

國立交通大學

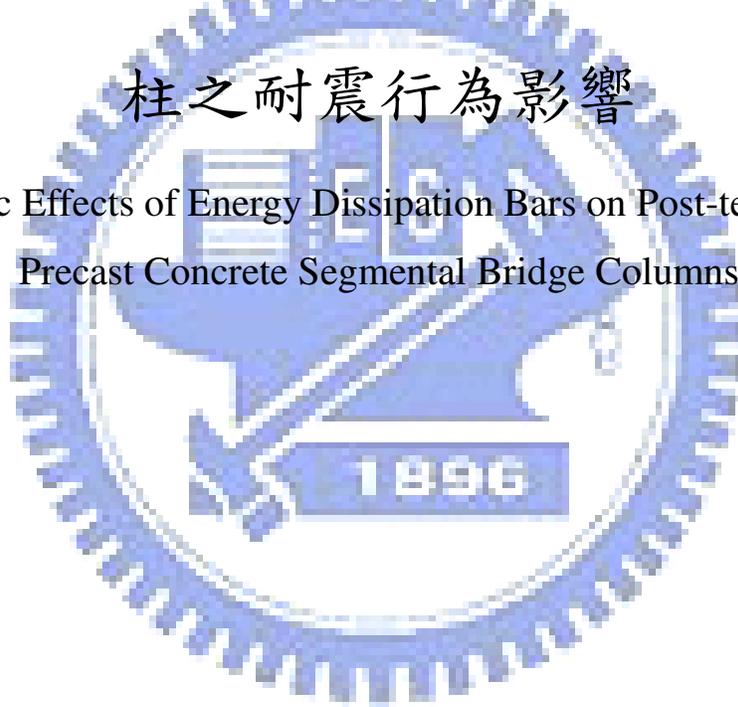
土木工程學系碩士班

碩士論文

消能鋼筋對預力預鑄混凝土節塊橋

柱之耐震行為影響

Seismic Effects of Energy Dissipation Bars on Post-tensioned
Precast Concrete Segmental Bridge Columns



研究生：張浩然

指導教授：周中哲 博士、劉俊秀 博士

中華民國 九十八 年 三 月

消能鋼筋對預力預鑄混凝土節塊橋柱之耐震行為影響
Seismic Effects of Energy Dissipation Bars on Post-tensioned
Precast Concrete Segmental Bridge Columns

研究生：張浩然

Student : Hao-Jan Chang

指導教授：周中哲博士

Advisor : Dr. C. C. Chou

劉俊秀博士

Dr. G. S. Liou



Submitted to Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of Master of Science

in

Civil Engineering

March 2009

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年三月

消能鋼筋對預力預鑄混凝土節塊橋柱之耐震行為影響

研究生：張浩然

指導教授：周中哲 博士、劉俊秀 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

本研究主要探討消能鋼筋對於預力預鑄節塊橋柱耐震行為的影響與 PISD 3D 模型分析，研究中總共有三組試體，其中試體 2 及 3 為本研究中所規劃的二組試體，試體 1 由四個節塊所組成，不含任何消能鋼筋，試體 2 在第一節塊與基礎之間設置四根消能鋼筋，消能鋼筋比為 $\rho = 0.66\%$ ，試體 3 在第二節塊與基礎之間設置四根消能鋼筋，消能鋼筋比為 $\rho = 0.66\%$ ，在三組試體中比較消能及塑鉸行為的差異，並建立 24 組變化參數的模型以探討消能鋼筋比、初始預力量以及柱的高寬比對於預力預鑄節塊橋柱耐震行為的影響。

本研究結果顯示：(1)利用力學平衡之聯立方程組來分析橋柱耐震行為，可獲得良好的預測結果。(2)此種橋柱第一節塊底部與第二節塊底部塑鉸長度隨著側位移而改變，並與消能鋼筋握裹位置有關。(3)橋柱安裝消能鋼筋能有效提高試體遲滯消能能力，試體 1 的遲滯阻尼比為 $\xi = 6.5\%$ ，試體 2 及 3 則分別提升至 $\xi = 7.5\%$ 、 $\xi = 8.8\%$ 。(4)利用 PISD 3D 模型所做的參數研究，發現本研究橋柱試體在消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 之下，橋柱的遲滯阻尼比能提升至 $\xi = 12\%$ ，並仍然保有自行復位的能力，在消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 之下，橋柱雖然擁有最高的遲滯阻尼比 $\xi = 14.8\%$ ，但已經開始有明顯的殘餘變形產生。

Seismic Effects of Energy Dissipation Bars on Post-tensioned Precast Concrete Segmental Bridge Columns

Student : Hao-Jan Chang

Advisor : Dr. C. C. Chou

Dr. G. S. Liou

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

This study presents experimental and analytical results of post-tensioned precast concrete segmental bridge columns using energy-dissipating (ED) bars. Three ungrouted post-tensioned, precast concrete-filled tube segmental bridge column specimens were designed and tested. All specimens were composed of a load stub, a footing, and four circular segments post-tensioned with internal unbonded high-strength strands. Moreover, Specimen 2 had four ED bars anchored between the first segment and footing, and Specimen 3 had four ED bars anchored between the second segment and footing. The effects of different anchoring position on segment opening and energy dissipation could be examined. In all specimens, the ratio of ED bar area to cross-sectional area of the segment, ρ , was 0.66%. A correlation study was conducted on the test specimens using the computer program PISA 3D. The objective of the analysis was to perform a parametric study on 24 post-tensioned bridge columns, verifying the effects of the ED bar area, initial strand force, and column height-width ratio on the cyclic behavior.

The test results showed that (1) the ED bar could increase energy dissipation in the hysteresis response, and Specimens 1-3 had the equivalent viscous damping ratio of 6.5-8.8%, and (2) plastic hinge length in the first or second segments varied with anchoring position of ED bars and lateral displacement. The parametric study showed that when the bridge column had $\rho=1.2\%$, the equivalent viscous damping ratio was increased to 12% with zero residual drift. When the bridge column had $\rho=2.4\%$, the equivalent viscous damping ratio was 14.8%, and the bridge column showed residual drift of 3.12% after reaching 6% peak drift. A design procedure was proposed based on the experimental and analytical studies.

誌謝

本研究論文承蒙指導教授 周中哲博士於論文研究期間提供殷切的指導，使我在學習的過程中學習到研究學問的精神與嚴謹的態度，學生受益良多在此獻上最誠摯的感謝。於口試期間承蒙交通大學 劉俊秀教授、黃炯憲教授及 鄭復平副教授的蒞臨指導，對本論文提供許多寶貴的意見，使論文內容得以更臻完備，在此獻上由衷的謝意。

在研究所求學期間，特別感謝 俊翰學長與智凱學長於研究階段提供諮詢與協助，使我能更順利地完成論文；感謝同學昇陽、學弟鈞棋、盛威及家福，在研究試體組裝的過程中，不畏辛苦的付出，大家一起配合完成試體的組裝，並且提供協助完成試驗量測儀器的設置，使得試驗得以順利進行，真的很感謝你們，因為有了你們的幫忙，本論文研究才能順利完成。在此感謝實驗過程中大陸工程青山鎮事業工程、鴻舜鋼構廠、蘭州工程有限公司及台灣地為達公司的幫助，使實驗能順利完成。感謝在交大求學時間，給我鼓勵及關心的好朋友們，讓我的研究生涯更加多采多姿。

最後僅將本論文獻給我最重要的家人，感謝祖父 張文騫先生、祖母 張黃足女士、父親 張建和先生、母親 江淑貞女士及弟弟浩驊對我的照顧及栽培，謝謝你們能讓我心無旁騖的致力於課業與研究，且陪我度過每個開心與難過的時刻，願與你們共同分享我取得碩士學位的喜悅與驕傲。

目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VIII
圖目錄.....	X
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.....	4
1.4 研究目的.....	4
1.5 研究內容.....	4
第二章 含機械式頭型錨錠鋼筋預力預鑄節塊橋柱斷面分析理論與試體設計.....	6
2.1 前言.....	6
2.2 預力節塊橋柱行為.....	6
2.3 預力節塊橋柱多數斷面分析理論.....	7
2.3.1 解析模型多數開裂面之力量-位移關係.....	8
2.3.1.1 預力橋柱節塊斷面力量平衡之行為.....	8
2.3.1.2 平衡方程式之細部計算.....	12
2.3.1.3 分析橋柱力量-位移之計算步驟.....	19
2.4 含機械式頭型錨錠鋼筋預力混凝土節塊橋柱設計.....	27
2.4.1 試體 1 設計.....	27

2.4.2 試體 2 與試體 3 設計	27
2.4.2.1 含機械式頭型錨碇消能鋼筋及縱向鋼筋設計	29
2.4.2.2 檢核試體 2 與 3 的細部反應	34
2.5 材料性質及強度	34
2.6 試體試驗構架裝置及載重歷時	35
2.6.1 油壓致動器	35
2.6.2 資料擷取系統	36
2.6.3 試驗載重歷時	36
2.7 試驗量測規劃	36
2.7.1 橋柱曲率 ϕ 量測計算方式	37
2.8 預力預鑄節塊橋柱之消能鋼筋設計流程	37
第三章 試體實驗與結果分析	39
3.1 前言	39
3.2 試體製作與組裝	39
3.2.1 試體製作	39
3.2.2 試體組裝	41
3.3 試體 2 試驗結果與分析	44
3.3.1 試驗現象觀察	44
3.3.2 試體 2 試驗反應分析	48
3.3.2.1 力量-位移關係	48
3.3.2.2 試體遲滯阻尼	49
3.3.2.3 鋼腱預力變化量分析	49
3.3.2.4 橋柱曲率與混凝土應變關係	50
3.3.2.5 消能鋼筋反應分析	51
3.3.2.6 橋柱塑鉸長度分析	52

3.3.2.7 橋柱側位移分析	53
3.3.2.8 橋柱節塊鋼套管分析.....	54
3.4 試體 3 試驗結果與分析	55
3.4.1 試驗現象觀察	55
3.4.2 試體 3 試驗反應分析	59
3.4.2.1 力量-位移關係	59
3.4.2.2 試體遲滯阻尼	60
3.4.2.3 鋼腱預力變化量分析.....	60
3.4.2.4 橋柱曲率與混凝土應變關係.....	60
3.4.2.5 消能鋼筋反應分析	61
3.4.2.6 橋柱塑鉸長度分析	63
3.4.2.7 橋柱側位移分析	64
3.4.2.8 橋柱節塊鋼套管分析.....	65
3.4.2.9 橋柱斷面打開時之彎矩強度.....	65
第四章 預力預鑄節塊反覆載重行為模擬及參數研究	66
4.1 前言	66
4.2 試體模型建立.....	66
4.2.1 模型結構.....	66
4.2.2 材料性質	69
4.3 PISA 3D 分析結果.....	70
4.3.1 試體 1 分析結果	70
4.3.2 試體 2 分析結果	71
4.3.3 試體 3 分析結果	72
4.4 預力預鑄節塊橋柱參數研究.....	73
4.4.1 模型 3、4、5、6、15、16、17、18.....	73

4.4.2 模型 7、8、9、10、19、20、21、22	74
4.4.3 模型 11、12、13、14、23、24、25、26	74
4.4.4 模型 7、27	75
4.4.5 參數研究分析結果	75
第五章 結論	80
5.1 結論	80
參考文獻	82



表目錄

表 2.1 為三組試體設計建議的塑鉸長度	84
表 2.2 混凝土抗壓強度.....	84
表 2.3 鋼材拉力試驗強度.....	84
表 2.4 竹節鋼筋拉力試驗強度	84
表 2.5 無收縮水泥砂漿抗壓強度	84
表 2.6 三組試體在各 Drift 下 Δ_{st1} 、 Δ_{st2} 、 Δ_{st2}' 之計算值	85
表 2.7 三組試體修正設計後之細部反應結果.....	87
表 2.8 各試體斷面打開時的設計彎矩強度.....	88
表 2.9 試體 2 與 3 二組試體設計的變化參數.....	88
表 2.10 鋼筋於灌漿套管內建議埋置深度	88
表 2.11 鋼筋在套管內之握裹應力試驗與本研究試體所需握裹應力比較 ..	89
表 2.12 試體細部檢核.....	89
表 2.13 試體消能鋼筋與初始預力在第一節面提供之彎矩	89
表 3.1 試體 2 預力施拉記錄.....	90
表 3.2 試體 3 預力施拉記錄.....	90
表 3.3 試體 2 第一次試驗觀察的數據	91
表 3.4 試體 2 第二次試驗觀察的數據	91
表 3.5 試體 2 分析假設的塑鉸長度與實驗的塑鉸長度比較	92
表 3.6 試體 3 第一次試驗觀察的數據	93
表 3.7 試體 3 第二次試驗觀察的數據	93
表 3.8 試體 3 分析假設的塑鉸長度與實驗的塑鉸長度比較	94
表 3.9 試體 2 與 3 試驗時斷面打開之彎矩強度與側位移	94
表 4.1 各模型細節	95
表 4.2 模型 1、2 與 3 斷面打開之彎矩強度與側位移	95

表 4.3 模型 7 與 27 斷面打開之彎矩強度與側位移 95



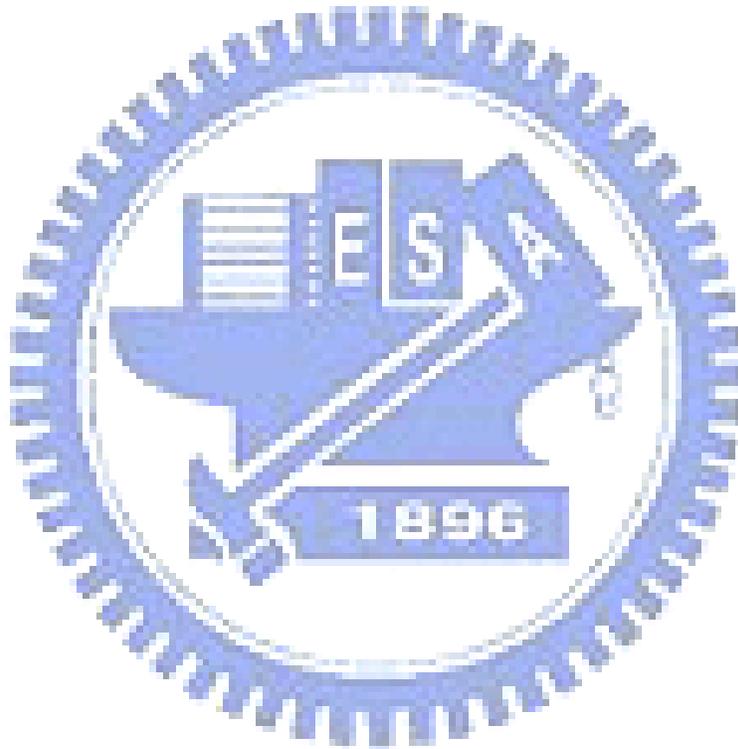
圖目錄

圖 2.1 三組試體之示意圖.....	96
圖 2.2 預力混凝土節塊橋柱行為示意圖.....	97
圖 2.3 預力節塊橋柱理想力量-位移關係式意圖.....	97
圖 2.4 橋柱節塊間應變-曲率關係示意圖.....	98
圖 2.5 試體 1 在分析過程中三個階段之自由體圖.....	99
圖 2.6 試體 2 在分析過程中三個階段之自由體圖.....	100
圖 2.7 試體 3 在分析過程中三個階段之自由體圖.....	101
圖 2.8 Mander 混凝土應力-應變模型.....	102
圖 2.9 承壓區混凝土的合力與彎矩之算法示意圖.....	102
圖 2.10 鋼筋分析計算之雙線性模型.....	103
圖 2.11 修正前後三組試體設計的力量-位移關係圖.....	103
圖 2.12 鋼腱與斷面中心之偏移量計算示意圖.....	104
圖 2.13 橋柱需求彎矩示意圖.....	105
圖 2.14 試體 2 立面圖.....	106
圖 2.15 試體 2 基礎詳圖.....	107
圖 2.16 試體 2 鋼管混凝土節塊與基礎內消能鋼筋設計細部圖.....	108
圖 2.17 試體 3 立面圖.....	109
圖 2.18 試體 3 基礎詳圖.....	110
圖 2.19 試體 3 鋼管混凝土節塊與基礎內消能鋼筋設計細部圖.....	111
圖 2.20 T 頭錠著板計算示意圖.....	112
圖 2.21 試體 2 與試體 3 試驗構架圖.....	113
圖 2.22 反覆加載歷時.....	113
圖 2.23 試體 2 與試體 3 應變計配置圖.....	114
圖 2.24 試體 2 消能鋼筋之應變計配置圖.....	115

圖 2.25 試體 3 消能鋼筋之應變計配置圖	115
圖 2.26 橋柱斷面彎曲曲率計算示意圖	116
圖 3.1 節塊內套管高壓力灌漿示意圖	117
圖 3.2 試體試驗時斷面標號示意圖	117
圖 3.3 三組試體力量與位移關係圖	118
圖 3.4 試體 1、2 與 3 系統等效阻尼比變化與側位移關係圖	119
圖 3.5 試體 1、2 與 3 鋼腱預力變化與側位移關係圖	119
圖 3.6 試體 2 曲率變化關係圖	120
圖 3.7 試體 2 節塊底部混凝土壓應變與側位移的關係圖	120
圖 3.8 試體 2 節塊底部中性軸位置與側位移關係圖	121
圖 3.9 試體 1、2 與 3 節塊裂縫與側位移關係圖	122
圖 3.10 試體 2 消能鋼筋無握裹段之應變與水平側向力關係圖	124
圖 3.11 試體 2 各消能鋼筋拉應變與側位移的關係圖	125
圖 3.12 等效無握裹長度示意圖(Bond-slip 行為)	126
圖 3.13 試體 2 與 3 等效無握裹長度與側位移關係圖	127
圖 3.14 試體 2 消能鋼筋 E4 應變與歷時關係圖	127
圖 3.15 試體 3 消能鋼筋 E4 應變與歷時關係圖	128
圖 3.16 試體 2 與 3 第一節面橋柱系統彎矩、消能鋼筋彎矩與側位移關係 圖	128
圖 3.17 試體 2 各側位移下塑鉸範圍關係圖	129
圖 3.18 試體 2 塑鉸範圍與側位移關係圖	130
圖 3.19 試體 1、2 與 3 塑鉸長度與側位移關係圖	130
圖 3.20 試體 2 分析與實驗各側位移的比例關係圖	131
圖 3.21 試體 2 油壓致動器水平側向力與鋼套管環向應變關係圖	133
圖 3.22 試體 2 節塊受壓側之鋼套管環向應變與節塊位置高度關係圖	134

圖 3.23 試體 3 曲率變化關係圖	135
圖 3.24 試體 3 節塊底部混凝土壓應變與側位移的關係	135
圖 3.25 試體 3 節塊底部中性軸位置與側位移關係圖	136
圖 3.26 試體 3 消能鋼筋無握裹段之應變與水平側向力關係圖	138
圖 3.27 試體 3 各消能鋼筋拉應變與側位移的關係圖	139
圖 3.28 試體 3 第二節面橋柱系統彎矩、消能鋼筋彎矩與側位移關係圖	140
圖 3.29 試體 3 各側位移下塑鉸範圍關係圖.....	141
圖 3.30 試體 3 塑鉸範圍與側位移關係圖	142
圖 3.31 試體 3 分析與實驗各側位移的比例關係圖	142
圖 3.32 試體 3 油壓致動器水平側向力與鋼套管環向應變關係圖.....	143
圖 3.33 試體 3 節塊受壓側之鋼套管環向應變與節塊位置高度關係圖	144
圖 4.1 PISD 3D 模型示意圖	145
圖 4.2 模型材料性質示意圖	146
圖 4.3 試體 1 實驗與分析比較	148
圖 4.4 試體 2 實驗與分析比較	150
圖 4.5 試體 3 實驗與分析比較	152
圖 4.6 Models 3、4、5、6、15、16、17、18 水平側向力與側位移關係圖..	153
.....	
圖 4.7 各模型系統等效阻尼比關係圖	154
圖 4.8 預力量與鋼筋量的改變對於節塊打開量影響之關係圖	156
圖 4.9 Models 7、8、9、10、19、20、21、22 水平側向力與側位移關係圖	157
.....	
圖 4.10 Models 11、12、13、14、23、24、25、26 水平側向力與側位移關係圖.....	158
圖 4.11 各模型彎矩比例分佈與消能鋼筋面積比之關係圖	161
圖 4.12 各模型消能鋼筋彎矩比例與系統等效組尼比之關係圖	162

圖 4.13 各模型殘餘變形與系統等效組尼比之關係圖 163
圖 4.14 Models 7、27 節塊斷面彎矩需求示意圖 164
圖 4.15 Models 7、27 消能反應及各個節面打開量比較圖 165



照片目錄

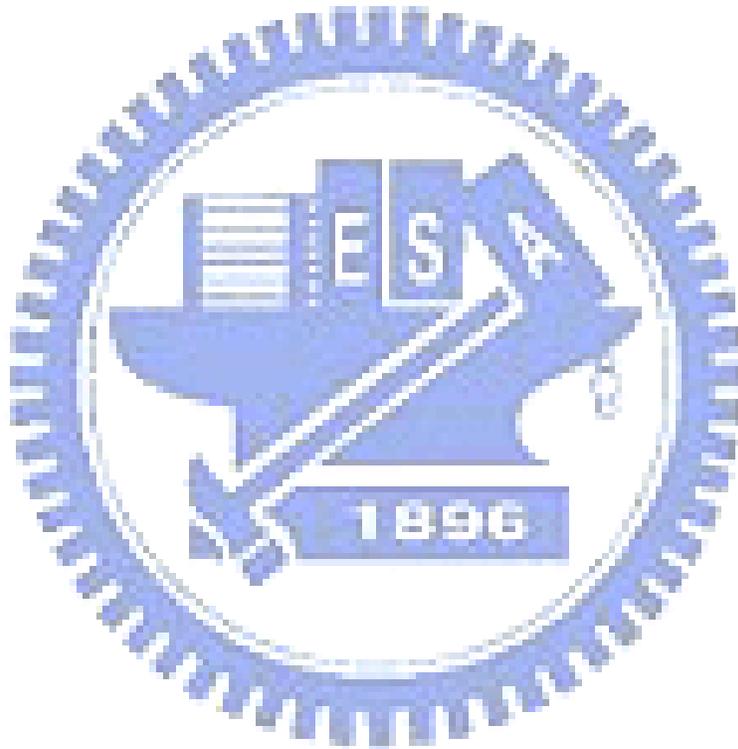
照片 3.1 節塊鋼套管.....	166
照片 3.2 螺紋套管與灌漿管.....	166
照片 3.3 T 頭錨錠鋼筋.....	167
照片 3.4 混凝土節塊底部模板施工.....	167
照片 3.5 鋼管混凝土節塊 PVC 管及螺紋套管定位.....	168
照片 3.6 試體 2 基礎鋼筋籠.....	168
照片 3.7 試體 3 基礎鋼筋籠.....	169
照片 3.8 基礎灌漿前封模.....	169
照片 3.9 基礎混凝土澆置.....	170
照片 3.10 鋼管混凝土節塊澆置.....	170
照片 3.11 高流動性環氧樹脂在節塊上施工情形.....	171
照片 3.12 高流動性環氧樹脂在基礎面上施工情形.....	171
照片 3.13 翻轉基礎並將鋼錠線固定於基礎底部.....	172
照片 3.14 鋼錠線固定於基礎底部的情形.....	172
照片 3.15 在基礎面上放樣節塊的位置.....	173
照片 3.16 基礎面上塗抹低流動性環氧樹脂.....	173
照片 3.17 試體 2 第一節塊吊裝.....	174
照片 3.18 確認消能鋼筋於螺紋套管內的位置.....	174
照片 3.19 試體 2 第二節塊吊裝.....	175
照片 3.20 試體 2 第三節塊吊裝.....	175
照片 3.21 試體 2 第四節塊吊裝.....	176
照片 3.22 試體 2 柱頂錨錠節塊吊裝.....	176
照片 3.23 吊裝油壓千斤頂並施加預力.....	177
照片 3.24 節塊內套管高壓力灌漿施工情形.....	177

照片 3.25 試體 3 第一、二節塊吊裝	178
照片 3.26 試體 2 試驗前全景	178
照片 3.27 試體 2 第一、二節塊間裂痕產生($\theta = +0.006$ 弧度)	179
照片 3.28 試體 2 第一、二節塊間裂痕產生($\theta = -0.006$ 弧度)	179
照片 3.29 試體 2 第一、二節塊間裂痕持續增長($\theta = +0.009$ 弧度).....	180
照片 3.30 試體 2 第一、二節塊間裂痕持續增長($\theta = -0.009$ 弧度).....	180
照片 3.31 試體 2 柱底部些微裂痕產生($\theta = +0.015$ 弧度).....	181
照片 3.32 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.015$ 弧度).....	181
照片 3.33 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = -0.015$ 弧度)	182
照片 3.34 試體 2 柱底混凝土裂痕($\theta = +0.02$ 弧度).....	182
照片 3.35 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.02$ 弧度).....	183
照片 3.36 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.02$ 弧度)	183
照片 3.37 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂痕產生($\theta = +0.02$ 弧度)	184
照片 3.38 試體 2 柱底混凝土裂痕($\theta = +0.03$ 弧度).....	184
照片 3.39 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)	185
照片 3.40 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度).....	185
照片 3.41 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂痕($\theta = +0.03$ 弧度)	186
照片 3.42 試體 2 柱底受壓側混凝土剝落($\theta = +0.04$ 弧度).....	186
照片 3.43 試體 2 柱底受拉側混凝土開裂情形($\theta = +0.04$ 弧度)	187
照片 3.44 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度).....	187
照片 3.45 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)	188
照片 3.46 試體 2 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度).....	188
照片 3.47 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)	189
照片 3.48 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度).....	189
照片 3.49 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)	190

照片 3.50	試體 2 第一、二節塊間受壓側混凝土剝落($\theta = +0.05$ 弧度) 190
照片 3.51	試體 2 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度) 191
照片 3.52	試體 2 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度) 191
照片 3.53	試體 2 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度) 192
照片 3.54	試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度) 192
照片 3.55	試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度) 193
照片 3.56	試體 2 第一、二節塊間受壓側混凝土剝落($\theta = +0.06$ 弧度) 193
照片 3.57	試體 2 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度) 194
照片 3.58	試體 2 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度) 194
照片 3.59	試體 2 試驗後第一節塊鋼套管頂部變形 195
照片 3.60	試體 2 試驗後第一節塊鋼套管底部變形 195
照片 3.61	試體 3 試驗前全景 196
照片 3.62	試體 3 第一節塊柱底產生些微裂痕($\theta = +0.006$ 弧度) 196
照片 3.63	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.009$ 弧度) 197
照片 3.64	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.009$ 弧度) 197
照片 3.65	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.009$ 弧度) 198
照片 3.66	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.009$ 弧度) 198
照片 3.67	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.015$ 弧度) 199
照片 3.68	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.015$ 弧度) 199
照片 3.69	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.015$ 弧度) 200
照片 3.70	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.015$ 弧度) 200
照片 3.71	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.02$ 弧度) 201
照片 3.72	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.02$ 弧度) 201
照片 3.73	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.02$ 弧度) 202
照片 3.74	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.02$ 弧度) 202

照片 3.75	試體 3 第二、三節塊間混凝土開始有裂痕產生($\theta = +0.02$ 弧度)	203
照片 3.76	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)	203
照片 3.77	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)	204
照片 3.78	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)	204
照片 3.79	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)	205
照片 3.80	試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)	205
照片 3.81	試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)	206
照片 3.82	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)	206
照片 3.83	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)	207
照片 3.84	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)	207
照片 3.85	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)	208
照片 3.86	試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)	208
照片 3.87	試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)	209
照片 3.88	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)	209
照片 3.89	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)	210
照片 3.90	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)	210
照片 3.91	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)	211
照片 3.92	試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)	211
照片 3.93	試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)	212
照片 3.94	試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)	212
照片 3.95	試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)	213
照片 3.96	試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)	213
照片 3.97	試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)	214
照片 3.98	試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)	214
照片 3.99	試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)	215

照片 3.100 第一節塊柱底鋼套管邊緣有少許變形現象215
照片 3.101 第一、二節塊間鋼套管邊緣有少許變形現象216
照片 3.102 試驗後第一節塊柱底混凝土嚴重破壞216



第一章 緒論

1.1 前言

在過去二十幾年間，以預鑄節塊工法來縮短橋梁建造時間的方式在國外已逐漸受到重視，橋梁預鑄節塊工法結合了預鑄生產與機械吊裝的施工方式，橋柱節塊可以預先於預鑄場事先鑄造，再於現場進行組裝，可以有效減短工期，並降低對週遭生態環境的衝擊，而此種預鑄節塊工法，最後是以施加預力的方式，將橋柱節塊接合在一起，因此預力節塊橋柱還有一個最大的特性是在歷經地震作用下達到非彈性變形階段後，擁有極佳的自行復位能力，有效減少殘餘變形的產生，由上述的幾項優點，近幾年來預力橋柱逐漸受到重視，開始有實際範例，應用於橋柱結構之中。

早在美國，已經就有預鑄節塊橋柱的例子，但是目前皆是使用在無地震的區域，而台灣則是位於地震頻繁的區域內，所以國內要應用此橋柱於實際設計的橋梁上，仍需藉由相關的實驗分析研究，來了解模擬此種橋柱的耐震行為。

1.2 文獻回顧

目前國內對於此預力節塊橋柱的研究相當有限(張國鎮等人 2003、2007，周中哲和陳鈺智 2004，周中哲和許智堡 2006)，國外已有多篇預力橋柱的研究可以參考(Chou and Chen 2006，Chou and Hsu 2008，Yu-Chen Ou et al. 2006、2007)，相關的主要研究如下所述：

1. Raynor 等人(2002)

Raynor 等人於(2002)作了鋼筋埋於套管混凝土內的拉拔試驗，並建立鋼筋握裹於混凝土內的模型，提出的理論為發現鋼筋與混凝土的握裹行為並不是理想中的完全握裹，一般鋼筋受握裹後的應力為一漸變分佈，隨著埋入段的深度逐漸增加，鋼筋所受的握裹力作用會逐漸減小直到周圍的混

凝土完全與鋼筋固接為止，而此段長度即為鋼筋所需的埋入深度，於是在設計時為了計算方便，會將鋼筋受漸變握裹力的行為等效成一段無握裹長度 L_{ua} ，其研究結果的等效無握裹段長度 L_{ui} 為 $1d_b$ ，此等效無握裹長度會因使用的套管大小、灌漿材料以及鋼筋斷面積而有所不同，因此須從鋼筋的接頭試驗中，才能獲得正確的長度。

2. 張國鎮等人(2003、2007)

學者張國鎮等人(2003)在國家地震工程研究中心所作的第一期預鑄節塊橋墩結構耐震實驗中，主要是研究方型預鑄節塊橋柱在不同塑鉸區設計下的橋柱，設計的方法是藉由在橋柱底加設埋設預力鋼棒，並研究預力鋼棒的握裹對於橋柱耐震的反應行為。其試驗結論如下所述：(1) 節塊節面之間藉由剪力摩擦機制便可以順利的傳遞剪力。(2) 試體一在橋柱底部的位置並沒有設置預力鋼棒時，第一節塊與第二節塊之間有裂縫產生。試體二在柱底增加預力鋼棒之後，第一節塊與第二節塊之間的裂縫更加明顯，並且於第二節塊與第三節塊之間也產生了撓曲裂縫。(3) 以預力鋼鉸線來結合橋柱節塊，消能鋼筋提供額外消能能力的設計是有效且可行的。(4) 鋼腱配置應靠近中性軸來做設計等。

學者張國鎮等人(2007)在國家地震工程研究中心與美國合作後拉式預鑄節塊橋柱試驗研究，分成二個階段進行實驗，第一階段試驗著重在橋柱節塊的臨界接頭測試，目的在於檢驗消能鋼筋反覆拉拔至破壞所需的埋置深度，及避免鋼筋提早破壞所需的脫層長度，並量測鋼筋握裹於套管混凝土中的等效無握裹段長度，以作為分析設計的參考，接頭試驗結果亦回饋至第二階段橋柱試體的設計之中，第二階段試驗目的在於測試橋柱整體的側向強度、韌性、消能能力及殘餘變位等耐震特性。其試驗結論如下所述：(1) 消能鋼筋握裹長度建議值為 $24d_b$ ， d_b 為鋼筋斷面直徑。(2) 鋼筋握裹

於套管混凝土內，於本實驗中的等效無握裹段長度約 $4\sim 6d_b$ 。(3) 三組合消能鋼筋比($\rho = 0.0\%$ 、 $\rho = 0.5\%$ 、 $\rho = 1.0\%$)的試體，其遲滯阻尼比別為 5.9% 、 15.7% 、 22.5% ，顯示消能鋼筋確實能有效提升其消能能力。

3. Yu-Chen Ou 等人(2006、2007)

學者 Yu-Chen Ou 等人(2006)利用有限元素 ABAQUS 軟體，建立出預力節塊橋柱模型，其橋柱模型共 6 個方形節塊所組成，預力鋼鉸線位置在橋柱中心處，消能鋼筋設置於四周，而後模擬其耐震行為，並做參數研究，改變其消能鋼筋的面積比($\rho = 0.0\%$ 、 $\rho = 0.38\%$ 、 $\rho = 0.70\%$ 、 $\rho = 1.00\%$)，分析結果發現消能鋼筋面積比越大，系統等效阻尼比也越高，但是其殘餘變形也隨之變大。

學者 Yu-Chen Ou 等人(2007)提出了利用橋柱外力、彎矩的平衡去分析計算預力橋柱的力量-位移曲線，並針對二種建議的柱底塑鉸長度去分析比較，二種塑鉸長度分別為 $L_{p1} = 0.08h + L_{eu}$ 、 $L_{p2} = 0.5D$ (式中 h 為柱高、 L_{eu} 為等效無握裹段長度、 D 為斷面直徑)，其研究所做的參數研究則分為(柱的高寬比、橋柱軸向力、消能鋼筋面積比)三種變數來分析，另外也利用了有限元素 ABAQUS 軟體建立模型來分析其耐震行為，其結論建議預力橋柱使用消能鋼筋比 $\rho = 0.50\%$ ，除了提供橋柱遲滯消能能力之外，還能保有預力自行復位的特性。

4. 周中哲和陳鈺智(2004)及周中哲和許智堡(2006)

主要研究為以位移法設計一預力預鑄鋼管混凝土節塊全尺單柱橋墩，而後縮尺進行耐震實驗，研究重點在於此橋柱的力學行為以及耐震能力比較，研究中提到以第一節塊節面內力平衡的關係，可分析預測橋柱的力量-位移行為，由於預力橋柱有著較低的遲滯消能能力，故此研究設計

了二組試體，第一組試體為純預力節塊橋柱，由四個節塊組成，第二組試體則是在第一個節塊上安裝消能器，以期增加柱體的消能能力。之後的研究中，則發展勁度衰減旗幟模型，模擬預力橋柱自行復位及勁度衰減行為，並以非線性動力分析驗證模型的準確性。

1.3 研究動機

近年來預力節塊橋柱還未在應用於高震區的橋梁結構上，主要原因就在於較低的遲滯消能能力，及複雜的柱底塑鉸範圍，國內對於預力預鑄節塊橋柱的耐震研究還在初步階段，因此本研究將消能鋼筋安裝於橋柱內部，透過耐震實驗來做分析、評估，以其提高橋柱遲滯消能的行為。

1.4 研究目的

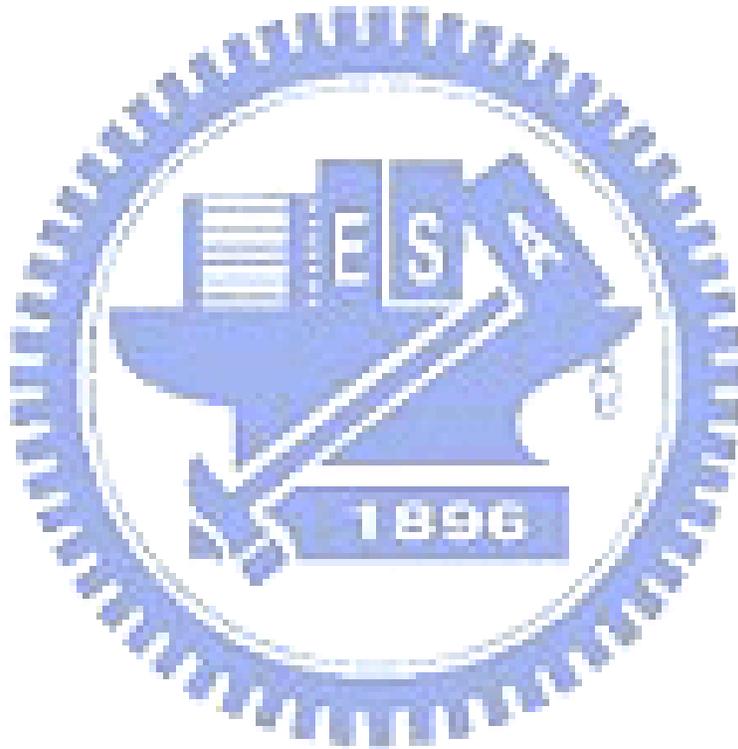
本研究重點著重於消能鋼筋的設計方法、橋柱節塊節面之間的力學行為及橋柱遲滯消能能力，並藉由變化消能鋼筋面積比、初始預力量以及橋柱的高寬比，探討各種參數的影響，研究目的分成下列幾項重點：

1. 將消能鋼筋設計於橋柱式體內部，依照其握裹端的位置不同，分成二組試體去進行耐震實驗，比較其遲滯消能能力的差異。
2. 依據試驗結果，於非線性結構分析軟體 PISA 3D 中，建立本研究預力節塊橋柱的分析模型，並與試驗結果比較來驗證分析模型的可靠性。
3. 針對此預力節塊橋柱進行參數研究，藉由改變消能鋼筋面積比、初始預力量與橋柱高寬比，來探討這些參數的改變對於預力節塊橋柱耐震消能行為的影響。

1.5 研究內容

本研究內容共分為五個章節，除本章外，第二章為介紹含機械式頭型

錨錠鋼筋預力預鑄節塊橋柱斷面力學行為與試體設計，並規劃及安排各組試體。第三章為試體試驗與結果分析，介紹試體製作、組裝過程及試驗現象觀察。第四章為 PISA 3D 模型分析，敘述分析模型的建立並將分析結果與試驗結果做比較。第五章為結論。



第二章 含機械式頭型錨錠鋼筋預力預鑄節塊橋柱

斷面分析理論與試體設計

2.1 前言

本章節主要根據預力預鑄混凝土節塊橋柱試體試驗結果 Chou and Chen (2006)，提出預力橋柱斷面分析理論，並利用分析理論來預測其行為，而後進行設計及試驗，試體共有三組，圖 2.1(a)為預力橋柱試體之立體圖，試體 1 為 Chou and Chen (2006)之預力橋柱試體如圖 2.1(b)所示，並無安裝消能器，試體 2 之預力橋柱採用機械式頭型錨錠鋼筋，錨錠於基礎以及第一節塊之間，如圖 2.1(c)所示，利用鋼筋中未受混凝土握裹作用的部份，產生的應變來提升橋柱遲滯阻尼，試體 3 之機械式頭型錨錠鋼筋則是錨錠於基礎以及第二節塊之間，如圖 2.1(d)所示。本章 2.2 節介紹三種預力節塊橋柱行為，2.3 節為預力節塊橋柱多數斷面分析理論，2.4 節為含機械式頭型錨錠鋼筋預力混凝土節塊橋柱設計、2.5 節敘述試體之材料性質及強度、2.6 節介紹試體試驗構架裝置及載重歷時、2.7 節介紹試驗量測規劃、2.8 節為預力預鑄節塊橋柱之消能鋼筋設計流程。

2.2 預力節塊橋柱行為

後拉式預力混凝土節塊橋柱可分為四個主要的階段來描述，此四個階段的示意圖表示於圖 2.2 中，圖 2.3 為預力節塊橋柱理想力量-位移關係，其預力橋柱一開始在初始軸力與預力作用下，第一節塊與第二節塊的柱底均勻產生初始應變[圖 2.2(a)]，當橋柱在水平側向力作用下，節塊斷面之間同時也產生彎矩作用，此時第一節塊柱底的中性軸位置 C 從無窮遠處移至斷面長度 D ，而第二節塊柱底的中性軸位置也從無窮遠處逐漸往柱面靠近[圖 2.2(a)至圖 2.2 (b)]，此時柱底面未發生裂縫，在這之前橋柱底部可以

視為固接端，二個節塊底部混凝土全斷面積承受壓應力作用，當水平側向力 F 持續增加至第一節塊底部中性軸位置移至柱邊時[如圖 2.2(b)]，此時拉力裂縫開始要發生(Decompression Point)，即為圖 2.3 中的第 1 點，相對應的柱底彎矩為裂縫張開彎矩(Decompression Moment)。隨著水平側向力與柱頂節塊水平側位移持續的增加，橋柱第一節塊與第二節塊底部混凝土承壓區的中性軸位置逐漸往節塊斷面中心移動，造成柱底裂縫逐漸擴大，當第一節塊底部中性軸的位置恰好位於斷面中心位置時[圖 2.2(c)]，此時鋼腱長度並無變化，此點對應於圖 2.3 中之第 2 點位置，也是圖上線性與非線性關係的分界點定義為”第一降伏點”(First Yield)。當水平側向力超過 F_2 後，其力量-位移開始有明顯非線性的關係，隨著側向力持續增加，混凝土承壓區的壓應變增加且中性軸的深度繼續減小，第一節面與第二節面同時造成鋼腱伸長量的增加[如圖 2.2(d)]，此力量-位移關係可採用一雙線性關係近似，而二線段交點定義為”理想降伏點”(Ideal Yield)為由原點延伸通過”第一降伏點”，到達混凝土受壓側最外緣纖維應變 $\epsilon_c = 0.004$ ，而由此”理想降伏點”向橋柱設計側位移延伸，亦可得出非彈性勁度 K_p 。彈性勁度 K_e 為由原點延伸通過”第一降伏點”及”理想降伏點”的線段斜率。

2.3 預力節塊橋柱多數斷面分析理論

根據Chou and Chen (2006)所提出的解析模型，只考慮第一節塊柱底裂縫的簡化分析，用來預測預力橋柱的力量-位移關係，此分析方法忽略了其他高程節塊間的開裂反應，但含機械式頭型錨錠鋼筋預力橋柱，可能產生多數開裂面，進而影響其預測結果，因此在本節提出分析多數開裂面的計算分析方法。

2.3.1 解析模型多數開裂面之力量-位移關係

由Chou and Chen (2006)所提出的預力橋柱實驗結果，發現開裂面有較大反應的位置在第一節塊底部以及第二節塊底部，因此橋柱模型只要從這二個節面來做分析，便可以得到良好的預測結果，此預力橋柱力量位移關係已寫成利用電腦程式來做預測。

2.3.1.1 預力橋柱節塊斷面力量平衡之行為

預力橋柱分析計算包含了二種假設(1)橋柱斷面在受彎矩作用下一律平面保持平面，(2)忽略每個橋柱節塊之間環氧樹脂所造成的拉力作用。另外當節塊之間的斷面在彎矩作用持續增加之下，節塊之間產生裂縫而打開時，此時斷面已不再如假設一般平面應變保持平面，如圖2.4所示，推導過程如下：

$$\varepsilon_E = \frac{\Delta L}{2L_{ua} + L_{ui}} = \frac{\theta_g \times a}{2L_{ua} + L_{ui}} = \frac{\phi \times L_p \times a}{2L_{ua} + L_{ui}} \quad (1) \quad \varepsilon_E = \phi' \times a \quad (2)$$
$$\phi' = \frac{\phi \times L_p}{2L_{ua} + L_{ui}} \quad (2-1)$$

上式中 ε_E 為消能鋼筋應變、 ΔL 為消能鋼筋伸長量、 L_{ua} 為消能鋼筋等效無握裹長度、 L_{ui} 為消能鋼筋無握裹長度、 θ_g 為節塊剛體旋轉角、 a 為消能鋼筋至中性軸的距離、 ϕ 為節面受壓側曲率、 L_p 為節塊塑鉸長度、 ϕ' 為節面打開側曲率。因此當消能鋼筋受拉時產生的應變不能使用第一個假設的平面保持平面去做計算，本研究中皆以節塊的剛體旋轉角去做鋼筋應變的計算。

將預力節塊橋柱系統分成主要的三個階段來進行分析計算，以下分別把橋柱每個階段之節面力學平衡做詳細的說明，三個階段如下：

(1)橋柱底部中性軸移至柱邊

此階段即為圖2.3的第一點，當第一個節塊底部中性軸移至柱邊時，從橋柱斷面自由體圖[如圖2.5(a)、圖2.6(a)、圖2.7(a)]，可以從三組試體中

分別得到第一個節塊底部斷面軸向合力平衡條件、第二個節塊底部斷面軸向合力平衡條件，以及第一個節塊底部斷面的彎矩與第二個節塊底部斷面彎矩的比例關係條件，此階段試體1平衡方程式如下所示：

$$P_d + F_s - F_{C1} = 0 \quad (2-2)$$

$$P_d + F_s - F_{C2} = 0 \quad (2-3)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_1 \times H_1}{F_1 \times H_2} = 1.25 \quad (2-4)$$

式中 P_d 為試體上部所受之垂直載重(本實驗並未於試體上方施予軸向力作用，因此 $P_d = 0$)， F_s 為初始預力， F_{C1} 為第一節塊底部混凝土承壓區的合力， F_{C2} 為第二節塊底部混凝土承壓區的合力， F_1 為橋柱底部開始要發生裂縫打開現象所受的水平側向力， H_1 為第一節塊底部至柱頂水平側向力的高度， H_2 為第二節塊底部至柱頂水平側向力的高度。

試體2與試體1相異之處在於第一節塊內設置了4根消能鋼筋，以及每個節塊內都有設置8根縱向鋼筋，三組平衡方程式如下所示：

$$P_d + F_s - F_{D1} - F_{D2} - F_{D3} - F_{D4} - F_{E1} - F_{E2} - F_{E3} - F_{C1} = 0 \quad (2-5)$$

$$P_d + F_s - F_{D5} - F_{D6} - F_{D7} - F_{D8} - F_{C2} = 0 \quad (2-6)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_1 \times H_1}{F_1 \times H_2} = 1.25 \quad (2-7)$$

式中 $F_{D1} \sim F_{D8}$ 為節塊內部縱向鋼筋受壓所提供的力量，此時 $F_{E1} \sim F_{E3}$ 為消能鋼筋受壓所提供的力量。

試體3與試體1相異之處在於第一節塊與第二節塊內皆設置了4根消能鋼筋，以及每個節塊內都有設置8根縱向鋼筋，三組平衡方程式如下所示：

$$P_d + F_s - F_{D1} - F_{D2} - F_{D3} - F_{D4} - F_{E1} - F_{E2} - F_{E3} - F_{C1} = 0 \quad (2-8)$$

$$P_d + F_s - F_{D5} - F_{D6} - F_{D7} - F_{D8} - F_{E1} - F_{E2} - F_{E3} - F_{C2} = 0 \quad (2-9)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_1 \times H_1}{F_1 \times H_2} = 1.25 \quad (2-10)$$

式中 $F_{E1} \sim F_{E3}$ 為消能鋼筋受壓所提供的力量，其中消能鋼筋應變是由兩個節塊所造成應變加總計算。

(2) 橋柱底部中性軸移至柱斷面中心

此階段即為圖2.3的第二點，當第一個節塊底部中性軸移至柱斷面中心時，從橋柱斷面自由體圖[如圖2.5(b)、圖2.6(b)、圖2.7(b)]，可以從三組試體中分別得到第一個節塊底部斷面軸向合力平衡條件、第二個節塊底部斷面軸向合力平衡條件，以及第一個節塊底部斷面的彎矩與第二個節塊底部斷面彎矩的比例關係條件，此階段試體1平衡方程式如下所示：

$$P_d + F_s - F_{C1} = 0 \quad (2-11)$$

$$P_d + F_s - F_{C2} = 0 \quad (2-12)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_2 \times H_1}{F_2 \times H_2} = 1.25 \quad (2-13)$$

式中 F_2 為橋柱底部中性軸置於斷面中心時所受的側向力。

試體2三組平衡方程式為：

$$P_d + F_s + F_{E1} - F_{D3} - F_{D4} - F_{E3} - F_{C1} = 0 \quad (2-14)$$

$$P_d + F_s - F_{D7} - F_{D8} - F_{C2} = 0 \quad (2-15)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_2 \times H_1}{F_2 \times H_2} = 1.25 \quad (2-16)$$

式中 F_{E1} 為消能鋼筋受拉所提供的力量， F_{E3} 為消能鋼筋受壓所提供的力量。

試體3三組平衡方程式為：

$$P_d + F_s + F_{E1} - F_{D3} - F_{D4} - F_{E2} - F_{E3} - F_{C1} = 0 \quad (2-17)$$

$$P_d + F_s + F_{E1} - F_{D7} - F_{D8} - F_{E2} - F_{E3} - F_{C2} = 0 \quad (2-18)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_2 \times H_1}{F_2 \times H_2} = 1.25 \quad (2-19)$$

式中 F_{E1} 為消能鋼筋受拉所提供的力量， F_{E2} 、 F_{E3} 為消能鋼筋受壓所提供的力

量，其中消能鋼筋應變是由兩個節塊所造成應變加總計算。

(3)橋柱底部中性軸位置超過柱斷面中心並且深度繼續減少

此階段即為圖2.3的第二點之後非線性的部份，當第一個節塊底部中性軸位置超過柱斷面中心且深度持續減少時，從橋柱斷面自由體圖[如圖2.5(c)、圖2.6(c)、圖2.7(c)]，可以從三組試體中分別得到第一個節塊底部斷面軸向合力平衡條件、第二個節塊底部斷面軸向合力平衡條件，以及第一個節塊底部斷面的彎矩與第二個節塊底部斷面彎矩的比例關係條件，此階段試體1平衡方程式如下所示：

$$P_d + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} - F_{C1} = 0 \quad (2-20)$$

$$P_d + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} - F_{C2} = 0 \quad (2-21)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_3 \times H_1}{F_3 \times H_2} = 1.25 \quad (2-22)$$

式中 ΔF_{s1} 為第一節面打開所造成的預力增量， ΔF_{s2} 為第二節面打開所造成的預力增量， F_3 為橋柱達非彈性階段所受的水平側向力。

試體2三組平衡方程式為：

$$P_d + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} + F_{E1} + F_{E2} - F_{D3} - F_{D4} - F_{E3} - F_{C1} = 0 \quad (2-23)$$

$$P_d + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} - F_{D8} - F_{C2} = 0 \quad (2-24)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_3 \times H_1}{F_3 \times H_2} = 1.25 \quad (2-25)$$

式中 F_{E1} 、 F_{E2} 為消能鋼筋受拉所提供的力量， F_{E3} 為消能鋼筋受壓所提供的力量。

試體3三組平衡方程式為：

$$P_d + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} + F_{E1} + F_{E2} - F_{D3} - F_{D4} - F_{E3} - F_{C1} = 0 \quad (2-26)$$

$$P_d + F_s + \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} + F_{E1} + F_{E2} - F_{D8} - F_{E3} - F_{C2} = 0 \quad (2-27)$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{F_3 \times H_1}{F_3 \times H_2} = 1.25 \quad (2-28)$$

式中 F_{E1} 、 F_{E2} 為消能鋼筋受拉所提供的力量， F_{E3} 為消能鋼筋受壓所提供的力量，其中消能鋼筋應變是由兩個節塊所造成應變加總計算。

2.3.1.2 平衡方程式之細部計算

平衡方程式中鋼腱力量、混凝土力量、縱向鋼筋力量、消能鋼筋力量以及斷面彎矩的計算方式如下所示：

1. 鋼腱力量

在計算鋼腱力量之前，須先知道其各節面開裂之後節塊剛體旋轉角的計算方法，首先由第一節塊柱底與第一、二節塊間混凝土邊緣的應變 ε_{c1} 、 ε_{c2} 以及斷面中性軸位置 c_1 、 c_2 ，可分別求得每個斷面的總曲率，節塊間開裂後的總曲率 ϕ_i 可視為彈性曲率 ϕ_e 與塑性曲率 ϕ_p 的總和，如下所示：

$$\phi_i = \phi_e + \phi_p \quad (2-29)$$

當橋柱還在(2.3.1.1第(1)階段)時，柱底還未發生開裂，此時並無剛體旋轉角的產生，當橋柱於(2.3.1.1第(2)階段)節塊底部之中性軸位置逐漸從柱邊往柱斷面中心移動時，此時節塊便會產生剛體旋轉，第一節塊與第二節塊的剛體旋轉角 θ_{p1} 、 θ_{p2} 如下所示：

$$\theta_{p1} = \left\{ \phi_{12} - \frac{F_2}{F_1} \phi_{11} \right\} L_{p1} \quad (2-30)$$

$$\theta_{p2} = \left\{ \phi_{22} - \frac{F_2}{F_1} \phi_{21} \right\} L_{p2} \quad (2-31)$$

上式中 ϕ_{11} 為第(1)階段時第一節塊柱底總曲率， ϕ_{21} 為第(1)階段時第二節塊柱底總曲率， ϕ_{12} 為第(2)階段時第一節塊柱底總曲率， ϕ_{22} 為第(2)階段時第二節塊柱底總曲率， L_{p1} 為第一節塊塑鉸長度， L_{p2} 為第二節塊塑鉸長度，其三組試體塑鉸長度的假設值如(表2.1)所示，其中三組試體第一節塊柱底的塑鉸長度是參考Hewes and Priestley (2002)試驗後之建議值，第二節塊的塑鉸長

度是參考Chou and Chen (2006)是試驗後之建議值。

當橋柱於(2.3.1.1第(3)階段)水平側向力超過 F_2 後，節塊底部中性軸深度繼續減小，此時第一節塊與第二節塊的剛體旋轉角如下所示：

$$\theta_{p1} = \left\{ \phi_{13} - \frac{F_3}{F_2} \phi_{12} \right\} L_{p1} \quad (2-32)$$

$$\theta_{p2} = \left\{ \phi_{23} - \frac{F_3}{F_2} \phi_{22} \right\} L_{p2} \quad (2-33)$$

上式中 ϕ_{13} 為第(3)階段時第一節塊柱底總曲率， ϕ_{23} 為第(3)階段時第二節塊柱底總曲率。

了解各節面剛體旋轉角的算法後，依據中性軸位置 c_1 、 c_2 ，來判斷第一節面與第二節面是否有造成預力增量的情形，若中性軸未超過柱斷面的中心，則預力增量=0，若中性軸超過柱斷面的中心，則要根據橋柱斷面受力彎曲後剛體旋轉角，去計算鋼絞線的應變增量以及力量增量，鋼腱的力量增量 ΔF_s 主要是由第一節面開裂所造成的增量 ΔF_{s1} 與第二節面開裂所造成的增量 ΔF_{s2} 組成，由兩端錨頭固定的鋼絞線，中間並無握裹，因此在二端錨頭內任何高程位置下之鋼絞線力量，都是相同的。

$$\Delta \varepsilon_{s1} = \frac{\Delta L_1}{L} = \frac{\theta_{p1} \left(\frac{D}{2} - c_1 \right)}{L} \quad (2-34)$$

$$\Delta \varepsilon_{s2} = \frac{\Delta L_2}{L} = \frac{\theta_{p2} \left(\frac{D}{2} - c_2 \right)}{L} \quad (2-35)$$

$$\Delta F_{s1} = E_{st} \times \Delta \varepsilon_{s1} \times N \times A_s \quad (2-36)$$

$$\Delta F_{s2} = E_{st} \times \Delta \varepsilon_{s2} \times N \times A_s \quad (2-37)$$

$$\Delta F_s = \Delta F_{s1} + \Delta F_{s2} \quad (2-38)$$

式中 ΔL_1 為第一節面開裂後所造成的鋼腱伸長量， ΔL_2 為第二節面開裂後所造成的鋼腱伸長量， D 為節塊斷面直徑， L 為二端鋼腱錨碇端範圍內之鋼腱總長(= 3,700 mm)， θ_{p1} 為第一節塊柱底剛體旋轉角， θ_{p2} 為第二節塊柱底剛

體旋轉角， E_{st} 為預力鋼腱的彈性模數(= 196,500 MPa)， A_s 為單根鋼絞線的截面積(= 140mm²)， N 為鋼腱的數量(= 19)。

2.計算節塊底部混凝土承壓區力量 F_{C1} 、 F_{C2} 及彎矩

此時二個斷面所對應的中性軸分別為 c_1 、 c_2 ，以及柱底邊緣混凝土的應變 ϵ_{c1} 、 ϵ_{c2} ，根據橋柱斷面受力彎曲後平面應變保持平面的假設，可以得到斷面承壓區混凝土的應變，藉由混凝土應力-應變關係，可計算承壓區混凝土的合力 F_{C1} 、 F_{C2} 以及彎矩。

$$F_{C1} = \int_{D/2-c_1}^{D/2} f_{c1} dA \quad (2-39)$$

$$F_{C2} = \int_{D/2-c_2}^{D/2} f_{c2} dA \quad (2-40)$$

式中 f_{c1} 、 f_{c2} 為受圍束後第一節塊與第二節塊混凝土的應力， D 為節塊圓型斷面的直徑。

在詳述合力及彎矩算法之前，先介紹鋼管混凝土節塊之應力-應變關係，本研究採用 Mander et. al. (1988) 提出的模型理論，其應力-應變關係圖如圖 2.8 所示，以下為 Mander 模型公式的說明：

$$f_c = \frac{f_{cc}' x r}{r - 1 + x} \quad \text{for } (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \quad (2-41)$$

$$f_{cc}' = f_c' \left[2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_t'}{f_c'}} - \frac{2 f_t'}{f_c'} - 1.254 \right] \quad (2-42)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2-43)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \times \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_c'} - 1 \right) \right] \quad (2-44)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2-45)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad (2-46)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}'}{\epsilon_{cc}} \quad (2-47)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_j f_{yj} \epsilon_{sj}}{f_{cc}'} \quad (2-48)$$

$$f_l' = 0.95 \times \left(\frac{2f_{yj} t_j}{D - 2t_j} \right) \approx 0.95 \times \left(\frac{2f_{yj} t_j}{D} \right) \quad (2-49)$$

式中各符號代表意義如下：

f_{cc}' ：圍束混凝土之抗壓強度

ϵ_{cc} ：圍束混凝土對應於抗壓強度 f_{cc}' 時之應變

ϵ_{cu} ：圍束混凝土之極限應變

E_c ：混凝土之彈性模數

E_{sec} ：圍束混凝土之割線模數

f_l' ：圍束套管對混凝土造成之側向壓應力

f_c' ：無圍束混凝土之抗壓強度

ρ_j ：圍束剛套管體積鋼筋比 ($= 4t_j / D$)

D ：鋼套管直徑

t_j ：鋼套管厚度

f_{yj} ：鋼套管之鋼板的降伏應力

ϵ_{sj} ：鋼套管之鋼板的極限應變

混凝土承壓區合力與彎矩算法，分成以下四個步驟計算：

- (1) 先把混凝土承壓區的面積如圖2.9(a)分成 N 個長條形面積， N 越多則長條形面積的總和會越近似承壓區面積，混凝土合力及彎矩的計算上也會越準確。
- (2) 依據柱斷面混凝土平面應變保持平面的假設，由柱邊緣的混凝土應變 ϵ_{c1} ，可得每個長條形面積所對應的應變 ϵ_1 、 ϵ_2 、 $\epsilon_3 \cdots \epsilon_N$ ，由Mander的混凝土應力-應變模型理論，從每個長條形面積的應變，計算出其應力

$f_1、f_2、f_3 \cdots f_N$ 。

(3) 計算每個長條形的面積 $A_K = W_K \times L_K$ (如圖2.9)所示：

$K = 1 \sim N$

$$\text{寬：} W_K = \frac{c_1}{K} \quad \text{長：} L_K = \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\left(\frac{D}{2} - c_1\right) + (W_K \times (K - 1))\right)^2}$$

式中 c_1 為第一節面中性軸深度。

面積； $A_K = L_K \times W_K$

(4) 分別計算每個長條形提供的力量，最後加總起來即為柱底承壓區混凝土的合力 F_{C1} 。

$$F_{C1} = \sum_{k=1}^N f_k A_k \quad (2-50)$$

每個長條形面積上的力量，分別乘上到中性軸的距離 $a_1、a_2 \cdots a_N$ 如圖2.9(b)，全部加總起來即為柱底承壓區混凝土合力所提供的彎矩 M 。

$$M = \sum_{k=1}^N ((f_k A_k) \times \frac{c_1}{2N} \times (2K - 1)) \quad (2-51)$$

第二節塊混凝土壓力 F_{C2} 與彎矩的計算方式亦採用同樣的方式計算。

3. 計算節塊內部縱向鋼筋在受壓側時所提供的力量

試體2及3每個節塊內部都有埋設縱向鋼筋，分析上須要另外計算其所提供的力量，依據二個斷面所對應的中性軸分別為 $c_1、c_2$ ，以及柱底邊緣混凝土的應變 $\epsilon_{c1}、\epsilon_{c2}$ ，根據橋柱斷面受力彎曲後平面應變保持平面的假設，可以得到斷面承壓區縱向鋼筋的應變 $\epsilon_{Di} (i=1 \sim 8)$ (如圖2.5、圖2.6、圖2.7所示)，再利用圖2.10之鋼筋應力-應變雙線性模型求得縱向鋼筋應變所對應的應力，最後分別乘上縱向鋼筋的面積，即可求得縱向鋼筋的力量 $F_{Di} (i=1 \sim 8)$ ，圖2.10中之 E_s 為鋼筋的彈性模性 (= 203,000 MPa)，此時 ϵ_y 為SD420縱向鋼筋之降伏應變 (= 0.002)。

4. 計算消能鋼筋在節塊斷面受拉側以及受壓側時所提供的力量

試體2及3有安裝消能鋼筋，分析上須要另外計算其所提供的力量，以下將分別描述試體2及3的計算方法，其中各組試體又將消能鋼筋分為受壓以及受拉兩種情形來計算。

試體2的消能鋼筋預埋於基礎與第一節塊之間[如圖2.6(a)]，消能鋼筋中間包覆的塑膠套管使得一段範圍 L_{E1} 之鋼筋不與鋼管混凝土節塊中之混凝土握裹，亦即此範圍內之鋼筋與混凝土並無接觸，當第一節面打開時[如圖2.6(b)]，由消能鋼筋受拉產生的伸長量 ΔL_{E1} ，即可計算消能鋼筋提供的拉力 $F_{Ei} (i=1 \sim 3)$ 。

$$\text{當 } \frac{\Delta L_{E1}}{L_{E1}} \leq \varepsilon_y$$

$$F_{Ei} = \frac{\Delta L_{E1}}{L_{E1}} \times E_s \times A_E = \frac{(\theta_{p1} \times L_R)}{L_{E1}} \times E_s \times A_E \quad (2-52)$$

$$\text{若 } \frac{\Delta L_{E1}}{L_{E1}} > \varepsilon_y$$

$$F_{Ei} = \left(\left(\frac{\Delta L_{E1}}{L_{E1}} - \varepsilon_y \right) \times (0.02 \times E_s) \times A_E \right) + (\varepsilon_y \times E_s \times A_E)$$

$$= \left(\left(\frac{(\theta_{p1} \times L_R)}{L_{E1}} - \varepsilon_y \right) \times (0.02 \times E_s) \times A_E \right) + (\varepsilon_y \times E_s \times A_E) \quad (2-53)$$

式中消能鋼筋之應力-應變關係圖採用圖2.10之雙線性模型，此時 ε_y 為SD280鋼筋之降伏應變(= 0.0015)， L_R 為消能鋼筋在第一個節塊底部距離第一節面中性軸 O 的距離， E_s 為消能鋼筋的彈性模性(= 203,000 MPa)， A_E 為消能鋼筋的面積(= 285 mm^2)， F_{E3} 此位置上有2根消能鋼筋，因此在計算上 $A_E = 285 \times 2 = 570 \text{ mm}^2$ ，非彈性勁度為彈性勁度的0.02倍(= 4060 MPa)。

試體2受壓側的消能鋼筋，則依據第一節塊斷面所對應的中性軸 c_1 ，以及柱底邊緣混凝土的應變 ε_{c1} ，根據橋柱斷面受力彎曲後平面應變保持平面的假設，可以得到斷面承壓區消能鋼筋的應變 $\varepsilon_{Ei} (i=1 \sim 3)$ (如圖2.6所示)以及鋼筋提供的力量 $F_{Ei} (i=1 \sim 3)$ 。

$$\begin{aligned} &\text{當 } \varepsilon_{Ei} \leq \varepsilon_y \\ &F_{Ei} = \varepsilon_{Ei} \times E_s \times A_E \end{aligned} \quad (2-54)$$

$$\begin{aligned} &\text{若 } \varepsilon_{Ei} > \varepsilon_y \\ &F_{Ei} = ((\varepsilon_{Ei} - \varepsilon_y) \times (0.02 \times E_s) \times A_E) + (\varepsilon_y \times E_s \times A_E) \end{aligned} \quad (2-55)$$

試體3的消能鋼筋預埋於基礎與第二節塊之間[如圖2.7(a)]，鋼筋在第一節塊內的部份則由塑膠套管包覆使得一段範圍 L_{E2} 之鋼筋不與鋼管混凝土節塊中之混凝土握裹，亦即此範圍內之鋼筋與混凝土並無接觸，當第一節面與第二節面打開時[如圖2.7(b)]，由此兩個節面分別計算消能鋼筋受拉產生的伸長量 ΔL_a 、 ΔL_b ，將兩者加總起來便得到消能鋼筋的總伸長量 ΔL_{E2} ，即可計算消能鋼筋提供的拉力 $F_{Ei} (i=1 \sim 3)$ 。

$$\Delta L_{E2} = \Delta L_a + \Delta L_b = (\theta_{p1} \times L_M) + (\theta_{p2} \times L_N) \quad (2-56)$$

$$\begin{aligned} &\text{當 } \frac{\Delta L_{E2}}{L_{E2}} \leq \varepsilon_y \\ &F_{Ei} = \frac{\Delta L_{E2}}{L_{E2}} \times E_s \times A_E = \frac{(\theta_{p1} \times L_M) + (\theta_{p2} \times L_N)}{L_{E2}} \times E_s \times A_E \end{aligned} \quad (2-57)$$

$$\begin{aligned} &\text{若 } \frac{\Delta L_{E2}}{L_{E2}} > \varepsilon_y \\ &F_{Ei} = \left(\left(\frac{\Delta L_{E2}}{L_{E2}} - \varepsilon_y \right) \times (0.02 \times E_s) \times A_E \right) + (\varepsilon_y \times E_s \times A_E) \\ &= \left(\left(\frac{(\theta_{p1} \times L_M) + (\theta_{p2} \times L_N)}{L_{E2}} - \varepsilon_y \right) \times (0.02 \times E_s) \times A_E \right) + (\varepsilon_y \times E_s \times A_E) \end{aligned} \quad (2-58)$$

式中 ΔL_a 為第一節面開裂所造成之消能鋼筋伸長量， ΔL_b 為第二節面開裂所造成之消能鋼筋伸長量， L_M 為消能鋼筋在第一個節塊底部距離第一節面中性軸 O 的距離， L_N 為消能鋼筋在第二個節塊底部距離第二節面中性軸 O 的距離。

試體3受壓側的消能鋼筋，因為鋼筋貫穿通過兩個節面，則依據第一節塊斷面所對應的中性軸 c_1 、第二節塊斷面所對應的中性軸 c_2 、第一節塊柱底

邊緣混凝土的應變 ε_{c1} 以及第二節塊柱底邊緣混凝土的應變 ε_{c2} ，根據橋柱斷面受力彎曲後平面應變保持平面的假設，可以分別得到二個斷面承壓區消能鋼筋的應變 $\varepsilon_{Ei'} (i=1\sim 3)$ 、 $\varepsilon_{Ei''} (i=1\sim 3)$ (如圖2.7所示)，將二者相加即可得到消能鋼筋的總壓應變 $\varepsilon_{Ei} (i=1\sim 3)$ 以及鋼筋提供的力量 $F_{Ei} (i=1\sim 3)$ 。

$$\begin{aligned} &\text{當 } \varepsilon_{Ei} \leq \varepsilon_y \\ &F_{Ei} = \varepsilon_{Ei} \times E_s \times A_E \end{aligned} \quad (2-59)$$

$$\begin{aligned} &\text{若 } \varepsilon_{Ei} > \varepsilon_y \\ &F_{Ei} = ((\varepsilon_{Ei} - \varepsilon_y) \times (0.02 \times E_s) \times A_E) + (\varepsilon_y \times E_s \times A_E) \end{aligned} \quad (2-60)$$

5. 計算斷面彎矩 M

以斷面中性軸位置為計算彎矩的支點，把斷面上各個力量(消能鋼筋、預力鋼腱、混凝土、縱向鋼筋)分別乘上與中性軸之間的距離，將所造成的彎矩加總起來，即為斷面彎矩，第一個節面與第二個節面彎矩分別表示為 M_1 、 M_2 。

2.3.1.3 分析橋柱力量-位移之計算步驟

由(2.3.1.1節)得知預力橋柱行為分成3個階段，因此在計算橋柱的力量-位移關係時，必須由階段(1)依序計算至階段(3)，方能完成整個橋柱的行為預測，在進行計算之前，假設橋柱第一節面與第二節面都會開裂，因此這裡先假設四個未知數依序為第一節塊底部最外緣混凝土壓應變 ε_{c1} 以及中性軸位置 c_1 ，第二節塊底部最外緣混凝土壓應變 ε_{c2} 以及中性軸位置 c_2 。另外也先假設橋柱底部中性軸置於斷面中心時所受的水平側向力 F_2 ，以及橋柱達非彈性階段所受的水平側向力 F_3 ，來做細部的力量計算。每個階段的計算步驟如下所示：

階段(1)-(圖2.3中的第一點)

(1). 先假設 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 四個未知數。

- (2). 利用 ε_{c1} 、 ε_{c2} 代入第2.3.1.2節混凝土承壓區合力計算步驟(2)中，得到每個混凝土長條面積分別對應的應力，利用 c_1 、 c_2 代入第2.3.1.2節混凝土承壓區合力計算步驟(3)中，得到混凝土承壓區內每個長條形的面積，最後由第2.3.1.2節混凝土承壓區合力計算步驟(4)，得到承壓區混凝土提供的力量 F_{c1} 、 F_{c2} 以及混凝土提供於斷面的彎矩。
- (3). 利用 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 代入第2.3.1.2節縱向鋼筋受壓時力量計算方法內，可得到承壓區內各位置縱向鋼筋的力量 F_{Di} 。
- (4). 試體2消能鋼筋承壓力量的計算，則是利用 c_1 、 ε_{c1} 從第2.3.1.2節試體2承壓區消能鋼筋力量計算方法內，得到承壓區內各位置消能鋼筋的應變 ε_{Ei} ，再代入(2-54)、(2-55)得到消能鋼筋承壓時的力量 F_{Ei} 。
試體3消能鋼筋承壓力量的計算，則是利用 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 從第2.3.1.2節試體3承壓區消能鋼筋力量計算方法內，得到承壓區內各位置消能鋼筋的總壓應變 ε_{Ei} ，再代入(2-59)、(2-60)得到消能鋼筋承壓時的力量 F_{Ei} 。
- (5). 因為此階段中性軸位置皆未超過斷面中心，因此預力鋼腱並無增量，鋼腱力量仍然為初始預力 F_s 。
- (6). 利用 c_1 可以知道第一節塊斷面上各力量與中性軸位置之間的距離，即可從第2.3.1.2節中計算斷面彎矩的方法，得到 M_1 ，利用 c_2 可以知道第二節塊斷面上各力量與中性軸位置之間的距離，即可從第2.3.1.2節中計算斷面彎矩的方法，得到 M_2 。
- (7). 將上述步驟(2)~(6)中計算得到的各值，分別代入試體1的三個平衡方程式(2-2)、(2-3)、(2-4)之中，試體2的三個平衡方程式(2-5)、(2-6)、(2-7)之中，試體3的三個平衡方程式(2-8)、(2-9)、(2-10)之中。
- (8). 因為此階段分析為第一節面中性軸位置在柱邊的情形，因此取未知數 $c_1 = D$ 代入步驟(7)所提到的方程式中計算。
- (9). 三組試體分別由步驟(7)中各自的三個方程式中，聯立求解出各自聯立

方程組裡面的未知數 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 。

- (10). 將 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 代入步驟(6)計算得到的彎矩來計算橋柱的水平側向力。

$$F_1 = \frac{M_1}{H_1} = \frac{M_2}{H_2} \quad (2-61)$$

- (11). 計算此第一階段橋柱的第一節塊柱底總曲率 ϕ_{11} 、第二節塊柱底總曲率 ϕ_{21} 及側向變位 Δ_1 ，計算方式如下式：

$$\phi_{11} = \frac{\varepsilon_{c1}}{c_1} \quad (2-62)$$

$$\phi_{21} = \frac{\varepsilon_{c2}}{c_2} \quad (2-63)$$

$$\Delta_1 = \frac{1}{3} \phi_{11} H_1 \quad (2-64)$$

階段(2)-(圖2.3中的第二點)

- (1). 先假設 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 、 F_2 五個未知數。
- (2). 計算 F_{C1} 、 F_{C2} 、縱向壓力鋼筋力量 F_{Di} 及消能鋼筋受壓力量 F_{Ei} ，均與前階段(1)步驟相同。
- (3). 試體2消能鋼筋受拉力量的計算，則是利用 c_1 、 ε_{c1} 代入(2-29)式中，得到此第二階段第一節面的總曲率 ϕ_{12} ，再將 F_2 、 ϕ_{12} 、(2-61)式中得到的 F_1 與(2-62)式中得到的 ϕ_{11} 皆代入(2-30)式中，而後得到 θ_{p1} ，另外也從 c_1 去計算受拉消能鋼筋至中性軸的距離 L_R ，最後把 θ_{p1} 與 L_R 代入(2-52)、(2-53)式中得到消能鋼筋受拉時的力量 F_{Ei} 。

試體3消能鋼筋受拉力量的計算，則是利用 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 代入(2-29)式中，得到此第二階段第一節面的總曲率 ϕ_{12} 與第二階段第二節面的總曲率 ϕ_{22} ，再將 F_2 、 ϕ_{12} 、(2-61)式中得到的 F_1 與(2-62)式中得到的 ϕ_{11} 皆代入(2-30)式中，而後得到 θ_{p1} ，以及將 F_2 、 ϕ_{22} 、(2-61)式中得到的 F_1 與(2-63)式中得到的 ϕ_{21} 皆代入(2-31)式中，而後得到 θ_{p2} ，另外也從 c_1 、 c_2 分別去

計算受拉消能鋼筋至中性軸的距離 L_M 、 L_N ，最後把 θ_{P1} 、 θ_{P2} 、 L_M 與 L_N 代入(2-56)、(2-57)、(2-58)式中得到消能鋼筋受拉時的力量 F_{Ei} 。

- (4). 因為此階段中性軸位置皆未超過斷面中心，因此預力鋼腱並無增量，鋼腱力量仍然為初始預力 F_s 。
- (5). 計算 M_1 、 M_2 與前階段(1)步驟相同。
- (6). 將上述步驟(2)~(5)中計算得到的各值，分別代入試體1的三個平衡方程式(2-11)、(2-12)、(2-13)之中，試體2的三個平衡方程式(2-14)、(2-15)、(2-16)之中，試體3的三個平衡方程式(2-17)、(2-18)、(2-19)之中。
- (7). 因為此階段分析為第一節面中性軸位置在柱斷面中心的位置，因此取未知數 $c_1 = D/2$ 代入步驟(6)所提到的方程式中計算，另外給定一適當值 F_2 ，同樣也代入步驟(6)所提到的方程式中平衡計算。
- (8). 三組試體分別由步驟(6)中各自的三個方程式中，聯立求解出各自聯立方程組裡面的未知數 c_2 、 ϵ_{c1} 、 ϵ_{c2} 。
- (9). 將 c_1 、 c_2 、 ϵ_{c1} 、 ϵ_{c2} 、 F_2 代入步驟(5)計算得到的彎矩來計算橋柱的水平側向力。

$$F_2' = \frac{M_1}{H_1} = \frac{M_2}{H_2} \quad (2-65)$$

- (10). 比較 F_2 與 F_2' 二者之間的誤差百分比，如下所示：

$$Error = \frac{F_2' - F_2}{F_2} \times 100 \quad (2-66)$$

若誤差小於5%，則 $F_2' = F_2$ ，若誤差大於5%，則將步驟(9) F_2' 代入步驟(7)中的 F_2 重新求解，迭代至計算出來的 F_2' 與假設的已知值 F_2 誤差在5%以內為止。

- (11). 計算橋柱的側向變位，此階段橋柱的側向變位 Δ_2 包含柱的彈性側向位移 Δ_{2e} 、柱相對於第一節塊柱底產生剛體旋轉所造成的側位移 Δ_{2p1} 及柱相對於第二節塊柱底產生剛體旋轉所造成的側位移 Δ_{2p2} ，計算方式如

下式：

$$\Delta_2 = \Delta_{2e} + \Delta_{2p1} + \Delta_{2p2} \quad (2-67)$$

$$\Delta_{2e} = \frac{F_2}{F_1} \Delta_1 \quad (2-68)$$

$$\Delta_{2p1} = \left\{ \phi_{12} - \frac{F_2}{F_1} \phi_{11} \right\} L_{p1} H_1 = \theta_{p1} H_1 \quad (2-69)$$

$$\Delta_{2p2} = \left\{ \phi_{22} - \frac{F_2}{F_1} \phi_{21} \right\} L_{p2} H_2 = \theta_{p2} H_2 \quad (2-70)$$

階段(3)-(圖2.3中第二點之後非線性段部份)

- (1). 先假設 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 、 F_3 五個未知數。
- (2). 計算 F_{C1} 、 F_{C2} 、縱向壓力鋼筋力量 F_{Di} 及消能鋼筋受壓力量 F_{Ei} ，均與前階段(1)步驟相同。
- (3). 試體2消能鋼筋受拉力量的計算，則是利用 c_1 、 ε_{c1} 代入(2-29)式中，得到此第三階段第一節面的總曲率 ϕ_{13} ，再將 F_3 、 ϕ_{13} 、(2-65)式中得到的 F_2 與上一階段(2)步驟(3)中得到的 ϕ_{12} 皆代入(2-32)式中，而後得到 θ_{p1} ，另外也從 c_1 去計算受拉消能鋼筋至中性軸的距離 L_R ，最後把 θ_{p1} 與 L_R 代入(2-52)、(2-53)式中得到消能鋼筋受拉時的力量 F_{Ei} 。

試體3消能鋼筋受拉力量的計算，則是利用 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 代入(2-29)式中，得到此第三階段第一節面的總曲率 ϕ_{13} 與第三階段第二節面的總曲率 ϕ_{23} ，再將 F_3 、 ϕ_{13} 、(2-65)式中得到的 F_2 與上一階段步驟(5)中得到的 ϕ_{12} 皆代入(2-32)式中，而後得到 θ_{p1} ，以及將 F_3 、 ϕ_{23} 、(2-65)式中得到的 F_2 與上一階段(2)步驟(3)中得到的 ϕ_{22} 皆代入(2-33)式中，而後得到 θ_{p2} ，另外也從 c_1 、 c_2 分別去計算受拉消能鋼筋至中性軸的距離 L_M 、 L_N ，最後把 θ_{p1} 、 θ_{p2} 、 L_M 與 L_N 代入(2-56)、(2-57)、(2-58)式中得到消能鋼筋受拉時的力量 F_{Ei} 。

- (4). 此階段中性軸位置皆已超過斷面中心，因此須考慮計算鋼腱力量增

量，將步驟(3)算得的 θ_{p1} 、 θ_{p2} 以及 c_1 、 c_2 皆代入(2-34)、(2-35)得到 $\Delta\varepsilon_{s1}$ 、 $\Delta\varepsilon_{s2}$ ，再將 $\Delta\varepsilon_{s1}$ 、 $\Delta\varepsilon_{s2}$ 代入(2-36)、(2-37)即得到第一與第二節面的預力增量 ΔF_{s1} 、 ΔF_{s2} 。

- (5). 計算 M_1 、 M_2 與前階段(1)步驟相同。
- (6). 將上述步驟(2)~(5)中計算得到的各值，分別代入試體1的三個平衡方程式(2-20)、(2-21)、(2-22)之中，試體2的三個平衡方程式(2-23)、(2-24)、(2-25)之中，試體3的三個平衡方程式(2-26)、(2-27)、(2-28)之中。
- (7). 此階段為階段(2)點之後非線性段的部份，因此可將從階段(2)計算得到的混凝土壓應變 ε_{c1} ，藉由其逐漸的增加，依序代入步驟(6)所提到的方程式中計算，另外也依序給定一適當值 F_3 ，同樣也代入步驟(6)所提到的方程式中平衡計算。
- (8). 隨著步驟(7)依序代入各 ε_{c1} ，各三組試體分別由步驟(6)中各自的三個方程式中，聯立求解出各自聯立方程組裡面的未知數 c_1 、 c_2 、 ε_{c2} 。
- (9). 將 c_1 、 c_2 、 ε_{c1} 、 ε_{c2} 、 F_3 代入步驟(5)計算得到的彎矩來計算橋柱的水平側向力。

$$F_3' = \frac{M_1}{H_1} = \frac{M_2}{H_2} \quad (2-71)$$

- (10). 比較 F_3 與 F_3' 二者之間的誤差百分比，如下所示：

$$Error = \frac{F_3' - F_3}{F_3} \times 100 \quad (2-72)$$

若誤差小於5%，則 $F_3' = F_3$ ，若誤差大於5%，則將步驟(3) F_3' 代入步驟(1)中的 F_3 重新求解，迭代至計算出來的 F_3' 與假設的已知值 F_3 誤差在5%以內為止。

- (11). 計算橋柱的側向變位，此階段橋柱的側向變位 Δ_3 包含柱的彈性側向位移 Δ_{3e} 、柱相對於第一節塊柱底產生剛體旋轉所造成的側位移 Δ_{3p1} 及柱相對於第二節塊柱底產生剛體旋轉所造成的側位移 Δ_{3p2} ，計算方式如

下式：

$$\Delta_3 = \Delta_{3e} + \Delta_{3p1} + \Delta_{3p2} \quad (2-73)$$

$$\Delta_{3e} = \frac{F_3}{F_2} \Delta_2 \quad (2-74)$$

$$\Delta_{3p1} = \left\{ \phi_{13} - \frac{F_3}{F_2} \phi_{12} \right\} L_{p1} H_1 = \theta_{p1} H_1 \quad (2-75)$$

$$\Delta_{3p2} = \left\{ \phi_{23} - \frac{F_3}{F_2} \phi_{22} \right\} L_{p2} H_2 = \theta_{p2} H_2 \quad (2-76)$$

依序以上三個階段的步驟，便可以得到橋柱側向力與側向位移的關係。依據第2.3.1.1節~第2.3.1.3節的分析理論，代入表2.2~表2.5各材料強度以及第2.4.2.1節中所設計的試體細節，由電腦程式計算得到三組試體之力量-位移關係如圖2.11所示(標示為No eccentricity)。

在先前理論由於假設橋柱試體中間的預力鋼腱，一直保持在節塊斷面中心位置，去做力平衡分析計算，但是當柱頂節塊受到水平側向力產生側位移時，節塊內部鋼腱由於錨錠端在接近基礎底部與柱頂節塊上部，加上預力作用下，鋼腱會在這二點間呈現一直線的狀態如圖2.12(a)所式，由圖2.12(a)可以知道此時鋼腱已經不在每個橋柱節塊的中心位置，另外橋柱第一節塊所做的剛體旋轉也會影響預力鋼腱在節塊斷面的位置，因此上述橋柱力量-位移的計算步驟之三個階段皆需於最後再增加此一修正流程。

首先先從圖2.12(a)來做鋼腱偏移量的推導計算，首先計算柱頂節塊產生側位移 Δ 時，鋼腱於柱頂節塊上部錨錠端的側位移 Δ_{pd} ，之後再計算此側位移 Δ_{pd} 造成鋼腱在第一節面與第二節面的偏移量分別為 Δ_{s1} 、 Δ_{s2} ，如下所式：

$$\Delta_{pd} = \frac{\Delta}{H_a} H_b \quad (2-77)$$

$$\Delta_{s1} = \frac{\Delta_{pd}}{H} h_1 \quad (2-78)$$

$$\Delta_{s2} = \frac{\Delta_{pd}}{H} h_2 \quad (2-79)$$

式中 H_a 為柱頂節塊之水平側向力施力點至第一節塊柱底的距離、 H_b 為鋼腱上方錨錠點 A 至第一節塊柱底的距離、 H 為鋼腱下端錨錠點 B 到鋼腱上方錨錠點 A 的距離、 h_1 為鋼腱下方錨錠點 B 到第一節面的距離、 h_2 為鋼腱下方錨錠點 B 到第二節面的距離。

再來計算第一節塊的剛體旋轉之影響，從圖2.12(b)得知第一節塊的剛體旋轉對於第一節面鋼腱初始中心的位置不改變，固只須計算對於第二節面的鋼腱初始中心位置改變量 Δ_{s2r} ，如下所示：

$$\Delta_{s2r} = \theta_{p1} \times H_s \quad (2-80)$$

式中 θ_{p1} 為橋柱第一節塊之剛體旋轉角， H_s 為節塊高度。

最後得到第一節面與第二節面的鋼腱與節面中心位置的偏移量 Δ_{st1} 、 Δ_{st2} ，所下所式：

$$\Delta_{st1} = \Delta_{st} = \frac{\Delta_{pd}}{H} h_1 \quad (2-81)$$

$$\Delta_{st2} = \Delta_{s2} - \Delta_{s2r} = \frac{\Delta_{pd}}{H} h_2 - (\theta_{p1} \times H_s) \quad (2-82)$$

了解鋼腱與斷面中心之相對偏移量 Δ_{st1} 、 Δ_{st2} 後，模型修正步驟如下所示：

1. 將模型未修正時，三個階段平衡方程式所計算出來的 $\Delta_i (i=1 \sim 3)$ ，代入(2-77)中之 Δ 求得 Δ_{pd} ，再將 Δ_{pd} 代入(2-78)、(2-79)得到 Δ_{s1} 、 Δ_{s2} ，最後把 Δ_{s1} 、 Δ_{s2} 以及平衡方程式所計算出來的 θ_{p1} 代入(2-80)、(2-81)、(2-82)，得到鋼腱與斷面中心之相對偏移量 Δ_{st1} 、 Δ_{st2} 。
2. 用 Δ_{st1} 、 Δ_{st2} 去修正平衡方程式中鋼腱於每個節塊斷面作用點的位置，重新計算求解，此為第一次修正，得到修正的力量-位移關係，但是因為方程式重新計算的關係，也會得到第一次修正過的第一節塊剛體旋轉角

θ_{p1} '，此時將(2-80)中的 θ_{p1} 由 θ_{p1} '取代得到 Δ_{s2r} '，再將(2-82)中的 Δ_{s2r} 由 Δ_{s2r} '取代得到 Δ_{s2} '， Δ_{s2} '為第一次修正過的第二節面之鋼腱與節面中心的相對偏移量。

3. 比較 Δ_{s2} 、 Δ_{s2} '的誤差百分比。

步驟3二者之間的誤差百分比，若小於1%，則完成修正，反之則必須把 Δ_{s2} '取代步驟1中的 Δ_{s2} ，重新步驟1到步驟3，直到誤差達到要求的範圍內為止，表2.6為各Drift下 Δ_{s1} 、 Δ_{s2} 、 Δ_{s2} '之計算值， Δ_{s2} 、 Δ_{s2} '之間誤差皆在1%以內，固決定以 Δ_{s1} 、 Δ_{s2} 去做模型修正，由電腦程式重新計算得到三組試體之力量-位移關係如圖2.11所示(標示為eccentricity)，在側位移角 $\theta_d = 0.06$ 弧度時，試體1設計水平側向力與(Chou and Chen 2006)所試驗之試體1的誤差僅有3.6%，代表了分析理論與修正模型的正確性，表2.7為修正後三組試體細部反應結果。

2.4 含機械式頭型錨錠鋼筋預力混凝土節塊橋柱設計

2.4.1 試體 1 設計

此組試體為Chou and Chen (2006)當時所試驗的試體1，以下的詳細設計內容，包含預力橋柱的水平設計力、橋柱強度、橋柱高度及橋柱剪力強度檢核等，皆於Chou and Chen (2006)的論文中有介紹說明。

2.4.2 試體 2 與試體 3 設計

此兩組試體研究的主要目的，在研究消能鋼筋(ED Bar)錨錠於基礎與第一節塊間或基礎與第二節塊間的消能行為與節塊間開啟行為，此兩組試體都是由鋼筋受拉發揮其消能作用，因此試體設計必須檢核此兩組試體是否都能讓消能鋼筋能夠穿過所有會產生開裂面的斷面，也就是消能鋼筋錨錠端上部的各節面不能產生撓曲裂縫，如此便能讓消能鋼筋產生最大的作用。

首先從前一節的平衡方程式、表2.2~表2.5中各材料性質以及第2.4.2.1節中所設計的消能鋼筋細節，計算出試體1、試體2與試體3於側位移Drift=6%的水平側向力之值，由此水平側向力可以得到各斷面的需求彎矩 M_d 如圖2.13所示，為避免節塊介面間發生明顯的剛體旋轉，定義中性軸只要還未超過斷面中心，即不會有明顯的節面打開量，再來計算各節面中性軸於斷面中心位置時的彎矩強度 M_c ，先將聯立方程組中代入 $c_1 = D/2$ 去計算，可求得第一節面要產生明顯的剛體旋轉行為時之彎矩強度以及橋柱此時的側位移角，此時第二節面中性軸尚未超過斷面中心，鋼腱力量仍然為初始預力，再將 $c_2 = D/2$ 代入聯立方程組中計算，可求得第二節面要產生明顯的剛體旋轉行為時之彎矩強度以及橋柱此時的側位移角，此時第一節面中性軸已經超過斷面中心，所以鋼腱力量已經有增量產生，計算結果如表2.8所式，各試體之第一節面與第二節面在Drift=1%之前就會有裂縫開量產生，第三節面無法適用聯立方程組去求解，於是使用單一節面力平衡方程式去計算，中性軸給定為 $D/2$ ，再把初始預力加上Drift=6%時方程組中求得的第一、二節面所造成的預力增量去計算此時節面的彎矩強度，此時第三節面的彎矩強度與Drift=6%時所需求的彎矩 M_d 相比較，如表2.8所式括號內的值為第三節面於Drift=6%時所需求的彎矩 M_d ，可以得知斷面彎矩強度皆超過所需要的彎矩，故各試體第三節面不會產生撓曲裂縫，由上述結果可得知試體2之消能鋼筋只穿過第一節面而第二節面會有明顯的裂縫打開量，試體3之消能鋼筋穿過第一節面與第二節面而第三節面並不會有明顯的裂縫打開量產生，因此試體3的鋼筋錨錠位置較能發揮其鋼筋的消能能力，此設計結果將可從第三章實驗現象中得到驗證。

除了消能鋼筋之外，試體2與試體3為了降低節塊混凝土的壓應變，在每一個節塊內部皆有放置縱向鋼筋，為了固定縱向鋼筋在節塊內的位置，在每個節塊內增設了2個D10的螺箍筋，為了與試體1相比較，除了消能鋼筋

的安裝以及節塊內縱向鋼筋之外，其餘設計細節均相同，試體2的設計細節如圖2.14至圖2.16所示，試體3的設計細節如圖2.17至圖2.19所示，而試體2與3二組試體的差異參數於表2.9並於下節詳述。

2.4.2.1 含機械式頭型錨碇消能鋼筋及縱向鋼筋設計

本試驗二組試體所用的消能鋼筋為了減少於基礎內握裹的發展長度以及減少鋼筋使用量，決定將消能鋼筋預埋於基礎內之前，於工廠先行加工與圓形錠著板摩擦接合，把消能鋼筋含錠著板端預埋於基礎內。

試體2的消能鋼筋安裝位置如下所述：將螺紋套管事先預埋於第一個預鑄鋼管混凝土節塊中心旁的四個位置內，基礎內預埋含部份長度無黏結性的機械式頭型錨碇鋼筋，機械式頭型錨碇鋼筋在基礎內的位置相對應於第一個預鑄鋼管混凝土節塊內四個螺紋套管的位置，鋼筋無端板端伸出基礎表面，將伸出基礎部份之鋼筋埋入第一個預鑄鋼管混凝土節塊內之螺紋套管中，之後再以壓力灌漿方式，將機械式頭型錨碇鋼筋埋在第一個預鑄鋼管混凝土節塊內的螺紋套管部份灌漿填滿，此為試體2消能鋼筋安裝位置。

試體3的消能鋼筋安裝位置如下所述：將螺紋套管事先預埋於第二個預鑄鋼管混凝土節塊中心旁的四個位置內，螺紋套管預埋於第一個預鑄鋼管混凝土節塊內，螺紋套管在第一個預鑄鋼管混凝土節塊內的位置相對應於第二個預鑄鋼管混凝土節塊內四個螺紋套管的位置，基礎內預埋含部份長度無黏結性的機械式頭型錨碇鋼筋，機械式頭型錨碇鋼筋在基礎內的位置也是相對應於第二個預鑄鋼管混凝土節塊內四個螺紋套管的位置，鋼筋無端板端伸出基礎表面，將伸出基礎部份之機械式頭型錨碇鋼筋穿過第一節塊再埋入第二個預鑄鋼管混凝土節塊內之螺紋套管中，之後再以壓力灌漿的方式，將機械式頭型錨碇鋼筋在第二個預鑄鋼管混凝土節塊的部份及第一個節塊中塑膠套管的部份灌漿填滿，此為試體3消能鋼筋安裝位置。

試體2與試體3消能鋼筋無握裹段長度的設計，是以當橋柱側位移角為Drift=6%時，消能鋼筋應變能發展至2~3%之間，本試驗試體2無握裹段長度為250 mm，試體3無握裹段長度為500 mm，根據Raynor等人於(2002)的研究，在分析計算時消能鋼筋長度還要加上 $1d_b$ 的等效無握裹段長度。

機械式頭型錨碇鋼筋尺寸為了符合下列前三點檢核項目要求，決定採用材質SD280之D19直徑鋼筋在工廠與錠著板接合，相關的檢核如下所述：

1.消能鋼筋於預力螺紋套管之握裹長度

此檢核的主要目的在於避免消能鋼筋在因節塊開裂而受拉的時候，在螺紋套管內的鋼筋由於握裹長度不足而產生滑動，使得消能鋼筋的影響減低，檢核方式根據PCI Design Handbook 6.5.1提出的鋼筋在灌漿套管內之建議埋置長度，表2.10為各號數鋼筋建議埋置長度，以下為計算公式：

$$L_e = 0.04A_E f_y / \sqrt{f'_c} \geq 12 \text{ in} \quad (2-83)$$

式中 L_e 為鋼筋埋置長度， A_E 為鋼筋斷面積， f_y 為鋼筋降伏強度， f'_c 為混凝土強度。

以上公式僅供D25直徑以下及降伏強度小於(60 ksi)的鋼筋使用，下面還有四點需要注意與限制的地方：

- (1).螺紋套管外的混凝土保護層厚度需大於3 in。
- (2).螺紋套管最小厚度需為0.023 in，螺紋間距最小為 $\frac{3}{8}$ in。
- (3).混凝土強度不少於5000 psi。
- (4).計算出來的鋼筋埋置長度不得少於12 in。

D19直徑的消能鋼筋代入(2-83)，計算出來在螺紋套管內所需的埋置長度為304.8 mm \leq 500 mm(節塊高度) (O.K.)。

2.螺紋套管管徑的決定

參考國外的Aswad and Burnley於1995年所做的鋼筋握裹於塑膠套管內之拉拔試驗，以及張國鎮等人於2002年所做的預力節塊橋柱耐震研

究，於表 2.11 中將二者試驗之鋼筋在各個管徑內之握裹應力與本研究試體消能鋼筋到達極限應力 f_u 時之所需握裹應力 σ_{ES} 相比較，本研究所需之鋼筋握裹應力計算如下：

$$\sigma_{ES} = \frac{f_u A_E}{L_e \pi d_b} = \frac{497 \times 285}{500 \times 3.14 \times 19} = 4.74 \text{MPa} \quad (2-84)$$

上式 σ_{ES} 為單位面積鋼筋於套管內的握裹應力， d_b 為消能鋼筋的直徑，計算出來的值與表 2.11 各個試驗相比較，發現除了 D50.8 套管使用#6 鋼筋埋深 6 in 以及 D50.8 套管使用#5 鋼筋埋深 16 in 不能滿足實驗所需的應力，其它皆能達到本研究的要求，因此決定使用管徑 50 mm 作為本試驗的設計。

3.機械式T頭錨錠鋼筋在基礎的握裹檢核及混凝土應力錐強度檢核

本研究試體預埋於基礎的消能鋼筋，都是採用機械式T頭錨錠鋼筋，能夠有效減少鋼筋伸展長度，免除標準彎鉤段的鋼筋，定位精準及施工快速容易等優點，依據ACI318-99來做設計檢核，圖2.20為T頭錠著板計算示意圖，公式如下：

$$T_b = \phi \times 0.85 \times f_c \times A1 \times \sqrt{A2/A1} = 1.4 \times f_c \times A1 \quad (2-85)$$

式中 $T_b = f_y \times A_E$ ， f_y 為鋼筋降伏應力， $\phi = 0.825$ 強度衰減係數， f_c' 為混凝土抗壓強度， $\sqrt{A2/A1}$ 為支撐面的邊長較負載面積為寬時，容許在混凝土之承載強度 ($\phi \times 0.85 \times f_c \times A1$) 之後再乘上此係數，此係數不得大於2，本研究試體的基礎支撐面邊長遠大於鋼筋T頭之承載面積，因此皆取 $\sqrt{A2/A1} = 2$ 來做計算， $A1$ 是指錠著板承載面積， $A2$ 從負載面積範圍以垂直為1，水平為2的斜率所延伸出去的錐狀面積。

規範ACI318 (12.6.3節)上又提到當鋼筋受拉時，T頭錠著板分擔70 %力量，鋼筋錨錠握裹部分分擔其餘的30 %力量，固分成二個部分來作檢核。

(1).T頭錠著板尺寸決定

原先於(2-85)式中用來計算錠著板尺寸的鋼筋拉力 T_b ，因為有30 %力量由鋼筋本身握裹分擔，因此將(2-85)式中的 T_b 改成 $0.7 \times T_b$ 來計算。

$$0.7 \times T_b = 1.4 \times f_c' \times A_l \quad (2-86)$$

$$T_b = 497 \times 285 = 141645N \quad (2-87)$$

上式中的係數0.7是由錠著板需分擔總力的70%決定之， T_b 的計算原先應代入鋼筋降伏應力 $f_y = 307MPa$ ，於本研究中改成代入極限應力 $f_u = 497MPa$ 來計算檢核。

$$0.7 \times 141645 = 1.4 \times 50 \times A_l \quad (2-88)$$

$$A_l = (R_T / 2)^2 \pi = 1416.45mm^2 \quad (2-89)$$

$$R_T = 42.47mm \quad (2-90)$$

式中 R_T 為頭型錠著板直徑

所以T頭之直徑需大於42.47 mm，本實驗採用直徑55 mm、厚度10 mm之T頭錠著板。

(2). 鋼筋錨錠握裹部份之發展長度

根據ACI318第12.2節上鋼筋受拉時發展長度的計算公式，來決定T頭鋼筋錨錠在基礎內所需的長度，計算步驟如下所示：

先計算一般鋼筋在混凝土內的發展長度 L_d 。

$$L_d = \left(\frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f_c'}} \right) d_b = \left(\frac{12 \times 307 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{25 \times \sqrt{50}} \right) \times 19 = 395.96mm \quad (2-91)$$

式中 f_y 為鋼筋降伏強度， α 為鋼筋位置係數， β 塗佈係數， λ 輕質骨材混凝土修正係數 f_c' ， d_b 為鋼筋標稱直徑。

再來計算於基礎內的單位面積之鋼筋握裹應力 σ_{FE} 。

$$\sigma_{FE} = \frac{f_y A_E}{L_d \pi d_b} = \frac{307 \times 285}{395.96 \times 3.14 \times 19} = 3.7MPa \quad (2-92)$$

式中 A_E 為鋼筋斷面積。

最後求當鋼筋達到極限應力時，鋼筋在基礎錨錠握裹段所需的長度 L_T 。

$$0.3 \times f_u \times A_E = \sigma_{FE} \times \pi \times d_b \times L_T \quad (2-93)$$

上式中的係數0.3是由T頭鋼筋錨錠握裹段需分擔總力的30 %決定之， f_u 為鋼筋的極限應變。

$$L_T = \frac{0.3 \times f_u \times A_E}{\sigma_{FE} \times \pi \times d_b} = \frac{0.3 \times 497 \times 285}{3.7 \times 3.14 \times 19} = 192.5 \text{ mm} \quad (2-94)$$

所以T頭鋼筋於基礎內之握裹段長度需192.5 mm，本實驗採用200 mm來做設計。

T頭錨錠鋼筋在拉力作用下，會在混凝土內部形成應力錐，根據NEHRP (1997)計算基礎的混凝土應力錐抗拉強度 ϕP_c 是否大於消能鋼筋於極限應力時的拉力 P_s 。

$$P_s = 0.9 A_E f_u n = 0.9 \times 285 \times 497 \times 3 = 383 \text{ kN in} \quad (2-95)$$

$$\phi P_c = \phi \lambda \sqrt{f'_c} (2.8 A_p + 4 A_t) = 28528 \text{ lb} = 1270 \text{ kN} \quad \phi P_c > P_s (O.K.) \quad (2-96)$$

式中 A_E 為消能鋼筋斷面積， f_u 為消能鋼筋之極限應力， n 為消能鋼筋試驗時受拉的支數， $\phi = 0.65$ 為強度折減係數， $\lambda = 1$ 為常重混凝土係數， $f'_c = 5000 \text{ psi}$ 為混凝土抗壓強度，由於橋柱於側位移角等於 $\theta = 0.06$ 弧度時，只會有3支消能鋼筋受拉，固 A_p 為3支消能鋼筋所形成之應力錐的側面積 ($= 2155 \text{ in}^2$)， A_t 為三支消能鋼筋所圍成之三角形面積 ($= 43.1 \text{ in}^2$)。

4. 節塊內縱向鋼筋受壓時之發展長度

根據ACI318第12.3節上鋼筋受壓時發展長度的計算公式，來檢核各個節塊內的縱向鋼筋埋置長度 L_{dc} 是否足夠，第一節塊內的縱向鋼筋尺寸為D25直徑，其餘二、三、四節塊內的縱向鋼筋尺寸較小為D16直徑，固僅需檢核第一節塊內的鋼筋是否符合要求即可。

$$L_{dc} = (0.02 f_y / \sqrt{f'_c}) d_b = 363 \text{ mm} \quad (2-97)$$

$$L_{dc} = (0.0003 f_y) d_b = 464 \text{ mm} \quad (2-98)$$

上式計算中 d_b 為 D25 直徑的縱向鋼筋，本實驗試體縱向鋼筋埋置深度為 500 mm 均大於上二式的值 (O.K.)。

2.4.2.2 檢核試體 2 與 3 的細部反應

藉由 2.3 節提出理論模型程式來分析，於試體細部反應的檢核如下所示：

1. 檢核試體 2 與試體 3 節塊混凝土所對應的最大壓應變 ϵ_c ，在側位移角 $\theta_d = 0.06$ 弧度時，是否小於混凝土極限應變 $\epsilon_{cu} = 0.0295$ ，如表 2.12 所示。
2. 檢核消能鋼筋在側位移角 $\theta_d = 0.06$ 弧度時，應變 ϵ_E 是否介於 2~3 % 之間，如表 2.12 所示。
3. 檢核試體 2 與試體 3 內部安裝之消能鋼筋，在側位移角 $\theta_d = 0.06$ 弧度時，額外提供橋柱斷面彎矩 M_E ，是否有達到本研究設計的橋柱系統之彎矩強度 M_d 的 10 %，如表 2.12 所示，二組試體皆有達到此設計值。
4. 為了確保試體 2 與試體 3 在安裝了消能鋼筋之後，還能保有自行復位的能力，在設計上需檢核橋柱在每個側位移角下，在第一節面之初始預力提供斷面的彎矩強度 $M_{initial}$ 必須大於消能鋼筋提供斷面的彎矩強度 M_E ，如表 2.13 所示。

若以上檢核有不滿足的情況發生時，於本研究不更改橋柱尺寸的原則下，則需從 2.4.2.1 節從新設計消能鋼筋尺寸或者是其安裝位置，直到滿足各檢核要求為止。

2.5 材料性質及強度

本實驗二組試體的基礎、鋼管混凝土節塊、及柱頂節塊，均採用 28 天抗壓強度為 5000 psi 的混凝土，再混凝土澆置同時，共製作了 9 個混凝土圓柱抗壓試體，待混凝土齡期達 28 天時，先測試 3 個混凝土圓柱抗壓試體的強

度，然後每次試驗當日再各取3個混凝土圓柱抗壓試體去測試強度，試驗強度如表2.2所示。

本試體鋼管混凝土節塊上所採用的鋼材JIS G3131軟鋼，分別製作5 mm及3 mm的拉力試片各一個，強度如表2.3所示。

本試驗之預力鋼腱與試體1試驗時所用的相同，在施拉預力時，皆有黏貼應變計，除了得之初始預力之外，在試驗時也能量測鋼腱預力量變化。

環氧樹脂主要分成高流動性與低流動性二種，高流動性樹脂主要應用於節塊面以及基礎面的整平，低流動性樹脂主要應用於組裝橋柱節塊時，節塊與節塊之間的填縫部份，流動性的高低是利用不影響強度的輕粉，來做稠度的調整，根據易兆企業有限公司提供的環氧樹脂配比方式，在室溫下7天後可達15248 psi的抗壓強度。

本試體節塊內的縱向壓力鋼筋規格為SD420之竹節鋼筋，消能鋼筋規格為SD280之竹節鋼筋，詳細強度如表2.4所示。

本試驗二組試體組裝好後，均需再高壓灌漿於節塊內預埋之螺紋套管，而高壓灌漿所使用的無收縮水泥砂漿強度如表2.5所示。

2.6 試體試驗構架裝置及載重歷時

本實驗於國立交通大學土木系結構實驗室進行，試驗構架圖2.21所示，試驗所採用之施力設備與資料擷取系統敘述如下。

2.6.1 油壓致動器

本試驗預力橋柱試體採用4支D36 mm的鋼棒將試體固定於實驗室強力地板上，試驗時水平側向力由1支MTS油壓致動器提供，其最大輸出力為500 kN，衝程限制為 ± 200 mm，在試驗過程中所用的加載速率為0.5 mm/sec，同時將油壓致動器的輸出資料連接至擷取系統，由擷取系統收取油壓致動器

輸出的力量與位移。

2.6.2 資料擷取系統

本研究所有試驗量測數據均藉由資料擷取系統收集，本試驗所採取之資料擷取系統為 InstruNet 100 資料擷取盒，系統共有 64 個頻道可供資料收集，同時配合 InstruNet World 軟體操作，可適用於多種不同形式之量測儀器，而有關於量測儀器上之設定方式，皆依據 InstruNet World 軟體操作手冊，本試驗記錄資料設定為每秒收集一筆資料。

2.6.3 試驗載重歷時

載重加載程序如圖2.22所示，為了使試體2與3之試驗結果方便與試體1比較，因此試體載重試驗程序的決定是依據當初試體1橋柱試體的單一節面分析預測力量-位移關係，當橋柱底部開始要發生裂縫時的水平側向 $F_1 = 62kN$ ，所對應的側位移角 $\theta_d = 0.0013$ 弧度，第一降伏點所對應的水平側 $F_2 = 138kN$ ，所對應的側位移角 $\theta_d = 0.004$ 弧度，因此在試驗程序上側位移角 $\theta_d = 0.0013$ 弧度至 $\theta_d = 0.004$ 弧度反覆加載1次，側位移角 $\theta_d = 0.004$ 弧度至 $\theta_d = 0.06$ 弧度反覆加載3次。

2.7 試驗量測規劃

試體2與3應變計與位移計的設置如圖2.23所示，試體2消能鋼筋上應變計的設置如圖2.24所示，試體3消能鋼筋上應變計的設置如圖2.25所示，橋柱系統於鋼套管的設計，主要目的就是藉此提供混凝土圍束力，故在鋼套管上有設置應變計來量測其應變值，所用的應變計皆為單軸應變計(以S為標示)，主要量測套管上的環向應變，橋柱節塊內縱向鋼筋的設計，主要目的是要降低節塊斷面混凝土的壓應變，故也在縱向鋼筋的底部設置應變計

來量測其值，縱向鋼筋上設置的應變計皆黏貼於距每個節塊底部5 cm處(以P為標示)，消能鋼筋於預力橋柱上的配置，主要目的是由消能鋼筋上無握裹段部分產生應變來發揮其消能效果，故於鋼筋無握裹段部分黏貼應變計(以1-1至3-3為標示)，另外為了得知消能鋼筋握裹於節塊混凝土之螺紋套管內於試驗中有無滑動現象，故於鋼筋無端板端之握裹段上黏貼應變計(以T為標示)，橋柱的南北向各裝置了5個位移計(以L為標示)，主要目的是用來計算橋柱各斷面的曲率 ϕ_t 。

2.7.1 橋柱曲率 ϕ_t 量測計算方式

可藉由在第一節塊與第二節塊上設置的位移計來推得，並同時算得節塊斷面底部邊緣的混凝土應變 ϵ_c ，算法如下所示：

$$\phi_t = \frac{(\Delta_2 - \Delta_1) / l_g}{l_w} \quad (2-99)$$

$$\epsilon_c = \frac{\Delta_2}{l_g} - x\phi_t \quad (2-100)$$

式中 Δ_1 、 Δ_2 (如圖2.26所示)為位移計量測到的位移變化值， l_g 為位移計量測範圍的長度， l_w 為節塊二側位移計的水平距離， x 為位移計至節塊表面的水平距離。

2.8 預力預鑄節塊橋柱之消能鋼筋設計流程

已知條件：預力預鑄節塊橋柱的尺寸(包含柱高、單一節塊尺寸以及初始預力量)，材料性質(包含混凝土抗壓強度、鋼筋的降伏與極限強度)。

步驟 1：選定消能鋼筋尺寸、節塊內部壓力鋼筋尺寸、消能鋼筋面積比、無握裹段長度以及握裹位置。

步驟 2：利用第 2.3 節分析理論，求解聯立方程組，得到橋柱設計之最大位移的水平側向力。

步驟 3：利用步驟 2 求得的水平側向力，於第 2.4.2 節的方法，檢核消能鋼筋握裹位置之上部節面是否會產生明顯的裂縫打開量，若上部節面會產生明顯的裂縫開量，則必須返回步驟 1 重新選定消能鋼筋握裹位置。

步驟 4：檢核消能鋼筋握裹於節塊套管內的長度、鋼筋套管的握裹長度以及所需保護層厚度等設計，是否皆滿足規範的要求，若不滿足則必須返回步驟 1 重新選定鋼筋尺寸。

步驟 5：將步驟 2 之聯立方程組的解代入第 2.3.1.2 中各種力量算法的式子中求其值，(1)檢核消能鋼筋的應變以及所提供於節面的彎矩強度，是否有達到理想的要求(本研究試體設計消能鋼筋應變於 2~3 %之間，提供於節面整體 10 %的彎矩強度)，若不滿足則必須返回步驟 1 重新選定鋼筋無握裹段長度、鋼筋尺寸以及鋼筋面積比。(2)檢核預力橋柱自行復位能力，於每個側位移下，初始預力提供之彎矩強度必須大於消能鋼筋提供的彎矩強度，若不滿足則必須增量初始預力量或縮減消能鋼筋面積以及尺寸後，重新由步驟 1 計算。(3)檢核節塊邊緣混凝土應變於最大側位移下是否超過極限應變，超過的話，則需選擇較大尺寸的壓力鋼筋，重新由步驟 1 計算。

第三章 試體實驗與結果分析

3.1 前言

本研究共製作二組橋柱試體分別為試體2與3，試體由基礎、柱體(由四個鋼管混凝土節塊組成)、柱頂節塊及預埋的消能鋼筋所組成，實驗的目的在探討本研究提出的多數斷面分析理論與預力橋柱安裝消能鋼筋後遲滯行為，並藉由實驗結果驗證理論與設計的正確性。整體的組裝方式是由基礎底部的端錨與柱頂的端錨以這二個位置為鋼腱的錨錠點，用後拉預力鋼腱的方式完成試體的組裝。本章3.2節介紹試體製作與組裝程序，3.3節為試體2試驗結果與分析，3.4節為試體3試驗結果與分析。

3.2 試體製作與組裝

3.2.1 試體製作

試體部份分為基礎、鋼管混凝土節塊、柱頂端錨節塊共三部份，由大陸工程青山鎮事業工程處負責施作，包含所有的鋼筋綁紮、模板組設及混凝土澆置都在新店工區現場完成。

鋼管是由鴻舜鋼鐵廠製造，所有鋼管採用軟鋼JIS G3131之鋼板冷彎成圓形後再焊接而成，柱體的第一節塊採用厚度5 mm鋼板，第二、三、四節塊採用厚度3 mm鋼板，由於試體節塊組裝完成後必須再進行節塊內螺紋套管的高壓灌漿，因此鋼管上下半部要預留孔洞(照片3.1)，讓螺紋套管上的灌漿管能夠伸出節塊外部來(圖3.1)。螺紋套管、半圓蓋及灌漿管是由DSI地偉達有限公司提供，(照片3.2)利用半圓蓋將套管與灌漿管做接合，而後置入節塊定位。

T頭錨錠鋼筋是由蘭州有限公司製作，將SD280 #6(D19)的竹節鋼筋與直徑55 mm厚度10 mm的錠著板作摩擦接合，之後在鋼筋設計上無握裹段部份貼上單向應變計後，以塑膠套管包覆(照片3.3)，以期達到無握裹要求。

為避免節塊在組裝過程中，節塊內預埋的螺紋套管位置與基礎上之T頭錨錠鋼筋不合，導致組裝困難，或節塊面不平整，導致組裝時節塊與節塊之間有縫隙，因此在試體施作過程，特別著重於節塊內套管的定位、基礎內預埋T頭錨錠鋼筋的定位、以及節塊單元介面的平整，有關試體節塊以及基礎施作方式說明如下：

1. 節塊底部模板

由於預鑄的每一個節塊介面必須要有良好的平整性，所以在施工前先將放置節塊鋼套管的底部模板整平，並採用水平尺確保底部模板的水平，將模板面上鋪設一厚度為2 cm的保麗龍塊，鋼套管再放置於模板上，最後把鋼套管內底部的保麗龍挖除(照片3.4)，如此可以使得的每一節塊的鋼管底部比節塊混凝土底面高2 cm，主要目的是避免每個節塊鋼管互相接觸。

2. 節塊內套管的定位

先在每個節塊底模放樣，定出每個節塊的中心位置，並在節塊中心放置PVC套管，主要目的是預留鋼腱通過的空間，在試體組裝時為節塊間互相連接的部份，再定出PVC套管旁之螺紋套管的四個位置，螺紋套管底部位置確認後，為了將套管垂直固定於此處，利用一些小號數的鋼筋將套管互相綁定(照片3.5)。

3. 柱頂節塊與基礎節塊施作

柱頂節塊採用(Chou and Chen 2006)所設計的柱頂節塊，基礎則是先在模板上放樣定出四個PVC套管的位置，主要目的是試驗時利用預力鋼棒穿過PVC套管預留孔洞，把基礎固定於實驗室的強力地板上，再將鋼腱端錨的位置定於這四個套管的中心，確保端錨在基礎的中心位置，T頭錨錠鋼筋則定位於端錨旁的四個位置相對應於第一個預鑄鋼管混凝土節塊內四個螺紋套管的位置，T頭錨錠鋼筋無端板端伸出基礎表面，為了將T頭錨錠鋼筋垂直固定於此處，也利用小號數的鋼筋在其上方互相綁定，照片3.6為試體

2基礎鋼筋綁紮完成的情形，照片3.7為試體3基礎鋼筋綁紮完成的情形，照片3.8為基礎灌漿前封模後的情形，照片3.9及照片3.10為基礎與鋼管混凝土節塊在工區澆置混凝土的情況。

3.2.2 試體組裝

試體在工區養護28天後，運回交通大學土木系結構實驗大樓實驗室，首先進行節塊與基礎之界面的整平工作，採用高流動性的環氧樹脂進行節塊與基礎界面的置平如照片3.11與照片3.12所示，試體組裝步驟如下：

試體2

1.基礎底部之預力鋼腱錨錠

先將基礎翻轉，清除底部錨座上的模板，檢核端錨附近的混凝土之完整性，確定無蜂窩或裂縫等現象，將每支鋼絞線從基礎底部依序貫穿預力錨頭、底部錨座、基礎如照片3.13所示，並以夾片固定鋼腱於基礎底部的錨頭上，完成每支鋼腱的固定後，再鎖上錨頭夾片，將整個錨頭固定於底部錨座上如照片3.14所示，並將基礎翻轉放置到實驗室的強力地板上。

2.第一個節塊吊裝

節塊吊裝前，在基礎面上先放樣定出第一節塊放置的位置如照片3.15所示，為避免節塊與基礎面間有空隙而導致混凝土介面無法完全接觸，所以在組裝第一個節塊之前，在基礎面上塗抹低流動性的環氧樹脂如照片3.16所示，將第一個節塊吊起穿過鋼腱端部，下滑定位至基礎面上放樣的位置如照片3.17，將伸出基礎部份之鋼筋埋入第一個預鑄鋼管混凝土節塊之套管內，並注意埋入的鋼筋是否有在套管內中間位置如照片3.18所示，確保之後的壓力灌漿，鋼筋能在套管內有良好的握裹。

3.第二、三、四個節塊與柱頂節塊吊裝

第一個節塊吊裝完成後，放置一天後再進行吊裝第二個節塊，再第二

節塊與第一節塊的介面上也需以環氧樹脂填滿其縫隙，如照片3.19所示，依序以每天吊裝一個節塊方式組裝第三、四個節塊與柱頂節塊，如照片3.20、照片3.21、照片3.22所示。

4. 施拉預力

預力施拉是藉由在柱頂錨座放置的油壓千斤頂對19支預力鋼絞線同時施拉預力，如照片3.23所示，為量測鋼腱在施拉過程中鋼絞線力量的變化量，事先在4支鋼絞線上黏貼單向應變計，目的是由這些應變計來得知鋼腱的力量，同時在施拉預力的過程中，柱頂錨座上的油壓設備可以設定施拉預力的大小，油壓設備上預力的讀數是以(bar)表示，藉由DSI地偉達公司提供的換算表，可以把單位bar換算成單位噸，最後再與鋼腱上應變計讀數所得的力量相比較。

預力施拉程序共分為九個階段進行，每一階段油壓機的讀數與應變計的值如表3.1所示，由表中的第八階段可以得知，當端錨錨錠的時候，鋼絞線的滑動會造成預力約15 %的損失，試體在設計上所需要的預力量為2494 kN(參考Chou and Chen 2006)，因此在施拉預力時需施拉到2970 kN在錨錠，此力量對應於323.5 bar的油壓機讀數，為了實驗的安全性，預力施拉的第九階段，決定施加到油壓機讀數至315 bar便不再施加拉力，此時油壓機讀數與應變計讀數分別為2892 kN與2773 kN，並開始錨錠鋼絞線，錨錠後依據應變計讀數預估鋼絞線的預力總量為2321 kN，錨錠損失約18 %，此預力值比當初設計目標值2494 kN約低7 %。

5. 第一節塊內套管之高壓灌漿

當預力施拉完成後，即開始灌漿作業，將無收縮水泥砂漿充填於第一節塊之螺紋套管內，由第一個節塊下方之灌入孔充填，當砂漿於第一個節塊上方流出孔溢出時，即完成作業如照片3.24、圖3.1所示。

試體3

1.基礎底部之預力鋼腱錨錠

施作方式與試體2相同。

2.第一、二個節塊吊裝

節塊吊裝前，在基礎面上先放樣定出第一節塊放置的位置如照片3.14所示，為避免節塊與基礎面間有空隙而導致混凝土介面無法完全接觸，所以在組裝第一個節塊之前，在基礎面上塗抹低流動性的環氧樹脂如照片3.15所示，將第一個節塊吊起穿過鋼腱端部，下滑定位至基礎面上放樣的位置，將伸出基礎部份之鋼筋穿過第一個預鑄鋼管混凝土節塊之套管，放置一天後，再進行吊裝第二節塊，將伸出第一節塊之消能鋼筋埋入第二個節塊之套管內如照片3.25所示，並注意埋入的鋼筋是否有在套管內中間位置，確保之後的壓力灌漿，鋼筋能在套管內有良好的握裹。

3.第三、四個節塊與柱頂節塊吊裝

第一、二個節塊吊裝完成後，依序以每天吊裝一個節塊方式組裝第三、四個節塊與柱頂節塊。

4.施拉預力

預力施拉是藉由在柱頂錨座放置的油壓千斤頂對19支預力鋼絞線同時施拉預力，為量測鋼腱在施拉過程中鋼絞線力量的變化量，事先在4支鋼絞線上黏貼單向應變計，目的是由這些應變計來得知鋼腱的力量，同時在施拉預力的過程中，柱頂錨座上的油壓設備可以設定施拉預力的大小，油壓設備上預力的讀數是以(bar)表示，藉由DSI地偉達公司提供的換算表，可以把單位bar換算成單位噸，最後再與鋼腱上應變計讀數所得的力量相比較。

預力施拉程序共分為九個階段進行，每一階段油壓機的讀數與應變計的值如表3.2所示，參考試體2拉預力的資料，得知應變計達到0.00531方能滿足所需的目標值，當油壓機施拉至315 bar時，應變計讀數僅達0.005，因此決定再增加一個階段，施拉預力至油壓機的讀數達330 bar，此時油壓機

讀數與應變計讀數分別為3031 kN與2755 kN，並開始錨錠鋼絞線，錨錠後依據應變計讀數預估鋼絞線的預力總量為2300 kN，錨錠損失約16%，此預力值比當初設計目標值2494 kN約低7%。

5. 第一、二節塊內套管之高壓灌漿

當預力施拉完成後，即開始灌漿作業，將無收縮水泥砂漿充填於第一節塊之螺紋套管內，由第一個節塊下方之灌入孔充填，當砂漿於第二個節塊上方流出孔溢出時，即完成作業。

3.3 試體 2 試驗結果與分析

3.3.1 試驗現象觀察

照片3.26為試驗前之全景，試驗過程中油壓致動器推動方向(北)定義為正方向，油壓致動器於試驗中之水平位移除以從基礎面至油壓致動器施力點位置之高度定義為正側位移角 θ ，拉回方向(南)定義為負方向，對應負側位移角。本試驗是以柱頂節塊的位移來決定油壓致動器的運動，讓橋柱在不同側位移角下進行反覆載重試驗，反覆載重歷時如圖2.22所示，每當達到新的側位移角下之最大位移時將暫停試驗來進來觀察與紀錄，主要觀察第一節塊底部與基礎面間(斷面A)、第一節塊頂面與第二節塊底部間(斷面B)、以及第二節塊頂面與第三節塊底部間(斷面C)之混凝土裂縫與中性軸位置的情形，各斷面位置如圖3.2所示，試驗的描述如下：

(1) 側位移角 $\theta = \pm 0.001$ 弧度至 $\theta = \pm 0.003$ 弧度

$\theta = +0.001$ 時，所受之水平側向力為22 kN， $\theta = -0.001$ 時，所受之水平側向力為31 kN， $\theta = +0.003$ 時，所受之水平側向力為81 kN， $\theta = -0.003$ 時，所受之水平側向力為86 kN，在這階段中，各個斷面都沒有裂縫產生。

(2) 側位移角 $\theta = \pm 0.004$ 弧度

$\theta = +0.004$ 時，所受之水平側向力為103 kN，此時在斷面B受拉側有些

許裂痕。

$\theta = -0.004$ 時，所受之水平側向力為 106 kN，此時在斷面 B 受拉側有些許裂痕。

(3) 側位移角 $\theta = \pm 0.006$ 弧度

$\theta = +0.006$ 時，所受之水平側向力為 131 kN，在斷面 B 受拉側裂痕增長(如照片 3.27 所示)，其他斷面沒有裂縫產生。

$\theta = -0.006$ 時，所受之水平側向力為 132 kN，在斷面 B 受拉側裂痕增長(如照片 3.28 所示)，其他斷面沒有裂縫產生。

(4) 側位移角 $\theta = \pm 0.009$ 弧度

$\theta = +0.009$ 時，所受之水平側向力為 156 kN，斷面 B 拉力側裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約 130 mm(如照片 3.29 所示)，其他斷面沒有裂縫產生。

$\theta = -0.009$ 時，所受之水平側向力為 152 kN，斷面 B 拉力側裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約 175 mm(如照片 3.30 所示)，其他斷面沒有裂縫產生。

(5) 側位移角 $\theta = \pm 0.015$ 弧度

$\theta = +0.015$ 時，所受之水平側向力為 179 kN，斷面 A 受拉側有些許裂痕(如照片 3.31 所示)、受壓側混凝土有剝落情形，斷面 B 拉力側裂痕長度超過柱中心從拉力側柱邊緣量起約 285 mm(如照片 3.32 所示)、受壓側混凝土同樣有剝落情形，斷面 C 受拉側開始有些許裂痕產生。

$\theta = -0.015$ 時，所受之水平側向力為 176 kN，斷面 A 受拉側有些許裂痕，斷面 B 拉力側裂縫打開 2 mm(如照片 3.33 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 185 mm，此裂縫終止點即為此斷面 B 中性軸的位置，斷面 C 受拉側開始有些許裂痕產生。

(6) 側位移角 $\theta = \pm 0.02$ 弧度

$\theta = +0.02$ 時，所受之水平側向力為 188 kN，斷面 A 情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，因為基礎面上當初置平用的環氧樹脂與第一節塊底部混凝土相互

黏結在一起並無因節塊裂縫的產生而彼此分離，因此斷面 A 於後面較大的側位移角只能從量測儀器去做分析，觀察部份較不明顯(如照片 3.34 所示)，斷面 B 拉力側裂縫打開 3 mm(如照片 3.35 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 305 mm(如照片 3.36 所示)，此裂縫終止點已超過柱中心，斷面 C 受拉側些許裂痕長度增加(如照片 3.37 所示)。

$\theta = -0.02$ 時，所受之水平側向力為 187 kN，斷面 A 情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，斷面 B 拉力側裂縫打開 3 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 315 mm，此裂縫終止點已超過柱中心，即為此斷面 B 中性軸的位置，斷面 C 受拉側些許裂痕長度增加。

(7) 側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度

$\theta = +0.03$ 時，所受之水平側向力為 201 kN，斷面 A 情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似(如照片 3.38 所示)，斷面 B 拉力側裂縫打開 5 mm(如照片 3.39 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 315 mm(如照片 3.40 所示)，斷面 C 受拉側裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約 165 mm(如照片 3.41 所示)。

$\theta = -0.03$ 時，所受之水平側向力為 201 kN，斷面 A 情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，斷面 B 拉力側裂縫打開 6 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 335 mm，斷面 C 拉力側裂縫打開 1 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 170 mm。

(8) 側位移角 $\theta = \pm 0.04$ 弧度

$\theta = +0.04$ 時，所受之水平側向力為 204 kN，斷面 A 混凝土剝落情況加劇(如照片 3.42 所示)，拉力側裂縫於斷面 A 與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，基礎面上置平用的環氧樹脂仍然覆著於節塊柱底，因此觀察到的裂縫打開量僅約 1 mm(如照片 3.43 所示)，斷面 B 拉力側裂縫打開 7 mm(如照片 3.44 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 355 mm(如照片 3.45 所示)，受壓側混凝土剝落情況加劇，斷面 C 拉力側裂縫打開 1 mm(如照片 3.46 所示)，裂縫長度從拉力側

柱邊緣量起約225 mm(如照片3.47所示)，此斷面尚無混凝土剝落情形產生。

$\theta = -0.04$ 時，所受之水平側向力為204 kN，斷面A情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，基礎置平用的樹脂仍與節塊底部混凝土黏結在一起，斷面B拉力側裂縫打開9 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約345 mm，斷面C拉力側裂縫打開1 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約225 mm。

(9) 側位移角 $\theta = \pm 0.05$ 弧度

$\theta = +0.05$ 時，所受之水平側向力為202 kN，斷面A情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，仍無法有效觀察裂縫情形，觀察到的打開裂縫僅約1 mm，斷面B拉力側裂縫打開12 mm(如照片3.48所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約355 mm(如照片3.49所示)，此時受壓側混凝土嚴重剝落(如照片3.50所示)，斷面C拉力側裂縫打開1 mm(如照片3.51所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約285 mm(如照片3.52所示)，混凝土無剝落的情形。

$\theta = -0.05$ 時，所受之水平側向力為202 kN，斷面A情形與 $\theta = +0.015$ 弧度時類似，斷面B拉力側裂縫打開13 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約385 mm，此時受壓側混凝土嚴重剝落，斷面C拉力側裂縫打開1.5 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約230 mm，混凝土無剝落的情形。

(10) 側位移角 $\theta = \pm 0.06$ 弧度

$\theta = +0.06$ 時，所受之水平側向力為195 kN，斷面A樹脂與混凝土分離在拉力側裂縫打開2 mm(如照片3.53所示)，斷面B拉力側裂縫打開15 mm(如照片3.54所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約395 mm(如照片3.55所示)，此時受壓側混凝土嚴重剝落(如照片3.56所示)，斷面C拉力側裂縫打開1.5 mm(如照片3.57所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約315 mm(如照片3.58所示)，混凝土開始有剝落的情形。

$\theta = -0.06$ 時，所受之水平側向力為198 kN，斷面A樹脂與節塊混凝土尚未分離，因此無法觀察其開裂現象，斷面B拉力側裂縫打開19 mm，裂縫長

度從拉力側柱邊緣量起約395 mm，此時受壓側混凝土嚴重剝落，斷面C拉力側裂縫打開1.5 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約285 mm，混凝土有剝落的情形。

(11) 試驗停止後觀察

第一個節塊鋼套管頂部邊緣與底部邊緣有往外變形的現象(如照片3.59、照片3.60所示)，斷面A與B外緣混凝土皆嚴重剝落，其他節塊斷面並無明顯的混凝土壓碎破壞現象發生。

(12) 重複試驗一次相同的載重歷時

再將試驗過的試體，重新再試驗一次完整的載重歷時，其試驗觀察的項目與第一次相同，詳細的紀錄與第一次試驗的比較如表3.3、表3.4、圖3.2所示。

3.3.2 試體 2 試驗反應分析

此節主要是分析試驗數據以了解後拉式預力鋼管混凝土節塊橋柱系統的行為，因此針對試體力量-位移關係、試體遲滯阻尼、鋼腱預力變化量、橋柱曲率與混凝土應變關係、消能鋼筋反應分析、橋柱塑鉸長度分析、橋柱側位移分析、節塊鋼套管分析，分別說明如下：

3.3.2.1 力量-位移關係

橋柱試體第一次與第二次試驗的力量-位移關係如圖3.3所示，虛線為設計分析的力量-位移關係，在分析計算上把消能鋼筋等效無握裹段長度更改為實驗量測得到的 $5d_b$ ，其中分析的力量-位移曲線有二種，包含了第二章設計裡面所提到之使用固定塑鉸長度去做分析計算，以及使用實驗量測得到會隨著側位移而改變的塑鉸長度去做分析計算，實線則為試驗的力量-位移關係，圖中可以得之有安裝消能鋼筋之預力橋柱，遲滯迴圈皆較試體1

飽滿，三組試體在第二次試驗時由於節塊混凝土的破壞，圖中的遲滯迴圈皆呈現扁平細長的情形。

3.3.2.2 試體遲滯阻尼

橋柱系統等效阻尼比 ξ_{eq} 根據(Priestly et al. 1996)提出的計算方法，如下所示：

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} \quad (3-1)$$

上式中 A_h 為力量-位移迴圈中所圍的面積， V_m 為力量-位移迴圈中正方向與負方向最大側向力絕對值和平均值的乘積， Δ_m 為力量-位移迴圈中正方向與負方向最大側向位移絕對值和平均值的乘積。

分別計算試體2在第一次與第二次試驗中每個側位移分別對應力量-位移迴圈的等效遲滯阻尼比如圖3.4所示，圖中紅色虛線為PISA 3D模型模擬分析的消能結果，試體2在第一次試驗過程中所對應的等效遲滯阻尼比平均值 $\xi_{eq} = 7.5\%$ ，試體1第一次試驗的平均值為 $\xi_{eq} = 6.5\%$ ，試體2因在第一節塊與基礎間增設消能鋼筋，使的整體遲滯阻尼增加1%，而試體2在第二次試驗過程中所對應的等效遲滯阻尼比平均值 $\xi_{eq} = 5.6\%$ ，試體1第二次試驗的平均值則為 $\xi_{eq} = 3.6\%$ 。

3.3.2.3 鋼腱預力變化量分析

試體2在第一次試驗過程中鋼腱上預力的增量量測方式，是由黏貼在鋼絞線上的應變計來計算，每個側位移的預力增量如圖3.5所示，實線部份為試驗中應變計量測得到的預力增量，虛線部份為第二章設計分析預測的預力增量。

3.3.2.4 橋柱曲率與混凝土應變關係

預力橋柱的曲率主要是由架設在橋柱上的位移計來計算，位移計架設位置如圖2.23所示，距離柱底基礎面同一高度前後的二個位移計為一組來計算，總共架設了五組，計算公式依(2-99)計算，並從公式(2-100)得到最外緣混凝土的壓應變，依據設計時的假設，混凝土斷面彎曲變形時平面保持平面，可以由公式(2-29)去計算混凝土斷面中性軸位置。

圖3.6為試體2橋柱曲率變化與側位移的關係圖，虛線部分為橋柱理想降伏曲率，第二節塊底部位置的斷面曲率明顯大於第一節塊底部位置的斷面曲率，此情形是因為第二節面的剛體旋轉大於第一節面的剛體旋轉，第三節塊底部位置的斷面曲率由於拉力裂縫與剛體旋轉並不明顯，所以曲率較其他二個節面為小。

圖3.7為橋柱節塊邊緣混凝土的壓應變關係圖，實線部份為試驗量得的數據，虛線部份為設計分析預測時的數據，可以從圖中得知在側位移角 $\theta = 0.05$ 弧度時，柱邊緣的混凝土還未達到極限破壞應變，由於實驗中在較大的側位移時，節塊邊緣受壓側混凝土產生了壓碎破壞的情形造成了此處位移計之壓縮的額外增量，因此在使用位移計量測到的值去計算節塊邊緣混凝土壓應變會比分析預測的值要來的高，主要就是分析預測沒有考慮到混凝土破碎的情形，才會造成分析預測的混凝土應變皆小於試驗量測得到的混凝土應變。

圖3.8為橋柱第一節塊底部斷面與第二節塊底部斷面中性軸位置與側位移的關係圖，實線部份為試驗取得的數據，虛線部份為設計分析預測時的數據，由圖中可看出中性軸在 $\theta = 0.015$ 弧度以後，便保持在一定的範圍內，無明顯的變化量。

圖3.9為三組橋柱試體第一節塊底部與第二節塊底部裂縫打開量與側位移關係圖，實線部份為試驗時位移計量測的數據，虛線部份為設計分析

預測的數據，圖中可看出試體2在第一節塊與基礎間安裝消能鋼筋後，使得第二節塊底部裂縫打開量明顯增加，而第一節塊底部之裂縫打開量變小，在 $\theta=0.03$ 弧度以後，第一、二節塊之間的裂縫寬度明顯大於第一節塊底部的裂縫寬度。

3.3.2.5 消能鋼筋反應分析

消能鋼筋的反應主要是藉由黏貼在無握裹段部份的應變計來分析，圖3.10為各個應變計的應變與水平側向力的關係，其中應變計2-2、2-3皆於Drift=3%時壞掉、應變計3-1則是在試驗一開始便壞掉，故圖中無法顯示這些數據，在圖3.10(m)、(n)中還另外把E1、E4消能鋼筋上各個應變計的值與在鋼筋上位置的關係表示出來，發現在無握裹段上的三個位置的應變值皆近似相等，而在混凝土握裹位置上的應變值皆幾乎等於零，在分析消能鋼筋的受拉行為時，可以從實驗數據中發現鋼筋在主要的側位移下，斷面中性軸深度都超過斷面中心位置，所以都是斷面拉力側3根消能鋼筋受拉，斷面壓力側1根消能鋼筋受壓的情形，因此本分析將分別從正方向的側位移與負方向的側位移去探討3根受拉鋼筋的反應。圖3.11是由以下三者所組成的比較圖，(1)各個消能鋼筋應變計上的數值對應在各個側位移下的關係，(2)由位移計量測到的裂縫打開量以及中性軸位置去計算消能鋼筋的伸長量，然後再由伸長量換算出鋼筋的應變量，畫出此應變量對應在各個側位移下的關係，(3)第二章理論分析預測的消能鋼筋應變在各個側位移下的關係。可以發現在圖3.11中應變計量測得到的讀數幾乎都是超過消能鋼筋的降伏應變後，便不再有增加的反應，所以圖中的線形呈現平緩的直線，另外圖中由節塊裂縫打開量去計算得來的消能鋼筋應變量與實驗應變計量測到的值有一段差距，原因在於消能鋼筋的無握裹段長段並不單只是塑膠套管包覆的長段而已，由Raynor et al.(2002)所提出的理論發現鋼筋與混凝土的握

裹行為並不是理想中的完全握裹，一般鋼筋受握裹後的應力為一漸變分佈，如圖3.12所示，隨著埋入段的深度逐漸增加，鋼筋所受的握裹力作用會逐漸減小直到周圍的混凝土與鋼筋完全固接，本實驗圖3.10(m)、(n)也驗證了圖3.12(b)鋼筋應變分佈的情形，而此段長度即為鋼筋所需的埋入深度，於是在設計時為了計算方便，會將鋼筋受漸變握裹力的行為等效成一段無握裹長度 L_{ua} ， L_{ui} 為事先用塑膠套管包覆處理的無握裹段，此等效無握裹長度會因使用的套管大小以及灌漿材料而有所不同，由於本實驗並未事先做鋼筋埋於套管內的拉拔試驗，因此等效無握裹長度 L_{ua} 便由圖3.11中由應變計與位移計量測到之裂縫打開量經轉換後的應變去計算，如下所示：

$$(\text{位移計量得的鋼筋伸長量}) / (L_{ua} + L_{ui}) = \text{鋼筋上應變計的讀數} \quad (3-2)$$

試體2取E4消能鋼筋來做等效無握裹長度計算，計算結果如圖3.13所示，試體2之等效無握裹長度約為 $5d_b$ ， d_b 為消能鋼筋直徑，圖3.14、圖3.15為E4消能鋼筋應變與實驗歷程的關係圖。

消能鋼筋所提供的彎矩圖圖3.16所示，計算方式是依3.3.2.4節中試驗計算得到的斷面中性軸位置與消能鋼筋上應變計讀數計算得來的力量來計算，在側位移 $\theta = +0.06$ 弧度時消能鋼筋提供的彎矩強度為36.4 kN-m，橋柱系統彎矩強度為477.8 kN-m，消能鋼筋提供的彎矩強度約佔橋柱整體的7.6%，在側位移 $\theta = -0.06$ 弧度時消能鋼筋提供的彎矩強度為40.2 kN-m，橋柱系統彎矩強度為477.8 kN-m，消能鋼筋提供的彎矩強度約佔橋柱整體的8.4%。

3.3.2.6 橋柱塑鉸長度分析

根據Hines et al. (2004)定義塑鉸範圍為橋柱斷面曲率超過理論降伏曲率的範圍，依據圖3.6橋柱的曲率變化關係圖，把塑鉸區域分成四個部份，分別為第一節塊底部、第一節塊頂部、第二節塊底部以及第二節塊頂部，

從圖3.6中可以發現曲率隨著側位移的增加而跟著增加，因此在每個側位移下橋柱的塑鉸範圍都不相同，圖3.17將每個側位移下的橋柱曲率分別探討其塑鉸範圍，虛線則是橋柱理想降伏曲率，圖中 L_{pr1b} 為第一節塊底部塑鉸範圍， L_{pr1t} 為第一節塊頂部塑鉸範圍， L_{pr2b} 為第二節塊底部塑鉸範圍， L_{pr2t} 為第二節塊頂部塑鉸範圍，由於實驗量測到的曲率為位移計架設量測範圍內的平均曲率，因此第一節塊底部以及第二節塊頂部的曲率，以線性外插的方式求取，依據Chou and Chen (2006)提出的塑鉸長度計算公式，分別計算第一節塊與第二節塊的塑鉸長度 L_{p1} 、 L_{p2} ，如下所示：

$$L_{p1} = \frac{1}{2}(L_{pr1b} + L_{pr1t}) \quad (3-3)$$

$$L_{p2} = \frac{1}{2}(L_{pr2b} + L_{pr2t}) \quad (3-4)$$

從圖3.17得知試體2第一節塊與第二節塊在每個側位移下的塑鉸變化範圍，再把每個側位移的塑鉸範圍關係用圖3.18表示，利用上式將第一節塊與第二節塊的塑鉸長度計算出來如圖3.19所示，最後將塑鉸長度實際數值與第二章理論假設的數值相比較，於表3.5中可以發現塑鉸長度並不是跟假設一樣為固定值，而是會隨著側位移的增加而改變，直到側位移超過 $\theta = 0.03$ 弧度之後，塑鉸長度的實際值才近似假設值，圖3.3內的分析虛線就是使用由實驗得到的塑鉸長度去做計算，與當初用固定塑鉸分析的結果近似。

3.3.2.7 橋柱側位移分析

由曲率分析可以得知試體在第一節塊底部與第二節塊底部有較大的曲率且皆超過斷面的降伏曲率，因此有非彈性變形的行為發生，加上試驗時這二個斷面皆有撓曲裂縫的產生，造成此二個節塊有剛體旋轉的行為發生，固橋柱的側向位移包含了橋柱的彈性側位移 Δ_e 、第一節塊剛體旋轉造

成的塑性側位移 Δ_{p1} 、第二節塊剛體旋轉造成的塑性側位移 Δ_{p2} ，這三個側位移的計算方式參考(2.3.1.3節)，依照實驗量測到的數據去計算三個側位移量，再分別除以實驗油壓致動器的水平側向位移量 Δ_{Total} ，即可求得此三個側位移分別佔整體水平側位移的比例，圖3.20(a)即為三個側位移量分別在每個水平側位移 Δ_{Total} 中所佔的比例分佈關係圖，圖中分別在每個側位移上有二條比例關係長條圖，其中第一條長條圖為分析預測之比例關係，第二條長條圖則為試驗之位移計量測值去計算得來的比例關係，可以得到試驗在較大側位移下時，側位移主要都是由第一節塊的剛體旋轉與第二節塊的剛體旋轉所貢獻，由於實驗中在較大的側位移時，節塊邊緣受壓側混凝土皆有壓碎破壞的情形產生，而造成此處位移計之壓縮量有額外增量的產生，因此在使用位移計量測到的值去計算斷面曲率、節塊剛體旋轉角與三個側位移量皆會比分析預測的值要來的高，故圖中由實驗值計算的三者比例關係在Drift=4%之後，三者比例總和會略大於1，圖3.20(b)為三組試體試驗量測的位移比例關係，試體1與3的側位移大部分皆由第一節面的剛體旋轉角所提供，試體2的側位移由於第二節面的旋轉角明顯增大很多，因此側位移的比例關係不再全是第一節面的剛體旋轉角所提供，第二節面的剛體旋轉角也提供了約40%的側位移量。

3.3.2.8 橋柱節塊鋼套管分析

為了得知負責圍束混凝土節塊的鋼套管受力情形，依照水平側向力施力的南北向，把應變計黏貼於第一、二節塊的鋼套管上各在節塊的上、中、下三處如圖2.23所示，而鋼套管主要目的是增加混凝土的圍束力量，所以應變計主要量測的應變方向為套管的環向應變，圖3.21為試體2鋼套管上的環向應變讀數與油壓致動器水平側向力的關係圖，試驗中應變計S6損毀故無法呈現出數據，最後把每個側位移所對應的受壓側鋼套管應變關係，用

圖3.22表示之，從圖中可以看到鋼套管接近第一節塊頂部與第二節塊底部的應變讀數，明顯大於其他處的應變，鋼套管於第一節塊頂部的應變在 $\theta = 0.06$ 弧度時應變 $\varepsilon = 0.0038$ 以及 $\theta = -0.06$ 弧度時應變 $\varepsilon = 0.0032$ ，二者皆大於鋼套管的降伏應變 $\varepsilon_{sy} = 0.0022$ ，顯示出此處於試驗完後會有明顯的變形反應，與實驗現象觀察到的相同。

3.4 試體 3 試驗結果與分析

3.4.1 試驗現象觀察

照片3.61為試驗前之全景，試驗過程中油壓致動器推動方向(北)定義為正方向，油壓致動器於試驗中之水平位移除以從基礎面至油壓致動器施力點位置之高度定義為正側位移角 θ ，拉回方向(南)定義為負方向，對應負側位移角。本試驗是以柱頂節塊的位移來決定油壓致動器的運動，讓橋柱在不同側位移角下進行反覆載重試驗，反覆載重歷時如圖2.22所示，每當達到新的側位移角下之最大位移時將暫停試驗來進來觀察與紀錄，主要觀察第一節塊底部與基礎面間(斷面A)、第一節塊頂面與第二節塊底部間(斷面B)、以及第二節塊頂面與第三節塊底部間(斷面C)之混凝土裂縫與中性軸位置的情形，試驗的描述如下：

(1) 側位移角 $\theta = \pm 0.001$ 弧度至 $\theta = \pm 0.003$ 弧度

$\theta = +0.001$ 時，所受之水平側向力為25 kN， $\theta = -0.001$ 時，所受之水平側向力為25 kN， $\theta = +0.003$ 時，所受之水平側向力為81 kN， $\theta = -0.003$ 時，所受之水平側向力為79 kN，在這階段中，各個斷面都沒有裂縫產生。

(2) 側位移角 $\theta = \pm 0.004$ 弧度

$\theta = +0.004$ 時，所受之水平側向力為100 kN，此時在斷面A受拉側有些許裂痕。

$\theta = -0.004$ 時，所受之水平側向力為98 kN，此時在斷面A受拉側有些許

裂痕。

(3) 側位移角 $\theta = \pm 0.006$ 弧度

$\theta = +0.006$ 時，所受之水平側向力為 129 kN，在斷面 A 受拉側裂痕增長(如照片 3.62 所示)，其他斷面沒有裂縫產生。

$\theta = -0.006$ 時，所受之水平側向力為 125 kN，在斷面 A 受拉側裂痕增長，其他斷面沒有裂縫產生。

(4) 側位移角 $\theta = \pm 0.009$ 弧度

$\theta = +0.009$ 時，所受之水平側向力為 153 kN，斷面 A 拉力側裂縫打開 2 mm(如照片 3.63 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 130 mm(如照片 3.64 所示)，斷面 B 拉力側裂縫打開 0.5 mm(如照片 3.65 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 185 mm(如照片 3.66 所示)，斷面 C 沒有裂縫產生。

$\theta = -0.009$ 時，所受之水平側向力為 145 kN，斷面 A 拉力側裂縫打開 1.5 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 155 mm，斷面 B 拉力側裂縫打開 0.5 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 130 mm，斷面 C 沒有裂縫產生。

(5) 側位移角 $\theta = \pm 0.015$ 弧度

$\theta = +0.015$ 時，所受之水平側向力為 181 kN，斷面 A 拉力側裂縫打開 2.5 mm(如照片 3.67 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 135 mm(如照片 3.68 所示)，斷面 B 拉力側裂縫打開 1 mm(如照片 3.69 所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 195 mm(如照片 3.70 所示)，斷面 C 沒有裂縫產生，此時各斷面皆無混凝土壓碎情形產生。

$\theta = -0.015$ 時，所受之水平側向力為 166 kN，斷面 A 拉力側裂縫打開 3.5 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 165 mm，底部混凝土有壓碎情形，斷面 B 拉力側裂縫打開 1 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約 155 mm，底部混凝土無壓碎情形，斷面 C 沒有裂縫產生，底部無混凝土壓碎情形。

(6) 側位移角 $\theta = \pm 0.02$ 弧度

$\theta = +0.02$ 時，所受之水平側向力為192 kN，斷面A拉力側裂縫打開5 mm(如照片3.71所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約275 mm(如照片3.72所示)，斷面B拉力側裂縫打開1 mm(如照片3.73所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約260 mm(如照片3.74所示)，斷面C有些許裂痕產生，裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約115 mm(如照片3.75所示)。

$\theta = -0.02$ 時，所受之水平側向力為175 kN，斷面A拉力側裂縫打開5 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約195 mm，斷面B拉力側裂縫打開1 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約210 mm，斷面C有些許裂痕產生。

(7) 側位移角 $\theta = \pm 0.03$ 弧度

$\theta = +0.03$ 時，所受之水平側向力為208 kN，斷面A拉力側裂縫打開8 mm(如照片3.76所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約279 mm(如照片3.77所示)，斷面B拉力側裂縫打開2 mm(如照片3.78所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約275 mm(如照片3.79所示)，斷面C拉力側裂縫打開1 mm(如照片3.80所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約185 mm(如照片3.81所示)。

$\theta = -0.03$ 時，所受之水平側向力為193 kN，斷面A拉力側裂縫打開8 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約285 mm，斷面B拉力側裂縫打開2 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約300 mm，斷面C拉力側裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約195 mm，並無拉力裂縫產生。

(8) 側位移角 $\theta = \pm 0.04$ 弧度

$\theta = +0.04$ 時，所受之水平側向力為210 kN，斷面A拉力側裂縫打開12 mm(如照片3.82所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約329 mm(如照片3.83所示)，斷面B拉力側裂縫打開2 mm(如照片3.84所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約369 mm(如照片3.85所示)，斷面C拉力側裂縫打開1 mm(如照片3.86所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約267 mm(如照片3.87所示)。

$\theta = -0.04$ 時，所受之水平側向力為202 kN，斷面A拉力側裂縫打開11

mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約288 mm，斷面B拉力側裂縫打開3 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約303 mm，斷面C裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約210 mm，並無拉力裂縫產生。

(9) 側位移角 $\theta = \pm 0.05$ 弧度

$\theta = +0.05$ 時，所受之水平側向力為210 kN，斷面A拉力側裂縫打開16 mm(如照片3.88所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約330 mm(如照片3.89所示)，斷面B拉力側裂縫打開3 mm(如照片3.90所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約375 mm(如照片3.91所示)，斷面C拉力側裂縫打開1 mm(如照片3.92所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約290 mm(如照片3.93所示)。

$\theta = -0.05$ 時，所受之水平側向力為204 kN，斷面A拉力側裂縫打開16 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約303 mm，斷面B拉力側裂縫打開3 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約302 mm，斷面C裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約255 mm，並無拉力裂縫產生。

(10) 側位移角 $\theta = \pm 0.06$ 弧度

$\theta = +0.06$ 時，所受之水平側向力為208 kN，斷面A拉力側裂縫打開20 mm(如照片3.94所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約360 mm(如照片3.95所示)，斷面B拉力側裂縫打開3 mm(如照片3.96所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約390 mm(如照片3.97所示)，斷面C拉力側裂縫打開1 mm(如照片3.98所示)，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約305 mm(如照片3.99所示)，此第一節塊頂部與第二節塊底部的鋼套管在受壓側有稍微變形現象產生。

$\theta = -0.06$ 時，所受之水平側向力為204 kN，斷面A拉力側裂縫打開18 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約320 mm，斷面B拉力側裂縫打開3 mm，裂縫長度從拉力側柱邊緣量起約311 mm，斷面C裂痕長度從拉力側柱邊緣量起約315 mm，並無拉力裂縫產生。

(11) 試驗停止後觀察

第一個節塊鋼套管頂部、底部與第二個節塊鋼套管底部受壓側邊緣有往外變形的現象(如照片3.100、照片3.101所示)，只有斷面A外緣混凝土嚴重剝落(如照片3.102所示)，其他節塊斷面並無明顯的混凝土壓碎破壞現象發生。

(12) 重複試驗一次相同的載重歷時

再將試驗過的試體，重新再試驗一次完整的載重歷時，其試驗觀察的項目與第一次相同，詳細的紀錄與第一次試驗的比較如表3.6、表3.7、圖3.2所示。

3.4.2 試體3試驗反應分析

此節主要是分析試體3數據以了解後拉式預力鋼管混凝土節塊橋柱系統的行為，因此針對試體力量-位移關係、試體遲滯阻尼、鋼腱預力變化量、橋柱曲率與混凝土應變關係、消能鋼筋反應分析、橋柱塑鉸長度分析、橋柱側位移分析、節塊鋼套管分析，分別說明如下：

3.4.2.1 力量-位移關係

橋柱試體第一次與第二次試驗的力量-位移關係如圖3.3所示，虛線為設計分析的力量-位移關係，在分析計算上把消能鋼筋等效無握裹段長度更改為實驗量測得到的 $6d_b$ ，其中分析的力量-位移曲線有二種，包含了第二章設計裡面所提到之使用固定塑鉸長度去做分析計算，以及使用實驗量測得到會隨著側位移而改變的塑鉸長度去做分析計算，實線則為試驗的力量-位移關係，圖中顯示出試體3的遲滯迴圈較試體2略為飽滿，故可確定試體3之消能鋼筋安裝位置比試體2更能有效發揮其消能作用。

3.4.2.2 試體遲滯阻尼

橋柱系統等效阻尼比 ξ_{eq} 根據Priestly et al. (1996)提出的計算方法，依(3.3.2.2節)所述，採用(3-1)式去計算反覆作用下，每個側位移的力量-位移迴圈所對應的系統等效遲滯阻尼比 ξ_{eq} ，分別計算試體3在第一次與第二次試驗中每個側位移分別對應力量-位移迴圈的等效遲滯阻尼比如圖3.4所示，圖中紅色虛線為PISA 3D模型模擬分析的消能結果，試體3在第一次試驗過程中所對應的等效遲滯阻尼比平均值 $\xi_{eq} = 8.8\%$ ，試體1第一次試驗的平均值為 $\xi_{eq} = 6.5\%$ ，橋柱系統3因在第二節塊與基礎間增設消能鋼筋，使的整體遲滯阻尼增加2.3%，而試體3在第二次試驗過程中所對應的等效遲滯阻尼比平均值 $\xi_{eq} = 6.2\%$ ，試體1第二次試驗的平均值則為 $\xi_{eq} = 3.6\%$ 。

3.4.2.3 鋼腱預力變化量分析

試體3在第一次試驗過程中鋼腱上預力的增量量測方式，是由黏貼在鋼絞線上的應變計來計算，每個側位移的預力增量如圖3.5所示，實線部份為試驗中應變計量測得到的預力增量，虛線部份為第二章設計分析預測的預力增量，從圖中得知試驗時鋼絞線力量的增量於負向側位移時較小，可能是試體組裝時，鋼絞線並不完全都在節塊斷面中心位置所致。

3.4.2.4 橋柱曲率與混凝土應變關係

預力橋柱的曲率主要是由架設在橋柱上的位移計來計算，位移計架設位置如圖2.23所示，距離柱底基礎面同一高度前後的二個位移計為一組來計算，總共架設了五組，計算公式依(2-99)計算，並從公式(2-100)得到最外緣混凝土的壓應變，依據設計時的假設，混凝土斷面彎曲變形時平面保持平面，可以由公式(2-29)去計算混凝土斷面中性軸位置。

圖3.23為試體3橋柱曲率變化與側位移的關係圖，虛線部分為橋柱理想

降伏曲率，第一節塊底部位置的斷面曲率明顯遠大於第二節塊底部位置的斷面曲率，與試體2的反應剛好相反，此情形是因為剛體旋轉發生的位置只在第一節面產生，其他節面剛體旋轉的現象並不明顯，因此曲率都較第一節面小。

圖3.24為橋柱節塊邊緣混凝土的壓應變關係圖，實線部份為試驗量得的數據，虛線部份為設計分析預測時的數據，可以從圖中得知在側位移角 $\theta=0.05$ 弧度時，柱邊緣的混凝土都還未達到極限破壞應變，由於實驗中在較大的側位移時，節塊邊緣受壓側混凝土產生了壓碎破壞的情形造成了此處位移計之壓縮的額外增量，因此在使用位移計量測到的值去計算節塊邊緣混凝土壓應變會比分析預測的值要來的高，主要就是分析預測沒有考慮到混凝土破碎的情形，才會造成分析預測的混凝土應變皆小於試驗量測得到的混凝土應變。

圖3.25為橋柱第一節塊底部斷面與第二節塊底部斷面中性軸位置與側位移的關係圖，實線部份為試驗取得的數據，虛線部份為設計分析預測時的數據，由圖中可看出中性軸在 $\theta=0.015$ 弧度以後，便保持在一定的範圍內，無明顯的變化量。

圖3.9為三組橋柱試體第一節塊底部與第二節塊底部裂縫打開量與側位移關係圖，實線部份為試驗時位移計量測的數據，虛線部份為設計分析預測的數據，圖中可看出試體3在 $\theta=0.009$ 弧度以後，第一節塊柱底的裂縫寬度明顯大於第一、二節塊間的裂縫寬度，此情形與試體1相似，與試體2呈現相反的結果。

3.4.2.5 消能鋼筋反應分析

消能鋼筋的反應主要是藉由黏貼在無握裹段部份的應變計來分析，圖3.26為各個應變計的應變與水平側向力的關係，其中應變計1-2、3-3、4-1

在試驗一開始便壞掉，故無法量測到數據，另外應變計2-1於側位移達 $\theta = 0.03$ 弧度時壞掉、應變計2-2於側位移達 $\theta = 0.05$ 弧度時壞掉、應變計4-2於側位移達 $\theta = 0.03$ 弧度時壞掉、應變計4-3於側位移達 $\theta = 0.015$ 弧度時壞掉，以上四個應變計只有部分的數據可做分析使用，在圖3.26(m)、(n)中還另外把E1、E4消能鋼筋上各個應變計的值與在鋼筋上位置的關係表示出來，發現在無握裹段上消能鋼筋E1上的二個位置之應變值皆近似相等，而消能鋼筋E4在無握裹段上之應變大部分都已損毀，故無法看出其變化趨勢，而二者於混凝土握裹位置上的應變值皆幾乎等於零，在分析消能鋼筋的受拉行為時，可以從實驗數據中發現鋼筋在主要的側位移下，斷面中性軸深度都超過斷面中心位置，所以都是斷面拉力側3根消能鋼筋受拉，斷面壓力側1根消能鋼筋受壓的情形，因此本分析將分別從正方向的側位移與負方向的側位移去探討3根受拉鋼筋的反應。圖3.27是由以下三者所組成的比較圖，(1)各個消能鋼筋應變計上的數值對應在各個側位移下的關係，(2)由位移計量測到的裂縫打開量以及中性軸位置去計算消能鋼筋的伸長量，然後再由伸長量換算出鋼筋的應變量，畫出此應變量對應在各個側位移下的關係，(3)第二章理論分析預測的消能鋼筋應變在各個側位移下的關係。可以發現在圖3.27中(a)至(f)裡面由應變計量測得到的讀數在剛超過消能鋼筋的降伏應變後便幾乎不再有增加的反應，所以圖中的線形呈現平緩的直線，另外圖中由節塊裂縫打開量去計算得來的消能鋼筋應變量與實驗應變計量測到的值有一段差距，其原因也與3.3.2.5節所敘述的相同，也是沒有考慮到等效無握裹長度的影響。

試體3取E4消能鋼筋來做等效無握裹長度計算，計算結果如圖3.13所示，試體3之等效無握裹長度約為 $6d_b$ ，圖3.15為E4消能鋼筋應變與實驗歷程的關係圖。

另外在計算消能鋼筋於橋柱斷面中所提供的彎矩，由於鋼筋穿過第一

節塊與第二節面，因此消能鋼筋分別在斷面一、二所提供的彎矩如圖3.16、圖3.28所示，計算方式是依3.4.2.4節中試驗計算得到的第一、二斷面中性軸位置與消能鋼筋上應變計讀數計算得來的力量來計算，在側位移 $\theta = +0.06$ 弧度時消能鋼筋在橋柱第一節面所提供的彎矩強度為51.6 kN-m，橋柱系統在第一節面的彎矩強度為509.6 kN-m，消能鋼筋提供的彎矩強度約佔橋柱整體的10.1%，在側位移 $\theta = -0.06$ 弧度時消能鋼筋在橋柱第一節面所提供的彎矩強度由於應變計壞掉，固無法求得其值，橋柱系統在第一節面的彎矩強度為499.8 kN-m，在側位移 $\theta = +0.06$ 弧度時消能鋼筋在橋柱第二節面所提供的彎矩強度為47.8 kN-m，橋柱系統在第二節面的彎矩強度為405.6 kN-m，消能鋼筋提供的彎矩強度約佔橋柱整體的11.8%，在側位移 $\theta = -0.06$ 弧度時消能鋼筋在橋柱第二節面所提供的彎矩強度由於應變計壞掉，固無法求得其值，橋柱系統在第二節面的彎矩強度為397.8 kN-m。

3.4.2.6 橋柱塑鉸長度分析

根據Hines et al. (2004)定義塑鉸範圍為橋柱斷面曲率超過理論降伏曲率的範圍，依據圖3.23橋柱的曲率變化關係圖，把塑鉸區域分成四個部份，分別為第一節塊底部、第一節塊頂部、第二節塊底部以及第二節塊頂部，從圖3.23中可以發現曲率隨著側位移的增加而跟著增加，因此在每個側位移下橋柱的塑鉸範圍都不相同，圖3.29將每個側位移下的橋柱曲率分別探討其塑鉸範圍，虛線則是橋柱理想降伏曲率，依據(3.3.2.6節)提供出的計算法，將可得到每個側位移下的塑鉸範圍以及塑鉸長度。

從圖3.29得知試體3第一節塊與第二節塊在每個側位移下的塑鉸範圍如圖3.30所示，利用(3-3)、(3-4)式將第一節塊與第二節塊的塑鉸長度計算出來如圖3.19所示，最後將塑鉸長度實際數值與第二章理論假設的數值相比較，於表3.8中可以發現塑鉸長度並不是跟假設一樣為固定值，而是會隨

著側位移的增加而改變，直到側位移超過 $\theta = 0.03$ 弧度之後，塑鉸長度的實際值才近似假設值，將由實驗數據得到的塑鉸長度，重新預測分析，如圖3.3內的虛線所示，與當初用固定塑鉸分析的結果近似。

3.4.2.7 橋柱側位移分析

由曲率分析可以得知試體3只在第一節塊底部有較大的曲率且皆超過斷面的降伏曲率，第一、二節塊間曲率較小，只有在較大的側位移時斷面曲率才會超過降伏曲率，因此第一節塊底部有非彈性變形的行為發生，而第一、二節塊間在較大側位移時才有非彈性變形產生，剛體旋轉的貢獻量幾乎都是由第一節塊所提供，橋柱的側向位移包含了橋柱的彈性側位移 Δ_e 、第一節塊剛體旋轉造成的塑性側位移 Δ_{p1} 、第二節塊剛體旋轉造成的塑性側位移 Δ_{p2} ，這三個側位移的計算方式參考(2.3.1.3節)，依照實驗量測到的數據去計算三個側位移量，再分別除以實驗油壓致動器的水平側向位移量 Δ_{Total} ，即可求得此三個側位移分別佔整體水平側位移的比例，圖3.31即為三個側位移量分別在每個水平側位移 Δ_{Total} 中所佔的比例分佈關係圖，圖中分別在每個側位移上有二條比例關係長條圖，其中第一條長條圖為分析預測之比例關係，第二條長條圖則為試驗之位移計量測值去計算得來的比例關係，可以得到試驗在較大側位移下時，側位移主要都是由第一節塊的剛體旋轉所貢獻，由於實驗中在較大的側位移時，節塊邊緣受壓側混凝土皆有壓碎破壞的情形產生，而造成此處位移計之壓縮量有額外增量的產生，因此在使用位移計量測到的值去計算斷面曲率、節塊剛體旋轉角與三個側位移量皆會比分析預測的值要來的高，故圖中由實驗值計算的三者比例關係在Drift=4%之後，三者比例總和會略大於1。

3.4.2.8 橋柱節塊鋼套管分析

為了得知負責圍束混凝土節塊的鋼套管受力情形，依照水平側向力施力的南北向，把應變計黏貼於第一、二節塊的鋼套管上各在節塊的上、中、下三處如圖2.23所示，而鋼套管主要目的是增加混凝土的圍束力量，所以應變計主要量測的應變方向為套管的環向應變，圖3.32為試體SP3鋼套管上的環向應變讀數與油壓致動器水平側向力的關係圖，試體SP3的試驗中，為了讓鋼腱力量的量測更加準確，於是增加鋼腱上應變計的數量，導致資料擷取系統的接收頻道數量不足，故決定不收集應變計S10、S11、S12的試驗數據，而應變計S6是於試驗中損毀，故無法呈現出數據，最後把每個側位移所對應的受壓側鋼套管應變關係，用圖3.33表示之，從圖中可以看到鋼套管接近第一節塊靠近柱底部的應變讀數，明顯大於其他處的應變，鋼套管於第一節塊靠近柱底的應變在 $\theta = 0.04$ 弧度時應變 $\epsilon = 0.0045$ 以及 $\theta = -0.04$ 弧度時應變 $\epsilon = 0.0031$ ，二者皆大於鋼套管的降伏應變 $\epsilon_{sy} = 0.0022$ ，顯示出於試驗完後，此處會有明顯的變形反應，與實驗現象觀察到的相同。

3.4.2.9 橋柱斷面打開時之彎矩強度

由試驗中位移計的數據可以得到各斷面中性軸的位置，當中性軸位置於斷面中心時，斷面的彎矩強度與側位移之值如表 3.9 所示，各試體第一節面與第二節面在橋柱側位移 $\text{Drift}=1\%$ 之後，其中性軸皆已超過斷面中心，而使節面產生明顯的剛體旋轉行為，與表 2.8 設計預測的結果相似。

第四章 預力預鑄節塊反覆載重行為模擬及參數研究

4.1 前言

本章使用非線性結構分析程式PISA 3D(Tsai et al. 2000)建立此預力橋柱模型進行反覆載重側推分析，除了模擬3組預力節塊橋柱的試驗行為，並進行參數研究探討消能鋼筋對於預力橋柱行為的影響。4.2節為試體模型建立，4.3節為PISA 3D分析實驗結果，4.4節為預力預鑄橋柱參數研究。

4.2 試體模型建立

4.2.1 模型結構

本研究的預力預鑄節塊橋柱，模型共分成4個鋼管混凝土節塊、1個柱頂節塊、8根節塊內部的壓力鋼筋、4根消能鋼筋、1個預力鋼腱等五個部份，如圖4.1所示，其中每一個鋼管混凝土節塊由50根二力桿件、50根Beam column桿件以及1根(CT Spring)二力桿件所組成，將實際混凝土節塊受力行為分成軸向力、剪力、彎矩三個部分來做模擬。

首先每個節塊上的軸向力主要是由50根縱向二力桿件來提供，其中每根桿件所對面的面積如圖4.2(a)所示，將節塊斷面積等寬分成50份面積，依照每根桿件所在的位置輸入其面積，另外為了模擬每個節塊之間的裂縫打開量，必須在節塊與節塊之間設定一個基礎面作為兩個節塊間的介面，從圖中可以得知分別在第一、二節塊之間、第二、三節塊之間、第三、四節塊之間以及第四節塊頂部皆有設立基礎面，而第一節塊底部不用設立基礎面的原因在於第一節塊內每個二力桿件下部的點位自由度皆設定為固接，此作法已等同於底部設定一基礎面，基礎面是由49根Beam column桿件串連二力桿件上部點位而成的，模擬中基礎面上之縱向二力桿件，於中性軸一

側產生受拉伸長，即可模擬節塊之間打開行為，第一節塊最外緣二力桿件上部節點的Y方向位移即為第一節面裂縫打開量，第一節塊最外緣二力桿件上部節點與第二節塊最外緣二力桿件上部節點Y方向的相對位移即為第二節面裂縫打開量，另一側則提供承壓力量，因為每個混凝土節塊節面間於試驗時只要一打開就不會受到力量的作用，因此將50根桿件混凝土的拉強度均設定為零，如此節塊便不會受到混凝土拉力作用，50根二力桿件主要模擬混凝土受壓時的行為即可，材料性質則為程式內建的Degrading Material來模擬混凝土的行為，圖4.2(b)為混凝土材料典型應力與應變的關係，為了讓節塊間基礎面保持平面，模型將其Beam column桿件EI值設定為混凝土節塊的10倍，此方法將節塊間混凝土受壓側的應變與裂縫打開側消能鋼筋受拉的應變模擬為平面應變保持平面，與第2.3.1.1節中所提到的行為不同，實際上當節塊間發生裂縫而打開時，平面應變不保持平面，受壓側的曲率 ϕ 與裂縫打開側的曲率 ϕ' 有著比例關係，將兩組試體實驗量得的塑鉸長度與等效無握裹段長度代入(2-1)，得到試體2第一節面曲率的比例關係為 $\phi'=0.34\phi$ 、第二節面曲率的比例關係為 $\phi'=0.34\phi$ ，試體3第一節面曲率的比例關係為 $\phi'=0.32\phi$ 、第二節面曲率的比例關係為 $\phi'=0.2\phi$ ，裂縫打開側的曲率明顯比混凝土受壓側的曲率小，因此用平面應變保持平面的方法所模擬出來的結果，消能鋼筋於裂縫打開時受拉所產生的應變會比實驗值大。

節塊內50根二力桿件並無法提供彎矩以及剪力的作用，於是每個節塊的彎矩以及剪力模擬，則是在每個節塊的正中間設置了1根縱向的Beam column桿件(如圖中的(34、35)、(32、33)、(30、31)、(28、29))，其輸入節塊本身的EI值以及剪力面積，為了使之不額外提供軸向壓力作用，將其EA值輸入一個近似於零的值，當節塊裂縫打開，中性軸位置超過斷面中心的時候，其中間縱向的Beam column桿件也必須和其它50根二力桿件一樣，受拉伸長不能提供軸向拉力，於是在節點(35、36)、(33、34)、(31、32)、(29、

30)皆設立了1根(CT Spring)二力桿件，將其壓勁度設定為無限大以及拉勁度設定近似於零。

預力鋼絞線則是在節點編號25、26之間設定一根純彈性桿件，當節塊打開至中性軸超過斷面中心時，鋼絞線便會伸長，而有預力增量的產生。

為了模擬試體2其4根消能鋼筋無握裹段的位置於第一節塊的下方，於是分別設立在節點編號(1、2)、(4、5)、(7、8)、(10、11)之間，其消能鋼筋於節塊斷面的位置如圖4.2(c)所示，材料性質如圖4.2(d)所示，鋼筋降伏強度為307MPa，楊氏係數為203,000MPa，塑性模數為4,060MPa，試體2其消能鋼筋握裹於第一節塊內部，因此又再節點編號(2、3)、(5、6)、(8、9)、(11、12)之間設立Rigid桿件，使得消能鋼筋上端與第一節塊頂部之基礎面互相連接，當第一節塊頂部基礎面於模擬中發生裂縫打開，基礎面便會藉由Rigid桿件傳力給消能鋼筋，使鋼筋產生應變以及力量。試體3消能鋼筋的模擬則是與第二節塊頂面之基礎面互相連接，當第一節塊頂部基礎面與第二節塊頂面之基礎面於模擬中發生裂縫打開量，二個基礎面便會藉由Rigid桿件傳力給消能鋼筋，使鋼筋產生應變以及力量。

第一節塊內部的壓力鋼筋分別設立在節點編號(13、14)、(16、17)、(19、20)、(22、23)之間，第二節塊內部的壓力鋼筋分別設立在節點編號(14、15)、(17、18)、(20、21)、(23、24)之間，其壓力鋼筋位於節塊斷面的位置如圖4.2(e)所示，本研究試驗中黏貼於壓力鋼筋上的應變計，其值都極小，皆未超過降伏應變，因此為了避免壓力鋼筋於模型中提供消能作用，將鋼筋材料性質全部設定為全彈性，楊氏係數為203,000MPa，由於混凝土節塊本身不會承受拉力作用，因此壓力筋拉力設定部份也定為零。

柱頂節塊的模擬則是在節點標號(28、27)與(27、26)設立了2根Beam column桿件，其斷面性質設定與實際相同。

本模型為XY平面上之2D模擬，因此每個節點皆要設定三個自由度，第

一個節塊50根二力桿件下部節點、4根消能鋼筋下部節點(2、5、8、11)、4根壓力鋼筋下部節點(13、16、19、22)、1根(CT Spring)二力桿件下部節點36以及預力鋼絞線下部節點25皆設定為固接端，節點35X方向自由度與節點36同步，節點35Z方向的旋轉自由度與節點34同步，節點33X方向自由度與節點34同步，節點33Z方向的旋轉自由度與節點32同步，節點31X方向自由度與節點32同步，節點31Z方向的旋轉自由度與節點30同步，節點29X方向自由度與節點30同步，節點29Z方向的旋轉自由度與節點28同步，除了以上幾個節點需要給定自由度的限制，其它節點的自由度皆不給予限制。

橋柱模型的初始預力則是於節點26給予一個向下的載重，力量從節點26傳遞至第四節塊頂部的基礎面上，再從此基礎面將力量傳遞至50根縱向二力桿件，當力量依序傳遞至第二節塊頂部基礎面時，此時基礎面是將力量分別傳至50根二力桿件以及4根壓力鋼筋上，再從上述桿件中將力量傳遞至第一節塊頂部基礎面，此時第一節塊頂部基礎面將力量分別傳至50根二力桿件、4根壓力鋼筋以及4根消能鋼筋，即完成整體力量的傳遞過程。

模型分析採用位移控制法，在節點27給予水平方向的位移，使其與實驗側位移量的歷程相同，達到模擬實驗產生的行為。

4.2.2 材料性質

輸入模型的材料性質都是根據材料試驗的強度決定之，模型的構材主要分成混凝土、消能鋼筋、壓力鋼筋、預力鋼絞線，材料性質如下所示：

1. 混凝土：從程式內建的Degrading Material來輸入各項參數，混凝土彈性模數 E_c 為 $5000\sqrt{f'_c} MPa$ ， f'_c 為各試體測試時混凝土強度(表2.2)，波松比為0.2，混凝土的抗壓強度則是輸入受鋼套管圍束效應後的抗壓強度($f'_{cc}=75MPa$)，抗拉強度輸入為零，典型反覆載重行為如圖4.2(b)所示，其中參數Stiffness Degrading Factor如圖4.2(f)中的 S_1 所示，設定為10，參

數Strength Deterioration Factor如圖4.2(g)中的 S_2 所示，包覆5 mm鋼套管的混凝土節塊設定為0.88，包覆3 mm鋼套管的混凝土節塊設定為0.78，參數Pinching Factor如圖4.2(h)中的 S_3 所示，設定為1.0。

2. 消能鋼筋：鋼筋之降伏強度採用鋼材拉力試驗之值(表2.4)，鋼筋彈性模數 E_s 採用203,000 MPa，波松比為0.3，鋼筋的應力-應變關係採用雙線性模型模擬之，降伏點之後的線段斜率採用 $0.02E_s$ (=4060 MPa)，遲滯行為如圖4.2(d)所示。
3. 壓力鋼筋：鋼筋彈性模數 E_s 採用203,000 MPa，設定為全彈性材料。
4. 預力鋼絞線：彈性模數設定為196,500 MPa，設定為全彈性材料。

4.3 PISA 3D 分析結果

PISA 3D分析主要是模擬3組已進行反覆載重試驗的試體，將此3組試體由程式分析於相同反覆載重下的結果進行比較，除了比較整體的水平力量與側位移的關係，也將試驗中量得的預力增量、節塊裂縫打開量以及消能鋼筋的應變與程式分析模型的結果互相比較，各組試體其分析結果細節將在下節介紹。

4.3.1 試體 1 分析結果

圖4.3為試體1模型與實驗比較關係圖，圖(a)為整體力量-位移關係圖，將實驗每個側位移的力量-位移關係於圖(b)表示之，於Drift=6.0%(147mm)時，水平側向力實驗與模型分別為191.3 kN與202.3 kN兩者相差6%，並比較兩者鋼絞線預力增量於圖(c)表示之，實驗與模型在側位移Drift=6.0%時，分別為3097 kN與2807 kN兩者相差10%，模型中試體節塊之間的打開量是由節塊邊緣的二力桿件上節點Y方向相對位置來做計算，實驗與模型的比較如圖(d)所示，在側位移Drift=6.0%時，第一節塊底部的打開量，實驗與模

型分別為14 mm與20.9 mm，第一節塊頂部與第二節塊底部之間的打開量，實驗與模型分別為4 mm與0.55 mm，模型的裂縫打開量幾乎都產生在第一節塊底部，圖(e)至圖(j)為實驗與模型分析在不同側位移角下的力量-位移曲線比較，可以看出彈性與非彈性勁度隨著側位移角逐漸增大而有衰減的現象產生，分析均能模擬試體勁度衰減的情形，圖(k)為試驗三組試體的遲滯阻尼比關係圖，實線為實驗結果，虛線為PISD模型預測的結果，都顯示出安裝消能鋼筋後橋柱消能能力的提升，試體3擁有最佳的消能效果，當模型各節面之中性軸移至斷面中心時的打開彎矩強度如表4.2，試體2與3之第一節面與第二節面在橋柱側位移Drift=1%之後，其中性軸皆已超過斷面中心，而使節面產生明顯的剛體旋轉行為，與表2.8、表3.9的結果相似。

4.3.2 試體 2 分析結果

圖4.4為試體2模型與實驗比較關係圖，圖(a)為整體力量-位移關係圖，將實驗每個側位移的力量-位移關係於圖(b)表示之，於Drift=6.0%(147mm)時，水平側向力實驗與模型分別為195.4 kN與216 kN兩者相差11%，並比較兩者鋼絞線預力增量於圖(c)表示之，實驗與模型在側位移Drift=6.0%時，分別為3023 kN與2968 kN兩者相差2%，模型中試體節塊之間的打開量是由節塊邊緣的二力桿件上節點Y方向相對位置來做計算，實驗與模型的比較如圖(d)所示，在側位移Drift=6.0%時，第一節塊底部的打開量，實驗與模型分別為5.8 mm與8.2 mm，第一節塊頂部與第二節塊底部之間的打開量，實驗與模型分別為12 mm與14.2 mm，可以看出在第一節塊內放置消能鋼筋後，實驗與模型的裂縫打開量不完全都發生在第一節塊底部而以，反而大部分都產生在第一節塊頂部與第二節塊底部的節面之間，圖(e)為試驗與模型之消能鋼筋應變比較，由於模型節塊與節塊之間是用全斷面平面應變保持平面來做模擬，因此模擬出來的消能鋼筋拉應變都會比試驗要來的大，

圖(f)至圖(k)為實驗與模型分析在不同側位移角下的力量-位移曲線比較，可以看出彈性與非彈性勁度隨著側位移角逐漸增大而有衰減的現象產生，分析均能模擬試體勁度衰減的情形，E1、E2消能鋼筋的力量與位移關係如圖4.4(l)與圖4.4(m)所示，本模型試體2消能鋼筋的等效無握裹長度皆採用第三章實驗量測計算而來的 $5d_b$ 作為模擬的參數，在圖(b)至(k)中還放了另一組等效無握裹段長為 $1d_b$ 的模型來做比較，為圖中紅色虛線部分，發現各力量都明顯高估了許多，顯示出等效無握裹段於設計的重要性。

4.3.3 試體 3 分析結果

圖4.5為試體3模型與實驗比較關係圖，圖(a)為整體力量-位移關係圖，將實驗每個側位移的力量-位移關係於圖(b)表示之，於Drift=6.0%(147mm)時，水平側向力實驗與模型分別為208.2 kN與233.2 kN兩者相差12%，並比較兩者鋼絞線預力增量於圖(c)表示之，實驗與模型在側位移Drift=6.0%時，分別為2807 kN與3080 kN兩者相差10%，模型中試體節塊之間的打開量是由節塊邊緣的二力桿件上節點Y方向相對位置來做計算，實驗與模型的比較如圖(d)所示，在側位移Drift=6.0%時，第一節塊底部的打開量，實驗與模型分別為17.2 mm與20.7 mm，第一節塊頂部與第二節塊底部之間的打開量，實驗與模型分別為2.4 mm與0.4 mm，可以看出將消能鋼筋錨碇位置從第一節塊往上延伸至第二節塊之後，實驗與模型的裂縫打開量幾乎都發生在第一節塊底部而以，圖(e)為試驗與模型之消能鋼筋應變比較，由於模型節塊與節塊之間是用全斷面平面應變保持平面來做模擬，因此模擬出來的消能鋼筋拉應變都會比試驗要來的大，圖(f)至圖(k)為實驗與模型分析在不同側位移角下的力量-位移曲線比較，可以看出彈性與非彈性勁度隨著側位移角逐漸增大而有衰減的現象產生，分析均能模擬試體勁度衰減的情形，E1、E2消能鋼筋的力量與位移關係如圖4.5(l)與圖4.5(m)所示，本模型試體3

消能鋼筋的等效無握裹長度皆採用第三章實驗量測計算而來的 $6d_b$ 作為模擬的參數，在圖(b)至(k)中還放了另一組等效無握裹段長為 $1d_b$ 的模型來做比較，為圖中紅色虛線部分，發現各力量都明顯高估了許多，顯示出等效無握裹段於設計的重要性。

4.4 預力預鑄節塊橋柱參數研究

為了了解消能鋼筋與節塊斷面之面積比 ρ 、橋柱尺寸的高寬比 $r(=H/D)$ 、初始預力的大小對於預力橋柱消能與自行復位能力的影響，因此本研究針對此三項參數進行研究，藉由改變此三種數值來進一步討論消能鋼筋對於預力橋柱的影響。

根據第2.4節的設計與第三章實驗的結果，證明試體3消能鋼筋的設計才能完全發揮其效能，因此在模型參數的改變上，皆以試體3作為參數改變的基準，消能鋼筋與節塊斷面之面積比 ρ 分成0.66%、1.2%、1.8%、2.4%四個比例關係，橋柱尺寸的高寬比 r 分成 $2450/500=4.9$ 、 $4900/500=9.8$ 、 $4900/1000=4.9$ 來探討，初始預力的比例分成 $0.25f_c'A_c$ 與 $0.35f_c'A_c$ 這二種預力大小，其中 $f_c'=50$ MPa， A_c 為混凝土的面積，總共24組(Model 3-26)預力節塊橋柱的模型細節如表4.1之中有詳盡的介紹。

4.4.1 模型 3、4、5、6、15、16、17、18

本系列橋柱模型斷面直徑與柱高，皆為500 mm與2450 mm，有4個混凝土節塊，鋼筋握裹位置依據第2.4節的設計方法，消能鋼筋最終錨錠於第二節塊上，消能鋼筋長度是由試體3實驗設計的無握裹段500 mm加上於第三章提到的等效無握裹段長度 $L_{ua}=6d_b$ 來決定的，因此本系列模型的消能鋼筋長度設立採用740 mm，其中四組模型3、4、5、6之消能鋼筋與節塊斷面之面積比 ρ 分別為0.66%、1.2%、1.8%、2.4%，此四組模型為探討在高寬比

$r=4.9$ 的橋柱下，四種消能鋼筋比之耐震消能行為，模型15、16、17、18則是分別將模型3、4、5、6的初始預力從 $0.25f_c'A_c(=2300\text{ kN})$ 提高至 $0.35f_c'A_c(=3220\text{ kN})$ ，藉此探討初始預力對於橋柱反應的影響。

4.4.2 模型 7、8、9、10、19、20、21、22

本系列橋柱模型斷面直徑與柱高，皆為500 mm與4900 mm，柱高比前一系列要高出一倍，有8個混凝土節塊，鋼筋握裹位置依據第2.4節的設計方法，消能鋼筋最終錨錠於第四節塊上，消能鋼筋長度與前一系列相同，主要依據是消能鋼筋於最大側位移角的時候，能將其應變控制在2~3%，約15倍的鋼筋降伏應變，其中四組模型7、8、9、10之消能鋼筋與節塊斷面之面積比 ρ 分別為0.66%、1.2%、1.8%、2.4%，此四組模型為探討在高寬比 $r=9.8$ 的橋柱下，四種消能鋼筋比之耐震消能行為，模型19、20、21、22則是分別將模型7、8、9、10的初始預力從 $0.25f_c'A_c(=2300\text{ kN})$ 提高至 $0.35f_c'A_c(=3220\text{ kN})$ ，藉此探討初始預力對於橋柱反應的影響。

4.4.3 模型 11、12、13、14、23、24、25、26

本系列橋柱模型斷面直徑與柱高，皆為1000 mm與4900 mm，與前一系列相比，則是將斷面直徑增大一倍來作探討，有4個混凝土節塊，鋼筋握裹位置依據第2.4節的設計方法，消能鋼筋最終錨錠於第二節塊上，消能鋼筋長度同樣也是依據於最大側位移角的時候，能將其應變控制在2~3%之內，約15倍的鋼筋降伏應變，故此系列消能鋼筋長度皆採用1480 mm，其中四組模型11、12、13、14之消能鋼筋與節塊斷面之面積比 ρ 分別為0.66%、1.2%、1.8%、2.4%，此四組模型為探討在高寬比 $r=4.9$ 的橋柱下，四種消能鋼筋比之耐震消能行為，模型23、24、25、26則是分別將模型11、12、13、14的初始預力從 $0.25f_c'A_c(=9048\text{ kN})$ 提高至 $0.35f_c'A_c(=12667\text{ kN})$ ，藉此探

討初始預力對於橋柱反應的影響。

4.4.4 模型 7、27

為了探討消能鋼筋握裹位置對於橋柱消能反應的影響，又增加了模型 27 來做參數的改變，模型 27 與模型 7 參數不同的地方在於消能鋼筋最終的錨錠握裹位置，模型 7 最終錨錠點是位於第四節塊內，模型 27 最終錨錠點是位於第二節塊內，將兩組模型的結果互相比較，同時驗證第 2.4 節消能鋼筋錨錠位置的設計方法是否合理。

4.4.5 參數研究分析結果

圖 4.6 為模型 3、4、5、6、15、16、17、18 之力量-位移曲線關係圖，可以從圖中看出在同一尺寸的橋柱下，消能鋼筋面積比越大，其遲滯迴圈也就越大，自行復位的能力也會跟著減低，圖 4.6(e) 與 (g) 模型 5、6 已經開始無法自行復位而有殘餘變形的產生，圖 4.6(f) 與 (h) 模型 17、18 將預力量提高後可明顯看出復位能力的提升，圖 4.7(a) 為這 8 組模型的系統等效阻尼比關係圖，在初始預力為 $0.25f_c'A_c$ 時，模型 3 消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的等效阻尼比可達 9%，模型 4 消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的等效阻尼比可達 11.8%，模型 5 消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的等效阻尼比可達 14%，模型 6 消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的等效阻尼比可達 13.7%，若提高初始預力至 $0.35f_c'A_c$ 時，模型 15 消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的等效阻尼比只有 7.6%，模型 16 消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的等效阻尼比只有 9.5%，模型 17 消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的等效阻尼比只有 11.2%，模型 18 消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的等效阻尼比只有 12.3%，原因在於初始預力量的增加導致節面間打開量減少如圖 4.8(a) 所示，使得消能鋼筋伸長消能的效果降低。

圖 4.9 為模型 7、8、9、10、19、20、21、22 之力量-位移曲線關係圖，可以從圖中看出在同一尺寸的橋柱下，消能鋼筋面積比越大，其遲滯迴圈

也就越大，自行復位的能力也會跟著減低，圖4.9(e)與(g)模型9、10已經開始無法自行復位而有殘餘變形的產生，圖4.9(f)與(h)模型21、22將預力量提高後可明顯看出復位能力的提升，圖4.7(b)為這8組模型的系統等效阻尼比關係圖，在初始預力為 $0.25f_c'Ac$ 時，模型7消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的等效阻尼比可達9.3%，模型8消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的等效阻尼比可達10.1%，模型9消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的等效阻尼比可達12.6%，模型10消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的等效阻尼比可達14.5%，若提高初始預力至 $0.35f_c'Ac$ 時，模型19消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的等效阻尼比只有7.6%，模型20消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的等效阻尼比只有8.4%，模型21消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的等效阻尼比只有10.3%，模型22消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的等效阻尼比只有14.3%，原因在於初始預力量的增加導致節面間打開量減少如圖4.8(b)所示，使得消能鋼筋伸長消能的效果降低。

圖4.10為模型11、12、13、14、23、24、25、26之力量-位移曲線關係圖，可以從圖中看出在同一尺寸的橋柱下，消能鋼筋面積比越大，其遲滯迴圈也就越大，自行復位的能力也會跟著減低，圖4.10(e)與(g)模型13、14已經開始無法自行復位而有殘餘變形的產生，圖4.10(f)與(h)模型25、26將預力量提高後可明顯看出復位能力的提升，圖4.7(c)為這8組模型的系統等效阻尼比關係圖，在初始預力為 $0.25f_c'Ac$ 時，模型11消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的等效阻尼比可達9.7%，模型12消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的等效阻尼比可達12.5%，模型13消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的等效阻尼比可達14.4%，模型14消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的等效阻尼比可達14.8%，若提高初始預力至 $0.35f_c'Ac$ 時，模型23消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的等效阻尼比只有8.2%，模型24消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的等效阻尼比只有11.3%，模型25消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的等效阻尼比只有12.2%，模型26消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的等效阻尼比只有13.8%，原因在於初始預力量的增加導致節面間打開量減少如圖4.8(c)所示，使得消能鋼筋伸長

消能的效果降低。

圖4.11將各組模型斷面的彎矩容量分成消能鋼筋、預力鋼絞線、混凝土與壓力鋼筋這三個部分，依照所佔整體的比例與側位移的關係繪製成圖，圖中每一個側位移皆有四條彎矩比例關係長條圖，第一條代表消能鋼筋比 $\rho=0.66\%$ 之試體，第二條代表消能鋼筋比 $\rho=1.2\%$ 之試體，第三條代表消能鋼筋比 $\rho=1.8\%$ 之試體，第四條代表消能鋼筋比 $\rho=2.4\%$ 之試體，可以從圖中看出消能鋼筋比例愈大，所提供之彎矩比例亦愈大，但如果增加初始預力量則會降低其消能鋼筋所佔的比例，三種高寬比的橋柱之消能鋼筋所提供的彎矩於Drift=2~6 %時，則大致維持一定的比例關係，在初始預力為 $0.25f_c'Ac$ 時，消能鋼筋比 $\rho=0.66\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為12 %，消能鋼筋比 $\rho=1.2\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為22 %，消能鋼筋比 $\rho=1.8\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為29 %，消能鋼筋比 $\rho=2.4\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為36 %。將初始預力提高至為 $0.35f_c'Ac$ 時，消能鋼筋比 $\rho=0.66\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為9 %，消能鋼筋比 $\rho=1.2\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為16 %，消能鋼筋比 $\rho=1.8\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為23 %，消能鋼筋比 $\rho=2.4\%$ 的模型，其消能鋼筋彎矩所佔整體的比例約為30 %。

另外比較圖4.11(a)、(b)可發現於初始預力量增加至 $0.35f_c'Ac$ 的情形下，在側位移Drift=0.9%時，中性軸的深度發展較慢，幾乎都還未超過斷面中心，造成預力鋼絞線提供的彎矩幾乎等於零，但在Drift=2~6 %時，三種高寬比的橋柱之鋼腱所提供的彎矩則大致維持一定的比例關係，在初始預力為 $0.25f_c'Ac$ 時，消能鋼筋比 $\rho=0.66\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為45~48 %，消能鋼筋比 $\rho=1.2\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為42~45 %，消能鋼筋比 $\rho=1.8\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約

為32~36 %，消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為28~31 %。將初始預力提高至為 $0.35f_c'Ac$ 時，消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為38~42 %，消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為32~34 %，消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為29~31 %，消能鋼筋比 $\rho = 2.4\%$ 的模型，其鋼腱彎矩所佔整體的比例約為24~27 %，說明了初始預力量的增加會使得鋼腱提供的彎矩比例下降。

圖4.12為圖4.7中的系統有效阻尼比與圖4.11中消能鋼筋佔整體斷面彎矩容量的比例兩者結合之關係圖，圖4.12(a)為側位移Drift=4.0 %時關係圖，圖中各模型消能鋼筋比 $\rho = 0.66\%$ 的點位大都在圖的左下方分佈，消能鋼筋比 $\rho = 1.2\%$ 的點位大都在圖的中間位置分佈，消能鋼筋比 $\rho = 1.8\%$ 與 $\rho = 2.4\%$ 的點位大都在圖的右上方分佈，圖4.12(b)為側位移Drift=6.0 %時關係圖，可以更明顯看出四個鋼筋比例關係的分佈情形，另外圖4.13則是各模型的系統有效阻尼比與殘餘變形的關係圖，可以看出當系統有效阻尼比超過13%時，即有明顯的殘餘變形產生，由上述的二圖可以歸納出以下結論，圖中模型5、6、9、10、13、14、18、22、26雖然有極高的消能行為，但是其自行復位能力不佳，為了同時擁有最佳消能行為以及自行復位能力，決定採用圖中模型4、8、12、17、21、24、25當做本參數研究的結論，消能鋼筋比約在 $\rho = 1.2 \sim 1.8\%$ 之間，將可提供於斷面彎矩的比例達20%~30 %，橋柱的系統等效阻尼比也可達到11%~13 %，同時又能保有預力橋柱自行復位的能力。

國外學者Yu-Chen Ou et al.(2007)建議預力預鑄節塊橋柱在消能鋼筋比為0.5 %時，能擁有良好消能行為與低殘餘變位等特性，國內學者張國鎮等人(2007)提出預力預鑄節塊橋柱在消能鋼筋比為0.5 %時，其遲滯阻尼比可達至15.7 %並且擁有低殘餘變位的特性，當消能鋼筋比為1.0 %時，其遲滯

阻尼比雖然可以達至22.5 %但是卻擁有極高殘餘變位等缺點，以上兩位學者所建議的消能鋼筋比皆為0.5 %，與本研究所建議的消能鋼筋比有所不同，原因在於橋柱斷面的形式，以上二者研究的節塊皆為矩形斷面，矩形節塊中間預留大量中空部份，因此能夠以較少的混凝土斷面積設計出長寬尺寸較大的橋柱節塊，消能鋼筋配置於節塊四周邊緣處，就能使得消能鋼筋與中性軸之間的距離較遠，而提供給斷面更多的彎矩比例，本研究的節塊為圓形斷面，受限於螺紋套管所需的混凝土保護層等因素，於配置上較難將消能鋼筋設計於節塊邊緣，因此需要較高的消能鋼筋比才能使得鋼筋提供於斷面的彎矩比例達到與矩形斷面一樣的大小，以及相同的遲滯消能行為。

圖4.14為模型7與27消能鋼筋錨錠位置與每個斷面彎矩需求的示意圖，於第2.4節中提到鋼筋錨錠位置的設計，當需求彎矩 M_d 大於當中性軸位於斷面中心時的彎矩容量 M_c 時，此斷面便會產生明顯的剛體旋轉與較大的裂縫打開量，表4.3即為二個模型各節面中性軸移至斷面中心時的打開彎矩強度與橋柱側移位的關係，顯示出模型7之消能鋼筋錨錠至第四個節塊時，橋柱產生側位移並不會造成鋼筋錨錠端以上的節面產生撓曲裂縫，而模型27之消能鋼筋只錨錠至第二個節塊，當橋柱產生側位移反而造成了鋼筋錨錠端上部之section 3節面產生了撓曲裂縫，兩組模型分析的結果如圖4.15所示，圖4.15(c)顯示了二者模型因鋼筋錨錠位置的差異，造成消能鋼筋發揮消釋能量的差異，圖4.15(d)則可以兩組模型之間各節面裂縫開量的差異，模型27於section 3產生了較大的裂縫開量，而section 1的裂縫開量比模型7要來的低。

第五章 結論

5.1 結論

根據本研究之多數斷面理論分析、試驗結果以及 PISA 3D 模型之參數研究結果，可以歸納出以下幾點結論：

1. 由試驗結果可以用來驗證多數斷面分析理論的正確性，由第一節面與第二節面混凝土節塊的打開量去計算消能鋼筋、鋼絞線的力量等，而後得到第一節面力量平衡的方程式、第二節面力量平衡的方程式以及第一與第二節面彎矩之間比例關係方程式，此方程組聯立的解即可設計評估預力橋柱的耐震行為。
2. 試驗時發現第一節塊與第二節塊的塑鉸長度，會隨著側位移而改變如圖 3.19 所示，當側位移達到 $\text{Drift}=4\%$ 之後，各節塊塑鉸長度會接近設計時給定的值(試體 2 採用 $L_{p1}=0.5D$ 、 $L_{p2}=0.5D$)、(試體 3 採用 $L_{p1}=0.5D$ 、 $L_{p2}=0.2D$)，將實驗量得的塑鉸長度去做力量-位移曲線分析與當初採用固定塑鉸長度的分析相比較，每個側位移的力量誤差均在 6% 以內，如圖 3.3 所示，顯示兩者的分析誤差不大，因此在設計時使用建議之塑鉸長度即可得到良好的預測結果。
3. 消能鋼筋的等效無握裹段長度，於設計時採用 Raynor 等人(2002)所建議的長度 $1db$ 去做設計，試驗後，從量得的節塊打開量與黏貼於消能鋼筋上的應變計之值，算得等效無握裹段長度，試體 2 約 $5db$ ，試體 3 約 $6db$ ，可提供設計分析上的修正。
4. 試體 2 系統等效阻尼比 $\xi=7.5\%$ ，試體 3 系統等效阻尼比 $\xi=8.8\%$ 比試體

2 高了1.3%，驗證了第 2.4 節消能鋼筋錨錠端上部之節面不能有明顯剛體旋轉行為之設計，一但錨錠端上部節面產生明顯的裂縫開量，會造成錨錠端下部消能鋼筋貫穿面之裂縫開量減小，降低消能鋼筋對於橋柱的耐震影響。

5. 利用非線性結構分析程式 PISA 3D 模擬三組試體耐震行為，模擬結果之水平側向力與試驗誤差均小於 12%，鋼腱力量誤差也小於 10%，兩者節面間打開量以及消能鋼筋應變的模擬結果也都符合趨勢，證明可利用此模型進行參數研究。
6. 由參數研究結果顯示，當初始預力為 $0.25f_c'A_c$ 、消能鋼筋面積比為 $\rho=1.2\%$ 或初始預力為 $0.35f_c'A_c$ 、消能鋼筋面積比 $\rho=1.8\%$ 時，三種高寬尺寸的橋柱(2450/500、4900/500、4900/1000)，消能鋼筋所提供的彎矩約佔橋柱斷面整體的 20~30%，系統的有效阻尼比能達到 11%~13%，且能確保預力橋柱自行復位的能力。
7. 由參數研究顯示，增加初始預力能提升橋柱自行復位能力，使得節塊之間的開裂量減低，但是會降低消能鋼筋彎矩所佔整體的比例，導致遲滯消能能力下降。三種橋柱尺寸的高寬(2450/500、4900/500、4900/1000)，於相同初始預力及相同消能鋼筋比之下，均能擁有相同的遲滯消能能力。

參考文獻

- 1.周中哲、陳鈺智(2004)，“預鑄鋼管混凝土節塊橋柱之耐震行為研究”，國立交通大學碩士論文。
- 2.周中哲、許智堡(2006)，“預力預鑄節塊橋柱之遲滯模型與地震作用下之反應”，國立交通大學碩士論文。
- 3.周中哲，陳鈺智，錢明山 (2006)「預力預鑄鋼管混凝土節塊橋柱之耐震行為」，結構工程，第二十一卷，第一期，87-106 頁。
- 4.周中哲，許智堡(2008)「預力預鑄節塊橋柱勁度衰減旗幟模型發展及耐震行為」，結構工程，第二十三卷，第二期，67-89 頁。
- 5.張國鎮、羅俊雄、邱惠生、黃震興、鄭橙標、王瑞禎 (2002)，預鑄節塊橋墩結構耐震行為特性及在國內應用時相關設計之研究(第一期)，交通部台灣區國道新建工程局
- 6.張國鎮、羅俊雄、邱惠生、黃震興、鄭橙標、王瑞禎 (2004)，預鑄節塊橋墩結構耐震行為特性及在國內應用時相關設計之研究(第二期)，交通部台灣區國道新建工程局
- 7.張國鎮、陳振川、王瑞禎(2005)，“預鑄節塊橋柱試驗及行為研究”，國立台灣大學博士論文。
- 8.張國鎮、George C. Lee、歐昱辰、王炳雄、蔡木森 (2007)，”台灣與美國合作後拉式預鑄節塊橋柱試驗研究”，國家地震工程研究中心 報告編號：NCREE-07-022.
- 9.張勝欽, 李宏仁, 陳家偉 (2006) “鋼筋機械式錨錠工法之回顧與探討” 中華民國第八屆結構工程研討會,九月 Paper No. P-004
10. Alex Aswad, and David B. Schneider,(1993) , “Load Tests on Wall Panel Connections using Three Inch Plastic Sleeves”,High Concrete Structures, Inc. Denver,PA 17517.
11. Alex Aswad, and George G. Burnley,(1995) , “Load Tests on Wall Panel Connections using Two Inch Diameter Corrugated Plastic Sleeves”,High Concrete Structures, Inc.

12. Chou, C. C., Chen, Y. C. (2006). "Cyclic Tests of Post-tensioned Precast CFT Segmental Bridge Columns with Unbonded Strands." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, pp. 159-175.
13. Chou, C. C., Hsu, C. P. (2008). "Hysteretic Model Development and Seismic Response of Unbonded Post-tensioned Precast CFT Segmental Bridge Columns" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 919-934.
14. Dan J. Raynor. , Dawn E. Lehman. , and John F. Stanton. (2002) , "Bond-Slip Response of Reinforcing Bars Grouted in Ducts", *ACI Struct. J.* ,No.99(5), pp.568-576.
15. Richard A. DeVries, James O. Jirsa, and Tarek Bashandy,(1999) , "Anchorage Capacity in Concrete of Headed Reinforcement with Shallow Embedments", *ACI Struct. J.* ,No.96(8), pp.728-736.
16. Mander J.B. , Priestly M.J.N. and Park P (1988) , "Theoretical Stress-Strain Model for Reinforced Concrete", *Journal of the Structure Division ASCE*, Vol.114, No.8, pp.1804-1823.
17. M.J.N. Priestley, F. Seible and G.M. Calvi, "*Seismic Design and Retrofit of Bridges*", 1996.
18. Wing-Pin Kwan, and Sarah L. Billington,(2003) , "Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Pier. I :Monotonic and Cyclic Analyses", *Journal of Bridge Engineering* , Vol.8, No.3, pp.92-101.
19. Yu-Chen Ou , Methee Chiewanichakorn , Amjad J. Aref ,and George C. Lee. (2007) , "Seismic Performance of Segmental Precast Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Columns", *Journal of Structural Engineering.*,ASCE, Vol.133, NO.11, pp.1636-1647.
20. Yu-Chen Ou , Methee Chiewanichakorn , Il-Sang Ahn , Amjad J. Aref , Stuart S.Chen , Andre Filiatrault ,and George C. Lee.(2006) , "Cyclic Performance of Precast Concrete Segmental Bridge Columns", TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM.

表 2.1 三組試體設計建議的塑鉸長度

Specimen	1	2	3
L_{p1}	0.5D	0.5D	0.5D
L_{p2}	0.2D	0.5D	0.2D

表 2.2 混凝土抗壓強度

Cylinder NO.	28 Day (MPa)	SP2 Test(MPa)	SP3 Test(MPa)
1	44.8	49.0	50.9
2	45.1	45.7	49.5
3	44.0	48.9	51.6
Average	44.6	47.9	50.7

表 2.3 鋼材拉力試驗強度

Thickness (mm)	Fy (MPa)	Fu (MPa)
5	240	339
3	269	345

表 2.4 竹節鋼筋拉力試驗強度

	Fy (MPa)	Fu (MPa)
SD280	307	497
SD420	474	682

表 2.5 無收縮水泥砂漿抗壓強度

Cube No. (5cm×5cm×5cm)	SP2 Test(Mpa)	SP3 Test(Mpa)
1	66.4	70.9
2	63.9	72.1
3	58.0	71.8
Average	62.8	71.6

表 2.6 三組試體在各 Drift 下 Δ_{s1} 、 Δ_{s2} 、 Δ_{s2r} 之計算值

(a) 試體 1 鋼腱與斷面中心之相對偏移量 Δ_{s1} 、 Δ_{s2}

Drift(%)	Δ_{s1}	Δ_{s2}	θ_{p1}	Δ_{s2r}	Δ_{s1}	Δ_{s2}	Δ (mm)	Δ_{Pd} (mm)
a	0.62	1.10	0.00000	0.00	0.62	1.10	3.0	3.5
b	2.07	3.66	0.00108	0.54	2.07	3.11	9.8	11.5
0.9	4.65	8.23	0.00367	1.84	4.65	6.39	22.1	25.9
1.5	7.73	13.68	0.00937	4.68	7.73	9.00	36.8	43.1
2	10.31	18.24	0.01424	7.12	10.31	11.12	49.0	57.5
3	15.47	27.36	0.02439	12.19	15.47	15.17	73.5	86.3
4	20.62	36.48	0.03370	16.85	20.62	19.63	98.0	115.0
5	25.78	45.60	0.04398	21.99	25.78	23.61	122.5	143.8

Note : a = Drift 0.1% ($C_1 = D$) , b = Drift 0.4% ($C_1 = D/2$)

(b) 試體 2 鋼腱與斷面中心之相對偏移量 Δ_{s1} 、 Δ_{s2}

Drift(%)	Δ_{s1}	Δ_{s2}	θ_{p1}	Δ_{s2r}	Δ_{s1}	Δ_{s2}	Δ (mm)	Δ_{Pd} (mm)
a	0.53	0.93	0.00000	0.00	0.53	0.93	2.5	2.9
b	1.70	3.02	0.00085	0.42	1.70	2.59	8.1	9.5
0.9	4.64	8.21	0.00340	1.70	4.64	6.51	22.1	25.9
1.5	7.73	13.68	0.00820	4.10	7.73	9.58	36.8	43.1
2	10.31	18.24	0.01118	5.59	10.31	12.65	49.0	57.5
3	15.47	27.36	0.01363	6.82	15.47	20.55	73.5	86.3
4	20.62	36.48	0.01701	8.50	20.62	27.98	98.0	115.0
5	25.78	45.60	0.01823	9.11	25.78	36.49	122.5	143.8

Note : a = Drift 0.1% ($C_1 = D$) , b = Drift 0.3% ($C_1 = D/2$)

(c) 試體 3 鋼腱與斷面中心之相對偏移量 Δ_{s1} 、 Δ_{s2}

Drift(%)	Δ_{s1}	Δ_{s2}	θ_{p1}	Δ_{s2r}	Δ_{s1}	Δ_{s2}	Δ (mm)	Δ_{Pd} (mm)
a	0.57	1.01	0.00000	0.00	0.57	1.01	2.7	3.2
b	1.54	2.72	0.00063	0.32	1.54	2.40	7.3	8.6
0.9	4.64	8.21	0.00466	2.33	4.64	5.88	22.1	25.9
1.5	7.73	13.68	0.01089	5.44	7.73	8.24	36.8	43.1
2	10.31	18.24	0.01509	7.54	10.31	10.70	49.0	57.5
3	15.47	27.36	0.02495	12.48	15.47	14.89	73.5	86.3
4	20.62	36.48	0.03396	16.98	20.62	19.50	98.0	115.0
5	25.78	45.60	0.04480	22.40	25.78	23.20	122.5	143.8

Note : a = Drift 0.1% ($C_1 = D$) , b = Drift 0.3% ($C_1 = D/2$)

(d) 試體 1 計算 Δ_{st2} 與第一次修正後 Δ_{st2}' 之間的誤差百分比

Drift(%)	θ_{p1}	θ_{p1}'	Δ_{s2r}'	Δ_{st2}'	$(\frac{\Delta_{st2} - \Delta_{st2}'}{\Delta_{st2}'}) \times 100(\%)$
0.1	0.00000	0.00000	0.00	1.10	0.000
0.4	0.00108	0.00110	0.55	3.11	0.286
0.9	0.00367	0.00374	1.87	6.36	0.488
1.5	0.00937	0.00947	4.74	8.95	0.577
2	0.01424	0.01439	7.20	11.05	0.674
3	0.02439	0.02462	12.31	15.05	0.795
4	0.03370	0.03404	17.02	19.46	0.865
5	0.04398	0.04439	22.20	23.41	0.871

(e) 試體 2 計算 Δ_{st2} 與第一次修正後 Δ_{st2}' 之間的誤差百分比

Drift(%)	θ_{p1}	θ_{p1}'	Δ_{s2r}'	Δ_{st2}'	$(\frac{\Delta_{st2} - \Delta_{st2}'}{\Delta_{st2}'}) \times 100(\%)$
0.1	0.00000	0.00000	0.00	0.93	0.000
0.3	0.00085	0.00085	0.43	2.59	0.182
0.9	0.00340	0.00345	1.72	6.48	0.404
1.5	0.00820	0.00828	4.14	9.54	0.461
2	0.01118	0.01130	5.65	12.59	0.498
3	0.01363	0.01385	6.93	20.44	0.538
4	0.01701	0.01732	8.66	27.82	0.557
5	0.01823	0.01861	9.30	36.30	0.522

(f) 試體 3 計算 Δ_{st2} 與第一次修正後 Δ_{st2}' 之間的誤差百分比

Drift(%)	θ_{p1}	θ_{p1}'	Δ_{s2r}'	Δ_{st2}'	$(\frac{\Delta_{st2} - \Delta_{st2}'}{\Delta_{st2}'}) \times 100(\%)$
0.1	0.00000	0.00000	0.00	1.01	0.000
0.3	0.00063	0.00064	0.32	2.40	0.184
0.9	0.00466	0.00470	2.35	5.86	0.367
1.5	0.01089	0.01096	5.48	8.20	0.438
2	0.01509	0.01518	7.59	10.65	0.435
3	0.02495	0.02510	12.55	14.81	0.501
4	0.03396	0.03417	17.09	19.40	0.537
5	0.04480	0.04506	22.53	23.07	0.571

表 2.7 三組試體修正設計後之細部反應結果

(a) Specimen 1

Drift(%)	0.9	1.5	2	3	4	5
Tendon Foce (kN)	43.12	145.33	236.82	421.84	577.69	733.42
g1 (mm)	1.21	3.27	5.14	8.90	12.27	15.84
g2 (mm)	0.00	0.02	0.03	0.05	0.05	0.07
C_1 (mm)	166.08	140.52	133.00	128.55	129.59	132.93
C_2 (mm)	258.61	238.19	243.55	238.49	244.07	242.04
ϵ_{c1}	0.00400	0.00670	0.00900	0.01400	0.01900	0.02500
ϵ_{c2}	0.00176	0.00214	0.00220	0.00245	0.00253	0.00276

(b) Specimen 2

Drift(%)	0.9	1.5	2	3	4	5
Tendon Foce (kN)	40.83	150.86	244.80	424.41	578.49	719.29
g1 (mm)	1.12	2.86	3.97	4.79	6.05	6.44
g2 (mm)	0.33	0.90	1.88	5.05	7.69	11.17
C_1 (mm)	164.45	143.53	138.65	139.74	140.41	143.64
C_2 (mm)	194.33	184.42	165.21	149.27	150.81	154.81
ϵ_{c1}	0.00360	0.00600	0.00750	0.00900	0.01100	0.01200
ϵ_{c2}	0.00257	0.00348	0.00500	0.01000	0.01500	0.02200

(c) Specimen 3

Drift(%)	0.9	1.5	2	3	4	5
Tendon Foce (kN)	58.12	167.71	246.83	423.17	568.57	725.03
g1 (mm)	1.60	3.86	5.43	9.04	12.24	15.84
g2 (mm)	0.00	0.04	0.05	0.07	0.09	0.09
C_1 (mm)	150.00	137.52	132.47	129.83	131.80	135.82
C_2 (mm)	259.15	240.99	239.87	242.39	241.29	248.49
ϵ_{c1}	0.00380	0.00700	0.00900	0.01400	0.01900	0.02550
ϵ_{c2}	0.00168	0.00207	0.00219	0.00238	0.00260	0.00267

Note : g1 = first segment opening , g2 = second segment opening.

表 2.8 各試體斷面打開時的設計彎矩強度

Specimen No. / Section	1	2	3
1	329(0.4%)	335(1.0%)	450(No 271)
2	335(0.3%)	327(0.7%)	440(No 300)
3	364(0.3%)	352(0.8%)	442(No 302)

Note : 彎矩強度單位為(kN-m)

表 2.9 試體 2 與 3 二組試體設計的變化參數

Specimen	Anchored Position in Segment	Unbonded Length	ED Bar Size	Vertical Steel Size in Segment 1	Vertical Steel Size in Segment 2,3,4
1	No.	No.	No.	No.	No.
2	1st	250mm	6	8	5
3	2nd	500mm	6	8	5

表 2.10 鋼筋於灌漿套管內建議埋置深度

Bar Size	Bar embedment Length (in)
3	12
4	12
5	12
6	15
7	21
8	27

表 2.11 鋼筋在套管內之握裹應力試驗與本研究試體所需握裹應力比較

(a) Aswad and Burnley (1995)

採用塑膠套管

Diameter (mm)	Embedded Length (in)	Bar Size	Pullout Force (kN)	Bonded Stress (MPa)
50.8	6	6	37	4.1
50.8	10	5	65	5.1
50.8	12	5	73.5	4.8
50.8	16	5	86	4.2
76.2	19	7	165	4.8

(b) 張國鎮等人於 2002 試驗 採用 DSI 預力螺紋套管

Diameter (mm)	Embedded Length (in)	Bar Size	Pullout Force (kN)	Bonded Stress (MPa)
54	55	D36	1099	6.9

表 2.12 試體細部檢核

Specimen No.	ϵ_{c1}	ϵ_{c2}	ϵ_E (%)	M_E / M_{total} (%)
1	0.031	0.0028	-	-
2	0.014	0.0275	2.2	10.5
3	0.032	0.0029	2.9	11.1

表 2.13 試體消能鋼筋與初始預力在第一節面提供之彎矩

(a) Specimen 2

Drift(%)	M_E (kN-mm)	$M_{initial}$ (kN-mm)
0.9	41667	173020
1.5	47697	214037
2	49991	218346
3	50873	199824
4	52142	184554
5	52488	168004
6	52964	164022

(b) Specimen 3

Drift(%)	M_E (kN-mm)	$M_{initial}$ (kN-mm)
0.9	43919	206100
1.5	47579	227803
2	49542	234793
3	52464	229385
4	54237	213424
5	55827	195054
6	56842	183848

表 3.1 試體 2 預力施拉記錄

step	Average Strain	T_s (kN)	Jack Pressure(bar)	T_p (kN)	Error ($\frac{T_p - T_s}{T_s} \times 100$) (%)
1	0.00022	112	10	92	-18.3
2	0.00041	214	20	184	-14.3
3	0.00086	447	43	395	-11.7
4	0.00154	805	85	780	-3.1
5	0.00224	1171	130	1193	1.9
6	0.00290	1516	170	1561	3.0
7	0.00356	1858	215	1974	6.2
8	0.00429	2242	260	2387	6.4
8 Power Seating	0.00359	1877	-	-	-
9	0.00531	2773	315	2892	4.3
9 Power Seating	0.00444	2321	-	-	-

表 3.2 試體 3 預力施拉記錄

step	Average Strain	T_s (kN)	Jack Pressure(bar)	T_p (kN)	Error ($\frac{T_p - T_s}{T_s} \times 100$) (%)
1	0.00023	120	10	92	-23.7
2	0.00051	267	20	183	-31.2
3	0.00082	429	43	394	-8.0
4	0.00147	768	85	780	1.5
5	0.00211	1103	130	1193	8.2
6	0.00273	1427	170	1560	9.3
7	0.00342	1788	215	1972	10.3
8	0.00417	2180	260	2384	9.4
9	0.00500	2613	315	2884	10.4
10	0.00527	2755	330	3031	10.0
10 Power Seating	0.00440	2300	-	-	-

表 3.3 試體 2 第一次試驗觀察的數據

SP2		Section A		Section B		Section C	
第一次試驗	水平側向力 (kN)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)
0.90%	156	-	-	-	130	-	-
-0.90%	152	-	-	-	175	-	-
1.50%	179	-	-	-	285	-	-
-1.50%	176	-	-	2	185	-	-
2.00%	188	-	-	3	305	-	-
-2.00%	187	-	-	3	315	-	-
3.00%	201	-	-	5	315	-	165
-3.00%	201	-	-	6	335	-	170
4.00%	204	-	-	7	355	1	225
-4.00%	204	-	-	9	345	1	225
5.00%	202	-	-	12	345	1	285
-5.00%	202	-	-	13	385	1.5	230
6.00%	195	2	-	15	395	1.5	315
-6.00%	195	-	-	19	395	1.5	285

表 3.4 試體 2 第二次試驗觀察的數據

SP2		Section A		Section B		Section C	
第二次試驗	水平側向力 (kN)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)
0.90%	63	-	-	2	175		
-0.90%	50	-	-	3	145		
1.50%	84	-	-	5	245		
-1.50%	70	-	-	5	265		
2.00%	99	-	-	6	295	1	75
-2.00%	86	-	-	6	285	1	35
3.00%	123	-	-	9	365	1	175
-3.00%	116	-	-	7	345	1.5	135
4.00%	146	-	-	11	385	1.5	225
-4.00%	141	-	-	8	355	1.5	205
5.00%	168	-	-	14	395	1.5	285
-5.00%	167	-	-	9	360	2	210
6.00%	182	2	-	16	415	2	325
-6.00%	184	-	-	13	380	2	230

表 3.5 試體 2 分析假設的塑鉸長度與實驗的塑鉸長度比較

(a) 正向側位移

Push Direction	Analysis assume	Analysis assume	Test	Test
Drift(%)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)
0.9	250	250	90	0
1.5	250	250	130	90
2	250	250	160	100
3	250	250	190	140
4	250	250	210	170
5	250	250	215	220
6	250	250	250	250

(b) 負向側位移

Pull Direction	Analysis assume	Analysis assume	Test	Test
Drift(%)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)
0.9	250	250	75	0
1.5	250	250	130	90
2	250	250	160	95
3	250	250	185	130
4	250	250	207.5	160
5	250	250	220	215
6	250	250	250	250

表 3.6 試體 3 第一次試驗觀察的數據

SP3		Section A		Section B		Section C	
第一次試驗	水平側向力 (kN)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)
0.90%	153	2	130	0.5		-	-
-0.90%	145	1.5	155	0.5	130	-	-
1.50%	181	2.5	135	1	195	-	-
-1.50%	166	3.5	165	1	155	-	-
2.00%	192	5	275	1	260	-	115
-2.00%	175	5	195	1	210	-	-
3.00%	208	8	279	2	275	1	185
-3.00%	193	8	285	2	300	-	195
4.00%	210	12	329	2	369	1	267
-4.00%	202	11	288	3	303	-	210
5.00%	210	16	330	3	375	1	290
-5.00%	204	16	303	3	302	-	255
6.00%	208	20	360	3	390	1	305
-6.00%	204	18	320	3	311	-	315

表 3.7 試體 3 第二次試驗觀察的數據

SP3		Section A		Section B		Section C	
第一次試驗	水平側向力 (kN)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)	撓曲裂縫 (mm)	裂縫長度 (mm)
0.90%	59	4	140	1	-	-	-
-0.90%	56	4	160	1	145	-	-
1.50%	79	5	145	1	200	-	-
-1.50%	77	4.5	168	1	160	-	-
2.00%	93	10	278	1	290	-	140
-2.00%	92	11	210	1	225	-	135
3.00%	121	12	300	2	300	1	190
-3.00%	122	12	290	2	305	1	200
4.00%	149	15	340	2	370	1	268
-4.00%	153	16	290	3	310	1	201
5.00%	175	18	355	3	378	1	290
-5.00%	181	18	320	3	330	1	260
6.00%	195	19	375	3	385	1	310
-6.00%	197	18.5	339	3	340	1	339

表 3.8 試體 3 分析假設的塑鉸長度與實驗的塑鉸長度比較

(a) 正向側位移

Push Direction	Analysis assume	Analysis assume	Test	Test
Drift(%)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)
0.9	250	100	100	0
1.5	250	100	120	0
2	250	100	125	0
3	250	100	130	60
4	250	100	132.5	90
5	250	100	182.5	100
6	250	100	202.5	125

(b) 負向側位移

Pull Direction	Analysis assume	Analysis assume	Test	Test
Drift(%)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)	L_{P1} (mm)	L_{P2} (mm)
0.9	250	100	90	0
1.5	250	100	100	35
2	250	100	140	65
3	250	100	155	82.5
4	250	100	180	110
5	250	100	205	125
6	250	100	235	145

表 3.9 試體 2 與 3 試驗時斷面打開之彎矩強度與側位移

Specimen No. / Section	1	2
2	365(0.7%)	298(0.9%)
3	328(0.7%)	300(0.9%)

表 4.1 各模型細節

Model No.	PT Column Size				Prestressing Force		ED Bar			
	Segment Size		Segment Number	Column High (mm)	A=0.25fc' Ac B=0.35fc' Ac (kN)	ρ (%)	Unbonded Length (mm)	Anchored Position (Segment)	ϵ_{max} (%)	
Diameter (mm)	Hight (mm)									
3	500	500	4	2450	A	2300	0.66	740	2	2.4
4	500	500	4	2450	A	2300	1.2	740	2	2.4
5	500	500	4	2450	A	2300	1.8	740	2	2.3
6	500	500	4	2450	A	2300	2.4	740	2	1.9
7	500	500	8	4900	A	2300	0.66	740	4	2.5
8	500	500	8	4900	A	2300	1.2	740	4	2.5
9	500	500	8	4900	A	2300	1.8	740	4	2.4
10	500	500	8	4900	A	2300	2.4	740	4	2.0
11	1000	1000	4	4900	A	9048	0.66	1480	2	2.5
12	1000	1000	4	4900	A	9048	1.2	1480	2	2.4
13	1000	1000	4	4900	A	9048	1.8	1480	2	2.4
14	1000	1000	4	4900	A	9048	2.4	1480	2	2.0
15	500	500	4	2450	B	3220	0.66	740	2	2.2
16	500	500	4	2450	B	3220	1.2	740	2	2.2
17	500	500	4	2450	B	3220	1.8	740	2	2.1
18	500	500	4	2450	B	3220	2.4	740	2	1.5
19	500	500	8	4900	B	3220	0.66	740	4	2.3
20	500	500	8	4900	B	3220	1.2	740	4	2.3
21	500	500	8	4900	B	3220	1.8	740	4	2.2
22	500	500	8	4900	B	3220	2.4	740	4	1.9
23	1000	1000	4	4900	B	12667	0.66	1480	2	2.3
24	1000	1000	4	4900	B	12667	1.2	1480	2	2.4
25	1000	1000	4	4900	B	12667	1.8	1480	2	2.2
26	1000	1000	4	4900	B	12667	2.4	1480	2	1.9
27	500	500	8	4900	A	2300	0.66	740	2	1.3

表 4.2 模型 1、2 與 3 斷面打開之彎矩強度與側位移

Model No. / Section	1	2
1	312(0.6%)	304(1.3%)
2	362(0.6%)	327(0.8%)
3	355(0.5%)	332(0.9%)

表 4.3 模型 7 與 27 斷面打開之彎矩強度與側位移

Model No. / Section	1	2	3	4	5
7	353(0.8%)	377(1.4%)	368(3.6%)	No gap opening	NO gap opening
27	350(0.9%)	376(1.5%)	351(1.8%)	No gap opening	NO gap opening

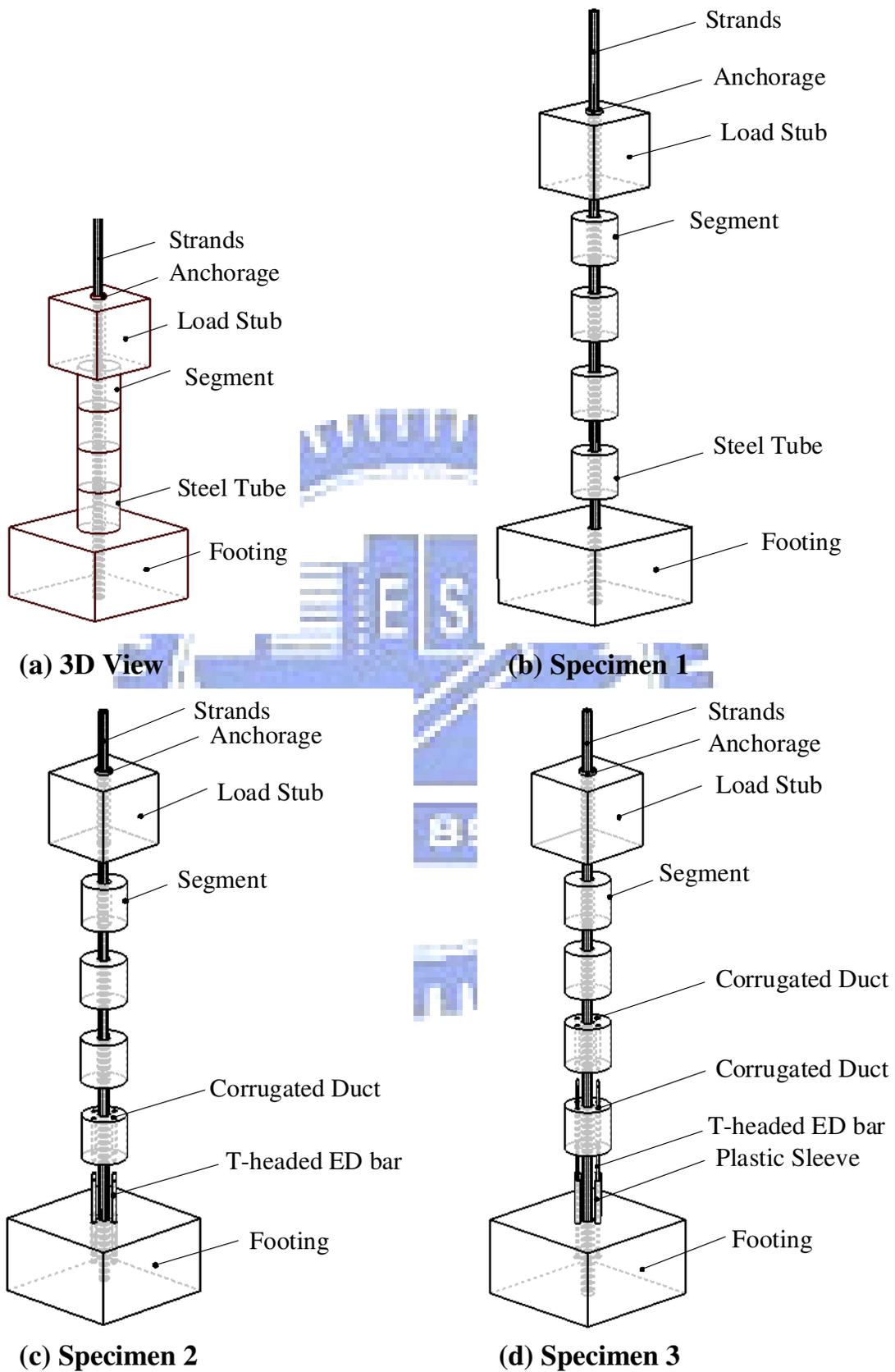


圖 2.1 三組試體之示意圖

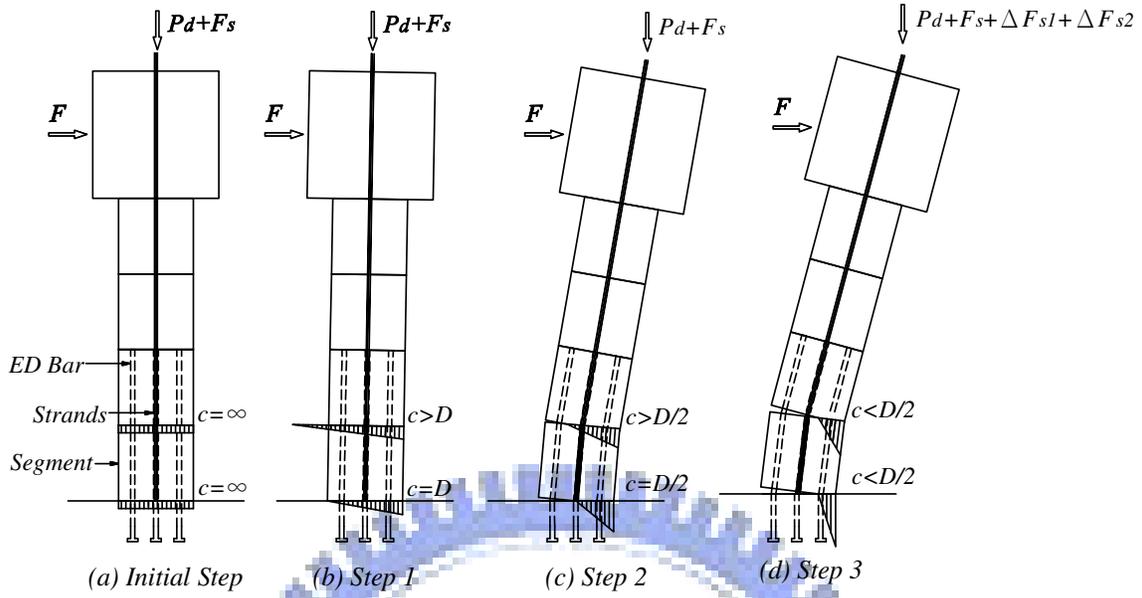


圖 2.2 預力混凝土節塊橋柱行為示意圖

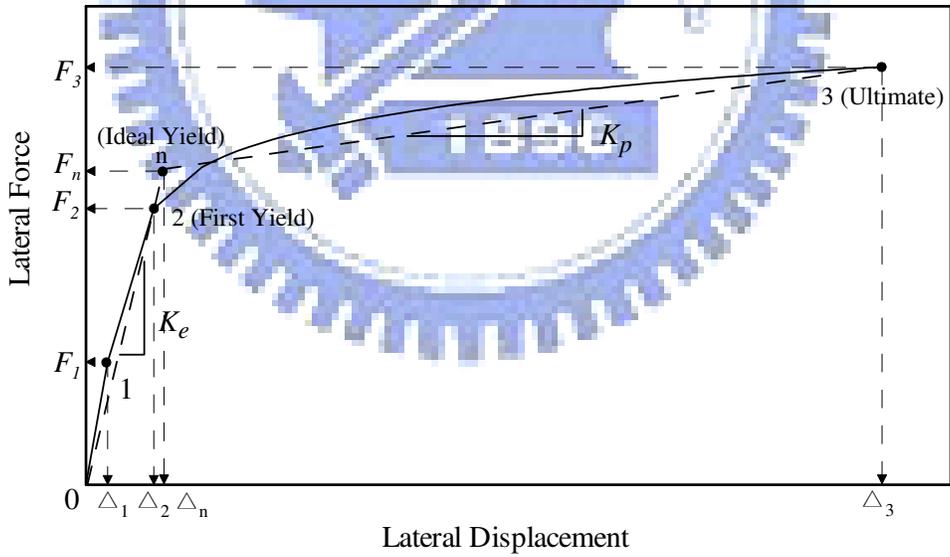


圖 2.3 預力節塊橋柱理想力量-位移關係式示意圖

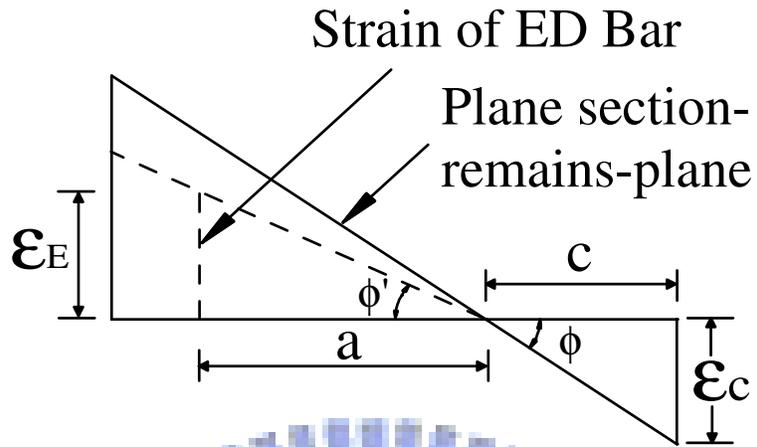
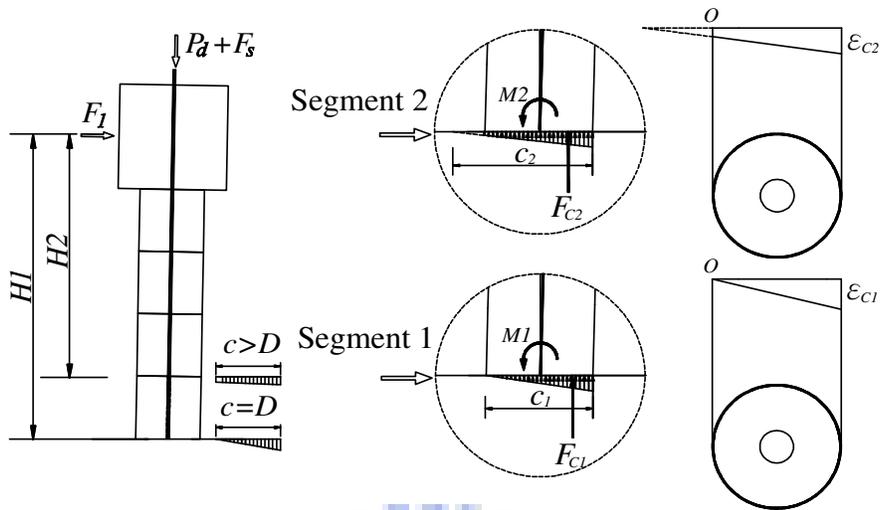
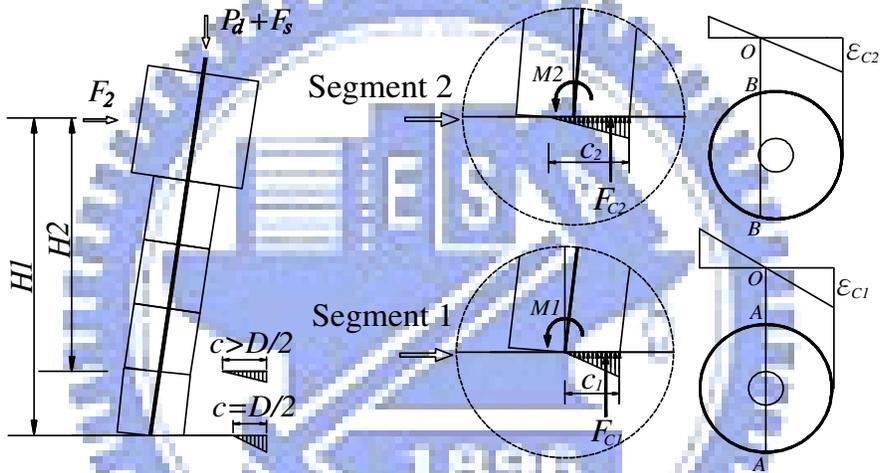


圖 2.4 橋柱節塊間應變-曲率關係示意圖

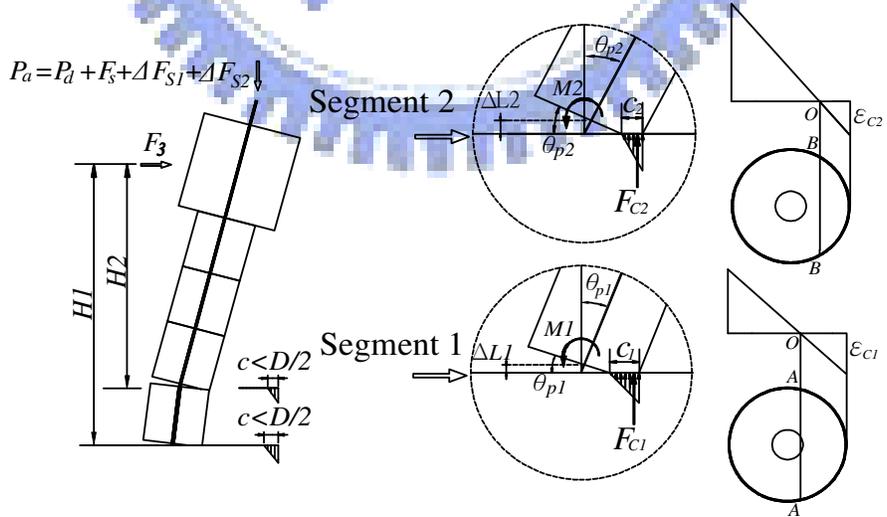




(a) 柱底中性軸在邊緣時之自由體圖



(b) 柱底中性軸達到斷面中心時之自由體圖



(c) 柱底中性軸超過斷面中心時之自由體圖

圖 2.5 試體 1 在分析過程中三個階段之自由體圖

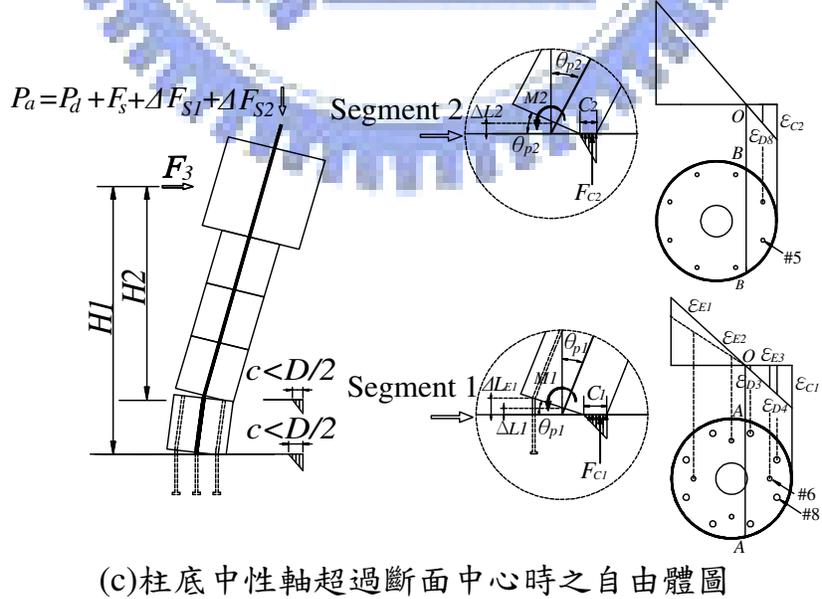
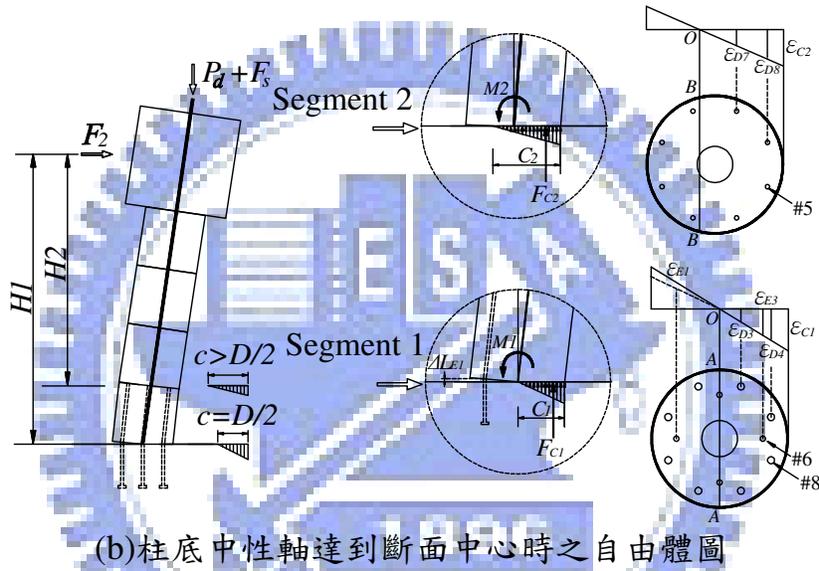
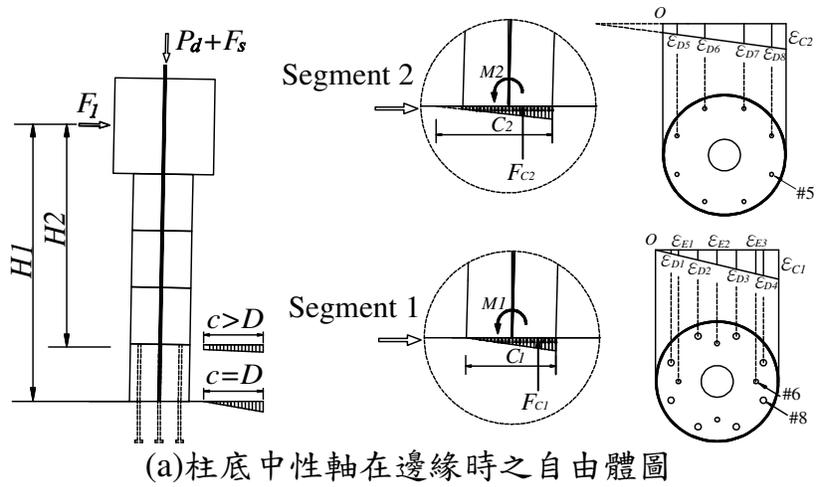
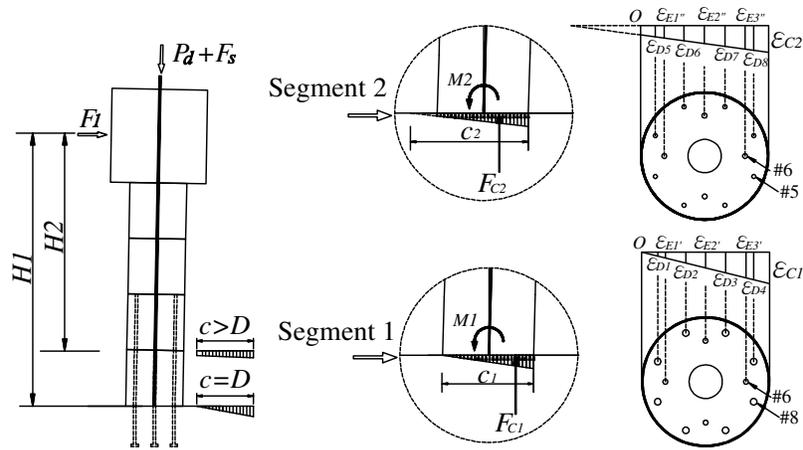
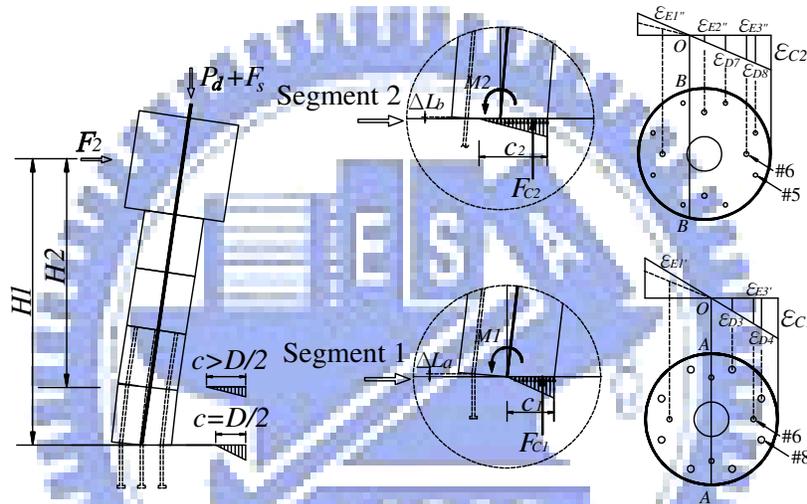


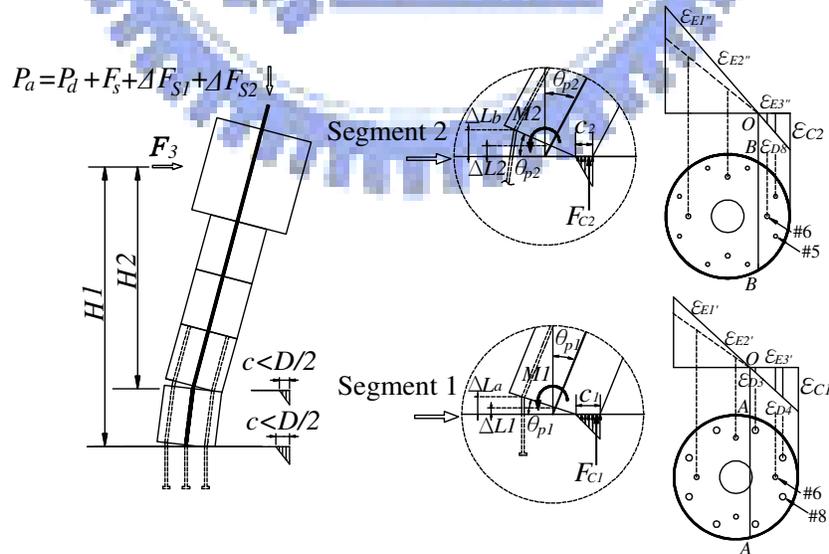
圖 2.6 試體 2 在分析過程中三個階段之自由體圖



(a) 柱底中性軸在邊緣時之自由體圖



(b) 柱底中性軸達到斷面中心時之自由體圖



(c) 柱底中性軸超過斷面中心時之自由體圖

圖 2.7 試體 3 在分析過程中三個階段之自由體圖

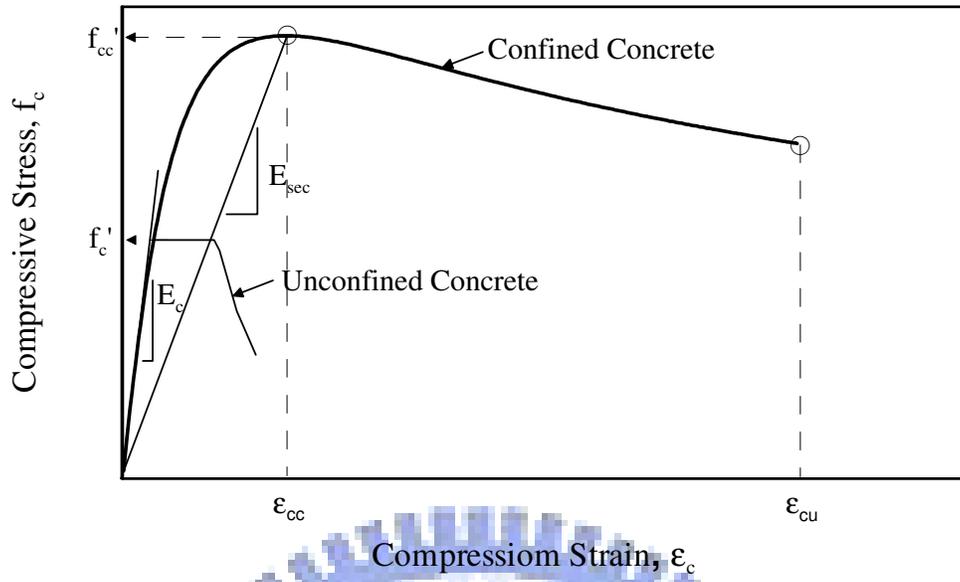


圖 2.8 Mander 混凝土應力-應變模型

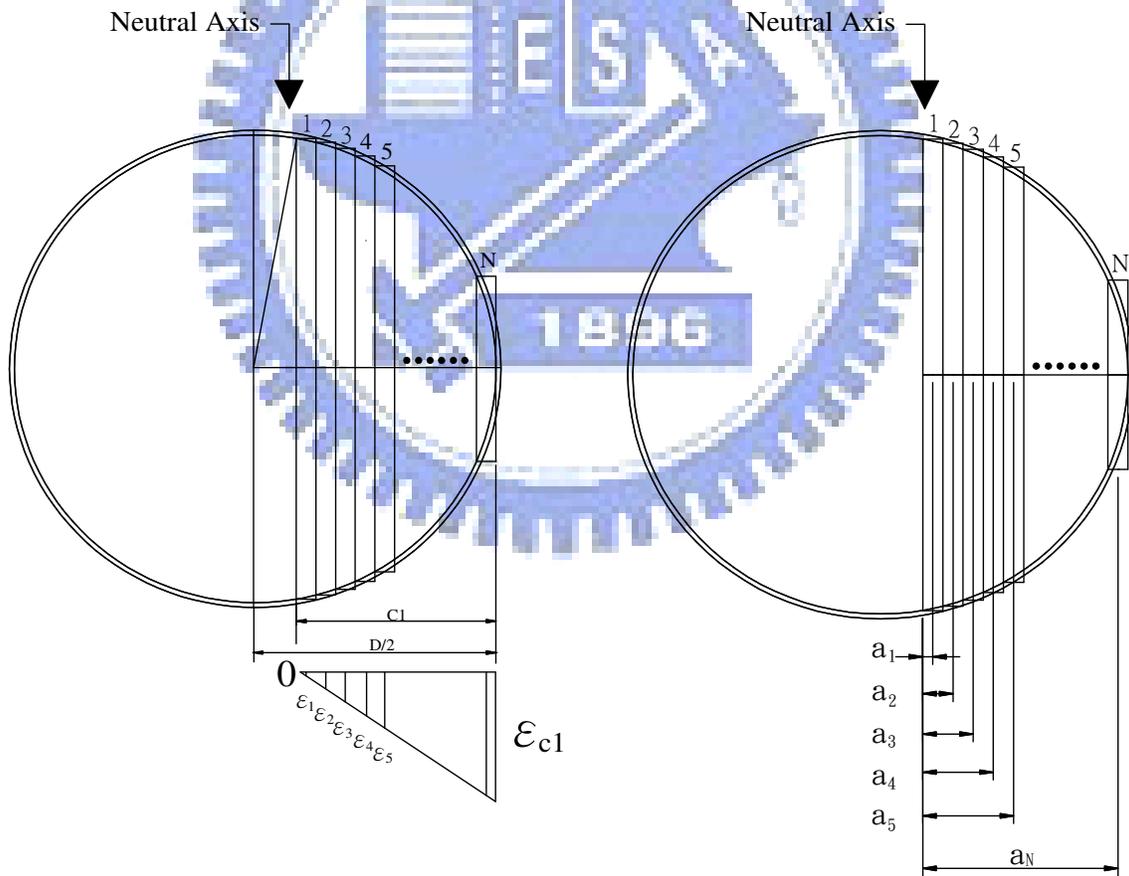


圖 2.9 承壓區混凝土的合力與彎矩之算法示意圖

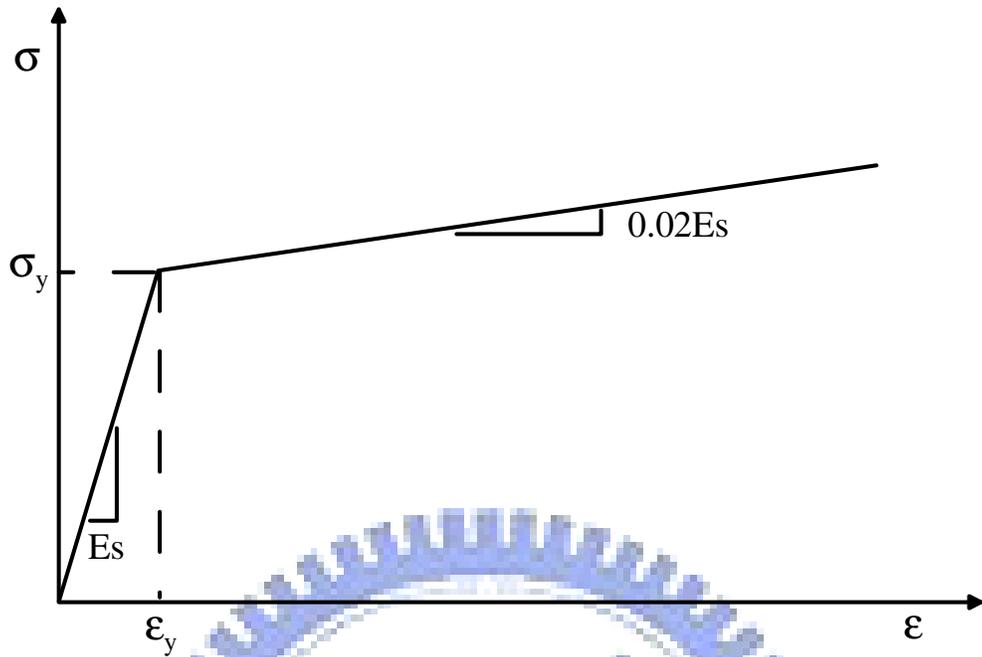


圖 2.10 鋼筋分析計算之雙線性模型

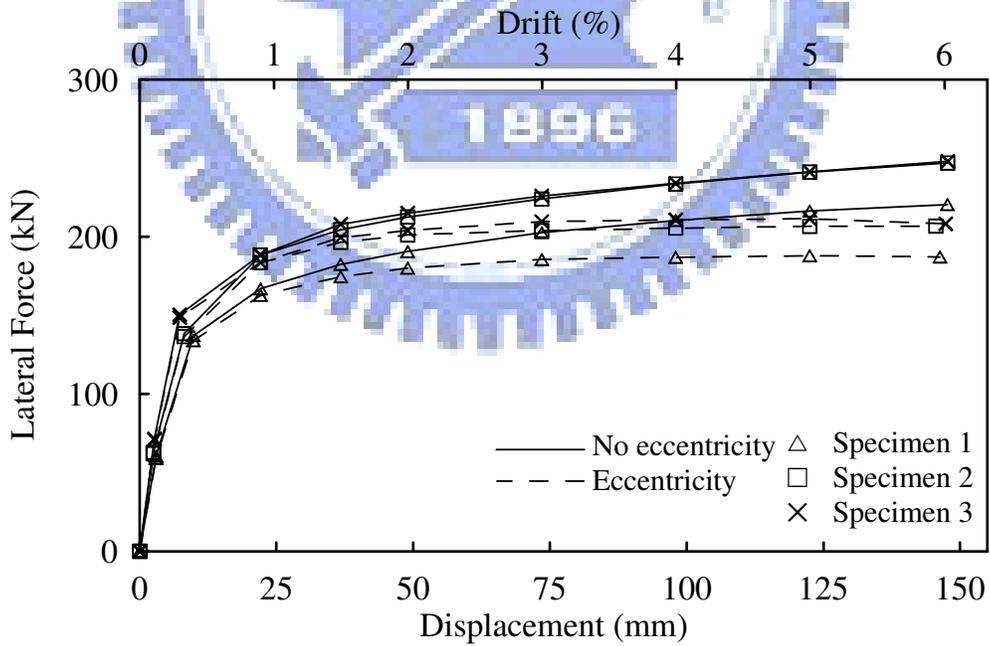


圖 2.11 修正前後三組試體設計的力量-位移關係圖

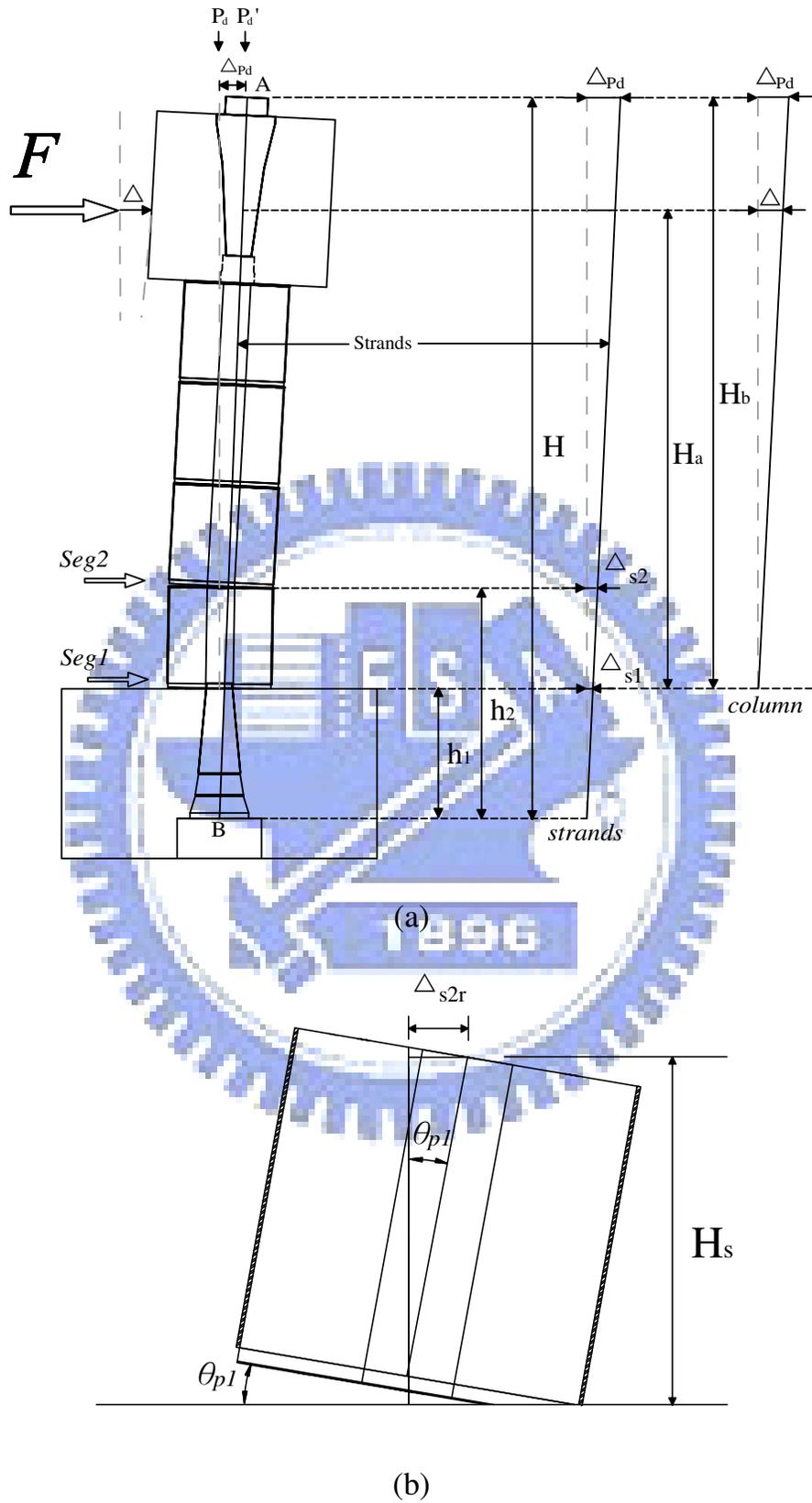
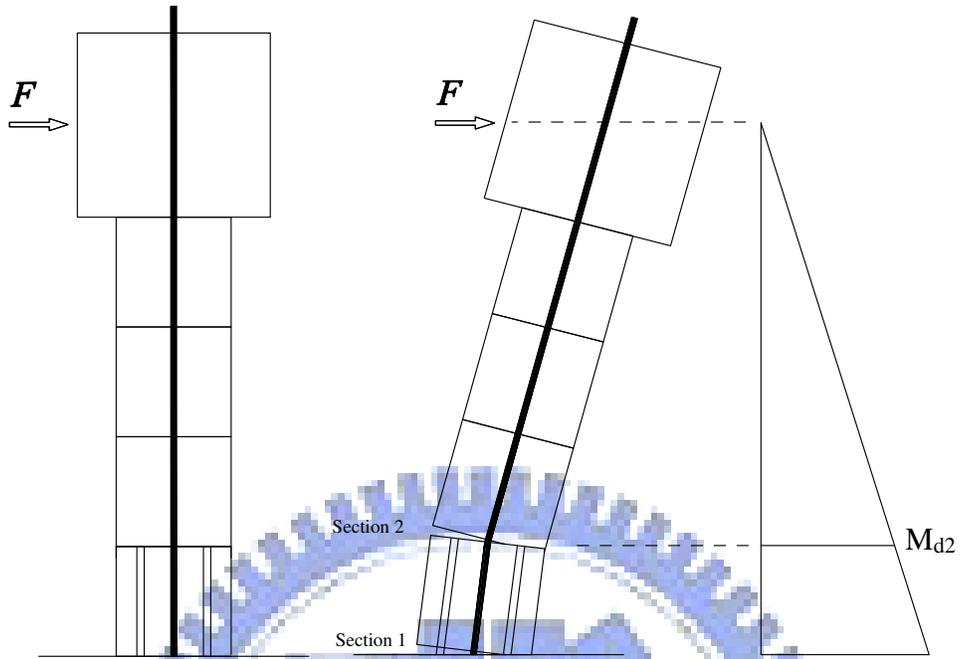
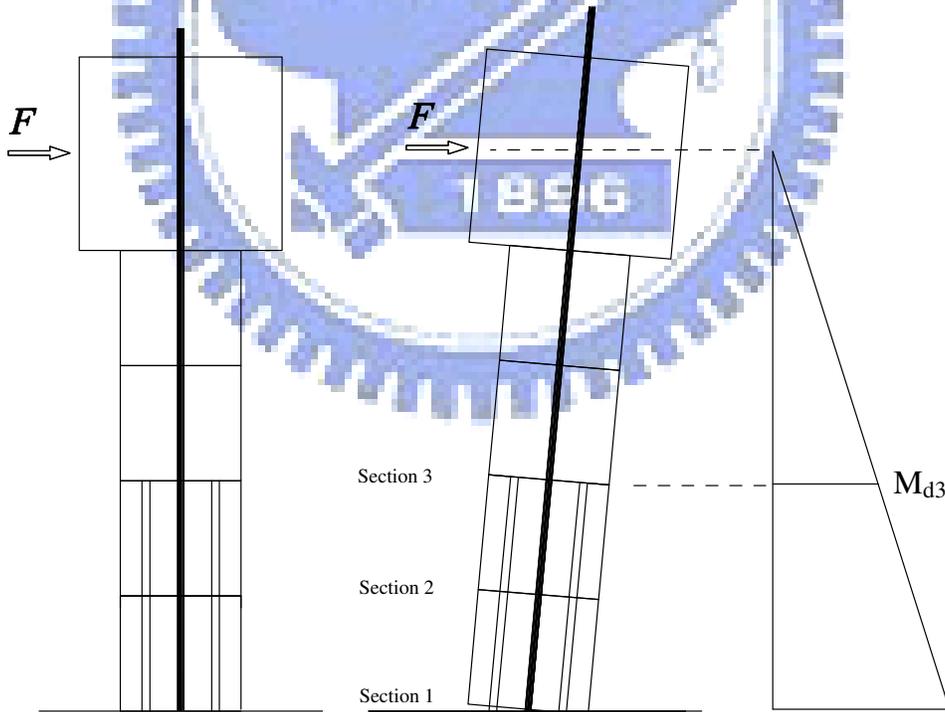


圖 2.12 鋼腱與斷面中心之偏移量計算示意圖

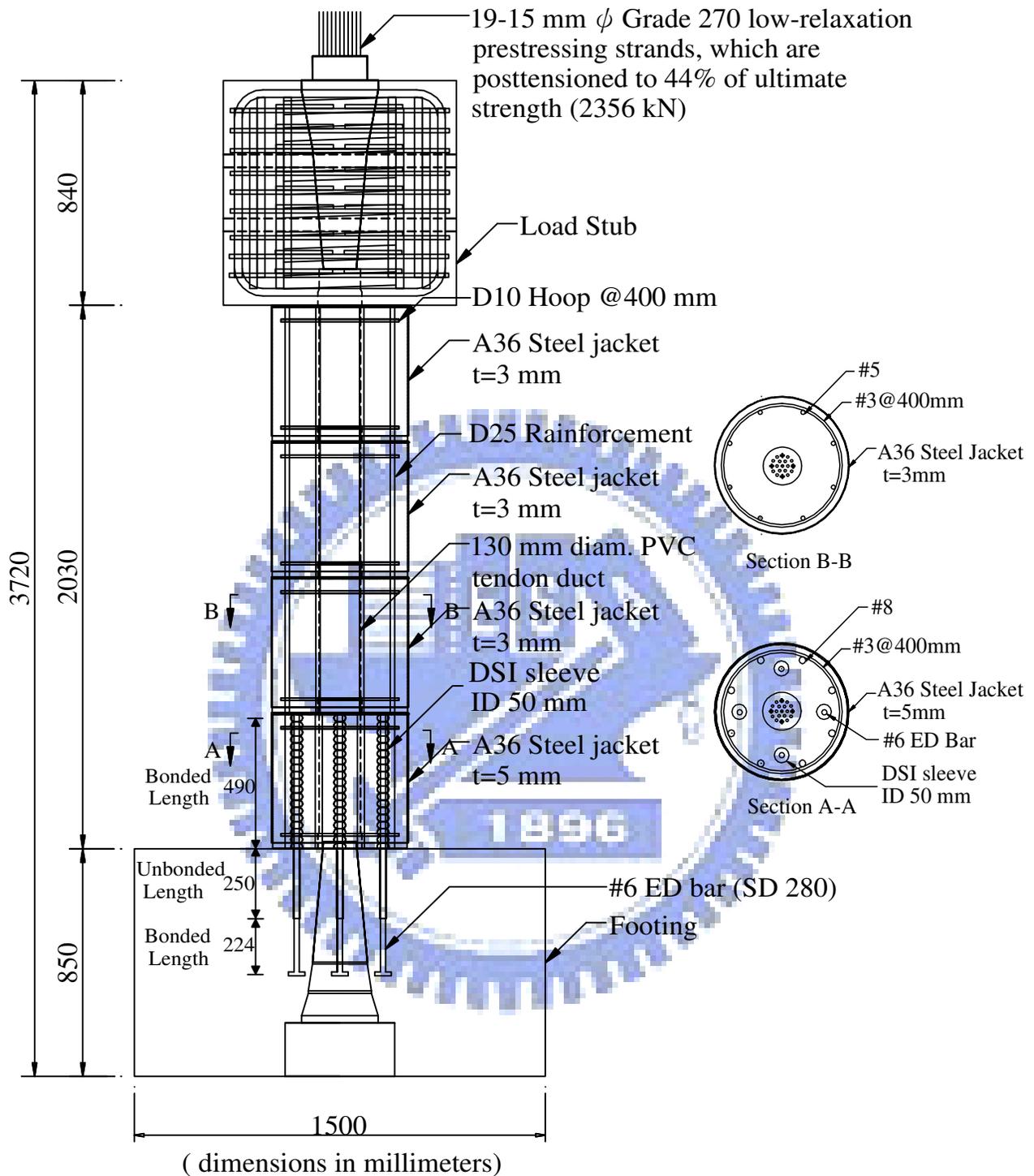


(a) 試體 2



(b) 試體 3

圖 2.13 橋柱需求彎矩示意圖



Specimen 2

圖 2.14 試體 2 立面圖

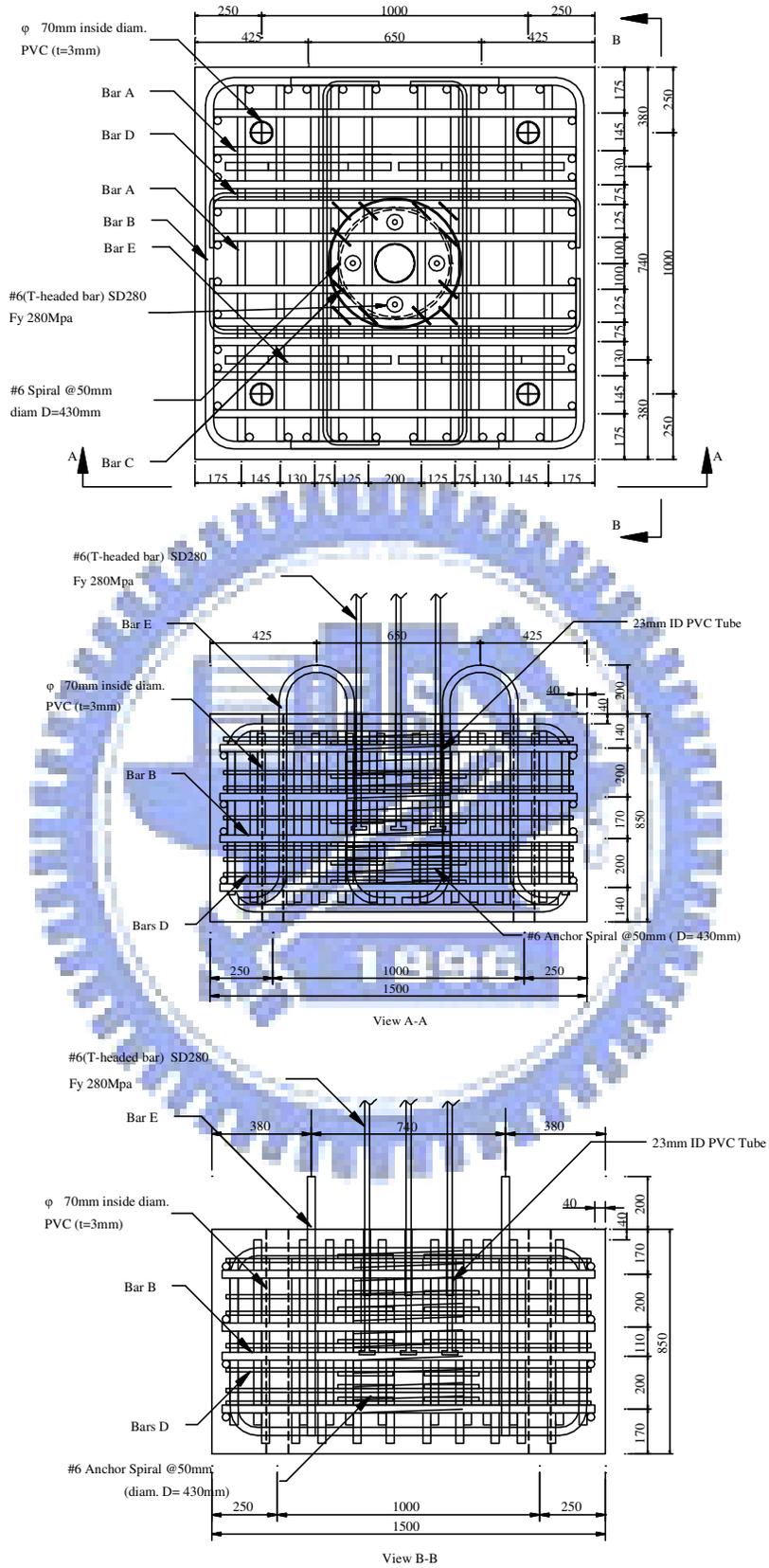


圖 2.15 試體 2 基礎詳圖

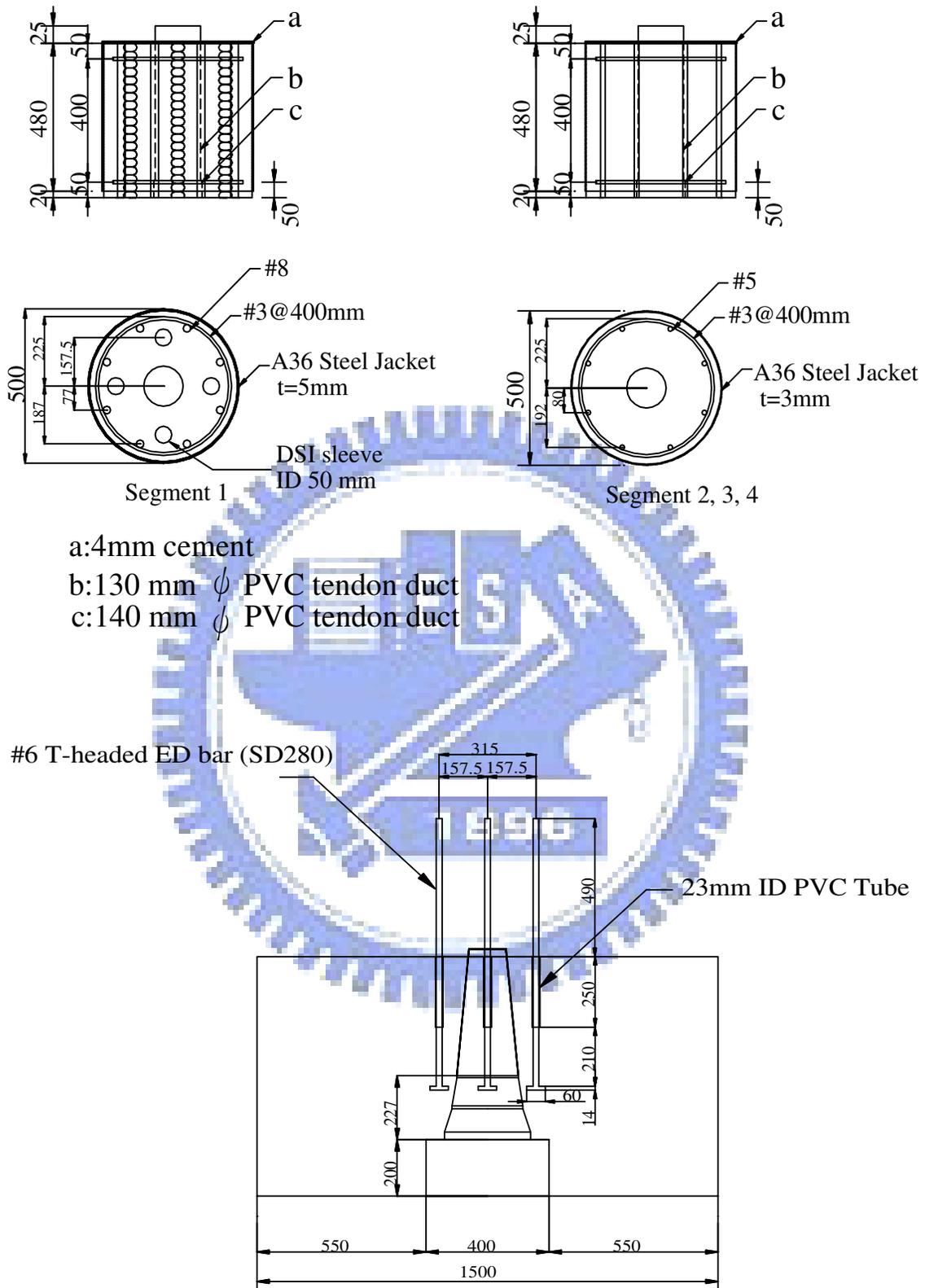
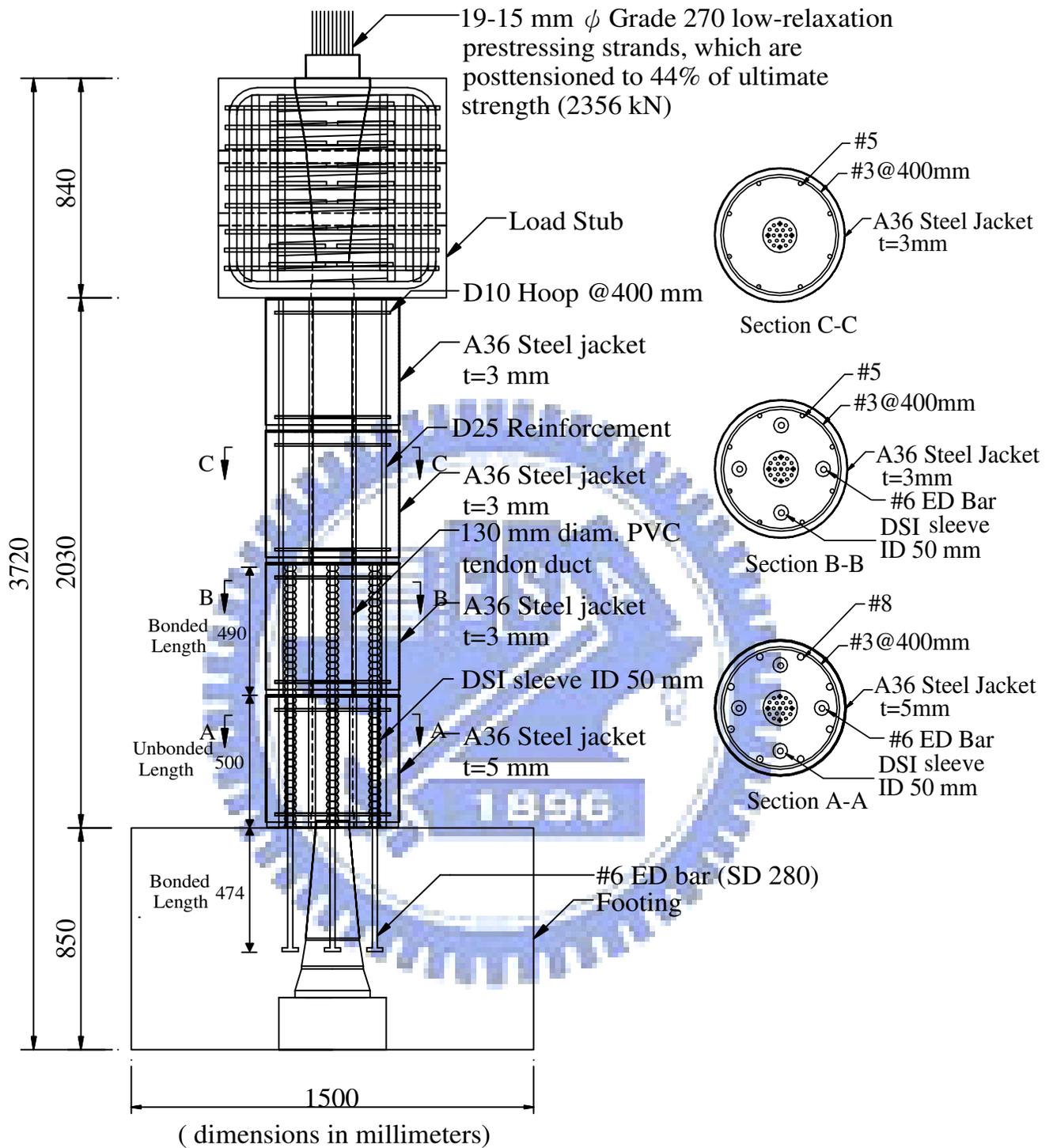


圖 2.16 試體 2 鋼管混凝土節塊與基礎內消能鋼筋設計細部圖



Specimen 3

圖 2.17 試體 3 立面圖

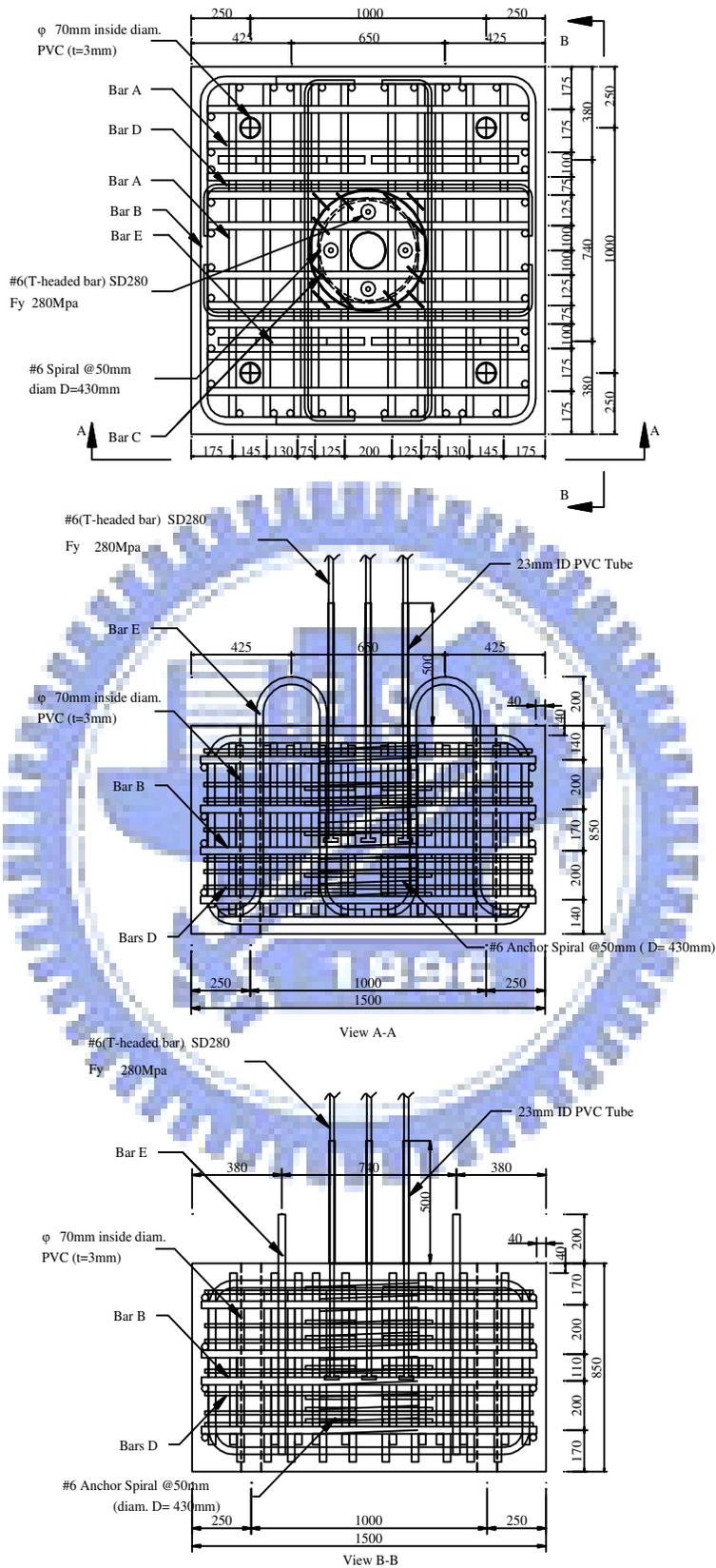
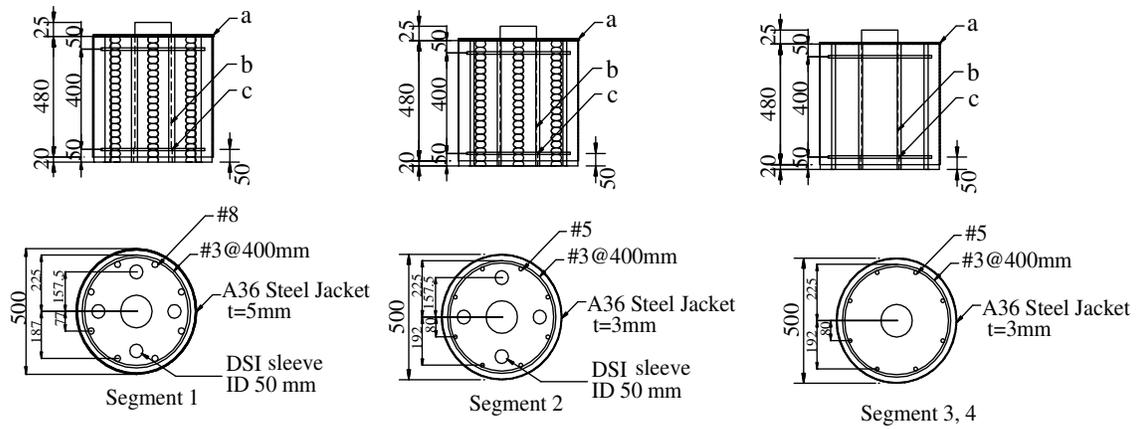


圖 2.18 試體 3 基礎詳圖



#6 T-headed ED bar (SD280)

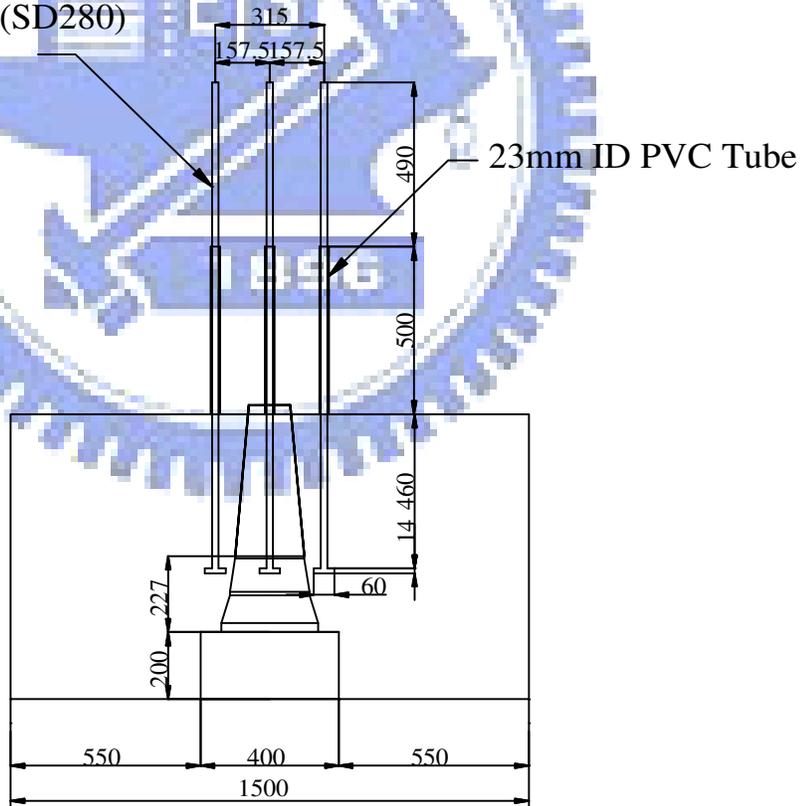


圖 2.19 試體 3 鋼管混凝土節塊與基礎內消能鋼筋設計細部圖

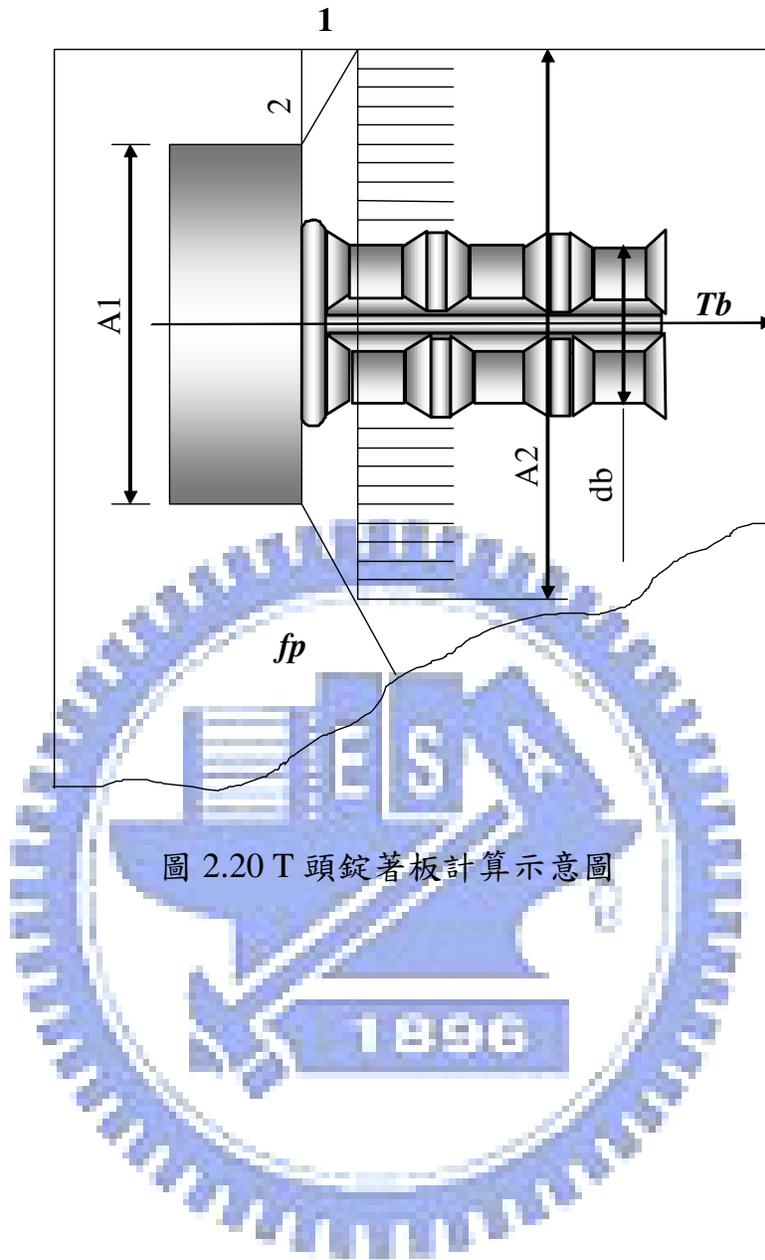


圖 2.20 T 頭錠著板計算示意圖

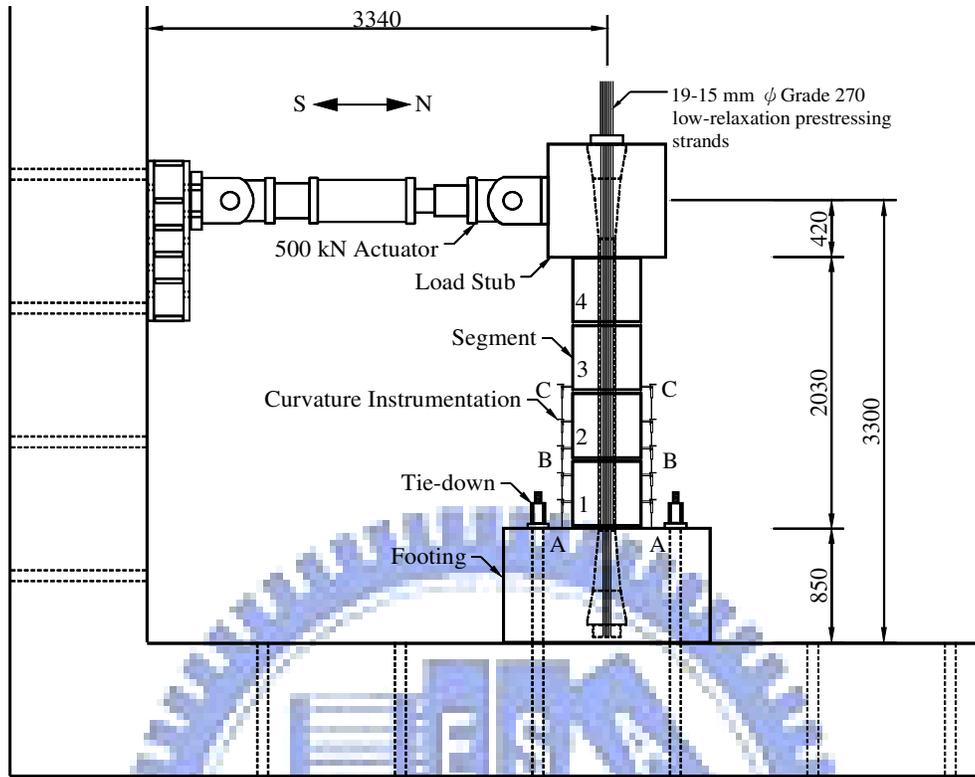


圖 2.21 試體 2 與試體 3 試驗構架圖

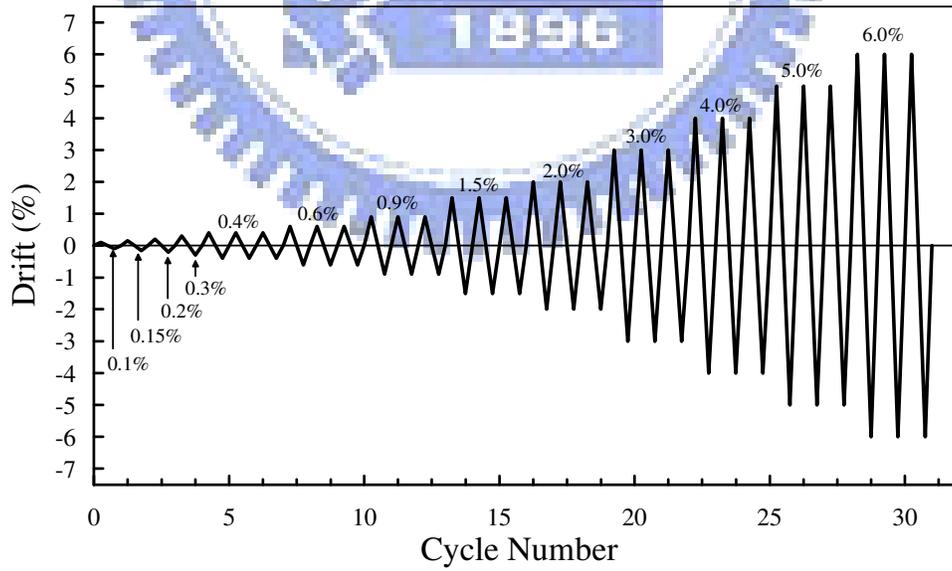


圖 2.22 反覆加載歷時

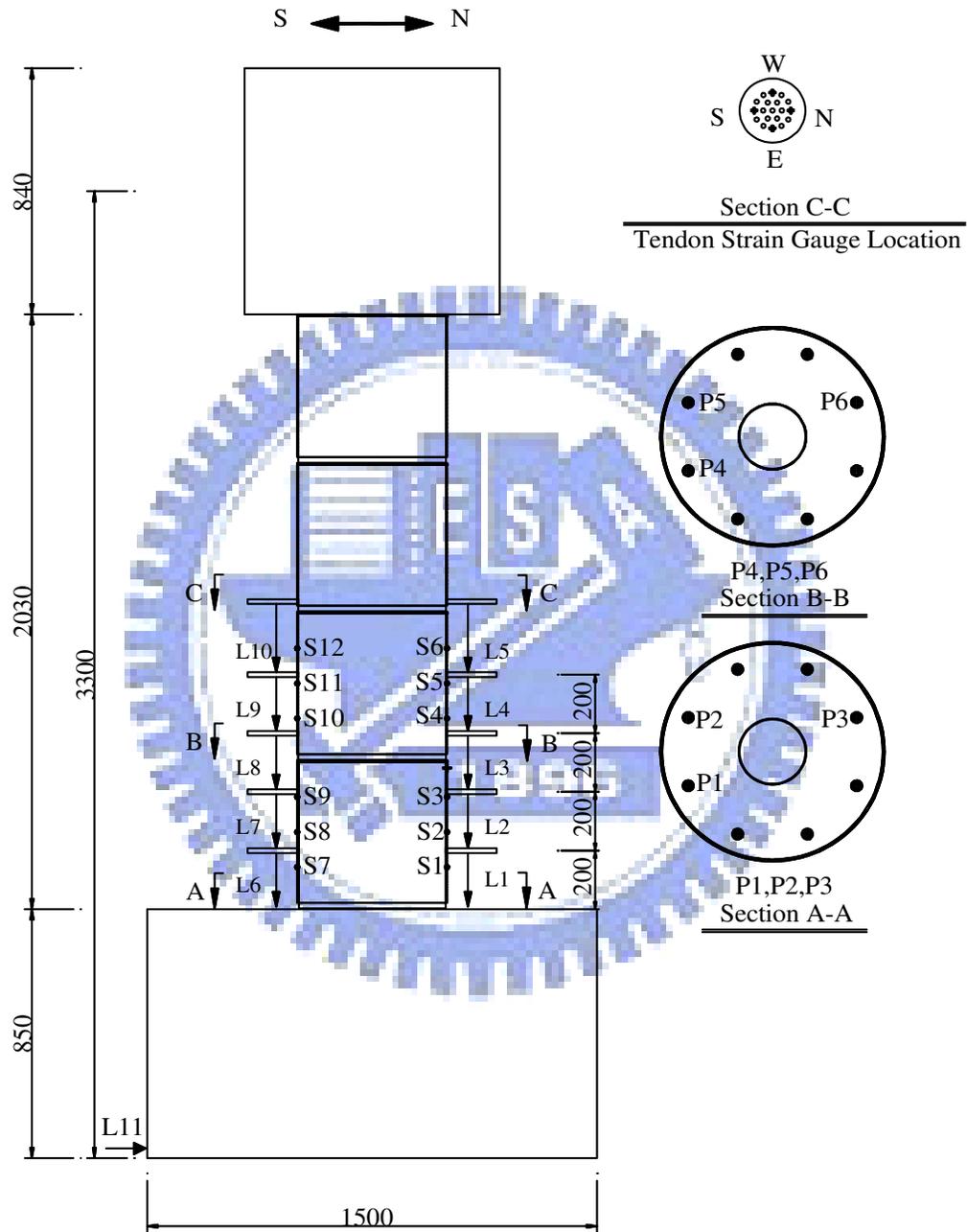


圖 2.23 試體 2 與試體 3 應變計配置圖

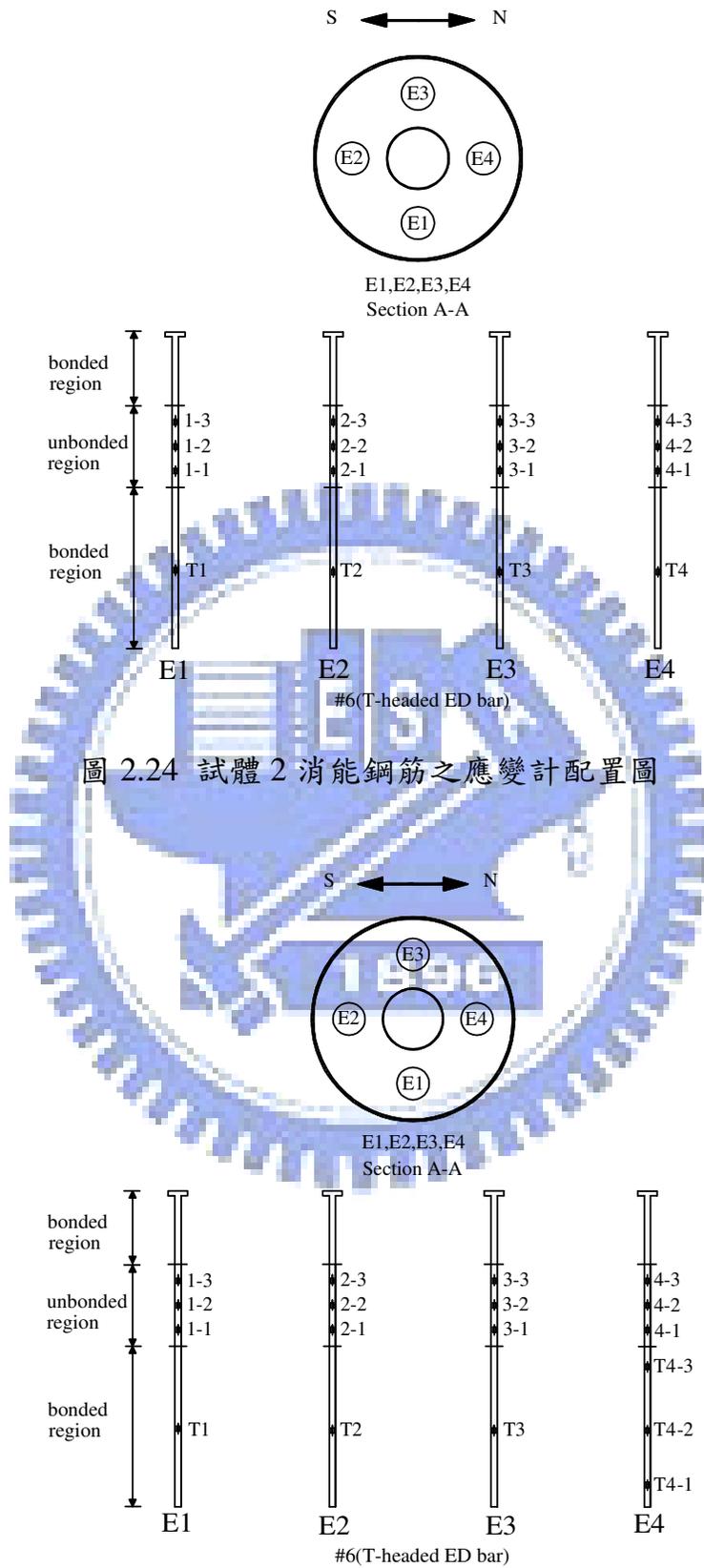


圖 2.24 試體 2 消能鋼筋之應變計配置圖

圖 2.25 試體 3 消能鋼筋之應變計配置圖

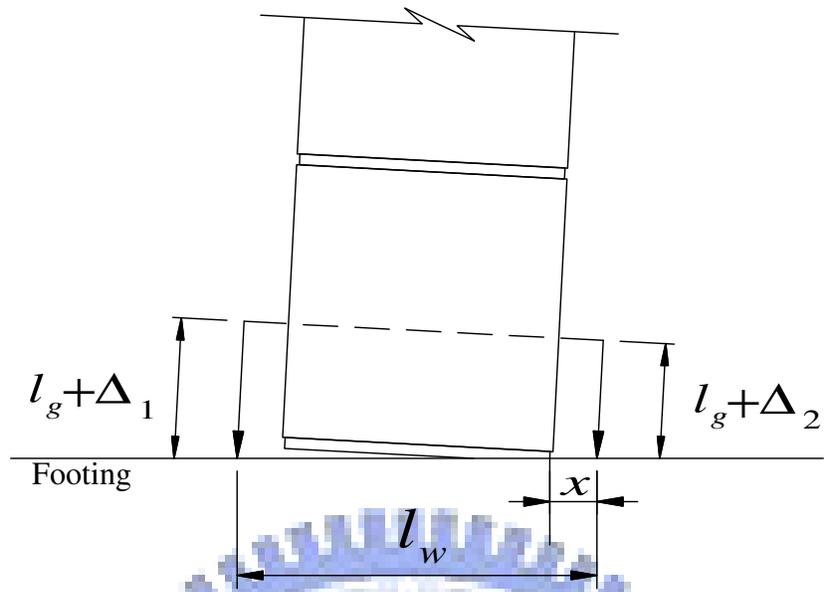


圖 2.26 橋柱斷面彎曲曲率計算示意圖



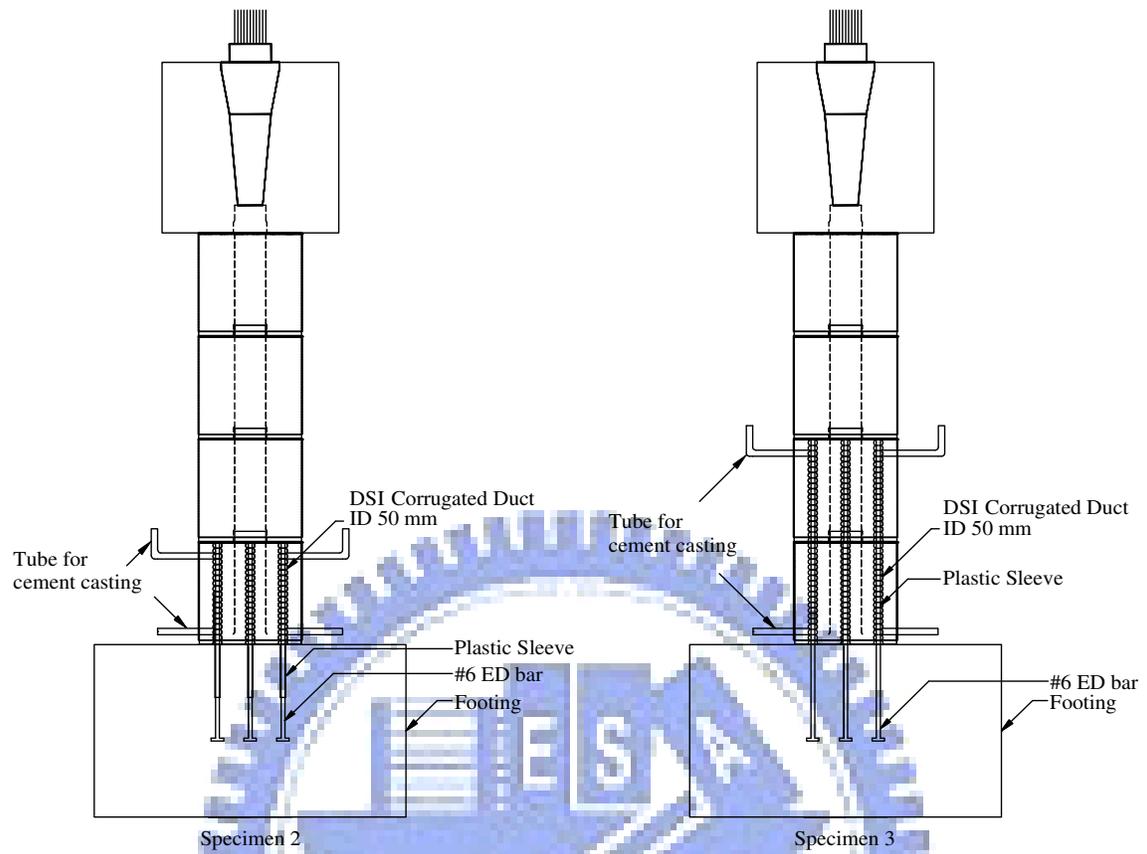


圖 3.1 節塊內套管高壓力灌漿示意圖

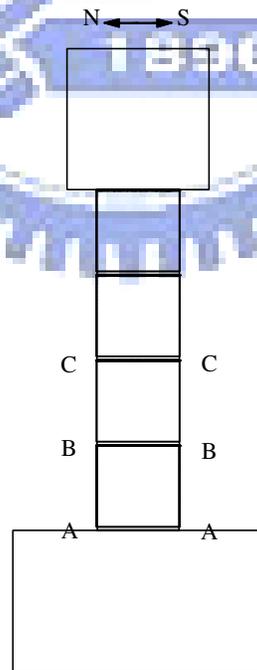
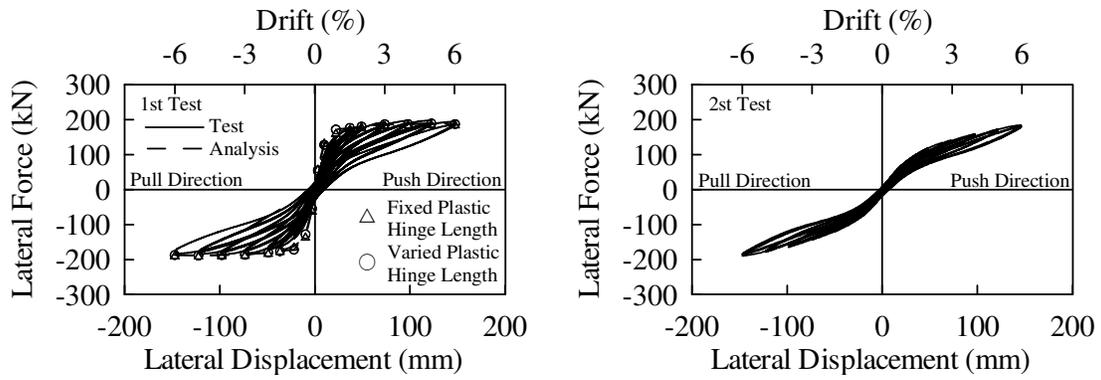
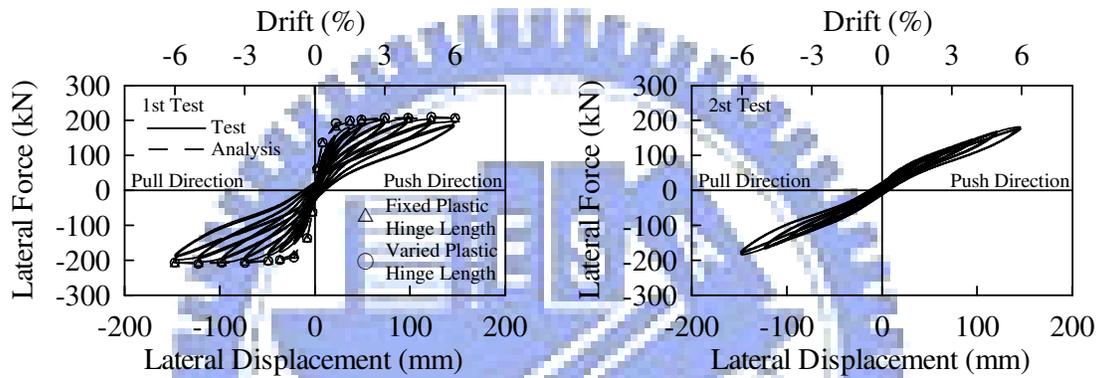


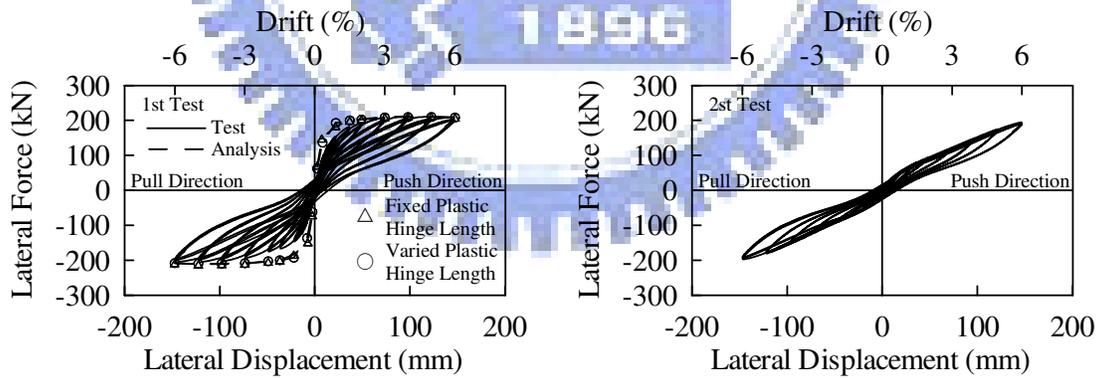
圖 3.2 試體試驗時斷面標號示意圖



(a) 試體 1



(b) 試體 2



(c) 試體 3

圖 3.3 三組試體力量與位移關係圖

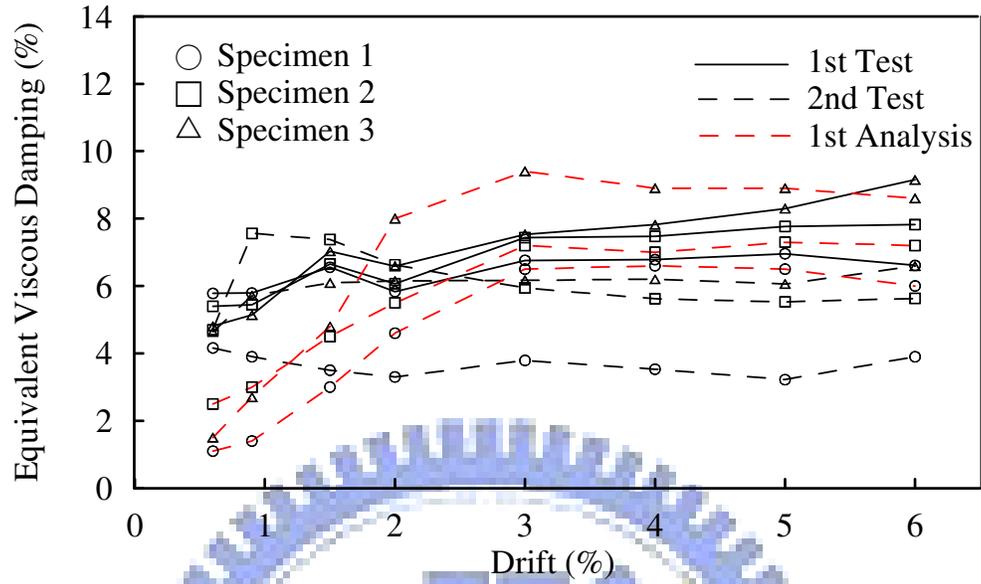


圖 3.4 試體 1、2 與 3 系統等效阻尼比變化與側位移關係圖

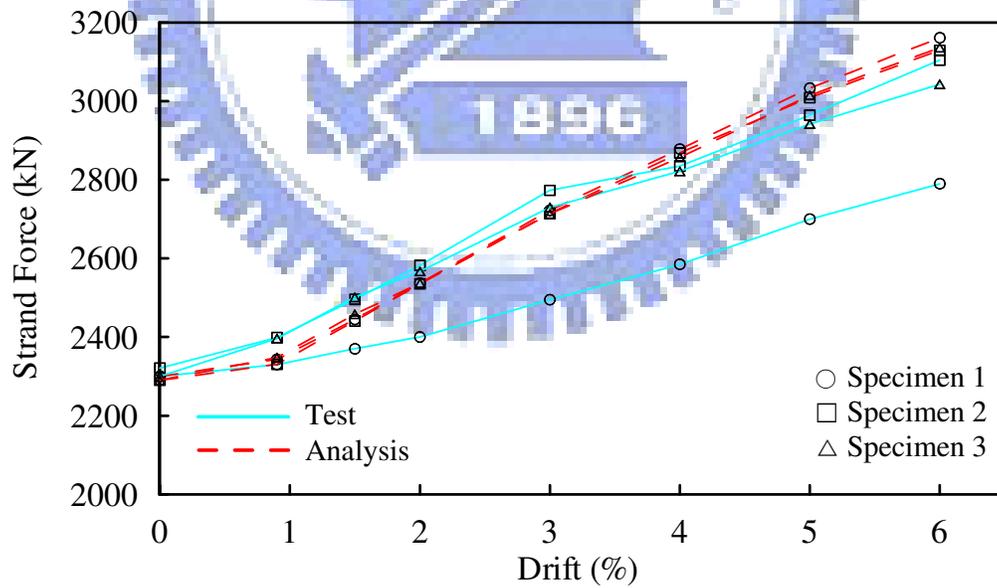


圖 3.5 試體 1、2 與 3 鋼腱預力變化與側位移關係圖

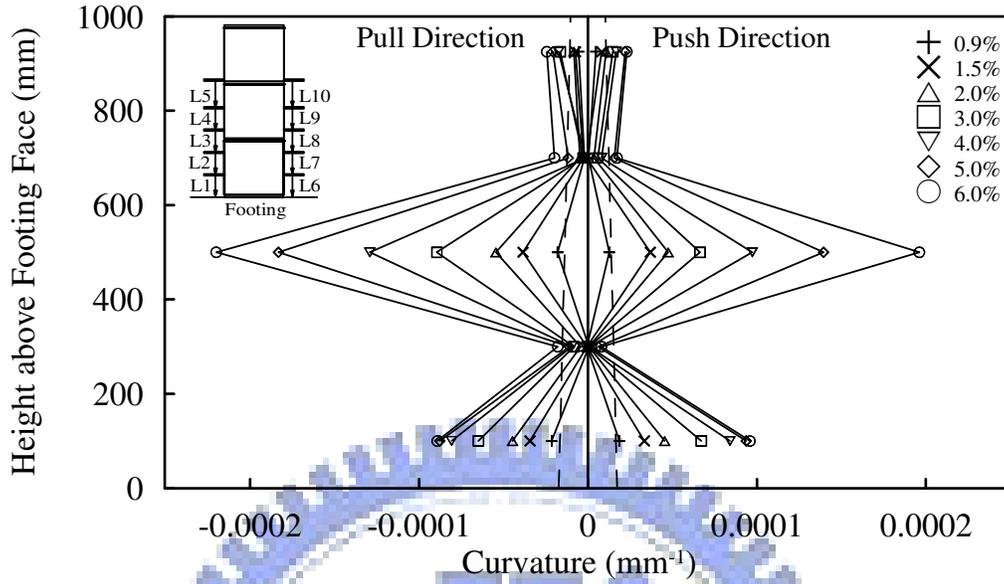


圖 3.6 試體 2 曲率變化關係圖

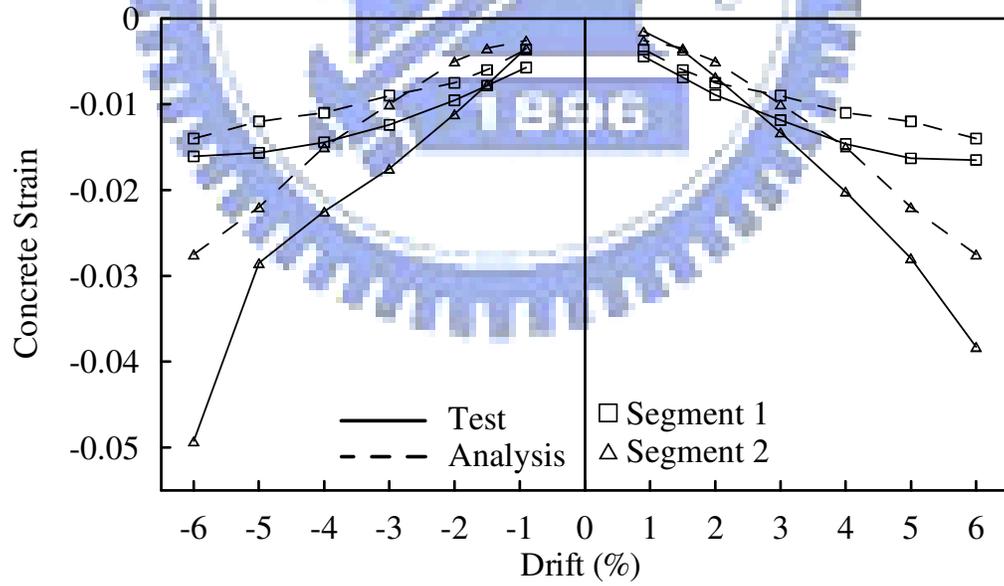


圖 3.7 試體 2 節塊底部混凝土壓應變與側位移的關係圖

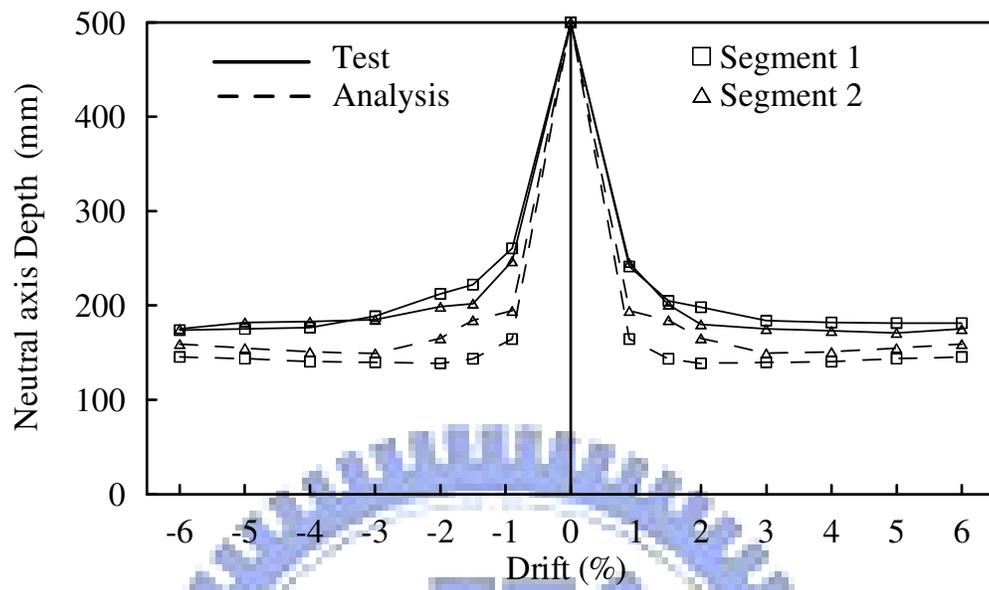
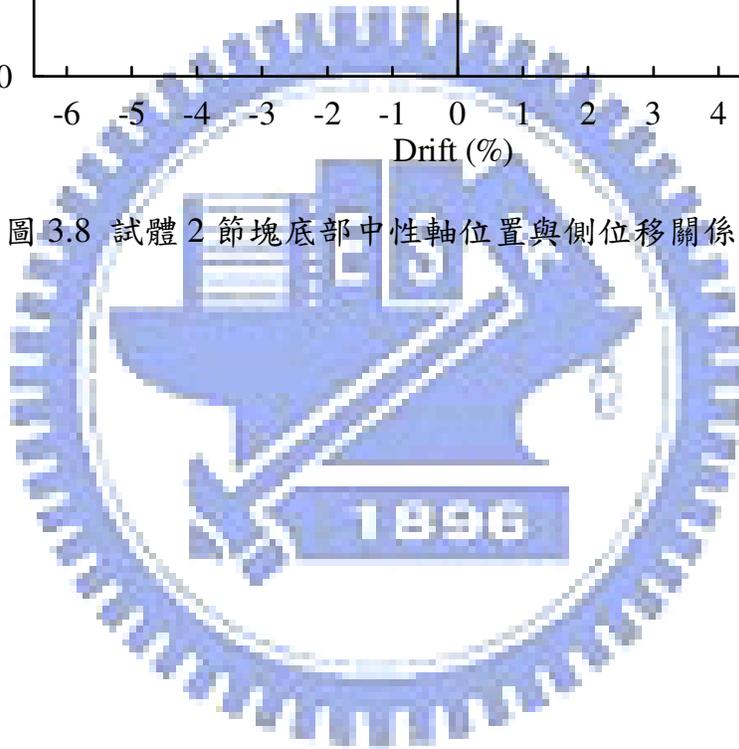
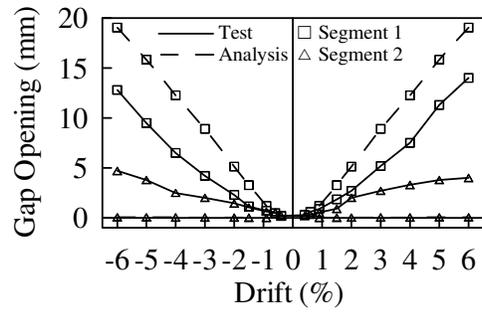
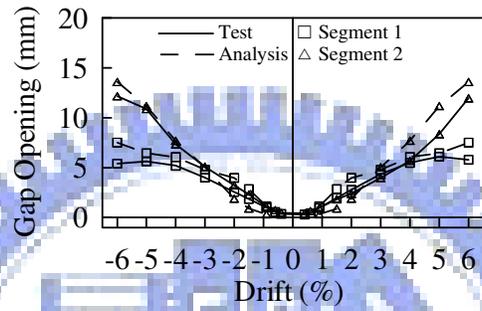


圖 3.8 試體 2 節塊底部中性軸位置與側位移關係圖

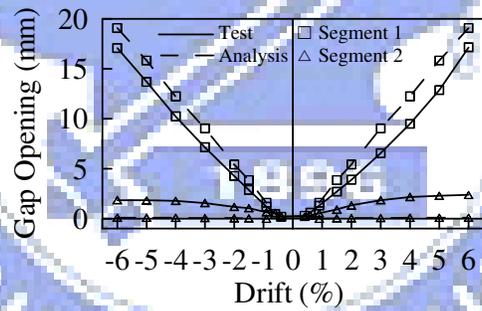




(a) Specimen 1

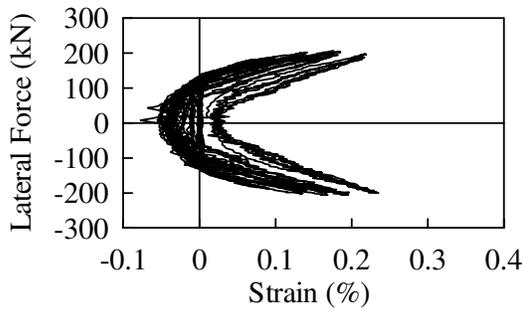


(b) Specimen 2

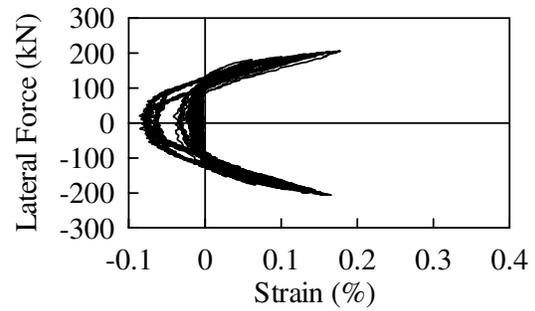


(c) Specimen 3

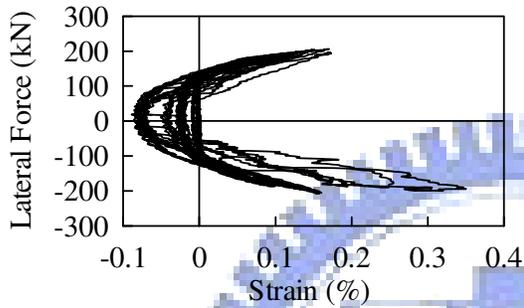
圖 3.9 試體 1、2 與 3 節塊裂縫與側位移關係圖



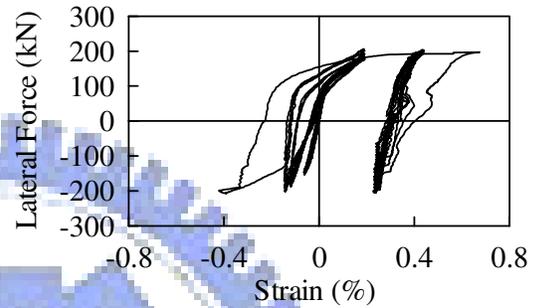
(a) E1 Steel Bar Strain Gauge (1-1)



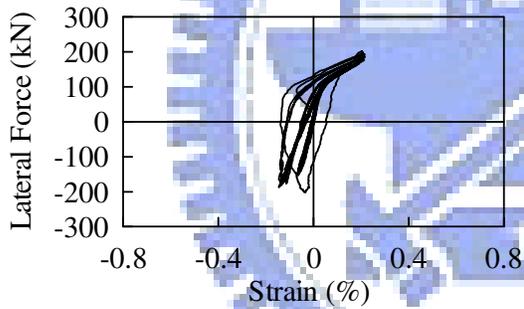
(b) E1 Steel Bar Strain Gauge (1-2)



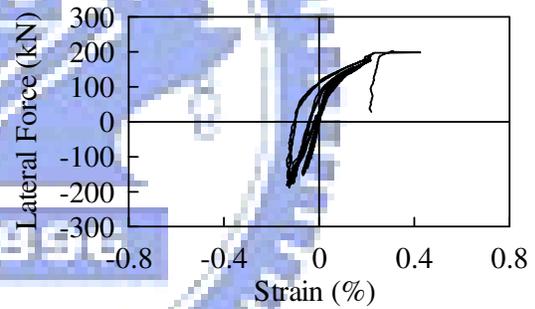
(c) E1 Steel Bar Strain Gauge (1-3)



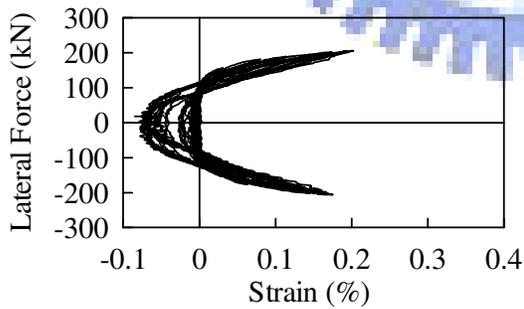
(b) E2 Steel Bar Strain Gauge (2-1)



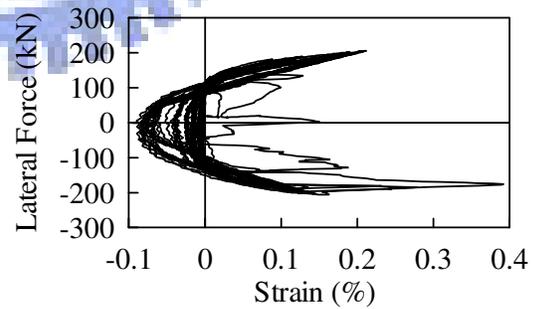
(e) E2 Steel Bar Strain Gauge (2-2)



(f) E2 Steel Bar Strain Gauge (2-3)



(g) E3 Steel Bar Strain Gauge (3-2)



(h) E3 Steel Bar Strain Gauge (3-3)

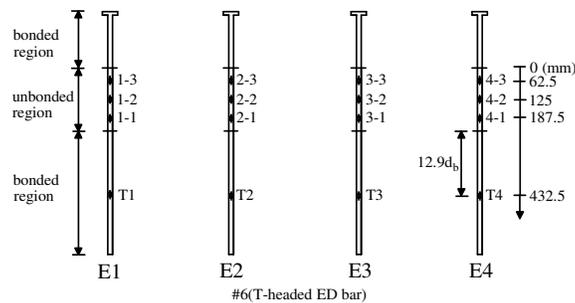
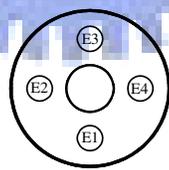
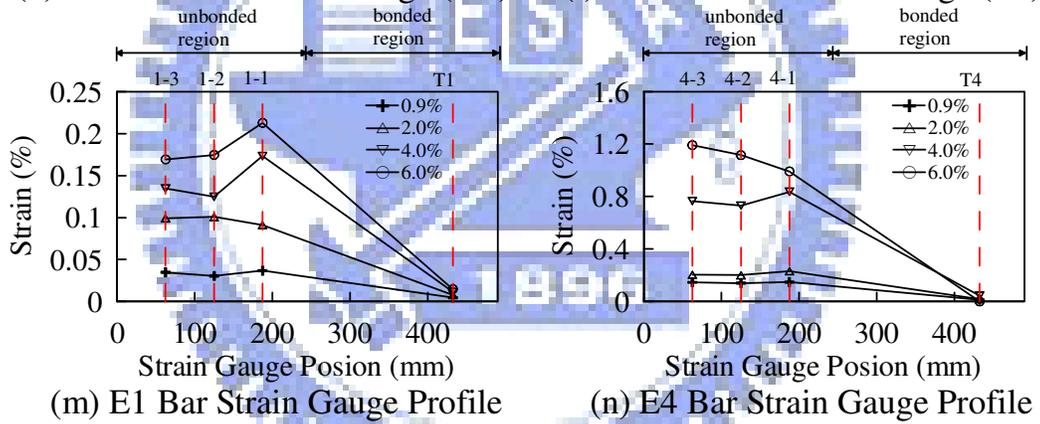
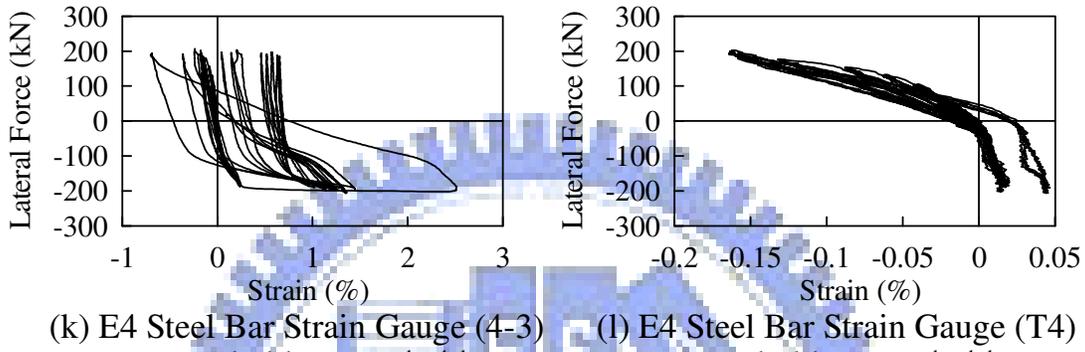
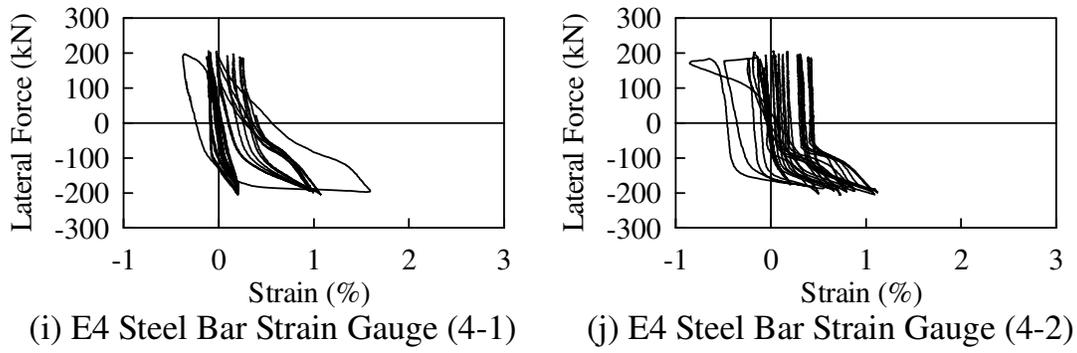
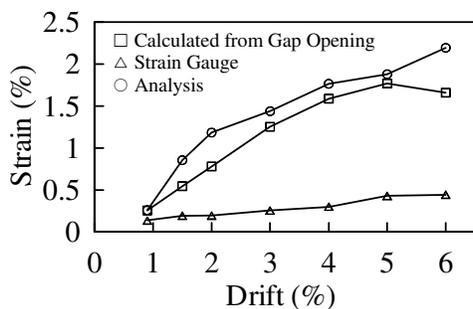
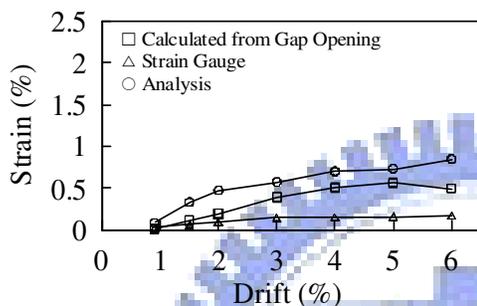


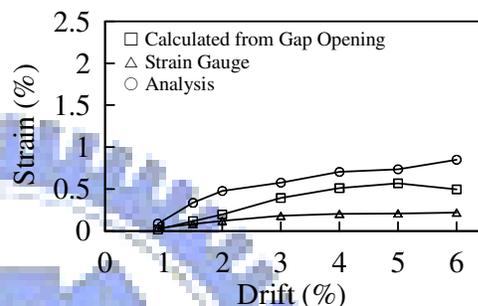
圖 3.10 試體 2 消能鋼筋無握裹段之應變與水平側向力關係圖



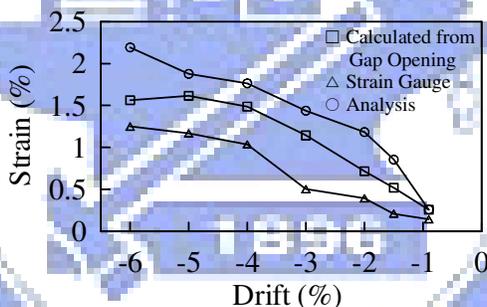
(a) E2 受拉應變與正向側位移關係



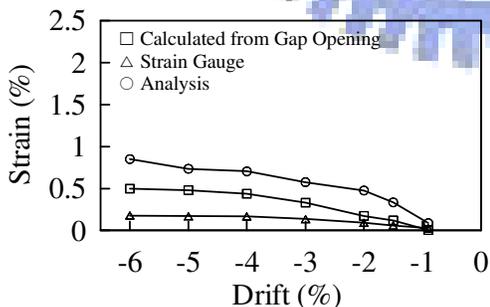
(b) E1 受拉應變與正向側位移關係



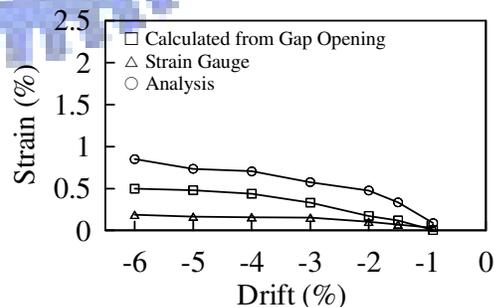
(c) E3 受拉應變與正向側位移關係



(d) E4 受拉應變與負向側位移關係



(e) E1 受拉應變與負向側位移關係



(f) E3 受拉應變與負向側位移關係

圖 3.11 試體 2 各消能鋼筋拉應變與側位移的關係圖

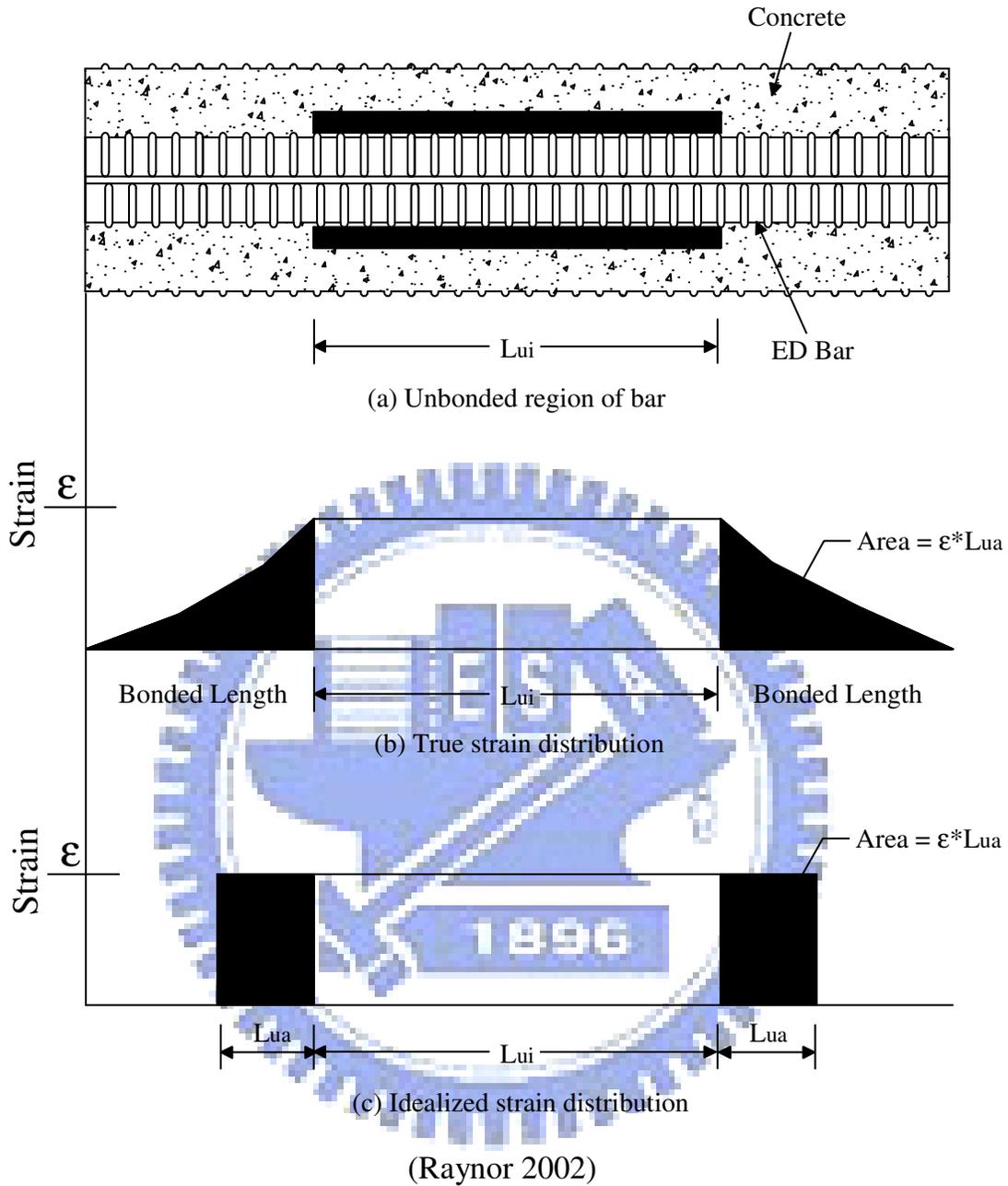


圖 3.12 等效無握裹長度示意圖(Bond-slip 行為)

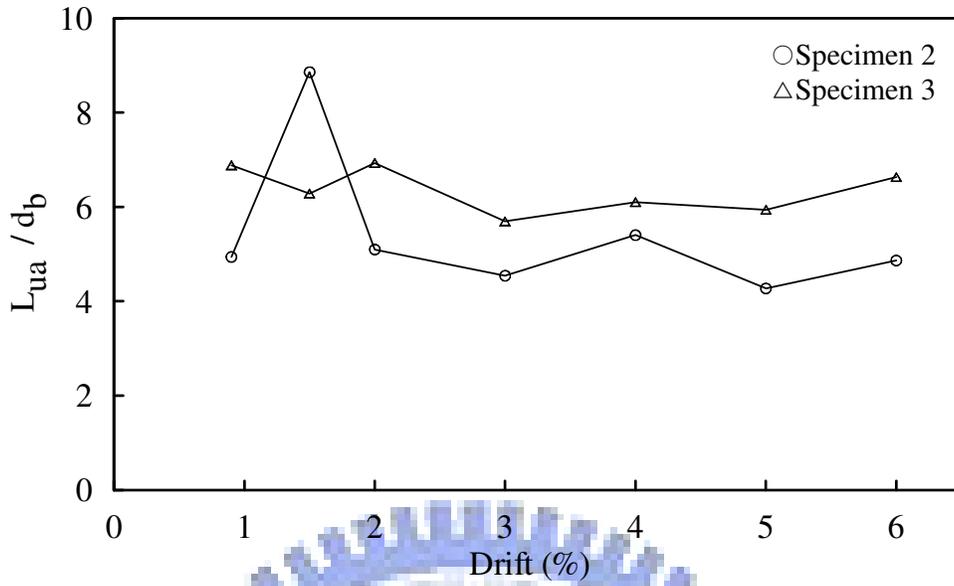
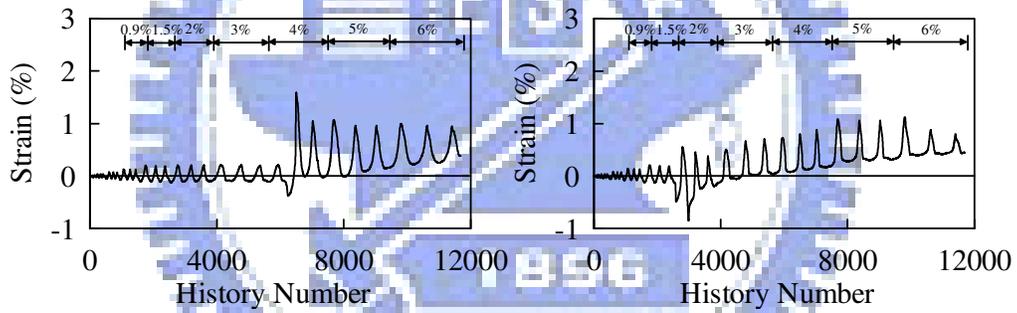
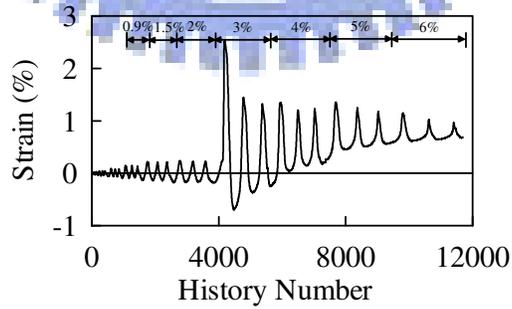


圖 3.13 試體 2 與 3 等效無握裹長度與側位移關係圖



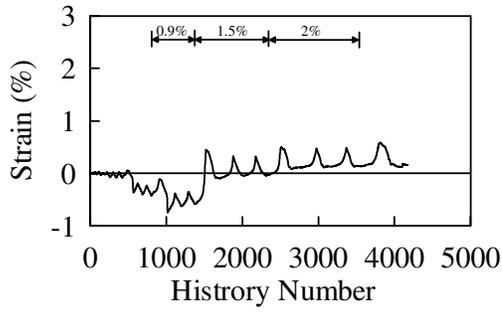
(a) Strain Gauge (4-1)

(b) Strain Gauge (4-2)

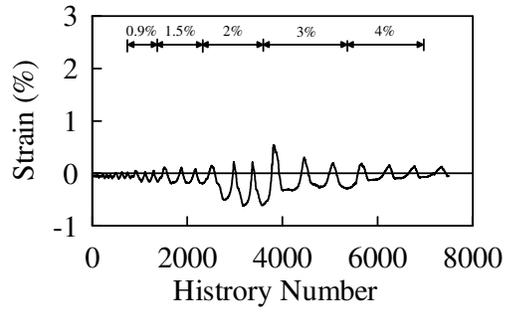


(c) Strain Gauge (4-3)

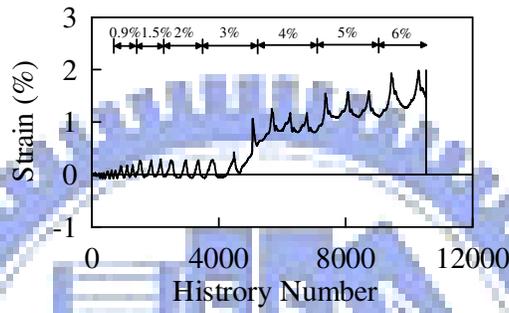
圖 3.14 試體 2 消能鋼筋 E4 應變與歷時關係圖



(a) Strain Gauge (4-1)

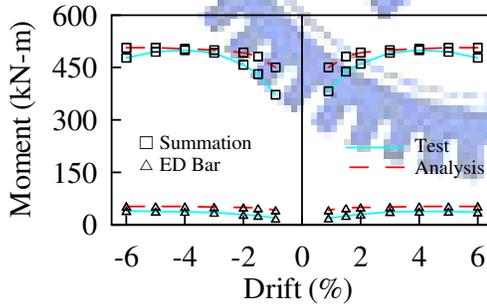


(b) Strain Gauge (4-2)

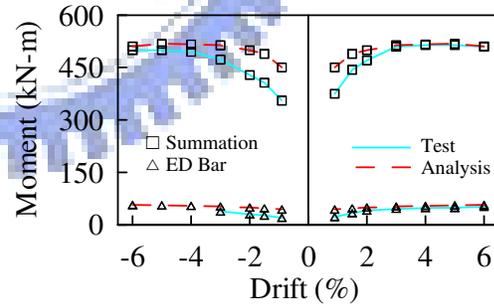


(c) Strain Gauge (4-3)

圖 3.15 試體 3 消能鋼筋 E4 應變與歷時關係圖



(a) Specimen 2



(b) Specimen 3

圖 3.16 試體 2 與 3 第一節面橋柱系統彎矩、消能鋼筋彎矩與側位移關係圖

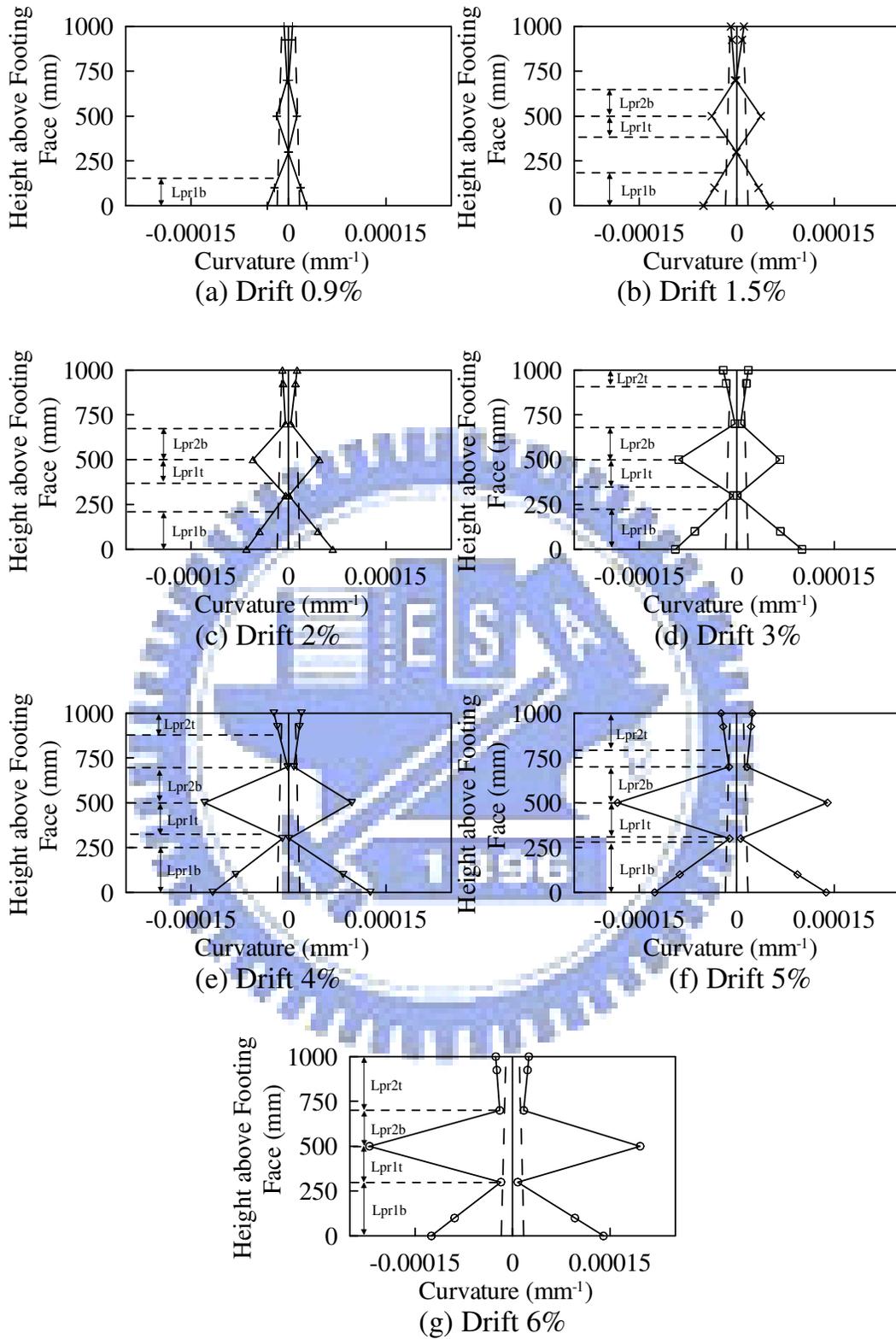


圖 3.17 試體 2 各側位移下塑鉸範圍關係圖

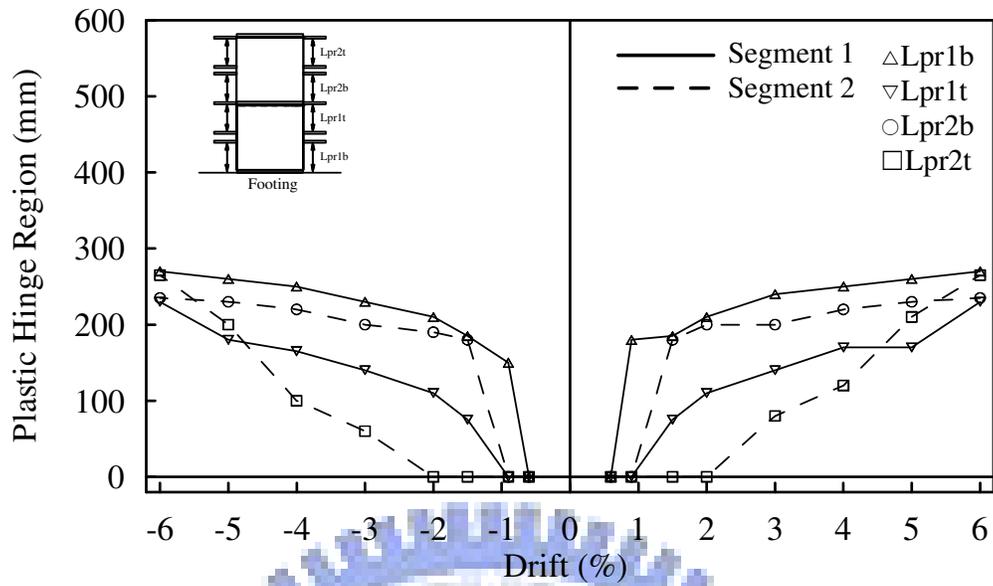


圖 3.18 試體 2 塑鉸範圍與側位移關係圖

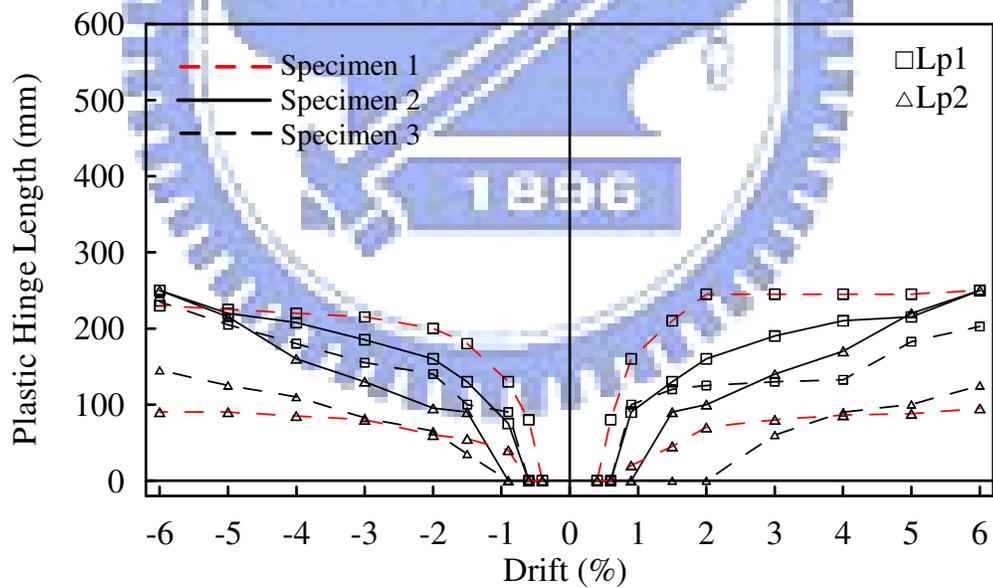
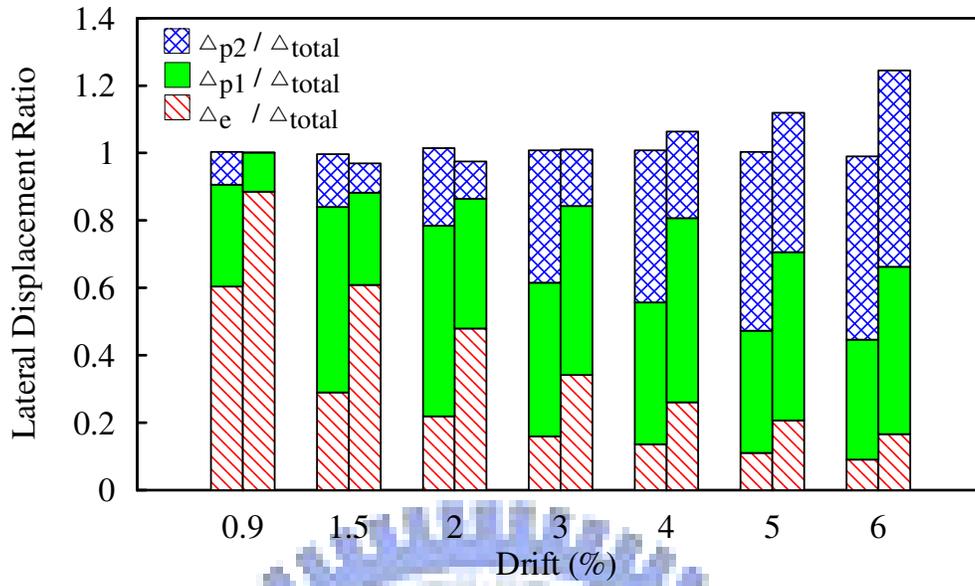
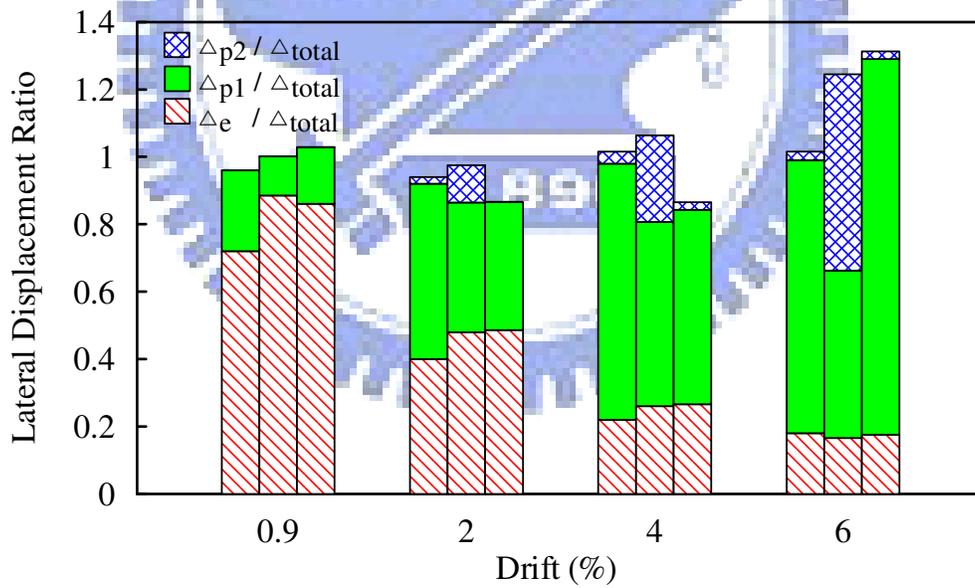


圖 3.19 試體 1、2 與 3 塑鉸長度與側位移關係圖

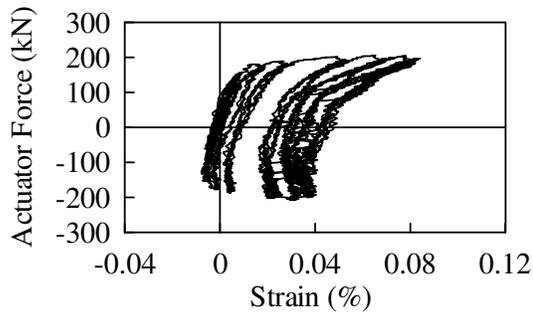


(a) 試體 2 分析與實驗各側位移的比例關係

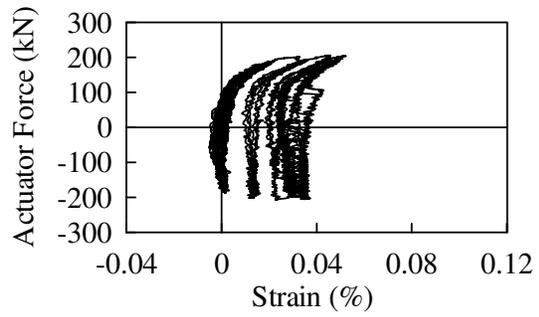


(b) 試體 1、2 與 3 實驗各側位移的比例關係

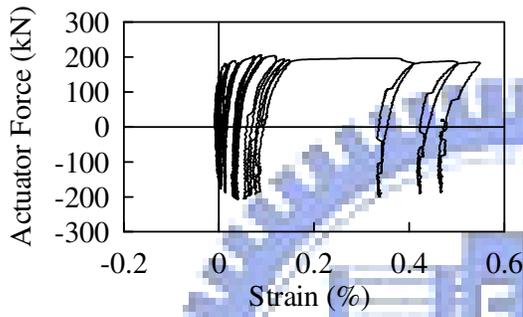
圖 3.20 各側位移的比例關係圖



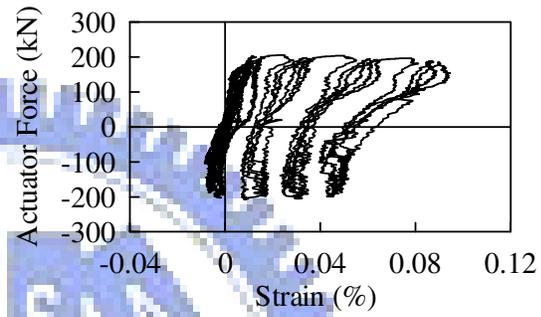
(a) Strain Gauge (S1)



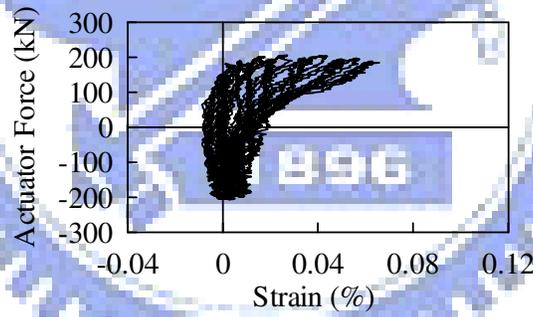
(b) Strain Gauge (S2)



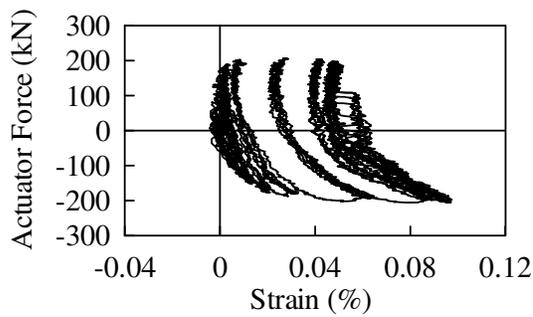
(c) Strain Gauge (S3)



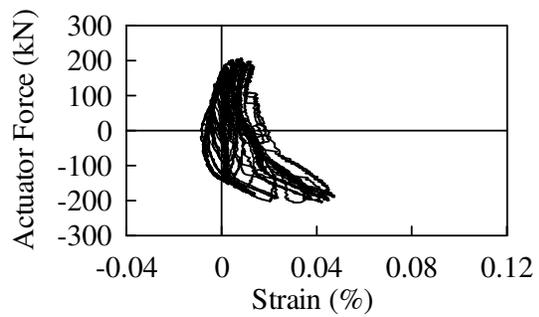
(d) Strain Gauge (S4)



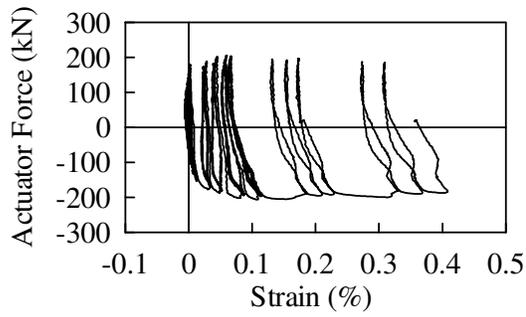
(e) Strain Gauge (S5)



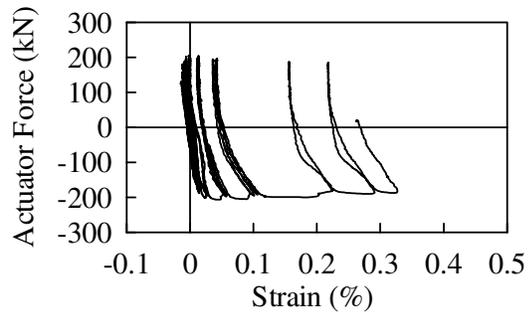
(f) Strain Gauge (S7)



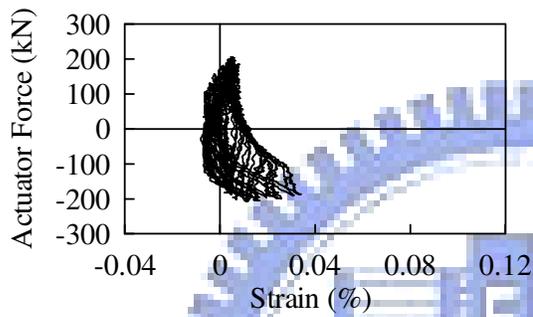
(g) Strain Gauge (S8)



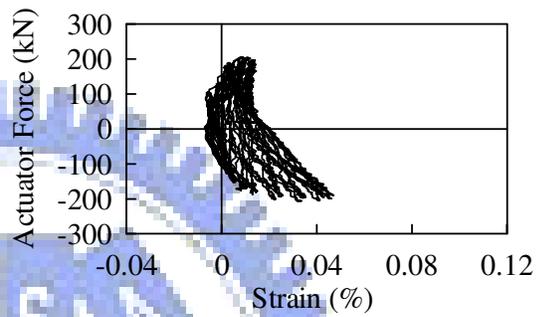
(h) Strain Gauge (S9)



(i) Strain Gauge (S10)

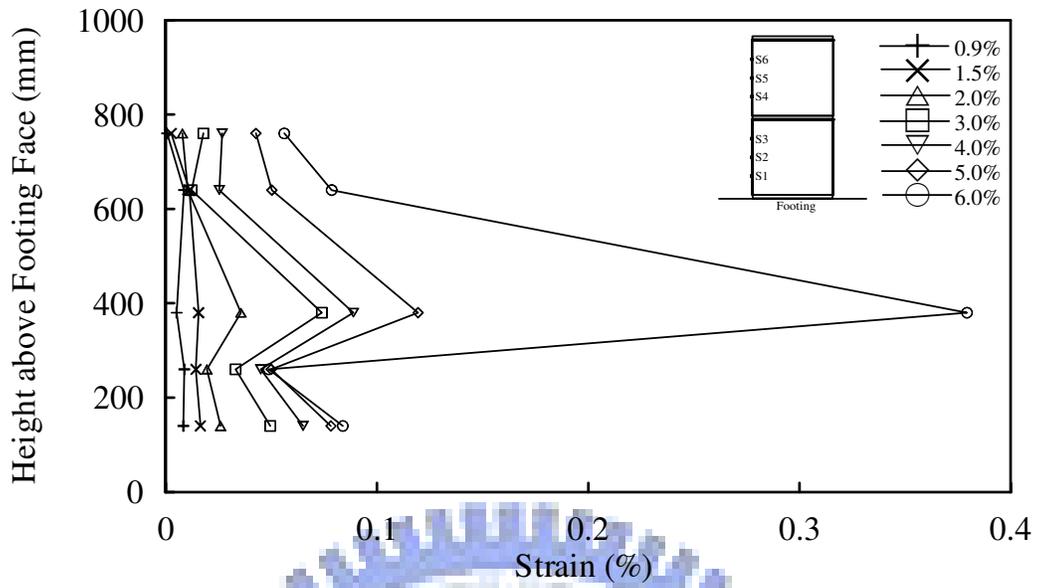


(j) Strain Gauge (S11)

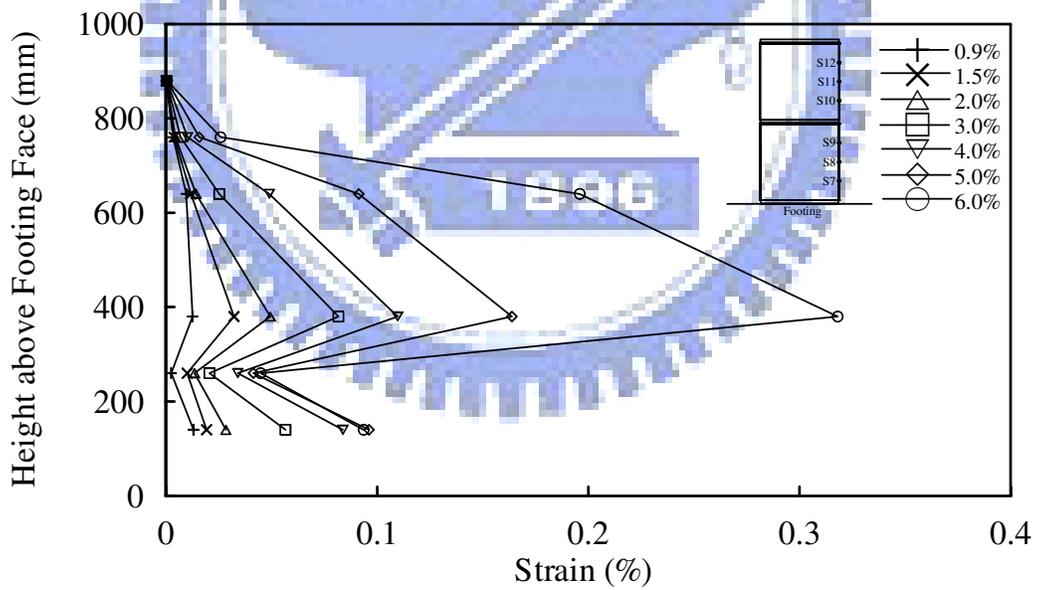


(k) Strain Gauge (S12)

圖 3.21 試體 2 油壓致動器水平側向力與鋼套管環向應變關係圖



(a) 正向側位移



(b) 負向側位移

圖 3.22 試體 2 節塊受壓側之鋼套管環向應變與節塊位置高度關係圖

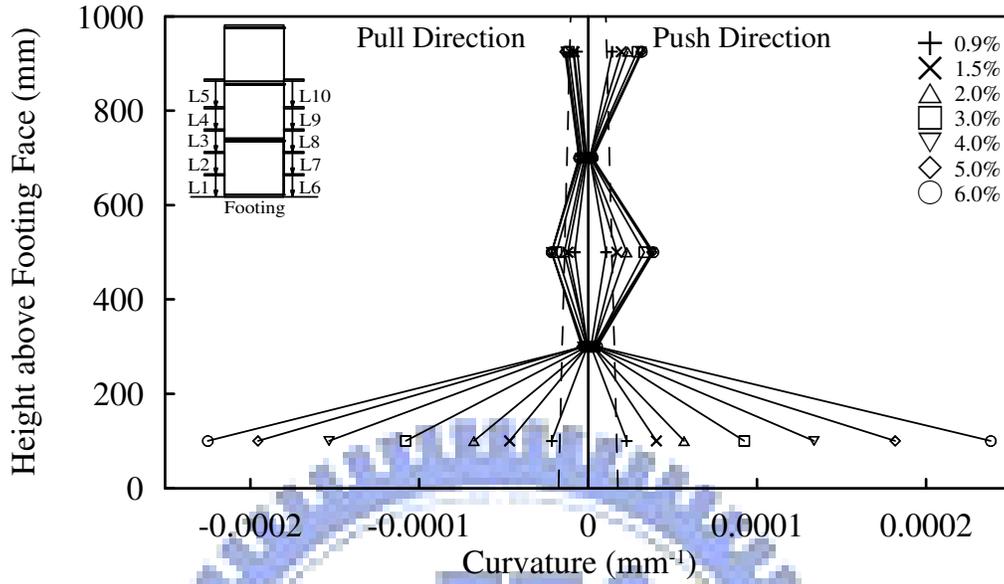


圖 3.23 試體 3 曲率變化關係圖

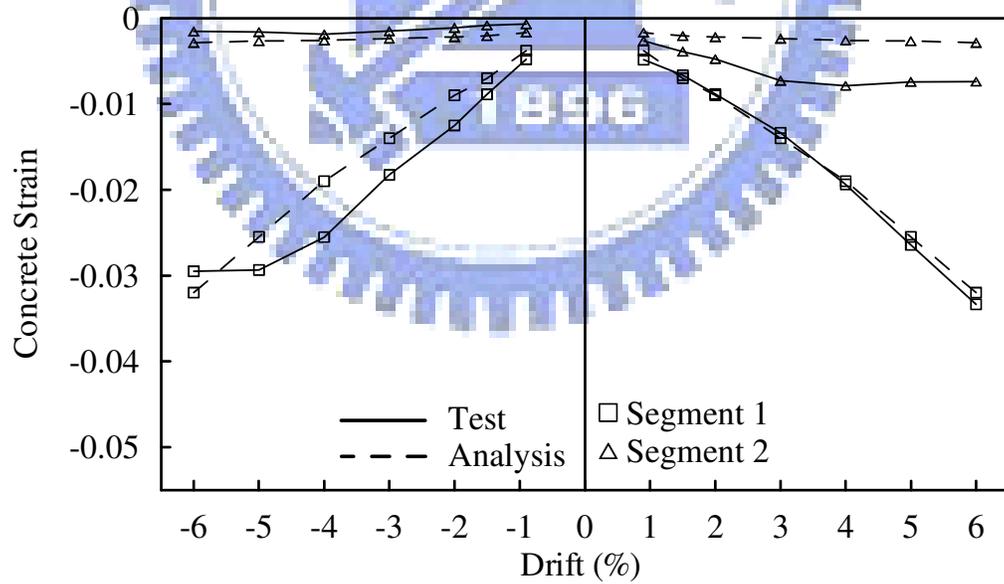


圖 3.24 試體 3 節塊底部混凝土壓應變與側位移的關係

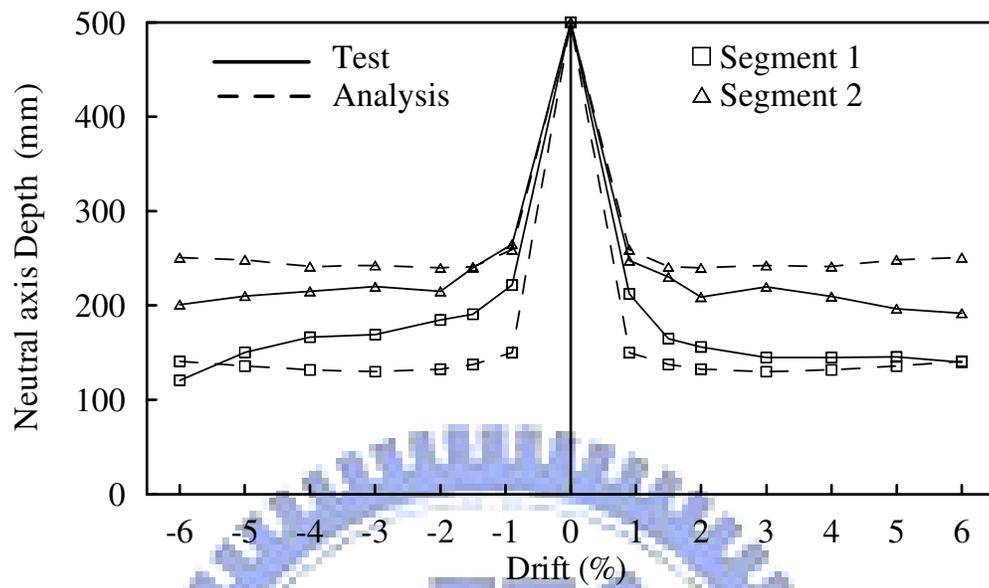
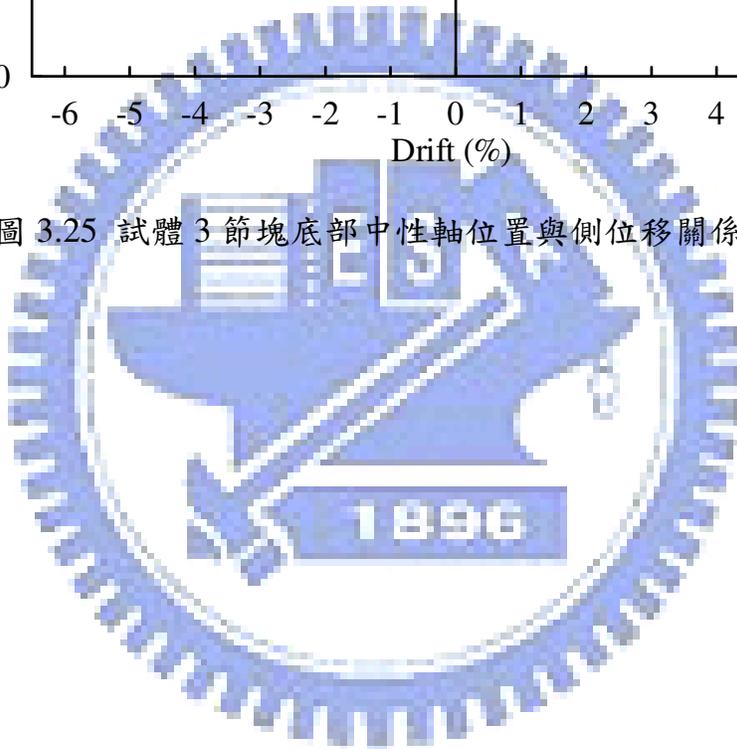
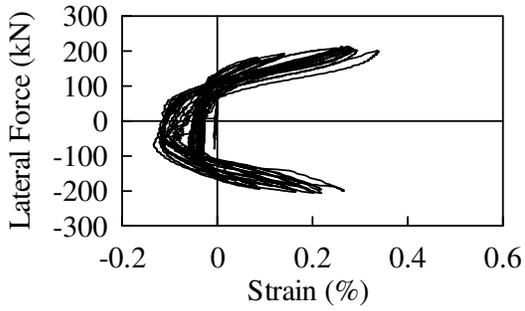
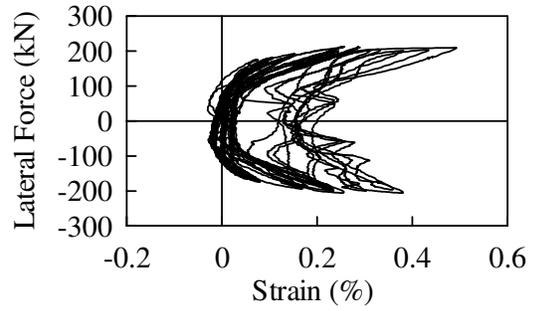


圖 3.25 試體 3 節塊底部中性軸位置與側位移關係圖

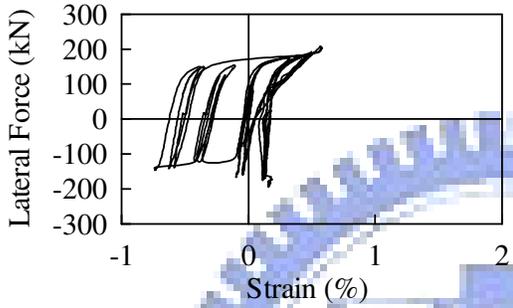




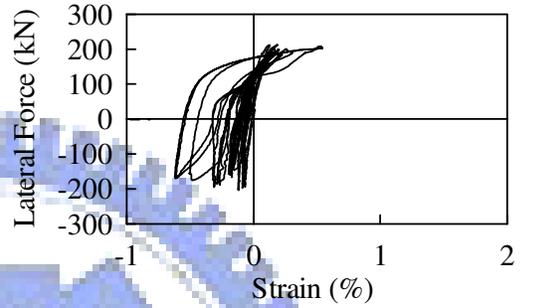
(a) E1 Steel Bar Strain Gauge (1-1)



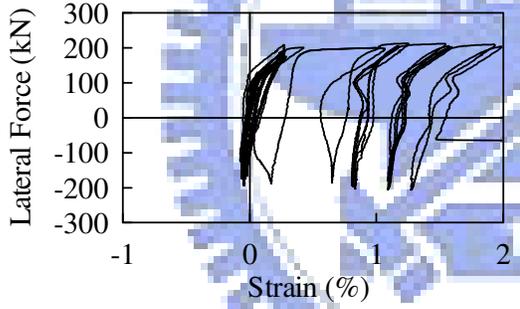
(b) E1 Steel Bar Strain Gauge (1-3)



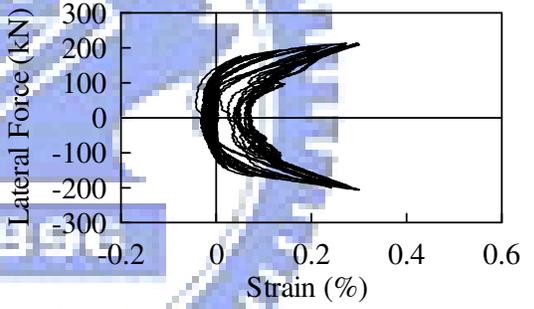
(c) E2 Steel Bar Strain Gauge (2-1)



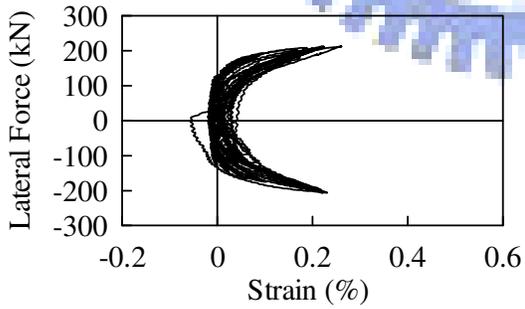
(d) E2 Steel Bar Strain Gauge (2-2)



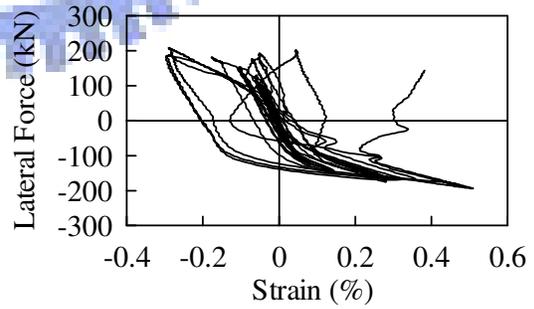
(e) E3 Steel Bar Strain Gauge (2-3)



(f) E3 Steel Bar Strain Gauge (3-1)



(g) E4 Steel Bar Strain Gauge (3-2)



(h) E4 Steel Bar Strain Gauge (4-2)

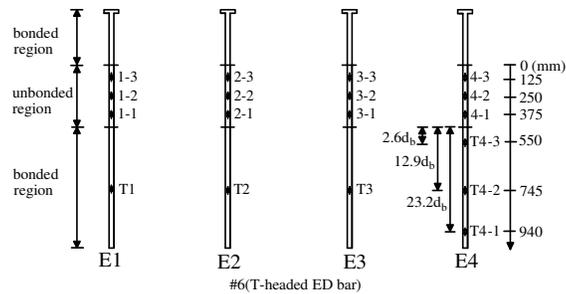
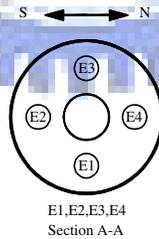
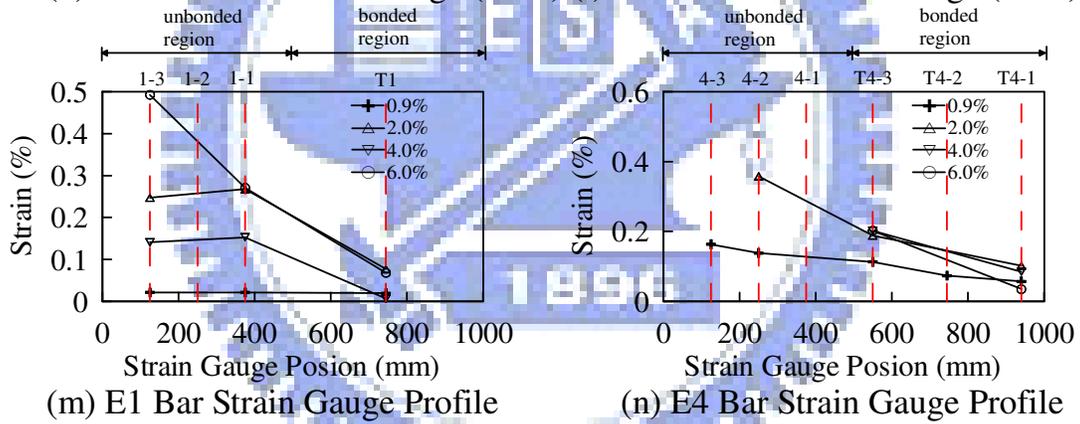
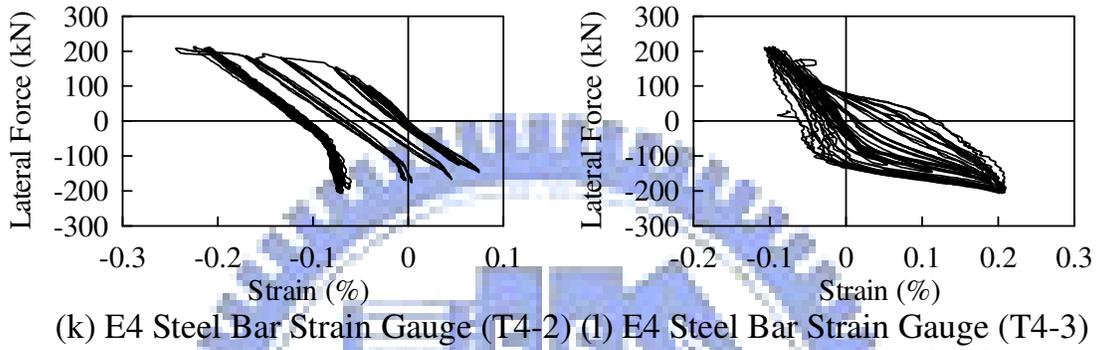
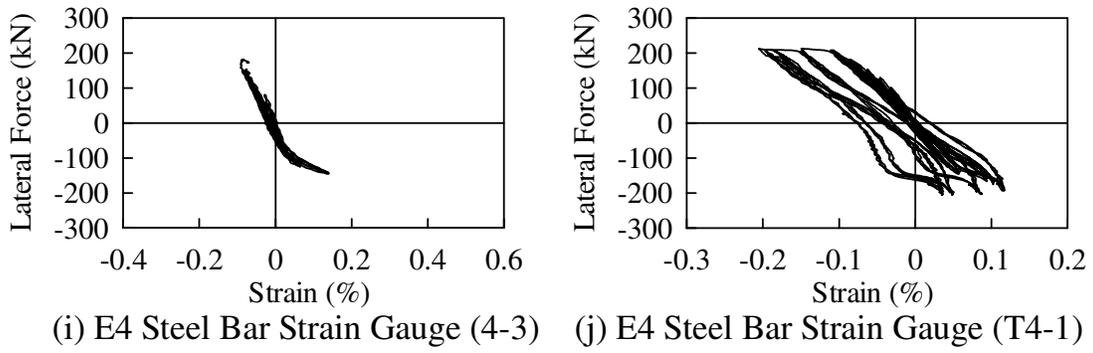
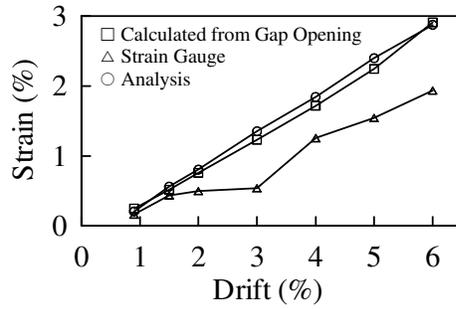
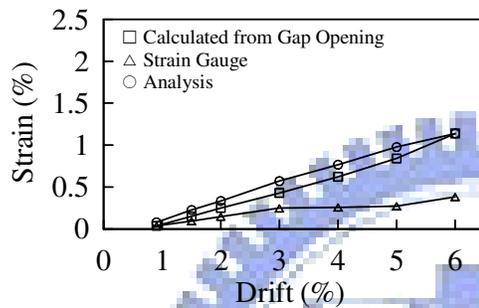


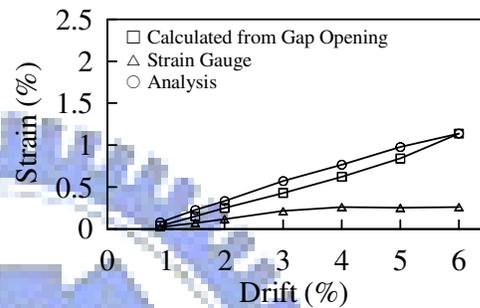
圖 3.26 試體 3 消能鋼筋無握裹段之應變與水平側向力關係圖



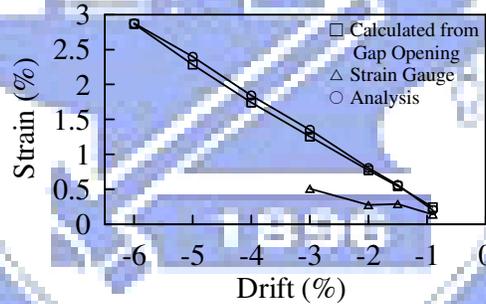
(a) E2 受拉應變與正向側位移關係



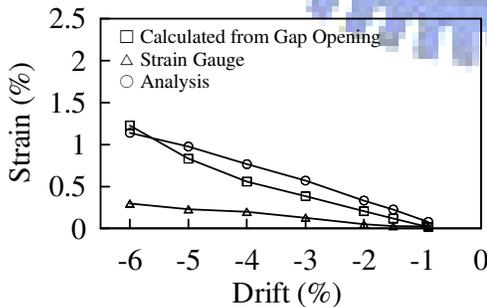
(b) E1 受拉應變與正向側位移關係



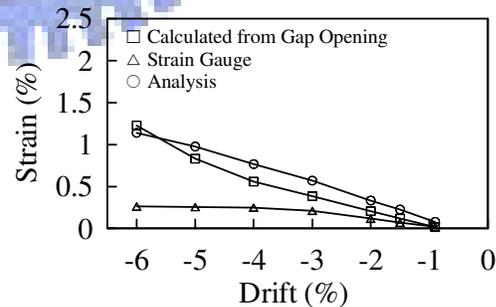
(c) 3 受拉應變與正向側位移關係



(d) E4 受拉應變與負向側位移關係



(e) E1 受拉應變與負向側位移關係



(f) 3 受拉應變與負向側位移關係

圖 3.27 試體 3 各消能鋼筋拉應變與側位移的關係圖

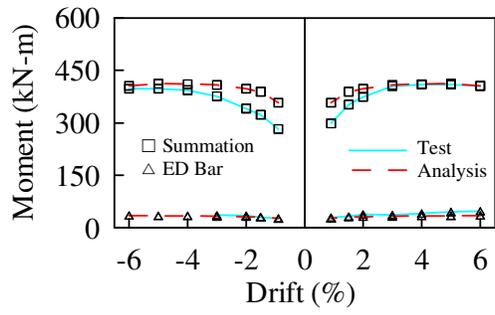
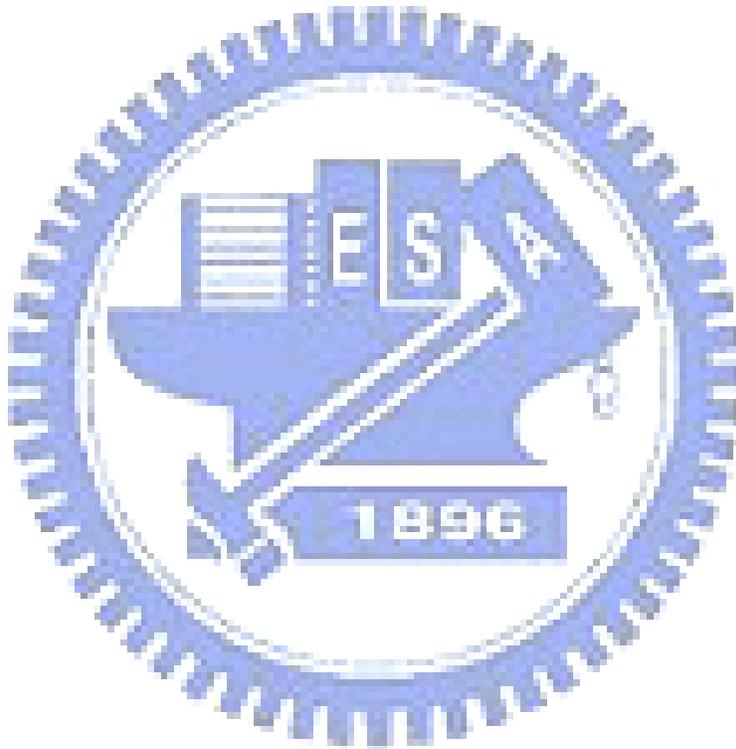


圖 3.28 試體 3 第二節面橋柱系統彎矩、消能鋼筋彎矩與側位移關係圖



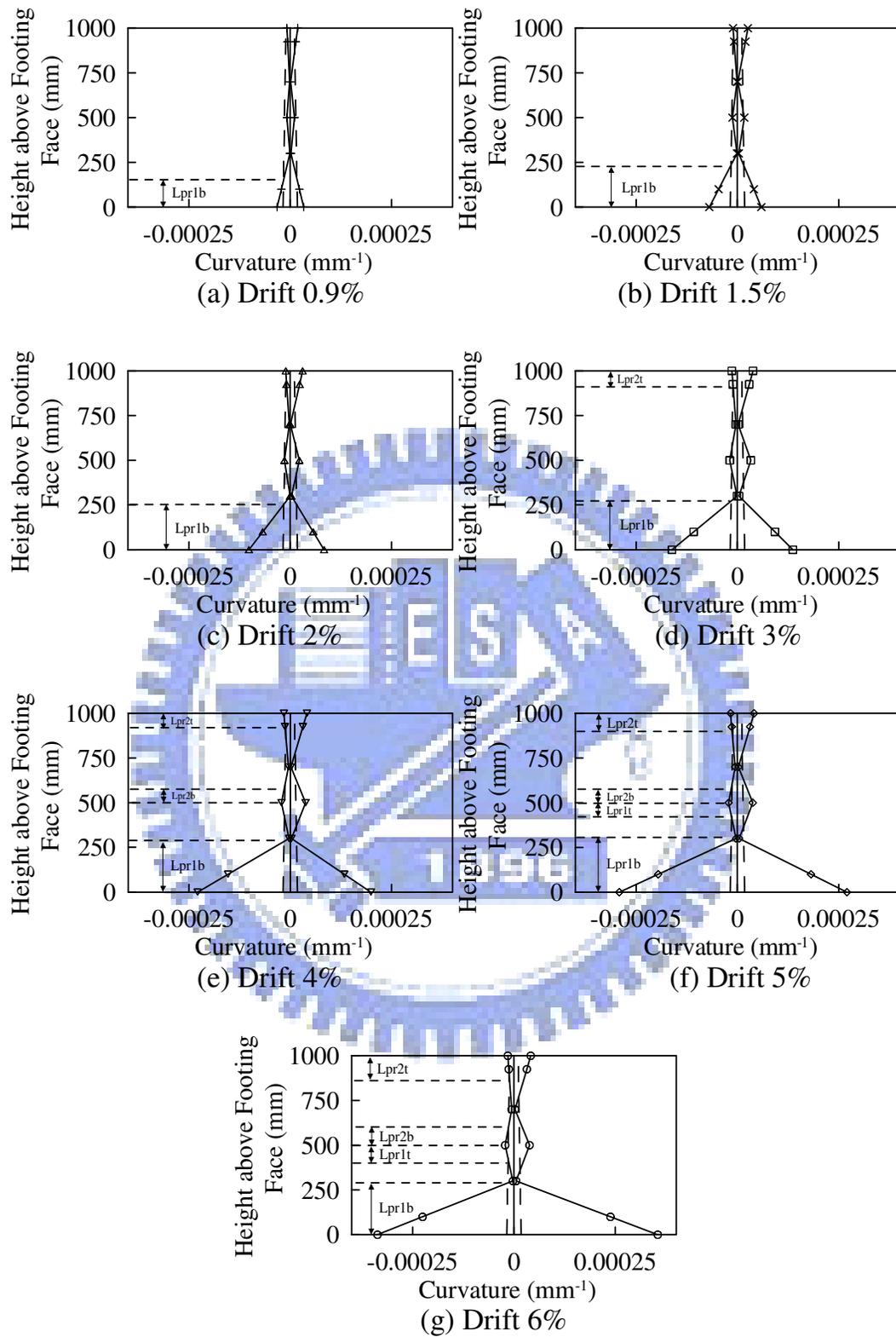


圖 3.29 試體 3 各側位移下塑鉸範圍關係圖

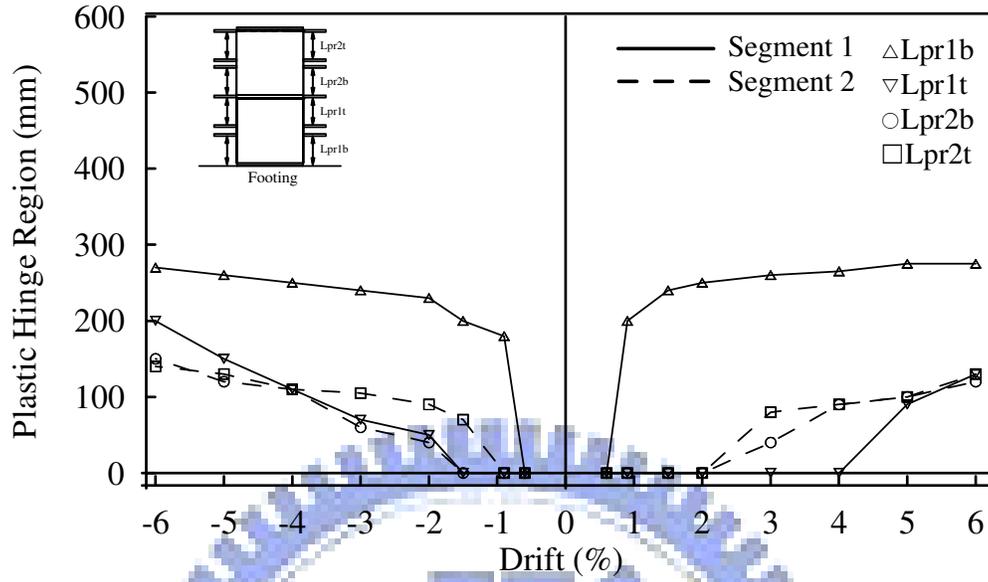


圖 3.30 試體 3 塑鉸範圍與側位移關係圖

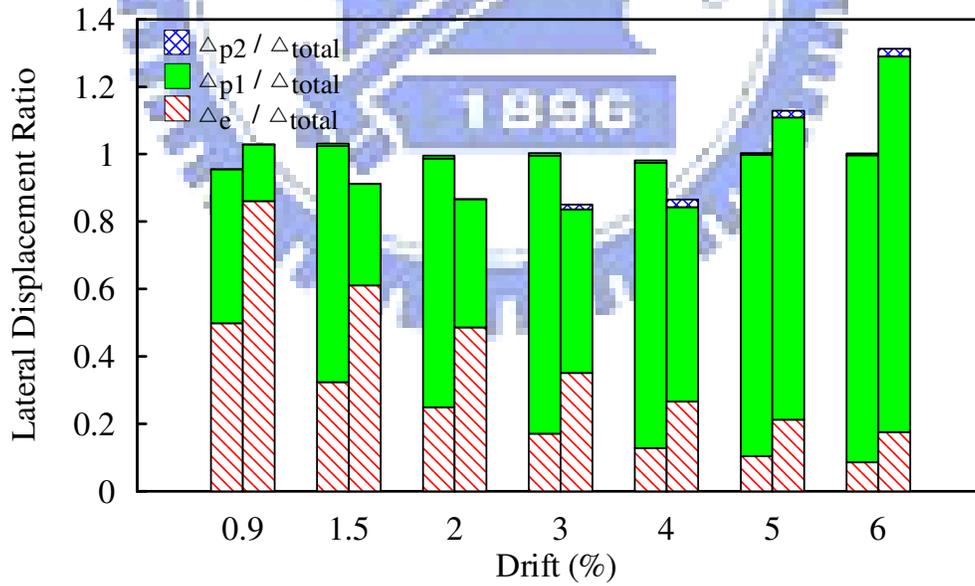
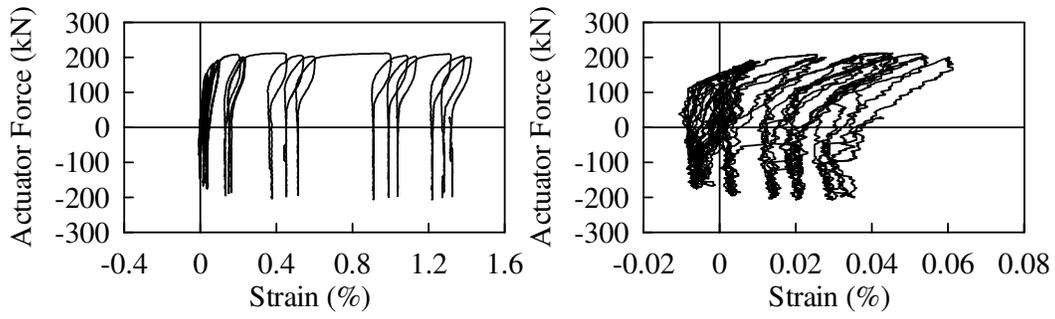
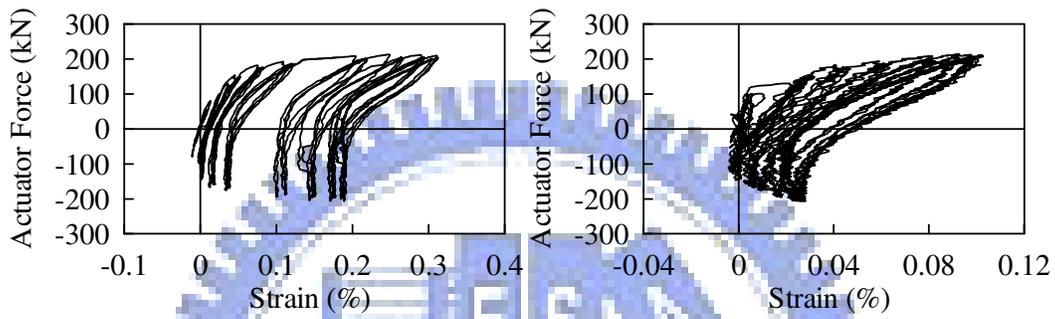


圖 3.31 試體 3 分析與實驗各側位移的比例關係圖



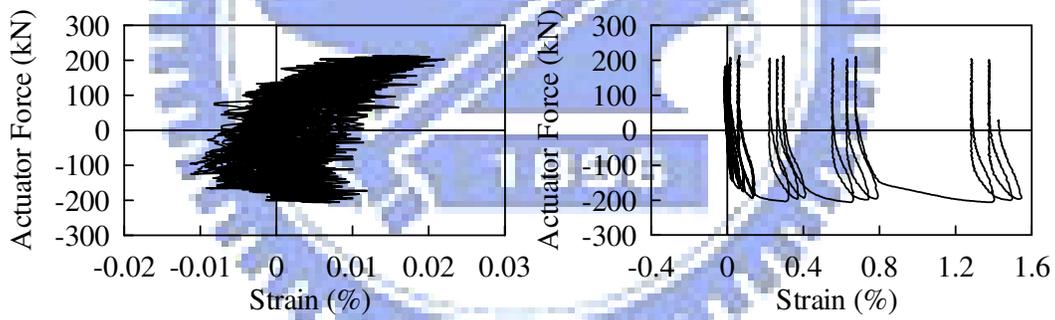
(a) Strain Gauge (S1)

(b) Strain Gauge (S2)



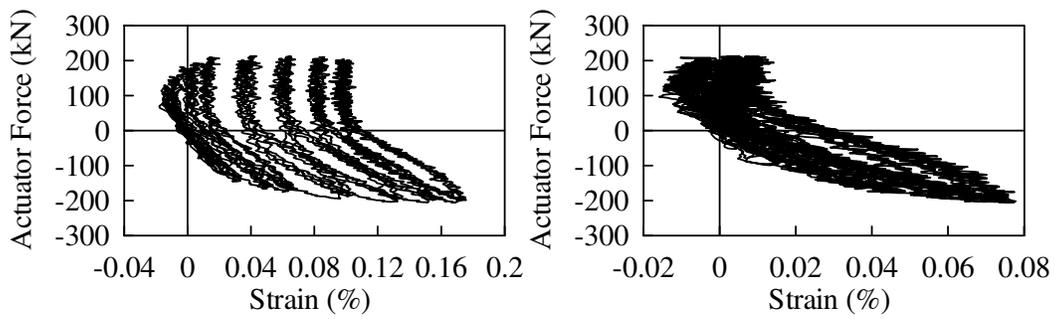
(c) Strain Gauge (S3)

(d) Strain Gauge (S4)



(e) Strain Gauge (S5)

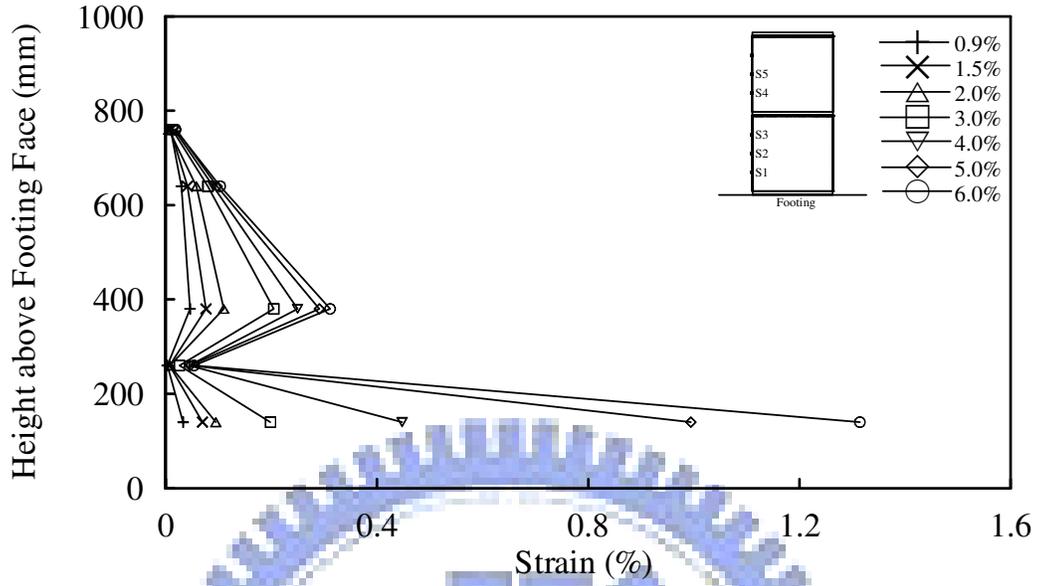
(f) Strain Gauge (S7)



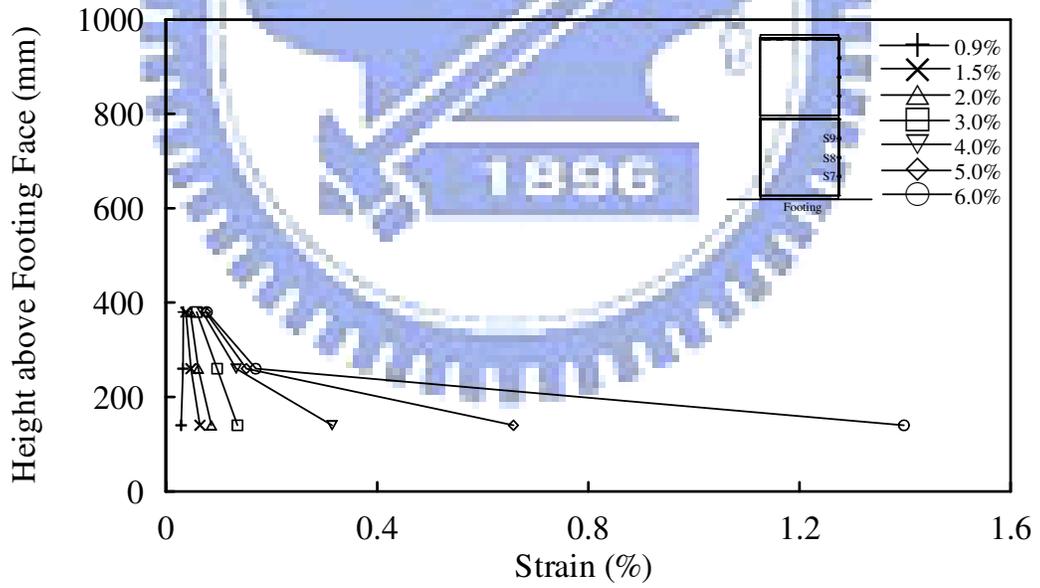
(g) Strain Gauge (S8)

(h) Strain Gauge (S9)

圖 3.32 試體 3 油壓致動器水平側向力與鋼套管環向應變關係圖



(a) 正向側位移



(b) 負向側位移

圖 3.33 試體 3 節塊受壓側之鋼套管環向應變與節塊位置高度關係圖

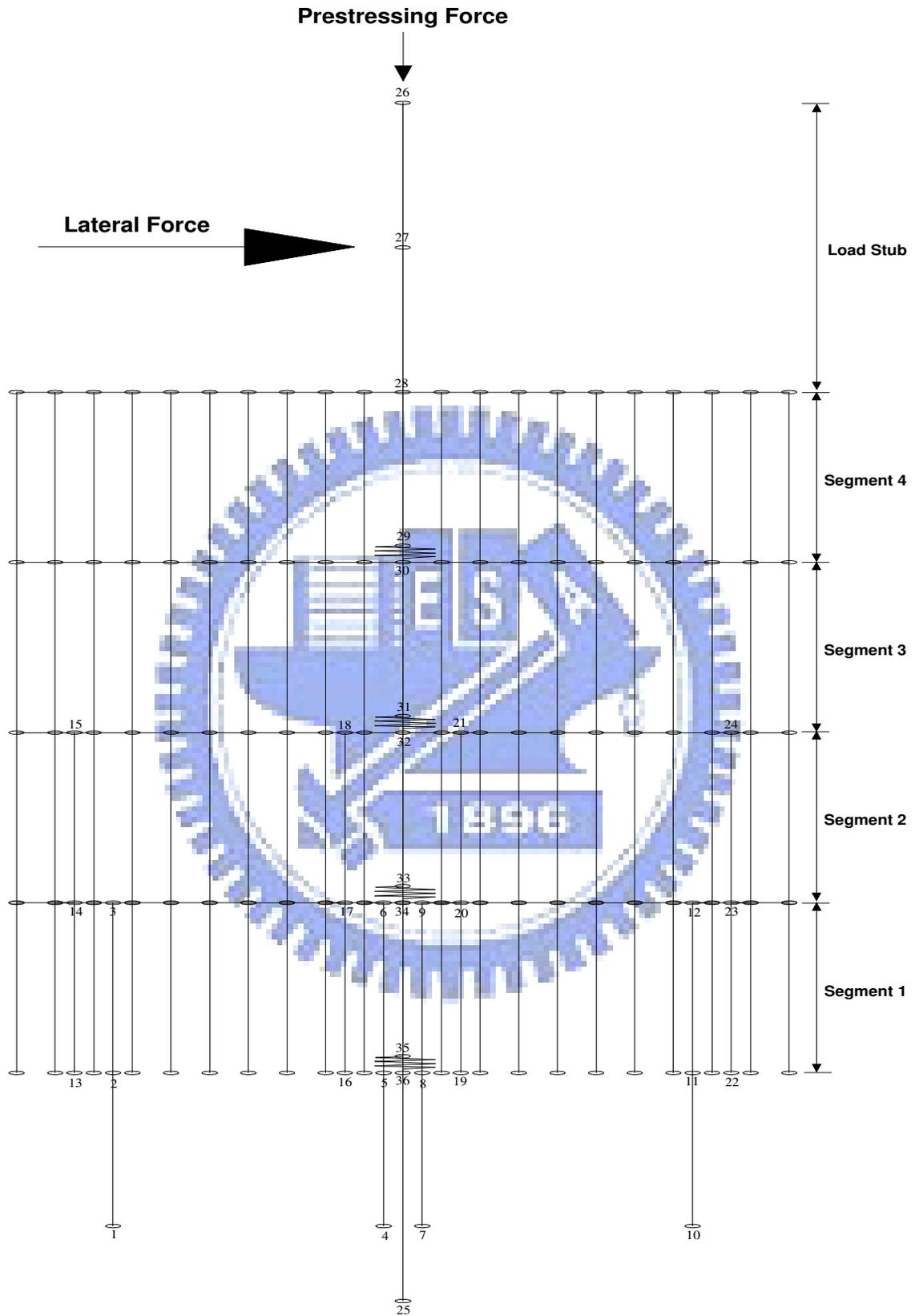
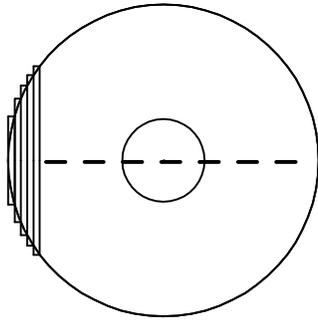
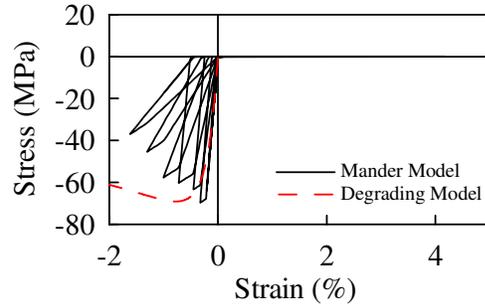


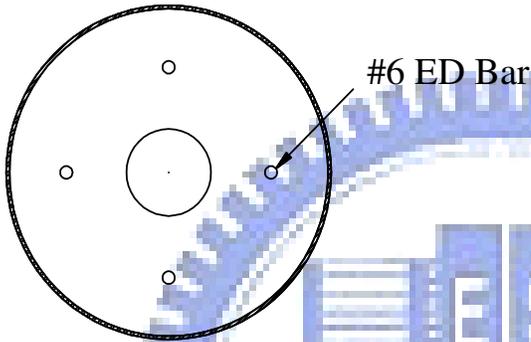
圖 4.1 PISD 3D 模型示意圖



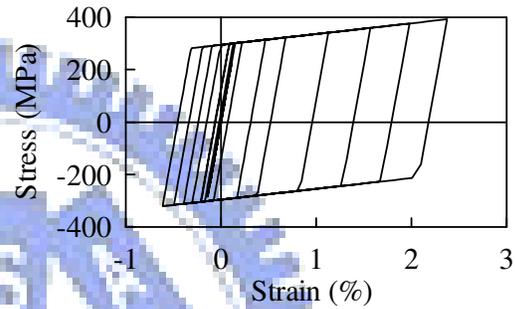
(a) 混凝土斷面 50 等分



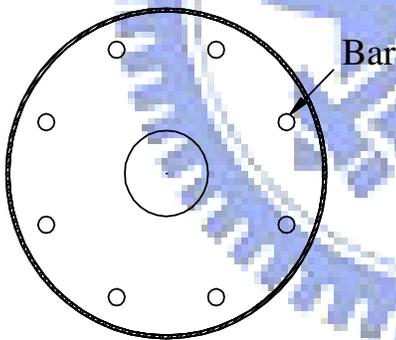
(b) 混凝土應力與應變關係(Cyclic)



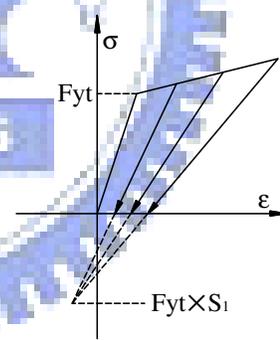
(c) ED Bar 位置



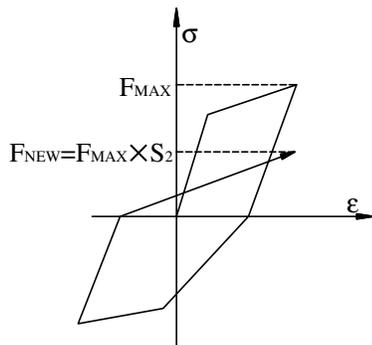
(d) ED Bar Material Behavior



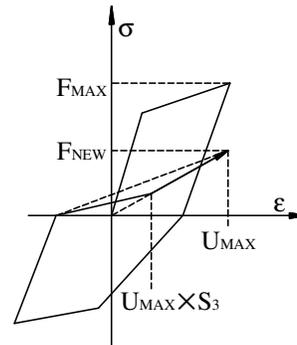
(e) 壓力筋位置



(f) Stiffness Degrading Factor

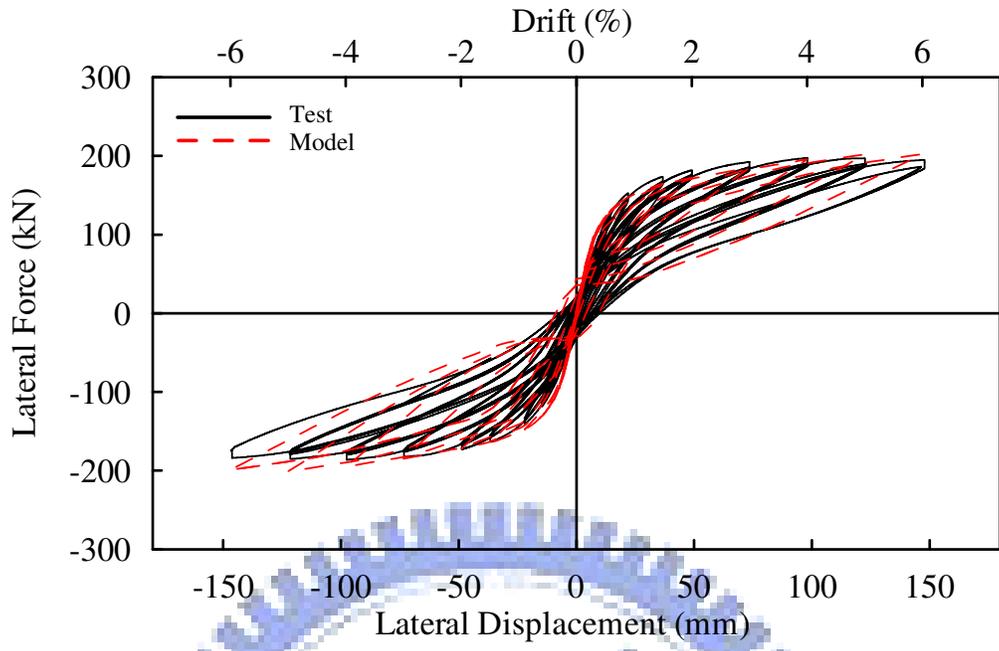


(g) Strength Deterioration Factor

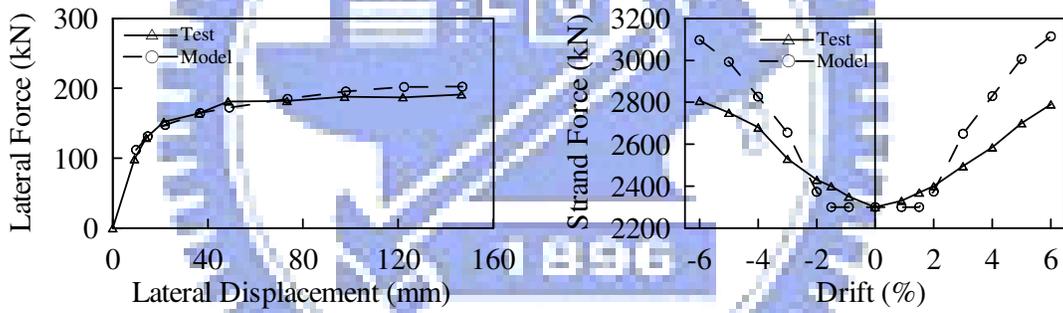


(h) Pinching Factor

圖 4.2 模型材料性質示意圖

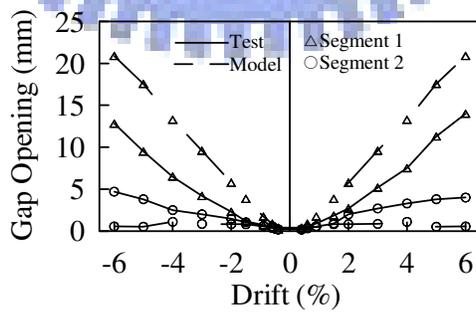


(a) Test and Analysis

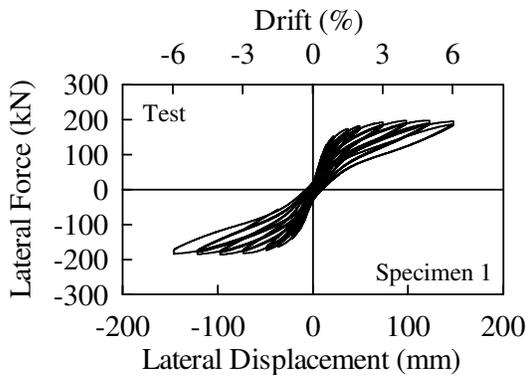


(b) Peak Force

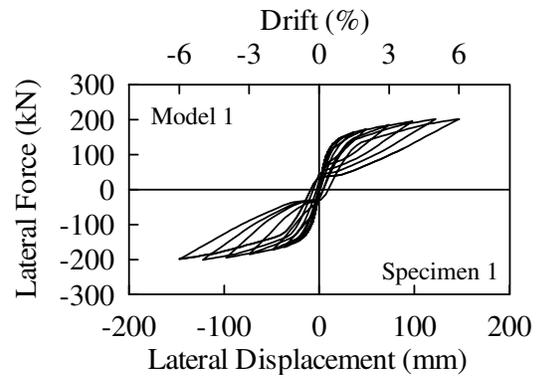
(c) Strand Force



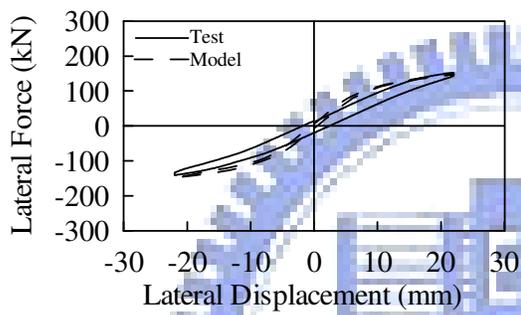
(d) Gap Opening



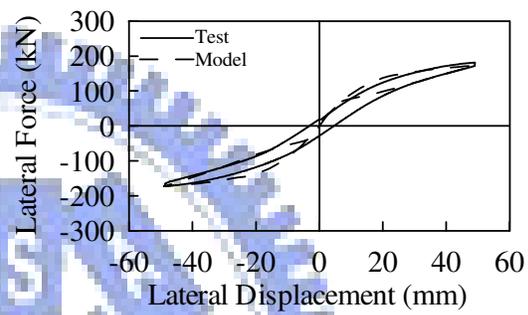
(e) Specimen 1 Test



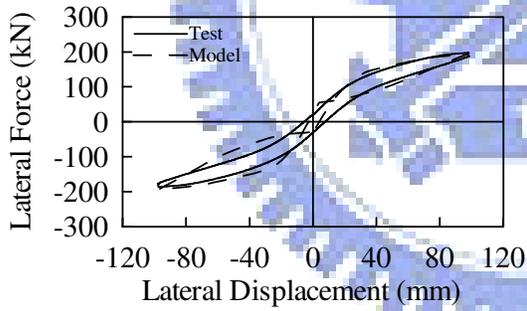
(f) Model 1



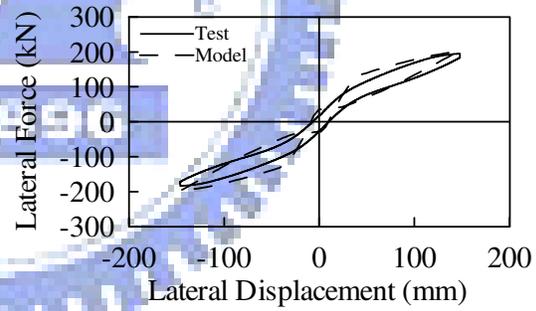
(g) Drift 0.9%



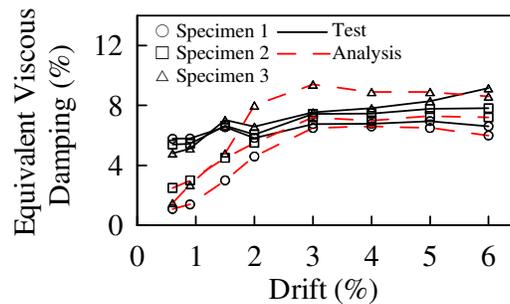
(h) Drift 2.0%



(i) Drift 4.0%

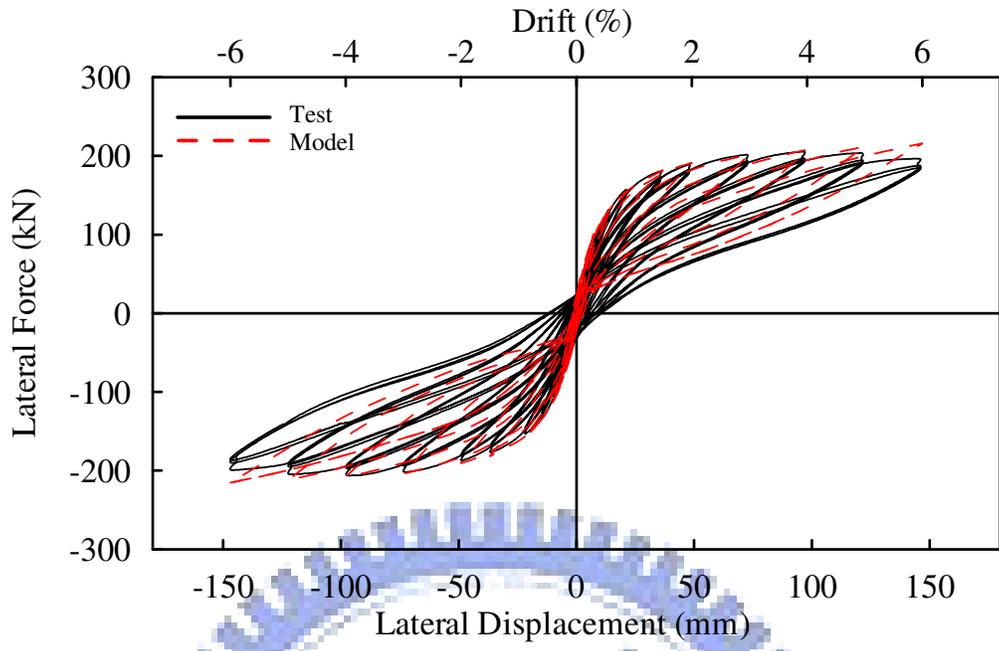


(j) Drift 6.0%

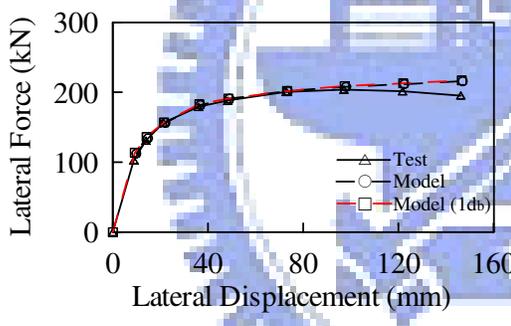


(k) Equivalent Damping

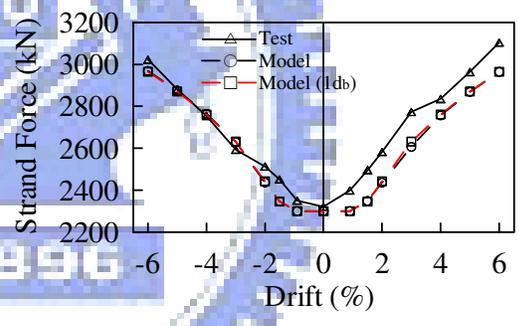
圖 4.3 試體 1 實驗與分析比較



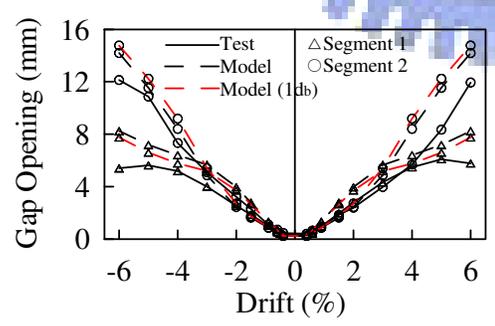
(a) Test and Analysis



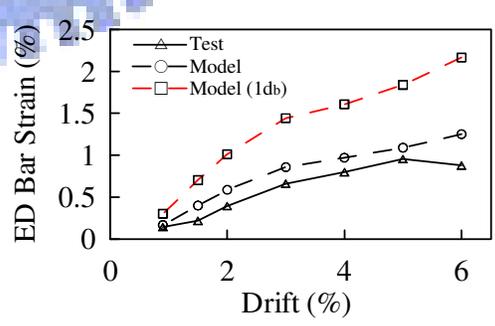
(b) Peak Force



(c) Strand Force



(d) Gap Opening



(e) T2 ED Bar Strain

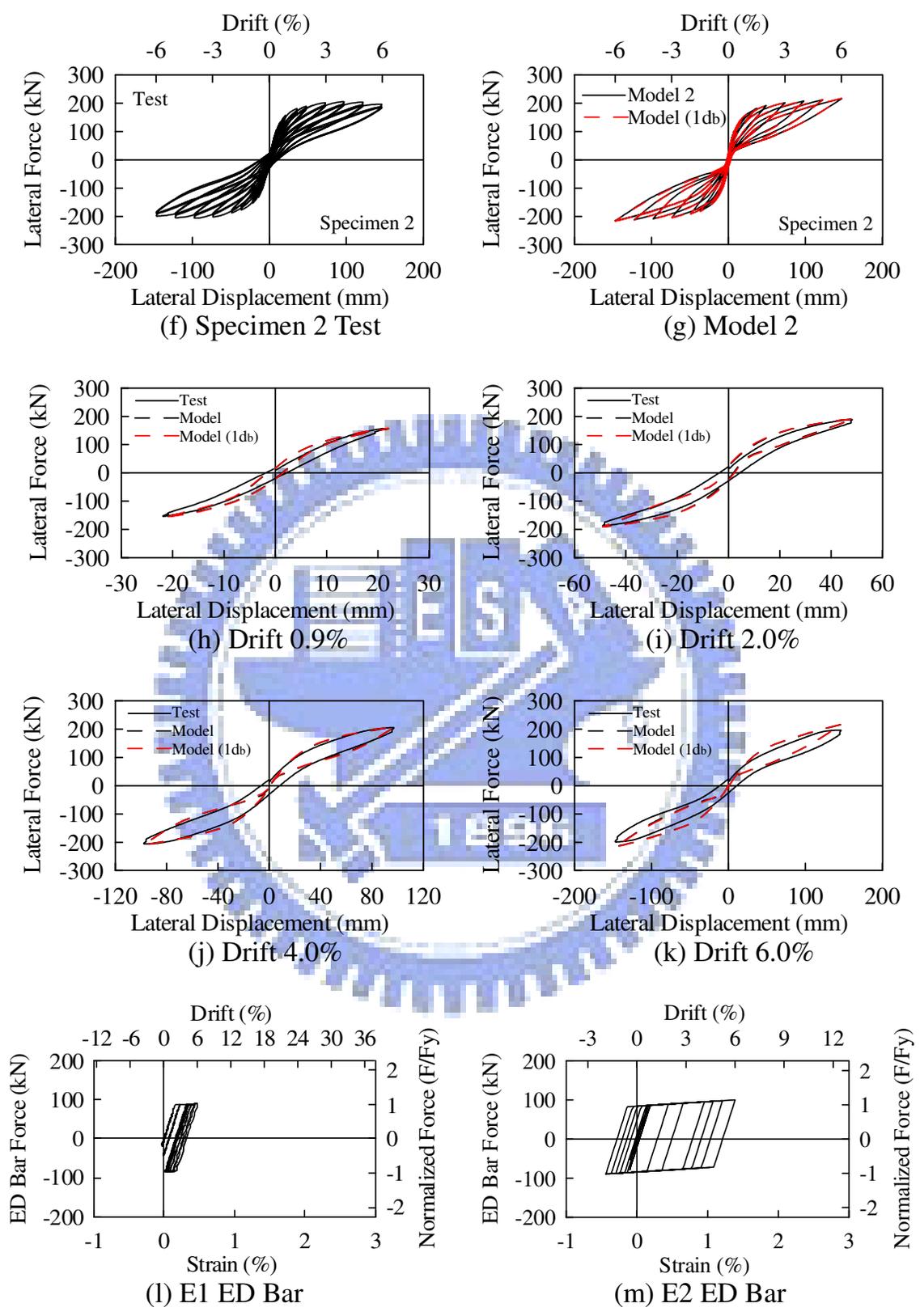
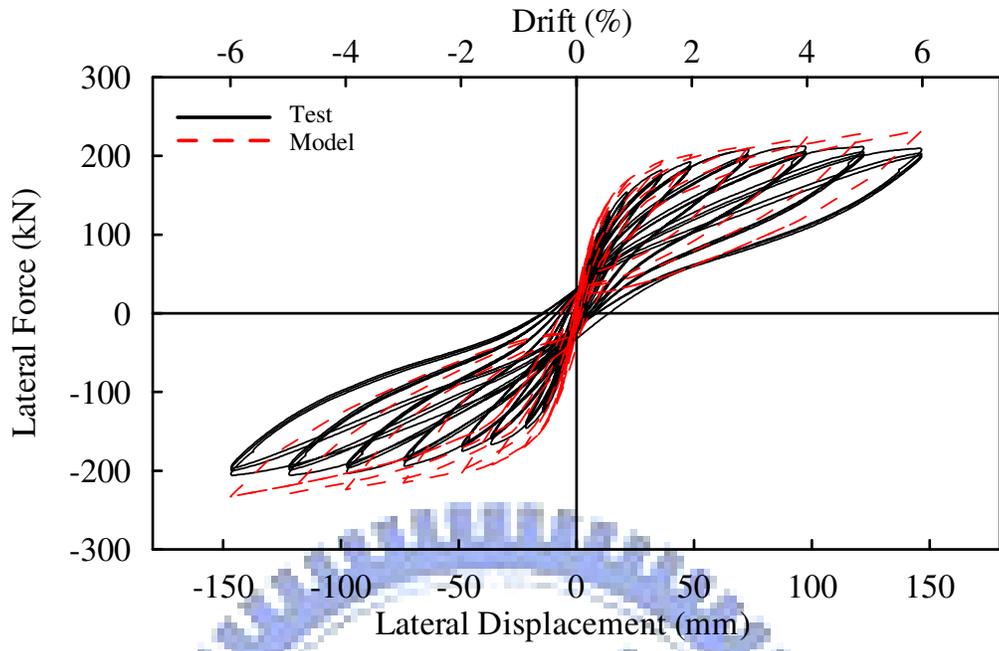
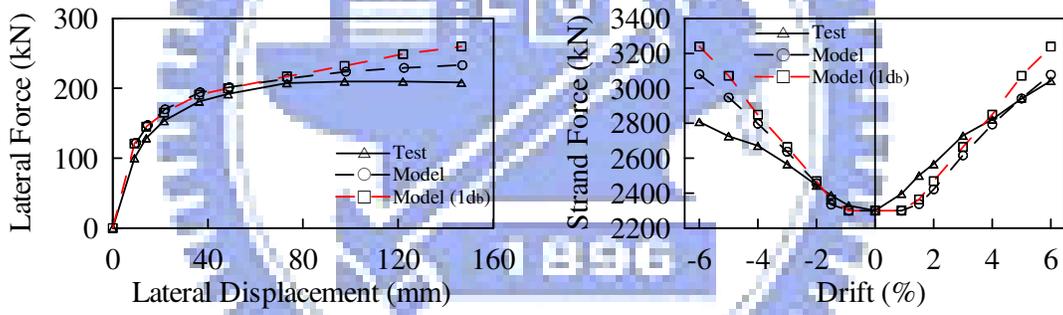


圖 4.4 試體 2 實驗與分析比較

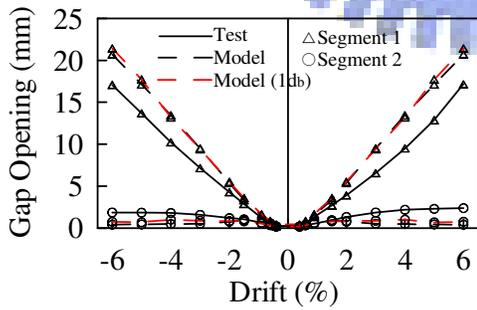


(a) Test and Analysis

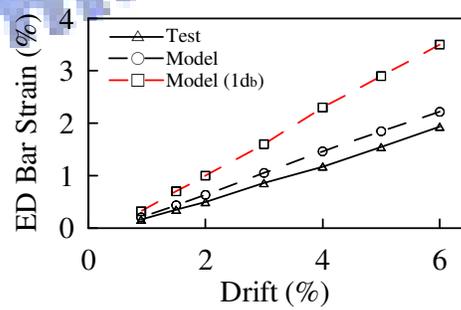


(b) Peak Force

(c) Strand Force



(d) Gap Opening



(e) T2 ED Bar Strain

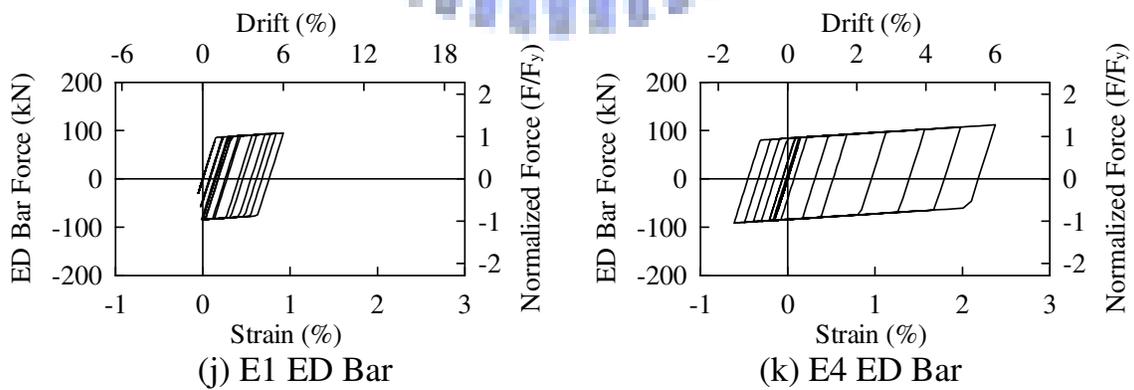
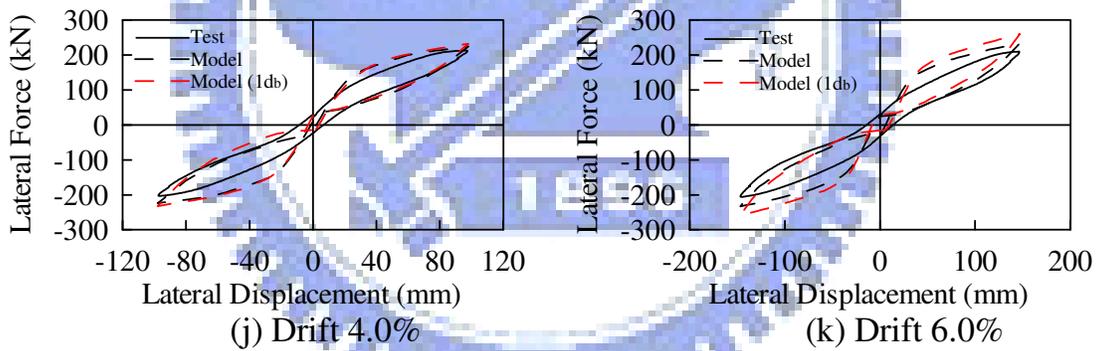
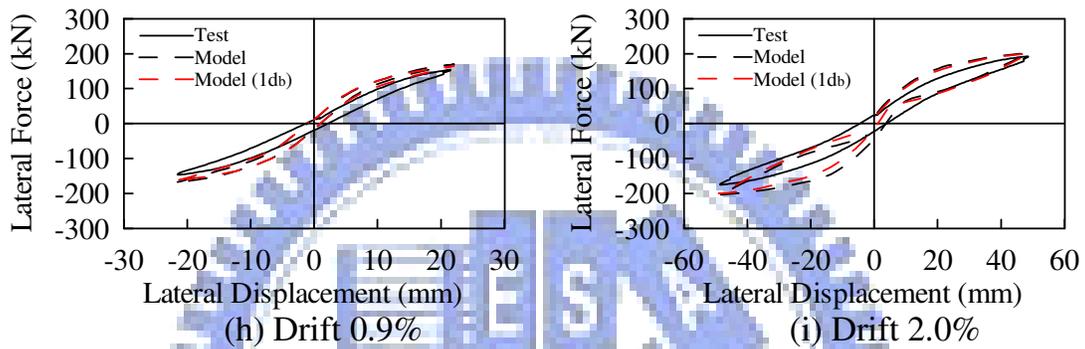
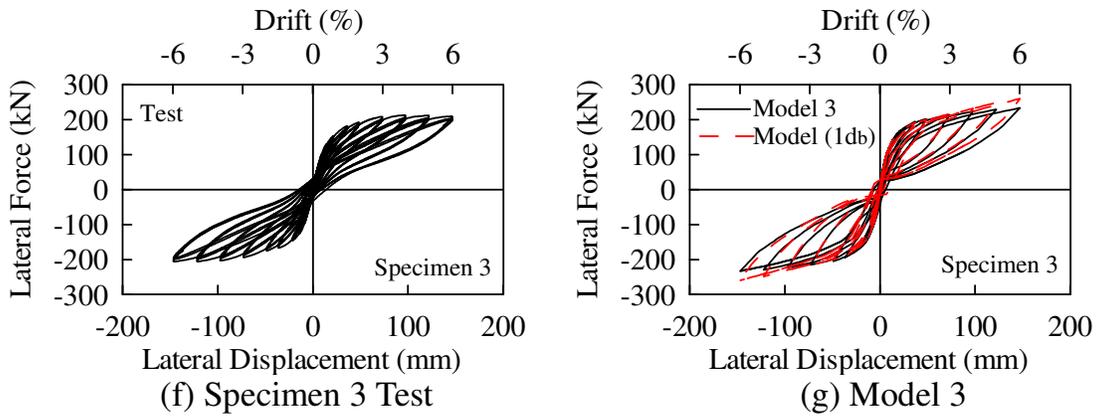


圖 4.5 試體 3 實驗與分析比較

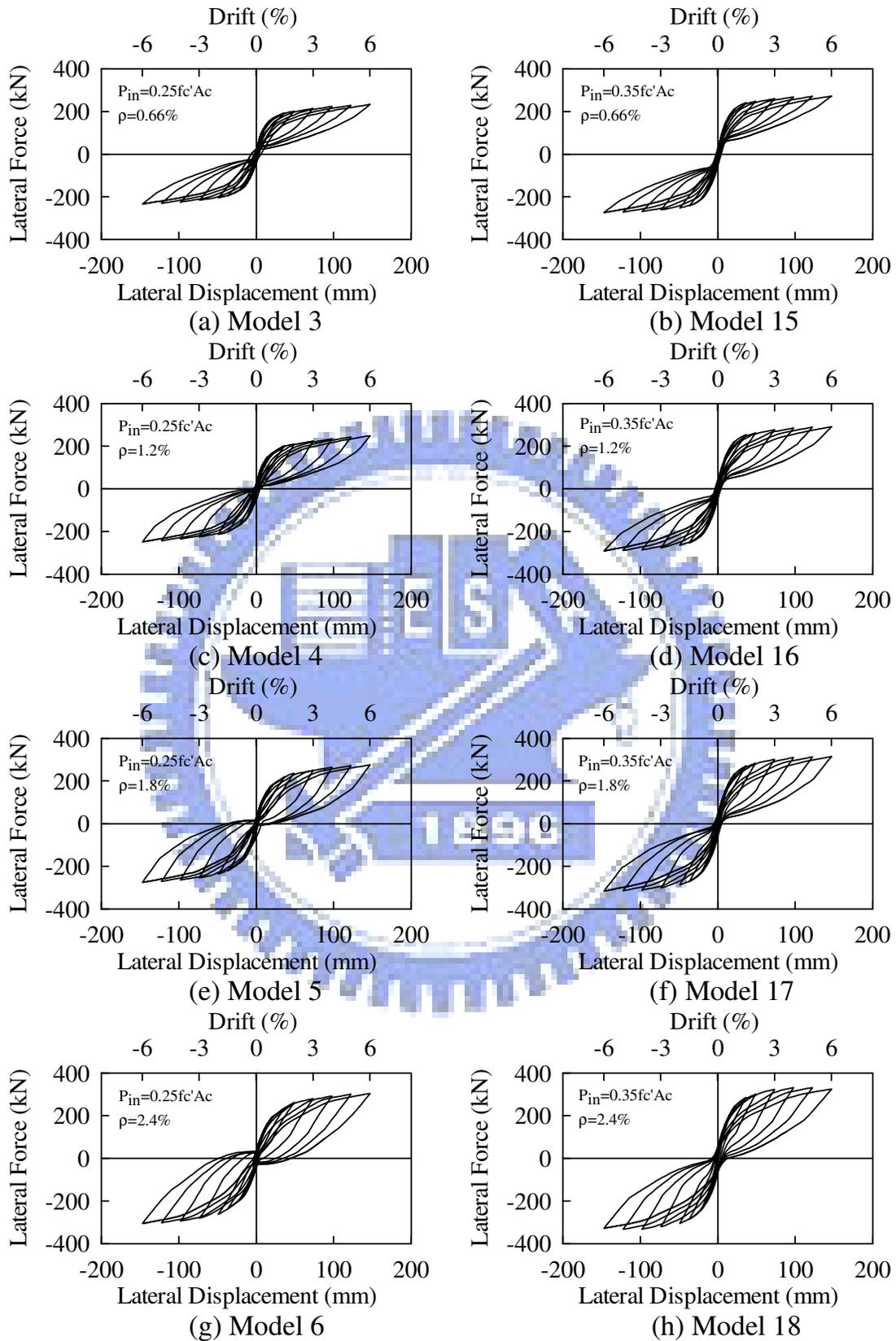
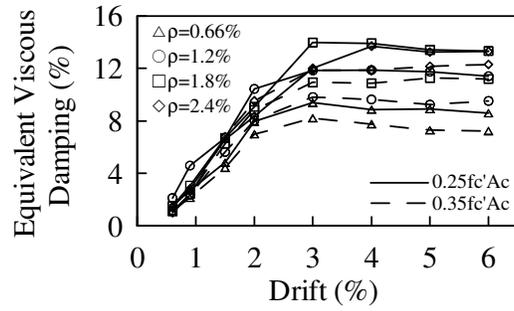
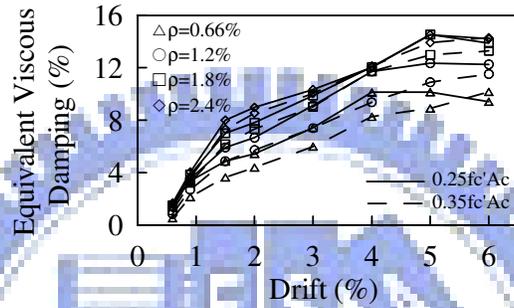


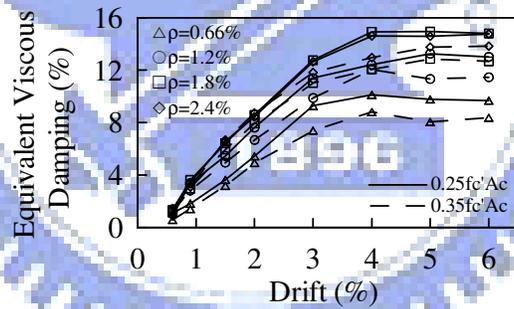
圖 4.6 Models 3、4、5、6、15、16、17、18 水平側向力與側位移關係圖



(a) Models 3、4、5、6、15、16、17、18

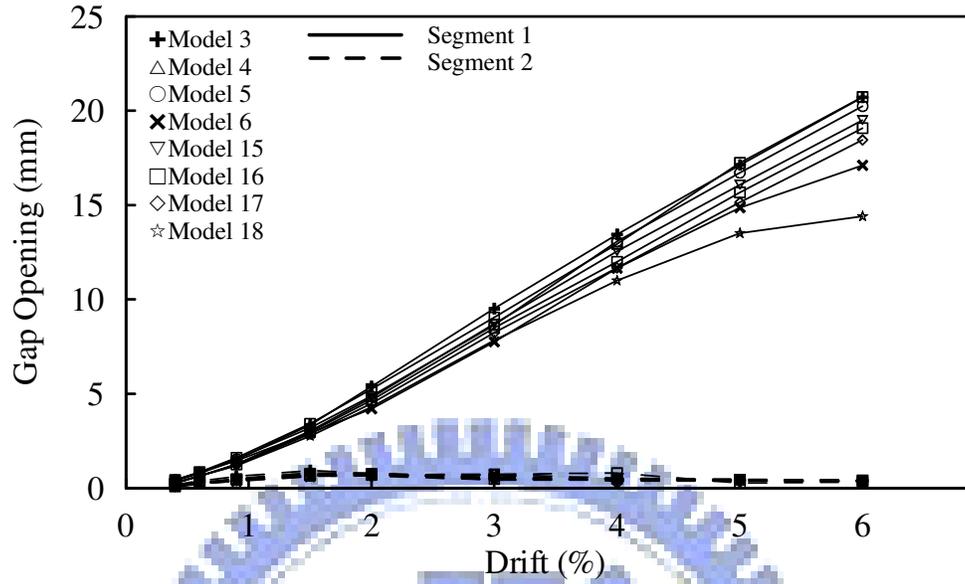


(b) Models 7、8、9、10、19、20、21、22

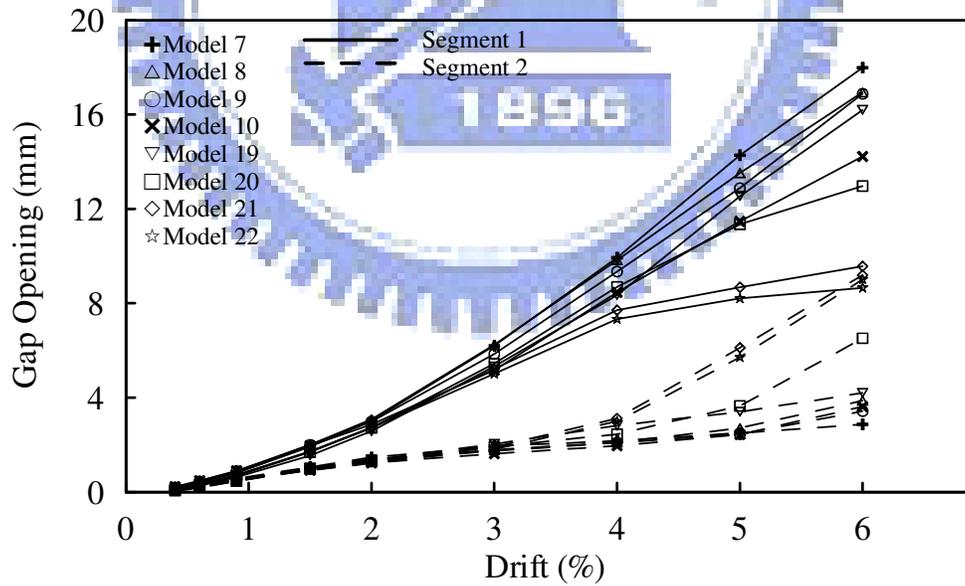


(c) Models 11、12、13、14、23、24、25、26

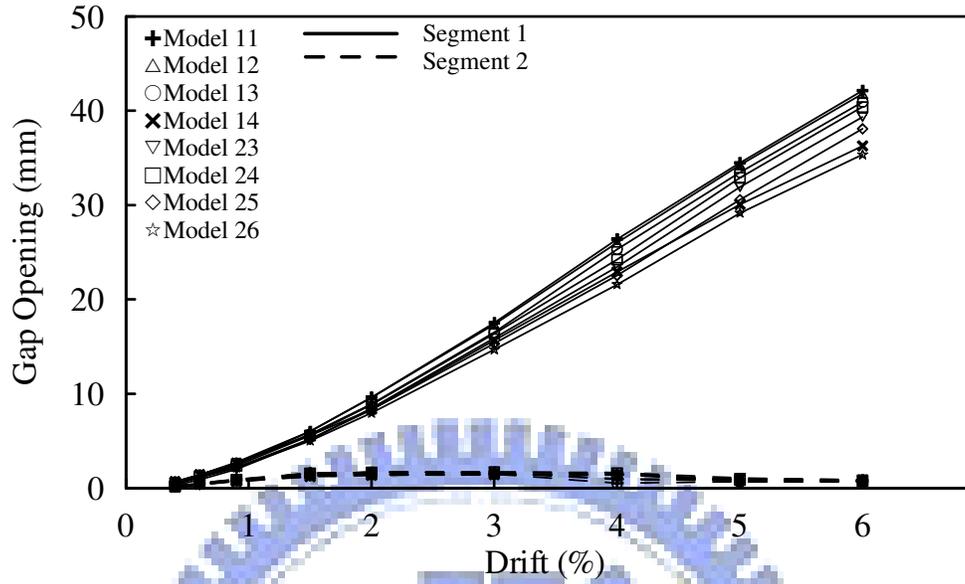
圖 4.7 各模型系統等效阻尼比關係圖



(a) Models 3、4、5、6、15、16、17、18



(b) Models 7、8、9、10、19、20、21、22



(c) Models 11、12、13、14、23、24、25、26

圖 4.8 預力量與鋼筋量的改變對於節塊打開量影響之關係圖

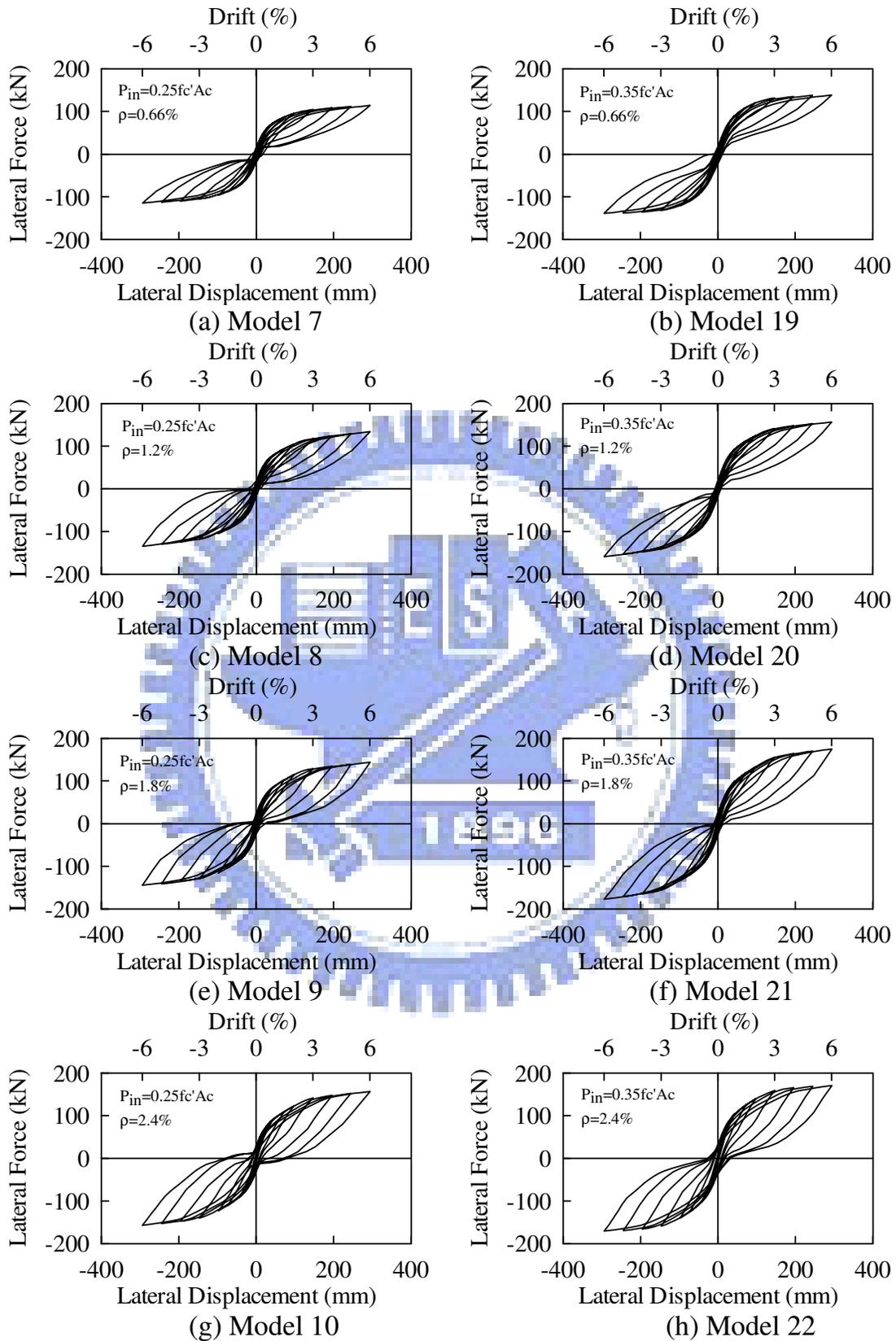


圖 4.9 Models 7、8、9、10、19、20、21、22 水平側向力與側位移關係圖

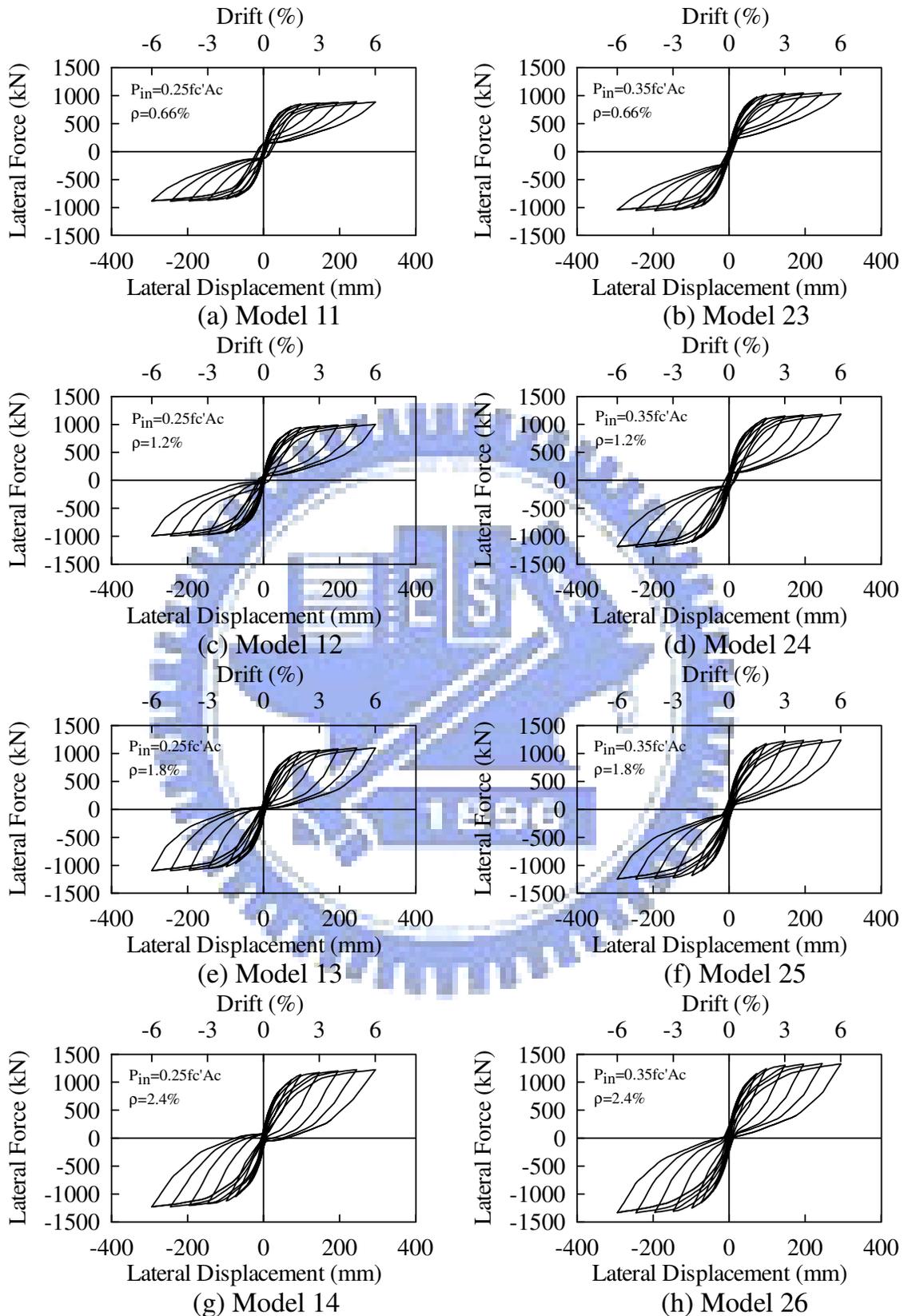
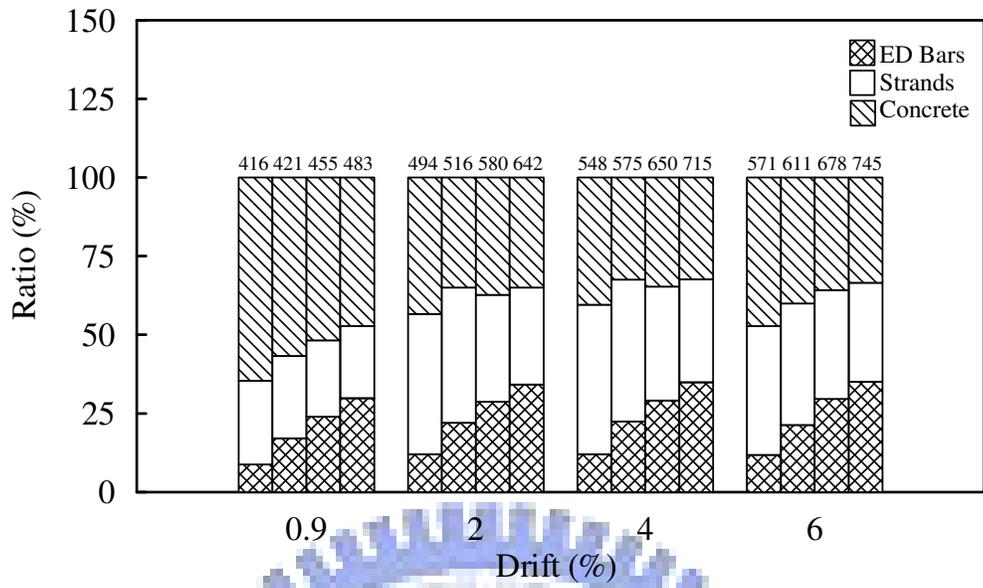
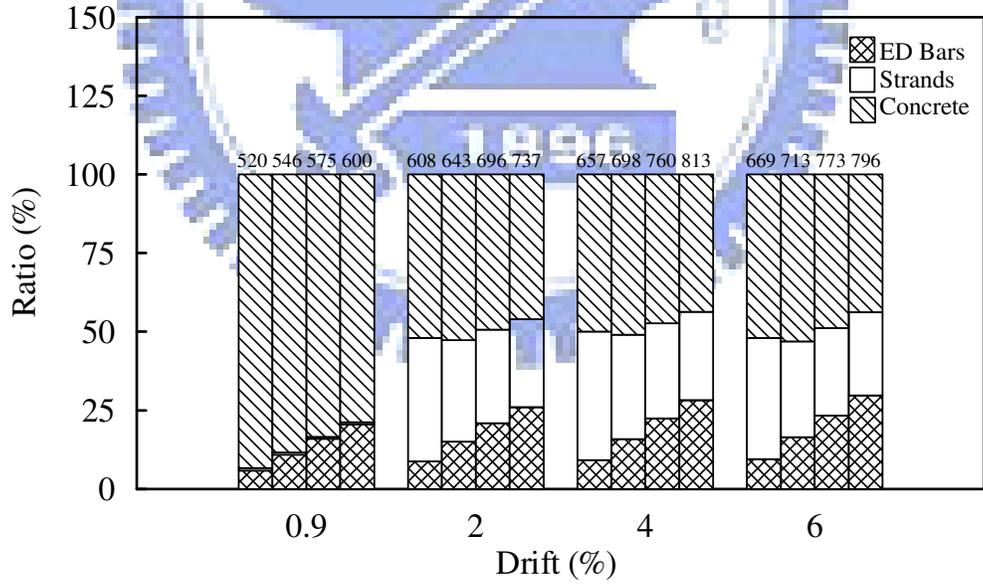


圖 4.10 Models 11、12、13、14、23、24、25、26 水平側向力與側位移關係

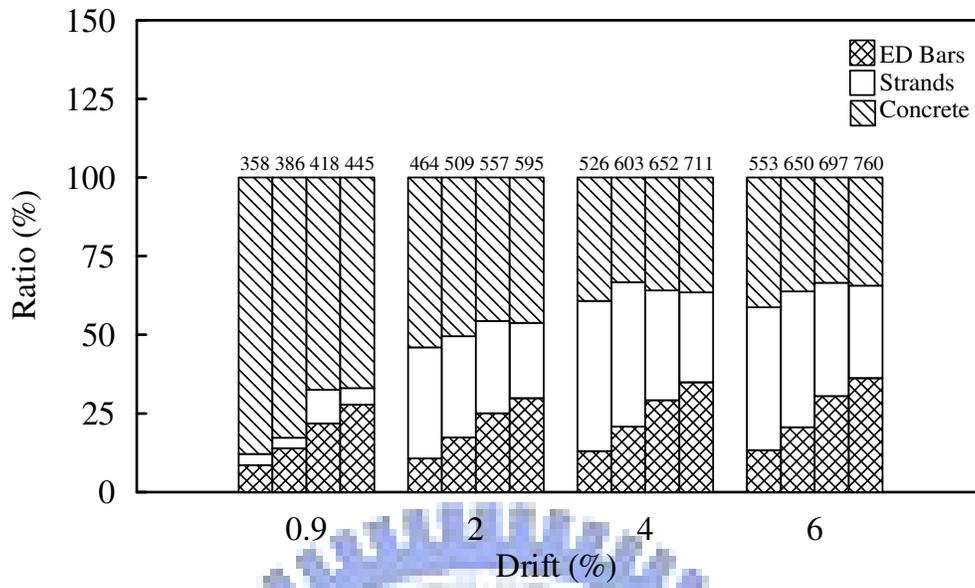
圖



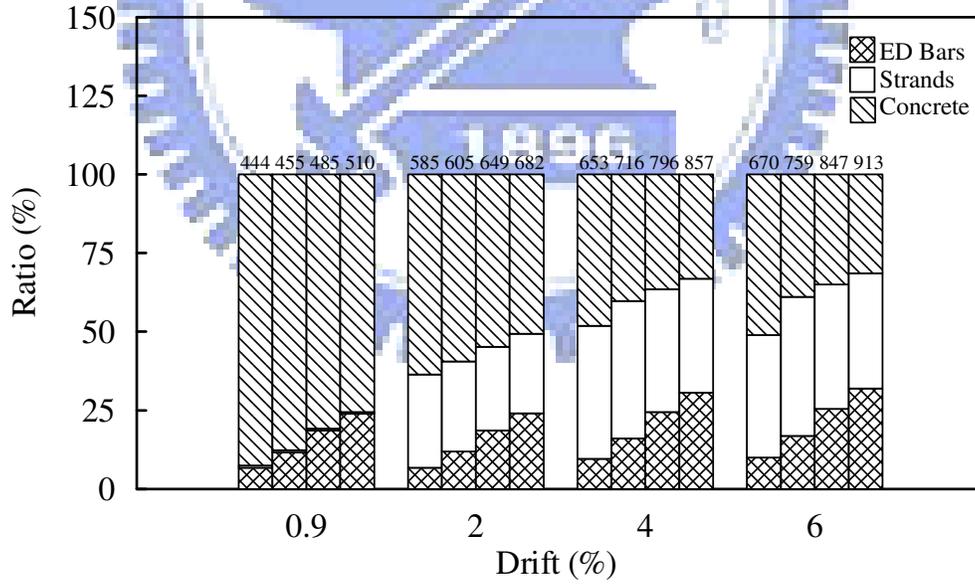
(a) Models 3、4、5、6



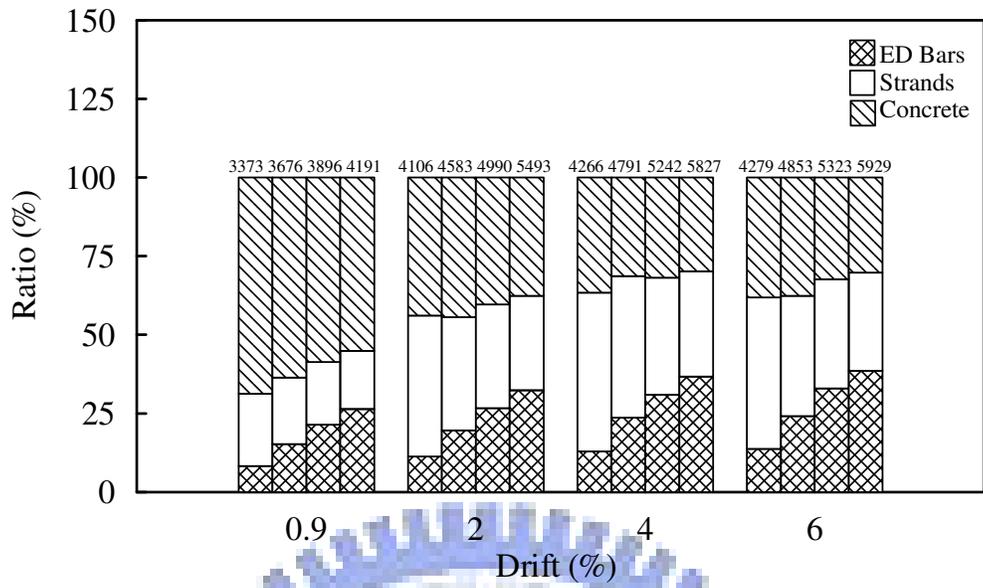
(b) Models 15、16、17、18



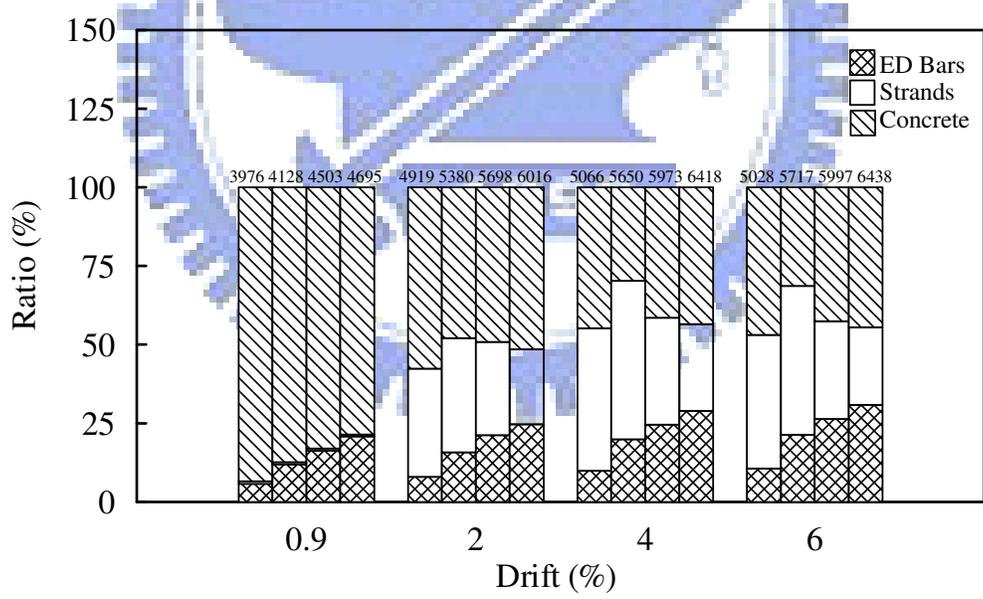
(c) Models 7、8、9、10



(d) Models 19、20、21、22

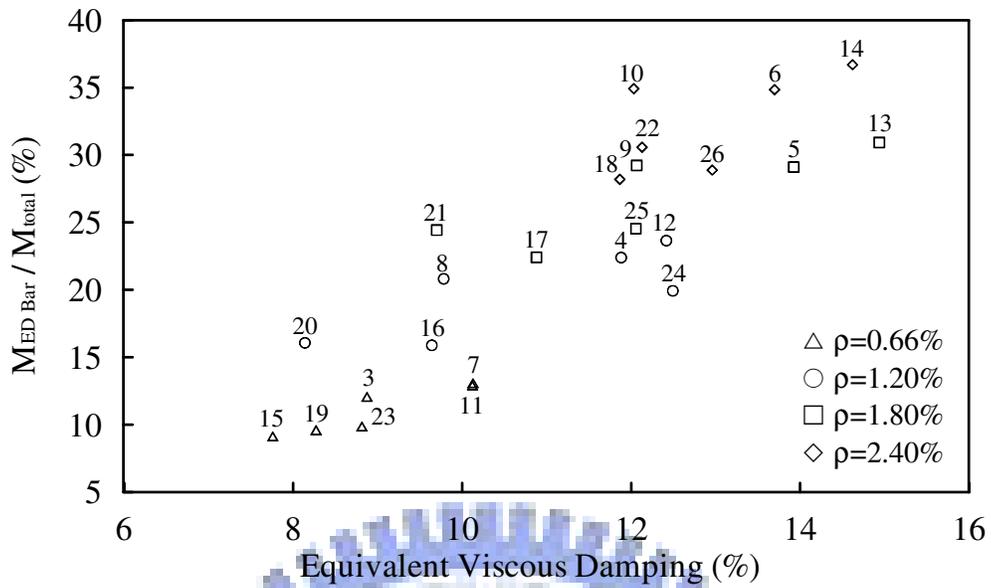


(e) Models 11、12、13、14

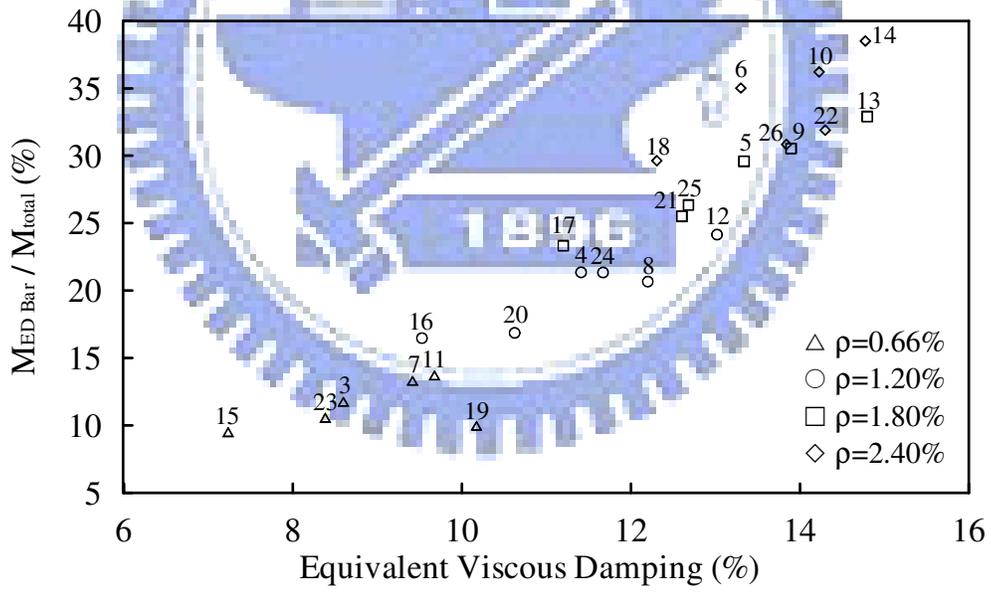


(f) Models 23、24、25、26

圖 4.11 各模型彎矩比例分佈與消能鋼筋面積比之關係圖



(a) 各模型於側位移 4%



(b) 各模型於側位移 6%

圖 4.12 各模型消能鋼筋彎矩比例與系統等效組尼比之關係圖

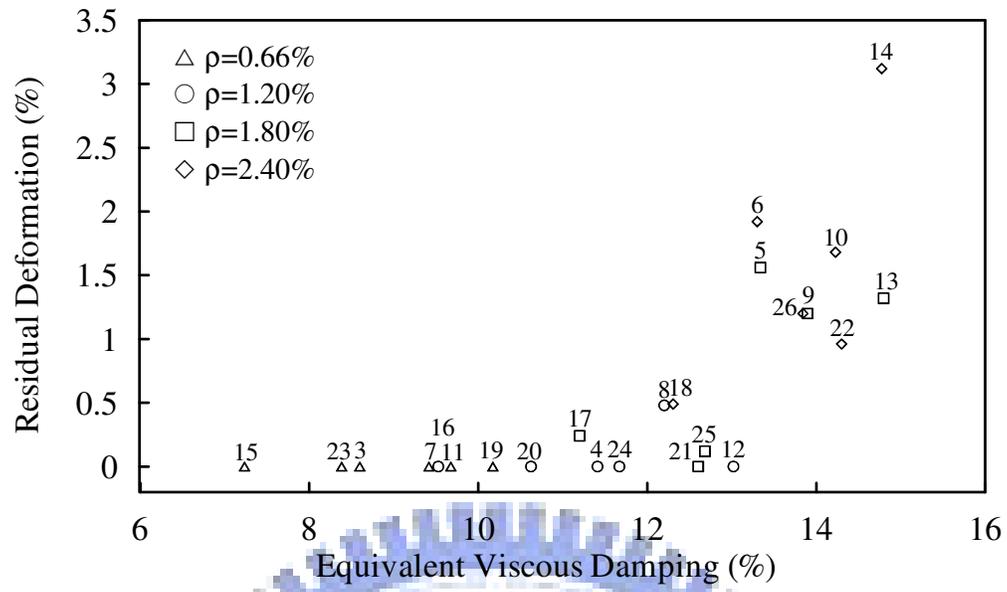
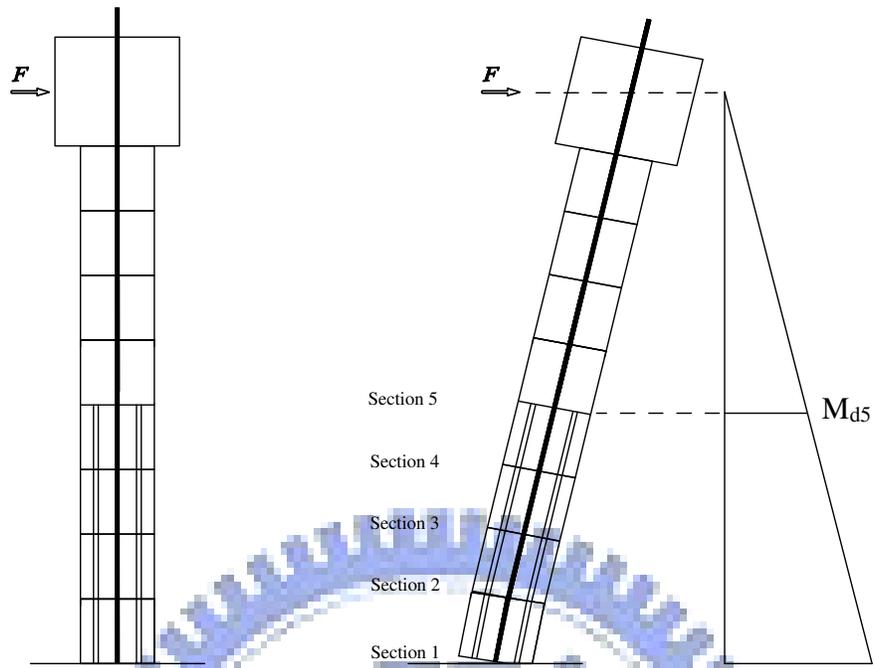
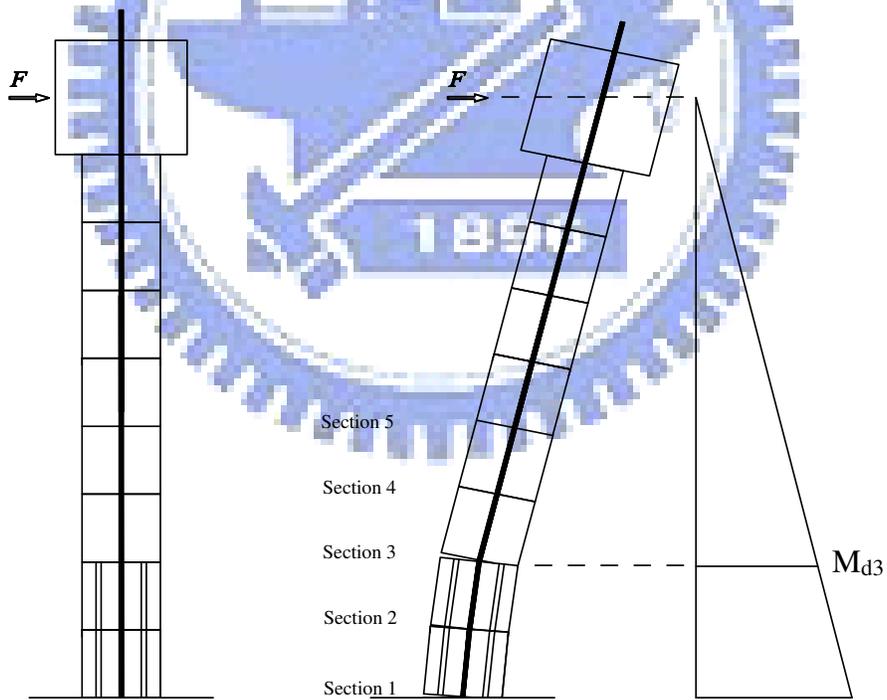


圖 4.13 各模型殘餘變形與系統等效組尼比之關係圖



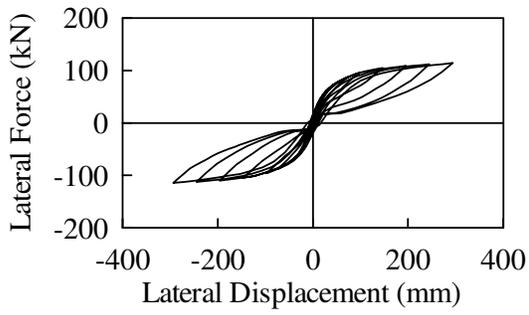


(a) Model 7

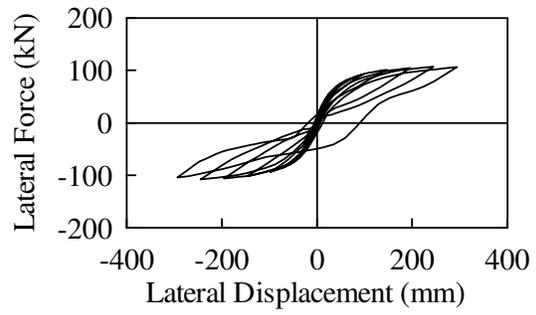


(b) Model 27

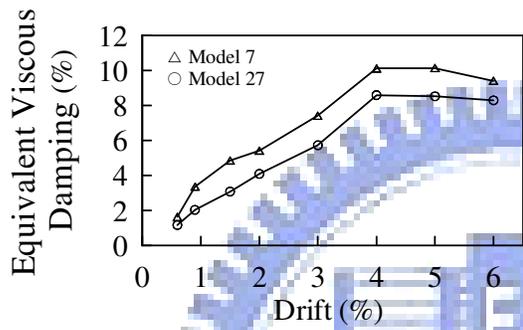
圖 4.14 Models 7、27 節塊斷面彎矩需求示意圖



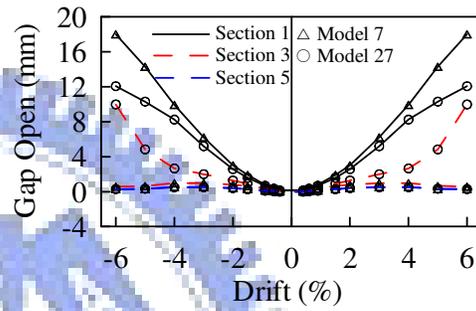
(a) Model 7



(b) Model 27



(c) Equivalent Viscous Damping



(d) Section 1、3、5

圖 4.15 Models 7、27 消能反應及各個節面打開量比較圖



照片 3.1 節塊鋼套管



照片 3.2 螺紋套管與灌漿管



照片 3.3 T 頭錨錠鋼筋



照片 3.4 混凝土節塊底部模板施工



照片 3.5 鋼管混凝土節塊 PVC 管及螺紋套管定位



照片 3.6 試體 2 基礎鋼筋籠



照片 3.7 試體 3 基礎鋼筋籠



照片 3.8 基礎灌漿前封模



照片 3.9 基礎混凝土澆置



照片 3.10 鋼管混凝土節塊澆置



照片 3.11 高流動性環氧樹脂在節塊上施工情形



照片 3.12 高流動性環氧樹脂在基礎面上施工情形



照片 3.13 翻轉基礎並將鋼絞線固定於基礎底部



照片 3.14 鋼絞線固定於基礎底部的情形



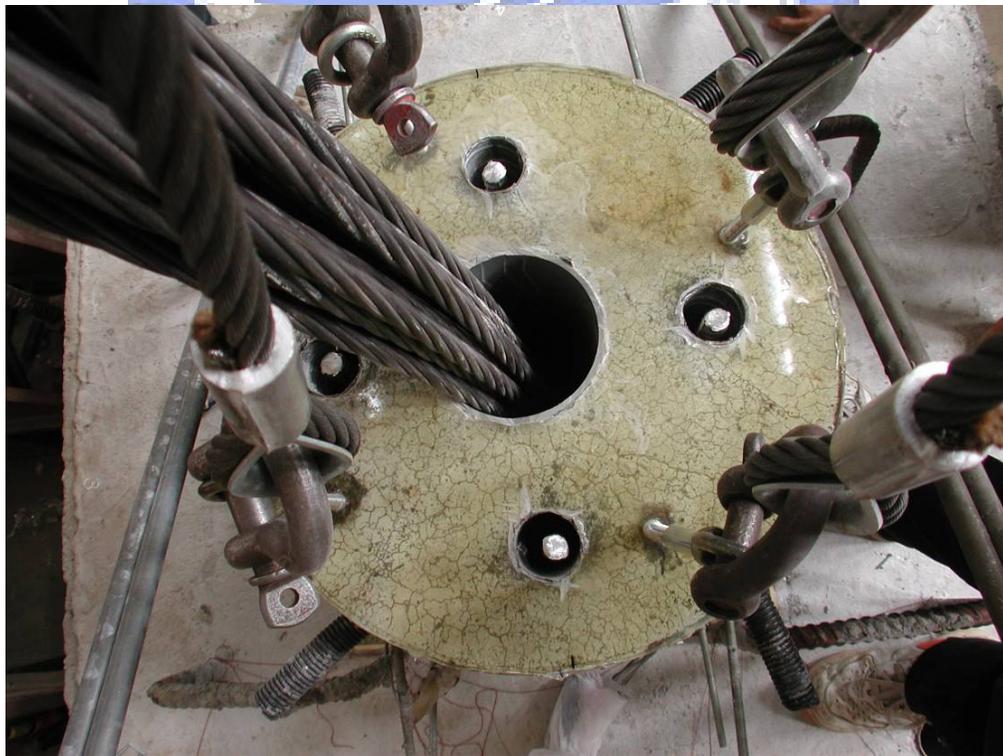
照片 3.15 在基礎面上放樣節塊的位置



照片 3.16 基礎面上塗抹低流動性環氧樹脂



照片 3.17 試體 2 第一節塊吊裝



照片 3.18 確認消能鋼筋於螺紋套管內的位置



照片 3.19 試體 2 第二節塊吊裝



照片 3.20 試體 2 第三節塊吊裝



照片 3.21 試體 2 第四節塊吊裝



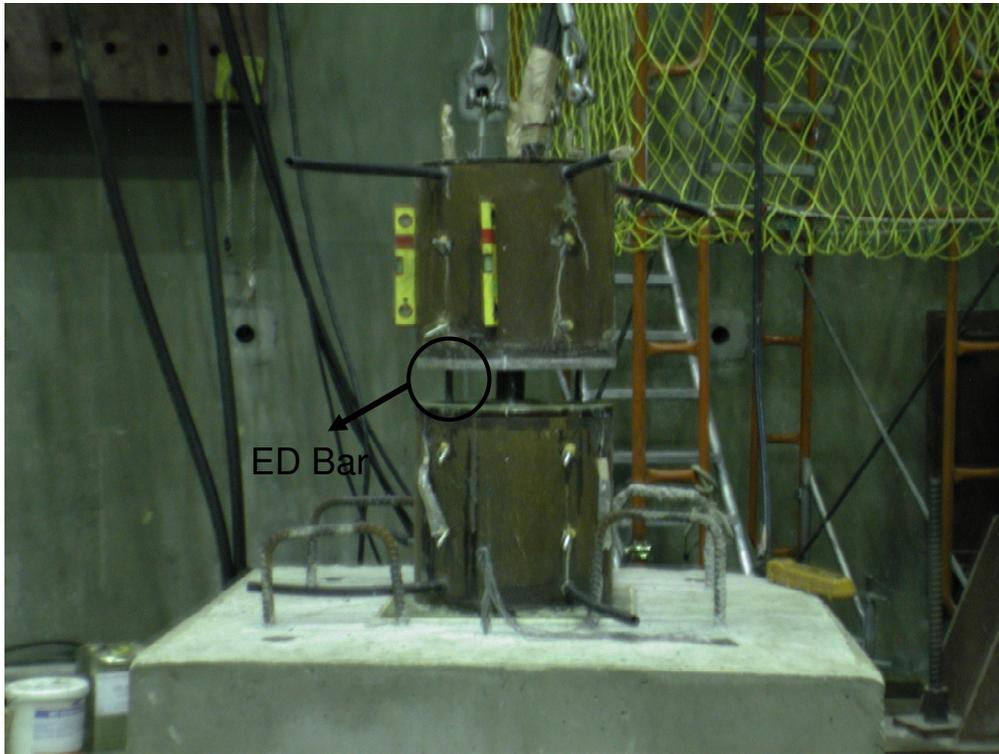
照片 3.22 試體 2 柱頂錨錠節塊吊裝



照片 3.23 吊裝油壓千斤頂並施加預力



照片 3.24 節塊內套管高壓力灌漿施工情形



照片 3.25 試體 3 第一、二節塊吊裝



照片 3.26 試體 2 試驗前全景



照片 3.27 試體 2 第一、二節塊間裂痕產生($\theta = +0.006$ 弧度)



照片 3.28 試體 2 第一、二節塊間裂痕產生($\theta = -0.006$ 弧度)



照片 3.29 試體 2 第一、二節塊間裂痕持續增長($\theta = +0.009$ 弧度)



照片 3.30 試體 2 第一、二節塊間裂痕持續增長($\theta = -0.009$ 弧度)



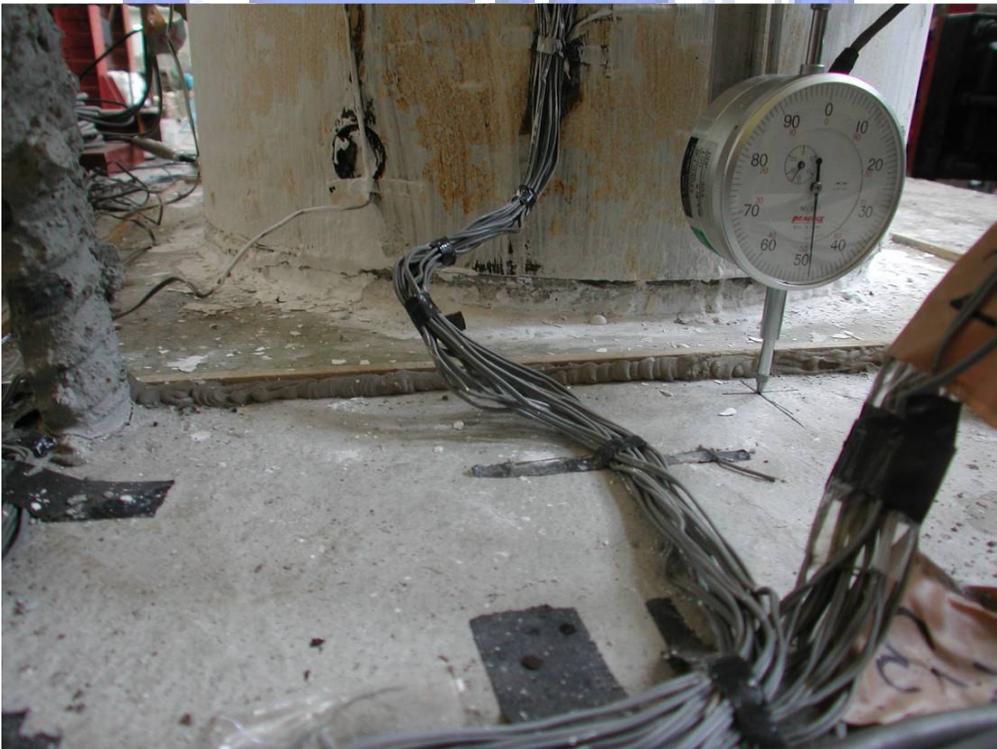
照片 3.31 試體 2 柱底部些微裂痕產生($\theta = +0.015$ 弧度)



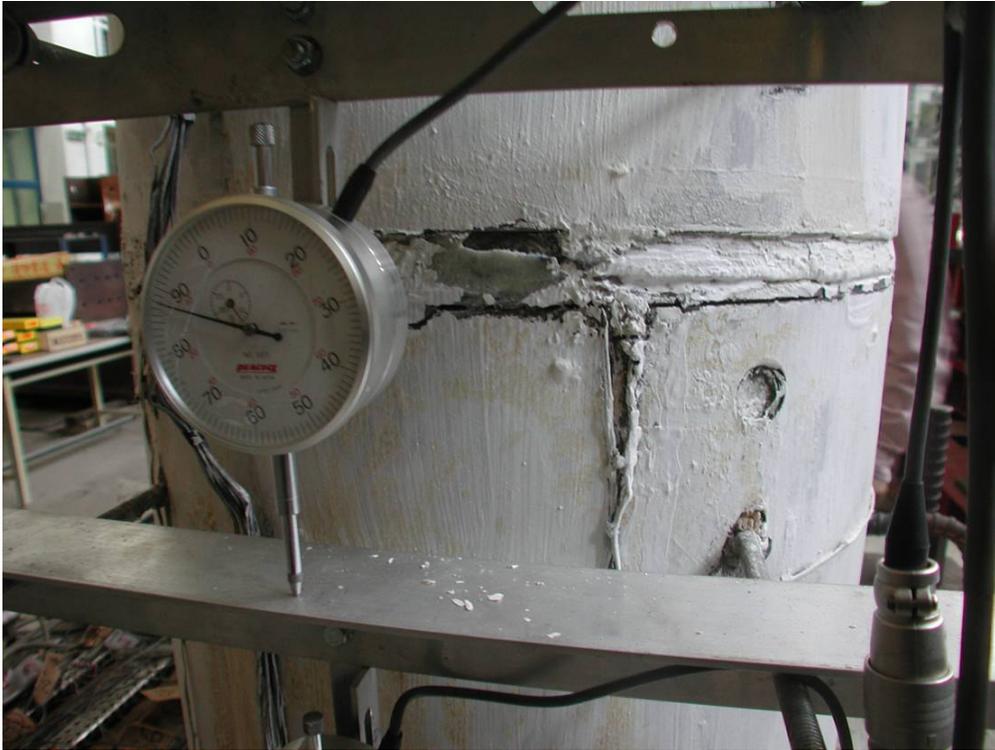
照片 3.32 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.015$ 弧度)



照片 3.33 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = -0.015$ 弧度)



照片 3.34 試體 2 柱底混凝土裂痕($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.35 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.36 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.37 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂痕產生($\theta = +0.02$ 弧度)



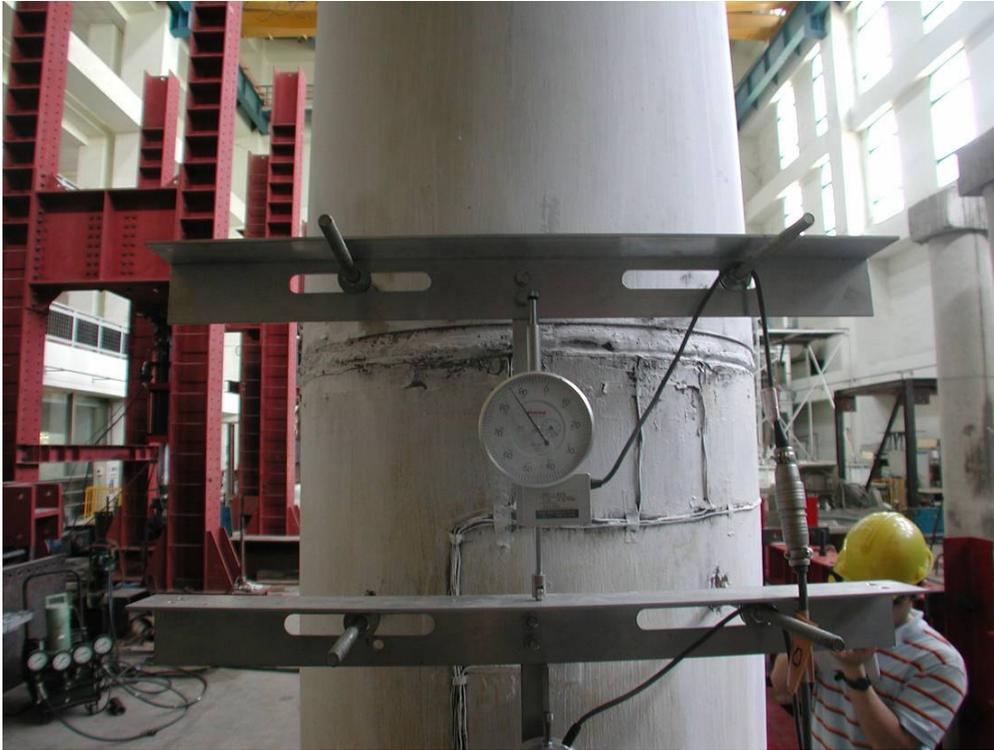
照片 3.38 試體 2 柱底混凝土裂痕($\theta = +0.03$ 弧度)



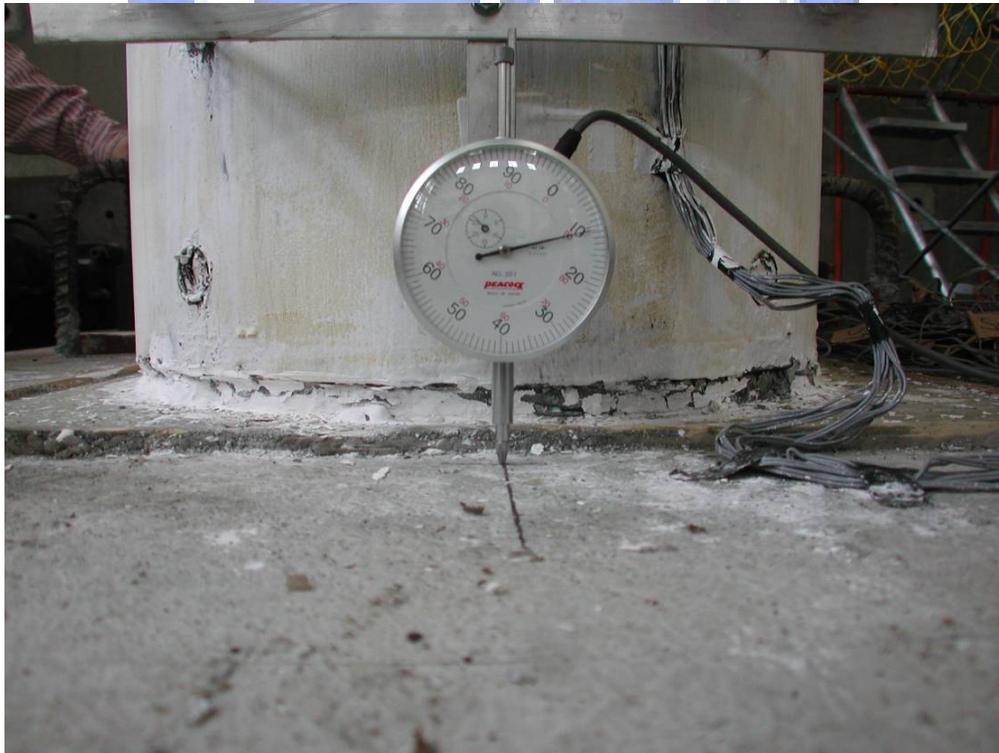
照片 3.39 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.40 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.41 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂痕($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.42 試體 2 柱底受壓側混凝土剝落($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.43 試體 2 柱底受拉側混凝土開裂情形($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.44 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.45 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.46 試體 2 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.47 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.48 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.49 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.50 試體 2 第一、二節塊間受壓側混凝土剝落($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.51 試體 2 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.52 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.53 試體 2 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.54 試體 2 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.55 試體 2 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.56 試體 2 第一、二節塊間受壓側混凝土剝落($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.57 試體 2 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.58 試體 2 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.59 試體 2 試驗後第一節塊鋼套管頂部變形



照片 3.60 試體 2 試驗後第一節塊鋼套管底部變形



照片 3.61 試體 3 試驗前全景



照片 3.62 試體 3 第一節塊柱底產生些微裂痕($\theta = +0.006$ 弧度)



照片 3.63 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.009$ 弧度)



照片 3.64 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.009$ 弧度)



照片 3.65 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.009$ 弧度)



照片 3.66 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.009$ 弧度)



照片 3.67 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.015$ 弧度)



照片 3.68 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.015$ 弧度)



照片 3.69 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.015$ 弧度)



照片 3.70 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.015$ 弧度)



照片 3.71 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.72 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.73 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.74 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.02$ 弧度)



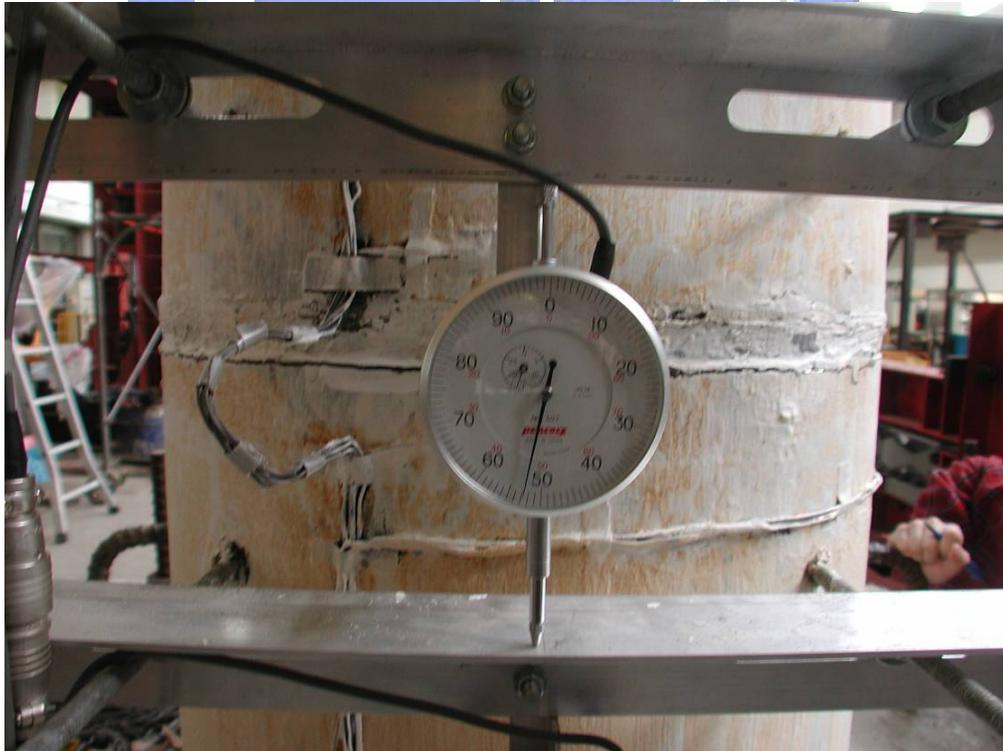
照片 3.75 試體 3 第二、三節塊間混凝土開始有裂痕產生($\theta = +0.02$ 弧度)



照片 3.76 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.77 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.78 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.79 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.80 試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.81 試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.03$ 弧度)



照片 3.82 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.83 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.84 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.85 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.86 試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.87 試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.04$ 弧度)



照片 3.88 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.89 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.90 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.91 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.92 試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.93 試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.05$ 弧度)



照片 3.94 試體 3 第一節塊柱底撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.95 試體 3 第一節塊柱底混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.96 試體 3 第一、二節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.97 試體 3 第一、二節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.98 試體 3 第二、三節塊間撓曲裂縫($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.99 試體 3 第二、三節塊間混凝土裂縫長度($\theta = +0.06$ 弧度)



照片 3.100 第一節塊柱底鋼套管邊緣有少許變形現象



照片 3.101 第一、二節塊間鋼套管邊緣有少許變形現象



照片 3.102 試驗後第一節塊柱底混凝土嚴重破壞