

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

含挫屈束制鋼板消能器
之預力抗彎接頭耐震性能

Seismic Performance of Post-tensioned Moment Connections with
Buckling-Restrained Energy Dissipator



研究生：賴郁仁

指導教授：周中哲 博士

中華民國 九十五年 九月

含挫屈束制鋼板消能器
之預力抗彎接頭耐震性能

Seismic Performance of Post-tensioned Moment Connections with
Buckling-Restrained Energy Dissipator

研究生：賴郁仁

Student : Y. J. Lai

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 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年九月

含挫屈束制鋼板消能器之預力抗彎接頭耐震性能

研究生：賴郁仁

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行復位之能力，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預力梁柱接頭只於梁下翼板處架設不同型式之鋼板消能器所得力學行為及抗震性能，並針對鋼板消能器進行軸向反覆載重試驗，研究參數包括鋼板消能器斷面型式、消能鋼板削切型式及消能鋼板材質。實驗結果顯示(1) 挫屈束制鋼板消能器可以有效增加梁柱接合的消能能力、(2) 試驗所得彎矩-位移關係為非對稱行為及正向彎矩大於負向彎矩,但梁柱介面分離轉角及梁端中性軸位置相近及(3) 消能鋼板之圓弧形削切半徑對於破壞型式造成影響。並分析非對稱及對稱單自由度結構系統於不同地震下作用之動態反應。

Seismic Performance of Post-tensioned Moment Connections with Buckling-Restrained Energy Dissipator

Student : Y. J. Lai

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 utilized three-types energy dissipators at the beam-column interface to provide energy dissipation. Cyclic tests of energy dissipators were also conducted; parameters included dimension and material of energy dissipators. Test results indicated that (1) the proposed Buckling-Restrained Energy Dissipator (BRED) was effective in dissipating energy in axial tension and compression, (2) although the hysteretic behavior is unsymmetric gap opening angle and neutral axis at the beam-column interface are similar in positive and negative bending, and (3) the radius of cut in energy dissipators affects the fracture differently. This study also used a computer program Nonsoec to perform dynamic analyses of the structure systems with symmetric and unsymmetric force-deformation relationship.

誌 謝

在經過兩年的努力，本研究論文終於順利完成，首先感謝指導教授 周中哲博士在論文研究期間的諄諄教誨，使我學習到研究的精神與嚴謹的思維，在此獻上最誠摯的感謝。同時在論文口試期間，承蒙台灣大學 蔡克銓教授、中央大學 許協隆教授、交通大學 劉俊秀教授及陳誠直教授的蒞臨指導，對本研究論文提供寶貴的意見，讓本研究論文更臻完善，在此致上最由衷的謝意。

另外感謝國家地震工程研究中心(NCREE)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致上謝意。同時感謝鴻舜機械公司周仁財先生等工作團隊、DSI 工作團隊等單位的配合，協助試驗的進行。

感謝學長陳鈺智、陳沛均、陳俊翰及吳家慶，同學昱棋、智堡以及學弟智凱，由於試體的組裝及架設皆有你們提供協助，讓本研究實驗得以順利完成，並感謝在這兩年期間給予我的勉勵與打氣。

感謝好朋友恭君、文傑、煦均及溫玉在研究期間給予我的關懷與鼓勵，因為兩年來有你們一路的扶持與陪伴，才使得我能夠完成這項任務。

最後僅將本文獻給我最摯愛的家人，感謝你們在我最失意的時候陪我度過每一刻，願與你們共同分享我獲得碩士學位的喜悅與榮耀。

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.....	XIV
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.3 研究動機與目的.....	3
1.4 研究內容.....	3
第二章 預力梁柱接合行為.....	4
2.1 前言.....	4
2.2 預力梁柱接頭行為.....	4
2.2.1 預力梁柱接頭梁端彎矩與旋轉角關係.....	4
2.2.2 預力梁柱接頭勁度.....	9
2.2.3 鋼板消能器.....	16
2.3 預力梁柱接合試體.....	17
2.3.1 試體 1.....	18
2.3.2 試體 2.....	19
2.3.3 試體 3.....	19
2.4 材料性質.....	20
2.5 試體載重歷時及梁測儀器規劃.....	20

第三章 試體試驗與結果分析.....	23
3.1 前言.....	23
3.2 試體組裝.....	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.....	30
3.4.1 實驗現象觀察.....	30
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.....	33
3.5.1 實驗現象觀察.....	33
3.5.2 整體反應.....	34
3.5.3 局部反應.....	36
3.6 鋼板消能器實驗結果與分析.....	37
3.6.1 試體設計參數.....	37
3.6.2 試體載重歷時及量測儀器規劃.....	39
3.6.3 實驗現象觀察及實驗反應.....	39
3.6.4 鋼板消能器有限元素分析.....	43
3.6.5 鋼板消能器設計步驟修正.....	52
第四章 動態反應分析.....	53
4.1 前言.....	53
4.2 NONSPEC 基本理論介紹.....	53
4.2.1 運動方程式.....	53



4.3 理論分析模型.....	55
4.3.1 勁度衰減旗幟模型(Stiffness Degrading Flag Shaped Model).....	55
4.4 勁度衰減旗幟模型動態分析與結果比較.....	56
4.4.1 彈性反應譜調整.....	57
4.4.2 非彈性反應譜分析.....	57
第五章 結論與建議.....	62
5.1 結論.....	62
5.2 建議.....	64
參考文獻.....	65
附錄.....	237



表目錄

表 2.1 試體鋼板消能器特性.....	68
表 2.2 設計參數表.....	68
表 2.3 各組試體在不同步驟下的勁度.....	69
表 2.4 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	69
表 2.5 鋼材材料性質.....	70
表 2.6 鋼筋材料性質.....	70
表 2.7 混凝土抗壓強度.....	70
表 3.1 實驗反應.....	71
表 3.2 剛體旋轉角與層間側位移角關係.....	72
表 3.3 各組試體彎矩簡化計算結果比較.....	73
表 3.4 鋼板消能器試驗參數.....	74
表 3.5 A36 鋼材之 ABAQUS 硬化參數輸入指令.....	74
表 4.1 遲滯消能係數 α 與層間側位移角關係.....	75
表 4.2 勁度衰減旗幟模型模擬實驗結果之參數值.....	75
表 4.3 模擬分析預力系統反應參數.....	76
表 4.4 15 組調整地震紀錄.....	77
表 4.5 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 1).....	78
表 4.6 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 2).....	82
表 4.7 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 3).....	86
表 4.8 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 4).....	90

圖目錄

圖 1.1 預力梁柱接頭區形式 (Chou et al. 2005)	94
圖 2.1 RCS 預力梁柱接頭含鋼板消能器示意圖	95
圖 2.2 預力梁柱接頭彎矩與旋轉角關係	96
圖 2.3 預力梁柱接頭自由體	97
圖 2.4 消能鋼板力量-位移關係圖	99
圖 2.5 試體 2 及試體 3 之消能鋼板	100
圖 2.6 梁柱接頭試體自由體圖	101
圖 2.7 梁柱接頭接合區自由體圖	102
圖 2.8 迭代步驟流程圖	103
圖 2.9 試體 1 梁柱接合細節	104
圖 2.10 試體 2 梁柱接合細節	105
圖 2.11 試體 3 梁柱接合細節	106
圖 2.12 試體 1、2 之挫屈束制鋼板消能器蓋板細節	107
圖 2.13 預測梁端彎矩	108
圖 2.14 試體測試構架	109
圖 2.15 反覆載重歷時	109
圖 2.16 試體 1 量測儀器規劃圖	110
圖 2.17 試體 2 量測儀器規劃圖	112
圖 2.18 試體 3 量測儀器規劃圖	114
圖 2.19 柱及梁柱接合區變形量測位置	116
圖 3.1 試體 1 梁端彎矩與梁端變形關係	117
圖 3.2 各組試體彎矩與梁端位移之包絡線	118
圖 3.3 試體 1 千斤頂力量與鋼腱預力關係	118
圖 3.4 各組試體分離彎矩與層間側位移角關係	119

圖 3.5 各組試體彈性勁度與層間側位移角關係.....	120
圖 3.6 各組試體塑性勁度與層間側位移角關係.....	121
圖 3.7 試體 1 剛體旋轉角與鋼腱力量關係.....	122
圖 3.8 試體 1 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係.....	123
圖 3.9 各組試體正向梁端變位分量關係.....	124
圖 3.10 各組試體負向梁端變位分量關係.....	125
圖 3.11 各組試體剛體旋轉角與層間位移角關係.....	126
圖 3.12 正、負彎矩之分離轉角比值與層間位移角關係.....	127
圖 3.13 體 1 分離轉角比較圖.....	127
圖 3.14 各組試體預力損失比值.....	128
圖 3.15 試體 1 中性軸位置關係.....	128
圖 3.16 試體 1 鋼板消能器伸長變形與剛體旋轉角關係.....	129
圖 3.17 試體 1 彎矩簡化計算比較.....	130
圖 3.18 試體 1 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係.....	131
圖 3.19 試體 1 消能器承受剪力與層間側位移角關係.....	133
圖 3.20 試體 1 梁端彎矩與鋼板消能器防挫屈蓋板應變關係.....	134
圖 3.21 試體 2 梁端彎矩與梁端變形關係.....	135
圖 3.22 試體 2 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	136
圖 3.23 試體 2 剛體旋轉角與鋼腱力量關係.....	136
圖 3.24 試體 2 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係.....	137
圖 3.25 試體 2 分離轉角比較圖.....	138
圖 3.26 試體 2 中性軸位置關係.....	138
圖 3.27 試體 2 鋼板消能器伸長變形與剛體旋轉角關係.....	139
圖 3.28 試體 2 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係.....	140
圖 3.29 試體消能器承受剪力與層間側位移角關係.....	142

圖 3.30	試體 2 梁端彎矩與鋼板消能器及防挫屈蓋板應變關係.....	143
圖 3.31	試體 3 梁端彎矩與梁端變形關係.....	144
圖 3.32	試體 3 千斤頂力量與鋼腱預力關係.....	145
圖 3.33	試體 3 剛體旋轉角與鋼腱力量關係.....	145
圖 3.34	試體 3 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係.....	146
圖 3.35	試體 3 分離轉角比較圖.....	147
圖 3.36	試體 3 中性軸位置關係.....	147
圖 3.37	試體 3 鋼板消能器伸長變形與剛體旋轉角關係.....	148
圖 3.38	試體 3 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係.....	149
圖 3.39	試體 3 消能器承受剪力與層間側位移角關係.....	151
圖 3.40	試體 3 梁端彎矩與十字型鋼板消能器應變關係.....	152
圖 3.41	試體 CSED 設計細節.....	153
圖 3.42	試體 HSED 設計細節.....	154
圖 3.43	試體 BRED-1、BRED-6 及 BRED-7 設計細節.....	155
圖 3.44	試體 BRED-2 及 BRED-3 設計細節.....	156
圖 3.45	試體 BRED-4 及 BRED-5 設計細節.....	157
圖 3.46	反覆載重歷時.....	158
圖 3.47	十字型、H 型鋼板消器測試構架.....	159
圖 3.48	鋼板消器量測儀器規劃圖.....	160
圖 3.49	鋼材拉力試片應力-應變關係.....	162
圖 3.50	試體 CSED 與 HSED 力量-位移關係.....	163
圖 3.51	試體 CSED 力量與消能鋼板應變關係.....	164
圖 3.52	試體 HSED 力量與消能鋼板應變關係.....	165
圖 3.53	試體 BRED-1 力量-位移關係.....	166
圖 3.54	試體 BRED-1 蓋板應變與力量關係.....	166

圖 3.55	試體 BRED-2 力量-位移關係.....	167
圖 3.56	試體 BRED-2 蓋板應變與力量關係.....	167
圖 3.57	試體 BRED-2 與 BRED-3 力量-位移關係.....	168
圖 3.58	試體 BRED-3 蓋板應變與力量關係.....	168
圖 3.59	試體 BRED-4 力量-位移關係.....	169
圖 3.60	試體 BRED-4 蓋板應變與力量關係.....	169
圖 3.61	試體 BRED-5 力量-位移關係.....	170
圖 3.62	試體 BRED-5 蓋板應變與力量關係.....	170
圖 3.63	試體 BRED-6 力量-位移關係.....	171
圖 3.64	試體 BRED-7 力量-位移關係.....	171
圖 3.65	試體 CSED 挫屈模態與分析模型.....	172
圖 3.66	試體 CSED 實驗與 ABAQUS 分析力量-位移關係.....	173
圖 3.67	試體 CSED 軸向應變分布.....	173
圖 3.68	標準與圓弧形削切鋼材拉力試片應力-應變關係圖.....	174
圖 3.69	試體 CSED 實驗與分析力量-位移之包絡線.....	174
圖 3.70	試體 BRED-1,2,3,4,5 實驗與分析力量-位移關係.....	175
圖 3.71	試體 BRED-1,2,3,4 軸向應變分布.....	176
圖 3.72	試體 BRED-1,2,4 長度 L_1 及 L_2 示意圖.....	177
圖 3.73	試體 BRED-1,2,3,4 軸向應變值與拉伸變形量關係.....	178
圖 3.74	試體 BRED-1,2,3,4 軸向應變值與壓縮變形量關係.....	179
圖 3.75	試體 BRED-1,2,4 沿橫斷面破裂參數值.....	180
圖 3.76	消能鋼板破裂參數比值與圓弧形削切半徑關係.....	181
圖 3.77	消能鋼板破裂參數比值與直線削切段長度關係.....	181
圖 3.78	消能鋼板極限應變比值與圓弧形削切半徑關係.....	182
圖 3.79	α 值與消能鋼板軸向壓力關係.....	182

圖 3.80 鋼板消能器力量位移關係及軸向應變分布.....	183
圖 3.81 鋼板消能器之拉力試片應力-應變關係.....	184
圖 3.82 鋼板消能器力量與變位關係.....	184
圖 3.83 預力梁柱接頭試體長度 L_1 示意圖.....	185
圖 3.84 預力梁柱接頭試體之鋼板消能器軸向應變值與變位關係.....	186
圖 3.85 預力梁柱接頭之鋼板消能器沿橫斷面破裂參數值.....	187
圖 3.86 預力梁柱接頭各組試體梁端彎矩與位移關係.....	188
圖 3.87 預力梁柱接頭各組試體彎矩率與層間位移角關係.....	189
圖 4.1 受外力作用之單自由度系統分析.....	190
圖 4.2 受地震水平力作用之單自由度系統分析.....	190
圖 4.3 勁度衰減旗幟模型.....	191
圖 4.4 勁度衰減模型(SDFS Model)模擬試體 1 力量與位移關係.....	192
圖 4.5 勁度衰減模型(SDFS Model)模擬試體 2 力量與位移關係.....	193
圖 4.6 勁度衰減模型(SDFS Model)模擬試體 3 力量與位移關係.....	194
圖 4.7 15 組地震紀錄加速度歷時.....	195
圖 4.8 15 組調整地震加速度歷時彈性反應譜.....	197
圖 4.9 模擬分析預力系統力量與位移關係.....	198
圖 4.10 反應譜力量與位移關係 (T=1.0, Model 1 & Model 2)	199
圖 4.11 反應譜力量與位移關係 (T=2.0, Model 1 & Model 2)	200
圖 4.12 反應譜力量與位移關係 (T=1.0, Model 3 & Model 4)	201
圖 4.13 反應譜力量與位移關係 (T=2.0, Model 3 & Model 4)	202
圖 4.14 反應譜力量-位移隨週期(T)變化關係.....	203
圖 4.15 反應譜力量-位移隨伏強度係數(C_y)變化關係.....	203
圖 4.16 平均韌性反應譜.....	204
圖 4.17 韌性需求範圍.....	206

圖 4.18 平均系統遲滯能量反應譜(Model 1 & Model 2)	207
圖 4.19 平均系統遲滯能量反應譜(Model 3 & Model 4)	208
圖 4.20 平均系統吸收能量反應譜(Model 1 & Model 2)	209
圖 4.21 平均系統吸收能量反應譜(Model 3 & Model 4)	210
圖 4.22 平均絕對加速度反應譜.....	211



照片目錄

照片 3.1 施拉預力全景.....	213
照片 3.2 試體 1 鋼板消能器之消能鋼板及底板.....	213
照片 3.3 試體 1 挫屈束制鋼板消能器組裝.....	214
照片 3.4 試體 1 挫屈束制鋼板消能器.....	214
照片 3.5 試體 1 測試前全景.....	215
照片 3.6 試體 1 梁柱分離情形($\theta = 0.015 \text{ rad}$).....	215
照片 3.7 試體 1 梁柱交會區混凝土剪力裂縫($\theta = 0.02 \text{ rad}$).....	216
照片 3.8 試體 1 消能鋼板最窄削切處斷裂破壞($\theta = 0.03 \text{ rad}$).....	216
照片 3.9 試體 1 消能鋼板產生高模態挫屈($\theta = 0.03 \text{ rad}$).....	217
照片 3.10 試體 2 消能鋼板點焊於底板.....	217
照片 3.11 試體 2 挫屈束制鋼板消能器.....	218
照片 3.12 試體 2 消能鋼板高模態挫屈.....	218
照片 3.13 試體 2 消能鋼板拉伸斷裂.....	219
照片 3.14 試體 3 十字型鋼板消能器.....	219
照片 3.15 試體 3 十字型鋼板消能器最窄削切處降伏($\theta = 0.0075 \text{ rad}$).....	220
照片 3.16 試體 3 柱面受壓處剝落($\theta = 0.01 \text{ rad}$).....	220
照片 3.17 試體 3 十字型鋼板消能器最窄削切處挫屈($\theta = 0.015 \text{ rad}$).....	221
照片 3.18 試體 3 十字型鋼板消能器扭轉挫屈($\theta = 0.02 \text{ rad}$).....	221
照片 3.19 試體 3 中性軸約在梁腹板與翼板接合處($\theta = 0.02 \text{ rad}$).....	222
照片 3.20 試體 3 十字型鋼板消能器最窄削切處斷裂破壞($\theta = 0.03 \text{ rad}$).....	222
照片 3.21 試體 CSED.....	223
照片 3.22 試體 CSED 測試前全景.....	223
照片 3.23 試體 CSED 削切處降伏 (拉伸 6 mm).....	224
照片 3.24 試體 CSED 削切處挫屈 (壓縮 1.67 mm).....	224

照片 3.25	試體 CSED 削切處扭轉挫屈 (壓縮 4.5 mm)	225
照片 3.26	試體 CSED 削切處斷裂 (拉伸 12 mm)	225
照片 3.27	試體 HSED 架設於測試構架	226
照片 3.28	試體 HSED 於腹板翼板交接處產生降伏 (拉伸 2.4 mm)	226
照片 3.29	試體 HSED 於中央腹板處產生嚴重挫屈 (壓縮 6.6 mm)	227
照片 3.30	試體 HSED 於削切處產生斷裂(拉伸 12 mm)	227
照片 3.31	挫屈束制消能鋼板	228
照片 3.32	塗油於消能鋼板及蓋板	228
照片 3.33	挫屈束制鋼板消能器組裝完成	229
照片 3.34	萬能材料試驗機進行試驗前	229
照片 3.35	試體 BRED-1 局部挫屈	230
照片 3.36	試體 BRED-1 斷裂情形	230
照片 3.37	試體 BRED-2 消能鋼板	231
照片 3.38	試體 BRED-2 端部加勁板	231
照片 3.39	試體 BRED-2 於直線與圓弧形削切交界處斷裂破壞	232
照片 3.40	試體 BRED-3 消能鋼板與蓋板間隔 1 mm	232
照片 3.41	試體 BRED-3 斷裂破壞	233
照片 3.42	試體 BRED-4 組裝完成	233
照片 3.43	試體 BRED-4 斷裂於消能鋼板中央位置	234
照片 3.44	試體 BRED-6 裂情形	234
照片 3.45	試體 BRED-7 裂情形	235
照片 3.46	試體 BRED-7 擠壓變形	235
照片 3.47	標準與圓弧形削切鋼材拉力試片	236

第一章 緒論

1.1 前言

在 1994 年美國加州洛杉磯北嶺地震及 1995 年日本神戶地震發生後，工程師及學者們發現傳統抗彎梁柱接頭產生許多非預期的破壞，使得接頭無法發揮塑性變形來消釋地震能量，其中由於傳統梁腹板栓接翼板全滲透焊接接頭需要焊接及扇形開孔，因此造成接頭扇形開孔處應力集中、焊接殘留應力、鋼材脆化及背墊板形成之天然縫隙等缺點，這些都是造成接頭無法抵抗地震力的原因。於是學者們發展出改良式抗彎接頭，使其能有效利用鋼梁塑性變形後產生之遲滯行為以消釋地震能量。

由於鋼梁的塑性變形難免產生腹板及翼板的降伏及挫屈破壞，而使結構物本身造成永久殘餘變位，且此種型式的破壞也使鋼梁修復工作的困難度增加，為使結構在受震後能減少其殘餘位移，因此國內外學者不斷積極研究新型結構系統，其中預力式建築結構系統因具備自行復位能力，所以近年來已成為土木界研究的重點之一。2001 年於美國舊金山興建目前世界最高之預鑄預力混凝土結構(Englekirk 2002)即採用此系統，且除美國外，日本亦有許多工程實例。

1.2 文獻回顧

預力系統之行為最初被印證於美國「預鑄耐震建築結構系統」(PRESSS, Precast Seismic Structure Systems)研究計畫中，該計畫自 1993 起為七年整合型研究計畫，最後於 1999 年在美國加州聖地牙哥分校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)，並進一步驗證預力系統減少殘餘變位的能力。

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，並配合上下角鋼組合成的新型梁柱接頭，當地震時梁

柱接合面縫隙開啟，造成角鋼的變形以致於降伏而進行消能，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，並施加預力於高拉力鋼棒，使其提供自行復位能力，並在梁翼板內側加裝含防挫屈鋼管的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。

學者陳俊翰及周中哲(2005)預力系統應用於鋼梁及混凝土柱的接合，並利用接頭區削切鋼板栓接於梁翼板上，以鋼板削切斷面配合預力梁柱接頭鋼梁與柱面分離的特性，造成削切鋼板軸向變形而進行消能。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 1.1 (a)]，另一接頭形式則將削切鋼板埋入鋼筋混凝土柱[圖 1.1 (b)]，或使用螺栓將削切鋼板與柱接合[圖 1.1 (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。試驗結果發現鋼梁若有降伏行為，則會造成預力的損失及殘餘變形的產生，若梁產生挫屈則會造成鋼腱預力大幅下降，以致於無法達成自行復位的功效。

學者 Wolski et al. (2005)於美國里海大學進行縮尺預力梁柱接頭試驗，並於梁柱接頭處下側架設摩擦型消能器以提供消能能力，其摩擦型消能器是利用鋼板間所造成的摩擦力而產生遲滯消能，因消能器只架設單側造成所得力量-位移關係為非對稱行為。

1.3 研究動機與目的

由於預力系統必須配合消能裝置以消釋能量，因此先前學者們研究中的消能裝置包括有角鋼、鋼棒及削切鋼板等不同的型式。本研究嘗試使用挫屈束制鋼板消能器及十字型鋼板消能器，並以螺栓接合的方式架設於梁柱接頭處。

本研究採用預鑄鋼筋混凝土柱與鋼梁預力接合，並配合不同型式之鋼板消能器及施拉不同預力，研究鋼板消能器在預力梁柱接頭之力學行為，另外更進一步對鋼板消能器進行試驗，以研究其力學行為及削切型式等細節。因鋼板消能器只架設於梁柱接頭下側，所以實驗所得力量-位移關係為非對稱行為，因此分析非對稱及對稱單自由度系統於地震下之動態反應。

1.4 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含鋼板消能器之力學行為與三組試體設計，第三章敘述三組試體實驗結果與分析，以及鋼板消能器之實驗結果與分析，第四章進行單自由度非對稱及對稱勁度折減旗幟模型(許智堡及周中哲 2006)之動態反應分析，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，圖 2.1(a)為預力式建築構架示意圖，其中預力梁柱接頭試體如圖 2.1(b)所示，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裝設鋼板消能器提升梁柱接頭的消能能力[圖 2.1(b)]，因預力系統加裝樓板的考量，所以只在梁柱接合處下側裝設鋼板消能器。本章 2.2 節介紹預力梁柱接頭力學行為，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 2.2 於正、負旋轉角度下分別以 5 步驟表示之，預力梁之抗彎能力由預力鋼腱[圖 2.2(a)]與鋼板消能器[圖 2.2(b)]共同提供，其中由圖 2.2(b)可發現鋼板消能器分別於正、負旋轉角度下時，所提供的彎矩及遲滯迴圈並不相同，此因梁柱分離後因梁柱介面間的中性軸將隨層間側位移角而改變，因此雖然鋼板消能器在受拉伸及壓縮軸向變形時力學行為相同，但由於在正、負旋轉角度下中性軸到鋼板消能器的距離不同，所以造成鋼板消能器於正、負旋轉角度下時所提供的彎矩不相同，本研究將定義正旋轉角度時為正彎矩且鋼板消能器承受拉力，而負旋轉角度時為負彎矩且鋼板消能器承受壓力。當鋼板消能器受拉力時，於初始預力作用下，預力梁與消能器可承受彎矩至 M_{dt} [圖 2.2(c)]後才與柱面分離(步驟 1)，此時鋼板消能器所提供的彎矩為 $M_{dt,P}$ 。當梁端承受之彎矩逐漸增大至步驟 2 鋼板消能器會受拉力而降伏，

預力梁柱接頭所提供的彎矩稱為 M_{yt} ，在步驟 3 時卸載，鋼板消能器會於步驟 4 再次降伏。當鋼板消能器受壓力時，在初始預力作用下，預力梁柱接頭可承受彎矩至 M_{dc} [圖 2.2(c)]後才與柱面分離(步驟 1')，此時鋼板消能器所提供的彎矩為 $M_{dc,P}$ 。當梁端承受之彎矩逐漸增大至步驟 2' 鋼板消能器會受壓力而降伏，所提供的彎矩稱為 M_{yc} ，試體在步驟 3' 時卸載，鋼板消能器會於步驟 4' 再次降伏。

圖 2.3 預力梁柱接頭之自由體圖，其中圖 2.3(a)至圖 2.3(d)則分別代表預力梁柱接頭行為的四個階段，圖中以梁 1 表示正彎矩下鋼板消能器承受拉力，梁 2 表示負彎矩下鋼板消能器承受壓力，圖 2.3 (a)為梁在初始預力作用下的自由體圖，由於鋼板消能器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消能器上，且此時梁 1 及梁 2 之受力情形相同。鋼梁則會因初始預力作用，而在距柱面 $L_P \cos\beta + t_b$ 的位置處縮短 Δ'_{in} ，所以當梁端達分離彎矩時，鋼板消能器將會伸長 Δ_{in} ：

$$\Delta_{in} = \Delta'_{in} \cos\beta = \int_0^{L_P \cos\beta + t_b} \frac{N_{ST} T_{in}}{E_s \times A(x)} \cos\beta \cdot dx \quad (2.1)$$

其中 L_P 為鋼板消能器長度， β 為鋼板消能器與水平之間的夾角， t_b 為鋼板消能器底板厚度， $L_P \cos\beta + t_b$ 則為鋼板消能器與梁栓接處至柱面的水平距離， N_{ST} 為鋼腱股數， 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} 。初始預力下之壓應變 ϵ_f 可經由下式計算：

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

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，因鋼板消能器只裝設於梁柱接合處下側，所以在負彎

矩下即鋼板消能器承受壓力時之梁 2 將會率先與柱面分離，梁柱接頭自由體如圖 2.3 (b)所示，而梁 2 之軸壓力 C_2 ：

$$C_2 = \int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_{f2} \frac{x_2}{d_t} \right) dA = T_{u,in} + T_{l,in} - C_P \cdot \text{Cos}\beta \quad (2.3)$$

此時梁端彎矩 M_{dc} (負彎矩下鋼板消能器承受壓力時之分離彎矩)表示為：

$$\begin{aligned} M_{dc} &= M_{dc,ST} + M_{dc,P} \\ &= \left[\int_{x_{c2}}^{d_t} E_s \left(\varepsilon_{f2} \frac{x_2}{d_t} \right) x_2 dA - 2T_{u,in} d_u - 2T_{l,in} d_l \right] + [C_P \cdot \text{Cos}\beta (t_b + L_P \cdot \text{Sin}\beta)] \end{aligned} \quad (2.4)$$

其中 t_b 為消能器底板厚度， 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，此時梁 2 壓應變 ε_{f2} 為兩倍初始預力下之壓應變 ε_f 。在梁 2 與柱面分離之後梁 1 亦會隨後與柱面產生分離[圖 2.3(c)]，此時梁 1 之軸壓力 C_1 ：

$$C_1 = \int_{x_{c1}}^{d_t} E_s \left(\varepsilon_{f1} \frac{x_1}{d_t} \right) dA = T_u + T_l + T_P \cdot \text{Cos}\beta \quad (2.5)$$

此時梁端彎矩 M_{dt} (正彎矩下鋼板消能器承受拉力時之分離彎矩)表示為：

$$\begin{aligned} M_{dt} &= M_{dt,ST} + M_{dt,P} \\ &= \left[\int_{x_{c1}}^{d_t} E_s \left(\varepsilon_{f1} \frac{x_1}{d_t} \right) x_1 dA - 2T_u d_u - 2T_l d_l \right] + [T_P \cdot \text{Cos}\beta (t_b + L_P \cdot \text{Sin}\beta)] \end{aligned} \quad (2.6)$$

其中 T_u 及 T_l 分別為下部及上部鋼腱之拉內力，此時梁 1 壓應變 ε_{f1} 為兩倍初始預力下之壓應變 ε_f 。

鋼板消能器之拉力 T_P 與壓力 C_P 可由(2.1)式之 Δ_{in} 配合圖 2.4 求得。其中圖 2.4 (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 2.4 (a)中的降伏應力 σ_y 及極限應力 σ_u 分別乘上消能鋼板最窄削切處斷面積 A_m ，可以計算消能鋼板的降伏強度 P_y 及極限強度 P_u ：

$$P_y = \sigma_y \times A_m \quad (2.7)$$

$$P_u = \sigma_u \times A_m \quad (2.8)$$

由於消能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 2.4 (b)所示沿 x 方向上的消能鋼板寬度 $b(x)$ ：

$$\begin{aligned} b(x) &= b_p & 0 \leq x \leq a \\ b(x) &= (2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{2} - x + a\right)^2} & a \leq x \leq a + b \\ b(x) &= b_p & a + b \leq x \leq a + b + c \end{aligned} \quad (2.9)$$

R 為圓弧形削切半徑， x 為距消能鋼板與底板接合處中心之距離， a 及 c 代表消能鋼板與底板接合處中心至圓弧形削切位置的長度， b 則代表圓弧形削切段長度， L_P 則代表消能鋼板全長(即 $L_P = a + b + c$)，各斷面於軸力 P 作用下之應力 σ_P 如下式所示：

$$\sigma_P(x) = \frac{P}{b(x) \times t_p} \quad (2.10)$$

其中 t_p 為消能鋼板厚度，將(2.10)式計算所得之應力，依據圖 2.4 (a)中雙線性的鋼材應力與應變關係圖可得到消能鋼板各斷面之應變 $\varepsilon_P(x)$ ，沿鋼板軸向對應變積分可得到消能鋼板在相對於軸力 P 作用下的變形 Δ ：

$$\begin{aligned} \Delta &= \int_0^{a+b+c} \varepsilon_P(x) dx = \int_0^{a+b+c} \frac{\sigma_P(x)}{E} dx = \int_0^{a+b+c} \frac{P}{b(x) \times t_p \times E_s} dx \\ &= \frac{P}{t_p E_s} \left[\int_0^a \frac{1}{b_p} dx + \int_a^{a+b} \frac{1}{(2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{2} - x + a\right)^2}} dx + \int_{a+b}^{a+b+c} \frac{1}{b_p} dx \right] \end{aligned} \quad (2.11)$$

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 2.4(c)即為軸力與變形關係，因此藉由(2.1)式所得之 Δ_{in} 及此圖可求出相對應之力量 T_P 、 C_P 。

本研究除試體 1 採用圖 2.4(b)之消能鋼板，試體 2 及 3 分別採用圖 2.5(a)及(b)不同型式的鋼板消能器，因此消能器力量與位移關係稍不同。試體 2 採用圖 2.5(a)之挫屈束制鋼板消能器，其消能鋼板寬度變化為：

$$\begin{aligned}
b(x) &= b_p & 0 \leq x \leq a \\
b(x) &= (2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{2} - x + a\right)^2} & a \leq x \leq a + b \\
b(x) &= b_m & a + b \leq x \leq a + b + c \\
b(x) &= (2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{d}{2} - x + a + b + c\right)^2} & a + b + c \leq x \leq a + b + c + d \\
b(x) &= b_p & a + b + c + d \leq x \leq a + b + c + d + e
\end{aligned} \tag{2.12}$$

其中 R 為圓弧形削切半徑， x 為距消能鋼板與底板接合處中心之距離， a 及 e 代表消能鋼板與底板接合處中心至圓弧形削切位置的長度， b 及 d 代表圓弧形削切段長度， c 則代表直線削切段長度， L_p 則代表消能鋼板全長($L_p = a + b + c + d + e$)，各斷面於軸力 P 作用下之應力 σ_p 如下式所示：

$$\sigma_p(x) = \frac{P}{b(x) \times t_p} \tag{2.13}$$

將(2.13)式計算所得之應力，依據圖 2.4 (a)中雙線性的鋼材應力與應變關係圖可得到消能鋼板各斷面之應變 $\varepsilon_p(x)$ ，沿鋼板軸向對應變積分可得到消能鋼板在相對於軸力 P 作用下的變形 Δ ：

$$\begin{aligned}
\Delta &= \int_0^{a+b+c+d+e} \varepsilon_p(x) dx = \int_0^{a+b+c+d+e} \frac{\sigma_p(x)}{E} dx = \int_0^{a+b+c+d+e} \frac{P}{b(x) \times t_p \times E_s} dx \\
&= \frac{P}{t_p E_s} \left[\int_0^a \frac{1}{b_p} dx + \int_a^{a+b} \frac{1}{(2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{2} - x + a\right)^2}} dx + \int_{a+b}^{a+b+c} \frac{1}{b_m} dx \right. \\
&\quad \left. + \int_{a+b+c}^{a+b+c+d} \frac{1}{(2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{d}{2} - x + a + b + c\right)^2}} dx + \int_{a+b+c+d}^{a+b+c+d+e} \frac{1}{b_p} dx \right] \tag{2.14}
\end{aligned}$$

試體 3 採用圖 2.5(b)之十字型鋼板消能器，其寬度變化為：

$$\begin{aligned}
b(x) &= b_p & 0 \leq x \leq a \\
b(x) &= (2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{2} - x + a\right)^2} & a \leq x \leq a + b \\
b(x) &= b_p & a + b \leq x \leq a + b + c
\end{aligned} \tag{2.15}$$

其中 R 為圓弧形削切半徑， x 為距消能鋼板與底板接合處中心之距離， a 及 c

代表消能鋼板與底板接合處中心至圓弧形削切位置的長度， b 則代表圓弧形削切段長度， L_p 則代表消能鋼板全長(即 $L_p = a+b+c$)，各斷面於軸力 P 作用下之應力 σ_p 如下式所示：

$$\sigma_p(x) = \frac{P}{2 \times b(x) \times t_p} \quad (2.16)$$

將(2.16)式計算所得之應力，依據圖 2.4 (a)中雙線性的鋼材應力與應變關係圖可得到消能鋼板各斷面之應變 $\varepsilon_p(x)$ ，沿鋼板軸向對應變積分可得到消能鋼板在相對於軸力 P 作用下的變形 Δ ：

$$\begin{aligned} \Delta &= \int_0^{a+b+c} \varepsilon_p(x) dx = \int_0^{a+b+c} \frac{\sigma_p(x)}{E} dx = \int_0^{a+b+c} \frac{P}{2 \times b(x) \times t_p \times E_s} dx \\ &= \frac{P}{2t_p E_s} \left[\int_0^a \frac{1}{b_p} dx + \int_a^{a+b} \frac{1}{(2 \times R + b_m) - 2\sqrt{R^2 - (\frac{b}{2} - x + a)^2}} dx + \int_{a+b}^{a+b+c} \frac{1}{b_p} dx \right] \end{aligned} \quad (2.17)$$

2.2.2 預力梁柱接頭勁度

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 ，及鋼板消能器的勁度 $K_{EP,t}$ 或 $K_{EP,c}$ 共同提供。圖 2.6 為梁柱接頭試體受力示意圖，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：

$$K_c = \frac{6EI_{crac}}{H} \left(\frac{L_b}{L_c} \right) \left(\frac{H_c}{H} \right)^2 \quad (2.18)$$

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：

$$EI_{crac} = 0.7E_c I_g \quad (2.19)$$

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} ，分為兩階段表示：

1. 梁端彎矩達分離彎矩前[圖 2.7(a)]：

$$\begin{aligned} M_b = M_{d,ST} &= \int_{x_c}^{d_t} E_s \left(2\varepsilon_f \frac{x}{d_t} \right) x dA - 2T_{u,in} d_u - 2T_{l,in} d_l \\ &= C \times d_c - 2T_{in} d_t \end{aligned} \quad (2.20)$$

其中 d_c 為承壓板所受合壓力形心位置至上梁翼加勁板外緣距離，圖 2.7(a)中 d_t 為梁與梁翼加勁板的總深度(518 mm)，此時 c 等於承壓板高度(80 mm)，所以可得 d_c (479 mm = 0.925 d_t)，而利用軸向力平衡條件可得到承壓板所受合壓力等於鋼腱所提供的初始預力，即 $C = 4T_{in}$ ，因此承壓板所受合壓力可表示為：

$$\begin{aligned} M_b &= C \times d_c - 2T_{in} d_t = C \times (0.925 d_t) - \frac{1}{2} C d_t = 0.425 C d_t \\ \Rightarrow C &= \frac{M_b}{0.425 d_t} \end{aligned} \quad (2.21)$$

所以接頭區的剪力變形 γ_{PZ} ，可以下式預估：

$$\begin{aligned} \gamma_{PZ,d} &= \frac{\tau_{PZ,d}}{G_c} = \frac{V_{PZ,d} / A_{cv}}{G_c} \\ &\approx \frac{1}{G_c A_{cv}} (C - V_c) \\ &= \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{1}{0.425 d_t} - \frac{2L_c}{L_b H_c} \right) \end{aligned} \quad (2.22)$$

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。接頭區剪力變型所造成的梁端位移 Δ_{PZ} 為：

$$\Delta_{PZ,d} = \gamma_{PZ,d} \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) = \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{1}{0.425 d_t} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) \quad (2.23)$$

因此接頭區勁度 K_{PZ} 為：

$$K_{PZ,d} = \frac{M_b}{\theta_{PZ,d}} = \frac{M_b}{(\Delta_{PZ,d} / L_c)} = \frac{G_c A_{cv}}{\left(\frac{1}{0.425 d_b} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} \right)} \quad (2.24)$$

2. 梁端彎矩達分離彎矩後[圖 2.7(b)]：

$$M_b = C \times \frac{2}{3}c + T_{ST} \left(\frac{d_t}{2} - c \right) \quad (2.25)$$

此時中性軸位置趨近梁翼板與腹板交接處，所以 c 等於梁與梁翼加勁板厚度 (25 mm)，而利用軸向力平衡條件可得到承壓板所受合壓力等於鋼腱所提供的預力，即 $C = T_{ST}$ ，因此承壓板所受合壓力可表示為：

$$\begin{aligned} M_b &= C \times \frac{2}{3}c + T_{ST} \left(\frac{d_t}{2} - c \right) = C \times \frac{2}{3}(0.08d_t) + C \left[\frac{d_t}{2} - (0.08d_t) \right] = 0.484Cd_t \\ \Rightarrow C &= \frac{M_b}{0.484d_t} \end{aligned} \quad (2.26)$$

所以接頭區的剪力變形 γ_{PZ} ，可以下式預估：

$$\begin{aligned} \gamma_{PZ} &= \frac{\tau_{PZ}}{G_c} = \frac{V_{PZ}/A_{cv}}{G_c} \\ &\approx \frac{1}{G_c A_{cv}} (C - V_c) \\ &= \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{1}{0.484d_t} - \frac{2L_c}{L_b H_c} \right) \end{aligned} \quad (2.27)$$

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。接頭區剪力變型所造成的梁端位移 Δ_{PZ} 為：

$$\Delta_{PZ} = \gamma_{PZ} \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) = \frac{M_b}{G_c A_{cv}} \left(\frac{1}{0.484d_t} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right) \quad (2.28)$$

因此接頭區勁度 K_{PZ} 為：

$$K_{PZ} = \frac{M_b}{\theta_{PZ}} = \frac{M_b}{(\Delta_{PZ}/L_c)} = \frac{G_c A_{cv}}{\left(\frac{1}{0.484d_t} - \frac{2L_b}{L_c H_c} \right) \left(\frac{L_b^2}{L_c} - \frac{d_b}{H_c} L_c \right)} \quad (2.29)$$

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 ：

$$K_b = \frac{3E_s I_b L_c}{L_b^2} \quad (2.30)$$

其中 I_b 為梁之二次慣性矩。此時正彎矩下的鋼板消能器之彈性撓曲勁度 $K_{EP,t}$ 為：

$$K_{EP,t} = K_b \frac{M_{dt,P}}{M_{dt,ST}} \quad (2.31)$$

而受壓消能的鋼板消能器提供的彈性撓曲勁度 $K_{ES,c}$ 為：

$$K_{EP,c} = K_b \frac{M_{dc,P}}{M_{dc,ST}} \quad (2.32)$$

其中 $M_{dt,P}$ 與 $M_{dc,P}$ 是(2.4)式及(2.6)式鋼板消能器在計算分離彎矩時提供的彎矩，而 $M_{dt,ST}$ 及 $M_{dc,ST}$ 分別為正、負彎矩時鋼腱所提供的彎矩。

圖 2.3(d)為梁端的一側與柱面分離後之自由體示意圖，由於鋼板消能器只裝設於梁柱接頭處下側，因此相同的層間側位移角度時將造成不同的梁柱分離的旋轉角度 θ_{g1} 與 θ_{g2} ，在此以梁 1 表示正彎矩下鋼板消能器承受力時，梁柱分離的旋轉角度為 θ_{g1} ，梁 2 則表示負彎矩下鋼板消能器承受壓力時，梁柱分離的旋轉角度為 θ_{g2} 。

當梁 1 與柱面分離後鋼板消能器承受拉力而降伏時，此階段鋼板消能器提供的撓曲勁度 $K_{PP,t}$ 可由彎矩與角度的增量來推導，如圖 2.3(d)所示，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{P,t} \cdot \text{Cos} \beta [(d_t - c_1) + L_p \cdot \text{Sin} \beta + t_b] = \Delta \theta_{g1} K_{PP,t} \quad (2.33)$$

其中 $\Delta F_{P,t}$ 為鋼板消能器的拉力增量， $\Delta \theta_{g1}$ 為梁 1 之旋轉角增量。當梁 2 與柱面分離後鋼板消能器承受壓力而降伏時，此階段鋼板消能器提供的撓曲勁度為 $K_{PP,c}$ ，如圖 2.3(d)所示，彎矩的增量為：

$$\Delta M = \Delta F_{P,c} \cdot \text{Cos} \beta [c_2 + L_p \cdot \text{Sin} \beta + t_b] = \Delta \theta_{g2} K_{PP,c} \quad (2.34)$$

其中 $\Delta F_{P,c}$ 為鋼板消能器的壓力增量， $\Delta \theta_{g2}$ 為梁 2 之旋轉角增量。鋼板消能器之力量增量可由圖 2.4(d)求得：

$$\Delta F_{P,t} = \Delta_t K_{ap} = [\text{Cos} \beta (d_t - c_1 + L_p \cdot \text{Sin} \beta + t_b) \theta_{g1}] K_{ap} \quad (2.35)$$

$$\Delta F_{P,c} = \Delta_c K_{ap} = [\text{Cos} \beta (c_2 + L_p \cdot \text{Sin} \beta + t_b) \theta_{g2}] K_{ap} \quad (2.36)$$

其中 Δ_t 為鋼板消能器受拉力時的軸向變形量， Δ_c 則為受壓力時的軸向變形量， K_{ap} 為消能鋼板軸向非彈性勁度。將(2.35)式代入(2.33)式可得 $K_{PP,t}$ ：

$$\begin{aligned}
\Delta M &= \Delta F_{P,t} \cdot \text{Cos}\beta [(d_t - c) + L_p \cdot \text{Sin}\beta + t_b] \\
&= \Delta \theta_{g1} \left\{ K_{ap} [\text{Cos}\beta \times (d_t - c + L_p \cdot \text{Sin}\beta + t_b)]^2 \right\} \\
&= \Delta \theta_{g1} K_{PP,t}
\end{aligned} \tag{2.37}$$

將(2.36)式代入(2.34)式則可得 $K_{PP,c}$ ：

$$\begin{aligned}
\Delta M &= \Delta F_{P,c} \cdot \text{Cos}\beta [c + L_p \cdot \text{Sin}\beta + t_b] \\
&= \Delta \theta_{g2} \left\{ K_{ap} [\text{Cos}\beta \times (c + L_p \cdot \text{Sin}\beta + t_b)]^2 \right\} \\
&= \Delta \theta_{g2} K_{PP,c}
\end{aligned} \tag{2.38}$$

因梁柱分離後梁端中性軸會隨著梁旋轉角度而有所不同，為了分析此預力梁柱接頭彎矩與旋轉角關係，利用迭代方法預測梁 1 及梁 2 中性軸位置 c_1 、 c_2 [圖 2.3(d)]，其步驟如下：

1. 假設梁 1 及梁 2 分別在旋轉角度 θ_{g1} 及 θ_{g2} 下的梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離為 c_1 及 c_2

根據圖 2.3(d)當梁端一側與柱面分離後，鋼腱伸長造成力量增加：

$$\begin{aligned}
T_{ST} &= N_{ST} T_{in} + N_{ST} \Delta T \\
&= N_{ST} T_{in} + N_{ST} \left[\frac{(d_t/2 - c_1)\theta_{g1} + (d_t/2 - c_2)\theta_{g2}}{L_{ST}} \left(1 - \frac{N_{ST} A_{ST}}{A_b + N_{ST} A_{ST}} \right) \right] E_{ST} A_{ST}
\end{aligned} \tag{2.39}$$

其中 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_1 為梁 1 之中性軸位置距受壓側最外緣距離， c_2 為梁 2 之中性軸位置距受壓側最外緣距離，假設正彎矩下梁 1 受壓最外側的應變 ε_{max1} 為：

$$\varepsilon_{max1} = c_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \alpha_1 \phi_d \right) = c_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \frac{M_1}{M_{dt}} \phi_d \right) \tag{2.40}$$

負彎矩下梁 2 受壓最外側的應變 ε_{max2} 為：

$$\varepsilon_{max2} = c_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha_2 \phi_d \right) = c_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \frac{M_2}{M_{dc}} \phi_d \right) \tag{2.41}$$

其中 ϕ_d 為相對於梁端分離彎矩 M_d 時之曲率：

$$\phi_d = \frac{2\varepsilon_f}{d_t} \tag{2.42}$$

α_1 為梁 1 之降伏曲率放大係數(= M_1/M_{dt})，梁 1 受壓側之壓力 C_1 為：

$$\begin{aligned} C_1 &= \int_0^{c_1} \sigma_{x1} dA = \int_0^{c_1} E_s \varepsilon_{max1} \frac{x_1}{c_1} dA \\ &= \int_0^{c_1} E_s x_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \alpha_1 \phi_d \right) dA = \int_0^{c_1} E_s x_1 \left(\frac{\theta_{g1}}{d_t} + \frac{M_1}{M_{dt}} \phi_d \right) dA \end{aligned} \quad (2.43)$$

α_2 則為梁 2 之降伏曲率放大係數(= M_2/M_{dc})，梁 2 受壓側之壓力 C_2 為：

$$\begin{aligned} C_2 &= \int_0^{c_2} \sigma_{x2} dA = \int_0^{c_2} E_s \varepsilon_{max2} \frac{x_2}{c_2} dA \\ &= \int_0^{c_2} E_s x_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \alpha_2 \phi_d \right) dA = \int_0^{c_2} E_s x_2 \left(\frac{\theta_{g2}}{d_t} + \frac{M_2}{M_{dc}} \phi_d \right) dA \end{aligned} \quad (2.44)$$

其中 σ_{x1} 及 σ_{x2} 分別為梁 1 及梁 2 受壓處之應力， x_1 及 x_2 則分別為梁 1 及梁 2 受壓側距中性軸距離。由於梁的旋轉角度會造成鋼板消能器拉伸及壓縮軸向變形，其正彎矩下鋼板消能器拉伸變位計算方式如下：

$$\Delta_t = \Delta_{in} + [(d_t - c_1) + (L_p \times \sin\beta + t_b)] \theta_{g1} \times \cos\beta \quad (2.45)$$

當負彎矩下鋼板消能器壓縮變位計算方式為：

$$\Delta_c = \Delta_{in} + [c_2 + (L_p \times \sin\beta + t_b)] \theta_{g2} \times \cos\beta \quad (2.46)$$

其中 Δ_t 為鋼板消能器總伸長量， Δ_c 為鋼板消能器總壓縮量。利用圖 2.4 (c) 之力量-位移關係圖即可求得鋼板消能器在梁的一側與柱面分離後所受之拉力 T_p 與壓力 C_p [圖 2.3(d)]。

2. 利用軸向力平衡解中性軸位置 c_1 及 c_2

首先假設 $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ ，則鋼腱拉力 T_{ST} 、合壓力 C_1 及 C_2 、鋼板消能器拉力 T_p 及壓力 C_p 可分別利用(2.39)式、(2.43)式、(2.44)式、(2.45)式及(2.46)式求得，並分別於梁 1 及梁 2 利用軸向力平衡條件：

$$C_1 = T_{ST} + T_p \cdot \cos\beta \quad (2.47)$$

$$C_2 + C_p \cdot \cos\beta = T_{ST} \quad (2.48)$$

反覆迭代 c_1 、 c_2 直到滿足上式之平衡條件以求取 c_1 、 c_2 。

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分別取彎矩，梁 1 彎矩 M_1 (鋼板消能器承受拉力)：

$$\begin{aligned} M_1 &= \left[T_{ST} \left(\frac{d_t}{2} - c_1 \right) + C_1 \times \frac{2}{3} c_1 \right] + T_p \cdot \cos\beta (t_b + L_p \cdot \sin\beta + d_t - c_1) \\ &= M_{ST,t} + M_{P,t} \end{aligned} \quad (2.49)$$

梁 2 彎矩 M_2 (鋼板消能器承受壓力)：

$$\begin{aligned} M_2 &= \left[T_{ST} \left(\frac{d_t}{2} - c_2 \right) + C_2 \times \frac{2}{3} c_2 \right] + C_p \cdot \cos\beta (t_b + L_p \cdot \sin\beta + c_2) \\ &= M_{ST,c} + M_{P,c} \end{aligned} \quad (2.50)$$

並分別利用梁端彎矩 M_1 及 M_2 與分離彎矩 M_{dt} 及 M_{dc} 之比值求取 α_1 及 α_2 。

4. 計算層間側位移角

利用梁端彎矩和勁度間的關係可由(2.49)式及(2.50)式所得之彎矩計算正彎矩下層間側位移角：

$$\bar{\theta}_1 = \frac{\left[\frac{M_1}{(K_b + K_{P,t})} \times L_b + \left(\frac{M_1}{K_c} + \frac{M_1}{K_{pz}} \right) \times L_c \right]}{L_c} + \theta_{g1} \quad (2.51)$$

其中柱勁度 K_c 及梁勁度 K_b 可由(2.18)式及(2.30)式求得，接頭屈勁度 K_{pz} 在未達梁柱分離前為 $K_{pz,d}$ ，而梁端達分離彎矩後則接頭屈勁度為 K_{pz} ， $K_{P,t}$ 為鋼板消能器於正彎矩下承受拉力所提供之勁度，在鋼板消能器未受拉力而降伏前為 $K_{EP,t}$ ，當鋼板消能器受拉力降伏後勁度為 $K_{PP,t}$ ， L_b 為鋼梁長度， L_c 為梁端到柱中心的長度，而負彎矩下層間側位移角：

$$\bar{\theta}_2 = \frac{\left[\frac{M_2}{(K_b + K_{P,c})} \times L_b + \left(\frac{M_2}{K_c} + \frac{M_2}{K_{pz}} \right) \times L_c \right]}{L_c} + \theta_{g2} \quad (2.52)$$

其中 $K_{P,c}$ 為鋼板消能器於負彎矩下承受壓力所提供之勁度，在鋼板消能器未受壓力而降伏前為 $K_{EP,c}$ ，當鋼板消能器受拉力降伏後勁度為 $K_{PP,c}$ 。檢核由

(2.51)式和(2.52)式所求出之層間側位移角 $\bar{\theta}_1$ 和 $\bar{\theta}_2$ 是否為所希望得到的層間側位移角 θ_1 和 θ_2 ，若不為所希望得到之層間側位移角則回到步驟1修改假設的旋轉角度 θ_{g1} 及 θ_{g2} 與兩側梁端中性軸位置距梁翼加勁板的距離 c_1 及 c_2 ，重複步驟1到步驟4直到求出的層間位移角相同，而此迭代步驟之流程圖如圖2.8所示。

2.2.3 鋼板消能器

鋼板消能器是利用梁柱介面分離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. 假設鋼板消能器在梁柱介面剛體旋轉角 $\theta_g = 0.03$ 弧度時，承受拉力之消能鋼板最窄削切處應變為 ϵ_t 並提供 αM_{np} 的彎矩強度，而承受壓力之消能鋼板最窄削切處應變為 ϵ_c 並提供 βM_{np} 的彎矩強度，其中 α 為鋼板消能器承受拉力時所提供的彎矩強度 $M_{P,t}$ 與梁的塑性彎矩強度 M_{np} 的比值， β 為鋼板消能器承受壓力時所提供的彎矩強度 $M_{P,c}$ 與梁的塑性彎矩強度 M_{np} 的比值，鋼板消能器之消能鋼板最窄處斷面積 A_m 。
2. 決定最窄削切處斷面積 A_m :

$$A_{m1} \geq \frac{\alpha M_{np}}{\sigma_{P,t} \cdot \cos\beta(t_b + L_p \cdot \sin\beta + d_t - c_1)} \quad (2.53)$$

$$A_{m2} \geq \frac{\beta M_{np}}{\sigma_{P,c} \cdot \cos\beta(t_b + L_p \cdot \sin\beta + c_2)} \quad (2.54)$$

$$A_m = \text{Max}\{A_{m1}, A_{m2}\} \quad (2.55)$$

其中 $\sigma_{P,t}$ 及 $\sigma_{P,c}$ 分別為鋼材A36 應變為 ϵ_t 及 ϵ_c 時所對應的應力[圖2.4(a)所示]。

3. 積分應變由固接端中心位置至 L_p 處[圖2.4(b)]可得鋼板消能器力量-位移曲線[圖2.4(c)]。
4. 在 $\theta_g = 0.03$ 弧度時，鋼板消能器的變形量由(2.45)及(2.46)式求得，並利

用圖 2.4(c)求得拉力強度與壓力強度。

5. 為確保接頭自行復位能力，鋼板消能器所提供之最大彎矩強度 $M_{P,t}$ 及 $M_{P,c}$ 分別須小於鋼腱提供之初始彎矩強度 $M_{dt,ST}$ 及 $M_{dc,ST}$ 。

6. 消能鋼板與底板使用填角焊接合，因此需檢核其焊接強度 ϕR_w ：

$$\phi R_w = \phi \cdot F_w (0.707a) \cdot L_w \geq P_u \quad (2.56)$$

其中 $\phi(=0.75)$ 為折減係數， F_w 為焊材的標稱強度， a 為焊接深度， L_w 為焊接長度， P_u 為消能鋼板最窄削切處之極限強度。

7. 為避免鋼板消能器與鋼筋混凝土柱及鋼梁之接合面產生滑動，因此需分別檢核介面間所提供之摩擦力：

$$r_{str} = 1.13\mu \cdot T_b \cdot N_s \quad (2.57)$$

$$\phi \cdot r_{str} \left(1 - \frac{T_u}{1.13 \cdot T_b \cdot N_b} \right) \quad (2.58)$$

其中 T_b 為螺栓最小拉力強度， N_s 為滑動接觸面數目， μ 為接觸面之摩擦係數， ϕ 為阻力係數(=1.0)， N_b 為螺栓數目， T_u 為負向力。

2.3 預力梁柱接合試體

本研究試體共三組，其中鋼筋混凝土柱與鋼梁皆重複使用，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，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：

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 2.33 - \frac{h/t_w}{1.12 \sqrt{E_s / F_y}} = 0.48 \quad (2.59)$$

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 2.11 所示，每組試體皆於梁柱接合處下側裝設鋼板消能器，試體 1 及試體 2 所採用的是挫屈束制鋼板器 (Buckling-Restrained Energy Dissipator)，試體 3 則採用十字型鋼板消能器 (Cross-Shaped Energy Dissipator)，各組試體接頭區鋼板消能器細節列於表 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的彎矩強度 $M_{d,ST}$ 為 0.29 M_{np} 且在正彎矩下承受拉力之鋼板消能器提供彎矩強度 $M_{dt,P}$ 為 0.03 M_{np} ，在負彎矩下承受壓力之鋼板消能器提供的彎矩強度 $M_{dc,P}$ 為 0.008 M_{np} ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 800 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 0.27 F_{pu} ，其中 F_{pu} 為鋼腱極限強度(=1860 MPa)。挫屈束制鋼板消能器是採用一片材質 A36，厚度 8 mm 的消能鋼板於中間處採對稱圓弧形削切，並在鋼板兩側分別以兩片材質 A572 Gr. 50，厚度 10 mm 的防挫屈蓋(鋼)板採用螺栓夾合，最後分別在消能鋼板的兩端焊接兩片材質 A572 Gr. 50，厚度 20 mm 的底(鋼)板，而挫屈束制鋼板消能器的切割及焊接於工廠進行製作，而在挫屈束制鋼板消能器組裝於試體上之前必須於消能鋼板與防挫屈蓋板之間塗抹牛油以避免摩擦力的產生，待試體組裝且施拉預力完成之後再以螺栓接合，挫屈束制鋼板消能器的型式及梁柱接合細節如圖 2.9 所示，其中挫屈束制鋼板消能器的防挫屈蓋板如圖 2.12(a)所示。預測的梁端彎矩與旋轉角的關係如圖 2.13(a)所示。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_t 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 $0.38 M_{np}$ 且在正彎矩下承受拉力之鋼板消能器提供的彎矩強度 $M_{dt,P}$ 為 $0.09 M_{np}$ ，負彎矩下承受壓力之鋼板消能器提供的彎矩強度 $M_{dc,P}$ 為 $0.03 M_{np}$ ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 1070 kN，試體 2 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 $0.36 F_{pu}$ 。挫屈束制鋼板消能器是採用一片材質 A36，厚度 8 mm 的消能鋼板於中間處採對稱直線削切，並在鋼板兩側分別以兩片材質 A572 Gr. 50，厚度 13.5 mm 的防挫屈蓋(鋼)板採用螺栓夾合，最後分別在消能鋼板的兩端焊上兩片材質 A572 Gr. 50，厚度 20 mm 的底(鋼)板，而挫屈束制鋼板消能器的切割及焊接於工廠進行，而在鋼板消能器組裝於試體上之前必須於消能鋼板與防挫屈蓋板之間塗抹牛油以避免摩擦力的產生，待試體組裝且施拉預力完成之後再以螺栓接合，挫屈束制鋼板消能器的型式及梁柱接合細節如圖 2.10 所示，其中挫屈束制鋼板消能器的防挫屈蓋板如圖 2.12(b)所示。預測的梁端彎矩與旋轉角的關係如圖 2.13(b)所示。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後則列於表 2.3，剛體旋轉角與層間側位移角關係列於表 2.4。

2.3.3 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 $0.29 M_{np}$ 且在正彎矩下承受拉力之鋼板消能器提供的彎矩強度 $M_{dt,P}$ 為 $0.03 M_{np}$ ，在負彎矩下承受壓力之鋼板消能器提供的彎矩強度 $M_{dc,P}$ 為 $0.008 M_{np}$ ，依據 2.2.1 節的設計步驟可得初始預力 800 kN，試體 2 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 $0.27 F_{pu}$ 。鋼板消能器是採用三片材質 A36，厚度 4 mm 的鋼板焊接成十字型

式，並於鋼板中間處採對稱圓弧形削切，最後分別在十字型鋼板的兩端焊上兩片材質 A572 Gr. 50，厚度 20 mm 的底(鋼)板，而十字型鋼板消能器的切割及焊接皆於工廠先行製作，待試體組裝且施拉預力完成之後再以螺栓接合的方式裝設於試體上，十字型鋼板消能器型式及梁柱接合細節如圖 2.11 所示。預測的梁端彎矩與旋轉角的關係如圖 2.13(c) 所示。試體在各步驟中勁度依據 2.2.2 節計算後則列於表 2.3，剛體旋轉角與層間側位移角關係列於表 2.4。

2.4 材料性質

三組試體皆使用相同之鋼梁，其材質為 A572 Gr. 50 之鋼材，而鋼板消能器則採用 A36 低碳鋼材，分別製作拉力試片測試強度(表 2.5)，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，製作 3 個混凝土圓柱抗壓試體，並對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。

2.5 試體載重歷時及量測儀器規劃

本試驗共三組試體，測試構架如圖 2.14 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 2.15 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 3 應變計與位移計的設置如圖 2.16 至圖 2.18 所示。為研

究預力梁柱接頭上鋼板消能器之行為，故分別在梁 1 及梁 2 的鋼板消能器設置位移計，以量測鋼板消能器之位移變化量，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，因此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，並分別在梁 1 及梁 2 的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_{g1} 及 θ_{g2} ，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 $\delta_{\theta g}$ ，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 2.19)，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 2.19 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、腹板及加勁板及鋼板消能器之軸向應變，(2)三軸應變計(以 R 為標示)，量測梁腹板之剪應變。



第三章 試體試驗與結果分析

3.1 前言

本研究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，三次實驗的梁柱試體皆重複使用，其中只替換不同型式的鋼板消能器，並施拉不同的預力。3.2 節介紹試體製作與組裝程序，3.3 節至 3.5 節為各組試體實驗現象描述與數據分析。3.6 節則對於鋼板消能器進行子實驗並利用有限元素分析程式 ABAQUS(2003)研究其力學行為。

3.2 試體組裝

試體分為混凝土柱、鋼板消能器與鋼梁。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，鋼板消能器與鋼梁則由鴻舜鋼鐵廠製造，其中消能鋼板上弧形削切採雷射切割以確保精確度。

試體組件送至實驗室後，先進行假組裝，利用剪力板將梁鎖至定位，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 3.1)，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(= 40.1cm²)， 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 的梁柱交會區採用挫屈束制鋼板消能器，其中包含一片 8 mm 的消能鋼板、兩片防挫屈蓋板及兩片底板，消能鋼板與底板的焊接於工廠先行製作(照片 3.2)，待試體送至實驗室後先將消能鋼板及蓋板上塗抹牛油(照片 3.3)，再以兩片蓋板夾合消能鋼板並以螺栓接合，組裝完成後如照片 3.4 所示。鋼板消能器分別架設於梁 1 與梁 2 的下側，其中鋼板消能器與梁之間採用螺栓接合於梁翼加勁板，而與柱之間的介面則利用螺栓貫穿鋼筋混凝土柱內預埋的孔位與另一側之鋼板消能器接合。照片 3.5 為試體測試前於測試構架上之全景。

在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度時，梁柱接保持彈性，梁柱接合面亦無分離情形發生。在層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時，在梁柱接頭處產生細微的剪力裂縫，且鋼筋混凝土柱因撓曲作用而於具梁翼板外側約 10cm 處產生拉力裂縫，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 2 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 2.5 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.015$ 弧度時，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 5.5 mm(照片 3.6)。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，梁柱接頭處產生兩條明顯的剪力裂縫寬度約為 0.6 mm(照片 3.7)，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 7.5 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，梁 2 上的鋼板消能器因受拉伸作用而導致最窄削切處斷裂破壞，在進行層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度第二圈時，梁 1 上的鋼板消能器也因受拉伸作用而導致最窄削切處斷裂破壞(照片 3.8)。在實驗結束後將鋼板消能器的蓋板拆卸後發現消能鋼板因受壓縮而產生高模態挫屈(照片 3.9)。

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 為千斤頂力量乘以至柱面距離，而當彎矩為正向時鋼板消能器為受拉消能，當彎矩為負向時鋼板消能器為受壓消能， M_{np} 為梁標稱彎矩強度，試體在層間側位移角將達到 0.03 弧度時，消能鋼板受拉伸斷裂破壞(照片 3.8)，因此只剩鋼腱提供彎矩，但因鋼板消能器在受壓縮變形時仍然會相互擠壓而產生力量，所以負彎矩並無明顯變化。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 $K_{TE}(= 75,021 \text{ kN-m})$ 是取層間側位移角 0.00375 弧度以前之實驗值線性迴歸所得，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，而圖 3.4(a)為正向分離彎矩，圖 3.4(b)則為負向分離彎矩，三組試體的正向分離彎矩平均約為負向分離彎矩的 1.2 倍，且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 800 kN 下降至 780 kN。圖 3.5 為各組試體之彈性勁度與層間側位移角關係，其中圖 3.5(a)為正向彎矩下之彈性勁度，圖 3.5(b)為負向彎矩下之彈性勁度，可觀察到雖然彈性勁度會隨層間側位移角而有些許下降，但仍維持在初始彈性勁度 95%的範圍內，且正、負彎矩下之彈性勁度約只相差 90%，其中以正向彎矩下的彈性勁度較大。圖 3.6 則為各組試體之塑性勁度與層間側位移角關係，其中圖 3.6(a)為正向彎矩下之塑性勁度，圖 3.6(b)為負向彎矩下之塑性勁度，可觀察到塑性勁度於正、負

彎矩下幾乎無下降的趨勢，但正、負彎矩下之塑性勁度並不相同其中以正向彎矩下的塑性勁度較大。圖 3.7 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(2.39)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與利用簡化方法(即固定中性軸位置)所求得之鋼腱力量皆相當接近實驗的預力值，在 0.03 弧度層間側位移角時之軸力與梁軸向降伏強度比值($P_{3\%}/\phi_b P_y$)列於表 3.1。

圖 3.8(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 2.16(b)中的位移計 L1 及 L2 代入(2.60)式推導所得，圖中直線部分為由 2.2 節推導所得之梁柱接頭勁度。圖 3.8(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，圖中直線部分為由 2.2 節推導所得之柱勁度。依據 2.5 節所推導的梁端變位分離方式計算所得之梁端變位分量表示於圖 3.9(a)及 3.10(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 3.9(b)及 3.10(b)，在尚未達分離彎矩前，鋼梁的彈性彎曲曲率所造成之梁端側向位移所佔的比例較大，但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。

梁柱分離之剛體旋轉角 θ_g 可藉由 L3、L4 及 L5、L6[圖 2.16(b)]所量得的位移變化量除以兩個位移計的距離所得，剛體旋轉角與層間側位移角關係如圖 3.11 及表 3.2 所示，圖 3.11(a)為各組試體於正彎矩下剛體旋轉角與層間側位移角關係，圖 3.11(b)為各組試體於負彎矩下剛體旋轉角與層間側位

移角關係，由 2.2 節可知剛體旋轉角於正、負彎矩下時並不相同，圖 3.12 為正、負彎矩下鋼體旋轉角比值與層間位移角關係，可觀察到因負彎矩下梁柱介面會先達分離，因此負彎矩下之剛體旋轉角會大於正彎矩下之剛體旋轉角，但隨層間側位移角增加，則正、負彎矩下之剛體旋轉角則有相近的趨勢。另外由實驗所量測之鋼體旋轉角與利用下式計算所得之結果相似(圖 3.13)：

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

試體 1 的預力施加目標為 800kN，在預力施加完成後，最後試驗時鋼腱預力為 805kN，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 3.14。

根據在上下梁翼內側裝置的位移計 L3、L4 及 L5、L6 [圖 2.16(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 3.15)，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，當彎矩為正向時，梁柱分離之剛體旋轉角達 0.02 弧度後，中性軸會趨近於梁上翼板與腹板接合處，當彎矩為負向時，梁柱分離之剛體旋轉角在 0.015 弧度後，中性軸便已趨近於梁下翼板與腹板接合處，此因負彎距下梁柱將較早達成分離，而中性軸在梁柱分離後將迅速地接近於翼板與腹板接合處，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。

鋼板消能器外側架設位移計 L7 及 L8 [圖 2.16(b)]，量測鋼板消能器的變形量，量測到鋼板消能器的變形量與梁柱分離轉角的關係如圖 3.16 所示，發現當鋼板消能器在受壓縮時的位移量較小，在剛體旋轉角達 0.025 弧度時最大的壓縮位移量約為 -5.8 mm，當鋼板消能器在受拉伸時的位移量則較

大，在剛體旋轉角達 0.024 弧度時最大的拉伸位移量約為 16.9 mm。假設中性軸位於梁翼板與腹板接合處及正、負彎矩之梁柱分離轉角相同(簡化分析)，並利用公式(2.45)及(2.46)計算鋼板消能器的伸長量 Δ_t 與縮短量 Δ_c ，分析所得之結果如圖 3.16 所示，另外利用迭代法計算中性軸位置再計算鋼板消能器的伸長量也示於圖中，可以看到預測與實驗所量測之鋼板消能器位移量相似。

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鋼板消能器所提供之彎矩分量，另外，由於中性軸在達剛體旋轉角 0.015 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，亦可計算出鋼腱與消能鋼板所提供之彎矩分量，結果如圖 3.17 所示，當正彎矩在 0.075 弧度時梁上中性軸尚未趨近於假設處，因此由反覆迭代法所得鋼腱與消能器提供之彎矩強度較簡化計算的結果小，待中性軸趨於定值後，則由兩種計算方式所得的結果皆相近，當負彎矩在 0.075 弧度時則由反覆迭代法所得鋼腱與消能器提供之彎矩強度較簡化計算的結果稍微小一些，待中性軸趨於定值後兩者相當接近，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由反覆迭代法所得結果相近。

3.3.3 局部反應

為量測鋼板消能器在梁腹板所提供的剪力，因此在梁腹板位於鋼板消能器的左右兩側各黏貼三軸應變計[圖 3.18(a)]，其中斷面A(V_{A-A})的剪力應等於梁端千斤頂所提供的力量(V_b)，而鋼板消能器所提供的剪力(V_{BRED})則為斷面A(V_{A-A})與斷面B(V_{B-B})的剪力差值。圖 3.18(b)及 3.18(c)分別表示在正、負彎矩時剪應變沿梁斷面A-A的分布情形，圖 3.18(d)及 3.18(e)分別表示在正、負彎矩時剪應變沿梁斷面B-B的分布情形，而圖 3.18(f)至 3.18(j)為梁腹

板上各個位置的剪應變值，由於量測所得的剪應變值皆未達降伏剪應變，所以乘以減力模數 $G(=77000 \text{ MPa})$ 可得剪應力，分別將同一斷面上所求的剪應力乘上梁腹板的各個斷面積，並且相加便可得梁斷面上的剪力值，所以剪力 V_{A-A} 及 V_{B-B} 可由下式求得：

$$\begin{aligned} V_{A-A} &= (\tau_{R1} \times L_1 + \tau_{R2} \times L_2 + \tau_{R3} \times L_3) \times t_w \\ V_{B-B} &= (\tau_{R4} \times L_1 + \tau_{R5} \times L_2 + \tau_{R6} \times L_3) \times t_w \end{aligned} \quad (3.3)$$

其中 L_i 為梁腹板上各個應變計的有效寬度[圖 3.18(a)]， t_w 為梁腹板厚度。所以實驗中鋼板消能器對梁腹板所提供的剪力，最後可由 V_{A-A} 與 V_{B-B} 的差值求出 V_P [圖 3.19(a)及 3.19(b)中第 1 排]。

另外在每個層間側位移角下，可利用公式(2.49)的 T_P 及公式(2.50)的 C_P 分別乘以其垂直於梁的縱向分量，以求得鋼板消能器對梁腹板所提供的剪力(V_{BRP})，其計算方法如公式(3.4)所示：

$$\begin{aligned} V_{P,t} &= T_P \times \sin 30^\circ \\ V_{P,c} &= C_P \times \sin 30^\circ \end{aligned} \quad (3.4)$$

其中 $V_{P,t}$ 為當鋼板消能器承受拉力時，對梁腹板所提供的剪力[圖 3.19(a)中第 2 排]， $V_{P,c}$ 則為鋼板消能器承受壓力時，對梁腹板所提供的剪力[圖 3.19(b)中第 2 排]，因此可以觀察到圖 3.19(a)及 3.19(b)中實驗與分析結果的剪力(V_P)相差約在 15%範圍內，圖 3.19(a)在 0.03 弧度層間側位移角時，因鋼板消能器受拉斷裂，所以由消能器傳至梁腹板的剪力便會降下。

為避免防挫屈蓋板過大的變形量，以致於造成內部鋼板產生挫屈，所以設計防挫屈蓋板時，是以消能鋼板軸向極限強度(P_u)的 10%作為消能鋼板挫屈時對蓋板造成的側向力，並希望防挫屈蓋板能保持彈性，防挫屈蓋板的細部設計於 3.6 節詳述。圖 3.20(a)為鋼板消能器上防挫屈蓋板的單向應變計位置圖，而由圖 3.20(b)至 3.20(e)可發現防挫屈蓋板上的應變計均未達降伏應變值，其中又以黏貼於防挫屈蓋板中心編號S23 的應變最大(0.15%)，其次S25(0.09%)，此現象是由於當消能鋼板較容易在消能鋼板削

切處產生高模態挫屈。

3.4 試體 2 實驗結果

3.4.1 實驗現象觀察

試體 2 的挫屈束制鋼板消能器採現場焊接的方式製作，其步驟是先將兩片底板分別用螺栓接合於鋼梁及鋼筋混凝土柱上，然後量測兩片底板之間消能鋼板所需的尺寸並於工廠進行切割，將切割完成的消能鋼板利用點焊的方式暫時固定於兩片底板上(照片 3.10)，最後再將整組挫屈束制鋼板消能器拆卸下來以便在現場進行消能鋼板與底板間的焊接，焊接完成後將消能鋼板及蓋板上塗抹牛油，並組裝消能鋼板及蓋板成挫屈束制鋼板消能器(照片 3.11)。其中在梁 1 上挫屈束制鋼板消能器的消能鋼板與蓋板間預留 1 mm 的空隙。在層間側位移角 $\theta = 0.0075$ 弧度時，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 2 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 3 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.015$ 弧度時，梁 1 上挫屈束制鋼板消能器的消能鋼板因預留 1 mm 空隙而造成明顯的高模態挫屈。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，此時可量測到中性軸至下梁翼加勁板距離約為 28 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，梁 1 上消能鋼板斷裂於高模態挫屈的皺摺處，照片 3.12 為消能鋼板高模態挫屈，而梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 14 mm，在進行層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度第二圈時，梁 2 的消能鋼板則由焊道位置開裂而導致非削切位置斷裂破壞(照片 3.13)。

3.4.2 整體反應

圖 3.21 為梁 1 與梁 2 的彎矩與梁端變形關係圖，圖形在 0.03 弧度層間側位移角第二圈時，因消能鋼板受拉伸斷裂，所以只剩鋼腱提供力量而使得正彎矩瞬間降下，但因鋼板消能器在受壓縮變形時仍然會相互擠壓而產

生力量，所以負彎矩並無明顯變化。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 70,757 kN-m，在層間側位移角 0.03 弧度時試體發揮的彎矩為 579 kN-m(= 0.8 M_{np})，鋼腱力量與千斤頂力量之關係如圖 3.22 所示，利用圖 3.22 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 雖然鋼板消能器最窄削切處的面積與試體 1 相同，但由於施拉的鋼腱預力(1061 kN)較試體 1 的預力增加 32%，因此在正、負分離彎矩均較試體 1 大，在經過各階段的層間側位移角後分離彎矩只下降約 5%，圖 3.23 為梁柱分離剛體旋轉角與鋼腱力量關係，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 (2.39) 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，由於鋼梁並未產生挫屈或破壞，因此由上述的兩種預測方法皆相當接近實驗的預力值，在 0.03 弧度層間側位移角時之軸力與梁軸向降伏強度比值($P_{3\%}/\phi_b P_y$)列於表 3.1。

圖 3.24(b)為梁柱接合剪應變 γ 與梁 2 彎矩關係圖，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 3.24 (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 3.9 及圖 3.10 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，而不同的是因試體 2 較試體 1 的分離彎矩大，所以梁柱分離的時間也較晚，在 0.0075 層間側位移角時，由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[圖 3.9(b)及圖 3.10(b)]。

圖 3.12 中的第 2 長條圖為試體 2 於正、負彎矩下鋼體旋轉角比值與層間位移角關係，可觀察到因負彎矩下梁柱介面會先達分離，因此負彎矩下

之剛體旋轉角會大於正彎矩下之剛體旋轉角，但隨層間側位移角增加，則正、負彎矩下之剛體旋轉角比值接近 1，表示正、負彎矩下之剛體旋轉角相當接近。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。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 3.26)，與試體 1 相同當正彎矩時，梁柱分離之剛體旋轉角達 0.02 弧度後，中性軸會趨近於梁上翼板與腹板接合處，當彎矩為負向時，梁柱分離之剛體旋轉角在 0.015 弧度後，中性軸便已趨近於梁下翼板與腹板接合處，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，發現兩者所得之結果依然接近。

試體 2 的預力施加目標為 1070 kN，施加完預力後，由於錨碇損失最後試驗時鋼腱預力為 1061 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 3.14，雖然鋼腱預力會隨層間側位移角的增加而逐漸遞減，但如果鋼梁未產生挫屈則預力損失量很少，試體 2 在 $\theta = 0.03$ 弧度時鋼腱預力損失量為 2%。同於試體 1 在消能鋼板外側架設一位移計，可量測到消能鋼板的變形量與梁柱分離轉角的關係如圖 3.27 所示，鋼板消能器的縮短量在剛體旋轉角達 0.024 弧度時約為 -5.4 mm，鋼板消能器的拉伸量在剛體旋轉角達 0.022 弧度時約為 16.1 mm，假設中性軸位於梁翼板與腹板接合處(簡化分析)，利用(2.45)式及(2.46)式分別計算消能裝置的伸長量與縮短量，分析所得之結果如圖 3.27 所示，另外利用迭代法計算所得鋼板消能器的軸向變形量也示於圖中。

3.4.3 局部反應

圖 3.28(a)為試體 2 梁腹板上三軸應變計的位置圖，其位置與試體 1 相同皆在梁腹板位於鋼板消能器的左右兩側各黏貼三軸應變計，其中圖 3.28(b)

及 3.28(c)分別表示在正、負彎矩時剪應變沿梁斷面A-A的分布情形，圖 3.28(d)及 3.28(e)分別表示在正、負彎矩時剪應變沿梁斷面B-B的分布情形，而圖 3.28(f)至 3.28(k)為梁腹板上各個位置的剪應變值，由於量測所得的剪應變值皆未達降伏剪應變，所以可由公式(3.3)求得剪力 V_{A-A} 及 V_{B-B} ，再由 V_{A-A} 與 V_{B-B} 的差值求出 V_p [圖 3.29(a)及 3.29(b)中第 1 排]。

另外也可利用公式(3.4)所求得鋼板消能器受拉伸變形時對梁腹板所提供的剪力($V_{P,t}$) [圖 3.29(a)中第 2 排]， $V_{P,c}$ 則為鋼板消能器受壓縮消能時，對梁腹板所提供的剪力[圖 3.29(b)中第 2 排]，因此可以觀察出當負彎矩時，鋼板消能器對梁所提供的剪力比正彎矩時最多相差約 5%。

為量測挫屈束制鋼板消能器中消能鋼板的應變，因此在梁 1 上的消能鋼板與防挫屈蓋板間預留 1 mm 的空隙，雖然其中大部分的應變計都因消能鋼板的高模態挫屈並與蓋板間產生摩擦而損壞，但仍有少數幾個應變計存活，圖 3.30(a)為挫屈束制鋼板消能器上的單向應變計位置圖，圖 3.30(b)至 3.30(e)則為各個應變計所量測的應變值，其中編號 S25 及 S26 的應變計在降伏過後就已損壞，而 S27 則到 0.02 層間側位移角時才損壞，而以上三個應變計讀值可看出約在 0.005 弧度層間側位移角時，消能鋼板已達降伏並開始產生遲滯迴圈。由圖 3.30(e)可發現防挫屈蓋板上的應變計尚未達降伏應變值。

3.5 試體 3 實驗結果

3.5.1 實驗現象觀察

試體 3 的梁柱交會區採用十字型鋼板消能器(照片 3.14)，鋼板厚度為 4 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.00375$ 弧度時，梁柱接保持彈性，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，可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 $\theta = 0.0075$ 弧度時，在梁柱接

頭處產生寬度約 0.1 mm 的剪力裂縫，待減載時裂縫也隨之閉合，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 1.5 mm，此時梁 1 上的十字型鋼板消能器也受拉伸作用而在最窄削切處出現降伏(照片 3.15)。在層間側位移角 $\theta = 0.01$ 弧度時，因壓力集中於梁柱接觸面而導致柱表面的混凝土剝落(照片 3.16)，而梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 2 mm，梁柱接頭的剪力裂縫約 0.5 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.015$ 弧度時，梁 2 上的十字型鋼板消能器可觀察到最窄削切處因受壓縮已產生挫屈(照片 3.17)，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 5.5 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.02$ 弧度時，十字型鋼板消能器因受壓縮而產生扭轉挫屈的現象(照片 3.18)，此時可觀察到中性軸約在梁腹板與翼板接合處(照片 3.19)，梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 8.5 mm，梁柱接頭的剪力裂縫仍保持約 0.5 mm。在層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度時，在梁 2 之梁翼加勁板上產生降伏，此時梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 13.5 mm，在進行層間側位移角 $\theta = 0.03$ 弧度第二圈時，梁 1 上的十字型鋼板消能器因受拉伸作用而導致最窄削切處斷裂破壞(照片 3.20)。在層間側位移角 $\theta = 0.04$ 弧度時，梁 2 上的十字型鋼板消能器也因受拉伸作用而導致最窄削切處斷裂破壞，而梁 1 受拉側的梁承壓板與柱面分離約 19 mm，梁柱接頭的剪力裂縫仍保持約 0.5 mm。

3.5.2 整體反應

圖 3.31 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 0.015 後，因十字型鋼板消能器產生嚴重挫屈，所以遲滯迴圈在其後便顯得較不飽滿，整個實驗進行完層間側位移角 0.03 後，因十字型鋼板消能器受拉伸斷裂，所以實驗在進行層間側位移角 0.04 時，單獨由鋼鍵提供彎矩[圖 3.31(a)]。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 76,447 kN-m，在層間側位移角 0.03 弧度時試體發揮的

彎矩為 457 kN-m ($= 0.63 M_{np}$)，鋼腱力量與千斤頂力量之關係如圖 3.32 所示，利用圖 3.32 可找到梁柱分離時之分離彎矩(見圖 3.4 中的第三條長條圖)，試體 3 所施拉的鋼腱預力(802 KN)與試體 1 的鋼腱預力(805 KN)相近，且鋼板消能器最窄斷面積亦相同，因此在正、負分離彎矩均與試體 1 接近，在經過各階段的層間側位移角後，因受十字型鋼板消能器挫屈影響，在正、負分離彎矩分別下降約 9%及 10%。圖 3.33 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(2.39)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，而的兩種預測方法亦於圖 3.33 中，可觀察到三者皆相當接近，在 0.03 弧度層間側位移角時之軸力與梁軸向降伏強度比值 ($P_{3\%}/\phi_b P_y$)列於表 3.1。

圖 3.34(b)為梁柱接合剪應變 γ 與梁 2 彎矩關係圖，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 3.34 (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。由變位分離計算所得之梁端位移分量表示於圖 3.9 及圖 3.10 的第三條長條圖，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 3.12 中的第 3 長條圖為試體 3 於正、負彎矩下鋼體旋轉角比值與層間側位移角關係，可觀察到因負彎矩下梁柱介面會先達分離，因此負彎矩下之剛體旋轉角會大於正彎矩下之剛體旋轉角，但隨層間側位移角增加，則正、負彎矩下之剛體旋轉角愈趨接近。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 3.35)，比較後顯示兩者的結果仍相當接近。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 3.36)，當正彎矩時，梁柱分離之剛體旋轉角達 0.015 弧度後，中性軸會趨近於梁上翼板與腹板接合處，當彎矩為負向時，梁柱分離之剛體旋轉角在 0.01 弧度後，中性軸便已趨近於梁下翼板與腹板接合處，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，發現在剛體旋轉角在 0.01 弧度後兩者才接近。

試體 2 的預力施加目標為 800 kN，施加完預力後，最後試驗時鋼腱預力為 802 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 3.14，雖然鋼腱預力會隨層間側位移角的增加而逐漸遞減，但因鋼梁未產生挫屈所以預力損失量很少，試體 2 在 $\theta = 0.03$ 弧度時鋼腱預力損失量為 5%。同於試體 1 及 2 在消能鋼板外側架設一位移計，可量測到消能鋼板的變形量與梁柱分離轉角的關係如圖 3.37 所示，鋼板消能器的縮短量在剛體旋轉角達 0.025 弧度時約為 -5.3 mm，鋼板消能器的拉伸量在剛體旋轉角達 0.024 弧度時約為 16 mm，假設中性軸位於梁翼板與腹板接合處(簡化分析)，利用(2.45)式及(2.46)分別計算鋼板消能器的伸長量與縮短量，分析所得之結果如圖 3.37 所示，另外利用迭代法計算所得鋼板消能器的軸向變形量也示於圖中。

3.5.3 局部反應

圖 3.38(a)為試體 3 梁腹板上三軸應變計的位置圖，其位置與試體 1 及試體 2 相同皆在梁腹板位於鋼板消能器的左右兩側各黏貼三軸應變計，其中圖 3.38(b)及 3.38(c)分別表示在正、負彎矩時剪應變沿梁斷面 A-A 的分布情形，圖 3.38(d)及 3.38(e)分別表示在正、負彎矩時剪應變沿梁斷面 B-B 的分布情形，而圖 3.38(f)至 3.38(k)為梁腹板上各個位置的剪應變值，由於量測所得的剪應變值皆未達降伏剪應變，所以可由公式(3.3)求得剪力 V_{A-A} 及 V_{B-B} ，再由 V_{A-A} 與 V_{B-B} 的差值求出 V_p [圖 3.39(a)及 3.39(b)中第 1 排]，在圖

3.39(b)中自剛體旋轉角 0.015 弧度後，十字型鋼板消能器因負彎矩下承受壓力而挫屈，所以造成傳遞梁腹板的剪力逐漸下降。另外也可利用公式(3.4)所求得鋼板消能器受拉伸變形時對梁腹板所提供的剪力(V_{Pt}) [圖 3.39(a)中第 2 排]， V_{Pc} 則為鋼板消能器受壓縮消能時，對梁腹板所提供的剪力[圖 3.39(b)中第 2 排]。

圖 3.40(a)為試體 3 的十字型鋼板消能器上單向應變計位置圖，圖 3.40(b)至圖 3.40(f)為應變計讀值，其中應變計編號 S28 為最窄削切處應變值，在層間側位移角 0.01 弧度時應變為 0.05，其後便因鋼板消能器最窄削切處產生嚴重挫屈導致應變計損壞，而無法得知此處應變值，應變計 S23、S24、S25 及 S26 為鋼板消能器未削切處應變值，在層間側位移角 0.03 弧度時，由於十字型鋼板消能器的扭轉挫屈造成此 4 個應變值不一致，其中 S24 應變約為降伏應變的 10 倍，S23 應變則約為降伏應變的 2 倍。

3.6 鋼板消能器實驗結果與分析

3.6.1 試體設計參數

為更進一步研究鋼板消能器的力學行為及破壞模式，因此進行鋼板消能器的實驗，以歸納出適用於預力梁柱接頭的鋼板消能器型式。

此實驗試體共計九組，其中包含一組十字型鋼板消能(Cross-Shaped Energy Dissipator)，以及一組 H 型鋼板消能器(H-Shaped Energy Dissipator)，其餘的七組試體皆為挫屈束制鋼板消能器(Buckling-Restrained Energy Dissipator)，其中試體的研究參數包括鋼板消能器的型式，及消能鋼板的材質和削切型式等，詳細的鋼板消能器研究參數列於表 3.4。

1. CSED:十字型鋼板消能器(圖 3.41)，是採三片材質 A36，厚度 8 mm 的鋼板焊接而成，其中消能鋼板中央採對稱圓弧形削切，並於十字型鋼板消能器上、下兩側各焊接一片材質 A572 Gr. 50，厚度 25 mm 的的轉接鋼板，以

便架設於油壓致動器及承壓底座上，而十字型鋼板消能器端部的加勁板是為使力量能均勻傳遞至鋼板消能器上。

2. HSED :H 型鋼板消能器(圖 3.42)，是由 H 型鋼(H100 50 5 7)加工而成，而在 H 型鋼中間翼板處採對稱圓弧形削切，並為與十字型鋼板消能器比較其消能效果，因此最窄削切處斷面積與十字型鋼板消能器最窄削切處斷面積相同，而 H 型鋼板消能器端部亦焊接加勁板使力量能均勻傳遞至 H 型鋼板消能器。

3. BRED-1 :挫屈束制鋼板消能器如圖 3.43 所示，消能鋼板共計兩組，一組試驗於反覆載重歷時，另一組試驗於單向拉伸試驗，其中採 A36 低碳鋼材質，厚度 8 mm 的消能鋼板，鋼板削切處為長度 110 mm 的直線削切，圓弧形削切半徑則參考 ASTM E606-80 所建議之設計($2t_p \pm 0.5t_p$)，所以保守取 4 倍消能鋼板厚度為半徑，而防挫屈蓋板則採 A572 Gr. 50，厚度 13.5 mm 的鋼板。

4. BRED-2 及 BRED-3 :此兩組試體的挫屈束制鋼板消能器如圖 3.44 所示，其中核心板將採 A36 低碳鋼材質，厚度 8 mm，鋼板削切處為長度 160 mm 的直線削切，削切圓弧則取 2.5 倍消能鋼板厚度為半徑，另外為防止消能鋼板端部未受蓋板覆蓋處產生局部挫屈，因此於消能鋼板端部兩側各加焊一片鋼板，並且需在防挫屈蓋板上開長槽孔。但試體 BRED-3 在消能鋼板與蓋板間與留 1mm 的間隔。

5. BRED-4 及 BRED-5 :此兩組試體的挫屈束制鋼板消能器如圖 3.45 所示，核心板採 A36 低碳鋼材質，厚度 8 mm 的消能鋼板，鋼板削切處為長度 170 mm 的直線削切，削切圓弧則取 5.5 倍消能鋼板厚度為半徑，而防挫屈蓋板則採 A572 Gr. 50，厚度 15 mm 的鋼板。

6. BRED-6 :挫屈束制鋼板消能器(圖 3.43)，消能鋼板共計兩組，一組試驗於反覆載重歷時，另一組試驗於單向拉伸試驗，其中採低降伏鋼(LYP100)

材質，厚度 8 mm 的消能鋼板，鋼板直線削切段長度 110 mm，削切圓弧則取 4 倍消能鋼板厚度為半徑，而防挫屈蓋板則採 A572 Gr. 50，厚度 13.5 mm 的鋼板。

7. BRED-7: 挫屈束制鋼板消能器如圖 3.43 所示，消能鋼板共計兩組，一組試驗於反覆載重歷時，另一組試驗於單向拉伸試驗，其中採低降伏鋼 (LYP100) 材質，厚度 12 mm 的消能鋼板，鋼板削切處為長度 110 mm 的直線削切，削切圓弧則取 4 倍消能鋼板厚度為半徑，而防挫屈蓋板則採 A572 Gr. 50，厚度 13.5 mm 的鋼板。

3.6.2 試體載重歷時及量測儀器規劃

預力梁柱接頭試驗中鋼板消能器上皆有架設位移計，將所量測到的變形量作為鋼板消能器試驗的反覆載重歷時，由於消能鋼板在預力梁柱接頭試驗時拉與壓的變形量不同，因此其反覆載重歷時如圖 3.46(a) 所示，而試體 BRED-3 則採對稱載重歷時，即取拉伸位移量等於壓縮位移量[圖 3.46(b)]，藉此對照非對稱反覆載重歷時的實驗結果。

鋼板消能器試驗中，試體 CSED 與 HSED 皆於交通大學土木結構大樓中進行試驗，其測試構架如圖 3.47 所示，而另外七組挫屈束制消能鋼板則於試驗於國家地震中心的萬能材料試驗機(照片 3.34)。

試體上所架設的量測儀器如圖 3.48(a) 至圖 3.48(d) 所示，每個鋼板消能器試體皆會架設位移計以量測消能器實際變形量，並且黏貼單向應變計以觀察鋼板消能器各部分行為。

3.6.3 實驗現象觀察及實驗反應

因每個消能鋼板材質皆有所不同，因此分別製作拉力試片測試強度與變形量，而應力應變曲線如圖 3.49 所示。

1. CSED :十字型鋼板消能器(照片 3.21)，照片 3.22 為試體測試前於測試構架上之全景，在拉伸 6 mm 時於十字型鋼板消能器的最窄削切處首先產生降伏(照片 3.23)，在壓縮 1.67 mm 時可觀察到消能器的最窄削切處產生挫屈(照片 3.24)，且降伏區域也擴大至整個削切處，在壓縮 4.5 mm 時消能鋼板最窄削切處產生產生嚴重的扭轉挫屈(照片 3.25)，在拉伸 12 mm 時十字型鋼板消能器於中間最窄削切處產生斷裂(照片 3.26)，降伏的區域也已擴散至部分未削切處，實驗結束加勁板部分並未發現有降伏的情形產生，十字型鋼板消能器力量-位移關係如圖 3.50 所示，可觀察到在受壓縮變形時，因削切處產生挫屈使其遲滯迴圈不飽滿。

圖 3.51(a)至圖 3.51(h)為十字型消能鋼板應變與軸向力量關係圖，其中 S5、S6、S7 及 S8 為十字型消能器上最窄削切處應變，在受拉伸斷裂前則此四個應變平均為 18.7%，因最窄削切處受壓縮時會挫屈，所以並無明顯的壓應變值，而 S1、S2、S3 及 S4 為十字型消能器上未削切處應變，此四個應變最大值為 2.8%。



2. HSED :H 型鋼板消能器(照片 3.27)，在拉伸 2.4 mm 時於中間部分之腹板、翼版交接處產生些許降伏的情形(照片 3.28)，在拉伸 4 mm 時於腹板中間處已有明顯的降伏產生，而腹板於接近上、下端版處也有明顯的降伏情形，在壓縮 4.28 mm 時可觀察到 H 型鋼板消能器中間開始產生挫屈，降伏區域也擴大至整個腹板，在壓縮 6.6 mm 時腹板的中間位置產生了嚴重的挫屈(照片 3.29)，而加勁版則尚未降伏，在拉伸 12mm 時 H 型鋼板消能器於最窄削切處中間斷裂(照片 3.30)，圖 3.50 為試體 CSED 與 HSED 力量-位移關係圖，由於此兩組試體最窄削切處斷面積約相同，所以可藉此比較兩組試體的遲滯消能效果，圖中因受壓縮使得 H 型鋼板產生嚴重挫屈，因此遲滯迴圈明顯比十字型消能器小。

圖 3.52(a)至圖 3.52(h)為 H 型消能鋼板應變與軸向力量關係圖，其中 S5 及 S6 為 H 型消能器翼板最窄削切處應變，在受拉伸斷裂前最大應變為 17.8%，而 S7 則為 H 型消能器中央腹板位置應變，其斷裂前最大應變為 15%，位於削切處末端應變計 S4 在拉伸 9.7 mm 時應變為 8.8%，比位於距離削切處 47.5 mm 的 S1 應變值大，因此距離削切處越近則應變也越大。

3. BRED-1: 挫屈束制鋼板消能器，照片 3.31 為消能鋼板型式，為避免消能鋼板挫屈時與蓋板間產生摩擦力，因此在消能鋼板與蓋板試塗油(照片 3.32)，最後再將兩片防挫屈蓋板夾合消能鋼板並以螺栓固定，照片 3.33 為組裝完成的挫屈束制鋼板消能器，照片 3.34 為試體測試前於萬能材料試驗機上之全景，此試驗在單向拉伸試驗時，拉伸 42 mm 斷裂於直線削切處，在反覆載重試驗於壓縮 6.6 mm 時，消能鋼板端部未受防挫屈端板覆蓋處產生挫屈(照片 3.35)，而最後在拉伸 32.3 mm 時斷裂於直線削切中央處 (照片 3.36)，圖 3.53 為試體於兩種載重型式之力量-位移關係。圖 3.54(a)為防挫屈蓋板上應變計位置圖，圖 3.54(b)為其應變值，可觀察到蓋板並未降伏。

4. BRED-2 及 BRED-3: 照片 3.37 為挫屈束制鋼板消能器之消能鋼板，照片 3.38 為消能鋼板端部防挫屈加勁板，試體 BRED-2 在受壓 3.9 mm 及 4.2 mm 時因材料試驗機油壓不穩定造成線形跳動的現象(圖 3.55)，在拉伸 9.7 mm 第二圈時，消能鋼板斷裂於圓弧形削切與直線削切交接處(照片 3.39)，最後消能鋼板並未觀察到有高模態挫屈產生。圖 3.56(a)為防挫屈蓋板上應變計位置圖，圖 3.56(b)為其應變值，可觀察到蓋板尚未降伏。

試體 BRED-3 由於在消能鋼板與防挫屈蓋板間預留 1 mm 的間隔(照片 3.40)，因此在壓縮 2.9 mm 時可以觀察到消能鋼板已產生高模態挫屈，在拉伸 15.6 mm 第二圈時，消能鋼板斷裂於圓弧形削切與直線削切交接處(照片 3.41)，由於試體 BRED-2 及試體 BRED-3 的差異只在於消能鋼板與防挫屈

蓋板間有無 1 mm 間隔，所以由圖 3.57 可看出兩者在拉力上並無明顯差別，但由於試體 BRED-3 受壓縮變形時會產生高模態挫屈，因此力量大於試體 BRED-2。圖 3.58(a)及 3.58(b)分別為消能鋼板及防挫屈蓋板上應變計位置圖，圖 3.58(c)及 3.58(d)為其應變值，可觀察到蓋板並未降伏，而消能鋼板在拉伸 9.7 mm 最大時最大應變值為 5.4%，但於受壓時產生高模態挫屈因此並無明顯壓應變值。

5. BRED-4 及 BRED-5 :挫屈束制鋼板消能器(照片 3.42)，試體 BRED-4 在拉伸 15.6 mm 第二圈時，消能鋼板受拉斷裂直線削切中央處(照片 3.43)，由於採非對稱反覆載重歷時，因此壓縮 6 mm 時消能器受壓縮時力量約比受拉伸 6 mm 時力量高 21%(圖 3.59)。圖 3.60(a)為防挫屈蓋板上應變計位置圖，圖 3.60(b)為其應變值，可觀察到蓋板並未降伏。

試體 BRED-5 之試驗共進行兩次，而兩次所得之力量-位移關係如圖 3.61 所示，可觀察到由於採對稱反覆載重歷時，因此消能鋼板壓縮 6 mm 時力量約比受拉伸 6 mm 時力量高 9%，本試驗最大拉伸變形量與最大壓縮變形量皆為 8mm。圖 3.62(a)為防挫屈蓋板上應變計位置圖，圖 3.62(b)為其應變值，可觀察到蓋板並未降伏。

6. BRED-6 : 挫屈束制鋼板消能器(照片 3.31)，此試驗在單向拉伸試驗時，於拉伸變形量 78.8 mm 時斷裂直線削切處，但在反覆載重試驗時只承受拉伸變形量至 15.5 mm 便斷裂於消能鋼板直線削切處(照片 3.44)，圖 3.63 中實線段表示試體於反覆載重歷時之力量-位移關係，虛線段則表示試體於單向拉伸載重時之力量-位移關係。

7. BRED-7 :挫屈束制鋼板消能器(照片 3.31)，此試驗在單向拉伸試驗時，在拉伸量至 82 mm 時斷裂於直線削切處，但在反覆載重試驗時只承受拉伸

變形量至 15.4 mm 而斷裂於消能鋼板削切處(照片 3.45)，圖 3.64 表示試體之力量-位移關係，照片 3.46 為消能鋼板受壓縮時產生些微挫屈。

3.6.4 鋼板消能器有限元素分析

為了進一步了解鋼板消能器之強度與有效變形量，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)進行鋼板消能器非線性有限元素分析。

分析模型

消能鋼板部分皆採用 4 個節點的薄殼元素(S4R)模擬，每個節點有 5 個位移自由度。固定端之節點束制其 5 個位移自由度，另一端在分析時則與實驗相同採單向位移控制，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，並使用吳家慶(2004)由 A36 鋼材反覆載重試驗所得之應變硬化效應參數，其中包含等向硬化參數(Isotropic Hardening)及走動硬化參數(Kinematic Hardening)，表 3.5 為鋼材 A36 其 ABAQUS 材料設定的輸入指令及硬化參數。

1. CSED :首先在 ABAQUS 中固定 CSED 模型的一端，並於另一端給予 1 mm 的軸向壓縮變位，如此可得十字型鋼板消能器的挫屈模態[圖 3.65(a)至 3.65(d)]，從中找出與實驗一致的挫屈模態，因試體 CSED 於壓縮 1.67 mm 時其挫屈形狀較接近 Mode 1(照片 3.24)，但於壓縮 4.5mm 時則挫屈形狀較接近 Mode 2(照片 3.25)，所以選擇挫屈模態 Mode 1 之後再開始分析十字型鋼板消能器，在單向位移加載前先給予十字型鋼板消能器削切中心 0.3 mm 的幾何不完美(Geometry Imperfection)，其微小變行為之前的挫屈模態形狀，最後再依據實驗中位移計的變形量為其位移量進行反覆載重分析。

圖 3.65(e)為 ABAQUS 模擬十字型鋼板消能器之模型，而最後挫屈的形

狀與圖 3.65(a)的挫屈模態相同，圖 3.66 為實驗與 ABAQUS 分析所得之力量-位移關係圖，可觀察到 ABAQUS 雖然可以模擬其挫屈型式，但產生挫屈後分析所得之力量明顯低於實驗值，圖 3.67 為拉伸變形量 9.75 mm 時，軸向塑性應變分布情形，而發現應變集中於消能鋼板最窄削切處，因此若以消能器伸長量除以圓弧形削切段長度來預測其應變值將造成低估。

十字型鋼板消能器之削切形狀為圓弧形削切，根據陳俊翰(2004)與吳家慶(2004)的研究，發現採圓弧形削切時所得之力量將大於利用 2.2 節中由積分法所得之雙線性力量-位移曲線，為證明此種現象因此分別製作兩種相同材質，但不同型式之鋼材拉力試片，其中Coupon 1 是為標準鋼材拉力試片 [照片 3.47(a)]，而Coupon 2 則為與十字型鋼板消能器相同型式之圓弧形消能鋼板 [照片 3.47(b)]，圖 3.68 為以上兩種鋼材拉力試片位於削切中央處的應力-應變關係圖，可觀察到兩者雖然材質相同但由於削切形狀不同導致圓弧形消能鋼板所得之應力大於標準鋼材拉力試片，由於十字型鋼板消能器的尺寸與型式皆與圓弧形削切鋼材拉力試片相同，因此假設 α 、 β 為此種圓弧形削切型式之放大係數，其中圓弧形消能鋼板之降伏應力(σ_{y2})與標準鋼材拉力試片之降伏應力(σ_{y1})之比值為 $\alpha(=\sigma_{y2}/\sigma_{y1})$ ，而圓弧形消能鋼板之極限應力(σ_{u2})與標準鋼材拉力試片之降伏應力(σ_{u1})之比值為 $\beta(=\sigma_{u2}/\sigma_{u1})$ ，最後再將所得之放大係數($\alpha=1.142$ ， $\beta=1.148$)分別乘上由第 2.2 節所提之積分法得雙線性力量-位移曲線的降伏力量(P_y)與極限力量(P_u)，結果如圖 3.69 所示，可明顯發現雙線性力量-位移曲線在乘放大係數後拉力便與實驗值相近，惟壓力部分尚與時驗值不符，推斷其原因可能為應變硬化而導致鋼板消能器在相同位移時受壓縮之力量較拉伸之力量大。

2. BRED-1:圖 3.70(a)為其實驗與分析力量-位移關係，圖中分析部分則是利用 2.2 節中由積分法所得之雙線性力量-位移曲線，可明顯看出由此方式所

得之拉力已相當接近實驗值，但由於反覆載重的拉壓不對稱，因此拉壓時產生的應變硬化也不同，所以導致由積分法所得之壓力量將低估。

圖 3.71(a)為拉伸變形量 9.75 mm時，軸向塑性應變分布情形，發現應變較採圓弧形削切時分散於整個直線削切處。圖 3.73 為鋼板消能器於不同拉伸與壓縮變形量時，直線削切處中央的平均軸向應變值，其中圖 3.73(a)及圖 3.74(a)中的第一條長條圖為ABAQUS分析所得之平均軸向應變，而第二長條圖為利用積分法所得力量-位移曲線，並配合應力-應變曲線所求得之應變值，第三條長條圖所得之軸向應變則取變形量(δ)與直線削切段長度 L_1 [圖 3.72(a)]的比值作為簡化分析之應變值($\varepsilon = \delta/L_1$)，第四長條圖則為變形量(δ)與削切段全長 L_2 [圖 3.72(a)]的比值作為應變值($\varepsilon = \delta/L_2$)，圖 3.73(a)在拉伸變形量 22.15 mm時由ABAQUS分析與拉伸變形量除以 L_1 所得之軸向應變值誤差率約為 5%，但由拉伸變形量除以 L_2 所得之軸向應變值誤差率為 36%，圖 3.74(a)為ABAQUS分析與壓縮變形量除以 L_1 所得之軸向應變值，其中於壓縮 6.6 mm時誤差率約為 8%，但由壓縮變形量除以 L_2 所得之軸向應變值誤差率為 35%，所以可明顯觀察到由 L_2 所得之軸向應變值將造成低估。

為更進一步了解圓弧形削切對消能鋼板破壞型式的影響，所以使用破裂參數(Rupture Index, RI)來評估消能鋼板發生破壞的潛在可能區域。破裂參數其定義為材料常數 a 與等價塑性應變 $PEEQ$ 的乘積在除以韌性破壞時之應變 ε_r (Hancock & Mackenzie 1976)，其表示式為：

$$RI = \frac{a \times PEEQ}{\varepsilon_r} \quad (3.5)$$

$$PEEQ = \frac{1}{6} \left[(\varepsilon_{y1} - \varepsilon_{y2})^2 + (\varepsilon_{y2} - \varepsilon_{y3})^2 + (\varepsilon_{y3} - \varepsilon_{y1})^2 \right] \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_r = a \times \exp\left(\frac{1.5\sigma_m}{\bar{\sigma}}\right) \quad (3.7)$$

$$\sigma_m = -\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.8)$$

其中等價塑性應變(*PEEQ*)為塑性應變張量的第二不變量，其值可在 ABAQUS 分析結果中直接選取變數 *PEEQ* 得知，而 ε_{y1} 、 ε_{y2} 及 ε_{y3} 分別為三個主軸塑性應變，靜應力 σ_m 則為主軸應力的平均值取負號，其值亦可由 ABAQUS 分析結果中直接選取變數 Pressure 得知，而 σ_1 、 σ_2 及 σ_3 分別為三個主軸應力， σ 為米瑟司應力(Mises Stress)，可在 ABAQUS 中選取變數 Mises 得知。破裂參數主要為判斷消能鋼板臨界面發生破裂的可能性，參數值愈高表示愈容易產生破裂。

圖 3.75(a)為破裂參數沿消能鋼板直線削切段中心[圖 3.72(a) Section A-A]與圓弧形削切處橫斷面[圖 3.72(a) Section B-B]分布情形，在拉伸位移量 9.75 mm 時[如圖 3.70(a)中 *a* 點]，圓弧形削切處最大破裂參數發生於兩側最外緣處其值為 0.87，此時直線削切段中心之最大破裂參數發生於中央處其值為 0.88，而在斷裂破壞前[如圖 3.70(a)中 *b* 點]，圓弧形削切處最大破裂參數發生於兩側最外緣處其值為 2.37，此時直線削切段中心之最大破裂參數發生於中央處其值為 3.39，所以由 ABAQUS 分析所得之破裂參數顯示直線削切段中心皆大於圓弧形削切處，因此直線削切段中心產生破壞的可能性較高，此分析預測與實驗結果一致(照片 3.36)。

3. BRED-2:圖 3.70(b)為其實驗與分析力量-位移關係，可觀察到實驗值力量與 ABAQUS 分析值或由積分法所得之雙線性力量-位移曲線皆相當接近，當受壓縮變形時，則由積分法所得之力量卻明顯小於實驗值及 ABAQUS 分析值。圖 3.71(b)為拉伸變形量 9.75 mm 時軸向應變分布情形，圖 3.73(b)及圖 3.74(b)分別為鋼板消能器於不同拉伸與壓縮變形量時，利用 ABAQUS 分析及簡化分析所得的軸向應變值，其中 L_1 及 L_2 如圖 3.72(b)所示，可觀察到由軸向變形量除以 L_1 所得之軸向應變值與 ABAQUS 分析所得較接近。

圖 3.75(b)為破裂參數沿消能鋼板直線削切段中心[圖 3.72(b) Section A-A]與圓弧形削切處橫斷面[圖 3.72(b) Section B-B]分布情形，在拉伸位移量 9.75 mm 時[如圖 3.70(b)中 *a* 點]，圓弧形削切處最大破裂參數發生於兩側最外緣處其值為 0.58，此時直線削切段中心之最大破裂參數為 0.5，而在斷裂破壞前[如圖 3.70(b)中 *b* 點]，圓弧形削切處最大破裂參數發生於兩側最外緣處其值為 0.93，此時直線削切段中心之最大破裂參數為 0.85，所以由 ABAQUS 分析所得之破裂參數顯示圓弧形削切處皆大於直線削切段中心，因此圓弧形削切處產生破壞的可能性較高，此分析預測與實驗結果一致(照片 3.39)。

4. BRED-3 :圖 3.70(c)為其實驗與分析力量-位移關係，在鋼板消能器受拉伸變形 15.69 mm 時，則由 ABAQUS 分析值或由積分法所得之雙線性力量-位移曲線皆相當接近實驗值最大力量，因消能鋼板與蓋板預留 1 mm 間隔，所以造成消能鋼板受壓縮變形時產生高模態挫屈而使力量增加，而造成 ABAQUS 分析所得壓力量與實驗值相差約為 21%，圖 3.71(c)為消能鋼板受拉伸變形量 9.75 mm 時之軸向應變分布。圖 3.73(c)及圖 3.74(c)分別為鋼板消能器於不同拉伸與壓縮變形量時，利用 ABAQUS 分析及簡化分析所得的軸向應變值，其中 L_1 及 L_2 如圖 3.72(b) 所示。

5. BRED-4 :圖 3.70(d)為其實驗與分析力量-位移關係，當鋼板消能器受拉伸變形 15.69 mm 時，可觀察到實驗值力量與 ABAQUS 分析值或由積分法所得之雙線性力量-位移曲線皆相當接近，當受壓縮變形時，則由積分法所得之力量卻明顯小於實驗值及 ABAQUS 分析值。圖 3.71(d)為 ABAQUS 模型分析軸向應變分布情形，圖 3.73(d)及圖 3.74(d)分別為鋼板消能器於不同拉伸與壓縮變形量時，利用 ABAQUS 分析及簡化分析所得的軸向應變值，其中 L_1 及 L_2 如圖 3.72(c) 所示，可觀察到由軸向變形量除以 L_1 所得之軸向應變值與

ABAQUS分析所得較接近。

圖 3.75(c)為破裂參數沿消能鋼板直線削切段中心[圖 3.72(c) Section A-A]與圓弧形削切處橫斷面[圖 3.72(c) Section B-B]分布情形，在拉伸位移量 9.75 mm 時[如圖 3.70(d)中 *a* 點]，圓弧形削切處最大破裂參數發生於兩側最外緣處其值為 0.76，此時直線削切段中心之最大破裂參數發生於中央處其值為 0.91，而在斷裂破壞前[如圖 3.70(d)中 *b* 點]，圓弧形削切處最大破裂參數發生於兩側最外緣處其值為 1.14，此時直線削切段中心之最大破裂參數發生於中央處其值為 1.63，由破裂參數可判斷直線削切段中心產生破壞的可能性較高，此預測與實驗結果一致(照片 3.43)。

5. BRED-5 :此組試體是採用對稱拉壓位移的反覆載重歷時，因此由圖 3.70(e)可觀察到試體受拉伸變形與受壓縮變形時力量相近，並且由積分法所得之雙線性力量-位移曲線在壓縮位移時力量也與實驗值接近，所以當反覆載重歷時為不對稱，於相同位移量下壓縮位移所經歷的反覆載重次數多於拉伸位移，因而產生嚴重應變硬化現象導致力量高於拉伸位移時的力量。

歸納以上鋼板消能器實驗與分析結果可得以下結論:

1. 採用十字型鋼板消能器及 H 型鋼板消能器時，因在圓弧形削切處易產生局部挫屈，所以造成力量下降而使遲滯迴圈不飽滿，其中又以 H 型鋼板消能器的挫屈較為嚴重，而挫屈束制鋼板消能器由於受壓縮變形時仍不挫屈，因此遲滯迴圈顯得較為飽滿。
2. 由 ABAQUS 分析可發現鋼板消能器削切段採圓弧形削切時，則所得之力量比由積分法所得之雙線性力量-位移曲線還大，且軸向應變容易集中於最窄削切處(圖 3.67)，而當削切段採直線削切時則應變將會較分散於整個削切處(圖 3.71)。

3. 因 A36 低碳鋼材的材料變異性較大，因此即使是相同的鋼板厚度，但由鋼材拉力試片所得之應力或應變仍有所差異，而當消能鋼板受反覆拉壓載重試驗時，則鋼板削切型式及材料品質都將影響其適用範圍。

圖 3.76 為 ABAQUS 分析所得破裂參數比值與圓弧形削切半徑關係，其中縱軸為圓弧形削切處最大破裂參數與直線削切段中心最大破裂參數之比值，若其值大於 1 則表示斷裂區域將可能發生於直線與圓弧形削切交界處，反之若小於 1 則斷裂區域將可能發生於直線削切段，其中黑色圖塊分別表示實驗中依照三組試體模擬所得的分析結果，而白色圖塊則為 ABAQUS 模型分析結果，因此可觀察到當圓弧形削切半徑大於 44 mm (5.5 倍消能鋼板厚， $5.5 t_p$) 時，則破裂參數比值皆小於 1，當削切半徑為 20 mm 時破裂參數比值為 1.14，所以將造成直線與圓弧形削切交界處破壞。圖 3.77 為 ABAQUS 分析所得破裂參數比值與直線削切段長度關係，雖然破裂參數比值會隨直線削切段長度增加而有提升的趨勢，但似乎並不明顯。

圖 3.78 為實驗所得破壞應變比值與圓弧形削切半徑關係，縱軸代表消能鋼板斷裂破壞前直線削切處中央之應變與鋼材拉力試片極限應變的比值，而橫軸則代表圓弧形削切半徑，因此可知道消能鋼板若使用較小的圓弧形削切半徑 ($R \leq 2.5 t_p = 20 \text{ mm}$)，則消能鋼板最後可能會在直線與圓弧形削切交界處產生拉伸斷裂破壞(照片 3.39)，而此時直線削切處中央之應變約只達極限應變的 40%，但鋼板若使用較大的圓弧形削切半徑 ($R \geq 4 t_p = 32 \text{ mm}$)，則消能鋼板最後會在直線削切處產生拉伸斷裂破壞(照片 3.36 及照片 3.43)，此時直線削切處中央之應變約為極限應變 75% 以上。

4. 由於鋼板消能器的拉伸位移量大於壓縮位移量，所以當破壞時常為拉伸斷裂，因此拉伸應變成為主要控制的因素，並且由 ABAQUS 分析與簡化分析所得之消能鋼板直線削切處中央應變約為 85% 以上，所以在設計消能鋼

板直線削切段長度時，應將鋼材拉力試片所得之極限拉伸應變值乘上此值最為限制之最大拉應變。

5. 為避免消能鋼板末端未受防挫屈蓋板覆蓋之區域產生局部挫屈(照片 3.41)，因此應於消能鋼板末端兩側焊接加勁板。

6. 設計防挫屈蓋板時是以 10% 的軸向壓力作為消能鋼板對蓋板所提供的側向力量，為檢驗此項假設是否保守因此需利用蓋板上的應變讀數加以驗證，首先定義 α 為側向力量(F')與軸向壓力量(F)之比值，並假設防挫屈蓋板為簡支梁以預測其上應力值，另外由鋼板消能器蓋板上應變計所得應變值亦可得應力值，所以可由以下公式求得 α 值：

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{\left(\frac{1}{4} F' L\right) \times \frac{t}{2}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3} = \frac{\left(\frac{1}{4} \alpha F L\right) \times \frac{t}{2}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3} \quad (3.9)$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{2 E \cdot \varepsilon \cdot b \cdot t^2}{3 F \cdot L}$$

其中 L 為消能鋼板兩側螺栓距離， t 為防挫屈蓋板厚度， b 則為單側螺栓之間距，圖 3.79 為所得到之 α 值，可觀察到最大值約為 0.05 尚小於設計蓋板時的 0.1，所以假設 10% 的軸向壓力作為側向力應該可以接受。

圖 3.80 分別為利用有限元素分析程式 ABAQUS 模擬三組預力梁柱接頭試驗之鋼板消能器所得結果，其中在力量-位移關係圖中 a 點表示當鋼板消能器於層間側位移角達 0.02 弧度時所受拉伸位移量，b 點則代表實驗中鋼板消能器破壞時之位置，c 點為鋼板消能器所經歷的最大拉伸位移量，於力量-位移關係圖右側為鋼板消能器於 a 點時之軸向應變分布圖，其中試體 1 及試體 3 之鋼板消能器因採圓弧形削切，因此應變仍然集中於最窄削切處，相較之下試體 2 之鋼板消能器軸向應變則較為分散於直線削切段。

圖 3.81 分別為三組鋼板消能器之應力-應變關係圖，其中黑點分別表示

為試驗中鋼板消能器斷裂時(圖 3.80 b點)之應變值，而圖 3.82 為利用 2.2 節的積分法所求得三組鋼板消能器之力量-位移關係圖。圖 3.84 分別為三組鋼板消能器於不同拉伸與壓縮變形量時之軸向應變值，第一條長條圖為 ABAQUS 分析所得之平均軸向應變，第二條長條圖則利用圖 3.82 求得鋼板消能器之力量後，除以鋼板消能器最窄處斷面積求得應力值，最後配合圖 3.81 得應變值，另外簡化分析為為軸向變形量除以 L_1 及 L_2 (圖 3.83)。圖 3.85 為破裂參數沿鋼板消能器(圖 3.83 Section A-A, B-B, C-C)分布情形，其中試體 1 及試體 3 之鋼板消能器最大破裂參數值皆產生於最窄削切處，因此符合實驗所觀察到的情形(照片 3.8 及照片 3.20)，而試體 2 之鋼板消能器最大破裂參數值產生於直線削切段，但實驗產生的破壞位置卻於 C-C 斷面，所以此處可能由於焊接而造成鋼材的脆性破壞。

圖 3.86(a)為試體 1 實驗值與分析值的比較，圖中灰色實線段為預力梁柱接頭實驗之梁端彎矩與位移，黑色實線為由 ABAQUS 所得鋼板消能器力量-位移關係而計算之彎矩與位移關係，分析部份分為未乘放大係數(α 、 β)所得鋼板消能器力量-位移關係而計算之彎矩與位移關係，以及乘放大係數(α 、 β)後所得鋼板消能器力量-位移關係而計算之彎矩與位移關係，另外圖 3.87(a)分別為正、負彎矩下各項分析所得彎矩與實驗彎矩比值，其中以 ABAQUS 分析所得與實驗值較接近，並可明顯看出乘放大係數後彎矩率會提升。

圖 3.86(b)為試體 2 實驗值與分析值的比較，圖中灰色實線段為預力梁柱接頭實驗之梁端彎矩與位移，黑色實線為由 ABAQUS 所得鋼板消能器力量-位移關係而計算之彎矩與位移關係，黑色虛線為由 2.2 節積分法所得鋼板消能器力量-位移關係而計算之彎矩與位移關係，圖 3.87(b)則可觀察到雖然由積分法得雙線性力量-位移曲線而計算之梁端彎矩率較低，但兩種分析方法所得之彎矩率並不算大。

圖 3.86(c)為試體 3 實驗值與分析值的比較，與試體 1 相同由圖 3.87(c)可明顯看出乘放大係數後彎矩率便會上升。

3.6.5 鋼板消能器設計步驟修正

由鋼板消能器實驗可發現挫屈束制鋼板消能器較十字型或 H 型鋼板消能器擁有更好的消能效果，而挫屈束制鋼板消能器的消能鋼板採直線削切較圓弧形削切更能分散應變，因而能承受較大的拉伸變形量，因此鋼板消能器應採用挫屈束制鋼板消能器，其中削切段採直線削切，材質則以 A36 低碳鋼較佳。

1. 首先根據 2.2.3 節步驟 2 決定最窄削切處斷面積(A_m)，然後依據鋼板消能器結論 3，選擇 5.5 倍鋼板厚度以上作為圓弧形削切半徑。
2. 依據鋼板消能器結論 4，將消能鋼板的極限應變(ϵ'_u)定為鋼材拉力試片極限應變的 60%，並且計算消能鋼板於鋼體旋轉角 $\theta_g=0.03$ 弧度時，拉伸變形量($\delta_{t,0.03}$)對於直線削切段造成之應變 0.08，最後再檢核 $\epsilon_{t,0.03} = 0.08 \leq \epsilon'_u$ 。
3. 防挫屈鋼板之厚度以公式 3.9 為設計依據，其中 F' 為消能鋼板 10% 的極限力量 [$F' = 0.1 \times (\sigma_u \times A_m)$]，而防挫屈鋼板之設計應變(ϵ)應為降伏應變(ϵ_y)。
4. 接著再由 2.2.3 節步驟 3 接續鋼板消能器的設計步驟

第四章 動態反應分析

4.1 前言

本節利用美國加州柏克萊大學 S.A. Mahin and J. Lin 於 1983 年所開發的 Nonspec 程式分析單自由度系統非線性反應譜，主要針對預力式建築結構系統使用勁度衰減旗幟模型(許智堡及周中哲 2006)模擬地震作用下的動態反應，以及針對施拉不同預力及不同遲滯消釋能量在地震作用下的動態反應作一比較，並以勁度衰減旗幟模型建立預力式建築結構系統反應譜。

4.2 NONSPEC 基本理論介紹

4.2.1 運動方程式

當結構系統承受水平外力時，以系統阻尼、質量及抵抗力配合時間函數(t)的位移、速度、加速度所組成的方程式，稱為結構系統運動方程式，單自由度系統(Single Degree Of Freedom)受外力時以時間(t)為平衡控制之運動方程式如圖 4.1 所示。

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + R(t) = P(t) \quad (4.1)$$

當單自由度系統受到水平地震力作用時，以時間(t)為平衡控制之運動方程式為圖 4.2 所示。

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + R(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

其中 M 為系統質量(system mass)、 C 為系統組尼(system damping)、 $R(t)$ 為系統抵抗力(resistance function of the system)、 $u(t)$ 為系統位移(system displacement)、 $P(t)$ 為作用於系統的外力(the load action on the system)、 $\ddot{u}_g(t)$ 為地表加速度(ground acceleration)。

將(4.1)及(4.2)式同除 M 予以正規化可得:

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M}\dot{u}(t) + \frac{R(t)}{M} = \frac{P(t)}{M} \quad (4.3)$$

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M}\dot{u}(t) + \frac{R(t)}{M} = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.4)$$

以粘滯組尼比 $\xi = \frac{C}{2M\omega}$ 、系統自然頻率 $\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$ 以及在彈性系統時

$R(t) = K \times u(t)$ 可將(4.3)式及(4.4)式改寫為:

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = \frac{P(t)}{M} \quad (4.5)$$

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.6)$$

並定義參數

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (4.7)$$

$$\rho(t) = \frac{R(t)}{F_y} \quad (4.8)$$

其中 u_y 為系統降伏位移(yield displacement of the system)、 F_y 為系統降伏力(yield force of the system)、 $\mu(t)$ 為系統位移韌性比(displacement ductility of the system)。

將(4.6)除上降伏位移 u_y 可使其正規化如下:

$$\frac{\ddot{u}(t)}{u_y} + 2\omega\xi\frac{\dot{u}(t)}{u_y} + \frac{R(t)}{Mu_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (4.9)$$

其中:

$$\frac{R(t)}{Mu_y} = \frac{K}{M} \frac{R(t)}{Ku_y} = \omega^2 \frac{R(t)}{F_y} = \omega^2 \rho(t) \quad (4.10)$$

$$\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \frac{K}{K} \frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \omega^2 \left(\frac{M}{F_y} \right) \ddot{u}_g(t) \quad (4.11)$$

則(4.9)式可改寫為:

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 \rho(t) = -\omega^2 \left(\frac{M}{F_y} \right) \ddot{u}_g(t) \quad (4.12)$$

為簡化(4.12)右式，定義一無因次參數:

$$\eta = \frac{F_y}{M\ddot{u}_{g\max}} \quad (4.13)$$

定義系統降伏強度係數為 C_y ，因此系統降伏強度為:

$$F_y = C_y \times W = C_y \times M \times g \quad (4.14)$$

系統降伏強度除以系統的最大慣性力稱為強度比(strength ratio)，並依據(4.13)式及(4.14)式可將 η 改寫為：

$$\eta = \frac{C_y}{\ddot{u}_{g \max} / g} \quad (4.15)$$

4.3 理論分析模型

雙線性模型(Bilinear Stiffness Model)及勁度衰減模型(Stiffness Degrading Model)皆為 Nonspec 程式中原內建之模型，而旗幟模型(Flag-Shaped Model)則為分析預力系統所發展的分析模型(陳鈺智及周中哲 2004)，由於本研究為非對稱旗幟模型(圖 4.3)，因此將以勁度衰減旗幟模型(許智堡及周中哲 2006)分析其動態反應。

4.3.1 勁度衰減旗幟模型(Stiffness Degrading Flag Shaped Model)

勁度衰減旗幟模型是由旗幟模型修改所得，由勁度衰減旗幟模型將可模擬旗幟模型在正、負方向為非對稱時之動態反應，動態分析的主要參數包括：系統阻尼係數 $C (= 2M\omega\zeta)$ 、週期 $T (= 2\pi\sqrt{M/K})$ 、降伏強度係數 C_y ，而勁度衰減旗幟模型之定義參數如圖 4.3 所示，詳細參數說明如下：

1. 彈性勁度(K_e): 為預力梁柱系統未達分離彎矩前，力量與位移之比值，因預力系統之彈性勁度在歷經反覆載重後並無明顯折減的現象(圖 3.5)，且正、負彎矩時彈性勁度相差約 10%，所以彈性勁度在正、負彎矩時均假設為一定值。
2. 非彈性勁度(K_p): 為預力梁柱系統進入非彈性階段後，力量-位移曲線之斜率，而預力系統之非彈性勁度在歷經反覆載重後亦無明顯折減的現象(圖 3.6)，但非彈性勁度於正、負彎矩時並不相同，因此採用非彈性勁度比例係數(η)，即負彎矩非彈性勁度與正彎矩非彈性勁度之比值。

3.降伏強度(F_y):取彈性與非彈性延伸線段的相交點定為降伏點如圖 4.3 所示,且降伏強度於正、負彎矩時亦不相同,因此採用降伏強度比例係數(γ),即負彎矩降伏強度與正彎矩降伏強度之比值。

4.遲滯能量消釋係數(α^+ 、 α^-):如圖 4.3 所示, α 值愈大表示系統提供的遲滯消能也愈大,反之則消能愈小,在正彎矩時遲滯能量消釋係數為 α^+ ,負彎矩時遲滯能量消釋係數則為 α^- ,遲滯消釋係數 α 的決定方式為旗幟模型模擬實驗在每一側位移角下的力量-位移關係,因每一層間側位移角皆有其相對應之 α 值而使分析所得遲滯消釋能量與實驗結果相符,表 4.1 為三組試體在每個層間側位移角下所得 α 值。

表 4.2 為三組預力梁柱接頭試驗所得實驗反應之參數,並將此三組所得平均參數值輸入勁度衰減旗幟模型,以進行動態反應分析,其中彈性勁度(K_e)則取每個層間側位移角下未達分離彎矩前所得彈性勁度之平均值,非彈性勁度(K_p)則取每個層間側位移角下當鋼板消能器降伏後所得塑性勁度之平均值,而非彈性勁度比例係數(η)為負彎矩下所得非彈性勁度(K_p)與正彎矩下所得非彈性勁度(K_p)之比值,利用圖 4.3 可分別求得三組試體於正、負彎矩下之降伏強度(F_y),降伏強度比例係數(γ)即負彎矩下降伏強度與正彎矩下降伏強度之比值。圖 4.4(a)至圖 4.4(f)分別為不同層間側位移角時勁度衰減旗幟模型模擬試體 1 所得力量-位移關係,其中圖 4.4(g)則為勁度衰減旗幟模型及試體 1 實驗之力量-位移關係。圖 4.5 為勁度衰減旗幟模型模擬試體 2 之力量-位移關係,圖 4.6 為勁度衰減旗幟模型模擬試體 3 力量-位移關係。

4.4 勁度衰減旗幟模型動態分析與結果比較

在本節中將以勁度衰減旗幟模型,模擬預力建築結構系統在地震下的反應,其中包括本研究之非對稱旗幟模型及對稱旗幟模型動態反應,藉此

比較兩種模型於各種反應譜之結果。

4.4.1 彈性反應譜調整

動態分析採用 15 組地震紀錄(圖 4.8)，而地盤分類為地盤 C 及 D 的地震計錄，並使用最小平方誤差法於週期 $T = 0.1、0.25、0.5、1.0、2.0、2.5、3.0$ 調整此 15 組地震紀錄使其平均值接近 NEHERP 設計反應譜，調整係數與調整後的最大地表加速如表所示，其中平均最大地表加速度為 0.43g，調整後的彈性加速度反應譜如圖 4.8 所示。

4.4.2 非彈性反應譜分析

非彈性反應譜分析中分為非對稱(Unsymmetry)與對稱(Symmetry)兩種勁度衰減旗幟模型，並以此兩種模型分別製作預力式建築結構系統之反應譜，藉此比較兩種模型間動態反應的差異，使用地震紀錄為由 4.4.1 節調整彈性反應譜平均值接近規範曲線後的 15 組地震紀錄，將此 15 組地震紀錄分別執行 8 個結構週期 $T (= 0.1、0.25、0.5、1、1.5、2、2.5、3)$ ，與 5 個系統降伏強度係數 $C_y (= 0.1、0.2、0.4、0.5、0.8)$ ，並以此 15 組地震分析結果之平均值製作反應譜，其中系統降伏強度係數 C_y 需依照公式(4.15)轉換為個別地震紀錄所對應之強度比 η ，而系統阻尼 $\xi = 0.05$ 。

為研究預力式建築結構系統於不同情況下的反應，所以可利用 2.2 節之預測方法求得預力梁柱接頭於施拉不同預力及不同遲滯消能效果之整體行為，並由分析結果中可找出模型應變化的參數，圖 4.9 為預力系統施拉 3 種預力[700、890、1300(KN)]，並分別配合 2 種消能鋼板厚度[4、8(mm)]時所得之力量-位移反應，詳細反應結果列於表 4.3，由表 4.3 可觀察到 K_e 、 K_p/K_e 、 η 及 γ 等 4 項參數並無太大變化，因此動態反應參數研究將不考慮此 4 項參數之變化，因此動態反應參數研究中包括週期(T)、系統降伏強度係

數(C_y)及遲滯能量消釋係數(α^+ 、 α^-)等參數，並且將勁度衰減旗幟分為 4 種類型：

■ Model 1: 非對稱旗幟模型，遲滯能量消釋係數 $\alpha^+ = 0.82$ ， $\alpha^- = 0.37$ 。

■ Model 2: 對稱旗幟模型，遲滯能量消釋係數 $\alpha^+ = 0.82$ ， $\alpha^- = 0.82$ 。

■ Model 3: 非對稱旗幟模型，遲滯能量消釋係數 $\alpha^+ = 0.41$ ， $\alpha^- = 0.18$ 。

■ Model 4: 對稱旗幟模型，遲滯能量消釋係數 $\alpha^+ = 0.41$ ， $\alpha^- = 0.41$ 。

其中 Model 1 為 3 組預力梁柱接頭試驗所得之非對稱旗幟模型，Model 2 則為與 Model 1 比較而建立的對稱旗幟模型，Model 3 為模擬鋼板消能器提供遲滯能量消釋減半時之非對稱旗幟模型，Model 4 亦為與 Model 3 比較而建立的對稱旗幟模型。

圖 4.10 及圖 4.11 為 15 組地震紀錄中的 3 組地震紀錄所得反應譜之力量與降伏強度比值及位移關係，圖 4.10 及圖 4.11 分別為週期於 1.0 及 2.0 時之反應，系統降伏強度係數則有 0.2 及 0.5 兩種，圖中實線部份為 Model 1，虛線部份則為 Model 2，兩種模型在正方向上並無太大差異，但在負方向上可明顯看出 Model 1 的遲滯消能面積較小，且力量也明顯較 Model 2 小。圖 4.12 及圖 4.13 為 Model 3 及 Model 4 之力量與降伏強度比值及位移關係，圖 4.12 及圖 4.13 分別為週期於 1.0 及 2.0 時之反應，系統降伏強度係數則有 0.2 及 0.5，圖中實線部份為 Model 3，虛線部份則為 Model 4，因 Model 3 及 Model 4 分別為 Model 1 及 Model 2 遲滯能量消釋係數減半所得之模型，所以可明顯發現正、負方向上的遲滯迴圈皆比 Model 1 及 Model 2 小。

圖 4.14 為相同地震紀錄下採用 Model 1 於不同週期 $T (= 0.25、1、2、3)$ 所得反應譜力量與降伏強度比值及位移關係，因週期與彈性勁度 (Ke) 成反比 ($T = 2\pi\sqrt{M/K}$)，所以由圖中可明顯觀察到週其愈大則彈性勁度愈小。圖 4.15 則為相同地震紀錄下採用 Model 1 於不同降伏強度係數 $C_y (= 0.2、0.4、$

0.5、0.8)所得反應譜力量與位移關係，可觀察到當降伏強度係數為 0.2 時，則正、負兩方向均已達降伏力量(F_y)，並產生遲滯迴圈，而當降伏強度係數大於 0.4 時，此時只有負方向達降伏力量(F_y)，所以參數伏強度係數(C_y)應相當於施拉不同預力時之效應。

1. 韌性反應譜

預力式建築結構系統之韌性反應譜如圖 4.16 所示，其中圖 4.16(a)為模型 Model 1(實線)及 Model 2(虛線)所得之反應譜，圖 4.16(b)則為模型 Model 3(實線)及 Model 4(虛線)所得之反應譜，由圖 4.16(a)中可觀察出，Model 1 與 Model 2 之降伏強度係數 C_y 分別大於 0.4 及 0.2 時，則週期愈大其所反映出的韌性愈小，且與降伏強度係數 C_y 成反比，即在相同週期下，降伏強度係數越小韌性愈大，由圖 4.16(b)中則可觀察到，Model 3 與 Model 4 之降伏強度係數 C_y 分別大於 0.5 及 0.2 時，則週期愈大其所反映出的韌性愈小，且亦與降伏強度係數 C_y 成反比。由圖 4.16(c)及圖 4.16(d)可發現當遲滯能量消釋係數大時(實線)較遲滯能量消釋係數小時(虛線)所得之韌性較小。

圖 4.17 及圖 4.18 分別為由 Model 1 及 Model 3 所得之韌性需求範圍曲線，由實驗可得知 3 組預力梁柱接頭試驗於正、負方向上之平均降伏層間側位移角分別為 0.005(0.5%)及 0.004(0.4%)弧度，因此當層間側位移角達 0.02(2%)弧度，此時正方向上之韌性為 4，而負方向之韌性則為 5，而當層間側位移角達 0.03(3%)弧度時，正方向上之韌性為 6，而負方向之韌性則為 7.5，當層間側位移角達 0.04(4%)弧度時，正方向上之韌性為 8，而負方向之韌性則為 10，因此在同一層間側位移角下取最大韌性值作為韌性需求範圍之標準而找出相對應之週期(T)與降伏強度係數(C_y)，如圖 4.17 所示韌性需求範圍曲線右半部分即表示預力梁柱接頭試驗可承受之週期(T)與降伏強度係數(C_y)，反之左半部分為不適用之範圍，可觀察到當能量減半時，

雖然韌性需求範圍亦隨之減小，但效果並不明顯。

2. 能量反應譜

圖 4.18(a)及 4.19(a)分別為由 Model 1 & Model 2 及 Model 3 & Model 4 於 15 組地震分析結果下平均系統遲滯能量反應譜，圖 4.18(b)及圖 4.19(b) 為由遲滯能量轉換所得之速度($V_h = \sqrt{2E_h/M}$)反應譜，由圖可觀察到當週期大於 0.5 時，則遲滯能量將隨週期成反比，而當週期小於 0.5 時遲滯能量與週期成正比，另外遲滯能量隨降伏強度係數 C_y 成反比，可觀察到當遲滯能量消釋係數減半時，則遲滯能量亦會減小。

圖 4.20(a)及 4.21(a)分別為由 Model 1 & Model 2 及 Model 3 & Model 4 在 15 組地震分析結果下平均吸收能量反應譜，圖 4.20(b)及圖 4.21(b)為由吸收能量轉換而得之速度($V_a = \sqrt{2E_a/M}$)反應譜，由圖可觀察到當週期大於 0.5 時，則遲滯能量將隨週期成反比，而當週期小於 0.5 時吸收能量與週期成正比，另外吸收能量與降伏強度係數 C_y 間並無明顯關係，且由非對稱與對稱旗幟模型所之吸收能量差異不大，對於遲滯能量消釋係數減半時，則吸收能量亦無顯著變化。

3. 加速度反應譜

圖 4.22(a)及 4.22(b)分別為由 Model 1 & Model 2 及 Model 3 & Model 4 在 15 組地震分析結果下平均絕對加速度反應譜，可觀察到週期愈大則絕對加速度愈小，且與降伏強度係數 C_y 成正比，即在相同週期下降伏強度係數愈大則絕對加速度愈大，且週期大於 2 秒後，其遞減幅度較週期為 2 秒前小，並且由 Model 1(Model 3)與 Model 2 (Model 4)所得之絕對加速無明顯區別，惟當降伏強度係數 C_y 為 0.8 時，則由 Model 2(Model 4)所得之絕對加速度較大，且當遲滯能量消釋係數減半時[圖 4.22(b)]所得之平均絕對加速度

並無明顯差異。

4. 最大位移反應譜

圖 4.23(a)及 4.23(b)分別為由 Model 1 & Model 2 及 Model 3 & Model 4 在 15 組地震分析結果下平均相對最大位移反應譜，由圖中可觀察到最大位移與週期成正比，即當週期愈大其所對應之最大位移愈大，且降伏強度係數 C_y 與相對最大位移間並無直接的關係，另外由非對稱(Model 1 & Model 3) 或對稱旗幟模型(Model 2 & Model 4)所得之最大相對位移差異並不大，當遲滯能量消釋係數減半時[圖 4.23(b)]所得之平均相對位移與未減半時約相同。



第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究共試驗三組含不同型式鋼板消能器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，並在鋼梁的下側裝置鋼板消能器，以提供消能能力，其中試體 1 採用挫屈束制鋼板消能器，並於消能鋼板上採對稱圓弧形削切，試體 2 亦是採用挫屈束制鋼板消能器，但在消能鋼板上採對稱直線削切，試體 3 則採用十字型鋼板消能器，消能鋼板上採對稱圓弧形削切，三組預力梁柱接頭試驗的鋼板消能器接用螺栓分別與混凝土柱及鋼梁接合，且三組鋼板消能器最窄削切處斷面積皆相同，並在設計時配合不同的初始預力以觀察其整體行為。另外，針對鋼板消能器進行試驗以探討鋼板消能器的力學行為及破壞機制，並且藉鋼板消能器試驗結果與分析而修正其設計步驟。針對實驗結果與理論分析，可歸納出以下幾點結論：

1. 由三組試體的力量-位移關係圖中可以明顯發現，因鋼板消能器只架設於預力梁柱接頭下側，而造成力量-位移關係為非對稱(圖 3.1、圖 3.21 及圖 3.31)，其中在正彎矩下鋼板消能器承受拉力，而負彎矩下鋼板消能器承受壓力，因鋼板消能器承受拉力時與中性軸距離較遠，所以於相同層間側位移角時正彎矩下鋼板消能器所提供的彎矩較負彎矩下鋼板消能器所提供的彎矩大，且正彎矩下之遲滯消能面積也較負彎矩之遲滯消能面積大。
2. 在相同層間側位移角時正、負彎矩下之分離轉角及中性軸也不相同，其中負彎矩下因梁柱分離的時間較早，因此在層間側位移角 0.015 弧度前造成正彎矩之分離轉角較大，而在層間側位移角 0.02 後正、負彎矩下之分離轉角趨近於相同。中性軸位置在負彎矩下於層間側位移角 0.015 時則已在梁腹板與翼板交接處，而在正彎矩下於層間側位移角 0.02 時才達

梁腹板與翼板交接處。

3. 由於試體 1 及試體 3 皆施拉約相同的初始預力，且鋼板消能器最窄消切處斷面積也相同，因此可比較兩者力量-位移關係圖(圖 3.1 及圖 3.31)，可觀察到試體 3 所採用的十字型鋼板消能器因受壓力時會造成其削切處產生挫屈，所以遲滯消能較試體 1 所採用的挫屈束制鋼板消能器所得效果較差。
4. 由鋼板消能器試驗與分析中可得十字型與 H 型鋼板消能器皆因於削切處產生挫屈因此造成遲滯消能效果的減損，另外利用 ABAQUS 分析可發現軸向應變易集中於圓弧形最窄削切處(圖 3.67)而造成鋼板消能器提早破壞。挫屈束制鋼板消能器皆採直線消切，並改變直線削切段長度、圓弧形削切半徑及消能鋼板材質等參數，由 ABAQUS 分析所得破裂參數可發現，當圓弧形削切半徑小於 4 倍消能鋼板厚度時，則直線與圓弧形削切交界處將產生較大的破裂參數值，表示此處可能產生破壞，並由實驗可印證若削切圓弧半徑小於 4 倍消能鋼板厚度時則消能鋼板將提早破壞於直線與圓弧形削切交界處(照片 3.39)。
5. 由鋼板消能器試體 CSED 可發現採圓弧形削切所得降伏強度與極限強度較大於最窄處面積乘降伏應力與極限應力，但若消能鋼板削切處採直線削切則所得降伏強度與極限強度相近於最窄處面積乘降伏應力與極限應力。
6. 由反應譜分析可發現由非對稱與對稱旗幟模型所得之反應譜，除了在韌性有明顯差別外，對於遲滯能量、吸收能量、最大相對位移及絕對加速度等並無顯著影響，而非對稱旗幟模型之韌性較大，是由於負方向的降伏位移較小，所以相對造成其韌性較大。至於將遲滯能量消釋係數減半時，除了遲滯能量之外，其餘各項反應譜值包括吸收能量也似乎沒有太大的差異。

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，同時藉由鋼板消能器消釋地震能量，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. 因 A36 低碳鋼材的材料變異性甚大，所以應先製作鋼材拉力試片測試其材料性質，並以此作為設計鋼板消能器時之依據。
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，而使鋼板消能器因受軸向變形產生遲滯消釋能量，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。



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. Cheok, G. and Lew, H. (1993). "Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading." *PCI J.*, 38 (4), 80-92.
4. Cheok, 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-centering hysteretic SDOF systems." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 31, 1131–1150.
8. HKS.ABAQUS User,s Manual Version 6.3, 2003, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, RI
9. 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*.
10. 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)
11. 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, NCRE Report No:05-004*, Taipei, Taiwan.
12. 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." *Ist*

International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Nagoya, Japan.

13. Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., and Tsai, K. C. (2006). "Evaluating Performance of Post-tensioned Steel Connections with Strands and Reduced Flange Plates" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), pp. 1167-1185.
14. 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.
15. Englekirk, R. E. (1996). "An innovative design solution for precast prestressed concrete buildings in high seismic zones." *PCI J.*, 41(4), 44-53.
16. Englekirk, R. E. (2002). "Design-construction of the paramount – a 39-story precast prestressed concrete apartment building." *PCI J.*, 47(4), 56-71.
17. Garlock, M., Ricles, J. M., Sause, R. (2005). "Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections." *J. Struct. Eng.*, 131(3), 448-448.
18. 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.
19. HKS. ABAQUS User's Manual Version 6.3, 2003, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, RI
20. Inoue, K., Suita, K., Takeuchi, I., Chusilp, P., Nakashima, M., M. ASCE and Zhou, F., "Seismic-Resistant Weld-Free Steel Frame Buildings with Mechanical Joints and Hysteretic Dampers," *Journal of Structural Engineering*, June 2006, pp864-872.
21. 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.
22. 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.
23. Park, R., and Thompson, K. J. (1977). "Cyclic load tests on prestressed and partially prestressed beam-column joints." *PCI J.*, 22(5), 84-100.
24. Pampanin, S., Priestley, M. J. N., and Sritharan, S. (1999). "Frame direction modeling of

- the five-story PRESSSS precast test building.” *Rep. No. SSRP 99/20*, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
25. 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.
26. 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.
27. Priestley, M. J. N. (1996). “The PRESSSS program-current status and proposed plans for phase III.” *PCI J.*, 41(2), 22–40.
28. 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.
29. 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.
30. 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.
31. 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, San Diego, CA.
32. 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 試體鋼板消能器特性

Specimen No.	1	2	3
Energy Dissipator	BRED	BRED	CSED
Cutting Type	Arc	Straight line	Arc
L_1	110	170	110
t_p (mm)	8	8	4
A_m (mm ²)	560	560	560

Note : Cutting Type=消能鋼板削切型式(Arc:圓弧形削切 ; Straight line:直線削切)

表 2.2 設計參數表

Specimen NO.	T_{in}	$\frac{T_{in}}{T_u}$	K_{TE} (kN-m)		K_{TP} (kN-m)		M_d (kN-m)		$\frac{M_{d,ST}}{M_{np}}$		$\frac{P_{3\%}}{\phi_b P_y}$
			Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	
1	800	0.27	85868	81202	6589	4331	231	217	0.283	0.282	0.368
2	1060	0.36	85868	81202	6386	4618	340	296	0.373	0.373	0.436
3	800	0.27	91764	83463	6589	4331	231	217	0.283	0.282	0.368

Specimen NO.	$\frac{M_d}{M_{np}}$		$\frac{M_y}{M_{np}}$		$\frac{M_{3\%}}{M_{np}}$		$\left(\frac{M_{ST}}{M_{np}}\right)_{3\%}$		$\left(\frac{M_p}{M_{np}}\right)_{3\%}$		ϵ_p
	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	
1	0.32	0.30	0.47	0.35	0.704	0.492	0.46	0.43	0.024	0.062	0.223
2	0.47	0.41	0.58	0.45	0.78	0.60	0.52	0.49	0.26	0.11	0.092
3	0.32	0.30	0.47	0.35	0.699	0.491	0.43	0.42	0.269	0.071	0.223

Note : ϵ_p 為消能剛板在設計 θ 下的應變

表 2.3 各組試體在不同步驟下的勁度

Specimen No.	1	2	3
K_c (kN-m)	757661	757661	757661
$K_{PZ,d}$ (kN-m)	340109	340109	340109
K_{PZ} (kN-m)	394008	394008	394008
K_b (kN-m)	115805	115805	115805
$K_{EP,t}$ (kN-m)	13511	27363	13511
$K_{EP,c}$ (kN-m)	3212	8132	3212
$K_{PP,t}$ (kN-m)	2689	2085	2689
$K_{PP,c}$ (kN-m)	310	576	310

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)	
				Pos.	Neg.	Pos.	Neg.
1	0.0008	0.005	0.0015	0.03	0.028	0.0373	0.0353
2	0.0008	0.005	0.0016	0.03	0.027	0.0374	0.0344
3	0.0008	0.005	0.0015	0.03	0.028	0.0373	0.0353

表 2.5 鋼材材料性質

Item	Beam			BRED(CSED)		
	Web	Flange	FRP	SP1	SP2	SP3
Grade	A572	A572	A572	A36	A36	A36
Thickness (mm)	10	16	9	8	8	4
F_y (MPa)	400	393	418	323	364	335
F_u (MPa)	517	496	545	470	526	410
ϵ_y (%)	0.202	0.197	0.209	0.16	0.18	0.167
ϵ_u (%)	18.9	18.1	19.2	16	13.2	20

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
D.O.T (MPa)	36	34	36	35

表 3.1 實驗反應

Specimen NO.	T_{in}	$\frac{T_{in}}{T_u}$	K_{TE} (kN-m)		K_{TP} (kN-m)		M_d (kN-m)		$\frac{M_{d,ST}}{M_{np}}$		$\frac{P_{3\%}}{\phi_b P_y}$
			Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	
1	805	0.27	76437	72400	6460	4486	236	206	0.289	0.288	0.369
2	1061	0.36	75485	72714	6386	4500	345	298	0.378	0.378	0.435
3	802	0.27	77115	73776	6500	4468	241	202	0.289	0.288	0.368

Specimen NO.	$\frac{M_d}{M_{np}}$		$\frac{M_y}{M_{np}}$		$\frac{M_{3\%}}{M_{np}}$		$\left(\frac{M_{ST}}{M_{np}}\right)_{3\%}$		$\left(\frac{M_p}{M_{np}}\right)_{3\%}$		ϵ_P
	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	
1	0.34	0.31	0.48	0.35	-	0.486	0.435	0.435	-	0.051	0.225
2	0.48	0.42	0.59	0.45	0.775	0.602	0.526	0.521	0.249	0.081	0.097
3	0.33	0.31	0.49	0.36	0.676	0.485	0.434	0.427	0.242	0.058	0.226

表 3.2 剛體旋轉角與層間位移角關係

Specimen	1%						1.5%					
	$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 1 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 2 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 1 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 2 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
1	0.53	0.66	0.72	0.68	0.71	0.70	0.99	1.13	0.98	1.12	1.05	1.11
2	0.45	0.57	0.57	0.63	0.55	0.59	0.85	0.92	0.81	0.88	0.78	0.81
3	0.53	0.66	0.54	0.66	0.61	0.67	0.99	1.14	0.95	1.06	1.02	1.11
Specimen	2%						3%					
	$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 1 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 2 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		$\theta_{g,th}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 1 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)		Beam 2 $\theta_{g,exp}$ ($\times 0.01$ rad)	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
1	1.45	1.6	1.45	1.53	1.48	1.56	2.37	2.54	2.45	2.53	2.36	2.52
2	1.37	1.51	1.32	1.43	1.29	1.38	2.29	2.44	2.31	2.42	2.32	2.45
3	1.45	1.61	1.41	1.54	1.42	1.51	2.37	2.54	2.37	2.54	2.43	2.52

表 3.3 各組試體彎矩簡化計算結果比較

(a) Positive Bending

Specimen No.	0.75 %		1%		1.5 %		2%		3 %	
	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$
1	0.82	0.82	0.89	0.88	0.95	0.94	0.99	0.98	0.98	1.03
2	0.85	0.78	0.91	0.86	0.93	0.91	0.99	0.97	0.98	0.97
3	0.91	0.83	0.96	0.86	0.95	0.91	0.99	1.01	0.99	1.06

(b) Negative Bending

Specimen No.	0.75 %		1%		1.5 %		2%		3 %	
	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$	$\frac{M_{P,i}}{M_{P,s}}$	$\frac{M_{ST,i}}{M_{ST,s}}$
1	1.18	0.85	0.98	1.15	0.98	1.07	0.99	0.98	0.98	1.01
2	1.12	0.87	0.99	1.1	0.99	1.05	0.99	1.02	0.98	0.99
3	1.09	0.86	0.98	1.04	0.98	0.97	0.99	0.98	0.99	1.01

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

$M_{P,i}$ = 變化中性軸位置計算所得消能鋼板提供之彎矩

$M_{ST,s}$ = 固定中性軸位置計算所得鋼腱提供之彎矩

$M_{P,s}$ = 固定中性軸位置計算所得消能鋼板提供之彎矩

表 3.4 鋼板消能器試驗參數

Specimen	Cutting Type	Material	L_1 (mm)	R (mm)	t_p (mm)	Am (mm)
CSED	Arc	A36	110	-	6	840
HSED	Arc	A36	110	-	-	780
BRED-1	Straight line	A36	110	32	8	560
BRED-2	Straight line	A36	160	20	8	560
BRED-3	Straight line	A36	160	20	8	560
BRED-4	Straight line	A36	170	44	8	560
BRED-5	Straight line	A36	170	44	8	560
BRED-6	Straight line	LYP100	110	32	8	560
BRED-7	Straight line	LYP100	110	32	12	840

Note : Cutting Type=消能鋼板削切型式(Arc:圓弧形削切 ; Straight line:直線削切)

L_1 =鋼板削切段長度

R =鋼板圓弧形削切半徑

t_p =鋼板厚度

Gap=鋼板與防挫屈蓋板預留間隔



表 3.5 A36 鋼材之 ABAQUS 硬化參數輸入指令

Material (Grade)	A36
Input Statement	<pre>*Material, Name = Steel A36 *Elastic 203000, 0.3 *Plastic, Hardening = Combined, Data Type = Parameters 318, 17888, 331 *Cyclic Hardening, Parameter 318, 135, 6</pre>
Isotropic Hardening Parameters	$Q = 135 \quad b = 6$
Kinematic Hardening Parameters	$C = 17888 \quad \gamma = 331$

表 4.1 遲滯消能係數 α 與層間側位移角關係

(a) Positive Moment (α^+)

Specimen No.	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	Average
1	0.65	0.83	0.89	0.95	0.83
2	0.58	0.77	0.83	0.92	0.78
3	0.70	0.88	0.89	0.87	0.83

(b) Negative Moment (α^-)

Specimen No.	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	Average
1	0.28	0.36	0.41	0.45	0.37
2	0.28	0.29	0.36	0.43	0.34
3	0.30	0.38	0.43	0.45	0.39

表 4.2 勁度衰減旗幟模型模擬實驗結果之參數值

Specimen No.	K_e (kN/mm)	K_p/K_e	η	F_y (kN)	γ	α^+	α^-
1	10.79	0.067	0.75	178.74	0.59	0.83	0.37
2	11.06	0.069	0.68	205	0.67	0.78	0.34
3	10.8	0.069	0.68	177.06	0.6	0.83	0.39
Average	10.88	0.068	0.70	186.93	0.62	0.81	0.37

表 4.3 模擬分析預力系統反應參數

PT (KN)	t_p (mm)	Ke (kN/mm)	Kp/ Ke	η	γ
700	8	10.88	0.066	0.74	0.569
700	4	10.41	0.06	0.84	0.674
890	8	10.88	0.066	0.74	0.615
890	4	10.41	0.06	0.84	0.691
1300	8	10.88	0.066	0.74	0.65
1300	4	10.41	0.06	0.84	0.723



表 4.4 15 組調整地震紀錄

Earthquake Event	Record	PGA (g)	Scale Factor	Scaled PGA	Site Conditions (NEHERP)	ΔT (sec)	Distance (km)	Station
Superstittn Hills	WSM180	0.21	1.83	0.38	D	0.005	13.3	11369 Westnorland Fire Sta
	ICC090	0.25	1.83	0.46	D	0.005	13.9	01335 El Centro Imp. Co. Cent
Loma Prieta	G02090	0.32	1.42	0.46	D	0.005	12.7	47380 Gilroy Array #2
	CAP090	0.38	1.30	0.49	D	0.005	14.5	47125 Capitola
	AND360	0.24	2.08	0.50	C	0.005	21.4	1652 Anderson Dam(Downstream)
	FRE090	0.1	3.59	0.37	C	0.005	43	57064 Fremont-Mission San Jose
	STG090	0.32	1.76	0.57	C	0.005	13	58065 Saratoga - Aloha Ave
Landers	IND090	0.11	3.60	0.39	D	0.02	55.7	12026 Indio-Coachella Canal
	PSA090	0.09	3.91	0.35	D	0.02	37.5	12025 Palm Springs Airport
	JOSHUA90	0.28	1.48	0.41	C	0.02	11	22170 Joshua Tree
Northridge	LOS270	0.48	0.90	0.43	D	0.01	13	90057 Canyon Country-W Lost Cany
	CNP196	0.42	1.13	0.47	D	0.01	15.8	90053 Canoga Park-Topanga Can
	MUL279	0.52	0.57	0.29	C	0.01	19.6	90013 Beverly Hills-14145 Mulhol
	CAST360	0.51	0.78	0.40	C	0.02	21	24278 Castaic-Old Ridge Route
	WST270	0.36	1.29	0.47	C	0.01	29	90021 LA - N Westmoreland

表 4.5 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 1)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
WSM180	0.1	147.3	46.1	6.4	3.1	1.8
	0.25	108.7	34.4	4.6	2.8	1.8
	0.5	46.1	23.5	3.1	2.5	1.4
	1.0	13.3	7.3	4	3.3	1.6
	1.5	6.8	4.1	2.1	2	1.2
	2.0	5.1	2.7	1.3	1	0.6
	2.5	4.4	1.1	0.7	0.6	0.4
	3.0	3.9	1.8	1	0.8	0.5
ICC090	0.1	90.3	25.8	6.5	3	1.6
	0.25	43.7	13.3	3.1	2.8	1.9
	0.5	47.2	6.2	2.3	1.6	1.3
	1.0	21.8	9.8	2.5	1.6	0.9
	1.5	11.2	5.7	2	1.3	1
	2.0	7.5	3.4	2.2	1.8	1.2
	2.5	4.5	2.3	1.8	1.4	0.9
	3.0	2.9	2	0.9	0.7	0.5
G02090	0.1	170.3	73.4	22.5	8.2	2.7
	0.25	68.9	19.7	8.5	6.4	4.9
	0.5	64.8	24.2	3.5	2.5	1.8
	1.0	11.7	10	3.1	2.1	1.2
	1.5	5.5	4.6	3.2	2.7	1.5
	2.0	3.2	2.7	1.4	1.1	0.7
	2.5	1.9	0.9	0.5	0.4	0.2
	3.0	1.2	0.6	0.3	0.2	0.2
CAP090	0.1	138.5	51.8	13.5	6.3	1.9
	0.25	75.1	41.7	8.2	4.9	1.6
	0.5	19.7	11	6.9	4.9	1.4
	1.0	5	2.7	1.2	1	0.6
	1.5	3.4	1.9	1.2	0.9	0.6
	2.0	1.3	0.8	0.4	0.3	0.2
	2.5	0.9	0.5	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.5	0.2	0.1	0.1	0.1

表 4.5 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 1) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
AND360	0.1	164.2	64.1	18.2	10.1	2.1
	0.25	72	37.2	7	6	2.3
	0.5	15.2	9.3	6.3	4.4	1.6
	1.0	6.4	2.8	1.2	0.9	0.6
	1.5	3.4	2.4	1	0.8	0.5
	2.0	2.1	1.5	0.7	0.6	0.3
	2.5	1.5	0.7	0.4	0.3	0.2
	3.0	0.8	0.4	0.2	0.2	0.1
FRE090	0.1	110.7	37.6	8.8	5.2	1.9
	0.25	38.5	19.7	5.7	3.2	2.1
	0.5	16.5	5.9	2.9	2.1	1.4
	1.0	6.1	2.7	1.1	1	0.6
	1.5	3.2	2.1	0.9	0.7	0.5
	2.0	1.9	1.1	0.5	0.4	0.3
	2.5	2.7	1	0.5	0.4	0.3
	3.0	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
STG090	0.1	147.7	55.6	16.4	12.6	3.8
	0.25	65.5	18.2	7.3	4.8	2.1
	0.5	34.4	12	3.5	2.7	2.1
	1.0	12.9	6.1	2.3	1.7	1.2
	1.5	7.5	4.2	2	1.6	0.9
	2.0	8.9	1.7	0.8	0.7	0.4
	2.5	6.7	1.6	1	0.8	0.5
	3.0	5.7	2.5	1	0.8	0.5
IND090	0.1	160.2	54.3	13.9	6.5	0.9
	0.25	65	36.5	11.6	7.2	2.1
	0.5	38.8	12.4	7.3	5.5	3
	1.0	14.2	6.9	2.6	2.3	1.2
	1.5	11.3	4.9	1.7	1.3	1.1
	2.0	6.1	2.3	1.4	0.9	0.6
	2.5	4.5	3.4	1.3	1.3	0.9
	3.0	3.3	2.1	1.2	1	0.6

表 4.5 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 1) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
PSA090	0.1	77.6	35.2	5.1	3	1.5
	0.25	77.2	21.1	2.7	2	1.7
	0.5	37.2	10.6	3.8	2.4	1.1
	1.0	21.1	6.3	2.5	2	1.4
	1.5	10.1	3.7	1.6	1.5	1.1
	2.0	6.6	3	1.6	1.5	1
	2.5	4.9	3	1.7	1.3	1.2
	3.0	4	2	0.8	0.6	0.4
JOSHUA90	0.1	123.3	50.7	12.3	5.5	0.9
	0.25	108.9	35.2	7	5.1	2.8
	0.5	46.7	21	4.9	2.9	1.2
	1.0	16.1	5.9	4.3	3.5	1.7
	1.5	7.8	4.5	2.2	1.7	1.1
	2.0	4.4	2.6	1.1	0.9	0.5
	2.5	3.9	1.2	0.9	0.7	0.4
	3.0	2.8	1.3	0.6	0.5	0.3
LOS270	0.1	164.6	73.3	16.9	10.1	2.5
	0.25	81.8	19.7	7.5	5.2	2.5
	0.5	20.1	12.2	4.5	3.8	2.3
	1.0	6.6	4.2	2.4	1.9	1.1
	1.5	2.9	1.8	1	0.8	0.5
	2.0	2	1.1	0.5	0.4	0.3
	2.5	1.5	0.7	0.4	0.3	0.2
	3.0	1.2	0.6	0.3	0.2	0.2
CNP196	0.1	121.7	46.3	25.1	5.1	1.3
	0.25	56	24.2	6.2	4.5	1.9
	0.5	31.6	10.5	4.8	3.4	1.5
	1.0	16.8	5.1	2	1.8	1.2
	1.5	11.3	4	2	1.6	1
	2.0	7.3	3.4	1.3	1.2	0.8
	2.5	4.6	2	0.9	0.7	0.5
	3.0	2.8	1.3	0.6	0.5	0.3

表 4.5 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 1) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
MUL279	0.1	111.3	31.1	3	1.8	0.8
	0.25	62.5	19.5	4.2	2.5	1.1
	0.5	29.3	8.5	3.4	3.3	2.3
	1.0	6.9	5	2.8	2	1.1
	1.5	3.9	2.7	1.4	1.1	0.7
	2.0	2	0.9	0.4	0.3	0.2
	2.5	1.2	0.7	0.3	0.3	0.2
	3.0	0.6	0.3	0.2	0.1	0.1
CAST360	0.1	123.4	48.3	7.3	3.2	0.9
	0.25	84.3	25.3	7.5	2.8	1.4
	0.5	32.5	16	6.7	5	2.1
	1.0	9.9	5.8	3.2	2.5	1.3
	1.5	5.9	2.9	1.5	1.3	0.8
	2.0	3	1.5	0.8	0.7	0.4
	2.5	1.8	1.1	0.5	0.4	0.3
	3.0	1.2	0.6	0.3	0.2	0.1
WST270	0.1	200.5	92.2	10.3	5.8	1.4
	0.25	31	13	8.3	6.5	2.1
	0.5	9.5	4.3	2.6	2.4	1.4
	1.0	3.5	2.1	1.2	0.9	0.6
	1.5	2.2	1	0.5	0.4	0.3
	2.0	1	0.5	0.3	0.2	0.1
	2.5	0.7	0.3	0.2	0.1	0.1
	3.0	0.5	0.2	0.1	0.1	0.1
Average	0.1	136.1	51.3	11.8	6	1.7
	0.25	69.3	25	6.5	4.3	2.2
	0.5	32.6	12.5	4.4	3.3	1.7
	1.0	11.5	5.5	2.4	1.9	1.1
	1.5	6.4	3.4	1.6	1.3	0.8
	2.0	4.2	1.9	1	0.8	0.5
	2.5	3.1	1.4	0.8	0.6	0.4
	3.0	2.2	1.1	0.5	0.4	0.3

表 4.6 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 2)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
WSM180	0.1	107.8	36.4	3.1	1.8	0.9
	0.25	50.8	14.5	3.3	1.7	1
	0.5	24.4	11.7	2	1.7	1.2
	1.0	7.3	3.9	1.9	1.6	1.1
	1.5	4	2.5	1.3	1.1	0.8
	2.0	2.4	1.6	0.8	0.6	0.4
	2.5	1.9	0.9	0.4	0.4	0.2
	3.0	1.9	1.2	0.7	0.5	0.3
ICC090	0.1	64.2	22.5	3.3	1.5	1
	0.25	28.5	9.6	2.5	1.8	1.1
	0.5	21.3	4.9	2.6	2	1.3
	1.0	16.5	2.9	1.1	0.9	0.6
	1.5	8.4	3.6	1.5	1.1	0.7
	2.0	4.8	2.5	1.4	1.2	0.7
	2.5	3.1	2	1.1	0.9	0.5
	3.0	2.2	1.2	0.6	0.5	0.3
G02090	0.1	103.3	34.7	3.1	1.7	0.9
	0.25	43.6	13.6	4.9	3.4	1.3
	0.5	34.9	10.5	2.3	1.9	1.4
	1.0	10.7	5.2	1.4	1.1	0.7
	1.5	5.4	2.9	1.7	1.5	1
	2.0	3	1.7	0.9	0.7	0.4
	2.5	1.8	0.9	0.5	0.4	0.2
	3.0	1.1	0.6	0.3	0.2	0.1
CAP090	0.1	67	18.8	2.7	1.9	1
	0.25	45.5	17.4	2.2	1.7	1.1
	0.5	11.2	6	1.8	1.5	1.1
	1.0	3.2	1.6	0.8	0.6	0.4
	1.5	1.8	1.3	0.8	0.6	0.4
	2.0	1.1	0.5	0.3	0.2	0.1
	2.5	0.6	0.3	0.1	0.1	0.1
	3.0	0.4	0.2	0.1	0.1	0

表 4.6 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 2) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
AND360	0.1	75.7	22.4	5.4	1.6	0.8
	0.25	44.1	18.1	3.2	2.1	1.4
	0.5	9.1	5.7	2.3	1.6	1.1
	1.0	2.6	1.6	0.8	0.7	0.4
	1.5	2.2	1.2	0.7	0.6	0.4
	2.0	1.6	0.9	0.5	0.4	0.2
	2.5	0.9	0.5	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1
FRE090	0.1	59.7	20.8	2.7	1.8	1
	0.25	21.6	7	2.5	2	1.5
	0.5	5.8	3.6	1.8	1.5	1.2
	1.0	2.9	1.3	0.8	0.6	0.4
	1.5	1.8	1.1	0.6	0.5	0.3
	2.0	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
	2.5	1.4	0.7	0.3	0.3	0.2
	3.0	0.9	0.4	0.2	0.2	0.1
STG090	0.1	71.9	32.5	7.1	3.7	1.4
	0.25	33.1	10	3.3	2.5	1.3
	0.5	15.1	4.3	2.1	1.8	1.4
	1.0	6.1	2.5	1.5	1.2	0.8
	1.5	4.6	2	1.2	1	0.7
	2.0	3.9	1.2	0.6	0.5	0.3
	2.5	3.3	1.3	0.7	0.6	0.4
	3.0	2.9	1.3	0.7	0.5	0.3
IND090	0.1	63.9	18.7	1.3	0.9	0.6
	0.25	37.1	15.8	3.6	2	1.1
	0.5	20.9	6.7	3.3	2.7	1.5
	1.0	7.5	3.5	1.4	1.3	0.8
	1.5	5.1	2.2	1.2	1.1	0.7
	2.0	4	1.4	0.7	0.6	0.4
	2.5	2.7	1.8	1.1	0.9	0.6
	3.0	2	1.3	0.8	0.6	0.4

表 4.6 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 2) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
PSA090	0.1	57.7	17.1	1.9	1.7	1.2
	0.25	51.4	12	3.1	2.1	1.1
	0.5	22.2	10	2.6	2	1.1
	1.0	7.6	3.1	1.7	1.5	1.1
	1.5	5.4	1.8	1.2	1.1	0.7
	2.0	3.4	1.7	1.1	1	0.6
	2.5	2.5	1.6	1.2	1.1	0.7
	3.0	1.8	1	0.5	0.4	0.2
JOSHUA90	0.1	59.5	19.6	1.2	0.8	0.5
	0.25	50.7	12.9	2.7	2.1	1.4
	0.5	24	8.9	1.7	1.3	0.8
	1.0	9.2	3.5	2	1.7	1
	1.5	4.5	2.7	1.2	1.1	0.7
	2.0	2.2	1.3	0.7	0.6	0.3
	2.5	1.8	1.2	0.6	0.5	0.3
	3.0	1.7	0.9	0.4	0.3	0.2
LOS270	0.1	95.4	42.1	4.6	2.4	1
	0.25	39.2	9.8	3.6	2.5	1.3
	0.5	12.1	6.4	2.1	1.8	1.3
	1.0	3.3	2.3	1.4	1.1	0.7
	1.5	2	1.3	0.6	0.5	0.3
	2.0	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
	2.5	0.9	0.5	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.8	0.4	0.2	0.2	0.1
CNP196	0.1	109.2	48.2	2.8	1.8	0.9
	0.25	49.6	19.4	5.7	3.8	1.7
	0.5	21.1	8.5	3.4	2.1	1.1
	1.0	6.6	2.7	1.3	1.2	0.7
	1.5	5.5	2	1.3	1.1	0.7
	2.0	3.9	1.5	1.1	0.8	0.5
	2.5	2.6	1.2	0.7	0.5	0.3
	3.0	1.7	0.8	0.4	0.3	0.2

表 4.6 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 2) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
MUL279	0.1	60.4	10.8	1.2	0.8	0.5
	0.25	28.1	9.6	1.6	1.2	0.7
	0.5	15.6	4.7	2	1.8	1.4
	1.0	5.2	2.4	1.4	1.1	0.7
	1.5	3.2	1.5	0.8	0.7	0.4
	2.0	1.2	0.6	0.3	0.2	0.2
	2.5	0.9	0.4	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1
CAST360	0.1	80.1	21.1	1.3	0.9	0.6
	0.25	42	10.3	2.8	1.7	1.2
	0.5	17.4	7.5	2.7	2.1	1.3
	1.0	5.3	2.7	1.6	1.3	0.9
	1.5	2.9	1.6	1	0.8	0.5
	2.0	1.7	1.1	0.5	0.4	0.3
	2.5	1.2	0.7	0.3	0.3	0.2
	3.0	0.8	0.4	0.2	0.2	0.1
WST270	0.1	113.9	41.8	2.4	1.4	0.8
	0.25	26.9	9.5	4.2	2.4	1.3
	0.5	10.7	4.1	1.5	1.3	0.9
	1.0	2.6	1.3	0.7	0.6	0.4
	1.5	1.2	0.6	0.3	0.2	0.2
	2.0	0.7	0.4	0.2	0.1	0.1
	2.5	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1
	3.0	0.3	0.1	0.1	0.1	0
Average	0.1	70.4	23.1	2.7	1.6	0.8
	0.25	34.3	11.8	2.8	2	1.2
	0.5	16.4	6	2.1	1.6	1.1
	1.0	5.8	2.6	1.3	1.1	0.7
	1.5	3.4	1.8	1	0.8	0.5
	2.0	2.3	1.1	0.6	0.5	0.3
	2.5	1.7	0.9	0.5	0.4	0.3
	3.0	1.2	0.7	0.3	0.3	0.2

表 4.7 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 3)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
CAP090	0.1	155.8	48.6	4.6	2.8	1.5
	0.25	115	39.3	6.5	2.6	1.7
	0.5	50	27.1	2.6	2	1.4
	1.0	16.7	7.9	3.1	3.3	1.6
	1.5	7.1	3.8	2.1	2	1.2
	2.0	5.2	2.6	1.3	1	0.6
	2.5	3.7	1.1	0.7	0.6	0.4
	3.0	3.4	1.9	1	0.8	0.5
CAP090	0.1	76.6	33.9	8.7	2.3	1.6
	0.25	43	14	2.9	3.2	1.9
	0.5	52.6	4.6	2.3	1.5	1.1
	1.0	24.2	13	2.5	1.6	0.9
	1.5	11.4	6.7	1.9	1.3	1
	2.0	7.3	3.6	2.1	1.5	1.2
	2.5	4.2	2.3	1.6	1.4	0.9
	3.0	2.9	1.8	0.9	0.7	0.5
CAP090	0.1	164.6	90.2	22	8.6	1.9
	0.25	69.5	20.1	7.9	5.9	4.2
	0.5	70.6	28.5	2.7	2.5	1.8
	1.0	14.7	11.4	1.8	2.1	1.2
	1.5	5.5	5.1	2.9	2.7	1.5
	2.0	3.2	2.8	1.4	1.1	0.7
	2.5	2.1	0.9	0.5	0.4	0.2
	3.0	1.7	0.6	0.3	0.2	0.2
CAP090	0.1	148	49.7	12.8	6.4	1.9
	0.25	79.8	47.8	6.9	5.1	1.6
	0.5	20.7	11	7.6	5.7	1.5
	1.0	6.2	2.9	1.2	1	0.6
	1.5	2.8	1.6	1.2	0.9	0.6
	2.0	1.5	0.8	0.4	0.3	0.2
	2.5	0.9	0.5	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.5	0.2	0.1	0.1	0.1

表 4.7 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 3) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
AND360	0.1	170.7	67	14.1	9.2	2.1
	0.25	77.3	42.7	7.6	7.3	1.7
	0.5	16.1	9.7	7.4	3.8	1.9
	1.0	8	3	1.2	0.9	0.6
	1.5	3.9	2	1	0.8	0.5
	2.0	2.6	1.4	0.7	0.6	0.3
	2.5	1.5	0.7	0.4	0.3	0.2
	3.0	0.8	0.4	0.2	0.2	0.1
FRE090	0.1	120	43.3	12.3	5	1.9
	0.25	42.9	21.1	5.4	3.2	2.2
	0.5	20	6.8	3.6	1.9	1.5
	1.0	6.9	2.6	1.1	1	0.6
	1.5	3.2	2	0.9	0.7	0.5
	2.0	1.8	1.1	0.5	0.4	0.3
	2.5	2.6	1	0.5	0.4	0.3
	3.0	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
STG090	0.1	151.7	59.3	20.4	16	3.8
	0.25	67.1	18	9.6	4.9	1.9
	0.5	37.8	7.5	3.8	2.7	2.2
	1.0	10.8	7.1	2.3	1.5	1.2
	1.5	7.4	3.5	1.8	1.6	0.9
	2.0	10	2.2	0.8	0.7	0.4
	2.5	8.3	1.4	1	0.8	0.5
	3.0	6.2	2.5	1	0.8	0.5
IND090	0.1	154.4	53.3	15.2	6.5	0.9
	0.25	63	35.2	10.2	7.2	2.1
	0.5	41.5	12.7	6.9	5.3	3
	1.0	18	7.5	1.9	2.3	1.2
	1.5	12.9	4.1	1.8	1.3	1.1
	2.0	5.7	2.3	1.1	0.9	0.6
	2.5	4.1	3	1.1	1.3	0.9
	3.0	3	2.2	1.2	1	0.6

表 4.7 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 3) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
PSA090	0.1	72.7	26.3	5.1	3.2	1.5
	0.25	76.9	25.7	2.7	2	1.5
	0.5	44	16.6	4.3	2.8	1.1
	1.0	25	7	2.6	2.1	1.3
	1.5	12.6	3.6	1.5	1.4	1.1
	2.0	8	3.9	1.4	1.2	1
	2.5	5.4	2.7	1.6	1.4	1.2
	3.0	3.7	2.2	0.8	0.6	0.4
JOSHUA90	0.1	134.7	51	12.3	5.5	0.9
	0.25	112	42.1	8.5	3.9	2.1
	0.5	52.1	24	5.9	3	1.2
	1.0	17.7	5.2	3.7	3.5	1.7
	1.5	9.1	4.5	2.2	1.7	1.1
	2.0	4.4	2.5	1.1	0.9	0.5
	2.5	4	1.3	0.9	0.7	0.4
	3.0	2.5	1.3	0.6	0.5	0.3
LOS270	0.1	168.2	64.7	16.9	10.1	2.5
	0.25	88.3	38	7.9	5.2	2.5
	0.5	21.6	14.7	4.6	3.2	2.3
	1.0	5.9	4.7	2.4	1.9	1.1
	1.5	3.2	1.8	1	0.8	0.5
	2.0	1.9	1.1	0.5	0.4	0.3
	2.5	1.5	0.7	0.4	0.3	0.2
	3.0	1.2	0.6	0.3	0.2	0.2
CNP196	0.1	121.9	47	11.4	6.2	1.3
	0.25	59.5	30.6	9.8	4.3	2
	0.5	34.7	10.1	5.2	3.7	1.4
	1.0	19.6	4.7	2	1.8	1.2
	1.5	11.3	4	2	1.4	1
	2.0	7.2	3	1.2	1.2	0.8
	2.5	4.6	2	0.9	0.7	0.5
	3.0	2.8	1.3	0.6	0.5	0.3

表 4.7 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 3) (續)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
MUL279	0.1	102.8	29.2	4.3	1.9	0.8
	0.25	78.5	23	2.8	2.5	1.1
	0.5	33.2	9.4	3.5	2.8	2
	1.0	8.3	4.7	2.8	2	1.1
	1.5	4.5	2.5	1.4	1.1	0.7
	2.0	1.8	0.9	0.4	0.3	0.2
	2.5	1.2	0.7	0.3	0.3	0.2
	3.0	0.6	0.3	0.2	0.1	0.1
CAST360	0.1	138.2	48.2	6.9	3.5	0.9
	0.25	92.3	23.9	9.8	3.2	1.2
	0.5	36.2	19.3	5.6	5	2.1
	1.0	11.3	5.3	2.9	2.2	1.3
	1.5	5.7	2.8	1.5	1.3	0.8
	2.0	3	1.3	0.8	0.7	0.4
	2.5	1.7	1.1	0.5	0.4	0.3
	3.0	1.2	0.6	0.3	0.2	0.1
WST270	0.1	201.9	92.3	12.8	5.7	1.4
	0.25	32.1	16.3	9.3	7.7	3.3
	0.5	14	3.9	2.9	2.3	1.4
	1.0	3.4	1.6	1.2	0.9	0.6
	1.5	2.2	1	0.5	0.4	0.3
	2.0	1	0.5	0.3	0.2	0.1
	2.5	0.7	0.3	0.2	0.1	0.1
	3.0	0.5	0.2	0.1	0.1	0.1
Average	0.1	138.8	53.3	12	6.2	1.7
	0.25	73.2	29.1	7.2	4.5	2.1
	0.5	36.3	13.7	4.6	3.2	1.7
	1.0	13.1	5.9	2.2	1.9	1.1
	1.5	6.8	3.3	1.6	1.3	0.8
	2.0	4.3	2	0.9	0.8	0.5
	2.5	3.1	1.3	0.7	0.6	0.4
	3.0	2.2	1.1	0.5	0.4	0.3

表 4.8 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 4)

Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
CAP090	0.1	83.9	25.2	3.2	1.2	0.8
	0.25	54.9	13.5	2.9	1.9	1
	0.5	30.1	14.6	2.3	1.6	1.2
	1.0	8.7	4.9	2.1	1.4	1.1
	1.5	4.9	2.2	1.4	1.2	0.8
	2.0	2.8	1.6	0.8	0.6	0.4
	2.5	1.8	0.9	0.4	0.4	0.2
	3.0	1.7	1.1	0.7	0.5	0.3
CAP090	0.1	62.9	23.3	3.6	1.5	1
	0.25	29.8	11	2.5	1.7	1
	0.5	22.2	5.2	2.6	2	1.2
	1.0	18.9	1.5	1.1	0.9	0.6
	1.5	9.7	3.4	1.5	1.1	0.7
	2.0	5.9	2.5	1.4	1	0.7
	2.5	3.4	1.8	1	0.9	0.5
	3.0	2.2	1.2	0.6	0.5	0.3
CAP090	0.1	101.6	47.8	3.9	2.6	0.9
	0.25	41.1	12.6	6.6	3.2	1.5
	0.5	38.3	13.2	2.7	1.6	1.4
	1.0	11.1	5.7	1.2	1.1	0.7
	1.5	5.6	3	1.5	1.5	1
	2.0	3	1.7	0.9	0.7	0.4
	2.5	2	0.9	0.5	0.4	0.2
	3.0	1.1	0.6	0.3	0.2	0.1
CAP090	0.1	66	19.5	2.5	1.9	1
	0.25	50.7	23.6	3.7	1.9	1.1
	0.5	12	6.1	1.7	1.7	1.1
	1.0	3.9	1.6	0.8	0.6	0.4
	1.5	1.9	1.4	0.8	0.6	0.4
	2.0	1	0.5	0.3	0.2	0.1
	2.5	0.6	0.3	0.1	0.1	0.1
	3.0	0.4	0.2	0.1	0.1	0

表 4.8 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 4) (續)

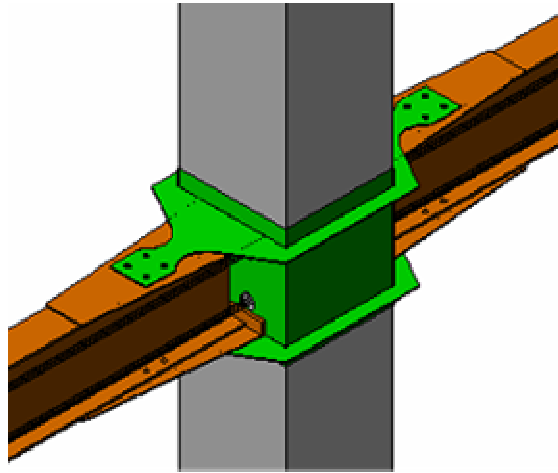
Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
AND360	0.1	78.6	21	6.1	2.2	0.8
	0.25	48.3	22.8	2.9	2.2	1.4
	0.5	9.4	6.4	1.8	1.6	1.1
	1.0	4	1.5	0.8	0.7	0.4
	1.5	2.3	1.1	0.7	0.6	0.4
	2.0	1.6	0.9	0.5	0.4	0.2
	2.5	0.9	0.5	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1
FRE090	0.1	66.1	23.5	3	1.8	1
	0.25	25.3	9.6	2.7	1.7	1.5
	0.5	7.9	3.9	1.5	1.4	1.2
	1.0	2.8	1.3	0.8	0.6	0.4
	1.5	2	1.1	0.6	0.5	0.3
	2.0	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
	2.5	1.4	0.7	0.3	0.3	0.2
	3.0	0.9	0.4	0.2	0.2	0.1
STG090	0.1	75	35.7	9.9	4.6	1.4
	0.25	30.3	11.8	3.2	2.3	1.7
	0.5	18.1	4.8	2	1.7	1.3
	1.0	6.2	2.3	1.4	1.2	0.8
	1.5	3.8	1.6	1.1	1	0.7
	2.0	4.3	1.2	0.6	0.5	0.3
	2.5	4	1.1	0.7	0.6	0.4
	3.0	3.1	1.3	0.7	0.5	0.3
IND090	0.1	62.5	19	1.3	0.9	0.6
	0.25	38.2	15.4	2.4	2	1.1
	0.5	25.3	6.3	3.4	2.5	1.5
	1.0	7	2.6	1.3	1	0.8
	1.5	4.9	1.9	1.1	1.1	0.7
	2.0	4.5	1.4	0.7	0.6	0.4
	2.5	3	1.4	1	0.9	0.6
	3.0	2.2	1.2	0.8	0.6	0.4

表 4.8 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 4) (續)

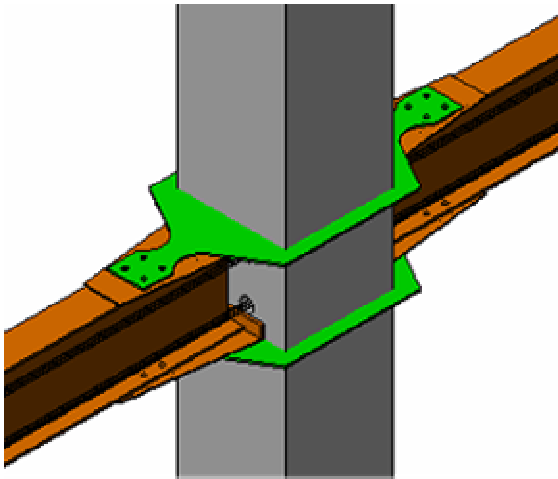
Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
PSA090	0.1	64.7	18.1	2.2	1.6	1.1
	0.25	54.8	11.6	2.6	2.1	1.1
	0.5	23.5	10	2.2	1.6	1.1
	1.0	10.6	3.1	1.7	1.5	1.1
	1.5	6.3	1.7	1.2	1.1	0.7
	2.0	4	1.6	1.1	1	0.6
	2.5	2.8	1.4	1.1	1.1	0.7
	3.0	2	1	0.5	0.4	0.2
JOSHUA90	0.1	65.4	21.7	1.2	0.8	0.5
	0.25	52	18.1	3.5	2.4	1.3
	0.5	26.5	9.7	1.5	1.3	0.8
	1.0	10.2	3.9	1.7	1.7	1
	1.5	4.6	2.5	1.3	1.1	0.7
	2.0	2.4	1.4	0.7	0.6	0.3
	2.5	1.4	1	0.6	0.5	0.3
	3.0	1.7	0.9	0.4	0.3	0.2
LOS270	0.1	92.2	32.6	8.8	2.4	1
	0.25	48.5	13.1	3.6	2.5	1.3
	0.5	13.3	7.9	2	1.5	1.2
	1.0	4.4	2.4	1.4	1.1	0.7
	1.5	2.1	1.3	0.6	0.5	0.3
	2.0	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
	2.5	0.9	0.5	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.8	0.4	0.2	0.2	0.1
CNP196	0.1	99	34.9	2.8	2.7	0.9
	0.25	54.3	24.8	7.1	3.4	1.7
	0.5	24.4	9.5	3.4	2.3	1.1
	1.0	7.4	2.4	1.2	1.2	0.7
	1.5	5.5	2.1	1.3	1.1	0.7
	2.0	3.7	1.5	1.1	0.8	0.5
	2.5	2.6	1.3	0.7	0.5	0.3
	3.0	1.7	0.8	0.4	0.3	0.2

表 4.8 15 組地震紀錄反應譜韌性值(CASE 4) (續)

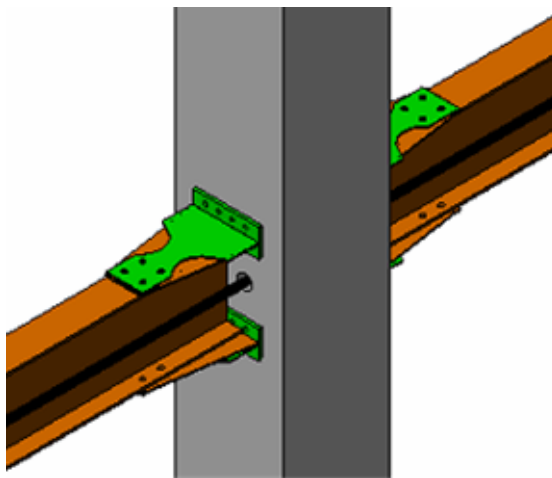
Record	T ₀ (s)	Cy = 0.1	Cy = 0.2	Cy = 0.4	Cy = 0.5	Cy = 0.8
MUL279	0.1	54.6	7.9	1.2	0.8	0.5
	0.25	27.6	13.4	1.6	1.2	0.7
	0.5	18.2	6.5	2	1.6	1.4
	1.0	5.1	2.5	1.4	1.1	0.7
	1.5	2.9	1.4	0.8	0.7	0.4
	2.0	1.3	0.6	0.3	0.2	0.2
	2.5	0.9	0.4	0.2	0.2	0.1
	3.0	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1
CAST360	0.1	75.2	18.8	1.3	0.9	0.6
	0.25	45.8	13.7	3.5	1.5	1.2
	0.5	19.4	9.1	2.3	2.1	1.1
	1.0	5.5	3.1	1.5	1.3	0.9
	1.5	2.9	1.8	1	0.8	0.5
	2.0	1.5	1.1	0.5	0.4	0.3
	2.5	1.3	0.7	0.3	0.3	0.2
	3.0	0.8	0.4	0.2	0.2	0.1
WST270	0.1	108.1	42.3	3	1.4	0.8
	0.25	29.5	9.1	5	3.2	1.3
	0.5	10.8	4.6	1.6	1.3	0.9
	1.0	2.5	1.3	0.7	0.6	0.4
	1.5	1.2	0.6	0.3	0.2	0.2
	2.0	0.7	0.4	0.2	0.1	0.1
	2.5	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1
	3.0	0.3	0.1	0.1	0.1	0
Average	0.1	68.3	22.8	3.4	1.6	0.8
	0.25	38.1	14	3.2	2.1	1.2
	0.5	19	7.2	2.1	1.6	1
	1.0	6.8	2.6	1.2	1	0.7
	1.5	3.7	1.7	1	0.8	0.5
	2.0	2.4	1.1	0.6	0.5	0.3
	2.5	1.7	0.8	0.5	0.4	0.3
	3.0	1.2	0.6	0.3	0.3	0.2



(a) Welded RFP

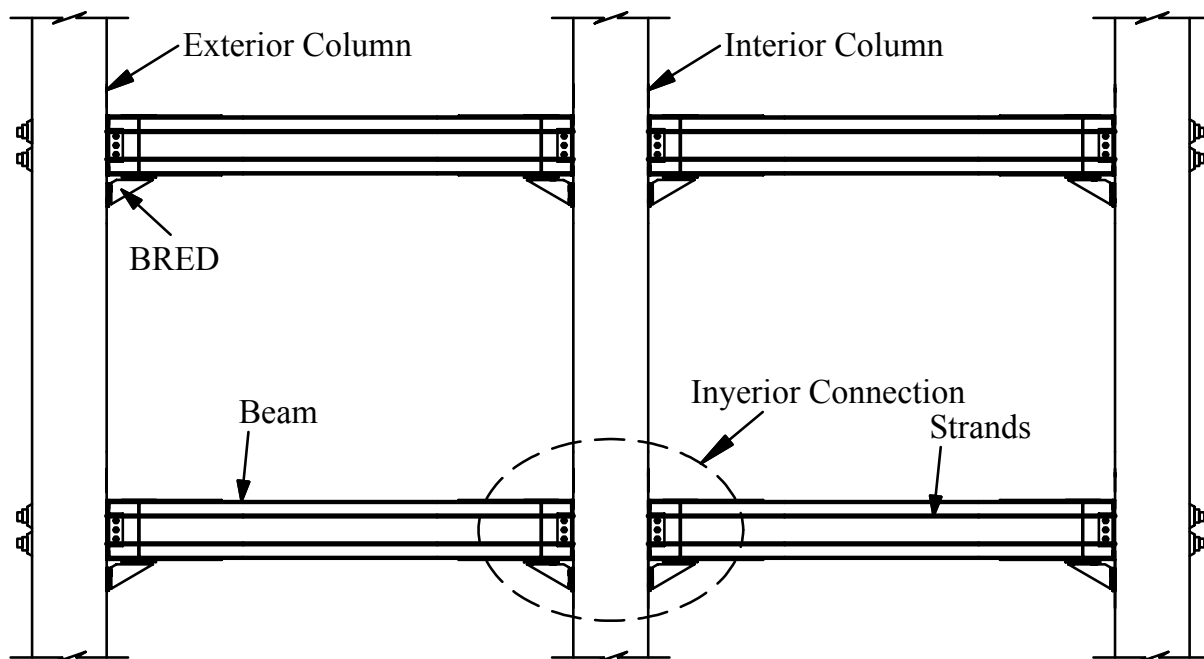


(b) Embedded RFP

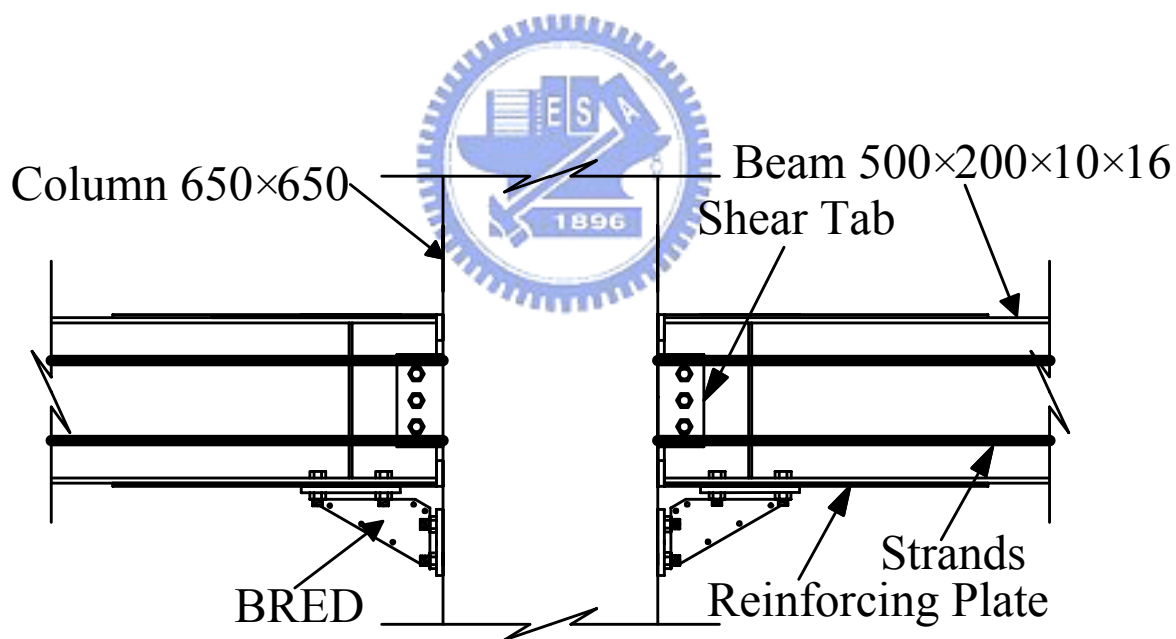


(c) Bolted RFP

圖 1.1 預力梁柱接頭區形式 (Chou et al. 2005)

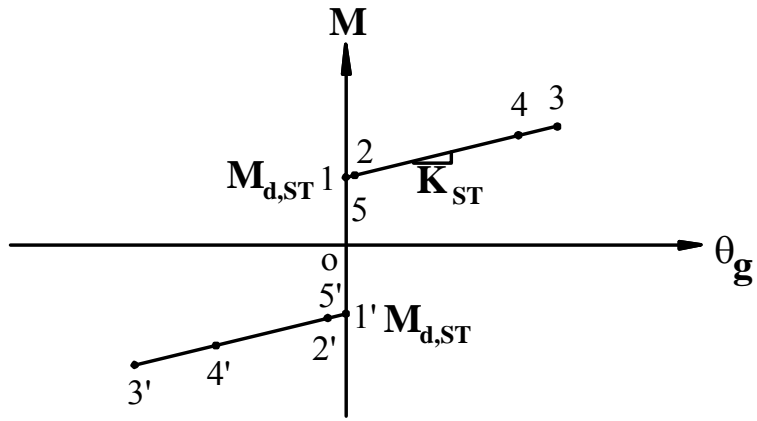


(a) RCS Frame with Post-Tension Energy Dissipating Connections

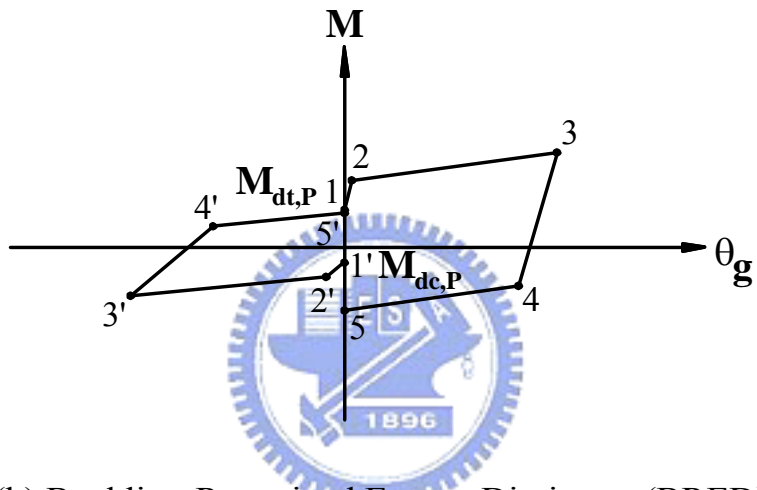


(b) Connection details

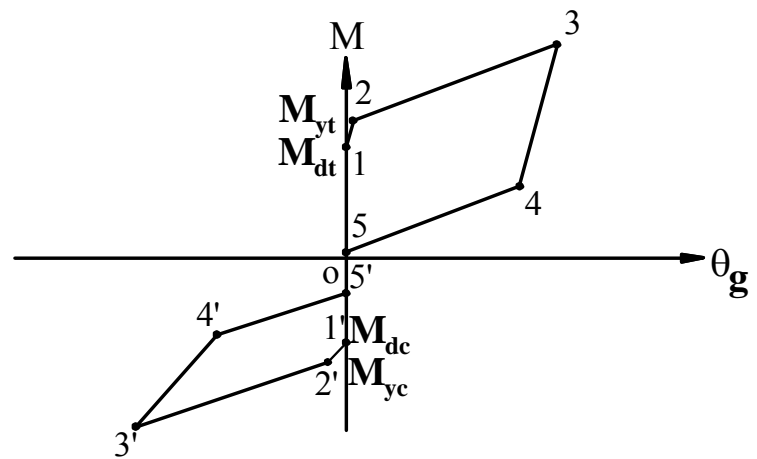
圖 2.1 RCS 預力梁柱接頭含鋼板消能器示意圖



(a) Strands

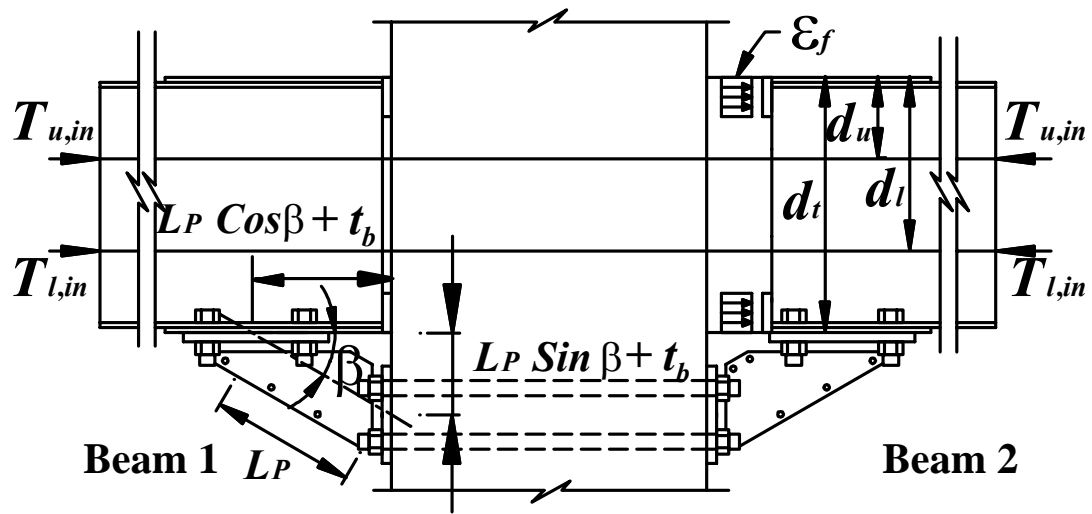


(b) Buckling-Restrained Energy Dissipator (BRED)

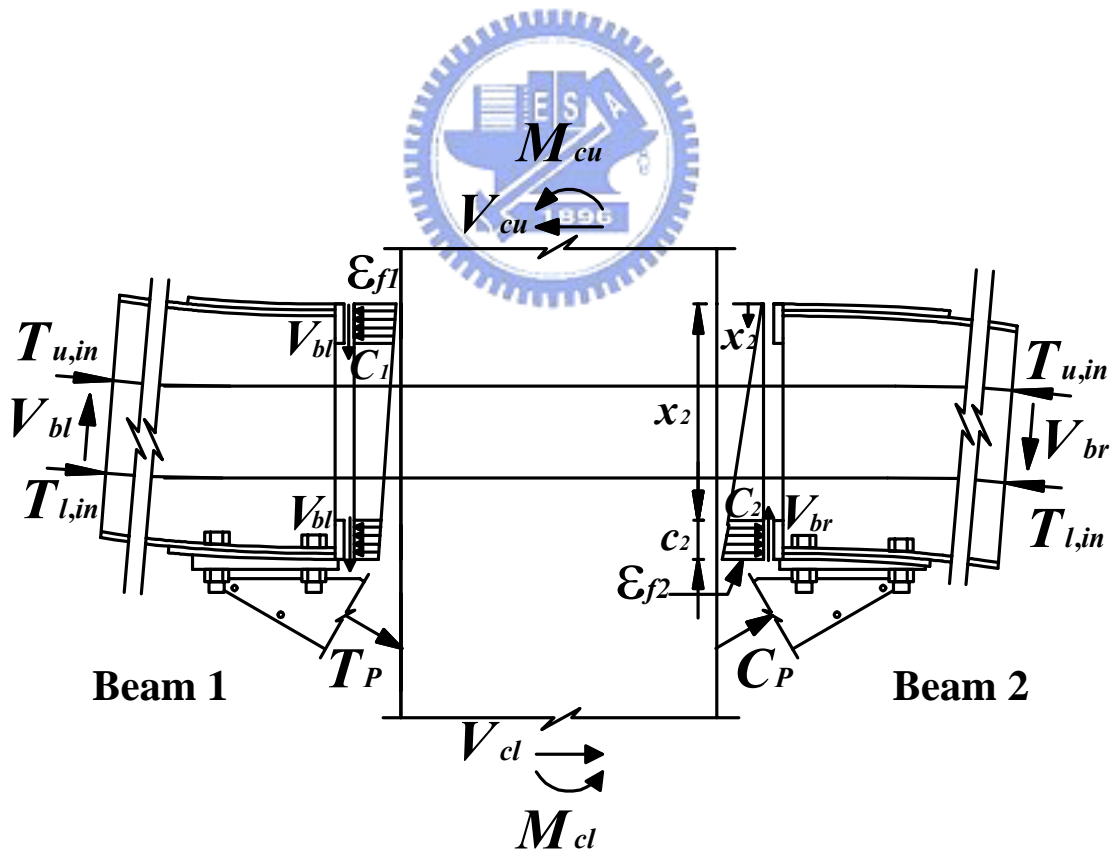


(c) Strands + BRED

圖 2.2 預力梁柱接頭彎矩與旋轉角關係

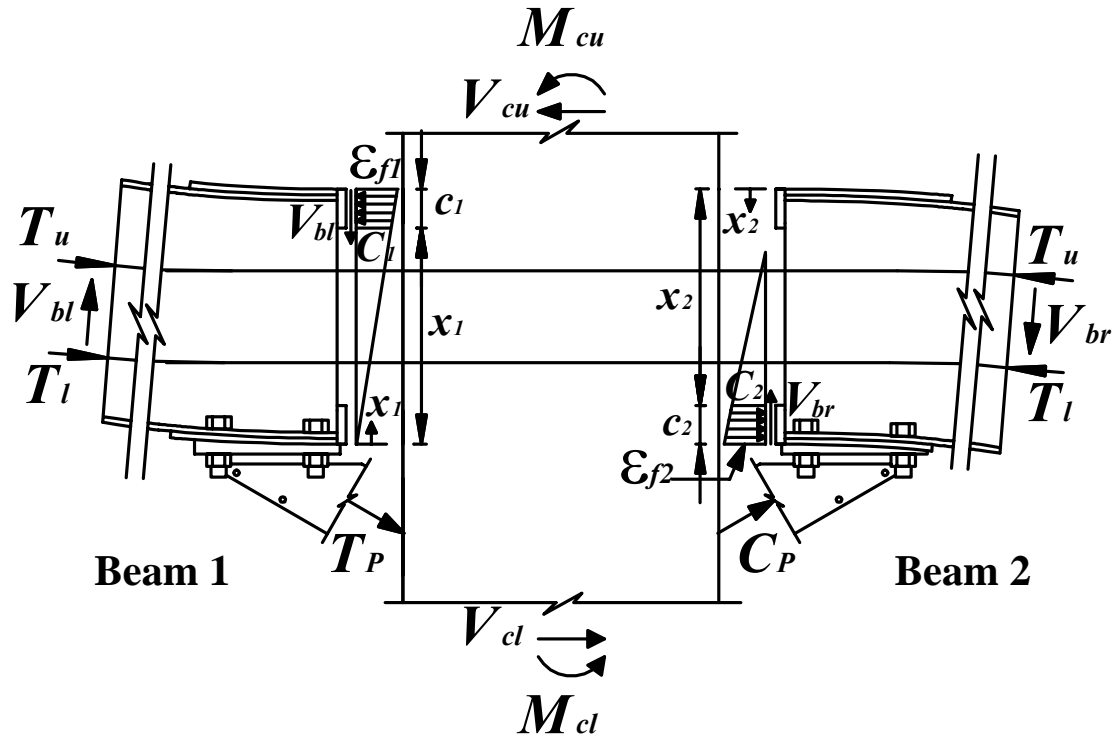


(a) Initial Post-tensioning Stage

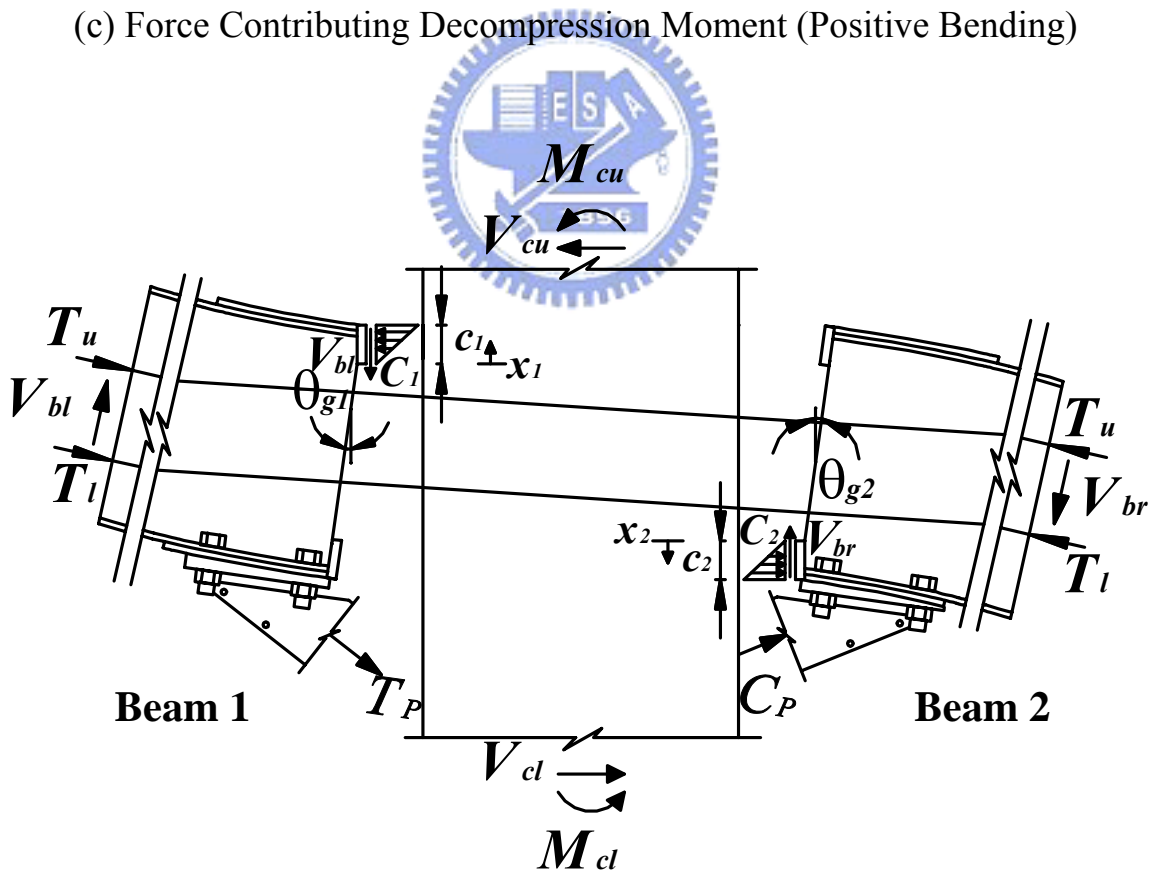


(b) Force Contributing Decompression Moment (Negative Bending)

圖 2.3 預力梁柱接頭自由體

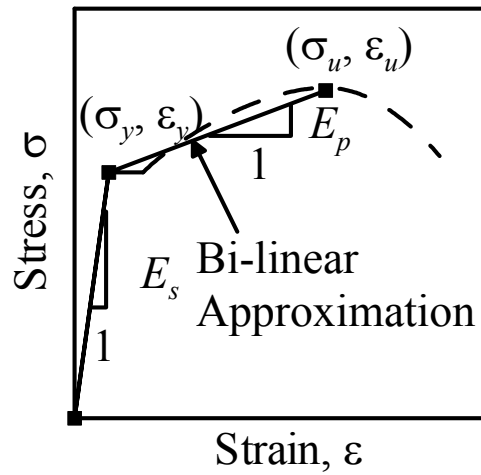


(c) Force Contributing Decompression Moment (Positive Bending)

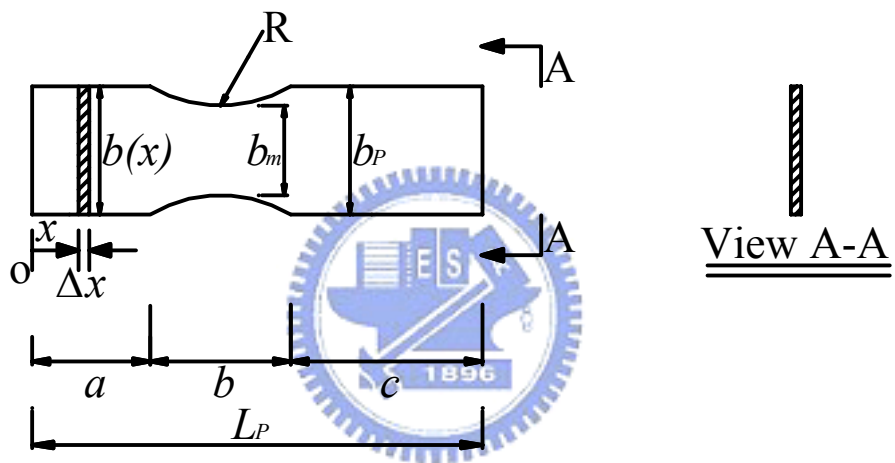


(d) Gap Opening

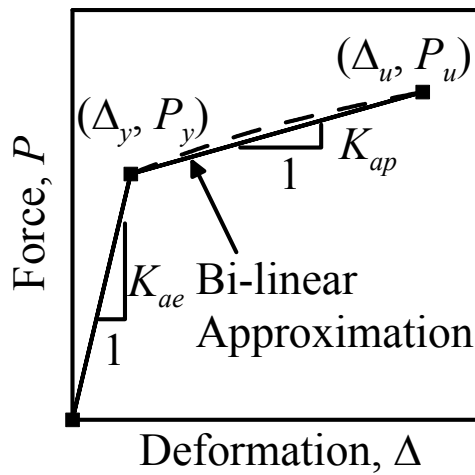
圖 2.3 預力梁柱接頭自由體(續)



(a) Stress-Strain Relationship

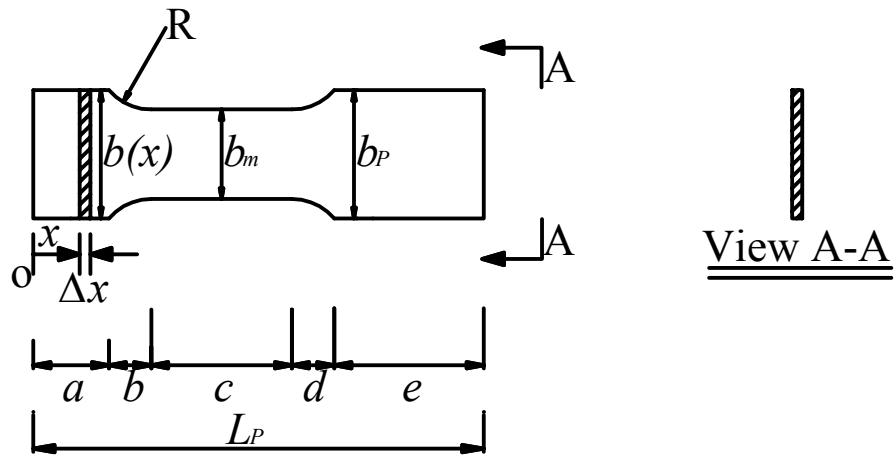


(b) Specimen 1 BRED

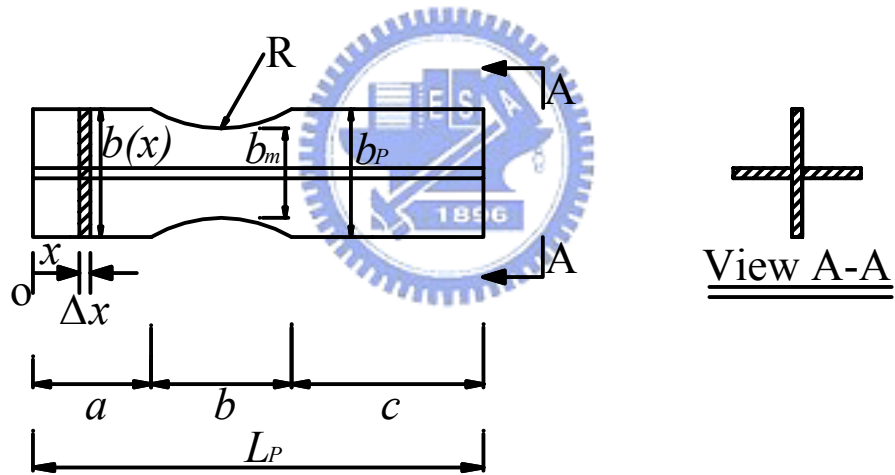


(c) Force – Deformation Relationship

圖 2.4 消能鋼板力量-位移關係圖



(a) Specimen 2 BRED



(b) Specimen 3 CSED

圖 2.5 試體 2 及試體 3 之消能鋼板

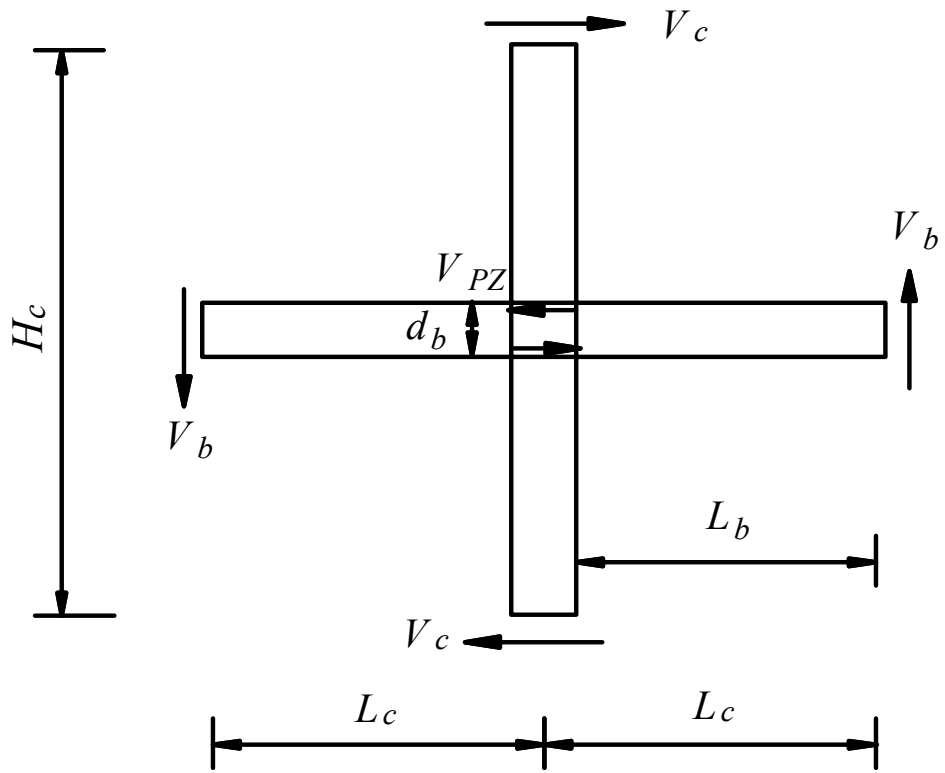
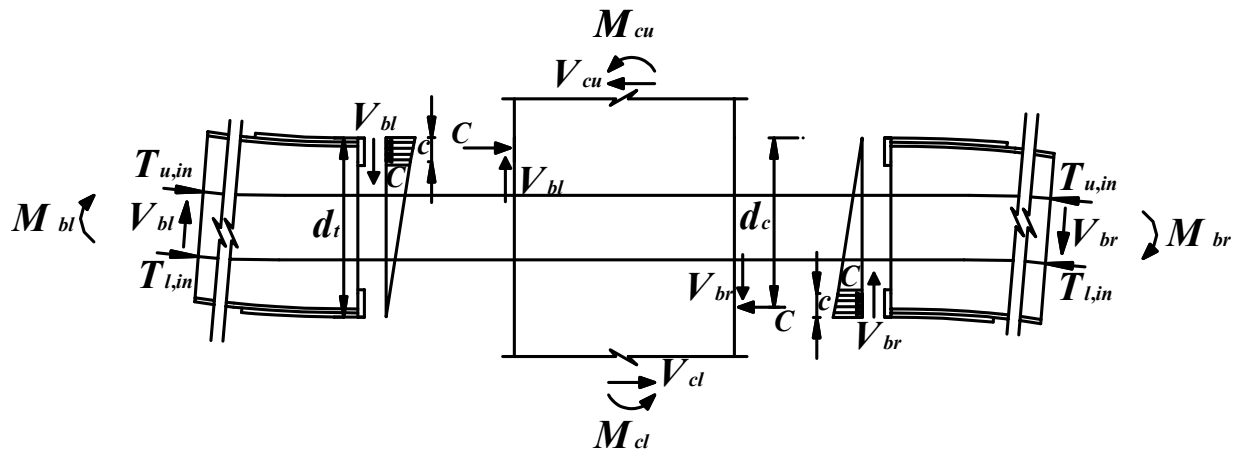
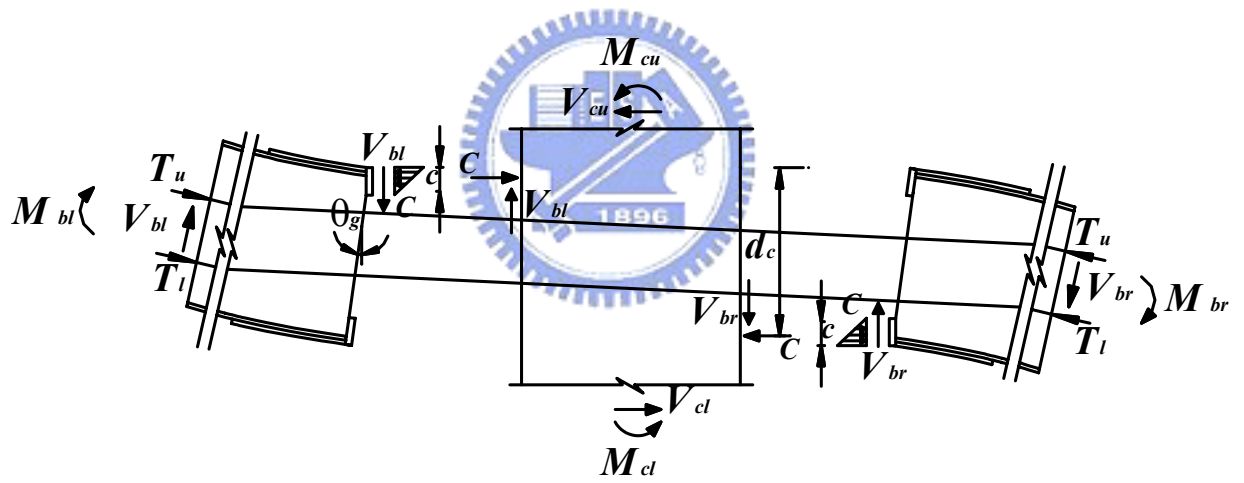


圖 2.6 梁柱接頭試體自由體圖





(a) Before Decompression



(b) Gap Opening

圖 2.7 梁柱接頭接合區自由體圖

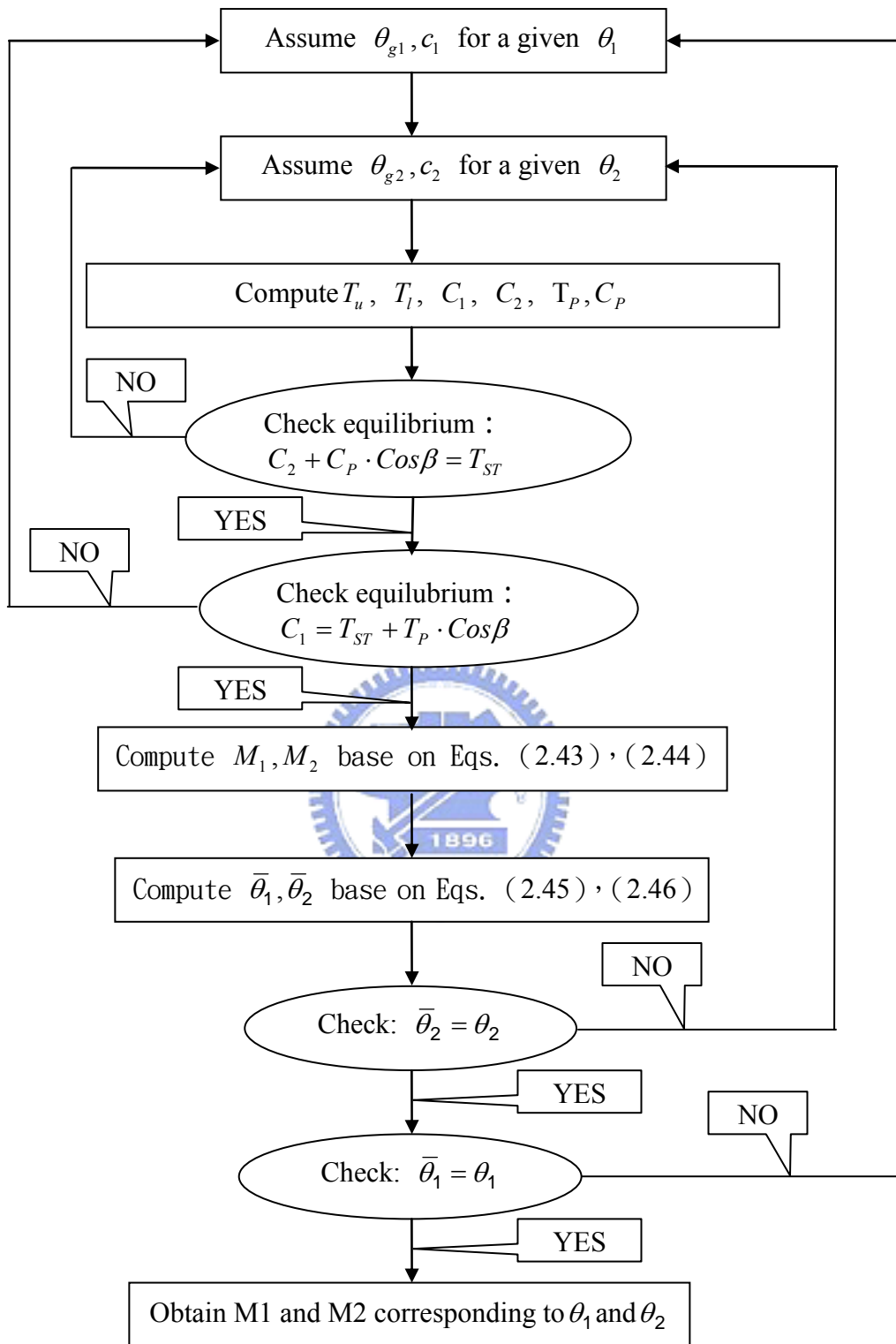
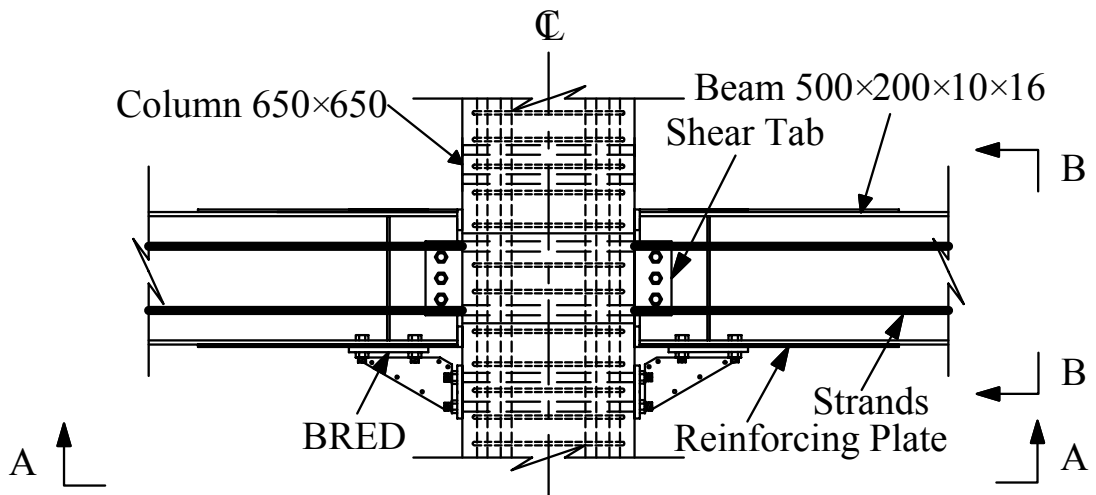
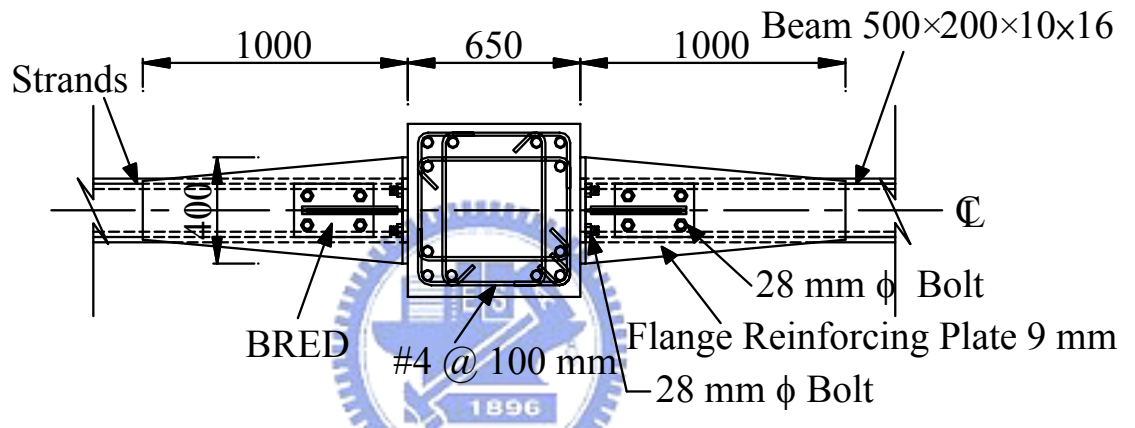


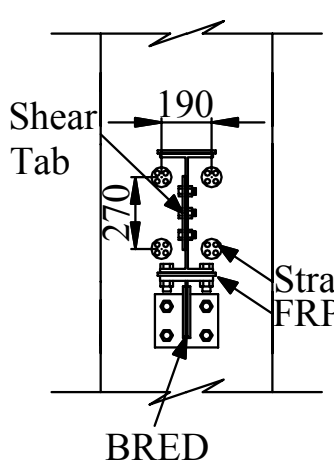
圖 2.8 迭代步驟流程圖



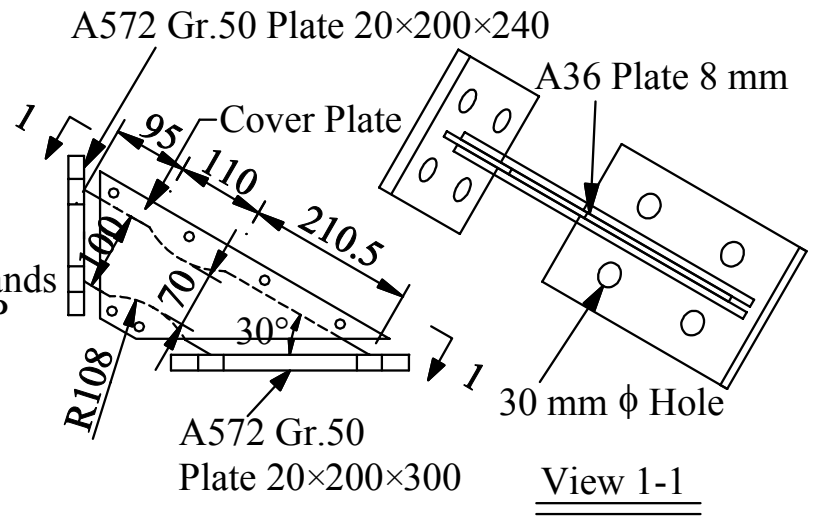
(a) Elevation



(b) View A-A

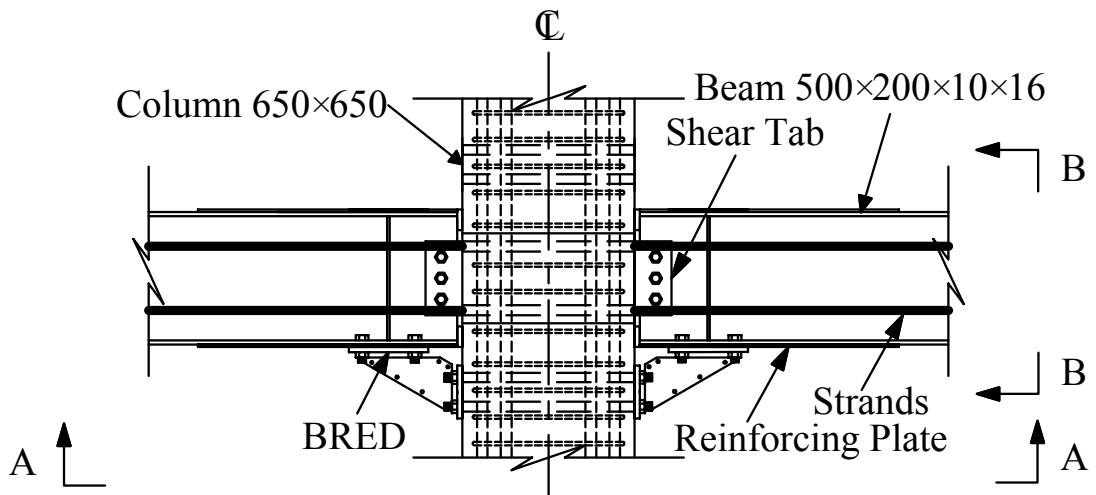


(c) View B-B

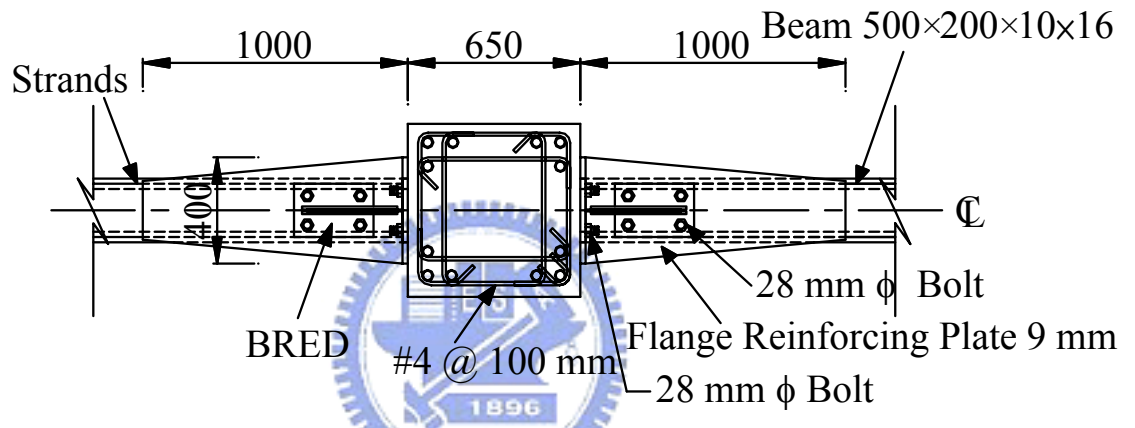


(d) BRED Details

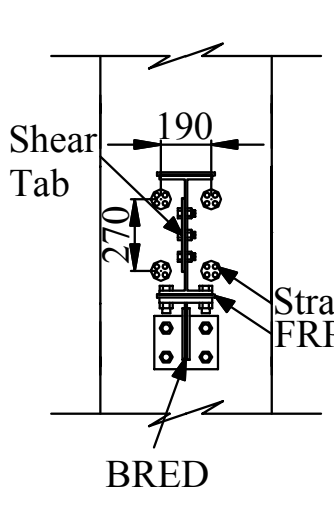
圖 2.9 試體 1 梁柱接合細節



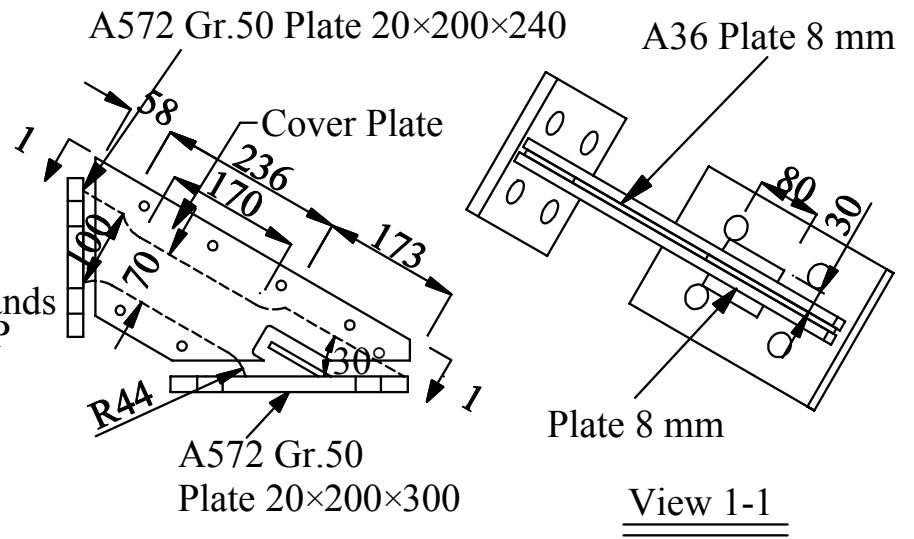
(a) Elevation



(b) View A-A

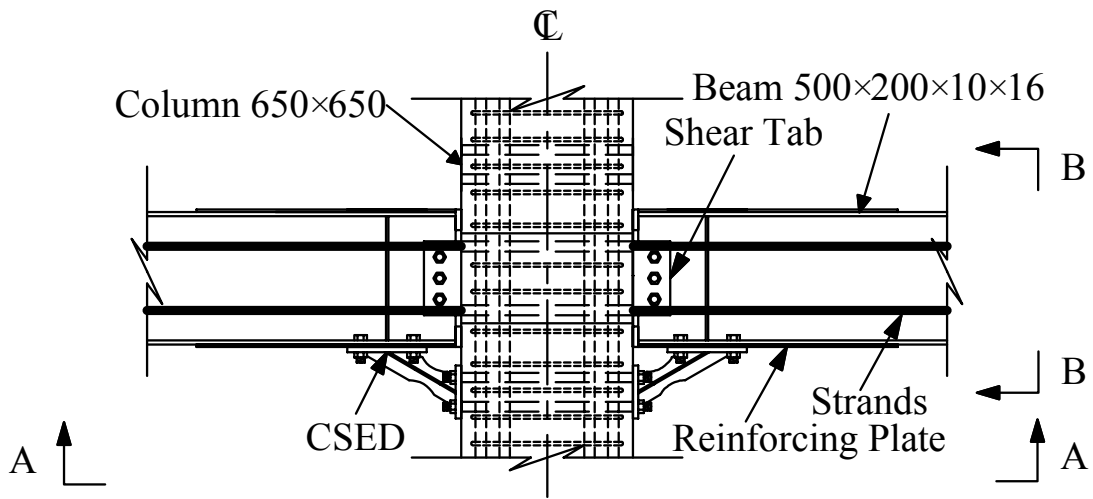


(c) View B-B

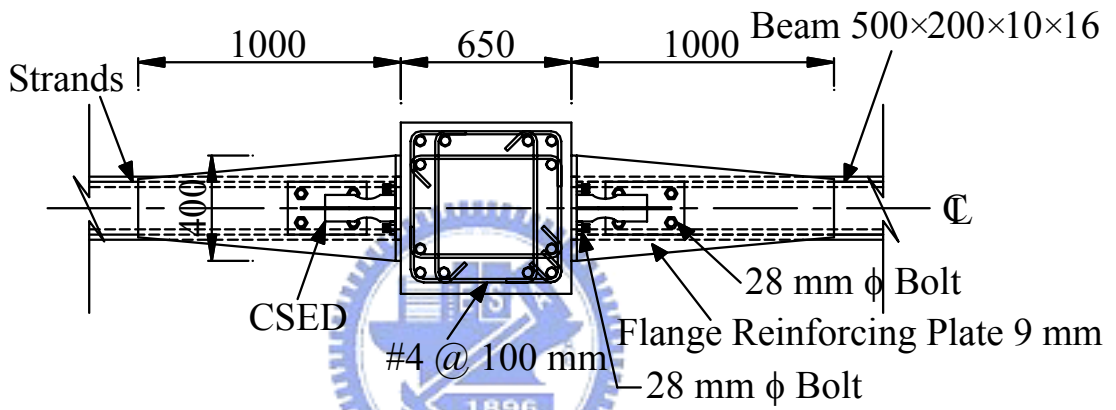


(d) BRED Details

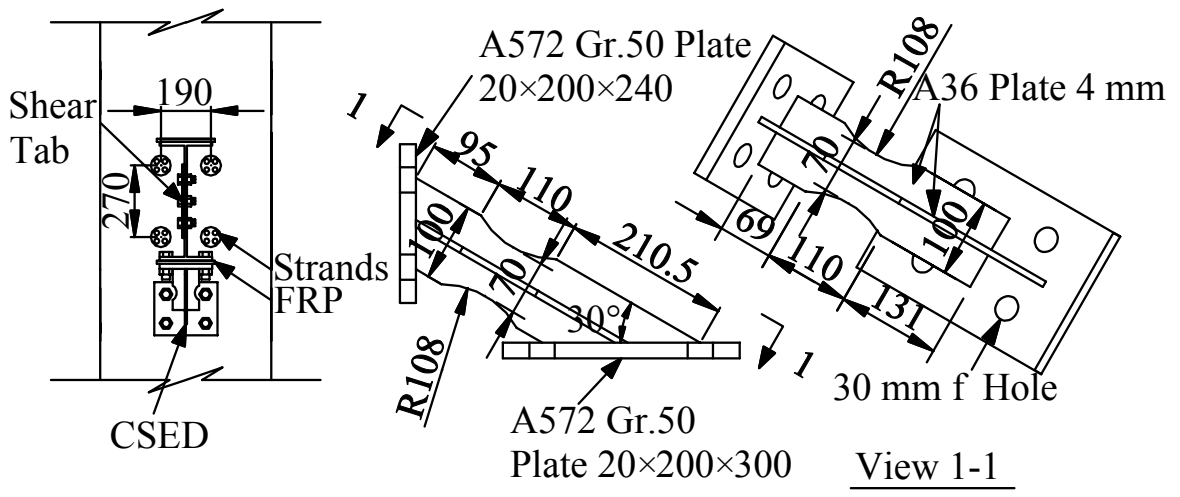
圖 2.10 試體 2 梁柱接合細節



(a) Elevation



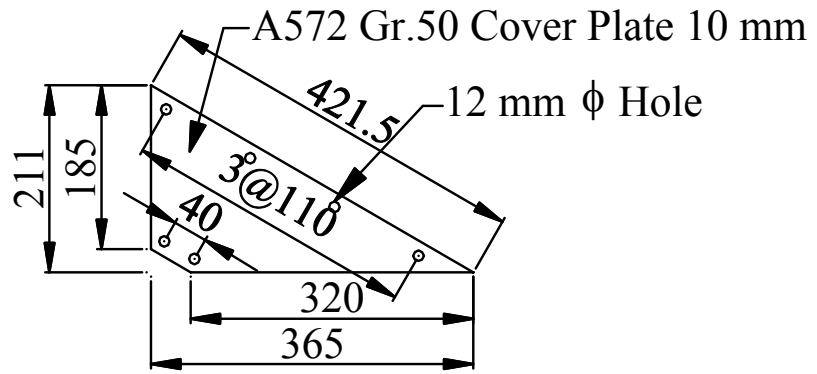
(b) View A-A



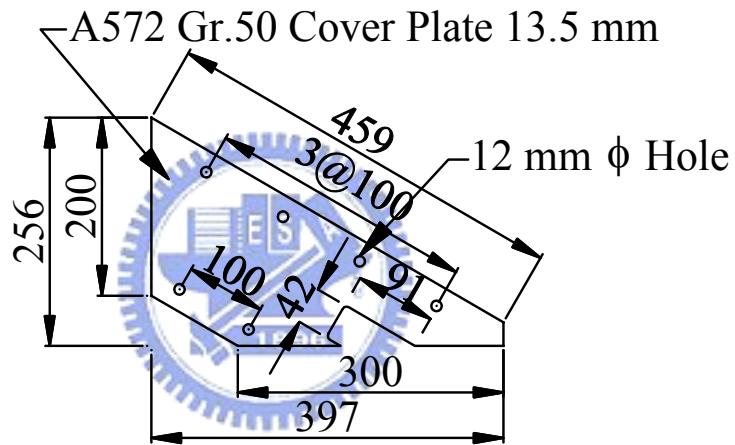
(c) View B-B

(d) CSED Details

圖 2.11 試體 3 梁柱接合細節

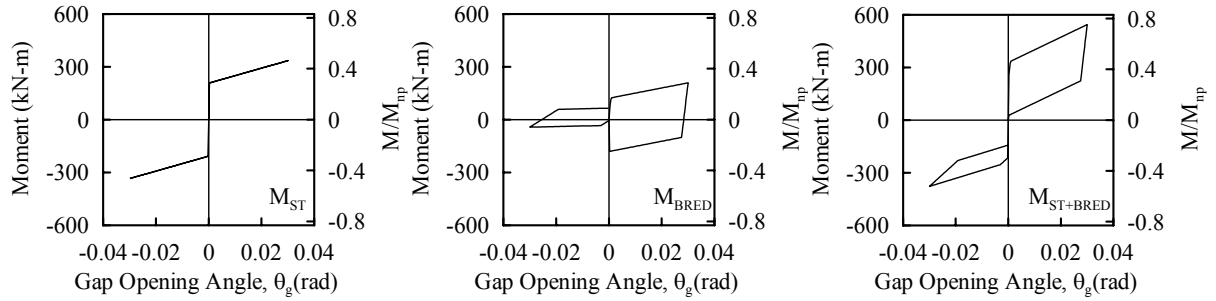


(a) Specimen 1 Cover Plate Details

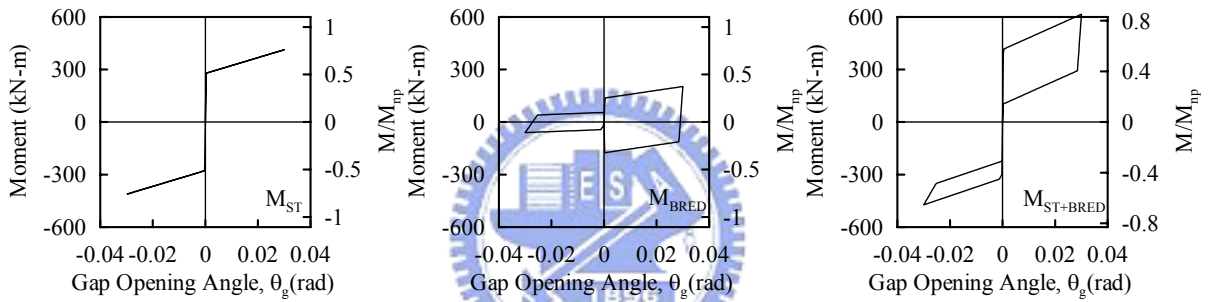


(b) Specimen 2 Cover Plate Details

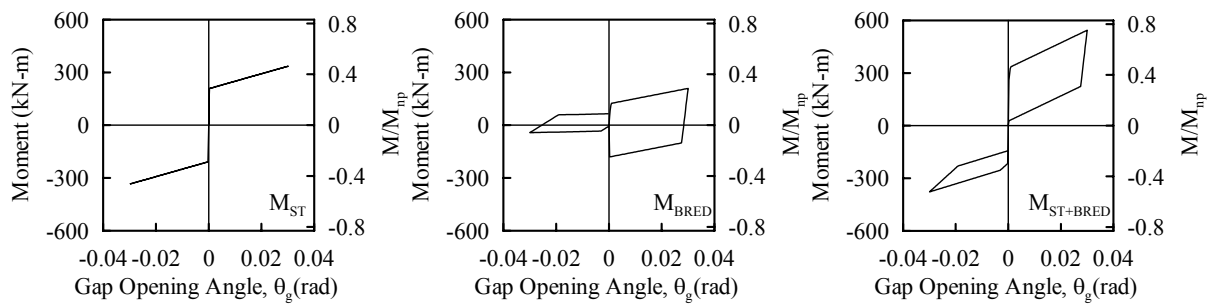
圖 2.12 試體 1、2 之挫屈束制鋼板消能器蓋板細節



(a) Specimen 1



(b) Specimen 2



(c) Specimen 3

圖 2.13 預測梁端彎矩

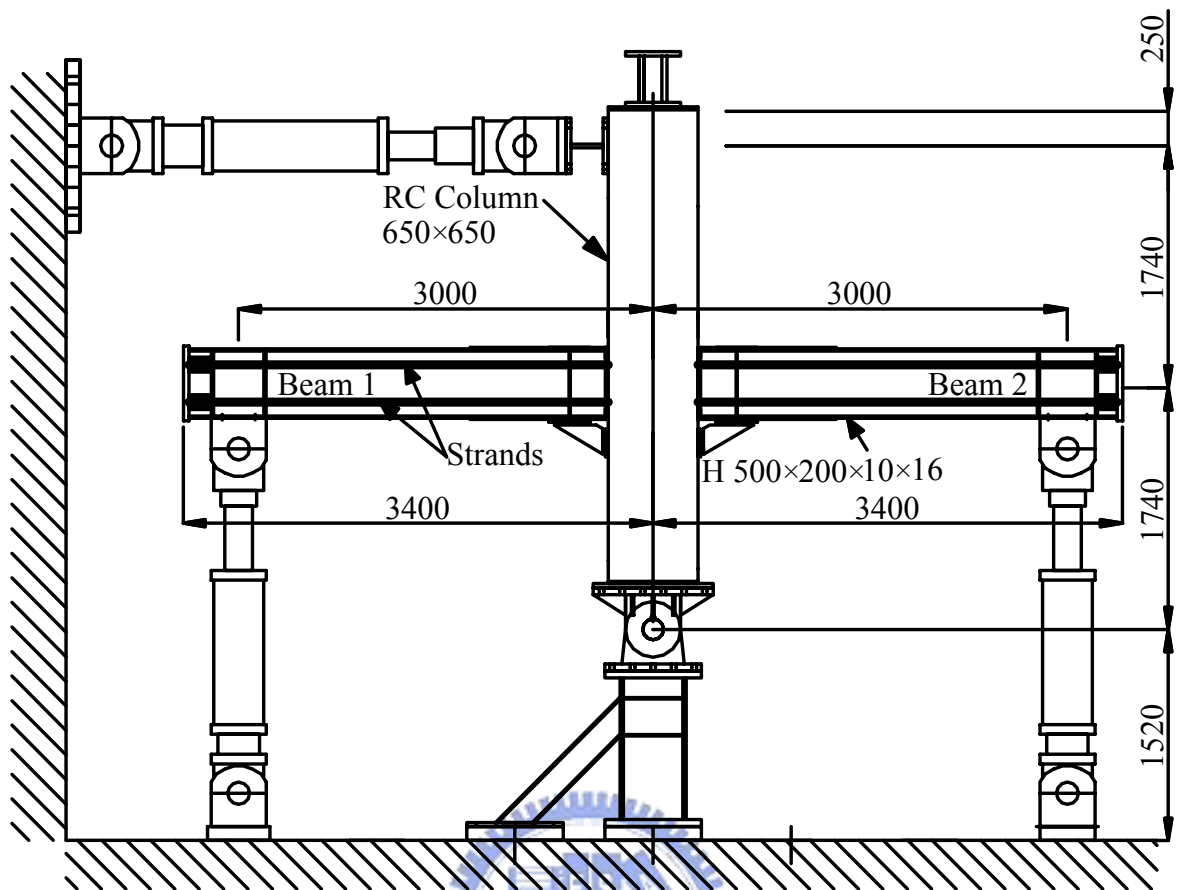


圖 2.14 試體測試構架

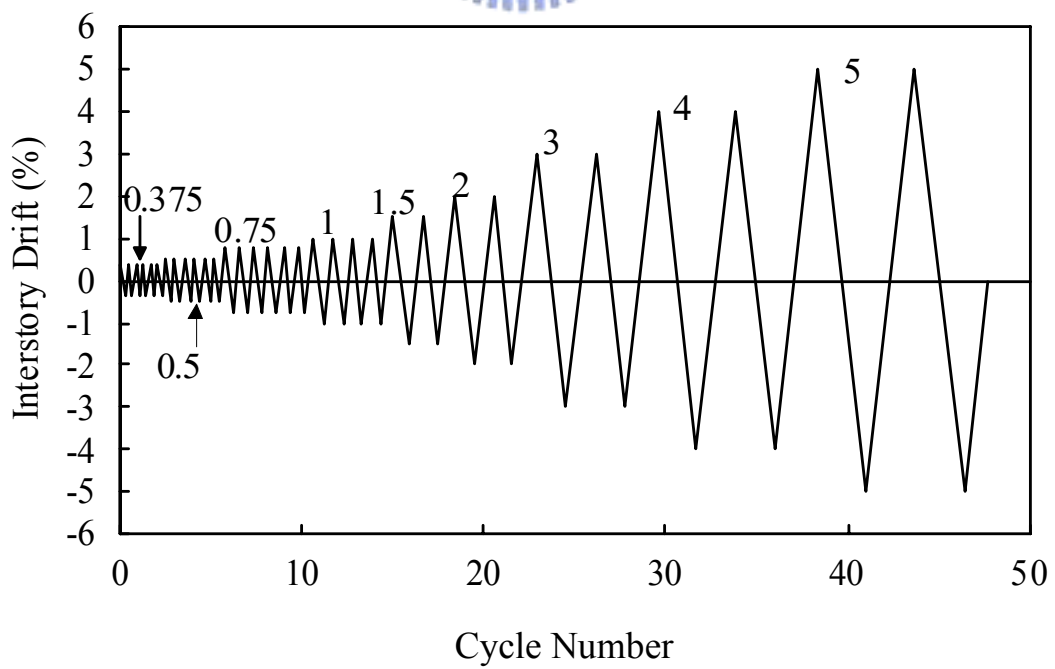


圖 2.15 反覆載重歷時

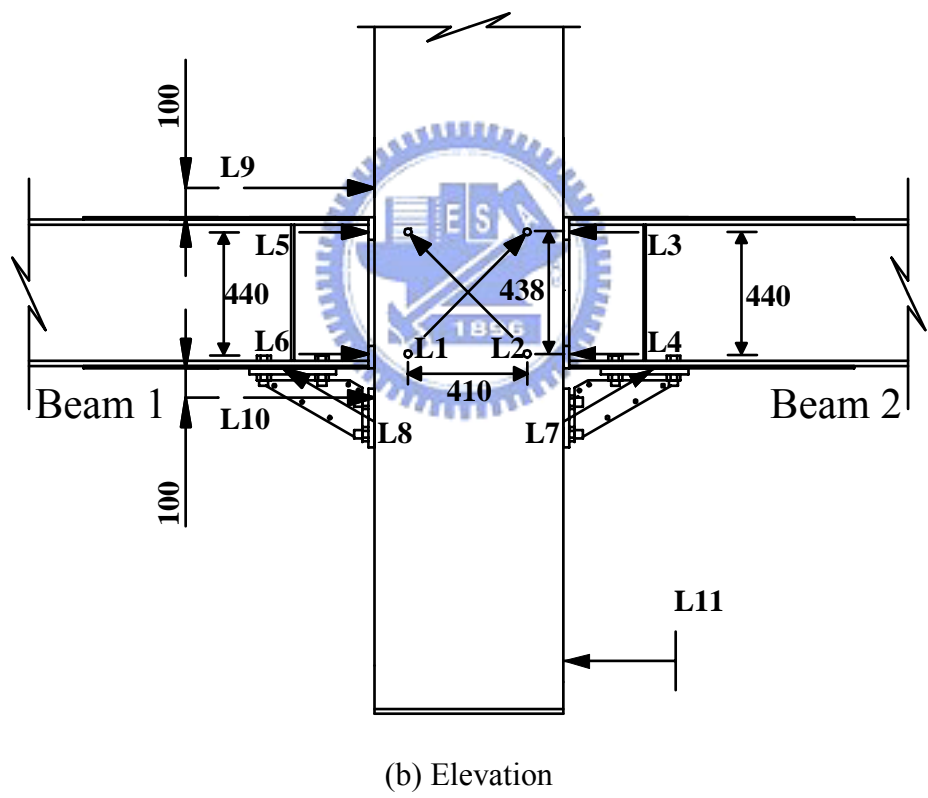
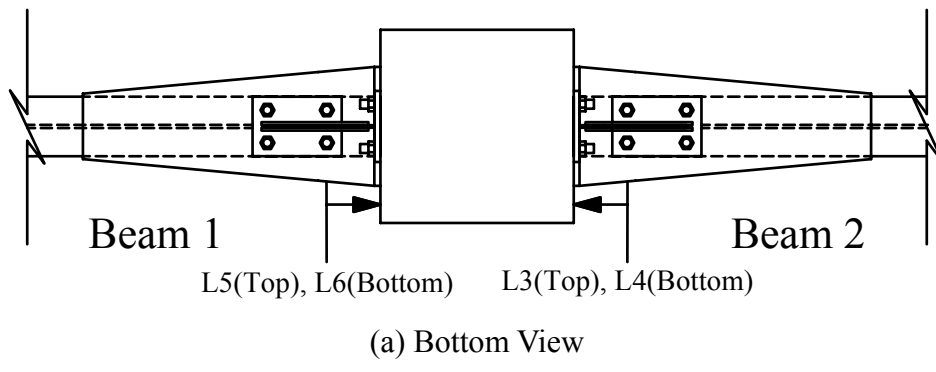
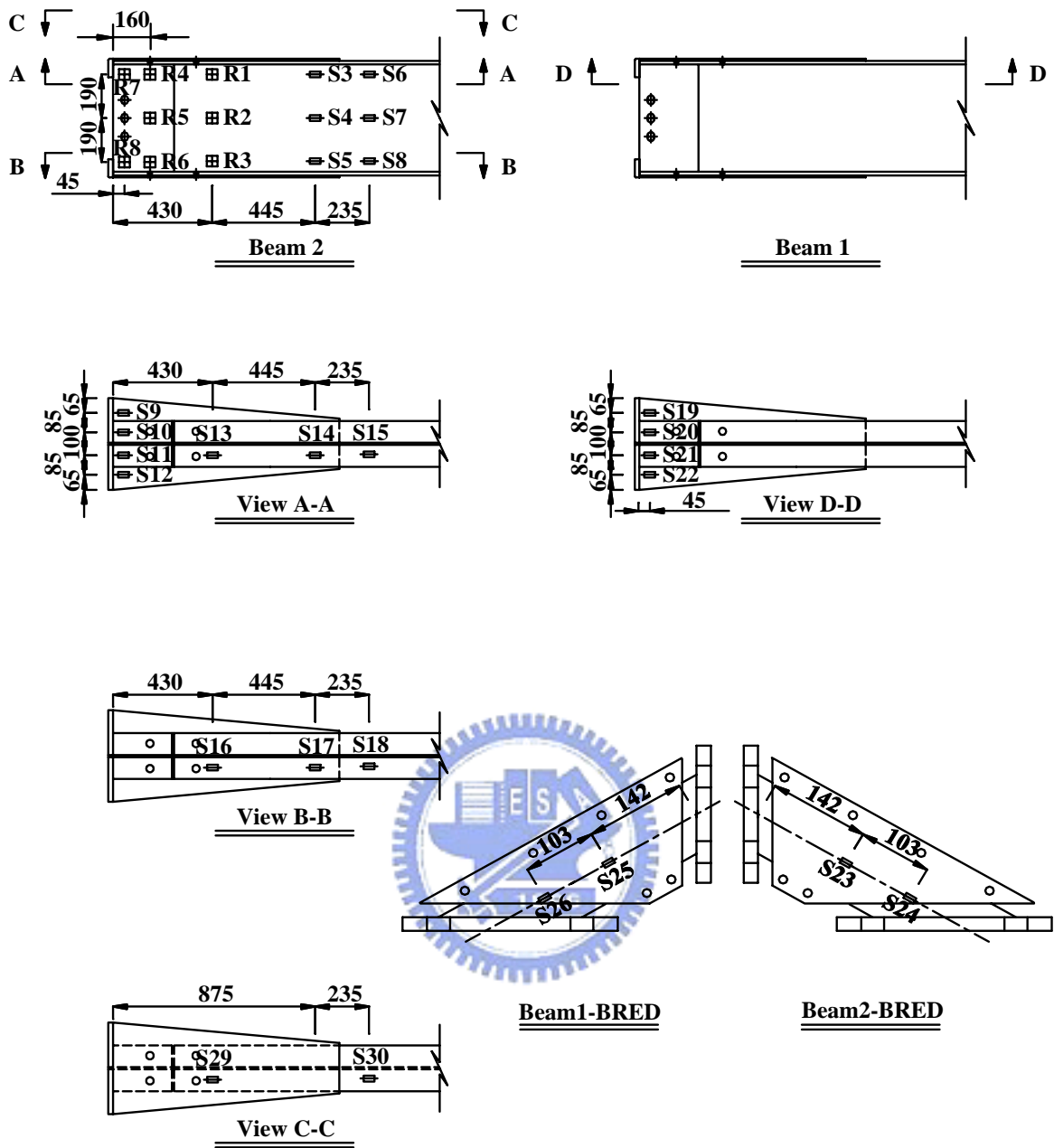


圖 2.16 試體 1 量測儀器規劃圖



(c) Gauge Location

圖 2.16 試體 1 量測儀器規劃圖(續)

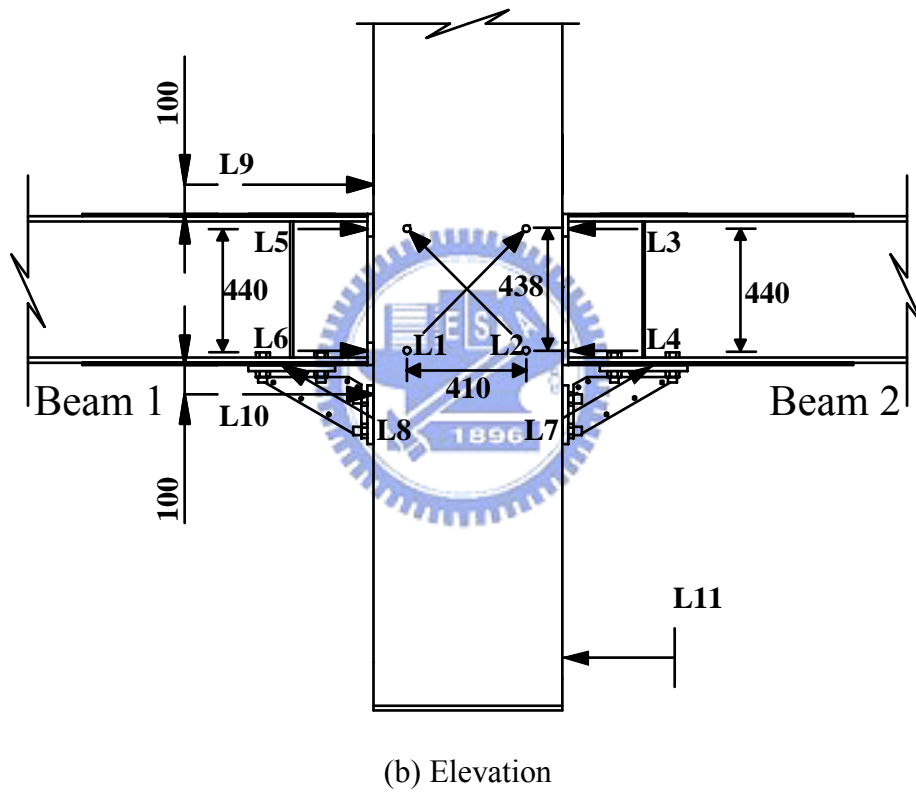
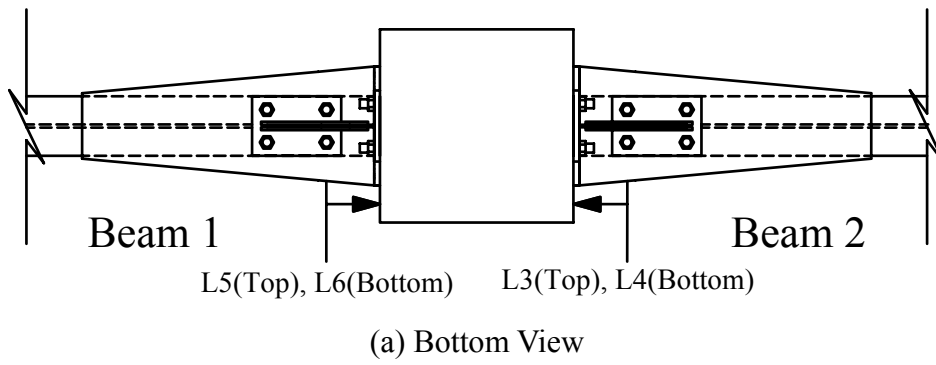
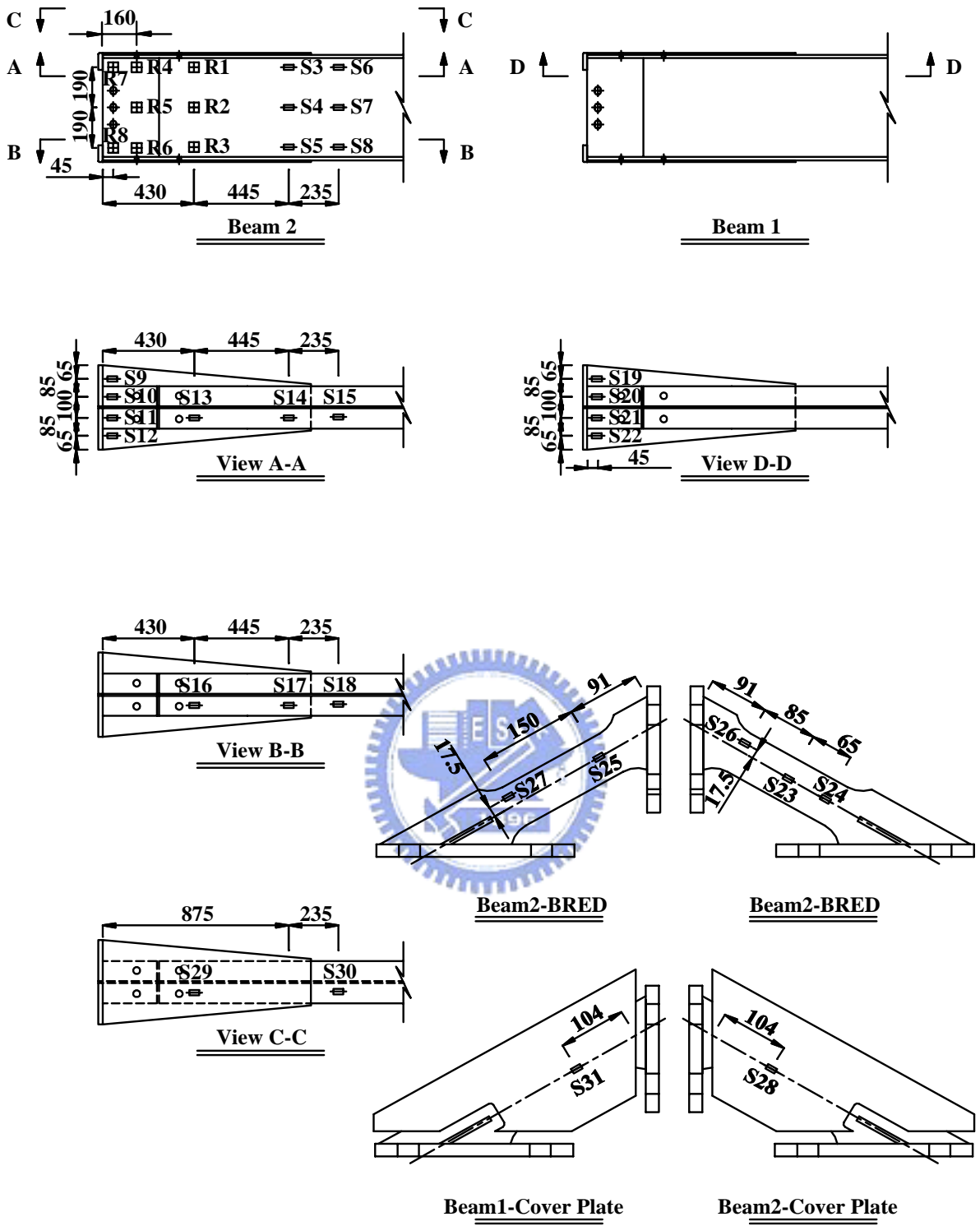
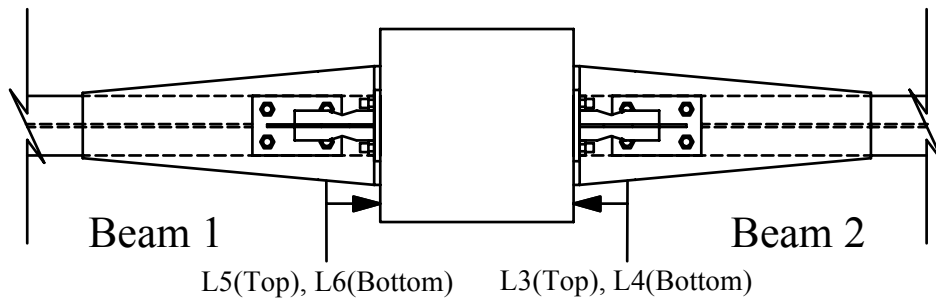


圖 2.17 試體 2 量測儀器規劃圖

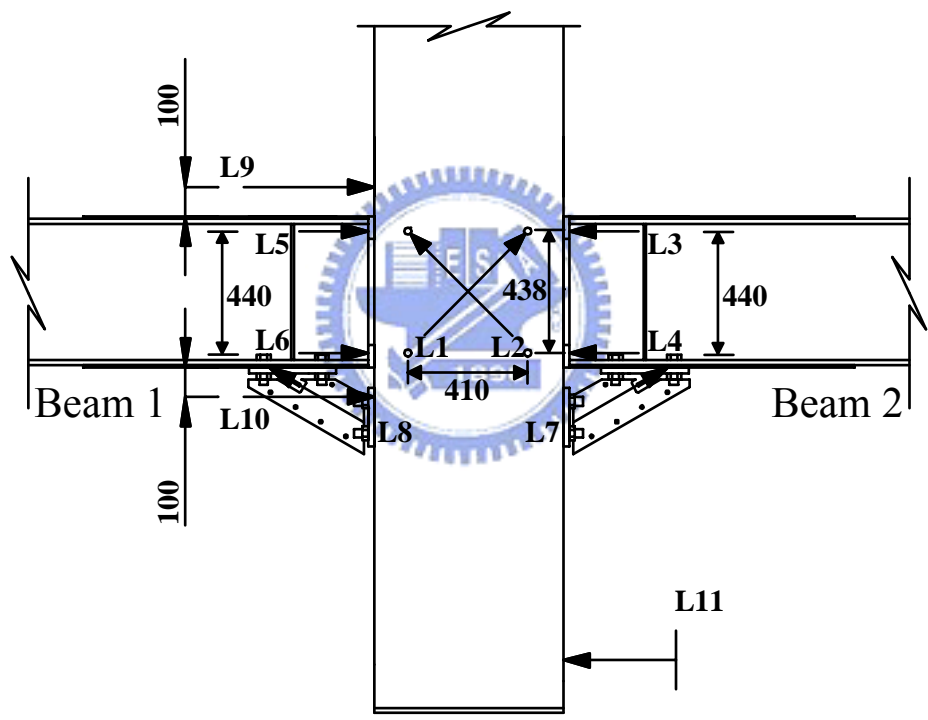


(c) Gauge Location

圖 2.17 試體 2 量測儀器規劃圖(續)

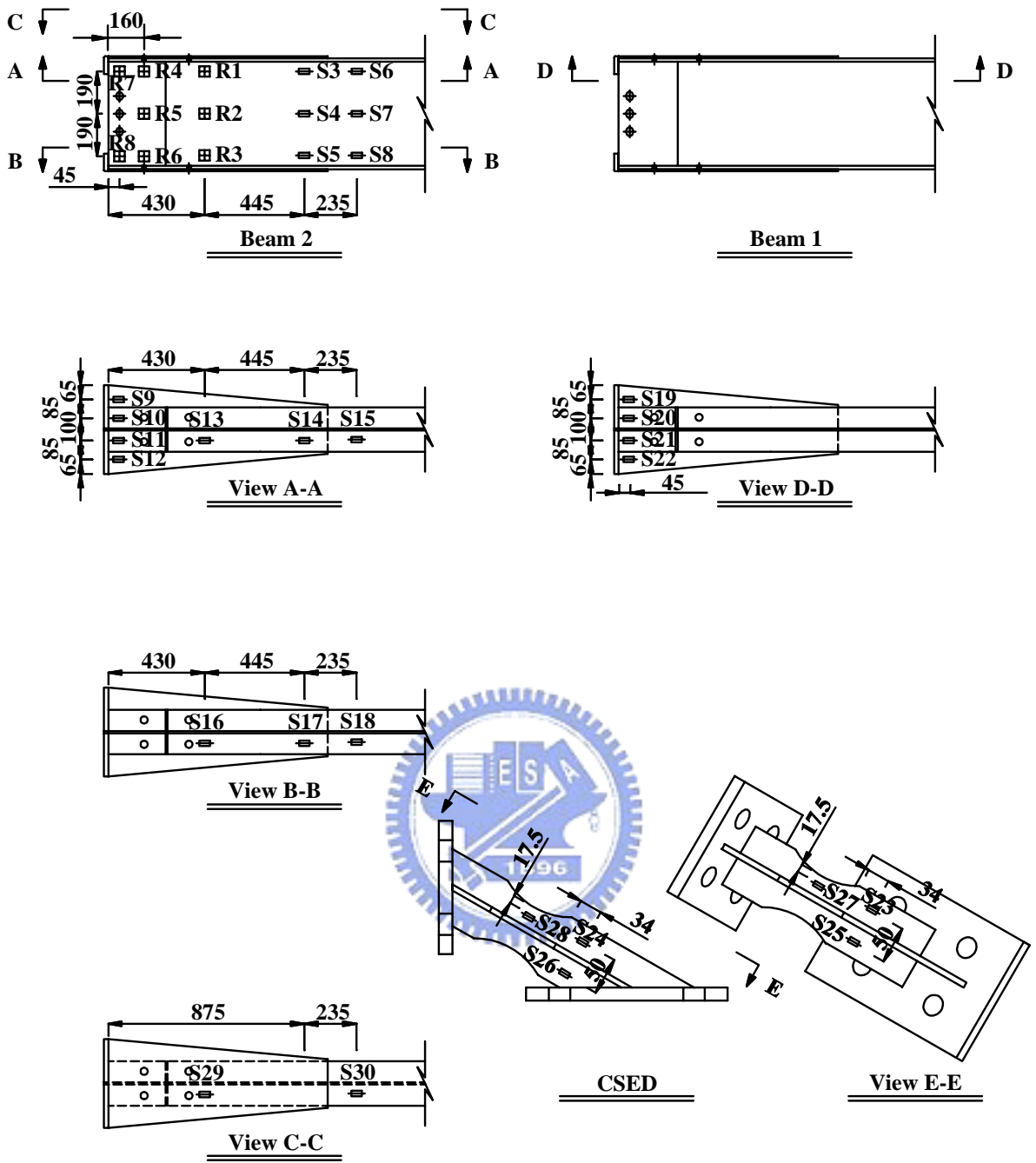


(a) Bottom View



(b) Elevation

圖 2.18 試體 3 量測儀器規劃圖



(c) Gauge Location

圖 2.18 試體 3 量測儀器規劃圖(續)

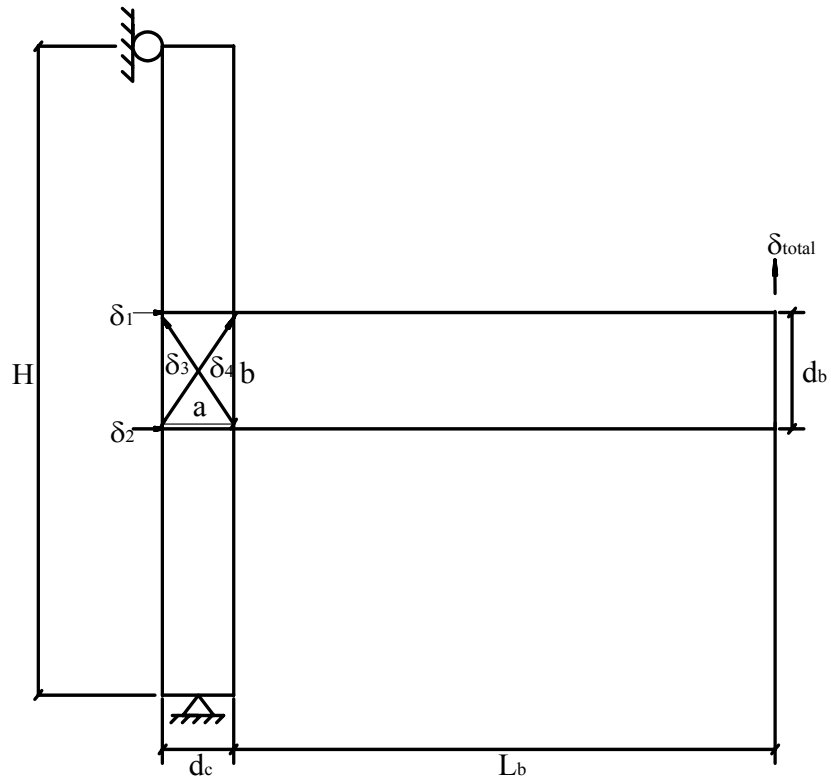
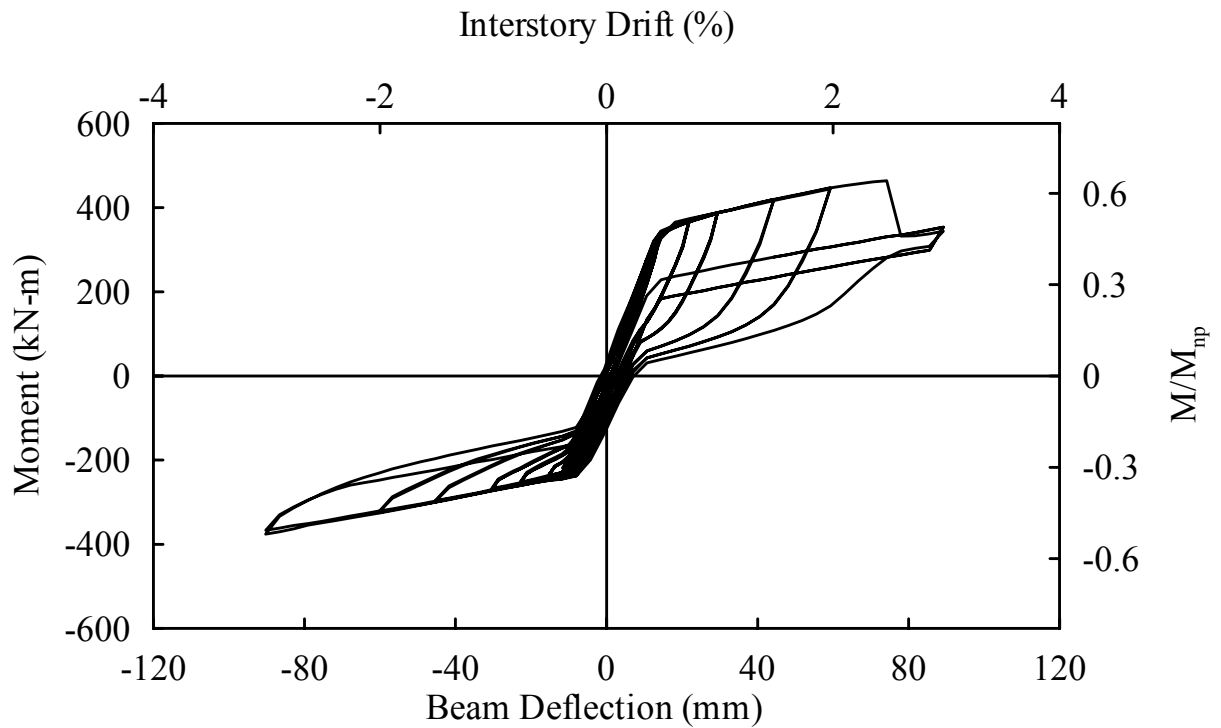
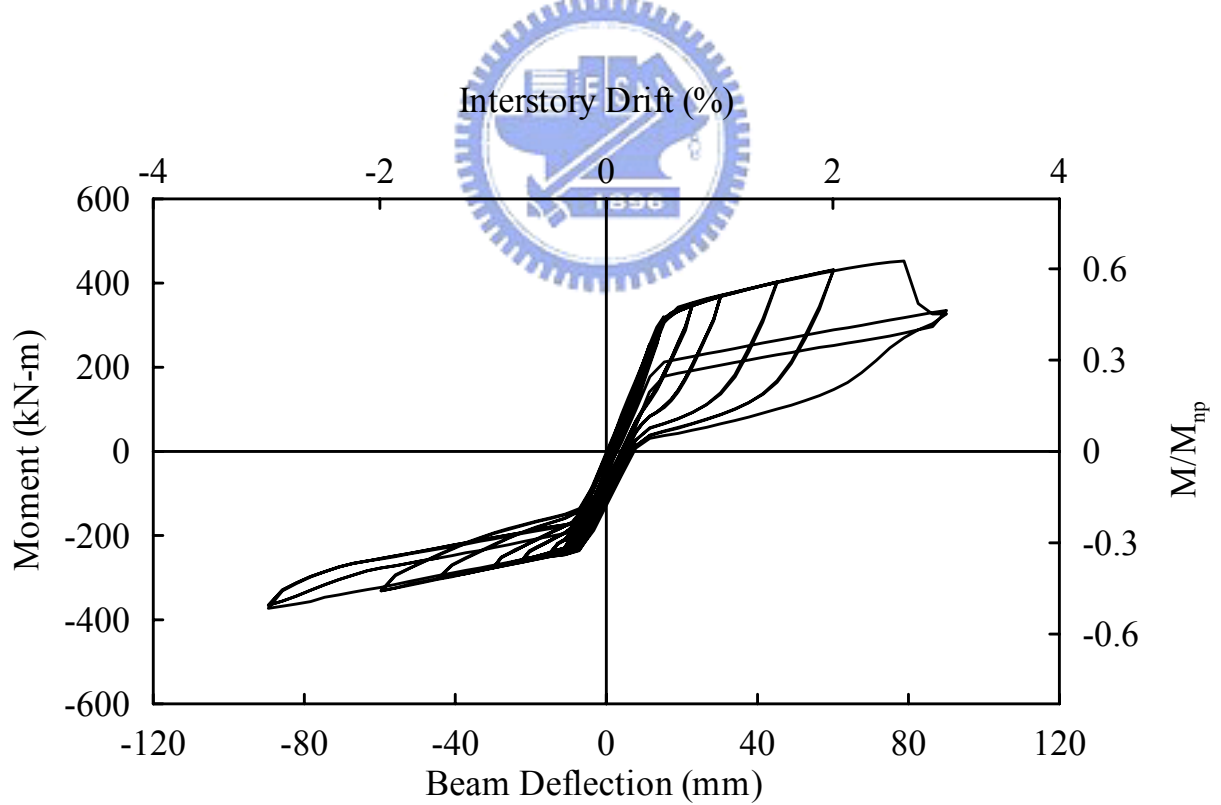


圖 2.19 柱及梁柱接合區變形量測位置





(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.1 試體 1 梁端彎矩與梁端變形關係

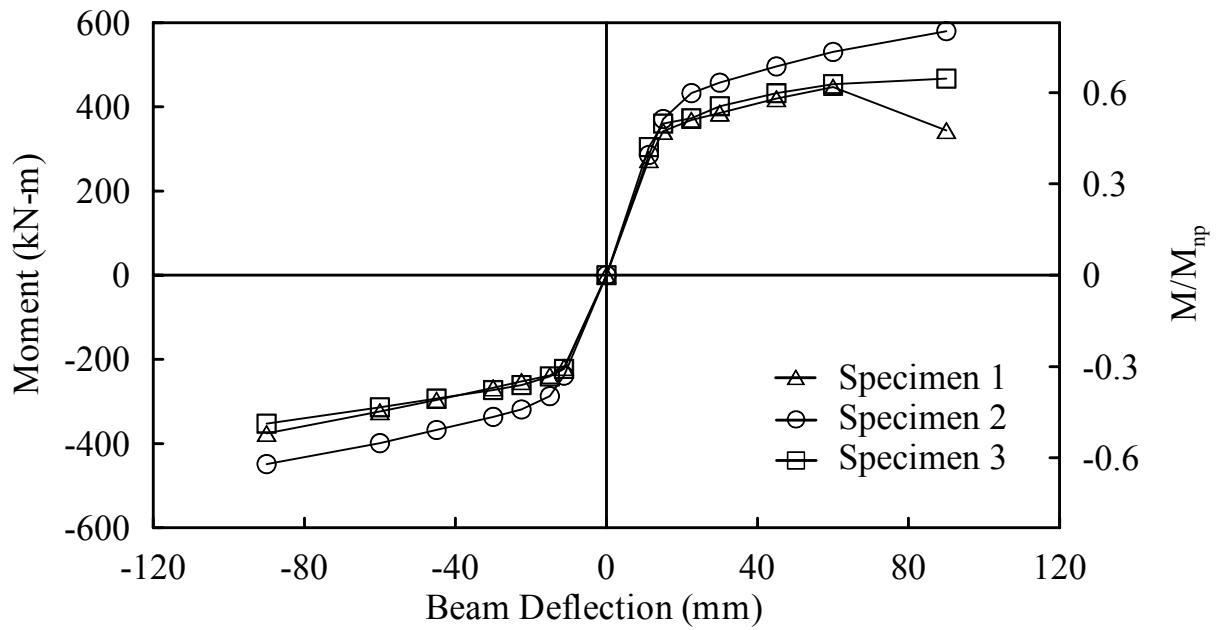


圖 3.2 各組試體彎矩與梁端位移之包絡線

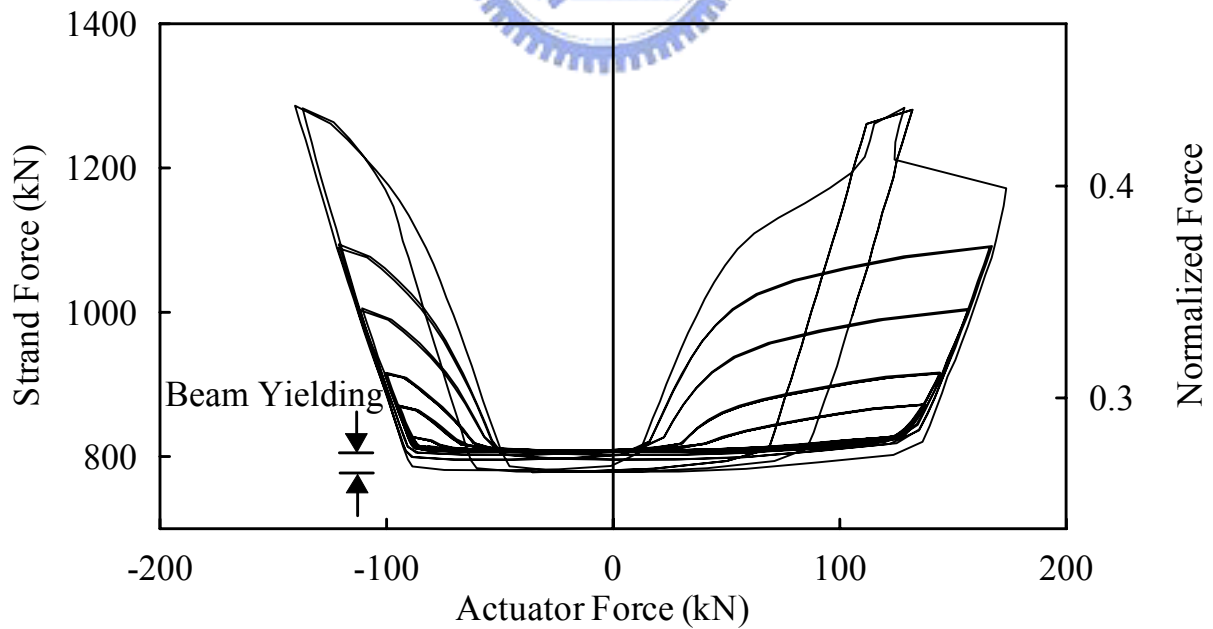
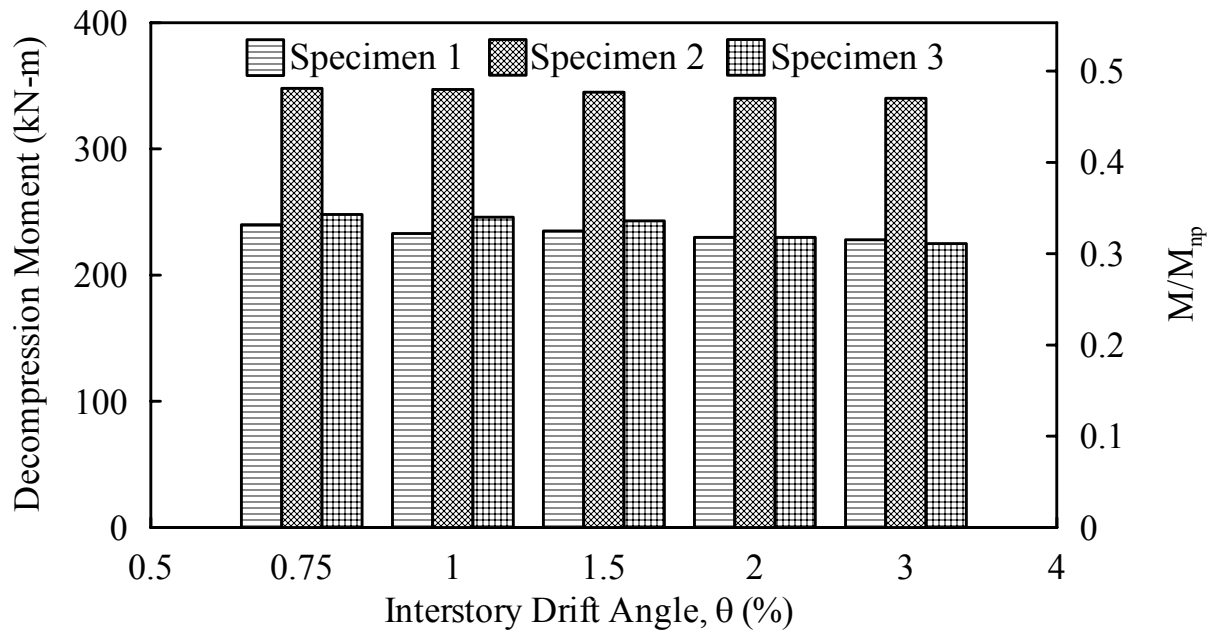
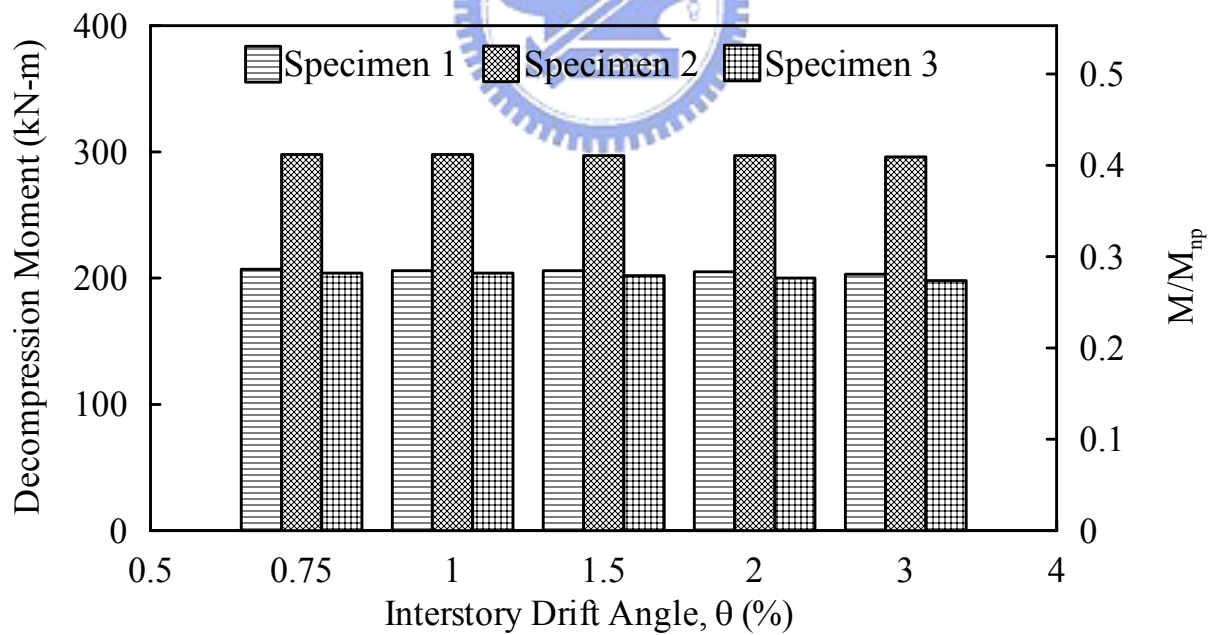


圖 3.3 試體 1 千斤頂力量與鋼腱預力關係

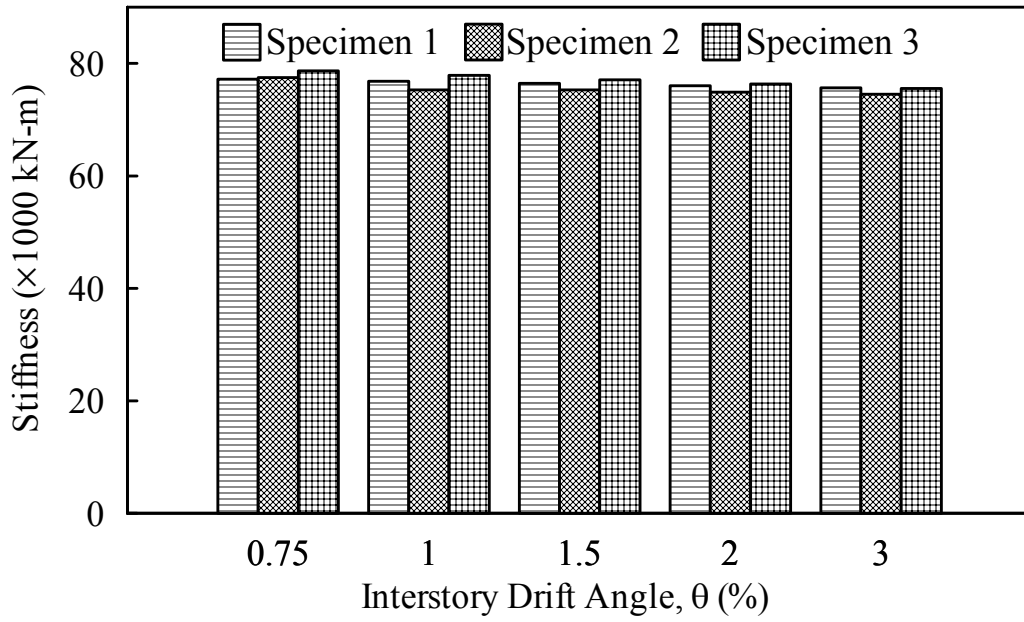


(a) Positive Bending

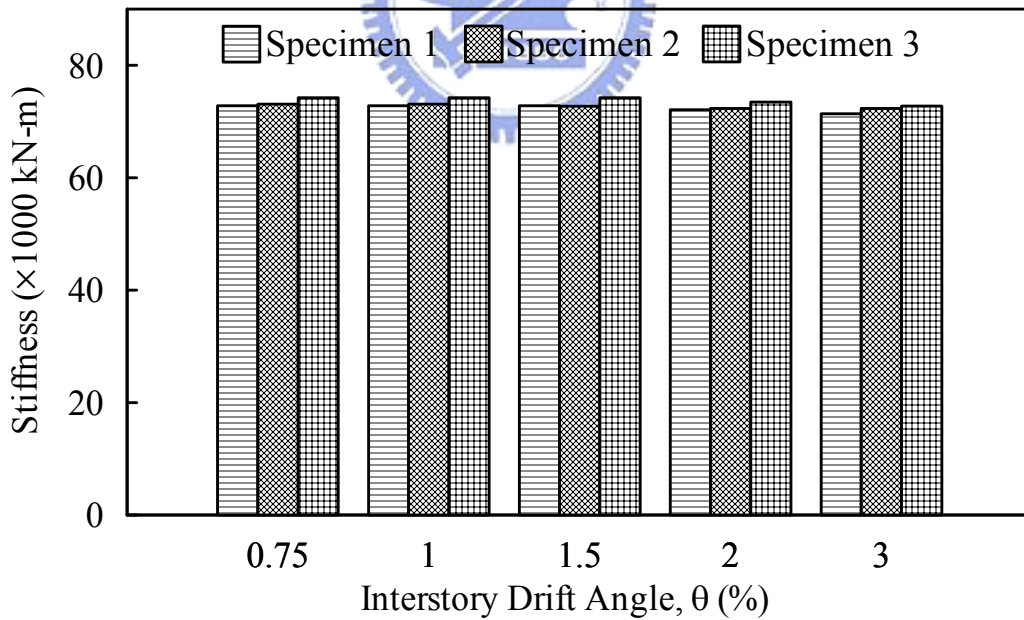


(b) Negative Bending

圖 3.4 各組試體分離彎矩與層間側位移角關係

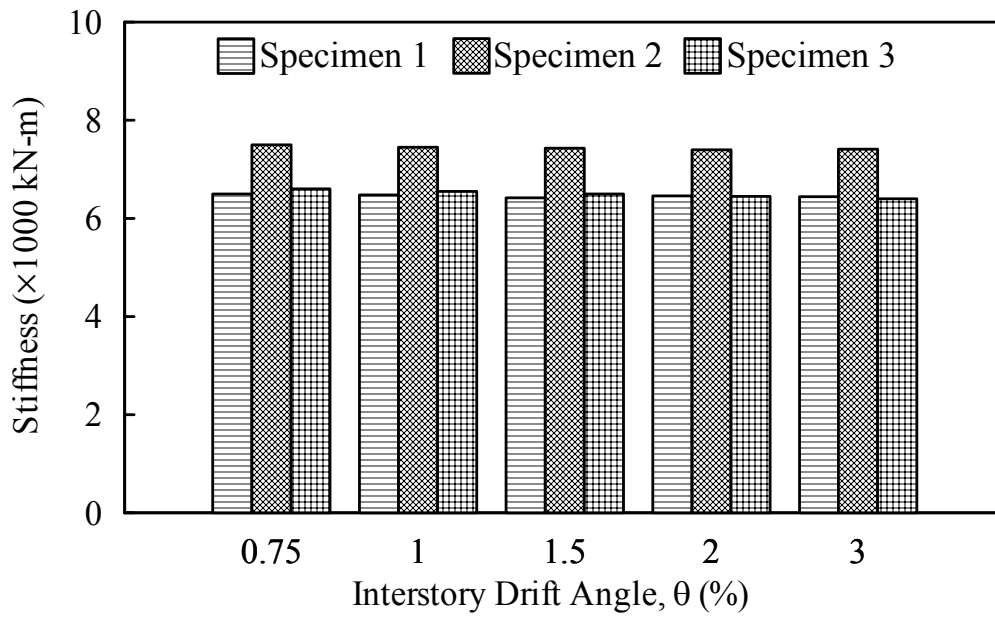


(a) Positive Bending

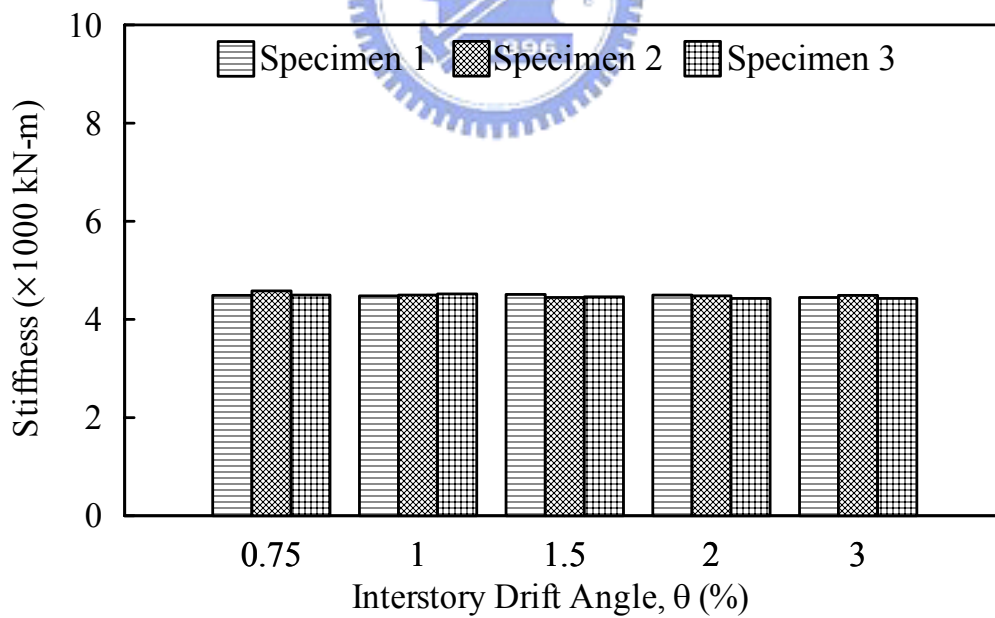


(b) Negative Bending

圖 3.5 各組試體彈性勁度與層間側位移角關係



(a) Positive Bending



(b) Negative Bending

圖 3.6 各組試體塑性勁度與層間側位移角關係

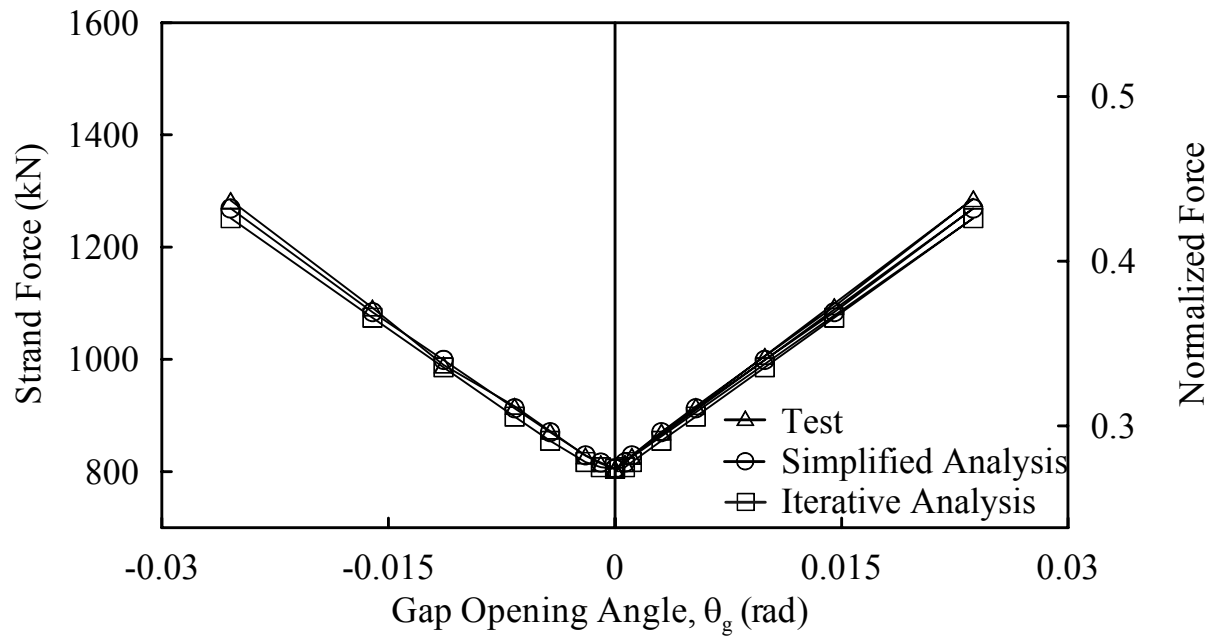
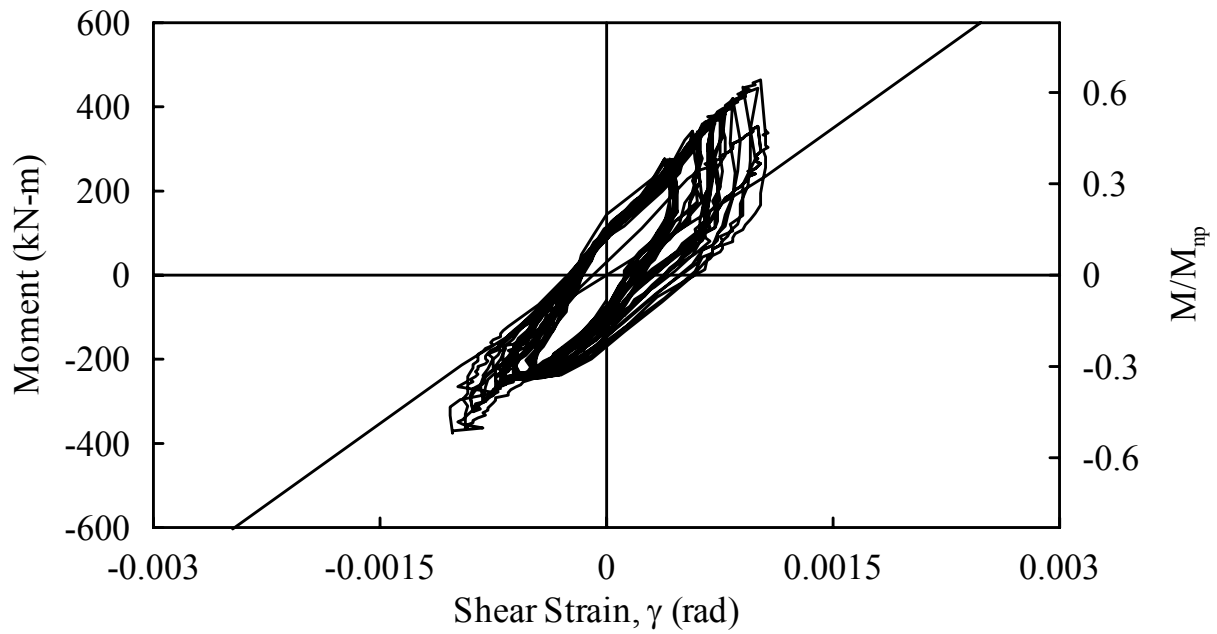
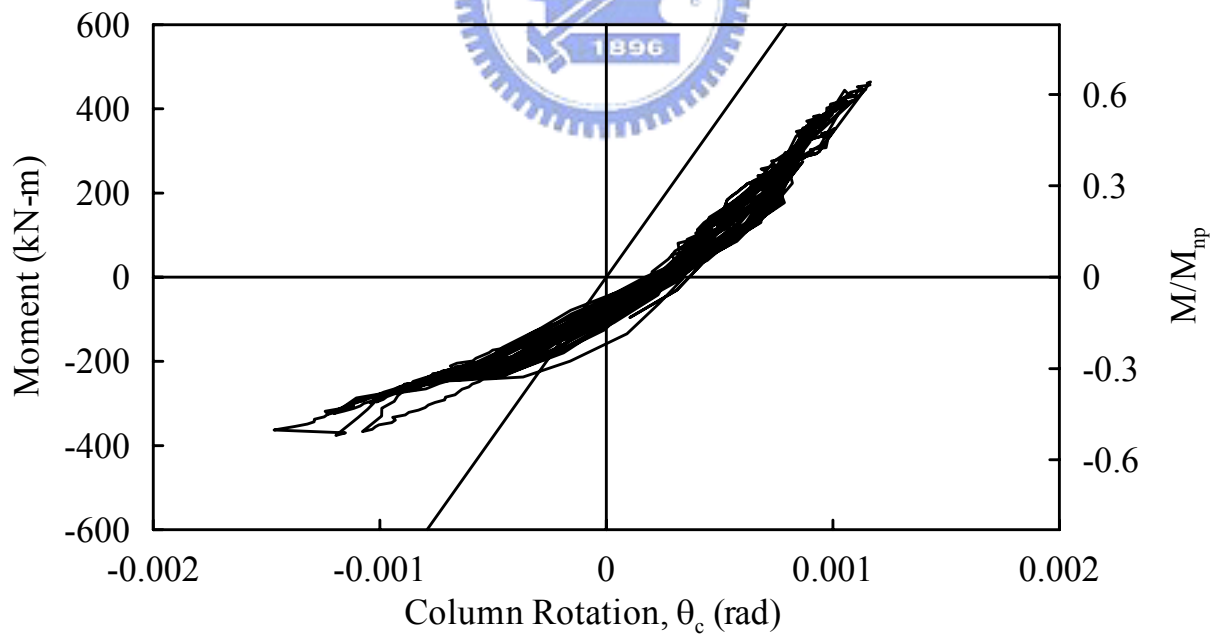


圖 3.7 試體 1 剛體旋轉角與鋼腱力量關係



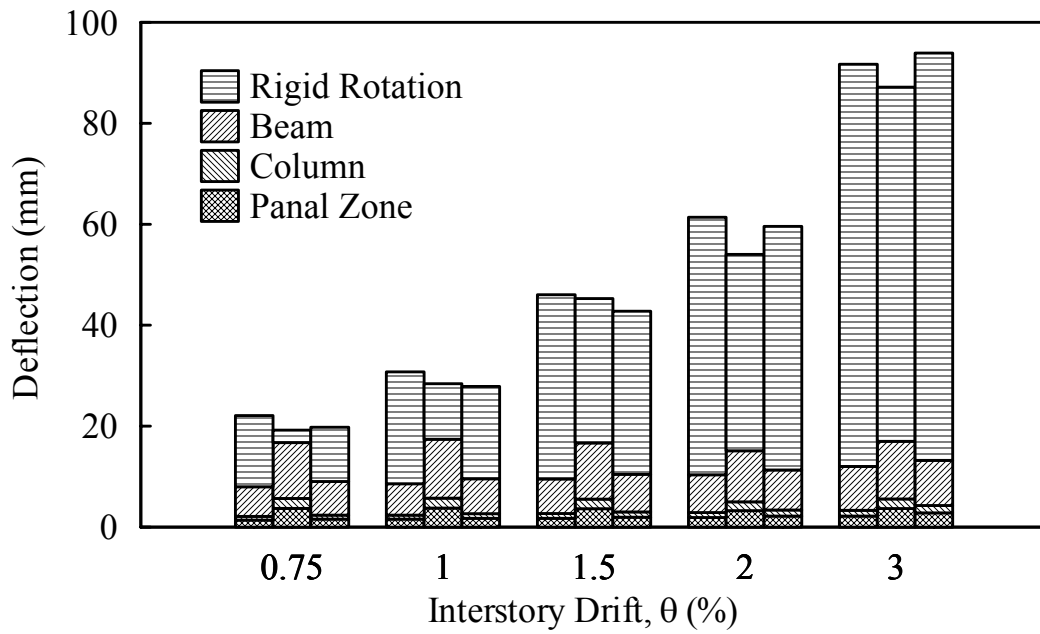


(a) Moment-Shear Strain Relationship

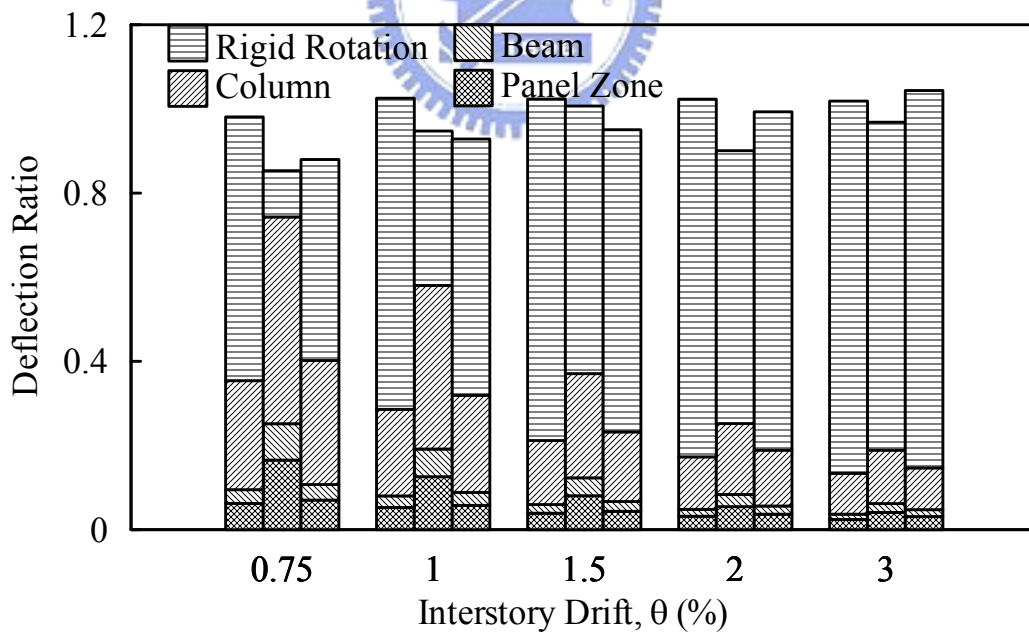


(b) Moment-Column Rotation Relationship

圖 3.8 試體 1 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係

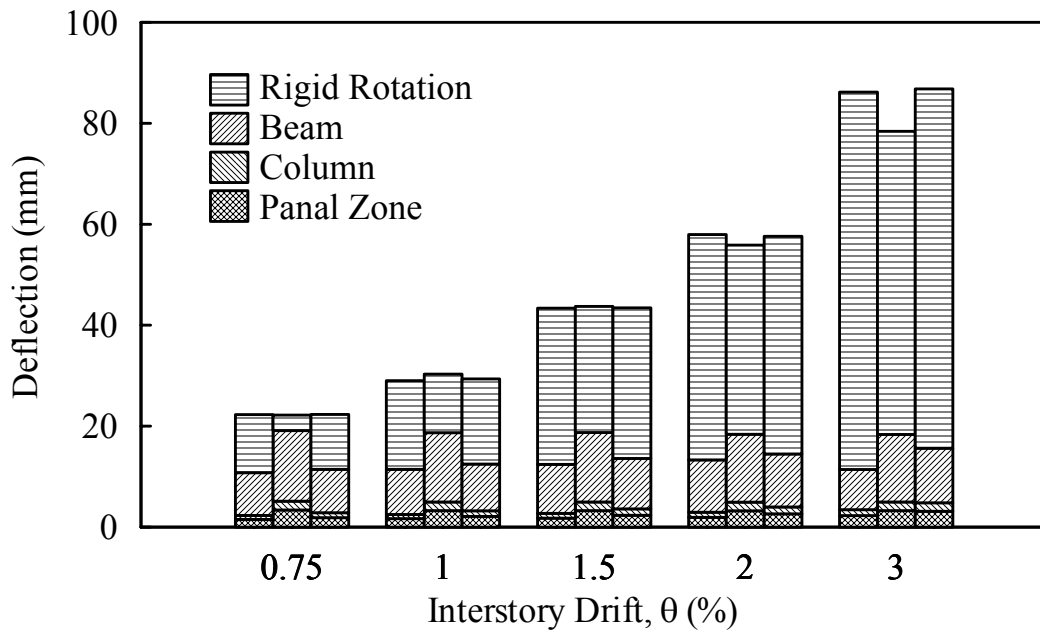


(a) Deflection Component

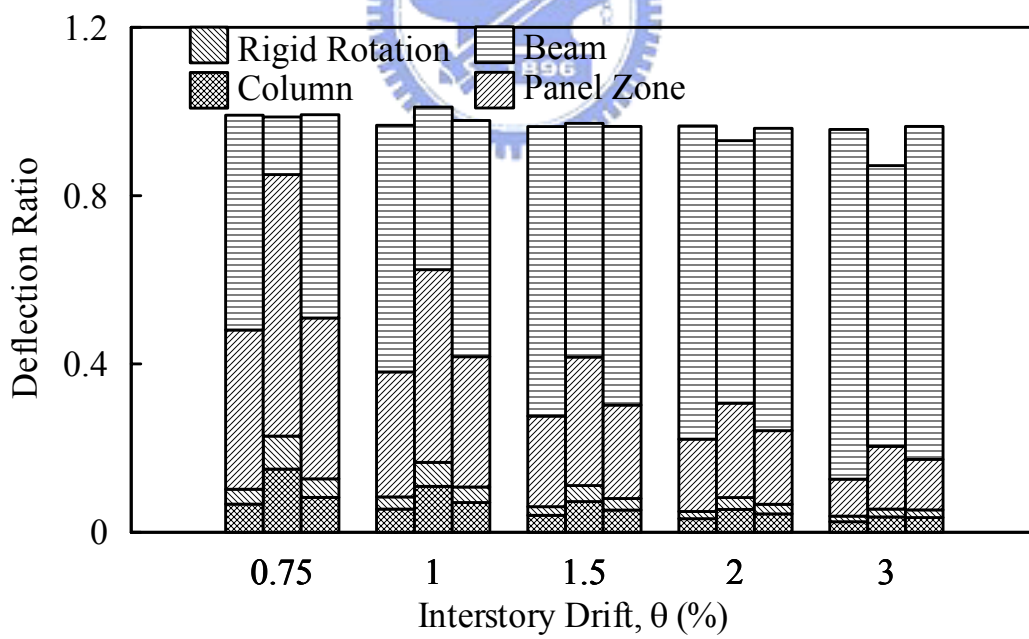


(b) Deflection Ratio

圖 3.9 各組試體正向梁端變位分量關係

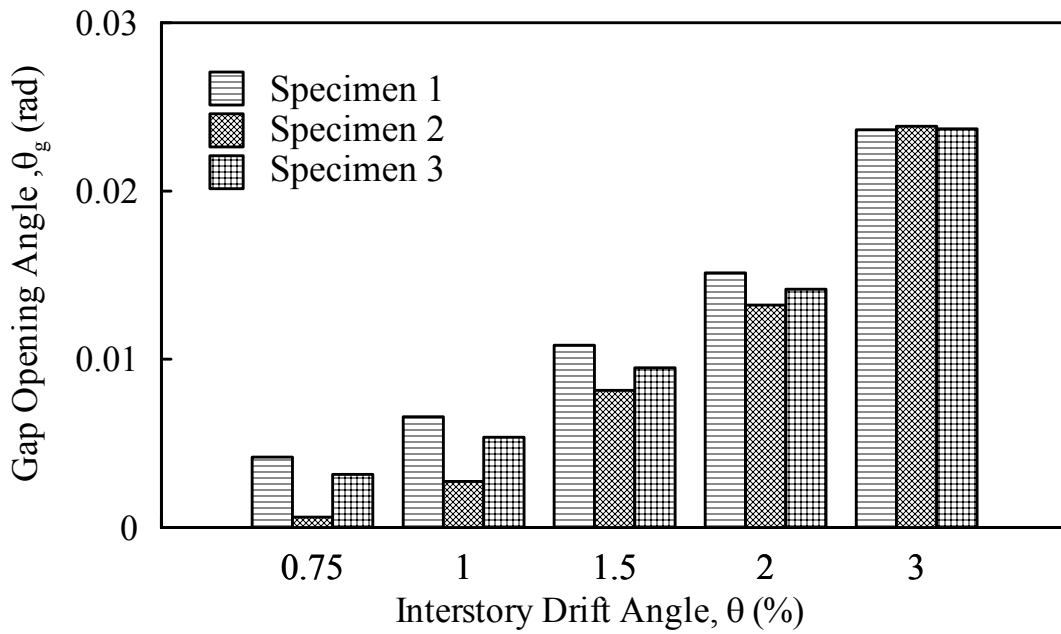


(a) Deflection Component

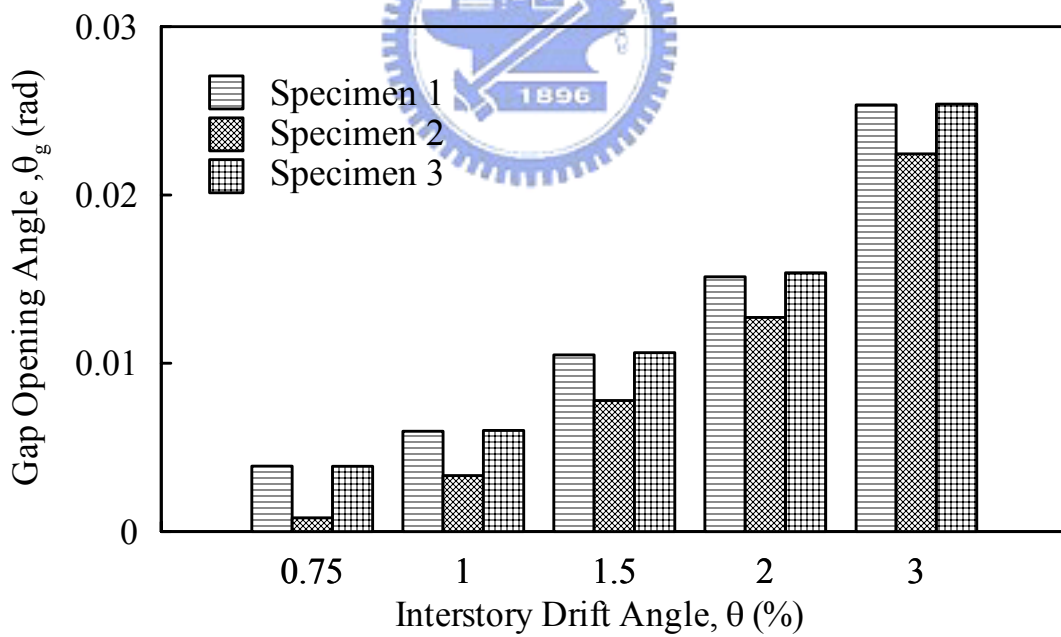


(b) Deflection Ratio

圖 3.10 各組試體負向梁端變位分量關係



(a) Positive Bending



(b) Negative Bending

圖 3.11 各組試體剛體旋轉角與層間位移角關係

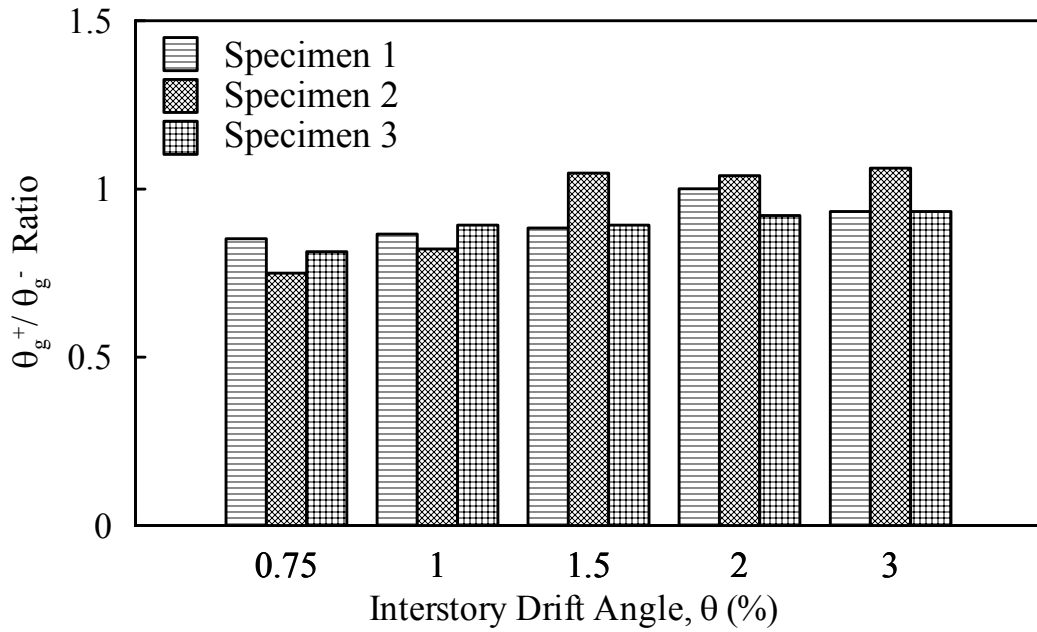


圖 3.12 正、負彎矩之分離轉角比值與層間位移角關係

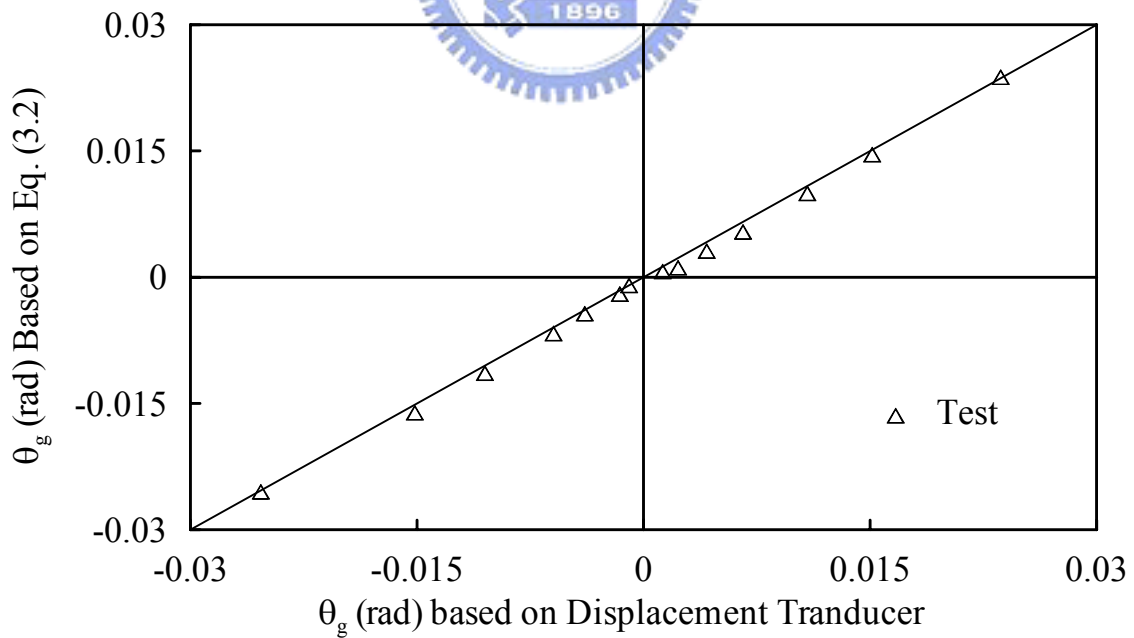


圖 3.13 體 1 分離轉角比較圖

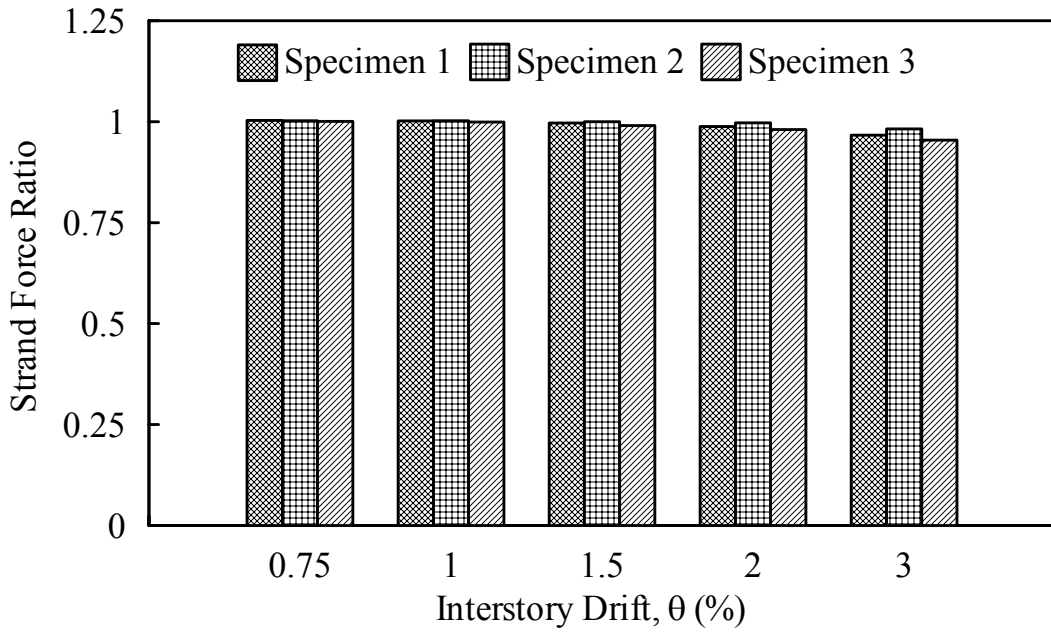


圖 3.14 各組試體預力損失比值

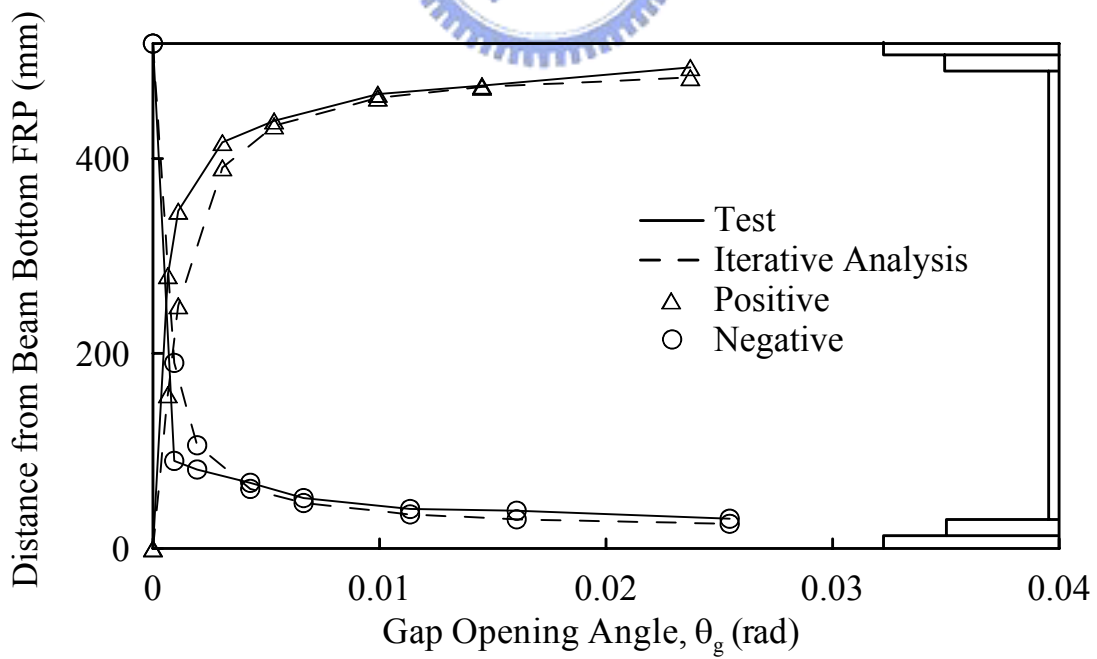


圖 3.15 試體 1 中性軸位置關係

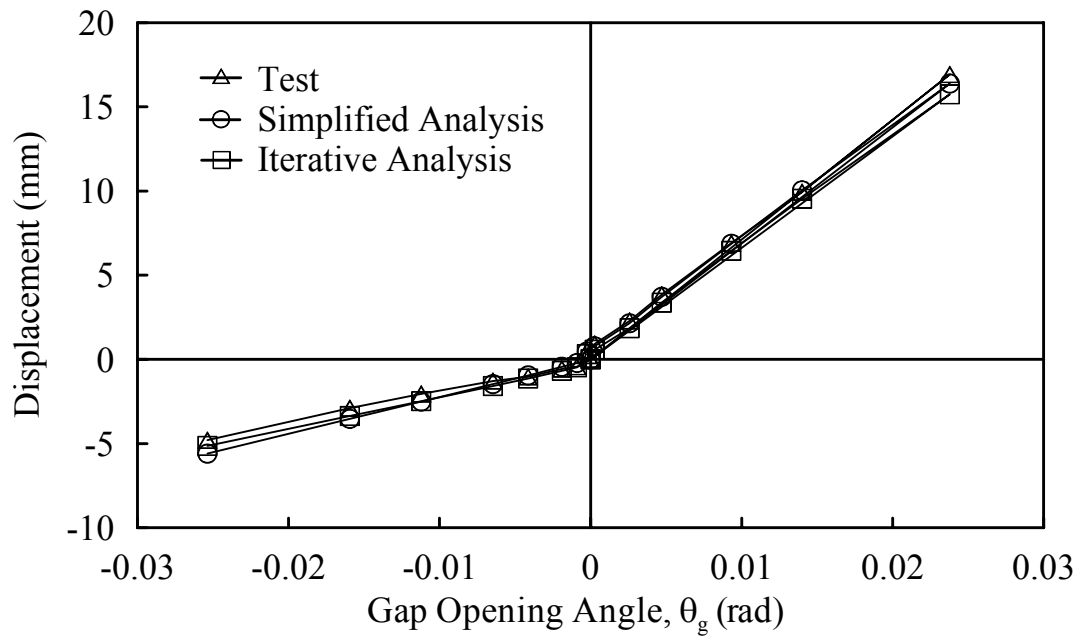
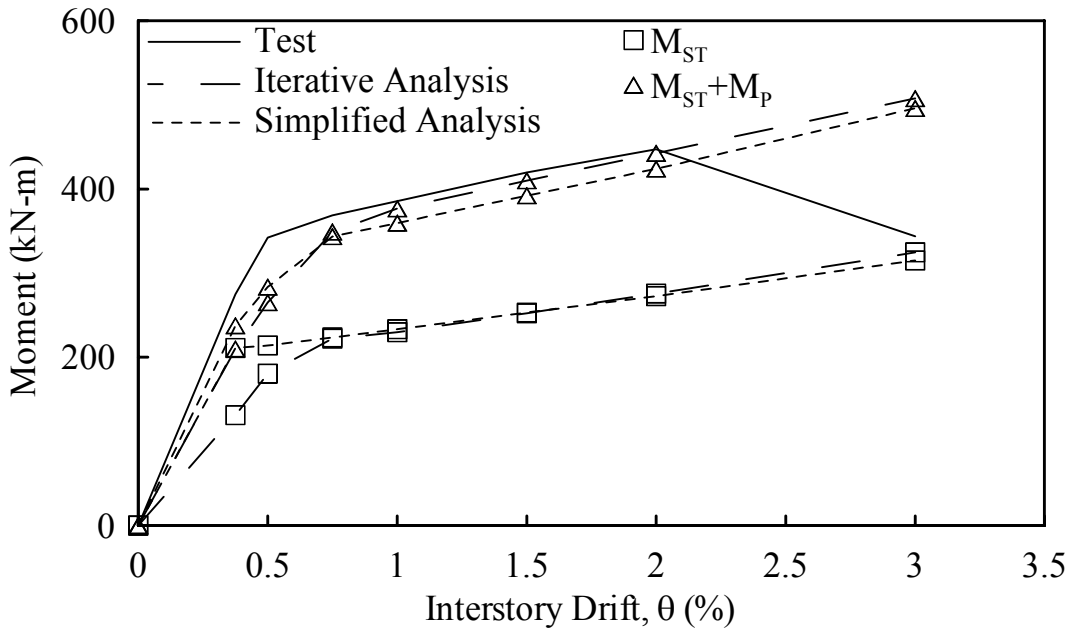
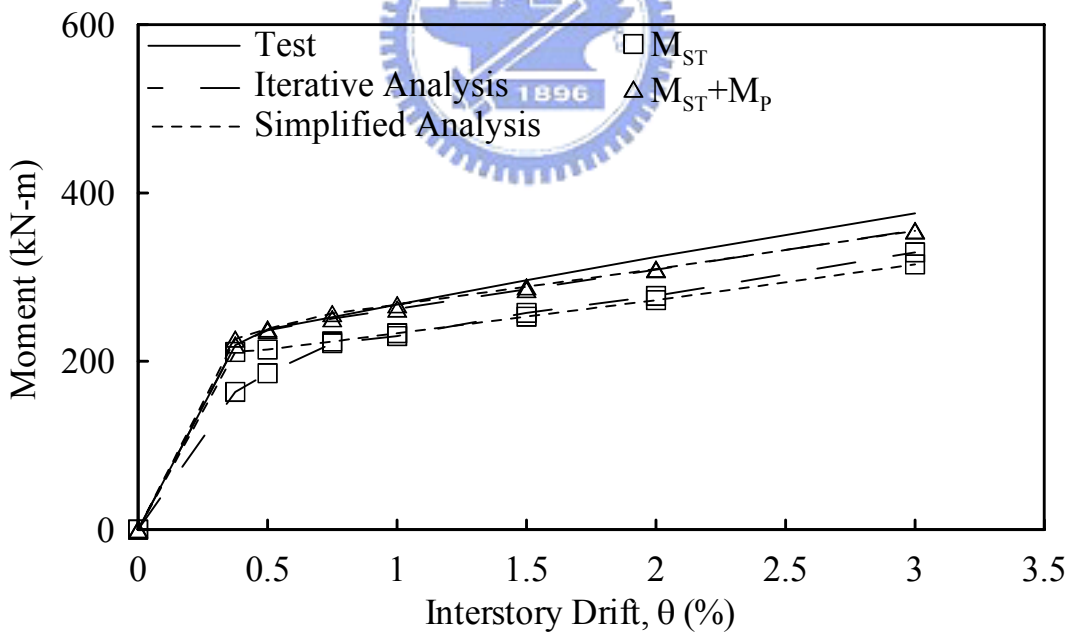


圖 3.16 試體 1 鋼板消能器伸長變形與剛體旋轉角關係



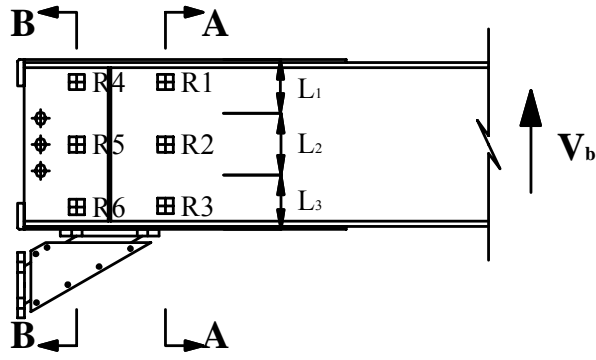


(a) Positive Bending

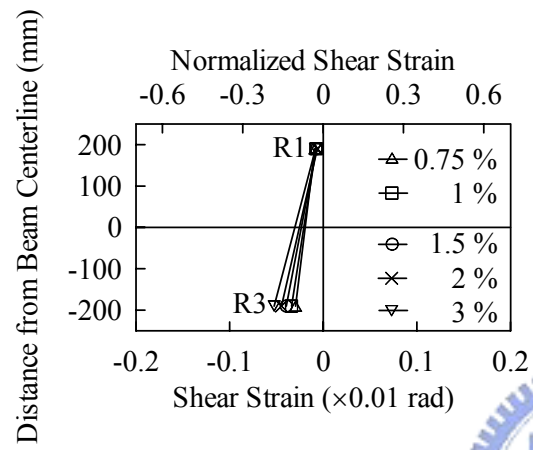


(b) Negative Bending

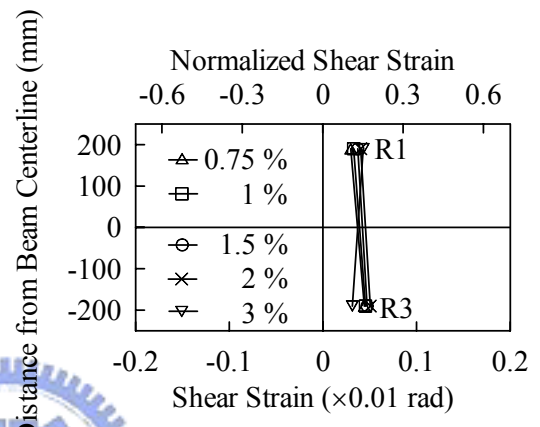
圖 3.17 試體 1 彎矩簡化計算比較



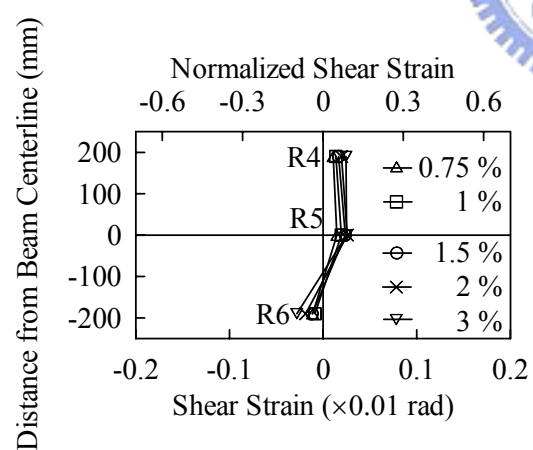
(a) Rosette Location



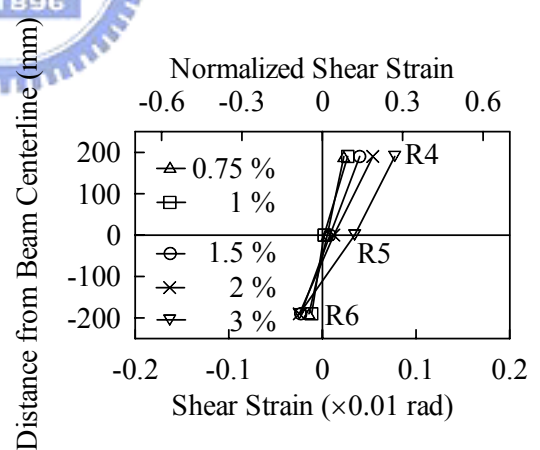
(b) Shear Strain Profiles (Section A-A)



(c) Shear Strain Profiles (Section A-A)

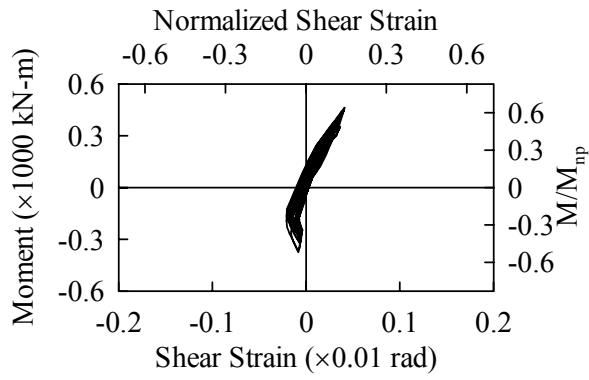


(d) Shear Strain Profiles (Section B-B)

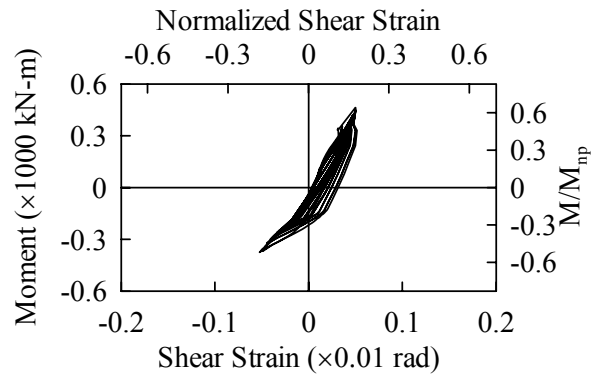


(e) Shear Strain Profiles (Section B-B)

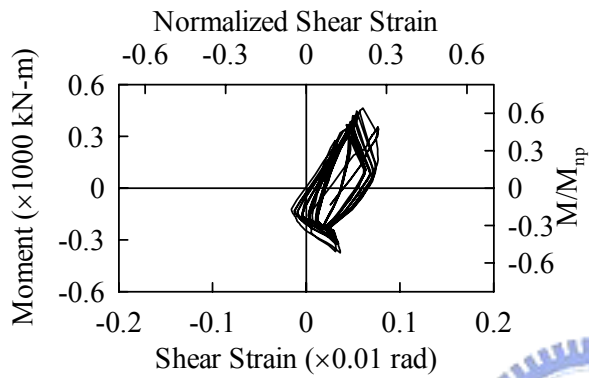
圖 3.18 試體 1 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係



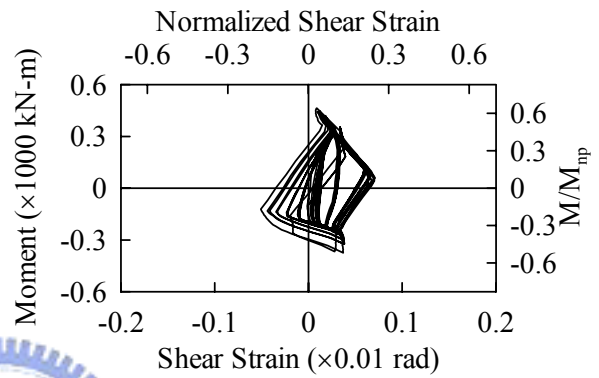
(f) Rosette R1



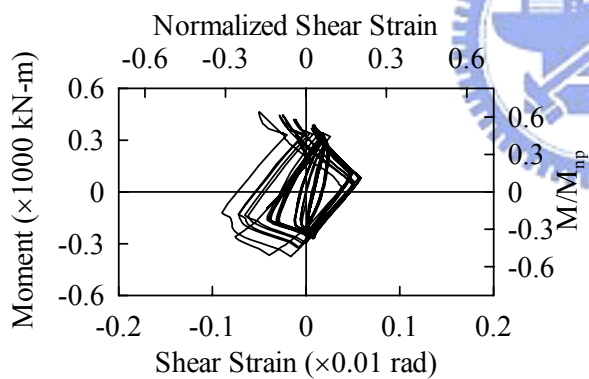
(g) Rosette R3



(h) Rosette R4

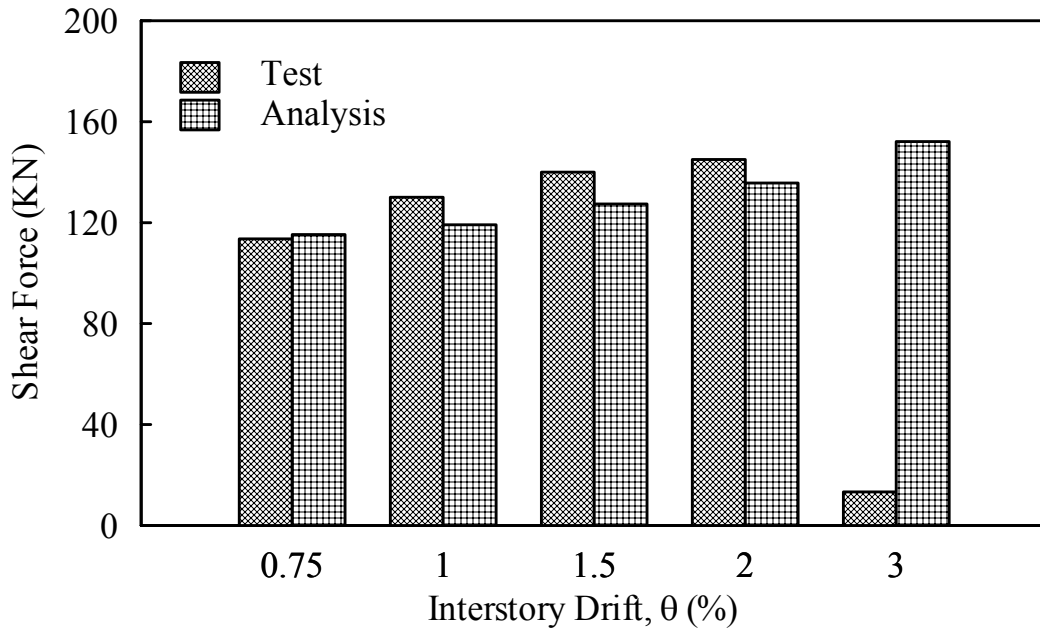


(i) Rosette R5

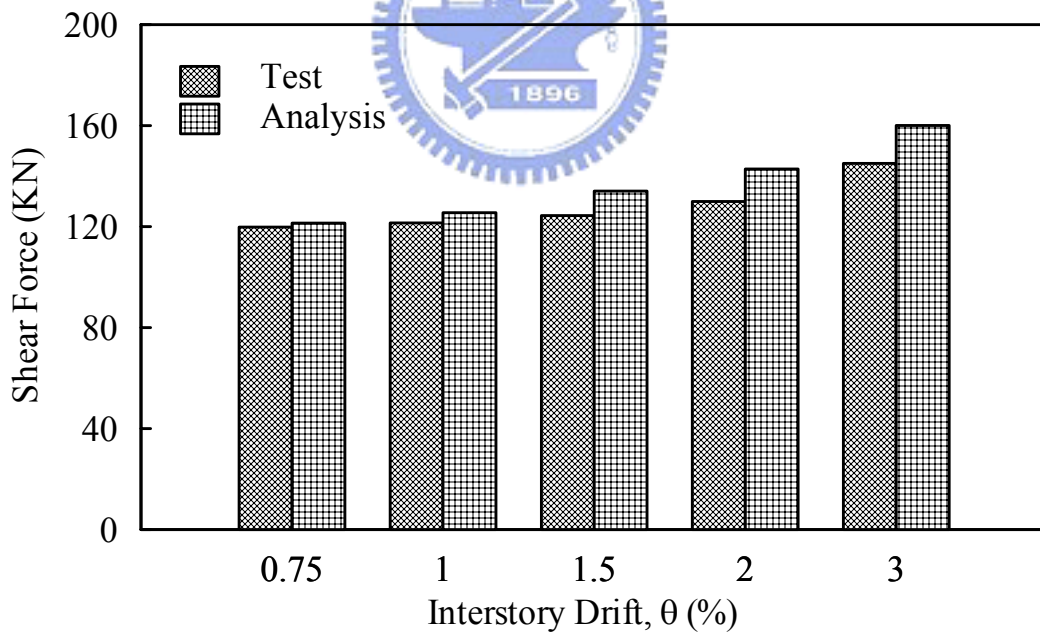


(j) Rosette R6

圖 3.18 試體 1 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係(續)

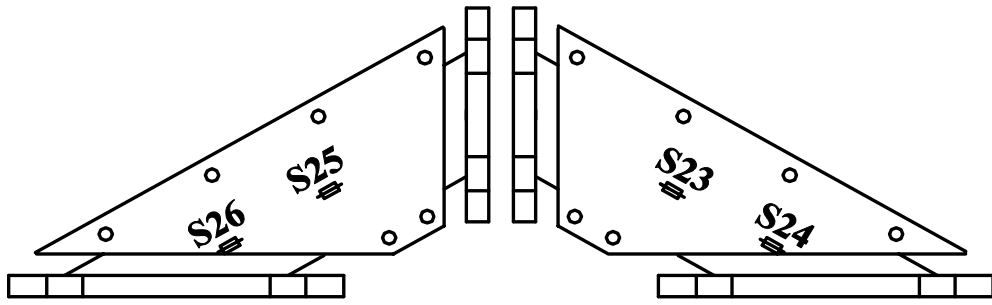


(a) Positive Bending



(b) Negative Bending

圖 3.19 試體 1 消能器承受剪力與層間側位移角關係



(a) Strain Gauge Location

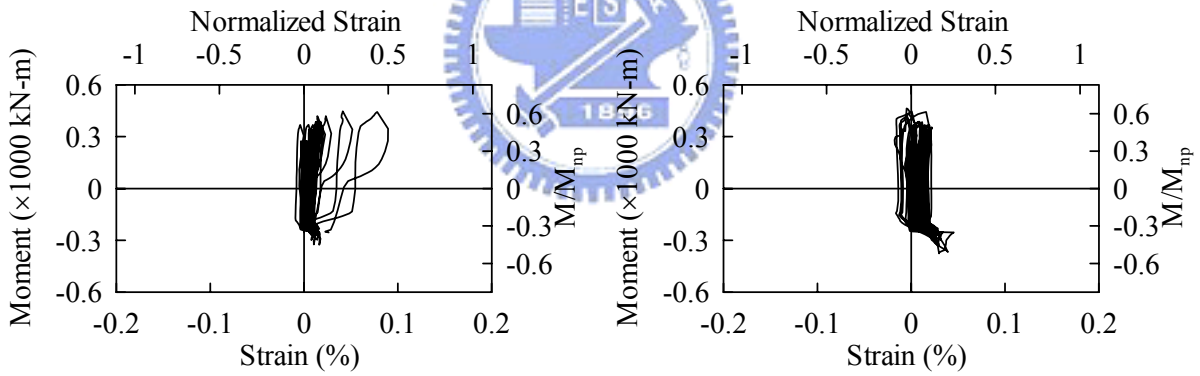
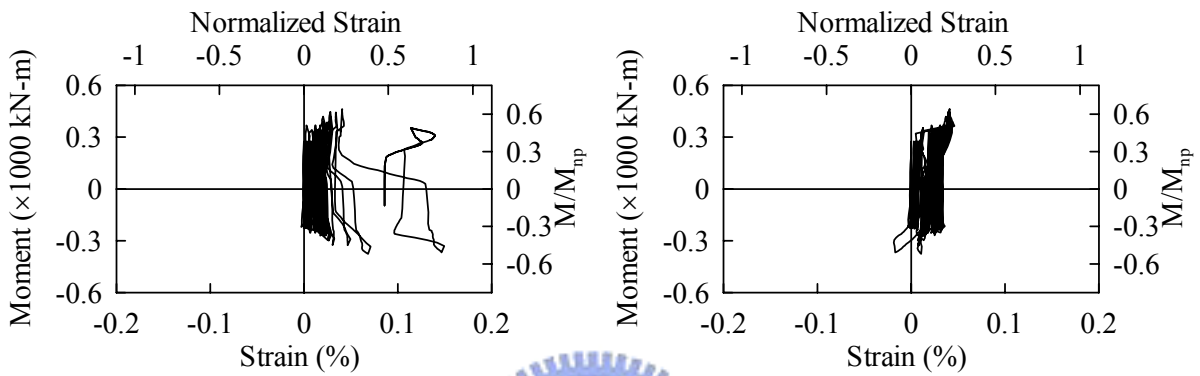
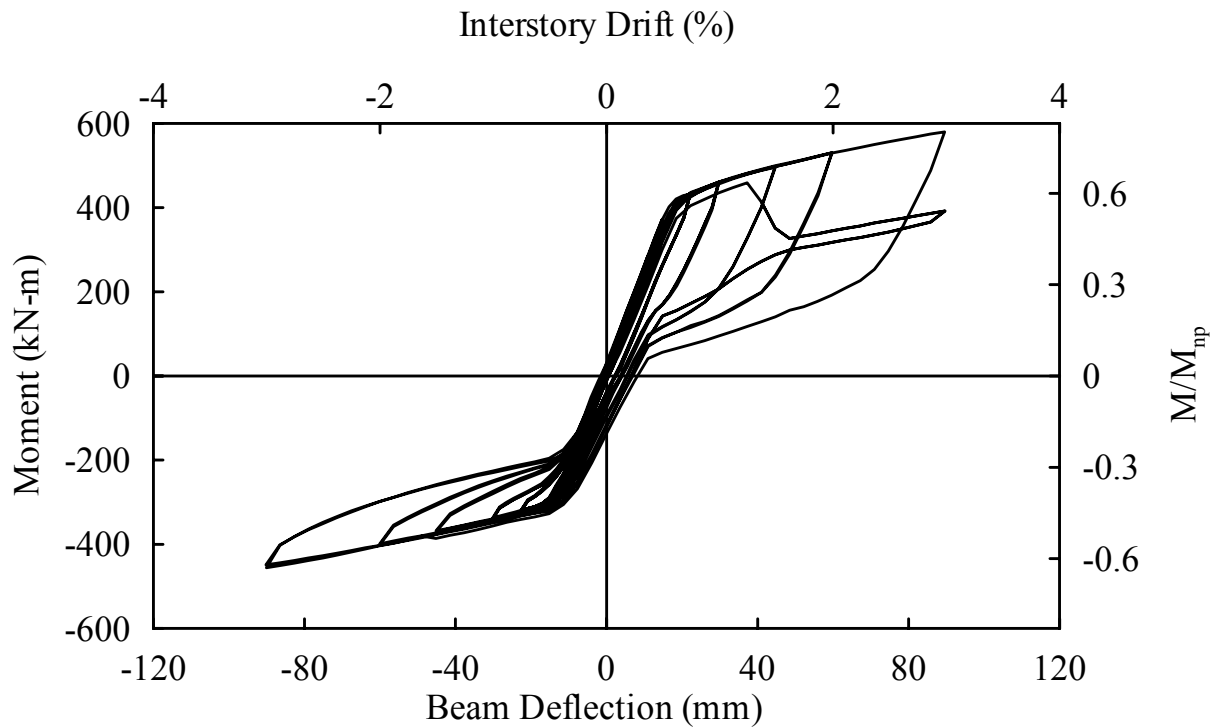
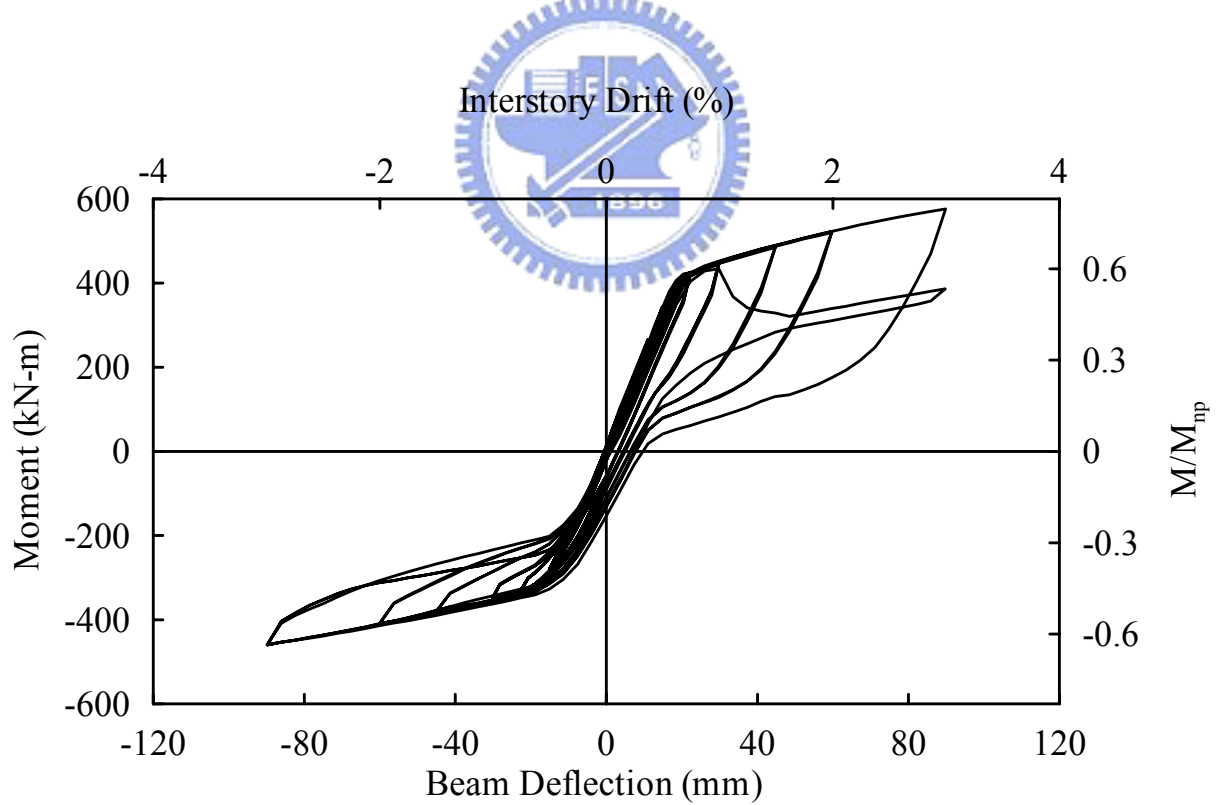


圖 3.20 試體 1 梁端彎矩與鋼板消能器防挫屈蓋板應變關係



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.21 試體 2 梁端彎矩與梁端變形關係

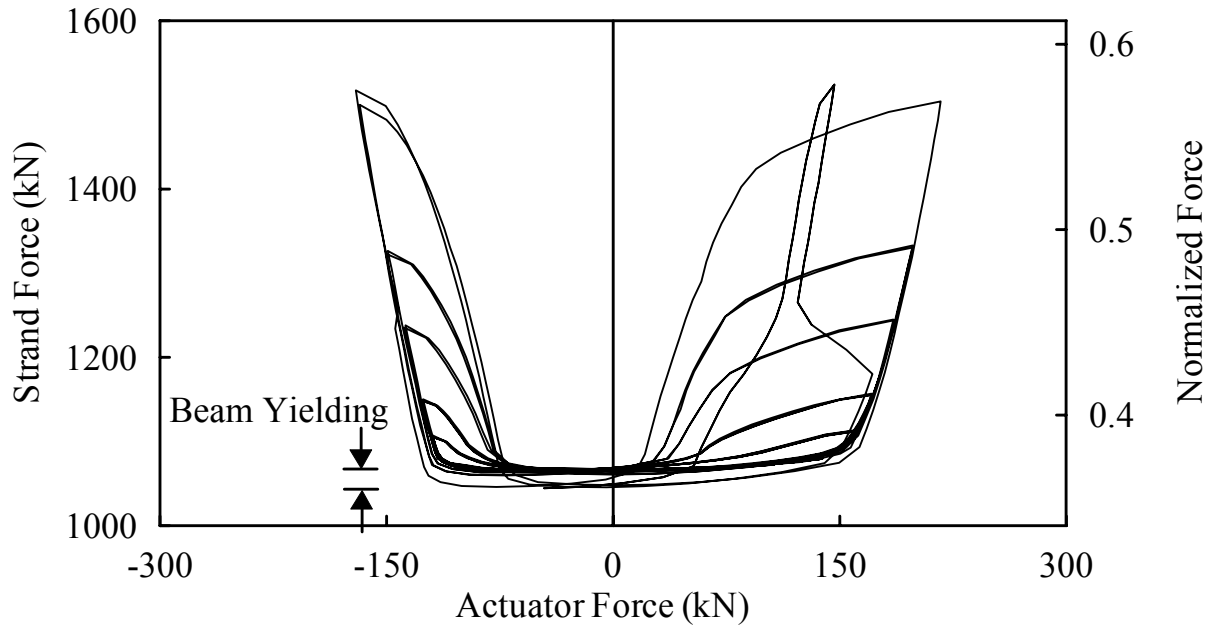


圖 3.22 試體 2 千斤頂力量與鋼腱預力關係

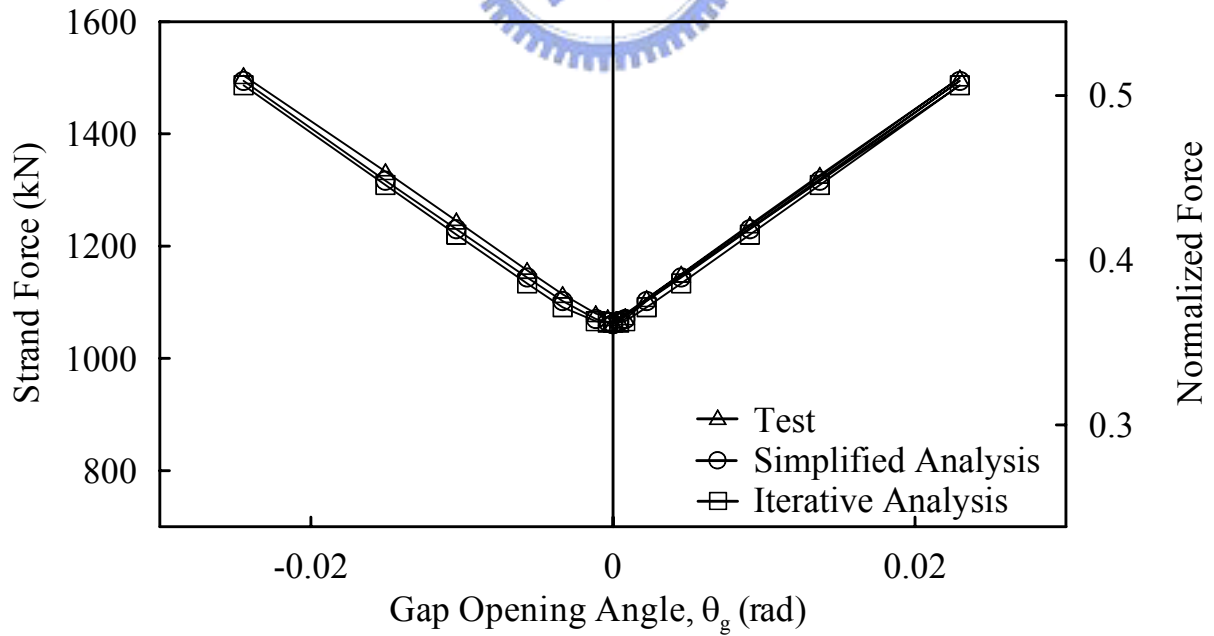
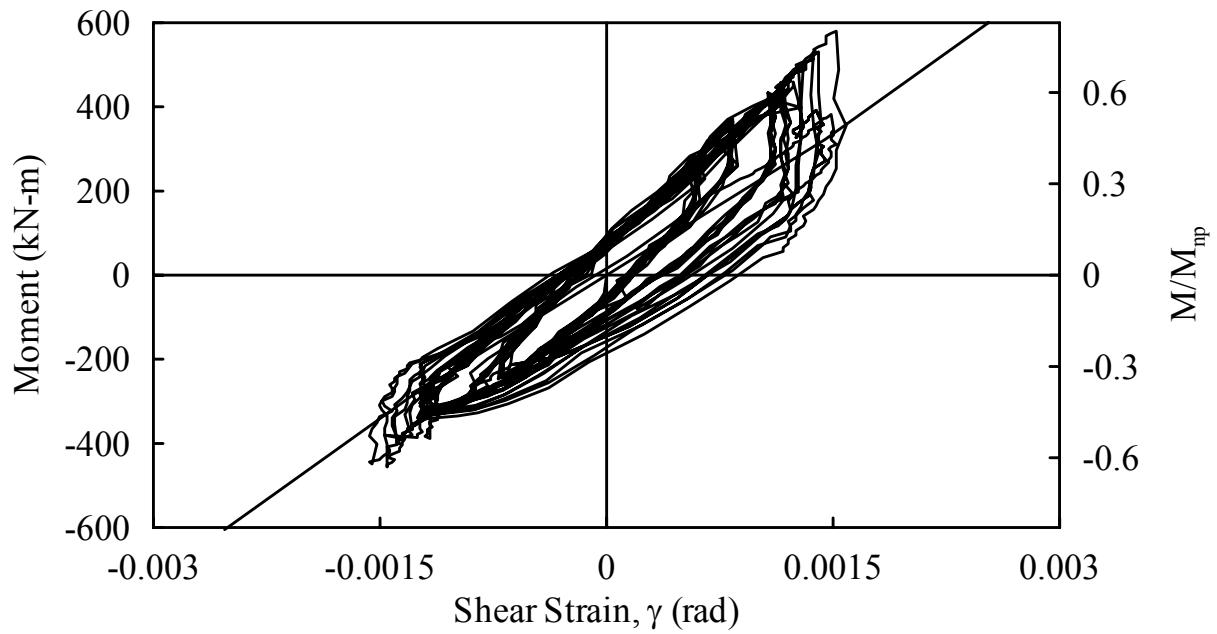
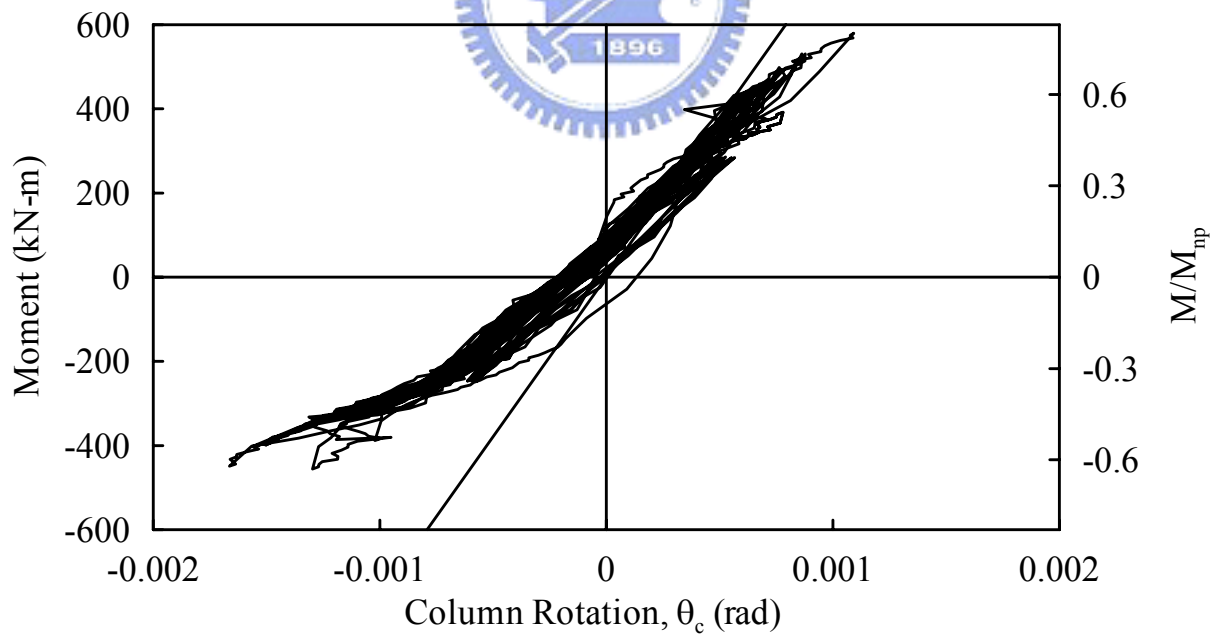


圖 3.23 試體 2 剛體旋轉角與鋼腱力量關係



(a) Moment-Shear Strain Relationship



(b) Moment-Column Rotation Relationship

圖 3.24 試體 2 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係

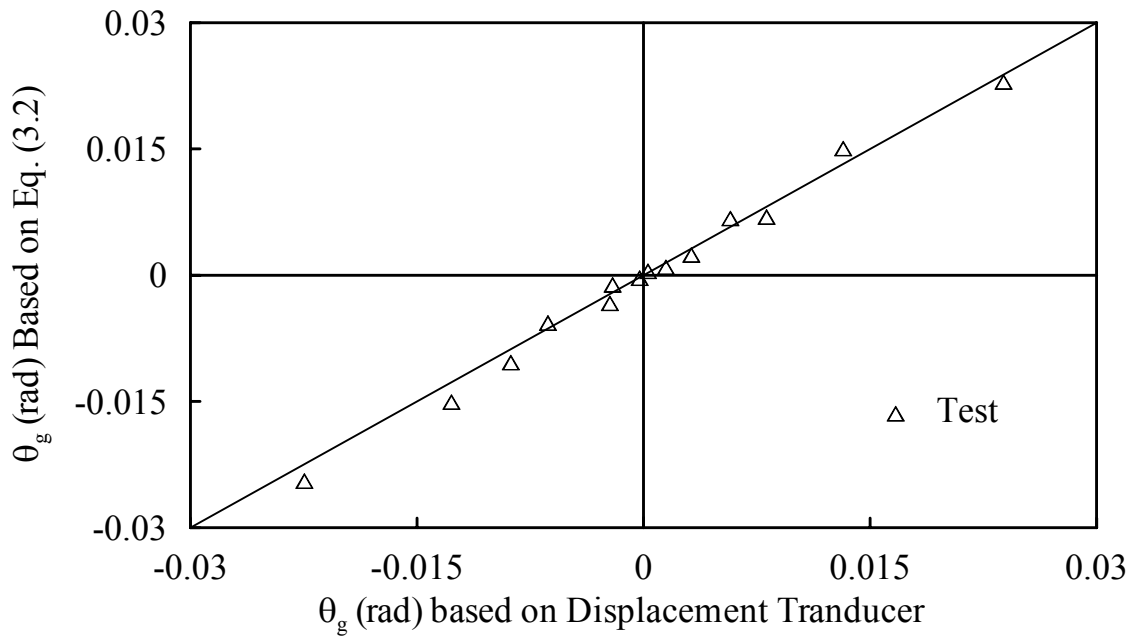


圖 3.25 試體 2 分離轉角比較圖

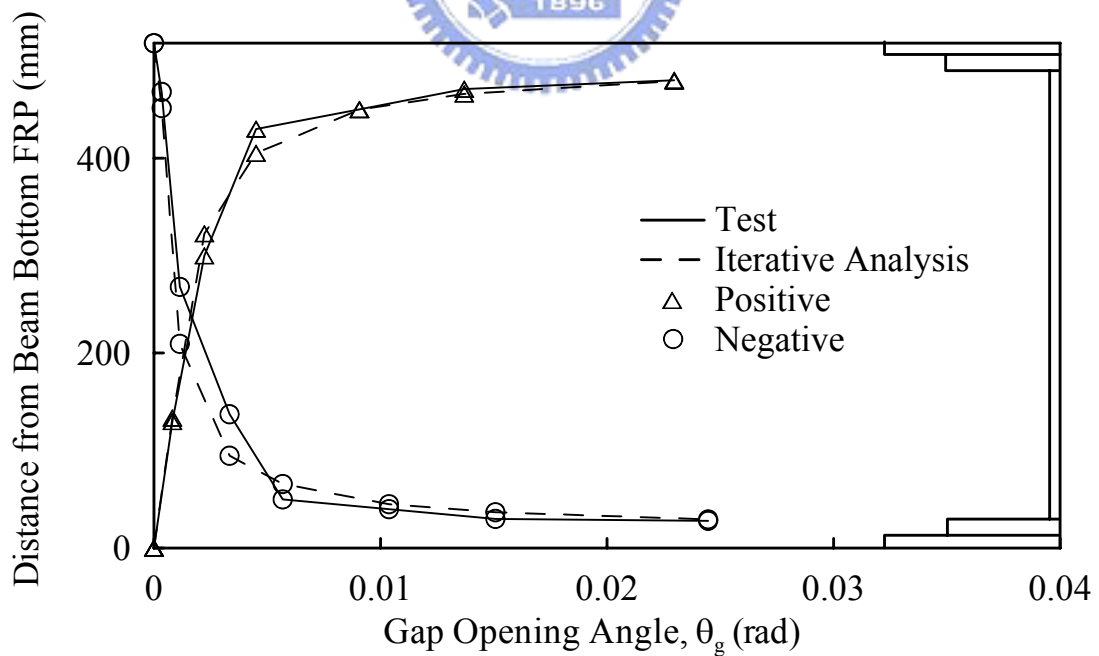


圖 3.26 試體 2 中性軸位置關係

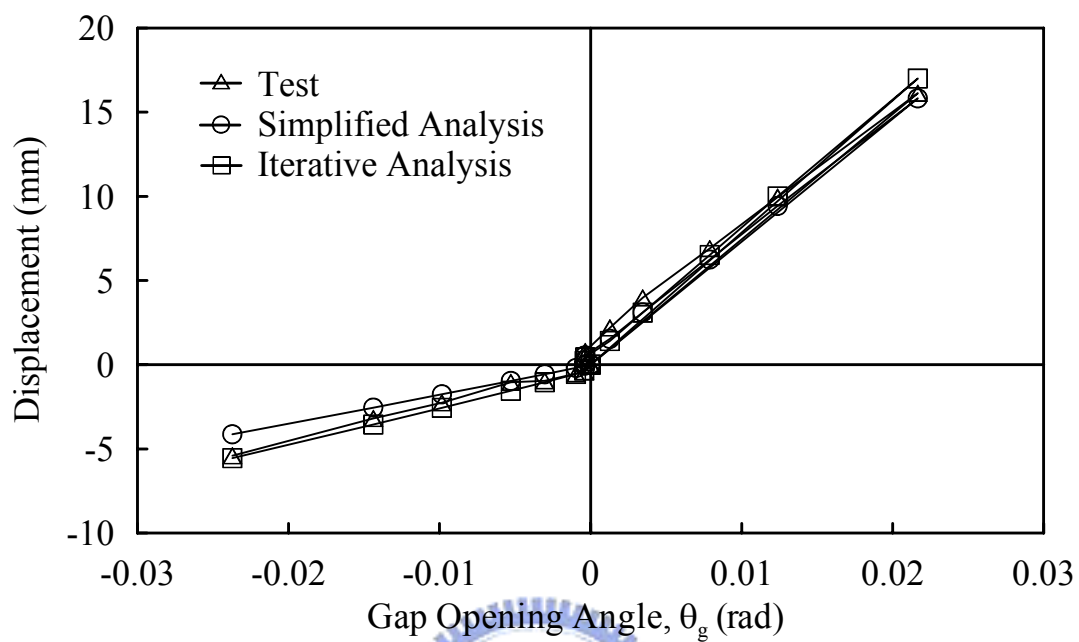
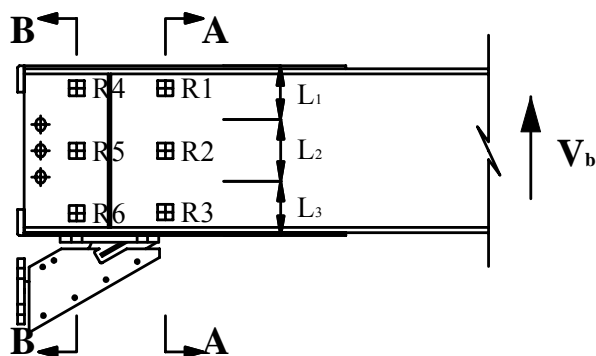
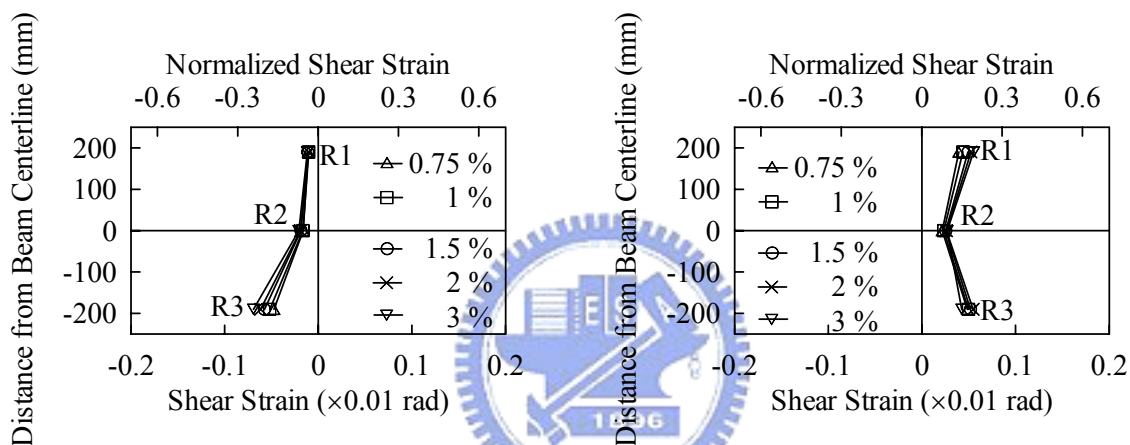


圖 3.27 試體 2 鋼板消能器伸長變形與剛體旋轉角關係

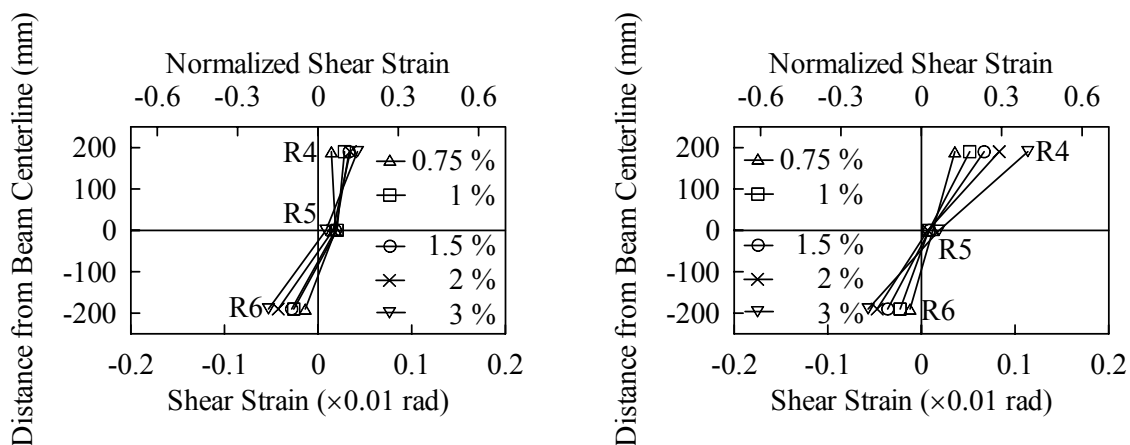


(a) Rosette Location



(b) Shear Strain Profiles (Section A-A)

(c) Shear Strain Profiles (Section A-A)



(d) Shear Strain Profiles (Section B-B)

(e) Shear Strain Profiles (Section B-B)

圖 3.28 試體 2 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係

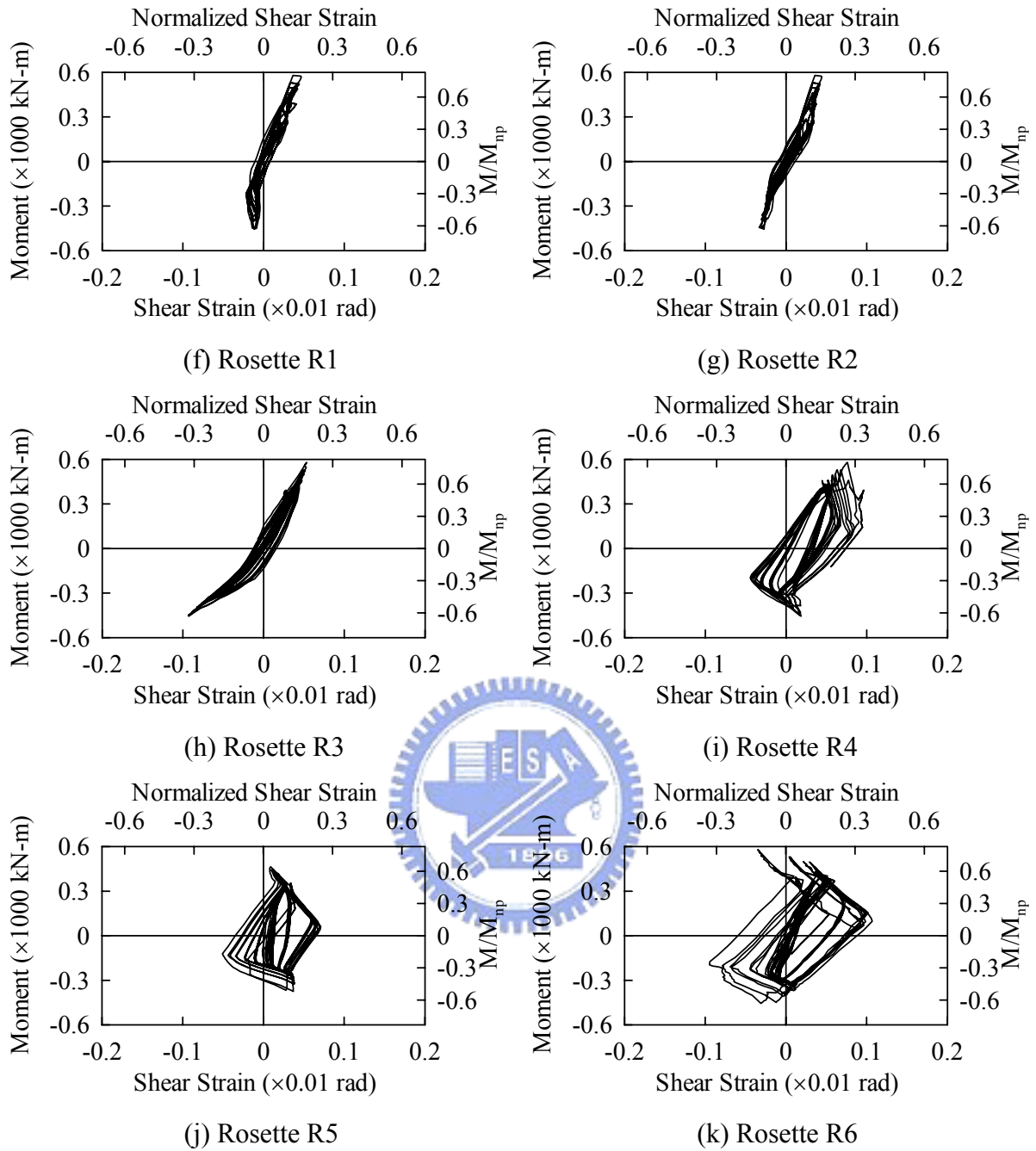
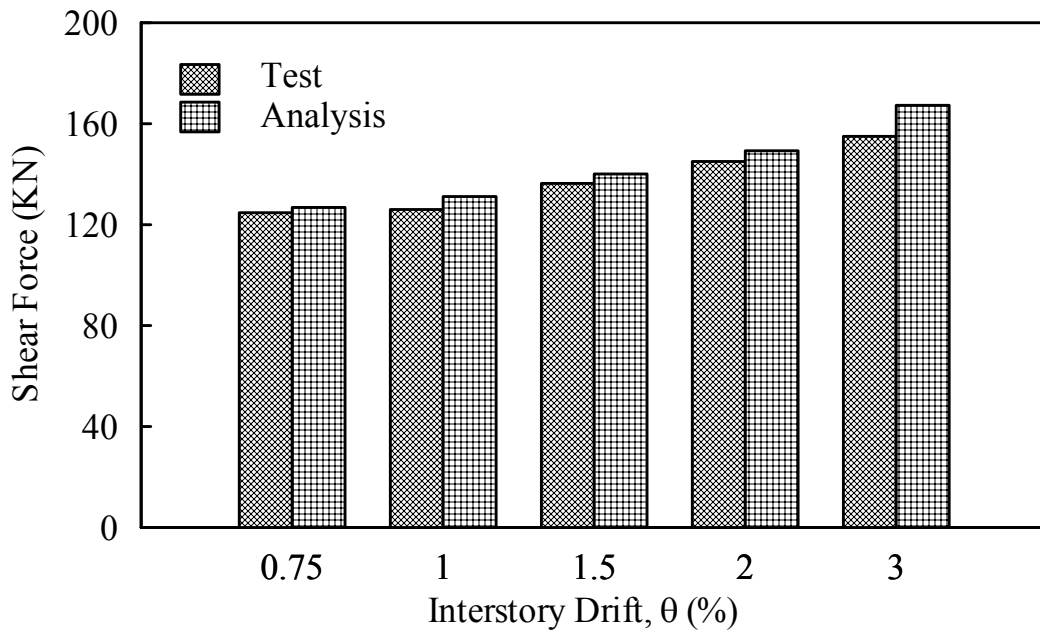
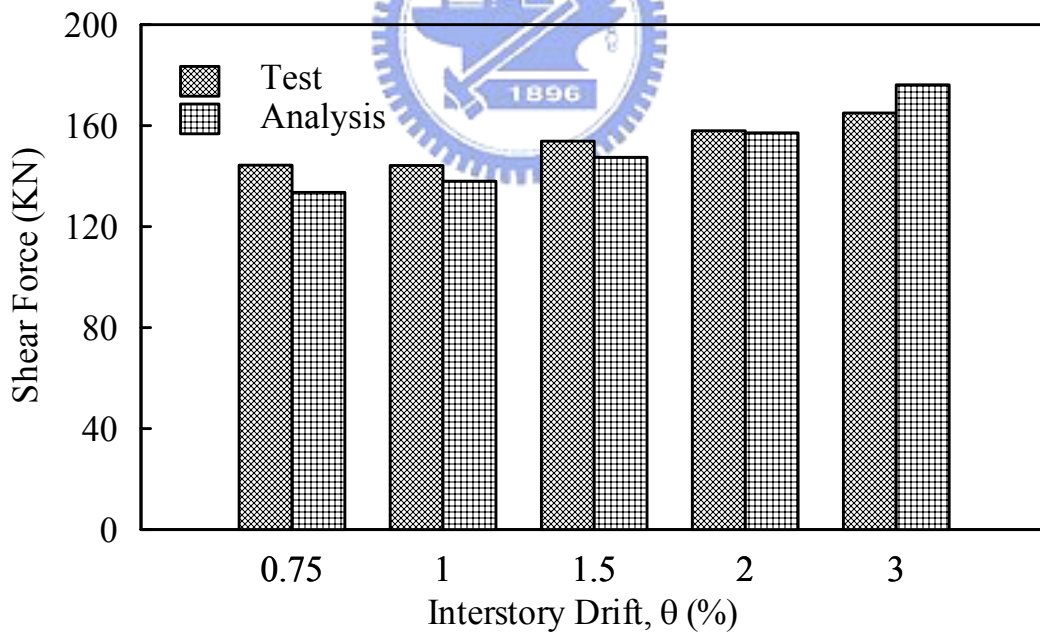


圖 3.28 試體 2 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係(續)

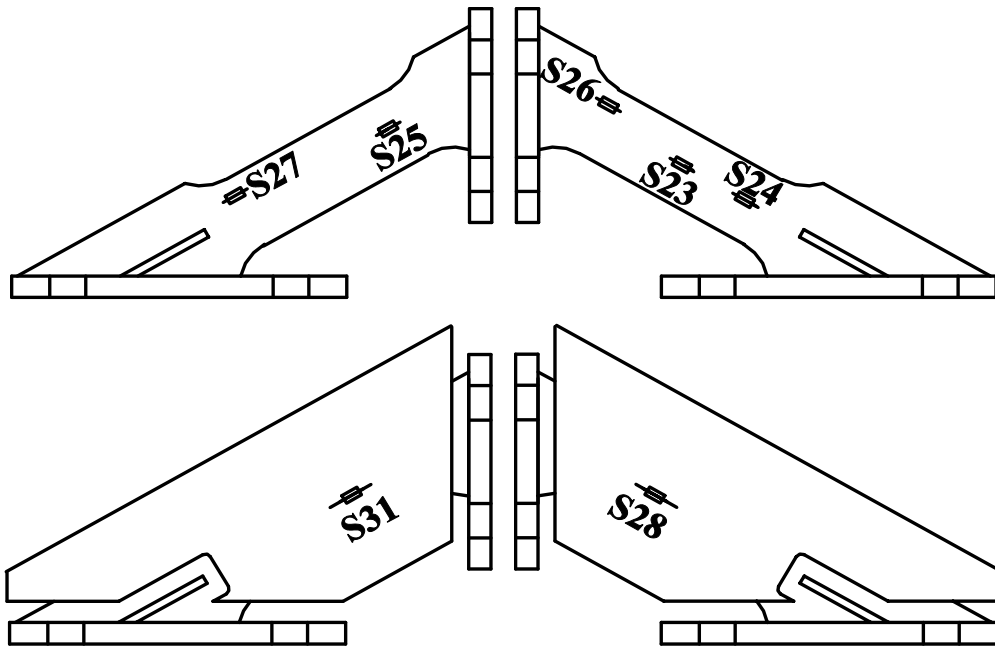


(a) Positive Bending

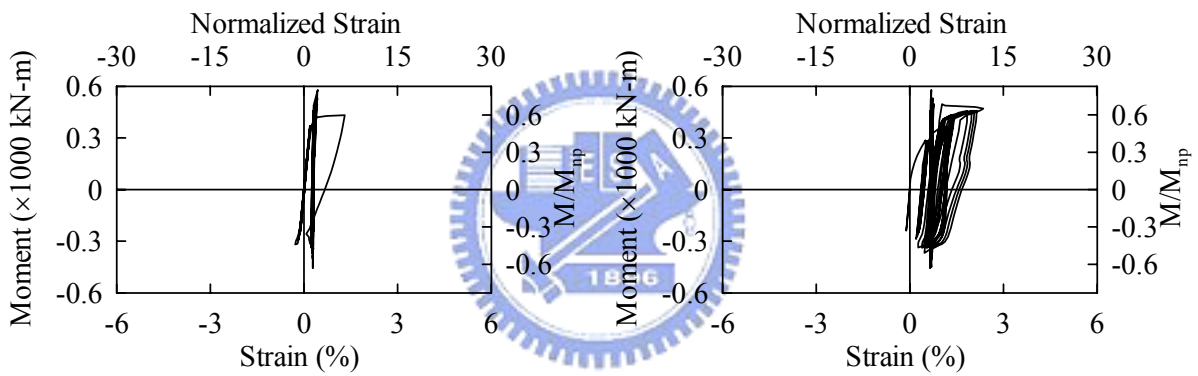


(b) Negative Bending

圖 3.29 試體消能器承受剪力與層間側位移角關係

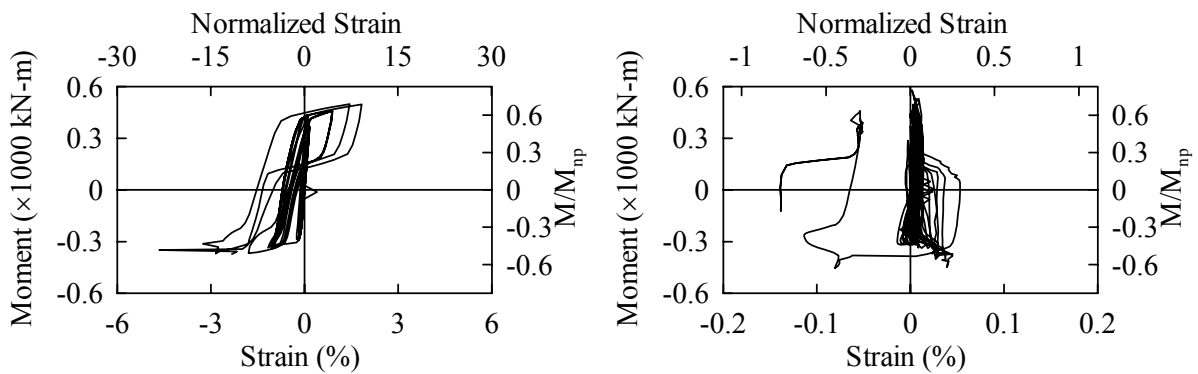


(a) Strain Gauge Location



(b) Strain Gauge S25

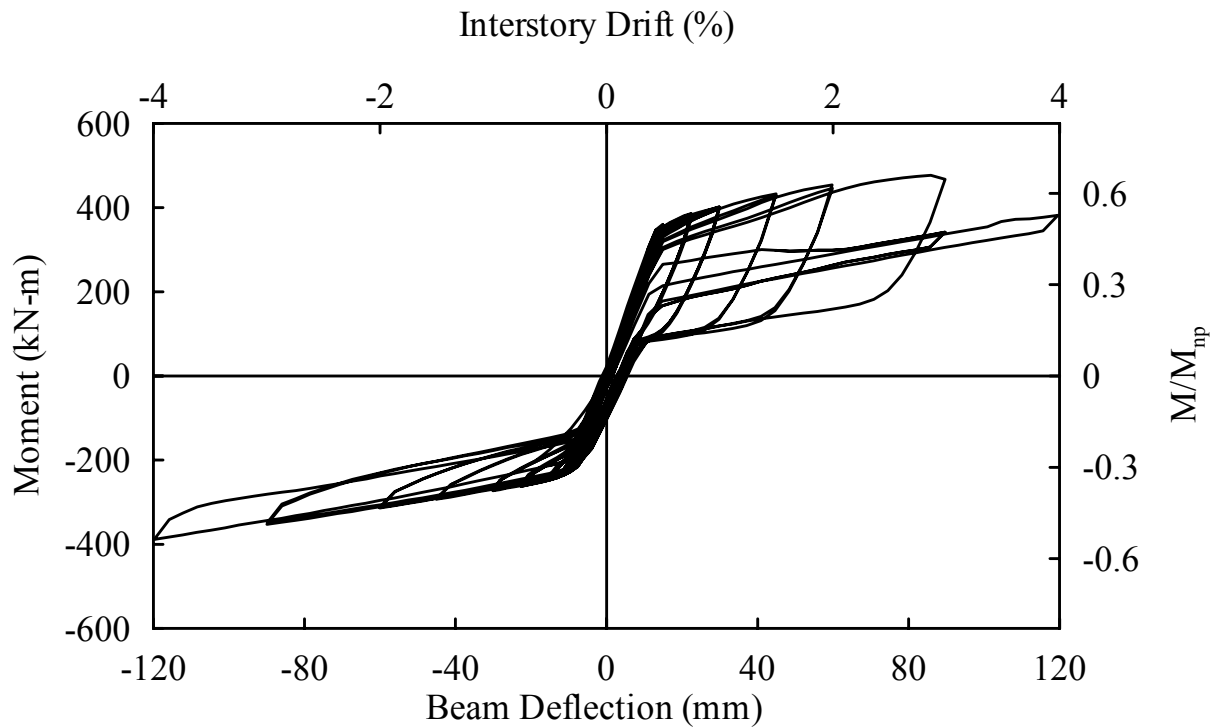
(c) Strain Gauge S26



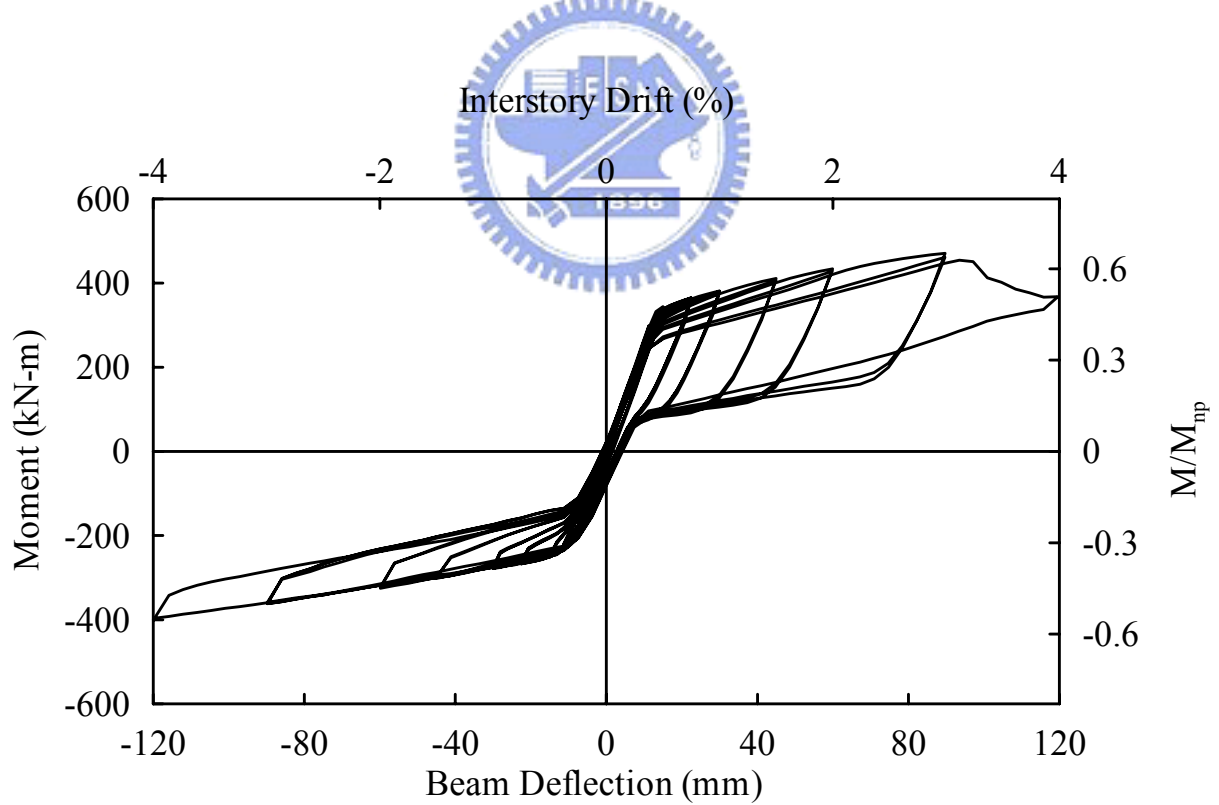
(d) Strain Gauge S27

(e) Strain Gauge S28

圖 3.30 試體 2 梁端彎矩與鋼板消能器及防挫屈蓋板應變關係



(a) Beam 1



(b) Beam 2

圖 3.31 試體 3 梁端彎矩與梁端變形關係

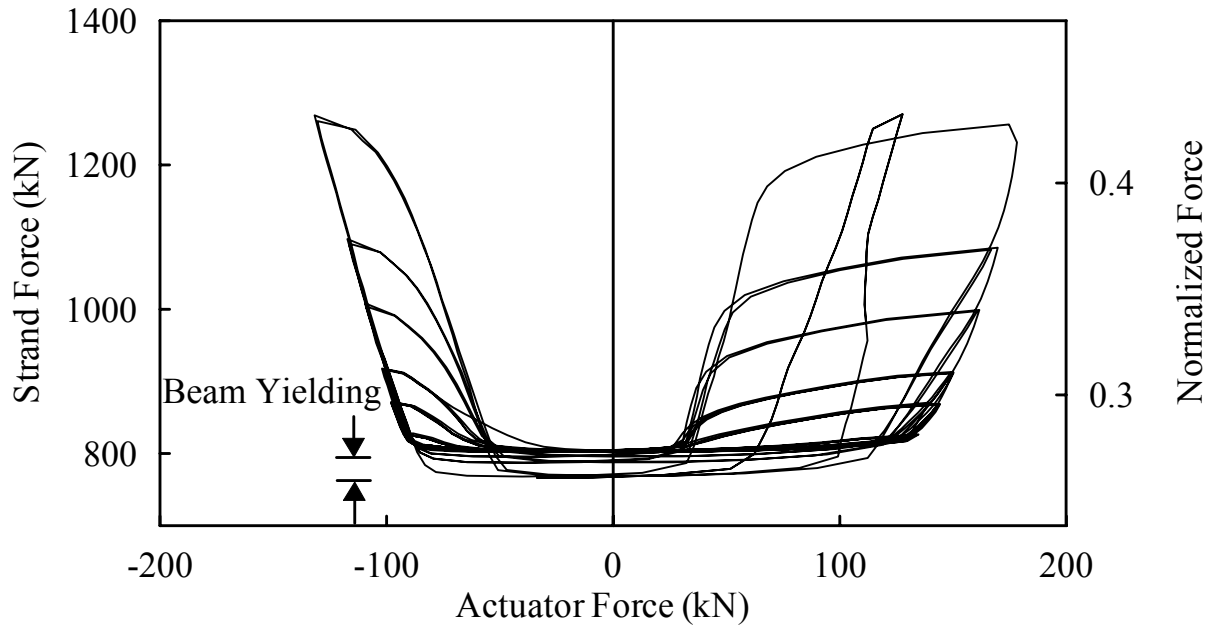


圖 3.32 試體 3 千斤頂力量與鋼腱預力關係

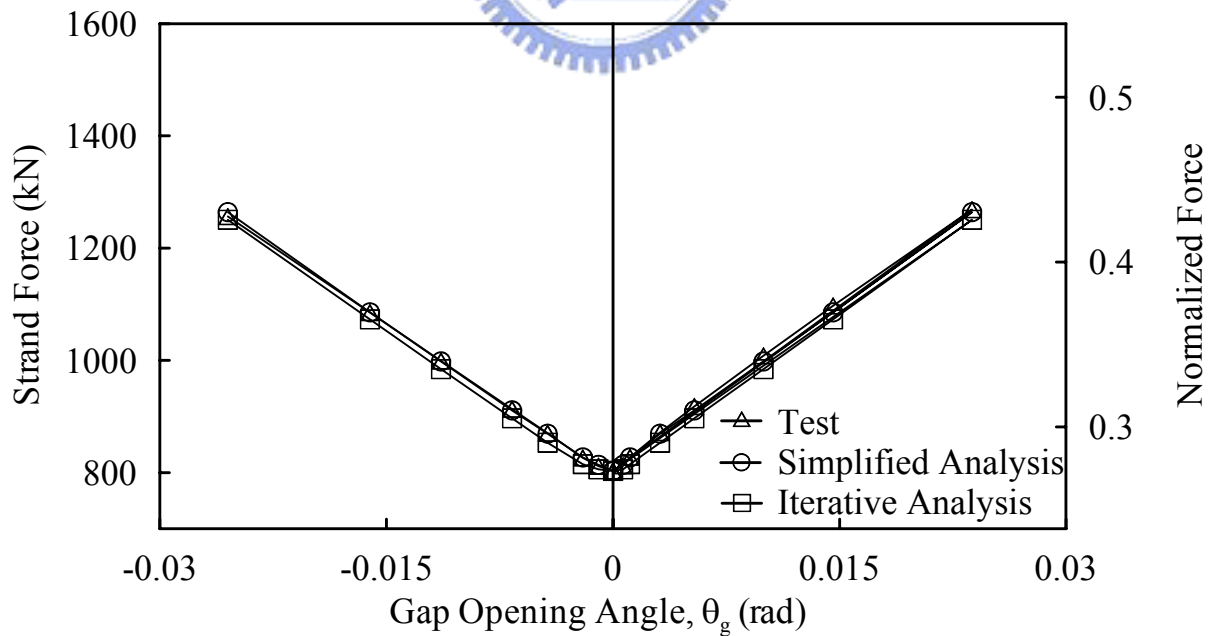
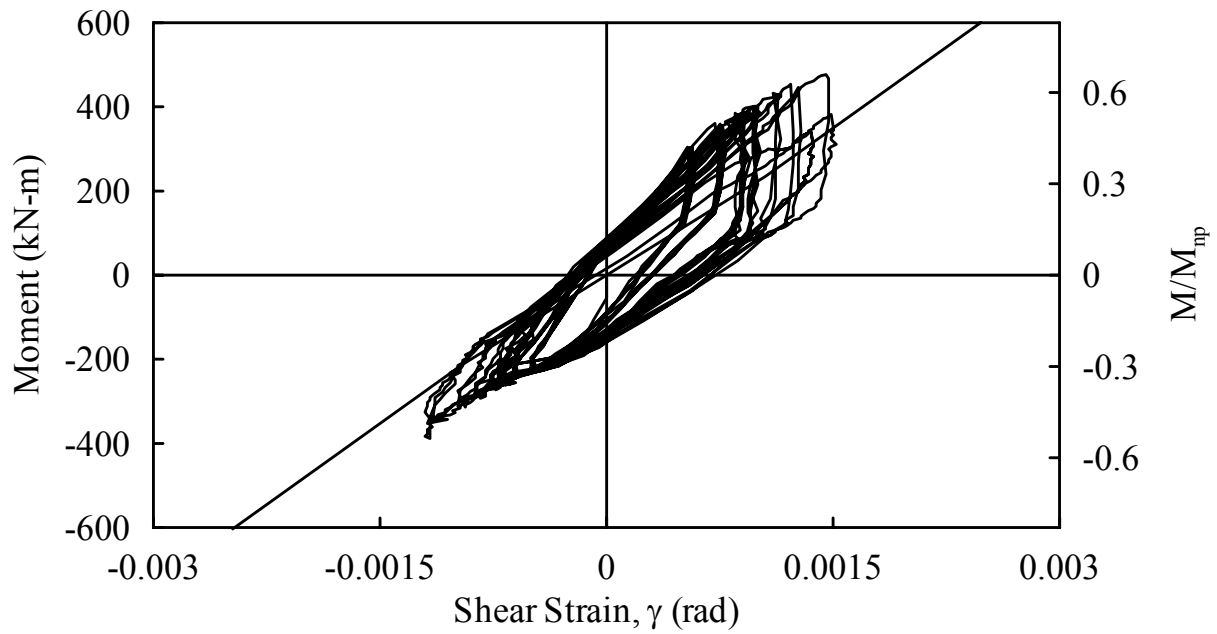
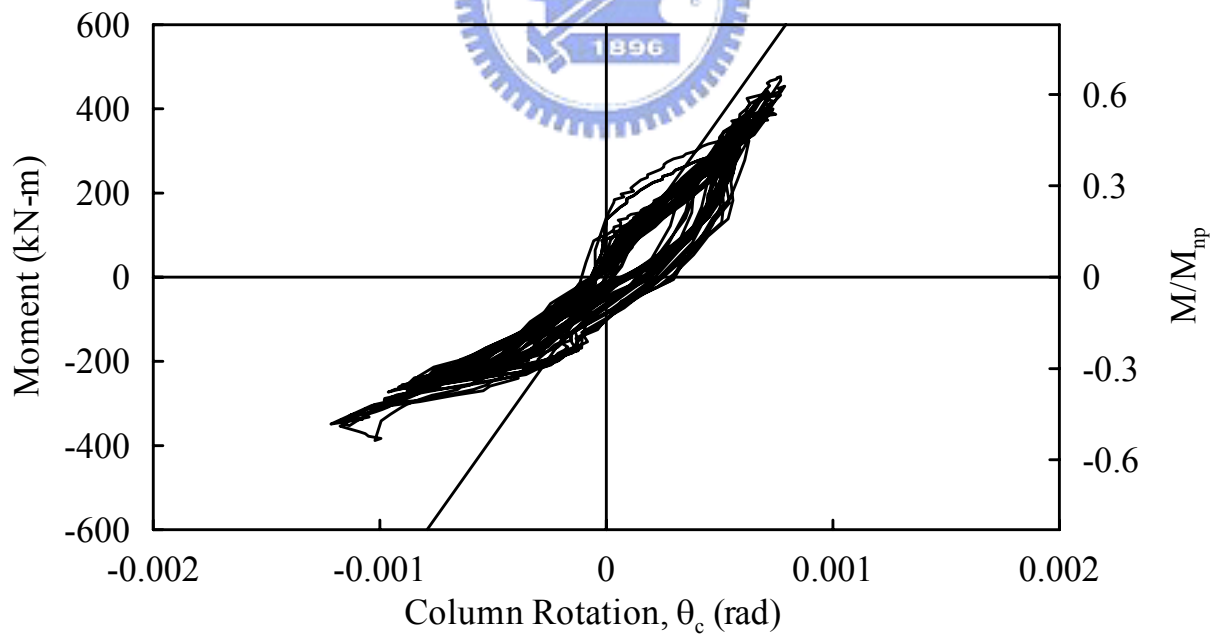


圖 3.33 試體 3 剛體旋轉角與鋼腱力量關係



(a) Moment-Shear Strain Relationship



(b) Moment-Column Rotation Relationship

圖 3.34 試體 3 柱及梁柱接合區變形量與彎矩關係

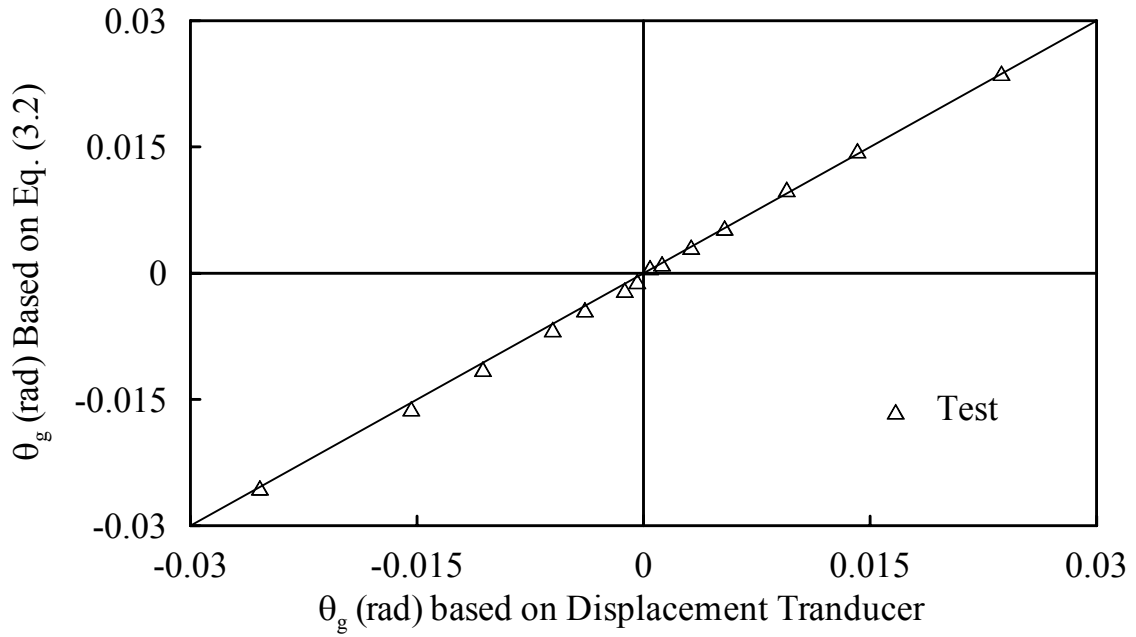


圖 3.35 試體 3 分離轉角比較圖

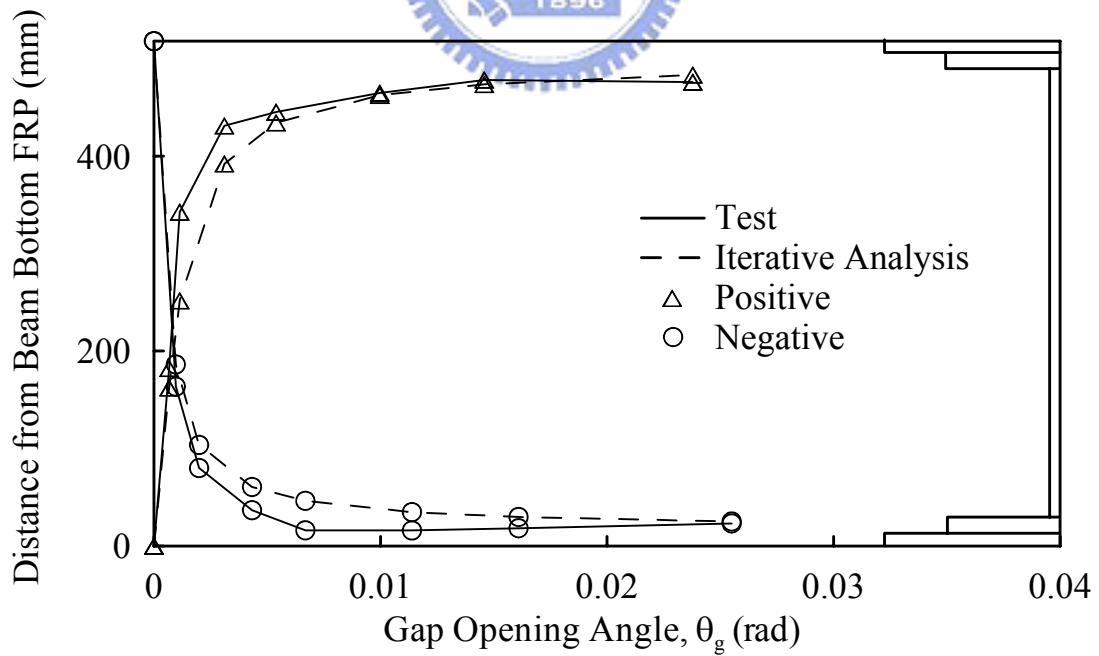


圖 3.36 試體 3 中性軸位置關係

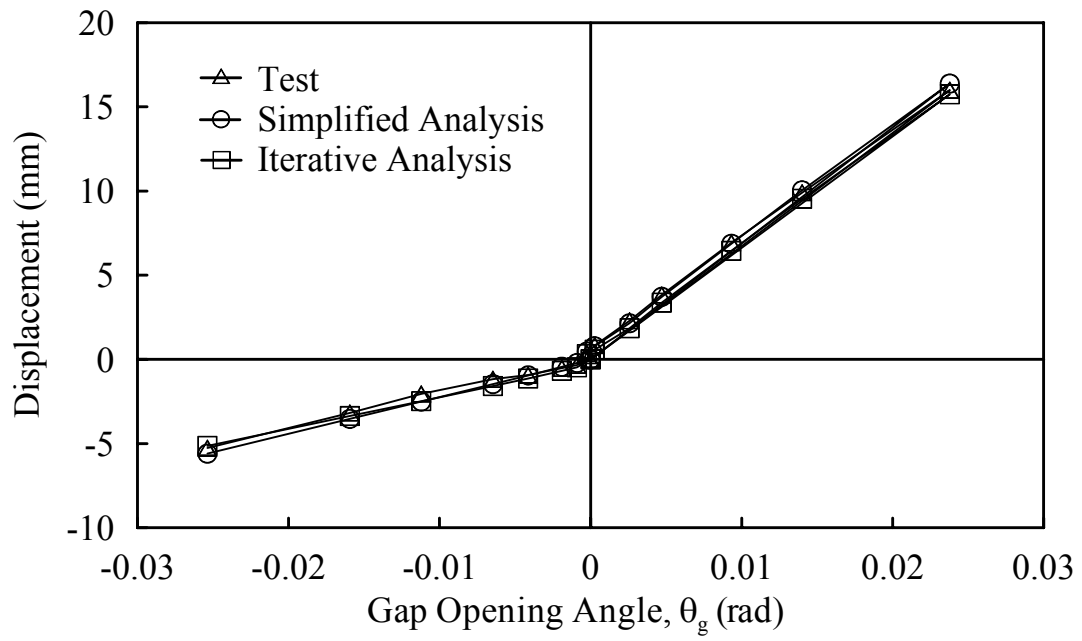
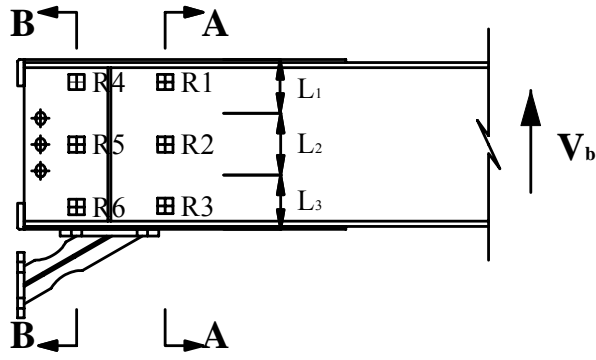
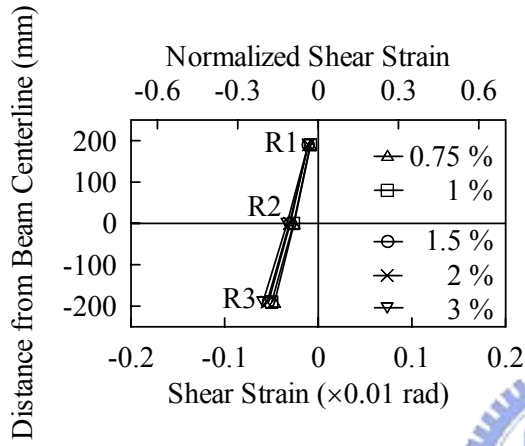


圖 3.37 試體 3 鋼板消能器伸長變形與剛體旋轉角關係

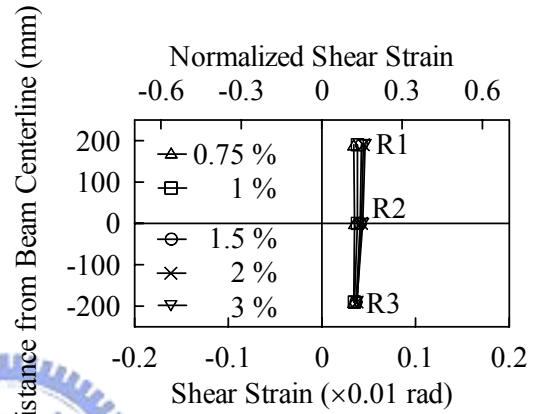




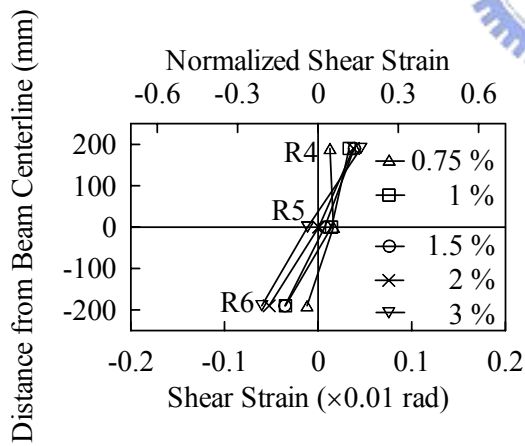
(a) Rosette Location



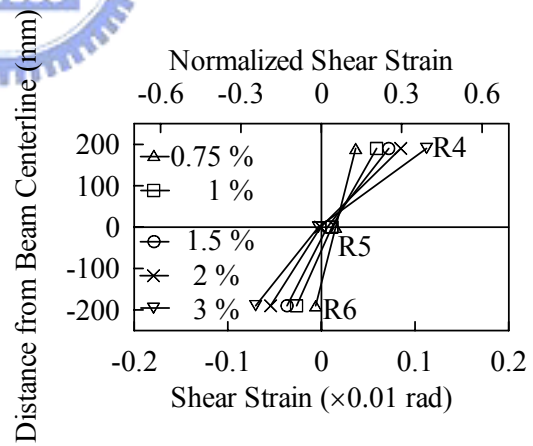
(b) Shear Strain Profiles (Section A-A)



(c) Shear Strain Profiles (Section A-A)



(d) Shear Strain Profiles (Section B-B)



(e) Shear Strain Profiles (Section B-B)

圖 3.38 試體 3 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係

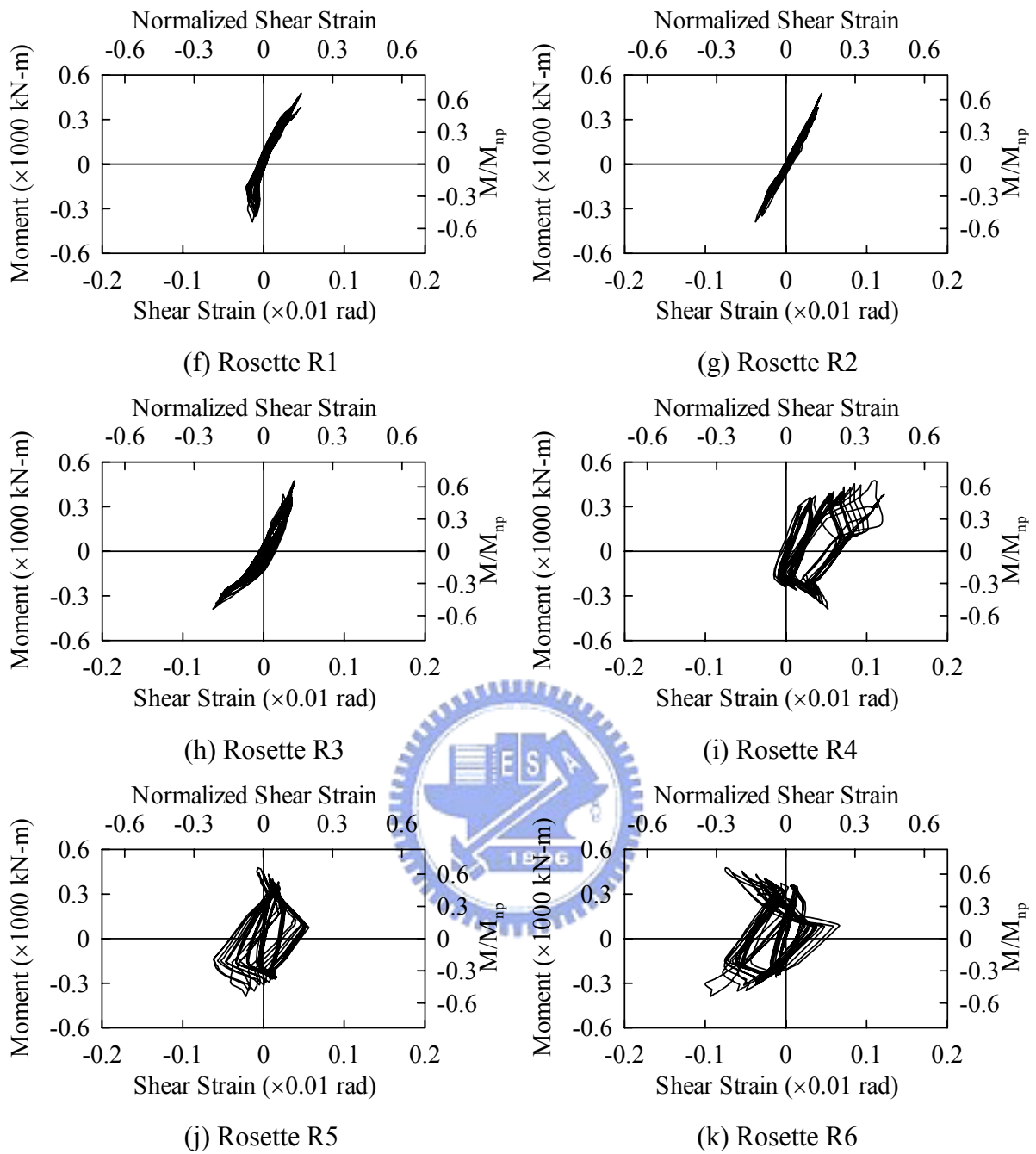
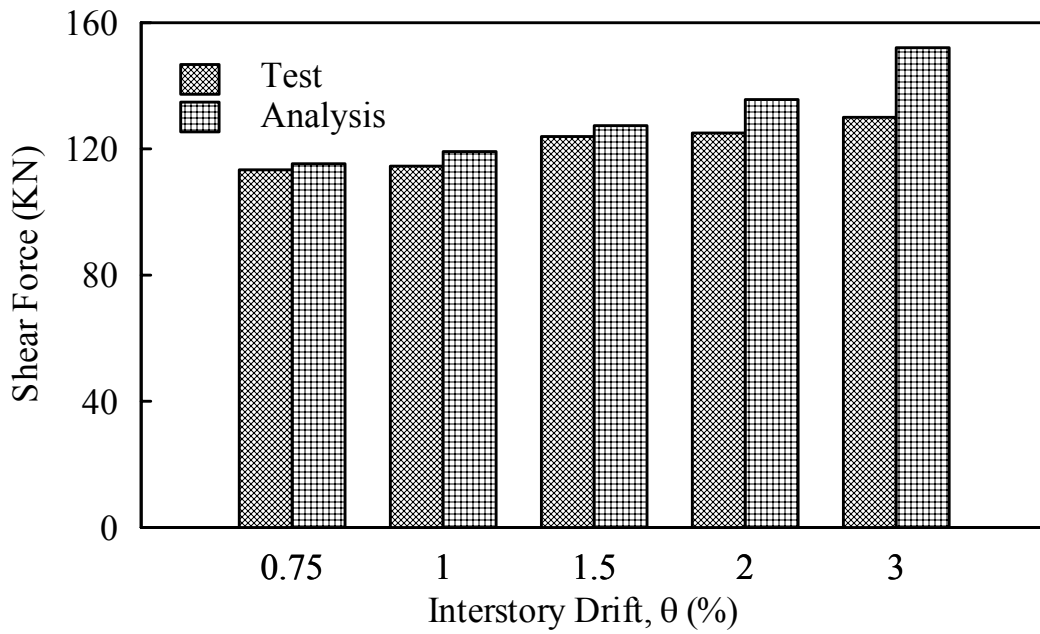
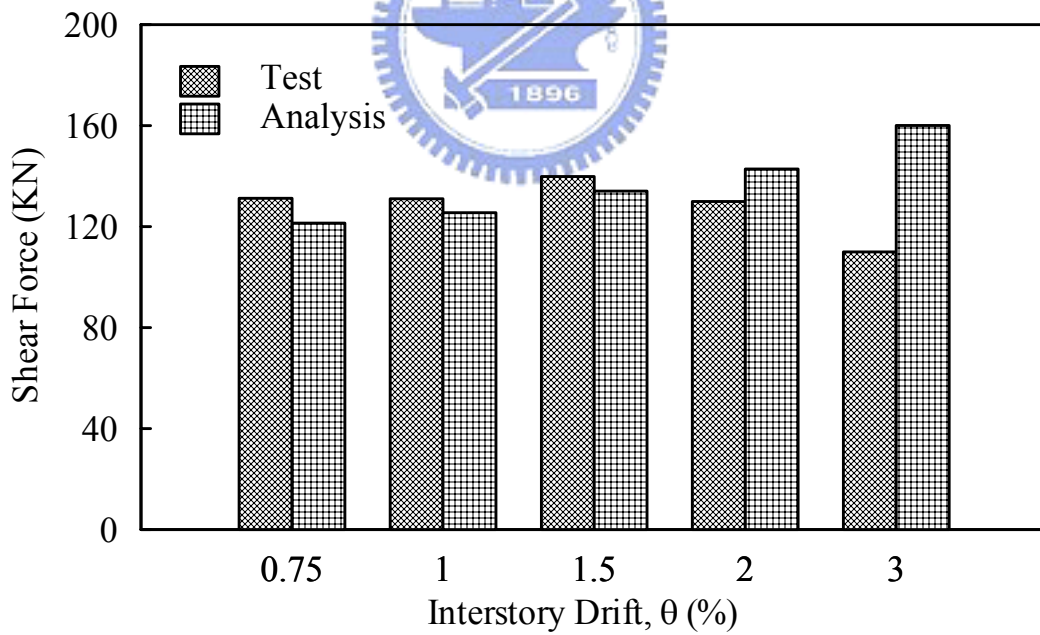


圖 3.38 試體 3 梁端彎矩與梁腹板應變計之剪應變關係(續)

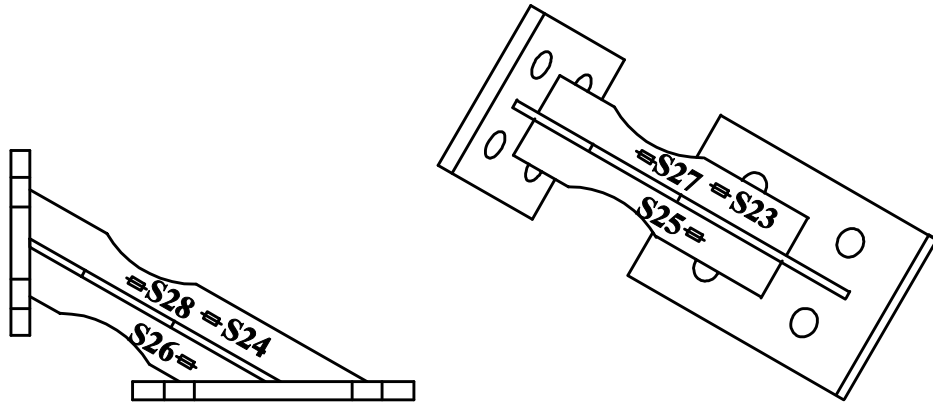


(a) Positive Bending

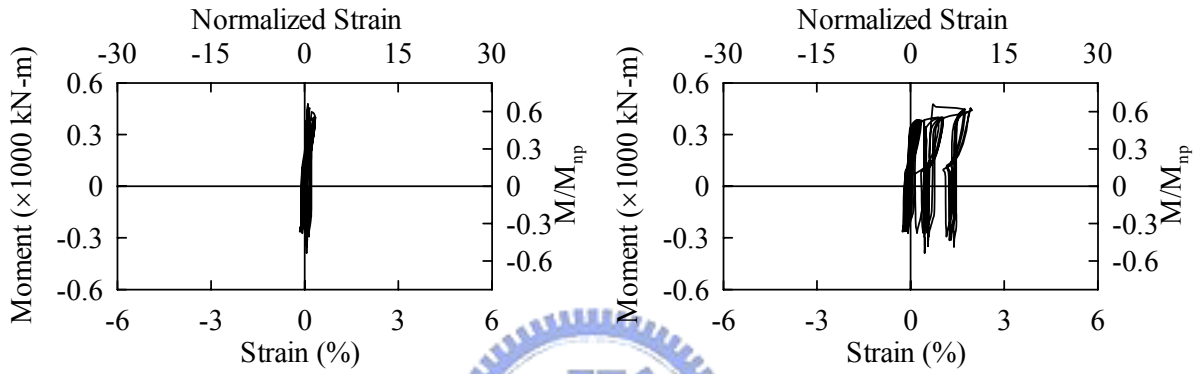


(b) Negative Bending

圖 3.39 試體 3 消能器承受剪力與層間側位移角關係

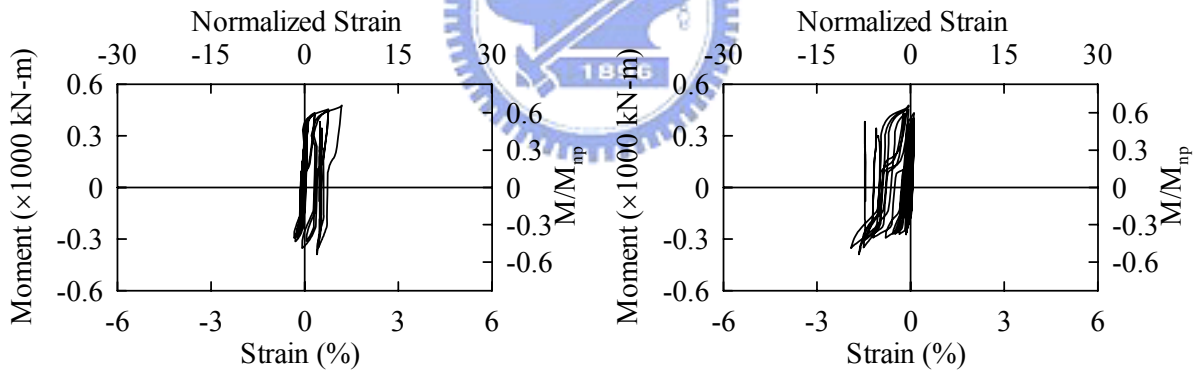


(a) Strain Gauge Location



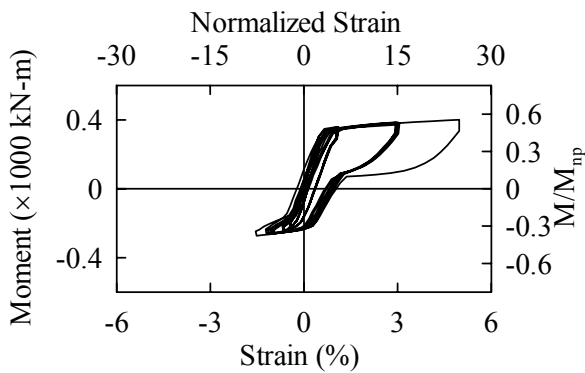
(b) Strain Gauge S23

(c) Strain Gauge S24



(d) Strain Gauge S25

(e) Strain Gauge S26



(f) Strain Gauge S28

圖 3.40 試體 3 梁端彎矩與十字型鋼板消能器應變關係

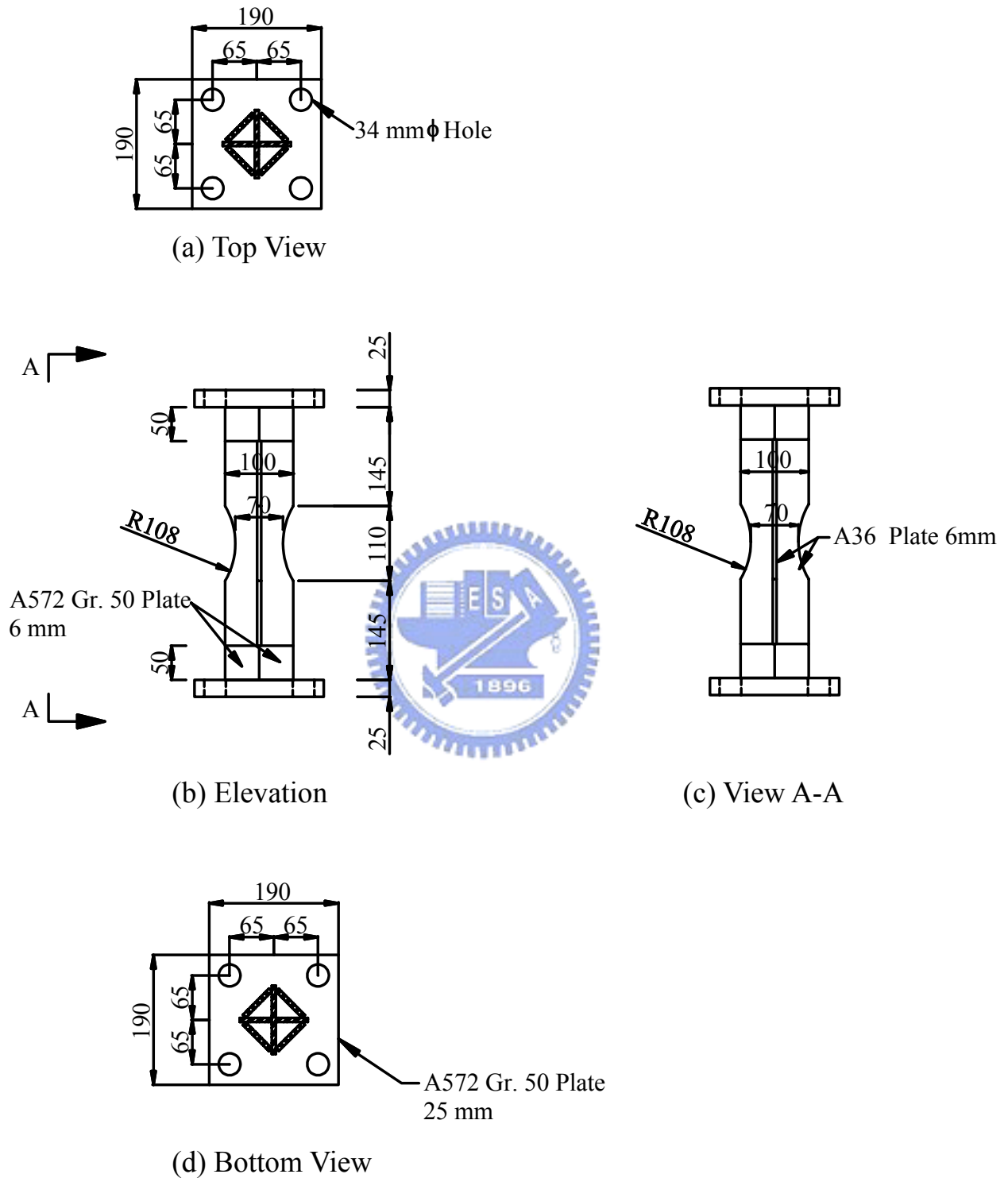


圖 3.41 試體 CSED 設計細節

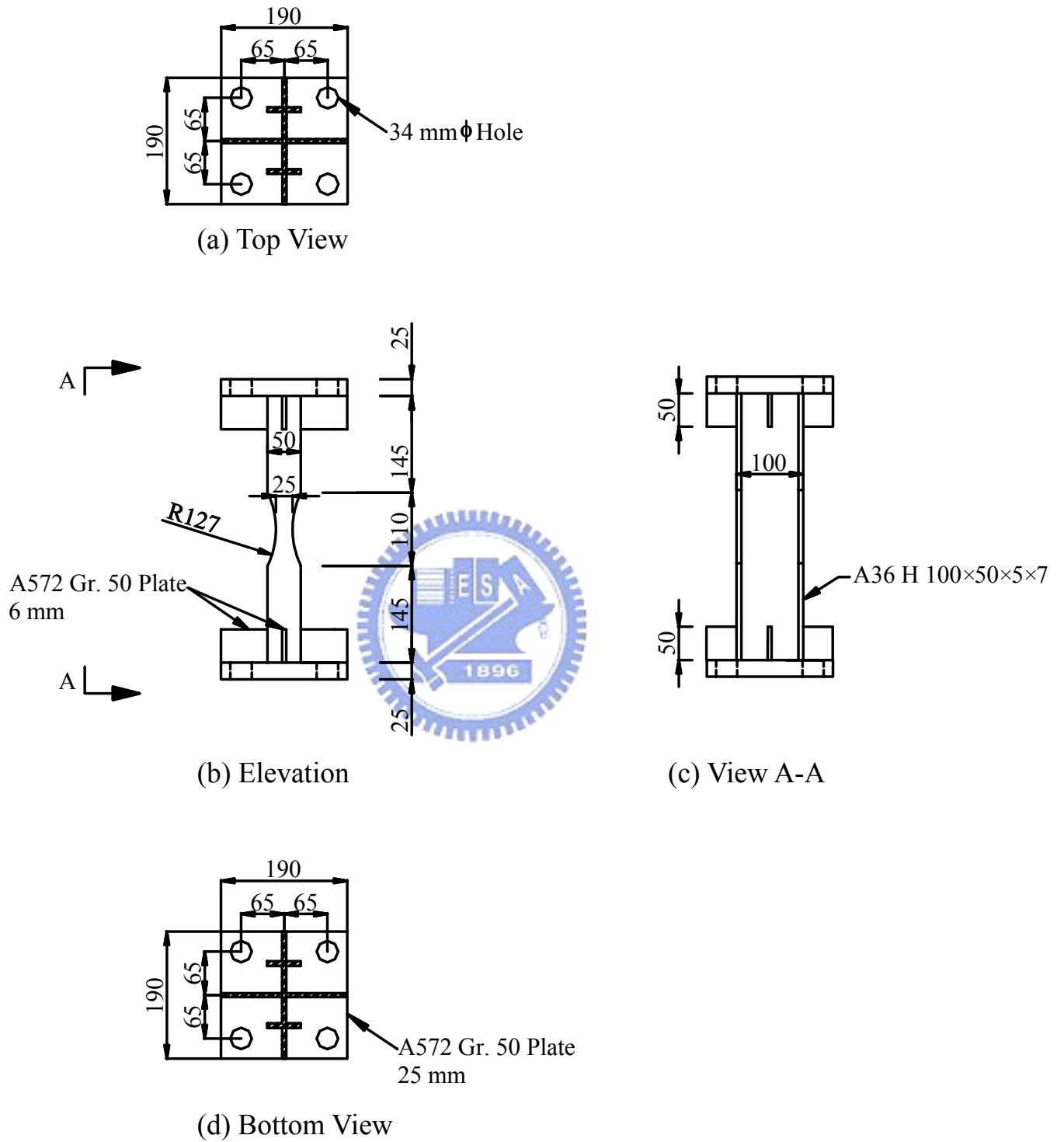
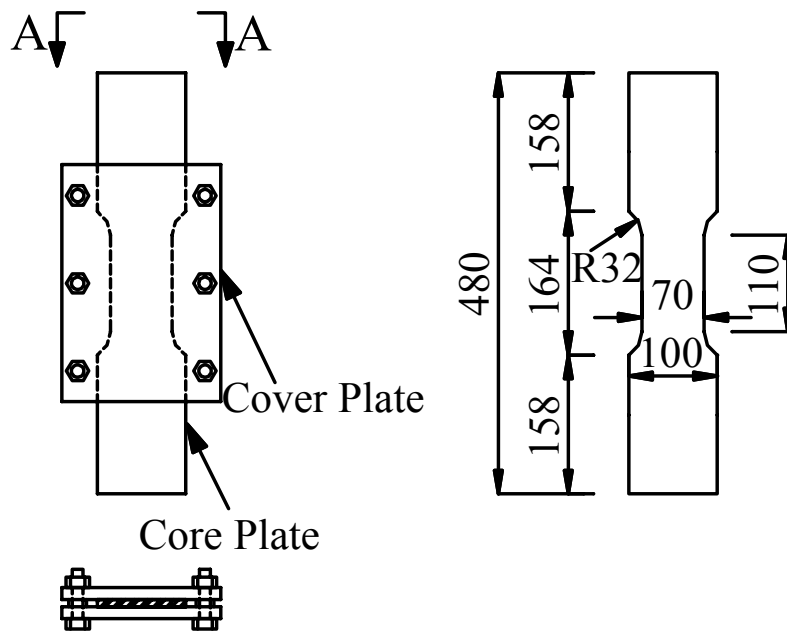


圖 3.42 試體 HSED 設計細節

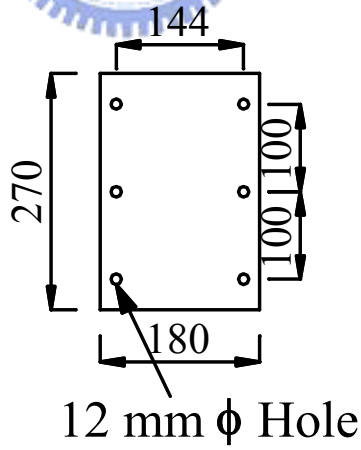


View A-A

(a) Elevation

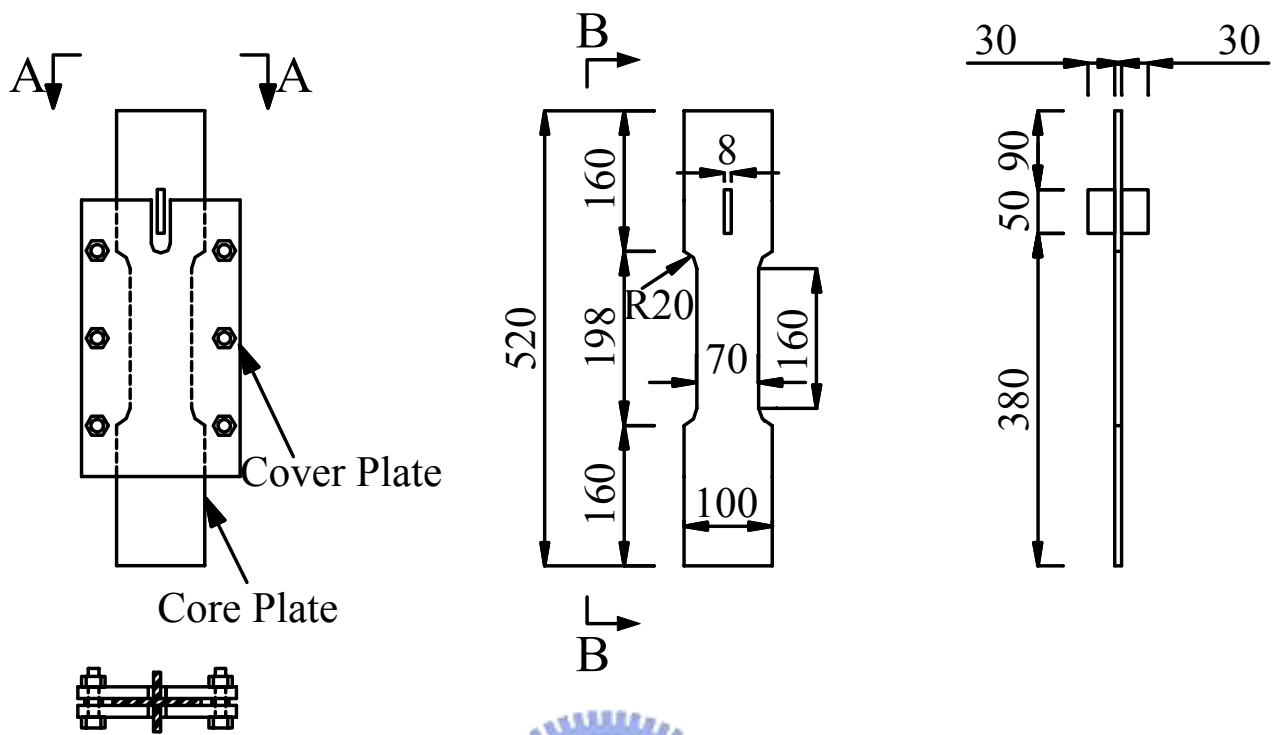
(b) Core Plate

A572 Gr.50 Plate 13.5 mm



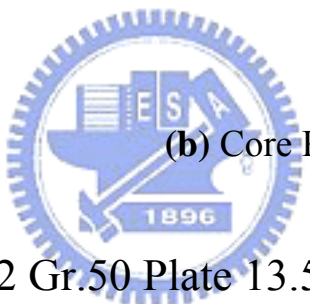
(c) Cover Plate

圖 3.43 試體 BRED-1、BRED-6 及 BRED-7 設計細節



View A-A

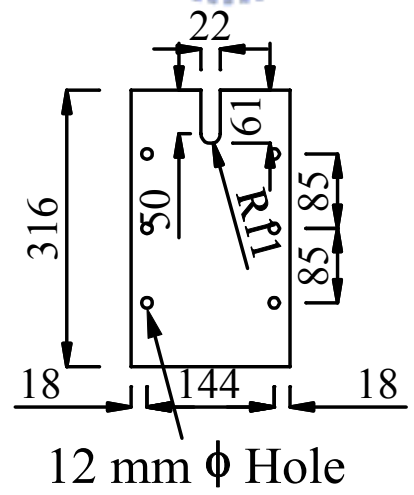
(a) Elevation



(b) Core Plate

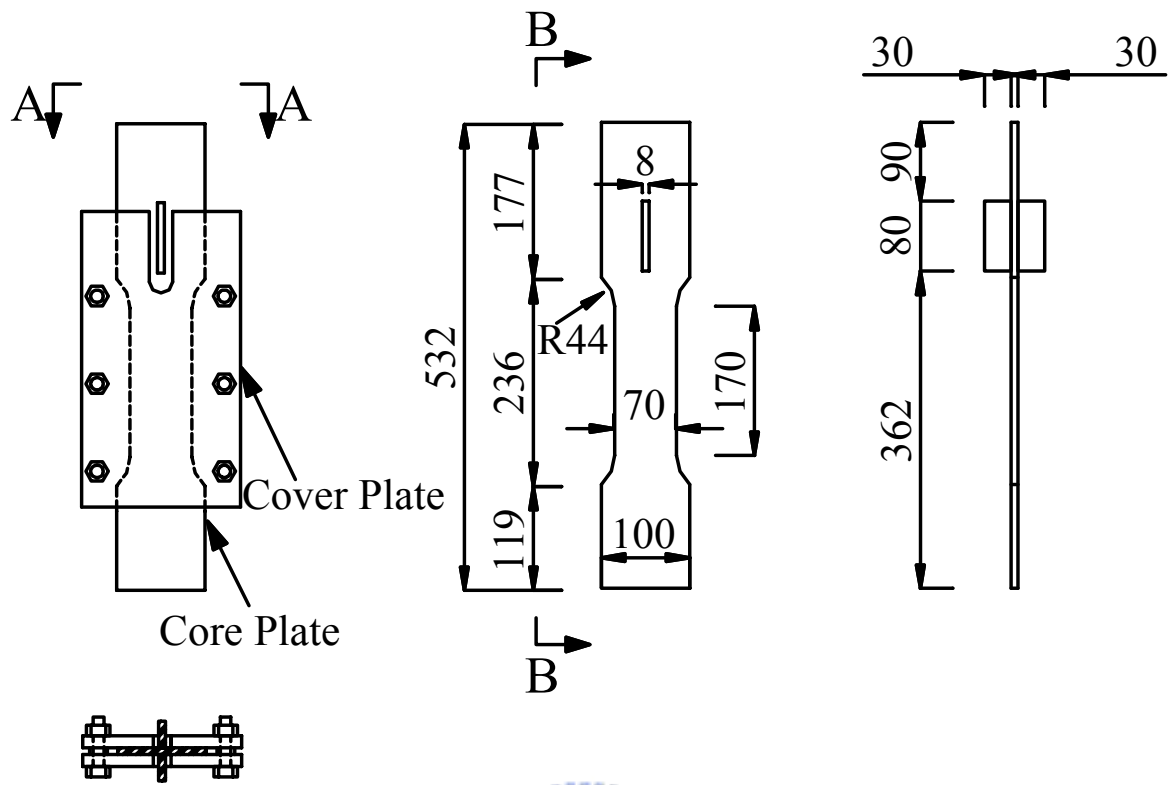
View B-B

A572 Gr.50 Plate 13.5 mm



(c) Cover Plate

圖 3.44 試體 BRED-2 及 BRED-3 設計細節



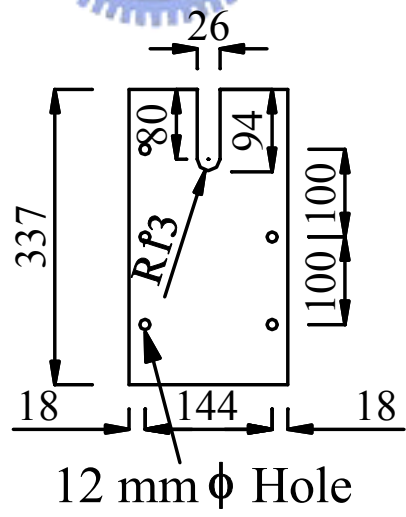
View A-A

(a) Elevation

View B-B

(b) Core Plate

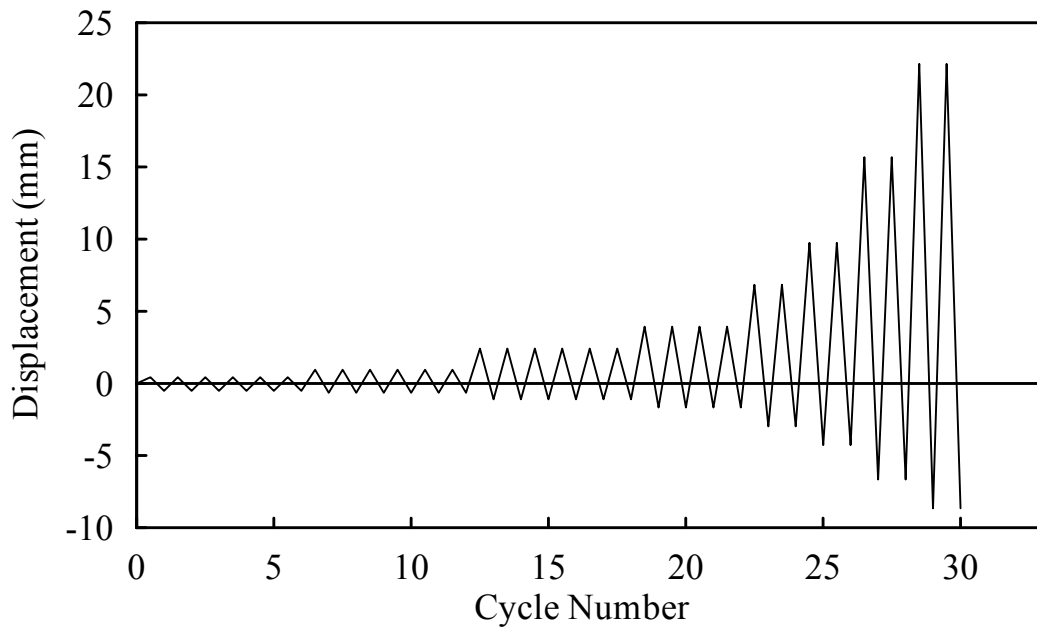
A572 Gr.50 Plate 15 mm



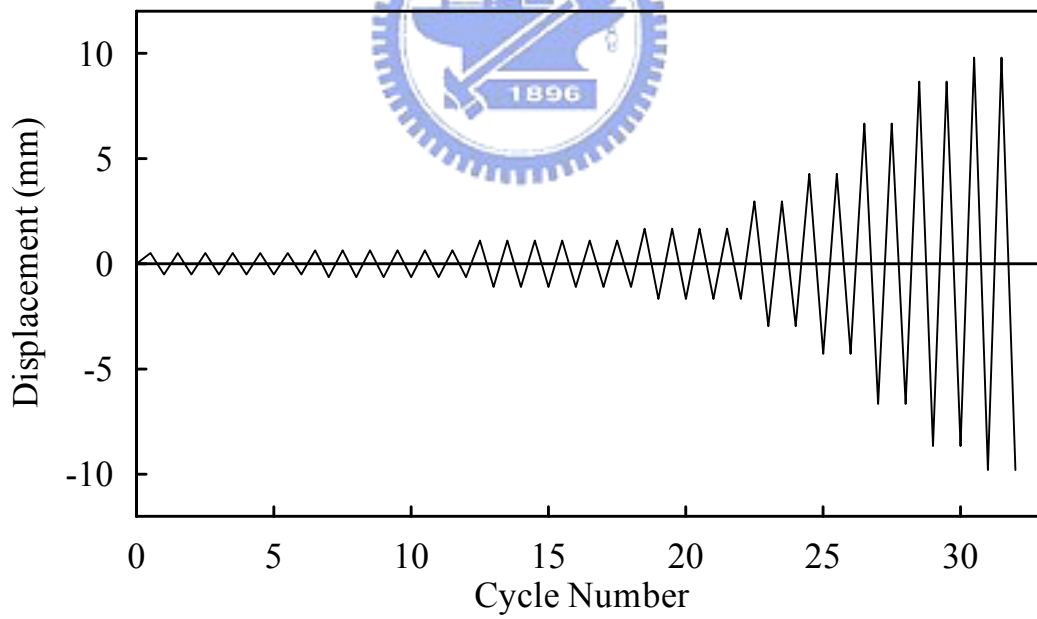
12 mm ϕ Hole

(c) Cover Plate

圖 3.45 試體 BRED-4 及 BRED-5 設計細節



(a) Unsymmetrical Displacement History



(b) Symmetrical Displacement History

圖 3.46 反覆載重歷時

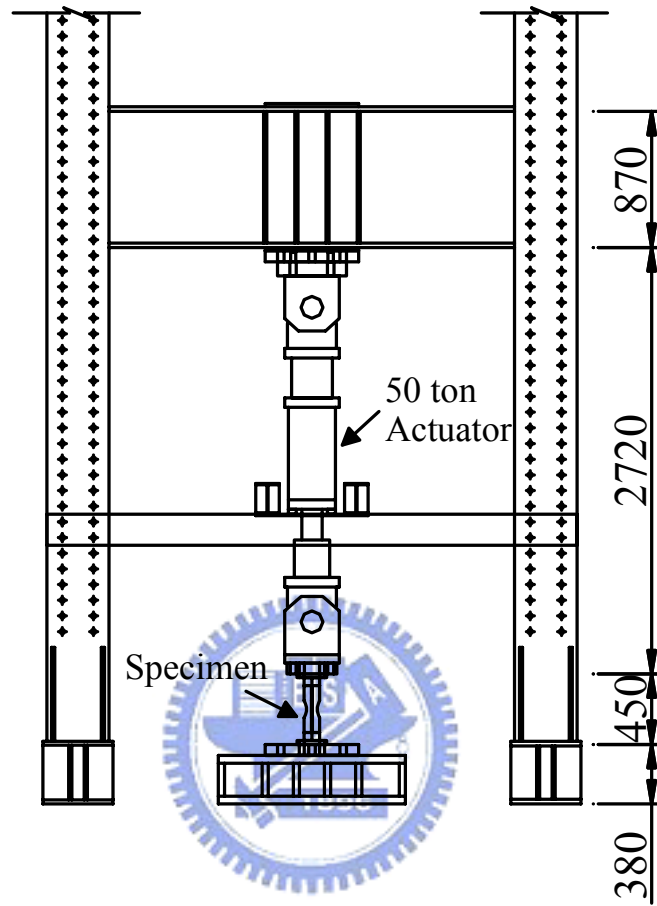
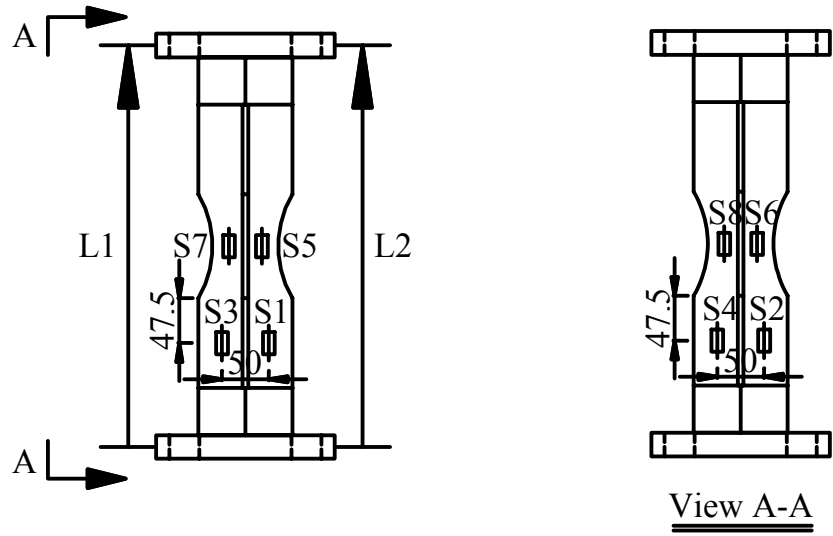
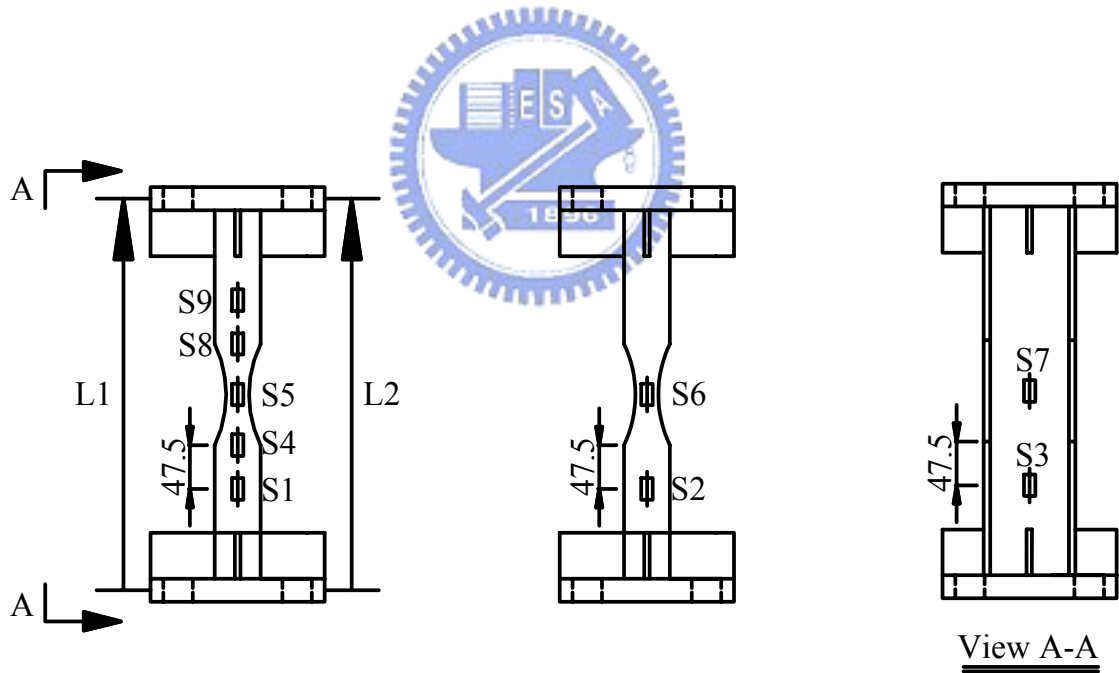


圖 3.47 十字型、H 型鋼板消器測試構架

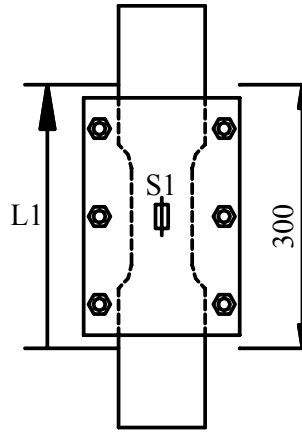


(a) Specimen CSED

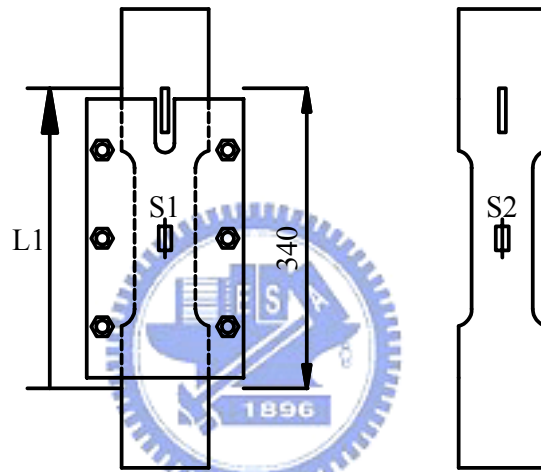


(b) Specimen HSED

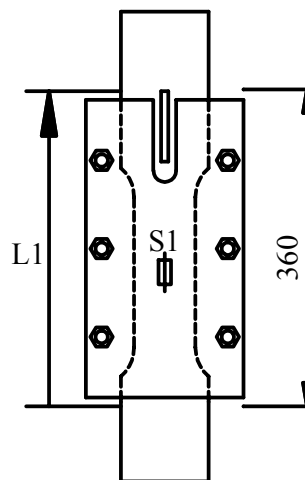
圖 3.48 鋼板消器量測儀器規劃圖



(c) Specimen BRED-1、BRED-6 及 BRED-7

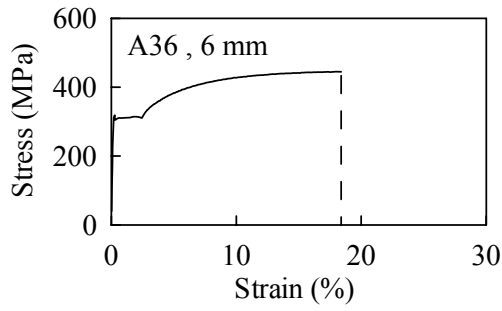


(d) Specimen BRED-2 及 BRED-3

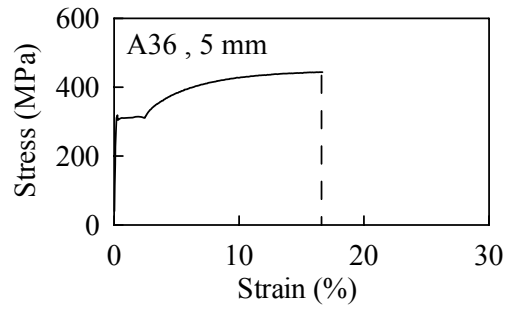


(d) Specimen BRED-4 及 BRED-5

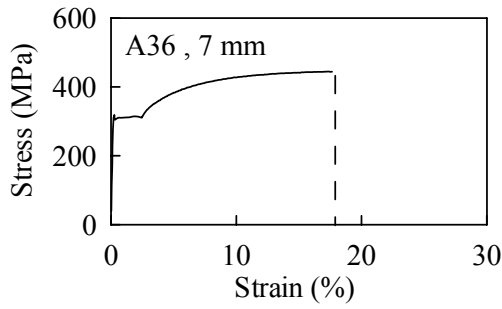
圖 3.48 鋼板消器量測儀器規劃圖(續)



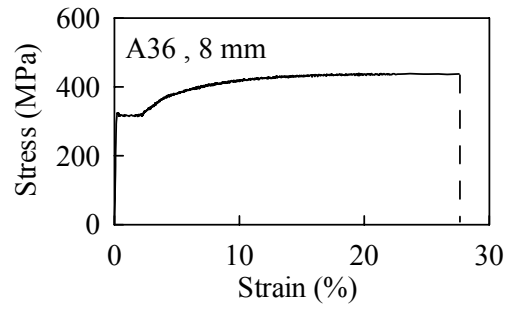
(a) Specimen CSED



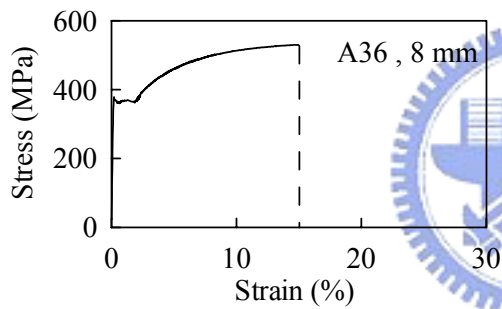
(b) Specimen HSED



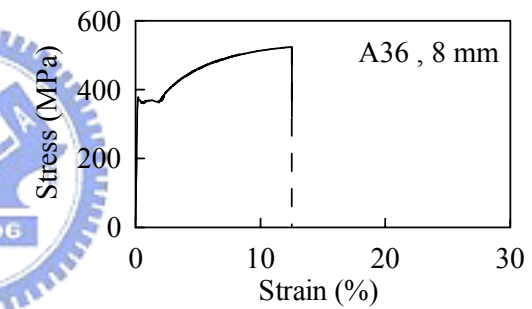
(c) Specimen HSED



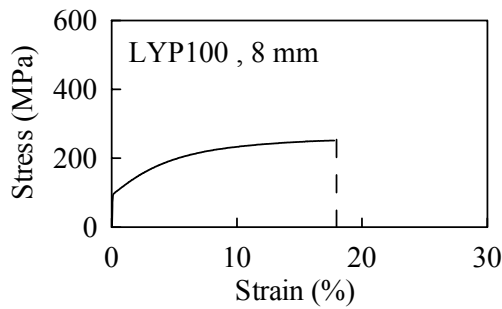
(d) Specimen BRED-1



(e) Specimen BRED-2,3



(f) Specimen BRB-4,5



(g) Specimen BRED-6,7

圖 3.49 鋼材拉力試片應力-應變關係

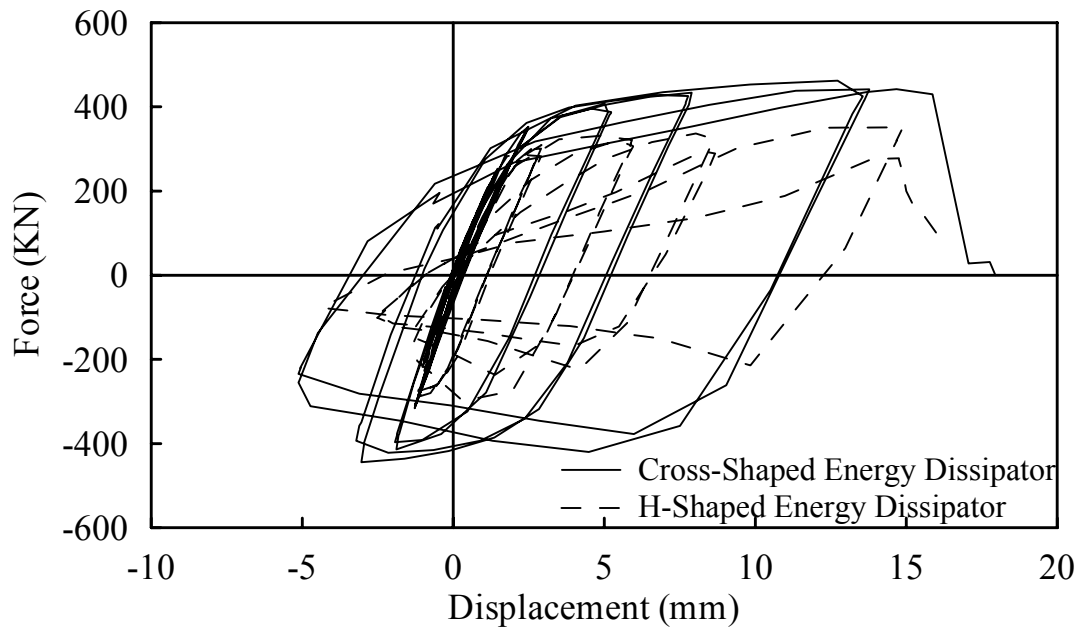
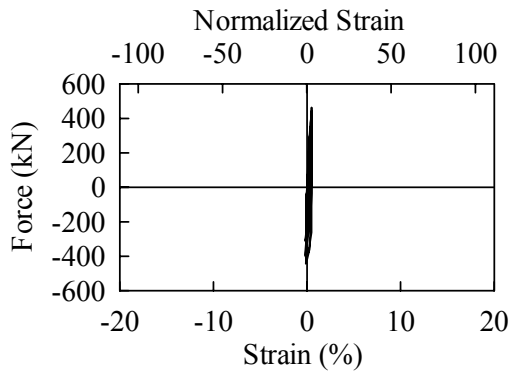
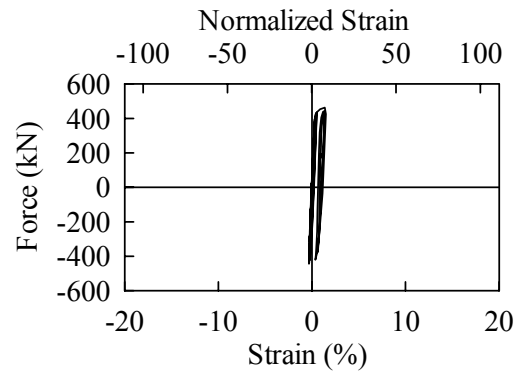


圖 3.50 試體 CSED 與 HSED 力量-位移關係

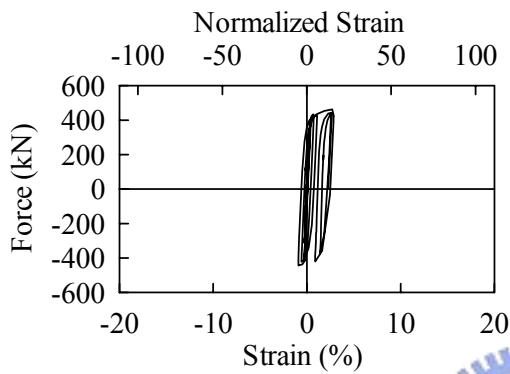




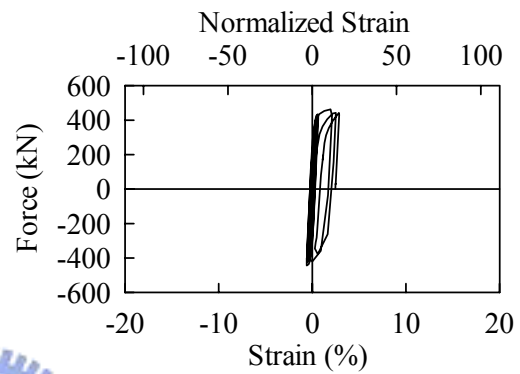
(a) Strain Gauge S1



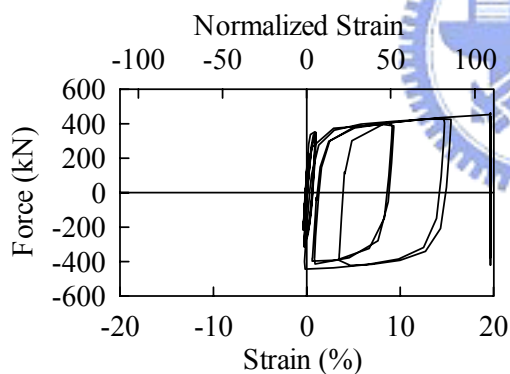
(b) Strain Gauge S2



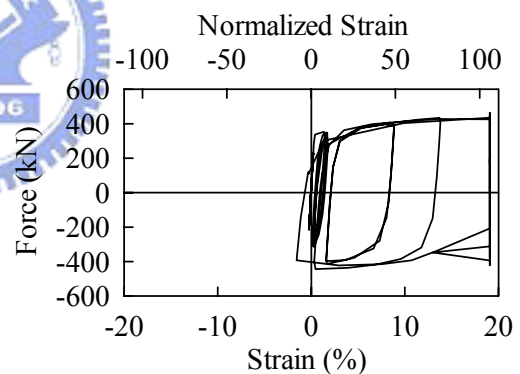
(c) Strain Gauge S3



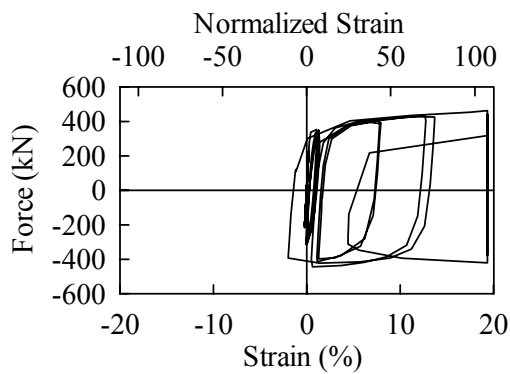
(d) Strain Gauge S4



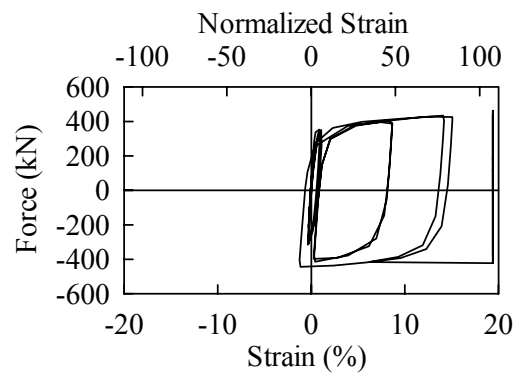
(e) Strain Gauge S5



(f) Strain Gauge S6

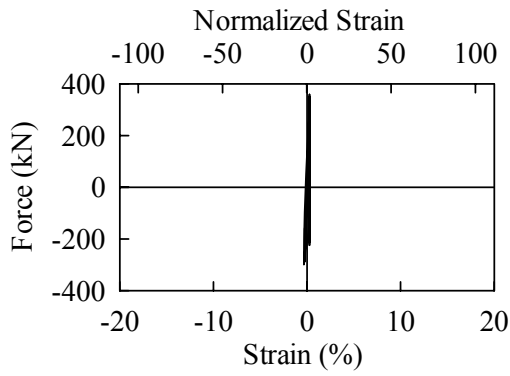


(g) Strain Gauge S7

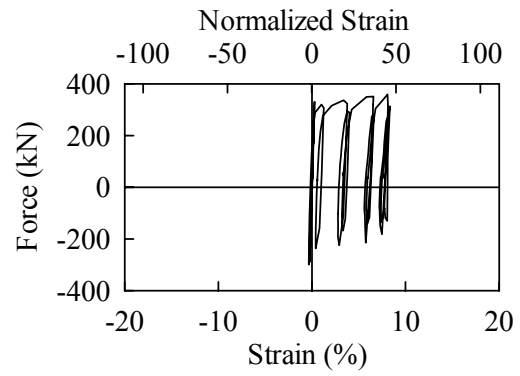


(h) Strain Gauge S8

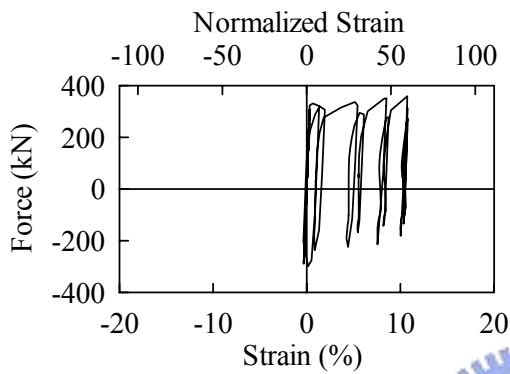
圖 3.51 試體 CSED 力量與消能鋼板應變關係



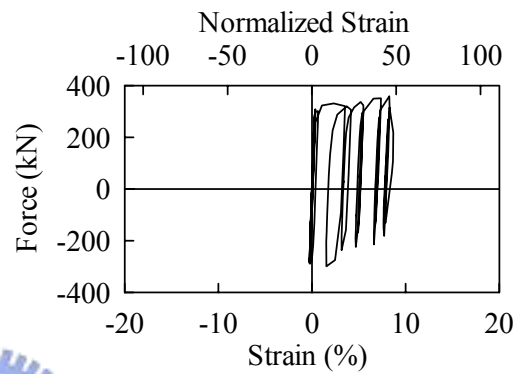
(a) Strain Gauge S1



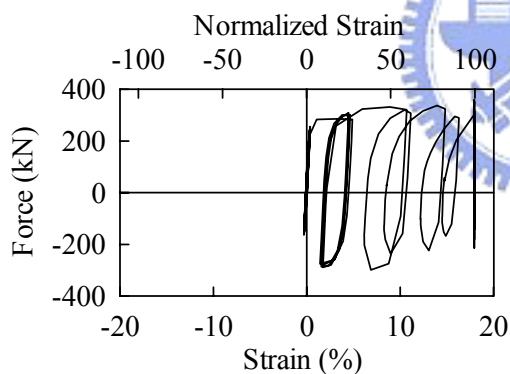
(b) Strain Gauge S2



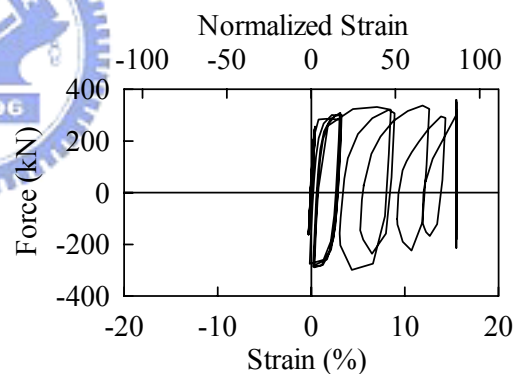
(c) Strain Gauge S3



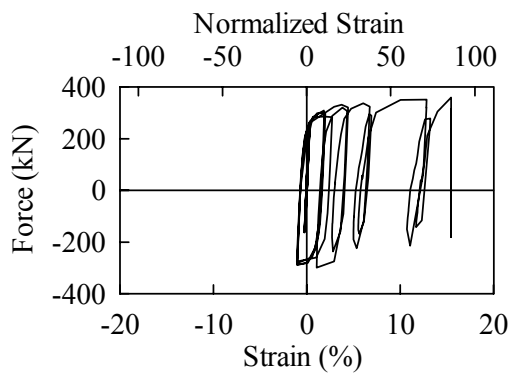
(d) Strain Gauge S4



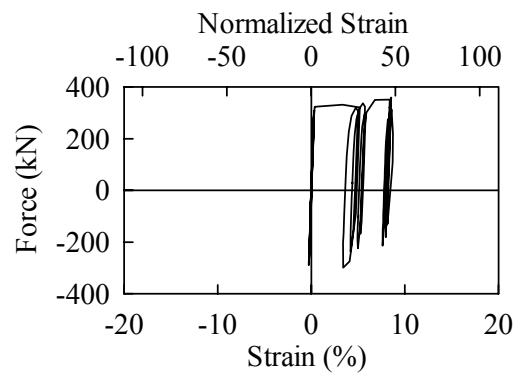
(e) Strain Gauge S5



(f) Strain Gauge S6



(g) Strain Gauge S7



(h) Strain Gauge S8

圖 3.52 試體 HSED 力量與消能鋼板應變關係

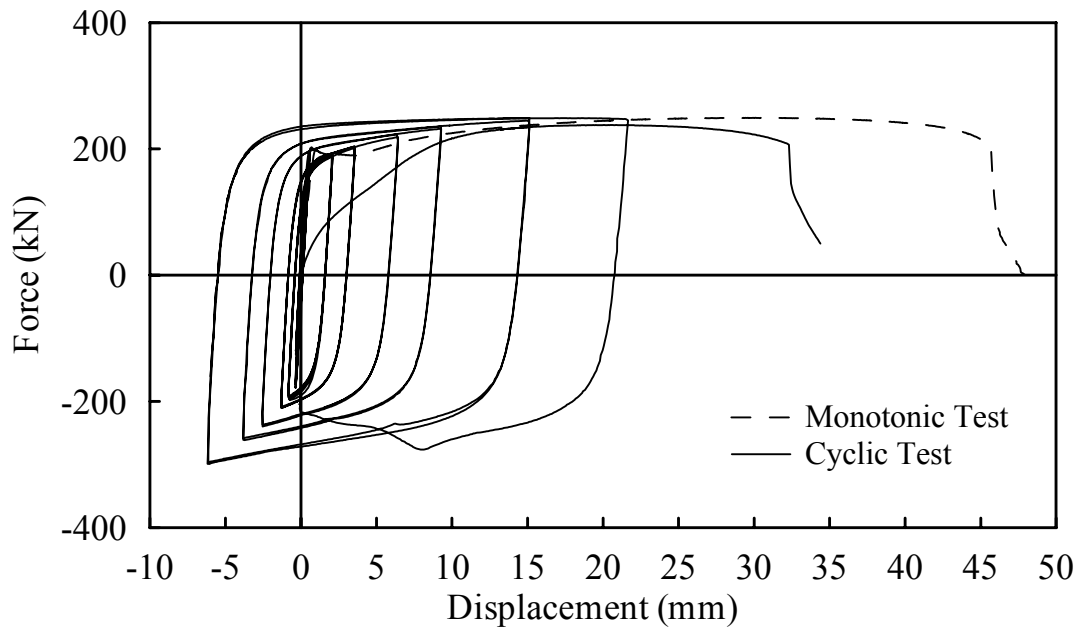


圖 3.53 試體 BRED-1 力量-位移關係

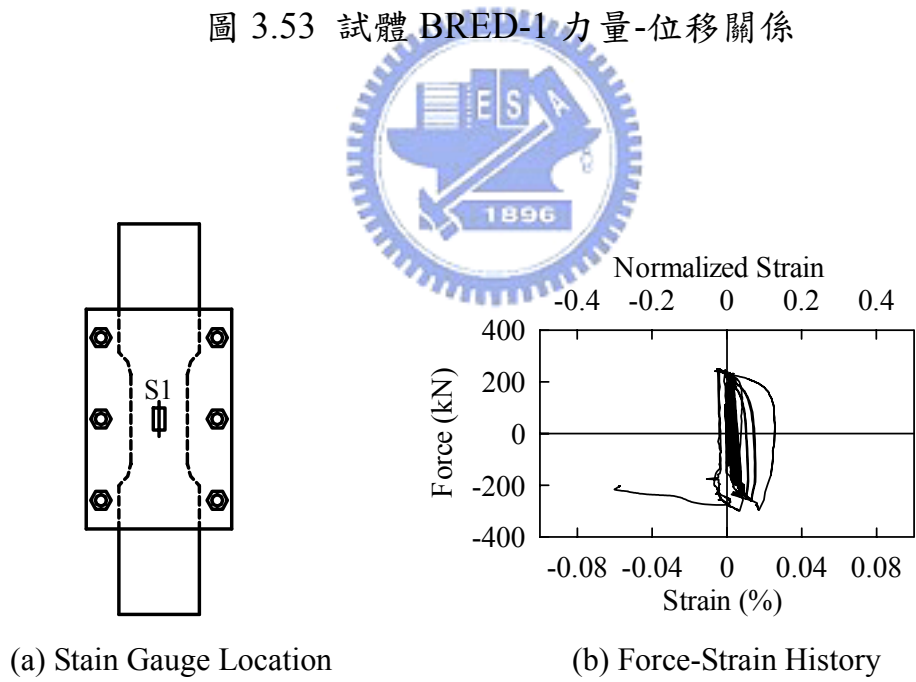


圖 3.54 試體 BRED-1 蓋板應變與力量關係

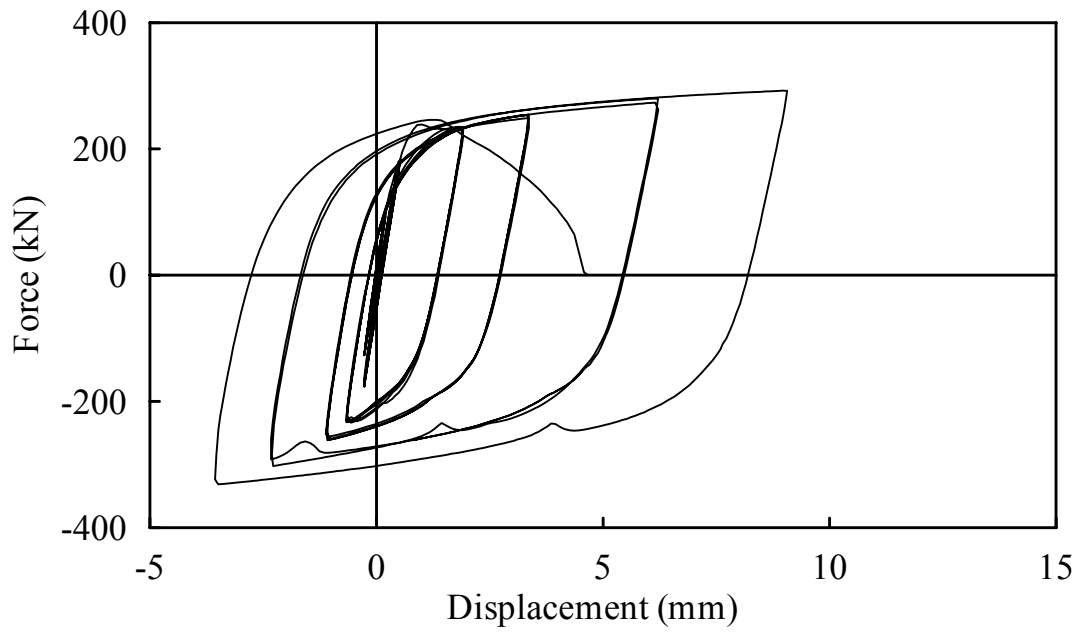
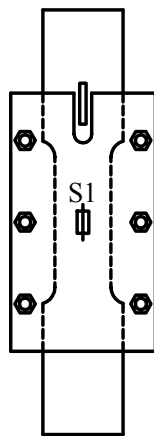
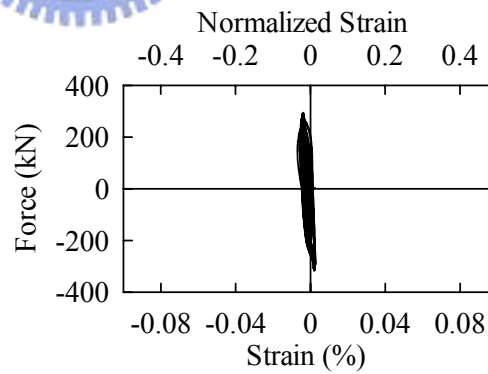


圖 3.55 試體 BRED-2 力量-位移關係



(a) Strain Gauge Location



(b) Force-Strain History

圖 3.56 試體 BRED-2 盖板應變與力量關係

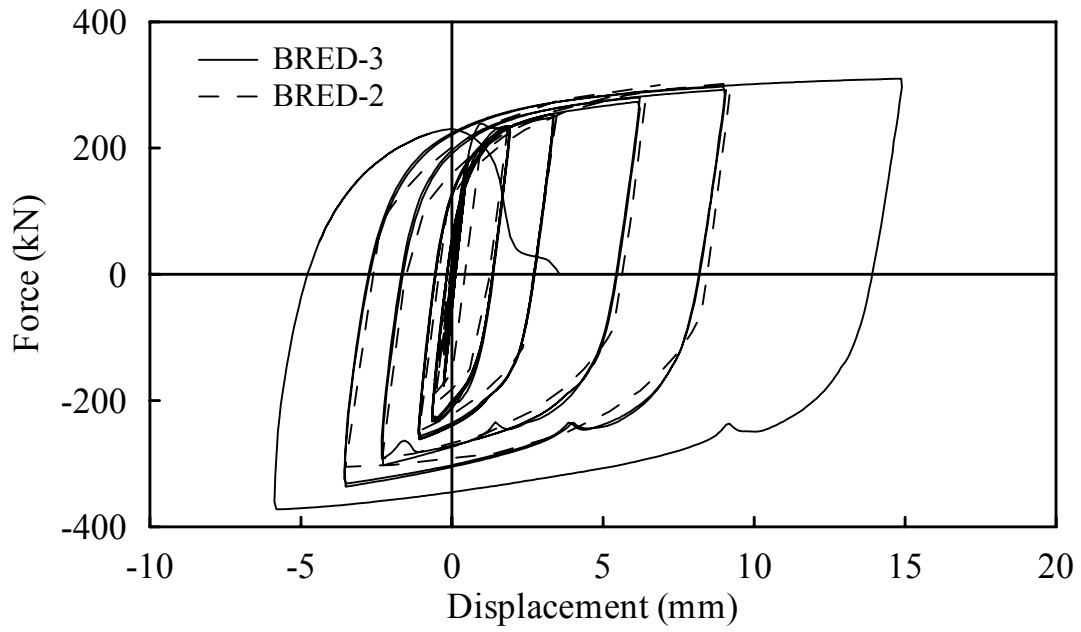
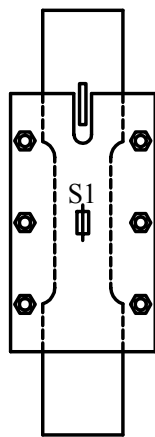
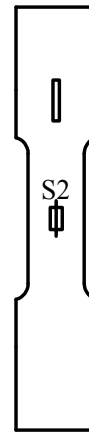


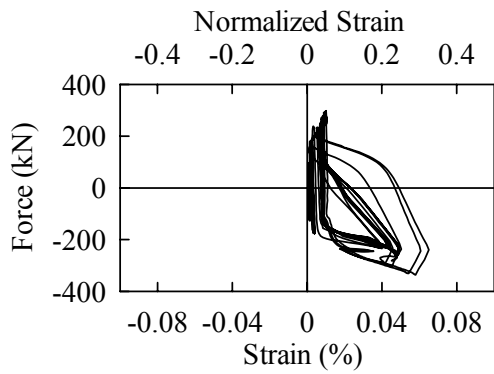
圖 3.57 試體 BRED-2 與 BRED-3 力量-位移關係



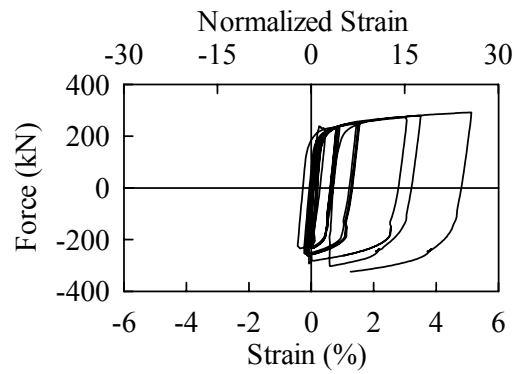
(a) Strain Gauge Location



(b) Strain Gauge Location



(c) Force-Strain History



(d) Force-Strain History

圖 3.58 試體 BRED-3 應變與力量關係

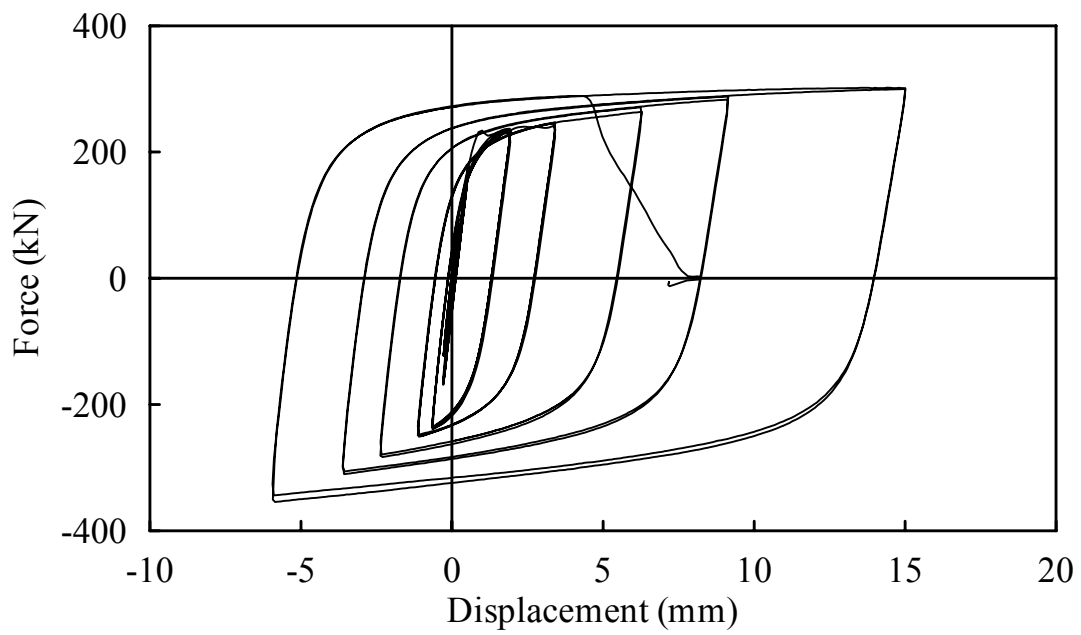
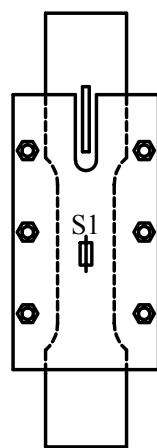
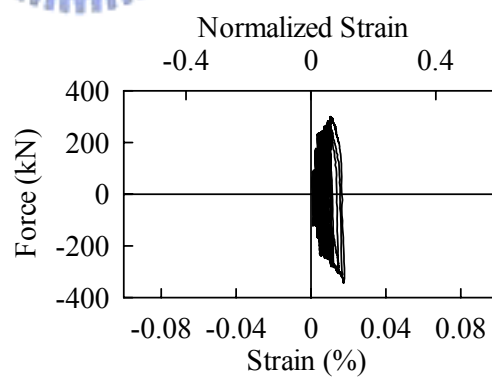


圖 3.59 試體 BRED-4 力量-位移關係



(a) Strain Gauge Location



(b) Force-Strain History

圖 3.60 試體 BRED-4 蓋板應變與力量關係

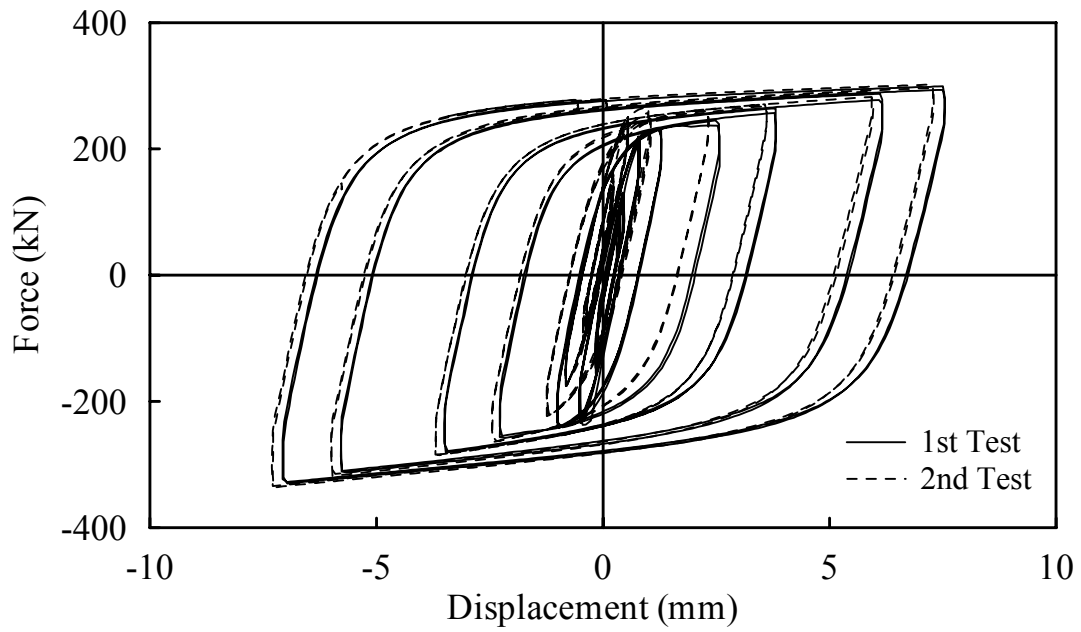
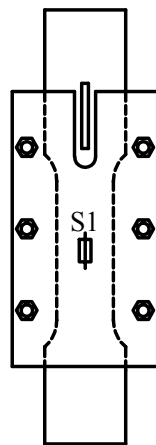
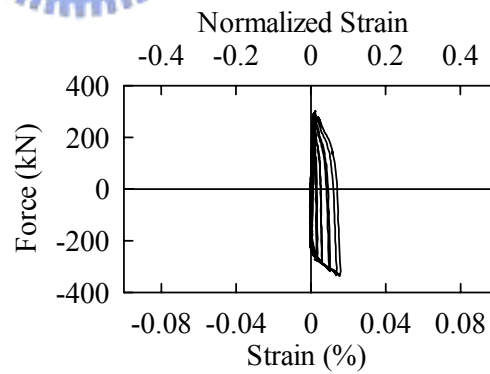


圖 3.61 試體 BRED-5 力量-位移關係



(a) Strain Gauge Location



(b) Force-Strain History

圖 3.62 試體 BRED-5 蓋板應變與力量關係

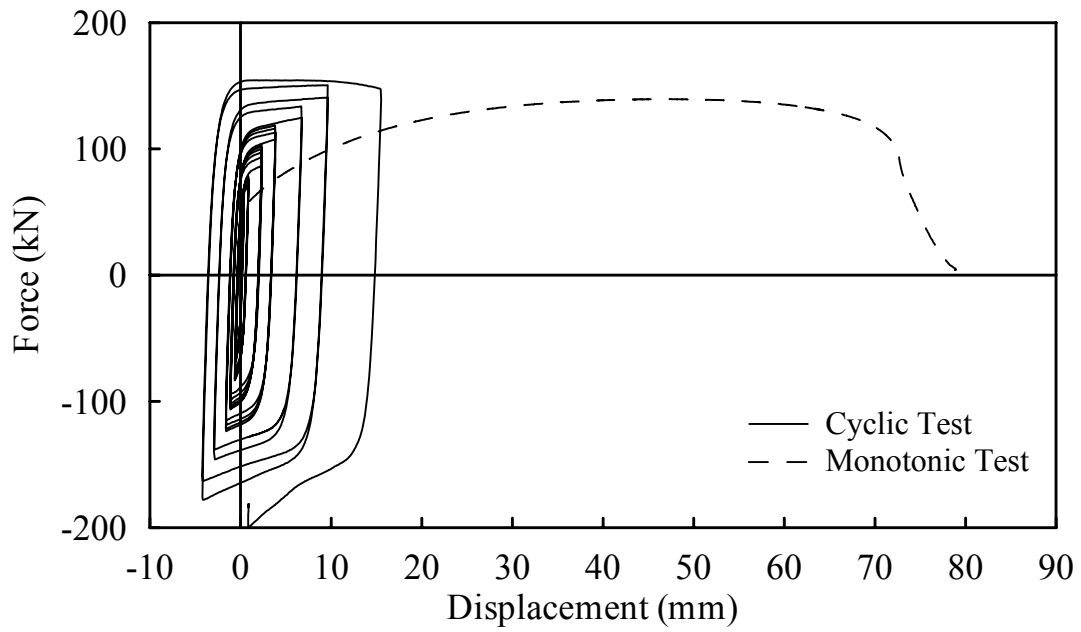


圖 3.63 試體 BRED-6 力量-位移關係

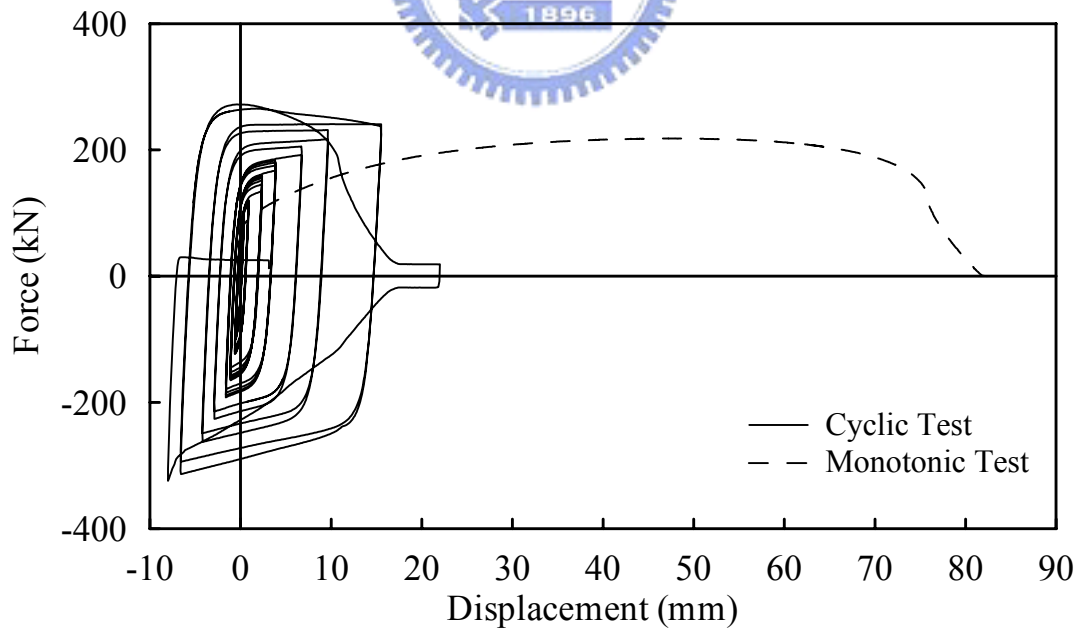
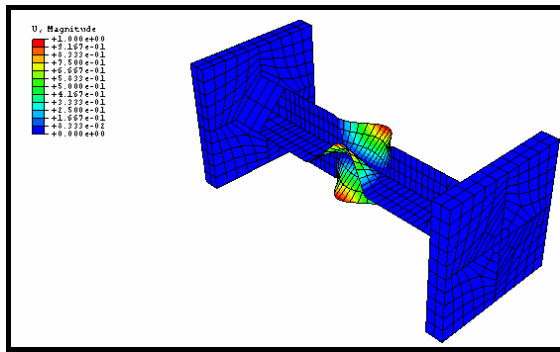
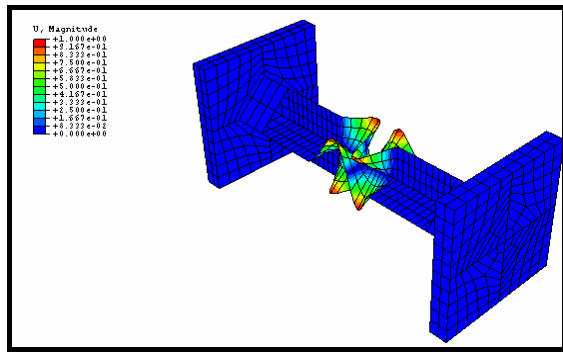


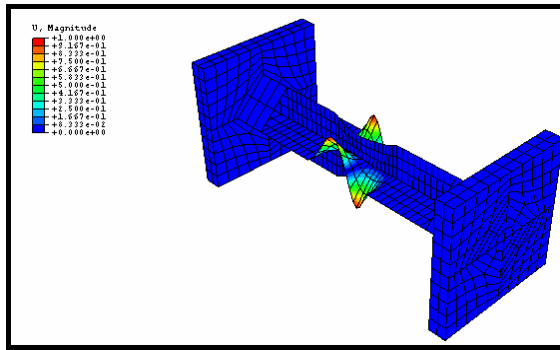
圖 3.64 試體 BRED-7 力量-位移關係



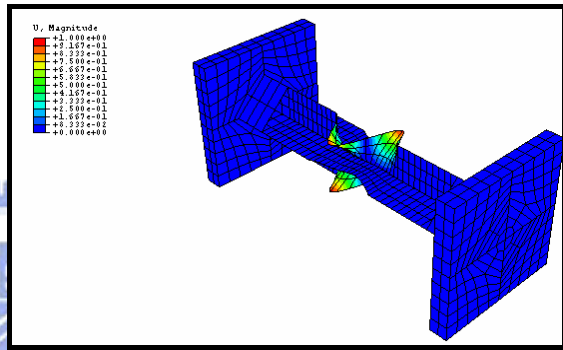
(a) Mode 1



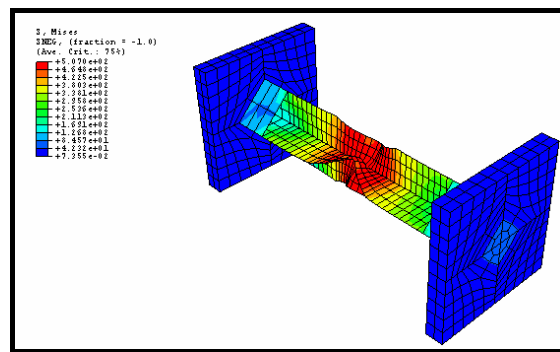
(b) Mode 2



(c) Mode 3



(d) Mode 4



(e) Buckling of CSED

圖 3.65 試體 CSED 挫屈模態與分析模型

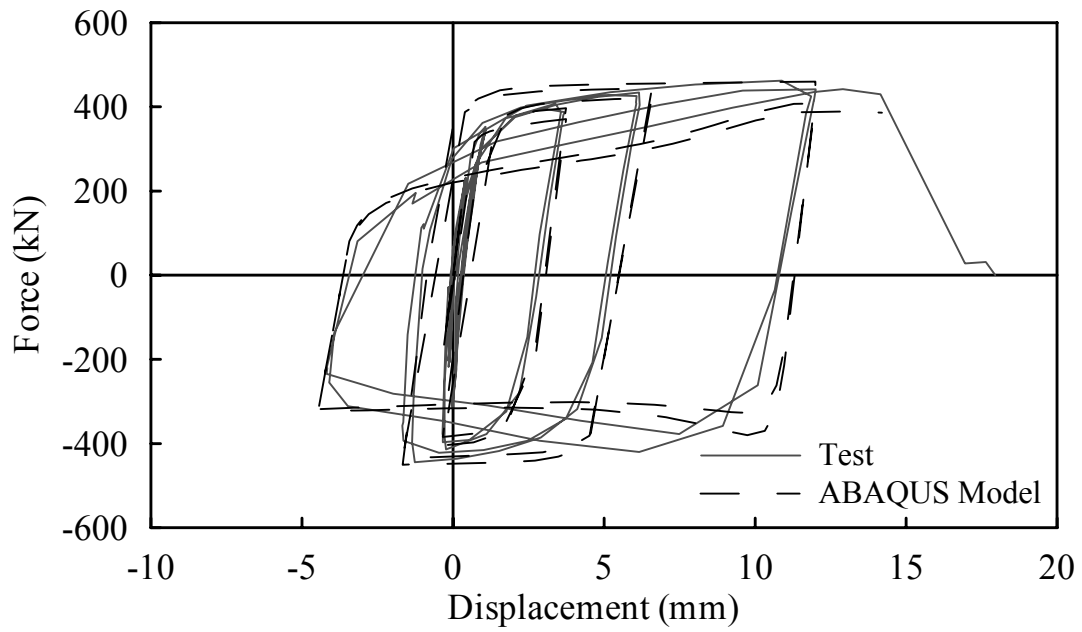


圖 3.66 試體 CSED 實驗與 ABAQUS 分析力量-位移關係

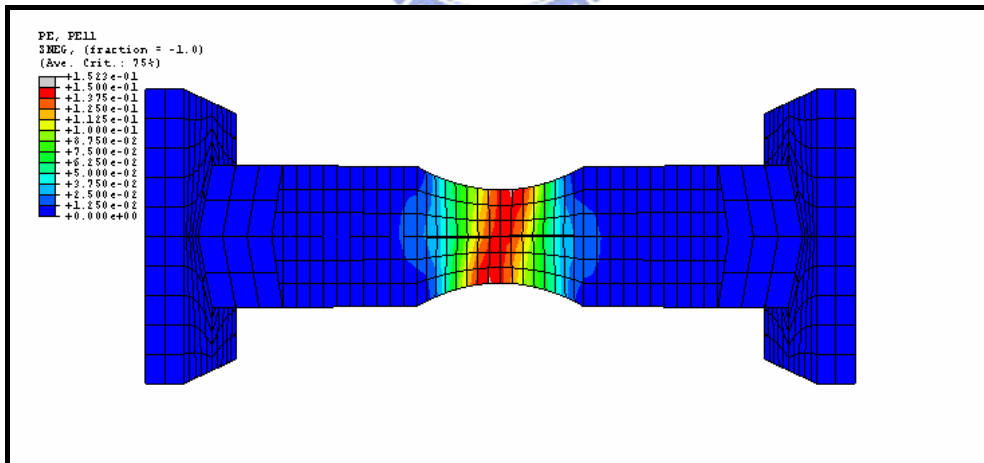


圖 3.67 試體 CSED 軸向應變分布

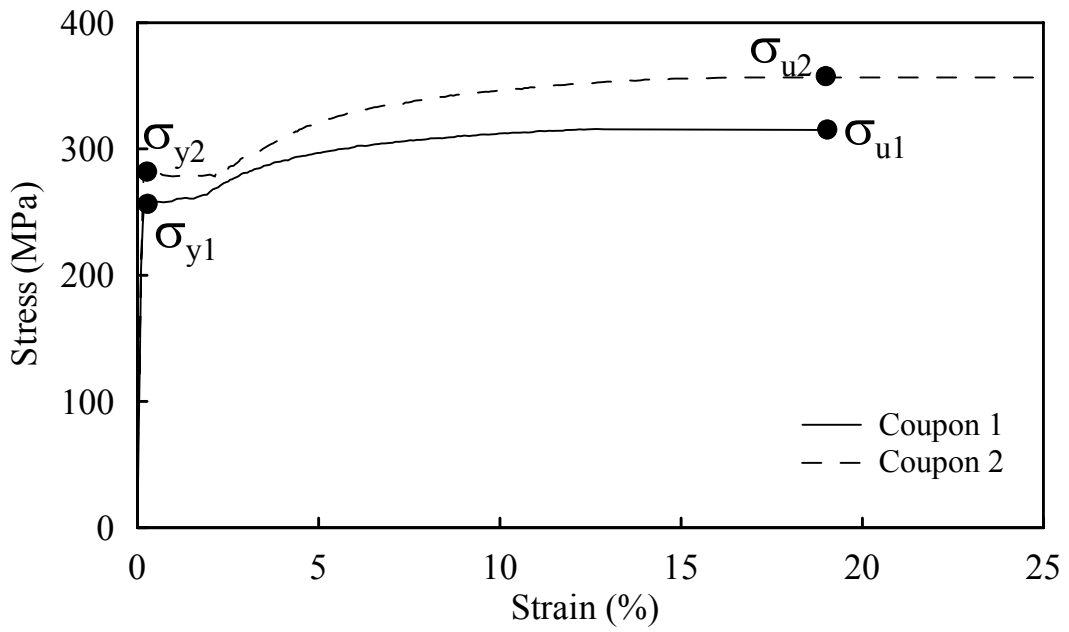


圖 3.68 標準與圓弧形削切鋼材拉力試片應力-應變關係圖

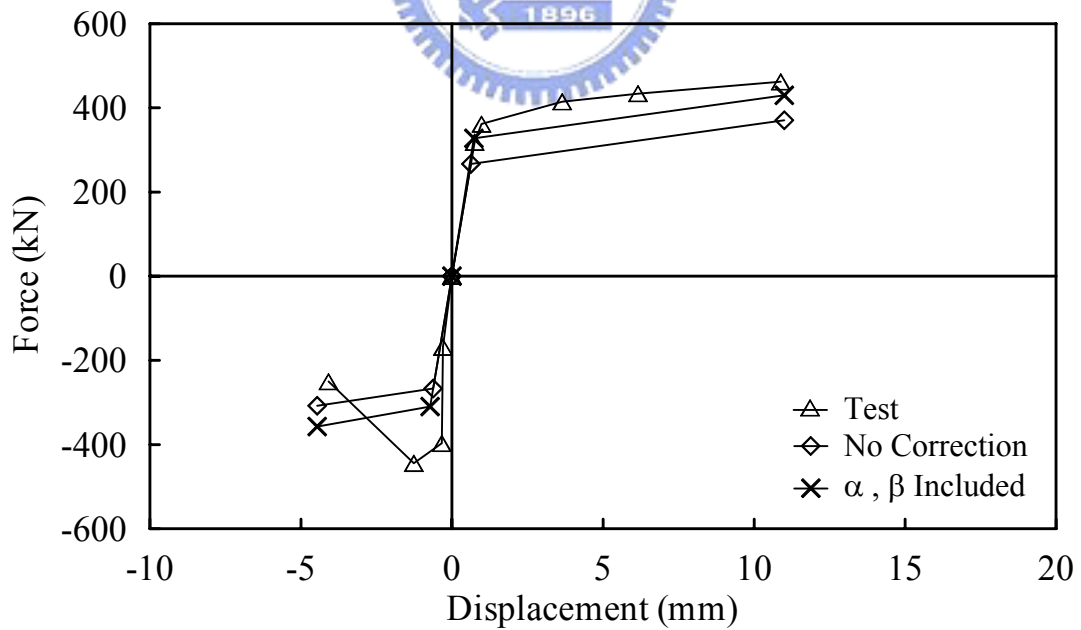
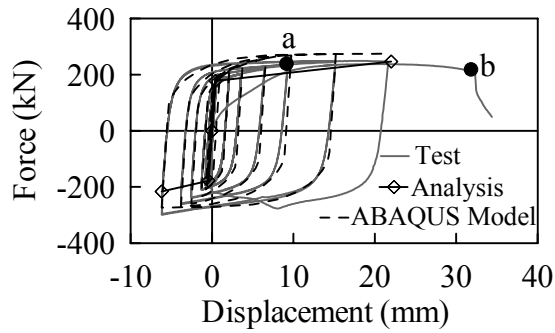
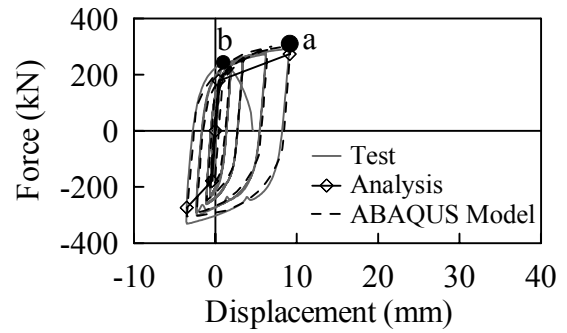


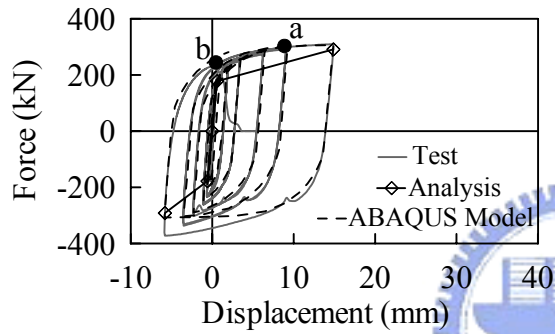
圖 3.69 試體 CSED 實驗與分析力量-位移之包絡線



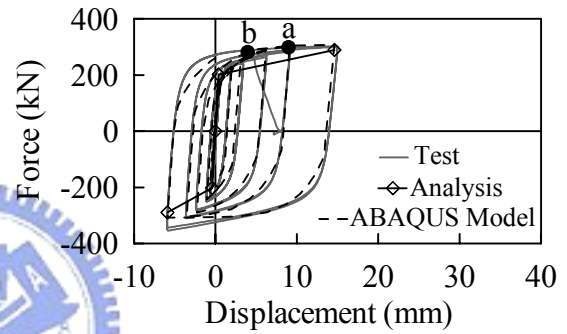
(a) Specimen BRED-1



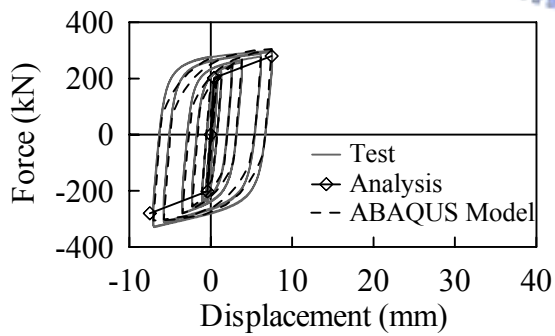
(b) Specimen BRED-2



(c) Specimen BRED-3

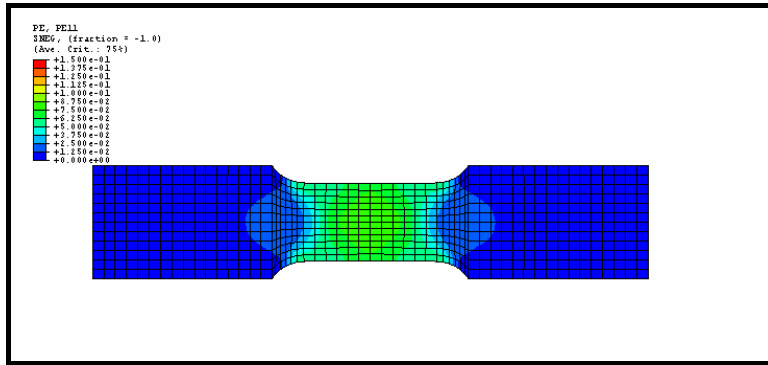


(d) Specimen BRED-4

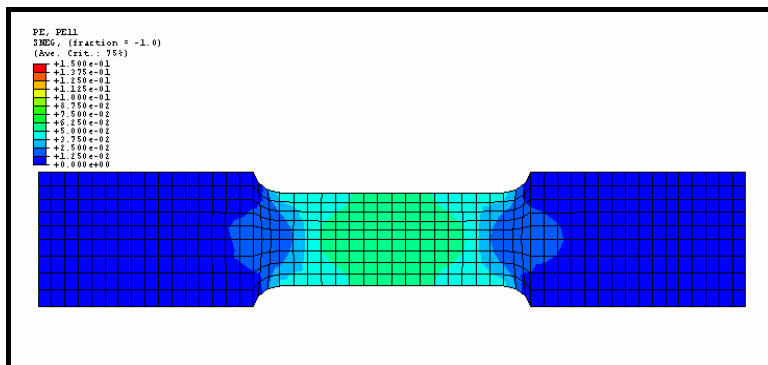


(e) Specimen BRED-5

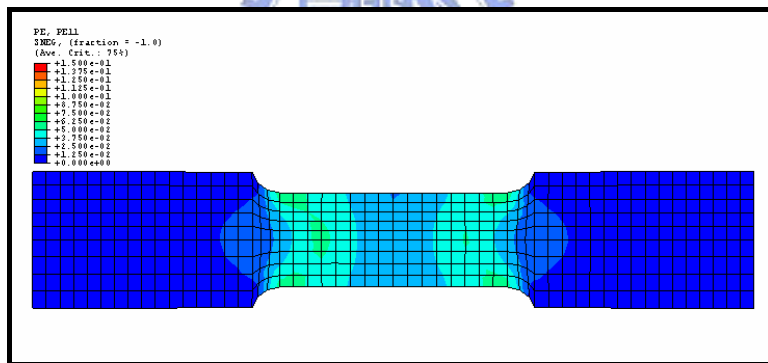
圖 3.70 試體 BRED-1,2,3,4,5 實驗與分析力量-位移關係



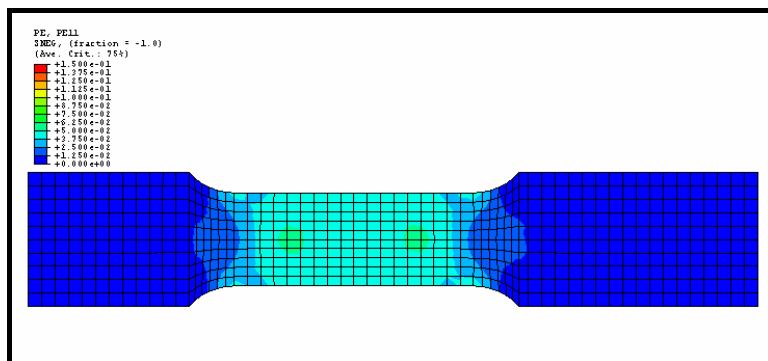
(a) Specimen BRED-1



(b) Specimen BRED-2

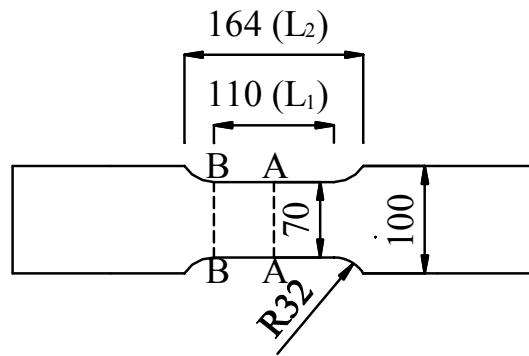


(c) Specimen BRED-3

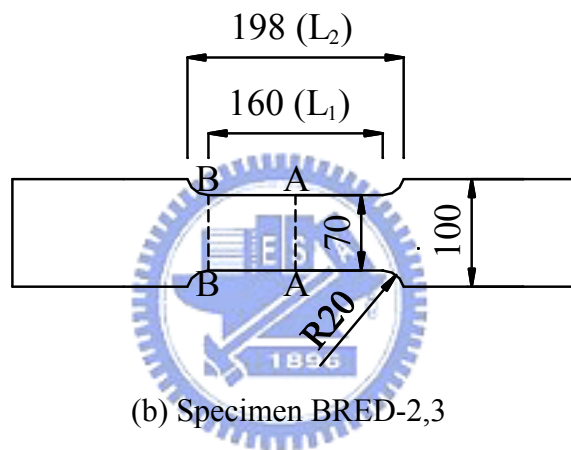


(d) Specimen BRED-4

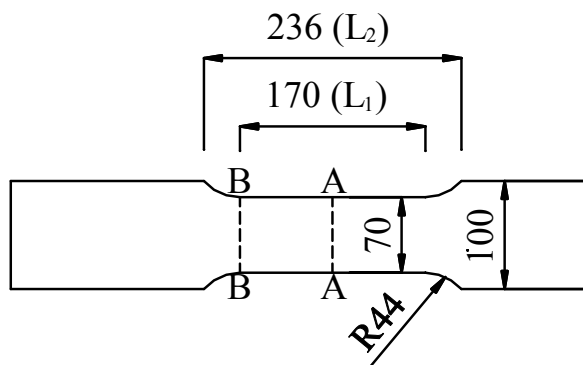
圖 3.71 試體 BRED-1,2,3,4 軸向應變分布



(a) Specimen BRED-1

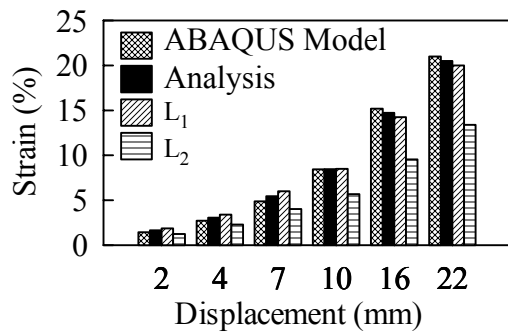


(b) Specimen BRED-2,3

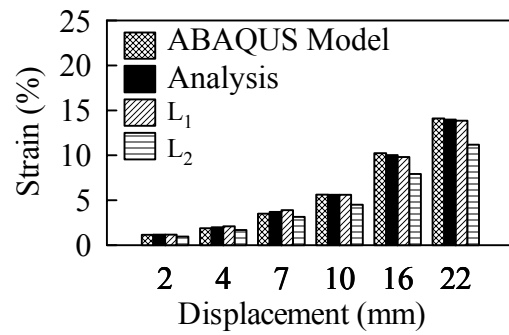


(c) Specimen BRED-4,5

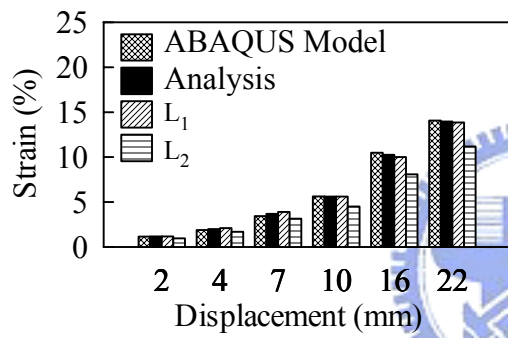
圖 3.72 試體BRED-1,2,4 長度 L_1 及 L_2 示意圖



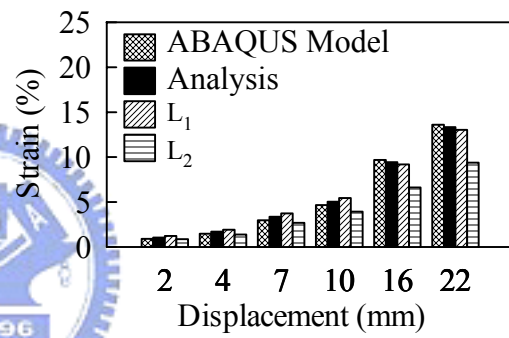
(a) Specimen BRED-1



(b) Specimen BRED-2

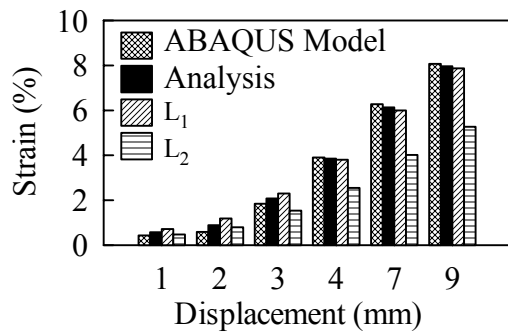


(c) Specimen BRED-3

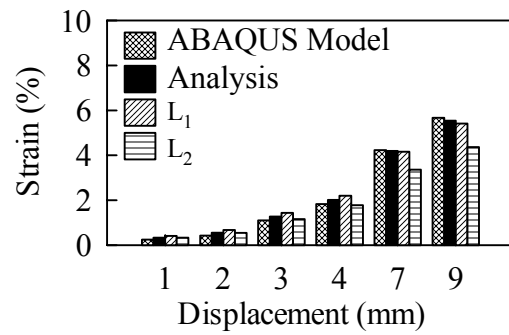


(d) Specimen BRED-4

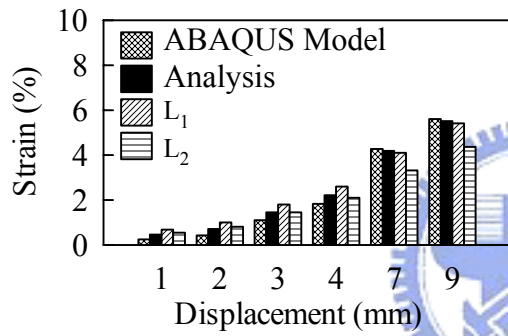
圖 3.73 試體 BRED-1,2,3,4 軸向應變值與拉伸變形量關係



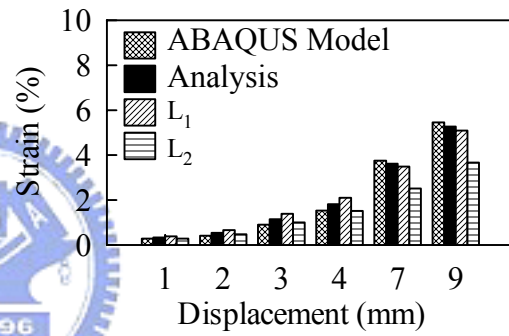
(a) Specimen BRED-1



(b) Specimen BRED-2

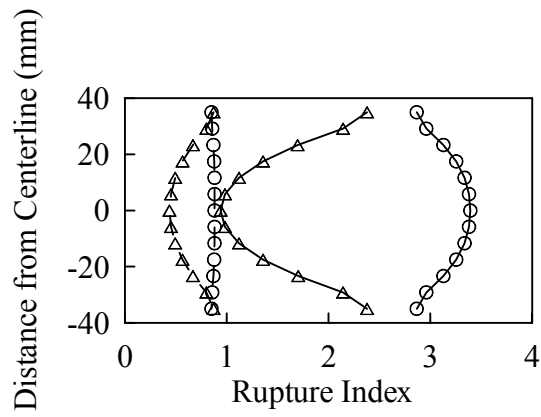


(c) Specimen BRED-3

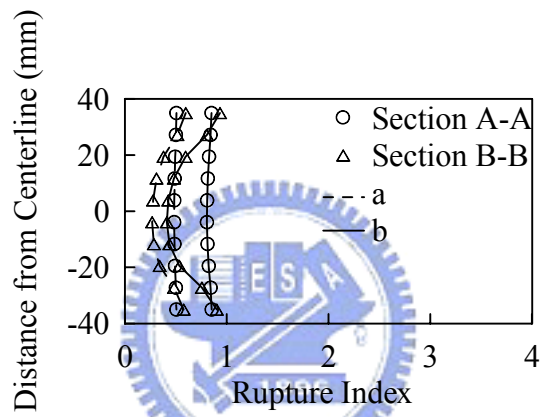


(d) Specimen BRED-4

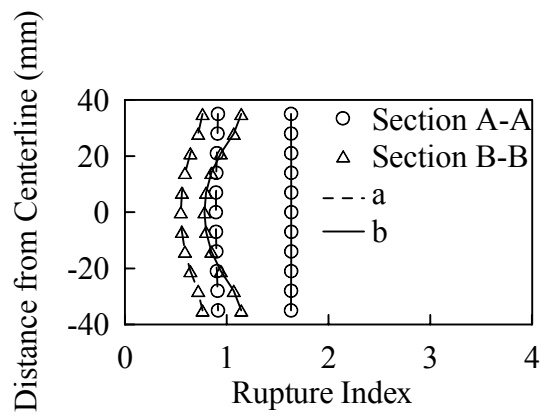
圖 3.74 試體 BRED-1,2,3,4 軸向應變值與壓縮變形量關係



(a) Specimen BRED-1



(b) Specimen BRED-2



(c) Specimen BRED-4

圖 3.75 試體 BRED-1,2,4 沿橫斷面破裂參數值

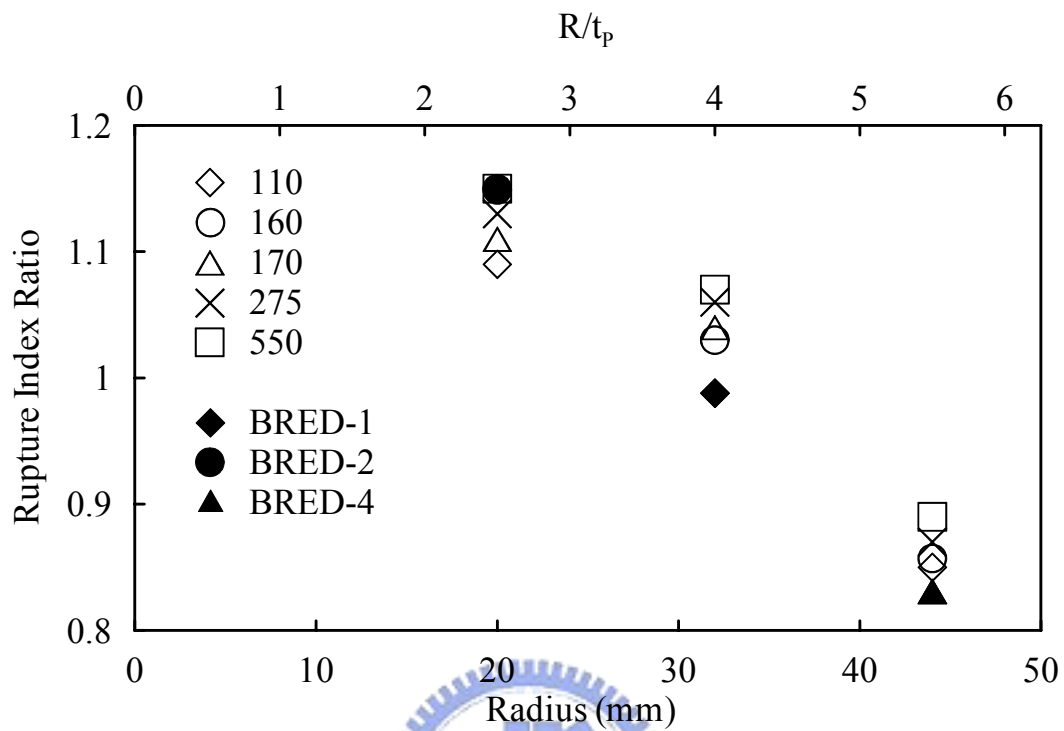


圖 3.76 消能鋼板破裂參數比值與圓弧形削切半徑關係

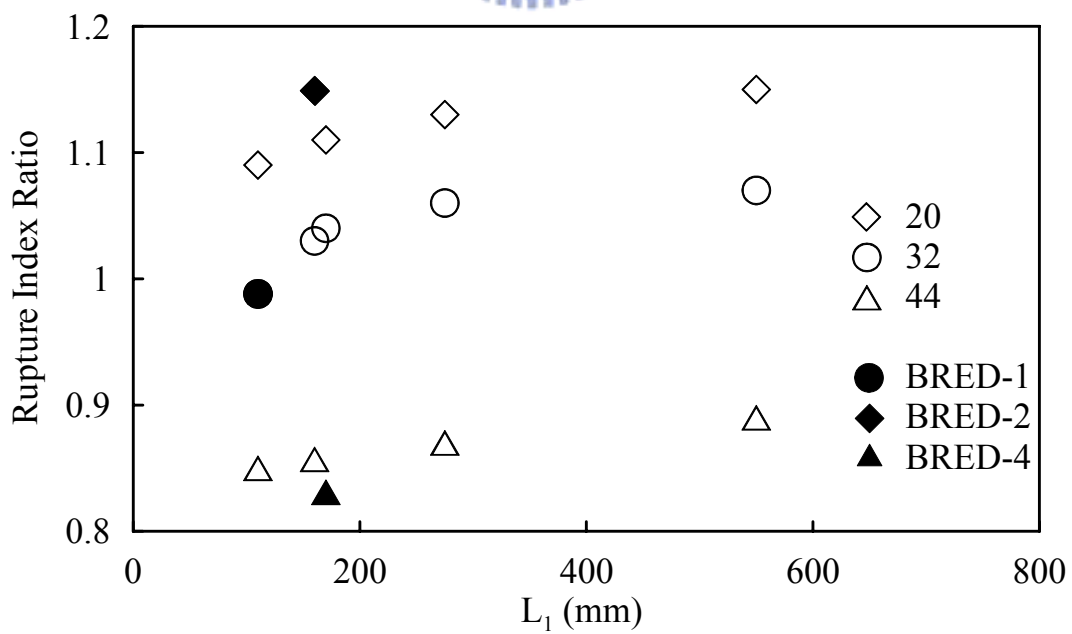


圖 3.77 消能鋼板破裂參數比值與直線削切段長度關係

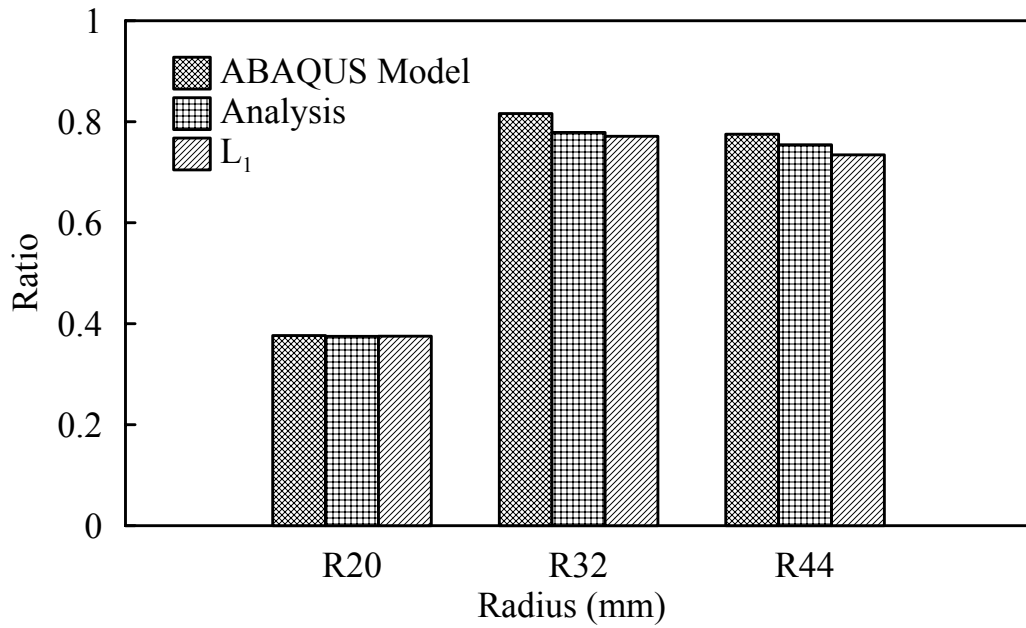


圖 3.78 消能鋼板極限應變比值與圓弧形削切半徑關係

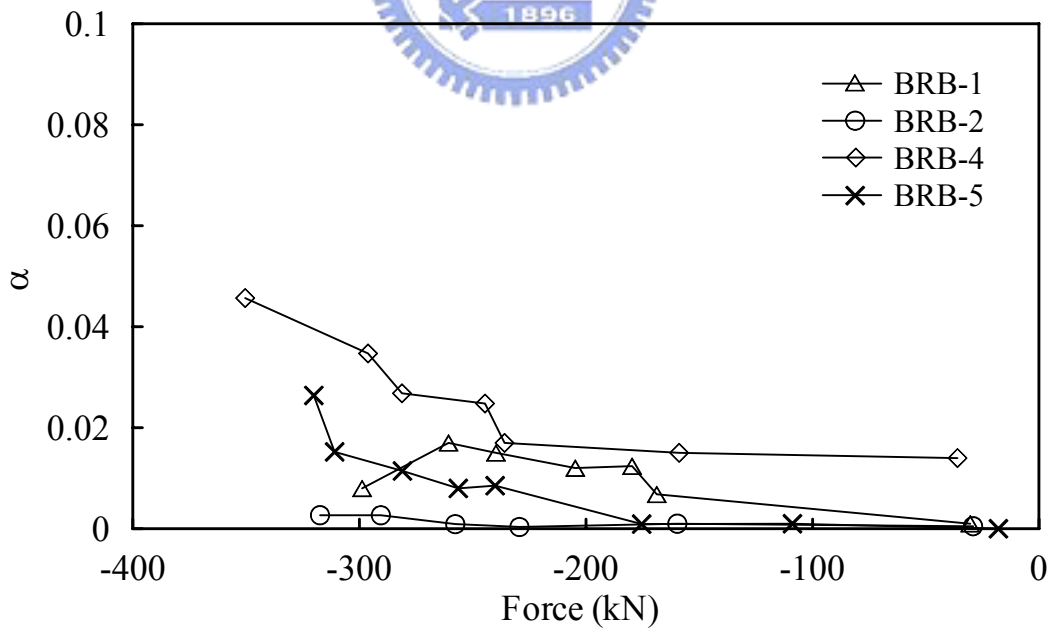
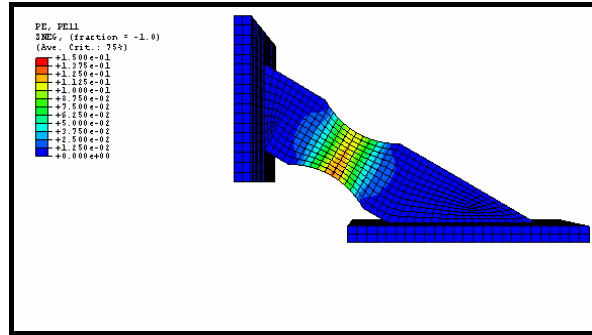
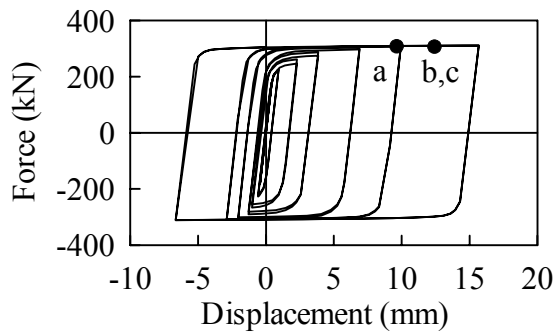
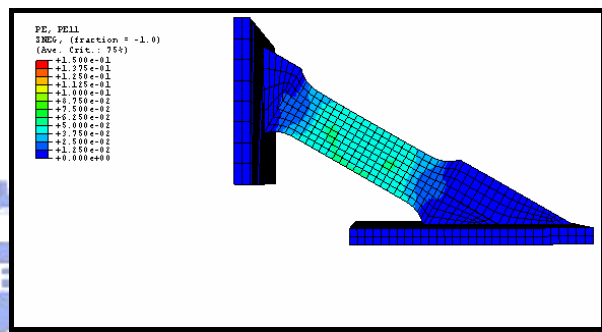
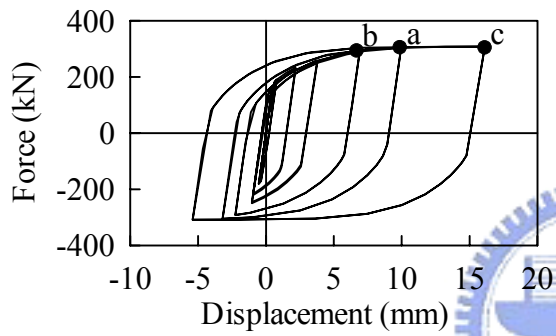


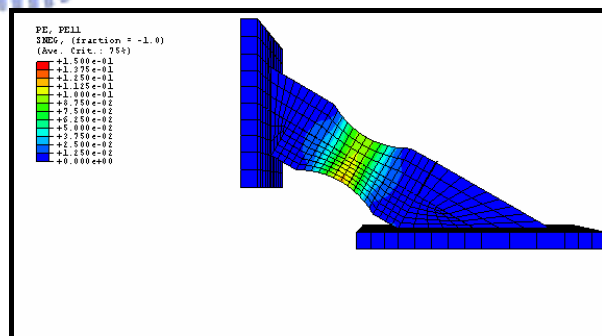
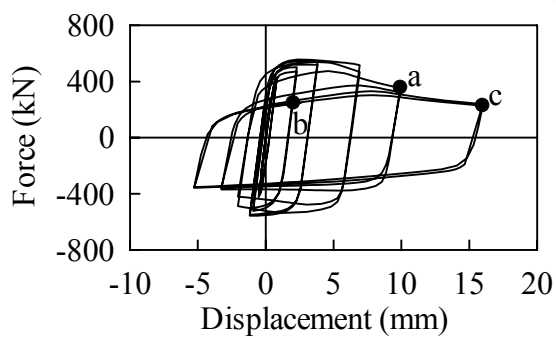
圖 3.79 α 值與消能鋼板軸向壓力關係



(a) Specimen 1



(b) Specimen 2



(c) Specimen 3

圖 3.80 鋼板消能器力量位移關係及軸向應變分布

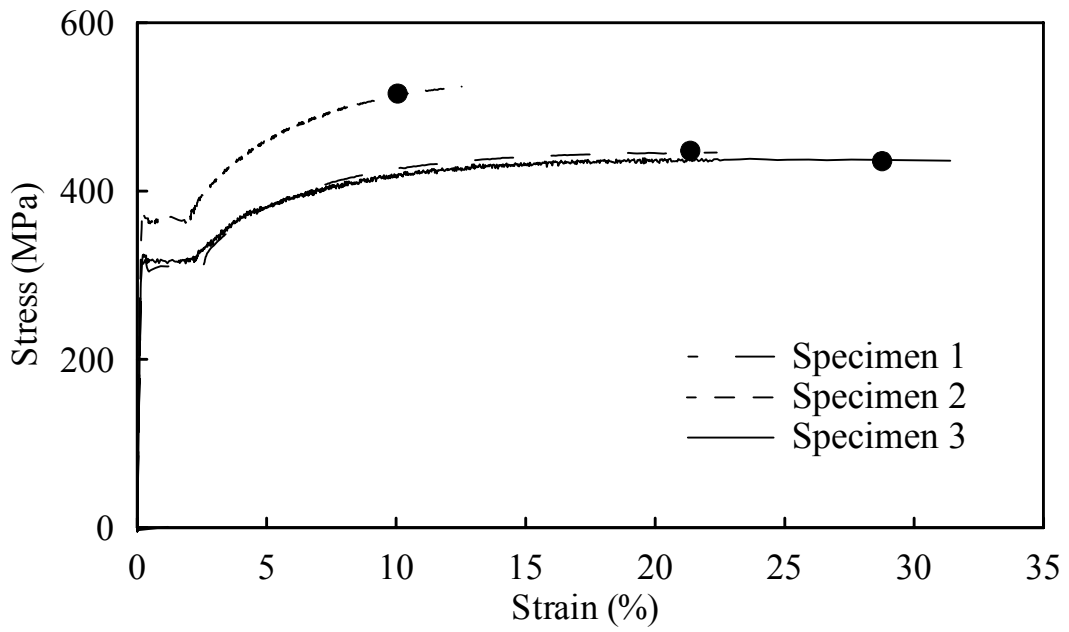


圖 3.81 鋼板消能器之拉力試片應力-應變關係

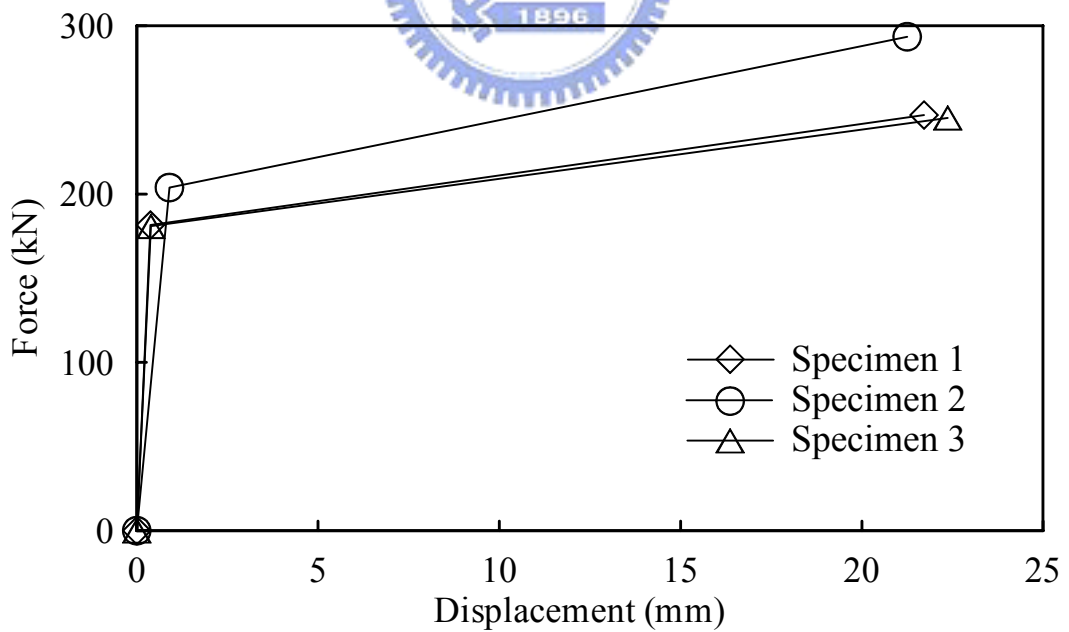
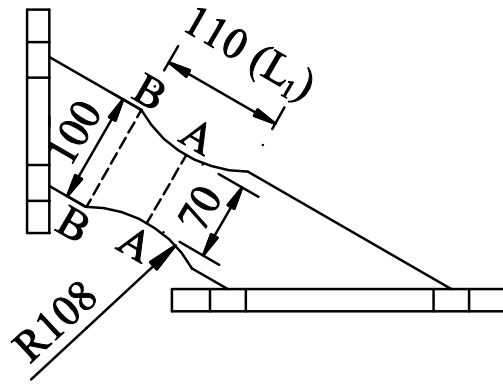
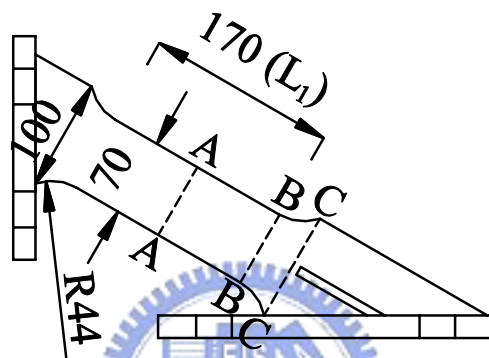


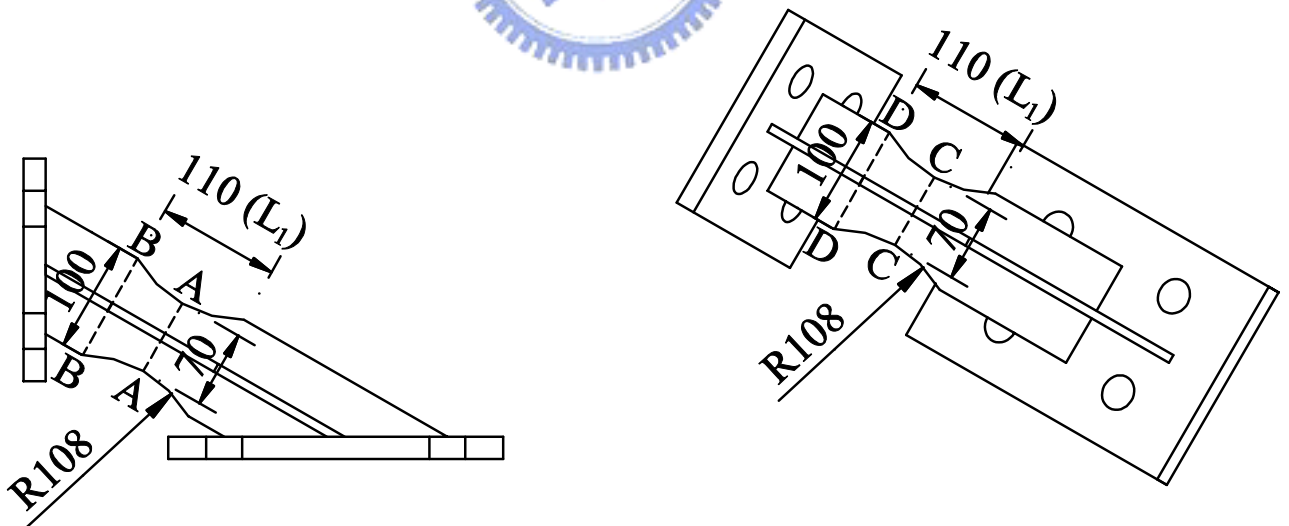
圖 3.82 鋼板消能器力量與變位關係



(a) Specimen 1

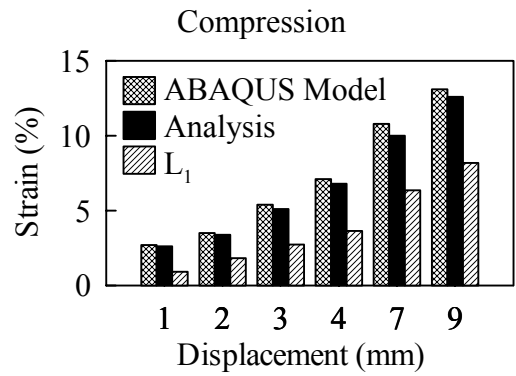
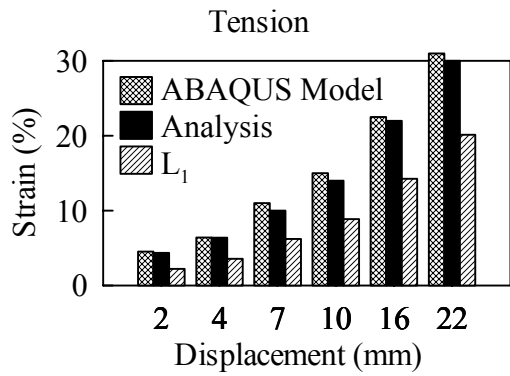


(b) Specimen 2

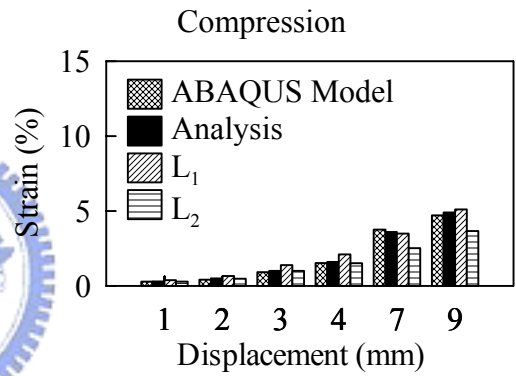
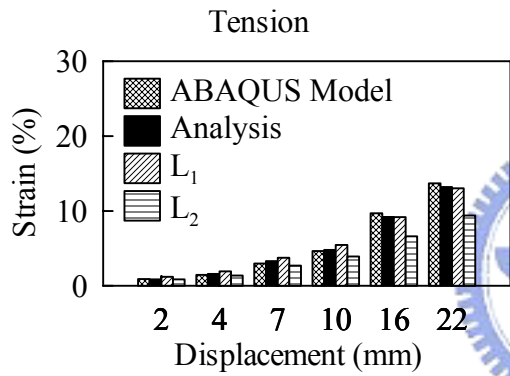


(c) Specimen 3

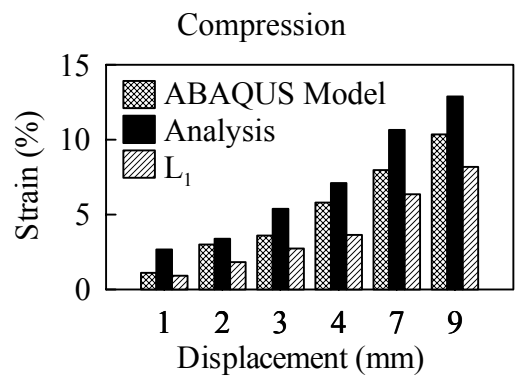
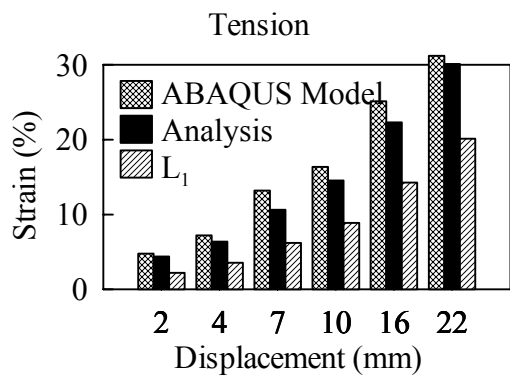
圖 3.83 預力梁柱接頭試體長度 L_1 示意圖



(a) Specimen 1

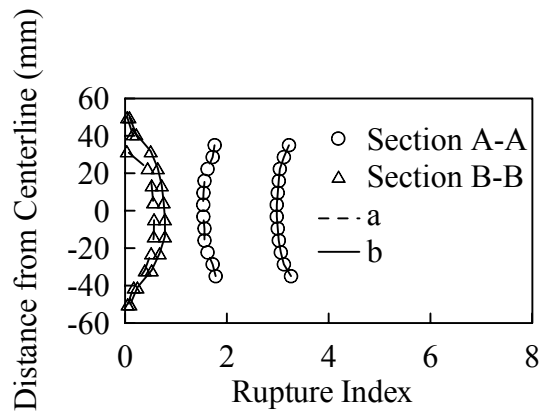


(b) Specimen 2

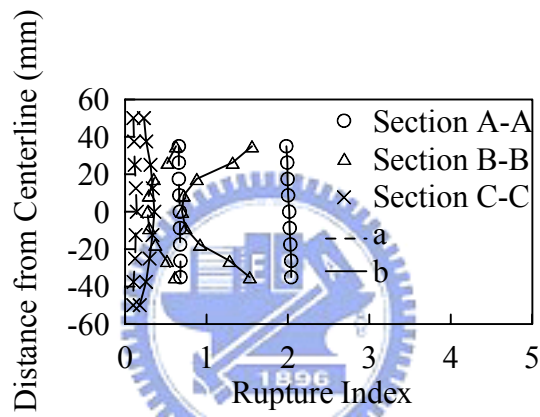


(c) Specimen 3

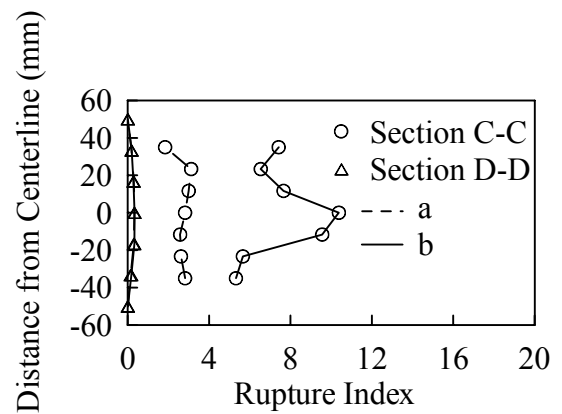
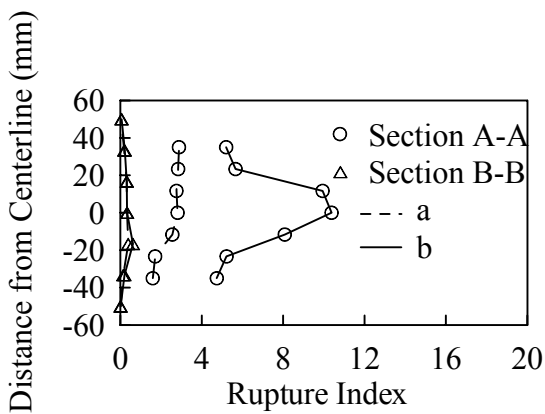
圖 3.84 預力梁柱接頭試體之鋼板消能器軸向應變值與變位關係



(a) Specimen 1

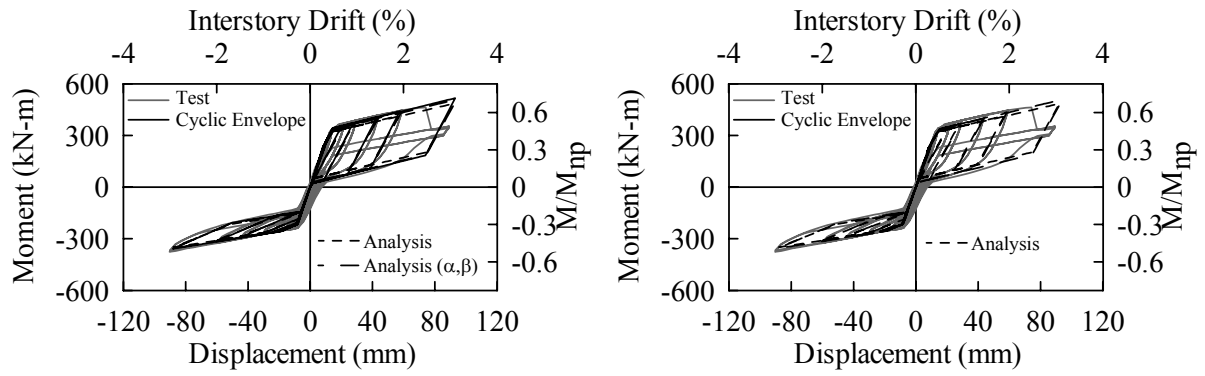


(b) Specimen 2

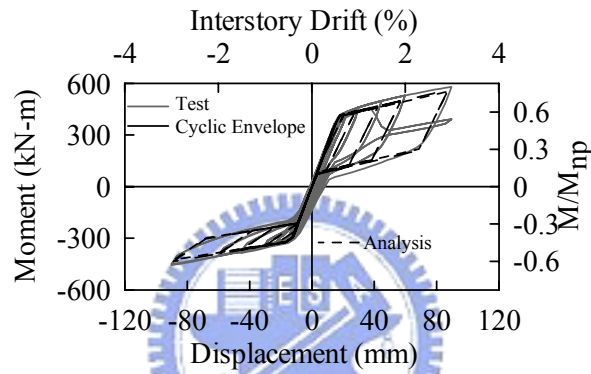


(c) Specimen 3

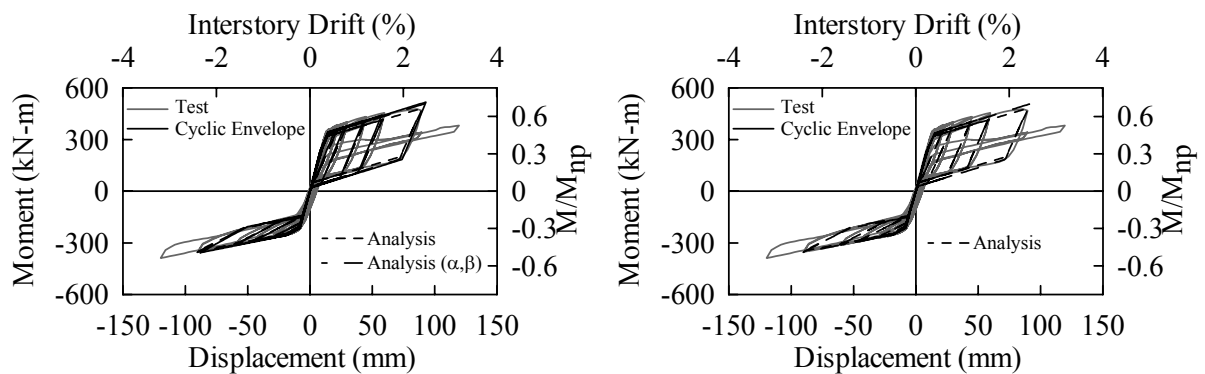
圖 3.85 預力梁柱接頭之鋼板消能器沿橫斷面破裂參數值



(a) Specimen 1

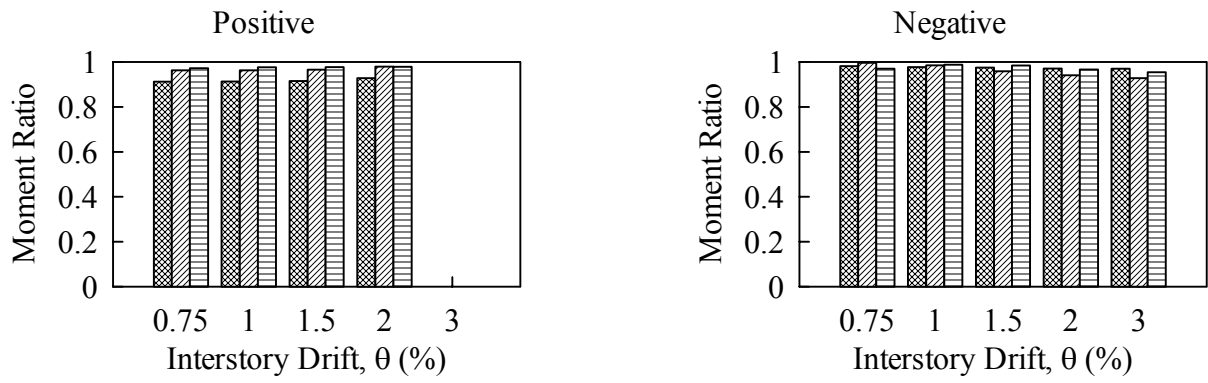


(b) Specimen 2

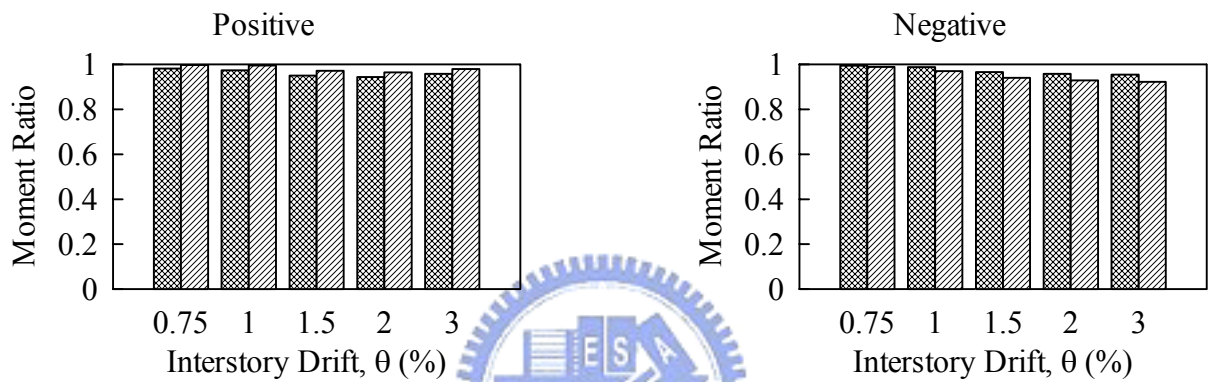


(c) Specimen 3

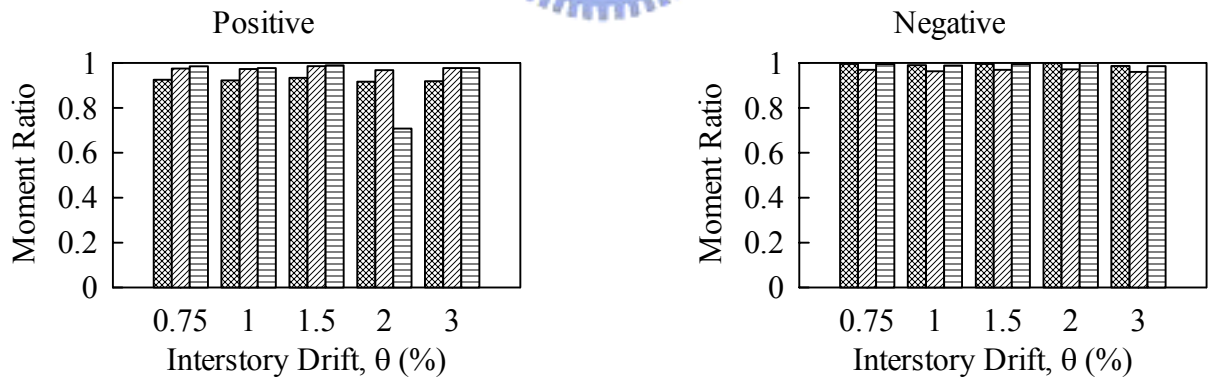
圖 3.86 預力梁柱接頭各組試體梁端彎矩與位移關係



(a) Specimen 1



(b) Specimen 2



(c) Specimen 3

 Cyclic Envelope
  Simplified Analysis
  Analysis (α, β Included)

圖 3.87 預力梁柱接頭各組試體彎矩率與層間位移角關係

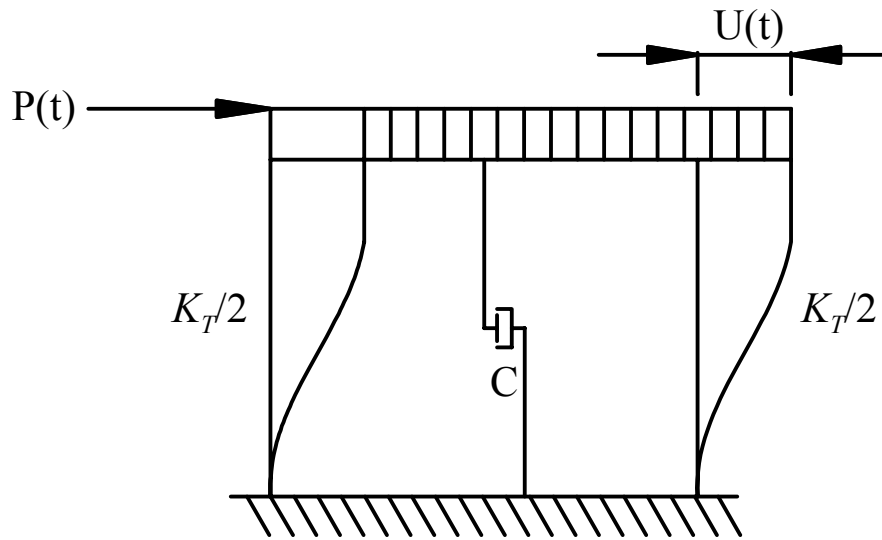


圖 4.1 受外力作用之單自由度系統分析

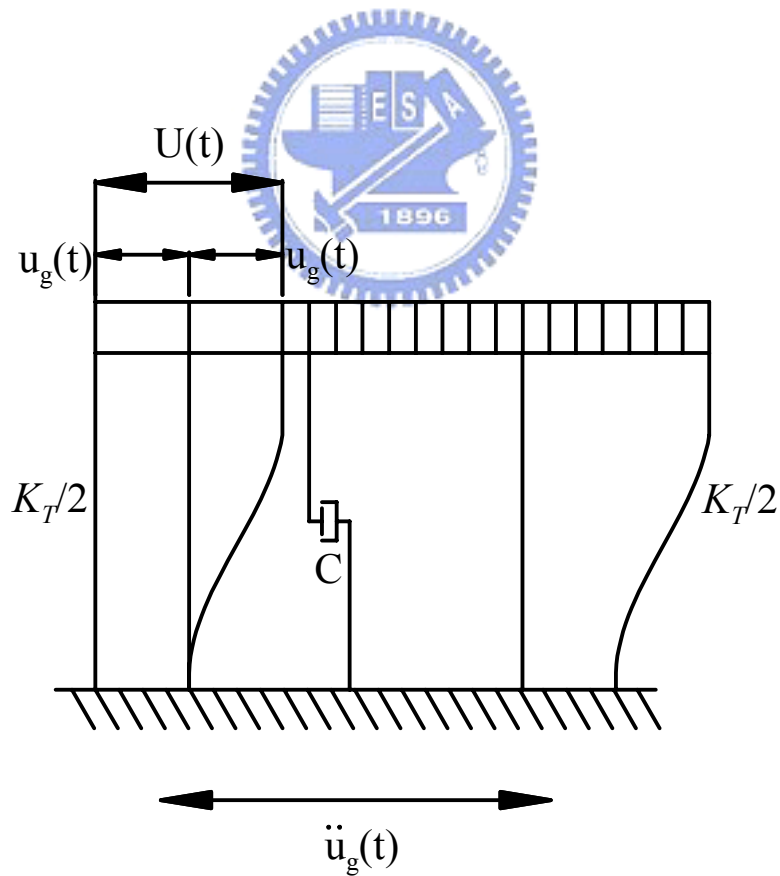


圖 4.2 受地震水平力作用之單自由度系統分析

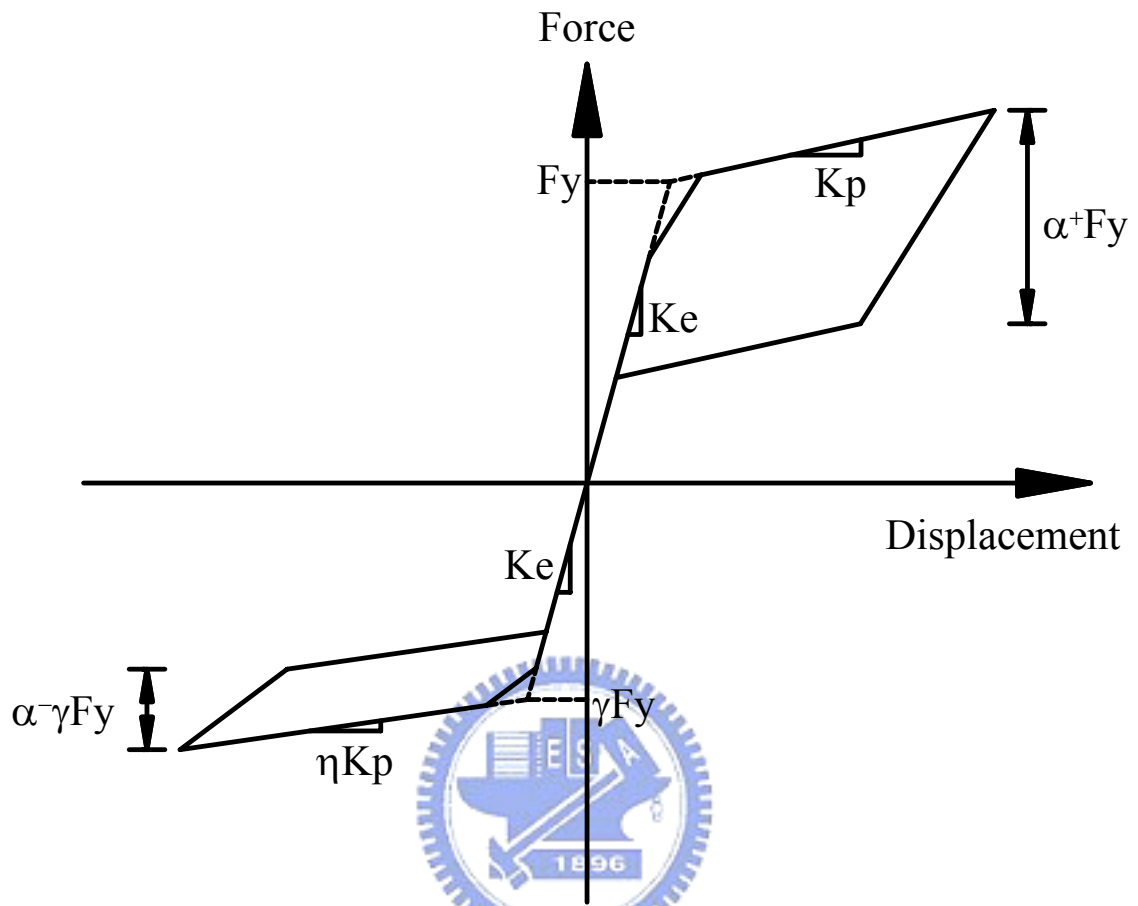
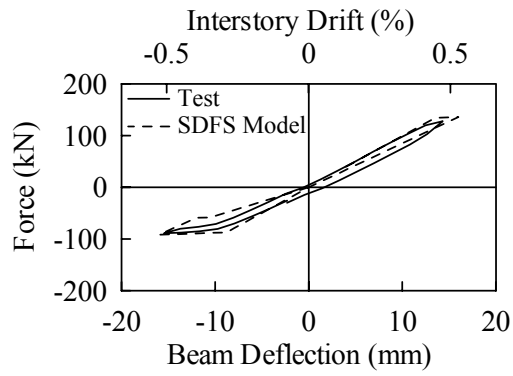
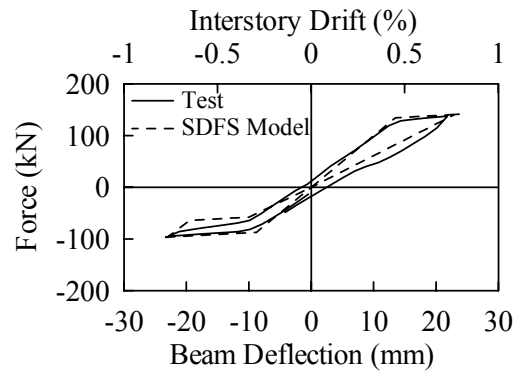


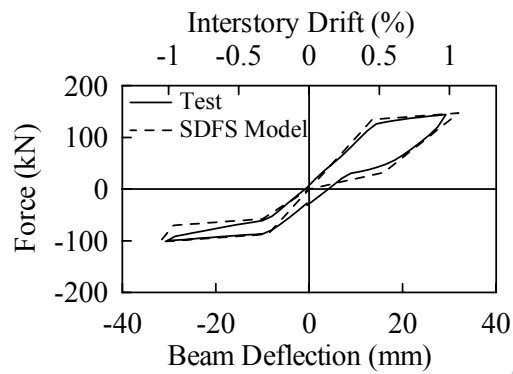
圖 4.3 勁度衰減旗幟模型



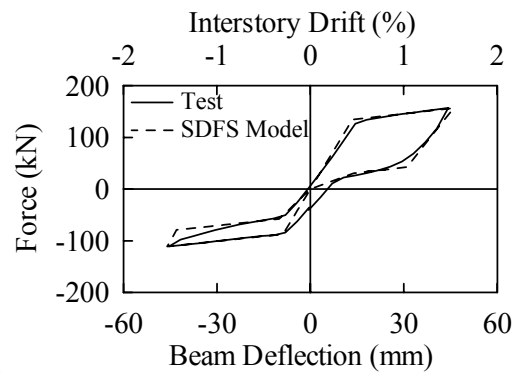
(a) Interstory Drift 0.5%



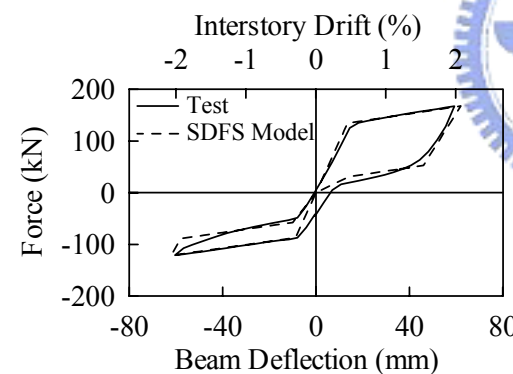
(b) Interstory Drift 0.75%



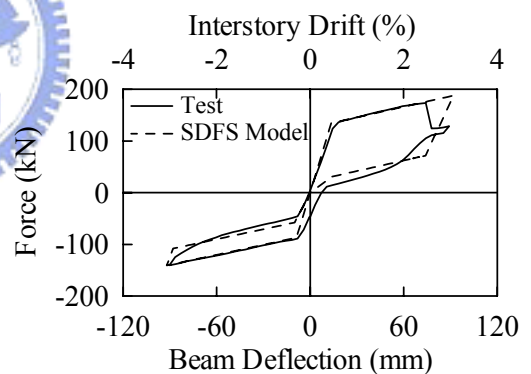
(c) Interstory Drift 1.0%



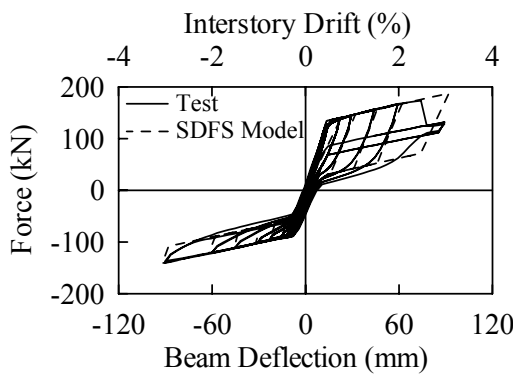
(d) Interstory Drift 1.5%



(e) Interstory Drift 2.0%

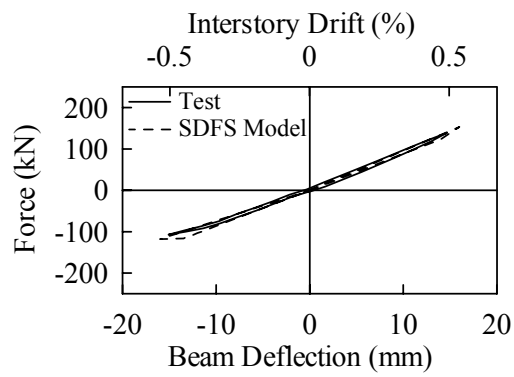


(f) Interstory Drift 3.0%

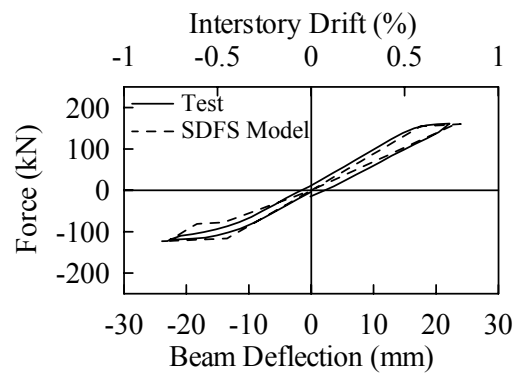


(g) Test & SDFS Model

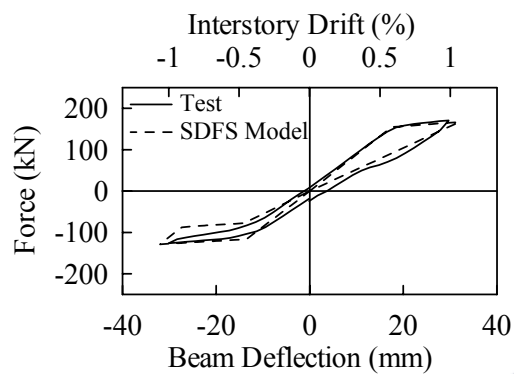
圖 4.4 勁度衰減模型(SDFS Model)模擬試體 1 力量與位移關係



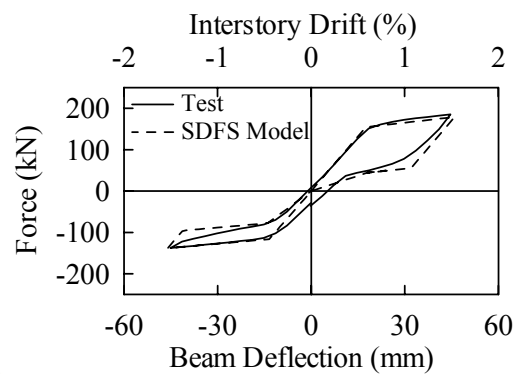
(a) Interstory Drift 0.5%



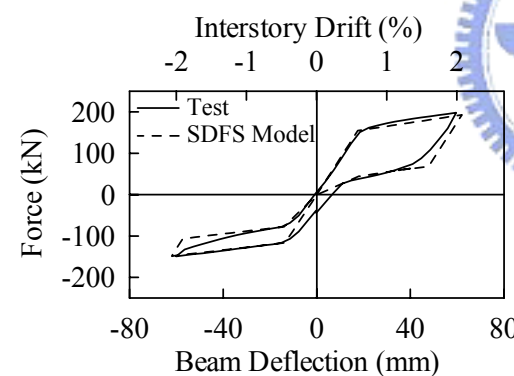
(b) Interstory Drift 0.75%



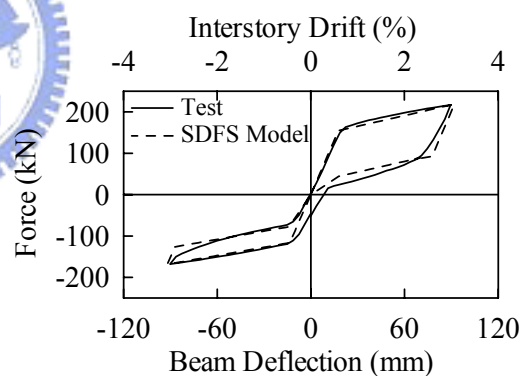
(c) Interstory Drift 1.0%



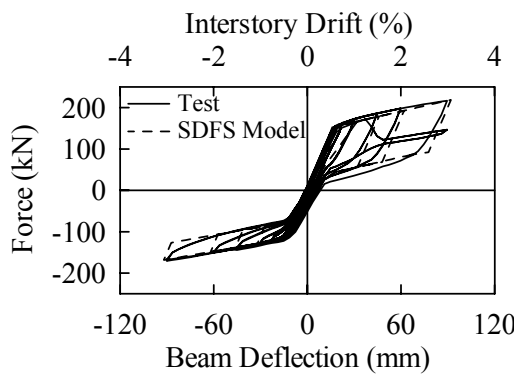
(d) Interstory Drift 1.5%



(e) Interstory Drift 2.0%

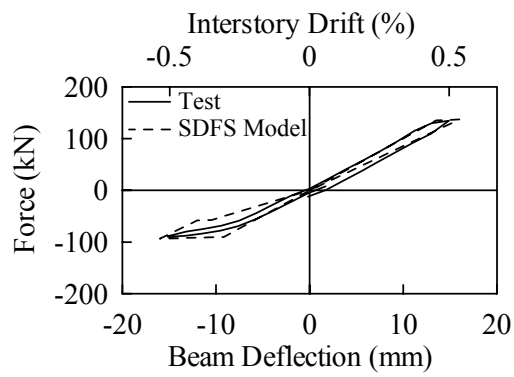


(f) Interstory Drift 3.0%

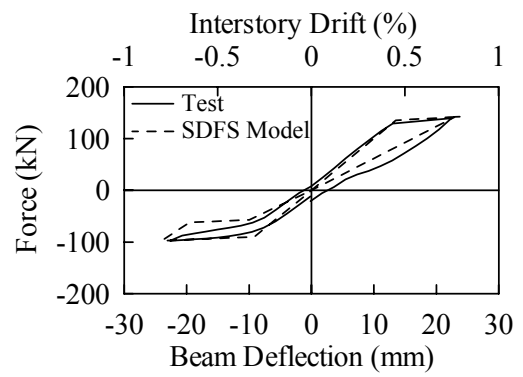


(g) Test & SDFS Model

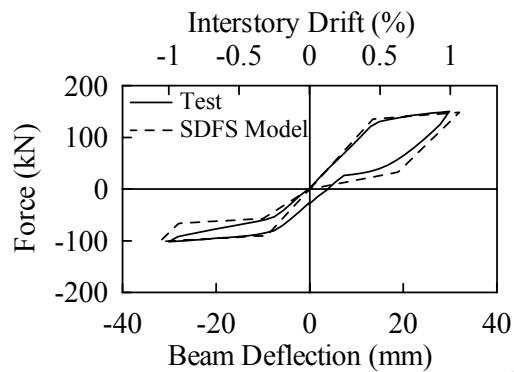
圖 4.5 勁度衰減模型(SDFS Model)模擬試體 2 力量與位移關係



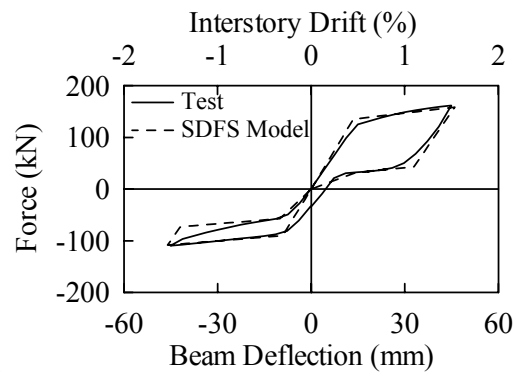
(a) Interstory Drift 0.5%



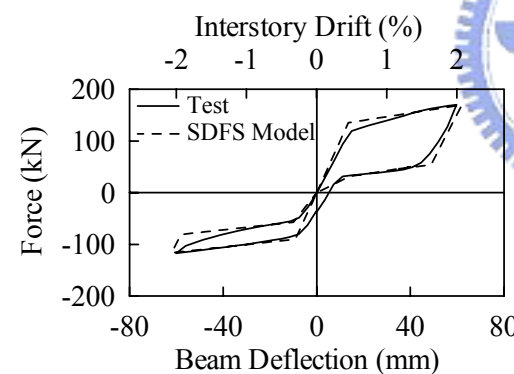
(b) Interstory Drift 0.75%



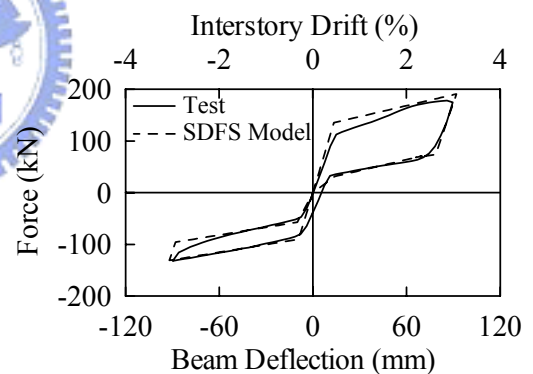
(c) Interstory Drift 1.0%



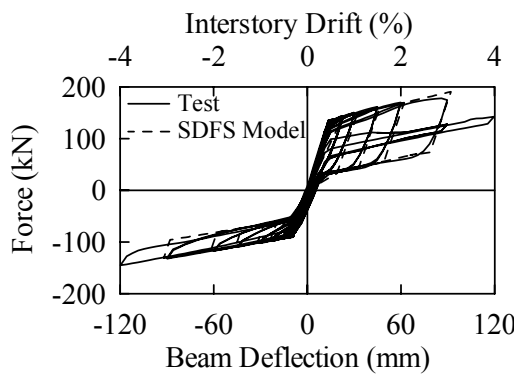
(d) Interstory Drift 1.5%



(e) Interstory Drift 2.0%



(f) Interstory Drift 3.0%



(g) Test & SDFS Model

圖 4.6 勁度衰減模型(SDFS Model)模擬試體 3 力量與位移關係

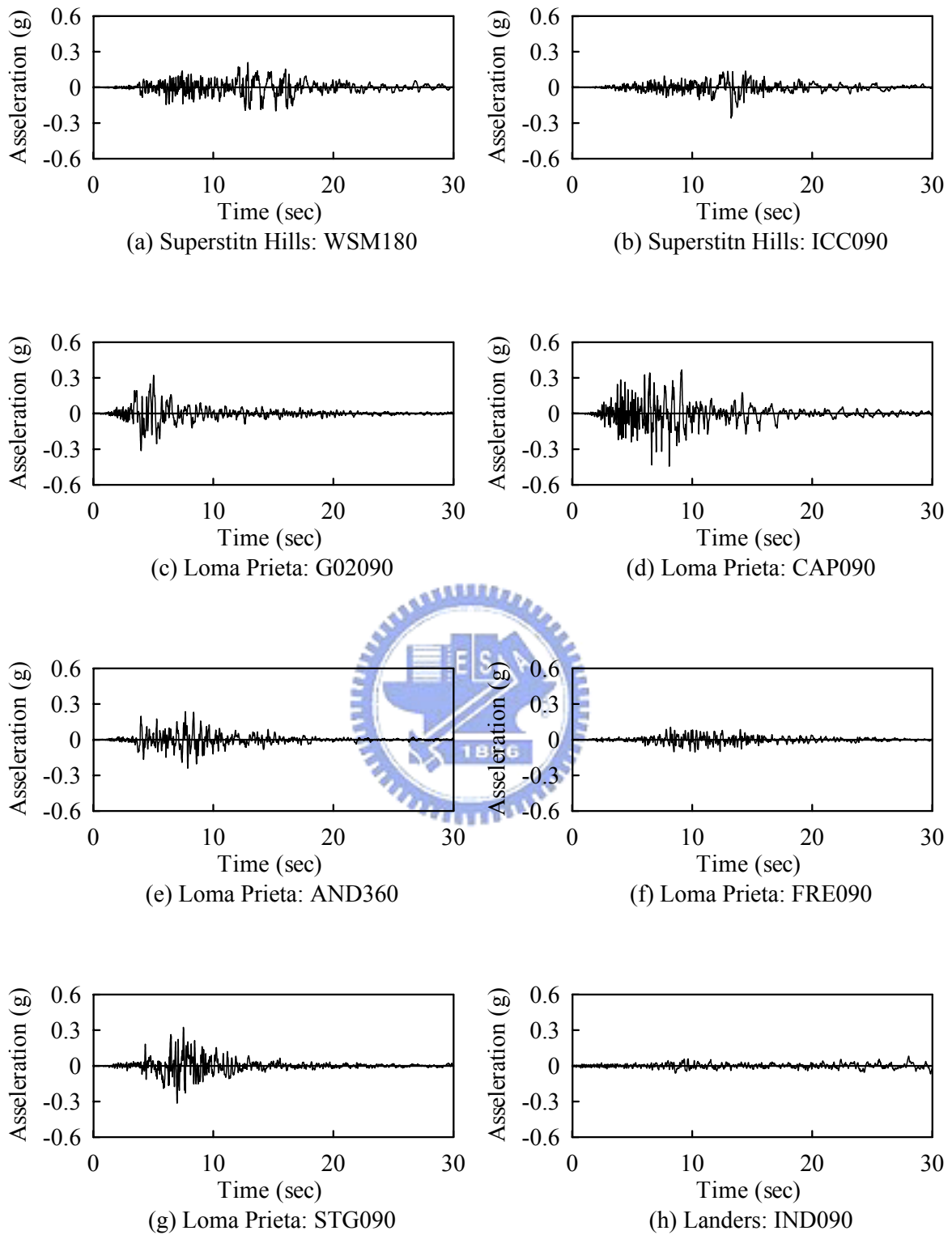
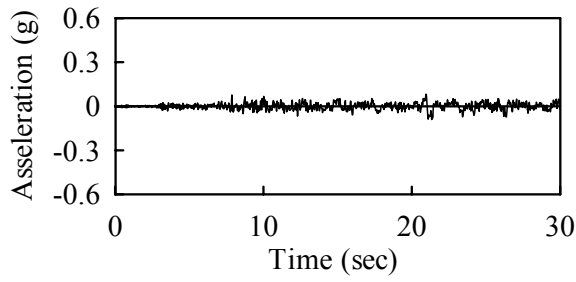
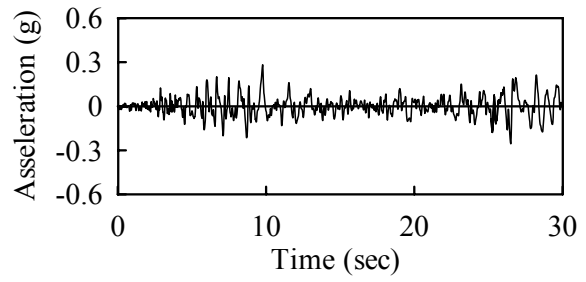


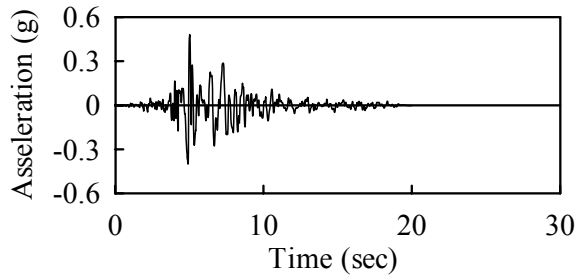
圖 4.7 15 組地震紀錄加速度歷時



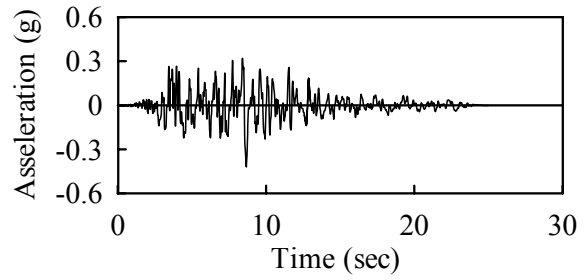
(i) Landers: PSA090



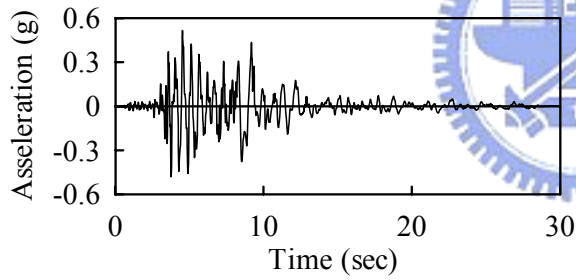
(j) Landers: JOSHUA90



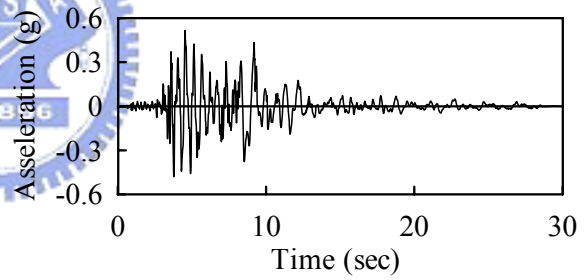
(k) Northridge: LOS270



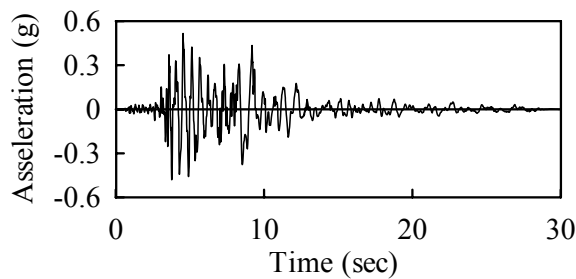
(l) Northridge: CNP196



(m) Northridge: MUL279



(n) Northridge: CAST360



(o) Northridge: WST270

圖 4.7 15 組地震紀錄加速度歷時(續)

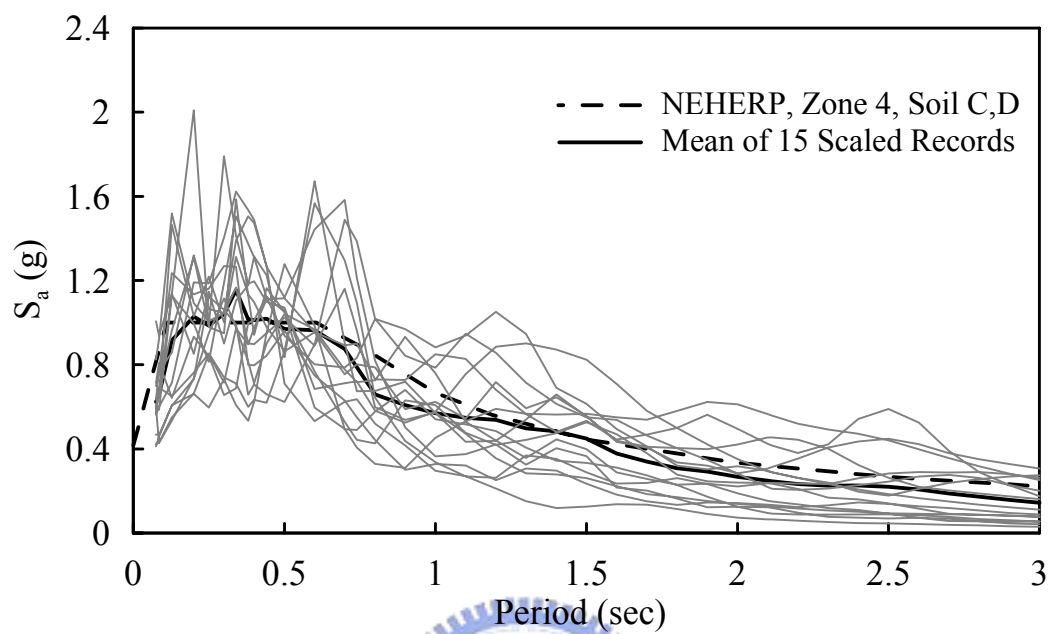
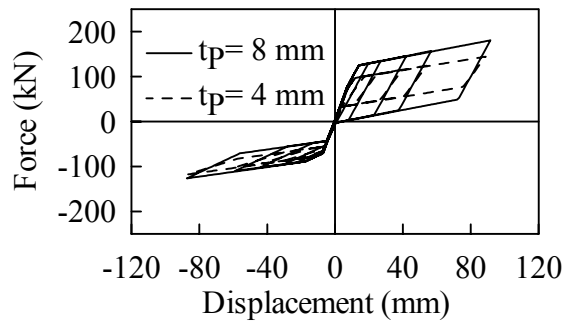
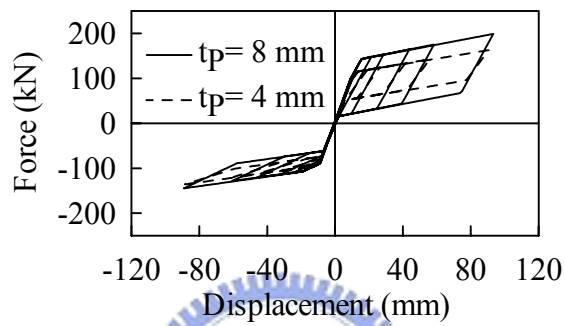


圖 4.8 15 組調整地震加速度歷時彈性反應譜

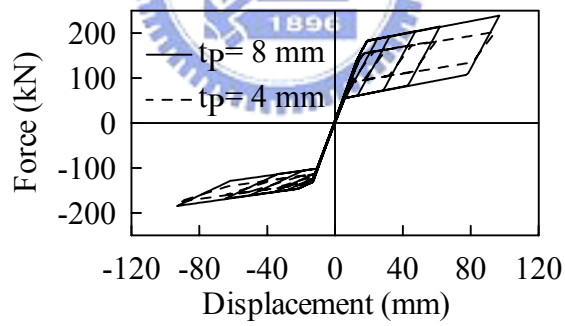




(a) PT = 700 (KN)

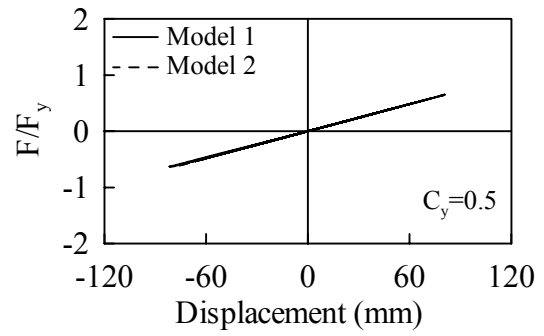
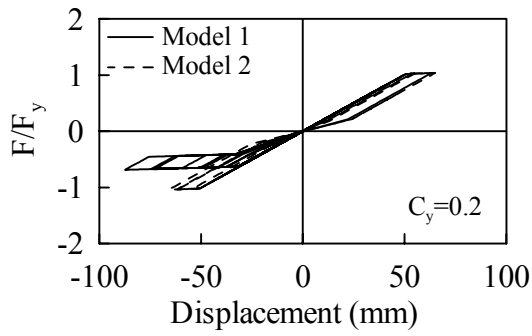


(a) PT = 890 (KN)

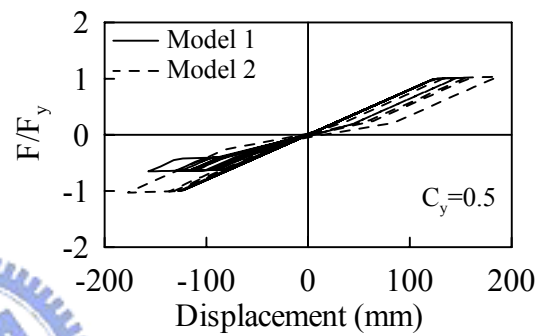
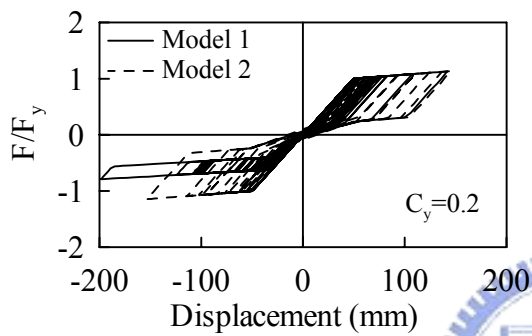


(a) PT = 130 (KN)

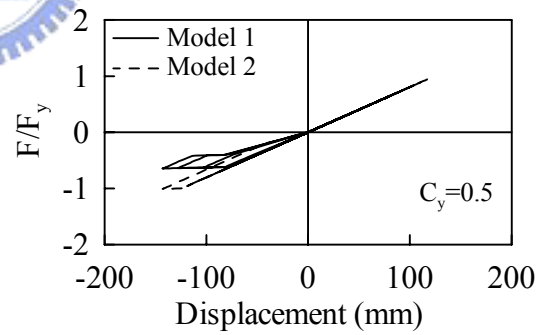
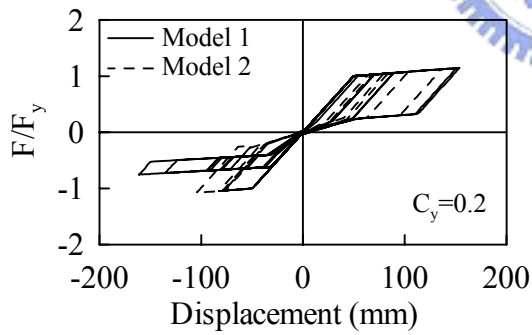
圖 4.9 模擬分析預力系統力量與位移關係



(a) Loma Prieta (AND360)

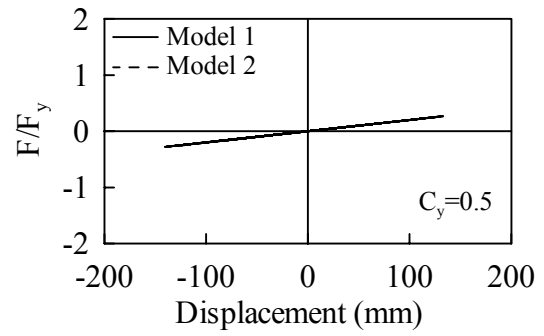
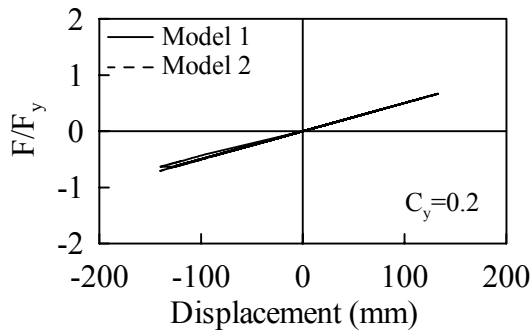


(b) Landers (IND090)

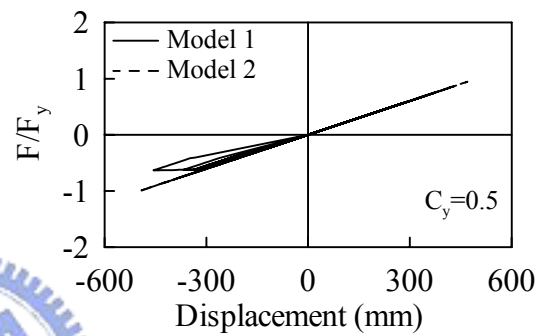
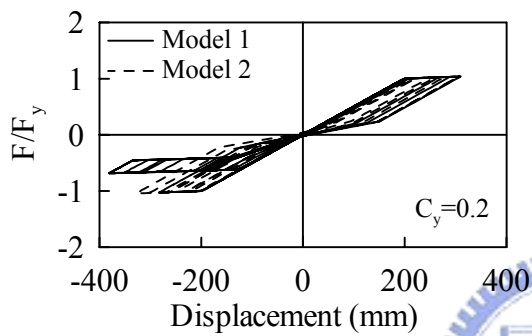


(c) Northridge (CNP196)

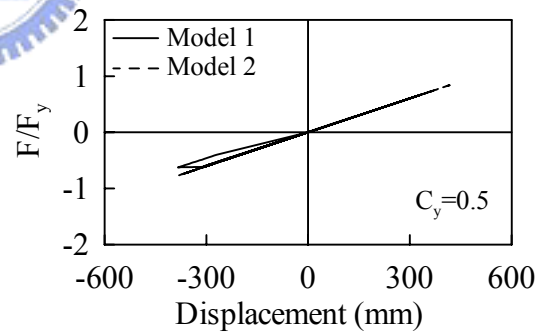
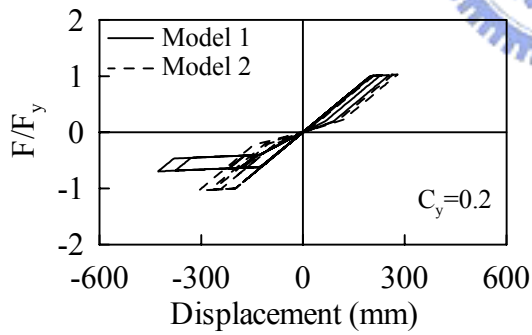
圖 4.10 反應譜力量與位移關係 ($T=1.0$, Model 1 & Model 2)



(a) Loma Prieta (AND360)

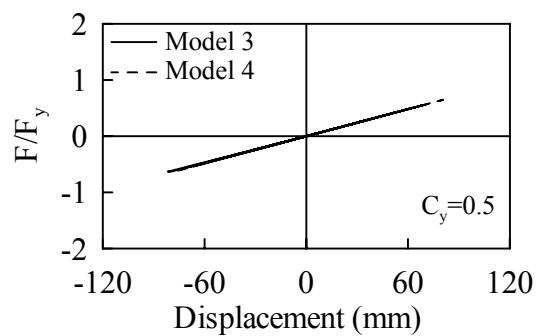
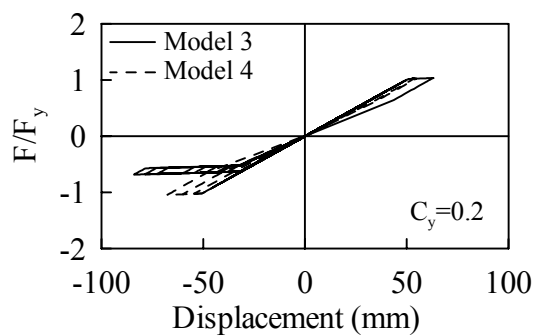


(b) Landers (IND090)

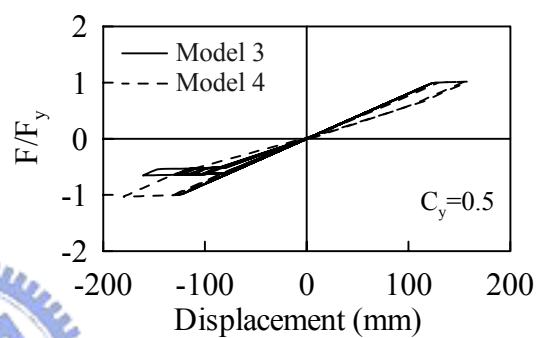
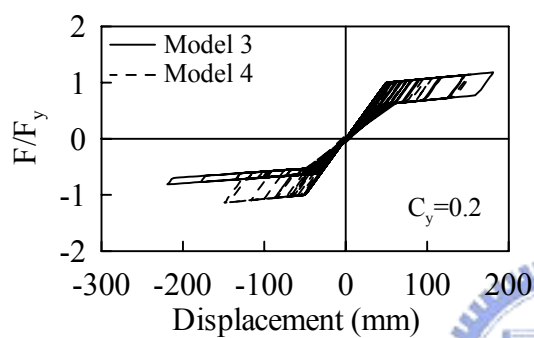


(c) Northridge (CNP196)

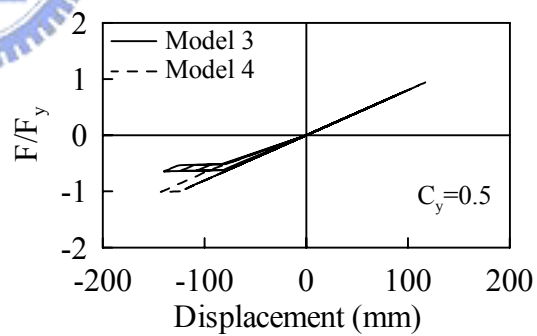
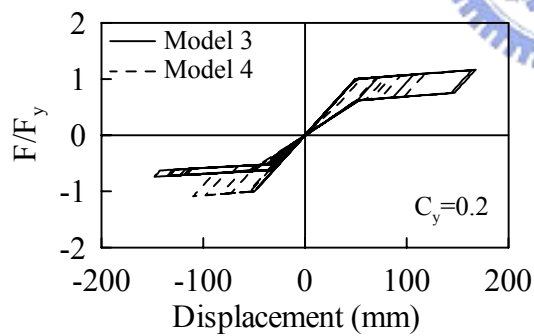
圖 4.11 反應譜力量與位移關係 ($T=2.0$, Model 1 & Model 2)



(a) Loma Prieta (AND360)

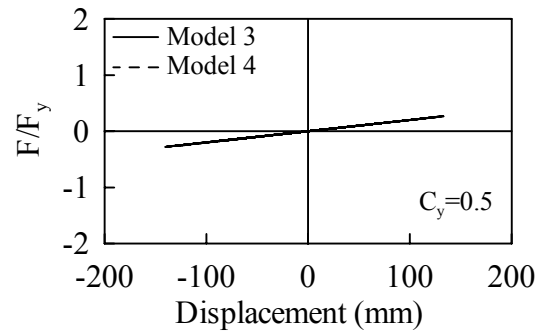
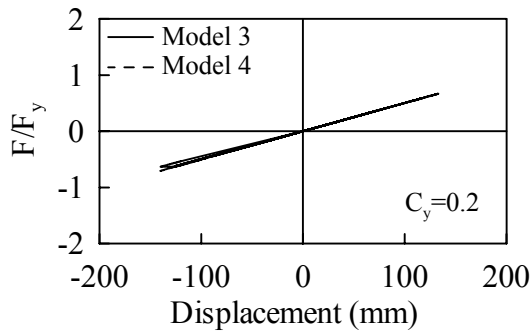


(b) Landers (IND090)

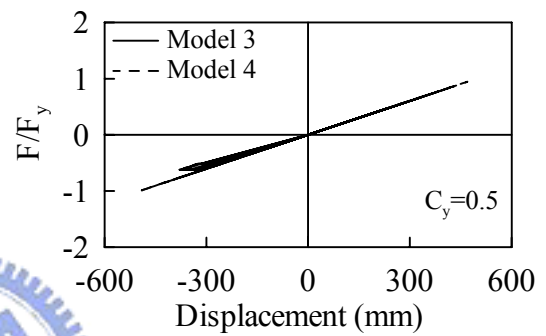
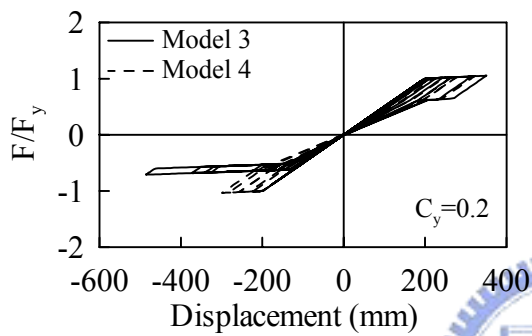


(c) Northridge (CNP196)

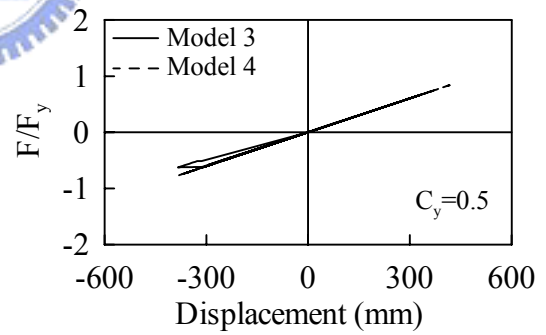
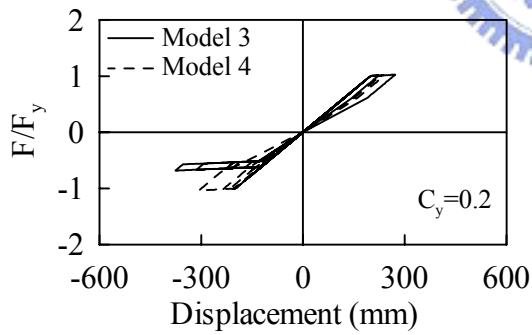
圖 4.12 反應譜力量與位移關係 ($T=1.0$, Model 3 & Model 4)



(a) Loma Prieta (AND360)



(b) Landers (IND090)



(c) Northridge (CNP196)

圖 4.13 反應譜力量與位移關係 ($T=2.0$, Model 3 & Model 4)

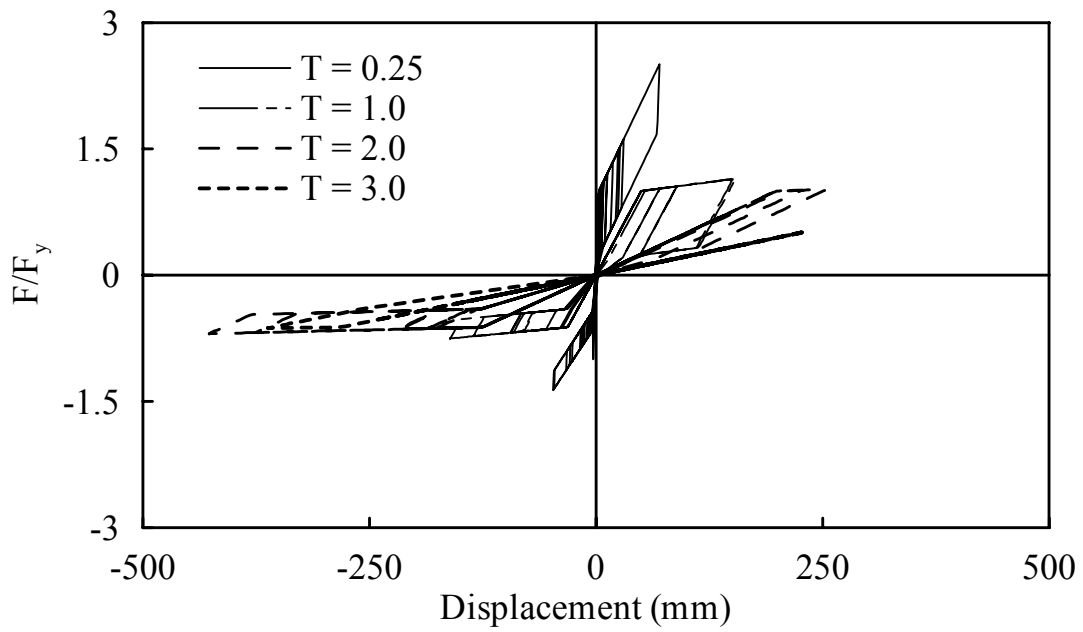


圖 4.14 反應譜力量-位移隨週期(T)變化關係

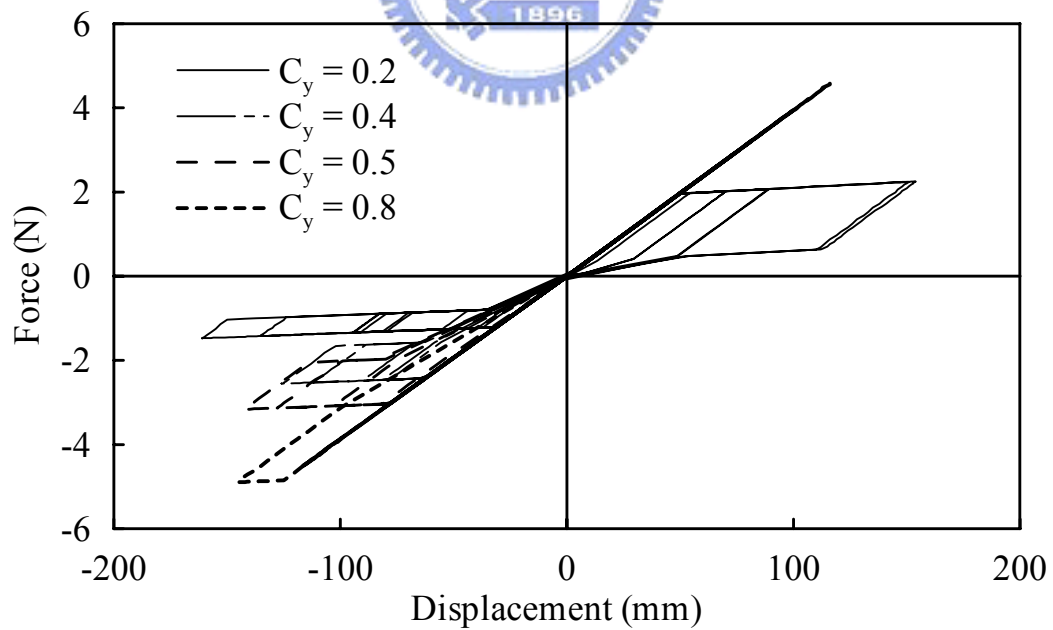
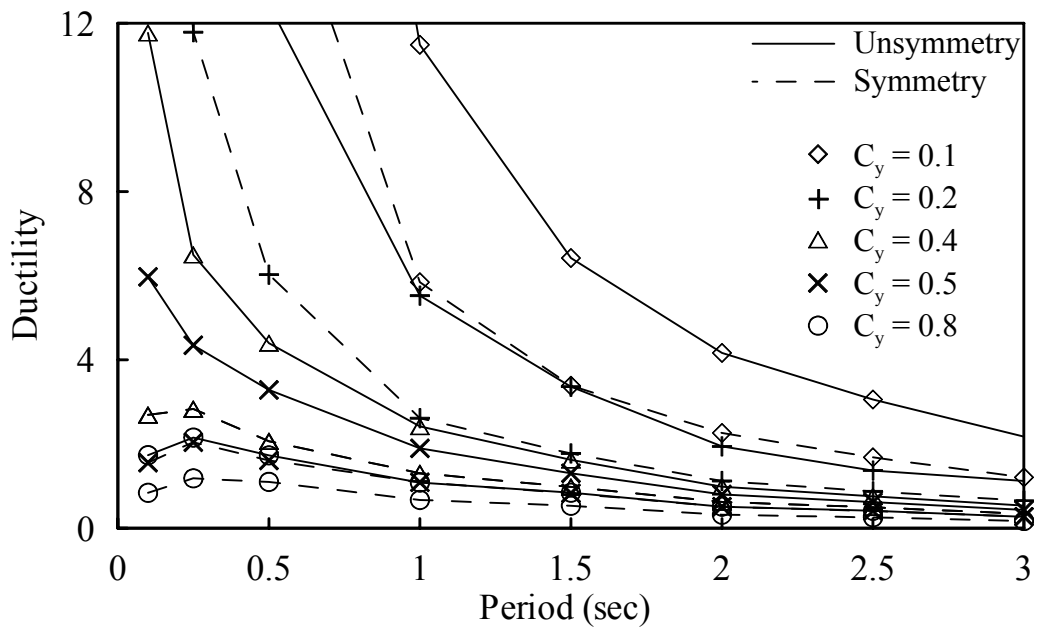
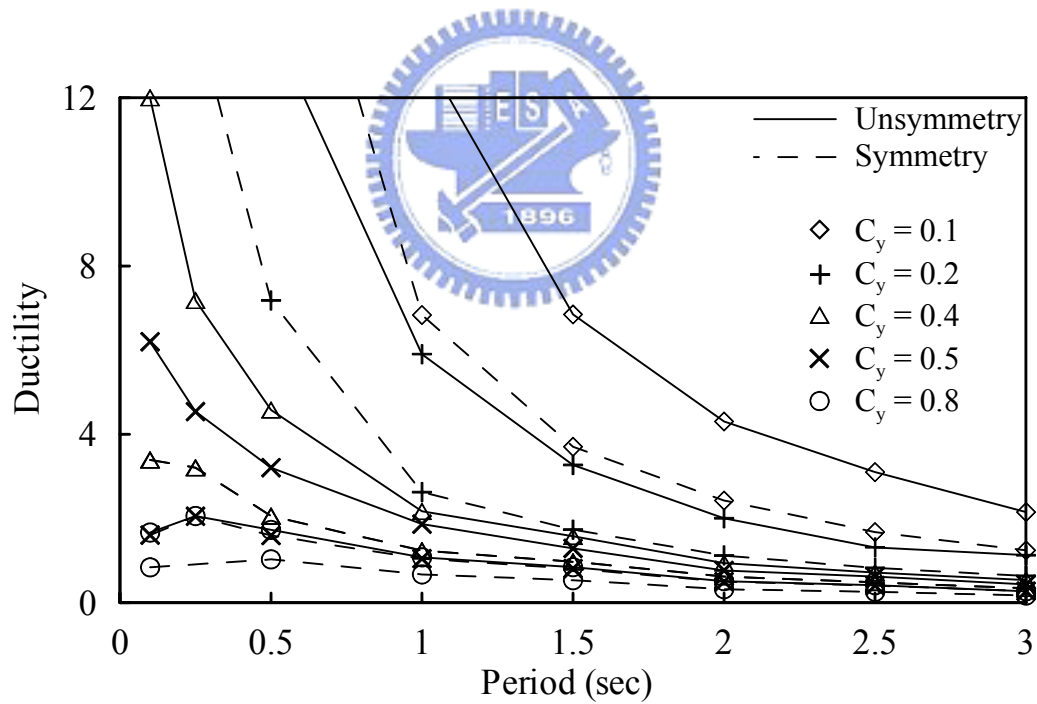


圖 4.15 反應譜力量-位移隨伏強度係數(C_y)變化關係

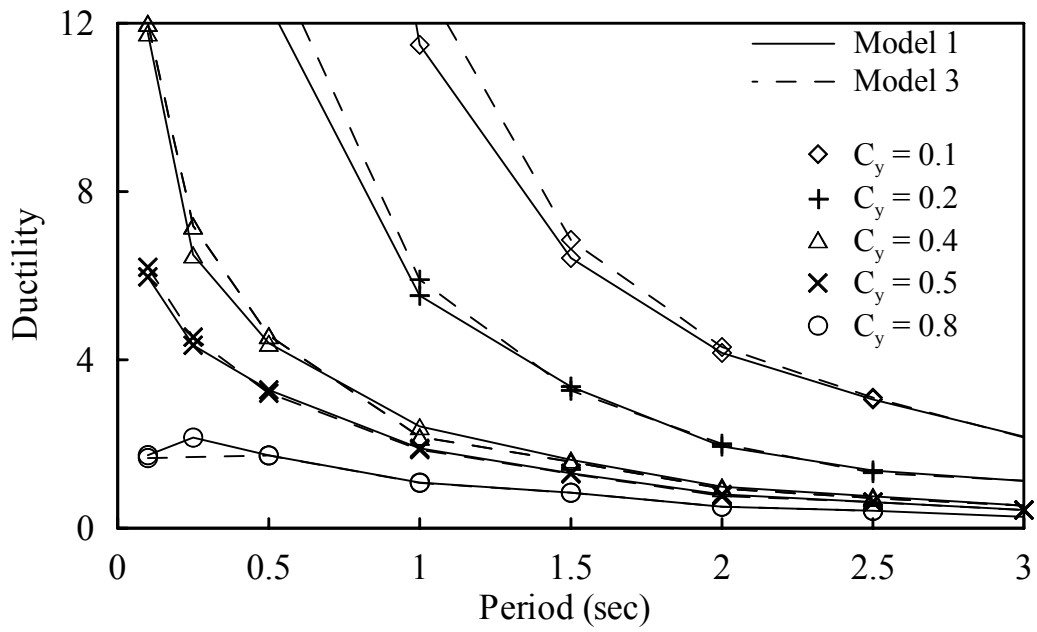


(a) Model 1 & Model 2

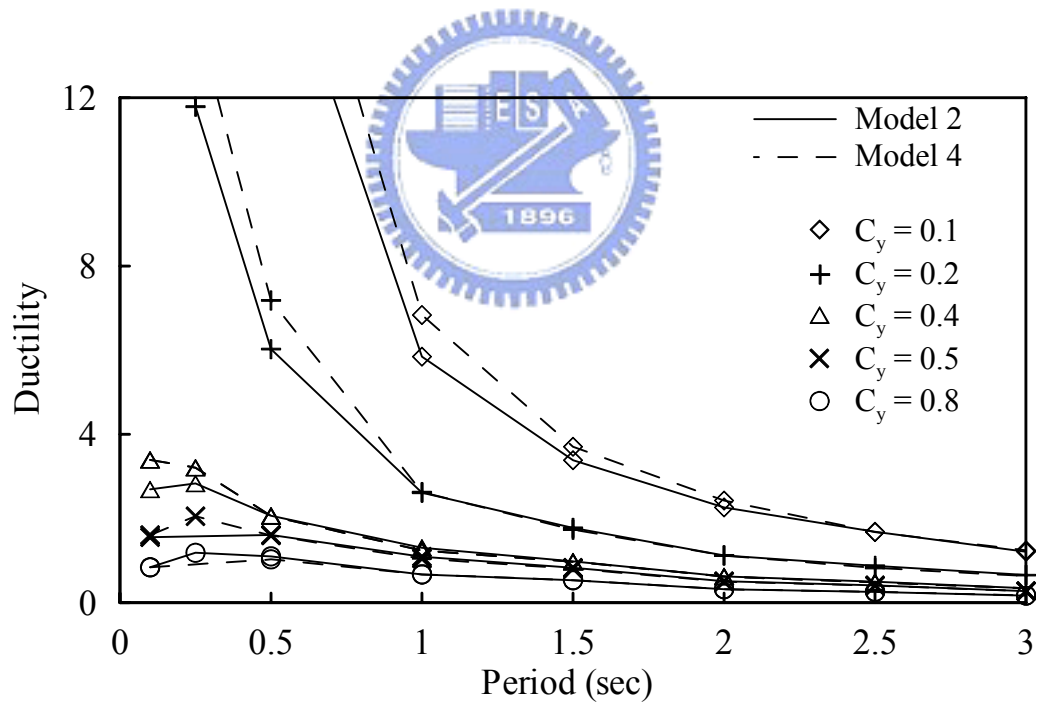


(b) Model 3 & Model 4

圖 4.16 平均韌性反應譜

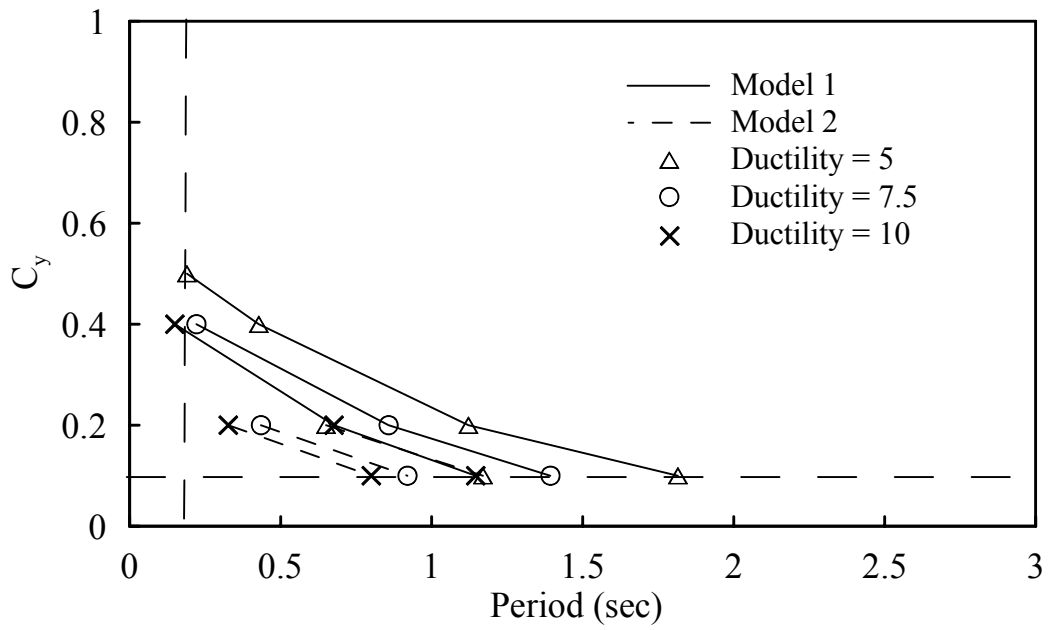


(c) Model 1 & Model 3

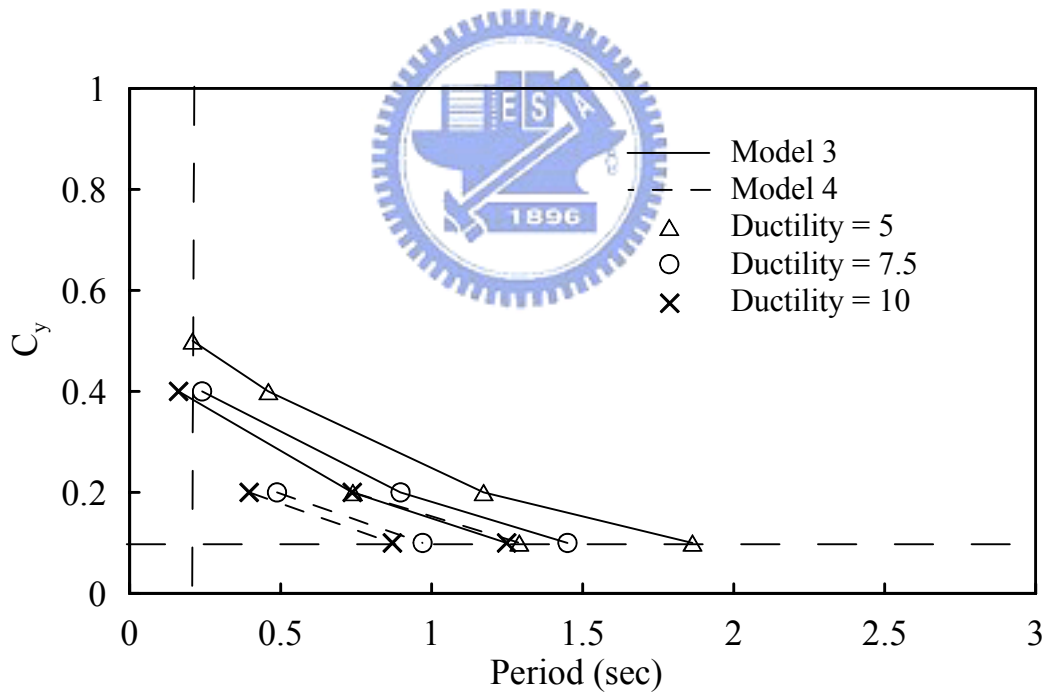


(d) Model 2 & Model 4

圖 4.16 平均韌性反應譜(續)

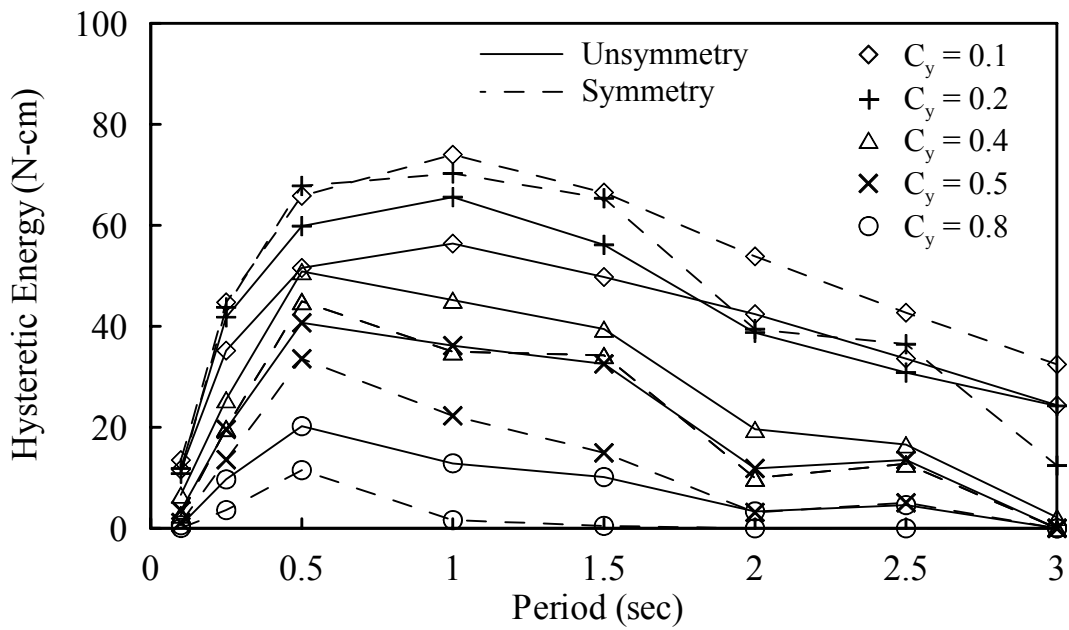


(a) Model 1 & Model 2

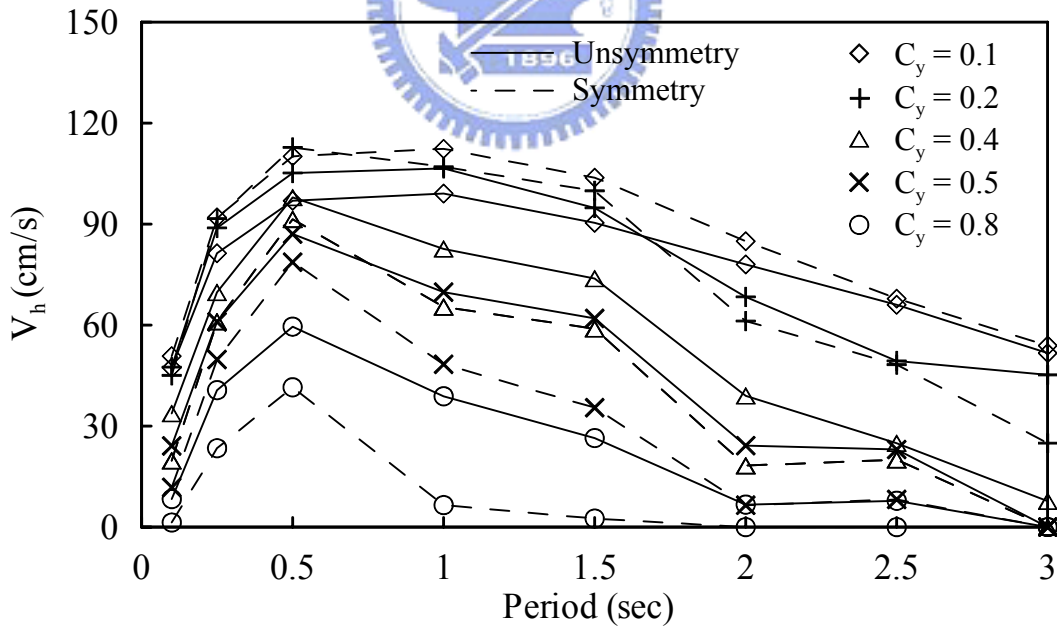


(a) Model 3 & Model 4

圖 4.17 韌性需求範圍

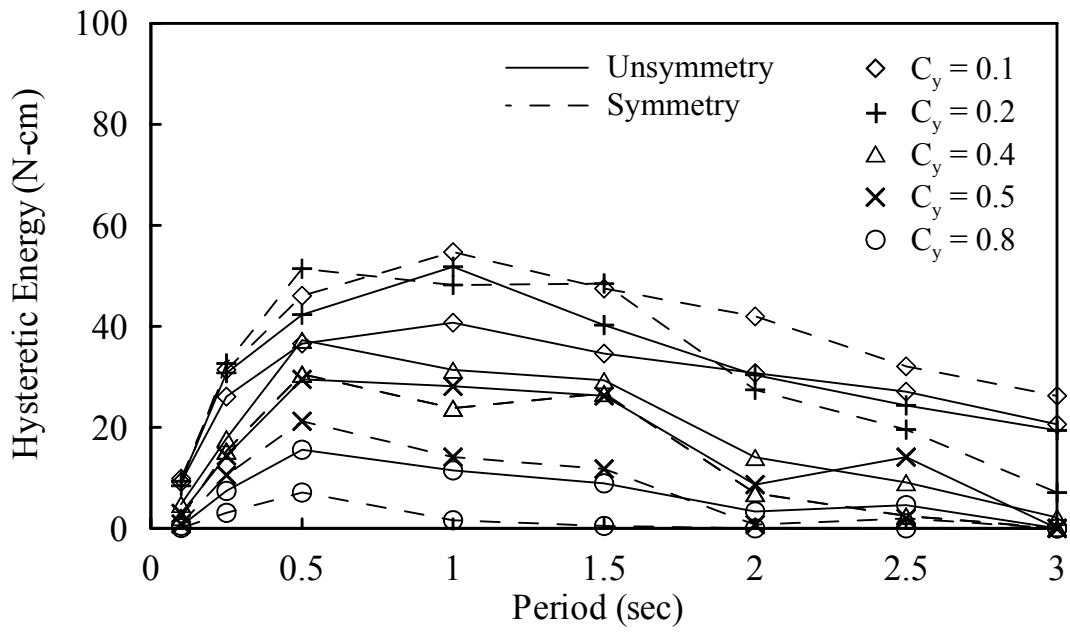


(a) Hysteretic Energy Spectra

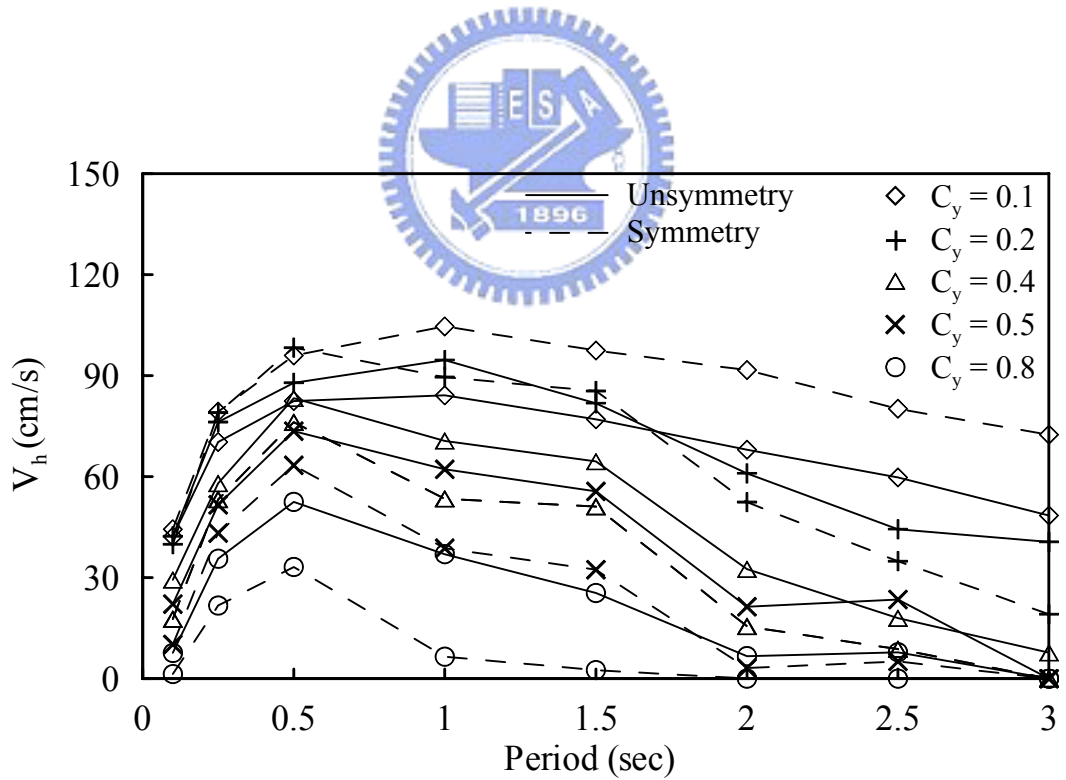


(b) V_h Spectra

圖 4.18 平均系統遲滯能量反應譜(Model 1 & Model 2)

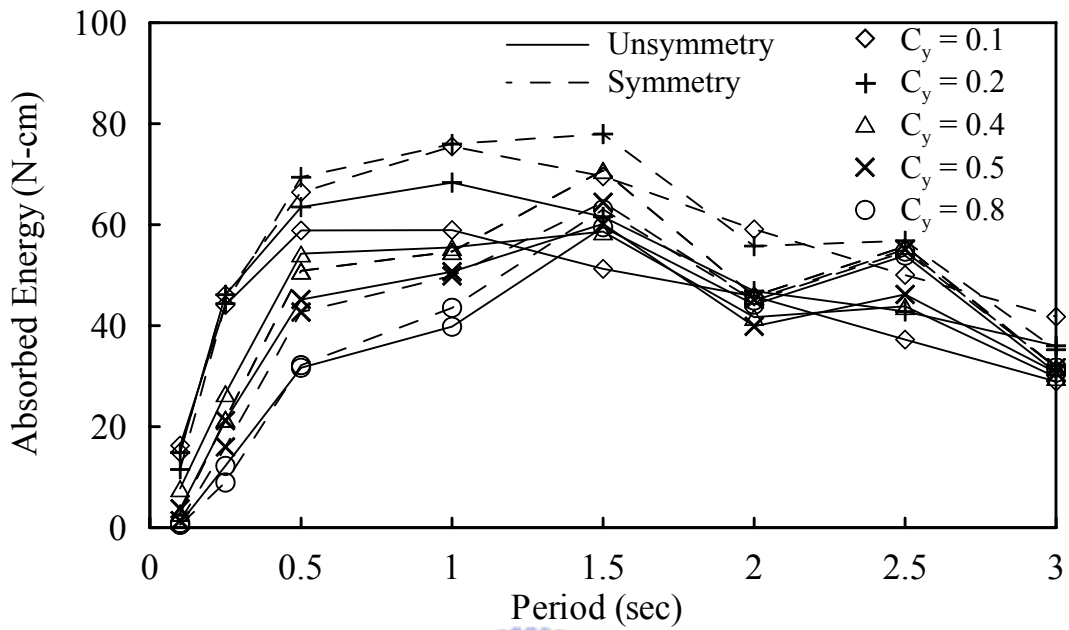


(a) Hysteretic Energy Spectra

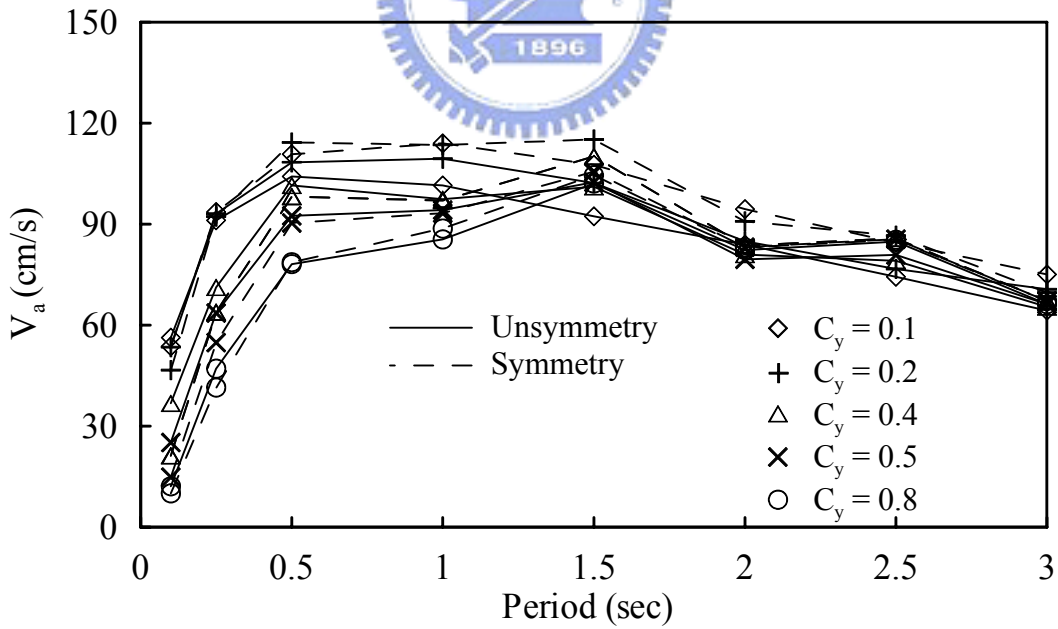


(b) V_h Spectra

圖 4.19 平均系統遲滯能量反應譜(Model 3 & Model 4)

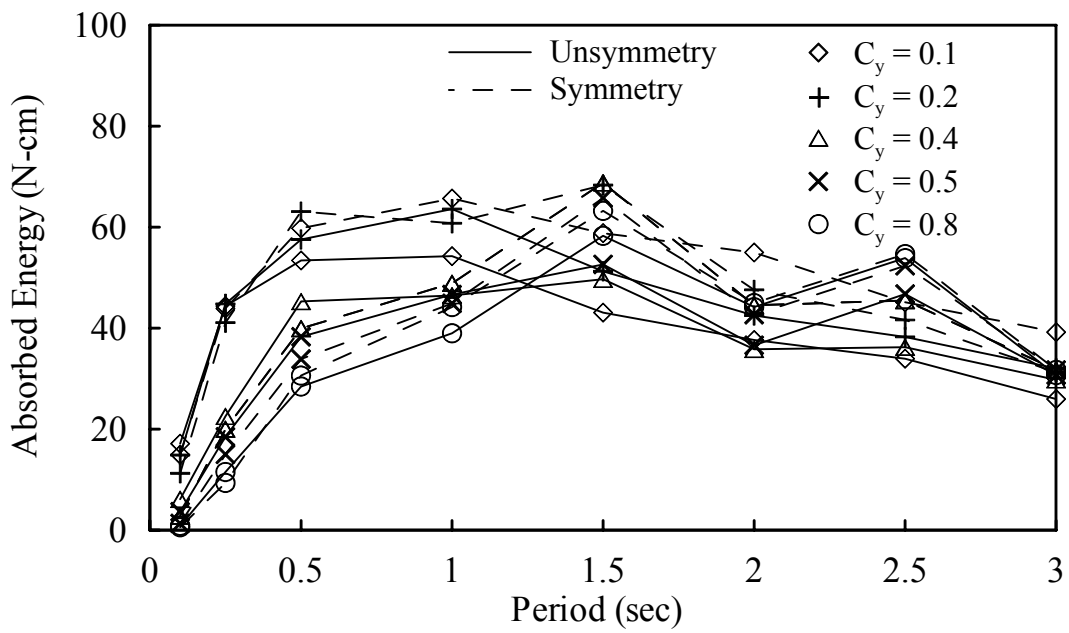


(a) Absorbed Energy Spectra

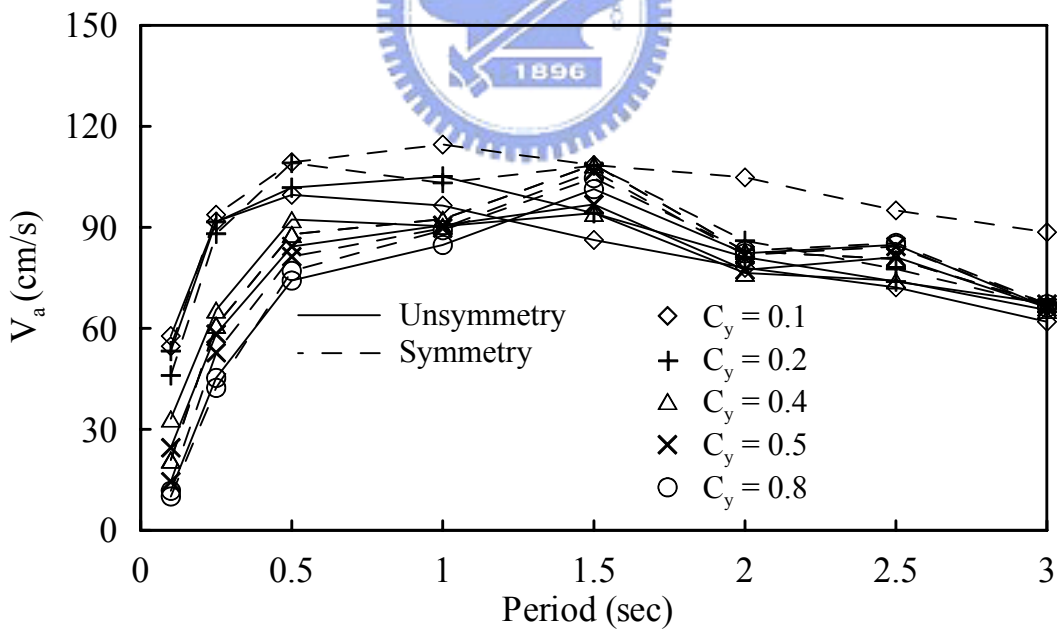


(b) V_a Spectra

圖 4.20 平均系統吸收能量反應譜(Model 1 & Model 2)

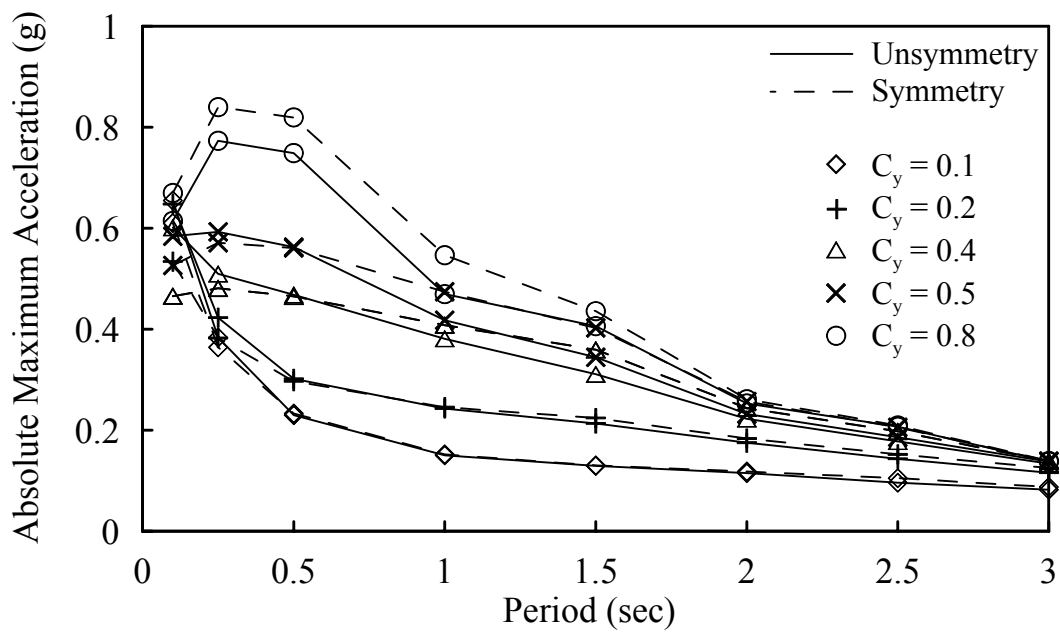


(a) Absorbed Energy Spectra

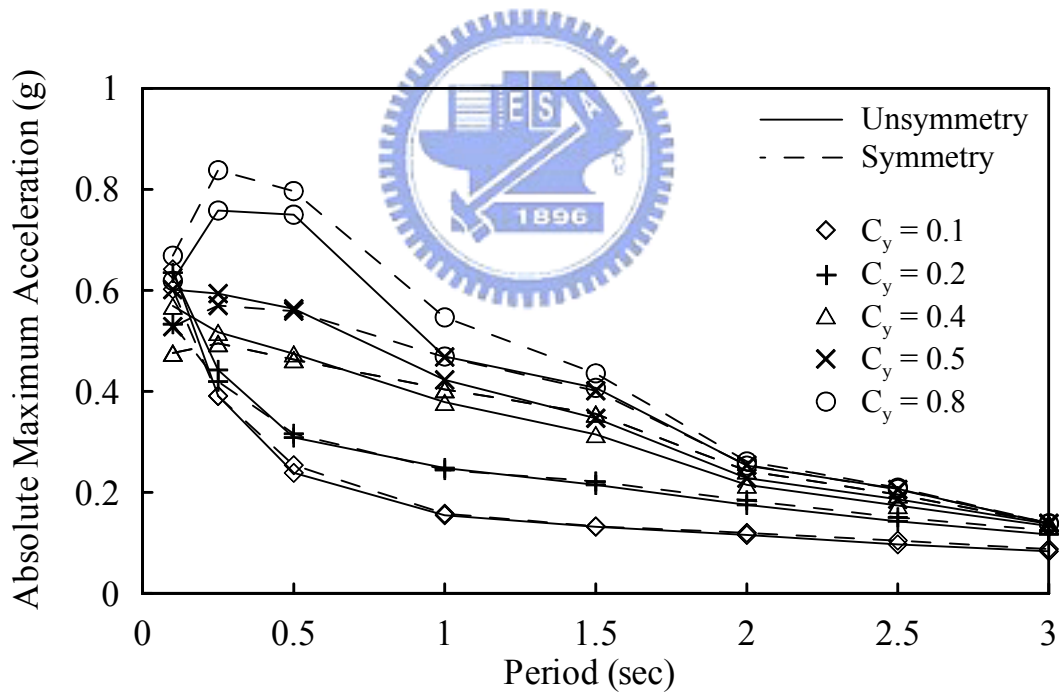


(b) V_a Spectra

圖 4.21 平均系統吸收能量反應譜(Model 3 & Model 4)

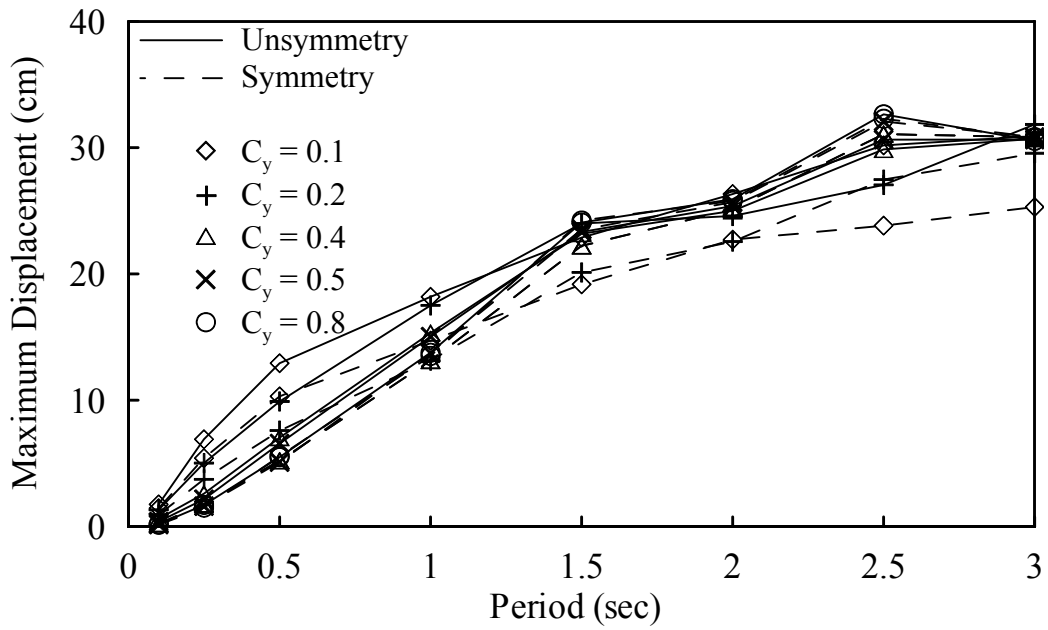


(a) Model 1 & Model 2

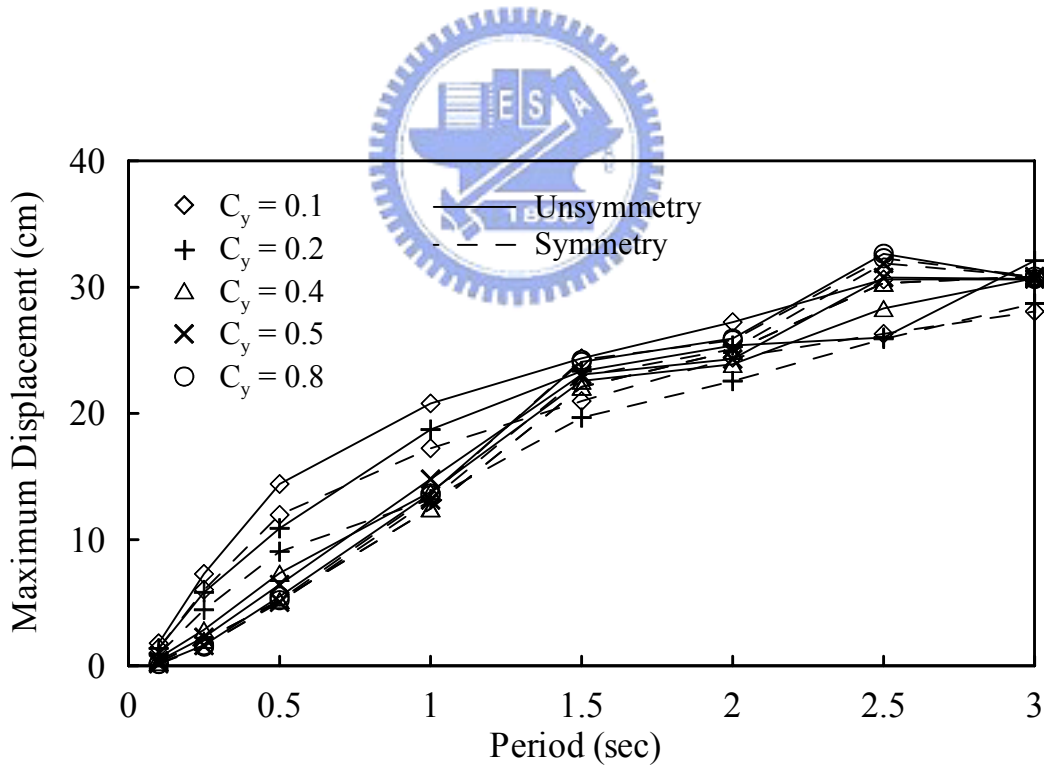


(b) Model 3 & Model 4

圖 4.22 平均絕對加速度反應譜

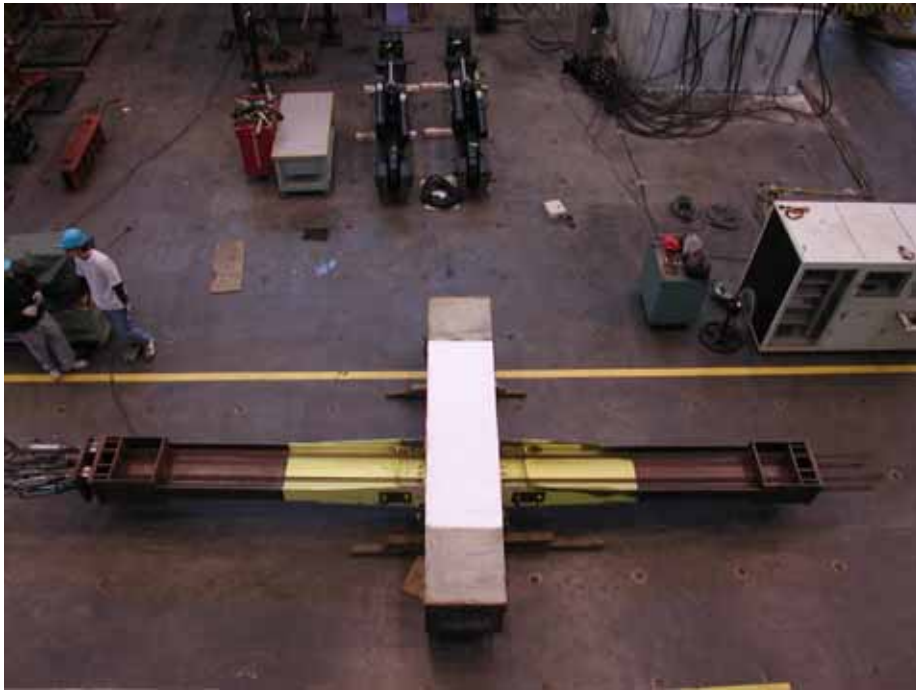


(a) Model 1 & Model 2



(b) Model 3 & Model 4

圖 4.23 平均相對位移反應譜



照片 3.1 施拉預力全景



照片 3.2 試體 1 鋼板消能器之消能鋼板及底板



照片 3.3 試體 1 挫屈束制鋼板消能器組裝



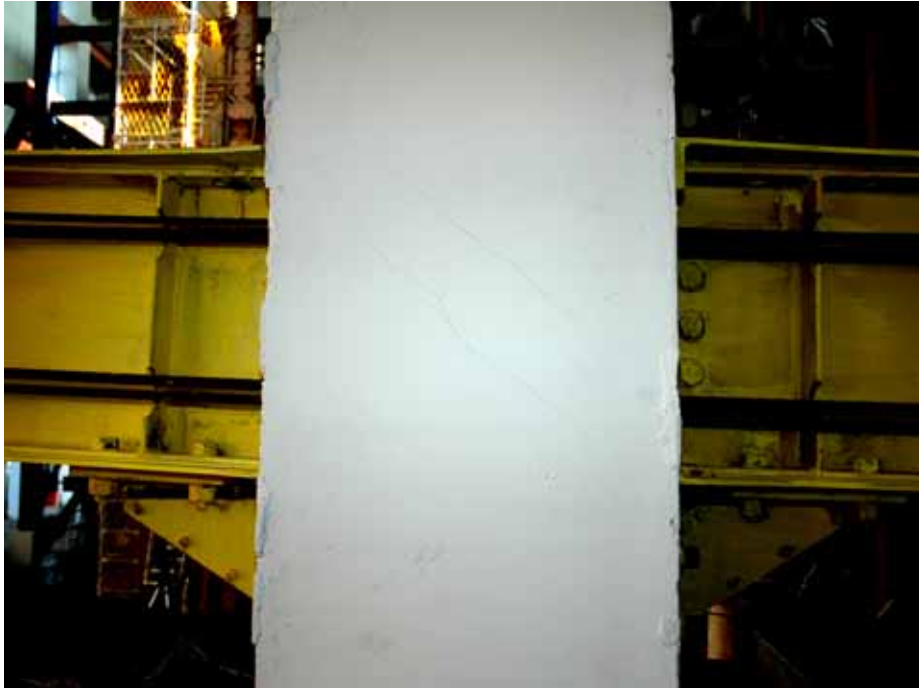
照片 3.4 試體 1 挫屈束制鋼板消能器



照片 3.5 試體 1 測試前全景



照片 3.6 試體 1 梁柱分離情形($\theta = 0.015 \text{ rad}$)



照片 3.7 試體 1 梁柱交會區混凝土剪力裂縫($\theta = 0.02$ rad)



照片 3.8 試體 1 消能鋼板最窄削切處斷裂破壞($\theta = 0.03$ rad)



照片 3.9 試體 1 消能鋼板產生高模態挫屈($\theta = 0.03$ rad)



照片 3.10 試體 2 消能鋼板點焊於底板



照片 3.11 試體 2 挫屈束制鋼板消能器



照片 3.12 試體 2 消能鋼板高模態挫屈



照片 3.13 試體 2 消能鋼板拉伸斷裂



照片 3.14 試體 3 十字型鋼板消能器



照片 3.15 試體 3 十字型鋼板消能器最窄削切處降伏($\theta = 0.0075$ rad)



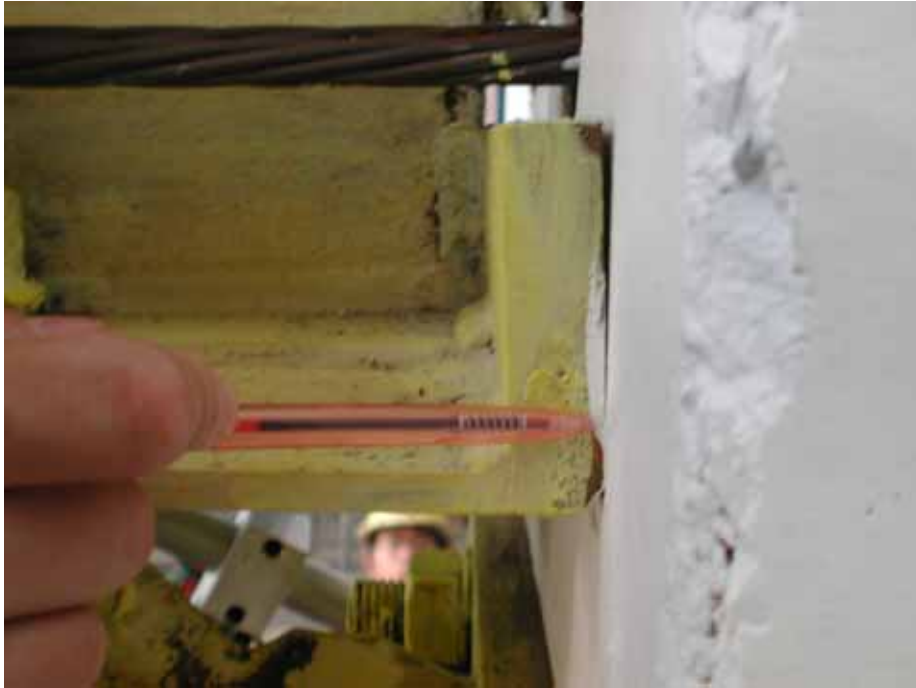
照片 3.16 試體 3 柱面受壓處剝落($\theta = 0.01$ rad)



照片 3.17 試體 3 十字型鋼板消能器最窄削切處挫屈($\theta = 0.015 \text{ rad}$)



照片 3.18 試體 3 十字型鋼板消能器扭轉挫屈($\theta = 0.02 \text{ rad}$)



照片 3.19 試體 3 中性軸約在梁腹板與翼板接合處($\theta = 0.02$ rad)



照片 3.20 試體 3 十字型鋼板消能器最窄削切處斷裂破壞($\theta = 0.03$ rad)



照片 3.21 試體 CSED



照片 3.22 試體 CSED 測試前全景



照片 3.23 試體 CSED 削切處降伏 (拉伸 6 mm)



照片 3.24 試體 CSED 削切處挫屈 (壓縮 1.67 mm)



照片 3.25 試體 CSED 削切處扭轉挫屈 (壓縮 4.5 mm)



照片 3.26 試體 CSED 削切處斷裂 (拉伸 12 mm)



照片 3.27 試體 HSED 架設於測試構架



照片 3.28 試體 HSED 於腹板翼板交接處產生降伏 (拉伸 2.4 mm)



照片 3.29 試體 HSED 於中央腹板處產生嚴重挫屈 (壓縮 6.6 mm)



照片 3.30 試體 HSED 於削切處產生斷裂(拉伸 12 mm)



照片 3.31 挫屈束制消能鋼板



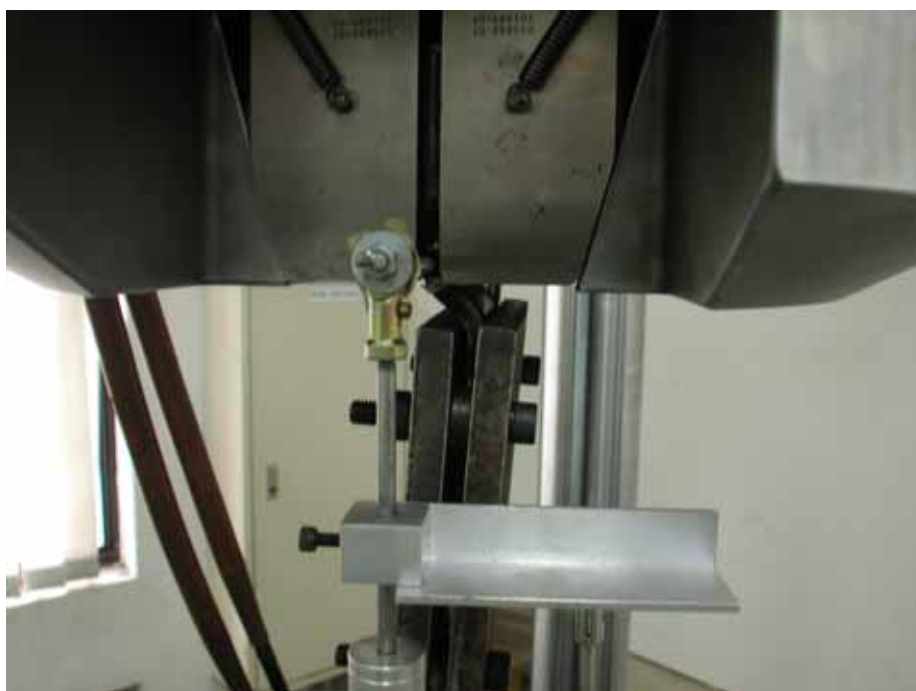
照片 3.32 塗油於消能鋼板及蓋板



照片 3.33 挫屈束制鋼板消能器組裝完成



照片 3.34 萬能材料試驗機進行試驗前



照片 3.35 試體 BRED-1 局部挫屈



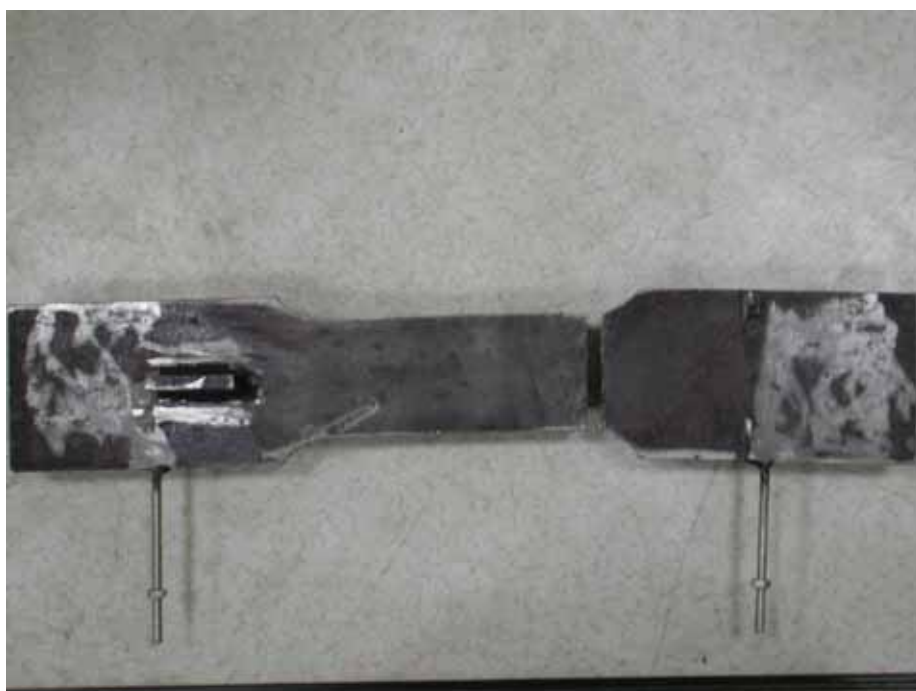
照片 3.36 試體 BRED-1 斷裂情形



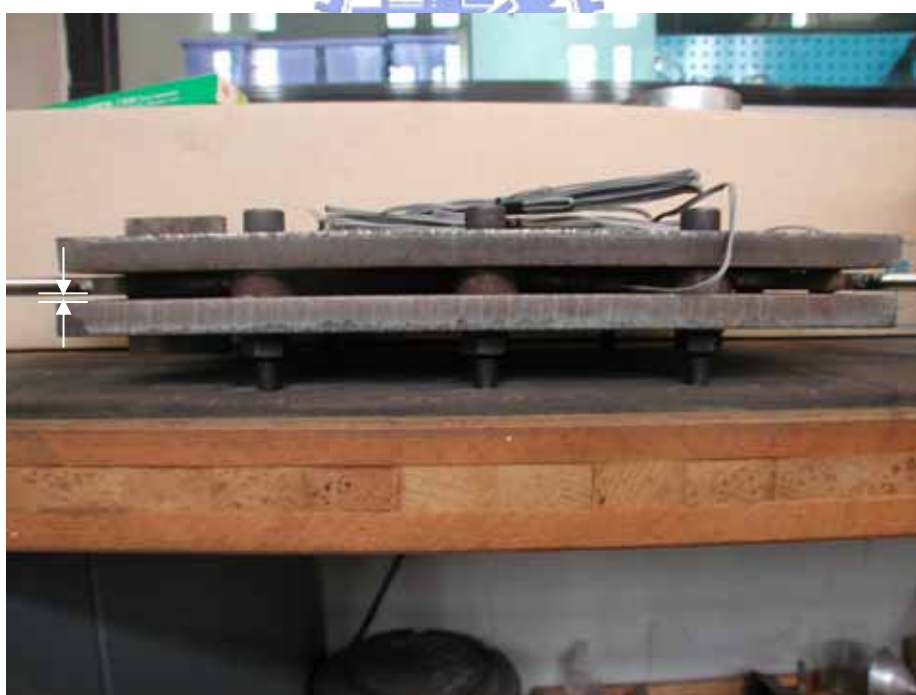
照片 3.37 試體 BRED-2 消能鋼板



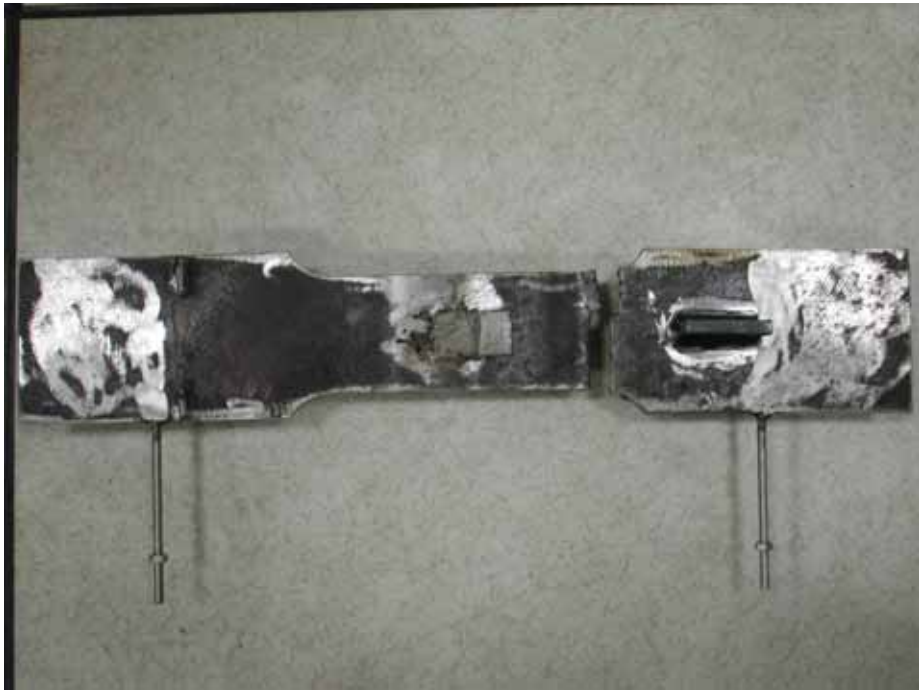
照片 3.38 試體 BRED-2 端部加勁板



照片 3.39 試體 BRED-2 於直線與圓弧形削切交界處斷裂破壞



照片 3.40 試體 BRED-3 消能鋼板與蓋板間隔 1 mm



照片 3.41 試體 BRED-3 斷裂破壞



照片 3.42 試體 BRED-4 組裝完成



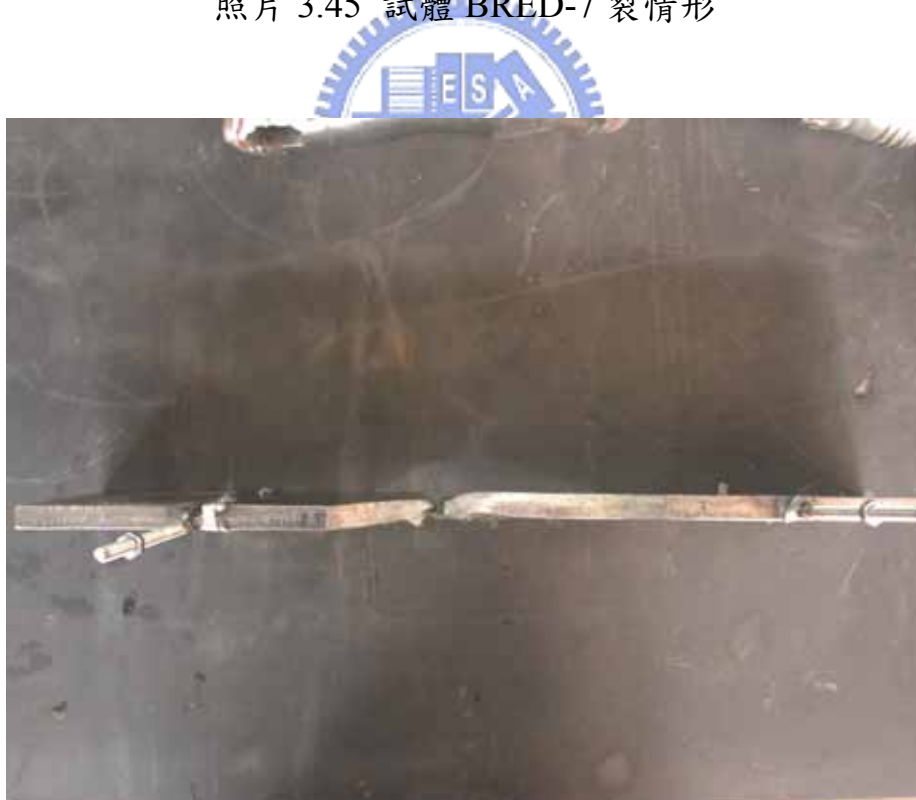
照片 3.43 試體 BRED-4 斷裂於消能鋼板中央位置



照片 3.44 試體 BRED-6 裂情形



照片 3.45 試體 BRED-7 裂情形



照片 3.46 試體 BRED-7 擠壓變形



(a) Coupon 1

(b) Coupon 2

照片 3.47 標準與圓弧形削切鋼材拉力試片



附錄

本研究皆將鋼板消能器視為二力桿件，因此當鋼板消能器受軸向變形時只有軸向力提供彎矩，由於鋼板消能器的撓曲勁度遠小於鋼梁及預力鋼腱，所以將鋼板消能器因撓曲而產生的彎矩忽略，詳細的推導過程如下：

1. 梁端彎矩達分離彎矩前[圖 A.1(a)]:

試體的簡化分析如圖 A.1(a)所示，假設此時鋼梁與柱面為固接，鋼板消能器與柱及梁的接合亦假設為固接端，而鋼梁與千斤頂接合則假設為簡支承，其中構件 AD 為包含加勁板之鋼梁(剛度為 $E_a I_a$)，構件 BD 為鋼梁(剛度為 $E_b I_b$)，構件 CD 為鋼板消能器(剛度為 $E_p I_p$)，而 L_a 為柱面至鋼板消能器與鋼梁接合處之水平距離， L_b 為鋼板消能器與鋼梁接合處至千斤頂之水平距離， L_p 則為鋼板消能器的長度。並利用傾角變位法(Method of Slope Deflection)求得各構件之彎矩比率，假設有一彎矩產生於 D 點，因此各構件所得之彎矩如(A.1)式所示，並由邊界條件(A.2)式可以得到各個構件所得彎矩與 B 點轉角變位(θ_B)之關係如(A.3)式所示，所以最後可由(A.4)式求出三個構件分別所得之彎矩比率($M_{DA} : M_{DB} : M_{DC} = 1 : 0.04325 : 0.00019$)，其中簡化計算的各個參數值如表 A.1 所示，所以鋼板消能器所得之彎矩約佔鋼梁的 0.018%。

$$\begin{cases} M_{DA} = \frac{4E_a I_a}{L_a} \theta_D + \frac{2E_a I_a}{L_a} \theta_A \\ M_{DB} = \frac{4E_b I_b}{L_b} \theta_D + \frac{2E_b I_b}{L_b} \theta_B \\ M_{DC} = \frac{4E_p I_p}{L_p} \theta_D + \frac{2E_p I_p}{L_p} \theta_C \end{cases} \quad (A.1)$$

$$\therefore \begin{cases} \theta_A = 0 \\ M_{BD} = \frac{4E_b I_b}{L_b} \theta_B + \frac{2E_b I_b}{L_b} \theta_D = 0 \Rightarrow \theta_D = -2\theta_B \\ \theta_C = 0 \end{cases} \quad (A.2)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{DA} = \frac{4E_a I_a}{L_a} \theta_D = -\frac{8E_a I_a}{L_a} \theta_B \\ M_{DB} = -\frac{6E_b I_b}{L_b} \theta_B \\ M_{DC} = \frac{4E_p I_p}{L_p} \theta_D = -\frac{8E_p I_p}{L_p} \theta_B \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$\Rightarrow M_{DA} : M_{DB} : M_{DC} = \frac{8E_a I_a}{L_a} : \frac{6E_b I_b}{L_b} : \frac{8E_p I_p}{L_p} \quad (\text{A.4})$$

2. 梁端彎矩達分離彎矩後[圖 A.1(b)]:

試體的簡化分析如圖 A.1(b)所示，假設鋼梁與柱面的接合模擬為一簡支承並配合一旋轉彈簧(勁度 K_{ST})，由於梁翼板的一側在與柱分離後會造成鋼鍵開始伸長，梁端彎矩增加 ΔM ：

$$\Delta M = N_{ST} \Delta T d_s = N_{ST} \left[E_{ST} A_{ST} \frac{d_s \theta_g N}{L_{ST}} \left(1 - \frac{N_{ST} A_{ST}}{A_b + N_{ST} A_{ST}} \right) \right] d_s = K_{ST,t} \theta_g \quad (\text{A.5})$$

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：

$$K_{ST} = \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_{ST,t}}} \quad (\text{A.6})$$

其中 K_b 為梁勁度[(2.30)式]。鋼板消能器與柱及梁的接合亦假設為固接端，而鋼梁與千斤頂接合則假設為簡支承，其中構件 AD 為包含加勁板之鋼梁(剛度為 $E_a I_a$)，構件 BD 為鋼梁(剛度為 $E_b I_b$)，構件 CD 為鋼板消能器(剛度為 $\bar{E}_p I_p$)，其中 \bar{E}_p 為鋼材達塑性後的勁度，所以取彈性勁度的 2% 作為 \bar{E}_p 。由傾角變位法求得各構件所得之彎矩如(A.7)式所示，並由邊界條件(A.8)式可以得到各個構件所得彎矩與 B 點轉角變位(θ_B)之關係如(A.9)式所示，所以最後可由(A.10)式求出三個構件分別所得之彎矩比率

($M_{DA} : M_{DB} : M_{DC} = 1 : 0.044798 : 0.0000039$)，其中簡化計算的各個參數值如表 A.1 所示，鋼板消能器所得之彎矩約佔鋼梁的 0.00037%。

$$\begin{cases} M_{DA} = \frac{4E_a I_a}{L_a} \theta_D + \frac{2E_a I_a}{L_a} \theta_A \\ M_{DB} = \frac{4E_b I_b}{L_b} \theta_D + \frac{2E_b I_b}{L_b} \theta_B \\ M_{DC} = \frac{4\bar{E}_P I_P}{L_P} \theta_D + \frac{2\bar{E}_P I_P}{L_P} \theta_C \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

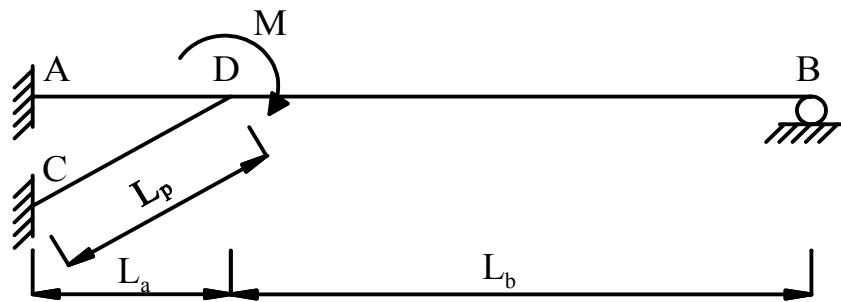
$$\begin{cases} M_{AD} = \frac{4E_a I_a}{L_a} \theta_A + \frac{2E_a I_a}{L_a} \theta_D = -K_{ST} \cdot \theta_A \\ \therefore M_{BD} = \frac{4E_b I_b}{L_b} \theta_B + \frac{2E_b I_b}{L_b} \theta_D = 0 \Rightarrow \theta_D = -2\theta_B \\ \theta_C = 0 \end{cases} \quad (\text{A.8})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{DA} = -\frac{8E_a I_a}{L_a} \theta_B + \frac{E_a^2 I_a^2}{4E_a I_a L_a + K_{ST} L_a^2} \theta_B \\ M_{DB} = -\frac{6E_b I_b}{L_b} \theta_B \\ M_{DC} = \frac{4\bar{E}_P I_P}{L_P} \theta_D = -\frac{8\bar{E}_P I_P}{L_P} \theta_B \end{cases} \quad (\text{A.9})$$

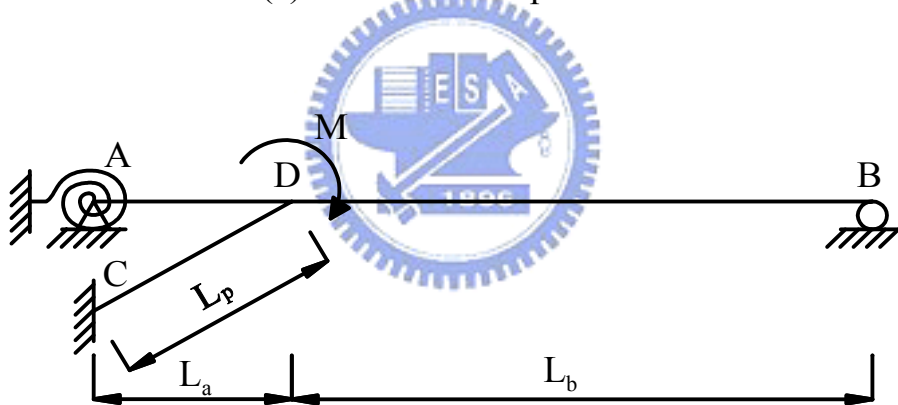
$$\Rightarrow M_{DA} : M_{DB} : M_{DC} = \left(\frac{8E_a I_a}{L_a} - \frac{E_a^2 I_a^2}{4E_a I_a L_a + K_{ST} L_a^2} \right) : \frac{6E_b I_b}{L_b} : \frac{8\bar{E}_P I_P}{L_P} \quad (\text{A.10})$$

表 A1 試體簡化分析參數值

E_a, E_b, E_p (kN/m ²)	\bar{E}_p (kN/m ²)	I_a (m ³)	I_b (m ³)	I_p (m ³)	L_a (m)	L_b (m)	L_p (m)	K_{ST} (kN-m)
2000000	40000	1.103989	0.460365	0.000228	0.325	2.35	0.352	2130



(a) Before Decompression



(b) Gap Opening

圖 A.1 試體簡化分析示意圖