



國立臺灣大學工學院土木工程學系

博士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Doctoral Dissertation

鋼筋混凝土短柱受剪破壞之側力位移曲線研究

**Lateral Load Deflection Curves for Reinforced
Concrete Short Columns Failed in Shear**

李翼安

Li, Yi-An

指導教授：黃世建 博士

Advisor: Hwang, Shyh-Jiann Ph.D.

中華民國 102 年 11 月

November 2013

國立臺灣大學博士學位論文 口試委員會審定書

鋼筋混凝土短柱受剪破壞之側力位移曲線研究

Lateral Load Deflection Curves for Reinforced Concrete
Short Columns Failed in Shear

本論文係李翼安君 (D96521008) 在國立臺灣大學土木工程學系博士班完成之博士學位論文，於民國 102 年 11 月 22 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

黃世建

(指導教授)

蔡益超

蔡克銓

張國鎮

方一匡

宋裕祺

歐昱辰

呂良正

黃世建

蔡益超

蔡克銓

張國鎮

方一匡

宋裕祺

歐昱辰

呂良正

系主任



誌謝

在攻讀博士學位的七年來，發生過許多事。無論好與壞，這其中有很多事情，我確實需要好好地反省，但也有相當多地人、事、物必須要感謝，容我在此一一敘述。

首先最要感謝的就是我的恩師 黃世建教授，感謝老師在我攻讀博士學位期間，對我的耐心指導及勉勵。特別值得一提的是，老師對於學生的指導非常具有耐性，即便是簡單到令人咋舌的問題，老師都能一步一步地仔細解釋，著實令我感到相當地敬佩。在老師身邊多年，除了老師授予我的專業知識外，我更在老師平時對於學生的叮嚀及待人處世上，學習建立自己的人生觀及價值觀，令我受益匪淺。

論文口試期間，承蒙本校土木系 蔡益超教授擔任召集委員，成功大學土木系 方一匡教授、台北科技大學土木系 宋裕祺教授、台灣科技大學營建系 歐昱辰教授以及本校土木系 張國鎮教授與 蔡克銓教授在口試之時給予諸多寶貴之意見，謹此表示最誠摯之感謝。

再者，在我攻讀學位過程中，感謝研究團隊學長、同學及學弟妹給予我的協助與建議。謝謝學長涂耀賢教授、洪志評教授、江文卿教授、楊耀昇博士、林庚達博士以及郭武威博士，同學聰智、建創、旺春與人文，學弟妹孝勇、耕立、益堂、宗國、士涵、瑋聰、逸聰、長智、孝謙、豐展、志宏、信福、亭惟、嘉誠、衡韜、盈璋、于軒、宜靜、偉凡、炳昀、叡延、尚錡、冠傑、曉盈、秉誼、季軒、苑儀、仁傑、憲宏、巧涵、Cian、duke 及給過我幫助但在這並未被提及的人。謝謝你們在學業上給予我研究上的鼓勵與建議，以及平日生活之陪伴與談心解悶，使我在這這幾年的日子當中，有著很多感動與歡笑，並讓生活更加豐富且多采多姿。



最後，當然要感謝我的母親與妹妹，感謝你們的支持與付出，在這段期間，如果沒有你們的陪伴與鼓勵，我想我不會走到這裡。雖然父親不幸於兩年前過世，無法親眼看見作為兒子的我，可以給你的驕傲，但我想我現在所擁有的小小成就，全都是父親、母親、妹妹與我所共享的，沒有你們就不會有今天的我。僅以本文獻給我的家人及所有關心與幫助過我的人，謝謝你們。



摘要

鋼筋混凝土短柱桿件在一般建築結構中，是屬於勁度高、韌性較低且為脆性剪力破壞控制之結構桿件，故在結構抵抗側力機制中，短柱通常都是早期產生破壞的結構桿件。因此，短柱之側力位移曲線對於結構之耐震評估有極大之影響且有著極重要之角色。由於目前既有建築物的耐震評估方法，對於短柱桿件耐震行為之預測不盡理想。所以，本研究將建議一套剪力主控之短柱側力位移預測曲線，來模擬短柱桿件於剪力破壞控制下之耐震行為。建議曲線以三線性關係來模擬短柱之側向載重位移曲線，即短柱耐震行為之轉折係以剪力開裂點、剪力強度點與垂直承載能力喪失點來定義。經過與現有短柱實驗結果比對，建議曲線符合短柱因混凝土剪力開裂之勁度轉折。開裂鋼筋混凝土之短柱剪力強度與其位移，採軟化壓拉桿模型作分析，其符合實驗觀察之混凝土擠碎破壞模式，並在側向位移預測中包含剪力變形計算。在強度點後的側力衰減以負勁度斜直線模擬，與短柱實驗之強度衰減相符。故建議曲線有合理之預測結果。

此外，本研究將建議曲線中之剪力強度與其對應位移評估方法，即軟化壓拉桿模型，應用在高強度鋼筋混凝土短柱。經實驗結果與分析模型顯示，其傳力機制因配置高箍筋量且使用高強度鋼筋，應可對傳力機制作出修正。修正後之建議分析結果較佳，但其破壞模式仍為混凝土壓桿之擠碎。本研究發現，普通強度與高強度鋼筋混凝土短柱皆具有類似之特性，並可使用本研究建議之模型作合理地預測其側力位移行為。本研究建議方法簡單有效，可使用手算方式，其有助於工程設計之應用。

關鍵詞：鋼筋混凝土、短柱、剪力破壞、軟化壓拉桿模型、高強度、剪力變形、側力位移曲線





Abstract

The reinforced concrete (RC) Short columns in building structures are generally considered to be members with high stiffness. They usually sustain large forces during earthquake and are susceptible to brittle shear failure. In the mechanism of lateral load resistance, short columns are often the first member to fail. Therefore, lateral load deflection curves for short columns have significant influence on the seismic assessment. In this study, a trilinear load deflection curve, which includes the shear cracking, shear strength, and the loss of vertical load-carrying capacity points, is proposed to simulate the behavior of short columns subjected to lateral load. The comparison with the experimental results shows that the proposed curve is consistent with the stiffness change in shear cracking of concrete. The Softened Strut-and-Tie model which was developed to predict the crushing strength of concrete is also able to estimate both the shear strength and its corresponding deformation of cracked RC short columns. In addition, the failure mode of the proposed model conforms well to test observations, which is the crushing of concrete. The degradation of shear strength after shear failure was simulated reasonably using the negative gradient of the proposed curve.

Moreover, this study also verifies the proposed equations of shear strength and shear deformation prediction to the short columns using high-strength materials. The comparisons among the experimental results and the proposed model show that the force transfer mechanism in short columns should be modified to account for the use of a large amount of high strength steel. The modified model was able to capture the failure mode of short columns made of high strength materials, which is the concrete crushing at the ends of diagonal struts. The calculated shear strength and shear



deformation using the proposed model also showed reasonable agreement with the test results. This study found that the characteristics of the RC short columns made of normal strength and high strength materials are similar. Finally, the proposed model, simple and easy to use for engineers, gives reasonable predictions of shear strength and deformation of RC short columns.

Keywords: high strength, load-deflection curve, reinforced concrete, shear deformation, shear failure, short column, Softened Strut-and-Tie



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
表目錄.....	xiii
圖目錄.....	xv
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景與目的.....	1
1.2 研究方法與架構.....	3
第二章 文獻回顧.....	5
2.1 美國土木工程師學會 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1.....	5
2.2 美國混凝土學會 ACI 規範.....	7
2.3 校舍耐震評估與補強技術手冊(第二版).....	9
2.3.1 強度點.....	9
2.3.2 撓剪破壞點.....	10



2.3.3	軸力破壞點.....	10
2.4	日本建築學會(AIJ-1990)及 New RC 計畫(JICE-1993).....	11
2.4.1	日本建築學會規範(AIJ-1990).....	11
2.4.2	日本 New RC 計畫(JICE-1993).....	13
2.5	軟化壓拉桿模型.....	14
2.5.1	軟化壓拉桿模型精算法.....	14
2.5.2	軟化壓拉桿模型簡算法.....	20
2.5.3	軟化壓拉桿模型剪力變形計算.....	22
第三章 短柱實驗.....		27
3.1	NCREE 短柱試驗.....	27
3.1.1	NCREE 短柱試驗之變形量測與分項變形.....	32
3.1.2	短柱箍筋之應變分佈.....	35
3.2	Moretti and Tassios 短柱試驗.....	36
3.3	實驗結果與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 預測之比較.....	37
3.4	實驗結果與校舍技術手冊二版預測之比較.....	39
3.5	小結.....	41
第四章 短柱側力位移曲線預測模型.....		43



4.1	建議曲線之推導.....	43
4.1.1	剪力開裂點.....	43
4.1.2	強度點.....	45
4.1.3	軸力破壞點.....	49
4.2	軟化壓拉桿模型之拉桿有效鋼筋面積.....	49
4.3	實驗結果與建議曲線預測之比較.....	53
4.4	小結.....	56
第五章 短柱預測模型在高強度材料之應用.....		59
5.1	高強度鋼筋混凝土短柱試驗.....	60
5.1.1	試驗規劃.....	60
5.1.2	試驗結果與參數比較.....	61
5.2	高強度鋼筋混凝土短柱剪力強度點之預測.....	62
5.2.1	剪力強度與其對應之側向位移公式.....	62
5.2.2	螺箍筋傳遞剪力之有效性修正.....	63
5.3	實驗數據與分析模型之比較.....	64
5.3.1	建議剪力強度點之評估方法.....	64
5.3.2	日本建築學會規範(AIJ-1990).....	68



5.3.3	日本 New RC 計畫(JICE-1993).....	68
5.3.4	三種分析方法之比較.....	69
5.4	短柱抗剪傳力機制之修正.....	71
5.5	破壞模式之修正.....	75
5.6	小結.....	76
第六章	結論與建議.....	79
6.1	結論.....	79
6.1.1	實驗觀察.....	79
6.1.2	短柱側力位移曲線預測模型.....	80
6.2	未來研究之展望.....	81
	參考文獻.....	83
	符號表.....	89



表目錄

表 2-1	結構桿件之有效勁度.....	97
表 2-2	鋼筋混凝土柱於廣義側力位移曲線依不同破壞模式建議之參數表.....	98
表 2-3	破壞模式分類表.....	99
表 3-1	NCREE 試驗測試參數與材料強度.....	100
表 3-2	NCREE 試驗測試結果.....	100
表 3-3	NCREE 試驗之分項變形量測結果.....	101
表 3-4	Moretti and Tassios 試驗測試參數與材料強度.....	101
表 3-5	Moretti and Tassios 試驗測試結果.....	102
表 3-6	短柱測試結果與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 分析值之比較.....	102
表 3-7	短柱測試結果與校舍技術手冊二版分析值之比較.....	103
表 3-8	既有分析方法之優缺點比較.....	103
表 4-1	短柱測試結果與 ACI 318-11 附錄 A 壓拉桿模型之分析比較.....	104
表 4-2	軟化壓拉桿模型剪力元素內水平向及垂直向拉力應變之分析值.....	104
表 4-3	分析方法之引用公式變化.....	105
表 4-4	分析方法一.....	105



表 4-5	分析方法二.....	106
表 4-6	分析方法三.....	107
表 4-7	分析方法四.....	108
表 4-8	實驗結果與建議曲線分析值之比較.....	109
表 5-1	Maruta 試驗測試參數、材料強度與測試結果.....	110
表 5-2	Sakaguchi et al. 試驗測試參數、材料強度與測試結果.....	111
表 5-3	Maruta 之強度點側向位移實驗結果與分析之比較($f_{yt} = 550 \text{ MPa}$).....	111
表 5-4	螺箍筋傳遞剪力有效性之比較($f_{yt} = 420 \text{ MPa}$).....	112
表 5-5	Maruta 實驗結果與分析建議之比較(剪力強度).....	113
表 5-6	Sakaguchi et al. 實驗結果與分析建議之比較(剪力強度).....	114
表 5-7	高強度短柱實驗結果與分析建議之比較(剪力強度).....	114
表 5-8	單一 D 區域與重疊 DD 區域剪力強度之分析結果(Maruta).....	115
表 5-9	單一 D 區域與重疊 DD 區域剪力強度之分析結果(Sakaguchi et al.).....	116
表 5-10	短柱傳力機制由單一 D 區域修正為重疊 DD 區域之剪力強度比較.....	117
表 5-11	單一 D 區域與重疊 DD 區域位移之分析結果.....	118



圖目錄

圖 1-1	短柱之剪力破壞(通風孔).....	119
圖 1-2	短柱之剪力破壞(氣窗).....	119
圖 2-1	廣義側力位移曲線模型.....	120
圖 2-2	結構桿件破壞模式之分類.....	120
圖 2-3	鋼筋混凝土牆腹剪開裂示意圖.....	120
圖 2-4	鋼筋混凝土牆撓剪開裂示意圖.....	121
圖 2-5	剪力裂縫角度與主應力關係圖.....	121
圖 2-6	日本剪力強度公式之傳力機制與相關符號示意圖.....	122
圖 2-7	軟化壓拉桿模型傳力機制.....	122
圖 2-8	軟化壓拉桿模型之抵抗機制.....	123
圖 2-9	軟化壓拉桿模型精算法計算流程圖.....	124
圖 2-10	拉桿降伏後之內力分配流程圖.....	125
圖 2-11	梁柱接頭對角壓桿有效截面積.....	126
圖 2-12	軟化壓拉桿簡算法計算流程圖.....	127
圖 2-13	軟化壓拉桿模型簡算法之試驗驗證.....	127
圖 2-14	剪力變形之計算流程.....	128



圖 2-15	莫爾變形諧和.....	128
圖 3-1	試體尺寸與詳細配筋圖.....	129
圖 3-2	測試佈置示意圖.....	129
圖 3-3	測試佈置現場照片.....	130
圖 3-4	載重歷時圖.....	130
圖 3-5	儀器佈置圖.....	131
圖 3-6	短柱(高深比 1)於強度點時之裂縫觀察.....	131
圖 3-7	短柱(高深比 2)於強度點時之裂縫觀察.....	132
圖 3-8	短柱(高深比 1)於喪失軸力承载力前之破壞觀察.....	133
圖 3-9	短柱(高深比 2)於喪失軸力承载力前之破壞觀察.....	134
圖 3-10	試體 1DL 測試之側力位移曲線.....	135
圖 3-11	試體 1DH 測試之側力位移曲線.....	135
圖 3-12	試體 1NL 測試之側力位移曲線.....	136
圖 3-13	試體 1NH 測試之側力位移曲線.....	136
圖 3-14	試體 2DL 測試之側力位移曲線.....	137
圖 3-15	試體 2DH 測試之側力位移曲線.....	137
圖 3-16	試體 2NL 測試之側力位移曲線.....	138



圖 3-17	試體 2NH 測試之側力位移曲線.....	138
圖 3-18	試體 1DL 崩塌點位移之修正示意圖.....	139
圖 3-19	短柱試驗之崩塌點位移.....	139
圖 3-20	分項變形量測總和與實際側位移之比較.....	140
圖 3-21	短柱分項變形量測比較.....	140
圖 3-22	箍筋應變計量測結果之鋼筋應變分佈圖.....	141
圖 3-23	上、下方混凝土壓桿有效性示意圖.....	141
圖 3-24	試體 1DL 之剪力鋼筋應變量測.....	141
圖 3-25	試體 1DH 之剪力鋼筋應變量測.....	142
圖 3-26	試體 1NL 之剪力鋼筋應變量測.....	142
圖 3-27	試體 1NH 之剪力鋼筋應變量測.....	143
圖 3-28	試體 2DL 之剪力鋼筋應變量測.....	143
圖 3-29	試體 2DH 之剪力鋼筋應變量測.....	144
圖 3-30	試體 2NL 之剪力鋼筋應變量測.....	144
圖 3-31	試體 2NH 之剪力鋼筋應變量測.....	145
圖 3-32	Moretti and Tassios 短柱試體尺寸與配筋圖.....	145
圖 3-33	Moretti and Tassios 短柱試驗測試佈置.....	146



圖 3-34	Moretti and Tassios 短柱試驗破壞模式.....	146
圖 3-35	Moretti and Tassios 短柱試驗側力位移曲線.....	146
圖 3-36	實驗包絡線與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 之分析曲線比較.....	147
圖 3-37	NCREE 實驗分項變形量測與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 之分析比較.....	148
圖 3-38	NCREE 實驗包絡線與校舍技術手冊二版之分析曲線比較.....	148
圖 3-39	實驗包絡線與校舍技術手冊二版之分析曲線比較.....	149
圖 4-1	剪力破壞短柱之建議預測曲線.....	150
圖 4-2	NCREE 短柱實驗之側力位移包絡線(高深比 1).....	150
圖 4-3	NCREE 短柱實驗之側力位移包絡線(高深比 2).....	151
圖 4-4	軟化壓拉桿模型於短柱之傳力機制.....	152
圖 4-5	短柱強度點剪力強度與位移之估算流程.....	153
圖 4-6	實驗觀察之箍筋有效性分布與軟化壓拉桿模型之比較(高深比 2 之韌性配筋試體).....	154
圖 4-7	實驗觀察之箍筋有效性分布與軟化壓拉桿模型之比較(高深比 2 之非韌性配筋試體).....	154
圖 4-8	混凝土次壓桿與拉桿夾角示意圖.....	155
圖 4-9	拉桿與次壓桿之傳力機制.....	156



圖 4-10	夾角 α_i 與水平拉桿分力比例 γ_{hi} 之關係圖.....	157
圖 4-11	箍筋有效性之比較(高深比 2 之韌性配筋試體).....	157
圖 4-12	箍筋有效性之比較(高深比 2 之非韌性配筋試體).....	158
圖 4-13	箍筋有效面積之修正簡化.....	158
圖 4-14	實驗包絡線與建議曲線之圖形比較.....	159
圖 5-1	Maruta 試體細部鋼筋配置圖.....	160
圖 5-2	Sakaguchi et al. 試體細部鋼筋配置圖.....	160
圖 5-3	Maruta 試體破壞照片.....	161
圖 5-4	Maruta 試體 H-0.6-0.6 之遲滯迴圈.....	161
圖 5-5	Maruta 試體 H-1.2-0.6 之遲滯迴圈.....	162
圖 5-6	Maruta 試體 H-1.2-0.3 之遲滯迴圈.....	162
圖 5-7	Maruta 測試結果之側力位移包絡線與參數比較.....	163
圖 5-8	橫箍柱與螺箍柱之剪力強度比較.....	163
圖 5-9	螺箍筋於剪力方向之等效性示意圖.....	164
圖 5-10	建議模型對不同箍筋強度之預測分布.....	164
圖 5-11	日本 AIJ-1990 傳力機制與測試值之比較分布.....	165
圖 5-12	日本 JICE-1993 傳力機制與測試值之比較分布.....	165



圖 5-13	以 Maruta 試體比較不同分析方法.....	166
圖 5-14	構件中 D 區域與 B 區域之劃分.....	166
圖 5-15	D 區域扇形壓桿傳力機制之力平衡.....	167
圖 5-16	短柱傳力路徑示意圖.....	168
圖 5-17	D 區域剪力強度計算流程圖.....	169
圖 5-18	建議方法單一 D 區域與 D 區域重疊之分析比較.....	170
圖 5-19	以 Maruta 試體比較不同傳力機制.....	170
圖 5-20	Maruta 之測試結果依不同箍筋量之比較.....	171
圖 5-21	高強度鋼筋混凝土短柱之軸力-彎矩關係圖.....	172
圖 5-22	三種分析方法依破壞模式不同之比較結果.....	174



第一章 緒論

1.1 研究背景與目的

台灣自 70 年代起，經濟快速成長，台灣的建築型態也因經濟之大幅改善，由原先的木造或磚造建築，逐漸轉變為鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)造建築。自此，鋼筋混凝土造建築即為台灣住宅最主要的建築型態。然而，台灣位處於環平洋地震帶上，每年都承受為數不少的地震侵襲，建築物之耐震能力要求較高。但台灣早期建造的既有建築，缺乏耐震設計的觀念，導致在民國 88 年 9 月 21 日凌晨發生的「921 集集大地震」，鋼筋混凝土造建築受損相當嚴重。除此之外，國際上也接連發生不少芮氏規模 6 以上之強烈地震，如 2011 年紐西蘭基督城地震(芮氏規模 6.3)、2008 年中國四川的汶川地震(芮氏規模 8.0)等，都造成鋼筋混凝土建築大量的損壞，甚至出現建築物倒塌，造成人員的傷亡。因此，針對目前既有的鋼筋混凝土建築，作耐震能力評估是極為重要課題。

在台灣針對目前既有鋼筋混凝土建築之耐震評估與補強作業，在私人住宅方面，因牽涉個人財產及政府財源等問題，全面實施較為不易。但在公有建築上，如學校校舍、消防廳舍等，因上述設施在防救災的概念中，屬於緊急救助與避難場所。所以，當地震來臨時，這些公共場所就必須比一般建築更具有耐震能力。然而，在 921 集集大地震中，學校校舍損壞相當嚴重，中部地區近二分之一的校舍倒塌或嚴重受損。因此，政府為提升既有校舍之安全性，教育部委託國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering; NCREE)，針對國內校舍結構提出具體的耐震評估方法。國震中心於 2009 年提出校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第二版) (以下簡稱：校舍技術手冊二版)[1]，即為目前國內經常被使用之耐震評估方法。

在既有建築物中，常因為室內之通風需求，或是空調設備開孔之需要，導致



短柱之形成。根據 921 集集大地震之勘災經驗顯示，短柱之破壞以剪力破壞為主，如圖 1-1 與圖 1-2 所示。且鋼筋混凝土短柱屬於深短桿件，具有高勁度與脆性剪力破壞之特性，故於承受地震力時容易分配到較大之側向作用力，並屬於早期破壞之結構桿件。因此，短柱之側向載重位移曲線對於結構之耐震評估有重大之影響。以台灣目前常被使用之耐震評估方法，校舍技術手冊二版[1]在評估短柱行為時，工程師常因短柱之高勁度及脆性剪力破壞特性，造成分析上整體結構行為係由短柱所主控，使得耐震評估可能失真。所以，在建立短柱之側力位移預測曲線上，除了對短柱之剪力強度需能精準評估外，對短柱勁度之變化亦應適度掌握，因其涉及整體結構物在受地震力初期時，短柱與其他桿件之側力分配比例。再者，短柱在剪力破壞後，須對其側力強度衰減關係作清楚定義，因其涉及短柱於剪力破壞後，結構內力重分配之關係至鉅。

然而，短柱之耐震行為該如何清楚定義，其行為又與一般柱有何不同？在剪力強度評估上，依現行 ACI 318-11 [2]之規定，短柱屬於深短桿件，必須以壓拉桿模型來評估其剪力強度。在短柱之變形評估上，根據 Sezen and Moehle [3]及 Brachmann et al. [4]針對高深比大於 2.5 之柱，所提出的觀點指出，剪力變形於柱側向變形之比例較撓曲變形小。但對於短柱行為之評估，是否仍是以撓曲變形為主，則有待試驗數據來做證實。因為在短柱強度發生時之位移，若有變形被低估的現象，則會因低估短柱之變形進而高估短柱之勁度，影響短柱與建築物內其他結構桿件之力分配比例，產生短柱太早破壞之現象。再者，在 Elwood and Moehle [5]對柱桿件於垂直承載力行為的論文中指出，柱桿件在發生剪力破壞後，會明顯地喪失側向抵抗力，但卻不影響其垂直向承載能力之維持。並且在 Wallace et al. [6]對於結構外牆(wall piers)的勘災經驗中，亦有相同之觀點。由於短柱與結構外牆皆屬勁度高、韌性較低之結構桿件。因此，短柱於強度後之行為應與結構外牆類似。綜合上述論點，可知短柱於強度發生後會喪失側向抵抗強度但並未喪失垂直承載能力，且在剪力破壞點與垂直力破壞點間應以負斜率直線相連，藉以模擬短



柱之側力強度衰減曲線而非直接喪失其側向抵抗力。上述對於短柱耐震行為之論點，如高估短柱之勁度、低估短柱之側力強度衰減及垂直承载力等，均會對含短柱建物之耐震評估失真，造成耐震補強經費昂貴且效益不彰。

因此，本研究將針對上述對於短柱之問題且尚無法明確定義其特性的地方，透過實驗數據之驗證，提出短柱定性之論點。再以分析模型之推導，並利用實驗過程儀器之量測結果，對短柱作定量之描述。期望藉由本研究對於短柱之探討，使未來工程師或研究者對於結構物含短柱之耐震評估不至於與實際行為偏差過大，並提供一套可行且合理之評估方法。

1.2 研究方法與架構

本研究目的在於清楚瞭解實際短柱之耐震行為，並開發一套適合評估短柱行為之側力位移曲線模型。因此，為求清楚地瞭解上述問題於短柱桿件之耐震行為，必須透過更多實驗數據的驗證，來闡述短柱桿件之行為。在國外之研究方面，由 Berry et al. [7]所出版的 PEER Center 柱資料庫，蒐集相當多關於柱研究的實驗數據，但對於剪力破壞的柱桿件，實驗數據數量卻相當稀少，其中對於高深比 2 以下之短柱數據更是從缺。因此，本研究將透過 2008 年 NCREE 所執行之 8 座短柱桿件試驗[8]，對於短柱桿件在強度發生時之行為與強度點後至喪失垂直承载力之行為，做清楚的闡述。並根據上述實驗觀察，本研究將提出一套三線性側力位移曲線模型，來模擬短柱桿件於地震力作用下之載重位移曲線，針對短柱之剪力強度、側向變形與強度後之崩塌行為，做出正確且合理的預測。本研究透過與現有實驗結果比對，來驗證建議曲線之準確性。

本文組成架構於第二章先針對目前現有之柱剪力行為評估方法作文獻回顧，藉以初步瞭解剪力破壞之柱耐震行為。第三章將介紹 NCREE 短柱實驗[8]之觀察結果，並以現有評估方法與實驗結果作比對，進而深入之探討其優缺點。緊接著



於第四章中，根據實驗觀察之結果，推導短柱之三線性側力位移曲線，透過與實驗數據之比對，驗證該預測曲線之合理性。此外，本研究更希望將建議曲線應用在不同範疇之短柱，故於第 5 章內，將利用建議曲線中，短柱剪力強度與其位移預測模型，應用在高強度鋼筋混凝土短柱之耐震行為預測，透過不同研究者之實驗數據作佐證，藉以將建議之側力位移曲線模型作較佳之應用。



第二章 文獻回顧

2.1 美國土木工程師學會 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1

目前對於既有建築物之耐震性能評估，以 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 較常為工程師廣泛地使用。在結構桿件之側力位移曲線預測上，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 提出一套廣義的結構桿件側力位移曲線模型，其如圖 2-1 所示。該曲線之縱座標 Q 為桿件所承受之側力，而 Q_y 是降伏力量，若結構桿件受到撓曲強度主控，即當 $Q/Q_y = 1$ 時，代表桿件的強度達到塑性彎矩 M_p 。橫座標則採用轉角 θ (Rotating Angle) 或是位移比 Δ (Drift Ratio) 來代表結構桿件之位移。圖 2-1 中，A 點為桿件未受力之情況，B 點為有效之降伏點 (Effective Yield)，AB 線性段之斜率則可根據表 2-1 所示之有效勁度值來估計，依不同的結構桿件型式與受力情況都會影響其數值。從 B 點之後桿件已經進入塑性變形，並且試體之勁度大幅縮減，在經歷一段位移 a 之後到達 C 點。過了 C 點，試體的強度急遽衰減，到達 D 點，而其殘餘強度與之 Q_y 比值可用 c 來代表，並且可再維持一段位移後，試體達到最終之破壞點 E。桿件之最大位移即為 B 點之降伏位移再加上 b 值。圖 2-1 中之 a, b, c 值則依據不同之破壞模式，以鋼筋混凝土柱為例，可藉由查 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 之表 6-8 而得，如表 2-2 所示。

針對結構桿件不同破壞模式之區別，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 將桿件之破壞分為三大類，如圖 2-2 所示。圖 2-2 中之 Type 1 為撓曲破壞，Type 2 為撓剪破壞，Type 3 為剪力破壞。結構桿件破壞模式之判斷準則，為結構桿件之強度比較與鋼筋細則，其破壞模式分類表為表 2-3 所示。表 2-3 中之強度比較， V_p 即



為結構桿件達塑性彎矩強度 M_p 所對應之作用剪力。 V_n 則為 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 結構桿件之剪力強度，以鋼筋混凝土柱為例，其預測公式如下所示：

$$V_{n,ASCE} = k \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M_d/V_d d} \sqrt{1 + \frac{N}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (2-1)$$

其中， A_{st} 為水平向箍筋面積， f_{yt} 箍筋之降伏強度(MPa)， d 為柱斷面之有效深度， s 為箍筋間距， f'_c 為混凝土抗壓強度(MPa)， N 為柱所承受軸力， A_g 代表柱之全斷面積， M_d 跟 V_d 為柱在設計載重下，柱斷面之最大彎矩與其對應作用剪力， $M_d/V_d d$ 之值則介於 2 到 4 之間，在位移韌性比小於或等於 2 的桿件中 $k=1$ ，在位移韌性比大於或等於 6 的桿件中 $k=0.7$ ，而位移韌性比於 2 到 6 之間者，則採線性內插求得。

ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 對於柱桿件破壞模式的分類，其係根據柱桿件剪力強度 V_n [式(2-1)]、斷面塑性彎矩對應之作用剪力 V_p 、箍筋之彎勾角度及搭接與否都是影響破壞模式分類的因素，如表 2-3 所示。柱桿件之破壞模式可分為三種，第一種為 condition i 之撓曲破壞(即圖 2-2 之 Type 1)，第二種為 condition ii 之撓剪破壞(即圖 2-2 之 Type 2)，第三種為 condition iii 之剪力破壞(即圖 2-2 之 Type 3)。本研究主要著眼於鋼筋混凝土短柱之耐震行為，其主要破壞為剪力破壞，其短柱撓曲強度對應之作用剪力 V_p 大於柱體本身之抗剪強度 V_n ，此代表柱體在撓曲降伏 (Flexural yielding) 之前剪力破壞就會先行發生。

在圖 2-2 不同破壞模式之側力位移曲線中，因本研究重點為剪力破壞之短柱，故以剪力破壞為研究標的，剪力破壞(即 Type 3)之點 1,2,3 為剪力強度點，其



強度以式(2-1)作估計，而位移之計算則如后所述。點 4 則為軸力破壞點(即崩塌點)，其強度假設為零，其位移之計算亦如后所述。在強度點位移($\Delta_{u,ASCE}$)預測上，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]認為鋼筋混凝土柱有主要兩種變形，撓曲變形($\Delta_{f,ASCE}$)與剪力變形($\Delta_{s,ASCE}$)，其中撓曲變形亦包含滑移變形之影響。其公式係以彈性力學理論為基礎，在柱為雙曲率之變形條件下，其公式如下所示：

$$\Delta_{u,ASCE} = \Delta_{f,ASCE} + \Delta_{s,ASCE} = \frac{V_{n,ASCE}H^3}{12(E_c I_{eff})} + \frac{V_{n,ASCE}H}{0.4E_c A_w} \quad (2-2)$$

其中， H 為柱淨高， E_c 為混凝土之彈性模數， I_{eff} 為柱斷面之有效慣性矩， $E_c I_{eff}$ 為柱斷面之撓曲有效勁度，而 $0.4E_c A_w$ 為柱斷面之剪力勁度， $A_w = bd$ ， b 為柱斷面寬。式(2-2)中之撓曲勁度與剪力勁度，則可根據表 2-1 查表求得。當柱軸力大於 $0.5A_g f'_c$ 時，柱斷面之有效勁度為 $0.7E_c I_g$ ， I_g 為柱全斷面之慣性矩。當柱軸力小於 $0.1A_g f'_c$ 時，柱斷面之有效勁度為 $0.3E_c I_g$ ，而當軸力介於 $0.1A_g f'_c$ 到 $0.5A_g f'_c$ 之間，則以線性內插求得。

在軸力破壞點位移($\Delta_{u,ASCE}$)預測上，則根據柱桿件所承受之軸力與箍筋量之多寡，可依表 2-2 查表而得，其公式如下列所示：

$$\Delta_{u,ASCE} = \Delta_{u,ASCE} + r \times H \quad (2-3)$$

其中， r 為避免本文符號使用之混淆， r 值即為表 2-2 中之 b 值。

2.2 美國混凝土學會 ACI 規範

在短柱之剪力開裂強度預測上，因短柱行為以剪力主控，故開裂行為與剪力牆之開裂類似，故本文於此先簡介 ACI 318-11 [2] 規範對於鋼筋混凝土牆剪力開裂



強度之相關規定。

ACI-ASCE Committee 326 [10]報告指出 ACI 規範關於剪力強度之制定是根據梁試驗結果而得，剪力強度可區分成兩部份之貢獻，一部份由混凝土所提供，其他部份則由鋼筋提供，此兩部份可單獨計算。牆體混凝土之剪力強度 V_c 與混凝土開裂型式有關，混凝土開裂型式由實驗觀察可歸納為兩大類：一為腹剪開裂(web-shear)，是試體在中間腹版處主拉應力超出混凝土的抗拉強度 $\sqrt{f'_c}/3$ 所造成的傾斜剪力裂縫，如圖 2-3 所示、另一為撓剪開裂(flexure-shear)，是在距離試體底部 $\ell_w/2$ 高度處因撓曲拉應力超過混凝土開裂強度 $\sqrt{f'_c}/2$ 而產生撓曲開裂，然後沿撓曲裂縫終點產生向著較大彎矩方向的斜裂縫，如圖 2-4 所示。ACI 318-11 [2] 規範針對上述兩種開裂型式有相對應之強度規定，如下兩式所示，式(2-4)為腹剪開裂，式(2-5)為撓剪開裂。

$$V_c = 0.27\sqrt{f'_c}t_w d_w + \frac{N_w d_w}{4\ell_w} \quad (2-4)$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N_w}{t_w \ell_w} \right)}{\frac{M_w}{V_w} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d_w \quad (2-5)$$

其中， t_w 為牆腹版厚度， d_w 為牆體受壓力側最外緣至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的 0.8 倍($0.8\ell_w$)， N_w 為施加於牆體之軸力， ℓ_w 為牆之水平寬度， M_w 為牆撓曲臨界斷面之作用彎矩， V_w 為牆撓曲臨界斷面對應 M_w 之作用剪力，軸壓力為正值，軸拉力為負值，並須考慮由乾縮與潛變所生之拉力的影響。 V_c 為式(2-4)及(2-5)兩者取小值，若 $(M_w/V_w - \ell_w/2) < 0$ 時，式(2-5)不適用。Cardenas et al. [11] 研究顯示，當試體高寬比愈小，腹剪開裂愈可能發生，即由式(2-4)控制，反之，



撓剪開裂愈可能發生，即由式(2-5)控制。除此之外，ACI 318-11 [2]也以上述之 V_c 值作為估算牆體開裂時的強度。

2.3 校舍耐震評估與補強技術手冊(第二版)

校舍技術手冊二版[1]是目前台灣針對校舍結構作耐震評估常被工程師使用之方法。校舍技術手冊二版[1]對於既有建物之鋼筋混凝土柱評估方法如下。首先，必須先判斷柱之破壞模式，當柱之剪力強度(V_n)大於柱撓曲強度所對應之作用剪力(V_b)時，其破壞模式為撓曲破壞或撓剪破壞。但因台灣一般老舊建築之柱鋼筋量較低，其破壞模式多為撓剪破壞。柱之剪力破壞則發生於柱剪力強度(V_n)小於柱撓曲強度所對應作用剪力(V_b)之情況。

2.3.1 強度點

柱撓曲強度所對應之剪力預測(V_b)，因柱承受雙曲率變形，故可經由下式計算，

$$V_b = 2M_n/H \quad (2-6)$$

其中， M_n 為柱斷面之標稱彎矩強度。至於，柱之剪力強度預測($V_{n,二版}$)，則採用下式作計算。

$$V_{n,二版} = \frac{A_{st}f_{yt}d}{s} \cot \alpha_{二版} + 0.17 \left(1 + \frac{N}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c}bd \quad (2-7)$$

其中， $\alpha_{二版}$ 為剪力裂縫與柱軸線之夾角，在柱受軸力作用下，其會小於 45° ，如圖 2-5 所示。剪力裂縫角度 $\alpha_{二版}$ 依柱主應力方向之計算，可由下式作計算：



$$\alpha_{\text{二版}} = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2f_t \sqrt{1 + \sigma/f_t}} \right)}{2} \quad (2-8)$$

其中， $\sigma = N/A_g$ 為軸壓應力， $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$ (MPa) 為混凝土抗拉強度。

在強度點之位移計算上，不論破壞模式為何，其預測方式皆以雙曲率柱撓曲變形公式計算，對剪力破壞之柱，其公式如下：

$$\Delta_{u,\text{二版}} = \frac{V_{n,\text{二版}} H^3}{12(E_c I_{\text{eff}})} \quad (2-9)$$

其中， $E_c I_{\text{eff}} = 0.35 E_c I_g$ 。

2.3.2 撓剪破壞點

撓剪破壞柱因柱之剪力強度(V_n)大於柱撓曲強度所對應之作用剪力(V_b)，故柱桿件會先發展其撓曲強度，並且在達撓曲強度後，柱主筋降伏，為保守及簡化起見，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，直至剪力破壞點位移 Δ_{fs} 時，柱發生撓剪破壞。撓剪破壞點之位移(Δ_{fs})計算，校舍技術手冊二版[1]建議採用 Elwood and Moehle [12]柱撓剪破壞時之層間變位角公式，其如下所示：

$$\frac{\Delta_{fs}}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho_s - \frac{1}{42} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{N}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (2-10)$$

其中， $\rho_s = A_{st}/(bs)$ 為剪力箍筋面積比， $v_m = V_b/(bd)$ 為剪應力。

2.3.3 軸力破壞點



當柱產生剪力破壞後，無論柱之破壞模式為何，校舍技術手冊二版[1]認定柱之側力強度開始逐漸衰減，直至柱喪失軸向承載能力之位移，此時假設側力強度衰減至零。軸力破壞點之位移計算，則採用 Elwood and Moehle [5]柱軸向破壞時之層間變位角公式，如下列所示：

$$\frac{\Delta_{a, \text{二版}}}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta'_{\text{二版}})^2}{\tan \theta'_{\text{二版}} + N \frac{s}{k' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta'_{\text{二版}}}} \quad (2-11)$$

其中， d_c 為柱核心混凝土之深度，由外圍箍筋中心至另一端箍筋中心之長度， $\theta'_{\text{二版}}$ 為剪力裂縫與水平軸之夾角，一般假設為 65° ， k' 為軸力破壞時，變位角之修正係數，其隨韌性比不同，而有所變化，其值可依據校舍技術手冊二版[1]之圖 4.4 作計算。

2.4 日本建築學會(AIJ-1990)及 New RC 計畫(JICE-1993)

在日本對於既有建築物之耐震評估，發展較台灣更為完善，因此，對於既有建物之結構桿件評估方法眾多。針對鋼筋混凝土柱之剪力強度評估，本研究引用兩種分析方法為 1990 年日本建築學會(Architectural Institute of Japan, AIJ-1990)規範 [13] 與 New RC 計畫方法 (Japan Institute of Construction Engineering, JICE-1993)[14]。這兩種方法其主要概念相同，但在公式參數或係數之選用考量上，仍有差別，其不同處分別說明如下。

2.4.1 日本建築學會規範(AIJ-1990)

日本建築學會規範(AIJ-1990)[13]之剪力強度評估公式，主要有兩個概念，第一個為桁架傳力機制(Truss Mechanism)，其強度來源為剪力箍筋。第二個為拱傳力機制或壓桿傳力機制(Arch/Strut Mechanism)，其強度來源為對角混凝土壓桿，



相關傳力機制之示意圖，如圖 2-6 所示。該剪力計算強度($V_{n,AIJ}$)之公式如下：

$$V_{n,AIJ} = bj_t \rho_s f_{yt} \cot \phi + \tan \theta' (1 - \beta) bh v \frac{f'_c}{2} \quad (2-12)$$

其中， j_t 為斷面最外側拉力鋼筋與最外側壓力鋼筋之距離， ϕ 為桁架機制中主壓應力方向與水平軸之夾角， θ' 為拱機制中壓桿與水平軸之夾角， h 為柱斷面之深度。其他相關參數計算如下列公式。

$$v_0 = \frac{1.70}{\sqrt[3]{f'_c}} \quad (f'_c: \text{MPa}) \quad (2-13)$$

$$\rho_s f_{yt} \leq \frac{v_0 f'_c}{2} \quad (2-14)$$

$$v = (1.0 - 15R_p) v_0 \quad (2-15)$$

其中， R_p 為塑角區之塑性轉角，本研究之短柱皆為撓曲降伏前之剪力破壞，故取

$R_p = 0$ 。式(2-14)則為可使用箍筋強度之上限，其他相關公式則如下所示。

$$\tan \theta' = \sqrt{\left(\frac{H}{h}\right)^2 + 1} - \frac{H}{h} \quad (2-16)$$

$$\cot \phi = \min\left(\frac{j_t}{h \tan \theta'}, \sqrt{\frac{v f'_c}{\rho_s f_{yt}} - 1}, 2.0 - 50R_p\right) \quad (2-17)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) \rho_s f_{yt}}{v f'_c} \quad (2-18)$$

在日本 AIJ-1990 [13]之方法中，不同傳力機制之貢獻比例係由式(2-17)所控制。若以高深比為 2 之短柱而言，由式(2-16)可知 $\tan \theta' = 0.236$ ，故 $j_t / (h \tan \theta')$ 在



式(2-17)中不起作用。因此，若式(2-17)中之 $R_p = 0$ ，則 $\cot \phi$ 之上限值為2。但若 $\cot \phi$ 由式(2-17)中之第2項所控制時，亦即

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{v f'_c}{\rho_s f_{yt}} - 1} \quad (2-19)$$

將式(2-19)代入式(2-18)，可得 $\beta = 1$ ，由式(2-12)可發現，此時拱機制之貢獻度為零，此一分界點之決定如下所示。

$$\sqrt{\frac{v f'_c}{\rho_s f_{yt}} - 1} < 2.0 \quad (2-20)$$

式(2-20)係指 $v f'_c < 5 \rho_s f_{yt}$ 時，拱效應為零；惟有在 $v f'_c \geq 5 \rho_s f_{yt}$ 時，短柱剪力強度方有拱效應之貢獻。

2.4.2 日本 New RC 計畫(JICE-1993)

日本 New RC 計畫(JICE-1993)之剪力強度公式[14]，沿用日本建築學會規範(AIJ-1990)[13]之力學概念，而最主要的差別在於，日本 JICE-1993 [14]增列柱軸力之影響因子，其剪力計算強度($V_{n, NewRC}$)之公式如下。

$$V_{n, NewRC} = b j_t \rho_s f_{yt} \cot \phi + \alpha(1 - \beta) b h v f'_c \quad (2-21)$$

$$v_0 = \frac{1.70}{\sqrt[3]{f'_c}} (1 + 2n) \quad (2-22)$$

其中， n 為柱軸力比， $n = N/A_g f'_c$ ， v 則與式(2-15)相同，其他相關公式則如下所示。



$$f_{yt} \leq 125\sqrt{v_0 f'_c} \quad (2-23)$$

$$\rho_s f_{yt} \leq \frac{v_0 f'_c}{2} \quad (2-24)$$

式(2-23)及式(2-24)為可使用箍筋強度之限制。

$$\alpha = \frac{1}{2} \left[\sqrt{\left(\frac{H}{h}\right)^2 + 1} - \frac{H}{h} \right] \quad (2-25)$$

$$\cot \phi = \min \left(\frac{j_t}{2\alpha h}, \sqrt{\frac{v f'_c}{\rho_s f_{yt}}} - 1, 2.0 - 3n - 50R_p \right) \quad (2-26)$$

日本 JICE-1993 剪力強度公式[14]增加柱軸力之影響參數(n)，主要原因在於該計畫為發展超高樓層鋼筋混凝土建築而來，對超高樓層建築而言，柱之作用軸力極高，故對其影響應作謹慎評估。由式(2-22)可知，因為加入柱軸力比 n 值， v_0 值與 v 值隨之提高，此可增加拱機制於剪力強度之貢獻。由式(2-26)可知，因考量柱軸力之影響， $\cot \phi$ 之上限值為 $(2-3n)$ ，此會因軸力增加而降低桁架機制之貢獻度。而拱機制對短柱剪力強度貢獻之分界點可定義如下。

$$\sqrt{\frac{v f'_c}{\rho_s f_{yt}}} - 1 < 2.0 - 3n \quad (2-27)$$

式(2-27)係指 $v f'_c \geq [(2.0 - 3n)^2 + 1] \rho_s f_{yt}$ 時，短柱剪力強度即有拱效應之貢獻。由式(2-27)可得知，日本 JICE-1993 剪力強度公式[14]認定，因柱軸力之作用，拱機制應較易提供剪力強度。

2.5 軟化壓拉桿模型

2.5.1 軟化壓拉桿模型精算法



在鋼筋混凝土結構物的 D 區域內應力之分佈會有束縮不均勻分佈的現象，對角壓力破壞係為 D 區域內普遍觀察到的結果，Hwang and Lee [15]根據上述破壞模式，提出 D 區域強度預測的解析模型—軟化壓拉桿模型，其假設應力是不均勻分佈，將 D 區域簡化模擬成一壓拉桿模型，如圖 2-7，當混凝土斜裂縫形成後，斜裂縫間的對角混凝土承受壓應力是為壓桿，而內部的鋼筋提供拉力是為拉桿，鋼筋承受拉力的同時又可帶動其他的混凝土，被帶動的混凝土形成次壓桿。當混凝土壓桿因抗壓強度用盡時，壓桿結點處將產生混凝土擠碎，構件的強度也在此時達到極限值。此時，若混凝土壓桿之抗壓強度以 f'_c 計算時，往往高估了構件的強度，並且混凝土於此階段亦產生豐富之裂縫。因此，本模型亦考慮混凝土壓桿因混凝土開裂之軟化現象所造成的強度減弱，故名為軟化壓拉桿模型。本模型在模型推導過程中需滿足力平衡、位移諧和以及材料組成律等要求，因此本模型是一符合力學原理之解析解。軟化壓拉桿模型提出後經過不斷的研究，將其運用於傳力行為屬於 D 區域的各種構件上[15]，均可獲得合理的強度預測。

圖 2-7 就是以壓拉桿桁架來模擬梁柱接頭內束縮之應力流，桁架之桿件由對角混凝土壓桿、水平及垂直鋼筋所形成的拉桿以及拉桿所帶動的混凝土形成之次壓桿共同組成，故整體桁架可再分為對角、水平、和垂直機制[15]，如圖 2-8。此桁架所承受之外力共有三個，分別為梁柱接頭所承受之水平剪力 V_{jh} ，梁柱接頭所承受之垂直剪力 V_{jv} 和對角方向壓桿之抗壓強度 C_d 。由圖 2-7 中平面桁架整體之外力平衡關係可得

$$V_{jh} = C_d \cos \theta \quad (2-28)$$

$$V_{jv} = C_d \sin \theta \quad (2-29)$$



$$\frac{V_{jv}}{V_{jh}} = \frac{\ell_v}{\ell_h} = \tan \theta \quad (2-30)$$

其中， θ 為對角壓桿和水平軸之夾角， ℓ_h 為剪力元素水平向邊長， ℓ_v 為剪力元素垂直向邊長。

圖 2-7 中之桁架有 9 個壓桿，2 個拉桿及 3 個外部束制，共計有 14 個力未知數。而桁架共有 6 個結點，可提供 12 個力平衡方程式，故其為 2 度靜不定之桁架，欲對此桁架求解則尚需有兩個條件方程式。Schäfer [16] 採用有限元素法(Finite element method)分析後對不同機制之傳力勁度比作了二個定義，增加此二個額外之分力比例，則圖 2-7 中之桁架可作靜定之處理方式。

Schäfer [16] 建議，若僅有對角及水平機制聯合抵抗水平剪力時，如圖 2-8(b)，則水平機制所佔之單位傳力比例為 γ_h 。

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{for} \quad 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (2-31)$$

因此，梁柱接頭之水平剪力 V_{jh} 分配在水平機制與對角機制之勁度比為 $\gamma_h / (1 - \gamma_h)$ 。

若僅有對角及垂直機制聯合抵抗垂直剪力時，如圖 2-8(c)，則垂直機制所佔之單位傳力比例為 γ_v 。

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad \text{for} \quad 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (2-32)$$

因此，梁柱接頭之垂直剪力 V_{jv} 分配在垂直機制與對角機制之勁度比為 $\gamma_v / (1 - \gamma_v)$ 。



對圖 2-7 之桁架取內部桿件之力平衡可得。

$$V_{jh} = -D \cos \theta + F_h + F_v \cot \theta \quad (2-33)$$

其中， D 為對角壓桿之壓力， F_h 為水平拉桿之拉力， F_v 為垂直拉桿之拉力。而 D 、 F_h 和 F_v 均以拉力為正。若令 R_h 為水平拉桿所承擔之水平剪力比值， R_v 為垂直拉桿所承擔之垂直剪力比值， R_d 則為對角壓桿承擔之對角壓力比值，且 R_d 、 R_h 和 R_v 之和設為 1，則水平剪力分配在三個抗剪機制之比例值如下式所示。

$$-D \cos \theta : F_h : F_v \cot \theta = R_d : R_h : R_v \quad (2-34)$$

不論是否有垂直機制參與反應，水平機制和對角機制在水平剪力之分配勁度比應如下式。

$$\frac{R_h}{R_d} = \frac{\gamma_h}{1 - \gamma_h} \quad (2-35)$$

垂直機制和對角機制之間也存在類似的關係：

$$\frac{R_v}{R_d} = \frac{\gamma_v}{1 - \gamma_v} \quad (2-36)$$

由式(2-35)~(2-36)聯立求解得

$$R_d = \frac{(1 - \gamma_h)(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (2-37)$$

$$R_h = \frac{\gamma_h(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (2-38)$$

$$R_v = \frac{\gamma_v(1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (2-39)$$



透過 γ_h 和 γ_v 之定義[16]，及上述式(2-34)~(2-39)推導可知，外力 V_{jh} 作用在圖 2-7 桁架時桿件內力可以直接求得。惟鋼筋受力之行為被簡化為彈塑性，鋼筋降伏時應力將維持一固定值，因此須考慮拉桿降伏後之分力情形。若有水平拉桿降伏之情況發生時，水平拉桿將無法承擔額外的力量，因此水平機制在此時應視為消失，需將 γ_h 設定為零， V_{jh} 之增量則持續分配至對角及垂直機制中。而若垂直拉桿降伏時亦可作類似之處理[15]。

軟化壓拉桿模型之破壞準則係定義為對角壓桿與結點交接處之混凝土抗壓強度用盡時。而應作查驗之最大壓應力 $\sigma_{d,max}$ 須源自對角壓桿、平壓桿和陡壓桿在 d 方向之合力，其可表達如下[15]。

$$\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}} \left\{ -D + \frac{\left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2}\right)}{\cos \theta} F_h + \frac{\left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{2}\right)}{\sin \theta} F_v \right\} \quad (2-40)$$

其中， A_{str} 為對角壓桿之有效截面積， ζ 為開裂鋼筋混凝土軟化係數。若 $-\sigma_{d,max} = \zeta f'_c$ 即代表混凝土抗壓強度用盡，此時之 V_{jh} 達極限值。

關於開裂鋼筋混凝土之軟化係數 ζ ，其與剪力元素內平均主拉應變 ϵ_r 的大小有關。依 Zhang and Hsu [17] 之建議，軟化係數 ζ 可以下式估計：

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1+400\epsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400\epsilon_r}} \quad (f'_c: \text{MPa}) \quad (2-41)$$

而混凝土之材料組成率，Zhang and Hsu [17] 建議以下式作計算。

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[2 \left(\frac{-\epsilon_d}{\zeta \epsilon_o} \right) - \left(\frac{-\epsilon_d}{\zeta \epsilon_o} \right)^2 \right] \quad \text{for } -\epsilon_d \leq \zeta \epsilon_o \quad (2-42)$$



其中， ε_0 為混凝土發展出 f'_c 時所對應之應變。其值可採取 Foster and Gilbert [18] 之建議：

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left(\frac{f'_c - 20}{80} \right) \quad \text{for} \quad 20 \leq f'_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (2-43)$$

若欲求得開裂鋼筋混凝土之軟化係數 ζ 值，則須探討剪力元素內應變場之大小。軟化壓拉桿模型遵守二維之應變諧和律，也就是剪力元素內平均主拉應變 ε_r 、剪力元素內平均主壓應變 ε_d 、水平向之平均正向拉力應變 ε_h 和垂直向之平均正向拉力應變 ε_v 須符合下列諧和條件。

$$\varepsilon_d + \varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad (2-44)$$

水平向之平均正向拉力應變 ε_h 和垂直向之平均正向拉力應變 ε_v 則可從拉桿之拉力求得，其如下所示。

$$F_h = A_{th} E_s \varepsilon_h \leq F_{yh} \quad (2-45)$$

$$F_v = A_{tv} E_s \varepsilon_v \leq F_{yv} \quad (2-46)$$

其中， A_{th} 和 A_{tv} 分別為水平拉桿及垂直拉桿鋼筋之有效截面積， E_s 為鋼筋之彈性模數， F_{yh} 及 F_{yv} 分別為水平拉桿與垂直拉桿鋼筋之降伏強度。根據 Vecchio and Collins [19] 之看法，避免超估混凝土之軟化效應，應對 ε_r 設定上限值，軟化壓拉桿模型[15]對 ε_h 和 ε_v 之上限分別設定為 0.002。

上述對開裂鋼筋混凝土抗壓強度求解時，共涉及了 ε_d 、 ε_r 、 ε_h 、 ε_v 和 ζ ，計 5 個未知數。在方程式方面，可使用 4 個材料組成律[式(2-41)、(2-42)、(2-45)及(2-46)]，及 1 個位移協和律[式(2-44)]，計 5 個方程式，可用試誤求解[15]。



綜合上述的說明，軟化壓拉桿模型之計算過程以流程圖表示，如圖 2-9 及圖 2-10。更詳細的說明，可參考文獻[20, 21]。

2.5.2 軟化壓拉桿模型簡算法

為方便工程師設計使用，Hwang and Lee [15, 22]將軟化壓拉桿模型進一步簡化，得到一簡易之評估公式，簡化後之軟化壓拉桿評估方法(以下簡稱軟化壓拉桿簡算法)說明如下。由於梁柱接頭之極限強度係決定在對角壓桿與結點交接處之混凝土擠碎(混凝土壓桿之應力達到軟化混凝土應力之最大值)，若梁柱接頭配置鋼筋則可帶動更多的混凝土參與承壓，而混凝土強度會因開裂產生軟化現象，故梁柱接頭之對角抗壓計算強度 $C_{d,n}$ 可定義如下。

$$C_{d,n} = K\zeta f'_c A_{str} \quad (2-45)$$

其中， K 為壓拉桿指標。

梁柱接頭之對角壓桿截有效面積 A_{str} ，根據圖 2-11 所示， a_s 為對角壓桿在抗剪平面上的深度，對角壓桿的深度 a_s 與水平仰角 θ 會受到周圍梁柱壓力區深度的影響，在梁端塑鉸產生之前，對角壓桿較寬較平，水平抗剪容量較大，反之在梁端塑鉸產生後，對角壓桿較窄較陡，水平抗剪容量亦隨之縮減。因此，可依梁端塑鉸不同狀況，對角壓桿截有效面積 A_{str} ，以下式作計算：

$$a_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \quad (2-46)$$

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad (2-47)$$

其中， a_b 為梁柱接頭之梁端壓力區深度， a_c 為梁柱接頭之柱端壓力區深度， b_s 為對角壓桿有效寬度，通常為接頭有效寬度。



依據前述精算法 Vecchio and Collins [19]之建議，為了避免高估鋼筋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暨垂直平均正向應變設限，設定其上限為穿過裂縫間剪力鋼筋之降伏應變。Hwang and Lee [15, 22]參考上述建議，將混凝土軟化係數之計算簡化，分別取水平及垂直方向之應變(ε_h 、 ε_v)為 0.002，混凝土壓應變(ε_d)為-0.001，由式(2-44)得 $\varepsilon_r = 0.005$ ，將 ε_r 代入式(2-41)，可得下列簡化式

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (f'_c: \text{MPa}) \quad (2-48)$$

若梁柱接頭內未配置拉桿，則僅能靠對角混凝土壓桿傳遞對角壓力，如圖 2-8(a)所示，此時 $K = 1$ 。但若梁柱接頭內有水平或垂直拉桿配置，則拉桿可支持次壓桿的發展，因有更多的混凝土參與承壓而讓應力流分散如圖 2-8(b)及圖 2-8(c)所示，因此對角抗壓強度得以提高，壓拉桿指標 K 是反應梁柱接頭內之力傳遞路徑的多寡。 K 值可以下式作計算。

$$K = K_h + K_v - 1 \quad (2-49)$$

其中， K_h 和 K_v 分別為水平及垂直拉桿指標，其定義如下。

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{\bar{F}_h} \leq \bar{K}_h \quad (2-50)$$

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv}}{\bar{F}_v} \leq \bar{K}_v \quad (2-51)$$

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad (2-52)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (2-53)$$



$$\bar{F}_h = \gamma_h (\bar{K}_h \zeta f'_c A_{str}) \times \cos \theta \quad (2-54)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v (\bar{K}_v \zeta f'_c A_{str}) \times \sin \theta \quad (2-55)$$

其中， \bar{K}_h 和 \bar{K}_v 為彈性水平拉桿及彈性垂直拉桿指標， \bar{F}_h 和 \bar{F}_v 為水平拉桿及垂直拉桿之平衡拉力值，表示的意義是當拉桿降伏之時，混凝土壓桿亦同時達抗壓強度之平衡拉桿力， γ_h 表示水平拉桿機制與對角機制並聯抗剪時，水平拉桿機制所佔的相對勁度比例，定義同第 2.5.1 節， γ_v 的意義與 γ_h 相同，只是將水平拉桿機制換成垂直拉桿機制。

軟化壓拉桿模型之各項係數經過合理假設後，可將計算過程予以簡化成工程師手算即可完成，計算流程如圖 2-12 所示，其計算結果與實驗結果比對有相當合理之預測值[15, 22]，如圖 2-13 所示。

2.5.3 軟化壓拉桿模型剪力變形計算

鋼筋混凝土短柱與低矮型剪力牆之結構行為相當類似，當短柱與剪力牆在強度點時，皆已出現豐富的剪力裂縫，所以，在剪力變形之預測上，這些剪力開裂效應應須作適當考慮。目前 ACI 318-11 [2] 並無剪力位移相關之計算規定，若以材料力學的公式作計算，忽略混凝土之剪力開裂，將得到嚴重低估之結果。因此，本文於此處簡介涂耀賢[23]之低矮型剪力牆側力位移曲線模型，關於剪力變形之計算，其可用來預測開裂後混凝土之剪力變形量。

軟化壓拉桿模型計算鋼筋混凝土剪力元素之剪變形，係將試體之極限強度視為剪力元素所承受之力，並在力平衡下將力量分配到拉桿、壓桿上，再經由材料組成律估計拉桿、壓桿之應變，最後由應變諧和可得到剪力元素之剪應變及相對應之剪力位移[23]。圖 2-14 為剪力變形之計算流程圖。利用壓拉桿模型充分考慮



鋼筋混凝土開裂之現象，據以求得之剪力變形較具物理意義。

計算剪力元素之剪力變形首先需要決定剪力元素所受的力量大小，此處即以結構桿件斷面之標稱彎矩所對應之剪力強度 V_b 與試體本身之抗剪強度 $V_{n,SST}$ ，取兩者之小值。

$$V_h = \text{smaller}(V_b, V_{n,SST}) \quad (2-56)$$

決定出力元素所受的力量大小後，需將剪力元素所受之側力分配至水平拉桿及垂直拉桿上。水平拉桿所受之力 F_h 與垂直拉桿所受之力 F_v ，其分配力量之比例，可根據軟化壓拉桿之力平衡關係求得[23]，即可分別利用水平拉桿所承擔之水平剪力比值 R_h 及垂直拉桿所承擔之垂直剪力比值 R_v 求得，如式(2-38)與式(2-39)所示。再以下列公式求取水平拉桿力與垂直拉桿力。

$$F_h = R_h V_h \quad (2-57)$$

$$F_v = R_v V_h \tan \theta \quad (2-58)$$

求得水平拉桿所受之力與垂直拉桿所受之力後，即可計算剪力元素在水平方向與垂直方向之應變。由於牆往往會承受軸力作用，故在考慮牆承受軸力 N 對水平抗剪強度 V 的影響時，可以將牆軸力視為預力來看待。當牆受外力作用，其垂直方向之拉桿力若小於作用軸力，牆體不會產生垂直方向之拉應變，因而牆體之軸力可以抑制垂直變形。由 Hwang and Lee 之建議[20, 21]，鋼筋在剪力元素兩側 25% 的距離內能發揮 50% 效果，而在剪力元素中間 50% 的範圍內可發揮 100% 的效果。因此，牆軸力之有效性算法與垂直鋼筋斷面積相同，假設為全部的 75% 為有效值。當垂直拉桿之分配力不足以克服牆軸力時，此時由混凝土與垂直鋼筋共同承受超額的軸力，而垂直鋼筋將受壓且應變呈現負值。本研究忽略不計垂直應



變呈現負值之現象。拉桿水平方向應變 ε_h 與垂直方向應變 ε_v 之算法如下列所示。

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th}E_s} \quad (2-59)$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v - 0.75N_w}{A_{tv}E_s} \geq 0 \quad (2-60)$$

混凝土對角壓桿之應變 ε_d 近似於對角壓桿節點處之最大混凝土應變，根據 Zhang and Hsu [17]之建議，混凝土在軟化後之最大強度下之應變值為 $\zeta\varepsilon_0$ ，因此在最大強度點對角方向之應變為：

$$-\varepsilon_d = \zeta\varepsilon_0 \quad (2-61)$$

求得剪力元素對角方向之應變後，透過變形諧和關係，如式(2-44)，即可採用材料力學莫爾圓的概念，此處假設剪力元素在開裂狀態也可以滿足莫爾變形諧和定律，如圖 2-15 所示，利用圖 2-15 中水平(h)及垂直(v)座標系統之平均剪應變 γ_{vh} ，如下式所示。

$$\gamma_{vh} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \theta \cos \theta \quad (2-62)$$

若剪力元素承受均勻之剪變形，則剪力元素之剪力位移可以如下式求得。

$$\Delta_{shear, SST} = \gamma_{vh} H_e \quad (2-63)$$

其中， H_e 為剪力元素之高度。

上述軟化壓拉桿評估位移之方法可用來計算單一剪力元素之剪力變形，如果桿件有不只一個剪力元素，則可分別計算各剪力元素之剪變形，然後相加得到整個桿件之剪力位移。以柱來說，在柱上端及下端應力為不均勻分佈，因此這兩部分應被視為 D 區域；而在柱中間的部分，應力較為均勻分散，因此這部分可視為



B 區域[2]。因此一般之長柱上下兩端為 D 區域，中間為 B 區域，故整個柱之剪力變形 $\Delta_{shear} = \gamma_D l_D + \gamma_B l_B + \gamma_D l_D$ ，其中 γ_D 、 γ_B 分別為 D、B 區域之剪應變， l_D 、 l_B 分別為 D、B 區域之長度。如果 D、B 區域可以準確劃分出來，對於試體剪力變形之評估就能更有效之掌握。





第三章 短柱實驗

本章主要為介紹國震中心(NCREE)八座短柱試驗之測試計畫與實驗結果[8, 24]，並引用 Moretti and Tassios [25]之短柱實驗數據，藉由不同研究者之實驗觀察結果與論點，提出短柱耐震行為之特性。之後，再以上述數據與現有之短柱側力位移曲線耐震評估方法作比較，並評論其優缺點。

3.1 NCREE 短柱試驗

國家地震工程研究中心(NCREE)試驗[8, 24]之目的在於探討剪力破壞的短柱桿件，在施加固定軸力作用下，變化不同參數對於短柱耐震行為之影響。NCREE 短柱試驗[8, 24]選取對於短柱耐震行為影響較大的三個參數，分別是高深比(high to depth ratio)、柱箍筋量(hoops ratio of columns)與軸力比(axial load ratio)。柱高深比於 NCREE 試驗中分別採用 1 和 2。柱箍筋量分別為韌性配筋(ductile detailing, D)與非韌性配筋(non-ductile detailing, N)，韌性配筋為符合 ACI 318-11 規範[2]要求之試體，為明顯區分與非韌性試體耐震行為之差異，此處之配筋量高於一般工程師設計之柱箍筋量。非韌性配筋之試體為模擬台灣目前既有老舊建築之設計，因早期耐震設計概念缺乏，柱箍筋多以 90 度彎鉤為主，且無穿插繫筋。柱軸力比分別為低軸力 $0.1A_g f'_c (L)$ 和高軸力 $0.3A_g f'_c (H)$ 。低軸力之施加主要模擬建築物樓高約為二、三層樓之結構，高軸力則為五、六層樓以上之結構。三個不同的參數，共規劃八座試體。透過這八座試體在雙曲率變形作用下進行試驗，藉以瞭解不同參數，對於短柱耐震行為之影響。因此，依據不同的參數，依序對試體做命名。例如：高深比為 2，韌性箍筋配置且承受低軸力之短柱試體，命名為 2DL。其詳細試體規劃與配筋圖，分別如表 3-1 及圖 3-1 所示。



NCREE 試驗[8, 24]所有短柱試體為 300 mm×500 mm 之矩型斷面，由於試驗採用高深比 1 及 2 之短柱，故柱高為 500 mm 與 1000 mm。因 NCREE 試驗[8, 24]主要測試目的為觀察剪力破壞之短柱桿件，於地震力下之耐震行為，故柱之主筋配置，採用較高主筋量的 12 根#7 鋼筋，主筋量為 3.1%，其鋼筋降伏強度經拉力試驗測試結果平均值為 438 MPa。柱箍筋配置有兩種不同型式，韌性配筋之試體，採用#4 鋼筋 100 mm 間距，其箍筋面積比為 1.27%。非韌性配筋之試體，採用#3 鋼筋 200 mm 間距，其箍筋面積比為 0.24%。其中，#3 及#4 鋼筋之降伏強度分別為 458MPa 及 430MPa。NCREE 試驗[8, 24]之柱試體詳細配筋，如圖 3-1 所示。該試驗之混凝土設計強度為 20.6 MPa，實際混凝土抗壓強度約為 23.4 MPa~27.5 MPa，各試體之混凝土強度，如表 3-1 之 f'_c 所示。柱軸力之施加，採用兩種不同的參數，分別約為 $0.1A_g f'_c$ 與 $0.3A_g f'_c$ ，實際施加軸力之大小各別為 365 kN 及 1094 kN。詳細各試體施加之軸力，如表 3-1 之軸力比所示。

NCREE 試驗[8, 24]主要在於瞭解既有建築物短柱桿件之耐震行為。然而，根據雙曲率變形之特性，本試驗之施力系統，由兩支水平向千斤頂與兩支垂直向千斤頂組成，如圖 3-2 及圖 3-3 所示。水平向油壓千斤頂之側向位移輸入，係按圖 3-4 所敘述之載重歷時曲線作執行，透過 L 型鋼架之傳力，將水平向油壓千斤頂之側力輸入短柱試體，並確保水平向合力通過柱之中心點，即雙曲率變形之反曲點。垂直向千斤頂則施加一固定軸力於測試之柱試體，且兩垂直向千斤頂之垂直變形量相同，藉以確保柱承受雙曲率之變形。該試驗為模擬短柱桿件，在固定軸力與側向反覆載重下之耐震行為。在側向反覆載重部分，採用符合 ACI 374.1-05 [26]規定之載重歷時，以層間變位角為控制參數，依序加載，且每一個層間變位角皆做三個迴圈，詳細之載重歷時圖，如圖 3-4 所示。



NCREE 試驗[8, 24]除了驗證不同參數對於短柱桿件行為之影響外，在試驗過程中，透過變形的量測，可使研究者更瞭解短柱桿件之耐震行為與側向位移中之各種變形組成。因此，在外部量測儀器使用上，採用 LVDT 位移計(linear variable differential transducer)、量表位移計(dial gauge)及角度計(tilt meter)，量取試體在受力期間之變形，詳細儀器佈置位置，如圖 3-5 所示。 Δ_1 與 Δ_2 之 LVDT 用來量測短柱試體之整體側向變形。 δ_ℓ 與 δ_r 用來量測短柱試體與基礎界面間之變形量。 $\delta_{dial,i,\ell}$ 與 $\delta_{dial,i,r}$ 之量表位移計用來量取矩形量測區塊之對角線長度變形量。 θ_i 系列之角度計則是用來量取矩形量測區塊上方平面與下方平面之轉角變化量。

NCREE 試驗[8, 24]試驗主要在於觀察不同參數，對於剪力破壞短柱桿件耐震行為之影響，所以此試驗所有試體，在設計時皆以剪力破壞為設計目標。在裂縫發展上，圖 3-6 及圖 3-7 顯示各試體於強度點時之裂縫觀察圖，由裂縫觀察圖顯示，本次試驗各試體之主要裂縫皆以對角斜裂縫為主，並且在短柱試體發展出最大強度時，對角壓桿端部之混凝土有擠碎鬆動之現象，應是對角壓應力集中處之混凝土擠碎，而這類型的對角斜裂縫之混凝土擠碎，於試驗觀察中，常被歸類為剪力破壞之表現。透過測試之裂縫觀察發現，韌性配筋之試體(D series)，裂縫發展較為豐富。非韌性配筋(N series)之試體，則裂縫較少。並且由高深比為 1 的試體中，可明顯地發現主要裂縫角度(為與水平軸之夾角)會隨著施加軸力比之增加而使角度增大，如表 2 之主要裂縫角度及圖 3-6、圖 3-7 所示。圖 3-8 及圖 3-9 則顯示，本試驗各試體於垂直承載力喪失前之相片，由圖中可得知，短柱喪失垂直承載力時，對角斜裂縫會有顯著的滑動，亦即喪失剪力破裂面上之剪力摩擦強度後，才喪失垂直承載力。此現象與 Elwood and Moehle [5]的觀點相符。除此之外，當短柱桿件在強度後承受較大的變形時，對角斜裂縫相交處有較大之相對錯動，



故混凝土崩落相當明顯，但此非剪力強度機制之行為。

NCREE 試驗[8, 24]各試體的側力位移遲滯迴圈(hysteretic loop)，如圖 3-10 至圖 3-17 所示。根據試體之側力位移曲線顯示，各試體在到達其最大強度後，側力強度迅速衰減，但仍保有負斜率之衰減行為，並非垂直衰減，為一漸變過程。這類型的側力位移曲線，通常被視為剪力破壞之桿件。並且透過各試體之撓曲標稱強度計算，如表 3-2 之斷面分析值所示，各試體的最大側力強度均未到達撓曲標稱強度。因此，本試驗之短柱桿件依據裂縫觀察圖及斷面分析值，可確認其破壞模式為剪力破壞。本試驗各試體於試驗時，承受的最大側向作用力 V_{\max} 、最大側向作用力之側向位移 Δ_{\max} 、試體軸力破壞點之位移 Δ_u 、最大側向作用力與原點之割線勁度(secant stiffness)及短柱達到強度後之強度衰減負勁度(negative stiffness)，分別依序表列於表 3-2 中。

根據試驗觀察[8, 24]與遲滯迴圈(如圖 3-10 至圖 3-17)顯示，短柱試體在發生最大強度後，隨著側位移之增加，混凝土持續開裂擠碎，故側力強度迅速衰減，但垂直力仍大部份由混凝土支承[圖 3-18(b)]。然而，對於低軸力試體(L series, $0.1A_g f'_c$)，由於此次試驗配置之主筋量較高，其軸力可由鋼筋承載，其如圖 3-18(c) 所示。因此，在低軸力試體可發現有斜率較小之強度衰減段，形成側力強度衰減之雙線性(圖 3-10、圖 3-12、圖 3-14 及圖 3-16)。但對高軸力試體(H series, $0.3A_g f'_c$)，其鋼筋在較高軸力作用下均產生挫屈，故無斜率較小之強度衰減段(圖 3-11、圖 3-13、圖 3-15 及圖 3-17)。由於本試驗之主筋量做超量配置，並非常態，故不宜納入主筋對短柱軸力破壞點位移(Δ_u)之貢獻。因此，表 3-2 中之軸力破壞點位移(Δ_u)決定方式分別為，對低軸力試體(L series)，擬扣除主筋所造成斜率較小之衰減段，故取其扣除點前包絡線之負斜率直線，與側力強度為零(x 軸)之交點



為修正後之軸力破壞點位移(Δ_q)，其如圖 3-18(a)所示。對高軸力試體(H 系列)，則取其軸向作用力喪失達 20%以上，判定為其喪失垂直承載力之崩塌點。表 3-2 所列之 Δ_q 值均標示於圖 3-19 中。

由表 3-2 及圖 3-10 至圖 3-17 的試驗結果顯示，可依照本次試驗之主要參數，作各別之比較與闡述。軸力比部分，軸力高之試體(H series)，其最大側力強度均較大(如表 3-2 之最大側向作用力 V_{\max})，但其側力強度所對應之側向位移則較小(如表 3-2 之最大側向作用力之側向位移 Δ_{\max})。意即軸力高之試體，其割線勁度(如表 3-2)與剪力強度較大。在強度衰減方面，因高軸力的影響，依據短柱軸力破壞前之觀察(圖 3-8 及圖 3-9)，混凝土於強度點後劣化較劇烈，故有較大之衰減勁度(如表 3-2 強度衰減之負勁度)。因此，對軸力破壞點位移 Δ_q 而言，軸力高之試體，因混凝土劣化嚴重，故較容易發生崩塌現象，所以軸力破壞點位移 Δ_q 較小(如表 3-2)。主要裂縫角度(為與水平軸之夾角)，則隨著施加軸力比之增加而使角度增大(如表 3-2)。

對箍筋量變化部分，高深比 1 之試體(1 series)最大側力強度較接近，並不因水平向箍筋量之增加而造成側向強度之增量。高深比 2 之試體(2 series)，採韌性配筋之試體(D series)，其最大側向作用力均較大(如表 3-2 之最大側力強度 V_{\max})。然而，在最大側向作用力所對應之側向位移部份，因韌性配筋試體皆有較大之側向位移(如表 3-2 之最大側向作用力之側向位移 Δ_{\max})，故其對應之割線勁度皆小於非韌性配筋試體(如表 3-2)。在強度衰減之比較上，韌性試體因水平向箍筋量較高，對裂縫寬度之束制較佳，混凝土之強度衰減較緩慢，故強度衰減勁度較小(如表 3-2 強度衰減之負勁度)。因此，軸力破壞點位移 Δ_q ，韌性配筋試體，有較大之軸力破壞點位移 Δ_q (如表 3-2)。



對於高深比部分，高深比 1 之試體，最大側力強度皆大於高深比 2 之試體，且高深比 1 之試體於最大側向作用力所對應之側向位移皆較小，故其對應之割線勁度皆較大。至於強度衰減與軸力破壞點位移 Δ_u 之比較，在高深比之變化上，則較不明顯(如表 3-2)。

3.1.1 NCREE 短柱試驗之變形量測與分項變形

在 2006 年 Sezen and Moehle [3]之論文中提及，柱桿件側向變形之組成應有 3 種，撓曲變形、剪力變形及滑移變形。在文中 Sezen and Moehle [3]認定對高深比 5 以上之柱，剪力變形於柱桿件側向變形量佔有之比例相對較小，但此一論點應較適合於長柱，對於短柱是否適用，仍待查證。故 NCREE 短柱試驗[8, 24]將透過各分項變形之量測，瞭解短柱側向位移之組成份量與比例。根據外部量測儀器量測位置與功能之不同，可分別計算試體所承受之撓曲、主筋滑移與剪力變形。撓曲變形透過角度計(tilt meter)的量測(如圖 3-5)，將上下兩個角度計之差值除以其高度間距 h_i ，即可得其平均曲率 $\phi_{avg, flexure}$ 。再透過對整體柱高做曲率面積法的積分求得。詳細計算，如下列所示：

$$\phi_{avg, flexure} = \frac{(\theta_{i+1} - \theta_i)}{h_i} \quad (3-1)$$

$$\Delta_{flexure} = \sum_0^4 \phi_{avg, flexure} \times h_i \times d_i = \sum_0^4 (\theta_{i+1} - \theta_i) \times d_i \quad (3-2)$$

其中， θ_i 為角度計之量測值，並假設柱之兩端為固定端，其轉角為零($\theta_0 = \theta_5 = 0$)，即可得柱端之曲率。 h_i 為量測區塊之高度差， d_i 為兩角度計間之區塊中點到柱頂之距離。

滑移變形之計算，則不同於上述之方法，需經由其他儀器之配合而求得。首



先以柱試體與基礎界面間之 LVDT，量測得 δ_ℓ 與 δ_r 間變形量之差，除以兩儀器之間距 b_{LVDT} ，再以柱上端量測而得之轉角 θ_4 扣除上述計算值，即可得主筋滑移變形轉角 θ_{slip} 。詳細計算，如下列所示：

$$\theta_{slip} = \theta_4 - \frac{(\delta_\ell - \delta_r)}{b_{LVDT}} \quad (3-3)$$

$$\Delta_{slip} = \theta_{slip} \times H \quad (3-4)$$

其中， δ_ℓ 、 δ_r 為量測值。

剪力變形則以對角向量表位移計之長度變化量，求取平均剪應變 $\gamma_{avg,i}$ ，再乘以量測區塊之高度差 h_i ，並加總而得，其公式如下列所示：

$$\gamma_{avg,i} = \frac{\sqrt{b_i^2 + h_i^2} \times (\delta_{dial i,r} + \delta_{dial i,\ell})}{2b_i h_i} \quad (3-5)$$

$$\Delta_{shear} = \sum_1^3 \gamma_{avg,i} \times h_i \quad (3-6)$$

其中， b_i 為量測區塊之寬， $\delta_{dial i,\ell}$ 、 $\delta_{dial i,r}$ 為量測區塊左、右側之對角線長度變形量。

經由上述之變形計算，將各試體之撓曲、主筋滑移與剪力變形加總得到 Δ_{sum} ，與試體所承受之側向變形 Δ_{total} ($= \Delta_1 - \Delta_2$ ，如圖 3-5，即表 3-2 中之最大側向作用力之側向位移 Δ_{max}) 做比較，各短柱試體分項變形量測總和與實際側位移之比較結果，如圖 3-20 所示。可得知短柱各試體之撓曲、主筋滑移與剪力變形總和與實際試體所承受之側向變形，量測差距比值 ($\Delta_{sum} / \Delta_{total}$)，平均值約為 0.84，變異係數



約為 23%。會產生如此之差距，應在於儀器之佈置，並無法做最佳化的配置。例如，撓曲曲率的量測，儀器的量測只能得到量測區塊內平均曲率之變化，再加上儀器數量之配置過少，故無法趨近真實撓曲曲率之線性分佈，進而造成誤差。並且在變形計算上，使用相當多的假設，這些假設也會造成些許誤差之故。然而，由圖 3-20 中可見，分項變形量測之總和與實際試體之側向變形尚屬正相關，故分項量測所標示各位移分量之比例，應還是具有參考性。

NCREE 短柱試驗[8, 24]各試體之撓曲、主筋滑移與剪力變形，分別將其各自之計算值與在分項變形量測總和中所占之百分比，表列於表 3-3。圖 3-21 之直方圖係以量測之側向變形 Δ_{total} 為主，但撓曲、滑移與剪力變形之分項比例，則採用表 3-3 之比例關係。由表 3-3 及圖 3-21 可明顯得觀察到，剪力變形於短柱之側向變形，為主控之變形，故在側向位移中，占有相當高之比例。其中，高深比 1 之試體(1 series)，其剪力變形所占之比例可達平均約 70%。高深比 2 之試體(2 series)，其剪力變形所占之比例可達平均約 60%。滑移變形部份，根據 Sezen and Moehle [3]之論文，滑移變形在長柱之側向位移中，占有相當高的比例。但在剪力破壞之短柱中，則否。其主要原因來自於，剪力破壞之短柱，柱主筋之拉力值較低，所造成滑移變形之轉角較小，再加上短柱之跨度較短，故整體而言，滑移變形在短柱之變形中，所占之比例不高。其中，高深比 1 之試體，因主筋之變形量較低且柱跨度較短，所以滑移變形較小，其變形所占之比例約在 3% 以下。高深比 2 之試體，因主筋之變形量較高且柱跨度較長，主筋因已接近降伏強度，故變形量較大，所以導致滑移變形隨之增加，其變形所占之比例約在 20% 左右。關於撓曲變形，因短柱係由剪力主控之行為，故撓曲變形占有之比例相對較低，且撓曲變形會因軸力而變化，造成軸力較高之試體，撓曲變形較小(如表 3-3 及圖 3-21)。



3.1.2 短柱箍筋之應變分佈

根據試驗之觀察與裂縫發展(如圖 3-6 及圖 3-7)，可明顯得發現剪力破壞之短柱，其破壞模式應為對角壓應力之混凝土擠碎，屬於壓拉桿之傳力機制。水平向箍筋在壓拉桿之傳力機制中，便扮演著拉桿的角色。在壓拉桿模型中，拉桿可引致更多的次壓桿，使更多的混凝土參與傳力，藉以提高短柱之剪力強度。因此，觀察水平向箍筋之應變量測，可充分瞭解水平向箍筋在壓拉桿傳力機制中扮演之角色，並且水平向箍筋量亦為本次試驗主要參數之一，故透過觀察水平向箍筋應變分佈情形，可得知水平向箍筋用於抵抗地震力之有效性。圖 3-22(b)、3-22(c)分別為高深比為 1 與 2 之試體，水平向箍筋應變沿柱高度之分佈情形。韌性配筋之試體，應變計貼附於繫筋上。非韌性配筋之試體，則貼附於箍筋外側。於圖 3-22 之應變分佈圖中，水平軸為除以降伏應變後，正規化之比例，垂直軸為應變計距柱底之垂直距離。

根據圖 3-22 之水平向箍筋應變分佈圖，可得知韌性配筋試體(D series)，因箍筋量較高，故箍筋未達降伏。反之，非韌性配筋試體(N series)，因箍筋量較低，故箍筋皆達降伏。對高深比而言，高深比為 2 之試體(2 series)，箍筋之應變較高，其原因在於主要裂縫與箍筋之水平夾角較大(如表 3-2 之主要裂縫角度)，主拉應力方向與箍筋之夾角較小，箍筋有效性較高所致。對軸力比而言，水平向箍筋應變似乎較不受軸力所影響。最後，於圖 3-22 中可發現，柱中間處之箍筋有效性較高，接近柱頂或柱底處之箍筋則較無效。若將箍筋視為水平拉桿，將箍筋兩端與短柱之施力端及反力端連線視為混凝土壓桿，若拉桿之上部與下部壓桿(如圖 3-23 所示)，兩者角度介於 25° 與 65° 之間者，水平向箍筋之有效性較佳。若任一角度超出 25° 與 65° 之外者，則水平向箍筋有效性較差。



圖 3-24 至圖 3-31 為水平向箍筋應變沿柱高度且隨不同層間變位角變化之分布圖。圖 3-24 至圖 3-31 中較粗之線條，即為最大強度點所對應之水平向箍筋應變。由水平向箍筋應變圖可發現，不論高寬比為 1 或 2，約在層間變位角 0.3% 後，水平向箍筋因裂縫開裂寬度加大，而使得水平向箍筋變形量隨之增加。故在短柱達強度點前，藉由水平向鋼筋應變量測可得知，其裂縫發展豐富，將導致短柱因開裂所造成之勁度轉折。

3.2 Moretti and Tassios 短柱試驗

2006 年 Moretti and Tassios [25] 之論文中，共有八座柱桿件試體之實驗數據，其中試體 7 與試體 8 為高深比 4 及高深比 6 之柱，故不在本研究討論之範圍。除此之外，雖然試體 5 與試體 6 為高深比 2 之短柱，但因加入對角鋼筋於短柱試體中，而關於配置對角鋼筋之短柱，因需要另作探討，故本研究不採用這兩組數據。在六座高深比 2 之短柱中，去除含有對角鋼筋之短柱試體，引用其餘 4 座試體，其試驗之測試參數與材料強度數據，如表 3-4 所示。其中在加載過程上，試體 2 為單向加載(monotonic loading)之試驗，其餘三座試體皆為反覆載重(cyclic loading)試驗，故試體 2 之實驗值只記載剪力強度。

Moretti and Tassios [25] 之短柱試驗，其皆為 250 mm×250 mm 之方型斷面，其短柱為高深比 2，故柱高為 500 mm (如圖 3-32)。其試驗之測試參數為主筋量、箍筋量及軸力比。主筋量之配置有兩種不同方式，分別為 8 根直徑 14 mm 之鋼筋與 8 根直徑 20 mm，其主筋量分別為 2.0% 及 4.0%，其鋼筋降伏強度分別為 480 MPa 及 415 MPa。柱箍筋配置亦有兩種不同型式，第一種為採用直徑 8 mm 之鋼筋，箍筋間距為 50 mm，其箍筋面積比為 1.21%。第二種為採用直徑 10 mm 之鋼筋，



箍筋間距同樣為 50 mm，其箍筋面積比為 1.88%。其中，直徑 8 mm 及直徑 10 mm 鋼筋之降伏強度分別為 300MPa 及 305 MPa。該試驗之柱試體配筋示意圖，如圖 3-32 所示。柱軸力之施加，採用兩種不同的參數，分別約為 $0.3A_g f'_c$ 與 $0.6A_g f'_c$ ，而 $0.6A_g f'_c$ 之軸力主要施加在試體 2 之單向測試中。Moretti and Tassios [25] 之短柱試驗，其測試佈置如圖 3-33 所示，同樣為雙曲率變形之短柱試驗，其施力系統概念與 NCREE 短柱試驗[8, 24]相同。

在 Moretti and Tassios [25] 之短柱試驗中，根據其試驗之破壞照片顯示(圖 3-34)，主要裂縫為對角斜裂縫，並且在短柱破壞時，對角斜裂縫有顯著的滑動與混凝土鬆動之現象，這類型的破壞模式，通常被歸類為剪力破壞。圖 3-35 為 Moretti and Tassios [25] 之短柱試驗中，反覆載重試驗試體的側力位移遲滯迴圈，其曲線與 NCREE 試驗[8, 24]有著相似之行為，但該試驗並未完成短柱試驗之崩塌測試。除此之外，由表 3-5 之計算撓曲強度[25]，皆高於各試體的最大側力強度，因此，可確認其破壞模式為剪力破壞。該試驗之最大側向作用力 V_{max} 及最大側向作用力之側向位移 Δ_{max} 皆表列於表 3-5 中。

3.3 實驗結果與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 預測之比較

ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 為目前對於既有建築物耐震評估與補強之主要規範之一。它可明確的估計出結構桿件的側力位移曲線。根據第 2.1 節之描述，短柱桿件之強度分析採用一般柱的剪力強度公式來作預測，會有適用性之問題。在短柱強度點之位移預測，以彈性力學概念之分析方式，加上勁度之折減來考慮短柱之側向變形。如此之分析方式，或許適合一般柱之側向位移預測，但對於短柱而言，是否適合，則有待查證。本研究將針對目前問題，以上述實驗之測



試結果與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]之分析結果作比較，探討其優缺點並瞭解分析模型與實際短柱耐震行為之差異。

圖 3-36 為第 3.1 與 3.2 節短柱試體之實驗包絡線與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]分析曲線之比較圖。其計算值與測試值之比值，則分別表列於表 3-6。在圖 3-36 中，整體實驗包絡線與分析曲線之比較，可明顯地發現，短柱實驗包絡線隨著混凝土之開裂，在發展出最大強度前，短柱勁度隨位移之增加逐漸減緩。然而，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]卻忽略混凝土開裂之行為，缺乏明確的混凝土開裂點所造成之勁度轉折，以致於使短柱在達最大強度前之初始勁度，與實際行為有所出入。

在側向強度預測部分(如表 3-6)，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]高估較高箍筋量試體(D series [8, 24]及 Moretti and Tassios [25]之短柱)之強度，但低估高深比為 1 之非韌性配筋試體(1N series)，僅對高深比為 2 之非韌性配筋試體(2N series)有較佳之預測。整體而言，雖然實驗-分析強度比值之平均值為 1.00，但其變異係數高達 39%，其預測精度不佳。由於上述實驗之短柱試體均為壓桿混凝土擠碎之破壞，故按 ACI 318-11 [2]認定短柱採用壓拉桿模型來預測強度較為適合。

在強度點之側向位移預測上，由表 3-6 中可見，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]嚴重低估強度點之側位移量，其實驗-分析強度點位移比值之平均值為 5.86，變異係數為 45%。由圖 3-37 可見，強度點位移預測之差異，其主要原因來自於短柱之剪力變形量被低估。因為在短柱剪力變形預測上，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]採用彈性力學公式(式 2-2)，嚴重低估剪力變形，忽略混凝土之剪力開裂。依照圖 3-37 之比較可得知，尤其在非韌性配筋試體(N series)的預測上，低估的情形



最為嚴重。

在側向強度衰減斜率上，根據圖 3-36 之實驗包絡線可得知，短柱在達最大側力強度後，會有負斜率之衰減情況，因此不宜採用 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 建議之垂直衰減曲線，如此會太過保守。可依照 Elwood and Moehle [5] 之建議，將強度點與軸力破壞點以直線連接，藉以模擬側力強度之衰減。在垂直承載能力喪失點預測上，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 對韌性配筋(D series)試體之預測較佳，但對非韌性配筋(N series)試體則較為保守。

3.4 實驗結果與校舍技術手冊二版預測之比較

校舍技術手冊二版[1]是目前台灣針對校舍結構或既有建築作耐震評估常被工程師使用之方法。然而，校舍技術手冊二版[1]對於短柱之剪力強度預測，根據第 2.3 節之描述，同樣地採用一般柱的剪力強度公式來作預測，同時亦會有適用性之問題。在短柱強度點之側向位移預測，完全以撓曲位移之分析方式，加上勁度之折減來考慮柱之側向變形，忽略剪力變形之貢獻。如此之分析方式，其適用性亟待查證。本研究同樣將針對目前問題，以第 3.1 節之實驗測試結果與校舍技術手冊二版[1]之分析結果作比較，探討其優缺點並瞭解分析模型與實際短柱耐震行為之差異。

圖 3-38 為 NCREE 短柱實驗[8, 24]試體之側力-位移包絡線與校舍技術手冊二版[1]不同破壞模式之預測曲線比較。根據圖 3-38 與表 3-7 之比較結果發現，校舍技術手冊二版[1]對於短柱之剪力強度預測，對韌性配筋之試體，預測強度明顯地高估。導致韌性配筋試體之預測破壞模式為撓剪破壞(如試體 1DH、試體 2DL 及試體 2DH)，與實驗結果明顯不符。圖 3-39 則為第 3.1 與 3.2 節短柱實驗試體之側



力-位移包絡線與校舍技術手冊二版[1]剪力破壞之預測曲線比較。其計算值與測試值之比值，則分別表列於表 3-7。在圖 3-39 整體實驗包絡線與分析曲線之比較發現，校舍技術手冊二版[1]同樣地忽略混凝土開裂之行為，並忽略隨之所造成之勁度轉折，以致於短柱在達最大強度前之初始勁度，同樣地與實際行為有所出入。在強度預測部分(如表 3-7)，校舍技術手冊二版[1]，在高箍筋量試體(D series [8, 24] 及 Moretti and Tassios [25]之短柱)之強度預測上，比 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]更為高估。其整體實驗-分析強度比值之平均值為 0.76，變異係數高達 62 %，完全與實際行為偏離。主要原因為校舍技術手冊二版[1]之剪力強度分析，採用 ACI 318-11 [2]剪力強度計算公式作基礎，其適用於一般柱之剪力強度預測，不適合用來對短柱作評估。此外，在試驗裂縫觀察方面(圖 3-6 及圖 3-7)，短柱試體均為對角壓桿之混凝土擠碎破壞，此與一般柱之剪力破壞模式不同，故依壓拉桿模型來預測短柱剪力強度較為適合。

在強度點位移預測上，由表 3-7 中可見，校舍技術手冊二版[1]同樣出現比 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]嚴重低估短柱於強度點之側位移量。其實驗-分析強度點位移比值之平均值為 7.25，變異係數為 94 %。根據第 2.3 節之式(2-9)發現，其主要原因是短柱之剪力變形量在校舍技術手冊二版[1]完全被忽略，故造成強度點位移被嚴重低估，導致預測曲線之短柱勁度遠高於實際值。而過高的短柱勁度估計，在整體結構分析上，會造成短柱提前破壞之假象。至於軸力破壞點位移預測上，對韌性配筋試體出現高估的現象(表 3-7)，其原因來自於 Elwood and Moehle [5]之柱軸力破壞點位移為經驗公式，係針對受撓剪破壞柱桿件實驗結果迴歸分析而得。對於剪力破壞之短柱而言，應有適用性之問題。整體來說，校舍技術手冊二版[1]對於短柱桿件之耐震行為預測，較為不佳，對於整體結構分析會造成失真



之現象。

3.5 小結

參照上述之比較結果，本研究於此作一小結，針對五種問題將兩種方法作比較，並彙整如表 3-8 所示。

1. **混凝土開裂**：兩種方法皆未將短柱之混凝土開裂納入考量，導致在短柱在達最大強度前之初始勁度使用較高之預測值，與實際行為有所出入。
2. **強度預測**：兩種方法對於短柱強度之分析皆使用一般柱剪力強度公式作預測，明顯不佳，校舍技術手冊二版[1]尤為嚴重。根據試驗裂縫觀察(圖 3-6 及圖 3-7)，短柱試體均為對角壓桿之混凝土擠碎破壞，故以壓拉桿模型來預測短柱剪力強度較為適合。
3. **強度點之側向位移預測**：兩種方法對於短柱之剪力變形皆出現嚴重低估之現象，ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]以彈性力學公式模擬剪力變形明顯不恰當，而校舍技術手冊二版[1]更直接忽略剪力變形。然而，圖 3-21 顯示，短柱之側向變形是以剪力變形為主，其所佔之比例達 70 % 或 60 % 以上，故必須對剪力變形作重新考量，不可忽略混凝土剪力開裂所引致之側向變形。
4. **強度衰減**：短柱於強度點後之側力強度衰減為一漸變過程，而非 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]建議之垂直衰減曲線。因此，可依照 Elwood and Moehle [4]之建議，將強度點與軸力破壞點以直線連接，藉以模擬側力強度之衰減。
5. **軸力破壞點位移預測**：校舍技術手冊二版[1]引用 Elwood and Moehle [5]



之柱軸力破壞點位移公式，其屬經驗公式，係針對受撓剪破壞柱桿件實驗結果迴歸分析而得。對於剪力破壞之短柱而言，應有適用性之問題。而 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]在軸力破壞點之預測上，有較佳之表現。



第四章 短柱側力位移曲線預測模型

依據第 3.3 節與第 3.4 節之短柱實驗結果[8, 24]與既有側力位移分析曲線比較，由於 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]與校舍技術手冊二版[1]對於短柱桿件耐震行為之預測較為不佳，所以本研究將根據 NCREE 短柱之實驗結果[8, 24]，建議一套剪力破壞之短柱側力位移預測曲線[27, 28]，來模擬短柱桿件於剪力破壞控制下之耐震行為，其建議行為曲線如圖 4-1 所示。圖 4-1 顯示建議曲線為三線性曲線[27, 28]，第一段為短柱之彈性行為至混凝土剪力開裂點，混凝土剪力開裂點之強度為 V_{cr} ，其對應之側向位移為 Δ_{cr} 。第二段為短柱於混凝土剪力開裂後至剪力強度點，因混凝土剪力開裂後，會導致短柱勁度降低，故會有一勁度轉折現象產生，其對應之剪力強度與側向位移分別為 $V_{n,proposed}$ 與 $\Delta_{u,proposed}$ 。第三段為短柱達剪力強度後之側向剪力強度衰減段，至喪失軸向承载力之軸力破壞點 $\Delta_{u,proposed}$ ，並假設此時其側力強度為零。其衰減過程之模擬，本研究與校舍技術手冊二版[1]、Elwood and Moehle [5]及 Wallace et al. [6]之觀點一致，認定短柱於剪力破壞後之剪力強度衰減為漸變過程，故以負勁度直線來模擬，將剪力強度點與軸力破壞點之間以負勁度直線連接。相關之公式推衍如下所示。

4.1 建議曲線之推導

4.1.1 剪力開裂點

根據第 NCREE 短柱實驗[8, 24]之側力位移包絡線(如圖 4-2 及圖 4-3)顯示，在短柱達剪力強度點前，短柱之勁度因混凝土開裂而造成勁度轉折。因此，在短柱達剪力強度點前，必須將混凝土開裂所引致之勁度轉折作模擬。然而，剪力破壞之短柱，其混凝土開裂，依 NCREE 實驗[8, 24]裂縫觀察發現(如圖 3-6 及圖 3-7)，



短柱之混凝土開裂以剪力裂縫為主。所以，在剪力開裂強度(V_{cr})預測上，因短柱行為以剪力主控，故開裂行為與剪力牆之開裂類似，故採用 ACI 318-11 規範[2]對於剪力牆之剪力開裂強度作為短柱剪力開裂強度計算，其公式如下：

$$V_{cr} = 0.27\sqrt{f'_c}bd + \frac{Nd}{4h} \quad (4-1)$$

$$V_{cr} = \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{h\left(0.1\sqrt{f'_c} + \frac{0.2N}{bh}\right)}{\frac{M}{V} - \frac{h}{2}} \right] bd \quad (4-2)$$

其中， f'_c 為混凝土抗壓強度(MPa)， b 為柱之斷面寬， d 為柱斷面之有效深度， N 為柱承受之軸力， h 為柱之斷面深度， M 跟 V 為柱撓曲臨界斷面之作用彎矩與其對應剪力。式(4-1)代表腹剪裂縫發生之開裂強度，而式(4-2)則代表撓剪裂縫產生之開裂強度。短柱剪力開裂強度應取式(4-1)與式(4-2)之小值。若 $(M/V - h/2) < 0$ 時，則式(4-2)不適用，僅採用式(4-1)之值。

在開裂點位移(Δ_{cr})預測上，因短柱於剪力開裂前可視為一彈性體，故可使用彈性力學理論[29]來預測短柱開裂點之側位移，其公式與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]類似，主要差別在於撓曲勁度折減。其公式如下所示：

$$\Delta_{cr} = \Delta_{f,cr} + \Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12(E_c I_{eff})} + \frac{V_{cr}H}{0.4E_c A_w} \quad (4-3)$$

其中， H 為柱之淨高， $E_c I_{eff}$ 為柱斷面之撓曲有效勁度， E_c 為混凝土之彈性模數， I_{eff} 為柱斷面之有效慣性矩，鑑於短柱撓曲開裂通常發生於剪力開裂前，故本文取 $I_{eff} = 0.7I_g$ ， I_g 為柱全斷面之慣性矩。0.4 $E_c A_w$ 為柱斷面之剪力勁度， $A_w = bd$ 。



4.1.2 強度點

強度預測上，高深比小於 2 之短柱，因其深短桿件之特性，且依 NCREE 短柱試驗之觀察結果[8, 24]顯示，短柱之剪力破壞為對角壓桿端部之混凝土擠碎(如圖 3-6 及圖 3-7)，故其剪力強度應以壓拉桿模型作估計較為合理。除此之外，根據 ACI 318-11 附錄 A[2]之壓拉桿模型作計算，其分析結果如表 4-1 所示。壓拉桿模型[2]之測試-分析強度比平均值為 1.87，變異係數為 0.16。其強度由壓桿強度所主控，與實驗觀察結果為對角壓桿端部之混凝土擠碎相符。故以壓拉桿模型[2]作短柱之剪力強度評估，比較符合實際短柱之行為，但 ACI 壓拉桿模型[2]分析結果明顯低估短柱之剪力強度，並且該模型也無法提供側向變形之計算。因此，本論文建議以軟化壓拉桿模型，評估短柱之剪力強度較為合理。

本研究採用 Hwang and Lee [15]以及李宏仁與黃世建[22]所建議之軟化壓拉桿模型簡算法(Softened Strut-and-Tie model)來作預測，其係以壓拉桿傳力機制為基礎，並配合模擬鋼筋混凝土開裂後的軟化行為，求取混凝土壓桿之擠碎強度。圖 4-4 顯示軟化壓拉桿模型應用於短柱剪力強度預測所設定之傳力機制，剪力元素垂直方向邊長為柱之淨高 H ，而剪力元素水平向邊長 l_h 為施力端壓力區合力中心至反力端之壓力區合力中心。若假設柱之壓力區應力為線性行為，則 l_h 即為柱之斷面深度 h 減掉 2 倍的 $1/3$ 壓力區深度。若柱之彈性壓力區深度以 kd 表示，則 l_h 可表達為 $h - 2(kd/3)$ ，如圖 4-4 所示。而短柱於彈性行為下壓力區深度之計算可採 Paulay and Priestley [30]之建議。

$$kd = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f'_c} \right) h \quad (4-4)$$



其中， A_g 為柱之全斷面積。

故短柱剪力元素內，對角混凝土壓桿與水平軸之夾角 θ ，即為下列公式所示 (圖 4-4)：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\ell_h}\right) \quad (4-5)$$

若設定短柱之剪力強度係由對角壓桿端部近節點處之混凝土擠碎所造成(圖 4-4)，則短柱之剪力強度 $V_{n,proposed}$ 可如下式作估計[15, 22]：

$$V_{n,proposed} = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (4-6)$$

其中， C_d 為短柱於對角方向壓桿之抗壓強度， K 為壓拉桿指標(strut-and-tie index)， A_{str} 為對角壓桿端部近節點處之有效截面積， ζ 為開裂鋼筋混凝土之軟化係數。而鋼筋混凝土之軟化係數，則與剪力元素內平均主拉應變 ϵ_r 的大小有關。

根據 Zhang and Hsu [17]之建議，軟化係數 ζ 可以下式估計：

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1+400\epsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400\epsilon_r}} \quad (f'_c: \text{MPa}) \quad (4-7)$$

ϵ_r 之計算，則可透過變形諧和關係求得。

$$\epsilon_r = \epsilon_h + \epsilon_v - \epsilon_d \quad (4-8)$$

其中， ϵ_h 為剪力元素水平向之平均正向拉力應變， ϵ_v 為剪力元素垂直向之平均正向拉力應變， ϵ_d 為剪力元素之平均主壓應變。

然而，依據 Vecchio and Collins [19]之建議，為了避免高估鋼筋混凝土於剪力



強度點發生時之軟化現象，故將鋼筋混凝土剪力元素之水平暨垂直平均正向應變設限，設定其上限為穿過裂縫間剪力鋼筋之降伏應變。參考上述建議，文獻[15, 22]將 ε_h 、 ε_v 分別取鋼筋降伏應變值 0.002，而 ε_d 則依大量分析經驗取值為-0.001。因此，依照式(4-8)之變形諧和關係，可得主拉應變 ε_r 為 0.005。則式(4-7)之軟化係數 ζ 可簡化成下式：

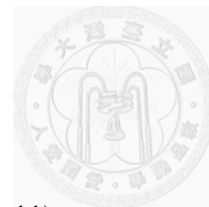
$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (f'_c: \text{MPa}) \quad (4-9)$$

壓桿面積 A_{str} 則可表達為：

$$A_{str} = kd \times b \quad (4-10)$$

關於短柱剪力強度之計算流程如圖 4-5 所示，相關參數定義可參考第 2.5 節及文獻[15, 22]，圖 4-5 所示之剪力強度計算已在梁柱接頭、深梁、托架及剪力牆上有成功之應用[15, 22]。

在強度點的側向位移預測上，Sezen and Moehle [3]建議，柱桿件於強度點之側向變形組成應有三種，撓曲變形、剪力變形及滑移變形。但因剪力破壞之短柱其行為以剪力為主，故其主筋之拉力值較低，進而造成短柱之滑移變形，於側向位移中所占之比例不高(如表 3-3 及圖 3-21)。因此，建議曲線採用與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]相同之概念，將滑移變形併入撓曲變形，並以有效勁度之折減方式，取代個別之計算。所以本研究之建議方法，將強度點位移($\Delta_{u,proposed}$)分為撓曲變形($\Delta_{f,proposed}$)與剪力變形($\Delta_{s,proposed}$)兩種。撓曲變形 $\Delta_{f,proposed}$ 之計算，採用 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9] 相同之方法，在柱承受雙曲率變形條件下，以下列公式作計算。



$$\Delta_{f,proposed} = \frac{V_{n,proposed} H^3}{12(E_c I_{eff})} \quad (4-11)$$

其中，柱斷面之撓曲有效勁度($E_c I_{eff}$)之規定，則可根據表 2-1 查表求得。當柱所承受之軸力大於 $0.5A_g f'_c$ 時，柱斷面之有效勁度為 $0.7E_c I_g$ 。當柱軸力小於 $0.1A_g f'_c$ 時，柱斷面之有效勁度為 $0.3E_c I_g$ ，而當軸力介於 $0.1A_g f'_c$ 到 $0.5A_g f'_c$ 之間，則以線性內插求得。

剪力變形之預測，因在作剪力強度預測時，採用軟化壓拉桿模型[15, 22]作計算，該模型同時符合力平衡條件、材料組成律與變形諧和關係，故本研究建議以軟化壓拉桿模型[15, 22]來估算短柱之剪力變形。然而，根據涂耀賢[23]運用軟化壓拉桿模型來估算短柱之剪力變形(第 2.5.3 節及圖 2-14)，其計算剪力元素之水平暨垂直向正向拉力應變程序甚為冗長，不利工程師於耐震評估時使用。針對第三章之短柱實驗結果，並且根據表 4-2 以軟化壓拉桿模型精算法與簡算法之分析發現，水平向之正向拉力應變皆接近鋼筋之降伏應變，而垂直向之正向拉力應變則趨近於零。但第 2.5.3 節中之式(2-60)不應將軸力值視為垂直鋼筋量作分析，且在短柱垂直正向應變之評估上，其未納入撓曲鋼筋之垂直向拉應變，故而會有低估之現象。再加上柱於軸向之乾縮潛變現象，會再增加式(2-60)之評估誤差。由於本研究在短柱剪力強度評估時，在決定鋼筋混凝土軟化係數 ζ 值[式(4-9)]，已按軟化壓拉桿模型[15, 22]之建議，採用 $\epsilon_r = 0.005$ 之應變假設值，故擬一併應用在強度點之剪力變形評估上。因此，於短柱剪力強度發生時剪力元素內應變場之假設，其值分別為 $\epsilon_r = 0.005$ 、 $\epsilon_d = -0.001$ 、 $\epsilon_h = \epsilon_v = 0.002$ 。再透過第 2.5.3 節中提及之莫爾變形諧和關係[式(2-62)]，求取短柱剪力元素內平均剪應變 γ_{vh} ，其如下所示：

$$\gamma_{vh} = (\epsilon_r - \epsilon_d) \sin 2\theta = 0.006 \sin 2\theta \quad (4-12)$$



隨即可得短柱於剪力強度 $V_{n,proposed}$ 作用下之剪力變形 $\Delta_{s,proposed}$ ：

$$\Delta_{s,proposed} = \gamma_{vh} \times H = 0.006 \sin 2\theta \times H \quad (4-13)$$

關於短柱剪力強度點側向位移之計算流程，如圖 4-5 所示。

4.1.3 軸力破壞點

短柱於軸力破壞時，本研究假設其側力強度衰減為零，其強度衰減曲線，以負勁度直線來模擬，將剪力強度點與軸力破壞點之間以直線連接，此與校舍技術手冊二版[1]、Elwood and Moehle [5]及 Wallace et al. [6]對於側力強度達剪力強度後之衰減概念相同。但在短柱軸力破壞點 Δ_u 之側位移預測上，根據第 3.5 節之比較結果，本研究採用預測結果較佳的 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]計算方法，根據柱桿件所承受之軸力比與箍筋量之多寡，可經由查表 2-2，再使用下列公式計算而得，該公式與式(2-3)雷同，其如下列所示：

$$\Delta_{a,proposed} = \Delta_{u,proposed} + r \times H \quad (4-14)$$

其中， r 為避免本文符號使用之混淆， r 值即為表 2-2 中之 b 值。

4.2 軟化壓拉桿模型之拉桿有效鋼筋面積

在預測剪力破壞短柱之剪力強度時，由於實驗之觀察與裂縫發展(如圖 3-6 及圖 3-7) 顯示，其破壞模式應為對角壓應力之混凝土擠碎，屬於壓拉桿之傳力機制(如圖 4-4)。水平向箍筋在壓拉桿之傳力機制中，便扮演著拉桿的角色。在壓拉桿



模型中，拉桿可產生除對角壓桿外，更多的混凝土次壓桿，使更多的混凝土參與傳力，藉以提高短柱之剪力強度。然而，拉桿之數量多寡於軟化壓拉桿模型[15, 22]中對剪力強度預測值較不敏感。但在剪力變形預測上，拉桿之有效鋼筋面積直接影響剪力元素內水平暨垂直正向應變之預測，其影響甚大。故拉桿之有效性，宜正確評估。

根據 NCREE 短柱實驗[8, 24]之箍筋應變計量測顯示，其分布如圖 4-6 及圖 4-7。圖 4-6 及圖 4-7 為高深比 2 之短柱試體，其水平向箍筋應變沿柱高度之分布情形。水平軸為箍筋應變計量測值除以應變計量測中之最大值後，正規化之箍筋有效性百分比，垂直軸為應變計距柱底之垂直距離。根據圖 4-6 及圖 4-7 之應變計量測值分布顯示，於短柱靠近上下邊界兩端之鋼筋，其拉力應變幾乎為零。原本軟化壓拉桿模型[15, 22]，假設鋼筋在剪力元素兩側 25 % 的距離內能發揮 50 % 效果，而在剪力元素中間 50% 的範圍內可發揮 100% 的效果。若假設剪力鋼筋均勻分布並作簡易估計，則可取總剪力鋼筋量之 75%，其公式如下所示：

$$A_{th} = \frac{3}{4} \times \sum_{i=1}^n A_i \quad (4-15)$$

其中， A_i 為第 i 組水平剪力鋼筋之截面積。如此之有效性分布，根據圖 4-6 及圖 4-7 之應變計量測值分布顯示，其與實驗觀察結果相去甚遠，故必須對軟化壓拉桿模型[15, 22]之水平拉桿有效鋼筋面積 A_{th} 做修正，以增進對短柱水平箍筋有效性之瞭解。

根據 NCREE 短柱實驗[8, 24]之觀察可知，短柱之水平剪力鋼筋在壓拉桿傳力機制中，係提供拉桿之功能，其有效性端看水平剪力鋼筋與混凝土次壓桿之夾角而定(如圖 4-8)。根據 NCREE 短柱實驗[24]指出，將箍筋視為水平拉桿而箍筋兩



端與施力端及反力端之連線視為混凝土次壓桿。若拉桿之上部與下部壓桿(如圖 4-8)，兩者次壓桿與水平箍筋之夾角介於 25° 與 65° 之間者，水平箍筋之傳力有效性較佳。若任一角度超出 25° 與 65° 之外者，則水平箍筋之傳力有效性較差[24]。因此，個別水平剪力鋼筋傳遞水平剪力之有效性，可藉由 Schäfer [16]之建議，參考圖 2-8(b)，在僅有對角及水平機制聯合抵抗水平剪力時，水平機制所佔之單位傳力比例 γ_h 來作評估。

圖 4-9(a)顯示單組水平剪力鋼筋與上部次壓桿之夾角為 α_i 之情況，此水平拉桿將上部次壓桿之水平力分量傳遞至對角點“a”處之分力比例，可如下式所示：

$$\gamma_{hi} = \frac{2 \tan[\tan^{-1}(2y_i/\ell_h)] - 1}{3} = \frac{4(y_i/\ell_h) - 1}{3} = \frac{4 \tan \alpha_i - 1}{3} \quad (4-16)$$

根據式(4-16)，將夾角 α_i 與水平機制所佔之單位傳力比例 γ_{hi} 之關係展開，如圖 4-10 所示。由圖 4-10 中可知，在 α_i 小於約 15 度時，水平機制所佔之單位傳力比例 γ_{hi} 會低於 0，亦即為無效的鋼筋傳遞剪力狀態。當 α_i 大於 45 度時，水平機制所佔之單位傳力比例 γ_{hi} 會達到 1，亦即鋼筋傳遞剪力效用為全部有效。

同理，圖 4-9(b)顯示水平拉桿與下部次壓桿之夾角為 α'_i 之情況，此水平拉桿將下部次壓桿之水平力分量傳遞至對角點“b”處之水平機制所佔之單位傳力比例 γ'_{hi} ，如下式所示：

$$\gamma'_{hi} = \frac{4 \tan \alpha'_i - 1}{3} \quad (4-17)$$

由於水平拉桿之有效性端看其傳遞施力端與反力端間之水平分力而言，亦即對上部次壓桿與下部次壓桿均應有效，所以取該水平拉桿之分力比例 $\overline{\gamma_{hi}}$ 為式



(4-16)與式(4-17)之小值。

$$0 < \overline{\gamma_{hi}} = \min(\gamma_{hi}, \gamma'_{hi}) \leq 1 \quad (4-18)$$

重複上述計算以求取短柱中每組不同位置之水平剪力鋼筋之分力比例 $\overline{\gamma_{hi}}$ ，並以其中之最大值 γ_{\max} ，為水平剪力鋼筋有效性權重係數之分母。即可得修正後之水平拉桿有效鋼筋面積 A_{th} ，其如下列所示：

$$A_{th} = \sum_{i=1}^n \frac{\overline{\gamma_{hi}}}{\gamma_{\max}} \times A_i \quad (4-19)$$

圖 4-11 及圖 4-12 顯示本研究建議水平拉桿有效性與 NCREE 實驗值[8, 24]之比較，修正後之水平剪力鋼筋有效性分布顯示，靠近短柱上下兩端邊界之鋼筋，其有效性為零。且建議方法之水平剪力鋼筋有效性分布趨勢，與實驗應變計量測值之分布情形較為吻合。故建議之水平拉桿有效性修正方法尚屬合理。同理，軟化壓拉桿模型[15, 22]中之垂直拉桿有效鋼筋面積 A_{tv} ，可重複上述過程，作相同的修正。

式(4-19)之水平向拉桿有效鋼筋面積修正計算，需確認個別箍筋之位置，此項計算過於繁複，宜作簡化。因此，本研究為簡化其計算過程，建議依實驗觀察結果[8, 24]及圖 4-10 之夾角 α_i 與水平拉桿分力比例 γ_{hi} 之關係，對均勻分布之剪力鋼筋，扣除次壓桿與拉桿角度小於 15° 範圍內之鋼筋面積，亦即扣除剪力元素上下兩端 $h/4$ 範圍內之鋼筋面積後，將該區域內之拉桿有效鋼筋面積，如式(4-15)作簡化(如圖 4-13)，其公式如下列所示：

$$A_{th} = \frac{3}{4} \times \sum_{i=1}^n A_i \times \left(\frac{H-h/2}{H} \right) = \frac{3}{4} \times \sum_{i=1}^n A_i \times \left(1 - \frac{h}{2H} \right) \quad (4-20)$$



同理，垂直向拉桿有效鋼筋面積 $A_{v\prime}$ 修正，亦可以上述方式作簡化。

4.3 實驗結果與建議曲線預測之比較

依據上述第 4.2 節之軟化壓拉桿模型之拉桿有效鋼筋面積之推導，可發現箍筋有效面積之計算有三種方法，如式(4-15)、式(4-19)及式(4-20)。而短柱於剪力強度點之剪力變形計算，亦有兩種方法，一為涂耀賢[23]建議之剪力變形計算，另一種則為第 4.1.2 節式(4-13)之簡化計算。為進一步瞭解在短柱剪力強度點之側力與位移預測應如何選擇，本研究依使用公式與方法之不同，共分成四種不同之分析方法，其變化關係表列於表 4-3 中。

分析方法一為水平向拉桿有效面積以式(4-15)之方法作剪力強度之計算，並依據涂耀賢[23]之剪力變形計算建議作分析之結果。分析方法二為水平向拉桿有效面積以式(4-19)之方法作剪力強度之計算，同樣以涂耀賢[23]之剪力變形計算建議作分析之結果。分析方法三為水平向拉桿有效面積以式(4-20)之方法作剪力強度之計算，同樣以涂耀賢[23]之剪力變形計算建議作分析之結果。分析方法四為水平向拉桿有效面積同樣以式(4-20)之方法作剪力強度之計算，但剪力變形之計算以式(4-13)之簡化方法作分析。上述四種方法，將以第 3.1 節與第 3.2 節之短柱試驗結果作驗證，藉以找出最佳之分析方法。

表 4-4 之分析方法一為上述第 4.1.2 節建議之軟化壓拉桿模型簡算法[15, 22]，其拉桿有效鋼筋面積，以式(4-19)建議之鋼筋有效性作預測，剪力變形之計算則採涂耀賢[23]之建議方法。根據表 4-3 之分析結果顯示，短柱剪力強度之實驗-分析比值之平均值為 1.20，變異係數為 0.12。其強度分析結果尚屬合理。然而，在剪力強度點之側向位移預測上，表 4-4 之分析結果顯示，其實驗-分析比值之平均值



為 2.54，變異係數為 0.38。如此之結果顯示，涂耀賢建議[23]之剪力變形計算方法，於短柱之分析中過於保守，且變異程度稍大。

表 4-5 之分析方法二，將以分析方法一為基礎，並依式(4-19)修正拉桿有效鋼筋面積，其分析結果以表 4-5 顯示。短柱剪力強度之實驗-分析比值之平均值為 1.26，變異係數為 0.11。其強度分析結果較分析方法一為保守。在剪力強度點之側向位移預測上，表 4-5 之分析結果顯示，其實驗-分析比值之平均值為 2.40，變異係數為 0.33。由此可知，短柱剪力元素內之水平向拉桿有效鋼筋面積修正，可使建議曲線於短柱剪力強度點之側向位移預測較為準確。

表 4-6 之分析方法三，與分析方法二為完全雷同，惟拉桿有效鋼筋面積之修正以式(4-20)作分析，其分析結果以表 4-6 顯示。短柱剪力強度之實驗-分析比值之平均值為 1.25，變異係數為 0.11。在剪力強度點之側向位移預測上，表 4-6 之分析結果顯示，其實驗-分析比值之平均值為 2.41，變異係數為 0.34。由剪力強度與側向位移預測顯示，其與分析方法二之結果極為相近，但在拉桿有效鋼筋面積之修正上，採式(4-20)作計算，可大幅降低計算過程所需時間，便利工程師之使用。

表 4-7 之分析方法四為拉桿有效鋼筋面積之修正以式(4-20)作分析，剪力變形之計算以建議方法之應變場設定，以式(4-13)簡化剪力變形計算過程，其分析結果以表 4-7 顯示。短柱剪力強度之實驗-分析比值之平均值為 1.25，變異係數為 0.11。在剪力強度點之側向位移預測上，表 4-7 之分析結果顯示，其實驗-分析比值之平均值為 1.72，變異係數為 0.28。雖然，剪力強度分析上與前述分析方法一至分析方法三無顯著差異，但在剪力強度點之側向位移預測上，則明顯改善許多。

根據上述四種分析方法之比較顯示，分析方法四既能符合實驗結果，又可使



利工程師之使用。因此，建議曲線選擇採式(4-20)作為拉桿有效鋼筋面積之修正，剪力變形之計算以式(4-13)為主。

圖 4-14 為第 3.1 與 3.2 節短柱試體之實驗包絡線[8, 24, 25]與建議曲線之比較圖。其計算值與測試值之比值，則分別表列於表 4-8。在圖 4-14 中可見，在短柱達剪力強度前，隨著混凝土之剪力開裂而產生之勁度變化，在高深比 1 之試體中，建議曲線與實驗包絡線之勁度轉折點相當吻合。試體 2NH ($N/A_g f'_c = 0.29$)與試體 2 ($N/A_g f'_c = 0.60$)則有剪力開裂強度高於剪力強度預測值之現象，其原因應在於 ACI 318-11 [2]之剪力開裂強度公式對於高軸力之影響，過於敏感所致。值得一提的是，雖然，試體 2 [25]剪力強度之測試值低於分析值，但其預測剪力強度仍小於預測撓曲強度，故預測之破壞模式仍為剪力破壞。在短柱達剪力強度後之衰減側力強度上，可由圖 4-14 觀察到，建議曲線之負勁度斜直線與實驗結果相當吻合，但整體來說仍偏向保守。

表 4-8 中測試與建議曲線分析比值，在剪力強度之比較上，其測試-分析之強度比平均值為 1.25，變異係數為 0.11。建議方法使用軟化壓拉桿模型[15, 22]較易掌握短柱剪力強度力學行為之特性，故有較準確之預測。在強度點位移比較部分，建議曲線之測試-分析位移比平均值為 1.72，變異係數為 0.28。建議曲線雖然預測結果仍不盡理想，但其已考量短柱剪力開裂所引致之剪力變形，利用軟化壓拉桿模型[15, 22]剪力元素內應變場之假設，可較合理地預測短柱強度點之位移，並且提供快速之計算方式。在軸力破壞點位移之測試-分析比較上，因 Moretti 及 Tassios [25]之短柱試驗並未將實驗進行至柱喪失軸力破壞點，故無法對其試體作崩塌點之比較，本研究僅以國震中心之短柱實驗[8, 24]數據作比較。建議曲線之軸力破壞點位移測試-分析位移比平均值為 1.46，變異係數為 0.30。由此可知，建



議曲線採 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]之建議，故預測趨勢亦雷同，對韌性配筋(D series)試體之預測較佳，但對非韌性配筋(N series)試體則較為保守。

4.4 小結

本研究建議一套針對高深比小於 2 的短柱，其受剪力破壞控制之側力位移曲線。建議曲線為三線性關係，其包含剪力開裂點、剪力強度點與軸力破壞點，而其間以直線相連。其中短柱開裂點之強度，係採 ACI 318-11 [2]規範中牆之剪力開裂強度模擬，而開裂點位移則以彈性力學公式計算。對短柱剪力強度之預測上，建議採用軟化壓拉桿模型[15, 22]來作評估。並進而根據模型之應變場，透過變形諧和關係來估計開裂鋼筋混凝土之剪力變形。短柱在喪失垂直承載能力時，假設其側向剪力強度為零，而側向位移預測則採用 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]之建議值。經過與現有短柱實驗結果比對，本研究建議曲線有合理之預測結果。

由本研究建議曲線與實驗值之比對可得知，於剪力開裂點前後，短柱之勁度確實有轉折，應予以考慮。對短柱剪力強度之評估，以壓拉桿模型來預測，可以得到較準確之評估結果。對短柱強度點之位移計算上，應當考慮剪力開裂所衍生之剪力變形，而使用開裂鋼筋混凝土應變場作評估依據是一個可行的方法。對短柱剪力破壞後之側力強度衰減行為，其為漸變方式之過程，可用負勁度之直線模擬。上述分析之經驗可供校舍技術手冊二版[1]與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]作參考。

為方便工程實務之應用，本研究將建議方法進一步簡化。對拉桿鋼筋均勻配置之短柱，本研究建議使用式(4-19)作拉桿有效鋼筋面積之簡化計算，以避免逐根檢討剪力鋼筋位置之繁雜程序。對短柱強度點之剪力變形計算，本研究建議使用



式(4-12)，直接假設短柱在剪力破壞時，其剪力元素之主拉應變為 $\varepsilon_r = 0.005$ ，而主壓應變為 $\varepsilon_d = -0.001$ 。此可避免軟化壓拉桿模型剪力變形[23]之繁複計算，並可取得合理之預測成果。





第五章 短柱預測模型在高強度材料之應用

目前台灣地區鋼筋混凝土建築物之樓高大部分皆在 20 層樓以下，但若樓高在 20 層至 30 層樓之間，以普通強度鋼筋混凝土建造，其實相當勉強。然而，台灣地區地狹人稠，可利用之建築面積已逐漸減少，故台灣建築物朝向超高樓層發展是必然趨勢。自 1980 年代開始，日本開始重視超高樓層鋼筋混凝土建築物之發展。並從 1995 年開始，將鋼筋混凝土建築之材料強度大幅度提升，其混凝土抗壓強度達 150 MPa、主筋降伏強度達 685 MPa、而箍筋降伏強度達 785 MPa。日本更於 2009 年應用預鑄工法，於東京興建完成一棟 59 層之超高樓層鋼筋混凝土建築。因此，若能提高鋼筋混凝土材料強度，並應用適合之施工方法，高樓層建築物同樣也可以使用鋼筋混凝土構造，並達到需求的安全性能。使用預鑄工法及高強度鋼筋混凝土材料，不僅在營建業可以提昇工程品質，其邊際效益還能減少砂石開採與鋼鐵用量，以節省能源並減少溫室氣體排放，此為兼顧建設品質與環境永續的重要發展目標。此外，超高樓層建築在使用上，也會因為室內採光與通風需求，配置窗戶或通氣孔，導致結構桿件形成短柱之現象。因此，充分瞭解高強度鋼筋混凝土短柱之耐震行為，確實是目前發展高強度鋼筋混凝土重要課題之一。

高強度鋼筋混凝土結構在台灣目前仍處於初始發展階段，國內高強度鋼筋混凝土短柱實驗數據相當缺乏。然而，日本早在 1988 至 1992 年間，曾推動一個五年期的國家級研究計畫，即所謂的日本「New RC Project」[31]，傾日本國家之人力及資源研發，使用高強度鋼筋與高強度混凝土，應用在超高層建築物上，將日本的鋼筋及混凝土材料強度大幅提昇。鑑於日本發展高強度鋼筋混凝土較台灣成熟，因此，本研究將採用日本高強度鋼筋混凝土短柱之實驗數據，來驗證第 4.1



節推導之剪力破壞短柱側力位移曲線中，短柱剪力強度點側力與位移之預測模型，即軟化壓拉桿模型[15, 22]，應用於高強度鋼筋混凝土短柱之適用性，並引入日本對於高強度鋼筋混凝土桿件兩種常用之剪力強度評估公式[13, 14]作比較，以探討其優缺點。

5.1 高強度鋼筋混凝土短柱試驗

5.1.1 試驗規劃

普通強度之鋼筋混凝土短柱試驗在國內原本就相當稀少，而高強度之短柱試驗在國內更是沒有。然而，本研究目的在於清楚地瞭解高強度鋼筋混凝土短柱之耐震行為，並透過實驗數據的比對，驗證既有模型於高強度鋼筋混凝土材料之適用性。因此，本文採用 2008 年 Maruta [32]與 1990 年 Sakaguchi et al. [33]所發表之高強度鋼筋混凝土短柱實驗數據作為研究標的，此批試體皆為高深比 2 之短柱，且測試之主要參數皆為混凝土強度、箍筋量及柱軸力。混凝土強度在 Maruta [32]之測試試體，主要分成兩種不同混凝土強度 130 MPa 及 60 MPa，而 Sakaguchi et al. [33]之測試試體，其混凝土強度在 24 MPa 至 94 MPa 之間。主筋皆採用 SD785 之高強度鋼筋，實際降伏強度分別為 1000 MPa 及 1030 MPa，而箍筋則採用實際降伏強度皆超過 1000 MPa 之超高強度鋼筋。其詳細試體材料強度與相關測試參數變化，分別如表 5-1 及表 5-2 所示。

Maruta [32]之短柱試體為 200 mm×200 mm 之矩形斷面，如圖 5-1 所示。其為高深比為 2 之短柱，柱高為 400 mm。主要測試參數為混凝土強度、箍筋量及柱軸力。依據該論文[32]設定，其箍筋比變化約從 0.3 % 至 1.8 %。箍筋之配筋型式主要分成兩大類，一為橫箍柱(H Series)，一為橫箍加上螺箍之柱(HS, U Series)，



其如圖 5-1 所示。另一個主要測試參數為軸力比，其值變化從無軸力至 $0.6P_0$ ，實驗過程為定軸力施加於短柱試體。詳細試體規劃與配筋圖，分別如表 5-1 及圖 5-1 所示。Sakaguchi et al. [33]之短柱試體為 400 mm×400 mm 之矩形斷面，如圖 5-2 所示。因高深比為 2 之短柱，故柱高為 800 mm。箍筋量則從無配置箍筋至箍筋量為 0.8 % 之柱，箍筋型式則以橫箍柱為主，軸力比則從無軸力施加變化至 $0.48A_g f'_c$ 且同樣為定軸力施加。詳細試體規劃與配筋圖，分別如表 5-2 及圖 5-2 所示。

5.1.2 試驗結果與參數比較

本研究引用之試體皆為高深比 2 之短柱[32, 33]，根據原作者之判斷，短柱之破壞模式皆為柱主筋未達降伏之剪力破壞。依照試體破壞照片顯示(如圖 5-3)，各試體之主要裂縫皆以對角斜裂縫為主，在斜裂縫間對角壓桿端部之混凝土有擠碎鬆動之現象，明顯屬於對角壓應力集中處之混凝土擠碎破壞，該類型破壞通常被歸類為剪壓破壞。圖 5-4 至圖 5-6 為 Maruta [32]於論文中節錄之短柱試驗遲滯迴圈。圖 5-7 為 Maruta [32]測試試驗結果之側力位移包絡線。由圖 5-4 至圖 5-7 可觀察到，各試體在到達其最大強度後，側力強度迅速衰減，這類型的側力位移曲線，亦可驗證此批試體皆為典型的剪力破壞。各試體於試驗測試時，所達到之最大側向作用力 V_{max} ，分別表列於表 5-1 及表 5-2 中。關於試驗最大側向作用力之側向位移，因可擷取之實驗資料有限，故本研究只摘錄 Maruta [32]橫箍柱試體之最大側向作用力之側向位移 Δ_{max} ，其表列於表 5-3 中。

此批試體主要之研究參數為混凝土強度、箍筋量及柱軸力，其參數之影響歸納如下。由表 5-1 可知，混凝土強度增加(60 MPa 增加至 130 MPa)，則短柱之剪



力強度亦增加。若混凝土擠碎為剪力破壞之主控模式，則此現象為可預期之結果。由表 5-1 及圖 5-7(c)可見，柱軸力之增加並未造成柱剪力強度顯著的變化，Maruta [32]亦認為軸力並不會直接影響短柱之剪力強度。依據表 5-1、圖 5-7(a)及圖 5-7(b)之結果顯示，高箍筋量之使用，會顯著提昇短柱之剪力強度。關於這些參數變化之影響，將會透過分析模型之比較作進一步的說明。

5.2 高強度鋼筋混凝土短柱剪力強度點之預測

5.2.1 剪力強度與其對應之側向位移公式

本研究採用的高強度鋼筋混凝土短柱實驗結果[32, 33]顯示，對高深比小於 2 之短柱而言，短柱之剪力破壞為對角壓桿端部之混凝土擠碎，此觀點與一般強度鋼筋混凝土短柱看法[8, 24]一致。故高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度應以壓拉桿模型[15, 22]作估計較為合理。因此，本研究以第 4.1 節之短柱側力位移預測曲線模型中，短柱剪力強度點之建議，來求取高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度 $V_{n,proposed}$ 及其對應位移 $\Delta_{u,proposed}$ 。但其相關公式已在第 4.1.2 節中推導。因此，為方便讀者閱讀相關公式，本研究僅於此處列出所需之公式，不再詳加說明。

$$V_{n,proposed} = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (5-1)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{\ell_h} \right) \quad (5-2)$$

$$\ell_h = h - \frac{2}{3} kd \quad (5-3)$$

$$kd = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f'_c} \right) h \quad (5-4)$$



$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad (5-5)$$

$$A_{str} = kd \times b \quad (5-6)$$

$$\Delta_{s,proposed} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin 2\theta \times H \quad (5-7)$$

其中， C_d 為短柱於對角方向之抗壓強度， θ 為對角壓桿與水平軸之夾角(圖 4-4)， K 為壓拉桿指標， ζ 為開裂鋼筋混凝土之軟化係數， f'_c 為混凝土抗壓強度， A_{str} 為對角壓桿端部近節點處之有效面積， H 為柱之淨高， ℓ_h 短柱為剪力元素水平方向邊長， h 為柱斷面之深度， b 為柱斷面寬， N 為柱之作用軸力， A_g 為柱之全斷面積， $\Delta_{s,proposed}$ 為短柱剪力強度點之剪力變形， ε_r 為剪力元素內平均主拉應變， ε_d 為剪力元素內平均主壓應變。關於壓拉桿指標 K 及短柱剪力強度點之計算流程，如圖 4-5 所示。

5.2.2 螺箍筋傳遞剪力之有效性修正

在 Maruta [32] 所測試之試體中可觀察到，在軸力及箍筋量相同之情況下，因箍筋型式不同，其強度有著明顯的不同，且橫箍柱(H Series)明顯高於橫箍加上螺箍之柱(HS Series)，如圖 5-8 所示。這意味著即使橫箍柱跟螺箍柱之箍筋量相同，但螺箍柱內螺箍筋傳遞剪力之有效性需重新考量。

在軟化壓拉桿模型之傳力機制中，螺箍筋傳遞剪力有效性之考量，係如圖 5-9 所示。螺箍筋在軟化壓拉桿模型中，扮演著拉桿的角色，而拉桿之有效性，則是在剪力元素內近節點處提供節點之力平衡之用。在橫箍加螺箍筋之柱中，橫箍於節點處之拉力與剪力方向相同，故其有效性為 100 % (如圖 5-9)，而螺箍筋於節點位置之拉力與剪力作用方向並不相同，故螺箍筋於節點位置在剪力方向之有效面



積 A_h ，如下列所示：

$$A_h = A_{spiral} \sin \alpha \quad (5-8)$$

其中， A_{spiral} 為螺箍筋之截面積， α 為螺箍筋於節點位置指向曲率中心之徑向線與剪力作用方向之夾角。本研究針對橫箍加上螺箍之柱試體(HS Series)，其螺箍視為拉桿之有效面積將依式(5-8)作重新考量。因節點位置與壓力區深度有關，又壓力區深度受軸力與混凝土強度之影響，故此批試體在不同軸力與混凝土強度之影響下，螺箍筋於節點位置之有效性係有不同。在混凝土 130 MPa 及軸力 $0.6P_0$ 之試體，其螺箍筋傳力剪力之有效面積約為 55 %；而混凝土 60 MPa 及軸力 $0.3P_0$ 之試體，其有效性則約為 70 % (如表 5-4 之螺箍筋傳遞剪力有效性百分比)。

5.3 實驗數據與分析模型之比較

本節除了以第 5.2 節短柱剪力強度點之建議，利用其剪力強度 $V_{n,proposed}$ 及其對應位移 $\Delta_{u,proposed}$ 之預測公式作分析外，同時亦將利用第 2.4.1 節之日本建築學會規範(AIJ-1990)[13]及第 2.4.2 節之 JICE-1993[14]之柱剪力強度評估方法來作預測。並藉由第 5.1 節之 Maruta [32]與 Sakaguchiet al. [33]實驗數據，來作上述三種方法之驗證與比較，其分析結果如表 5-3、表 5-5 至表 5-7 所示，詳細論述如后所示。

5.3.1 建議剪力強度點之評估方法

首先，討論剪力強度分析部分，本研究採用 ACI 318-11 [2]對於剪力強度評估之規定，剪力箍筋降伏強度不得使用超過 420 MPa 作分析。因為軟化壓拉桿模型 [15, 22]之箍筋降伏應變假設為 0.002，此為一般強度鋼筋(降伏強度為 420 MPa)之降伏應變，此假設與 ACI 318-11 規範[2]之規定相符。



在探討剪力強度前，先針對在軟化壓拉桿模型中[15, 22]，螺箍筋傳遞剪力有效性作探討。根據表 5-5 之分析結果，橫箍柱(H Series，試體編號 1-11)之測試-分析強度比平均值為 1.76，變異係數為 0.11。橫箍加螺箍筋之短柱(HS Series，試體編號 12-23)，其測試-分析強度比平均值則為 1.66，變異係數為 0.10。上述之分析結果係依圖 5-9 及式(5-8)作拉桿有效面積之修正。若將螺箍筋視同橫箍筋一樣有效，即在箍筋間距範圍內，取 4 肢箍筋作為有效之抗剪鋼筋。此時橫箍加螺箍筋之短柱(HS Series)，其測試-分析強度比平均值為 1.57，變異係數為 0.09(如表 5-4 之測試-分析強度比螺箍筋有效面積無修正)。由此可知，若不對螺箍筋作修正，其平均值相較於橫箍柱(H Series)，明顯偏離數據群之平均數，且對螺箍筋之有效性作偏高之估計，以致於高估螺箍柱之剪力強度預測值。除此之外，根據實驗數據[32]顯示(如圖 5-8)，橫箍柱之試體(H Series)，其強度明顯高於橫箍加上螺箍之柱(HS Series)，這意味著螺箍筋傳遞剪力之有效性較橫箍筋為差。所以，依實驗結果及分析結果顯示(如表 5-4)，對螺箍筋之傳遞剪力有效性必須作修正，以避免在預測短柱剪力強度時，造成不可忽略之誤差。

由表 5-7 之分析結果得知，軟化壓拉桿模型[15, 22]在可使用剪力鋼筋降伏強度為 420 MPa 下，整體測試-分析之強度比平均值為 1.72，變異係數為 0.12。此分析結果顯示對於高強度鋼筋混凝土之剪力強度分析偏向保守但變異程度不大，而造成偏保守之原因，可能是實際鋼筋降伏強度高於分析時所採用之鋼筋強度所致。

因此，本研究為清楚瞭解高強度鋼筋對軟化壓拉桿模型[15, 22]之影響，分別將分析時之鋼筋強度提高至 ACI 318-11 規範[2]容許熔接麻面鋼線網之降伏強度 550 MPa 與高強度鋼筋之標稱強度 785 MPa。然而，在軟化壓拉桿模型原本預設之應變場，為使用鋼筋降伏強度 420 MPa 作為拉桿，剪力元素主拉應變 ϵ_r 為 0.005



之況狀下，以考量鋼筋混凝土之開裂軟化係數 ζ ，如式(5-5)所示。因此，若將剪力鋼筋強度提高，雖可增加短柱剪力強度式(5-1)之 K 值(壓拉桿指標)，但同時也會使得剪力元素內應變場作改變，造成軟化係數 ζ 隨之變化，故軟化係數 ζ 之變動需以第 4.1.2 節之式(4-7)重新調整。剪力鋼筋降伏強度 550 MPa 與 785 MPa 之應變分別為 0.003 及 0.004。但在短柱傳力機制中(如圖 4-4)，垂直向拉桿因本文採用之短柱為主筋未達降伏之剪力破壞，主筋之變形相對箍筋而言，其產生之鋼筋應變較小。所以本文假設垂直向拉桿(主筋)應變仍維持在 0.002 之層級，但水平向拉桿(箍筋)則依不同強度變化，採用不同之鋼筋應變。透過變形諧和關係，如第 4.1.2 節之式(4-8)所示，可得剪力元素主拉應變 ε_r ，再將其值代入式(4-7)，其結果分別如下所示。

$$\zeta = \frac{3.15}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \leq 0.49 \quad (5-9)$$

$$\zeta = \frac{2.98}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \leq 0.46 \quad (5-10)$$

式(5-9)為使用鋼筋降伏強度 550 MPa 下($\varepsilon_r = 0.006$)，所改變之軟化係數，式(5-10)為使用鋼筋降伏強度 785 MPa 下($\varepsilon_r = 0.007$)，所改變之軟化係數。在短柱剪力強度評估上，使用軟化壓拉桿模型[15, 22]應用於高強度材料之適用性，仍有研討之空間。因為開裂鋼筋混凝土軟化係數 ζ ，係依據 Zhang and Hsu [17]之建議，但其適用範圍為 100 MPa 以下之混凝土，故在 Maruta [32]之短柱試體，其混凝土強度高達 130 MPa，會有適用性之問題。因此，需有更多之實驗數據作深入研究，來修正軟化係數。

圖 5-10 顯示軟化壓拉桿模型[15, 22]在使用不同之箍筋降伏強度下，其分析結



果以測試值為分母作正規化之比較。提高箍筋使用強度所導致剪力強度之提升並不明顯，主要原因在於提高鋼筋強度，雖可增加拉桿傳遞剪力之容量，但同時軟化係數也因剪力元素內之主拉應變 ϵ_r 提高，而使得軟化係數 ζ 隨之降低，如式(5-9)及式(5-10)所示。並且，軟化壓拉桿模型[15, 22]主要破壞模式為對角混凝土壓桿擠碎，所以，提高箍筋降伏強度對於剪力強度之效果不顯著，剪力強度主要仍以對角混凝土壓桿為主。表 5-5 至表 5-7 為軟化壓拉桿模型[15, 22]使用不同箍筋降伏強度下之測試-分析強度比，使用箍筋強度為 550 MPa，其整體測試-分析之強度比平均值為 1.68，變異係數為 0.12。使用箍筋強度為 785 MPa，其整體測試-分析之強度比平均值為 1.64，變異係數為 0.13。無論提高箍筋強度與否，其分析結果皆屬保守。然而，高強度鋼筋對於剪力強度之提升，一定有所助益。所以，本研究建議評估高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度時，可採用箍筋強度為 550 MPa。

在剪力強度點之位移預測上，因高強度鋼筋混凝土短柱之最大側向作用力之側向位移 Δ_{max} ，只有 Maruta [32]橫箍柱試體可擷取實驗值，故位移之分析只以橫箍柱之測試數據作比較討論。根據前述剪力強度預測之建議，採用箍筋強度為 550 MPa，取 $\epsilon_r = 0.006$ ，故剪力變形公式，式(5-7)則簡化成下式：

$$\Delta_{s,proposed} = 0.007 \times \sin 2\theta \times H \quad (5-11)$$

因此，表 5-3 之位移預測值即為使用箍筋強度為 550 MPa 下，與測試值之比較結果。其測試-分析之位移比平均值為 2.18，變異係數為 0.51。雖然，根據整體數據顯示，建議方法之預測值相當保守，但變異程度稍大。但再深入個別試體之分析發現，柱箍筋作超量配置之試體(試體編號：6 及試體編號：9)，其預測值更



為保守。

綜合前述強度與位移分析，顯然建議方法在高強度短柱剪力強度點之預測，有改善的空間，尤其以柱箍筋量作超量配置之高強度短柱試體亟需做出修正，本研究將再重新檢視實驗結果[32, 33]，在第 5.4 節作深入之討論。

5.3.2 日本建築學會規範(AIJ-1990)

日本建築學會規範(AIJ-1990)[13]針對高強度鋼筋混凝土柱之剪力強度預測，使用實際鋼筋之降伏強度來作評估，其相關公式請參考第 2.4.1 節。由表 5-7 之分析結果得知，其整體測試-分析之強度比平均約為 1.14，變異係數為 0.22。雖然，日本 AIJ-1990 [13]之整體預測結果尚屬準確，但其變異係數卻較大，甚至出現高估之現象。其主要原因在於日本 AIJ-1990 [13]主控之傳力行為是桁架傳力機制，在使用高強度鋼筋之狀況下，根據圖 5-11 顯示，因未考慮柱所承受之軸力，導致低估拱效應之剪力強度貢獻。尤其在未配置箍筋之試體 C1(編號 24)之評估上，出現嚴重低估剪力強度之結果。其主因為日本 AIJ-1990 [13]，對高強度短柱之剪力強度預測，其認定桁架機制之貢獻較為顯著，而低估拱機制之剪力強度貢獻。然而，實驗觀察短柱破壞之主因為壓桿端部之混凝土遭擠碎，日本 AIJ-1990 [13]之剪力公式卻認定短柱之剪力破壞係由桁架機制所主控，其所認定之破壞模式與實驗觀察不符，這是其預測值變異性較高之主要原因。

5.3.3 日本 New RC 計畫(JICE-1993)

日本 JICE-1993 [14]之剪力強度評估，同樣使用實際鋼筋之降伏強度作分析，其相關公式請參考第 2.4.2 節或 Watanabe and Kabeyasawa 之文獻[34]。由表 5-7



之分析結果得知，其整體測試-分析之強度比平均值為 1.15，變異係數為 0.10。由於日本 JICE-1993 [14]充分考慮柱軸力之影響，其主控之傳力行為是拱傳力機制。如圖 5-12 所示，拱效應在剪力強度之貢獻上，明顯高於桁架效應，故日本 JICE-1993 [14]之分析結果較佳，其預測值之變異性較低。但在短柱試體未承受軸力之試體，如：CK-0.6-0.0(編號 21)，日本 JICE-1993 [14]與 AIJ-1990 [13]有著相同之現象，其會高估桁架效應。主要原因在於，雖然日本 JICE-1993 [14]之拱效應較明顯，但由於其破壞模式並未明確定義，導致未承受軸力之試體破壞模式以桁架機制認定，此與實驗觀察結果不符，故造成評估上之偏差。

日本 AIJ-1990 [13]與 JICE-1993 [14]之剪力強度估計均採用下限法(Lower Bound Approach)，由第 2.4 節之式(2-12)與式(2-21)可見，其係由兩種不同之傳力機制所疊加而得。各別機制之應力分布可以清楚描述，如圖 2-6 所示，但在疊加後僅知力平衡狀態仍可維持，但合併後之應力分布則已模糊，故而無法確認適用之變形協和法則。整體而言，日本 AIJ-1990 [13]與 JICE-1993 [14]方法係屬經驗公式(Empirical Equation)而非解析模型(Analytical Model)，故其無法繼續發展出位移計算之功能。相反地，第 5.2 節之軟化壓拉桿模型[15, 22]符合力平衡、變形諧和與材料組成律，其為解析模型，可據以推導出位移計算之功能。

5.3.4 三種分析方法之比較

前述三種分析方法，在高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度評估上，各有其優缺點，而本研究採用之短柱試體[32, 33]其主要測試參數為混凝土強度、軸力比與箍筋量。所以，本節將依測試參數比較三種方法之差異。在混凝土強度差異上，由圖 5-13(a)顯示，混凝土強度提升，測試結果之剪力強度有顯著之增加。在軸力



影響部分，由圖 5-13(b)顯示，測試結果之剪力強度差異不明顯，只有輕微之增量或持平。在箍筋量部分，由圖 5-13(c)顯示，測試結果之剪力強度隨箍筋量之增加而提高。

軟化壓拉桿模型[15, 22]於高強度短柱之建議方法($f_{yt} = 550 \text{ MPa}$)，其破壞模式為對角壓桿之混凝土擠碎，故混凝土強度提高，其預測之短柱剪力強度亦隨之提高，如圖 5-13(a)所示。關於短柱剪力強度之變化對於柱軸力增加但較不敏感部分，建議方法在軸力增加時，其對角壓桿有效面積(A_{str})隨之增加，但式(5-1)中之 $\cos \theta$ 值亦因 θ 角度變陡而變小。在一正一反之間，建議方法在柱軸力增加時，其預測剪力強度緩慢增加，但增幅並不顯著，如圖 5-13(b)所示。關於短柱剪力強度對於柱箍筋量增加而上昇之部分。建議方法認定柱箍筋之功能有二，一是作為拉桿以提供額外之次壓桿傳力路徑，故而增加剪力強度。二是控制混凝土開裂寬度，抑制鋼筋混凝土軟化現象，其亦可提高柱之剪力強度。建議方法充分掌握箍筋之拉桿效應，故預測剪力強度隨箍筋量之增加而提高。但建議方法對鋼筋混凝土軟化現象已作簡化，如式(5-9)所示。根據未簡化之軟化係數公式，如第 4.1.2 節之式(4-7)，其軟化係數不會因箍筋量增加，使 ε_r 值降低，導致 ζ 值提高。故建議方法之剪力強度增加量，不若測試結果那樣顯著，其強度變化趨勢如圖 5-13(c)所示。

日本 AIJ-1990 [13]之方法，在混凝土強度部分，雖然其預測結果隨混凝土強度增加而提昇，如圖 5-13(a)所示，但其內含意義卻不盡相同。因為若引用的試體無拱效應之貢獻，則混凝土強度增加造成剪力強度提昇係藉由桁架效應來達成，此與實驗觀察不符。軸力參數部分，因軸力非日本 AIJ-1990 [13]公式之影響參數，故其剪力強度預測值不受軸力影響，如圖 5-13(b)所示。箍筋量參數部分，因日本 AIJ-1990 [13]公式以桁架機制為主，故其對箍筋量之變化甚為敏感，如圖 5-13(c)



所示，但實際上其破壞模式與實驗觀察結果並不相符。

日本 JICE1993 [14]之公式，在混凝土強度提高時，其剪力強度預測結果隨之增加，如圖 5-13(a)所示。在軸力與箍筋量影響上，日本 JICE1993 [14]公式之預測趨勢明顯與實驗結果有些許差距，其對軸力與箍筋量變化之影響掌握度不佳，如圖 5-13(b)及圖 5-13(c)所示。

5.4 短柱抗剪傳力機制之修正

在圖 5-5 及圖 5-6 之試驗遲滯迴圈中，可發現此兩組試體皆為箍筋量較高之短柱，並且兩者皆先發生對角剪力裂縫後，剪力箍筋再於下一個層間變位角(drift ratio)出現降伏之現象。其不同於圖 5-4 較低箍筋量之短柱，對角剪力裂縫與剪力箍筋降伏幾乎同時發生。雖然，上述三座試體皆為柱主筋未達降伏之剪力破壞，但在短柱試體 H-1.2-0.6 與 H-1.2-0.3 之遲滯迴圈中，在對角剪力裂縫發生產生強度峰值後，因短柱剪力箍筋量配置較高且為高強度鋼筋，使得混凝土裂縫發展較為豐富，進而導致更多剪力鋼筋參與傳遞剪力，使短柱之剪力強度因而再次提昇。尤其在圖 5-7(a)及圖 5-7(b)之側力位移包絡線中，以試體 H-1.8-0.3 及試體 H-1.8-0.6 具有上述行為最為明顯，其隱含著不同之傳力機制，造成短柱剪力強度之提升。在強度點位移之量測結果顯示(如表 5-3)，同樣地，在箍筋量較高之短柱試體，其裂縫發展較為豐富，故側向位移較大。

依現行規範 ACI 318-11 [2]對於深短桿件之定義，即 D 區域與 B 區域之劃分(如圖 5-14)。高深比 2 以下之短柱可視為單一 D 區域作分析，而在第 5.2 節之高強度鋼筋混凝短柱剪力強度點之預測，即視短柱為單一 D 區域作剪力強度之預測。然而，在 D 區域之認定上，ACI 318-11 [2]是以桿件斷面深度來作決定，此種



D 區域與 B 區域劃分方法有令人爭議之處。根據郭武威[35]與 Kuo et al. [36]之研究發現，D 區域與 B 區域之劃分方法，需以剪力鋼筋之配置作劃分。因此，本研究將引進郭武威[35]與 Kuo et al. [36]之建議方法，對高強度鋼筋混凝土短柱剪力強度點之強度與位移作分析，再將其分析結果與第 5.3.1 節之分析結果作比對。

根據圖 5-15 所顯示之剪力傳遞機制，Kuo et al. [36]認定剪力箍筋扮演兩種角色。一是剪力箍筋承接具應力集中現象之扇形壓桿力，再將其分散且均勻地傳遞至壓力場，故 D 區域與 B 區域之劃分和剪力鋼筋之配置有關。二為藉由剪力鋼筋之參與，可調整壓桿之傾斜角在合理範圍。以高深比 2 之高強度鋼筋混凝土短柱而言，將短柱視為單一 D 區域，其對角壓桿角度 θ 可能過大[如圖 5-16(a)]，造成短柱剪力強度之預測過於保守。但因使用高強度鋼筋且作超量配置，以圖 5-15 之混凝土壓桿與剪力鋼筋力平衡關係，剪力箍筋所提供之強度，可使短柱 D 區域之長度縮短，調整 D 區域對角壓桿之角度，形成兩個 D 區域重疊之現象[如圖 5-16(b)]，即表 5-8 至表 5-11 之 DD 區域，如此之剪力傳遞路徑，可提高短柱剪力強度與其對應之位移。

Kuo et al. [36]之 D 區域剪力強度計算係以對角壓桿力與剪力鋼筋作力平衡，進而找出 D 區域之長度與角度。其計算流程如圖 5-17 所示，整個計算過程為試誤法(trial and error)，故先對 D 區域之剪力強度 V'_{DC} 作假設，再以力平衡關係求得 D 區域之角度 θ_D (如圖 5-16)，隨即可得 D 區域長度 L_d ，其公式如下：

$$V'_{DC} = F_{yv} = \frac{2jd \times \tan \theta_D}{s} \frac{3}{4} A_{st} f_{yt} \quad (5-12)$$

$$L_d = jd \times \tan \theta_D \quad (5-13)$$



其中， F_{yv} 為剪力鋼筋降伏力， jd 為壓力區合力中心至主筋斷面重心之距離， s 為剪力鋼筋間距， A_{st} 為剪力鋼筋面積， f_{yt} 為剪力鋼筋之降伏強度(MPa)。計算流程之相關公式，則採軟化壓拉桿模型[15, 22]之相關定義。透過上述之計算即可得 D 區域剪力強度 V_{DC} ，此時檢核 V_{DC} 是否與 V'_{DC} 近似。若否，則重新假設 V'_{DC} 繼續計算，直至兩者近似為止。

依照 Kuo et al. [36]建議方法修正之短柱 DD 區域分析結果與單一 D 區域之分析結果比較，如表 5-8 至表 5-10、及圖 5-18 所示。在剪力強度分析上，根據表 5-8 及表 5-9 之 D 區域長度，若 D 區域長度小於柱高，則認定該短柱之傳力機制為 D 區域重疊。反之，若 D 區域長度大於柱高，則將該短柱之傳力機制視為單一 D 區域。修正後之 D 區域重疊剪力強度比較，其整體測試-分析之強度比平均值為 1.38，變異係數為 0.19，如圖 5-18 所示。若將上述需將傳力機制作修正之短柱，再重新列表，如表 5-10 所示。由表 5-10 可發現，其單一 D 區域之測試-分析強度比平均值為 1.73，變異係數為 0.13，經傳力機制修正後，其重疊 DD 區域之測試-分析強度比平均值為 1.23，變異係數為 0.16。由此可知，重疊 DD 區域之計算結果較單一 D 區域較為準確，如此之分析結果顯示高強度短柱因剪力鋼筋超量配置及高強度鋼筋之使用，的確有不同之傳力機制，造成短柱剪力強度之提升，故分析結果較為合理。

在強度點位移之預測上，利用 Kuo et al. [36]之傳力機制劃分建議，及上一段之判斷準則，D 區域之長度縮短，造成 D 區域角度 θ_D 隨之變小，故剪力變形預測公式，因採用箍筋強度為 550 MPa，其剪力內平均主拉應變取 $\varepsilon_r = 0.006$ ，式(5-7)可簡化成下式：



$$\Delta_{s,proposed} = 0.007 \times \sin 2\theta_D \times H \quad (5-14)$$

其中，原本剪力變形計算應為兩個個別 D 區域剪力元素之剪力變形相加後，扣除其重疊區域之變形量，但由於 D 區域之角度 θ_D 相同，且兩個 D 區域長度 L_d 亦相同，故在扣除重疊長度後，其值仍為柱之淨高 H 。因此將剪力變形預測公式簡化成式(5-14)。

根據表 5-11 之分析結果顯示，其測試-分析之位移比平均值為 1.78，變異係數為 0.38。重疊 DD 區域之位移預測明顯地較單一 D 區域更為準確，如此之分析結果亦證實高強度短柱的確有不同之傳力機制，其與實驗結果相符，但本研究所引用高強度鋼筋混凝土短柱實驗[32, 33]數據並不完整，相關之力學行為亟需完整之實驗描述與數據再作釐清。

關於測試參數之比較上，混凝土強度提升部分，單一區域與 D 區域重疊之變化趨勢相近，但 D 區域重疊之預測值較接近實驗結果，如圖 5-19(a)所示。在柱軸力變化比較上，編號 3 之試體 H-0.6-0.6，因判斷準則認定其未發生 D 區域重疊之傳力機制，故修正前後預測值不變。但修正後之 D 區域重疊傳力機制，其參數影響變化趨勢較單一 D 區域不佳，如圖 5-19(b)所示。關於短柱剪力強度對於柱箍筋量增加而上昇之部分，修正後之短柱剪力強度點預測，依郭武威[35]與 Kuo et al. [36]之建議，D 區域重疊之剪力強度與柱箍筋量有相關，故其對箍筋量之變化甚為敏感，較接近實驗結果之變化，如圖 5-19(c)所示。但其破壞模式仍為混凝土壓桿之擠碎。

綜合上述之結果，可發現高深比 2 之高強度鋼筋混凝土短柱，因配置高箍筋量且使用高強度鋼筋，使短柱傳力機制不再只為單一 D 區域。透過郭武威[35]與



Kuo et al. [36]建議之 D 區域劃分方法，高深比 2 之短柱，在高箍筋量、一般強度混凝土搭配高強度箍筋與柱軸力較低之試體分析結果，其會有 D 區域重疊之傳力機制。然而，目前國內 20 層至 30 層樓之鋼筋混凝土建築，其柱尺寸因承受軸力較大之影響，可達 1.2 公尺，再加上樓層淨高約為 2.7 公尺，所以該柱之高深比約為 2.2。在柱高深比為 2.2 之傳力機制中，因柱圍束所引致之高箍筋量，與前述之結論相似，故應為 D 區域重疊或是有 B 區域出現之 DBD 傳力機制。因此，本節建議之傳力機制修正，除可應用在高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度與位移預測上，更可將應用範圍推廣至目前國內高樓層鋼筋混凝土柱之剪力強度與變形分析，但仍須更多實驗數據來作更深入之探討。

5.5 破壞模式之修正

在 Maruta [32]與 Sakaguchi et al. [33]之論文中，皆提及其短柱之破壞模式為柱主筋未達降伏之剪力破壞，並且未提及關於短柱撓曲強度之資訊。但此兩批短柱試驗數據，有部分是承受高軸力之短柱實驗，所以，當短柱若為撓曲壓力破壞時，柱主筋勢必不會發生降伏之現象。因此，本研究重新檢視高強度鋼筋混凝土短柱實驗之包絡線，如圖 5-20 所示。在 Maruta [32]配置高箍筋量(1.8%)與低箍筋量(0.3%)之短柱實驗結果比較中，可明顯的發現低箍筋量試體(0.3%)為剪力破壞之曲線，但高箍筋量試體(1.8%)則存有疑問。

關於上述之疑問，根據圖 5-21 之軸力-彎矩關係圖，可顯示出某部分試體的確為撓曲破壞主控。如圖 5-21(a)中，撓曲破壞之短柱分別為箍筋量為 1.2% 及 1.8%。圖 5-21(b)之撓曲破壞試體，則為箍筋量 0.6%、1.2% 及 1.8% 之短柱。在圖 5-21(c)之撓曲破壞短柱，其箍筋量為 0.8%。在圖 5-21(d) 中，全部皆為撓曲破壞且其箍



筋量皆為 0.4%。因此，在圖 5-21 之軸力-彎矩關係圖中，確實有些短柱試體因配置高箍筋量，而使其破壞模式屬於撓曲破壞。顯然原作者之判斷或許有些錯誤，因此，本研究將把上述分析結果再重新檢討，考量其破壞模式之影響。

本研究在考量破壞模式之準則，即是將短柱之撓曲強度與剪力強度分別求出，並以小值作控制。若為撓曲強度主控，其破壞模式即為撓曲破壞。反之，則為剪力破壞。在考量破壞模式之影響後，其分析結果如圖 5-22 所示。日本 AIJ-1990 [13]與 JICE1993 [14]之測試-分析強度比平均值皆為 1.20，而變異係數則分別為 0.23 及 0.15。建議模型之分析結果，其測試-分析強度比平均值為 1.42，變異係數為 0.18。由上述之分析結果可知，當充分考量短柱之破壞模式後，日本 AIJ-1990 [13]與 JICE1993 [14]之預測結果，其變異程度增加，但仍保有其準確性。建議模型雖較前述兩者仍偏保守，但其預測結果之變異程度與日本規範屬於同一層級。所以，在考量破壞模式後，建議模型並不會損失預測之準確性，而日本 AIJ-1990 [13]與 JICE1993 [14]則有變異程度增加之趨勢，但考量破壞模式卻是分析模型是否合理的第一步驟。故建議模型確實較適合用來分析高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度。

5.6 小結

高強度鋼筋混凝土短柱之試驗結果[32, 33]顯示，其破壞模式為柱主筋未達降伏之剪力破壞，各試體之主要裂縫皆以對角斜裂縫為主，並且在對角壓桿端部之混凝土有擠碎鬆動之現象，其屬於對角壓應力集中處之混凝土擠碎。該實驗觀察結果與國家地震工程研究中心對普通強度短柱之測試結果[8, 24]相似。

本研究建議以軟化壓拉桿模型[15, 22]，應用在單一 D 區域高強度鋼筋混凝土



短柱之剪力強度分析上，其分析結果尚稱合理偏向保守，且變異性甚低，這是因為其破壞模式明確且與實驗結果相符之故。然而，根據郭武威[35]與 Kuo et al. [36]之建議，因引用之高強度短柱試體，對剪力箍筋作超量配置及高強度鋼筋之使用，可將短柱單一 D 區域之傳力機制，修正為重疊之 DD 區域，其分析結果較佳，但其破壞模式仍為混凝土壓桿之擠碎。

日本 AIJ-1990 [13]對高強度鋼筋混凝土短柱之分析結果，似乎相當準確。但未考慮柱軸力效應，其抗剪機制主要為桁架傳力機制，明顯與實驗觀察結果不符，故其分析變異程度較大。日本 JICE1993 [14]之剪力強度評估考慮軸力效應，其主要抗剪機制則為拱傳力機制，分析結果明顯較佳，力學行為也符合實驗之觀察。但其破壞模式並未明確定義，故對未受軸力試體有較差之預測結果。





第六章 結論與建議

鋼筋混凝土短柱在目前既有建物之耐震評估中，由於其高勁度與脆性剪力破壞之特性，經常控制耐震評估之分析結果，而造成工程師評估之困擾。然而，國內外研究關於高深比 2 以下之短柱，其相關文獻相當稀少，無法對短柱之耐震行為作明確的定義，諸如：短柱初始勁度、剪力強度與其對應位移之評估、強度後之衰減行為與軸力破壞點之預測等。經由本研究之發現，已可藉由試驗結果歸納出屬於短柱之特性，並透過分析模型之推衍，經實驗結果之比對，已可對短柱作定量之描述，並提供一套可行且合理之評估方法。關於本研究短柱之相關結論與未來研究展望，其分別描述如后。

6.1 結論

本研究重點在於高深比 2 以下剪力破壞之鋼筋混凝土短柱耐震行為，其研究成果之呈現，將分成實驗觀察與建議側力位移曲線兩大部分，作個別且詳細之描述。

6.1.1 實驗觀察

1. 本研究所採用之短柱實驗結果，不論為普通強度或高強度鋼筋混凝土短柱，根據裂縫觀察之結果顯示，其破壞模式皆為柱主筋未達降伏，而為對角壓桿之混凝土擠碎破壞，故以壓拉桿模型來預測短柱剪力強度較為適合。
2. 短柱之初始勁度變化，因高深比 2 以下之短柱以剪力行為主控，故需考慮混凝土剪力開裂，用以估計剪力強度前所導致之勁度轉折。
3. 短柱剪力強度所對應之側向位移，根據實驗之分項變形量測，高深比 2 以下之短柱以剪力變形為主，其剪力變形平均約可達側向位移之 60% 以



上。撓曲與滑移變形相對較小，該行為不同於一般柱之分項變形比例關係。

4. 短柱在達剪力強度點後，其側力強度迅速衰減，但仍保有負斜率之衰減行為，並非直接喪失其側力強度，為一漸變過程。如此之強度衰減行為，有助於結構物在短柱產生剪力破壞後之內力重分配。
5. 在高強度鋼筋混凝土短柱實驗結果，可發現因配置高箍筋量且使用高強度鋼筋，使短柱傳力機制不再只為對角向之壓桿混凝土擠碎，存在著不同之傳力機制。根據試驗之遲滯迴圈，可發現在對角剪力裂縫產生強度峰值後，因短柱剪力箍筋量配置較高且為高強度鋼筋，使得混凝土裂縫發展較為豐富，進而導致更多剪力鋼筋參與傳遞剪力，使短柱之剪力強度因而再次提昇。

6.1.2 短柱側力位移曲線預測模型

1. 本研究建議一套三線性關係之短柱側力位移曲線，其與目前既有分析模型之差異主要之一，為建議曲線考量混凝土之剪力開裂，故增加剪力開裂點之預測，藉以模擬短柱達剪力強度前之初始勁度轉折。
2. 短柱剪力強度之預測上，根據實驗觀察顯示，其破壞模式為對角壓桿之混凝土擠碎，故建議曲線採用軟化壓拉桿模型[15, 22]來評估短柱之剪力強度。
3. 關於軟化壓拉桿模型[15, 22]之拉桿有效鋼筋面積修正，為方便工程實務之應用，對拉桿鋼筋均勻配置之短柱，本研究建議使用式(4-19)作拉桿有效鋼筋面積之簡化計算。
4. 對普通強度短柱強度點之剪力變形計算，根據軟化壓拉桿模型[15, 22]之應變場，透過變形諧和關係來估計開裂鋼筋混凝土之剪力變形。本研究建議使用式(4-13)，直接假設短柱在剪力破壞時，其剪力元素之主拉應變



為 $\varepsilon_r = 0.005$ ，而主壓應變為 $\varepsilon_d = -0.001$ 。此可避免軟化壓拉桿模型剪力變形[23]之繁複計算，並可取得合理之預測成果。在高強度鋼筋混凝土短柱部分，因建議箍筋使用強度為 550 MPa，其鋼筋降伏應變為 0.003，故剪力元素之主拉應變為 $\varepsilon_r = 0.006$ ，其公式建議使用式(5-11)。

5. 短柱在喪失垂直承載能力時，假設其側向剪力強度為零，而側向位移預測則採用 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]之建議方法。其側力強度衰減曲線，以負勁度直線來模擬，將剪力強度點與軸力破壞點之間以直線連接。
6. 在高強度鋼筋混凝土短柱之抗剪機制修正上，因配置高箍筋量且使用高強度鋼筋，使短柱傳力機制不再只為單一 D 區域。透過郭武威[35]與 Kuo et al. [36]建議之 D 區域劃分方法，高深比 2 之短柱，在高箍筋量、一般強度混凝土搭配高強度箍筋與柱軸力較低之試體分析結果，其會有 D 區域重疊之傳力機制，如圖 5-16 所示。

6.2 未來研究之展望

1. 關於鋼筋混凝土短柱之側力位移曲線預測模型，因本研究所採納之短柱實驗，皆為柱承受雙曲率變形條件下之實驗結果，故建議曲線有合理之預測結果。若應用在整體建築物構架上，在短柱端部之固定度並非完全剛接，必須考慮其影響。但考量短柱端部剛接度之問題甚為複雜，需有更多實驗數據作為佐證。
2. 在短柱剪力強度評估上，使用軟化壓拉桿模型[15, 22]應用於高強度材料之適用性，仍有研討之空間。因為開裂鋼筋混凝土軟化係數 ζ ，係依據 Zhang and Hsu [17]之建議，但其適用範圍為 100 MPa 以下之混凝土，故在 Maruta [32]之短柱試體，其混凝土強度高達 130 MPa，會有適用性之問題。因此，需有更多之實驗數據作深入研究，來修正軟化係數。



3. 目前國內 20 層至 30 層樓之鋼筋混凝土建築，其柱尺寸因承受軸力較大之影響，可達 1.2 公尺，再加上樓層淨高約為 2.7 公尺，所以該柱之高深比約為 2.2。在柱高深比約為 2.2 之傳力機制中，因柱圍束所引致之高箍筋量，與本文高強度短柱之研究情況相似，故可能有 D 區域重疊或是有 B 區域出現之 DBD 傳力機制。因此，本研究建議之傳力機制修正，除可應用在高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度與位移預測上，更應進一步探討目前國內高樓層鋼筋混凝土柱之剪力強度設計，但此一議題，需要更多實驗數據來作深入之探討。



參考文獻

- [1] 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀昇，涂耀賢，柴駿甫，黃世建，孫啟祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊（第二版）」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE 09-023，台北，2009，299 頁。
- [2] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)," American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2011, 503 pp.
- [3] Sezen, H. and Moehle, J. P., "Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 6, 2006, pp. 842-849.
- [4] Brachmann, I., Browning, J. and Matamoros, A., "Drift-Dependent Confinement Requirements for Reinforced Concrete Columns under Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 5, 2004, pp. 669-677.
- [5] Elwood, K. J. and Moehle, J. P., "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, 2005, pp. 578-587.
- [6] Wallace, J. W., Elwood, K. J. and Massone, L. M., "Investigation of the Axial Load Capacity for Lightly Reinforced Wall Piers," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 134, No. 9, 2008, pp. 1548-1557.
- [7] Berry, M., Parrish, M. and Eberhard, M., "PEER Structural Performance Database User's Manual," University of California, Berkeley, 2004, 43 pp.
- [8] 黃益堂，黃世建，「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之耐震行為曲線研究」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE 08-027，台北，2008，173 頁。



[9] 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.

[10] ACI-ASCE committee 326, "Shear and Diagonal Tension " *American Concrete Institute Journal*, V. 59, No. 3, 1962, pp. 353-395.

[11] Cardenas, A. E., Hanson, J. M., Corley, W. G. and Hognestad, E., "Design Provisions for Shear Walls," *American Concrete Institute Journal*, V. 70, No. 3, 1973, pp. 221-230.

[12] Elwood, K. J. and Moehle, J. P., "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement," *Earthquake Spectra*, V. 21, No. 1, 2005, pp. 71-89.

[13] AIJ-1990, "Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept," Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990.

[14] JICE-1993, "New RC report," Japan Institute of Construction Engineering, Tokyo, 1993.

[15] 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, 2002, pp. 1519-1526.

[16] Schäfer, K., "Strut-and-Tie Models for the Design of Structural Concrete," Notes of Workshop, Department of Civil Engineering, National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan, 1996, 140 pp.



[17] Zhang, L. X. B. and Hsu, T. T. C., "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 124, No. 1, 1998, pp. 24-34.

[18] Foster, S. J. and Gilbert, R. I., "The Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 1, 1996, pp. 3-10.

[19] Vecchio, F. and Collins, M., "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 119, No. 12, 1993, pp. 3590-3610.

[20] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, 1999, pp. 846-857.

[21] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 1, 2000, pp. 35-44.

[22] 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。

[23] 涂耀賢，「低矮型 RC 牆暨構架之側向載重位移曲線預測研究」，博士論文，國立台灣科技大學營建工程學系，台北，2005，191 頁。

[24] Li, Y. A., Huang, Y. T. and Hwang, S. J., "Seismic Response of Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear," *ACI Structural Journal*, accepted for publication, 2013.



[25] Moretti, M. L. and Tassios, T. P., "Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Short Columns Using Global Truss Model," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 3, 2006, pp. 319-327.

[26] ACI Committee 374, "374.1-05 : Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary," American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2006, 9 pp.

[27] 李翼安，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，已接受出版中，2013。

[28] Li, Y. A. and Hwang, S. J., "Prediction of Lateral Load Deflection Curves for Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear," submitted to *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2013.

[29] Benjamin, J. R. and Williams, H. A., "Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls," *American Society of Civil Engineers -- Proceedings -- Journal of the Structural Division*, V. 83, No. 3, 1957, pp. 1-49.

[30] Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.

[31] Aoyama, H., "Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures," Imperial College Press, London, 2002, 442 pp.

[32] Maruta, M., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Column Using High Strength Concrete," *8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete*, Tokyo, 2008, pp. 403-408



[33] Sakaguchi, N., Yamanob, K., Kitada, Y., Kawachi, T. and Koda, S., "Shear Strength of High-Strength Concrete Members," *High-Strength Concrete: Second International Symposium*, SP 121-09, American Concrete Institute, 1990, pp. 155-178.

[34] Watanabe, F. and Kabeyasawa, T., "Shear Strength of RC Members with High-Strength Concrete," *High-Strength Concrete in Seismic Regions*, SP 176-17, American Concrete Institute, 1998, pp. 379-396.

[35] 郭武威,「在地震力作用下非韌性鋼筋混凝土構架倒塌行為研究」,博士論文,國立台灣科技大學營建工程學系,台北,2008,542頁。

[36] Kuo, W. W., Cheng, T. J. and Hwang, S. J., "Force Transfer Mechanism and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *Engineering Structures*, V. 32, No. 6, 2010, pp. 1537-1546.





符號表

A_g	= 柱之全斷面積
A_h	= 螺箍筋於節點位置在剪力方向之有效面積
A_i	= 第 i 組水平剪力鋼筋之截面積
A_{st}	= 水平向箍筋面積
A_{str}	= 對角壓桿之有效截面積
A_{spiral}	= 螺箍筋之截面積
A_{th}	= 水平拉桿鋼筋之有效截面積
A_{tv}	= 垂直拉桿鋼筋之有效截面積
A_w	= 柱之剪力傳遞面積， $A_w = bd$
a_b	= 梁柱接頭之梁端壓力區深度
a_c	= 梁柱接頭之柱端壓力區深度
a_s	= 對角壓桿在抗剪平面上之深度
b	= 柱之斷面寬
b_i	= 量測區塊之寬
b_{LVDT}	= δ_l 與 δ_r 間兩儀器之間距
b_s	= 對角壓桿有效寬度
C_d	= 對角方向壓桿之抗壓強度
$C_{d,n}$	= 梁柱接頭之對角抗壓計算強度
D	= 對角壓桿之壓力
d	= 柱斷面之有效深度
d_c	= 柱核心混凝土之深度
d_i	= 兩角度計間之區塊中點到柱頂之距離
d_w	= 牆體受壓力側最外緣至受拉鋼筋斷面重心之距離



- E_c = 混凝土之彈性模數
- $E_c I_{eff}$ = 柱斷面之撓曲有效勁度
- E_s = 鋼筋之彈性模數
- $0.4E_c A_w$ = 柱斷面之剪力勁度
- F_h = 剪力元素內水平拉桿之拉力
- F_v = 剪力元素內垂直拉桿之拉力
- F_{yh} = 水平拉桿鋼筋之降伏強度
- F_{yv} = 垂直拉桿鋼筋之降伏強度
- \bar{F}_h = 水平拉桿之平衡拉力
- \bar{F}_v = 垂直拉桿之平衡拉力
- f'_c = 混凝土抗壓強度(MPa)
- f_t = 混凝土抗拉強度(MPa), $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$
- $f_{y\ell}$ = 主筋之降伏強度(MPa)
- f_{yt} = 箍筋之降伏強度(MPa)
- H = 柱之淨高
- H_e = 剪力元素之高度
- h = 柱斷面之深度
- h_i = 量測區塊之高度差
- I_{eff} = 柱斷面之有效慣性矩
- I_g = 柱全斷面之慣性矩
- jd = 壓力區合力中心至主筋斷面重心之距離
- j_t = 斷面最外側拉力鋼筋與最外側壓力鋼筋之距離



- K = 壓拉桿指標
- K_h = 水平拉桿指標
- K_v = 垂直拉桿指標
- \bar{K}_h = 彈性水平拉桿指標
- \bar{K}_v = 彈性垂直拉桿指標
- k = 位移韌性比
- k' = 校舍技術手冊二版柱軸力破壞時變位角之修正係數
- kd = 柱之彈性壓力區深度
- L_d = D 區域之長度
- ℓ_h = 剪力元素水平向邊長
- ℓ_v = 剪力元素垂直向邊長
- ℓ_w = 牆之水平寬度
- M = 柱撓曲臨界斷面之作用彎矩
- M_d = 設計載重下，柱斷面之最大彎矩
- M_n = 柱斷面之標稱彎矩強度
- M_p = 結構桿件斷面之塑性彎矩
- M_w = 牆撓曲臨界斷面之作用彎矩
- N = 柱承受之軸力
- N_w = 牆承受之軸力
- n = 柱軸力比， $n = N/A_g f'_c$
- P_0 = 在無偏心載重下之軸力計算強度
- R_d = 對角壓桿承擔之對角壓力比值
- R_h = 水平拉桿所承擔之水平剪力比值
- R_p = 塑角區之塑性轉角



- R_v = 垂直拉桿所承擔之垂直剪力比值，
- r = ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 表 6-8 之 b 值
- s = 箍筋間距
- t_w = 牆腹版厚度
- V = 柱撓曲臨界斷面對應 M 之作用剪力
- V_b = 柱斷面之標稱彎矩所對應之作用剪力
- V_c = 混凝土牆剪力開裂強度
- V_{cr} = 短柱建議曲線之混凝土剪力開裂強度
- V_{DC} = D 區域之剪力強度
- V'_{DC} = D 區域初始假設之剪力強度
- V_d = 設計載重下，柱斷面之最大彎矩所對應之作用剪力
- V_h = 剪力元素所承受之側力
- V_{jh} = 梁柱接頭之水平剪力
- V_{jv} = 梁柱接頭之垂直剪力
- V_{max} = 試驗之最大側向作用力
- $V_{n,ASCE}$ = ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 結構桿件之剪力強度
- $V_{n,AIJ}$ = 日本建築學會規範(AIJ-1990)之剪力強度
- $V_{n,NewRC}$ = 日本 New RC 計畫之剪力強度
- $V_{n,proposed}$ = 短柱建議曲線之剪力強度
- $V_{n,SST}$ = 軟化壓拉桿模型之剪力強度
- $V_{n,二版}$ = 校舍技術手冊二版柱之剪力強度
- V_p = 斷面塑性彎矩 M_p 所對應之作用剪力



- V_w = 牆撓曲臨界斷面對應 M_w 之作用剪力
- α = 螺箍筋於節點位置指向曲率中心之徑向線與剪力作用方向之夾角
- α_i = 剪力元素內水平剪力鋼筋與上部次壓桿之夾角
- α'_i = 剪力元素內水平剪力鋼筋與下部次壓桿之夾角
- $\alpha_{\text{二版}}$ = 剪力裂縫與柱軸線之夾角
- Δ_a = 試驗軸力破壞點位移
- $\Delta_{a,ASCE}$ = ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 之崩塌點位移
- $\Delta_{a,proposed}$ = 短柱建議曲線軸力破壞點之側向位移
- $\Delta_{a,\text{二版}}$ = 校舍技術手冊二版柱之軸力破壞點位移
- Δ_{cr} = 短柱建議曲線剪力開裂點之側向位移
- $\Delta_{f,ASCE}$ = ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 強度點之撓曲變形
- $\Delta_{f,cr}$ = 短柱剪力開裂點之撓曲變形
- $\Delta_{flexure}$ = 量測之撓曲變形
- $\Delta_{f,proposed}$ = 短柱剪力強度點之撓曲變形
- Δ_{fs} = 柱撓剪破壞點之位移
- Δ_{max} = 試驗最大側向作用力之側向位移
- $\Delta_{s,ASCE}$ = ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 強度點之剪力變形
- $\Delta_{s,cr}$ = 短柱剪力開裂點之剪力變形
- $\Delta_{s,proposed}$ = 短柱剪力強度點之剪力變形
- Δ_{shear} = 量測之剪力變形
- $\Delta_{shear,SST}$ = 軟化壓拉桿模型之剪力變形



- Δ_{slip} = 量測之滑移變形
- Δ_{sum} = 分項變形之總和
- Δ_{total} = 試體之側向變形
- $\Delta_{u,ASCE}$ = ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 之強度點位移
- $\Delta_{u,proposed}$ = 短柱建議曲線剪力強度點之側向位移
- $\Delta_{u,二版}$ = 校舍技術手冊二版柱之強度點位移
- Δ_1 = 測試試體上方反應梁 LVDT 量測值
- Δ_2 = 測試試體下方基礎 LVDT 量測值
- $\delta_{dial i, l}$ = 量測區塊左側之對角線長度變形量
- $\delta_{dial i, r}$ = 量測區塊右側之對角線長度變形量
- δ_l = 短柱試體左側與基礎界面間之變形量
- δ_r = 短柱試體右側與基礎界面間之變形量
- ϵ_d = 剪力元素內平均主壓應變
- ϵ_h = 剪力元素水平向之平均正向拉力應變
- ϵ_r = 剪力元素內平均主拉應變
- ϵ_v = 剪力元素垂直向之平均正向拉力應變
- ϵ_0 = 混凝土發展出強度時所對應之應變
- ϕ = 桁架機制中主壓應力方向與水平軸之夾角
- $\phi_{avg, flexure}$ = 量測區塊之平均曲率
- $\gamma_{avg, i}$ = 量測區塊之平均剪應變
- γ_h = 水平機制所佔之單位傳力比例
- γ_{hi} = 水平拉桿將上部次壓桿之水平力分量傳遞至對角點“a”處之分力比例
- γ'_{hi} = 水平拉桿將下部次壓桿之水平力分量傳遞至對角點“b”處之分力比例



- $\overline{\gamma_{hi}}$ = 不同位置之水平剪力鋼筋之分力比例
- γ_{\max} = 不同位置水平剪力鋼筋分力比例之最大值
- γ_v = 垂直機制所佔之單位傳力比例
- γ_{vh} = 剪力元素內平均剪應變
- v_m = 剪應力， $v_m = V_b / (bd)$
- θ = 對角壓桿和水平軸之夾角
- θ' = 拱機制中壓桿與水平軸之夾角
- θ_D = D 區域對角壓桿與水平軸之夾角
- θ_i = 量測區塊上方平面與下方平面之轉角變化量，角度計量測值
- θ_{slip} = 主筋滑移變形轉角
- $\theta'_{-版}$ = 剪力裂縫與水平軸之夾角
- ρ_s = 剪力箍筋面積比， $\rho_s = A_{st} / (bs)$
- σ = 軸壓應力， $\sigma = N / A_g$
- σ_d = 對角壓桿之壓應力
- $\sigma_{d,\max}$ = 對角壓桿之最大壓應力
- σ_s = 拱機制之壓應力
- σ_t = 桁架機制之壓應力
- ζ = 開裂鋼筋混凝土軟化係數





表 2-1 結構桿件之有效勁度[9]

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams-nonprestressed	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	-
Beams-prestressed	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	-
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.1A_g f_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Beam-column joints	See Section 6.4.2.2.1		E_cA_g
Walls-cracked [†]	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs-nonprestressed	See Section 6.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-
Flat Slabs-prestressed	See Section 6.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

[†] See Section 6.7.2.2



表 2-2 鋼筋混凝土柱於廣義側力位移曲線依不同破壞模式建議之參數表[9]

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures-Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ^{3,4}						
	Plastic Rotations Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
Primary					Secondary					
				LS	CP	LS	CP			
Condition i.¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.026	0.035	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≤ 0.1	= 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.020	0.027	0.027	0.034
≥ 0.6	= 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005
Condition ii.¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3	0.032	0.060	0.2	0.005	0.024	0.032	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6	0.025	0.060	0.2	0.005	0.019	0.025	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3	0.010	0.010	0.0	0.003	0.008	0.009	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6	0.008	0.008	0.0	0.003	0.006	0.007	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3	0.012	0.012	0.2	0.005	0.009	0.010	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$									
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Refer to Section 6.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns will be considered to be controlled by inadequate development or splices when the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Equation 6-2. Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles shall be taken as zero for all performance levels unless columns have transverse reinforcement consisting of hoops with 135 degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Axial load, P , shall be based on the maximum expected axial loads due to gravity and earthquake loads.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
4. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength in accordance with Section 3.4.3.2.



表 2-3 破壞模式分類表[9]

	Transverse Reinforcement Details		
	ACI conforming details with 135° hooks	Closed hoops with 90° hooks	Other (including lap spliced transverse reinforcement)
$V_p/(V_n/k) \leq 0.6$	i*	ii	ii
$1.0 \geq V_p/(V_n/k) > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/(V_n/k) > 1.0$	iii	iii	iii

* To qualify for condition i, a column must have $A_v/b_v s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within the flexural plastic hinge region. Otherwise, the column shall be assigned to condition ii.



表 3-1 NCREE 試驗測試參數與材料強度[8, 24]

試體編號	高深比	箍筋比 ρ_s	軸力比 $\frac{N}{A_g f'_c}$	f'_c (MPa)	主筋		箍筋	
					號數	f_{yl} (MPa)	號數	f_{yt} (MPa)
1DL	1	1.27%	0.09	27.5	#7	438	#4	430
1DH			0.29	25.2				
1NL		0.24%	0.10	23.4				
1NH			0.29	25.1				
2DL	2	1.27%	0.09	25.7			#4	430
2DH			0.30	24.4				
2NL		0.24%	0.10	23.4			#3	458
2NH			0.29	25.5				

表 3-2 NCREE 試驗測試結果[8, 24]

試體編號	測試數據						斷面分析
	V_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	Δ_a (mm)	割線 勁度	強度衰減之 負勁度 (kN/mm)	主要裂縫 與水平軸 之夾角	$2M_n/H$ (kN)
1DL	698	6.89	34.1*	101	26	49°	1564
1DH	701	3.45	24.7	203	32	57°	1724
1NL	660	3.49	32.9*	189	49	48°	1516
1NH	757	3.05	14.9	248	53	56°	1696
2DL	564	13.3	68.4*	42	16	64°	772
2DH	589	11.1	50.2	53	19	67°	856
2NL	402	7.84	57.6*	51	19	61°	758
2NH	460	6.46	29.5	71	25	67°	850

註：*扣除主筋效應後之崩塌點位移



表 3-3 NCREE 試驗之分項變形量測結果

試體編號	Δ_{shear}	百分比	$\Delta_{flexure}$	百分比	Δ_{slip}	百分比	Δ_{sum}
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)
1DL	5.21	78	1.33	20	0.15	2	6.69
1DH	2.37	77	0.66	21	0.04	1	3.06
1NL	1.50	60	0.94	37	0.08	3	2.51
1NH	0.92	65	0.47	33	0.03	2	1.42
2DL	4.58	45	4.09	40	1.57	15	10.24
2DH	6.57	64	1.20	12	2.55	25	10.33
2NL	3.89	62	1.14	18	1.29	20	6.32
2NH	5.26	71	0.43	6	1.75	24	7.44

表 3-4 Moretti and Tassios 試驗測試參數與材料強度[25]

試體編號	高深比	箍筋比 ρ_s	軸力比 $\frac{N}{A_g f'_c}$	f'_c (MPa)	主筋		箍筋	
					號數	f_{yl} (MPa)	號數	f_{yt} (MPa)
1	2	1.21%	0.3	36	$\phi 14$	480	$\phi 8$	300
2			0.6	48				
3			0.3	39				
4		1.88%	0.3	35	$\phi 20$	415	$\phi 10$	305



表 3-5 Moretti and Tassios 試驗測試結果[25]

試體編號	測試數據		分析
	V_{\max} (kN)	Δ_{\max} (mm)	V_f (kN)
1	330	5	410
2	410	-	480
3	360	4	570
4	360	5	542

表 3-6 短柱測試結果[8, 24, 25]與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1[9]分析值之比較

試體編號	分析值			測試值/分析值		
	$V_{n,ASCE}$ (kN)	$\Delta_{u,ASCE}$ (mm)	$\Delta_{a,ASCE}$ (mm)	$\frac{V_{\max}}{V_{n,ASCE}}$	$\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{u,ASCE}}$	$\frac{\Delta_a}{\Delta_{a,ASCE}}$
1DL	931	0.78	30.8	0.75	8.82	1.11
1DH	1010	0.70	20.9	0.69	4.92	1.18
1NL	349	0.31	12.4	1.89	11.12	2.64
1NH	441	0.30	8.4	1.72	10.02	1.78
2DL	925	4.20	64.2	0.61	3.17	1.07
2DH	1007	3.15	42.4	0.58	3.53	1.18
2NL	349	1.64	25.9	1.15	4.78	2.22
2NH	442	1.38	17.7	1.04	4.69	1.67
1	355	0.96	20.7	0.93	5.23	-
2	459	0.81	4.8	0.89	-	-
3	364	0.94	20.8	0.99	4.23	-
4	462	1.26	20.9	0.78	3.96	-
Average				1.00	5.86	1.61
C.O.V.				0.39	0.45	0.34



表 3-7 短柱測試結果[8, 24, 25]與校舍技術手冊二版[1]分析值之比較

試體編號	分析值			測試值/分析值		
	$V_{n,2nd}$ (kN)	$\Delta_{u,2nd}$ (mm)	$\Delta_{a,2nd}$ (mm)	$\frac{V_{max}}{V_{n,2nd}}$	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{u,2nd}}$	$\frac{\Delta_u}{\Delta_{a,2nd}}$
1DL	1242	0.48	44.0	0.56	14.36	0.78
1DH	1826	0.74	35.4	0.38	4.68	0.70
1NL	355	0.15	24.8	1.86	23.46	1.33
1NH	505	0.20	12.3	1.50	14.97	1.21
2DL	1249	4.00	87.9	0.45	3.33	0.78
2DH	1835	6.03	70.9	0.32	1.84	0.71
2NL	355	1.19	49.5	1.13	6.59	1.16
2NH	505	1.62	24.6	0.91	3.98	1.20
1	590	1.91	26.1	0.56	2.61	-
2	911	2.56	14.4	0.45	-	-
3	604	1.88	25.2	0.60	2.13	-
4	861	2.83	31.9	0.42	1.77	-
Average				0.76	7.25	0.98
C.O.V.				0.62	0.94	0.25

表 3-8 既有分析方法之優缺點比較

	ASCE 41	校舍手冊二版
混凝土開裂考量	無	無
強度預測	不佳	差
強度點位移預測	不佳	差
強度衰減	過於保守	佳
軸力破壞點位移預測	佳	不佳



表 4-1 短柱測試結果[8]與 ACI 318-11 附錄 A[2]壓拉桿模型之分析比較

試體編號	測試值	分析值	測試值/分析值
	V_{max} (kN)	$V_{n,STM}$ (kN)	$\frac{V_{max}}{V_{n,STM}}$
1DL	698	353	1.98
1DH	701	470	1.49
1NL	660	311	2.12
1NH	757	469	1.61
2DL	564	233	2.42
2DH	589	299	1.97
2NL	402	217	1.85
2NH	460	308	1.49
Average			1.87
C.O.V.			0.16

表 4-2 軟化壓拉桿模型剪力元素內水平向及垂直向拉力應變之分析值[23]

試體編號	精算法		簡算法	
	ϵ_h	ϵ_v	ϵ_h	ϵ_v
1DL	0.0021	0.0003	0.0017	4×10^{-7}
1DH	0.0021	0.0002	0.0021	3×10^{-7}
1NL	0.0023	0.0003	0.0023	3×10^{-7}
1NH	0.0023	0.0003	0.0023	2×10^{-7}
2DL	0.0014	0	0.0009	0
2DH	0.0015	0	0.0012	0
2NL	0.0023	0	0.0023	0
2NH	0.0023	0	0.0023	0
1	0.0015	0	0.0015	0
2	0.0015	0	0.0015	0
3	0.0015	0	0.0015	0
4	0.0014	0	0.0011	0



表 4-3 分析方法之引用公式變化

	箍筋有效面積			剪力變形計算	
	式(4-15)	式(4-19)	式(4-20)	涂耀賢[23]	式(4-13)
分析方法一	○			○	
分析方法二		○		○	
分析方法三			○	○	
分析方法四			○		○

表 4-4 分析方法一

試體編號	拉桿面積		剪力強度		側向位移	
	A_{th} (mm ²)	A_{tv} (mm ²)	$V_{n,proposed}$ (kN)	$\frac{V_{max}}{V_{n,proposed}}$	$\Delta_{u,SST}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{u,SST}}$
1DL	1425	1742	530	1.32	1.72	4.02
1DH	1425	1742	710	0.99	1.93	1.79
1NL	321	1742	439	1.50	2.35	1.49
1NH	321	1742	604	1.25	2.22	1.37
2DL	2851	1742	400	1.41	3.43	3.88
2DH	2851	1742	503	1.17	2.96	3.75
2NL	535	1742	321	1.25	4.21	1.86
2NH	535	1742	410	1.12	3.62	1.78
1	1131	231	309	1.07	1.80	2.78
2	1131	231	400	1.03	1.44	-
3	1131	471	334	1.08	1.88	2.13
4	1767	471	301	1.20	1.63	3.07
			Average	1.20	Average	2.54
			C.O.V.	0.12	C.O.V.	0.38



表 4-5 分析方法二

試體編號	拉桿面積		剪力強度		側向位移	
	A_{th} (mm ²)	A_{tv} (mm ²)	$V_{n,proposed}$ (kN)	$\frac{V_{max}}{V_{n,proposed}}$	$\Delta_{u,SST}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{u,SST}}$
1DL	655	871	530	1.32	2.21	3.12
1DH	666	871	652	1.08	2.17	1.59
1NL	143	871	415	1.59	2.34	1.50
1NH	143	871	577	1.31	2.22	1.38
2DL	2039	1307	400	1.41	3.62	3.68
2DH	2119	1307	503	1.17	3.15	3.53
2NL	359	1307	289	1.39	4.09	1.92
2NH	374	1307	380	1.21	3.56	1.82
1	851	231	288	1.15	1.79	2.79
2	917	231	374	1.10	1.40	-
3	855	471	303	1.19	1.81	2.20
4	1354	471	301	1.20	1.71	2.93
			Average	1.26	Average	2.40
			C.O.V.	0.11	C.O.V.	0.33



表 4-6 分析方法三

試體編號	拉桿面積		剪力強度		側向位移	
	A_{th} (mm ²)	A_{tv} (mm ²)	$V_{n,proposed}$ (kN)	$\frac{V_{max}}{V_{n,proposed}}$	$\Delta_{u,SST}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{u,SST}}$
1DL	713	871	530	1.32	2.14	3.23
1DH	713	871	658	1.06	2.18	1.58
1NL	160	871	417	1.58	2.34	1.49
1NH	160	871	580	1.31	2.22	1.38
2DL	2138	1307	400	1.41	3.59	3.71
2DH	2138	1307	503	1.17	3.14	3.54
2NL	401	1307	297	1.35	4.12	1.90
2NH	401	1307	385	1.19	3.57	1.81
1	848	231	287	1.15	1.79	2.80
2	848	231	366	1.12	1.39	-
3	848	471	302	1.19	1.81	2.21
4	1325	471	301	1.20	1.71	2.92
			Average	1.25	Average	2.41
			C.O.V.	0.11	C.O.V.	0.34



表 4-7 分析方法四

試體編號	拉桿面積		剪力強度		側向位移	
	A_{th} (mm ²)	A_{tv} (mm ²)	$V_{n,proposed}$ (kN)	$\frac{V_{max}}{V_{n,proposed}}$	$\Delta_{u,proposed}$ (mm)	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{u,proposed}}$
1DL	713	871	530	1.32	3.15	2.19
1DH	713	871	658	1.06	2.96	1.16
1NL	160	871	417	1.58	3.11	1.13
1NH	160	871	580	1.31	2.94	1.04
2DL	2138	1307	400	1.41	5.56	2.39
2DH	2138	1307	503	1.17	4.74	2.34
2NL	401	1307	297	1.35	5.19	1.51
2NH	401	1307	385	1.19	4.51	1.43
1	848	231	287	1.15	2.45	2.04
2	848	231	366	1.12	1.91	-
3	848	471	302	1.19	2.46	1.62
4	1325	471	301	1.20	2.49	2.01
			Average	1.25	Average	1.72
			C.O.V.	0.11	C.O.V.	0.28



表 4-8 實驗結果[8, 24, 25]與建議曲線分析值之比較

試體編號	測試值			測試值/分析值		
	V_{\max} (kN)	Δ_{\max} (mm)	Δ_u (mm)	$\frac{V_{\max}}{V_{n,proposed}}$	$\frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{u,proposed}}$	$\frac{\Delta_u}{\Delta_{u,proposed}}$
1DL	698	6.89	34.1*	1.32	2.19	1.06
1DH	701	3.45	24.7	1.06	1.16	1.11
1NL	660	3.49	32.9*	1.58	1.13	2.27
1NH	757	3.05	14.9	1.31	1.04	1.45
2DL	564	13.3	68.4*	1.41	2.39	1.08
2DH	589	11.1	50.2	1.17	2.34	1.18
2NL	402	7.84	57.6*	1.35	1.51	2.03
2NH	460	6.46	29.5	1.19	1.43	1.48
1	330	5	-	1.15	2.04	-
2	410	-	-	1.12	-	-
3	360	4	-	1.19	1.62	-
4	360	5	-	1.20	2.01	-
Average				1.25	1.72	1.46
C.O.V.				0.11	0.28	0.30

註：*扣除主筋效應後之崩塌點位移



表 5-1 Maruta 試驗[32]測試參數、材料強度與測試結果

試體		軸力 (N)	f'_c (MPa)	主筋		箍筋			測試值	
編號	名稱			號數	f_{yl} (MPa)	號數	f_{yt} (MPa)	箍筋量 (ρ_s)	V_{max} (kN)	
橫箍										
1	H-0.6-0.15	$0.15P_0$	128	D13 SD785	1030	D6 SD785	1053	0.6%	522	
2	H-0.6-0.3	$0.3P_0$	125						516	
3	H-0.6-0.6	$0.6P_0$	120						523	
4	H-0.3-0.6		128					0.3%	485	
5	H-1.2-0.6		121					1.2%	681	
6	H-1.8-0.6		130					1.8%	778	
7	H-0.3-0.3	$0.3P_0$	130					0.3%	524	
8	H-1.2-0.3		121					1.2%	689	
9	H-1.8-0.3		121					1.8%	798	
10	CN-0.6-0.3		56					0.6%	384	
11	CK-0.3-0.3		55					0.3%	291	
橫箍加螺箍										
12	HS-0.6-0.3	$0.3P_0$	128	D13 SD785	1030	D6 SD785	1053	0.6%	494	
13	HS-0.6-0.6	$0.6P_0$	128					508		
14	HS-1.2-0.6		129					1.2%	588	
15	U-0.4-0.6		130			$\phi 5.1$ 1275	1450	0.37%	508	
16	U-0.7-0.6		129			0.74%	561			
17	CK-0.6-0.3	$0.3P_0$	55			D6 SD785	1053	1053	0.6%	323
18	CS-0.6-0.3		56						337	
19	CK-1.2-0.3		55						1.2%	399
20	CK-1.8-0.3		55						1.8%	536
21	CK-0.6-0.0	0	56							242
22	CK-0.6-0.15	$0.15P_0$	56						0.6%	337
23	CK-0.6-0.6	$0.6P_0$	55							365



表 5-2 Sakaguchi et al. 試驗[33]測試參數、材料強度與測試結果

試體		軸力 (N)	f'_c (MPa)	主筋		箍筋		測試值		
編號	名稱			號數	f_{yl} (MPa)	號數	f_{yt} (MPa)	箍筋量 (ρ_s)	V_{max} (kN)	
24	C1	$0.39A_g f'_c$	93.5	D19 SD785	1000	-	-	0%	1390	
25	C2					$\phi 6.4$	1360	0.16%	1400	
26	C3	0	77			$\phi 7.4$	1400	0.4%	1140	
27	C4	$0.24A_g f'_c$							1470	
28	C5	$0.39A_g f'_c$	93.5						1660	
29	C6	$0.48A_g f'_c$	77						1550	
30	C7	$0.39A_g f'_c$	93.5					0.62%	1900	
31	C8							0.8%	2000	
32	C9	0	52.2					0.4%		981
33	C10		23.8							746

表 5-3 Maruta [32]之強度點側向位移實驗結果與分析之比較($f_{yt} = 550$ MPa)

試體		Δ_{max} (mm)	測試值/分析值
編號	名稱		
1	H-0.6-0.15	6.0	2.52
2	H-0.6-0.3	3.5	1.65
3	H-0.6-0.6	1.8	1.09
4	H-0.3-0.6	1.8	1.09
5	H-1.2-0.6	4.0	2.28
6	H-1.8-0.6 ¹	8.0	4.43
7	H-0.3-0.3	2.3	1.11
8	H-1.2-0.3	4.0	1.81
9	H-1.8-0.3 ¹	8.0	3.62
Average			2.18
C.O.V.			0.51

註：¹ 箍筋超量配置



表 5-4 螺箍筋傳遞剪力有效性之比較($f_{yt} = 420 \text{ MPa}$)

試體		傳遞剪力有效性百分比	測試值/分析值	
編號	名稱		式(5-8)	無修正
12	HS-0.6-0.3	44%	1.78	1.68
13	HS-0.6-0.6	71%	1.55	1.51
14	HS-1.2-0.6	70%	1.54	1.47
15	U-0.4-0.6	71%	1.59	1.56
16	U-0.7-0.6	71%	1.64	1.60
17	CK-0.6-0.3	56%	1.51	1.42
18	CS-0.6-0.3	55%	1.57	1.47
19	CK-1.2-0.3	56%	1.51	1.46
20	CK-1.8-0.3	56%	1.96	1.96
21	CK-0.6-0.0	0%	1.89	1.51
22	CK-0.6-0.15	28%	1.89	1.68
23	CK-0.6-0.6	82%	1.54	1.50
		Average	1.66	1.57
		C.O.V.	0.10	0.09



表 5-5 Maruta 實驗[32]結果與分析建議之比較(剪力強度)

試體		V_{\max} (kN)	測試值/分析值				
編號	名稱		建議模型(依據筋使用強度 f_{yt})			AIJ-1990	JICE-1993
			420 MPa	550 MPa	785 MPa		
橫箍							
1	H-0.6-0.15	522	2.01	1.93	1.79	1.18	1.19
2	H-0.6-0.3	516	1.74	1.69	1.58	1.17	1.11
3	H-0.6-0.6	523	1.58	1.55	1.46	1.20	1.19
4	H-0.3-0.6	485	1.58	1.60	1.59	1.50	1.09
5	H-1.2-0.6	681	1.72	1.61	1.71	1.16	1.46
6	H-1.8-0.6 ¹	778	1.69	1.69	1.69	1.17	1.40
7	H-0.3-0.3	524	1.96	1.97	1.95	1.61	1.33
8	H-1.2-0.3	689	1.92	1.87	1.87	1.17	1.14
9	H-1.8-0.3 ¹	798	2.07	2.07	2.07	1.25	1.06
10	CN-0.6-0.3	384	1.66	1.58	1.54	1.15	1.29
11	CK-0.3-0.3	291	1.47	1.45	1.40	1.23	1.17
Average			1.76	1.73	1.70	1.25	1.22
C.O.V.			0.11	0.11	0.12	0.12	0.10
橫箍加螺箍							
12	HS-0.6-0.3	494	1.78	1.76	1.69	1.11	1.06
13	HS-0.6-0.6	508	1.55	1.54	1.47	1.15	1.09
14	HS-1.2-0.6	588	1.54	1.46	1.45	0.97	1.12
15	U-0.4-0.6	508	1.59	1.58	1.54	1.24	1.12
16	U-0.7-0.6	561	1.64	1.60	1.50	0.97	1.14
17	CK-0.6-0.3	323	1.51	1.46	1.35	0.98	1.09
18	CS-0.6-0.3	337	1.57	1.52	1.41	1.01	1.13
19	CK-1.2-0.3	399	1.51	1.53	1.53	1.05	1.01
20	CK-1.8-0.3 ¹	536	1.96	1.96	1.96	1.42	1.08
21	CK-0.6-0.0	242	1.89	1.81	1.69	0.73	0.93
22	CK-0.6-0.15	337	1.89	1.83	1.70	1.01	1.16
23	CK-0.6-0.6	365	1.54	1.48	1.37	1.10	1.46
Average			1.66	1.63	1.56	1.06	1.12
C.O.V.			0.10	0.10	0.11	0.15	0.11

註：¹ 箍筋超量配置



表 5-6 Sakaguchi et al. 實驗[33]結果與分析建議之比較(剪力強度)

試體		V_{max} (kN)	測試值/分析值				
編號	名稱		建議模型(依箍筋使用強度 f_{yt})			AIJ-1990	JICE-1993
			420 MPa	550 MPa	785 MPa		
24	C1 ²	1390	1.57	1.57	1.57	2.10	1.17
25	C2	1400	1.48	1.51	1.54	1.40	1.06
26	C3	1140	1.89	1.81	1.70	0.78	1.03
27	C4	1470	1.72	1.69	1.62	1.01	1.13
28	C5	1660	1.60	1.59	1.55	1.08	1.09
29	C6	1550	1.57	1.56	1.51	1.07	1.15
30	C7	1900	1.66	1.61	1.49	1.01	1.12
31	C8	2000	1.65	1.58	1.52	0.98	1.08
32	C9	981	1.87	1.77	1.77	0.78	1.08
33	C10 ¹	746	2.35	2.35	2.35	0.87	1.21
Average			1.74	1.70	1.66	1.11	1.11
C.O.V.			0.14	0.14	0.15	0.34	0.04

註：¹ 箍筋超量配置

² 未配置箍筋

表 5-7 高強度短柱實驗[32, 33]結果與分析建議之比較(剪力強度)

		測試值/分析值				
		建議模型(依箍筋使用強度 f_{yt})			AIJ-1990	JICE-1993
		420 MPa	550 MPa	785 MPa		
Maruta 橫箍柱	Average	1.76	1.73	1.70	1.25	1.22
	C.O.V.	0.11	0.11	0.12	0.12	0.10
Maruta 橫箍加 螺箍柱	Average	1.66	1.63	1.56	1.06	1.12
	C.O.V.	0.10	0.10	0.11	0.15	0.11
Sakaguchi et al. 橫箍柱	Average	1.74	1.70	1.66	1.11	1.11
	C.O.V.	0.14	0.14	0.15	0.34	0.04
整體	Average	1.72	1.68	1.64	1.14	1.15
	C.O.V.	0.12	0.12	0.13	0.22	0.10



表 5-8 單一 D 區域與重疊 DD 區域剪力強度之分析結果(Maruta [32])

試體		柱淨高 H (mm)	D 區域長度 L_d (mm)	V_{max} (kN)	測試值/分析值	
編號	名稱				$f_{yt} = 550 \text{ MPa}$	
					單一 D 區域	DD 區域
橫箍						
1	H-0.6-0.15	400	341	522	1.93	1.46
2	H-0.6-0.3	400	384	516	1.69	1.28
3	H-0.6-0.6	400	445	523	1.55	1.55
4	H-0.3-0.6	400	636	485	1.60	1.60
5	H-1.2-0.6	400	309	681	1.61	1.05
6	H-1.8-0.6 ¹	400	256	778	1.69	1.02
7	H-0.3-0.3	400	553	524	1.97	1.97
8	H-1.2-0.3	400	254	689	1.87	1.30
9	H-1.8-0.3 ¹	400	182	798	2.07	1.47
10	CN-0.6-0.3	400	328	384	1.58	1.12
11	CK-0.3-0.3	400	472	291	1.45	1.45
Average					1.73	1.39
C.O.V.					0.11	0.19
橫箍加螺箍						
12	HS-0.6-0.3	400	449	494	1.76	1.76
13	HS-0.6-0.6	400	477	508	1.54	1.54
14	HS-1.2-0.6	400	333	588	1.46	0.99
15	U-0.4-0.6	400	570	508	1.58	1.58
16	U-0.7-0.6	400	432	561	1.60	1.60
17	CK-0.6-0.3	400	368	323	1.46	1.07
18	CS-0.6-0.3	400	369	337	1.52	1.12
19	CK-1.2-0.3	400	238	399	1.53	1.02
20	CK-1.8-0.3 ¹	400	173	536	1.96	1.32
21	CK-0.6-0.0	400	331	242	1.81	1.40
22	CK-0.6-0.15	400	356	337	1.83	1.39
23	CK-0.6-0.6	400	395	365	1.48	0.97
Average					1.63	1.31
C.O.V.					0.10	0.20

註：¹ 箍筋超量配置



表 5-9 單一 D 區域與重疊 DD 區域剪力強度之分析結果(Sakaguchi et al. [33])

試體		柱淨高 H (mm)	D 區域長度 L_d (mm)	V_{\max} (kN)	測試值/分析值	
					$f_{yt} = 550$ MPa	
編號	名稱				單一 D 區域	DD 區域
24	C1 ²	800	-	1390	1.57	1.57
25	C2	800	1557	1400	1.51	1.51
26	C3	800	616	1140	1.81	1.30
27	C4	800	818	1470	1.69	1.69
28	C5	800	953	1660	1.59	1.59
29	C6	800	946	1550	1.56	1.56
30	C7	800	761	1900	1.61	1.14
31	C8	800	662	2000	1.58	1.06
32	C9	800	492	981	1.77	1.41
33	C10 ¹	800	300	746	2.35	1.75
Average					1.70	1.46
C.O.V.					0.14	0.15

註：¹ 箍筋超量配置

² 未配置箍筋



表 5-10 短柱傳力機制由單一 D 區域修正為重疊 DD 區域之剪力強度比較

試體		V_{\max} (kN)	測試值/分析值	
編號	名稱		$f_{yt} = 550 \text{ MPa}$	
			單一 D 區域	DD 區域
1	H-0.6-0.15	522	1.93	1.46
2	H-0.6-0.3	516	1.69	1.28
5	H-1.2-0.6	681	1.61	1.05
6	H-1.8-0.6	778	1.69	1.02
8	H-1.2-0.3	689	1.87	1.30
9	H-1.8-0.3	798	2.07	1.47
10	CN-0.6-0.3	384	1.58	1.12
14	HS-1.2-0.6	588	1.46	0.99
17	CK-0.6-0.3	323	1.46	1.07
18	CS-0.6-0.3	337	1.52	1.12
19	CK-1.2-0.3	399	1.53	1.02
20	CK-1.8-0.3	536	1.96	1.32
21	CK-0.6-0.0	242	1.81	1.40
22	CK-0.6-0.15	337	1.83	1.39
23	CK-0.6-0.6	365	1.48	0.97
26	C3	1140	1.81	1.30
30	C7	1900	1.61	1.14
31	C8	2000	1.58	1.06
32	C9	981	1.77	1.41
33	C10	746	2.35	1.75
		Average	1.73	1.23
		C.O.V.	0.13	0.16



表 5-11 單一 D 區域與重疊 DD 區域位移之分析結果[32]

試體		Δ_{\max} (mm)	測試值/分析值	
			$f_{yt} = 550 \text{ MPa}$	
編號	名稱		單一 D 區域	DD 區域
1	H-0.6-0.15	6.0	2.52	2.40
2	H-0.6-0.3	3.5	1.65	1.64
3	H-0.6-0.6	1.8	1.09	1.09
4	H-0.3-0.6	1.8	1.09	1.09
5	H-1.2-0.6	4.0	2.28	1.73
6	H-1.8-0.6 ¹	8.0	4.43	3.00
7	H-0.3-0.3	2.3	1.11	1.11
8	H-1.2-0.3	4.0	1.81	1.42
9	H-1.8-0.3 ¹	8.0	3.62	2.57
Average			2.18	1.78
C.O.V.			0.51	0.38

註：¹ 箍筋超量配置



圖 1-1 短柱之剪力破壞(通風孔)



圖 1-2 短柱之剪力破壞(氣窗)

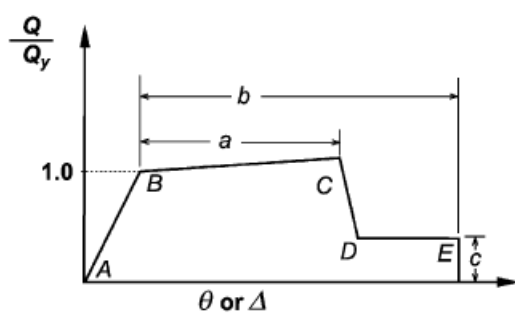
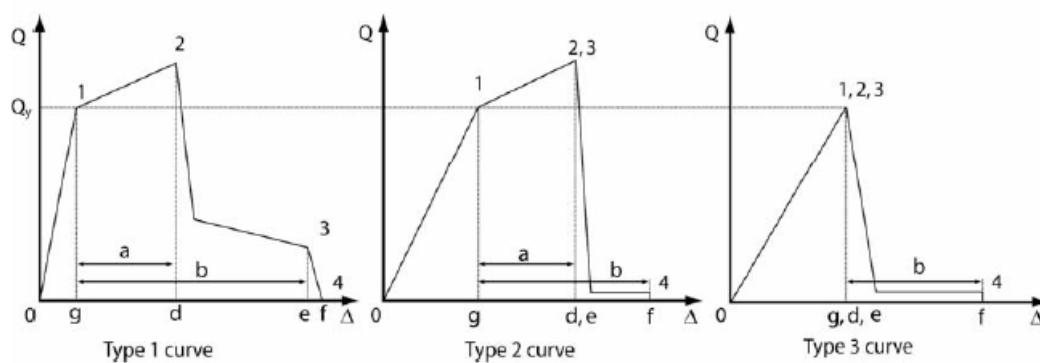


圖 2-1 廣義側力位移曲線模型[9]



Notes:
 1. Only secondary component actions permitted between points 2 and 4;
 2. The force, Q, after point 3 diminishes to approximately zero.

圖 2-2 結構桿件破壞模式之分類[9]

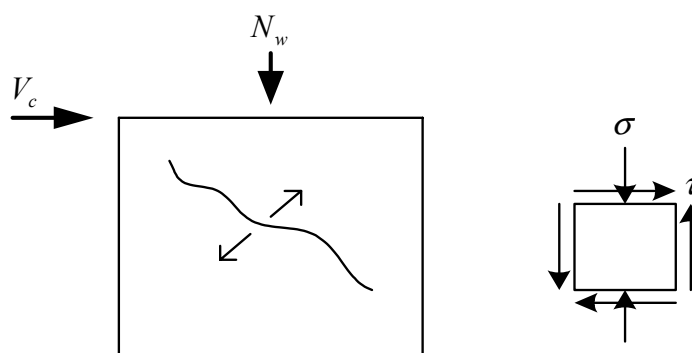


圖 2-3 鋼筋混凝土牆腹剪開裂示意圖

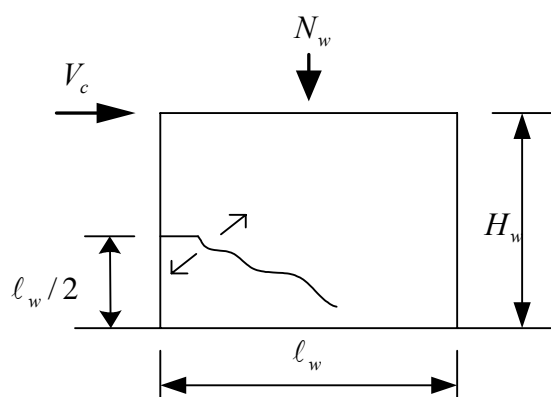


圖 2-4 鋼筋混凝土牆撓剪開裂示意圖

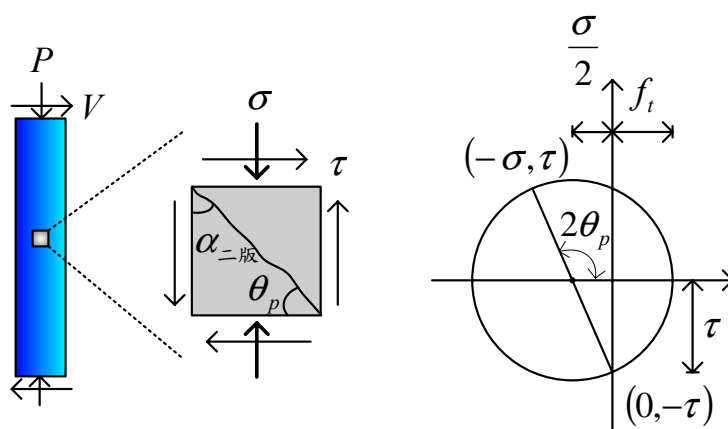
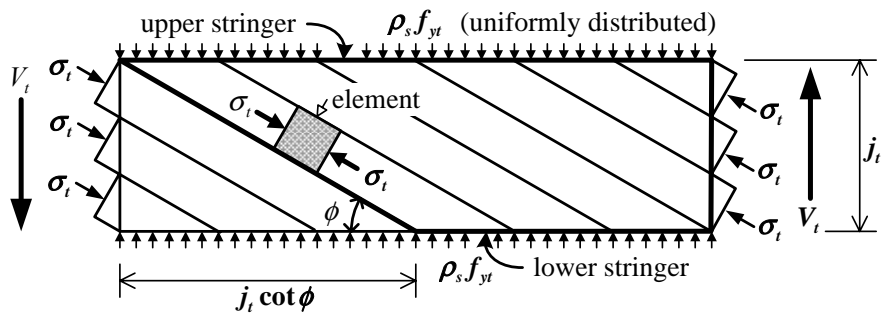
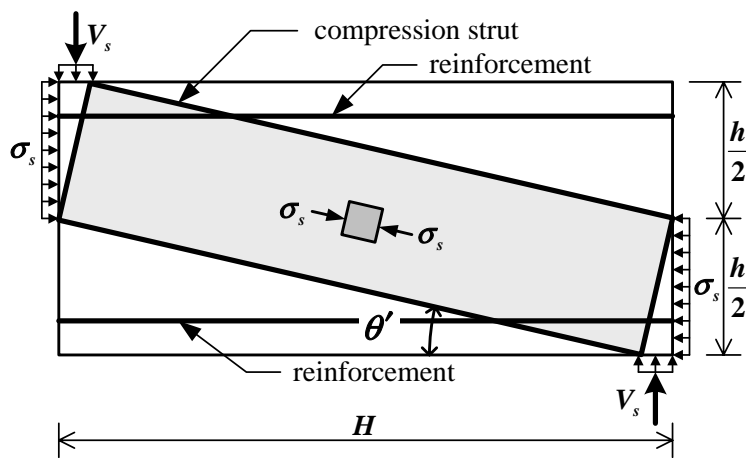


圖 2-5 剪力裂縫角度與主應力關係圖[1]



(a) 桁架機制 [Truss Mechanism]



(b) 拱機制 [Arch/Strut Mechanism]

圖 2-6 日本剪力強度公式之傳力機制與相關符號示意圖

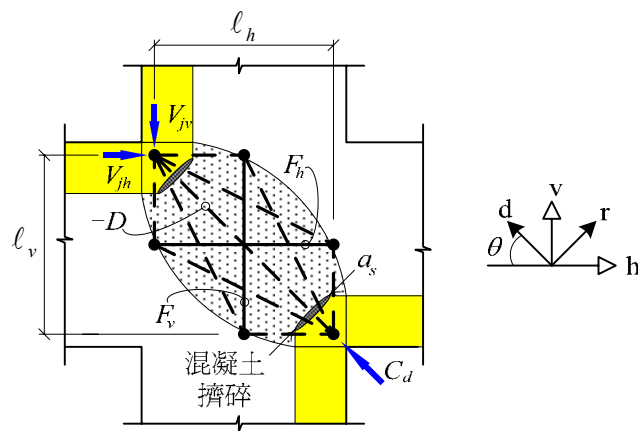


圖 2-7 軟化壓拉桿模型傳力機制 [15]

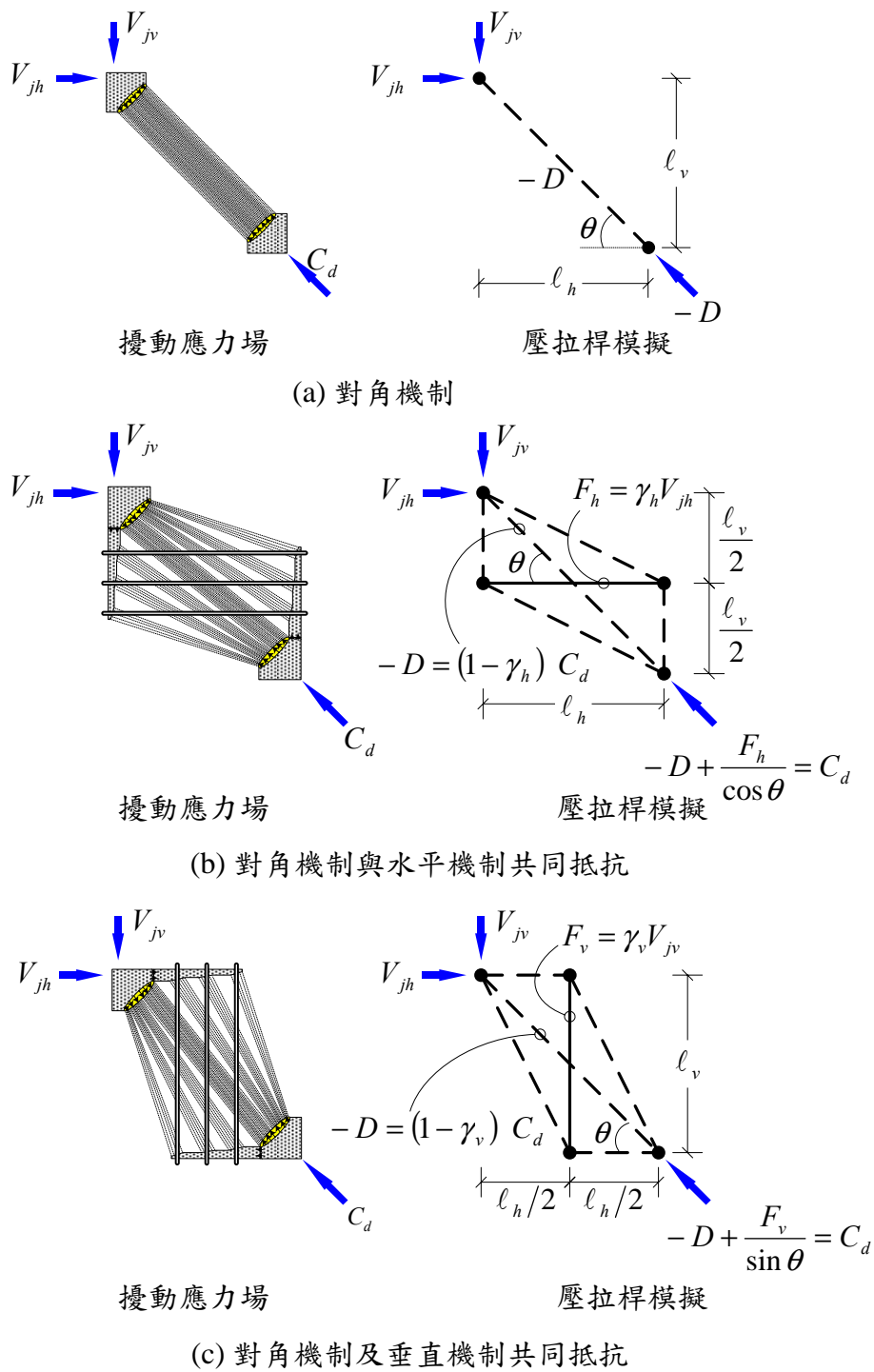


圖 2-8 軟化壓拉桿模型之抵抗機制[15]

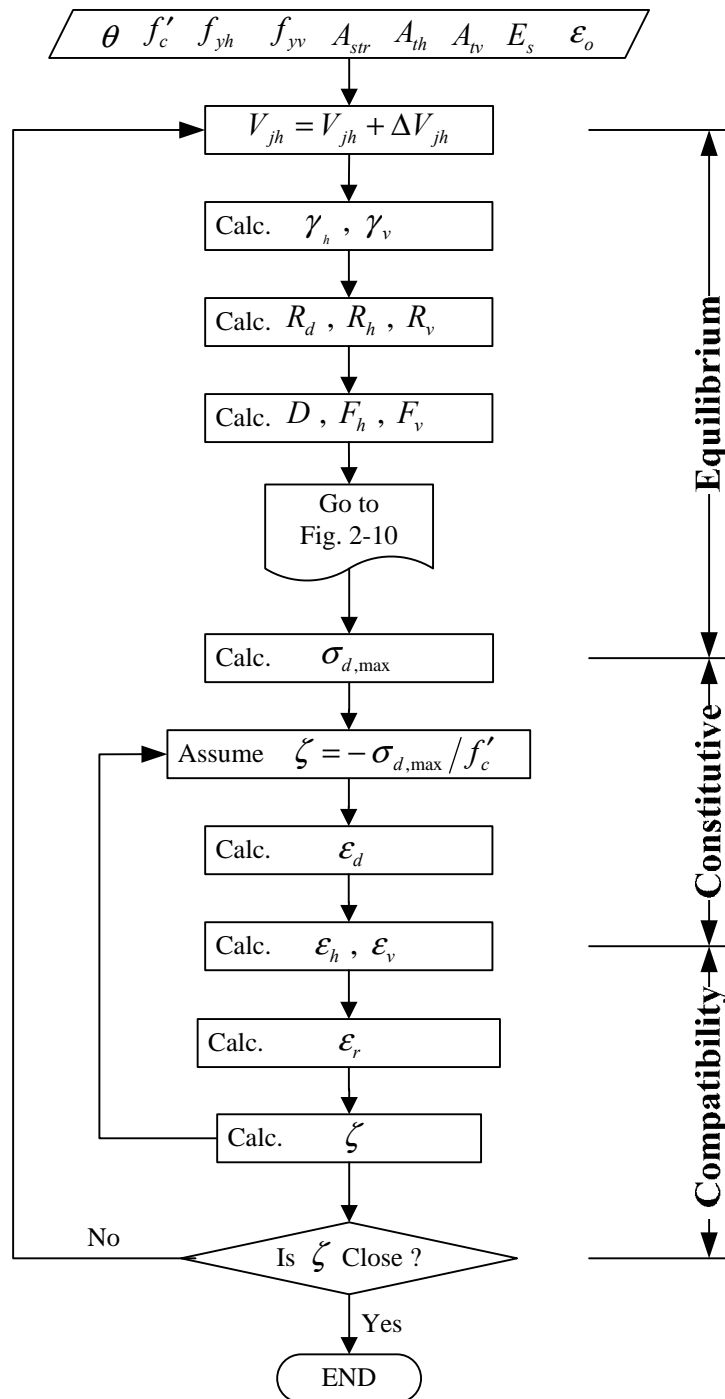


圖 2-9 軟化壓拉桿模型精算法計算流程圖[20, 21]

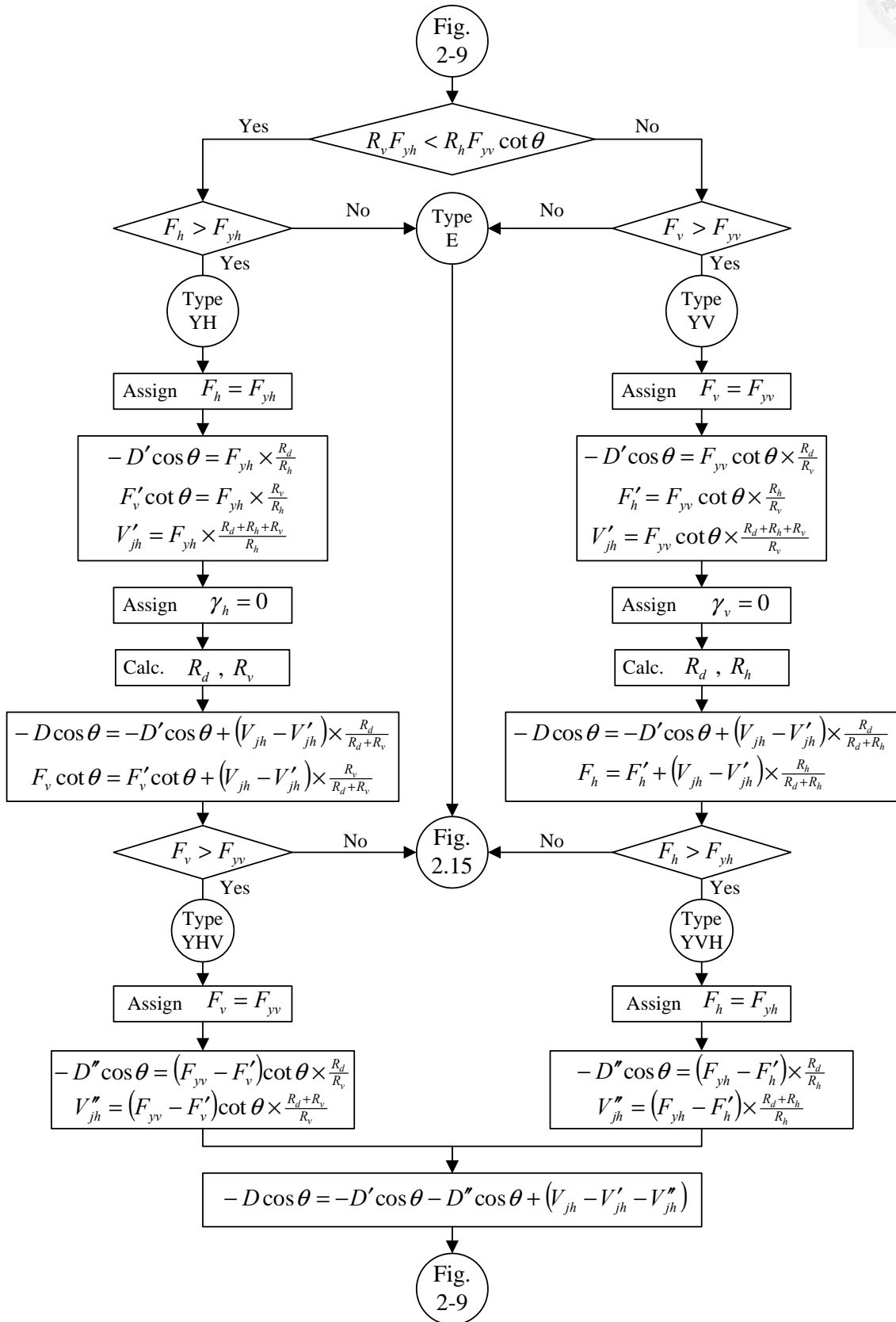
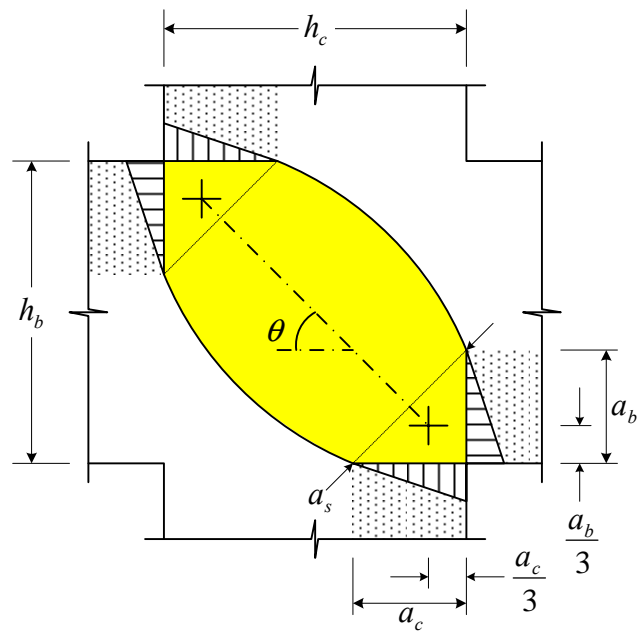
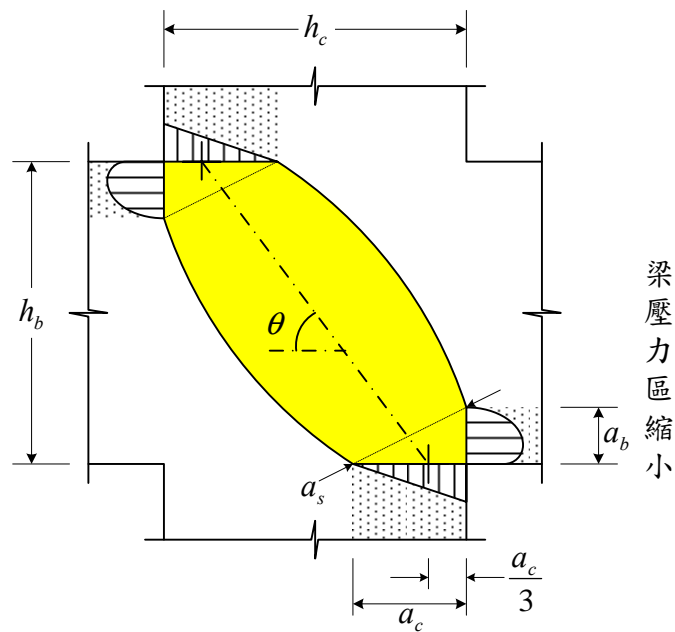


圖 2-10 拉桿降伏後之內力分配流程圖[20, 21]



(a) 梁端塑鉸產生前之接頭對角壓桿



(b) 梁端塑鉸產生後之接頭對角壓桿

圖 2-11 梁柱接頭對角壓桿有效截面積

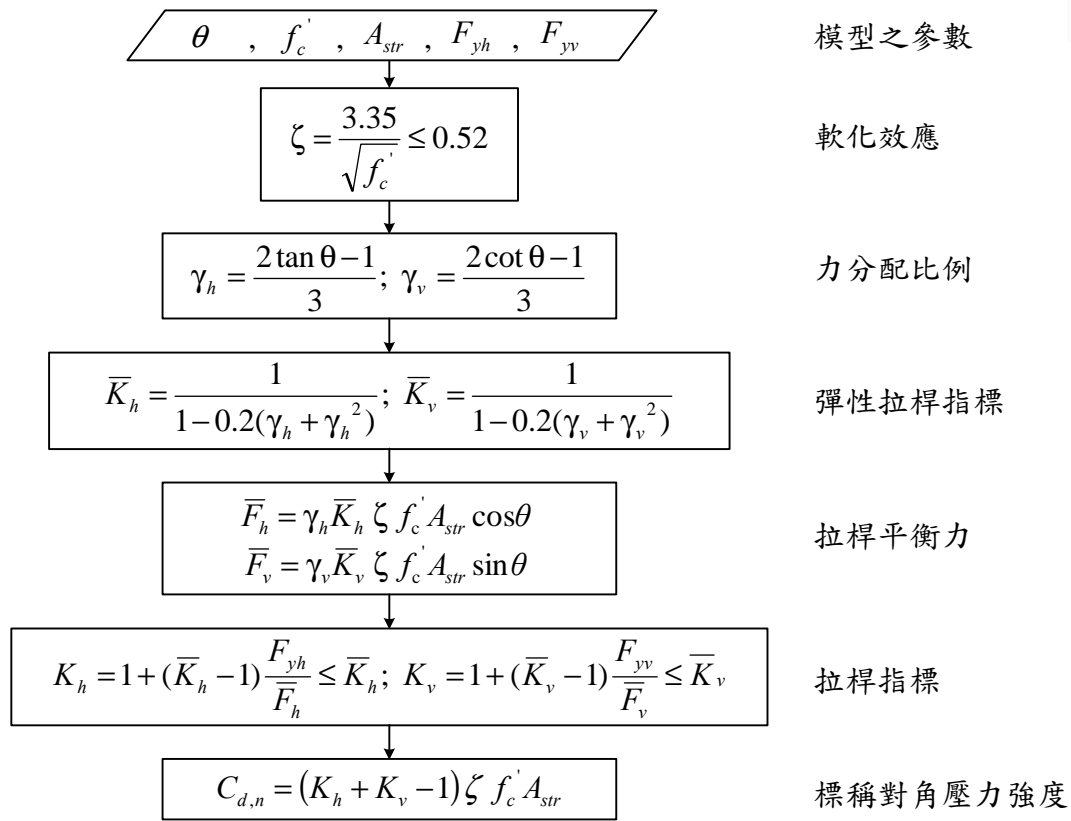


圖 2-12 軟化壓拉桿簡算法計算流程圖[15, 22]

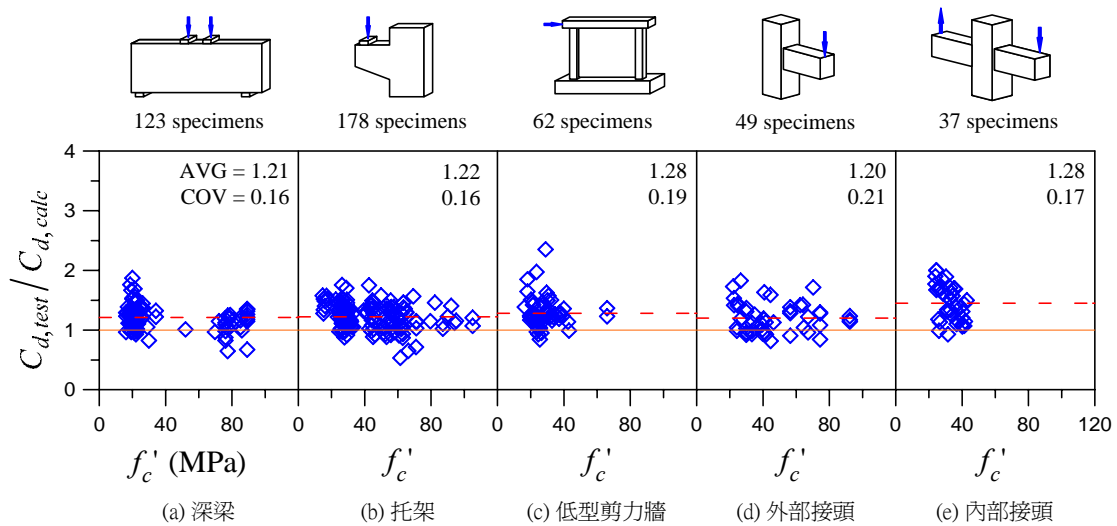


圖 2-13 軟化壓拉桿模型簡算法之試驗驗證[15, 22]

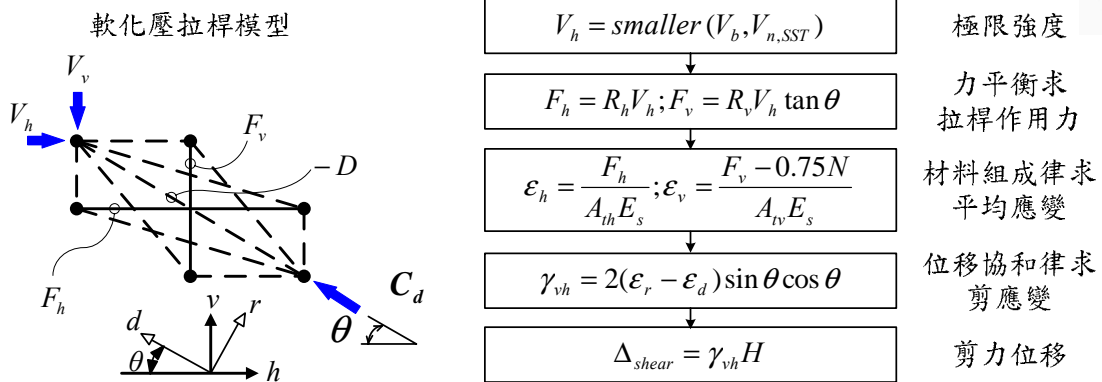


圖 2-14 剪力變形之計算流程[23]

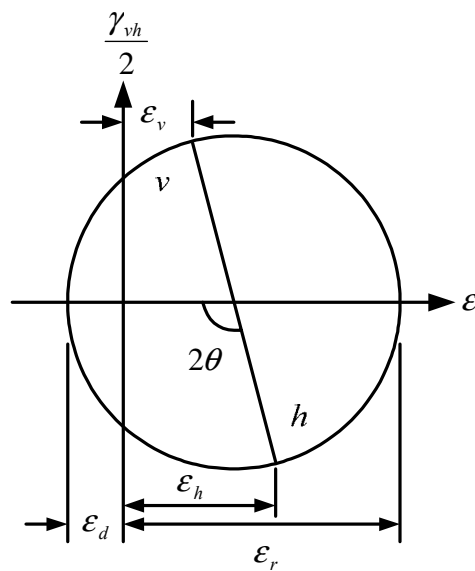


圖 2-15 莫爾變形諧和

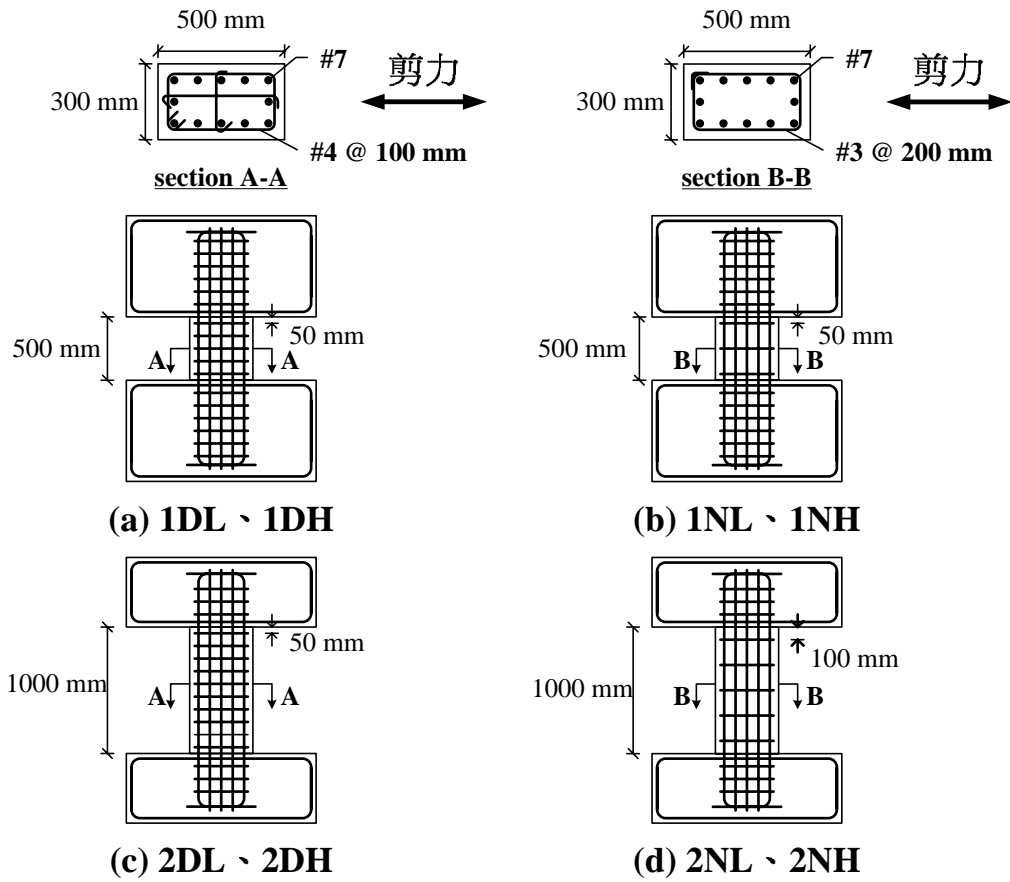


圖 3-1 試體尺寸與詳細配筋圖[8, 24]

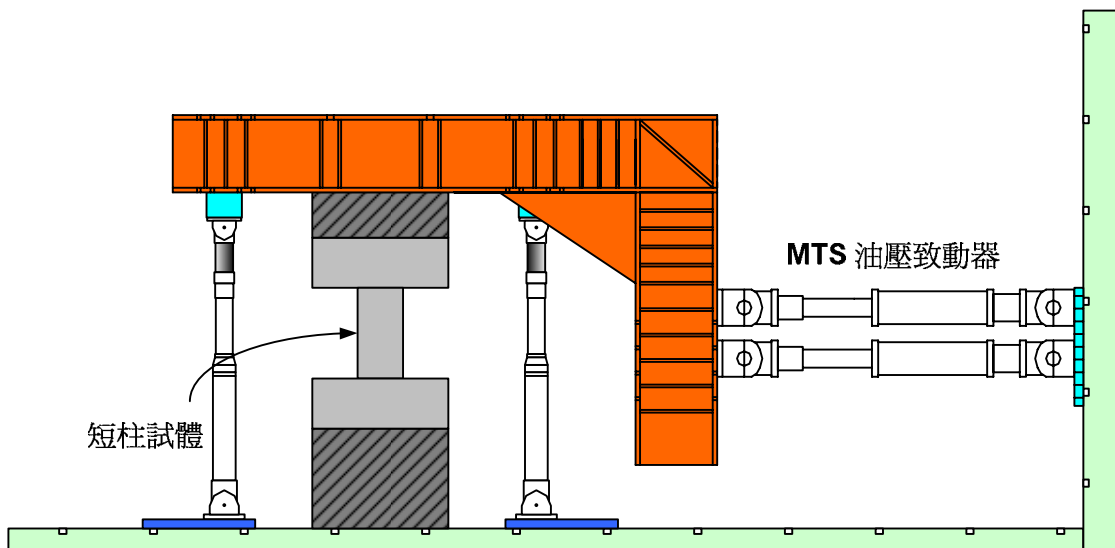


圖 3-2 測試佈置示意圖



圖 3-3 測試佈置現場照片[8, 24]

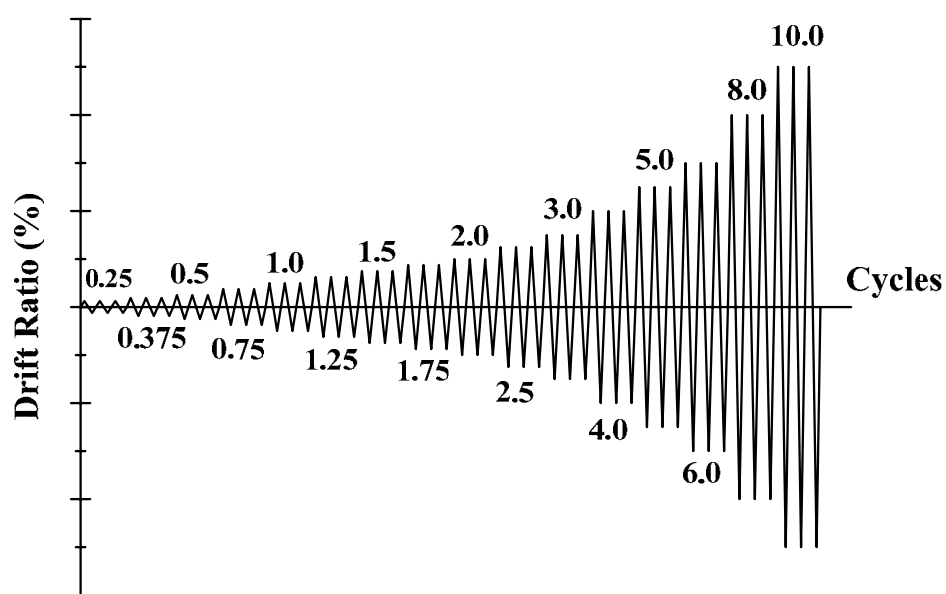


圖 3-4 載重歷時圖

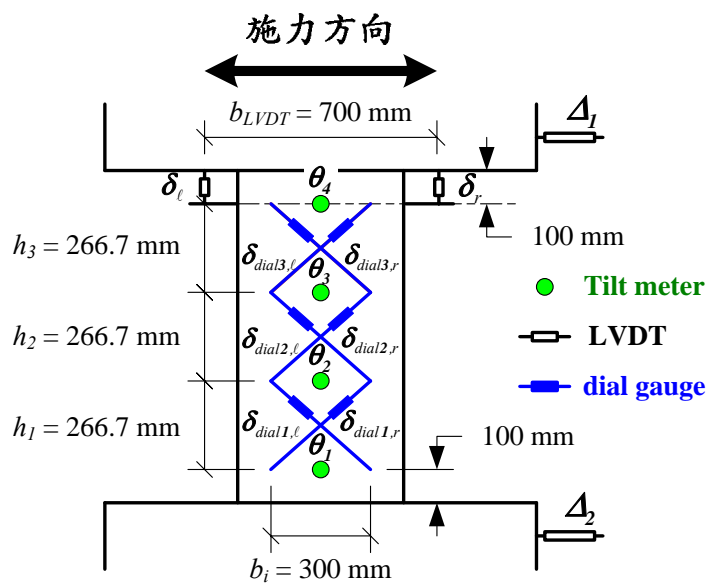


圖 3-5 儀器佈置圖[8, 24]

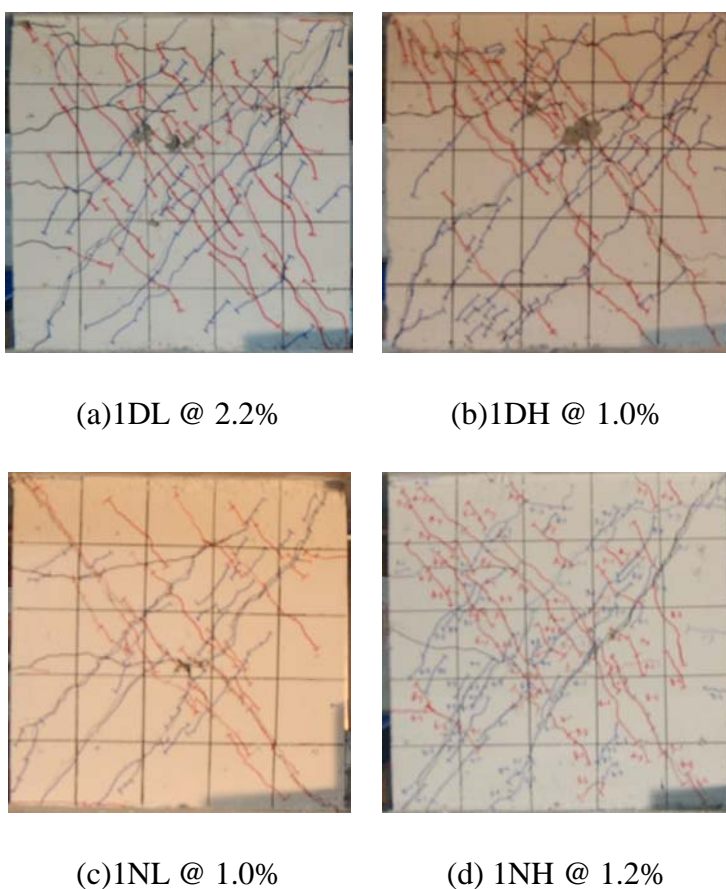
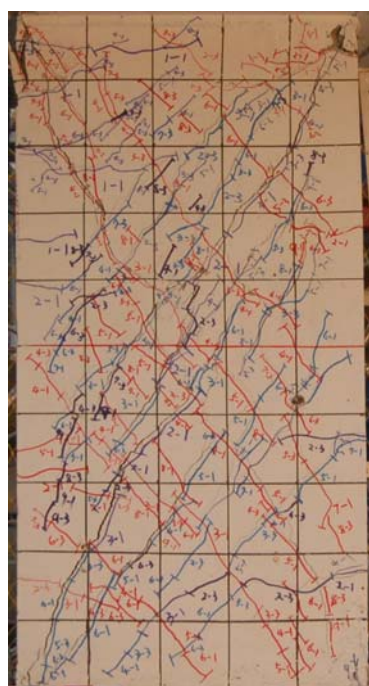
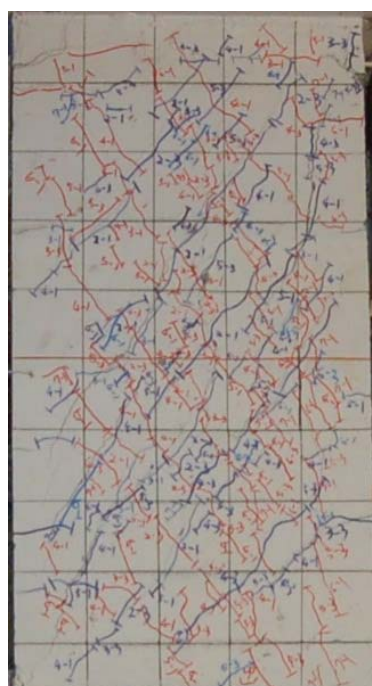


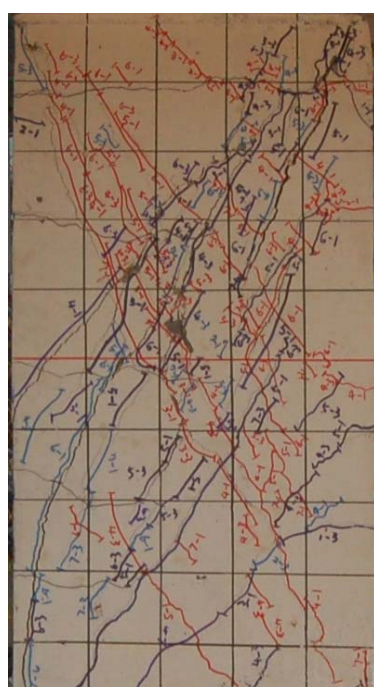
圖 3-6 短柱(高深比 1)於強度點時之裂縫觀察[8, 24]



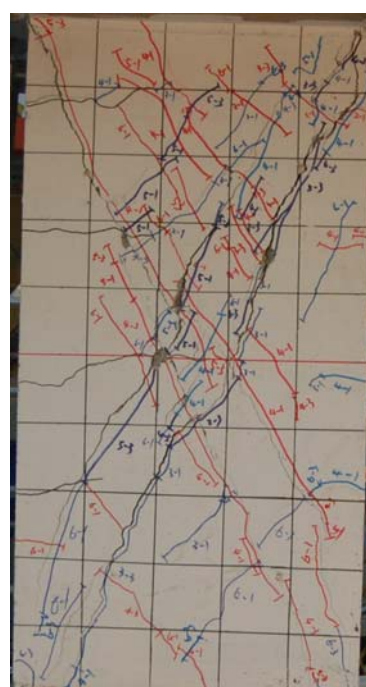
(a) 2DL @ 1.7%



(b) 2DH @ 1.4%

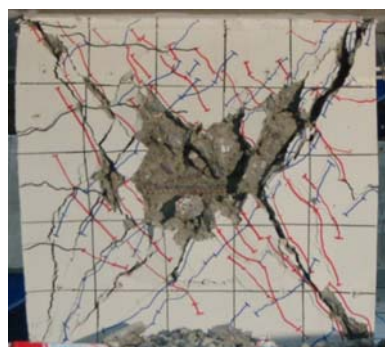


(c) 2NL @ 1.2%

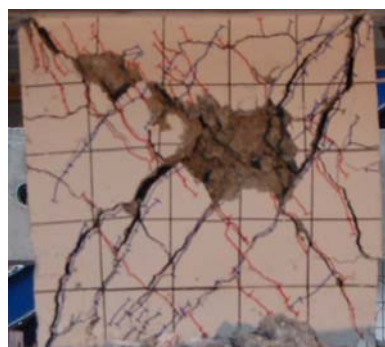


(d) 2NH @ 0.96%

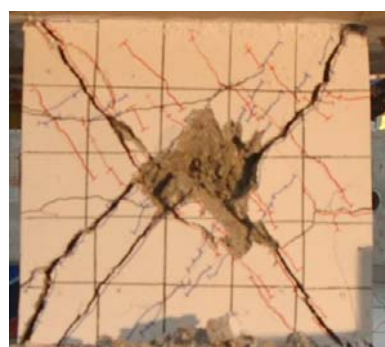
圖 3-7 短柱(高深比 2)於強度點時之裂縫觀察[8, 24]



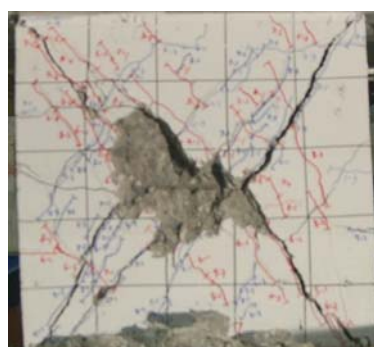
(a) 1DL @ 3.2%



(b) 1DH @ 3.4%

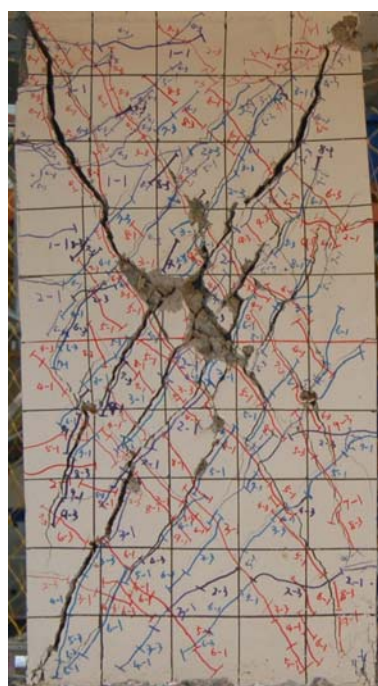


(c) 1NL @ 2.4%

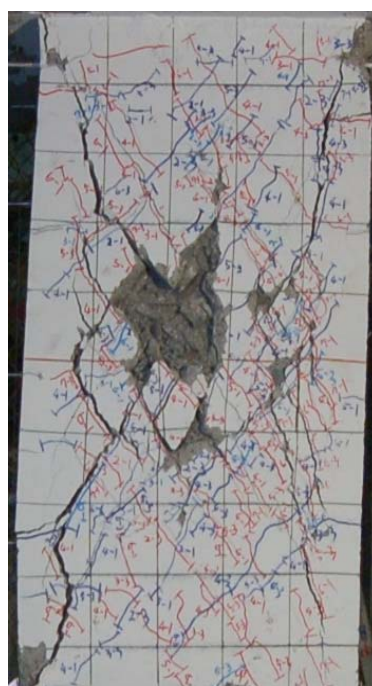


(d) 1NH @ 2.1%

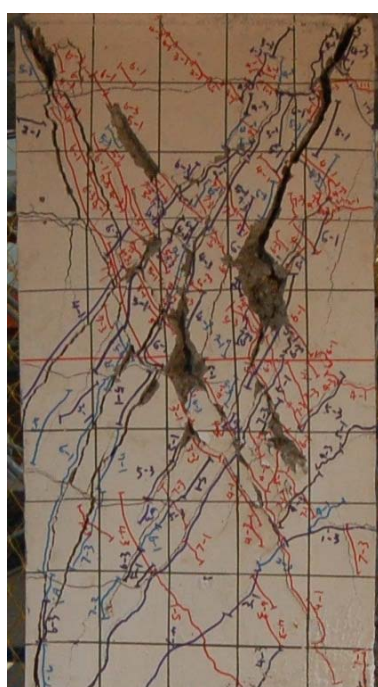
圖 3-8 短柱(高深比 1) 於喪失軸力承载力前之破壞觀察[8, 24]



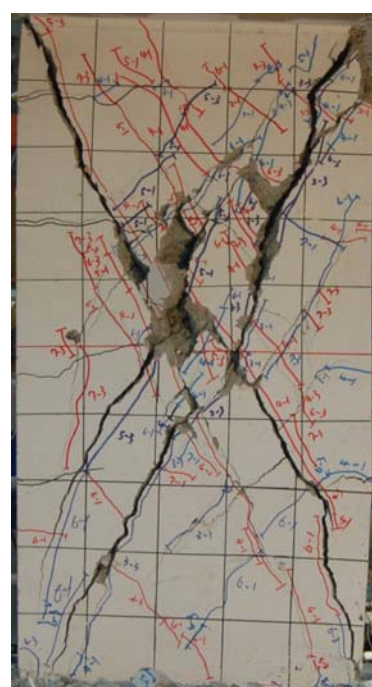
(a)2DL @ 3.0%



(b)2DH @ 2.3%



(c)2NL @ 2.4%



(h)2NH @ 2.0%

圖 3-9 短柱(高深比 2) 於喪失軸力承載力前之破壞觀察[8, 24]

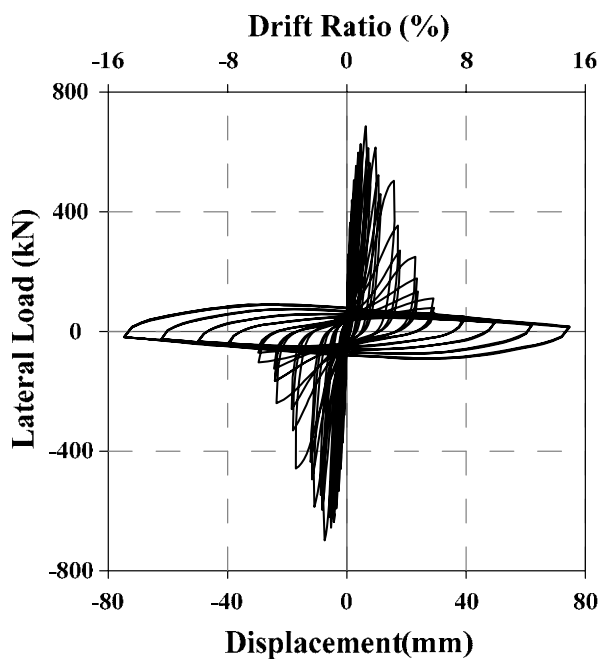


圖 3-10 試體 1DL 測試之側力位移曲線[8, 24]

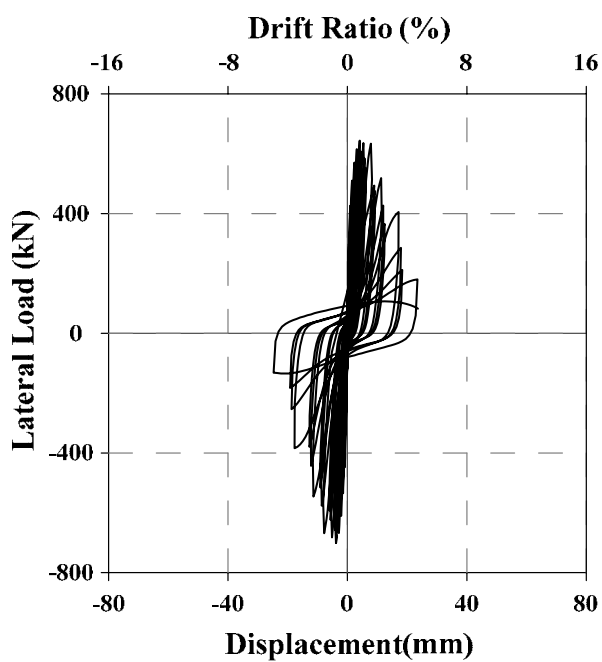


圖 3-11 試體 1DH 測試之側力位移曲線[8, 24]

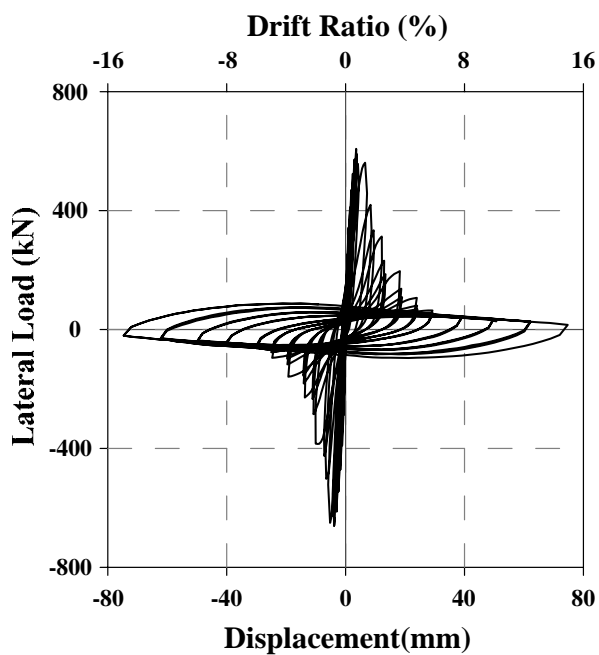


圖 3-12 試體 1NL 測試之側力位移曲線[8, 24]

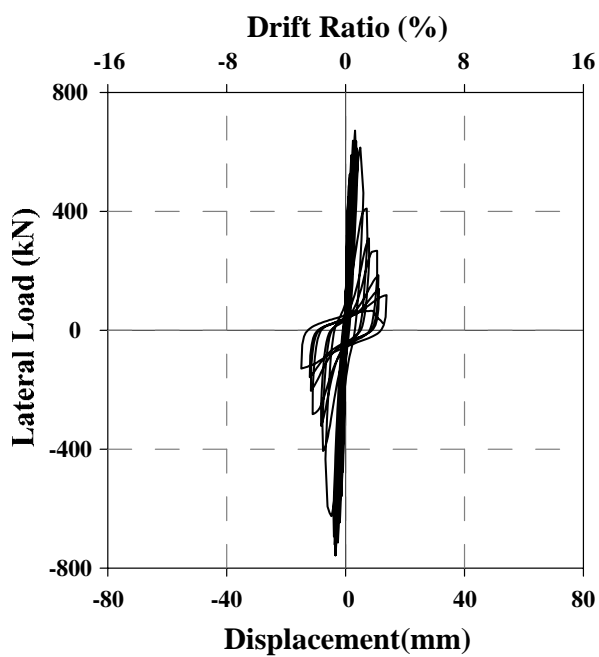


圖 3-13 試體 1NH 測試之側力位移曲線[8, 24]

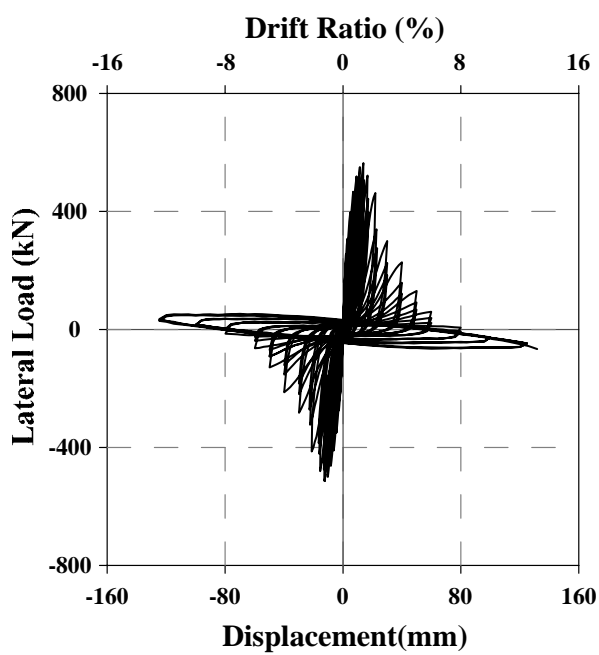


圖 3-14 試體 2DL 測試之側力位移曲線[8, 24]

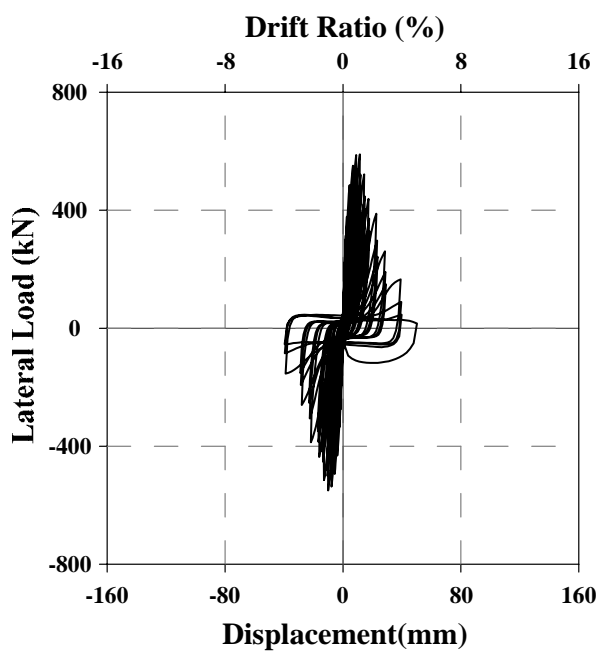


圖 3-15 試體 2DH 測試之側力位移曲線[8, 24]

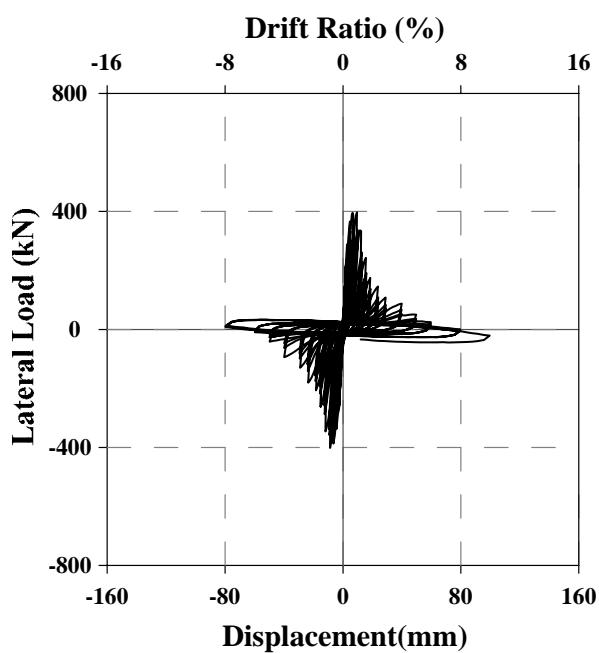


圖 3-16 試體 2NL 測試之側力位移曲線[8, 24]

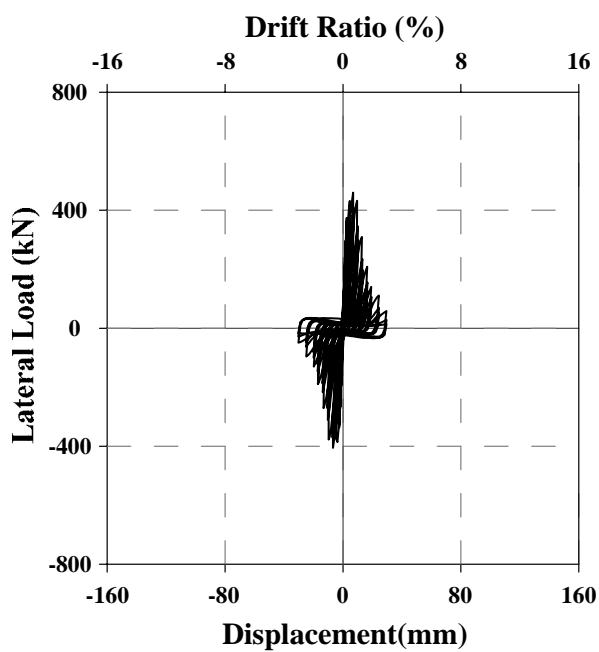
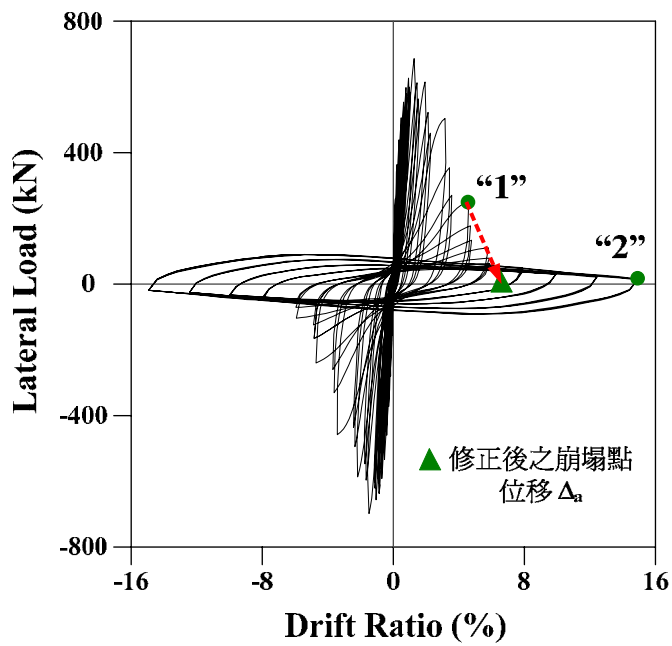
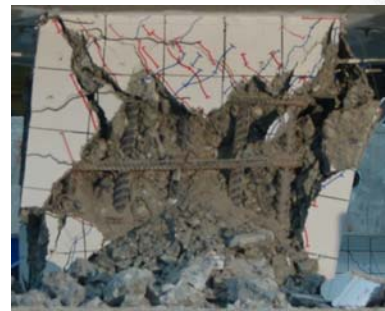


圖 3-17 試體 2NH 測試之側力位移曲線[8, 24]



(a) 試體 1DL 之遲滯迴圈



(b) 點“1”之試體破壞照片
[Drift Ratio 為 5.3%]



(c) 點“2”之試體破壞照片
[Drift Ratio 為 14.9%]

圖 3-18 試體 1DL 崩塌點位移之修正示意圖[8, 24]

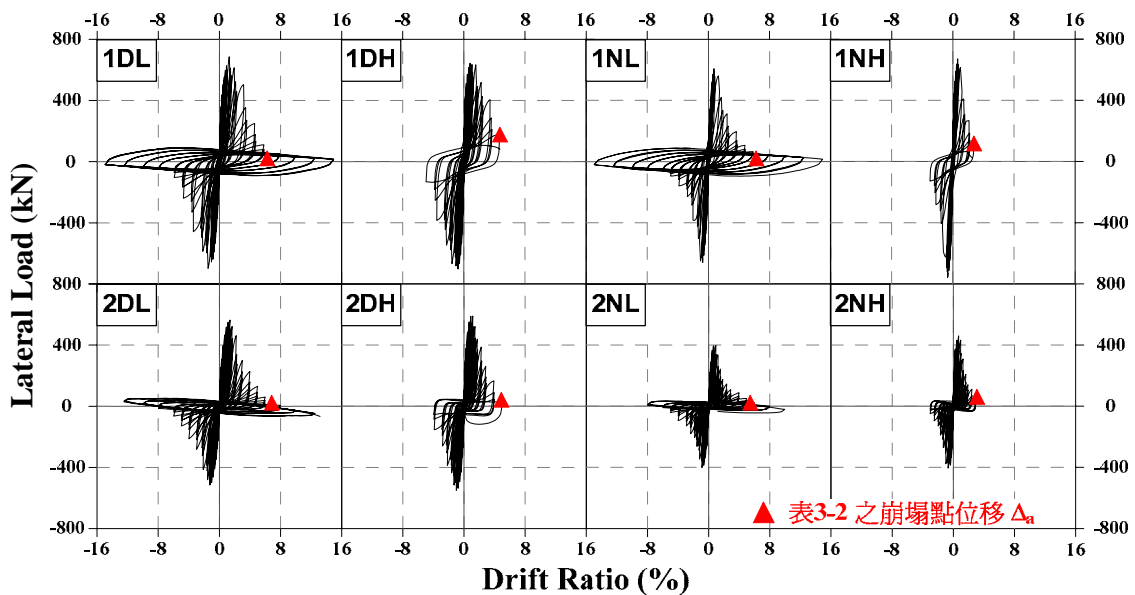


圖 3-19 短柱試驗之崩塌點位移[8, 24]

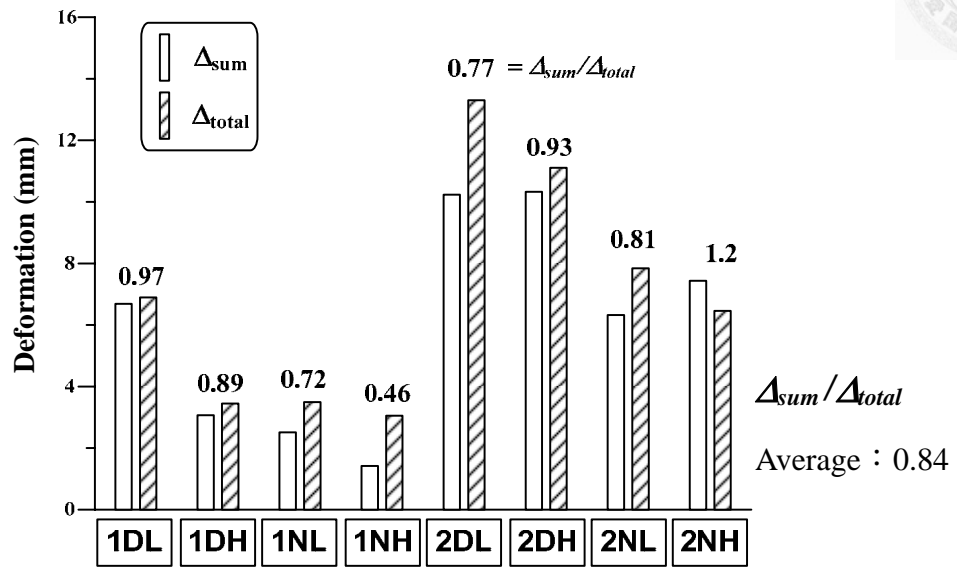


圖 3-20 分項變形量測總和與實際側位移之比較

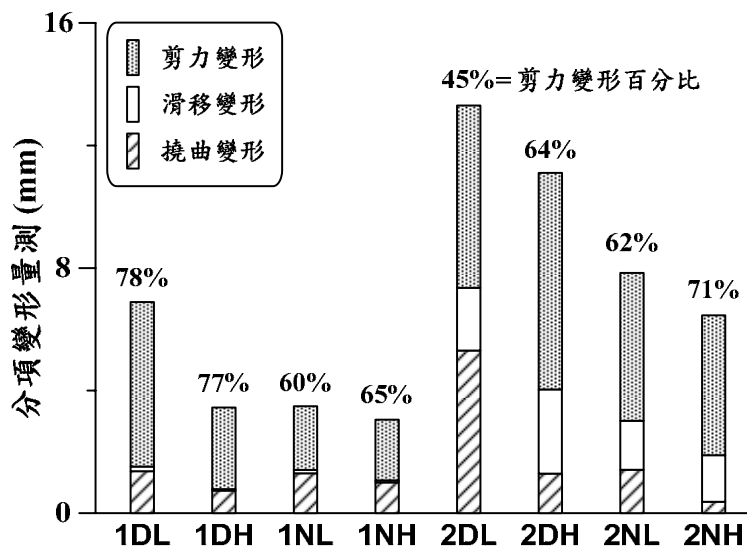


圖 3-21 短柱分項變形量測比較

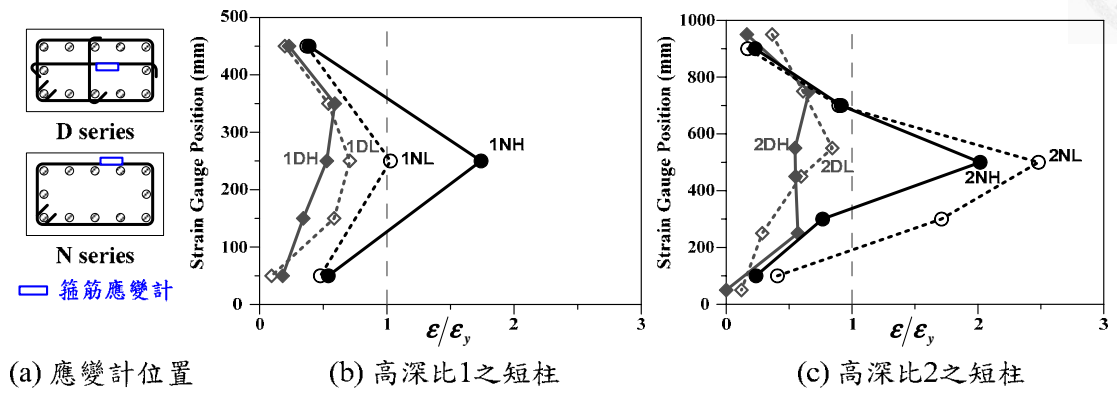


圖 3-22 箍筋應變計量測結果之鋼筋應變分佈圖

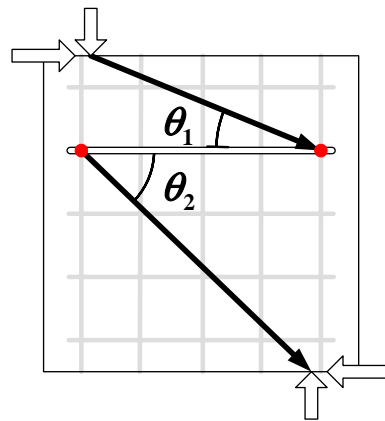


圖 3-23 上、下方混凝土壓桿有效性示意圖

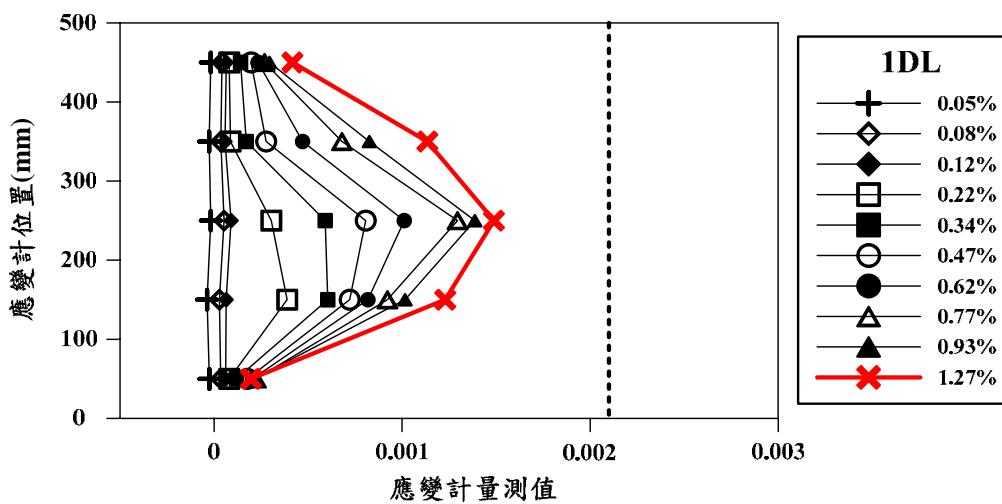


圖 3-24 試體 1DL 之剪力鋼筋應變量測

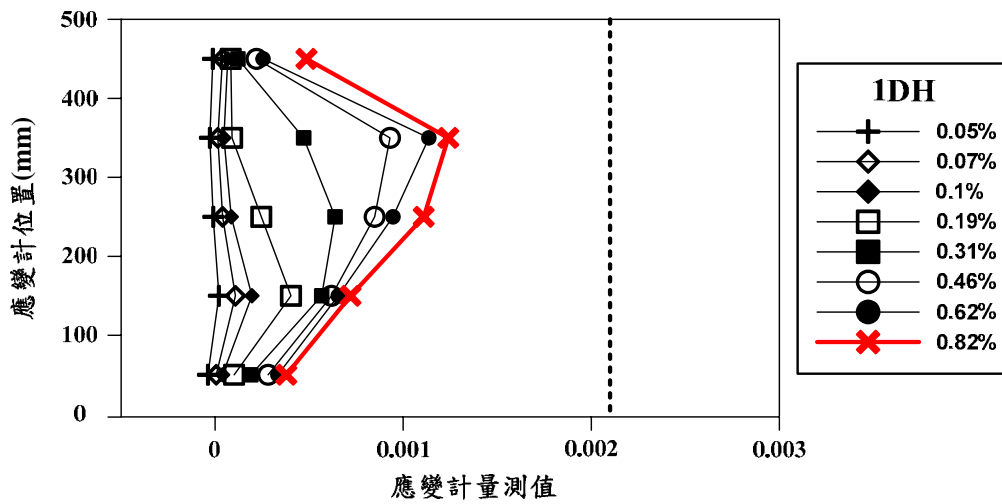


圖 3-25 試體 1DH 之剪力鋼筋應變量測

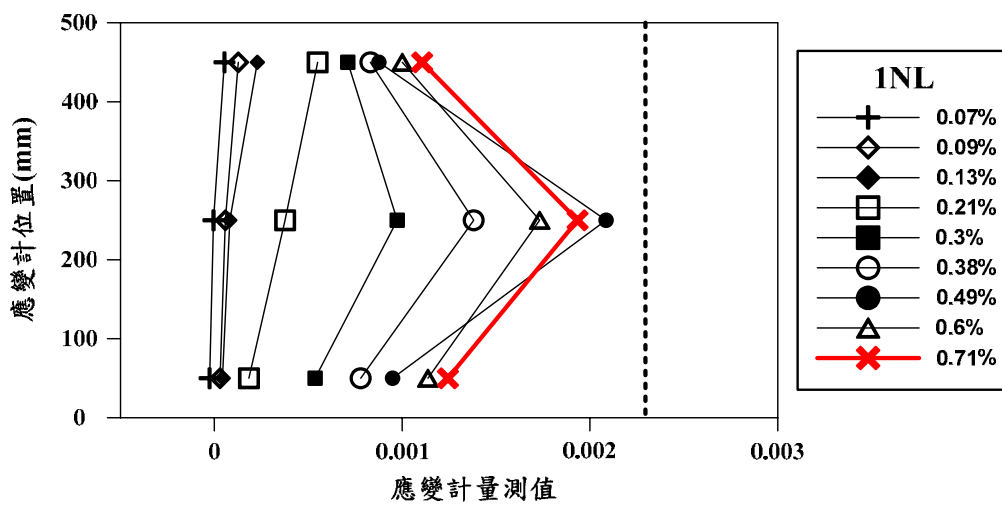


圖 3-26 試體 1NL 之剪力鋼筋應變量測

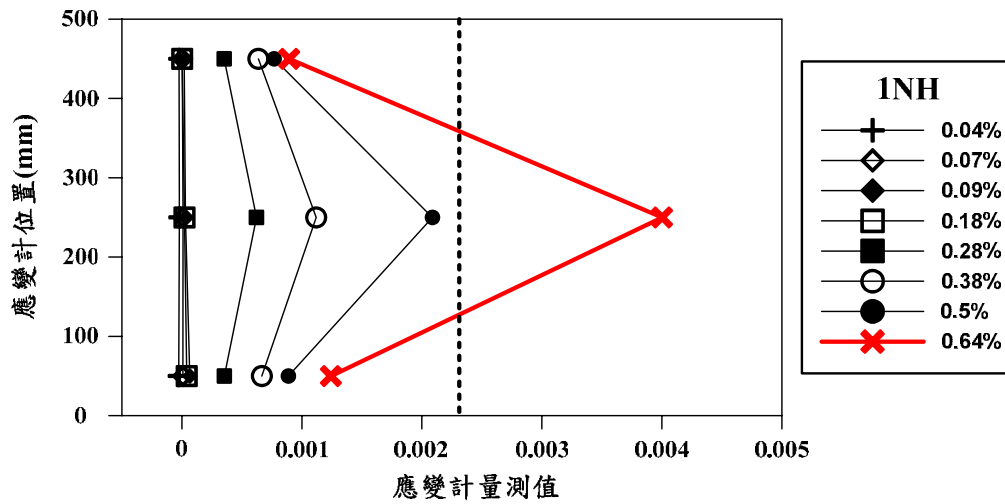


圖 3-27 試體 1NH 之剪力鋼筋應變量測

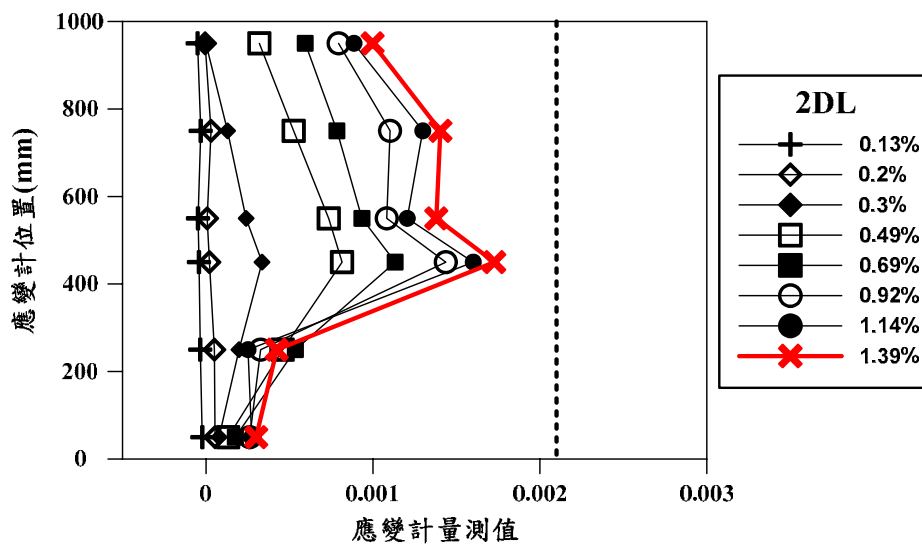


圖 3-28 試體 2DL 之剪力鋼筋應變量測

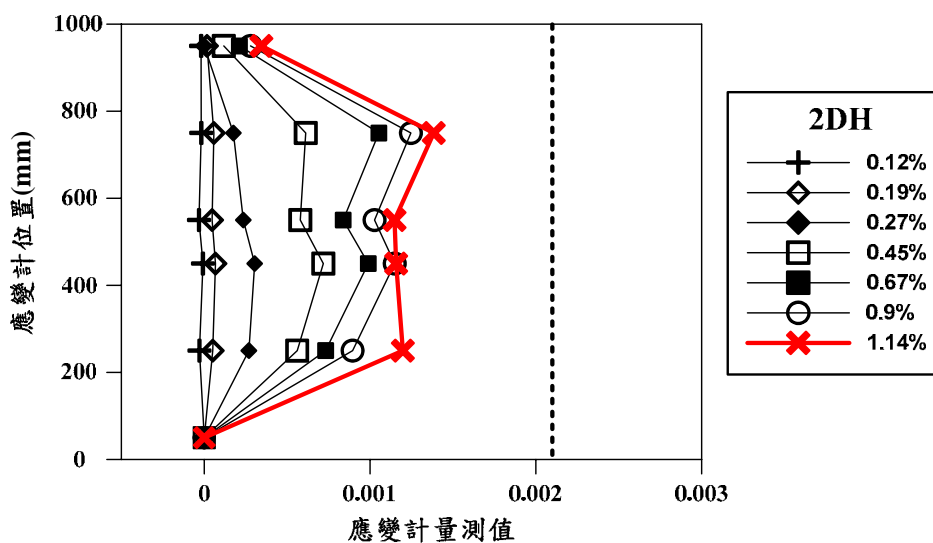


圖 3-29 試體 2DH 之剪力鋼筋應變量測

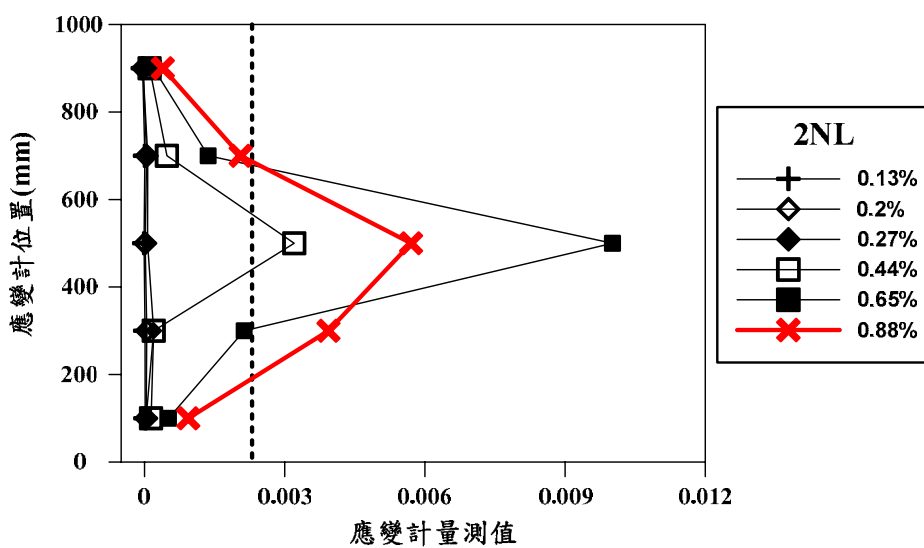


圖 3-30 試體 2NL 之剪力鋼筋應變量測

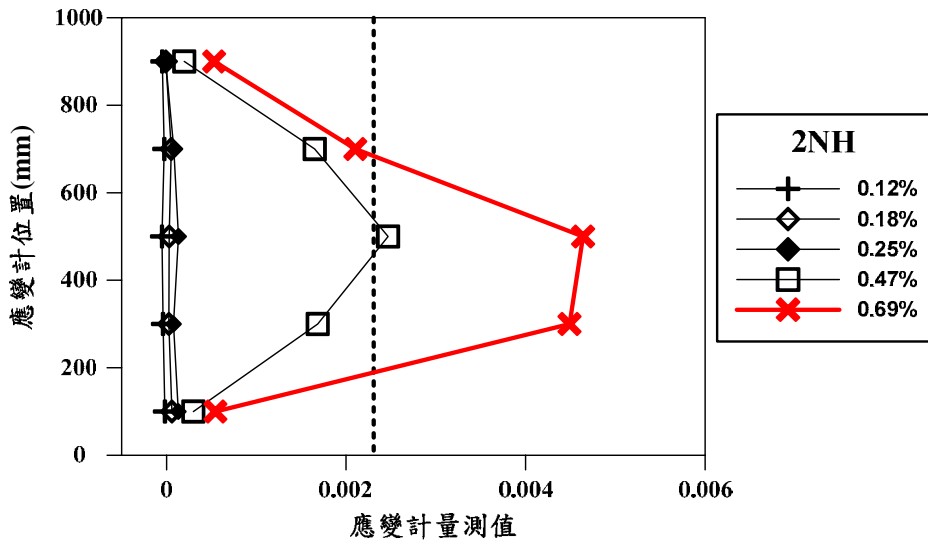


圖 3-31 試體 2NH 之剪力鋼筋應變量測

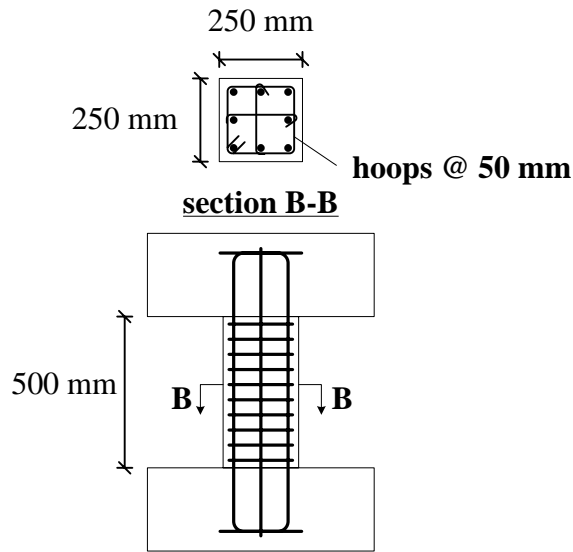


圖 3-32 Moretti and Tassios 短柱試體尺寸與配筋圖[25]

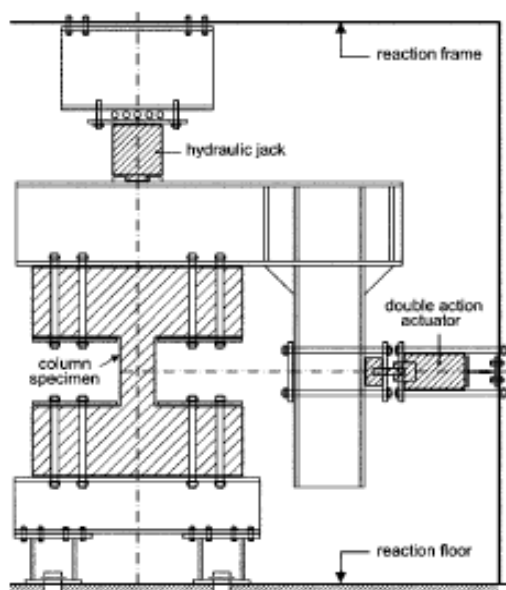


圖 3-33 Moretti and Tassios 短柱試驗測試佈置[25]



圖 3-34 Moretti and Tassios 短柱試驗破壞模式[25]

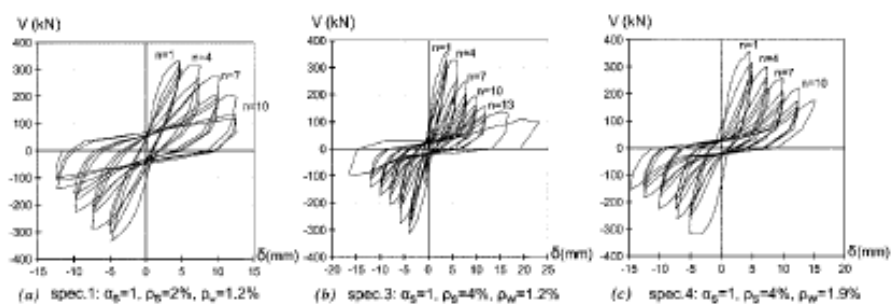
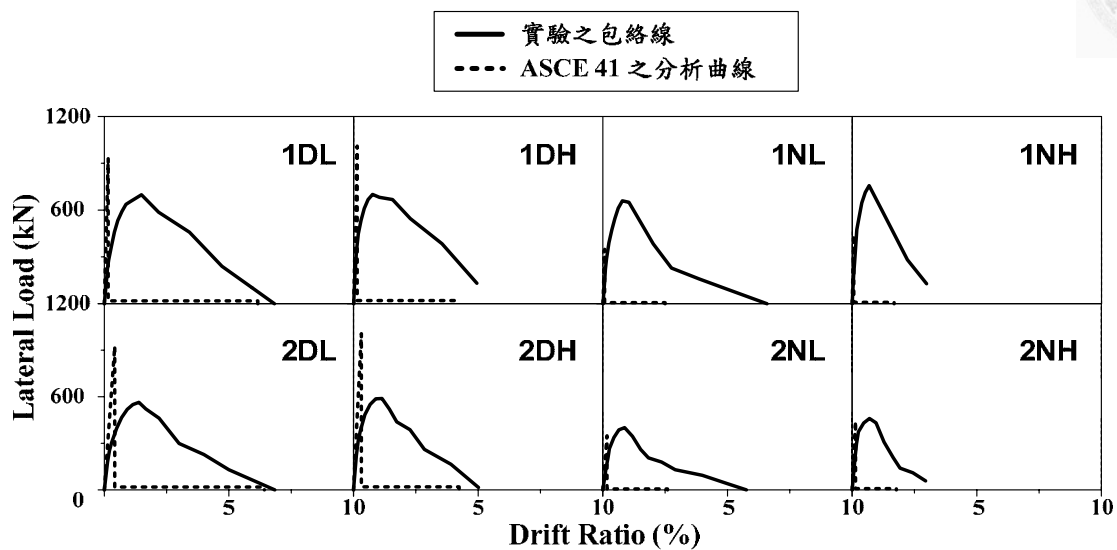
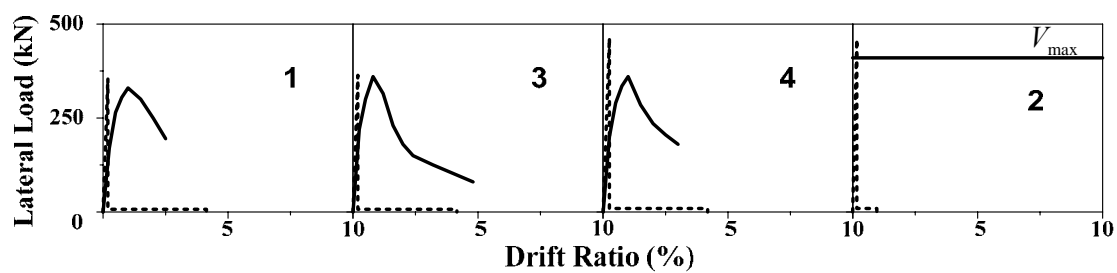


圖 3-35 Moretti and Tassios 短柱試驗側力位移曲線[25]



(a) NCREE 實驗[8, 24]比較



(a) Moretti and Tassios 實驗[25]比較

圖 3-36 實驗包絡線[8, 24, 25]與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]之分析曲線比較

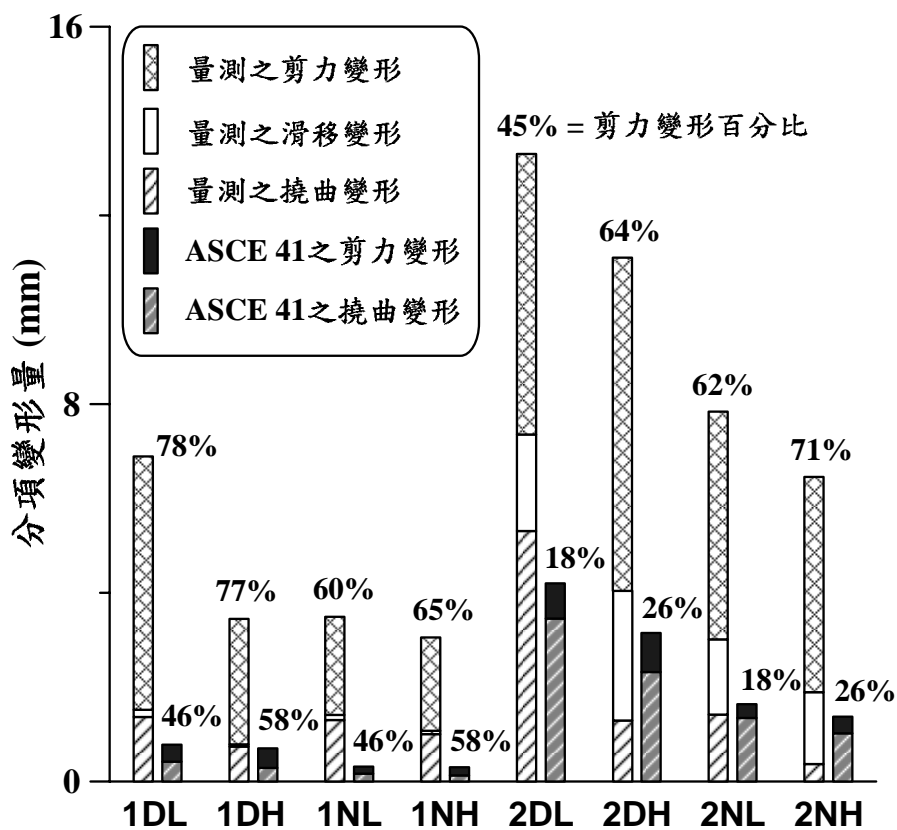


圖 3-37 NCREE 實驗[8, 24]分項變形量測與 ASCE/SEI 41-06 Supplement 1 [9]之分析比較

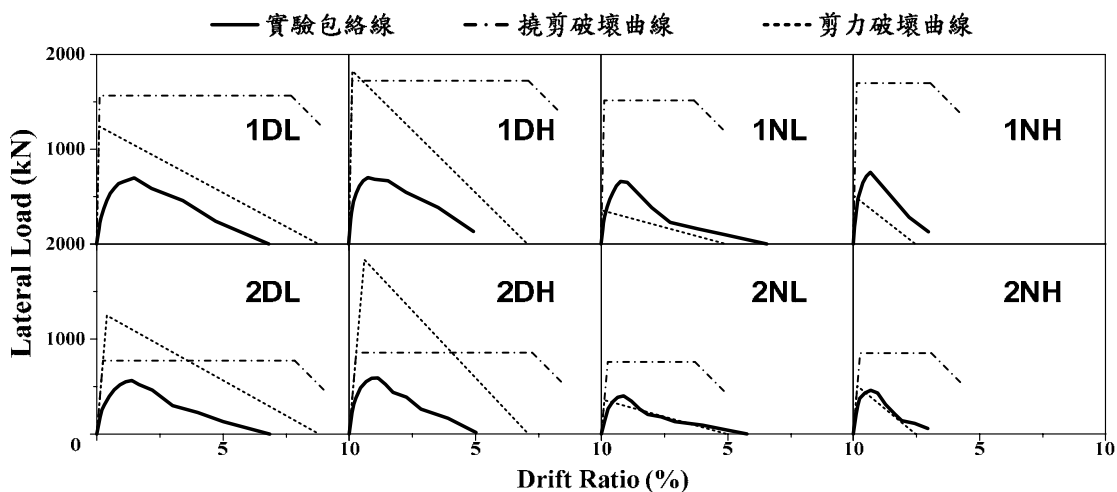
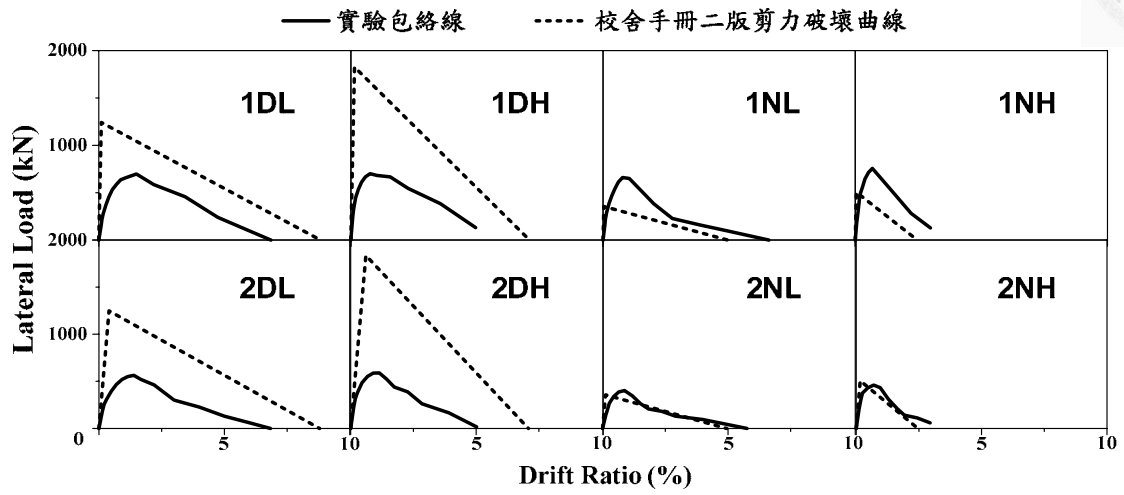
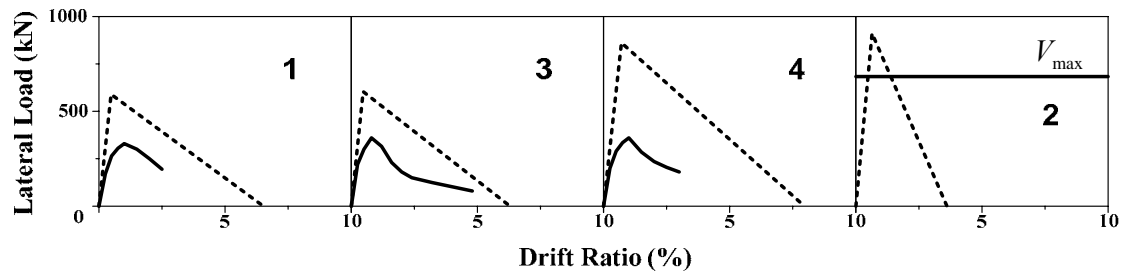


圖 3-38 NCREE 實驗[8, 24]包絡線與校舍技術手冊二版[1]之分析曲線比較



(a) NCREE 實驗[8, 24]比較



(a) Moretti and Tassios 實驗[25]比較

圖 3-39 實驗包絡線[8, 24, 25]與校舍技術手冊二版[1]之分析曲線比較

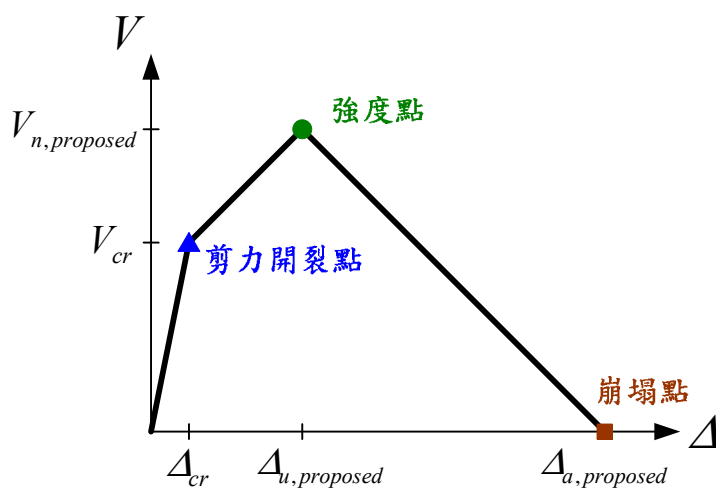


圖 4-1 剪力破壞短柱之建議預測曲線[27, 28]

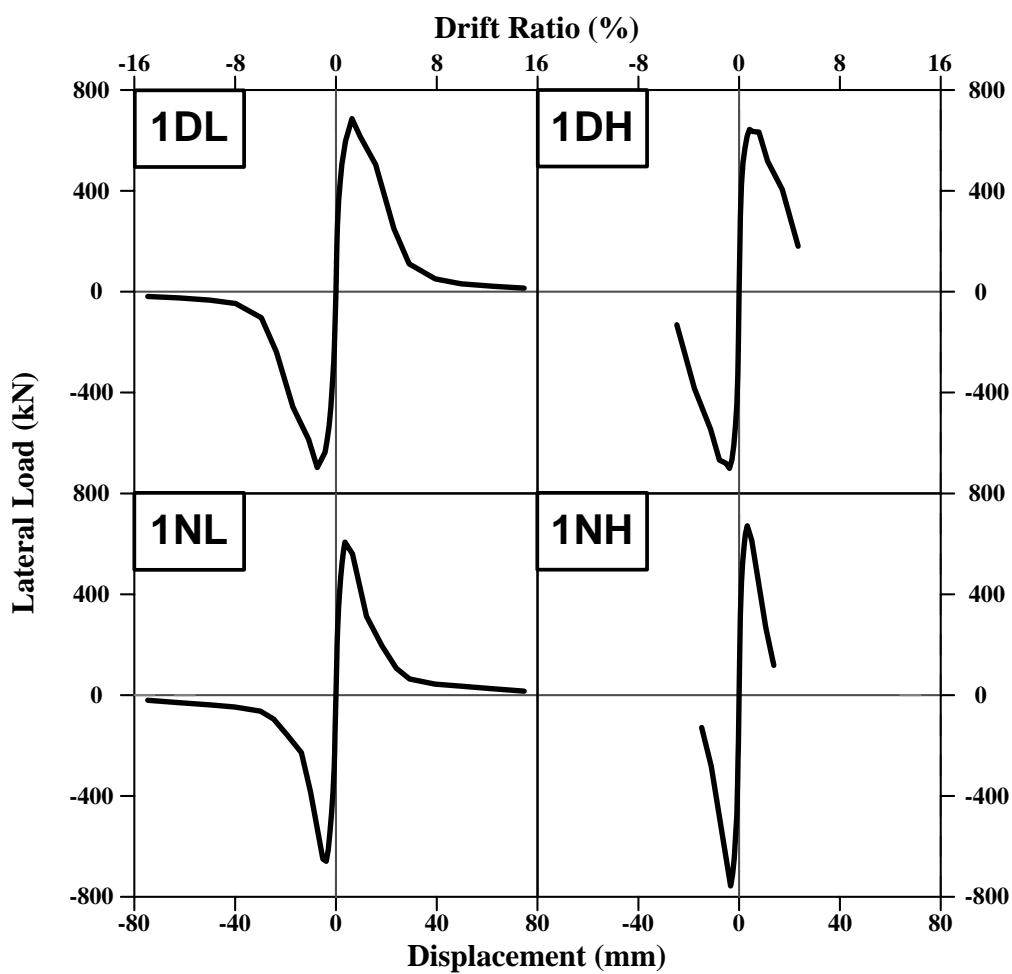


圖 4-2 NCREE 短柱實驗[8, 24]之側力位移包絡線(高深比 1)

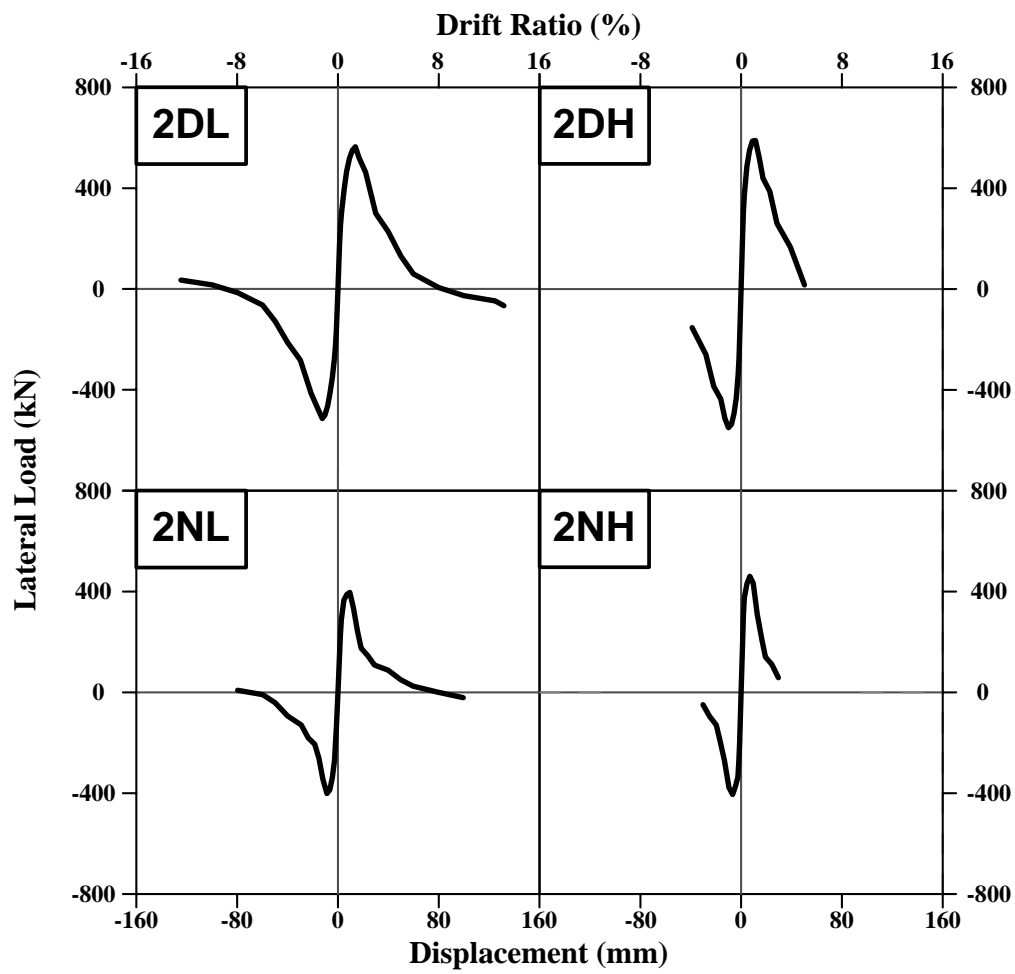


圖 4-3 NCREE 短柱實驗[8, 24]之側力位移包絡線(高深比 2)

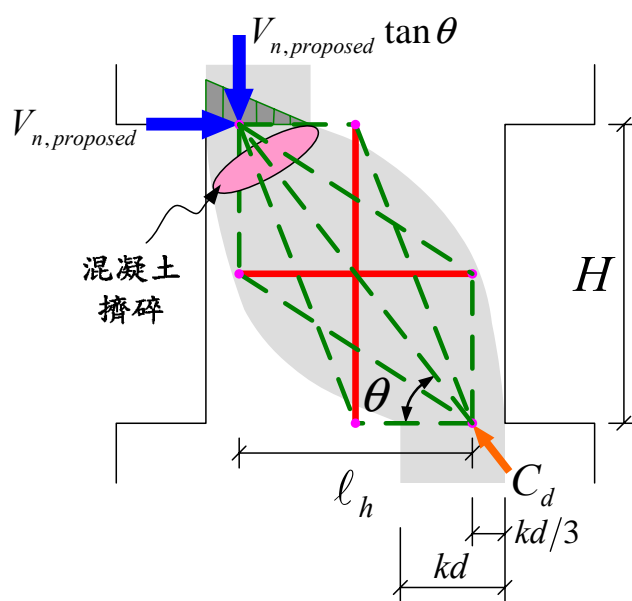


圖 4-4 軟化壓拉桿模型於短柱之傳力機制[27, 28]

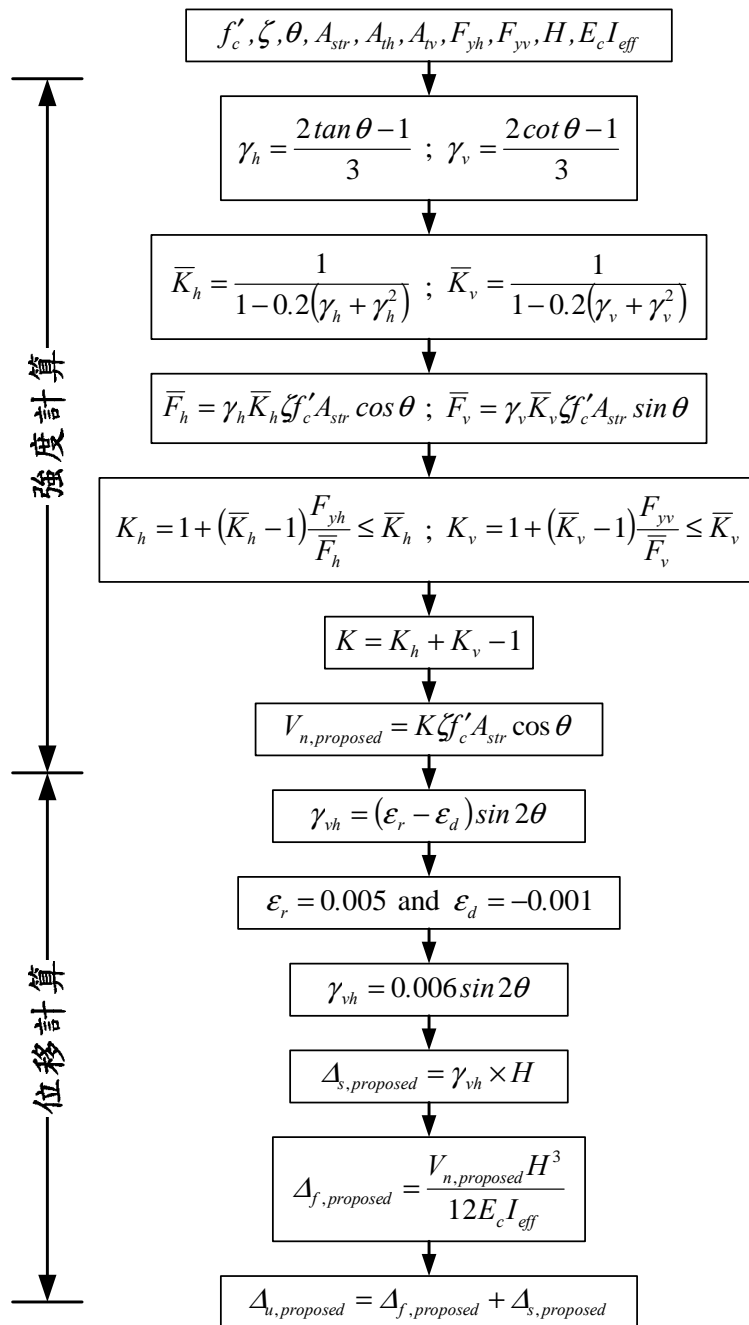


圖 4-5 短柱強度點剪力強度與位移之估算流程[27, 28]

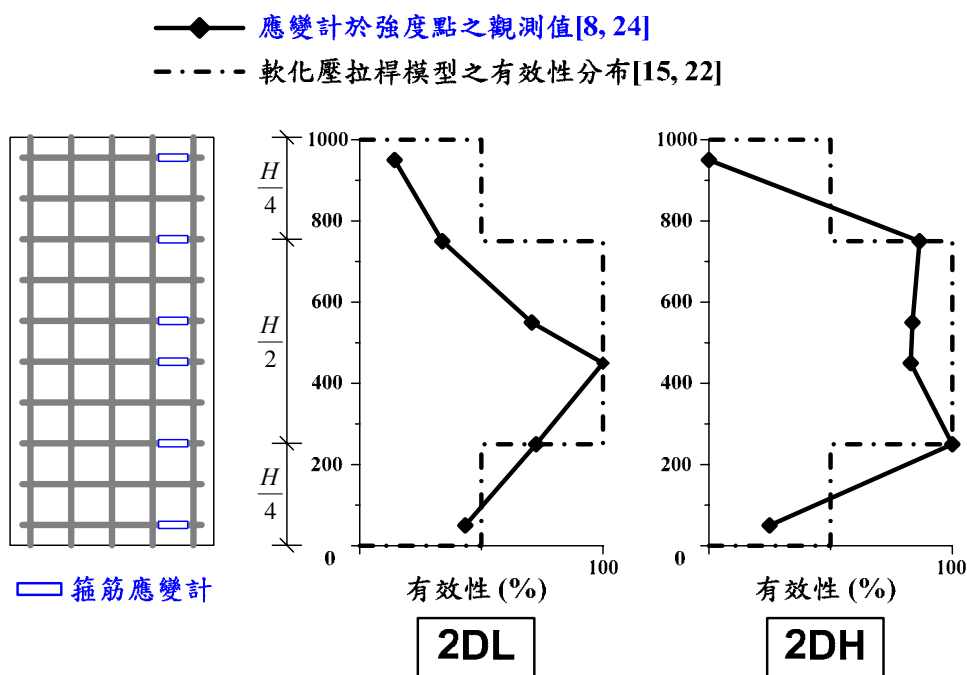


圖 4-6 實驗觀察之箍筋有效性分布[8, 24]與軟化壓拉桿模型[15, 22]之比較(高深比 2 之韌性配筋試體)

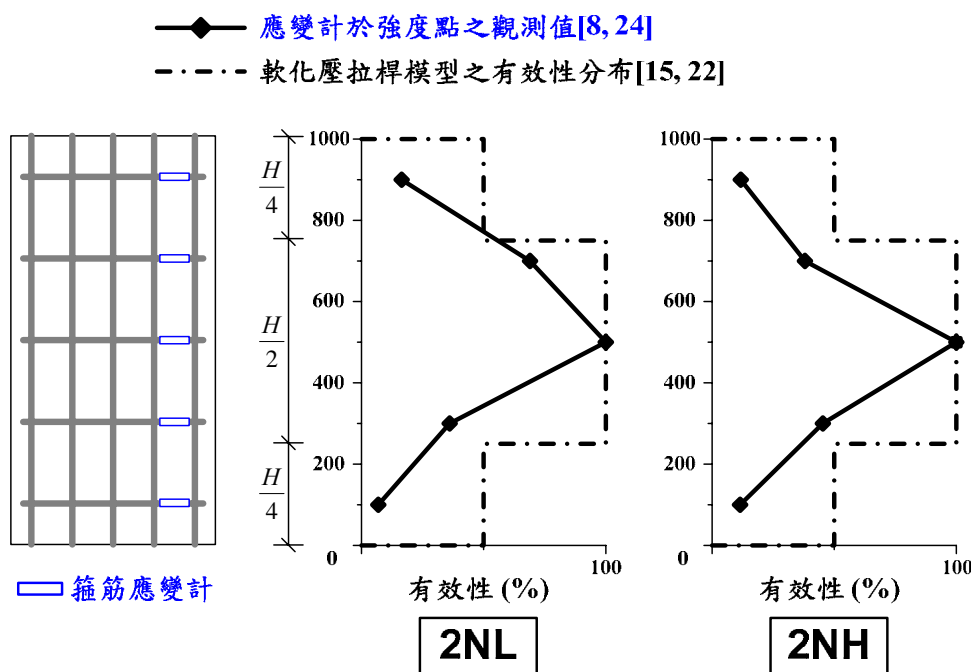


圖 4-7 實驗觀察之箍筋有效性分布[8, 24]與軟化壓拉桿模型[15, 22]之比較(高深比 2 之非韌性配筋試體)

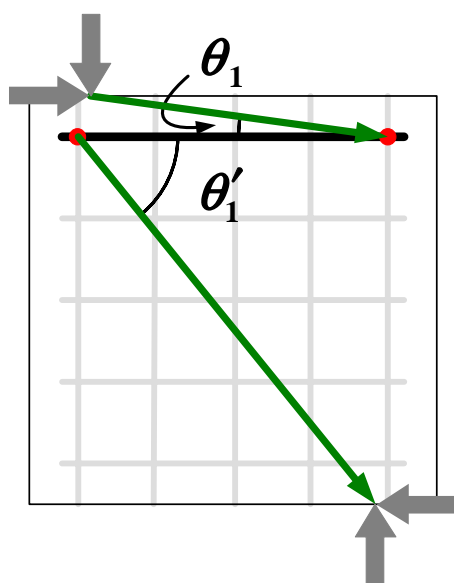
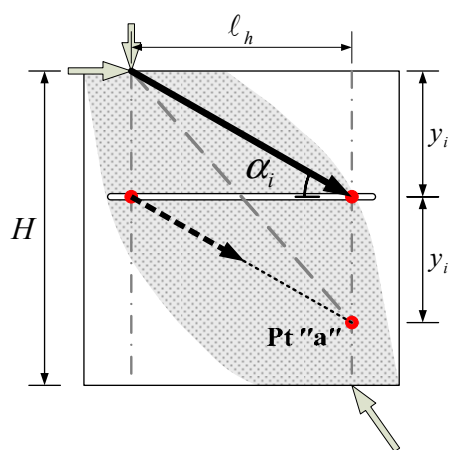
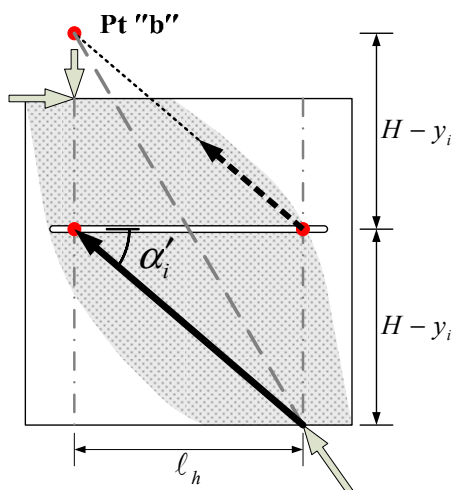


圖 4-8 混凝土次壓桿與拉桿夾角示意圖



(a)上方次壓桿之傳力機制



(b)下方次壓桿之傳力機制

圖 4-9 拉桿與次壓桿之傳力機制

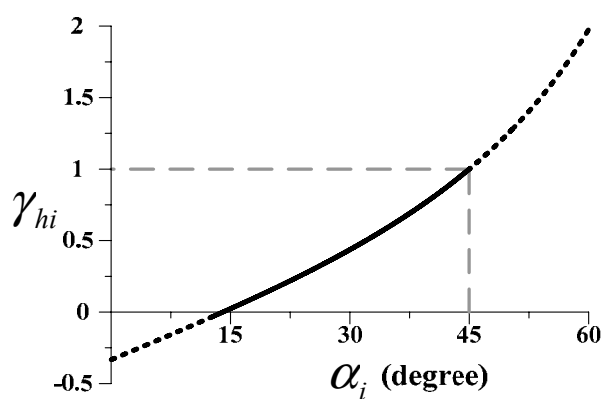


圖 4-10 夾角 α_i 與水平拉桿分力比例 γ_{hi} 之關係圖

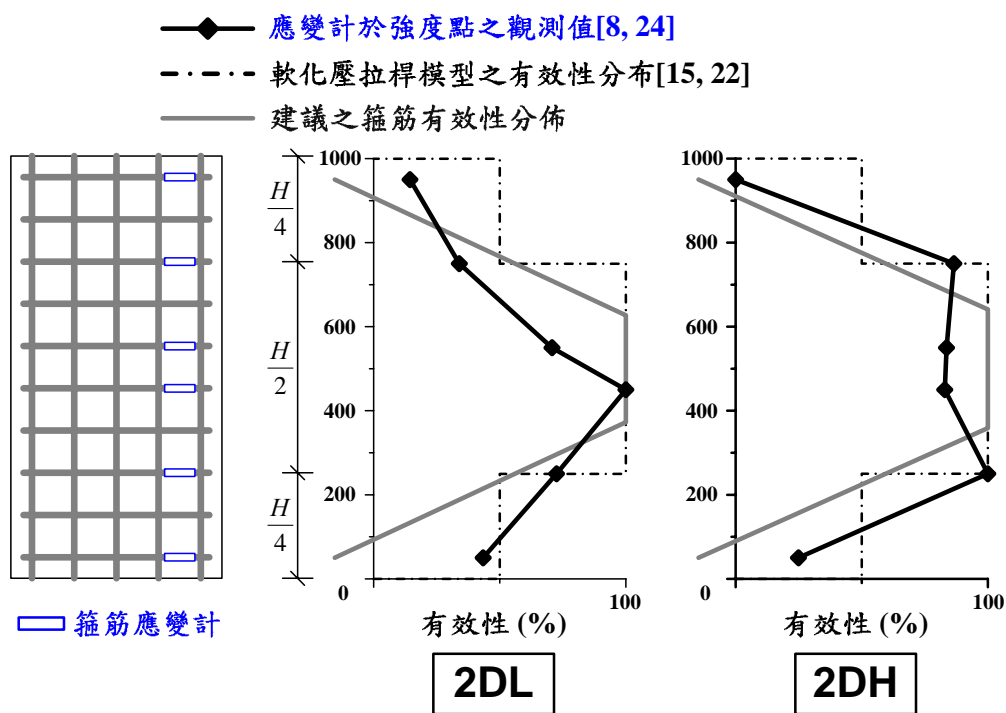


圖 4-11 箍筋有效性之比較(高深比 2 之韌性配筋試體)

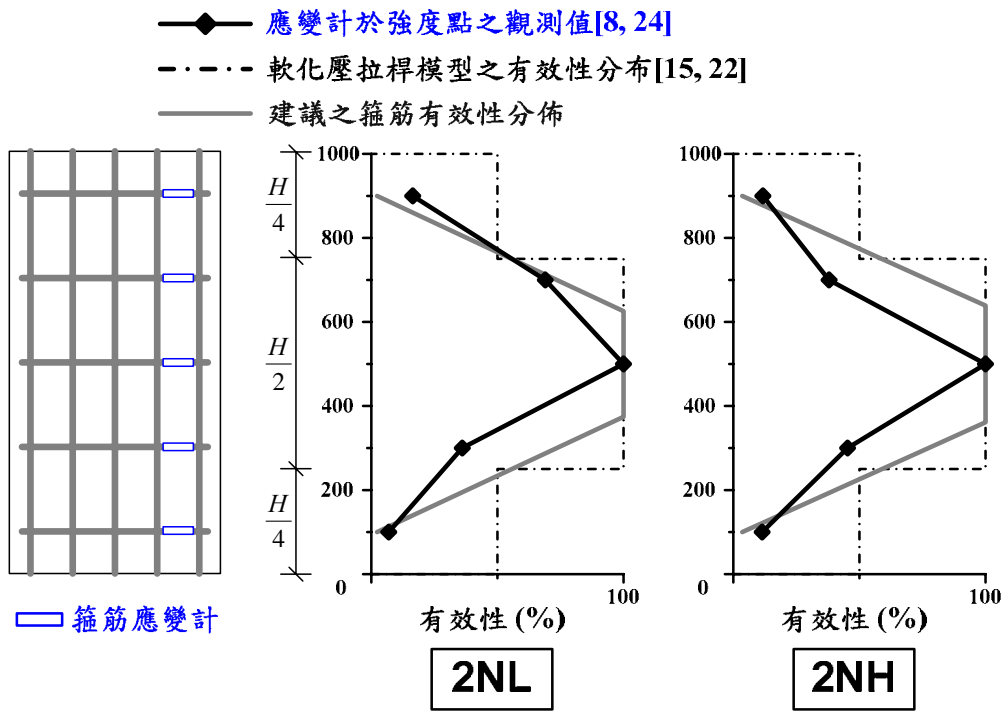


圖 4-12 箍筋有效性之比較(高深比 2 之非韌性配筋試體)

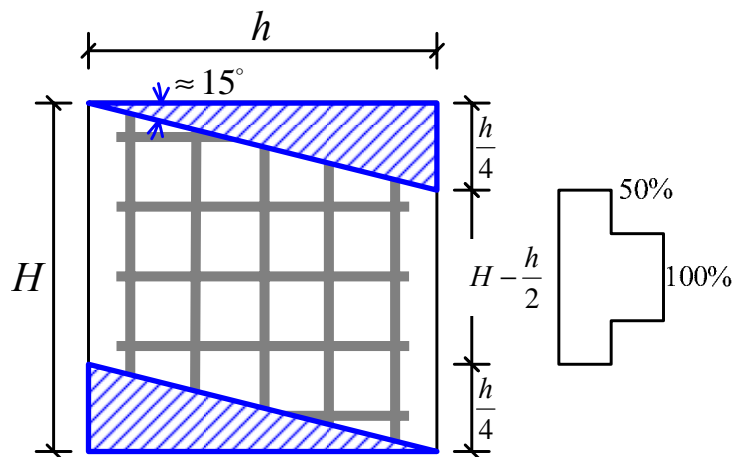
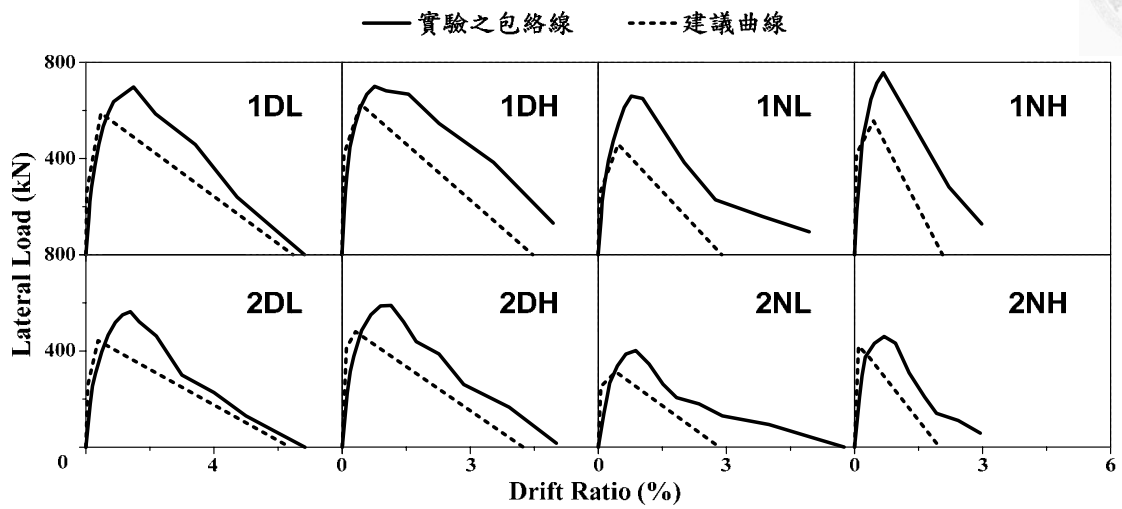
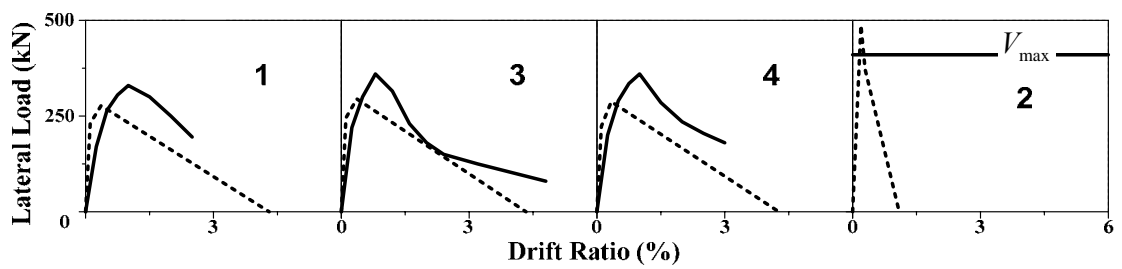


圖 4-13 箍筋有效面積之修正簡化



(a) NCREE 實驗[8, 24]比較



(a) Moretti and Tassios 實驗[25]比較

圖 4-14 實驗包絡線[8, 24, 25]與建議曲線之圖形比較

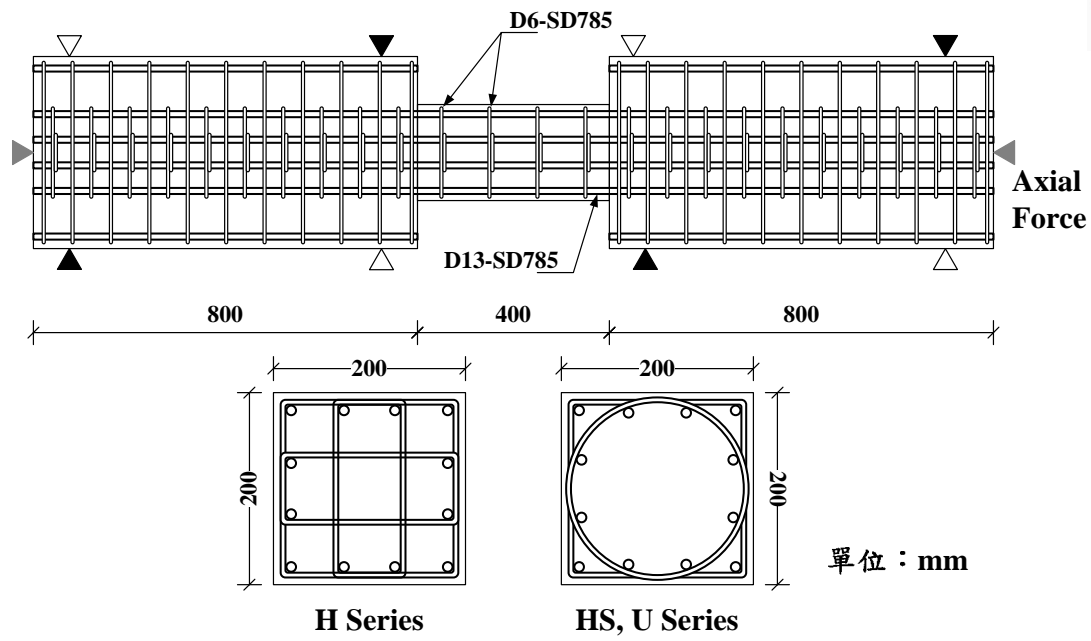


圖 5-1 Maruta [32] 試體細部鋼筋配置圖

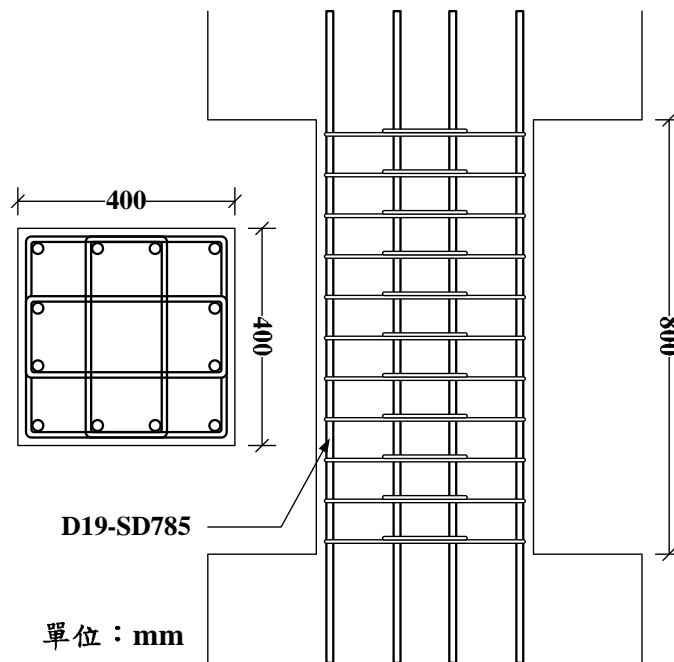


圖 5-2 Sakaguchi et al. [33] 試體細部鋼筋配置圖



H-0.3-0.6

H-0.6-0.6

H-1.2-0.6

H-1.8-0.6

圖 5-3 Maruta 試體破壞照片[32]

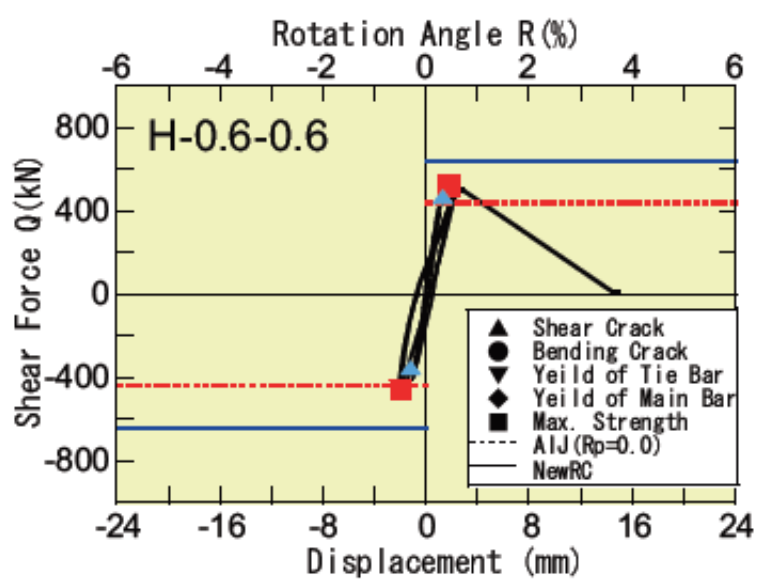


圖 5-4 Maruta 試體 H-0.6-0.6 之遲滯迴圈[32]

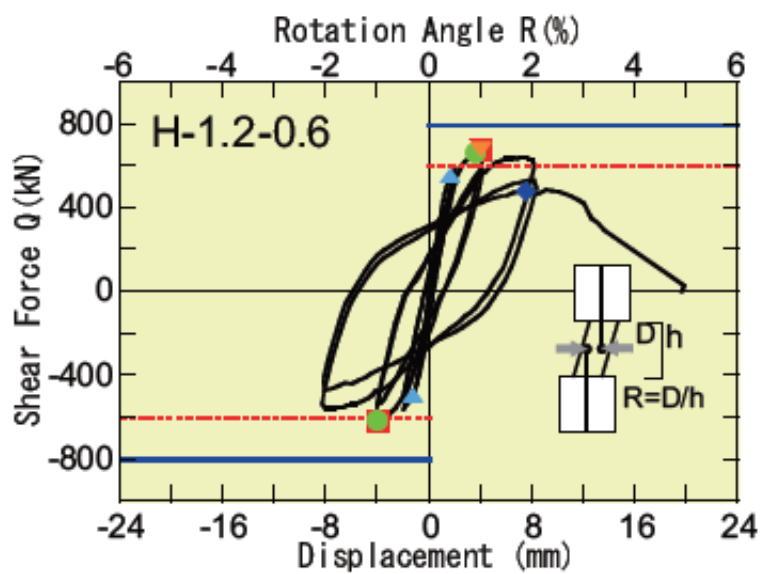


圖 5-5 Maruta 試體 H-1.2-0.6 之遲滯迴圈[32]

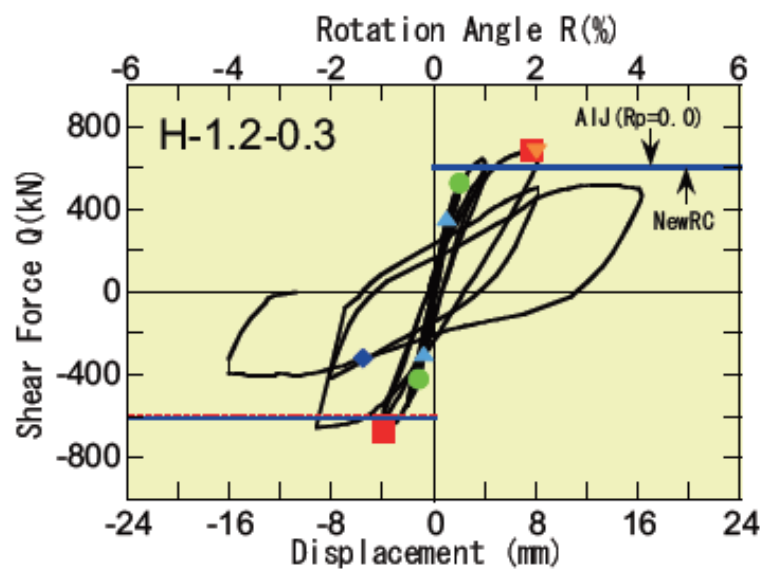


圖 5-6 Maruta 試體 H-1.2-0.3 之遲滯迴圈[32]

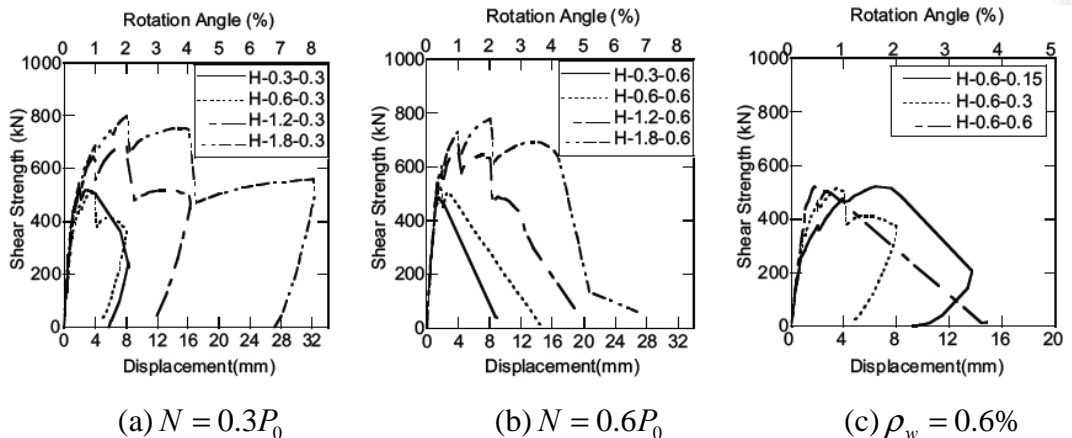


圖 5-7 Maruta 測試結果之側力位移包絡線與參數比較[32]

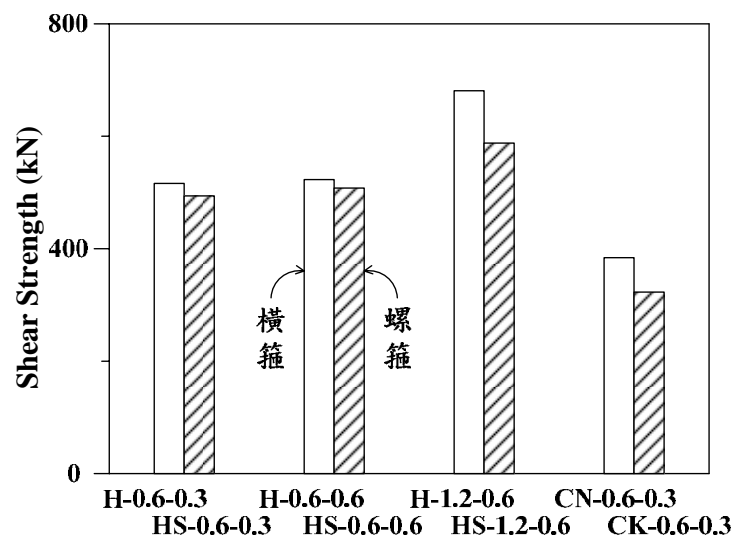


圖 5-8 橫箍柱與螺箍柱之剪力強度比較[32]

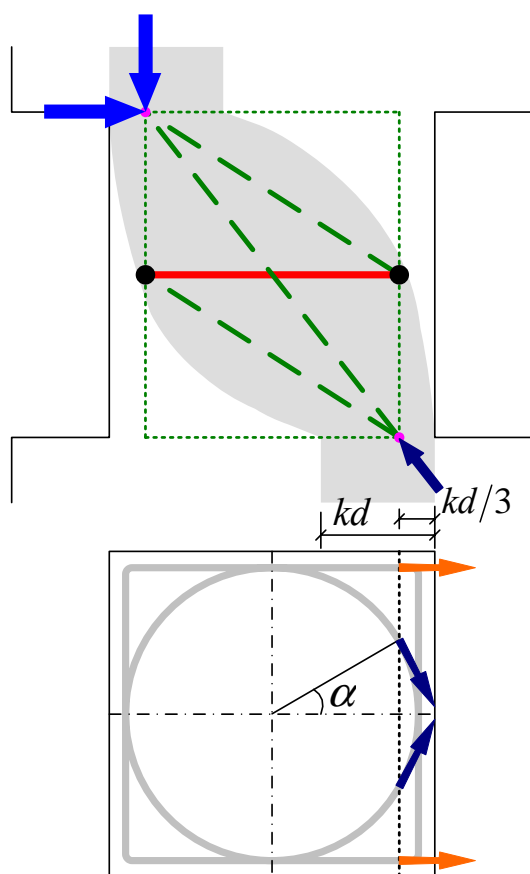


圖 5-9 螺箍筋於剪力方向之等效性示意圖

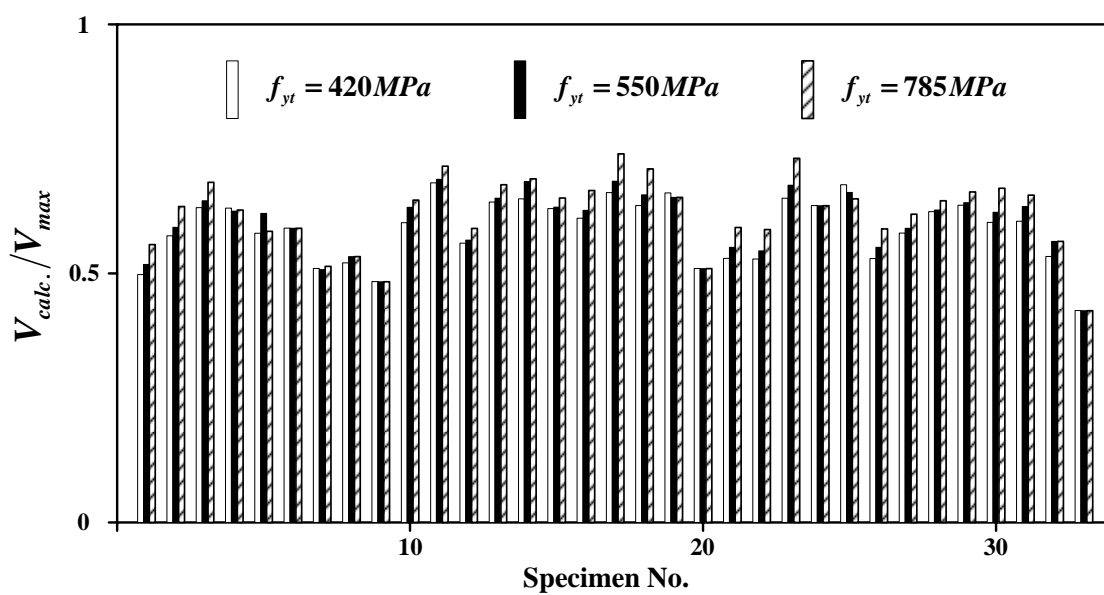


圖 5-10 建議模型對不同箍筋強度之預測分布

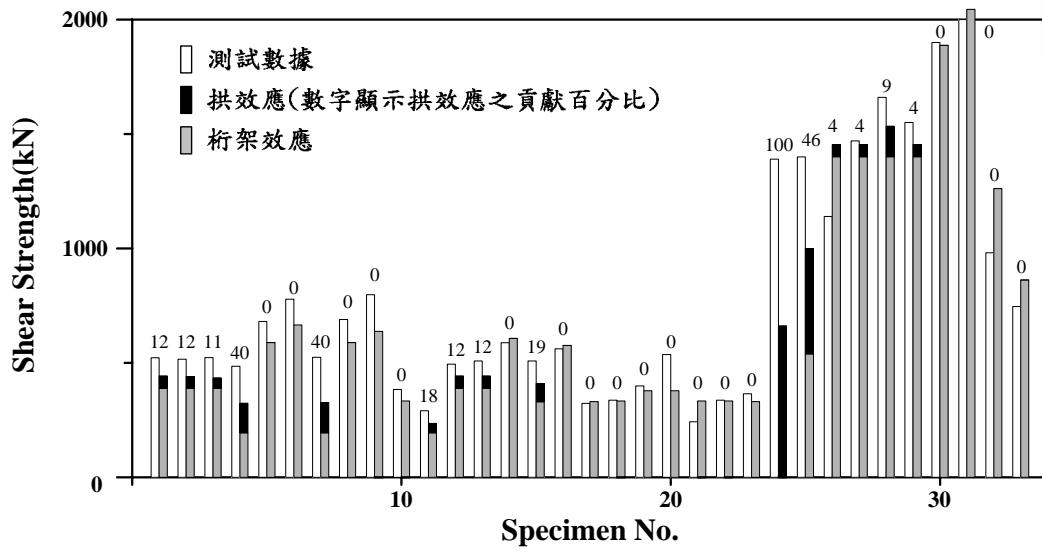


圖 5-11 日本 AIJ-1990 [13]傳力機制與測試值之比較分布

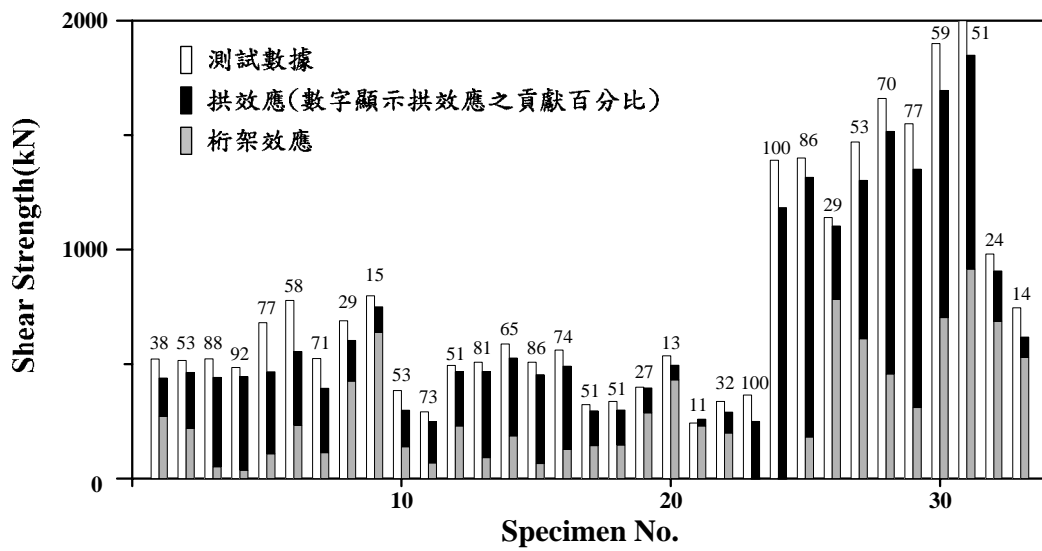


圖 5-12 日本 JICE-1993 [14]傳力機制與測試值之比較分布

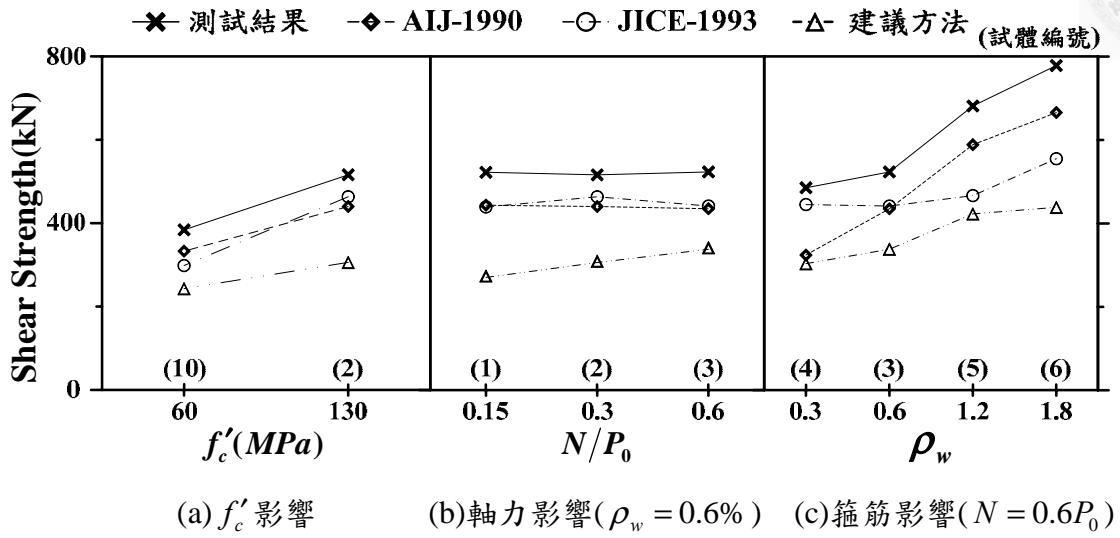
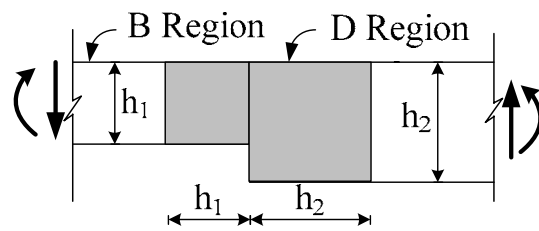
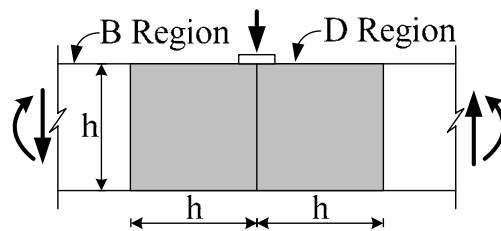


圖 5-13 以 Maruta [32] 試體比較不同分析方法



(a) 幾何尺寸不連續



(b) 集中載重之不連續

圖 5-14 構件中 D 區域與 B 區域之劃分[2]

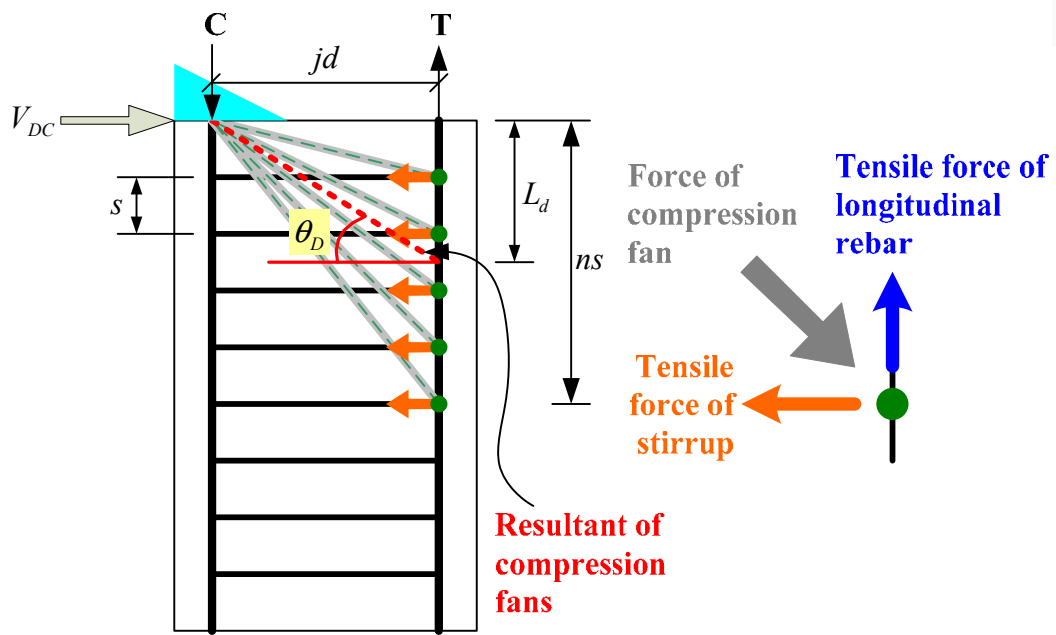
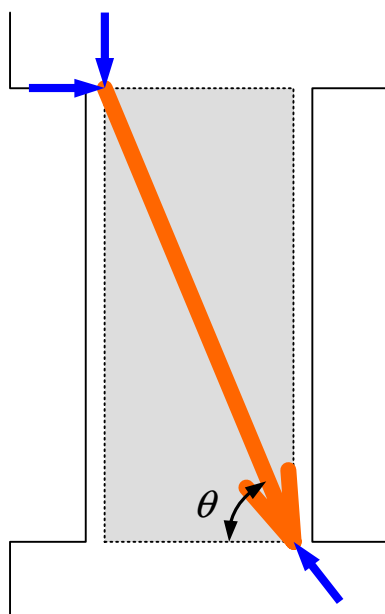
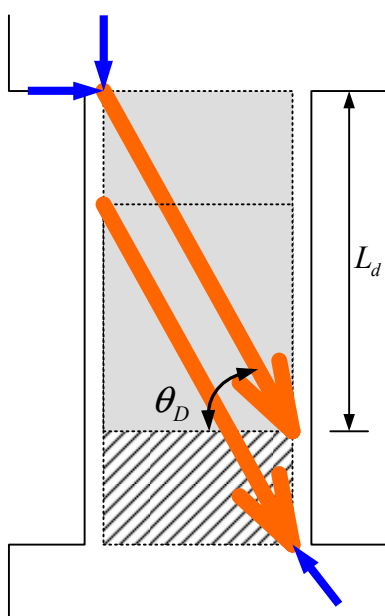


圖 5-15 D 區域扇形壓桿傳力機制之力平衡[35, 36]



(a) 單一 D 區域



(b) D 區域重疊

圖 5-16 短柱傳力路徑示意圖

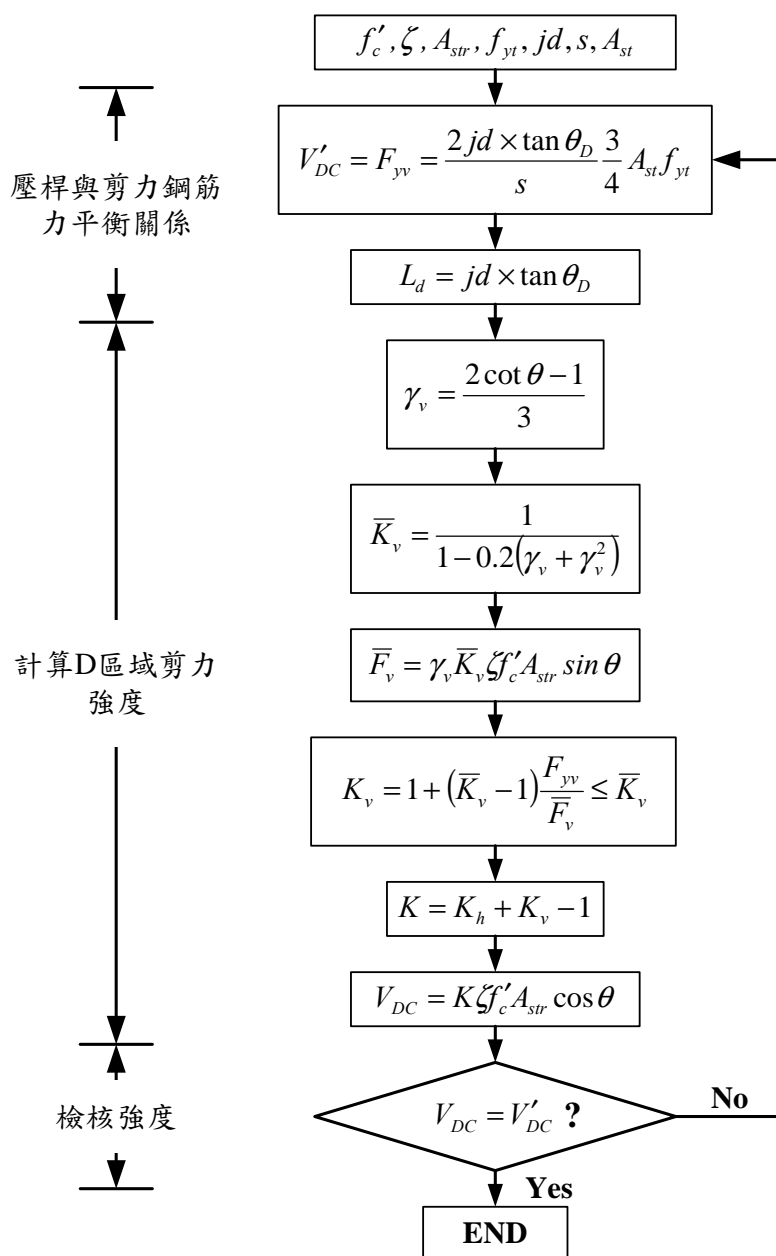


圖 5-17 D 區域剪力強度計算流程圖[35, 36]

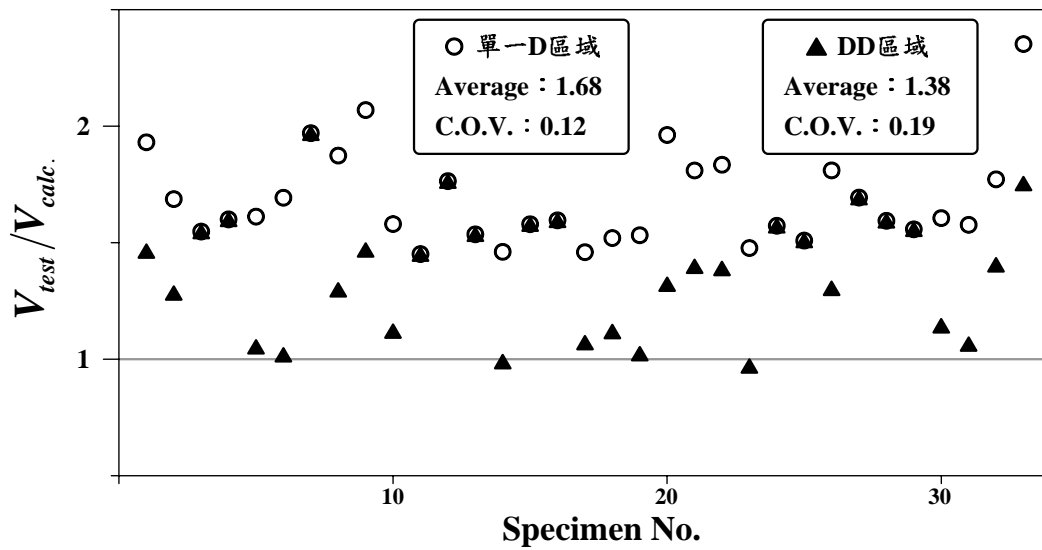
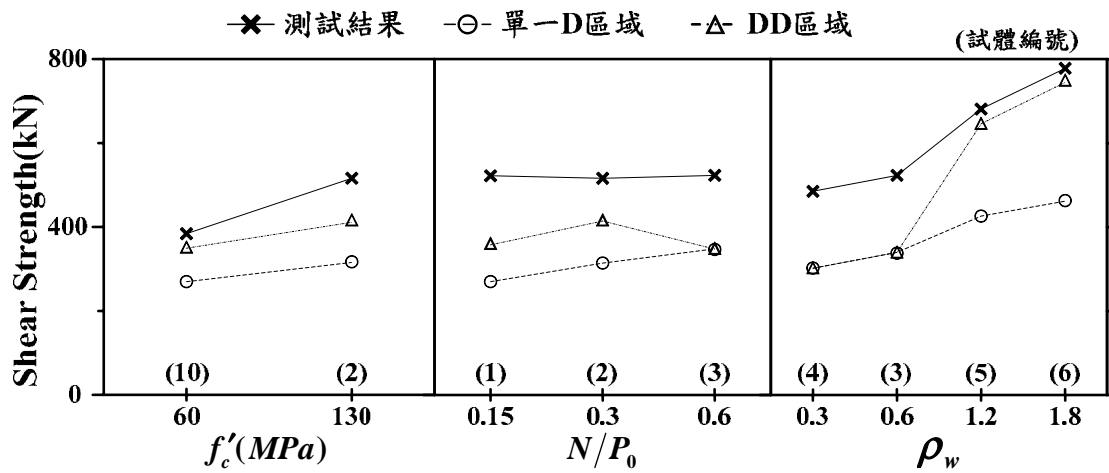


圖 5-18 建議方法單一 D 區域與 D 區域重疊之分析比較



(a) f'_c 影響 (b) 軸力影響 ($\rho_w = 0.6\%$) (c) 箍筋影響 ($N = 0.6P_0$)

圖 5-19 以 Maruta [32] 試體比較不同傳力機制



H-0.3-0.6

$\rho_s = 0.3\%$



H-1.8-0.6

$\rho_s = 1.8\%$

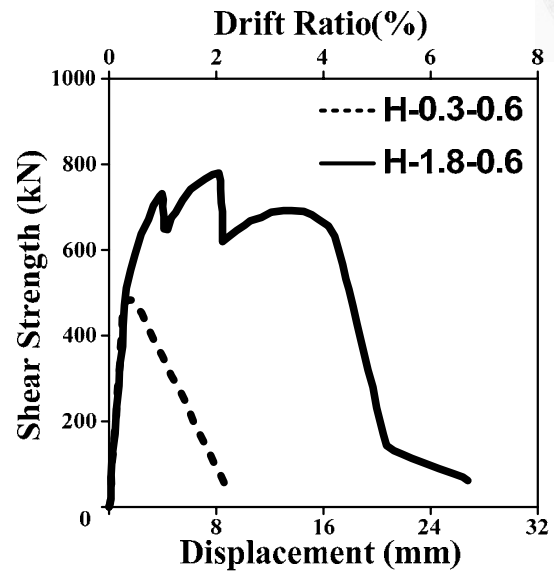
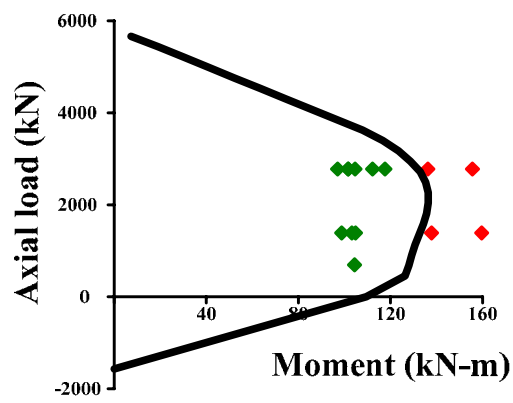
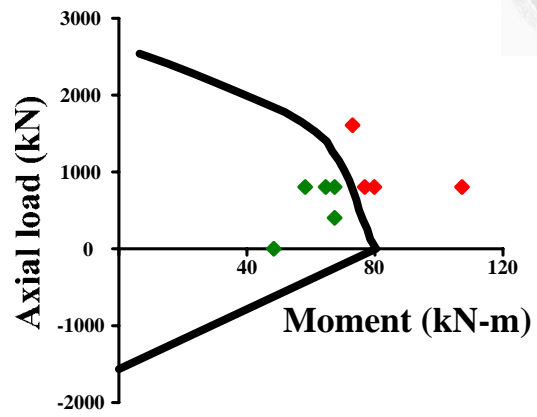


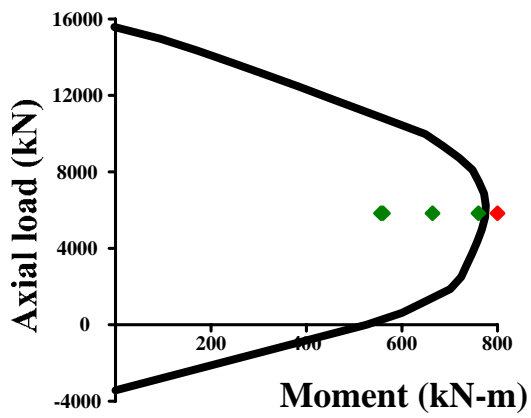
圖 5-20 Maruta [32]之測試結果依不同箍筋量之比較



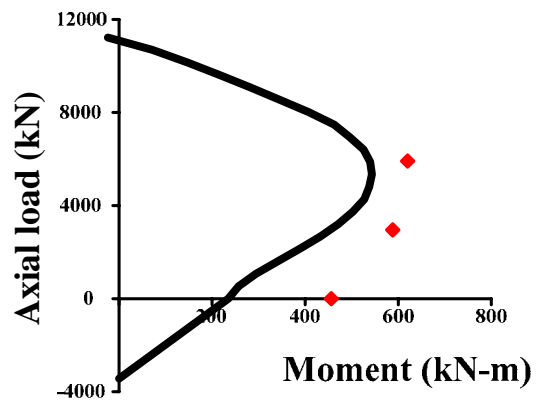
(a) 130 MPa



(b) 60 MPa

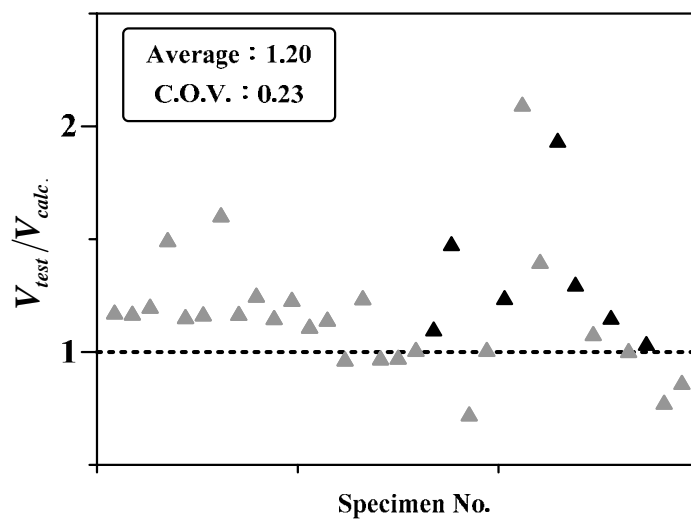


(c) 94 MPa

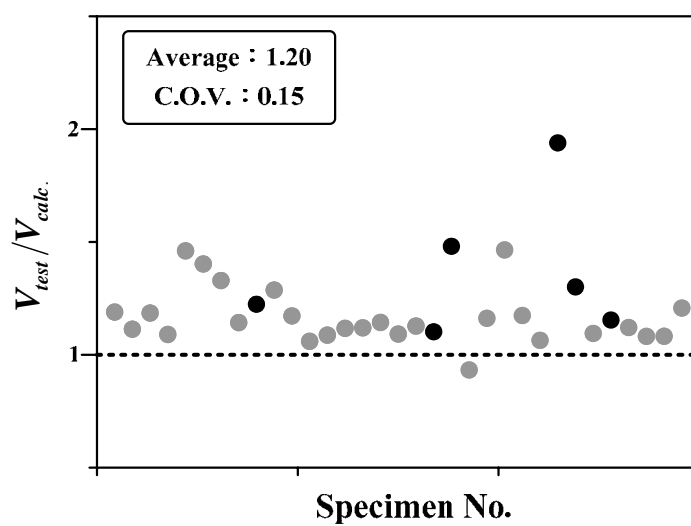


(d) 77 MPa

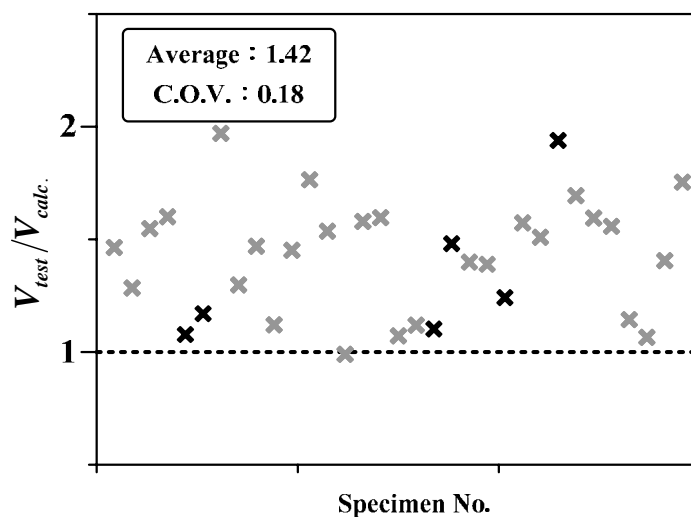
圖 5-21 高強度鋼筋混凝土短柱[32, 33]之軸力-彎矩關係圖



(a) 日本 AIJ-1990 [13]修正破壞模式後之分析結果



(b) 日本 JICE-1993 [14] 修正破壞模式後之分析結果



(c) 建議方法修正破壞模式後之分析結果

圖 5-22 三種分析方法依破壞模式不同之比較結果



作者簡歷



姓名：李翼安 (Li, Yi-An)

籍貫：台灣省宜蘭縣

出生日期：民國 67 年 3 月 3 日

學歷：國立交通大學土木工程學系畢業(90)

國立台灣科技大學營建工程研究所結構組 碩士(95)

國立台灣大學土木工程研究所結構組 博士(102)

