

國立臺灣大學工學院土木工程學系



碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

含邊界柱之鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線預測模型

Prediction of Lateral Load Displacement Curve of
Reinforced Concrete Wall with Boundary Elements

周欣沛

Chou, Hsin-Pei

指導教授：黃世建 教授

Advisor Professor: Hwang, Shyh-Jiann Ph.D.

中華民國 106 年 6 月

Jun. 2017





國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

含邊界柱之鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線預測模型
Prediction of Lateral Load Displacement Curve of
Reinforced Concrete Wall with Boundary Elements

本論文係周欣沛君 (R04521216) 在國立臺灣大學土木工程學系
碩士班完成之碩士學位論文，於民國 106 年 6 月 13 日承下列考試委員
審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

黃世建

(指導教授)

歐昱辰

鄭敏元

謝尚賢

系主任

謝尚賢

(簽名)

誌謝



碩士班這兩年在此即將結束，經歷風風雨雨後，在此謹以我拙劣的文筆表達順利完成論文的諸多感謝。

感謝指導教授黃世建老師細心地指引我在研究上該走的路，不管怎樣的問題老師都能耐心地為我們點出重點。您的教誨還有對學問、求知以及處世態度我會銘記在心。

感謝口試委員歐昱辰教授與鄭敏元教授在學位論文上給予寶貴意見，並撥冗指導學位論文口試，讓本篇論文更臻完善。

感謝學長姐翼安、聰智、建創、文成、樸文、佳臻、永健、東杞、銘弘、宛婷、林鴻傳授研究上所需的知識，並解答疑惑，化解難題。

感謝 CPR 研究團隊與我一同切磋學問、忙裡偷閒，有你們的這兩年是我生命中最精彩的時光之一。

感謝學弟妹侑呈、煜衡、君婕、宗梅、周煬在進行研究時的鼎力相助。

感謝家人一路給的包容與支持，理解並尊重我對自己的決定。

感謝朋友們總在我脆弱時不吝出手扶持，撿拾滿地的玻璃心再用力塞回我胸中。

感謝無以言狀的他/她/牠/牠們，冥冥之中的支持已經確實地化為強而有力的協助。

我是個幸運的人，沒有各位，這篇論文無法順利完成。謹將這個小小的成就分享給各位，就如同各位給予過我的愛一般。

摘要

台灣傳統鋼筋混凝土住宅為滿足使用性與私密性等需求，內部有大量之牆構件，其中又以開孔牆之形式居多。由於建築系統多採用梁柱構架，因此牆均為填充牆，其有兩側之柱作為邊界構材。在新建設計與既有建築之評估與補強方面均不可忽略開孔 RC 牆，以及邊界構材對開孔牆暨無開孔牆之耐震貢獻。

本研究之目的為開發一套開孔 RC 剪力牆之側力位移曲線預測模型，並將其應用於結構耐震能力分析上。工程師評估開孔牆之耐震能力時，可使用本研究之建議，劃分出主控破壞之牆段，並建立其與邊界構材之互制關係，最後形成開孔牆之側力位移曲線，將相關參數輸入分析軟體來模擬開孔牆之剪力行為。

自實驗文獻可發現邊界柱對剪力牆之剪力強度確有貢獻，日本 AIJ 規範亦將剪力牆邊界柱之相關參數納入強度計算公式中。本研究之側力位移曲線預測模型提供了考量邊界柱抗剪貢獻的方式，因此對於帶有邊界構材之開孔牆與無開孔牆，均能對其抗震能力作較為準確之評估。

關鍵字：鋼筋混凝土、開孔牆、剪力牆、側力位移曲線、耐震評估、邊界構材

Abstract

To fulfill the demand of privacy and serviceability, huge amount of wall members were used in traditional reinforce concrete residential building in Taiwan. Most of them are walls with openings. Due to the prevailing of frame system, the shear strength of those infilled wall are strongly influenced by the boundary elements. Therefore, for the building design and retrofiting, the effect of boundary elements on the shear strength of infilled walls cannot be neglected.

The objective of this research is to propose a model of lateral load displacement curve of RC shear wall. For the evaluation of seismic capacity of walls with openings, the proposed model can first define the critical segment, then construct the interaction relationship between wall segment and boundary elements, and finally form lateral load deflection curve of the wall. The proposed lateral load displacement curve can be used for the pushover analysis.

Literatures show that the influential effect of boundary elements to shear capacity of walls is significant. AIJ code also defines some parameters of boundary element into design shear strength equation of shear wall. The lateral load displacement curve proposed by this research includes the contribution of boundary elements to shear capacity of shear wall. Therefore, the proposed model provides better estimations for shear walls with boundary elements.

Keywords : reinforced concrete; wall with opening; shear wall; lateral load deflection curve; seismic evaluation; boundary element

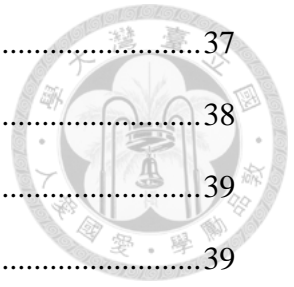
目錄



論文口試委員審定書.....	i
誌謝.....	ii
摘要.....	iii
Abstract.....	iv
第一章 簡介.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 研究內容與方法.....	2
第二章 文獻回顧.....	4
2.1 美國混凝土學會 ACI 318-14 ^[17] 規範.....	4
2.2 日本建築學會 ^[8] 鋼筋混凝土構造計算規準.....	5
2.3 軟化壓拉桿模型(Soften Strut-and-Tie Model, SST).....	6
2.3.1 Hwang and Lee ^[21] 軟化壓拉桿模型精算法.....	7
2.3.2 蔡仁傑 ^[6] 軟化壓拉桿模型幾何簡算法.....	10
2.4 豎向構件之側力位移曲線.....	11
2.4.1 側力構件之分類依據.....	12
2.4.2 剪力牆之側力位移曲線.....	12
2.4.3 撓剪破壞柱之側力位移曲線.....	14
2.4.4 剪力破壞柱之側力位移曲線.....	16
2.5 蔡仁傑 ^[6] 之開孔 RC 牆側力位移曲線分析模型.....	17
2.5.1 開孔牆之強度關鍵桿件.....	17
2.5.2 開孔牆之關鍵桿件選取方式與傳力路徑建立.....	18
2.5.3 剪力元素勁度.....	18
2.5.4 傳力路徑之勁度.....	19
2.5.5 開孔牆側力位移曲線之建立.....	19

2.6 林永健 ^[7] 之開孔 RC 牆側力位移曲線修正模型.....	20
2.6.1 節點水平力平衡檢討.....	21
2.6.2 節點垂直力平衡檢討.....	23
2.7 國內外對開孔 RC 牆之實驗文獻.....	23
2.7.1 王進財 ^[2] 、楊欽富 ^[3] 實驗文獻.....	23
2.7.2 杜昱石 ^[4] 實驗文獻.....	24
2.7.3 Ono and Tokuhira ^[5] 實驗文獻.....	25
2.7.4 松岡良智等人 ^[9-13] 實驗文獻.....	25
2.7.5 小野正行、德広育夫 ^[14] 實驗文獻.....	26
2.7.6 松岡良智等人 ^[15] 實驗文獻.....	26
2.7.7 簀田裕久等人 ^[16] 實驗文獻.....	26
第三章 含邊界柱之開孔 RC 牆側力位移曲線模型.....	27
3.1 關鍵桿件尺寸修正模型(分析一).....	27
3.2 柱雙曲率變形假設預測模型(分析二).....	29
3.2.1 含邊界柱之垂直牆段.....	29
3.2.2 與牆版同步剪力破壞之邊界柱.....	30
3.2.3 分析二小結.....	31
3.3 柱單曲率變形假設預測模型(分析三).....	31
3.4 柱雙、單曲率變形假設預測模型、軸力修正(分析四、分析五).....	32
第四章 模型驗證與比較.....	33
4.1 分析模型比較.....	33
4.1.1 王進財 ^[2] HN 系列試體.....	33
4.1.2 楊欽富 ^[3] HC 系列試體.....	34
4.1.3 杜昱石 ^[4] DU 系列試體.....	35
4.1.4 Ono and Tokuhira ^[5] O 系列試體.....	36

4.1.5 松岡良智等人 ^[9-13] A 系列試體.....	37
4.1.6 小野正行、徳広育夫 ^[14] B 系列試體.....	38
4.1.7 松岡良智等人 ^[15] C 系列試體.....	39
4.1.8 簗田裕久等人 ^[16] D 系列試體.....	39
4.1.9 整體比較與小結.....	40
4.2 本研究與各國規範比較.....	41
第五章 結論與建議.....	43
5.1 結論.....	43
5.2 未來研究與建議.....	43
參考文獻.....	45
附錄 A 各實驗文獻原始側力位移遲滯迴圈.....	a
附錄 B 符號表.....	m



表目錄



表 2- 1 抗側力構件之分類方式	49
表 2- 2 斷面有效慣性矩計算方式	49
表 2- 3 剪力牆崩塌點計算方式	49
表 2- 4 王進財[2] HN 系列試體編號對照表	50
表 2- 5 王進財[2] HN 系列試體幾何尺寸	51
表 2- 6 王進財[2] HN 系列試體材料性質	52
表 2- 7 王進財[2] HN 系列試體鋼筋配置與其他資料	53
表 2- 8 楊欽富[3] HC 系列試體編號對照表	54
表 2- 9 楊欽富[3] HC 系列試體幾何尺寸	55
表 2- 10 楊欽富[3] HC 系列試體材料性質	56
表 2- 11 楊欽富[3] HC 系列試體鋼筋配置與其他資料	57
表 2- 13 杜昱石[4] DU 系列試體幾何尺寸	59
表 2- 14 杜昱石[4] DU 系列試體材料性質	60
表 2- 15 杜昱石[4] DU 系列試體鋼筋配置與其他資料	60
表 2- 16 Ono and Tokuhiko [5] O 系列試體編號對照表	61
表 2- 17 Ono and Tokuhiko [5] O 系列試體幾何尺寸	62
表 2- 18 Ono and Tokuhiko [5] O 系列試體材料性質	63
表 2- 19 Ono and Tokuhiko [5] O 系列試體鋼筋配置與其他資料	63
表 2- 20 松岡良智等人[9-13] A 系列試體編號對照表	64
表 2- 21 松岡良智等人[9-13] A 系列試體幾何尺寸	65
表 2- 22 松岡良智等人[9-13] A 系列試體材料性質	66
表 2- 23 松岡良智等人[9-13] A 系列試體鋼筋配置與其他資料	67
表 2- 24 小野正行、德広育夫[14] B 系列試體編號對照表	68
表 2- 25 小野正行、德広育夫[14] B 系列試體幾何尺寸	69

表 2- 26 小野正行、徳広育夫[14] B 系列試體材料性質	70
表 2- 27 小野正行、徳広育夫[14] B 系列試體鋼筋配置與其他資料	70
表 2- 28 松岡良智等人[15] C 系列試體編號對照表	71
表 2- 29 松岡良智等人[15] C 系列試體幾何尺寸	71
表 2- 30 松岡良智等人[15] C 系列試體材料性質	72
表 2- 31 松岡良智等人[15] C 系列試體鋼筋配置與其他資料	72
表 2- 32 蓑田裕久等人[16] D 系列試體編號對照表	73
表 2- 33 蓑田裕久等人[16] D 系列試體幾何尺寸	73
表 2- 34 蓑田裕久等人[16] D 系列試體材料性質	74
表 2- 35 蓑田裕久等人[16] D 系列試體鋼筋配置與其他資料	74
表 4- 1 HN 系列試體[2]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	75
表 4- 2 HN 系列試體[2]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	76
表 4- 3 HC 系列試體[3]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	77
表 4- 4 HC 系列試體[3]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	78
表 4- 5 DU 系列試體[4]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	79
表 4- 6 DU 系列試體[4]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	79
表 4- 7 O 系列試體[5]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	80
表 4- 8 O 系列試體[5]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	81
表 4- 9 A 系列試體[9-13]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	82
表 4- 10 A 系列試體[9-13]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	83
表 4- 11 B 系列試體[14]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	84
表 4- 12 B 系列試體[14]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	84
表 4- 13 C 系列試體[15]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	85
表 4- 14 C 系列試體[15]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表	85
表 4- 15 D 系列試體[16]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表	86

表 4- 16 D 系列試體[16]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表.....	86
表 4- 17 各分析強度點強度實驗值與分析值比值之平均值與變異係數總表	87
表 4- 18 各分析強度點位移實驗值與分析值比值之平均值與變異係數總表	87
表 4- 19 開口減低率與適用性列表-1	88
表 4- 20 開口減低率與適用性列表-2	89
表 4- 21 本研究與各國規範強度預測比值比較	90

圖目錄



圖 1- 1 典型街屋之隔戶牆、屋後開孔牆、梯間牆示意圖	93
圖 1- 2 台灣傳統街屋與中小學校舍牆一樓地板面積比例圖[1].....	93
圖 2- 1 剪力牆與邊界構材尺寸定義	94
圖 2- 2 開孔牆各構件示意圖	94
圖 2- 3 美國 ACI 318-14 規範[17]對開孔牆各構件分類方式與規定	95
圖 2- 4 美國 ACI 318-14 規範[17]對牆墩上、下方之配筋規定	95
圖 2- 5 AIJ 開孔牆開孔減低率相關尺度示意圖.....	95
圖 2- 6 軟化壓拉桿之傳力機制	96
圖 2- 7 軟化壓拉桿精算法之剪力強度計算流程[18].....	97
圖 2- 8 軟化壓拉桿精算法計算流程-內力分配部分[18]	98
圖 2- 9 剪力元素外力平衡示意圖	99
圖 2- 10 桿端承壓面上承受之壓桿	99
圖 2- 11 剪力元素內應變場示意圖	99
圖 2- 12 蔡仁傑[6]軟化壓拉桿幾何簡算法計算流程.....	100
圖 2- 13 剪力牆之側力位移曲線	100
圖 2- 14 撓剪破壞柱之側力位移曲線	101
圖 2- 15 剪力破壞柱之側力位移曲線	101
圖 2- 16 剪力破壞柱之非線性轉角位移係數 r 計算方式	101
圖 2- 17 蔡仁傑[6]模型垂直牆段尺寸調整方式.....	102
圖 2- 18 傳力路徑之建立	102
圖 2- 19 彈簧串並聯示意圖	102
圖 2- 20 串並聯模型之串聯性質	103
圖 2- 21 串並聯模型之並聯性質	104
圖 2- 22 蔡仁傑[6]開孔牆側力位移曲線預測模型流程圖.....	105

圖 2- 23 蔡仁傑[6]與林永健[7]側力位移曲線預測模型對杜昱石[4]試體預測結果	106
圖 2- 24 杜昱石[4]W1C 試體裂正向縫觀察與中央關鍵桿件尺寸選取	107
圖 2- 25 垂直牆段之節點水平力平衡狀況	107
圖 2- 26 關鍵桿件之高度調整	107
圖 2- 27 節點力平衡之水平需求	108
圖 2- 28 水平版筋之選取範圍	108
圖 2- 29 開孔上方之額外補強筋之配筋細節	109
圖 2- 30 林永健[7]開孔牆側力位移曲線預測模型流程圖.....	110
圖 2- 31 本研究對開孔牆開孔大小、位置之定義系統	111
圖 2- 32 王進財[2]、楊欽富[3]實驗加載歷程.....	111
圖 2- 33 王進財[2]、楊欽富[3]實驗測試佈置.....	112
圖 2- 34 杜昱石[4]實驗測試佈置.....	112
圖 2- 35 Ono and Tokuhiro et al.[5]、[9-16]實驗測試佈置.....	113
圖 2- 36 簗田正久等人[16]實驗加載方式.....	113
圖 3- 1 葉柔伶[33]實驗試體示意圖.....	114
圖 3- 2 葉柔伶[33]SWOF 試體碳纖維應變與位置示意圖	114
圖 3- 3 狀況一示意圖	115
圖 3- 4 狀況二示意圖	115
圖 3- 5 分界點示意圖	115
圖 3- 6 分析一調整關鍵桿件高度流程圖	116
圖 3- 7 分析一流程圖	117
圖 3- 8 王進財[2]、楊欽富[3]之試體實驗強度比較.....	118
圖 3- 9 T 字形關鍵桿件示意圖.....	118
圖 3- 10 Ono and Tokuhiro[5] S-C 試體裂縫圖.....	119

圖 3- 11 T 字形關鍵桿件之邊界柱部分修正方式	119
圖 3- 12 分析二流程圖	120
圖 3- 13 分析三構件分解示意圖	121
圖 3- 14 分析三之修正邊界柱側力位移曲線示意圖	121
圖 3- 15 分析三之單曲率修正邊界柱與牆版之疊加方式	122
圖 3- 16 分析三流程圖	123
圖 3- 17 分析四、五調整軸力分配方式示意圖	124
圖 3- 18 分析四、五流程圖	125
圖 4- 1 HN 系列試體[2]分析一至五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	126
圖 4- 2 HN 系列試體實驗裂縫圖	127
圖 4- 3 HC 系列試體[3]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	128
圖 4- 4 HC 系列試體[3]分析二、四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	129
圖 4- 5 HC 系列試體[3]分析三、五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	130
圖 4- 6 DU 系列試體[4]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	131
圖 4- 7 DU 系列試體[4]分析二、四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	132
圖 4- 8 DU 系列試體[4]分析三、五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	133
圖 4- 9 O 系列試體[5]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	134
圖 4- 10 O 系列試體[5]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	135
圖 4- 11 O 系列試體[5]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	136
圖 4- 12 O 系列試體[5]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	137
圖 4- 13 O 系列試體[5]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	138
圖 4- 14 A 系列試體[9-13]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1	139
圖 4- 15 A 系列試體[9-13]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2	140
圖 4- 16 A 系列試體[9-13]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1	141
圖 4- 17 A 系列試體[9-13]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2	142

圖 4- 18 A 系列試體[9-13]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1	143
圖 4- 19 A 系列試體[9-13]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2	144
圖 4- 20 A 系列試體[9-13]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1	145
圖 4- 21 A 系列試體[9-13]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2	146
圖 4- 22 A 系列試體[9-13]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1	147
圖 4- 23 A 系列試體[9-13]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2	148
圖 4- 24 B 系列試體[14]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	149
圖 4- 25 B 系列試體[14]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	149
圖 4- 26 B 系列試體[14]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	150
圖 4- 27 B 系列試體[14]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	150
圖 4- 28 B 系列試體[14]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	151
圖 4- 29 C 系列試體[15]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	152
圖 4- 30 C 系列試體[15]分析二、三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	153
圖 4- 31 C 系列試體[15]分析四、五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	154
圖 4- 32 D 系列試體[16]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	155
圖 4- 33 D 系列試體[16]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	155
圖 4- 34 D 系列試體[16]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	155
圖 4- 35 D 系列試體[16]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	156
圖 4- 36 D 系列試體[16]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較	156
圖 4- 37 各分析方式強度點強度實驗值與分析值比值散佈圖	157
圖 4- 38 各分析方式強度點位移實驗值與分析值比值散佈圖	158
圖 4- 39 各分析方式強度點強度實驗值與分析值比值長條圖	159
圖 4- 40 各分析方式強度點位移實驗值與分析值比值長條圖	160
圖 4- 41 本研究與各國規範預測強度比值散佈圖	161





第一章 簡介



1.1 研究動機與目的

2016 年發生的美濃地震造成台南大規模的損害，除生命財產損失之外，也對住宅建築構成嚴重的震損。自 921 地震以來，政府積極推動中小學校舍補強計畫，時至今日已有良好成效，但民宅部分卻仍待進行，全面提升台灣既有住宅的耐震能力是當務之急。然而，與校舍建築不同的是，住宅建築為顧及生活性、隱密性，其在建築內部有大量隔戶牆、梯間牆、屋後開孔牆等剪力牆構件，如圖 1-1 所示。邱聰智[1]在 2012 年進行台灣傳統街屋與校舍建築之田野調查也發現，住宅建築與校舍建築之牆與樓地板面積比例相當懸殊，如圖 1-2 所示。因此若要提升既有建築的耐震能力，了解剪力牆、開孔剪力牆之抗側力行為是相當重要的工作。

國內外已有多位學者進行鋼筋混凝土開孔剪力牆之相關實驗與研究。在國內王進財[2]與楊欽富[3]分別於 1990 年與 1991 年進行了無、有邊界柱之開孔剪力牆縮尺側推實驗，並利用實驗結果提出以經驗公式為基礎之側力位移曲線模型。杜昱石[4]在 2014 年進行一系列以台灣傳統街屋常見之屋後牆開口配置為基礎之實尺寸開孔牆側推實驗，並建議以有限元素法預測開孔牆之初始勁度。而在日本則有 Ono and Tokuhiro [5]一連串開孔剪力牆實驗，並其提出依據開孔配置狀況決定之開孔牆強度折減係數，供工程師快速計算開孔牆之強度。但現今仍缺乏一套有力學基礎但較簡易的解析工具方便工程師使用。

蔡仁傑[6]在 2015 年提出一套以彈簧串並聯模型為基礎之開孔牆側力位移曲線模型，其先區分剪力牆開孔後形成並主控破壞之關鍵桿件，建立個別關鍵桿件的側力位移曲線之後以勁度為基礎，以彈簧串、並聯概念組成開孔牆之側力位移曲線。該模型具力學基礎，且方法簡易適合工程師使用，能有效預測開孔牆之抗剪行為，但在關鍵桿件尺寸選取上常造成強度高估的情形。林永健[7]遂延續蔡仁傑之模型，在 2016 年提出開孔牆側力位移曲線修正模型，藉由檢討關鍵桿件節

點力平衡的方式，進一步修正關鍵桿件之尺寸選取方式。該修正模型能有效改善蔡仁傑[6]模型因尺寸選取而高估強度之狀況。

台灣混凝土住宅建築主要使用構架系統，因此剪力牆通常為填充牆型式，其均有構架中的柱做為邊界構材，因此邊界柱對剪力牆之影響十分顯著。日本建築學會(AIJ)之鋼筋混凝土構造計算規準・同解說(2010) [8]中之 19 條牆之算定部分，對含邊界柱之剪力牆之強度評估比無邊界柱之剪力牆更高。在檢討可修復性之短期容許剪應力、檢討安全性之終局強度中，均有將邊界柱之混凝土、橫向箍筋等參數加入評估式中。然而蔡仁傑[6]與林永健[7]之側力位移曲線模型在邊界柱與剪力牆抗側力行為之相互影響部分著墨不多，因此本研究擬將邊界柱納入開孔剪力牆側力位移曲線的考量範圍，將模型進一步修正。除此之外，本研究亦蒐集更多剪力牆實驗[9~16]提供模型大量驗證使用。

現今工程界對於開孔剪力牆、含邊界柱之剪力牆之耐震行為尚不甚了解，在耐震分析上通常將其抗側力貢獻忽略，造成整體耐震能力嚴重低估。因此若能掌握開口牆與含邊界柱之剪力牆，對日後剪力牆之設計、既有建築之耐震評估與補強均有莫大助益。

1.2 研究內容與方法

本研究將先進行文獻回顧，探討美國 ACI 318-14 規範[17]與日本 AIJ 鋼筋混凝土構造計算規準[8]對於開口牆的相關規定，並建議常見豎向構件側力位移曲線建立方式，如剪力牆、柱等。接著介紹蔡仁傑[6]開發、林永健[7]改良之開孔 RC 牆側力位移曲線預測模型。最後進行文獻搜索，介紹供本模型驗證之開口牆、含邊界柱之剪力牆實驗數據。

本研究以蔡仁傑[6]、林永健[7]之側力位移曲線模型為基礎，並進一步修正並提出含邊界柱之開口、無開口剪力牆之側力位移曲線預測方式，將既有模型應用範圍再度擴張。除此之外，也將更豐富的剪力牆實驗資料納入計算，驗證本模型發展之準確性。

本研究將分為五個章節，第一章介紹研究動機與目的、方法與內容；第二章

為文獻回顧，介紹美國 ACI[17]與日本 AIJ[8]對剪力牆、開口剪力牆之相關規範、軟化壓拉桿模型對於剪力牆之應用、常見豎向構件之側力位移曲線以及蔡仁傑[6]、林永健[7]之開口剪力牆側力位移曲線預測模型。再來蒐集可供模型驗證之實驗數據；第三章將針對含邊界柱之開孔牆、無開孔牆實驗數據，討論既有模型之不足之處，並提出修正模型以研擬剪力元素尺寸修正及含邊界柱之剪力牆之分析方式，主要將邊界柱視為有效之耐震元件，併入剪力牆之耐震貢獻之中；第四章將利用實驗數據，對既有模型與新模型做全面性之評估比較與檢討。在此也對於本研究於既有模型之改善，提出評估結果之比較，並說明改善之有效性；第五章為結論與建議，將本研究之研究成果做出結果與討論，並對未來之研究規畫作建議。

第二章 文獻回顧



以下為方便說明，剪力牆與邊界柱之相關尺寸定義如圖 2-1 所示。

2.1 美國混凝土學會 ACI 318-14 [17] 規範

美國 ACI 318-14 規範[17]中將開孔剪力牆依據幾何形狀，劃分為垂直牆段、水平牆段以及牆墩等元素，如圖 2-2。在低矮型剪力牆中，控制開孔牆剪力強度之弱桿件通常為垂直牆段與牆墩，其分類方式如圖 2-3。當牆體高長比小於 2 ($h_w/l_w < 2$)時，可將其分類為牆段，行為與剪力牆相同；而當牆體高長比大於等於 2 ($h_w/l_w \geq 2$)，且其斷面長厚比小於等於 6 ($l_w/t_w \leq 6$)時，可將其分類為牆墩，其行為較接近柱子，應用柱子之設計方式。

美國 ACI 318-14 規範[17]亦要求牆墩上下外緣需配置足夠的水平鋼筋，如圖 2-4，原因為當開孔牆受剪，牆墩產生對角壓力時，上下外緣需依靠足夠的水平拉力平衡對角方向之分力。若有足量水平鋼筋，垂直分量即可由臨近牆段承接，完成節點力平衡的需求。若沒有配制足量水平鋼筋，則容易在幾何不連續面(開口上下外緣)產生破壞。故建議在牆墩上下外緣配置水平鋼筋，以保持牆墩與臨近牆段之連續性。

在剪力牆之剪力強度預測部分，ACI 建議以下式計算之

$$V_n = (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_{hw} f_{yhw}) A_{cv} \quad (2.1)$$

式中， α_c 為混凝土強度貢獻係數(公制)，當牆段高長比大於 2.0， α_c 取 0.53，當牆段高長比小於 1.5， α_c 取 0.8，高長比在 2.0 與 1.5 之間則使用內插法計算 α_c 。若開孔牆之垂直牆段高長比低於開孔牆自身之高長比，則使用開孔牆自身之高長比計算 α_c ； f'_c 為混凝土抗壓強度； ρ_{hw} 為水平牆筋比； f_{yhw} 為水平牆筋之降伏強度； A_{cv} 為沿牆體剪力方向之斷面長度與腹版厚度所圍混凝土斷面之全面積。使用上式計算開孔牆時，可將各垂直牆段之標稱剪力強度相加得到開孔牆之剪力強度。

對於牆墩之剪力強度，ACI 建議可使用柱之剪力強度公式計算如下

$$V_n = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} t_c d_c + \frac{A_{sct} f_{yct} d_c}{s_c} \quad (2.2)$$

式中， N_u 為軸力； A_g 為柱之全斷面； d_c 為柱斷面之有效深度； A_{sct} 為一組柱箍筋之斷面積； f_{yct} 為柱箍筋之降伏強度； s_c 為柱箍筋間距。使用上式計算時，後項不應超過 $2.12\sqrt{f'_c}t_c d_c$ 。

2.2 日本建築學會^[8]鋼筋混凝土構造計算規準

日本建築學會(AIJ)鋼筋混凝土構造計算規準[8]中對剪力牆分別訂出了檢討使用性的長期容許剪力、檢討可修復性的短期容許剪力以及檢討安全性的剪斷終局強度建議公式。其中評估短期容許剪力之其一公式如下

$$V_{n,s} = \Sigma \rho_{hw} t_w l_e f_{yh} + \Sigma t_c d_c (a_c + 0.5 f_{yct} (\rho_{ct} - 0.002)) \quad (2.3)$$

式中， l_e 為牆版之有效長度，兩側有柱的狀況下可取淨長； d_c 為柱的有效深度； a_c 為拘束效果係數，兩側有柱可取 1.5，其他狀況可取 1.0； f_{yct} 為柱箍筋降伏強度； ρ_{ct} 為柱箍筋比。從式子中可看出，文獻將柱子對牆的正向拘束效果、柱箍筋均納入計算，顯示柱確實對剪力牆之剪力強度有貢獻。

而評估剪斷終局強度之經驗公式則如下式

$$V_{n,u}(\text{in } N) = \left[\frac{0.068 \rho_{cl}^{0.23} (f'_c + 18)}{\sqrt{\frac{M_u}{V_u l_w}} + 0.12} + 0.85 \sqrt{\rho_{hw} f_{yh}} + 0.1 \frac{N_u}{t_e d_w} \right] t_e d_w \quad (2.4)$$

式中，力、長度之單位分別為 N, mm ； ρ_{cl} 為柱縱向鋼筋比，單位為%； M_u 、 V_u 分別為剪力牆臨界斷面之作用彎矩與作用剪力； d_w 為牆版之有效深度； t_e 為將 I 形牆斷面換算為等面積等長度之矩形斷面時之厚度。從式中可看出，文獻[8]將邊界柱部分之混凝土、邊界柱主筋均納入計算。

綜合以上所述，含邊界柱之剪力牆其邊界柱對牆版之剪力強度確有貢獻。除了柱主筋、箍筋、混凝土之外，本身也能對牆版提供拘束的效果。因此本研究擬加入邊界柱之抗剪貢獻並量化之。

在開孔牆部分，AIJ 規範建議將無開孔牆之剪力強度乘上開孔減低率 r 來計算開孔牆之剪力強度。開孔減低率計算方式如下式。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad (2.5)$$



其中，反映開孔長度之減低率 r_1 如下式

$$r_1 = 1 - 1.1 \times \frac{l_{0\rho}}{l_w} \quad (2.6)$$

上式中， $l_{0\rho}$ 為開孔之合計投影長，如圖 2-5 所示。

反映開孔面積之減低率 r_2 如下式

$$r_2 = 1 - 1.1 \times \sqrt{\frac{h_{0\rho} l_{0\rho}}{h_w l_w}} \quad (2.7)$$

上式中， $h_{0\rho}$ 為開孔之合計投影高，如圖 2-5 所示； h_w 在此為牆之淨高再加上頂梁之高度。

r_3 為反映上下樓層交互影響以及開孔上下破壞之減低率，因此若開孔上下不容易發生破壞之情形(如上下有施力梁與基礎)，建議可取 $r_3 = 1$ 。本研究蒐集之試體與模型基本假設(後述)均屬此種情形，因此在此均取 $r_3 = 1$ 。

在計算開孔減低率時，若雙邊有柱之剪力牆 r_2 小於 0.6；或單側有柱、無柱之剪力牆 r_2 小於 0.7，則不適用開孔減低率來計算開孔牆之剪力強度。

2.3 軟化壓拉桿模型(Soften Strut-and-Tie Model, SST)

在鋼筋混凝土構件中，支承以及加載處會形成應力干擾區，斷面尺寸或形狀改變處則形成幾何不連續區，取應力干擾 (Disturbed) 以及幾何不連續 (Discontinuous) 兩者之英文首字，可將這兩種區域統稱為 D 區域。D 區域內部會產生應力束縮現象，造成內部應力分布不均勻。D 區域常見的破壞模式為剪壓破壞，即剪力以混凝土壓桿方式傳遞，直到端部混凝土擠碎。Hwang and Lee[18,19] 對於此種破壞模式提出 D 區域剪力強度預測模型：軟化壓拉桿模型。該模型中 D 區域的強度主要由對角壓桿端部之承壓面強度決定，而此承壓面的壓力主要來自下列三種傳力機制。

D 區域無配置任何剪力鋼筋時，如圖 2-6(a)所示，構件需傳遞之水平剪力 V_h 與垂直剪力 V_v 只能由對角混凝土壓桿傳遞。此種傳力機制稱為對角機制。

D 區域僅配置水平剪力鋼筋時，如圖 2-6(b)所示。水平剪力鋼筋的配置提供

了新的傳力路徑，剪力可經由較平緩的混凝土次壓桿傳遞至鋼筋右端後，經由水平剪力鋼筋提供的拉桿力重新傳遞至左端，最後再次以平緩的壓桿傳遞至承壓面。此種以水平剪力鋼筋傳遞剪力的機制稱為水平機制。

D 區域僅配置垂直剪力鋼筋時，如圖 2- 6(c)所示。垂直剪力鋼筋的配置提供了新的傳力路徑，剪力可經由較陡峭的混凝土次壓桿傳遞至鋼筋下端後，經由垂直剪力鋼筋提供的拉桿力重新傳遞至上端，最後再次以陡峭的壓桿傳遞至承壓面。此種以垂直剪力鋼筋傳遞剪力的機制稱為垂直機制。

一般 D 區域均配置水平、垂直剪力鋼筋，因此為對角、水平、垂直三種機制以並聯的方式傳遞剪力，如圖 2- 6(d)所示。D 區域中配置雙向的鋼筋，能提供額外的傳力路徑，帶動更多混凝土參與應力傳遞。在抗壓面上，額外傳力路徑產生之次壓桿也能分散該處所受之壓力，提升 D 區域的剪力強度。

另外，該模型考慮到混凝土壓桿承壓產生裂縫後降低混凝土抗壓品質的現象，即軟化效應，加上 D 區域以混凝土壓桿及鋼筋拉桿傳遞剪力的機制，因此模型命名為軟化壓拉桿模型。

2.3.1 Hwang and Lee ^[21]軟化壓拉桿模型精算法

軟化壓拉桿精算法(以下簡稱精算法)之分析流程，如圖 2- 7 所示。精算法建立在力平衡、材料組成率與應變諧和三者之關係下，因此軟化壓拉桿精算法為符合力學原理的解析解。

力平衡部分，該模型將 D 區域簡化為一桁架系統，圖 2- 6(d)為軟化壓拉桿傳力機制，其中共有 9 個壓桿、2 個拉桿以及 3 個未知力，亦即 14 個未知數。桁架中的 6 個節點可提供 12 條力平衡方程式，因此此桁架為 2 度靜不定，欲對其求解尚須兩條方程式之限制。Schäfer[20]以有限元素法分析後，對不同傳力機制間之勁度予以定義，增加水平機制、垂直機制與對角機制之分力比例式，因此圖 2- 6(d)中之桁架即可以靜定方式求解，水平、垂直拉桿與對角壓桿之受力狀況均可得知。

如圖 2- 9，一剪力元素自外力平衡中可得下式

$$C_d = \frac{V_h}{\cos\theta} = \frac{V_v}{\sin\theta} \quad (2.8)$$

式中之 C_d 為對角剪力強度； V_h 為水平剪力； V_v 為垂直剪力； θ 為剪力元素之對角連線與水平軸之夾角。內力平衡部分，對角剪力強度由對角壓桿力 D 、水平拉桿力 F_h 、垂直拉桿力 F_v 所提供，如下式

$$C_d = -D + \frac{F_h}{\cos\theta} + \frac{F_v}{\sin\theta} \quad (2.9)$$

關於此三機制的分力比例，Schäfer[20]提出水平機制與對角機制分力比例式如下式

$$\gamma_h = \frac{2\tan\theta - 1}{3} \quad 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (2.10)$$

式中， γ_h 為僅有水平機制與對角機制傳遞剪力時，水平機制的分力比例。當 $\tan\theta \geq 2$ 時，剪力元素太高，剪力均由水平鋼筋傳遞，即 $\gamma_h = 1$ 。反之若 $\tan\theta \leq 0.5$ 時，剪力元素太扁，剪力均由對角機制傳遞，即 $\gamma_h = 0$ 。而垂直機制與對角機制分力比例式如下式[18]

$$\gamma_v = \frac{2\cot\theta - 1}{3} \quad 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (2.11)$$

式中， γ_v 為僅有垂直機制與對角機制傳遞剪力時，垂直機制的分力比例。當 $\cot\theta \geq 2$ 時，剪力元素太扁，剪力均由垂直機制傳遞，即 $\gamma_v = 1$ 。反之若 $\cot\theta \leq 0.5$ 時，剪力元素太高，剪力均由對角機制傳遞，即 $\gamma_v = 0$ 。而當對角機制、水平機制、垂直機制以並聯方式共同傳遞剪力時，三者之傳力比例 R_d 、 R_h 、 R_v 可經由式(2.10)、式(2.11)整理而得，如下式[21]

$$R_d = \frac{(1 - \gamma_h)(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h\gamma_v} \quad (2.12a)$$

$$R_h = \frac{\gamma_h(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h\gamma_v} \quad (2.12b)$$

$$R_v = \frac{\gamma_v(1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h\gamma_v} \quad (2.12c)$$

因此對角壓桿力、水平拉桿力、垂直壓桿力可以對角剪力強度與傳力比例計算如下式

$$-D = R_d C_d \quad (2.13a)$$

$$F_h = R_h C_d \cos\theta \quad (2.13b)$$

$$F_v = R_v C_d \sin\theta \quad (2.13c)$$

由此式，假設一對角剪力強度 C_d 後，可計算混凝土壓桿與鋼筋拉桿之受力狀況，其中應注意若內力分配後造成鋼筋降伏，則超過降伏應力之多餘應力應按照式(2.12)之分配比例進行內力再分配，或使用圖 2-8 之流程，以吻合模型中的假設。

材料組成率部分採用了 Zhang and Hsu[22]之建議，計算開裂混凝土軟化係數 ζ 如下式，在模型中仍須以試誤法方式求得開裂混凝土軟化係數 ζ 。

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c(MPa)}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (2.14)$$

式中， ε_r 為剪力元素內之主拉應變。

由圖 2-10 所示，承壓面上承受了對角混凝土壓桿、水平機制傳遞的緩次壓桿、垂直機制傳遞的陡次壓桿。經三角函數計算後，承壓面之壓力可以下式表示

$$-\sigma_d = \frac{1}{A_{str}} \left[-D + \frac{F_h}{\cos\theta} \left(1 - \frac{\sin^2\theta}{2} \right) + \frac{F_v}{\sin\theta} \left(1 - \frac{\cos^2\theta}{2} \right) \right] \quad (2.15)$$

式中， σ_d 為承壓面正向應力； A_{str} 為承壓面面積。對角壓桿在其端部承壓面正向應力達到軟化後之混凝土強度時發生擠碎，意即強度發生時可如下式

$$-\sigma_{d,max} = \zeta f'_c \quad (2.16)$$

由上式，與式(2.14)，可計算出強度發生時之第一個主拉應變 $\varepsilon_{r,1}$ ，後將以此值試誤。

應變諧和方面，軟化壓拉桿模型遵守二維之應變諧和，意即剪力元素內主拉應變 ε_r 、剪力元素內主壓應變 ε_d 、垂直向平均拉應變 ε_v 、水平向平均拉應變 ε_h 均須符合應變諧和條件。

強度發生時之主壓應變 ε_d 即混凝土軟化後之極限應變，如下式

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_o \quad (2.17)$$

式中， ε_o 為混凝土圓柱試體之抗壓強度發生時對應之應變，本模型採用 Foster and Gilbert[23]建議之混凝土應力應變曲線如下式

$$\varepsilon_o = 0.002 + 0.001 \frac{f'_c (MPa) - 20}{80} \quad (2.18)$$

平均拉應變方面，假設剪力元素斷面中鋼筋與混凝土平面維持平面，則平均拉應變可以鋼筋拉應變計算之，如下式

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{sh} E_s} \quad (2.19a)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{A_{sv} E_s} \quad (2.19b)$$

式中， E_s 為鋼筋之彈性模數。因此，根據變形諧和律，任一組互相垂直方向之兩應變總和應守恆，如圖 2-11，可求得第二組個主拉應變 $\varepsilon_{r,2}$ 如下式

$$\varepsilon_{r,2} = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d \quad (2.20)$$

此時，應檢查前後計算之主拉應變($\varepsilon_{r,1}$ 、 $\varepsilon_{r,2}$)是否相同，若不同，則表示當初假設之對角剪力強度 C_d 不正確，需假設一新值重新進行試誤。

軟化壓拉桿精算法詳細之理論與實驗驗證可參考文獻[18, 19, 24-26]。

2.3.2 蔡仁傑^[6]軟化壓拉桿模型幾何簡算法

由於精算法分析流程繁瑣複雜，需要以試誤法進行大量計算，除 Hwang and Lee[21]曾提出代數簡算法外，蔡仁傑[6]提出更簡明之幾何簡算法，可避免繁瑣計算及試誤法，適合工程師使用。

當 D 區域受剪力，其對角壓桿端部承壓面發生混凝土擠碎，即為剪壓破壞，此時 D 區域若有配置水平及垂直鋼筋，將增加額外之傳力路徑，形成次壓桿，帶動更多混凝土參與抗剪，因此提升 D 區域之剪力強度。為評估拉桿增加之強度效益，定義壓拉桿指標 K 為對角壓力 C_d 與承壓面有效正向力之比值，如下

$$K = \frac{C_d}{-\sigma_{d,max} \times A_{str}} \quad (2.21)$$

將上式中之分子與分母以式(2.9)與式(2.15)代換並整理之，可得下式

$$K = \frac{-D + \frac{F_h}{\cos\theta} + \frac{F_v}{\sin\theta}}{-D + \frac{F_h}{\cos\theta} \left(1 - \frac{\sin^2\theta}{2}\right) + \frac{F_v}{\sin\theta} \left(1 - \frac{\cos^2\theta}{2}\right)} \quad (2.22)$$

由上式可發現，當 D 區域以純混凝土抗剪時， $F_h = F_v = 0$ ，因此 $K = 1$ ，亦即沒

有提升額外的抗剪強度效果。但當 D 區域配置鋼筋，上式之分母恆小於等於分子，因此 $K \geq 1$ ，亦即提供額外的抗剪效果。當承壓面壓力達軟化後的混凝土抗壓強度，造成壓桿擠碎時，即式(2.16)之狀況，可將式(2.21)寫為下式

$$C_d = K\zeta f'_c A_{str} \quad (2.23)$$

蔡仁傑[6]即將式(2.23)中的 K 值以幾何圖形近似的方法進行簡化，並以三個式子來計算壓拉桿指標 K ，如下

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (2.24a)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2.24b)$$

$$B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2.24c)$$

式(2.24)中，蔡仁傑以正切、餘切函數相加來近似 K 值之曲線；以函數 A 來控制曲線張開與閉合的程度；以函數 B 來控制 K 值曲線在垂直軸之最小截距值。而式中之鋼筋比 ρ 與 f_y 則視剪力元素角度決定如下

$$\theta \geq 45^\circ; \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (2.25a)$$

$$\theta < 45^\circ; \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (2.25b)$$

當剪力元素角度 θ 大於 45 度時，水平鋼筋較有效；反之剪力元素角度 θ 小於 45 度時，垂直鋼筋較有效。

蔡仁傑之幾何簡算法相較於軟化壓拉桿精算法相比，可明顯觀察到材料性質與鋼筋配置狀況對壓拉桿指標之影響，頗具物理意義。在計算上也省去了反覆迭代的過程，僅需依照圖 2-12 之流程將幾何、材料性質依序計算即可得到 D 區域之剪力強度，非常方便工程師運用，因此本研究將其納入單一 D 區域桿件之強度計算中。

2.4 豎向構件之側力位移曲線

以下將分節說明本研究可處理之豎向構件之側力位移曲線建立方式。關於各豎向構件之變形方式，本研究建議無開孔剪力牆以單曲率方式變形，開孔牆中之垂直牆段、牆墩等上下有水平牆段束制之豎向構件則以雙曲率方式變形。由於無

開孔剪力牆上方僅有施力梁施加水平力，無法提供束制，較似自由端，因此偏向單曲率變形。而垂直牆段、牆墩等上下有勁度較高之水平牆段束制，較似固定端，因此偏向雙曲率變形。



(以下出現之公式，力—長度單位為 $kgf - cm$)

2.4.1 側力構件之分類依據

本研究模型可處理柱以及剪力牆兩種抗側力構件，具體分類方式如表 2-1 所示。其中，各個構件之側力位移曲線均採用校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[27]之建議。以下將逐個說明各構件側力位移曲線計算方式。

2.4.2 剪力牆之側力位移曲線

剪力牆一般有較高之撓曲強度，因此為剪力破壞主控居多。剪力牆之側力位移曲線由開裂點、強度點及崩塌點構成。如圖 2-13 所示。

2.4.2.1 剪力牆之開裂點

開裂點強度(V_{cr})可由下式計算：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d_w + \frac{N_u d_w}{4l_w} \quad (2.26a)$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5l_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] t_w d \quad (2.26b)$$

其中 d_w 為剪力牆最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離(可取 $d_w = 0.8l_w$)； N_u 為軸力，軸壓力為正、軸拉力為負； M_u/V_u 於單曲率變形時可取 h_w ，於雙曲率變形時則取 $h_w/2$ 。

開裂點強度取式(2.26a)與式(2.26b)中之較小值。而當 $M_u/V_u < l_w/2$ 時，則式(2.26b)不適用，僅採式(2.26a)計算。

開裂點位移(δ_{cr})為剪力位移($\delta_{cr,v}$)、撓曲位移($\delta_{cr,f}$)、滑移位移($\delta_{cr,slip}$)之總和。

開裂點之剪力位移因為剪力牆尚未開裂，可使用材料力學之公式計算，如下式。

$$\delta_{cr,v} = \frac{V_{cr}h_w}{0.4E_c l_w t_w} \quad (2.27)$$

式中， E_c 為混凝土之彈性模數。

開裂點之撓曲位移在雙曲率變形下之計算公式如下式。

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12(E_c I_{eff})} V_{cr} \quad (2.28)$$

式中， I_{eff} 為斷面之有效慣性矩，根據軸力大小、側力大小以及面積二次矩 I_g 決定，如表 2- 2 計算之。單曲率變形者則將上式中分母之 12 改為 3 進行計算。

評估開裂點之滑移位移時，由於剪力牆之縱向鋼筋不易降伏，因此假設開裂點之滑移位移由降伏強度發生時之滑移位移線性內插而得，如下式。

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} \quad (2.29)$$

式中， V_y 與 $\delta_{y,slip}$ 分別為剪力牆受拉側縱向鋼筋降伏時對應之側力以及滑移位移， V_y 在單曲率變形時取 M_y/h_w ，雙曲率變形時則取 $2M_y/h_w$ ，其中 M_y 為斷面受拉側縱向鋼筋降伏時對應之降伏彎矩，可由斷面分析而得； $\delta_{y,slip}$ 則可由下式計算。

$$\delta_{y,slip} = \frac{d_b f_y^2 h_w}{8u E_s (d - a_w)} \quad (2.30)$$

式中， d_b 為受拉側最外層縱向鋼筋之標稱直徑， f_y 則為其降伏強度； u 為縱向鋼筋之握裹強度，可取 $u = 3.2\sqrt{f'_c}$ ； E_s 為鋼筋之彈性模數； a_w 為剪力牆之彈性壓力區深度，可使用 Paulay and Priestley[28]於柱構件建議之簡易公式如下。

$$a_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c l_w t_w}\right) l_w \quad (2.31)$$

故開裂點位移(δ_{cr})如下式。

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,v} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} \quad (2.32)$$

2.4.2.2 剪力牆之強度點

剪力牆之破壞方式為對角壓桿端部混凝土擠碎，因此可使用軟化壓拉桿模型評估其剪力強度，強度點之強度(V_n)如下式計算。

$$V_n = C_d \cos\theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos\theta \quad (2.33)$$

式中，壓拉桿指標 K 與混凝土軟化係數 ζ 可以圖 2- 12 之方式計算； A_{str} 為對角壓



桿端部之有效承壓面積，對剪力牆而言可取 $A_{str} = a_w \times t_w$ ； θ 為剪力元素壓桿方向與水平方向之夾角，可由下式決定之

$$\text{雙曲率變形者：}\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{l_w - \frac{2}{3}a_w}\right) \quad (2.34a)$$

$$\text{單曲率變形者：}\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{1}{3}a_w}\right) \quad (2.34b)$$

強度點位移(δ_n)為剪力位移($\delta_{n,v}$)、撓曲位移($\delta_{n,f}$)、滑移位移($\delta_{n,slip}$)之總和。

強度點之剪力位移($\delta_{n,v}$)如下式。

$$\delta_{n,v} = \gamma_{vh} \times h_w \quad (2.35)$$

式中， γ_{vh} 為剪力牆版中平均剪應變，可以 $\gamma_{vh} = 0.006 \sin 2\theta$ 計算之。

強度點之撓曲位移($\delta_{n,f}$)在雙曲率變形下之計算公式如下式。

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12(E_c I_{eff})} V_n \quad (2.36)$$

式中之斷面慣性矩因剪力牆已開裂而折予以折減。單曲率變形者則將上式中分母之 12 改為 3 進行計算。

評估強度點之滑移位移時($\delta_{n,slip}$)，剪力強度 V_n 雖可能會比降伏強度 V_y 略高，但由於剪力牆之強度點位移中滑移位移之貢獻不多，因此仍以降伏時之滑移位移外插而得，如下式。

$$\delta_{n,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_n}{V_y} \quad (2.37)$$

故強度點位移(δ_n)如下式。

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} \quad (2.38)$$

2.4.2.3 剪力牆之崩塌點

剪力牆崩塌點之強度與位移，與軸力有關，如表 2-3 計算之，表中， A_s 、 A_s' 分別為垂直牆筋之拉力筋與壓力筋。

2.4.3 撓剪破壞柱之側力位移曲線

撓剪破壞柱包括表 2-1 中的撓剪破壞中長柱與撓剪破壞極短柱，這些構件



的撓曲強度較剪力強度低，因此多是先發生撓曲破壞，再發生剪力破壞。其側力位移曲線如圖 2- 14 所示，其由降伏點、撓曲強度點、剪力強度點、軸向破壞點所組成。

2.4.3.1 撓剪破壞柱之降伏點

雙曲率柱之降伏點強度(V_y)可由下式計算之

$$V_y = \frac{2M_y}{h_c} \quad (2.39)$$

式中，單曲率變形者則將上式中分子之 2 改為 1 進行計算。

雙曲率柱之降伏點位移(δ_y)可由材料力學公式推導如下

$$\delta_y = \frac{h_c^3}{12(E_c I_{eff})} V_y \quad (2.40)$$

單曲率變形者則將上式中分母之 12 改為 3 進行計算。

2.4.3.2 撓剪破壞柱之撓曲強度點

雙曲率柱之撓曲強度點強度(V_b)可由下式計算之

$$V_b = \frac{2M_b}{h_c} \quad (2.41)$$

其中， M_b 為柱斷面之撓曲強度，可以斷面分析而得；單曲率變形者則將上式中分子之 2 改為 1 進行計算。

雙曲率柱之撓曲強度點位移(δ_b)可由材料力學公式推導如下

$$\delta_b = \frac{h_c^3}{12(E_c I_{eff})} V_b \quad (2.42)$$

式中之斷面慣性矩因柱已開裂而折予以折減。單曲率變形者則將上式中分母之 12 改為 3 進行計算。

2.4.3.3 撓剪破壞柱之撓剪強度點

撓剪破壞柱在位移逐漸增加，剪力強度衰減至撓曲強度以下後即發生撓剪破壞。其強度與撓曲強度點之強度相同，即 V_b 。

撓剪強度點之位移(δ_s)可由下式計算[29]

$$\delta_s = h_c \left(\frac{3}{100} + 4\rho_{ct} - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{N_u}{A_g f'_c} \right) \geq \frac{h_c}{100} \quad (2.43)$$



式中， $v_m = V_b/t_c d_c$ 為剪應力，取 $d_c = 0.8l_c$ 。

2.4.3.4 撓剪破壞柱之軸向破壞點

撓剪破壞柱在發生撓剪破壞後，隨位移增加，側力逐漸下降，直到剪力強度下降到零，同時發生軸向破壞。

軸向破壞點之位移(δ_a)可由下式計算[30]

$$\delta_a = \frac{4h_c}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta'}{\tan \theta' + N_u \frac{s_c}{\kappa' A_{sct} f_{yct} d_{cc} \tan \theta'}} \quad (2.44)$$

式中， d_{cc} 為柱核心混凝土深度，由箍筋中心至中心計算之； θ' 為柱剪力裂縫與水平的夾角，一般可取 65 度，但不可超過 $\tan^{-1}(h_c/l_c)$ ； κ' 為 90 度彎鉤折減係數，其隨韌性比 μ 增加而減少，如下式

$$\kappa' = \begin{cases} 1.0 & \mu \leq 2 \\ 1.15 - 0.075\mu & 2 < \mu < 6 \\ 0.7 & 6 \leq \mu \end{cases} \quad (2.45)$$

其中韌性比 $\mu = \delta_s/\delta_y$ 。

2.4.4 剪力破壞柱之側力位移曲線

剪力破壞柱包括表 2- 1 中之剪力破壞主控之中長柱與剪力破壞主控之極短柱兩種。其側力位移曲線與剪力牆類似，如圖 2- 15 所示。由於開裂點之計算完全相同，因此僅說明強度點、崩塌點之計算方式。

2.4.4.1 剪力破壞柱之強度點

剪力破壞主控之極短柱之剪力強度多由 D 區域剪壓破壞主控，因此強度點與剪力牆之強度點計算方式完全相同，如 2.4.2.2 剪力牆之強度點。

剪力破壞主控之中長柱則不為單一 D 區域，為 D-B-D 區域組成之構件，因此強度點之強度(V_n)改以 ASCE[31]之規定計算之，如下式：

$$V_n = \kappa' \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s_c} + \kappa' \left(\frac{1.6\sqrt{f'_c}}{M_u/V_u d_c} \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g \quad (2.46)$$

式中， $M_u/V_u d_c$ 之值介於 2 到 4 之間； κ' 為 90 度彎鉤折減係數，由於剪力破壞韌性較差，因此可取 $\kappa' = 1$

剪力破壞主控之中長柱強度點之位移與剪力牆者計算方式相同，如 2.4.2.2 剪力牆之強度點。

2.4.4.2 剪力破壞柱之崩塌點

剪力破壞柱之崩塌點強度為零，而其位移(δ_a)可由下式評估

$$\delta_a = \delta_n + r h_c \quad (2.47)$$

其中， r 為非線性轉角位移係數，由軸力比與橫向箍筋比決定，如圖 2-16 計算。

2.5 蔡仁傑^[6]之開孔 RC 牆側力位移曲線分析模型

蔡仁傑[6]在其碩士論文中提出了一個以幾何條件與彈簧串並聯為基礎的開孔 RC 牆側力位移曲線預測模型，其能以力學原理有效模擬開孔牆抗剪行為。此模型適用範圍如下：

- 開口對牆版造成明顯之傳遞水平剪力弱區，且該弱區由豎向構件所填滿。如圖 2-2 所示，開口對牆版造成之明顯軟弱區，是開口左右的垂直牆段、牆墩與柱等豎向構件。
- 每一豎向構件均有其專屬之傳力路徑，傳力路徑上若出現多於一個豎向構件則不適用。
- 開口形狀需為矩形

其模型分析尺度範圍為垂直向自側力施加中心至基礎、水平向自邊界柱外緣置外緣。以下將詳細介紹之。

註：本研究之分析尺度範圍在垂直向採用工程界慣例之淨牆高。

2.5.1 開孔牆之強度關鍵桿件

考慮一含窗型開口之開孔牆，如圖 2-2 所示，依據幾何不連續性可將其劃分為橫向構件的水平牆段、以及豎向構件的垂直牆段、牆墩。其中三種構件應屬水平牆段之抗剪強度最高，垂直牆段次之，牆墩最低。因此假設豎向構件為控制開孔牆剪力破壞行為之關鍵桿件，意即開孔牆之側力位移行為取決於關鍵桿件之側力位移行為。而水平牆段等橫向構件，剪力強度與勁度均較高，因此假設其為剛體，不參與開孔牆之剪力開裂、破壞、崩塌等行為。



2.5.2 開孔牆之關鍵桿件選取方式與傳力路徑建立

蔡仁傑[6]建議按照幾何不連續性劃分開孔牆之關鍵桿件，而為避免關鍵桿件過於低矮，其壓桿與水平線角度過低將高估壓桿強度。因此若關鍵桿件高長比小於 0.5，則將其高長比調整為 0.5。而調整方向則視關鍵桿件對角壓桿兩端之束制條件決定，向較弱之方向調整高度。如圖 2- 17(a)所示，依照幾何不連續性劃分後，開口左方之關鍵桿件高長比低於 0.5，需要調整。觀察關鍵桿件之對角壓桿方向，左上方較無束制，而右下方則有水平牆段提供束制，因此將高度向上調整使高長比等於 0.5。又如圖 2- 17(c)所示之中央關鍵桿件，由於基礎較上方梁提供較良好束制，因此應將高度向上方調整至高長比等於 0.5。

由於一般垂直牆段均有上下方水平牆段提供束制，因此假設其為雙曲率變形。而無開孔剪力牆上方為施力梁，下方為基礎，一般假設為單曲率變形。軸力分配部分則按照開孔處之各牆版部分斷面積大小將總軸力平均分配。

決定關鍵桿件之尺寸後，可以按照表 2- 1 提供之分類方法區分關鍵桿件屬於何種豎向構件，並利用 2.4 豎向構件之側力位移曲線之建議，建立關鍵桿件之側力位移曲線。

決定關鍵桿件之尺寸後，也可進一步以幾何條件決定傳力路徑。如圖 2- 18 所示，兩關鍵桿件分別各自與上方、下方之水平牆段形成傳力路徑 124 與 134。

2.5.3 剪力元素勁度

當各個剪力元素之側力位移曲線明確定義後，需要定義各個桿件之間的相對勁度比來預測整片開孔牆之側力位移關係。由於剪力牆多為剪力破壞，因此取剪力勁度做為剪力元素的勁度指標。

由材料力學，剪應力 v 與剪應變 γ 之關係如下式

$$v = G\gamma \quad (2.48)$$

式中， G 為剪力模數。牆段之剪力位移應為剪應變乘上牆段高度($\delta = \gamma \times h_w$)，則式(2.48)可改寫為下式

$$v = \frac{V}{l_w t_w} = G \times \frac{\delta}{h_w} \quad (2.49)$$

而牆之剪力勁度(k)應為剪力(V)與側位移(δ)之比值。

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{G t_w l_w}{h_w} \propto \frac{t_w l_w}{h_w} \quad (2.50)$$

由於 RC 開孔牆之剪力模數為一定值，因此各剪力元素之相對剪力勁度可由 $t_w l_w / h_w$ 決定。

2.5.4 傳力路徑之勁度

蔡仁傑[6]提出以彈簧串、並聯之方式來模擬開孔牆之相對剪力勁度。建議將傳力路徑上的各剪力元素之勁度串聯後，即為該傳力路徑之相對剪力勁度；接著將各傳力路徑之勁度並聯，即可得到開孔牆系統之相對剪力勁度。因此如圖 2-18 所示，系統勁度可畫成彈簧串並聯之型式，如圖 2-19。根據彈簧勁度串聯法則，圖 2-19 中路徑 124 之剪力勁度(k_{124})、路徑 134 之剪力勁度(k_{134})可如下式

$$k_{124} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_4}} \quad (2.51a)$$

$$k_{134} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4}} \quad (2.51b)$$

而根據彈簧並聯法則，圖 2-18 之開孔牆系統勁度 K_w 可如下式

$$K_w = k_{124} + k_{134} \quad (2.52)$$

此處理方式，對於剪力元素與傳力路徑的相對勁度、路徑之間的相對勁度、開口對系統之勁度折減率均能有明確之定義。

2.5.5 開孔牆側力位移曲線之建立

各個傳力路徑中的相對勁度關係以及關鍵桿件之側力位移曲線均明確定義後，即可建立傳力路徑之側力位移曲線。假設水平牆段為剛性，不參與路徑之開裂、剪力破壞與倒塌行為，則可以關鍵桿件之側力位移曲線為基礎，根據路徑上各剪力元素之相對勁度比，將關鍵桿件之位移外插為傳力路徑之位移。

假設 k_{seg} 為關鍵桿件之勁度，而 k_{path} 則為該關鍵桿件隸屬之傳力路徑之勁度。則傳力路徑自基礎到頂端之位移(δ_{path})可寫為關鍵桿件側位移(δ_{seg})乘上勁度比值。而由於傳力路徑與關鍵桿件為串聯關係，受力相同，因此側力不需改變。綜上所述，可將關鍵桿件與傳力路徑之側力位移曲線轉換關係寫為下式

$$\delta_{path} = \delta_{seg} \times \frac{k_{seg}}{k_{path}} \quad (2.53a)$$

$$V_{path} = V_{seg} \quad (2.53b)$$

如此以來，可將關鍵桿件頂端至底部之側力位移曲線，放大為開孔牆(部分)頂端至底部之側力位移曲線，如圖 2- 20 所示。

最後，當各傳力路徑自基礎到頂端之側力位移曲線均已建立，由並聯關係，可將各側力位移曲線中每個位移對應之側力點直接疊加，如圖 2- 21 所示。或以下式表達之

$$V = \Sigma V_{path,i} \quad (2.54a)$$

$$\delta = \delta_{path,i} \quad (2.54b)$$

式中， V 與 $V_{path,i}$ 分別為開孔牆系統與第 i 個傳力路徑之側力； δ 與 $\delta_{path,i}$ 分別為開孔牆系統與第 i 個傳力路徑之位移。

蔡仁傑[6]之開孔牆側力位移曲線預測模型之流程圖如圖 2- 22 所示。此模型能有效地模擬開孔牆受剪行為，對於開孔牆之側力位移曲線預測能有不錯的結果，其對於杜昱石[4]系列試體之預測結果如圖 2- 23 所示。

2.6 林永健^[7]之開孔 RC 牆側力位移曲線修正模型

蔡仁傑[6]以幾何不連續性劃分關鍵桿件，雖然簡單，但從實驗裂縫發現，主要裂縫走向並不單純以幾何不連續性決定，如圖 2- 24 所示。因此會高估開孔牆之實際強度且低估其位移。顯示該尺寸決定法造成關鍵桿件高長比過小。因此林永健[7]提出檢討關鍵桿件尺寸之修正模型，檢討垂直牆段發展出對角壓桿強度時，桿端節點是否能達成水平、垂直方向之力平衡，藉以調整關鍵桿件尺寸與側力位移曲線。



2.6.1 節點水平力平衡檢討

考慮如圖 2- 25 之開孔牆，位於兩開孔之間的關鍵桿件一，以對角壓桿之型式將力量自上方水平牆段傳遞至下方之水平牆段。其壓桿兩端點均有水平牆段能提供混凝土壓力，因此力平衡狀態應可達成。而位於開口左方之關鍵桿件二，觀察其對角壓桿兩端，右下節點由於有水平牆段提供混凝土壓力，應可滿足水平力平衡條件；左上節點鄰近邊緣，因此僅能依靠水平牆筋或是水平補強筋等提供水平拉力。若是劃分之垂直牆段較為扁平，如圖 2- 26，其對角壓桿強度之水平分量較高，若節點附近無配置足夠之水平鋼筋，則可能無法達成水平力平衡條件。為滿足節點水平力平衡，林永健[7]建議調整關鍵桿件之高度，降低其水平剪力強度，同時也增加水平鋼筋拉力，直到兩者相同達成節點水平力平衡時，關鍵桿件之高度也一同確定。

關鍵桿件高度調整之方向，與蔡仁傑模型之高度調整方式相同，應往束制較差之方向調整。如圖 2- 26 開孔左方之關鍵桿件，由於左上節點僅由鋼筋提供拉力，右下節點則由水平牆段提供混凝土壓力，應屬右下節點束制較好，水平支承較為可靠，因此向上方調整高度。

林永健[7]建議以定量分析之方式，檢討節點水平力平衡。關鍵桿件之對角壓桿強度為水平力平衡之需求(Demand)，而混凝土與鋼筋配置所提供之支持力則為容量(Capacity)。調整關鍵桿件之高度，直到其節點水平力之容量 \geq 需求時，力平衡即達成。

2.6.1.1 節點力平衡之水平需求

如圖 2- 27 所示，關鍵桿件端部節點力平衡之水平需求，為對角壓桿強度 C_d 之水平分量，如下式。

$$\text{Horizontal Demand} = C_d \cos\theta \quad (2.55)$$

式中， C_d 可以軟化壓拉桿模型評估； θ 為對角壓桿與水平線之夾角。

2.6.1.2 節點力平衡之水平容量

節點力平衡之水平容量，為水平鋼筋之拉力貢獻，其來自以下兩項。



①. 水平牆筋

水平牆筋之拉力貢獻如圖 2- 28 所示，是以節點所處之關鍵桿件臨界斷面上、下各取 $h_w/2$ 範圍內之水平牆筋計算，但不計入開口高度 h_o 之內之水平牆筋。故水平牆筋之拉力貢獻 T_{hw} 可表如下式。

$$T_{hw} = A_{shw}f_{yhw} \frac{\min(h_w, 1.5h_w - h_o)}{s_{hw}} \quad (2. 56)$$

式中， A_{shw} 為牆筋間距 s_{hw} 內之水平牆筋總斷面積。

②. 水平補強筋

開口附近之水平補強筋亦能提供拉力貢獻，如下式。

$$T_{he} = A_{she}f_{yhe} \quad (2. 57)$$

式中， T_{he} 為開口附近之水平補強筋提供之拉力貢獻； A_{she} 為水平補強筋之總斷面積； f_{yhe} 為水平補強筋之降伏強度。

開口附近配置之水平補強筋必須滿足以下配筋細節，否則不計入其拉力貢獻

- i. 水平補強筋於邊緣側需以 90 度或 180 度彎鉤錨定於斷面上或立面上，如圖 2- 29(a)、(b)所示。
- ii. 水平補強筋須於開孔側延伸至少 l_d ， l_d 為伸展長度，如圖 2- 29(c)所示。

綜合以上，節點力平衡之水平容量為式、式之加總，如下式

$$\text{Horizontal Capacity} = A_{shw}f_{yhw} \frac{\min(h_w, 1.5h_w - h_o)}{s_{hw}} + A_{she}f_{yhe} \quad (2. 58)$$

2.6.1.3 垂直牆段之高度調整

關鍵桿件以幾何不連續之方式劃分後，若節點拉力不足以達到水平力平衡，即水平容量小於水平需求時，即需調整關鍵桿件高度，直到其滿足下式

$$\begin{aligned} \text{Horizontal Capacity} &\geq \text{Horizontal Demand} \\ A_{shw}f_{yhw} \frac{\min(h_w, 1.5h_w - h_o)}{s_{hw}} + A_{she}f_{yhe} &\geq C_d \cos\theta \end{aligned} \quad (2. 59)$$

觀察上式，當關鍵桿件較扁平時， h_w 較小，因此水平容量較小；而水平需求則因 $\cos\theta$ 而較大，調整 h_w 可使水平容量增加，水平需求降低，達到式(2. 59)之平

衡狀態。此時之 h_w 即為關鍵桿件修正後之高度。

2.6.2 節點垂直力平衡檢討

林永健[7]循相同概念亦提出藉由檢討節點垂直力平衡來調整關鍵桿件長度的修正方式。在節點垂直力平衡中，垂直需求來自壓桿強度的垂直分量，而垂直容量則來自於鄰接水平牆段之壓桿力、撓曲壓力、牆筋拉力、垂直補強筋等。然而開孔牆一般均受到上方樓層之自重，且依照現有規範[32]，開口附近均配有垂直補強筋且有足夠伸展長度，故其建議可不執行節點垂直力平衡之檢討。詳細計算過程與相關理論，可參閱文獻[7]。

註：本研究之開孔牆資料庫在實際進行計算時，亦無試體有檢討節點垂直力平衡並調整關鍵桿件長度之需求。

林永健[7]之側力位移曲線模型分析流程如圖 2- 30 所示，其更進一步將關鍵桿件尺寸以力學方式解釋，有效改善了蔡仁傑[6]模型中某些試體強度高估的問題。林永健[7]對杜昱石[4]試體之預測結果如圖 2- 23 所示。

2.7 國內外對開孔 RC 牆之實驗文獻

為使本研究提出之修改模型能有充分之實驗依據，筆者蒐集國內外 RC 剪力牆之側推實驗文獻，並將其整理後統整為資料庫，如表 2- 4 至表 2- 35。而對於表中之開孔大小、位置定義系統則如圖 2- 31 所示。以下將實驗文獻分組簡單介紹之。

2.7.1 王進財^[2]、楊欽富^[3]實驗文獻

王進財[2]與楊欽富[3]分別在 1990 年及 1990 年進行了一系列無邊界柱開孔牆及含邊界柱開孔牆之實驗，兩人的實驗試體基本均含有 12 片開孔牆以及 4 片無開孔牆試體，無邊界柱系列實驗則多一片無開孔牆試體。文獻[2,3]也提出了側力位移曲線之預測方式，以及破壞程度的評估方式，但由於其以經驗公式描述側力位移曲線，尚待具有力學基礎的曲線預測模型產生。

文獻[2,3]的試體基本資料如表 2- 4 至表 2- 11，其中含有兩種試體高長比、兩種加載方式(單次加載與反覆加載，如圖 2- 32)，開孔則有三類，無邊界柱與含

邊界柱兩系列試體均可用以對照。實驗布置如圖 2- 33 所示。由於文獻[2,3]實驗尺寸類似，差別僅在邊界柱的有無，因此非常適合本研究分析模型探討邊界柱之側力貢獻使用。

2.7.2 杜昱石^[4]實驗文獻

2014 年時，杜昱石[4]進行了五座開孔 RC 牆的實驗。試體基本資料如



表 2- 12 至表 2- 15，其依照典型街屋屋後牆之開孔形式，均為一門以及一窗，且在開口附近均有配置補強筋。實驗配置如圖 2- 34，試體無配置軸力，並以反覆側向載重方式進行實驗。

文獻[4]對於地震發生後街屋之屋後牆震損狀況進行探討，實務上設計結構物時，常將開孔牆之耐震貢獻忽略。原意乃求設計保守，但此舉造成難以掌握各樓層抗側力之強度，更不利於評估低樓層之軟弱樓層效應。因此文獻[4]提出了評估開孔牆初始勁度的方法，並以有限元素分析軟體評估勁度，與其他學者提出之勁度折減方式比較與討論。

此系列實驗之試體以台灣常見屋後牆開孔形式設計，與實務有很大關聯性，其補強筋配置狀況也與工程界現況相符，因此適合做為本研究分析模型驗證所用，以及與實務接軌之依據。

2.7.3 Ono and Tokuhiko^[5]實驗文獻

Ono and Tokuhiko[5]在 1992 年時提出一套以開孔面積與牆體面積計算強度折減係數來評估開孔牆強度的方法，可與日本建築學會建議之剪力牆強度評估公式搭配，快速地計算開孔牆強度，且有不錯的準確性。但在側力位移曲線部分則著墨不多。文獻[5]實驗資料完整且豐富，基本資料如表 2- 16 至表 2- 19，共有 11 片開孔牆以及 1 片無開孔牆試體。該系列試體含有不同的開孔形式如氣窗、門型等。其邊界柱尺寸相當大，很適合本研究分析模型探討邊界柱之側力貢獻使用。文獻之實驗布置如圖 2- 35 所示，為有施加軸力之反覆側推實驗。

2.7.4 松岡良智等人^[9-13]實驗文獻

自 2000 年至 2003 年，松岡良智等人[9]、小野正行等人[10]、德田俊宏等人[11, 12]、山口圭二等人[13]陸續進行一系列剪力牆側力加載速度、加載次數對強度之影響的實驗，並在不同的研討會中發表。由於其實驗均由小野正行與江崎文也帶領，且試體尺寸、開孔尺寸、軸力大小、實驗配置均相同，因此筆者將幾組實驗視為同一個系列進行分析。

該系列包含 19 片開孔牆試體，基本資料如表 2- 20 表 2- 23，控制變因為加

載速度、加載次數、邊界柱主筋配置狀況等。由於加載速度與加載次數對剪力破壞開孔牆之影響甚低，其邊界柱尺寸大、主筋面積大，相當適合本研究分析模型探討邊界柱之側力貢獻使用。該系列文獻之實驗布置如圖 2- 35 所示，為有施加軸力之側推實驗。

2.7.5 小野正行、德広育夫^[14]實驗文獻

小野正行、德広育夫[14]於 1996 年延續文獻[5]，更進一步進行一組剪力牆側推實驗，基本資料如表 2- 24 至表 2- 27，共有 6 片開孔牆以及 2 片無開孔牆試體。該系列試體含有兩種不同的開孔位置以及四種中央開孔尺寸。其邊界柱尺寸相當大，很適合本研究分析模型探討邊界柱之側力貢獻使用。文獻之實驗布置如圖 2- 35 所示，為有施加軸力之反覆側推實驗。

2.7.6 松岡良智等人^[15]實驗文獻

2001 年，松岡良智等人[15]進行一組無開孔剪力牆之側推實驗。試體基本資料如表 2- 28 至表 2- 31 所示，其含有八片無開孔剪力牆試體。除無開孔外，其試體配置基本上與文獻[9-13]相同，可參考 2.7.4 節。

2.7.7 蓑田裕久等人^[16]實驗文獻

1998 年，蓑田裕久等人[16]進行了一組開孔牆之側力加載速度對強度之影響的實驗。試體資料如表 2- 32 至表 2- 35，其含有 7 片開孔牆試體，其中有 4 種中央開孔大小，配合 2 種加載速度。其邊界柱尺寸相當大，很適合本研究分析模型探討邊界柱之側力貢獻使用。文獻之實驗布置如圖 2- 35 所示，為有施加軸力之反覆側推實驗。

第三章 含邊界柱之開孔 RC 牆側力位移曲線模型

在葉柔伶[33]於 2017 年進行之開孔剪力牆側推實驗中，觀察實驗數據可發現林永健[7]發展之關鍵桿件高度調整方式可有進一步之修正空間，本研究擬改以拉力抗阻之合力中心即為關鍵桿件高度位置執行之。

台灣之 RC 剪力牆多為構架系統中之填充牆，因此多有邊界柱作為邊界構材。然而蔡仁傑[6]、林永健[7]之預測模型中並沒有深入探討邊界柱與開孔牆之交互行為。因此本研究亦將邊界構材對開孔牆、剪力牆之抗剪貢獻納入側力位移曲線預測模型中。本研究假設邊界柱以單曲率、雙曲率兩種變形方式參與抗剪，除此之外對於軸力分配方式也提出了兩種假設，即柱承受軸力與否作評估比較。

3.1 關鍵桿件尺寸修正模型(分析一)

葉柔伶[33]在 2017 年進行一組開孔剪力牆側推實驗，其試體含有一片無開孔剪力牆、三片中央開孔剪力牆。開孔剪力牆分別為無補強、開口上下鋼筋補強、開口上下包覆碳纖維補強，試體示意圖如圖 3-1 所示。觀察其實驗數據，可發現水平牆筋、開孔補強筋、碳纖維之應變屬接近開孔邊緣處最高，離開孔距離越遠則應變越小，如圖 3-2。此實驗觀察與林永健[7]提出之關鍵桿件高度決定方式有出入。林永健[7]提出之模型並未考量水平補強筋之位置集中於開孔邊緣處之特性，僅採納其數量，並假設其在水平拉力作用範圍內均勻分布。且其考量之關鍵桿件尺寸高度為節點高度，而非拉合力中心高度。故本研究建議將關鍵桿件之剪力元素尺寸的高度位置，設定為參與節點力平衡之水平鋼筋合力中心。

考量一開孔左方之垂直牆段，當剪力由左往右作用時，其左上方應進行水平力平衡之檢核，水平力需求即為對角壓桿強度之水平分量，而水平容量則可由以下兩種狀況提供。首先，若對角壓桿強度較低，因此僅需部分水平牆筋與水平開孔補強筋即可提供足夠水平力，如圖 3-3 所示，此稱狀況一。而若對角壓桿強度較高，因此所有水平牆筋與水平開孔補強筋仍無法提供足夠水平力，此時須將合力中心提高，並借助施力梁或基礎之水平剪力摩擦提供額外水平拉力，以滿足水

平力平衡需求，如圖 3-4 所示，此稱狀況二。因此欲決定關鍵桿件高度，即合力中心高度，須先區別關鍵桿件為合種狀況。

狀況一與狀況二之差別在於有無施力梁或基礎之水平剪力摩擦參與水平力平衡，因此兩種狀況之分界點即為已使用所有水平牆筋，但無使用水平剪力摩擦時。分界點之狀況如圖 3-5 所示，其中，所有水平牆筋水平力 T_w 與開孔水平補強筋力 T_e 可如下表示

$$T_w = \frac{A_{shw}f_{yh}h_w}{s_{hw}} \times (h_1) \quad (3.1)$$

$$T_e = A_{she}f_{yhe} \quad (3.2)$$

式中， h_1 為開孔上方到施力梁底或開孔下方到基礎之距離。因此利用力矩平衡，可寫出分界點時之合力中心高 h_w 如下

$$h_w = \frac{T_w(h_o + 0.5h_1) + T_e h_e}{T_w + T_e} \quad (3.3)$$

式中， h_e 為補強筋合力中心至開孔底部之距離。分界點高度計算出來後，可使用式(2.28)計算分界點發生時之對角壓桿強度水平分量，即分界點發生之水平力需求。若該水平力需求小於 $T_e + T_w$ ，表示僅需部分水平牆筋與水平開孔補強筋即可提供足夠水平力，即狀況一。此時應將合力中心高度降低，增加水平需求，並減少牆筋選取量。而若該水平力需求大於 $T_e + T_w$ ，表示所有水平牆筋與水平開孔補強筋仍無法提供足夠水平力，即狀況二。此時須將合力中心提高，減少水平需求，並借助施力梁或基礎之水平剪力摩擦提供額外水平拉力。

本研究使用試誤法之方式計算合力中心高度 h_w 。在狀況一中，首先可假設一合力中心高度 h_w (自分界點高度開始逐漸減少)，並計算出對應之對角壓桿強度 C_d 。接著可以力平衡關係計算出對應的水平牆筋合力中心至開孔之距離 h' 如下

$$h' = \frac{1}{2} \frac{C_d \cos\theta - T_e}{\rho_{hw}f_{yh}t_w} \quad (3.4)$$

而所有水平力均已確立後，即可使用力矩平衡關係，計算出新的合力中心高度如下

$$h_w = \frac{\rho_{hw} f_{yh} 2h' t_w \times (h_o + h') + T_e h_e}{\rho_{hw} f_{yh} 2h' t_w + T_e} \quad (3.5)$$

此時，若上式計算出之 h_w 與假設之 h_w 相同，則停止試誤，否則應繼續降低 h_w 試誤直到兩者相等為止。最後為保持開孔補強筋完全有效之假設，建議 h_w 不應小於 h_e 。

在狀況二中，亦使用類似之試誤流程。首先可假設一合力中心高度 h_w (自分界點高度開始逐漸增加)，並計算出對應之對角壓桿強度 C_d 。接著可以力平衡關係計算出對應的施力梁水平剪力摩擦力 T_b 如下

$$T_b = C_d \cos\theta - T_w - T_e \quad (3.6)$$

而所有之水平力均已確立後，即可使用力矩平衡關係，計算出新的合力中心高度如下

$$h_w = \frac{T_w(h_o + 0.5h_1) + T_e h_e + T_b(h_o + h_1)}{T_w + T_e + T_b} \quad (3.7)$$

此時，若上式計算出之 h_w 與假設之 h_w 相同，則停止試誤，否則應繼續增加 h_w 試誤直到兩者相等為止。

分析一調整關鍵桿件尺寸之流程圖如圖 3- 6 所示。由於分析一尚未加入邊界柱之抗剪貢獻，因此本研究以分析一作為無考量邊界柱之預測模型，以分析一為基礎發展出考量邊界柱之預測模型分析二至五。

3.2 柱雙曲率變形假設預測模型(分析二)

從王進財[2]與楊欽富[3]之實驗數據可發現，兩者試體開孔尺寸相同，但增加邊界柱並減少剪力牆腹版厚度後，其強度顯著地提升，如圖 3- 8 所示。因此可知邊界柱對開孔牆確有提供耐震貢獻。本研究提出柱雙曲率變形假設預測模型，後稱分析二，將邊界柱以雙曲率變形方式參與開孔牆之抗震行為。

3.2.1 含邊界柱之垂直牆段

考慮一開孔牆如圖 3- 9，調整完其關鍵桿件尺寸後可得到兩個關鍵桿件。若不忽略邊界柱，則關鍵桿件斷面形狀應是 T 字形，如圖 3- 9(b)。本研究假設該 T 字形斷面之關鍵桿件為同高之邊界柱(扣除與牆版重疊之混凝土部分，因此柱厚

自 t_c 變為 $t_c - t_w$)與牆版所構成，如圖 3-9(c)、(d)所示。邊界柱與牆版應是以並聯關係組成 T 字形斷面關鍵桿件，因此 T 字形斷面關鍵桿件之側力位移曲線為邊界柱與牆版之側力位移曲線直接疊加。此處計算邊界柱與牆版之關鍵桿件側力位移曲線時，軸力與蔡仁傑[6]建議相同，按照各柱、牆構件之斷面積比例分配。

3.2.2 與牆版同步剪力破壞之邊界柱

從 Ono and Tokuhiko[5]之實驗裂縫(圖 3-10)可發現，關鍵桿件之裂縫延伸至邊界柱，將其一同剪壞，因此前一節定義之 T 字形斷面關鍵桿件應為牆版帶動邊界柱剪力破壞。為反應該行為，本研究假設 T 字形斷面關鍵桿件為牆版主控抗側力行為，因此邊界柱應與牆版一同使用剪力破壞之側力位移曲線(圖 2-15)。除此之外，也將柱之側力位移曲線修改為與牆版同時發生剪力破壞，以下說明調整方式。

如圖 3-11(a)所見為 T 字形斷面關鍵桿件之邊界柱與牆版之側力位移曲線。其中邊界柱由於高長比較大，因此變形能力應較好，側力發展較牆版緩慢。當牆版發生剪力破壞時，其裂縫深入邊界柱，帶動邊界柱一同剪力破壞。因此在牆版達到強度點時，將邊界柱之剪力強度一同發生衰減，並與腹版同時崩塌，如圖 3-11(b)所示。邊界柱修正後之強度點可以原開裂點至強度點間直線內插而得，若以數學式表示，可如下：

(下標 cr 、 n 分別代表開裂點與強度點； c 、 w 分別代表邊界柱與牆版；上標之「'」則表示修正後。)

邊界柱修正強度點：

$$V'_{n,c} = V_{cr,c} + (V_{n,c} - V_{cr,c}) \times \frac{\delta_{n,w} - \delta_{cr,c}}{\delta_{n,c} - \delta_{cr,c}} \quad (3.8)$$

$$\delta'_{n,c} = \delta_{n,w}$$

邊界柱修正崩塌點：

$$V'_{a,c} = 0 \quad (3.9)$$

$$\delta'_{a,c} = \delta_{a,w}$$

如此一來，將修正後邊界柱之側力位移曲線與牆版之側力位移曲線以並聯方式疊加後，即可得到 T 字形關鍵桿件之側力位移曲線。

3.2.3 分析二小結

建立 T 字形關鍵桿件之側力位移曲線後，可依照 2.5.3 剪力元素勁度建議之方式，改寫 T 字形關鍵桿件之剪力勁度 k_T 如下

$$k_T = k_c + k_w = \frac{t_c l_c}{h_c} + \frac{t_w l_w}{h_w} \quad (3.10)$$

接著即可使用蔡仁傑[6]之彈簧串並聯模型，串聯關鍵桿件與上下牆段得到傳力路徑之側力位移曲線，接著並聯傳力路徑得到開孔剪力牆之側力位移曲線。

分析二之分析流程圖如圖 3- 12 所示。

3.3 柱單曲率變形假設預測模型(分析三)

若假設邊界柱以單曲率變形方式參與開孔牆抗側力行為，則如圖 3- 13 所示之中央開孔牆可分解為左方邊界柱、中央開孔牆、右方邊界柱三個豎向構件(邊界柱均扣除與牆版重疊之混凝土部分)，三者並聯而得開孔牆，此考量方式稱為分析三。在計算上，分析三即為將分析一之分析結果加上兩側之邊界柱以全長單曲率變形後之側力位移曲線。而考量邊界柱與開孔牆之互制行為，亦假設開孔牆之左右關鍵桿件破壞時會一同帶動緊鄰邊界柱之剪力破壞。因此邊界柱亦如同 3.2.2 與牆版同步剪力破壞之邊界柱進行修正，使邊界柱與鄰近牆版所屬之傳力路徑同時剪力破壞，隨後剪力強度衰減，如圖 3- 14 所示。將各個傳力路徑之側力位移曲線，與修正後之單曲率邊界柱側力位移曲線疊加，即可得到分析三之開孔牆側力位移曲線。亦即分析三簡而言之為分析一所得之開孔牆側力位移曲線與修正邊界柱側力位移曲線疊加而得，如圖 3- 15 所示。此處計算邊界柱與牆版之關鍵桿件側力位移曲線時，軸力與蔡仁傑[6]建議相同，按照各柱、牆構件之斷面積比例分配。其中，單曲率邊界柱承受之軸力應使用無開孔高度之斷面比例計算較為保守。

分析三對於邊界柱之考量高度為柱淨高，而分析二則是關鍵桿件高度，因此

對邊界柱之於開孔牆之抗震貢獻而言，兩種分析方式分別提供了上下界。

分析三之分析流程圖如圖 3- 16 所示。

3.4 柱雙、單曲率變形假設預測模型、軸力修正(分析四、分析五)

分析二、三加入邊界柱之耐震貢獻，將邊界柱視為抵抗側力之有效豎向構件，其應也能承受軸力。因此在分析一全部分配給牆版的軸力，將會有部分按照 T 形關鍵桿件的斷面積分配給邊界柱。而觀察牆版壓力區深度公式，即式(2. 31)，當軸力下降時，將會顯著降低牆版之壓力區深度，因此牆版之強度點剪力強度將一併下降。而在計算分析一與分析二、三時，也發現有少數試體出現開孔牆強度在計入邊界柱貢獻後反而下降之現象。因此對於軸力之分配方式，應可提出進一步修正。

觀察如圖 3- 17 之中央開孔剪力牆，左方 T 形關鍵桿件應是使用對角壓桿傳遞剪力。因此其在上下側各形成一對力偶，對開孔牆施加之壓力則沿對角壓桿方向自上方流至下方。而軸壓力應也循此路徑傳遞，這顯示大部分軸力應是通過牆版之壓桿路線，而非由邊界柱傳遞。因此本研究將分析二、三之軸力分配方式自「軸力按斷面積比例平均分配給邊界柱與牆版」修正為「軸力全數分配給牆版」，如圖 3- 17(b)、(c)所示，分別稱為分析四與分析五。

分析四、五之分析流程與分析二、三相同，僅修改軸力分配方式。因此分析四之流程圖如圖 3- 18(a)，分析五之流程圖如圖 3- 18(b)。

第四章 模型驗證與比較



本章將蒐集之試體以第三章提出之五種分析方式分別計算出側力位移曲線，並與實驗包絡線比較之。另外為與實務接軌，也進一步將本研究計算之剪力牆強度值與美國 ACI[17]、日本 AIJ[8]規範計算之剪力強度比較。

4.1 分析模型比較

以下將針對本研究蒐集之試體，就各個系列以第三章之分析一至分析五進行計算，並以系列為別討論各個分析方式之側力位移曲線預測表現與差異性。

4.1.1 王進財^[2]HN 系列試體

HN 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4-1 與表 4-2 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4-1 所示。由於 HN 系列試體並無配置邊界構材，因此分析一至分析五之預測結果相同。其中，HN12、HN13 試體之開孔形式為中央開一頂天立地之門，因此劃分為左右兩塊垂直牆段。本研究考量該垂直牆段相對無開孔剪力牆而言勁度大幅降低，因此將該垂直牆段以雙曲率變形方式進行相關計算。

從強度點強度比值分析表可看出本研究對該系列試體之強度預測有不錯的結果。低矮型無開孔試體(HN01~HN03)有高估情形發生。從實驗裂縫(如圖 4-2)可觀察到有滑移裂縫產生，因此試體可能為滑移破壞先行，因此高估其剪力強度。低矮型開雙窗(HN06、HN07)與低矮型開寬窗(HN08、HN09)則有低估情形發生。此低估現象可能來自其在關鍵桿件配置連續之斜向鋼筋，其有效增加關鍵桿件之剪力強度，唯本模型尚未考慮斜向鋼筋，無法反映其抗剪貢獻。而對照高型開雙窗(HN14、HN15)與高型開寬窗(HN16、HN17)試體，由於斜向鋼筋在關鍵桿件中不連續，因此並無產生低估強度的預測結果。

從強度點位移分析比值表可看出位移之預測結果並不如強度預測結果理想。由於 HN 系列發生大量滑移現象，因此在位移之比較上本模型多屬大量低估。

自側力位移曲線預測圖可看出，本研究對於開孔牆、無開孔牆之初始勁度能有不錯的預測結果。而由於 HN 系列試體在實驗強度點到達後多有滑移現象產

生，因此剪力強度下降較為緩慢。本模型預測剪力強度急遽下降顯然低估其變形能力，因此在崩塌點之決定上還有進一步研究的價值。

4.1.2 楊欽富^[3]HC 系列試體

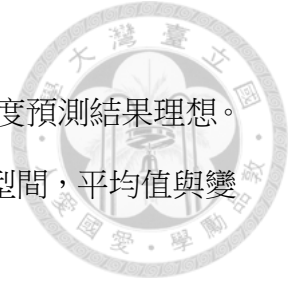
HC 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4-3 與表 4-4 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4-3 至圖 4-5 所示。由於 HC 系列試體並無加載軸力，因此分析四、五預測結果分別與分析二、三相同。其中，HC11、HC12 試體之開孔形式為中央開一頂天立地之門，因此劃分為左右兩塊垂直牆段。本研究考量該垂直牆段相對無開孔剪力牆而言勁度大幅降低，因此將該垂直牆段以雙曲率變形方式進行相關計算。

本研究在計算含邊界柱之剪力牆試體時，為簡化計算流程，將邊界柱之降伏彎矩 M_y 以下式估計之：

$$M_y = A_s f_{ycl} \left(d_c - \frac{1}{3} a_w \right) + N_u \left(\frac{h_c}{2} - \frac{1}{3} a_w \right) \quad (4.1)$$

上式對主筋兩面配置之柱斷面有良好之近似結果，唯牆版之牆筋為均勻配置，建議仍採用斷面分析獲得斷面相關參數。

從強度點強度比值分析表可看出分析二、三考量了邊界柱的抗剪貢獻，因此預測結果遠較不考量邊界柱之分析一為佳，平均值較接近 1.0，且變異係數也下降至原本的一半左右。此差距主要來自 HC05~08、HC13~16 八座試體，由於分析一將 T 字形關鍵桿件視為牆段，因此其大幅低估邊界柱部分提供之抗剪貢獻。而分析二三將邊界柱部分納入計算，因此低估情形改善不少。該八片試體由於在邊界柱仍有 2~3 公分的混凝土牆段，本研究認為其延伸部分比牆段之壓力區深度小，因此該牆段應該不能發展出自己的壓桿強度。故將其牆版延伸之混凝土部分剷除，僅計入邊界柱抗剪貢獻。在 HC03、04 與 HC06、07 之分析結果可發現，分析二、三之 T 字形關鍵桿件邊界柱高度不同，分析二較分析三者低矮且為雙曲率變形，因此強度發展較快，可在牆段強度點發生時提供較高強度。故分析三結果較分析二低估，但其結果仍比分析一佳。計入邊界柱抗剪貢獻之結果確較原有



模型為佳。

從強度點位移分析比值表可看出位移之預測結果並不如強度預測結果理想。不論是何種分析，強度點位移平均均低估一倍以上。而分析模型間，平均值與變異係數均無明顯之差異。

自側力位移曲線預測圖可看出，本研究對於開孔牆、無開孔牆之初始勁度能有不錯的預測結果，唯試體之實驗開裂點發生時間較預測晚，因此可看出在預測之強度發生後，實驗曲線發生軟化情形。除此之外也可看出分析二、三確實較分析一之預測結果接近實驗包絡線。而由於 HC 系列試體在實驗強度點到達後多有滑移現象產生，因此剪力強度下降較為緩慢。本模型預測剪力強度急遽下降顯然低估其變形能力，因此在剪力牆崩塌點之決定上還有進一步研究的價值。在 HC05~08、HC13~16 八座試體之曲線上則可看出，由於該八座試體為邊界柱主控破壞，因此分析二、三在強度點到崩塌點的預測行為相當貼近實驗包絡線。分析二、三之比較部分，由於無開口、邊界柱主控、開口頂天立地之試體分析結果均相同，因此僅可自 HC03、HC04 試體看出差異。自側力位移曲線圖可看出分析二、三之形狀類似，唯分析二較為貼近實驗包絡線，不若分析三有低估的現象。

4.1.3 杜昱石^[4]DU 系列試體

DU 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4-5 與表 4-6 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4-6 至圖 4-8 所示。由於 DU 系列試體並無加載軸力，因此分析四、五預測結果分別與分析二、三相同。

DU 系列試體中，由於 DU1 左右關鍵桿件為純中長柱，因此分析一至分析五之預測結果相同。而 DU2 至 DU5 則因僅左方為 T 形關鍵桿件，因此分析二、三等同於分析一之預測結果加上左方雙曲或單曲修正邊界柱，預測結果十分相似。

從強度點強度比值分析表可看出，分析二將分析一之平均值與變異係數雙雙改善，顯示加入雙曲率邊界柱確有改善分析結果。而分析三則較無差別，原因是分析三加入了左方單曲率邊界柱，其高度取牆之全長，強度發展非常緩慢。因此牆版強度點發生時，提供之剪力強度相當低，造成其分析結果與分析一差不多。

從強度點位移分析比值表可看出，由於開孔型式複雜，因此位移之預測較為不準確。分析一至分析三之變異係數均相當高，且無明顯趨勢可供觀察。

自側力位移曲線預測圖可看出，初始勁度預測尚算準確。而分析一至三中，又以分析二整體而言最接近實驗包絡線。

DU 系列試體開孔形式較為複雜，因此傳力路徑之可能性亦較多元。從分析結果來看，雖然強度預測十分準確，但位移部分預測則需進一步檢討。

4.1.4 Ono and Tokuhiro [5]O 系列試體

O 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4- 7 與表 4- 8 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4- 9 至圖 4- 13 所示。

O 系列試體中，O8 與 O9 試體之左右關鍵桿件為純極短柱，因此分析一至分析五之預測結果相同。而 O0 為無開孔剪力牆，假設整片牆體為單曲率變形，邊界柱亦以單曲率方式參與抗剪，因此分析二、三分別與分析四、五相同。

從強度點強度比值分析表可看出，分析二較分析一之平均值接近 1.0，但有高估試體強度之虞，變異係數也有顯著下降。分析三則反而比分析一為差，由於分析一之軸力僅由牆版分配，分析三之軸力部分分配給邊界柱後，造成牆版剪力牆度大幅下降。不若分析二雙曲率邊界柱剪力強度發展較快，分析三之邊界柱在牆版剪力點發生時，僅能提供些許剪力強度，是故分析結果反而比分析一低估強度。而若將軸力改為僅分配給牆版，即分析四、五，可看出其預估強度進一步提升。然而分析四雖變異係數又降低了一點，其高估情形更加嚴重。分析五則降低其低估的情形，平均值與變異係數均較分析一、三為佳。在 O 系列試體之中，O5 試體強度高估情形最為嚴重，因其開口位於頂端，左右關鍵桿件較接近單曲率變形行為，因此其強度並不如本模型假設(雙曲率變形)高。

從強度點位移分析比值表可看出分析二、分析四相較於分析一，平均值與變異係數均有些許改善。而分析三、分析五則較無改善之趨勢。O 系列試體在強度點位移預測上幾乎全數低估，亦即低估該系列試體之變形能力。低估最嚴重的試體為 O9，由於左右關鍵桿件為高度極低之極短柱，分析結果勁度相當高，進而

低估其剪力強度發生時之位移。

自側力位移曲線預測圖可看出本研究對 O 系列試體之初始勁度預測有相當準確的結果。而觀察分析一 O0 至 O7 試體之分析結果，可發現開裂點後預測曲線軟化幅度過大，且普遍過早發生強度點，造成強度點位移低估過多。此現象在分析二、四均有明顯改善，顯示開孔剪力牆開裂後行為與邊界柱有顯著之關係，加入邊界柱之抗剪貢獻可改善開裂點與強度點間勁度低估的現象。而 O8、O9 則因關鍵桿件為勁度極高之極短柱，造成開裂前後其勁度都高估的結果。強度發生到崩塌之間的行為部分，本研究普遍低估試體變形能力，顯示剪力牆之崩塌行為尚須進一步研究。

4.1.5 松岡良智等人^[9-13]A 系列試體

A 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4-9 與表 4-10 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4-14 至圖 4-23 所示。

從強度點強度比值分析表可看出，A 系列試體開孔位置完全相同，因此五種分析方式之變異係數幾乎相同且相當低。而分析二、四有效將分析一之低估現象改善。分析三則有前述之加入邊界柱反而低估更嚴重的問題，將軸力改為分配給牆版後(即分析五)即改善此現象。A 系列試體變因僅為加載速度與邊界構材主筋配置方式，從實驗結果來看，兩者對強度均無太大影響。本模型無法反映加載速度之影響，而邊界構材主筋亦不對強度點之計算有太大貢獻。

從強度點位移分析比值表可發現與強度類似的現象，即各模型之變異係數幾乎相同。而分析二、四則有效降低分析一低估試體變形能力的問題。分析三、五則沒有改善的趨勢。

自側力位移曲線預測圖可發現，本研究預測曲線之初始勁度相當準確。然而在分析一之結果中，開裂點後預測曲線軟化幅度過大，且普遍過早發生強度點，造成強度點位移低估過多。此現象在分析二、四均有明顯改善，顯示開孔剪力牆開裂後行為與邊界柱有顯著之關係，加入邊界柱之抗剪貢獻可改善開裂點與強度點間勁度低估的現象。強度發生到崩塌之間的行為部分，本研究普遍低估試體變

形能力。而邊界構材主筋量較少的試體(如 A09~A13)在強度點發生後強度並不會立刻下降，此處較接近撓曲破壞的行為，其顯示邊界柱主筋在強度點發生後的行為有明顯影響。該行為在本研究模型尚無法反映，因此剪力牆之崩塌行為尚須進一步研究。

4.1.6 小野正行、德広育夫^[14]B 系列試體

B 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4- 11 與表 4- 12 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4- 24 至圖 4- 28 所示。由於本系列試體部分發生撓曲破壞，因此筆者僅使用剪力破壞之試體進行模型驗證。

從強度點強度比值分析表可看出分析二、四有效將分析一之低估現象改善，但分析四有些許高估。分析三則有前述之加入邊界柱後無增加強度的問題，將軸力改為分配給牆版後(即分析五)即改善此現象。而本研究提出之修正模型之分析結果在平均值、變異係數部分表現均較分析一為佳。而由於本系列試體較其他系列更偏向撓曲破壞之行為，因此在開孔較大之試體(B05)高估強度之現象較為嚴重。

從強度點位移分析比值表可發現，分析一至分析五之平均值均低估一倍左右，而變異係數也較大。由於本系列試體較其他系列更偏向撓曲破壞之行為，變形能力較佳，因此在強度點位移部分預測均屬低估。

自側力位移曲線預測圖可發現本研究對於較接近剪力破壞之試體(B01、B03)之初始勁度預測相當準確。分析一則對於開裂後至強度點之勁度低估，而分析二至分析五則明顯改善這個現象。顯示開孔剪力牆開裂後行為與邊界柱有顯著之關係，加入邊界柱之抗剪貢獻可改善開裂點與強度點間勁度低估的現象。而強度發生到崩塌之間的行為部分，本研究普遍低估試體變形能力。在較接近撓曲破壞之試體(B04、B05)，本研究預測結果則較不貼近實驗包絡線，顯示實驗之良好變形能力沒有反應在模型預測上。對於剪力牆、開孔剪力牆之撓曲破壞行為仍需進一步研究。



4.1.7 松岡良智等人^[15]C 系列試體

C 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4- 13 與表 4- 14 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4- 29 至圖 4- 31 所示。C 試體均為無開孔剪力牆，因此分析二、三之預測結果分別與分析四、五完全相同。

從強度點強度比值分析表可看出本研究對 C 系列試體之強度預測結果不若其他系列好，雖變異係數雖相當低，但低估試體強度的狀況略為嚴重。由於 C 系列試體之邊界柱尺寸相當大，因此軸力若分配給邊界柱，將造成牆版剪力牆度巨幅下降。是故分析二、三低估試體強度的狀況比分析一嚴重。將軸力修改為僅分配給牆版(分析四、五)後即略有改善。

從強度點位移分析比值表可看出 C 系列試體之位移預測結果較其他系列準確，平均值與變異係數表現均是所有試體之中最佳。

自側力位移曲線預測圖可看出，不論何種分析方式，其預測曲線均與實驗包絡線有差距。初始勁度方面，均有高估之現象，而開裂後之勁度則反而低估。強度發生後之行為則因加載方式不同而改變，整體而言變形能力為單次加載最佳(C01、C04、C06)；單次反覆加載次之(C02、C07)；三次反覆加載最差(C03、C08)。本模型之預測結果尚無法反應該現象，大多低估其變形能力，也因此本研究在三次反覆加載試體(C03、C08)之強度點後衰減行為預測最為準確。

4.1.8 簀田裕久等人^[16]D 系列試體

D 系列試體之強度點強度、位移預測結果如表 4- 15 與表 4- 16 所示。側力位移曲線預測結果如圖 4- 32 至圖 4- 36 所示。由於本系列試體部分發生撓曲破壞，因此筆者僅使用剪力破壞之試體進行模型驗證。

從強度點強度比值分析表可看出，分析二、四有效將分析一之低估現象改善，但有些許高估。分析三則有前述之加入邊界柱後無增加強度的問題，將軸力改為分配給牆版後(即分析五)即稍微改善此現象。而本研究提出之修正模型之分析結果在平均值部分均較分析一為佳，而變異係數部分則因試體數量較少，較無明顯差別。

從強度點位移分析比值表可發現本研究對於 D 系列試體強度點位移預測結果亦相當準確，平均值相當接近 1.0 且變異係數也相當低。比較不同分析方式，分析二四結果最好，分析三五次之，最後是分析一，顯示加入邊界柱之抗剪貢獻確實對本系列試體之預測結果有正向幫助。

自側力位移曲線預測圖可發現本研究對 D 系列試體之初始勁度預測相當準確。分析一對於開裂後至強度點之勁度低估，而分析二與分析四則明顯改善這個現象。顯示開孔剪力牆開裂後行為與邊界柱有顯著之關係，加入邊界柱之抗剪貢獻可改善開裂點與強度點間勁度低估的現象。而強度發生到崩塌之間的行為部分，本研究普遍低估試體變形能力，試體在強度發生後不若本模型預測之強度急遽下降。此現象與本系列試體大多接近撓曲破壞有關，對於剪力牆、開孔剪力牆之撓曲破壞行為仍需進一步研究。

4.1.9 整體比較與小結

為比較各分析方式之間對資料庫計算之整體結果，筆者整理所有系列試體與各分析之強度、位移比值表如表 4- 17 與表 4- 18；所有試體強度點強度、位移散佈圖如圖 4- 37 與圖 4- 38；所有試體強度點強度、位移頻率分布長條圖如圖 4- 39 與圖 4- 40。

自強度點強度比值總表(表 4- 17)中，可看出，大致上平均值為分析四最接近 1.0，分析二次之，接著為分析五、分析三，最後為分析一。而變異係數部分，分析二至五比分析一之結果低約 0.1 左右，是相當顯著之差距。綜上所述，本研究納入邊界柱之對強度點強度之預測結果較為準確。而其中又以將邊界柱以雙曲率變形方式考量(分析二、四)、將軸力僅分配至牆版(分析四、五)之表現較佳。

自強度點位移比值總表(表 4- 18)中可看出，位移部分之預測結果較不若強度為佳。平均值大多低估，而變異係數亦相當高。其中，分析二與分析四之平均值略較其他方式接近 1.0，因此在位移部分以將邊界柱以雙曲率變形方式考量，預測結果會較為準確。

在強度點比值散佈圖可看出，不論是強度或位移，大部分試體之比值均高於

1.0，顯示為低估。唯分析二、四在強度分析有零星幾個試體之比值低於 1.0 之距離較高，但整體而言，分析二、四仍較分析一穩定，且平均值較接近 1.0。在位移部分則可看出本研究普遍低估試體之變形能力，因此比值散布之範圍亦較大。

在強度點強度比值頻率分布長條圖(圖 4- 39)中可看出分析二與分析一將分析一之峰值更集中在 1.0 之位置，且將某些試體過分低估(下標為其他者)之現象改善。其中分析四亦出現自左到右，在 1.0 附近頻率急遽增加，接著緩慢下降之理想狀況。唯分析二、四有最多高估強度之試體，略不保守。而分析三、五則是表現較為保守但穩定，相較分析一改善低估之情形，高估之試體數量也增加不多。

在強度點位移比值頻率分布長條圖(圖 4- 40)中可看出五種分析方式並無明顯差別，大多均為低估。尤其比值高於 2.6 之試體(下標為其他者)相當多，顯示本研究對於位移之掌控尚未完全成熟。

整體而言，對於本研究蒐集之實驗試體資料庫，強度部分以分析二、四表現最佳，但有些許試體高估；分析三、五次之，但其結果保守且穩定；分析一結果最不理想。顯示納入邊界柱之抗剪貢獻確實能提供較佳之剪力強度預測結果。而在邊界柱之變形方式考量中，又以雙曲率變形優於單曲率變形之預測結果。但雙曲率變形者會有些許試體高估，而單曲率變形則較為穩定。在軸力之分配部分，則以軸力只分配給牆版之結果較佳，軸力按斷面積比例分配給柱與牆較差。然而若軸力只分配給牆版，則會造成雙曲率邊界柱之結果高估之試體增加，對單曲率邊界柱之結果則會大幅改善其低估的缺點。在位移部分則分析一至分析五結果相似，均屬低估。

4.2 本研究與各國規範比較

為了與實務接軌，在此將本研究之分析一、四、五與美國 ACI、日本 AIJ 規範之剪力強度預測結果作比較。

美國 ACI 規範使用式(2. 1)計算開孔牆之剪力強度。而日本 AIJ 規範則採用終局強度式(式(2. 4))與開孔減低率(式(2. 5))計算開孔牆之剪力強度。由於 AIJ 規範建議開孔面積過大之試體不適用開孔減低率，因此在此將不適用開孔減低率之

試體移除，適用之試體與對應之開孔減低率如表 4- 19 與表 4- 20 所示。以適用之試體比較 ACI、AIJ、本模型分析一、分析四、分析五之剪力牆剪力強度預測結果。分析結果列表如表 4- 21。強度點散布圖如圖 4- 41。

從分析結果可以觀察到，由於已經將 AIJ 規範無法處理之試體去除，因此 AIJ 規範之變異係數表現相當好，但在平均值部分則偏保守，在散布圖上看來試體分布也相當集中。ACI 規範由於無法考慮邊界柱之抗剪貢獻，且在關鍵桿件選取上並無詳細力學考量，因此在平均值與變異係數部分表現均為五個模型最差，在散布圖中試體也相當離散。整體而言，由於 ACI 與 AIJ 為設計規範，在剪力強度之預測上均較為保守。而本模型在加入邊界柱之後之強度預測結果，平均值與變異係數表現均優於 AIJ 與 ACI 之強度公式，顯示本模型預測之剪力牆強度比規範預測值還要準確。

第五章 結論與建議



本研究將邊界柱對開孔牆、無開孔牆之抗剪貢獻納入側力位移曲線之預測模型，對於蒐集之實驗試體資料庫有合理之預測結果。故本研究提出之側力位移曲線預測模型應可予工程師使用。

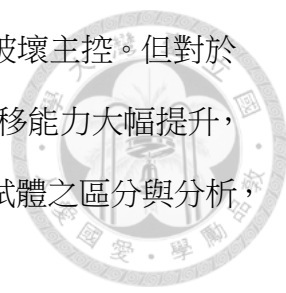
本研究之結論與未來研究之建議，如下所述。

5.1 結論

1. 本研究建議之含邊界柱 RC 剪力牆側力位移曲線預測模型，經大量實驗數據驗證後，能有效預測剪力強度、側力位移背骨曲線、垂直牆段之尺寸與位置等。此模型能適用於無開孔、開孔剪力牆，並亦能適用於帶有邊界構材之剪力牆，預測結果均相當合理。
2. 邊界構材對開孔牆、無開孔牆之剪力強度確實有影響，因此在預測剪力牆抗剪行為時宜納入考量。尤其自本研究對實驗數據分析可知，納入邊界柱抗剪貢獻能有效改善開裂後至強度點預測結果低估之問題。
3. 邊界柱在開孔剪力牆中應較偏向以雙曲率變形方式參與抗剪，其計算結果較準確。
4. 對於配置於剪力牆之軸力之考量方式，應屬「軸力僅通過牆版部分」之考量邏輯較為合理，預測結果也較為準確。
5. 本研究建議可使用分析四作為剪力牆之側力位移曲線預測模型，若有高估設計安全性之疑慮，則建議改採較為穩定但保守之分析五做預測。或分別使用分析四、五作為預測之上限、下限值。

5.2 未來研究與建議

1. 本研究初步提出邊界柱與剪力牆互制行為之分析方式，唯模擬方式尚需實驗或進一步研究佐證，此為未來繼續研究之大方向。
2. 本研究對於剪力牆強度發生至崩塌之行為預測過於保守，因此剪力牆之崩塌行為研究確有進行之必要。

- 
3. 對於低矮型建築，剪力牆之高長比較低，因此通常為剪力破壞主控。但對於撓曲強度較低之剪力牆試體，傾向發生撓曲破壞之行為，位移能力大幅提升，而本模型尚無法反應此部分。因此對於撓曲破壞之剪力牆試體之區分與分析，尚有研究之空間。
 4. 本研究之預測模型除能分析開孔牆，亦能返回分析無開孔牆。唯本研究蒐集之無開孔剪力牆試體佔少數，若能進一步蒐集更多試體進行驗證，則能將邊界柱對於剪力牆之抗剪行為影響有更多了解。
 5. 本研究納入邊界柱之抗剪貢獻後，對於開孔牆需計算之垂直構件進一步增加，須建立之側力位移曲線亦增加，造成工程師計算上負擔。因此建議未來能根據本研究，建立一套軟體或工具，工程師僅需輸入材料性質與幾何配置，即可得到該剪力牆之側力位移曲線。

參考文獻



- [1] 邱聰智，「低矮型鋼筋混凝土住宅結構耐震快速評估法之開發與驗證」，博士論文，國立台灣大學，土木工程系，台北，2015，177 頁。
- [2] 王進財，「無邊界柱開口鋼筋混凝土剪力牆之耐震行為」，碩士論文，國立成功大學，建築研究所，台南，1990，229 頁。
- [3] 楊欽富，「含邊界柱開口鋼筋混凝土剪力牆之耐震行為」，碩士論文，國立成功大學，建築研究所，台南，1991，233 頁。
- [4] 杜昱石，「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」，碩士論文，國立台灣科技大學，營建工程系，台北，民國 103 年 6 月，443 頁。
- [5] Ono, M., and Tokuhiko, I., "A proposal of Reducing Rate for Strength Due to Opening Effect of Reinforced Concrete Framed Shear Walls," *Journal of Struct. Constr. Engng.*, AIJ, No. 453, May 1992, pp. 119-129.
- [6] 蔡仁傑，「鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，2015，181 頁。
- [7] 林永健，「開孔鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程系，台北，2016，197 頁。
- [8] 日本建築學會，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築學會，東京都，日本，2010 年 6 月，525 頁。
- [9] 松岡良智、江崎文也、小野正行，「有開口耐震壁の力学性状に及ぼす載荷速度の影響」，*コンクリート工学年次論文集*，Vol. 25，No. 2，2003，第 601-606 頁。
- [10] 小野正行、江崎文也，「有開口耐震壁の力学性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究 その 2 中央開口を有する耐震壁の場合」，*日本建築学会大会学術講演梗概集*，北陸，2002 年 8 月，第 499-500 頁。
- [11] 徳田俊宏、小野正行、江崎文也，「一定速度載荷を受ける RC 有開口耐震

壁の履歴性状 その2 有開口耐震壁の場合」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 東北, 2000年9月, 第743-744頁。

- [12] 徳田俊宏、小野正行、江崎文也, 「一定速度の水平力を受ける RC 有開口耐震壁の履歴性状」, コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No. 3, 2000, 第445-450頁。
- [13] 山口圭二、小野正行、江崎文也, 「有開口耐震壁の力学性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 關東, 2001年9月, 第561-562頁。
- [14] 小野正行、徳広育夫, 「開口壁の水平耐力の評価に関する研究」, コンクリート工学論文集, 第7巻, 第2号, 1996, 第53-63頁。
- [15] 松岡良智、小野正行、江崎文也, 「耐震壁の履歴性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究」, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, 2001, 第433-438頁。
- [16] 簗田裕久、小野正行、江崎文也、阿部浩一, 「有開口耐震壁の弾塑性性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 九州, 1998年9月, 第873-876頁。
- [17] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2014, 520 pp.
- [18] Hwang, S. J., and Lee, H. J., “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance,” ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 5, September-October 1999, pp. 846-858.
- [19] Hwang, S. J., and Lee, H. J., “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance,” ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 1, January-February 2000, pp. 35-44.
- [20] Schäfer, K., “Strut-and-Tie Models for Design of Structural Concrete,” Notes of

Workshop, National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan, March 1996, 140 pp.

- [21] Hwang, S. J., and Lee, H. J., "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 12, December 2002, pp. 1519-1526.
- [22] Zhang, L. X. B., and Hsu, T. T. C., "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 1, January 1998, pp. 24-34.
- [23] Foster, S. J., and Gilbert, R. I., "The Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, January-February 1996, pp. 3-10.
- [24] Hwang, S. J., Lu, W. Y., and Lee, H. J., "Shear Strength Prediction for Deep Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 3, May-June 2000, pp. 367-376.
- [25] Hwang, S. J., Lu, W. Y., and Lee, H. J., "Shear Strength Prediction for Reinforced Concrete Corbels," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 4, July-August 2000, pp. 543-552.
- [26] Hwang, S. J., Fang, W. H., Lee, H. J., and Yu, H. W., "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 1, January 2001, pp. 43-50.
- [27] 蕭輔沛，鍾立來，葉勇凱，簡文郁，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，翁樸文，楊耀昇，褚有倫，涂耀賢，柴駿甫，黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊（第三版）」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE 13-023，台北，2013。
- [28] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.
- [29] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., "Axial capacity model for shear damaged

- columns,” ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, 578-587, 2005.
- [30] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement,” Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, 71-89, 2005.
- [31] ASCE, “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-13),” ASCE/SEI 41-13, Reston, VA, 2014.
- [32] 中國土木水利工程學會，「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100)」，科技圖書股份有限公司，台北，2011。
- [33] 葉柔伶，「開孔鋼筋混凝土剪力牆耐震能力提升之研究」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，2017，撰寫中。



表 2-1 抗側力構件之分類方式

無開口 剪力牆	$\frac{h_w}{l_w} < 2$ 或 $\frac{l_w}{t_w} > 6$		$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ 且 $\frac{l_w}{t_w} \leq 6$	
			剪力破壞控制	撓曲破壞控制
垂直牆段	剪力牆		剪力破壞 中長柱	撓剪破壞 中長柱
邊界構材	$\frac{h_w}{l_w} < 2$		$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$	
	剪力破壞控制	撓曲破壞控制	剪力破壞控制	撓曲破壞控制
	剪力破壞 極短柱	撓剪破壞 極短柱	剪力破壞 中長柱	撓剪破壞 中長柱

註：此處使用之尺寸為關鍵桿件調整前之尺寸

表 2-2 斷面有效慣性矩計算方式

	開裂點或降伏點	強度點
$N_u \geq 0.5l_w t_w f'_c$	$1.0I_g$	$0.7I_g$
$N_u < 0.1l_w t_w f'_c$	$0.7I_g$	$0.5I_g$

註： N_u 介於兩者之間則使用線性內插。

表 2-3 剪力牆崩塌點計算方式

	崩塌點側力 V_a	崩塌點位移 δ_a
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yw} + N_u}{l_w t_w f'_c} \leq 0.05$	$0.2V_n$	$0.02h_w$
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yw} + N_u}{l_w t_w f'_c} > 0.05$	0	$0.01h_w$

表 2- 4 王進財[2] HN 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
SW0E	[2]	HN01
SW1E		HN02
SW2E		HN03
SWO3E		HN04
SWO4E		HN05
SWO5E		HN06
SWO6E		HN07
SWO7E		HN08
SWO8E		HN09
SW9E		HN10
SW10E		HN11
SWO11E		HN12
SWO12E		HN13
SWO13E		HN14
SWO14E		HN15
SWO15E		HN16
SWO16E		HN17

表 2- 5 王進財[2] HN 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口一尺寸、位置	開口二尺寸、位置			
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	x_{o2}, y_{o2}, x_2, y_2			
HN01	無配置 邊界柱	10	無	無			
HN02							
HN03							
HN04		×	21.8, 37.5, 39.1, 0	無			
HN05							
HN06		×	21.8, 18.75, 18.8, 18.75	21.8, 18.75, 59.4, 18.75			
HN07							
HN08		50	65.4, 12.5, 17.3, 18.75	無			
HN09							
HN10		10	無	無			
HN11							
HN12					×	21.8, 75, 39.1, 0	無
HN13							
HN14					100	21.8, 37.5, 18.8, 18.75	21.8, 37.5, 59.4, 18.75
HN15							
HN16					75	65.4, 25, 17.3, 18.75	無
HN17							

(in cm)



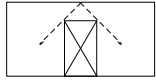
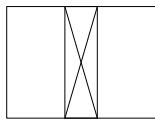
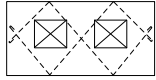
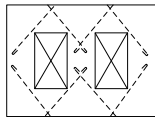
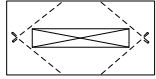
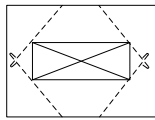
編號	試體示意圖	編號	試體示意圖
HN01 HN02 HN03		HN10 HN11	
HN04 HN05		HN12 HN13	
HN06 HN07		HN14 HN15	
HN08 HN09		HN16 HN17	

表 2- 6 王進財[2] HN 系列試體材料性質

	混凝土	牆筋	柱主筋	柱箍筋
編號	f'_c	f_y	f_y	f_y
HN01	254		5005	
HN02	345			
HN03	268			
HN04	299			
HN05	316			
HN06	329			
HN07	329			
HN08	328			
HN09	328			
HN10	294		4617	
HN11	312			
HN12	297			
HN13	297			
HN14	321			
HN15	325			
HN16	279			
HN17	283			

(in kgf/cm^2)

表 2- 7 王進財[2] HN 系列試體鋼筋配置與其他資料

編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔補強筋	軸力 kgf
HN01	水平版筋 D10@10cm 垂直版筋 D10@10.5cm	無配置 邊界柱	無配置 邊界柱	部分配有 D13 斜向鋼筋 如表 2- 5 試體示意圖 虛線部分	無軸力
HN02					
HN03					
HN04					
HN05					
HN06					
HN07					
HN08					
HN09					
HN10					
HN11					
HN12					
HN13					
HN14					
HN15					
HN16					
HN17					

加載方式：編號為偶數試體與 HN01 試體為單向加載；其他試體為反覆加載。
 加載歷程如圖 2- 32。

表 2- 8 楊欽富[3] HC 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
SWB1F	[3]	HC01
SWB2F		HC02
SWBO1		HC03
SWBO2		HC04
SWBO3		HC05
SWBO4		HC06
SWBO5		HC07
SWBO6		HC08
SWB3F		HC09
SWB4F		HC10
SWBO7		HC11
SWBO8		HC12
SWBO9		HC13
SWBO10		HC14
SWBO11		HC15
SWBO12		HC16

表 2-9 楊欽富[3] HC 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口一尺寸、位置	開口二尺寸、位置
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	x_{o2}, y_{o2}, x_2, y_2
HC01 HC02	17 × 15	7 × 100	無	無
HC03 HC04			21.8, 37.5, 39.1, 0	無
HC05 HC06			21.8, 18.75, 18.8, 18.75	21.8, 18.75, 59.4, 18.75
HC07 HC08			65.4, 12.5, 17.3, 18.75	無
HC09 HC10		7 × 100	無	無
HC11 HC12			21.8, 75, 39.1, 0	無
HC13 HC14			21.8, 37.5, 18.8, 18.75	21.8, 37.5, 59.4, 18.75
HC15 HC16			65.4, 25, 17.3, 18.75	無

(in cm)


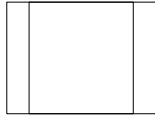
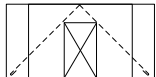
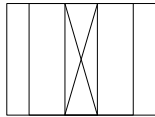
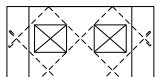
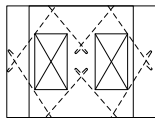
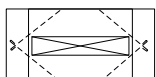
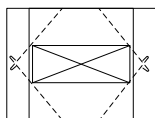
編號	試體示意圖	編號	試體示意圖
HC01 HC02		HC09 HC10	
HC03 HC04		HC11 HC12	
HC05 HC06		HC13 HC14	
HC07 HC08		HC15 HC16	

表 2- 10 楊欽富[3] HC 系列試體材料性質

	混凝土	牆筋	柱主筋	柱箍筋
編號	f'_c	f_y	f_y	f_y
HC01	287			
HC02	277			
HC03	251			
HC04	251			
HC05	316			
HC06	316			
HC07	206			
HC08	206			
HC09	255		5005	
HC10	255			
HC11	227			
HC12	260			
HC13	240			
HC14	245			
HC15	190			
HC16	194			

(in kgf/cm^2)

表 2- 11 楊欽富[3] HC 系列試體鋼筋配置與其他資料

編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔補強筋	軸力 <i>kgf</i>
HC01	平均雙向 D10@10cm	四面 4-D10	口字型 D10@10cm	部分配有 D10 斜向鋼筋 如表 2- 9 試體示意圖 虛線部分	無軸力
HC02					
HC03					
HC04					
HC05					
HC06					
HC07					
HC08					
HC09					
HC10					
HC11					
HC12					
HC13					
HC14					
HC15					
HC16					

加載方式：編號為奇數之試體為單向加載；編號為偶數之試體為反覆加載。
加載歷程如圖 2- 32。

表 2- 12 杜昱石[4] DU 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
W1C	[4]	DU1
W2		DU2
W3		DU3
W4		DU4
W5		DU5

表 2- 13 杜昱石[4] DU 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口一尺寸、 位置	開口二尺寸、 位置
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	x_{o2}, y_{o2}, x_2, y_2
DU1	50 × 30	15	90,90,30,140	90,250,340,0
DU2		×	90,90,140,140	
DU3		460	90,90,225,140	
DU4		×	90,140,225,110	
DU5		325	150,140,165,110	

(in cm)

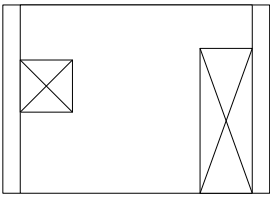
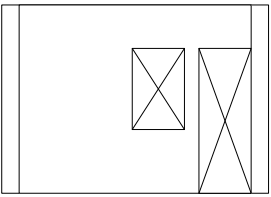
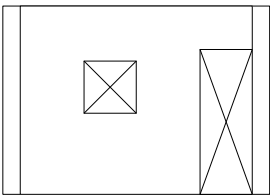
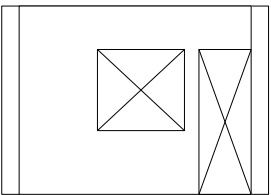
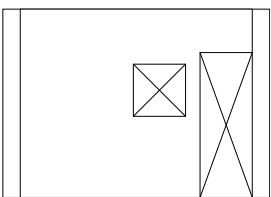
編號	試體示意圖	編號	試體示意圖
DU1		DU4	
DU2		DU5	
DU3			

表 2- 14 杜昱石[4] DU 系列試體材料性質

	混凝土	牆筋	柱主筋	柱箍筋
編號	f'_c	f_y	f_y	f_y
DU1	356	3128	4792	3128
DU2	349	3128	4792	3128
DU3	374	3128	4792	3128
DU4	373	3128	4792	3128
DU5	360	3128	4792	3128

(in kgf/cm^2)

表 2- 15 杜昱石[4] DU 系列試體鋼筋配置與其他資料

編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔補強筋	軸力 kgf
DU1	雙層雙向 #3@20cm	兩面 10-#6	日字形 一組 3-#3@7cm	雙層#5 延伸 60cm	無配置 軸力
DU2					
DU3					
DU4					
DU5					

表 2- 16 Ono and Tokuhira [5] O 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
0.00	[5]	00
R-C		01
S-C		02
L-C		03
S-CB		04
S-CT		05
S-RB		06
D-C		07
D-CLR		08
D-BLR		09
D-CTB		*
D-LBRT		*

*:該試體開孔形式不適用本模型。

表 2- 17 Ono and Tokuhiro [5] O 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口一尺寸、位置	開口二尺寸、位置
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	x_{o2}, y_{o2}, x_2, y_2
O0	20 × 20	5 × 180 × 100	無	無
O1			37, 37, 71.5, 31.5	無
O2			67, 37, 56.5, 31.5	無
O3			37, 67, 71.5, 16.5	無
O4			67, 37, 56.5, 0	無
O5			67, 37, 56.5, 63	無
O6			67, 37, 93, 0	無
O7			17, 37, 55.3, 31.5	17, 37, 107.7, 31.5
O8			17, 37, 20, 31.5	17, 37, 143, 31.5
O9			37, 17, 20, 0	37, 17, 123, 0

(in cm)

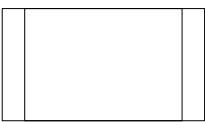
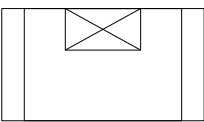
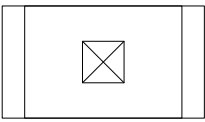
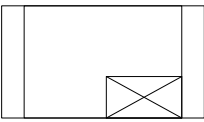
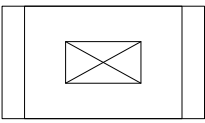
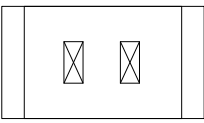
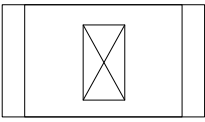
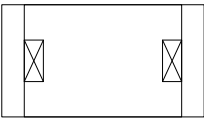
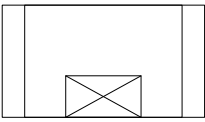
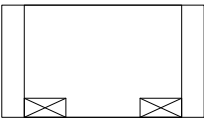
編號	試體示意圖	編號	試體示意圖
O0		O5	
O1		O6	
O2		O7	
O3		O8	
O4		O9	

表 2- 18 Ono and Tokuhiro [5] O 系列試體材料性質

	混凝土	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔補強筋
編號	f'_c	f_y	f_y	f_y	f_y
O0	321	3870	3440	3870	3850
O1	275				
O2	261				
O3	284				
O4	325				
O5	312				
O6	336				
O7	312				
O8	220				
O9	275				

(in kgf/cm^2)

表 2- 19 Ono and Tokuhiro [5] O 系列試體鋼筋配置與其他資料

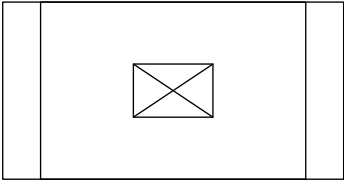
編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔補強筋	軸力 kgf
O0	雙向 D6@4cm	兩面 4-D13	口字型 D6@4cm	雙向均配有 1-D10 延伸至邊界	40000
O1					
O2					
O3					
O4					
O5					
O6					
O7					
O8					
O9					

加載方式：每一層間位移比反覆一周之反覆加載。

表 2- 20 松岡良智等人[9-13] A 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
FS0W5-0.28C-2.5-0.014	[9]	A01
FS0W5-0.28C-2.5-1.4		A02
FS1W5-0.28C-2.5-0.014		A03
FS1W5-0.28C-2.5-1.4		A04
S0W5-0.28C-2.5-0.014		A05
S0W5-0.28C-2.5-1.4		A06
S1W5-0.28C-2.5-0.014		A07
S1W5-0.28C-2.5-1.4		A08
F0W5-0.28C-1.3-0.014	[10]	A09
F0W5-0.28C-1.3-1.4		A10
F1W5-0.28C-1.3-0.014		A11
F1W5-0.28C-1.3-1.4		A12
F1W5-0.28-1.0	[11][12]	A13
S1W5-0.28-1.0		A14
S1W5-0.28-0.01		A15
S0W5-028-0.014	[13]	A16
S0W5-028-1.4		A17
S1W5-0.28-0.014		A18
S1W5-0.28-1.4		A19

表 2- 21 松岡良智等人[9-13] A 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口一尺寸、位置	試體示意圖
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	
A01				
A02				
A03				
A04				
A05				
A06				
A07				
A08		5		
A09	15	×		
A10	×	135	31.5, 21, 51.75, 24.5	
A11	15	×		
A12		70		
A13				
A14				
A15				
A16				
A17				
A18				
A19				

(in cm)

表 2- 22 松岡良智等人[9-13] A 系列試體材料性質

編號	混凝土	牆筋		柱主筋		柱箍筋	
	f'_c	f_y	E_s	f_y	E_s	f_y	E_s
A01	247	1632	1335807	3824	1815066	同版筋	
A02	247	1632	1335807	3824	1815066		
A03	323	1632	1335807	3691	1927233		
A04	323	1632	1335807	3691	1927233		
A05	263	2417	1335807	3610	1886445		
A06	263	2417	1335807	3610	1886445		
A07	271	1632	1335807	3610	1886445		
A08	271	1632	1335807	3610	1886445		
A09	256	1632	1335807	3691	1927233		
A10	256	1632	1335807	3691	1927233		
A11	274	1632	1335807	3691	1927233		
A12	274	1632	1335807	3691	1927233		
A13	278	1632	1335807	3834	1774278		
A14	282	1632	1335807	3569	1764081		
A15	282	1632	1335807	3569	1764081		
A16	274	1815	1223640	3681	1855854		
A17	274	1815	1223640	3681	1855854		
A18	315	1815	1223640	3681	1855854		
A19	315	1815	1223640	3681	1855854		

(in kgf/cm^2)

表 2- 23 松岡良智等人[9-13] A 系列試體鋼筋配置與其他資料

編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔 補強筋	軸力 kgf	加載方式
A01	雙向 4φ@5cm	四面 8-D10	□字型 4φ@5cm	無	22426	單 1-0.014
A02		四面 8-D10				單 1-1.4
A03		四面 8-D10				反 1-0.014
A04		四面 8-D10				反 1-1.4
A05		四面 8-D13				單 1-0.014
A06		四面 8-D13				單 1-1.4
A07		四面 8-D13				反 1-0.014
A08		四面 8-D13				反 1-1.4
A09		四面 4-D10				單 1-0.014
A10		四面 4-D10				單 1-1.4
A11		四面 4-D10				反 1-0.014
A12		四面 4-D10				反 1-1.4
A13		四面 4-D10				反 1-1.0
A14		兩面 6-D13				反 1-1.0
A15		兩面 6-D13				反 1-0.01
A16		兩面 6-D13				單 1-0.014
A17		兩面 6-D13				單 1-1.4
A18		兩面 6-D13				反 1-0.014
A19		兩面 6-D13				反 1-1.4

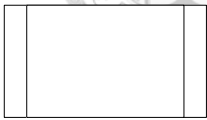
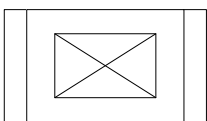
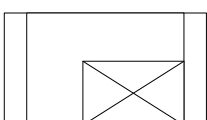

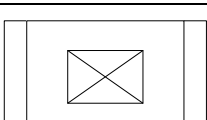
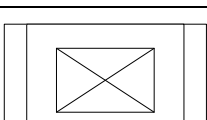
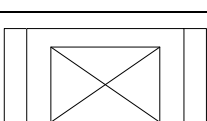
加載方式：「單」表單向加載；「反」表反覆加載
 後附之數字表 cycle 數-加載速度(層間側移比%/sec)
 如：反 1-1.1 表反覆加載、每個層間位移比加載 1 周、加載速度為 1.1%/sec。

表 2- 24 小野正行、徳広育夫[14] B 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
FW 5-0.00*1	[14]	B01
FW 5-0.528-S-C		B02
FW 5-0.528-S-RB		B03
FW 5-0.00*2		B04
FW 5-0.414-S-C		B05
FW 5-0.519-S-C		B06
FW 5-0.594-S-C		B07
F-1.00		B08

註：B02、B06、B07、B08 被原作者標明為撓曲破壞

表 2- 25 小野正行、徳広育夫[14] B 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口尺寸、位置	試體示意圖
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	
B01	20 × 20	5 × 180 × 100	無開口	
B02			90, 57, 45, 21.5	
B03			90, 57, 70, 0	
B04			無開口	
B05			67, 47, 56.5, 26.5	
B06			87, 57, 46.5, 21.5	
B07			97, 67, 41.5, 16.5	
B08			空構架	空構架

(in cm)

表 2- 26 小野正行、徳広育夫[14] B 系列試體材料性質

	混凝土	牆筋	柱主筋	柱箍筋	補強筋
編號	f'_c	f_y	f_y	f_y	f_y
B01	321	3690	3880	同版筋	無
B02	313	3690	3880		3830
B03	313	3690	3880		3830
B04	304	3440	3870		無
B05	243	3440	3870		
B06	197	3440	3870		
B07	259	3440	3870		
B08	168	3440	3870		

(in kgf/cm^2)

表 2- 27 小野正行、徳広育夫[14] B 系列試體鋼筋配置與其他資料


編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔補強筋	軸力 kgf
B01	雙向 D6@10cm	兩面 4-D13	口字型 D6@4cm	無	40000
B02		兩面 4-D13		1-D10 延伸至 邊界	
B03		兩面 4-D13			
B04		兩面 6-D13			
B05		兩面 6-D13			
B06		兩面 6-D13		無	
B07		兩面 6-D13			
B08		兩面 6-D13			

加載方式：每一層間位移比反覆一周之反覆加載。

表 2- 28 松岡良智等人[15] C 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
S0W5-0.014	[15]	C01
S1W5-0.014		C02
S3W5-0.014		C03
S0W5-0.14		C04
S1W5-0.14		C05
S0W5-1.4		C06
S1W5-1.4		C07
S3W5-1.4		C08

表 2- 29 松岡良智等人[15] C 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口尺寸、位置	試體示意圖
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{o1}, y_{o1}, x_1, y_1	
C01	15 × 15	5 × 135 × 70	無開口	
C02				
C03				
C04				
C05				
C06				
C07				
C08				

(in cm)

表 2- 30 松岡良智等人[15] C 系列試體材料性質

編號	混凝土	牆筋		柱主筋		柱箍筋	
	f'_c	f_y	E_s	f_y	E_s	f_y	E_s
C01	270	1815	1223640	3681	1855854	同版筋	
C02	282	1632	1335807	3569	1764081		
C03	282	1632	1335807	3569	1764081		
C04	270	1815	1223640	3681	1855854		
C05	270	1815	1223640	3681	1855854		
C06	270	1815	1223640	3681	1855854		
C07	282	1632	1335807	3569	1764081		
C08	282	1632	1335807	3569	1764081		

(in kgf/cm^2)

表 2- 31 松岡良智等人[15] C 系列試體鋼筋配置與其他資料

編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔 補強筋	軸力 kgf	加載方式
C01	雙向 $4\phi@5cm$	兩面 6-D13	□字型 $4\phi@5cm$	無	22426	單 1-0.014
C02		兩面 6-D13				反 1-0.014
C03		兩面 6-D13				反 3-0.014
C04		兩面 6-D13				單 1-0.14
C05		兩面 6-D13				反 3-0.14
C06		兩面 6-D13				單 1-1.4
C07		兩面 6-D13				反 1-1.4
C08		兩面 6-D13				反 3-1.4

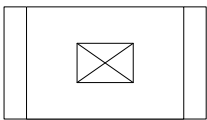
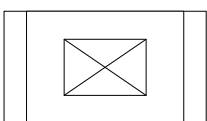
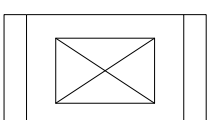
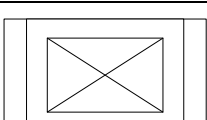



加載方式：「單」表單向加載；「反」表反覆加載
 後附之數字表 cycle 數-加載速度(層間側移比%/sec)
 如：反 1-1.4 表反覆加載、每個層間位移比加載 1 周、加載速度為 1.4%/sec。

表 2- 32 蓑田裕久等人[16] D 系列試體編號對照表

試體編號	試體出處	本研究整理編號
FW6.6-0.302-S	[16]	D01
FW6.6-0.302-D		D02
FW6.6-0.436-S		D03
FW6.6-0.436-D		D04
FW6.6-0.516-D		D05
FW6.6-0.595-S		D06
FW6.6-0.595-D		D07

註：D02、D04、D05、D06、D07 被原作者標明為撓曲破壞

表 2- 33 蓑田裕久等人[16] D 系列試體幾何尺寸

編號	柱尺寸	牆體尺寸	開口一尺寸、位置	試體示意圖	
	$t_c \times l_c$	$t_w \times l_w \times h_w$	x_{01}, y_{01}, x_1, y_1		
D01	20 × 20	6.6 × 180 × 100	50, 35, 65, 32.5		
D02			73, 50, 53.5, 25		
D03				88, 58, 46, 21	
D04			103, 66, 38.5, 17		
D05					
D06					
D07					

(in cm)

表 2- 34 蓑田裕久等人[16] D 系列試體材料性質

編號	混凝土	牆筋		柱主筋		柱箍筋	
	f'_c	f_y	E_s	f_y	E_s	f_y	E_s
D01	270	3870	1994845	3440	1890110	同版筋	
D02							
D03							
D04							
D05	279						
D06							
D07							

(in kgf/cm^2)

表 2- 35 蓑田裕久等人[16] D 系列試體鋼筋配置與其他資料

編號	牆筋	柱主筋	柱箍筋	開孔 補強筋	軸力 kgf	加載方式
D01	雙向 D6@7.6cm	四面 4-D13	口字型 D6@4cm	無	20000	S
D02		四面 4-D13				D
D03		四面 4-D13				S
D04		四面 4-D13				D
D05		四面 4-D13				D
D06		四面 4-D13				S
D07		四面 4-D13				D
加載方式說明： S 為靜態加載，加載歷程如圖 2- 36(a) D 為動態加載，加載歷程如圖 2- 36(b)						

表 4- 1 HN 系列試體[2]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$ (%)				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
HN01	315	93%	93%	93%	93%	93%
HN02	324	71%	71%	71%	71%	71%
HN03	270	76%	76%	76%	76%	76%
HN04	222	105%	105%	105%	105%	105%
HN05	196	87%	87%	87%	87%	87%
HN06	242	159%	159%	159%	159%	159%
HN07	220	145%	145%	145%	145%	145%
HN08	161	152%	152%	152%	152%	152%
HN09	139	131%	131%	131%	131%	131%
HN10	337	114%	114%	114%	114%	114%
HN11	333	106%	106%	106%	106%	106%
HN12	198	103%	103%	103%	103%	103%
HN13	204	105%	105%	105%	105%	105%
HN14	147	110%	110%	110%	110%	110%
HN15	136	100%	100%	100%	100%	100%
HN16	92	103%	103%	103%	103%	103%
HN17	99	110%	110%	110%	110%	110%
AVG		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
COV		0.22	0.22	0.22	0.22	0.22

表 4- 2 HN 系列試體[2]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
HN01	8.75	257%	257%	257%	257%	257%
HN02	8.45	243%	243%	243%	243%	243%
HN03	10.63	311%	311%	311%	311%	311%
HN04	4.79	148%	148%	148%	148%	148%
HN05	4.69	143%	143%	143%	143%	143%
HN06	3.60	162%	162%	162%	162%	162%
HN07	4.15	186%	186%	186%	186%	186%
HN08	3.54	153%	153%	153%	153%	153%
HN09	2.97	129%	129%	129%	129%	129%
HN10	10.85	157%	157%	157%	157%	157%
HN11	14.62	219%	219%	219%	219%	219%
HN12	11.07	210%	210%	210%	210%	210%
HN13	11.64	221%	221%	221%	221%	221%
HN14	3.85	88%	88%	88%	88%	88%
HN15	5.75	131%	131%	131%	131%	131%
HN16	3.38	109%	109%	109%	109%	109%
HN17	3.46	111%	111%	111%	111%	111%
AVG		1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
COV		0.34	0.34	0.34	0.34	0.34

表 4- 3 HC 系列試體[3]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
HC01	371	139%	125%	125%	125%	125%
HC02	375	145%	131%	131%	131%	131%
HC03	262	207%	124%	173%	124%	173%
HC04	255	202%	121%	168%	121%	168%
HC05	255	239%	166%	166%	166%	166%
HC06	260	244%	169%	169%	169%	169%
HC07	140	286%	142%	142%	142%	142%
HC08	141	288%	143%	143%	143%	143%
HC09	314	175%	160%	160%	160%	160%
HC10	309	172%	157%	157%	157%	157%
HC11	189	183%	133%	160%	133%	160%
HC12	189	160%	118%	140%	118%	140%
HC13	140	196%	123%	123%	123%	123%
HC14	139	191%	121%	121%	121%	121%
HC15	130	304%	158%	158%	158%	158%
HC16	122	278%	144%	144%	144%	144%
AVG		2.13	1.40	1.49	1.40	1.49
COV		0.25	0.13	0.12	0.13	0.12

表 4- 4 HC 系列試體[3]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
HC01	8.15	246%	246%	246%	246%	246%
HC02	6.59	199%	199%	199%	199%	199%
HC03	5.49	182%	171%	182%	171%	182%
HC04	5.43	180%	169%	180%	169%	180%
HC05	5.43	269%	269%	269%	269%	269%
HC06	6.04	300%	300%	300%	300%	300%
HC07	4.35	261%	191%	191%	191%	191%
HC08	4.40	264%	193%	193%	193%	193%
HC09	10.99	203%	203%	203%	203%	203%
HC10	14.29	263%	263%	263%	263%	263%
HC11	13.74	275%	275%	275%	275%	275%
HC12	14.29	282%	282%	282%	282%	282%
HC13	8.33	231%	231%	231%	231%	231%
HC14	11.96	331%	331%	331%	331%	331%
HC15	10.87	384%	295%	295%	295%	295%
HC16	4.89	169%	131%	131%	131%	131%
AVG		2.52	2.34	2.36	2.34	2.36
COV		0.23	0.24	0.23	0.24	0.23

表 4- 5 DU 系列試體[4]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
DU1 +	1361	90%	90%	90%	90%	90%
DU1 -	1991	100%	100%	100%	100%	100%
DU2 +	1468	129%	115%	127%	115%	127%
DU2 -	1456	123%	113%	122%	113%	122%
DU3 +	1576	108%	98%	107%	98%	107%
DU3 -	1679	125%	115%	123%	115%	123%
DU4 +	1522	113%	104%	111%	104%	111%
DU4 -	1423	112%	104%	110%	104%	110%
DU5 +	1028	118%	104%	116%	104%	116%
DU5 -	1123	136%	121%	133%	121%	133%
AVG		1.15	1.06	1.14	1.06	1.14
COV		0.12	0.09	0.12	0.09	0.12

表 4- 6 DU 系列試體[4]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
DU1 +	16.49	92%	92%	92%	92%	92%
DU1 -	16.73	127%	127%	127%	127%	127%
DU2 +	15.71	105%	93%	105%	93%	105%
DU2 -	9.24	62%	56%	62%	56%	62%
DU3 +	16.52	94%	84%	94%	84%	94%
DU3 -	9.83	55%	52%	55%	52%	55%
DU4 +	35.00	189%	175%	189%	175%	189%
DU4 -	29.17	161%	153%	161%	153%	161%
DU5 +	31.81	191%	175%	191%	175%	191%
DU5 -	13.17	80%	76%	80%	76%	80%
AVG		1.16	1.08	1.16	1.08	1.16
COV		0.43	0.43	0.43	0.43	0.43

表 4-7 O 系列試體[5]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
O0 +	526	107%	110%	110%	98%	99%
O0 -	512	104%	107%	107%	95%	97%
O1 +	425	132%	93%	141%	89%	122%
O1 -	427	133%	93%	142%	89%	122%
O2 +	354	135%	89%	138%	84%	123%
O2 -	338	129%	85%	132%	80%	117%
O3 +	324	104%	82%	111%	76%	94%
O3 -	335	107%	85%	115%	78%	97%
O4 +	425	146%	100%	161%	96%	135%
O4 -	413	142%	97%	156%	94%	131%
O5 +	310	108%	74%	120%	72%	100%
O5 -	297	104%	71%	115%	69%	96%
O6 +	386	111%	98%	111%	97%	107%
O6 -	490	112%	99%	115%	99%	110%
O7 +	389	135%	92%	142%	92%	126%
O7 -	362	125%	86%	133%	86%	117%
O8 +	393	91%	91%	91%	91%	91%
O8 -	398	93%	93%	93%	93%	93%
O9 +	425	92%	92%	92%	92%	92%
O9 -	429	93%	93%	93%	93%	93%
AVG		1.15	0.92	1.21	0.88	1.08
COV		0.15	0.10	0.18	0.10	0.14

表 4- 8 O 系列試體[5]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
O0 +	7.25	109%	111%	110%	98%	109%
O0 -	6.69	101%	103%	107%	95%	101%
O1 +	7.89	158%	137%	162%	134%	158%
O1 -	7.60	152%	132%	156%	129%	152%
O2 +	8.08	170%	148%	181%	142%	170%
O2 -	7.81	164%	143%	174%	137%	164%
O3 +	9.58	162%	160%	172%	161%	173%
O3 -	9.01	152%	150%	162%	151%	163%
O4 +	6.69	177%	135%	186%	129%	177%
O4 -	6.41	169%	130%	178%	124%	169%
O5 +	5.63	149%	113%	155%	108%	149%
O5 -	5.63	149%	113%	155%	108%	149%
O6 +	7.04	119%	136%	136%	133%	133%
O6 -	5.63	130%	161%	177%	159%	175%
O7 +	8.08	258%	147%	243%	145%	258%
O7 -	6.69	213%	121%	201%	120%	213%
O8 +	6.76	144%	144%	144%	144%	144%
O8 -	6.76	144%	144%	144%	144%	144%
O9 +	6.76	199%	199%	199%	199%	199%
O9 -	6.76	199%	199%	199%	199%	199%
AVG		1.61	1.41	1.67	1.38	1.65
COV		0.23	0.18	0.19	0.20	0.21

表 4-9 A 系列試體[9-13]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
A01	288	148%	123%	153%	117%	138%
A02	331	171%	141%	176%	135%	159%
A03 +	292	128%	106%	130%	102%	119%
A03 -	292	128%	106%	130%	102%	119%
A04 +	324	142%	117%	144%	113%	132%
A04 -	292	128%	106%	130%	102%	119%
A05	304	150%	122%	155%	117%	140%
A06	322	158%	130%	164%	123%	148%
A07 +	298	145%	121%	150%	116%	136%
A07 -	290	141%	118%	146%	113%	132%
A08 +	317	154%	129%	159%	123%	144%
A08 -	277	135%	113%	139%	108%	126%
A09	247	124%	104%	129%	100%	116%
A10	271	136%	114%	141%	109%	128%
A11 +	231	112%	93%	115%	90%	105%
A11 -	213	103%	86%	106%	83%	97%
A12 +	265	128%	107%	132%	103%	120%
A12 -	240	116%	97%	120%	93%	109%
A13 +	251	120%	101%	124%	97%	113%
A13 -	233	112%	94%	116%	90%	105%
A14 +	325	155%	127%	158%	121%	144%
A14 -	306	146%	119%	149%	114%	135%
A15 +	299	142%	117%	145%	112%	132%
A15 -	260	124%	101%	126%	97%	115%
A16	340	163%	133%	167%	127%	151%
A17	365	175%	143%	179%	136%	162%
A18	278	122%	100%	124%	96%	114%
A19	330	145%	119%	147%	114%	135%
AVG		1.38	1.14	1.41	1.09	1.28
COV		0.13	0.13	0.13	0.12	0.13

表 4- 10 A 系列試體[9-13]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
A01	4.44	131%	118%	131%	119%	131%
A02	3.43	102%	92%	101%	92%	102%
A03 +	3.90	115%	103%	114%	104%	115%
A03 -	3.40	100%	90%	100%	90%	100%
A04 +	4.04	119%	107%	119%	108%	119%
A04 -	3.75	110%	100%	110%	100%	110%
A05	2.52	73%	66%	73%	66%	73%
A06	3.02	88%	79%	88%	80%	88%
A07 +	3.35	99%	89%	99%	89%	99%
A07 -	2.52	74%	67%	74%	67%	74%
A08 +	3.63	107%	97%	107%	97%	107%
A08 -	2.57	76%	68%	76%	69%	76%
A09	6.12	181%	163%	180%	164%	181%
A10	5.71	169%	152%	168%	153%	169%
A11 +	3.91	116%	104%	115%	105%	116%
A11 -	3.91	116%	104%	115%	105%	116%
A12 +	4.33	128%	115%	127%	116%	128%
A12 -	4.33	128%	115%	127%	116%	128%
A13 +	3.82	113%	102%	113%	102%	113%
A13 -	3.73	110%	99%	110%	100%	110%
A14 +	3.96	117%	105%	117%	106%	117%
A14 -	4.44	131%	118%	131%	119%	131%
A15 +	3.34	99%	89%	98%	89%	99%
A15 -	3.21	95%	85%	94%	86%	95%
A16	4.66	137%	123%	137%	124%	137%
A17	3.89	114%	103%	114%	103%	114%
A18	3.52	103%	93%	103%	93%	103%
A19	4.01	117%	106%	117%	106%	117%
AVG		1.13	1.02	1.13	1.02	1.13
COV		0.21	0.21	0.21	0.21	0.21

表 4- 11 B 系列試體[14]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
B01 +	526	107%	110%	110%	99%	99%
B01 -	512	104%	108%	108%	97%	97%
B03 +	278	129%	94%	112%	91%	95%
B03 -	336	147%	98%	124%	97%	111%
B04 +	524	110%	113%	113%	102%	102%
B04 -	497	105%	108%	108%	97%	97%
B05 +	296	117%	84%	136%	74%	105%
B05 -	281	111%	80%	128%	70%	99%
AVG		1.16	0.99	1.17	0.91	1.01
COV		0.13	0.13	0.09	0.13	0.05

表 4- 12 B 系列試體[14]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
B01 +	11.62	177%	179%	179%	177%	177%
B01 -	10.64	162%	164%	164%	162%	162%
B03 +	6.99	126%	119%	126%	121%	126%
B03 -	5.97	126%	106%	126%	106%	126%
B04 +	20.02	305%	308%	308%	305%	305%
B04 -	15.48	236%	238%	238%	236%	236%
B05 +	15.36	308%	273%	309%	274%	308%
B05 -	15.45	310%	275%	311%	275%	310%
AVG		2.19	2.08	2.20	2.07	2.19
COV		0.37	0.37	0.37	0.37	0.37

表 4- 13 C 系列試體[15]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
C01	518	171%	169%	169%	156%	156%
C02	463	150%	157%	157%	145%	145%
C03	446	145%	151%	151%	140%	140%
C04	533	176%	173%	173%	160%	160%
C05	500	165%	163%	163%	151%	151%
C06	567	187%	184%	184%	171%	171%
C07	519	169%	176%	176%	163%	163%
C08	487	158%	165%	165%	153%	153%
AVG		1.65	1.67	1.67	1.55	1.55
COV		0.08	0.06	0.06	0.06	0.06

表 4- 14 C 系列試體[15]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
C01	5.03	115%	116%	116%	115%	115%
C02	5.48	126%	127%	127%	126%	126%
C03	4.10	94%	95%	95%	94%	94%
C04	6.55	150%	151%	151%	150%	150%
C05	5.14	118%	118%	118%	118%	118%
C06	6.07	139%	140%	140%	139%	139%
C07	4.86	112%	112%	112%	112%	112%
C08	5.33	122%	123%	123%	122%	122%
AVG		1.22	1.23	1.23	1.22	1.22
COV		0.14	0.14	0.14	0.14	0.14

表 4- 15 D 系列試體[16]各分析強度點強度實驗值與分析值比值表

	實驗強度 (kN)	$V_{experiment}/V_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
D01 +	405	141%	93%	137%	95%	130%
D01 -	397	139%	91%	135%	93%	128%
D03 +	328	137%	96%	139%	91%	124%
D03 -	309	129%	90%	131%	86%	117%
AVG		1.37	0.92	1.35	0.91	1.25
COV		0.04	0.03	0.03	0.04	0.05

表 4- 16 D 系列試體[16]各分析強度點位移實驗值與分析值比值表

	實驗位移 (mm)	$\delta_{experiment}/\delta_{analysis}$				
		分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
D01 +	5.86	119%	109%	123%	107%	119%
D01 -	6.38	129%	118%	134%	116%	129%
D03 +	5.99	119%	109%	118%	110%	119%
D03 -	6.07	121%	110%	120%	111%	121%
AVG		1.22	1.11	1.24	1.11	1.22
COV		0.04	0.04	0.06	0.04	0.04

表 4- 17 各分析強度點強度實驗值與分析值比值之平均值與變異係數總表

試體系列	$V_{expeiment}/V_{analysis}$ 之平均值/變異係數				
	分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
HN	1.10 / 0.22	1.10 / 0.22	1.10 / 0.22	1.10 / 0.22	1.10 / 0.22
HC	2.13 / 0.25	1.40 / 0.13	1.49 / 0.12	1.40 / 0.13	1.49 / 0.12
DU	1.15 / 0.12	1.06 / 0.09	1.14 / 0.12	1.06 / 0.09	1.14 / 0.12
O	1.15 / 0.15	0.92 / 0.10	1.21 / 0.18	0.88 / 0.10	1.08 / 0.14
A	1.38 / 0.13	1.14 / 0.13	1.41 / 0.13	1.09 / 0.12	1.28 / 0.13
B	1.16 / 0.13	0.99 / 0.13	1.17 / 0.09	0.91 / 0.13	1.01 / 0.05
C	1.65 / 0.08	1.67 / 0.06	1.67 / 0.06	1.55 / 0.06	1.55 / 0.06
D	1.37 / 0.04	0.92 / 0.03	1.35 / 0.03	0.91 / 0.04	1.25 / 0.05
所有試體	1.39 / 0.31	1.14 / 0.22	1.31 / 0.19	1.11 / 0.22	1.23 / 0.19

表 4- 18 各分析強度點位移實驗值與分析值比值之平均值與變異係數總表

試體系列	$\delta_{expeiment}/\delta_{analysis}$ 之平均值/變異係數				
	分析一	分析二	分析三	分析四	分析五
HN	1.75 / 0.35	1.75 / 0.35	1.75 / 0.35	1.75 / 0.35	1.75 / 0.35
HC	2.52 / 0.23	2.34 / 0.24	2.36 / 0.23	2.34 / 0.24	2.36 / 0.23
DU	1.16 / 0.43	1.08 / 0.43	1.16 / 0.43	1.08 / 0.43	1.16 / 0.43
O	1.66 / 0.23	1.41 / 0.18	1.67 / 0.19	1.38 / 0.20	1.65 / 0.21
A	1.13 / 0.21	1.02 / 0.21	1.13 / 0.21	1.02 / 0.21	1.13 / 0.21
B	2.19 / 0.37	2.08 / 0.37	2.20 / 0.37	2.07 / 0.37	2.19 / 0.37
C	1.22 / 0.14	1.23 / 0.14	1.23 / 0.14	1.22 / 0.14	1.22 / 0.14
D	1.22 / 0.04	1.11 / 0.04	1.24 / 0.06	1.11 / 0.04	1.22 / 0.04
所有試體	1.60 / 0.41	1.49 / 0.42	1.59 / 0.39	1.49 / 0.42	1.58 / 0.40

表 4-19 開口減低率與適用性列表-1

試體編號	開口 減低率	試體編號	開口 減低率	試體編號	開口 減低率
HN01	1.00	HC06	0.52	O0 -	1.00
HN02	1.00	HC07	0.28	O1 +	0.73
HN03	1.00	HC08	0.28	O1 -	0.73
HN04	不適用	HC09	1.00	O2 +	0.59
HN05	不適用	HC10	1.00	O2 -	0.59
HN06	不適用	HC11	不適用	O3 +	0.64
HN07	不適用	HC12	不適用	O3 -	0.64
HN08	不適用	HC13	不適用	O4 +	0.59
HN09	不適用	HC14	不適用	O4 -	0.59
HN10	1.00	HC15	不適用	O5 +	0.59
HN11	1.00	HC16	不適用	O5 -	0.59
HN12	不適用	DU1 +	不適用	O6 +	0.59
HN13	不適用	DU1 -	不適用	O6 -	0.59
HN14	不適用	DU2 +	不適用	O7 +	0.74
HN15	不適用	DU2 -	不適用	O7 -	0.74
HN16	不適用	DU3 +	不適用	O8 +	0.74
HN17	不適用	DU3 -	不適用	O8 -	0.74
HC01	1.00	DU4 +	不適用	O9 +	0.55
HC02	1.00	DU4 -	不適用	O9 -	0.55
HC03	0.65	DU5 +	不適用	A01	0.74
HC04	0.65	DU5 -	不適用	A02	0.74
HC05	0.52	O0 +	1.00	A03 +	0.74

表 4- 20 開口減低率與適用性列表-2

試體編號	開孔 減低率	試體編號	開孔 減低率	試體編號	開孔 減低率
A03 -	0.74	A13 +	0.74	B04 -	1.00
A04 +	0.74	A13 -	0.74	B05 +	不適用
A04 -	0.74	A14 +	0.74	B05 -	不適用
A05	0.74	A14 -	0.74	C01	1.00
A06	0.74	A15 +	0.74	C02	1.00
A07 +	0.74	A15 -	0.74	C03	1.00
A07 -	0.74	A16	0.74	C04	1.00
A08 +	0.74	A17	0.74	C05	1.00
A08 -	0.74	A18	0.74	C06	1.00
A09	0.74	A19	0.74	C07	1.00
A10	0.74	B01 +	1.00	C08	1.00
A11 +	0.74	B01 -	1.00	D01 +	0.69
A11 -	0.74	B03 +	不適用	D01 -	0.69
A12 +	0.74	B03 -	不適用	D03 +	不適用
A12 -	0.74	B04 +	1.00	D03 -	不適用

表 4- 21 本研究與各國規範強度預測比值比較

	$V_{expeiment}/V_{analysis}$				
	分析一	分析四	分析五	AIJ	ACI
HN01	0.93	0.93	0.93	1.22	0.95
HN02	0.71	0.71	0.71	1.14	0.84
HN03	0.76	0.76	0.76	1.03	0.79
HN10	1.14	1.14	1.14	1.27	0.95
HN11	1.06	1.06	1.06	1.23	0.91
HC01	1.39	1.25	1.25	1.28	1.50
HC02	1.45	1.31	1.31	1.31	1.55
HC03	2.07	1.24	1.73	1.46	1.45
HC04	2.02	1.21	1.68	1.42	1.41
HC05	2.39	1.66	1.66	1.62	1.75
HC06	2.44	1.69	1.69	1.65	1.78
HC07	2.86	1.42	1.42	1.92	1.91
HC08	2.88	1.43	1.43	1.94	1.93
HC09	1.75	1.60	1.60	1.13	1.35
HC10	1.72	1.57	1.57	1.11	1.33
O0 +	1.32	0.89	1.22	1.18	1.57
O0 -	1.33	0.89	1.22	1.15	1.53
O1 +	1.35	0.84	1.23	1.38	1.72
O1 -	1.29	0.80	1.17	1.38	1.73
O2 +	1.04	0.76	0.94	1.45	1.86
O2 -	1.07	0.78	0.97	1.39	1.78
O3 +	1.46	0.96	1.35	1.19	1.29
O3 -	1.42	0.94	1.31	1.23	1.34
O4 +	1.08	0.72	1.00	1.60	2.01
O4 -	1.04	0.69	0.96	1.56	1.95
O5 +	1.11	0.97	1.07	1.19	1.49
O5 -	1.12	0.99	1.10	1.14	1.43
O6 +	1.35	0.92	1.26	1.44	1.24
O6 -	1.25	0.86	1.17	1.82	1.57
O7 +	0.91	0.91	0.91	1.18	1.45
O7 -	0.93	0.93	0.93	1.10	1.35
O8 +	0.92	0.92	0.92	1.36	0.95
O8 -	0.93	0.93	0.93	1.37	0.96

	$V_{\text{expeiment}}/V_{\text{analysis}}$				
	分析一	分析四	分析五	AIJ	ACI
O9 +	1.07	0.98	0.99	1.85	1.13
O9 -	1.04	0.95	0.97	1.86	1.14
A01	1.48	1.17	1.38	1.44	2.69
A02	1.71	1.35	1.59	1.65	3.10
A03 +	1.28	1.02	1.19	1.29	2.52
A03 -	1.28	1.02	1.19	1.29	2.52
A04 +	1.42	1.13	1.32	1.43	2.79
A04 -	1.28	1.02	1.19	1.29	2.52
A05	1.50	1.17	1.40	1.29	2.34
A06	1.58	1.23	1.48	1.37	2.48
A07 +	1.45	1.16	1.36	1.29	2.71
A07 -	1.41	1.13	1.32	1.26	2.64
A08 +	1.54	1.23	1.44	1.38	2.88
A08 -	1.35	1.08	1.26	1.20	2.52
A09	1.24	1.00	1.16	1.36	2.29
A10	1.36	1.09	1.28	1.49	2.51
A11 +	1.12	0.90	1.05	1.24	2.09
A11 -	1.03	0.83	0.97	1.14	1.93
A12 +	1.28	1.03	1.20	1.42	2.40
A12 -	1.16	0.93	1.09	1.28	2.18
A13 +	1.20	0.97	1.13	1.33	2.27
A13 -	1.12	0.90	1.05	1.24	2.10
A14 +	1.55	1.21	1.44	1.46	2.92
A14 -	1.46	1.14	1.35	1.37	2.75
A15 +	1.42	1.12	1.32	1.34	2.69
A15 -	1.24	0.97	1.15	1.17	2.34
A16	1.63	1.27	1.51	1.53	2.95
A17	1.75	1.36	1.62	1.64	3.17
A18	1.22	0.96	1.14	1.17	2.32
A19	1.45	1.14	1.35	1.39	2.75
B01 +	1.07	0.99	0.99	1.19	1.58
B01 -	1.04	0.97	0.97	1.15	1.54
B04 +	1.10	1.02	1.02	1.15	1.66
B04 -	1.05	0.97	0.97	1.09	1.58

	$V_{expeiment}/V_{analysis}$				
	分析一	分析四	分析五	AIJ	ACI
C01	1.71	1.56	1.56	1.74	3.46
C02	1.50	1.45	1.45	1.54	3.19
C03	1.45	1.40	1.40	1.49	3.07
C04	1.76	1.60	1.60	1.79	3.56
C05	1.65	1.51	1.51	1.68	3.34
C06	1.87	1.71	1.71	1.91	3.79
C07	1.69	1.63	1.63	1.73	3.58
C08	1.58	1.53	1.53	1.62	3.36
D01 +	1.41	0.95	1.30	1.20	1.38
D01 -	1.39	0.93	1.28	1.17	1.35
AVG	1.39	1.11	1.25	1.39	2.05
COV	0.29	0.23	0.19	0.16	0.37

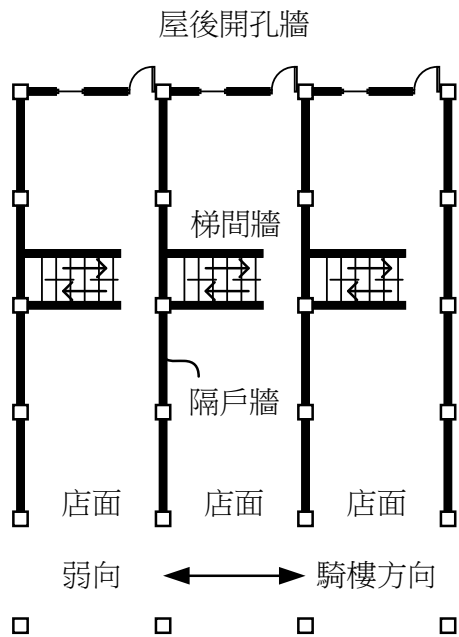
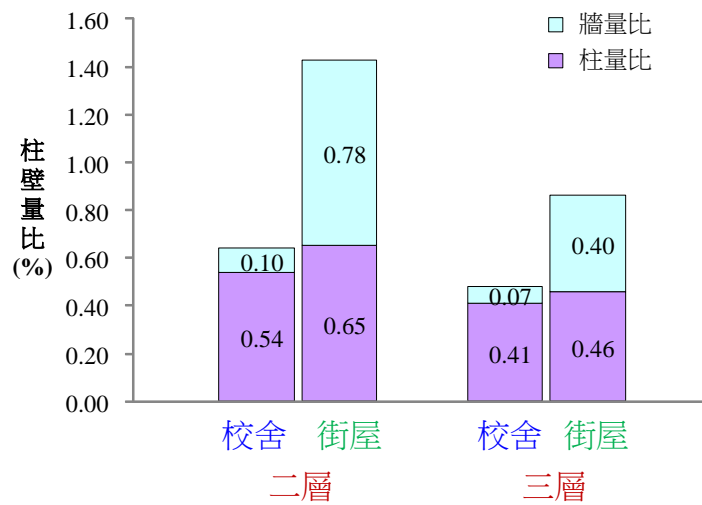


圖 1-1 典型街屋之隔戶牆、屋後開孔牆、梯間牆示意圖



$$\text{柱、壁量比} = \frac{\text{一樓柱、壁截面積和}}{\text{二樓以上總樓地板面積}}$$

圖 1-2 台灣傳統街屋與中小學校舍牆—樓地板面積比例圖[1]

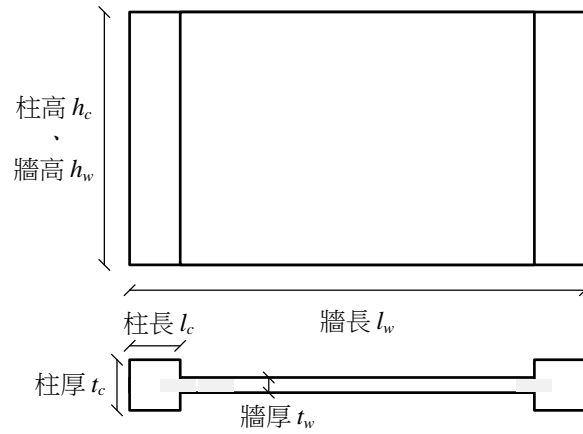


圖 2-1 剪力牆與邊界構材尺寸定義

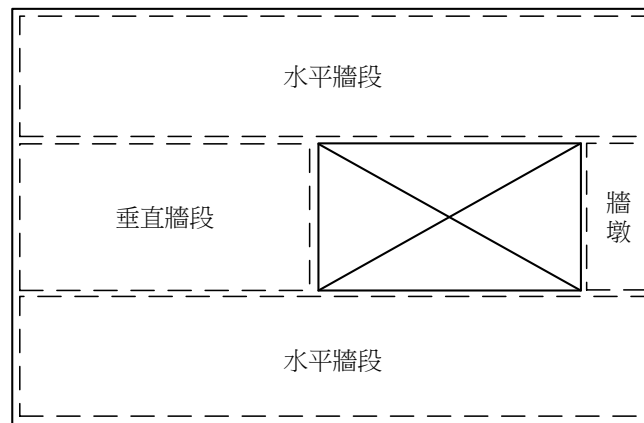


圖 2-2 開孔牆各構件示意圖



垂直牆段之淨高/垂直牆段之牆長 (h_w/l_w)	垂直牆段之牆長/牆厚 (l_w/b_w)		
	$(l_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (l_w/b_w) \leq 6.0$	$(l_w/b_w) > 6.0$
$h_w/l_w < 2.0$	牆	牆	牆
$h_w/l_w \geq 2.0$	牆墩宜符合柱設計之需求； 參見 18.10.8.1	牆墩宜符合柱設計需求或其他需求； 參見 18.10.8.1	牆

[1] h_w 、 l_w 、 b_w 分別為牆段中牆版之淨高、水平長度及寬度

圖 2-3 美國 ACI 318-14 規範[17]對開孔牆各構件分類方式與規定

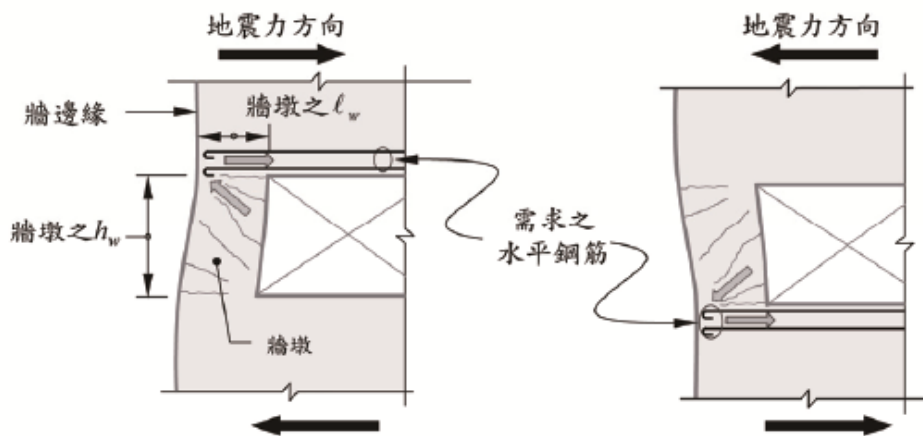


圖 2-4 美國 ACI 318-14 規範[17]對牆墩上、下方之配筋規定

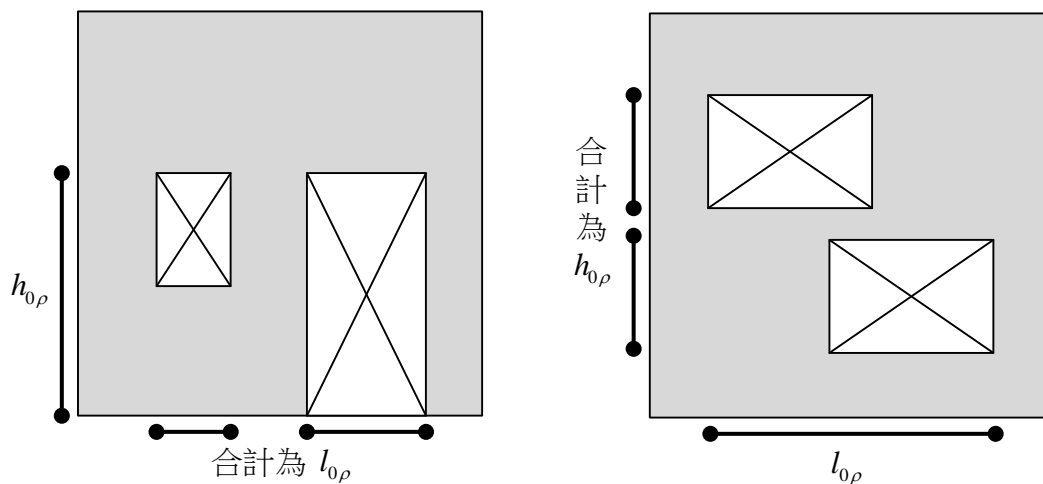
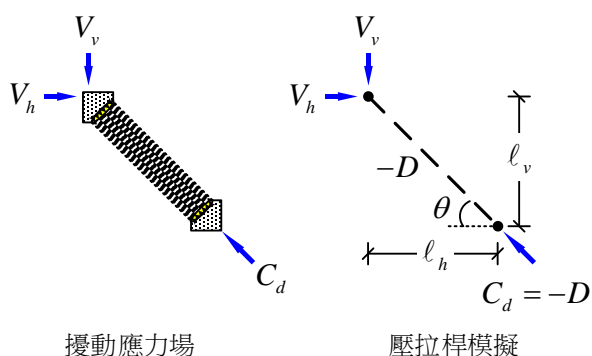
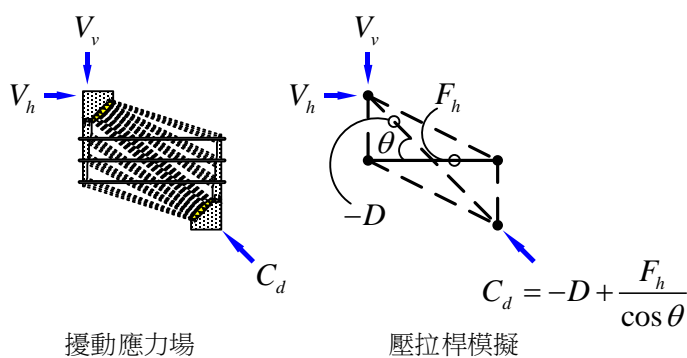


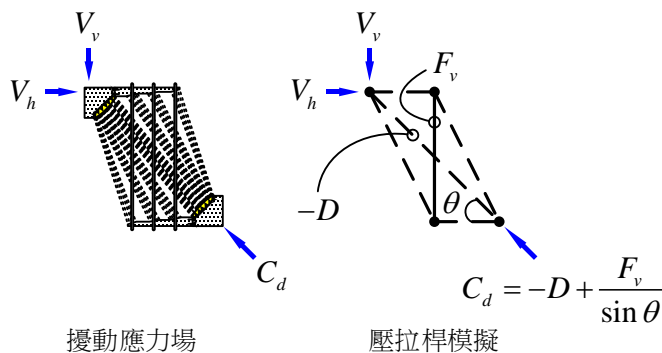
圖 2-5 AII 開孔牆開孔減低率相關尺度示意圖



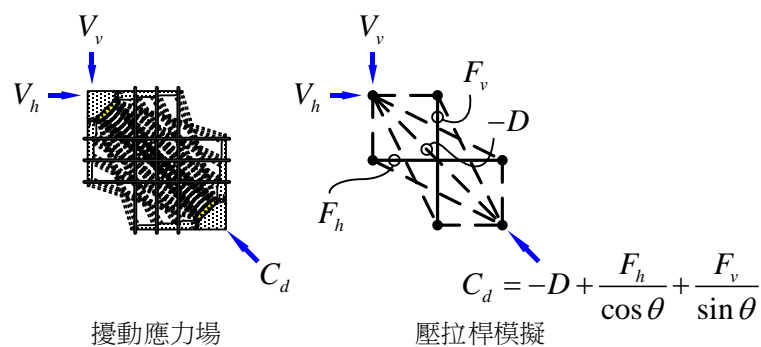
(a) 對角機制



(b) 對角機制與水平機制



(c) 對角機制與垂直機制



(d) 完整的傳力機制

圖 2-6 軟化壓拉桿之傳力機制

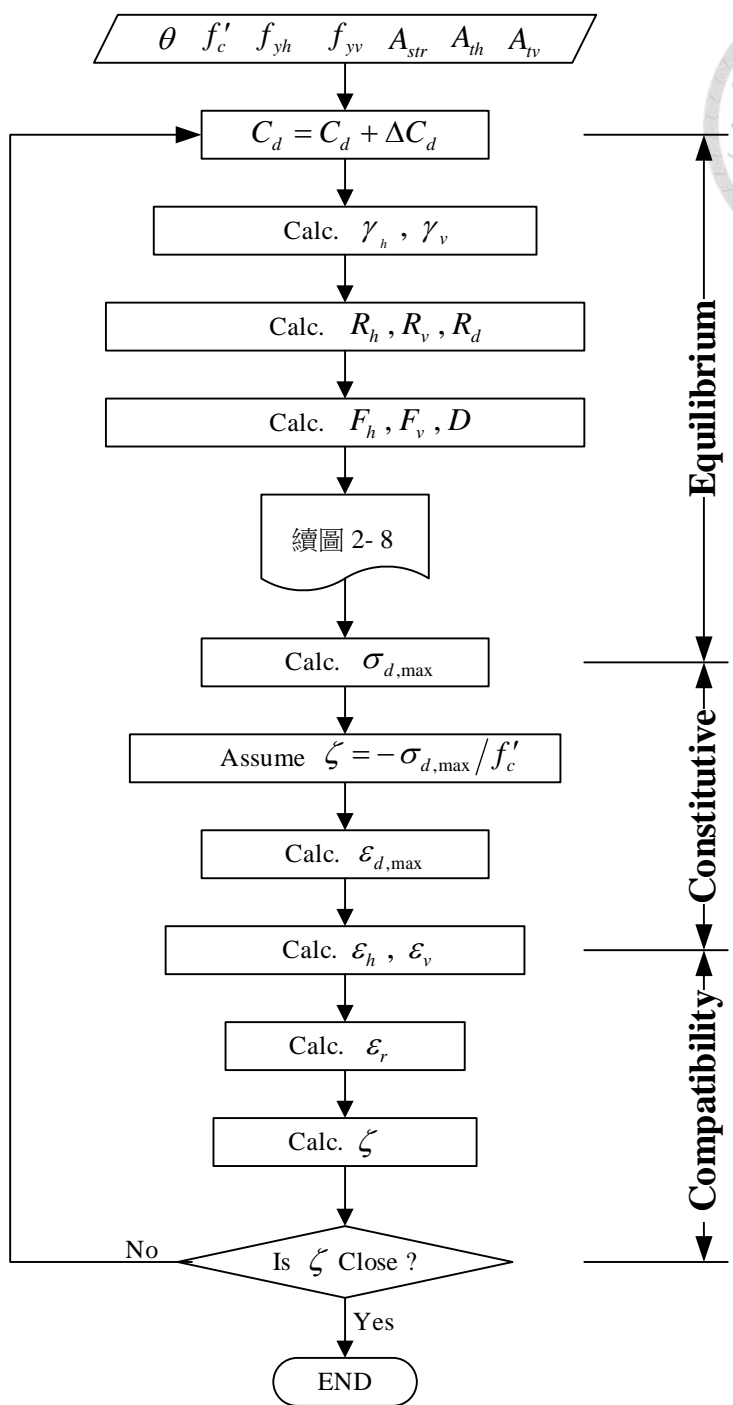
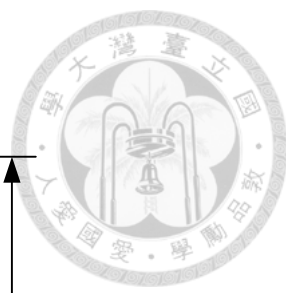


圖 2-7 軟化壓拉桿精算法之剪力強度計算流程[18]

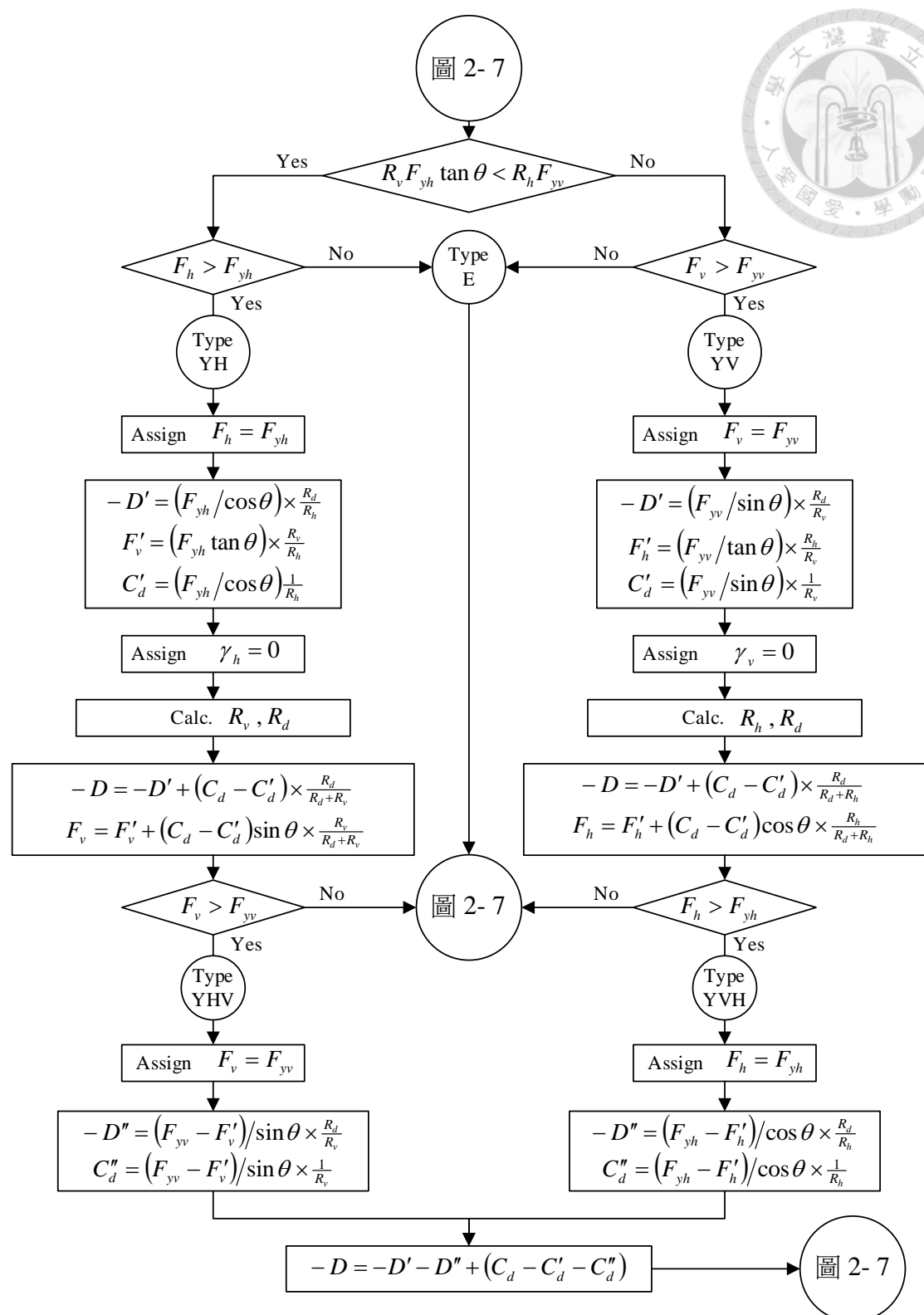


圖 2-8 軟化壓拉桿精算法計算流程-內力分配部分[18]

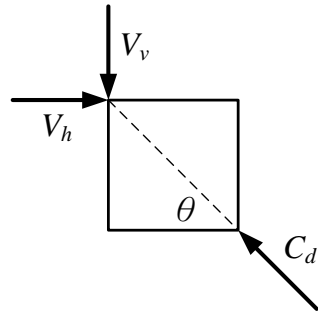


圖 2-9 剪力元素外力平衡示意圖

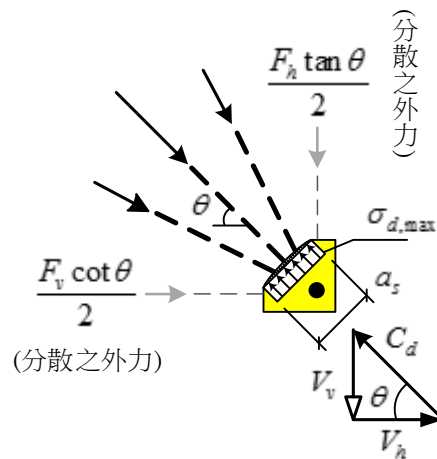


圖 2-10 樁端承壓面上承受之壓桿

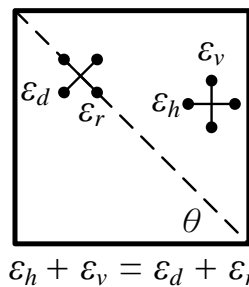


圖 2-11 剪力元素內應變場示意圖

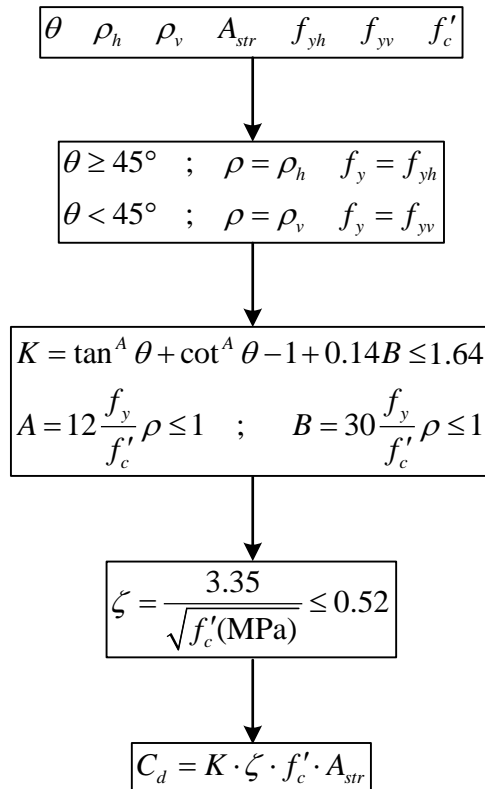


圖 2-12 蔡仁傑[6]軟化壓拉桿幾何簡算法計算流程

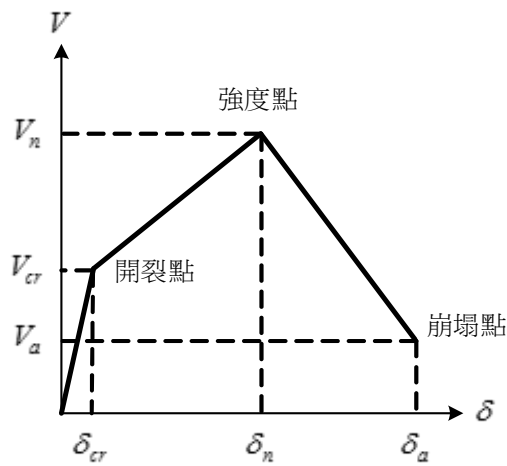


圖 2-13 剪力牆之側力位移曲線

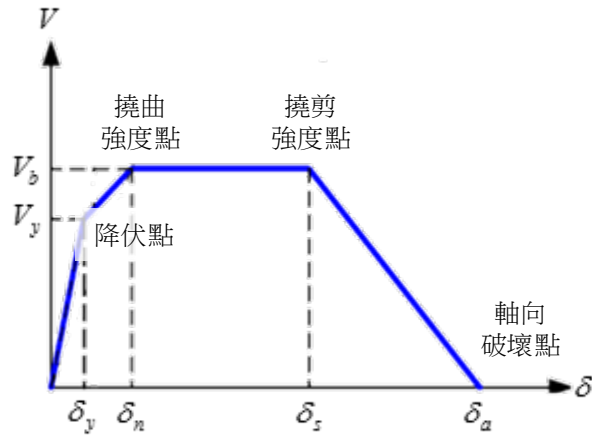


圖 2-14 撓剪破壞柱之側力位移曲線

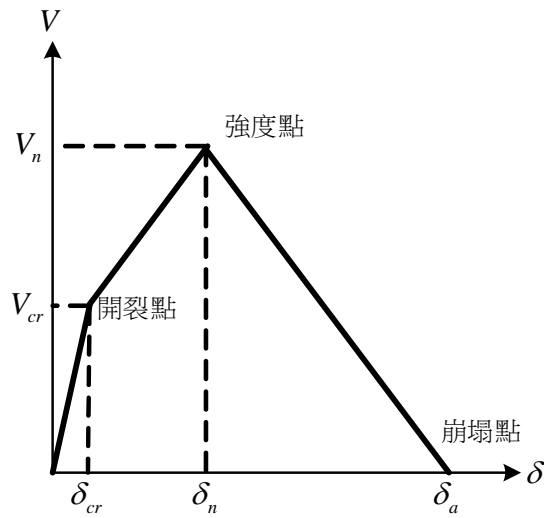


圖 2-15 剪力破壞柱之側力位移曲線

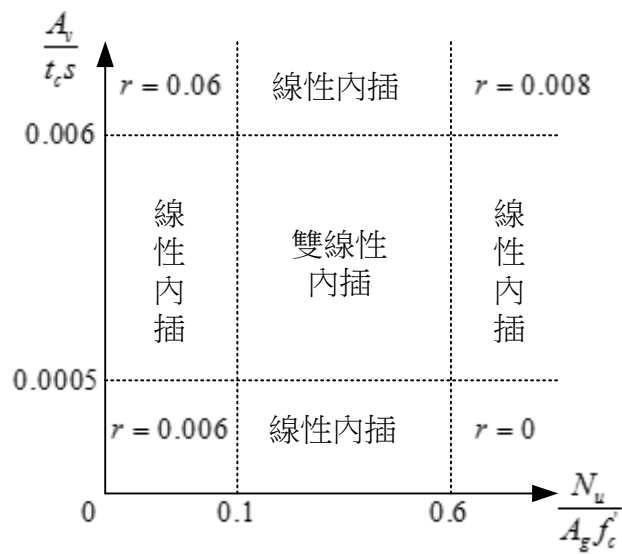
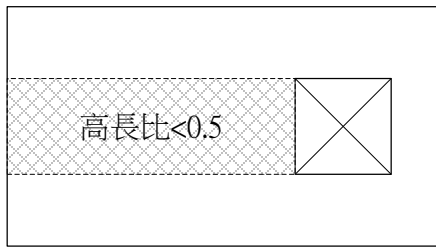
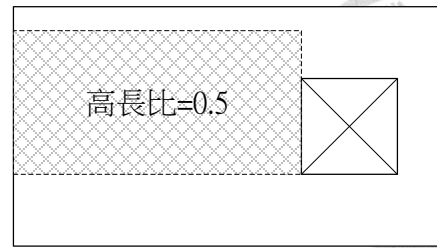


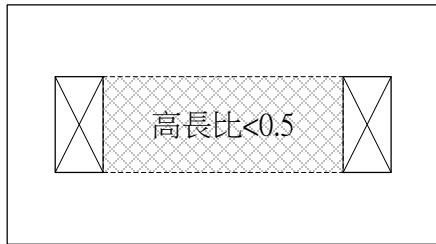
圖 2-16 剪力破壞柱之非線性轉角位移係數 r 計算方式



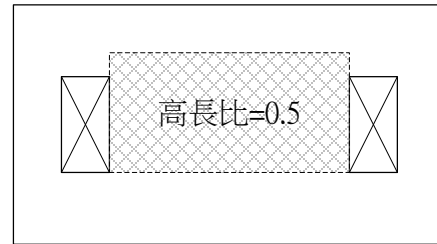
(a) 例一：調整前尺寸



(b) 例一：調整後尺寸



(c) 例二：調整前尺寸



(d) 例二：調整後尺寸

圖 2-17 蔡仁傑[6]模型垂直牆段尺寸調整方式

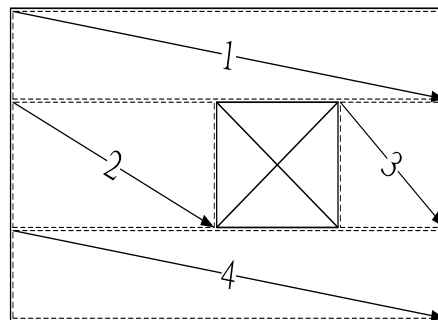


圖 2-18 傳力路徑之建立

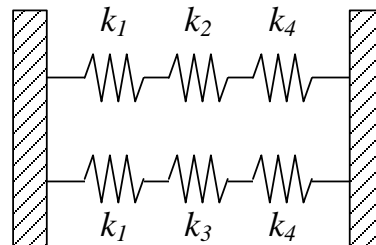
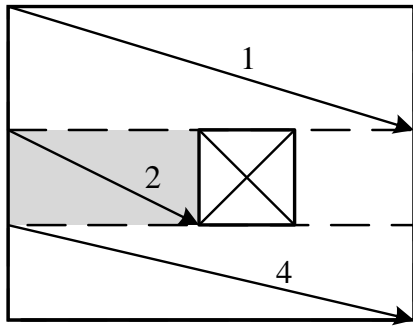
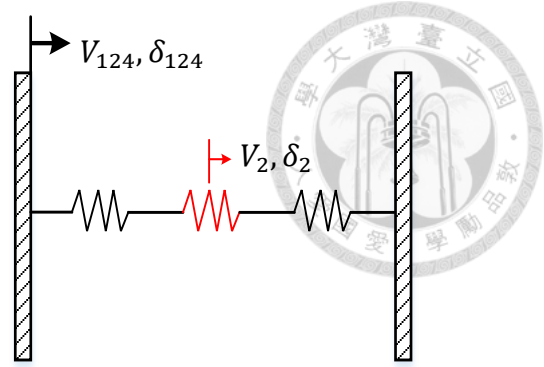


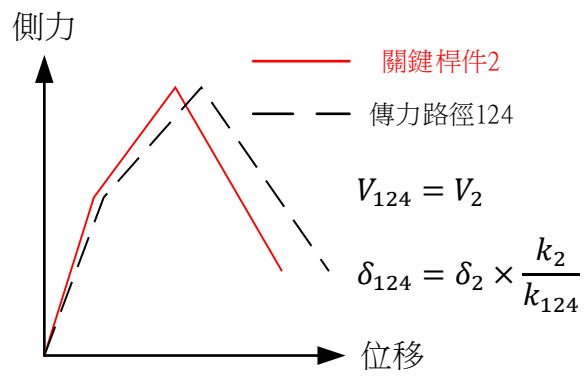
圖 2-19 彈簧串並聯示意圖



(a) 關鍵桿件 2 之傳力路徑 124

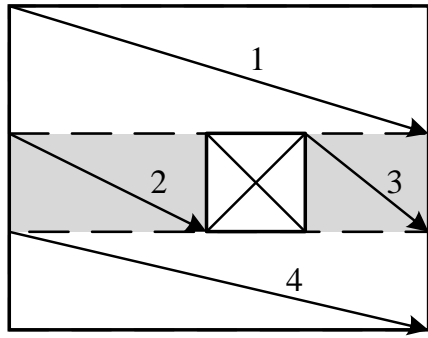


(b) 傳力路徑 124 之串聯關係

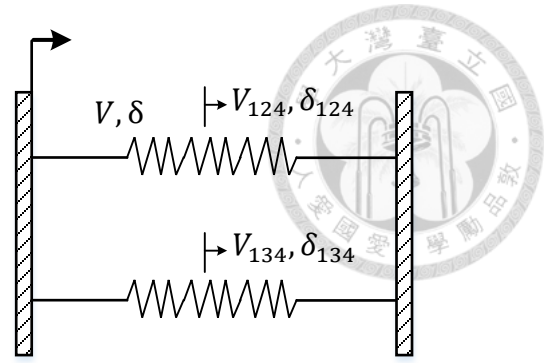


(c) 傳力路徑 124 之側力位移曲線串聯

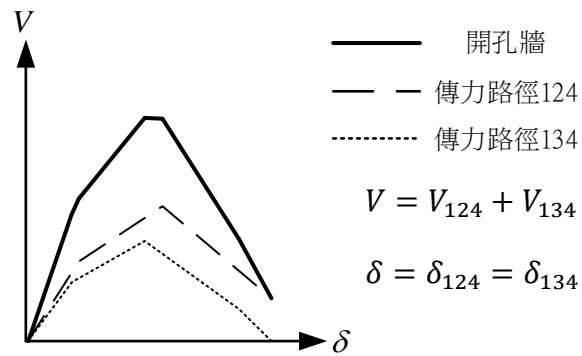
圖 2- 20 串並聯模型之串聯性質



(a)傳力路徑 124 與 134



(a)傳力路徑 124 與 134 之並聯關係



(c)開孔牆之側力位移曲線

圖 2- 21 串並聯模型之並聯性質

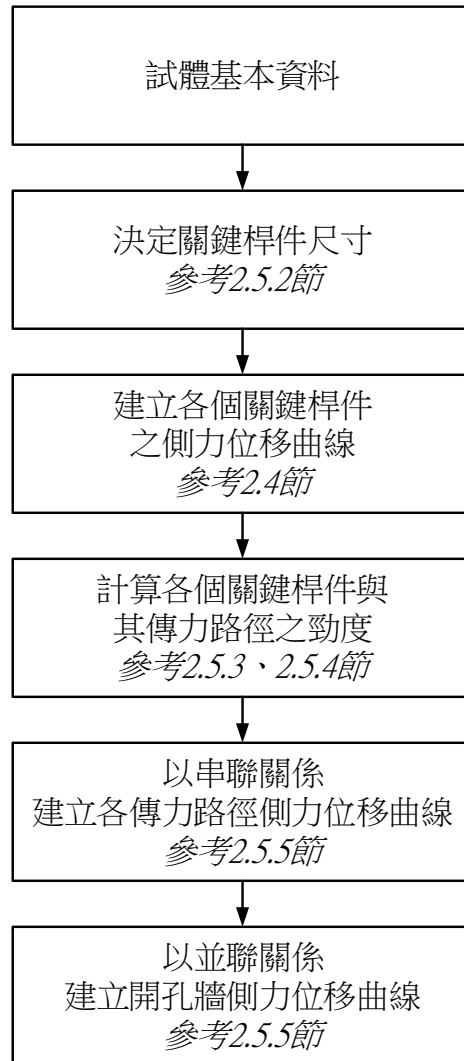


圖 2- 22 蔡仁傑[6]開孔牆側力位移曲線預測模型流程圖

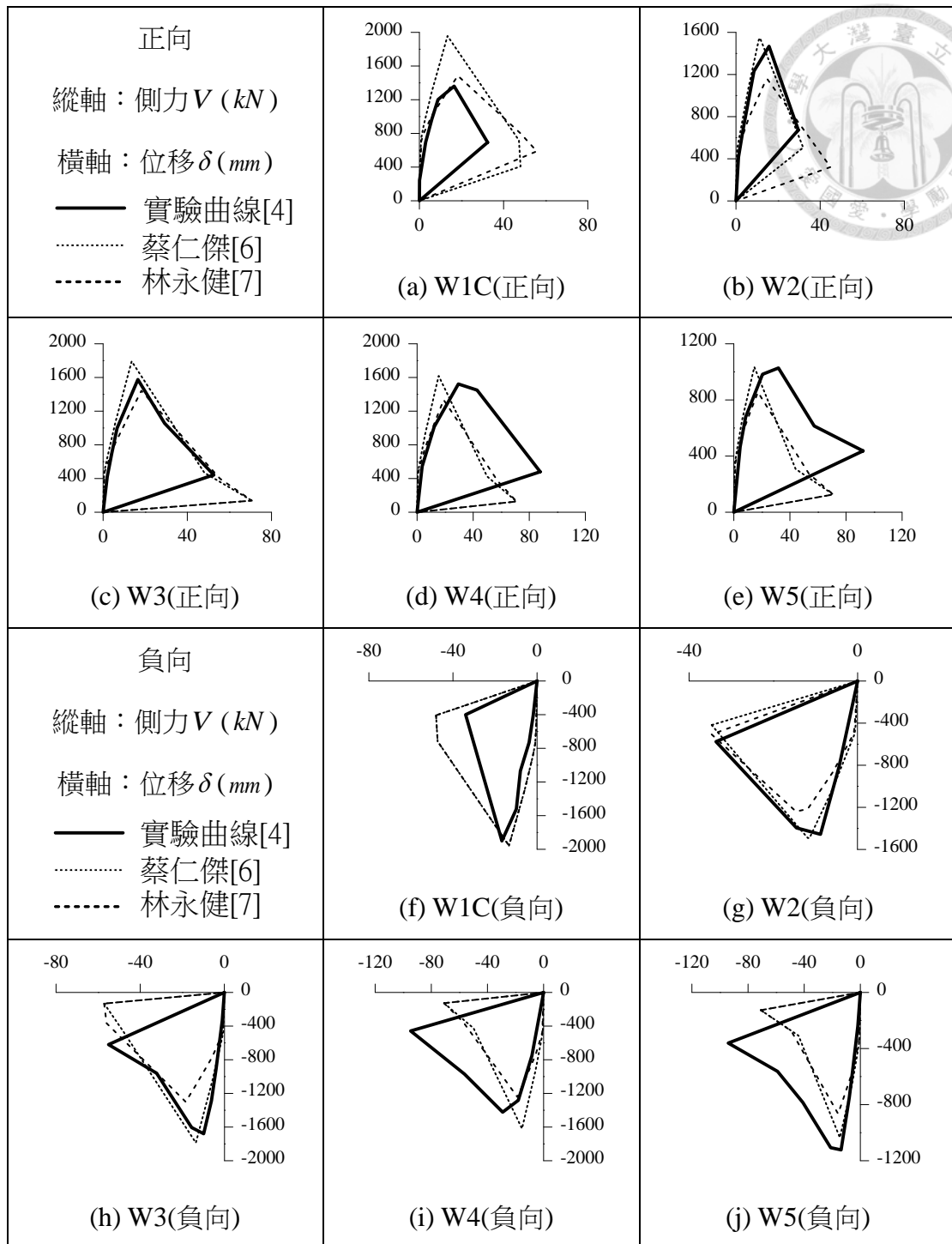
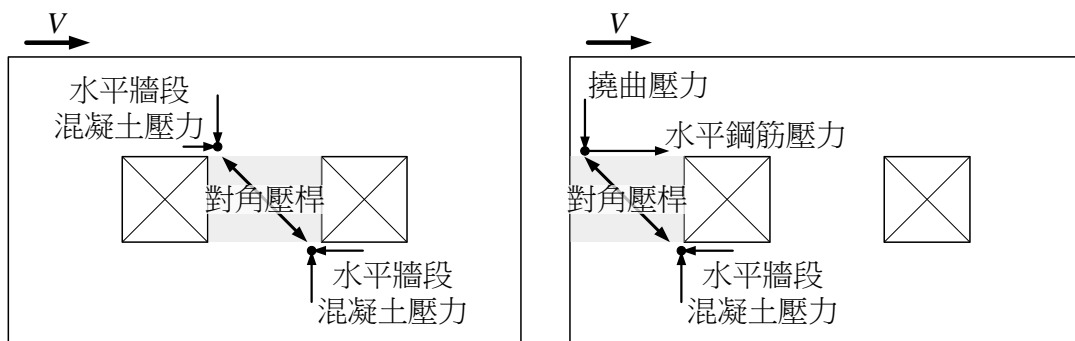


圖 2- 23 蔡仁傑[6]與林永健[7]側力位移曲線預測模型對杜昱石[4]試體預測結果

蔡仁傑[6]預測尺寸	實驗裂縫圖	實際尺寸
		

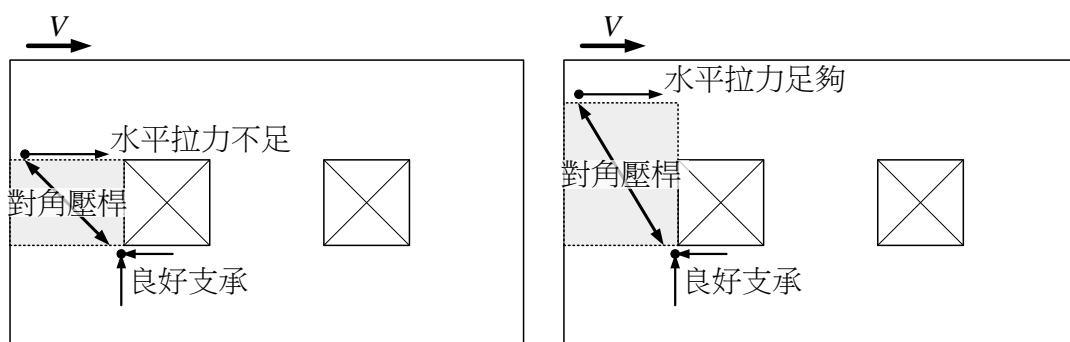
圖 2-24 杜昱石[4]W1C 試體裂正向縫觀察與中央關鍵桿件尺寸選取



(a) 兩開孔中間之關鍵桿件一

(b) 開孔左方之關鍵桿件二

圖 2-25 垂直牆段之節點水平力平衡狀況



(a) 關鍵桿件高度調整前

(b) 關鍵桿件高度調整後

圖 2-26 關鍵桿件之高度調整

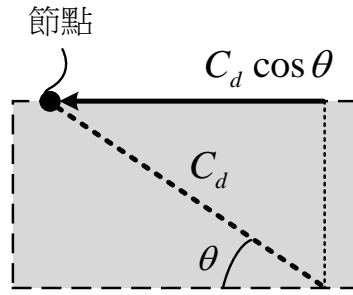


圖 2-27 節點力平衡之水平需求

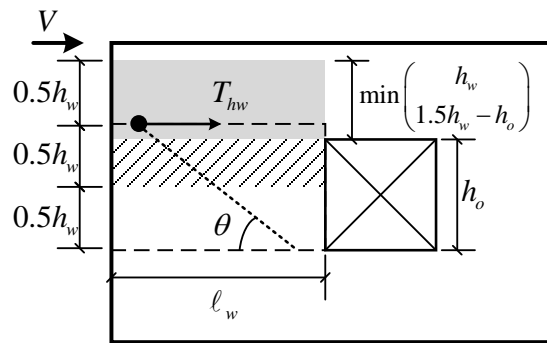
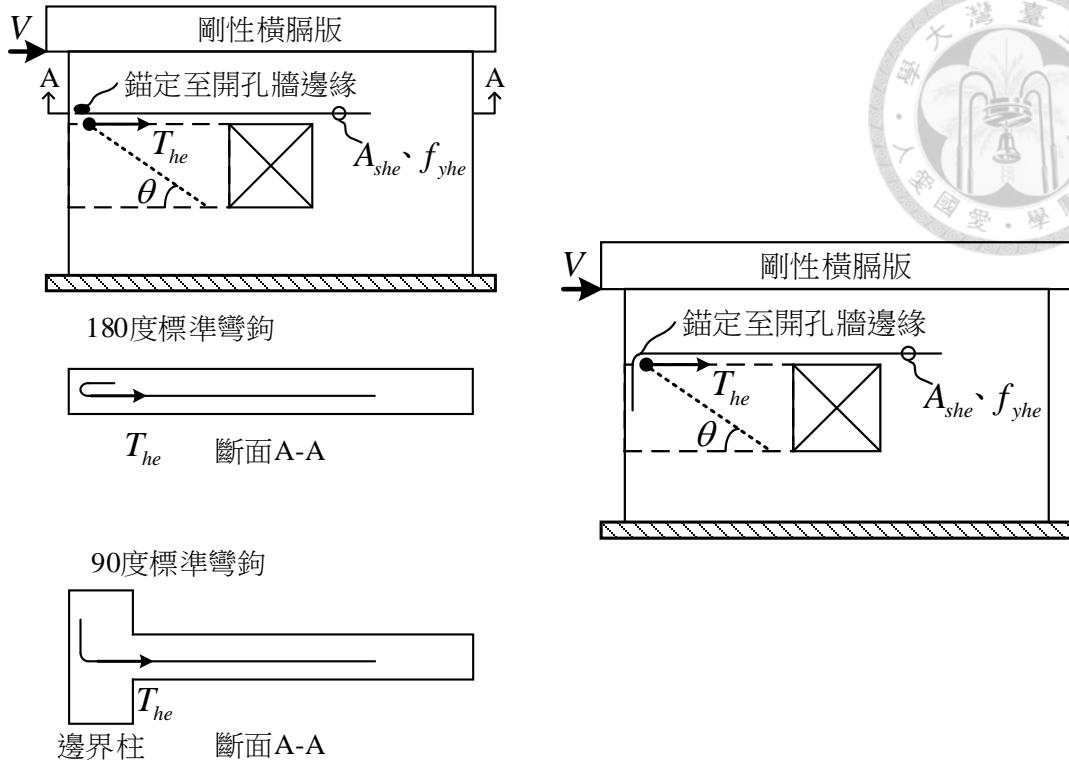
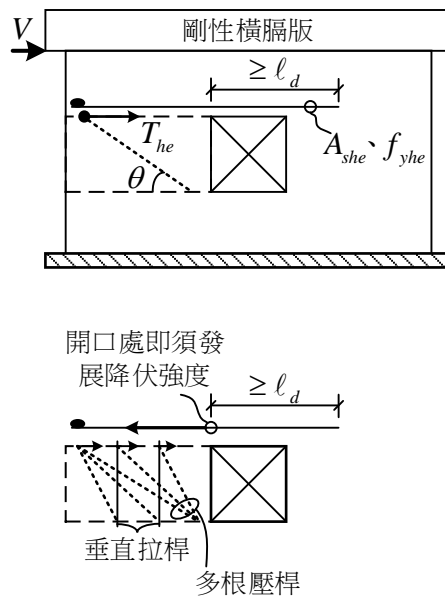


圖 2-28 水平版筋之選取範圍



(a) 鋼筋鉗定至開孔牆邊緣(斷面上) (b) 鋼筋鉗定至開孔牆邊緣(立面上)



(c) 補強筋自開孔處延伸 l_d

圖 2-29 開孔上方之額外補強筋之配筋細節

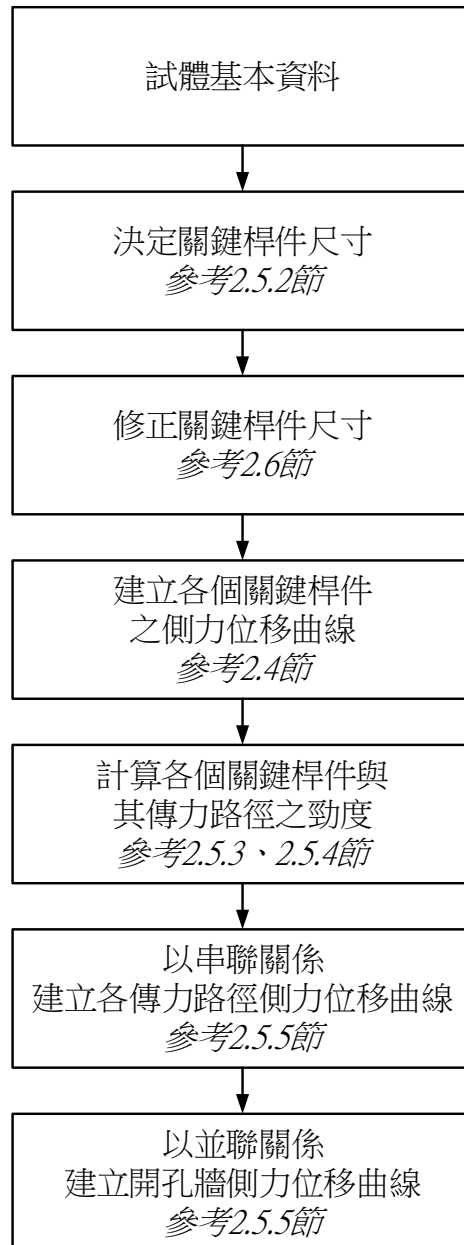


圖 2-30 林永健[7]開孔牆側力位移曲線預測模型流程圖

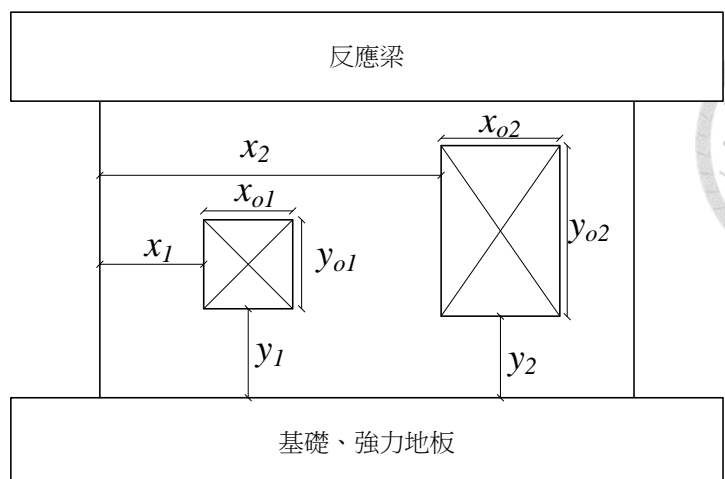
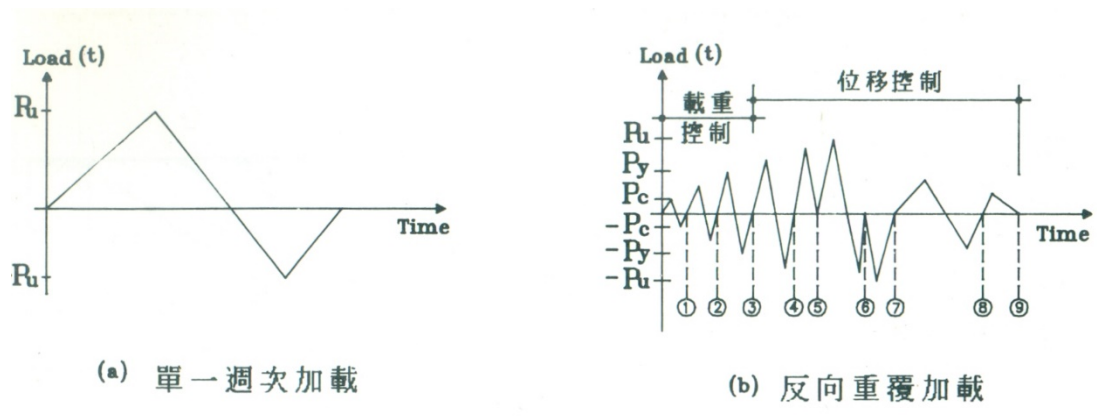


圖 2- 31 本研究對開孔牆開孔大小、位置之定義系統



(a) 單一週次加載

(b) 反向重覆加載

圖 2- 32 王進財[2]、楊欽富[3]實驗加載歷程

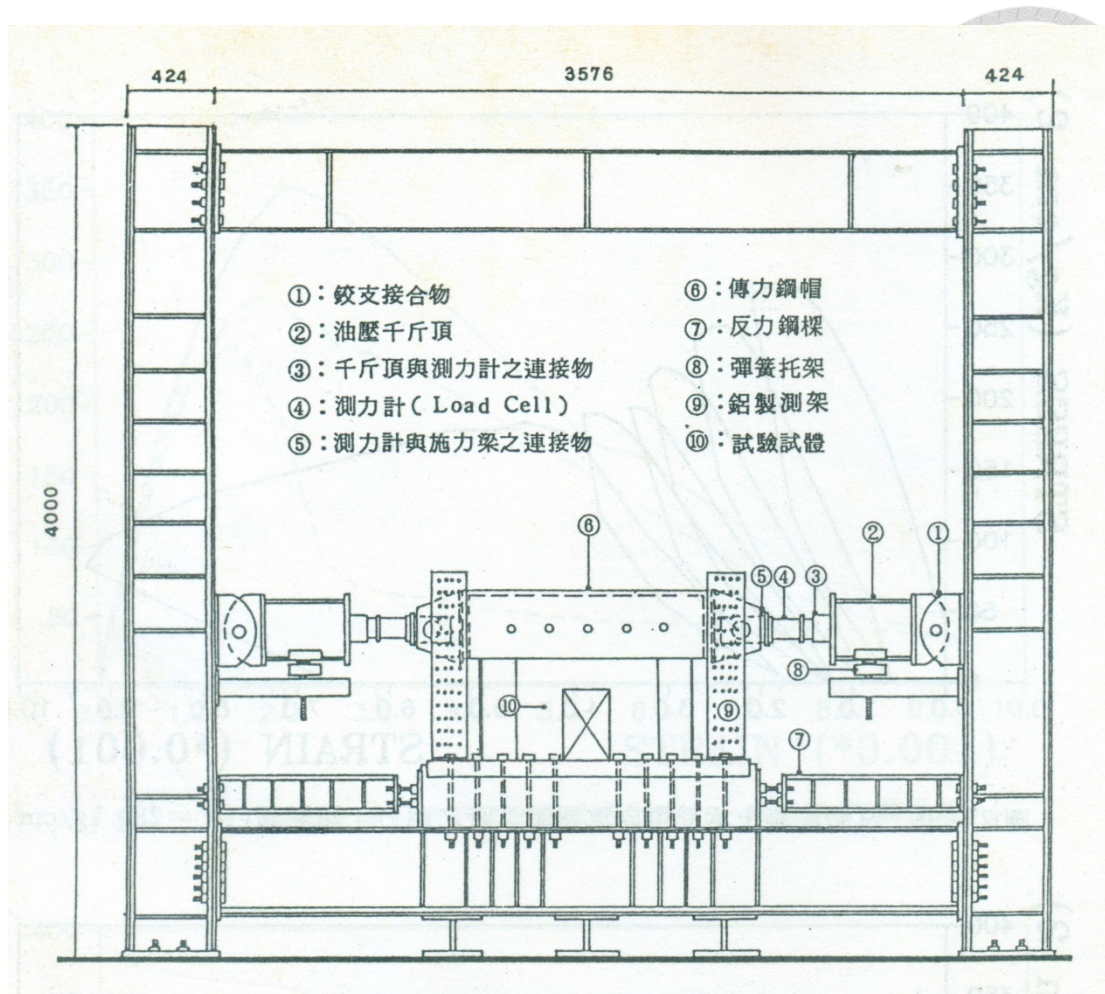


圖 2-33 王進財[2]、楊欽富[3]實驗測試佈置

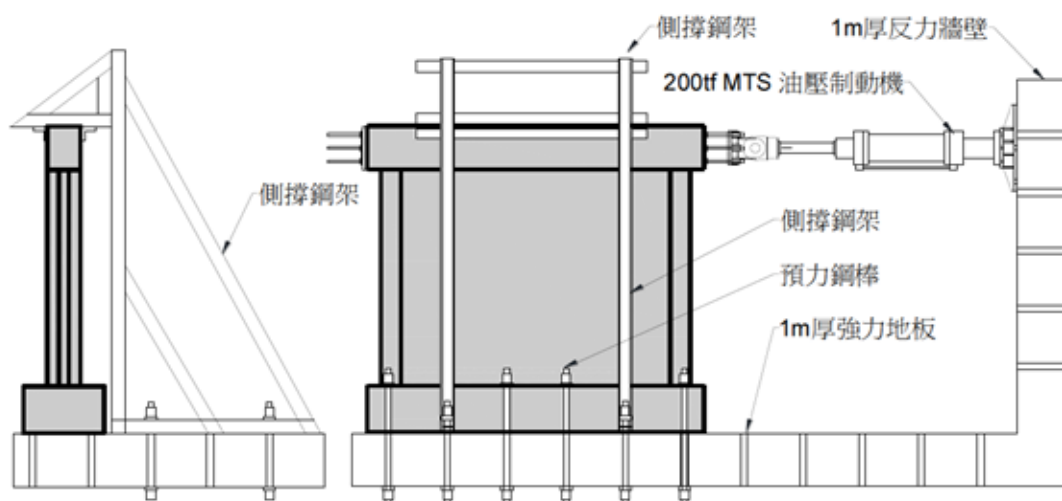


圖 2-34 杜昱石[4]實驗測試佈置

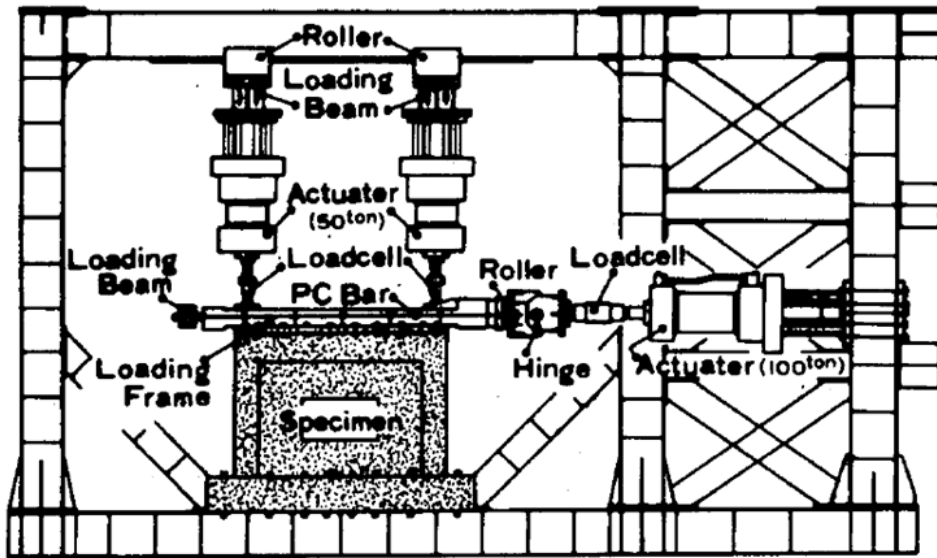
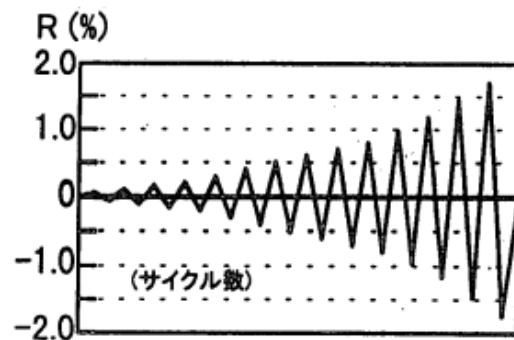
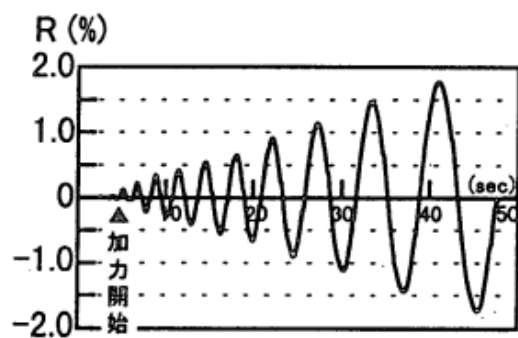


圖 2- 35 Ono and Tokuhiro et al.[5]、[9-16]實驗測試佈置

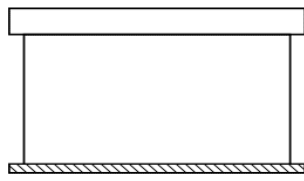


圖一 a) 靜的載荷プログラム

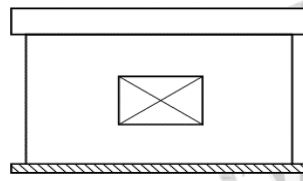


圖一 b) 動的載荷プログラム

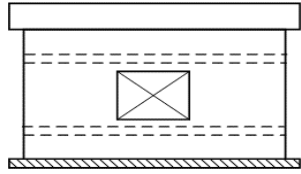
圖 2- 36 簀田正久等人[16]實驗加載方式



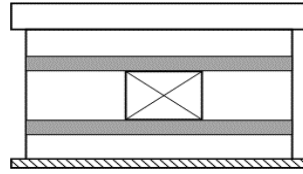
(a) SW



(b) SWO



(c) SWOS



(d) SWOF

圖 3-1 葉柔伶[33]實驗試體示意圖

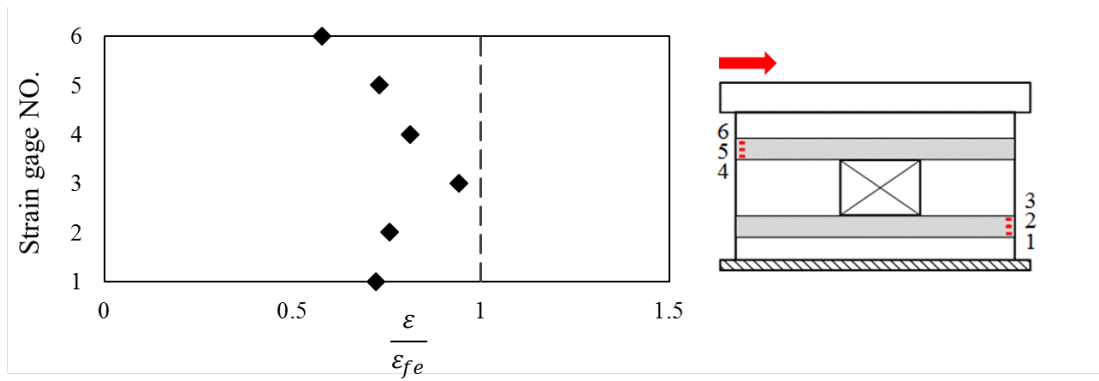


圖 3-2 葉柔伶[33]SWOF 試體碳纖維應變與位置示意圖

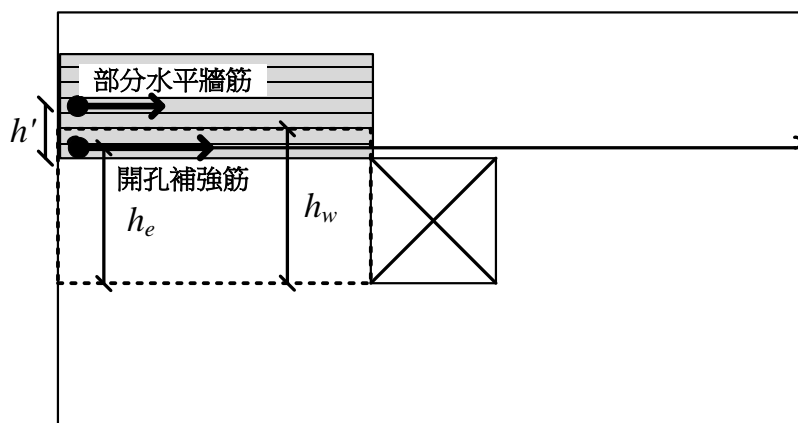


圖 3-3 狀況一示意圖

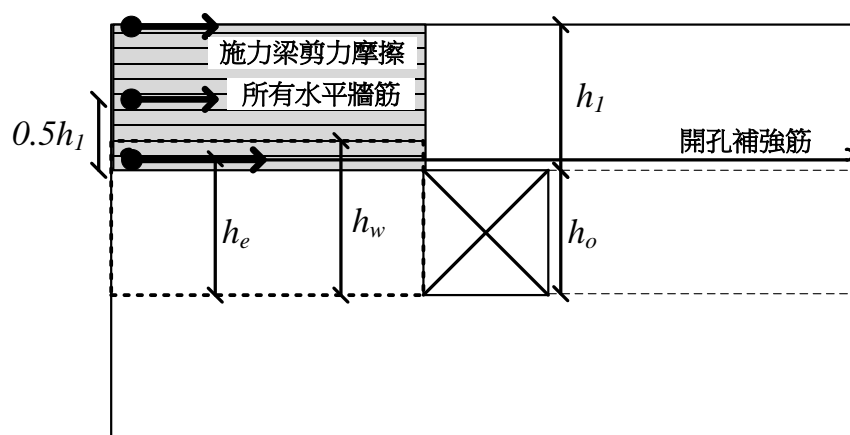


圖 3-4 狀況二示意圖

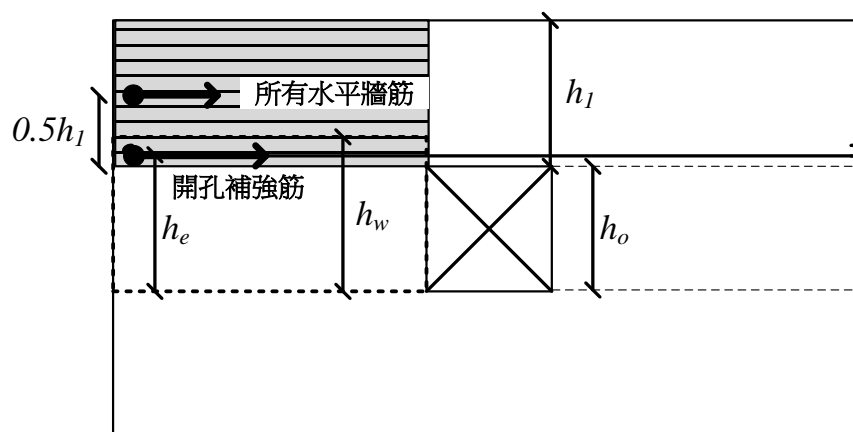


圖 3-5 分界點示意圖

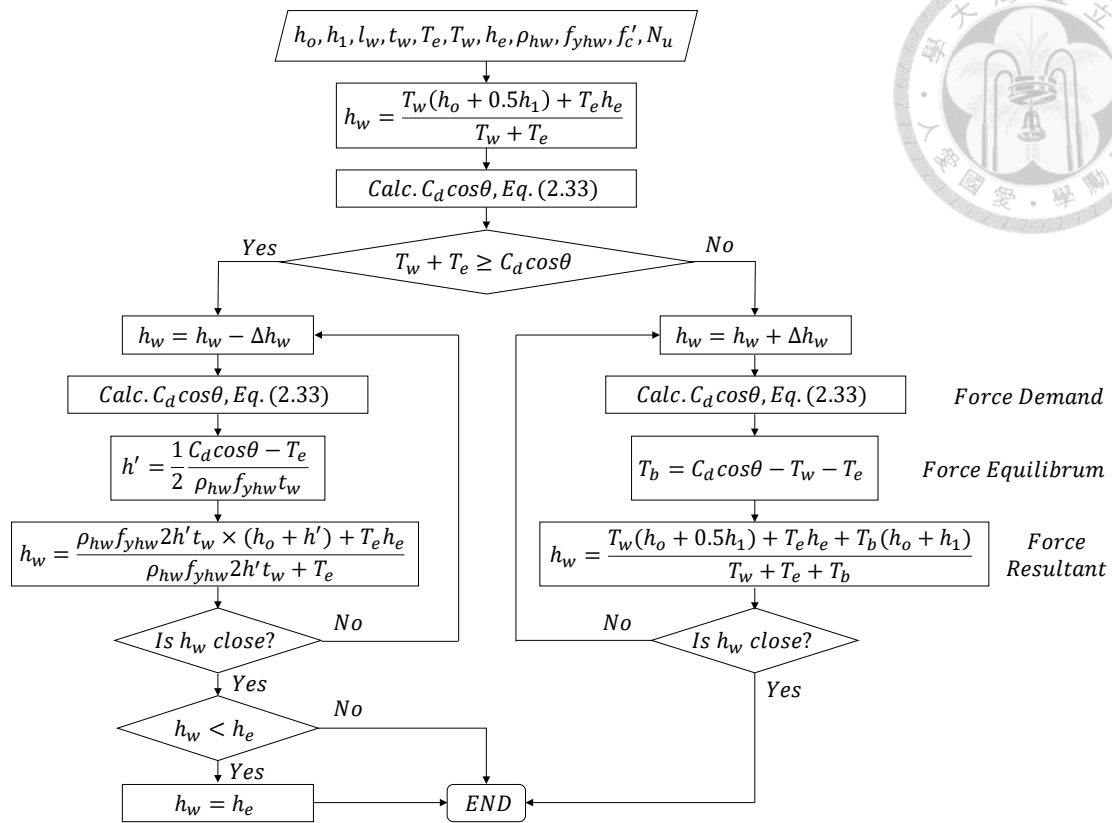


圖 3-6 分析一調整關鍵桿件高度流程圖

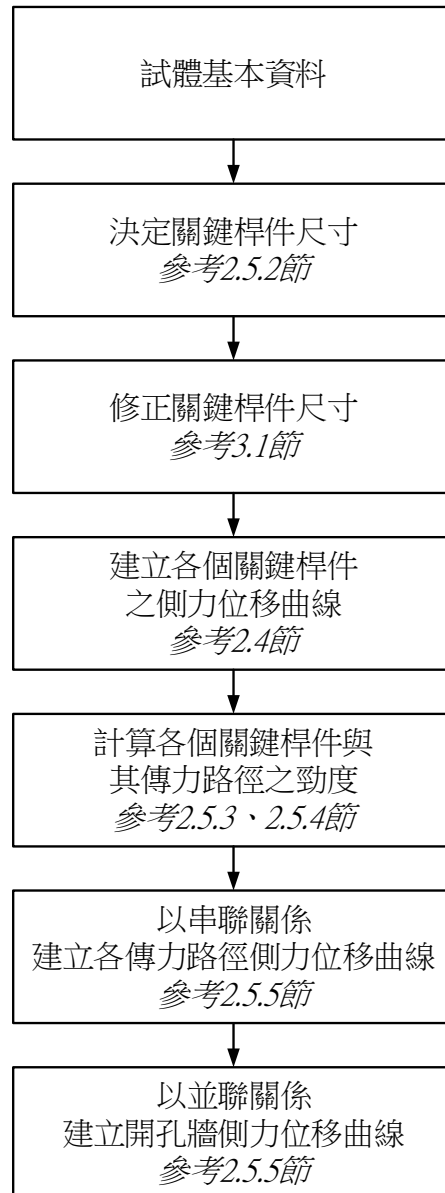


圖 3-7 分析一流程圖

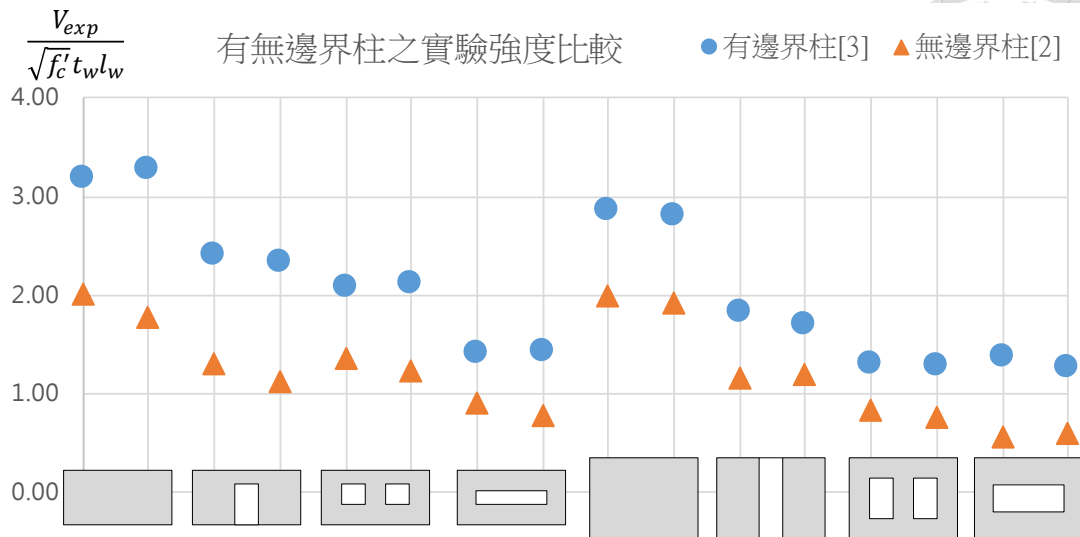


圖 3-8 王進財[2]、楊欽富[3]之試體實驗強度比較

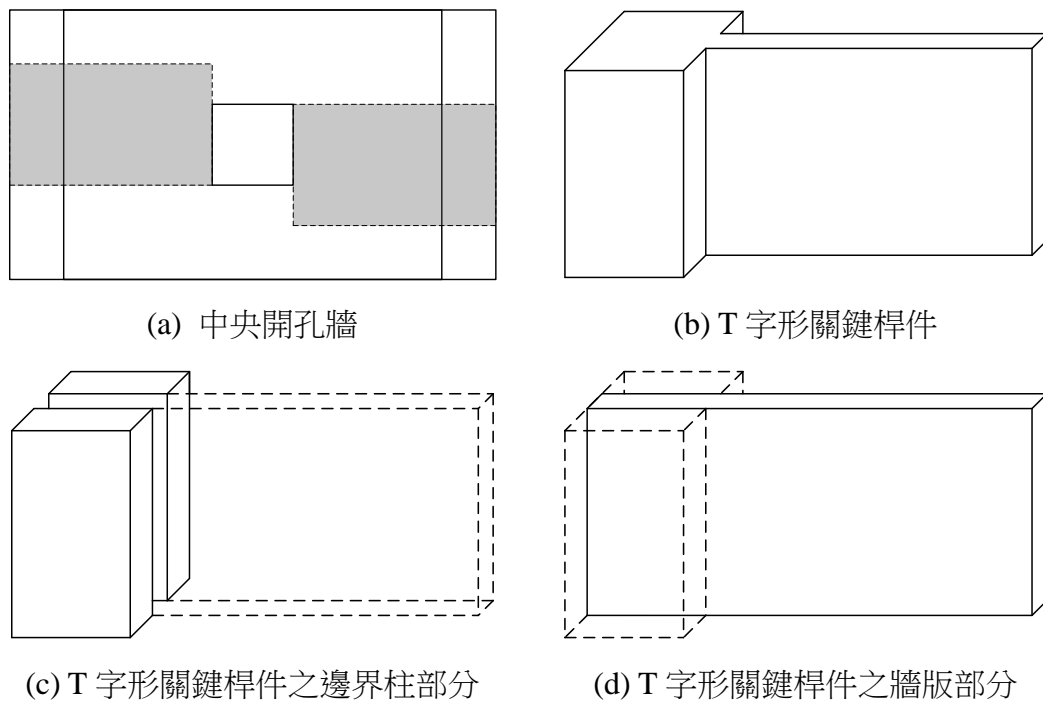


圖 3-9 T 字形關鍵桿件示意圖

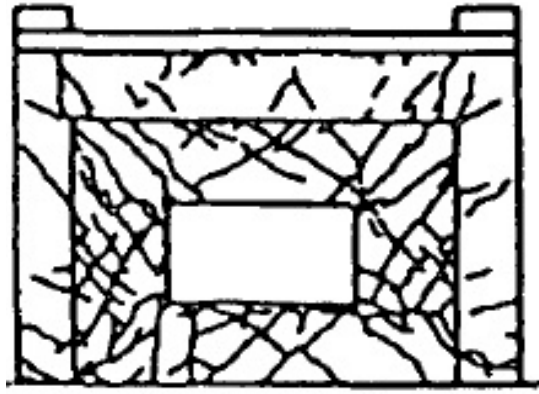
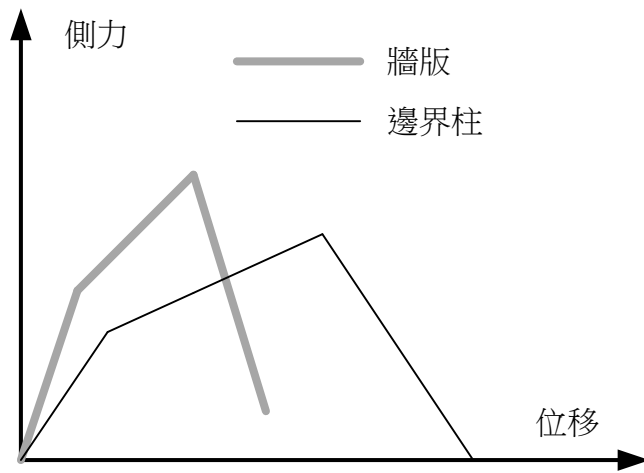
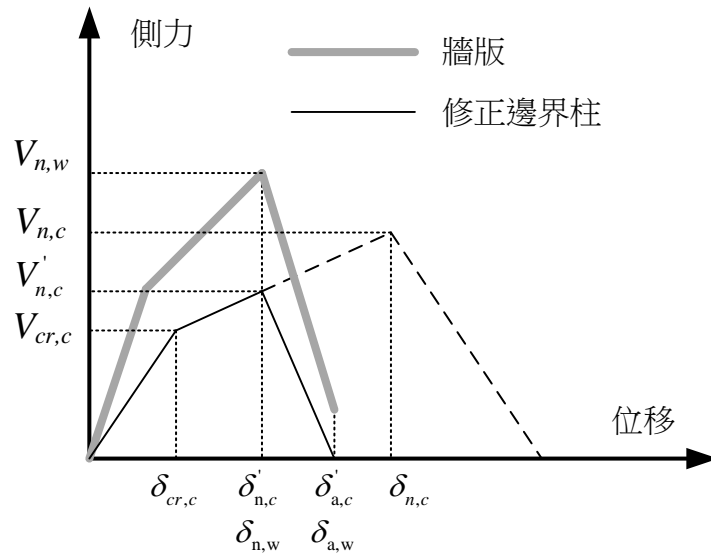


圖 3- 10 Ono and Tokuhiro[5] S-C 試體裂縫圖



(a) T 字形斷面關鍵桿件牆版與邊界柱之側力位移曲線



(b) T 字形斷面關鍵桿件牆版與修正邊界柱之側力位移曲線

圖 3- 11 T 字形關鍵桿件之邊界柱部分修正方式

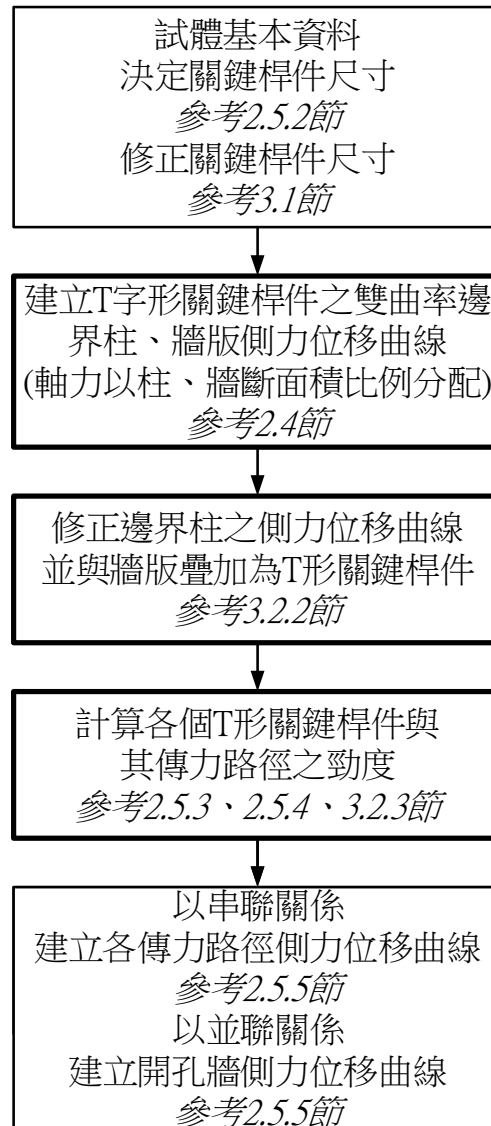
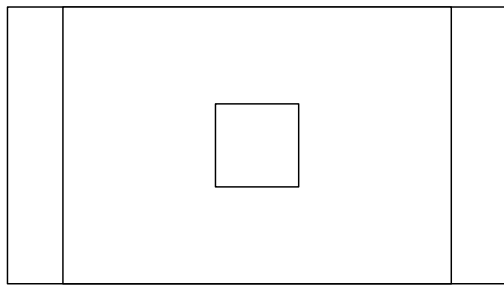
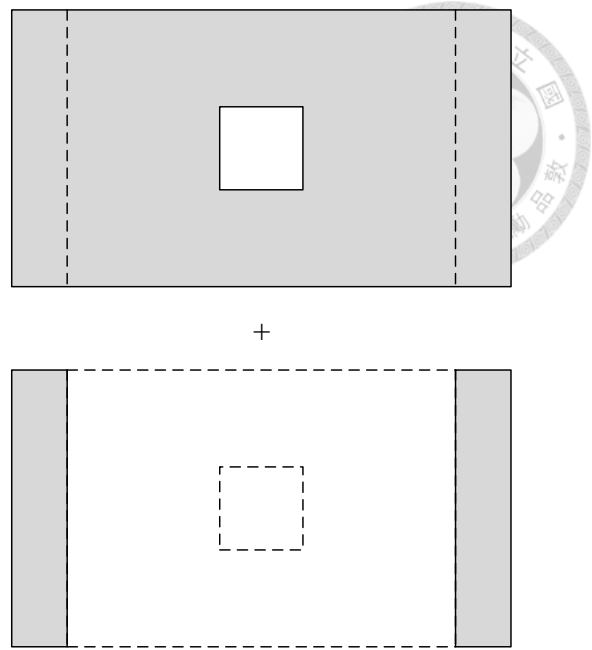


圖 3- 12 分析二流程圖

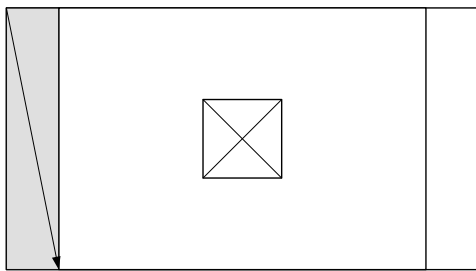


(a)中央開孔之剪力牆

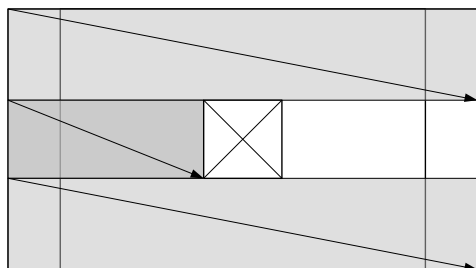


(b)分解示意圖

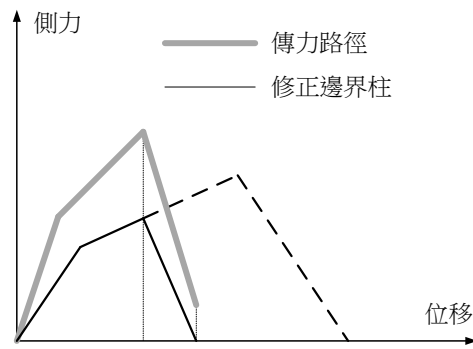
圖 3- 13 分析三構件分解示意圖



(a)左方單曲率邊界柱

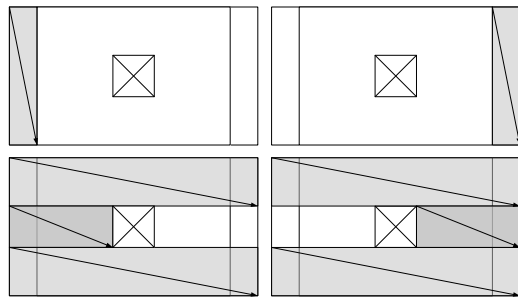


(b)左方關鍵桿件所屬之傳力路徑

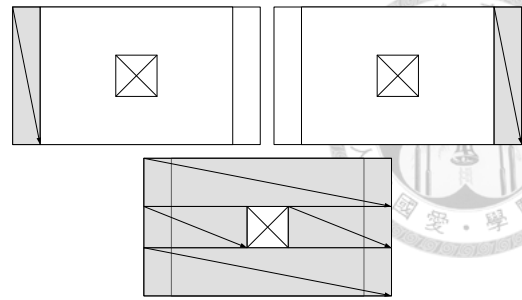


(c)修正邊界柱側力位移曲線

圖 3- 14 分析三之修正邊界柱側力位移曲線示意圖



(a)各傳力路徑與修正邊界柱疊加



(b)分析一之開孔牆與修正邊界柱疊加

註:兩者為等效

圖 3- 15 分析三之單曲率修正邊界柱與牆版之疊加方式

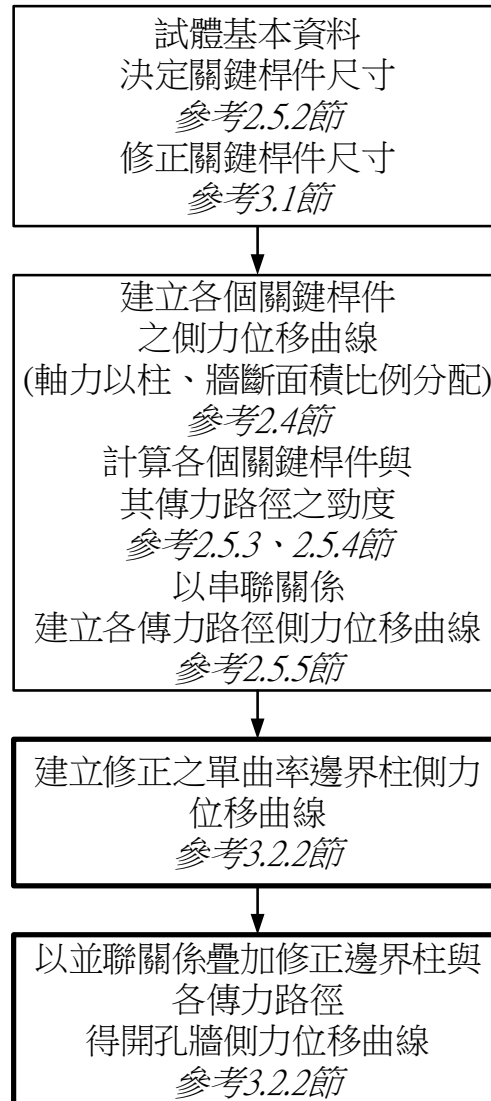


圖 3- 16 分析三流程圖

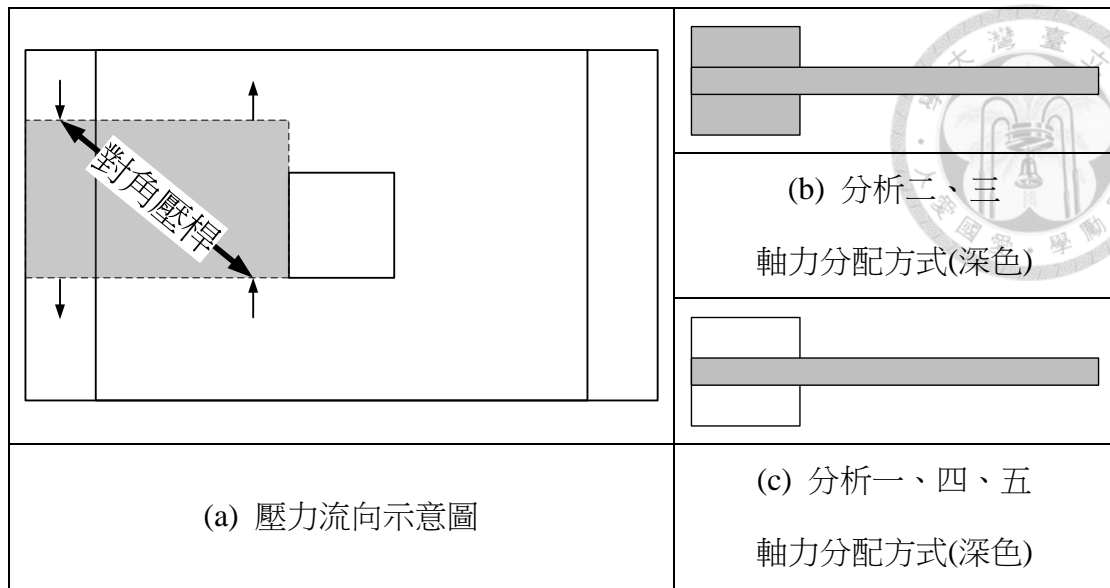


圖 3- 17 分析四、五調整軸力分配方式示意圖



(a)分析四流程圖

(b)分析五流程圖

圖 3- 18 分析四、五流程圖

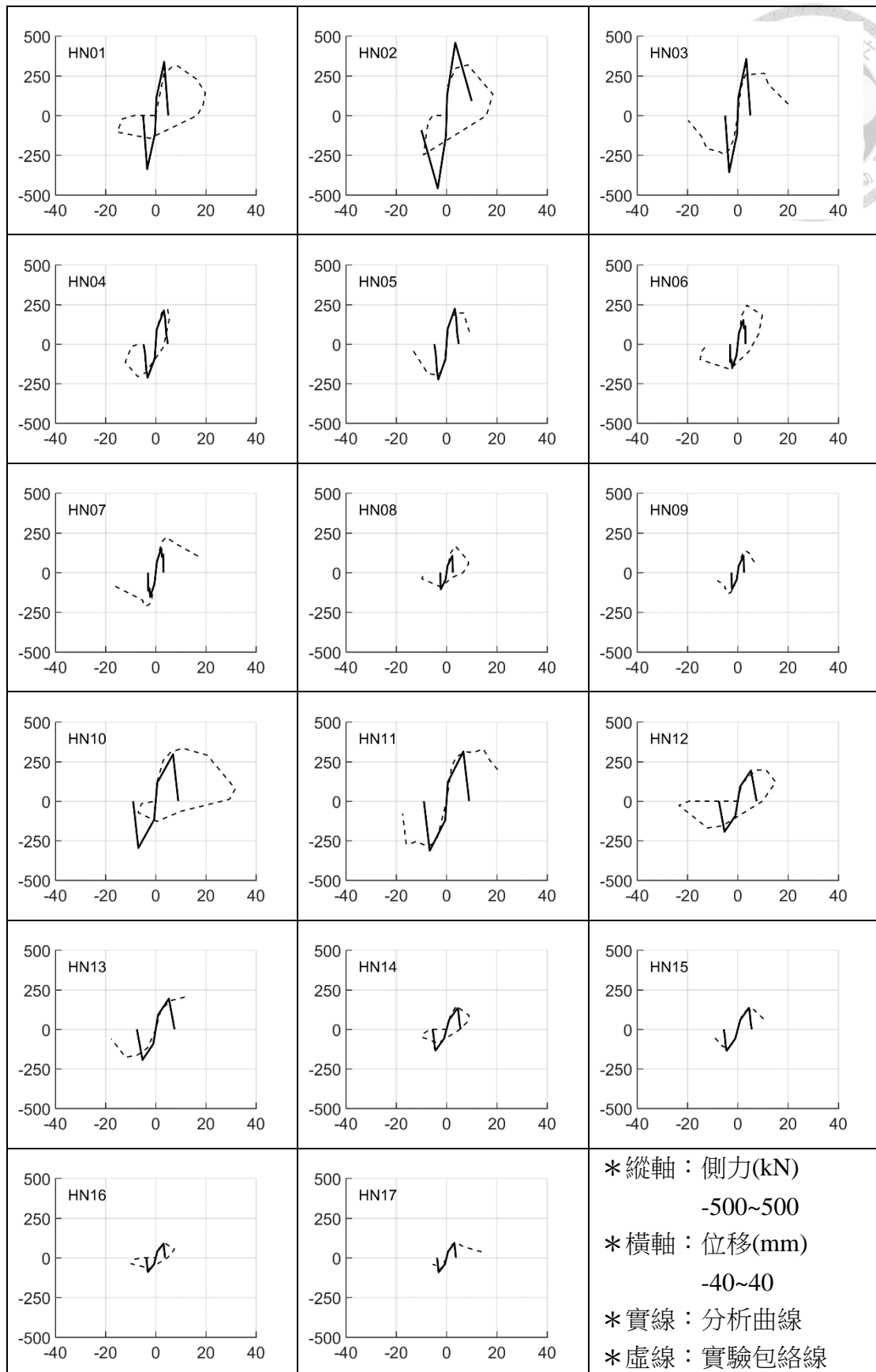


圖 4- 1 HN 系列試體[2]分析一至五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

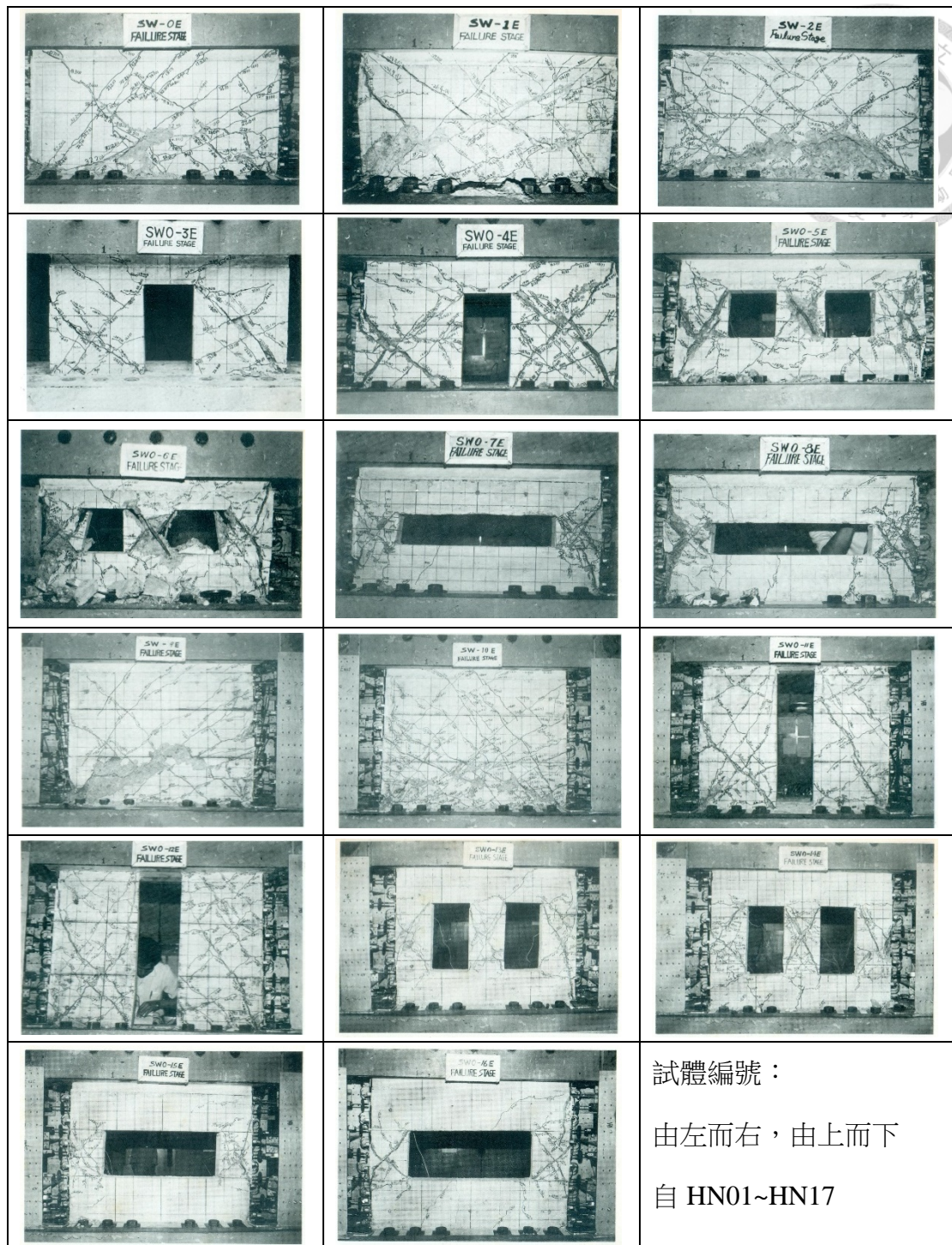


圖 4- 2 HN 系列試體實驗裂縫圖

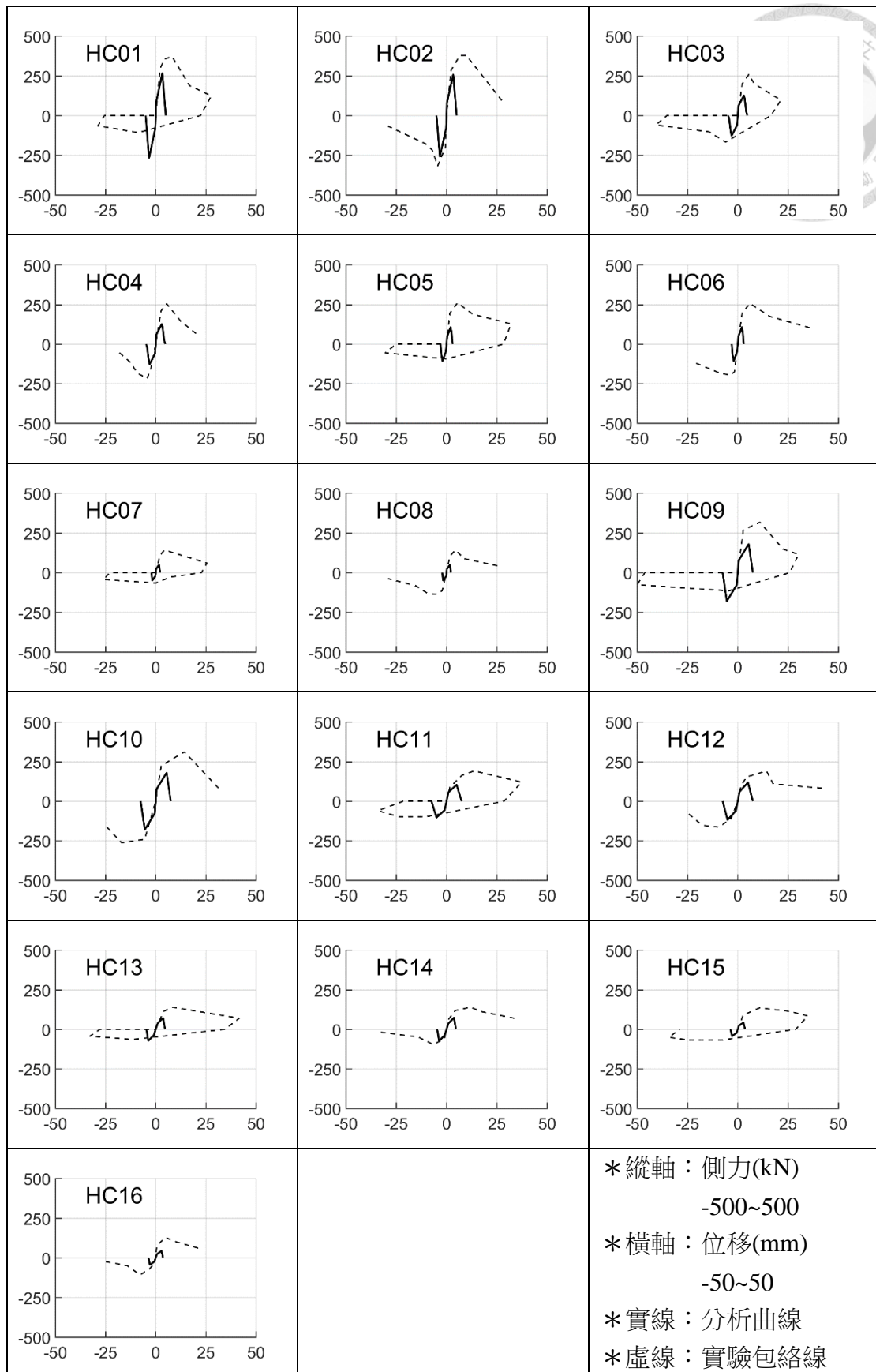


圖 4- 3 HC 系列試體[3]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

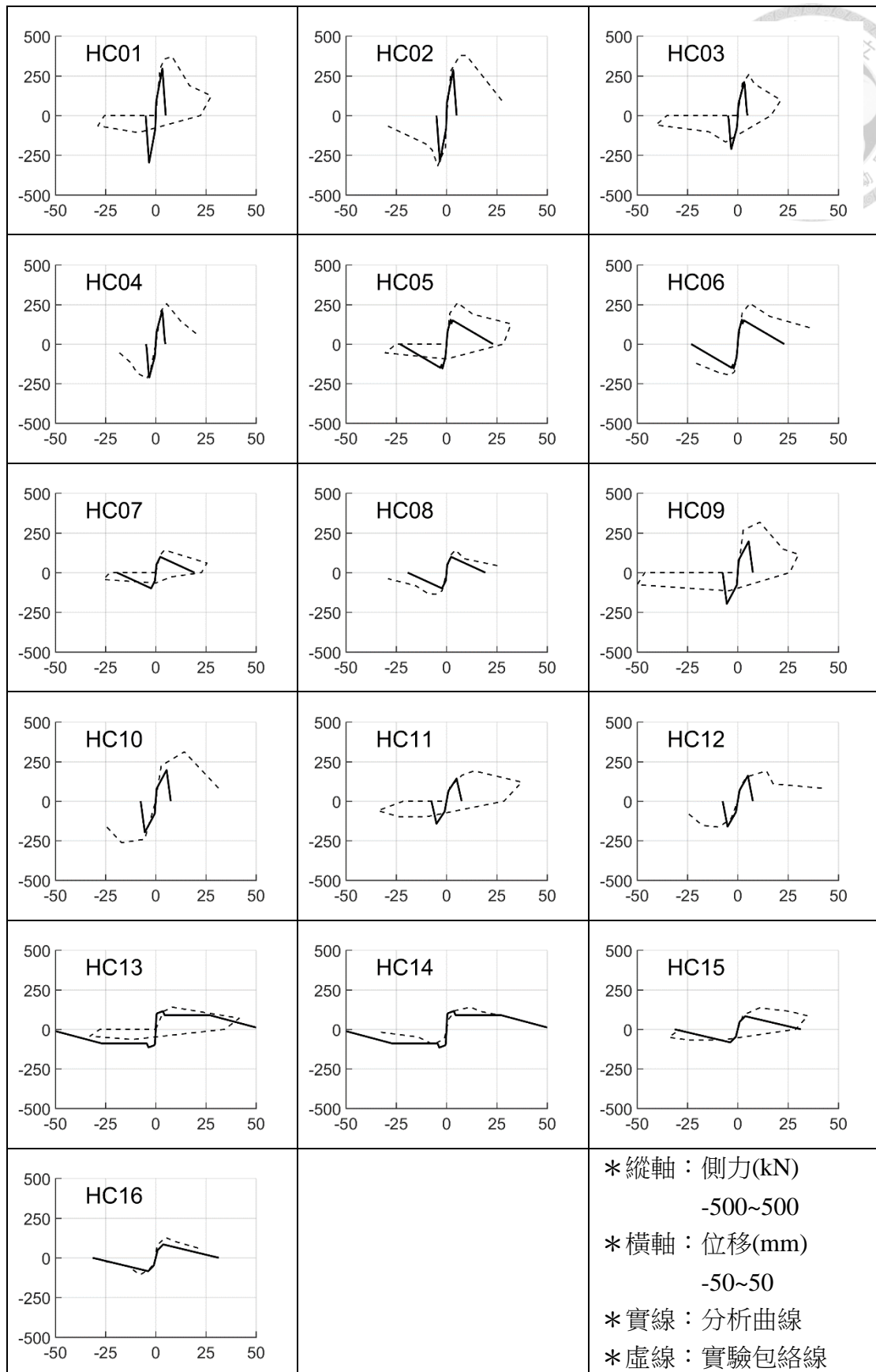


圖 4- 4 HC 系列試體[3]分析二、四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

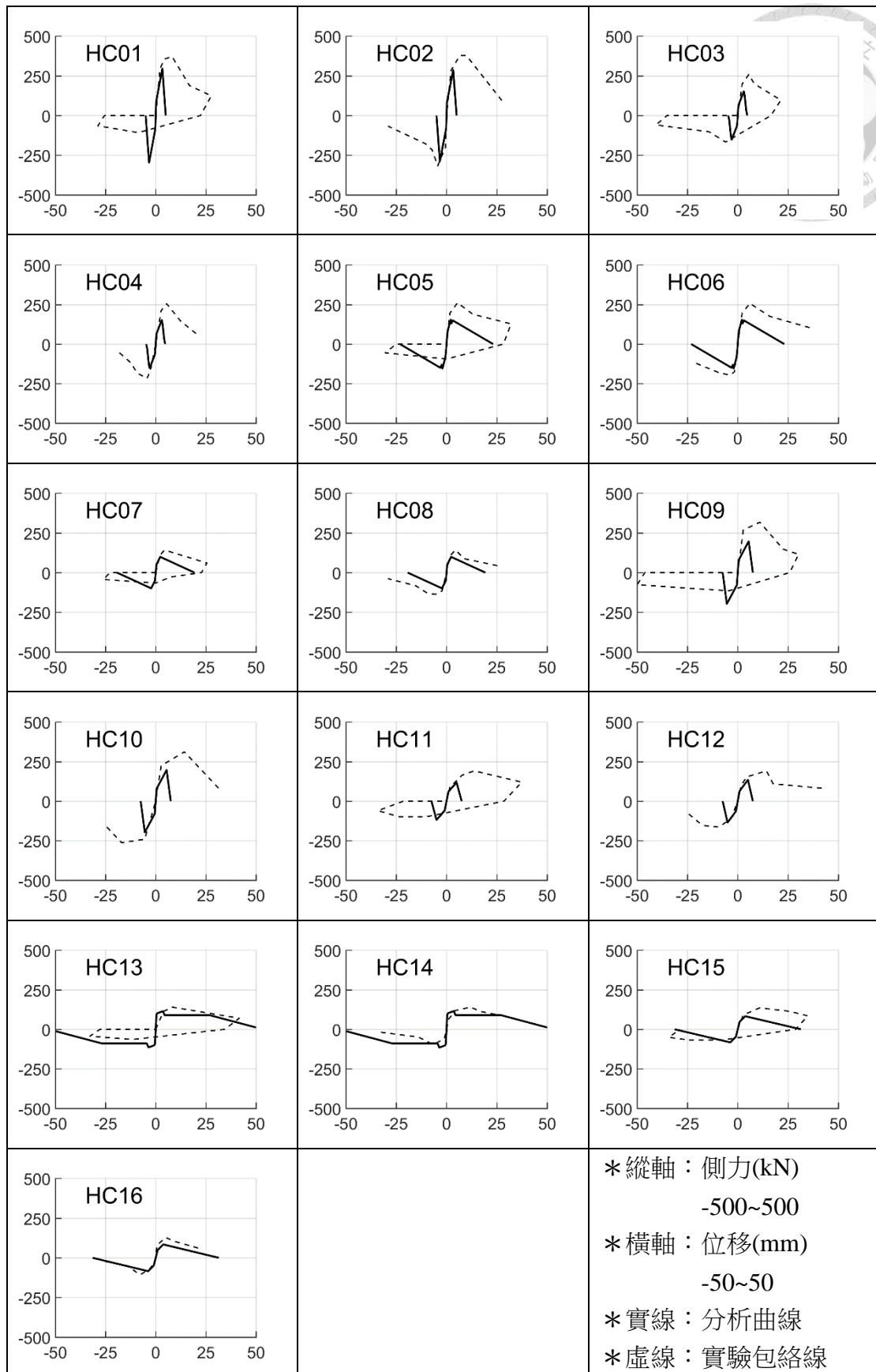


圖 4- 5 HC 系列試體[3]分析三、五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

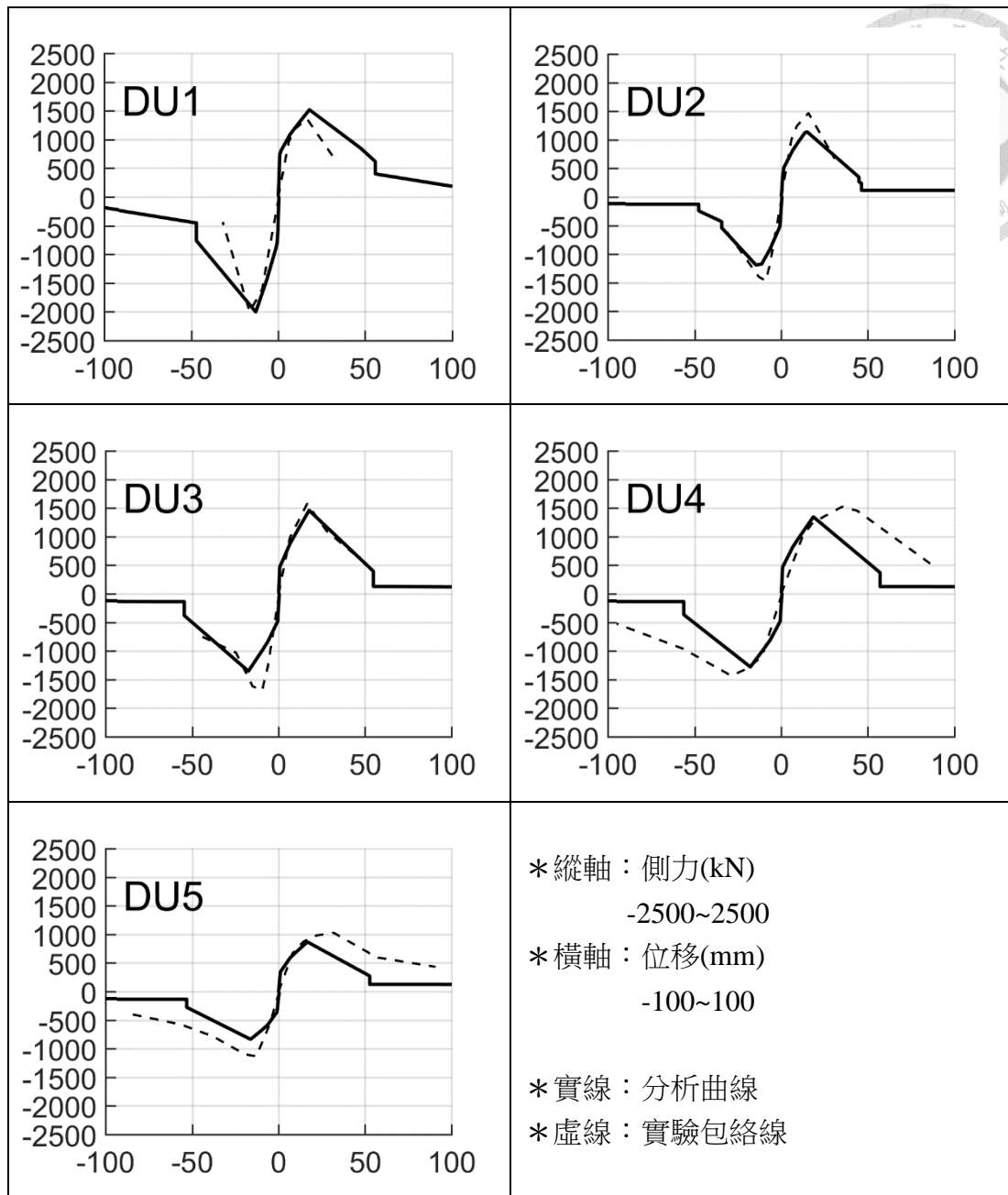


圖 4- 6 DU 系列試體[4]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

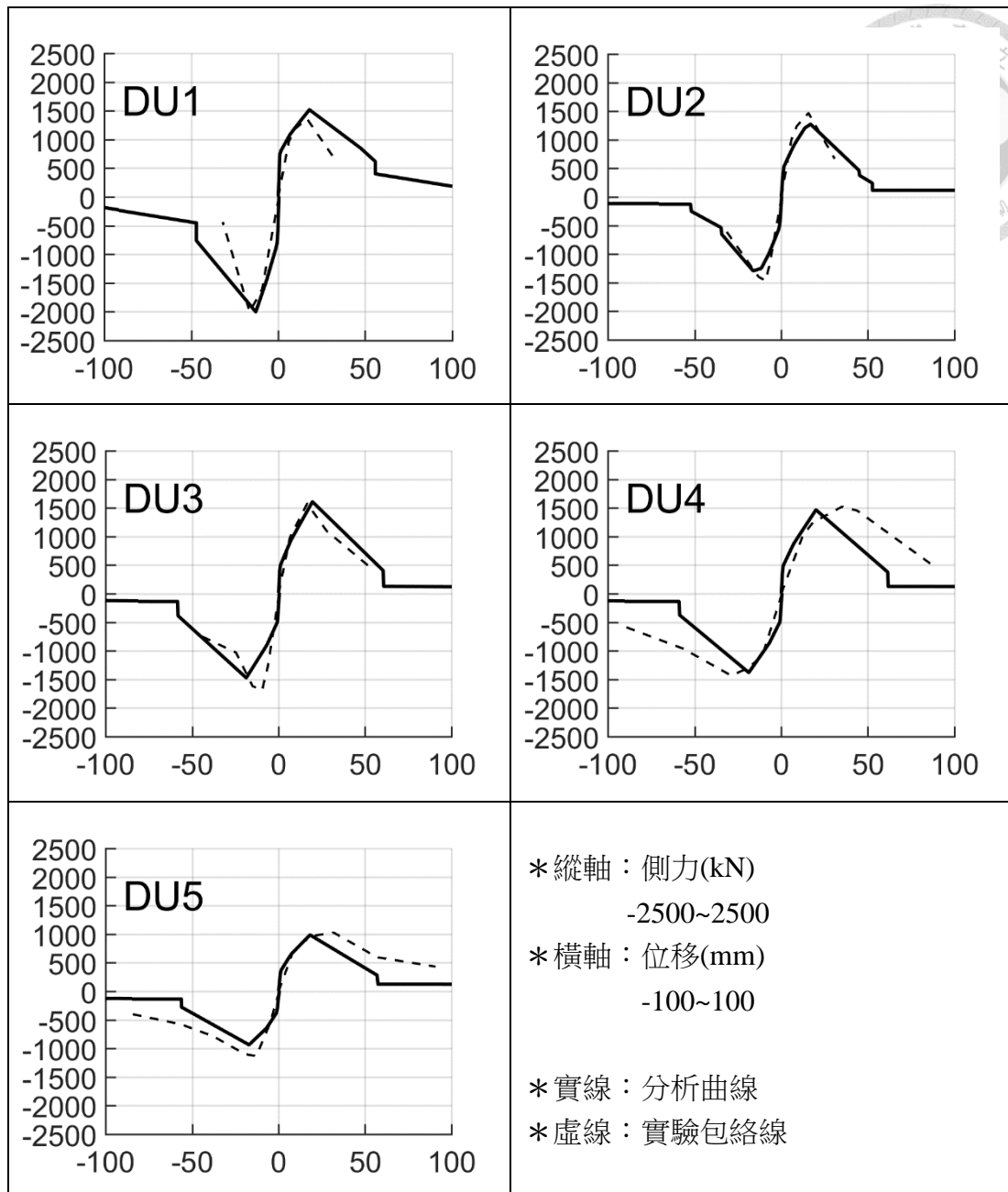


圖 4-7 DU 系列試體[4]分析二、四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

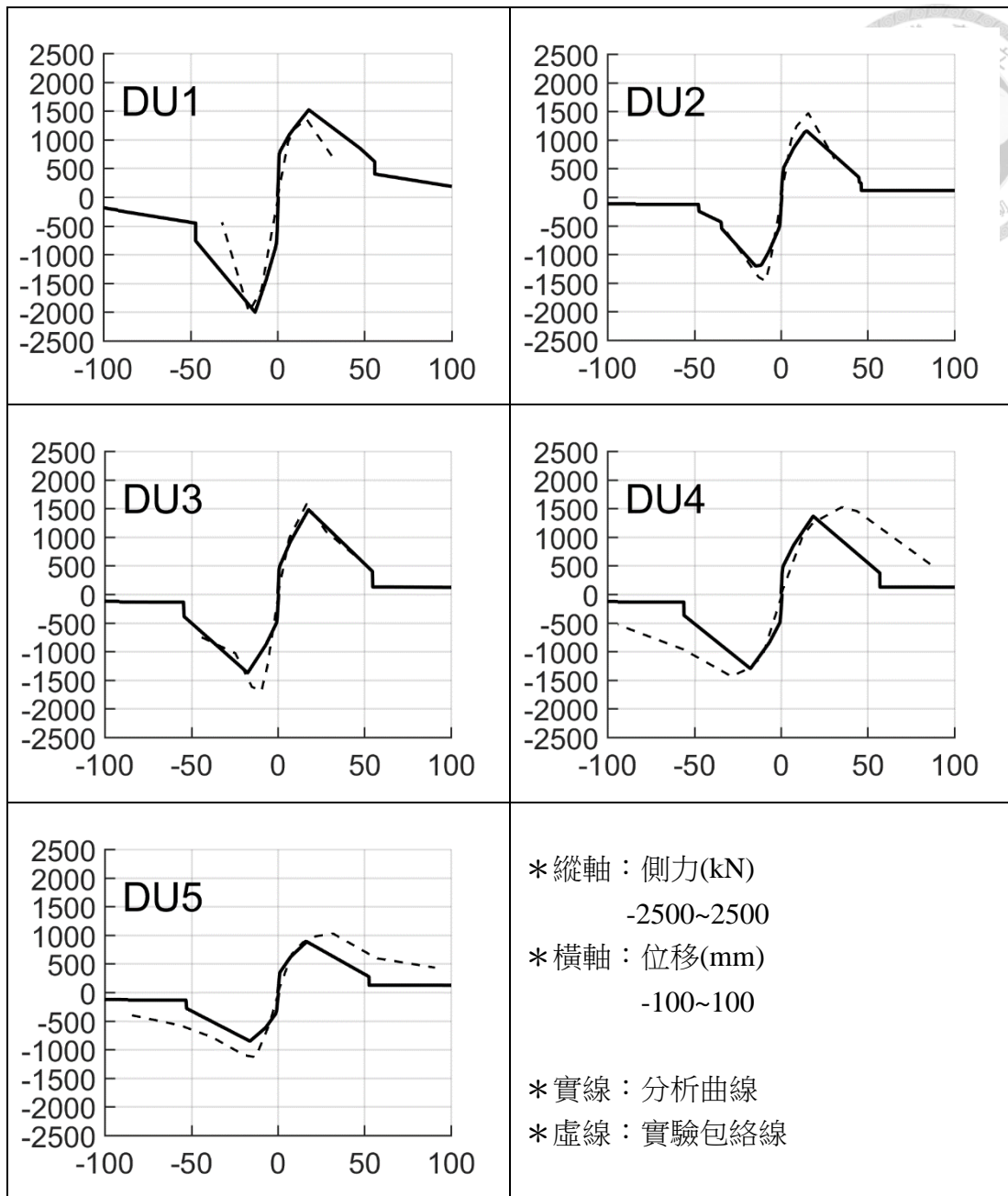


圖 4- 8 DU 系列試體[4]分析三、五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

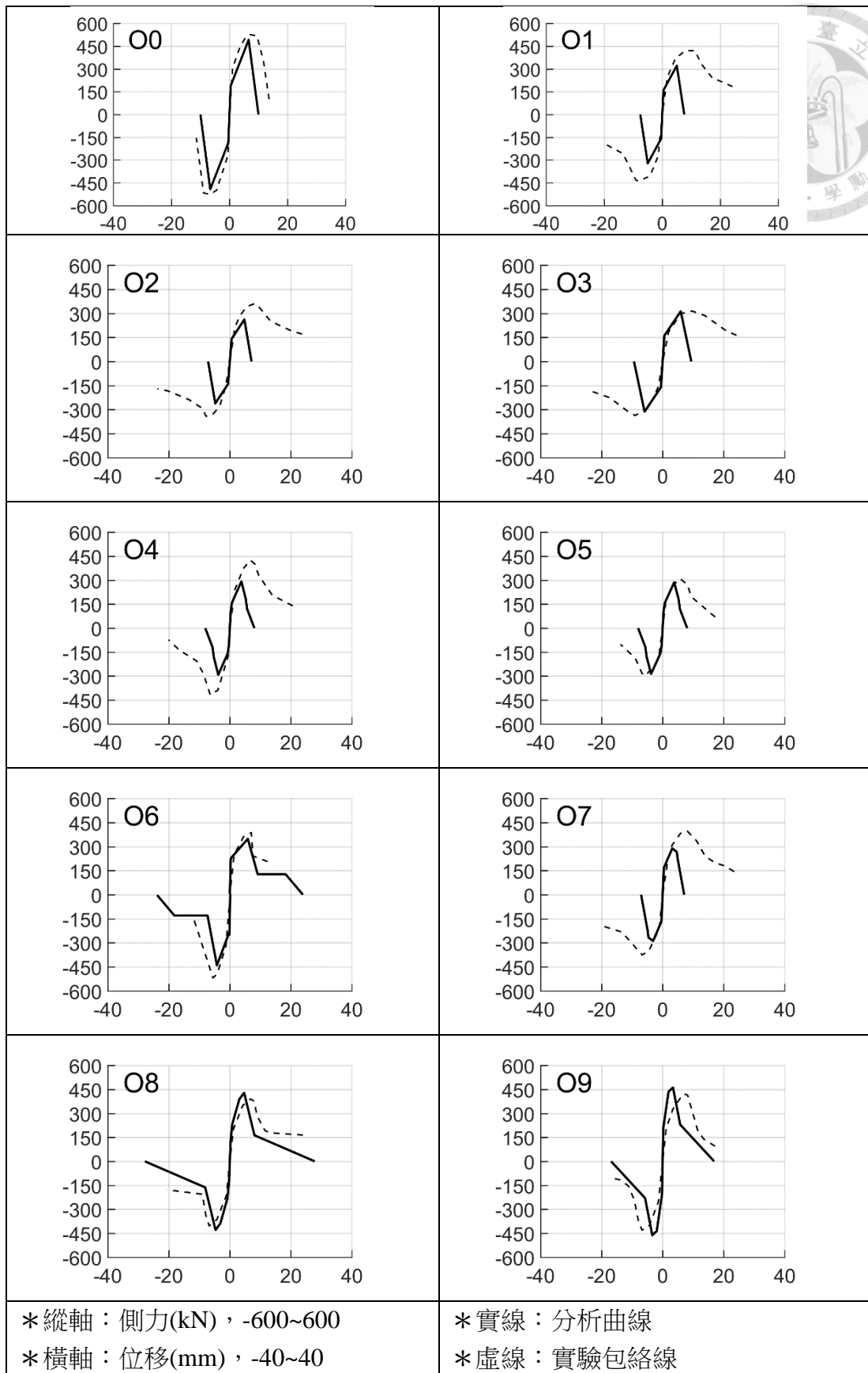


圖 4-9 O 系列試體[5]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

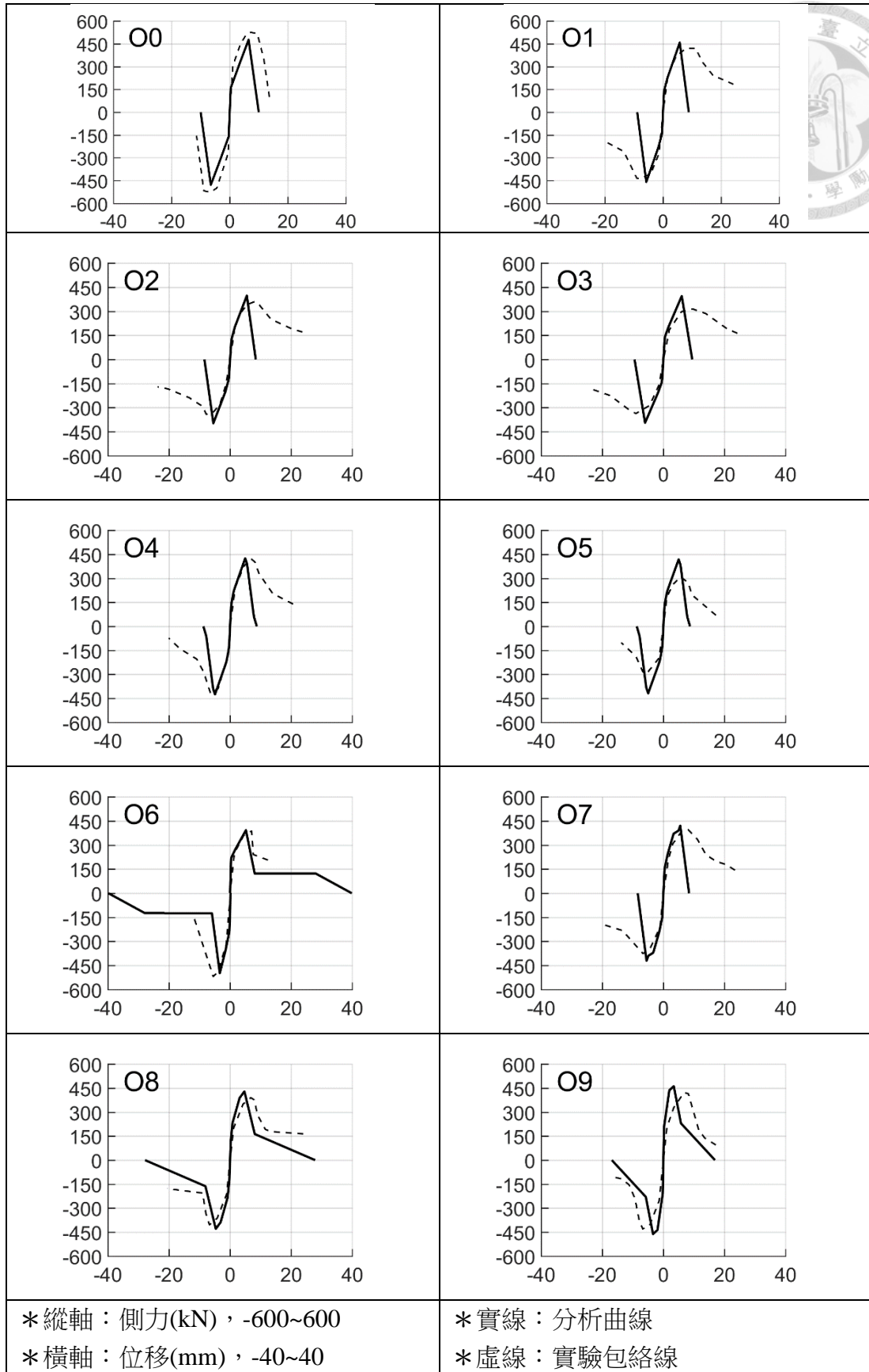


圖 4- 10 O 系列試體[5]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

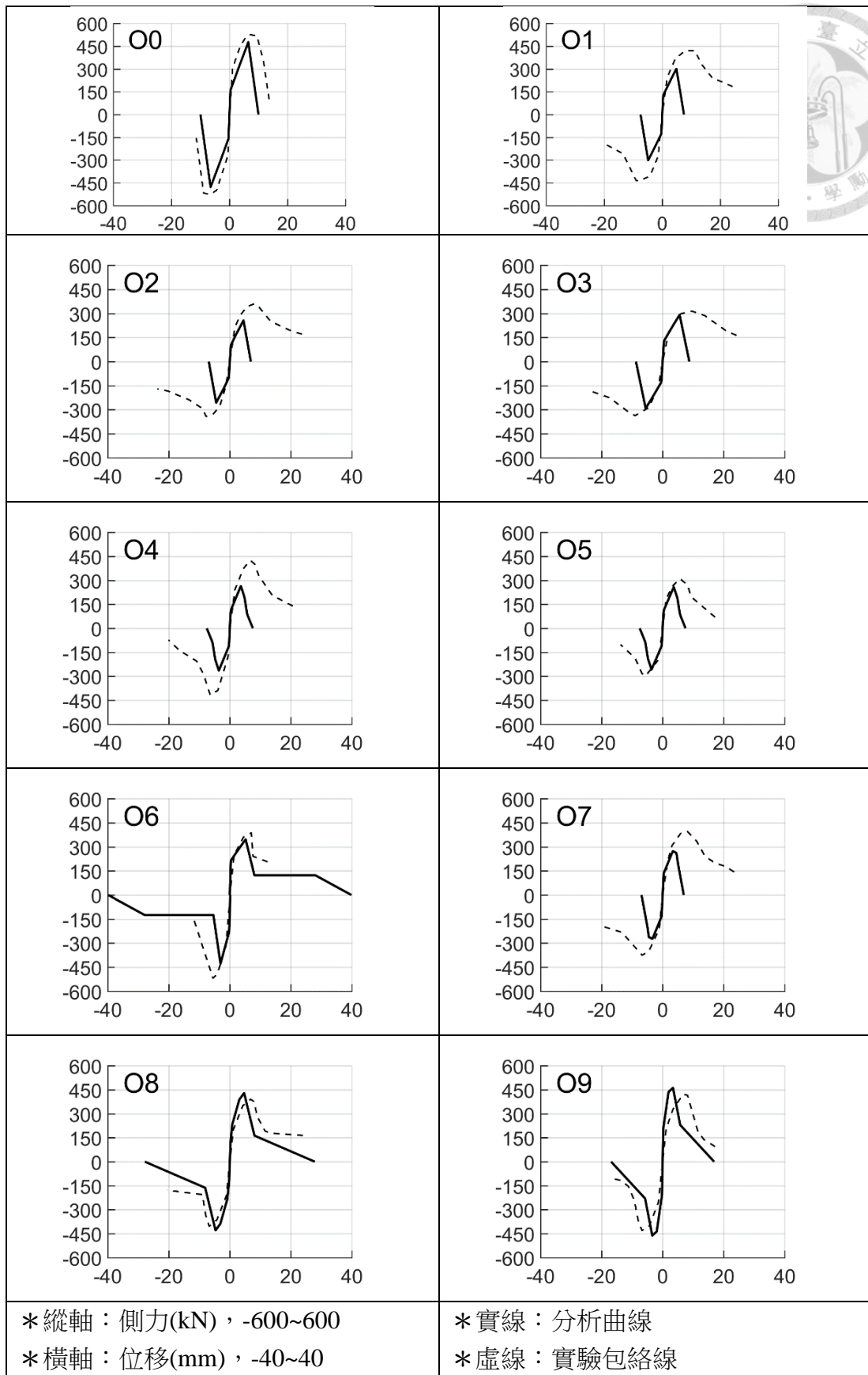


圖 4- 11 O 系列試體[5]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

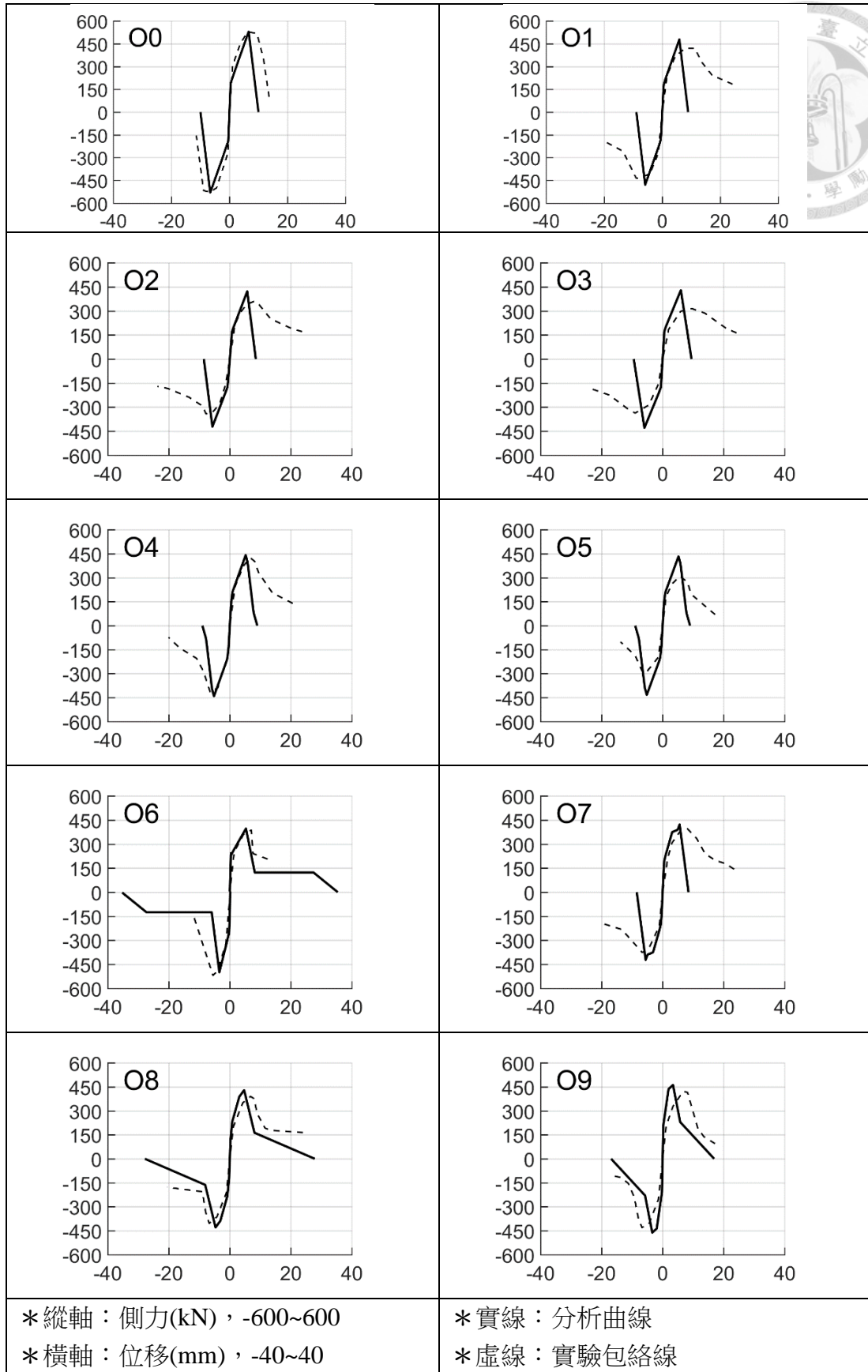


圖 4- 12 O 系列試體[5]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

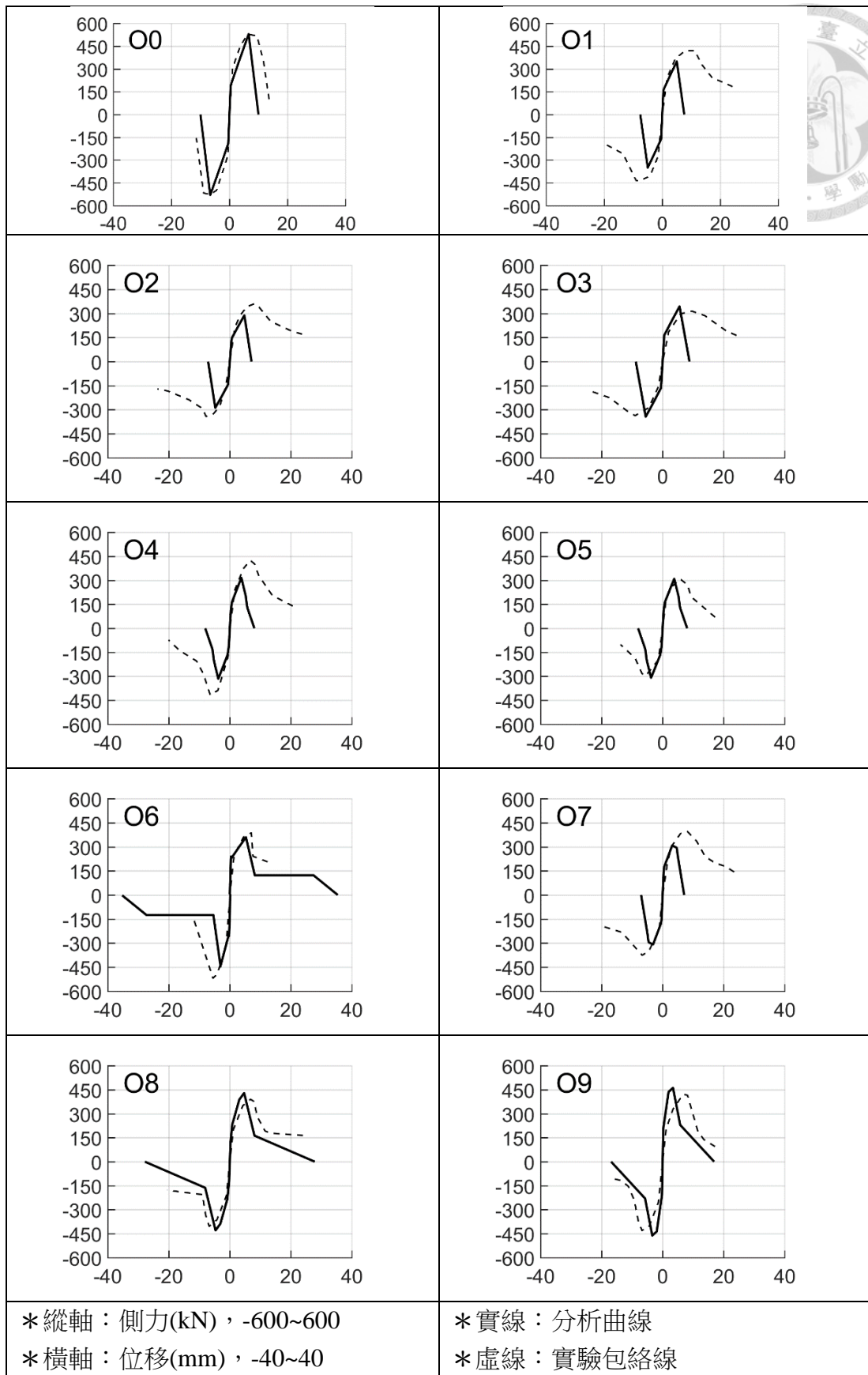


圖 4- 13 O 系列試體[5]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

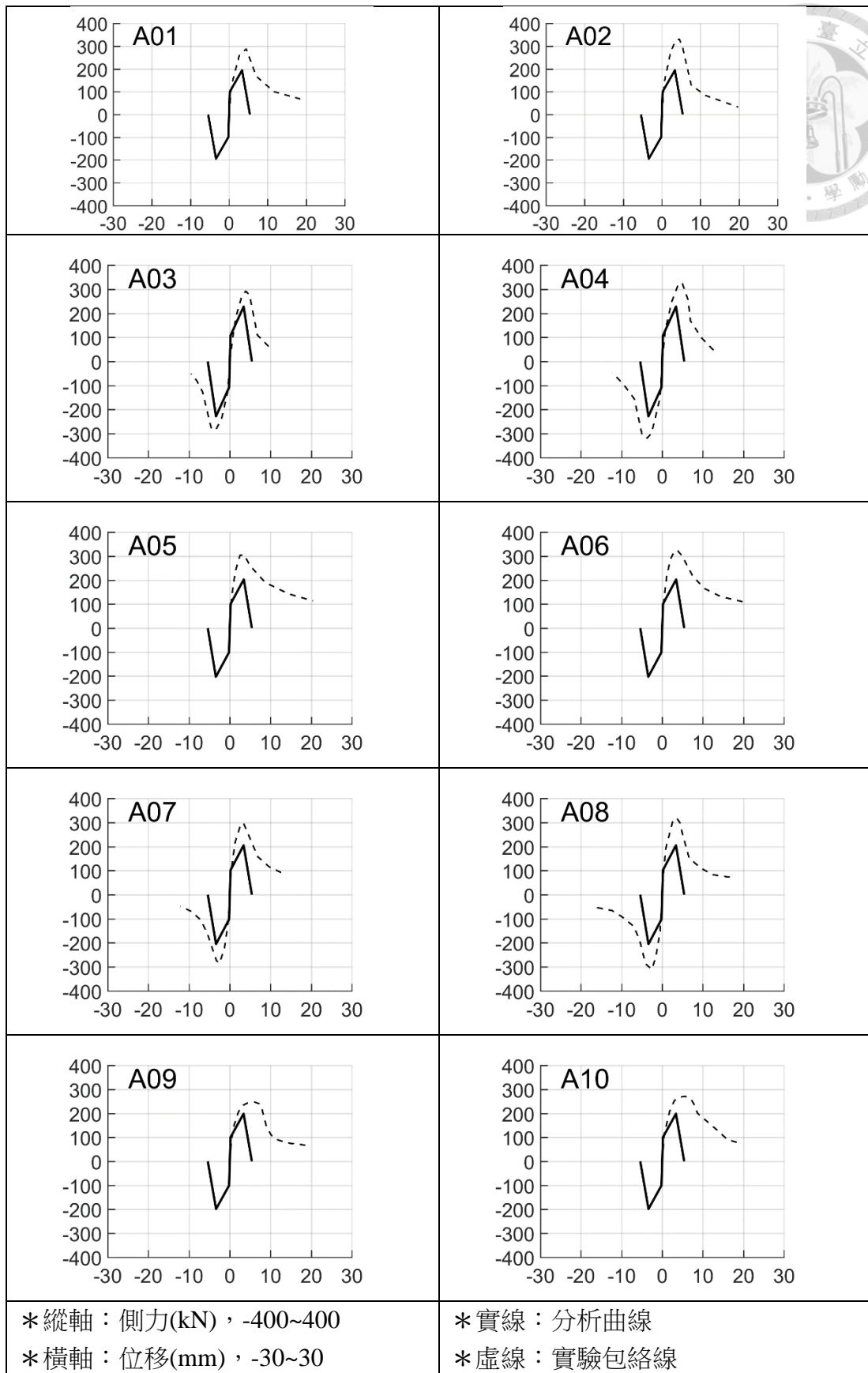


圖 4- 14 A 系列試體[9-13]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1

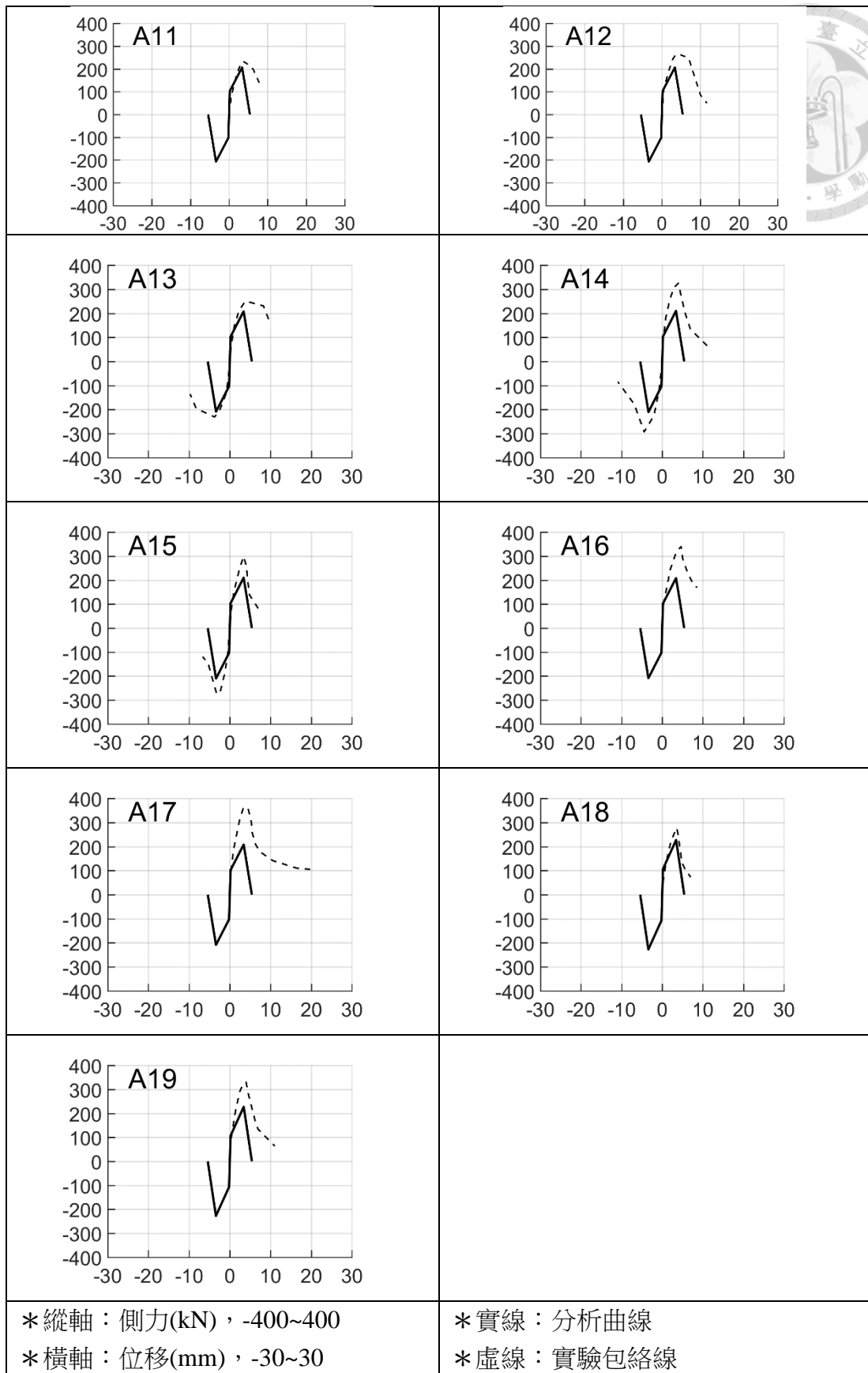


圖 4- 15 A 系列試體[9-13]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2

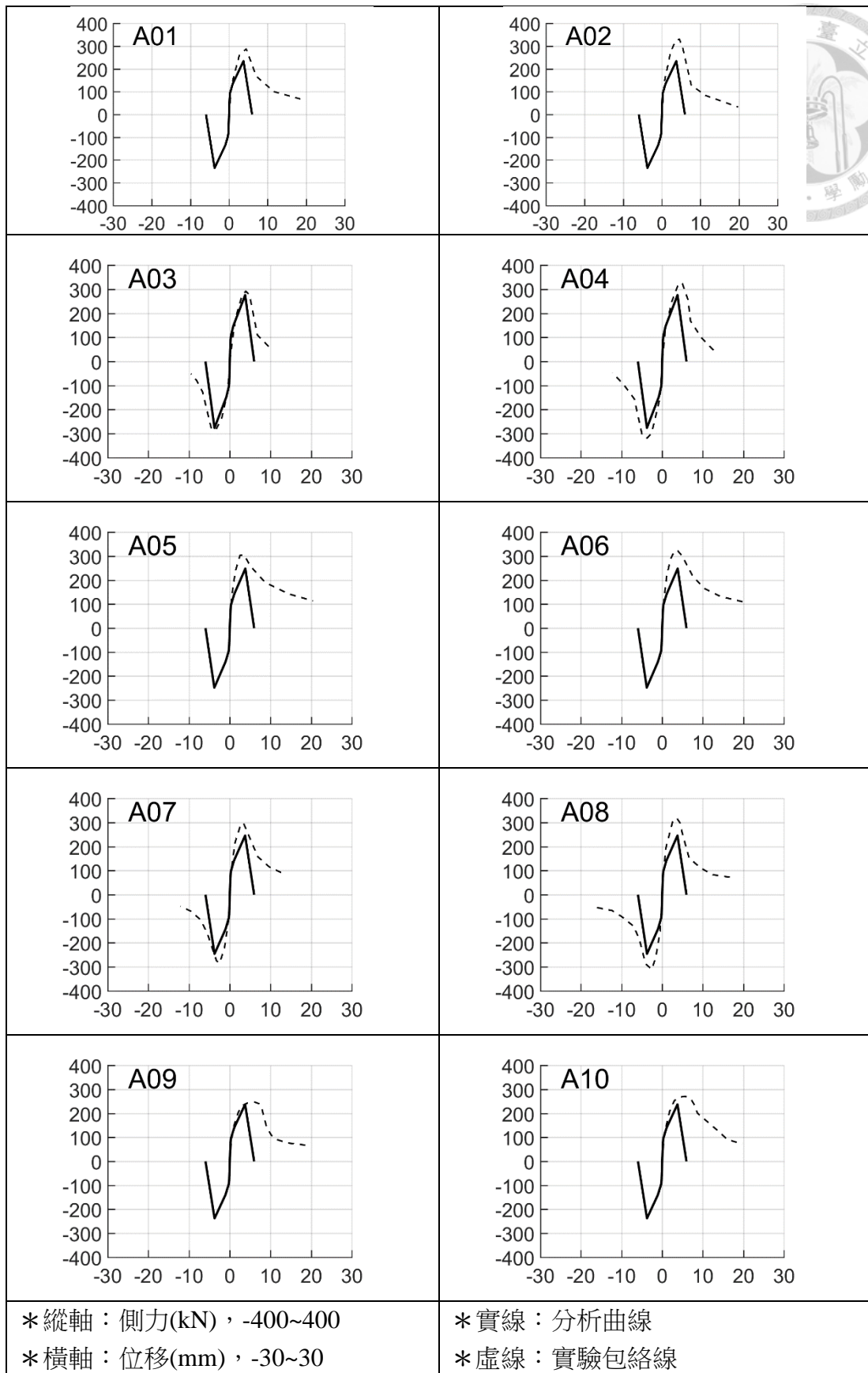


圖 4-16 A 系列試體[9-13]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1

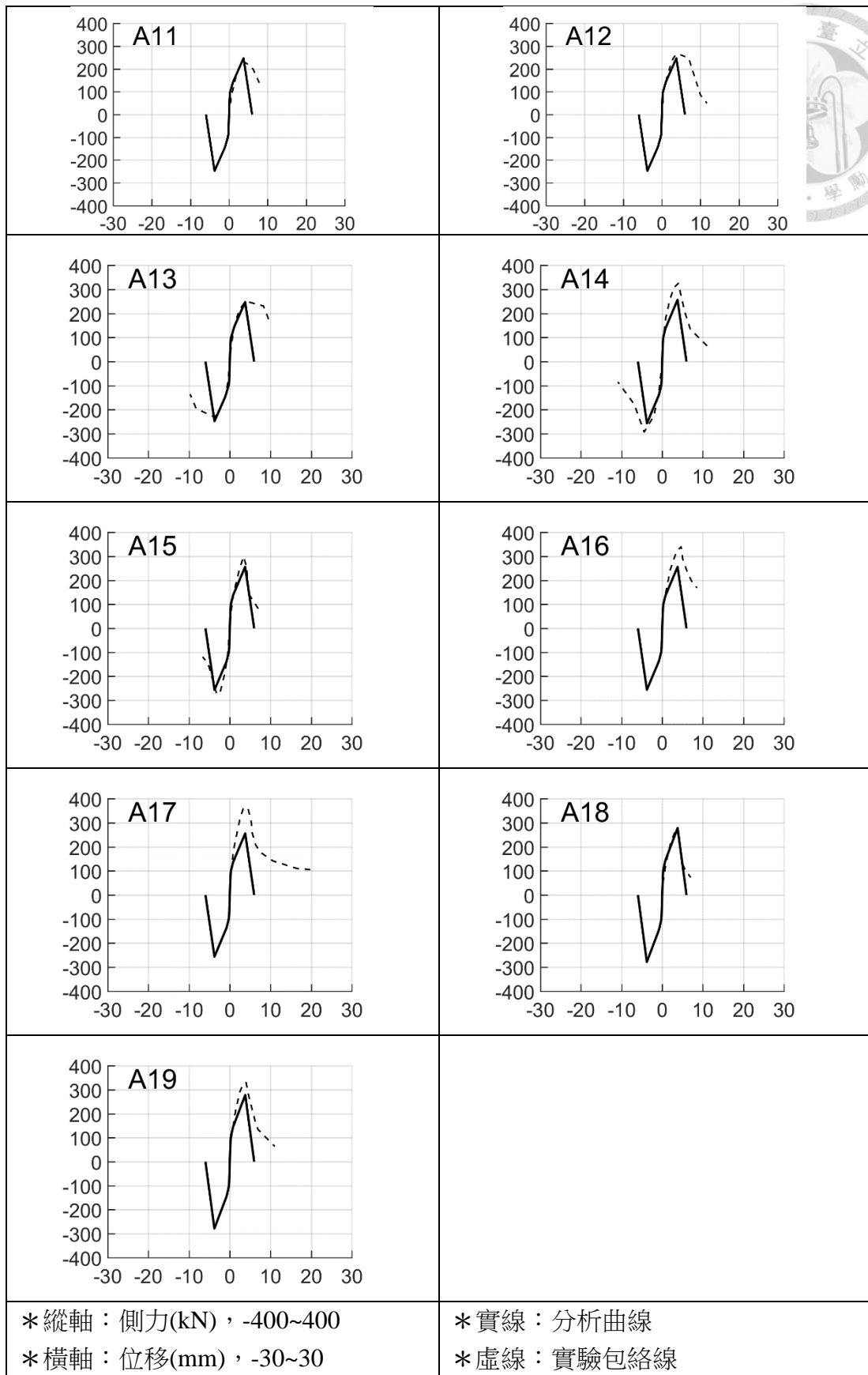


圖 4- 17 A 系列試體[9-13]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2

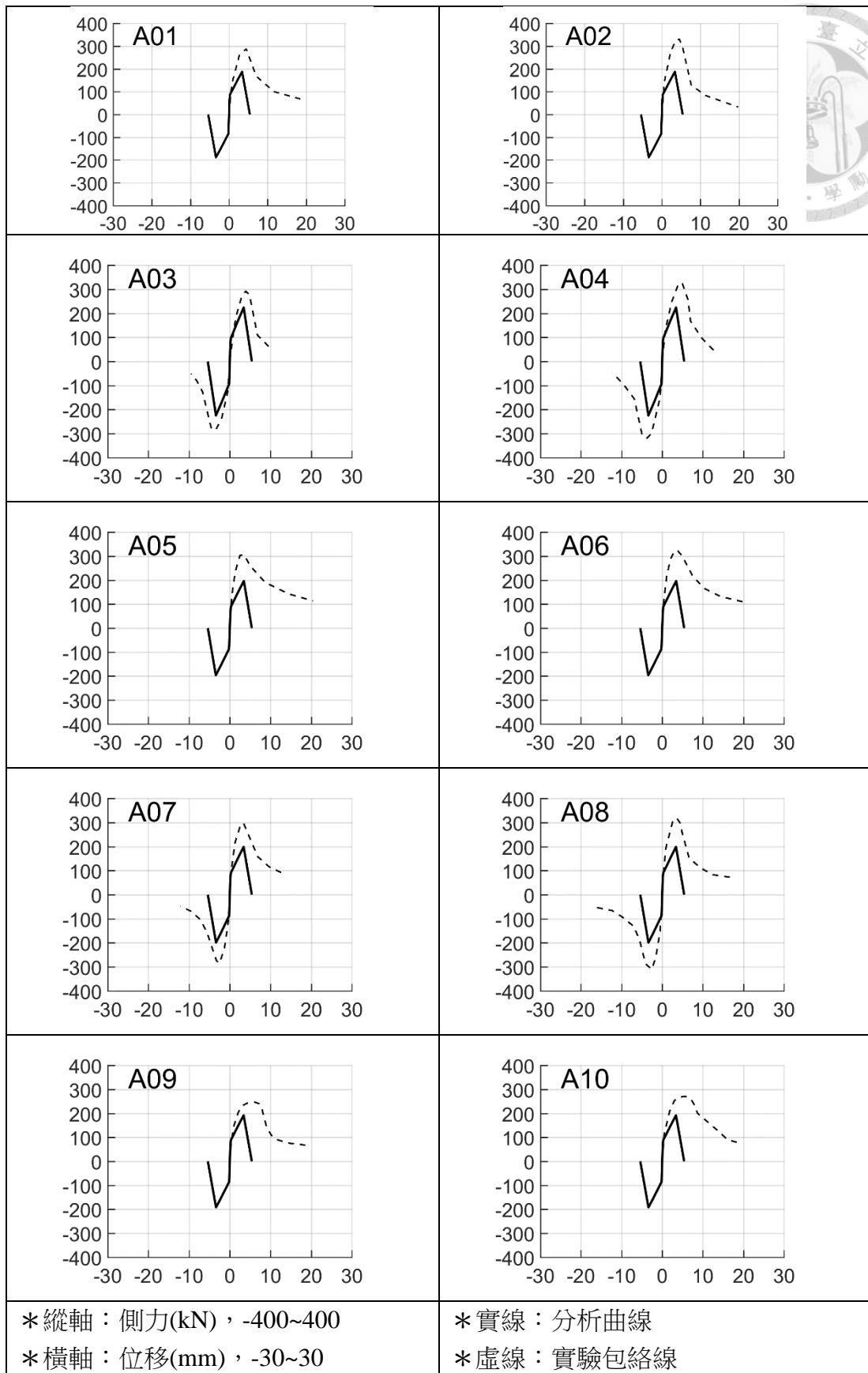


圖 4-18 A 系列試體[9-13]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1

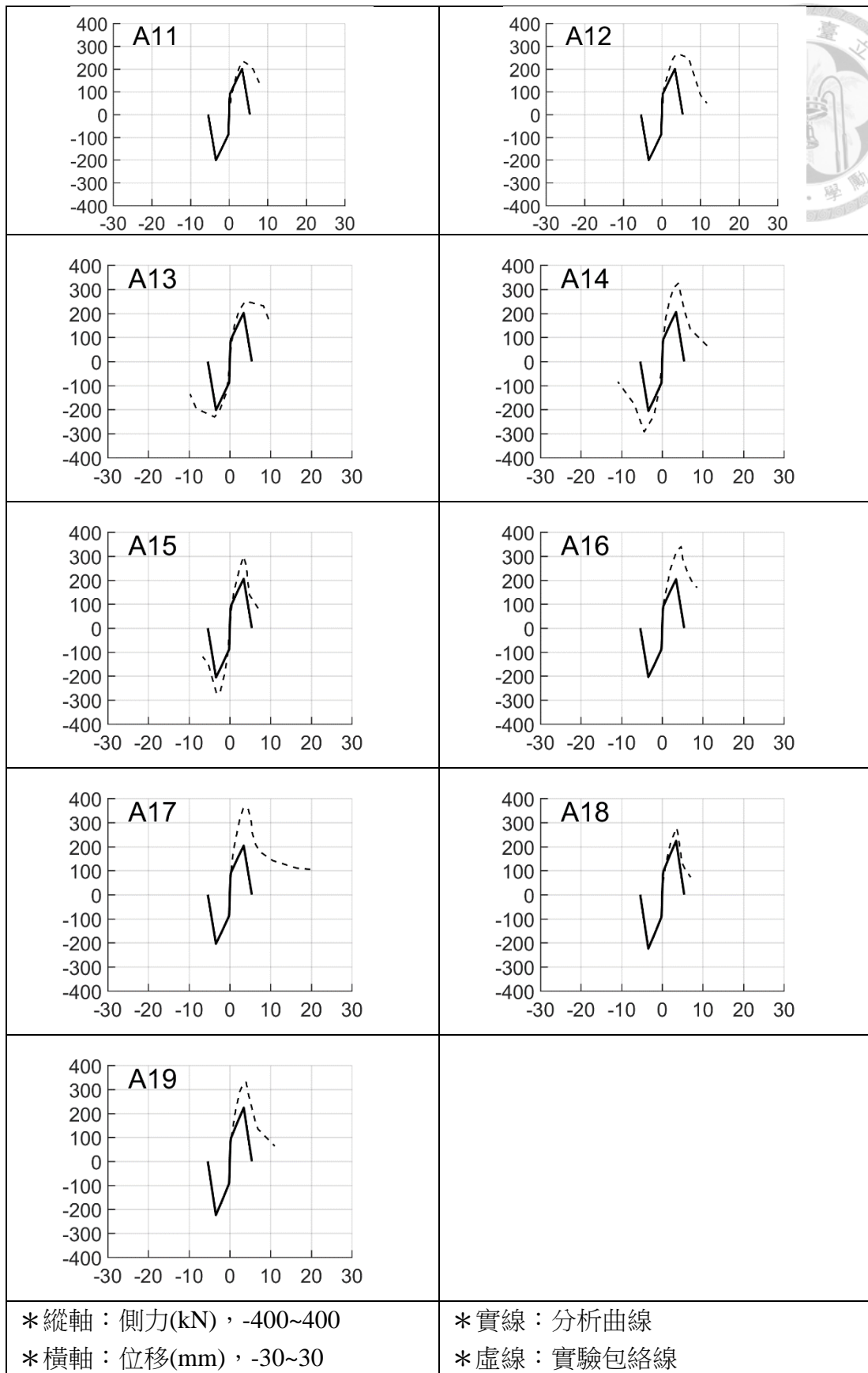


圖 4- 19 A 系列試體[9-13]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2

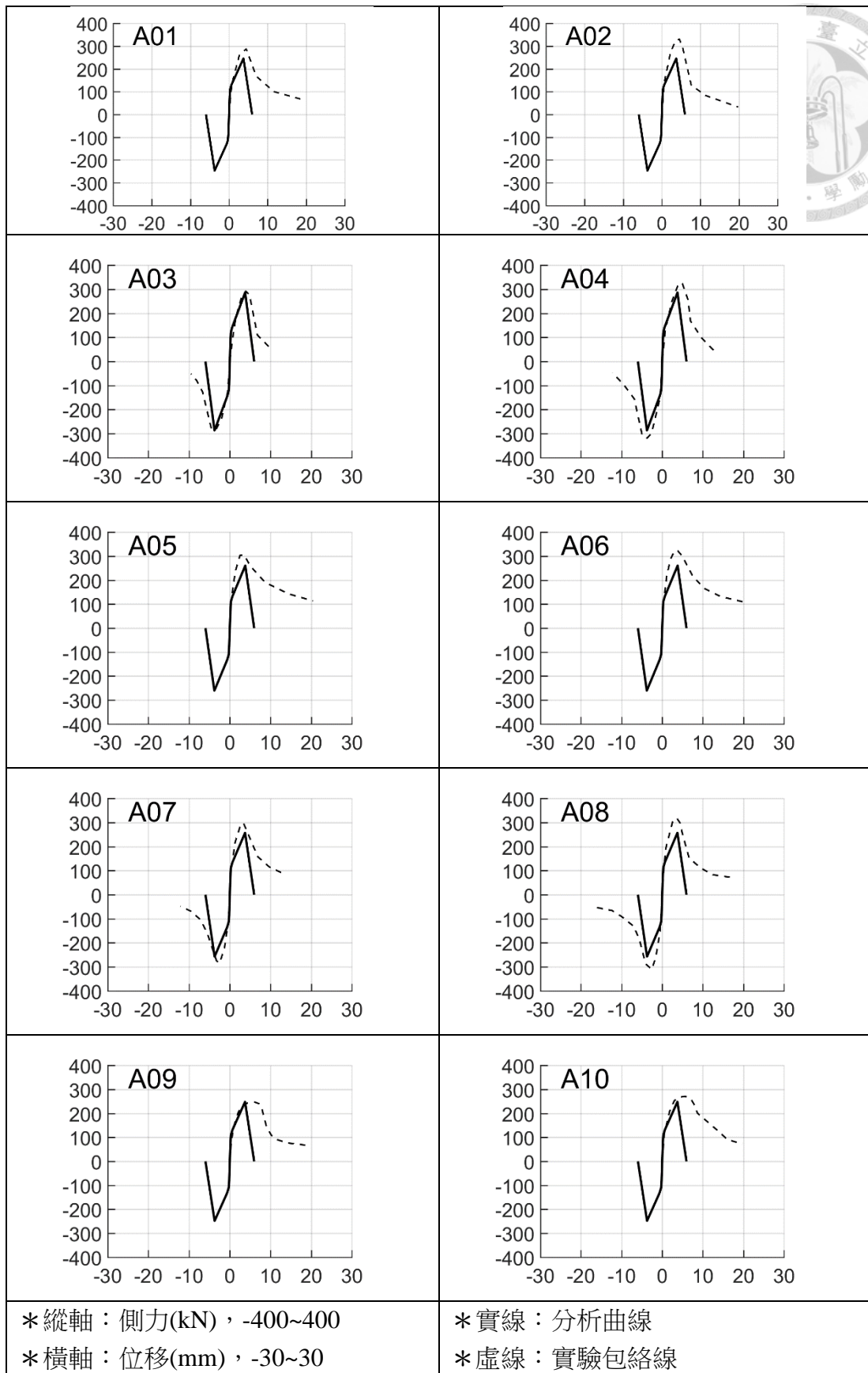


圖 4- 20 A 系列試體[9-13]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1

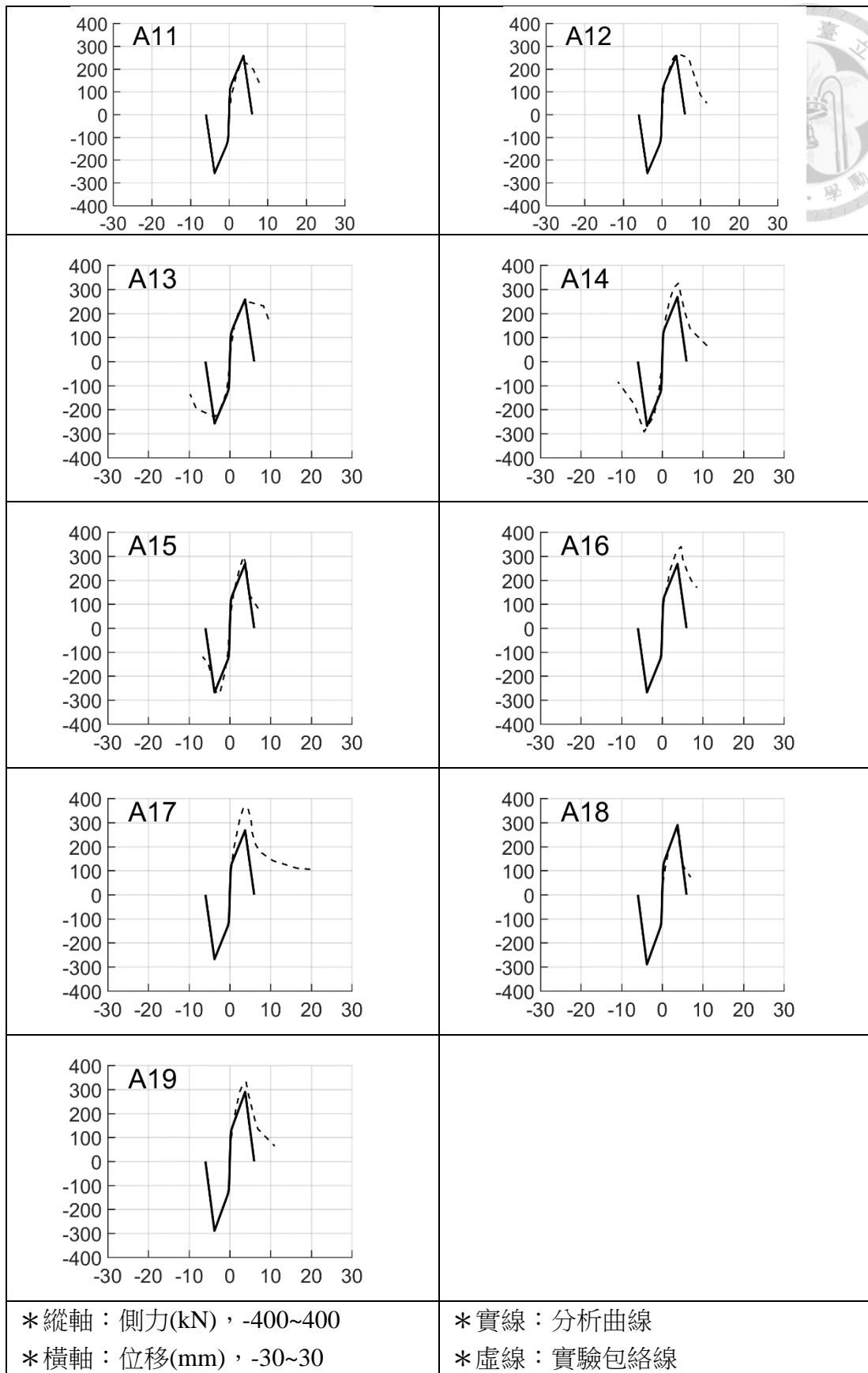


圖 4- 21 A 系列試體[9-13]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2

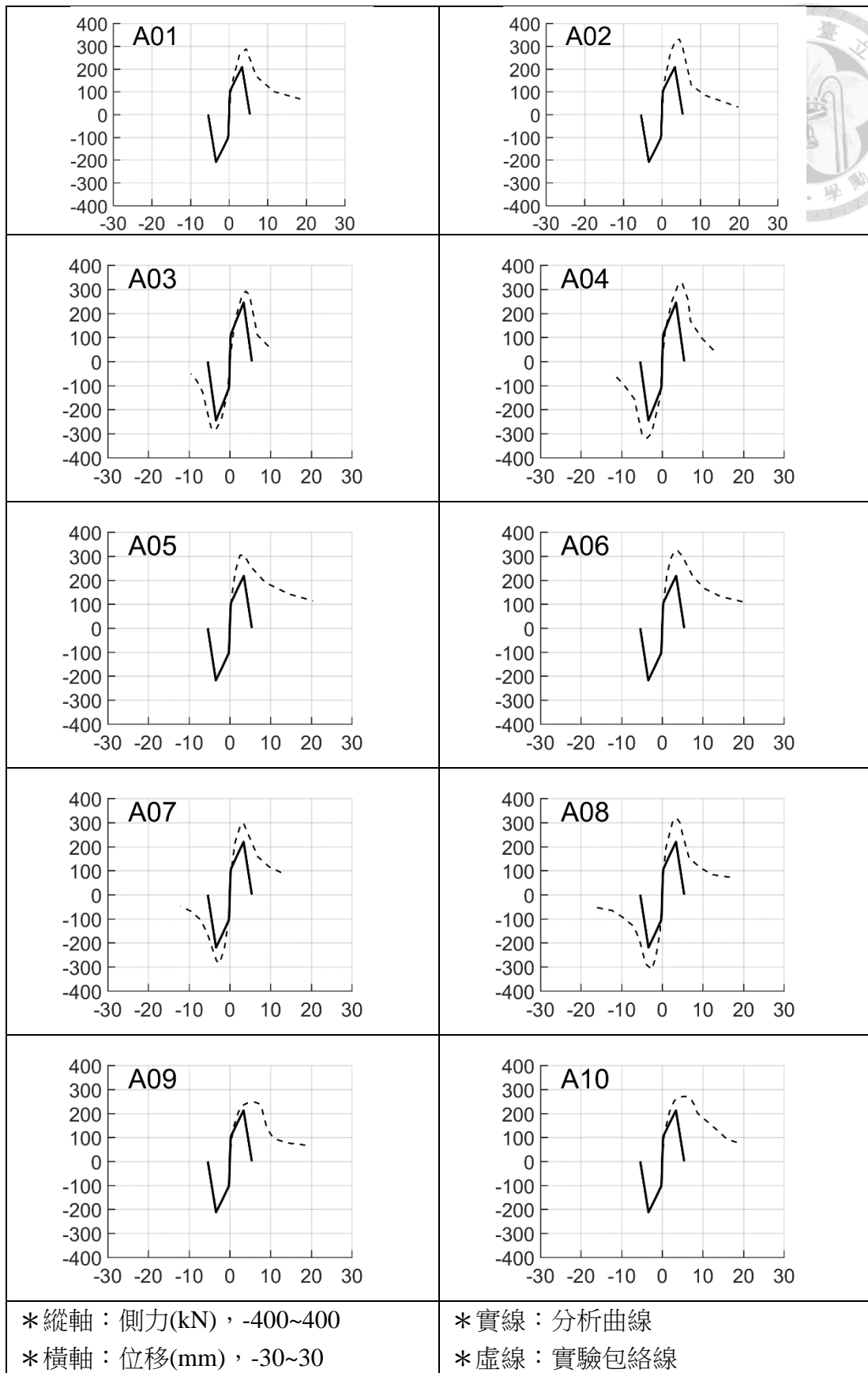


圖 4- 22 A 系列試體[9-13]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-1

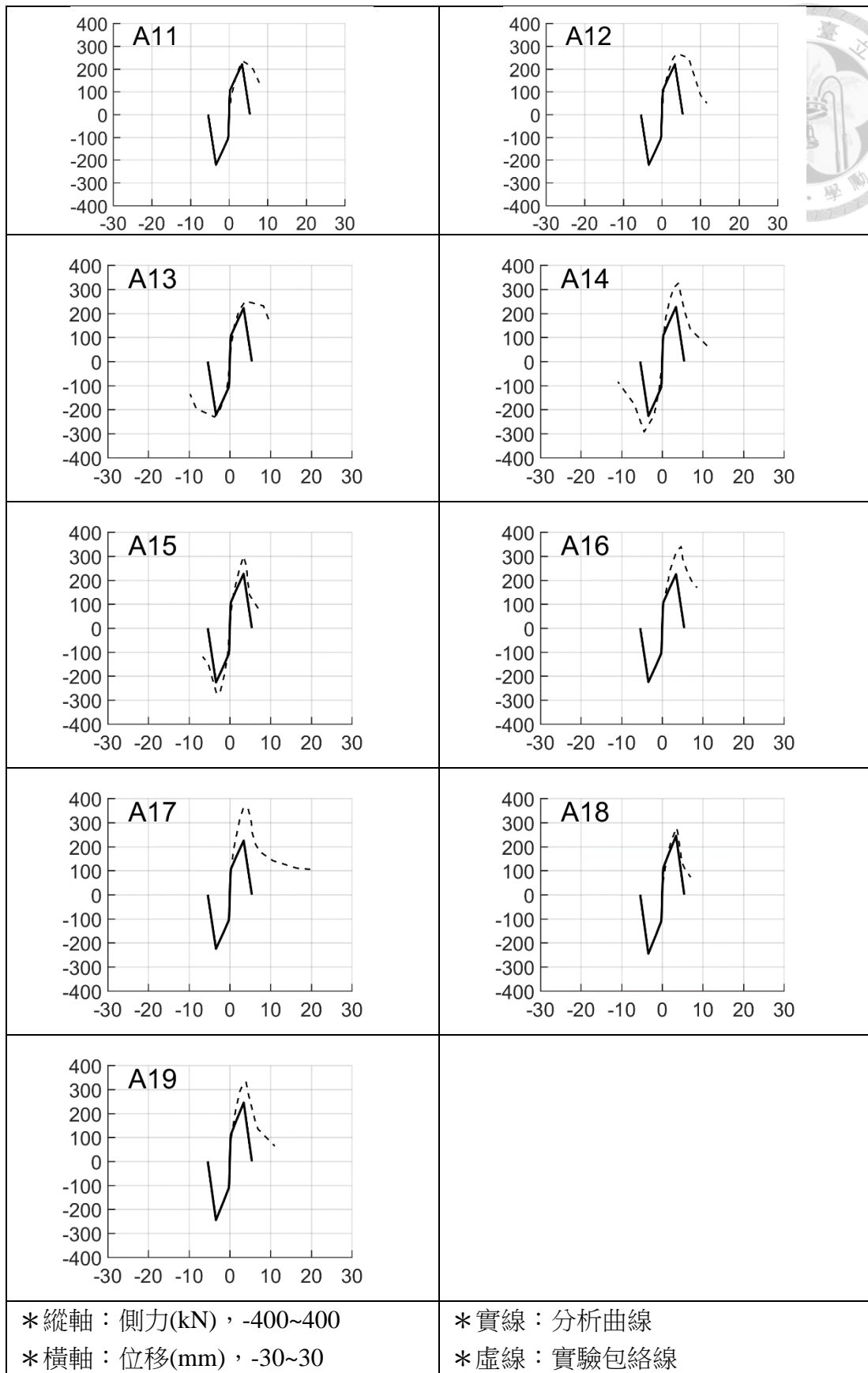


圖 4- 23 A 系列試體[9-13]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較-2

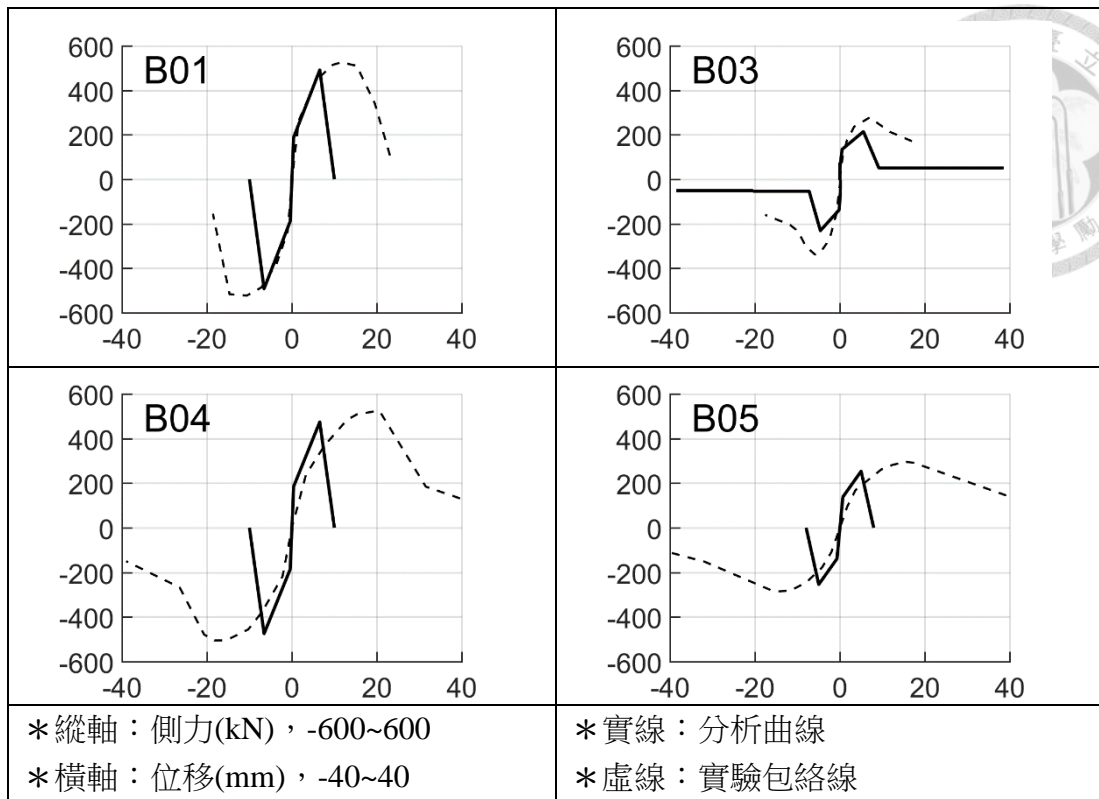


圖 4- 24 B 系列試體[14]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

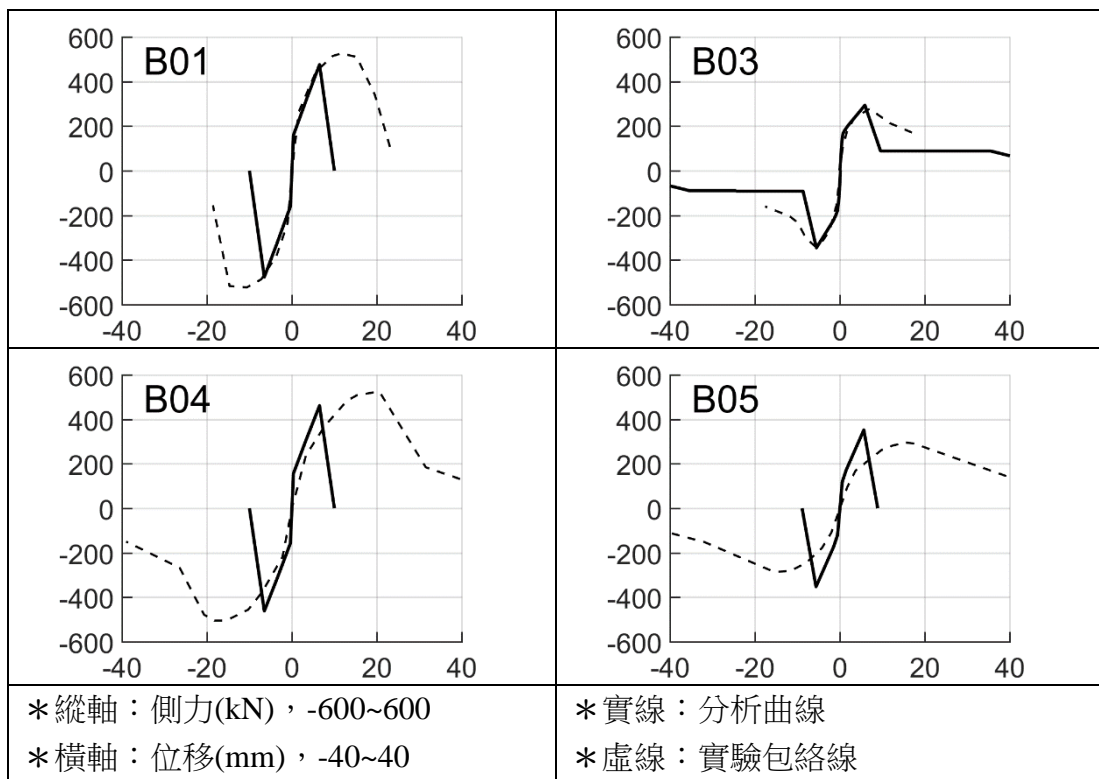


圖 4- 25 B 系列試體[14]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

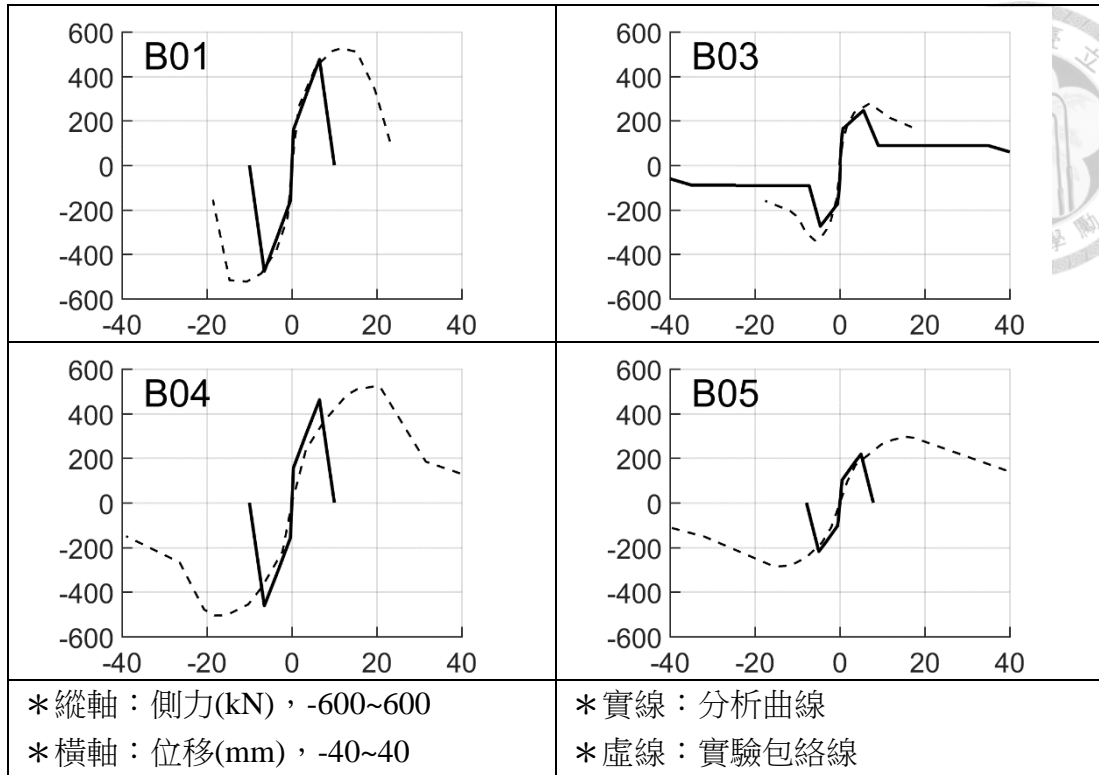


圖 4- 26 B 系列試體[14]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

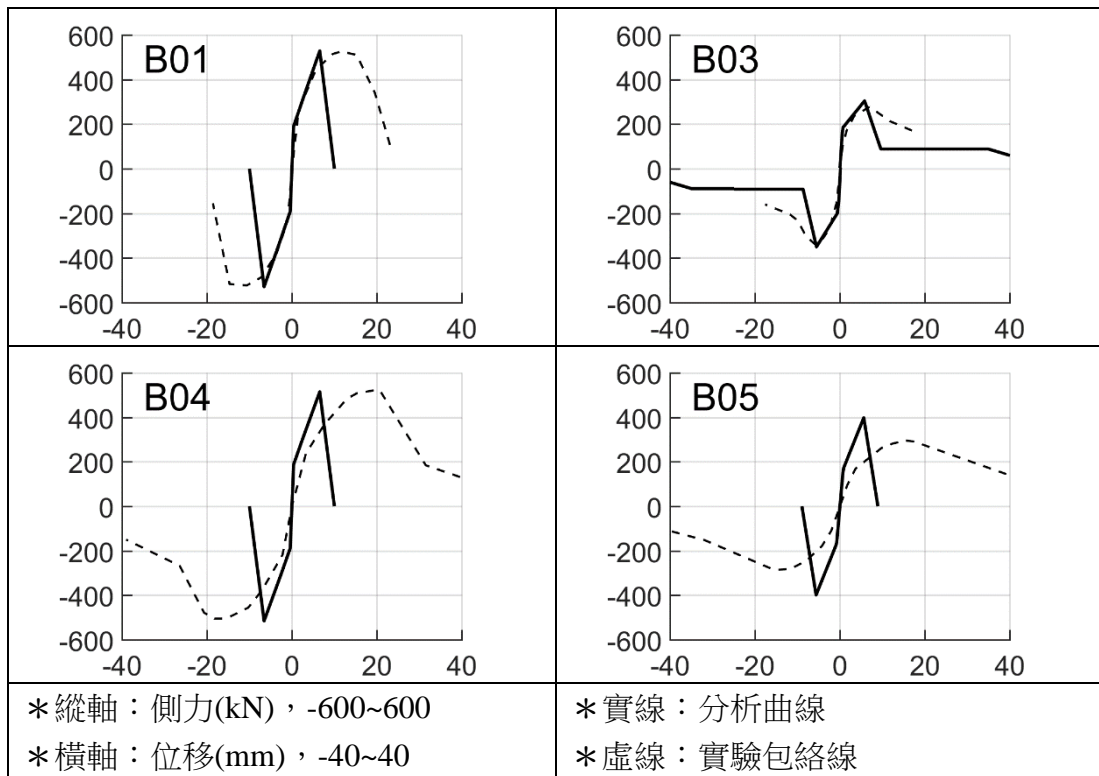


圖 4- 27 B 系列試體[14]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

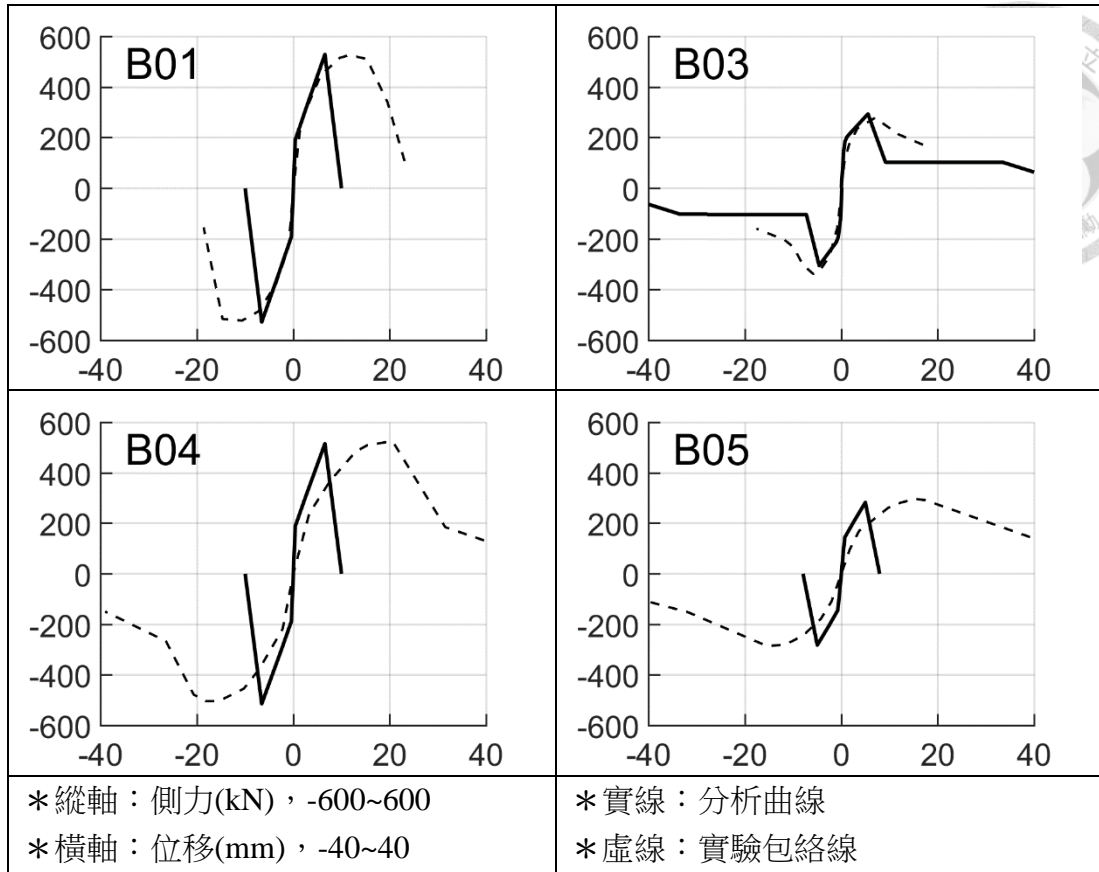


圖 4- 28 B 系列試體[14]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

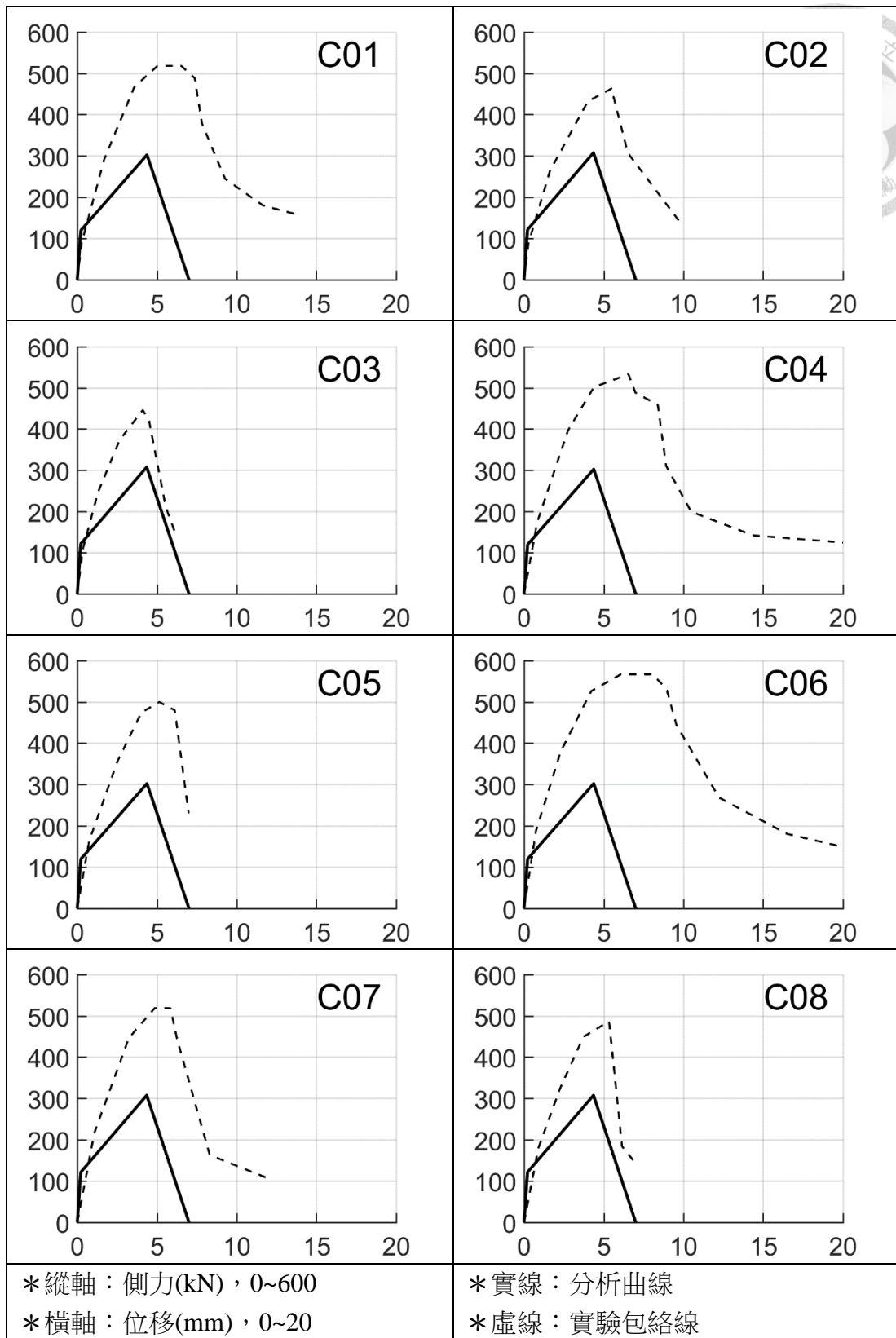


圖 4- 29 C 系列試體[15]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

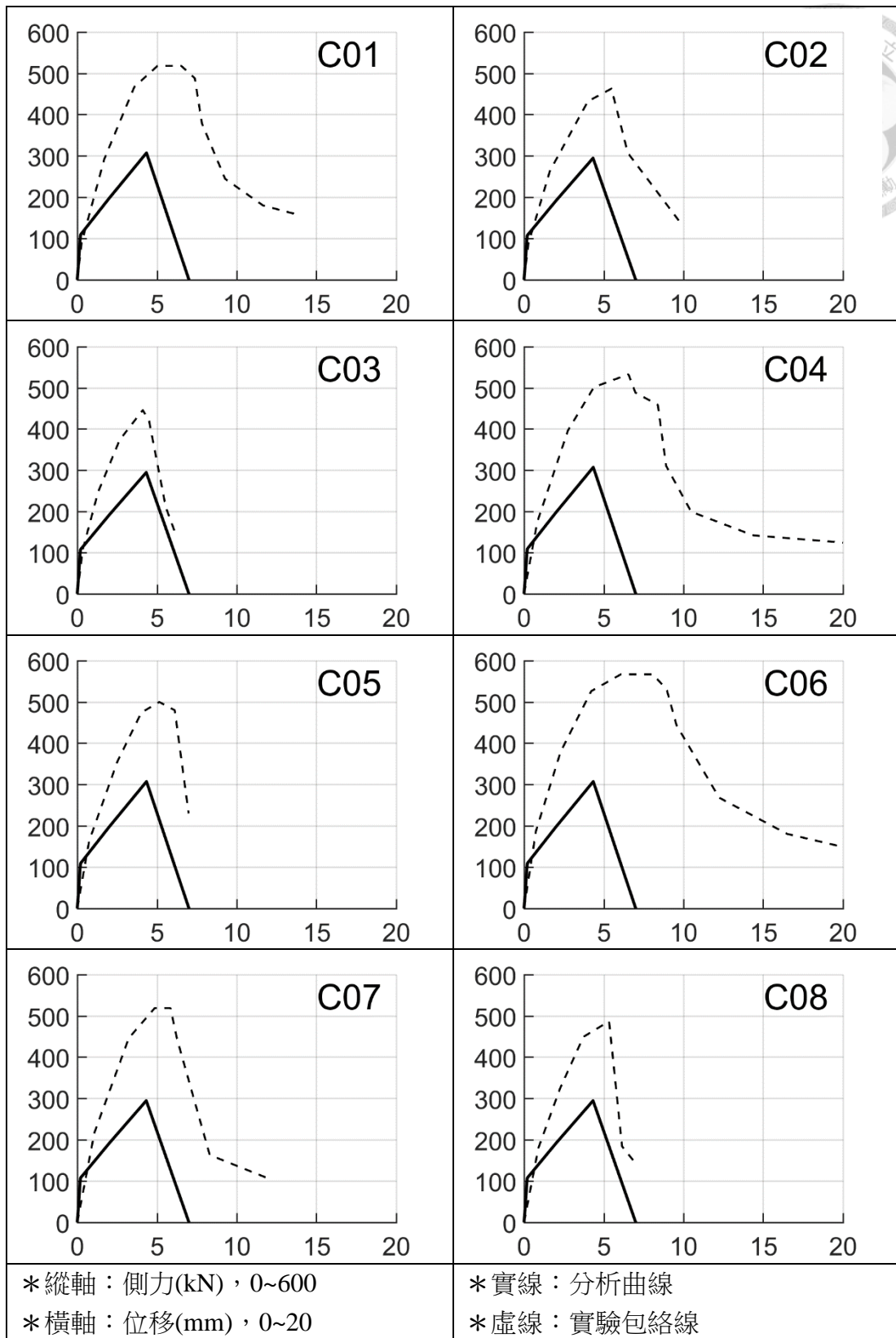


圖 4- 30 C 系列試體[15]分析二、三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

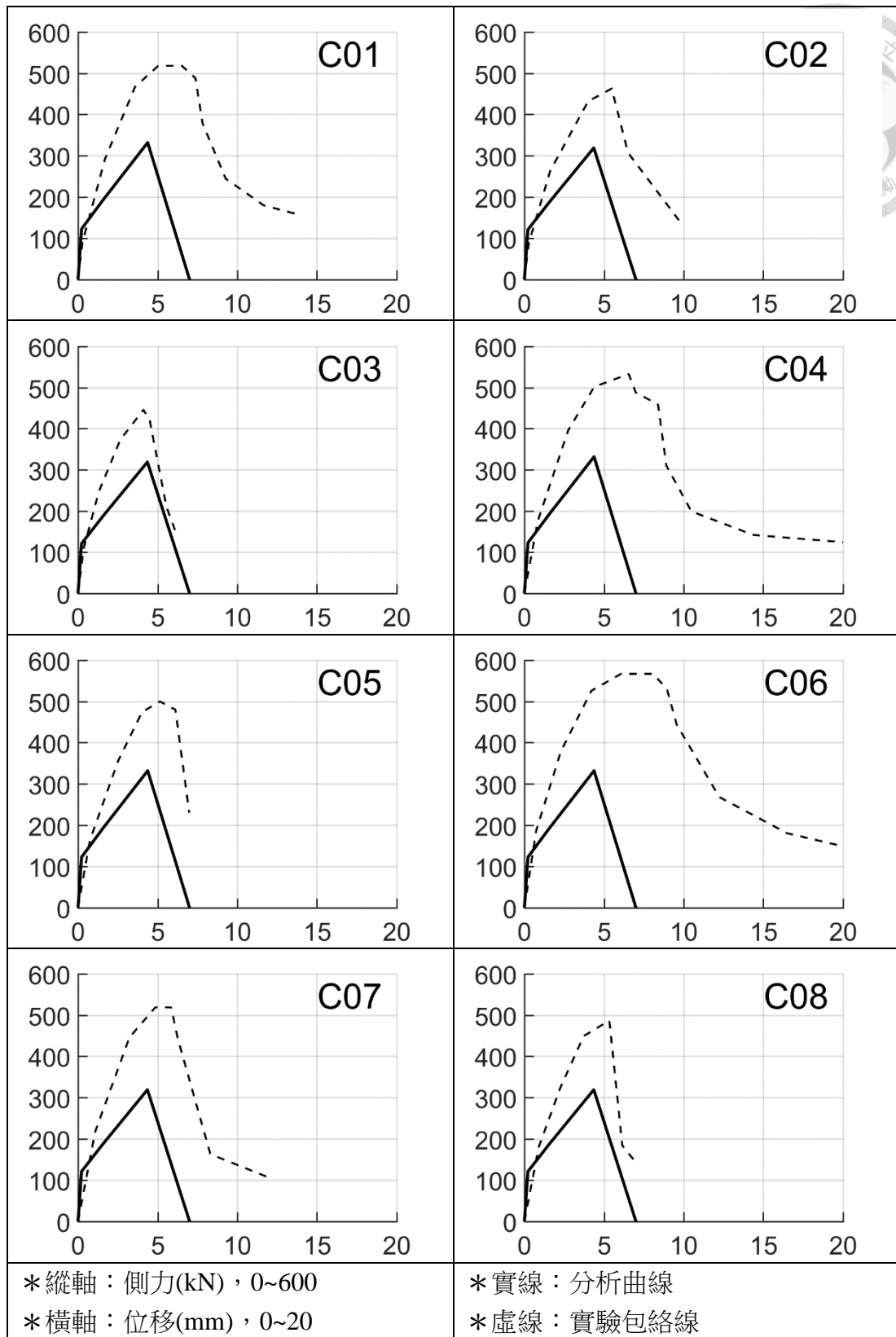


圖 4- 31 C 系列試體[15]分析四、五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

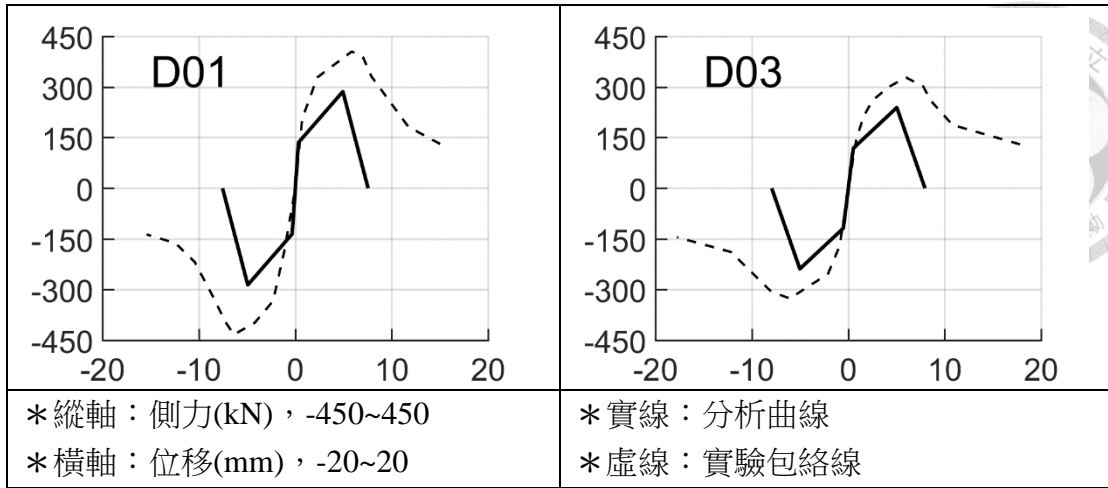


圖 4- 32 D 系列試體[16]分析一側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

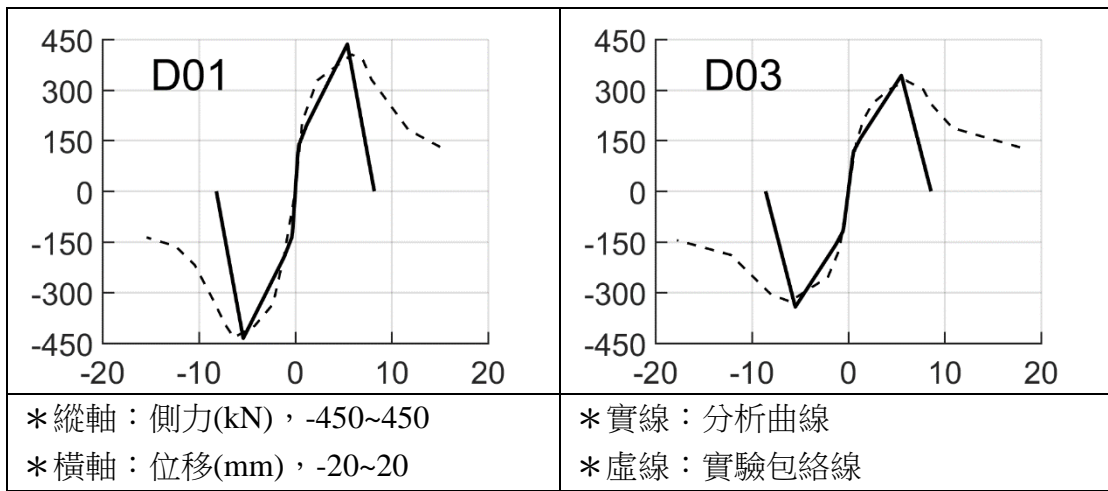


圖 4- 33 D 系列試體[16]分析二側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

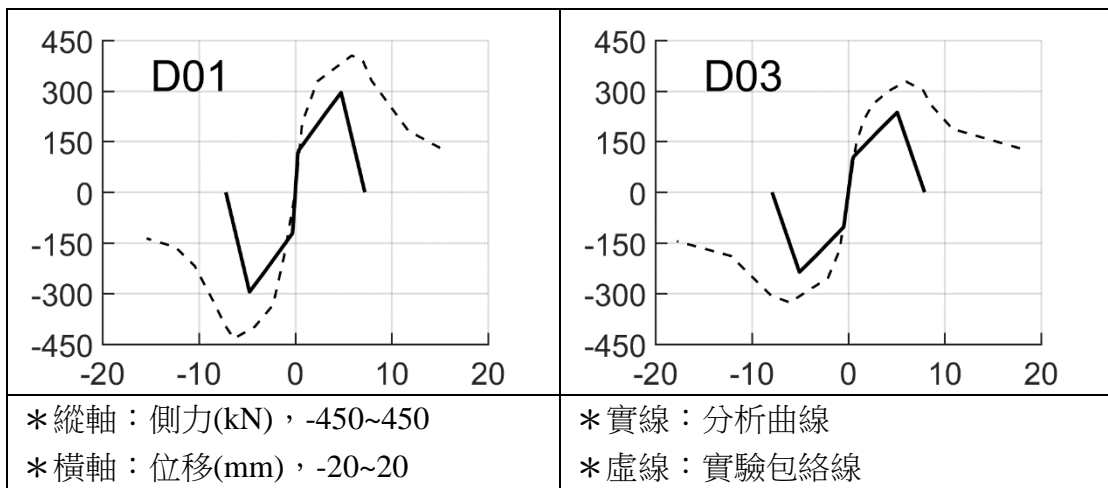


圖 4- 34 D 系列試體[16]分析三側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

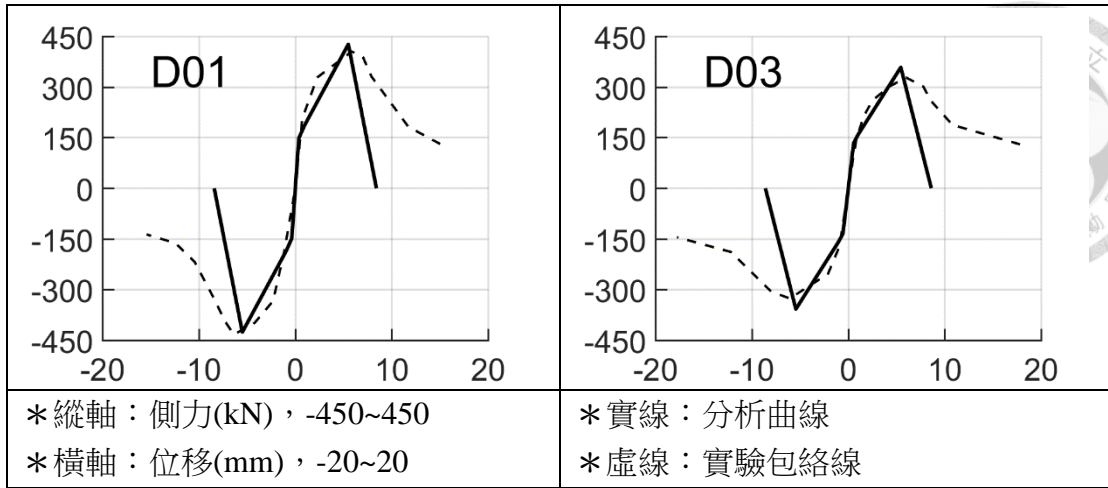


圖 4- 35 D 系列試體[16]分析四側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

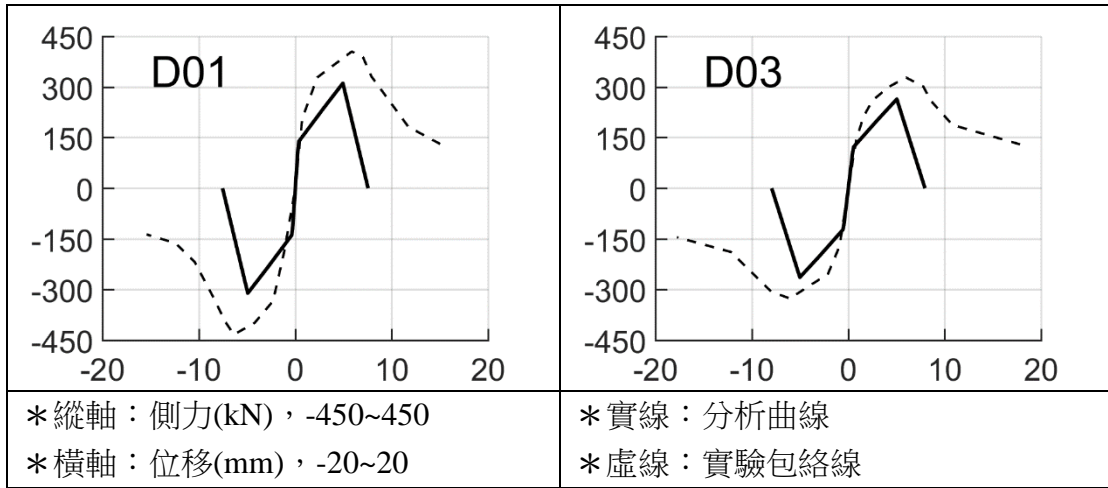


圖 4- 36 D 系列試體[16]分析五側力位移預測曲線與實驗包絡線比較

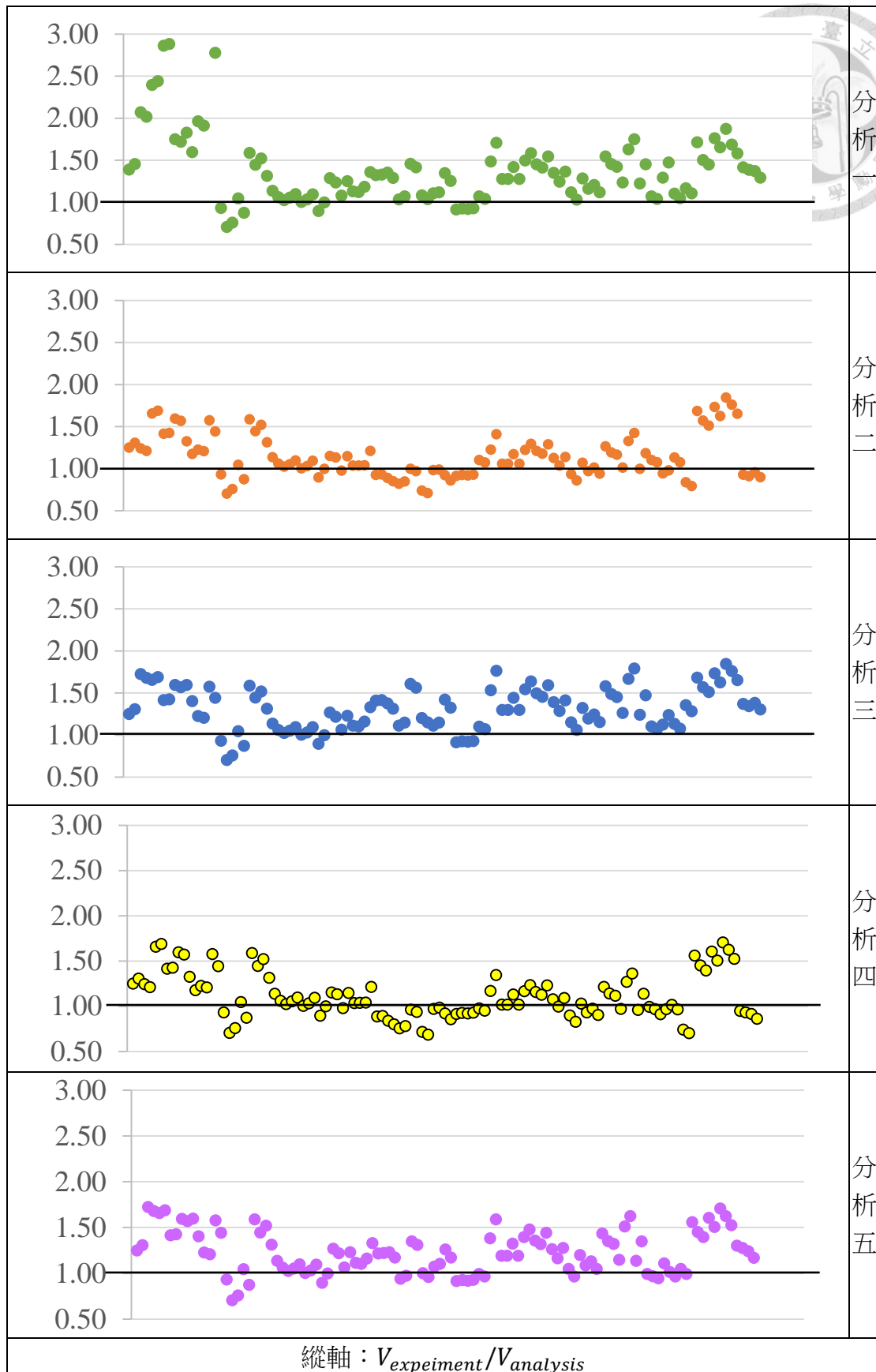


圖 4- 37 各分析方式強度點強度實驗值與分析值比值散佈圖

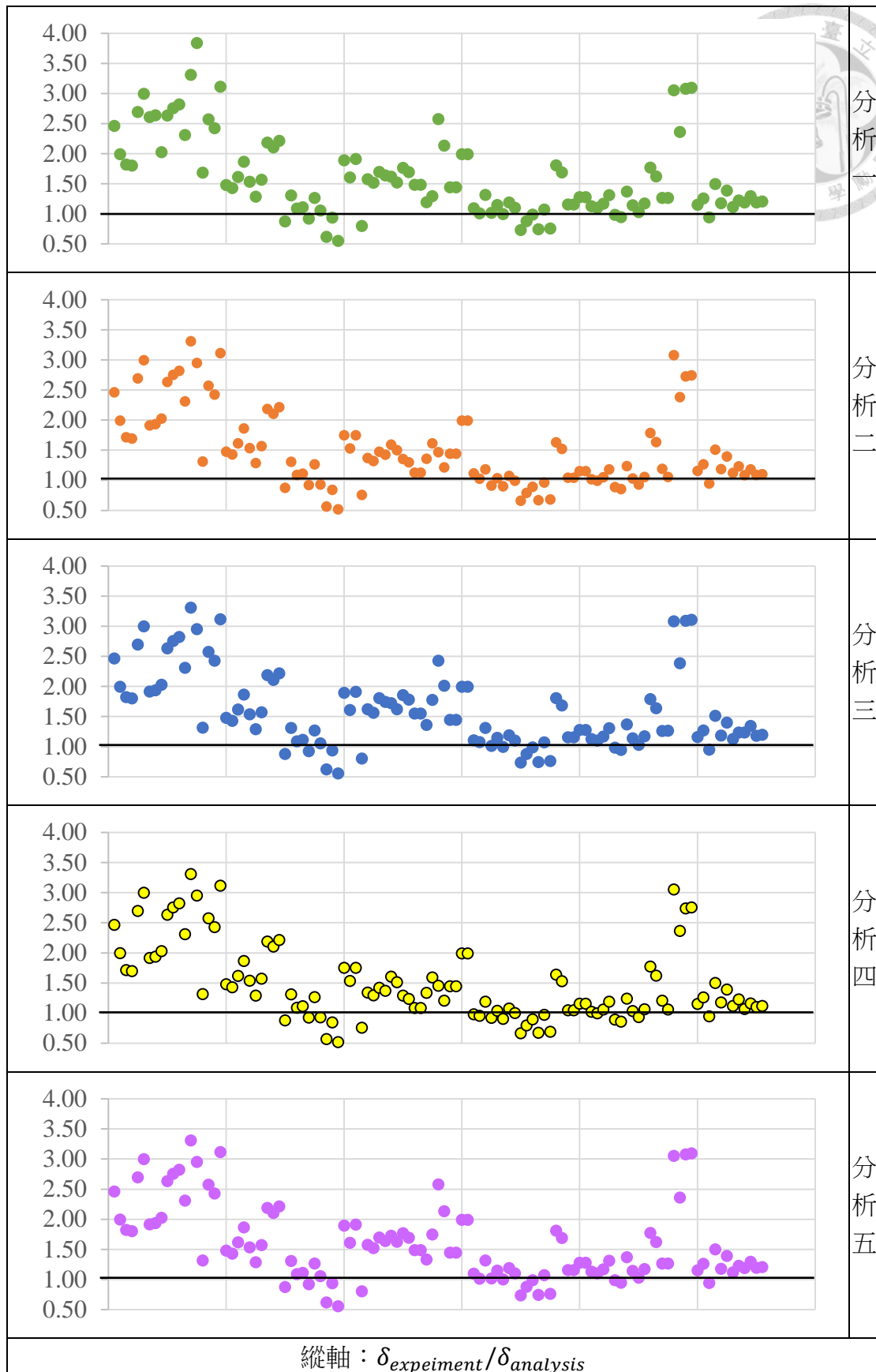


圖 4- 38 各分析方式強度點位移實驗值與分析值比值散佈圖

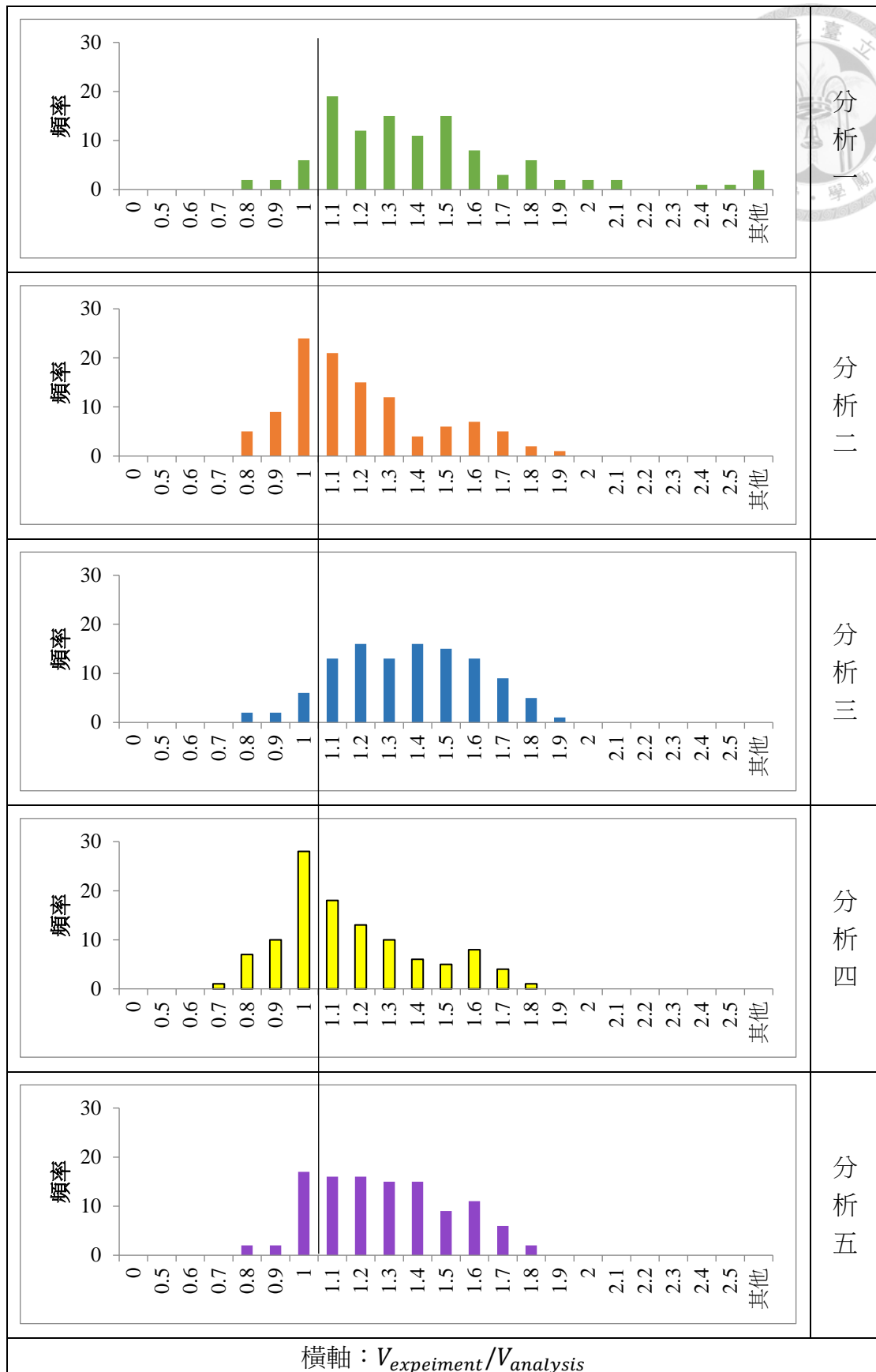


圖 4-39 各分析方式強度點強度實驗值與分析值比值長條圖

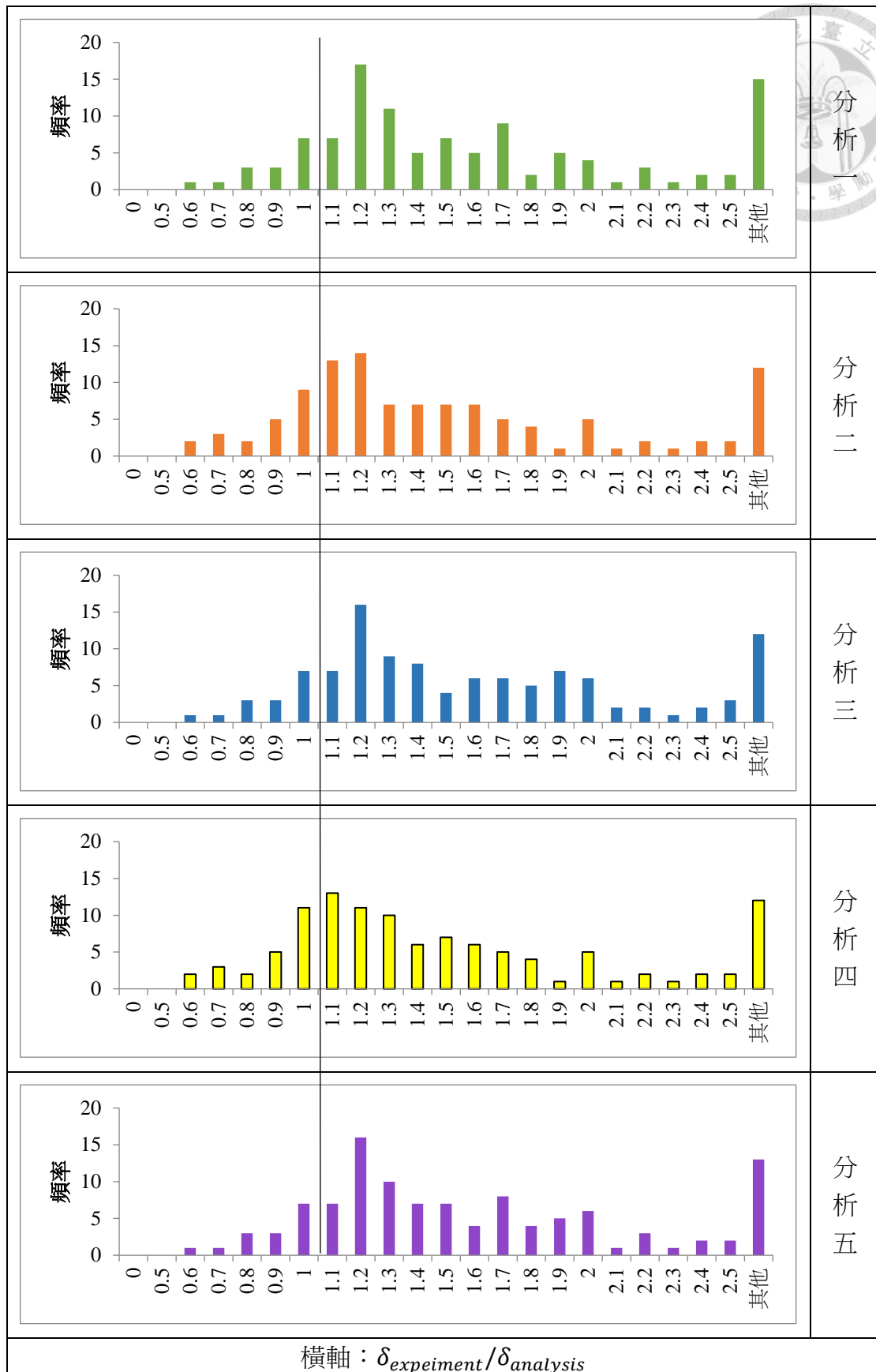


圖 4-40 各分析方式強度點位移實驗值與分析值比值長條圖

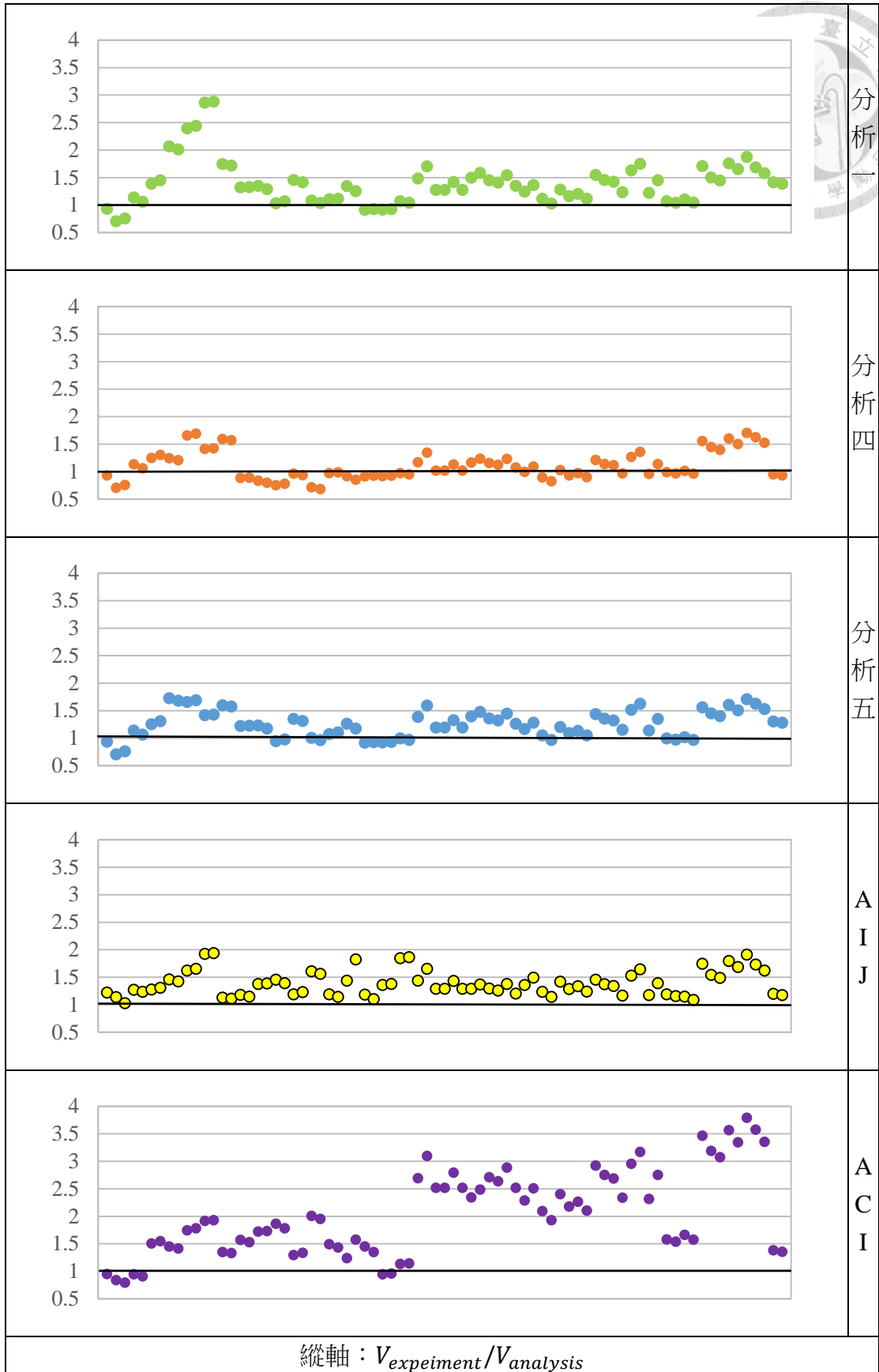
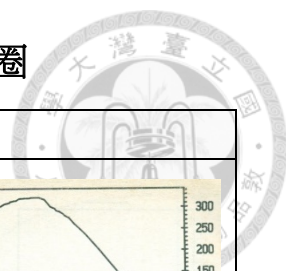


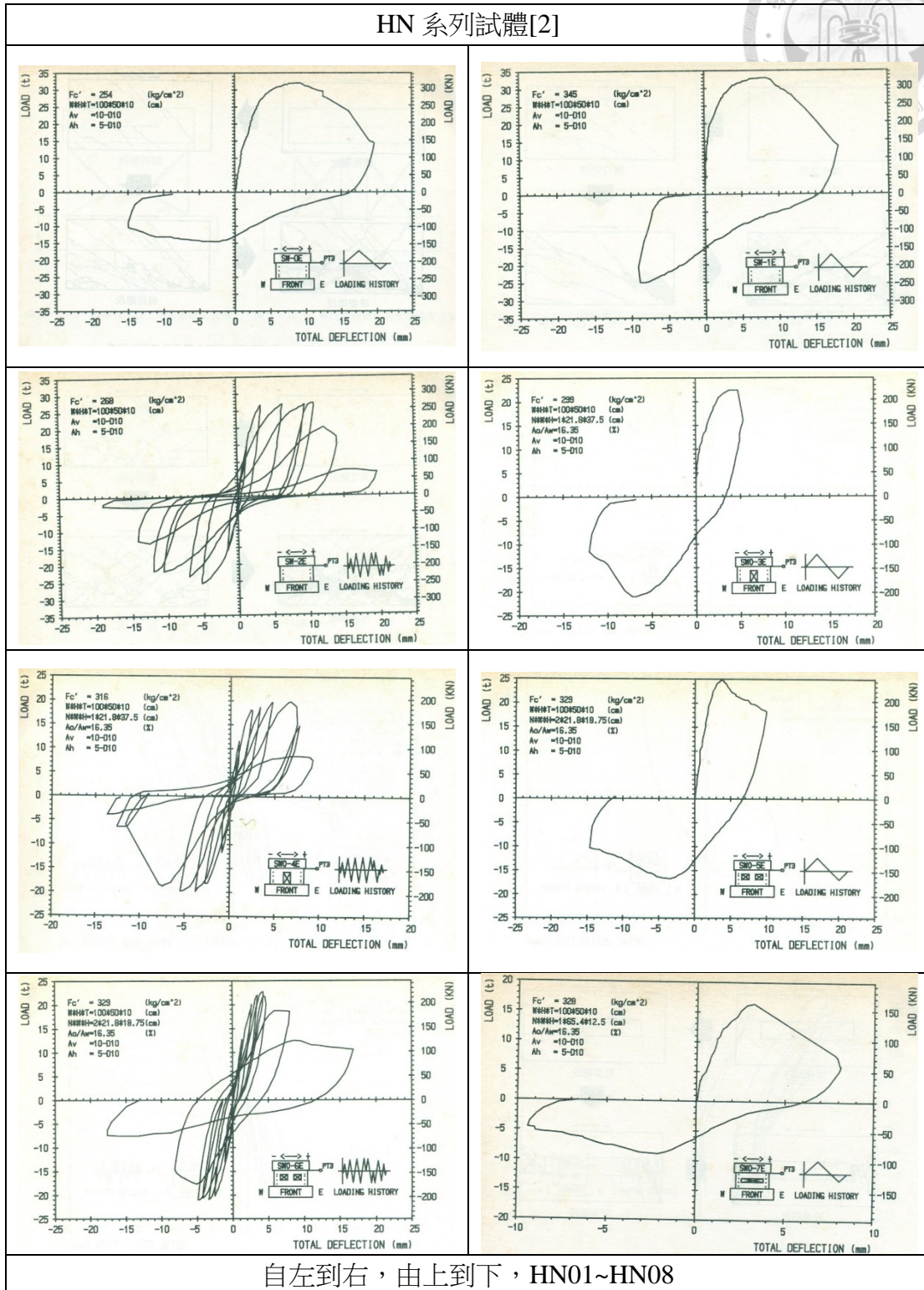
圖 4-41 本研究與各國規範預測強度比值散布圖



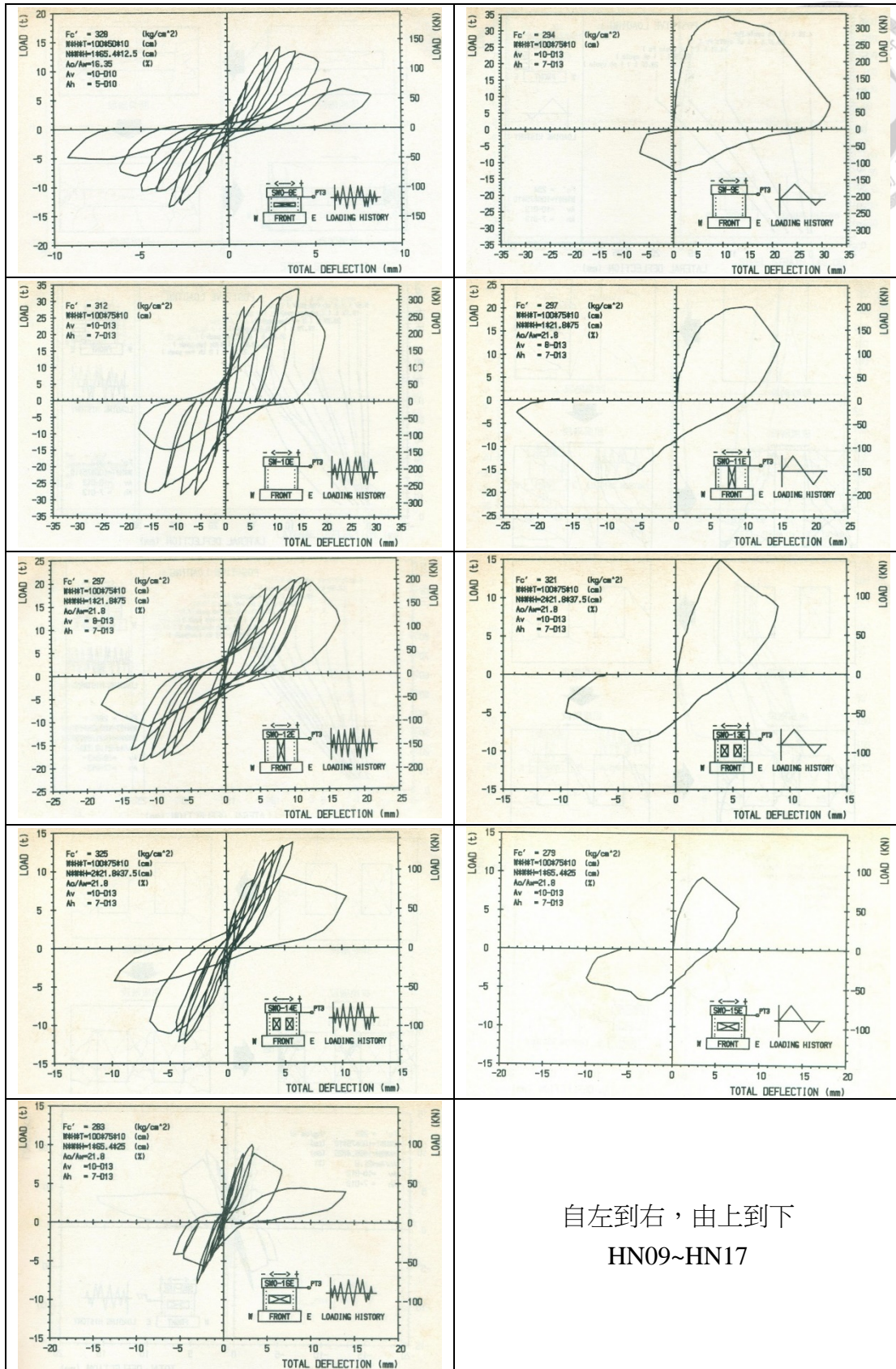
附錄 A 各實驗文獻原始側力位移遲滯迴圈



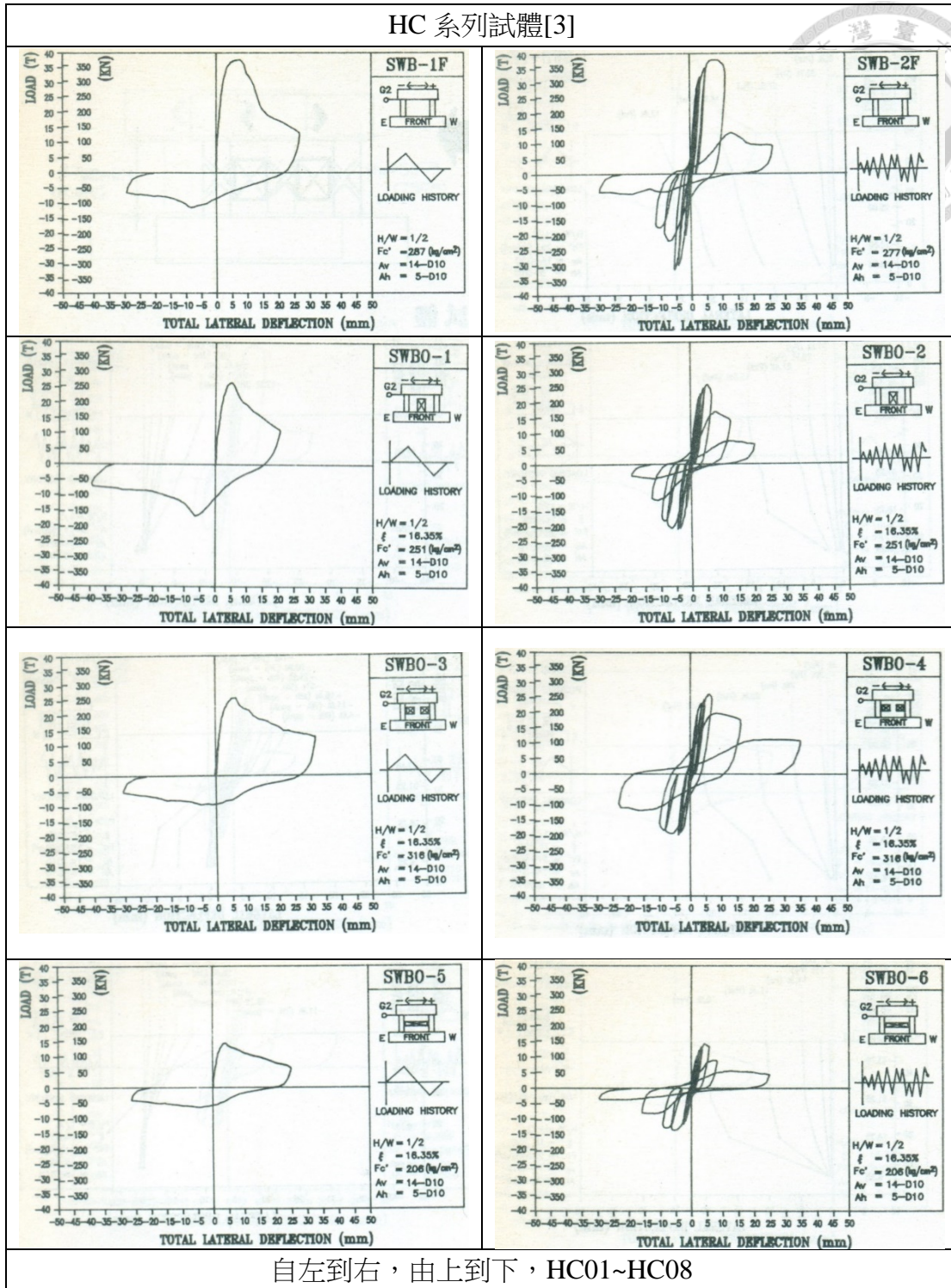
HN 系列試體[2]



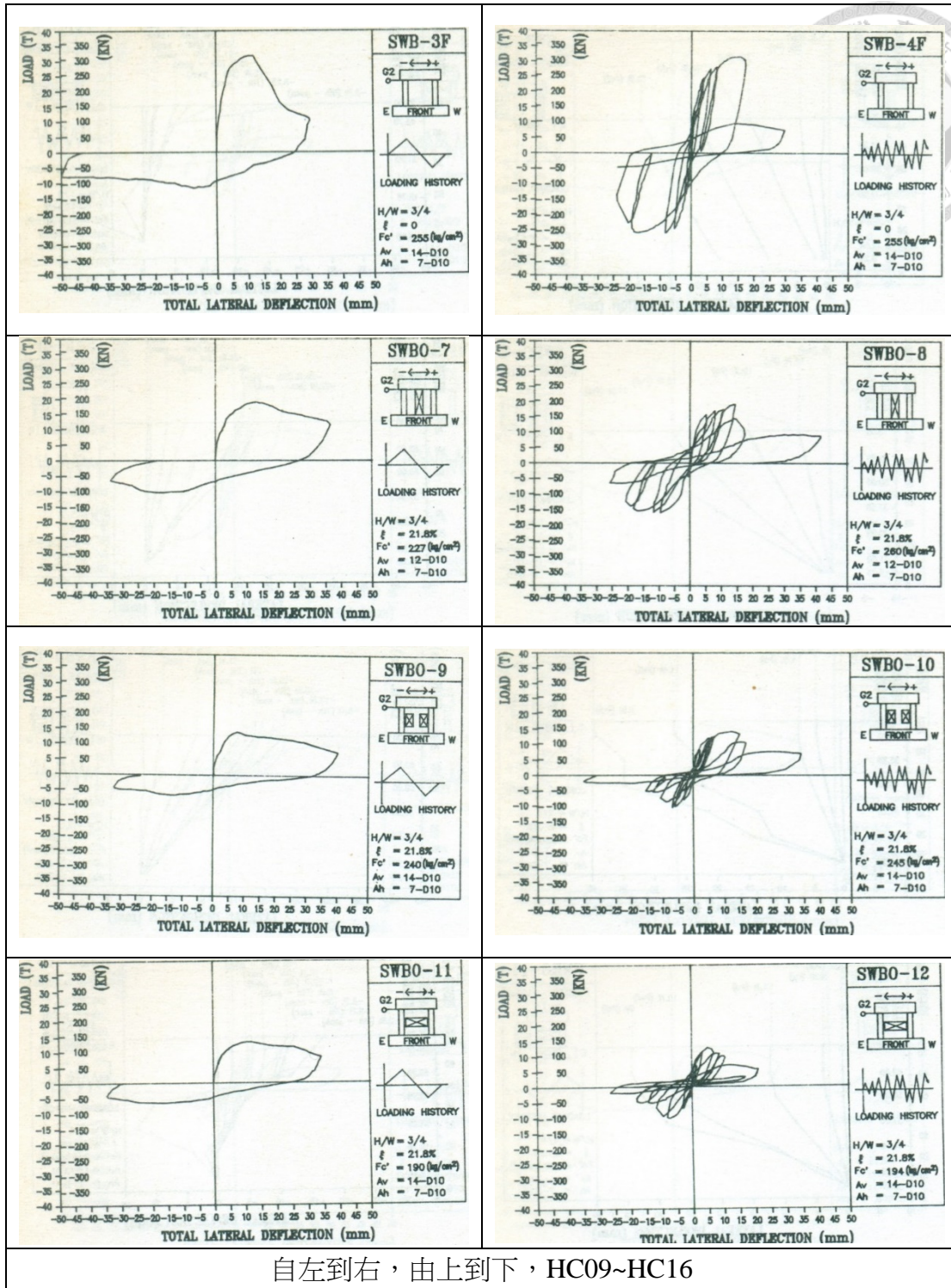
自左到右，由上到下，HN01~HN08



HC 系列試體[3]

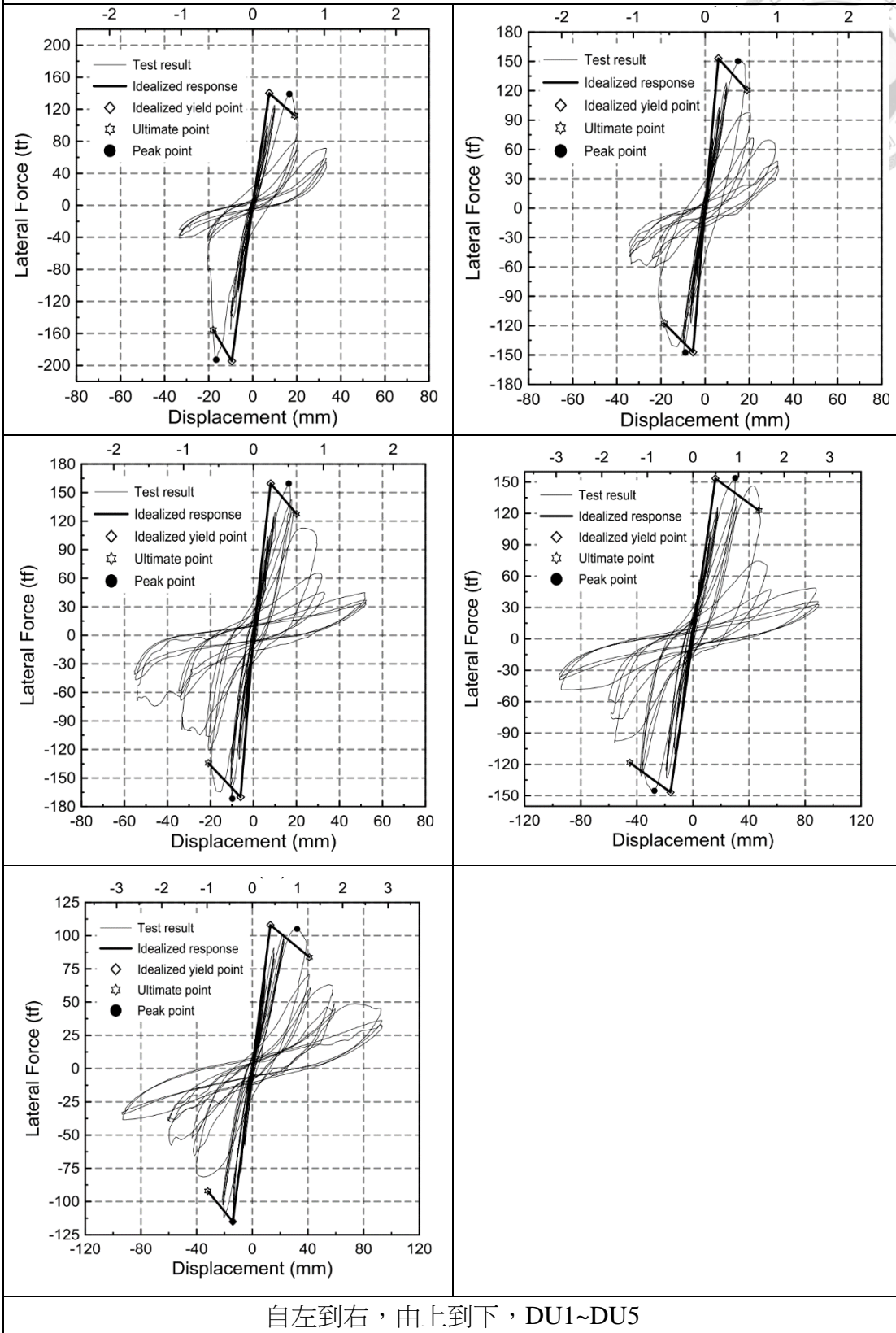


自左到右，由上到下，HC01~HC08



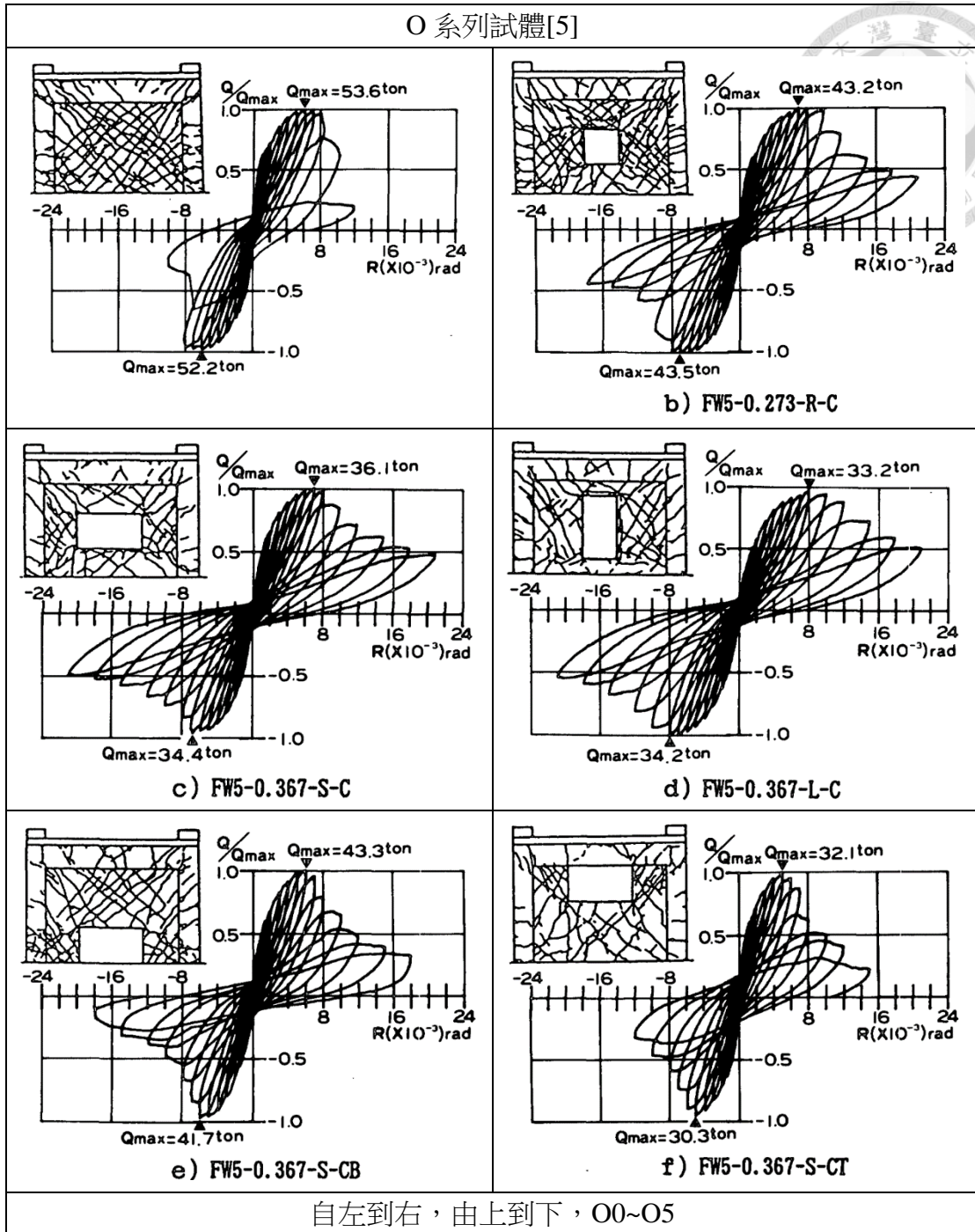
自左到右，由上到下，HC09~HC16

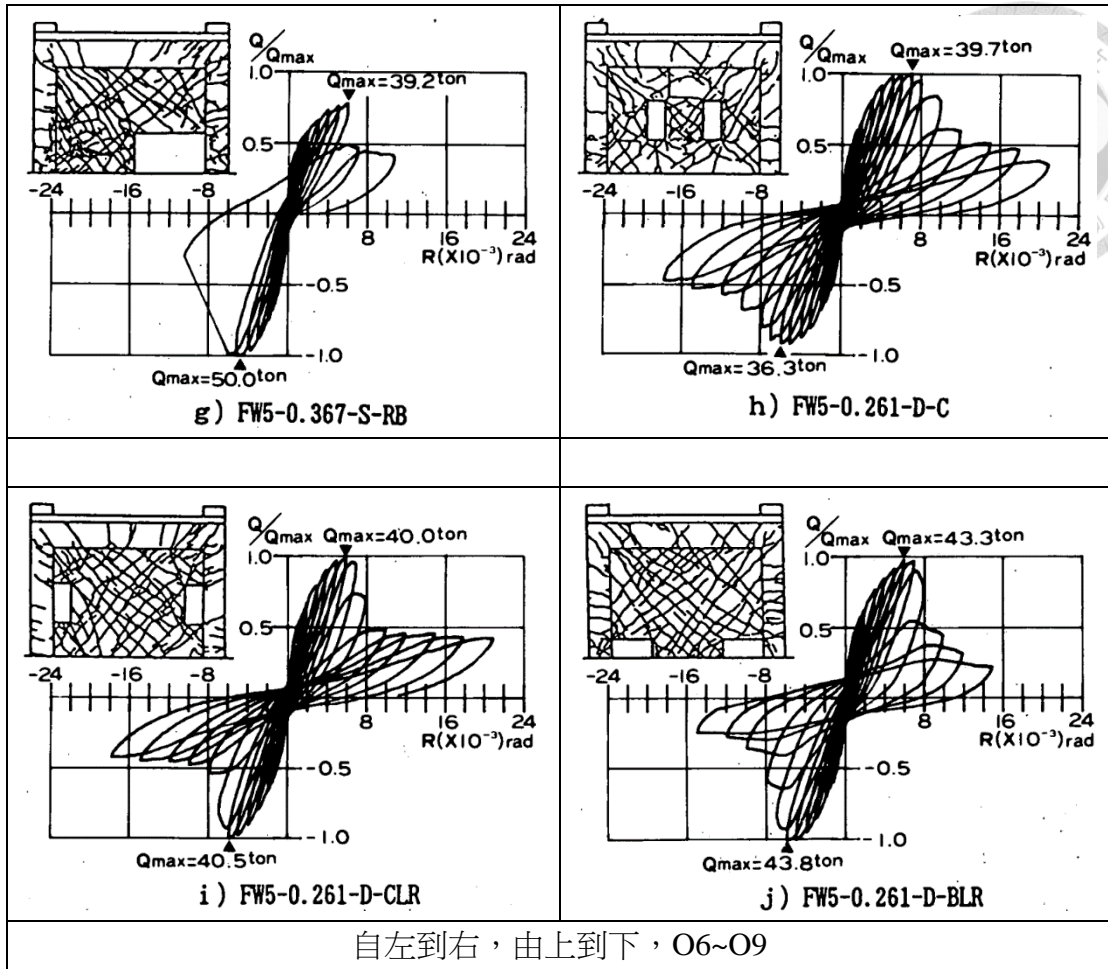
DU 系列試體[4]



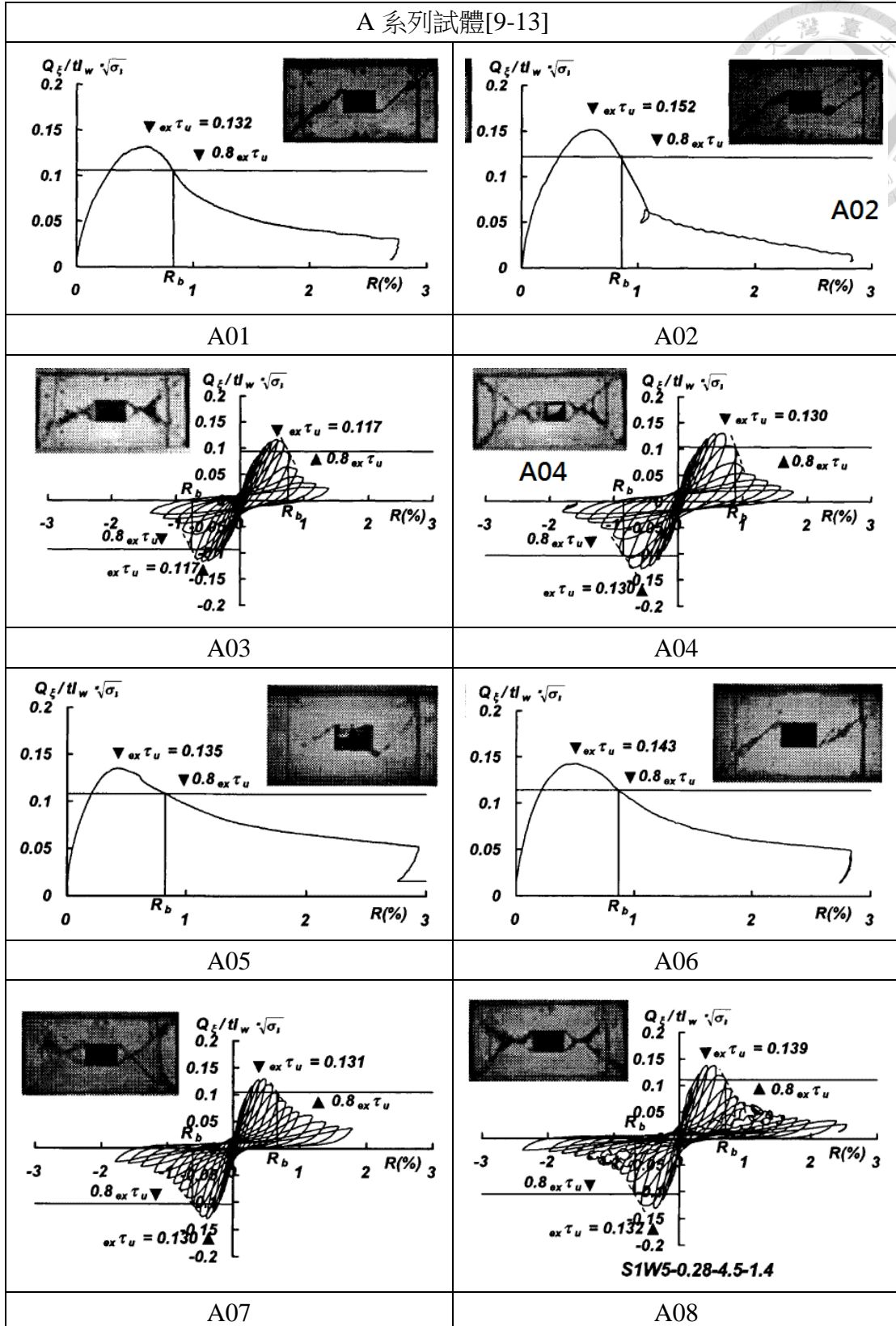
自左到右，由上到下，DU1~DU5

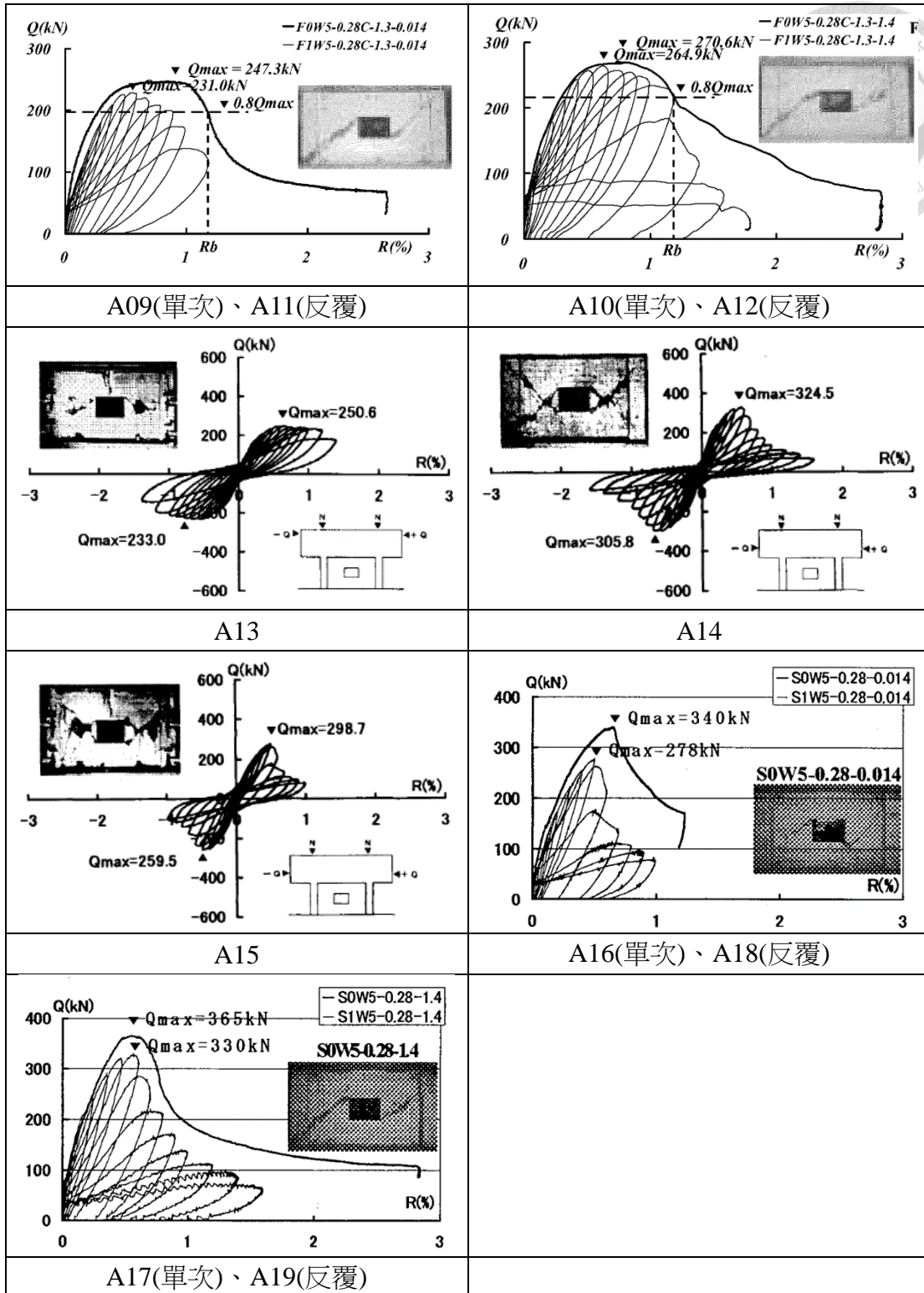
O 系列試體[5]



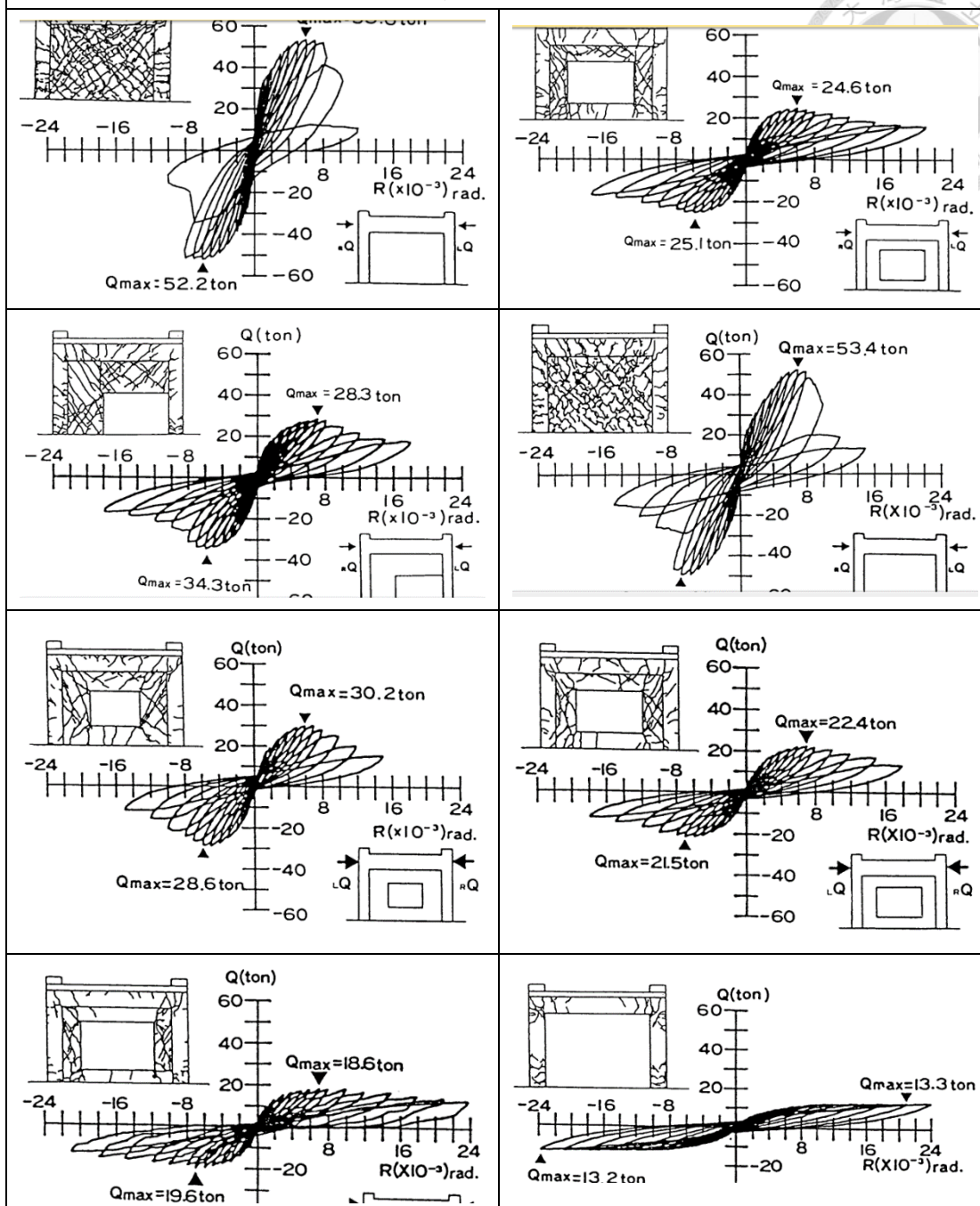


A 系列試體[9-13]



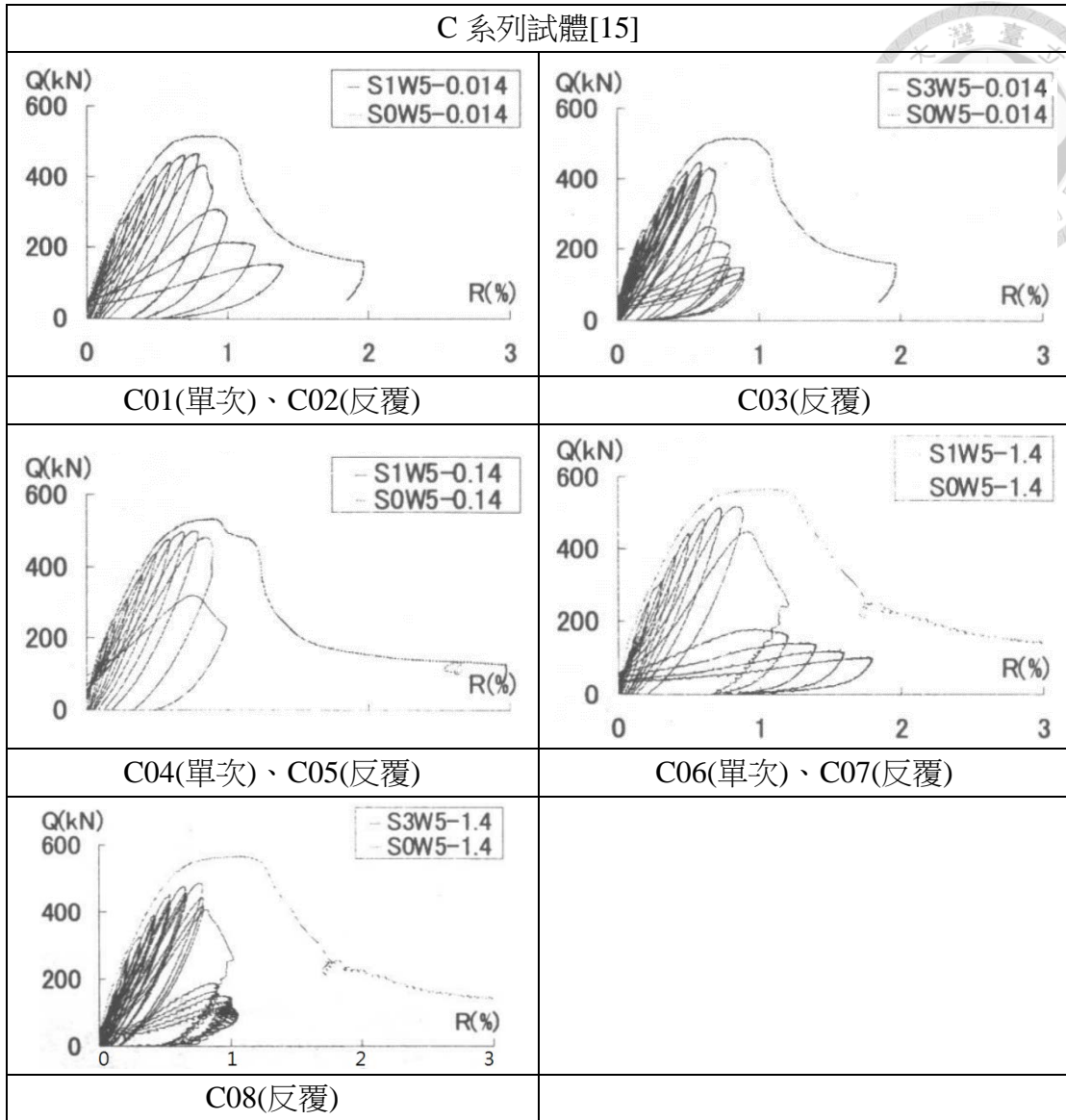


B 系列試體[14]

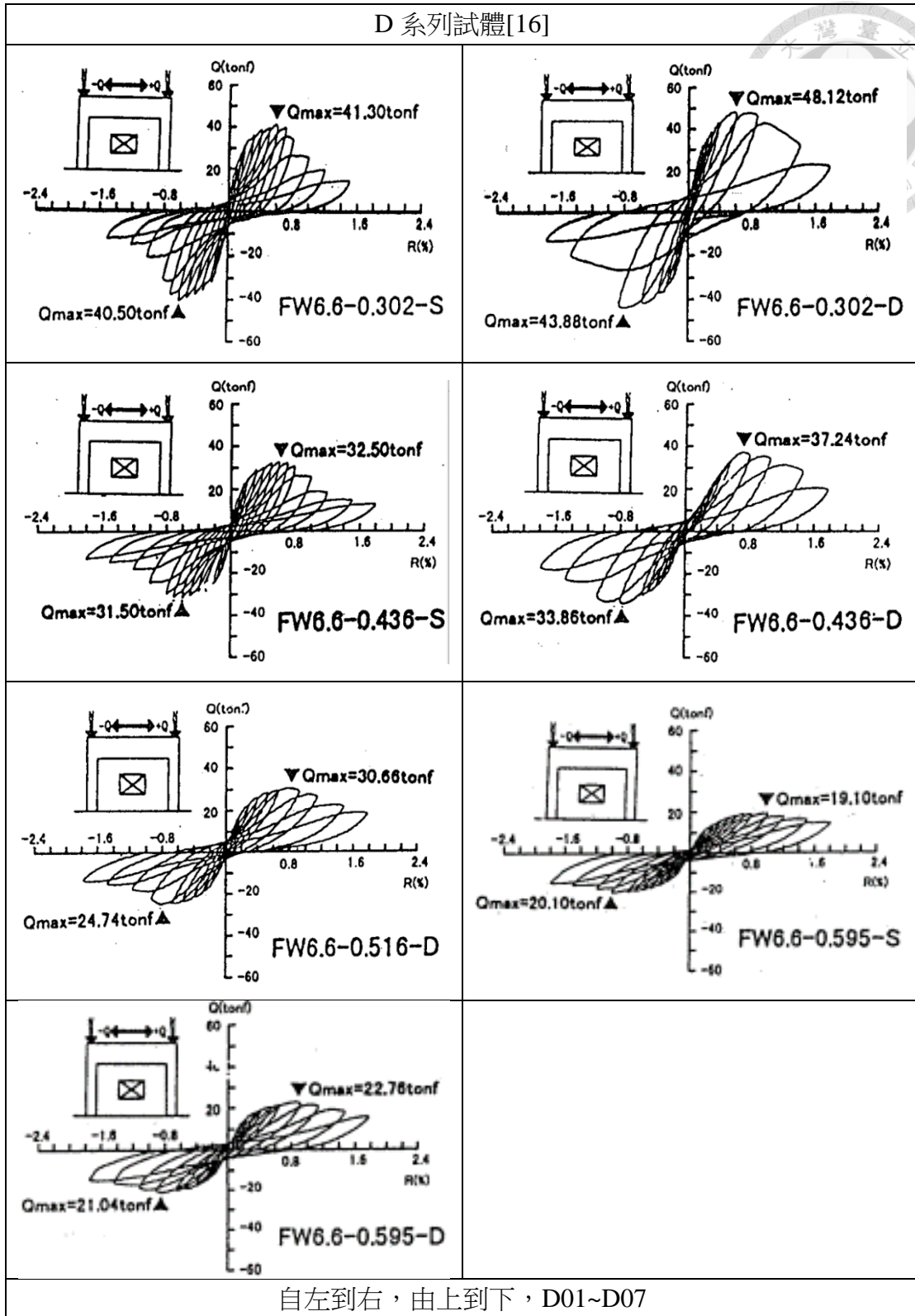


自左到右，由上到下，B01~B08

C 系列試體[15]



D 系列試體[16]



附錄 B 符號表



A	壓拉桿指標開合函數。
A_{cv}	沿牆體剪力方向之斷面長度與腹版厚度所圍混凝土斷面之全面積。
A_g	斷面積。
A_s	拉力鋼筋斷面積。
A'_s	壓力鋼筋斷面積。
A_{sct}	柱箍筋在間距內之一組斷面積。
A_{she}	水平補強筋之總斷面積。
A_{shw}	水平牆筋間距內之一組鋼筋斷面積。
A_{str}	剪力元素對角壓桿承壓面面積。
a_c	拘束效果係數。
a_w	剪力牆之彈性壓力區深度。
α_c	混凝土強度貢獻係數。
B	壓拉桿指標截距函數。
C_d	對角剪力強度。
D	對角壓桿力。
d_b	斷面受拉側最外層縱向鋼筋之標稱直徑。
d_c	柱之有效深度。
d_{cc}	柱之核心混凝土深度
d_w	牆版之有效深度。
E_c	混凝土之彈性模數。
E_s	鋼筋之彈性模數。
f'_c	混凝土抗壓強度。
F_h	水平拉桿力。
F_v	垂直拉桿力。



f_y	鋼筋降伏強度。
f_{ycl}	柱主筋降伏強度。
f_{yct}	柱箍筋降伏強度。
f_{yh}	水平鋼筋降伏強度。
f_{yhe}	水平補強筋之降伏強度。
f_{yv}	垂直鋼筋降伏強度。
f_{yhw}	水平牆筋之降伏強度。
G	剪力模數。
h_1	開孔上方到施力梁底或開孔下方到基礎之距離。
h_c	柱淨高。
h_e	補強筋合力中心至開孔底部之距離。
h_o	開孔高度。
h_w	牆淨高、關鍵桿件高度。
h'	水平牆筋合力中心至開孔之距離。
I_g	斷面對其中心軸之慣性矩。
K	壓拉桿指標。
k	剪力勁度。
l_c	柱平行側力方向之長度。
l_d	伸展長度。
l_e	牆版之有效長度。
l_w	牆平行側力方向之長度，取邊界柱外緣至外緣。
M_b	柱斷面之撓曲強度。
M_y	降伏彎矩。
M_u	剪力牆臨界斷面之作用彎矩。
N_u	軸力。

r	非線性轉角位移係數。
R_d	當對角機制、水平機制、垂直機制以並聯方式共同傳遞剪力時，對角機制之傳力比例。
R_h	當對角機制、水平機制、垂直機制以並聯方式共同傳遞剪力時，水平機制之傳力比例。
R_v	當對角機制、水平機制、垂直機制以並聯方式共同傳遞剪力時，垂直機制之傳力比例。
s_c	柱箍筋間距。
s_{hw}	水平牆筋間距
T_b	施力梁水平剪力摩擦力。
t_c	柱之厚度。
T_e	水平補強筋提供之水平力。
t_e	將 I 形牆斷面換算為等面積等長度之矩形斷面時之厚度。
T_{hw}	節點力平衡之水平牆筋拉力貢獻。
T_{he}	節點力平衡之水平補強筋拉力貢獻。
T_w	所有水平牆筋提供之水平力。
t_w	牆之腹版厚度。
u	鋼筋之握裹強度。
v	剪應力。
V	側力、剪力。
V_a	崩塌點剪力強度。
V_b	撓曲強度點剪力強度。
V_{cr}	開裂點剪力強度。
V_h	剪力元素所受之水平剪力。
v_m	剪應力。





V_n	標稱剪力強度。
V_v	剪力元素所受之垂直剪力。
V_u	剪力牆臨界斷面之作用剪力。
V_y	降伏剪力強度。
x_i	第 i 個開孔距牆左方外緣之淨距。
x_{oi}	第 i 個開孔之長度。
y_i	第 i 個開孔距牆底之淨距。
y_{oi}	第 i 個開孔之高度。
α_c	邊界柱對牆版拘束效果係數。
γ	剪應變。
γ_e	水平補強筋出力比例。
γ_h	僅有水平機制與對角機制傳遞剪力時，水平機制的分力比例。
γ_v	僅有垂直機制與對角機制傳遞剪力時，垂直機制的分力比例。
γ_{vh}	剪力牆版中平均剪應變。
δ	側位移。
δ_a	崩塌點、軸力強度點位移
δ_{cr}	開裂點位移。
$\delta_{cr,v}$	開裂點剪力位移。
$\delta_{cr,f}$	開裂點撓曲位移。
$\delta_{cr,slip}$	開裂點滑移位移。
δ_n	強度點位移。
$\delta_{n,v}$	強度點剪力位移。
$\delta_{n,f}$	強度點撓曲位移。
$\delta_{n,slip}$	強度點滑移位移。
δ_s	撓剪強度點位移。



δ_y	降伏點位移。
$\delta_{y,slip}$	降伏點滑移位移。
ε_d	剪力元素主壓應變。
ε_h	剪力元素水平應變。
ε_o	混凝土圓柱試體之抗壓強度發生時對應之應變。
ε_r	剪力元素主拉應變。
ε_v	剪力元素垂直應變。
κ'	90 度彎鉤折減係數。
μ	韌性比。
ρ	鋼筋比。
ρ_{cl}	柱縱向鋼筋比。
ρ_{ct}	柱箍筋比。
ρ_h	水平鋼筋比。
ρ_v	垂直鋼筋比。
ρ_{hw}	水平牆筋比。
σ_d	剪力元素承壓面正向應力。
θ	剪力元素對角連線與水平軸之夾角。
θ'	柱剪力裂縫與水平的夾角。
ζ	混凝土軟化係數。