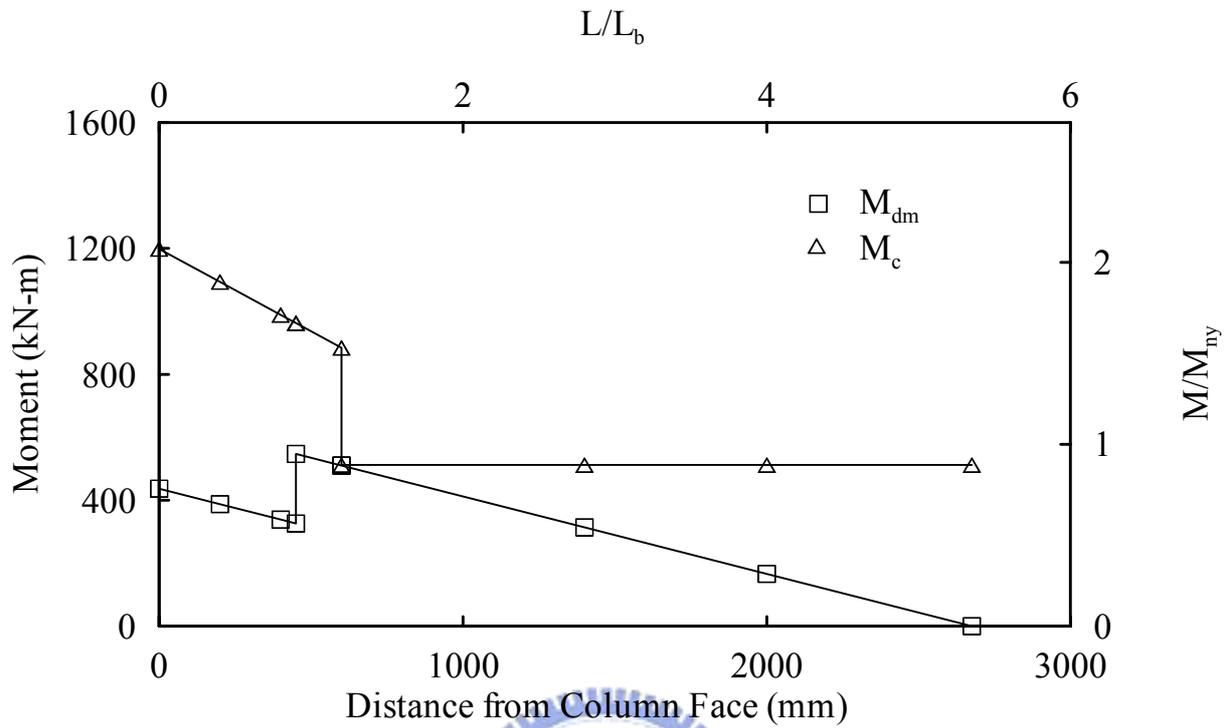


圖 3.30 試體 2 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.01$ rad)

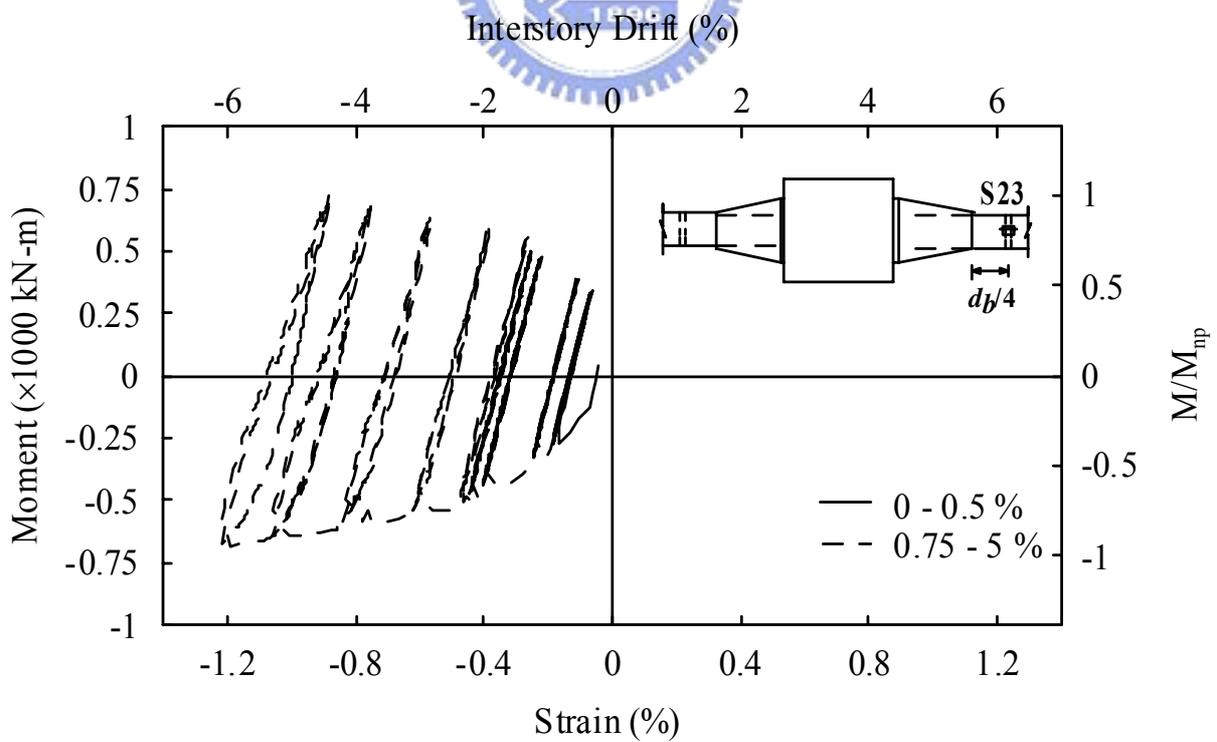
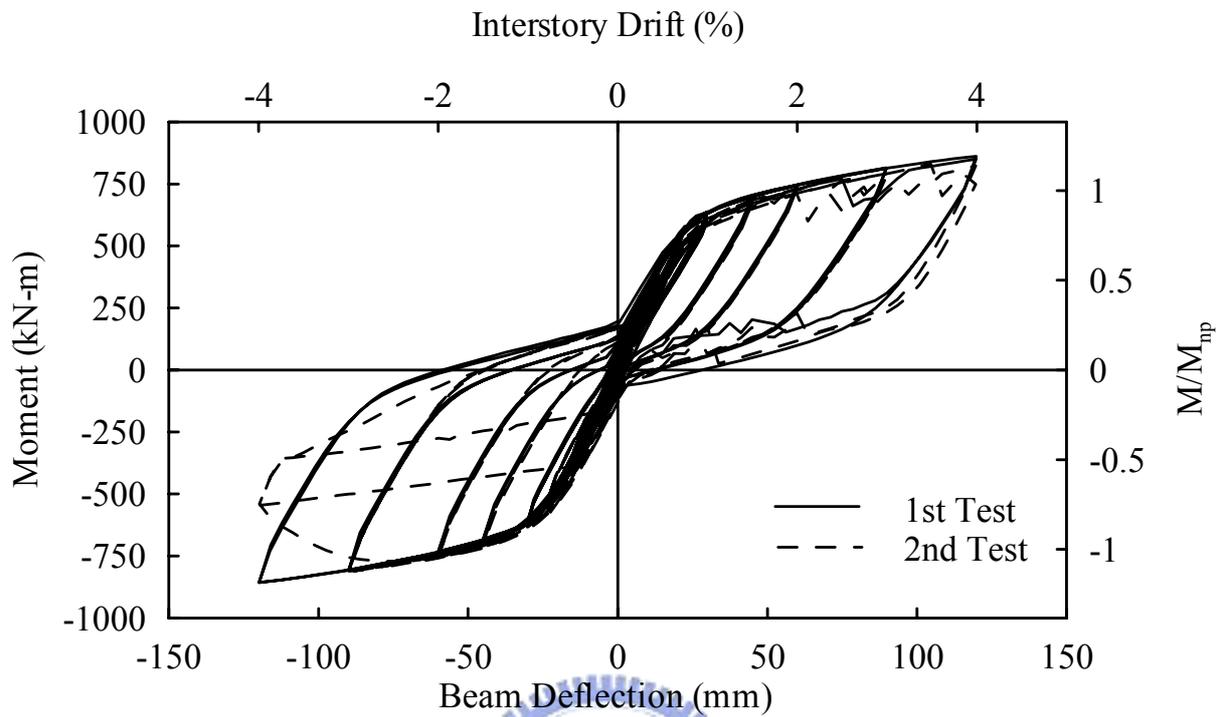
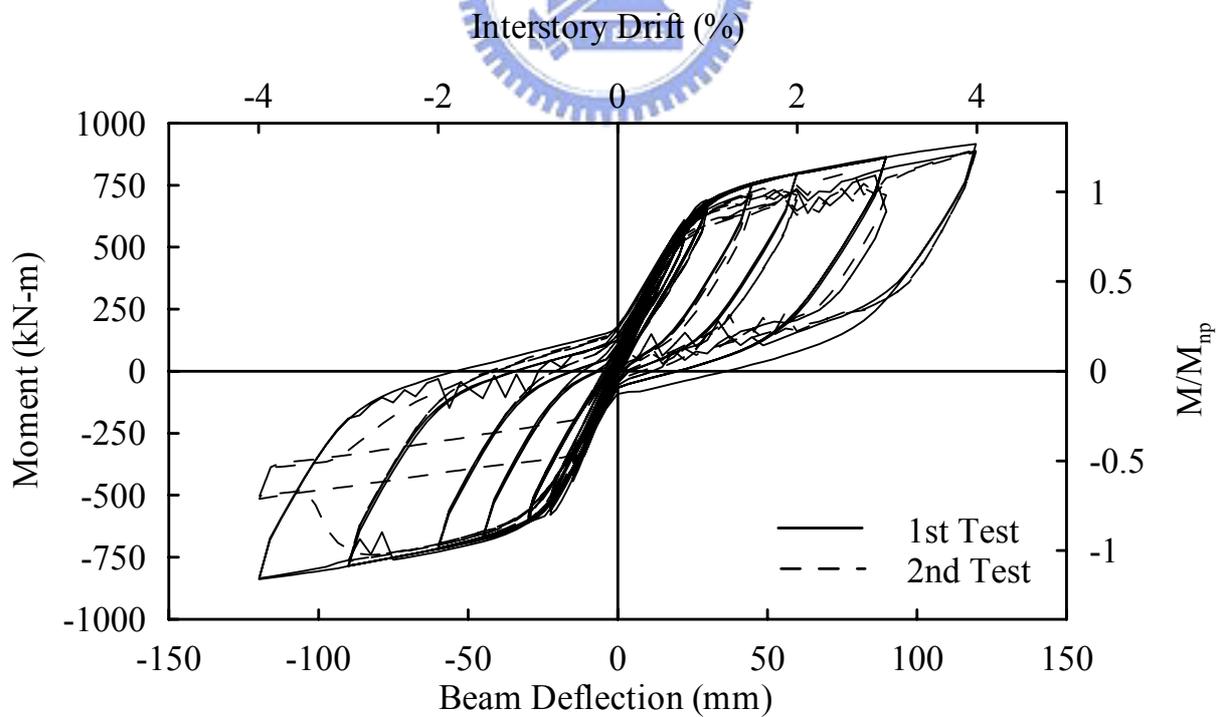


圖 3.31 試體 2 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.32 試體 3 梁彎矩與位移關係

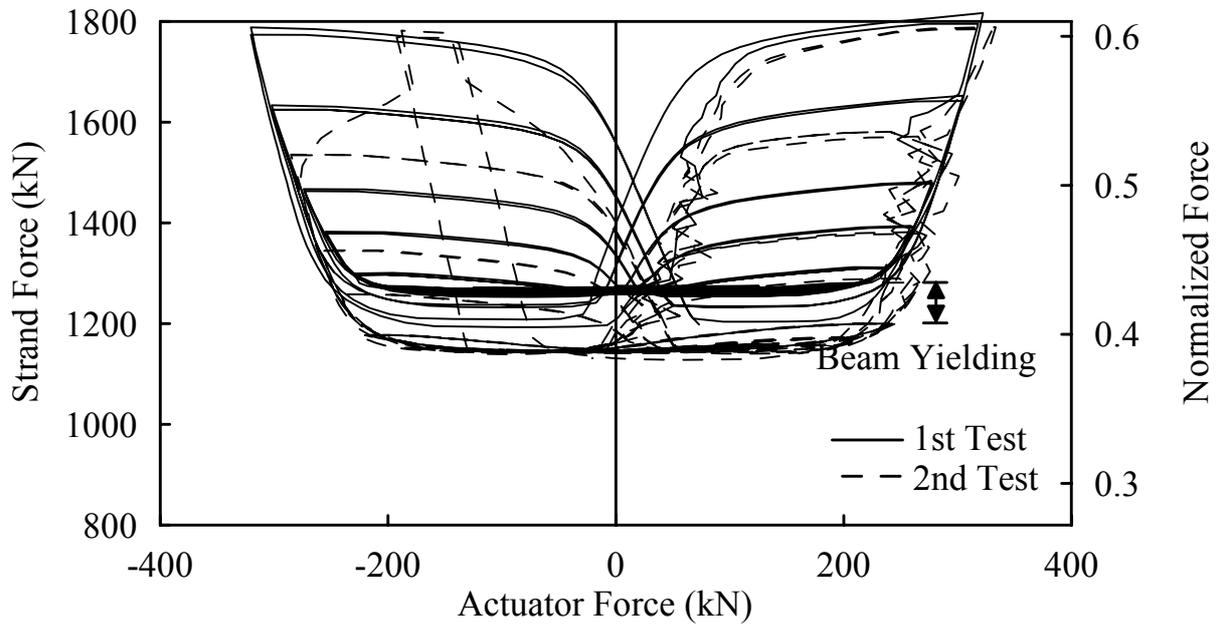


圖 3.33 試體 3 千斤頂力量與鋼腱力量關係

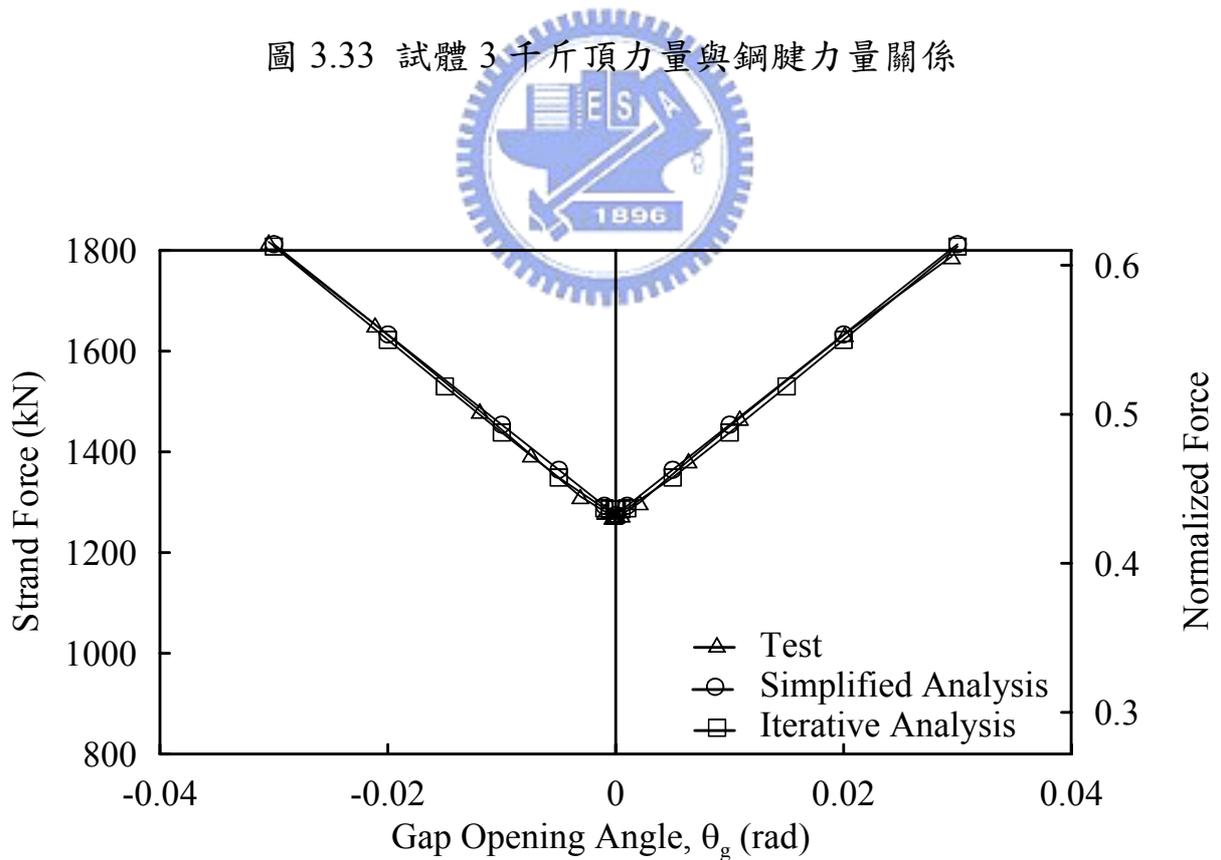


圖 3.34 試體 3 層間位移角與鋼腱力量關係

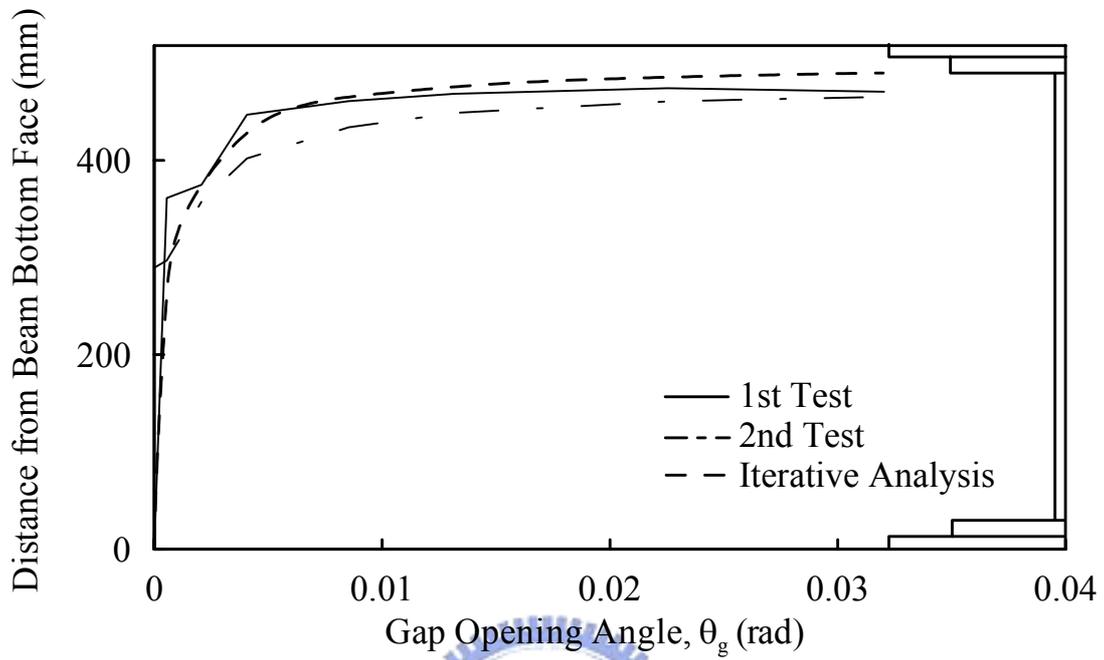


圖 3.35 試體 3 中性軸位置關係

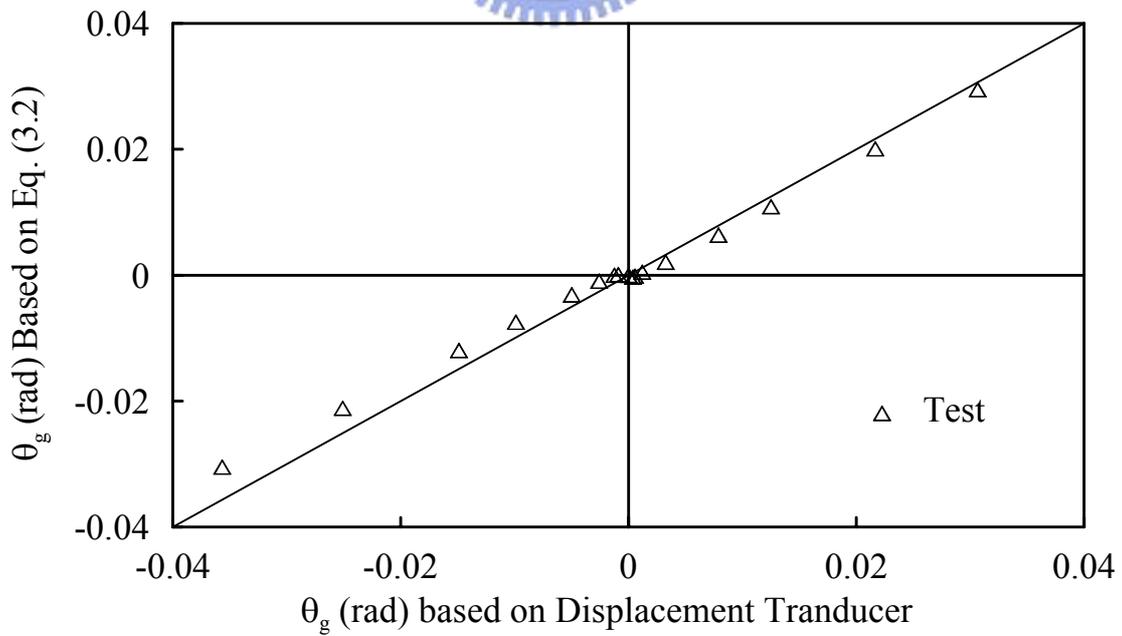


圖 3.36 試體 3 梁柱分離轉角比較圖

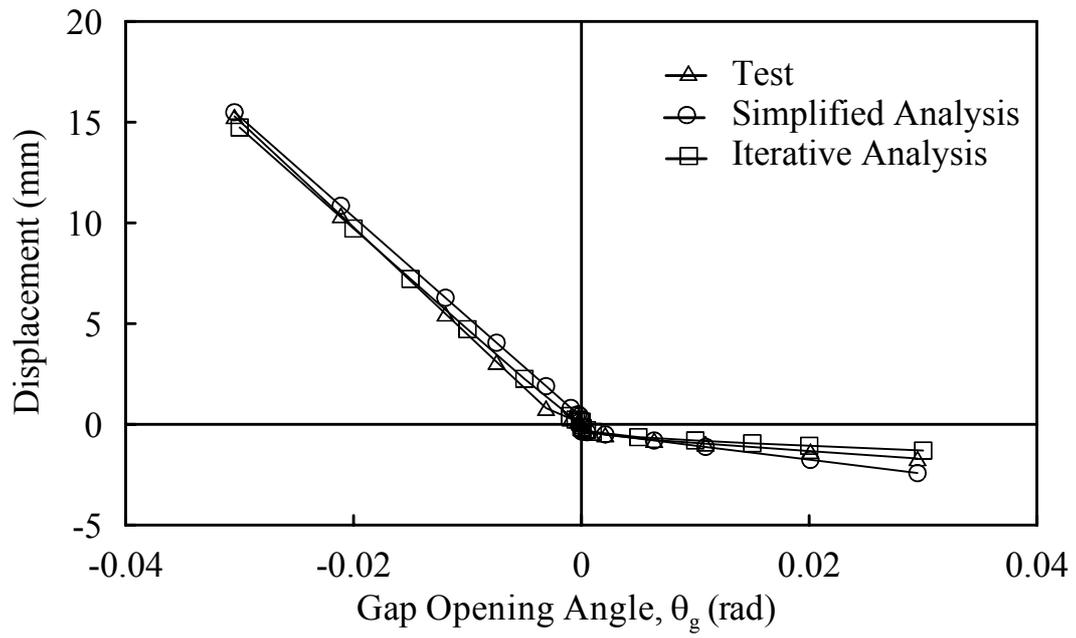


圖 3.37 試體 3 削切鋼板變形量與剛體旋轉角關係



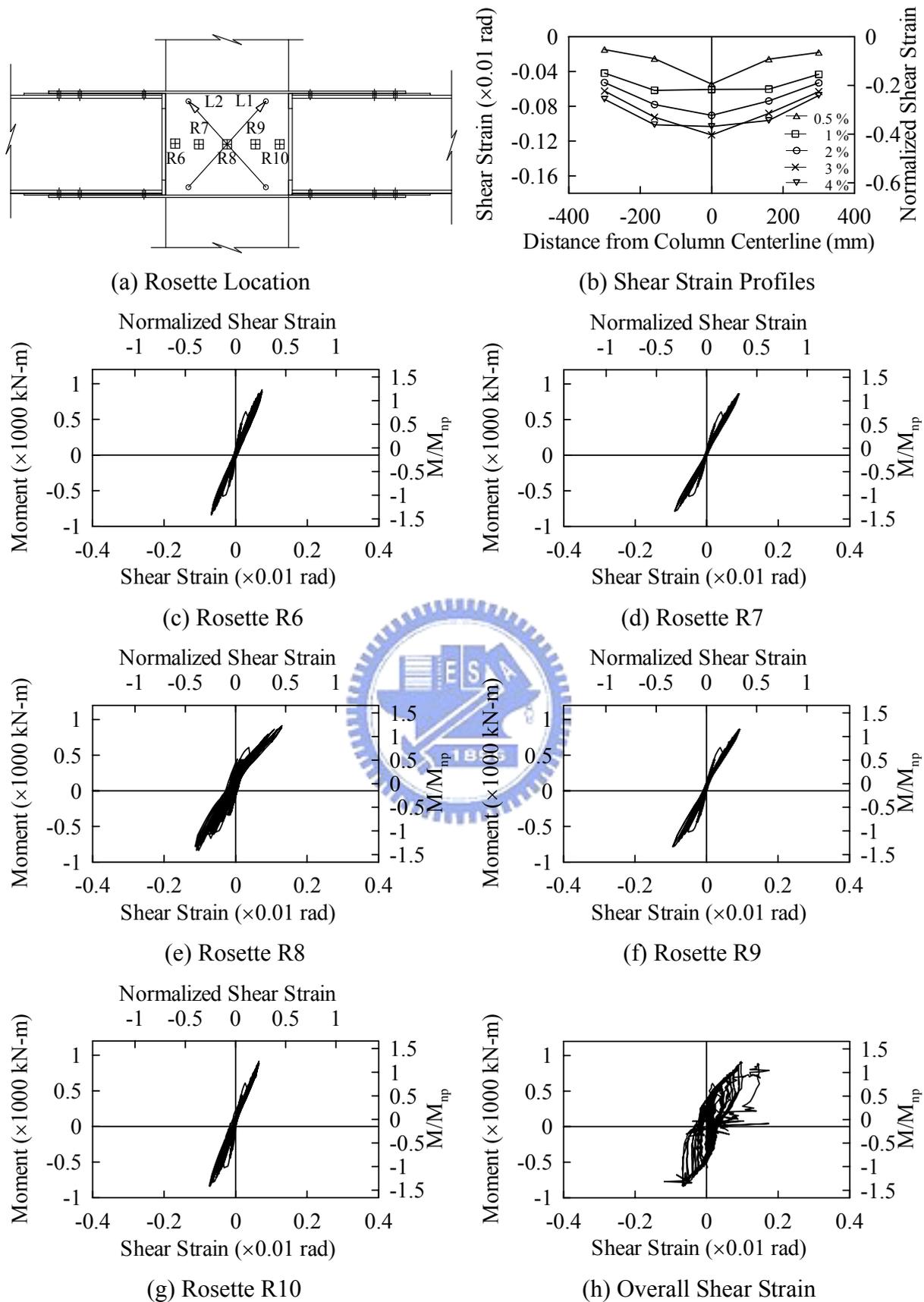
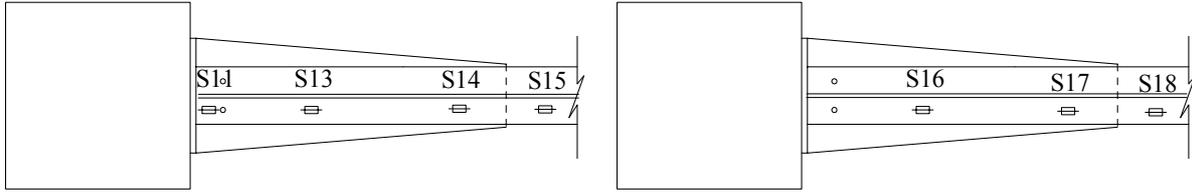
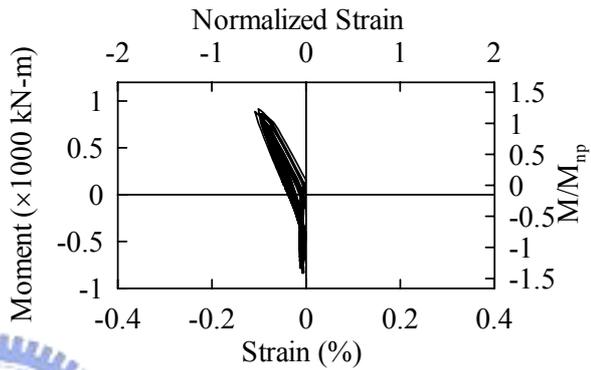
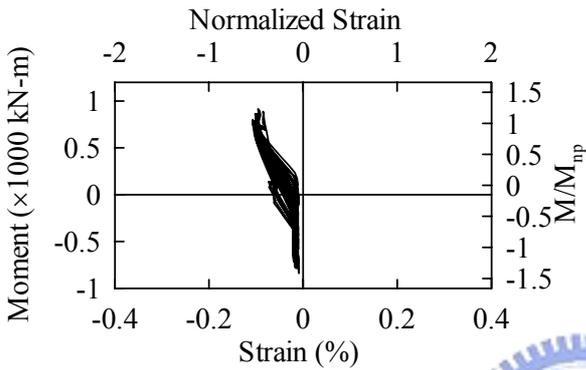


圖 3.38 試體 3 梁端彎矩與接頭區包覆鋼板應變計之剪應變關係



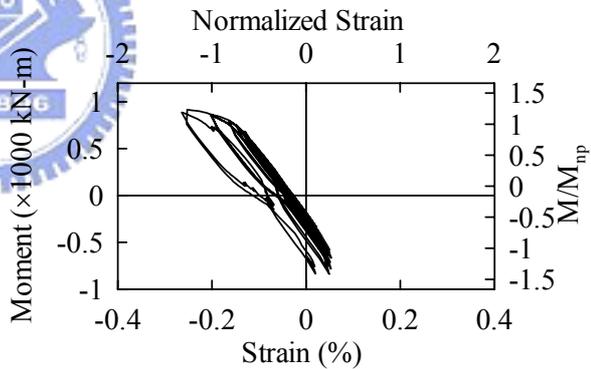
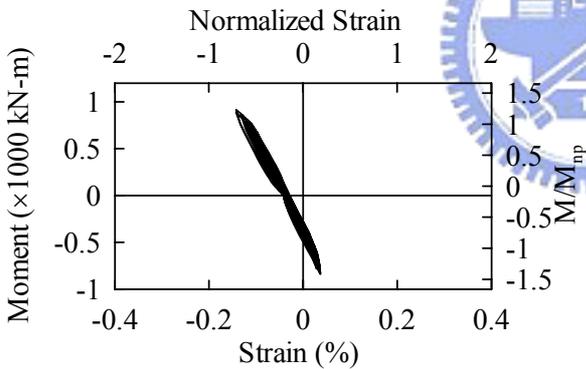
(a) Strain Gauge Location (Top Flange)

(b) Strain Gauge Location (Bottom Flange)



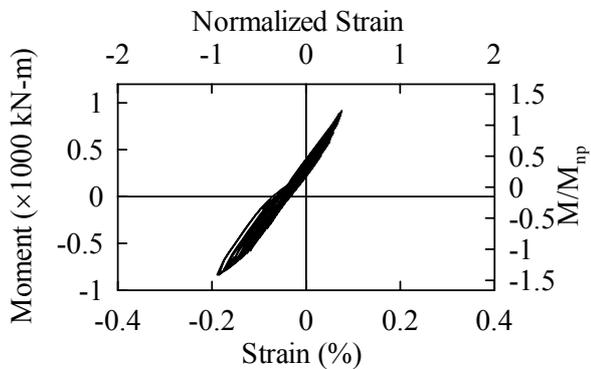
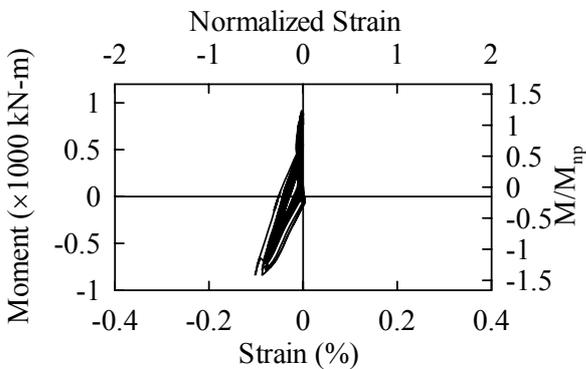
(b) Strain Gauge S11

(c) Strain Gauge S13



(d) Strain Gauge S14

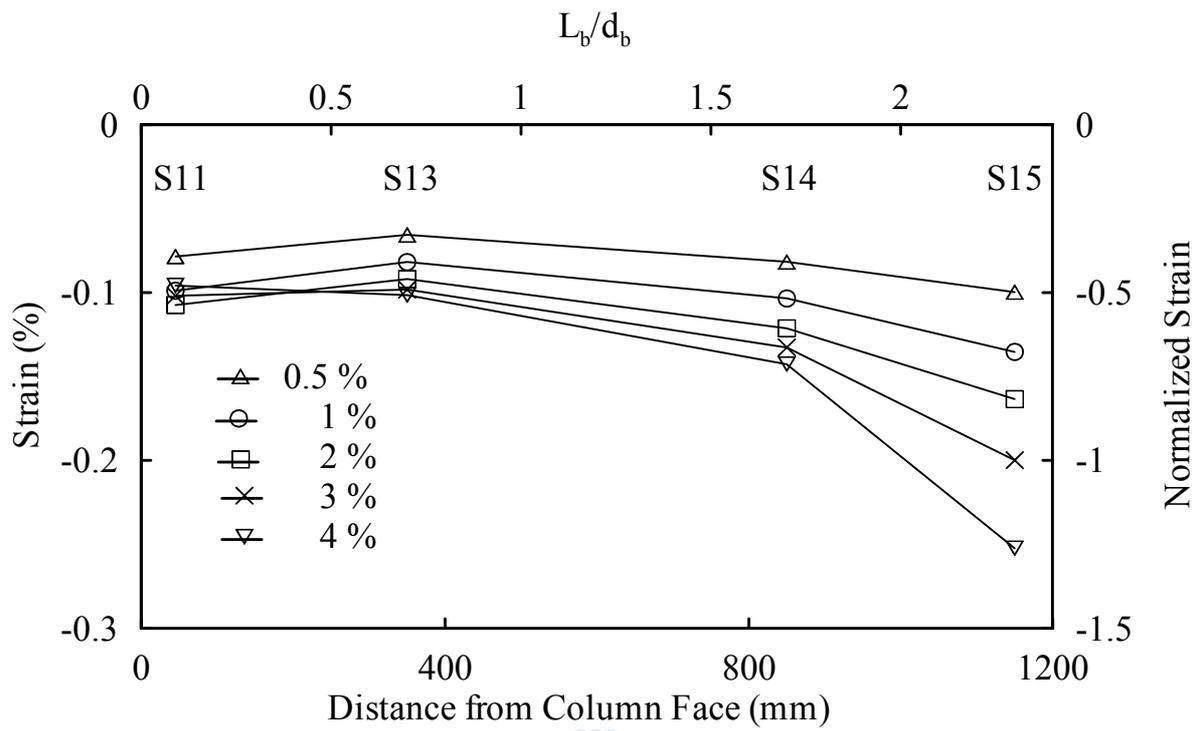
(e) Strain Gauge S15



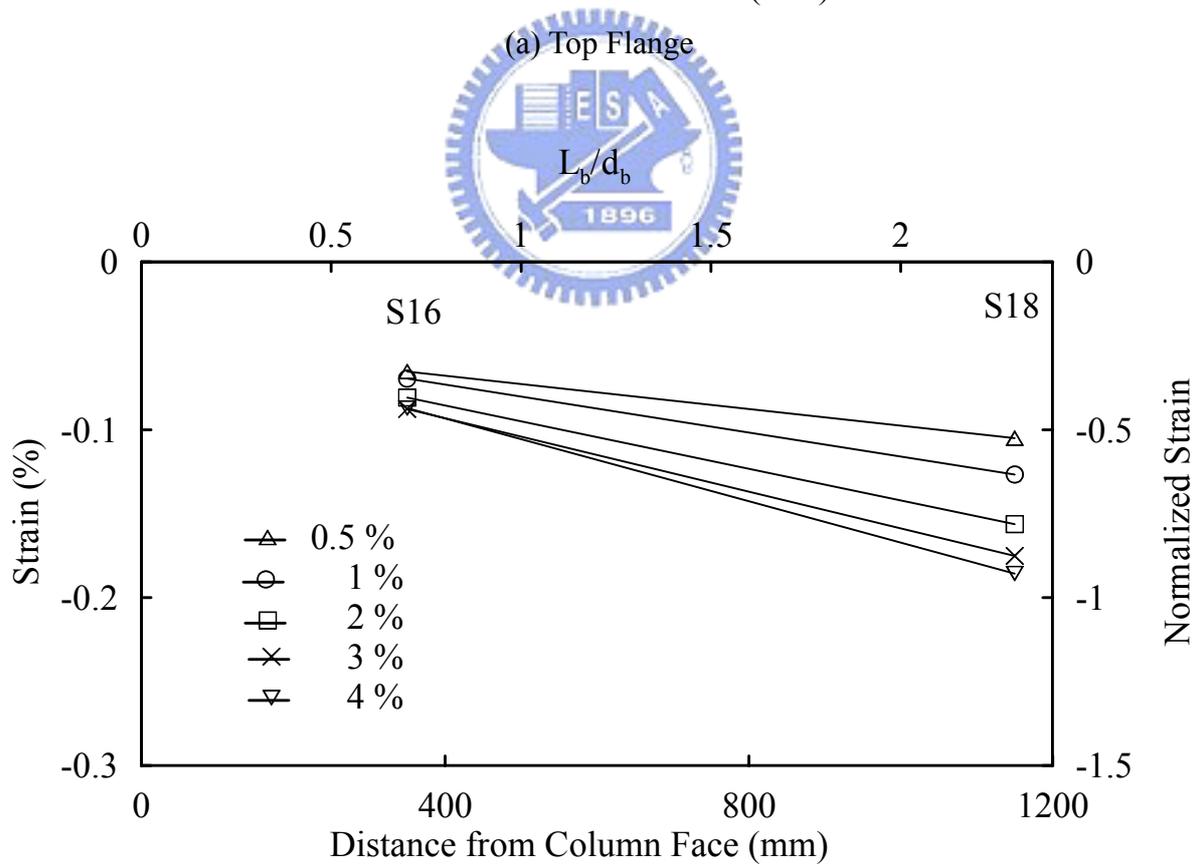
(f) Strain Gauge S16

(g) Strain Gauge S18

圖 3.39 試體 3 彎矩與梁翼板內側應變關係



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.40 試體 3 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

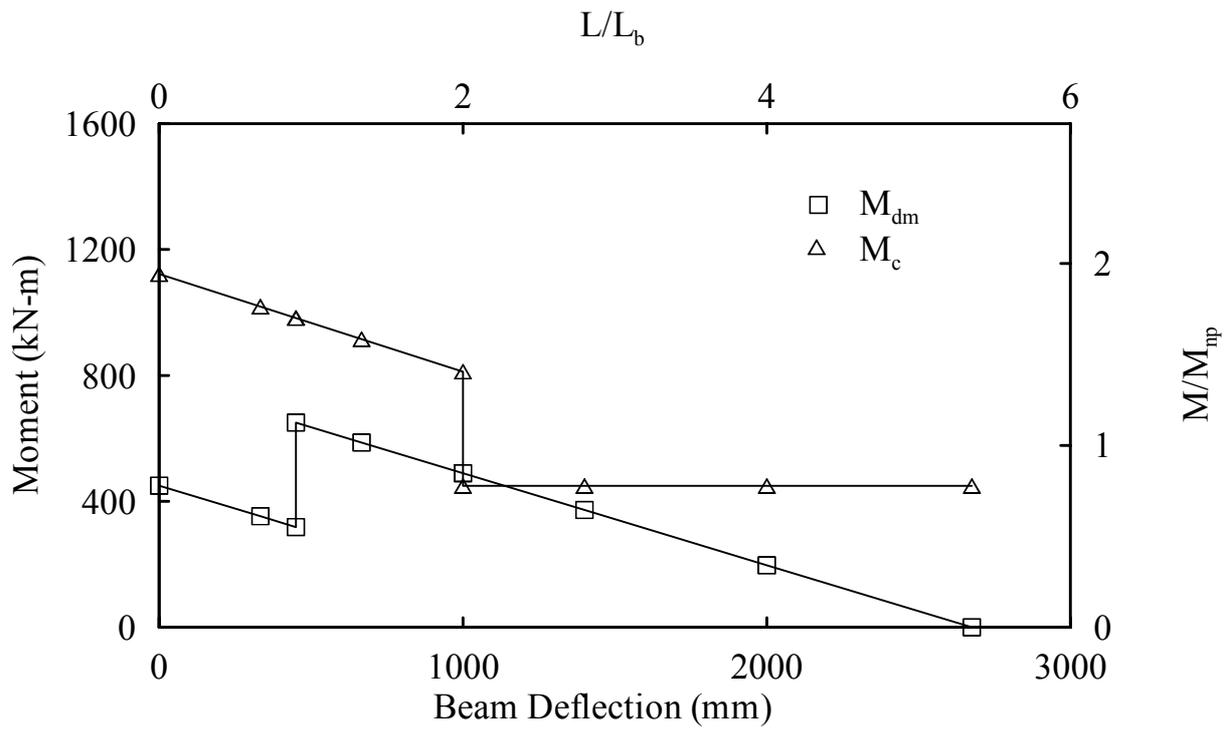


圖 3.41 試體 3 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.02$ rad)

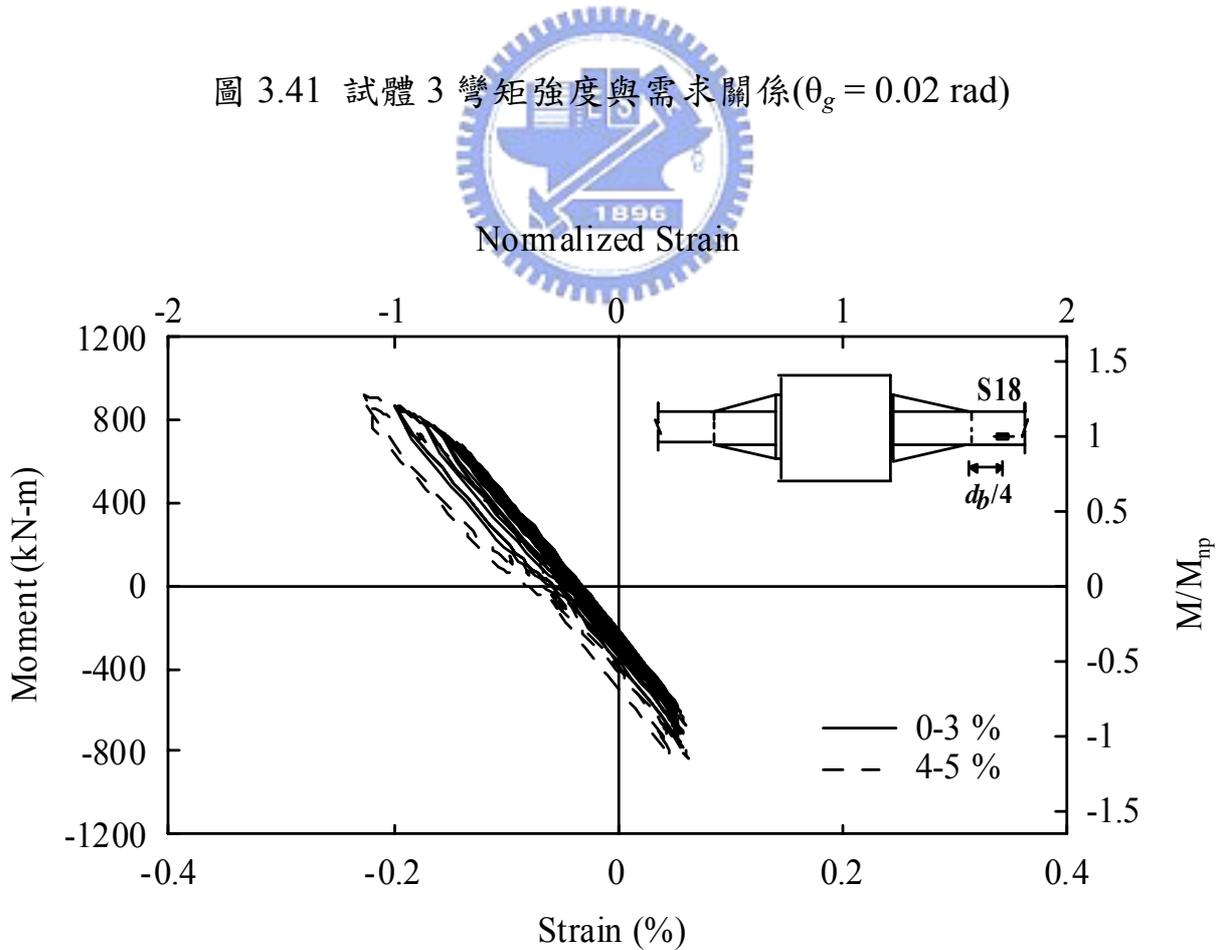
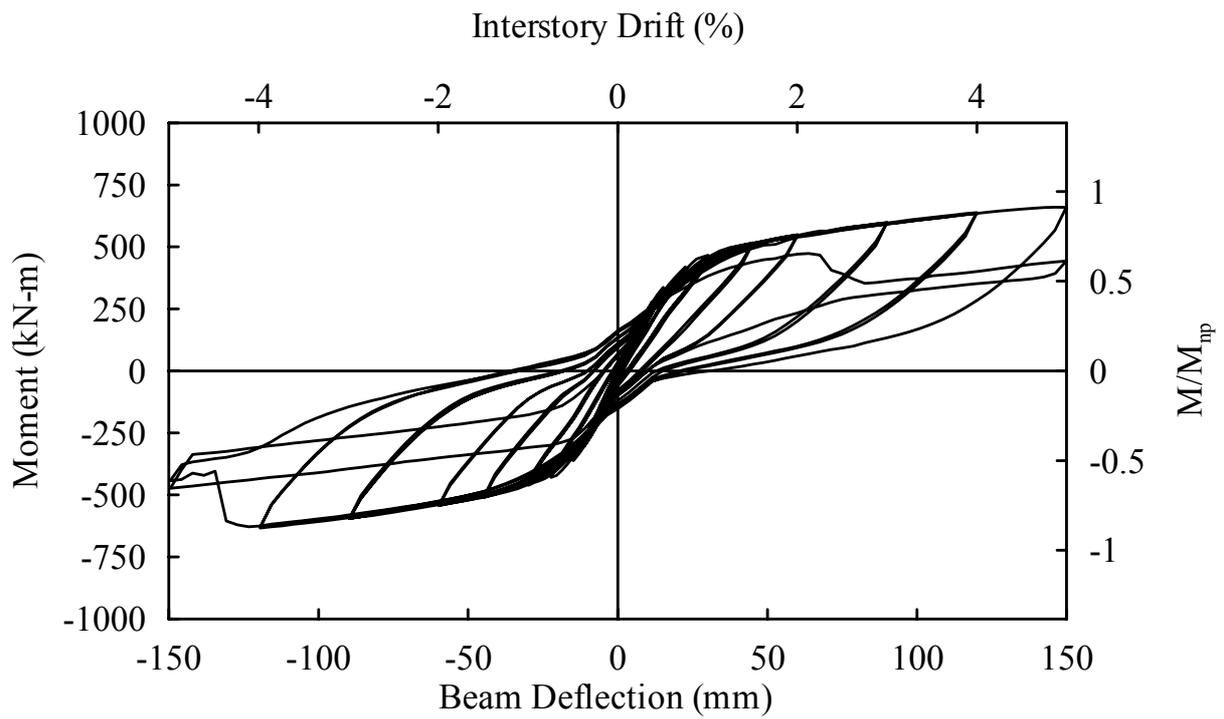
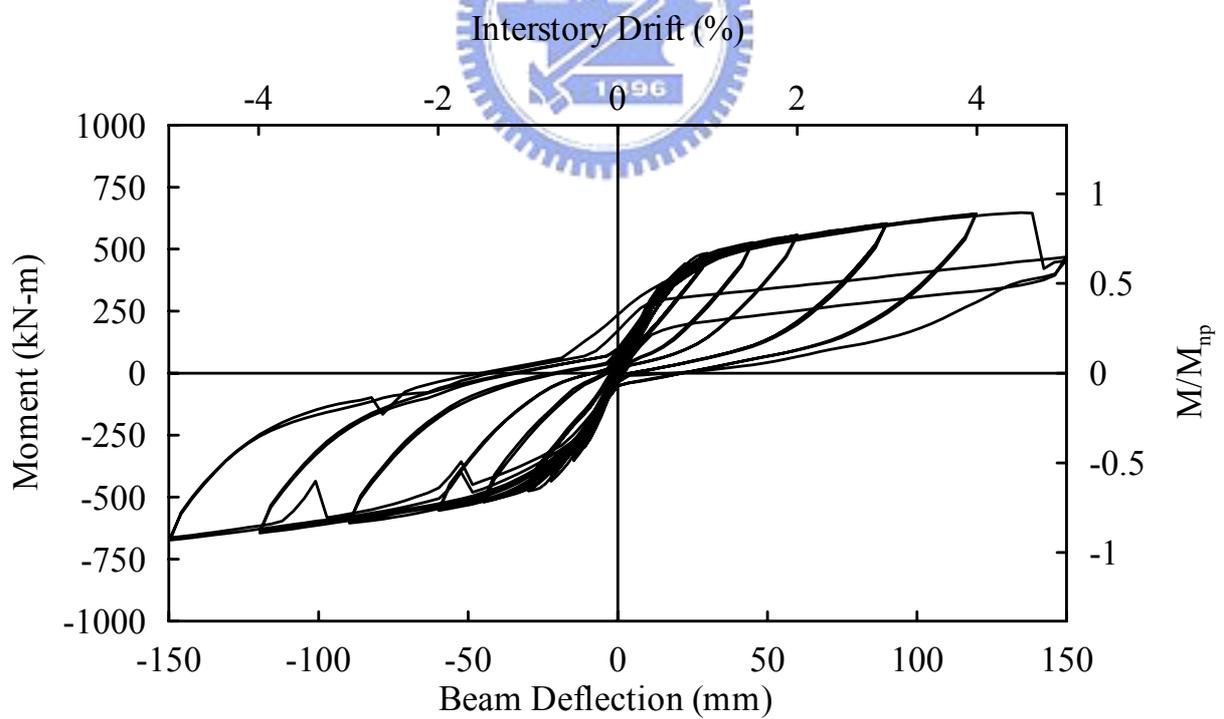


圖 3.42 試體 3 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.43 試體 4 梁端彎矩與梁端位移關係圖

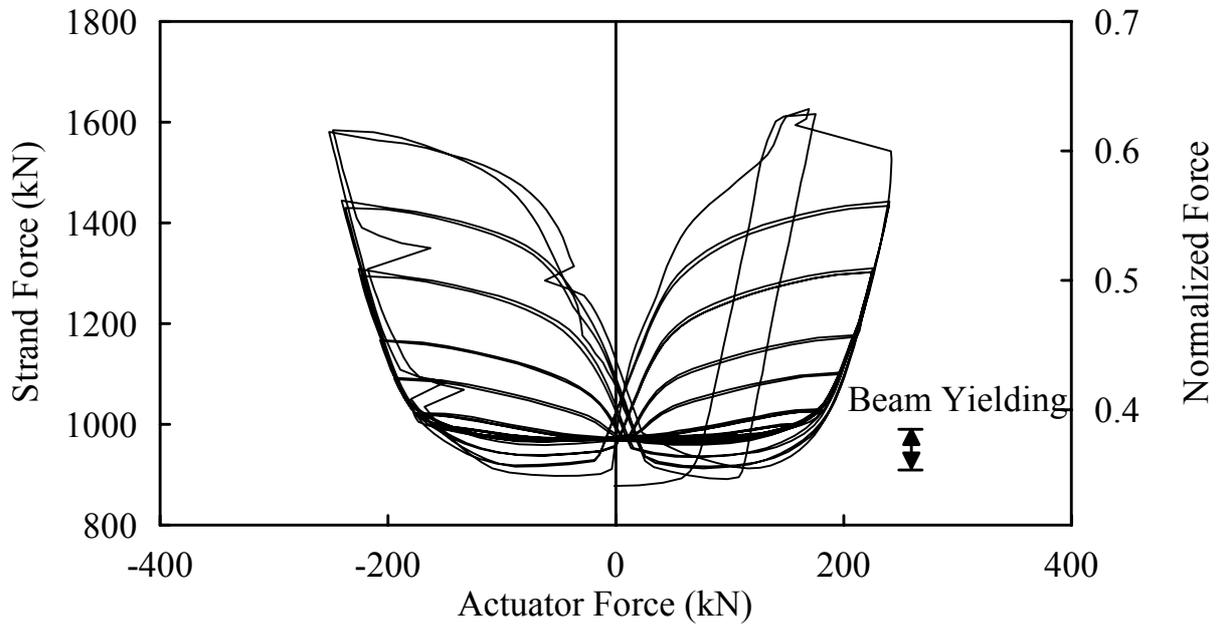


圖 3.44 試體 4 千斤頂力量與鋼腱力量關係圖

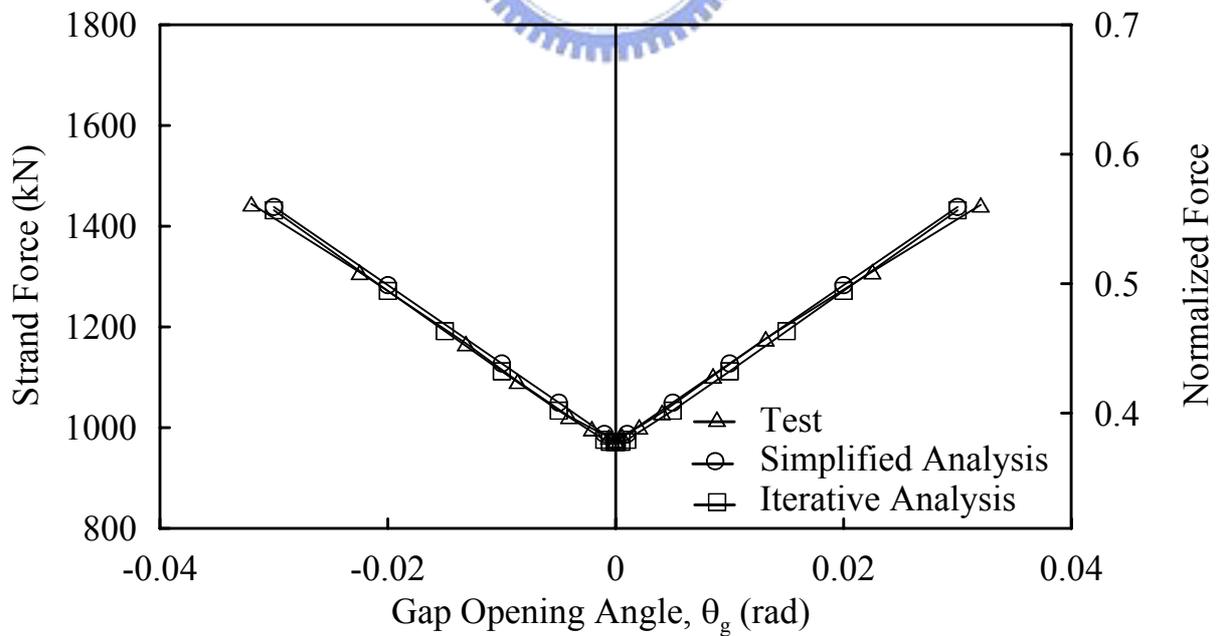


圖 3.45 試體 4 層間側位移角與鋼腱力量關係

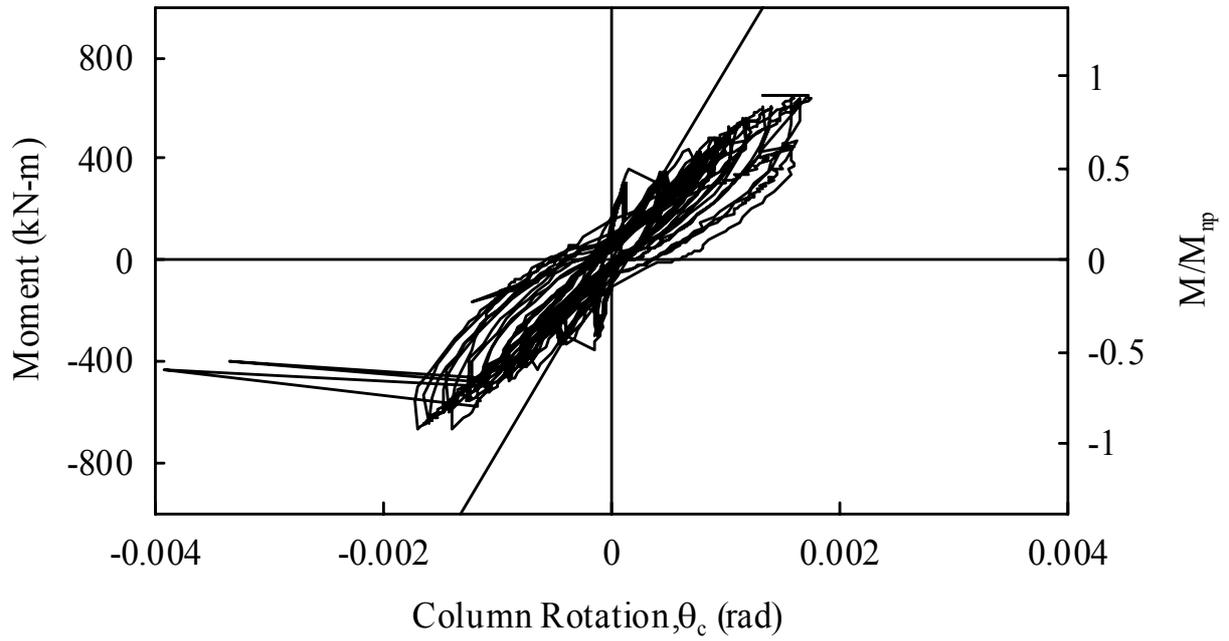


圖 3.46 試體 4 彎矩與柱轉角關係

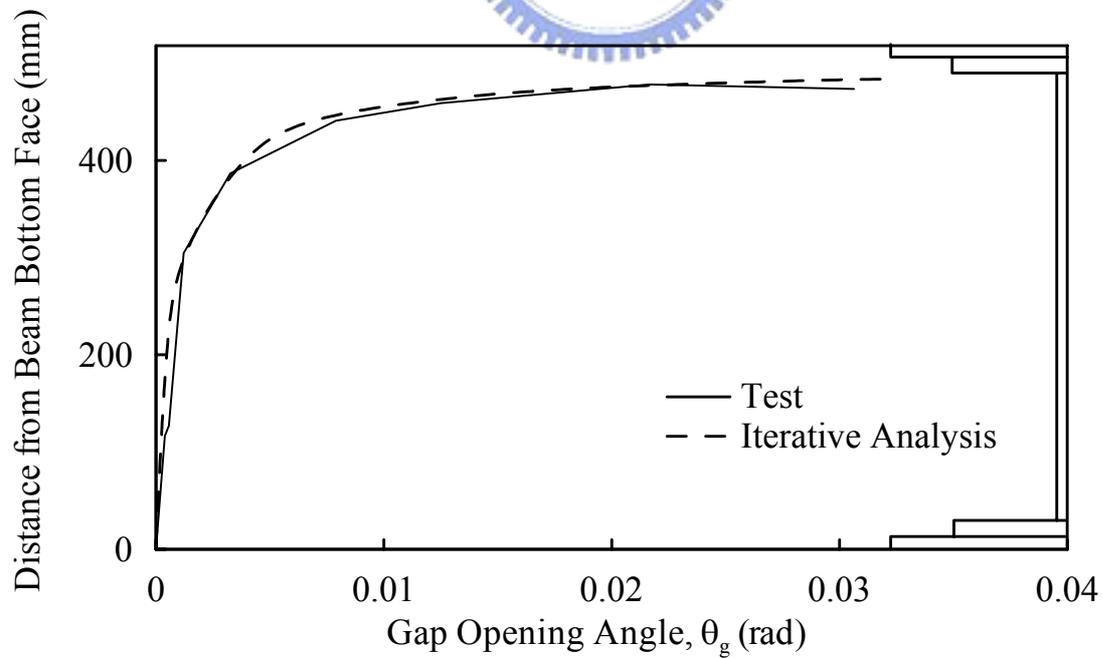


圖 3.47 試體 4 中性軸與剛體旋轉角關係

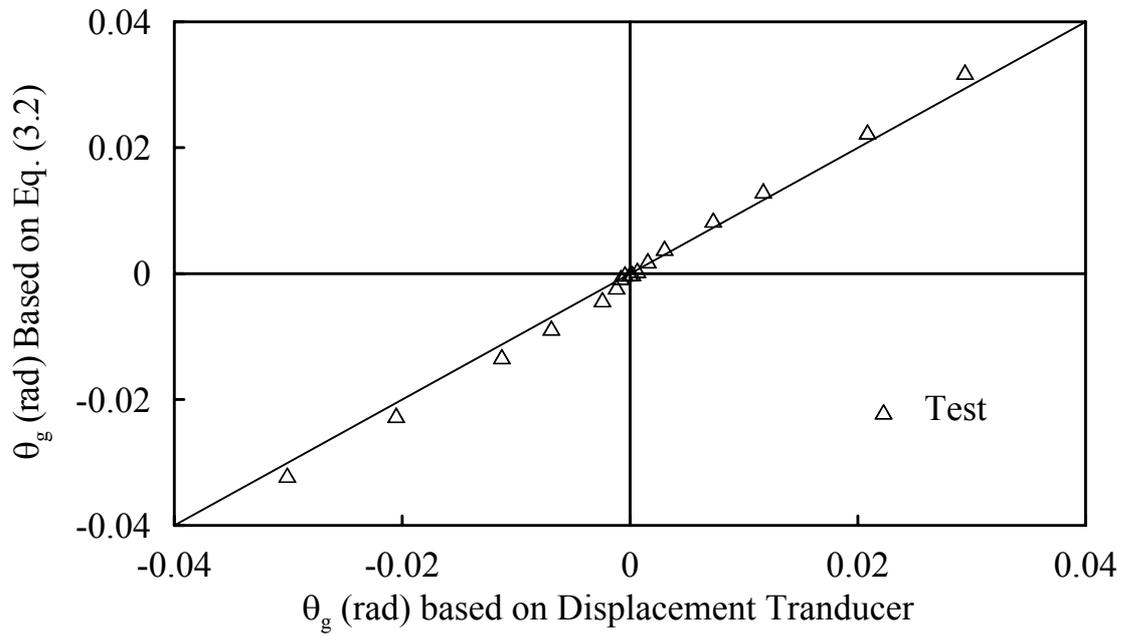


圖 3.48 試體 4 梁柱分離轉角比較圖

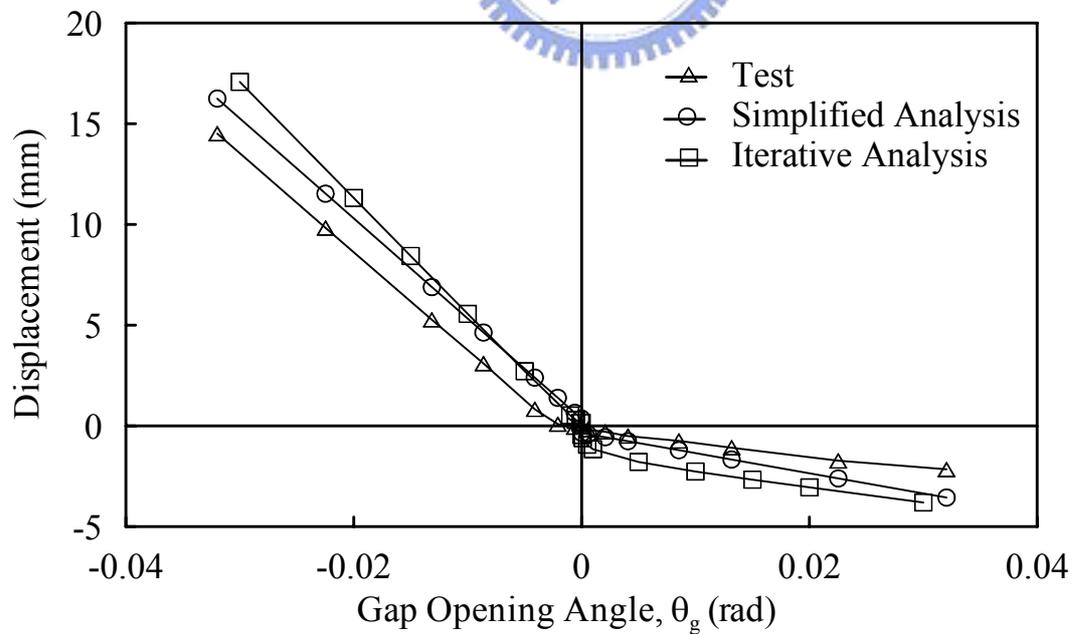
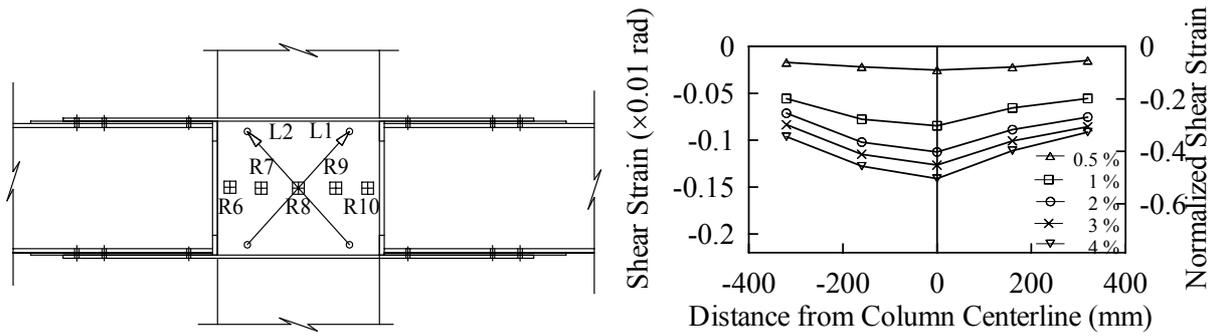
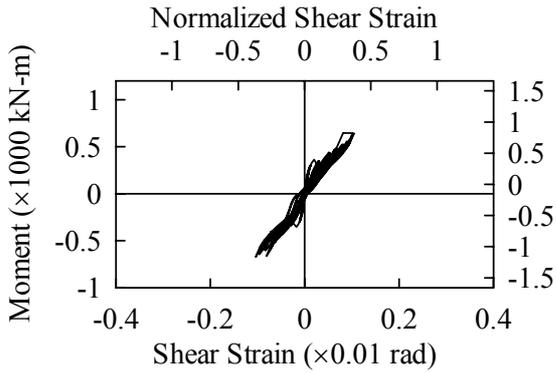


圖 3.49 試體 4 削切鋼變形與剛體旋轉角關係

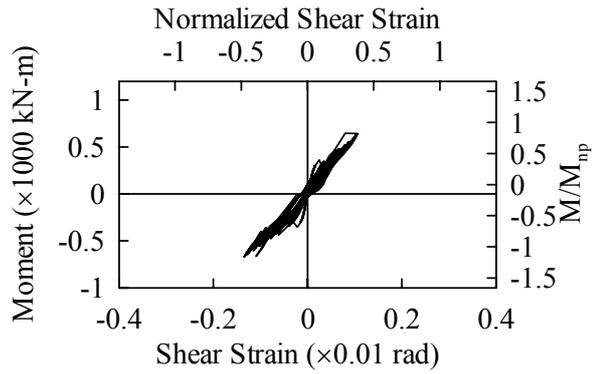


(a) Rosette Location

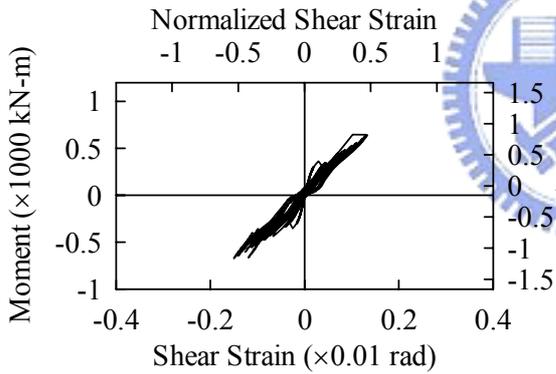
(b) Shear Strain Profiles



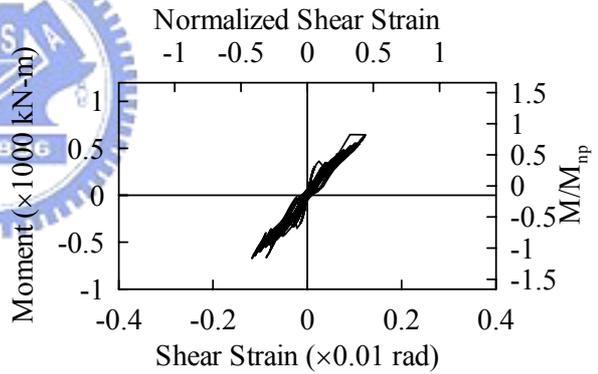
(c) Rosette R6



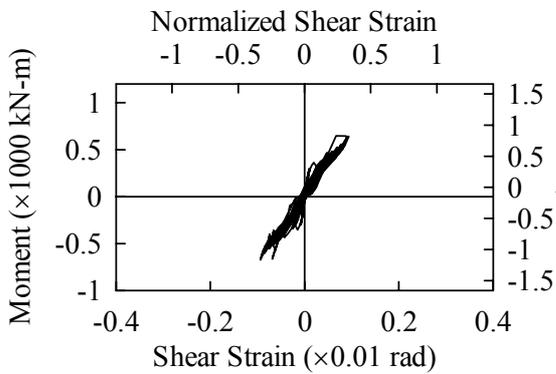
(d) Rosette R7



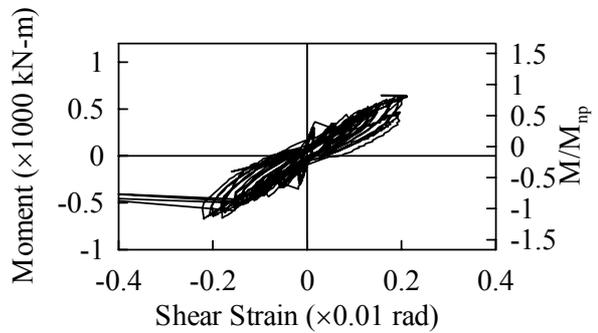
(e) Rosette R8



(f) Rosette R9

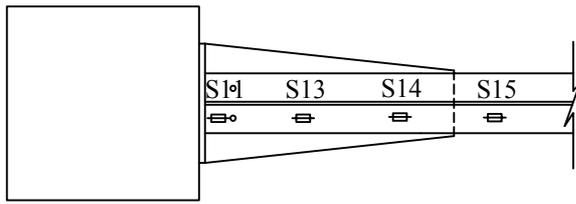


(g) Rosette R10

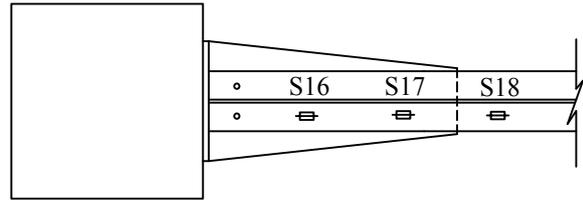


(h) Overall Shear Strain

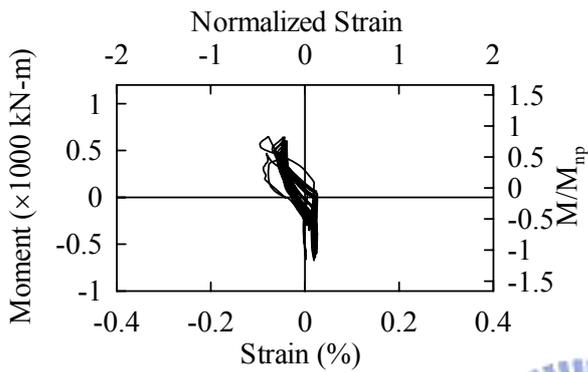
圖 3.50 試體 4 梁端彎矩與接合區包覆鋼板應變計之剪應變



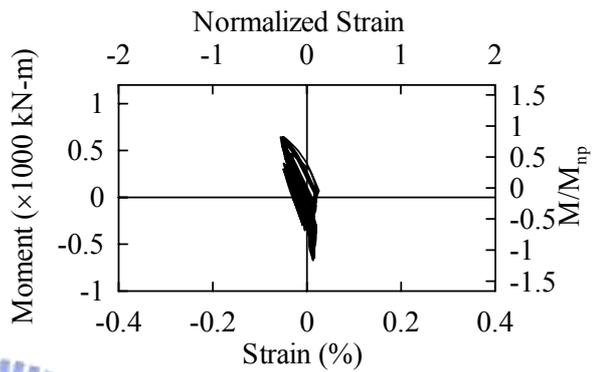
(a) Strain Gauge Location (Top Flange)



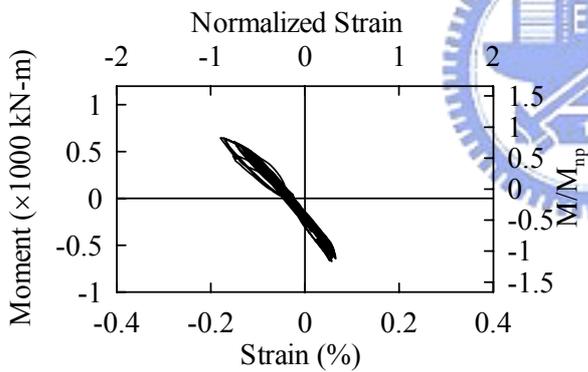
(b) Strain Gauge Location (Bottom Flange)



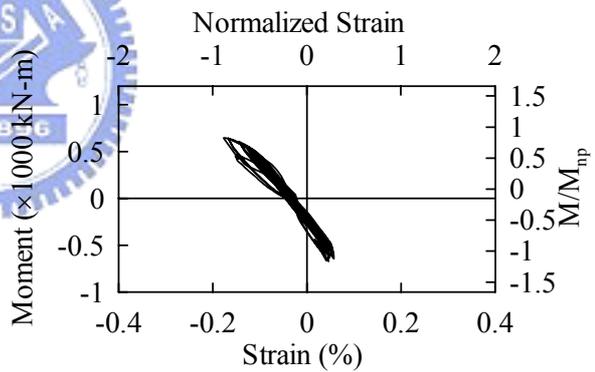
(c) Strain Gauge S11



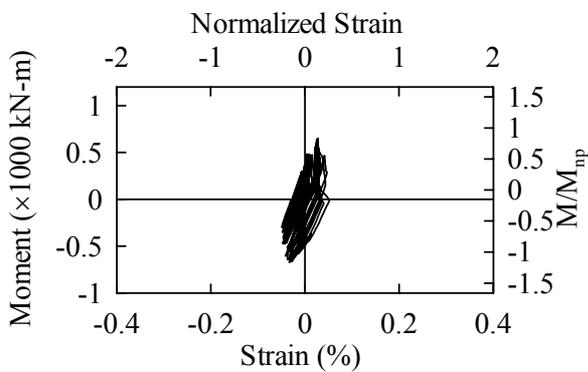
(d) Strain Gauge S13



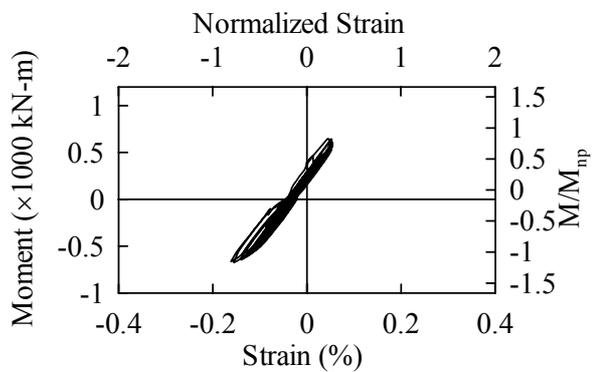
(e) Strain Gauge S14



(f) Strain Gauge S15

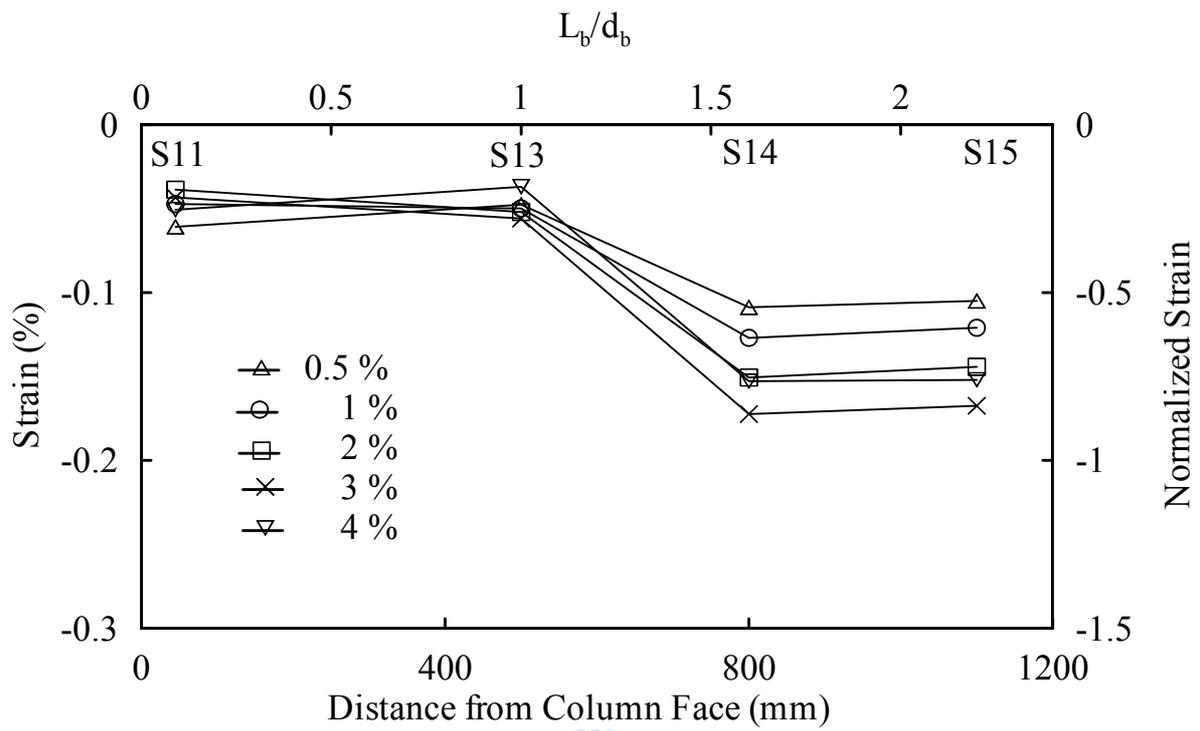


(g) Strain Gauge S16

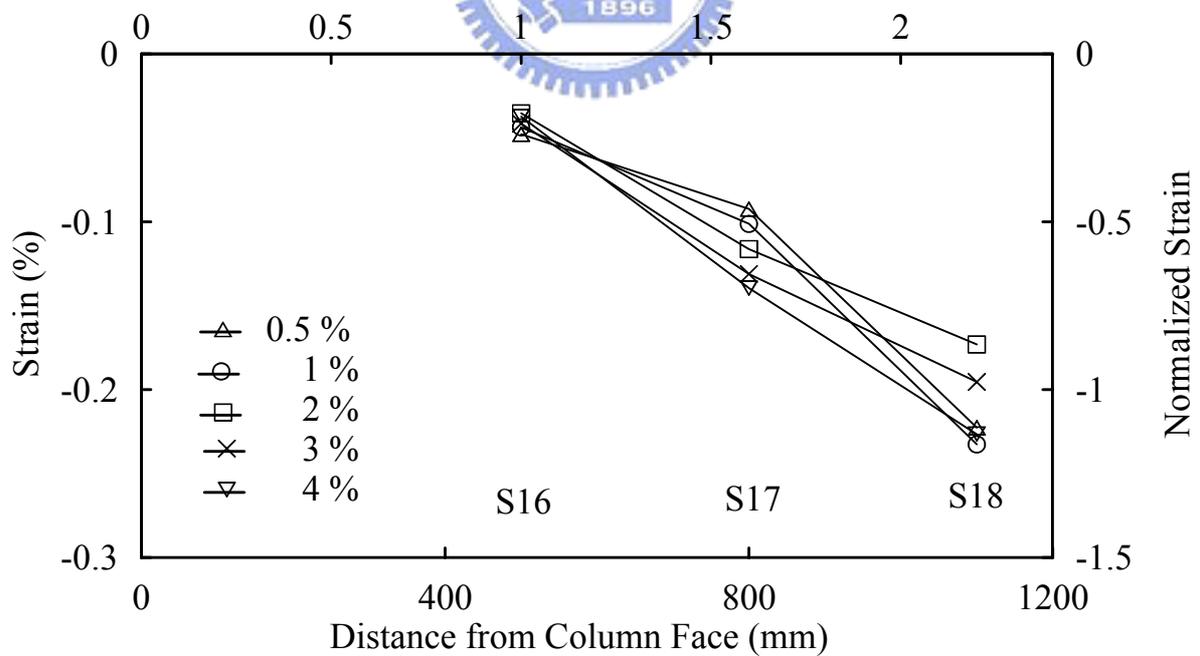


(h) Strain Gauge S17

圖 3.51 試體 4 彎矩與梁翼板內側應變關係



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.52 試體 4 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

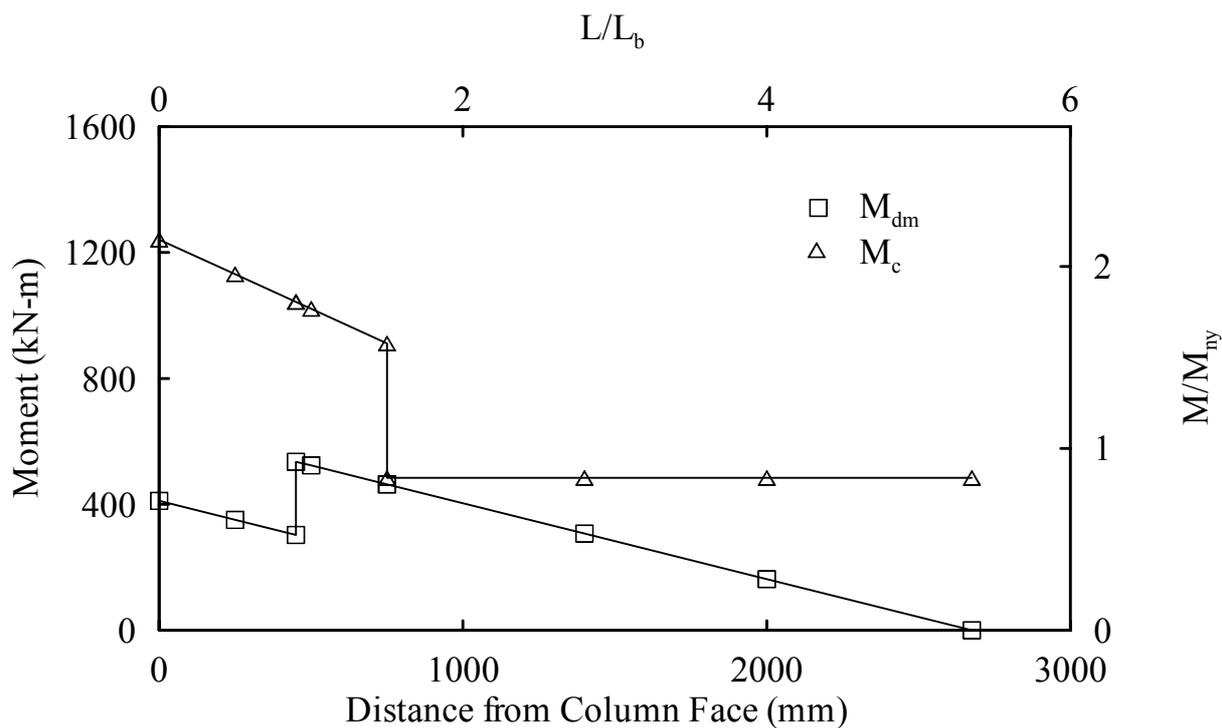


圖 3.53 試體 4 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.03$ rad)

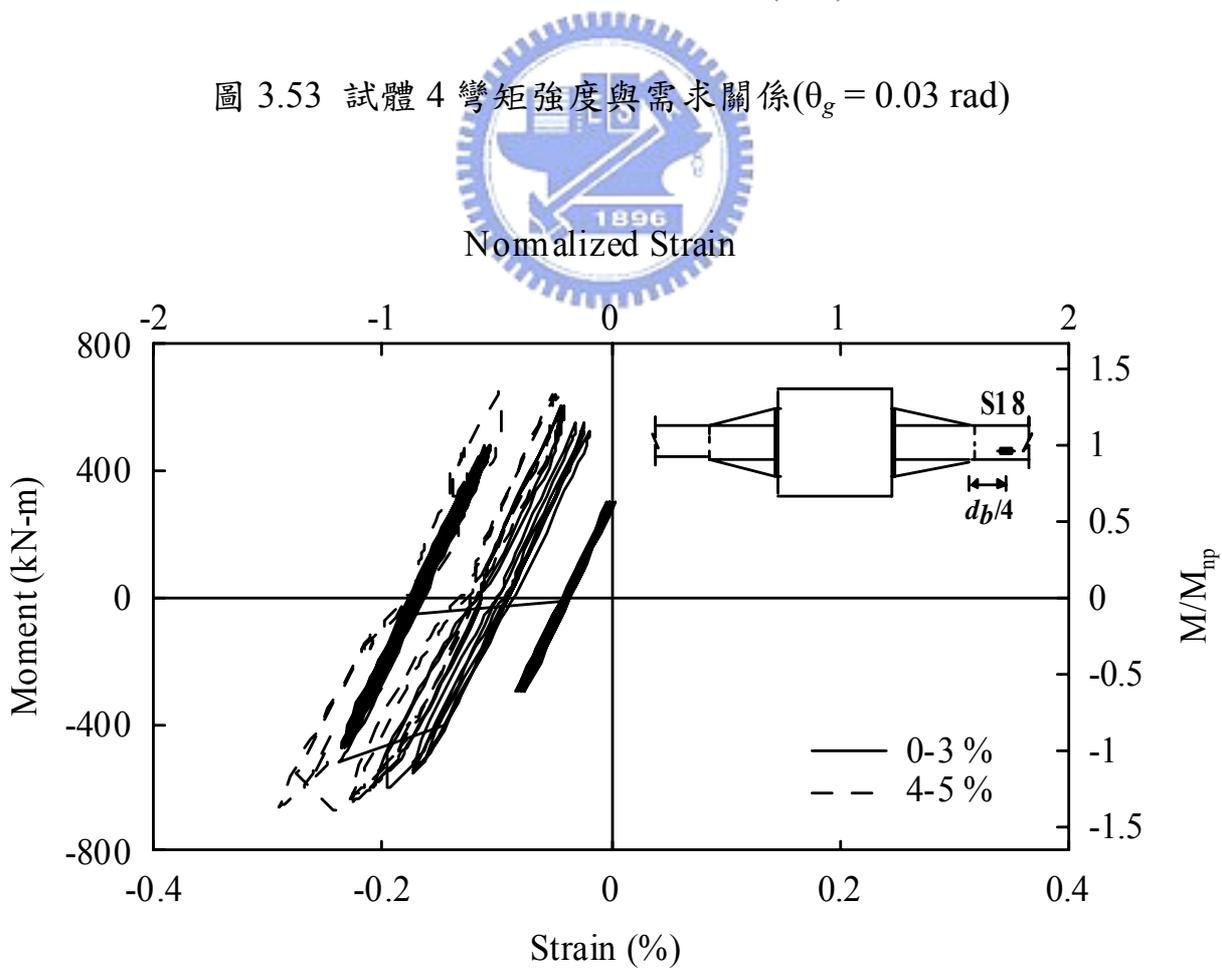
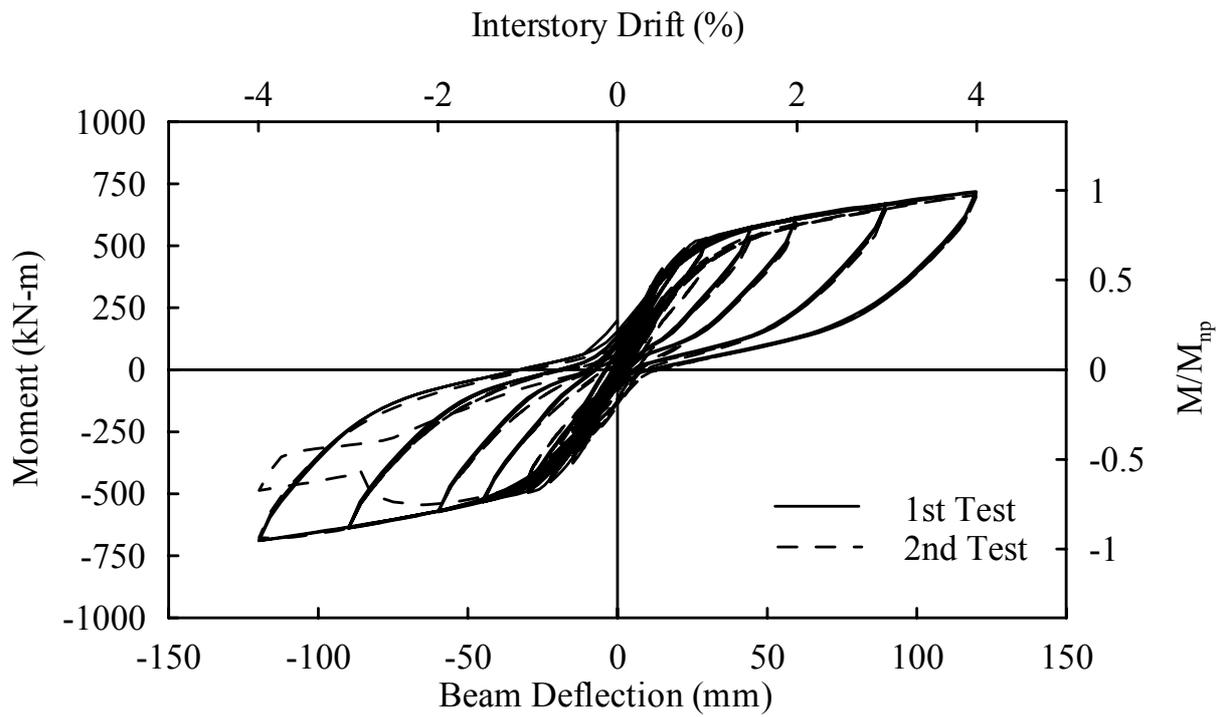
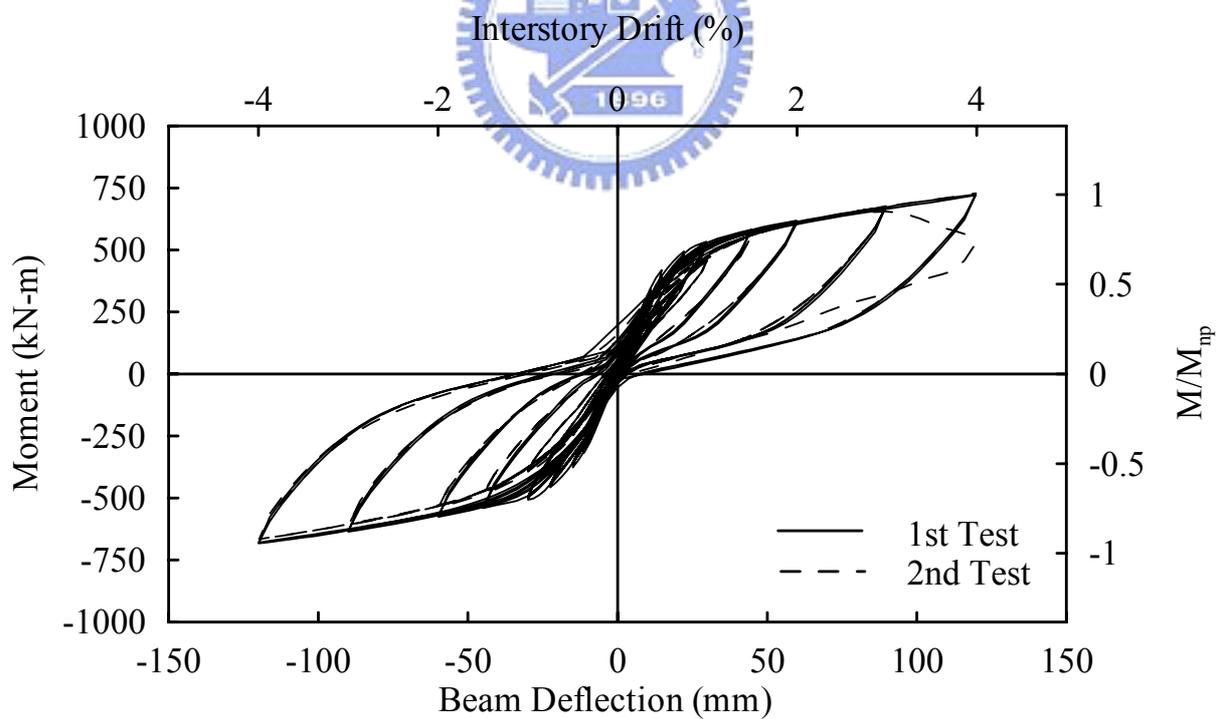


圖 3.54 試體 4 梁彎矩與梁翼加勁板外側之梁翼板應變關係



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.55 試體 5 梁端彎矩與梁端變形關係圖

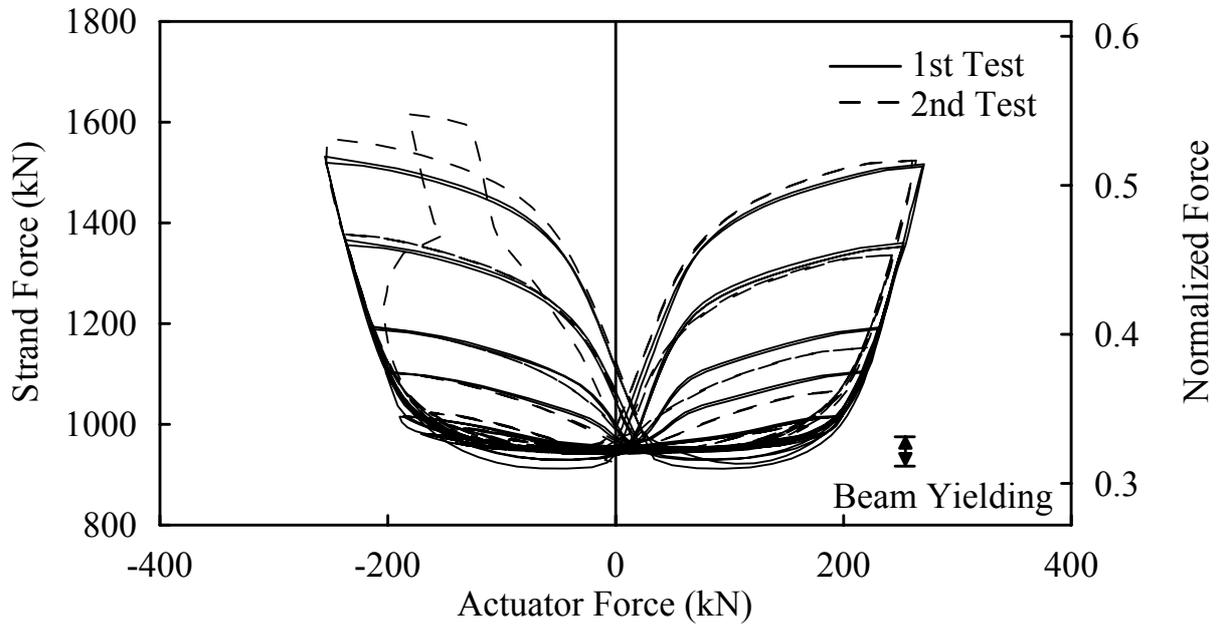


圖 3.56 試體 5 千斤頂力量與鋼腱力量關係圖

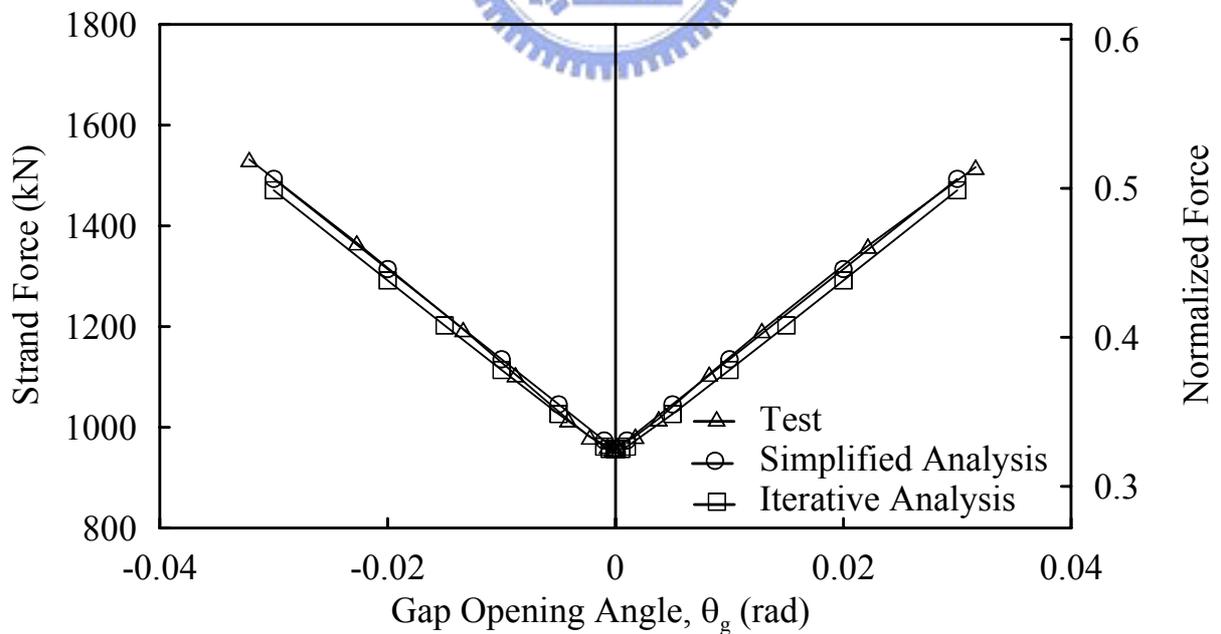


圖 3.57 試體 5 層間側位移角與鋼腱力量關係

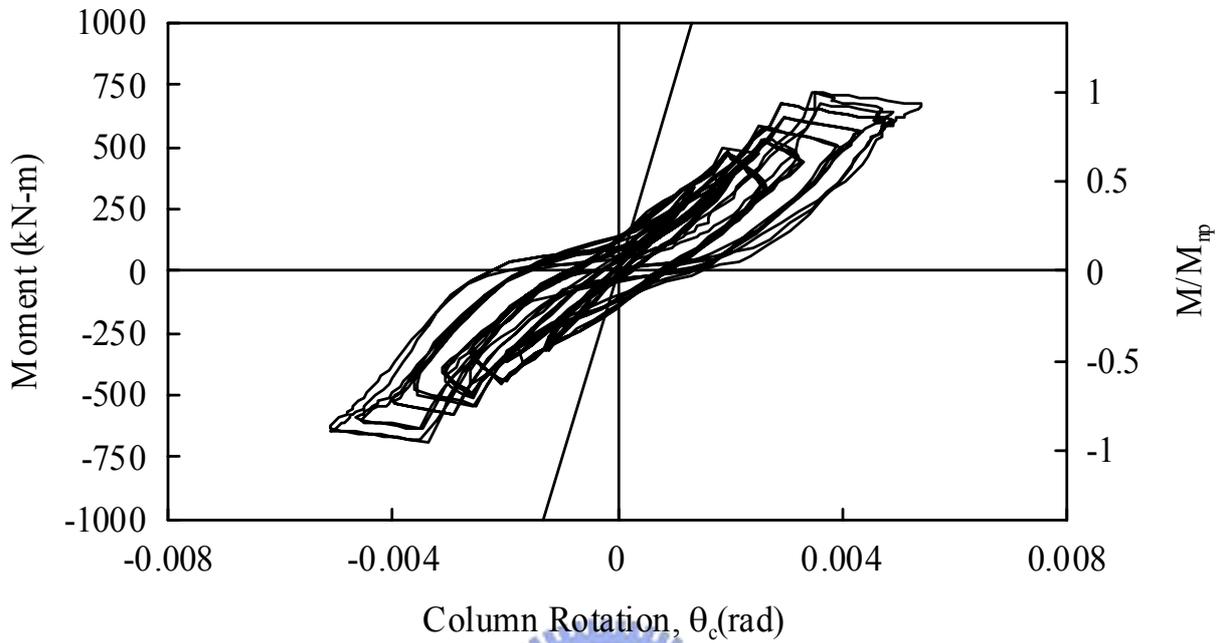


圖 3.58 試體 5 彎矩與柱轉角關係

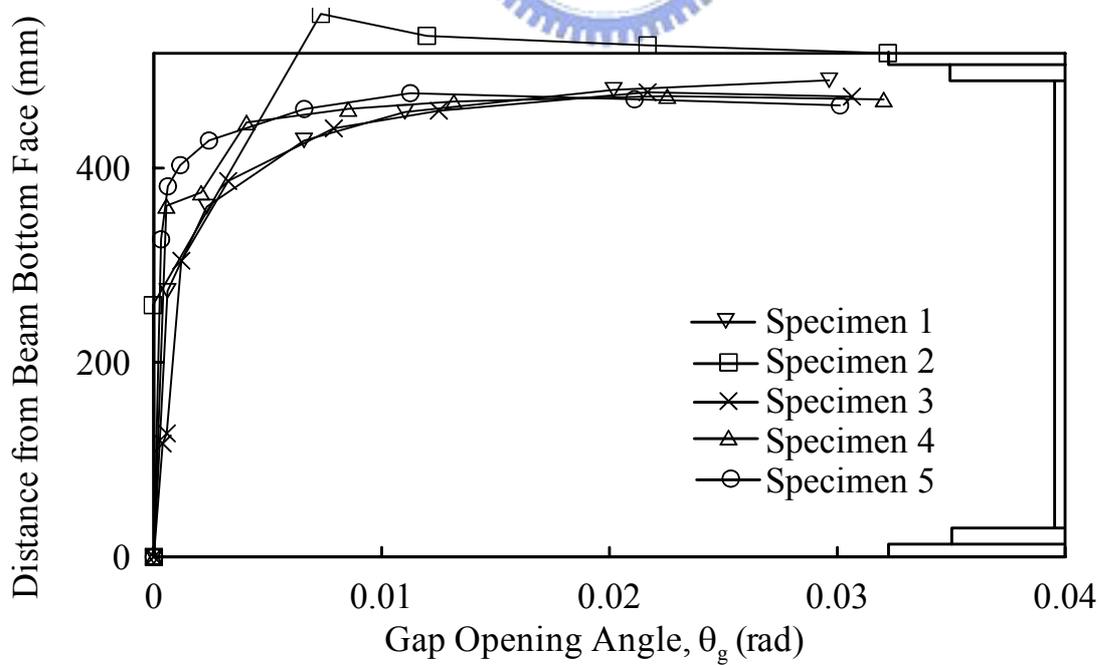


圖 3.59 五組試體中性軸與剛體旋轉角關係

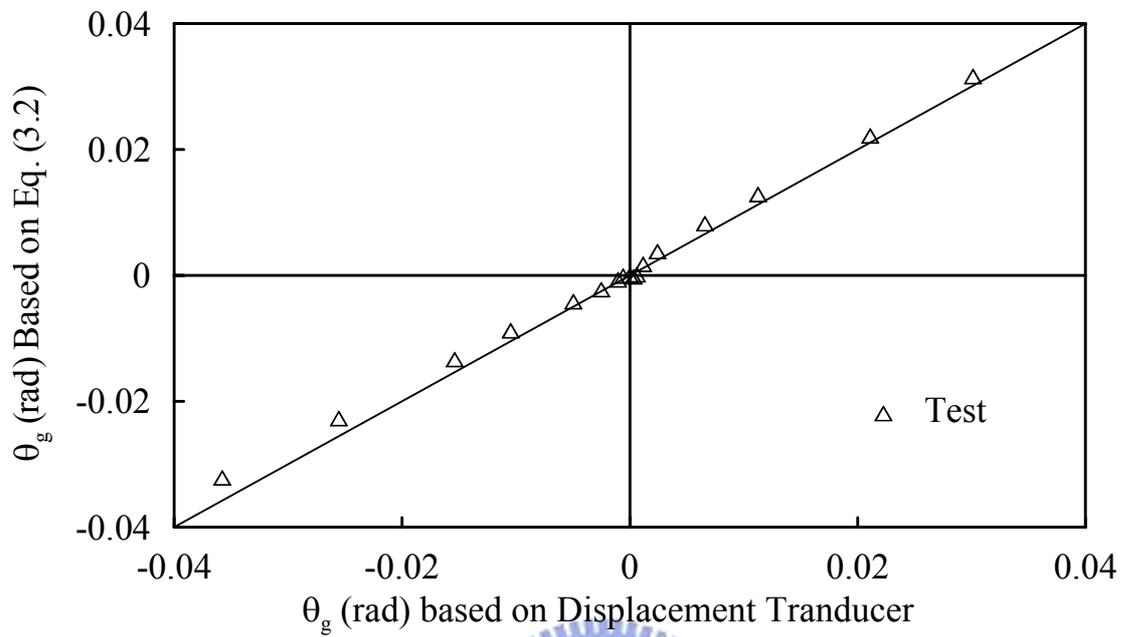


圖 3.60 試體 5 梁柱分離轉角比較圖

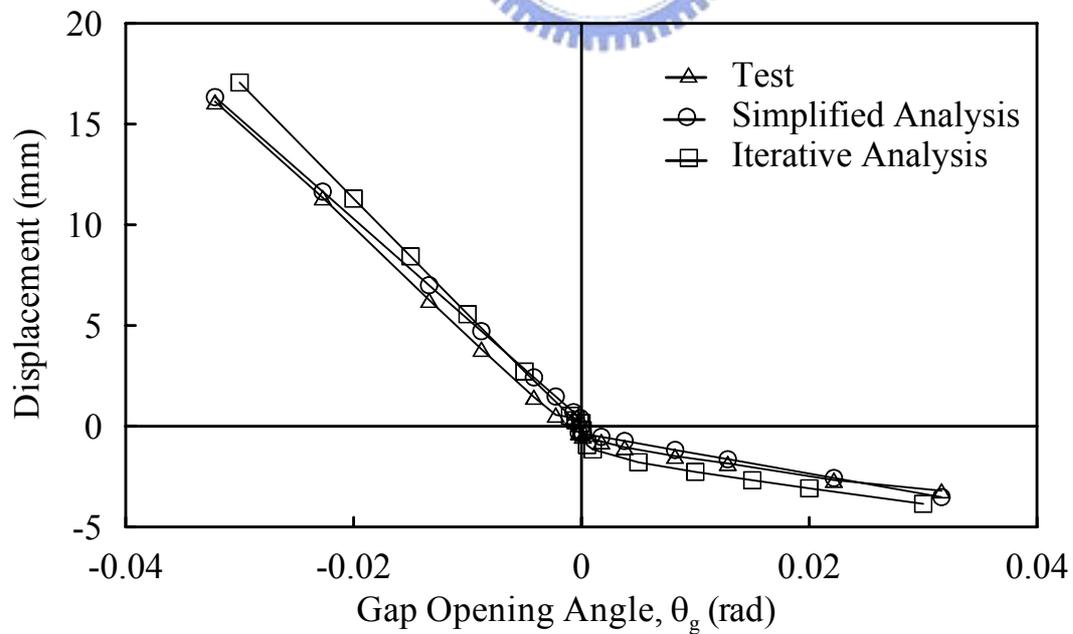


圖 3.61 試體 5 削切鋼板變形量與剛體旋轉角關係

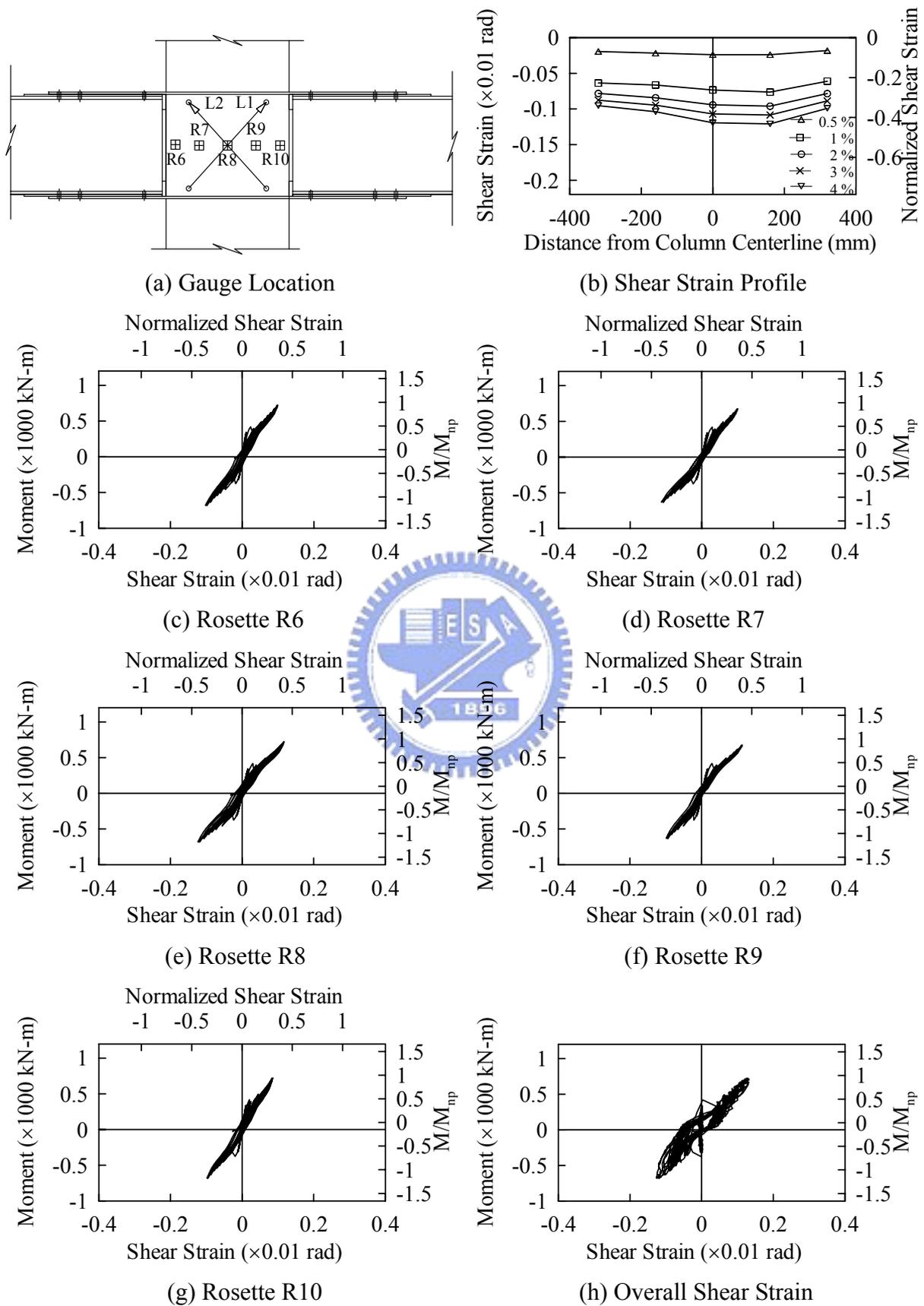
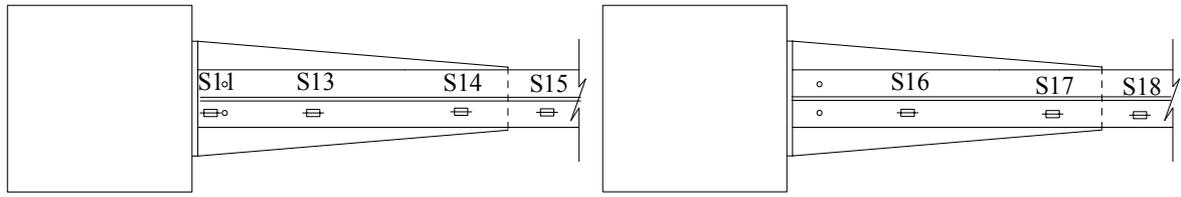
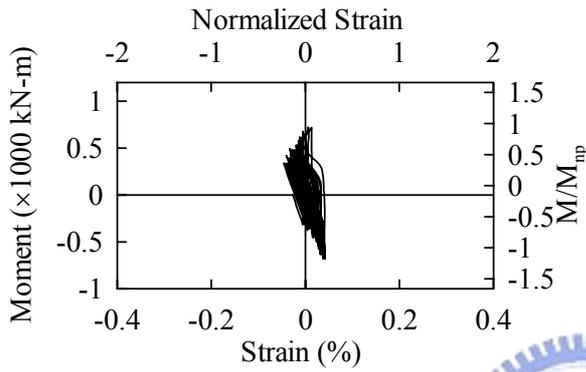


圖 3.62 試體 5 梁端彎矩與接合區包覆鋼板應變計之剪應變關係

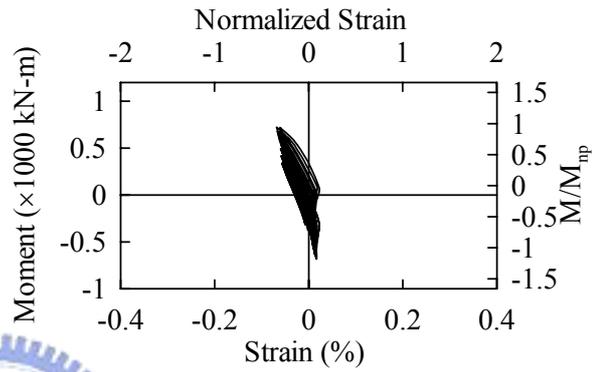


(a) Strain Gauge Location (Top Flange)

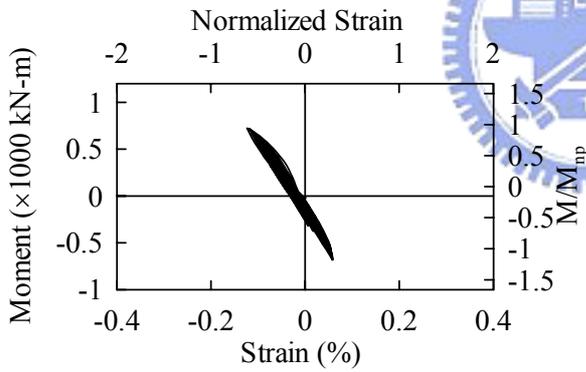
(b) Strain Gauge Location (Bottom Flange)



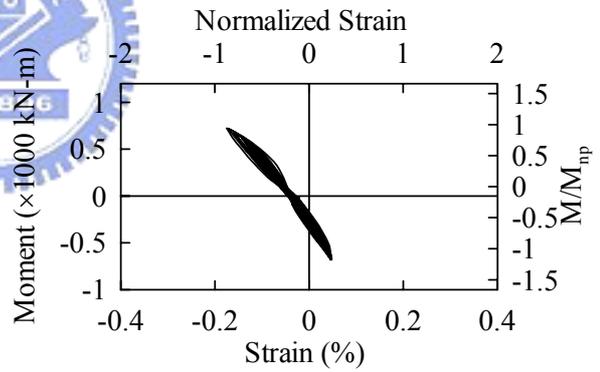
(c) Strain Gauge S11



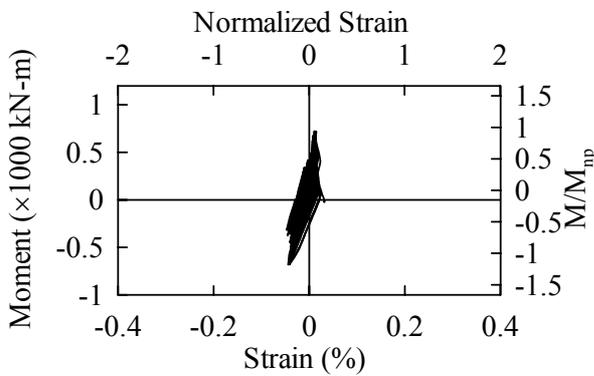
(d) Strain Gauge S13



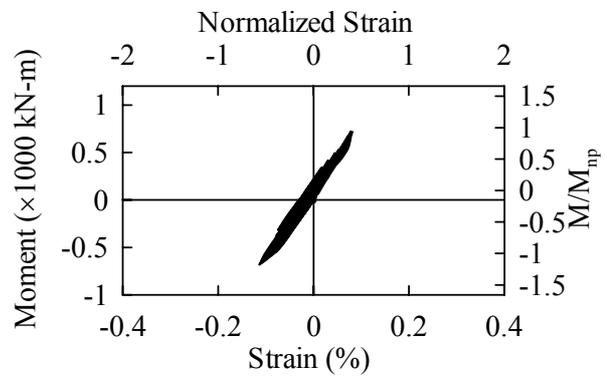
(e) Strain Gauge S14



(f) Strain Gauge S15

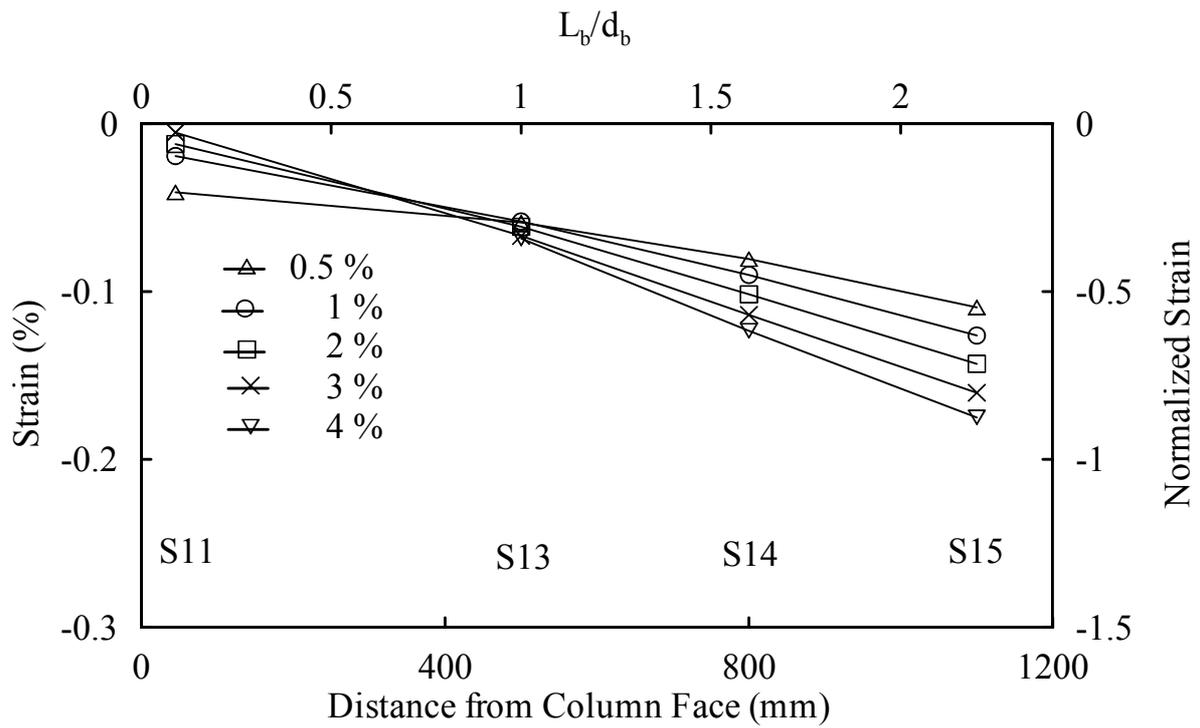


(f) Strain Gauge S16

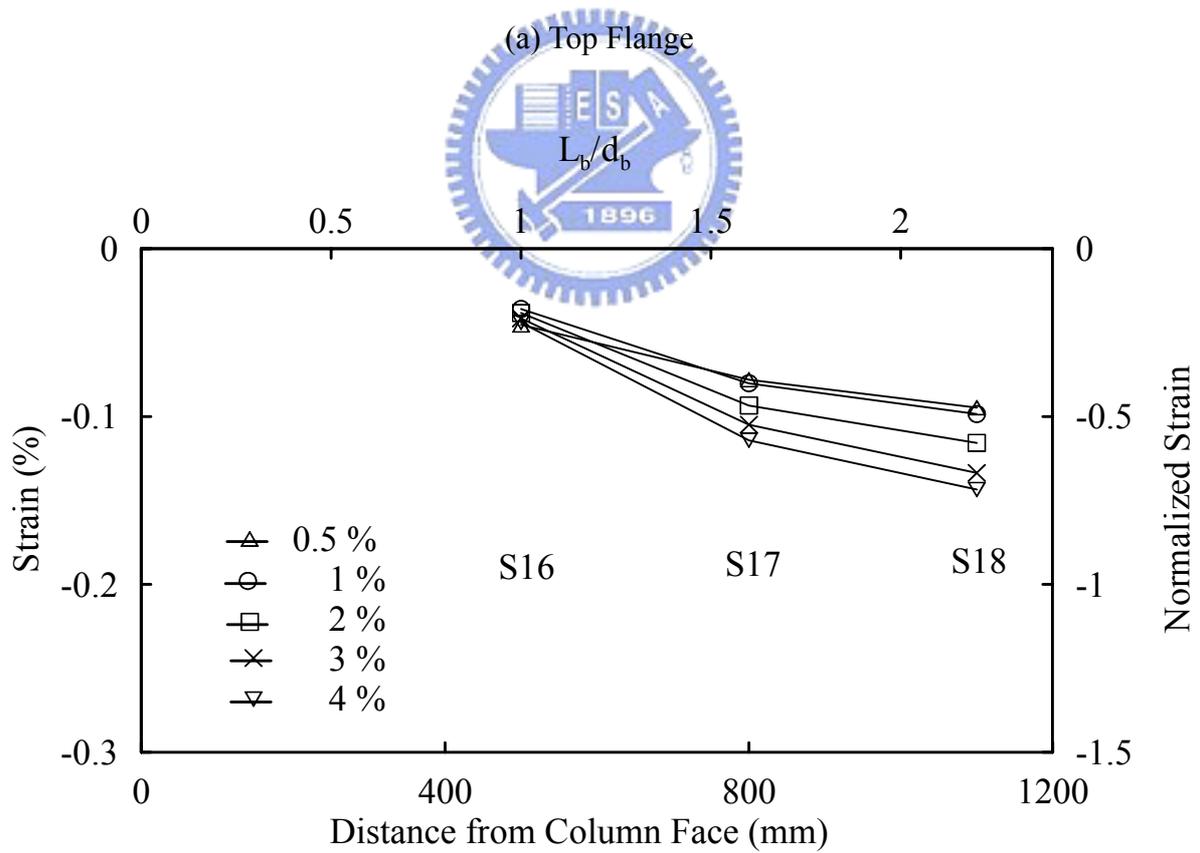


(g) Strain Gauge S17

圖 3.63 試體 5 彎矩與梁翼板內側應變關係圖



(a) Top Flange



(b) Bottom Flange

圖 3.64 試體 5 梁翼板內側應變沿梁身分佈關係

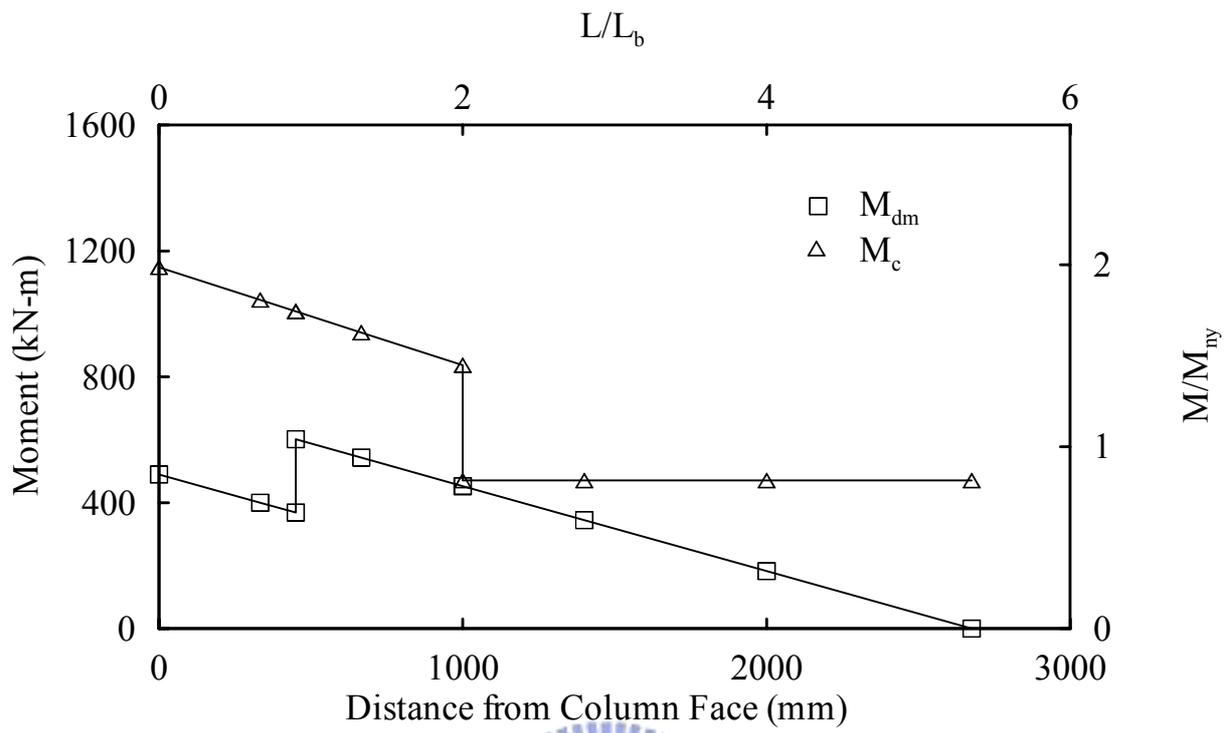


圖 3.65 試體 5 彎矩強度與需求關係($\theta_g = 0.03$ rad)



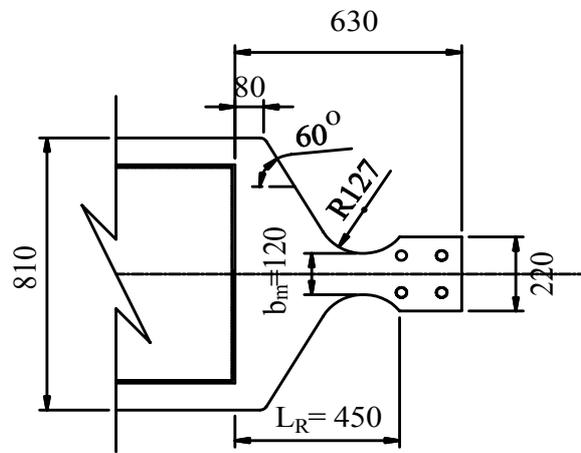


圖 4.1 試體 4 削切鋼板尺寸

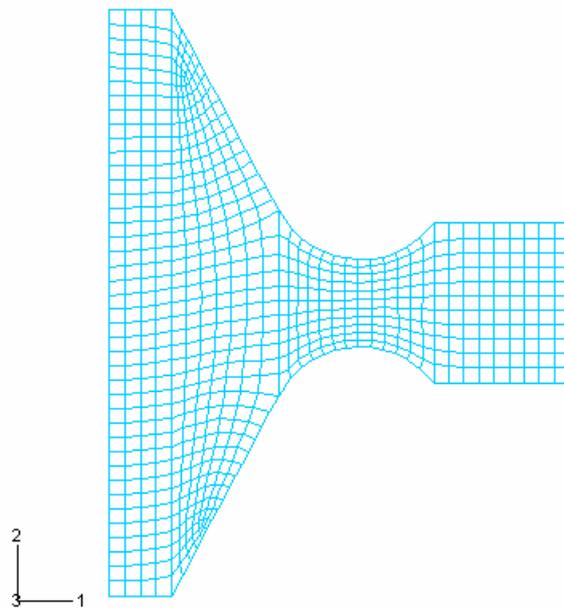
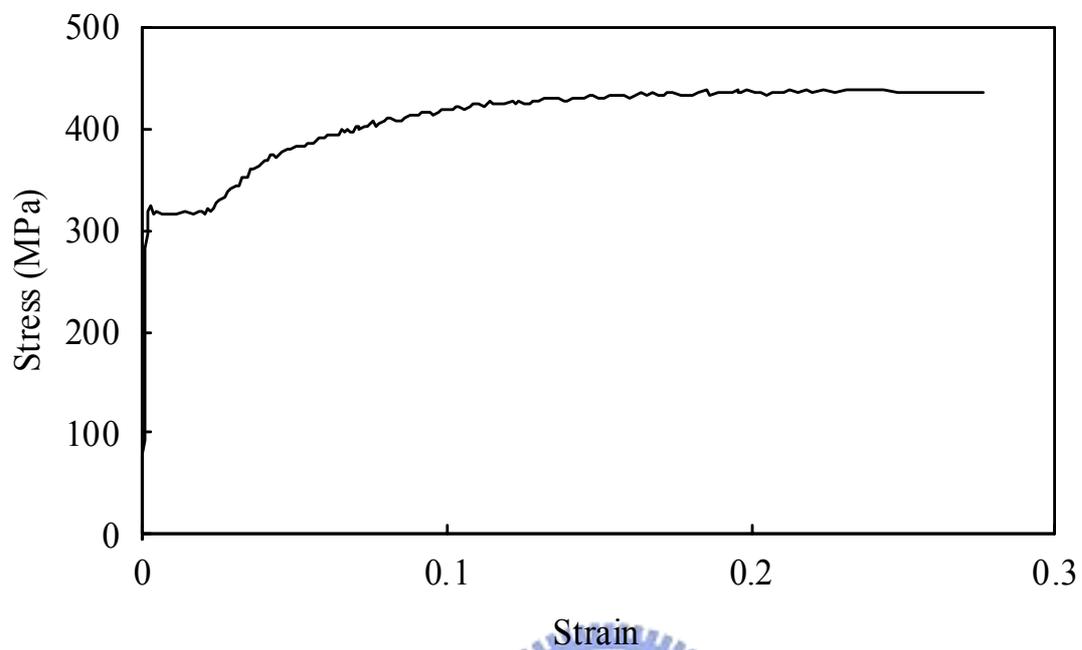
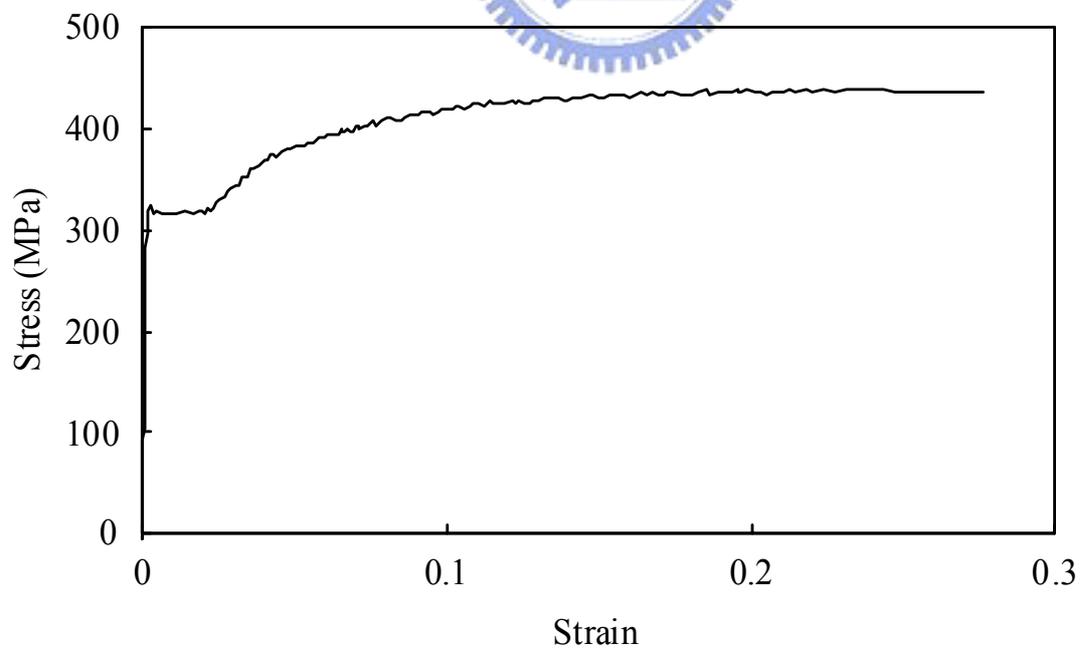


圖 4.2 試體 4 削切鋼板結構模型網格



(a) RFP 8 mm



(b) RFP 12 mm

圖 4.3 鋼材應力-應變曲線

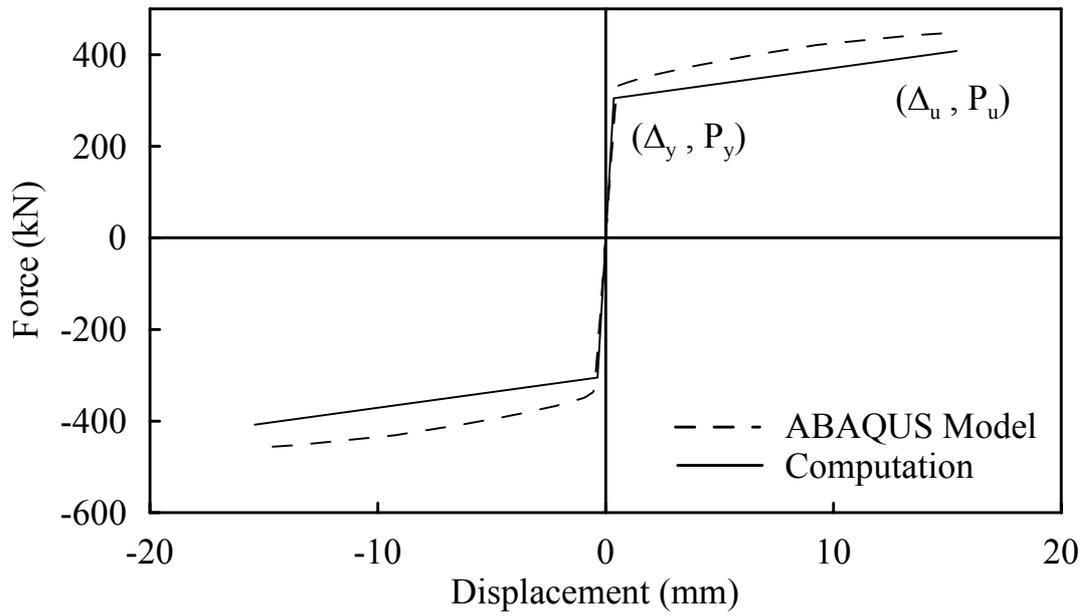


圖 4.4 試體 4 削切鋼板之力量-位移曲線比較

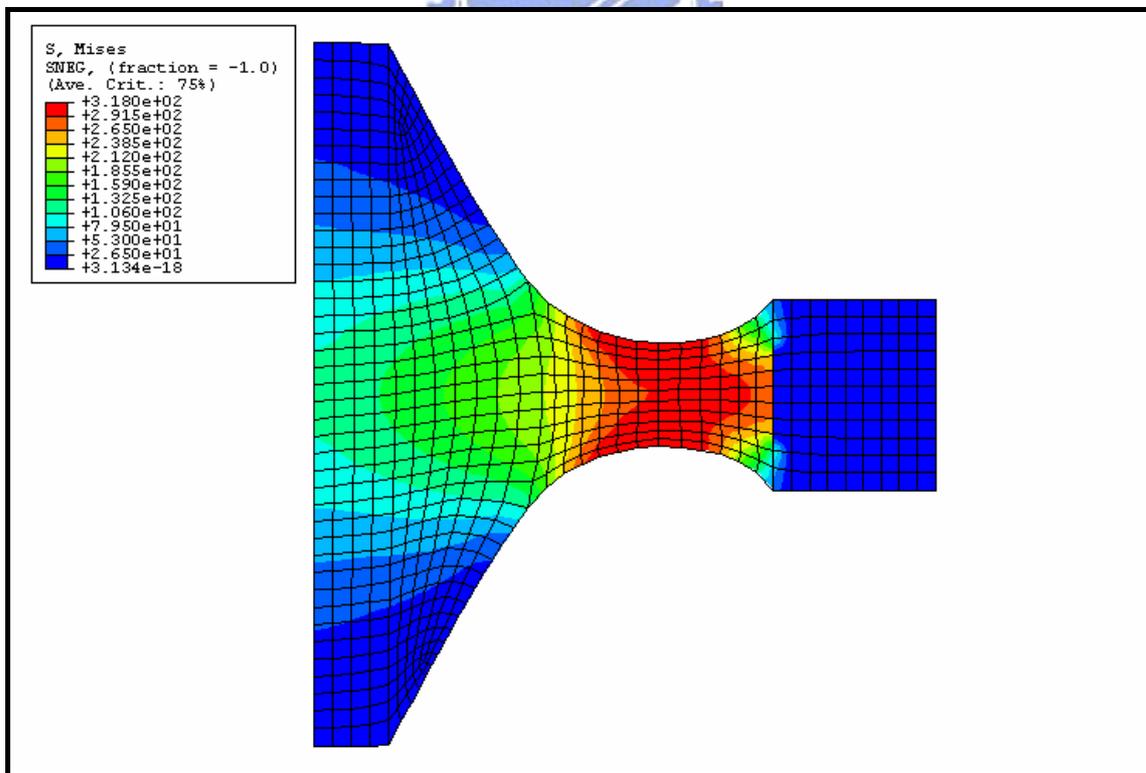
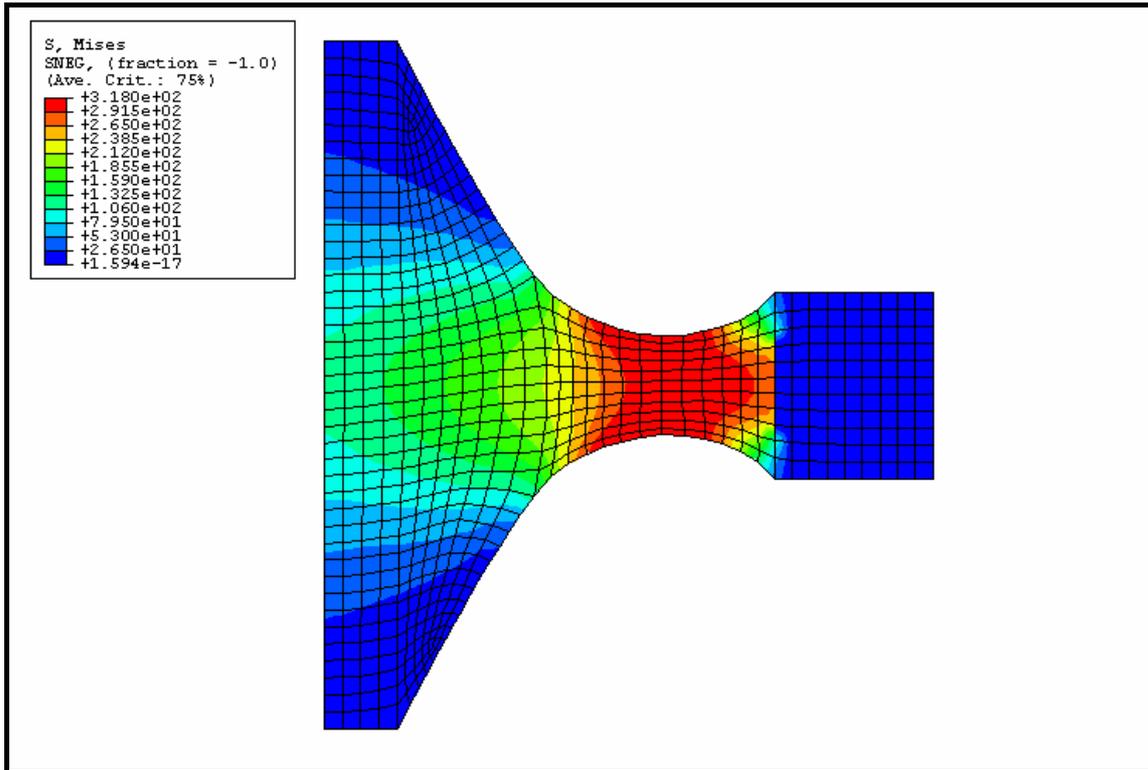
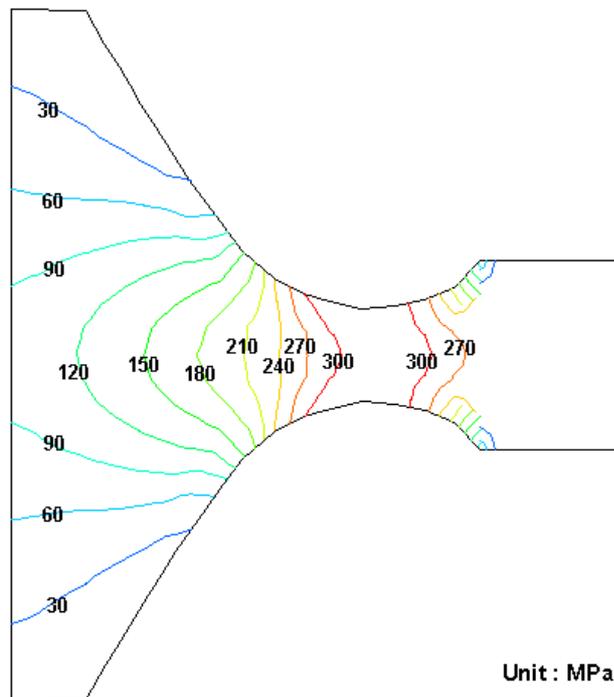


圖 4.5 試體 4 削切鋼板在降伏點前之 Mises 應力分佈情形

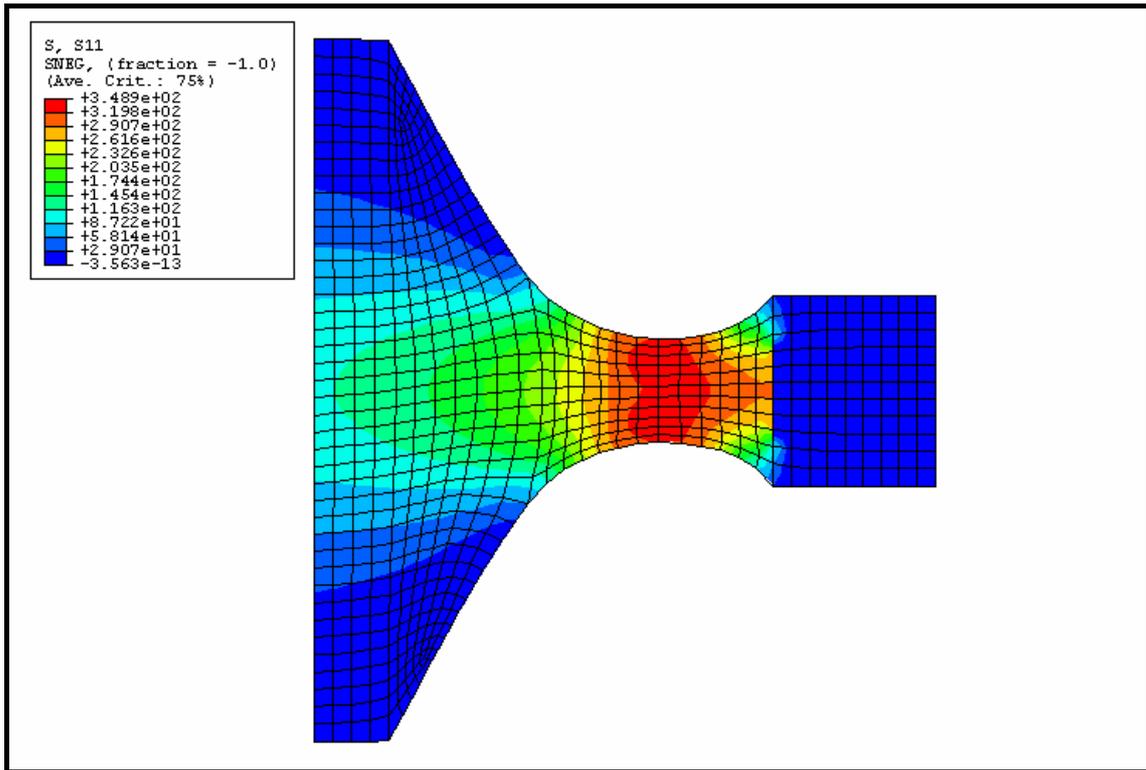


(a) Von Mises Stress

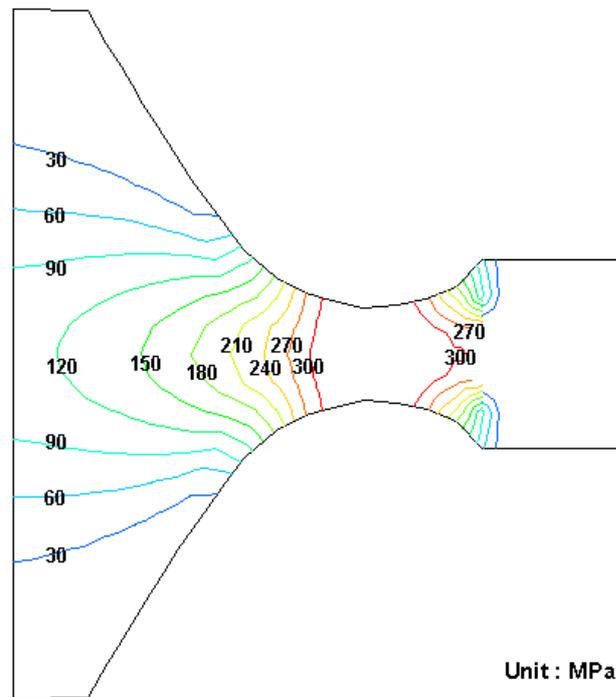


(b) Von Mises Stress Contour

圖 4.6 試體 4 削切鋼板在降伏點時之 Mises 應力分佈情形



(a) S11 Stress



(b) S11 Stress Contour

圖 4.7 試體 4 削切鋼板在降伏點時之軸向應力

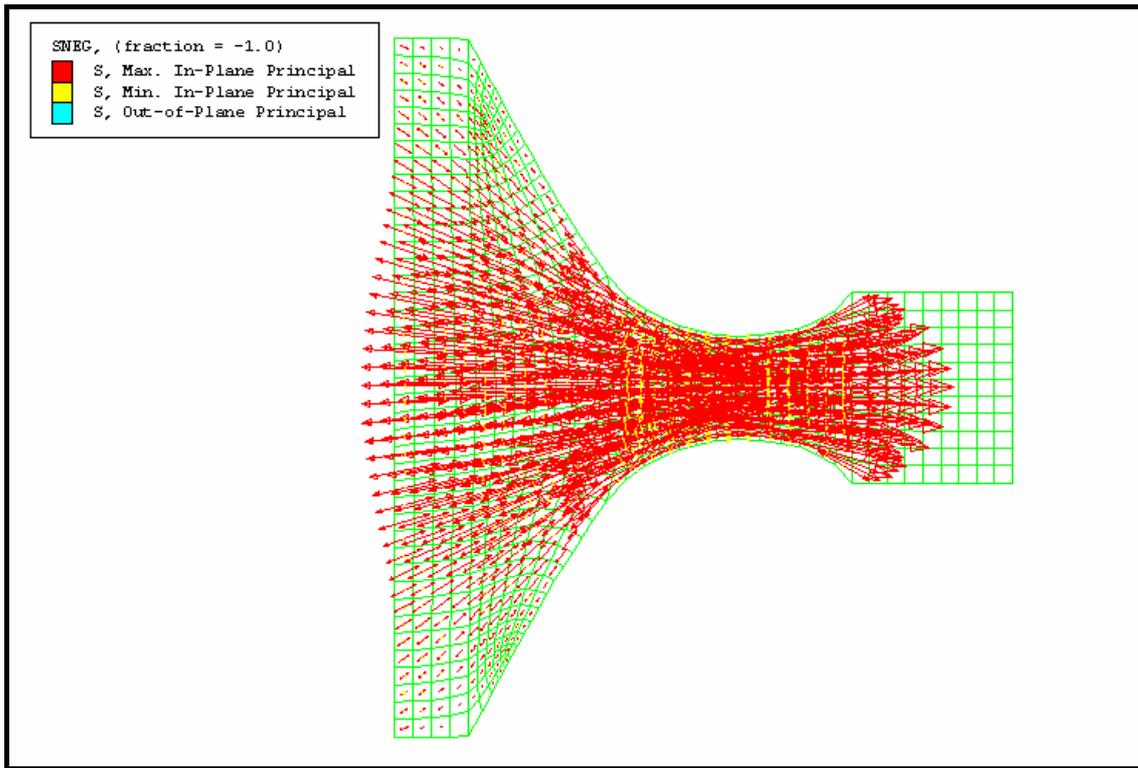


圖 4.8 試體 4 削切鋼板圓弧形削切在降伏點時之主軸應力方向



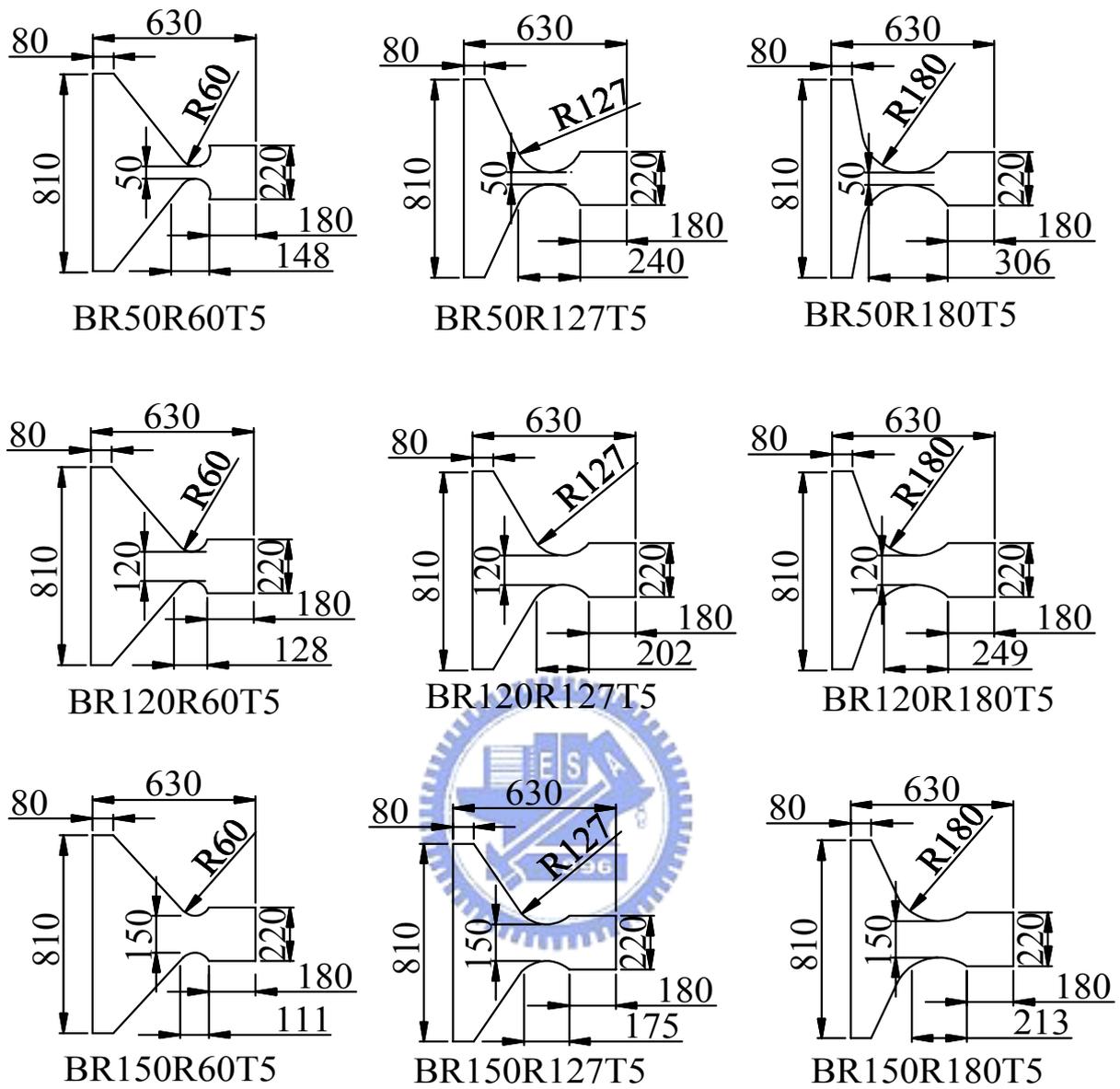
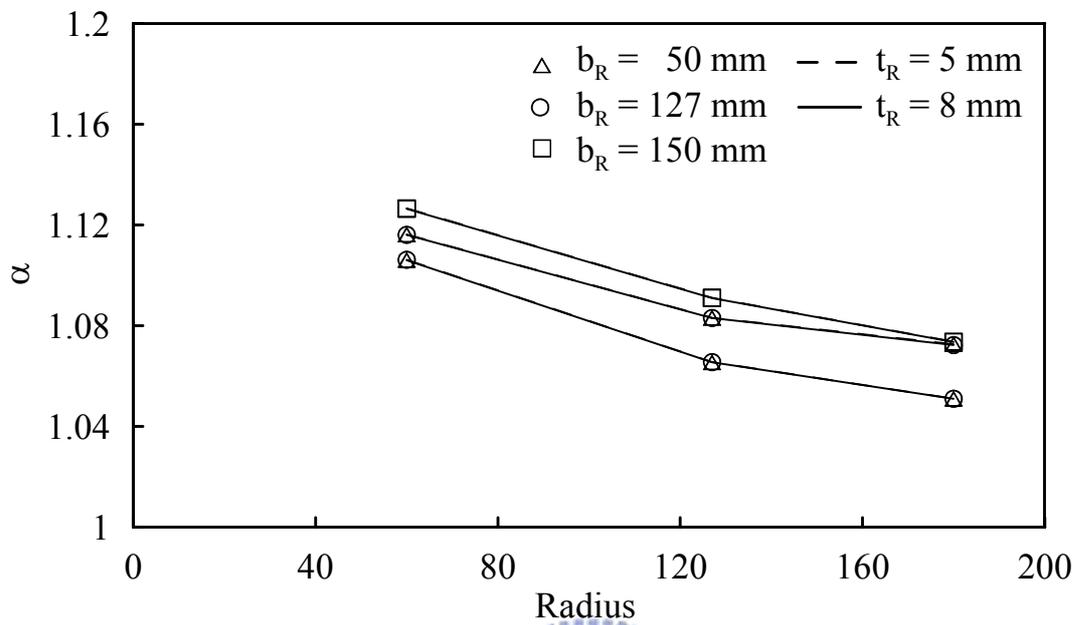
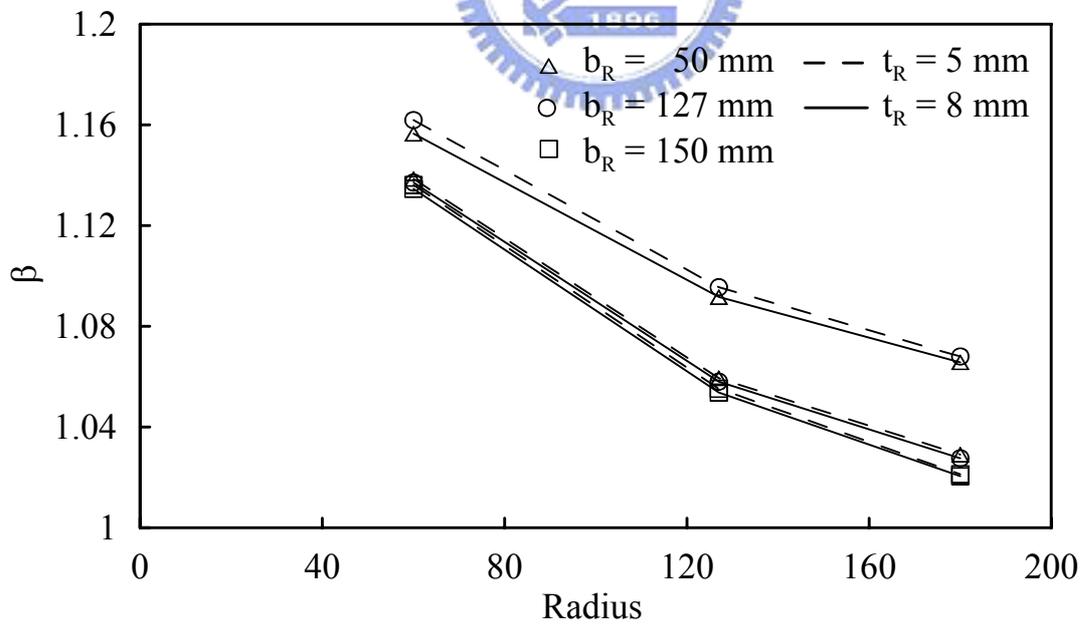


圖 4.9 削切鋼板形狀變化示意圖

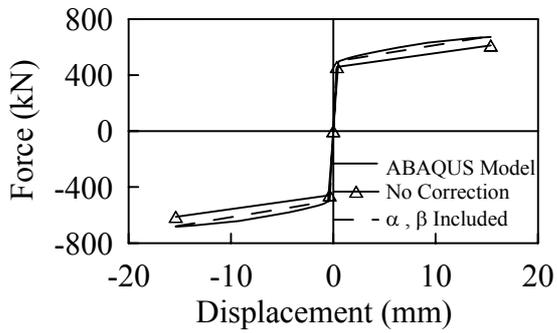


(a) α Versus Radius

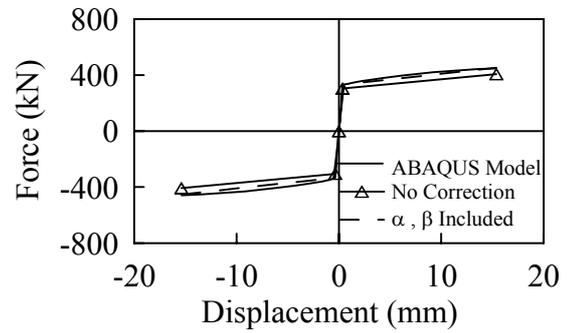


(b) β Versus Radius

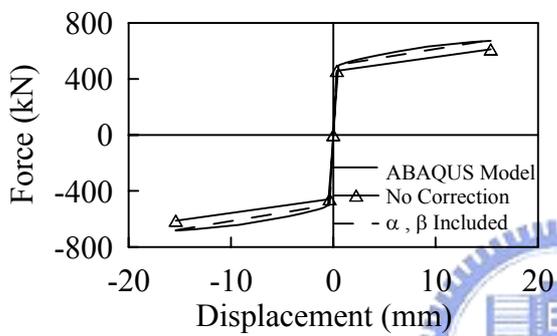
圖 4.10 降伏強度及極限強度與削切半徑關係



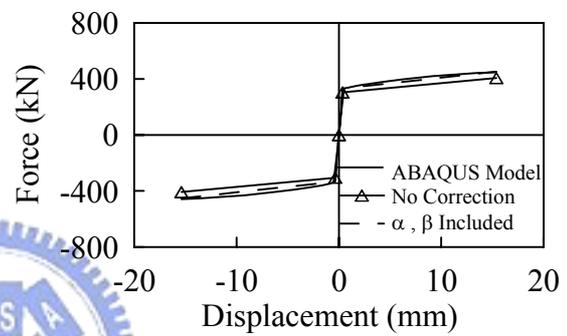
(a) Specimen 1



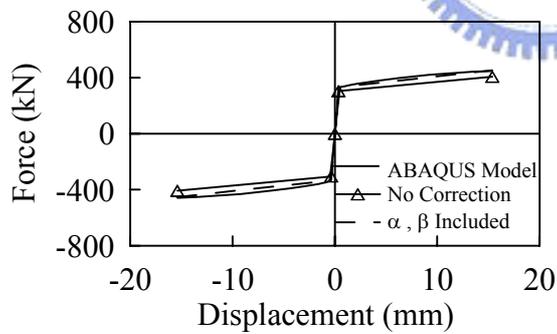
(b) Specimen 2



(c) Specimen 3



(d) Specimen 4



(e) Specimen 5

圖 4.11 有限分析與計算所得之力量-位移關係

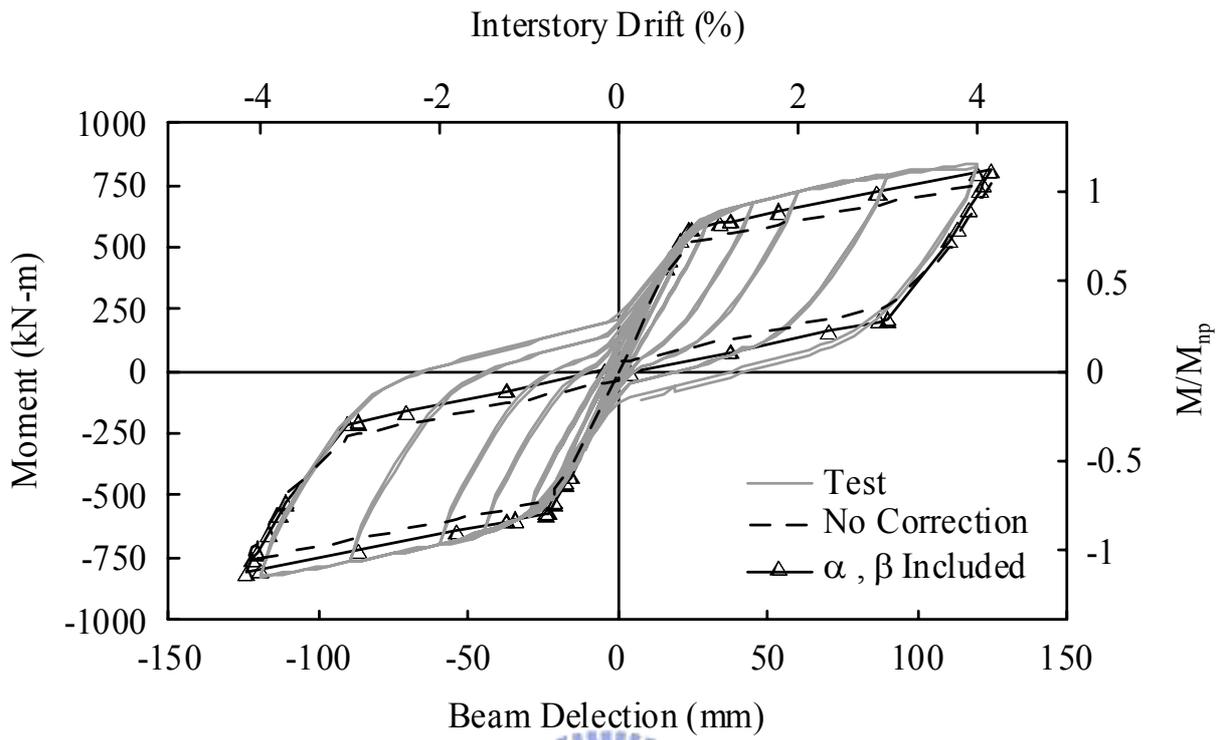


圖 4.12 試體 1 梁端彎矩-位移關係

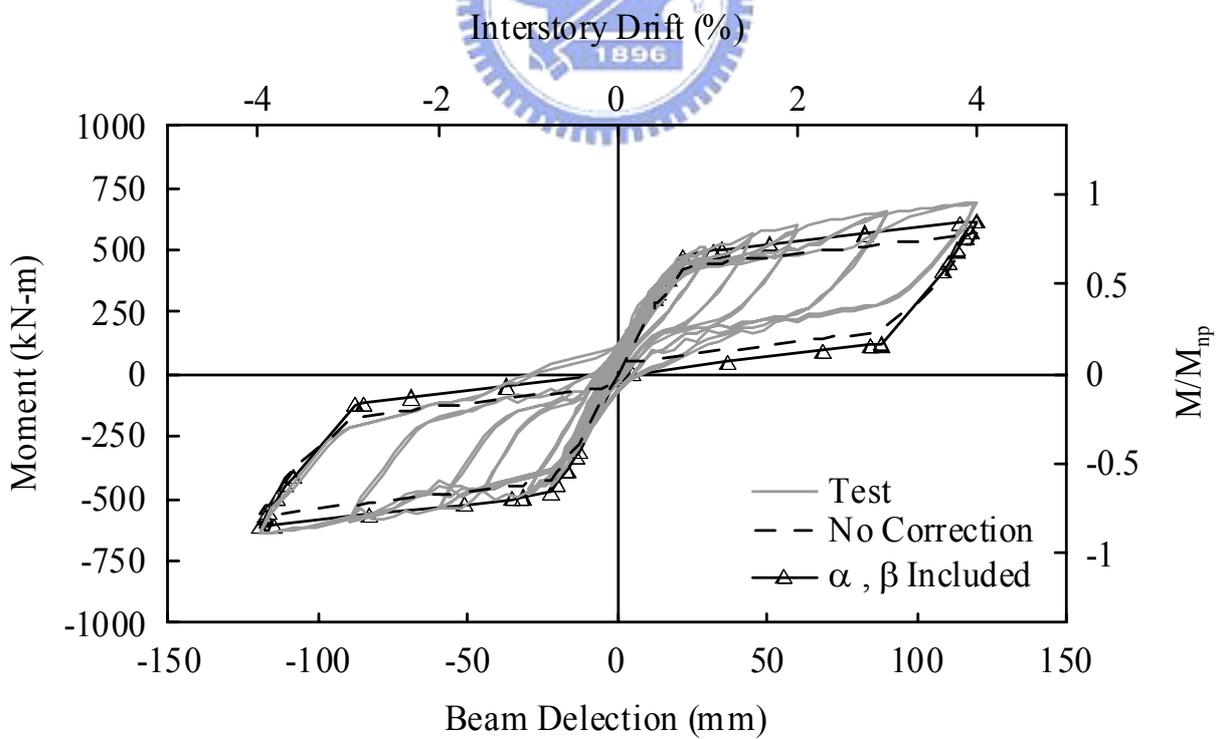


圖 4.13 試體 2 梁端彎矩-位移關係

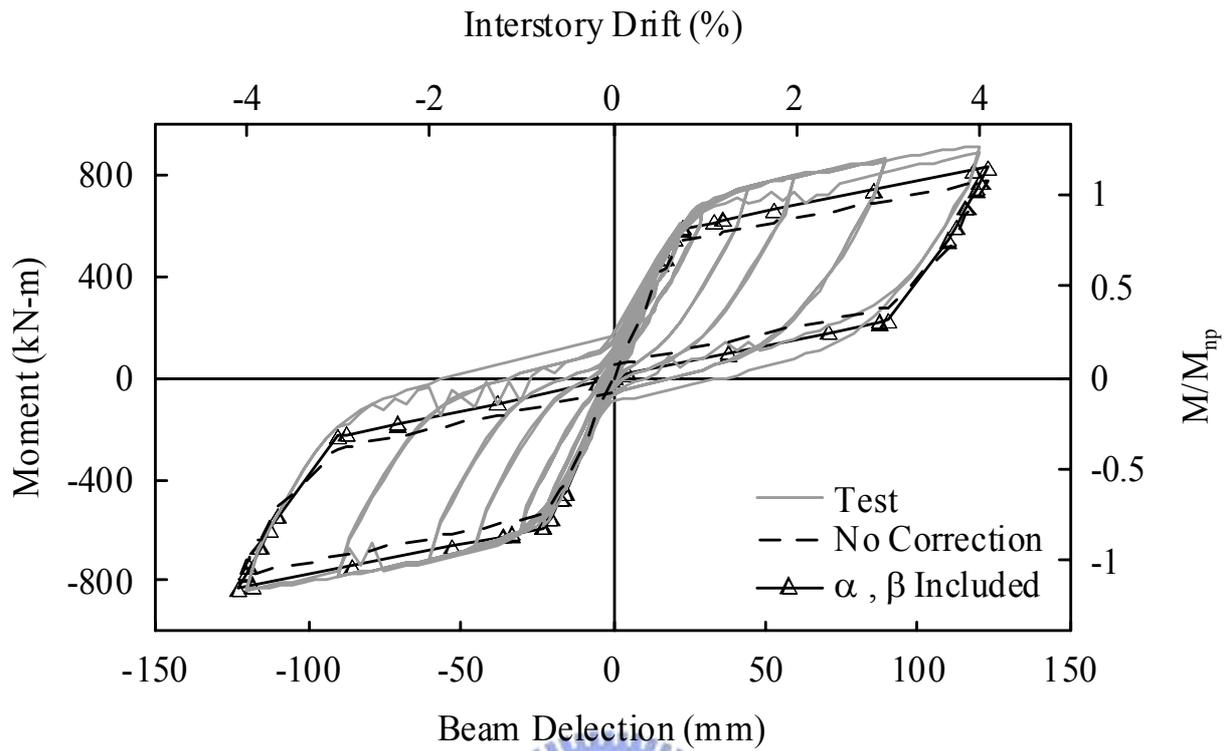


圖 4.14 試體 3 梁端彎矩-位移關係

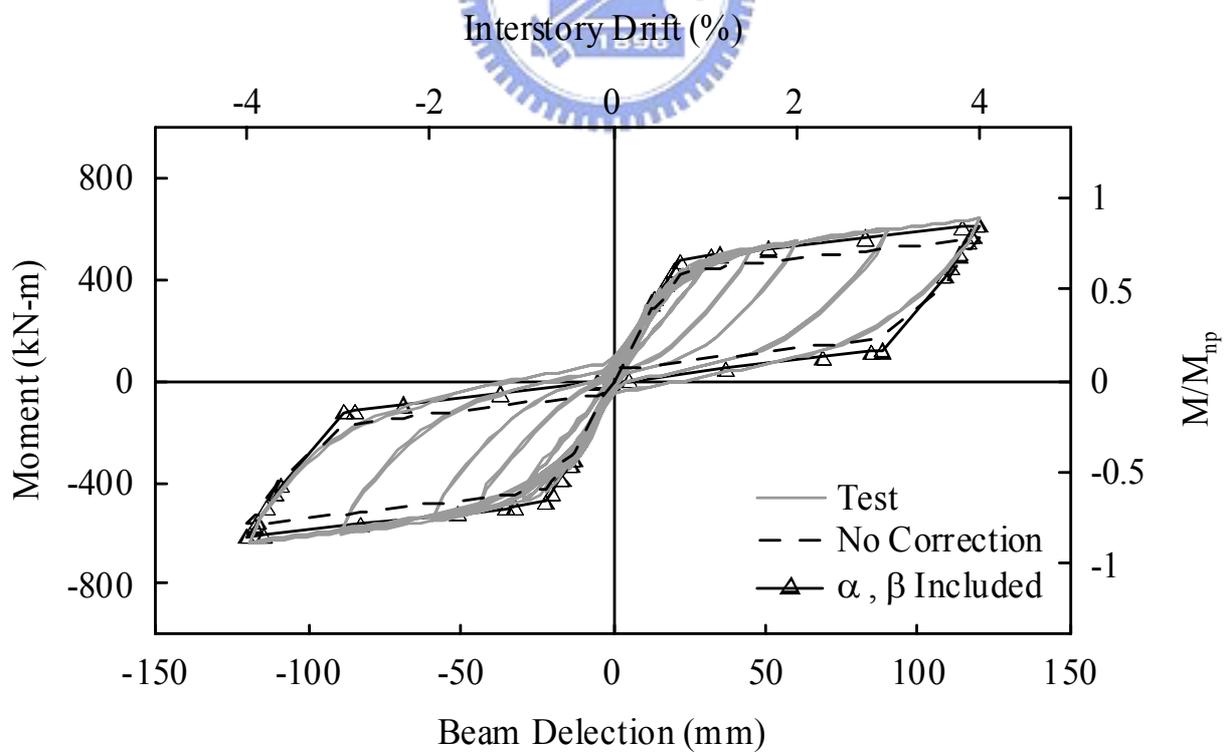


圖 4.15 試體 4 梁端彎矩-位移關係

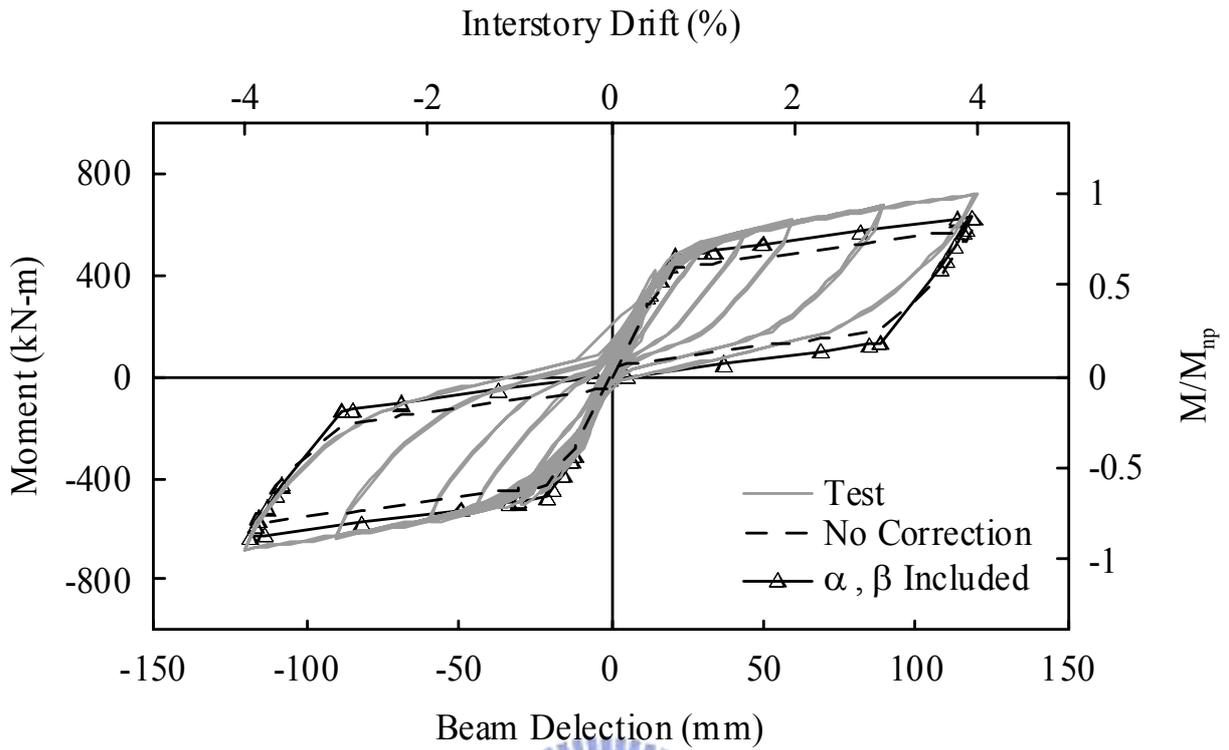


圖 4.16 試體 5 梁端彎矩-位移關係

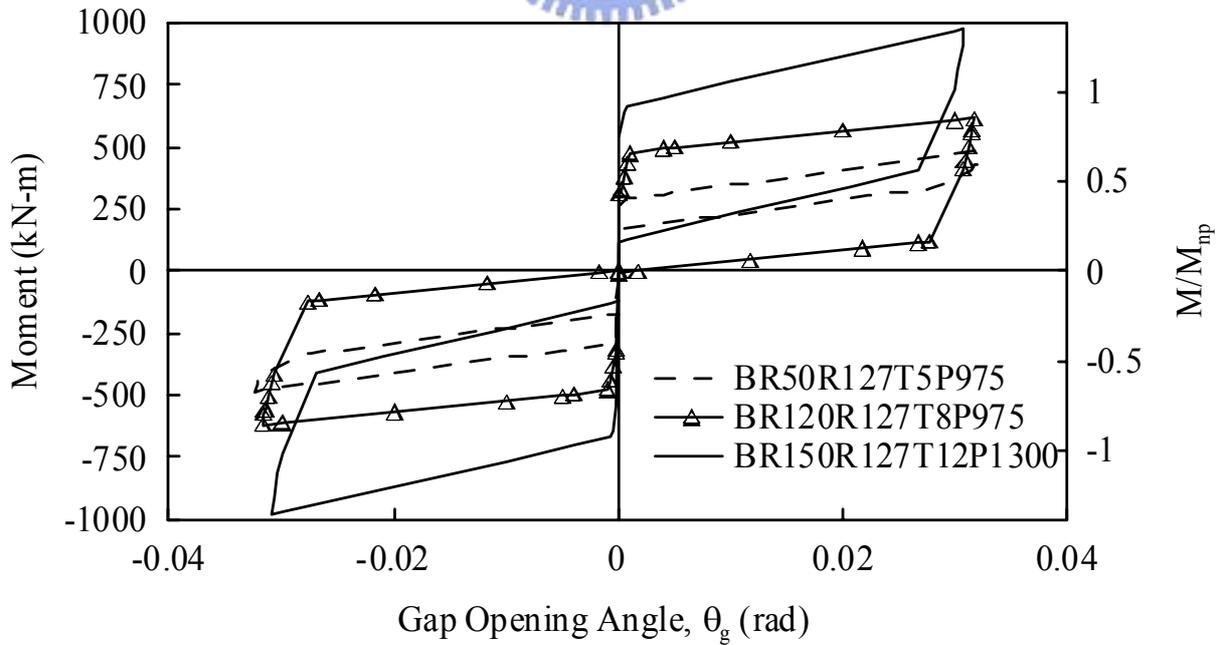


圖 4.17 參數變化與彎矩-位移關係

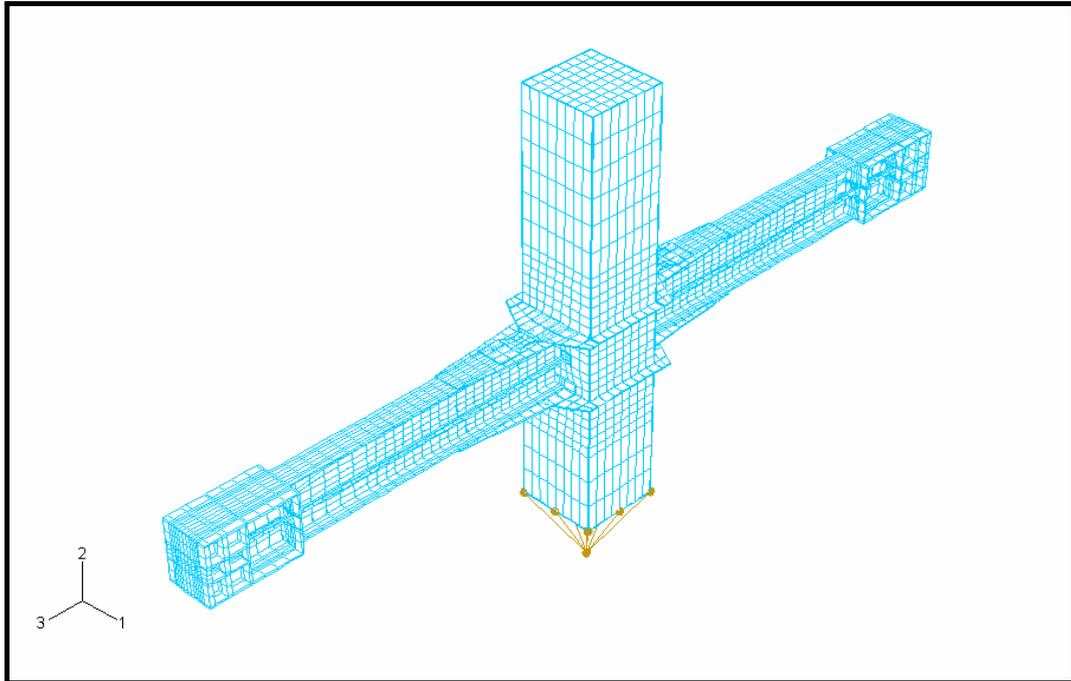
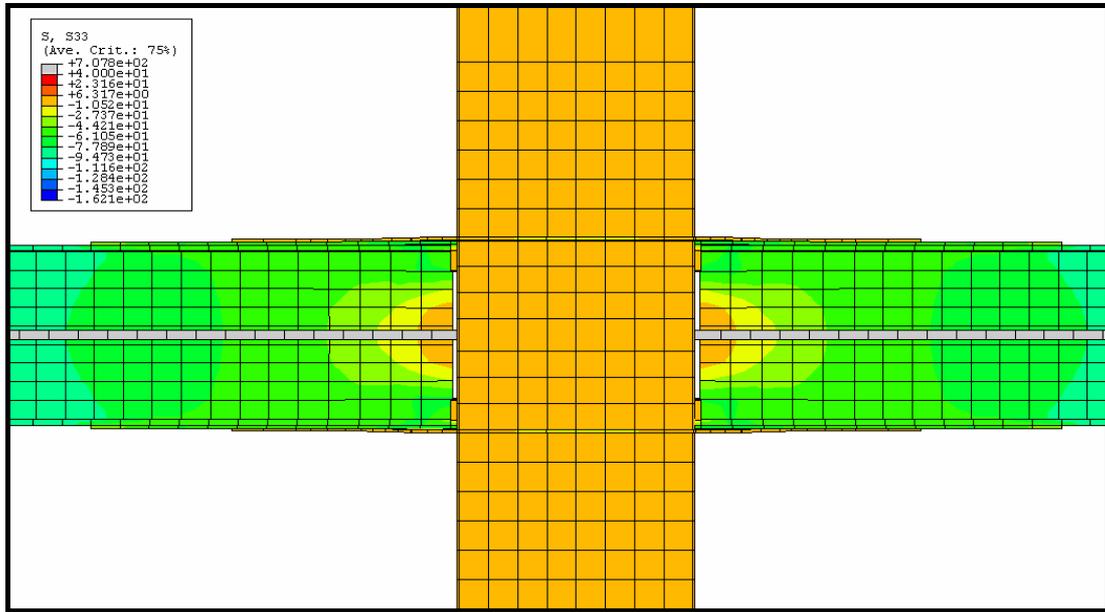
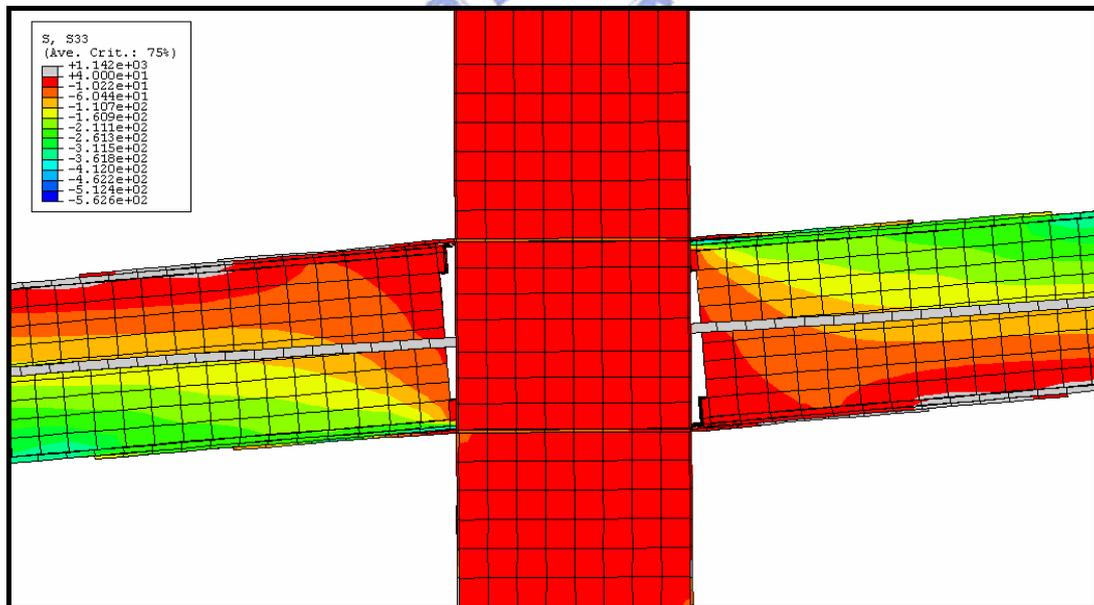


圖 4.18 試體 4 結構模型網格



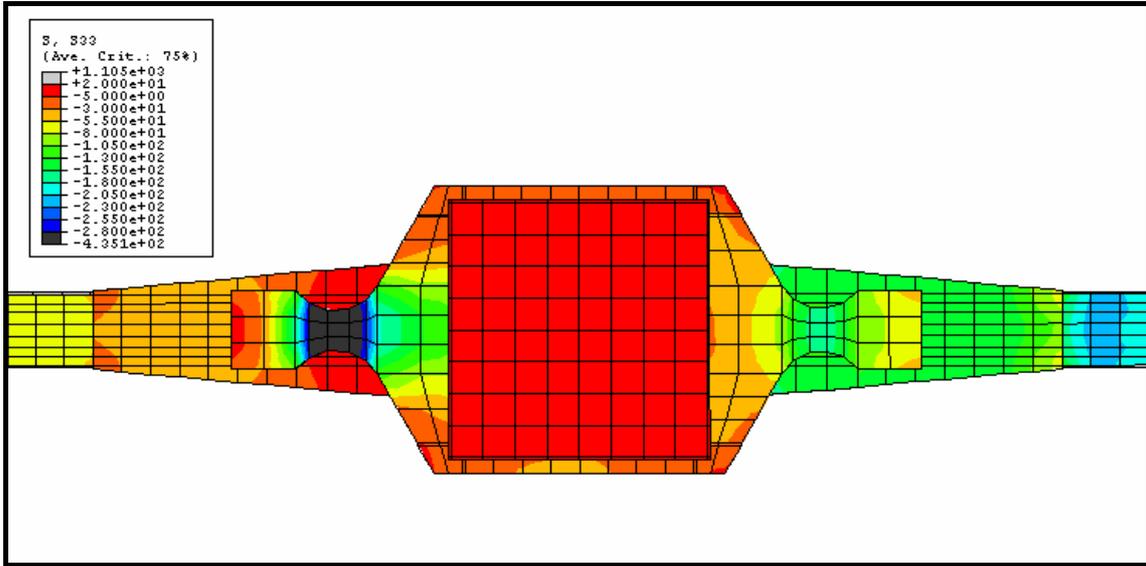


(a) Post-tension State

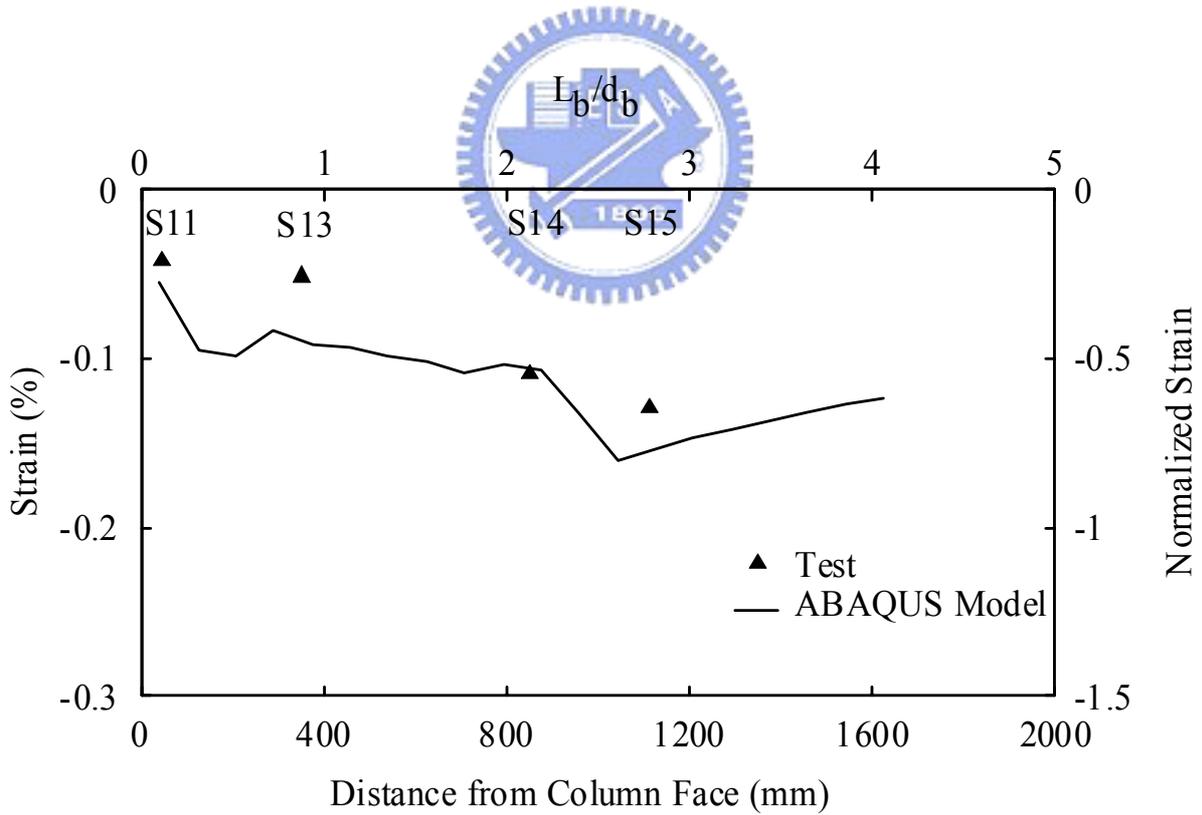


(b) 4% Drift

圖 4.19 梁柱接頭應力變化

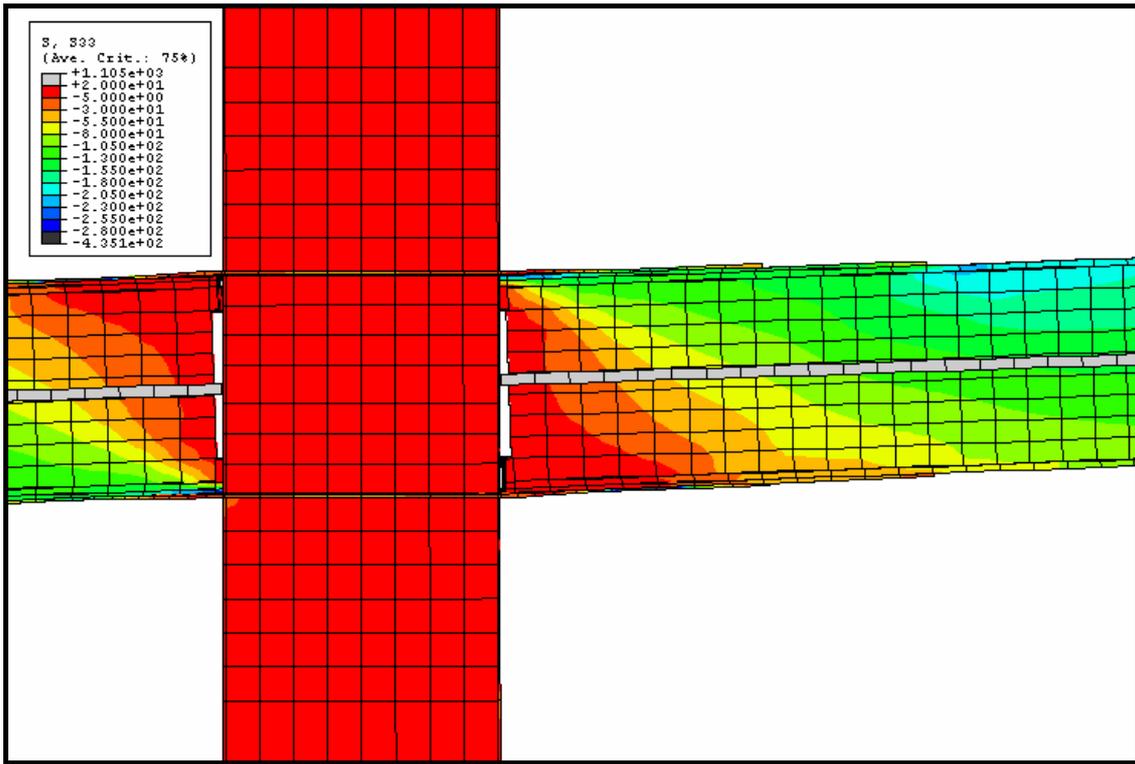


(a) Longitudinal Stress Contour

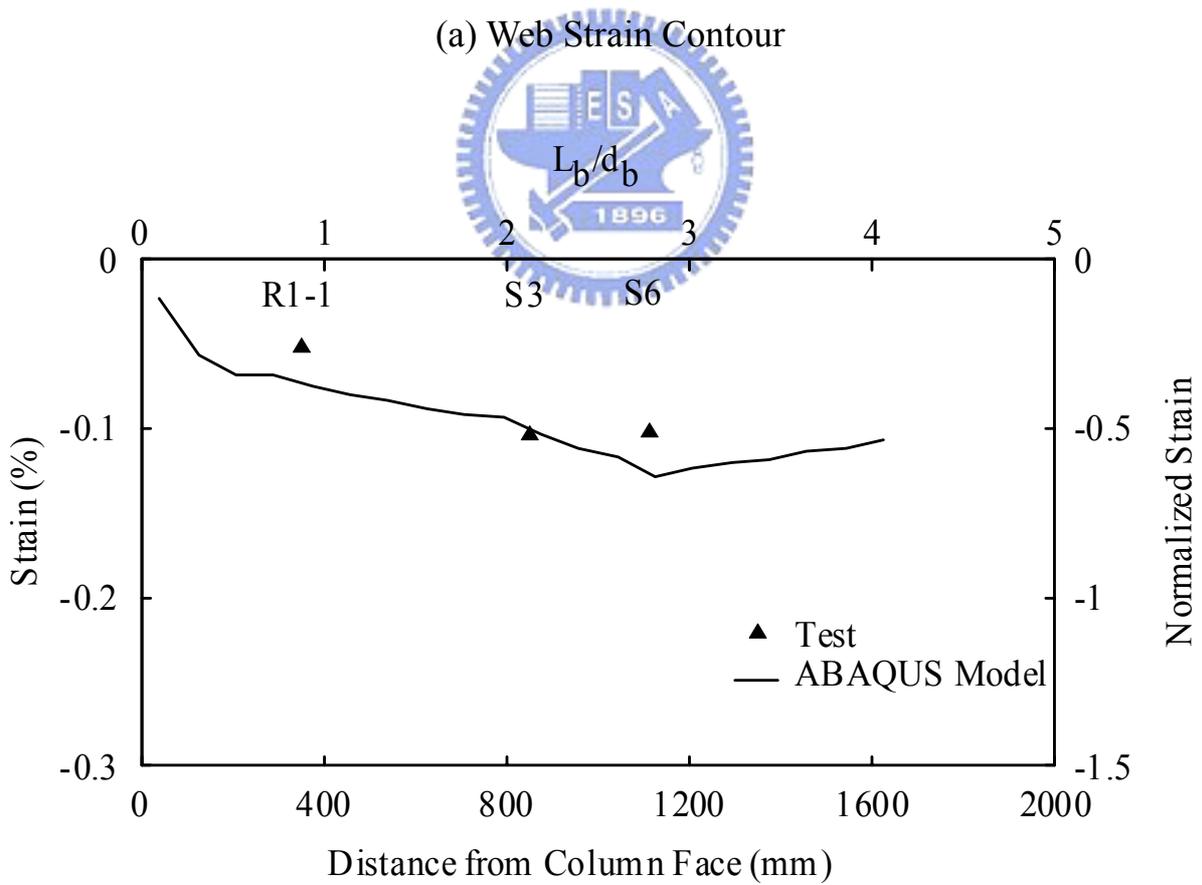


(b) Flange Strain along Beam Length

圖 4.20 梁翼板應力沿梁身分佈

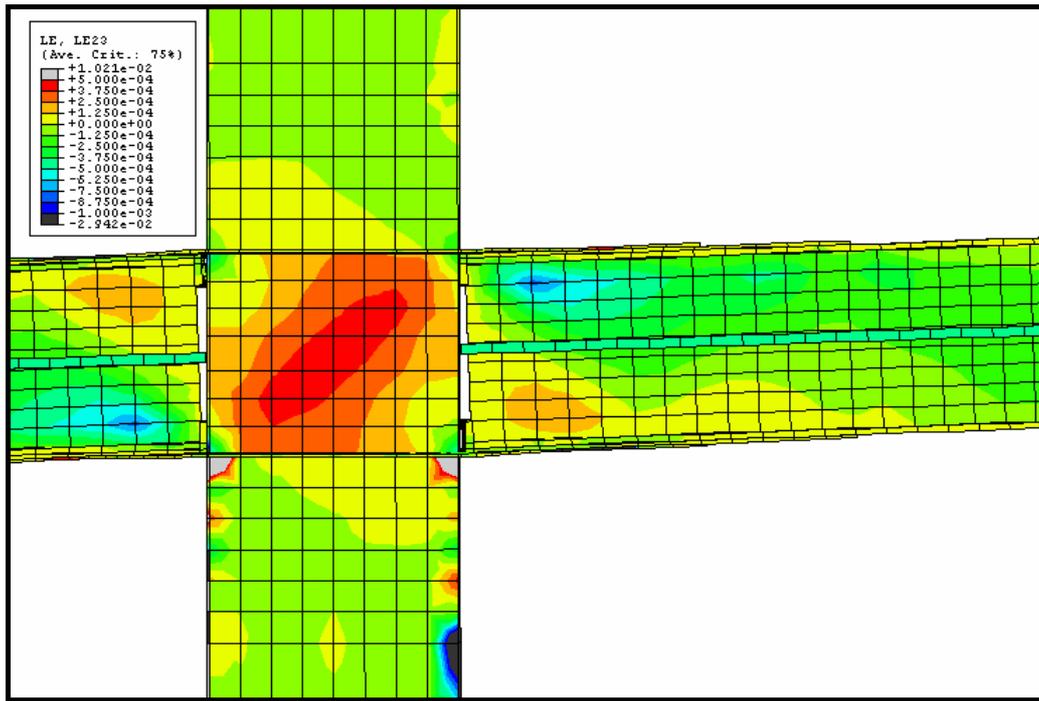


(a) Web Strain Contour

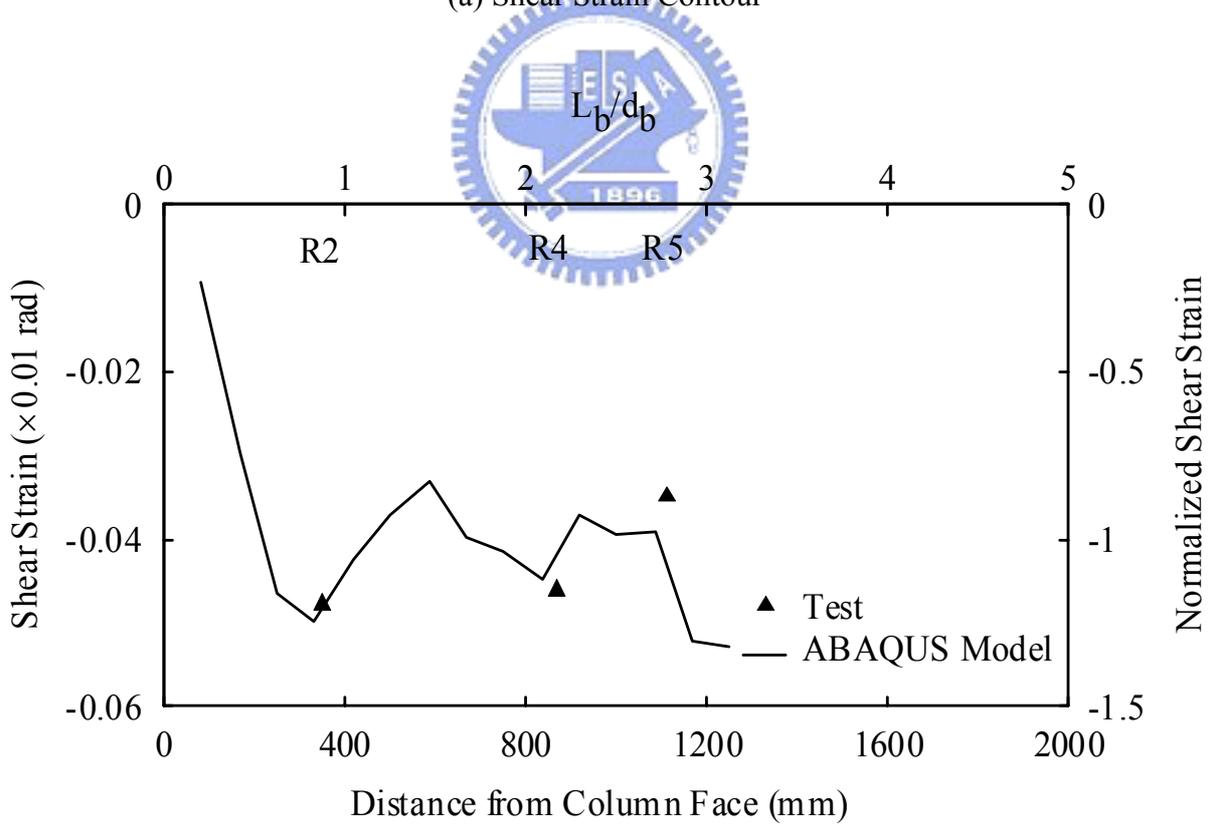


(b) Web Strain along Beam Length (190 mm from Centerline)

圖 4.21 梁腹板應力沿梁身分佈



(a) Shear Strain Contour



(b) Shear Strain along Beam Length (Beam Centerline)

圖 4.22 梁剪應變沿梁身分佈

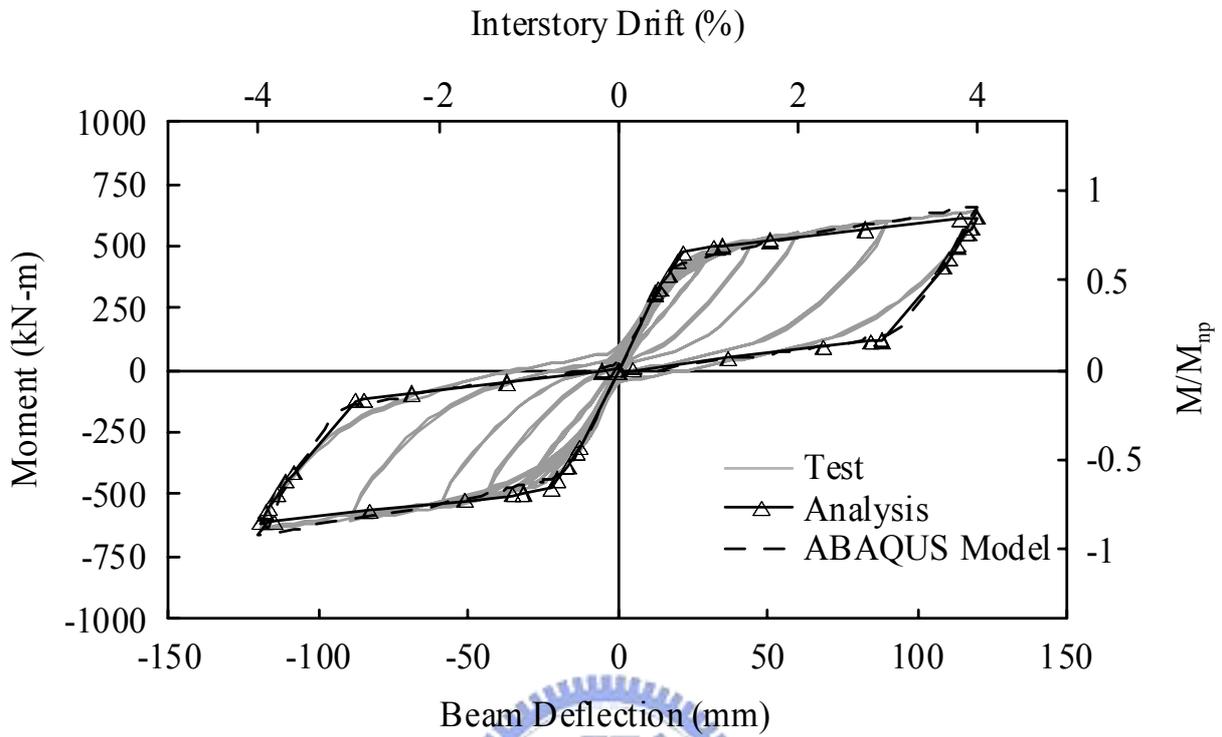


圖 4.23 梁端彎矩與位移關係

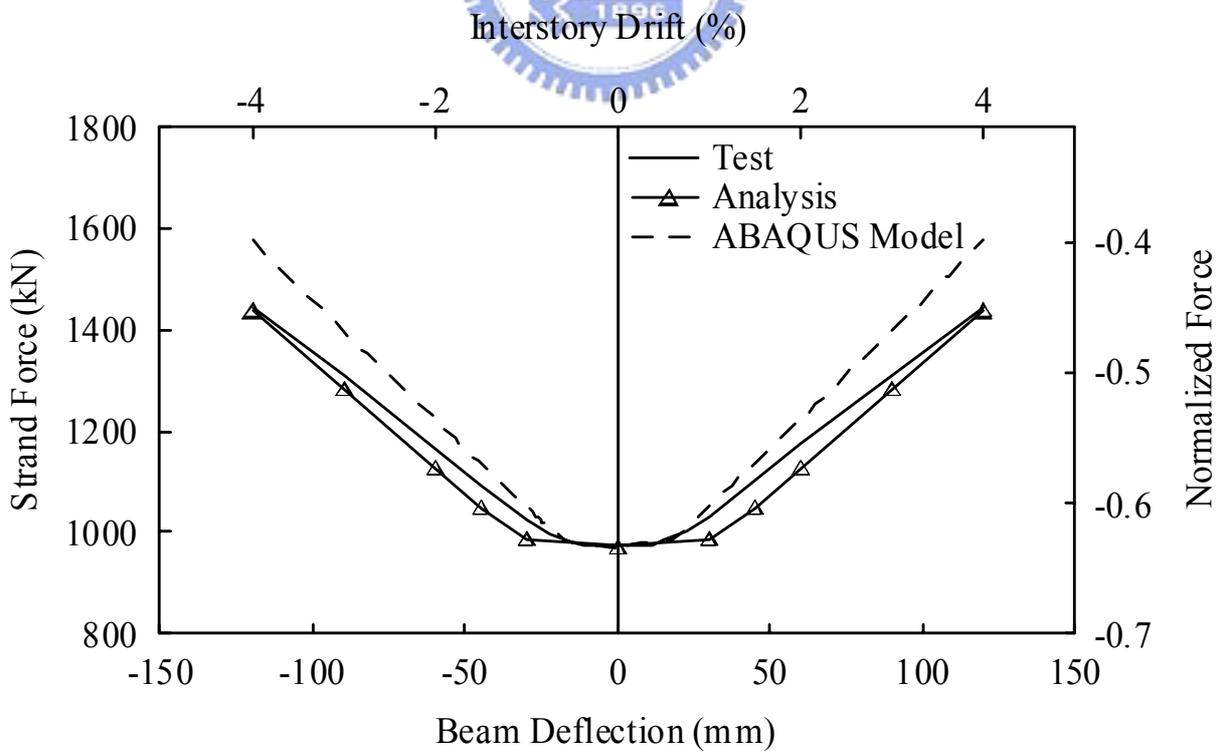
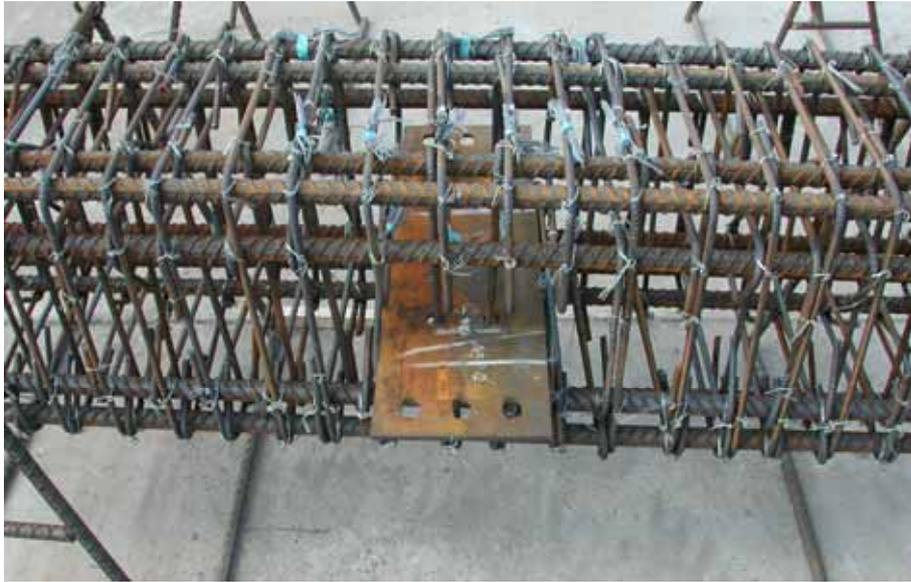


圖 4.24 鋼腱內力與梁端位移關係



照片 3.1 試體 1 封模前鋼筋組裝圖



照片 3.2 試體 1 與試體 3 於預鑄廠灌漿全景



照片 3.3 試體 4 與試體 5 鋼筋混凝土柱製作完成



照片 3.4 試體 2 梁柱組裝



照片 3.5 試體 1 施拉預力全景



照片 3.6 試體 1 削切鋼板形式



照片 3.7 試體 1 測試前全景



照片 3.8 試體 1 承壓板內側梁腹板降伏



照片 3.9 試體 1 梁柱交會區混凝土剪力裂縫($\theta = 0.005 \text{ rad}$)



照片 3.10 試體 1 梁翼加勁板外側產生降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)



照片 3.11 試體 1 梁柱分離情形($\theta = 0.03$ rad)



照片 3.12 試體 1 梁柱接頭區剪力裂縫



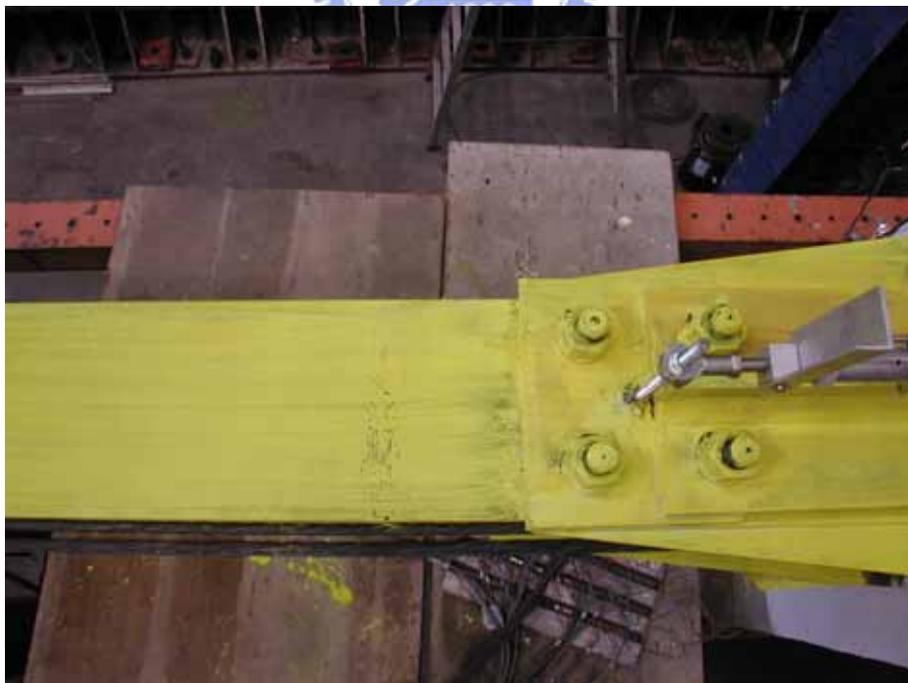
照片 3.13 試體 1 梁產生挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.14 試體 1 梁上下翼板皆挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.15 試體 2 梁柱接合形式



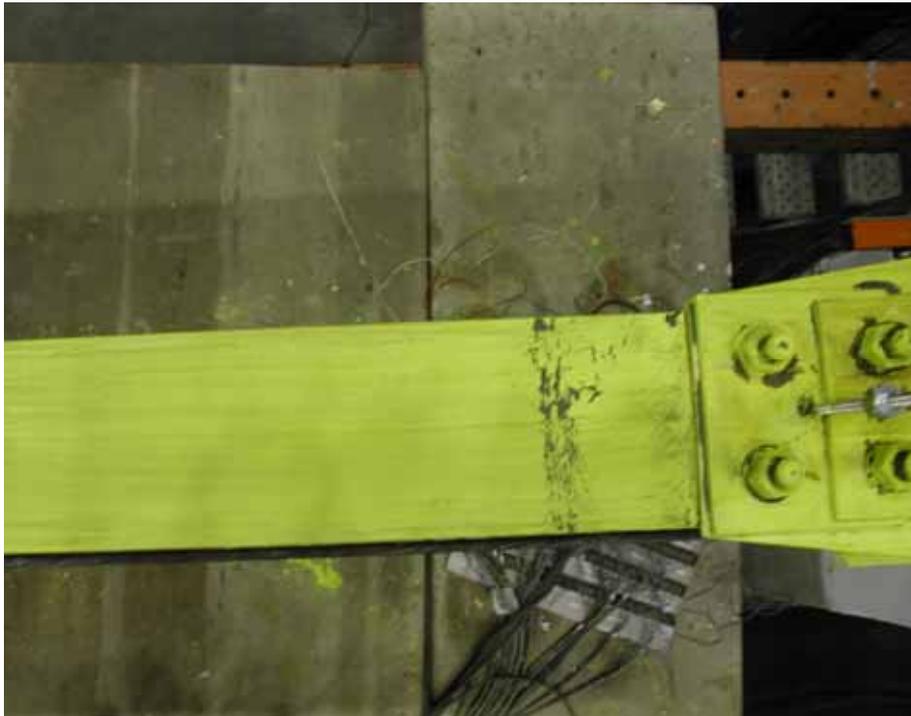
照片 3.16 試體 2 梁翼板外側降伏($\theta = 0.005 \text{ rad}$)



照片 3.17 試體 2 梁柱接頭區剪力裂縫($\theta = 0.01 \text{ rad}$)



照片 3.18 試體 2 削切鋼板產生高模態挫屈($\theta = 0.05 \text{ rad}$)



(a) Beam Flange



(b) Beam Web

照片 3.19 試體 2 於 0.05 弧度層間側位移角時之梁變型



照片 3.20 試體 3 削切鋼板



照片 3.21 試體 3 梁柱接合形式



照片 3.22 試體 3 梁翼加勁板外之梁腹板與梁翼板內側降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)



照片 3.23 試體 3 梁柱介面分離($\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.24 試體 3 削切鋼板破壞情形(2nd 次試驗， $\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.25 試體 4 梁柱接合型式



照片 3.26 試體 4 削切鋼板端部降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)



照片 3.27 試體 4 削切鋼板端部外側挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.28 試體 4 削切鋼板高模態挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.29 試體 4 梁腹板降伏($\theta = 0.05 \text{ rad}$)



照片 3.30 試體 4 削切鋼板受拉產生斷裂($\theta = 0.05 \text{ rad}$)



照片 3.31 試體 5 梁柱接頭



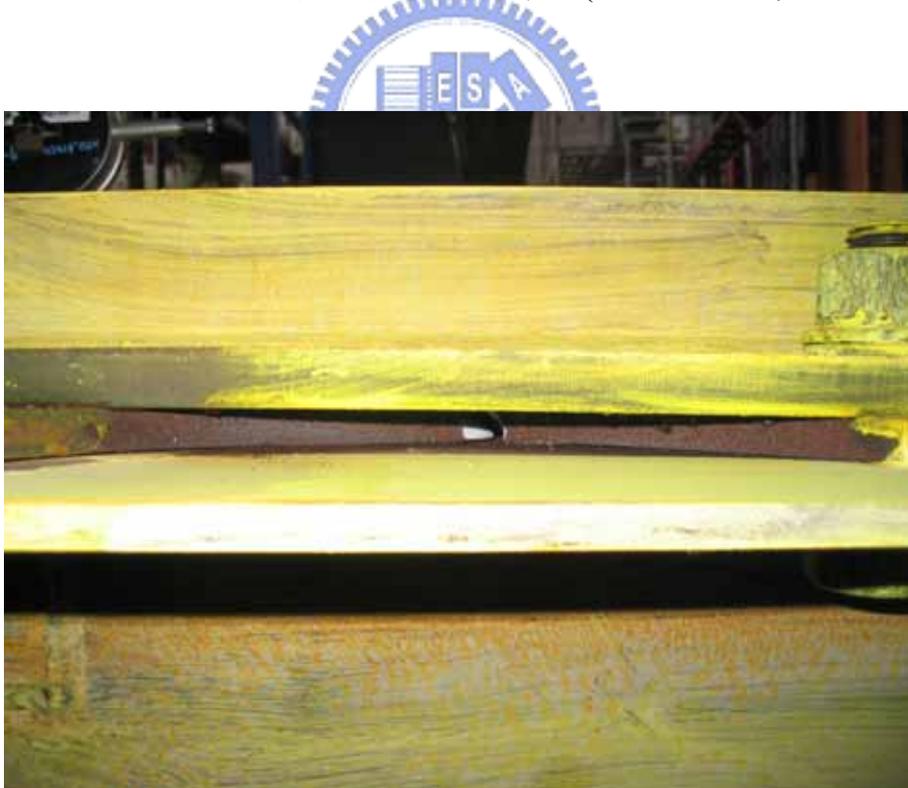
照片 3.32 試體 5 削切鋼板降伏($\theta = 0.03 \text{ rad}$)



照片 3.33 試體 5 削切鋼板加勁後於端部未挫屈($\theta = 0.04 \text{ rad}$)



照片 3.34 試體 5 梁未產生明顯降伏($\theta = 0.04$ rad, 1st Test)



照片 3.35 試體 5 削切鋼板斷裂($\theta = 0.04$ rad, 2nd Test)