

五螺箍矩形 RC 柱之反復載重 試驗與耐震性能

研究生：林光奕

指導教授：翁正強 博士

國立交通大學土木工程研究所

摘要

關鍵詞：五螺箍、矩形 RC 長柱、反復載重試驗、圍束箍筋間距、設計公式、耐震性能、強度、韌性

本研究成功進行四組實尺寸矩形鋼筋混凝土 (Reinforced Concrete, RC) 柱之反復載重試驗，包括三組配置新型「五螺箍」(5-Spirals) 之 RC 柱及一組配置傳統矩形橫箍 (Rectangular Hoop) 之 RC 柱作為對照組。「五螺箍」是由一個中心大螺箍與四個角落小螺箍共同交織而成。四個小螺箍不僅對矩形 RC 柱之四個角落的混凝土提供圍束，亦可對大螺箍提供有效的側向束制以減緩其外擴現象；此外，小螺箍也能固定角落主筋並提供其側向支撐。

由於現行 ACI 318-08 規範僅針對圓形 RC 柱配置單一螺箍之箍筋用量有所規定，而尚無對於五螺箍之相關規定；因此本研究乃依據 ACI 318 規範對圓形 RC 柱配置單一螺箍之設計原則，針對五螺箍矩形 RC 柱之圍束箍筋用量推導出一套設計公式。此外，本研究更進一步探討配置五螺箍之 RC 柱其最大箍筋間距是否可以突破目前 ACI 318 規範所規定之 75 mm 上限，同時亦針對五螺箍 RC 柱在反復載重作用下之耐震行為進行研究。

本研究之試驗結果顯示，配置五螺箍之 RC 柱，在間距放寬至 120 mm 下，其反復載重-位移之遲滯迴圈 (Hysteretic Loop) 仍相當飽滿，且在層間變位角 (Drift Angle) 高達 5.4% 弧度下，強度並無明顯下降趨勢。因此，在符合強度與韌性之要求下，五螺箍證實可成功突破 ACI 318 規範所規定之「最大淨間距 75 mm」之限制。另一方面，五螺箍 RC 柱於塑鉸區發揮良好之韌性，五螺箍所圍束之混凝土大致保持完好，混凝土保護層並無嚴重剝落之情形，且主筋亦無明顯的挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂。試驗結果顯示，五螺箍 RC 柱具備良好的韌性及穩定的強度，可以有效抵抗地震力，且不易發生快速崩塌之現象。

Seismic Cyclic Loading Test of Full-Scale Reinforced Concrete Columns Confined with 5-Spirals

Student : K. Y. Lin

Advisor : Dr. C. C. Weng

Institute of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Abstract

Keywords: 5-spirals, rectangular RC column, cyclic loading test, spiral spacing, design equation, seismic resistance, strength, ductility

This study has successfully carried out cyclic seismic load tests of four full-scale rectangular reinforced concrete columns, which include three sets of 5-spiral RC columns and one set of traditional rectangular hoop RC column. The 5-spiral cage is made of a big spiral at the center with four small spirals at each corner interwoven together. The four small spirals not only can provide confinement to the concrete at the four corners of the rectangular RC column but also can provide effective lateral confinement to the big spiral. Additionally, these small spirals can also provide lateral support to the longitudinal bars at the corners.

The current ACI 318-08 code only regulates the amount of single spiral required for the circular RC column and has yet to come up with the design provision for the rectangular RC column confined with 5-spirals. Therefore, this study derives a new set of design equation for the required amount of 5-spirals based on ACI 318 code with spirally reinforced column. In addition, this study also investigates the question whether the maximum clear spiral spacing for the 5-spiral RC column can be allowed to exceed the 75 mm upper limit set by the ACI 318 code.

The test results indicated the cyclic loading hysteretic loops were capable of sustaining a drift angle up to 5.4% radians for the 5-spiral RC columns even when the spacing of spirals was relaxed up to 120 mm. In addition, the tests showed that plastic hinges at the bottom of the 5-spiral RC column had exercised outstanding ductility. Only the protective concrete cover in the area had spalled off. The concrete confined inside the 5-spirals had generally remained in good condition. Based on the excellent seismic performance of the 5-spiral columns, the test results demonstrated the 5-spirals RC columns can be successfully used to break the limitation of the maximum 75 mm clear spiral spacing set by the ACI 318 code.

誌 謝

本研究惠蒙吾師 翁正強教授於論文悉心之指導，方使得本文得以順利完成，也令學生對於研究的方法與處事的態度上有豐富之收穫，在此獻上最誠摯的感謝。同時，論文口試期間，承蒙交通大學土木工程系師長 陳誠直教授、周中哲教授及中央大學土木工程系師長 許協隆教授，所給予的精闢指正與寶貴意見，使本文更臻完善，在此深表最由衷之謝意。

本研究之經費承蒙潤泰集團出資贊助，尹衍樑總裁、賴士勳董事長、吳子良副總經理、王瑞禎協理、台灣世曦工程顧問股份有限公司 羅應富先生、連福橡膠製品股份有限公司 曾協榮廠長熱心協助，由於他們的贊助及熱心的協助，本研究才能順利完成，在此由衷謝忱；亦感謝同門師兄弟 景裕、祖涵、承儒、天任、美婷、庭緯、意晴、王琳等在實驗上與日常生活的陪伴跟照顧，沒有你們的陪伴，兩年的研究生活將失色不少，在此獻上最誠摯的祝福。

最後，僅將本論文獻給我最親愛的父母親及兩位姊姊，感謝你們在我求學過程中給予完全的支持與最溫暖的關懷，若無你們默默的付出、寬容與體諒，吾人將無法順利完成學業。在此，僅以小小之著作獻給我最愛的人。

目 錄

誌 謝.....	iii
目 錄.....	iv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
照片目錄.....	x
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 動機與目的.....	2
1.3 研究內容.....	3
第二章 國內外相關文獻回顧.....	5
2.1 前言.....	5
2.2 ACI 318針對圍束混凝土之相關規定.....	5
2.2.1 圍束箍筋對混凝土之影響.....	5
2.2.2 美國ACI 318設計規範.....	7
2.3 鋼筋混凝土柱之耐震行為相關文獻回顧.....	8
第三章 試體設計.....	11
3.1 前言.....	11
3.2 五螺箍之特性.....	11
3.3 五螺箍RC矩形柱斷面設計.....	12
3.3.1 設計軸壓強度及臨界斷面之彎矩強度.....	12
3.3.2 設計剪力容量.....	13
3.3.3 五螺箍RC柱圍束箍筋設計公式：直接設計法.....	14
3.3.4 直接設計法之設計流程.....	19
第四章 五螺箍RC柱反復載重試驗.....	22

4.1 試驗規劃與設計.....	22
4.2 試驗設備.....	23
4.3 試驗方法.....	24
4.4 試驗觀察與紀錄.....	26
4.4.1 試體 Y1-75	26
4.4.2 試體 Y2-120	27
4.4.3 試體 Y3-120	27
4.4.4 試體 RH-120.....	28
4.5 試驗結果與討論.....	29
4.5.1 試體之載重-位移遲滯迴圈	29
4.5.2 試體能量消散之比較.....	30
4.5.3 試體曲率分佈圖之比較.....	31
4.5.4 試體之彎矩-曲率遲滯迴圈圖	33
4.5.5 應變計分析與觀察.....	34
第五章 結論.....	35
參考文獻.....	37
符號說明.....	41
附錄一：最佳化設計法公式推導.....	97
附錄二：最佳設計法設計流程.....	101

表目錄

表4.1 本研究之試體規劃表.....	44
表4.2 本研究之試體材料實測平均強度.....	45
表4.3 試體反復載重加載歷程.....	46
表4.4 矩形RC柱之強度分析與比較	47



圖目錄

圖1.1 本試驗五螺箍矩形RC柱斷面圖	48
圖1.2 五螺箍斷面之大、小螺箍嵌合示意圖	48
圖1.3 本試驗矩形RC柱試體模擬多層結構底層柱之示意圖	49
圖3.1 螺箍筋圍束之核心混凝土受力示意圖	49
圖3.2 單一螺箍體積比 ρ_s 之定義示意圖	50
圖3.3 五螺箍體積比 $(\rho_s)_{5\text{-spirals}}$ 之定義示意圖	50
圖3.4 五螺箍箍筋斷面積與直徑示意圖	51
圖3.5 大、小螺箍圍束面積定義示意圖	51
圖3.6 直接設計法之設計流程圖	52
圖4.1 本研究五螺箍RC柱試體之斷面圖	53
圖4.1 本研究五螺箍RC柱試體之斷面圖 (續)	54
圖4.2 五螺箍RC柱反復載重試驗之試體立面圖	55
圖4.3 五螺箍RC柱反復載重試驗之試體平面圖	55
圖4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖	56
圖4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖 (續)	57
圖4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖 (續)	58
圖4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖 (續)	59
圖4.5 應變計黏貼位置示意圖	60
圖4.6 位移計 (Displacement Transducer) 架設位置示意圖	61
圖4.7 斷面曲率示意圖	62
圖4.8 本試驗試體架設示意圖	62
圖4.9 反復載重加載歷程圖	63
圖4.10 $P-\Delta$ 效應示意圖	63

圖4.11 試體Y1-75之載重-位移遲滯迴圈	64
圖4.12 試體Y2-120之載重-位移遲滯迴圈	64
圖4.13 試體Y3-120之載重-位移遲滯迴圈	65
圖4.14 試體RH-120之載重-位移遲滯迴圈	65
圖4.15 本試驗之四組試體之遲滯迴圈包絡線.....	66
圖4.16 試體Y1-75與Y2-120遲滯迴圈包絡線之比較圖	66
圖4.17 試體Y-120與RH-120遲滯迴圈包絡線之比較圖	67
圖4.18 試體Y2-120與Y3-120遲滯迴圈包絡線之比較圖	67
圖4.19 試體Y1-75各層間變位角之能量消散比較圖	68
圖4.20 試體Y2-120各層間變位角之能量消散比較圖	68
圖4.21 試體Y3-120各層間變位角之能量消散比較圖	69
圖4.22 試體RH-120各層間變位角之能量消散比較圖.....	69
圖4.23 試體Y1-75與試體Y2-120各層間變位角之能量消散比較圖	70
圖4.24 試體Y2-120與試體RH-120各層間變位角之能量消散比較圖	70
圖4.25 試體Y2-120與試體Y3-120各層間變位角之能量消散比較圖	71
圖4.26 本研究四組試體層間變位角之消能容量總和比較圖.....	71
圖4.27 試體Y1-75之曲率分布圖	72
圖4.28 試體Y2-120之曲率分布圖	72
圖4.29 試體Y3-120之曲率分布圖	73
圖4.30 試體RH-120之曲率分布圖.....	73
圖4.31 試體Y1-75之彎矩-曲率遲滯迴圈圖	74
圖4.32 試體Y2-120之彎矩-曲率遲滯迴圈圖	74
圖4.33 試體Y3-120之彎矩-曲率遲滯迴圈圖	75
圖4.34 試體RH-120之彎矩-曲率遲滯迴圈圖	75
圖4.35 本試驗四組試體之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線	76
圖4.36 試體Y1-75與試體Y2-120之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線比較圖.....	76

圖4.37 試體Y2-120與試體RH-120之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線比較圖	77
圖4.38 試體Y2-120與試體Y3-120之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線比較圖	77
圖4.39 試體Y1-75之柱底主筋應變計讀數變化	78
圖4.40 試體Y1-75之柱底箍筋應變計讀數變化	78
圖4.41 試體Y2-120之柱底主筋應變計讀數變化	79
圖4.42 試體Y2-120之柱底箍筋應變計讀數變化	79
圖4.43 試體Y3-120之柱底主筋應變計讀數變化	80
圖4.44 試體Y3-120之柱底箍筋應變計讀數變化	80
圖4.45 試體RH-120之柱底主筋應變計讀數變化.....	81
圖4.46 試體RH-120之柱底箍筋應變計讀數變化.....	81
圖A1 最佳化設計法之設計流程圖	82



照片目錄

照片4.1 組立基礎主筋、柱主筋及箍筋.....	83
照片4.2 五螺箍RC柱試體鋼筋斷面	83
照片4.3 RC柱試體混凝土灌漿完成	84
照片4.4 位移計及架設位置.....	84
照片4.5 五螺箍RC柱試體（Y1-75）在Drift Angle達4.0% radians時之情形	85
照片4.6 五螺箍RC柱試體（Y1-75）在Drift Angle達5.7% radians時之情形	86
照片4.7 五螺箍RC柱試體（Y1-75）柱底最終破壞情形	87
照片4.8 五螺箍RC柱試體（Y2-120）在Drift Angle達4.0% radians時之情形	88
照片4.9 五螺箍RC柱試體（Y2-120）在Drift Angle達5.4% radians時之情形	89
照片4.10 五螺箍RC柱試體（Y2-120）柱底最終破壞情形	90
照片4.11 五螺箍RC柱試體（Y3-120）在Drift Angle達4.0% radians時之情形 ..	91
照片4.12 五螺箍RC柱試體（Y3-120）在Drift Angle達5.2% radians時之情形 ..	92
照片4.13 五螺箍RC柱試體（Y3-120）柱底最終破壞情形	93
照片4.14 傳統橫箍RC柱試體（RH-120）在Drift Angle達4.0% radians之情形 .	94
照片4.15 傳統橫箍RC柱試體（RH-120）在Drift Angle達5.2% radians之情形 .	95
照片4.16 傳統橫箍RC柱試體（RH-120）柱底最終破壞情形	96

第一章 緒論

1.1 前言

近十年來國內外相繼發生大規模的地震，如 1994 年美國加州北嶺地震、1995 年日本阪神地震、1999 年台灣 921 地震乃至最近中國四川大地震，這些地震造成房屋結構物及公共設施嚴重倒塌損毀，除了直接危急民眾的生命，相對也需付出相當龐大的社會資源；因此，對於地震頻繁的區域來說，結構物的耐震能力一直為大家所關心的議題。

早期對於結構物的耐震設計觀念是藉由提高結構物本身的彈性強度來抵抗地震力，而對於結構物的韌性並無明確的掌控，但此法並非為一經濟且有效的方法，其原因在於一旦地震力超出結構物所能抵抗之最大彈性強度，便會造成結構物瞬間無預警的損害；因此，目前被廣泛接受的方法為設計較低的結構強度，增加結構物的韌性以提高消能之能力，預防結構物無預警的損毀。另一方面，為確保結構物能有效消散地震所帶來之能量，故在進行耐震設計時採用強柱弱梁進行設計，其目的在於使柱有足夠的彎矩強度以迫使結構物承受地震力時先於梁端產生塑性鉸（Plastic Hinge），使整體結構藉由側向位移來消散較大之能量。

然而，國內外的地震災害顯示，在強烈地震作用下，導致高層結構物倒塌損毀的主要原因，多數是因為底層柱的韌性不佳所導致；因此為了確保結構物在地震力作用下的安全性，柱構件是否具備有足夠的韌性在整體構架的耐震行為上就扮演相當重要的角色。

過去許多研究指出，塑鉸區之圍束箍筋的型式對於結構物的耐震行為上有十分顯著的影響[1,2,3]，良好的圍束箍筋除了能提升柱本身的強度之外，亦能於柱達非彈性變形後提供良好的韌性，以避免剪力等脆性破壞在塑鉸產生前發生。因

此，對於底層柱而言，欲使其在塑性鉸產生後能達到能量消散之功能及保持所需之韌性容量，就有賴於塑鉸區所配置之圍束箍筋。

1.2 動機與目的

一般傳統 RC 柱構件所配置的圍束箍筋大至可分為矩形橫向箍筋 (Rectangular Hoop) 與螺旋箍筋 (Spiral)，但礙於柱斷面之幾何形狀多為矩形，故大多配置矩形橫向箍筋。由於耐震韌性之需求，柱的剪力容量在於耐震設計下相對提高，導致箍筋用量亦相對提升，且需搭配耐震彎鉤，而對於目前的高樓結構而言，強度要求甚高，故斷面甚大，相對其配筋量亦隨之增加；加上一般傳統 RC 結構在施工上之作法為在工地組立鋼筋與模版，然後再澆置混凝土；但是，在現場配置鋼筋十分耗費人力，且工人在現場綁紮鋼筋時，常因人為因素，以致箍筋製作時經常發生彎鉤角度與長度不足，或是綁紮不確實之現象。另一方面，由過去所發生之地震災害顯示，在角隅處使用彎鉤固定的傳統橫箍筋，在強烈地震力作用下，無法有效發揮其功效，其原因在於彎鉤處會有應力集中之現象，而使彎鉤周圍的混凝土先行壓碎，造成鋼筋與混凝土相對滑動及彎鉤脫開，導致柱在未達降伏強度前，已損失一部份之強度。

因此，如何改善箍筋型式以提升結構物的強度與韌性亦為近年來研究的重點。尹衍樑博士率先提出「年年發五螺箍」之新型態的複合式螺旋箍筋[4]，其配置為一個中心的大螺箍，再搭配四個角落的小螺箍交織而成，如圖 1.1 所示，其主要特色在於突破了傳統上螺旋箍筋只適用於圓形斷面之限制，巧妙克服螺旋箍筋應用於矩形斷面時，四個角落無法受到螺箍筋圍束之限制；另外，螺旋箍筋為一連續之箍筋，無須彎鉤且可進行自動化生產及採用預鑄方式在預鑄場完成大部分構材，其將大量的節省人力與縮短工期並且有效的降低成本。

此外，現行 ACI 318 規範[5]僅針對圓形 RC 柱配置單一螺箍之箍筋用量有所

規定，而尚無對於五螺箍之相關規定；因此本研究乃依據 ACI 318 規範[5]對圓形 RC 柱配置單一螺箍之設計原則，針對五螺箍矩形 RC 柱之圍束箍筋用量推導出一套設計公式；另一方面，由於小螺箍的功用不僅可將螺旋箍筋運用於矩形斷面，更具備以下三項主要功能：(1) 圍束角落的混凝土；(2) 對大螺箍提供側向束制以助於減緩大螺箍外擴現象；(3) 固定角落的主筋並提供其側向支撐，如圖 1.2 所示；此外，五個螺箍均可對混凝土提供圍束，同時對提昇 RC 柱的軸壓強度做出貢獻，據此五螺箍在箍筋間距要求上理應予以適度放寬。因此，本研究藉由突破 ACI 318-08 第 7.10.4.3 節[5]對於螺箍筋之淨間距不得大於 75 mm 之上限，規劃五螺箍矩形 RC 柱進行反復載重試驗，以探討五螺箍矩形 RC 柱在模擬底層柱下之耐震性能，如圖 1.3 所示。

1.3 研究內容

本研究共分為五章，各章討論之內容大綱如下：

第一章：緒論

本章內容包括前言、研究動機與目的及研究內容。

第二章：國內外相關文獻回顧

本章內容包括美國 ACI 318 規範之發展的背景及介紹；另外針對國內外反復載重試驗及圍束箍筋之文獻進行回顧。

第三章：試體設計及五螺箍圍束箍筋量之推導

由於 ACI 318 規範並未針對五螺箍提出一套設計公式，因此本章將介紹本試驗之設計方法及推導圍束箍筋之設計公式。

第四章：五螺箍反復載重試驗

本章包括介紹試體規劃及實驗方法；另外，針對試驗之結果進行比較與討論，而試驗之討論將分成以下兩大部分來進行探討。第一部分為說明五螺箍柱試體之試驗觀察；第二部分針對五螺箍 RC 柱試體之遲滯迴圈、曲率分佈進行觀察



與討論。

第五章：結論

綜合分析之結果，提出結論。

最後為本研究所參考之相關規範及研究文獻、符號說明、表、圖、照片及附錄。



第二章 國內外相關文獻回顧

2.1 前言

在耐震設計中，RC 柱需藉由其韌性容量，以消散來自地震所傳遞之能量。其中，利用橫向箍筋來圍束混凝土以提供柱構材所需之韌性為一廣泛且有效之方法。因此，ACI 318 規範針對可能發生塑鉸的區域，考慮斷面尺寸、混凝土強度、及圍束箍筋的強度，以提出所建議的箍筋用量設計公式。

本章節將針對 ACI 318 規範對於圍束箍筋之相關規定與 RC 柱之耐震行為的相關研究進行回顧與比較。

2.2 ACI 318 針對圍束混凝土之相關規定

在本節中，首先針對 ACI 318 規範其發展背景進行概略的回顧，然後再針對 ACI 318-08[5]對於圍束箍筋的規範進行討論。

2.2.1 圍束箍筋對混凝土之影響

ACI Committee 105[6]提出混凝土在螺旋箍筋圍束下，承受集中載重之極限強度可表示，如下：

$$\frac{P_n}{A_{ch}} = k_c f'_c (1 - \rho) + f_y \cdot \rho + k_s \cdot f_{yt} \cdot \rho_s \quad (2-1)$$

其中 P_n 為柱承受集中載重下之極限強度；

A_{ch} 為圍束箍筋外緣以內之混凝土面積；

k_c 為考慮柱中混凝土強度與標準混凝土圓柱試體強度間之差異係數，其值一般為 0.85；

f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度；

ρ 為縱向鋼筋總面積與核心混凝土面積之比值；

f_y 為縱向主筋之標稱降伏強度；

f_{yt} 為圍束箍筋之標稱降伏強度；

k_s 為螺旋箍筋體積比之係數，其值介於 1.5 至 2.5，一般取其平均值為 2.0；

ρ_s 為螺旋箍筋體積與核心混凝土體積之比值。

進一步假設，圍束箍筋對核心混凝土所提升之強度要足以彌補保護層混凝土剝落時所損失之強度，以確保當柱外殼破碎時仍能持續具備降伏前的抗壓能力。

因此，公式(2-1)中等式右邊第三項為圍束箍筋對核心混凝土所提升之強度將等於柱外殼所損失之強度，並取 k_s 的平均值為 2.0，故可得到下式：


$$2.0 f_{yt} \rho_s A_{ch} = 0.85 f'_c (A_g - A_{ch}) \quad (2-2)$$

由公式 (2-2) 可得：

$$\rho_s = 0.43 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2-3)$$

其中 A_g 為柱之全斷面積；

A_{ch} 為圍束箍筋外緣以內之混凝土斷面積；

f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度；

f_{yt} 為圍束箍筋之標稱降伏強度。

2.2.2 美國 ACI 318 設計規範

自從西元 1971 年後，ACI 318 設計規範就根據 ACI Committee 105[6]所提出的公式 (2-2)，作為耐震設計中圍束箍筋需求用量的設計基礎，發展至目前規範 ACI 318-08[5]針對柱可能產生塑性鉸之區域的圍束箍筋用量，如下：

當柱之 $P_u > f'_c A_g / 10$ ，其中 P_u 為因數化之設計軸力，則螺旋箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下列二式之規定：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2-4)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2-5)$$

對於矩形橫箍筋（包含繫筋）之總斷面積 A_{sh} 不得小於下列二式之規定：

$$A_{sh} = 0.3 s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2-6)$$

$$A_{sh} = 0.09 s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (2-7)$$

其中 s 為柱圍束箍筋之間距；

b_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度；

f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度；

f_{yt} 為圍束箍筋之標稱降伏強度；

A_g 為柱之全斷面積；

A_{ch} 為圍束箍筋外緣以內之混凝土斷面積。

2.3 鋼筋混凝土柱之耐震行為相關文獻回顧

在耐震設計中，RC 柱需藉由其韌性容量，來吸收並且消散由地震所傳遞之能量。其中，利用橫向箍筋來圍束混凝土以提供柱構材所需之韌性為一廣泛且有效之方法。以下將針對 RC 柱之耐震行為相關研究進行回顧與比較。

Rabbat 及 Daniel[7]等人進行十六組實尺寸 RC 柱試驗，試驗主要目的在於研究輕質混凝土與常重混凝土其耐震行能；試驗參數包括混凝土種類、軸向力加載程度及箍筋間距、用量與型式；由試驗結果顯示經由適當的設計，輕質混凝土在非彈性大變形下具有良好之韌性及強度；此外，試驗結果亦顯示配置繫筋能對柱之核心混凝土提供有效的圍束作用。

Ozceberu 及 Sattcioglu[1,2]進行十四組實尺寸 RC 柱反復載重試驗，試驗參數包括橫向箍筋之形式、側力加載的方向及加載軸壓之大小；試體斷面為 $350 \times 350 \text{ mm}^2$ ，柱長為 1000 mm ；試驗結果顯示適當的改善橫向箍筋之型式，對於 RC 柱之韌性有顯著之改善；試驗亦針對繫筋彎鉤角度一端為 90° 、另一端為 135° 與兩端彎鉤皆為 135° 進行研究，發現兩者具有相近之耐震行為。

Sheikh 及 Yeh[8]進行十五組 RC 柱反復載重試驗；試體斷面為 $305 \times 305 \text{ mm}^2$ ，柱長為 2740 mm ；試驗的主要目的為研究矩形橫向箍筋之圍束行為；試驗主要參數包括箍筋與主筋之配置型式、軸向力加載程度及箍筋間距；試驗結果指出配置較密的縱向鋼筋與配置 90° 彎勾之箍筋其僅能對於小變形提供有效圍束，當變形增大時，其圍束能力亦隨之迅速衰減，尤其在高軸向力作用下更加顯著；此外，由試驗發現橫向箍筋用量與軸向力加載程度對於柱之行為有顯著的影響。

Tanaka 及 Park[9]進行八組 RC 柱之反復載重試驗，試驗參數為橫向箍筋型式及加載軸壓之大小，試驗結果指出塑性鉸之長度會隨所施載的軸向強度增加而增加。

Azizinamini, Corley 及 Johal[10]針對 ACI 318-89 對於橫向箍筋之用量進行研

究，其中進行六組實尺寸之 RC 柱反復載重試驗；試驗之試體斷面為 $457 \times 457 \text{ mm}^2$ ，柱長為 3200 mm ；試驗主要的參數為橫向箍筋之用量，六組之箍筋用量介於 ACI 318-89 需求用量的 46% 至 97%，由實驗結果顯示，雖然試體之箍筋用量少於 ACI 318-89 規定之需求用量，但試體仍具有良好之韌性。

Sheikh 及 Khoury[11,12]主要針對一般強度混凝土與高強度混凝土在 ACI 318-89 規定的箍筋需求用量下，對於柱的耐震行為進行探討，進行十組大尺寸之 RC 柱反復載重試驗；試體斷面為 $305 \times 305 \text{ mm}^2$ ，柱長為 1840 mm ；試驗結果顯示，在相同的箍筋用量及軸向力作用下，一般強度混凝土其在於韌性之表現優於高強度混凝土；另外，其認為依照 ACI 318 規範所設計的圍束箍筋量是否足夠會受到軸向強度之影響。

Thomsen 及 Wallace[13]進行十二組 RC 柱反復載重試驗，研究主要目的在於探討高強度混凝土用於中、高頻率地震區之適用性，主要參數包括箍筋間距、箍筋型式及軸向力加載之程度，而試體採用的混凝土強度為 82.4 MPa ；由試驗結果顯示，試體具有穩定的強度及韌性；此外，試驗亦發現高強度柱其塑性鉸長度仍會伴隨軸向力的增加而增長。

Bayrak 及 Sheikh[14,15]針對柱之幾何形狀與軸向力之大小，進行二十四組 RC 柱反復載重試驗；試體斷面為 $305 \times 305 \text{ mm}^2$ 與 $250 \times 350 \text{ mm}^2$ ，柱長為 1840 mm ；試驗結果顯示柱構件之幾何形狀對其韌性有顯著之影響；另外，柱之強度與變形能力會隨著軸向力增加而衰減。

Mo 及 Hwang[16]，以將傳統圍束箍筋加以改良，規劃六組實尺寸之 RC 柱進行反復載重試驗；試體斷面為 $400 \times 400 \text{ mm}^2$ ，柱長為 1400 mm ；實驗結果顯示在相同的混凝土構件中，採用改良型的圍束鋼筋，能有較佳的圍束效應和抗剪力的能力，可以有效地提高耐震的能力在相同的混凝土構件中；另外，間距過大會導致圍束效無法發揮，而且剪力裂縫和撓剪裂縫會持續的擴張，進而引起混凝土構件的剪力破壞。

Legeron 及 Paultre[17]進行六組實尺寸高強度混凝土柱反復載重試驗，主要

參數為橫向箍筋之用量及軸向力加載之大小，由試驗顯示箍筋間距與施載之軸向力對於高強度混凝土柱其彎矩強度有顯著的影響。因此，其認為在進行 RC 柱設計時，應考慮所加載之軸向力的大小。

張國鎮、尹衍樑、王瑞禎及王柄雄[4,18]，以新型式之圍束箍筋規劃三組反復載重試驗；試體斷面為 $600 \times 600 \text{ mm}^2$ ，柱長為 2800 mm ；試驗參數為圍束箍筋之型式；試驗結果顯示，在適當的組合下，組合式螺旋箍筋可以成功應用於矩形 RC 柱中。

Bae 及 Bayrak[19]，進行五組實尺寸之 RC 柱反復載重試驗；試體斷面為 $610 \times 610 \text{ mm}^2$ 與 $438 \times 438 \text{ mm}^2$ ；柱長為 2630 mm ；實驗結果顯示柱所承受之軸向力及垮深比越大，其韌性越差；此外，塑性鉸之長度會隨承載之軸向力的增加而增長。



第三章 試體設計

3.1 前言

結構物耐震設計之理念是以強柱弱梁為原則。所謂強柱弱梁即為結構物在強震發生時，先於梁端產生塑性鉸以吸收能量，確保剪力及扭轉等脆性破壞模式不至於在塑鉸產生前發生，對結構物安全有預警效果；但由國內外的地震災害顯示，在強烈地震作用下，導致高層結構物倒塌損毀的主要原因，多數是因為底層柱的韌性不佳所導致；因此，欲使底層柱在塑性鉸產生後能達到能量消散之功能及保持所需的韌性容量，就有賴於塑鉸區所配置之圍束箍筋。

塑鉸區配置橫向圍束箍筋有兩項功能。在軸力方面，當塑鉸區保護層剝落後，圍束箍筋對柱心之混凝土能有圍束之作用，可維持柱心的良好，使其抵抗軸力的能力不至大幅降低。在彎矩方面，圍束箍筋可使整體斷面之極限應變提高[3]，也增加了塑鉸區斷面之極限曲率，更加強結構物之韌性與能量消散之能力。

本研究之五螺箍矩形 RC 柱構件在耐震設計下的規範，主要根據 ACI 318-08[5]之規範，因本研究為五螺箍矩形 RC 柱，ACI 318 規範尚未對其有所規定，不過本研究在試體設計公式上將以 ACI 規範為基礎進行推導。

本章先將介紹五螺箍之特性，再者針對本試驗五螺箍 RC 矩形柱之設計及圍束箍筋量進行推導。

3.2 五螺箍之特性

五螺箍為一複合式螺旋箍筋，其配置為一個中心的大螺箍，再搭配四個角落的小螺箍交織而成，如圖 1.1 所示，其主要特色在於突破了傳統上螺旋箍筋只適

用於圓形斷面之限制，巧妙克服螺旋箍筋應用於矩形斷面時，四個角落無法受到螺旋箍筋圍束之限制；此外，小螺旋箍的功用不僅在於使螺旋箍筋可運用於矩形斷面，更具備以下三項主要功能：

(1) 圍束矩形 RC 柱四個角落的混凝土

(2) 對大螺旋箍提供側向束制的作用，有助於減緩大螺旋箍的外擴現象，其情況有如四支角落的小圓柱撐住中間的大圓柱。

(3) 固定四個角落的主筋並提供主筋的側向支撐。

本研究認為五螺旋 RC 柱內配置了五個螺旋箍，每個螺旋箍均可對混凝土提供圍束，同時對提升 RC 柱的軸壓強度做出貢獻；再者，五螺旋 RC 柱中心之大螺旋箍亦受到四個角落小螺旋箍的束制，使得大螺旋箍的圍束效果更好，更不容易向外爆開。因此，本試驗在試體規劃時，特別針對 ACI 318-08 第 7.10.4.3 節[5]中所規定螺旋箍筋「最大淨間距為不得超過 75 mm 」進行突破。

3.3 五螺旋 RC 矩形柱斷面設計

進行五螺旋 RC 矩形柱之斷面設計，大致上包含三大部分：(1) 設計軸壓強度及臨界斷面之彎矩強度 (2) 設計剪力容量 (3) 圍束箍筋之用量。

3.3.1 設計軸壓強度及臨界斷面之彎矩強度

對於柱構件而言，其主要在承受壓力荷重，但另一方面，柱為整體構架的一部分，因此在構架內大量的支承彎矩部分由鄰近的柱構件承受。在設計過程中一般均假設柱構件為受純軸壓之構件，但由於施工等因素導致偏心而形成彎矩，故在設計時必須同時考慮軸壓力及彎矩。

本試驗於柱試體之頂部加載的 $0.1f'_c A_g$ 軸壓力；因此，當構件承受軸壓力和彎矩時，假設平面受力後仍保持平面，在變形諧和的條件下，則混凝土的應變與距中性軸的距離成正比，利用力的平衡可以求得柱臨界斷面之彎矩強度，並檢核構件之破壞模式，確保試驗之試體為抗拉鋼筋先行降伏所引起之拉力破壞。

3.3.2 設計剪力容量

本試驗之剪力容量設計乃根據 ACI 318-08 第 11.2.1.2 節[5]之規定，軸壓構件混凝土所提供之抗剪強度如下：

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d_e \quad (3-1)$$

其中 V_c 為軸壓構件混凝土所提供之抗剪強度；

N_u 為構件之設計軸力 (N)；

A_g 為柱之全斷面積 (mm^2)；

f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度 (mm^2)；

b_w 為斷面之有效寬度 (mm)；

d_e 為有效深度 (mm)。

根據 ACI 318-08 第 11.4.7.2 節[5]之規定，剪力筋間距之計算如下：

$$V_s = \frac{A_v f_y d_e}{s} \quad (3-2)$$

$$s_v = \frac{\phi A_v f_{yt} d_e}{V_u - \phi V_c} \quad (3-3)$$

其中 V_s 為剪力筋所提供之抗剪強度 (N)；

A_v 為剪力筋之總斷面積 (mm^2)；

f_{yt} 為圍束箍筋之標稱降伏強度 (MPa)；

d_e 為有效深度 (mm)；

ϕ 為剪力折減係數；

s_v 為剪力筋之間距 (mm)。

3.3.3 五螺箍 RC 柱圍束箍筋設計公式：直接設計法

ACI 318-08[5]僅針對圓形RC柱配置單一螺箍之圍束箍筋用量有所規定，尚無對於矩形RC柱配置五螺箍之相關規定；因此，本研究乃依據ACI 318規範[5]對圓形RC柱配置單一螺箍之設計原則，即「混凝土受箍筋圍束所提升的軸向強度必須足以彌補箍筋外圍混凝土剝落所損失的軸向強度」進行推導，提出「直接設計法」。

首先考慮單螺箍圓形RC柱之圍束箍筋用量設計，根據基本設計原則故可列出：

$$0.85 f'_c (A_g - A_{ch}) \leq C_l f_l A_{ch} \quad (3-4)$$

其中 f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度；

A_g 為柱之全斷面積；

A_{ch} 為圍束箍筋外緣以內之混凝土斷面積；

C_l 為核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數；

f_l 為核心混凝土受箍筋圍束所導致之側向圍壓力。

核心混凝土受箍筋圍束所導致之側向圍壓力 f_l 可表示如下，見圖 3.1

$$f_l = \frac{2A_{sp}f_{yt}}{sD_c} \quad (3-5)$$

其中 A_{sp} 為螺箍筋之箍筋斷面積；

f_{yt} 為圍束箍筋之標稱降伏強度；

s 為圍束箍筋之間距；

D_c 為螺箍筋之圍束直徑。



將公式 (3-5) 代入公式 (3-4)，可表示成下式：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch}) \leq C_l \left(\frac{2A_{sp}f_{yt}}{sD_c} \right) A_{ch} \quad (3-6)$$

由箍筋體積比 ρ_s 之定義可表示如下，見圖3.2所示：

$$\rho_s = \frac{\text{間距 } s \text{ 內螺旋箍筋之體積}}{\text{間距 } s \text{ 內核心混凝土之體積}} = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\frac{1}{4} \pi D_c^2 s} = \frac{4A_{sp}}{sD_c} \quad (3-7)$$

將公式 (3-7) 代入公式 (3-6)，移項重新整理後可得到下式：

$$\rho_s \geq \frac{1.7}{C_l} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-8)$$

令 $C_l = C_{ACI}$ 使公式 (3-8) 滿足 ACI 318-08 第 10.9.3 節 [5] 式 10-9，故公式 (3-8) 最後可表示成下式：

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-9)$$

其中 C_{ACI} 為 ACI 規範建議核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數。

茲考慮五螺箍之矩形 RC 柱，則公式 (3-4) 可改寫為下式，如圖 3.4 與圖 3.5 所示：

$$0.85 f'_c (A_g - A_{ch1} - A_{ch2}) \leq C_l f_{l1} A_{ch1} + C_l f_{l2} A_{ch2} \quad (3-10)$$

其中 A_{ch1} 為大螺箍所圍束之混凝土面積；

A_{ch2} 為五螺箍總圍束混凝土斷面積扣除大螺箍所圍束混凝土斷面積之面積；

f_{l1} 為核心混凝土受大螺箍圍束所導致之側向圍壓力；

f_{l2} 為核心混凝土受小螺箍圍束所導致之側向圍壓力。

核心混凝土受大、小螺箍圍束所導致之側向圍壓力可分別表示如下：

$$f_{l1} = \frac{2A_{sp1}f_{yt}}{sD} \quad (3-11)$$

$$f_{l2} = \frac{2A_{sp2}f_{yt}}{sd} \quad (3-12)$$

其中 A_{sp1} 為大螺箍筋之箍筋斷面積；

A_{sp2} 為小螺箍筋之箍筋斷面積；

f_{yt} 為圍束箍筋之標稱降伏強度；

D 為大螺箍之圍束直徑；

d 為小螺箍之圍束直徑；

s 為圍束箍筋之間距。

將 (3-11) 與 (3-12) 代入 (3-10)，可得下式：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch1} - A_{ch2}) \leq C_l \frac{2A_{sp1}f_{yt}}{sD} A_{ch1} + C_l \frac{2A_{sp2}f_{yt}}{sd} A_{ch2} \quad (3-13)$$

由箍筋體積比 ρ_s 之定義可表示如下，見圖3.2所示：

$$\rho_{s1} = \frac{\text{間距 } s \text{ 內大螺箍筋之體積}}{\text{間距 } s \text{ 內大螺箍之核心混凝土體積}} = \frac{\pi D A_{sp1}}{\frac{1}{4} \pi D^2 s} = \frac{4A_{sp1}}{sD} \quad (3-14)$$

$$\rho_{s2} = \frac{\text{間距 } s \text{ 內小螺箍筋之體積}}{\text{間距 } s \text{ 內小螺箍之核心混凝土體積}} = \frac{\pi d A_{sp2}}{\frac{1}{4} \pi d^2 s} = \frac{4A_{sp2}}{sd} \quad (3-15)$$

整合公式 (3-13)、(3-14) 與 (3-15)，可得下式：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch1} - A_{ch2}) \leq \frac{C_l}{2} \rho_{s1} f_{yt} A_{ch1} + \frac{C_l}{2} \rho_{s2} f_{yt} A_{ch2} \quad (3-16)$$

進一步針對大螺箍與小螺箍對於柱構件軸向壓力之貢獻採用保守之設計原則，因此取 ρ_{s1} 與 ρ_{s2} 兩者之最小值 $\rho_{s,min}$ 代入公式 (3-16)，故可將公式 (3-16)

可改寫如下：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch1} - A_{ch2}) \leq \frac{C_l}{2} \rho_{s,min} f_{yt} (A_{ch1} + A_{ch2}) \quad (3-17)$$

又 $A_{ch} = A_{ch1} + A_{ch2}$ ，因此公式 (3-17) 進一步簡化為下式：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch}) \leq \frac{C_l}{2} \rho_{s,min} f_{yt} (A_{ch}) \quad (3-18)$$

令 $C_l = C_{ACI}$ 使公式 (3-18) 滿足 ACI 318-08 第 10.9.3 節 [5] 式 10-9，故公式 (3-18)

最後可表示成下式：

$$\rho_{s,min} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-19)$$

因此，針對五螺箍 RC 柱箍筋用量進行設計時，將五螺箍的斷面性質及材料性質代入公式 (3-19) 可得到最小螺箍筋體積比 $\rho_{s,min}$ ；因此，可利用最小螺箍體積比 $\rho_{s,min}$ 分別計算大螺箍與小螺箍之需求間距 s_1 與 s_2 ，如下所示：

$$s_1 = \frac{4A_{sp1}}{\rho_{s,min} D} \quad (3-20)$$

$$s_2 = \frac{4A_{sp2}}{\rho_{s,min} d} \quad (3-21)$$

若考慮施工之可行性，使大螺箍與小螺箍之箍筋間距一致時，則可保守採用以上兩式求出之間距較小者來進行設計。因此，五螺箍之需求間距 $s_{5-spiral}$ 如下所示：

$$s_{5-spirals} = \min(s_1, s_2) \quad (3-22)$$

進一步藉由螺箍筋體積比之定義，計算五螺箍實際體積比 $(\rho_s)_{5\text{-spirals}}$ 如下，

見圖3.3所示：

$$(\rho_s)_{5\text{-spirals}} = \frac{\text{間距 } s_{5\text{-spirals}} \text{ 內大、小螺箍之體積和}}{\text{間距 } s_{5\text{-spirals}} \text{ 內五螺箍外廓所圍束之核心混凝土體積}} \quad (3-23)$$

故公式 (3-23) 可表示如下：

$$(\rho_s)_{5\text{-spirals}} = \frac{\pi D A_{sp1} + 4(\pi d A_{sp2})}{A_{ch} s_{5\text{-spirals}}} \quad (3-24)$$

根據上述直接設計法的推導過程，可歸納出以下兩點結論：

- (1) 在 $\rho_{s,min} = \min(\rho_{s1}, \rho_{s2})$ 的條件下，五螺箍圍束箍筋設計用量適用 ACI 318-08[5]螺箍筋體積比之公式，以求得到最小體積比 $\rho_{s,min}$ 。
- (2) 針對五螺箍RC柱之圍束箍筋進行設計時，宜使大、小螺箍具有相同之間距；使大、小螺箍需求間距相近時，其設計箍筋間距對大、小螺箍兩者所發揮之圍束效應亦較為平衡，同時對於混凝土提供相近之圍壓應力。再者，由於大螺箍需要圍束較多的混凝土，因此設計時大螺箍之線徑通常會比小螺箍之線徑大一些。

3.3.4 直接設計法之設計流程

本節將針對直接設計法之設計流程進行說明，並繪製設計流程圖以供參考，如圖 3.6 所示。

[已知條件]：RC 柱斷面尺寸與材料性質

RC 柱全斷面積 A_g ；混凝土標稱抗壓強度 f'_c ；箍筋標稱降伏強度 f_y 。

[步驟一]：選定大、小螺旋之圍束直徑與箍筋斷面積

(1) 大螺旋圍束直徑： D

(2) 小螺旋圍束直徑： d

(3) 大螺旋斷面積： A_{sp1}

(4) 小螺旋斷面積： A_{sp2}

[步驟二]：計算五螺旋整體圍束面積 A_{ch}

五螺旋整體圍束面積 A_{ch} ，如圖 3.5 所示。

[步驟三]：計算最小螺旋筋體積比 $\rho_{s,min}$

$$\rho_{s,min} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-25)$$

[步驟四]：計算大螺旋與小螺旋之箍筋間距

$$\text{大螺旋間距：} s_1 = \frac{4A_{sp1}}{\rho_{s,min} D} \quad (3-26)$$

$$\text{小螺旋間距：} s_2 = \frac{4A_{sp2}}{\rho_{s,min} d} \quad (3-27)$$

[步驟五]：求得五螺旋 RC 柱最小需求間距 $s_{5\text{-spirals}}$

考慮施工之可行性，使大螺旋與小螺旋之箍筋間距一致時，則可保守採用步驟四所求出之大、小螺旋兩者之需求間距最小者來進行設計。

$$s_{5\text{-spirals}} = \min(s_1, s_2) \quad (3-28)$$

由上述之設計流程可知「直接設計法」係直接採用 ACI 318-08 規範[5]第 21.6.4 節對圓形 RC 柱之螺旋筋設計方法，係將大、小螺旋視為個別獨立之螺旋柱，分別設計其需求間距，再取兩者之「最小值」作為五螺旋圍束箍筋間距，故稱之為直接設計法，故此法略偏向保守側，但該法之特色在於使設計者在設計參數（大、小螺旋之圍束直徑與線徑）的選擇上有較大之彈性。

此外，本研究亦於附錄中提供由本研究小組先前所進行五螺箍短柱軸壓優化試驗，所提出之「最佳化設計法」；由試驗結果顯示當大、小螺箍兩者對於各自圍束之混凝土所提供的圍壓應力相接近時，不僅能提供良好的強度及韌性，並且其箍筋用量亦較為節省。因此，根據「大、小螺箍對各自圍束之混凝土產生相同之圍壓應力」之最佳狀態，利用大、小螺箍圍束直徑與線徑適當的搭配，以達到最經濟之設計結果。



第四章 五螺箍RC柱反復載重試驗

4.1 試驗規劃與設計

近年來的研究陸續發現五螺箍具有良好圍束混凝土之能力[4,18]。因此，本研究在五螺箍 RC 柱優越的抗壓能力及耐震能力的基礎上，挑戰五螺箍間距突破 ACI 318-08 第 7.10.4.3 節[5]規定螺旋箍筋淨間距不得大於 75 mm 的上限，規劃進行四組實尺寸 RC 柱反復載重試驗，實驗過程中紀錄五螺箍 RC 柱底保護層剝落情形、並量測曲率及其位移容量。


本研究共進行四組實尺寸模擬多層結構物底層 RC 柱之反復載重試驗，如圖 1.3 所示，其中包括三組配置新型五螺箍之矩形 RC 柱及一組配置傳統橫箍之矩形 RC 柱作為對照組；RC 柱之全斷面尺寸皆為 600×600 mm，柱高均為 3250 mm，而柱身及基礎使用標稱強度 34.3 MPa 之普通強度混凝土。試體編號、斷面形式及箍筋間距、用量，如表 4.1 所示；在表 4.1 中試體編號分別採用 Y 開頭與 RH 開頭用以區別五螺箍及傳統橫箍之試體，並於 Y 字母後加上數字 1 至 3 以辨別五螺箍 RC 試體，在編號最後之數字 75 與 120 則是代表圍束區之箍筋間距，其單位為 mm；試體詳細之斷面尺寸與鋼筋配置方式如圖 4.1 所示。本研究之 RC 柱試體製作其主筋皆由基礎直接延伸至柱頭，不做任何搭接及截斷，符合現行耐震規範；各試體於柱底部 800 mm 內之圍束區配置圍束箍筋；試體之立面與平面如圖 4.2 及圖 4.3 所示；詳細之鋼筋配置情況如圖 4.4 所示。

五螺箍矩形 RC 柱試體之主筋及箍筋的組立過程與灌漿後之情況如照片 4.1、照片 4.2 及圖 4.3 所示。鋼筋綁紮立組完成後，分別在距離基礎面高程 100 mm 處於主筋及箍筋黏貼應變計 (Strain Gages)，如圖 4.5 所示，得以量測塑鉸區主筋及箍筋應變量，觀察實驗時鋼筋之降伏時間點；此外，在距離柱面 200 mm、400 mm 及 600 mm 處預埋螺桿，以便實驗前架設位移計 (Displacement Transducer)

量測近臨界斷面（彎矩最大處）之曲率，如圖 4.6 及照片 4.4 所示；此外，試驗前將試體所採用之鋼筋及混凝土皆進行力學性質試驗。在鋼筋部分參照 ASTM A370-08a[20]材料試驗之規定分別進行鋼筋拉伸試驗。混凝土強度部分，在試體灌漿同時製作 $150 \times 300 \text{ mm}$ 之標準混凝土圓柱試體並於試驗當天參照 ASTM C39M[21]混凝土材料試驗規定進行單軸抗壓試驗。本研究之材料實測強度如表 4.2 所示。

4.2 試驗設備

本研究之 RC 柱試體先於潤弘精密工程公司之楊梅預鑄廠進行組裝及灌漿，然後再運至新竹國立交通大學土木系大型結構實驗室進行耐震試驗。RC 柱試體以反復側向載重及定值軸向壓力之組合方式加載，整體試驗之配置方式如圖 4.8 所示。

- 
- (1) 側力系統：本試驗採用一座 MTS 出產之靜態油壓動力致動器（Static Actuator）來施加水平側向力，其最大施力為 980 kN ，最大反復行程為 $\pm 200 \text{ mm}$ 。架設側力系統時，首先將厚度為 100 mm 之鋼墊板固定於反力牆上，再將油壓動力致動器一端固定於鋼墊板上，而另一端則安裝訂做之鋼板夾具，最後再啟動油壓致動器連接柱頭預留孔位，完成側力系統之架設。
 - (2) 軸力系統：本試驗軸力系統包括加載軸力之千斤頂、鉸支承、柱頂橫梁、高拉力鋼棒。
 - (a) 軸力千斤頂：採用兩座油壓千斤頂，同時加載軸向力，可提供 RC 柱試體定值之軸力壓力。
 - (b) 柱底鉸支承：主要功能為當軸力及側力加載時，由 U 型上承版和下承版加上圓形鋼棒串接成鉸支承。藉由上承版之應力平衡而轉動，以避免軸力螺桿應變過大導致拉斷或螺桿縮短時造成軸力

消失。

- (c) 柱頂橫梁：柱頂橫梁為一 H 型鋼，主要功能是使軸力能平順的傳遞至試體。
 - (d) 軸力螺桿：採用兩組直徑 39 mm 之預力鋼棒，每組由兩支長度 4 m 之預力鋼棒以續接器續接而成，主要的功能是連接柱頂橫梁與鉸支承，使軸力千斤頂能傳遞軸向壓力與試體上。
- (3) 強力地板與反力牆：強力地板厚度 1.0 m 以及一字形反力牆。反力牆高為 12.5 m，寬為 13.0 m，可供四層樓足尺結構實驗之用。強力地板與反力牆上，分別於水平與垂直軸向上每隔 1000 mm 留有直徑 76 mm 的穿透式錨定孔，作為固定試體及試驗設備之用。
- (4) 天車：實驗室頂端配置載重能力 19.6 kN、49 kN 及 196 kN 之天車，供試體吊裝用。



4.3 試驗方法

本試驗於國立交通大學大型結構實驗室進行，實驗流程簡述如下：

- (1) 將試體基礎用強力螺栓固定於強力地板，每孔施予 450 kN 的預力。
- (2) 試體上方放置 H 橫梁，再裝置柱底鉸支承。並於橫梁上施加 $0.1f'_c A_g$ 之預力以模擬 RC 柱所承受之靜載重。
- (3) 分別將應變計 (Strain Gage) 及位移計 (Displacement Transducer) 連接至電橋，經由資料擷取系統傳輸至電腦上紀錄。
- (4) 利用固定於反力牆上的 MTS 油壓致動器對 RC 柱施加反復作用力，以模擬 RC 柱構件所受之水平地震力，加載過程參照 FEMA 356[22] 及 ACI 374.1-05[23]，採用位移控制 (Displacement Control)，於每一預設之位移量反復施載三回次(Cycle)，加載之歷程如圖 4.9 及表 4.3

所示。

- (5) 當 RC 柱試體之側向承載力下降至其最大側向強度之 70%，或試體之層間變位角達到 5.2% 弧度時，即終止試驗。

本試驗於柱頂之橫梁利用兩組預力螺桿與油壓千斤頂施加預力於 RC 柱試體上，螺桿和鉸支承連接部份可隨著水平加載位移歷程之變化而轉動。軸力雖固定施加於柱頂，但軸力作用方向之延長線卻因水平加載位移而不會通過柱斷面之中心，於是便產生額外的彎矩，亦即二次彎矩效應 (Secondary Moment)，如圖 4.10 所示。因此，當水平油壓致動器所施加之側向位移為 δ 時，軸力作用方向與鉛垂面產生了一轉角 θ 。若將施加之軸力 P_a 分為水平分量 $P_a \sin \theta$ 與垂直分量 $P_a \cos \theta$ ，則可計算軸力所造成之二次彎矩 $M_{P-\Delta}$ 如下：

$$M_{P-\Delta} = P_a \cos \theta \times \delta'' - P_a \sin \theta \times L_1 \quad (4-1)$$

其中 δ'' 為柱頂之側位移；

L_1 為柱頂到柱底之距離；

L 為側力施加點到柱底之距離。

因此，相對於二次彎矩 $M_{P-\Delta}$ ，由 $P-\Delta$ 效應所造成的額外側向力 $P_{P-\Delta}$ 為：

$$P_{P-\Delta} = \frac{M_{P-\Delta}}{L} \quad (4-2)$$

故 RC 柱所受的總側向力 $(P_h)_{test}$ 可計算如下：

$$(P_h)_{test} = P_h + P_{P-\Delta} \quad (4-3)$$

其中 P_h 為油壓致動器施加之側向力。

因此，在考慮二次彎矩效應之後，RC 柱底部所受的總彎矩為總側向力 $(P_h)_{test}$ 乘以側力施加點到柱底的距離 L 。

4.4 試驗觀察與紀錄

茲將本試驗四支試體的結構行為陳述如下。

4.4.1 試體 Y1-75

在試驗初期，當試體之層間變位角 θ 到達0.5%弧度時，距柱底200 mm處首次出現撓曲裂縫，隨著層間變位角增加，裂縫逐漸增加且多為水平向之撓曲裂縫，並集中於塑性區。試驗至 θ 為1.0%弧度時，臨界斷面最外層縱向鋼筋開始產生降伏，塑性鉸開始產生。試驗至 θ 為1.5%弧度時，柱表面由之前的水平撓曲裂縫延伸至45度之剪力裂縫，試驗至 θ 為2.0%弧度時，柱底與基礎交界面開始有裂縫產生，而先前之撓曲裂縫寬度逐漸增大。試驗至 θ 為3.0%弧度時，柱底與基礎交界面，開始產生垂直裂縫，且於柱底角隅處混凝土開始產生剝離。

在試驗末期，層間變位角 θ 為4.0%弧度時，垂直裂縫寬度增大，柱底混凝土保護層因受壓導致碎裂的情形發生，裂縫寬度持續加大，新的撓曲裂縫已鮮少產生。試驗至 θ 為5.0%弧度時，柱底保護層明顯剝落之情形。

本試驗於RC柱之層間變位角達5.7%弧度時停止。照片4.5與照片4.6顯示試體於層間變位角到達4.0%弧度與5.7%弧度時之情形。試驗結束時，距柱底約300 mm範圍內之混凝土有明顯剝落，但是RC柱受五螺箍圍束之混凝土仍然保持完整，且未發現柱主筋挫屈之情形，如照片4.7所示。

4.4.2 試體 Y2-120

在試驗初期，當試體之層間變位角 θ 到達0.5%弧度時，距柱底200 mm處首次出現撓曲裂縫，隨著層間變位角增加，裂縫逐漸增加且多為水平向之撓曲裂縫，並集中於塑性區。試驗至 θ 為1.0%弧度時，臨界斷面最外層縱向鋼筋開始產生降伏，塑性鉸開始產生。試驗至 θ 為2.0%弧度時，柱底與基礎交界面開始有裂縫產生且開始產生垂直裂縫，柱表面由之前的水平撓曲裂縫延伸至45度之剪力裂縫，而先前之撓曲裂縫寬度逐漸增大。試驗至 θ 為3.0%弧度時，柱底與基礎交界面，開始產生垂直裂縫，且於柱底角隅處混凝土開始產生剝離。

在試驗末期，層間變位角 θ 為4.0%弧度時，垂直裂縫寬度增大，柱底混凝土保護層因受壓導致碎裂的情形發生，裂縫寬度持續加大，新的撓曲裂縫已鮮少產生。試驗至 θ 為5.0%弧度時，柱保護層已有顯著剝離並可看出其最外緣之圍束箍筋。

本試驗於 RC 柱之層間變位角達 5.4%弧度時停止。照片 4.8 與照片 4.9 顯示試體於層間變位角到達 4.0%弧度與 5.4%弧度時之情形。試驗結束時，距柱底約 300 mm 範圍內之混凝土有明顯剝落，小螺箍所圍束範圍內之柱主筋有挫屈之情形，但大螺箍所圍束之混凝土仍保持完整，如照片 4.10 所示。

4.4.3 試體 Y3-120

在試驗初期，當試體之層間變位角 θ 到達0.5%弧度時，距柱底200 mm處首次出現撓曲裂縫，隨著層間變位角增加，裂縫逐漸增加且多為水平向之撓曲裂縫，並集中於塑性區。試驗至 θ 為1.0%弧度時，臨界斷面最外層縱向鋼筋開始產生降伏，塑性鉸開始產生。試驗至 θ 為2.0%弧度時，柱底與基礎交界面開始有裂縫產生且開始產生垂直裂縫，柱表面由之前的水平撓曲裂縫延伸至45度之剪

力裂縫，而先前之撓曲裂縫寬度逐漸增大。試驗至 θ 為3.0%弧度時，柱底與基礎交界面，開始產生垂直裂縫，且於柱底角隅處混凝土開始產生剝離。

在試驗末期，層間變位角 θ 為4.0%弧度時，垂直裂縫寬度增大，柱底混凝土保護層因受壓導致碎裂之情形發生，裂縫寬度持續加大，新的撓曲裂縫已鮮少產生。試驗至 θ 為5.0%弧度時，柱保護層已有顯著剝離並可看出其最外緣之圍束箍筋。

本試驗於RC柱之層間變位角達5.2%弧度時停止。照片4.11與照片4.12顯示試體於層間變位角到達4.0%弧度與5.2%弧度時之情形。試驗結束時，距柱底約300mm範圍內之混凝土有明顯剝落，小螺箍所圍束範圍內之柱主筋有挫屈之情形，但大螺箍所圍束之混凝土仍保持完整，如照片4.13所示。

4.4.4 試體 RH-120



在試驗初期，當試體之層間變位角 θ 到達0.5%弧度時，距柱底200 mm處首次出現撓曲裂縫，隨著層間變位角增加，裂縫逐漸增加且多為水平向之撓曲裂縫，並集中於塑性區。試驗至 θ 為1.0%時，臨界斷面最外層縱向鋼筋開始產生降伏，塑性鉸開始產生，柱表面由之前的水平撓曲裂縫延伸至45度之剪力裂縫。試驗至 θ 為2.0%時，柱底與基礎交界面開始有裂縫產生且開始產生垂直裂縫，而先前之撓曲裂縫寬度逐漸增大。試驗至 θ 為3.0%弧度時，柱底與基礎交界面，開始產生垂直裂縫，且於柱底角隅處混凝土開始產生剝離。

在試驗末期，層間變位角 θ 為4.0%弧度時，柱主筋因受壓已開始產生挫屈，橫箍筋及繫筋產生脫鉤，其所圍束之混凝土大量剝落，強度開始下降。試驗至 θ 為5.0%弧度時，主筋嚴重挫屈，橫箍筋及繫筋之彎鉤以明顯脫出。

本試驗於RC柱之層間變位角達5.2%弧度時停止，柱主筋挫屈相當嚴重；

橫箍及繫筋因主筋挫屈已完全脫出，側力已降至最大值的 65%，此時停止試驗並觀察試體的破壞情形。照片 4.14 與照片 4.15 顯示試體於層間變位角到達 4.0% 弧度與 5.2% 弧度時之情形。試驗結束時，距柱底約 600 mm 範圍內之混凝土有明顯剝落，小螺箍所圍束範圍內之柱主筋有挫屈之情形，但大螺箍所圍束之混凝土仍保持完整，如照片 4.16 所示。

4.5 試驗結果與討論

4.5.1 試體之載重-位移遲滯迴圈

反復載重過程中，可由測量記錄器所量測的值，並考慮 $P-\Delta$ 效應繪製成載重-位移遲滯迴圈圖 (Hysteretic Loop)。四組試體之載重-位移遲滯迴圈圖，如圖 4.11 至圖 4.14 所示。由圖中顯示三組配置五螺箍之 RC 柱，其遲滯迴圈均相當飽滿，且層間變位角分別可到達 5.2%、5.4% 及 5.7% 弧度，強度均無明顯下降趨勢，且在於韌性上之表現優於配置傳統橫箍之 RC 柱，顯示本研究之五螺箍 RC 柱具備良好的耐震與消能 (Energy Dissipation) 之能力。

另一方面，由圖 4.11 至圖 4.14 亦可發現五螺箍 RC 柱並無明顯束縮效應 (Pinching Effect)，其原因在於五螺箍 RC 柱於試驗過程中混凝土開裂速度較緩慢所致，且其開裂之程度亦無傳統橫箍矩形柱嚴重；而圖中各 RC 柱試體所能抵抗的最大水平側向力，其值分別如下：試體 Y1-75 為 521 kN；試體 Y2-120 為 498 kN；試體 Y3-120 為 494 kN；試體 RH-120 為 436 kN。

本研究之四組試體載重-位移遲滯迴圈之包絡線 (Envelope)，如圖 4.15 所示。

圖 4.16 為五螺箍試體在圍束箍筋間距分別為 75 mm (Y1-75) 與 120 mm (Y2-120) 下之遲滯迴圈包絡線 (Envelope) 比較圖。由圖可觀察出試體 Y1-75 之勁度及最大側向荷重值皆較 Y2-120 高；試體 Y2-120 至試驗最後強度稍下有

降之趨勢，主要原因為主筋有些微挫屈發生。

圖 4.17 為在相同圍束箍筋間距下，採用五螺箍試體（Y2-120）與傳統橫箍試體（RH-120）下之遲滯迴圈包絡線比較圖。由圖可觀察出，試體 Y2-120 之勁度、最大側向荷重值或是韌性方面皆高於試體 RH-120。當層間變位角為 4.0% 弧度時，RH-120 之強度以有顯著下降；相較之下，Y2-120 其強度仍維持於高檔。

圖 4.18 為針對五螺箍試體 Y2-120 與試體 Y3-120 在大、小螺箍之交集區加入 #4 輔助筋下之遲滯迴圈包絡線比較圖。由圖中顯示，試體 Y3-120 之勁度略高於 Y2-120；在最大側向荷重方面，兩者並無顯著之差異，可見於大、小螺箍之交集區加入 #4 輔助筋對於試體之強度及韌性並無顯著的差異。

4.5.2 試體能量消散之比較

各試體之消能容量為載重-位移遲滯迴圈所圍成之面積；四組試體在每一層間變位角之消能容量參見如圖 4.19 至圖 4.22 所示，其中每一層間變位角之消能容量為反復歷程三回次之遲滯迴圈所圍成面積的總和。

圖 4.23 為試體 Y1-75 與試體 Y2-120 在各層間變位角能量消散之比較。由圖中可發現兩試體在彈性階段（層間變位角 1.0% 弧度）之前，兩試體之能量消散並無顯著差異；當層間變位角為 1.5% 弧度至 5.0% 弧度，試體 Y1-75 在能量消散明顯大於試體 Y2-120；由兩者能量消散觀察結果顯示五螺箍 RC 柱在不同的圍束箍筋用量下，其消能多寡的差異主要來自於非彈性階段。

圖 4.24 為試體 Y2-120 與試體 RH-120 在各層間變位角能量消散之比較。由圖中可發現兩試體在層間變位角為 3.0% 弧度之前，兩試體之能量消散並無顯著差異；當層間變位角達 4.0% 至 5.0% 弧度時，試體 Y2-120 在能量消散上明顯大於試體 RH-120，當層間變位角達 5.0% 弧度時，由於試體 RH-120 所承受之側向荷重降

至80%的側向極限荷重以下，故所能消散的能量與試體Y2-120相較下有顯著的減少；比較兩試體當層間變位角由4.0%弧度變化至5.0%弧度下，能量消散提升的程度，可發現試體Y2-120提升45.8%，而試體RH-120僅提升15.6%。

圖4.25為試體Y2-120與試體Y3-120在各層間變位角能量消散之比較。圖中顯示兩試體在彈性階段（層間變位角1.0%弧度）前並無明顯差異；當層間變位角為1.5%至5.0%弧度時，試體Y3-120在各層間變位角之能量消散皆略大於試體Y2-120；因此，由兩試體能量消散的結果顯示在交集區加入#4輔助筋，對於五螺箍RC試體在於能量消散並無顯著的差異。

圖 4.26 為本研究四組試體在層間變位角達 5.0%弧度下，各層間變位角消能容量總和之比較圖。由圖中顯示五螺箍 RC 柱隨著圍束箍筋用量的增加，試體消能容量亦隨之增加；比較五螺箍 RC 柱與傳統橫箍 RC 柱（Y2-120 與 RH-120）其消能容量之總和，五螺箍 RC 柱比傳統橫箍 RC 柱提升 16%的消能容量；此外，由圖中也可發現，在大、小螺箍交集區配置#4輔助筋，對於五螺箍 RC 柱之消能容量上並無顯著差異。

4.5.3 試體曲率分佈圖之比較

試體曲率之量測分別由架設在側力加載方向之柱試體兩側，距基礎面高程 200 mm、400 mm 及 600 mm 處之六支位移計（Displacement Transducer），如圖 4.6 及照片 4.4 所示，試驗所得數據之處理，如下所示：

各高程之平均曲率 ϕ_c 之計算如下所示，參見圖 4.7：

$$\theta_c = \frac{(\Delta_t) + (\Delta_c)}{D_g} \quad (25)$$

由幾何關係可得：

$$\rho\theta_c = L_g \quad (26)$$

故可得：

$$\phi_c = \frac{1}{\rho} = \frac{(\Delta_t) + (\Delta_c)}{D_g \times L_g} \quad (27)$$

其中 Δ_t 為斷面拉力側位移計所量測之伸長量； Δ_c 為斷面壓力側位移計所量測之縮短量； D_g 為相對應兩側位移計之距離； L_g 為標距長度（Gauge Length）。

利用上述之說明，可分別得到高程 100 mm、300 mm 及 500 mm 之曲率，並將各組試體之曲率依照高程及層間變位角之變化繪製如圖 4.27 至圖 4.30。

由圖 4.27 至圖 4.30 可觀察出，四組試體越接近臨界斷面（最大彎矩處）之區域，試體之曲率越大；進一步比較四組 RC 柱之曲率分佈圖，可發現在相同的層間變位角下，五螺箍 RC 柱試體距柱底高程 100 mm 處之曲率皆大於傳統橫箍 RC 柱，其顯示五螺箍能對核心混凝土提供良好之圍束，因此相較於傳統橫箍 RC 柱，五螺箍 RC 柱在反復載重試驗下，其核心混凝土於彎矩作用時，受拉區較不易開裂，而受壓區也較不易脆損，顯示五螺箍能使 RC 柱塑鉸區之彎曲變形能夠穩定的發展，有效提昇 RC 柱消散地震能量之能力。

此外，亦可發現傳統橫箍之塑性區有向上延伸之現象，這表示在相同的層間變位角下，傳統橫箍在高程 100 mm 所能提供的非彈性變形有限，因此必須延伸其塑性區之長度以達到所需之位移量；反觀五螺箍 RC 柱，在相同的層間變位角下，高程 100 mm 以下之區域即足以提供所需之變形，且隨著層間變位角的增加，高程 100 mm 處之曲率亦持續增加。相較之下，五螺箍能夠提供 RC 柱較大且較穩定的塑性變形能力，有助於 RC 柱在地震力作用下消散更多的能量。

另一方面，由箍筋用量的經濟效益觀點來觀察，本研究發現，在配置相同用

量的縱向主筋之情況下，五螺箍 RC 柱每單位長度的箍筋用量相對於傳統橫箍 RC 柱可節省 24%，如表 4.1 所示，且其強度及韌性均優於傳統橫箍 RC 柱。由此可見，五螺箍 RC 柱除了具備優越的耐震性能，其經濟效益更是十分顯著。

4.5.4 試體之彎矩-曲率遲滯迴圈圖

反復載重過程中，將量測之曲率與彎矩繪製成彎矩-曲率遲滯迴圈圖以觀察構件之變形能力，圖 4.31 至圖 4.34 為距基礎高程 100mm 處所對應之曲率-彎矩圖。圖 4.35 為本研究之四組試體彎矩-曲率遲滯迴圈圖之包絡線。

圖 4.36 為比較五螺箍試體在圍束箍筋間距分別為 75 mm (Y1-75) 與 120 mm (Y2-120) 之差異。由圖中顯示試體 Y1-75 之勁度與最大彎矩值均略高於試體 Y2-120；試體 Y2-120 至試驗最後由於主筋有挫屈發生故導致彎矩強度稍有下降之趨勢。



圖 4.37 為在相同圍束箍筋間距下，採用五螺箍試體 (Y2-120) 與傳統橫箍試體 (RH-120) 之差異。由圖中看出，在彎矩強度方面，試體 Y2-120 明顯大於試體 RH-120；在勁度方面，兩者並無明顯差異。此外，由此圖可發現，試體 Y2-120 在距基礎面 100 mm 處之區域，所能提供的變形容量大於試體 RH-120，換句話說，當柱頭位移持續增加時，五螺箍 RC 柱在於臨界斷面處所能提供的變形容量大於傳統橫箍 RC 柱，且五螺箍 RC 柱之彎曲強度能夠持續穩定的發展，而傳統 RC 柱試體最後由於主筋嚴重挫屈故導致彎矩強度明顯下降。

圖 4.38 為在相同圍束箍筋間距下，比較五螺箍試體 Y2-120 與試體 Y3-120 在大、小螺箍之交集區加入 #4 輔助筋之差異。由圖中顯示，兩者在勁度與彎矩強度上並無明顯差異，可見於大、小螺箍之交集區加入 #4 輔助筋對於試體之彎曲變形能力並無顯著的差異。

另外，表 4.4 針對本研究四組 RC 柱試體之抗彎強度進行分析與比較。其中四組試體之最大抗彎強度 $(M_n)_{test}$ 分別如下：試體 Y1-75 為 1693 kN-m；試體 Y2-120 為 1618 kN-m；試體 Y3-120 為 1605 kN-m；試體 RH-120 為 1456 kN-m；進一步比較五螺箍 RC 柱與傳統橫箍 RC 柱（Y2-120 與 RH-120）之彎矩強度，可看出五螺箍 RC 柱之彎矩強度比傳統橫箍 RC 柱高出 11%。此外，在表 4.4 中亦顯示，四組 RC 柱之試驗抗彎強度與標稱強度之比值， $(M_n)_{test}/(M_n)_{RC}$ ，分別為 1.39、1.33、1.32、1.19，顯示五螺箍 RC 柱在彎矩強度的表現上十分良好，三組五螺箍 RC 柱抗彎強度均比預期之標稱強度高出 32%至 39%，其中 $(M_n)_{RC}$ 之值係採用表 4.2 之材料實測強度計算得到之結果。

4.5.5 應變計分析與觀察

圖 4.39 至圖 4.46 為各組試體之主筋及箍筋應變值對應層間變位角之變化圖。由各組之主筋的應變值顯示，四組試體之主筋皆約在 1.0% 弧度開始產生降伏，且在 1.0% 弧度之前的變化皆是維持線性，超過 1.0% 弧度後主筋進入降伏階段後，線性關係不能維持，開始產生非線性變化。

在箍筋之應變值方面，可發現三組五螺箍試體因為小螺箍配置在最外緣四個角落，因此在進行反復載重試驗時，當受壓區小螺箍所圍束之混凝土會先受到軸壓力，由於波松效應 (Poisson Effect) 而導致小螺箍受到來自混凝土之側向應力，由圖形觀察，小螺箍大致上在層間變位角 1.5% 弧度時，應變開始變化。大螺箍的部份，由三組五螺箍試體發現之大螺箍應變值大約在層間變位角 2.0% 弧度時開始變化；當層間變位角為 3.0% 弧度時，外圍混凝土開始剝落，導致大、小螺箍之應變值有明顯之增加。

第五章 結論

本研究成功完成四組實尺寸 (Full Scale) 矩形RC柱之反復載重耐震試驗，其中包含三組配置新型五螺箍之RC柱 (螺箍間距為75至120 mm) 及一組配置傳統橫箍之RC柱 (橫箍間距為120 mm)。試驗結果顯示，五螺箍矩形RC柱具備良好的強度、韌性及耐震性能。

根據本研究之試驗及分析結果，可以歸納出以下重點：

(1) 在五螺箍RC柱之韌性與強度方面：

本研究發現，在反復載重作用下，三組五螺箍矩形RC柱之遲滯迴圈均相當飽滿，其層間變位角 (Drift Angle) 分別可以到達5.2%、5.4%與5.7%弧度，並且其強度均無明顯下降之趨勢。此一現象顯示，五螺箍RC柱具備良好的韌性及穩定的強度，可以有效抵抗地震力，且不易發生快速崩塌之現象。

(2) 在ACI-318規範對於螺箍最大淨間距75 mm之限制方面：

本研究之試驗結果顯示，兩組配置間距120 mm之五螺箍矩形RC柱 (Y2-120及Y3-120)，在反復載重作用下均展示良好的強度與韌性，其層間變位角分別達到5.4%與5.2%弧度，發揮優越的消能與耐震之能力。試驗結果亦顯示，這兩組試體在塑鉸區箍筋所圍束之混凝土大致保持完好，主筋並無明顯挫屈且箍筋亦未發生斷裂之情況，證明五螺箍在大間距下仍然具備有良好的圍束效果及防止主筋挫屈之能力。因此，對於配置五螺箍之RC柱而言，在符合強度及韌性之需求下，應可順利突破ACI-318規範對於螺箍筋之淨間距不得大於75 mm之限制。

(3) 在箍筋用量經濟效益方面：

本研究發現，在配置相同用量的縱向主筋情況下，五螺箍RC柱每單位長度的箍筋用量明顯的低於傳統橫箍RC柱。以本試驗為例，五螺箍RC柱試

體Y2-120其箍筋用量為319 N/m ，而傳統橫箍RC柱試體RH-120其箍筋用量為421 N/m 。試驗結果顯示，五螺箍RC柱試體在較少的箍筋用量之下（節省24%之箍筋），其強度及韌性均優於傳統橫箍RC柱。由此可見，五螺箍RC柱除了具備優越的耐震性能，其經濟效益更是十分明顯。

(4) 在大、小螺箍之交集區是否配置輔助筋方面：

本研究比較兩組配置相同螺箍之五螺箍RC柱（試體Y2及Y3，其中試體Y3之交集區沒有配置鋼筋）之試驗結果，證明未在螺箍之交集區內配置主筋或輔助筋，並不會對於五螺箍RC柱之強度及韌性產生不良之影響。試驗結果亦顯示，在反復載重作用下，試體Y3之小螺箍亦無向外爆出或脫開之現象。

(5) 在五螺箍RC柱消能容量方面：

以五螺箍RC柱試體Y2-120與傳統橫箍RC柱試體RH-120為例，在層間變位角由4.0%弧度變化至5.0%弧度下，五螺箍RC柱之消能容量提升45.8%，而傳統橫箍RC柱僅提升15.6%。此一現象顯示，五螺箍RC柱在柱端產生大變形下仍可有效提升消能之能力，使得結構物於強烈地震作用下，仍可保有相當之韌性。

(6) 整體而言，五螺箍除了能夠提升RC柱之軸壓強度外，也有助於使RC柱之臨界斷面（最大彎矩處）的彎曲變形能夠持續穩定的發展，使其塑鉸區之混凝土較不易發生碎裂的情況。相較於傳統橫箍RC柱，五螺箍RC柱在反復載重試驗下，其核心混凝土於彎矩作用時，受拉區較不易開裂，而受壓區也較不易脆損，顯示五螺箍能使RC柱塑鉸區之彎曲變形穩定發展，有效提升RC柱消散地震能量之能力。

參考文獻

1. Ozcebe, G. and Saatcioglu, M. (1987) "Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading," ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 4, July-Aug., pp. 308-315.
2. Saatcioglu, M. and Ozcebe, G. (1989) "Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading," ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-12.
3. Shamim, A. Sheikh, D.V. Shah, and Shafik S.K. "Confinement of High-Strength Concrete Columns," ACI Journal, Vol. 91, No. 1, Jan.-Feb., pp. 100-111 (1994) .
4. 張國鎮、尹衍樑、王瑞禎、王柄雄 (2005) 「螺旋箍筋於矩形柱應用之試驗研究」，工程，中國工程師學會，第七十八卷，第三期，台北。
5. ACI Committee 318 (2008) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-08/ACI 318R-08) ," American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 456 pp.
6. ACI Committee 105 (1933) "Reinforced Concrete Column Investigation Tentative Final Report," Journal of The American Concrete Institute, V. 29, No. 6, Feb., pp. 275-282.
7. Rabbat, B.G., Daniel, J.I., Weinmann, T.L., Hanson, N.W. (1986) "Seismic Behavior of Lightweight and Normal Weight Concrete Columns," ACI Structural Journal, Vol. 83, No. 1, Jan., pp. 605-615.
8. Sheikh, S.A., and Yeh, C.C. (1990) "Tied Concrete Columns Under Axial Load and Flexure," Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 116, No. 10, Oct., pp.2780-2800.
9. Tanaka, H. and Park, R. (1990) "Effect of Lateral Confining Reinforcement on

the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns,” Research Report 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, June, 458 pp..

10. Azizinamini, A., Corley, W.G., and Johal, L.S. (1992) “Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns,” ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 4, July-Aug., pp. 442-450.
11. Sheikh, S.A. and Khoury, S.S. (1993) “Confined Concrete Columns with Stubs,” ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 4, July-Aug., pp. 414-431.
12. Sheikh, S.A. and Khoury, S.S. (1997) “Performance-Based Approach for the Design of Confining Steel in Tied Columns,” ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 4, July-Aug., pp. 421-431.
13. Thomsen, J. and Wallace, J. (1994) “Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Columns Constructed Using High-Strength Materials,” ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 5, Sep.-Oct., pp. 605-615.
14. Bayrak, O. and Sheikh, S.A. (1997) “High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading,” ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 708-722.
15. Bayrak, O. and Sheikh, S.A. (1998) “Confinement Reinforcement Design Considerations for Ductile HSC Columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 9, Sep., pp. 999-1010.
16. Mo, Y.L., and Hwang, M.L. (1999) “New configuration of lateral steel for RC columns,” Pract. Periodical on struct. Des. and Constr., ASCE, Vol. 4, No. 3, pp 111-118.
17. Legeron, F., and Paultre, P. (2000) “Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load,” ACI Structural Journal, V. 97, No. 4, July-Aug., pp. 591-601.

18. 王柄雄 (2005) 「新矩形混凝土柱圍束形式之研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北。
19. Bae, S. and Bayrak, O. (2008) “Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 2, March - April, pp. 123-133.
20. ASTM International (2008) “Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products,” *ASTM A 370-08a*, 49 pp.
21. ASTM International (2008) “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens,” *ASTM C 39C/C 39M*, 7 pp.
22. Federal Emergency Management Agency (2000) “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” *FEMA 356*, Washington, DC.
23. ACI Committee 374 (2005) “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 10 pp.
24. ACI Innovation Task Group1 (2001) “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary,” *ACI ITG/T1.1-01*, *Manual of Concrete Practice*, 10 pp.
25. Weng, C.C., Yin, Y.L., Wang, H.S. and Yang, C.H. (2008) “Experimental Study on Seismic Performance of Steel Beam to SRC Column Connections,” *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 31, No. 2, pp. 239-252.
26. Weng, C.C., Yin, Y.L., Wang, J.C. and Liang, C.Y. (2008) “Seismic Cyclic Loading Test of SRC Columns Confined with 5-Spirals,” *Science in China Series E: Technological Sciences*, Vol. 51, No. 5, pp. 529-555. Chinese Academy of Sciences, May, Beijing.
27. 翁正強、尹衍樑、王瑞禎、梁景裕、施祖涵 (2008) 「預鑄五螺箍矩形SRC

柱之反復載重耐震試驗」，結構工程，中華民國結構工程學會，第二十三卷，第一期，三月，台北。

28. 翁正強、尹衍樑、王瑞禎、呂承儒、梁景裕（2008）「複合式星形與圓形螺旋箍SRC柱之反復載重耐震試驗」，結構工程，中華民國結構工程學會，接受刊登，七月，台北。



符號說明

A_{ch}	圍束箍筋外緣以內所圍束之混凝土斷面積
A_{ch1}	大螺箍所圍束之混凝土斷面積
A_{ch2}	五螺箍總圍束之混凝土斷面積扣除大螺箍所圍束之混凝土斷面積之面積
A_g	柱之全斷面積
A_{sp1}	大螺箍筋之箍筋斷面積
A_{sp2}	小螺箍筋之箍筋斷面積
A_{sh}	橫箍筋（包含繫筋）之總斷面積
A_{sp}	螺箍筋之箍筋斷面積
A_v	剪力筋之總斷面積
b_c	受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度
b_w	斷面之有效寬度
C_l	核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數
C_{ACI}	ACI規範建議核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數
D_g	相對應兩側位移計之距離
D_c	螺箍筋之直徑
D	大螺箍之直徑
d	小螺箍之直徑
d_e	有效深度
f'_c	混凝土之標稱抗壓強度
f_y	縱向主筋之降伏強度



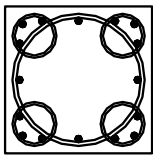
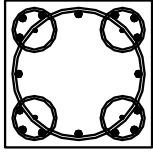
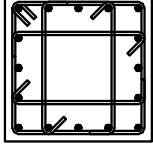
f_{yt}	圍束箍筋之標稱降伏強度
f_l	核心混凝土受箍筋圍束所導致之側向圍壓力
f_{l1}	核心混凝土受大螺箍圍束所導致之側向圍壓力
f_{l2}	核心混凝土受小螺箍圍束所導致之側向圍壓力
L_l	柱頂到柱底之距離；
L	側力施加點到柱底之距離
L_g	位移計標距長度
$M_{P-\Delta}$	二次彎矩
N_u	構件之設計軸力
P	柱承受集中載重下之極限強度
P_u	因數化之設計軸力
$(P_h)_{test}$	總側向力
P_h	油壓致動器施加之側向力
$P_{P-\Delta}$	P - Δ 效應所造成的額外側向力
s_v	剪力筋之間距
s	圍束箍筋之間距
V_c	軸壓構件混凝土所提供之抗剪強度
V_s	剪力筋所提供之抗剪強度
α	混凝土標稱強度強度折減係數
ρ	縱向主筋總面積與核心混凝土面積之比值
ρ_s	螺旋箍筋體積比
θ	軸力作用方向與鉛垂面之轉角
θ_c	柱斷面法線間之夾角
k	螺旋箍筋體積比之係數



ϕ	剪力折減係數
δ''	柱頂之側位移
Δ_t	斷面拉力側位移計所量測之伸長量
Δ_c	斷面壓力側位移計所量測之縮短量



表4.1 本研究之試體規劃表

Column Cross-Section	Specimen Designation	Design Spacing s (mm)	Spiral/Hoop Bar Size		Actual Spiral/Hoop Volume Ratio ρ_s (%)	Spiral/Hoop Weight (N/m)
			Big Spiral	Small Spiral		
	Y1-75	75	#4	#3	1.77	386
	Y2-120	120	#5	#3	1.46	319
	Y3-120	120	#5	#3	1.46	319
	RH-120	120	#4		1.87	421

Note : (1) Total number of RC column cyclic test specimens : 4

(2) RC column dimensions : Height : 3550 mm ; Cross-section : 600×600 mm
RC foundation size : 2500×1800×750 mm
Full height of the specimen including RC foundation : 4300 mm
Top portion of RC column is enlarged to 600×600×900 mm to connect the MTS actuator .

(3) Diameter of Spirals : Big spiral = 540 mm ; Small spiral = 180 mm

(4) Longitudinal bar in RC column : 16 #8 (D25) ; $\rho_r = 2.25\%$; SD420 ; $f_y = 412$ MPa
Supplementary longitudinal bar : 4 #4 (D13) ; SD420 ; $f_y = 412$ MPa

(5) Spiral : #3 (D10) 、 #4 (D13) 、 #5 (D16) ; SD420 ; $f_{yt} = 412$ MPa

(6) Concrete : Normal weight concrete ; Design compressive strength $f'_c = 34.3$ MPa

表4.2 本研究之試體材料實測平均強度

Material	Size	Yield Stress (<i>MPa</i>)	Tensile Strength (<i>MPa</i>)
Reinforcement	#3 (D10)	467	644
	#4 (D13)	451	645
	#5 (D16)	462	686
	#8 (D25)	493	696
Concrete	f_c' (<i>MPa</i>)		
	37.0		

Note : (1) Mechanical properties of reinforcement were determined according to ASTM A370-08a.
(2) Mechanical properties of concrete were determined according to ASTM C39M.
(3) Longitudinal bar in RC column : 16 #8 (D25) ; $\rho_r = 2.25\%$; SD420 ; $f_y = 412 \text{ MPa}$
Supplementary longitudinal bar : 4 #4 (D13) ; SD420 ; $f_y = 412 \text{ MPa}$
(4) Spiral : #3 (D10) 、 #4 (D13) 、 #5 (D16) ; SD420 ; $f_{yt} = 412 \text{ MPa}$
(5) Concrete : Normal weight concrete ; Design compressive strength $f_c' = 34.3 \text{ MPa}$

表4.3 試體反復載重加載歷程

Drift Angle (% radian)	Displacement (mm)	Number of Cycle
0.20	6.5	3
0.25	8.1	3
0.35	11.4	3
0.50	16.3	3
0.75	24.4	3
1.00	32.5	3
1.50	48.8	3
2.00	65.0	3
3.00	97.5	3
4.00	130.0	3
5.00	162.5	3
5.70	182.0	3
Note : Actuator load rate = 2.08 mm/sec		

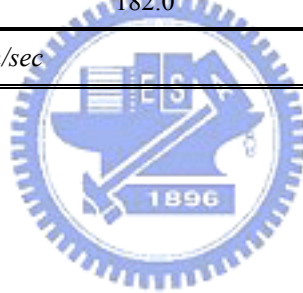
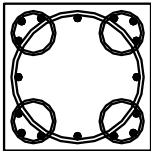
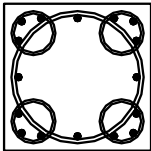
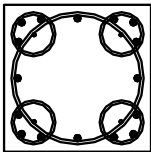
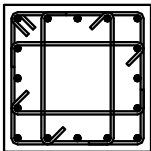


表 4.4 本研究 RC 柱試體之抗彎強度與變形能力之比較

Column Cross-Section	Specimen Designation	P_a (kN) (1)	P_h (kN) (2)	$P_{P-\Delta}$ (kN) (3)	$(P_h)_{test}$ (kN) (4)	$(M_n)_{RC}$ (kN-m) (5)	$(M_n)_{test}$ (kN-m) (6)	$\frac{(M_n)_{test}}{(M_n)_{RC}}$	Drift Angle θ (% rad)
	Y1-75	1236	509	12	521	1215	1693	1.39	5.7
	Y2-120	1236	486	12	498	1215	1618	1.33	5.4
	Y3-120	1236	482	12	494	1215	1605	1.32	5.2
	RH-120	1236	436	12	448	1220	1456	1.19	5.2

Note : (1) P_a is the fixed axial load applied to the column, $P_a = 0.1 f'_c A_g$

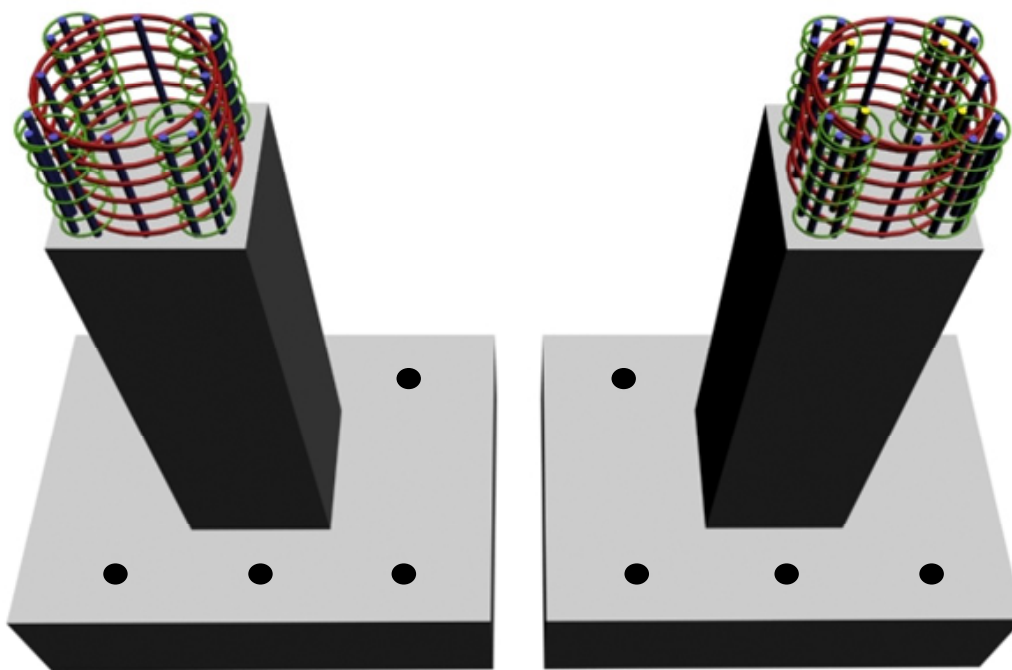
(2) P_h is the recorded maximum lateral load applied to the column by the MTS actuator.

(3) $P_{P-\Delta}$ is the lateral load caused by the $P-\Delta$ effect.

(4) $(P_h)_{test}$ is the total lateral load applied to the column including the $P-\Delta$ effect; (4) = (2) + (3) .

(5) $(M_n)_{RC}$ is the moment capacity the column subjected to the axial load P_a and the lateral load P_h , calculated according to ACI 318-08 Code.

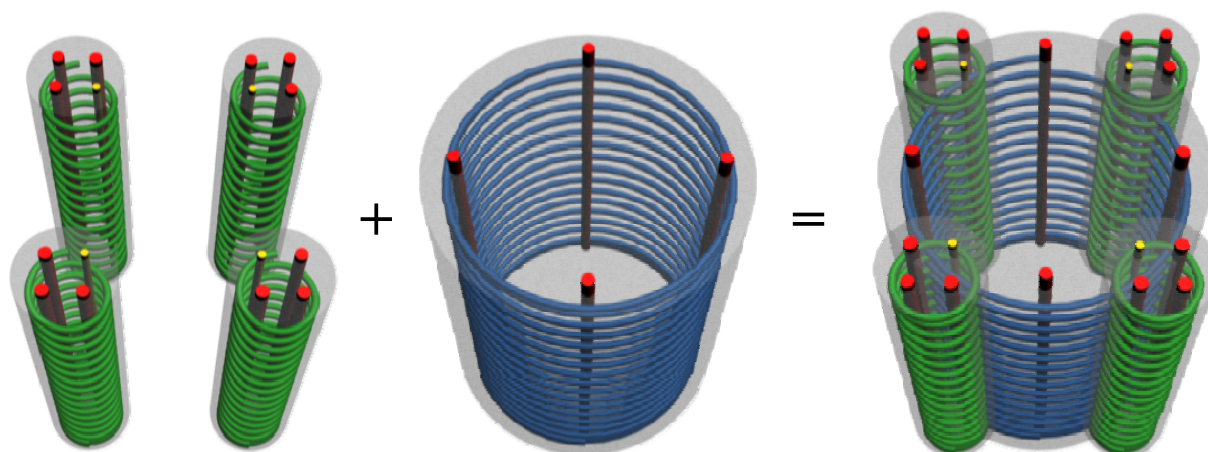
(6) $(M_n)_{test}$ is the total bending moment applied to the column including the $P-\Delta$ effect. The value of $(M_n)_{test}$ is equal to the product of $(P_h)_{test}$ and the distance between the loading point of the lateral force and the RC column base.



(a) 交集區無配置輔助筋

(b) 交集區配置輔助筋

圖1.1 本試驗五螺箍矩形 RC 柱斷面圖



(a) 四個角落之小圓柱

(b) 斷面中心之大圓柱

(c) 五螺箍 RC 柱

圖 1.2 五螺箍斷面之大、小螺箍嵌合示意圖

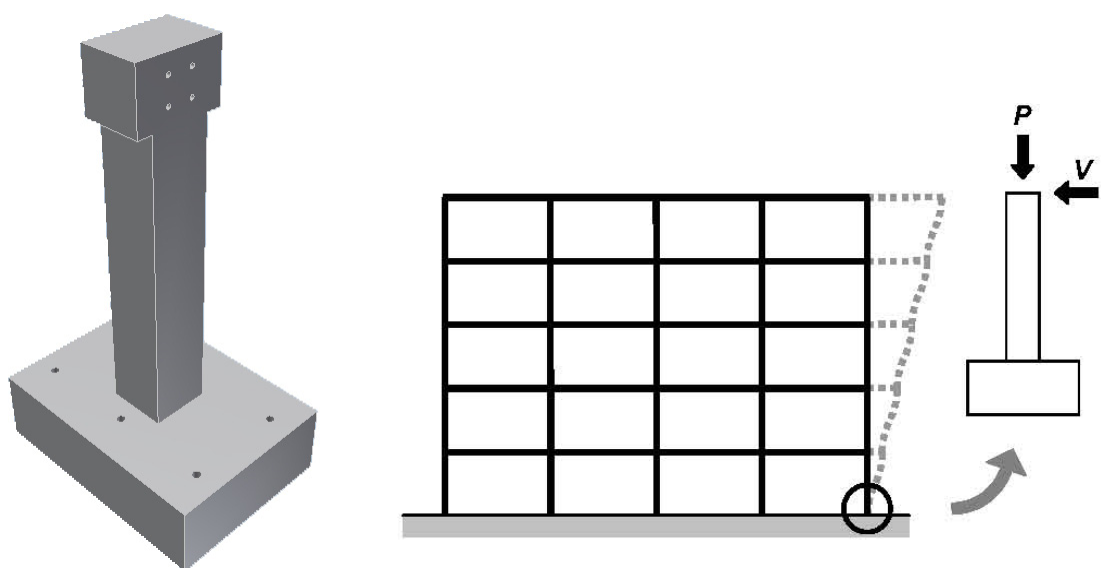


圖1.3 本試驗矩形RC柱試體模擬多層結構底層柱之示意圖[19]

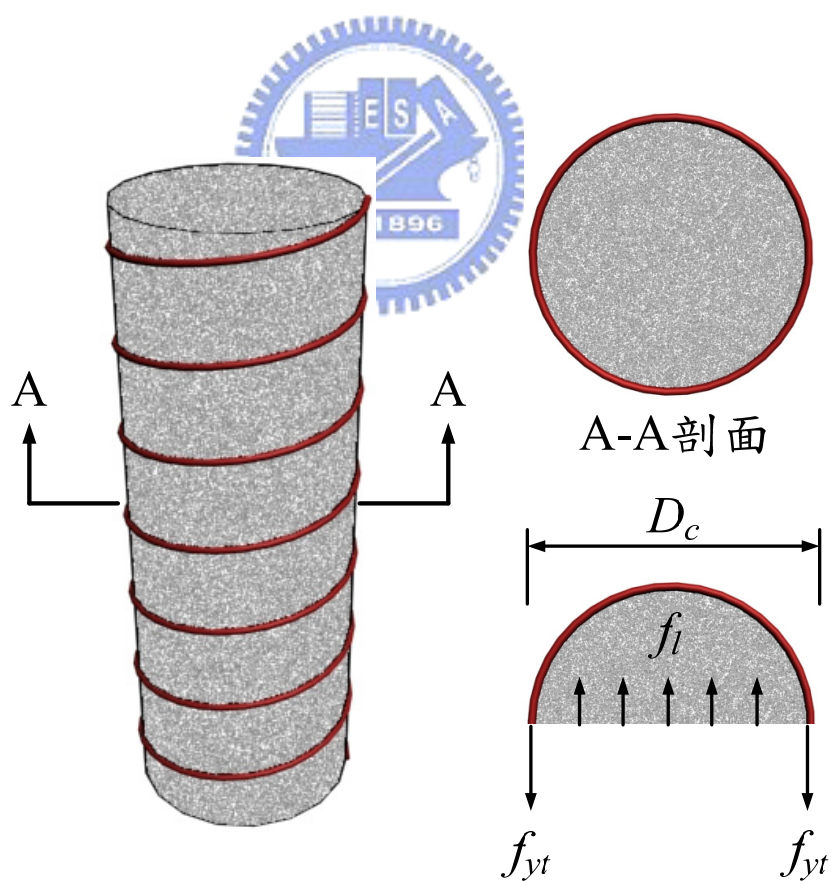
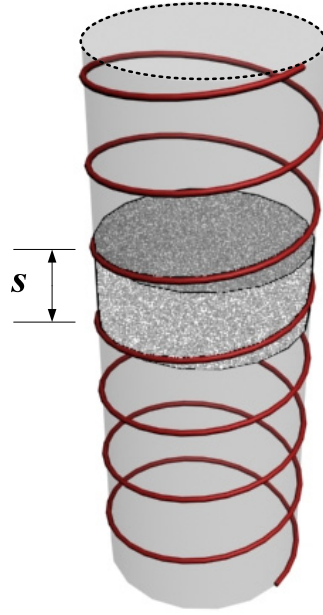
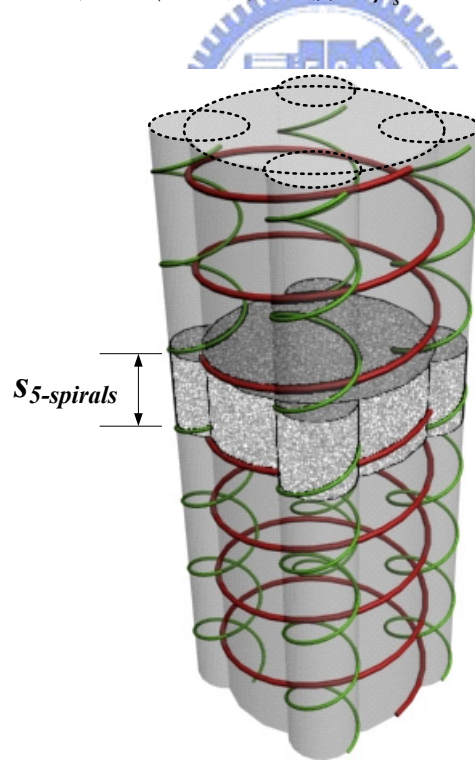


圖3.1 螺箍筋圍束之核心混凝土受力示意圖



$$\rho_s = \frac{\text{間距 } s \text{ 內螺旋箍筋之體積}}{\text{間距 } s \text{ 內核心混凝土之體積}} = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\frac{1}{4} \pi D_c^2 s} = \frac{4 A_{sp}}{s D_c}$$

圖3.2 單一螺箍體積比 ρ_s 之定義示意圖



$$\begin{aligned} (\rho_s)_{5\text{-spirals}} &= \frac{\text{間距 } s_{5\text{-spirals}} \text{ 內大、小螺箍之體積和}}{\text{間距 } s_{5\text{-spirals}} \text{ 內五螺箍外廓所圍束之混凝土體積}} \\ &= \frac{\pi D A_{sp1} + 4(\pi d A_{sp2})}{(A_{ch1} + A_{ch2}) s_{5\text{-spirals}}} \end{aligned}$$

圖3.3 五螺箍體積比 $(\rho_s)_{5\text{-spirals}}$ 之定義示意圖

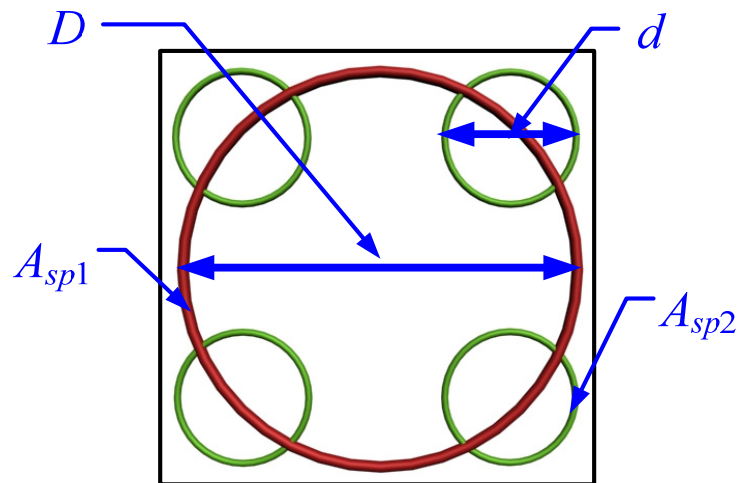


圖 3.4 五螺箍箍筋斷面積與直徑示意圖

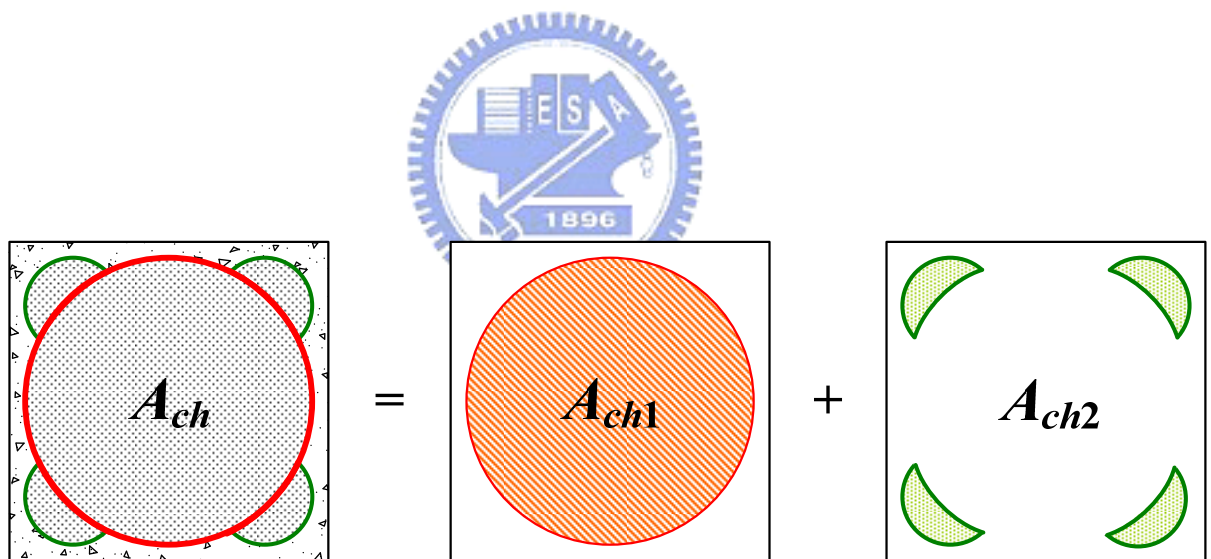


圖 3.5 大、小螺箍圍束面積定義示意圖

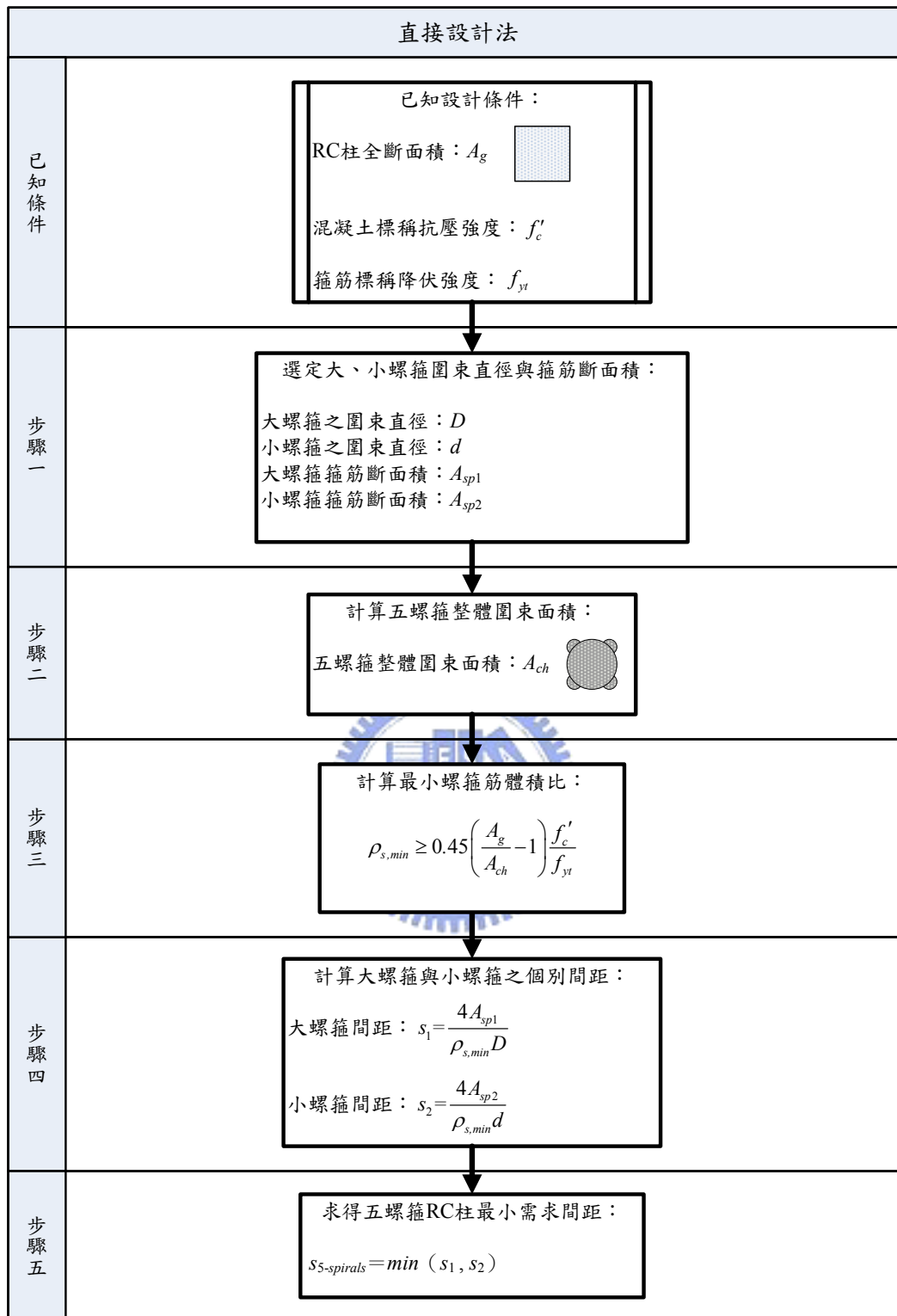
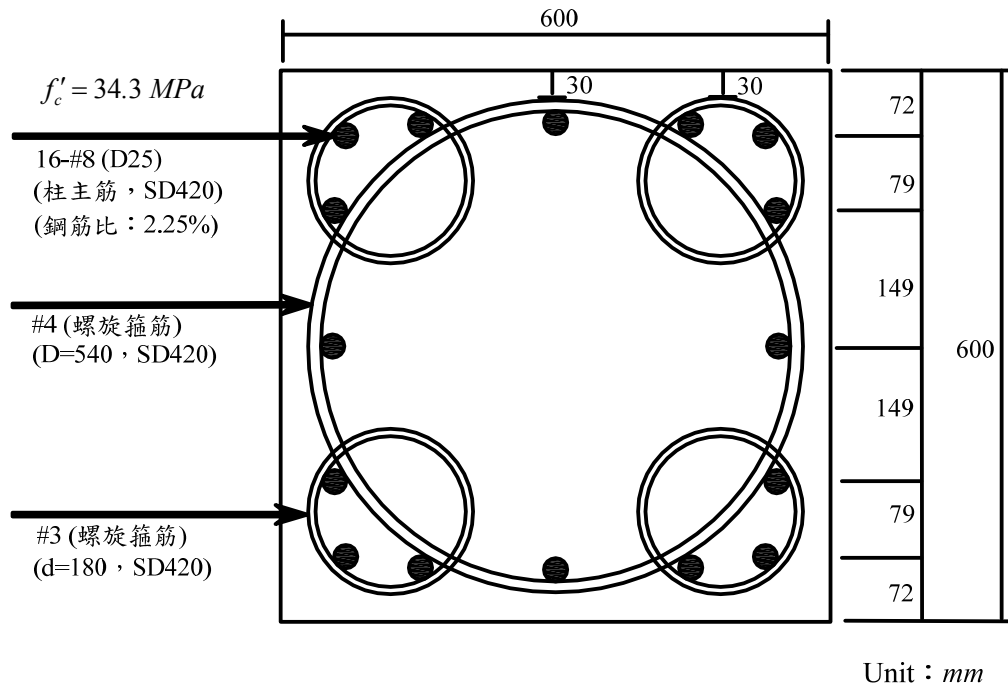
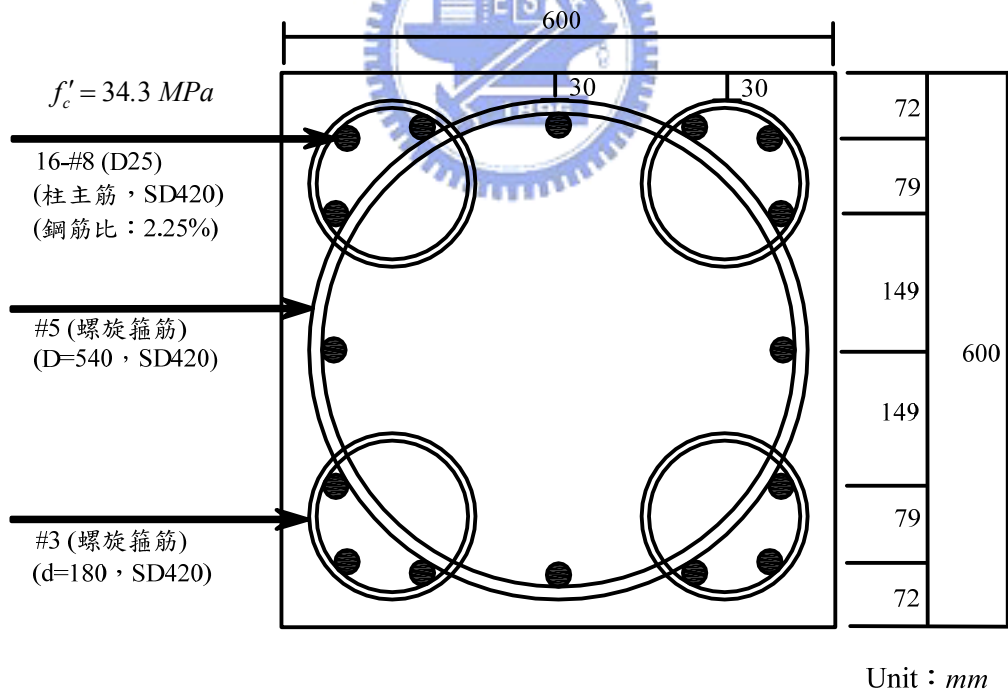


圖 3.6 直接設計法之設計流程圖

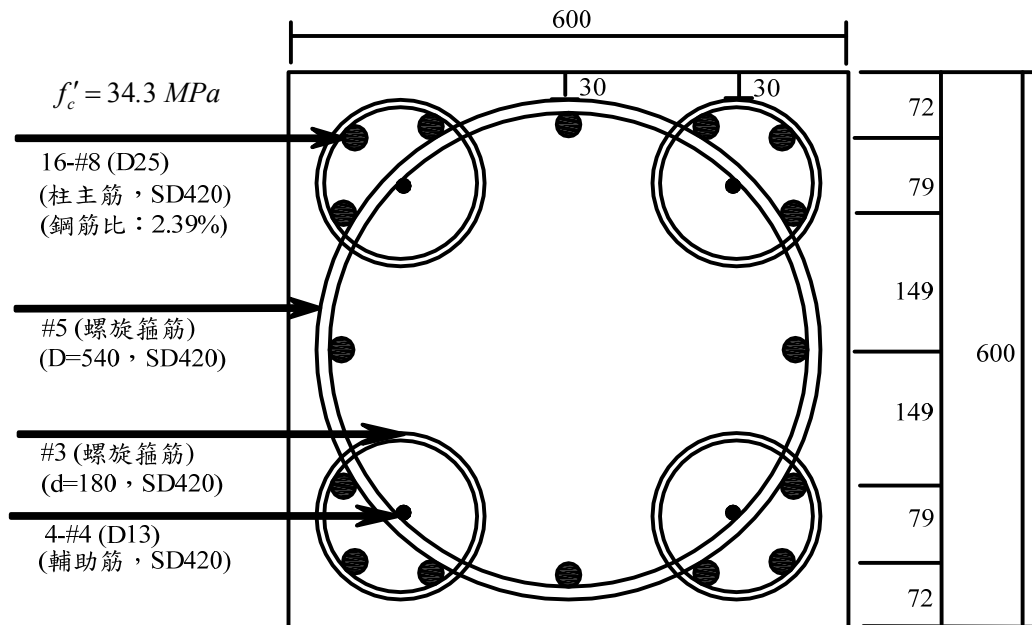


(a) 試體 Y1-75



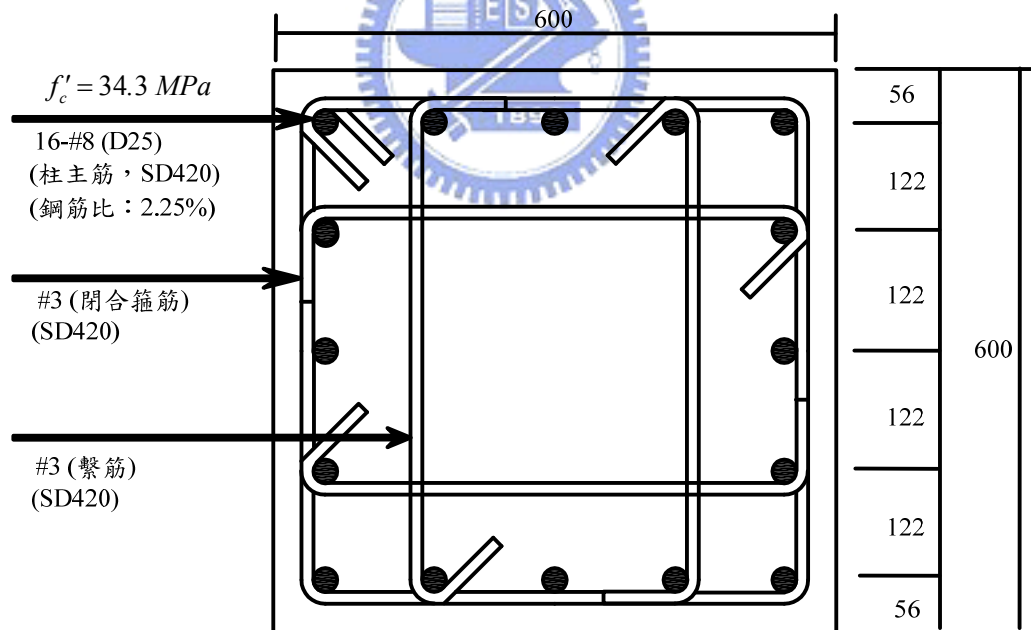
(b) 試體 Y2-120

圖4.1 本研究五螺箍RC柱試體之斷面圖



Unit : mm

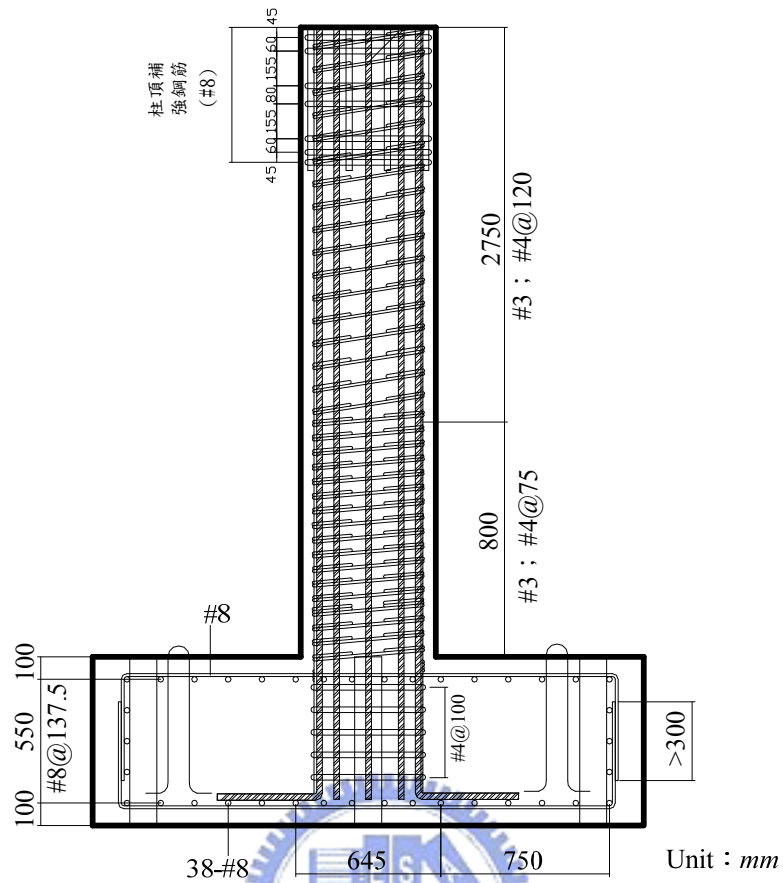
(c) 試體 Y3-120



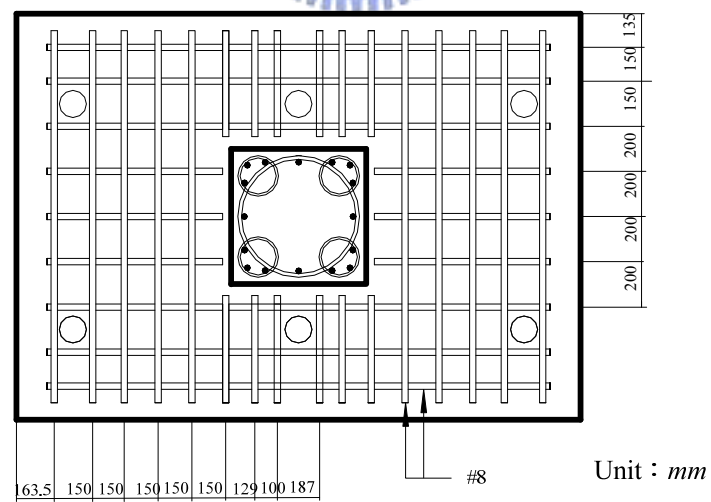
Unit : mm

(d) 試體 RH-120

圖 4.1 本研究五螺箍 RC 柱試體之斷面圖 (續)

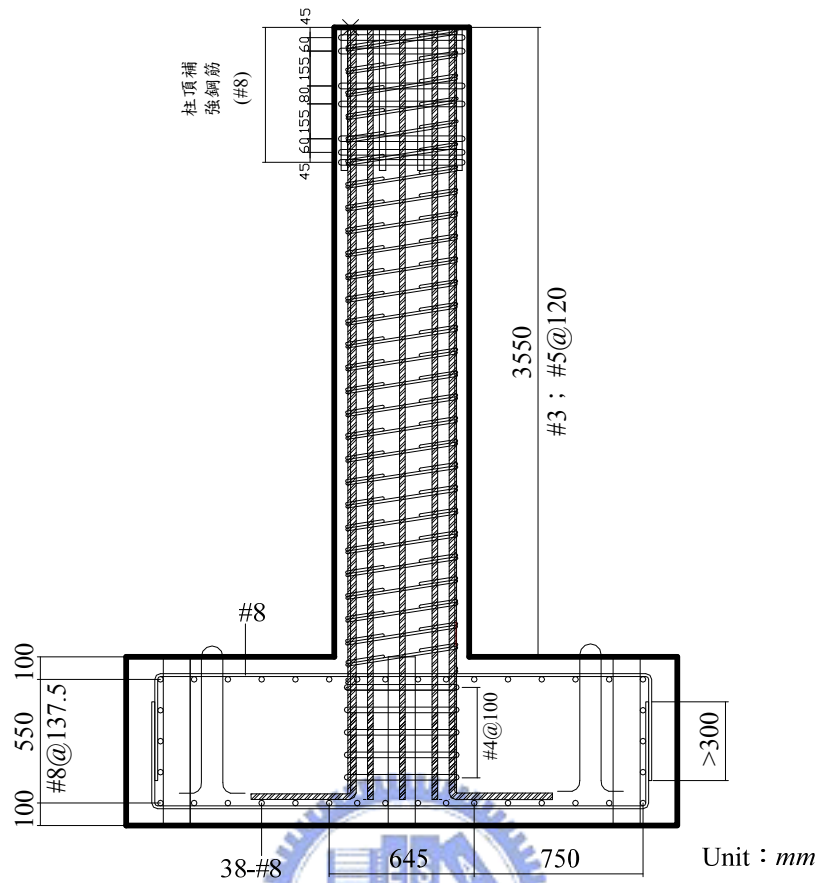


(a) 試體 Y1-75 主筋與箍筋配置

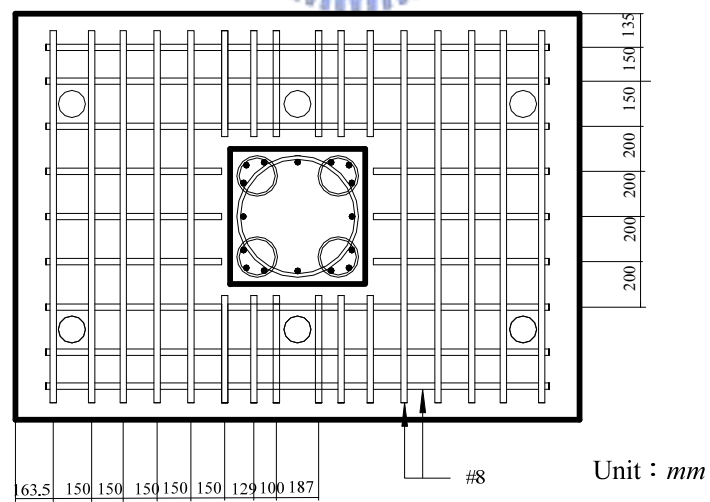


(b) 試體 Y1-75 之基礎鋼筋配置

圖 4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖

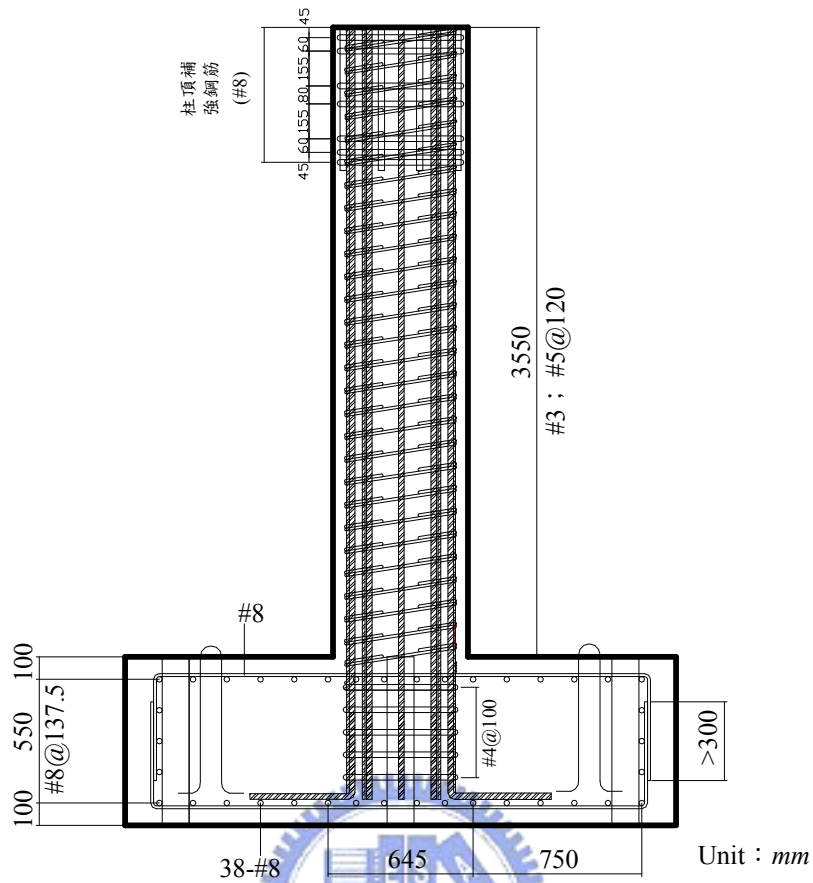


(c) 試體 Y2-120 主筋與箍筋配置

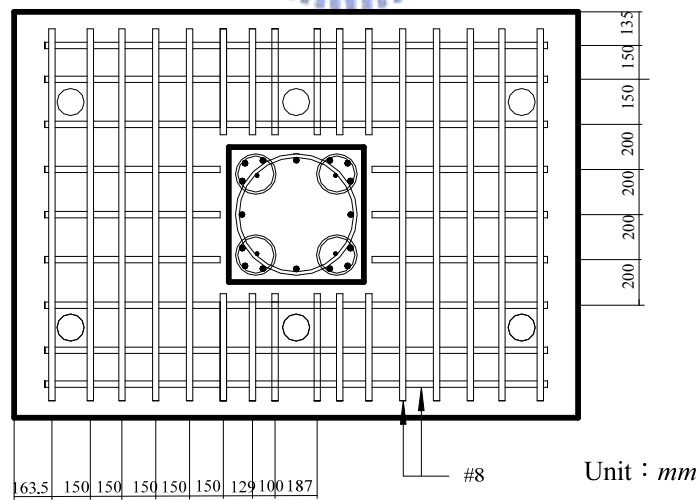


(d) 試體 Y2-120 之基礎鋼筋配置

圖 4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖 (續)



(e) 試體 Y3-120 主筋與箍筋配置



(f) 試體 Y3-120 之基礎鋼筋配置

圖 4.4 本試驗之試體與基礎鋼筋配置圖 (續)

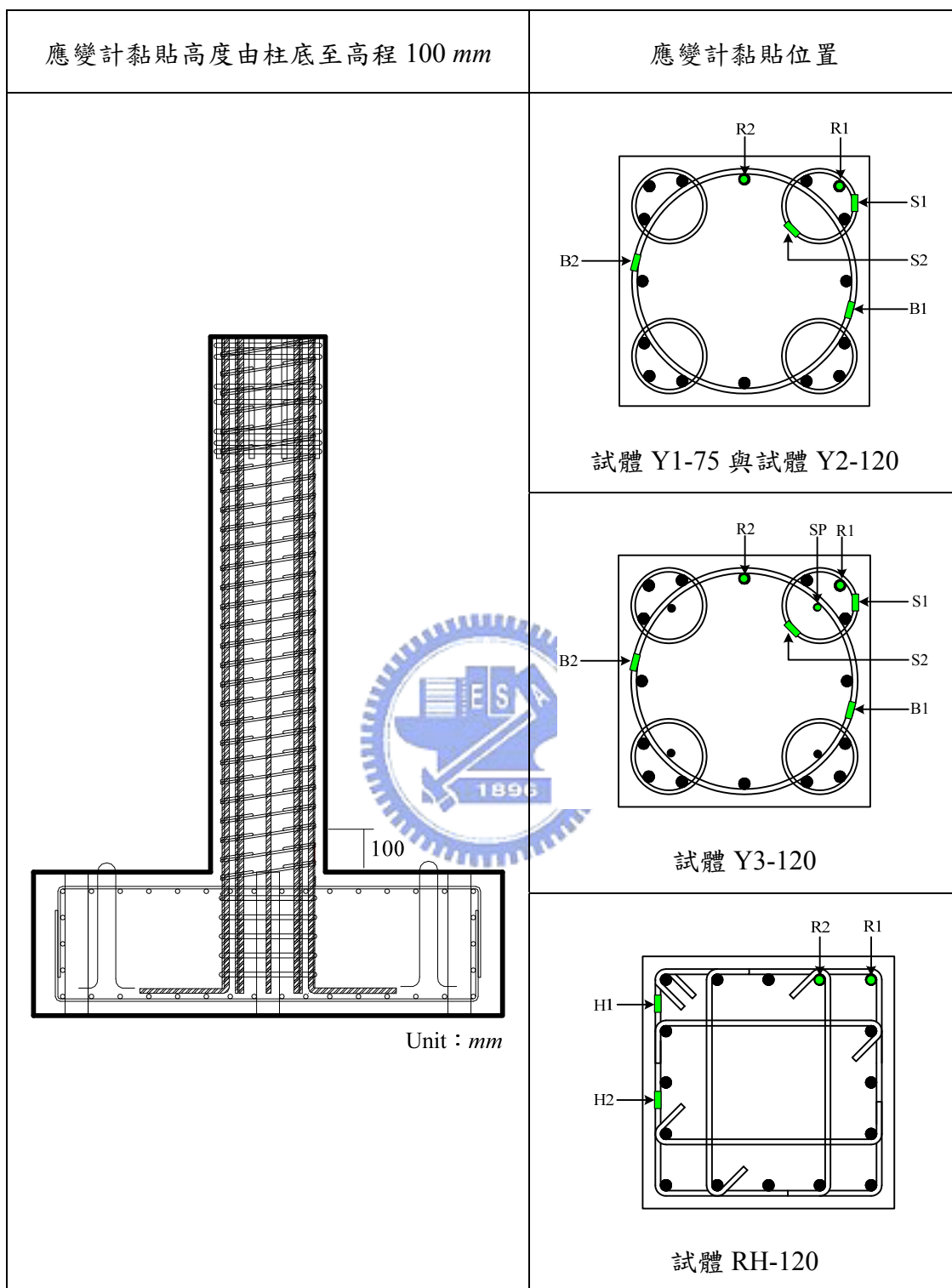


圖4.5 應變計黏貼位置示意圖

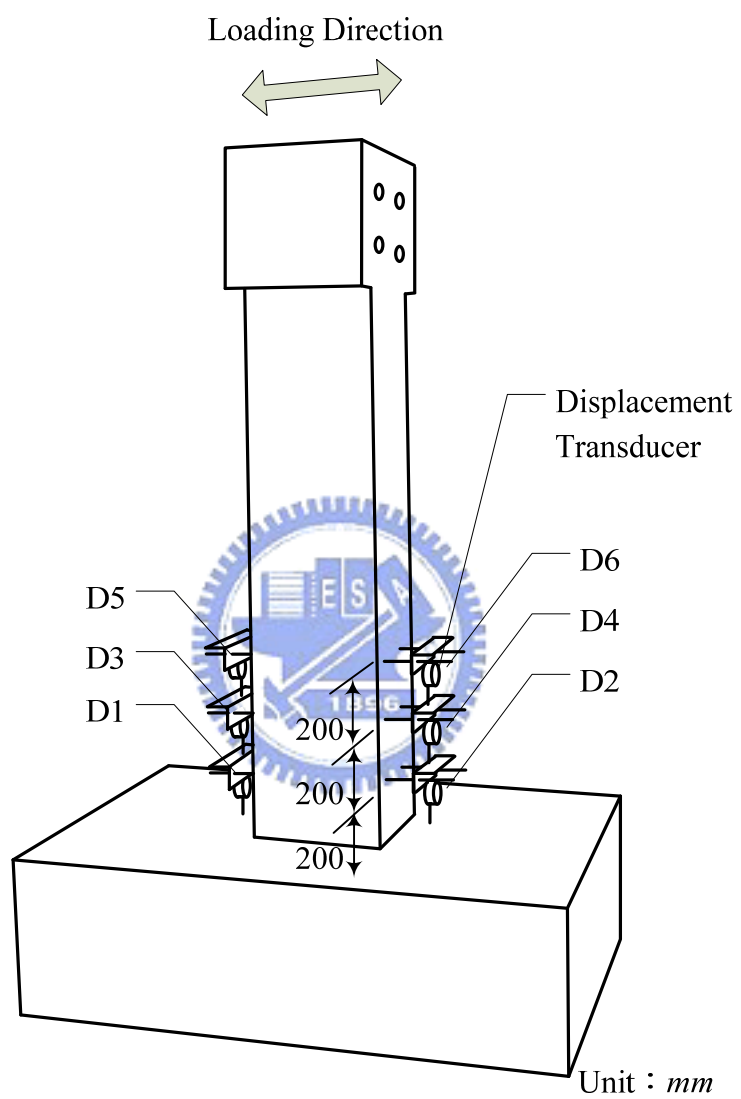


圖4.6 位移計（Displacement Transducer）架設位置示意圖

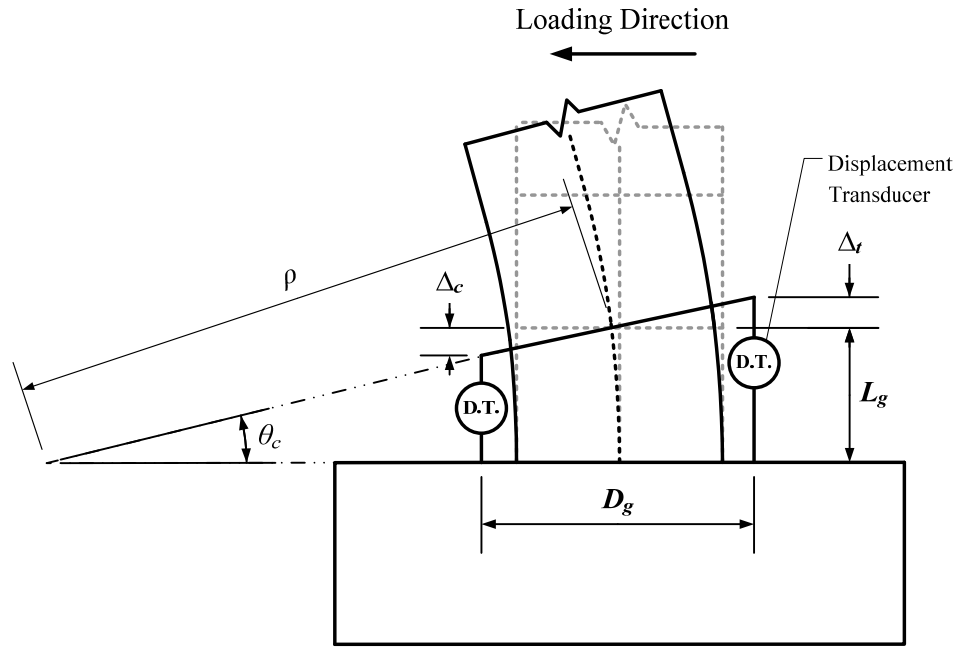


圖4.7 斷面曲率示意圖

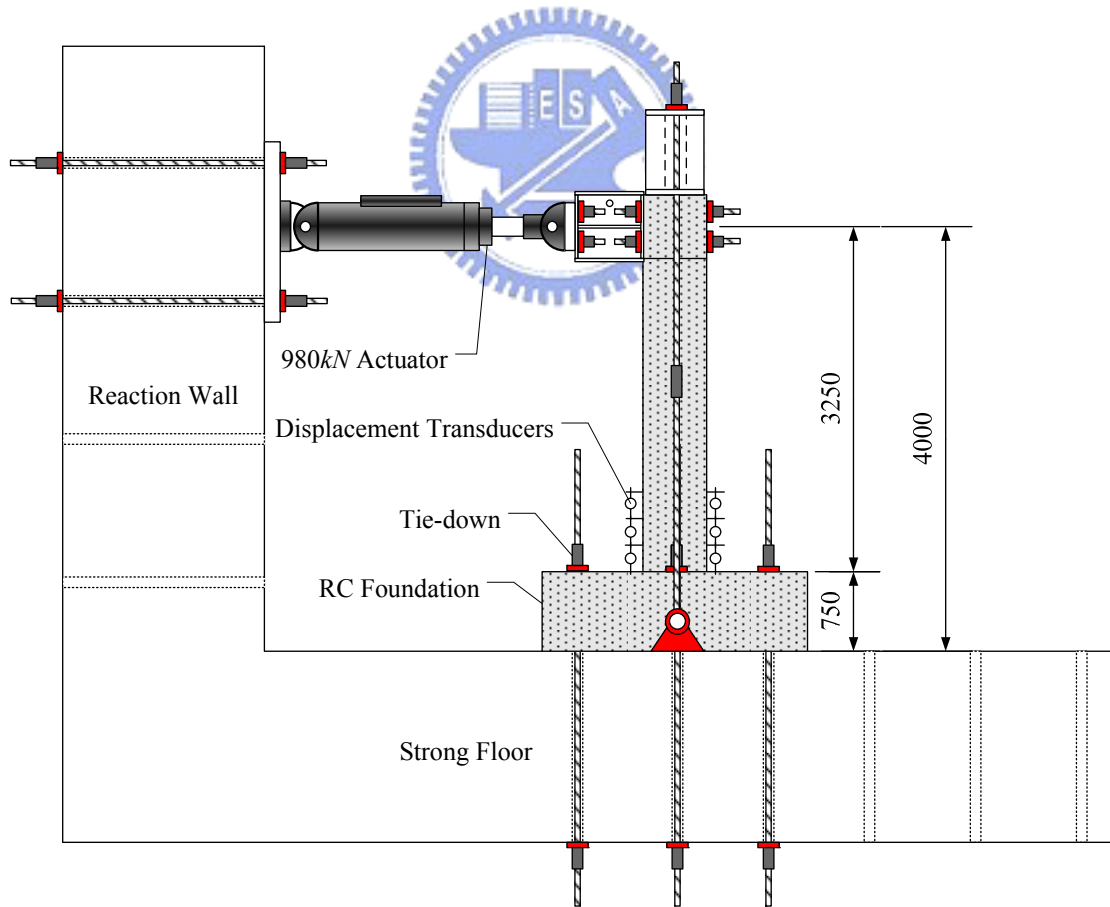


圖4.8 本試驗試體架設示意圖

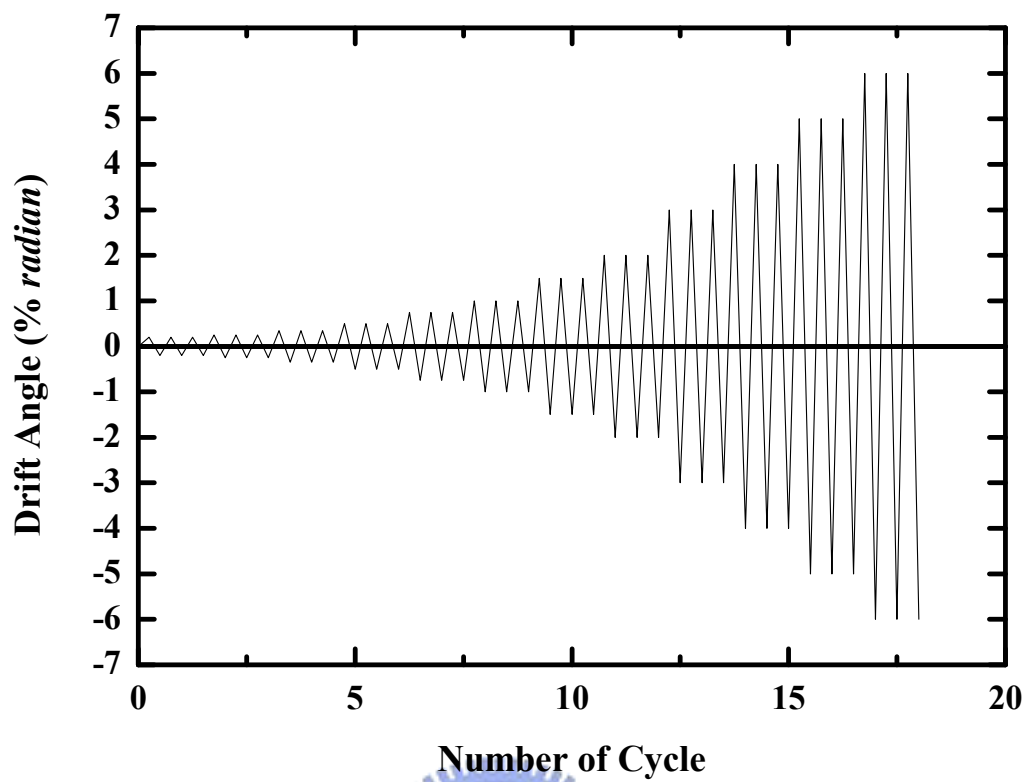


圖 4.9 反復載重加載歷程圖[21]

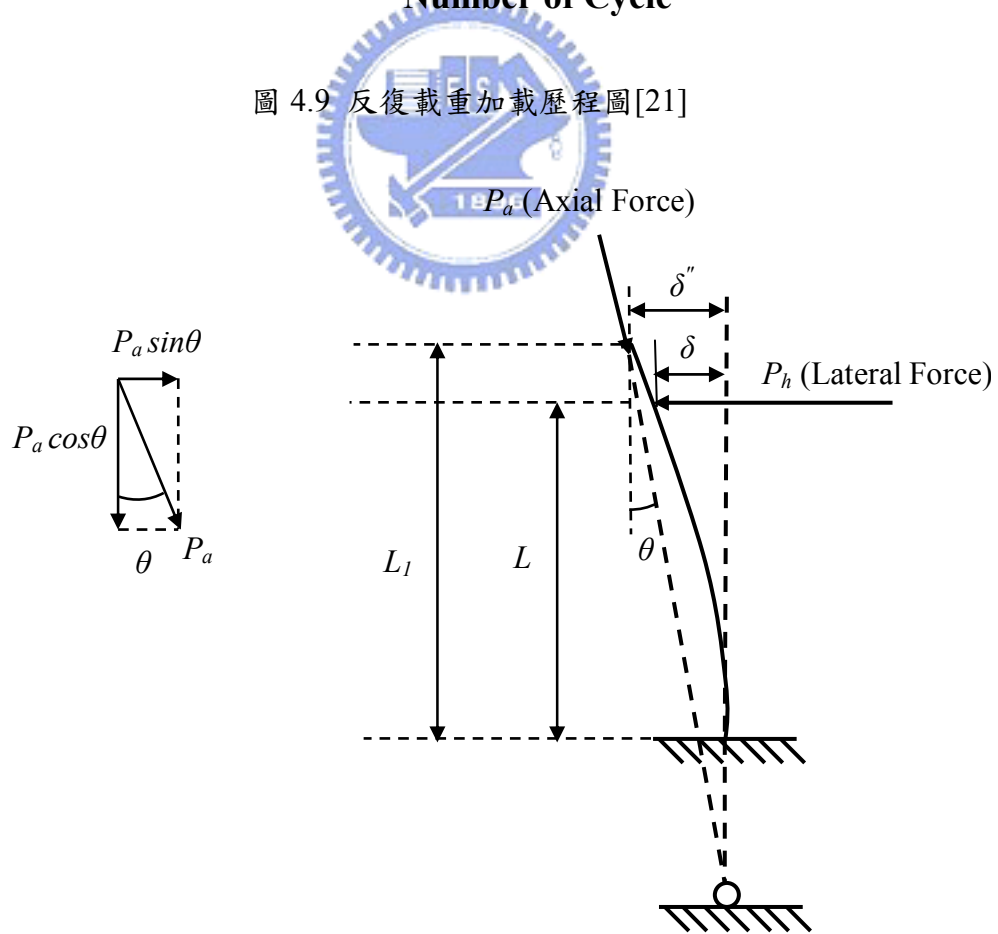


圖4.10 $P-\Delta$ 效應示意圖[24]

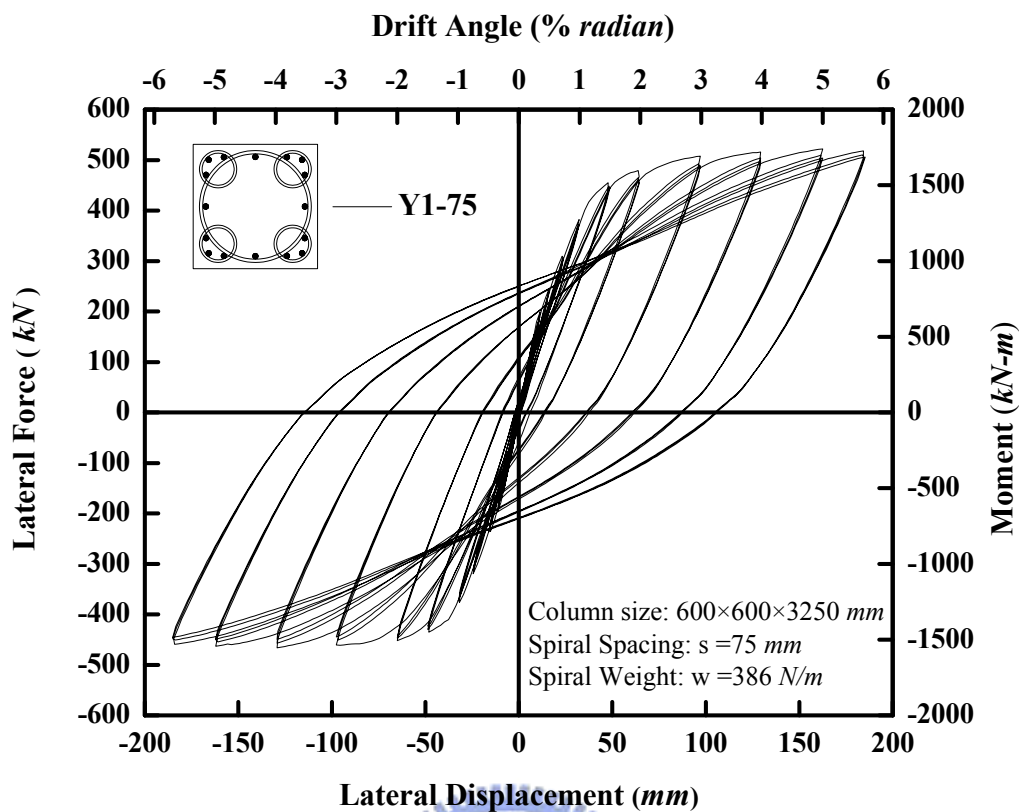


圖 4.11 試體 Y1-75 之載重-位移遲滯迴圈

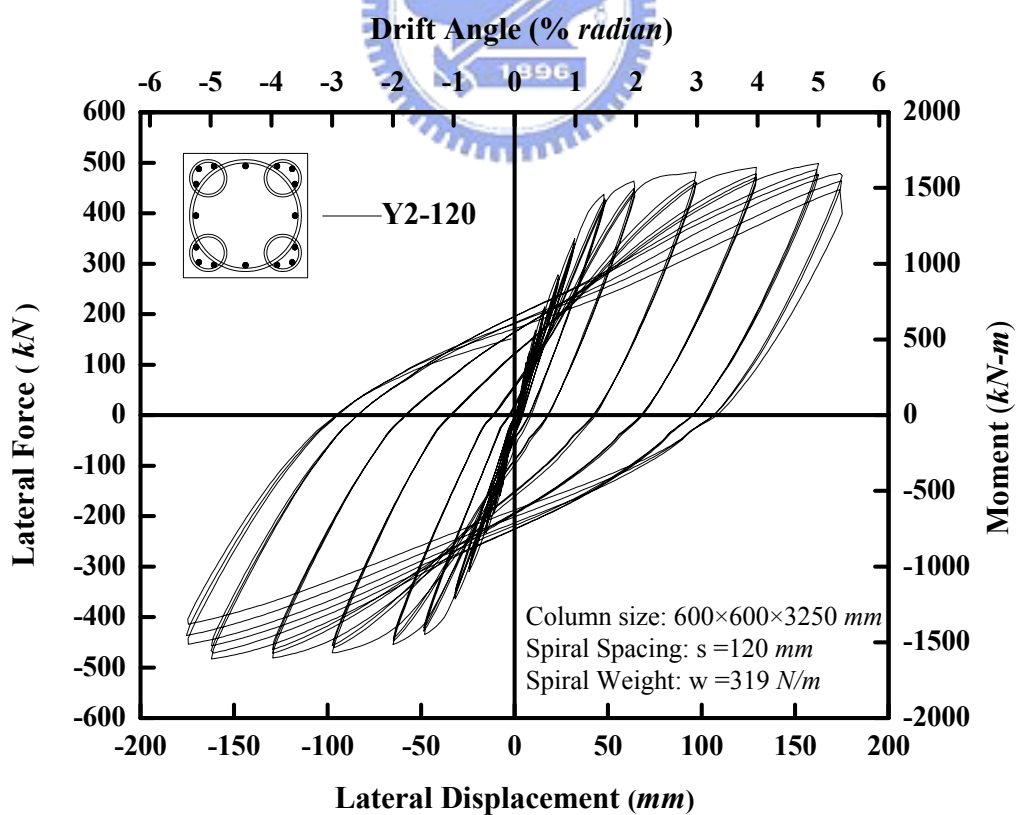


圖 4.12 試體 Y2-120 之載重-位移遲滯迴圈

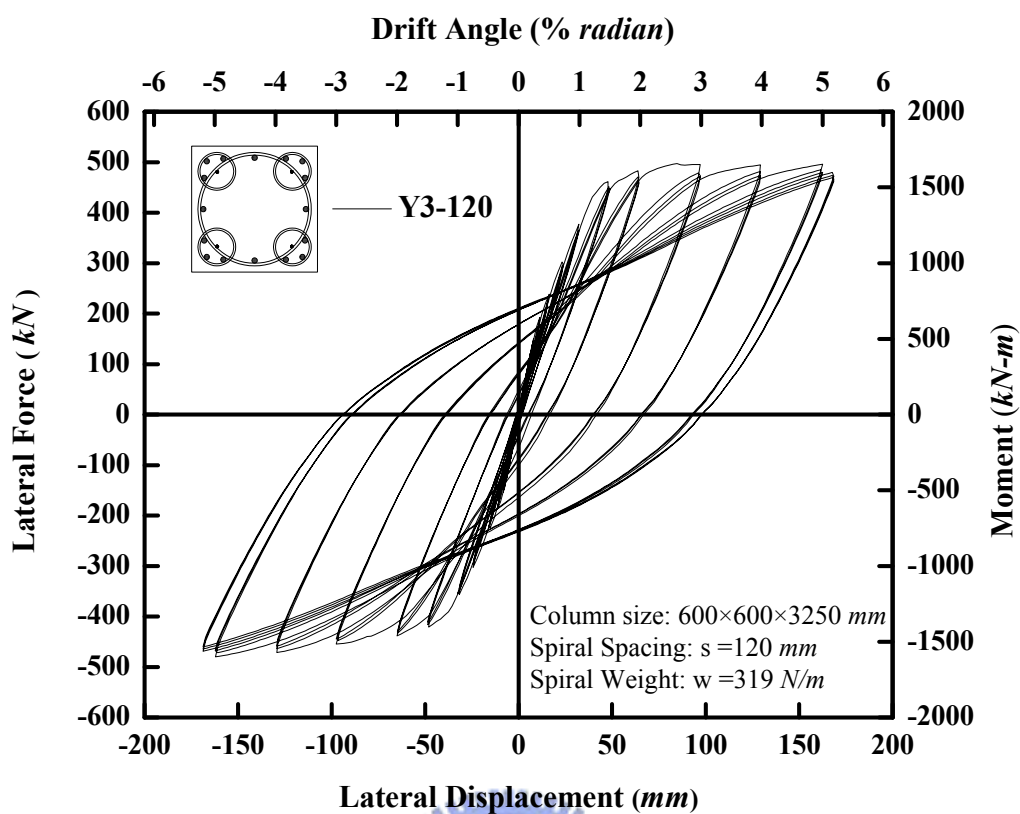


圖 4.13 試體 Y3-120 之載重-位移遲滯迴圈

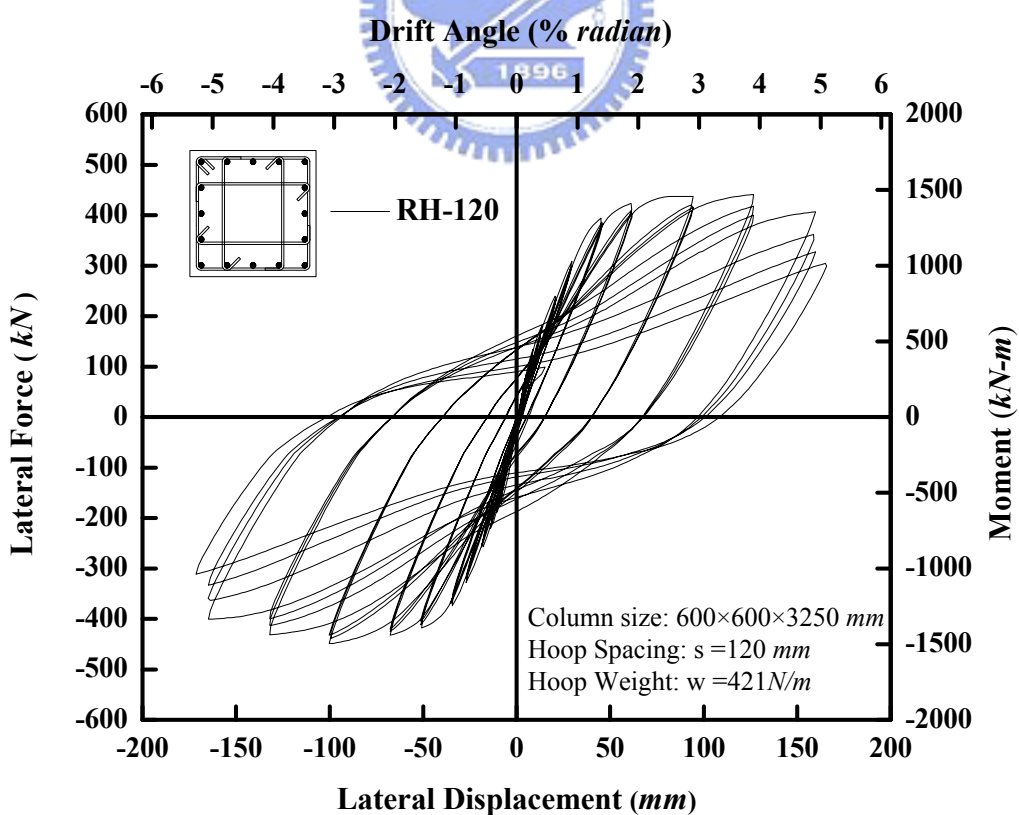


圖 4.14 試體 RH-120 之載重-位移遲滯迴圈

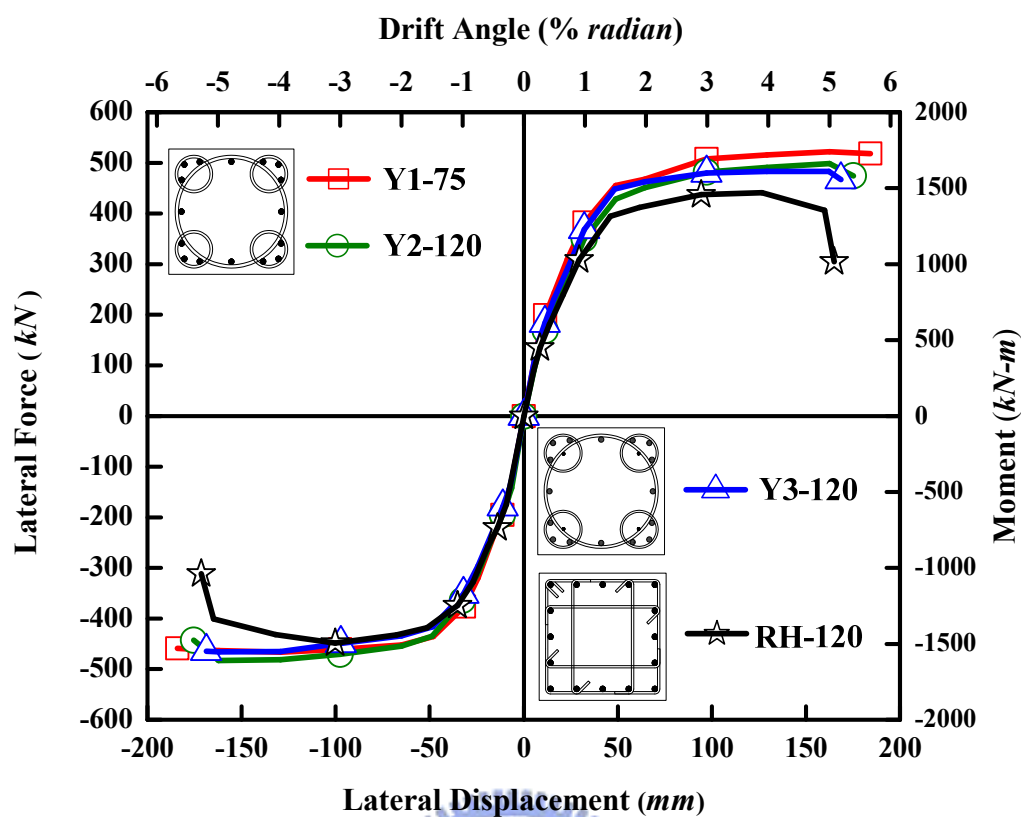


圖 4.15 本試驗之四組試體之遲滯迴圈包絡線

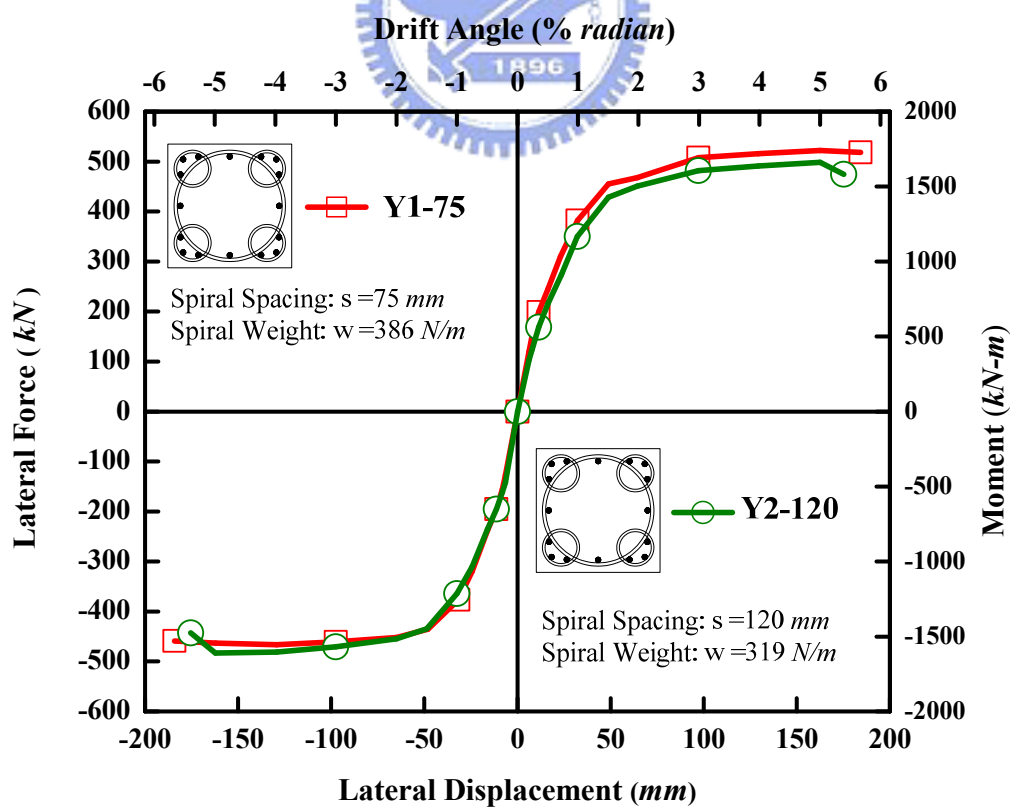


圖4.16 試體Y1-75與Y2-120遲滯迴圈包絡線之比較圖

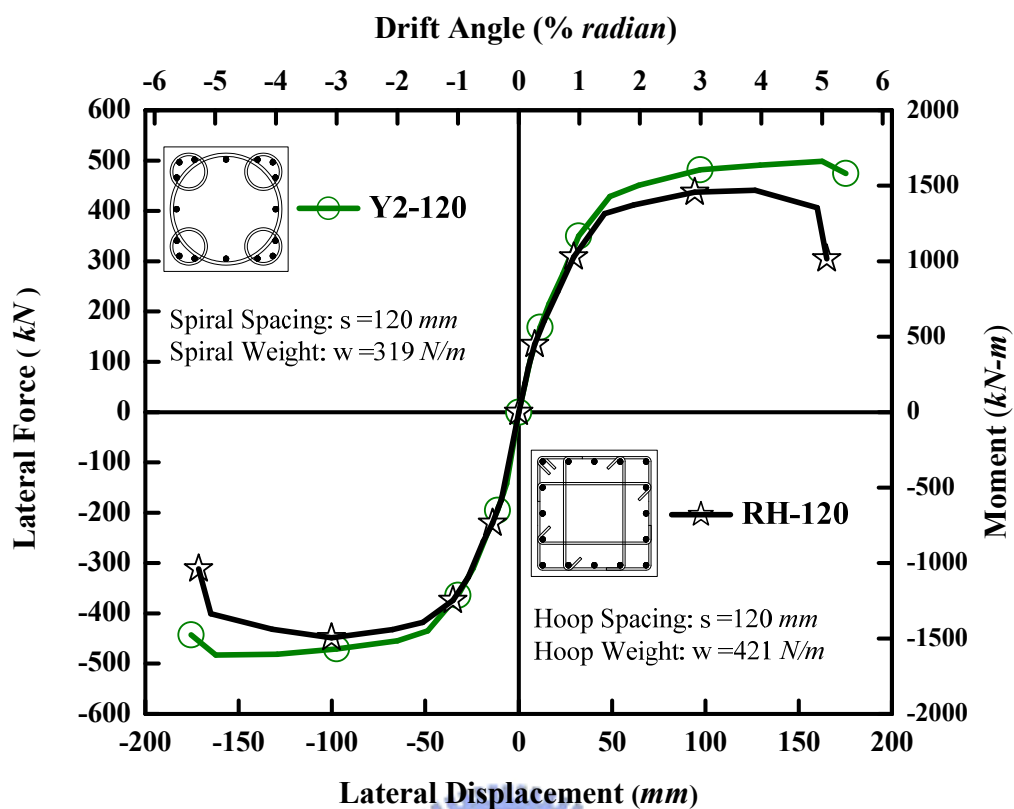


圖4.17 試體Y2-120與RH-120遲滯迴圈包絡線之比較圖

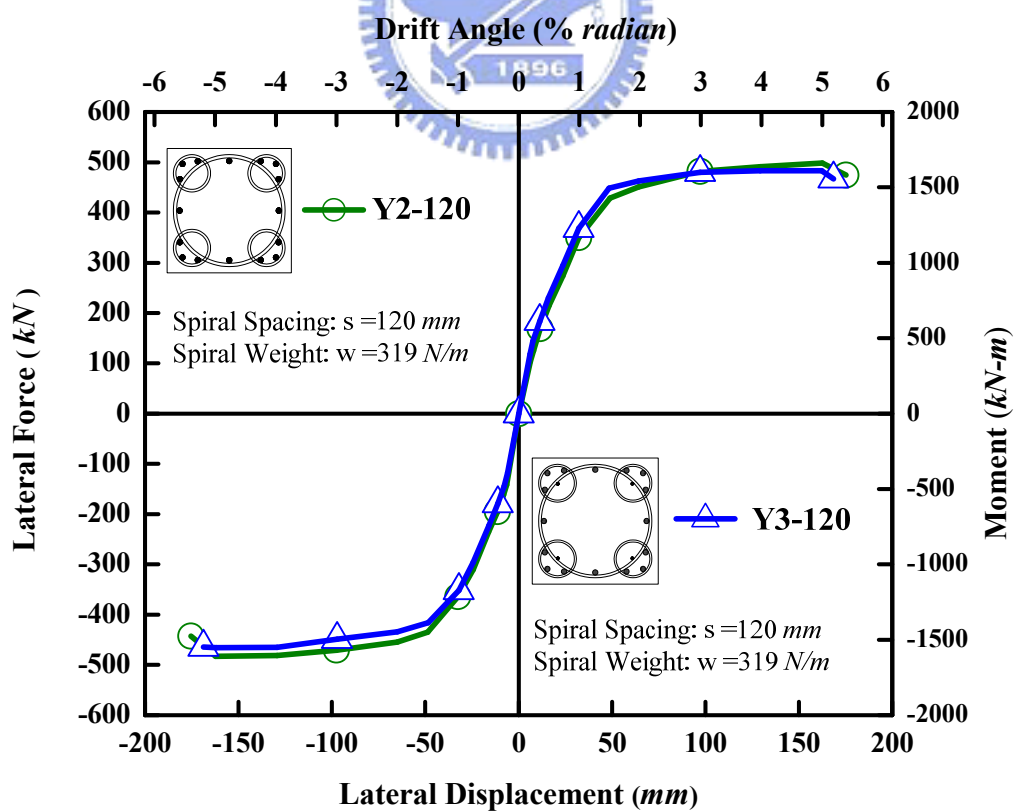


圖4.18 試體Y2-120與Y3-120遲滯迴圈包絡線之比較圖

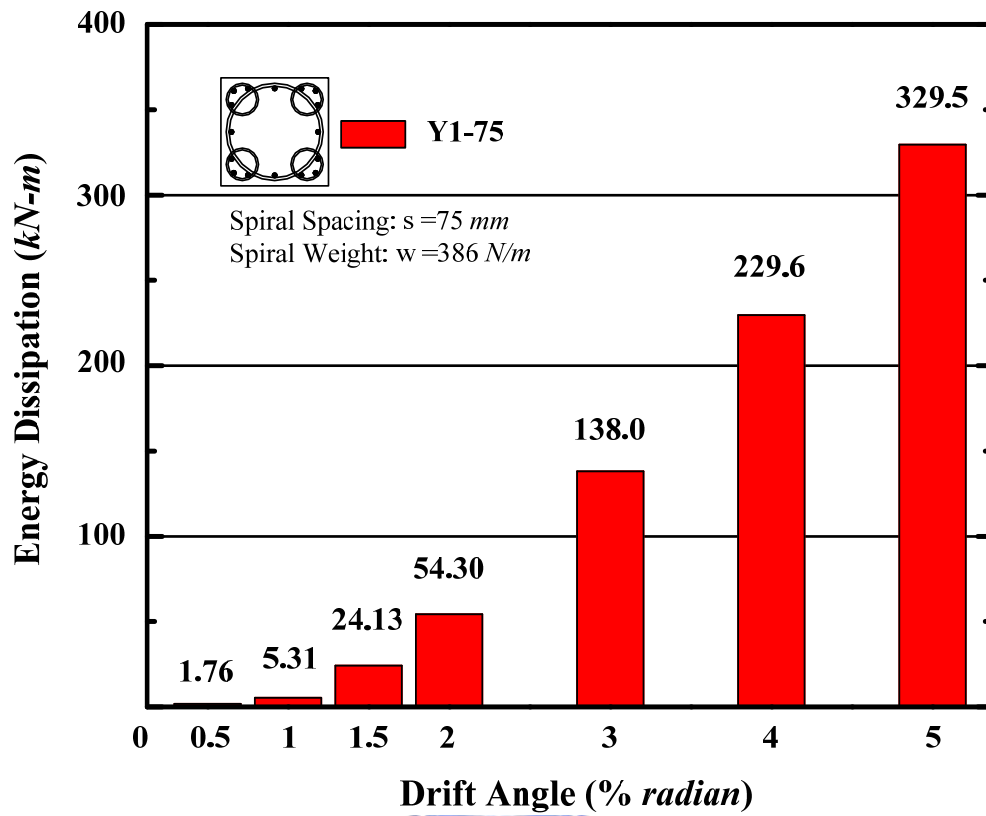


圖 4.19 試體 Y1-75 各層間變位角之能量消散比較圖

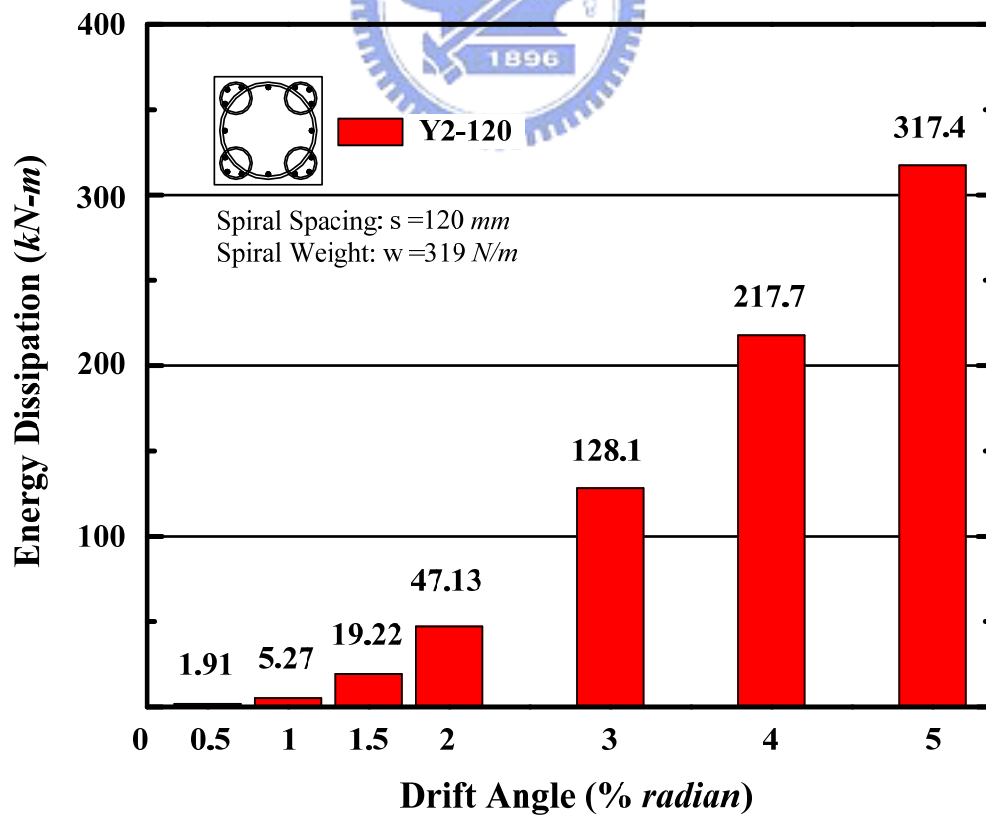


圖 4.20 試體 Y2-120 各層間變位角之能量消散比較圖

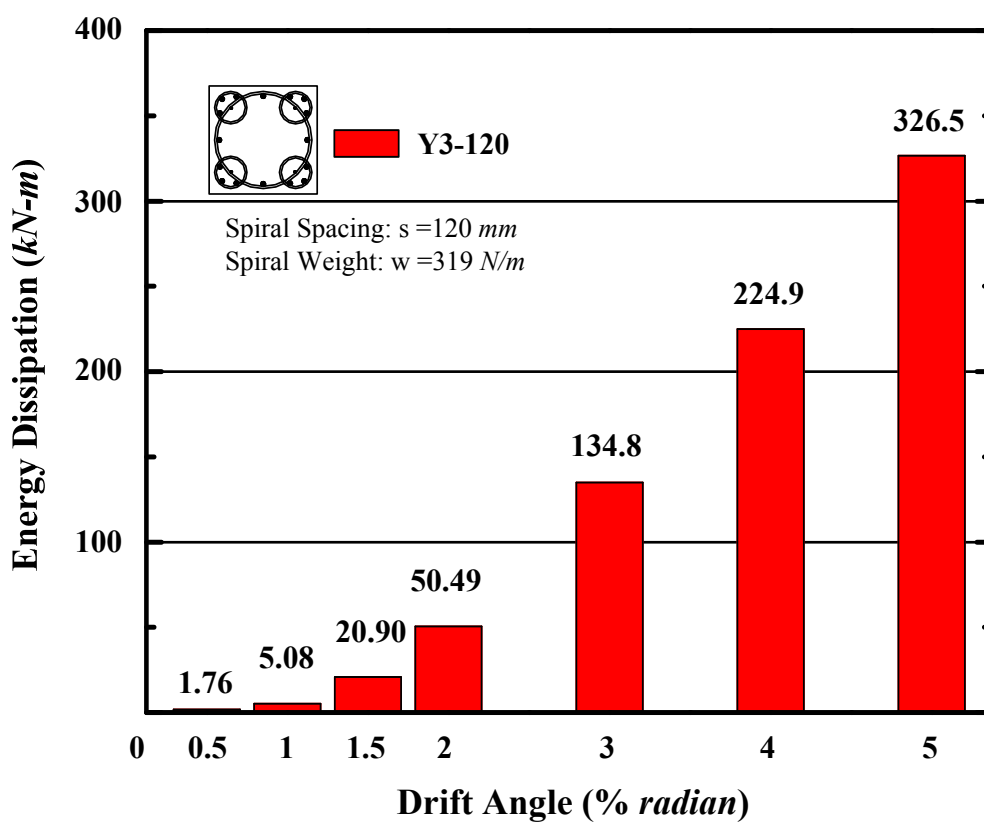


圖 4.21 試體 Y3-120 各層間變位角之能量消散比較圖

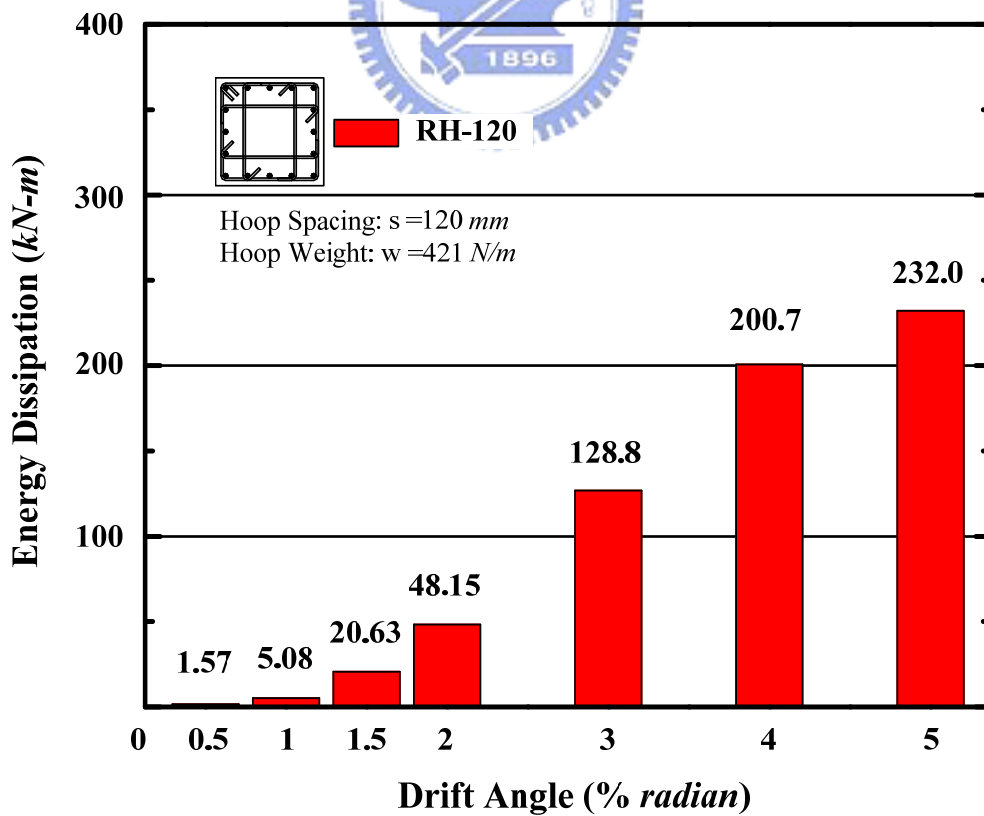


圖 4.22 試體 RH-120 各層間變位角之能量消散比較圖

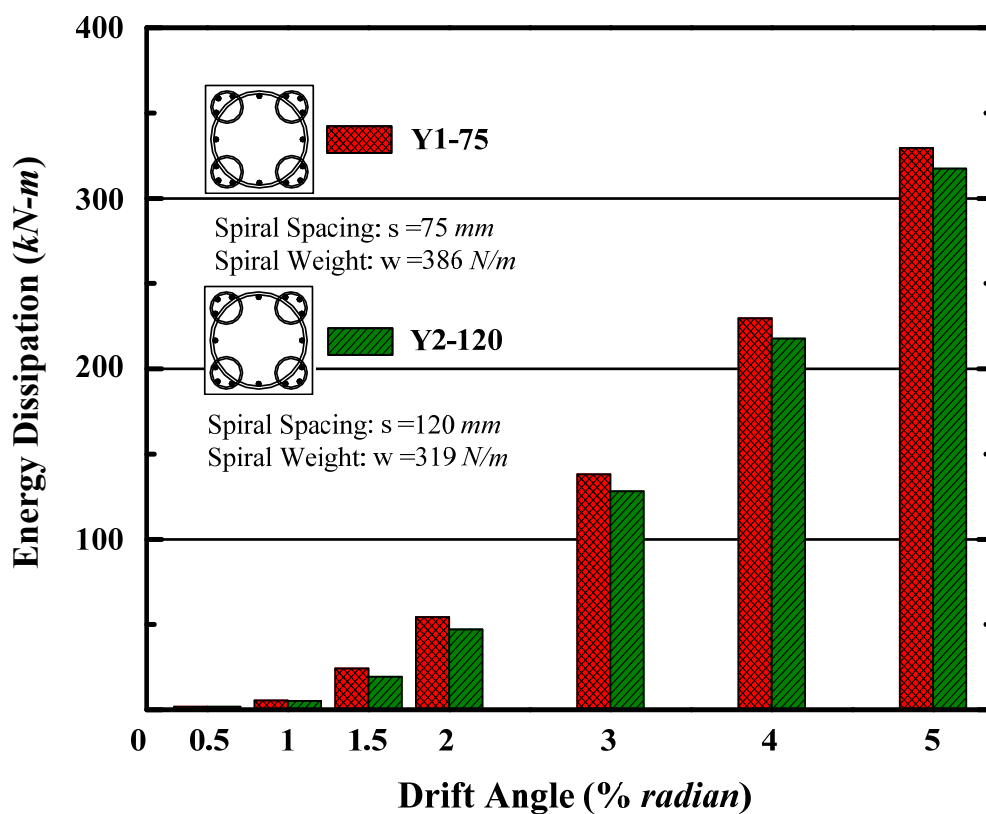


圖 4.23 試體 Y1-75 與試體 Y2-120 各層間變位角之能量消散比較圖

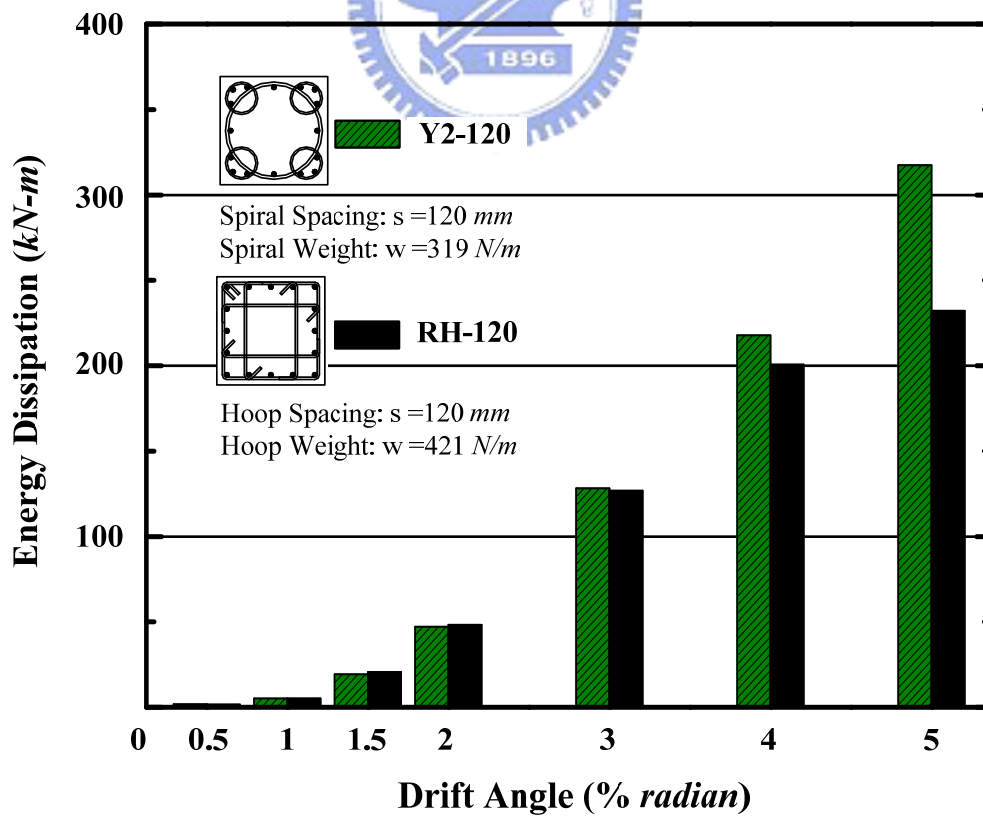


圖 4.24 試體 Y2-120 與試體 RH-120 各層間變位角之能量消散比較圖

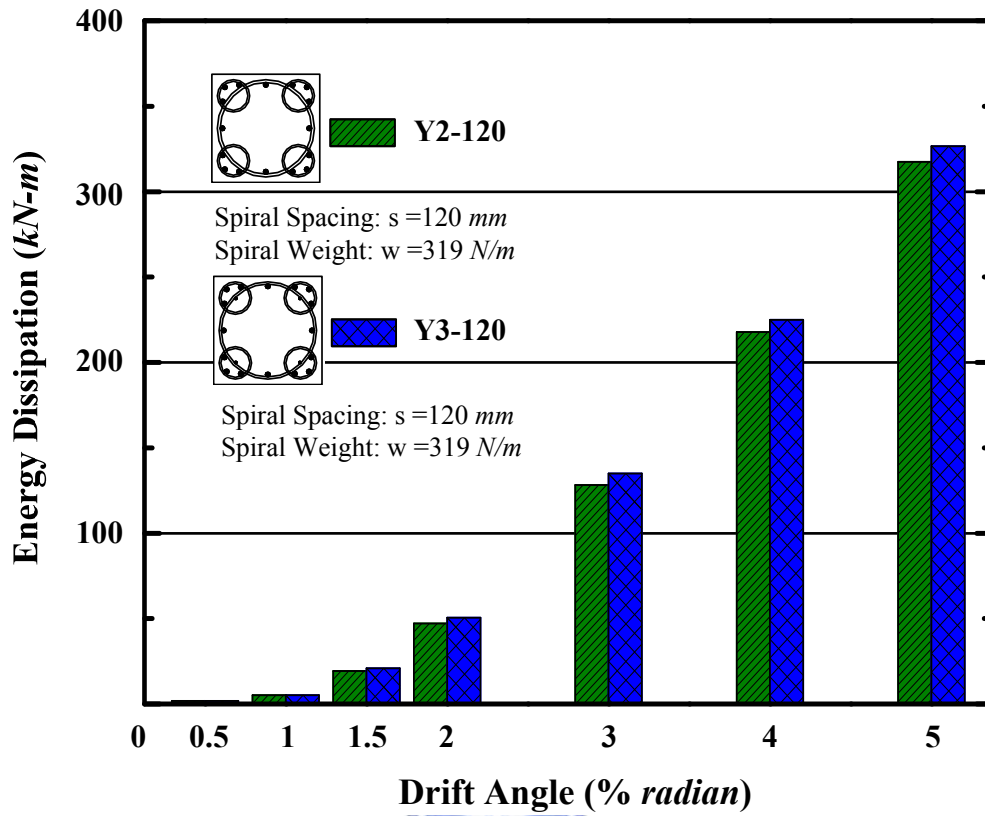


圖 4.25 試體 Y2-120 與試體 Y3-120 各層間變位角之能量消散比較圖

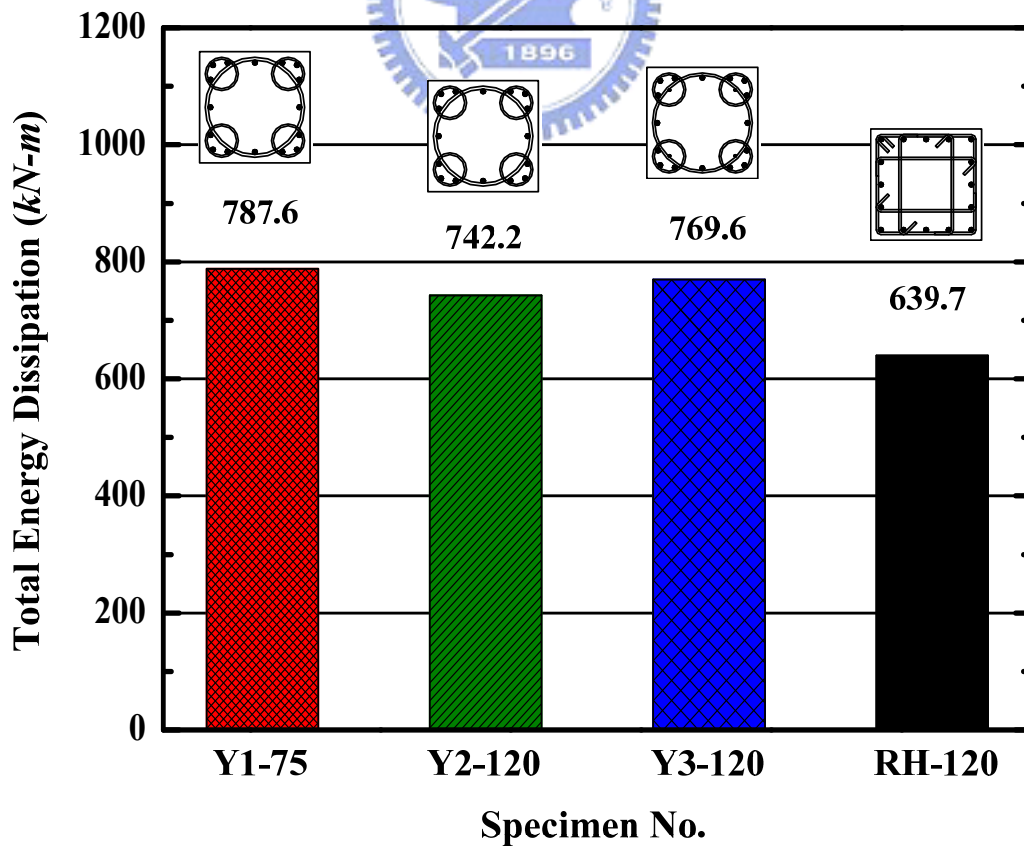


圖 4.26 本研究四組試體層間變位角之消能容量總和比較圖

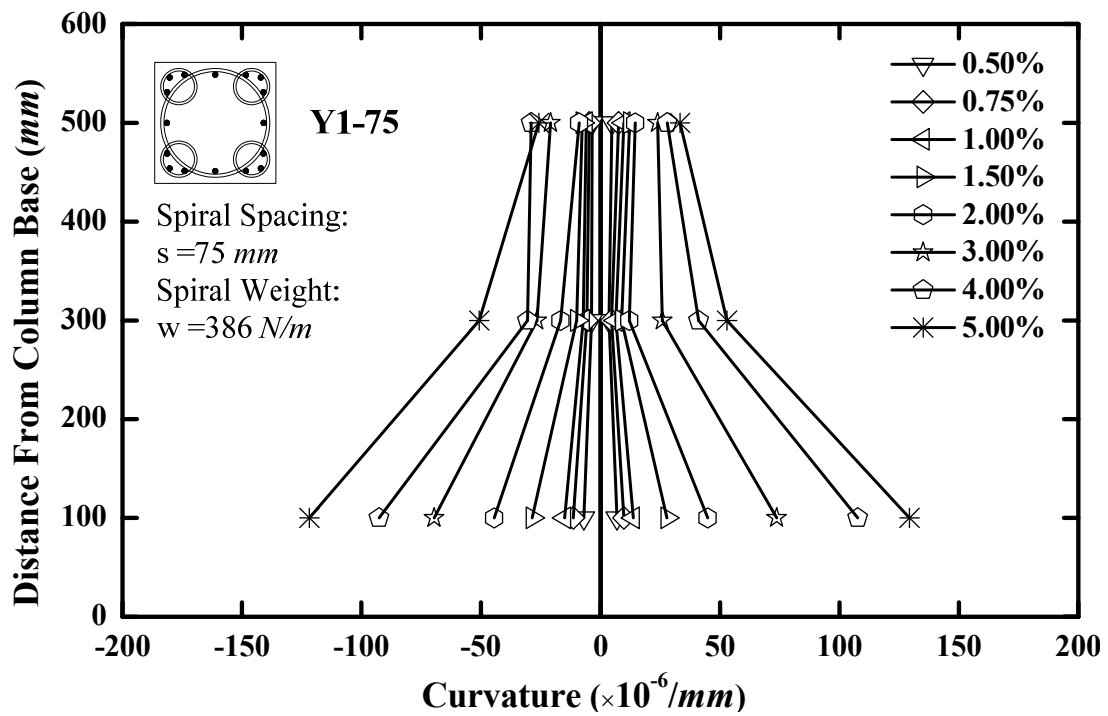


圖 4.27 試體 Y1-75 之曲率分布圖

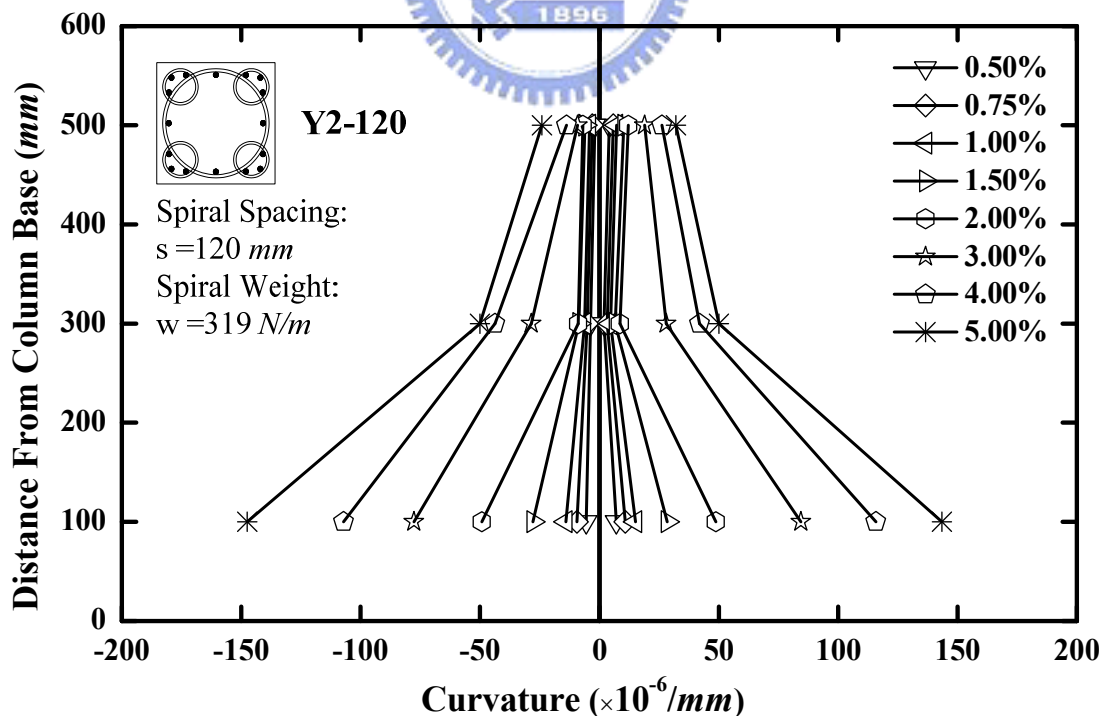


圖 4.28 試體 Y2-120 之曲率分布圖

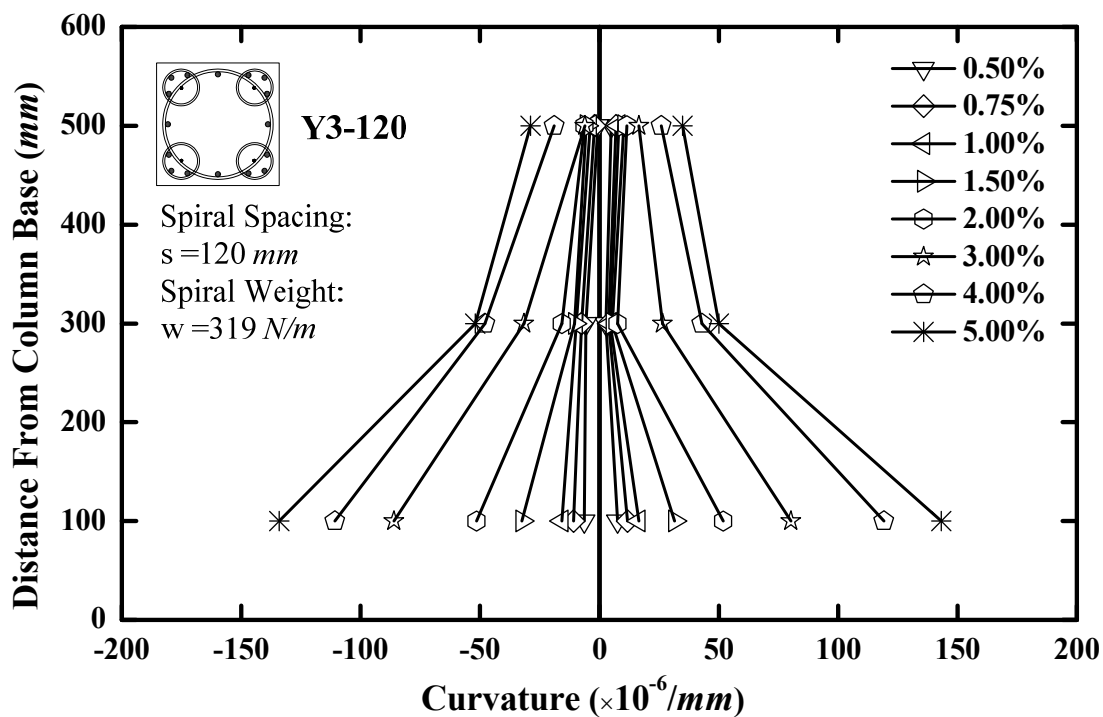


圖 4.29 試體 Y3-120 之曲率分布圖

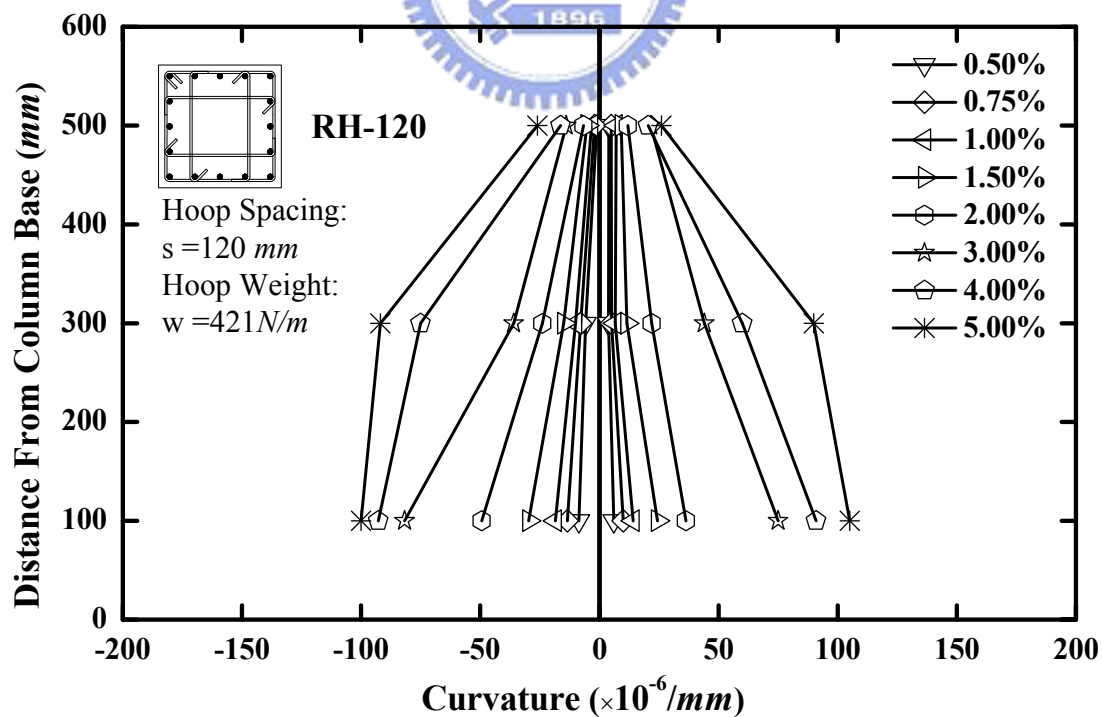


圖 4.30 試體 RH-120 之曲率分布圖

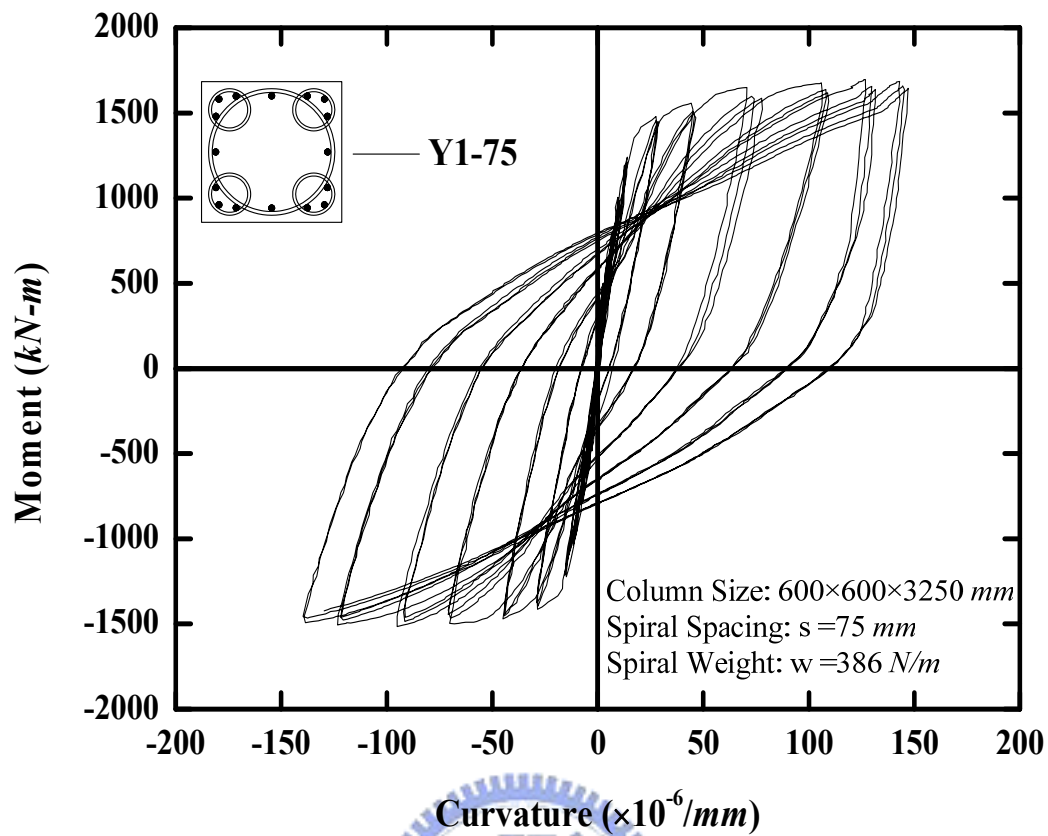


圖 4.31 試體 Y1-75 之彎矩-曲率遲滯迴圈圖

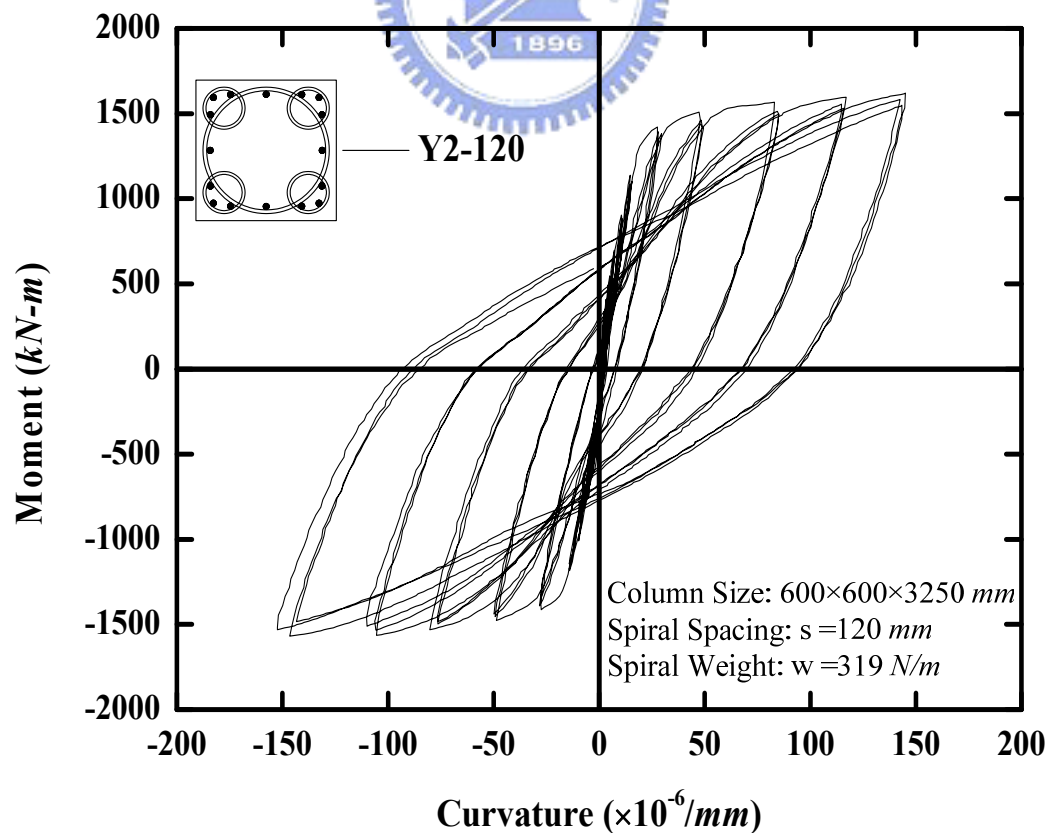


圖 4.32 試體 Y2-120 之彎矩-曲率遲滯迴圈圖

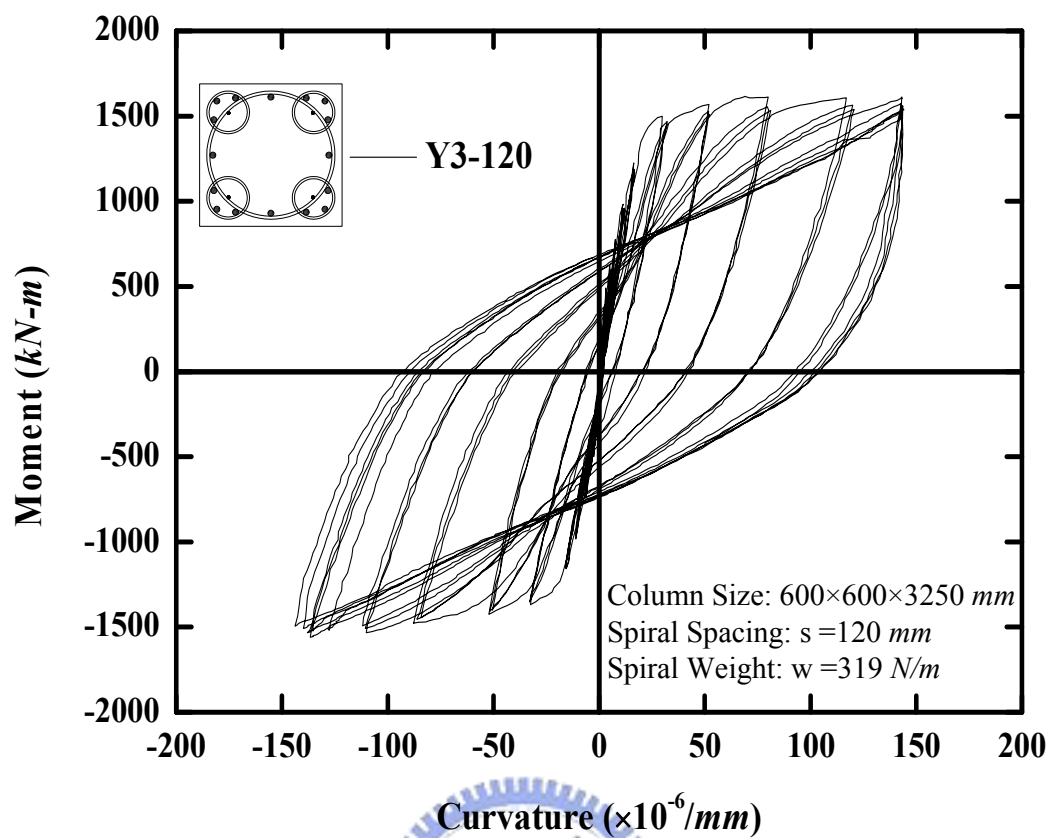


圖 4.33 試體 Y3-120 之彎矩-曲率遲滯迴圈圖

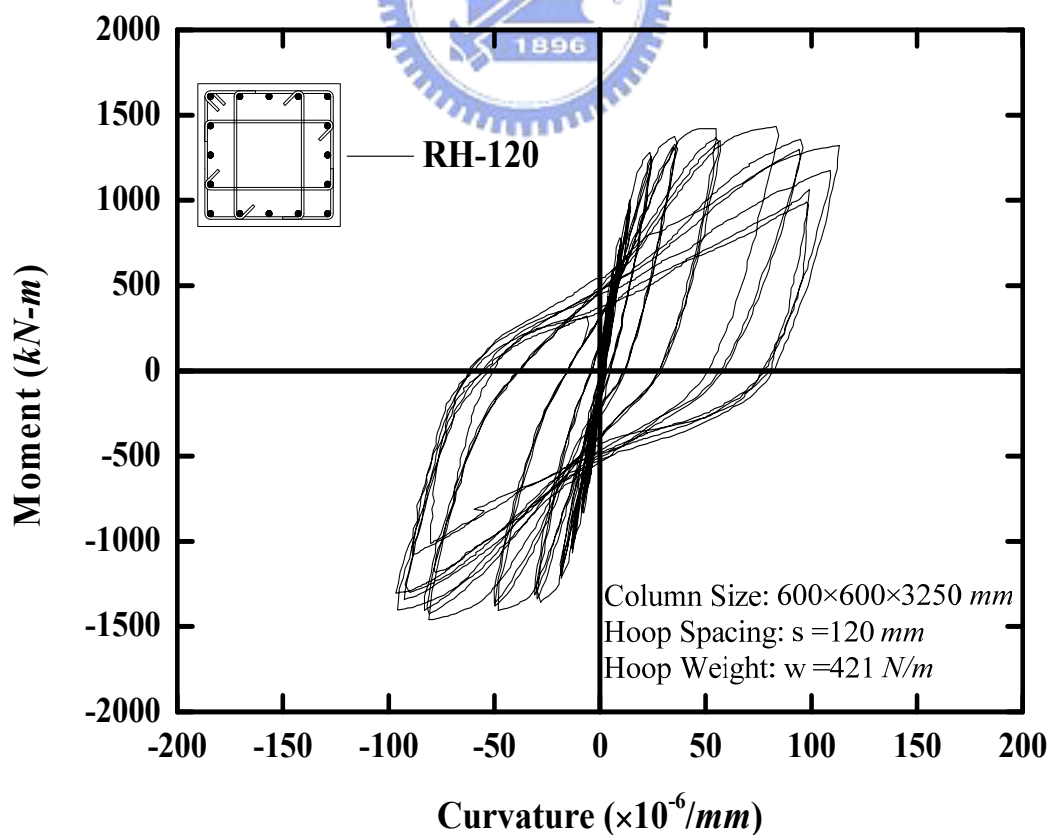


圖 4.34 試體 RH-120 之彎矩-曲率遲滯迴圈圖

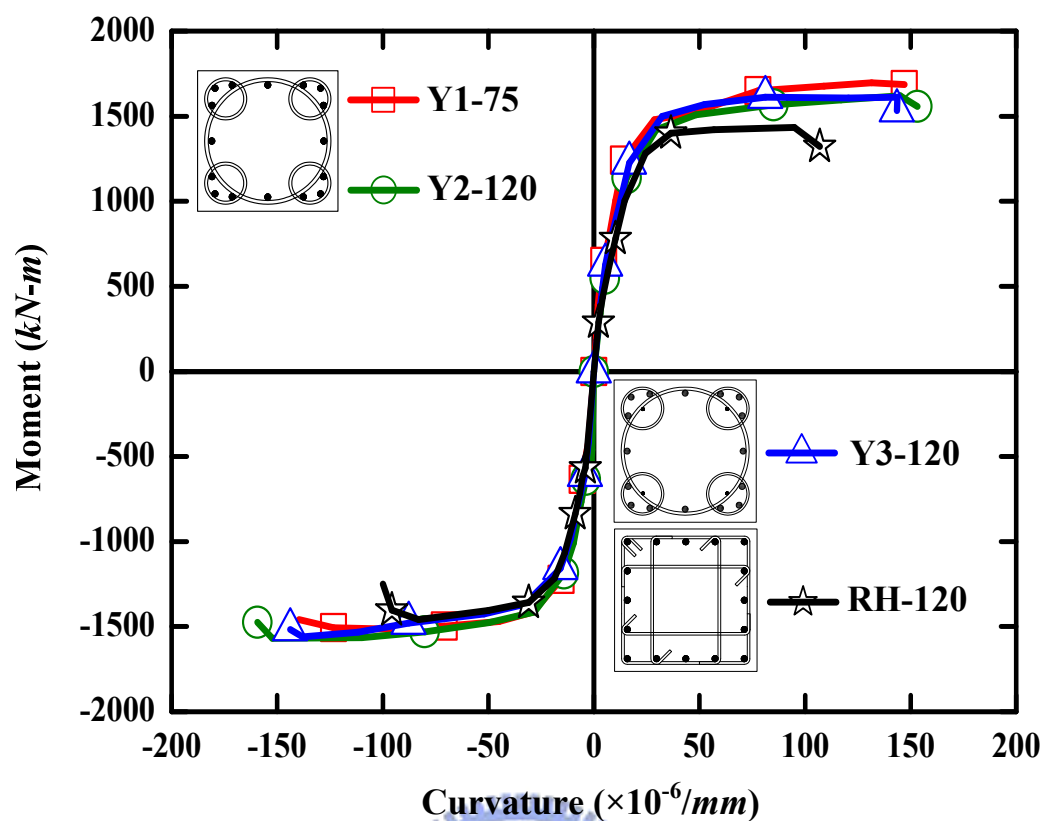


圖 4.35 本試驗四組試體之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線

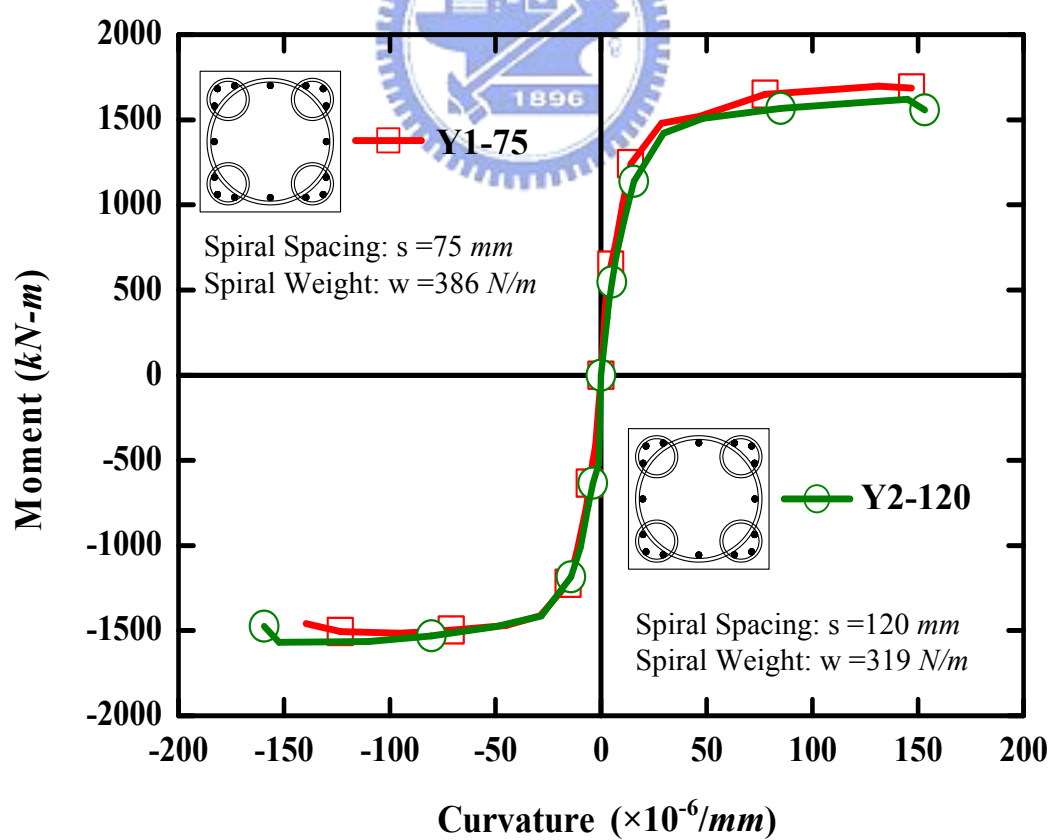


圖 4.36 試體 Y1-75 與試體 Y2-120 之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線比較圖

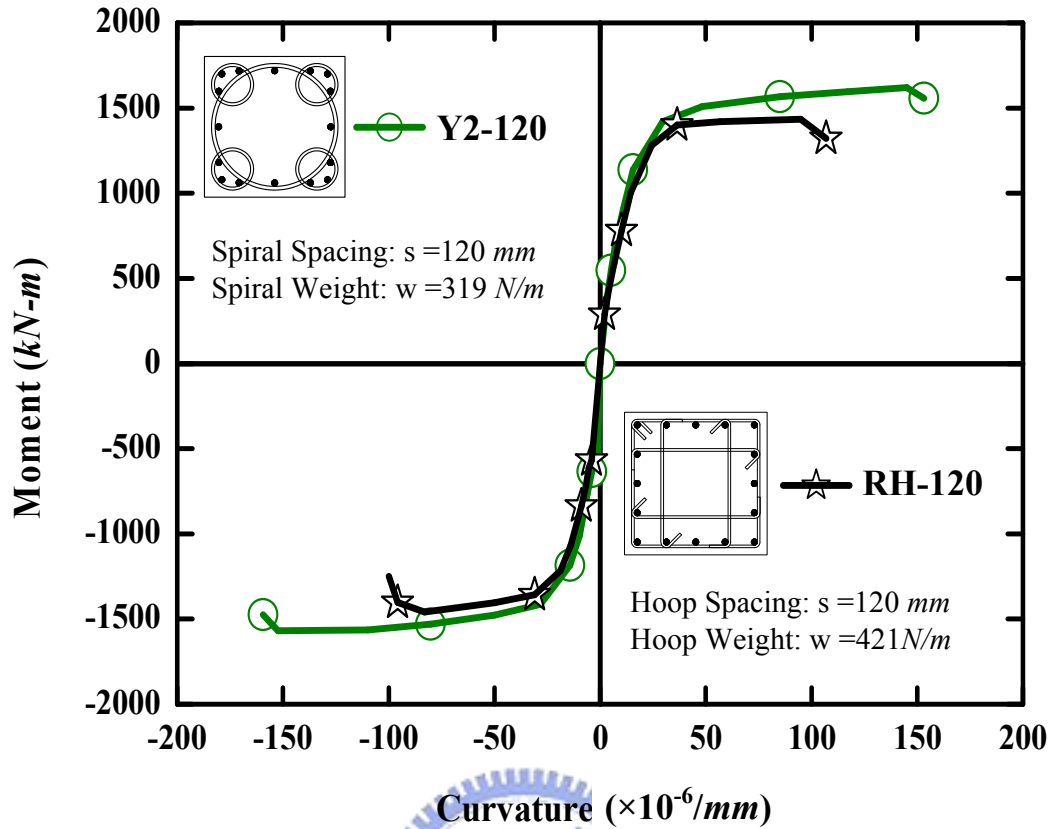


圖 4.37 試體 Y2-120 與試體 RH-120 之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線比較圖

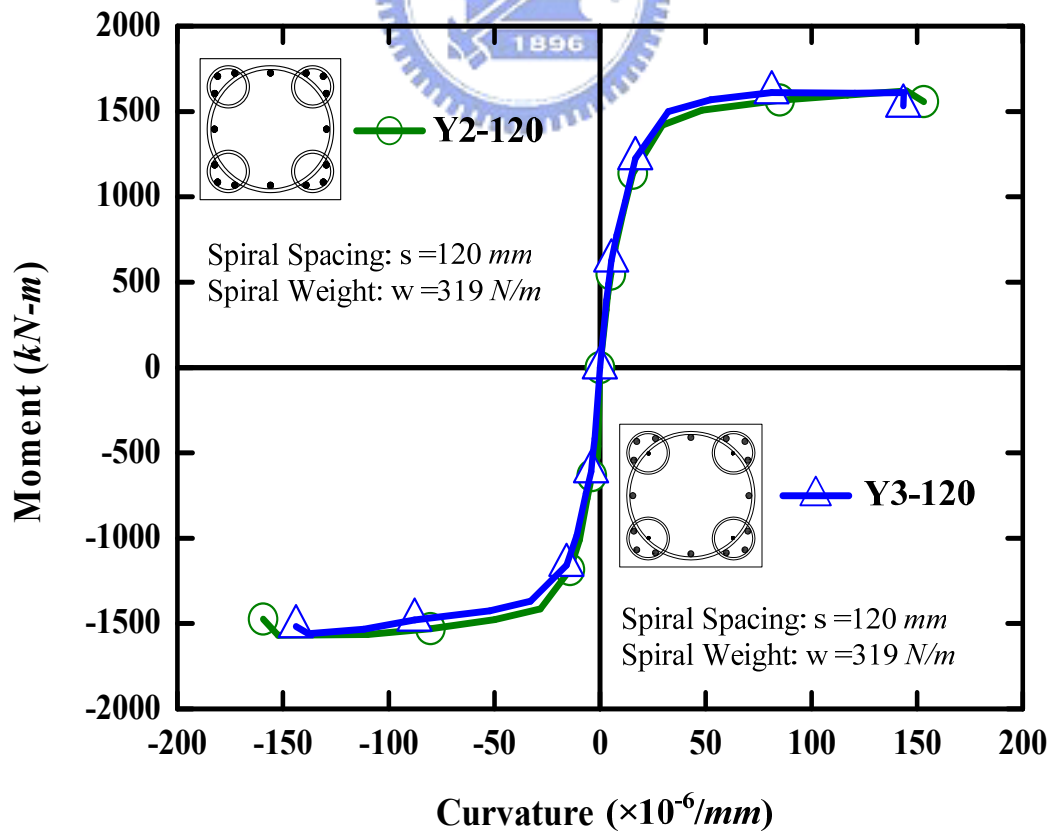


圖 4.38 試體 Y2-120 與試體 Y3-120 之彎矩-曲率遲滯迴圈包絡線比較圖

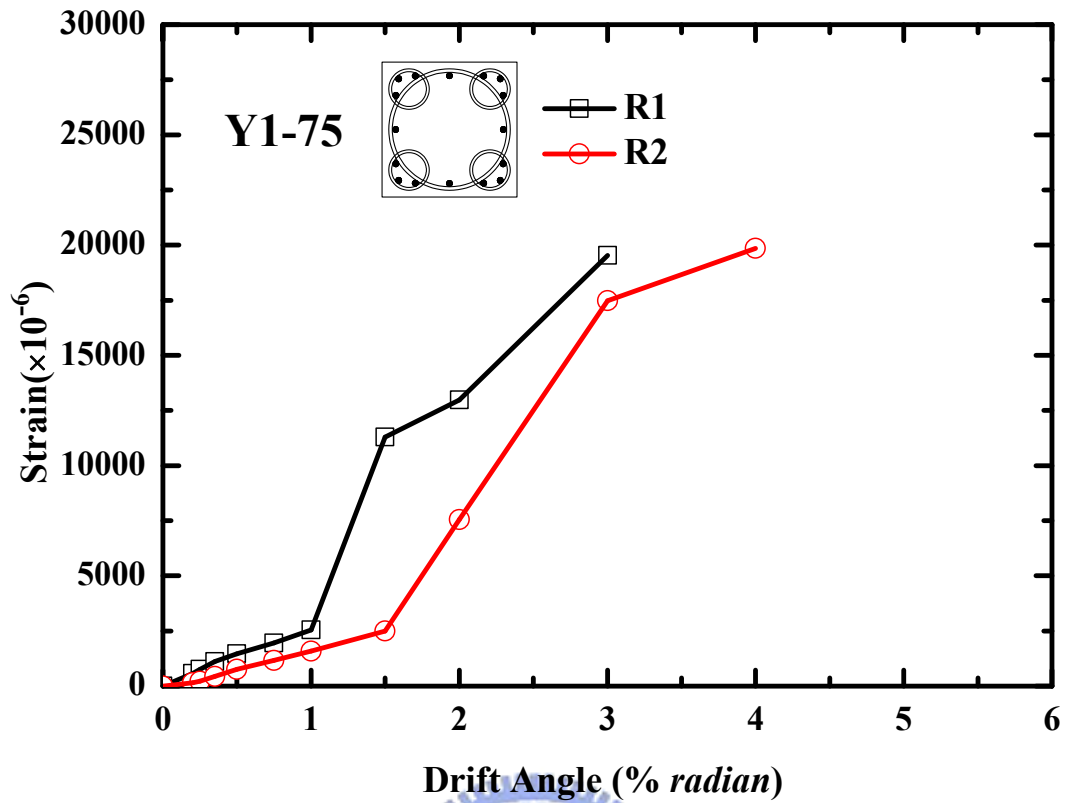


圖 4.39 試體 Y1-75 之柱底主筋應變計讀數變化

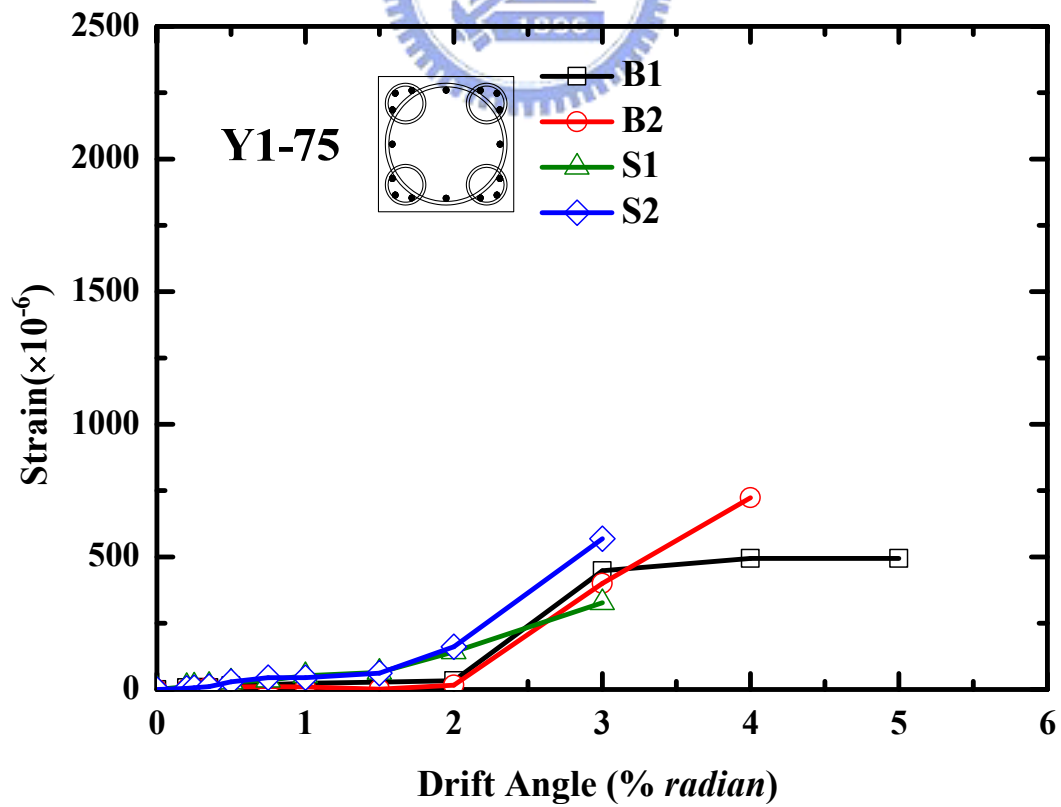


圖 4.40 試體 Y1-75 之柱底箍筋應變計讀數變化

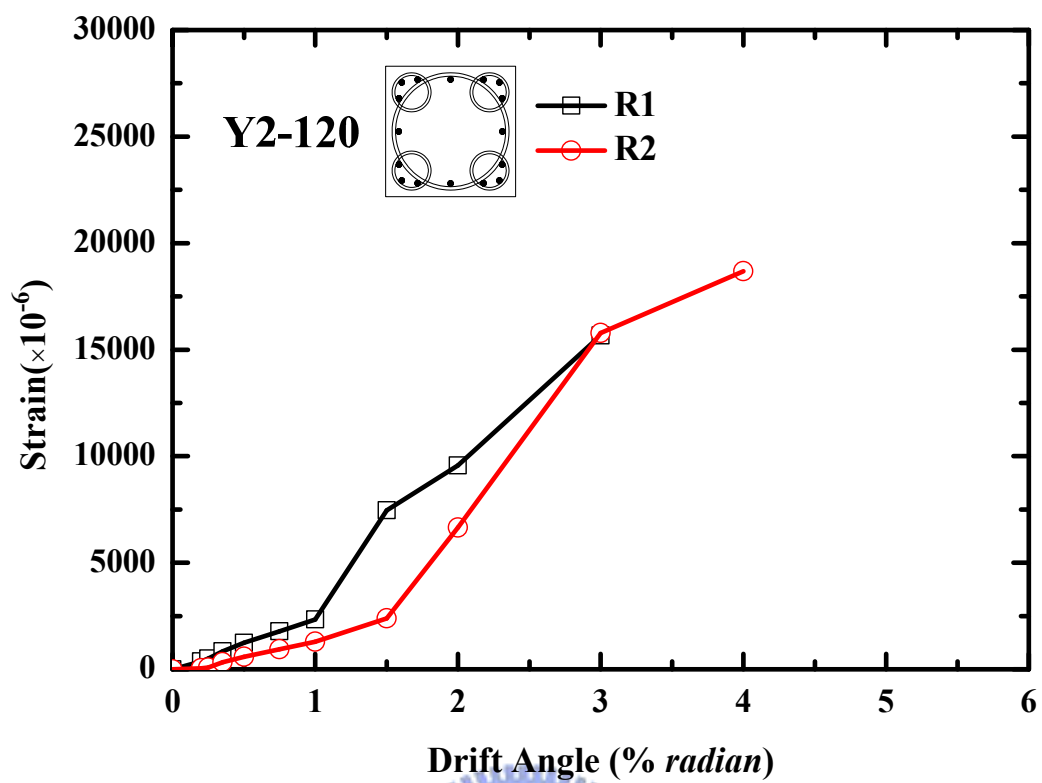


圖 4.41 試體 Y2-120 之柱底主筋應變計讀數變化

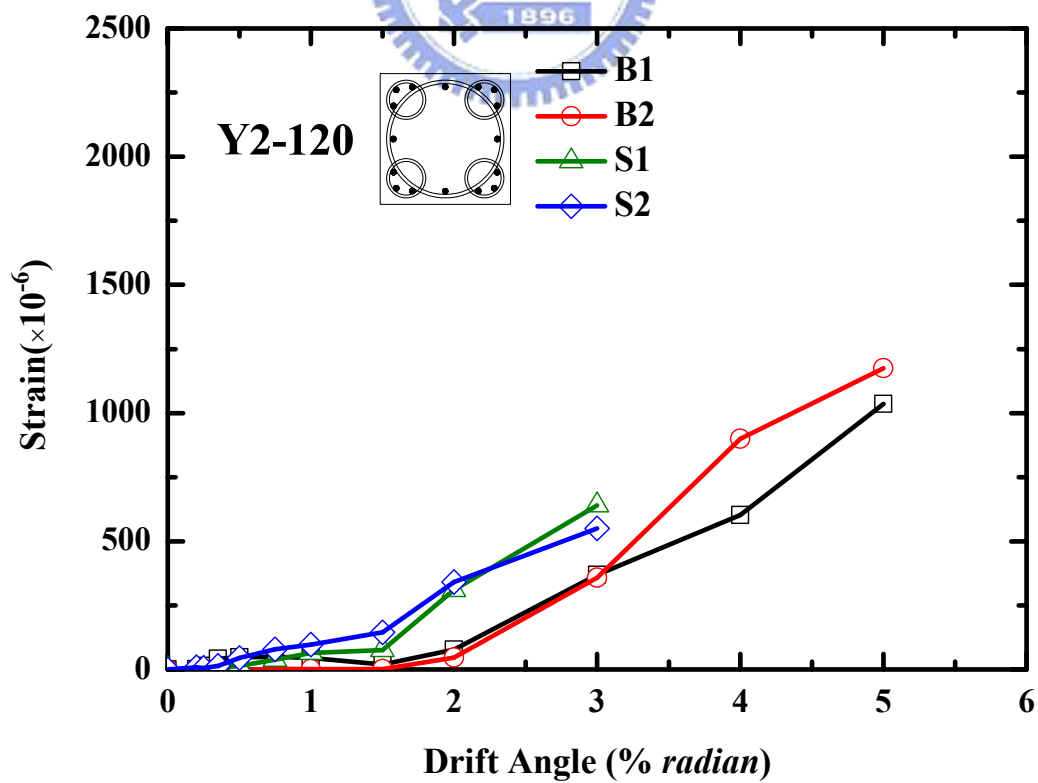


圖 4.42 試體 Y2-120 之柱底箍筋應變計讀數變化

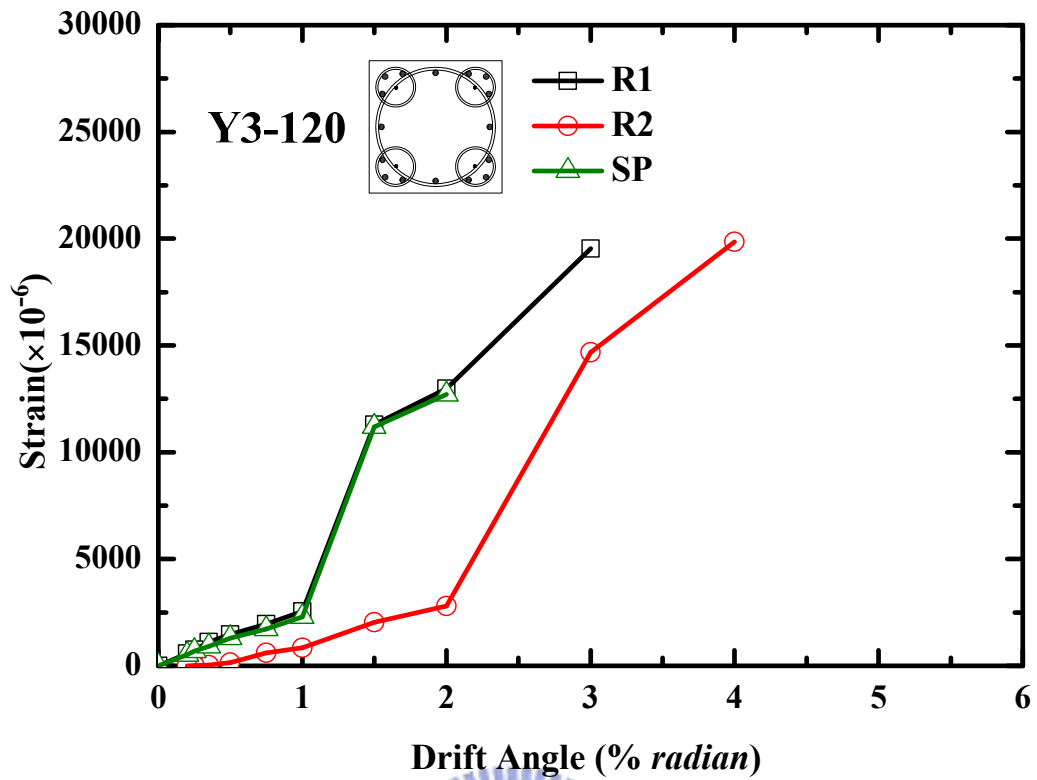


圖 4.43 試體 Y3-120 之柱底主筋應變計讀數變化

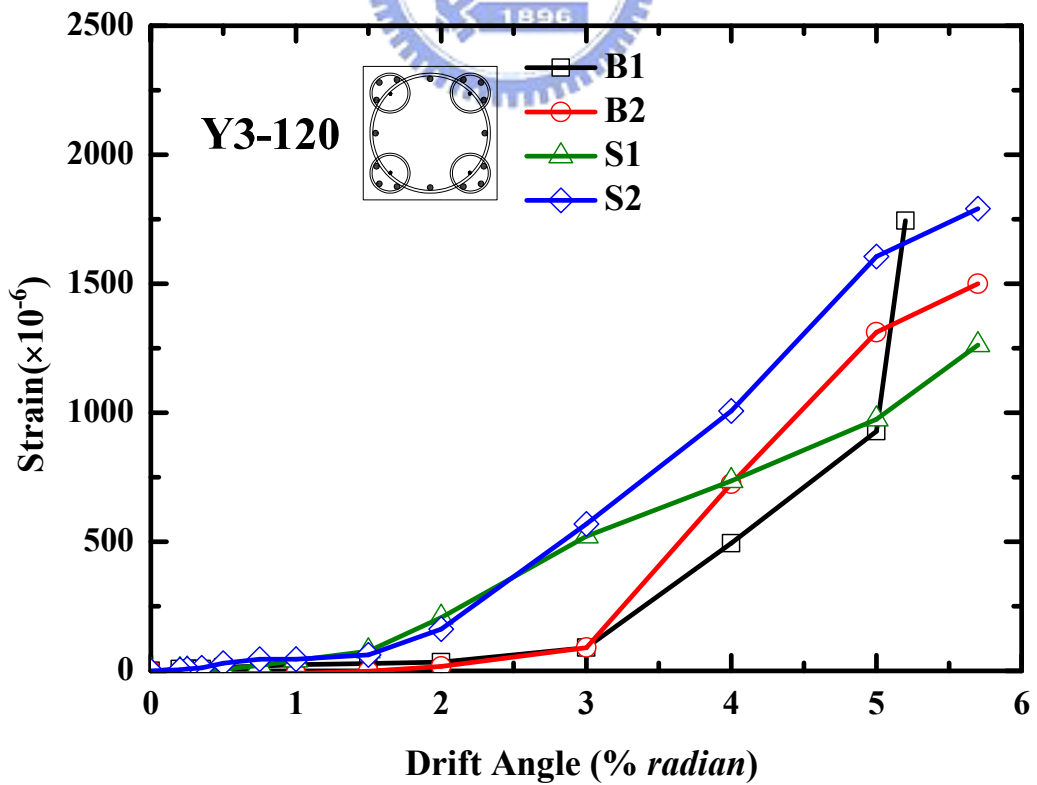


圖 4.44 試體 Y3-120 之柱底箍筋應變計讀數變化

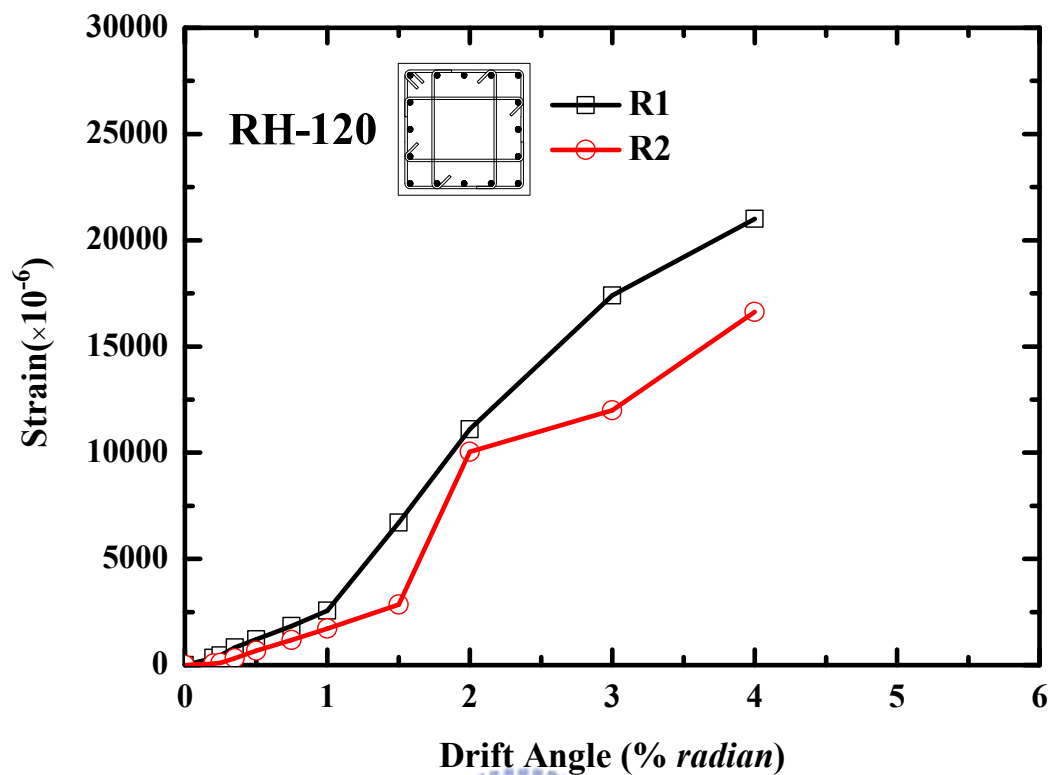


圖 4.45 試體 RH-120 之柱底主筋應變計讀數變化

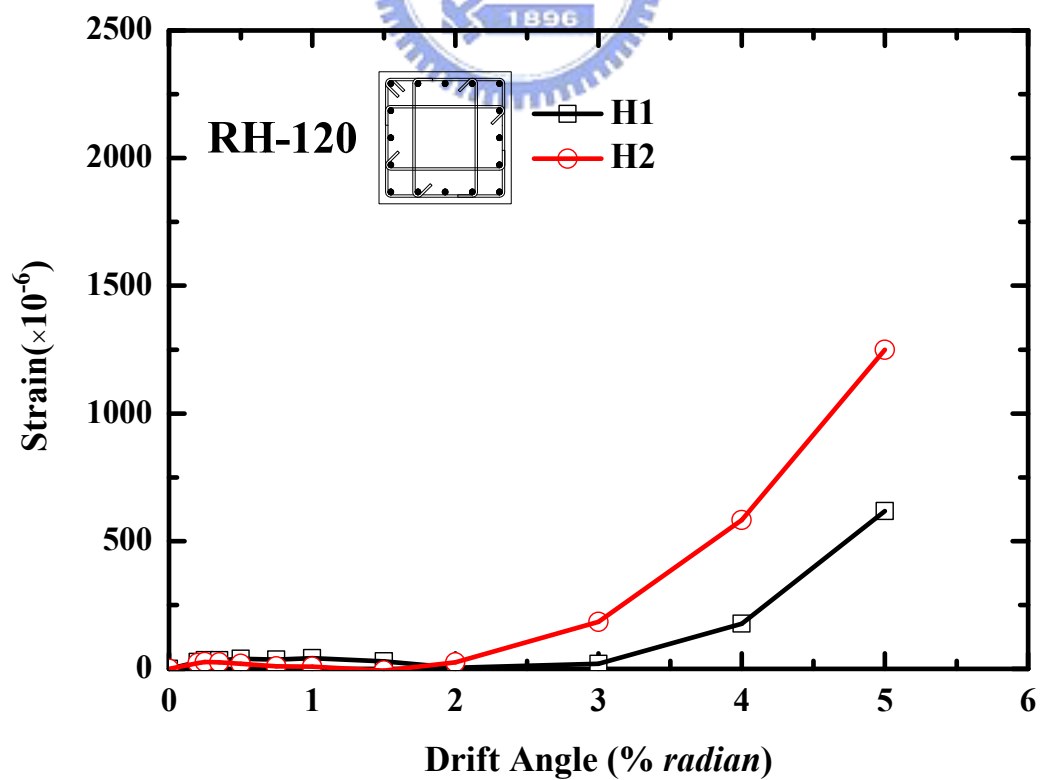
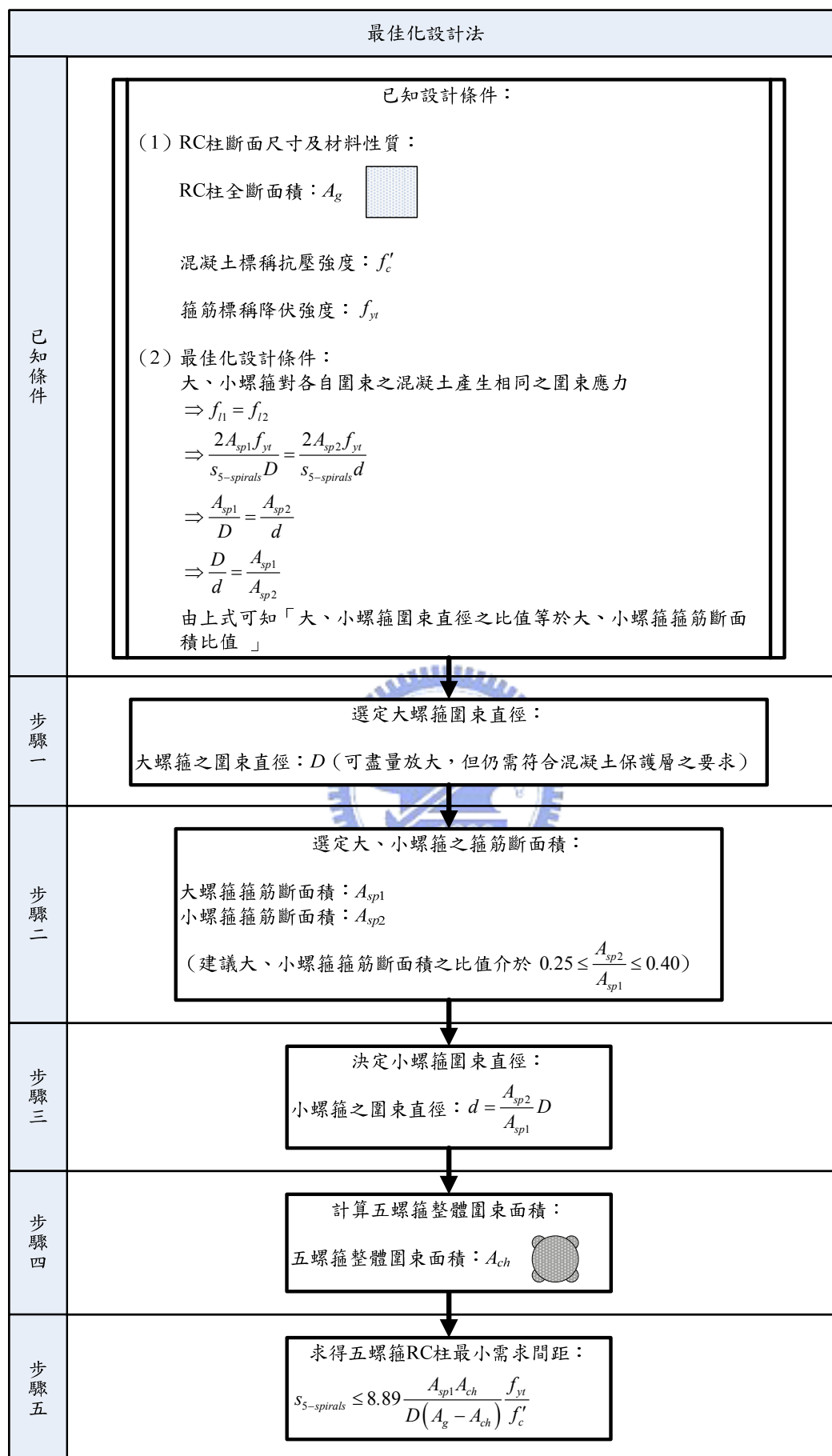


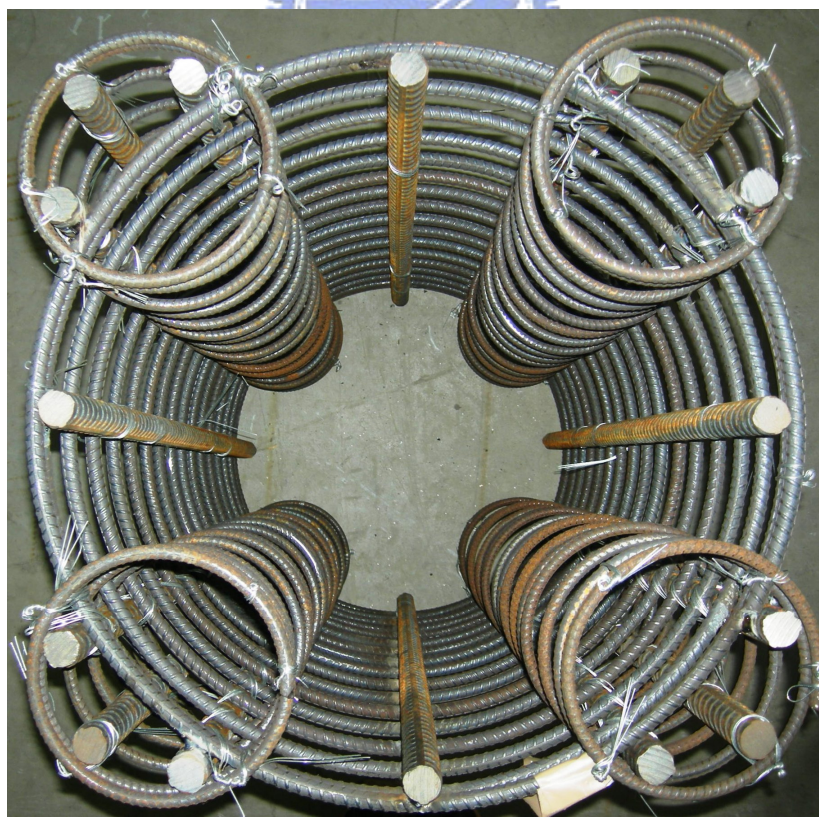
圖 4.46 試體 RH-120 之柱底箍筋應變計讀數變化



圖A1 最佳化設計法之設計流程圖



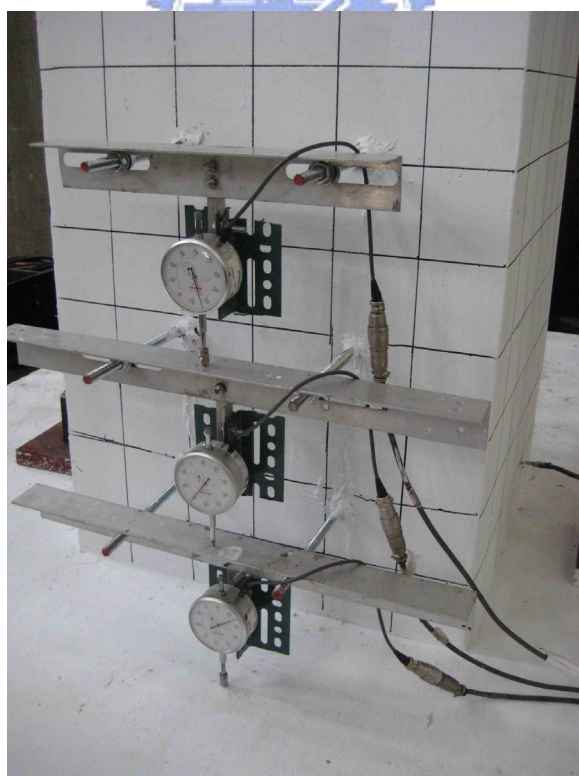
照片 4.1 組立基礎主筋、柱主筋及箍筋



照片 4.2 五螺箍 RC 柱試體鋼筋斷面



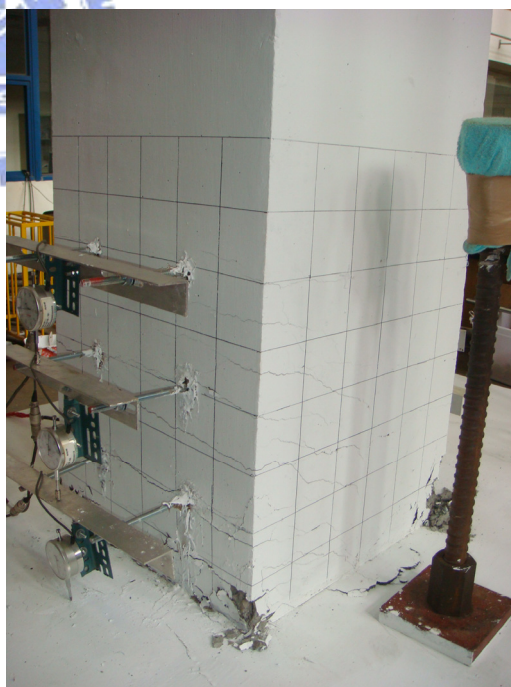
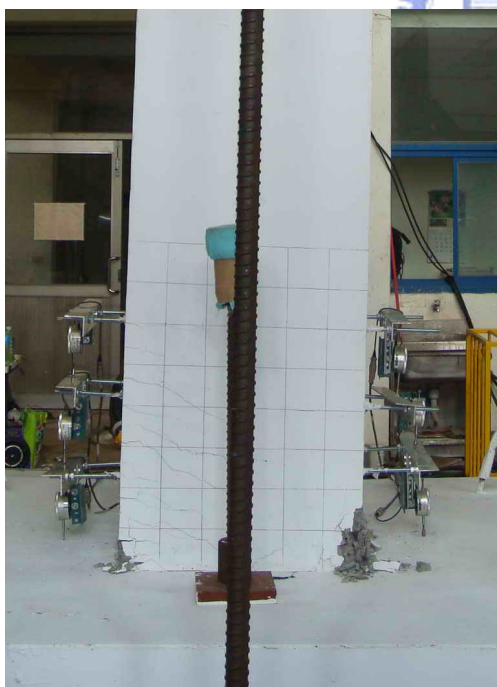
照片 4.3 RC 柱試體混凝土灌漿完成



照片 4.4 位移計及架設位置



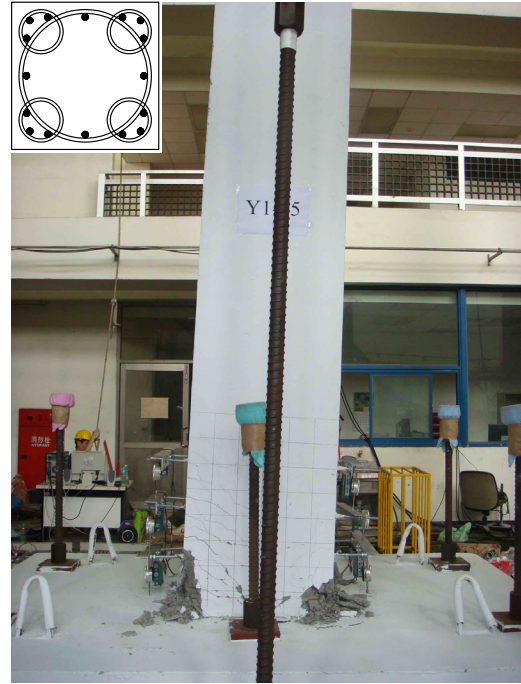
(a) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第三迴圈



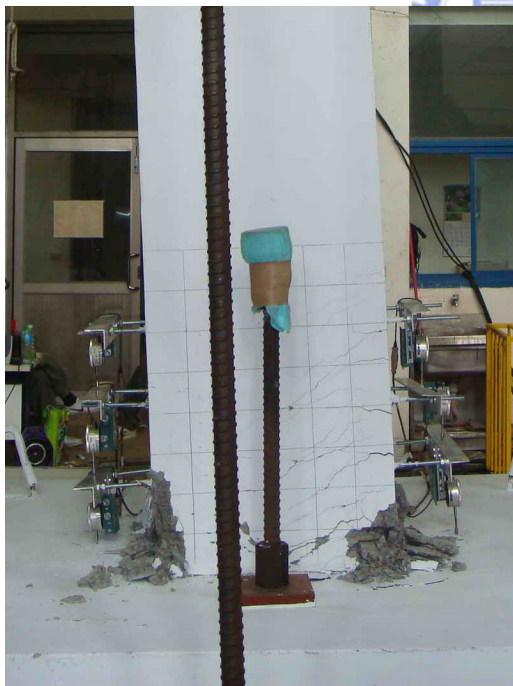
(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

照片 4.5 五螺箍 RC 柱試體 (Y1-75) 在 Drift Angle 達 4.0% *radians* 時之情形



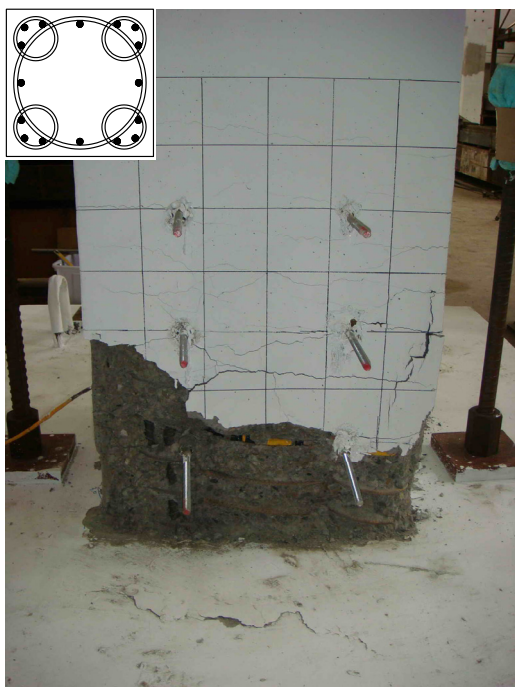
(a) Drift Angle 達 5.7% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 5.7% *radians* 第三迴圈



(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

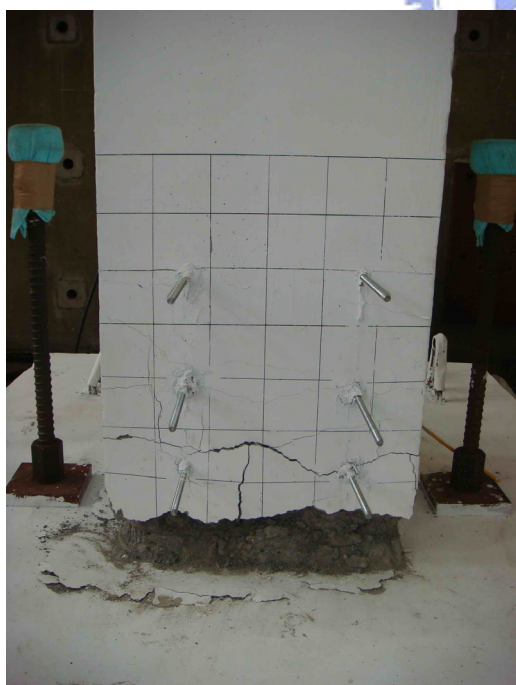
照片 4.6 五螺箍 RC 柱試體 (Y1-75) 在 Drift Angle 達 5.7% *radians* 時之情形



(a) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形



(b) 五螺箍圍束區域內之混凝土、主
筋與箍筋仍然保持良好狀態



(c) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形

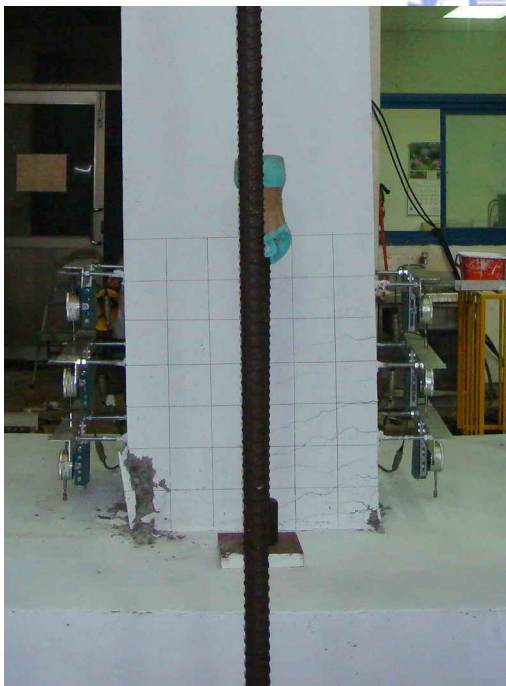


(d) 五螺箍圍束區域內之混凝土、主
筋與箍筋仍然保持良好狀態

照片 4.7 五螺箍 RC 柱試體 (Y1-75) 柱底最終破壞情形



(a) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第三迴圈



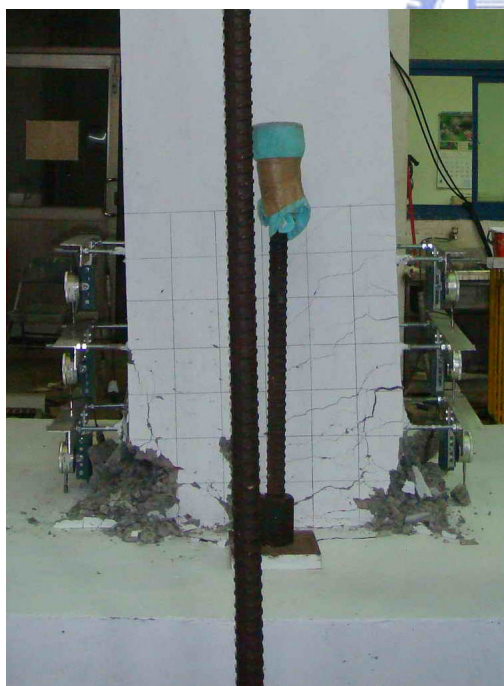
(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

照片 4.8 五螺箍 RC 柱試體 (Y2-120) 在 Drift Angle 達 4.0% *radians* 時之情形



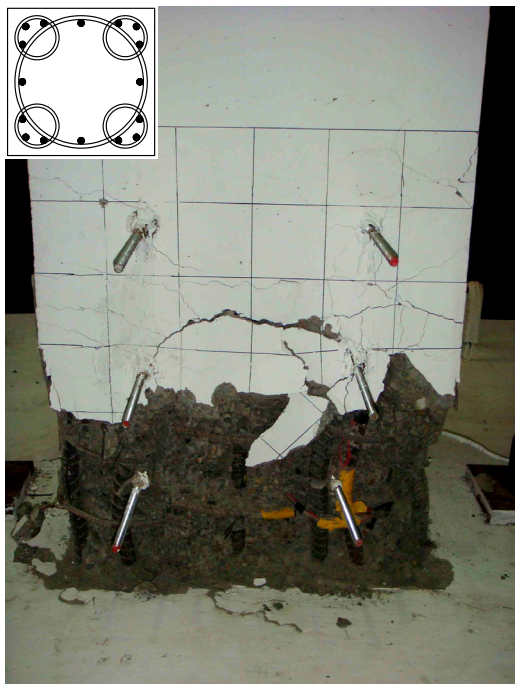
(a) Drift Angle 達 5.4% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 5.4% *radians* 第三迴圈



(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

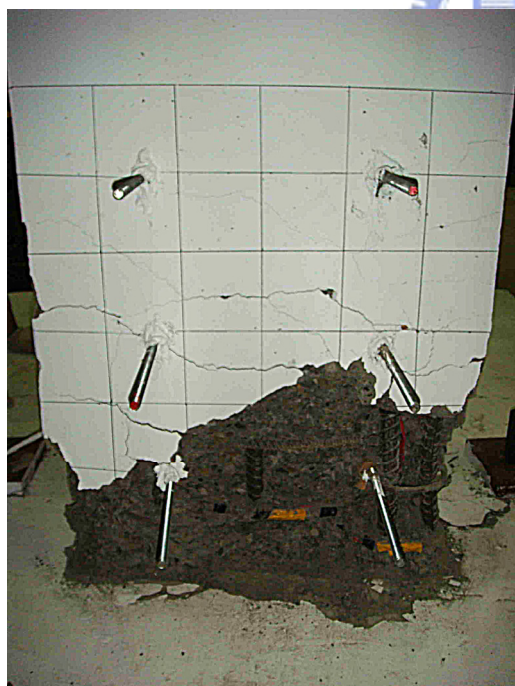
照片 4.9 五螺箍 RC 柱試體 (Y2-120) 在 Drift Angle 達 5.4% *radians* 時之情形



(a) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形



(b) 柱底主筋挫屈變形

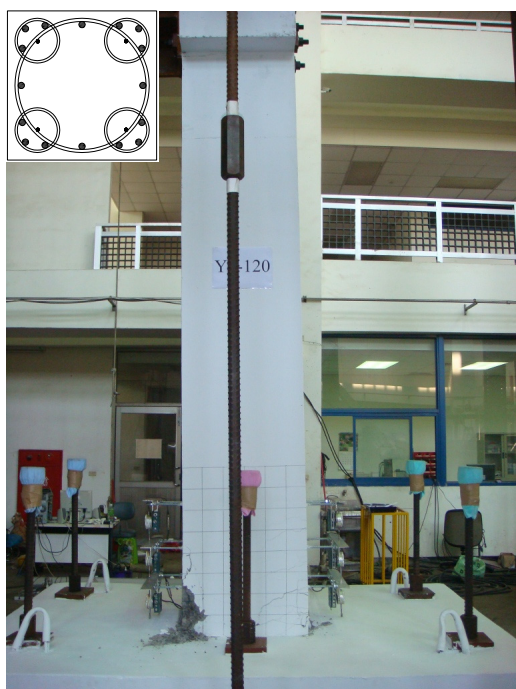


(c) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形

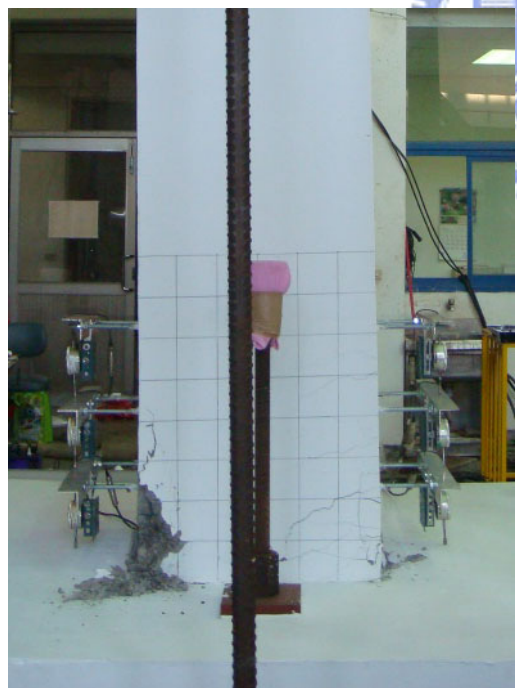


(d) 柱底主筋挫屈變形

照片 4.10 五螺箍 RC 柱試體 (Y2-120) 柱底最終破壞情形



(a) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第三迴圈



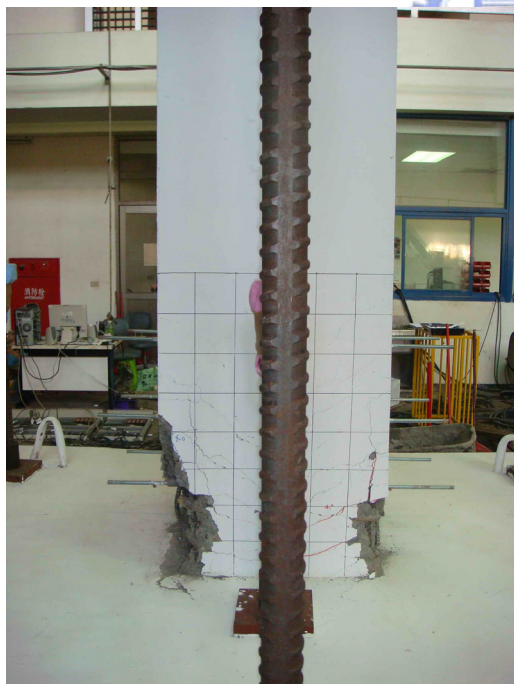
(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

照片 4.11 五螺箍 RC 柱試體 (Y3-120) 在 Drift Angle 達 4.0% *radians* 時之情形



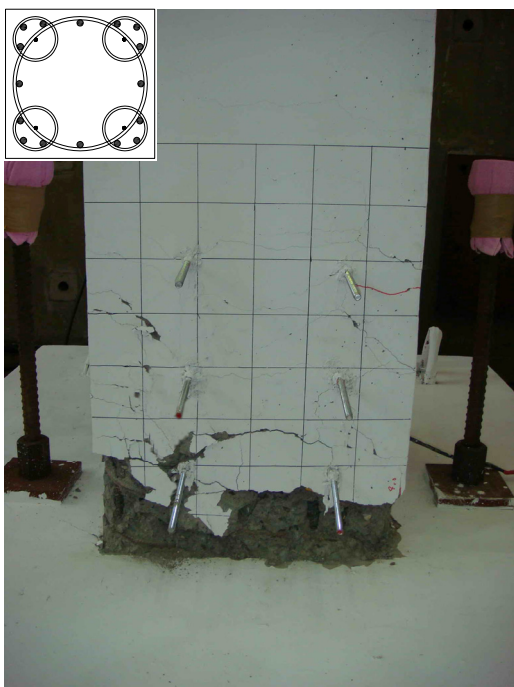
(a) Drift Angle 達 5.2% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 5.2% *radians* 第三迴圈



(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

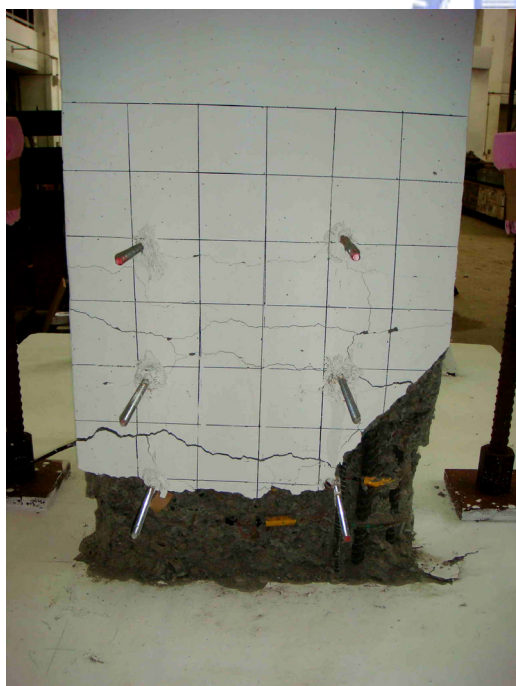
照片 4.12 五螺箍 RC 柱試體 (Y3-120) 在 Drift Angle 達 5.2% *radians* 時之情形



(a) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形



(b) 柱底主筋挫屈變形

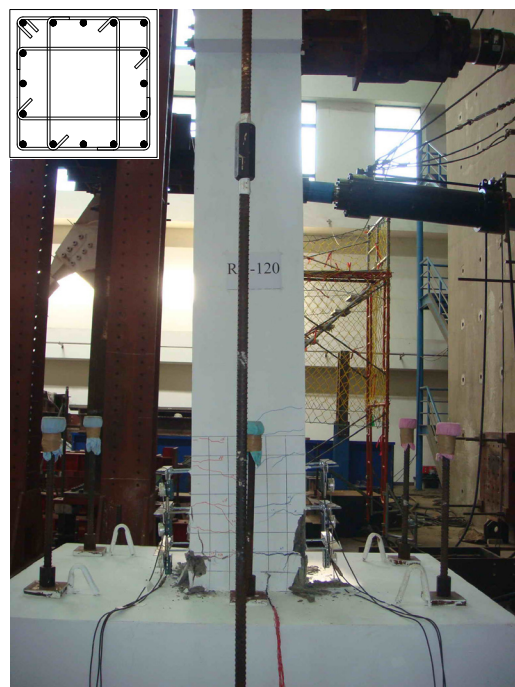


(c) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形

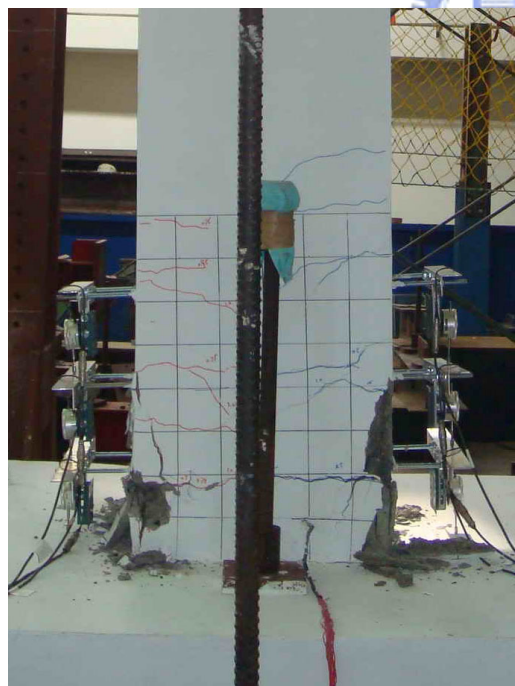


(d) 柱底主筋挫屈變形

照片 4.13 五螺箍 RC 柱試體 (Y3-120) 柱底最終破壞情形



(a) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 4.0% *radians* 第三迴圈

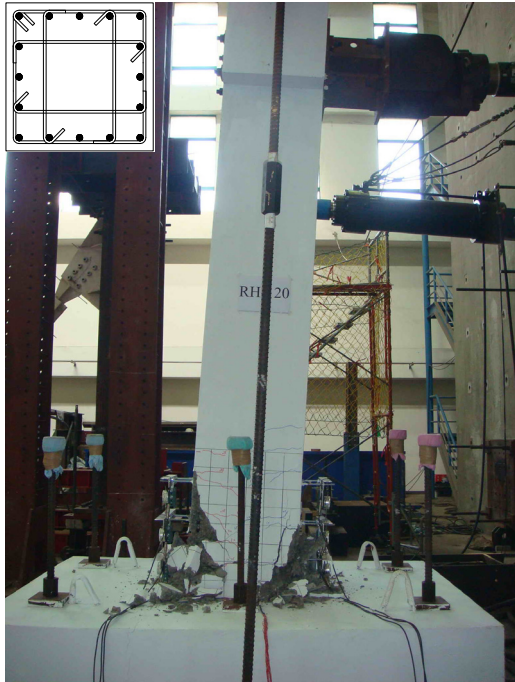


(c) 柱底混凝土正面情況

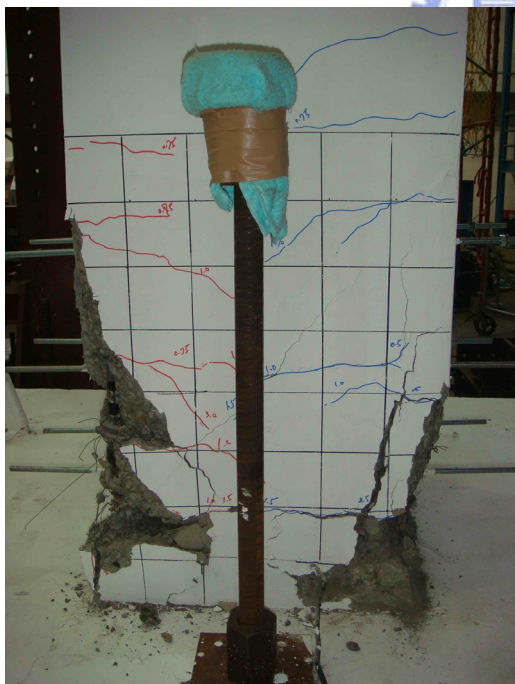


(d) 柱底混凝土側面情況

照片 4.14 傳統橫箍 RC 柱試體 (RH-120) 在 Drift Angle 達 4.0% *radians* 之情形



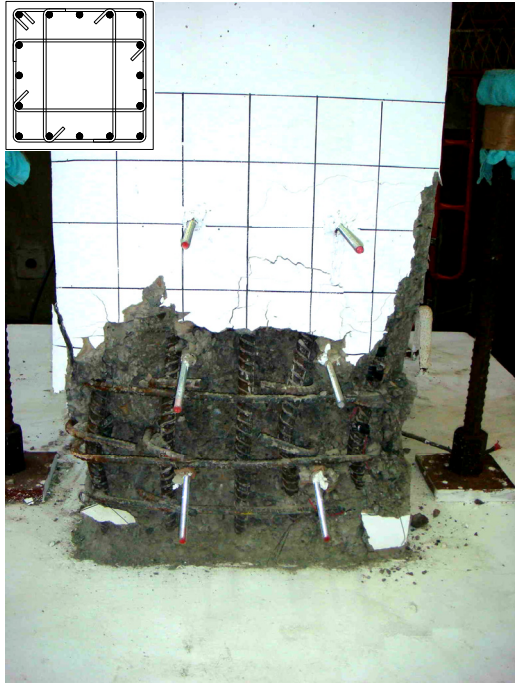
(a) Drift Angle 達 5.2% *radians* 第一迴圈 (b) Drift Angle 達 5.2% *radians* 第三迴圈



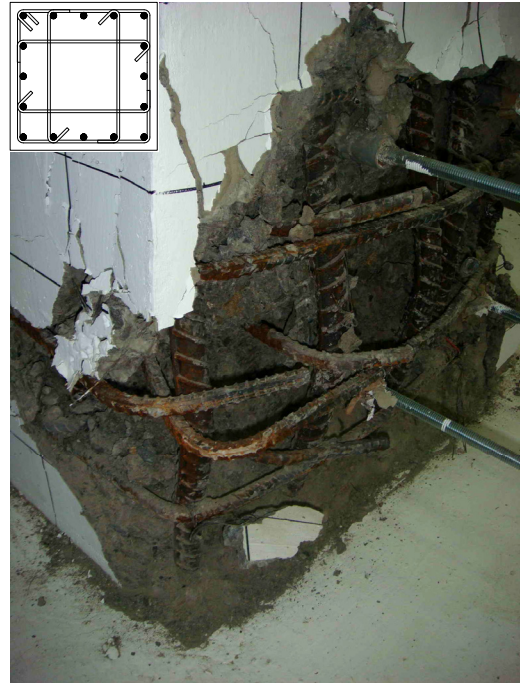
(c) 柱底混凝土正面情況

(d) 柱底混凝土側面情況

照片 4.15 傳統橫箍 RC 柱試體 (RH-120) 在 Drift Angle 達 5.2% *radians* 之情形



(a) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形



(b) 柱底主筋挫屈、橫箍及繫筋彎鉤出



(c) 柱底塑鉸區混凝土剝落情形



(d) 柱底主筋挫屈及橫箍彎鉤脫出

照片 4.16 傳統橫箍 RC 柱試體 (RH-120) 柱底最終破壞情形

附錄一：最佳化設計法公式推導

最佳化設計法係以直接設計法為基礎，並根據本研究小組先前所進行五螺箍短柱軸壓優化試驗所得之結果，進一步提出最經濟之五螺箍圍束箍筋設計方法。該法主要考慮大螺箍與小螺箍對內部混凝土所提供之圍束效應，藉由大、小螺箍圍束直徑與線徑適當搭配，使五螺箍 RC 柱於軸壓作用下，大、小螺箍對各自所圍束之混凝土可產生相同且穩定之圍壓應力，其不僅能提供良好的強度及韌性，亦能達到最經濟性的設計結果；但此法在設計上需藉由大、小螺箍之圍束直徑與線徑適當的搭配，詳如本文附錄二所述，才得以達到最佳化之設計狀態。以下將針對最佳設計法進行推導，依據「大、小螺箍對各自圍束之混凝土產生相同之圍壓應力」之概念，可將此關係式表示如下：

$$f_{l1} = f_{l2} \quad (\text{A-1})$$

其中 f_{l1} 為核心混凝土受大螺箍圍束所導致之側向圍壓應力； f_{l2} 為核心混凝土受小螺箍圍束所導致之側向圍壓應力。

一般對於五螺箍 RC 柱之箍筋間距設計，其大螺箍與小螺箍通常會採用相同的箍筋間距以利施工，故可計算其核心混凝土受大、小螺箍圍束所導致之側向圍壓應力，分別表示如下：

$$f_{l1} = \frac{2A_{sp1}f_{yt}}{s_{5\text{-spirals}}D} \quad (\text{A-2})$$

$$f_{l2} = \frac{2A_{sp2}f_{yt}}{s_{5\text{-spirals}}d} \quad (\text{A-3})$$

其中 A_{sp1} 為大螺箍斷面積；

f_{yt} 為箍筋標稱降伏強度；

$s_{5\text{-spirals}}$ 為五螺箍 RC 柱最小需求間距；

D 為大螺箍之圍束直徑；

A_{sp2} 為小螺箍斷面積；

d 為小螺箍之圍束直徑。

分別將公式 (A-2) 及公式 (A-3) 代入公式 (A-1) 中，移項整理後可得：

$$\frac{d}{D} = \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \quad (\text{A-4})$$

由於五螺箍 RC 柱之大螺箍與小螺箍之圍束直徑將直接影響到設計結果之箍筋間距值，根據五螺箍優化研究所進行之軸壓試驗，由於五螺箍 RC 短柱試體之螺箍圍束直徑比值分別為 0.28、0.33、0.39（大螺箍之圍束直徑皆為 540 mm；小螺箍之圍束直徑分別為 150 mm、180 mm、210 mm），故本建議法對於五螺箍 RC 柱之螺箍圍束直徑比值 (d/D) 之建議值範圍如下：

$$0.25 \leq \left(\frac{d}{D} \right) \leq 0.40 \quad (\text{A-5})$$

因此，公式 (A-5) 即為採用本研究所提建議法之適用條件。將公式 (A-4) 代入公式 (A-5) 整合後即可得五螺箍 RC 柱之螺箍斷面積比值 (A_{sp2} / A_{sp1}) 之建議值範圍為：

$$0.25 \leq \left(\frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \right) \leq 0.40 \quad (\text{A-6})$$

其中公式 (A-4) 主要是根據「大、小螺箍對各自圍束之混凝土產生相同之圍壓應力」的概念所獲得之大、小螺箍圍束直徑與箍筋斷面積比例關係式。因此，設計者在進行設計時可藉由此關係式，得到大、小螺箍圍束直徑與線徑的適當搭

配，進一步得到最經濟之螺箍斷面積組合。

根據混凝土受箍筋圍束所提升的軸向強度必須足以彌補箍筋外圍混凝土剝落所損失的軸向強度之設計原則，並採用 ACI 318 規範所建議核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數 C_{ACI} ，故可列出：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch1} - A_{ch2}) \leq C_{ACI} (f_{l1}A_{ch1} + f_{l2}A_{ch2}) \quad (A-7)$$

其中 f'_c 為混凝土標稱抗壓強度；

A_g 為柱構件全斷面積；

A_{ch} 為受箍筋圍束部分柱核之斷面積，即五螺箍整體圍束面積；

C_{ACI} 為 ACI 318 規範建議核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數；

f_{l1} 為核心混凝土受大螺箍圍束所導致之側向圍壓應力；

f_{l2} 為核心混凝土受小螺箍圍束所導致之側向圍壓應力；

A_{ch1} 為大螺箍所圍束之混凝土面積；

A_{ch2} 為五螺箍總圍束混凝土斷面積扣除大螺箍所圍束混凝土斷面積之面積。

故將公式 (A-1) 代入公式 (A-7) 整理後可得：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch1} - A_{ch2}) \leq C_{ACI} f_{l1}(A_{ch1} + A_{ch2}) \quad (A-8)$$

又 $A_{ch} = A_{ch1} + A_{ch2}$ ，如圖 3.5 所示，故公式 (A-8) 可改寫如下：

$$0.85f'_c(A_g - A_{ch}) \leq C_{ACI} f_{l1}A_{ch} \quad (A-9)$$

將公式 (2) 代入公式 (9) 可得：

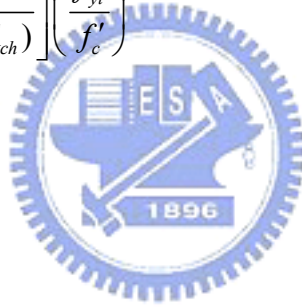
$$0.85f'_c(A_g - A_{ch}) \leq C_{ACI} \left(\frac{2A_{sp1}f_{yt}}{s_{5-spirals}D} \right) A_{ch} \quad (A-10)$$

再將公式 (A-11) 移項整理後，可得：

$$s_{5-spirals} \leq C_{ACI} \left[\frac{A_{sp1}A_{ch}}{0.425D(A_g - A_{ch})} \right] \left(\frac{f_{yt}}{f'_c} \right) \quad (A-11)$$

公式 (A-11) 中的 C_{ACI} 係數，係根據ACI 318規範建議核心混凝土受箍筋圍束之強度提升係數，即配合本文第3.2節所提到的公式 (3-18) 及公式 (3-19)。再將該係數之建議值代入公式 (A-11)，則本研究所提建議法之五螺箍RC柱最小需求間距即可表示為：

$$s_{5-spirals} \leq 8.89 \left[\frac{A_{sp1}A_{ch}}{D(A_g - A_{ch})} \right] \left(\frac{f_{yt}}{f'_c} \right) \quad (A-12)$$



附錄二：最佳化設計法設計流程

最佳化設計法係以直接設計法為基礎，並根據優化試驗所得之結果，進一步提出最經濟之五螺箍圍束箍筋設計方法。由試驗結果顯示，當大、小螺箍兩者對於各自圍束之混凝土所提供的圍壓應力相接近時，不僅能提供良好的強度及韌性，並且其箍筋用量亦較為節省；以下將針對最佳化設計法之設計流程進行說明，流程圖如圖 A1 所示。

[已知條件]：

(1) RC 柱斷面尺寸與材料性質

RC 柱全斷面積 A_g ；混凝土標稱抗壓強度 f'_c ；箍筋標稱降伏強度 f_{yt} 。

(2) 最佳化設計條件

為達到最佳化之設計條件，使大、小螺箍對各自圍束之混凝土產生相同之圍壓應力，如下所示：

$$f_{l1} = f_{l2} \quad (\text{A-13})$$

考慮施工可行性，統一大、小螺箍之箍筋間距並表示為 $s_{5\text{-spirals}}$ ，大、小螺箍側向圍壓應力 f_{l1} 與 f_{l2} 可改寫如下，如圖 3.1 所示：

$$\frac{2A_{sp1}f_{yt}}{s_{5\text{-spirals}}D} = \frac{2A_{sp2}f_{yt}}{s_{5\text{-spirals}}d} \quad (\text{A-14})$$

進一步將公式 (A-14) 進行簡化，可得下式：

$$\frac{A_{sp1}}{D} = \frac{A_{sp2}}{d} \quad (\text{A-15})$$

亦可將公式 (A-15) 改寫如下：

$$\frac{d}{D} = \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \quad (\text{A-16})$$

由公式 (A-16) 可知大、小螺箍之圍束直徑比值等於大、小螺箍之箍筋斷面積比值。

[步驟一]：選定大螺箍之圍束直徑 D

大螺箍之圍束直徑： D （可盡量放大，但仍需符合混凝土保護層之要求）

[步驟二]：選定大、小螺箍之箍筋斷面積

大螺箍箍筋斷面積： A_{sp1}

小螺箍箍筋斷面積： A_{sp2}

（建議大、小螺箍之箍筋斷面積比值介於 $0.25 \leq A_{sp2}/A_{sp1} \leq 0.40$ ）

[步驟三]：決定小螺箍之圍束直徑 d

由公式（A-16）可得到小螺箍之圍束直徑 d ，如下所示：

$$d = \left(\frac{A_{sp1}}{A_{sp2}} \right) D \quad (\text{A-17})$$

[步驟四]：計算五螺箍整體圍束面積 A_{ch}

五螺箍整體圍束面積 A_{ch} ，如圖 3.5 所示。

[步驟五]：求得五螺箍 RC 柱最小需求間距 $s_{5\text{-spirals}}$


$$s_{5\text{-spirals}} \leq 8.89 \left[\frac{A_{sp1} A_{ch}}{D(A_g - A_{ch})} \right] \left(\frac{f_{yt}}{f'_e} \right) \quad (\text{A-18})$$

比較「直接設計法」與「最佳化設計法」對於五螺箍RC柱圍束箍筋之設計，兩者主要之不同處在於「最佳化設計法」採用「大、小螺箍對各自圍束之混凝土產生相同之圍束應力」為最佳設計條件，因此設計者必須透過大、小螺箍圍束直徑與線徑最佳的搭配，以獲得最經濟之設計結果；相較於「直接設計法」，設計者雖對於大、小螺箍之圍束直徑與線徑的參數選擇方面較為彈性，但由於其在五螺箍圍束箍筋間距上係選用大、小螺箍之個別需求間距之最小值進行設計，故在設計結果上就略偏保守。因此，本研究建議對於初次接觸五螺箍RC柱的設計者可以採用「直接設計法」，直接利用ACI 318對圓形RC柱螺箍筋設計方法進行設計；對於有經驗的設計者則可採用「最佳化設計法」，藉由大、小螺箍之圍束直徑與線徑適當的搭配，獲得最經濟之設計結果。