

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master thesis

五螺箍混凝土柱之力學行為分析研究

Mechanical Analysis of 5-Spiral Stirrup Concrete Column

江秉璋

Chiang, Ping Chang

指導教授：陳振川教授

Advisor: Chern, Jenn-Chuan, Ph.D.

中華民國九十八年六月

June, 2009

## 誌謝

首先感謝恩師 陳振川教授和 詹穎雯教授及 劉楨業博士，在我研究所的兩年中對於我的指導。老師淵博的學識讓我在學業研究上獲益匪淺，而老師嚴謹的教學態度和研究精神，也是我研究過程中學習的榜樣。並且，老師透過不時的討論，並指引我正確的研究方向，使我能夠順利完成研究。另外在論文的寫作方面，也從老師身上學到嚴謹的研究態度和自我的要求，讓我在這求學的階段能夠順利而且充實，在此謹致上由衷的感謝。

另外感謝 張國鎮教授在口試期間提供許多有關論文方面的精闢見解和寶貴意見，使我能夠在論文最後的修訂與補充方面，做的更加完善與完整。

感謝李銘智學長、楊泓斌學長和其他的學長，在我研究所的這段期間教導了我許多實驗方面與研究方面的各個細節，在我遇到問題時也給予我許多建議與解決方法，祝福你們都能夠順利取得博士學位。

感謝學長李俊偉、邱嘉威、許肇安、鐘欣倫、呂昆樹和杜俊穎，在學業上與研究上的傳承，讓整個研究能夠順利的繼續下去。

感謝同儕文揚、金宮、傑漢、育德、昱安、林穎和楊婕，你們在我這兩年中研究上和生活上的陪伴。陪我度過了無數的困難與艱苦的時期，熬夜奮戰的精神讓我成長許多，空閒之餘的歡笑也讓我留下最難忘的回憶。也感謝學弟柏佑、彥廷、畊甫、景涵、宜楷和陳駿，學妹韻竹、姵妤、羽恬和盈儀，因為有你們在研究上的協助，讓整個研究能夠順利地完成。

最後感謝我的家人與親友與女友淑娟，感謝你們多年來的栽培、關懷與鼓勵，給予我向前邁進的動力與自我肯定的信心，讓我能夠不斷的克服遇到的障礙，一直堅持到最後。並祝大家健康、平安、快樂。

## 摘要

在現今的建築結構中，RC 建築佔有相當大的地位，而 RC 建築中不可或缺的當然就是鋼筋混凝土柱的配置。傳統的鋼筋混凝土柱施作方法主要是以工地現場施工為主，包括鋼筋的綁紮、箍筋彎鉤的施作等等，既費時又耗費人力，而且施工品質及其效率難以準確控制。

因此，尹衍樑與其集團對於各種特殊的圍束形式，包含一系列矩形箍筋與螺旋箍筋等不同的外觀箍筋型式進行強度、韌性與經濟方面的總合研究，其研究結果顯示五螺箍柱不論在各方面均有優良的表現，在 RC 建築的使用上，具有較一般傳統圍束混凝土柱更好的潛力。然而，五螺箍混凝土柱的發展與研究並不如傳統圍束型式混凝土來的多，表示說五螺箍混凝土柱仍有許多可以探討的地方。包括混凝土柱本身的配置與設計方面、柱本身受到偏心載重時的行為等等。本論文希望能夠由 ANSYS 有限元素軟體的分析，將其結果與之前計算分析結果及試驗結果相比較，以及預測混凝土柱受到偏心載重時的力學行為，藉此結果以提供在分析方面上能夠有更多的參考依據，以及未來進行偏心載重試驗時的參考。

本研究結果顯示，ANSYS 分析結果於軸壓方面與之前的計算分析結果和試驗值差異並不大，而 ANSYS 的分析結果更為接近試驗值；而在偏心載重部分，由 P-M curve 中可以發現，五螺箍柱之性能表現略較傳統方箍柱為優異，但兩者之差異並不大。

關鍵字：五螺箍、圍束、ANSYS、偏心載重、力學行為

# 目錄

第一章 緒論 .....	1
1.1 前言 .....	1
1.2 研究動機與目的 .....	2
第二章 文獻回顧 .....	3
2.1 新矩形混凝土柱圍束型式介紹 .....	3
2.2 混凝土受圍束之力學行為 .....	6
2.2.1 混凝土的材料特性 .....	7
2.2.2 圍束模式分類 .....	8
2.2.3 鋼筋圍束混凝土之材料組成律模式 .....	8
2.2.4 鋼筋的材料組成律 .....	14
2.3 ANSYS有限元素分析軟體 .....	15
2.3.1 簡介 .....	15
2.3.2 前處理模組(Preprocessor) .....	16
2.3.3 分析計算模組(Solution) .....	18
2.3.4 後處理模組(Postprocessor) .....	18
2.4 五螺箍柱之相關試驗 .....	18
2.4.1 軸壓試驗[30] .....	19

2.4.2 反覆載重試驗[30] .....	19
2.4.3 偏心載重試驗[26] .....	20
2.5 五螺箍柱之分區應力觀念 .....	22
<b>第三章 五螺箍柱非線性有限元素模型 .....</b>	<b>24</b>
3.1 選用元素簡介 .....	24
3.1.1 三維 8 結點混凝土元素Solid65 .....	24
3.1.2 三維 2 結點鋼筋元素Link8 .....	24
3.2 材料之組成律 .....	24
3.2.1 混凝土 .....	24
3.2.2 鋼筋 .....	26
3.3 建立五螺箍混凝土柱之有限元素模型 .....	27
3.3.1 概論 .....	27
3.3.2 五螺箍混凝土柱模型 .....	28
3.3.3 建立模型網格 .....	29
3.3.4 邊界條件設定 .....	30
3.4 ANSYS非線性分析概述 .....	31
3.4.1 Newton-Raphson平衡迭代法 .....	31
3.4.2 載重步驟說明 .....	32
3.5 後期規劃與設計 .....	33

3.5.1 軸壓載重部分.....	33
3.5.2 偏心載重部分.....	37
<b>第四章 結果與討論 .....</b>	<b>40</b>
4.1 軸壓載重分析部分 .....	40
4.1.1 分析與試驗之比較.....	40
4.1.2 五螺箍柱與傳統方箍柱之比較 .....	42
4.1.3 五螺箍柱於各種不同配置之差異 .....	44
4.1.4 相異螺箍直徑比之比較 .....	47
4.1.5 五螺箍柱於各種配置時之經濟性比較 .....	48
4.2 偏心載重分析部分 .....	50
4.2.1 分析與試驗之比較.....	50
4.2.2 與傳統方箍柱之比較 .....	50
4.2.3 五螺箍柱於各種不同配置之差異 .....	52
4.2.4 相異螺箍直徑比之比較 .....	55
<b>第五章 結論與建議 .....</b>	<b>56</b>
5.1 結論 .....	56
5.2 建議 .....	58
<b>參考文獻 .....</b>	<b>60</b>

## 表目錄

表 2.1	試體設計表[30].....	64
表 2.2	試驗結果[30].....	64
表 2.3	混凝土平均抗壓強度[26].....	64
表 2.4	鋼筋實驗強度[26].....	65
表 3.1	有限元素分析與試驗結果比較之試體配置表 .....	65
表 3.2	五螺箍筋柱與傳統方柱比較之試體配置表 .....	65
表 3.3	改變五螺箍筋柱配置之試體配置表 .....	66
表 3.4	改變螺箍直徑比之試體配置表 .....	67
表 3.5	是否考慮混凝土抗拉強度之分析比較表 .....	67
表 4.1	五螺箍筋柱與傳統方柱之經濟性效益比較表 .....	67
表 4.2	偏心載重五螺箍柱之P-M CRUVE數據表 .....	68
表 4.3	偏心載重下傳統方箍柱之P-M CRUVE數據表 .....	68

## 圖目錄

圖 2.1(A)、(B) 傳統式箍法與一筆箍[30].....	69
圖 2.2(A)、(B) 四宮格與九宮格[30].....	69
圖 2.3(A)、(B) 組合電焊方箍與外方內圓[30].....	70
圖 2.4 奧林匹克(五螺箍圍束)斷面圖[30].....	70
圖 2.5(A)、(B) 變形一與變形二[30].....	71
圖 2.6(A)、(B) 變形三與變形四[30].....	71
圖 2.7(A)、(B) 變形五與變形六[30].....	72
圖 2.8(A)、(B) 變形七與變形八[30].....	72
圖 2.9 試體綜合評分[30].....	73
圖 2.10 一般混凝土受到壓拉力之應力—應變曲線.....	73
圖 2.11 混凝土受較低及中等圍束應力之三軸試驗[6].....	74
圖 2.12 混凝土受較大圍束應力之三軸試驗[6] .....	74
圖 2.13 圓形斷面之有效圍束面積 .....	75
圖 2.14 矩形斷面之有效圍束面積 .....	75
圖 2.15 MANDER ET AL. 應力—應變模式[9] .....	76



圖 2.16	HOSHIKUMA 應力—應變模式[12]	76
圖 2.17	BING ET AL. 應力—應變模式[18]	77
圖 2.19	理想之鋼筋應力應變關係曲線[19]	78
圖 2.20	軸壓試驗架構圖[26][30]	78
圖 2.21	應變計黏貼位置與外部位移計裝設位置[26] [30]	79
圖 2.22	反覆載重試驗架構[26] [30]	79
圖 2.23(A)、(B)	反覆載重試體上視圖與側視圖[26] [30]	80
圖 2.24	五螺箍混凝土柱應變計黏貼位置[26] [30]	80
圖 2.25	試體加載歷時圖[26] [30]	81
圖 2.26	C2-1 試體應力應變關係曲線[26] [30]	81
圖 2.27	C2-2 試體應力應變關係曲線[26] [30]	82
圖 2.28	C2-3 試體應力應變關係曲線[26] [30]	82
圖 2.29	C2-4 試體應力應變關係曲線[26] [30]	83
圖 2.30	C2-5 試體應力應變關係曲線[26] [30]	83
圖 2.31	試體外觀尺寸圖[26]	84
圖 2.32	柱鋼筋配置圖[26]	84

圖 2.33	試驗位移計裝置平面圖[26].....	85
圖 2.34	試體Y-PE之受力與變形關係圖[26].....	85
圖 2.35	試體T-PE之受力與變形關係圖[26] .....	86
圖 2.36	試體YW-PE之受力與變形關係圖[26] .....	86
圖 2.37	五螺箍混凝土柱分區情形[38].....	87
圖 3.1	三維 8 結點混凝土元素SOLID65 .....	87
圖 3.2	三維 2 結點鋼筋元素LINK8.....	88
圖 3.3	混凝土元素與鋼筋元素接合示意圖 .....	88
圖 3.4	五螺箍柱斷面分區圖 .....	89
圖 3.5	螺箍柱與環箍柱分析應力應變比較圖 .....	89
圖 3.6	五環箍筋分析與五螺箍筋試驗值比較圖 .....	90
圖 3.7	五螺箍混凝土柱軸壓分析有限元素模型 .....	90
圖 3.8	五螺箍混凝土柱偏心載重分析有限元素模型 .....	91
圖 3.9	軸壓載重柱設定邊界條件示意圖 .....	91
圖 3.10	偏心載重柱設定邊界條件示意圖 .....	92
圖 3.11	五螺箍混凝土柱各設定變數示意圖 .....	92

圖 3.12	偏心載重分析元素劃分示意圖 .....	93
圖 3.13	簡化之理想鋼筋應力應變曲線圖 .....	93
圖 3.14	螺箍筋建模示意圖 .....	94
圖 3.15	螺箍筋元素劃分困難點示意圖 1 .....	94
圖 3.16	螺箍筋元素劃分困難點示意圖 2 .....	95
圖 3.17	是否考慮混凝土抗拉強度之分析比較 .....	95
圖 4.1	A1 組分析與試驗數據比較圖 .....	96
圖 4.2	A2 組分析與試驗數據比較圖 .....	96
圖 4.3	A3 組分析與試驗數據比較圖 .....	97
圖 4.4	相同鋼筋用量下五螺箍柱與傳統方柱之比較圖 .....	97
圖 4.5	相同體積鋼筋比下五螺箍柱與傳統方柱之比較圖 .....	98
圖 4.6	改變箍筋間距之比較圖 .....	98
圖 4.7	改變中心螺箍徑之比較圖 .....	99
圖 4.8	改變角隅螺箍徑之比較圖 .....	99
圖 4.9	改變柱中心至最角落主筋距離之比較圖 .....	100
圖 4.10	改變中心螺箍筋號數之比較圖 .....	100

圖 4.11	改變角隅螺箍筋號數之比較圖 .....	101
圖 4.12	改變螺箍間距之強度-鋼筋用量圖 .....	101
圖 4.13	改變中心螺箍徑之強度-鋼筋用量圖 .....	102
圖 4.14	改變角隅螺箍徑之強度-鋼筋用量圖 .....	102
圖 4.15	改變柱中心至最角落主筋之強度-鋼筋用量圖 .....	103
圖 4.16	改變中心螺箍筋號數之強度-鋼筋用量圖 .....	103
圖 4.17	改變角隅螺箍筋號數之強度-鋼筋用量圖 .....	104
圖 4.18	各種配置之經濟效益比較圖 .....	104
圖 4.19	相異螺箍直徑比之比較圖 .....	105
圖 4.20	相異螺箍直徑比之經濟效益比較圖 .....	105
圖 4.21	偏心載重下分析與試驗之比較圖 .....	106
圖 4.22	五螺箍柱與傳統方箍之P-M CURVE比較 .....	106
圖 4.23	改變箍筋間距之P-M CURVE比較 .....	107
圖 4.24	改變中心螺箍徑之P-M CURVE比較 .....	107
圖 4.25	改變角隅螺箍徑之P-M CURVE比較 .....	108
圖 4.26	改變 $D_3$ 距離之P-M CURVE比較 .....	108

圖 4.27	改變中心螺箍筋號數之P-M CURVE比較.....	109
圖 4.28	改變角隅螺箍筋號數之P-M CURVE比較.....	109
圖 4.29	改變螺箍直徑比( $D_1/D_2$ )之P-M CURVE比較.....	110



## 照片目錄

照片 2.1	6000 噸萬能試驗機[30].....	111
照片 2.2	試驗配置[30].....	111
照片 2.3	油壓伺服致動器[30].....	112
照片 2.4	C2-1 試體破壞情形[30].....	112
照片 2.5	C2-2 試體破壞情形[30].....	113
照片 2.6	C2-3 試體破壞情形[30].....	113
照片 2.7	C2-4 試體破壞情形[30].....	114
照片 2.8	C2-5 試體破壞情形[30].....	114
照片 2.9	試體架設圖[26].....	115



# 第一章 緒論

## 1.1 前言

RC 建築物在土木營建產業中佔有極大的地位，除了因為混凝土具有較低的成本外，而且抗壓強度表現優異，如果再搭配主筋和圍束箍筋的使用，建構一鋼筋混凝土柱，會因為受到三軸壓力的影響增加其強度和韌性。圍束箍筋除此功能之外，尚能防止縱向主筋產生挫屈的現象，因此可以允許塑鉸區內產生較高的塑性旋轉，進而增加柱的抗彎強度及曲率韌性容量並發揮預警的功能。

傳統鋼筋混凝土柱的施作方法主要是以工地綁紮為主，而在組裝過程中主要是以人力的方法施工，容易造成施工品質參差不齊，難以控制施作品質，如此便可能會造成完成品的強度不足，增加建物的危險性。

近來為了解決傳統鋼筋混凝土柱現地施工品質的不穩定，於是潤泰集團研發了一系列能運用自動化機械完成的柱體，如一筆箍、五螺箍、九宮格、外方內圓等等，以方便在工廠施作完成，再將之配送至工地現場組裝完成，以改善現地施工品質不易控管的問題。然而這一系列混凝土柱皆為新型配置混凝土柱，諸多行為或許與傳統箍筋混凝土柱相異，於規範上亦較難尋得適合之規定套用，所以這些新型混凝土柱便有其進一步研究的必要性。

因此潤泰集團本身也對其研發之新型混凝土柱進行了一系列的試驗，但因皆須要進行大型試驗，是故各種配置所能製作的試體有限，能得到的結果數據也較少，所以目前僅進行各種相異型態的混凝土柱的性能比較分析，結果顯示出五螺箍混凝土柱之整體性能較為優越，所以接下來便將重心放在五螺箍混凝土柱的研究上，首要課題便是五

螺箍混凝土柱於相異配置下，其整體性能的試驗、分析與評估比較。

## 1.2 研究動機與目的

文獻[30]中已經實作過五螺箍筋混凝土柱之軸壓試驗與反覆載重試驗。而文獻[38]中採用 Mander 理論並藉由分區應力的觀念進行五螺箍混凝土柱受軸壓下之力學行為分析。本文則希望能藉由有限元素法的協助，進行五螺箍混凝土柱之分析研究，並將其結果與試驗結果及文獻[38]分析之結果進行比較與討論，並希望能進一步發展到具有偏心之載重情形下之分析研究。

本文藉由大型有限元素分析套裝軟體 ANSYS 的分析，將分析結果與文獻[30]之試驗結果和文獻[38]之分析結果相比較，藉此提供在分析方面能夠有更多的參考依據。藉由分析之便利性，本文中可採用各種不同的配置參數變化，進一步探討各種配置參數對於五螺箍混凝土柱之力學行為的影響，進而尋找良好的斷面配置關係。

最後，考慮到現實情況中並不會存在純軸壓的情形，至少會具有最小偏心距之偏心情況，因此加上具有偏心之載重，分析五螺箍混凝土柱於具有 Bending 的情況下之力學行為是否仍然較傳統箍筋混凝土柱來的優秀。



## 第二章 文獻回顧

### 2.1 新矩形混凝土柱圍束型式介紹

潤泰集團[24]發表了對於自創的橫箍筋進行各種的研發與實驗，並將這些新型圍束混凝土柱之實驗結果與傳統的鋼筋混凝土其力學行為作各種的力學行為與經濟效益的比對。而王柄雄[30]的論文中也詳細的介紹了這些各式各樣的創新型圍束型式混凝土柱。並將這些橫箍筋圍束型式分為兩大類，第一大類為箍筋採方形之綁紮方式製作而成，第二大類為箍筋採圓形、橢圓形、六角形之綁紮方式製作而成詳細內容如下所示：

#### (一) 箍筋採方形之綁紮方式製作而成：

##### 1. 傳統式箍法：

為最一般傳統之箍筋綁紮方式，四角隅處各配有四根主筋，試體外圍之主筋由一方形箍筋圍束，內側之主筋再由繫筋束制。除此之外，有別於傳統之箍法，於外圍箍筋中間另有繫筋加以補強。試體方面配置如圖 2.1(a)所示。

##### 2. 一筆箍：

此試體之箍筋形式類似傳統式箍法，皆是採圍束四個角隅處主筋之束制方式，不同處為其內部主筋並不採繫筋之方式束制，而是以一體成形的環繞方是先將四個角隅處之主筋加以圍束，最後再延著外為主筋作外部之圍束。試體斷面配置如圖 2.1(b)所示。

##### 3. 四宮格：

此試體之主筋配置於試體外圍，每個邊上有五根主筋，另外主筋外圍由四根箍筋以點焊的接合方式圍束而成，中間再由兩根繫筋加以補強。試體斷面配置如圖 2.2(a)所示。

#### 4. 九宮格：

此試體之主筋配置於試體的四個角隅處，每個角隅配有四支主筋，外圍之主筋由四根箍筋以點焊的接合方式圍束而成，內側之主筋再由四根繫筋將圍束區分成九個方格，箍、繫筋間亦是採點焊的接合方式。試體斷面配置如圖 2.2(b)所示。

#### 5. 組合電焊：

此試體之主筋配置於試體的四個角隅處，每個角隅配有四支主筋，箍筋的綁紮方式採外圍之方箍圍束外部之主筋，而內側之主筋則由兩個矩形箍圍束，其中箍筋間皆採磨擦電組焊壓之方式接合而成。試體斷面配置如圖 2.3(a)所示。

(二)箍筋採圓形、橢圓形、六角形之綁紮方式製作而成，其間可細分以下數種斷面模式：

##### 1. 外方內圓：

此試體之主筋配置於試體的四個角隅處，每個角隅處配有四支主筋，外圍之主筋由一方形箍圍束，內部則由一螺箍筋圍束柱內部之四根主筋，螺箍筋於兩端再加 1.5 圈以為錨定。試體斷面配置如圖 2.3(b)所示。

##### 2. 奧林匹克：

即為本文標題中的五螺旋箍混凝土柱，此試體之主筋配置於試體的四個角隅處，每個角隅處之主筋分別由四個小螺旋箍筋圍束，內部再由一螺旋箍筋圍束柱內部之四根主筋及額外多加四根輔助筋，且於螺旋筋兩端再加 1.5 圈以為錨定。試體斷面配置如圖 2.4 所示。

### 3. 變形一、變形二：

兩種試體均配有 16 根主筋，且內部之 12 根主筋也均由一螺旋箍筋圍束，變形一方面，其分佈於四個角隅處之四根主筋分別是由四個心形箍筋加以圍束，此外螺旋箍筋於兩端再加 1.5 圈以為錨定；而變形二則是將四個心形箍筋替換成四個三角形箍筋，其餘細節與變形一相同。試體斷面配置如圖 2.5(a)、(b)所示。

### 4. 變形三、變形四：

此兩種試體均配有 16 根主筋，且內部之 12 根主筋均由一螺旋箍筋圍束，變形三方面，將其餘分佈於四個角隅處之四個主筋分別由二個六角形箍筋以對角圍束的方式加以固定，此外螺旋箍筋於兩端再加 1.5 圈以為錨定；變形四的四角隅處主筋固定方式改採用兩根繫筋，其餘細節皆與前者相同。試體斷面配置如圖 2.6(a)、(b)所式。

### 5. 變形五、變形六：

此兩種試體均配有 16 根主筋，變形五方面，箍筋之綁紮方式採兩個扁橢圓形箍筋以對角圍束的方式包覆住內部之主筋；而變形六的箍筋綁紮方式則是將變形五中的扁橢圓形箍筋替換成胖橢圓形箍筋以對角圍束的方式包覆。試體斷面配置如圖 2.7(a)、(b)所示。

### 6. 變形七、變形八：

變形七斷面內配有 16 根主筋，箍筋之綁紮方式採兩個六角形箍筋以對角圍束的方式包覆內部之主筋：變形八將變形七中兩個六角形箍筋替換成四個螺旋箍筋以交叉的排列方式圍束柱內部之 13 根主筋並額外多加四根輔助筋，此外螺旋箍筋於兩端再加 1.5 圈以為錨定。試體斷面配置如圖 2.8(a)、(b)所示。

上述各種圍束類形經實驗結果比較之結果如下：

1. 試體強度方面：以傳統箍法、奧林匹克、變形三、變形五、變形七等斷面圍束混凝土柱的強度表現最為良好。
2. 試體韌性方面：以奧林匹克與變形一斷面的圍束混凝土柱之韌性行為表現最優。
3. 箍筋用量方面：以外方內圓斷面最節省鋼筋用量，但其於強度和韌性方面表現並不突出，而奧林匹克斷面之鋼筋用量位居中等。

由此可知，奧林匹克圍束混凝土柱在強度及韌性方面，皆具有不錯的表現，尤其是在韌性方面有著優良的效果，雖然其試體箍筋用量方面僅位居中等，但是並不需要過多的箍筋用量，代表其成本效益比值相當高。王柄雄[30]論文中將這些試體作綜合比較，以其強度、韌性及箍筋用量三方面之表現依 6：3：1 之權重做綜合評分，結果如圖 2.9 所示。其中的 C120、C121、C122 即為奧林匹克圍束型式之編號，可看出在所有試體中，以奧林匹克形式之綜合得分最高，顯示出奧林匹克圍束混凝土柱不論在個別評比或是綜合評分上，皆為實驗中最成功的新形圍束混凝土柱。

## 2.2 混凝土受圍束之力學行為

### 2.2.1 混凝土的材料特性

混凝土是一種抗壓能力遠大於抗拉能力的材料，一般來說，混凝土的抗壓強度約是抗拉強度的七至十倍，而當混凝土在受到壓拉力時之理想應力—應變曲線如圖 2.10 所示。由圖中可看出在最大抗壓強度  $f'_c$  (maximum compress strength) 的百分之四十的範圍內，應力應變曲線是保持在線彈性(linear-elastic behavior)的情況下，而在過了這階段之後，其應力—應變曲線的曲率則開始逐漸的增加並接近頂點  $f'_c$ 。之後曲線慢慢呈現出軟化現象(softening)，直到開裂破壞(crushing failure)發生時，曲線當時的應力值為  $f_u$ ，而相對之應變值為  $\epsilon_u$  [35]。

而在當混凝土受到三軸壓力時，其抗壓能力更是能夠向上提升至原抗壓強度的數倍之多，Richart, F. E. [6] 在 1928 年提出混凝土在受到較低或中等圍束應力作用下的混凝土的應力—應變曲線與極限抗壓強度的值，如圖 2.11 所示。而之後更有發表是顯示出混凝土在受到較高的圍束情況下，混凝土的應力—應變曲線之比較，如圖 2.12 所示。從圖中可以看出混凝土在受到三軸壓力時，其材料行為會有類似脆性(quasi-brittle)、塑性軟化(plastic-softening)或塑性硬化(plastic-hardening)的現象。主要是因為混凝土材料在凝結的過程中，水泥砂漿乾縮等因素會產生微裂紋(micro-crack)，這些微裂紋在混凝土尚未受到應力之前就已經存在，且會使的當混凝土受應力作用時其裂紋尖端有應力集中的現象，使的裂縫隨著應力的增加不斷的擴張直到破壞為止。而在三軸壓力作用下，側向的壓力可以明顯的防止微裂縫的成長與蔓延，進而增加混凝土的抗壓強度與極限應變，對混凝土的韌性大為提升，也使其破壞模式較容易會有碎裂(crush)的情形產生。

一般混凝土在單軸壓力下，軟化的現象並不是那麼的重要，此原因是因為單軸壓力作用之下的混凝土在所受應力達到  $f'_c$  之後很快就

會軟化並破壞了。而受到高圍壓的混凝土之所受應力在達到  $f'_c$  之後與破壞之前，中間還有一段良好的塑性與韌性行為，軟化現象將會被延伸，因此在考慮三軸受壓混凝土之力學行為時，此段曲線是不應被忽視的。

### 2.2.2 圍束模式分類

文獻[33]提到混凝土受到側向圍束應力(confined stress)，可以明顯提升混凝土的強度(strength)及韌性(ductility)，一般圍束的方法大致可分為主動束制(active confinement)與被動束制(passive confinement)，而實際的應用上，則多採用被動束制，概略分類如下[28]：

#### 1. 主動束制：

以油或水提供一主動式之圍壓，在由流體所提供之主動束制中，圍壓自初始即保持一定之常數，優點為不受環向環形圍束之限制。

#### 2. 被動束制：

被動式束制在初始並不提供圍束效果，圍束效果是在核心混凝土試體側向變形逐漸生成且持續膨脹時，才開始發揮其作用。包括橫箍筋(tied)、螺箍筋(spiral)、鋼管(steel tube)，此外尚有常用在補強方面的碳纖維及玻璃纖維圍束等。

依文獻資料[4]顯示，在低圍束應力作用下(圍束應力小於軸向極限強度的 0.15 倍)，以油壓產生的主動圍束作用與以鋼筋圍束產生的被動圍束作用之結果相似。

### 2.2.3 鋼筋圍束混凝土之材料組成律模式

(一) Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R. [9]

作者於 1988 年提出其圍束理論，適用於分析圓形或矩形斷面之鋼筋混凝土柱。作者利用 45 度角之拱效應原理，將圓形與矩形的有效圍束面積(area of effectively confined concrete core)加以區別與計算。在緩慢的軸向應變速率(slow strain rate)和單向載重作用(monotonic loading)的條件下，其圍束混凝土的軸向壓應力隨著圍束混凝土的軸向應變而遞增，到達最高值時遞減。圖 2.13 與圖 2.14 分別表示圓形和矩形斷面之核心有效圍束面積，而其應力應變關係如圖 2.15 表示，計算流程如下：

$$f_c = \frac{f_{cc}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (2-1)$$

其方程式中的相關參數敘述如下：

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}'}{f_{c0}'} - 1 \right) \right] \quad (2-3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2-4)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{cc}'} \quad (2-5)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-6)$$

$$f_{cc}' = f_{c0}' \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{c0}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{c0}'} \right) \quad (2-7)$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2-8)$$

$$K_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-9)$$

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-10)$$

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-11)$$

上述各式中的應力單位為 MPa，而  $\varepsilon_{c0}$  一般是以 0.002 代入，在有效圍束面積  $K_e$  方面，(2-9)式為螺旋箍筋適用，(2-10)式為環形箍筋，(2-11)則為矩形箍筋適用。理論中，其曲線不論是上升或下降段均非直線。

在圍束混凝土柱破壞方面，定義箍筋破壞時曲線即告終止。箍筋破壞時的極限應變計算如下：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{hu}}{f_{cc}'} \quad (2-12)$$

另外，螺旋箍筋之橫向鋼筋體積比主要是以鋼筋包圍部份的體積來計算，計算式如下：

$$\rho_s = \frac{A_{sh} \times \pi \times d_s}{\frac{\pi}{4} \times d_s^2 \times s} = \frac{4 \times A_{sh}}{d_s \times s} \quad (2-13)$$

(二) Hoshikuma, J., K. Kawashima, K. Nagaya, and A.W. Taylor [12]

作者於 1997 年針對普通強度混凝土提出適用矩形與圓形橋柱之圍束混凝土應力—應變曲線關係。如圖 2.16 中 A—B—C—D 線段所示。圍束混凝土下降段以直線模擬，直至最大應力值 50%。其方程式計算方式如下：

A—B 線段方程式為：



$$f_c = E_c \varepsilon \left[ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (2-14)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \quad (2-15)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c'} \quad (2-16)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}'} = 1 + 3.83 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{c0}'} \quad (2-17)$$

B—C 線段方程式為：

$$f_c = f_{cc} - E_{des} (\varepsilon - \varepsilon_{cc}) \geq 0.5 f_{cc}' \quad (2-18)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f_{c0}'^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (2-19)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f_{cc}}{2E_{des}} \quad (2-20)$$

C—D 線段方程式為：

$$f_c = 0.5 f_{cc} \quad (2-21)$$

上述公式中，應力單位為 MPa，而  $E_{des}$  為混凝土強度衰減時之楊氏係數，另外鋼筋比  $\rho_s$  限定於 0.018 以下。

### (三) Bing, L.; Tanaka, H. and Park, P. [18]

作者針對高強度混凝土進行研究。研究中發現，混凝土強度越高對於軸向應變沒有太大的幫助，因為高強度混凝土的橫向擴張能力不如普通混凝土，且發現大部分使用超高強度箍筋的圍束混凝土中，在受到極限應力時圍束鋼筋並沒有到達降伏階段，其原因為這些超高強度鋼筋在達到降伏之前，所圍束的混凝土就已經開始破壞了，因此在計算這些超高強度箍筋圍束的混凝土應力—應變曲線時，不能直接將

箍筋的降伏應力代入。

另外也發現當高強度圍束混凝土之鋼筋比降低至 1% 時，其行為與無圍束混凝土類似，因此高強度圍束混凝土之最小鋼筋比需加以規定，以確保其韌性行為。不論一般混凝土或高強度混凝土其箍筋間距在  $4d_b$  內時，韌性行為相當良好，而當間距為  $6d_b$  時，其韌性行為普通且合理。因此若考慮到安全問題時，一般建議箍筋間距不超過  $5d_b$ 。

應力—應變曲線在計算上時主要考慮變數為混凝土強度、試體形狀、箍筋間距、箍筋強度、箍筋型式及圍束鋼筋比。應力—應變曲線圖如圖 2.17 所示。方程式如下：

當  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$  時：

$$f_c = E_c \varepsilon_c + \frac{(f_{c0}' - E_c \varepsilon_{c0})}{\varepsilon_{c0}^2} \varepsilon_c^2 \quad (2-22)$$

當  $\varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$  時：

$$f_c = f_{cc}' - \frac{(f_{cc}' - f_{c0}')}{(\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{c0})^2} \times (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^2 \quad (2-23)$$

當  $\varepsilon_c > \varepsilon_{cc}$  時：

$$f_c = f_{cc}' - \beta \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \times (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \geq 0.4 f_{cc}' \quad (2-24)$$

上述公式中應力單位為 MPa。文獻中根據不同的斷面形狀與混凝土強度，定義出不同的方程式，所以在使用上較為複雜。

#### (四) Razvi, S. R., and Saatcioglu, M. [1]

作者收集了多筆圍束混凝土柱受偏心載重下行為的實驗資料，所推導出來的應力—應變曲線，理論根據延用之前他們 1992 年所提出之箍筋有效應力觀念[10]，進行修改上升段之方程式，而下降段仍以圍束混凝土最大應力值之 85% 控制。在此模式下，混凝土強度之適用

範圍為 30MPa 到 130MPa，方程式中的影響參數有圍束鋼筋的形式、體積比、降伏強度、與混凝土的抗壓強度及斷面配置情形。其應力—應變關係如圖 2.18 所示。方程式如下：

A—B 線段方程式為：

$$f_c = \frac{f_{cc}' \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^r}{r - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^r} \quad (2-25)$$

B—C 線段方程式為：

$$f_c = f_{cc}' [1 - Z_{85}(\varepsilon_c - \varepsilon_1)] \quad (2-26)$$

C—D 線段方程式為：

$$f_c = 0.2 f_{cc}' \quad (2-27)$$

方程式中相關參數說明如下：

$$f_{cc}' = f_{c0}' + k_1 f_{le} \quad (2-28)$$

$$f_{c0}' = 0.85 f_c' \quad (2-29)$$

$$k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad (2-30)$$

$$f_{le} = k_2 f_l \quad (2-31)$$

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s f_s \sin \alpha)_i}{s b_c} \quad (2-32)$$

$$f_s = E_s \left( 0.0025 + 0.043 \sqrt{\frac{k_2 \rho_c}{f_{c0}'}} \right) \leq f_{yh} \quad (2-33)$$

$$k_2 = 0.15 \sqrt{\left( \frac{b_c}{s} \right) \left( \frac{b_c}{s_l} \right)} \leq 1.0 \quad (2-34)$$

$$f_{le} = \frac{f_{lex}b_{cx} + f_{ley}b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (2-35)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2-36)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_1} \quad (2-37)$$

$$E_c = 3320\sqrt{f_c'} + 6900 \quad (2-38)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01}(1 + 5k_3K) \quad (2-39)$$

$$\varepsilon_{85} = 260k_3\rho_c\varepsilon_1[1 + 0.5k_2(k_4 - 1)] + \varepsilon_{085} \quad (2-40)$$

$$k_3 = \frac{40}{f_{c0}'} \leq 1.0 \quad (2-41)$$

$$k_4 = \frac{f_{yh}}{500} \geq 1.0 \quad (2-42)$$

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f_{c0}'} \quad (2-43)$$

$$Z_{85} = \frac{0.15}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_1} \quad (2-44)$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{s(b_{cx} + b_{cy})} \leq 0.03 - 0.01k_3 \quad (2-45)$$

$$\varepsilon_{01} = 0.0028 - 0.0008k_3 \quad (2-46)$$

$$\varepsilon_{085} = \varepsilon_{01} + 0.0018k_3^2 \quad (2-47)$$

上述模式的應力單位為 MPa。



## 2.2.4 鋼筋的材料組成律

一般而言，鋼筋受拉力時其應力應變關係可以分為彈性 (elasticity)、降伏(yielding)與應變硬化(strain hardening)三個階段。文

獻[19]以圖 2.19 表示出理想之鋼筋應力應變曲線關係。文獻[20]對於鋼筋的應變硬化部分提到說，Grade 60(通常為  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ )之鋼筋其應變硬化約開始於 0.004 之應變，而 Grade 40(通常為  $f_y=2800\text{ kg/cm}^2$ )之鋼筋應變硬化約開始於應變值為 0.012 到 0.020。而文獻[21]中提到，一般鋼筋的彈性模數  $E_s=2.04\times 10^6\text{ kg/cm}^2$  或  $2.1\times 10^6\text{ kg/cm}^2$ ，與鋼筋強度無關。且鋼筋的斷裂應變甚高，幾可達 0.2~0.25，遠大於混凝土極限應變  $\epsilon_u=0.003$ ，如果能夠充分利用此非彈性變形能力，則可以提供混凝土結構失敗前所需之預警。

## 2.3 ANSYS 有限元素分析軟體

### 2.3.1 簡介

隨著現今社會的進步，也發展出越來越多的高大建築和新型營造產品，如前述的新型圍束混凝土柱。而人們為了能夠於設計階段就初步了解產品的效能，進一步判斷新產品的可用性，便將傳統的有限元素法配合日新月異的科技發展，開發出套裝式的有限元素分析軟體，將繁雜的有限元素計算交給電子計算機做處理。人們只要給定正確的元素和材料參數及建立適當的有限元素模型，便可以藉由電子計算機的處理，快速的得到答案，藉此幫助各研發部門減少開發的經費和時間。而現今的有限元素及其軟體開發趨勢，具有以下幾個特點：

1. 早期的有限元素法主要是在做結構力學分析，而現今發展到能求解多種物理場的分析計算，如流體力學、溫度場、電傳導、磁場……等等。有限元素法主要是從結構矩陣分析發展而來，之後再推廣至固體力學分析。而從理論上也已證明，只要用於離散求解物件的元素適當，其所得的結果就足夠逼近精確解。是故可以發展至

各門學科加以應用，甚至可以使用於多種不同場的有限元素分析交互迭代求解的問題。

2. 早期基於計算量的關係，大部分求解都只能局限於線彈性(linear elastic)的部分，但在現實生活中，幾乎沒有純線彈性的問題，因此其分析結果並不夠精確。隨著電子計算機的出現及進步，大量的計算處理得以快速進行的前提下，便發展出非線性(nonlinear)的分析模式，如此可以更加的逼近真實的情況，所以各大有限元素分析軟體的開發公司，都著力於充實元素種類及加入更豐富的非線性材料模型，來增進軟體於非線性分析部分的可用性。
3. 由於有限元素軟體的普及，使用者有趨於增加的趨勢，為了讓使用者可以更加的輕易操作及上手，完善的 GUI 介面也是開發的重點之一。除此之外，軟體開發公司也增進軟體上前處理(Preprocessor)及後處理(Postprocessor)的功能，提供使用者可以於軟體裡建立更適當的 Model 及完善的處理輸出之資料數據。

而 ANSYS 軟體為一功能強大且完善的套裝有限元素分析軟體，可以處理靜力、動力、熱傳，甚至是流力問題，而且也支援目前市面上各大 CAD 軟體，如 Solid works、AutoCAD…等等，可以藉由 CAD 軟體建立實體模型，再匯入 ANSYS 中作進一步之處理及分析。其中它也提供上百種的元素種類和多樣化的材料模型，讓分析可以更加的接近真實情況。如同其他的有限元素分析軟體一樣，主要也是分成前處理、分析計算及後處理等三部份。

### 2.3.2 前處理模組(Preprocessor)

前處理模組提供了一個強大的實體建模及建立有限元素模型的工具，使用者可以方便的建立模型。詳述如下：

## 1. 建立實體模型(Solid Modeling)

ANSYS 的實體建模方式主要分為兩種，其一是以簡單的幾何模型元件相互加減(布林運算)做出想要的模型。以此種方法建模時，會同時建立所需的元件，例如建立一四面體時，所需的點、線、面，都會同時建立，但是可以建立的簡單幾何模型，就僅止於軟體內所提供的少數幾種，此種建模方式稱為 Top-down；另一種是先建立點，再藉點建構線，接著合成面和體。此種建模方式可以創造出較為複雜的模型，但是相對的，使用者就必須花費較為龐大的時間和精神去處理，而此種建模方式稱為 Bottom-up。一般來說，在建立 Model 的過程中兩種建模方式都會使用到，主要視使用者的想法和技巧而定。

## 2. 建立有限元素模型(Finite Element Modeling)

ANSYS 在建立有限元素模型方面，具體上也有兩種方法。第一種是直接指定位置產生結點(node)，再由各結點產生元素，以進行分析。雖然這種方法方便快捷，但此種方法僅適合較簡單的模型，較複雜的模型在建模上可能會產生較大的問題；而另一種方式，則是透過建立好的實體模型(Solid Modeling)，以網格劃分(Mesh)的方式建立有限元素模型。ANSYS 裡網格劃分的方式又分為三種：1. 延伸網格(Sweep Meshing) 2. 自由網格(Free Meshing) 3. 對應網格(Mapped Meshing)。延伸網格主要是自一體積中之一面先做劃分，再延體積延伸出類似網格，以劃分整個體積；自由網格則是除了設置一些細微的網格尺寸參數外，將網格劃分的工作全權交由軟體處理；而對應網格則是將幾何模型拆解成幾個部分，分別選以不同元素和網格大小來加以劃分。

### 2.3.3 分析計算模組(Solution)

在前處理階段完成建立模型以後，用戶可以在此模組獲得分析結果。分析計算模組主要可以定義分析類型、分析選項、載重資料和載重步驟設定等等。而軟體中支援以下幾種分析類型：結構靜力分析、結構動力分析、熱分析、電磁場分析、壓電分析、流體動力分析…等等。

### 2.3.4 後處理模組(Postprocessor)

後處理模組可將計算結果以彩色的等值線、梯度、向量、立體切片、透明或半透明(可看到結構內部)等圖形方式顯示出來，也可將計算結果以圖表或曲線形式顯示或輸出。而在後處理模組中，主要分成兩個不同的後處理器，其一是一般後處理模組(Post1)，其二是時間歷時後處理模組(Post26)。

#### 1. 一般後處理器模組(Post1)

此模組能將分析結果以靜態的圖形型式顯示和輸出，於模型上以等值線圖顯示，不同的顏色相應到其相異的數值，能一目瞭然的顯示計算結果的區域分布情形。

#### 2. 時間歷時後處理模組(Post26)

此模組用於顯示一個時間段或子步驟中的結果，如結點位移(Displacement)或應力(Stress)。而這些結果能夠以圖表或曲線的方式顯示或輸出分析結果。

## 2.4 五螺箍柱之相關試驗

主要實驗資料的依據是來自於文獻[26]與[30]。並對其中五螺箍



柱試驗出來的各種力學行為作探討。

#### 2.4.1 軸壓試驗[30]

圖 2.20 為整體軸壓試驗之架構圖。其中試體尺寸為高 120cm，斷面為 60cm×60cm 的矩形短柱，根據 Metha and Monteiro[16]在 1993 年的研究，在軸壓試驗下，試體兩端因接觸面磨擦力而形成的束制效應，此一效應在尺寸 2 比 1 的高度與直徑比下可忽不計。

至於實驗本身由於試體設計軸力高達 3000 ton 以上，因此特別採用連福橡膠楊梅實驗室中的 58800 KN(6000 ton)之萬能試驗機(照片 2.1)來進行試體之抗壓試驗。此試驗機可對水平向左右及垂直向上下出力，其中垂直向下出力最大可達 6,155 噸，最大衝程為 500mm，速率最高為 0.58 mm/sec，試驗檯面尺寸為 2,000mm×2000mm。詳細量測設備配置如圖 2.21 所示。

試驗的進行首先是將試體以直立的方式吊至試驗台上，另於試體外圍加上防護鐵網及塑膠膜作為試驗人員與試驗機具之安全防護，並將試體以石膏蓋平，待試驗台推進試驗機之正下方時即可開始試驗，試體試驗前之配置如照片 2.2。試驗時採位移控制，試體之軸向應變速率參考 ASTM C39 及 CNS 1232—混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法，採用  $25 \mu\epsilon/\text{sec}$ ，而因此試驗試體高度為 1200mm，故採 0.03 mm/sec 之加載速率。當試體強度達極限軸壓強度時暫停試驗並拆除外部位移計，觀察記錄試體破壞的情況，試驗於試體強度下降至極限強度之 50%或有嚴重損壞時停止。其試體設計表及試驗結果如表 2.1、表 2.2 及圖 2.26 至圖 2.30。

#### 2.4.2 反覆載重試驗[30]

圖 2.22 與圖 2.23 為反覆載重試驗架構及尺寸圖，試驗於國家地

震工程研究中心進行，其中側力系統為一支衝程為 500mm 的 MTS100 噸油壓千斤頂，試體高度含基礎為 3,550mm，其中基礎為高 750mm，長寬為 2,450mm×1,800mm 的立方體，其內並預埋 6 個 120mm PVC 圓管以作為試體與強力地板固定的孔洞。試體柱頭 600mm 為千斤頂傳力區，傳力區除擴大斷面外，且配置鋼筋加勁，以保持柱頭剛性。施力中心線到柱底淨高度為 2,800mm，千斤頂透過兩塊 50mm 厚鋼板固定於柱頭以傳遞側力。試驗裝置包括側力系統、軸力系統及量測系統，圖 2.22 為側力系統與軸力系統之配置情況。

圖 2.25 為規畫之側力加載歷時，加載過程採位移控制，每一位移量施載兩次，加載速率為 2.08mm/sec。若於加載過程中發現試體之側向強度低於最大側向強度之 80% 時及終止試驗。

因反覆載重並未於本文中探討，故僅列出試驗方式，未把試驗結果列出，僅供參考。

#### 2.4.3 偏心載重試驗[26]

潤泰集團進行之此試驗中共進行三組柱構件偏心試驗，試體編號分別為 Y-Pe、T-Pe 與 Yw-Pe。試體由 600mm×600mm 方形斷面，長為 2000mm 之柱體與兩端擴座斷面(600mm×1400mm)之柱頭組成，並於柱頭端部各配置 20mm 之鋼板，以避免施力點之混凝土因應力集中而壓碎。如圖 2.31 所示，三組試體之外觀與形狀皆相同，偏心受力之偏心距皆採用 400mm。三組試體之主要差異為柱的縱向主筋或橫向箍筋之配置不同。

三組試體各皆配置 16 支 D25(#8)縱向主筋，此主筋除了以三支為一群，分四群組配置於角隅外，其餘四支主筋配置於方形斷面之四面中點上。其中 Y-Pe 與 Yw-Pe 兩組試體採用五螺箍筋柱配置，兩組皆

採用 D10(#3)鋼筋以間距 54mm 所彎繞 540mm 直徑之一組中央螺箍，及由鋼筋 D6(#2)以間距 54mm 所彎製 160mm 直徑之四組角隅螺箍組成，而兩組試體之差異僅在試體 Yw-Pe 中之四面角隅螺箍中各增加一支 D16(#5)工作筋，其於細節皆相同。而試體 Y-Pe 與 T-Pe 之主筋配置完全相同，不同者在於箍筋的配置方式，T-Pe 採用間距 50mm 之 D10(#3)箍筋，並於兩向中央各配置 1 支 D10 繫筋，詳見圖 2.32。所有試體之混凝土設計強度為  $490\text{ kg/cm}^2$  (48MPa)，鋼筋採用 SD420W 材質。混凝土之 28 天齡期實際強度如表 2.3 所示，而鋼筋實際測試強度如表 2.4 所示。

### 1. 試驗裝置

試驗裝置如照片 2.9 所示，試體兩端均採用相同型式之鉸支承分別與油壓千斤頂與荷重計相接，油壓千斤頂之另一端與固定於反力牆上之 100mm 厚鋼板接合；荷重計之背面與固定於反力地板上之 L 型反力座接合。L 型反力座與反力牆間利用配置於四角落之預力鋼棒將試驗構架形成一自反力系統。

### 2. 試驗方法

整個試體是由接於柱端之油壓千斤頂施加偏心距為 400mm 之偏心載重，試驗時以手動控制油壓千斤頂，依照規劃之力量施加載重，當施加力量在 1000KN 以下及超過 1000KN 時，其施加力量分別每增加 100KN 與 50KN 即停下觀察試體並繪製裂縫。所有預定施加之力量，藉由荷重計即時輸出之力量得知。

### 3. 量測系統

除了量測荷重計之資訊外，並以位移計量測試體承受偏心載

重時之變形，其位移計之配置圖如圖 2.33 所示。

#### 4. 試驗結果

試驗結果如圖 2.34、圖 2.35、圖 2.36 所示，分別代表 Y-Pe、T-Pe 及 Yw-Pe 之試驗結果。圖中之縱向座標軸代表由荷重計所反應之即時載重，而橫向座標軸所代表的是油壓千斤頂加載點之位移變化情形。

### 2.5 五螺箍柱之分區應力觀念

文獻[38]中提及，在計算五螺箍混凝土柱之軸壓應力狀況時，採用分區應力的觀念，可以達到不錯的預測模式。而文獻中採用將五螺箍混凝土柱分成五區的方式加以計算分析，分區情形如圖 2.37 所示。而各分區具有不同之側向力，進而以 Mander 理論求得各分區之應力情形，詳述如下：

C0 區：為混凝土保護層區，採用 Mander 理論中令側向力為 0 加以計算求得其應力情形。

C1 區：主要由中心螺箍筋提供側向圍束力，代入 Mander 理論公式中加以計算求得其應力情形。

C2 區：主要由角隅螺箍筋提供側向圍束力，代入 Mander 理論公式中加以計算求得其應力情形。

C3 區：由中心螺箍筋提供側向圍束力，除此之外，文中將四個角隅螺箍筋視為柱體，並提供一部分側向力，故此區域的側向力由此二者所共同提供。

C4 區：為螺箍交錯區，側向圍束力由中心螺箍以及角隅螺箍所共同提供，所以此區具有較高的圍束強度。

文獻中藉由此五分區各別計算其在各應變情形下之應力狀況，並轉換為斷面力量，加總後再對全斷面計算其斷面平均應力，藉此得到五螺箍柱全斷面之應力應變曲線。

而本文中將採用此觀念建立有限元素模型之材料組成律，主要將五螺箍柱斷面分成四個區域，分別為中心螺箍圍束區、角隅螺箍圍束區、螺箍交錯圍束區以及保護層未圍束區等四區。而中心螺箍圍束區採用由中心螺箍所獨力提供之圍束強度；角隅螺箍圍束區則由角隅螺箍獨力提供其圍束強度；交錯區則假設其側向力由中心螺箍以及角隅螺箍所共同提供，以計算出交錯區之混凝土圍束強度；保護層則採用未具有側向力之前提來計算得到其混凝土強度。



## 第三章 五螺箍柱非線性有限元素模型

### 3.1 選用元素簡介

#### 3.1.1 三維 8 結點混凝土元素 Solid65

在此非線性有限單元模型中，混凝土元素採用軟體中提供的一種 8 結點固體元素(solid element)加以模擬(圖 3.1)。此元素除了為一種固體元素外，也可透過設定  $\varphi$  角與  $\theta$  角，定義三種均佈的加固材料(如鋼筋)，並具有能夠模擬混凝土開裂(crack)及壓碎(crush)的機制，也能對材料的塑性行為及潛變效應進行模擬。此元素於各個結點皆具有 X、Y、Z 三個方向之自由度。

#### 3.1.2 三維 2 結點鋼筋元素 Link8

此模型中，選用一種三維 2 結點的連接桿元素 Link8 來模擬鋼筋(圖 3.2)。此元素為單軸拉壓元素，且不考慮撓曲變形的能力，可以處理鋼筋之塑性行為、潛變與膨脹效應之現象。其於結點亦具有 X、Y、Z 三個自由度，恰與混凝土採用的 Solid65 元素之自由度相同，如此可使兩元素做緊密的配合，以利進行分析，如圖 3.3 所示。

### 3.2 材料之組成律

#### 3.2.1 混凝土

##### (一) 彈性模數之修正

本文所採用之材料組成律為 2.2.3 節中所提到之 Mander 圍束理論，唯不同之地方為混凝土材料之彈性模數。理論模式中之彈性模數採用

$E_c = 5000\sqrt{f_c'}$  (MPa)之公式，為因應現今混凝土之性質與當初 Mander 理論提出時之混凝土性質的差異，故本文採用 ACI 規範 (318-99)中所使用之混凝土彈性模數預測公式 $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$ (MPa)來作修正。

## (二)材料組成律之分區

混凝土為一種抗壓能力遠大於抗拉能力之非均質材料，也因其非均質性，造成在數值模擬上之困難度。因此，於 ANSYS 分析軟體中，為了簡化問題的複雜性，並不使用曲線來定義其組成律，而是採用多段直線的方式來加以逼近原始曲線，藉此達到較容易收斂的目的。

由於五螺箍混凝土柱具有圍束區(confined)與保護層區(cover)兩種區域，所以必須建立兩種以上的材料模型來加以模擬。因為當混凝土材料受到側向力而產生圍束效應時，其組成律亦會隨之改變，故必須視為不同的材料，給定相異的應力應變曲線(stress-strain curve)，如此才能達到正確模擬的效果。

本文中，利用 2.5 節中所提及的分區觀念，將五螺箍混凝土柱之斷面分為 A、B、C、D 四個區域(圖 3.4)，分別代表保護層、中心螺箍圍束區、角隅螺箍圍束區及螺箍交錯區，並分別給定其組成律。而組成律部分皆採用 Mander 圍束理論計算而得。

### 1. A 區(混凝土保護層區)

假定混凝土側向力為零，代入理論中之計算式，計算出未圍束混凝土之應力應變曲線。本文中採用之混凝土強度為 38.65MPa ( $394\text{kg/cm}^2$ )，計算完成後並採五點分割成直線段，以利輸入 ANSYS 中。

## 2. B 區(中心螺箍圍束區)

側向力假定皆由中心螺箍筋所提供，將其帶回式中計算而得。  
並將所得曲線依五點分割成直線段，以利於在 ANSYS 軟體中之輸入。

## 3. C 區(角隅螺箍圍束區)

側向力假定由角隅螺箍筋提供，並將其帶回式中計算而得。  
而後把所得曲線分割成連續直線段，以利於 ANSYS 軟體中輸入。

## 4. D 區(大小螺箍交錯區)

側向力假定由中心螺箍筋及角隅螺箍筋共同提供，計算出側向力後，帶回式中計算可得。最後一樣要將所得曲線依五點分割成直線段，以利於輸入 ANSYS 中做進一步分析。

### 3.2.2 鋼筋

2.2.4 節中已提及標準之鋼筋材料組成律，而本文中為了簡化模型，僅採用鋼筋的彈性段與降伏段，未考慮應變硬化階段。文獻[31]中提及，當鋼筋為 Grade40( $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$ )時， $\epsilon_{sh} = 14\epsilon_y$ ；而當鋼筋為 Grade60( $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ )時， $\epsilon_{sh} = 5\epsilon_y$ ，其中  $\epsilon_y$  代表鋼筋之降伏強度， $\epsilon_{sh}$  代表鋼筋之應變硬化起始應變。而一般混凝土柱在受到軸壓載重或者是偏心載重時，通常在主筋達到應變硬化之起始應變前，柱體就已達到其極限強度，甚至已經破壞。因此本文採用一簡化之鋼筋模型，僅考慮鋼筋之線性段以及降伏段，忽略應變硬化段，以簡化分析如圖 3.13 所示。



### 3.3 建立五螺箍混凝土柱之有限元素模型

#### 3.3.1 概論

於 ANSYS 中，建立鋼筋混凝土模型的方法主要分成三種，其一是整體式模型；其二是分離式模型；其三是組合式模型，分述如下：

##### 1. 整體式模型

將鋼筋分布於整個單元中，假定混凝土和鋼筋黏結很好不會產生滑移的情形，並將單元視為連續均勻材料。與分離式不同的是，它求出的是綜合了混凝土與鋼筋單元的勁度矩陣；與組合式不同之處在於它不是先分別求出混凝土與鋼筋對單元勁度的貢獻然後再組合，而是一次求得綜合了鋼筋和混凝土的勁度矩陣。此種建模方式比較適合用於較簡單的模型，如模型過度複雜，在建模上會有較高的困難度，可行性較低。

##### 2. 分離式模型

把混凝土和鋼筋作為不同的單元來處理，即混凝土和鋼筋各自被劃分為足夠小的單元，兩者的勁度矩陣是分開來求解的，考慮到鋼筋是一種細長材料，通常可以忽略其橫向抗剪強度，因此可以將鋼筋作為線單元來處理。鋼筋和混凝土之間可以插入其他單元來模擬鋼筋和混凝土之間的黏結與滑移。此種建模方式在簡單或複雜的模型中皆可以使用，除了要考慮結點的對應外，比起整體式模型來說，較容易建出複雜的模型。

##### 3. 組合式模型

組合式模型又稱分層組合式，在橫截面上分成許多混凝土層和若干鋼筋層，並對截面的應變做出某些假設，這種組合方式在鋼筋混凝土板、殼結構中應用較多。

由於五螺箍混凝土柱為一種新型圍束型式的混凝土柱，故其在配置上屬於較複雜的型式，所以採用分離式的方法建模。而本文的重點在於整體結構的受力狀況，故暫時忽略黏結與滑移的問題，假設鋼筋與混凝土之間黏結良好的前提下進行分析。

### 3.3.2 五螺箍混凝土柱模型

#### (一)五螺箍混凝土柱有限元素模型之簡化

研究過程中，為求有限元素模型與真實柱體的配置情況相近，剛開始考慮使用螺旋箍筋來建立模型。而在忽略保護層的情況之下，所建立之模型如圖 3.14 所示。而後在建立偏心載重柱之有限元素模型之時，必須建立完整之柱體做分析，而在建模過程中發現了建模上的困難點，如圖 3.15 以及 3.16 所示，因螺箍筋為一歪斜之曲線，所以在建立模型之時，螺箍筋中心處之混凝土元素劃分上有其困難點，結點無法達到良好的接合。因此，本文考慮採用簡化之環箍筋模型進行測試，並進一步比較其與螺箍筋圍束效應之差異。

測試結果發現，螺箍柱與環箍柱之受力行為相當類似，其應力應變關係曲線非常接近，如圖 3.5 所示。於是本文試著將五螺箍柱的模型改以五個環箍筋取代來作分析，期望能達到簡化模型的效果，如此可以減少時間的花費和技術上的難度。由圖 3.6 中可以發現，測試成果與實際試驗所得之五螺箍柱應力應變曲線相差並不大。因此，本文中大膽的採用五個環箍筋之模型來取代五螺箍混凝土柱之模型，以進行簡化，並加以分析，以期降低研究的時間成本，也能夠達到相近的結果。

#### (二)混凝土柱保護層模型之建立

ANSYS 中提供的 Solid65 元素具有模擬混凝土開裂(crack)與壓碎(crush)之行為的功能，故在分析初期，本文考慮採用元素內建之開裂與壓碎之功能來模擬混凝土保護層區之開裂與剝離之現象。但在實際測試後發現，Solid65 所提供之壓碎功能所採用的是最大壓應力破壞準則，故當混凝土元素之應力達到其極限強度之後，便會因為程式判斷其元素已開裂失效，使的其應力急速下滑，並無法模擬真實情況下，混凝土材料之軟化情形。如此會造成在保護層區壓碎時，圍束區之混凝土強度上升幅度不及保護層區之下降幅度，造成柱整體強度之異常情況，如此並不符合現實之情況。

因本文之研究重點在於混凝土柱整體之力學行為以及其應力應變曲線，並不在柱體之破壞與各元素之剝離與變位等行為。因此，本文後來並不採用程式內建之壓碎功能，而以各分區之材料組成律為主軸來進行模擬，如此可以達到較為符合實際情況之結果。

### 3.3.3 建立模型網格

本文中所採用的建模方式，主要使用分離式模型建模法，所以必須將模型中的主筋、箍筋、混凝土元素分別建立，再進一步的加以連結。建模過程主要分為四個步驟：

1. 建立主筋模型：主筋模型主要是以先建立結點(node)，再由兩兩結點分別產生主筋元素的方法進行。
2. 建立基底面積模型：於基底面積中，主要是要建立混凝土元素之平面與箍筋元素之配置。在此必須先建立幾何面，再將此平面中之面劃分為混凝土平面元素，將此平面中之線劃分為箍筋元素。除此之外，尚需注意主筋與箍筋元素和混凝土元素之間的結點接

合情形，如結點接合不良，將無法傳遞力量而影響分析結果。

3. 建立箍筋模型：將前一步驟所建立之基底箍筋元素，依設計配置中所需求的箍筋間距，沿柱高方向作一定間距之延伸複製，至柱全高為止。
4. 延伸整體模型：將基底面積所劃分之網格，全部沿柱高方向延伸至柱全高為止，以形成三維混凝土單元。

為了考慮到分析的時間效益，且五螺箍混凝土柱為一個四角隅對稱的結構，所以在此將整體混凝土柱再作切割，以減少單元的數目，降低求解的時間。本文中主要針對軸壓及偏心載重兩種不同的受力方式加以分析，於軸壓部分，採用整體柱的八分之一作為分析對象，主要是從柱高一半的位置切割，再將斷面分成四等分，如此可將元素的數目降低至八分之一，可以大量的減少分析時間，完成之五螺箍柱軸壓有限元素模型如圖 3.7 所示；而於偏心載重部分，由於偏心載重並非一斷面對稱之受力，所以在此本文僅將整體柱高切割為一半進行分析，令元素數目減半，以縮短分析時間，完成之五螺箍柱偏心載重有限元素模型如圖 3.8 所示。

### 3.3.4 邊界條件設定

於邊界條件的設定上面，軸壓載重柱與偏心載重柱之邊界條件各不相同，詳述如下：

#### 1. 軸壓載重柱：

採用八分之一模型計算，令  $x = 0$ ， $y = 0$  與  $z = 0$  的面為對稱面，故設定其邊界條件為： $x = 0$  的面設置  $x$  向位移為 0，

$u(0, y, z) = 0$ ； $y = 0$  的面設置其  $y$  向位移為 0， $v(x, 0, z) = 0$ ； $z = 0$

的面設置其 $z$ 向位移為 0， $w(x, y, 0) = 0$ 。接著於 $z = H/2$ (半柱高)的面上加載位移控制，並藉由結點反力來求得柱斷面之整體受力情形，如圖 3.9。

## 2. 偏心載重柱：

採用二分之一模型計算，令 $z = 0$ 的面為對稱面，故設定其邊界條件為： $z = 0$ 的面設置其 $z$ 向位移為 0， $w(x, y, 0) = 0$ 。接著於 $z = H/2$ (半柱高)的面上加載位移控制，並藉由結點反力來求得柱斷面之整體受力情形，如圖 3.10。而於半柱高的面上加載位移控制的方法，主要是採用先行讀取各結點之座標，並經由計算式分別給予各結點不同之位移值，如此可以模擬偏心載重時，全斷面的位移情形不一的狀況，並且可以藉此方法達到斷面平面保持平面的假設。

## 3.4 ANSYS 非線性分析概述

### 3.4.1 Newton-Raphson 平衡迭代法

在有限元素法非線性分析中，對於有限元素模型的加載，是分割成多個載重增量來進行的，即所謂的載重步驟。在完成每一個載重步驟的求解之後，模型的勁度矩陣會做適當的調整，去反應結構在非線性分析的勁度變化，而這些求解的動作會在進行下一個載重增量之前完成。其缺點是，如果純粹利用載重增量的近似方法，不可避免會因為每一個載重增量所積累的誤差，最後將導致結果失去平衡。ANSYS 中可以使用 Newton-Raphson 平衡迭代法來解決此問題，Newton-Raphson 平衡迭代法會在每一個載重增量完成前，在設定的容許誤差範圍內達到平衡收斂，本文即採用此法來分析求解。

ANSYS 也提供了很多其他的功能來增強求解的收斂性，例如線

性搜索(line search)，自動載荷步(automatic load stepping)，二等分法(bisection)等等，皆可以用來加強求解的收斂性。若仍然無法收斂，使用者亦可以設定程式繼續進行下一步的計算或者是停止分析。

### 3.4.2 載重步驟說明

於有限元素非線性分析中，ANSYS 主要提供兩種方法來控制載重步驟：

#### 1. 使用者自行設定載重步驟數：

此方法可以由使用者指定實際的載重步驟數目來進行分析。使用此方法時，如本身對於結構的行為了解足夠透徹，則在確保收斂的情況下，使用者得以設置最小的載重步驟數目，如此可以減短分析的時間。但相對的，如果對於結構的行為不甚了解時，則在設定載重步驟數目的時候就必須要考量到分析精度和時間的取捨，雖然載重步驟數目越多可以達到越精確的解，但相對也會增加分析的時間成本，取得一個平衡點是很重要的。除此之外，於使用者自行設定的加載點上亦可能會發生無法收斂的問題，此時務必須要設定足夠的平衡迭代數來解決。

#### 2. 自動加載法(automatic time stepping)：

此方法是由程式來預測和控制每一加載步驟的載重大小。其原理為程式會根據前一個求解的歷程和模型的物理性來判斷，若求解是收斂且平滑的過程，則程式會將載重增量自動增加，直到最大載重步驟為止；當求解是不連續或無法收斂時，程式會將載重增量二等分，直到使用者所設定的最小載重步驟為止，以期達到收斂的結果。如結構的行為是從線性進入到非線性變化，且經

由系統回應結構進入非線性的部分來改變加載步驟的長短，則可以啟動此功能來控制計算精度和分析時間的平衡關係。

本文中主要進行的為非線性行為分析，故採用自動加載法控制計算精度和分析時間之關係，並加入 Newton-Raphson 平衡迭代法來幫助分析的收斂。

### 3.5 後期規劃與設計

本文中的後期規劃與設計主要將分成兩部分進行規劃與設計，其一為軸壓載重部分之規劃與設計，其二為偏心載重部分之規劃與設計，詳細規劃設計內容如下。

#### 3.5.1 軸壓載重部分

軸壓載重部分，後期主要針對不同的配置方式，設計若干模型來進行分析，包括與試驗值相同配置之五螺箍，其他配置方法之五螺箍模型與傳統方箍之模型，並利用這些模型分析的結果，進行如柱體強度、施作經濟性等等之比較分析。設計中主要控制變數為中心螺箍箍徑( $d_1$ )、箍筋號數，角隅螺箍箍徑( $d_2$ )、箍筋號數，柱中心點至最角落主筋之距離( $d_3$ )，箍筋間距( $s$ )等等，如圖 3.10。所設計之試體主要分為以下六大類型：

##### (一)分析結果與試驗值之比較

為求有限元素模型的可信度，首先設置一組模型配置與之前所進行過的試體配置相同，以利對分析結果和試驗數據做比較。在此採用試驗編號 C2-1、C2-3、C2-4 三組試體配置為建模依據，設計 A1-1、

A2-1、A3-1 三組為有限元素模型，並令 A1-2、A2-2、A3-2 為試驗數據。設計配置如表 3.1。

## (二)分析結果與分區應力法計算結果之比較

本文將 2.5 節中所提及的分區應力法，按照文獻[38]的方法撰寫為 Fortran 程式，分別輸入柱寬、柱長、柱高、主筋號數、主筋強度、大螺箍號數、大螺箍強度、小螺箍號數、小螺箍強度、箍筋間距、中心螺箍徑、角隅螺箍徑、柱中心至角隅螺箍中心之距離及混凝土強度等參數，便會計算出各分區應力情形，以及柱斷面整體強度之應力應變曲線。在此將有限元素之分析結果與此 Fortran 程式所計算出來之結果做比較，並與真實試驗值之應力應變曲線作一些討論。

## (三)五螺箍柱與傳統方箍柱之比較

五螺箍為新型圍束型式箍筋柱，會著手進行開發研究，代表必有其優越性。故在此設計兩組模型將五螺箍柱與傳統方箍柱作一簡單之比較與評估。B1 組主要設計兩這之鋼筋用量相同進行比較；B2 組則是設計兩之之鋼筋體積比相同，以進行比較。B1-1 與 B2-1 為設計之五螺箍柱，採用中心螺箍徑 391.55mm，角隅螺箍徑 179.42mm，最角落主筋至柱中心點之距離為 318.20mm，箍筋間距分別為 50mm 以及 60mm；B1-2 與 B2-2 為傳統方箍柱，柱體同樣採用 600mm×600mm 之斷面，而箍筋圍束區域主要為邊長 540mm 之方形區域，箍筋間距分別採用 46mm 與 40mm。詳細設計配置如表 3.2。

## (四)五螺箍柱於各種不同配置之差異

此組主要是設計各種不同的五螺箍柱之配置，並對其分析結果做各方面之比較與評估，以期找到最好之配置情形。此組設計主要可以



分為六大類，詳述如下：

1. 改變箍筋間距：

此組模型採取相異之箍筋間距設計，其餘配置情形不變。在此採用 50mm、60mm 與 70mm 之間距，分別以 C1-1、C1-2、C1-3 稱之，配置情形如表 3.3，之後就其結果做討論。

2. 改變中心螺箍箍徑：

此組模型採取相異之中心螺箍箍徑設計，其餘配置情形不變。在此採用 391.55mm、421.55mm 與 451.55mm 之中心螺箍箍徑，並分別以 C2-1、C2-2、C2-3 稱之，配置情形如表 3.3，之後就比較出來的結果做討論。

3. 改變角隅螺箍箍徑：

此組模型採取相異之角隅螺箍箍徑設計，其餘配置情形不變。在此採用 179.42mm、189.42mm 與 199.42mm 之角隅螺箍箍徑，並分別以 C3-1、C3-2、C3-3 稱之，配置情形如表 3.3，之後就比較之結果做討論。

4. 改變柱中心點至最角落主筋之距離：

此組模型採取相異之柱中心點至最角落主筋之距離設計，其餘配置情形不變。在此採用 318.20mm、308.20mm 與 298.20mm 之柱中心點至最角落主筋之距離，配置情形如表 3.3，並分別以 C4-1、C4-2、C4-3 稱之，之後就其結果做討論。

5. 改變中心螺箍之鋼筋號數：

此組模型採取相異之中心螺箍筋號數設計，其餘配置情形不變。在此採用 No.3(D=10mm)、No.4(D=13mm)與 No.5(D=16mm)之中心螺箍筋，並分別以 C5-1、C5-2、C5-3 稱之，配置情形如表

3.3，之後並就比較之結果做討論。

#### 6. 改變角隅螺箍之鋼筋號數：

此組模型採取相異之角隅螺箍筋號數設計，其餘配置情形不變。在此採用 No.3(D=10mm)、No.4(D=13mm)與 No.5(D=16mm)之角隅螺箍筋，並分別以 C6-1、C6-2、C6-3 稱之，配置情形如表 3.3，之後並就其比較之結果進行討論。

#### (五)相異螺箍直徑比之比較

這一組的設計主要是以不同的螺箍直徑比，在固定保護層厚度的前提下配置螺箍筋，藉此探討何種螺箍直徑比(中心/角隅)可以達到較佳的強度和韌性，並就其成本效益加以探討，以期於工程實用面能深入了解如何在相同成本的情況下，建立一最佳配置之五螺箍柱體。在此規劃四種不同的螺箍筋比值，中心螺箍徑( $d_1$ )/角隅螺箍徑( $d_2$ )為 1.0、2.0、3.0、4.0，分別以 D1-1、D1-2、D1-3、D1-4 表示，且主筋皆採用 No.8 鋼筋，螺箍筋皆採用 No.4 鋼筋，配置情形如表 3.4，並於之後就其結果進行討論。

#### (六)經濟效益之探討

於工程實務的觀點上，經濟效益也是相當重要的課題，所以如何在固定成本的情況下得到最佳的強度和韌性，也是很重要的課題之一。

由於設計之模型中採用的主筋皆為 16 根 No.8 鋼筋所構成，故各模型中的主筋用量是為相同，不列入討論範圍，在此以整體箍筋用量為主要探討範疇。於五螺箍筋柱中分別有中心螺箍筋用量與角隅螺箍筋用量兩種，而本文中將這兩種鋼筋用量合而為一，作為一個整體箍筋用量的參考參數 $\rho_c$ 。公式推導如下：

$$Vs_1 = (d_1 \times \pi \times As_1) \times \frac{H}{s}$$

$$Vs_2 = (d_2 \times \pi \times As_2) \times \frac{H}{s}$$

$$Vs = Vs_1 + 4 \times Vs_2 = (d_1 \times As_1 + 4 \times d_2 \times As_2) \times \frac{\pi \times H}{s}$$

$$\rho_g = \frac{Vs}{V} = \frac{(d_1 \times As_1 + 4 \times d_2 \times As_2) \times \pi}{B^2 \times s}$$

其中

$Vs_1$  = 中心螺箍筋的鋼筋用量

$Vs_2$  = 角隅螺箍筋的鋼筋用量

$Vs$  = 五螺箍柱整體鋼筋用量

$\rho_g$  = 鋼筋用量對柱體積之鋼筋比

由於圓周率  $\pi$  為常數，故最後令

$$\rho_c = \frac{(d_1 \times As_1 + 4 \times d_2 \times As_2)}{B^2 \times s}$$

而潤泰集團亦做過相似之經濟性比較，其主要是以中心螺箍鋼筋體積比  $\rho_b$  以及角隅螺箍鋼筋體積比  $\rho_s$  兩個參數來進行經濟性之定義，主要探討的是在各種不同的中心螺箍鋼筋比以及角隅螺箍鋼筋比之情形下，探討五螺箍柱之整體表現。而本文是針對柱體整體鋼筋用量之多寡來進行經濟性之評估，並以此參數進行柱體極限強度之經濟性敏感度分析，與潤泰集團所進行之評估略有不同。

### 3.5.2 偏心載重部分

#### (一) 偏心載重分析概述

於偏心載重部分，本文主要是採取之前試驗 Y-Pe 試體的配置方式，建立一五螺箍柱有限元素模型，並將分析值與試驗值做一個比對，驗證有限元素模型分析結果之可靠度。

於有限元素軟體 ANSYS 的柱偏心分析過程中，發現一個難解的問題，由於 ANSYS 在處理混凝土開裂後之行為能力較差，造成在進行偏心載重分析時，往往會因為受拉區的混凝土因開裂造成整體模型的發散情形，使分析無法繼續進行下去。因此，本文在此改用一簡化之模型，以理論分析計算之方式來進行分析。

## (二) 偏心載重分析之方法

本文引用傳統 RC 偏心柱之分析方法，先給定偏心距，然後由彎矩平衡來求得中性軸之位置，最後經由力之加總求得總反力之值。由於本文中所採用的是五螺箍混凝土柱之新型斷面，並無法採用規範中所定義之等值應力塊之方法進行求解，是故本文將有限元素之觀念，引進此簡化分析中。如圖 3.12，本文先將柱之斷面切割成若干元素，並定義各結點所在之分區，藉此決定各結點應該對應到之材料組成律，接著給定柱斷面受壓端部之縱向應變量，假設中性軸之位置，藉此決定各結點之縱向應變量為多少，並以此為基準分別求得各結點之反力，並對偏心受力點取一次矩。經由以上方法，不斷改變中性軸位置，直到此力矩收斂為零為止，便可求得正確之中性軸位置，並記錄此時之斷面受力情形。詳細流程如下：

1. 對柱斷面劃分元素(本文所劃分之元素為方形元素，邊長為 1cm)
2. 定義劃分元素之各結點所在之分區
3. 依各分區所在，給定各結點所對應之材料組成律
4. 給定柱斷面受壓端之縱向應變

5. 經由試誤法求得中性軸之位置
6. 紀錄正確中性軸位置時之斷面受力情形

另外在偏心載重部份之混凝土組成律方面，傳統 RC 分析中之混凝土並不考慮其抗拉強度，而實際上混凝土卻存在有其抗拉強度，僅是較抗壓強度來的微小許多。因此，本文進行了考慮混凝土抗拉強度之分析與不考慮混凝土抗拉強度之分析，分析中混凝土抗拉強度部分採用混凝土抗壓強度之十分之一為基準，意即當混凝土受拉應力大於其抗壓強度之十分之一時，混凝土元素即宣告破壞，不再提供強度貢獻，分析結果如表 3.5 及圖 3.17 所示。由表 3.5 可以看出，是否考慮混凝土之抗拉強度對整體曲線之影響並不大，差值都維持在 0.5% 以內，所以本文在爾後的分析中，皆不考慮混凝土之抗拉強度，以降低計算的時間。

### (三) 偏心載重分析之規劃

於偏心載重部分主要分析目標分為四個部分，其一是分析偏心距為 400mm 之模型，並與實際試驗結果作比較；其二是應用此方法方法，分別建立五螺箍混凝土柱與傳統方箍柱之 P-M 交互影響曲線，並對其分析結果作比較與討論；最後則分別採用軸壓載重分析中之 C 組配置以及 D 組配置進行偏心載重之分析，並分別定義出其 P-M 交互影響曲線加以比較，以了解五螺箍混凝土柱於各種相異配置下，在受偏心載重時之效能差異。

## 第四章 結果與討論

### 4.1 軸壓載重分析部分

#### 4.1.1 分析與試驗之比較

本文中試選取文獻[30]中之 C2-1、C2-3、C2-4 三組試驗試體作為分析結果比較之依據，在此分別重新定義其編號為 A1-2、A3-2、A2-2，而 A1-1、A1-2、A1-3 則為其相對應且配置相同之有限元素模型。除此之外，再加上文獻[38]所分析之結果，將三者曲線作相互之比較與討論。

##### (一)試驗結果比較

##### 1. A1 組比較

圖 4.1 為 A1 組試驗與分析比較之結果，可以看出試驗值和 ANSYS 分析值不管是在初始線彈性段或者是極限強度部分皆相當吻合，但在後期韌性部分分析值有稍微高估之情形。而文獻[38]所計算出來的應力應變曲線，在此組比較中與 ANSYS 之分析結果大致相同。

##### 2. A2 組比較

圖 4.2 為 A2 組試驗與分析比較之結果，此組結果中，分析值有明顯高估的情形，從線性段到極限強度以致於韌性段都有明顯的高估情況發生。由於線性段分析值與試驗值已有一定差距，是故以計算之方式驗證其正確性。ANSYS 分析值於應變為 0.001 時之對應之應力為 32.08MPa，而試驗值於應變 0.001 時所對應之應力值為 16.72MPa，由此推算兩者之彈性模數 E 分別為 32080MPa 以及 16720MPa。驗證

過程如下：

$$\begin{aligned}P &= P_c + P_s \\P &= \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s \\P &= E_c \cdot \varepsilon \cdot A_c + E_s \cdot \varepsilon \cdot A_s \\\sigma \cdot A_g &= (E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \cdot \varepsilon\end{aligned}$$

由此可得：

$$\sigma = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}{A_g} \cdot \varepsilon$$

對應到

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

可得

$$E = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}{A_g}$$

鋼筋之彈性模數取常用之 196200MPa，而 E 值分析值取 32080MPa、試驗值取 16720MPa，由此可推算出分析值之  $E_c=28296.58\text{MPa}$ ，試驗值之  $E_c=12582.49\text{MPa}$ ，而一般混凝土之彈性模數應介於 20000MPa 至 40000MPa 之間，由計算結果可推測，試驗之曲線其混凝土彈性模數並不可信，可能於試驗過程或者澆製過程有瑕疵所致。

最後與文獻[38]計算出來之結果比較，發現兩者之曲線由線性段至極限強度，最後到韌性部分其吻合程度仍相當良好。

### 3. A3 組比較

圖 4.3 為 A3 組試驗與分析比較之結果，由圖中可以發現，由 ANSYS 和文獻[38]所分析出來的結果，在線性段與實際試驗值吻合程度皆相當良好；在極限強度方面，文獻[38]之分區應力法計算結果明顯較高於試驗值，而 ANSYS 之分析結果亦有稍微高估之情形。至後半段韌性部分，文獻[38]計算出來的柱體強度下降趨勢較不明顯，

且仍然有大幅度高於試驗值之情形，而 ANSYS 所計算出來的結果，在後半段有越來越逼近實際試驗值的趨勢。

## (二)小結

從 A 組之三組試體與分析的比較後，除第二組之試驗值可能有問題之外，不難發現文獻[38]所計算出來的結果，在中心螺箍筋與角隅螺箍筋為相同號數時，其結果與 ANSYS 之分析結果相當，與試驗值之吻合程度都相當不錯。而在第三組中，採用不同號數之螺箍筋時，可以發現 ANSYS 之分析結果明顯較優於文獻[38]之計算結果，尤其在後半段之韌性部分 ANSYS 程式有逼近試驗值的情形，但文獻[38]所得到之結果仍然高出試驗值不少。因此本文認為，如在螺箍筋採用相同號數時，可以採用文獻[38]所提出之分區應力法做計算預測，分析時間可以大為減少；但如果想預測螺箍採用相異號數之五螺箍柱時，建議採用 ANSYS 之分析，以達到較佳的預測結果。

### 4.1.2 五螺箍柱與傳統方箍柱之比較

此節分別固定五螺箍柱與傳統方箍柱之體積鋼筋比和鋼筋用量來進行分析，期望可以分析出此兩種不同配置之箍筋柱，其強度和經濟性上之差異。

#### (一)試驗結果比較

##### 1. B1 組比較

此組模型設計之基準點為控制柱體之鋼筋用量一致。由圖 4.4 可以看出，當兩柱之整體鋼筋用量相近時，五螺箍柱以及傳統方箍柱之極限強度分別為 61.53MPa 以及 60.70MPa，可以發現兩者之極限強度差異並不大。而從圖中可以發現，傳統方箍柱達到極



限強度之應變會較五螺箍柱來的小，而且當達到極限強度後，其強度下滑的速度非常快速，由此可以得知，當傳統方箍柱超越極限強度後，會在較短的時間內即達到破壞，如此在警示與安全上的性能會較差。而五螺箍柱雖然與傳統方箍柱具有相差不大的極限強度，但其達到極限強度時所對應之應變值較傳統方箍柱來的大，在承受較大變形時會較晚破壞。除此之外，五螺箍柱在達到極限強度後，並不會有太劇烈的強度下滑現象，其強度的下降趨勢平緩，於韌性的表現上遠優於傳統方箍柱。

## 2. B2 組比較

此組模型設計之基準點為控制柱體之鋼筋體積比一致。圖 4.5 可以看出，在相同體積鋼筋比之情況下，五螺箍柱之極限強度為 59.03MPa，而傳統方柱之極限強度為 62.04MPa，傳統方柱之極限強度較五螺箍柱為高。在韌性部分，仍然如 B1 組之結果一樣，傳統方柱於達到極限強度後，柱體強度下降快速，且其達到極限強度之應變仍較五螺箍柱為小，於韌性上仍為五螺箍柱之表現較為優異。

### (二)小結

由以上比較可以明顯的發現，五螺箍柱較傳統方箍柱優異的地方莫過於其所提供的韌性行為遠較傳統方箍柱為優異。而在經濟性方面，B1-1 模型所使用的整體鋼筋量為  $10621.6\text{cm}^3$ ，達到的極限強度為 61.53MPa，如換算為每提供的一單位強度所需使用的鋼筋量約為  $172.6\text{cm}^3/\text{MPa}$ ，而 B1-2 模型所使用的整體鋼筋量為  $10734.3\text{cm}^3$ ，所達到的極限強度為 60.70MPa，換算為每提供的一單位強度所需使用的鋼筋量約為  $176.8\text{cm}^3/\text{MPa}$ ，五螺箍柱之鋼筋用量相較於傳統方箍柱約節省 2.4%；而於 B2-1 模型所使用的整體鋼筋量為  $8851.3\text{cm}^3$ ，

達到的極限強度為 59.03MPa，如換算為每提供的一單位強度所需使用的鋼筋量約為  $149.9\text{cm}^3/\text{MPa}$ ，而 B2-2 模型所使用的整體鋼筋量為  $12344.4\text{cm}^3$ ，所達到的極限強度為 62.04MPa，換算為每提供的一單位強度所需使用的鋼筋量約為  $199.0\text{cm}^3/\text{MPa}$ ，五螺箍柱之鋼筋用量相較於傳統方箍柱約可節省 24.6%；不管於兩組中之何組比較，五螺箍柱之經濟性亦較傳統方箍柱為優異，詳見表 4.1。

### 4.1.3 五螺箍柱於各種不同配置之差異

本節中針對五螺箍筋柱的各项配置參數作細部調整和分析，以了解在各種參數改變的情況下，五螺箍柱整體強度的變化情形，並藉此進一步了解各參數對強度變化的影響情形。於此主要控制的配置參數有箍筋間距( $s$ )、中心螺箍徑( $d_1$ )、角隅螺箍徑( $d_2$ )、柱斷面中心點到最角落主筋距離( $d_3$ )、中心螺箍之鋼筋截面積( $A_{s1}$ )、角隅螺箍之鋼筋截面積( $A_{s2}$ )等六個參數，而令混凝土強度、主筋強度與號數、箍筋強度等參數為定值。

#### (一)試驗結果比較

##### 1. 改變箍筋間距( $s$ ):

由圖 4.6 可以發現，當箍筋間距減小的時候，其極限強度也隨之提升，當螺箍間距由 70mm 減小為 60mm 時，其極限強度之上升幅度為 4.24%，而螺箍間距由 60mm 減小為 50mm 時，極限強度上升幅度為 3.76%。如同以往的經驗一般，較小的箍筋間距可以達到較佳的強度，但所需成本也會隨之增加，所以設計者必須拿捏其中的平衡關係，而於五螺箍柱中亦為如此。

##### 2. 改變中心螺箍箍徑( $d_1$ ):

由圖 4.7 中可以看出，當增加中心螺箍徑時，五螺箍柱的整體強度會有些許的上升，當中心螺箍徑由 391.55mm 增加到 421.55mm，再提升至 451.55mm，極限強度提升幅度為 1.45% 以及 1.31%。本文推論是由於當中心螺箍徑加大時，柱斷面的圍束區域會隨之上升，除此之外，在圍束強度較高的螺箍交錯區(D 區)的面積也隨之增加，故五螺箍柱的整體強度也因此向上提升。

### 3. 改變角隅螺箍箍徑( $d_2$ )：

如同改變中心螺箍徑一樣，當改變角隅螺箍徑時，整體的圍束面積和交錯區(D 區)的圍束面積也會隨之增加，因此五螺箍柱整體強度亦隨之上升，如圖 4.8 所示。而角隅螺箍徑分別為 179.42mm、189.42mm 以及 199.42mm 時，極限強度之提升幅度分別為 1.81% 以及 1.84%。

### 4. 改變柱斷面中心點至最角落主筋之距離( $d_3$ )：

在改變柱斷面中心點至最角落主筋之距離時，於整體強度的影響並不顯著，如圖 4.9 所示。當  $d_3$  由 298.20mm 提升至 308.20mm 再提升為 318.20mm，其極限強度上升幅度分別僅有 0.44% 和 0.54%，其強度上升幅度並不明顯。雖然在縮小  $d_3$  時，會增加圍束強度較高的交錯區(D 區)的圍束面積，直觀上會認為五螺箍柱之強度應該往上攀升，但結果顯示其差異性並不大，反觀當  $d_3$  減小時，極限強度還有極小幅度之下降情形。本文認為應是雖然交錯區(D 區)圍束面積增加，但整體圍束面積也隨之縮減，因此縱使交錯區面積增加所額外提供的強度，並不足以彌補總圍束面積下降所減少的強度，以至於在極限強度的表現上有不增反減的情形發生。

#### 5. 改變中心螺箍之鋼筋截面積( $A_{s1}$ ):

在加大鋼筋號數以提高箍筋截面積時，其圍束強度也隨之升高。所以在此例子中，中心螺箍圍束區(B 區)的混凝土圍束強度會往上提升，而交錯區(D 區)的圍束強度也會隨之增加，五螺箍柱整體強度藉此往上提升。圖 4.10 中所示為中心螺箍筋分別採用 No.3、No.4、No.5 鋼筋所分析出來的應力－應變曲線情形，其極限強度之提升幅度分別為 5.57% 以及 6.47%。

#### 6. 改變角隅螺箍之鋼筋截面積( $A_{s2}$ ):

如同改變中心螺箍筋鋼筋號數一樣，在增加角隅螺箍筋截面積時，亦會增加角隅螺箍圍束區(C 區)的混凝土強度和交錯區(D 區)的圍束強度，整體強度也因此隨之提升。圖 4.11 中所示為角隅螺箍筋分別採用 No.3、No.4、No.5 鋼筋所分析出來的應力－應變曲線情形，其極限強度之提升幅度分別為 5.48% 以及 7.17%。

#### (二)小結

在以上結果中，文獻[38]亦採用分區應力法進行過類似之分析。於改變中心螺箍徑方面，藉由中心螺箍徑增加(中心螺箍圍束面積增加)，可以提升柱體之極限強度；在角隅螺箍徑提升(角隅螺箍圍束面積增加)時，亦可提升柱體之極限強度；而在改變螺箍間距方面，在螺箍間距縮小的情況下，柱體之極限強度會向上提升。文獻[38]亦有進行以上三個參數之分析比較，其分析結果與本文之結果相同。由這些比較結果可以發現，改變諸多變數都可以達到提升柱體整體強度的效用，包括縮小箍筋間距、加大螺箍箍徑或者是加大箍筋號數等等，但這些設置的改變雖然都可以達到增加柱體強度的目的，但是在改變何種設計參數，對於經濟性上之敏感度較佳，此為工程實務上一個很

重要之課題，而此部分將在之後作進一步之探討。

#### 4.1.4 相異螺箍直徑比之比較

##### (一)試驗結果比較

在五螺箍柱的配置中，中心螺箍與角隅螺箍之箍徑比也是一項可調整之參數，本文在此節設計四種不同螺箍徑比之模型加以分析、比較與討論。

在極限強度方面，如圖 4.19 所示，由圖中可以發現，當螺箍比 ( $d_1/d_2$ ) 降低時，其整體強度將趨於上升，在螺箍直徑比分別由 4.0 降至 1.0 時，其極限強度之上升幅度分別為 1.04%、0.99%、4.00%。本文認為可能是因為螺箍比下降時，雖然圍束面積下降，但中心螺箍的圍束強度亦會提升，雖然角隅螺箍的圍束強度會有些許的降低，但其所占有的圍束面積將隨著螺箍比的上升而增加，對整體強度所貢獻的強度也因此會有些許的貢獻，造成整體的圍束效應提高的結果。而由極限強度的上升幅度中可以發現，其實在螺箍直徑比由 4.0 降至 2.0 時，其強度的成長幅度並不明顯，僅只有 1% 左右而已，但在螺箍直徑比由 2.0 降至 1.0 時，極限強度有高達 4% 的成長，成長幅度較為明顯。

##### (二)小結

雖然將螺箍比設置趨近於 1.0 時，柱體的極限強度成長幅度相對有明顯之增加，是未來值得考慮進行試驗測試的配置之一。但是本文中並未對柱體進行其破壞分析，所以在韌性行為方面仍須進一步加以探討，以避免雖然極限強度提高，但韌性行為卻有顯著之下降，而造成柱體安全性上的疑慮。

#### 4.1.5 五螺箍柱於各種配置時之經濟性比較

##### (一)分析結果比較

此節採用 3.5.1 節中之  $\rho_c$  為參數，進行各種不同配置情況下之五螺箍柱的極限強度以及其箍筋用量之經濟性敏感度分析，於此以橫軸為  $\rho_c$ ，縱軸則為強度比作圖，強度比定義為  $f_{cc}'/f_c'$ ，其中  $f_{cc}'$  為柱體極限強度， $f_c'$  則為混凝土之單軸抗壓強度。以下各點為改變單一參數時之經濟性分析結果：

1. 改變箍筋間距(s)：如圖 4.12 所示，於減少螺箍間距時，在增加鋼筋用量的同時，整體強度隨著向上提升，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升約 54.53。
2. 改變中心螺箍箍徑( $d_1$ )：如圖 4.13 所示，於增加中心螺箍箍徑時，在增加鋼筋用量的同時，整體強度隨著向上提升，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 104.46。
3. 改變角隅螺箍箍徑( $d_2$ )：如圖 4.14 所示，於增加角隅螺箍箍徑時，在增加鋼筋用量的同時，整體強度隨著向上提升，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 104.00。
4. 改變柱斷面中心點至最角落主筋之距離( $d_3$ )：如圖 4.15 所示，於增加柱斷面中心點至最角落主筋之距離時，在沒有增加鋼筋用量的情況下，整體強度會略微向上提升。強度比約增加 0.004 以及 0.005， $\rho_c$  則維持不變。
5. 改變中心螺箍之鋼筋截面積( $A_{s1}$ )：如圖 4.16 所示，於加大中心螺箍鋼筋號數時，在增加鋼筋用量的同時，整體強度亦隨著向上提升，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 66.81。
6. 改變角隅螺箍之鋼筋截面積( $A_{s2}$ )：如圖 4.17 所示，於加大角隅螺

箍鋼筋號數時，在增加鋼筋用量的同時，整體強度亦隨著向上提升，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 37.38。

綜合以上六點，將其強度比對於  $\rho_c$  的關係繪製於同一圖中，可以發現對於改變單一配置參數，於經濟效益上會有各自不同的趨勢，如圖 4.18 所示。

而在改變螺箍比( $d_1/d_2$ )時，亦依照強度比以及  $\rho_c$  作圖，其結果如圖 4.20。當螺箍比於 4.0 降到 3.0 時，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 35.10；當螺箍比由 3.0 降到 2.0 時，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 34.05；當螺箍比由 2.0 降到 1.0 時，平均每增加一單位  $\rho_c$  可使強度比提升 107.76。

## (二)小結

由圖 4.18 中可以發現，在增加柱斷面中心點至最角落主筋之距離( $d_3$ )時，可以於不增加鋼筋用量的前提下稍微提升柱體強度，但其強度增加的幅度有限，其次為盡可能加大中心螺箍筋及角隅螺箍筋的箍徑，如此可以在增加較少鋼筋用量的情況下提升整體強度，而後依次為加大中心螺箍筋號數、減小箍筋間距、增加角隅螺箍筋號數。依此順序配置應可以在增加較少成本的情形下，達到提升整體強度的目的。

在改變螺箍比之分析結果方面，如圖 4.20 所見，不管是在螺箍比由 4.0 降為 3.0 或者是由 3.0 降為 2.0 時，增加鋼筋用量所能提高強度的效率是差不多的，但是當螺箍比由 2.0 減為 1.0 時，其強度上升的效率卻有明顯提高的趨勢。

## 4.2 偏心載重分析部分

### 4.2.1 分析與試驗之比較

本節取用 2.4.3 節所提及的偏心載重試驗[26]中之 Y-Pe 試體的配置狀況進行建模，並取用偏心距  $e$  為 400mm，與試驗中之偏心距相同，以作為對照組分析，與實際的試驗資料比較與討論。

#### (一)試驗結果比較

分析結果如圖 4.21 所示，其中縱軸為偏心載重之大小(Force)，橫軸則為柱斷面受壓端之控制應變(Compressed Extremity Strain)。由圖 4.21 中可發現，分析結果與實際試驗曲線[26]的吻合性還算不錯。因本文採用簡化之分析計算，所以在與實際試驗曲線的比較上仍有些微誤差，在線性段方面分析值與試驗值約有 10% 的誤差( $\frac{|分析值-試驗值|}{試驗值}$ )；而在極限強度部分，分析結果得到的極限強度為 3.91MN，實際試驗值則為 3.96MN，誤差則為 1.3%，在極限強度的分析部分可以說準確性相當高。

#### (二)小結

本分析值與試驗值之比較結果中可以發現，本文所採用的簡化分析模型，在極限強度方面之預測是為準確，但在曲線成長過程中，仍存在有些微的誤差，可能為試驗過程中之不穩定因素，亦可能為分析之模型過度簡化之原因，因試驗比對之資料仍不足夠，所以尚無法確定為何種因素所造成。

### 4.2.2 與傳統方箍柱之比較

本節藉著此簡化之模型，進行一連串不同偏心距之分析，以期能



達成建構一五螺箍混凝土柱之 P-M 互制影響圖，進一步觀察此五螺箍混凝土柱於偏心載重下是否有其缺失。再利用試驗中之 T-Pe 試體之配置，另外建置一傳統方箍柱之簡化模型，以分析傳統方箍柱之 P-M 互制影響圖，並與五螺箍混凝土柱之曲線加以比較。

### (一)分析結果比較

此五螺箍混凝土柱模型與傳統方箍柱模型所分析完成之 P-M curve 如圖 4.22 所示，由圖中可以發現，五螺箍混凝土柱於此種配置中，其 P-M 交互影響曲線與傳統方箍柱大致上差異不大，如同一般傳統方箍柱般，具有壓力控制斷面、拉力控制斷面等分區。以下針對各分區分別做五螺箍柱與傳統方箍柱之比較與討論：

#### 1. 壓力控制區：

於此配置中，壓力控制區約略落在  $e/B$  為 0% 至 33.33% 之間。於壓力控制區中可以發現，五螺箍柱與傳統方箍柱在相同偏心距下，五螺箍柱之表現與傳統方箍柱差異並不是太大：於所能承受之力量方面，五螺箍柱平均約高出傳統方箍柱 0.93% 左右；於所能承受之力矩部分，五螺箍柱平均約高出傳統方箍柱 0.77% 左右。雖五螺箍柱表現較為突出，但兩者之性能差異皆於 1% 以下，差距並不明顯。

#### 2. 拉力控制區：

於此配置中，拉力控制區約略落在  $e/B$  為 33.33% 之後。於拉力控制區中，我們可以看到五螺箍柱之性能仍稍微較傳統方箍柱為優異。於所能承受之力量方面，五螺箍柱平均約高出傳統方箍柱 1.16% 左右；於所能承受之力矩部分，五螺箍柱平均亦約高出傳統方箍柱 1.16% 左右。兩者之性能差異性比於壓力控制區時之表現

略為明顯一些，但差異也僅稍微高於 1% 而已。

五螺箍混凝土柱與傳統方箍柱之 P-M curve 詳細數據分別如表 4.2 與表 4.3 所示。

## (二)小結

由以上五螺箍柱與傳統方箍柱之 P-M curve 比較中可知，五螺箍柱於偏心載重部分之性能表現略優於傳統方箍柱，但兩者之性能差異僅在 1% 左右，差異並不明顯。本文認為，此兩種配置之柱體，於純軸壓之試驗時所得到之極限強度差異並不大，而在進行偏心載重分析時，重點即為柱體之極限強度，而非其韌性行為，所以兩者在受偏心載重時的效能差異並不大，相差都僅止在 1% 左右而已。

### 4.2.3 五螺箍柱於各種不同配置之差異

#### (一)分析結果比較

本節利用軸壓載重分析中之 C 組配置進行偏心載重之 P-M curve 分析，期望由此分析比較中得知，於軸壓試驗中較為優異之配置，於偏心載重下之效能是否仍然保持其優異性，分析結果如下：

##### 1. 改變箍筋間距(s)：

由圖 4.23 可以發現，箍筋間距較低之模型可以得到較佳之效能。於壓力控制區部分，當箍筋間距每降低 10mm，其效能提升幅度大約都維持在 4% 至 5% 左右。經過平衡點後，即進入拉力控制區，仍以較小之箍筋間距之效能較為優異，但隨著偏心距之增加，其效能增幅亦隨之降低，大約由 4% 慢慢降低至 0.4% 左右。

## 2. 改變中心螺箍箍徑( $d_1$ )：

由圖 4.24 中可以發現，當中心螺箍徑增加時，柱體之效能會隨之增加。於壓力控制區部分，雖然強度增幅較小，但隨著中心螺箍徑之增加，仍有 1% 至 1.5% 左右之增幅；進入拉力控制區後，其效能差異亦隨著偏心距之增大而越來越小，由 1% 降至 0.4% 左右。

## 3. 改變角隅螺箍箍徑( $d_2$ )：

由圖 4.25 中可以發現，當中心螺箍徑增加時，柱體效能亦會隨之增加。於壓力控制區部分，各偏心距下因角隅螺箍徑增加而造成的強度增幅約在 1.6% 左右；拉力控制區部分，強度增加度則隨著偏心距之增加而漸漸縮小，由平衡點之 1.4% 漸漸降低至 0.4% 左右。

## 4. 改變柱斷面中心點至最角落主筋之距離( $d_3$ )：

由圖 4.26 中可以發現，在改變  $d_3$  距離時，當  $d_3$  距離增加會使柱體之效能向上提升。與前幾個參數較為不同的是，改變此參數時，效能差異最明顯之處是在平衡點之處，而從平衡點出發，偏心距的減小或者增加都會使效能差異越趨縮小。主要原因是當  $d_3$  改變時，主筋之配置亦會隨之改變，隨著  $d_3$  的增加，最外緣主筋之配置就會更接近柱斷面之端線，而使平衡點之中性軸下移，造成其所能承受之強度較高。因此柱體在平衡點之效能差異較為明顯。而從平衡點至純軸壓點，強度增幅約從 5% 降至 0.5% 左右；從平衡點至純彎矩點，強度增幅約從 5% 降低至 3% 左右。

#### 5. 改變中心螺箍之鋼筋截面積( $As_1$ ):

由圖 4.27 中可以發現，在增加中心螺箍之鋼筋號數，隨著圍束強度之提高，柱體之效能亦隨之提高。在此部分強度之增幅會隨著偏心距之增加而漸漸降低，由純軸壓時的 6% 降低至平衡點的 1.6%，而過平衡點之後，強度增幅則漸漸降低至 0.3% 左右。

#### 6. 改變角隅螺箍之鋼筋截面積( $As_2$ ):

由圖 4.28 中可以發現，當增加角隅螺箍筋之鋼筋號數，亦會增加柱體之效能。在改變此參數之前提下，柱體在平衡點之效能差異最大，可以達到 8% 至 10% 左右。而偏心距縮小進入壓力控制區部分，效能差異則漸漸降低至 6% 左右；增加偏心距進入拉力控制區時，效能差異則會漸漸降低至 1.6% 左右。雖然在平衡點時之中性軸位置並無改變，但因角隅螺箍號數增加會造成角隅螺箍內之混凝土圍束強度，而此因素在平衡點時之強度貢獻較為明顯，也因此造成在平衡點時之效能差異較為明顯。

### (二)小結

由以上六個相異變數之分析結果來看，在軸壓狀況下若能使極限強度提升，於偏心載重下之效能亦會隨之提升。以上六個變數除改變  $d_3$  距離以及改變角隅螺箍筋之鋼筋號數外，其餘變數改變所造成之柱體效能差異，皆會隨著偏心距之增加而漸漸降低。在改變  $d_3$  距離時，因主筋之配置會隨之改變，造成平衡點時之中性軸位置改變，導致在此平衡點時之強度會有較大的差異。而在改變角隅螺箍筋號數時，會造成角隅螺箍內之混凝土圍束強度較高，因此在平衡點時之中性軸位置雖然固定，但角隅螺箍所貢獻之圍束強度會使柱體之效能有較為明顯之提升，因此平衡點之效能差異會較為明顯。

#### 4.2.4 相異螺箍直徑比之比較

##### (一)分析結果比較

本節利用軸壓載重分析中之 D 組配置進行偏心載重之 P-M curve 分析，期望由此分析比較中得知，於軸壓試驗中較為優異之配置，於偏心載重下之效能是否仍然保持其優異性。

由圖 4.29 中可以發現，在純軸壓的狀況下，當螺箍直徑比( $d_1/d_2$ ) 越小，效能會越為優異。但由圖中可以發現，在偏心載重分析下，在偏心距接近平衡點時開始，出現了螺箍直徑比越小，效能表現越為出色的情形。在純軸壓的部分，螺箍直徑比為 1.0 之效能約高 4.0 之效能約 6% 左右，但在偏心載重分析下，螺箍直徑比為 4.0 的效能最高卻能高出 1.0 之效能約 13% 左右。可見當螺箍直徑比越低，其抗偏心之能力也會隨之降低，且降幅不容小覷。

##### (二)小結

雖然在軸壓分析中發現，當螺箍直徑比越小，則極限強度會隨之提高，但在此部分考慮偏心載重之情況下，螺箍直徑比越小卻也造成偏心乘載效能之喪失，且喪失幅度能達到 13% 之多。因為實際情況下並不會有純軸壓之力學行為發生，因此應該留意實際之受力情形，並加以分析，以決定採用何種柱體之配置會較為優異且安全。

## 第五章 結論與建議

### 5.1 結論

1. 於軸壓分析方面，根據文獻[30]之試驗與本文分析比較的結果，排除 A 組之第二組比較數據，其餘兩組之分析結果與實際試驗值之曲線吻合性良好，可以得知本文中所使用的有限元素模型具有一定之準確性。
2. 本文之分析結果與文獻[38]之分區應力法分析結果比較，本文之分析結果較文獻[38]之結果更接近試驗值，可信度較高，但相對的分析之時間成本亦隨之增加。
3. 同樣採用 Mander 圍束理論的前提下，文中進行了五螺箍混凝土柱與傳統方箍柱的軸壓載重分析，分析結果中顯示，五螺箍混凝土柱與傳統方箍柱在相同成本考量的前提下，其極限強度差異並不顯著，兩者的最大差別在於其韌性行為，五螺箍混凝土柱於達到極限強度後，整體強度會緩慢下降後才趨於破壞；而傳統方箍柱卻在達到極限強度後，其整體強度便急速的下降，如此可以看出五螺箍混凝土柱所能吸收的能量較傳統方箍柱為多，且安全性亦較高。
4. 軸壓載重分析中可以發現，在變動各種參數之數值時，皆可以提升五螺箍柱之整體強度，但由經濟性的層面來看，於設計上首先可以讓保護層厚度維持在規範所訂定之最小值，提升圍束區之面積以提升柱之強度；其次可以改變中心及角隅螺箍徑，加大此兩個參數可以在增加少量的箍筋用量的前提下增加較多的抗壓強度；

接下來可以考慮加大中心螺箍筋的號數以增加強度；最後才考慮減小箍筋間距或者是加大角隅螺箍筋的號數。如此可以較經濟的提升柱體之極限強度。

5. 在考慮不同螺箍筋直徑比( $d_1/d_2$ )的情況下，發現在軸壓載重時，螺箍直徑比 1.0 時較其他比值較為具有經濟性。因為在螺箍直徑比為 2.0~4.0 時，增加固定鋼筋用量所能提升的極限強度大同小異，但是當螺箍直徑比由 2.0 降至 1.0 時，明顯可以看出極限強度的上升幅度大幅增加。
6. 本研究中所得之偏心載重分析結果，在極限強度部分，分析結果與試驗[26]結果僅有 1.3% 的誤差，準確性高。
7. 在偏心載重的情況下，五螺箍柱與傳統方箍柱在各偏心距下之性能表現，五螺箍柱略優於傳統方箍柱，但差異不甚明顯，皆維持在 1% 左右。
8. 在考慮五螺箍柱之各種單參數改變時，當軸壓分析部分所得之極限強度較高，皆可以得到在偏心乘載之表現亦會較為優異的結果。
9. 在改變螺箍直徑比( $d_1/d_2$ )之情況下，雖然螺箍直徑比較低之柱體配置會得到效能較為優異的抗壓極限強度，但柱體也會因此喪失偏心乘載之效能，意即螺箍直徑比下降，則軸壓極限強度上升，偏心乘載能力下降；若螺箍直徑比上升，則軸壓極限強度下降，但偏心乘載能力則得到提升。

## 5.2 建議

1. 本論文中之軸壓有限元素模型並沒有考慮到鋼筋元素與混凝土元素之間的滑移情形，未來可以考慮於鋼筋元素與混凝土元素之間加入連結元素模擬其握裹與滑移之情形，如此勢必能使模擬之行為更接近實際情況。
2. 本研究中顯示，當螺箍筋直徑比為 1.0 時其極限強度最高，但是當螺箍直徑比為 1.0 時，其破壞行為將較難預測。原本設計之中心螺箍徑較大，角隅螺箍筋較小的情形，可以預測中心螺箍筋會較先破壞，而進一步可以進行破壞分析；而當螺箍直徑皆相同時，率先破壞者就不一定為中心螺箍筋，而可能由角隅螺箍筋率先破壞，如此於破壞後之行為就較難預測，此為將來值得探討的課題之一。
3. 本研究中之偏心分析，因所採用之有限元素分析軟體無法準確的模擬混凝土之行為，故改採用簡化之模型進行分析，未來應考慮使用能準確模擬混凝土行為之有限元素分析軟體來進行較為精確之分析。
4. 本研究中之僅進行單軸偏心的分析，未來可以進行雙軸偏心載重分析，進一步能得知在雙軸偏心的情況下，五螺箍混凝土柱之力學行為情形。
5. 在相異螺箍直徑比下所得到之柱體效能會隨偏心距之不同而產生差異，因此在未來之設計上應該考慮實際之受力情形，以決定採用何種螺箍直徑比之設計會較為優異且安全。



6. 本研究中採用的 Mander 圍束理論作為五螺箍筋柱的材料組成律，但此理論僅適用於一般強度混凝土，高強度混凝土並不在其範疇內，但往後將會成為一個採用高強度混凝土及高強度鋼筋的營建材料時代，所以將來勢必需要找出一套適用於高強度混凝土的圍束理論替代 Mander 圍束理論，以進一步得到當使用高強度混凝土時的五螺箍混凝土柱之力學行為。



## 參考文獻

1. Razvi, S.; and Saatcioglu, M., “Confinement Model for High-Strength Concrete’, Journal of Structural Engineering, ASCE, V125, No.3, Mar. 1999, pp.281-289.
2. Li, B.; Park, R.; and Tanaka H., “Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High and Normal-Strength Transverse Reinforcements”, ACI Structural Journal, Vol.98, No.3, May-Jun.2001, pp.395-406.
3. Sfer, D., I. Catol, R. Gettu, and G. Etse, “Study of the Behavior of Concrete under Triaxial Compression.” Journal of Engineering Mechanics, V.128, No.2, Feb. 1, 2002, pp.156-163.
4. Bazant, Z. P., and T. Tatsuya, “Total Strain Theory and Path-Dependence of Concrete”, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, V.106, No.EM6, 1980, pp.1151-1173
5. Kent, D. C.; and Park, R., “Flexural Members with Confined Concrete”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, ST7, Jul. 1971, pp.1969-1990.
6. Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L. “A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stress”, Bulletin 185, Univ. of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, Ill, 1928.
7. Park, R.; Priestley M. J. N.; and Gill, W. D., “Ductility of Square-Confined Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.108, ST4, Apr.1982, pp.929-951.
8. Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M., “Analytical Model for Concrete

- Confinement in Tied Column”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, ST12, Dec. 1982, pp.2703-2722.
9. Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; and Park, R., “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No.8, Aug. 1988, pp.1827-1849.
  10. Saatcioglu, M., and Razvi. S. R., “Strength and Ductility of Confined Concrete”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 118, No.6, June. 1992, pp.1590-1607
  11. Cusson, D.; and Paultre, P., “Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete’, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.3, Mar. 1995, pp.468-477.
  12. Hoshikuma, J., K. Kawashima, K. Nagaya, and A.W. Taylor, “Stress-Strain Model for Confined Reinforced in Bridge Piers’, Journal of Structural Engineering, V.123, No.5, 1997, pp.624-633.
  13. Wang, Y. C., and Restrepo, J. I., “Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined With Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets”, ACI Structural Journal, Vol. 98, No.3, May-June, 2001, pp.377-385.
  14. Martinez, S., “Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Column,” PhD thesis, Cornell, Univ., Ithaca, N.Y..
  15. Légeron, F., and Paultre, P., “Uniaxial Confinement Model for Normal and High-Strength Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129, No.2, Feb.2003, pp.241-252.
  16. P.K. Mehta and P. J. M. Monteiro, Concrete Structure, Properties, and Materials, Prentice-Hallm 1993, pp.548.
  17. Chang, G. A., and Mander, J. B., “Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I-Evaluation of Seismic Capacity,” Technical Report NCEER-96-0006, NCEER, State University of New York, Buffalo, N. Y., 1994, pp.3-32~3-34.

- 18.Mander, J. B., “Seismic Design of Bridge Piers”, Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1983.
- 19.S.A. Mirza, and J.G. MacGregor, “Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bar”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.105, No.5, May, 1979, pp.921-937.
- 20.Chu-Kia Wang and Charles G. Salmon, “Reinforced Concrete Design”, 6<sup>th</sup> edition. 王權銘、白志宏、李依平、林錦堂、鍾永樑合譯,「鋼筋混凝土設計」, 東華書局, 2000, pp. 026。
- 21.毛昭綱,「鋼筋混凝土學」, 全華科技圖書股份有限公司, 2005, pp.1-10。
- 22.康淵、陳信吉,「ANSYS 入門」, 全華圖書股份有限公司, 2008。
- 23.李園,「ANSYS 土木工程應用實例」, 中國水利水電出版社, pp.76-106。
- 24.尹衍樑、翁正強、王瑞禎、梁景裕、黃俊銘,「組合式五螺箍應用於矩形 SRC 柱之試驗研發」, 結構工程, 中華民國結構工程學會, 第二十二卷, 第三期, pp.3-27, 台北, 2007。
- 25.翁正強、尹衍樑、王瑞禎、梁景裕、施祖涵,「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, p.85-113, 台北, 2008。
- 26.張國鎮、尹衍樑、王瑞禎、王柄雄,「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, pp.101-124, 台北(2005)。
- 27.林士平(林建宏指導),「不同流動性混凝土之圍束行為」, 博士論文, 國立中興大學土木工程學系, 2005。
- 28.陳彥睿(陳振川指導),「鋼管圍束高強度纖維混凝土於高溫力學行為研究」, 碩士論文, 國立台灣大學土木研究所, 1999。

29. 章文皇(王勇智指導),「鋼筋混凝土三軸拱圍束效應用於補強柱受軸向及撓曲變形之探討」,碩士論文,國立中央大學,2004。
30. 王柄雄(張國鎮指導),「新矩形混凝土柱圍束型式之研究」,碩士論文,國立台灣大學土木研究所,2005。
31. 丁煒宏(詹穎雯指導),「高強度混凝土柱韌性行為之研究」,碩士論文,國立台灣大學土木研究所,2002。
32. 陳景仁(許協隆指導),「高強度鋼骨鋼筋混凝土含鋼量與耐震行為研究」,國立中央大學土木工程研究所,2002。
33. 陳高惇(陳振川指導),「加勁 UHPC 圍束混凝土之單軸抗壓行為」,碩士論文,國立台灣大學土木研究所,2002。
34. 林斯頌(蔡益超指導),「考慮不同圍束混凝土組成律模式對於鋼筋混凝土結構物耐震能力之影響」,碩士論文,國立台灣大學土木研究所,2007。
35. 楊清宏(胡宣德指導),「複合材料圍束混凝土構材受軸力行為之數值分析」,碩士論文,國立成功大學土木工程研究所,2006。
36. 卓俊木(劉顯光指導),「複材纏繞補強混凝土圓柱之有限元素分析」,碩士論文,逢甲大學材料與製造工程研究所,2006。
37. 陳柏志(江支弘指導),「鋼筋拉拔與混凝土握裹破壞之有限元素法分析」,朝陽科技大學營建工程研究所,2002。
38. 賴彥君(陳振川指導),「五螺箍混凝土柱載重韌性之分析研究」,碩士論文,國立台灣大學土木研究所,2008。
39. 「混凝土工程設計規範與解說」,中國土木水利工程學會,土木401-86。
40. 「混凝土工程施工規範與解說」,中國土木水利工程學會,土木402-94。

表 2.1 試體設計表[30]

	混凝土強度(kg/cm <sup>2</sup> )	箍筋間距(mm)	橫向鋼筋	鋼筋間隔數	體積比(%)
C2-1	350	50	Φ 13-2800	22	2.56
C2-2	700	75	Φ 12-2800	15	1.56
C2-3	350	70	Φ 16-2800	16	2.2
		70	Φ 13-2800	16	
C2-4	350	60	Φ 13-2800	19	2.2
C2-5	350	50	Φ 10-2800	22	1.44
各試體內含 16 根#8 號之主筋，強度均為 4200kg/cm <sup>2</sup>					

表 2.2 試驗結果[30]

	鋼筋比(%)	混凝土強度(kg/cm <sup>2</sup> )	試體強度(kg/cm <sup>2</sup> )	強度比	試體韌性比(%)
C2-1	2.56	394	602	1.53	2.2
C2-2	1.56	833	616	0.74	0.99
C2-3	2.2	403	567	1.41	2.67
C2-4	2.2	403	537	1.33	1.44
C2-5	1.44	394	505	1.28	1.60

表 2.3 混凝土平均抗壓強度[26]

材齡(天)	柱偏心試體		
	Y-Pe	T-Pe	Yw-Pe
7 天	31MPa	31MPa	30MPa
28 天	49MPa	49MPa	38MPa
試驗當天	50MPa	51MPa	48MPa

表 2.4 鋼筋實驗強度[26]

鋼筋規格 (SD420W)	降伏強度 (MPa)	極限強度 (MPa)	伸長率 (%)
D10(#3)	448	630	23
D25(#8)	445	670	17

表 3.1 有限元素分析與試驗結果比較之試體配置表

試體編號	d <sub>1</sub> (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	d <sub>3</sub> (mm)	s(mm)	中心螺箍 號數	角隅螺箍 號數
A1-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
A1-2	Experiment					
A2-1	391.55	179.42	318.20	60	No.4	No.4
A2-2	Experiment					
A3-1	394.55	179.42	318.20	70	No.5	No.4
A3-2	Experiment					

表 3.2 五螺箍筋柱與傳統方柱比較之試體配置表

試體編號	d <sub>1</sub> (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	d <sub>3</sub> (mm)	s(mm)	中心螺箍 號數	角隅螺箍 號數
B1-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
B2-1	391.55	179.42	318.20	60	No.4	No.4
試體編號	圍束區 邊長	--	--	箍筋間距	螺箍筋 號數	--
B1-2	540.0	--	--	46	No.4	--
B2-2	540.0	--	--	40	No.4	--

表 3.3 改變五螺箍筋柱配置之試體配置表

變數		d <sub>1</sub> (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	d <sub>3</sub> (mm)	s(mm)	中心螺 箍號數	角隅螺 箍號數
變間距	C1-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C1-2	391.55	179.42	318.20	60	No.4	No.4
	C1-3	391.55	179.42	318.20	70	No.4	No.4
變中心螺箍徑	C2-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C2-2	421.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C2-3	451.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
變角隅螺箍徑	C3-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C3-2	391.55	189.42	318.20	50	No.4	No.4
	C3-3	391.55	199.42	318.20	50	No.4	No.4
變P-距離	C4-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C4-2	391.55	179.42	308.20	50	No.4	No.4
	C4-3	391.55	179.42	298.20	50	No.4	No.4
變中心螺箍號數	C5-1	391.55	179.42	318.20	50	No.3	No.4
	C5-2	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C5-3	391.55	179.42	318.20	50	No.5	No.4
變角隅螺箍號數	C6-1	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.3
	C6-2	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.4
	C6-3	391.55	179.42	318.20	50	No.4	No.5



表 3.4 改變螺箍直徑比之試體配置表

試體編號	$d_1(\text{mm})$	$d_2(\text{mm})$	$s(\text{mm})$	保護層厚度 (mm)	$d_1/d_2$
D1-1	270.0	270.0	50	20	1.0
D1-2	420.0	210.0	50	20	2.0
D1-3	510.0	170.0	50	20	3.0
D1-4	560.0	140.0	50	20	4.0

表 3.5 是否考慮混凝土抗拉強度之分析比較表

考慮抗拉強度			不考慮抗拉強度	
受壓端應變	總反力(MN)	差異	受壓端應變	總反力(MN)
0	0	0%	0	0
0.001	1.886747	0.27%	0.001	1.881844
0.0015	2.737954	0.295%	0.0015	2.729888
0.002	3.369592	0.23%	0.002	3.361829
0.0025	3.75696	0.308%	0.0025	3.745403
0.003	3.922684	0.157%	0.003	3.916513
0.0035	3.846359	0.261%	0.0035	3.836312

表 4.1 五螺箍筋柱與傳統方柱之經濟性效益比較表

試體編號	總鋼筋用量( $\text{cm}^3$ )	柱極限強度(MPa)	提供一單位應力 所需鋼筋量 ( $\text{cm}^3/\text{MPa}$ )
B1-1	10621.601	61.53	172.624
B1-2	10734.261	60.70	176.829
B2-1	8851.334	59.03	149.946
B2-2	12344.40	62.04	198.974

表 4.2 偏心載重五螺箍柱之 P-M cruve 數據表

Pn(MN)	e(m)	e/B	Mn(MN-m)
23.14	0.00	0.00%	0.000
18.55	0.05	8.33%	0.928
15.15	0.10	16.67%	1.515
12.43	0.15	25.00%	1.865
9.89	0.20	33.33%	1.978
7.72	0.25	41.67%	1.930
6.10	0.30	50.00%	1.830
4.84	0.35	58.33%	1.694
3.91	0.40	66.67%	1.564
3.24	0.45	75.00%	1.458
2.78	0.50	83.33%	1.390
2.40	0.55	91.67%	1.320
0.00	--	--	0.830

表 4.3 偏心載重下傳統方箍柱之 P-M cruve 數據表

Pn(MN)	e(m)	e/B	Mn(MN-m)
22.78	0.00	0.00%	0.000
18.52	0.05	8.33%	0.926
15.09	0.10	16.67%	1.509
12.31	0.15	25.00%	1.847
9.74	0.20	33.33%	1.948
7.60	0.25	41.67%	1.90
6.01	0.30	50.00%	1.803
4.77	0.35	58.33%	1.670
3.86	0.40	66.67%	1.544
3.24	0.45	75.00%	1.458
2.74	0.50	83.33%	1.370
2.39	0.55	91.67%	1.315
0.00	--	--	0.820

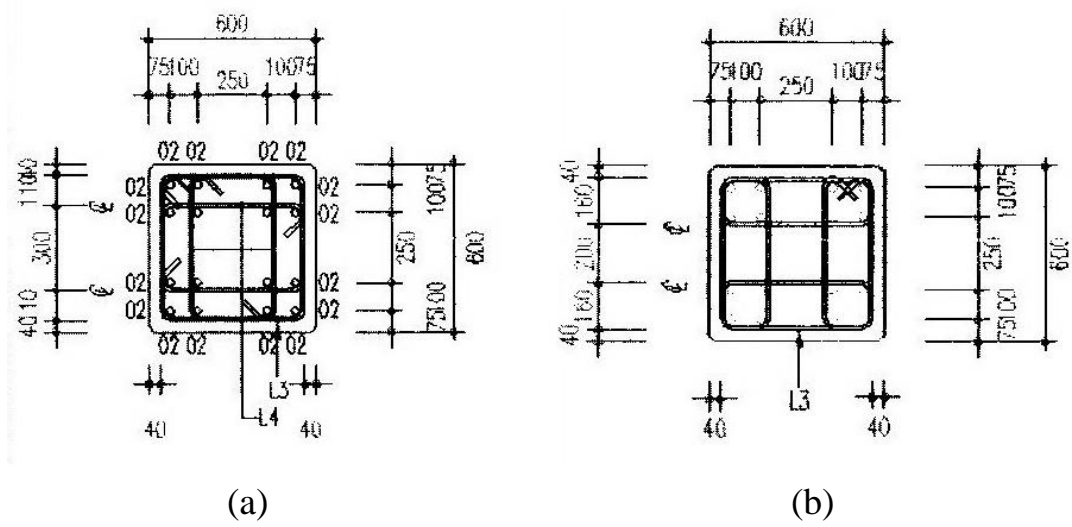


圖 2.1(a)、(b) 傳統式箍法與一筆箍[30]

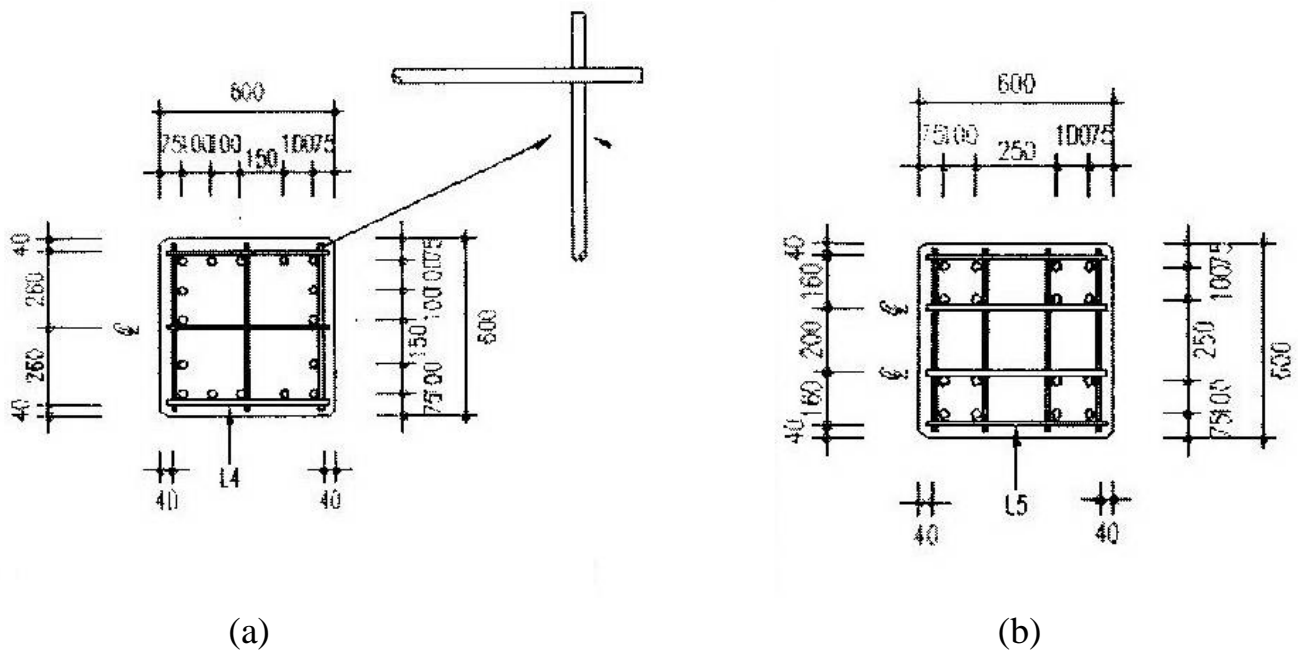


圖 2.2(a)、(b) 四宮格與九宮格[30]



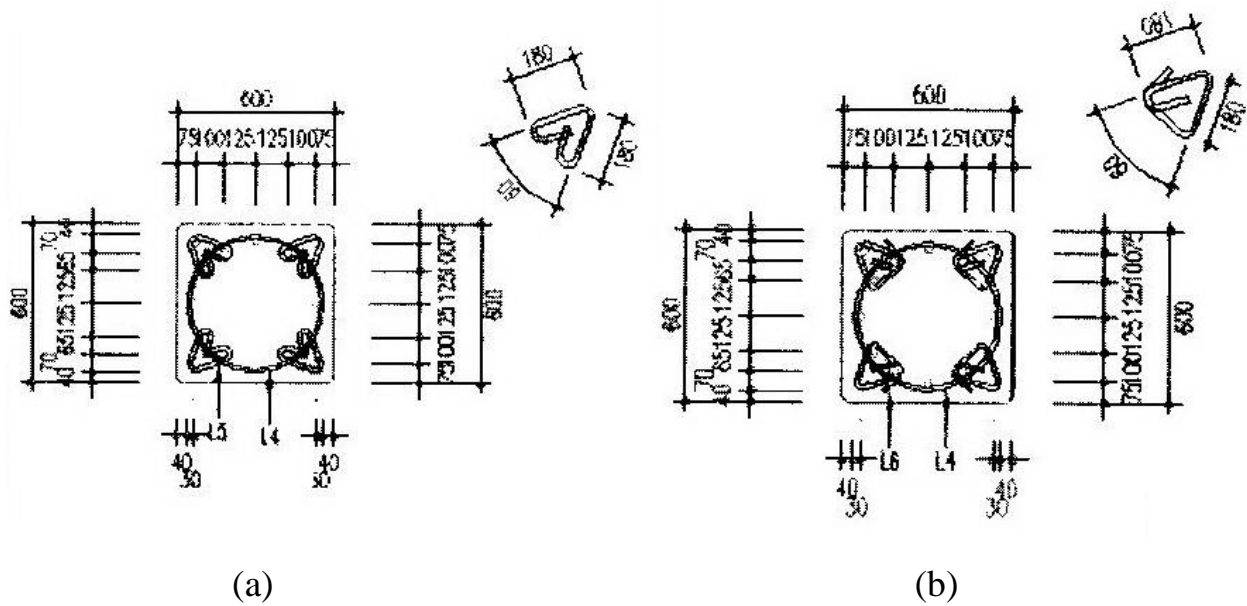


圖 2.5(a)、(b) 變形一與變形二[30]

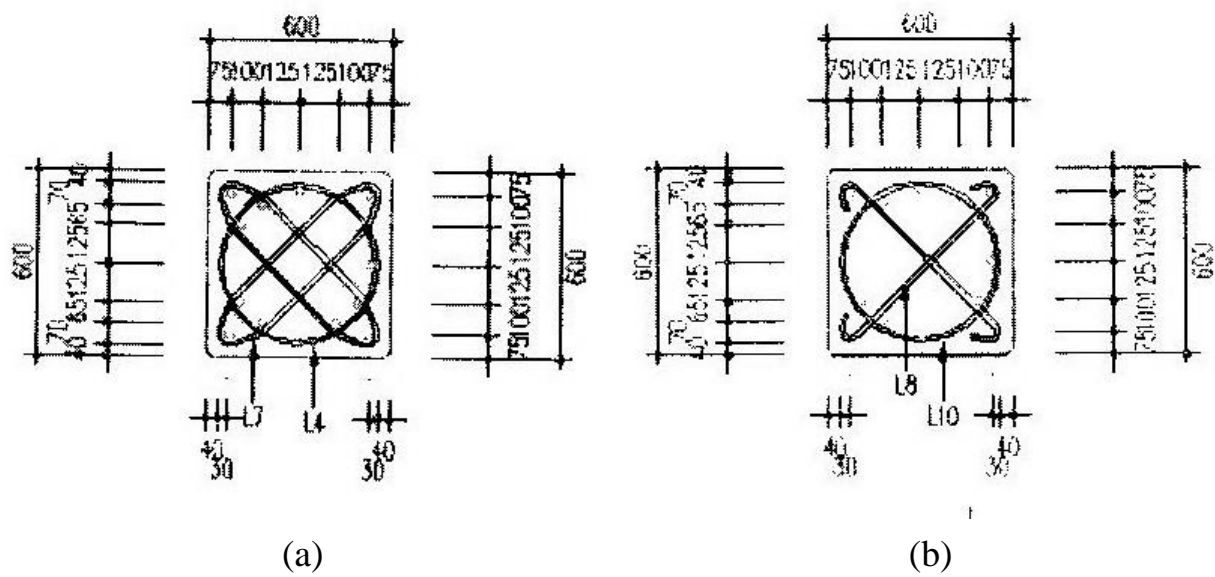


圖 2.6(a)、(b) 變形三與變形四[30]



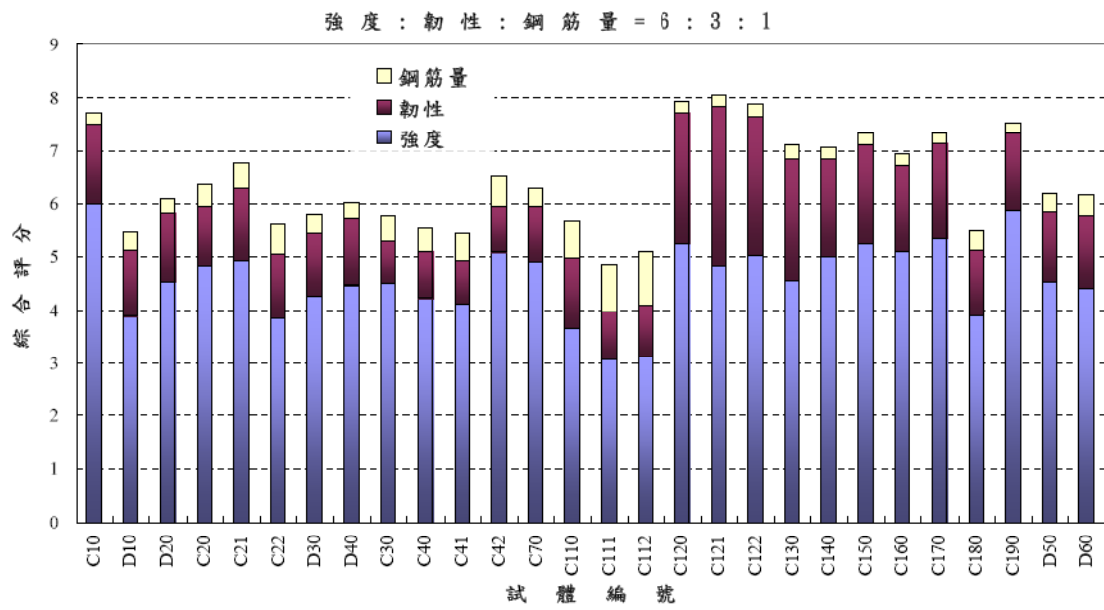


圖 2.9 試體綜合評分[30]

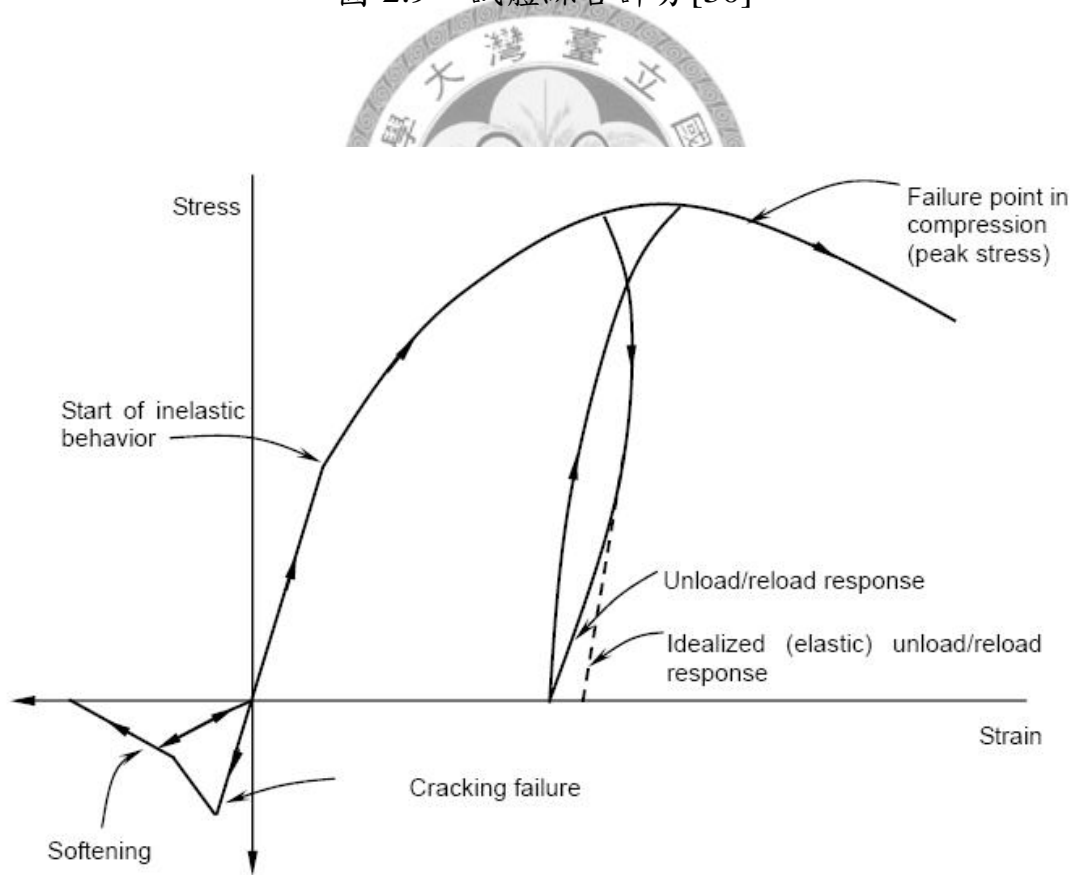


圖 2.10 一般混凝土受到壓拉力之應力—應變曲線

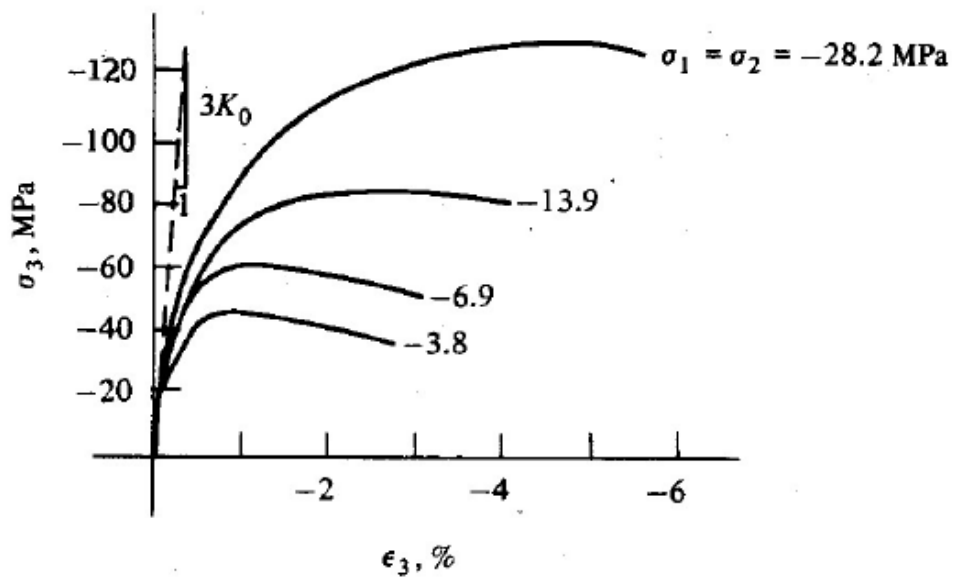


圖 2.11 混凝土受較低及中等圍束應力之三軸試驗[6]

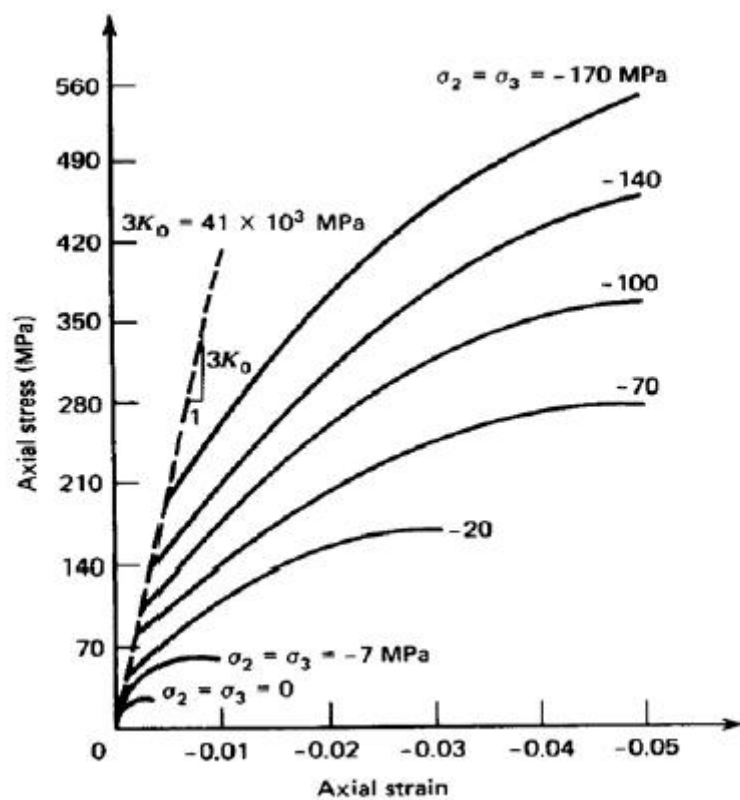


圖 2.12 混凝土受較大圍束應力之三軸試驗[6]



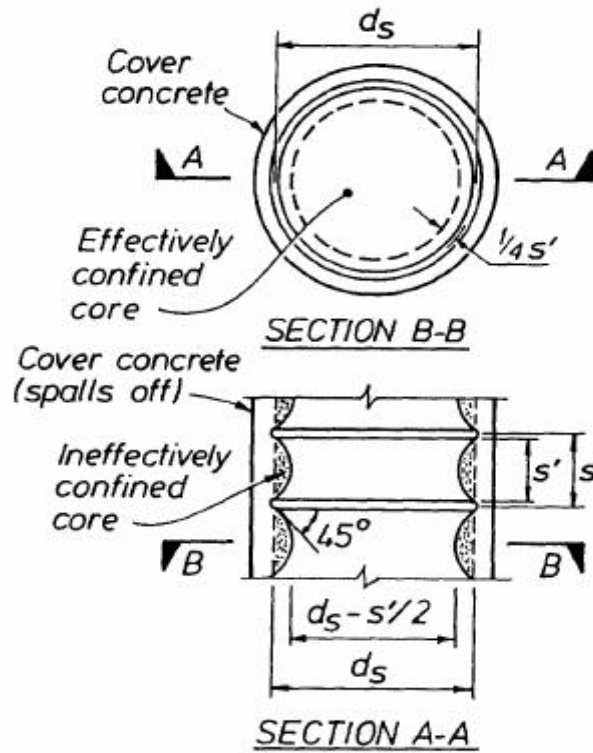


圖 2.13 圓形斷面之有效圍束面積

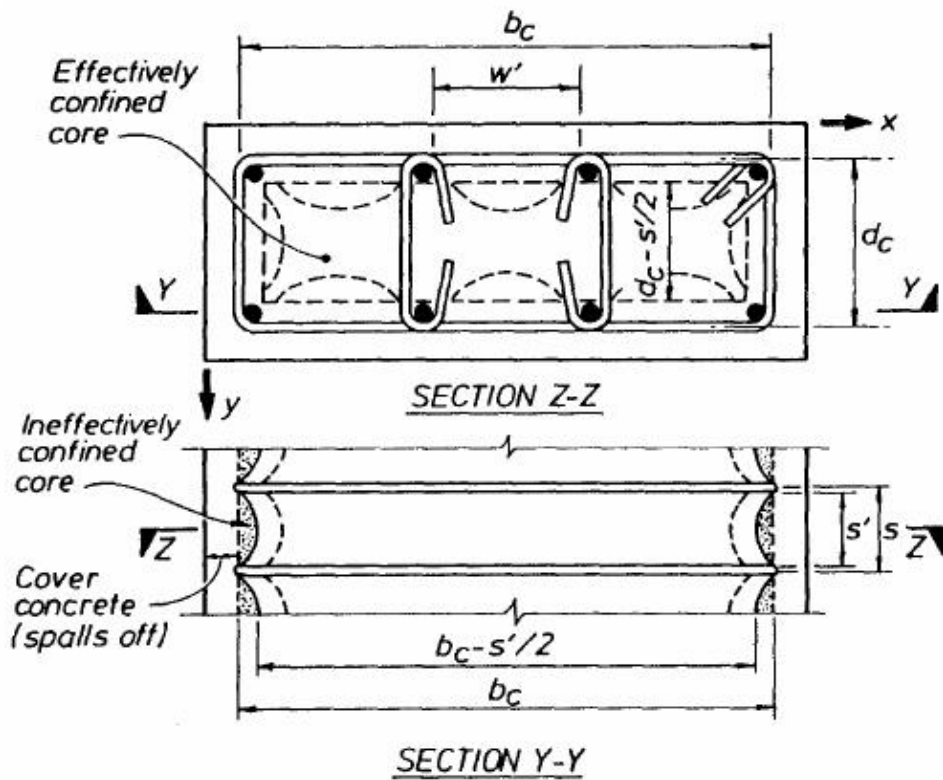


圖 2.14 矩形斷面之有效圍束面積

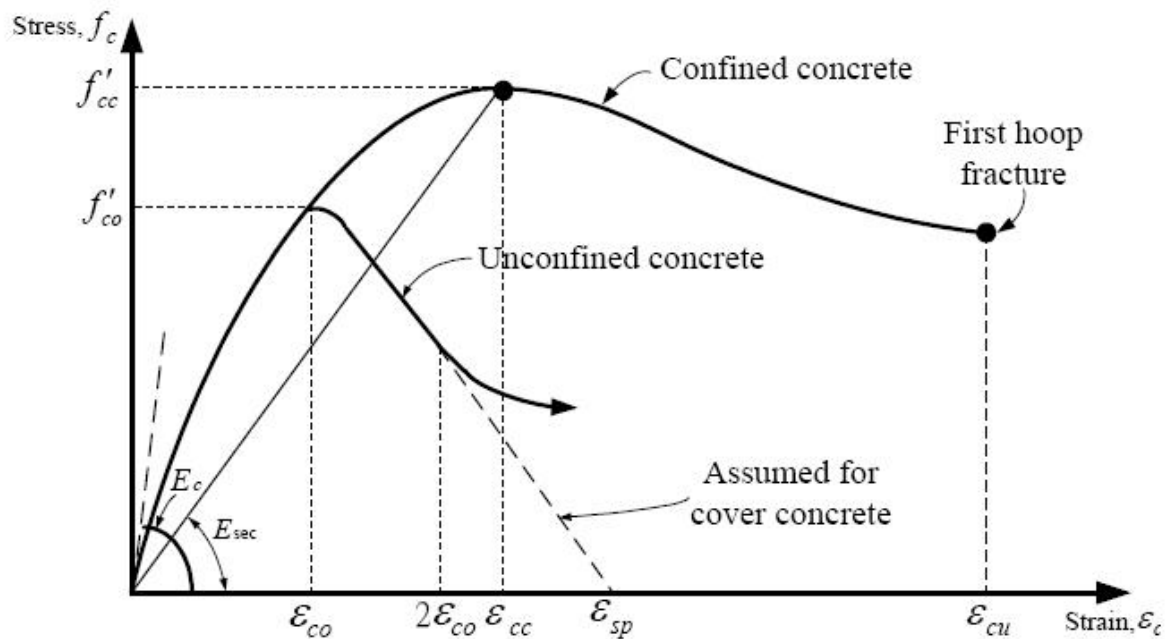


圖 2.15 Mander et al. 應力—應變模式[9]

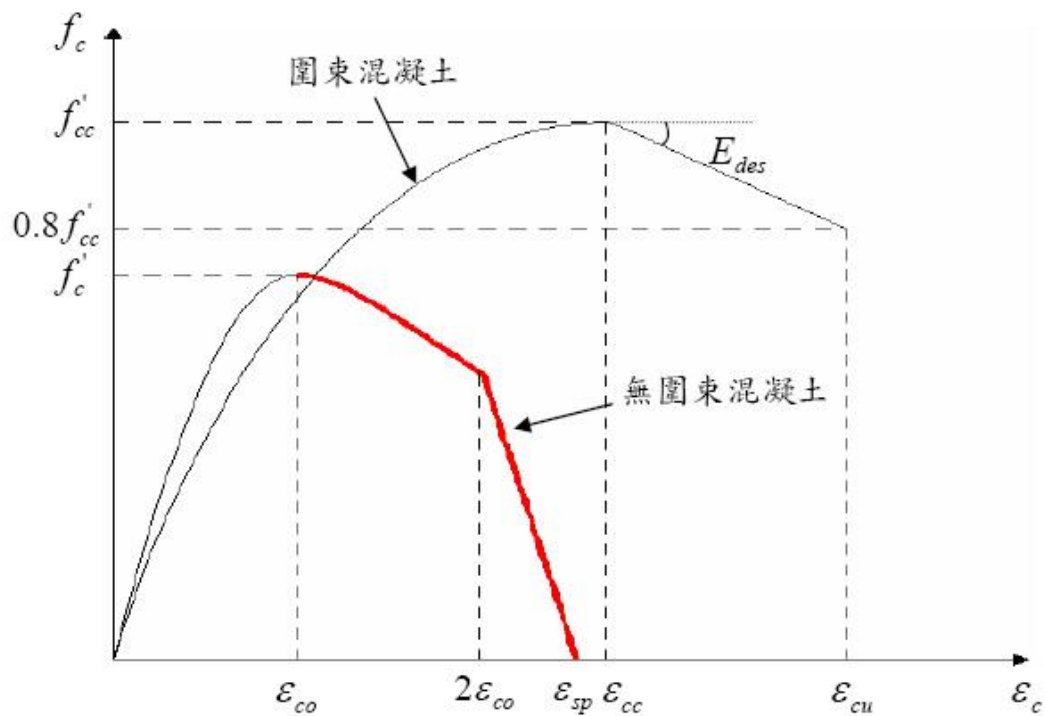


圖 2.16 Hoshikuma 應力—應變模式[12]

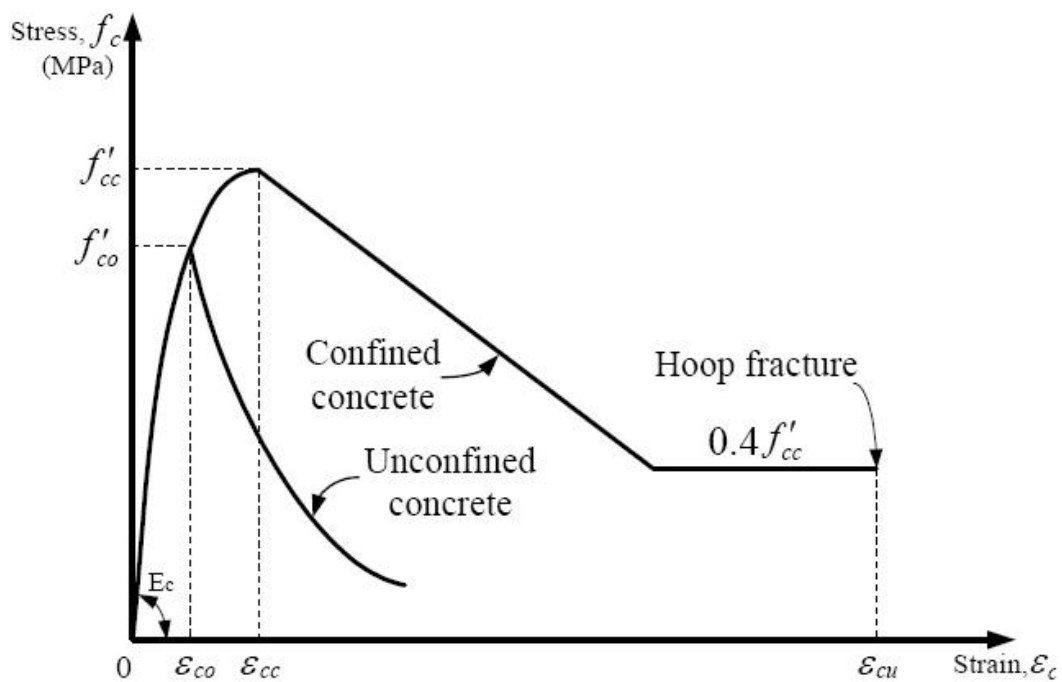


圖 2.17 Bing et al. 應力—應變模式[18]

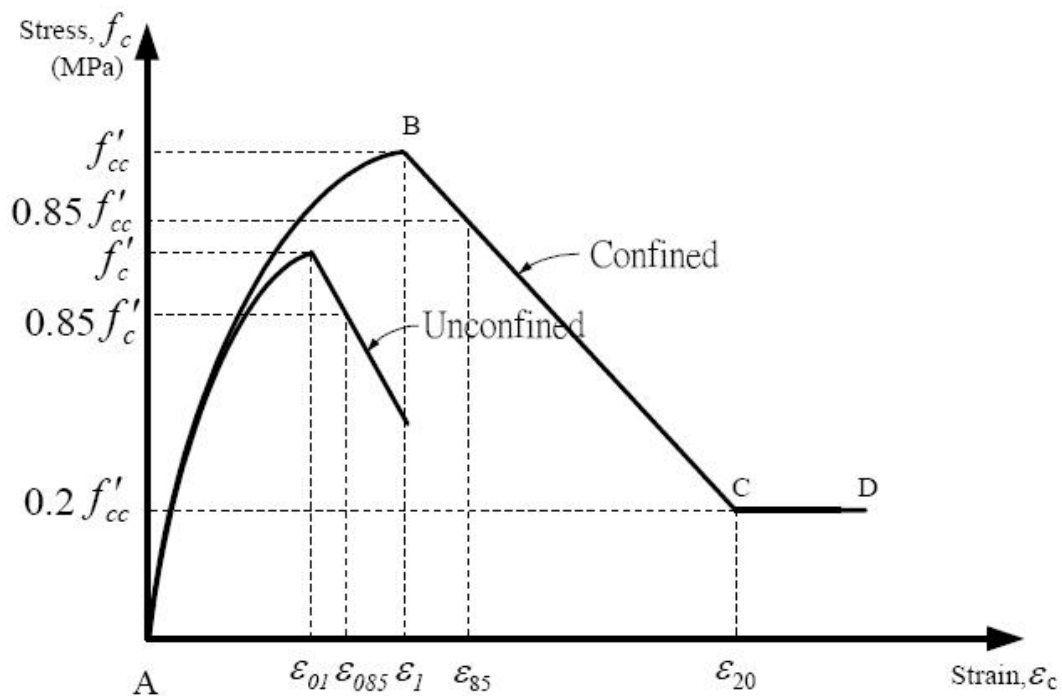


圖 2.18 Sattcioglu and Razvi 應力—應變模式[14]

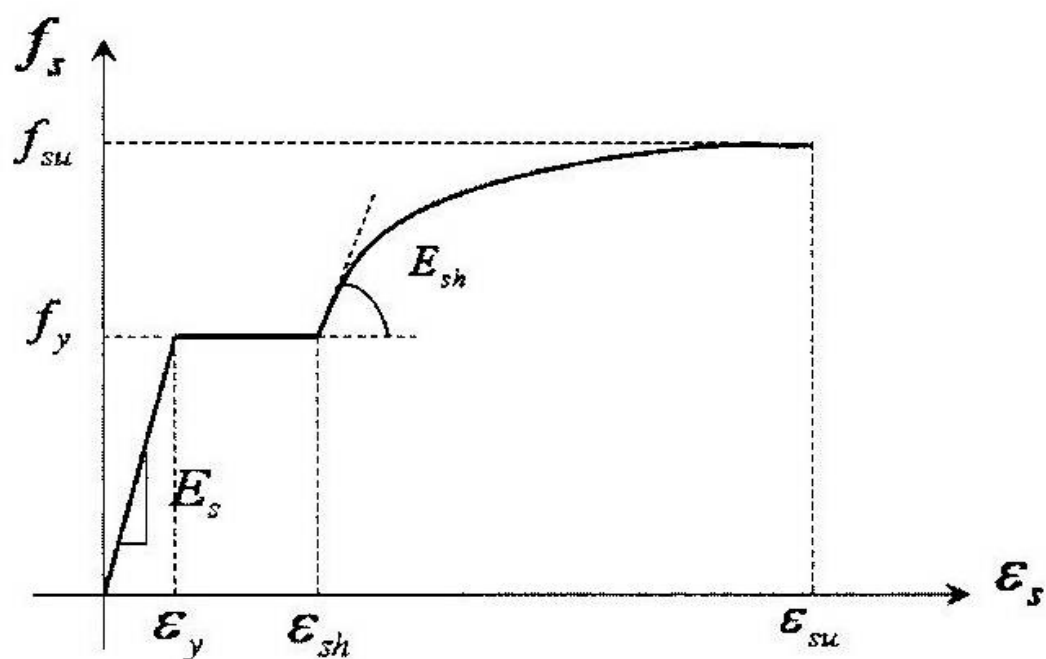


圖 2.19 理想之鋼筋應力應變關係曲線[19]

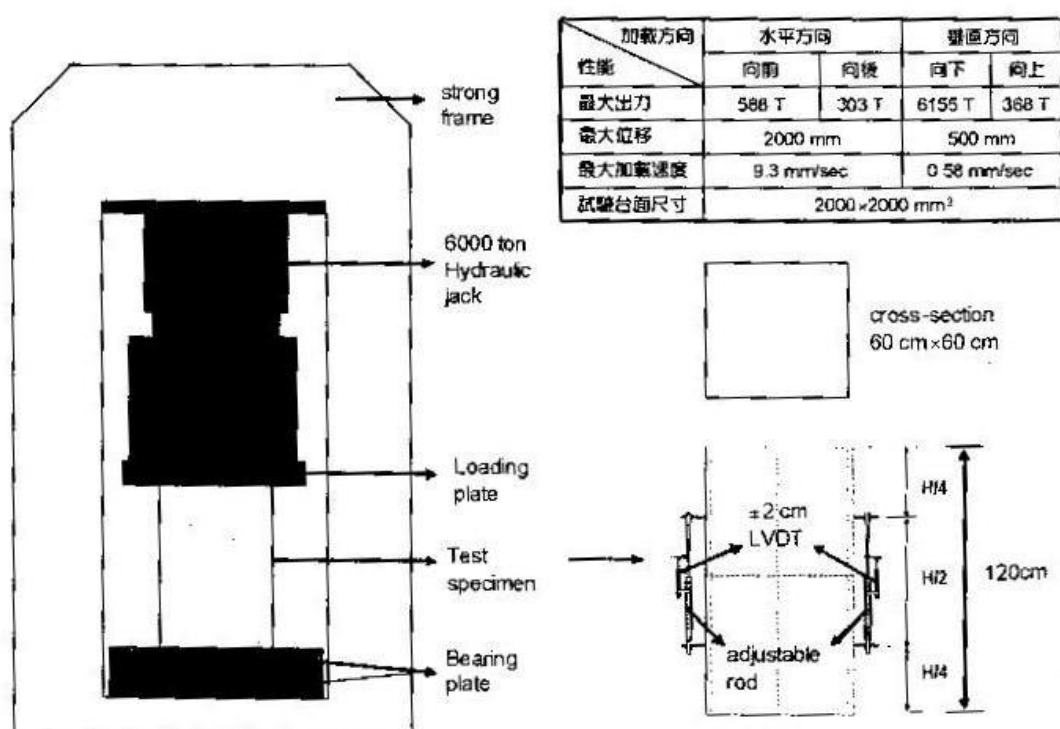


圖 2.20 軸壓試驗架構圖[26][30]

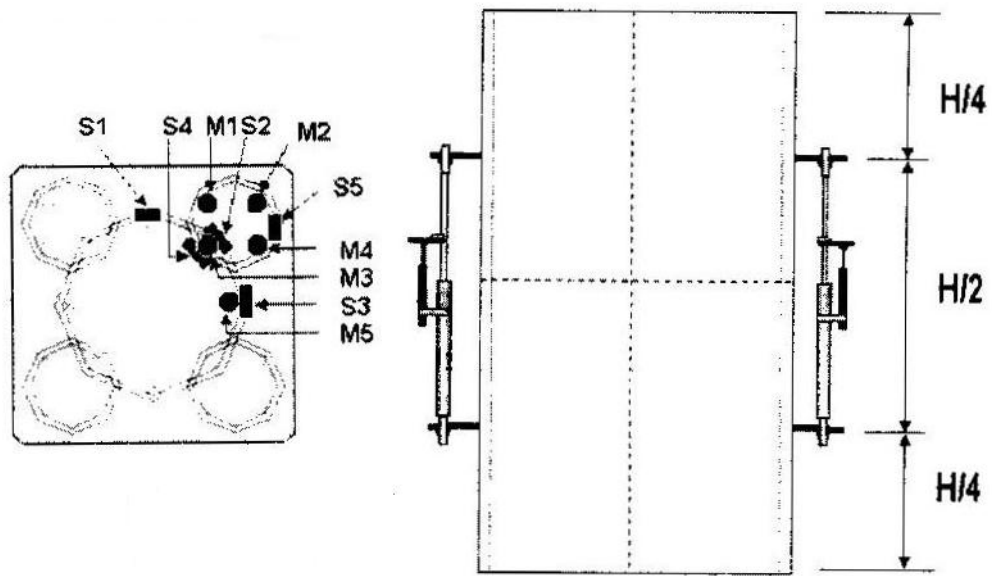


圖 2.21 應變計黏貼位置與外部位移計裝設位置[26] [30]

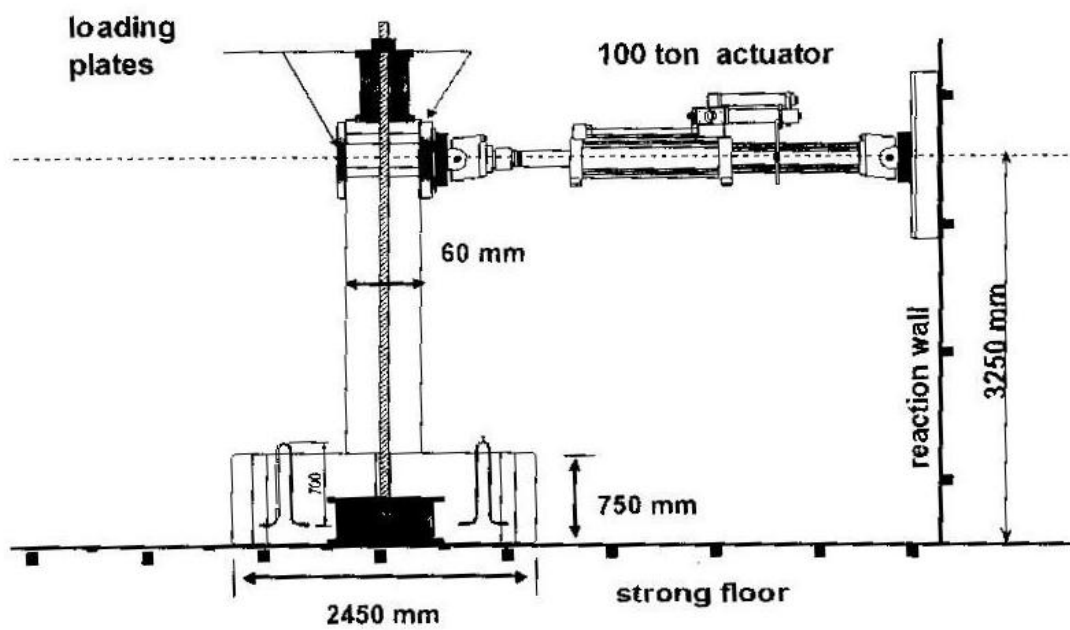


圖 2.22 反覆載重試驗架構[26] [30]

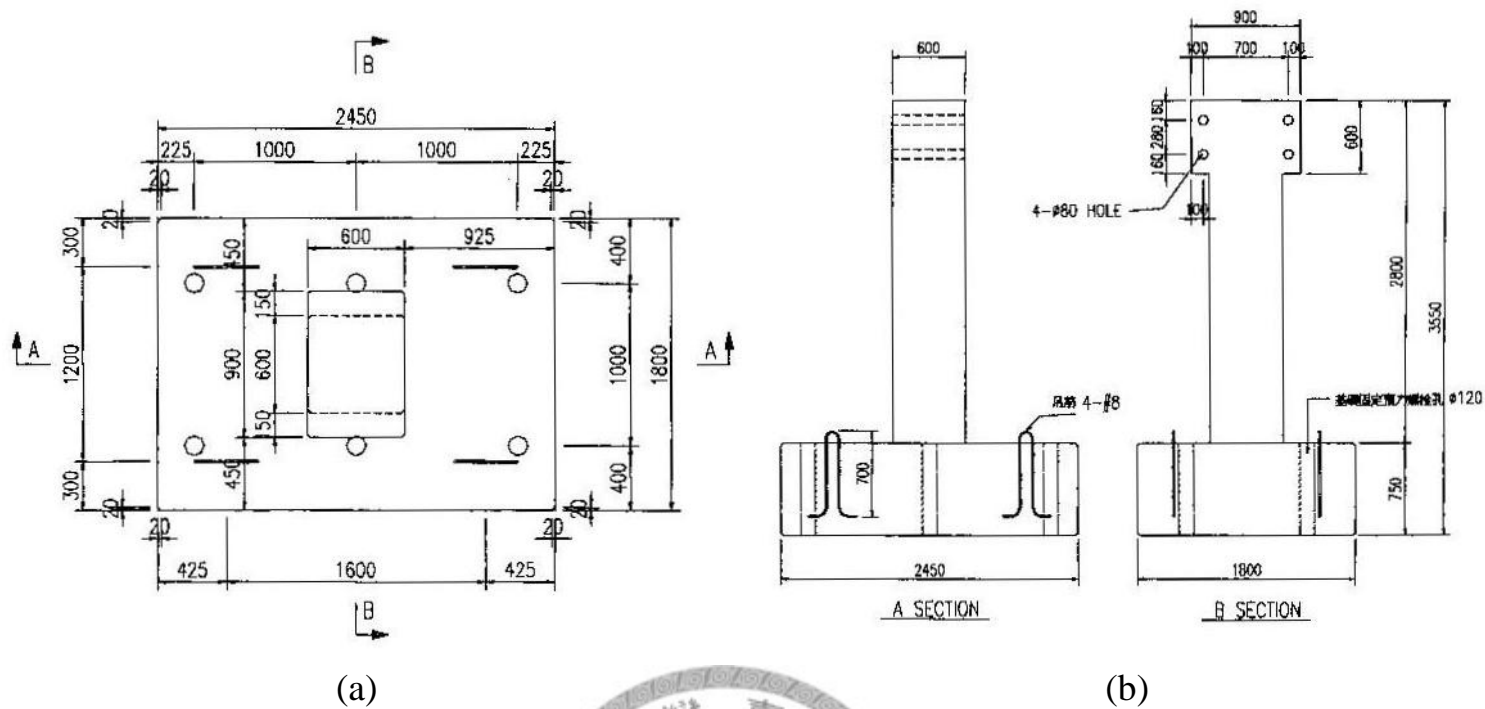


圖 2.23(a)、(b) 反覆載重試體上視圖與側視圖[26] [30]

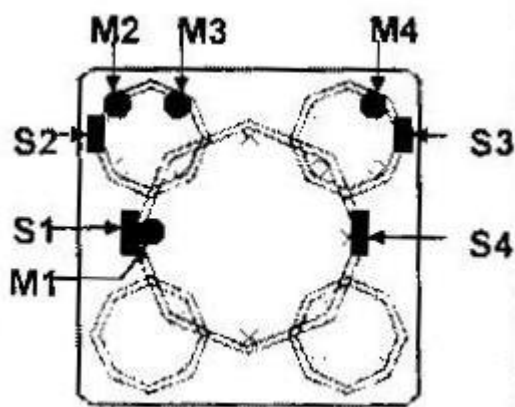


圖 2.24 五螺箍混凝土柱應變計黏貼位置[26] [30]

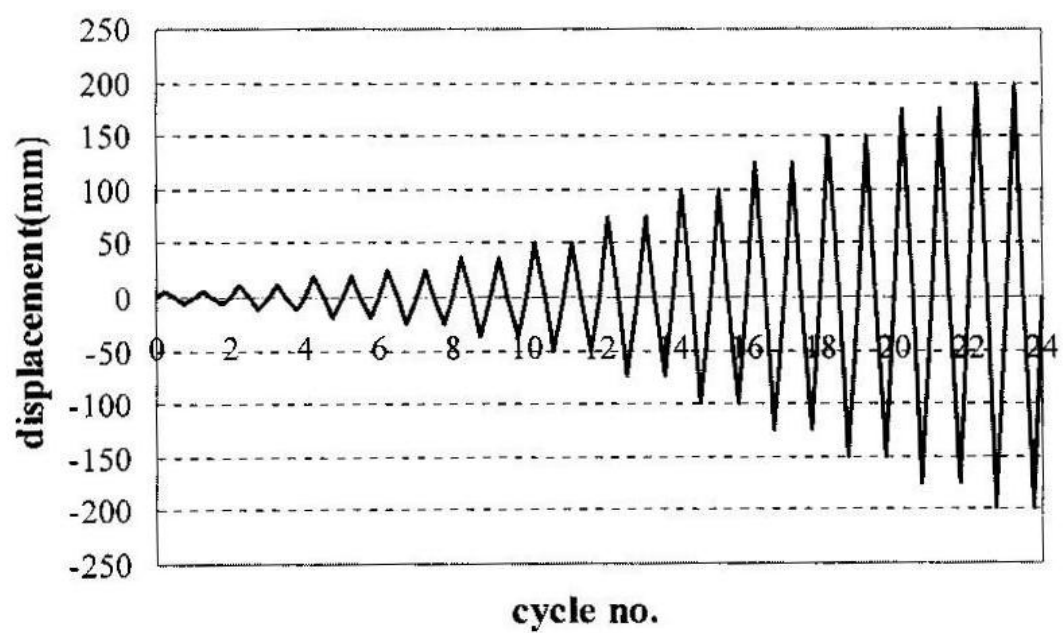


圖 2.25 試體加載歷時圖[26] [30]

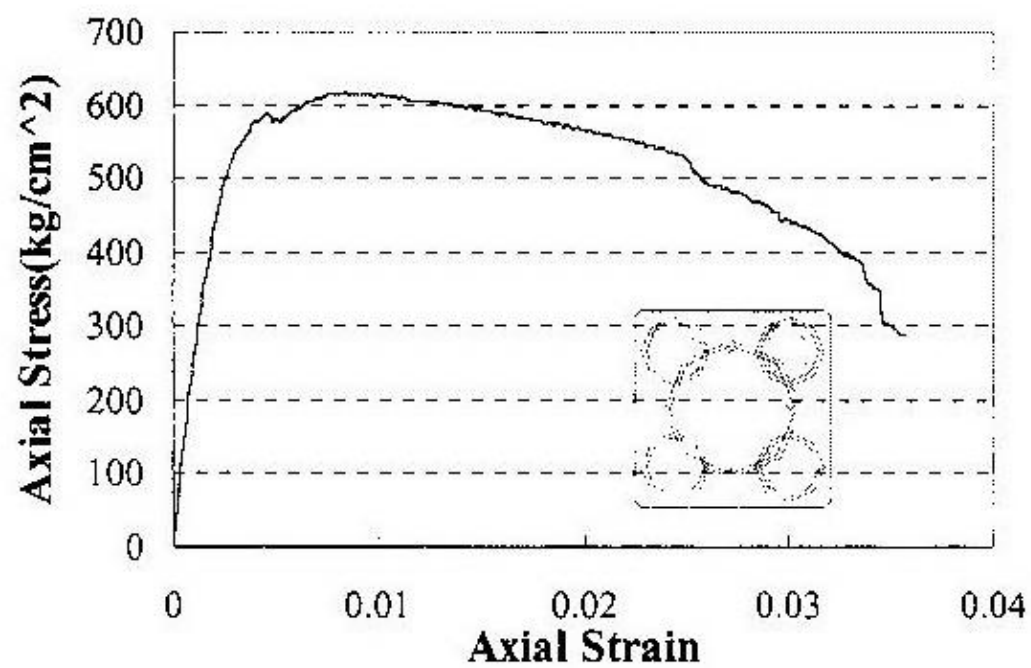


圖 2.26 C2-1 試體應力應變關係曲線[26] [30]

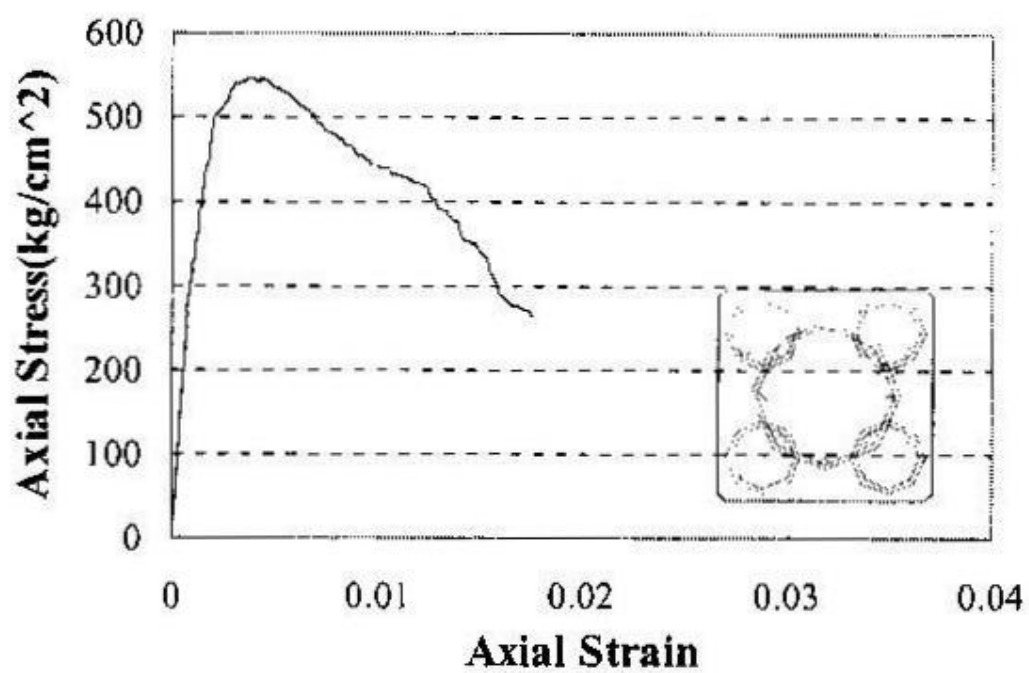


圖 2.27 C2-2 試體應力應變關係曲線[26] [30]

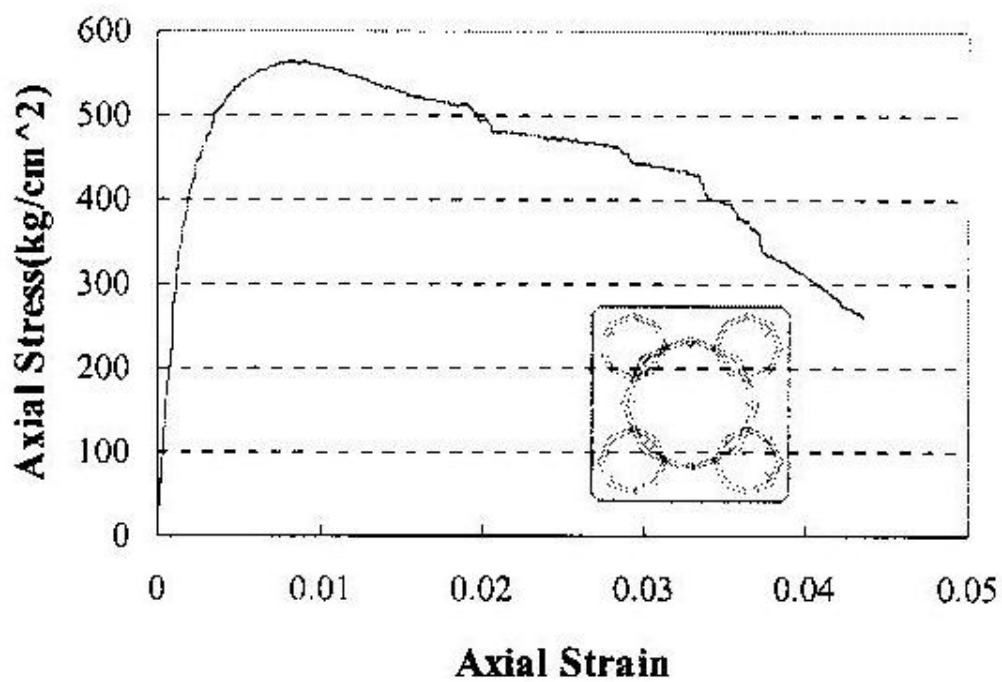


圖 2.28 C2-3 試體應力應變關係曲線[26] [30]



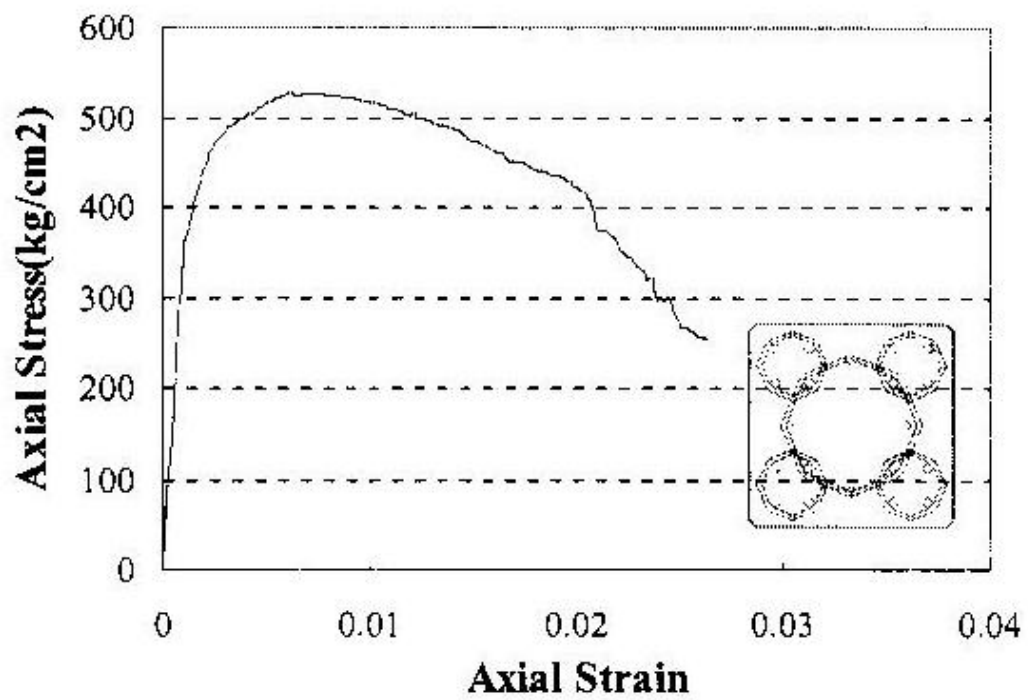


圖 2.29 C2-4 試體應力應變關係曲線[26] [30]

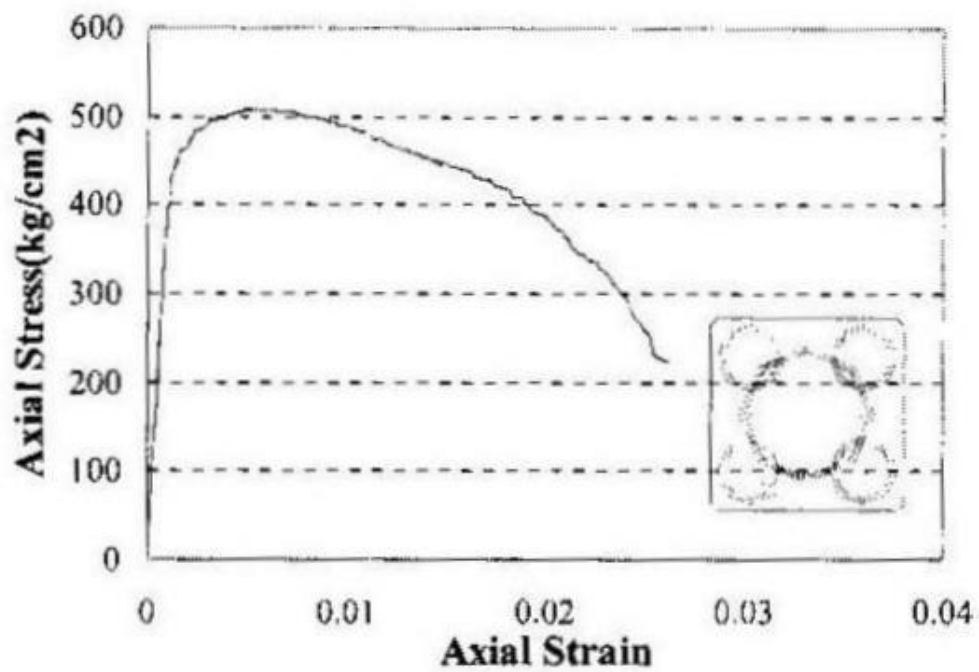


圖 2.30 C2-5 試體應力應變關係曲線[26] [30]

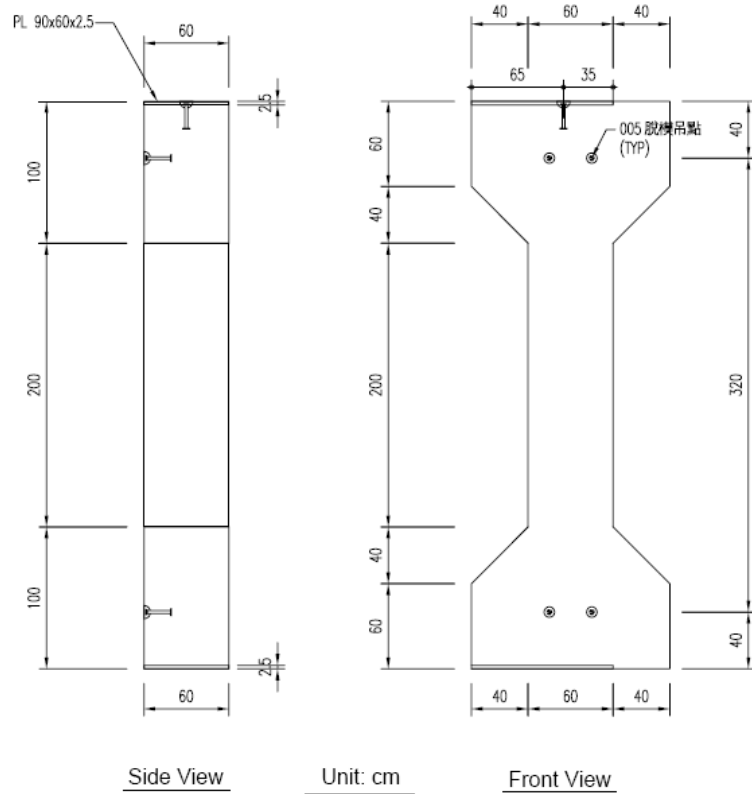


圖 2.31 試體外觀尺寸圖[26]

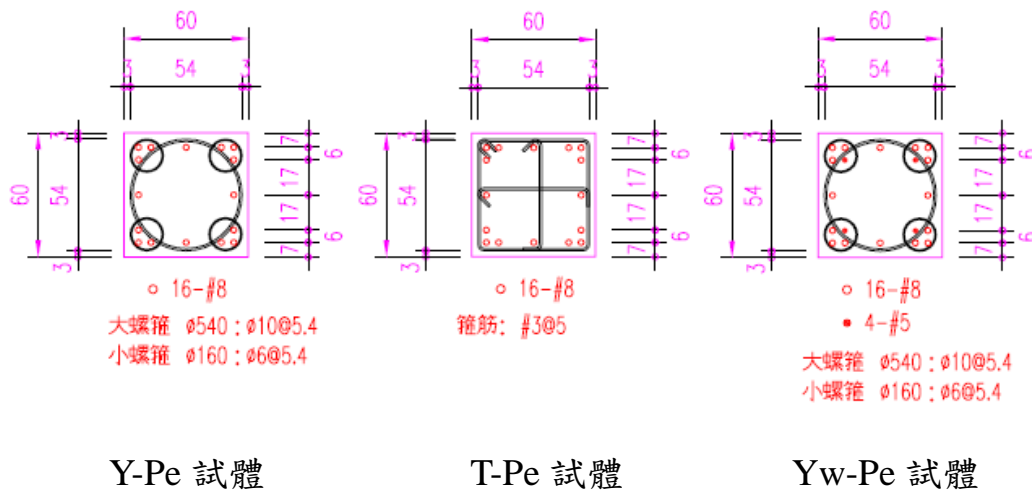


圖 2.32 柱鋼筋配置圖[26]

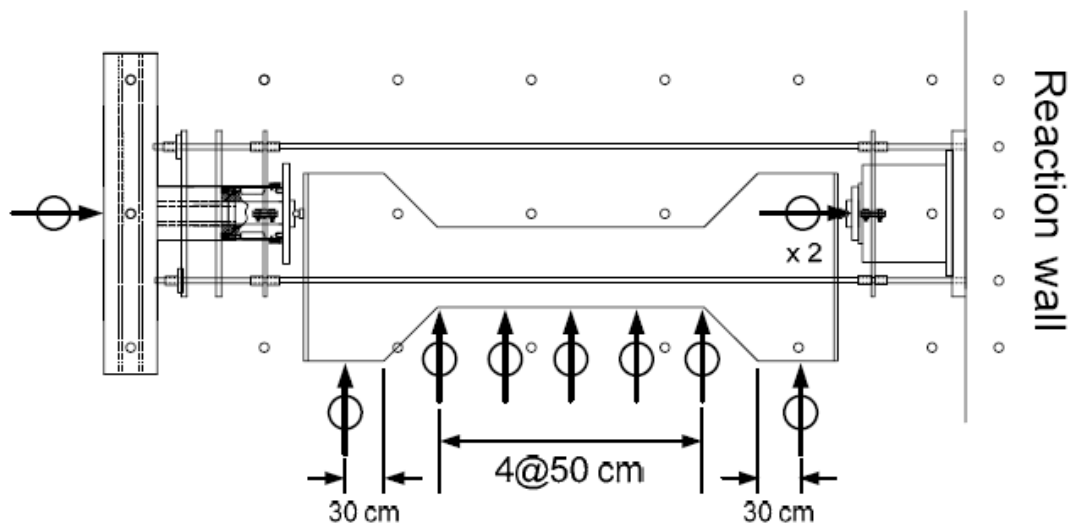


圖 2.33 試驗位移計裝置平面圖[26]

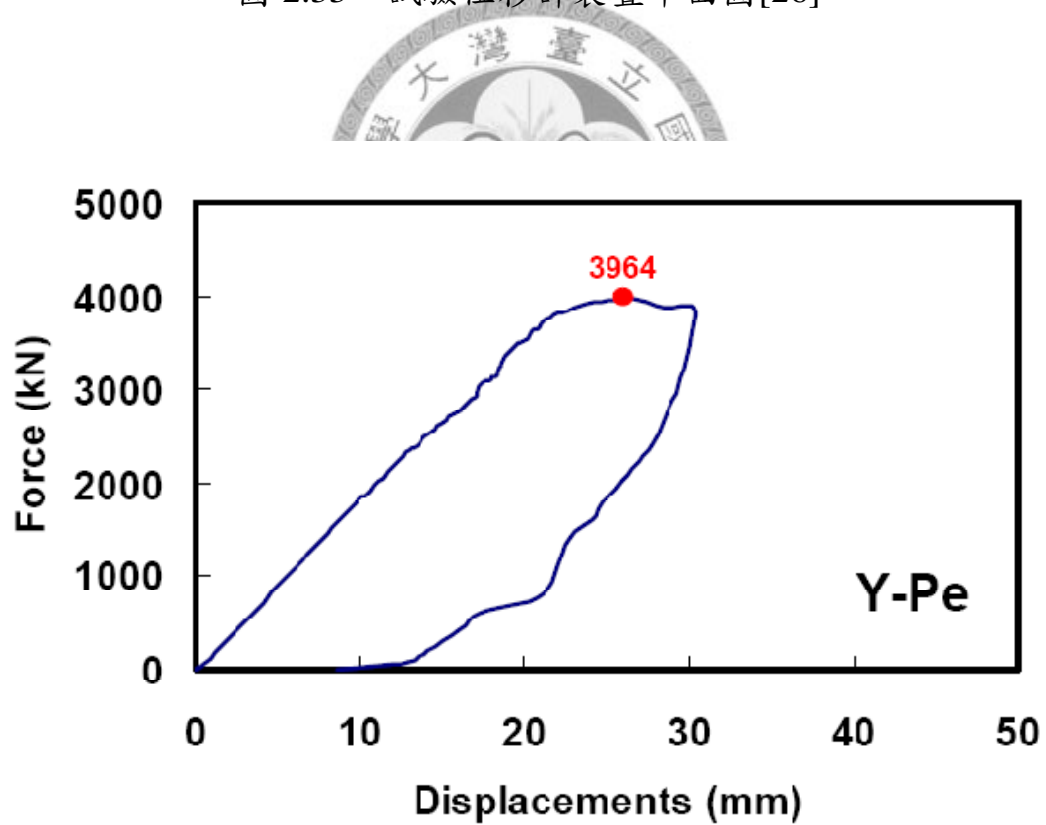


圖 2.34 試體 Y-Pe 之受力與變形關係圖[26]

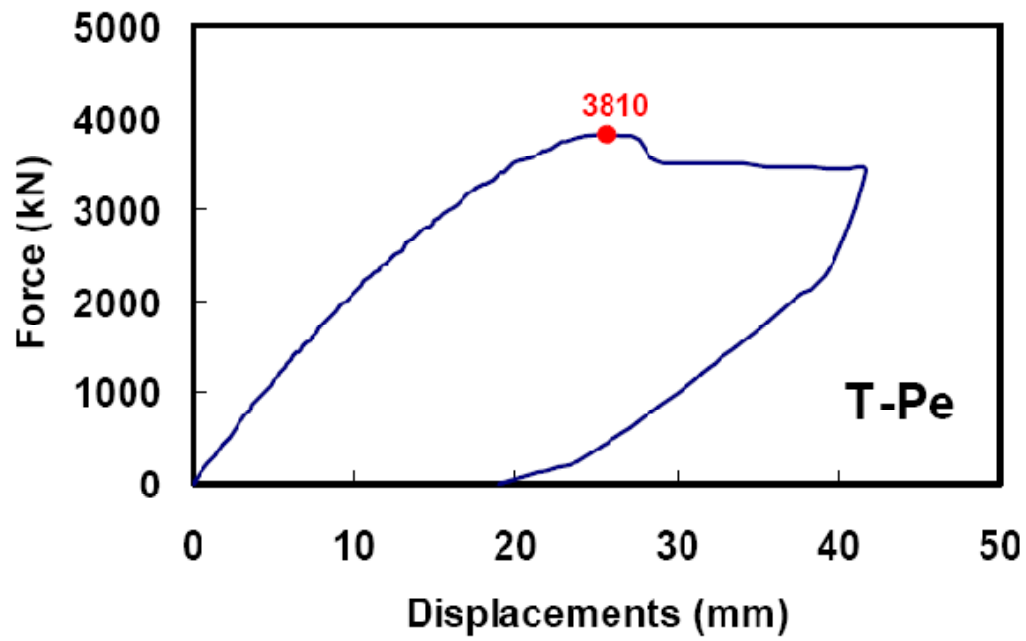


圖 2.35 試體 T-Pe 之受力與變形關係圖[26]

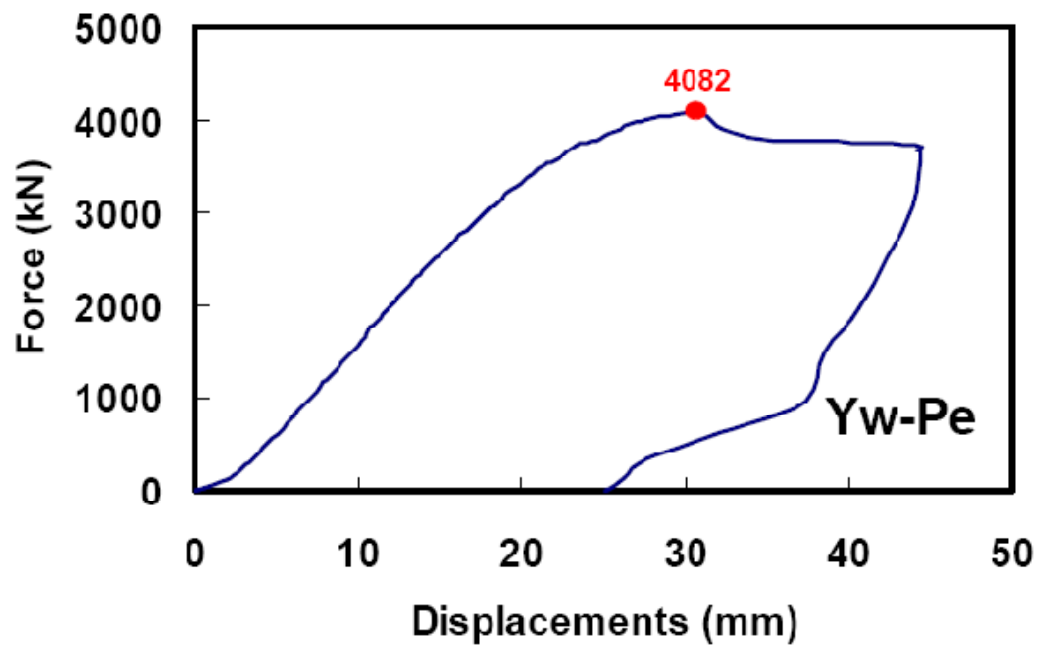


圖 2.36 試體 Yw-Pe 之受力與變形關係圖[26]

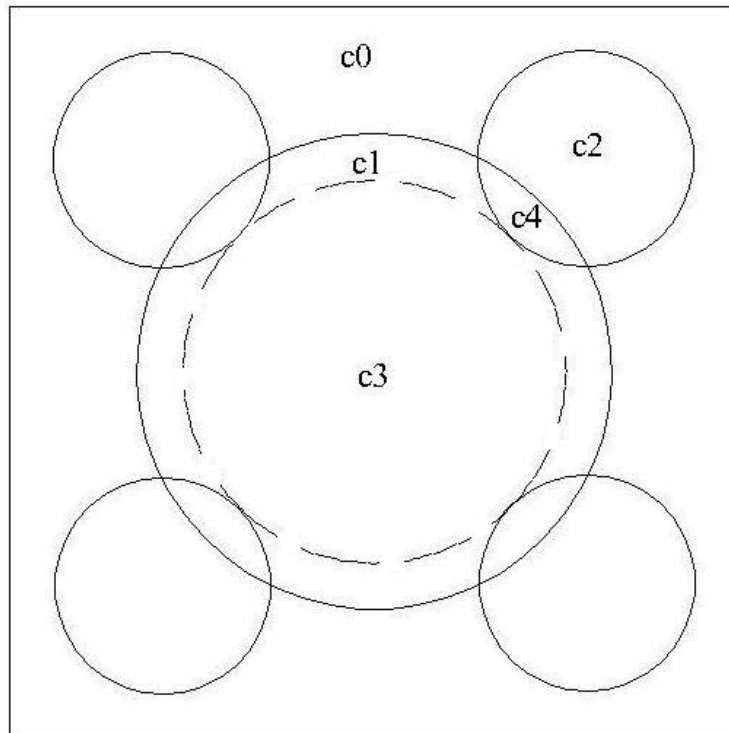


圖 2.37 五螺旋箍混凝土柱分區情形[38]

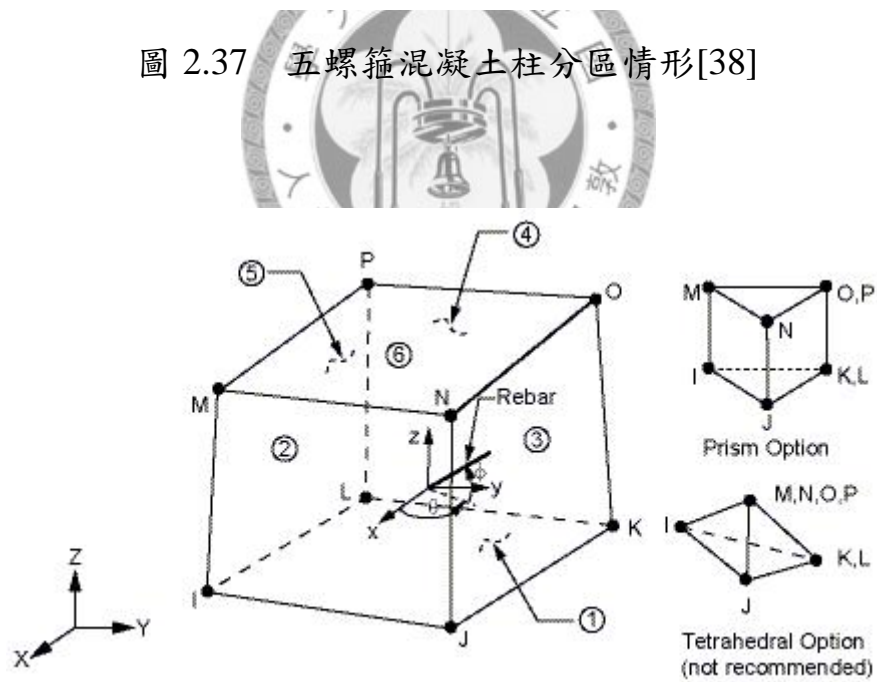


圖 3.1 三維 8 結點混凝土元素 Solid65

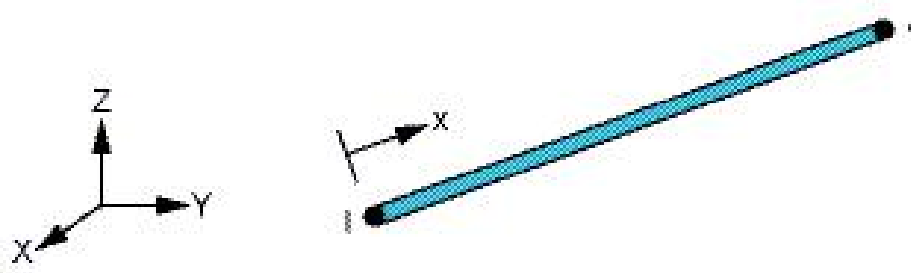


圖 3.2 三維 2 結點鋼筋元素 Link8

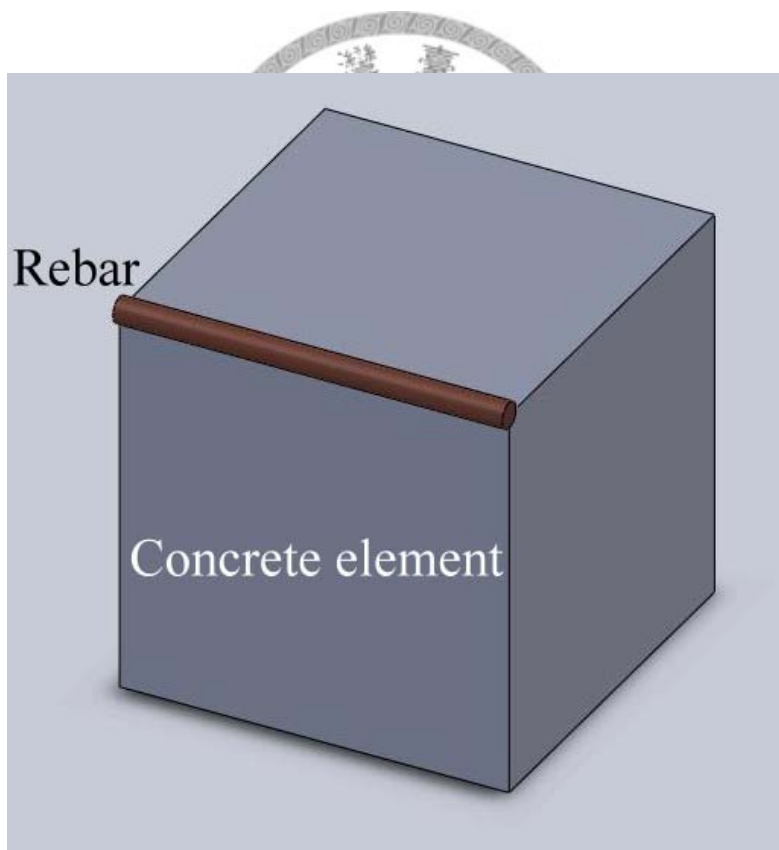


圖 3.3 混凝土元素與鋼筋元素接合示意圖

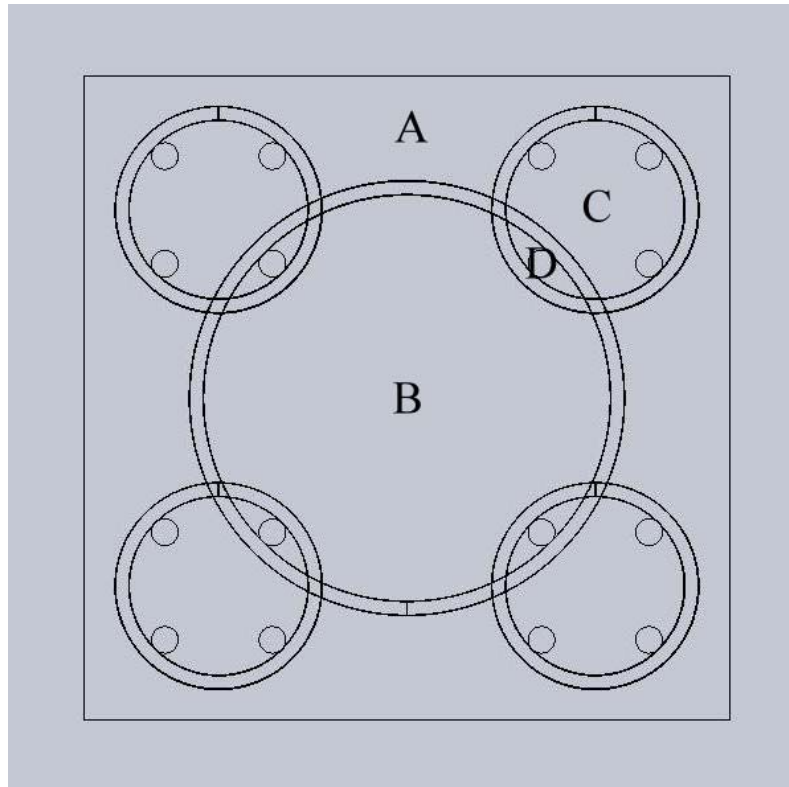


圖 3.4 五螺箍柱斷面分區圖

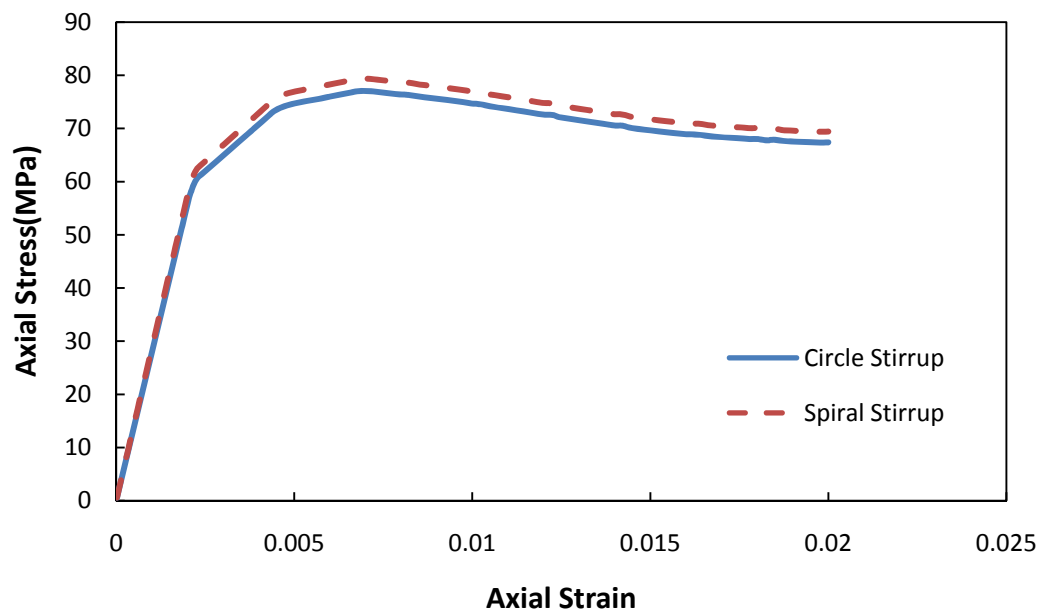


圖 3.5 螺箍柱與環箍柱分析應力應變比較圖

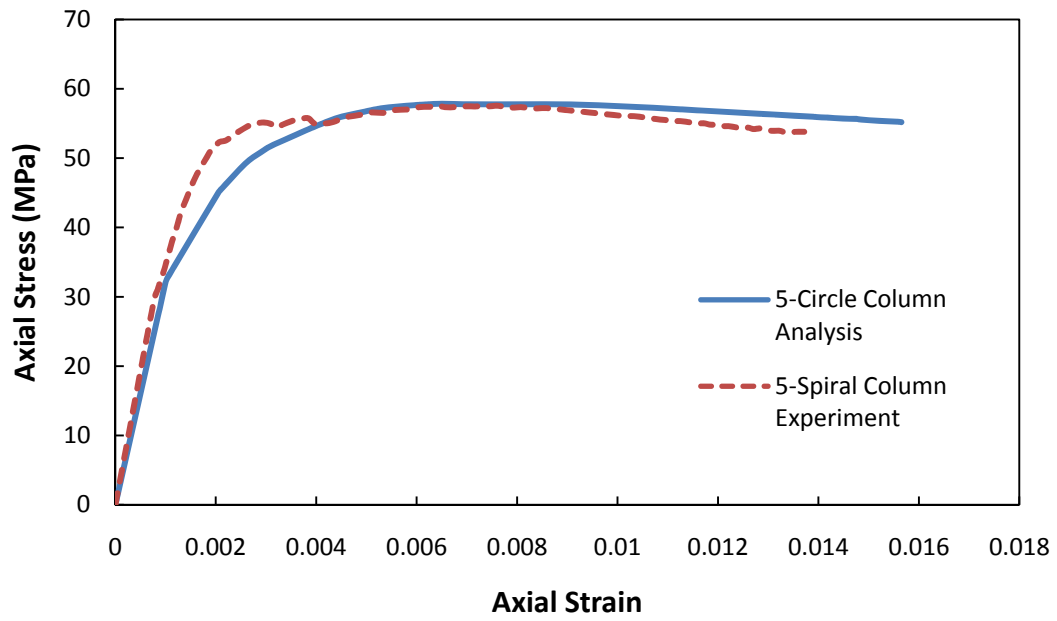


圖 3.6 五環箍筋分析與五螺箍筋試驗值比較圖

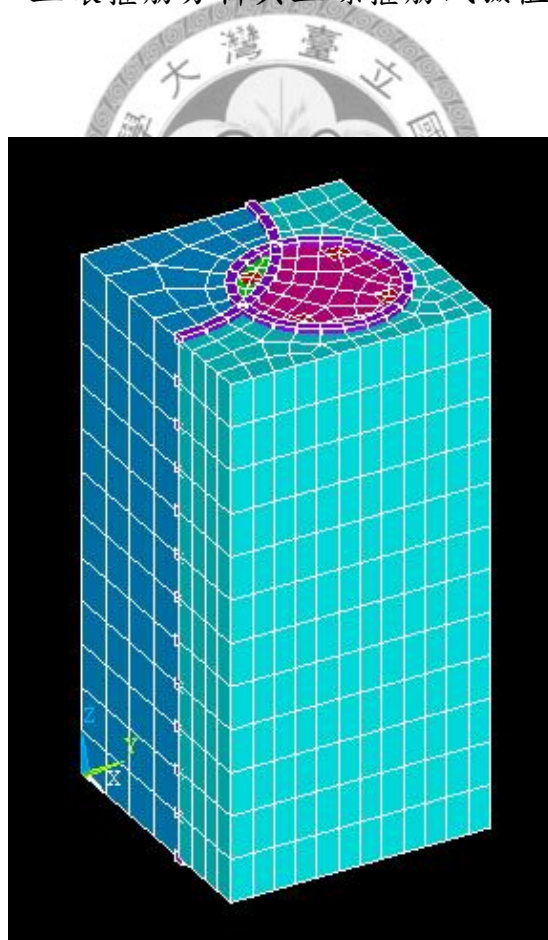


圖 3.7 五螺箍混凝土柱軸壓分析有限元素模型



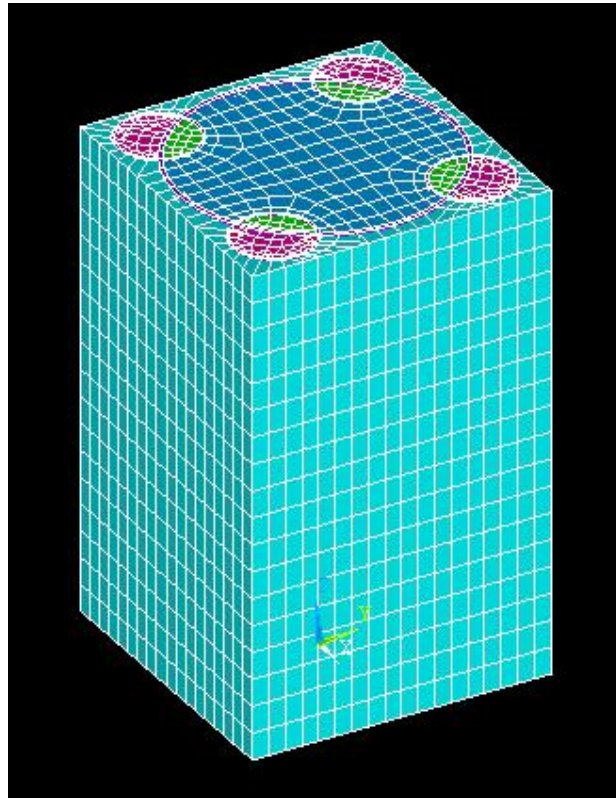


圖 3.8 五螺箍混凝土柱偏心載重分析有限元素模型

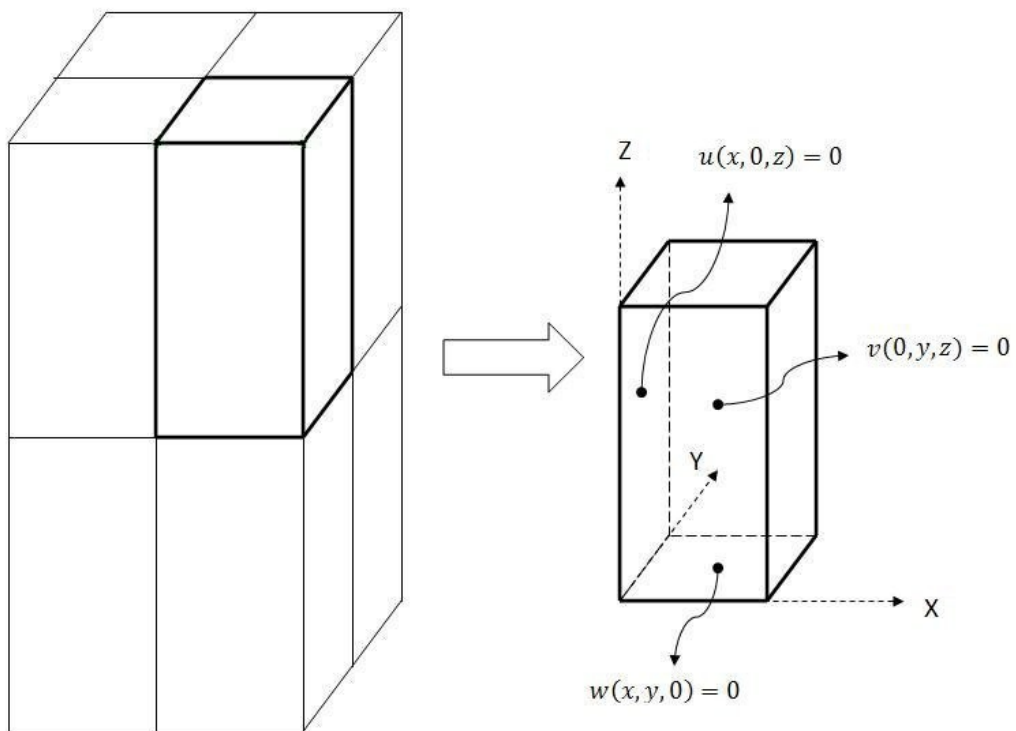


圖 3.9 軸壓載重柱設定邊界條件示意圖

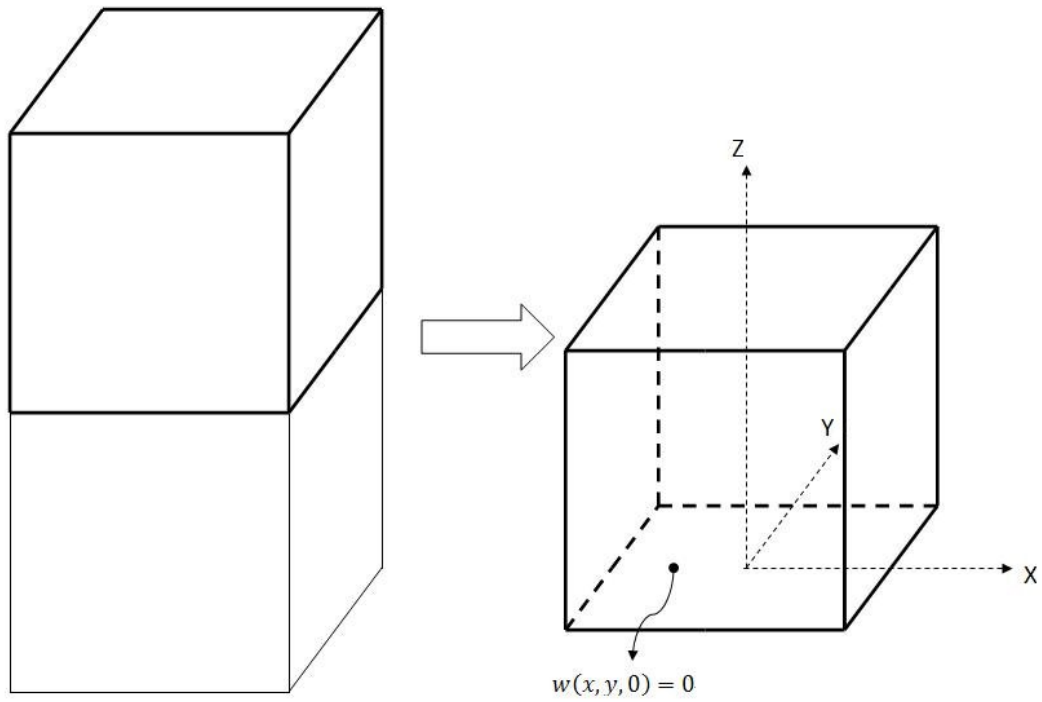


圖 3.10 偏心載重柱設定邊界條件示意圖

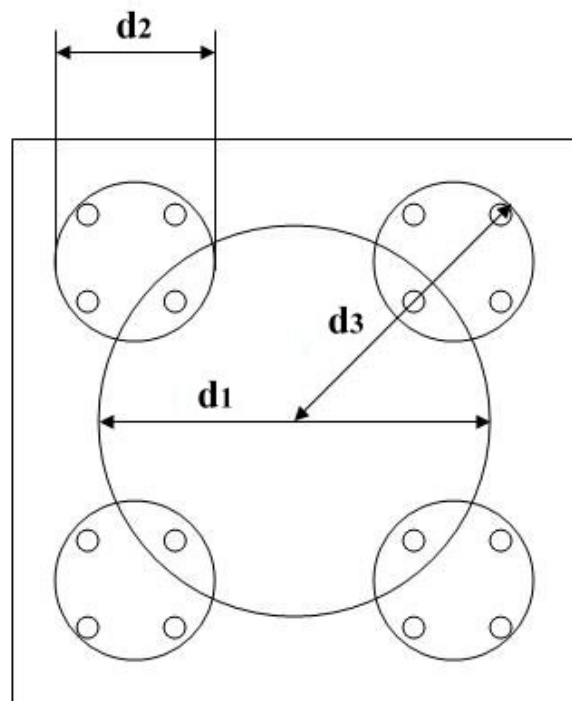


圖 3.11 五螺旋混凝土柱各設定變數示意圖

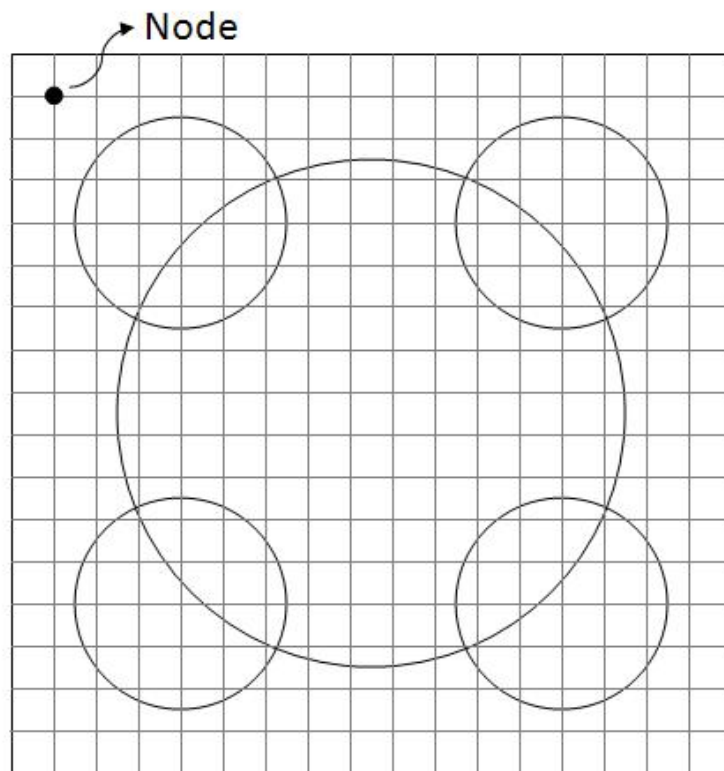


圖 3.12 偏心載重分析元素劃分示意圖

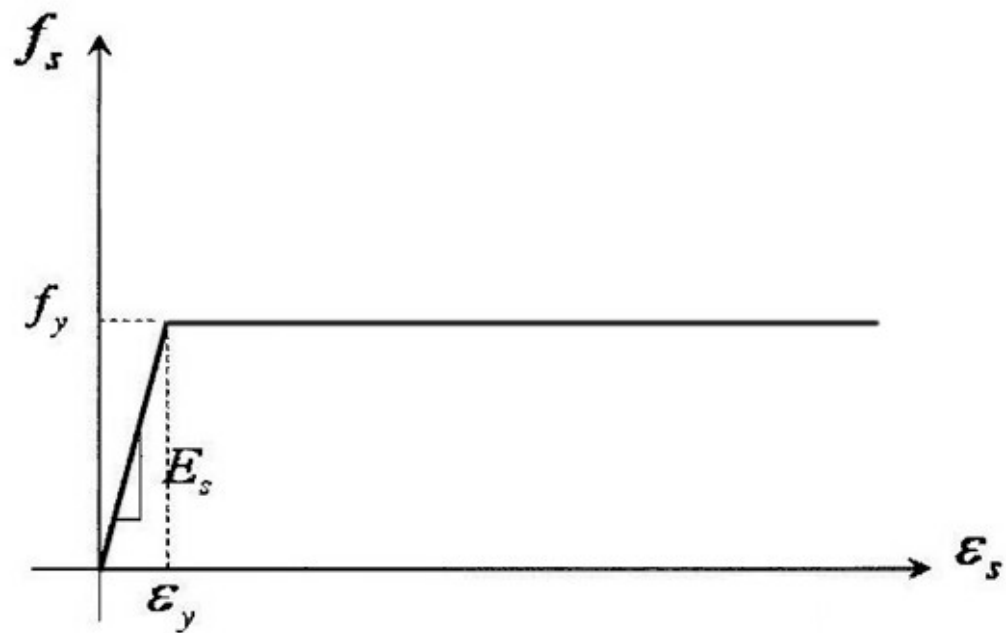


圖 3.13 簡化之理想鋼筋應力應變曲線圖

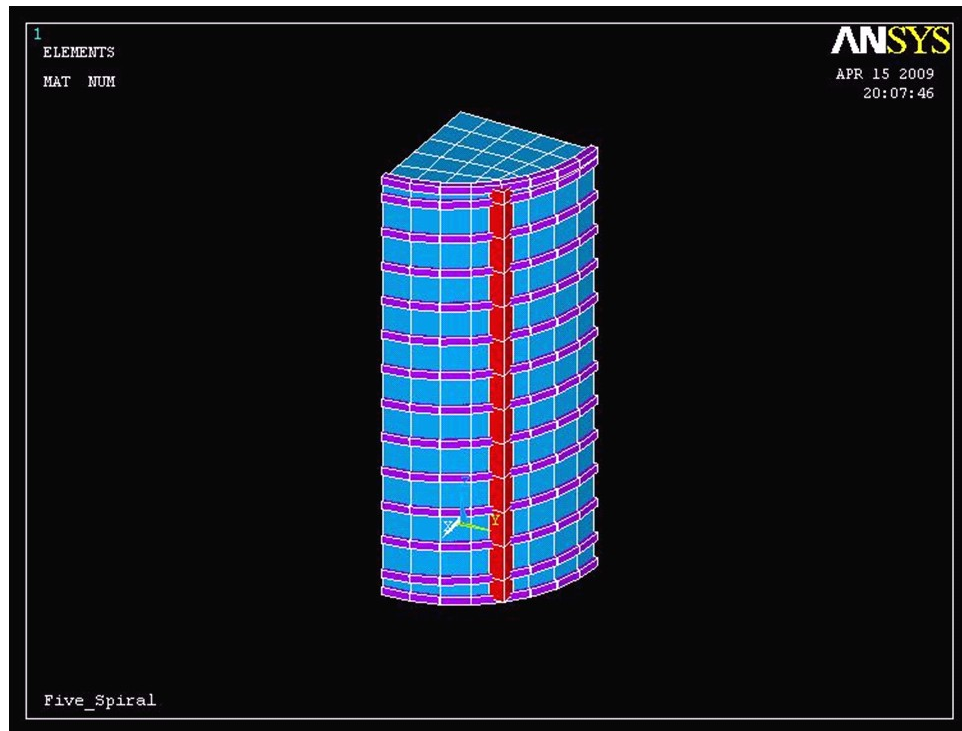


圖 3.14 螺箍筋建模示意圖

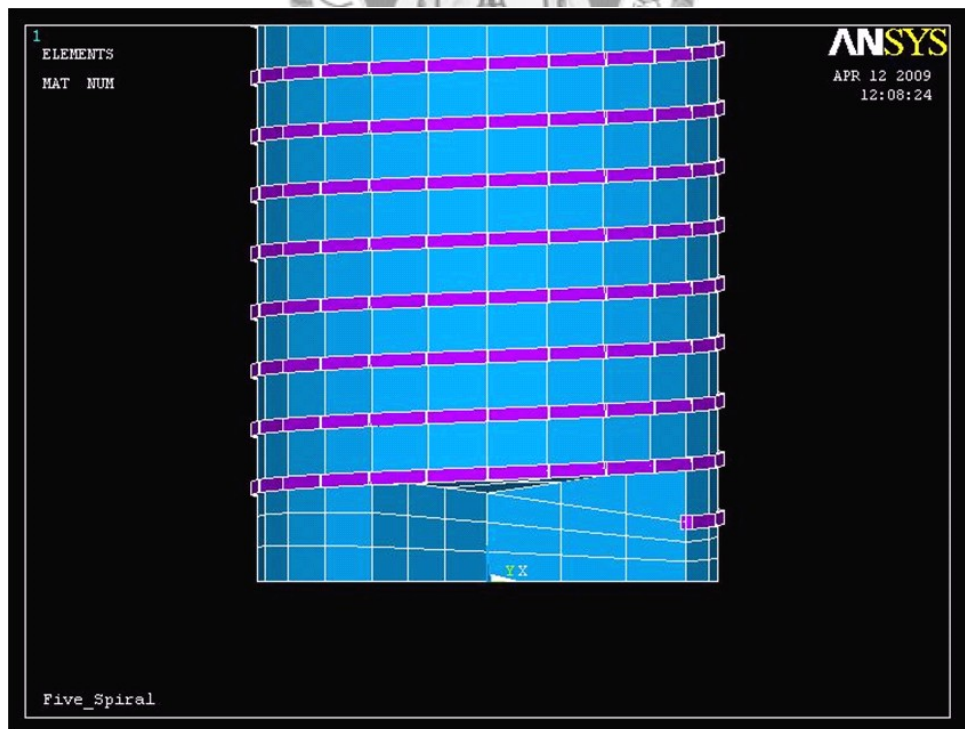


圖 3.15 螺箍筋元素劃分困難點示意圖 1

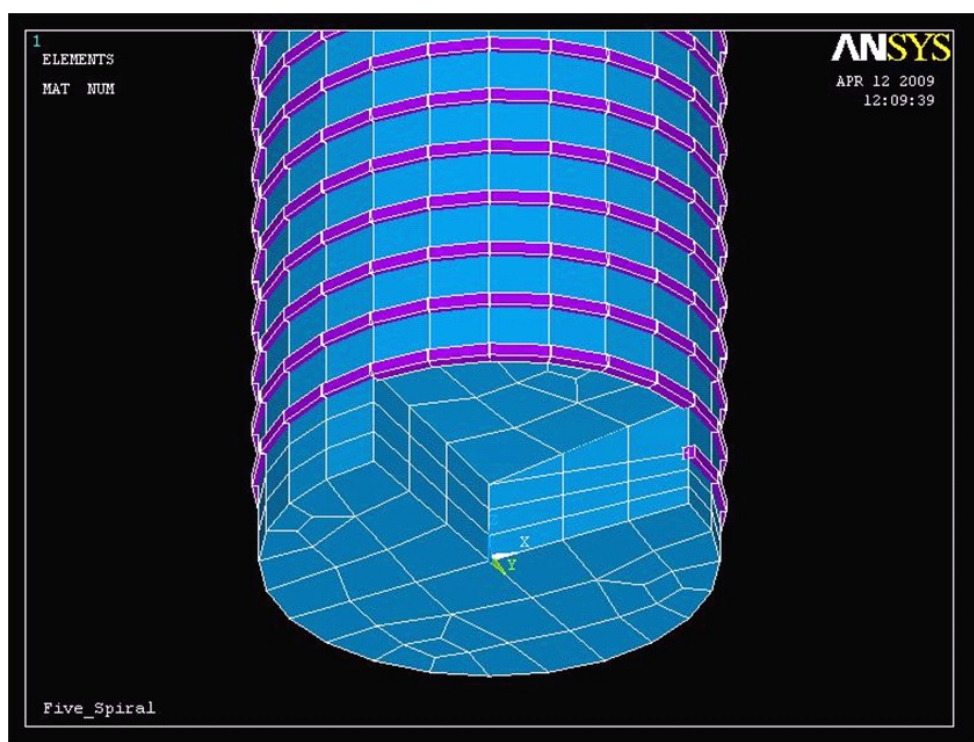


圖 3.16 螺箍筋元素劃分困難點示意圖 2

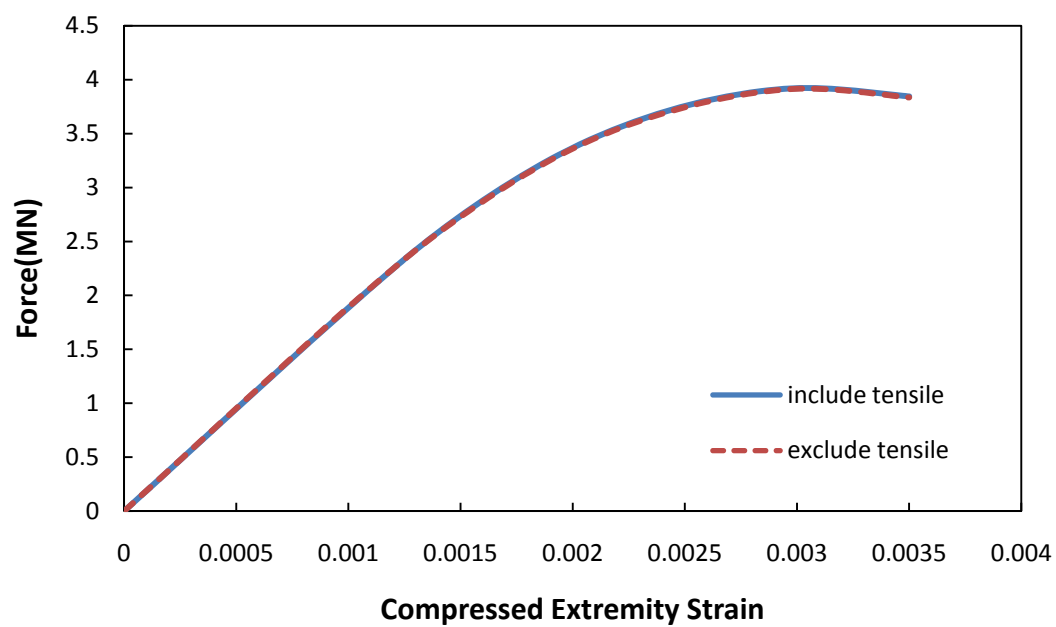


圖 3.17 是否考慮混凝土抗拉強度之分析比較

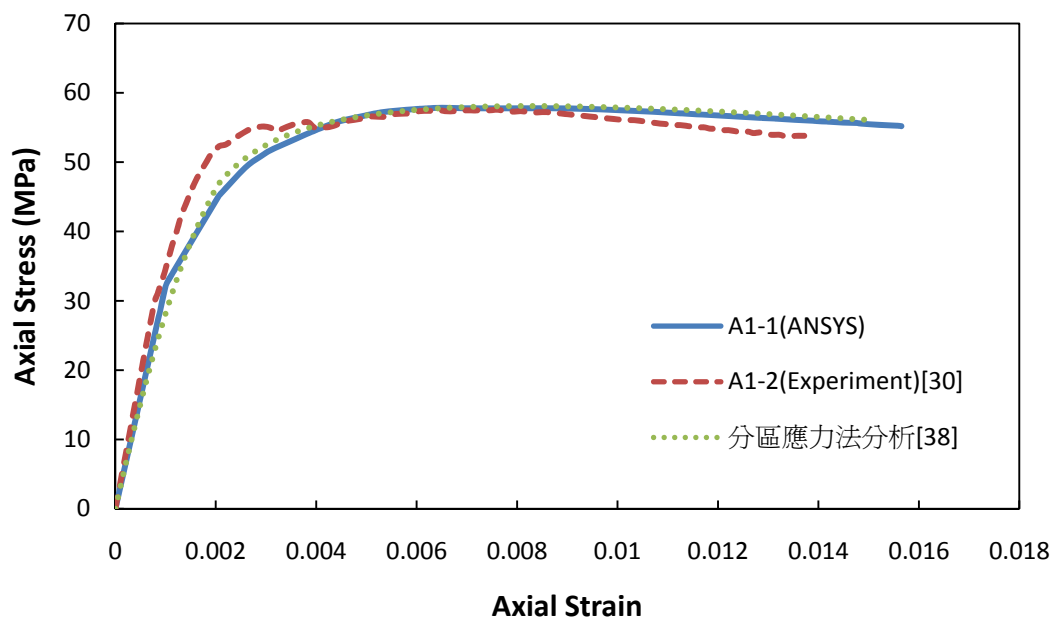


圖 4.1 A1 組分析與試驗數據比較圖

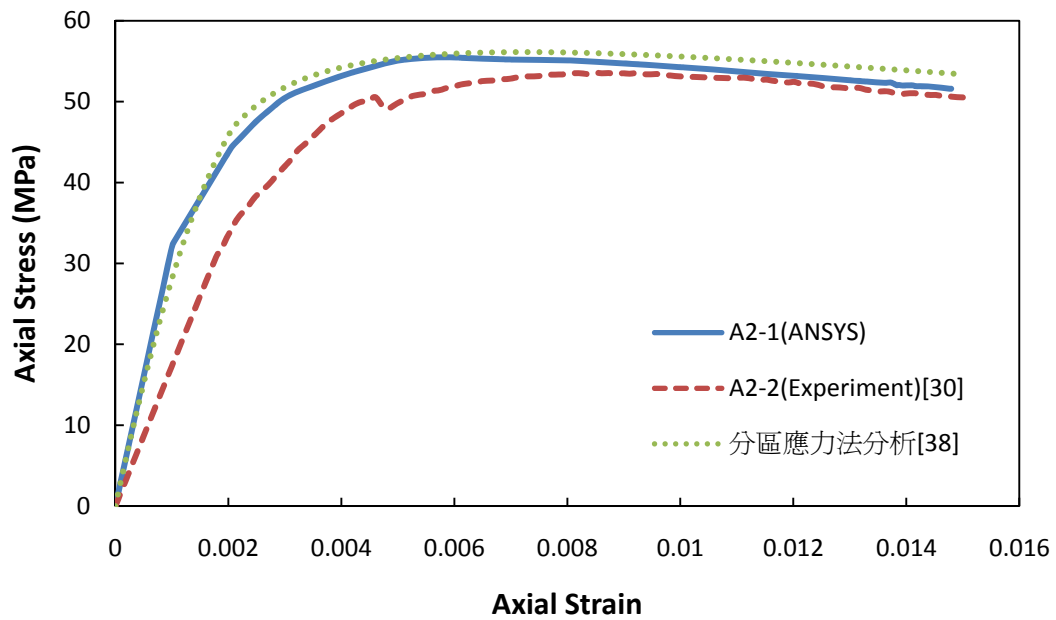


圖 4.2 A2 組分析與試驗數據比較圖

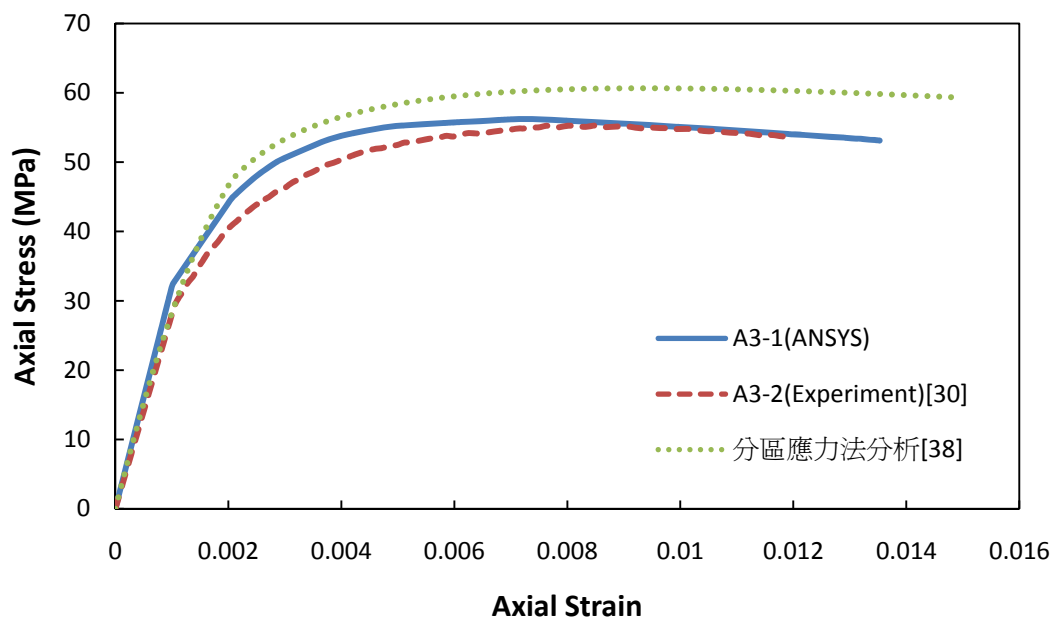


圖 4.3 A3 組分析與試驗數據比較圖

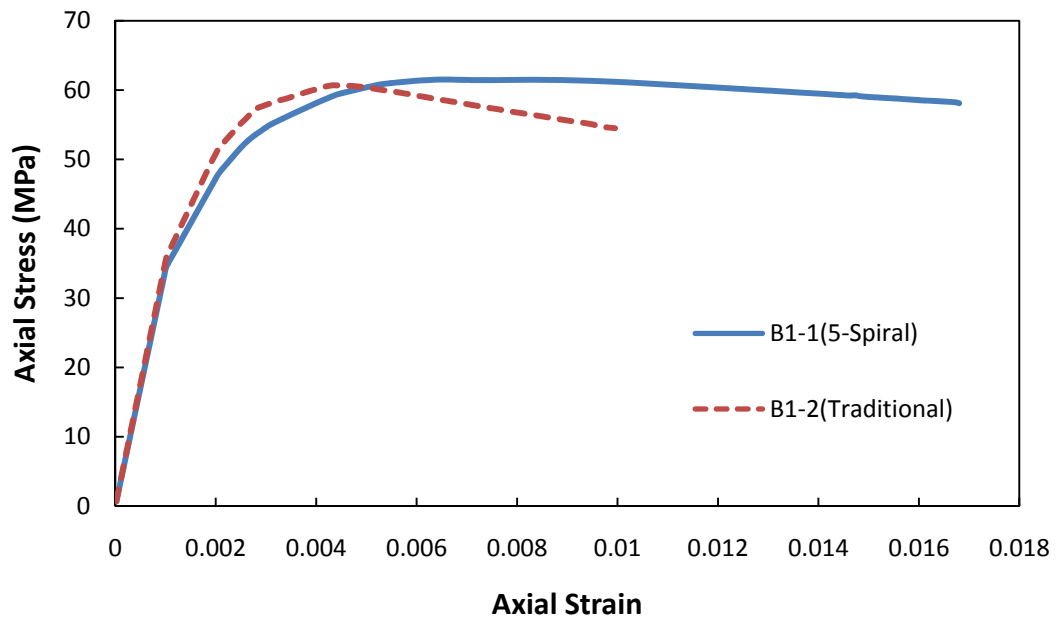


圖 4.4 相同鋼筋用量下五螺箍柱與傳統方柱之比較圖

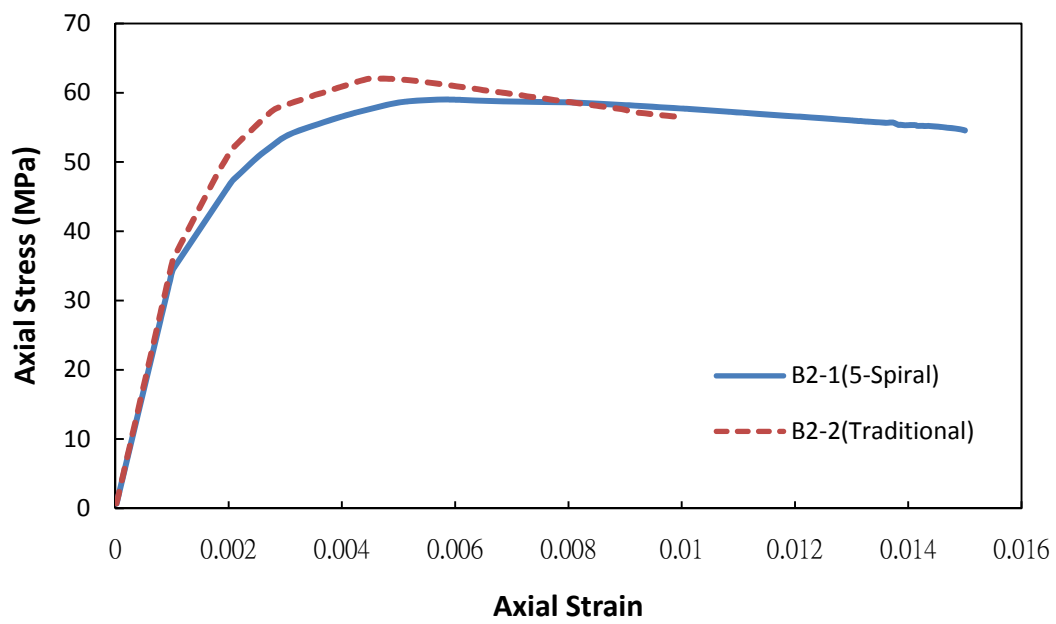


圖 4.5 相同體積鋼筋比下五螺箍柱與傳統方柱之比較圖

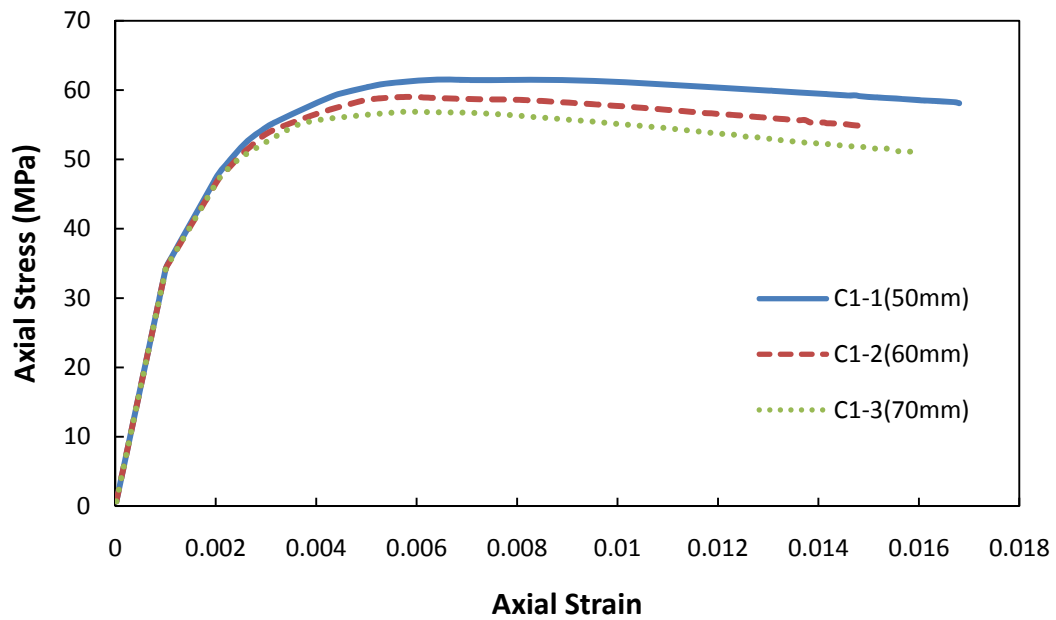


圖 4.6 改變箍筋間距之比較圖



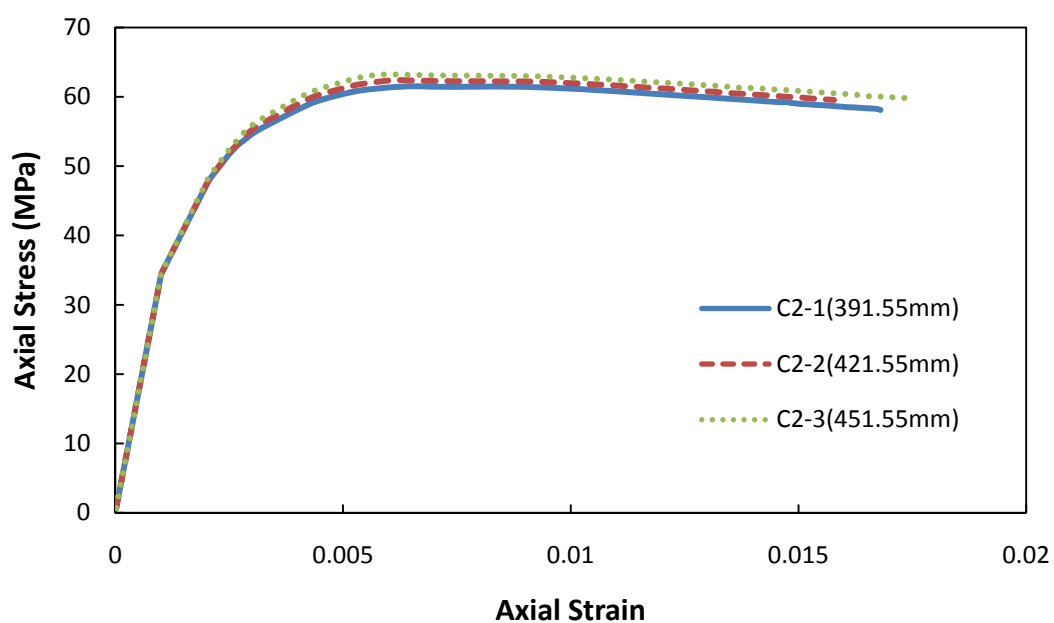


圖 4.7 改變中心螺箍徑之比較圖

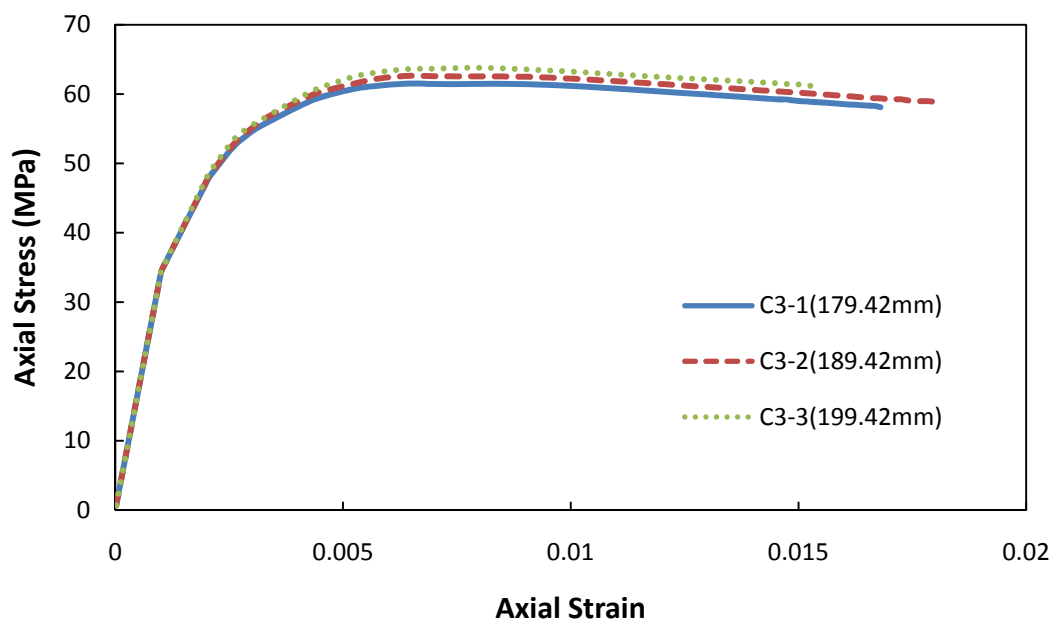


圖 4.8 改變角隅螺箍徑之比較圖

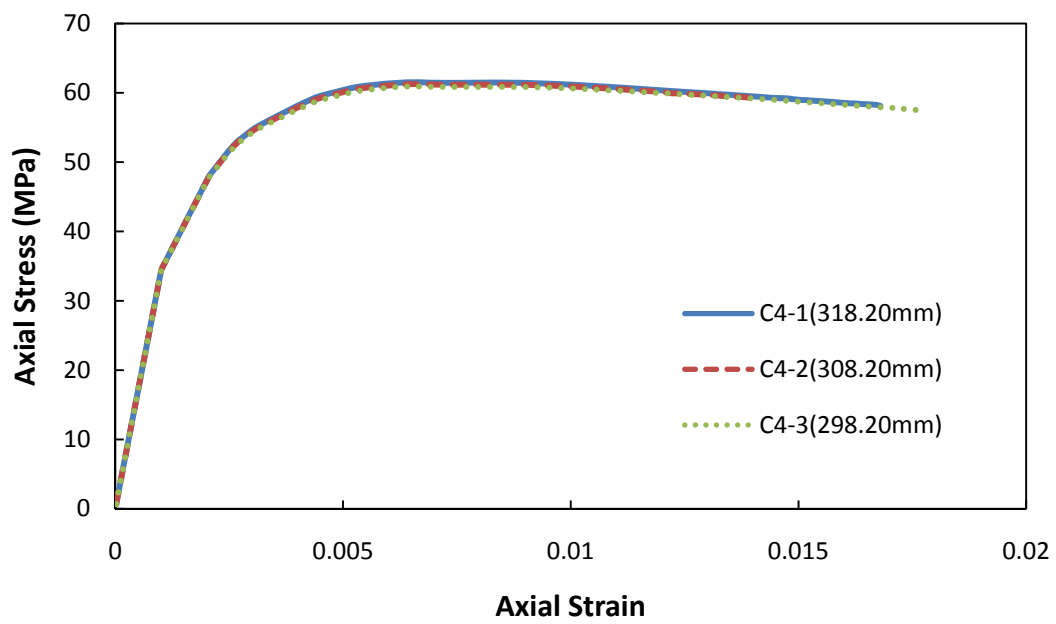


圖 4.9 改變柱中心至最角落主筋距離之比較圖

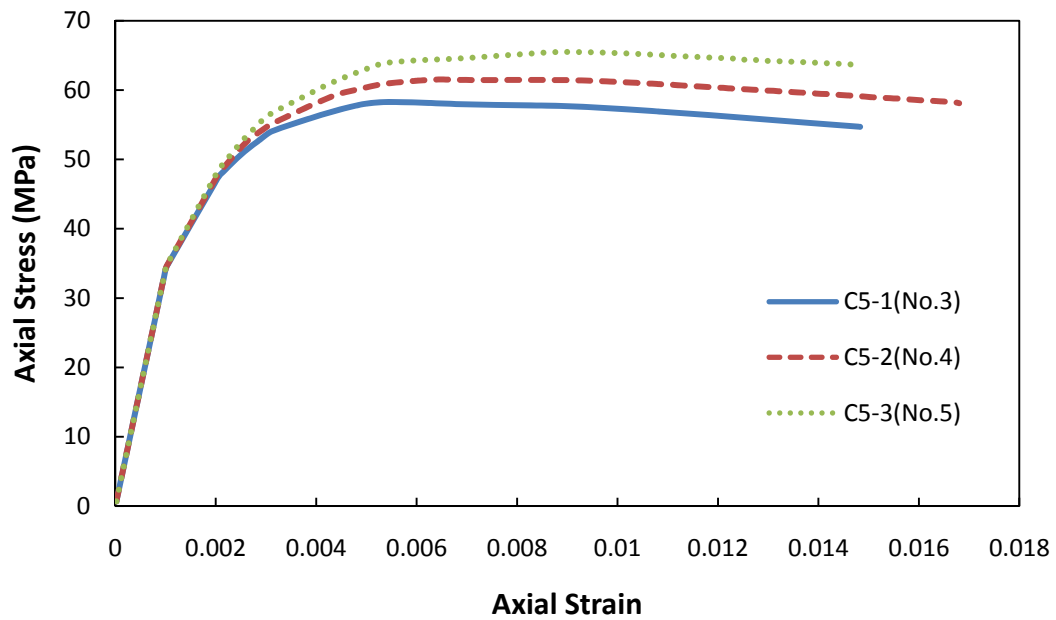


圖 4.10 改變中心螺箍筋號數之比較圖

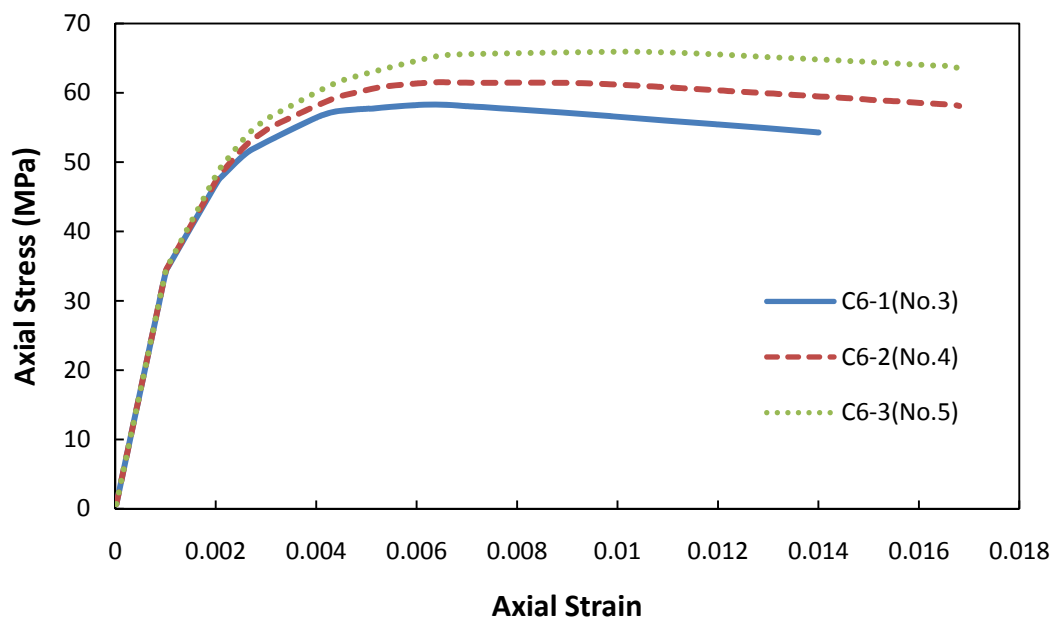


圖 4.11 改變角隅螺箍筋號數之比較圖

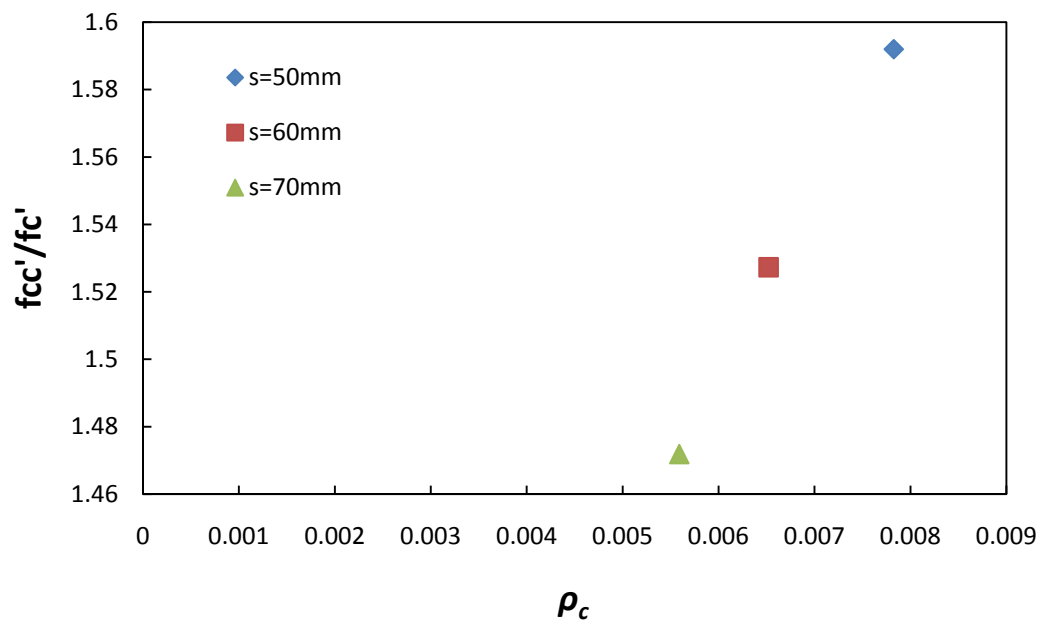


圖 4.12 改變螺箍間距之強度-鋼筋用量圖

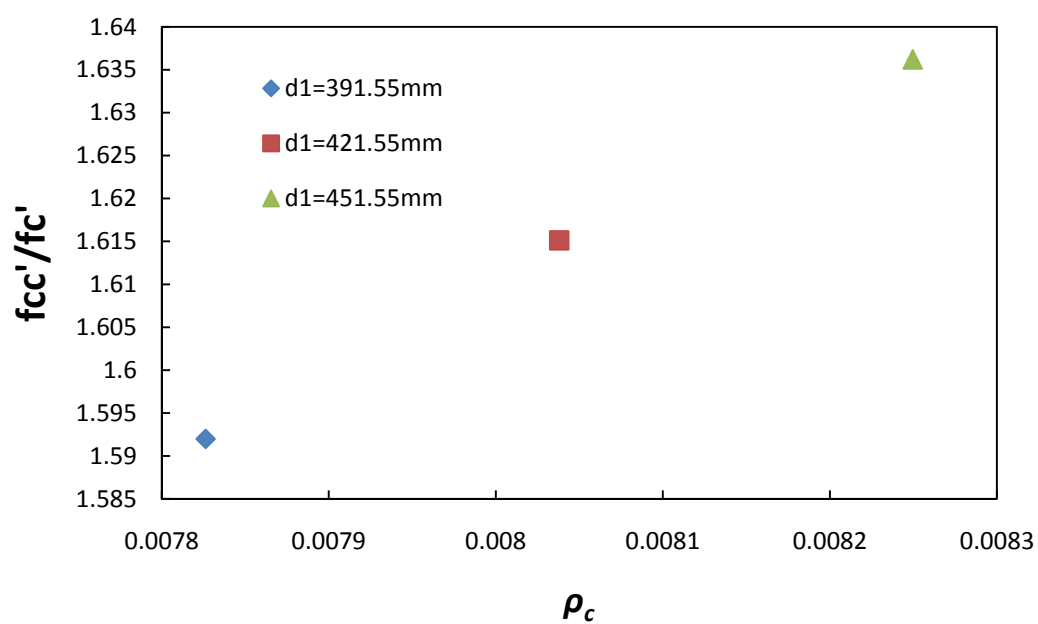


圖 4.13 改變中心螺箍徑之強度-鋼筋用量圖

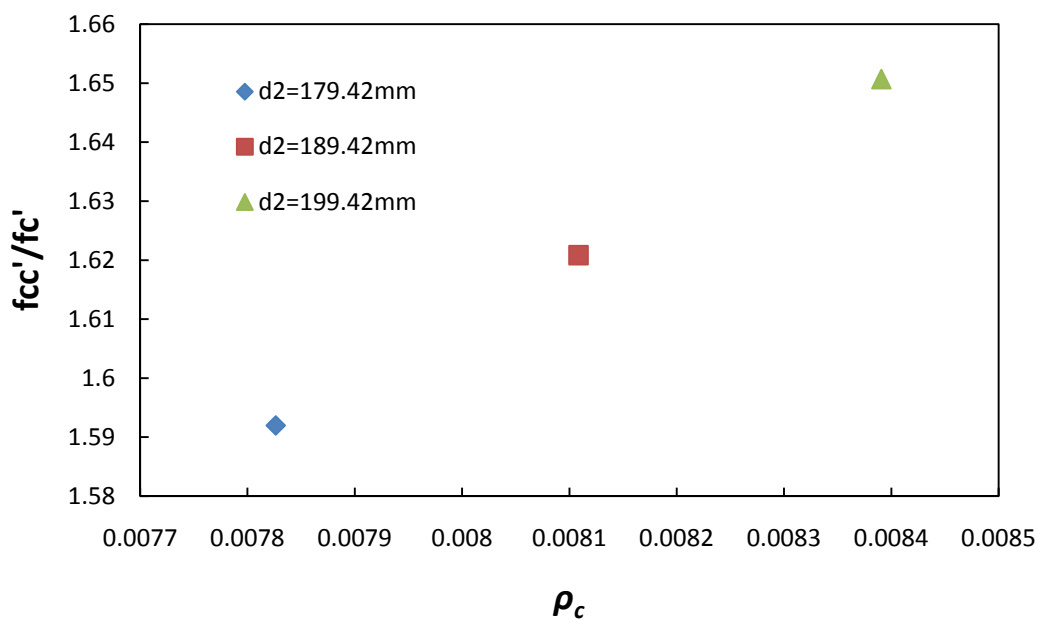


圖 4.14 改變角隅螺箍徑之強度-鋼筋用量圖

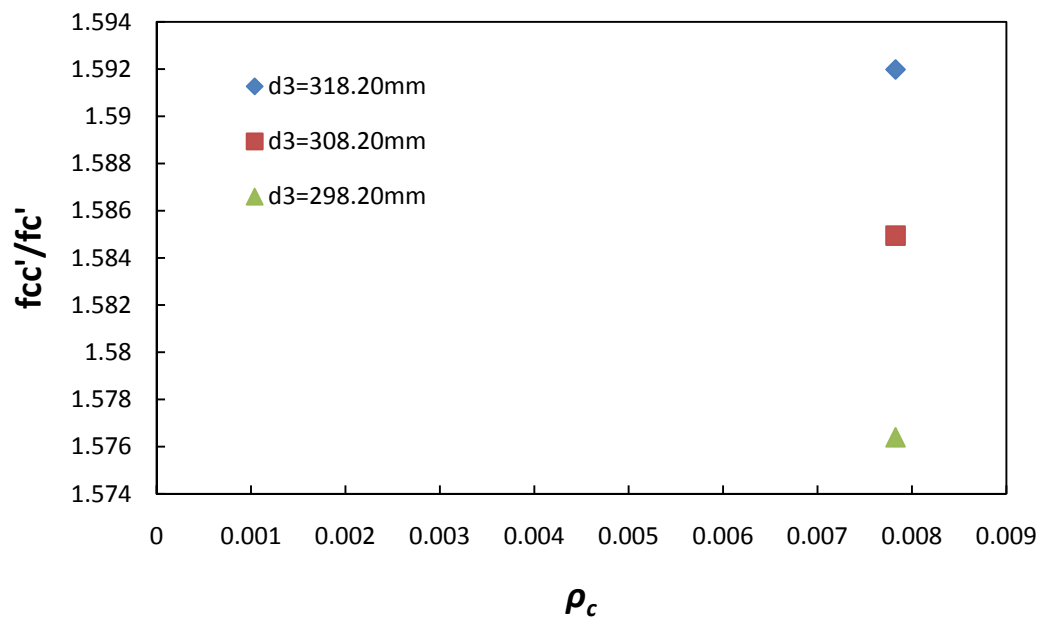


圖 4.15 改變柱中心至最角落主筋之強度-鋼筋用量圖

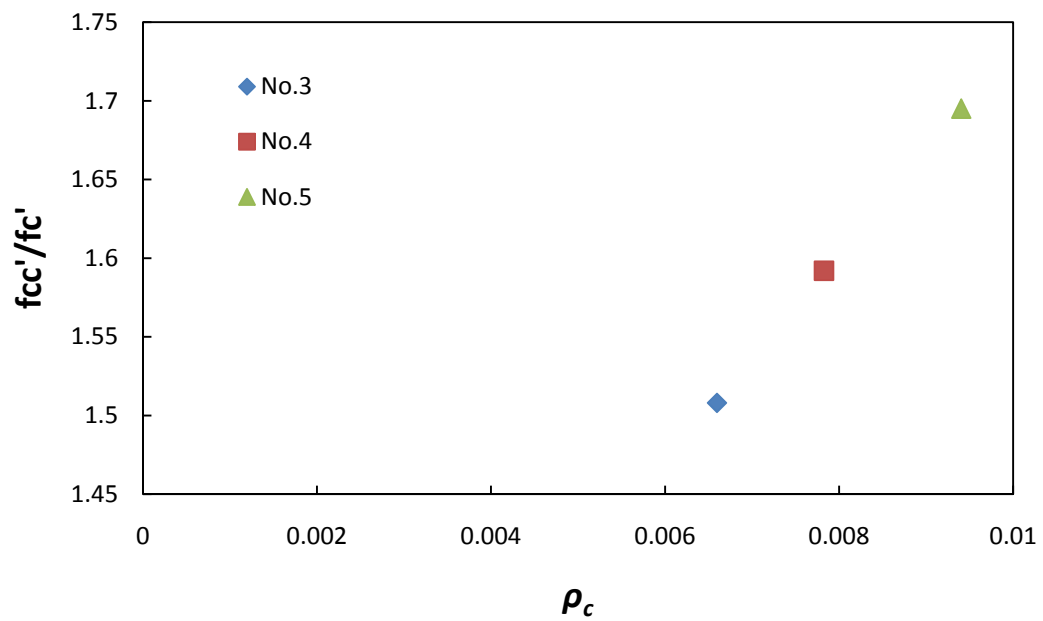


圖 4.16 改變中心螺箍筋號數之強度-鋼筋用量圖

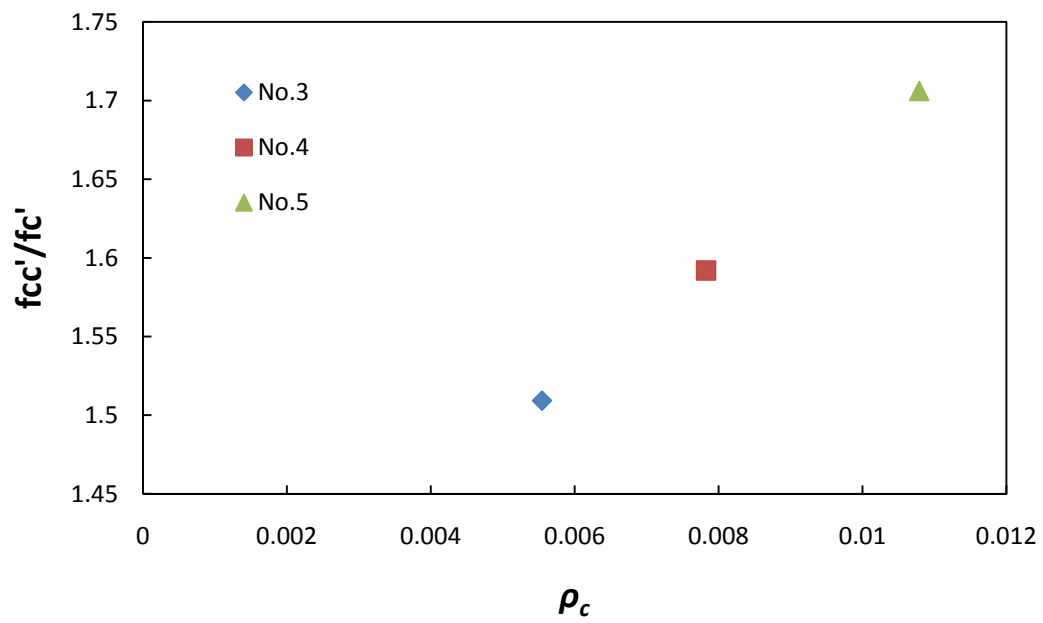


圖 4.17 改變角隅螺旋箍筋號數之強度-鋼筋用量圖

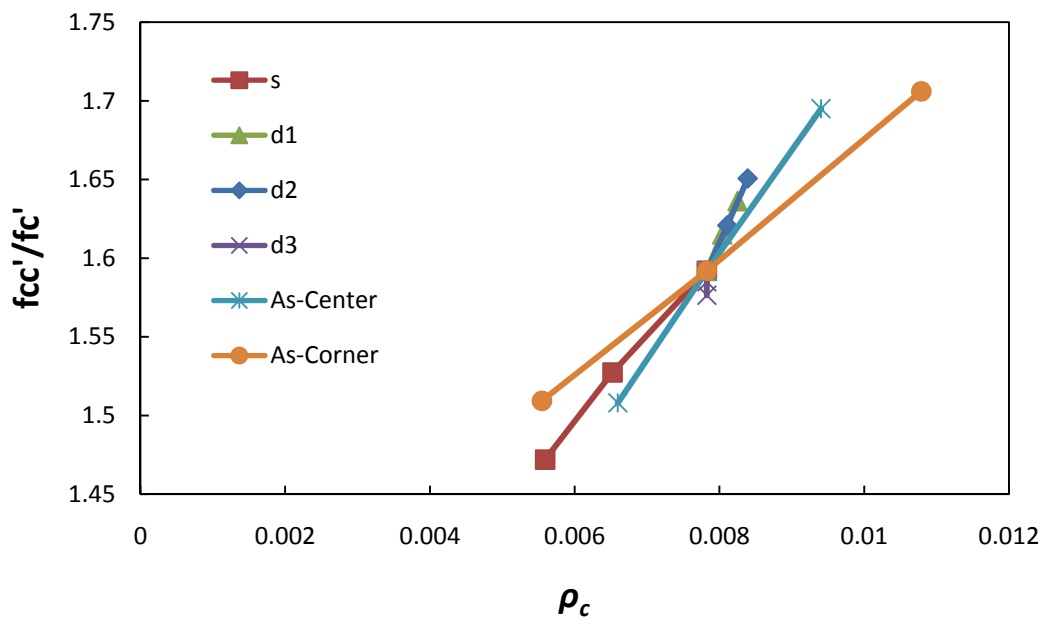


圖 4.18 各種配置之經濟效益比較圖

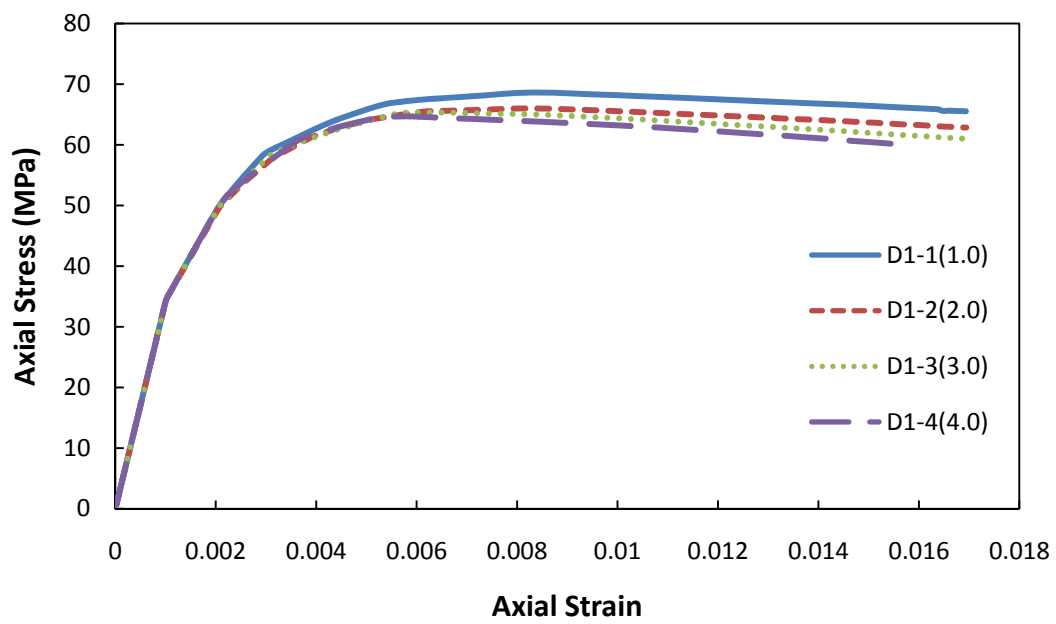


圖 4.19 相異螺箍直徑比之比較圖

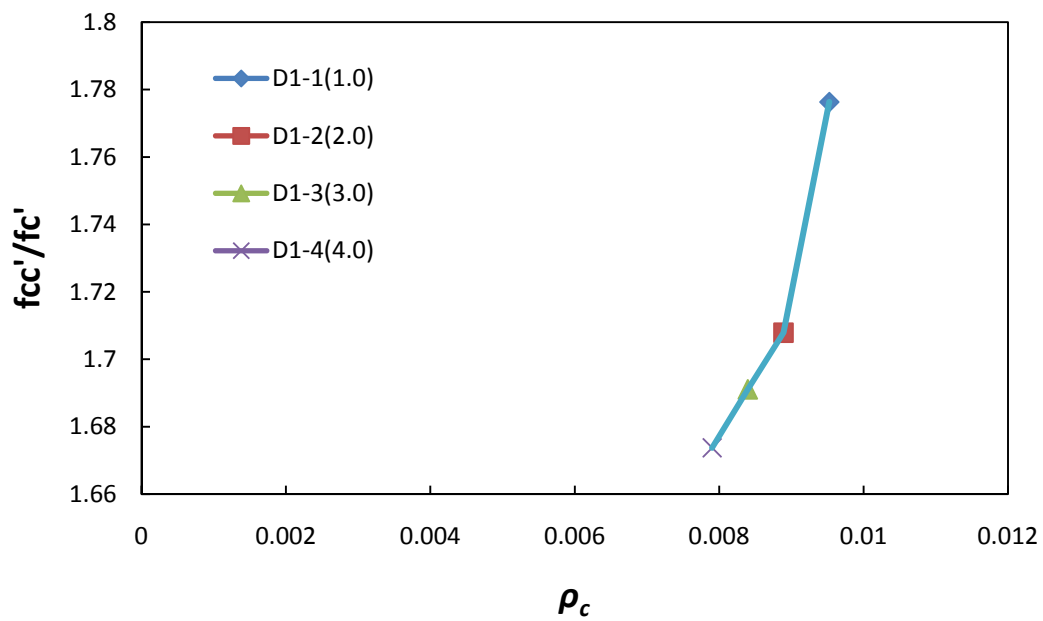


圖 4.20 相異螺箍直徑比之經濟效益比較圖

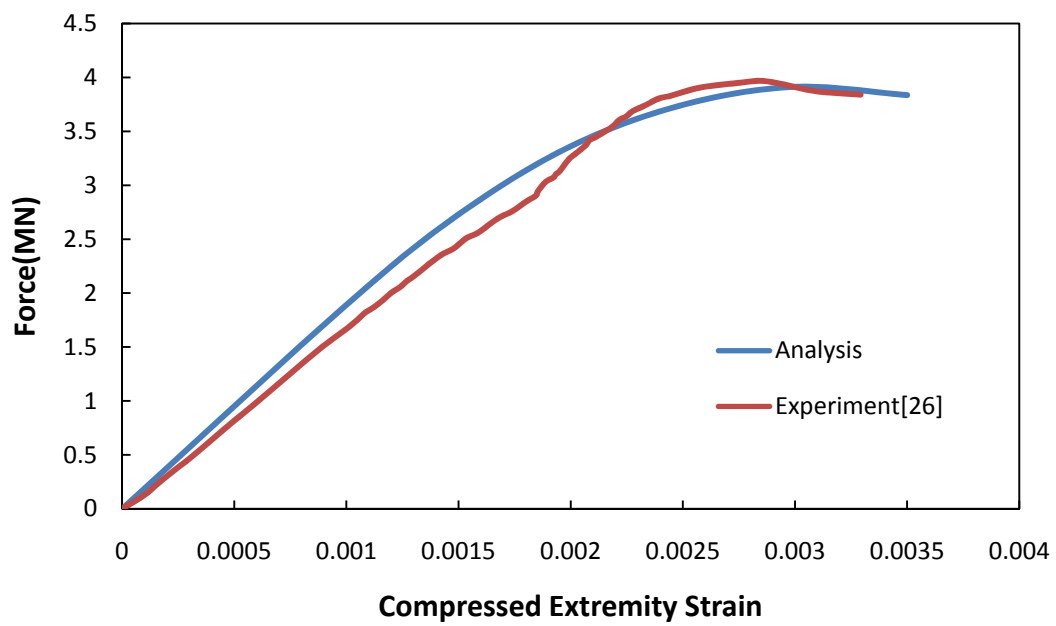


圖 4.21 偏心載重下分析與試驗之比較圖

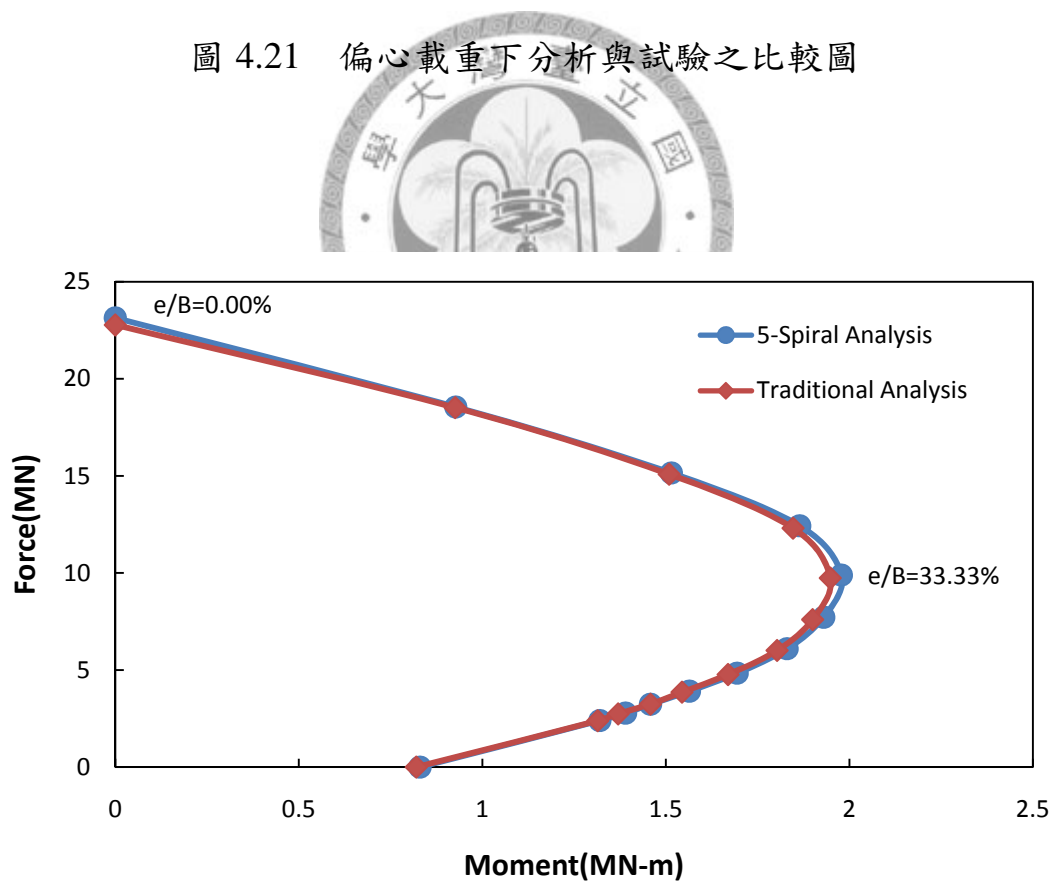


圖 4.22 五螺箍柱與傳統方箍之 P-M curve 比較



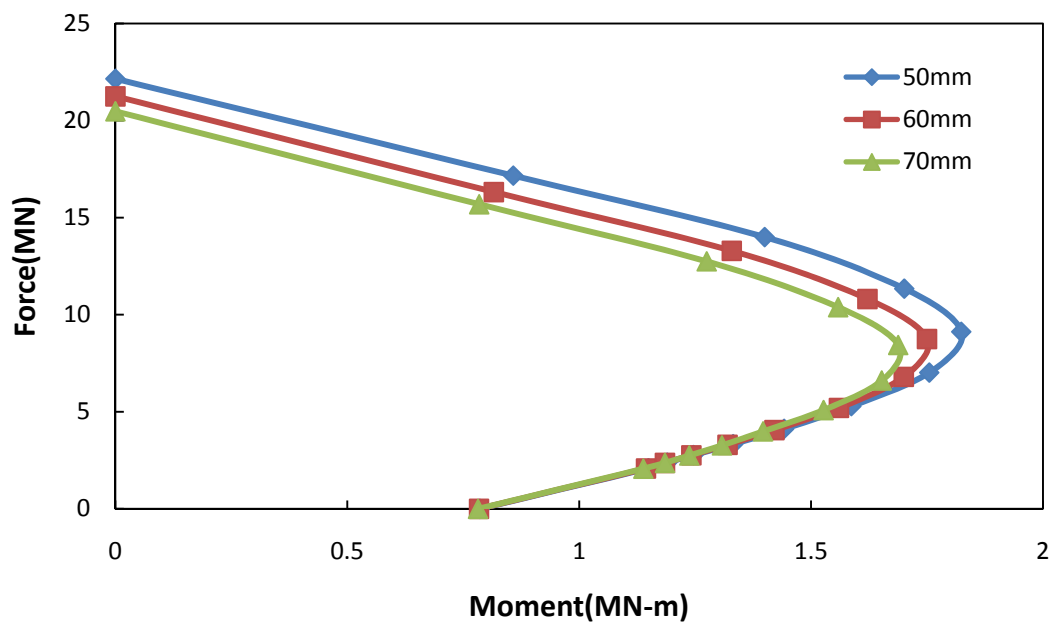


圖 4.23 改變箍筋間距之 P-M curve 比較

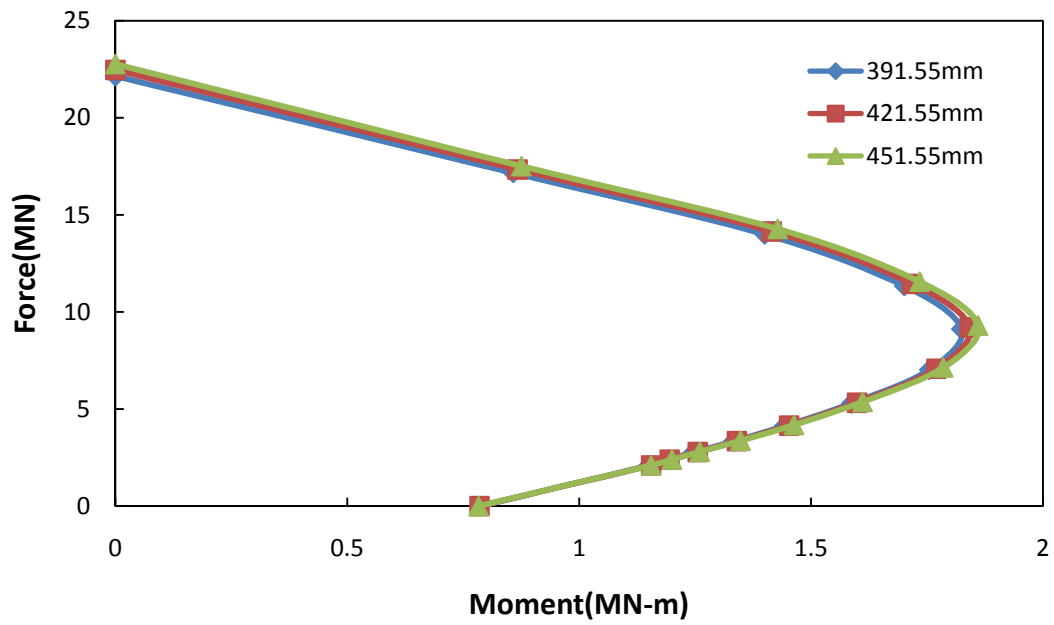


圖 4.24 改變中心螺箍徑之 P-M curve 比較

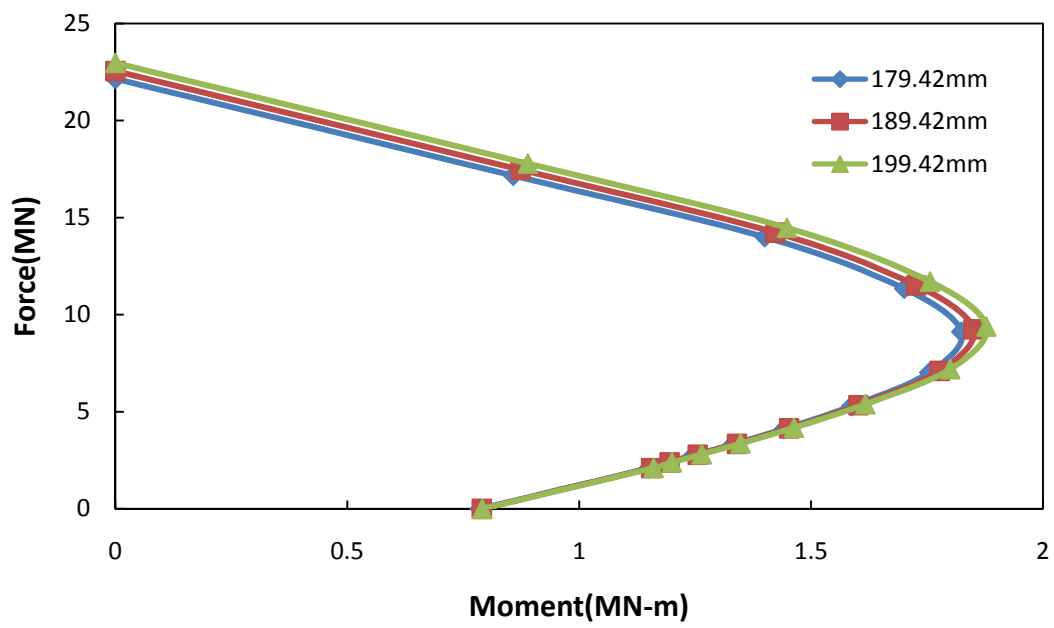


圖 4.25 改變角隅螺旋徑之 P-M curve 比較

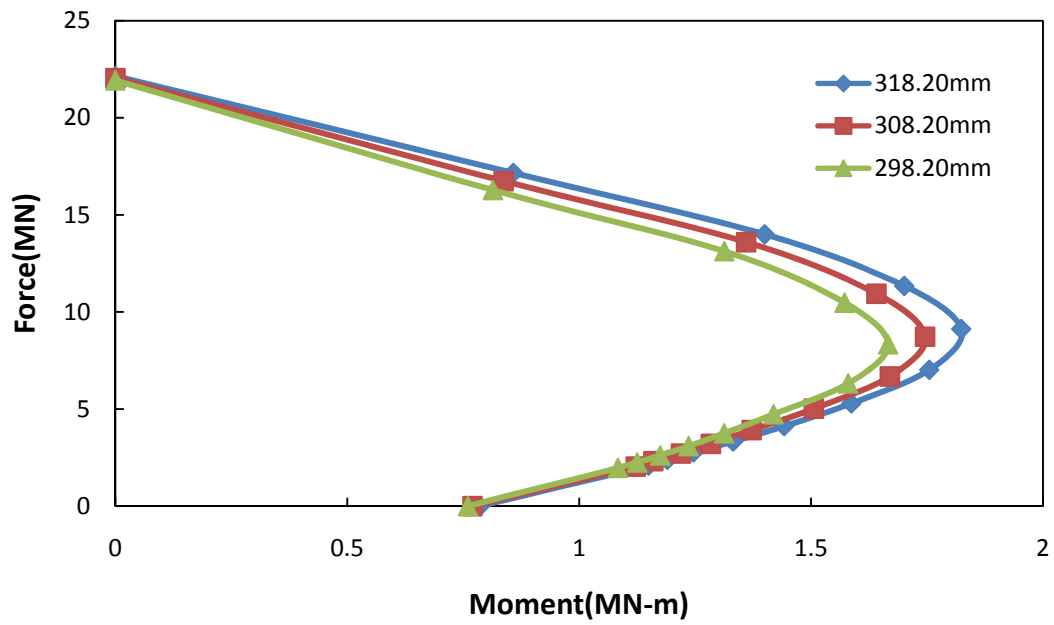


圖 4.26 改變  $d_3$  距離之 P-M curve 比較

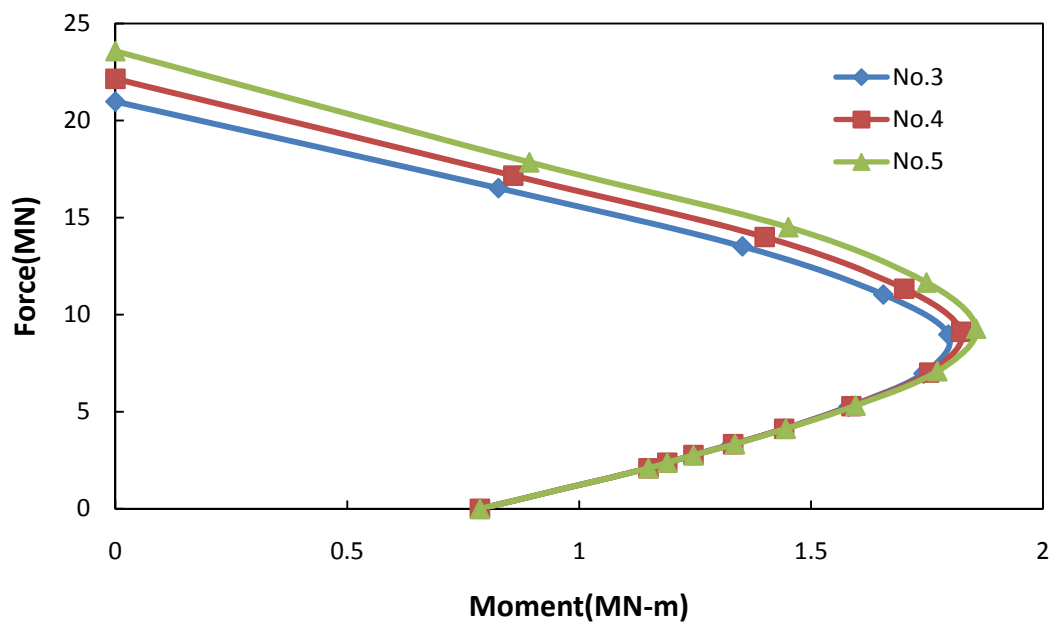


圖 4.27 改變中心螺箍筋號數之 P-M curve 比較

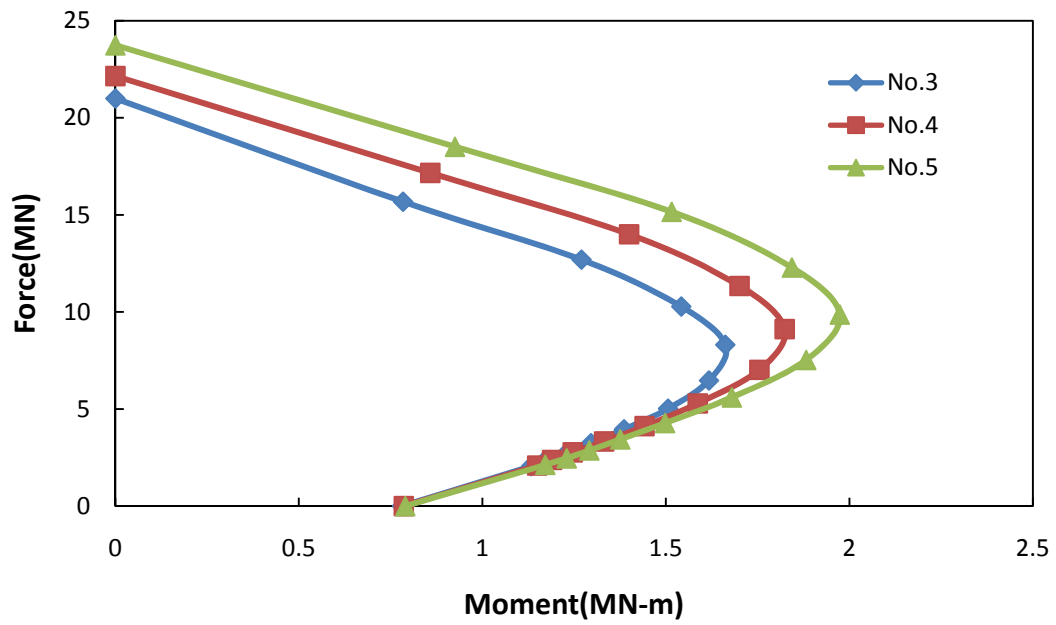


圖 4.28 改變角隅螺箍筋號數之 P-M curve 比較

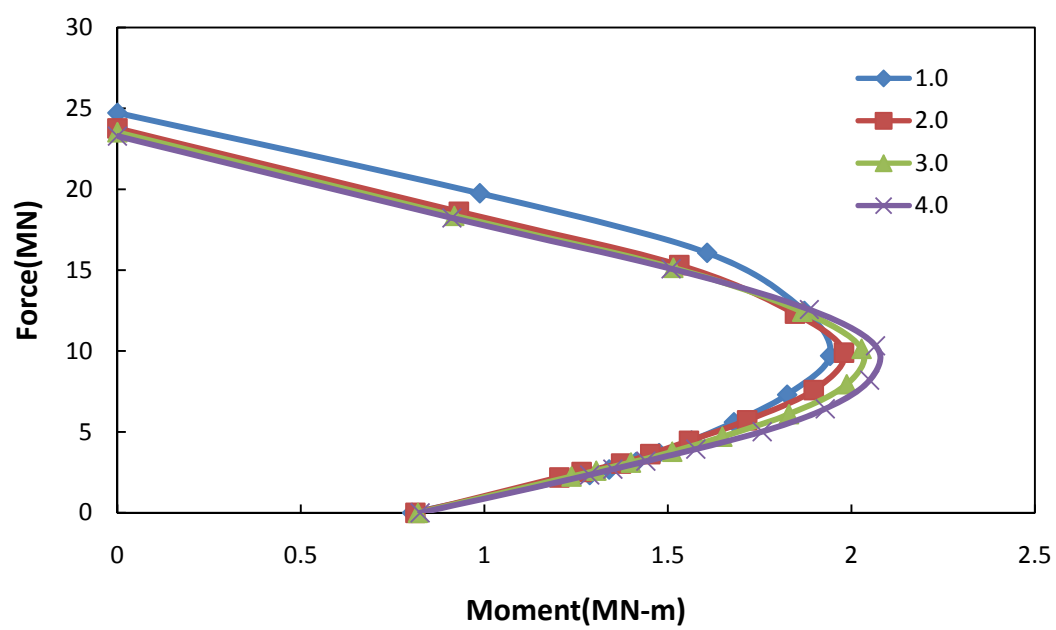
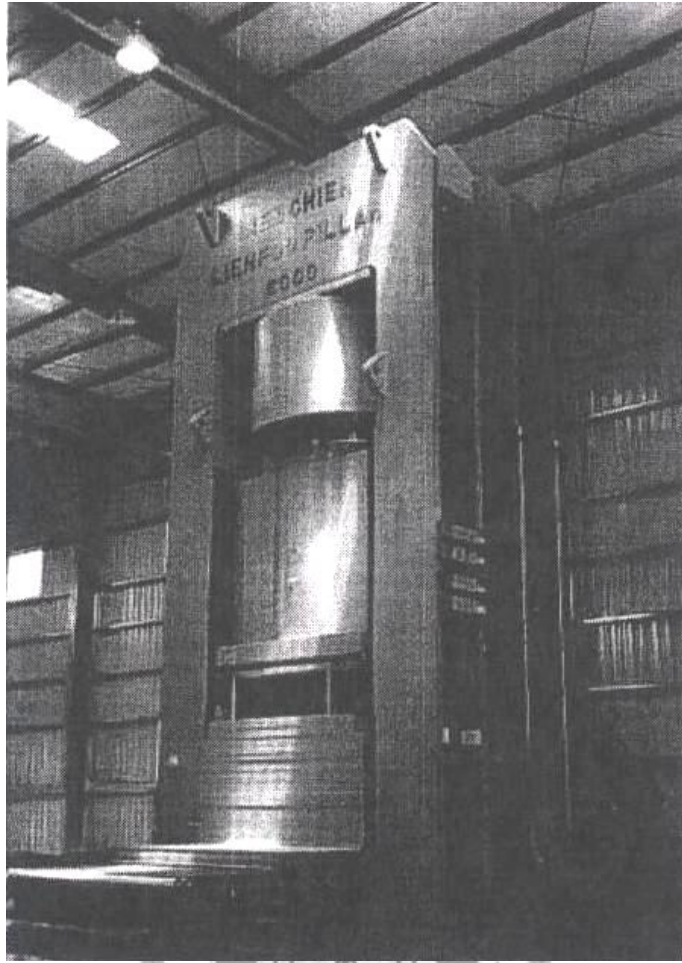


圖 4.29 改變螺箍直徑比( $d_1/d_2$ )之 P-M curve 比較



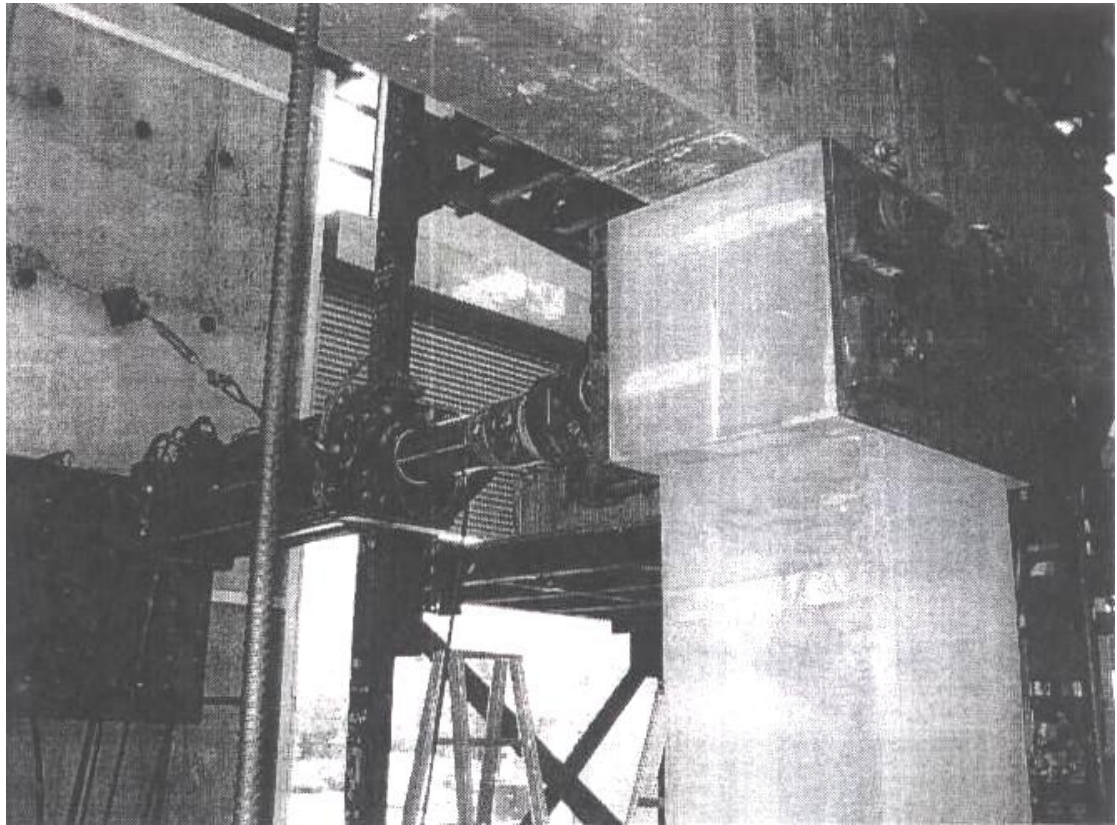


照片 2.1 6000 噸萬能試驗機[30]

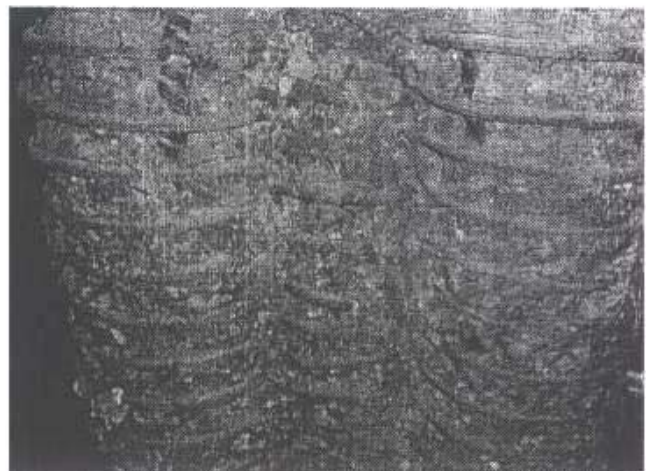


照片 2.2 試驗配置[30]

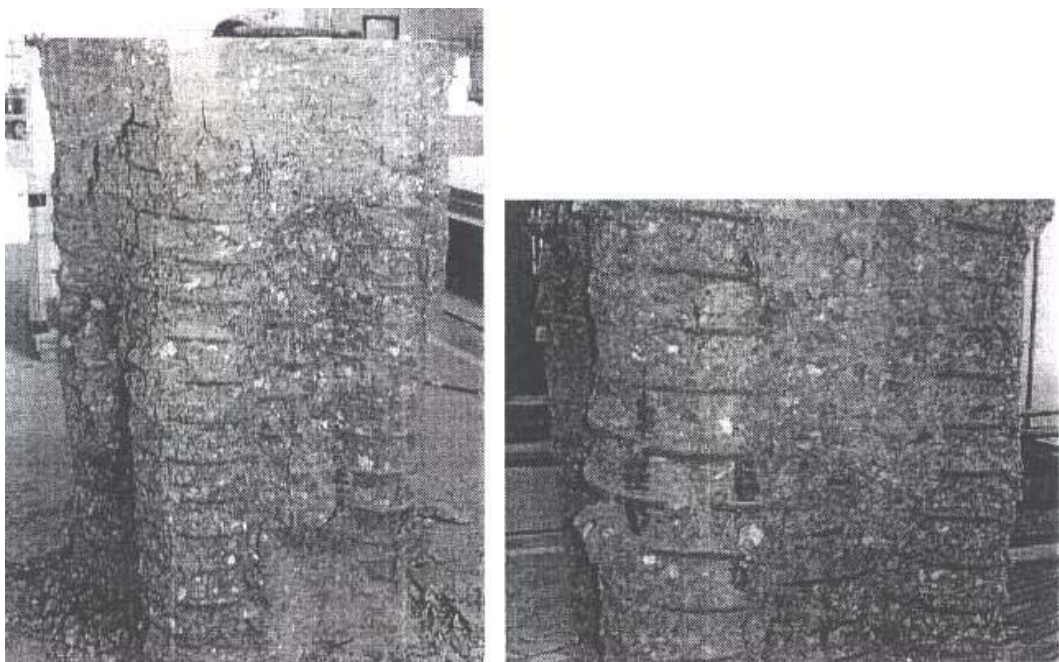




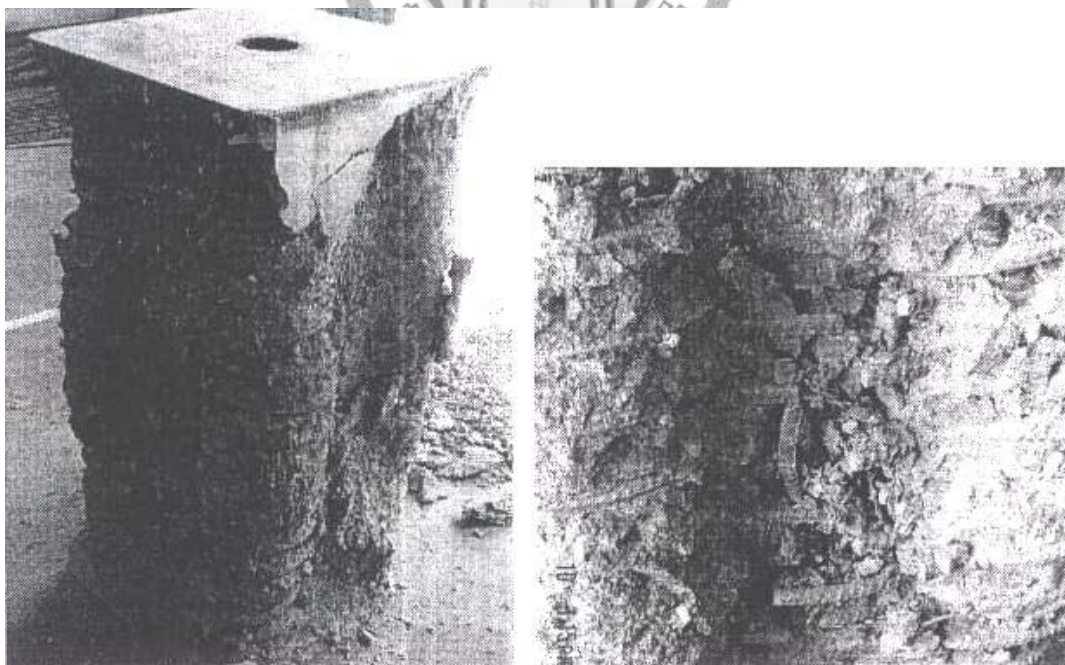
照片 2.3 油壓伺服致動器[30]



照片 2.4 C2-1 試體破壞情形[30]

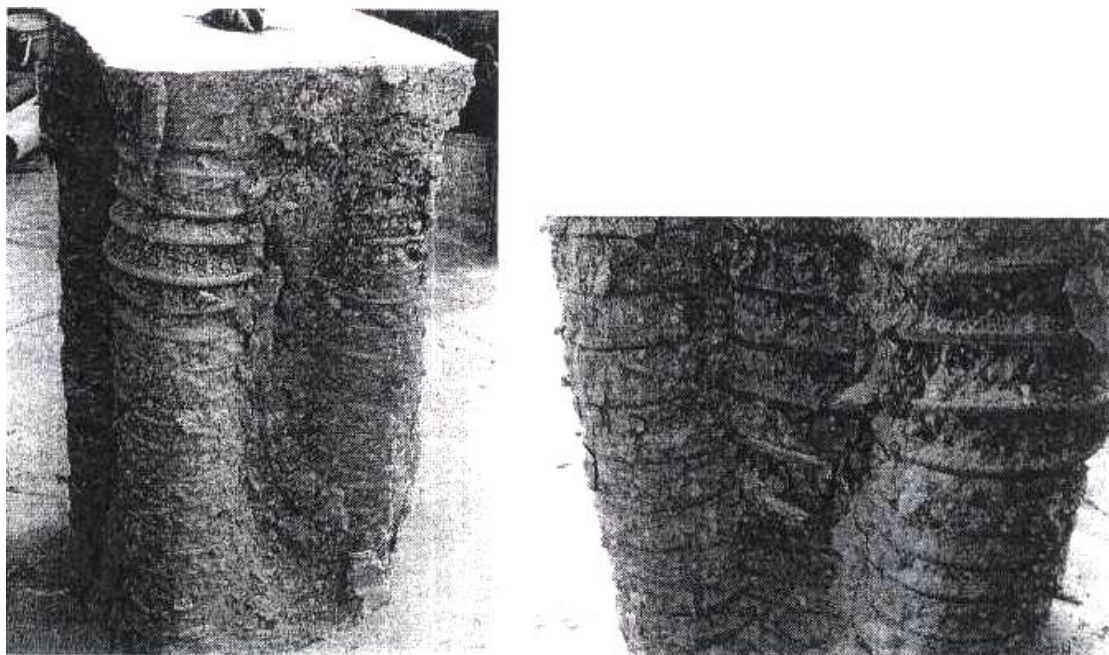


照片 2.5 C2-2 試體破壞情形[30]

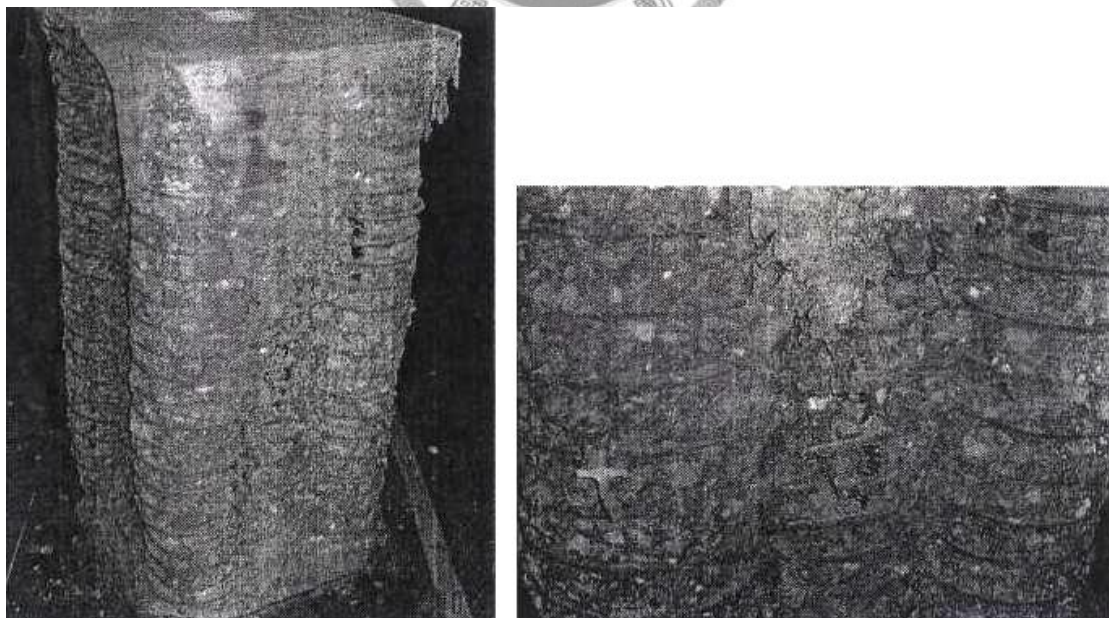


照片 2.6 C2-3 試體破壞情形[30]





照片 2.7 C2-4 試體破壞情形[30]



照片 2.8 C2-5 試體破壞情形[30]





照片 2.9 試體架設圖[26]



## 簡歷



姓名：江秉璋

籍貫：彰化縣

生日：74 年 2 月 16 日

學歷：96.9～98.6

國立臺灣大學土木工程學研究所結構組碩士  
92.9～96.6

國立台灣海洋大學河海工程學系學士  
89.9～92.6

國立員林高級中學