

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

鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測

Prediction of Lateral Load Deflection Curve of Reinforced  
Concrete Wall with Openings

蔡仁傑

Tsai, Ren-Jie

指導教授：黃世建 博士

Advisor: Hwang, Shyh-Jiann Ph.D.

中華民國 104 年 7 月

July 2015





國立臺灣大學碩士學位論文  
口試委員會審定書

鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測  
Prediction of Lateral Load Deflection Curve of Reinforced  
Concrete Wall with Openings

本論文係蔡仁傑君 (R02521224) 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 104 年 06 月 17 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 教授

(指導教授)

李宏仁 教授

歐昱辰 教授

鍾立來 教授

黃世建

李宏仁

歐昱辰

鍾立來

系主任

呂良正

呂良正

(簽名)



## 誌謝



就讀碩士的這兩年，發生了許許多多的事情，不論是好是壞，對我來說都是一種非常特別的經驗。在這碩士生活中，真的非常感謝有太多人無私地給予幫助，讓我能夠順利完成最後的學生生涯。

最先要感謝在這兩年間總是給予耐心指導的老師 黃世建教授，感謝老師能夠給予這個機會在老師的研究團隊學習，在研究上老師總是細心且耐心的指引著學生，在課外上也給予許多機會能夠參與許多的活動，幫助學生增加視野。在撰寫論文期間，對於我的寫作能力您總是能夠細心的閱讀並且給予建議，使論文的內容能夠更加的完整，令學生感到十分敬佩、受益匪淺。

論文口試期間，承蒙台灣科技大學營建系 歐昱辰教授、雲林科技大學營建系 李宏仁教授與本校土木系 鍾立來教授在口試時，給予非常多寶貴的建議，使學生能夠從不同角度去思考，也讓論文的內容更充實，在此表示最誠摯之感謝。

感謝黃世建老師研究團隊中學長姐、同學與學弟妹們，在我碩士生涯中的陪伴，並在研究生活中給予的建議、協助以及歡樂，讓我能夠順利地完成學業。感謝學長姐們 翼安、Erwin、季軒、苑儀、秉誼、Cian 在研究室的生活總是能帶來許多歡樂與秘辛以及協助解決課業上的困難。國震的學長們 建創、聰智、文成、璞文在小組會議中總是能給予了相當大的建議以及幫助我解決在研究中遇到的難題以及提醒我在研究中未注意的細節。感謝同學 巧涵、憲宏與明辰在修研究所課程中互相討論與協助。感謝學弟妹們 宛婷、東杞、銘宏與永健總是能為我在研究與論文的生活帶來許多歡樂以及協助。

最後感謝我的父母與親人，感謝你們的無私的付出與支持以及尊重我所選擇的道路，讓我能夠體會不一樣的生活經驗，使自己的視野能夠更廣闊，少了你們的支持我是無法完成這項成就，非常感謝你們。最後以此文感謝所有在我生命中走來

的路上給予過幫助的人們，讓我有此機會學習到不一樣的事物；也感謝在這一路上受到挫折的經驗，使我能夠重新檢視與反省自己。



## 摘要



現今建築結構中常配置許多外牆與隔間牆。但是因為使用性的需求，這些牆具有大量的門或窗開口。由於當今工程界對於開口牆之耐震能力不甚了解，故於耐震分析與設計上常將開口牆之貢獻予以忽略或是過度折減使用，造成住宅建築之耐震能力被嚴重低估，這對建築結構之耐震設計、評估與補強工作非常不利。所以本研究建議一套評估開口牆側力位移曲線的方法，模擬開口牆於剪力破壞下之耐震行為。

本研究建議之開口牆側力位移曲線分析模型，係利用開口造成幾何不連續斷面切割出的區塊，從中決定關鍵桿件與傳力路徑。所謂關鍵桿件係指垂直牆段、牆墩與柱，本研究對建立傳力路徑之規則提出建議，更對牆段側力位移曲線之預測提出有效簡化的方法。傳力路徑之勁度係對路徑內各桿件之勁度作串聯而得，開口牆之勁度則對所有路徑之勁度作並聯而得。透過勁度之比例關係，可將關鍵桿件之側力位移曲線轉換為路徑之側力位移曲線，再將各路徑之側力位移曲線作疊加，則得開口牆之側力位移曲線。

為了驗證建議之開口牆分析模型的準確性，本研究蒐集了國內外開口牆之實驗數據共兩篇，並分析其開口牆試體。整體分析結果與實驗數據比較，可看到有合理之預測值。本研究建議剪力牆開口之分析模型，其計算程序簡易且能合理預測開口牆之側力位移曲線，其有助於工程結構設計以及評估。

**關鍵字：**鋼筋混凝土、開口牆、側力位移曲線、軟化壓拉桿模型、傳力路徑



## Abstract

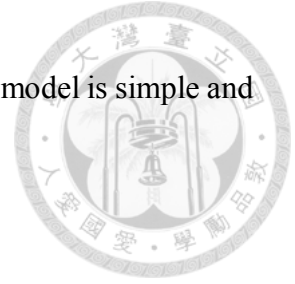


Reinforced concrete walls are commonly used in modern residential buildings. Due to functional requirement, openings of doors and windows are often required for these walls. Since the seismic behavior of walls with openings is still unclear to engineers, the walls with openings are often neglected during seismic assessment. Ignoring the seismic resistance of walls with openings will highly underestimate the seismic capacity of residential buildings. It is detrimental for seismic design and retrofitting of building structures. This study proposed a simple analytical model for lateral load-deflection curve of walls with openings subjected to shear failures.

Openings usually create weak zones within wall panels. The proposed model is applicable only to the walls with a single weak zone consisting of vertical wall segments, wall piers and columns. The lateral load-deflection curves of these key elements are first estimated individually and then combined based on the shear stiffness of elements. The rules to select load paths and formation of stiffness relationship and suggested in this study.

In order to verify the proposed model, two series of tests of RC walls with openings are compared with analytic results. It can be shown that the proposed model can yield

reasonable prediction of lateral load-deflection curves. The proposed model is simple and useful for seismic design and retrofitting of RC residual buildings.



**Key word : reinforced concrete; wall with opening; lateral load deflection curve;  
soften strut and tie model; transfer mechanism**



# 目錄

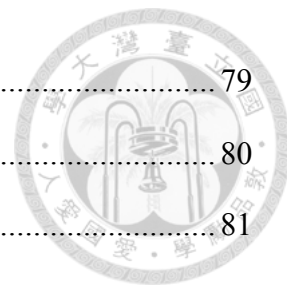


口試委員審定書 .....	i
誌謝.....	iii
中文摘要 .....	v
英文摘要 .....	vii
目錄.....	ix
圖目錄.....	xiii
表目錄.....	xix
第一章 簡介 .....	1
1.1 研究動機與目的 .....	1
1.2 研究內容與方法 .....	2
第二章 文獻回顧 .....	5
2.1 美國混凝土學會 ACI 318-14.....	5
2.2 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版.....	6
2.2.1 剪力牆之開裂點 .....	6
2.2.2 剪力牆之強度點 .....	8
2.2.3 剪力牆之崩塌點 .....	9
2.3 軟化壓拉桿模型 .....	9
2.3.1 軟化壓拉桿模型精算法.....	9
2.3.2 軟化壓拉桿模型簡算法.....	11
2.4 國內外對開口牆之實驗文獻.....	12
2.4.1 Ono and Tokuhiro [3] .....	12
2.4.2 杜昱石實驗文獻[4].....	13



第三章 剪力牆抗剪強度預測之簡化.....	15
3.1 壓拉桿指標 $K$ 的簡化.....	15
3.2 剪力元素內主拉應變 $\varepsilon_r$ 之簡化.....	22
3.3 最低彈性鋼筋比.....	23
3.4 測試資料驗證.....	25
第四章 開口剪力牆分析模型.....	29
4.1 剪力牆側力位移曲線.....	29
4.1.1 開裂點.....	29
4.1.2 強度點.....	31
4.1.3 崩塌點.....	33
4.2 開口牆之強度關鍵桿件.....	33
4.3 開口牆之傳力路徑與剪力元素.....	34
4.4 剪力元素勁度.....	36
4.5 傳力路徑之勁度.....	37
4.6 開口剪力牆之側力位移曲線.....	38
4.7 簡易之側力位移曲線.....	38
第五章 實驗驗證.....	41
5.1 Ono and Tokuhira [3]測試結果比較.....	41
5.2 特殊開口牆試體.....	57
5.3 杜昱石[4]測試結果之比較.....	59
第六章 試體設計規劃.....	71
6.1 洪詩晴[5]之實驗結果.....	71
6.2 試體設計.....	72
6.3 預測側力位移曲線.....	73
第七章 結論與建議.....	79

7.1 結論.....	79
7.2 未來期望與建議.....	80
參考文獻.....	81
符號表.....	85
附錄 A.....	A-1
附錄 B.....	B-1
附錄 C.....	C-1





## 圖目錄



圖 1-1	RC 牆大量開窗與開門造成明顯剪力破壞 .....	101
圖 1-2	剪力牆因開口後出現的牆段與牆墩示意圖 .....	101
圖 1-3	美國 ACI 318-14 規範[2]對垂直牆段相關規定 .....	102
圖 2-1	牆墩尺寸示意圖 .....	103
圖 2-2	美國 ACI 318-14 規範[2]對牆墩上下端之配筋規定 .....	103
圖 2-3	鋼筋混凝土牆側力位移曲線 .....	103
圖 2-4	剪力牆尺寸示意圖 .....	104
圖 2-5	剪力牆傳遞剪力示意圖 .....	104
圖 2-6	文獻[6,7]計算流程圖 .....	105
圖 2-7	剪力牆剪力變形 .....	105
圖 2-8	柱側力位移曲線 .....	106
圖 2-9	軟化壓拉桿模型之抵抗機制[10.11] .....	107
圖 2-10	軟化壓拉桿之剪力強度計算流程[10].....	108
圖 2-11	拉桿降伏後之內力分配流程圖[10].....	109
圖 2-12	軟化壓拉桿傳力機制[10] .....	110
圖 2-13	Ono and Tokuhiro [3]開口牆強度折減係數示意圖 .....	110
圖 2-14	Ono and Tokuhiro [3]系列試體開口位置與配置補強筋位置示意圖 .....	110
圖 2-15	Ono and Tokuhiro 試體實驗遲滯迴圈-1 [3] .....	111
圖 2-16	Ono and Tokuhiro 試體實驗遲滯迴圈-2 [3] .....	112
圖 2-17	實際既有街屋屋後牆開口[4].....	113
圖 2-18	實際新建街屋屋後牆[18] .....	113

圖 3-1	牆版抗剪元素示意圖 .....	114
圖 3-2	鋼筋比 $\rho = 0.0025$ 之 $K$ 值曲線 .....	114
圖 3-3	鋼筋比 $\rho$ 對 $K$ 值曲線之影響 .....	114
圖 3-4	鋼筋強度對 $K$ 值曲線之影響 .....	115
圖 3-5	等值拉力強度轉換之 $K$ 值 .....	115
圖 3-6	混凝土強度對 $K$ 值曲線之影響 .....	115
圖 3-7	$\tan^4 \theta + \cot^4 \theta$ 之圖形 .....	116
圖 3-8	鋼筋強度為 280 MPa 搭配不同混凝土強度 .....	117
圖 3-9	鋼筋強度為 420 MPa 搭配不同混凝土強度 .....	118
圖 3-10	鋼筋強度為 785 MPa 搭配不同混凝土強度 .....	119
圖 3-11	$\alpha$ 與 $\beta$ 值之選擇 .....	120
圖 3-12	鋼筋強度為 280 MPa 搭配不同混凝土強度 .....	121
圖 3-13	鋼筋強度為 420 MPa 搭配不同混凝土強度 .....	122
圖 3-14	鋼筋強度為 785 MPa 搭配不同混凝土強度 .....	123
圖 3-15	剪力元素內主拉應變 $\varepsilon_r$ 示意圖 .....	124
圖 3-16	主拉應變 $\varepsilon_r$ 曲線 ( $f'_c = 28MPa$ $f_y = 420MPa$ ) .....	124
圖 3-17	預測曲線與精算法之比較 .....	124
圖 3-18	一般強度鋼筋 ( $f_y = 420MPa$ ) 配置最低彈性鋼筋比之需求 .....	125
圖 3-19	高強度鋼筋 ( $f_y = 785MPa$ ) 配置最低彈性鋼筋比之需求 .....	125
圖 3-20	預測曲線與分析值之比較 ( $f_y = 420MPa$ ) .....	125
圖 3-21	預測曲線與分析值之比較 ( $f_y = 785MPa$ ) .....	126
圖 3-22	建議之簡化 $K$ 值對角壓桿強度流程圖 .....	126
圖 3-23	建議之簡化 $K$ 與 $\varepsilon_r$ 對角壓桿強度流程圖 .....	127

圖 3-24	四種分析方法之結果(a)前期精算法(b)前期簡算法(c)圖 3-22 程序分析結果(d)圖 3-23 程序分析結果	128
圖 3-25	四種分析方法之結果	129
圖 4-1	開口造成明顯單一層的軟弱區域	130
圖 4-2	剪力牆受剪力破壞控制之側力位移曲線	130
圖 4-3	建議剪力牆強度分析流程	131
圖 4-4	開口牆示意圖	131
圖 4-5	構架含填充牆之分析模型	132
圖 4-6	開口牆版之模擬範圍	132
圖 4-7	牆版剪力元素之選取	132
圖 4-8	柱與牆墩傳力路徑	133
圖 4-9	垂直牆段傳力路徑	133
圖 4-10	開口牆傳力路徑之選取	133
圖 4-11	建議剪力元素之修正	134
圖 4-12	開口牆傳力路徑之選取	134
圖 4-13	裂縫發展參考圖	135
圖 4-14	垂直牆段受剪示意圖	136
圖 4-15	開口牆系統勁度之模擬	136
圖 4-16	位移調整示意	136
圖 4-17	疊加方法之示意圖	137
圖 4-18	建議簡易之側力位移曲線	137
圖 5-1	Ono and Tokuhiko [3]開口牆試體示意圖	138
圖 5-2	Ono and Tokuhiko [3]開口牆測試佈置圖	138
圖 5-3	Ono and Tokuhiko [3]開口牆配筋圖	139
圖 5-4	試體 FW5-0.00 [3]	140



圖 5-5	試體 FW5-0.273-R-C [3]	141
圖 5-6	試體 FW5-0.367-S-C [3]	142
圖 5-7	試體 FW5-0.367-L-C [3]	143
圖 5-8	試體 FW5-0.367-S-CB [3]	144
圖 5-9	試體 FW5-0.367-S-CT [3]	145
圖 5-10	試體 FW5-0.367-S-RB(正向) [3]	146
圖 5-11	試體 FW5-0.367-S-RB(負向) [3]	147
圖 5-12	試體 FW5-0.261-D-C [3]	148
圖 5-13	試體 FW5-0.261-D-CLR [3]	149
圖 5-14	試體 FW5-0.261-D-BLR [3]	150
圖 5-15	試體 FW5-0.261-D-CTB [3]	151
圖 5-16	試體 FW5-0.261-D-LBRT(正向) [3]	152
圖 5-17	試體 FW5-0.261-D-LBRT(負向) [3]	153
圖 5-18	Ono and Tokuhiko [3]實驗值與預測值之比值	154
圖 5-19	試體 FW5-0.261-D-CLR 裂縫圖與傳力路徑[3]	155
圖 5-20	試體 FW5-0.261-D-CLR 試體側力位移曲線修正	155
圖 5-21	試體 FW5-0.261-D-CTB 裂縫圖與傳力路徑[3]	156
圖 5-22	試體 FW5-0.261-D-CTB 試體側力位移曲線修正	156
圖 5-23	試體 FW5-0.261-D-LBRT 正向裂縫圖與傳力路徑[3]	157
圖 5-24	試體 FW5-0.261-D-LBRT 試體正向側力位移曲線修正[3]	157
圖 5-25	Ono and Tokuhiko [3]實驗值與修正過後預測值之比值	158
圖 5-26	杜昱石[4]試體	159
圖 5-27	杜昱石[4]開口牆尺寸與開口位置示意圖(單位: mm)	160
圖 5-28	反覆載重[4]	161
圖 5-29	試體 W1C 正向[4]	162



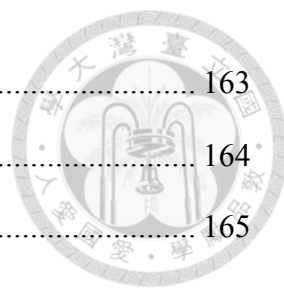


圖 5-30	試體 W1C 負向[4]	163
圖 5-31	試體 W2 正向[4]	164
圖 5-32	試體 W2 負向[4]	165
圖 5-33	試體 W3 正向[4]	166
圖 5-34	試體 W3 負向[4]	167
圖 5-35	試體 W4 正向[4]	168
圖 5-36	試體 W4 負向[4]	169
圖 5-37	試體 W5 正向[4]	170
圖 5-38	試體 W5 負向[4]	171
圖 5-39	杜昱石[4]實驗值與預測值之比值	172
圖 6-1	測試佈置[5]	173
圖 6-2	載重歷時[4]	173
圖 6-3	洪詩晴[5]實驗結果	174
圖 6-3	洪詩晴[5]實驗結果	175
圖 6-5	設計剪力牆之配筋圖(單位：cm)	176
圖 6-6	開口牆試體開口位置與試體示意圖(單位：cm)	176
圖 6-7	試體 HCR-O	177
圖 6-8	試體 HCR-1	178
圖 6-9	試體 HCR-2	179
圖 6-10	試體 HCR-3 正向	180
圖 6-11	試體 HCR-3 負向	181



## 表目錄



表 2-1 Ono and Tokuhiro [3]分析開口牆與實驗值之比較 .....	89
表 3-1 參數 $\alpha$ 與 $\beta$ 之試誤值 .....	90
表 3-2 $\rho = 0.25\%$ 與參數 $A$ 與 $B$ 之關係 .....	91
表 3-3 $\rho = 0.5\%$ 與參數 $A$ 與 $B$ 之關係 .....	92
表 3-4 $\rho = 0.75\%$ 與參數 $A$ 與 $B$ 之關係 .....	93
表 4-1 ASCE 41-06 [11] .....	94
表 5-1 Ono and Tokuhiro[3]系列試體詳細資訊 .....	94
表 5-2 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體實驗結果與比較 .....	95
表 5-3 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體實驗修正結果與比較 .....	96
表 5-4 杜昱石[4]各開口牆試體開口位置與大小 .....	97
表 5-5 杜昱石[4]各開口牆試體使用材料性質 .....	97
表 5-6 杜昱石[4]開口牆試體實驗結果與比較 .....	98
表 6-1 洪詩晴[5]試體配筋性質 .....	99
表 6-2 設計材料性質 .....	100



# 第一章 簡介



## 1.1 研究動機與目的

鋼筋混凝土材料是現今住宅建築所普遍使用的材料，住宅建築中常配置許多外牆與隔間牆。但是因為使用性的需求，這些牆具有大量的門或窗開口，而這些對於牆開口的需求會影響到牆體的耐震行為。由於當今工程界對開口牆之耐震能力不甚了解，故於耐震分析與設計上常將開口牆之貢獻予以忽略，造成住宅建築之耐震能力被嚴重低估，這對住宅建築之耐震設計、評估與補強工作非常不利。ETABS 結構分析軟體之功能日新月異，亦有可將剪力元素塊加入於構架中，並對剪力元素作開口，來模擬開口牆的結構行為，但對於其勁度與開裂強度之後續行為仍未定，有其不確定之處，無法確定是否能真實模擬開口牆之結構行為。而因台灣處於環太平洋地震帶上，時常受地震的侵害，對於開口牆的耐震行為是有研究的必要性。

在 2010 年 2 月 27 日的智利地震災害下，從勘災經驗中可以觀察到，在有開窗或是開門的牆體，因為開口的關係造成幾何上的不連續，牆體的破壞大多集中在開口附近，如圖 1-1 所示，詳細資料可參考文獻[1]。

而隨著建築中配置剪力牆系統日漸普遍，美國 ACI 318-14 規範[2]在第 18.10 章節中對結構牆因開口所造成之結構元素作規定，並且定義其結構行為。例如整片牆體因為開口後出現垂直牆段(Vertical wall segment)、水平牆段(Horizontal wall segment)或是牆墩(Wall pier)等元素，如圖 1-2 所示。而 ACI 318-14 [2]更對於垂直牆段與牆墩進一步給予明確的定義，請詳圖 1-3。

雖然美國規範 ACI 318-14 [2]已經對於開口牆上的元素給予明確的定義，但其只要求各種牆段或牆墩按照相關規定做設計，至今仍舊缺乏一套分析開口牆結構



行為的解析工具。

不論是既有住宅建築物或是新建住宅都會面臨對於開口牆結構行為評估的課題，既有低矮型住宅建築配置許多隔間牆，因為使用性的關係會有開門與開窗的需求，形成有開門開窗的隔間牆。在新建中高樓住宅建築，大多都會配置電梯設備，而電梯間的核心常用來配置剪力牆系統，但因電梯設備必須要有開門的需求，一定會對剪力牆做開門會形成有開門的剪力牆。在既有低矮型建築會有耐震評估補強的需求，新建住宅建築則會有設計評估耐震能力的需要。因此對於耐震評估與新建設計上，均需要對開口牆做耐震評估，若能提供一套分析開口牆的耐震能力的工具，對於工程界是一大助益。

現今都市人口發展迅速，住宅建築的型式也逐漸向上發展成高樓型式，但是在高樓建築中軸力通常非常高，一般為了承受高軸力時通常會將結構桿件的尺寸加大，但是這種方法不是很經濟。而為了解決這種問題，現今科技發展出了高強度鋼筋混凝土(New RC)，使用高強度鋼筋混凝土材料在同樣的結構桿件尺寸能夠發展出更好的耐震能力，在往後的超高樓層建築住宅，係有其使用之必要性。在使用高強度鋼筋混凝土興建之住宅亦有開口牆之耐震問題，若能一併解決 New RC 之開口牆評估問題，這對 New RC 產業科技之提升有極大之助益。

但現今工程界對於開口牆的耐震行為較為陌生，故對於開口牆的結構行為是有研究發展的必要性。

## 1.2 研究內容與方法

本研究的目的是要了解開口牆的耐震行為，並且發展一套適合評估開口牆側力位移曲線的解析工具。

本研究會先做現有實驗文獻回顧，針對現有評估剪力牆的側力位移曲線的模型做一探討，並簡化現有評估剪力牆之側力位移曲線工具。

本研究將擬發展一套以彈簧串連並聯的模型來模擬開口牆在地震力作用下的

側力位移曲線，並透過此模型應用在上述實驗試體上分析其側力位移曲線，並與實驗數據[3,4]做驗證，來驗證本文發展的模型準確性。

為了再次的驗證本研究建議的開口牆評估模型，本文會參考在 2015 年洪詩晴[5]作高強度鋼筋混凝土剪力牆的實驗，將會以此系列試體為基礎，設計高強度鋼筋混凝土開口牆試體，進一步的驗證此開口牆評估模型是否適用於高強度鋼筋混凝土材料上，並釐清在實驗驗證中發現的問題，以供未來執行實驗驗證之。

本研究內容總共分為七個章節，第一章即介紹研究動機、目的以及內容與方法；第二章為文獻回顧，介紹美國 ACI 318-14 規範[2]對開口牆中牆段與牆墩之定義，以及現有的評估方法，並蒐集相關的實驗文獻；第三章為對現有剪力牆評估模型[6,7]的簡化，因為現有模型評估剪力強度的計算流程相當繁瑣，不利於使用，在這一章節將會對現有評估模型再做進一步的簡化，使計算流程大幅下降，以利工程師簡易評估牆段的剪力強度；第四章為開發推導開口剪力牆分析模型，主要介紹如何利用簡單的彈簧串聯並聯的傳力路徑推導評估開口牆的模型；第五章為實驗驗證，會將第四章的評估模型套用到現有實驗數據[3,4]上做分析，再與實驗數據做比較驗證此模型的準確性，並作討論；第六章 New RC 試體設計，主要介紹以洪詩晴[5]的試體為基礎設計六座開口牆試體；第七章結論與建議，將會對本研究成果做出整體結論，並對未來之研究規劃做出建議。





## 第二章 文獻回顧



美國 ACI 318-14 規範[2]對於開口結構牆的定義越來越明確。例如剪力牆因開口後出現的垂直牆段、水平牆段以及牆墩等元素已有明確的定義。規範對於牆段已明確說明其結構行為是剪力牆，建議使用剪力牆的分析工具來模擬牆段的耐震行為；而所謂牆墩係指剪力牆因開口而造成狹窄且壁厚的垂直牆段，在規範中已說明其結構行為偏向柱，故可以沿用柱的設計理念。

對於剪力牆段以及柱的設計流程，在國內已有校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[8]，會於本章節逐一說明剪力牆分析流程。

最後會回顧國內外對開口牆相關研究與實驗結果，並對開口牆實驗的耐震行為做介紹。

### 2.1 美國混凝土學會 ACI 318-14

美國 ACI 318-14 規範[2]已明確區分垂直牆段與牆墩之間的差異，牆段係指牆體的高長比小於 2 ( $h_w/\ell_w < 2$ ) 以下的牆段，其分析方法可以按照分析剪力牆的方式來模擬；牆墩是指垂直牆段的高長比大於 2 ( $h_w/\ell_w \geq 2$ )，且長厚比小於等於 6 ( $\ell_w/t_w \leq 6$ )，牆墩的結構行為較接近柱子，可沿用柱子的設計。若高長比雖大於 2 ( $h_w/\ell_w \geq 2$ ) 但長厚比亦大於 6 ( $\ell_w/t_w > 6$ )，其結構行為仍可以視為牆段，如圖 2-1 所示。

而在牆墩方面，基於傳力機制的需求，美國規範要求對邊緣牆墩之上下兩端皆要配置足夠的水平拉力鋼筋，如圖 2-2 所示。其要求配置水平拉力鋼筋是因牆墩產生對角壓應力時，需傳遞至鄰近牆段，在臨界面節點上需達到力平衡狀態，為此對角壓應力之水平分量需藉由水平拉力鋼筋來傳遞平衡，垂直分量即可由鄰近牆段

承接；若無配置水平拉力鋼筋時，傳遞對角應力時其水平分量僅能由混凝土的抗拉強度承接，但混凝土抗拉強度與鋼筋拉力強度相比仍無法有效的傳遞對角壓力之水平分量，易在幾何不連續面上產生破壞。故建議在牆墩上下方皆配置水平拉力鋼筋，能有效傳遞水平拉力，維持牆墩與鄰近牆段之連續性。

## 2.2 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版

對於剪力牆與柱的設計分析流程，在國內已有校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[8](以下簡稱校舍手冊)給予明確的評估方法建議。

對於剪力牆的分析，校舍手冊[8]清楚定義出剪力牆側力位移曲線的開裂點、強度點以及崩塌點，如圖 2-3 所示。

### 2.2.1 剪力牆之開裂點

根據校舍手冊[8]提供開裂強度 $V_{cr}$ 之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (2-1)$$

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

式中 $f'_c$ 為混凝土抗壓強度( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )； $t_w$ 為剪力牆腹版厚度； $N_u$ 為剪力牆之作用軸力，軸壓力為正、軸拉力為負值； $\ell_w$ 為考慮剪力牆之長度； $d$ 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 $d = 0.8\ell_w$ )； $M_u$ 為剪力牆臨界斷面之作用彎矩； $V_u$ 為剪力牆臨界斷面之作用剪力，相關尺寸如圖 2-4 所示。剪力牆的開裂強度取式(2-1)與式(2-2)的最小值，若 $M_u/V_u < \ell_w/2$ 時，則式(2-2)不適用，僅採用式(2-1)。

剪力牆開裂點的位移( $\delta_{cr}$ )包括剪力位移( $\delta_{cr,v}$ )、撓曲位移( $\delta_{cr,f}$ )以及滑移位移



( $\delta_{cr,slip}$ )之總和。

開裂點之剪力位移因為剪力牆尚未開裂，剪力位移可使用材料力學的公式評估如式(2-3)。

$$\delta_{cr,v} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{l_w t_w} \times V_{cr} \times h_w \quad (2-3)$$

其中  $E_c$  為混凝土之彈性模數； $\nu$  為混凝土波松比( $\nu = 0.17$ )。

開裂點之撓曲位移計算公式如式(2-4)，此計算是假設剪力牆是雙曲率變形。

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.7I_g)} V_{cr} \quad (2-4)$$

式中  $I_g$  為剪力牆總斷面對其中心軸之慣性矩。

若剪力牆在造成縱向主筋達降伏之剪力  $V_y$  作用下，其滑移位移可用下式估計。

$$\delta_{y,slip} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w \quad (2-5)$$

式中  $d_b$  為剪力牆最外緣縱向鋼筋之標稱直徑， $f_y$  為縱向鋼筋之降伏強度， $E_s$  為鋼筋之彈性模數， $u$  為縱向鋼筋之握裹強度( $u = 1.6\sqrt{f'_c(\text{kgf/cm}^2)}$ )，而  $a_c$  為剪力牆之壓力區深度，使用 Paulay and Priestley [9]建議的簡易公式其如下式。

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c l_w t_w} \right) l_w t_w \quad (2-6)$$

故在剪力開裂點之滑移位移，可如下式估計之。

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} \quad (2-7)$$

故剪力牆在開裂點之位移為下式。

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,v} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} \quad (2-8)$$



### 2.2.2 剪力牆之強度點

校舍手冊[8]評估剪力牆的剪力強度所使用的模型是軟化壓拉桿模型[6,7]。假設剪力牆主要是以對角混凝土壓桿傳遞剪力為主，圖 2-5 為剪力牆傳遞剪力示意圖。將剪力牆受最大作用剪力下的破壞模式定義為對角壓桿端部混凝土抗壓強度用盡，則剪力牆對應的剪力強度 $V_n$ 如式(2-9)。

$$V_n = C_d \cdot \cos\theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos\theta \quad (2-9)$$

其中 $C_d$ 為對角壓桿之壓力強度， $\theta$ 為對角壓桿與水平軸之夾角， $K$ 為壓拉桿指標， $\zeta$ 為混凝土軟化係數，而 $A_{str}$  ( $A_{str} = a_c \times t_w$ )為對角壓桿端部之有效截面積。

壓拉桿指標 $K$ 係指配置牆版剪力鋼筋之效益，剪力鋼筋所形成的拉桿會發展次壓桿的傳力機制，由於有較多的混凝土參與抗剪，故而 $C_d$ 值愈高。關於壓拉桿指標 $K$ 之計算如圖 2-6，相關參數之解釋，請詳文獻[6,7]。

剪力牆強度點的位移( $\delta_n$ )包括剪力位移( $\delta_{n,v}$ )、撓曲位移( $\delta_{n,f}$ )以及滑移位移( $\delta_{n,slip}$ )之總和。

剪力變形 $\delta_{n,v}$ 為剪力牆版中平均剪力變形 $\gamma_{vh}$ 乘以剪力牆高度 $h_w$ ，如圖 2-7 所示。

校舍手冊[8]對剪力變形( $\delta_{n,v}$ )已有明確的建議，根據位移諧和關係，剪力牆剪力元素內平均剪應變( $\gamma_{vh}$ )可如下式。

$$\gamma_{vh} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \cdot \sin 2\theta = (\varepsilon_h + \varepsilon_v - 2\varepsilon_d) \cdot \sin 2\theta \quad (2-10)$$

式中 $\varepsilon_r$ 為牆版剪力元素內之平均主拉應變；而 $\varepsilon_d$ 為剪力元素對角方向之平均主壓應變； $\varepsilon_h$ 為水平拉力鋼筋應變； $\varepsilon_v$ 為水平拉力鋼筋應變。若定義牆版之剪力變形為平均剪力應變乘以牆版高度，則 $\delta_{n,v}$ 可如下式。

$$\delta_{n,v} = \gamma_{vh} \times h_w \quad (2-11)$$



若剪力牆承受雙曲率的撓曲，則撓曲變形可如下式。

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.35I_g)} V_n \quad (2-12)$$

式中因剪力牆於此階段應該已經開裂，故斷面慣性矩給予折減。

在剪力強度點之滑移變形  $\delta_{n,slip}$ ，可如下式估計。

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \times \delta_{y,slip} \quad (2-13)$$

故剪力牆在強度點之位移  $\delta_n$  為下式。

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} \quad (2-14)$$

### 2.2.3 剪力牆之崩塌點

校舍手冊[8]對剪力牆崩塌點有明確的估計方法，以下式計算剪力牆的崩塌點強度與位移，如下式。

$$V_a = 0.4V_n \quad (2-15)$$

$$\delta_a = 0.02h_w \quad (2-16)$$

在計算壓拉桿指標  $K$  值時，其計算流程較為繁瑣，本研究擬在第三章節作進一步的簡化。

柱之側力位移曲線，如圖 2-8 所示，詳細計算流程請參考校舍手冊[8]第 4.2.1 章節，本文不再贅述。

## 2.3 軟化壓拉桿模型

### 2.3.1 軟化壓拉桿模型精算法

在鋼筋混凝土結構物中，因為幾何不連續或是應力集中的問題，會產生 D 區域的現象，D 區域內應力分佈會不均勻，而對角壓力破壞係 D 區域內普遍觀察到

的結果，Hwang and Lee [10,11]根據上述的破壞模式，提出 D 區域強度預測的解析模型—軟化壓拉桿模型。當混凝土構件斜向裂縫發展出來後，斜向裂縫方向的對角混凝土承受壓應力視為壓桿，而內部鋼筋提供拉力，鋼筋在承受拉力的同時又可以帶牽動其他混凝土，形成次壓桿，當在對角壓桿端部產生混凝土擠碎時，此時構件已達其強度，此階段的混凝土構件會產生大量的裂縫。意旨當混凝土配置更多的水平與垂直向鋼筋時，拉力鋼筋能夠帶動更多混凝土參與承受壓力，能夠有效抑制裂縫集中發展於對角壓桿上，輾轉形成許多次壓桿，有效幫助混凝土發展出更高對角壓桿強度。由此可見，在剪力元素配置剪力鋼筋會影響元素內部應力場，發展其他傳力路徑，配置水平、垂直或是雙向皆配置剪力鋼筋亦有不同之效果，如圖 2-9 所示。軟化壓拉桿模型亦有考慮到混凝土壓桿因大量裂縫產生軟化現象，造成強度衰減之現象，故名為軟化壓拉桿。

根據軟化壓拉桿模型精算法[10,11](以下簡稱精算法)分析流程，如圖 2-10 與圖 2-11 所示。精算法是建立在力平衡、材料組成率與應變諧和三者之關係下，軟化壓拉桿模型是符合力學原理之解析解。軟化壓拉桿模型應用於傳力行為屬於 D 區域之構件上，均可以獲得合理之強度預測值[7]。

圖 2-12 為軟化壓拉桿傳力機制，圖中之桁架共有 9 個壓桿、2 個拉桿以及 3 個未知力，總共有 14 個未知數。桁架中共有 6 個節點能夠提供 12 個平衡方程式，故其桁架為 2 度靜不定，若要對此桁架求解還需要 2 個方程式求解。Schäfer [12]採用有限元素法分析後對不同機制之傳力勁度比做了定義，增加兩個額外之分力比例，則圖 2-12 中桁架即可作靜定方式處理，求解水平、垂直與對角桿件受力狀況，詳細之理論可參考文獻[10,11]。

材料組成率則藉由 Zhang and Hsu [13]之建議，計算開裂鋼筋混凝土軟化係數  $\zeta$  如下式，須進行試誤法的方式求出開裂鋼筋混凝土軟化係數  $\zeta$ 。

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \frac{1}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \quad (2-17)$$

軟化壓拉桿模型遵守二維之應變諧和，也就是剪力元素內主拉應變 $\varepsilon_t$ 、剪力元素內主壓應變 $\varepsilon_d$ 、水平向之平均正向拉力應變 $\varepsilon_h$ 和垂直向平均正向拉力應變 $\varepsilon_v$ 均須符合應變諧和條件，詳細之理論可參考文獻[10,11]。

精算法中明確區分剪力元素的破壞模式，破壞模式與水平和垂直拉桿之受力狀況息息相關。在對角壓桿強度用盡時，鋼筋垂直與水平拉桿皆未達到降伏狀態，此破壞模式稱為”E”；若只有水平拉桿鋼筋降伏後才產生對角壓桿混凝土破壞，此破壞模式稱為”YH”；若只有垂直拉桿鋼筋降伏才產生對角壓桿混凝土破壞，此破壞模式稱為”YV”；若水平拉桿鋼筋先達降伏狀態後接著垂直拉桿鋼筋亦達降伏狀態才產生對角壓桿混凝土破壞，此破壞模式稱為”YHV”；若垂直拉桿鋼筋先達降伏狀態後接著水平拉桿鋼筋亦達降伏狀態才產生對角壓桿混凝土破壞，此破壞模式稱為”YVH”。這些破壞模式會影響到鋼筋協助發展其他傳力路徑之效益。

精算法計算流程非常龐大，本研究以 Matlab 程式撰寫精算法之分析流程，請詳附錄 A。

### 2.3.2 軟化壓拉桿模型簡算法

因精算法的分析流程較為複雜繁瑣，且需要以試誤法進行大量的運算。為了使工程師能夠方便使用，Hwang and Lee [6,7]將精算法作進一步的簡化，得到一簡易的評估流程且不須以試誤法的方式進行運算，如圖 2-6，稱為軟化壓拉桿模型簡算法(以下稱簡算法)。

簡算法在大量的資料庫驗證下，其計算結果與實驗值比較皆有相當合理的預測值[6,7]，可以證明簡算法之可行性。

簡算法與精算法做比較來看整體計算流程已經大幅下降，但在計算壓拉桿指標  $K$  時，仍可從圖 2-6 看到仍有相當多的計算流程，工程師仍嫌過於繁瑣。為此本研究將在第三章節介紹對壓拉桿指標  $K$  如何縮減計算流程。



## 2.4 國內外對開口牆之實驗文獻

### 2.4.1 Ono and Tokuhiro [3]

在 1992 年，日本 Ono and Tokuhiro [3] 已發展出一套評估開口牆的強度折減係數，此評估方法是基於混凝土開口牆受壓面積與未開口牆受壓面積之關係來計算強度折減係數  $r_u$ ，如下式所示。

$$r_u = \sqrt{\frac{\sum A_e}{\ell \times h_w}} \quad (2-18)$$

式中  $\sum A_e$  為受壓牆面的面積總合，如圖 2-13 所示。

Ono and Tokuhiro [3] 此系列實驗有豐富的開口牆試驗，在剪力牆上開氣窗口、窗戶以及門型開口，開口總類豐富，如圖 2-14，實驗資訊非常完整，非常適合作為實驗驗證的資料庫。試體試驗結果如圖 2-15 與圖 2-16 所示，或可參考文獻[3]。

日本發展一套快速評估剪力牆水平剪力強度之公式，如下式。

$$Q_{uo} = (2.4\sqrt{f'_c(\text{kgf/cm}^2)} + 3400\rho_t)t_w\ell \quad (2-19)$$

其中  $Q_{uo}$  為剪力牆水平剪力強度； $\rho_t$  為牆版水平向之鋼筋比。

根據式(2-18)計算 Ono and Tokuhiro [3] 開口牆試體之強度折減率，並乘以以式(2-19)計算出未開口牆的強度作為預測開口牆之強度，並與實驗值做比較，如表 2-1。從實驗值與分析值的比較，對開口剪力牆強度預測上有不錯之結果。但因為分析側力位移曲線需要分析剪力牆開口的強度與對應的位移，但 Ono and Tokuhiro [3] 僅提出評估剪力牆因開口後強度折減的方式，仍沒有一套明確評估剪力牆側力位移曲線的模型，故有研究之必要。





#### 2.4.2 杜昱石實驗文獻[4]

在 2014 年，國內杜昱石[4]總共有五座開口牆實驗，開口型式是以一門與一窗的典型開口牆。主要以此設計是因既有與新建街屋常於屋前與屋後牆體，因為通道、通風與採光之需求，有開口之必要，如圖 2-17 與圖 2-18 所示，但會導致開口牆體與相連梁柱構架耐震行為不同於典型含未開口牆之構架。

文獻[4]提出相當多在地震災害後，街屋屋後開口外牆在地震後之損壞照片與看法，並探討實務設計上分析結構物時，若遇到開口牆則是不計其強度與勁度，原意欲使設計更為保守，但實際上將無法掌握低樓層與高樓層的側向強度，不利於評估低矮樓層的軟弱層效應。在此文獻[4]提出如何評估開口剪力牆初始勁度方法，並使用有限元素分析軟體進行開口牆解析，最後與其他學者提出計算勁度折減方式做比較。

此系列實驗試體設計與實務有相當大的關聯性，按照實務上在一樓新建住宅的屋後牆上會以一門一窗的開口做設計，詳細試體資訊與實驗結果可參考文獻[4]。此文獻[4]可做為驗證本研究模型與實務接軌之重要的驗證依據。



### 第三章 剪力牆抗剪強度預測之簡化



牆版因開口被分割出的垂直牆段，美國 ACI 318-14 規範[2]已明確定義以整片牆的型式模擬垂直牆段的側力位移曲線，本研究使用校舍手冊[8]所建議之分析模型，其於分析剪力牆強度點是以軟化壓拉桿模型[6,7]作分析。主要假設在強度點時剪力牆對應到的破壞模式為混凝土對角壓桿端部擠碎，其強度計算如式(3-1)。在式(3-1)各項參數已大幅度簡化，剪力牆對角壓桿端部面積  $A_{str}$  計算如式(3-2)，其中評估剪力牆壓力區深度  $a_c$  已採用 Paulay and Priestley [9]建議之簡易公式如式(3-3)，鋼筋混凝土軟化係數  $\zeta$  也已簡化如式(3-4)，但在壓拉桿指標  $K$  的計算流程上仍舊稍嫌繁瑣，如圖 2-6 所示。

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (3-1)$$

$$A_{str} = a_c \times t_w \quad (3-2)$$

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c \ell_w t_w}) \ell_w \quad (3-3)$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c (MPa)}} \leq 0.52 \quad (3-4)$$

本研究擬在本章節介紹如何簡化壓拉桿指標  $K$  的計算流程，並建議一合理的方程式以計算壓拉桿指標  $K$ ，大幅降低計算流程，以利工程師快速評估剪力牆之剪力強度。

#### 3.1 壓拉桿指標 $K$ 的簡化

壓拉桿指標  $K$  值是反映鋼筋混凝土抗剪元素內若配置較多的鋼筋做為拉桿，即可帶動更多的混凝土壓桿參與傳力，形成次壓桿傳力，進而提升對角壓力強度。若 D 區域抗剪元素內有配置水平鋼筋做為水平拉桿，則水平拉桿將可以提供額外的傳力路徑，提升對角壓桿強度，如圖 2-9 (b)所示；反之若 D 區域抗剪元素內有

配置垂直鋼筋做為垂直拉桿，則垂直拉桿將可以提供額外的傳力路徑，提升對角壓桿強度，如圖 2-9(c)所示。但上述狀況僅考慮鋼筋拉桿在彈性狀態下，若配置不足的鋼筋量，水平或垂直拉桿有一方降伏後，其餘對角壓力增量會藉由對角壓桿與另一方傳遞。若水平與垂直皆達至降伏後，其餘對角壓力增量直接由對角壓桿傳遞接受，其  $K$  值不如彈性拉桿要來得有效。由此可見在混凝土抗剪元素內，配置的鋼筋量是影響壓拉桿指標值  $K$  之重要參數。

另一重要參數為抗剪元素的角度，抗剪元素的角度會影響到對角壓力分配至水平與垂直拉桿之間的比例。當抗剪元素角度大於  $45^\circ$  時，水平拉力鋼筋所分配到的斜壓力較垂直拉力鋼筋來得多；反之亦然，當抗剪元素角度小於  $45^\circ$  時，垂直拉力鋼筋所分配到的斜壓力較水平拉力鋼筋來得多，詳細理論可參考文獻[6,7,10,11]。

本研究藉由以程式碼撰寫的精算法分析流程，從分析結果計算壓拉桿指標  $K$ ，並繪製  $K$  值相對鋼筋比  $\rho$  和元素角度  $\theta$  之關係圖。藉由觀察  $K$  值與鋼筋比  $\rho$  和元素角度  $\theta$  之關係圖，以找出一簡易公式模擬之。

為此，本研究假設一牆版內抗剪元素，如圖 3-1。材料性質選用一般最常使用的材料，假設與計算式如下列幾點：

1. 根據精算法計算可得壓拉桿指標  $K$  之值，其如下式。

$$K = \frac{C_d}{\zeta \cdot f'_c \cdot A_{str}} \quad (3-5)$$

2. 混凝土強度  $f'_c$  採用 28 MPa，鋼筋強度  $f_y$  採用 420 MPa。

3. 鋼筋比  $\rho$  為 0.001、0.0025 與 0.007 三種。

4. 抗剪元素角度  $\theta$  在  $26.5^\circ$  至  $63.5^\circ$  之間。

5. 假設抗剪元素在水平鋼筋比  $\rho_h$  ( $\rho_h = \frac{A_{sh}}{t_w \cdot y}$ ) 與垂直鋼筋比  $\rho_v$  ( $\rho_v = \frac{A_{sv}}{t_w \cdot x}$ ) 配

置相同的鋼筋比，即  $\rho = \rho_h = \rho_v$ 。

6. 對角壓桿截面積  $A_{str}$ ，即壓力區深度  $a_c$  乘以牆版厚度  $t_w$ ，其如式(3-2)。

7. 評估牆版壓力區深度，使用 Paulay and Priestley [9]建議的簡易公式，其如



式(3-3)。

8. 開裂鋼筋混凝土軟化係數 $\zeta$ 為精算法分析流程[10,11]中得到。
9. 主拉應變 $\varepsilon_r$ 不大於0.005[14]。

以鋼筋比 $\rho=0.0025$ 為例，如圖 3-2。本研究以精算法分析之結果試列下列幾點說明：

1. 抗剪元素在 $41^\circ$ 至 $49^\circ$ 區間，如圖 3-2 中兩圓圈內之範圍，抗剪元素的破壞模式為“E”，雙向鋼筋皆未降伏。顯示抗剪元素角度若是 $45^\circ$ 附近，傳遞剪力會以對角壓桿為主，拉桿之力量需求不高，所以維持在彈性範圍。
2. 若抗剪元素角度逐漸增加時( $\theta > 45^\circ$ )，配置在水平向之拉力鋼筋分配到力量之比例逐漸提高，破壞模式為水平拉桿降伏後，才產生對角壓桿混凝土擠碎，其代表符號為“YH”。可看見水平向拉力鋼筋在高角度元素( $\theta > 45^\circ$ )下較能夠發揮其效益。
3. 若抗剪元素角度逐漸減少時( $\theta < 45^\circ$ )，配置在垂直向之拉力鋼筋分配到力量之比例逐漸提高，破壞模式為垂直拉桿降伏後，才出現對角壓桿混凝土擠碎，其代表符號為“YV”。可看見垂直向拉力鋼筋在低角度元素( $\theta < 45^\circ$ )下較能夠發揮其效益。

藉由觀察圖 3-3 探討鋼筋比的變化對 $K$ 值曲線之影響，觀察所得下列幾點說明：

1. 當配置在剪力元素內的鋼筋比 $\rho=0.0025$ ，在 $\theta=45^\circ$ 時，水平與垂直拉桿皆在彈性階段，且 $K$ 值約略為1.14。
2. 當配置鋼筋比 $\rho=0.007$ ，彈性拉桿的範圍為 $32.2^\circ \leq \theta \leq 57.8^\circ$ 。當 $\theta > 57.8^\circ$ ，破壞模式由“E”改變為“YH”。當 $\theta < 32.2^\circ$ ，破壞模式由“E”改變為“YV”。
3. 配置鋼筋比 $\rho=0.007$ 在彈性拉桿範圍內 $K$ 值上升較快。但是當一方拉桿降伏後 $K$ 值上升較為減緩。
4. 當配置在剪力元素內的鋼筋比上升時，彈性拉桿範圍就越大。



5. 當配置較少之鋼筋比，如鋼筋比  $\rho = 0.001$ ，雙向拉桿均為降伏， $K$  值也變小。若無配置鋼筋時， $K$  值為 1.0。
6. 鋼筋比  $\rho = 0.001$ ，當  $\theta > 56.3^\circ$  後垂直拉桿不降伏， $K$  值會先小幅度的下降後，再微幅上升。
7. 鋼筋比  $\rho = 0.001$ ，當  $\theta < 33.7^\circ$  後水平拉桿不降伏， $K$  值會先小幅度的下降後，再微幅上升。

本研究亦想探討不同材料強度對  $K$  值的影響，故改變分析之材料參數。先探討鋼筋降伏強度的影響，改變參數如下列幾點：

1. 鋼筋比為 0.002。
2. 混凝土強度為 28 MPa。
3. 鋼筋降伏強度為 280 MPa、420 MPa 與 785 MPa 兩者。

分析結果如圖 3-4，相關說明如下：

1. 提升鋼筋降伏強度至  $f_y = 785\text{MPa}$ ，可以提升  $K$  值與增加彈性拉桿之範圍。
2. 若以拉力強度轉換， $\rho = 0.0025$  且  $f_y = 785\text{MPa}$ ，其類似於  $\rho = 0.0047$  且  $f_y = 420\text{MPa}$ ，如圖 3-5，可看到在彈性範圍內兩者是一樣的，但是若有拉桿降伏後，因應變場的不同其行為亦不同，但變化不大。由於  $f_y = 785\text{MPa}$  之超高強度鋼筋之彈性應變場之範圍較大，故其  $K$  值略高於  $f_y = 420\text{MPa}$  者。
3. 使用  $f_y = 420\text{MPa}$  時，其  $K$  值之拉桿彈性範圍較小，且  $K$  值圖形張開之幅度較大。
4. 使用  $f_y = 280\text{MPa}$  時，於  $\theta = 45^\circ$  處，雙向剪力鋼筋均已降伏，故其  $K$  值小於彈性拉桿對應之  $K = 1.14$ 。



5. 使用  $f_y = 280\text{MPa}$  者，當  $\theta > 53.3^\circ$  後，垂直拉桿不降伏， $K$  值會先小幅度的下降後，再微幅上升。
6. 使用  $f_y = 280\text{MPa}$  者，當  $\theta < 36.7^\circ$  後，垂直拉桿不降伏， $K$  值會先小幅度的下降後，再微幅上升。

接著想探討混凝土強度的影響，改變參數如下：

1. 鋼筋比為 0.005。
2. 混凝土強度為 28 MPa 與 49 MPa 兩者。
3. 鋼筋降伏強度為 420 MPa。

分析結果如圖 3-6，試列幾點說明如下：

1. 提升混凝土強度時，彈性拉桿範圍有明顯的縮減。但是當垂直或水平拉桿降伏後， $K$  值曲線有明顯下降且攤平之趨勢。
2. 當使用高強度混凝土材料時，建議搭配更多之鋼筋量或是使用高強度鋼筋之材料，使鋼筋拉桿能保持在彈性範圍內，能有效發展更多傳力路徑，發揮更高的對角壓桿強度。

由此可見壓拉桿指標  $K$  曲線與材料強度、配置之鋼筋量與抗剪元素之形狀息息相關。

根據觀察  $K$  值曲線之特性，其圖形以  $45^\circ$  為對稱軸呈一對稱圖形，此特性有如兩三角函數相加之特性，如式(3-6)。圖形如圖 3-7 所示，亦有以  $45^\circ$  對稱之特性。

$$K \propto \tan^A \theta + \cot^A \theta \quad (3-6)$$

故本研究擬以式(3-6)建立壓拉桿指標  $K$  與鋼筋比  $\rho$  和角度  $\theta$  之間的關係，建議之模擬公式如式(3-7)所示。

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67 \quad (3-7)$$

$$A = \alpha \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (3-8)$$

$$B = \beta \frac{f_y}{f_c} \rho \leq 1 \quad (3-9)$$

其中壓拉桿指標  $K$  值限制在 1.67 內，係依據精算法[6,7]在  $26.5^\circ \leq \theta \leq 63.5^\circ$  間，計算出的最大值作的限制。參數  $A$  為控制  $K$  值曲線張開或閉合之幅度；參數  $B$  為控制  $K$  值曲線在垂直軸之最小截距值，兩者參數皆與使用材料強度與配置鋼筋比有關。

對圖 3-7 而言，若  $A$  之數值提高，則圖形趨向閉合，亦即  $K$  值較高。反之，若  $A$  之數值降低，則圖形趨向張開，亦即  $K$  值較低。已知鋼筋比增加、鋼筋強度增加及混凝土強度降低， $K$  值圖形趨向閉合，如圖 3-3、圖 3-4 與圖 3-6 所示，因此  $A$  之函數型式取式(3-8)所示。對  $A$  設上限規定，那是因為拉桿在所有角度範圍內均維持彈性時，破壞模式係控制在混凝土擠碎(破壞模式“E”)，不能因為鋼筋比增加而  $A$  值再增加，故  $A$  值最大為 1.0。

對  $K$  值圖形在垂直軸之截距於角度  $45^\circ$  而言，若  $B$  之數值提高，則圖形之截距增加，亦即  $K$  值圖形的位置向上抬升。反之若  $B$  之數值降低，則圖形之截距降低，亦即  $K$  值圖形的位置降低。已知鋼筋比增加、鋼筋強度增加及混凝土強度降低， $K$  值圖形之截距均上升，如圖 3-3、圖 3-4 與圖 3-6 所示，因此  $B$  之函數型式取式(3-9)所示。由於鋼筋比  $\rho = 0$  時， $K = 1.0$ ，故在式(3-7)加上一常數項(-1)，使得式(3-7)在  $\rho = 0$  且  $\theta = 45^\circ$  時， $K = 1 + 1 - 1 + 0 = 1$ 。而配置足夠鋼筋比時，在  $\theta = 45^\circ$  拉桿均維持在彈性階段時， $K$  值之最大值約略為 1.14，故設定式(3-9)之上限為 1.0。

而參數中的鋼筋比與鋼筋強度的選擇，則是根據因元素角度力量分配比例做選擇，如下式。這是因為當  $\theta \geq 45^\circ$ ，水平鋼筋較為有效，而在  $\theta < 45^\circ$  時，垂直鋼筋較為有效。

$$\theta \geq 45^\circ ; \quad \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (3-10)$$

$$\theta < 45^\circ ; \quad \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (3-11)$$

但材料強度之間的搭配非常多種，故本研究逐一對不同種類的材料強度，並按精算法計算  $K$  值曲線，再調整  $\alpha$  與  $\beta$  之數值並按照式(3-7)作簡化之模擬。鋼筋材料



的變異取  $f_y$  為 280 MPa、420 MPa 與 785 MPa 三種，而混凝土強度取  $f'_c$  為 21 MPa、28 MPa、35 MPa、42 MPa、49 MPa、56 MPa、63 MPa 與 70 MPa 等八種。數值  $\alpha$  與  $\beta$  之選取係按試誤法，而較佳之組合如表 3-1 所示。精算法所得之  $K$  值與簡易模擬法所得之  $K$  值比較如圖 3-8、圖 3-9 與圖 3-10 所示。由圖中可見，以表 3-1 中參數模擬  $K$  值曲線，整體非常接近以精算法分析之  $K$  值曲線。

但本研究期望能發展一套簡易公式，提供工程師快速簡易計算壓拉桿指標  $K$ ，將  $\alpha$  與  $\beta$  固定為一常數，即可適用於所有不同材料性質並可計算壓拉桿指標  $K$ 。

為此，本研究對表 3-1 作圖如圖 3-11 所示。在  $\alpha$  數值中大部分常使用之材料強度落點處於  $\alpha$  等於 12 至 13 區間； $\beta$  數值中大部分常使用之材料強度落點處於  $\beta$  等於 30 至 40 區間。故本研究建議  $\alpha$  取 12， $\beta$  取 30 能夠顧及到大部分一般材料且模擬  $K$  值曲線亦能得到不錯的結果。圖 3-11 顯示取  $\alpha=12$  且  $\beta=30$  時，對  $f_y=785MPa$  且  $f'_c=70MPa$  之組合會相對保守，但對  $f_y=420MPa$  且  $f'_c=28MPa$  以及  $f_y=280MPa$  且  $f'_c=21MPa$  之組合會較為合適，最後建議簡易評估壓拉桿指標之公式如下。


$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67 \quad (3-12)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (3-13)$$

$$B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (3-14)$$

從本研究建議之模擬  $K$  值之公式觀察，試列下列幾點說明：

1. 參數  $A$  與  $B$  之函數設定與精算法和簡算法相比，可以很明顯的觀察到材料強度以及配置之鋼筋比對壓拉桿指標  $K$  值之物理意義，當鋼筋比或是鋼筋強度增加時， $K$  值之曲線與截距亦能增加；當混凝土強度提高時， $K$  值之曲線與截距皆有下降之趨勢。

- 
2. 此建議公式亦可適用於未配置任何鋼筋於抗剪元素中之情況，亦即  $K$  值為 1.0，即剪力全部由對角壓桿混凝土傳遞，亦可符合精算法與簡算法之概念。
  3. 若以程式編譯碼撰寫，可以看到與精算法之計算流程相比，整體之計算概念相當簡潔，不需以複雜概念撰寫。

本研究亦探討不同鋼筋比對於參數  $A$  與  $B$  之影響。從建議公式中觀察，若參數  $A$  之數值越接近 1.0，其對  $K$  值曲線之影響為整體曲線趨於閉合並呈一固定曲線；若參數  $B$  之數值越接近 1.0，則表示  $K$  值曲線之節距會隨之上升。本研究想了解其影響，故舉三種不同鋼筋比在不同材料強度搭配下之結果，如表 3-2、表 3-3 與表 3-4，試列下列幾點說明：

1. 當  $\rho = 0.0025$  時，如表 3-2 所示， $A$  值分布從 0.1 至 1.0， $B$  值分布從 0.3 至 1.0。但從常見的材料強度搭配，如  $f'_c = 21MPa$  與  $f_y = 280MPa$ ，可看到  $A$  值為 0.40， $B$  值為 1.0； $f'_c = 28MPa$  與  $f_y = 420MPa$  可看到  $A$  值為 0.45， $B$  值為 1.0； $f'_c = 70MPa$  與  $f_y = 785MPa$ ，可看到  $A$  值為 0.34， $B$  值為 0.84。
2. 當提升鋼筋比時，如表 3-3 與表 3-4 所示，在常用的材料強度下，可觀察到  $A$  值有明顯的提升較接近至 1.0，而  $B$  值則為 1.0。

整體而言，建議使用式(3-12)至式(3-14)模擬壓拉桿指標  $K$  值如圖 3-12、圖 3-13 與圖 3-14，可看整體之模擬  $K$  值曲線亦有不錯的結果，略為保守。但在高強度鋼筋混凝土估計  $K$  值亦趨於保守，但可以修正圖 3-10 略為不保守之趨勢。

### 3.2 剪力元素內主拉應變 $\varepsilon_r$ 之簡化

評估對角壓桿強度  $C_d$  時，開裂鋼筋混凝土軟化係數  $\zeta$  為其中一重要參數如式 (3-1) 所示。開裂鋼筋混凝土軟化係數  $\zeta$  又與剪力元素內平均主拉應變  $\varepsilon_r$  的大小有密切關係，圖 3-15 為剪力元素內主拉應變之示意圖。由此可見，主拉應變與水平拉力鋼筋和垂直拉力鋼筋之應變有相當的關係，而水平拉力鋼筋和垂直拉力鋼筋



之應變與角度的分力機制和鋼筋比有相當大的關係。本研究擬採用與上節同樣做法，對一般強度鋼筋混凝土發展一套公式模擬主拉應變與鋼筋比和元素角度間之關係。

根據精算法[10,11]分析之結果，主拉應變與元素角度和鋼筋比之關係圖如圖 3-16 所示，根據分析結果觀察，試列下列幾點說明：

1. 當配置較低的鋼筋比(如配置鋼筋比為 0.001)，鋼筋無法抑制剪力元素內的主拉應變，會有較大的主拉應變產生。
2. 當配置的鋼筋比約為 0.0025 時，主拉應變可以有效地降至 0.005 以下，可見鋼筋能夠抑制主拉應變值。
3. 但是當配置超過一定的鋼筋量，抑制主拉應變的效益並沒有那麼顯著。
4. 依據 Vecchio and Collins [14]之建議，為了避免高估混凝土於剪力強度點時之軟化現象，故將鋼筋混凝土剪力元素之水平與垂直平均正向應變設限。而 Hwang and Lee [6,7]參考上述建議，簡化主拉應變  $\varepsilon_r = 0.005$ 。

根據分析圖形結果，本研究擬建議以下列式計算主拉應變  $\varepsilon_r$  以及條件限制。

$$\varepsilon_r = 0.005 \times \left( 1 - \sqrt{\frac{\rho - 0.0025}{\rho}} \frac{5}{9} \sin(4\theta - 90^\circ) \right) \leq 0.005 \quad (3-15)$$

$$\rho \leq 0.0025 \quad ; \quad \varepsilon_r = 0.005 \quad (3-16)$$

上列式子只適用於配置之鋼筋比不小於 0.0025，其為避免式(3-15)之不適用情況產生，此建議是希望能夠配置有效的鋼筋量來抑制主拉裂縫的發展，另外傳力路徑之斜率要在  $0.5 \leq \tan \theta \leq 2$  之區間[6,7]。以上述式(3-15)與式(3-16)模擬主拉應變  $\varepsilon_r$ ，如圖 3-17 所示，可以得一近似的預測值，其結果相當接近。

### 3.3 最低彈性鋼筋比

混凝土抗剪元素內配置之鋼筋量是影響混凝土對角壓桿強度之重要因素，在 D 區域內水平與垂直鋼筋作為拉桿，可提供額外的傳力路徑，提升抗剪元素的對角壓



桿強度。對新建設計而言，保持拉桿在彈性範圍內甚有益處。為了使鋼筋拉桿能夠有效的發揮其功用，本研究擬藉由軟化壓拉桿模型精算法[10,11]計算流程中找出維持拉桿保持彈性，所需要配置的彈性鋼筋比  $\rho_{elastic}$ 。

研究假設一牆版內抗剪元素，假設與第 3.1 章節類似，以下為新增之條件：

1. 混凝土強度  $f'_c$  採用 28 MPa、49 MPa 至 70 MPa，鋼筋降伏強度  $f_y$  採用 420 MPa 與 785 MPa 兩者。
2. 抗剪元素內配置水平與垂直鋼筋比相同。
3. 水平向之平均正向拉力應變  $\varepsilon_h < f_{yh}/E_s$ 。其中  $f_{yh}$  為水平拉力鋼筋之降伏應力， $E_s$  為鋼筋彈性模數。
4. 垂直向平均正向拉力應變  $\varepsilon_v < f_{yv}/E_s$ 。其中  $f_{yv}$  為垂直拉力鋼筋之降伏應力。

根據上述之假設以精算法分析，其分析結果彈性鋼筋比  $\rho_{elastic}$  與抗剪元素角度和混凝土強度之關係如圖 3-18 與圖 3-19 所示。

根據分析結果，本研究試列下列幾點說明觀察之現象：

1. 若使用更高強度的混凝土材料，為了要使配置之拉力鋼筋處於彈性階段，故需要提升配置之鋼筋比。
2. 對同一強度混凝土時，若使用高強度鋼筋材料，可以降低配置之鋼筋量。

根據對分析結果之觀察，分析曲線非常接近線性且與角度有關。但使用高強度鋼筋材料，其曲線略與一般強度鋼筋不同，故分為兩公式分別模擬之。

$$\rho_{elastic} = 0.002 \leq \frac{1}{40} \left(1 + \frac{3}{20} |\theta - 45^\circ|\right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (3-17)$$

$$\rho_{elastic} = 0.002 \leq \frac{1}{50} \left(1 + \frac{3}{10} |\theta - 45^\circ|\right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (3-18)$$

一般強度鋼筋，建議採用式(3-17)估計需要配置之彈性鋼筋比；高強度鋼筋，建議採用式(3-18) 估計需要配置之彈性鋼筋比，其模擬結果如圖 3-20 與圖 3-21，仍可得一不錯之預測值。上述之公式計算出鋼筋比為雙向配置。



### 3.4 測試資料驗證

文獻[7]擁有非常豐富實驗資料，非常適合用來驗證本研究在第 3.1 與 3.2 章節中建議之公式之可行性，故參考文獻[7]之資料庫計算驗證之。


本章節會進行四種計算方法分別分析，並驗證本研究建議公式之可行性。

1. 前期精算法[10,11]。
2. 前期簡算法[6,7]。
3. 壓拉桿指標  $K$  採用第 3.1 章節建議之公式，計算流程如圖 3-22 所示。
4. 壓拉桿指標  $K$  採用第 3.1 章節建議之公式，主拉應變  $\varepsilon_r$  採用第 3.2 章節建議之公式，計算流程如圖 3-23 所示。

根據四種分析方法分析同一資料庫，其結果如圖 3-24，縱軸為實驗值與預測值比。如兩者的比值接近 1，則表示預測值非常接近實驗值，有良好之預測結果；若是兩者比值大於 1，表示預測強度有保守之現象；若是兩者比值小於 1，則表示預測強度有不保守之情況，過於高估試體之強度。

接著會針對各別之分析結果與分析流程之難易度做一討論並比較之。

精算法[10,11]之分析結果，從圖 3-24(a)觀察，不管是在深梁、托架、低矮型剪力牆、外部接頭與內部接頭等不同之試體，其強度預測值皆有合理之預測值。整體強度比值約 1.17，雖略有保守之預測強度值但其預測結果仍非常接近試體實驗剪力強度。而整體預測結果之變異係數約 0.17，對於預測剪力強度非常穩定並不會有過大之變異性，非常適合拿來計算試體之剪力強度。但是其計算流程如圖 2-10 與圖 2-11 所示，其流程過於複雜且需要以試誤法進行運算，不利於工程師用來評估混凝土試體之剪力強度。



前期簡算法[6,7]之分析結果，從圖 3-24(b)觀察，預測強度在各種試體上仍得到合理之預測值。整體強度比值約 1.23 略顯於保守，但其預測結果仍接近試體實驗剪力強度。而整體預測結果之變異係數約 0.17，對於預測剪力強度非常穩定並不會有過大之變異性，很適合用於分析混凝土試體剪力強度。但與精算法之分析結果比較起來，預測強度略比精算法之預測結果來得保守一點，但兩者之變異係數都顯示兩者分析強度結果不會產生過大差異性。但是從分析流程如圖 2-6 與精算法比較，可看到簡算法的分析流程已經大幅縮減，但於  $K$  值之計算仍嫌繁複，工程師仍不願意使用。

根據本研究建議之分析流程，如圖 3-22。分析結果如圖 3-24(c)，預測強度在各種試體上亦能得到合理之預測值。整體強度比值約 1.22 亦有保守之趨勢，其預測結果亦接近試體實驗之剪力強度。而整體預測結果之變異係數為 0.19，比起精算法與簡算法兩者皆略顯於大一些，但其結果仍在可接受之範圍內。在分析壓拉桿指標之計算流程上，本研究建議之簡易模擬  $K$  值公式更進一步的簡化分析流程，但因使用簡化公式評估壓拉桿指標，亦犧牲預測之精準度造成分析強度結果產生差異性。從分析結果觀察，本研究建議之評估流程如圖 3-22，其結果與使用簡算法之結果非常相近，而分析流程亦有得到大幅度的簡化，其較適合工程師使用。

根據本研究建議之分析流程，如圖 3-23。分析結果如圖 3-24(d)，預測強度在各種試體上能得到合理之預測值。整體強度比值約 1.15 有保守之趨勢，預測結果亦非常接近試體實驗之剪力強度。而整體預測結果之變異係數為 0.19，比起精算法與簡算法兩者皆略顯於大一些，但其結果仍在可接受之範圍內。就圖 3-23 之分析流程來看，因為對  $\varepsilon_r$  要求較高精度之簡化，所以計算步驟較圖 3-22 者複雜。但圖 3-24(d)之分析對剪力牆與外部接頭之強度評估確有改善，但並不顯著，或許圖 3-22 之分析流程較適合工程師使用。

接著探討全部試體之預測結果，如圖 3-25。縱軸為預測值，橫軸為實驗值。如標誌趨勢偏向橫軸，則表示預測值之結果有保守之趨勢；若標誌趨勢偏向縱軸方，則表示預測值之結果有高估之現象。

而從圖 3-25(a)與圖 3-25(b)比較，預測之整體的趨勢其實是相當的接近，即有少數的預測是有高估的現象，但圖 3-25(b)之落點趨勢較為偏向橫軸，整體之結果較為保守。圖 3-25(c)與圖 3-25(b)相比，兩者之預測趨勢其實是相當的接近，兩者皆較為保守，所以可以觀察到本研究對於簡化過後雖然可以得到較少的計算程序，但是相對犧牲預測之精準度，但其結果較為保守，仍在可以提供工程設計評估使用之範圍。而圖 3-25(d)之落點趨勢與其他三個計算方法之結果相比，雖有較好之預測結果，但可以看到有較為多數之試體預測結果皆有偏向縱軸有高估之狀況。

從整體結果觀察，對於本研究建議分析流程如圖 3-22，不僅能簡化預測剪力強度的分析流程，預測強度之結果亦能保持一定的準確性，很適合用於評估剪力強度。故本研究擬使用圖 3-22 建議的分析流程，套用至開口剪力牆分析模型，評估剪力牆的剪力強度。







## 第四章 開口剪力牆分析模型

本章節建議一個開口剪力牆之側力位移曲線分析模型。而每個分析模型皆有其適用之範圍，而本研究建議之開口牆側力位移曲線分析模型亦有其適用之範圍，試列下列幾點說明其適用之範圍：

1. 開口對牆版造成明顯單一層的水平剪力軟弱區域，且軟弱區域是被豎向構材所填滿，如圖 4-1 所示。開口對牆版造成明顯之軟弱區塊“b”、“c”與“d”，且這些軟弱區域被垂直牆段、牆敦與柱等豎向構材所填滿。如果開口並未對牆版造成明顯單一層的軟弱區域，又或是軟弱區域未被豎向構材所填滿，此開口情況為建議模型不適用之範圍內。
2. 開口形狀須為矩形，若遇到非矩形開口之狀況，則為本模型不適用之範圍內。
3. 每一關鍵桿件有其專屬的傳力路徑。若出現單一傳力路徑中有多個關鍵桿件，則為不適用之情況。

接下來會回顧已簡化的剪力牆側力位移曲線強度點之分析流程。再介紹剪力牆因為開口出現關鍵桿件之定義，並建議如何選取開口牆之傳力路徑以及剪力元素塊之規則，最後會推導剪力元素之剪力勁度的定義以及如何應用至開口剪力牆分析模型中。

### 4.1 剪力牆側力位移曲線

#### 4.1.1 開裂點

根據校舍手冊[8]提供開裂強度 $V_{cr}$ 之計算公式如下：



$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (4-1)$$

$$V_{cr} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (4-2)$$

剪力牆的開裂強度取式(4-1)與式(4-2)的最小值，若  $M_u/V_u < \ell_w/2$  時，則式(4-2)不適用，僅採用式(4-1)。

剪力牆開裂點的位移( $\delta_{cr}$ )包括剪力位移( $\delta_{cr,v}$ )、撓曲位移( $\delta_{cr,f}$ )以及滑移位移( $\delta_{cr,slip}$ )之總和。

開裂點之剪力位移因為剪力牆尚未開裂，剪力位移可使用材料力學的公式評估。而本研究認為若可與評估短柱剪力開裂點位移相同之公式，可利於工程師使用，故建議可以式(4-3)評估之。

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w \quad (4-3)$$

開裂點之撓曲位移計算公式如式(4-4)，此計算是假設剪力牆是雙曲率變形。

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.7I_g)} V_{cr} \quad (4-4)$$

式中  $I_g$  為剪力牆總斷面對其中心軸之慣性矩。

若剪力牆在造成縱向主筋恰達降伏之剪力  $V_y$  作用下，其滑移位移可用下式估計。

$$\delta_{y,slip} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w \quad (4-5)$$

其中  $u$  為縱向鋼筋之握裹應力，校舍手冊[8]建議使用  $u = 1.6\sqrt{f'_c}(\text{kgf/cm}^2)$ 。但根據文獻[15]，認為此數值 1.6 是評估鋼筋降伏後之握裹應力。但在鋼筋降伏前應屬在彈性範圍中，其握裹應力會較鋼筋降伏後好，故文獻[15]建議使用鋼筋降伏前握



裏應力  $u = 3.2\sqrt{f'_c}(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ ，本研究亦建議使用此數值。而  $a_c$  為剪力牆之壓力區深度，使用 Paulay and Priestley [9]建議的簡易公式其如下式。

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c l_w t_w} \right) l_w t_w \quad (4-6)$$

剪力開裂點之滑移位移，可如下式估計之。

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} \quad (4-7)$$

故剪力牆在開裂點之位移為下式。

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,y} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} \quad (4-8)$$

#### 4.1.2 強度點

剪力牆受剪力破壞控制之側力位移，如圖 4-2 所示。本研究建議之分析流程如圖 4-3 所示。關於強度點之計算已大幅簡化，茲將強度點之建議分析流程介紹如下。

剪力牆之剪力破壞係定義為對角壓桿端部混凝土擠碎破壞，剪力牆對角壓桿強度  $C_d$  即可計算，如下式。

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (4-9)$$

壓拉桿指標  $K$  即可以下式作估計之。

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14 \times B \leq 1.67 \quad (4-10)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad ; \quad B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (4-11)$$

計算壓拉桿指標  $K$  前，須決定鋼筋比  $\rho$  與鋼筋強度  $f_y$ 。鋼筋比與鋼筋強度的選擇，則是根據剪力元素之角度，在按其力量分配比例做選擇，如式(4-12)與式(4-13)。這是因為當  $\theta \geq 45^\circ$ ，水平鋼筋較為有效，而在  $\theta < 45^\circ$  時，垂直鋼筋較為有效之故。



$$\theta \geq 45^\circ ; \quad \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (4-12)$$

$$\theta < 45^\circ ; \quad \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (4-13)$$

鋼筋混凝土軟化係數  $\zeta$  計算如下式。

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \leq 0.52 \quad (4-14)$$

剪力牆對角壓桿端部面積  $A_{str}$  計算如下式。

$$A_{str} = a_c \times t_w \quad (4-15)$$

分析剪力牆壓力區深度  $a_c$  採用 Paulay and Priestley [9] 建議簡易公式評估，如下式。

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c \ell_w t_w}) \ell_w \quad (4-16)$$

剪力牆強度點的位移 ( $\delta_n$ ) 包括剪力位移 ( $\delta_{n,v}$ )、撓曲位移 ( $\delta_{n,f}$ ) 以及滑移位移 ( $\delta_{n,slip}$ ) 之總和。

校舍手冊[8]對剪力變形 ( $\delta_{n,v}$ ) 雖已有明確的建議，但計算平均剪力應變  $\gamma_{vh}$  方法稍嫌繁複。本研究擬參考文獻[16]計算剪力牆之平均剪力應變  $\gamma_{vh}$ ，其計算方法如下所示。

$$\delta_{n,v} = \gamma_{vh} \times h_w = 0.006 \sin 2\theta \times h_w \quad (4-17)$$

若剪力牆承受雙曲率的撓曲，則撓曲變形可如下式。

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.35I_g)} V_n \quad (4-18)$$

式中因剪力牆於此階段應該已經開裂，故斷面慣性矩給予折減。

在剪力強度點之滑移變形  $\delta_{n,slip}$ ，可如下式估計。

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \times \delta_{y,slip} \quad (4-19)$$



故剪力牆在強度點之位移 $\delta_n$ 為下式。

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} \quad (4-20)$$

### 4.1.3 崩塌點

校舍手冊[8]雖然對剪力牆崩塌點有明確的估計方法，但本研究對於其在剪力牆之崩塌點的強度有高估的狀況，故本研究擬參考 ASCE-41 [17]建議剪力牆在崩塌點所對應之強度與位移值，如表 4-1 所示。但在高軸力作用下其預估之崩塌點強度與位移過於保守，故只採用下式計算剪力牆的崩塌點強度與位移，如下式。

$$V_a = 0.2V_n \quad (4-21)$$

$$\delta_a = 0.02h_w \quad (4-22)$$

## 4.2 開口牆之強度關鍵桿件

圖 4-4(a)顯示一具窗型開口之剪力牆，若按照幾何不連續線可劃分出兩個水平牆段、一個垂直牆段和一個牆墩。若比較其剪力強度，以水平牆段最高，垂直牆段次之，而以牆墩最差。因此剪力強度之關鍵桿件應屬豎向構材如牆墩與垂直牆段。由於台灣的開口牆通常具有邊界的柱構材，所以開口牆之撓曲強度通常較高，不會控制破壞。

美國 ACI 318-14 規範[2]已明確區分垂直牆段與牆墩之間的差異，牆段係指牆體的高長比小於 2 ( $h_w/l_w < 2$ ) 以下的牆體，其結構型為類似剪力牆，可以第 4.1.2 節建議之簡化側力位移曲線模擬；牆墩是指垂直牆段的高長比大等於於 2 ( $h_w/l_w \geq 2$ )，且長厚比小於等於 6 ( $l_w/t_w \leq 6$ )，牆墩的結構行為較接近柱，可沿用柱的設計。若高長比雖大於 2 ( $h_w/l_w \geq 2$ ) 但長厚比亦大於 6 ( $l_w/t_w > 6$ )，其結構行為仍可以視為牆段，相關尺寸如圖 4-4(b) 所示。

在本研究發展開口剪力牆分析模型中，亦考慮到邊界構材可能因窗型開口位

置貼近邊界構材邊而出現之窗台柱，其側力位移曲線可以參考校舍手冊[8]極短柱或是柱之分析流程。



### 4.3 開口牆之傳力路徑與剪力元素

對構架含填充開口牆之模擬方式通常分為兩種，其如圖 4-5 所示。圖 4-5(a)係將構架與填充牆分離，而將填充牆模擬為斜撐桿件，其通常適用於填充牆之強度較構架為低者，如填充磚牆類。圖 4-5(b)則將構架與填充牆合併考慮，而為一等值寬柱，其適用任何強度範圍之填充牆，但對於強度較高之填充鋼筋混凝土牆尤其適合，例如無開口之鋼筋混凝土牆。由於填充鋼筋混凝土牆之開口型式複雜，如開窗、開門與開氣窗等諸多型式，其強度變化範圍很大，故本研究選擇圖 4-5(b)之模擬型式。基於圖 4-4(b)之模擬樣態，故建議構架含開口鋼筋混凝土牆之模擬範圍，如圖 4-6 所示。高度方面由側力作用中心線至基底( $h_w$ )，而長度方面則為邊界構材之外緣至外緣距離( $l_w$ )。剪力元素的選取與傳力路徑有相當的關聯，剪力牆版因開口造成幾何上的不連續，可分割出不同的區塊，唯有一併考慮傳力路徑的力學性質，才能完整定義剪力元素。

對於傳力路徑之選取規則，本研究以圖 4-7(a)為例，建議之傳力路徑如圖 4-7(b)所示，試列下列點說明傳力路徑選取之規則以及原因：

1. 水平牆段或是剛性桿件等不參與開口牆系統破壞與倒塌等結構行為者，傳力路徑的斜率不在  $0.5 \leq \tan \alpha \leq 2$  區間限制內。
2. 下方水平牆段“e”下緣與基礎相接而全面固定者，其可視為剛性桿件負責承接上方剪力元素傳遞下來之剪力，圖 4-7(b)之路徑 5。根據實際開口牆試驗的裂縫發展圖來觀察，如圖 4-13(a)所示，在下方水平牆段產生的裂縫較少，裂縫大多集中在關鍵桿件上。
3. 由於牆墩與柱關鍵桿件之水平勁度較低，其傳力行為是直接由關鍵桿件上方水平牆段驅動，再由下方水平牆段承接，如圖 4-8 所示。

4. 水平牆段驅動垂直牆段者，實際傳力行為可取局部之水平牆段為傳力路徑，如圖 4-9(a)之路徑 1 所示。此一路徑選取概念可進一步以圖 4-9(b)解釋，透過界面剪力之作用，區塊“c”可以承接其上緣所有傾斜壓桿所傳遞之剪力。如果區塊“c”上方有配置水平剪力鋼筋，那麼在路徑 1 左側傾斜壓桿所傳遞之剪力，亦可為區塊“c”所承接。為把路徑選取規則簡單化，故以路徑 1 來代表水平牆段之傳力路徑，較能夠貼近實際傳力行為，但須按照美國 ACI 318-14 規範[2]配置足夠水平拉力鋼筋於牆墩上下緣。根據實際開口牆試驗的裂縫發展圖來觀察，如圖 4-13(b)所示，在上方水平牆段產生的裂縫分布在垂直牆段上方，垂直牆段亦有從開口上方延伸至基礎。但本研究認為此傳力路徑規則過於複雜不利於工程師使用，故採用與牆墩與柱之傳力行為相同概念，對垂直牆段仍採用由上方水平牆段直接驅動垂直牆段，如圖 4-7(b)之路徑 4 所示。本研究會提供附錄 C 以圖 4-9(a)之傳力概念分析之結果，可供比較圖 4-9(a)與圖 4-7(b)之差異性。
5. 若以幾何不連續來定義區塊，則圖 4-10(a)顯示其分隔情況，其中區塊“a”與“e”為水平牆段，區塊“b”與“c”為垂直牆段，而區塊“d”則為牆墩。一般認知垂直牆版傳遞剪力之最適合角度為  $0.5 \leq \tan \alpha \leq 2$  區間內[7]，若施力點與區塊“b”對角連線之斜率小於 2.0 時，如圖 4-7(b)之路徑 1 所示。區塊“b”應向上延伸至施力點而成為垂直牆段“B”，如圖 4-10(b)所示。根據實際開口牆試驗的裂縫發展圖來觀察，如圖 4-13(c)所示，左邊牆段的裂縫是直接由施力端延伸至開口下方幾何不連續界面上。
6. 若垂直牆段“C”下方有良好支承固定度，如圖 4-11(a)，因下方混凝土牆版連續通過開口下方，下方牆版可提供良好支承固定度。若要在幾何不連續面上產生應力集中的現象，其支承固定度可以提供足夠之反力讓垂直牆段“C”可發揮其對應之強度，故有明確之臨界斷面。若垂直牆段“C”之對角連線斜率在合理之範圍內則不做修正。根據實際開口牆試驗的裂縫發展圖來

觀察，如圖 4-13(d)所示，中間垂直牆段產生的裂縫集中在幾何不連續界面上。

7. 如垂直牆段下方支承固定度良好，如規則 6 所述，但遇到垂直牆段“C”之對角連線斜率小於 0.5 如圖 4-11(b)與圖 4-11(d)之情況，因有明確之臨界斷面，故建議可將斜率向上修正達到對角連線斜率  $\tan \alpha = 0.5$  傳力路徑邊界，如圖 4-11(c)與圖 4-11(e)所示。根據實際開口牆試驗的裂縫發展圖來觀察，如圖 4-13(e)與圖 4-13(f)所示，垂直牆段與基礎相鄰或是下方混凝土牆版連續通過開口下方，有良好支承固定度，而中間垂直牆段裂縫發展皆從開口上方一段距離才開始發展裂縫至臨界斷面上。
8. 若遇垂直牆段“C”下方無良好之支承固定度的狀況，如圖 4-12(a)所示。從左方驅動區塊“C”，要使區塊“C”產生對角混凝土擠碎所需要較大之力量，需要有良好的支承承接，但下方混凝土牆版因門型開口終止無法提供良好固定支承之界面，不易在幾何不連續界面產生混凝土擠碎破壞，其傳力行為可能無法如規則 6 所述。如遇此情況，為求簡便可將其傳力路徑之斜率  $\tan \alpha$  設為 1.0，為一最自然之傳力行為，如圖 4-12(b)中區塊“F”。根據實際開口牆試驗的裂縫圖觀察，如圖 4-13(g)所示，可看到中間牆段裂縫有向下延伸超過幾何不連續面。

#### 4.4 剪力元素勁度

系統的結構非線性行為通常由關鍵桿件主控，在關鍵桿件的側力位移關係已掌握後，僅需定義桿件之相對勁度比，即可預測開口牆系統的側力位移關係。開口牆之關鍵桿件為垂直牆段、牆墩與可能因開口出現之窗台短柱，而其側力位移關係已可明確建立，故而僅須界定剪力元素間之相對勁度即可。由於開口牆之破壞多係由剪力控制，故取剪力勁度作為剪力元素之勁度指標。

根據材料力學公式，剪應力( $\nu$ )與剪應變( $\gamma$ )的關係可如下式。





$$v = G\gamma \quad (4-23)$$

式中  $G$  為剪力之彈性模數。如圖 4-14 所示，並定義牆段頂部之側位移為剪應變乘以牆段高度( $\delta = \gamma_{vh} \times h_w$ )如圖 2-7，則式(4-13)可寫成下式。

$$v = \frac{V}{l_w t_w} = G \times \frac{\delta}{h_w} \quad (4-24)$$

牆段的剪力勁度( $k$ )應為剪力( $V$ )與側位移( $\delta$ )之比值。

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{G t_w}{\frac{h_w}{l_w} \tan \alpha} = \frac{G t_w}{\tan \alpha} \quad (4-25)$$

式中  $\alpha$  為剪力元素對角線與水平軸之夾角。

由於鋼筋混凝土開口牆的剪力彈性模數與牆版厚度均為定值，所以各剪力元素的剪力相對勁度即可由  $\tan \alpha$  值來決定。

#### 4.5 傳力路徑之勁度

本研究擬以彈簧串聯與並聯之方式模擬開口牆之相對剪力勁度。故建議傳力路徑上各剪力元素之勁度作串聯後，而為該傳力路徑之相對剪力勁度；再將各傳力路徑之勁度作並聯，即可得開口牆系統之相對剪力勁度。依此構想，圖 4-7(b)傳力路徑之系統勁度，可畫成一般常見的彈簧串並聯之系統，如圖 4-15 所示。根據彈簧串聯之勁度法則，圖 4-15 中路徑 15 之剪力勁度( $k_{15}$ )、路徑 43 之剪力勁度( $k_{43}$ )與路徑 425 之剪力勁度( $k_{425}$ )可如下式。

$$k_{15} = \frac{G t_w}{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_5} \quad (4-26)$$

$$k_{43} = \frac{G t_w}{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_3} \quad (4-27)$$

$$k_{425} = \frac{G t_w}{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_5} \quad (4-28)$$

式中  $\alpha_i$  為剪力元素  $i$  對角線與水平軸之夾角。

根據彈簧並聯之勁度法則，圖 4-15 內開口牆之系統勁度  $K_w$ ，可如下式。

$$K_w = k_{15} + k_{43} + k_{425} \quad (4-29)$$

透過本研究建議之勁度處理方式，舉凡剪力元素對傳力路徑之相對勁度、路徑對路徑的相對勁度、甚至是開口對牆系統造成之勁度折減率等，均能有明確之定義。

#### 4.6 開口剪力牆之側力位移曲線

各別傳力路徑中均有特定之關鍵桿件，其通常為垂直牆段、牆墩或是窗台短柱等元素，這些關鍵桿件之側力位移曲線已可以完整預測。假設路徑內的水平牆段與剛性桿件不參與路徑之開裂、剪力破壞與倒塌等結構行為，則可以關鍵桿件之側力位移關係為基礎，再根據路徑之勁度比，來外差建立含該關鍵桿件之傳力路徑的側力位移關係。

假設  $k_i$  為某關鍵桿件之勁度，而  $k_{ij}$  為包含該關鍵桿件之路徑的勁度，若將關鍵桿件之側位移乘以  $k_i / k_{ij}$  的勁度比值，可視為將關鍵桿件之側位移調整為傳力路徑在開口牆頂部之位移，如圖 4-16 所示。若各別傳力路徑之側力位移曲線均調整以牆頂部位移為基準，則開口牆之側力位移曲線可對各別路徑之側力位移曲線作直接疊加，而得到開口牆系統之側力位移曲線。

圖 4-17 為一疊加方法之示意圖，其假設開口牆具有兩傳力路徑，一包含垂直牆段而另一個則包含牆墩。其中垂直牆段的側力位移曲線可按本研究之建議計算，而牆墩則可按校舍手冊[8]中柱之相關模型評估。經考慮關鍵桿件與傳力路徑之勁度比後，可將關鍵桿件之側力位移曲線轉化為傳力路徑之側力位移曲線，然後疊加而得開口牆之側力位移曲線。本研究將會在附錄 B 提供計算範例，以供參考。

#### 4.7 簡易之側力位移曲線

本研究亦想將開口牆側力位移曲線應用至結構分析軟體中，故需要清楚定義開口牆側力位移曲線中開裂點、強度點以及崩塌點之強度與位移。

關於開口牆側力位移曲線中開裂點、強度點以及崩塌點之強度與位移之計算，本研究建議以垂直牆段為主，而窗台短柱、柱以及牆墩等元素為輔。圖 4-18 為建議之簡易側力位移曲線示意圖，將各關鍵桿件之側力位移曲線均調整至開口牆頂部後，其假設開口牆具有兩個傳力路徑，包含兩個垂直牆段共兩個關鍵桿件。判斷兩垂直牆段之開裂點發生先後順序，假設牆段  $i$  先達到開裂點之位移  $\delta_{cr,i}$ ，對應之開裂強度為  $V_{cr,i}$ ，而牆段  $j$  在相同位移對應之強度以線性內差之方式求取對應之強度  $V_{cr,j}$ 。則開口牆之開裂強度為在相同位移對應之強度相加，如下表。同理，亦可以相同之方式求取強度點以及崩塌點對應之強度與位移。

	位移	強度
開裂點	$\delta_{cr,i}$	$V_{cr} = V_{cr,i} + \frac{\delta_{cr,i}}{\delta_{cr,j}} \times V_{cr,j}$
強度點	$\delta_{n,i}$	$V_n = V_{n,i} + \frac{\delta_{n,i} - \delta_{cr,j}}{\delta_{n,j} - \delta_{cr,j}} \times (V_{n,j} - V_{cr,j}) + V_{cr,j}$
崩塌點	$\delta_{a,i}$	$V_a = V_{a,i} + \frac{\delta_{a,i} - \delta_{n,j}}{\delta_{a,j} - \delta_{n,j}} \times (V_{a,j} - V_{n,j}) + V_{n,j}$

由此作法，可以明確定義出開口牆側力位移曲線中的開裂點、強度點以及崩塌點之強度與位移，可將開口牆側力位移曲線應用至結構分析軟體中。即可做結構物之側推分析以及時間域的分析。本研究亦會在附錄 B 提供計算範例，以供參考。



## 第五章 實驗驗證



為了驗證第四章節建議開口剪力牆側力位移曲線分析模型之準確性，本研究蒐集現有開口剪力牆實驗文獻[3,4]，採用本研究第四章建議之開口牆分析模型，分析開口牆側力位移曲線並與其實驗值做一比對。而開口牆試體之分析結果與實驗結果之比較顯示，整體分析結果尚稱合理，以下會對各個試體作比較，並會對特殊型式的開口牆試體預測結果做一討論。

文中亦會提供各關鍵桿件之分析值，可供快速參考。開口牆試體之側力位移曲線皆會以在第 4.6 與第 4.7 章節建議之兩種方法做計算，因為疊加方法預測側力位移曲線會包含簡易預測側力位移曲線，故文中敘述之預測值為疊加曲線之值，但亦會將簡易預測曲線中的開裂、強度以及崩塌點之強度與位移註記於表中。

### 5.1 Ono and Tokuhiro [3]測試結果比較

在 1992 年，日本 Ono and Tokuhiro [3]已規劃一系列開口牆之試驗，並有完整實驗資料且其開口型式非常豐富，有一般標準型窗戶開口，亦有氣窗型式開口、開口位置與基礎相鄰與多開口剪力牆，如圖 5-1 所示，很適合做為分析模型之驗證。此系列實驗皆有加載軸力於兩邊界柱上，模擬開口牆雙曲率變形，測試佈置如圖 5-2 所示。

Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體，為一系列的縮尺實驗，剪力牆高 1.0 m，剪力牆長 1.8 m，牆版厚度 5 cm，牆版鋼筋則是採用較少見的 D6 鋼筋，垂直與水平向皆以間距 10cm 配置鋼筋於牆版內，開口牆試體之尺寸與配筋圖如圖 5-3 所示。此系列開口牆試體皆在開口位置四周皆配置 D10 補牆鋼筋。此系列的試體所使用的材料性質如表 5-1 所示，其中有五個混凝土試體試有進行養護，故混凝土強度會

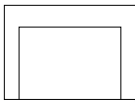


較高。此測試系列量得之強度點之強度值  $V_{test}$  與位移值  $\delta_{test}$  如表 5-2 所示。

因為此系列試體皆有加載軸力 40 噸於試體上，本研究建議以關鍵桿件截面積之比例，分配軸力至各關鍵桿件上。此一軸力分配法則與試體之結構行為不符，試體之軸力分配應與撓曲行為互動，並不完全依照軸力勁度( $EA$ )值分配。但為簡化分析流程，本文分析模型仍按照關鍵桿件之截面積比例作分配。

### -試體 FW5-0.00

FW5-0.00 試體是整片未開口剪力牆，可觀察到未開口牆試體之裂縫發展皆以對角型式傳遞力量，如圖 5-4 所示。預測曲線如下表。

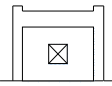
FW5-0.00 		軸力 kN	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	392.4	0.25	189	5.91	532	20	106
簡易側力位移曲線		392.4	0.29	189	6.01	532	20	106

強度點的分析強度  $V_n = 532$  kN 與位移  $\delta_n = 5.91$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 526$  kN 與位移  $\delta_{test} = 7.02$  mm 相比，可觀察到強度預測值要稍微比實驗值略高，不過亦有良好之預測結果，位移預測結果有稍微保守之趨勢。而在強度點過後之曲線相比，預測曲線有高估崩塌點位移之情況，不過整體之預測結果仍有合理之預測值。

### -試體 FW5-0.273-R-C 與 FW5-0.367-S-C

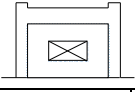
這兩座試體皆為標準型式的單一窗型開口，但是變化窗型開口的大小，如圖 5-5(b)與圖 5-6(b)所示。因為兩者開口牆試體結構行為非常類似，故舉 FW5-0.273-R-C 試體為例並做一說明。此試體可觀察到大量裂縫產生在開口兩旁，開口上下方水平牆段亦有產生少許的斜向裂縫，可見此開口牆試體的強度關鍵桿件應為開口兩

旁之垂直牆段，如圖 5-5 (a)所示。根據第四章之建議傳力路徑的選取規則，判斷試體之傳力路徑如圖 5-5 (b)，圖中灰色區域為水平勁度較高的水平牆段，不參與開口牆之破壞行為。選取的傳力路徑於圖 5-5 (b)中可見，判斷之傳力路徑類似實際試體之力學傳遞行為。根據傳力路徑的選取，可判斷出此開口牆試體之關鍵桿件為圖 5-5 (c)中灰色區塊“A”與“B”兩個垂直牆段，而兩垂直牆段之大小範圍是由傳力路徑所決定。並依據傳力路徑圖可將此開口牆試體轉換成一般常見的彈簧串聯與並聯圖如圖 5-5 (d)。根據第四章節中建議之剪力牆側力位移曲線分析模型分析兩垂直牆段之側力位移曲線，如下所示。

FW5-0.273-R-C 		軸力 kN	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	196.2	0.51	80	5.38	153	16.7	31
	B	196.2	0.13	80	2.27	215	7.4	43
簡易側力位移曲線		392.4	0.24	112	4.17	341	13.6	126

利用各傳力路徑之剪力勁度與關鍵桿件之剪力勁度比例，將兩牆段之側力位移曲線調整至開口牆頂部之位移，即可將側力位移曲線疊加模擬此開口牆試體如圖 5-5 (e)。從分析結果與實驗值比較如圖 5-5 (e)，強度點的分析強度  $V_n = 341$  kN 與位移  $\delta_n = 4.17$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 424$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.75$  mm 相比，觀察到兩者預測值皆比實驗值要保守。在強度點到崩塌點的結構行為，與實際實驗值曲線相比，兩者下降的趨勢相似。整體開口牆之預測側力位移曲線有保守預測值，與實驗結果相比尚稱合理。

試體 FW5-0.367-S-C 開口牆之關鍵桿件預測側力位移曲線如下表。

FW5-0.367-S-C 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	196.2	0.84	70	5.41	126	16.7	25
	B	196.2	0.19	70	2.46	148	7.4	30
簡易側力位移曲線		392.4	0.32	94	4.09	253	12.3	106

分析結果與實驗值相比，如圖 5-6(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 253$  kN 與位移  $\delta_n = 4.09$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 354$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.94$  mm 相比，可觀察到強度點或是後續之預測曲線，與 FW5-0.271-R-C 試體的預測曲線與實驗取現相比觀察到有相似之結論。


對試體 FW5-0.273-R-C 與試體 FW5-0.367-S-C 而言，本研究建議的分析值均低估實驗量測的強度值。其原因可能為邊界構材之影響，本研究預測方法將關鍵桿件 A 與 B 視為等厚 5 cm 之垂直牆段，進而估算其抗剪強度。但邊界構材內之拉力主筋會增加牆段 A 之壓力區深度，故增加牆段 A 之抗剪強度。牆段 B 對角壓桿之混凝土擠碎區更是座落在邊界構材內，故邊界構材對牆段 B 抗剪強度之提升更為有效。這些邊界構材之影響，均未涵蓋在分析模型內，故而造成分析模型對抗剪強度的低估。對試體 FW5-0.367-S-C 而言，其關鍵桿件 A 與 B 之牆段長度尺寸均小於試體 FW5-0.273-R-C 者，故邊界構材對試體 FW5-0.367-S-C 之影響更為顯著，所以分析模型對試體 FW5-0.367-S-C 之強度預測更為保守。

#### -試體 FW5-0.367-L-C

FW5-0.367-L-C 試體為有門檻的標準單一門型開口，如圖 5-7(b)所示，與 FW5-0.273-S-C 試體相似，但開口形狀恰好旋轉九十度，而牆版範圍與 FW5-0.273-S-C 試體相比較大。而從圖 5-7(a)觀察，此試體裂縫主要產生在開口兩旁，可見此開口牆試體的強度關鍵桿件應為開口兩旁之垂直牆段，而依據本文選取傳力路徑的規則，判斷之傳力路徑如圖 5-7(b)所示，可見判斷傳力路徑與實驗值有相似的行為。



傳力路徑共包含兩個垂直牆段的關鍵桿件，其預測之側力位移曲線如下表。

FW5-0.367-L-C 		軸力 <i>kN</i>	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	<i>V</i> (kN)	$\delta$ (mm)	<i>V</i> (kN)	$\delta$ (mm)	<i>V</i> (kN)
關鍵桿件	A	196.2	0.70	80	6.26	158	19.7	32
	B	196.2	0.34	80	4.40	159	13.4	32
簡易側力位移曲線		392.4	0.43	127	5.65	304	17.21	97

此開口牆試體之側力位移曲線，如圖 5-7(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 306$  kN 與位移  $\delta_n = 6.68$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 326$  kN 與位移  $\delta_{test} = 7.76$  mm 相比，不管在強度點的強度或是位移皆非常接近實驗值，且在強度點爾後的曲線，兩者的趨勢也是相當的類似，可看到有良好的預測曲線。而在強度點之預測值，可見疊加方法與簡易方法兩者有所差異，這是因為簡易方法是取各牆段先達強度點位移之強度作為分析曲線之強度值，但可能因後續牆段持續發展出強度，亦有可能比簡易預測方法要高，故會有所不同。

FW5-0.367-S-C 與 FW5-0.367-L-C 兩者所使用之材料性質相近，若單就實驗之側向強度，FW5-0.367-S-C 要比 FW5-0.367-L-C 試體要高，但是預測之強度恰好顛倒，與實驗結果不符，但亦可以解釋其結果。因為 FW5-0.367-S-C 開口邊緣與邊界柱非常接近，造成垂直牆段水平範圍較為窄小，若要造成垂直牆段的對角混凝土擠碎亦會影響到邊界柱，但是邊界柱尺寸與牆版厚度相比較大且不易擠碎，故其破壞行為可能不是以垂直牆段對角混凝土擠碎破壞控制，在分析剪力強度中並沒有考慮到邊界柱提供的強度，故會有低估水平剪力強度的現象。而 FW5-0.367-L-C 因為開口邊緣離邊界柱較遠，使垂直牆段水平範圍較長，若要造成垂直牆段對角混凝土擠碎較為容易，其邊界構材的影響也較小，與本研究定義牆段的破壞模式相符，故預測之強度也較為精準。



### -試體 FW5-0.367-S-CB

FW5-0.367-S-CB 試體的開口型式較為特別，為單一窗型開口但開口與基礎相連，如圖 5-8(b)所示。觀察此試體的裂縫圖，如圖 5-8(a)，觀察到大量裂縫集中在開口兩旁的垂直牆段上，而上方水平牆段產生少許的斜向裂縫，可見此開口牆試體的強度關鍵桿件應為開口兩旁之垂直牆段。選取的傳力路徑如圖 5-8(b)所示，由此可見此試體判斷的傳力路徑與實際傳力行為相似，各傳力路徑中的關鍵桿件如圖 5-8(c)中灰色區塊所示，其預測側力位移曲線如下表。

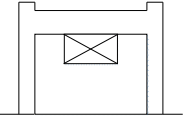
FW5-0.367-S-CB 		軸力 kN	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	196.2	0.16	74	2.43	171	7.4	34
	B	196.2	0.16	74	2.43	171	7.4	34
簡易側力位移曲線		392.4	0.27	148	4.04	343	12.30	69

而此開口牆試體預測側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-8(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 343$  kN 與位移  $\delta_n = 4.04$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 425$  kN 與位移  $\delta_{test} = 5.81$  mm 相比，不管在強度或是位移皆有較為保守的現象，但在強度點過後的曲線，觀察到兩者曲線的下陷趨勢是相當的類似亦也相近，顯示有合理的預測曲線。

### -試體 FW5-0.367-S-CT

FW5-0.367-S-CT 試體的開口型式較為特別，為單一開口且開口與梁下方相鄰，如圖 5-9(b)所示，此開口為氣窗型式的開口。裂縫圖如圖 5-9(a)相比，可看到裂縫大多都集中在開口兩旁的垂直牆段中，下方水平牆段亦有產生少許的斜向裂縫，此開口牆試體的關鍵桿件應為開口兩旁之垂直牆段。選取的傳力路徑如圖 5-9(b)所示，與實際結構裂縫圖相比，有相似的傳力行為。各傳力路徑中關鍵桿件如圖 5-9(c)中

灰色區塊所示，其預測側力位移曲線如下表。

FW5-0.367-S-CT 		軸力 kN	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	196.2	0.30	73	3.47	146	10.4	29
	B	196.2	0.17	73	2.44	167	7.4	33
簡易側力位移曲線		392.4	0.28	123	4.05	300	12.30	88

此開口牆試體預測側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-9(e)所示，整體之側力位移曲線與實驗值相比，強度點的分析強度  $V_n = 301$  kN 與位移  $\delta_n = 4.79$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 315$  kN 與位移  $\delta_{test} = 4.80$  mm 相比，不管在強度或是位移皆相當接近實驗值，且在強度點過後的預測曲線與實驗曲線相比，可觀察到有相當準確的預測及果，能準確的掌握此開口牆的結構行為。

試體 FW5-0.367-S-CT 與試體 FW5-0.367-S-CB 均為開窗型試體，只不過試體 FW5-0.367-S-CT 的窗口位於牆版頂部，而試體 FW5-0.367-S-CB 的窗口位於牆版底部。窗口位於底部試體 FW5-0.367-S-CB 之測試強度  $V_{test}$  值較高，其為  $V_{test} = 425$  kN。而窗口位於頂部試體 FW5-0.367-S-CT 之測試強度較低，其為  $V_{test} = 315$  kN。造成此差異之原因，可能為關鍵桿件臨界斷面之位置。試體 FW5-0.367-S-CB 關鍵桿件 A 與 B 之臨界斷面，亦即應力集中處引致壓桿端部混凝土擠碎之位置，其位於窗口底部，此殆無疑義。但試體 FW5-0.367-S-CT 則不然，其關鍵桿件 A 之臨界斷面應位於窗口底部，可是關鍵桿件 B 之臨界斷面位置，似乎有約略下降之現象，此可參考圖 5-9(a)之裂縫發展。若試體 FW5-0.367-S-CT 中關鍵桿件 B 之牆段高長比大於 0.655(370/565)，則牆段 B 之剪力強度貢獻就會低於試體 FW5-0.367-S-CB 者，此可能為試體 FW5-0.367-S-CT 測試強度較低之原因。

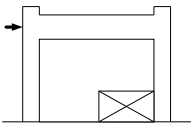
基於對路徑選取規律性之考慮，本研究對試體 FW5-0.367-S-CT 與試體 FW5-

0.367-S-CB 均採用相同之路徑選取規則。對試體 FW5-0.367-S-CB 而言，本研究對其關鍵桿件 B 之選取較接近結構真實之行為，但牆段 B 受到邊界構材之影響，故本研究分析模型低估其測試強度。對試體 FW5-0.367-S-CT 而言，本研究分析模型對其牆段 B 之高長比認定偏低，所以高估牆段 B 之剪力強度，但因本研究分析模型並未包含邊界構材對牆段 B 抗剪強度提升之影響，故分析模型之預測值仍低於測試之強度量測值。

#### **-試體 FW5-0.367-S-RB**

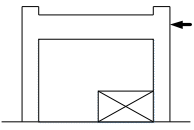
FW5-0.367-S-RB 此試體的開口型式較為特別，為單一窗型開口但是開口與基礎相連且位於右下方角落為非對稱型式的開口，如圖 5-10(b)所示。因為此開口為非對稱型式，若是從開口試體左方施力推擠開口試體稱之正向，則從右方施力推擠開口試體則稱為負向。正向與負向之傳力路徑與結構行為會有不同之結果，故會分別討論。

試體 FW5-0.367-S-RB 的正向裂縫圖來觀察，如圖 5-10(a)所示，觀察到裂縫集中在開口左邊的牆段，左方牆段的裂縫是直接由施力端開裂至開口左下方與基礎相連，可見部份力量傳遞是直接於施力端傳遞至基礎。另外裂縫亦有從施力端延伸至開口右上方附近，開口右方窗台柱亦有裂縫產生，可見力量亦有從上方較大的塊體傳遞剪力至窗台柱中。此開口牆試體的強度關鍵桿件應為開口左方垂直牆段與開口右方窗台柱。選取的傳力路徑如圖 5-10(b)所示，與試體裂縫圖相比有相似的傳力行為。判斷出之關鍵桿件如圖 5-10(c)灰色區域所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

FW5-0.367-S-RB 正向 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	210.9	0.65	100	7.41	202	23	40
	B	181.5	0.22	87	2.09	159	24.29	0
簡易側力位移曲線		392.4	0.65	199	7.41	333	23.00	81

此開口牆試體預測側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-10(e)的第一象限，強度點的分析強度  $V_n = 333$  kN 與位移  $\delta_n = 7.41$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 385$  kN 與位移  $\delta_{test} = 5.87$  mm 相比，在預測強度有稍微保守的預測值，而預測位移有高估其位移能力的現象。在強度點過後，兩者曲線兩者相比，觀察到預測曲線下降的趨勢不像是實驗曲線下降這麼迅速，預測之結果仍尚稱合理。

試體 FW5-0.367-S-RB 的負向裂縫圖來觀察，如圖 5-11(a)所示，可看到裂縫集中在開口左方垂直牆段與開口右方窗台柱中。左方垂直牆段的裂縫並非是從開口左上角開裂至對角基礎底部，有從開口左上方向上延伸一段距離，裂縫才開始延伸至對角基礎底部的現象，開口右方窗台柱亦有斜向裂縫產生。負向傳力路徑選取如圖 5-11(b)所示，因為開口左邊幾何不連續區塊的傳力路徑斜率不符合本研究認知的傳力範圍內，故修正該區塊的傳力路徑的斜率到合理傳力範圍的邊界，如圖 5-11(c)中的區塊“A”之對角斜率為 0.5。而上方較大的塊體亦有傳遞斜向應力至開口右方窗台柱中，可看到選取的傳力路徑與實際結構傳力行為相似。選取之關鍵桿件如圖 5-11(c)灰色區域所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

FW5-0.367-S-RB 負向 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	210.9	0.14	100	2.76	309	9.3	62
	B	181.5	0.22	87	2.09	159	24.29	0
簡易側力位移曲線		392.4	0.25	180	4.87	455	16.38	141

此開口牆試體預測之側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-11(e)的第三象限，強度點的分析強度  $V_n = 455$  kN 與位移  $\delta_n = 4.87$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 491$  kN 與位移  $\delta_{test} = 5.90$  mm 相比，不管在強度或是位移實驗值相比皆有保守之趨勢。但在強度點過後的曲線兩者相比，觀察到預測曲線與實驗值相比有緩慢下降的趨勢，但整體曲線結果仍有合理的預測值。

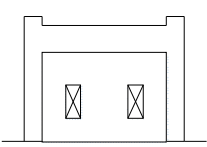
本研究分析模型對試體 FW5-0.367-S-RB 負向之剪力強度預測  $V_n$  值與測試強度  $V_{test}$  相當接近，即  $V_{test} / V_n = 1.08$ 。但本研究分析模型並未包含邊界構材對牆段 A 之影響，故分析結果應更趨向保守，但並未如預測。原因可能是分析模型對牆段 A 之高長比取 0.5，但牆段 A 之上方有大塊牆版，其高長比不易認定，未必如分析模型所定規則之值。但為求路徑選取規則之一致性，且本研究分析結果仍屬保守範圍，故本研究對試體 FW5-0.367-S-RB 負向中牆段 A 之情況，仍以牆段高長比取 0.5 為原則。

#### -試體 FW5-0.261-D-C

FW5-0.261-D-C 試體為雙窗戶型式的開口牆試體，如圖 5-12(b)所示，開口型式較為複雜且傳力路徑也較多變。此開口牆試體的裂縫圖如圖 5-12(a)，觀察到裂縫大多集中在開口附近，左方垂直牆段的裂縫型式以對角裂縫為延伸至開口下方幾何不連續面，而中間與右方垂直牆段裂縫以兩幾何不連續面的對角連線為主。依據相同的傳力路徑規則選取此試體的傳力路徑，如圖 5-12(b)所示，傳力路徑的選



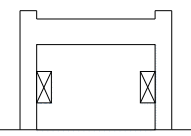
擇與試體實際結構的傳力行為相近。判斷此試體的關鍵桿件共有三個垂直牆段，如圖 5-12(c)中的灰色區塊。

FW5-0.261-D-C 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	147.5	0.67	63	5.37	124	16.7	25
	B	97.4	0.25	41	2.53	81	7.4	16
	C	147.5	0.15	63	2.42	149	7.4	30
簡易側力位移曲線		392.4	0.25	112	3.57	316	10.46	160

預測之側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-12(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 327$  kN 與位移  $\delta_n = 3.99$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 389$  kN 與位移  $\delta_{test} = 7.14$  mm 相比，在預測強度有稍微保守但仍有合理的預測值，而預測位移有低估其位移能力的現象。在強度點過後，預測曲線與實驗值相比，兩者有相似的下降趨勢，就預測之結果有合理且稍為保守的預測曲線。

#### -試體 FW5-0.261-D-CLR

FW5-0.261-D-CLR 試體亦為雙窗戶型式的開口牆試體，但是開口位置與兩邊界柱相鄰，如圖 5-13(b)所示。此開口牆試體的裂縫圖如圖 5-13(a)，觀察到此試體產生大量裂縫於對角連線上，傳力路徑直接由施力端藉由對角壓桿傳遞至基礎，力量傳遞的路徑避開了兩旁的開口，而兩開口旁的窗台柱的裂縫較少。按照相同傳力路徑的規則分析此試體，如圖 5-13(b)所示。因兩幾何不連續面的對角連線斜率小於合理傳力範圍，故須修正傳力路徑之斜率至合理傳力範圍邊界，如圖 5-13(c)中區塊“A”對角斜率為 0.5。選取的傳力路徑與實際結構行為似乎不太符合，不過會於下一小節做修正說明。選取之關鍵桿件如圖 5-13(c)灰色區域所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

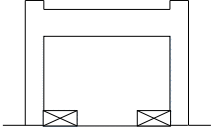
FW5-0.261-D-CLR 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	157.0	0.14	85	3.10	239	10.6	48
	B	117.7	0.20	64	1.98	104	22.78	0
	C	117.7	0.20	64	1.98	104	22.78	0
簡易側力位移曲線		392.4	0.24	211	5.23	423	17.90	130

預測之側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-13(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 423$  kN 與位移  $\delta_n = 5.23$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 392$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.09$  mm 相比，預測強度有略高估其強度的現象，但其結果仍可以接受。在預測位移與實驗值相比有保守的狀況，但仍有合理的預測結果。在強度點過後之曲線相比，預測曲線沒有像實驗值過強度點後直接下降，而是以較為緩慢的趨勢下降，兩者有不太相似的行為，但分析曲線結果仍有相當合理的預測值。

#### -試體 FW5-0.261-D-BLR

FW5-0.261-D-BLR 試體為雙氣窗型式的開口牆試體，而開口與基礎相連且又與兩邊界柱相鄰，如圖 5-14(b)所示。此開口牆試體的裂縫圖如圖 5-14(a)，裂縫多集中在中間牆版，但中間垂直牆段的裂縫並非由兩開口邊緣對角連線發展，反而裂縫像是從左邊開口右上方向上延伸一段距離，裂縫才開始以對角型式延伸至右邊開口左下方。另外在兩開口旁的窗台柱亦有發展斜向裂縫。根據相同路徑選取規則判斷出的傳力路徑，如圖 5-14(b)所示，因為兩開口的幾何不連續界面的對角連線斜率小於建議的傳力路徑範圍內，故與 FW5-0.367-S-RB 試體採用相同的處理方式，將中間牆段對角連線斜率調整到 0.5，如圖 5-14(c)所示。選取之關鍵桿件如圖 5-14(c)灰色區域所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

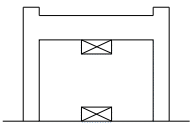


FW5-0.261-D-BLR 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	113.8	0.10	60	1.96	183	6.6	37
	B	139.3	0.045	73	1.07	155	10.79	0
	C	139.3	0.045	73	1.07	155	10.79	0
簡易側力位移曲線		392.4	0.19	218	3.74	454	12.61	136

預測之側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-14(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 454 \text{ kN}$  與位移  $\delta_n = 3.74 \text{ mm}$  與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 425 \text{ kN}$  與位移  $\delta_{test} = 5.87 \text{ mm}$  相比，預測強度雖略高於實驗值，但其預測結果仍有相當不錯之預測精度。在預測位移低於實驗值有保守的現象。在強度點過後之曲線相比，兩者之下降曲線非常相近，可見預測結果能夠掌握此開口牆的結構行為。

#### -試體 FW5-0.261-D-CTB

FW5-0.261-D-CTB 試體亦為多開口的開口牆試體，開口位置一個與基礎相連，另一個與梁下方相連，如圖 5-15(b)所示。此開口牆試體的裂縫圖如圖 5-15(a)，觀察到此試體產生大量裂縫於對角連線上，傳力路徑直接由施力端藉由對角壓桿傳遞至基礎，力量傳遞的路徑避開了上下方的開口。依據相同傳力路徑的規則分析此試體，如圖 5-15(b)所示，可見選取的傳力路徑與實際結構行為不符合，但會於下一小節做說明。關鍵桿件如圖 5-15(c)灰色區域所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

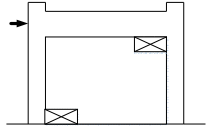
FW5-0.261-D-CTB 		軸力 $kN$	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	196.2	1.11	75	7.03	123	23	25
	B	196.2	0.83	75	6.33	137	20	27
簡易側力位移曲線		382.4	0.87	134	6.60	257	20.86	65

預測之側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-15(e)所示，強度點的分析強度  $V_n = 257$  kN 與位移  $\delta_n = 7.03$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 391$  kN 與位移  $\delta_{test} = 5.93$  mm 相比，不管是在強度或是位移的預測結果，都較不準確。且在強度點過後之曲線相比，兩者的趨勢亦不同，可見預測模型在此開口牆試體並不能夠充分掌握此開口牆的結構行為。

#### -試體 FW5-0.261-D-LBRT

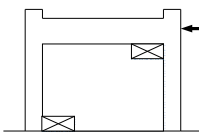
FW5-0.261-D-LBRT 試體為雙氣窗型式的開口牆試體，一開口位於牆版左下角，與基礎和左邊界柱相鄰，另一開口位於牆版右上角，與梁下方和右邊界柱相鄰，如圖 5-15(b)所示。此為非對稱的開口牆，正向與負向之傳力路徑與結構行為會有不同之結果，故會分別討論。

FW5-0.261-D-LBRT 之正向裂縫圖如圖 5-16(a)所示。試體在正向產生的裂縫主要是以對角斜向為主，傳力路徑恰好避開了左下與右上兩個開口，本研究認為此傳力行為類似整片剪力牆的傳力行為。但是仍採用相同的傳力路徑規則選取此試體的傳力路徑如圖 5-16(b)所示，可見選取的傳力路徑與實際結構傳力行為不相符，但是會於下一小節另做說明。根據選取的傳力路徑，判斷試體的關鍵桿件共包含了兩個窗台柱與中間垂直牆段，如圖 5-16(c)灰色區域所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

FW5-0.261-D-LBRT 正向 		軸力 kN	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	113.8	0.71	59	6.31	116	20	23
	B	139.3	0.046	71	1.07	147	10.62	0
	C	139.3	0.046	71	1.07	147	10.62	0
簡易側力位移曲線		392.4	0.75	253	6.66	335	21.1	23

預測側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-16(e)的第一象限，強度點的分析強度  $V_n = 364$  kN 與位移  $\delta_n = 2.07$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 460$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.87$  mm 相比，在強度的預測結果有較為保守的狀況，但在位移的預測有嚴重低估的現象。而在強度點過後之曲線相比，兩者的趨勢亦不同，預測曲線下降的趨勢較實驗曲線緩慢，沒能夠充分掌握到真正的結構行為，整體預測結果準確性略差。

FW5-0.261-D-LBRT 之負向裂縫的發展如圖 5-17(a)所示，實際試體在負向產生的裂縫集中產生在中間垂直牆段。右上方窗台柱亦有產生斜向裂縫，中間垂直牆段裂縫有從上方開口延伸至下方開口的右下方，而中間垂直牆段亦有從上方開口延伸至下方開口左邊之窗台柱上。選取的傳力路徑如圖 5-17(b)所示，而與實驗裂縫相比有相似之傳力行為。從傳力路徑判斷的關鍵桿件共包含了兩個窗台柱與中間垂直牆段等元素如圖 5-17(c)中灰色區塊所示，關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表。

FW5-0.261-D-LBRT 負向 		軸力 kN	開裂點		強度點		崩塌點	
			$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	113.8	0.71	59	6.31	116	20	23
	B	139.3	0.046	71	1.07	147	10.62	0
	C	139.3	0.150	71	1.82	136	19.80	0
簡易側力位移曲線		392.4	0.75	247	6.66	332	21.1	29

預測側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-17(e)的第三象限，強度點的分析強度  $V_n = 354$  kN 與位移  $\delta_n = 2.17$  mm 與實驗值之強度點之強度  $V_{test} = 397$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.95$  mm 相比，在強度的預測結果稍微保守的狀況，但在位移的預測亦有嚴重低估的現象。而在強度點過後之曲線相比，兩者的趨勢稍微不同，整體預測結果來看準確性尚可，但與正向之分析結果相比較為合乎實驗結果。

由前述分析結果可知，本研究分析模型未能充分掌握試體 FW5-0.261-D-CTB 與試體 FW5-0.261-D-LBRT，但對其餘試體則有較佳之預測結果，就算預測偏向保守側，亦有可能之解釋。歸納上述經驗可知，本研究分析模型較適用之情況如下：開口對牆版形成單一之軟弱區塊，而此單一之軟弱區塊應被關鍵之豎向構件所填滿，這些主控開口牆之強度與變形行為之關鍵桿件，其係指垂直牆段、牆墩或柱構件。由於開口對試體 FW5-0.261-D-CTB 與試體 FW5-0.261-D-LBRT 造成非單一軟弱區塊，且其軟弱區塊未被關鍵桿件所填滿，所以分析模型未能充分掌握其側力位移曲線，且有嚴重低估之情況。

整體分析結果而言，如圖 5-18，可看到疊加方法與簡易預測方法在強度點的預測強度與實驗值相比，不管是在開口牆試體的正向或是負向，均能得到合理之預測結果，如圖 5-18(a)與圖 5-18(b)所示。位移的預測結果來看，疊加方法與實驗值相比在正向與負向皆為保守。而簡易預測方法與實驗值相比之結果，較疊加方法較



佳。

本研究建議開口牆分析模型與 Ono and Tokuhiro [3]預測強度方法計算之比較，如表 5-2 所示。可以看到 Ono and Tokuhiro [3]以開口率折減強度之方法預測開口牆強度值之結果有一定精準度，其平均值為 1.13。本研究分析模型之預測強度與實驗值相比，其平均值為 1.15，雖然強度預測精準度略比 Ono and Tokuhiro [3]建議方法不佳，但是 Ono and Tokuhiro [3]之方法僅能預測開口牆之強度，並無法預測開口牆之位移。而本研究建議之方法仍保有一定強度預測之精準度，而且本研究建議方法最大優勢是能夠預測開口牆整體側力位移曲線。

建議之開口牆分析模型分析 Ono and Tokuhiro [3]的各個開口牆試體均能得到不錯之預測側力位移曲線，與試體實驗值相比亦能模擬真實的結構行為。但是對於 FW5-0.261-D-CLR、FW5-0.261-D-CTB 與 FW5-0.261-D-LBRT 正向等試體裂縫都有直接由施力端延伸至對角底部，傳力路徑避開開口，其行為類似於整片剪力牆的結構行為，但是根據本研究建議的開口牆側力位移曲線分析模型預測的傳力路徑並不符合實際結構行為，但會於下一小節做一說明，並修正之。

## 5.2 特殊開口牆試體

本研究建議之預測開口牆側力位移曲線模型，在特殊開口的開口牆試體預測上，並沒有很明確的模擬到開口牆的實際結構行為，預測值不太準確，但是本研究亦可藉由前期簡算法[6,7]的概念解釋其原因。

FW5-0.261-D-CLR 試體的裂縫圖，如圖 5-19(a)所示，觀察到大量的裂縫都集中在中間牆版，且裂縫以施力端延伸至對角基礎底部，恰好避開兩旁的開口，此開口牆的結構傳力行為類似整片剪力牆。藉由前期簡算法的概念，此開口牆試體藉由對角壓桿傳遞剪力，但因為兩旁開口的關係，抗剪元素缺少了水平向的抵抗機制，如圖 5-19(b)所示。故可考慮整片剪力牆但缺乏配置水平拉力鋼筋，故水平向的抵抗機制  $K_h = 1$ ，僅需計算垂直向的抵抗機制  $K_v$  值，而整體之壓拉桿指標為

$K = K_h + K_v - 1$ 。此開口牆之側力位移曲線分析，如圖 5-20 所示，強度點的分析強度  $V_n = 359$  kN 與位移  $\delta_n = 7.20$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 392$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.09$  mm 相比，在強度的預測結果稍微保守的狀況，而在位移的預測有高估的現象。而在強度點過後之曲線相比，兩者的趨勢稍微不同，不過整體預測結果之準確性尚稱合理。

FW5-0.261-D-CTB 試體的裂縫圖，如圖 5-21(a)所示，觀察到大量的裂縫都集中在中間牆版，且裂縫以施力端延伸至對角基礎底部，恰好避開上下兩端的開口，此開口牆的結構傳力行為亦為類似整片剪力牆。藉由前期簡算法的概念，此開口牆試體藉由對角壓桿傳遞剪力，但因為上下兩端開口的關係，抗剪元素缺少了垂直向的抵抗機制，如圖 5-21(b)所示。故可考慮整片剪力牆但缺乏配置垂直拉力鋼筋，故垂直向的抵抗機制  $K_v = 1$ ，僅需計算水平向的抵抗機制  $K_h$  值，而整體之壓拉桿指標為  $K = K_h + K_v - 1$ 。此開口牆之側力位移曲線分析，如圖 5-22 所示，強度點的分析強度  $V_n = 338$  kN 與位移  $\delta_n = 7.18$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 391$  kN 與位移  $\delta_{test} = 5.93$  mm 相比，在強度的預測結果稍微保守的狀況，而在位移的預測有高估的現象。而在強度點過後之曲線相比，兩者的趨勢稍微不同，整體預測結果來看準確性尚稱合理。與圖 5-15(e)相比，可看到此修正過後的結果精準度確實有改善。

FW5-0.261-D-LBRT 試體的正向裂縫圖，如圖 5-23(a)所示，觀察到大量的裂縫都集中在中間牆版，且裂縫以施力端延伸至對角基礎底部，恰好避開右上方與左下方兩端的開口，此開口牆的結構傳力行為亦為整片剪力牆。藉由前期簡算法的概念，此開口牆試體藉由對角壓桿傳遞剪力，而且因為右上方與左下方兩端的開口關係，抗剪元素仍保有垂直與水平向的抵抗機制，如圖 5-23(b)所示。故可考慮整片剪力牆皆有配置垂直與水平拉力鋼筋，故須計算垂直與水平向的抵抗機制  $K_v$  與  $K_h$  值，而整體之壓拉桿指標為  $K = K_h + K_v - 1$ 。此開口牆之側力位移曲線分析，如圖 5-24 所示，強度點的分析強度  $V_n = 396$  kN 與位移  $\delta_n = 7.18$  mm 與實驗值之強度點的強

度  $V_{test} = 460$  kN 與位移  $\delta_{test} = 6.87$  mm 相比，在強度的預測結果稍微保守的狀況，但在預測位移有稍微高估的現象。而在強度點過後之曲線相比，兩者的趨勢稍不同，預測結果之準確性尚稱合理。但與圖 5-16(e)相比，不管是在強度或是位移的預測上，確實有改善。

將修正過後之預測值與實驗值相比，如表 5-3 所示。不管在強度與位移的預測值與實驗值相比，如圖 5-25 所示，可看到對於整體的預測結果確實有改善。可佐證本研究對於特殊開口牆試體傳力行為的認知。

### 5.3 杜昱石[4]測試結果之比較

在 2014 年，台灣科技大學杜昱石[4]亦有規劃一系列開口牆之試驗，圖 5-26(a) 所示，並有完整實驗資料，很適合做為本研究分析模型之驗證。開口型式是以實際既有與新建街屋常見的屋後牆，開口的配置為一般標準門型開口搭配一窗戶型的開口，為多開口型式的開口牆。本研究亦想推廣研究成果至工程界中，供工程師分析開口牆的側力位移曲線，故此系列的開口牆試體很適合用來評估本研究建議的開口牆分析模型能否與實務工程接軌。

杜昱石[4]的開口牆試體，為一系列的實尺寸實驗，剪力牆高 3.25 m，剪力牆長 4.6 m，牆版厚度 15 cm，非常貼近實際剪力牆結構尺寸，如圖 5-27(a)與表 5-4 所示。此系列的試體使用材料性質如表 5-5 所示，試體 W3 之配筋圖如圖 5-27(b) 所示，各試體詳細平面配筋圖如圖 5-27(c)所示。而此系列開口牆試體的測試佈置如圖 5-26(b)，此測試佈置類似於模擬單曲率變形。載重歷程採用反覆載重，每個不同的位移比重覆加載三次，可觀察試體的初始勁度、降伏位移與強度、最大載重、極限位移與側力、消能行為、破壞模式等，加載歷程如圖 5-28 所示。此測試系列所量得之強度點之強度  $V_{test}$  與位移  $\delta_{test}$  如表 5-6 所示。

因為此系列的開口牆試體皆為一門一窗的開口型式，為非對稱的開口牆試體，故此系列開口牆正向與負向的傳力路徑結構行為會有不同之結果，故會分別對正



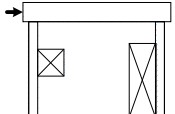


向與負向之結果做一討論與說明。

### -試體 W1C

W1C 正向之裂縫圖如圖 5-29(b)所示。中間垂直牆段產生大量的裂縫，並從窗型開口上方以對角方式延伸至基礎，兩邊界柱構材亦有產生水平裂縫，上方水平牆段與窗型開口下方均有產生少許裂縫，表示皆有傳遞部分斜向壓力至其他桿件與基礎中，而主要斜向裂縫是產生在中間垂直牆段中。

依據相同的傳力路徑選取規則，判斷此開口牆傳力路徑如圖 5-29(c)所示。中間牆段因窗型開口造成的幾何不連續面的對角連線斜率小於 0.5 且旁邊又一門型開口，造成支承固定度不佳，故向下修正傳力路徑斜率至 1.0，如圖 5-29(d)中區塊“A”。判斷的傳力路徑與實際結構裂縫圖相比稍微不同。此開口牆試體在正向共有三個傳力路徑包含三個關鍵桿件，如圖 5-29(d)中灰色區塊所示，中間垂直牆段“A”、窗台柱“B”與門邊柱“C”，而其預測之側力位移曲線如下表。

W1C 正向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.62	425	14.30	1100	44	220
	B*	0.85	304	1.80	324	39	324
	C*	6.52	110	13.91	117	126	117
簡易側力位移曲線		0.78	669	18.06	1542	55.58	621

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

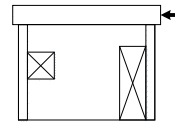
預測之側力位移曲線，如圖 5-29(f)的第一象限所示。強度點的分析強度  $V_n = 1542$  kN 與位移  $\delta_n = 18.06$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1364$  kN 與位移  $\delta_{test} = 16.49$  mm 相比，在強度的預測結果有過於高估的狀況，且在位移的預測結果亦有相同之狀況。而在強度點過後之曲線相比，兩者的下降趨勢相近，但預測結果





有過於高估此試體的正向強度與位移的問題。


W1C 負向之裂縫圖如圖 5-30(b)所示。中間垂直牆段產生大量的裂縫，部分裂縫從門型開口左上角以對角方向延伸至窗型開口右下角，但是有部分裂縫有向下延伸至窗型開口下方，由下方塊體承接。而兩開口旁邊界柱構材亦有產生水平裂縫，上方水平牆段與窗型開口下方均有產生少許斜向裂縫，表示皆有傳遞部分斜向壓力至其他桿件與基礎中。W1C 負向之傳力路徑選取如圖 5-30(c)所示，與實際結構傳力行為相近。此開口牆試體在負向判斷之關鍵桿件，如圖 5-30(d)中灰色區塊所示，預測之側力位移曲線如下表。

W1C 負向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.20	425	6.15	1548	22	310
	B*	0.85	304	1.80	324	39	324
	C*	6.52	110	13.91	117	126	117
簡易側力位移曲線		0.46	568	14.10	1989	50.40	736

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

預測之側力位移曲線，如圖 5-30(f)的第三象限所示。強度點的分析強度  $V_n = 1989$  kN 與位移  $\delta_n = 14.10$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1893$  kN 與位移  $\delta_{test} = 16.73$  mm 相比，在強度預測結果相當接近實驗值，而在於位移的預測現象雖稍為保守，但亦有相當良好的預測值。而在強度點過後之曲線相比，兩者的下降趨勢稍微不同，預測曲線下降較為緩慢，亦有過於高估其崩塌點的位移能力。整體預測曲線與實驗值相比有尚稱合理的預測結果。

本文對試體 W1C 正向關鍵桿件“A”取傳力路徑之斜率為 1.0，但對試體 W1C 負向關鍵桿件“A”則取傳力路徑之斜率為 0.5，此不同之處需作闡述。若取窗型開



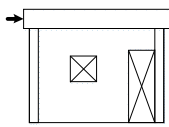
口底部高度為關鍵桿件“A”之臨界斷面位置，則關鍵桿件“A”傳力路徑之斜率為 0.5，此尚在合理之傾斜角度範圍內。本研究並未取正向與負向均為之傳力斜率均為 0.5，其主要考量為臨界斷面支承固定度之疑慮。因為臨界斷面壓力區之應力集中，故而造成壓桿端部混凝土之擠碎。但是否真能發展出混凝土擠碎所對應之強度，則須檢視臨界斷面壓力區下方之支承固定度是否堅實。對試體 W1C 負向而言，牆段“A”臨界斷面之壓力區與窗型開口相鄰，牆段“A”下方之支承混凝土版在窗型開口下方連續通過，故臨界斷面壓力區下方之支承固定度甚佳，應可發展出混凝土擠碎所對應之強度。所以對試體 W1C 負向牆段“A”，取其傳力路徑之斜率為 0.5 應屬合理。但對試體 W1C 正向則不然，牆段“A”臨界斷面之壓力區與門型開口相鄰，牆段“A”下方之支承混凝土版在門型開口處終止，故其臨界斷面壓力區下方之支承固定度甚差，不易發展出混凝土擠碎所對應之強度。此由圖 5-29(b)之裂縫圖，亦可得到佐證。為求合理估計試體 W1C 正向關鍵桿件“A”之強度，本研究採用傳力路徑之斜率放大為 1.0。圖 5-29(d)顯示牆段“A”下方仍有高度為 100 mm 之水平牆段，其似乎並非必要，但為簡化路徑選取之規則，本文仍維持此一簡易規則。

而對於試體 W1C 之正負向強度均有高估之現象，這是因為文獻[4]中有提及試體 W1C 之開口為剪力牆試體澆置完成後才作開口之動作，故其開口四周皆無配置補強鋼筋，且其牆版鋼筋亦在新增開口處被截斷，沒有足夠錨定長度。而本研究建議之分析模型是假設開口牆之開口四周皆有按照 ACI 318-14 [2]之建議皆須配置補強鋼筋，但是此試體沒有配置，故對此試體會有高估之狀況產生。

#### **-試體 W2**

W2 試體改變窗型開口的位置，如圖 5-31(c)所示，故其傳力路徑亦會受到影響而改變。正向之裂縫圖如圖 5-31(b)所示。窗型開口左方牆段裂縫直接由施力端延伸至窗型開口下方幾何不連續界面上，另兩開口中間牆段裂縫是由兩個幾何不連續面的對角連線延伸。下方與上方水平牆段亦有產生少許斜向裂縫，兩旁邊界柱有大量的水平裂縫。

W2 試體在正向判斷之傳力路徑，如圖 5-31(c)所示。與此試體的實際裂縫圖相比，可見判斷之傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相似，但中間牆段旁有一門型開口，造成支承固定度不佳，故傳力路徑斜率下修至 1.0，如圖 5-31(c)所示。此開口牆試體在正向共有三個傳力路徑包含三個關鍵桿件，如圖 5-31(d)中灰色區塊所示，兩個垂直牆段“A”與“B”和一門邊柱“C”，其預測之側力位移曲線如下表。

W2 正向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	1.11	268	13.34	549	43.5	110
	B	0.40	211	7.37	540	22	108
	C*	6.59	110	14.04	117	126	117
簡易側力位移曲線		0.63	340	11.69	1109	34.91	566

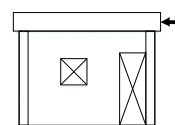
\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

預測之側力位移曲線，如圖 5-31(f)的第一象限所示。強度點的分析強度  $V_n = 1110$  kN 與位移  $\delta_n = 14.43$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1472$  kN 與位移  $\delta_{test} = 15.71$  mm 相比，不管是在強度或是位移的預測結果皆有保守的狀況。而在強度點過後之曲線兩者相比，兩者的下降趨勢相近，能夠掌握到開口牆之結構行為。整體預測曲線與實驗值相比能得到相當良好的預測曲線。

W2 試體在負向之裂縫圖如圖 5-32(b)所示。窗型開口左方牆段裂縫直接由施力端延伸至窗型開口下方的幾何不連續面上，另兩開口中間牆段裂縫是以開口上下方的幾何不連續面的對角斜向發展。下方與上方水平牆段亦有產生少許斜向裂縫，兩旁邊界柱有大量的水平裂縫。

W2 負向之傳力路徑選取如圖 5-32(c)所示，傳力路徑方式與正向傳力路徑類似，可見判斷之傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相似。此開口牆試體在負向共有

三個傳力路徑包含三個關鍵桿件，如圖 5-32(d)中灰色區塊所示，兩個垂直牆段“A”與“B”和一門邊柱“C”，其預測之側力位移曲線如下表。

W2 負向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.22	268	5.66	857	18	171
	B	0.40	211	7.37	540	22	108
	C*	6.59	110	14.04	117	126	117
簡易側力位移曲線		0.43	415	11.34	1488	36.07	398

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

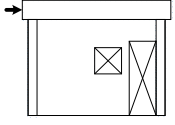
負向之分析側力位移曲線如圖 5-32(f)的第三象限。強度點的分析強度  $V_n = 1490$  kN 與位移  $\delta_n = 12.12$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1442$  kN 與位移  $\delta_{test} = 8.82$  mm 相比，強度的預測值相當接近實驗之強度，有相當準確的預測結果。位移的預測結果有略為高估的狀況。而在強度點過後兩者曲線相比，下降趨勢相似亦也非常相近，預測曲線下降趨勢與實驗曲線非常貼近，能夠掌握到開口牆之結構行為。整體預測曲線與實驗值相比能得到非常準確的預測結果。

### -試體 W3

W3 開口牆試體將窗型開口臨近門型開口，如圖 5-33(c)所示。此開口牆試體正向裂縫圖如圖 5-33(b)所示。可觀察到大量的裂縫集中在窗型開口左方垂直牆段中，且以施力端延伸至開口下方幾何不連續面上，下方較大塊體與兩開口間牆墩桿亦有產生少許斜向裂縫，而門型開口右方邊界柱產生大量的水平裂縫。這表示皆有傳遞部分斜向壓力至其他桿件與基礎中。

試體 W3 正向傳力路徑如圖 5-33(c)所示，與實際裂縫圖相比，選取的傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相近。此開口牆試體在正向共有三條傳力路徑，共包含

了三個關鍵桿件，一垂直牆段“A”、牆墩“B”和一門邊柱“C”，如圖 5-33(d)中灰色區塊所示，其預測之側力位移曲線如下表。

W3 正向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.60	445	14.20	1201	43.5	240
	B*	0.23	15	0.63	20	41.7	20
	C*	6.42	110	13.76	118	126	118
簡易側力位移曲線		0.85	480	20.25	1340	62.03	375

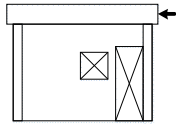
\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

試體 W3 之正向分析側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-33(f)的第一象限。強度點的分析強度  $V_n = 1340$  kN 與位移  $\delta_n = 20.25$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1560$  kN 與位移  $\delta_{test} = 16.52$  mm 相比，強度的預測值相有保守的預測結果。而位移的預測結果有略為高估的狀況。而在強度點過後之曲線兩者相比，兩者的下降趨勢相似，兩者曲線亦有相近的行為，可見能夠掌握到開口牆之結構行為。整體預測曲線與實驗值相比能得到相當合理的預測結果。

W3 開口牆試體在負向裂縫圖如圖 5-34(b)所示。觀察到左方垂直牆段裂縫是直接由窗型開口左上方延伸至對角基礎上，兩開口間牆墩亦有產生少許斜向裂縫，而門型開口旁的右方邊界柱產生大量的水平裂縫。而開口下方塊體亦有少許的斜向裂縫產生。

W3 在負向傳力路徑，因為窗型開口左方幾何不連續面的對角斜率小於 0.5，故須修正傳力路徑之斜率，修正之結果如圖 5-34(d)中灰色區塊“A”所示，與實際傳力行為不甚相符。此開口牆試體在負向共有三個傳力路徑包含三個關鍵桿件，一垂直牆段“A”、中間的牆墩“B”和一門邊柱“C”，如圖 5-34(d)中灰色區塊所示，其預測

之側力位移曲線如下表。

W3 負向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.21	445	6.30	1653	22.5	331
	B*	0.34	12	0.95	17	51.5	17
	C*	6.42	110	13.76	118	126	118
簡易側力位移曲線		0.47	467	14.37	1788	51.30	466

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

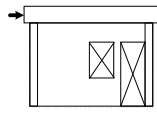
W3 之負向分析側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-34(f)的第三象限，強度點的分析強度  $V_n = 1788$  kN 與位移  $\delta_n = 14.37$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1687$  kN 與位移  $\delta_{test} = 9.83$  mm。強度點的預測強度有稍微高估的狀況，但強度點的預測位移非常接近實驗值，相當的吻合。而強度點過後之曲線，兩者之下降趨勢相近亦貼近，可見預測曲線有相當合理之結果。

#### -試體 W4

W4 開口牆試體與試體 W3 兩者開口位置相近，但窗型開口尺寸較大，如圖 5-35(c)所示。此開口牆試體正向裂縫圖如圖 5-35(b)所示。可觀察到大量的裂縫集中在窗型開口右方垂直牆段中，且以施力端延伸至窗型開口下方幾何不連續面上，下方較大塊體與兩開口間牆墩桿亦有產生少許斜向裂縫，而門型開口右方邊界柱產生大量的水平裂縫。這表示皆有傳遞部分斜向壓力至其他桿件與基礎中。

W4 試體在正向判斷之傳力路徑，如圖 5-35(c)所示。與此試體的實際裂縫圖相比，可見判斷之傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相近。此開口牆試體在正向共有三個傳力路徑包含三個關鍵桿件，如圖 5-35(d)中灰色區塊所示，一垂直牆段“A”、中間的牆墩“B”和一門邊柱“C”，其預測之側力位移曲線如下表。



W4 正向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.76	445	15.98	1121	49.5	224
	B*	0.56	9	1.54	13	66.21	13
	C*	6.42	110	13.78	118	126	118
簡易側力位移曲線		0.98	472	20.68	1252	64.06	356

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

試體 W4 之正向分析側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-35(f)的第一象限，強度點的分析強度  $V_n = 1252$  kN 與位移  $\delta_n = 20.68$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1511$  kN 與位移  $\delta_{test} = 29.44$  mm。兩者相比，不管是在強度與位移之預測結果都有保守的現象。而在強度點過後之行為，預測曲線與實驗曲線兩者下降的趨勢相似，但在崩塌點的預測位移有稍微保守的現象，整體曲線仍有合理的預測結果。

W4 開口牆試體在負向裂縫圖如圖 5-36(b)所示。觀察到圖中右方垂直牆段裂縫是直接由窗型開口右上方延伸至幾何不連續面上，兩開口間牆墩桿亦有產生斜向裂縫，而門型開口旁的右方邊界柱產生大量的水平裂縫。而開口下方塊體亦有少許的斜向裂縫產生。

W4 負向傳力路徑如圖 5-36(c)所示，可見判斷之傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相符。開口牆試體在負向共有三個關鍵桿件，如圖 5-36(d)中灰色區塊所示，其預測之側力位移曲線如下表。

W4 負向		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.28	445	8.58	1490	28	298
	B*	0.56	9	1.54	13	66.2	13
	C*	6.42	110	13.76	118	126	118
簡易側力位移曲線		0.54	462	16.27	1621	53.08	429

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

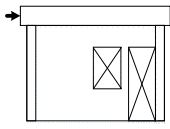
W4 開口牆試體在負向預測的側力位移曲線，如圖 5-36(f)中的第三象限所示，強度點的分析強度  $V_n = 1621$  kN 與位移  $\delta_n = 16.27$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1422$  kN 與位移  $\delta_{test} = 29.17$  mm。強度點的預測強度有稍微高估的狀況，但強度點的預測位移卻有低估之現象。而強度點過後之曲線，預測曲線下降趨勢較實驗值曲線快速，但預測曲線與實驗曲線相比仍可得尚稱合理的預測結果。

#### -試體 W5

W5 開口牆試體與試體 W4 兩者開口位置相近，但窗型開口尺寸較大，如圖 5-37(c)所示。此開口牆試體正向裂縫圖如圖 5-37(b)所示。可觀察到大裂的裂縫亦集中在窗型開口左方垂直牆段中，且以施力端延伸至窗型開口下方幾何不連續面上，下方較大塊體與兩開口間牆墩桿亦有產生少許斜向裂縫，而門型開口右方邊界柱產生大量的水平裂縫。這表示皆有傳遞部分斜向壓力至其他桿件與基礎中。

W5 試體在正向判斷之傳力路徑，如圖 5-37(c)所示。與此試體的實際裂縫圖相比，可見判斷之傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相近。此開口牆試體在正向共有三個傳力路徑包含三個關鍵桿件，如圖 5-37(d)中灰色區塊所示，一垂直牆段“A”、中間的牆墩“B”和一門邊柱“C”，其預測之側力位移曲線如下表。



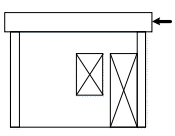
W5 正向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	1.16	321	15.23	676	49.5	135
	B*	0.57	9	1.56	13	66.2	13
	C*	6.49	110	13.92	118	126	118
簡易側力位移曲線		1.41	356	18.52	807	60.18	266

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

試體 W5 之正向分析側力位移曲線與實驗值相比，如圖 5-37(f)的第一象限，強度點的分析強度  $V_n = 807$  kN 與位移  $\delta_n = 18.52$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1030$  kN 與位移  $\delta_{test} = 31.81$  mm。兩者相比，不管是在強度與位移之預測結果都有保守的現象。不在強度點過後之行為，預測曲線與實驗曲線兩者下降的趨勢相似，但在崩塌點的預測位移有稍微保守的現象，整體曲線仍有合理且保守的預測結果。

W5 開口牆試體在負向裂縫圖如圖 5-38(b)所示。觀察到圖中左方垂直牆段裂縫是直接由窗型開口左上方延伸至幾何不連續面上，但有。兩開口間牆墩桿亦有產生斜向裂縫，而門型開口旁的右方邊界柱產生大量的水平裂縫。而開口下方塊體亦有少許的斜向裂縫產生。

W5 負向傳力路徑如圖 5-38(c)所示，可見判斷之傳力路徑與此開口牆實際傳力行為相符。開口牆試體在負向共有三個關鍵桿件，如圖 5-38(d)中灰色區塊所示，其預測之側力位移曲線如下表。

W5 負向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.39	321	9.24	907	28	181
	B*	0.57	9	1.56	13	66.2	13
	C*	6.49	110	13.92	118	126	118
簡易側力位移曲線		0.65	341	15.30	1038	46.39	312

\*：長柱或是牆墩桿件，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)。

W5 開口牆試體在負向預測的側力位移曲線，如圖 5-38(f)中的第三象限所示，強度點的分析強度  $V_n = 1038$  kN 與位移  $\delta_n = 15.30$  mm 與實驗值之強度點的強度  $V_{test} = 1128$  kN 與位移  $\delta_{test} = 13.17$  mm。強度點的預測強度雖有保守有但仍有一定精確度的預測結果。但強度點的預測位移卻有高估之現象。而強度點過後之曲線，預測曲線下降趨勢較實驗值曲線快速，但預測曲線與實驗曲線相比仍可得尚稱合理的預測結果。

對於杜昱石[4]的各個開口牆試體之預測結果如圖 5-39 與表 5-6 所示，可看見之強度預測值與實驗值相比有相當良好之結果，平均值為 1.07。而位移之預測值亦有合理之預測結果，平均值為 1.12。

本研究建議的開口牆側力位移曲線分析模型，不管是應用在 Ono and Tokuhiro [3]一系列的開口牆試體實驗或是杜昱石[4]的屋後牆試體實驗。本研究預測開口牆的側力位移曲線與實驗值相比，大部分試體預測皆有保守之趨勢，不過均能得到有一定程度的準確度，故能驗證本研究建議之開口牆側力位移曲線分析模型能夠掌握到開口牆的結構行為。另外建議分析側力位移曲線之兩種方法，亦能得到相當不錯之結果，可供結構分析軟體使用。

## 第六章 試體設計規劃



在未來建築結構中，會應用高強度鋼筋與混凝土之材料建造(New RC 計畫)，而在 New RC 結構牆或是隔間牆亦會遇到開口的問題。本研究想要了解建議之開口牆側力位移曲線模型是否能應用於高強度鋼筋混凝土開口牆試體，故擬設計一開口牆之測試規劃，以供後續實驗比對。故參考洪詩晴[5]在 2015 年作一系列的剪力牆實驗，剪力牆高約 1.9 m，牆長約 2.0 m。其測試佈置、試體尺寸以及鋼筋配筋與性質，如圖 6-1 與表 6-1 所示。載重歷程採用反覆載重，如圖 6-2 所示，每個不同的位移比重覆加載三次，可觀察試體的初始勁度、降伏位移與強度、最大載重、極限位移與側力、消能行為、破壞模式等。

此系列剪力牆試體配置邊界構材於等厚牆版內，本研究參考此文獻[5]之試體，並提供四個高強度鋼筋混凝土開口牆試體之初步設計，並預測其側力位移曲線。冀望未來之實驗可以證實此模型是否能應用於高強度鋼筋混凝土開口牆之側力位移曲線預測上。

### 6.1 洪詩晴[5]之實驗結果

洪詩晴[5]之五座剪力牆試體實驗結果如圖 6-3 所示，觀察 M1 與 M2 試體之遲滯迴圈，可看出此兩座試體應皆為撓曲破壞主控。而 H1、H2 與 H3 試體之遲滯迴圈，可觀察到此三座試體過強度點後，雖有維持一小段平台，但是強度立刻下降，此破壞模式與撓剪破壞較為接近。

而此系列的實驗，主要目的是在觀察當變化配置鋼筋並改變其強度對整體行為的影響。從 M1 與 M2 試體比較，當配置的牆版鋼筋間距從 23 cm 放大至 46 cm，且把鋼筋的強度從 A706 置換成 SD785 高強度鋼筋時，其實兩者的遲滯迴圈行為

是相當的接近，並無太大的變化。

H1、H2 與 H3 試體之比較。此三座試體皆在特殊邊界構材中配置較多的主筋，牆版鋼筋之號數也置換為#4 號鋼筋。看此三座之遲滯迴圈，可發現到有發展出一點撓曲強度，但後續之行為是相當類似於剪力破壞。從 H1 與 H2 試體之比較，主要變化牆版筋之間距從 15cm 放大至 30cm，且把鋼筋的強度從 A706 置換成 SD785 高強度鋼筋時，其實兩者的遲滯迴圈行為是相當的接近。而 H3 之試體是變化特殊邊界構材中之箍筋間距，但是從實驗結果觀察，此三座試體結果是相當的類似，無太大的差別。從中觀察可以得知，若要減少牆版鋼筋的用量時，可以藉由提高鋼筋強度來維持原有行為。

而套用本研究建議之剪力牆分析流程至 H1 與 H2 之試體，預測結果與實驗結果之比較如圖 6-4 所示，可觀察到兩者皆有合理之預測結果。而與撓曲牆度相比，可看到剪力強度與撓曲強度兩者之分析值是相當的接近，故有可能先發展出撓曲強度後才由剪力強度主控其破壞形式，由此可驗證本研究判斷試體 H1 與 H2 為撓剪破壞是屬合理。

## 6.2 試體設計

本研究參考試體 H1 的配筋型式，但將混凝土強度提高至 70 MPa，並將主筋號數置換為 685 MPa 的#9 鋼筋以防止撓曲破壞主控，牆版鋼筋與特殊邊界構材箍筋皆置換為 785 MPa 的#4 鋼筋，如圖 6-5 與表 6-2 所示。

本研究構想四片高強度鋼筋混凝土開口牆試體，其開口位置與開口尺寸如圖 6-6 所示。試體 HCR-O 為整片牆未開口試體，作為各開口牆試體的比較基準。試體 HCR-1 為設計典型單一窗型開口且開口位置於牆版中央，於開口兩旁形成兩個垂直牆段元素。此設計是為了想要了解少了邊界構材勁度的影響，開口兩旁垂直牆段是否會在幾何不連續界面上產生混凝土擠碎的破壞，亦或是超過幾何不連續界面向下延伸至基礎產生混凝土擠碎破壞。試體 HCR-2 為典型門型開口，因開口兩

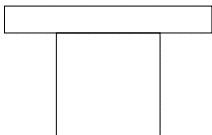


旁的元素對角斜率大於 2.0，屬於兩個牆墩。試體 HCR-3 為綜合型的一門一窗型式的雙開口，因雙開口造成傳力路徑多變，本研究想要了解建議之傳力路徑選取規則是否能夠應用在高強度鋼筋混凝土材料上。

### 6.3 預測側力位移曲線

#### -HCR-0

此設計試體之預測側力位移曲線結果如圖 6-7(e)所示，預期此試體的破壞模式為剪力破壞，其開裂、強度與崩塌點之強度與位移如下表所示。

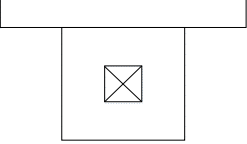
HCR-0 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.54	730	13.78	2070	43	414
簡易側力位移曲線		0.54	730	13.78	2070	43	414

此試體之預測側力位移曲線如圖 6-7(e)所示。預測強度  $V_n = 2070$  kN 與位移  $\delta_n = 13.78$  mm，期望能夠藉由實際實驗來佐證建議剪力牆之分析模型應用在高強度鋼筋混凝土材料之準確性。

#### -HCR-1

試體 HCR-1 為單一窗型開口如圖 6-8(a)所示。根據第四章節建議之傳力路徑選取規則，此試體之傳力路徑如圖 6-8(b)所示。判斷之關鍵桿件如圖 6-8(c)所示，其中牆段“A”若向上延伸至施力端時，其對角連線之斜率會超過合理傳力範圍，故不修正之。區塊“A”範圍中有包含特殊邊界構材之主筋，但根據 ACI 318-14 [2]的定義，判斷此區塊“A”為垂直牆段，故其鋼筋之評估則採用牆版筋之配置型式做計算。另區塊“B”鄰近邊界構材，且下方牆段終止於邊界構材造成其支承固定度不佳，

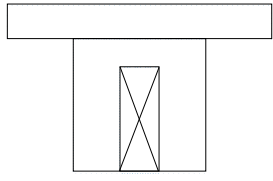
故須下修其傳力路徑斜率至 1.0 如圖 6-8(b)所示。關鍵桿件如圖 6-8(c)所示，其各預測側力位移曲線如下表所示。

HCR-1 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.49	255	4.97	780	12	156
	B	0.66	255	5.94	737	14	147
簡易側力位移曲線		0.93	465	9.47	1476	22.85	358

預測強度  $V_n = 1481$  kN 與位移  $\delta_n = 10.24$  mm，預測側力位移曲線如圖 6-8(e)所示。與試體 HCR-O 相比，觀察到強度因為開口的關係有所下降。而整體之預測曲線相比，確實可以看到 HCR-1 之預測曲線與 HCR-O 之預測曲線相比，其消能行為確實有受到開口的影響而較小。期望後續之實驗研究能夠證實此分析模型之準確性。

### -HCR-2

試體 HCR-2 為一門型開口如圖 6-9(a)所示。此試體之傳力路徑如圖 6-9(b)所示，因門型開口之關係，造成兩旁之關鍵桿件為兩個牆墩元素，故以柱之側力位移曲線模擬之。因為兩牆墩元素是以柱之方式模擬其側力位移曲線，故需要考慮特殊邊界構材中之鋼筋配置並檢核其破壞模式決定以何種曲線模擬之。關鍵桿件如圖 6-9(c)所示，其預測側力位移曲線如下表所示。

HCR-2 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A**	0	0	1.12	898	60	0
	B*	0.47	264	1.62	452	96	452
簡易側力位移曲線		-	-	-	-	-	-

\*：為牆墩撓曲強度主控，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)

\*\*：為牆墩剪力強度主控，依序為未受力點、強度點以及破壞點。

此開口牆之預測側力位移曲線如圖 6-9(e)所示。預測強度  $V_n = 1343$  kN 與位移  $\delta_n = 1.86$  mm，預測之強度與位移是由其中一牆墩剪力破壞主控。但實際結構行為是否真是如此，無從得知，僅能藉由實際實驗來驗證此預測模型之準確性。與試體 HCR-O 相比，觀察到強度因為開口的關係有所下降，且 HCR-2 之預測位移能力要比 HCR-O 良好，不會有過強度點後迅速下降的趨勢。此可能是因為此類型的開口造成整體的行為類似於空構架的結構，可提供良好的撓曲位移能力。

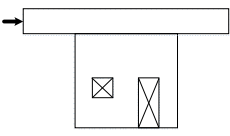
另因為此開口試體為兩牆墩元素，並無法以清楚定義簡易側力位移曲線開裂、強度與崩塌點。此可能為此建議簡易預測曲線需改進之地方。

### -HCR-3

試體 HCR-3 設計為一門一窗的雙開口牆試體，如圖 6-10(a)，此試體正向與負向傳力路徑有所不同，故會分別討論之。

試體 HCR-3 正向之傳力路徑如圖 6-10(b)所示。牆段“B”因右方有一門型開口，造成幾何不連續面支承固定度不佳，故將其傳力路徑斜率向下修正至 1.0，如圖 6-10(c)中區塊“B”所示。牆墩“C”因為鋼筋配置型式為非對稱，故須檢核正向之撓曲強度與剪力強度，判斷其破壞型式為撓曲破壞，故採用校舍手冊[8]建議之撓剪破

壞曲線。根據傳力路徑判斷關鍵桿件，如圖 6-10(c)所示，其各關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表所示。

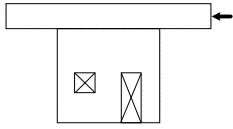
HCR-3 正向 		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.72	128	4.27	359	8	72
	B	0.56	182	4.48	526	10	105
	C*	1.20	284	3.49	412	63.79	412
簡易側力位移曲線		1.10	499	8.22	1086	15.39	758

\*：為牆墩撓曲強度主控，依序為降伏點、撓曲強度點、撓剪破壞點(崩塌點未示)

預測側力位移曲線如圖 6-10(e)中第一象限所示。預測強度  $V_n = 1271$  kN 與位移  $\delta_n = 8.85$  mm。試體 HCR-3 正向之預測曲線與試體 HCR-O 之預測曲線相比，可觀察到確實因為大量的開口，造成消能面積的縮小，符合對實際結構行為的認知。但期望能夠藉由實驗來佐證分析模型之準確性。

試體 HCR-3 負向之傳力路徑如圖 6-11(b)所示，選取之關鍵桿件如圖 6-11(c)所示，其各關鍵桿件之預測側力位移曲線如下表所示。牆墩“C”因為鋼筋配置型式為非對稱，故須檢核負向之撓曲強度與剪力強度，判斷其破壞型式為剪力破壞，故採用校舍手冊[8]建議之剪力破壞曲線





HCR-3 負向		開裂點		強度點		崩塌點	
		$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)	$\delta$ (mm)	$V$ (kN)
關鍵桿件	A	0.72	128	4.27	359	8	72
	B	0.36	182	3.45	577	8	115
	C**	0	0	1.33	449	40	0
簡易側力位移曲線		0.84	494	7.99	1315	15.39	641

\*\*：為牆墩剪力強度主控，依序為未受力點、強度點以及破壞點。

預測側力位移曲線如圖 6-9(e)中第三象限所示。預測強度  $V_n = 1315$  kN 與位移  $\delta_n = 7.99$  mm。試體 HCR-3 負向之預測曲線與試體 HCR-O 之預測曲線相比，觀察到確實因為大量的開口，造成消能面積的縮小。另外因為判斷牆墩“C”為剪力破壞，故在強度點過後其預測曲線有快速下降之趨勢。但實際結果是否真是如此，期望能夠藉由實驗來佐證分析模型之準確性。





## 第七章 結論與建議

因為現今工程師對於鋼筋混凝土開口牆之耐震行為並不甚了解，故在結構耐震評估中經常被忽略或是過度打折使用，使得整體之評估結果趨於保守。為解決此問題，本研究建議一套評估鋼筋混凝土開口牆之側力位移曲線模型，且從實驗驗證中亦能得知預測結果相當合理。其中更對於垂直牆段之側力位移曲線更進一步提出有效簡化的方法，使其計算流程更為簡化，以利工程師使用。關於本研究之結論與未來研究之建議，其分別敘述如後。

### 7.1 結論

1. 對於現階段剪力牆側力位移曲線分析模型，本研究有建議一簡化評估方法，且藉由資料庫之比較分析，可見有相當不錯之結果，且其計算流程已大幅簡化以利工程師使用。
2. 本研究建議之開口牆側力位移曲線分析模型，不僅可分析開口牆之強度以及位移，亦可建立開口牆之側力位移骨架曲線。且應用此建議分析模型於現有開口牆實驗，與實驗數據比較可知預測曲線相當合理之。且此套模型不僅可以分析單一開口之開口牆，亦可以處理傳力路徑複雜之多數開口牆。
3. 由於低矮型住宅建築中會配置許多隔間牆與外牆，且常因為使用性的需求會有大量的開口。若需要作側推分析了解其耐震能力時，考慮越周詳對於評估時其耐震能力會更加精準。本研究建議之鋼筋混凝土開口牆側力位移曲線在結構分析軟體中，可參考校舍手冊[8]以一等值柱寬，將開口牆側力位移曲線加入剪力塑鉸，模擬其耐震行為。藉由此作法模擬開口牆之側力位移曲線，即可納入結構中作側推分析。
4. 在未來新建中高樓層結構，亦有開口牆之問題。而中高樓層住宅建築亦有

可能因為功能設計之需要作非線性動力歷時分析，而本研究建議之開口牆側力位移曲線，需根據其加載與卸載的力量之特性，選擇一適合之遲滯迴圈模型模擬之，即可納入結構中作非線性動力歷時分析。



## 7.2 未來期望與建議

1. 對於特殊開口的開口牆，其開口位置對牆版形成非單一之軟弱區域，而此軟弱區域未被關鍵桿件填滿，故無法清楚掌握開口牆中主控強度與位移之關鍵桿件。而本研究建議之開口牆側力位移曲線模型面對此狀況並不適用。但對於不適用之情況，可再做討論與研究。
2. 本研究已對傳力路徑有一定程度的認知，但是否有其餘之傳力情況是本研究未考慮之狀況，亦或是現階段建議之傳力路徑選取規則有需更進一步明確定義，期望後續之研究能夠發掘並修正之。
3. 此次蒐集的開口牆實驗文獻，開口牆試體所使用之材料為一般強度鋼筋混凝土。但是為了因應高強度鋼筋混凝土材料之發展，故也想將此建議開口牆之側力位移曲線分析模型應用於高強度鋼筋混凝土開口牆，看其預測之結果與實驗值相比是否合理，期望後續之研究能夠藉由實驗來佐證此模型之應用的可行性。

## 參考文獻



- [1] Westenenk, B., de la Llera, J. C., Besa, J. J., Jünemann, R., Moehle, J. P., Lüders, C., Inaudi, J. A., Elwood, K. J., and Hwang, S. J., (2012). "Response of Reinforced Concrete Buildings in Concepción during the Maule Earthquake," *Earthquake Spectra*, June, Vol. 28, No. S1, pp. S257-S280.
- [2] ACI Committee 318, (2014). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 519 pp.
- [3] Ono, M and Tokuhiko, I (1992), "A proposal of Reducing Rate for Strength Due to Opening Effect of Reinforced Concrete Framed Shear Walls", *Journal of Struc. Constr. Engng, AIJ*, No.453, May, pp119-129
- [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，403 頁。
- [5] 洪詩晴，「高強度鋼筋於低矮剪力牆往復載重型為研究」，碩士論文，國立台灣科技大學，營建工程系，台北，民國 104 年 4 月，111 頁。
- [6] 李宏仁，黃世建，「鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估—軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，*結構工程*，第 17 卷，第 4 期，2002，第 53-70 頁。
- [7] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 128, No. 12, Dec., 2002, pp. 1519-1526.
- [8] 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。

- [9] Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.
- [10] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, 1999, pp. 846-857
- [11] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 1, 2000, pp. 35-44
- [12] Schäfer, K., "Strut-and-Tie Models for Design of Structural Concrete," Notes of Workshop, Department of Civil Engineering, National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan, 1996, 140 pp.
- [13] Zhang, L. X. B. and Hsu, T. T. C., "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Member Elements," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 124, No. 1, 1998, pp. 24-34.
- [14] Vecchio, F. and Collins, M., "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 119, No. 12, 1993, pp.3590-3610.
- [15] Jack Moehle., "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings," McGraw-Hill Education, 2015, 760 pp.
- [16] 李翼安、邱聰智、蕭輔沛、黃世建，「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之耐震評估研究」，結構工程，第 29 卷，第 1 期，2014，第 45-62 頁。
- [17] ASCE/SEI 41-06, "ASCE/SEI 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing

Buildings Supplement 1," American Society of Civil Engineers (ASCE),  
Reston, VA, 2008, 410 pp.

- [18] 李宏仁，陳正誠，朱瑞祥，吳鎮宇，(2010). 梯間牆對低層 RC 造沿街連  
棟建築物耐震性能之影響，內政部建築研究所，台北市。







## 符號表

$A_e$	受壓牆面的面積
$A_g$	柱斷面積
$A_o$	開口牆之最小斷面積
$A_s$	拉力側鋼筋總斷面積
$A_s'$	壓力區鋼筋總斷面積
$A_{sh}$	水平向鋼筋總斷面積
$A_{st}$	剪力箍筋總斷面積
$A_{str}$	對角壓桿端部之有效截面積
$A_{sv}$	垂直向鋼筋總斷面積
$a_c$	壓力區深度
$b_b$	梁之深度
$b_c$	柱之深度
$C_d$	對角壓桿之壓力強度
$d$	牆段最外緣受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離
$d_b$	牆段最外緣縱向鋼筋之標稱直徑
$d_c$	柱核心混凝土之深度(箍筋中心至中心之距離)
$E_c$	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
$f_y$	鋼筋降伏強度
$f_{yh}$	水平向鋼筋降伏強度



$f_{yt}$	剪力箍筋降伏強度
$f_{yv}$	垂直向鋼筋降伏強度
$G$	混凝土之剪力模數
$h_b$	梁之高度
$h_c$	柱之高度
$h_o$	開口垂直向之尺寸(高度)
$h_w$	牆段之高度
$h_{wp}$	牆墩之高度
$I_g$	中心軸之慣性矩
$K$	壓拉桿指標
$K_h$	彈性水平拉桿指標
$K_v$	彈性垂直拉桿指標
$K_w$	開口牆系統之勁度
$l$	開口牆之牆版範圍(Ono and Tokuhira [3])
$l_c$	柱之長度
$l_o$	開口水平向之尺寸(長度)
$l_w$	牆段之長度
$l_{wp}$	牆墩之長度
$M_n$	標稱彎矩強度
$M_u$	臨界斷面之作用彎矩
$M_y$	縱向鋼筋恰好降伏時之彎矩強度
$N_u$	作用之軸力
$Q_{test}$	開口牆之強度實驗值(Ono and Tokuhira [3])



$Q_{uo}$	未開口牆之強度預測值(Ono and Tokuhiro [3])
$r_u$	強度折減率
$s$	剪力鋼筋之間距
$t_w$	牆版厚度
$u$	鋼筋握裹應力
$V_a$	殘餘強度
$V_{cal}$	分析強度
$V_{cr}$	開裂強度
$V_n$	剪力強度
$V_u$	臨界斷面之作用剪力
$V_{test}$	實驗之剪力強度
$V_y$	縱向鋼筋降伏時彎矩強度對應之側力強度
$v$	剪應力
$v_m$	剪應力
$\alpha_i$	剪力元素 <i>i</i> 對角線與水平軸之夾角
$\delta$	牆段頂部之側向位移
$\delta_a$	殘餘位移
$\delta_{cal}$	位移之分析值
$\delta_{cr}$	開裂強度對應之位移
$\delta_{cr,f}$	開裂強度之撓曲位移
$\delta_{cr,slip}$	開裂強度之滑移變形
$\delta_{cr,v}$	開裂強度之剪力位移



$\delta_n$	剪力強度對應之位移
$\delta_{n,f}$	剪力強度之撓曲位移
$\delta_{n,slip}$	剪力強度之滑移變形
$\delta_{n,v}$	剪力強度之剪力位移
$\delta_{test}$	位移之實驗值
$\delta_{y,slip}$	縱向鋼筋降伏時之滑移變形
$\epsilon_d$	主壓應變場
$\epsilon_h$	水平向之平均正向拉力應變
$\epsilon_r$	主拉應變場
$\epsilon_v$	垂直向之平均正向拉力應變
$\gamma$	剪應變
$\gamma_{vh}$	平均剪應變
$\gamma_{vh,y}$	撓曲降伏點之剪應變
$\kappa'$	90度彎鉤對於箍筋剪力強度影響係數
$\theta$	對角壓桿與水平軸之夾角
$\rho$	鋼筋比
$\rho''$	剪力箍筋體積比
$\rho_h$	水平向鋼筋比
$\rho_t$	牆版水平向鋼筋比
$\rho_v$	垂直向鋼筋比
$\rho_{elastic}$	彈性鋼筋比
$\nu$	混凝土之波松比
$\zeta$	混凝土軟化係數

表 2-1 Ono and Tokuhiro [3]分析開口牆與實驗值之比較

試體	實驗值 $Q_{test} tf$	未開口剪力 牆強度 $Q_{uo} tf$	強度折減率 $r_u$	預測值 $r_u \times Q_{uo} tf$	$\frac{Q_{test}}{r_u \times Q_{uo}} tf$
FW5-0.273-R-C	43.50	49.20	0.743	36.56	1.19
FW5-0.367-S-C	36.10	48.43	0.633	30.66	1.18
FW5-0.367-L-C	34.20	49.76	0.633	31.50	1.09
FW5-0.367-S-CB	43.30	52.02	0.691	35.95	1.20
FW5-0.367-S-CT	32.10	51.32	0.655	33.61	0.96
FW5-0.367-S-RB ( R )	39.20	52.60	0.631	33.19	1.18
FW5-0.367-S-RB ( L )	50.00	52.60	0.806	42.40	1.18
FW5-0.367-D-C	39.70	51.32	0.633	32.49	1.22
FW5-0.367-D-CLR	40.50	45.89	0.776	35.61	1.14
FW5-0.367-D-BLR	43.80	49.20	0.743	36.56	1.20
FW5-0.367-D-CTB	40.60	49.20	0.667	32.82	1.23
FW5-0.367-D-LBRT ( R )	46.90	48.07	0.848	40.76	1.15
FW5-0.367-D-LBRT ( L )	40.50	48.07	0.743	35.72	1.13
AVG					1.16
COV					0.06

表 3-1 參數  $\alpha$  與  $\beta$  之試誤值

	$\alpha$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	13 <sup>a</sup>	13 <sup>b</sup>	13 <sup>c</sup>	12 <sup>c</sup>	13 <sup>c</sup>	14 <sup>c</sup>	15 <sup>c</sup>	16 <sup>c</sup>
$f_y = 420$	13 <sup>b</sup>	11 <sup>a</sup>	13 <sup>b</sup>	12 <sup>b</sup>	13 <sup>b</sup>	13 <sup>c</sup>	14 <sup>c</sup>	15 <sup>c</sup>
$f_y = 785$	11 <sup>c</sup>	12 <sup>c</sup>	12 <sup>c</sup>	12 <sup>c</sup>	12 <sup>c</sup>	13 <sup>b</sup>	13 <sup>b</sup>	14 <sup>a</sup>

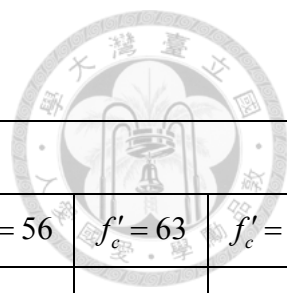
	$\beta$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	30 <sup>a</sup>	30 <sup>b</sup>	29 <sup>c</sup>	30 <sup>c</sup>	35 <sup>c</sup>	38 <sup>c</sup>	43 <sup>c</sup>	48 <sup>c</sup>
$f_y = 420$	30 <sup>b</sup>	29 <sup>a</sup>	34 <sup>b</sup>	37 <sup>b</sup>	39 <sup>b</sup>	40 <sup>c</sup>	39 <sup>c</sup>	40 <sup>c</sup>
$f_y = 785$	27 <sup>c</sup>	36 <sup>c</sup>	41 <sup>c</sup>	47 <sup>c</sup>	51 <sup>c</sup>	55 <sup>b</sup>	59 <sup>b</sup>	62 <sup>a</sup>

a：常用之材料

b：可能使用之材料

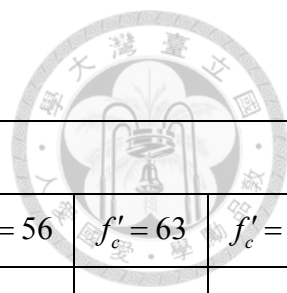
c：較少使用之材料

表 3-2  $\rho = 0.25\%$  與參數  $A$  與  $B$  之關係



$\rho = 0.25\%$	$A$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	0.40	0.30	0.24	0.20	0.17	0.15	0.13	0.12
$f_y = 420$	0.60	0.45	0.36	0.30	0.26	0.23	0.20	0.18
$f_y = 785$	1.00	0.84	0.67	0.56	0.48	0.42	0.37	0.34
$\rho = 0.25\%$	$B$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	1.00	0.75	0.60	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30
$f_y = 420$	1.00	1.00	0.90	0.75	0.64	0.56	0.50	0.45
$f_y = 785$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.93	0.84

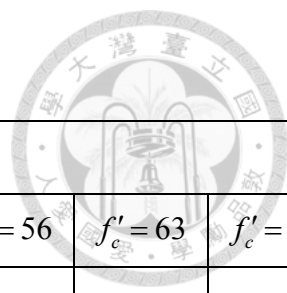
表 3-3  $\rho = 0.5\%$  與參數  $A$  與  $B$  之關係



$\rho = 0.50\%$	$A$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	0.80	0.60	0.48	0.40	0.34	0.30	0.27	0.24
$f_y = 420$	1.00	0.90	0.72	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36
$f_y = 785$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	0.84	0.75	0.67
$\rho = 0.50\%$	$B$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.86	0.75	0.67	0.60
$f_y = 420$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90
$f_y = 785$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00



表 3-4  $\rho = 0.75\%$  與參數  $A$  與  $B$  之關係



$\rho = 0.75\%$	$A$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	1.00	0.90	0.72	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36
$f_y = 420$	1.00	1.00	1.00	0.90	0.77	0.68	0.60	0.54
$f_y = 785$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\rho = 0.75\%$	$B$							
	$f'_c = 21$	$f'_c = 28$	$f'_c = 35$	$f'_c = 42$	$f'_c = 49$	$f'_c = 56$	$f'_c = 63$	$f'_c = 70$
$f_y = 280$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90
$f_y = 420$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$f_y = 785$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

表 4-1 ASCE 41-06 [11]

Condition of Shear wall and wall segment	Strength ratio	Drift ratio
$\frac{(A_s - A_{s'})f_y + N_u}{l_w t_w f_c'} \leq 0.05$	0.02	0.02
$\frac{(A_s - A_{s'})f_y + N_u}{l_w t_w f_c'} > 0.05$	0	0.01

表 5-1 Ono and Tokuhiro[3]系列試體詳細資訊

試體名稱	梁、柱			牆版			混凝土		鋼筋		軸力比 $\frac{N_u}{A_o \cdot f_c'}$					
	梁斷面 $b_b \times h_b$ cm × cm	柱斷面 $l_c \times b_c$ cm × cm	主筋	箍筋、繫筋 間距 cm $\rho$ %	版厚 cm	牆筋 間距 cm $\rho$ %	開口尺寸 $h_o \times l_o$ cm × cm	抗壓強度 $\frac{kgf}{cm^2}$	抗拉強度 $\frac{kgf}{cm^2}$	降伏強度 $\frac{kgf}{cm^2}$		極限強度 $\frac{kgf}{cm^2}$				
未開口	20×30	20×20	4-D13	D6@4~8 $\rho = 0.4 \sim 0.8$	5	D6@10 $\rho=0.64$	無開口	321*	28.6	D6 3870	D6 5380	0.08				
R-C						37×37	275	21.0	0.11							
S-C						37×67	261	21.9	0.13							
L-C						67×37	284	22.3	0.11							
S-CB						37×67	325*	31.2	0.11							
S-CT						37×67	312*	29.3	0.11							
S-RB						37×67	336*	31.8	0.10							
D-C						37×17	312*	29.3	0.10							
D-CLR						開口補 牆筋 D10	37×17	220	18.9			D10 3850	D10 5540	0.14		
D-BLR							17×37	275	21.0					D13 3440	D13 5250	0.13
D-CTB							17×37	220	21.0							0.14
D-LBRT						梁箍筋 D6@4~8 $\rho=0.4\sim0.8$	17×37	255	23.6					0.12		

\*:試體脫模後以濕布包覆養護一個月

表 5-2 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體實驗結果與比較

Number	Specimen		量測值		強度比較 $V_{test}/V_{cal}$			位移比較 $\delta_{test}/\delta_{cal}$	
			$V_{test}$ (kN)	$\delta_{test}$ (mm)	疊加	簡易	Ono	疊加	簡易
1	0.00	正向	526	7.02	0.99	0.99	1.04	1.19	1.19
2		負向	512	7.18	0.96	0.96	1.02	1.22	1.22
3	R-C	正向	424	6.75	1.24	1.24	1.19	1.62	1.62
4		負向	427	5.84	1.25	1.25	1.19	1.40	1.40
5	S-C	正向	354	6.94	1.40	1.40	1.18	1.70	1.70
6		負向	337	6.88	1.33	1.33	1.12	1.68	1.68
7	L-C	正向	326	7.76	1.07	1.07	1.05	1.16	1.37
8		負向	336	7.89	1.10	1.11	1.09	1.18	1.40
9	S-CB	正向	425	5.81	1.24	1.24	1.21	1.44	1.44
10		負向	409	6.07	1.19	1.19	1.17	1.50	1.50
11	S-CT	正向	315	4.80	1.05	1.05	0.94	1.00	1.18
12		負向	297	5.06	0.99	0.99	0.90	1.06	1.25
13	S-RB	正向	385	5.87	1.16	1.16	1.18	0.79	0.79
14		負向	491	5.90	1.08	1.08	1.18	1.21	1.21
15	D-C	正向	389	7.14	1.19	1.23	1.22	1.79	2.00
16		負向	356	5.06	1.09	1.13	1.14	1.27	1.42
17	D-	正向	392	6.09	0.93	0.93	1.12	1.16	1.16
18	CLR	負向	397	5.89	0.94	0.94	1.14	1.13	1.13
19	D-	正向	425	5.87	0.94	0.94	1.19	1.57	1.57
20	BLR	負向	430	5.87	0.95	0.95	1.20	1.57	1.57
21	D-	正向	391	5.93	1.52	1.52	1.21	0.84	0.90
22	CTB	負向	398	5.87	1.55	1.55	1.24	0.84	0.89
23	D-	正向	460	6.87	1.26	1.37	1.15	3.32	1.03
24	LBRT	負向	397	6.95	1.12	1.20	1.14	3.20	1.04
AVG					1.15	1.16	1.13	1.45	1.32
COV					0.15	0.15	0.08	0.42	0.22

表 5-3 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體實驗修正結果與比較

Number	Specimen		量測值		強度比較 $V_{test} / V_{cal}$			位移比較 $\delta_{test} / \delta_{cal}$	
			$V_{test}$ (kN)	$\delta_{test}$ (mm)	疊加	簡易	Ono	疊加	簡易
1	0.00	正向	526	7.02	0.99	0.99	1.04	1.19	1.19
2		負向	512	7.18	0.96	0.96	1.02	1.22	1.22
3	R-C	正向	424	6.75	1.24	1.24	1.19	1.62	1.62
4		負向	427	5.84	1.25	1.25	1.19	1.40	1.40
5	S-C	正向	354	6.94	1.40	1.40	1.18	1.70	1.70
6		負向	337	6.88	1.33	1.33	1.12	1.68	1.68
7	L-C	正向	326	7.76	1.07	1.07	1.05	1.16	1.37
8		負向	336	7.89	1.10	1.11	1.09	1.18	1.40
9	S-CB	正向	425	5.81	1.24	1.24	1.21	1.44	1.44
10		負向	409	6.07	1.19	1.19	1.17	1.50	1.50
11	S-CT	正向	315	4.80	1.05	1.05	0.94	1.00	1.18
12		負向	297	5.06	0.99	0.99	0.90	1.06	1.25
13	S-RB	正向	385	5.87	1.25	1.25	1.18	0.81	0.81
14		負向	491	5.90	1.17	1.17	1.18	1.28	1.28
15	D-C	正向	389	7.14	1.19	1.23	1.22	1.79	2.00
16		負向	356	5.06	1.09	1.13	1.14	1.27	1.42
17	D-CLR*	正向*	392	6.09	1.09*	1.09*	1.12	0.82*	0.82*
18		負向*	397	5.89	0.95*	0.95*	1.14	0.79*	0.79*
19	D-BLR	正向	425	5.87	0.95	0.95	1.19	1.65	1.65
20		負向	430	5.87	0.96	0.96	1.20	1.65	1.65
21	D-CTB*	正向*	391	5.93	1.16*	1.16*	1.21	0.80*	0.80*
22		負向*	398	5.87	1.55*	1.55*	1.24	0.79*	0.79*
23	D-LBRT*	正向*	460	6.87	1.16*	1.16*	1.15	0.92*	0.92*
24		負向	397	6.95	1.11	1.23	1.14	3.20	1.09
AVG					1.13	1.13	1.13	1.32	1.28
COV					0.10	0.10	0.08	0.38	0.26

\*:為修正過後之試體



表 5-4 杜昱石[4]各開口牆試體開口位置與大小

試體名稱	窗型開口尺寸 cm				門型開口尺寸 cm	
	$x_{ow}$	$y_{ow}$	$x$	$y$	$x_{od}$	$y_{od}$
W1C	90	90	0	140	90	250
W2			110			
W3			195			
W4		140	110			
W5	150	140	135			

表 5-5 杜昱石[4]各開口牆試體使用材料性質

試體名稱	混凝土	鋼筋							
	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材	牆版				$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
			垂直鋼筋		水平鋼筋				
			尺寸	$\rho_v$ %	尺寸	$\rho_h$ %	#3	#5	#6
W1C	356	10-#6	#3@ 20cm	0.475	#3@ 20cm	0.475	3128	4384	4792
W2	349								
W3	374								
W4	373								
W5	360								

表 5-6 杜昱石[4]開口牆試體實驗結果與比較



Number	Specimen		量測值		強度比較 $V_{test} / V_{cal}$		位移比較 $\delta_{test} / \delta_{cal}$	
			$V_{test}$ (kN)	$\delta_{test}$ (mm)	疊加	簡易	疊加	簡易
1	W1C	正向	1364	16.49	0.88	0.88	0.91	0.91
2		負向	1893	16.73	0.95	0.95	1.19	1.19
3	W2	正向	1472	15.71	1.33	1.33	1.09	1.34
4		負向	1442	8.82	0.97	0.97	0.73	0.78
5	W3	正向	1560	16.52	1.16	1.16	0.82	0.82
6		負向	1687	9.83	0.94	0.94	0.68	0.68
7	W4	正向	1511	29.44	1.21	1.21	1.42	1.42
8		負向	1422	29.17	0.88	0.88	1.79	1.79
9	W5	正向	1030	31.81	1.28	1.28	1.72	1.72
10		負向	1128	13.17	1.09	1.09	0.86	0.86
AVG					1.07	1.07	1.12	1.15
COV					0.15	0.15	0.34	0.33

表 6-1 洪詩晴[5]試體配筋性質

試體 名稱	混凝土	鋼筋						
	$f'_c$ (MPa)	特殊邊界 構材主筋	特殊邊界構材箍筋		牆版垂直與水平鋼筋			
			鋼筋號數與間距 cm		鋼筋號數與間距 cm			
M1	39	4#7 (A706) 2#6 (A706)	#3@6.5 (A706)		#3@23 (A706)			
M2	38	6#5 (SD785)	#3@6.5 (A706)		#3@46 (SD785)			
H1	44	9#7 (A706)	#3@6.5 (A706)		#4@15 (A706)			
H2	44	9#5 (SD785)	#3@6.5 (A706)		#4@30 (SD785)			
H3	42	9#7 (A706)	#3@13 (A706)		#4@15 (A706)			
鋼筋強度								
		#3		#4		#5	#6	#7
		A706	SD785	A706	SD785	SD785	A706	A706
$f_y$ (MPa)		453	786	475	806	770	440	450
$f_u$ (MPa)		684	940	666	1007	980	67	653

表 6-2 設計材料性質

試體名稱	混凝土	鋼筋						
	$f'_c$ (MPa)	特殊邊界 構材主筋	牆版				$f_y$ (MPa)	
			垂直鋼筋		水平鋼筋			
			尺寸	$\rho_v$ %	尺寸	$\rho_h$ %	#4	#9
HRC-O	70	9-#9	#4	0.844	#4	0.844	785	685
HRC-1	70	9-#9	#4	0.844	#4	0.844	785	685
HRC-2	70	9-#9	#4	0.844	#4	0.844	785	685
HRC-3	70	9-#9	#4	0.844	#4	0.844	785	685





圖 1-1 RC 牆大量開窗與開門造成明顯剪力破壞

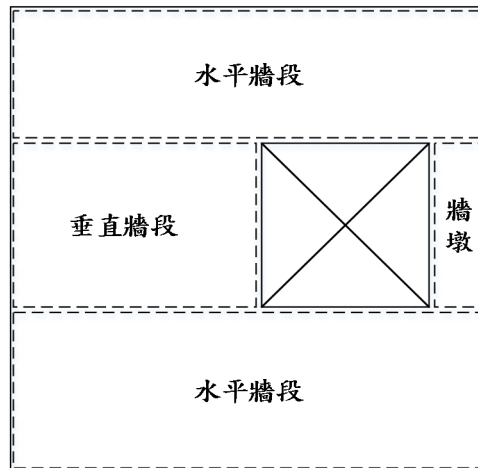


圖 1-2 剪力牆因開口後出現的牆段與牆墩示意圖

**Table R18.10.1 — Governing design provisions for vertical wall segments<sup>[1]</sup>**

Clear height of vertical wall segment / length of vertical wall segment, ( $h_w/l_w$ )	Length of vertical wall segment / wall thickness, ( $l_w/b_w$ )		
	$(l_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (l_w/b_w) \leq 6.0$	$(l_w/b_w) > 6.0$
$h_w/l_w < 2.0$	Wall	Wall	Wall
$h_w/l_w \geq 2.0$	Wall pier required to satisfy specified column design requirements, refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements, refer to 18.10.8.1	Wall

<sup>[1]</sup>  $h_w$  is the clear height,  $l_w$  is the horizontal length, and  $b_w$  is the width of the web of the wall segment.

圖 1-3 美國 ACI 318-14 規範[2]對垂直牆段相關規定

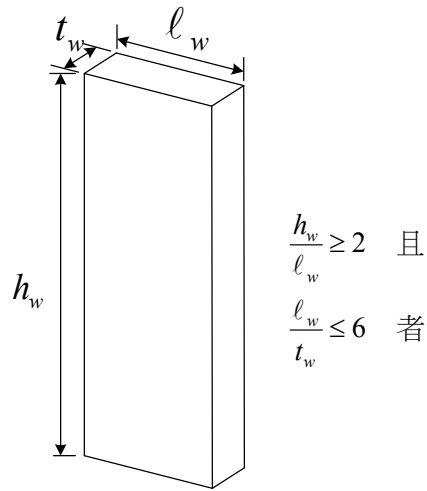


圖 2-1 牆墩尺寸示意圖

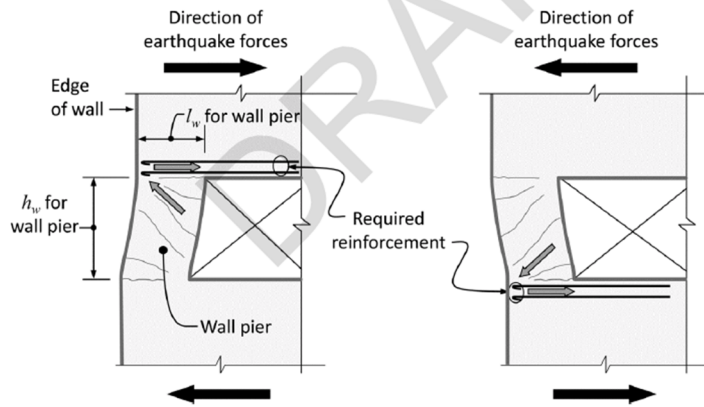


Fig R18.10.8—Required horizontal reinforcement in wall segments above and below wall piers at the edge of a wall.

圖 2-2 美國 ACI 318-14 規範[2]對牆墩上下端之配筋規定

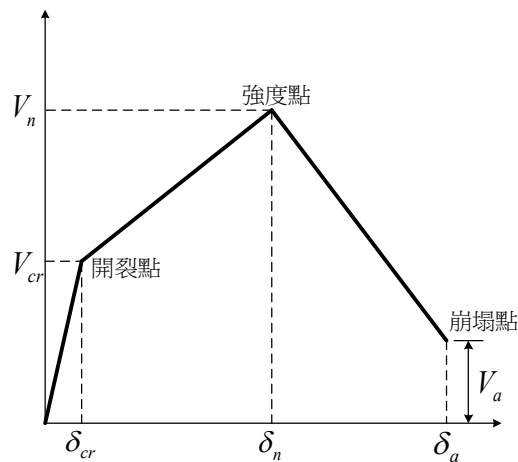


圖 2-3 鋼筋混凝土牆側力位移曲線

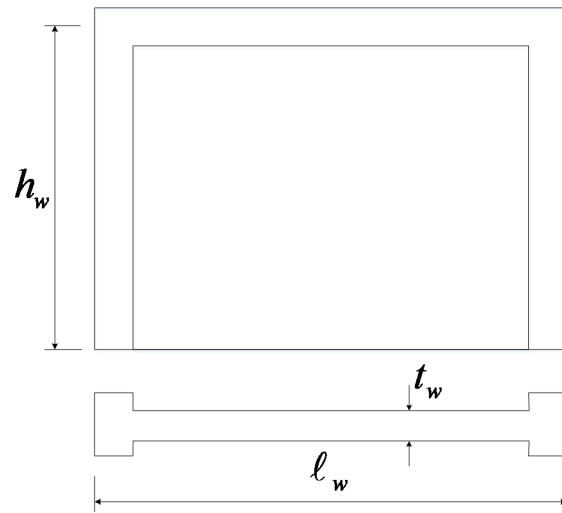


圖 2-4 剪力牆尺寸示意圖

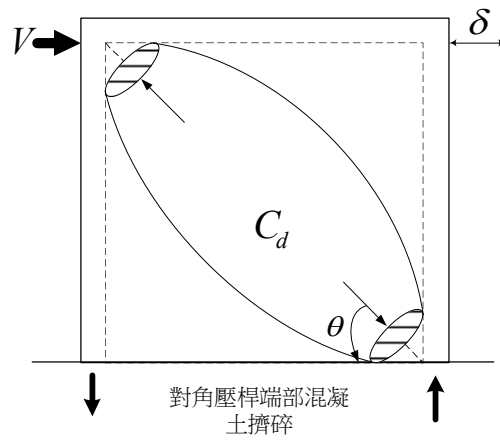


圖 2-5 剪力牆傳遞剪力示意圖

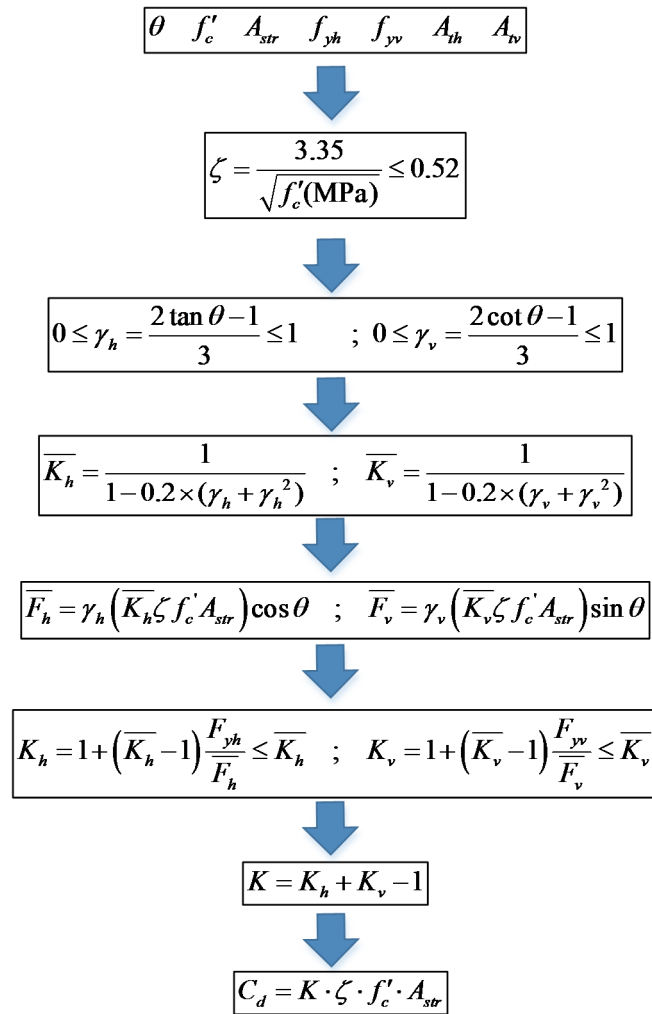


圖 2-6 文獻[6,7]計算流程圖

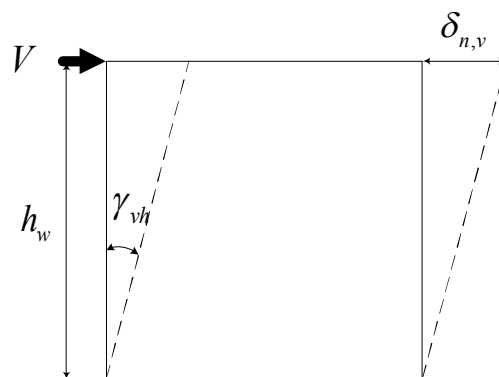


圖 2-7 剪力牆剪力變形

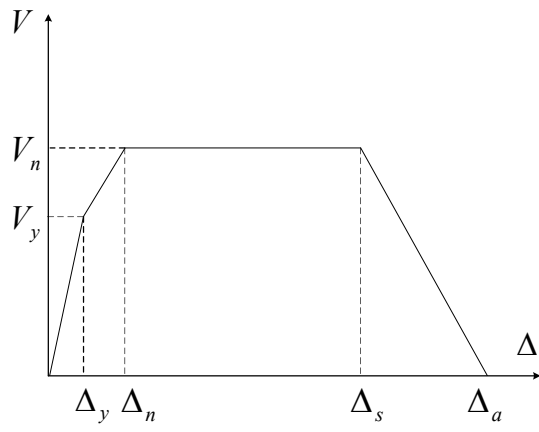
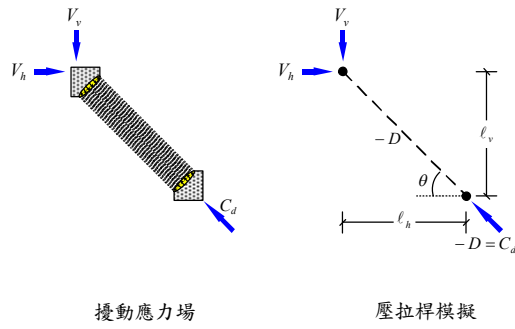
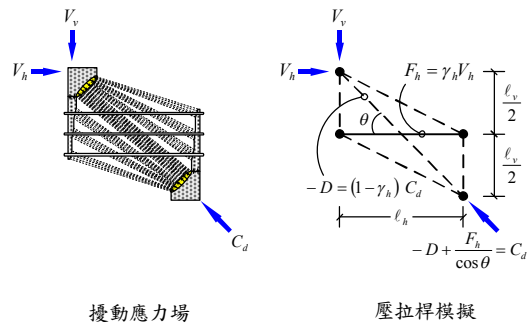


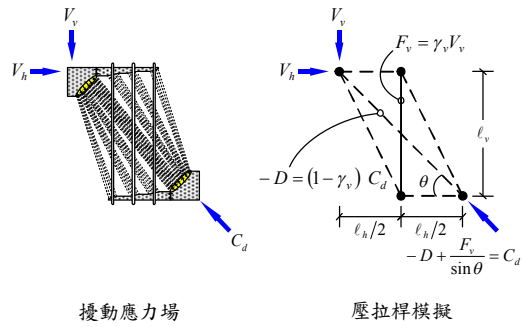
圖 2-8 柱側力位移曲線



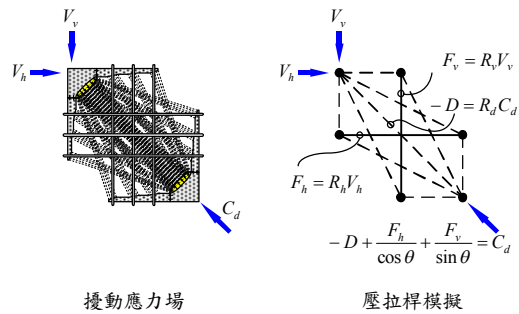
(a) 對角機制



(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 2-9 軟化壓拉桿模型之抵抗機制[10.11]

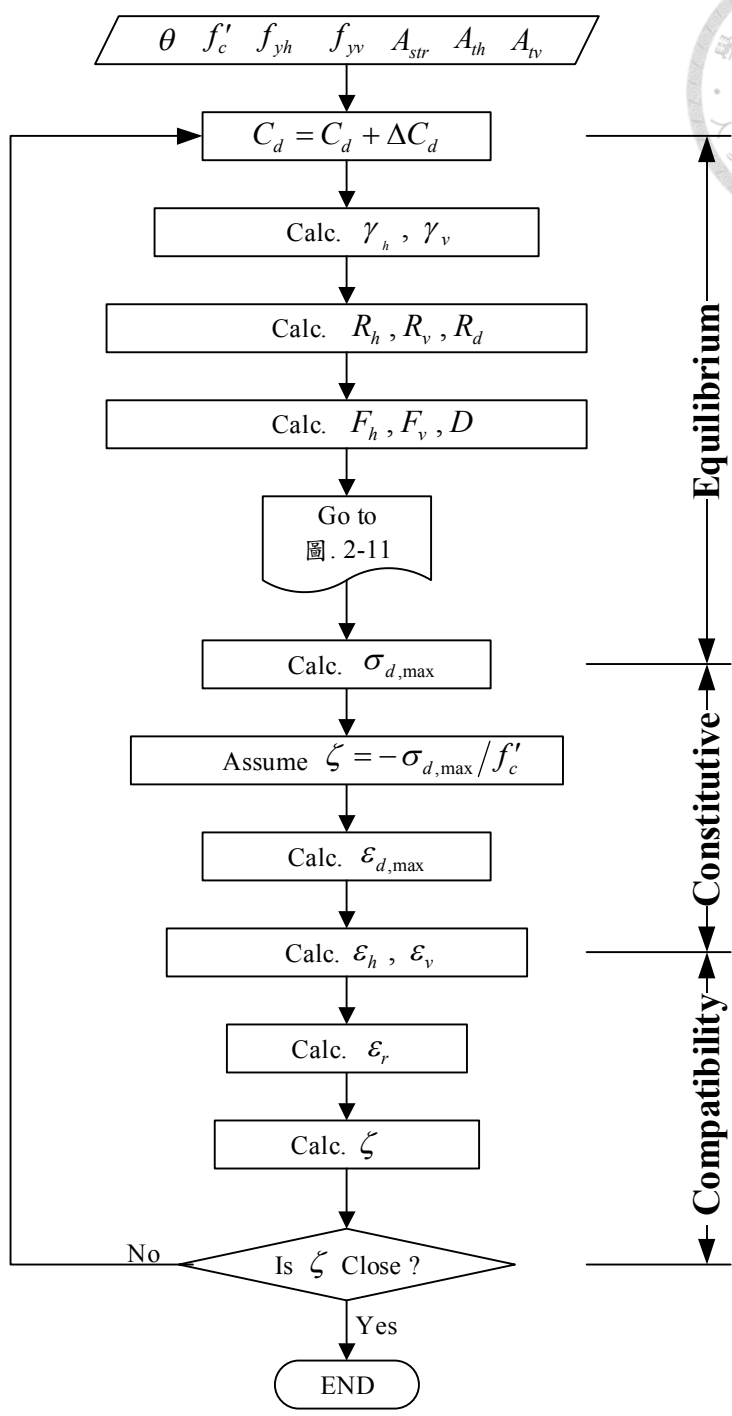


圖 2-10 軟化壓拉桿之剪力強度計算流程[10]



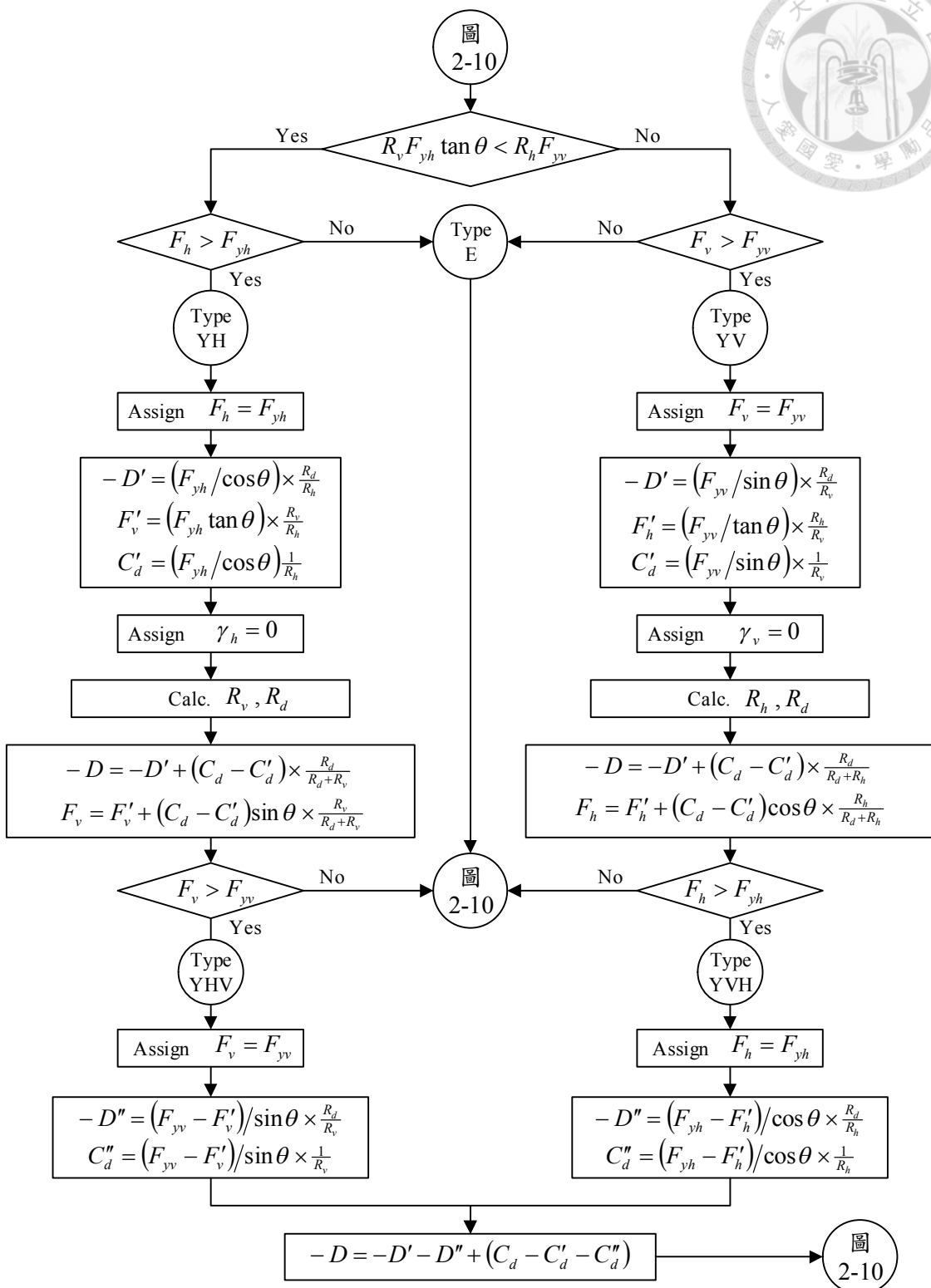


圖 2-11 拉桿降伏後之內力分配流程圖[10]

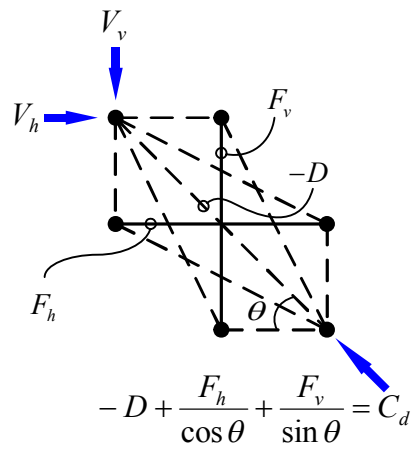


圖 2-12 軟化壓拉桿傳力機制[10]

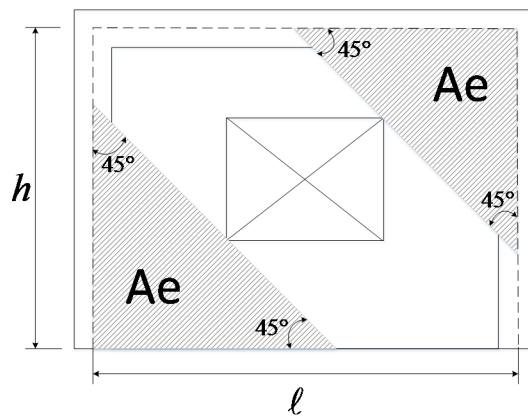


圖 2-13 Ono and Tokuhiro [3]開口牆強度折減係數示意圖

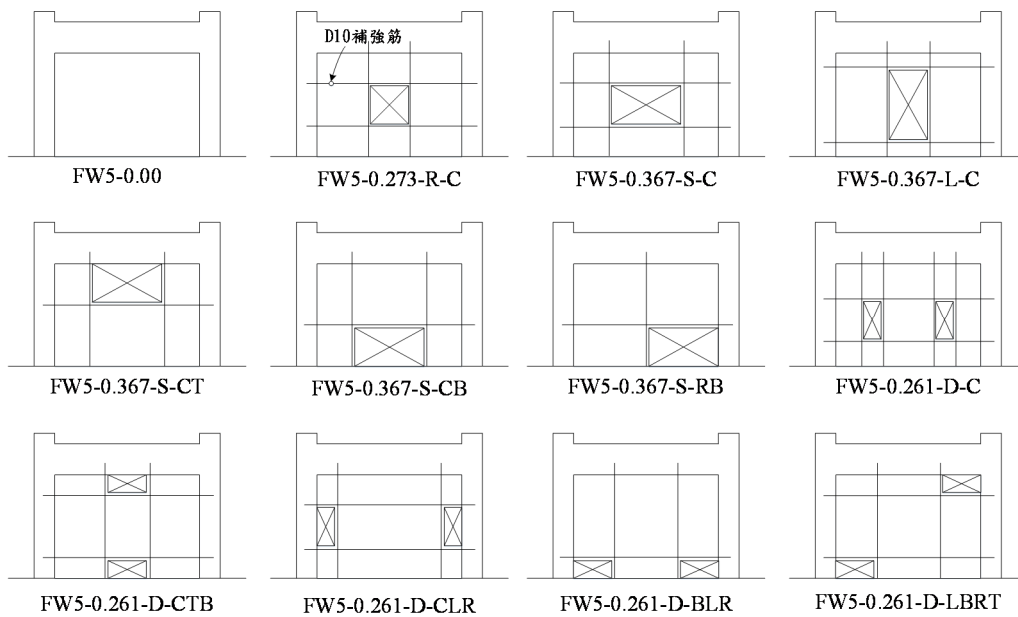
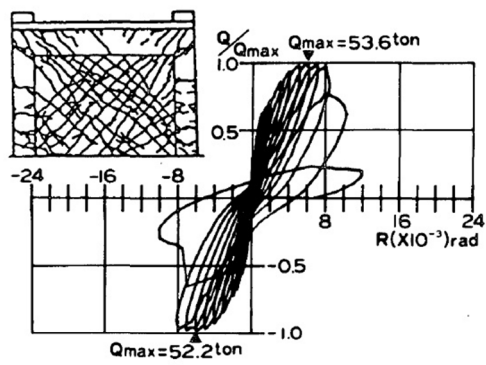
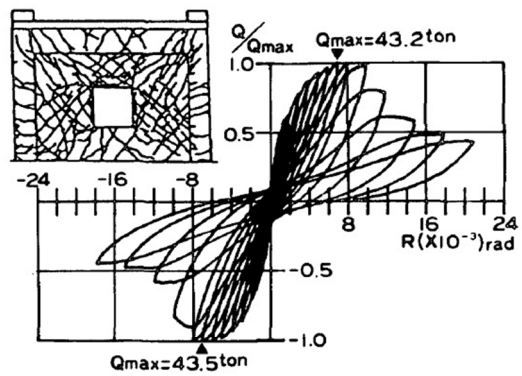


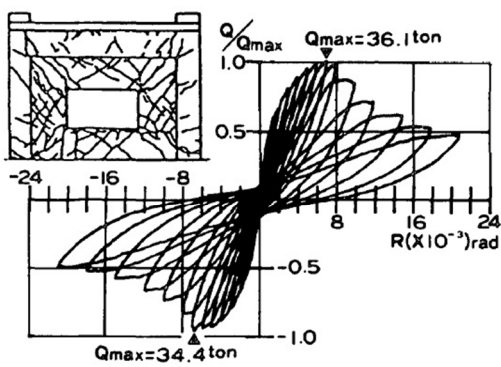
圖 2-14 Ono and Tokuhiro [3]系列試體開口位置與配置補強筋位置示意圖



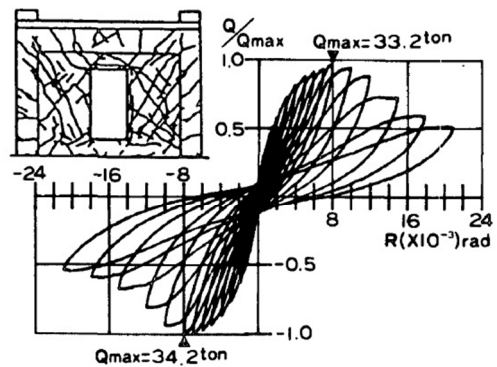
a) FW5-0.00



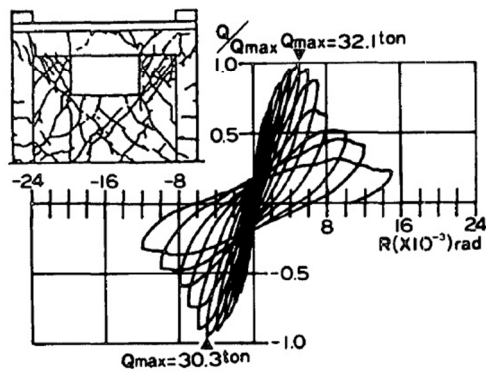
b) FW5-0.273-R-C



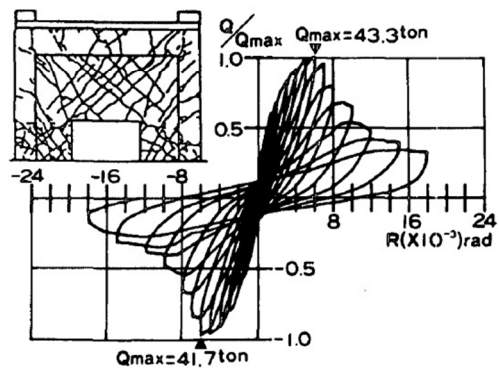
c) FW5-0.367-S-C



d) FW5-0.367-L-C

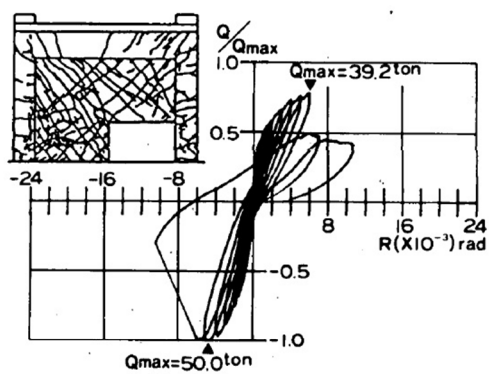


f) FW5-0.367-S-CT

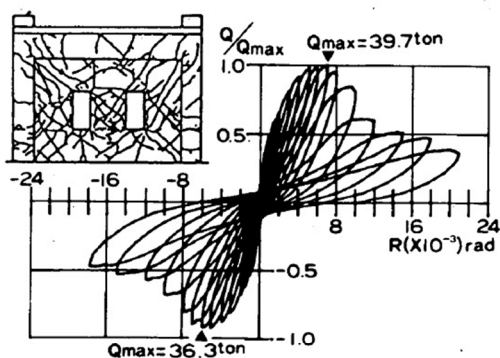


e) FW5-0.367-S-CB

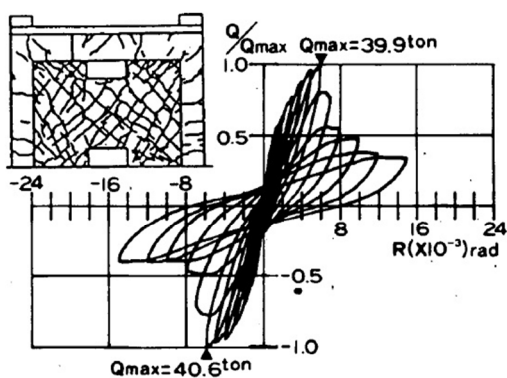
圖 2-15 Ono and Tokuhiro 試體實驗遲滯迴圈-1[3]



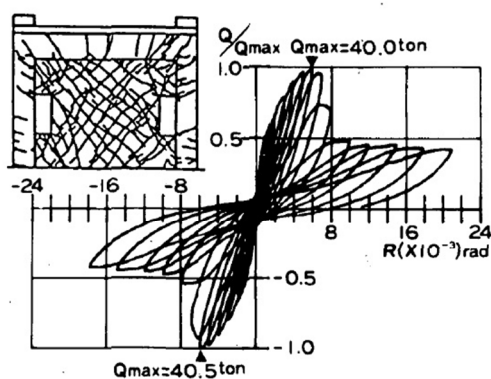
g) FW5-0.367-S-RB



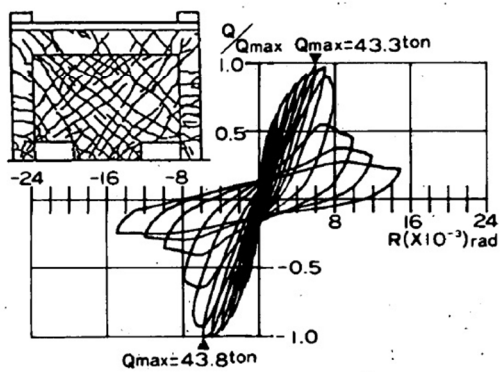
h) FW5-0.261-D-C



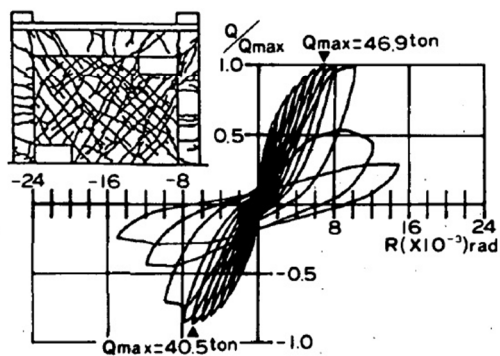
k) FW5-0.261-D-CTB



i) FW5-0.261-D-CLR



j) FW5-0.261-D-BLR



l) FW5-0.261-D-LBRT

圖 2-16 Ono and Tokuhiro 試體實驗遲滯迴圈-2[3]



圖 2-17 實際既有街屋屋後牆開口[4]



圖 2-18 實際新建街屋屋後牆[18]

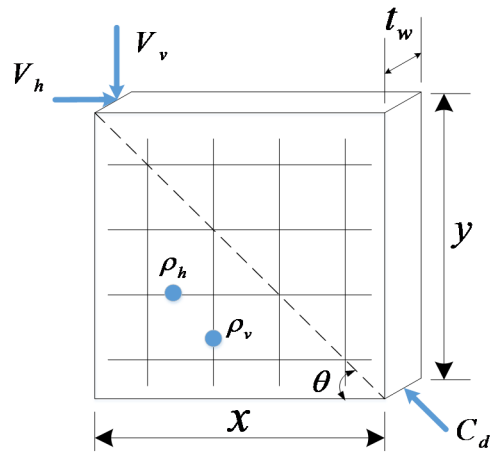


圖 3-1 牆版抗剪元素示意圖

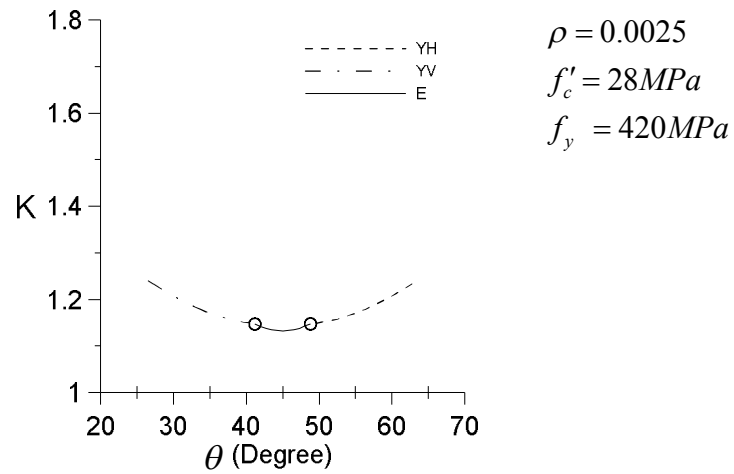


圖 3-2 鋼筋比  $\rho = 0.0025$  之  $K$  值曲線

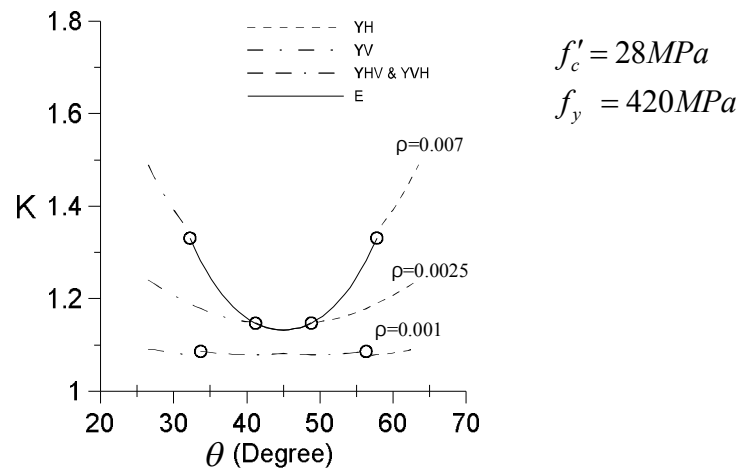
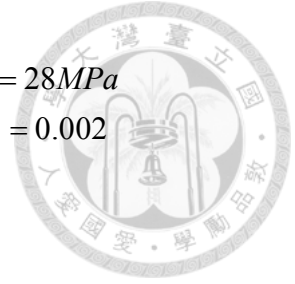


圖 3-3 鋼筋比  $\rho$  對  $K$  值曲線之影響



$f'_c = 28MPa$   
 $\rho = 0.002$

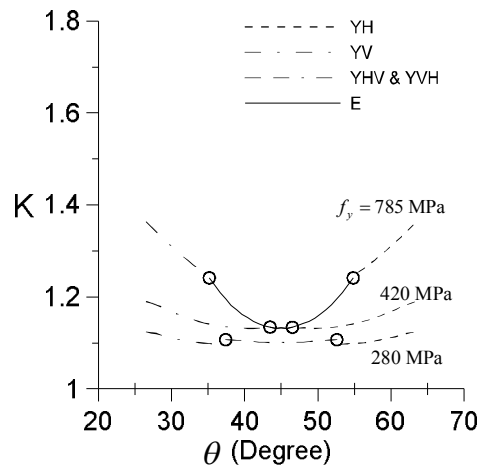


圖 3-4 鋼筋強度對  $K$  值曲線之影響

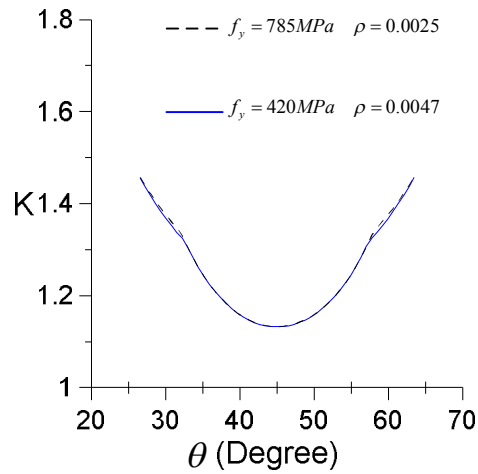


圖 3-5 等值拉力強度轉換之  $K$  值

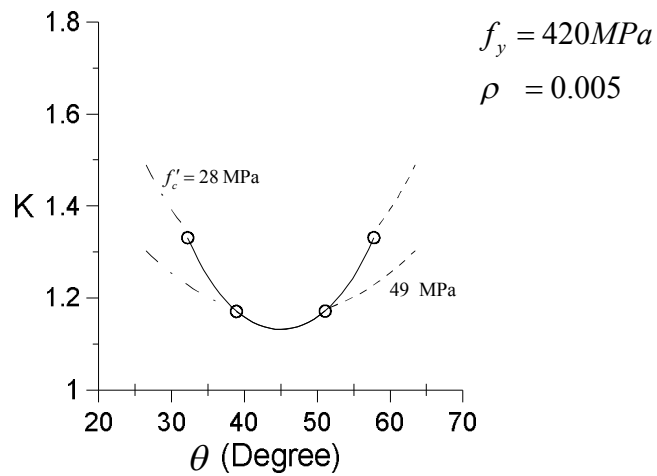


圖 3-6 混凝土強度對  $K$  值曲線之影響

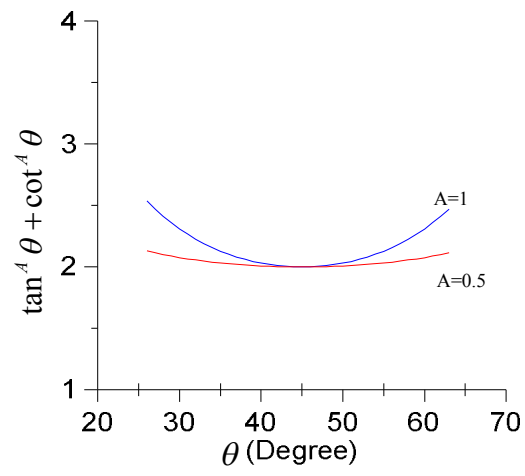


圖 3-7  $\tan^A \theta + \cot^A \theta$  之圖形





精算法分析值

簡易模擬值

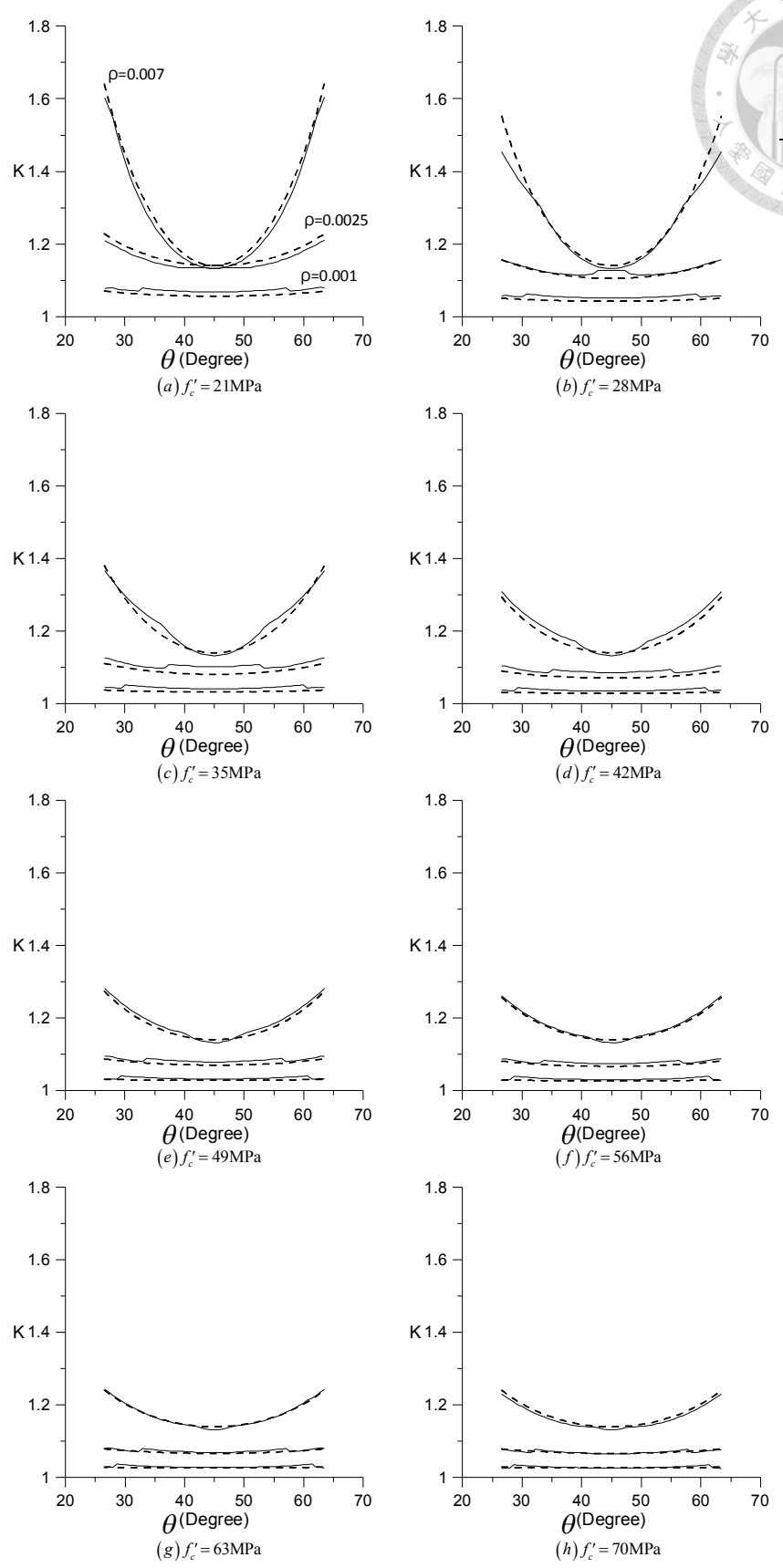


圖 3-8 鋼筋強度為 280 MPa 搭配不同混凝土強度

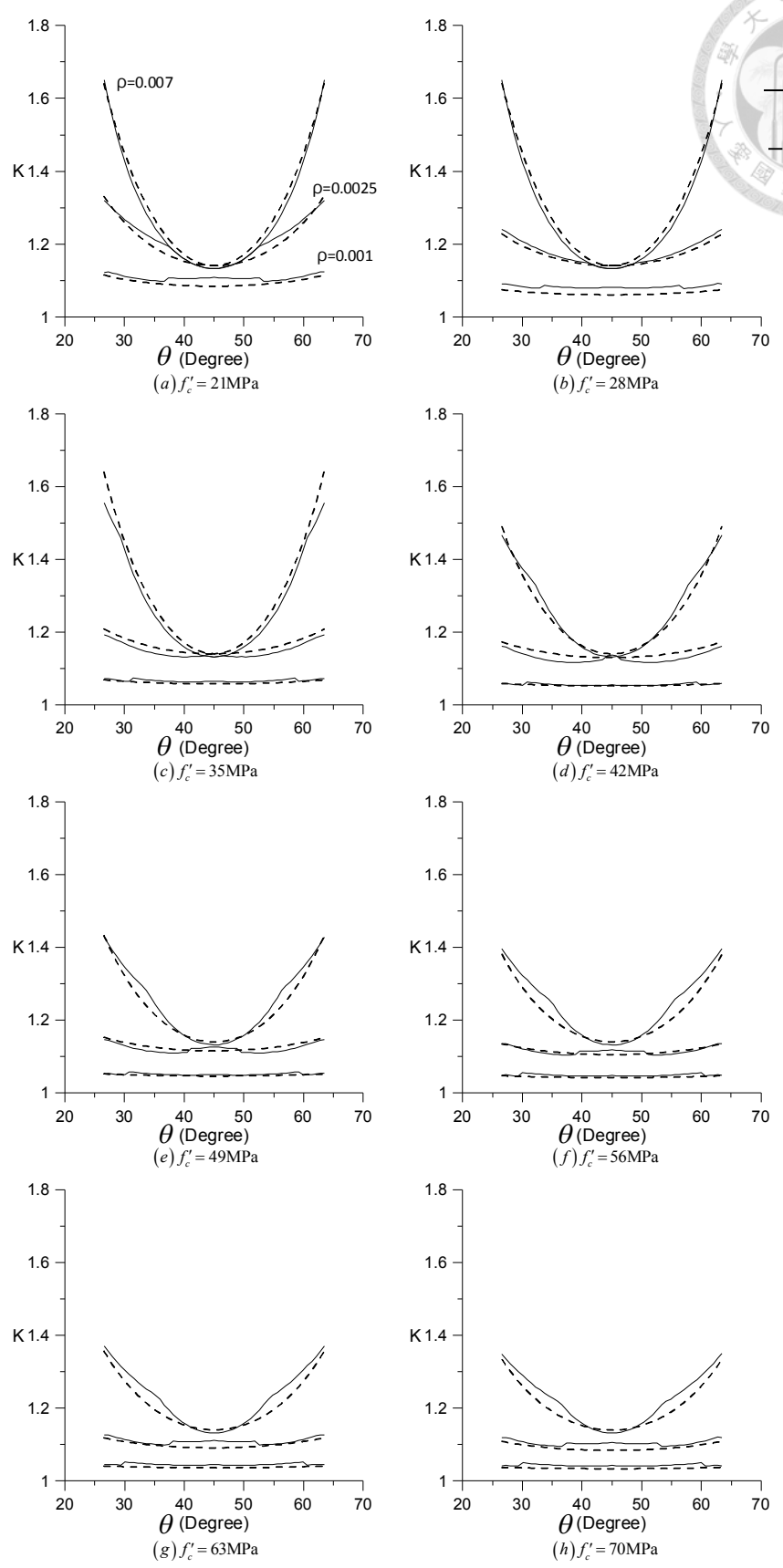
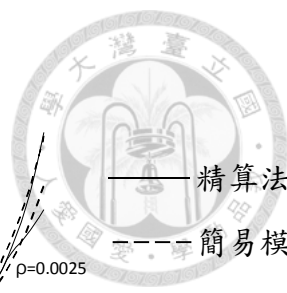


圖 3-9 鋼筋強度為 420 MPa 搭配不同混凝土強度



精算法分析值  
--- 簡易模擬值

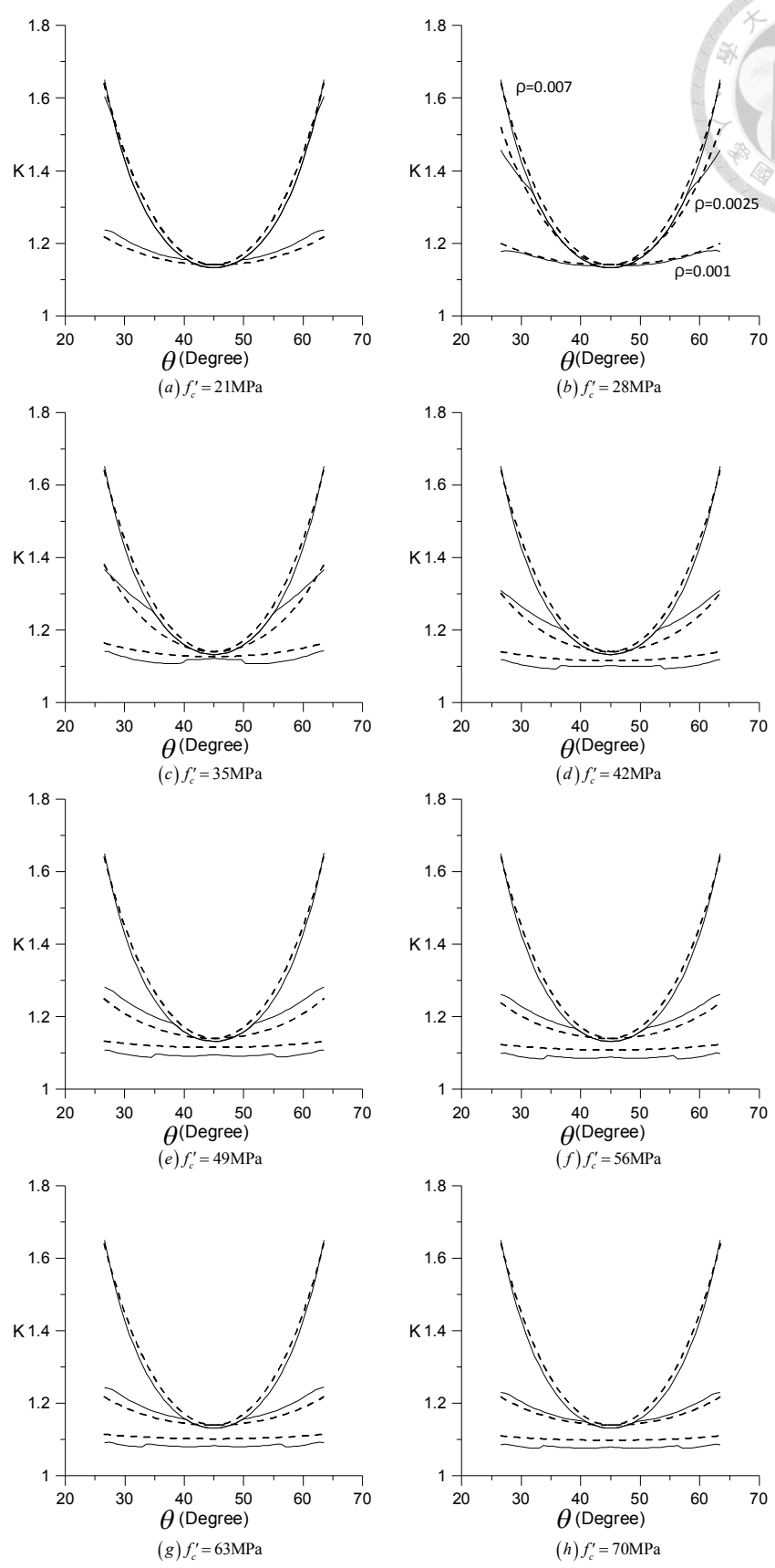


圖 3- 10 鋼筋強度為 785 MPa 搭配不同混凝土強度

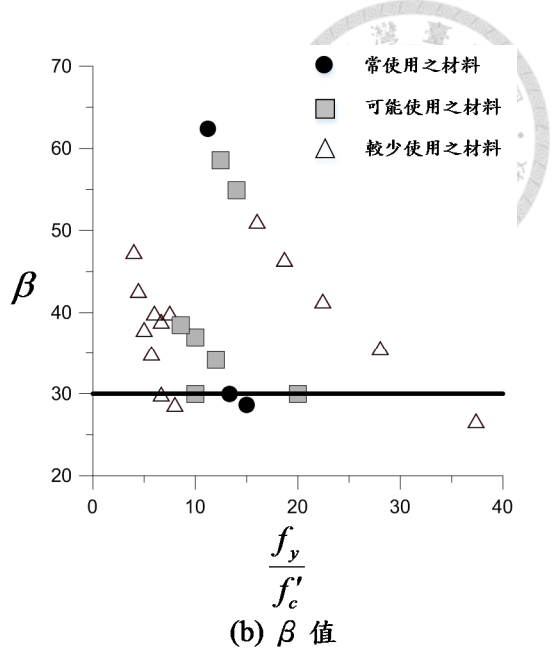
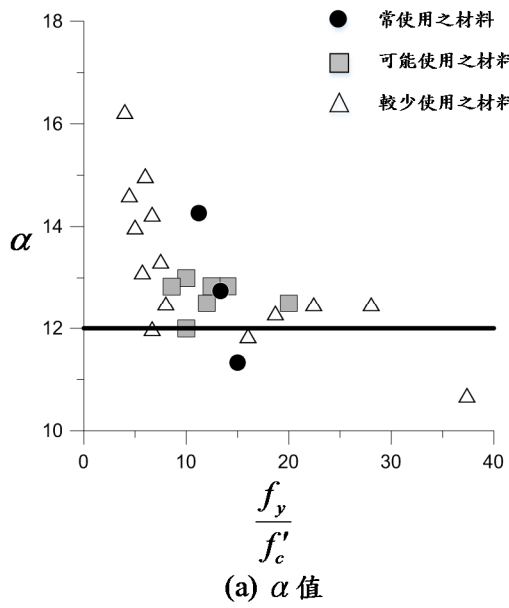
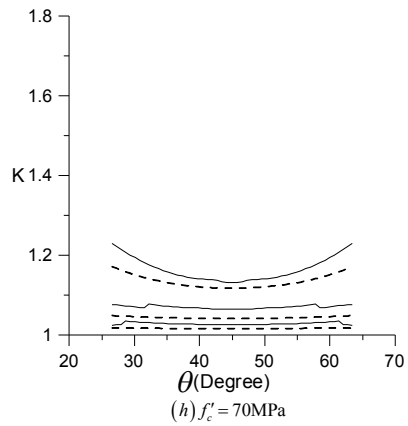
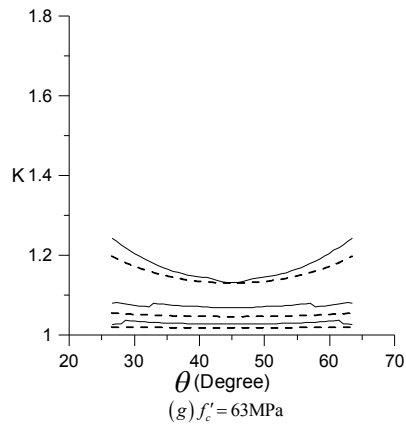
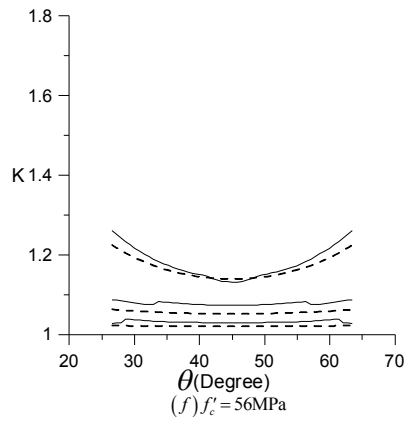
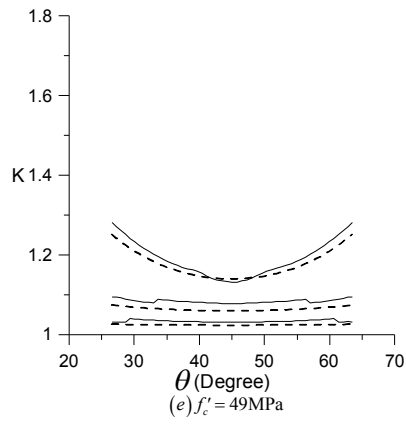
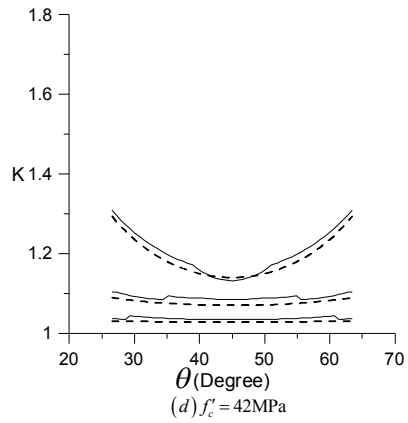
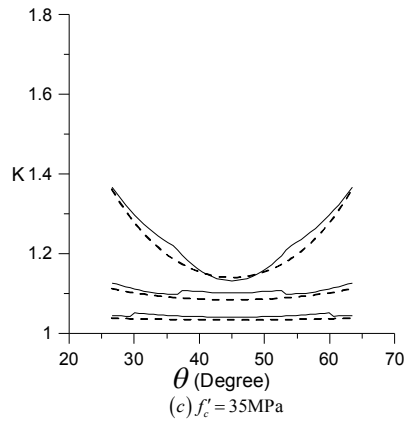
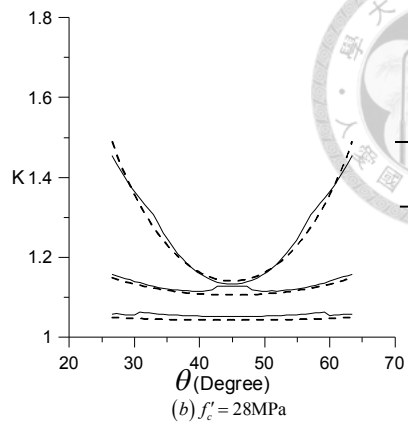
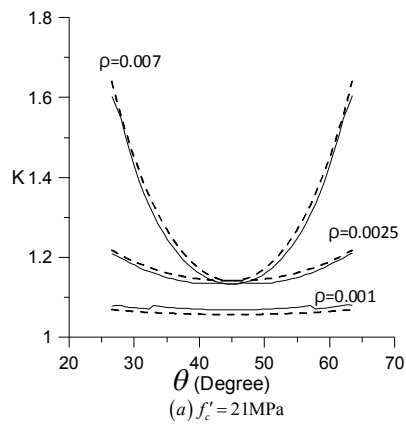


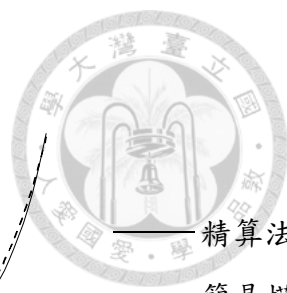
圖 3-11  $\alpha$  與  $\beta$  值之選擇



精算法分析值

簡易模擬值

圖 3-12 鋼筋強度為 280 MPa 搭配不同混凝土強度



精算法分析值  
 ----- 簡易模擬值

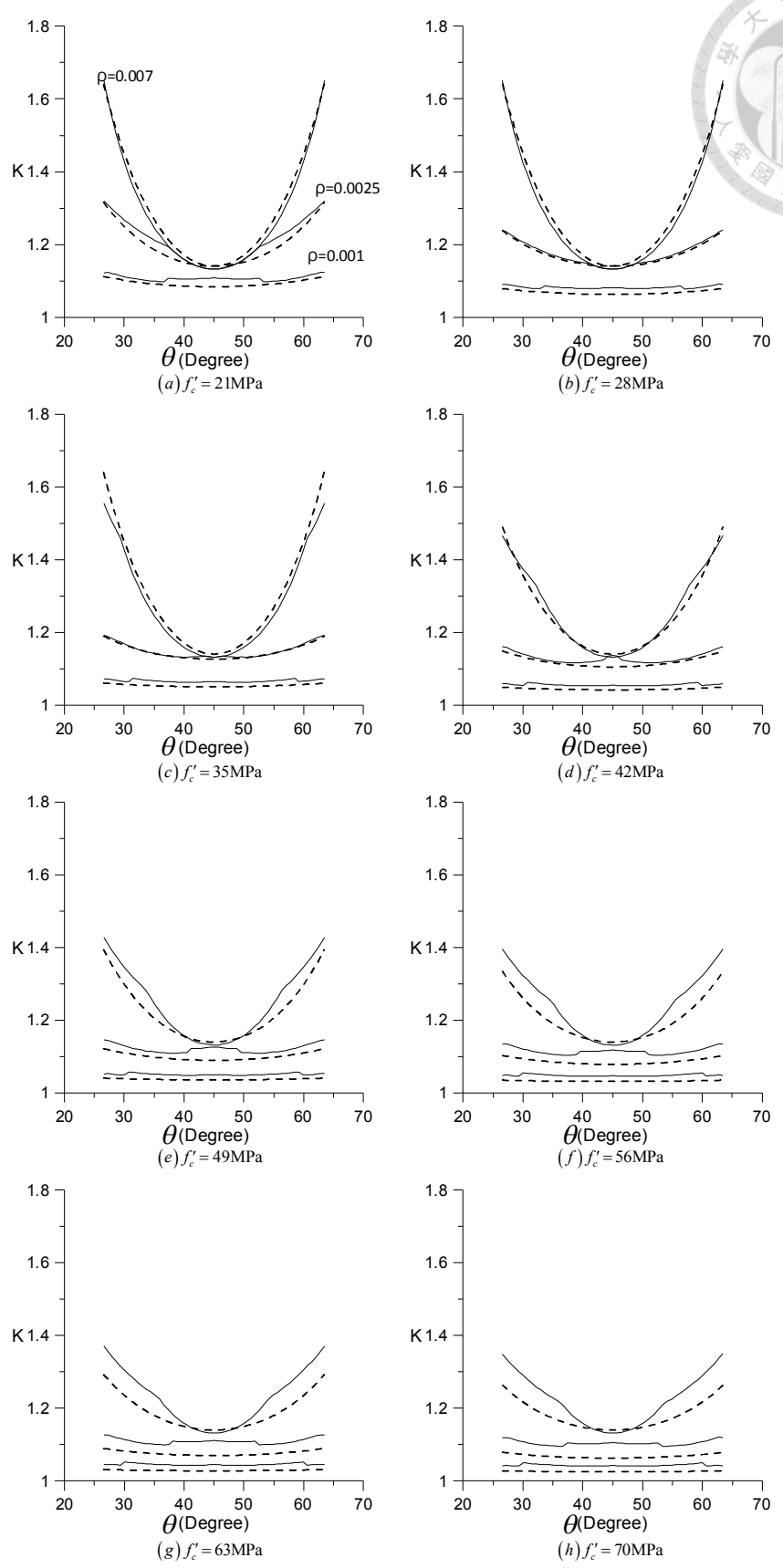
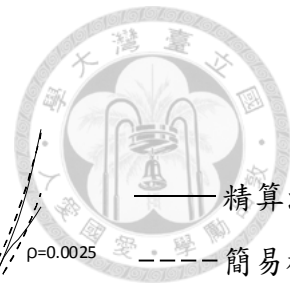
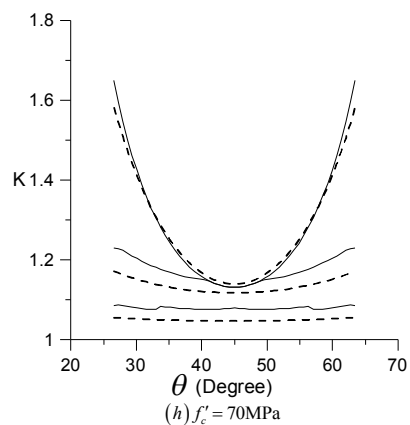
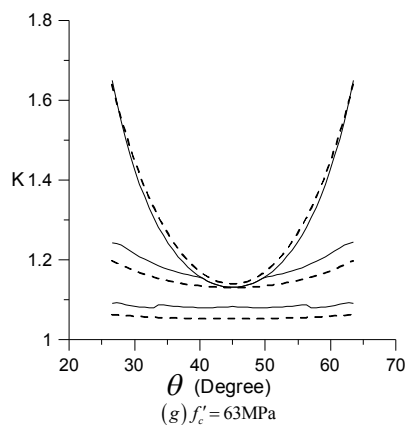
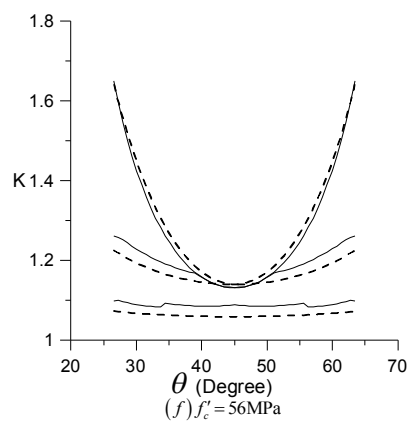
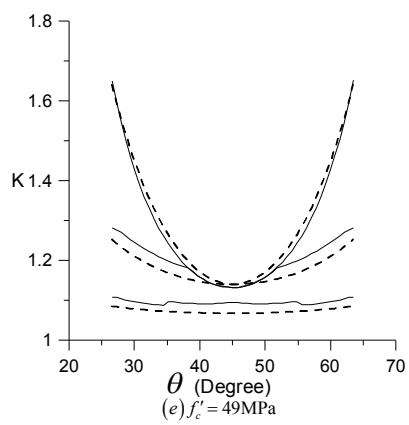
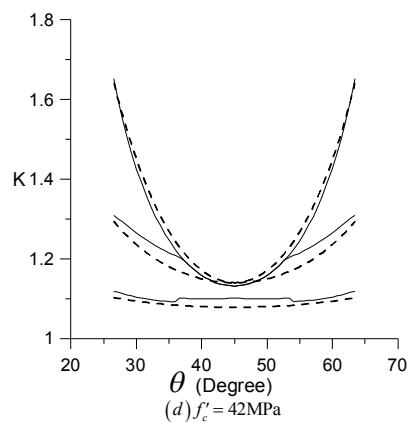
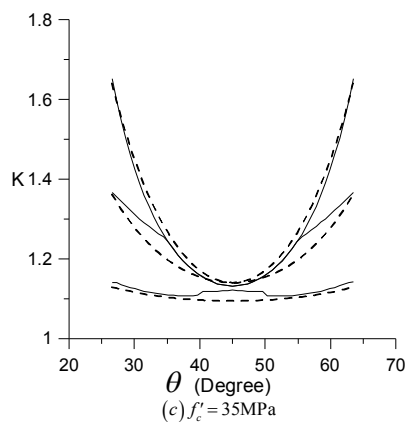
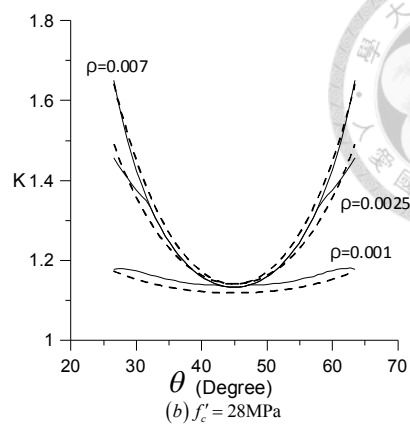
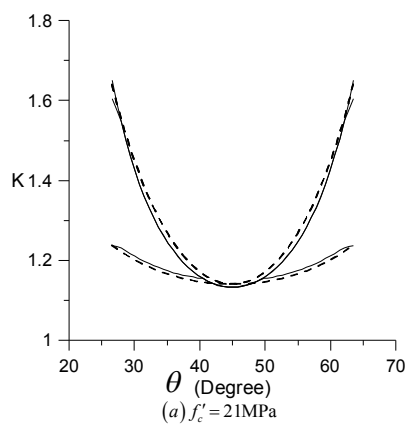


圖 3-13 鋼筋強度為 420 MPa 搭配不同混凝土強度



—— 精算法分析值  
 - - - 簡易模擬值

圖 3-14 鋼筋強度為 785 MPa 搭配不同混凝土強度

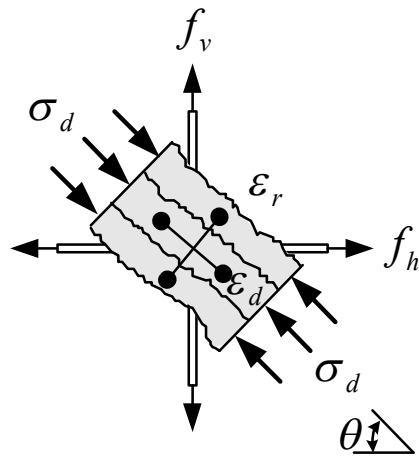


圖 3-15 剪力元素內主拉應變  $\epsilon_r$  示意圖

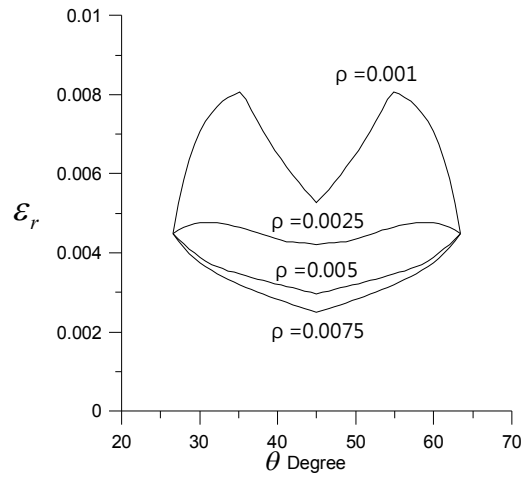


圖 3-16 主拉應變  $\epsilon_r$  曲線 ( $f'_c = 28MPa$   $f_y = 420MPa$ )

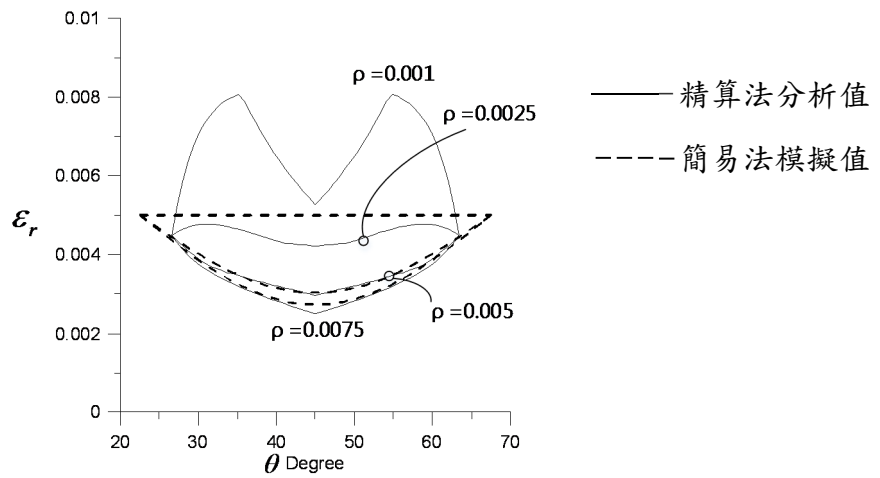


圖 3-17 預測曲線與精算法之比較



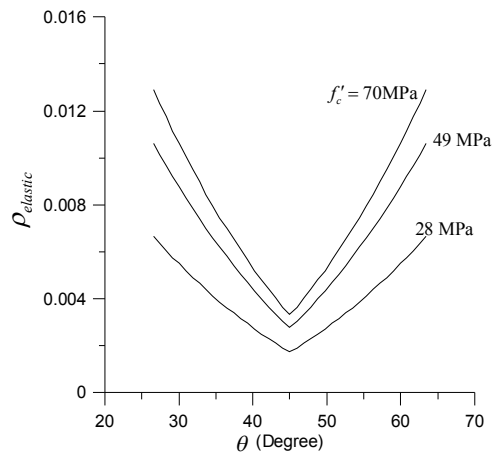


圖 3-18 一般強度鋼筋( $f_y = 420\text{ MPa}$ )配置最低彈性鋼筋比之需求

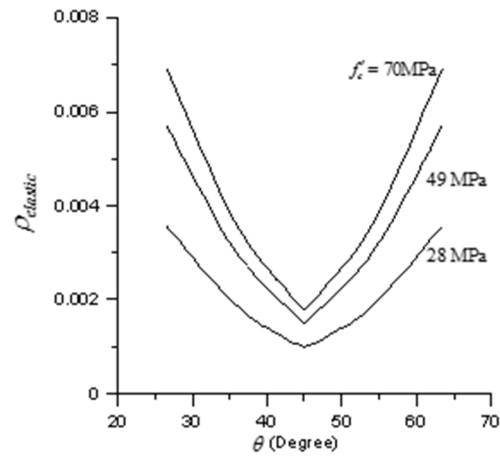


圖 3-19 高強度鋼筋( $f_y = 785\text{ MPa}$ )配置最低彈性鋼筋比之需求

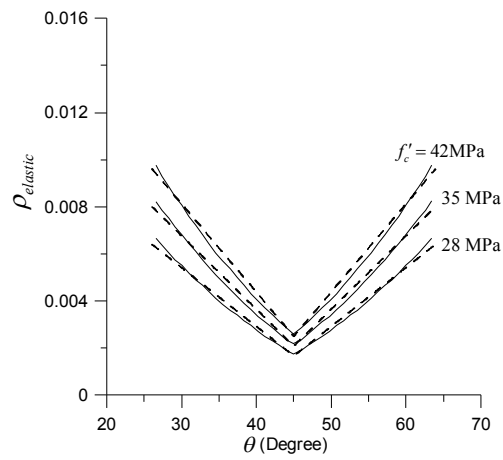


圖 3-20 預測曲線與分析值之比較( $f_y = 420\text{ MPa}$ )

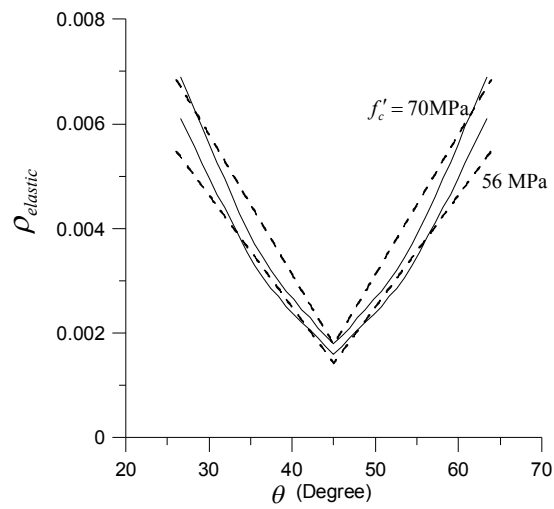


圖 3-21 預測曲線與分析值之比較( $f_y = 785 \text{ MPa}$ )

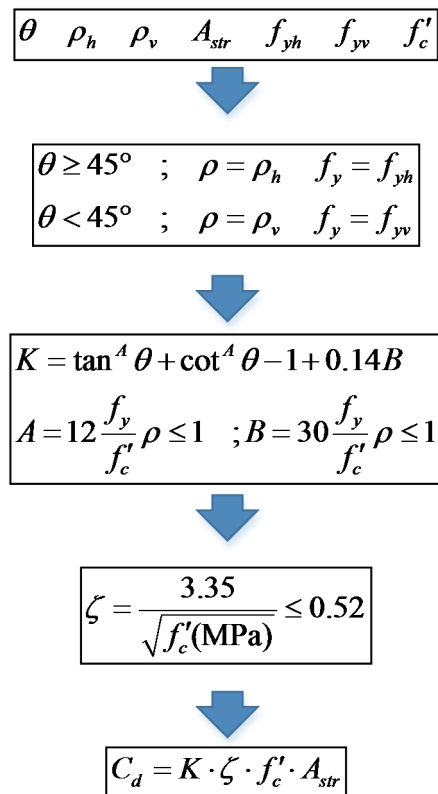


圖 3-22 建議之簡化  $K$  值對角壓桿強度流程圖

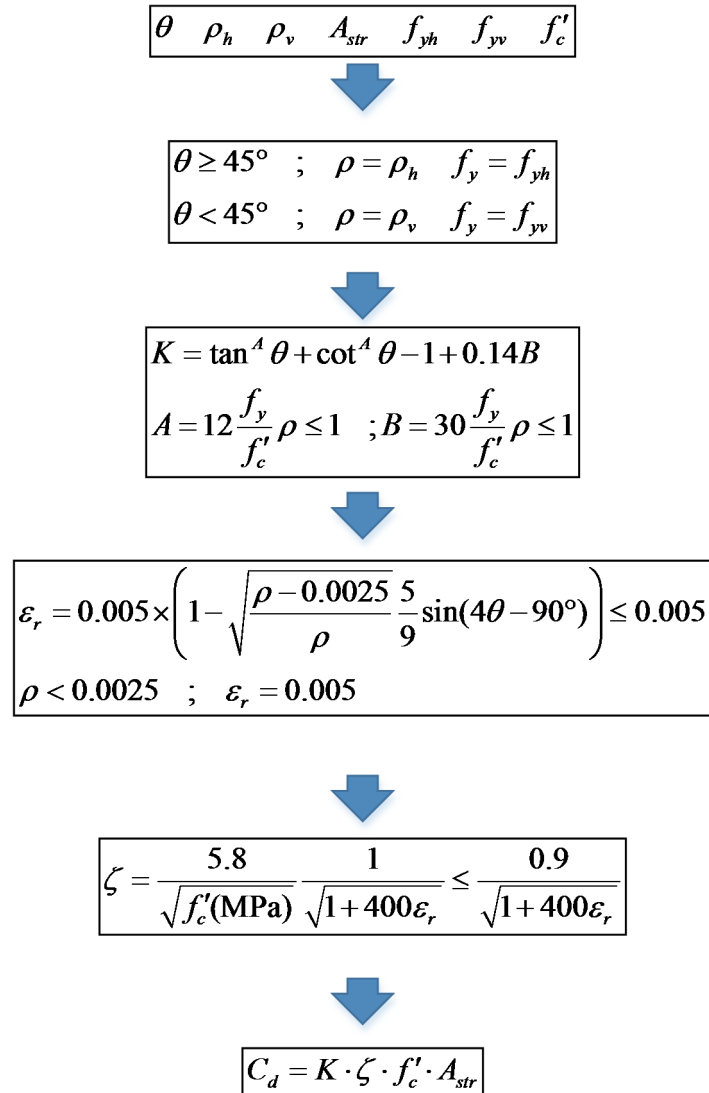


圖 3-23 建議之簡化  $K$  與  $\varepsilon_r$  對角壓桿強度流程圖

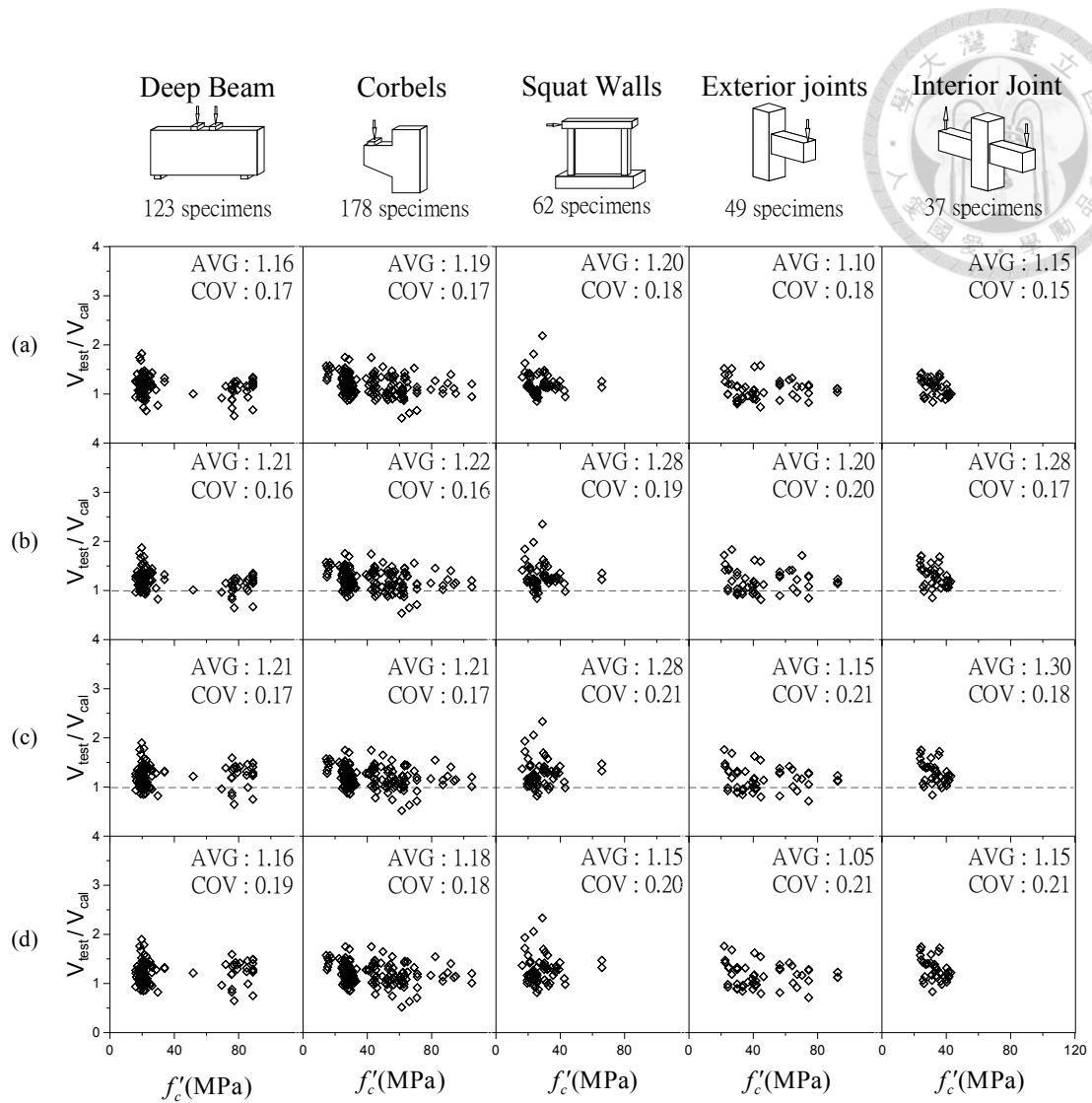
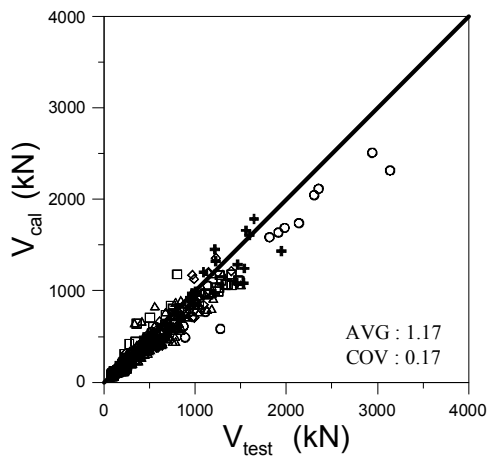
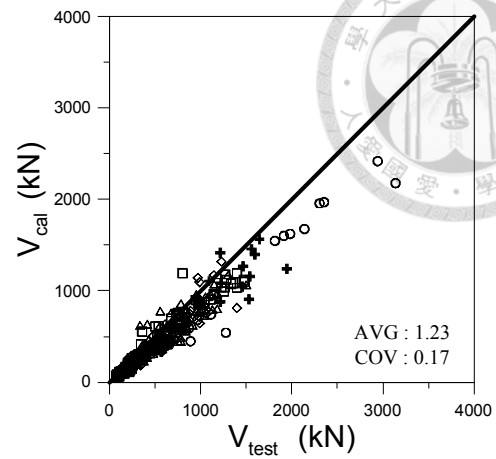


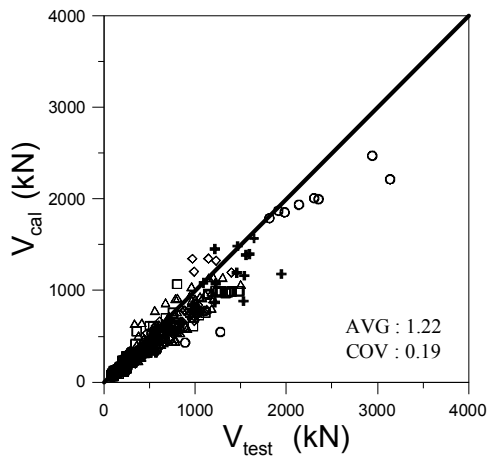
圖 3-24 四種分析方法之結果(a)前期精算法(b)前期簡算法(c)圖 3-22 程序分析結果  
(d)圖 3-23 程序分析結果



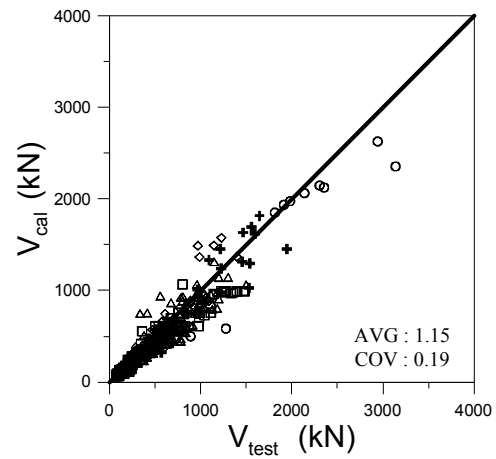
(a) 精算法之分析結果



(b) 簡算法之分析結果



(c) 圖3-22之分析結果



(d) 圖3-23之分析結果

圖 3-25 四種分析方法之結果

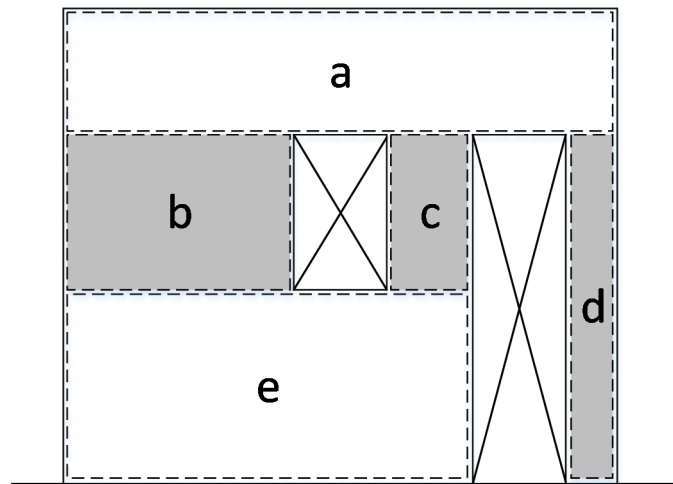
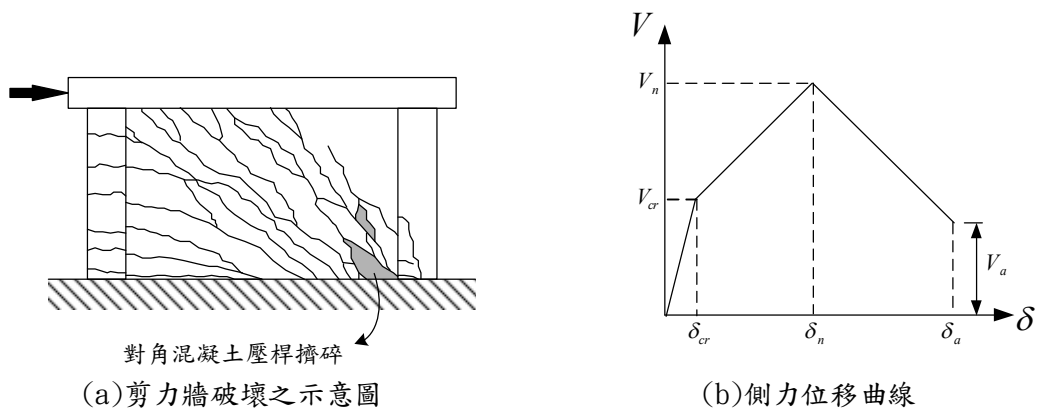


圖 4-1 開口造成明顯單一層的軟弱區域



(a) 剪力牆破壞之示意圖

(b) 側力位移曲線

圖 4-2 剪力牆受剪力破壞控制之側力位移曲線

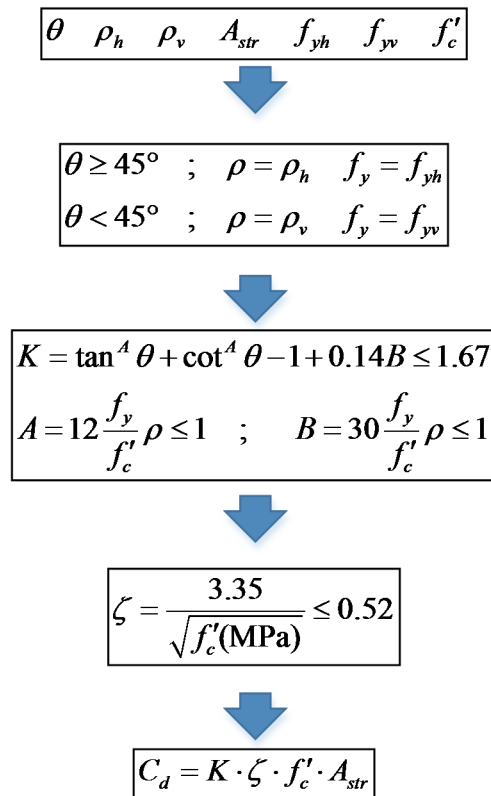


圖 4-3 建議剪力牆強度分析流程

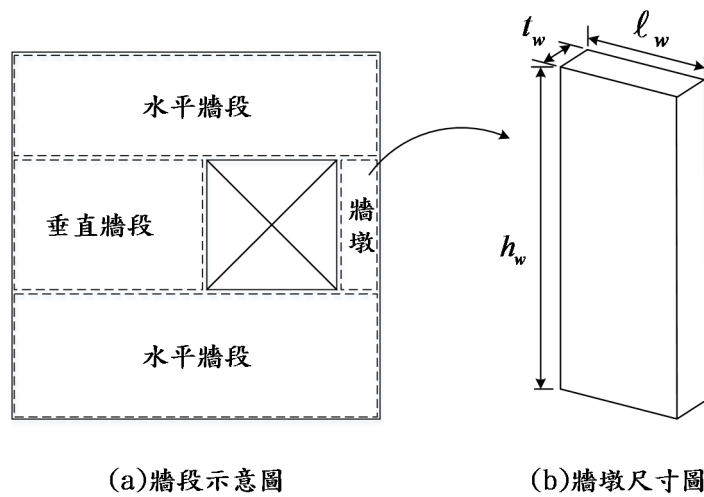


圖 4-4 開口牆示意圖

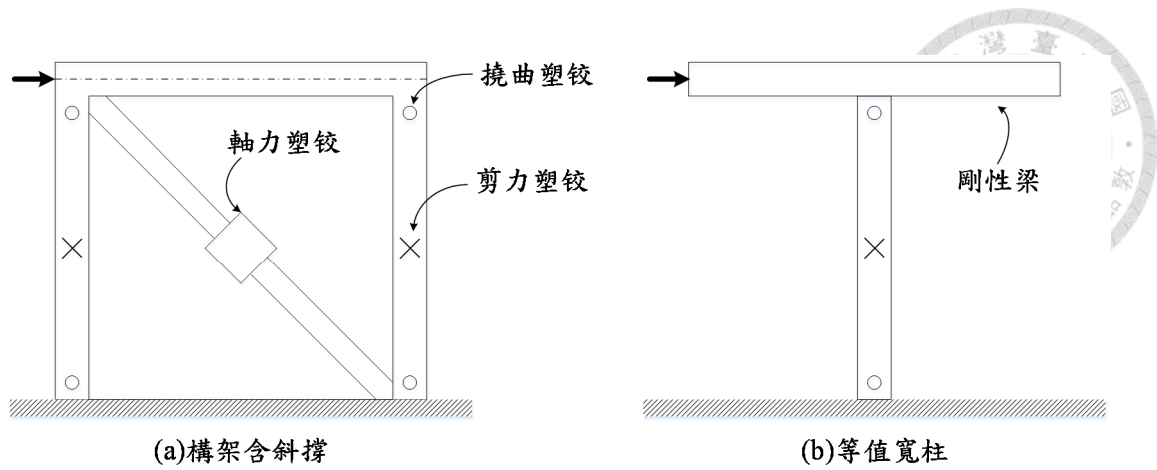


圖 4-5 構架含填充牆之分析模型

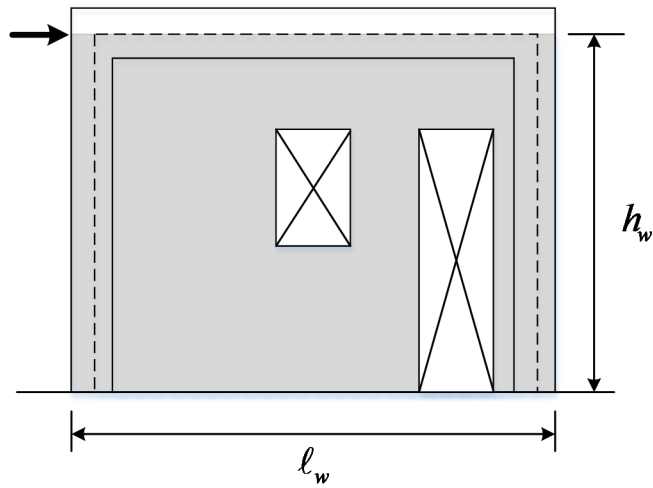


圖 4-6 開口牆版之模擬範圍

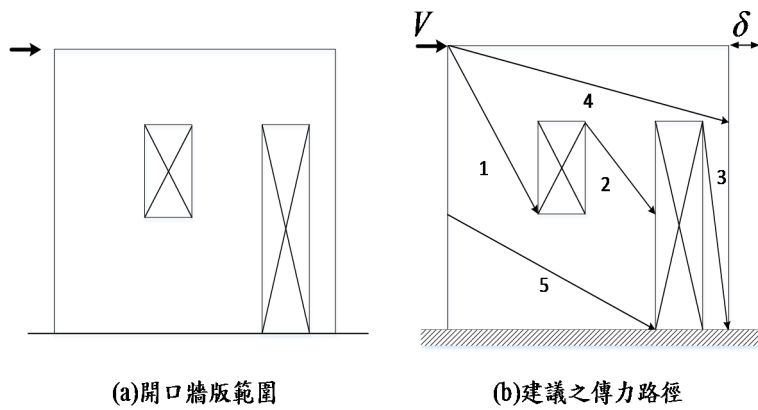


圖 4-7 牆版剪力元素之選取



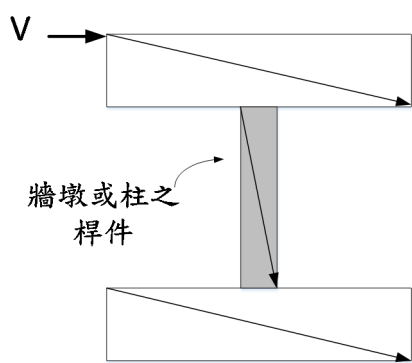


圖 4-8 柱與牆墩傳力路徑

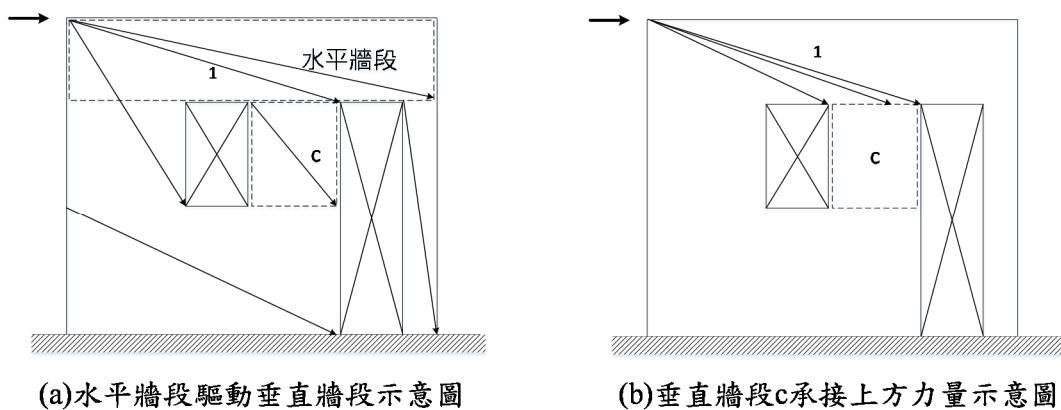


圖 4-9 垂直牆段傳力路徑

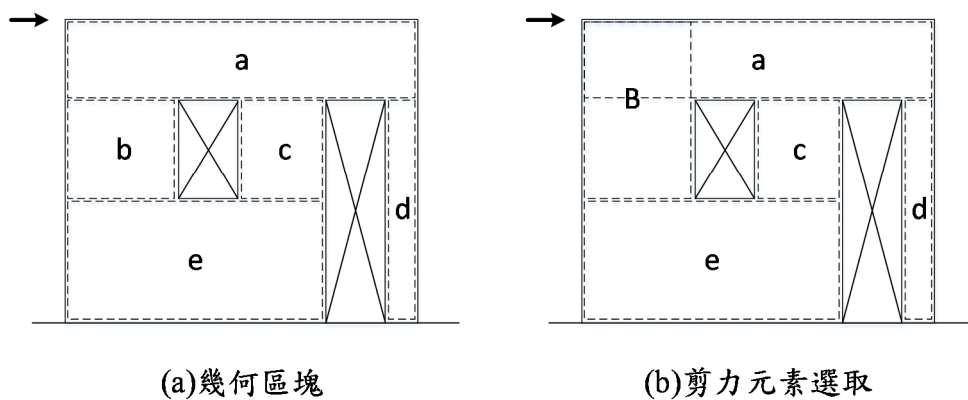
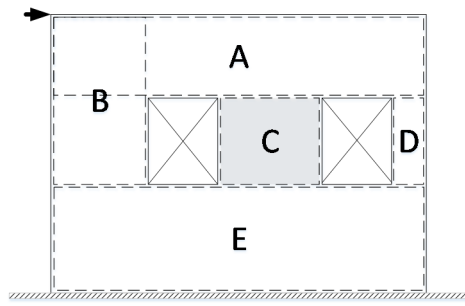
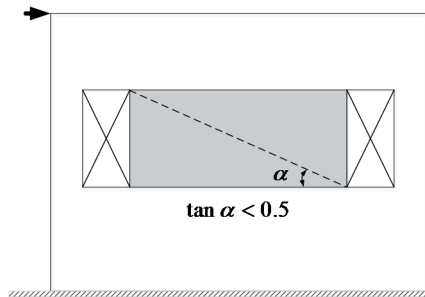


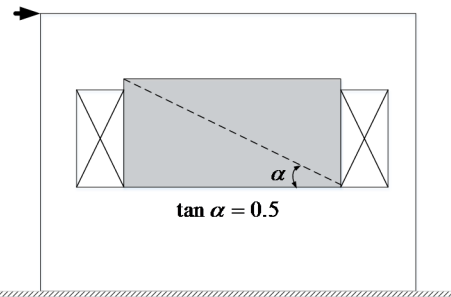
圖 4-10 開口牆傳力路徑之選取



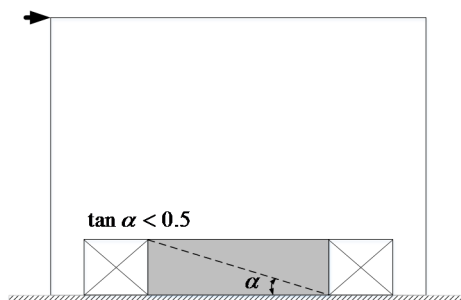
(a)垂直牆段下方有良好支承



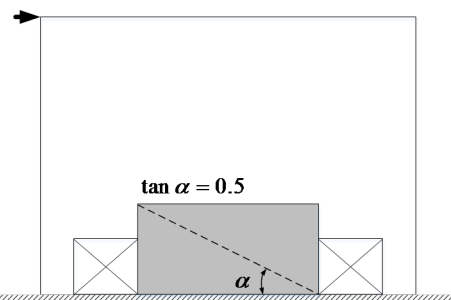
(b)未與基礎相連之垂直牆段



(c)向上修正

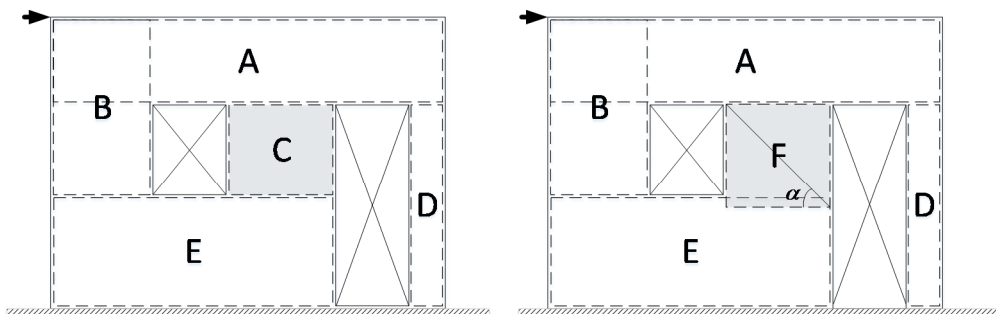


(d)與基礎相連之牆段



(e)向上修正

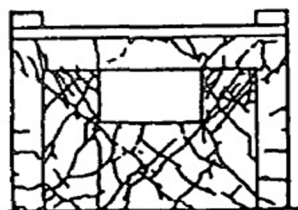
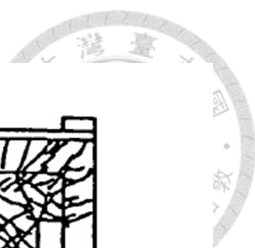
圖 4-11 建議剪力元素之修正



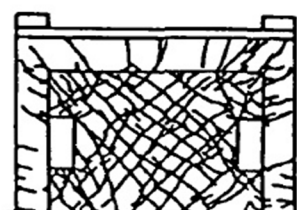
(a)幾何區塊

(b)剪力元素選取

圖 4-12 開口牆傳力路徑之選取



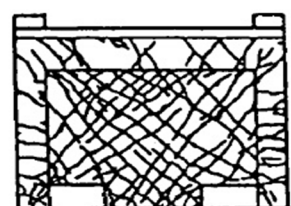
(a) 下方水平牆段承接上方傳遞斜向力量[3]



(e) 中間垂直牆段裂縫以開口上方延伸至幾何不連續面[3]



(b) 上方水平牆段，裂縫發展分布在垂直牆段上方[3]



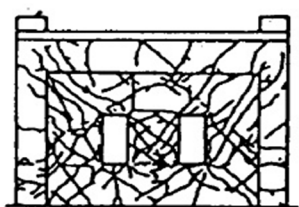
(f) 中間垂直牆段裂縫部分從上方塊體延伸至基礎[3]



(c) 裂縫直接由施力端延伸至開口下方幾何不連續處[3]



(g) 中間垂直牆段因支承固定度不佳，使裂縫超過臨界斷面[4]



(d) 中間垂直牆段裂縫集中在幾何不連續面[3]

圖 4-13 裂縫發展參考圖

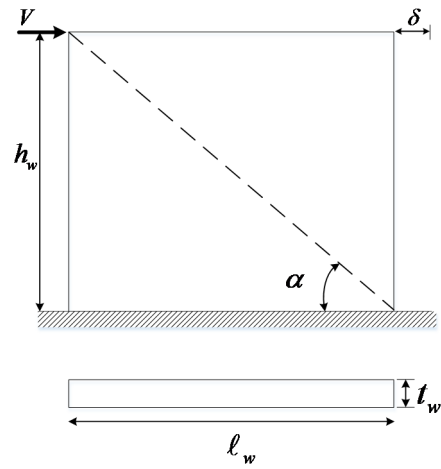


圖 4-14 垂直牆段受剪示意圖

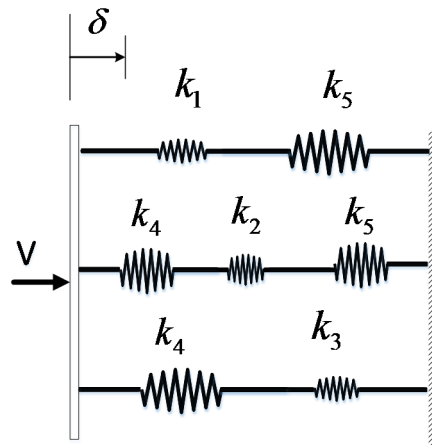


圖 4-15 開口牆系統勁度之模擬

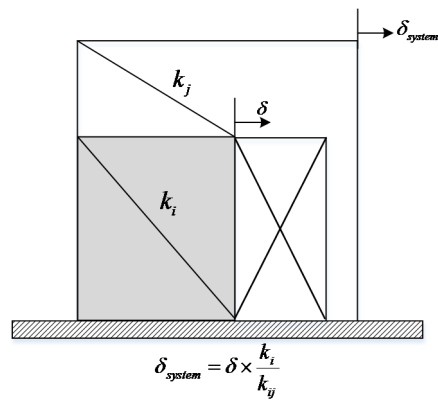


圖 4-16 位移調整示意圖

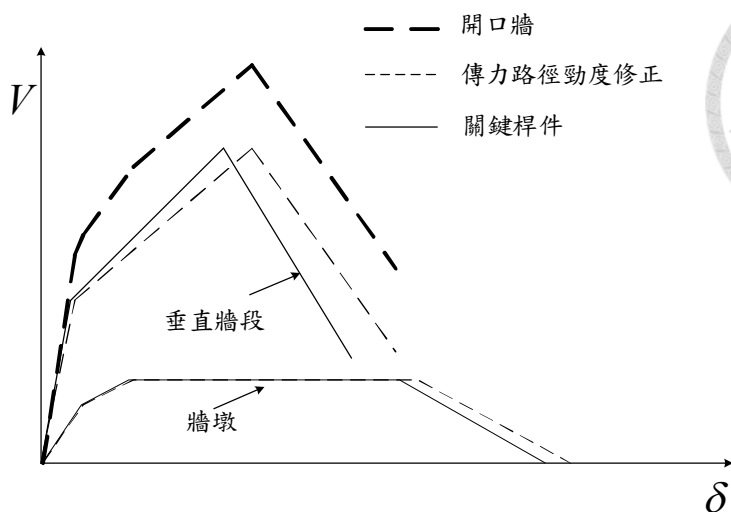


圖 4-17 疊加方法之示意圖

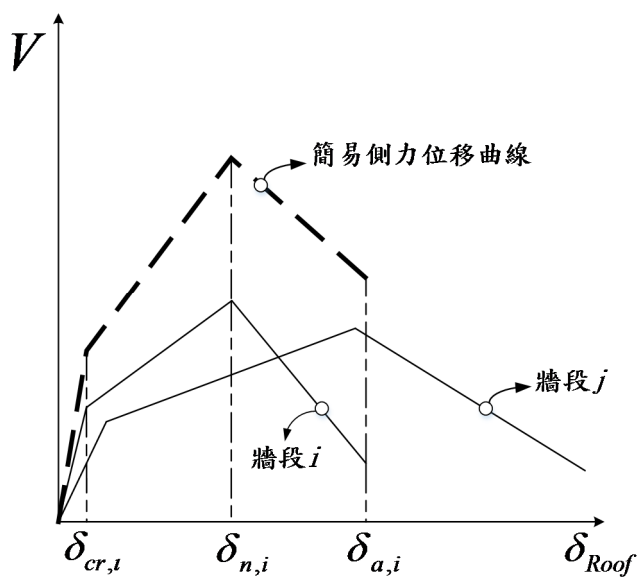


圖 4-18 建議簡易之側力位移曲線

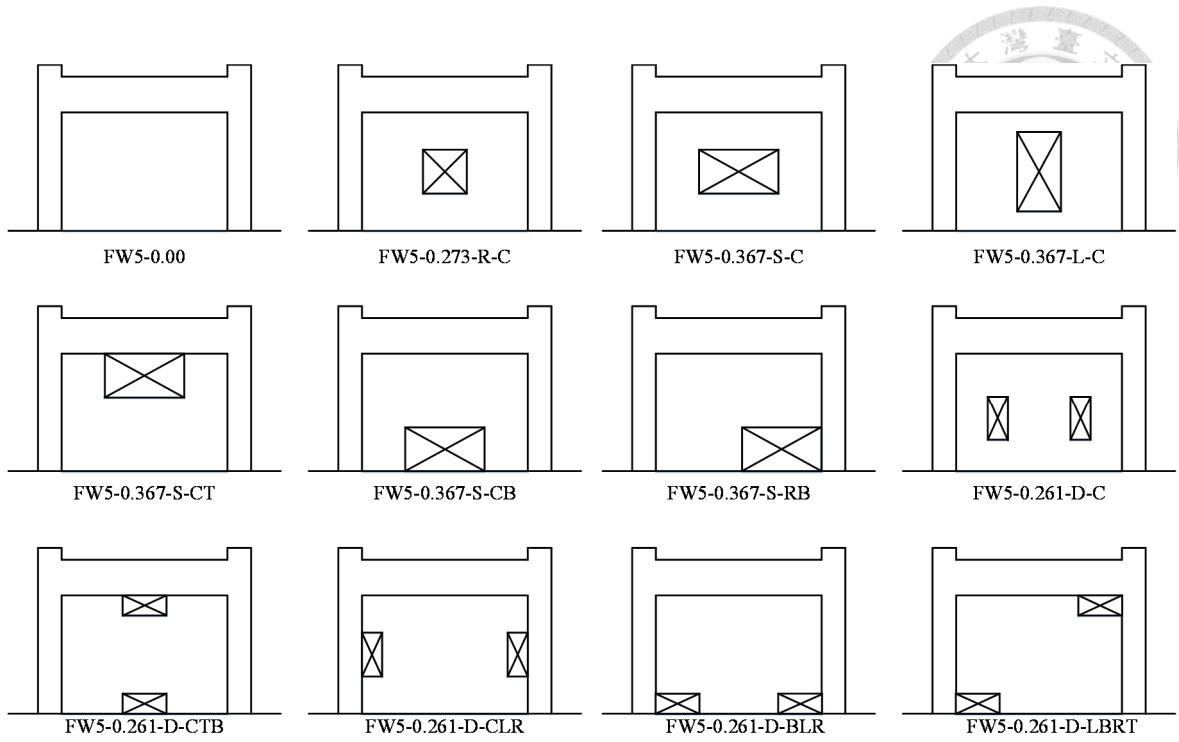


圖 5-1 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體示意圖

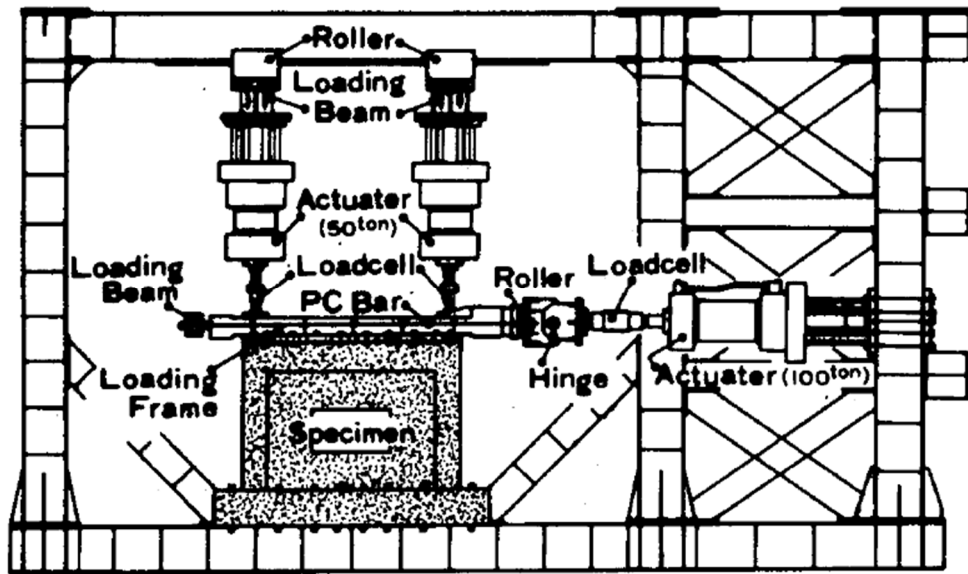
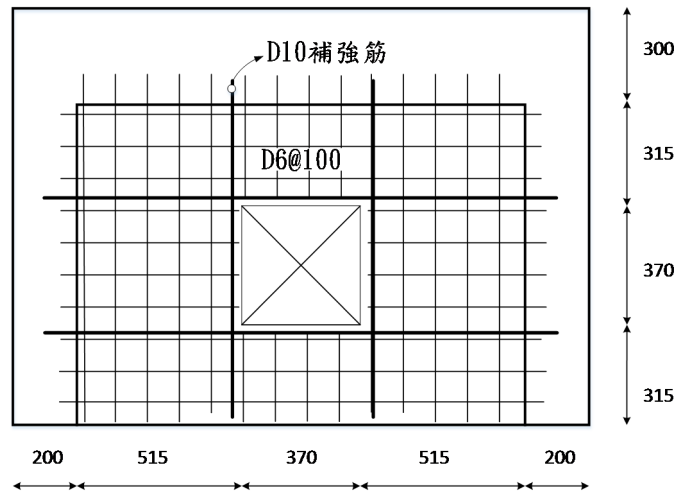
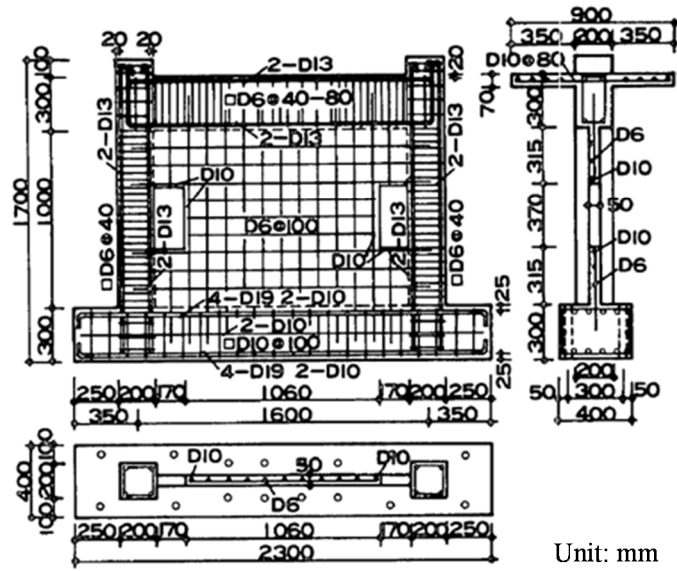


圖 5-2 Ono and Tokuhiro [3]開口牆測試佈置圖

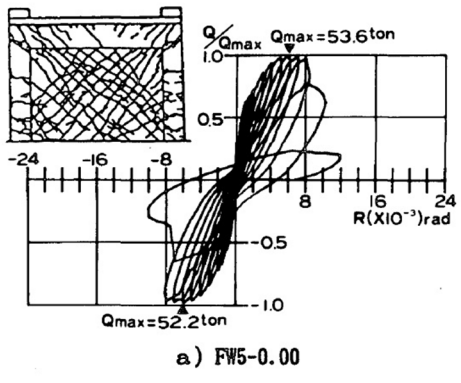


(a) 試體FW5-0.273-R-C

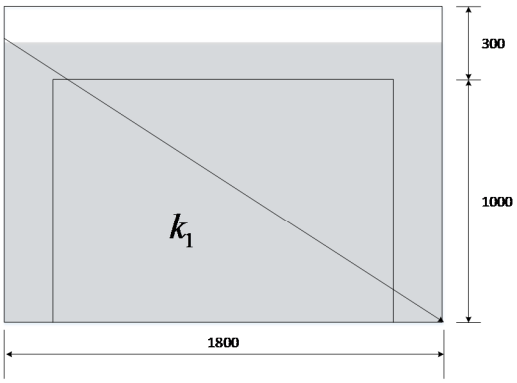


(b) 試體FW5-0.273-D-CLR

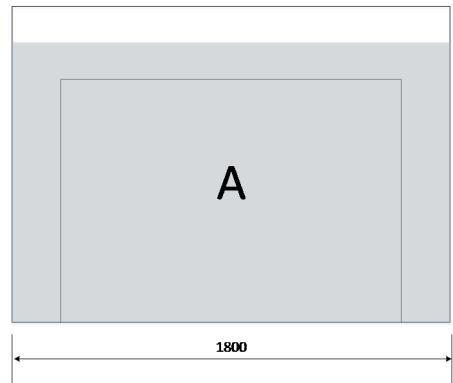
圖 5-3 Ono and Tokuhiro [3]開口牆配筋圖



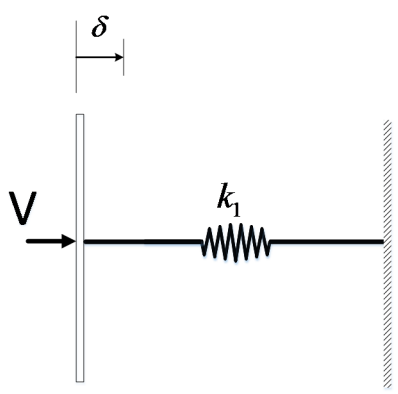
(a) 試體遲滯迴圈



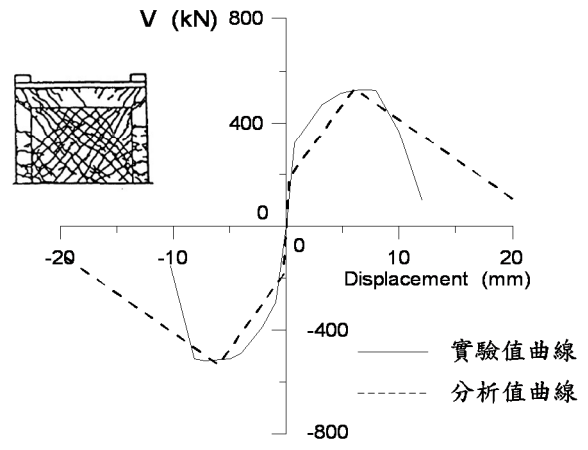
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件



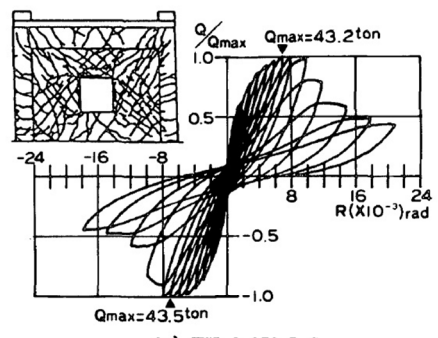
(d) 彈簧模擬圖



(e) 分析結果與實驗比較

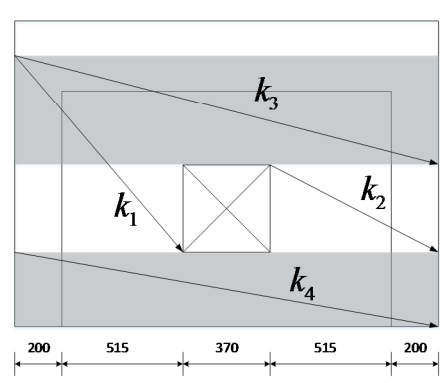
圖 5-4 試體 FW5-0.00 [3]



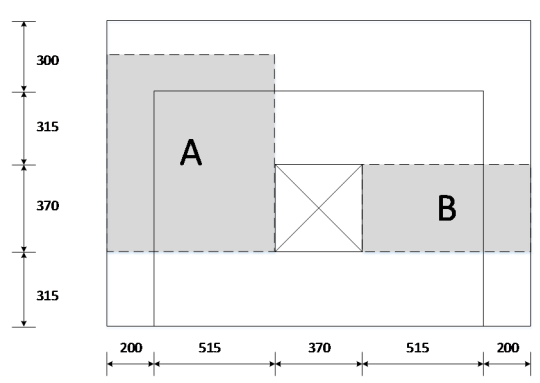


b) FW5-0.273-R-C

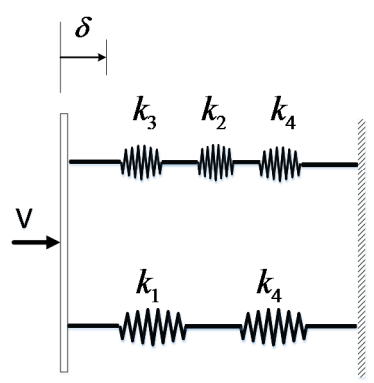
(a) 試體遲滯迴圈



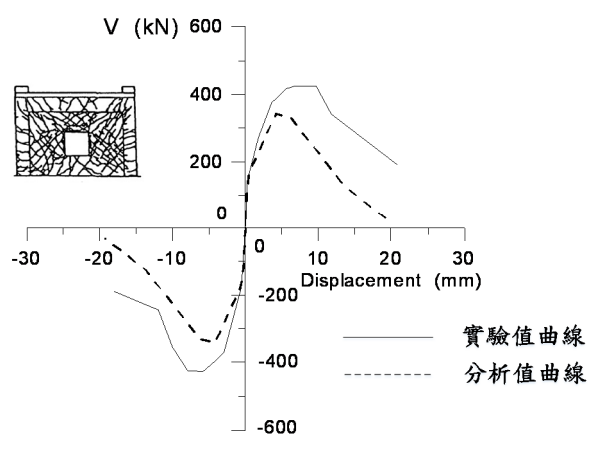
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

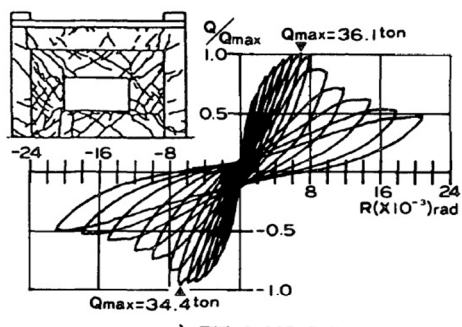


(d) 彈簧模擬圖



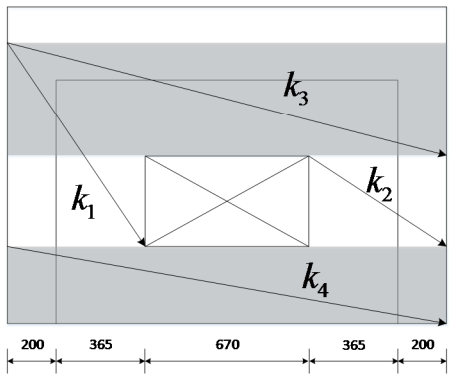
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-5 試體 FW5-0.273-R-C [3]

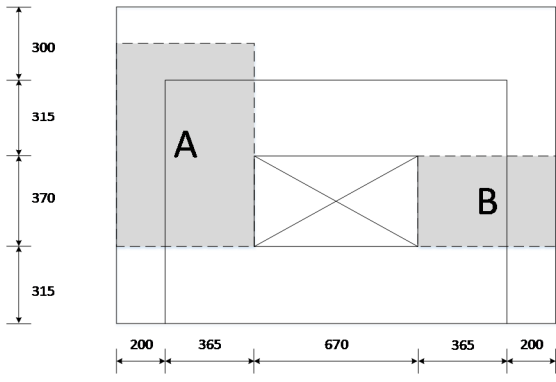


c) FW5-0.367-S-C

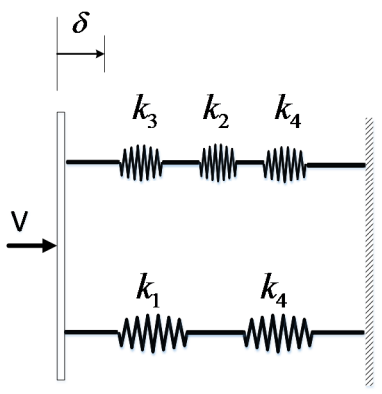
(a) 試體遲滯迴圈



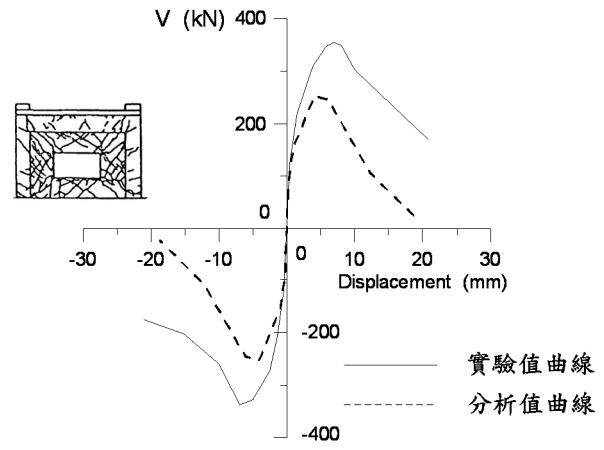
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

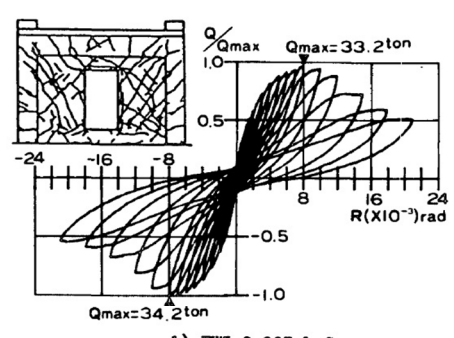


(d) 彈簧模擬圖



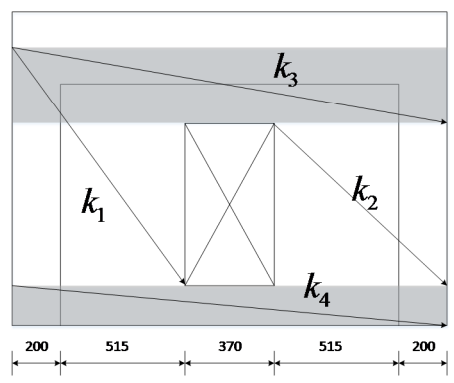
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-6 試體 FW5-0.367-S-C [3]

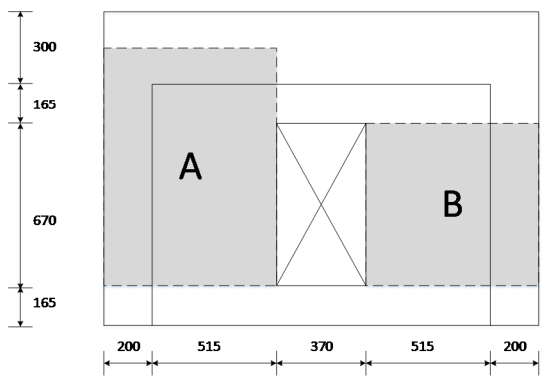


d) FW5-0.367-L-C

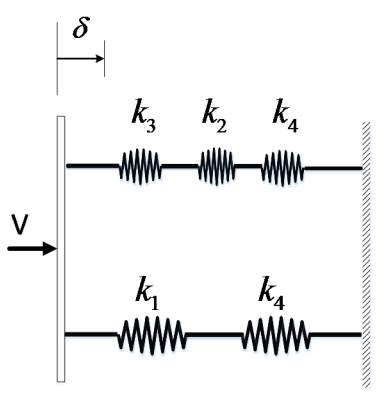
(a) 試體遲滯迴圈



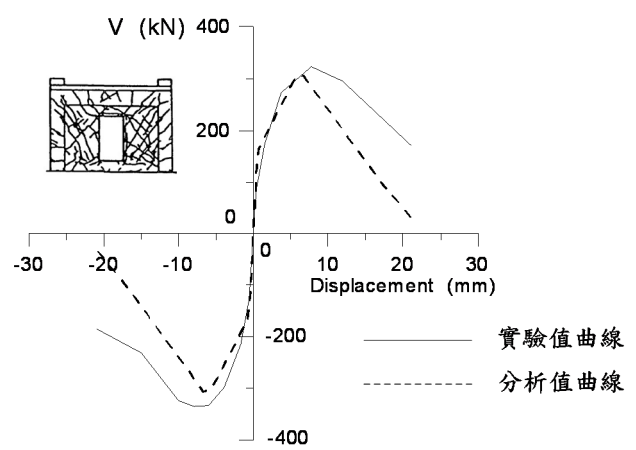
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

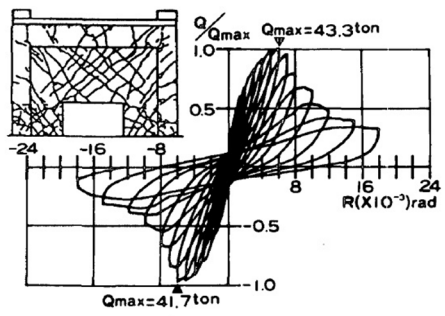


(d) 彈簧模擬圖



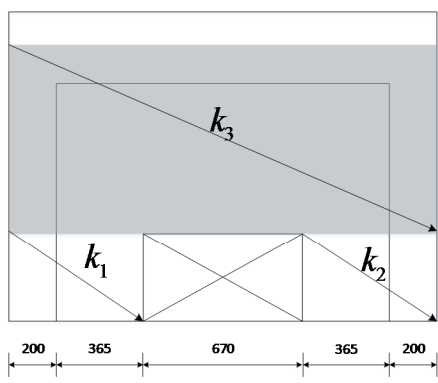
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-7 試體 FW5-0.367-L-C [3]

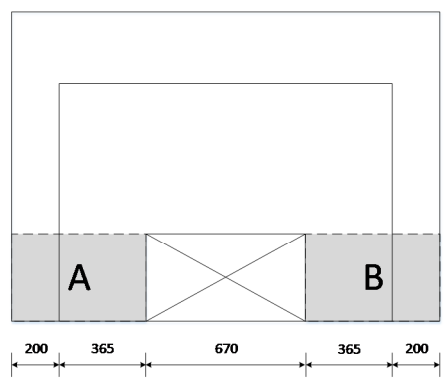


e) FW5-0.367-S-CB

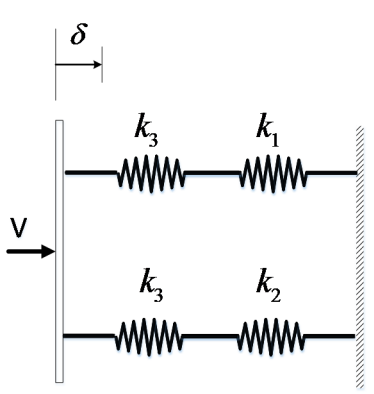
(a) 試體遲滯迴圈



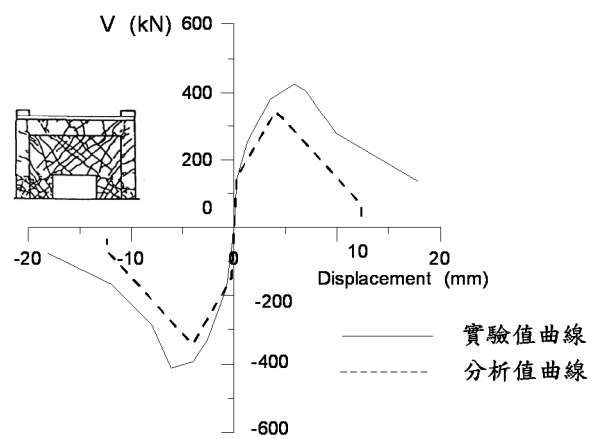
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

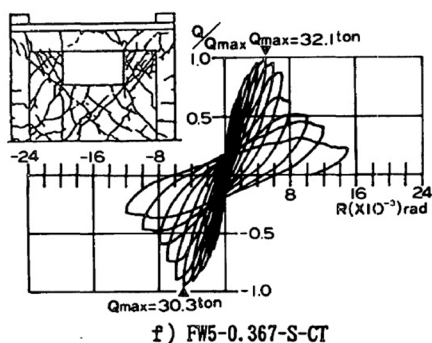


(d) 彈簧模擬圖

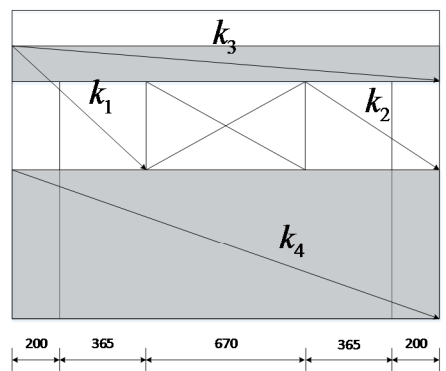


(e) 分析結果與實驗比較

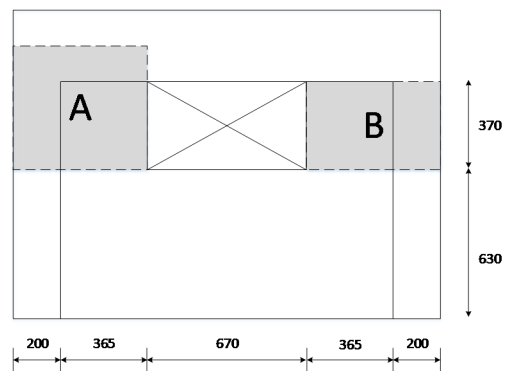
圖 5-8 試體 FW5-0.367-S-CB [3]



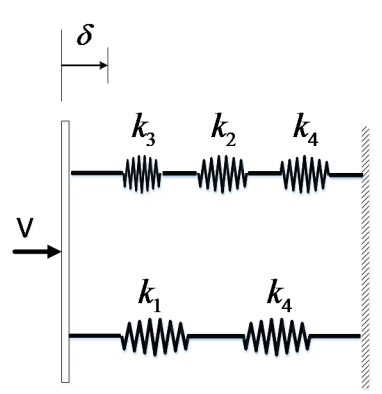
(a) 試體遲滯迴圈



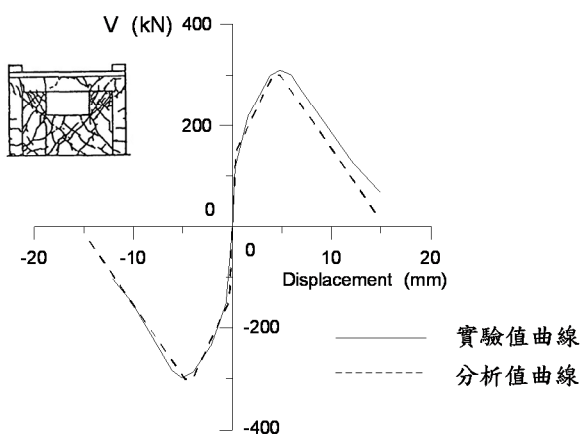
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

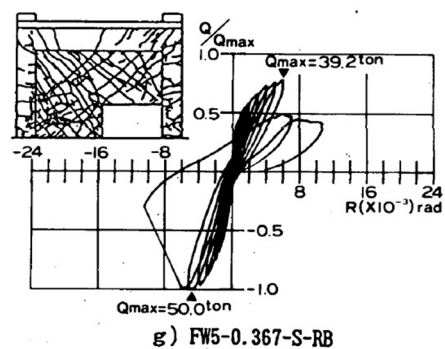


(d) 彈簧模擬圖



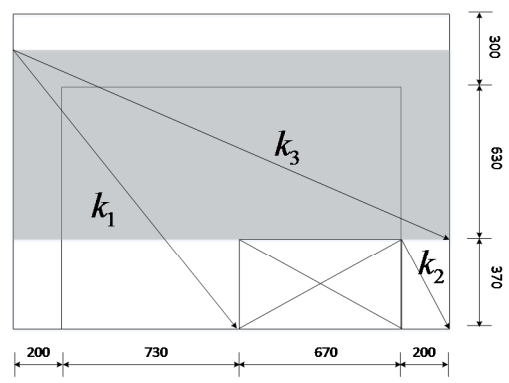
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-9 試體 FW5-0.367-S-CT [3]

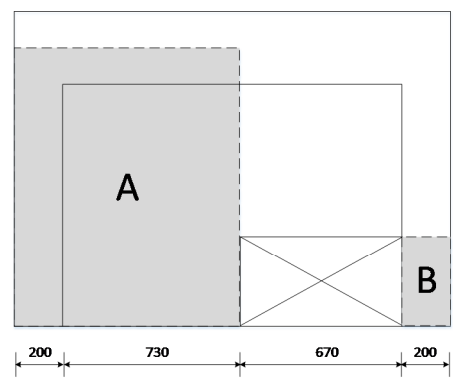


g) FW5-0.367-S-RB

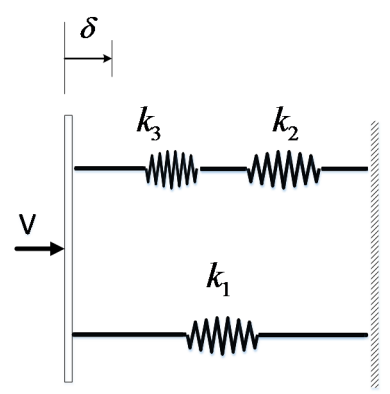
(a) 試體遲滯迴圈



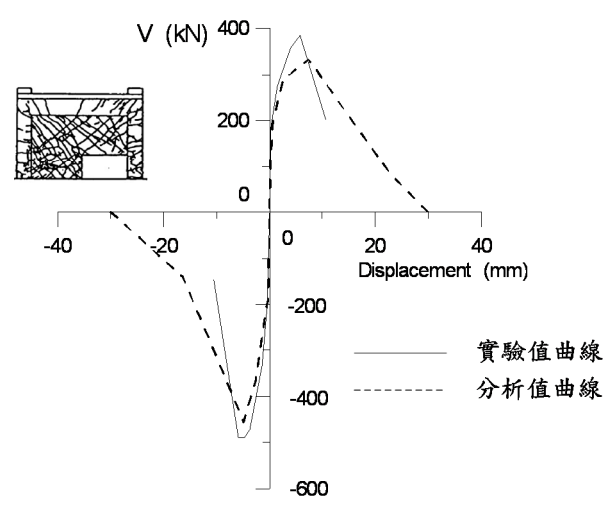
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

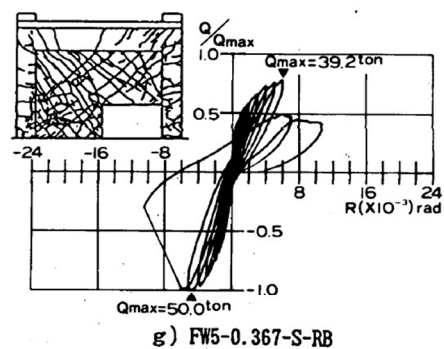


(d) 彈簧模擬圖



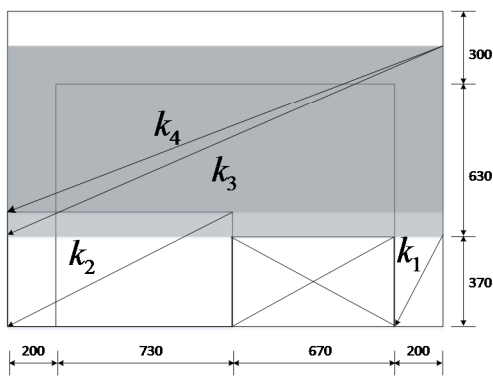
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-10 試體 FW5-0.367-S-RB(正向) [3]

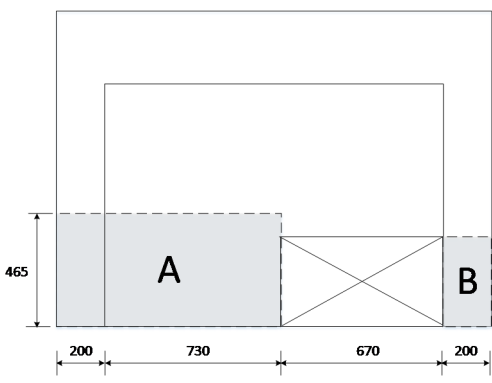


g) FW5-0.367-S-RB

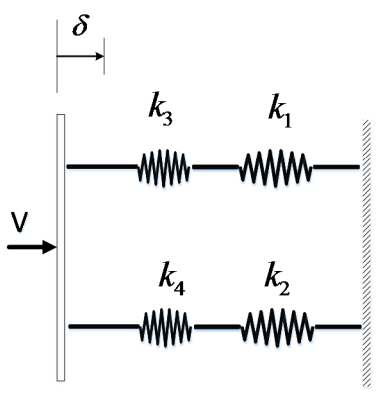
(a) 試體遲滯迴圈



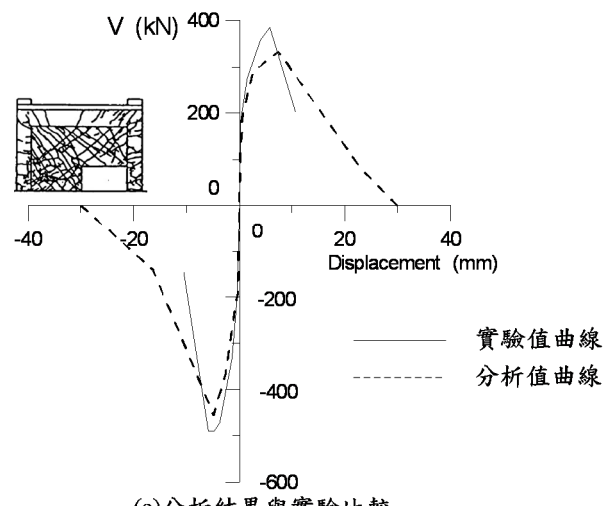
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

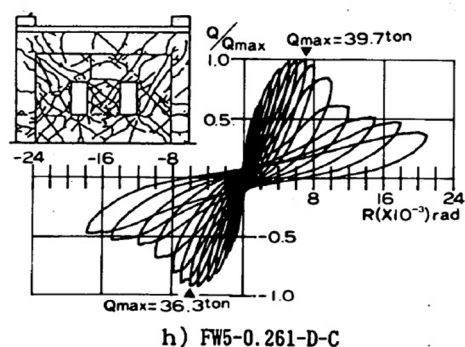


(d) 彈簧模擬圖



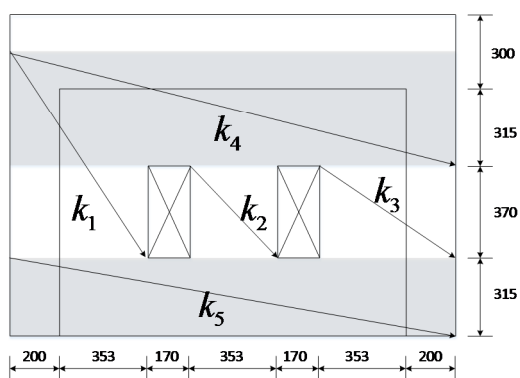
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-11 試體 FW5-0.367-S-RB(負向) [3]

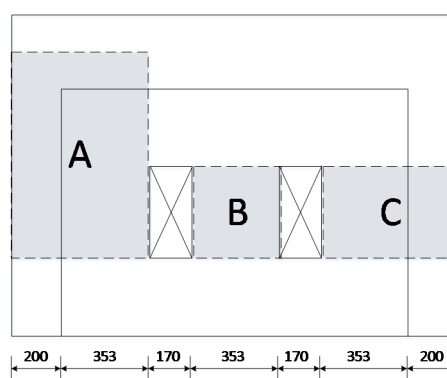


h) FW5-0.261-D-C

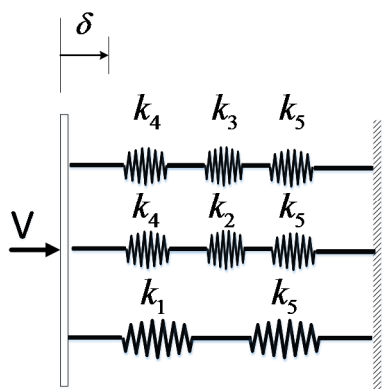
(a) 試體遲滯迴圈



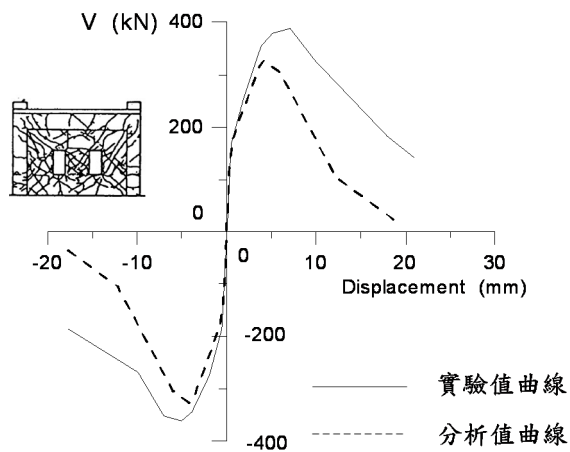
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件



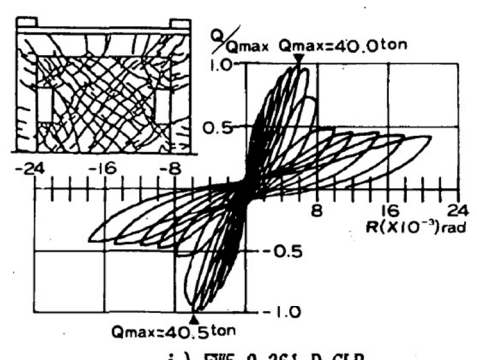
(d) 彈簧模擬圖



(e) 分析結果與實驗比較

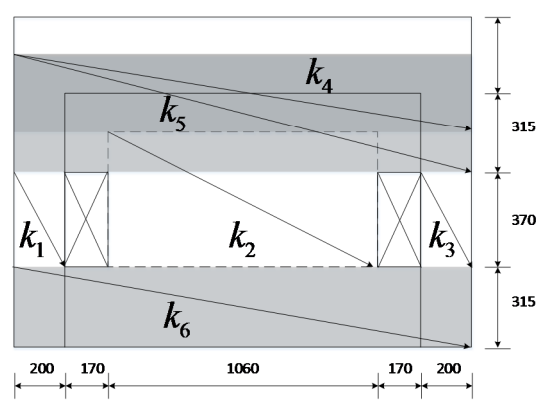
圖 5-12 試體 FW5-0.261-D-C [3]



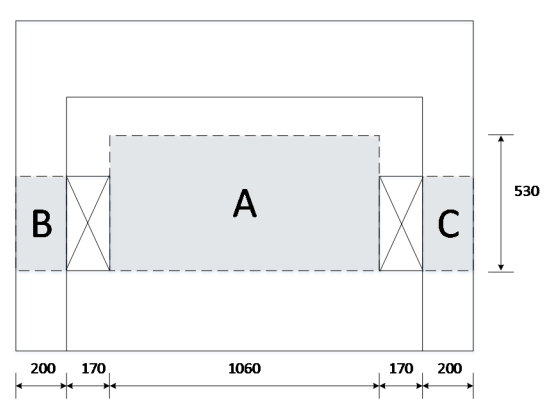


i) FW5-0.261-D-CLR

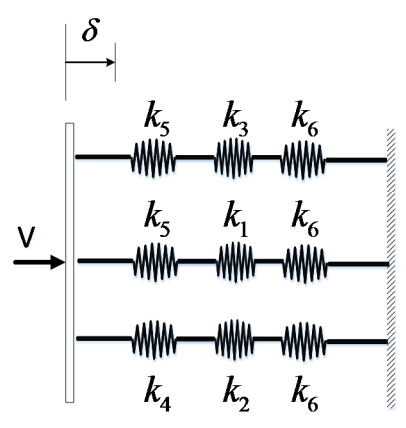
(a) 試體遲滯迴圈



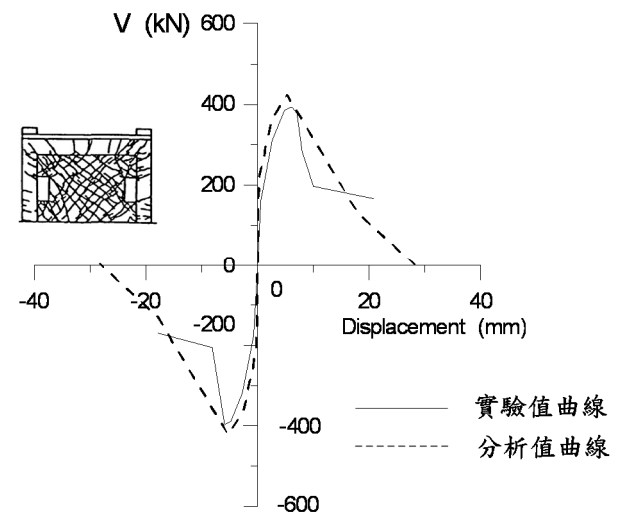
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

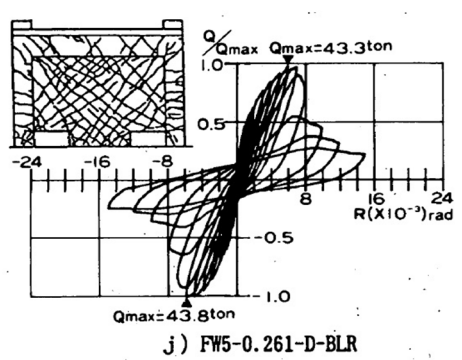


(d) 彈簧模擬圖

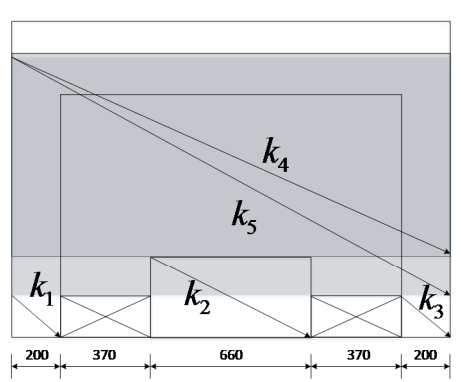


(e) 分析結果與實驗比較

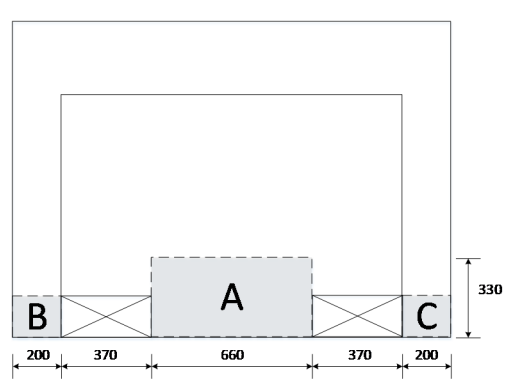
圖 5-13 試體 FW5-0.261-D-CLR [3]



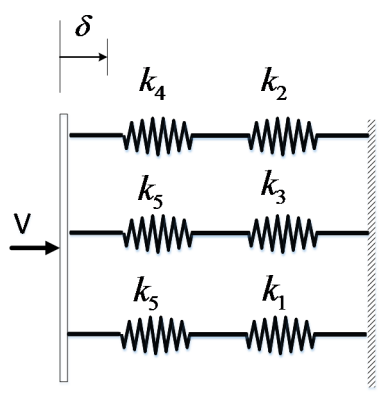
j) FW5-0.261-D-BLR  
(a) 試體遲滯迴圈



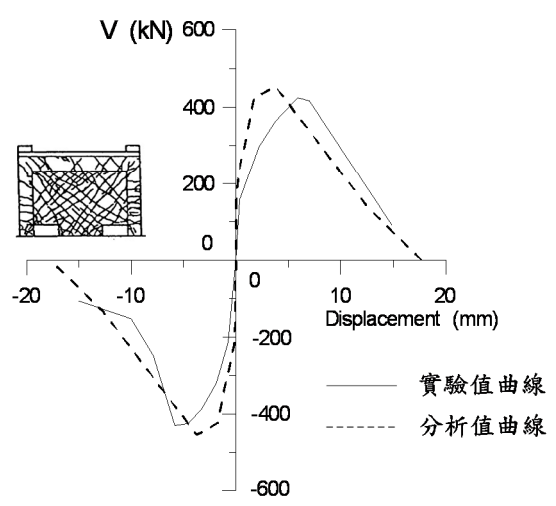
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

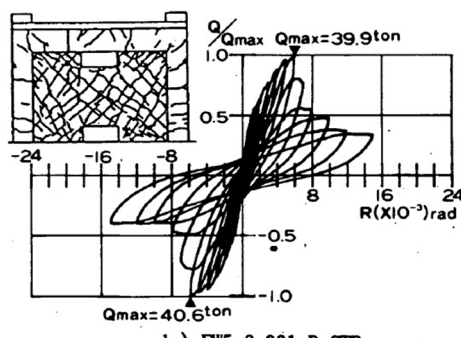


(d) 彈簧模擬圖



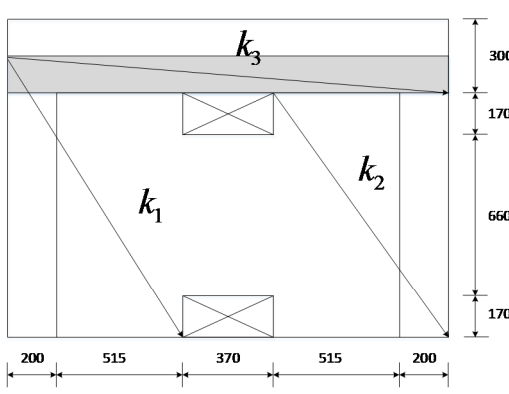
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-14 試體 FW5-0.261-D-BLR [3]

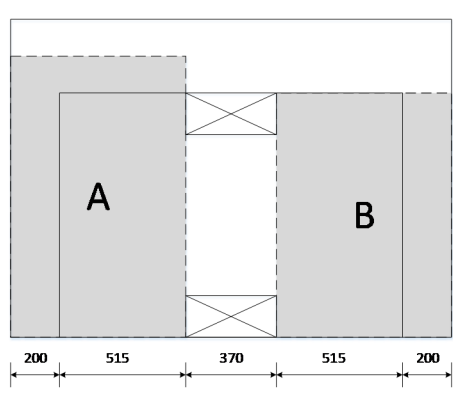


k) FW5-0.261-D-CTB

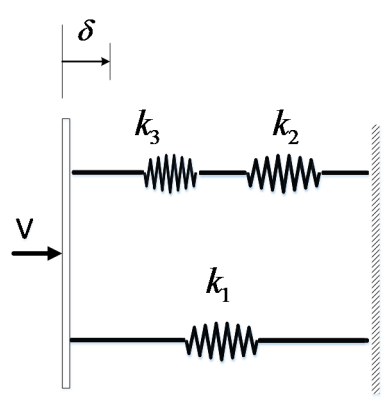
(a) 試體遲滯迴圈



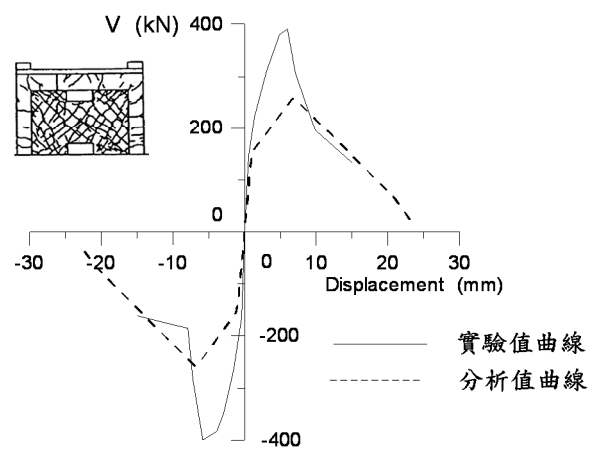
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

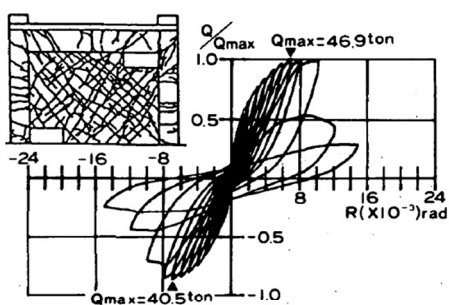


(d) 彈簧模擬圖



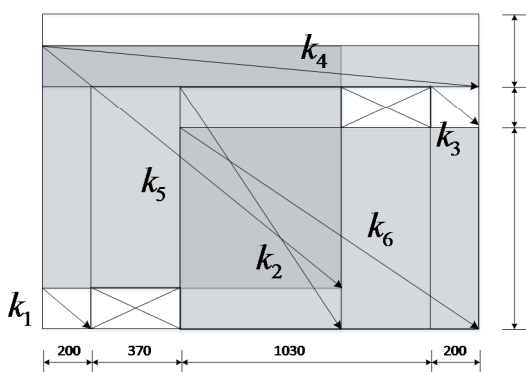
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-15 試體 FW5-0.261-D-CTB [3]

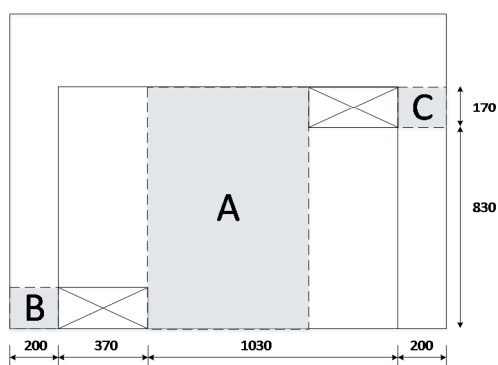


1) FW5-0.261-D-LBRT

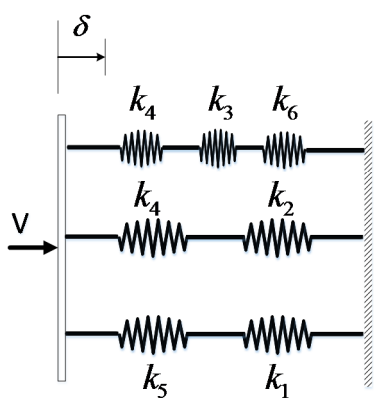
(a) 試體遲滯迴圈



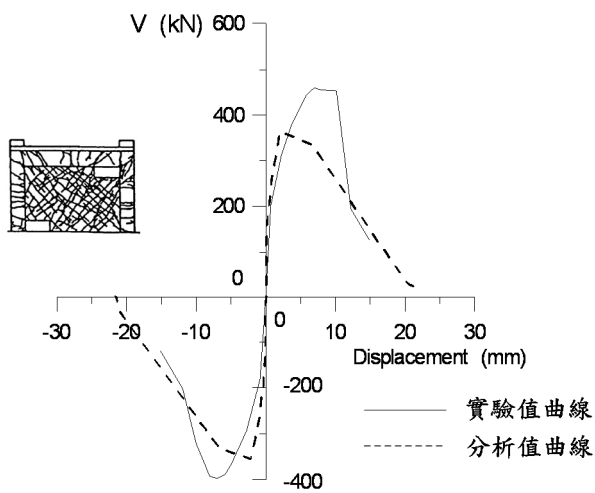
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

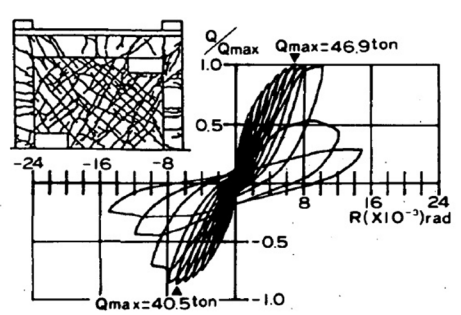


(d) 彈簧模擬圖



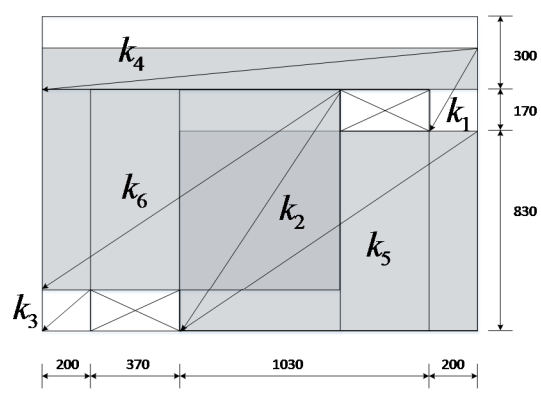
(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-16 試體 FW5-0.261-D-LBRT(正向) [3]

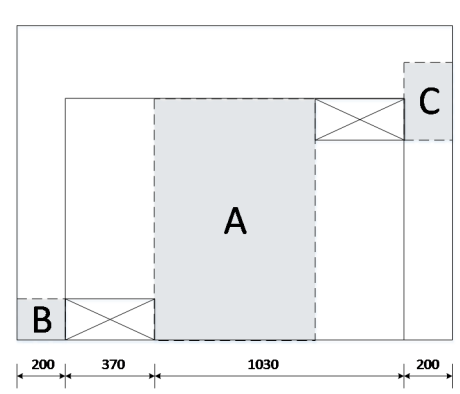


1) FW5-0.261-D-LBRT

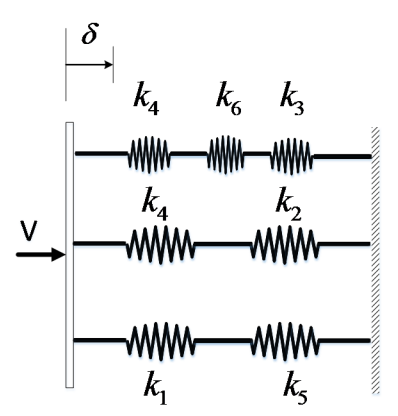
(a) 試體遲滯迴圈



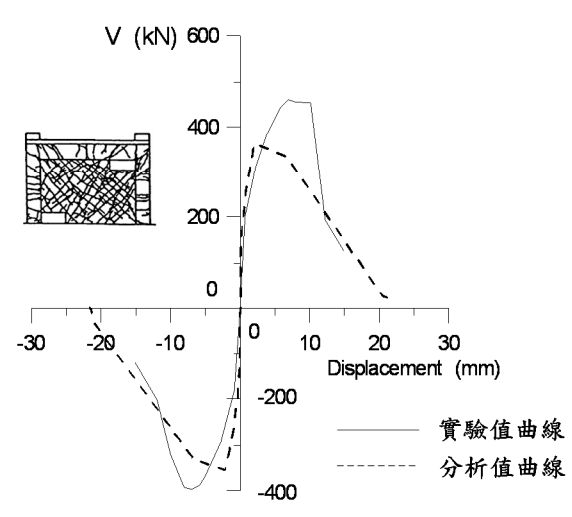
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

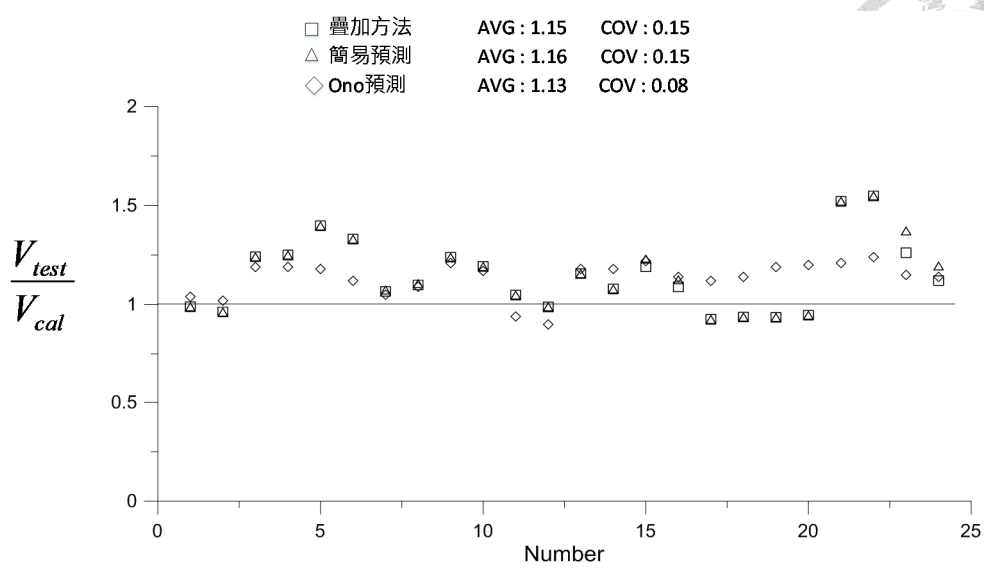


(d) 彈簧模擬圖

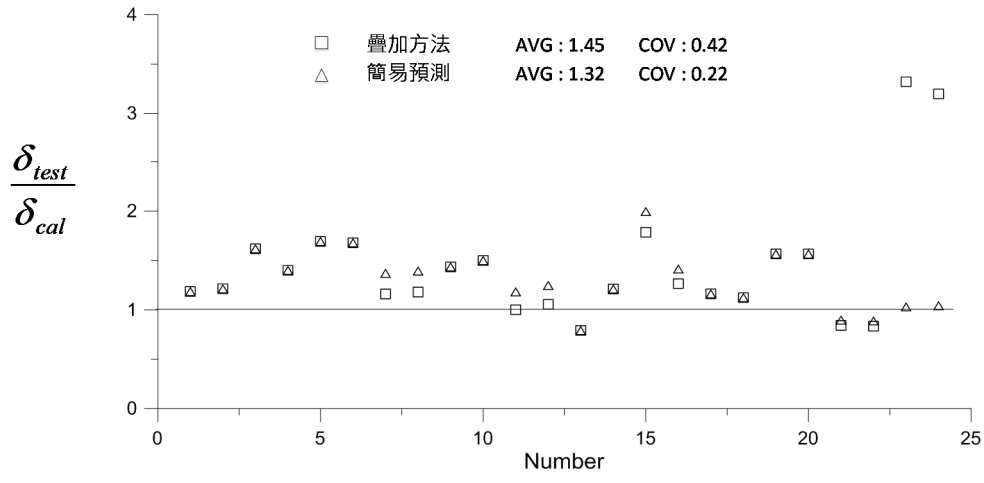


(e) 分析結果與實驗比較

圖 5-17 試體 FW5-0.261-D-LBRT(負向) [3]

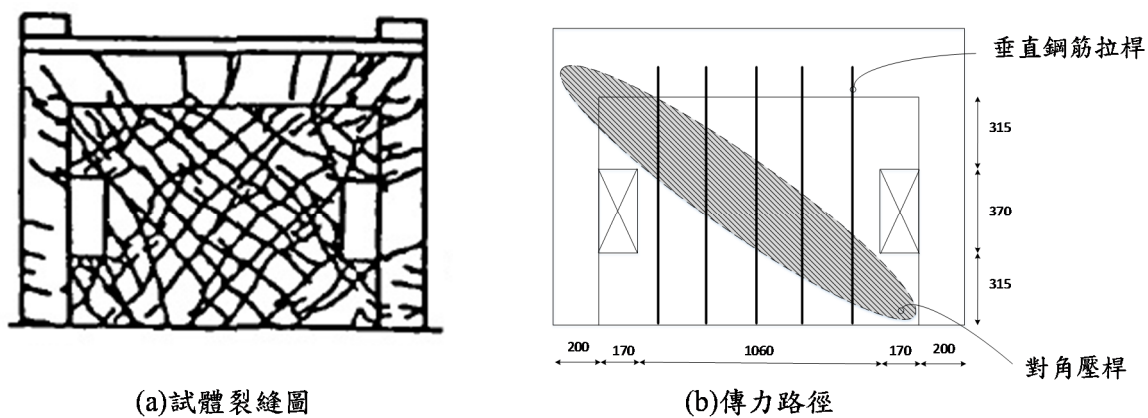


(a) 強度



(b) 位移

圖 5-18 Ono and Tokuhiko [3] 實驗值與預測值之比值



(a) 試體裂縫圖

(b) 傳力路徑

圖 5-19 試體 FW5-0.261-D-CLR 裂縫圖與傳力路徑[3]

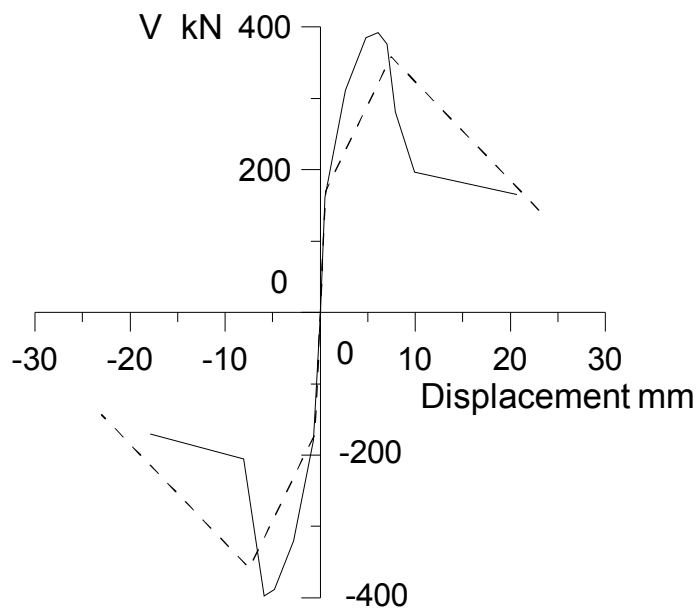


圖 5-20 試體 FW5-0.261-D-CLR 試體側力位移曲線修正

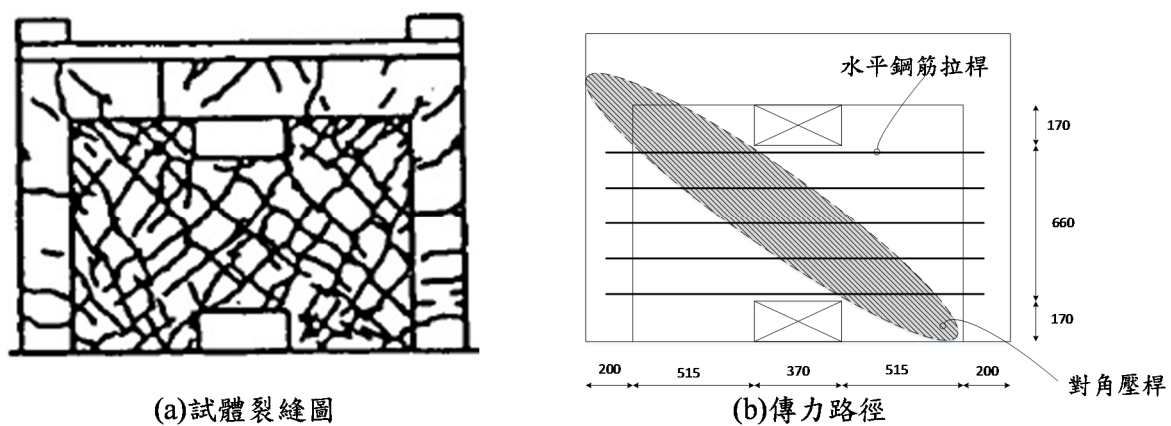


圖 5-21 試體 FW5-0.261-D-CTB 裂縫圖與傳力路徑[3]

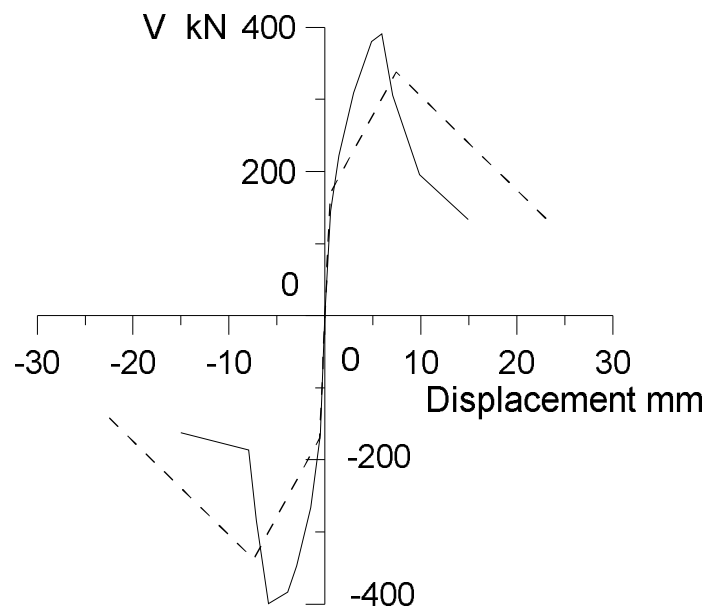


圖 5-22 試體 FW5-0.261-D-CTB 試體側力位移曲線修正



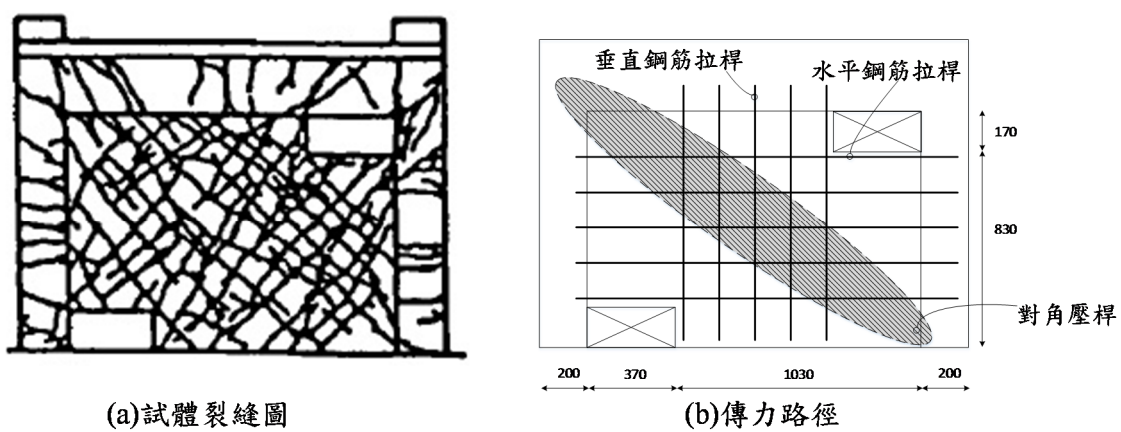


圖 5-23 試體 FW5-0.261-D-LBRT 正向裂縫圖與傳力路徑[3]

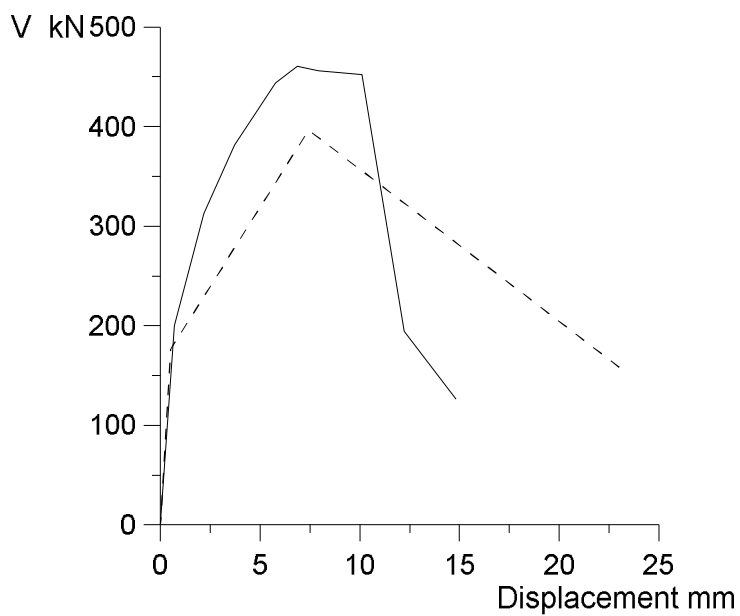
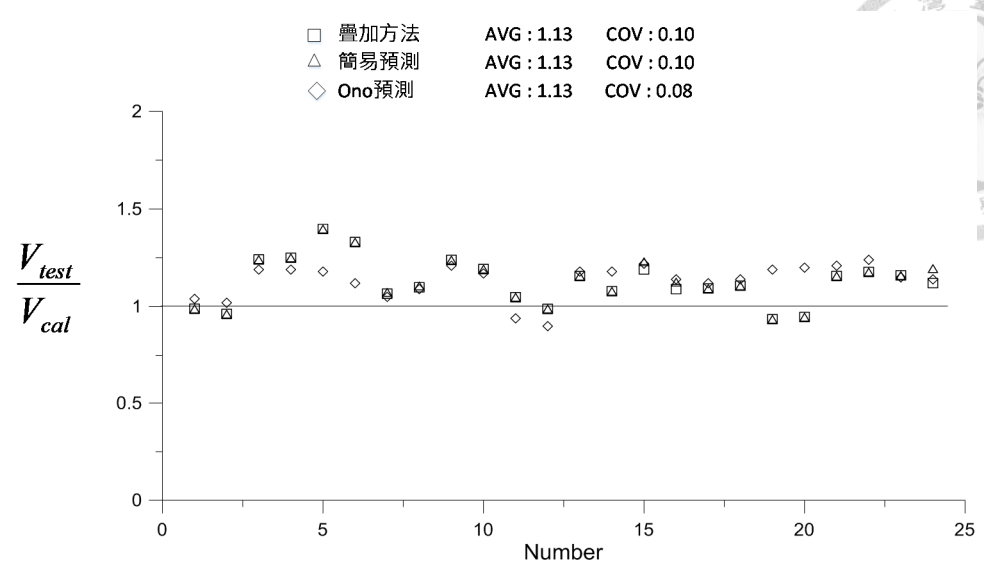
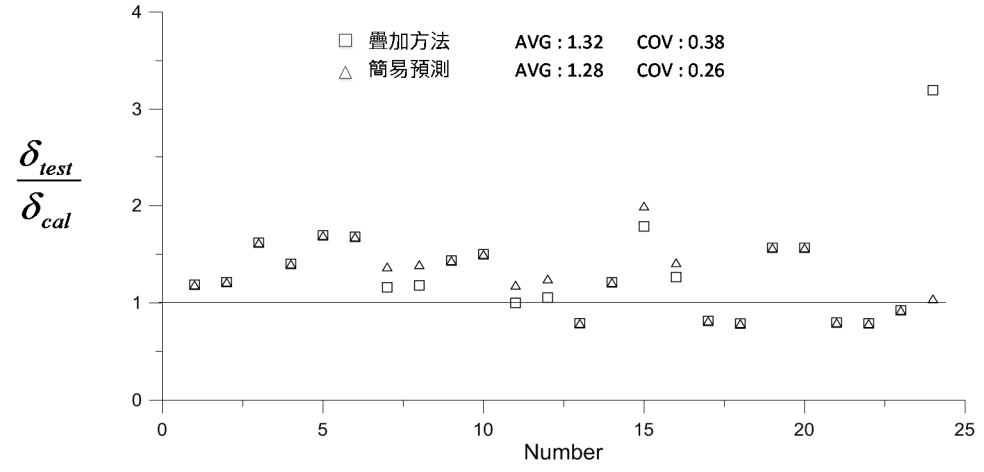


圖 5-24 試體 FW5-0.261-D-LBRT 試體正向側力位移曲線修正[3]

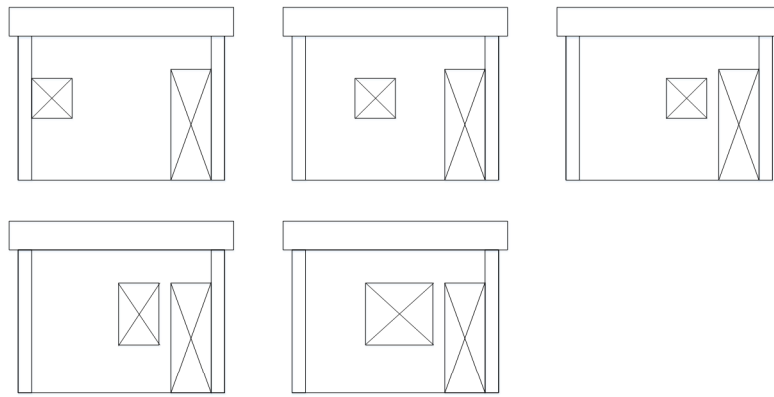
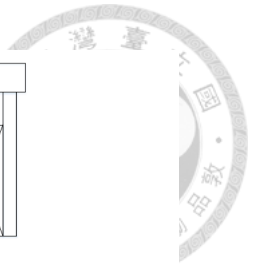


(a) 強度

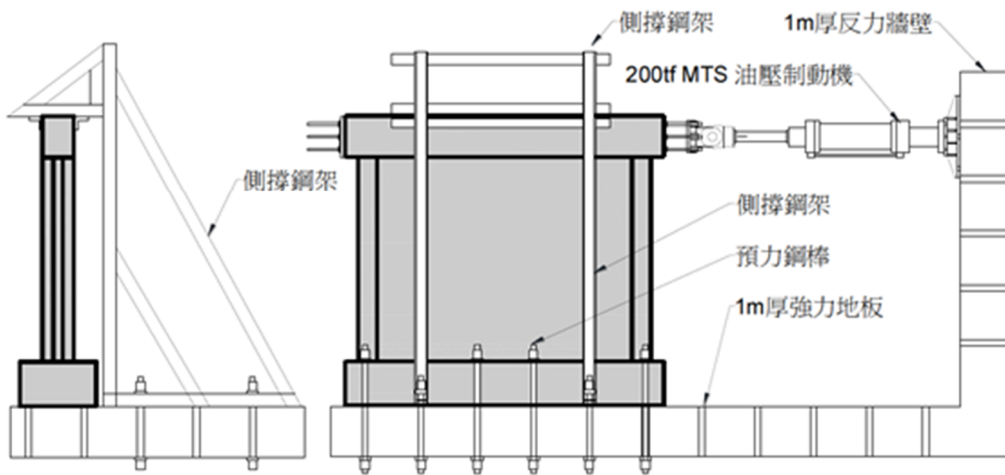


(b) 位移

圖 5-25 Ono and Tokuhiko [3] 實驗值與修正過後預測值之比值

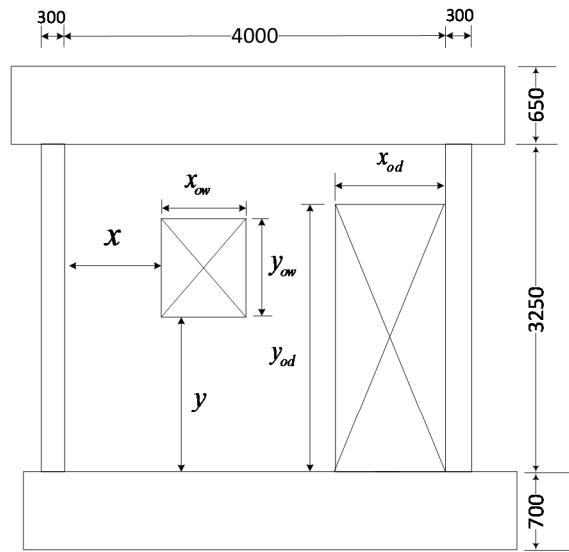


(a)開口牆示意圖

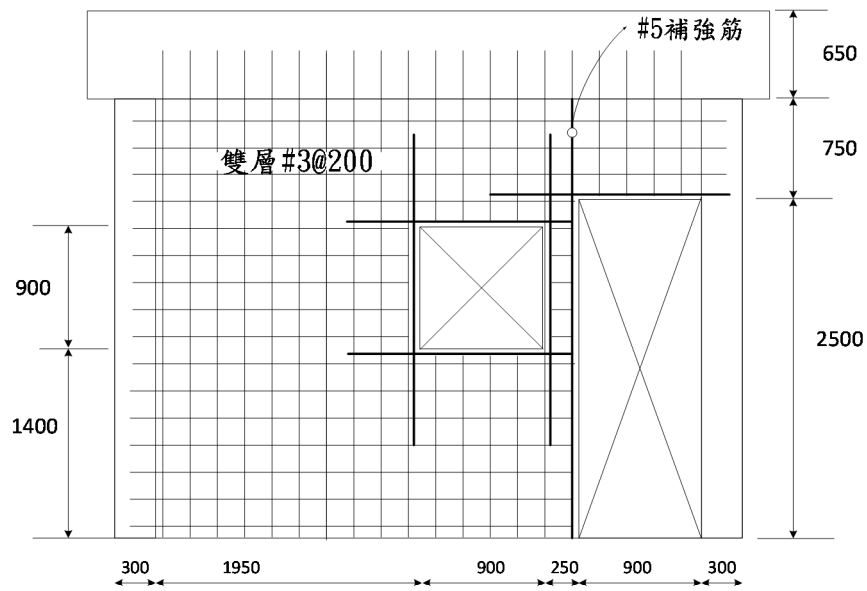


(b)開口牆試體測試佈置

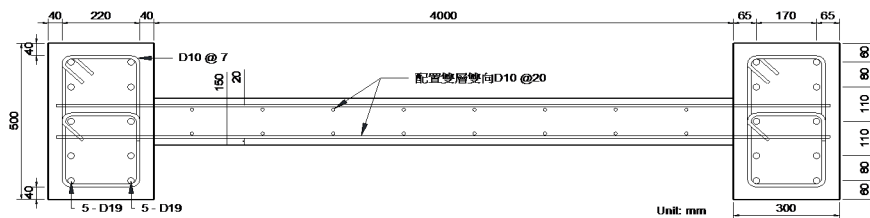
圖 5-26 杜昱石[4]試體



(a)開口尺寸與位置



(b)試體W3配筋立面圖



(c)詳細配筋平面圖

圖 5-27 杜昱石[4]開口牆尺寸與開口位置示意圖(單位: mm)

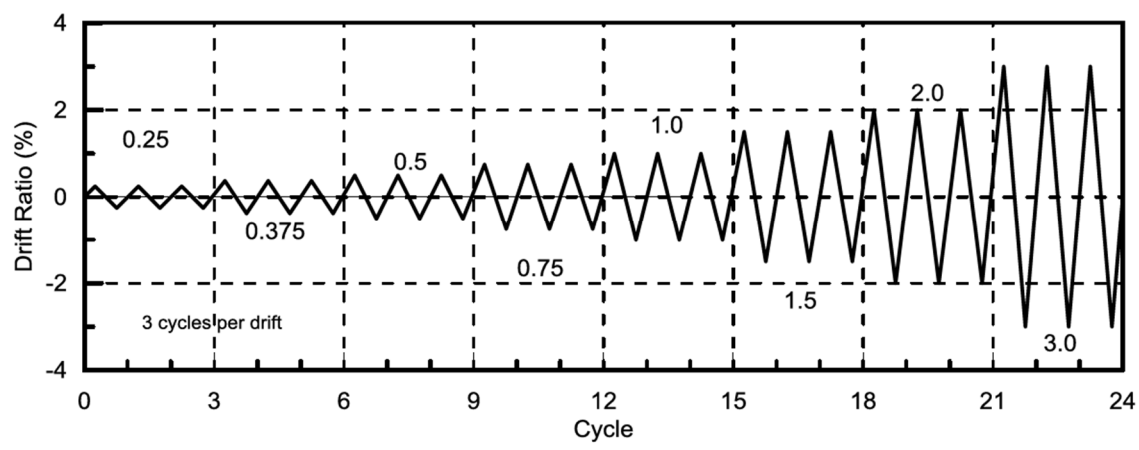
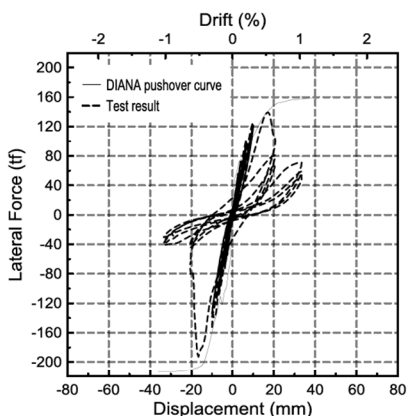


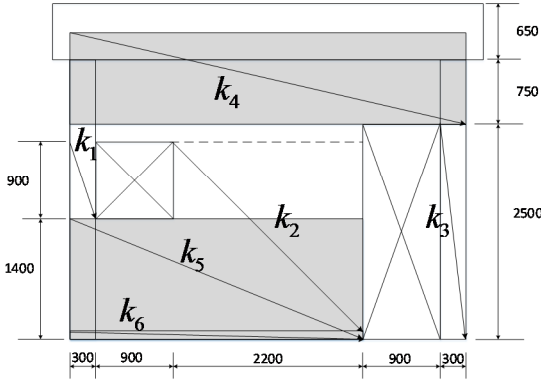
圖 5-28 反覆載重[4]



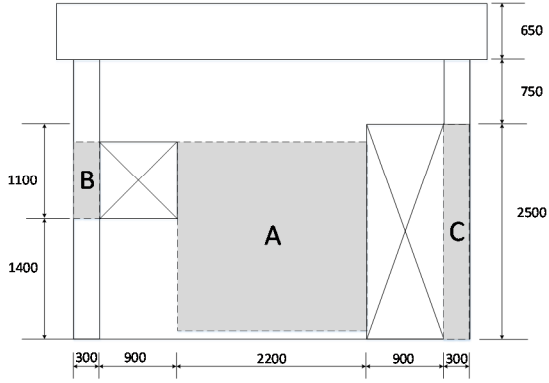
(a) 實驗數據



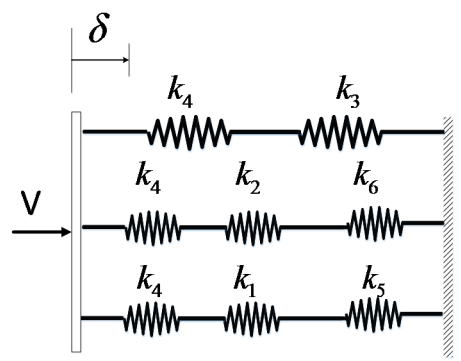
(b) 正向強度點裂縫圖



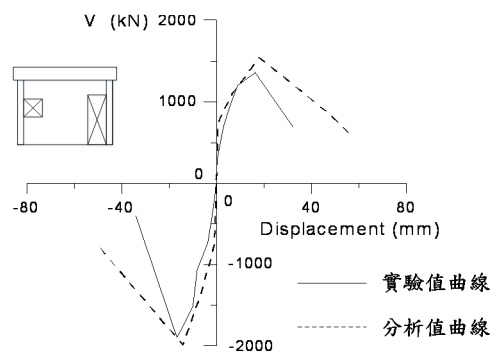
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

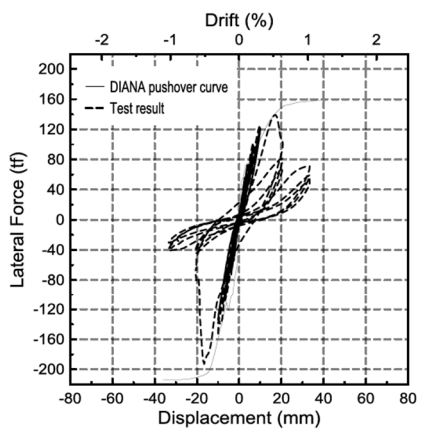


(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

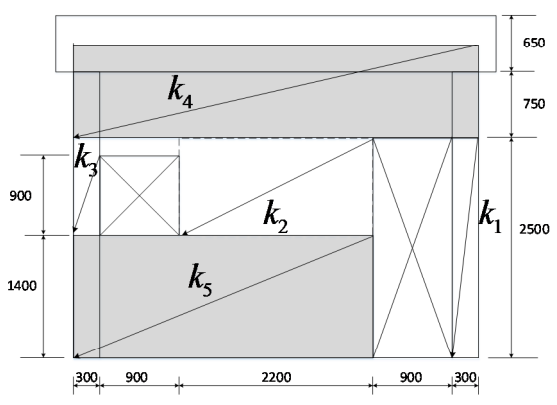
圖 5-29 試體 W1C 正向[4]



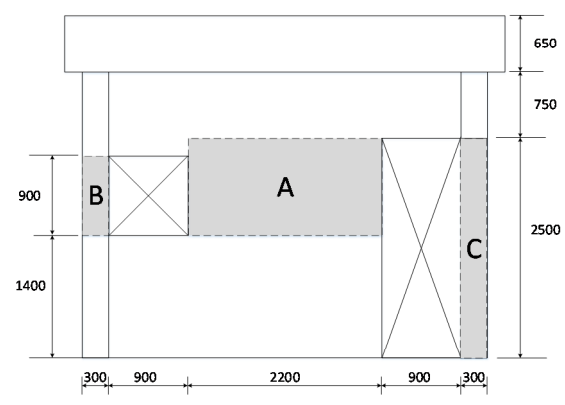
(a) 試體遲滯迴圈



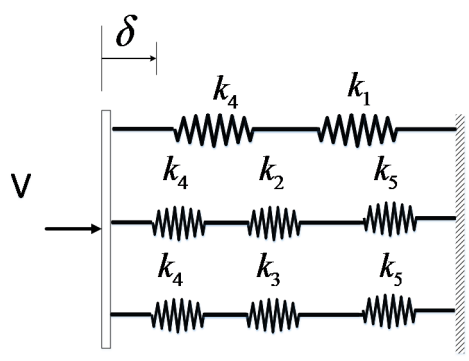
(b) 負向強度裂縫圖



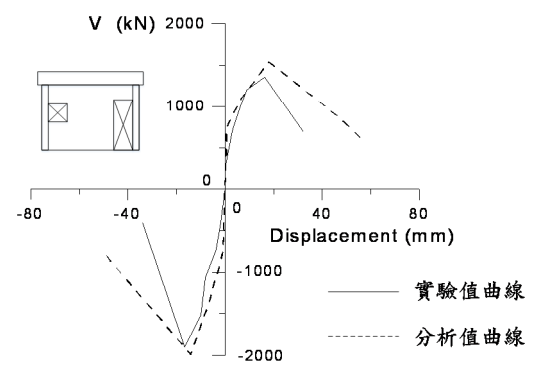
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

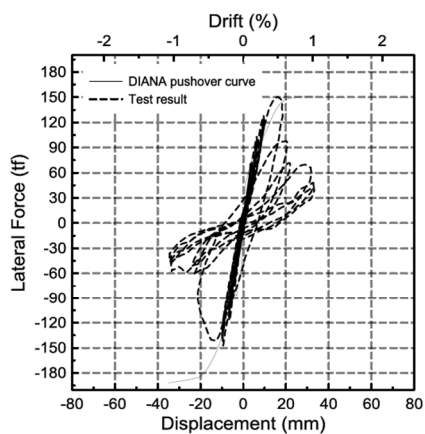


(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

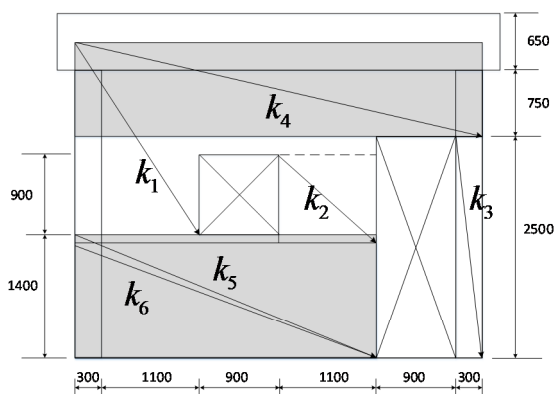
圖 5-30 試體 W1C 負向[4]



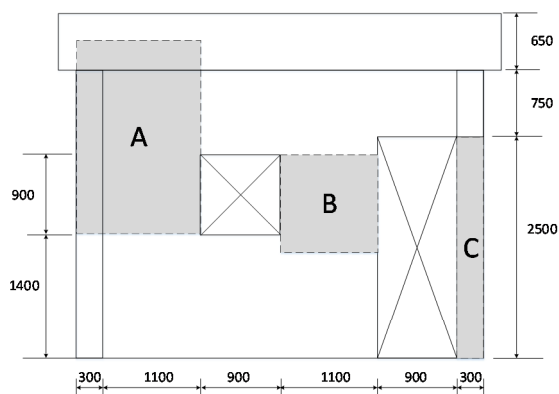
(a) 實驗數據



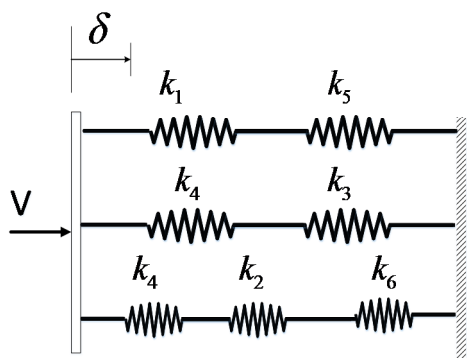
(b) 正向強度裂縫圖



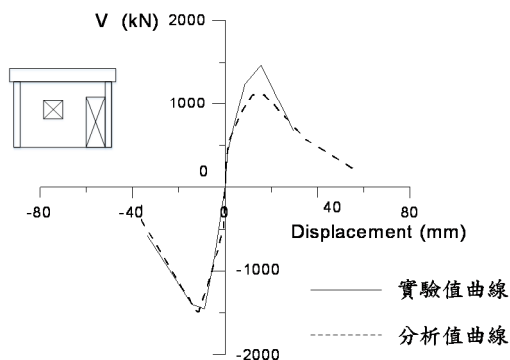
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件



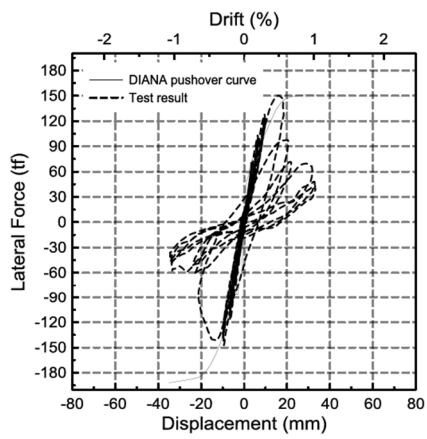
(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

圖 5-31 試體 W2 正向[4]

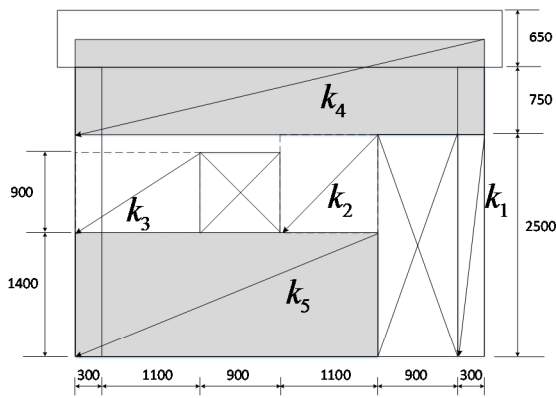




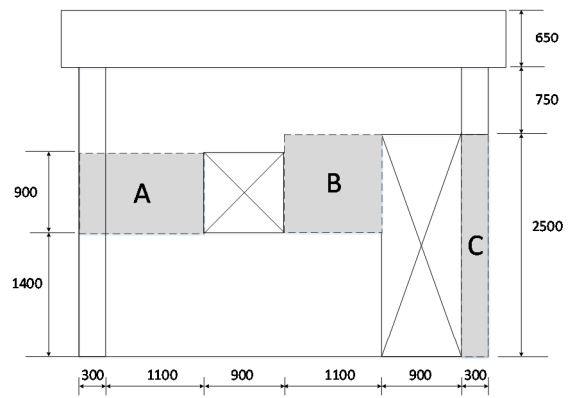
(a) 試體遲滯迴圈



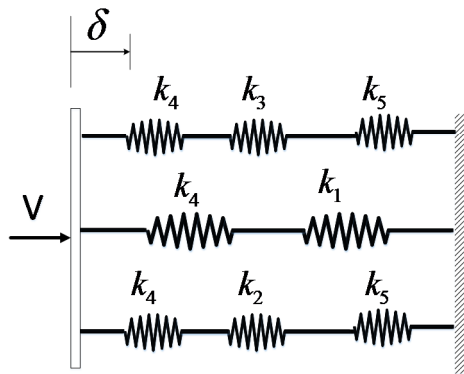
(b) 負向強度裂縫圖



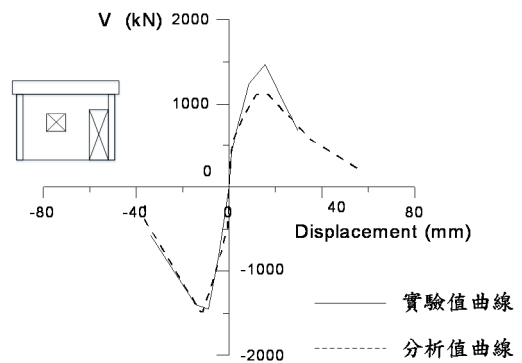
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

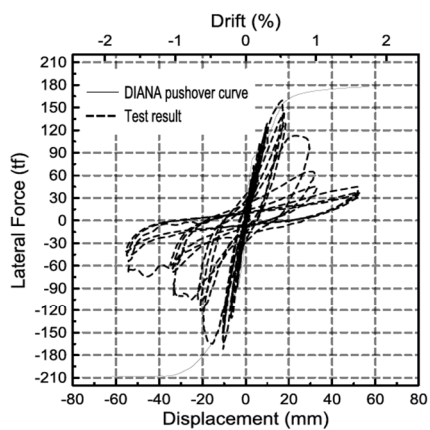


(e) 彈簧模擬圖

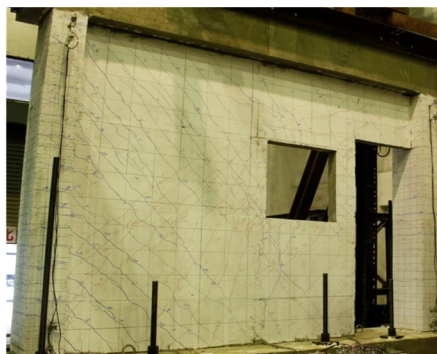


(f) 分析結果與實驗比較

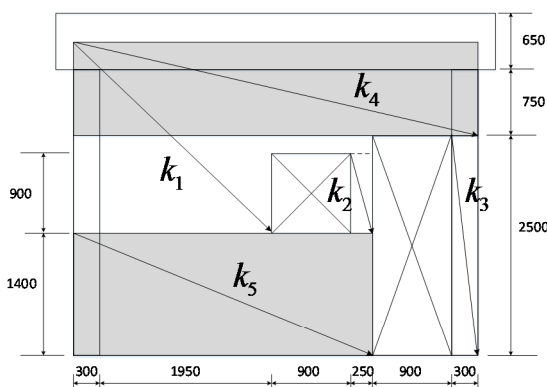
圖 5-32 試體 W2 負向[4]



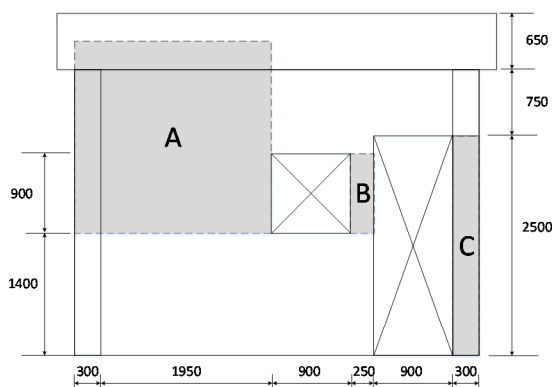
(a) 實驗數據



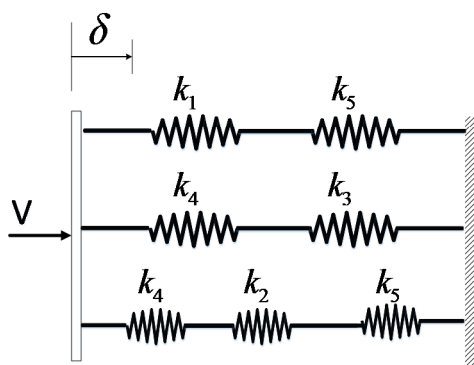
(b) 正向強度裂縫圖



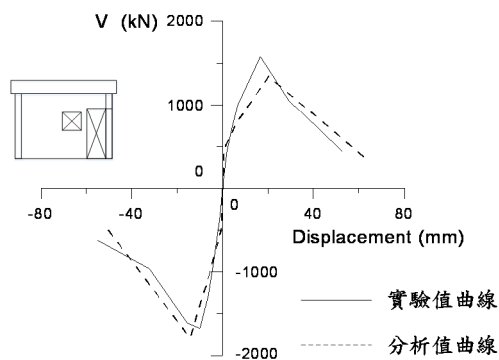
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

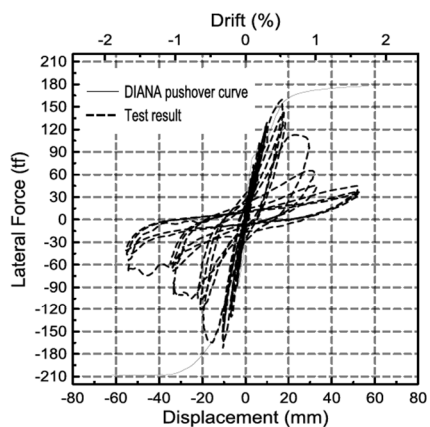


(e) 彈簧模擬圖

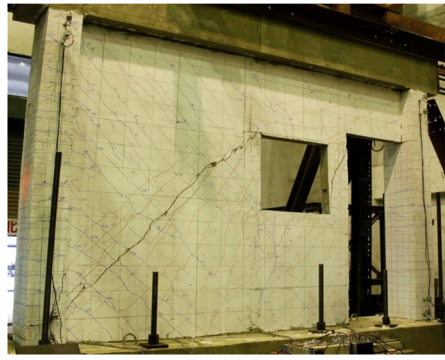


(f) 分析結果與實驗比較

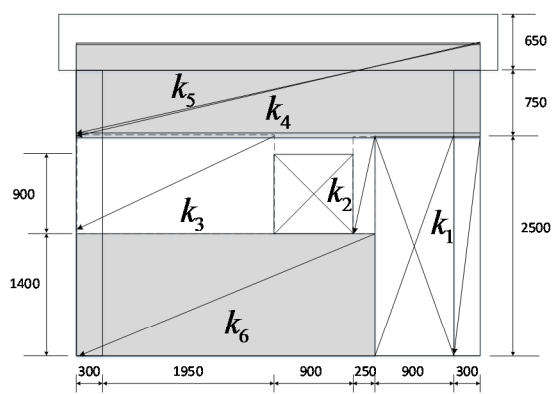
圖 5-33 試體 W3 正向[4]



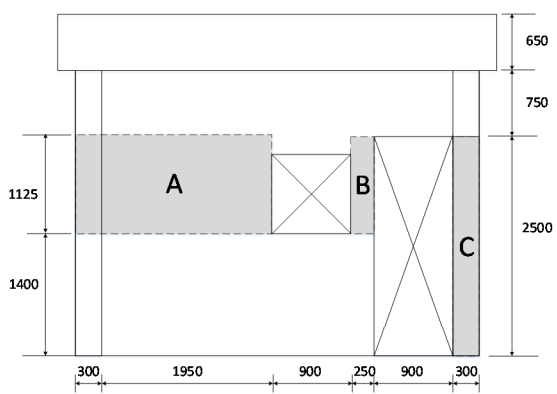
(a) 實驗數據



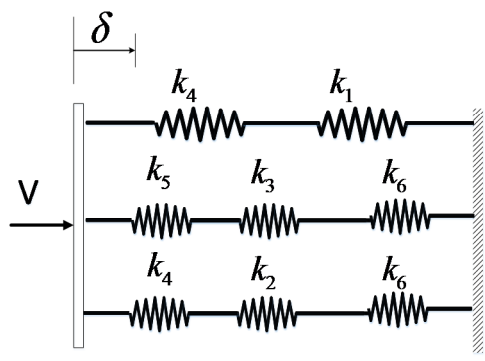
(b) 負向強度裂縫圖



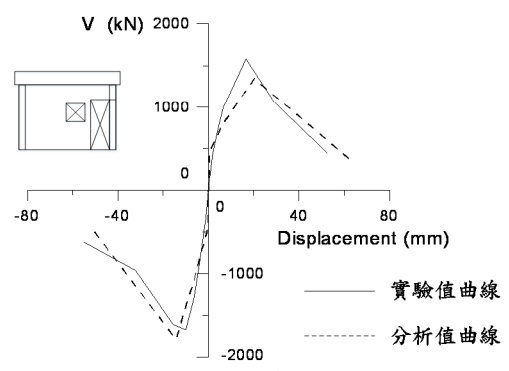
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

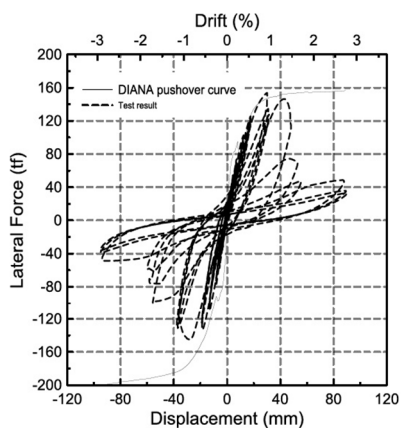
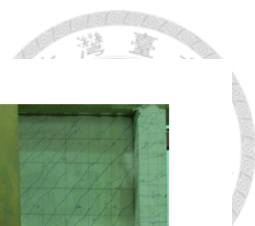


(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

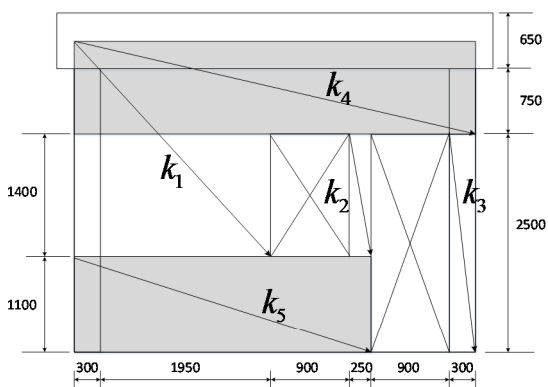
圖 5-34 試體 W3 負向[4]



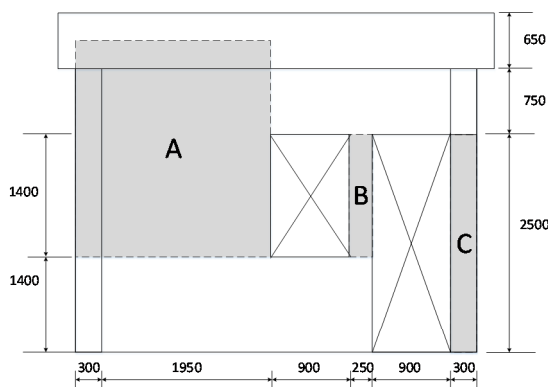
(a) 實驗數據



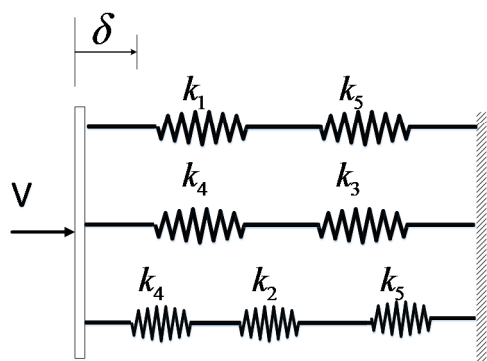
(b) 正向強度裂縫圖



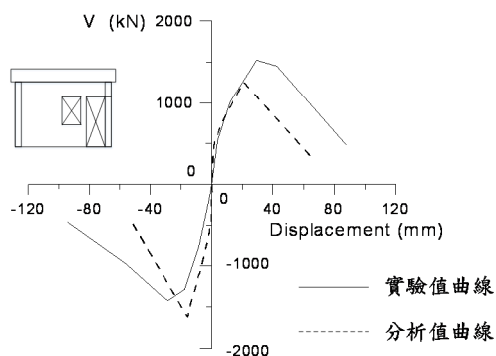
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

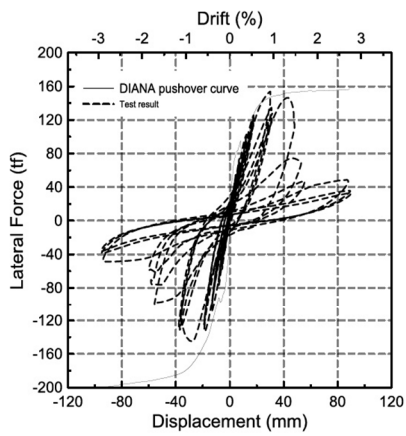


(e) 彈簧模擬圖

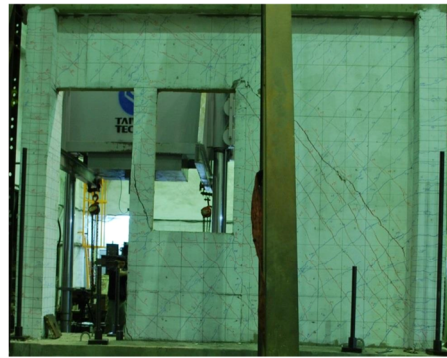


(f) 分析結果與實驗比較

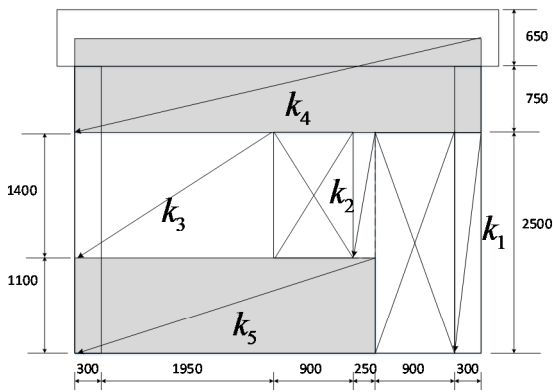
圖 5-35 試體 W4 正向[4]



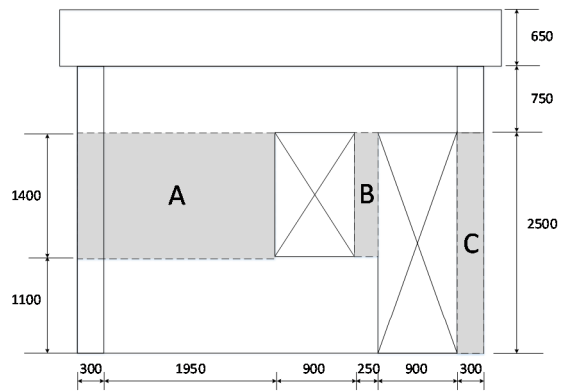
(a) 實驗數據



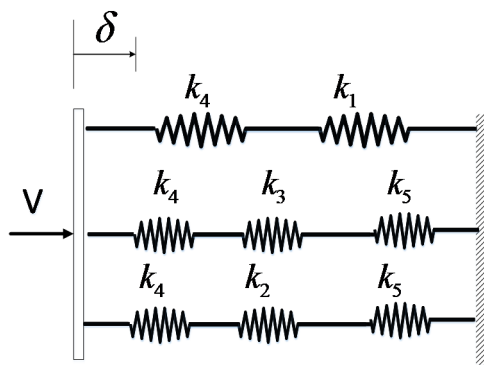
(b) 負向強度裂縫圖



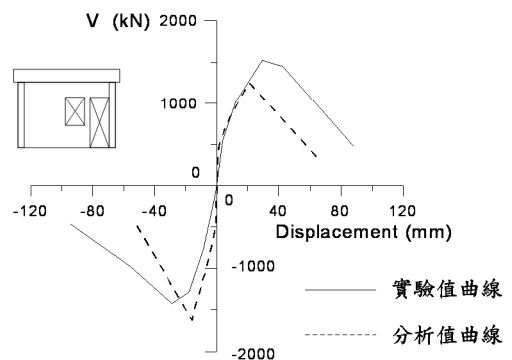
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

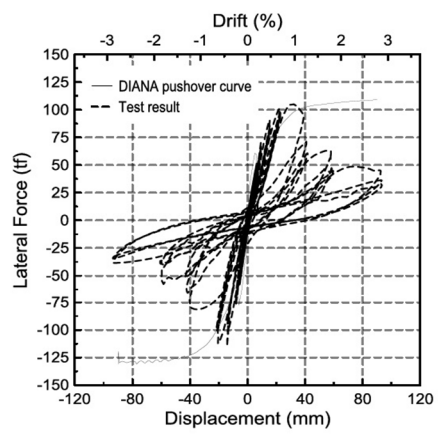


(e) 彈簧模擬圖

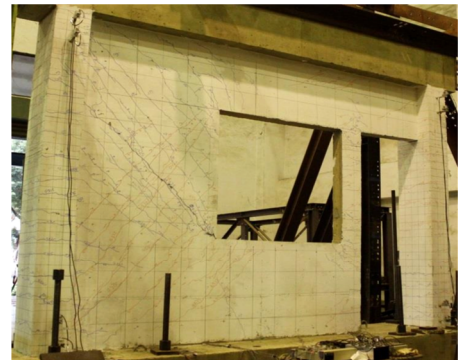


(f) 分析結果與實驗比較

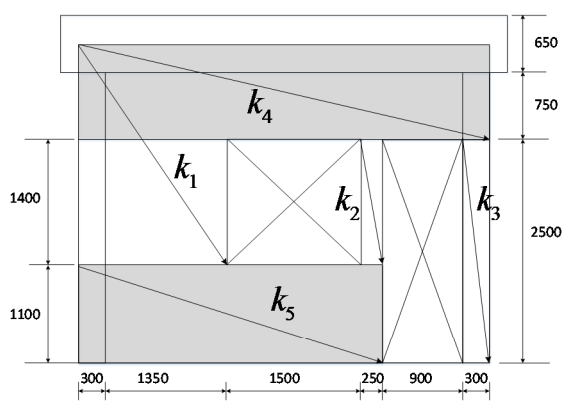
圖 5-36 試體 W4 負向[4]



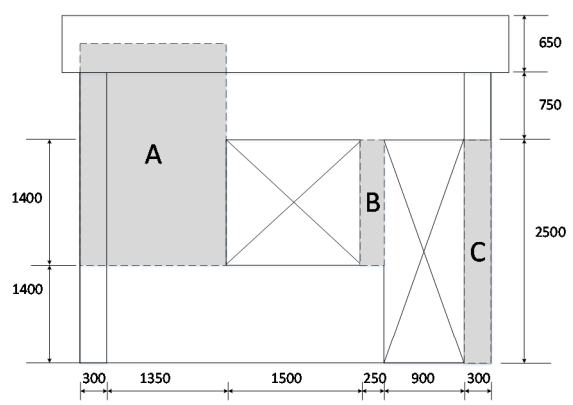
(a) 實驗數據



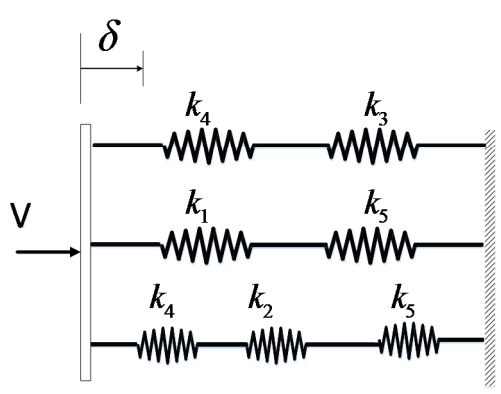
(b) 正向強度裂縫圖



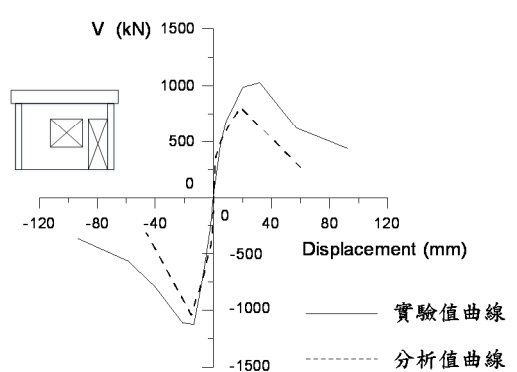
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件



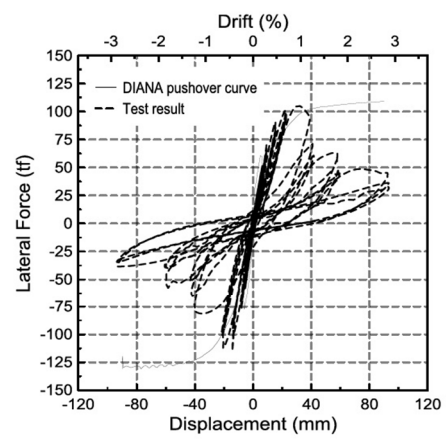
(e) 彈簧模擬圖



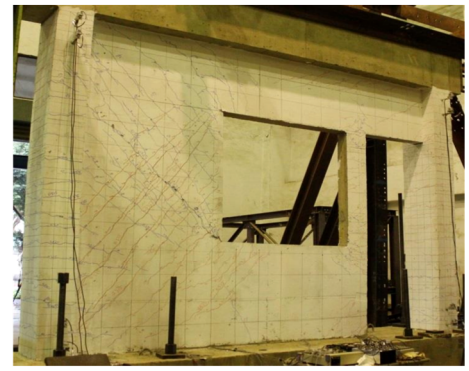
(f) 分析結果與實驗比較

圖 5-37 試體 W5 正向[4]

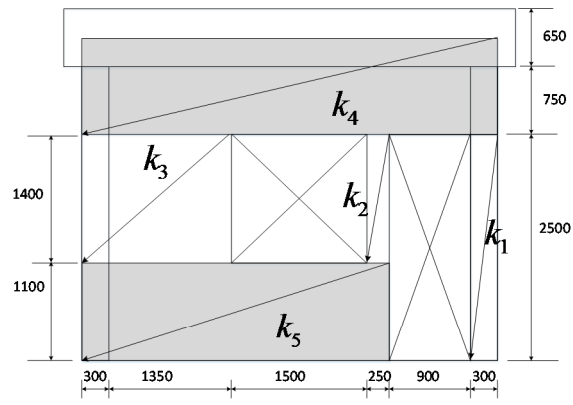




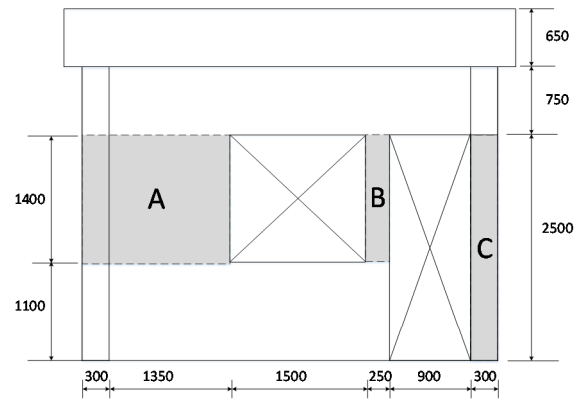
(a) 實驗數據



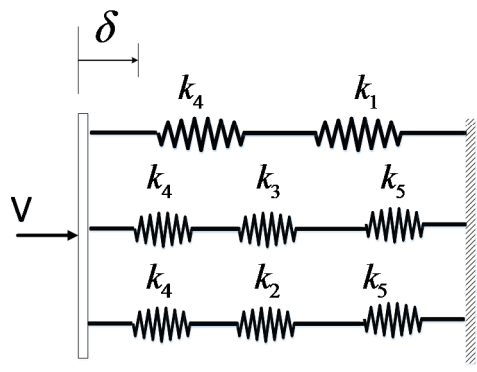
(b) 負向強度裂縫圖



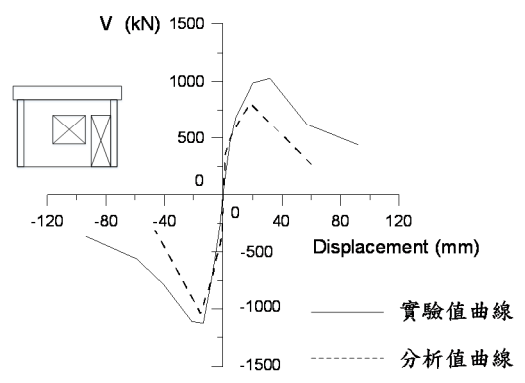
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件



(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

圖 5-38 試體 W5 負向[4]

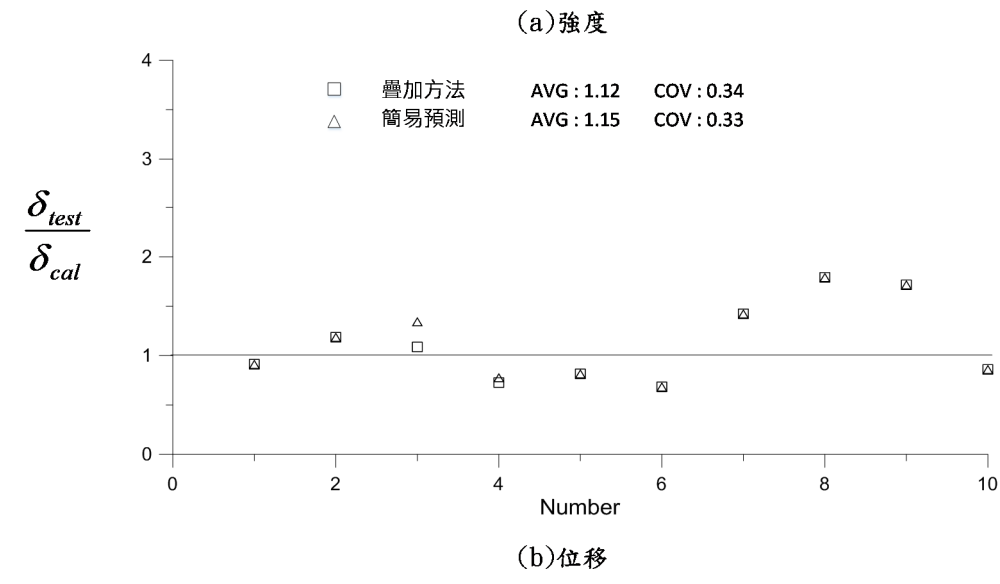
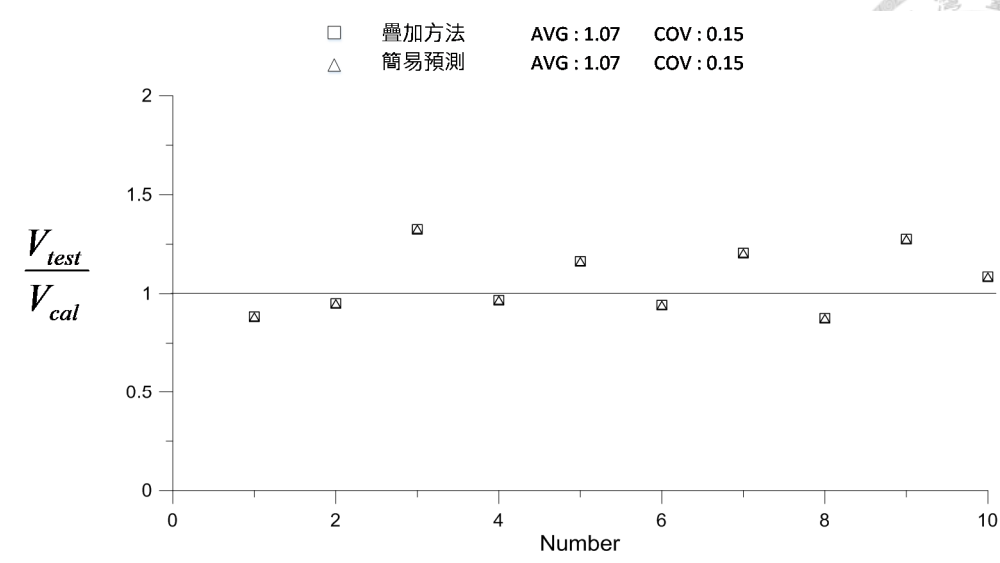
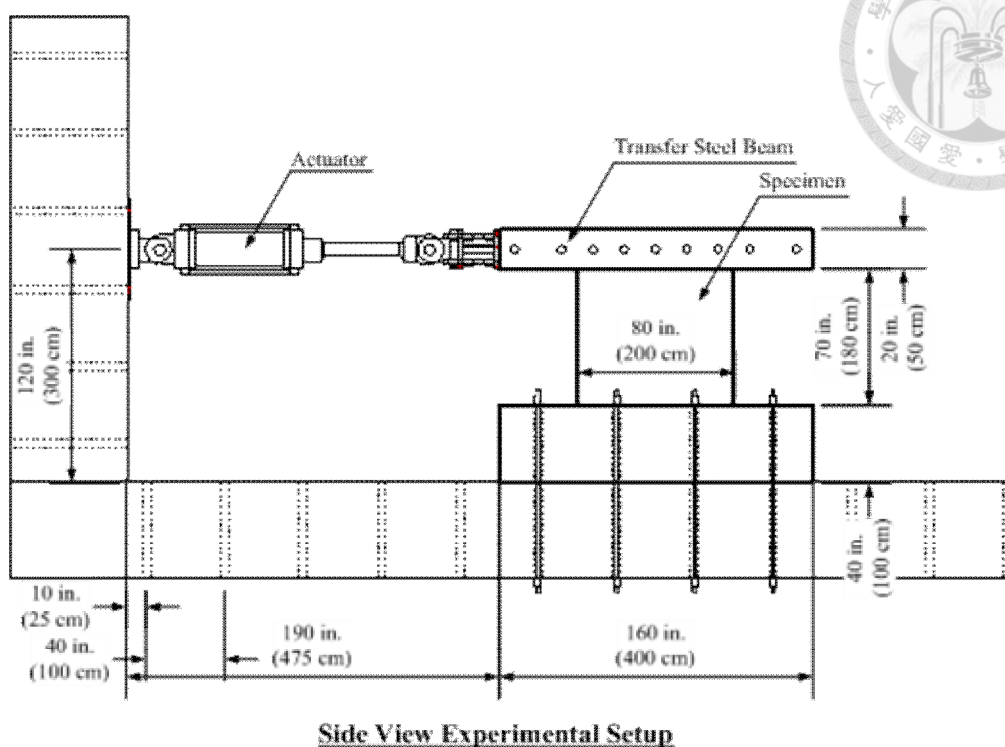


圖 5-39 杜昱石[4]實驗值與預測值之比值





Side View Experimental Setup

圖 6-1 測試佈置[5]

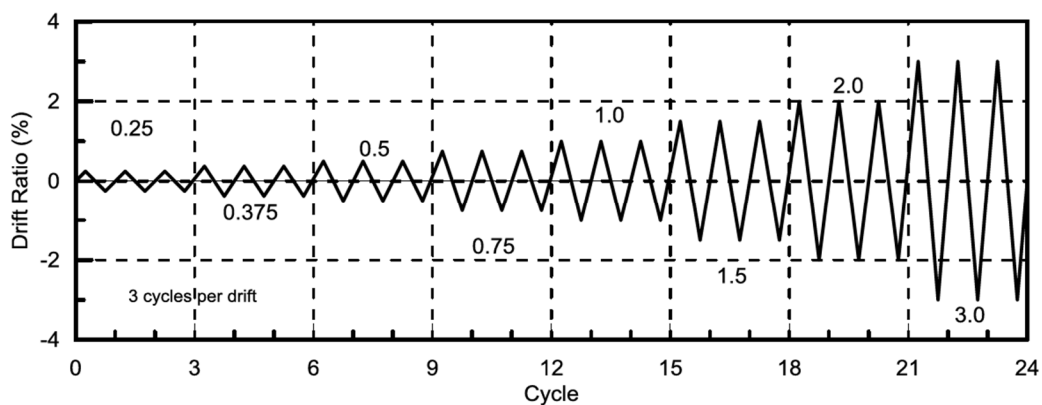
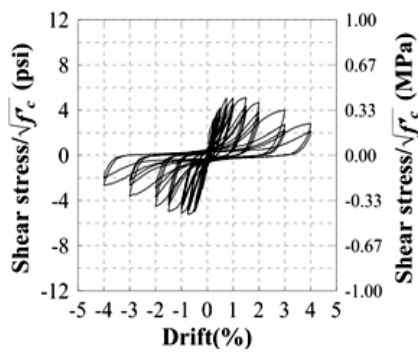
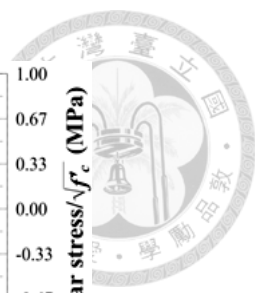
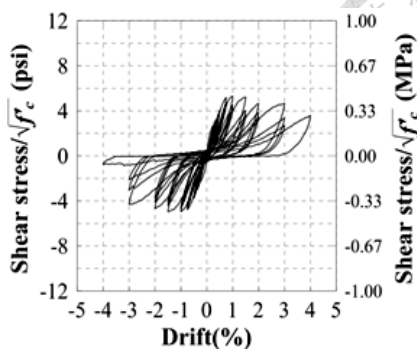


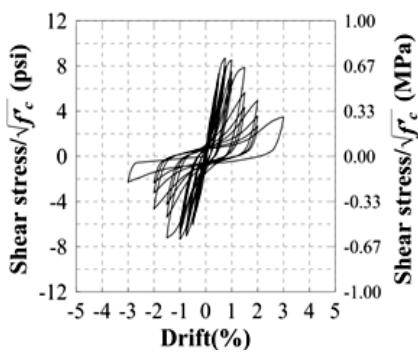
圖 6-2 載重歷時[4]



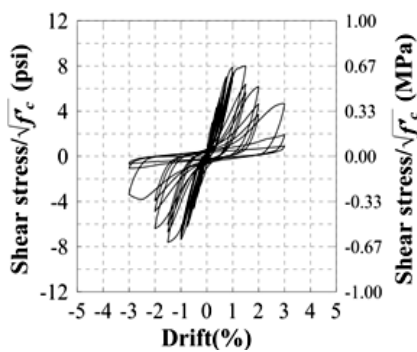
(a) 試體M1遲滯迴圈



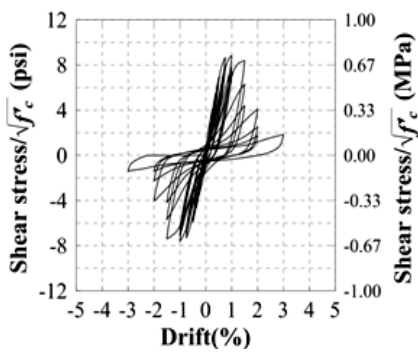
(b) 試體M2遲滯迴圈



(c) 試體H1遲滯迴圈

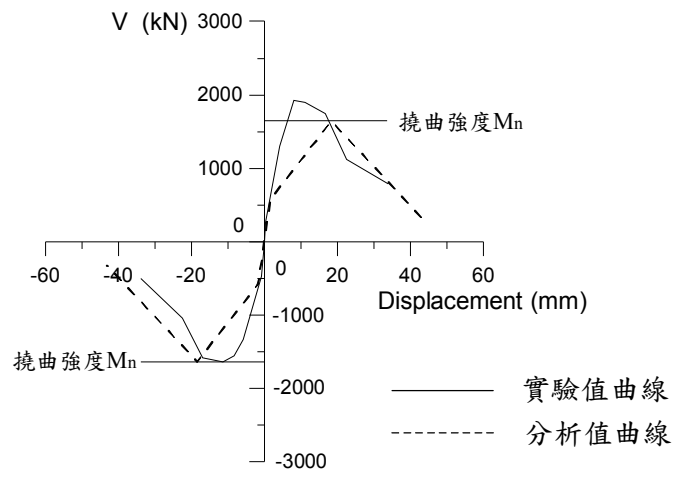


(d) 試體H2遲滯迴圈

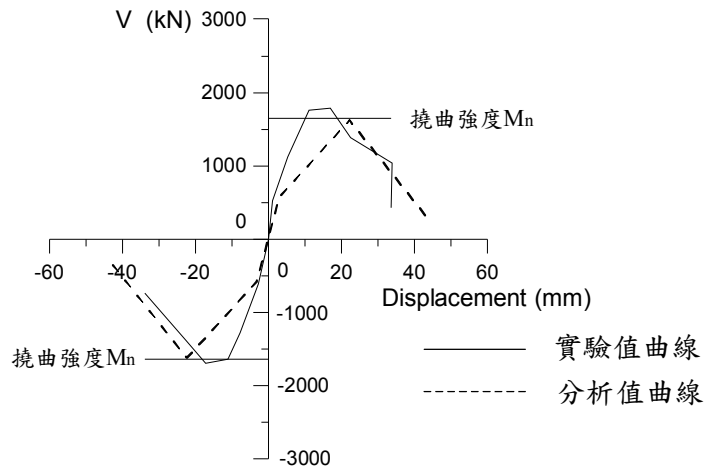


(e) 試體H3遲滯迴圈

圖 6-3 洪詩晴[5]實驗結果



(a) 試體H1



(b) 試體H2

圖 6-4 洪詩晴[5]實驗與預測之比較

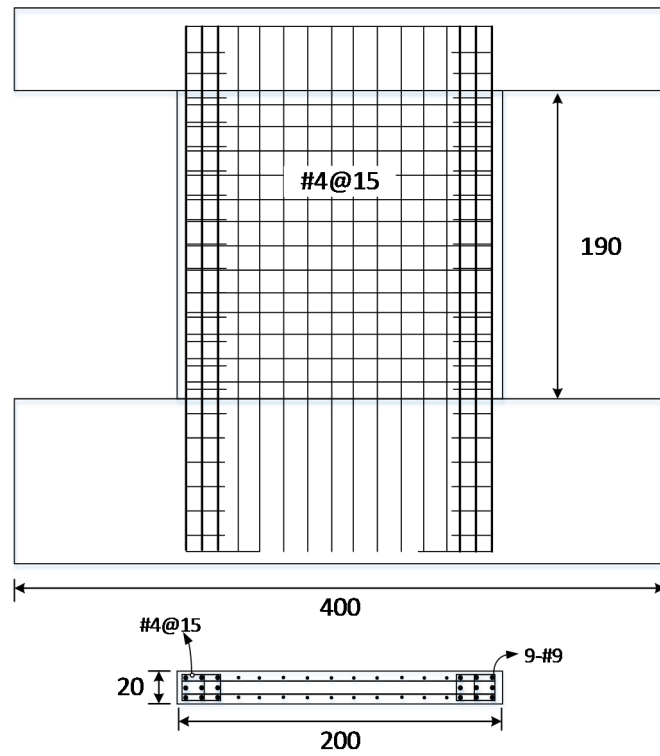


圖 6-5 設計剪力牆之配筋圖(單位：cm)

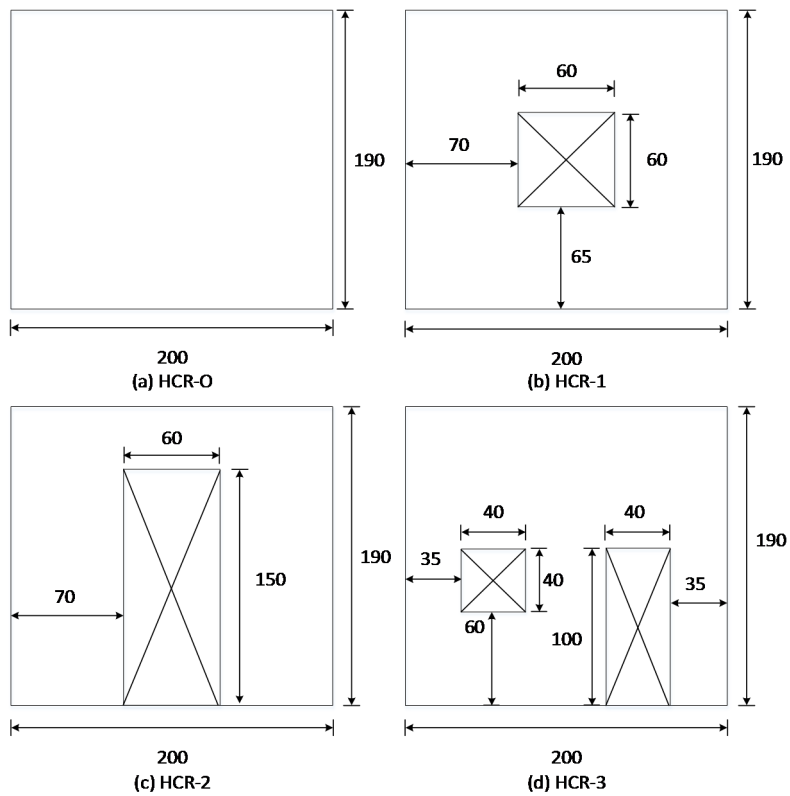
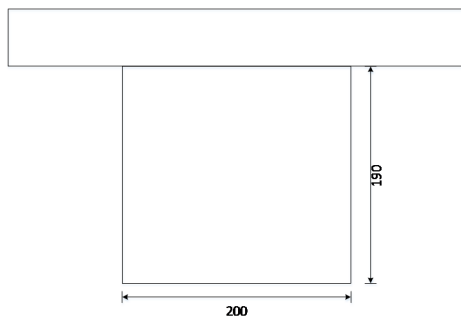
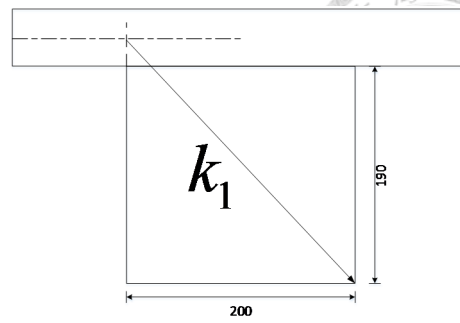


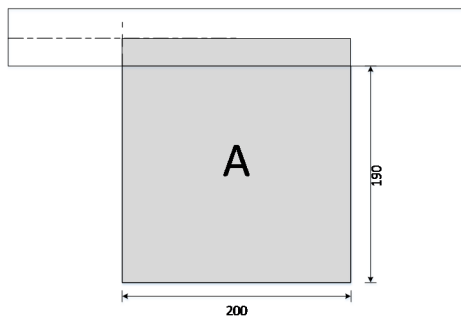
圖 6-6 開口牆試體開口位置與試體示意圖(單位：cm)



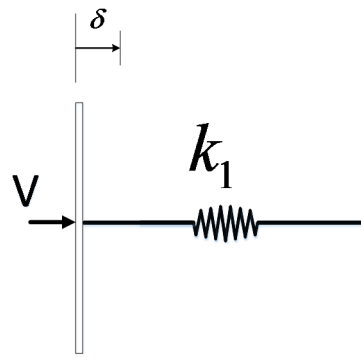
(a)RC牆之尺寸



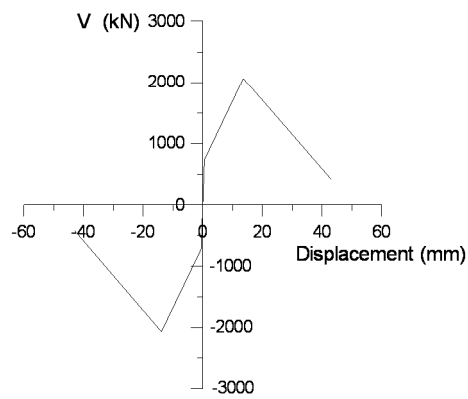
(b)RC牆之傳力路徑



(c)關鍵桿件

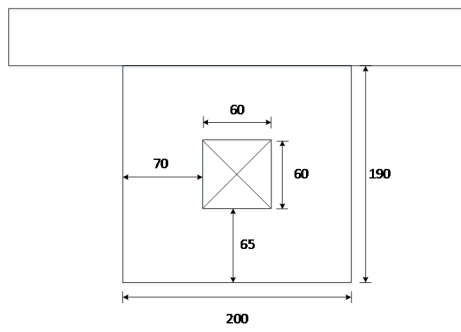


(d)彈簧模擬圖

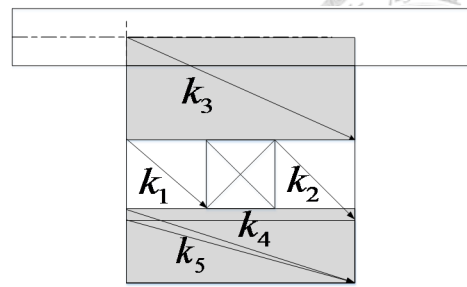


(e)分析結果

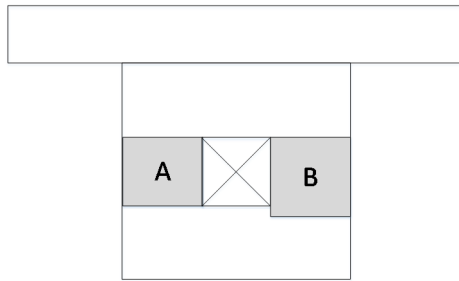
圖 6-7 試體 HCR-O



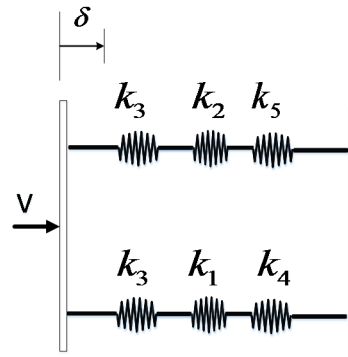
(a)開口牆之尺寸



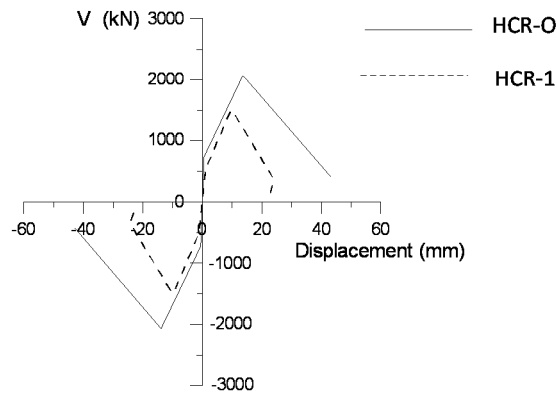
(b)開口牆之傳力路徑



(c)關鍵焊件

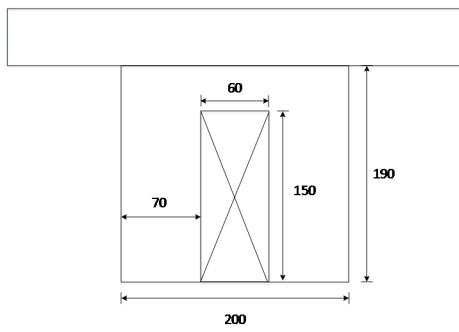


(d)彈簧模擬圖

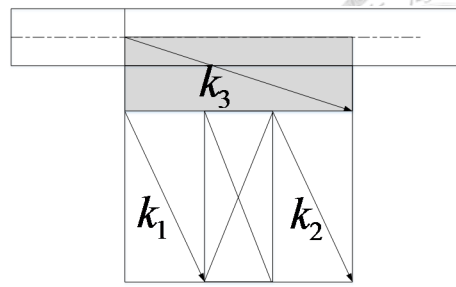


(e)分析結果

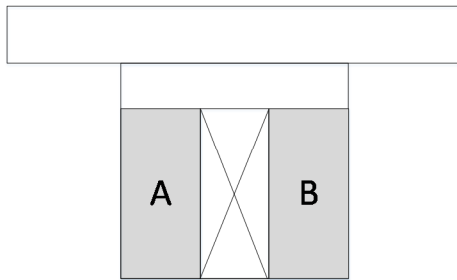
圖 6-8 試體 HCR-1



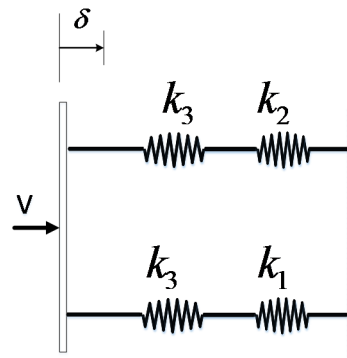
(a)開口牆之尺寸



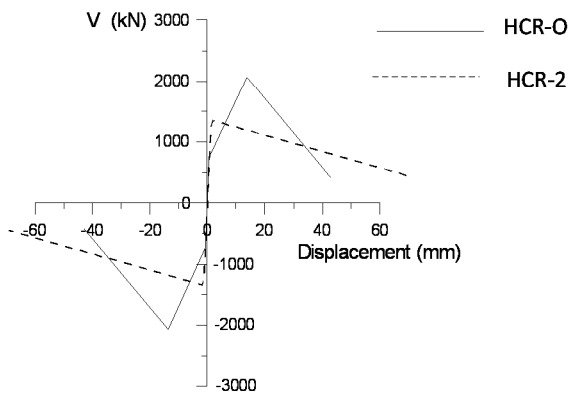
(b)開口牆之傳力路徑



(c)關鍵桿件

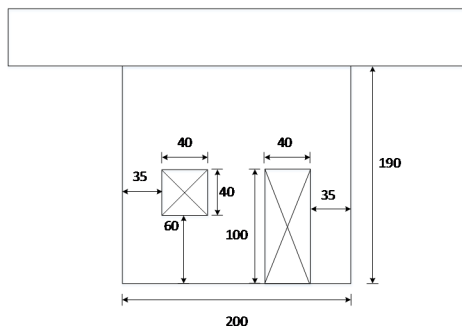


(d)彈簧模擬圖

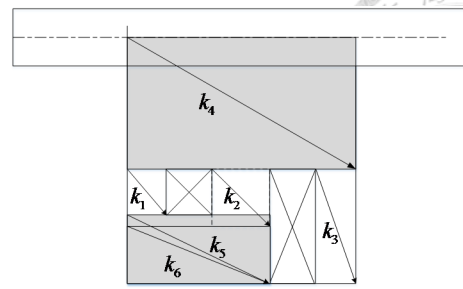


(e)分析結果

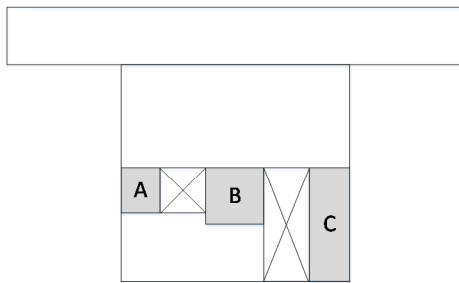
圖 6-9 試體 HCR-2



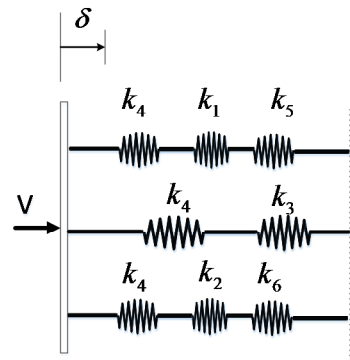
(a)開口牆之尺寸



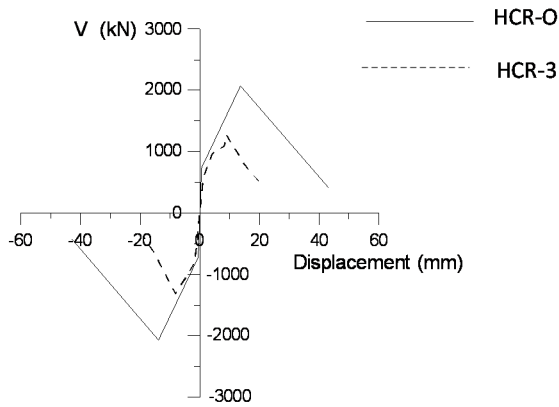
(b)開口牆之傳力路徑



(c)關鍵桿件



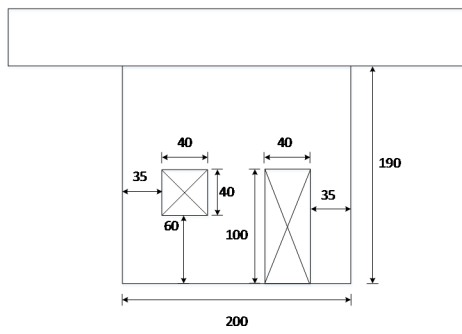
(d)彈簧模擬圖



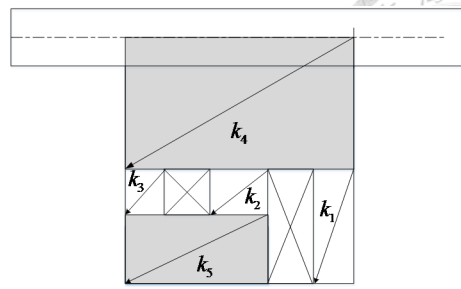
(e)分析結果

圖 6-10 試體 HCR-3 正向

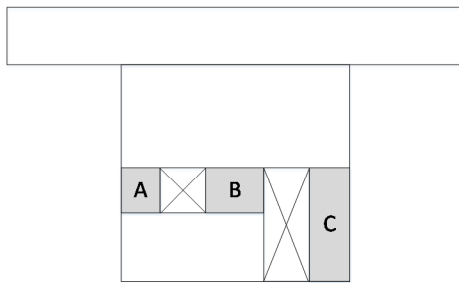




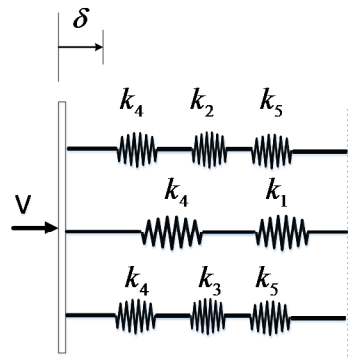
(a)開口牆之尺寸



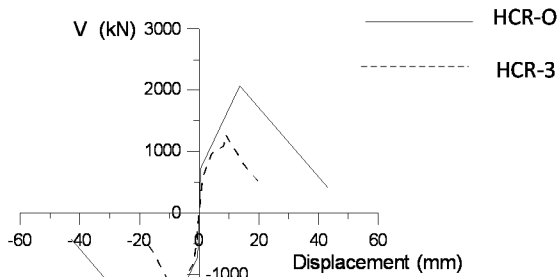
(b)開口牆之傳力路徑



(c)關鍵桿件



(d)彈簧模擬圖



(e)分析結果

圖 6-11 試體 HCR-3 負向





## Appendix A

% Soften-Strut and Tie Model - Calculate the K index

% All the unit in mm MPa kN radius

clc

clear all

fc = 28; % Concrete strength in MPa

fyh = 420; % Horizontal Steel strength in MPa

fyv = 420; % Vertical Steel strength in MPa

Es = 200000; % Young's Modulus of steel MPa

ro = 1/1000:1/1000:1/100; % steel ratio. Assume in x y direction is the same (unit %)

x = 500:-5:100; % dimension of shear element in x direction (unit mm)

y = 100:5:500; % dimension of shear element in y direction (unit mm)

N = length(x); % Number of data

O = length(ro); % Number of data

b = 100; % width of shear element (unit mm)

for k = 1 : O



```
for i = 1 : N
```

```
Progress = (i+N*(k-1))/(O*N)*100
```

```
Vjh = 0; % Initial horizontal force unit:N
```

```
sita = atan(y(i)/x(i));
```

```
% use Paulay equation predict the compression zone unit:mm
```

```
Ath = ro(k)*b*y(i); % Area of horizontal steel unit:mm^2
```

```
Atv = ro(k)*b*x(i); % Area of Vertical steel unit:mm^2
```

```
Astr = max(x(i),y(i))*0.25*b; % Area of strut unit:mm^2
```

```
if fc < 20
```

```
    epsilon_o = -0.002;
```

```
elseif fc > 100
```

```
    epsilon_o = -0.003;
```

```
else
```

```
    epsilon_o = -0.002-0.001*(fc-20)/80 ;
```

```
end
```

```
Fyh = Ath*fyh; % Horizontal steel yielding Force unit:N
```



```
Fyv = Atv*fyv; % Vertical steel yielding Force unit:N
```

```
Error = 100; % Initial error unit: %
```

```
Stress_d_max = 1;
```

```
Stress_d = 2;
```

```
while Error >= 1 && Stress_d_max <= Stress_d
```

```
Vjh = Vjh + 100; % unit: N
```

```
[rh,rv,Rd,Rh,Rv] = parameter(sita);
```

```
[D,Fh,Fv] = Force(Rd,Rh,Rv,Vjh,sita); % unit : N
```

```
if Fyh/Rh <= Fyv/Rv/tan(sita)
```

```
    Type = 1; % Type 1 is YH
```

```
    if Fh < Fyh
```

```
        Type = 3; % Type 3 is E
```

```
    end
```

```
else
```

```
    Type = 2; % Type 2 is YV
```

```
    if Fv < Fyv
```

```
        Type = 3;
```



```
end

end

switch Type

case 1

[Fh,Fv,D,Dp,Rd,Rv,Fvp,Type] = TypeYH(sita,Rd,Rv,Rh,rv,Vjh,Fyh,Fyv);

if Type == 1

Stress_d_max = Calstress(D,Fh,Fv,sita,Astr);    % unit : N/mm^2 MPa

end

case 2

[Fh,Fv,D,Dp,Rd,Rh,Fhp,Type] = TypeYV(sita,Rd,Rv,Rh,rh,Vjh,Fyh,Fyv);

if Type == 2

Stress_d_max = Calstress(D,Fh,Fv,sita,Astr);    % unit : N/mm^2 MPa

end

case 3

Stress_d_max = Calstress(D,Fh,Fv,sita,Astr);    % unit : N/mm^2 MPa

end
```



```
if Type ~= 4 && Type ~= 5
```

```
cs = Stress_d_max / fc ;
```

```
epsilon_d = cs*epsilon_o;
```

```
if Ath > 0
```

```
    epsilon_h = Fh / (Es*Ath);
```

```
elseif Ath <= 0
```

```
    epsilon_h = 0.002;
```

```
end
```

```
if Atv > 0
```

```
    epsilon_v = Fv/(Es*Atv);
```

```
elseif Atv <=0
```

```
    epsilon_v = 0.002;
```

```
end
```

```
% -----Modify strain field-----
```

```
switch Type
```

```
    case 1
```

```
        epsilon_r = min(0.005,epsilon_v + ( epsilon_v - epsilon_d)*tan(sita)^2);
```

```
    case 2
```



```
epsilon_r = min(0.005,epsilon_h + ( epsilon_h - epsilon_d)/tan(sita)^2);
```

```
case 3
```

```
if epsilon_h >= epsilon_v
```

```
epsilon_r = min(0.005,epsilon_v + ( epsilon_v - epsilon_d)*tan(sita)^2);
```

```
else
```

```
epsilon_r = min(0.005,epsilon_h + ( epsilon_h - epsilon_d)/tan(sita)^2);
```

```
end
```

```
end
```

```
% ----- Modify strain field -----
```

```
cs_1 = min(5.8/(sqrt(fc)*sqrt(1+400*epsilon_r)),0.9/sqrt(1+400*epsilon_r));
```

```
elseif Type == 4           % Type 4 is YHV
```

```
[cs,cs_1,Vjh,D,Fh,Fv,Stress_d_max,epsilon_r,epsilon_h,epsilon_v,epsilon_d] =
```

```
TypeYHV(Ath,Atv,Es,fc,Rd,Rv,Fvp,Dp,Fyv,Fh,sita,epsilon_o...
```

```
,Astr);
```

```
elseif Type == 5           % Type 5 is YVH
```

```
[cs,cs_1,Vjh,D,Fh,Fv,Stress_d_max,epsilon_r,epsilon_h,epsilon_v,epsilon_d] =
```

```
TypeYVH(Ath,Atv,Es,fc,Rd,Rh,Fhp,Dp,Fyh,Fv,sita,epsilon_o...
```

```
,Astr);
```





end

Error = abs(cs - cs\_1)/cs\_1\*100;

Stress\_d = cs\_1\*fc;

end

er(i,k) = epsilon\_r;

eh(i,k) = epsilon\_h;

ev(i,k) = epsilon\_v;

ed(i,k) = epsilon\_d;

ERR(i,k) = Error;

Cd(i,k) = D + Fh/cos(sita) + Fv/sin(sita);

K\_index(i,k) = Cd(i,k)/(Stress\_d\*Astr);

Steel\_ratio(i,k) = ro(k);

FailureType(i,k) = Type;

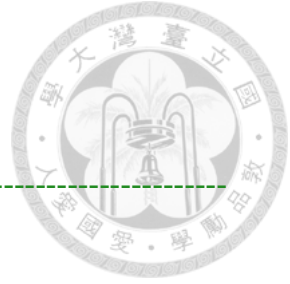
CS(i,k) = cs\_1;

Degree(i,k) = sita\*180/pi;

Vh(i,k) = Cd(i,k)\*cos(sita);

Vv(i,k) = Cd(i,k)\*sin(sita);

end



end

-----Parameter-----

function [rh,rv,Rd,Rh,Rv] = parameter(sita)

if sita < atan(0.5)

rh = 0; rv = 1;

elseif sita > atan(2)

rh = 1; rv = 0;

else

rh = (2\*tan(sita)-1)/3;

rv = (2/tan(sita)-1)/3;

end

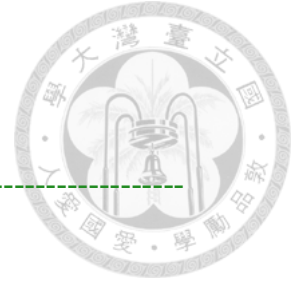
Rd = (1-rh)\*(1-rv)/(1-rv\*rh);

Rh = rh\*(1-rv)/(1-rv\*rh);

Rv = rv\*(1-rh)/(1-rv\*rh);

end

-----Parameter-----



-----Force-----

```
function [D,Fh,Fv] = Force(Rd,Rh,Rv,Vjh,sita)
```

```
D = 1/cos(sita)*Rd/(Rd+Rh+Rv)*Vjh ; % unit : N
```

```
Fh = Rh/(Rd+Rh+Rv)*Vjh ; % unit : N
```

```
Fv = tan(sita)*Rv/(Rd+Rh+Rv)*Vjh ; % unit : N
```

```
end
```

-----Force-----

-----TYPE YH-----

```
function [Fh,Fv,D,Dp,Rd,Rv,Fvp,Type] = TypeYH(sita,Rd,Rv,Rh,rv,Vjh,Fyh,Fyv)
```

```
Fh = Fyh;
```

```
Dp = Fyh*Rd/Rh/cos(sita);
```

```
Fvp = Fyh*Rv/Rh*tan(sita);
```

```
Vjhp = Fyh*(Rd + Rh + Rv)/Rh;
```

```
rh = 0;
```

```
Rd = (1-rh)*(1-rv)/(1-rh*rv);
```

```
Rv = rv*(1-rh)/(1-rh*rv);
```



$$D = (Dp \cdot \cos(\text{sita}) + (Vjh - Vjhp) \cdot Rd / (Rd + Rv)) / \cos(\text{sita});$$

$$Fv = (Fvp / \tan(\text{sita}) + (Vjh - Vjhp) \cdot Rv / (Rd + Rv)) \cdot \tan(\text{sita});$$

if  $Fv < Fyv$

    Type = 1;

elseif  $Fv \geq Fyv$

    Type = 4; % Type 4 is YHV

end

end

-----TYPE YH-----

-----TYPE YV-----

function [Fh,Fv,D,Dp,Rd,Rh,Fhp,Type] = TypeYV(sita,Rd,Rv,Rh,rh,Vjh,Fyh,Fyv)

$$Fv = Fyv;$$

$$Dp = Fyv \cdot Rd / Rv / \cos(\text{sita}) / \tan(\text{sita});$$

$$Fhp = Fyv \cdot Rh / Rv / \tan(\text{sita});$$

$$Vjhp = Fyv \cdot (Rd + Rh + Rv) / Rv / \tan(\text{sita});$$

$$rv = 0;$$

$$Rd = (1 - rh) \cdot (1 - rv) / (1 - rh \cdot rv);$$

$$Rh = rh \cdot (1 - rv) / (1 - rh \cdot rv);$$



```
D = (Dp*cos(sita) + (Vjh-Vjhp)*Rd/(Rd+Rh))/cos(sita);
```

```
Fh = (Fhp + (Vjh-Vjhp)*Rh/(Rd+Rh));
```

```
if Fh < Fyh
```

```
    Type = 2;
```

```
elseif Fh >= Fyh
```

```
    Type = 5; % Type 5 is YVH
```

```
end
```

```
end
```

```
-----TYPE YV-----
```

```
-----TYPE YHV-----
```

```
function
```

```
[cs,cs_1,Vjh,D,Fh,Fv,Stress_d_max,epsilon_r,epsilon_h,epsilon_v,epsilon_d_star] =
```

```
TypeYHV(Ath,Atv,Es,fc,Rd,Rv,Fvp,Dp,Fyv,Fh,sita,epsilon_o...
```

```
    ,Astr)
```

```
Fv = Fyv;
```

```
if Atv > 0
```

```
    epsilon_v = Fv/(Es*Atv);
```

```
elseif Atv <=0
```



```
epsilon_v = 0.002;

end

if Ath > 0

    epsilon_h = Fh / (Es*Ath);

elseif Ath <= 0

    epsilon_h = 0.002;

end

if Rv ~=0

Dpp = (Fyv - Fvp)/tan(sita)*Rd/Rv/cos(sita);

elseif Rv ==0

    Dpp = 0;

end

D_star = Dp + Dpp;

Stress_d_max_star = Calstress(D_star,Fh,Fv,sita,Astr);

Error = 100;                                % Initial error unit: %

cs_1 = Stress_d_max_star / fc ;

while Error >= 1

    cs = cs_1;
```



```
epsilon_d_star = cs*epsilon_o;
```

```
epsilon_r = min(0.005,epsilon_v + ( epsilon_v - epsilon_d_star)*tan(sita)^2);
```

```
cs_1 = min(5.8/(sqrt(fc)*sqrt(1+400*epsilon_r)),0.9/sqrt(1+400*epsilon_r));
```

```
Error = abs(cs-cs_1)/cs_1*100;           % unit: %
```

```
end
```

```
Stress_d_max = cs_1 * fc;
```

```
D = (Stress_d_max * Astr) - (1-sin(sita)^2/2)/cos(sita)*Fh - ...
```

```
(1-cos(sita)^2/2)/sin(sita)*Fv;           % unit : N
```

```
Vjh = (D*cos(sita) + Fh + Fv/tan(sita)); % unit: N
```

```
end
```

```
-----TYPE YHV-----
```

```
-----TYPE YVH-----
```

```
function
```

```
[cs,cs_1,Vjh,D,Fh,Fv,Stress_d_max,epsilon_r,epsilon_h,epsilon_v,epsilon_d_star] =
```

```
TypeYVH(Ath,Atv,Es,fc,Rd,Rh,Fhp,Dp,Fyh,Fv,sita,epsilon_o...
```

```
,Astr)
```

```
Fh =Fyh;
```

```
if Ath > 0
```



```
epsilon_h = Fh / (Es*Ath);

elseif Ath <= 0

    epsilon_h = 0.002;

end

if Atv > 0

    epsilon_v = Fv/(Es*Atv);

elseif Atv <=0

    epsilon_v = 0.002;

end

if Rh ~=0

Dpp = (Fyh - Fhp)*Rd/Rh/cos(sita);

elseif Rh == 0

    Dpp = 0;

end

D_star = Dp + Dpp;

Stress_d_max_star = Calstress(D_star,Fh,Fv,sita,Astr);

Error = 100; % Initial error unit: %

cs_1 = Stress_d_max_star / fc ;
```





```
while Error >= 1
```

```
    cs = cs_1;
```

```
    epsilon_d_star = cs*epsilon_o;
```

```
    epsilon_r = min(0.005,epsilon_h + ( epsilon_h - epsilon_d_star)/tan(sita)^2);
```

```
    cs_1 = min(5.8/(sqrt(fc)*sqrt(1+400*epsilon_r)),0.9/sqrt(1+400*epsilon_r));
```

```
    Error = abs(cs-cs_1)/cs_1*100;           % unit:%
```

```
end
```

```
Stress_d_max = cs_1 * fc;
```

```
D = (Stress_d_max * Astr) - (1-sin(sita)^2/2)/cos(sita)*Fh - ...
```

```
    (1-cos(sita)^2/2)/sin(sita)*Fv;           % unit : N
```

```
Vjh = (D*cos(sita) + Fh + Fv/tan(sita));    % unit:N
```

```
end
```

```
-----TYPE YVH-----
```





## Appendix B

因剪力牆開口型式多樣且複雜，故本研究提供四個開口牆計算範例，單一窗型開口、單一門型開口、門型與窗型開口、因為開口出現窗台短柱與需要修正傳力路徑之試體共四種。計算之精度只取至小數點後有效精度三位。

### B.1 FW5-0.273-R-C 窗型開口牆試體[3]

此開口牆試體為單一窗型開口且為對稱，故該開口牆試體在正向與負向之側力位移曲線分析值相同。而 Ono[3]開口牆系列試體皆有加載 40 噸軸力於兩邊界柱上，軸力之分配是根據關鍵桿件之面積比例作分配。此開口牆試體開口位置與配筋如圖 B-1 所示，材料參數如表 B-1 所示。

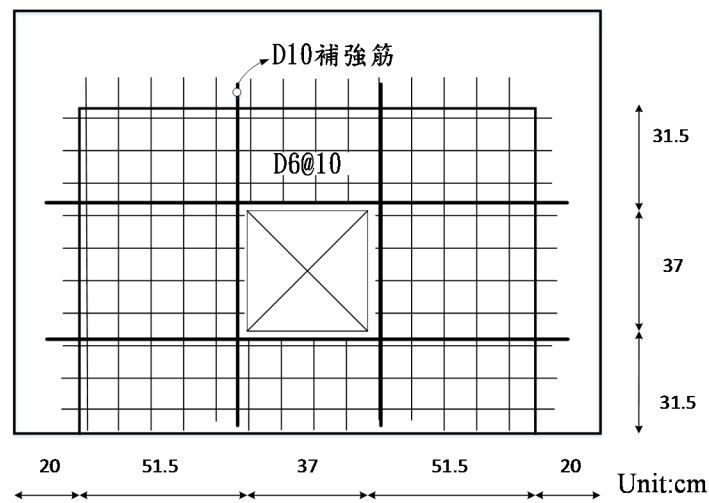


圖 B-1 FW5-0.273-R-C [3]開口牆試體開口與配筋示意圖

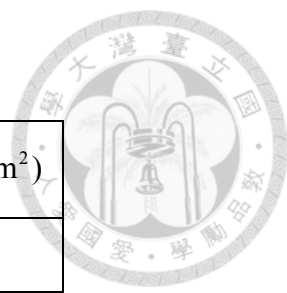


表 B-1

混凝土強度 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鋼筋降伏強度 $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
275	D6	D10
	3870	3850

**B.1.1 傳力路徑之相對勁度與關鍵桿件**

根據第四章節介紹傳力路徑之規則，選擇此開口牆試體之傳力路徑，如圖 B-2(a)所示，將各傳力路徑模擬成彈簧串聯並聯圖，如圖 B-2(b)所示。判斷各傳力路徑上之關鍵桿件共有兩個垂直牆段“A”與“B”，如圖 B-3 中灰色區塊所示。

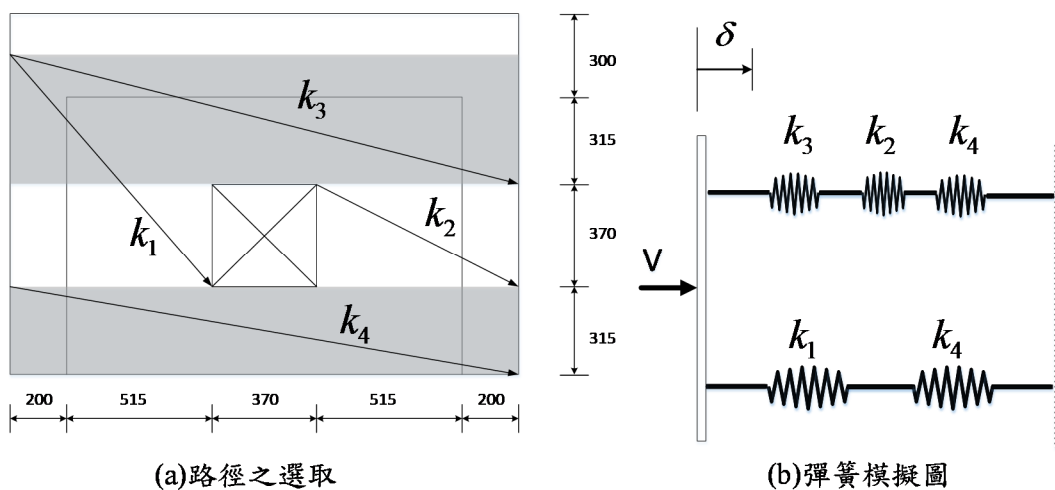


圖 B-2 FW5-0.273-R-C [3]開口牆試體之傳力路徑

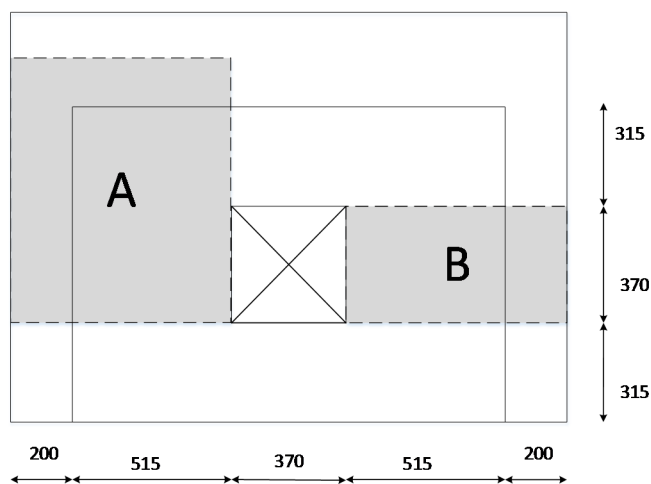


圖 B-3 FW5-0.273-R-C [3]開口牆試體之關鍵桿件



各傳力路徑之相對勁度計算如下(假設  $G \cdot t_w = 1.0$ )。

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 715/835 = 0.856 \quad k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 715/370 = 1.932$$

$$k_3 = 1/\tan \alpha_3 = 1800/465 = 3.871 \quad k_4 = 1/\tan \alpha_4 = 1800/315 = 5.714$$

$$k_{14} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_4} = 0.745 \quad k_{324} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_2 + 1/k_4} = 1.052$$

### B.1.2 關鍵桿件之側力位移曲線

各傳力路徑上之關鍵桿件共有兩個垂直牆段“A”與“B”，會分別計算其側力位移曲線。軸力之分配會根據兩關鍵桿件之底面積比例分配。

#### B.1.2.1 垂直牆段“A”

$$\ell_w = 71.5 \text{ cm}; h_w = 83.5 \text{ cm}; d = 0.8\ell_w = 57.2 \text{ cm}; t_w = 5 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{5 \times 71.5^3}{12} = 152.3 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

軸力之分配

$$N_u = \frac{71.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} 40000 \text{ kgf} = 20000 \text{ kgf}$$

壓力區深度

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c}) \ell_w = 30.23 \text{ cm}$$

垂直牆段對角壓桿端部截面積

$$A_{str} = a_c \times t_w = 151.15 \text{ cm}^2$$

牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_6 = 2/8 \times 2.54 \text{ cm} = 0.635 \text{ cm}; A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$$

假設牆段為雙曲率變形，則抗剪元素角度  $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{83.5}{71.5 - 2 \times a_c / 3} \right) = 58.41^\circ$$



分析牆段“A”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度  $M_y = 6.65 \text{ tf}\cdot\text{m}$

$$\text{對應之撓曲強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 15.93 \text{ tf}$$

縱向鋼筋  $D_6$  降伏時之剪應變  $\gamma_{vh,y}$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} V_y = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{275} (\text{kgf/cm}^2)} \frac{1}{71.5 \times 5} 15.93 \times 10^3 = 0.00045$$

牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_6 f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w = \frac{0.635 \times 3870^2}{8 \times 3.2 \sqrt{275} (\text{kgf/cm}^2) \times 2040000} \times \frac{1}{57.2 - 30.23} \times 83.5 = 0.034 \text{ cm}$$

### B.1.2.1.1 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87 \sqrt{f'_c} t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87 \sqrt{275} \times 5 \times 57.2 + \frac{20000 \times 57.2}{4 \times 71.5} = 8.12 \text{ tf}$$

$$V_{cr2} = \left[ 0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 0.33 \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d =$$

$$\left[ 0.16 \sqrt{275} + \frac{71.5 \left( 0.33 \sqrt{275} + \frac{20000}{5 \times 71.5 \times 5} \right)}{\frac{83.5}{2} - \frac{71.5}{2}} \right] \times 5 \times 57.2 = 57.54 \text{ tf}$$

$$\text{開裂強度 } V_{cr} = \min(V_{cr1}, V_{cr2}) = 8.12 \text{ tf}$$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr}$  為剪力位移  $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{cr,f}$  與滑移位移  $\delta_{cr,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{275}} \times \frac{1}{71.5 \times 5} \times 8120 \times 83.5 = 0.0191 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c (0.7I_g)} V_{cr} = \frac{83.5^3}{12 \times 15000 \sqrt{275} (0.7 \times 152.3 \times 10^3)} 8120 = 0.0149 \text{ cm}$$



滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.034 \times \frac{8.12}{15.93} = 0.0173 \text{ cm}$$

$$\text{牆段開裂點的位移 } \delta_{cr} = 0.0191 + 0.0149 + 0.0173 = 0.0513 \text{ cm}$$

### B.1.2.1.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta \geq 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00633 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$

$$A = 12 \frac{3870}{275} \cdot 0.00633 = 1 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{275} \cdot 0.00633 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^1 58.41^\circ + \cot^1 58.41^\circ - 1 + 0.14 = 1.38 < 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \leq 0.52 = 0.52$$

剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.38 \times 0.52 \times 275 \times 151.15 \times \cos 58.41^\circ = 15.62 \text{ tf}$$

牆段強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  與滑移位移  $\delta_{n,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 0.447 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c (0.35I_g)} V_n = \frac{83.5^3}{12 \times 15000 \sqrt{275} \times 0.35 \times 152.3 \times 10^3} 15.62 \times 10^3 = 0.0572 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{15.62}{15.93} \times 0.034 = 0.0333 \text{ cm}$$



牆段強度點的位移

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.447 + 0.0572 + 0.0333 = 0.538 \text{ cm}$$

### B.1.2.1.3 崩塌點

崩塌點之強度與位移

$$V_a = 0.2V_n = 3.12 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.02h_w = 0.02 \times 83.5 = 1.67 \text{ cm}$$

### B.1.2.2 垂直牆段“B”

$$\ell_w = 71.5 \text{ cm}; h_w = 37.0 \text{ cm}; d = 0.8\ell_w = 57.2 \text{ cm}; t_w = 5 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{5 \times 71.5^3}{12} = 152.3 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

軸力之分配

$$N_u = \frac{71.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} 40000 \text{ kgf} = 20000 \text{ kgf}$$

壓力區深度

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f_c}) \ell_w = 30.23 \text{ cm}$$

垂直牆段對角壓桿端部截面積

$$A_{str} = a_c \times t_w = 151.15 \text{ cm}^2$$

牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_6 = 2/8 \times 2.54 \text{ cm} = 0.635 \text{ cm}; A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$$

假設牆段為雙曲率變形，則抗剪元素角度 $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{37.0}{71.5 - 2 \times a_c / 3} \right) = 35.77^\circ$$

分析牆段“B”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度 $M_y = 6.65 \text{ tf-m}$





對應之撓曲強度  $V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 35.94 \text{ tf}$

縱向鋼筋  $D_6$  降伏時之剪應變  $\gamma_{vh,y}$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} V_y = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{275} (\text{kgf/cm}^2)} \frac{1}{71.5 \times 5} 35.94 \times 10^3 = 0.0010$$

牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_6 f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w = \frac{0.635 \times 3870^2}{8 \times 3.2 \sqrt{275} (\text{kgf/cm}^2) \times 2040000} \times \frac{1}{57.2 - 30.23} \times 37.0 = 0.015 \text{ cm}$$

### B.1.2.2.1 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87 \sqrt{f'_c} t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87 \sqrt{275} \times 5 \times 57.2 + \frac{20000 \times 57.2}{4 \times 71.5} = 8.12 \text{ tf}$$

$$V_{cr2} = \left[ 0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 0.33 \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d =$$

$$\left[ 0.16 \sqrt{275} + \frac{71.5 \left( 0.33 \sqrt{275} + \frac{20000}{5 \times 71.5 \times 5} \right)}{\frac{37}{2} - \frac{71.5}{2}} \right] \times 5 \times 57.2 = -18.99 \text{ tf}$$

因為  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} < 0$ ，故開裂強度  $V_{cr} = V_{cr1} = 8.12 \text{ tf}$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr}$  為剪力位移  $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{cr,f}$  與滑移位移  $\delta_{cr,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{275}} \times \frac{1}{71.5 \times 5} \times 8120 \times 37.0 = 0.00845 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c (0.7I_g)} V_{cr} = \frac{37.0^3}{12 \times 15000 \sqrt{275} (0.7 \times 152.3 \times 10^3)} 8120 = 0.00129 \text{ cm}$$

滑移位移



$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.015 \times \frac{8.12}{35.94} = 0.0034 \text{ cm}$$

牆段開裂點的位移

$$\delta_{cr} = 0.00845 + 0.00129 + 0.0034 = 0.0131 \text{ cm}$$

#### B.1.2.2.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta < 45^\circ ; \rho = \rho_v = 0.00633 \quad f_y = f_{yv} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$

$$A = 12 \frac{3870}{275} 0.00633 = 1 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{275} 0.00633 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^1 35.77^\circ + \cot^1 35.77^\circ - 1 + 0.14 = 1.25 < 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \leq 0.52 = 0.52$$

剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.25 \times 0.52 \times 275 \times 151.15 \times \cos 35.77^\circ = 21.92 \text{ tf}$$

牆段強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  與滑移位移  $\delta_{n,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 0.210 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c (0.35I_g)} V_n = \frac{37.0^3}{12 \times 15000 \sqrt{275} \times 0.35 \times 152.3 \times 10^3} 21.92 \times 10^3 = 0.0070 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{21.92}{35.94} \times 0.015 = 0.0092 \text{ cm}$$



$$\text{牆段強度點的位移 } \delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.21 + 0.0070 + 0.0092 = 0.227 \text{ cm}$$

### B.1.2.2.3 崩塌點

崩塌點之強度與位移

$$V_a = 0.2V_n = 4.38 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.02h_w = 0.02 \times 37 = 0.74 \text{ cm}$$

### B.1.3 側力位移曲線調整

#### B.1.3.1 垂直牆段“A”

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 715/835 = 0.856$$

$$k_{14} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_4} = 0.745$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0513 \times \frac{0.856}{0.745} = 0.0589 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.538 \times \frac{0.856}{0.745} = 0.618 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 1.67 \times \frac{0.856}{0.745} = 1.918 \text{ cm}$$

#### B.1.3.2 垂直牆段“B”

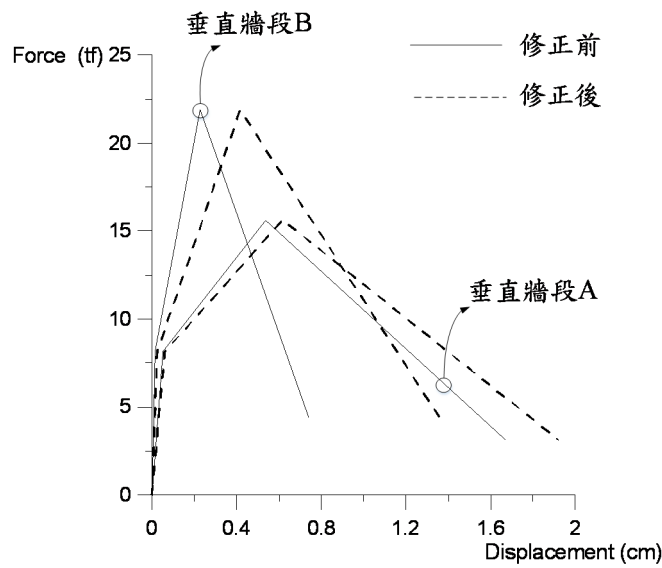
$$k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 715/370 = 1.932$$

$$k_{324} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_2 + 1/k_4} = 1.052$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0131 \times \frac{1.932}{1.052} = 0.0241 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.227 \times \frac{1.932}{1.052} = 0.417 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 0.74 \times \frac{1.932}{1.052} = 1.359 \text{ cm}$$



### B.1.4 關鍵桿件之側力位移曲線

	A		B		簡易預測測力位移曲線	
	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)
開裂點	0.0589	8.12	0.0241	8.12	0.0241	11.44
強度點	0.618	15.62	0.417	21.92	0.417	34.84
崩塌點	1.918	3.12	1.359	4.38	1.359	12.88

疊加方法，以線性內插的方式，將相同位移對應之力量相加，以下舉一例子說明，後續之作法相同。

明，後續之作法相同。

$$\delta = 0.0241 \text{ cm}$$

$$V = 8.12 + \frac{0.0241}{0.0589} \times 8.12 = 11.44 \text{ tf}$$

$$\delta = 0.0589 \text{ cm}$$

$$V = 8.12 + \frac{0.0589 - 0.0241}{0.417 - 0.0241} \times (21.92 - 8.12) + 8.12 = 17.46 \text{ tf}$$

下列各點之位移對應之剪力強度採取一樣之作法。故可得此開口牆之側力位移曲線

而簡易預測方法之側力位移曲線之計算如下所示。

簡易預測方法之開裂點



$$\delta_{cr} = \min(\delta_{cr,A}, \delta_{cr,B}) = 0.0241 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 8.12 + \frac{0.0241}{0.0589} \times 8.12 = 11.44 \text{ tf}$$

簡易預測方法之強度點

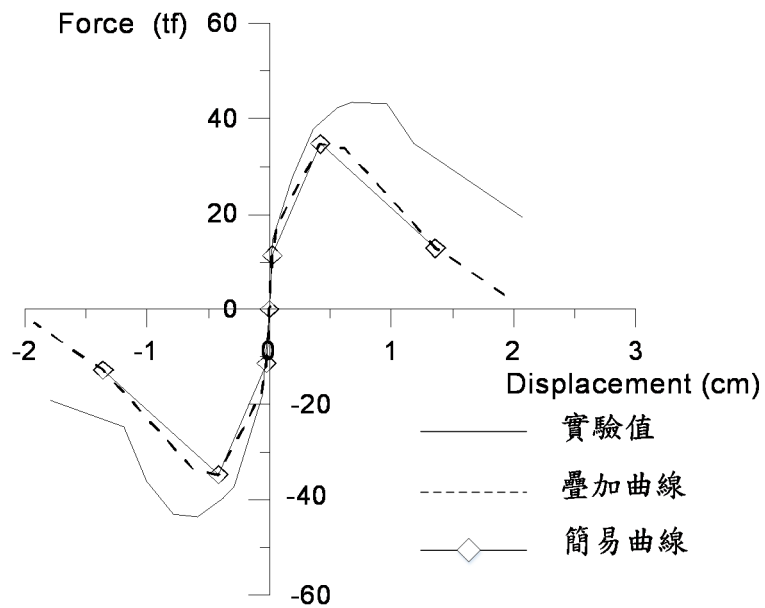
$$\delta_n = \min(\delta_{n,A}, \delta_{n,B}) = 0.417 \text{ cm}$$

$$V_n = 21.92 + \frac{0.417 - 0.0589}{0.618 - 0.0589} (15.62 - 8.12) + 8.12 = 34.84 \text{ tf}$$

簡易預測方法之崩塌點

$$\delta_a = \min(\delta_{a,A}, \delta_{a,B}) = 1.359 \text{ cm}$$

$$V_a = 4.38 + \frac{1.359 - 0.618}{1.918 - 0.618} \times (3.12 - 15.62) + 15.62 = 12.88 \text{ tf}$$





## B.2 FW5-0.367-L-C 門型開口牆試體[3]

FW5-0.367-L-C 開口牆試體之開口與配筋示意圖如圖 B-4 所示，所使用之材料如表 B-2 所示。

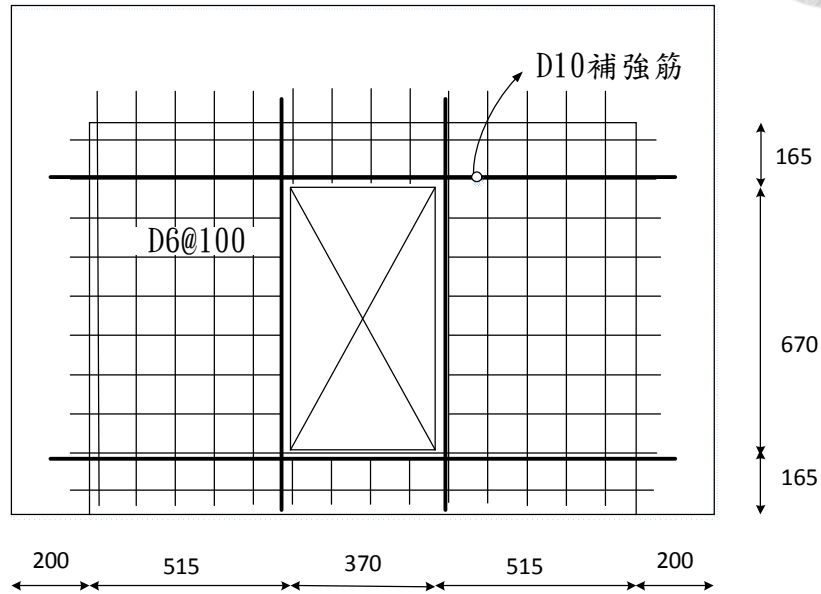


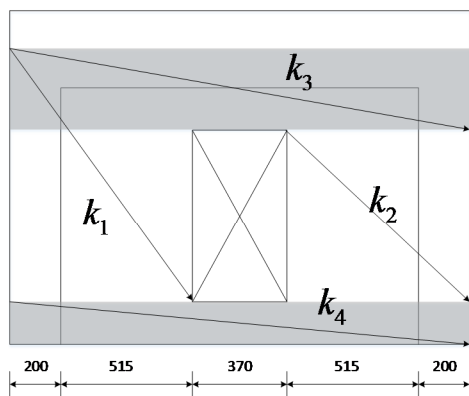
圖 B-4 FW5-0.367-L-C [3]開口牆試體開口與配筋示意圖

表 B-2

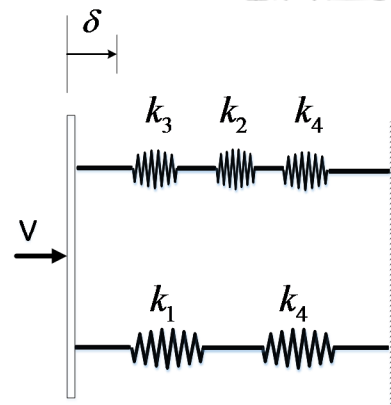
混凝土強度 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鋼筋降伏強度 $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
284	D6	D10
	3870	3850

### B.2.1 傳力路徑之相對勁度與關鍵桿件

此開口牆試體之傳力路徑，如圖 B-5(a)所示，將各傳力路徑模擬成彈簧串聯並聯圖，如圖 B-5(b)所示。判斷各傳力路徑上之關鍵桿件共有兩個垂直牆段“A”與“B”，如圖 B-6 中灰色區塊所示。



(a) 路徑之選取



(b) 彈簧模擬圖

圖 B-5 FW5-0.367-L-C [3] 開口牆試體之傳力路徑

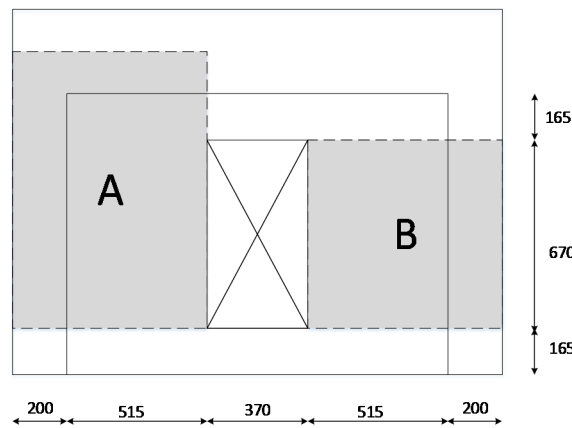


圖 B-6 FW5-0.367-L-C [3] 開口牆試體之關鍵桿件

各傳力路徑之相對勁度計算如下(假設  $Gt_w = 1.0$ )。

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 715/985 = 0.726$$

$$k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 715/670 = 1.067$$

$$k_3 = 1/\tan \alpha_3 = 1800/315 = 5.714$$

$$k_4 = 1/\tan \alpha_4 = 1800/165 = 10.909$$

$$k_{14} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_4} = 0.681$$

$$k_{324} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_2 + 1/k_4} = 0.831$$

## B.2.2 關鍵桿件之側力位移曲線

各傳力路徑上之關鍵桿件共有兩個垂直牆段“A”與“B”，會分別計算其側力位移曲線。軸力之分配會根據兩關鍵桿件之底面積比例分配。

### B.2.2.1 垂直牆段“A”

$$\ell_w = 71.5 \text{ cm}; h_w = 98.5 \text{ cm}; d = 0.8\ell_w = 57.2 \text{ cm}; t_w = 5 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{5 \times 71.5^3}{12} = 152.3 \times 10^3 \text{ cm}^4$$



軸力之分配

$$N_u = \frac{71.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} 40000 \text{ kgf} = 20000 \text{ kgf}$$

壓力區深度

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c}) \ell_w = 29.85 \text{ cm}$$

垂直牆段對角壓桿端部截面積

$$A_{str} = a_c \times t_w = 149.25 \text{ cm}^2$$

牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_6 = 2/8 \times 2.54 \text{ cm} = 0.635 \text{ cm} ; A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$$

假設牆段為雙曲率變形，則抗剪元素角度  $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{98.5}{71.5 - 2 \times a_c / 3} \right) = 62.35^\circ$$

分析牆段“A”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度  $M_y = 6.78 \text{ tf-m}$

$$\text{對應之撓曲強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 13.77 \text{ tf}$$

縱向鋼筋  $D_6$  降伏時之剪應變  $\gamma_{vh,y}$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} V_y = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{284} (\text{kgf/cm}^2)} \frac{1}{71.5 \times 5} 13.77 \times 10^3 = 0.00038$$

牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_6 f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w = \frac{0.635 \times 3870^2}{8 \times 3.2 \sqrt{284} (\text{kgf/cm}^2) \times 2040000} \times \frac{1}{57.2 - 30.23} \times 98.5 = 0.0389 \text{ cm}$$





### B.2.2.1.1 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87\sqrt{284} \times 5 \times 57.2 + \frac{20000 \times 57.2}{4 \times 71.5} = 8.19 \text{ tf}$$

$$V_{cr2} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left( 0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d =$$

$$\left[ 0.16\sqrt{284} + \frac{71.5 \left( 0.33\sqrt{284} + \frac{20000}{5 \times 71.5 \times 5} \right)}{\frac{98.5}{2} - \frac{71.5}{2}} \right] \times 5 \times 57.2 = 26.14 \text{ tf}$$

$$\text{開裂強度 } V_{cr} = \min(V_{cr1}, V_{cr2}) = 8.19 \text{ tf}$$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr}$  為剪力位移  $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{cr,f}$  與滑移位移  $\delta_{cr,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{284}} \times \frac{1}{71.5 \times 5} \times 8190 \times 98.5 = 0.0223 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c (0.7I_g)} V_{cr} = \frac{98.5^3}{12 \times 15000 \sqrt{284} (0.7 \times 152.3 \times 10^3)} 8190 = 0.0242 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.0389 \times \frac{8.19}{13.77} = 0.0231 \text{ cm}$$

$$\text{牆段開裂點的位移 } \delta_{cr} = 0.0223 + 0.0242 + 0.0231 = 0.0696 \text{ cm}$$

### B.2.2.1.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta \geq 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00633 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$



$$A = 12 \frac{3870}{284} 0.00633 = 1 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{284} 0.00633 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^1 62.35^\circ + \cot^1 62.35^\circ - 1 + 0.14 = 1.57 < 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{284}} \leq 0.52 = 0.52$$

剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.57 \times 0.52 \times 284 \times 149.25 \times \cos 62.35^\circ = 16.06 \text{ tf}$$

牆段強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  與滑移位移  $\delta_{n,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 0.486 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12 E_c (0.35 I_g)} V_n = \frac{98.5^3}{12 \times 15000 \sqrt{284} \times 0.35 \times 152.3 \times 10^3} 16.06 \times 10^3 = 0.0950 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{16.06}{13.77} \times 0.0389 = 0.0454 \text{ cm}$$

$$\text{牆段強度點的位移 } \delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.486 + 0.0950 + 0.0454 = 0.626 \text{ cm}$$

### B.2.2.1.3 崩塌點

崩塌點之強度與位移

$$V_a = 0.2 V_n = 3.21 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.02 h_w = 0.02 \times 98.5 = 1.97 \text{ cm}$$

### B.2.2.2 垂直牆段“B”

$$\ell_w = 71.5 \text{ cm} ; h_w = 67.0 \text{ cm} ; d = 0.8 \ell_w = 57.2 \text{ cm} ; t_w = 5 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{5 \times 71.5^3}{12} = 152.3 \times 10^3 \text{ cm}^4$$



軸力之分配

$$N_u = \frac{71.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} 40000 \text{ kgf} = 20000 \text{ kgf}$$

壓力區深度

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c}) \ell_w = 29.85 \text{ cm}$$

垂直牆段對角壓桿端部截面積

$$A_{str} = a_c \times t_w = 149.25 \text{ cm}^2$$

牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_6 = 2/8 \times 2.54 \text{ cm} = 0.635 \text{ cm} ; A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$$

假設牆段為雙曲率變形，則抗剪元素角度  $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{67.0}{71.5 - 2 \times a_c / 3} \right) = 52.40^\circ$$

分析牆段“B”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度  $M_y = 6.78 \text{ tf-m}$

$$\text{對應之撓曲強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 20.24 \text{ tf}$$

縱向鋼筋  $D_6$  降伏時之剪應變  $\gamma_{vh,y}$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} V_y = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{284} (\text{kgf/cm}^2)} \frac{1}{71.5 \times 5} 20.24 \times 10^3 = 5.59 \times 10^{-4}$$

牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_6 f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w = \frac{0.635 \times 3870^2}{8 \times 3.2 \sqrt{284} (\text{kgf/cm}^2) \times 2040000} \times \frac{1}{57.2 - 30.23} \times 67.0 = 0.0265 \text{ cm}$$

### B.2.2.2.1 開裂點



$$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c t_w} d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87\sqrt{284} \times 5 \times 57.2 + \frac{20000 \times 57.2}{4 \times 71.5} = 8.19 \text{ tf}$$

因為  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} = -2.25 < 0$ ，故開裂強度  $V_{cr} = V_{cr1} = 8.12 \text{ tf}$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr}$  為剪力位移  $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{cr,f}$  與滑移位移  $\delta_{cr,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{284}} \times \frac{1}{71.5 \times 5} \times 8190 \times 67.0 = 0.0152 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.7I_g)} V_{cr} = \frac{67.0^3}{12 \times 15000 \sqrt{284} (0.7 \times 152.3 \times 10^3)} 8190 = 0.00762 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.0265 \times \frac{8.19}{20.24} = 0.0107 \text{ cm}$$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr} = 0.0152 + 0.00762 + 0.0107 = 0.0335 \text{ cm}$

#### B.2.2.2.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta \geq 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00633 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$

$$A = 12 \frac{3870}{284} 0.00633 = 1 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{284} 0.00633 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^1 52.40^\circ + \cot^1 52.40^\circ - 1 + 0.14 = 1.21 < 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \leq 0.52 = 0.52$$

剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.21 \times 0.52 \times 284 \times 149.25 \times \cos 52.40^\circ = 16.27 \text{ tf}$$



牆段強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  與滑移位移  $\delta_{n,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 0.389 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.35I_g)} V_n = \frac{67.0^3}{12 \times 15000 \sqrt{284} \times 0.35 \times 152.3 \times 10^3} 16.27 \times 10^3 = 0.030 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{16.27}{20.24} \times 0.0265 = 0.0213 \text{ cm}$$

$$\text{牆段強度點的位移 } \delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.389 + 0.030 + 0.0213 = 0.44 \text{ cm}$$

### B.2.2.2.3 崩塌點

崩塌點之強度與位移

$$V_a = 0.2V_n = 3.25 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.02h_w = 0.02 \times 67 = 1.34 \text{ cm}$$

## B.2.3 側力位移曲線調整

### B.2.3.1 垂直牆段“A”

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 715/985 = 0.726$$

$$k_{14} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_4} = 0.681$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0696 \times \frac{0.726}{0.681} = 0.0742 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.626 \times \frac{0.726}{0.681} = 0.667 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 1.97 \times \frac{0.726}{0.681} = 2.100 \text{ cm}$$

### B.2.3.2 垂直牆段“B”

$$k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 715/670 = 1.067$$



$$k_{324} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_2 + 1/k_4} = 0.831$$

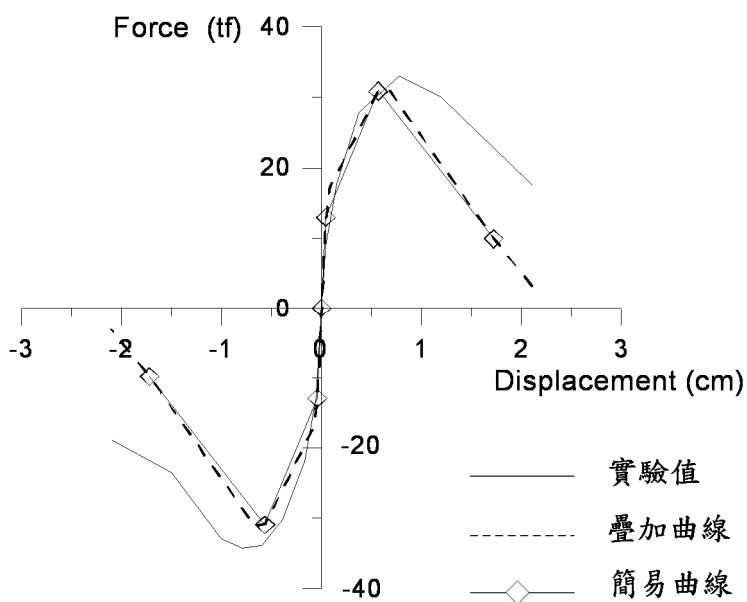
$$\delta_{cr,modify} = 0.0335 \times \frac{1.067}{0.831} = 0.043 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.44 \times \frac{1.067}{0.831} = 0.565 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 1.34 \times \frac{1.067}{0.831} = 1.720 \text{ cm}$$

### B.2.4 關鍵桿件之側力位移曲線

	A		B		簡易預測測力位移曲線	
	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)
開裂點	0.0742	8.19	0.043	8.19	0.043	12.94
強度點	0.667	16.06	0.565	16.27	0.565	30.98
崩塌點	2.100	3.21	1.720	3.25	1.720	9.88





### B.3 FW5-0.261-D-CLR 窗型多開口牆試體[3]

FW5-0.261-D-CLR 開口牆試體之開口與配筋示意圖如圖 B-7 所示，所使用之材料如表 B-3 所示。

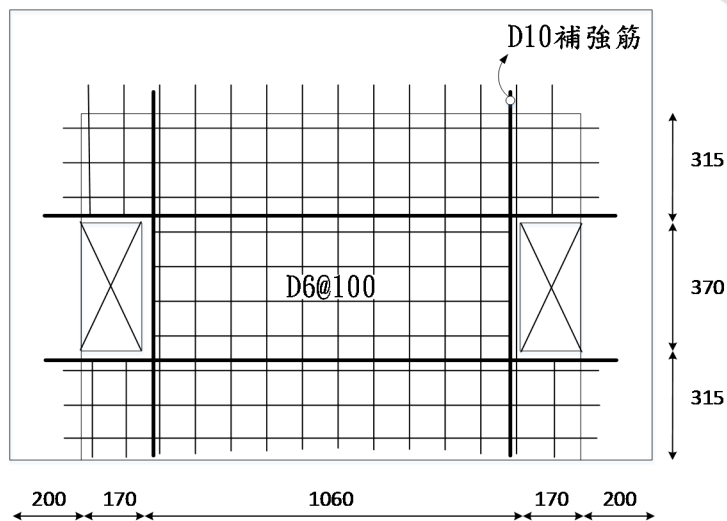


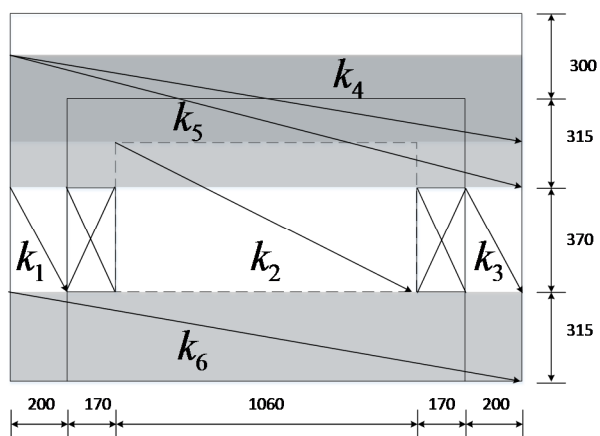
圖 B-7 FW5-0.261-D-CLR 開口牆試體[3]開口與配筋示意圖

表 B-3

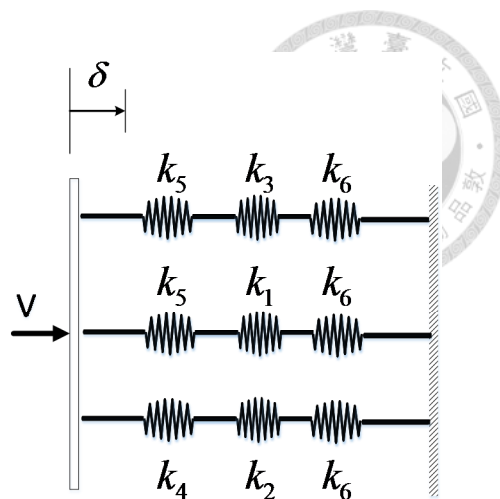
混凝土強度 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鋼筋降伏強度 $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
220	D6	D10
	3870	3850

#### B.3.1 傳力路徑之相對勁度與關鍵桿件

此開口牆試體之傳力路徑，如圖 B-8(a)所示，將各傳力路徑模擬成彈簧串聯並聯圖，如圖 B-8(b)所示。判斷各傳力路徑上之關鍵桿件共有三個，垂直牆段“A”與兩個窗台短柱“B”與“C”，如圖 B-9 中灰色區塊所示。



(a) 路徑之選取



(b) 彈簧模擬圖

圖 B-8 FW5-0.261-D-CLR [3] 開口牆試體之傳力路徑

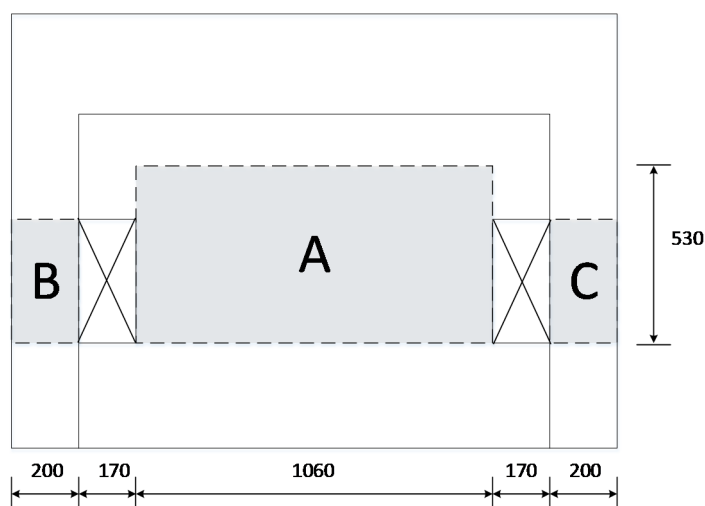


圖 B-9 FW5-0.261-D-CLR[3] 開口牆試體之關鍵桿件

各傳力路徑之相對勁度計算如下(假設  $Gt_w = 1.0$ )。

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 200/370 = 0.541 \quad k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 1060/530 = 2.000$$

$$k_3 = 1/\tan \alpha_3 = 200/315 = 0.541 \quad k_4 = 1/\tan \alpha_4 = 1800/305 = 5.902$$

$$k_5 = 1/\tan \alpha_5 = 1800/465 = 3.871 \quad k_6 = 1/\tan \alpha_6 = 1800/315 = 5.714$$

$$k_{426} = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_2 + 1/k_6} = 1.126 \quad k_{516} = \frac{1}{1/k_5 + 1/k_1 + 1/k_6} = 0.438$$

$$k_{536} = \frac{1}{1/k_5 + 1/k_3 + 1/k_6} = 0.438$$





### B.3.2 關鍵桿件之側力位移曲線

各傳力路徑上之關鍵桿件共有一垂直牆段“A”與兩個窗台短柱“B”與“C”，會分別計算其側力位移曲線。軸力之分配會根據三個關鍵桿件之底面積比例分配。

#### B.3.2.1 垂直牆段“A”

$$\ell_w = 106 \text{ cm}; h_w = 53.0 \text{ cm}; d = 0.8\ell_w = 84.8 \text{ cm}; t_w = 5 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{5 \times 106^3}{12} = 496.26 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

軸力之分配

$$N_u = \frac{106 \times 5}{106 \times 5 + 20 \times 20 + 20 \times 20} 40000 \text{ kgf} = 15940 \text{ kgf}$$

壓力區深度

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f_c}) \ell_w = 38.82 \text{ cm}$$

垂直牆段對角壓桿端部截面積

$$A_{str} = a_c \times t_w = 194.1 \text{ cm}^2$$

牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_6 = 2/8 \times 2.54 \text{ cm} = 0.635 \text{ cm}; A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$$

假設牆段為雙曲率變形，則抗剪元素角度 $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{53.0}{106 - 2 \times a_c / 3} \right) = 33.48^\circ$$

分析牆段“A”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度 $M_y = 9.796 \text{ tf-m}$

$$\text{對應之撓曲強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 36.97 \text{ tf}$$

縱向鋼筋 $D_6$ 降伏時之剪應變 $\gamma_{vh,y}$



$$\gamma_{wh,y} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} V_y = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{220} (\text{kgf/cm}^2)} \frac{1}{106 \times 5} 36.97 \times 10^3 = 0.000784$$

牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_6 f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w = \frac{0.635 \times 3870^2}{8 \times 3.2 \sqrt{220} (\text{kgf/cm}^2) \times 2040000} \times \frac{1}{84.8 - 38.82} \times 53.0 = 0.0142 \text{ cm}$$

### B.3.2.1.1 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87 \sqrt{f'_c t_w} d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87 \sqrt{220} \times 5 \times 84.8 + \frac{15940 \times 84.8}{4 \times 106} = 8.66 \text{ tf}$$

因為  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} = -2.25 < 0$ ，故開裂強度  $V_{cr} = V_{cr1} = 8.66 \text{ tf}$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr}$  為剪力位移  $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{cr,f}$  與滑移位移  $\delta_{cr,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{220}} \times \frac{1}{106 \times 5} \times 8660 \times 53.0 = 0.00973 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c (0.7I_g)} V_{cr} = \frac{53^3}{12 \times 15000 \sqrt{220} (0.7 \times 496.26 \times 10^3)} 8660 = 0.00139 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.0142 \times \frac{8.66}{36.97} = 0.00332 \text{ cm}$$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr} = 0.00973 + 0.00139 + 0.00332 = 0.0144 \text{ cm}$

### B.3.2.1.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta < 45^\circ ; \rho = \rho_v = 0.00633 \quad f_y = f_{yv} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$



$$A = 12 \frac{3870}{284} 0.00633 = 1 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{284} 0.00633 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^1 33.48^\circ + \cot^1 33.48^\circ - 1 + 0.14 = 1.31 < 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{220}} \leq 0.52 = 0.52$$

剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.31 \times 0.52 \times 220 \times 194.1 \times \cos 33.48^\circ = 24.26 \text{ tf}$$

牆段強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  與滑移位移  $\delta_{n,slip}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 0.293 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12 E_c (0.35 I_g)} V_n = \frac{53.0^3}{12 \times 15000 \sqrt{220} \times 0.35 \times 496.26 \times 10^3} 24.26 \times 10^3 = 0.00781 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{24.26}{36.97} \times 0.0142 = 0.0093 \text{ cm}$$

$$\text{牆段強度點的位移 } \delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.293 + 0.00781 + 0.0093 = 0.310 \text{ cm}$$

### B.3.2.1.3 崩塌點

崩塌點之強度與位移

$$V_a = 0.2 V_n = 4.85 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.02 h_w = 0.02 \times 53.0 = 1.06 \text{ cm}$$

### B.3.2.2 窗台短柱“B”與“C”

因為兩個窗台短柱幾何尺寸與分配之軸力相同，故只算一次。

$$\ell_c = 20 \text{ cm} ; b_c = 20 \text{ cm} ; h_c = 37 \text{ cm} ; d = 0.8 \ell_c = 16 \text{ cm}$$



$$I_g = \frac{20 \times 20^3}{12} = 13.33 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$N_u = \frac{20 \times 20}{106 \times 5 + 20 \times 20 + 20 \times 20} \times 40000 = 12030 \text{ kgf}$$

柱壓力區深度

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c l_c b_c} \right) l_c = 7.324 \text{ cm}$$

柱有對角壓桿截面積

$$A_{str} = a_c \times b_c = 146.48 \text{ cm}^2$$

柱箍筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_6 = 2/8 \times 2.54 \text{ cm} = 0.635 \text{ cm} ; A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \frac{2A_6}{20 \times 4} = 0.00791$$

假設該窗台短柱為雙曲變形，則抗剪元素角度  $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{37}{20 - 2 \times a_c / 3} \right) = 67.77^\circ$$

檢核該窗台柱的破壞型式。

彎矩強度  $M_n = 2.77 \text{ tf-m}$

$$\text{撓曲強度 } V_n = \frac{2M_n}{h_c} = 14.97 \text{ tf}$$

$$\text{剪力強度 } V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_c d = 12.86 \text{ tf}$$

剪力強度小於撓曲強度，故為剪力破壞。且高長比小於2，屬於極短柱。

### B.3.2.2.1 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87 \sqrt{f'_c} b_c d + \frac{N_u d}{4l_c} = 0.87 \sqrt{220} \times 20 \times 16 + \frac{12030 \times 16}{4 \times 20} = 6.53 \text{ tf}$$



$$V_{cr2} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_c \left( 0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_c b_c} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_c}{2}} \right] b_c d =$$

$$\left[ 0.16\sqrt{220} + \frac{20 \left( 0.33\sqrt{220} + \frac{12030}{5 \times 20 \times 20} \right)}{\frac{37}{2} - \frac{20}{2}} \right] \times 20 \times 16 = 8.97 \text{ tf}$$

開裂強度  $V_{cr} = \min(V_{cr1}, V_{cr2}) = 6.53 \text{ tf}$

短柱開裂點的位移( $\delta_{cr}$ )包括剪力位移( $\delta_{cr,v}$ )與撓曲位移( $\delta_{cr,f}$ )。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{b_c \ell_c} V_{cr} h_c = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{220} \times 20 \times 20} 6530 \times 37 = 0.00678 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_c^3}{12E_c(0.7I_g)} V_{cr} = \frac{37^3}{12 \times 15000 \sqrt{220} \times 0.7 \times 13.33 \times 10^3} \times 6530 = 0.0133 \text{ cm}$$

短柱開裂點的位移  $\delta_{cr} = 0.00678 + 0.0133 = 0.0201 \text{ cm}$

### B.3.2.2.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta \geq 45^\circ ; \rho = \rho_h = 0.00791 \quad f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$

$$A = 12 \frac{3870}{220} 0.00791 = 1 \leq 1 ; B = 30 \frac{3870}{220} 0.00791 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^1 67.77^\circ + \cot^1 67.77^\circ - 1 + 0.14 = 1.99 < 1.67 ; K = 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{220}} \leq 0.52 = 0.52$$

剪力強度



$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.67 \times 0.52 \times 220 \times 146.48 \times \cos 67.77^\circ = 10.59 \text{ tf}$$

強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  之總和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_c = 0.155 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_c^3}{12E_c(0.35I_g)} V_n = \frac{37.0^3}{12 \times 15000 \sqrt{220} \times 0.35 \times 13.33 \times 10^3} 10.59 \times 10^3 = 0.0431 \text{ cm}$$

$$\text{窗台短柱強度點之位移 } \delta_n = 0.155 + 0.0431 = 0.198 \text{ cm}$$

### B.3.2.2.3 崩塌點

$$V_a = 0 \text{ tf}$$

$$\text{崩塌點位移 } \delta_a = \delta_n + rh_c$$

$$\frac{N_u}{A_g f'_c} = \frac{12030}{220 \times 20 \times 20} = 0.137$$

$$\frac{A_{st}}{b_c s} = \frac{2 \times 0.3167}{20 \times 4} = 0.00791$$

$$r = 0.008 + \frac{0.137 - 0.6}{0.1 - 0.6} (0.06 - 0.00791) = 0.0562$$

$$\delta_a = \delta_n + rh_c = 0.198 + 0.0562 \times 37 = 2.277 \text{ cm}$$

## B.3.3 側力位移曲線調整

### B.3.3.1 垂直牆段“A”

$$k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 1060/530 = 2.000$$

$$k_{426} = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_2 + 1/k_6} = 1.18$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0144 \times \frac{2.000}{1.18} = 0.0244 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.310 \times \frac{2.000}{1.18} = 0.525 \text{ cm}$$



$$\delta_{a,modify} = 1.06 \times \frac{2.000}{1.18} = 1.796 \text{ cm}$$

### B.3.3.2 窗台柱“B”

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 200 / 370 = 0.541$$

$$k_{516} = \frac{1}{1/k_5 + 1/k_1 + 1/k_6} = 0.438$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0201 \times \frac{0.541}{0.438} = 0.0248 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.198 \times \frac{0.541}{0.438} = 0.244 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 2.277 \times \frac{0.541}{0.438} = 2.812 \text{ cm}$$

### B.3.3.3 窗台柱“C”

$$k_3 = 1/\tan \alpha_3 = 200 / 370 = 0.541$$

$$k_{536} = \frac{1}{1/k_5 + 1/k_3 + 1/k_6} = 0.438$$

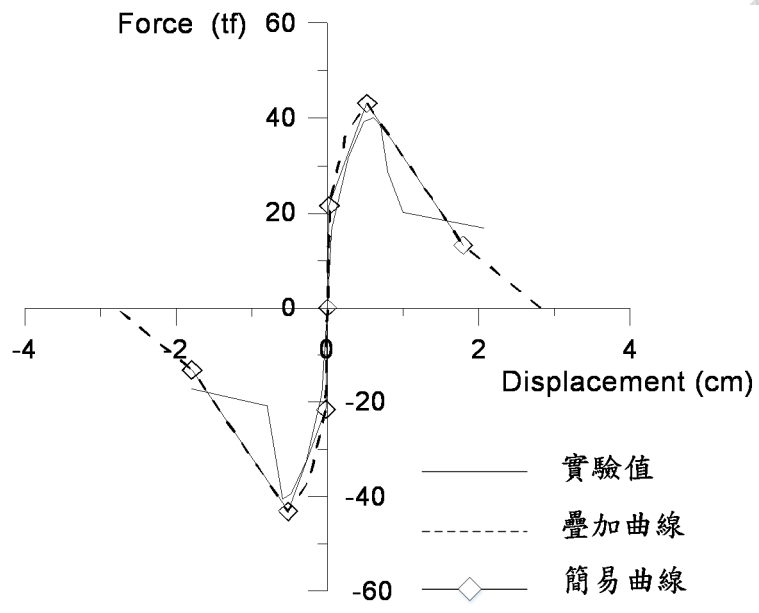
$$\delta_{cr,modify} = 0.0201 \times \frac{0.541}{0.438} = 0.0248 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.198 \times \frac{0.541}{0.438} = 0.244 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 2.277 \times \frac{0.541}{0.438} = 2.812 \text{ cm}$$

### B.3.4 關鍵桿件之側力位移曲線

	A		B		C		簡易預測側力位 移曲線	
	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)
開裂點	0.0244	8.66	0.0248	6.53	0.0248	6.53	0.0244	21.51
強度點	0.525	24.26	0.244	10.59	0.244	10.59	0.525	43.12
崩塌點	1.796	4.85	2.812	0	2.812	0	1.796	13.25







#### B.4 W3 開口牆試體[4]

W3 開口牆試體之開口與配筋示意圖如圖 B-10 所示，所使用之材料如表 B-4 所示。

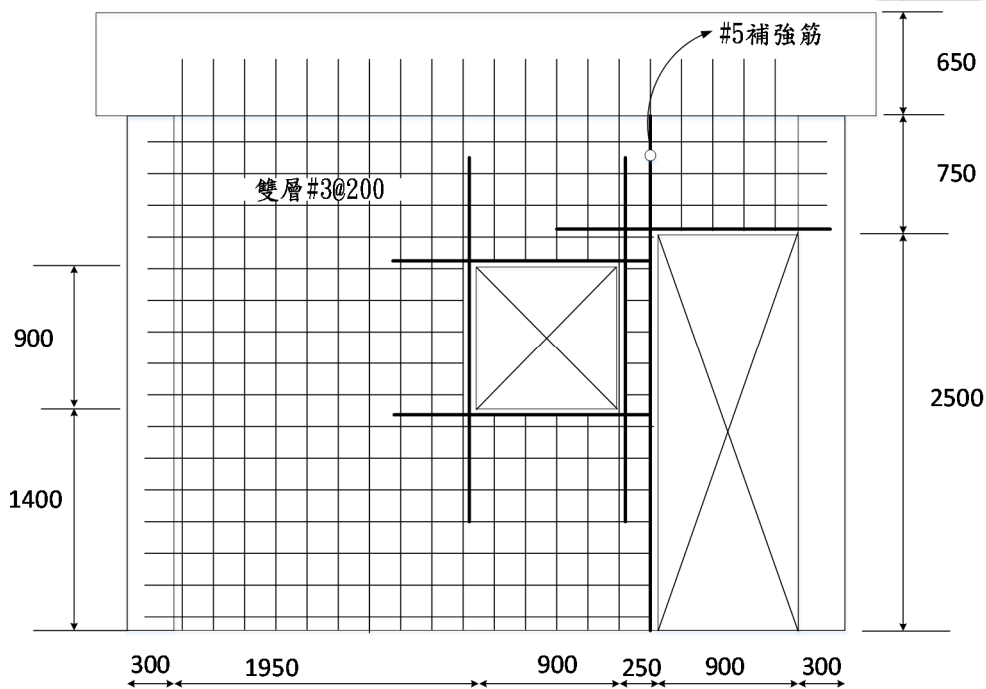


圖 B-1 W4 開口牆試體[4]開口與配筋示意圖

表 B-1

混凝土強度 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	鋼筋降伏強度 $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
373.5	#3
	3128

##### B.4.1 傳力路徑之相對勁度與關鍵桿件

此開口牆試體之傳力路徑，如圖 B-11 (a)所示，將各傳力路徑模擬成彈簧串聯並聯圖，如圖 B-11(b)所示。判斷各傳力路徑上之關鍵桿件共有三個，垂直牆段“A”、牆墩“B”與柱“C”，如圖 B-12 中灰色區塊所示。

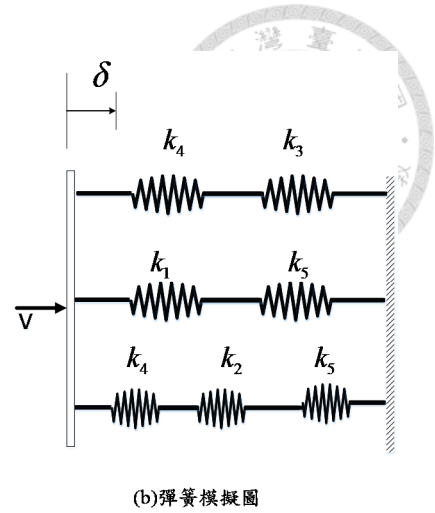
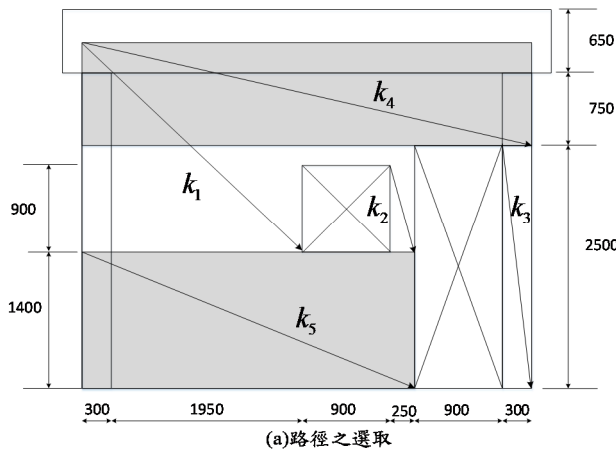


圖 B-11 W3[4]開口牆試體正向之傳力路徑

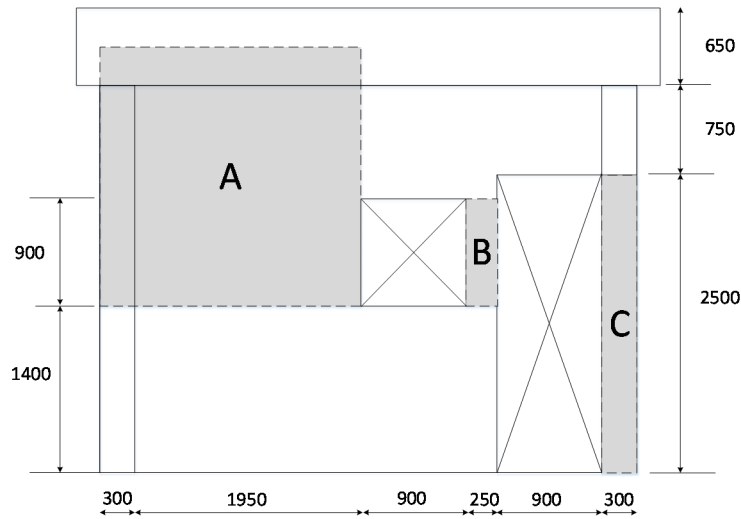


圖 B-12 W3 [4]開口牆試體正向之關鍵桿件

各傳力路徑之相對勁度計算如下(假設  $Gt_w = 1.0$ )。

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 2250/2175 = 1.034 \quad k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 250/900 = 0.278$$

$$k_3 = 1/\tan \alpha_3 = 300/2500 = 0.120 \quad k_4 = 1/\tan \alpha_4 = 4600/1075 = 4.279$$

$$k_5 = 1/\tan \alpha_5 = 3400/1400 = 2.429$$

$$k_{15} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_5} = 0.725 \quad k_{425} = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_2 + 1/k_5} = 0.236$$

$$k_{43} = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_3} = 0.117$$

#### B.4.2 關鍵桿件之側力位移曲線

各傳力路徑上之關鍵桿件共有一垂直牆段“A”與兩個窗台短柱“B”與“C”，會



分別計算其側力位移曲線。軸力之分配會根據三個關鍵桿件之底面積比例分配。

#### B.4.2.1 垂直牆段“A”

$$\ell_w = 225 \text{ cm}; h_w = 217.5 \text{ cm}; d = 0.8\ell_w = 180 \text{ cm}; t_w = 15 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{15 \times 225^3}{12} = 14.24 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

壓力區深度

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c}) \ell_w = 56.25 \text{ cm}$$

垂直牆段對角壓桿端部截面積

$$A_{str} = a_c \times t_w = 843.75 \text{ cm}^2$$

牆版鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$$D_{\#3} = 0.953 \text{ cm}; A_{\#3} = D_{\#3}^2 \times \pi / 4 = 0.7133 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = \rho_v = \frac{2A_{\#3}}{20 \times 15} = 0.00475$$

假設牆段為雙曲率變形，則抗剪元素角度  $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{217.5}{225 - 2 \times a_c / 3} \right) = 49.24^\circ$$

分析牆段“A”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度  $M_y = 38.33 \text{ tf-m}$

$$\text{對應之撓曲強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 35.25 \text{ tf}$$

縱向鋼筋  $D_6$  降伏時之剪應變  $\gamma_{vh,y}$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{\ell_w t_w} V_y = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{373.5} (\text{kgf/cm}^2)} \frac{1}{225 \times 15} 38.33 \times 10^3 = 9.8 \times 10^{-5}$$

牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_{\#3} f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w = \frac{0.953 \times 3128^2}{8 \times 3.2 \sqrt{373.5} (\text{kgf/cm}^2) \times 2040000} \times \frac{1}{180 - 56.25} \times 217.5 = 0.0162 \text{ cm}$$



### B.3.2.1.1 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f'_c t_w} d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87\sqrt{373.5} \times 15 \times 180 = 45.40 \text{ tf}$$

因為  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} = -3.75 < 0$ ，故開裂強度  $V_{cr} = V_{cr1} = 45.40 \text{ tf}$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr}$  為剪力位移  $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{cr,f}$  與滑移位移  $\delta_{cr,slip}$  之總

和。

剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w = \frac{1}{0.4 \times 15000 \sqrt{373.5}} \times \frac{1}{225 \times 15} \times 45400 \times 217.5 = 0.0252 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.7I_g)} V_{cr} = \frac{217.5^3}{12 \times 15000 \sqrt{373.5} (0.7 \times 14.24 \times 10^6)} 45400 = 0.0135 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.0162 \times \frac{45.40}{35.25} = 0.0209 \text{ cm}$$

牆段開裂點的位移  $\delta_{cr} = 0.0252 + 0.0135 + 0.0209 = 0.0596 \text{ cm}$

### B.4.2.1.2 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta$$

判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$$\theta \geq 45^\circ ; \rho = \rho_{vh} = 0.00475 \quad f_y = f_{yh} = 3128 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.67$$

$$A = 12 \frac{3128}{373.5} 0.00475 = 0.477 \leq 1 ; B = 30 \frac{3128}{373.5} 0.00475 = 1 \leq 1$$

$$K = \tan^{0.477} 49.24^\circ + \cot^{0.477} 49.24^\circ - 1 + 0.14 = 1.145 < 1.67$$

鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{373.5}} \leq 0.52 = 0.52$$



剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.145 \times 0.52 \times 373.5 \times 843.75 \times \cos 49.24^\circ = 122.51 \text{ tf}$$

牆段強度點的位移  $\delta_n$  為剪力位移  $\delta_{n,v}$ 、撓曲位移  $\delta_{n,f}$  與滑移位移  $\delta_{n,slip}$  之總

和。

剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 1.291 \text{ cm}$$

撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.35I_g)} V_n = \frac{217.5^3}{12 \times 15000 \sqrt{373.5} \times 0.35 \times 14.24 \times 10^6} 122.51 \times 10^3 = 0.0727 \text{ cm}$$

滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{122.51}{35.25} \times 0.0162 = 0.0563 \text{ cm}$$

$$\text{牆段強度點的位移 } \delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 1.291 + 0.0727 + 0.0563 = 1.42 \text{ cm}$$

### B.4.2.1.3 崩塌點

崩塌點之強度與位移

$$V_a = 0.2V_n = 24.50 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.02h_w = 0.02 \times 217.5 = 4.35 \text{ cm}$$

### B.4.2.2 牆墩“B”

$$\ell_{wp} = 25 \text{ cm}; h_{wp} = 90 \text{ cm}; d = 0.8\ell_{wp} = 20 \text{ cm}; t_w = 15 \text{ cm}$$

檢核該牆墩的破壞型式。

$$\text{彎矩強度 } M_n = 0.93 \text{ tf-m}$$

$$\text{撓曲強度 } V_n = \frac{2M_n}{h_{wp}} = 2.07 \text{ tf}$$

$$\text{剪力強度 } V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} t_w d = 7.535 \text{ tf}$$



撓曲強度小於剪力強度，為撓曲破壞。

縱向鋼筋恰好降伏對應之彎矩強度  $M_y = 0.676 \text{ tf-m}$

$$\text{降伏強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_{wp}} = 1.5 \text{ tf}$$

降伏位移

$$\delta_y = \frac{V_y}{12E_c(0.7I_g)} h_{wp}^3 = \frac{90^3}{12 \times 15000 \sqrt{373.5} \times 0.7 \times 19.53 \times 10^3} \times 1500 = 0.023 \text{ cm}$$

強度位移

$$\delta_n = \frac{V_n}{12E_c(0.35I_g)} h_{wp}^3 = \frac{90^3}{12 \times 15000 \sqrt{373.5} \times 0.35 \times 19.53 \times 10^3} \times 2070 = 0.063 \text{ cm}$$

破壞點位移

$$\delta_s = \left( \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}(\text{kgf/cm}^2)} - \frac{1}{40} \frac{N_u}{f'_c A_g} \right) h_{wp} \geq \frac{1}{100} h_{wp}$$

$$\rho'' = \frac{2 \times 0.7133}{20 \times 15} = 0.00475$$

$$v_m = \frac{V_n}{t_w \times d} = \frac{2070}{15 \times 20} = 6.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\delta_s = \left( \frac{3}{100} + 4 \times 0.00475 - \frac{1}{133} \frac{6.9}{\sqrt{373.5}} \right) \times 90 = 4.168 \text{ cm} \geq 0.9 \text{ cm}$$

崩塌點位移

$$\delta_a = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + N_u \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) h_{wp} = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ} \right) 90 = 9.399 \text{ cm}$$

#### B.4.2.3 柱“C”

$$\ell_c = 30 \text{ cm}; h_c = 250 \text{ cm}; d = 0.8\ell_c = 24 \text{ cm}; b_c = 50 \text{ cm}$$

檢核該牆墩的破壞型式。

彎矩強度  $M_n = 15.09 \text{ tf-m}$



$$\text{撓曲強度 } V_n = \frac{2M_n}{h_c} = 12.07 \text{ tf}$$

$$\text{剪力強度 } V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_c d = 34.51 \text{ tf}$$

撓曲強度小於剪力強度，為撓曲破壞。

縱向鋼筋恰好降伏對應之彎矩強度  $M_y = 14.07 \text{ tf}\cdot\text{m}$

$$\text{降伏強度 } V_y = \frac{2M_y}{h_c} = 11.26 \text{ tf}$$

降伏位移

$$\delta_y = \frac{V_y}{12 E_c (0.7 I_g)} h_c^3 = \frac{250^3}{12 \times 15000 \sqrt{373.5} \times 0.7 \times 112.5 \times 10^3} \times 11260 = 0.642 \text{ cm}$$

強度位移

$$\delta_n = \frac{V_n}{12 E_c (0.35 I_g)} h_c^3 = \frac{250^3}{12 \times 15000 \sqrt{373.5} \times 0.35 \times 112.5 \times 10^3} \times 12070 = 1.377 \text{ cm}$$

破壞點位移

$$\delta_s = \left( \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c} (\text{kgf}/\text{cm}^2)} - \frac{1}{40} \frac{N_u}{f'_c A_g} \right) h_{wp} \geq \frac{1}{100} h_c$$

$$\rho'' = \frac{3 \times 0.7133}{50 \times 7} = 0.00611$$

$$v_m = \frac{V_n}{b_c \times d} = \frac{12070}{50 \times 24} = 10.06 \text{ kgf}/\text{cm}^2$$

$$\delta_s = \left( \frac{3}{100} + 4 \times 0.00611 - \frac{1}{133} \frac{10.06}{\sqrt{373.5}} \right) \times 250 = 12.63 \text{ cm} \geq 2.5 \text{ cm}$$

崩塌點位移

$$\delta_a = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + N_u \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) h_{wp} = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ} \right) 250 = 26.11 \text{ cm}$$



### B.4.3 側力位移曲線調整

#### B.4.3.1 垂直牆段“A”

$$k_1 = 1/\tan \alpha_1 = 2250 / 2175 = 1.034$$

$$k_{15} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_5} = 0.725$$

$$\delta_{cr,modify} = 0.0596 \times \frac{1.034}{0.725} = 0.085 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 1.42 \times \frac{1.034}{0.725} = 2.025 \text{ cm}$$

$$\delta_{a,modify} = 4.35 \times \frac{1.034}{0.725} = 6.204 \text{ cm}$$

#### B.4.3.2 窗台柱“B”

$$k_2 = 1/\tan \alpha_2 = 250 / 900 = 0.278$$

$$k_{425} = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_2 + 1/k_5} = 0.236$$

$$\delta_{y,modify} = 0.023 \times \frac{0.278}{0.236} = 0.0271 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 0.063 \times \frac{0.278}{0.236} = 0.074 \text{ cm}$$

$$\delta_{s,modify} = 4.168 \times \frac{0.278}{0.236} = 4.910 \text{ cm}$$

#### B.4.3.3 窗台柱“C”

$$k_3 = 1/\tan \alpha_3 = 300 / 2500 = 0.120$$

$$k_{43} = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_3} = 0.117$$

$$\delta_{y,modify} = 0.642 \times \frac{0.120}{0.117} = 0.658 \text{ cm}$$

$$\delta_{n,modify} = 1.377 \times \frac{0.120}{0.117} = 1.412 \text{ cm}$$

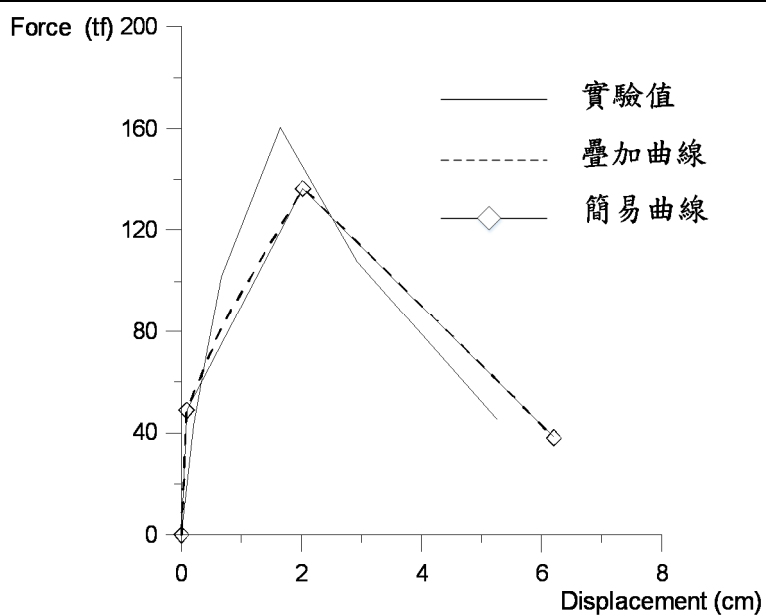
$$\delta_{s,modify} = 12.63 \times \frac{0.120}{0.117} = 12.954 \text{ cm}$$





### B.4.4 關鍵桿件之側力位移曲線

	A		B*		C*		簡易預測側力 位移曲線	
	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)	$\delta$ (cm)	$V$ (tf)
開裂點	0.085	45.40	0.0271	1.5	0.658	11.26	0.085	48.93
強度點	2.025	122.51	0.074	2.07	1.412	12.07	2.025	136.60
崩塌點	6.204	24.50	4.91	2.07	12.954	12.07	6.204	38.22





## Appendix C



附錄 C 係採用圖 4-9(a)採用局部水平牆段驅動垂直牆段傳力路徑概念，分析 Ono and Tokuhiro [3]與杜昱石[4]開口牆試體。可與第五章採用圖 4-7(b)採用全部剛性水平牆段驅動垂直牆段之結果比較，由表 C-1、表 C-2、表 C-3、表 5-2、表 5-3 與表 5-6 之分析結果，可觀察到整體之結果非常相近。

表 C-1 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體實驗結果與比較

Number	Specimen		量測值		強度比較 $V_{test} / V_{cal}$			位移比較 $\delta_{test} / \delta_{cal}$	
			$V_{test}$ (kN)	$\delta_{test}$ (mm)	疊加	簡易	Ono	疊加	簡易
1	0.00	正向	526	7.02	0.99	0.99	1.04	1.19	1.19
2		負向	512	7.18	0.96	0.96	1.02	1.22	1.22
3	R-C	正向	424	6.75	1.24	1.24	1.19	1.62	1.62
4		負向	427	5.84	1.25	1.25	1.19	1.40	1.40
5	S-C	正向	354	6.94	1.40	1.40	1.18	1.70	1.70
6		負向	337	6.88	1.33	1.33	1.12	1.68	1.68
7	L-C	正向	326	7.76	1.07	1.07	1.05	1.16	1.37
8		負向	336	7.89	1.10	1.11	1.09	1.18	1.40
9	S-CB	正向	425	5.81	1.44	1.44	1.21	1.44	1.44
10		負向	409	6.07	1.39	1.39	1.17	1.50	1.50
11	S-CT	正向	315	4.80	1.05	1.05	0.94	1.00	1.18
12		負向	297	5.06	0.99	0.99	0.90	1.06	1.25
13	S-RB	正向	385	5.87	1.16	1.16	1.18	0.79	0.79
14		負向	491	5.90	1.08	1.08	1.18	1.21	1.21
15	D-C	正向	389	7.14	1.17	1.19	1.22	1.71	1.79
16		負向	356	5.06	1.07	1.09	1.14	1.21	1.27
17	D-CLR	正向	392	6.09	0.93	0.93	1.12	1.11	1.11
18		負向	397	5.89	0.94	0.94	1.14	1.07	1.07
19	D-BLR	正向	425	5.87	0.97	0.97	1.19	1.28	1.28
20		負向	430	5.87	0.98	0.98	1.20	1.28	1.28
21	D-CTB	正向	391	5.93	1.52	1.52	1.21	0.84	0.90
22		負向	398	5.87	1.55	1.55	1.24	0.84	0.89
23	D-LBRT*	正向	460	6.87	1.26	1.38	1.15	3.32	1.01
24		負向	397	6.95	1.10	1.16	1.14	2.68	1.02
AVG					1.16	1.17	1.13	1.40	1.27
COV					0.16	0.16	0.08	0.40	0.20

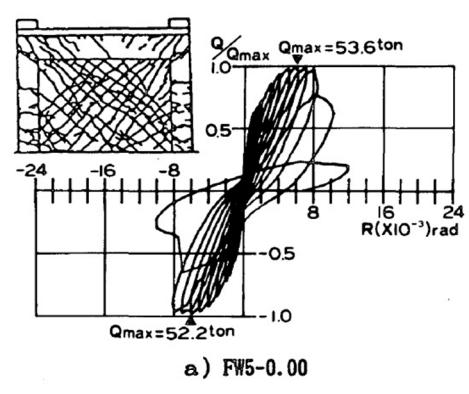
表 C-2 Ono and Tokuhiro [3]開口牆試體實驗修正結果與比較

Number	Specimen		量測值		強度比較 $V_{test} / V_{cal}$			位移比較 $\delta_{test} / \delta_{cal}$	
			$V_{test}$ (kN)	$\delta_{test}$ (mm)	疊加	簡易	Ono	疊加	簡易
1	0.00	正向	526	7.02	0.99	0.99	1.04	1.19	1.19
2		負向	512	7.18	0.96	0.96	1.02	1.22	1.22
3	R-C	正向	424	6.75	1.24	1.24	1.19	1.62	1.62
4		負向	427	5.84	1.25	1.25	1.19	1.40	1.40
5	S-C	正向	354	6.94	1.40	1.40	1.18	1.70	1.70
6		負向	337	6.88	1.33	1.33	1.12	1.68	1.68
7	L-C	正向	326	7.76	1.07	1.07	1.05	1.16	1.37
8		負向	336	7.89	1.10	1.11	1.09	1.18	1.40
9	S-CB	正向	425	5.81	1.44	1.44	1.21	1.44	1.44
10		負向	409	6.07	1.39	1.39	1.17	1.50	1.50
11	S-CT	正向	315	4.80	1.05	1.05	0.94	1.00	1.18
12		負向	297	5.06	0.99	0.99	0.90	1.06	1.25
13	S-RB	正向	385	5.87	1.16	1.16	1.18	0.79	0.79
14		負向	491	5.90	1.08	1.08	1.18	1.21	1.21
15	D-C	正向	389	7.14	1.17	1.19	1.22	1.71	1.79
16		負向	356	5.06	1.07	1.09	1.14	1.21	1.27
17	D-CLR*	正向*	392	6.09	1.09*	1.09*	1.12	0.85*	0.85*
18		負向*	397	5.89	1.11*	1.11*	1.14	0.82*	0.82*
19	D-BLR	正向	425	5.87	0.97	0.97	1.19	1.28	1.28
20		負向	430	5.87	0.98	0.98	1.20	1.28	1.28
21	D-CTB*	正向*	391	5.93	1.16*	1.16*	1.21	0.83*	0.83*
22		負向*	398	5.87	1.18*	1.18*	1.24	0.82*	0.82*
23	D-LBRT*	正向*	460	6.87	1.16*	1.16*	1.15	0.96*	0.96*
24		負向	397	6.95	1.10	1.16	1.14	2.68	1.02
AVG					1.14	1.15	1.13	1.27	1.24
COV					0.12	0.12	0.08	0.32	0.23

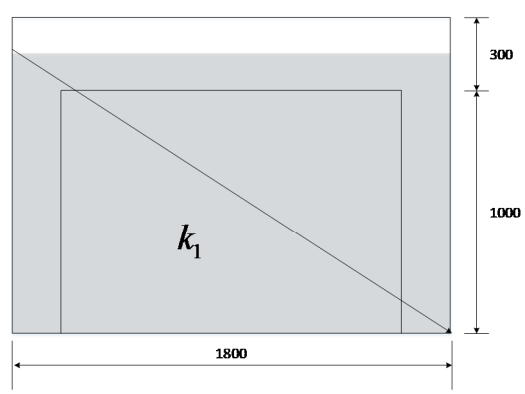
\*:為修正過後之試體

表 C-3 杜昱石[4]開口牆試體實驗結果與比較

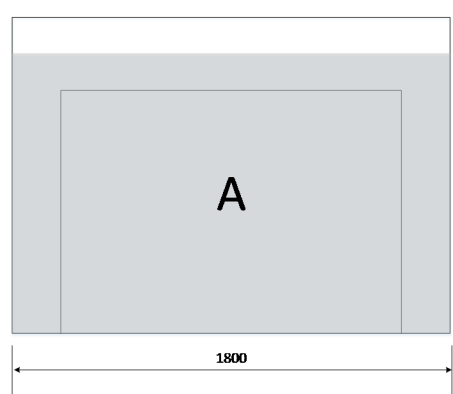
Number	Specimen		量測值		強度比較 $V_{test} / V_{cal}$		位移比較 $\delta_{test} / \delta_{cal}$	
			$V_{test}$ (kN)	$\delta_{test}$ (mm)	疊加	簡易	疊加	簡易
1	W1C	正向	1364	16.49	0.88	0.88	0.82	0.82
2		負向	1893	16.73	0.95	0.95	1.11	1.11
3	W2	正向	1472	15.71	1.30	1.30	0.93	1.23
4		負向	1442	8.82	0.99	0.99	0.75	0.75
5	W3	正向	1560	16.52	1.16	1.16	0.82	0.82
6		負向	1687	9.83	0.94	0.94	0.68	0.68
7	W4	正向	1511	29.44	1.21	1.21	1.42	1.42
8		負向	1422	29.17	0.88	0.88	1.79	1.79
9	W5	正向	1030	31.81	1.28	1.28	1.72	1.72
10		負向	1128	13.17	1.09	1.09	0.86	0.86
AVG					1.07	1.07	1.09	1.12
COV					0.14	0.14	0.36	0.34



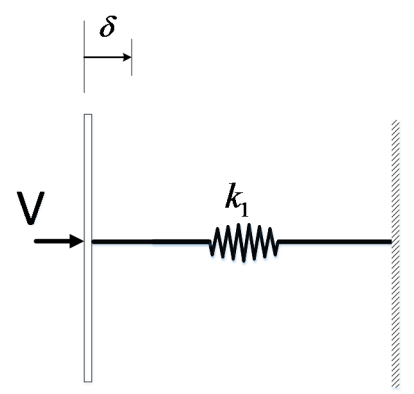
(a) 試體遲滯迴圈



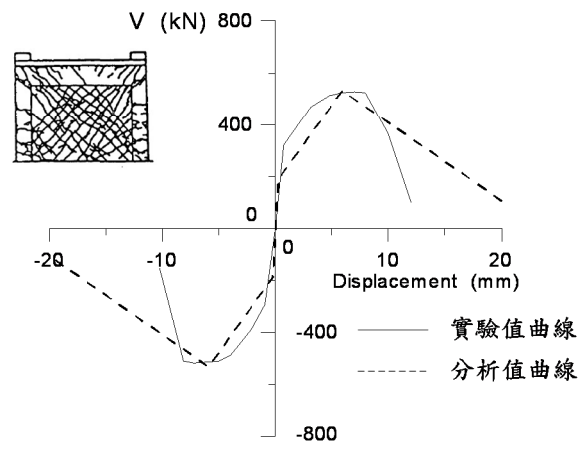
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

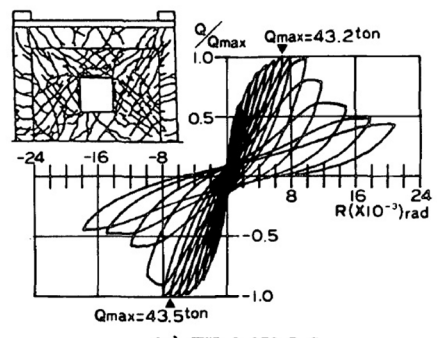


(d) 彈簧模擬圖



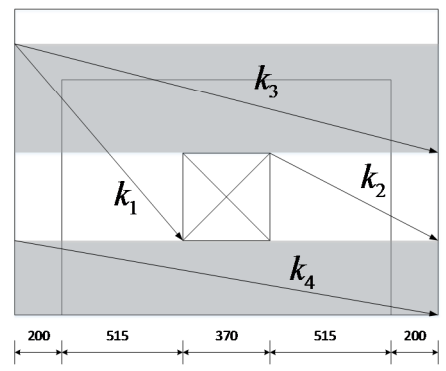
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-1 試體 FW5-0.00 [3]

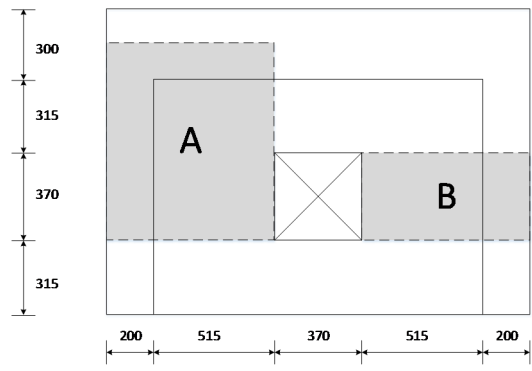


b) FW5-0.273-R-C

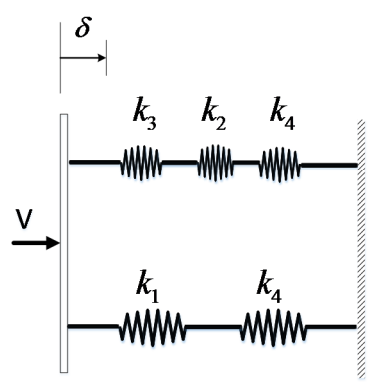
(a) 試體遲滯迴圈



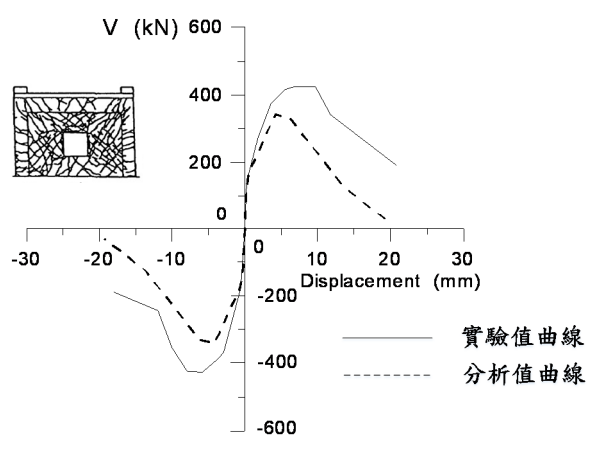
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件



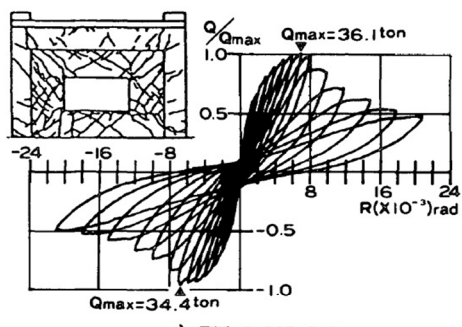
(d) 彈簧模擬圖



(e) 分析結果與實驗比較

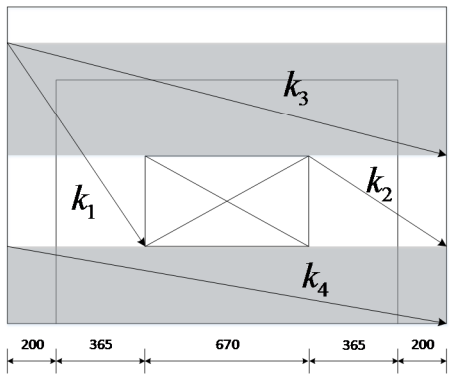
圖 C-2 試體 FW5-0.273-R-C [3]



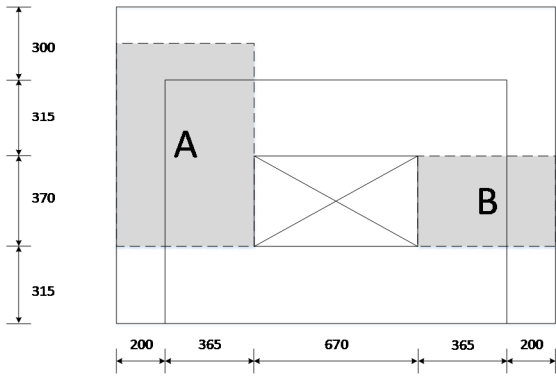


c) FW5-0.367-S-C

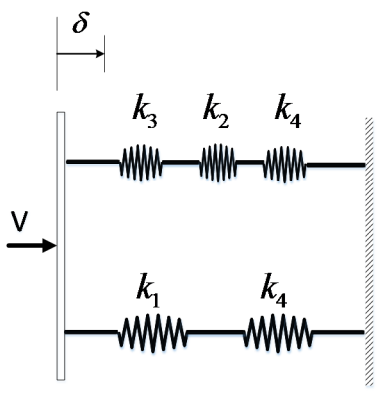
(a) 試體遲滯迴圈



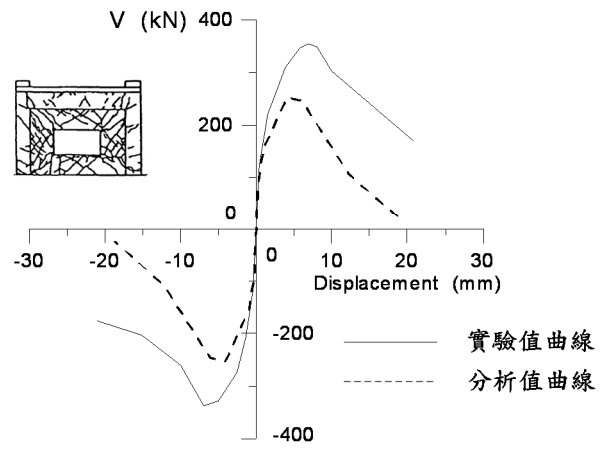
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

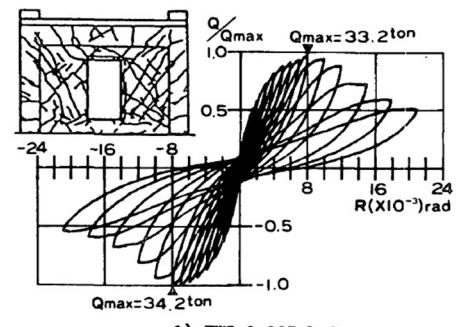


(d) 彈簧模擬圖



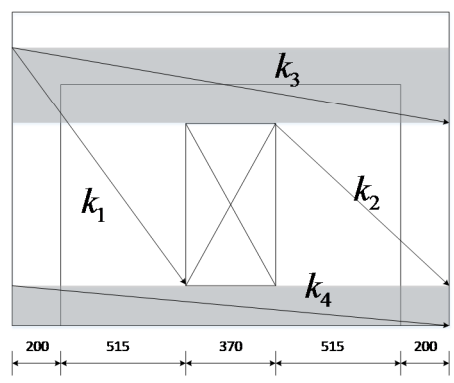
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-3 試體 FW5-0.367-S-C [3]

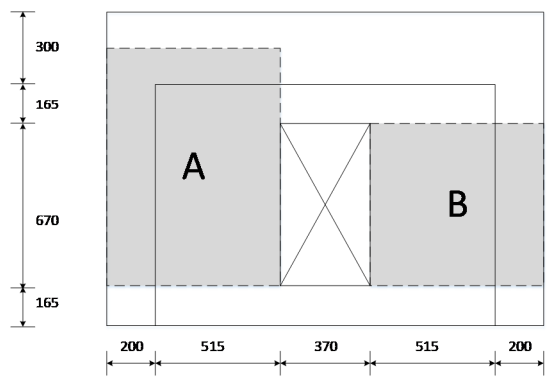


d) FW5-0.367-L-C

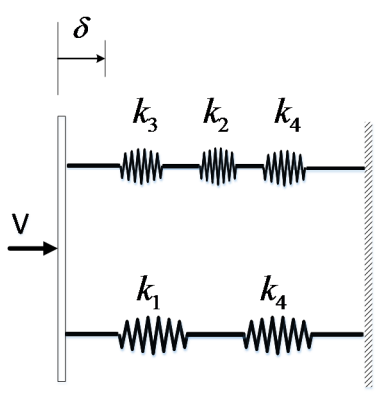
(a) 試體遲滯迴圈



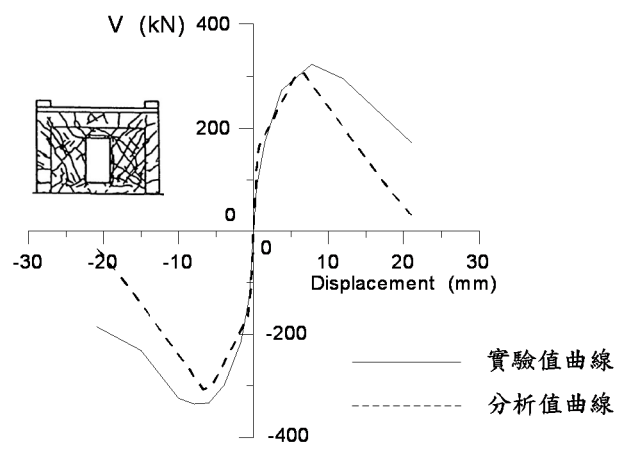
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

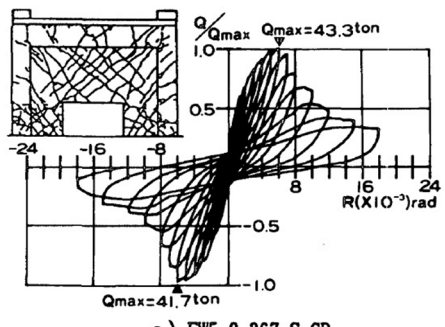


(d) 彈簧模擬圖



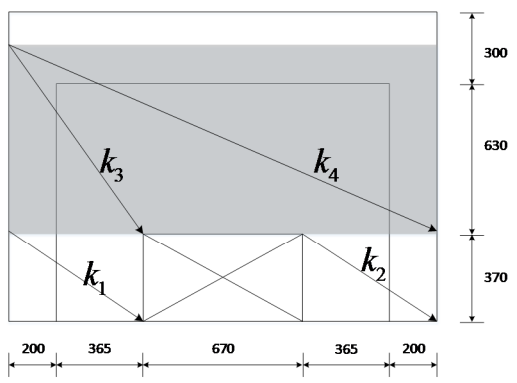
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-4 試體 FW5-0.367-L-C [3]

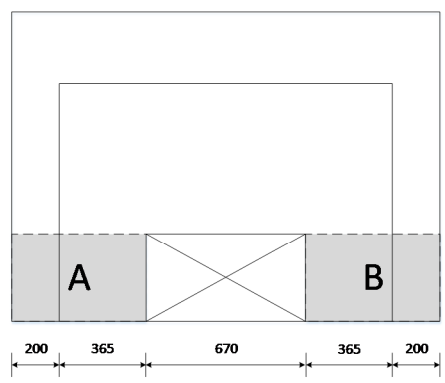


e) FW5-0.367-S-CB

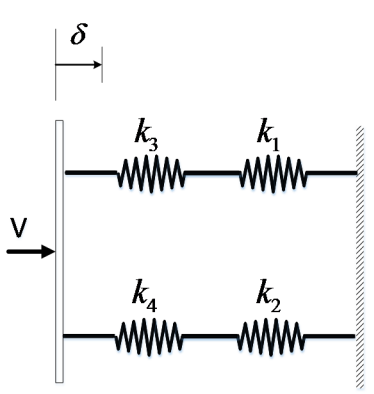
(a) 試體遲滯迴圈



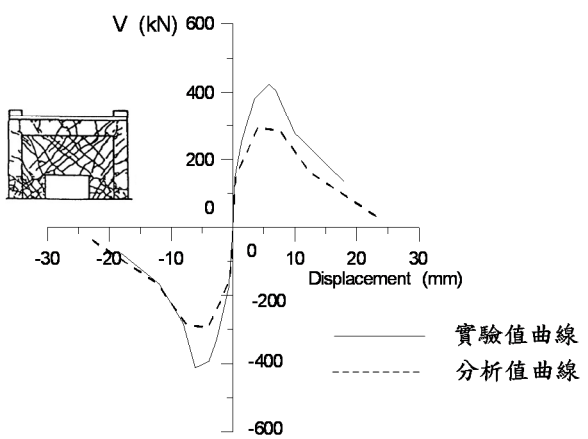
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

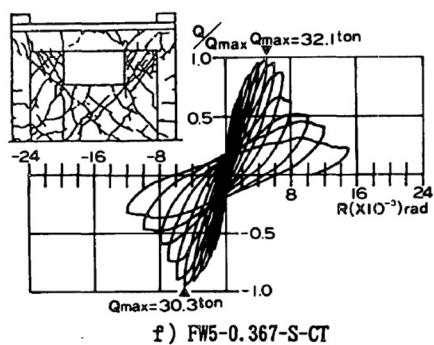


(d) 彈簧模擬圖

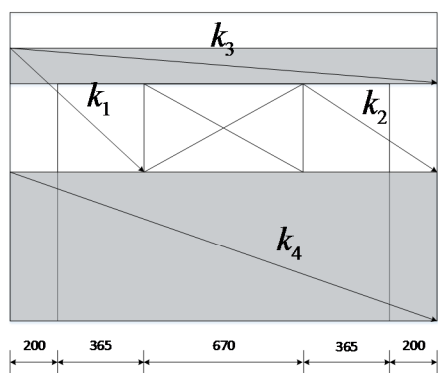


(e) 分析結果與實驗比較

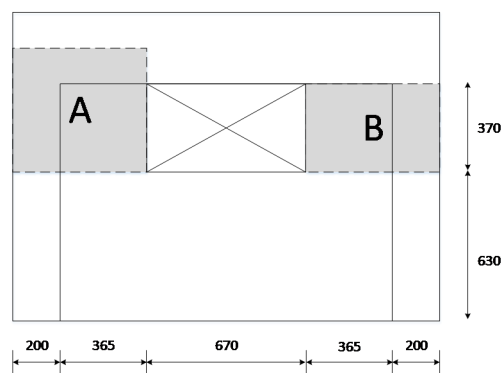
圖 C-5 試體 FW5-0.367-S-CB [3]



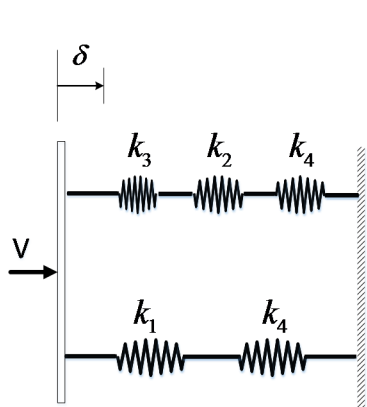
(a) 試體遲滯迴圈



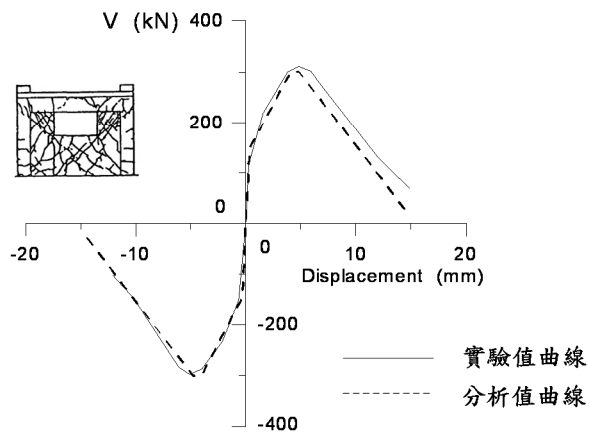
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

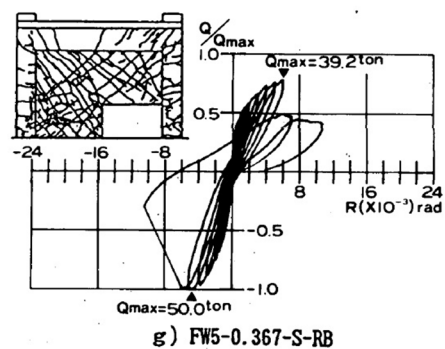


(d) 彈簧模擬圖



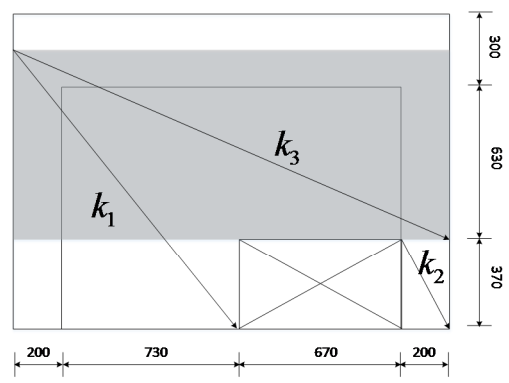
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-6 試體 FW5-0.367-S-CT [3]

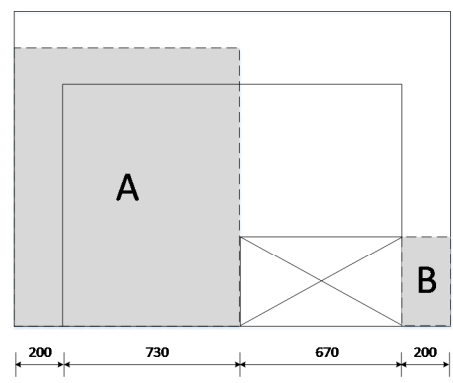


g) FW5-0.367-S-RB

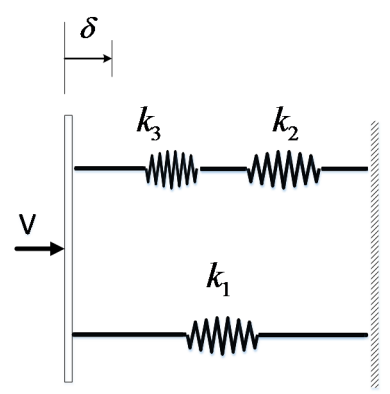
(a) 試體遲滯迴圈



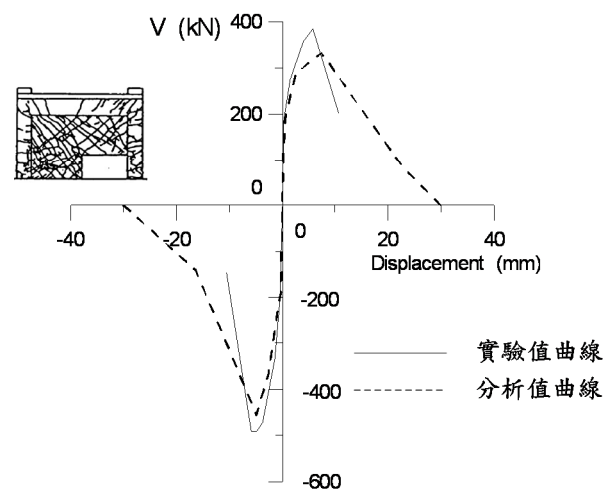
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

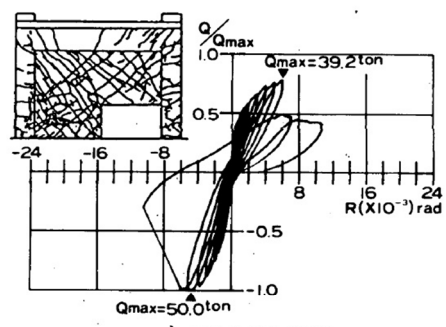


(d) 彈簧模擬圖



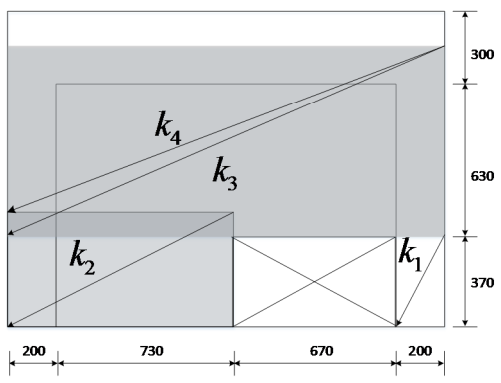
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-7 試體 FW5-0.367-S-RB(正向) [3]

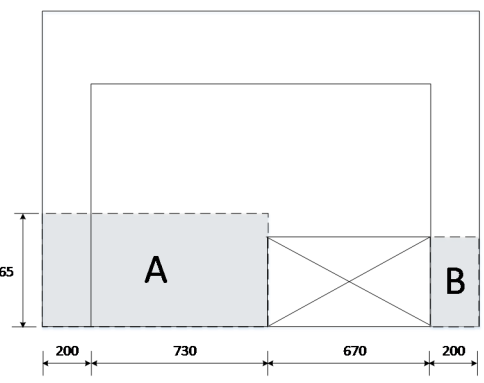


g) FW5-0.367-S-RB

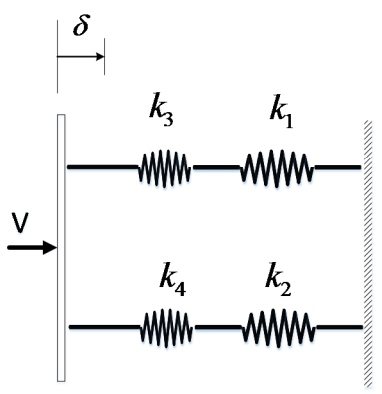
(a) 試體遲滯迴圈



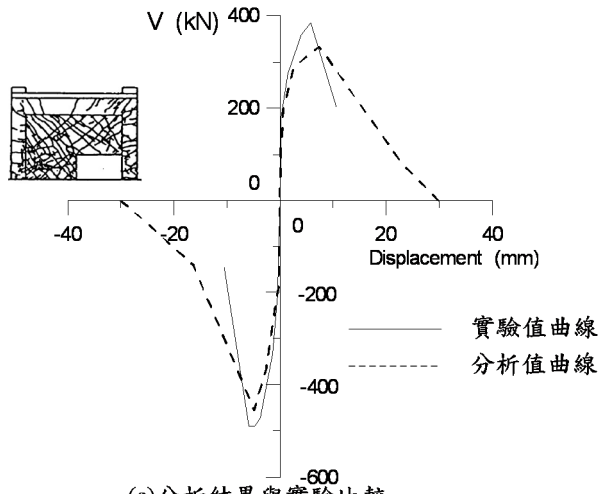
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

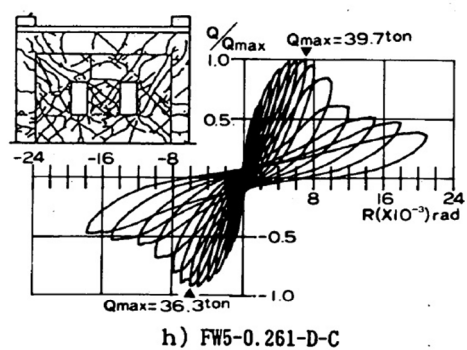


(d) 彈簧模擬圖

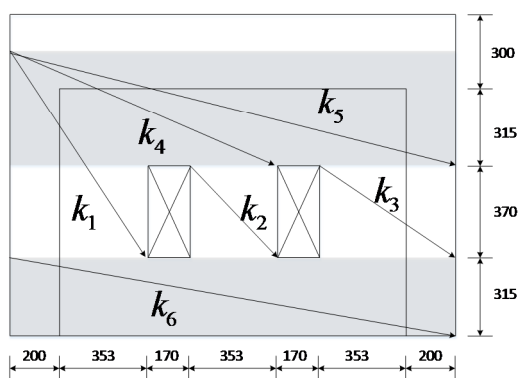


(e) 分析結果與實驗比較

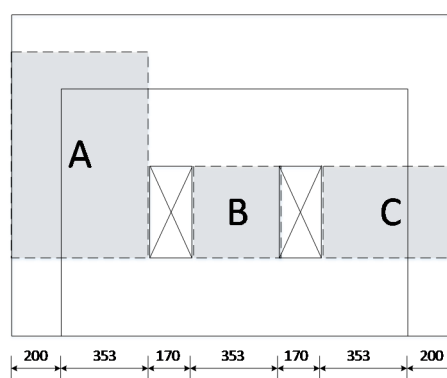
圖 C-8 試體 FW5-0.367-S-RB(負向) [3]



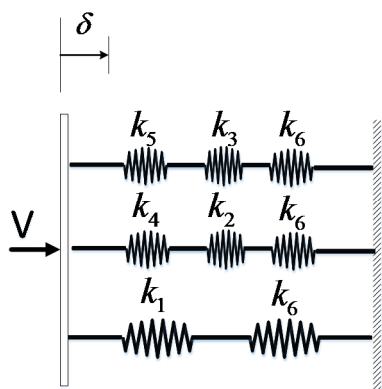
(a) 試體遲滯迴圈



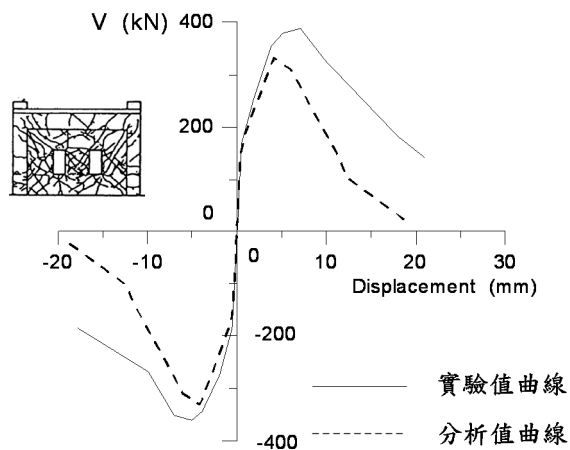
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

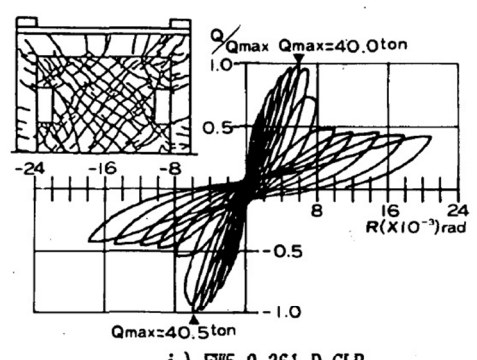


(d) 彈簧模擬圖



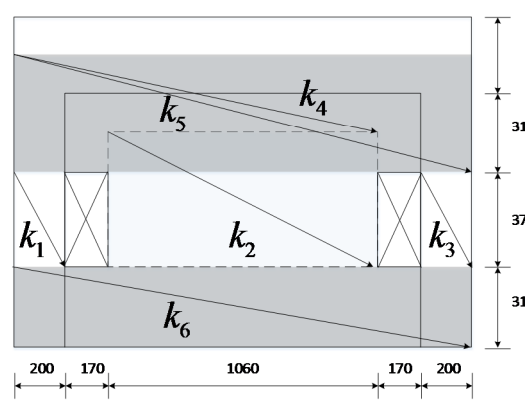
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-9 試體 FW5-0.261-D-C [3]

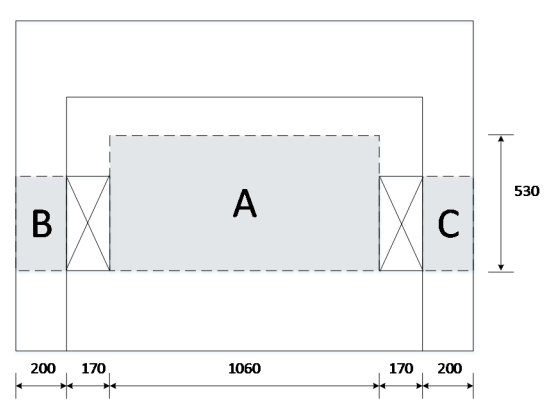


i) FW5-0.261-D-CLR

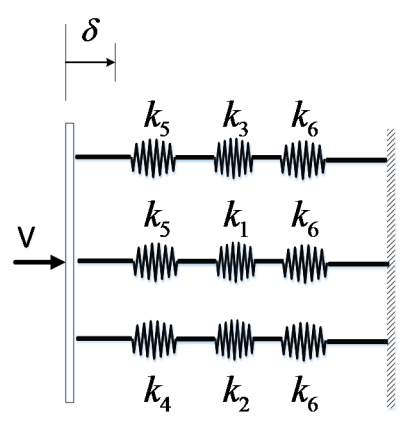
(a) 試體遲滯迴圈



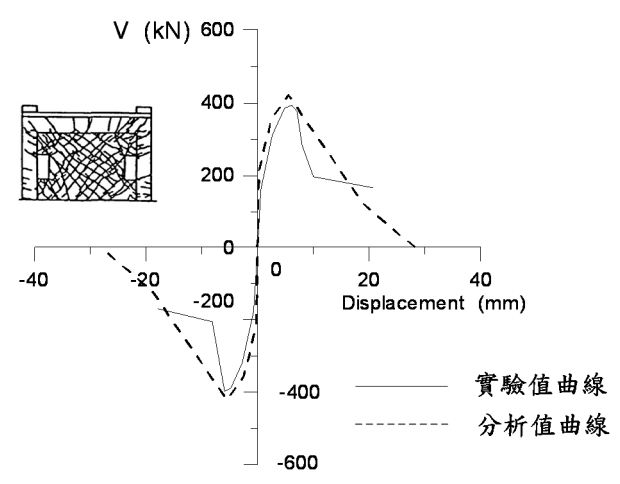
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件



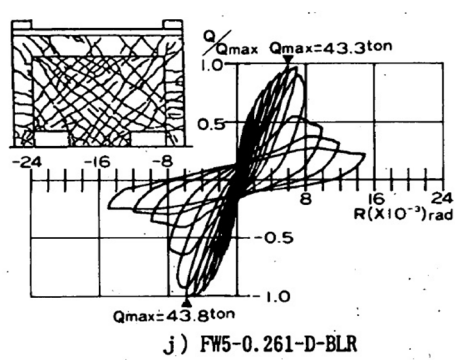
(d) 彈簧模擬圖



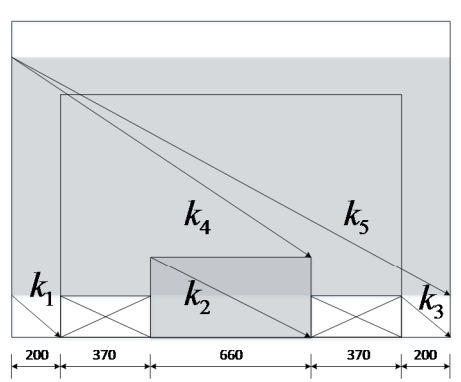
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-10 試體 FW5-0.261-D-CLR [3]

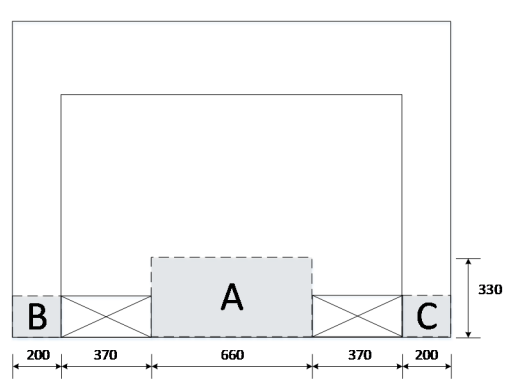




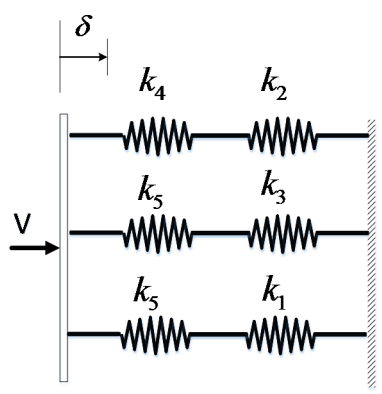
j) FW5-0.261-D-BLR  
(a) 試體遲滯迴圈



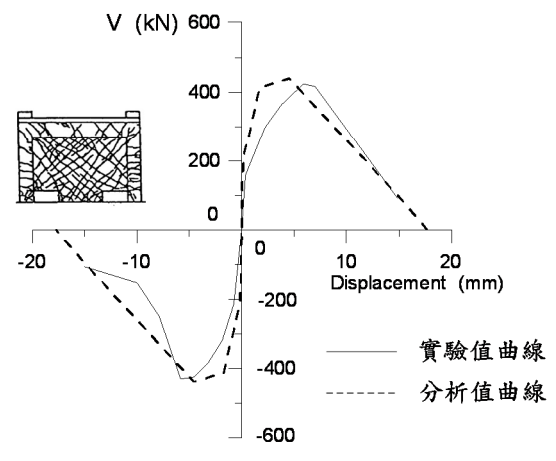
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

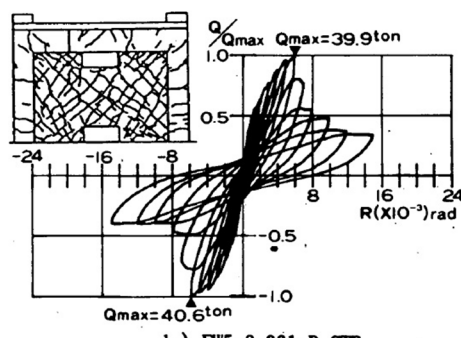


(d) 彈簧模擬圖

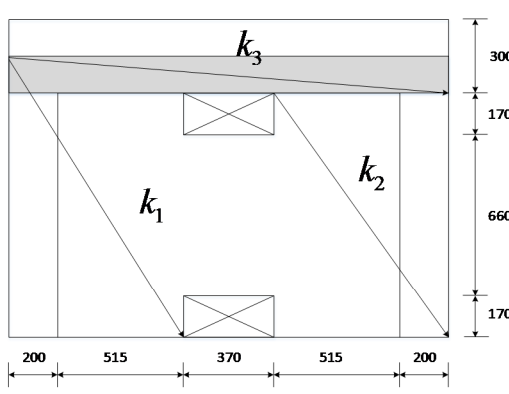


(e) 分析結果與實驗比較

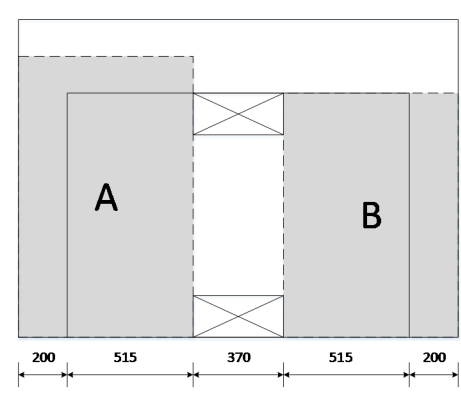
圖 C-11 試體 FW5-0.261-D-BLR [3]



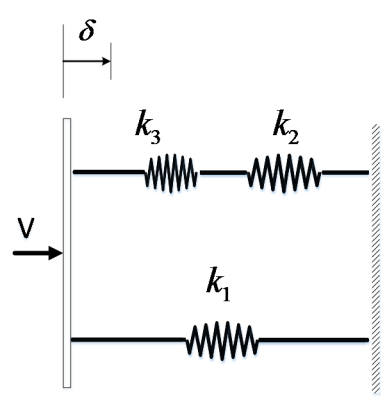
k) FW5-0.261-D-CTB  
(a) 試體遲滯迴圈



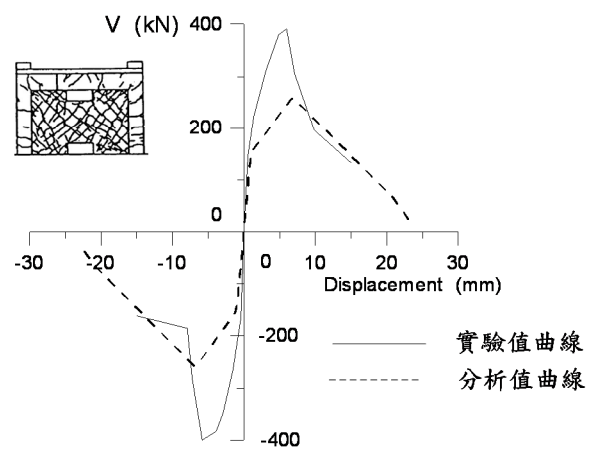
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

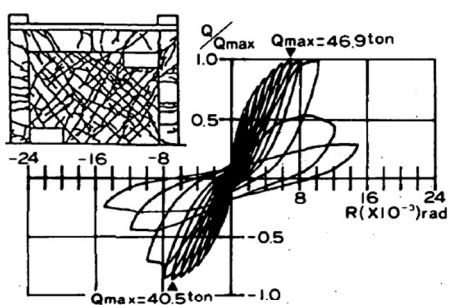


(d) 彈簧模擬圖



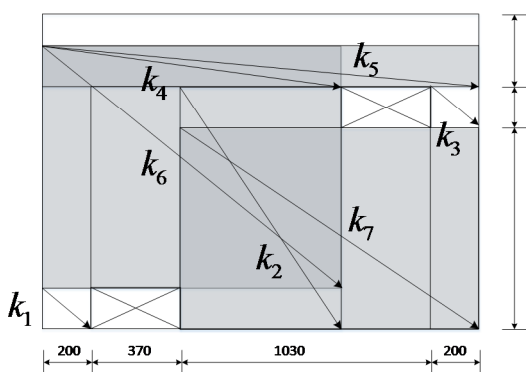
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-12 試體 FW5-0.261-D-CTB [3]

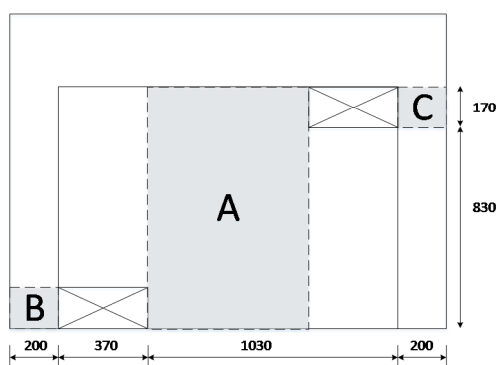


1) FW5-0.261-D-LBRT

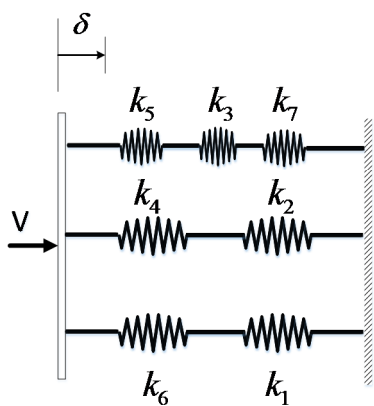
(a) 試體遲滯迴圈



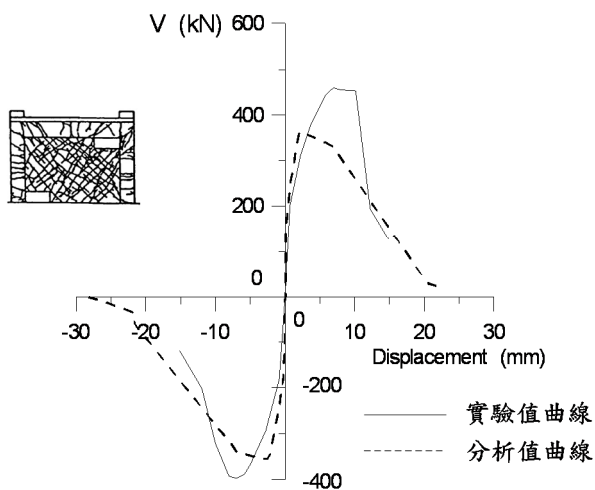
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

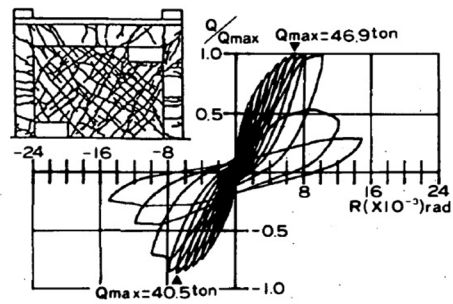


(d) 彈簧模擬圖



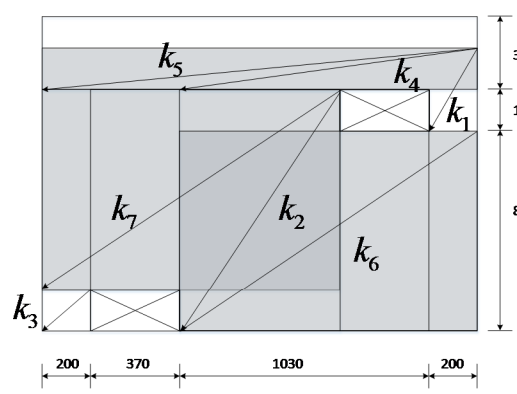
(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-13 試體 FW5-0.261-D-LBRT(正向) [3]

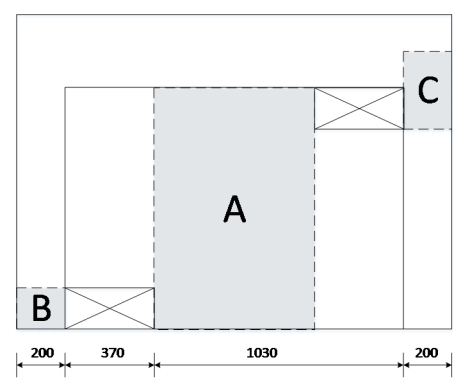


1) FW5-0.261-D-LBRT

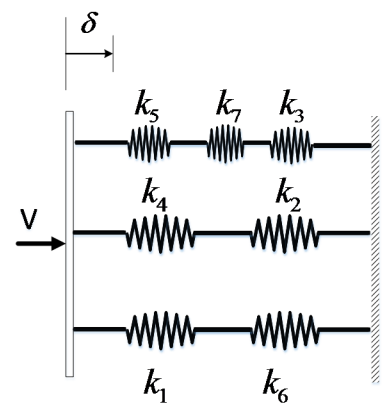
(a) 試體遲滯迴圈



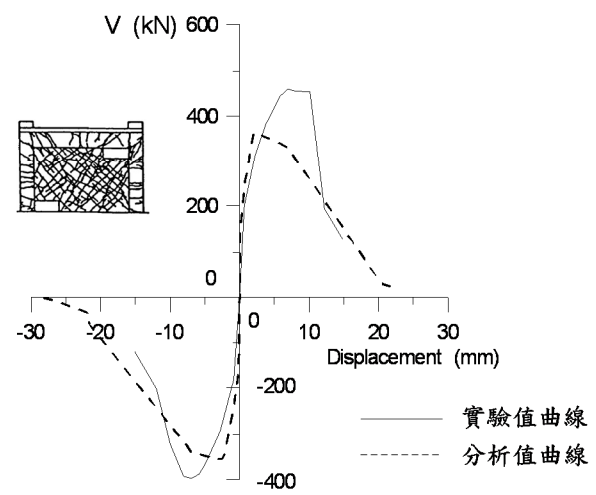
(b) 路徑之選取



(c) 開口牆之關鍵桿件

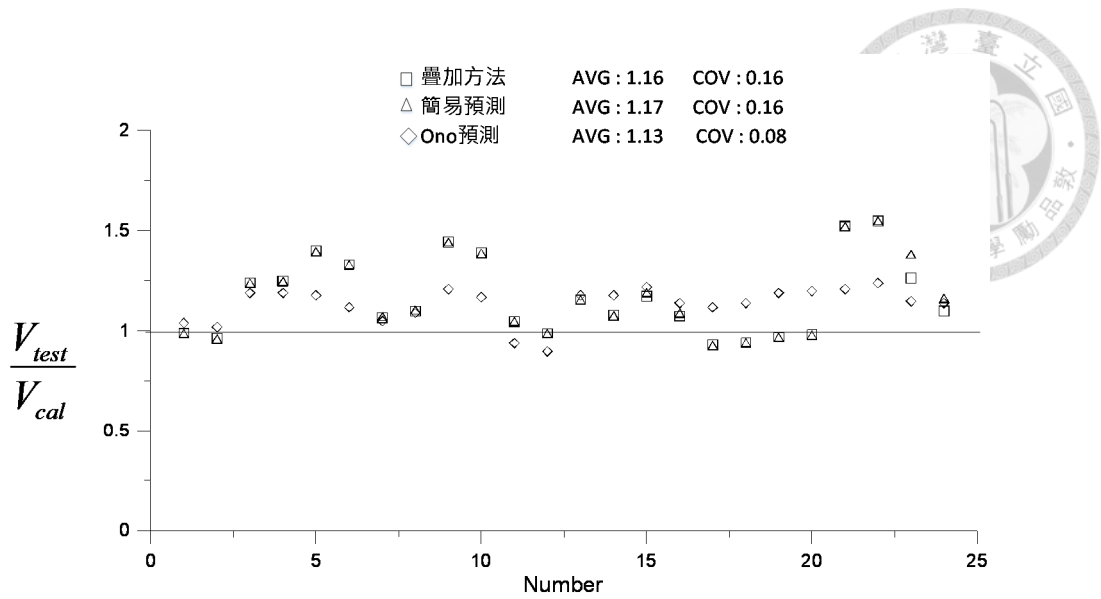


(d) 彈簧模擬圖

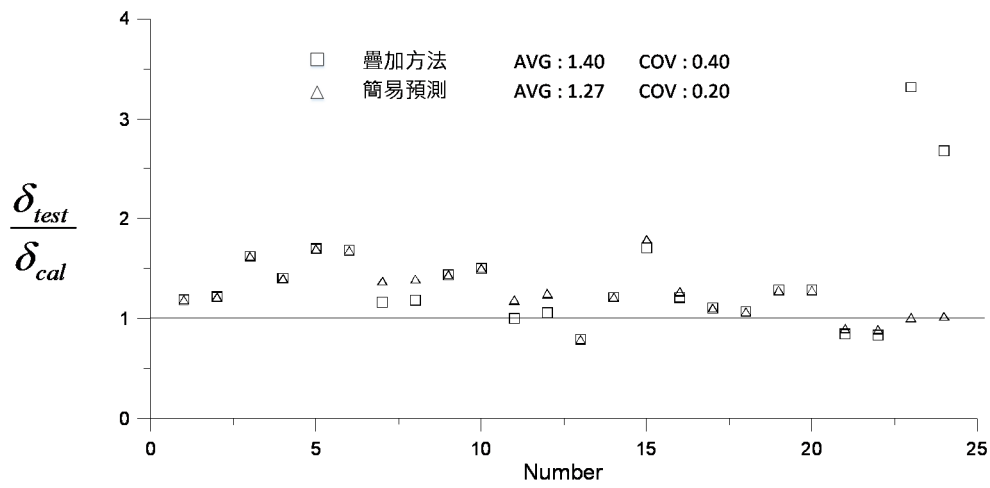


(e) 分析結果與實驗比較

圖 C-14 試體 FW5-0.261-D-LBRT(負向) [3]

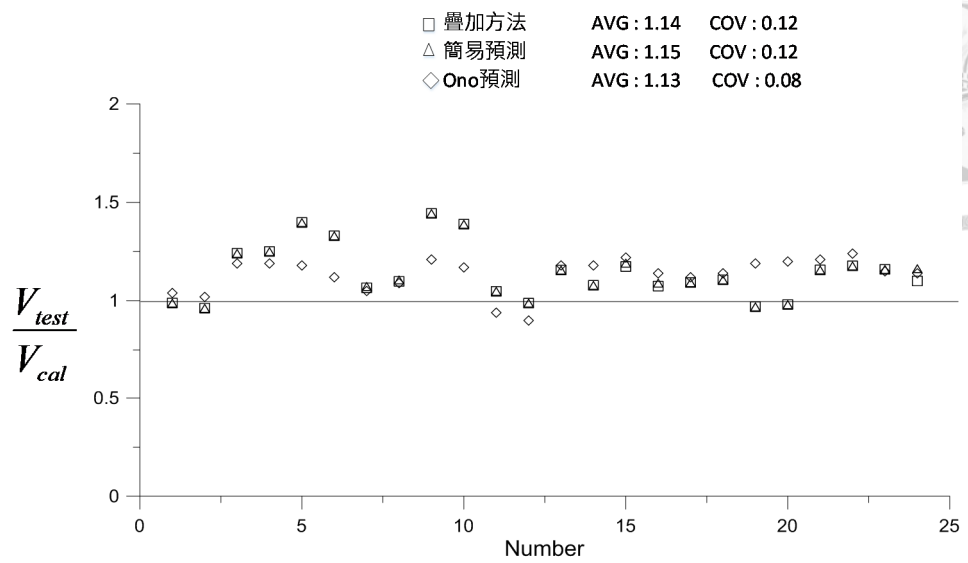


(a)強度

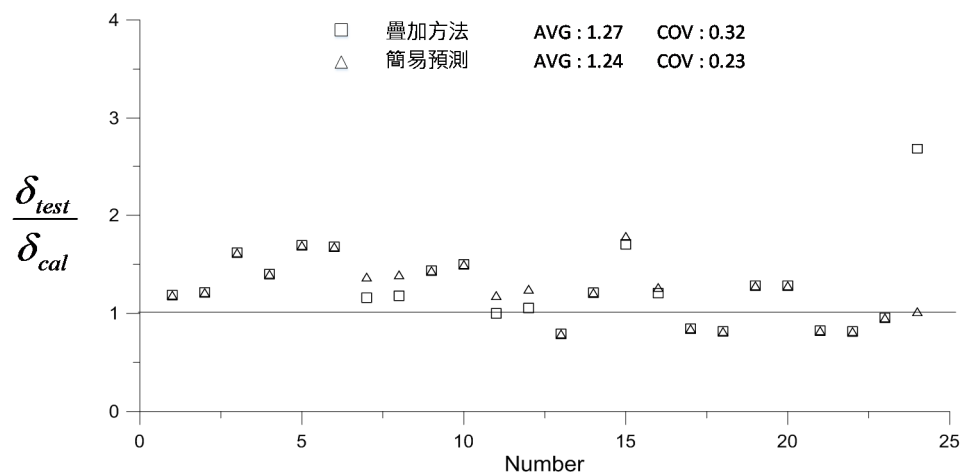


(b)位移

圖 C-15 Ono and Tokuhiro [3]實驗值與預測值之比值

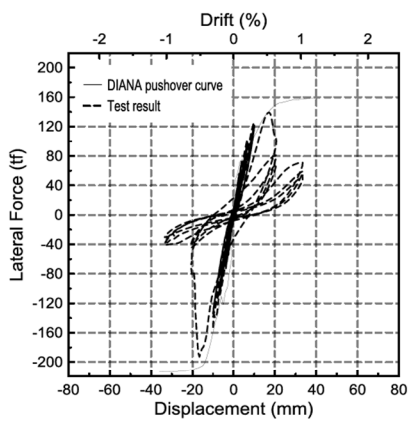


(a)強度



(b)位移

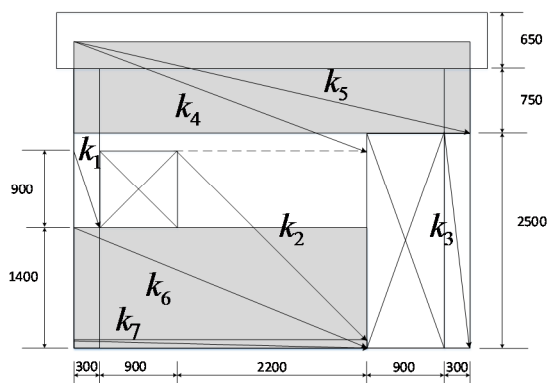
圖 C-16 Ono and Tokuhiko [3]實驗值與預測值之修正結果



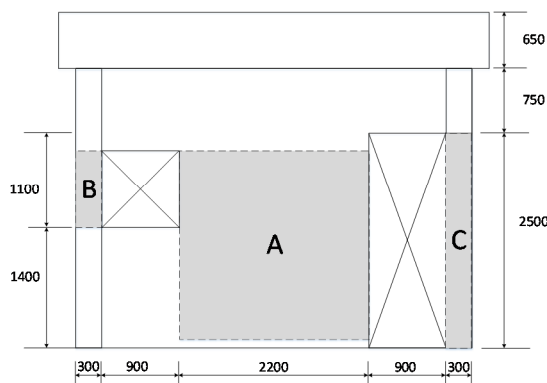
(a) 實驗數據



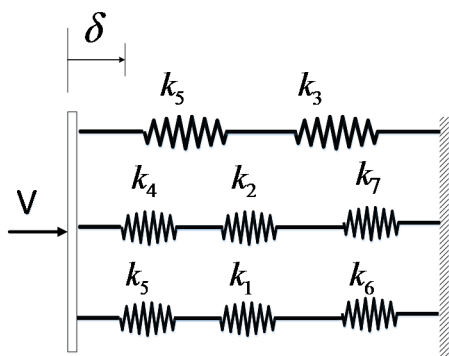
(b) 正向強度點裂縫圖



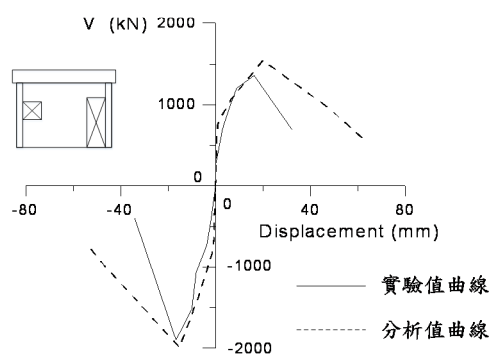
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

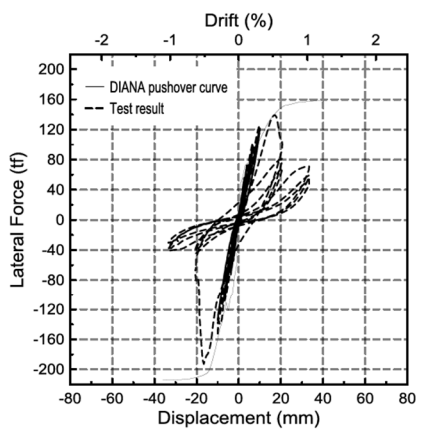


(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

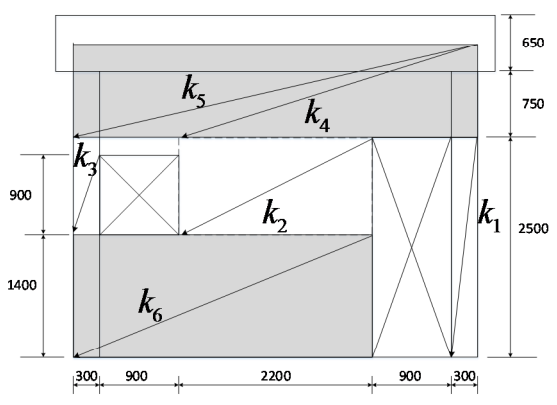
圖 C-17 試體 W1C 正向[4]



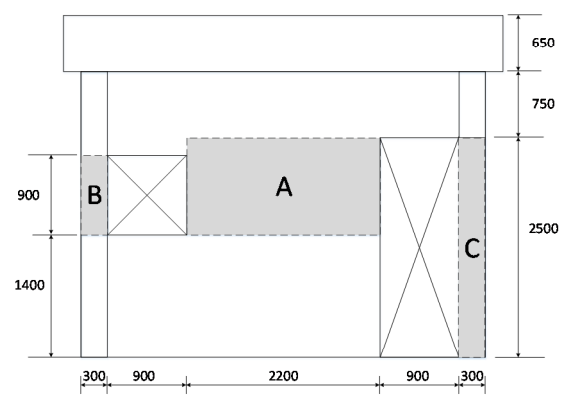
(a) 試體遲滯迴圈



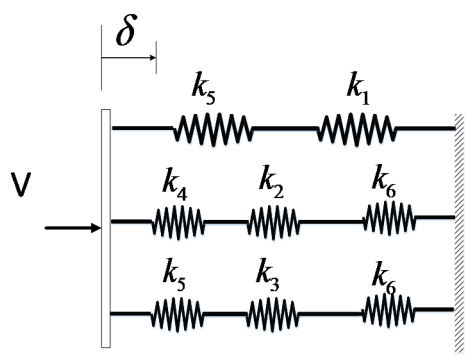
(b) 負向強度裂縫圖



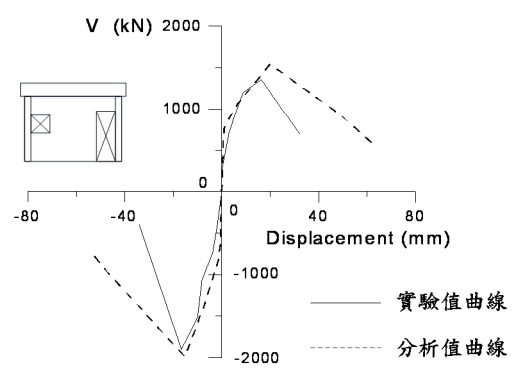
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件



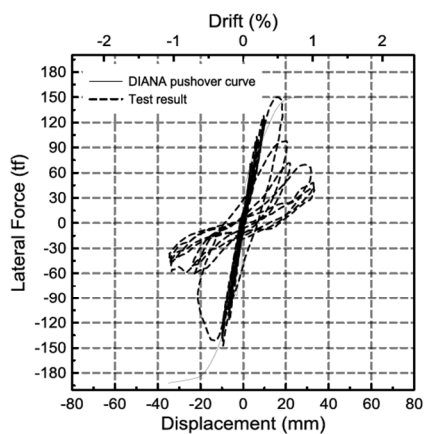
(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

圖 C-18 試體 W1C 負向[4]

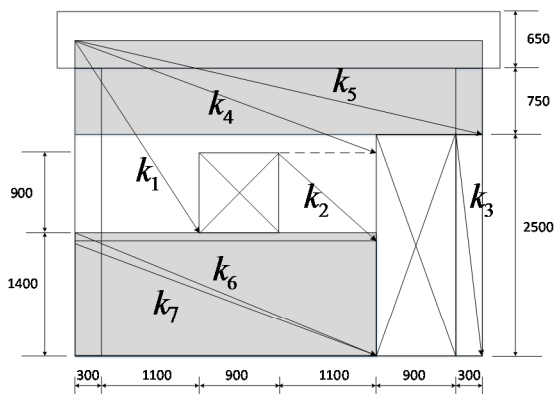




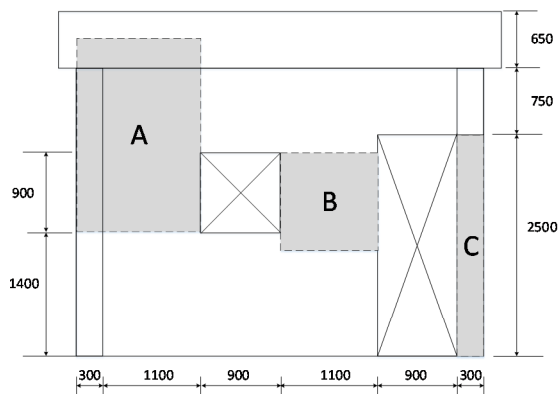
(a) 實驗數據



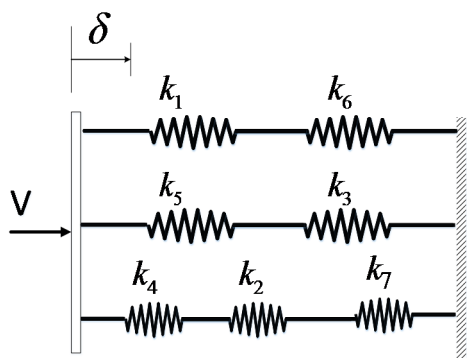
(b) 正向強度裂縫圖



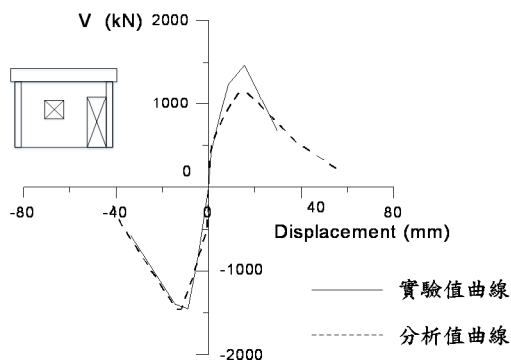
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

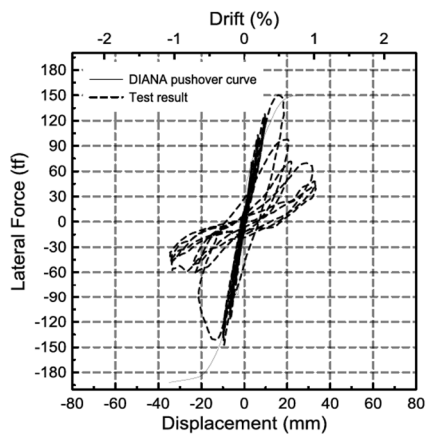


(e) 彈簧模擬圖

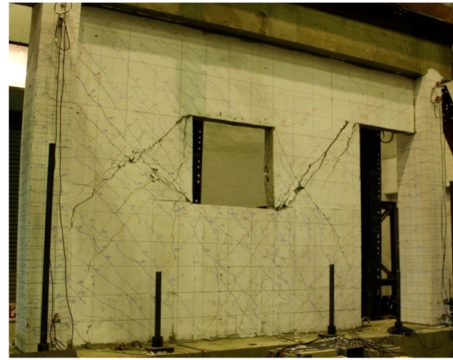


(f) 分析結果與實驗比較

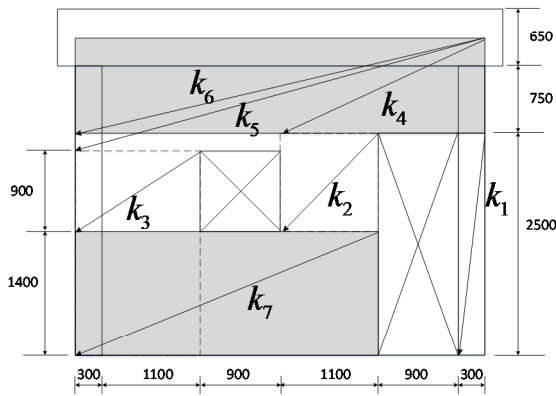
圖 C-19 試體 W2 正向[4]



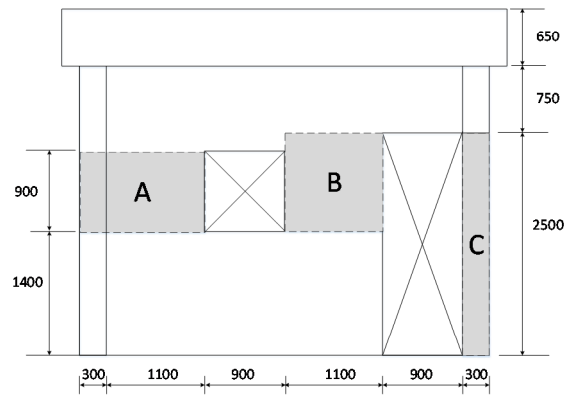
(a) 試體遲滯迴圈



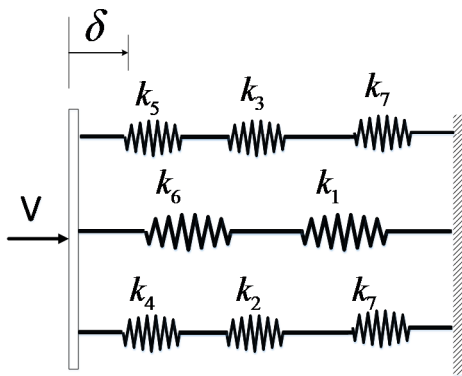
(b) 負向強度裂縫圖



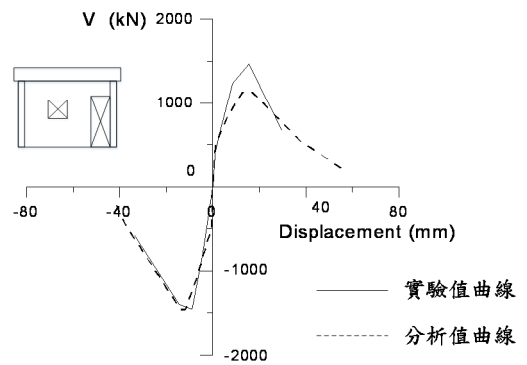
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

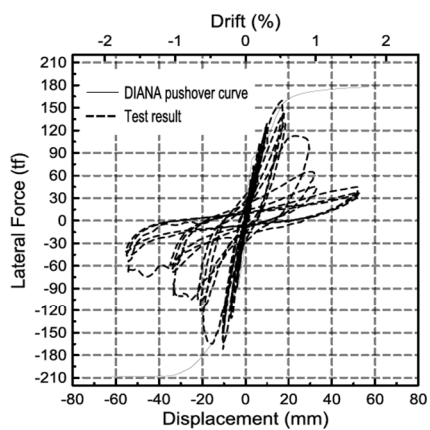


(e) 彈簧模擬圖

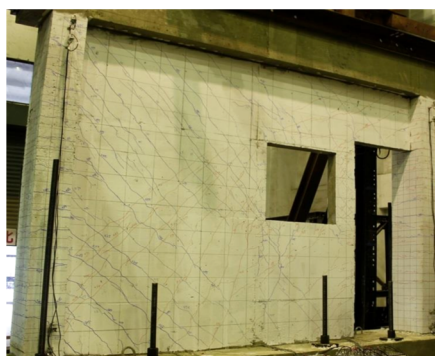


(f) 分析結果與實驗比較

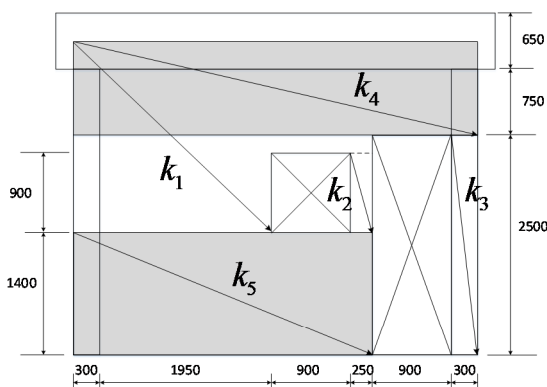
圖 C-20 試體 W2 負向[4]



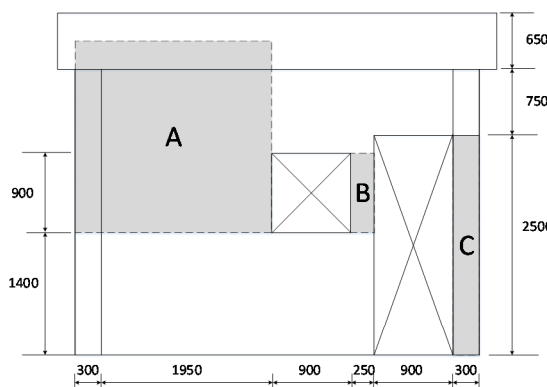
(a) 實驗數據



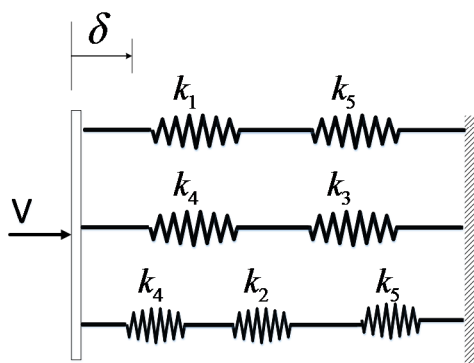
(b) 正向強度裂縫圖



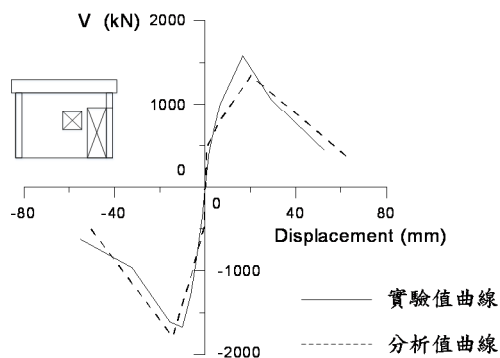
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

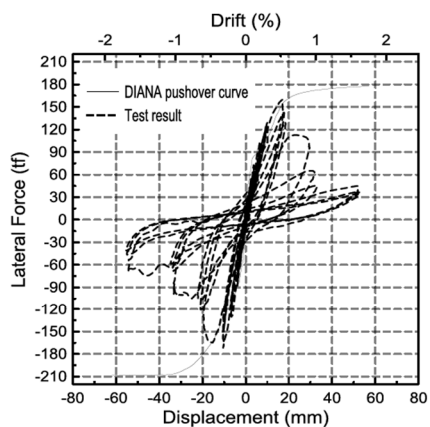


(e) 彈簧模擬圖

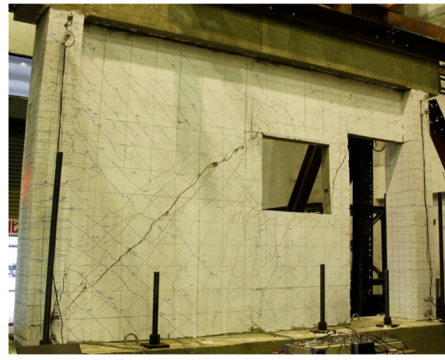


(f) 分析結果與實驗比較

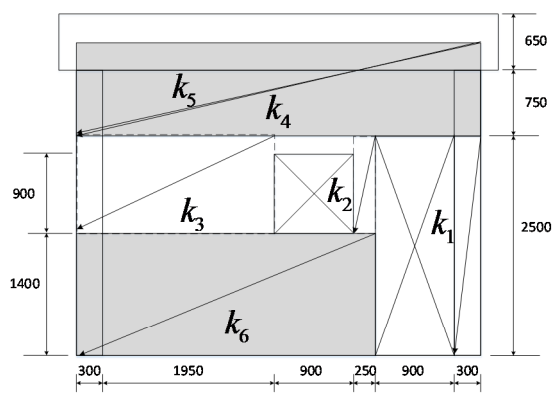
圖 C-21 試體 W3 正向[4]



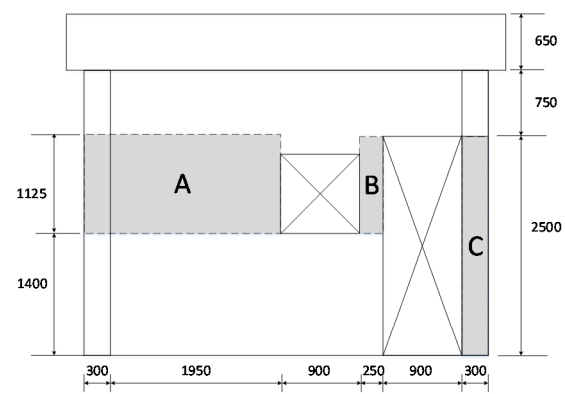
(a) 實驗數據



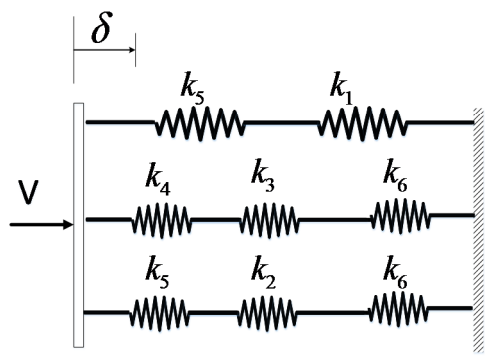
(b) 負向強度裂縫圖



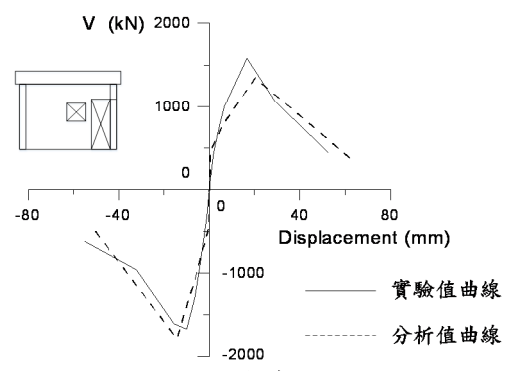
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

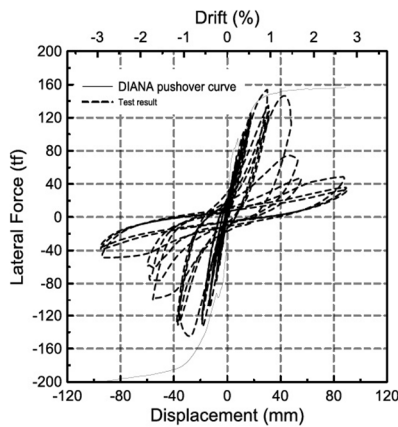
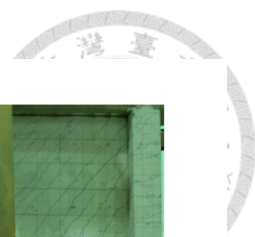


(e) 彈簧模擬圖

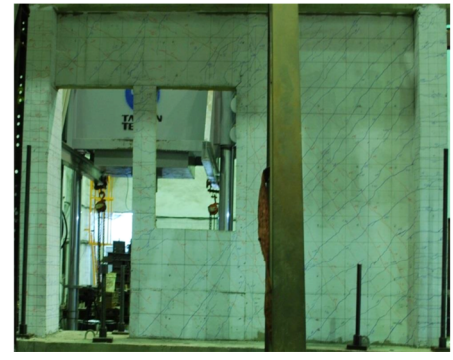


(f) 分析結果與實驗比較

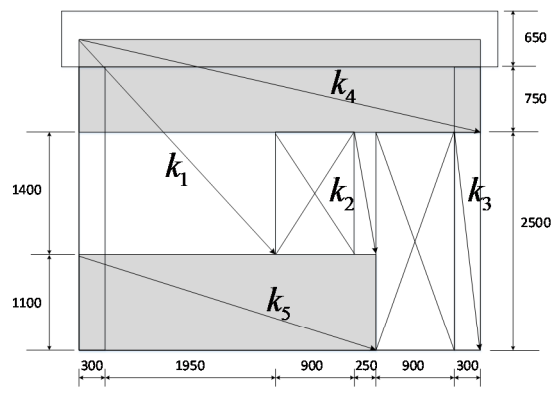
圖 C-22 試體 W3 負向[4]



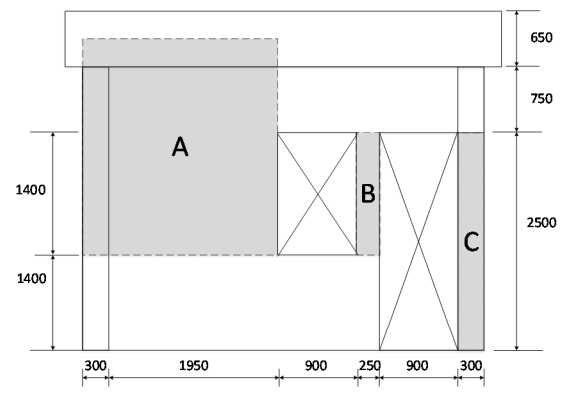
(a) 實驗數據



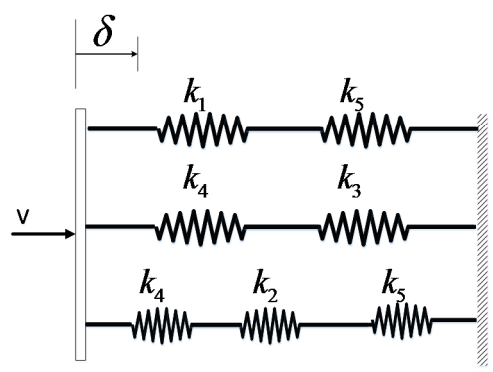
(b) 正向強度裂縫圖



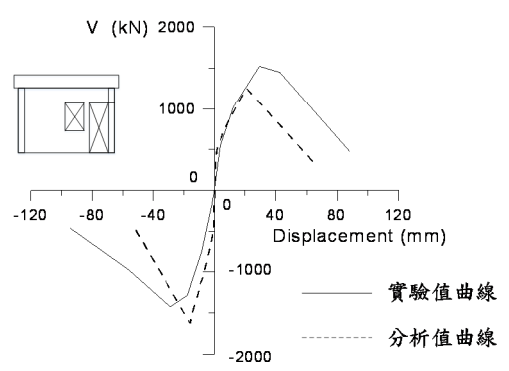
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

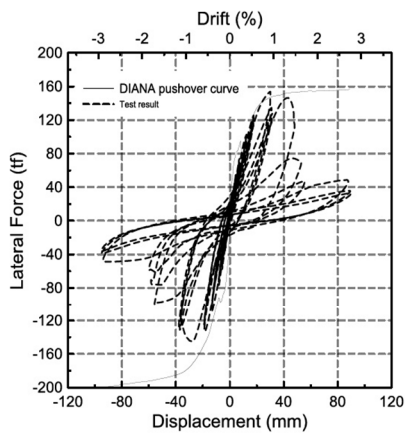
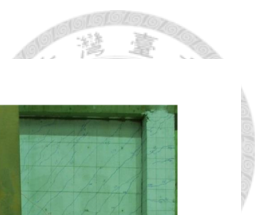


(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

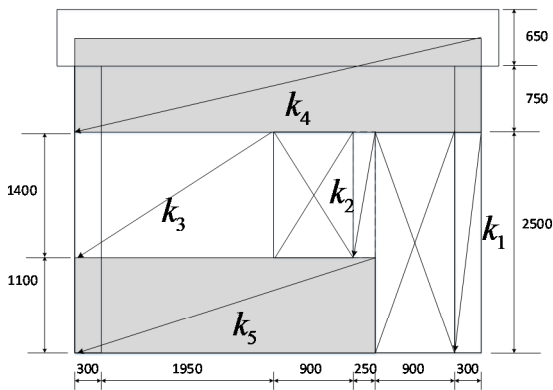
圖 C-23 試體 W4 正向[4]



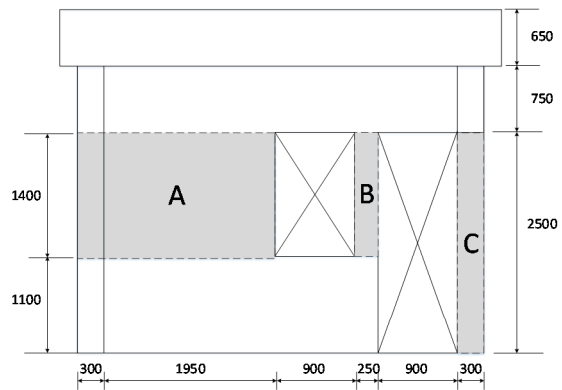
(a) 實驗數據



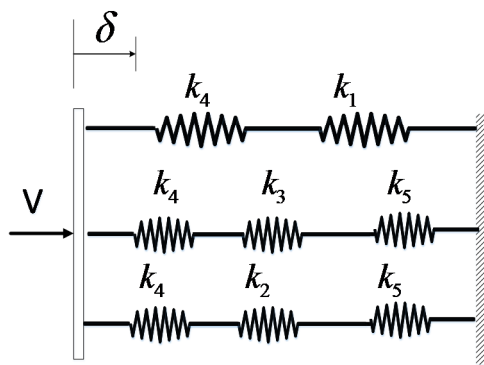
(b) 負向強度裂縫圖



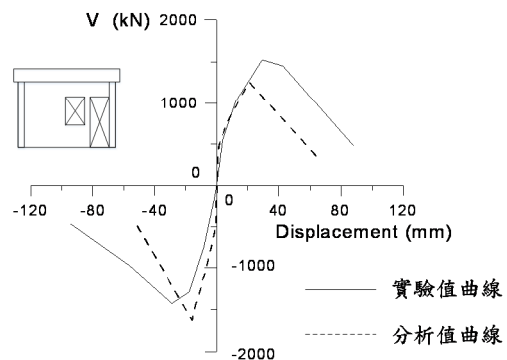
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件



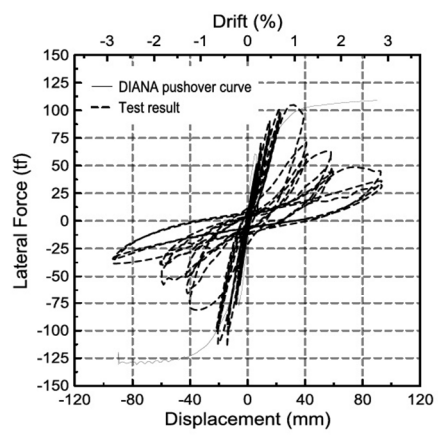
(e) 彈簧模擬圖



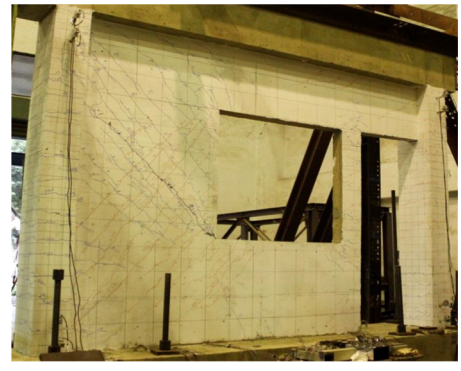
(f) 分析結果與實驗比較

圖 C-24 試體 W4 負向[4]

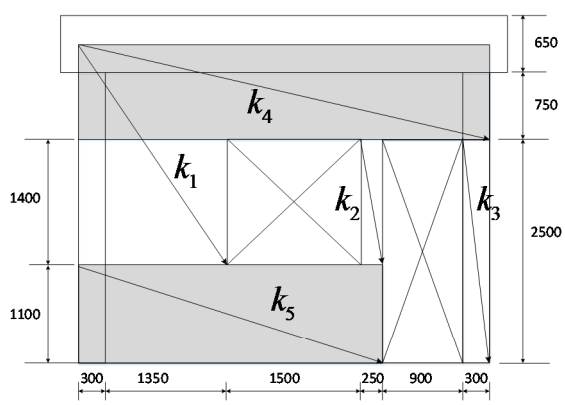




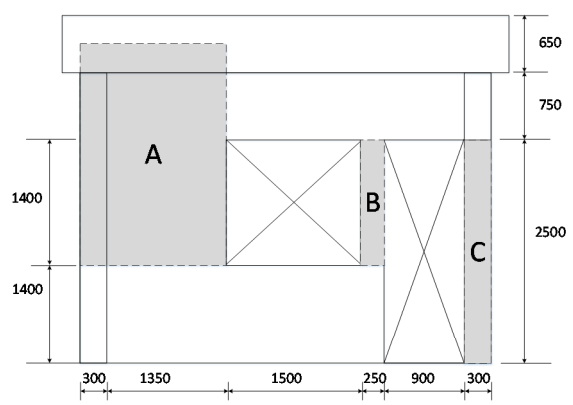
(a) 實驗數據



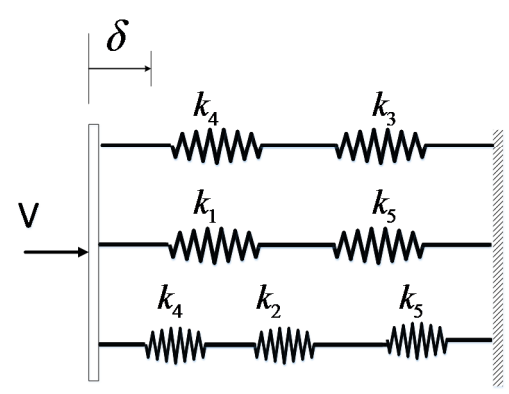
(b) 正向強度裂縫圖



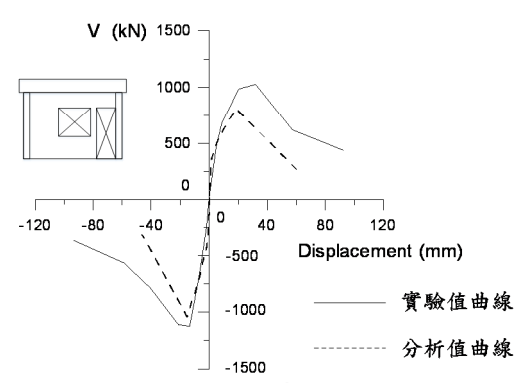
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件

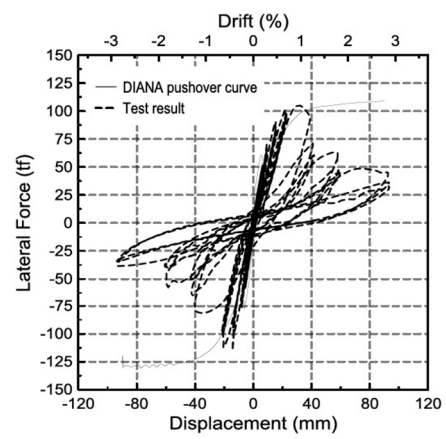


(e) 彈簧模擬圖



(f) 分析結果與實驗比較

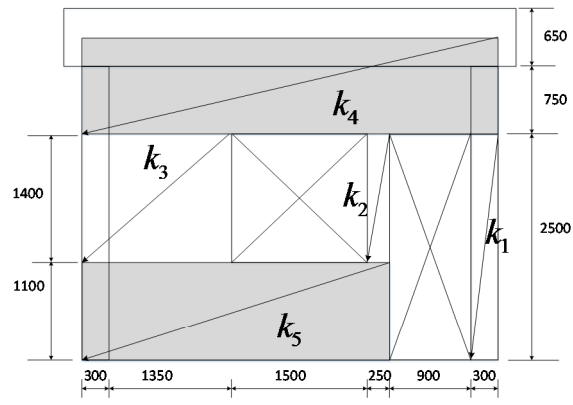
圖 C-25 試體 W5 正向[4]



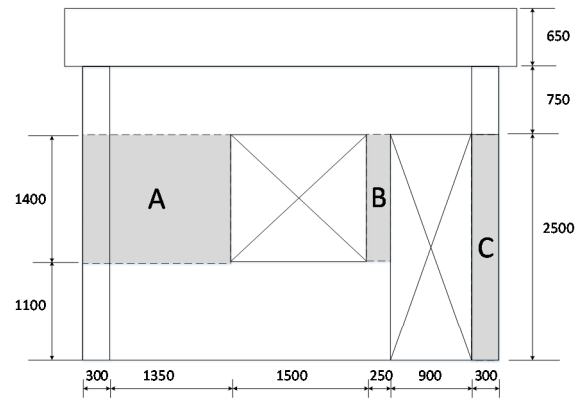
(a) 實驗數據



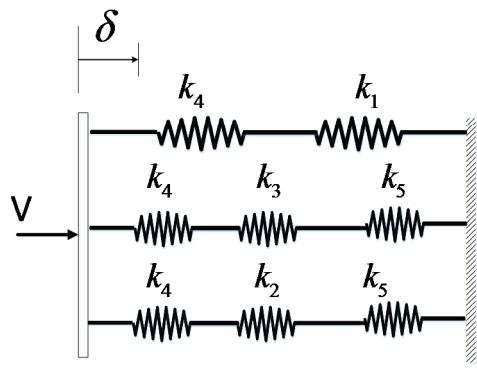
(b) 負向強度裂縫圖



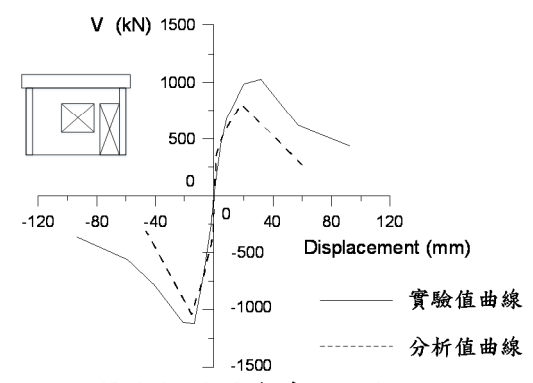
(c) 路徑之選取



(d) 開口牆之關鍵桿件



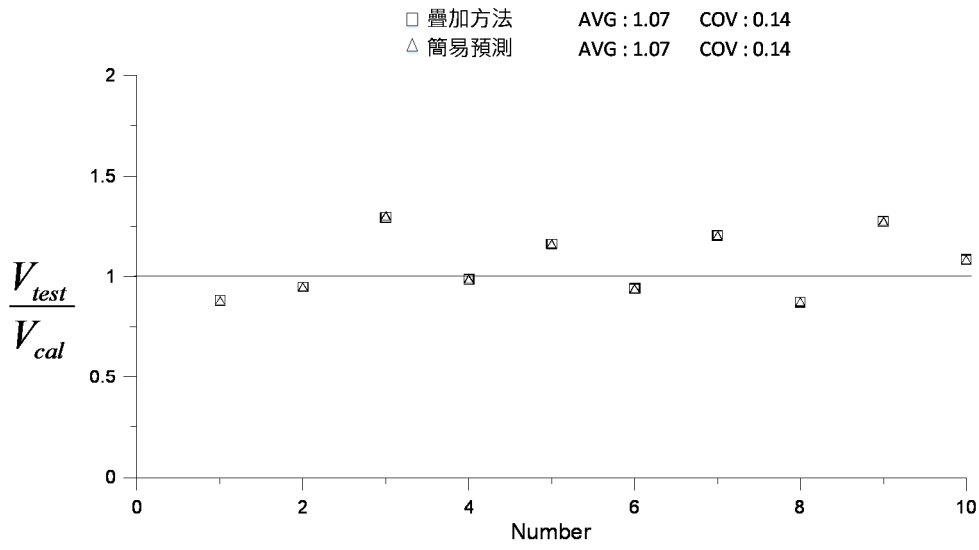
(e) 彈簧模擬圖



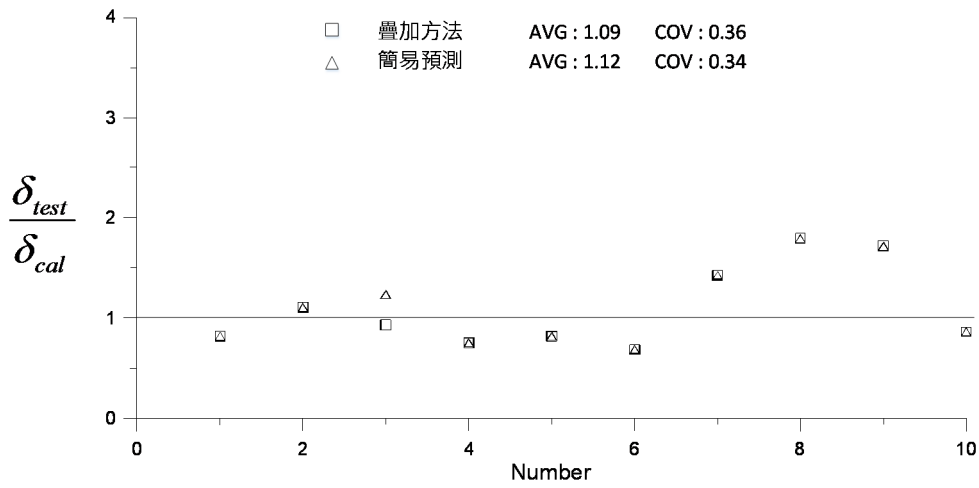
(f) 分析結果與實驗比較

圖 C-26 試體 W5 負向[4]





(a) 強度



(b) 位移

圖 C-27 杜昱石[4]實驗值與預測值之比值





## 作者簡歷



- 姓名       ： 蔡仁傑 (Tsai, Ren Jie)
- 出生地     ： 中華民國台灣省新竹市
- 出生日期   ： 中華民國 79 年 01 月 28 日
- 經歷       ： 2013-2015 國立台灣大學土木工程系 結構組  
              ： 2011-2013 國立台灣科技大學營建工程系