

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

鋼骨鋼筋混凝土(SRC)短柱軸壓行為
與圍束效應之數值模擬研究

**A Numerical Investigation on Compression Behavior
and Confinement Effect of SRC Short Columns**

研究生：王琳

指導教授：翁正強 博士

中華民國九十九年四月

鋼骨鋼筋混凝土 (SRC) 短柱軸壓行為
與圍束效應之數值模擬研究

**A Numerical Investigation on Compression Behavior
and Confinement Effect of SRC Short Columns**

研究生：王琳

Student : L. Wang

指導教授：翁正強博士

Advisor : Dr. Frank C. C. Weng



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University
In Partial Fulfillment of the Requirements
For the Degree of Master of Science
in
Civil Engineering
April 2010
Hsinchu, Taiwan, Republic of Chin

鋼骨鋼筋混凝土(SRC)短柱軸壓行為 與圍束效應之數值模擬研究

研究生：王琳

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：SRC 短柱、軸壓行為、圍束效應、數值模擬、ANSYS、強度、韌性、箍筋用量、設計方法

近年來陸續有許多大尺寸的鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete, SRC) 柱之試驗結果出現，證實 SRC 柱具備優良的抗壓強度與韌性，且 SRC 柱中之鋼骨可以對其所包覆之混凝土發揮良好的圍束效應。然而，由於 SRC 構造設計之參數較為複雜，若要逐一進行軸壓試驗來探討各設計參數對軸壓行為之影響，則勢必需要耗費龐大的人力、時間及金錢，且由於試驗設備及場地等限制，常常僅能針對一部份設計參數進行試驗，而無法作較為詳細的探討。

為了有效運用資源並節省人力、時間及金錢，本研究針對 SRC 短柱之「軸壓行為」與「圍束效應」進行數值模擬分析。根據文獻調查顯示，ANSYS 為一功能強大的有限元素分析軟體，其在鋼結構及 RC 結構之分析應用上已有相當之成果，故本研究乃採用 ANSYS 軟體作為數值模擬分析之工具。

本研究運用 ANSYS 軟體建立 SRC 短柱受軸壓作用之分析模型，並與一系列 SRC 短柱之試驗結果互相比對驗證。最後針對 SRC 柱之「圍束箍筋需求量」進行深入探討，經由分析證實 SRC 柱內之鋼骨翼板確實能夠對其所包覆之混凝土發揮圍束貢獻，大約可額外提升 20% 至 33% 的混凝土抗壓強度。本研究並提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量之計算公式，以提供學術界與工程界參考。

A Numerical Investigation on Compression Behavior and Confinement Effect of SRC Short Columns

Student : L. Wang

Advisor : Dr. C. C. Weng

Institute of Civil Engineering
National Chiao-Tung University

Keywords: SRC Short Column, Axial Compression Behavior, Confinement Effect, Numerical Simulation, ANSYS, Strength, Ductility, Design Method.

Abstract

During the last decade, test results of full-scale steel reinforced concrete (SRC) columns obtained by previous researchers have demonstrated satisfactory performance both in strength and ductility. In addition, special recognition has been accredited to the superior concrete confinement effect provided by the steel section embedded in the SRC column. However, due to the fact that the cost of conducting experiment on full-scale specimens is very expensive and time consuming, an alternative approach using the numerical simulation technique has become increasingly desirable.

It is the objective of this study to utilize the highly recognized finite element method (FEM) software ANSYS to numerically simulate the mechanical behavior and confinement effect of the SRC columns. In the first stage, this study generated and analyzed a FEM model to simulate the SRC test specimen. The numerical result was compared to the SRC test data to confirm the validity of the FEM model. In the second stage, the parameters related to the design of the SRC columns were investigated using the FEM model obtained from the previous stage. The major parameters in this numerical study included the axial strength, ductility and the confinement effect. The numerical results showed that the steel section in SRC short columns can provide effective confinement to the concrete and enhance the concrete compressive strength up to 20 to 33 percent. Therefore, a new design method was proposed in this study to account for the confinement effect provided by the steel section embedded in the SRC column.

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，並且提供學生人生的思考方向與寶貴的經驗，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 陳誠直教授與林昌佑教授對論文內容提供許多寶貴的意見，使本文更臻完善，在此深表最由衷之謝意。

感謝研究室學長姐 景裕、祖涵、嘉洲、承儒、美婷、天任、光奕，感謝同門同材 意晴及同門學弟 柏安等，協助參與研究與討論。另外還有一群不離不棄的同窗好友不斷地給予精神上的支持，陪伴我走過這一個艱辛且充實的研究生生活，在此獻上我最誠摯的感謝。

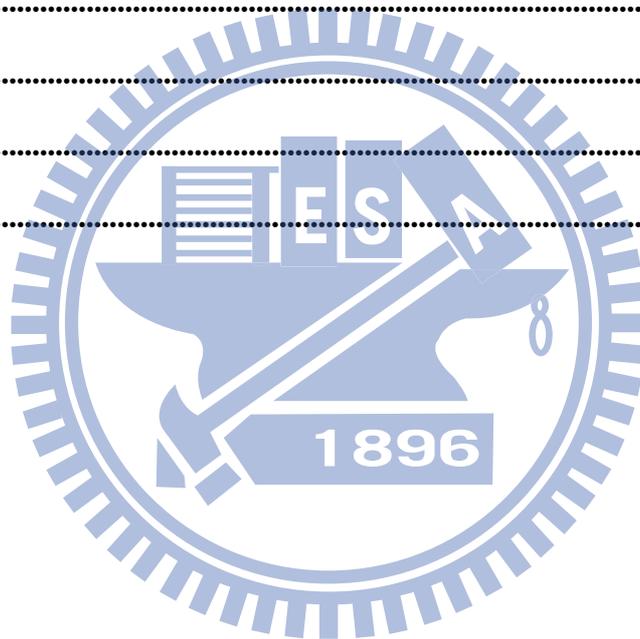
最後，僅將本論文獻給我最偉大的父母親、帥氣的哥哥與兩個可愛的妹妹，感謝他們在我求學過程中給予完全的支持與最溫暖的關懷，對我默默付出、寬容與體諒，尤其是父母親長久以來對我無私地付出，盡一切所能使我無後顧之憂地完成學業，我真的由衷的感謝你們。在此，僅以小小之著作獻給我最敬愛的父母及所有我身邊最愛的人。

目錄

	頁數
中文摘要	i
英文摘要	ii
誌謝	iii
目錄	iv
表目錄	vii
圖目錄	viii
照片目錄	xvi
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 研究動機與目的	4
1.3 研究內容	4
第二章 相關設計規範與文獻回顧	6
2.1 國內外 SRC 構造相關規範	6
2.1.1 美國 ACI 設計規範	6
2.1.2 美國 AISC 設計規範	7
2.1.3 台灣 SRC 構造設計規範	9
2.1.4 強渡折減法	9
2.2 文獻回顧	11
2.2.1 圍束箍筋之相關研究	11
2.2.2 SRC 柱之軸向行為研究	13
2.2.3 ANSYS 分析之相關研究	15
2.2.3.1 ANSYS 分析於 RC 構造之相關研究	15
2.2.3.2 ANSYS 分析於鋼構造及鋼管混凝土構造之相關研究	18

第三章 有限元素分析與模擬方法	20
3.1 前言	20
3.2 ANSYS 模擬之 SRC 短柱試體	21
3.3 材料性質	23
3.3.1 混凝土之材料性質	23
3.3.2 鋼之材料性質	28
3.4 SRC 柱幾何模型建立	29
3.4.1 實體模型之建立	29
3.4.2 邊界條件之設定	30
3.4.3 材料元素之選擇	31
3.4.3.1 混凝土元素	31
3.4.3.2 鋼筋與箍筋元素	32
3.4.3.3 鋼骨元素	33
3.4.4 元素網格建置	34
3.4.4.1 ANSYS 網格分割之介紹	34
3.4.4.2 SRC 柱斷面網格設定	35
3.5 混凝土破壞準則	35
第四章 分析與試驗結果之比較與討論	39
4.1 前言	39
4.2 網格元素收斂性分析探討	39
4.2.1 純混凝土柱之網格元素收斂性分析	39
4.2.2 SRC 柱之網格元素收斂性分析	41
4.3 混凝土元素開裂與壓碎行為之模擬	42
4.4 有限元素收斂性分析之探討	44
4.5 軸壓行為之探討	46
4.5.1 ANSYS 前期分析之軸壓行為探討	48

4.5.2 ANSYS 後期分析之軸壓行為探討.....	51
4.6 鋼骨對混凝土圍束效應之探討.....	53
4.7 本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋用量設計公式.....	56
4.8 ANSYS 分析結果與觀察.....	60
第五章 結論與建議.....	65
5.1 結論.....	65
5.2 建議.....	66
參考文獻.....	67
符號說明.....	74
表.....	77
圖.....	88
照片.....	171



表目錄

	頁數
表 3.1 前人 SRC 柱軸壓試驗之試體規格表(文獻 10~13).....	77
表 3.2 前人 SRC 柱試體之鋼骨材料強度表(文獻 10~13).....	78
表 3.3 前人 SRC 柱試體之鋼筋和混凝土材料強度表(文獻 10~13).....	79
表 4.1 純混凝土柱元素分析統計表.....	80
表 4.2 SRC 柱元素分析統計表.....	80
表 4.3 ANSYS 分析 SRC 柱之普通圍束區與高度圍束區混凝土之抗壓強度.....	81
表 4.4 ANSYS 後期分析(含鋼骨圍束效應) 與 SRC 柱試驗之極限軸壓強度比較	82
表 4.5 以 ANSYS 分析求得 SRC 柱試體之鋼骨圍束效應係數 α 值.....	83
表 4.6 本研究建議之計算公式與台灣 SRC 規範計算公式求得 SRC 柱「圍束箍筋 用量折減係數」之比較.....	84
表 4.7 SRC 柱圍束箍筋間距：我國 SRC 規範公式與本研究建議公式設計結果之 比較.....	85
表 4.8 SRC 柱圍束箍筋用量：我國 SRC 規範公式與本研究建議公式設計結果之 比較.....	86
表 4.9 ANSYS 分析各試體受軸壓作用時柱中間箍筋應變之變化.....	87

圖目錄

頁數

圖 1.1 用鋼量相同但鋼骨翼板寬度不同時，對核心混凝土圍束區域大小之影響： 包覆 H 型 SRC 柱[5,9].....	88
圖 1.2 用鋼量相同但鋼骨翼板寬度不同時，對核心混凝土圍束區域大小之影響： 包覆十字型 SRC 柱[5,9].....	88
圖 1.3 SRC 柱內鋼骨翼板寬度為零：鋼骨未能對核心混凝土提供圍束[6~8]....	89
圖 1.4 包覆 H 型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[6~8].....	89
圖 1.5 包覆十字型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[6~8].....	90
圖 1.6 三角形圍束模式[9].....	90
圖 1.7 矩形圍束模式[9].....	91
圖 2.1 包覆填充型鋼管 SRC 柱中混凝土受圍束之情：矩型圍束模式[15].....	91
圖 2.2 包覆十字型鋼骨 SRC 柱中混凝土受圍束之情：矩型圍束模式[15].....	92
圖 2.3 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱中混凝土受圍束之情：三角圍束模式[15].....	92
圖 2.4 包覆 T 型鋼骨 SRC 柱中混凝土受圍束之情：三角與矩形組合圍束模式[15]	93
圖 2.5 混凝土應力—應變曲線（Roy、Sozen，1965） [18].....	93
圖 2.6 混凝土應力—應變曲線（Sheikh，1980、1982） [21~22].....	94
圖 2.7 混凝土應力—應變曲線（Park，1982） [23].....	94
圖 2.8 混凝土應力—應變曲線（Saatcioglu 等，1992） [29].....	95
圖 2.9 混凝土應力—應變曲線（Li 等，2001） [30].....	95
圖 2.10 混凝土之應力-應變曲線（Mirza，1989、1991、1992） [6~8].....	96
圖 3.1 試體 SRC-B1 斷面示意圖[10].....	97
圖 3.2 試體 SRC-C1 斷面示意圖[10].....	97
圖 3.3 試體 SRC-C2 斷面示意圖[11].....	97

圖 3.4 試體 SRC-C3 斷面示意圖[11]	97
圖 3.5 試體 SRC-H1、SRC-H2 斷面示意圖[12]	97
圖 3.6 試體 SRC-T1 斷面示意圖[13]	97
圖 3.7 試體 SRC-T2 斷面示意圖[13]	97
圖 3.8 試體 SRC-B1、SRC-C1 箍筋配置示意圖	98
圖 3.9 試體 SRC-C2、SRC-C3 箍筋配置示意圖[11]	98
圖 3.10 試體 SRC-H1、SRC-H2 箍筋配置示意圖[12]	99
圖 3.11 試體 SRC-T1、SRC-T2 箍筋配置示意圖[13]	99
圖 3.12 試體 SRC-B1 試驗之軸力與位移曲線	100
圖 3.13 試體 SRC-C1 試驗之軸力與位移曲線	100
圖 3.14 試體 SRC-C2 試驗之軸力與位移曲線	101
圖 3.15 試體 SRC-C3 試驗之軸力與位移曲線	101
圖 3.16 試體 SRC-H1 試驗之軸力與位移曲線	102
圖 3.17 試體 SRC-H2 試驗之軸力與位移曲線	102
圖 3.18 試體 SRC-T1 試驗之軸力與位移曲線	103
圖 3.19 試體 SRC-T2 試驗之軸力與位移曲線	103
圖 3.20 混凝土圓柱試體之尺寸變化對混凝土軸壓強度之影響[68]	104
圖 3.21 混凝土應力—應變曲線 (Mander, 1988) [24]	104
圖 3.22 試體 SRC-B1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線	105
圖 3.23 試體 SRC-C1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線	105
圖 3.24 試體 SRC-C2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線	106
圖 3.25 試體 SRC-C3 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線	106

圖 3.26 試體 SRC-H1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	107
圖 3.27 試體 SRC-H2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	107
圖 3.28 試體 SRC-T1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	108
圖 3.29 試體 SRC-T2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	108
圖 3.30 試體 SRC-B1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	109
圖 3.31 試體 SRC-C1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	109
圖 3.32 試體 SRC-C2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	110
圖 3.33 試體 SRC-C3 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	110
圖 3.34 試體 SRC-H1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	111
圖 3.35 試體 SRC-H2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	111
圖 3.36 試體 SRC-T1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	112
圖 3.37 試體 SRC-T2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力－應變曲線	112
圖 3.38 混凝土之實常數參數設定	113
圖 3.39 混凝土之密度參數設定	113
圖 3.40 混凝土之彈性模數與波松比參數設定	114
圖 3.41 混凝土之應力－應變曲線參數設定	114
圖 3.42 一般結構鋼材受拉力作用之應力－應變示意圖	115
圖 3.43 分析時簡化之雙線性鋼材應力－應變曲線	115
圖 3.44 分析時簡化之三線性鋼材應力－應變曲線	116
圖 3.45 本研究分析時使用之鋼材應力－應變曲線	116
圖 3.46 主筋之實常數參數設定	117
圖 3.47 主筋之密度參數設定	117

圖 3.48 主筋之彈性模數與波松比參數設定	118
圖 3.49 主筋之應力—應變曲線參數設定	118
圖 3.50 試體 SRC-B1 之各種斷面配置位置計畫分割模型圖	119
圖 3.51 試體 SRC-B1 之實體模型圖	119
圖 3.52 鋼筋元素與混凝土元素組合	120
圖 3.53 試體 SRC-B1 實體模型中混凝土元素之分割	120
圖 3.54 試體 SRC-B1 實體模型中鋼筋元素之分割	121
圖 3.55 試體 SRC-B1 實體模型中鋼骨元素之分割	121
圖 3.56 試體 SRC-B1 實體模型中底面自由度束制條件示意圖	122
圖 3.57 試體 SRC-B1 實體模型中頂面加載自由度束制條件示意圖	122
圖 3.58 三維 8 節點混凝土元素 SOLID 65[69]	123
圖 3.59 三維 2 節點鋼筋元素 LINK 8[69]	123
圖 3.60 三維 8 節點鋼骨元素 SOLID 45[70]	124
圖 3.61 分割元素數量與有限元素收斂關係圖	124
圖 3.62 試體 SRC-B1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖	125
圖 3.63 試體 SRC-B1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖	126
圖 3.64 試體 SRC-C1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖	127
圖 3.65 試體 SRC-C1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖	128
圖 3.66 試體 SRC-C2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖	129
圖 3.67 試體 SRC-C2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖	130

圖 3.68 試體 SRC-C3 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	131
圖 3.69 試體 SRC-C3 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	132
圖 3.70 試體 SRC-H1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	133
圖 3.71 試體 SRC-H1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	134
圖 3.72 試體 SRC-H2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	135
圖 3.73 試體 SRC-H2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	136
圖 3.74 試體 SRC-T1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	137
圖 3.75 試體 SRC-T1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	138
圖 3.76 試體 SRC-T2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	139
圖 3.77 試體 SRC-T2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖.....	140
圖 3.78 混凝土開裂和壓碎的破壞模式.....	141
圖 3.79 混凝土之破壞準則參數設定.....	141
圖 4.1 純混凝土柱三種疏密程度的斷面元素網格圖.....	142
圖 4.2 SRC 柱三種疏密程度的斷面元素網格圖.....	143
圖 4.3 網格元素收斂性分析：純混凝土柱之軸力與位移曲線.....	144
圖 4.4 網格元素收斂性分析：SRC 之柱軸力與位移曲線.....	144

圖 4.5 試體 SRC-B1 有無設定 W-W 破壞準則之軸力－位移曲線比較	145
圖 4.6 試體 SRC-H1 有無設定 W-W 破壞準則之軸力－位移曲線比較	145
圖 4.7 試體 SRC-B1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	146
圖 4.8 試體 SRC-C1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	146
圖 4.9 試體 SRC-C2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	147
圖 4.10 試體 SRC-C3 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	147
圖 4.11 試體 SRC-H1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	148
圖 4.12 試體 SRC-H2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	148
圖 4.13 試體 SRC-T1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	149
圖 4.14 試體 SRC-T2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	149
圖 4.15 試體 SRC-B1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	150
圖 4.16 試體 SRC-C1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	150
圖 4.17 試體 SRC-C2 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	151
圖 4.18 試體 SRC-C3 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	151

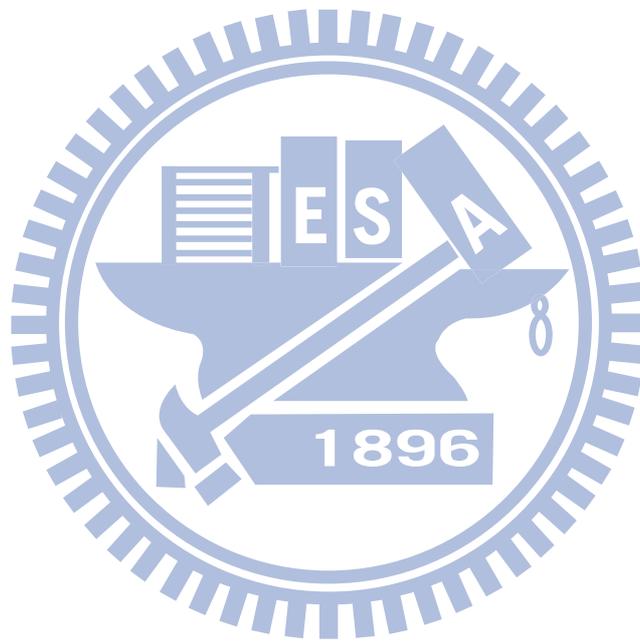
圖 4.19 試體 SRC-H1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	152
圖 4.20 試體 SRC-H2 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	152
圖 4.21 試體 SRC-T1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	153
圖 4.22 試體 SRC-T2 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較	153
圖 4.23 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時之變形圖	154
圖 4.24 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm 時 (軸向應變為 0.01) 局部放大之變形圖	154
圖 4.25 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼骨之變形圖	155
圖 4.26 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼骨局部放大之變形圖	155
圖 4.27 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼筋之變形圖	156
圖 4.28 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼筋局部放大之變形圖	156
圖 4.29 試體 SRC-B1 柱中混凝土之應力分佈圖：顯示未圍束區與普通圍束區	157
圖 4.30 試體 SRC-B1 柱中混凝土之應力分佈圖：僅顯示高度圍束區	157
圖 4.31 試體 SRC-C1 柱中混凝土之應力分佈圖：顯示未圍束區與普通圍束區	158
圖 4.32 試體 SRC-C1 柱中混凝土之應力分佈圖：僅顯示高度圍束區	158

圖 4.33 試體 SRC-H2 柱中混凝土之應力分佈圖：顯示未圍束區與普通圍束區	159
圖 4.34 試體 SRC-H2 柱中混凝土之應力分佈圖：僅顯示高度圍束區.....	159
圖 4.35 試體 SRC-C2 之軸向載重與箍筋應變關係圖.....	160
圖 4.36 試體 SRC-H2 之軸向載重與箍筋應變關係圖.....	160
圖 4.37 試體 SRC-C2 加載至 $0.5P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	161
圖 4.38 試體 SRC-C2 加載至 $0.7P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	161
圖 4.39 試體 SRC-C2 加載至 $0.9P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	162
圖 4.40 試體 SRC-C2 加載至 $1.0P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	162
圖 4.41 試體 SRC-H2 加載至 $0.5P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	163
圖 4.42 試體 SRC-H2 加載至 $0.7P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	163
圖 4.43 試體 SRC-H2 加載至 $0.9P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	164
圖 4.44 試體 SRC-H2 加載至 $1.0P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖.....	164
圖 4.45 試體 SRC-B1 柱中混凝土初始發生開裂行為時之裂縫分佈情況圖.....	165
圖 4.46 試體 SRC-B1 加載至 P_u 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖.....	166
圖 4.47 試體 SRC-B1 軸向應變約為 0.003 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖.....	167
圖 4.48 試體 SRC-C2 柱中混凝土初始發生開裂行為時之裂縫分佈情況圖.....	168
圖 4.49 試體 SRC-C2 加載至 P_u 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖.....	169
圖 4.50 試體 SRC-C2 軸向應變約為 0.003 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖.....	170

照片目錄

頁數

照片 3.1 萬能試驗機與 SRC 短柱試體之架設情形[10]171



第一章 緒論

1.1 前言

台灣處於環太平洋地震帶上，地震發生相當頻繁，自從「九二一大地震」之後，民眾對於建築物耐震能力與安全性的要求大幅提高，同時也因為土地稀少、價格高漲，房屋建築有朝向高空發展的趨勢，採取鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete，SRC）構造之建築物比重逐年攀升。因此有關鋼骨鋼筋混凝土構造的耐震行為之研究亦日漸受到重視。

SRC 是由鋼骨（S）與鋼筋混凝土（RC）結合起來，兼具兩種構造之特色，使它成為一種更安全與經濟的結構體，可以具有以下之優點[1]：

- (1) SRC 構造相對於鋼構造而言：SRC 構造因有混凝土包覆具有較高的勁度、混凝土也成為良好的防火被覆、防止鋼骨發生局部挫屈、減少鋼骨斷面使用量降低建造費用以及利用混凝土抗壓的優點來提高柱之抗壓能力等。
- (2) SRC 構造相對於 RC 構造而言：SRC 構造因有鋼骨存在具有較高的韌性、能夠減小柱使用之斷面積、縮短工期，而且柱中鋼骨還能提供圍束效應，因此也有助於降低 SRC 柱圍束箍筋之需求量。

由於 SRC 擷取了 S 和 RC 兩種材料之優點，發揮截長補短之功能，目前已有許多先進國家對於 SRC 結構進行深入研究，並訂出相關規範可供參考依據。我國所採用的 SRC 構造設計規範主要係參考美國 ACI（American Concrete Institute）規範[2]、AISC（American Institute of Steel Construction）規範[3]及日本 AIJ（Architectural Institute of Japan）規範[4]而訂定。在 SRC 柱「圍束箍筋需求量」方面，我國 SRC 規範主要係參考 AISC Seismic Provisions（2005）之規定，該規定主要考慮 SRC 柱內鋼骨分擔 SRC 柱軸力之貢獻，以作為對 SRC 柱圍束箍筋用量折減之依據。不過值得注意的是，目前 AISC 之規定僅考慮「鋼骨用量」之影響，而並未考慮到「鋼骨翼板寬度變化」對 SRC 柱核心混凝土圍束效應之

影響，因此其公式之合理性仍有待進一步探討。這種差異現象可以經由圖 1.1(a)與圖 1.1(b)和圖 1.2(a)與圖 1.2(b)之互相比較來加以說明[5]，圖中顯示兩組具有相同鋼骨用量但是「翼板寬度不同」之 SRC 柱，若依照 AISC 設計公式計算所需之圍束箍筋用量時，這兩組 SRC 柱將會得到相同的箍筋用量，這種結果似乎並不合理。

此外，如圖 1.3 所示的兩組 SRC 柱斷面，當 SRC 柱之鋼骨翼板寬度為零時，其鋼骨將無法對混凝土提供有效的圍束[5]。由於 AISC 對 SRC 柱之圍束箍筋用量計算公式只考慮到「鋼骨用量」而未考慮「鋼骨翼板寬度」變化之影響，故未能對圖 1.1~圖 1.3 之情況作出適當的反映，因此其公式之合理性仍有待進一步探討。

SRC 柱中由於有鋼骨存在，因此當 SRC 柱受軸壓時，其混凝土受圍束之情形有別於一般純 RC 柱。由 Mirza 等[6~8]針對包覆 H 型鋼骨的 SRC 柱之研究顯示，鋼骨翼板可對混凝土提供良好的圍束，鋼骨對混凝土之圍束區域約呈拋物線狀，如圖 1.4 所示。另一方面，翁正強等[9]進一步考量包覆十字型鋼骨對 SRC 柱中混凝土之圍束效果，如圖 1.5 所示。基於此一概念，嘗試簡化此拋物線狀之區域，建議對於包覆 H 型鋼骨之 SRC 柱可採「三角形圍束模式」，而包覆十字型鋼骨之 SRC 柱可採「矩形圍束模式」，如圖 1.6 及圖 1.7 所示。為了考量鋼骨對混凝土圍束之貢獻，將 SRC 柱中混凝土受圍束的情形分為三種區域：

- (1)「高度圍束區域」(Highly Confined Area)：即受鋼骨翼板與腹板間所圍束之混凝土。
- (2)「普通圍束區域」(Ordinarily Confined Area)：即箍筋內側之混凝土但不包含上述鋼骨翼板與腹板所包圍之區域。
- (3)「完全未受圍束區域」(Unconfined Area)：即箍筋外圍之混凝土部份。

由於 SRC 柱中的鋼骨翼板可以對混凝土發揮圍束功能，因此翁正強等乃針對 SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」的變化作為主要參數，來探討其對混凝土圍束效應之影響。試驗結果顯示，鋼骨翼板寬度愈寬，愈能夠對 SRC 柱核心混凝土提

供良好的圍束，因此對於鋼骨翼板較寬之 SRC 柱，將可適當的減少其圍束箍筋用量。另一方面，由於 SRC 柱中的鋼骨能分擔一部份的柱軸力，使得 SRC 柱中混凝土所需要承擔之軸力相對的降低，故柱中所需之箍筋用量亦得以減少。基於上述發現，翁正強等乃提出一套 SRC 柱圍束箍筋量之設計新方法，該法的主要特色是能夠同時考量「鋼骨用量」及「鋼骨翼板寬度」對 SRC 柱中混凝土圍束效應的雙重影響，使得 SRC 柱之圍束箍筋需求量能夠合理的放寬。

為了驗證 SRC 柱中的鋼骨翼板是否確實具備對混凝土之圍束效果，本研究收集了相當數量之實尺寸「SRC 短柱軸壓行為」之試驗結果，包括黃俊銘[10]、蔡克銓等[11]、葉士青[12]、林義閔[13]，其試驗成果將於文獻回顧中逐一簡述。根據試驗結果顯示，SRC 柱中的鋼骨能對 SRC 柱核心之混凝土提供有效的圍束，因此有助於提升 SRC 柱之強度與韌性，並可降低箍筋之用量，達到更經濟的設計結果。

然而，SRC 柱之「圍束箍筋需求量」，在設計上參數種類繁多，如材料強度、斷面尺寸、鋼骨斷面形式、鋼骨寬厚比、箍筋配置與間距等，為了探討各項參數對其軸壓強度與圍束效應可能造成之影響，透過數值模擬分析來進行研究，即為必要之趨勢。

在數值模擬方法中，有限元素法之理論日益完善，也隨著發展出許多通用與專業之有限元素分析計算的軟體，其中 ANSYS 是目前在工程上常使用之電腦輔助套裝軟體，已經過許多研究分析的驗證，為及具有公信力之有限元素軟體之一。它能夠同時分析結構物受到靜力、動力、熱傳導、磁場、電場及流體力學分析等多種物理現象之模擬。而且 ANSYS 對非線性材料、複合材料及非均質材料之處理功能發展得日益完備，更針對混凝土發展出 SOLID65 元素，來模擬混凝土開裂、壓碎現象。

因此，本研究希望透過 ANSYS 有限元素分析軟體，針對 SRC 短柱受軸向壓力作用下之「軸壓強度」與「圍束效應」進行深入分析，以瞭解此一效應能否有助於降低 SRC 柱之圍束箍筋需求量並提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量之計

算公式，以提供學術界與工程界參考。

1.2 研究動機與目的

本研究參考前人所進行的一系列相當數量之實尺寸 SRC 短柱軸壓試驗結果，證實 SRC 柱具備優良的抗壓強度與韌性，且 SRC 柱中之鋼骨斷面可以對其所包覆之混凝土發揮良好的圍束效應。

然而，由於 SRC 構造結合了 S 與 RC，其設計參數較多且變化較為複雜，若要逐一進行 SRC 柱軸壓試驗來探討各設計參數對「軸壓行為」與「圍束效應」之影響，則勢必需要耗費龐大的人力、時間及金錢，且由於試驗設備及場地等限制，常常僅能針對一部分設計參數進行試驗，而無法作較為詳細的探討。

為了在有限的時間、資金及人力下，探討 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」各項參數之影響，本研究決定採用數值模擬分析的方法，針對「軸壓行為」與「圍束效應」中各項參數進行模擬分析，如材料強度、鋼骨斷面型式、鋼骨寬厚比、箍筋間距等。

在數值模擬分析工具之選用方面，經由參考前人所發表的相關數值模擬分析論文，本研究決定選用在處理鋼結構及鋼筋混凝土結構分析上已有相當成果的 ANSYS 軟體作為數值模擬分析之工具。

本研究首先運用 ANSYS 軟體建立 SRC 短柱受軸壓作用之分析模型，並與一系列之實尺寸 SRC 短柱試驗結果互相比對驗證。最後，本研究期望能透過數值模擬分析的方法對 SRC 柱「圍束箍筋需求量」有更進一步的了解，並提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量之計算公式，以提供學術界與工程界參考。

1.3 研究內容

本研究主要是探討 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」，並將有限元素分析與試驗結果進行驗證。全文共分為五章，各章節內容概要介紹如下所示：

第一章首先介紹 SRC 構造之特色與優點，並說明研究動機與目的。

第二章先針對國內外 SRC 構造相關設計規範中，對於圍束箍筋量與軸壓強度設計方法作一簡要說明，包括美國 ACI 設計規範、美國 AISC Seismic Provisions 設計規範、台灣 SRC 構造設計規範；其次再分別介紹關於圍束箍筋、SRC 柱軸壓行為以及 ANSYS 分析之相關研究成果與文獻回顧。

第三章中說明本研究之模擬之試驗試體；然後針對分析模型之試驗試體選用、材料性質、幾何模型建立、邊界條件設定、元素之選用、網格分割建置以及混凝土元素之破壞準則等作簡單介紹。並使用 ANSYS 有限元素分析 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」。

第四章將分析與試驗結果互相比對驗證，探討網格元素收斂性分析、混凝土元素開裂與壓碎行為模擬，並比較與討論 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」之影響，最後，進一步討論 SRC 柱之「圍束箍筋需求量」，提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量之計算公式，以提供學術界與工程界參考。

第五章的部份，由本研究探討 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓強度」與「圍束效應」之研究成果，提出結論與建議。

最後為本研究所參考之相關文獻、符號說明、表、圖。

第二章 相關設計規範與文獻回顧

2.1 國內外 SRC 構造相關規範

2.1.1 美國 ACI 設計規範

美國 ACI-318 設計規範 (2008) [2] 以極限強度設計法 (Ultimate Strength Design Method) 設計 SRC 構材，主要是將鋼骨視為等量鋼筋，再依設計 RC 構造之方式進行設計。美國 ACI 設計規範於第 21 章 21.6.4 節中規定，採用矩形閉合箍筋及繫筋之 RC 柱，即傳統橫箍之 RC 柱斷面，其最小圍束箍筋量 (A_{sh}) 不得小於下列二式之規定：

$$A_{sh} = 0.3 s h_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2-1)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (2-2)$$

其中 s 為箍筋間距；

h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度；

f'_c 為混凝土標稱抗壓強度；

F_{yh} 為箍筋標稱降伏強度；

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。

公式(2-2)係考量對大尺寸柱而言， $A_g / A_{ch} \approx 0$ 之不合理狀況，而將公式(2-1)

中全斷面積 A_g 與圍束區面積 A_{ch} 之比值取為 1.3 時所求得之結果。

對於 SRC 柱之設計軸壓強度，依據 ACI 設計規範對於橫箍筋合成受壓構材

之軸向最大設計強度為：

$$\phi P_n = \phi 0.80 \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + F_{yr} A_{st} \right] \quad (2-3)$$

其中 ϕ 為強度折減係數，使用橫箍筋時 $\phi = 0.65$ ；

P_n 為構件之軸向標稱強度；

F_{yr} 為縱向鋼筋之標稱降伏應力；

A_{st} 為縱向鋼筋（含鋼骨）之總斷面積。

2.1.2 美國 AISC 設計規範

美國 AISC Seismic Provisions (2005) [3] 中有關包覆型合成柱圍束箍筋配置之要求規定最小圍束箍筋量 (A_{sh}) 應依下式計算：

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(1 - \frac{F_{ys} A_s}{P_n} \right) \quad (2-4)$$

其中 h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度；

F_{yh} 為箍筋標稱降伏強度；

F_{ys} 為鋼骨之標稱降伏應力；

A_s 為鋼骨之斷面積；

P_n 為柱之軸向標稱強度，其值依 AISC Specification (2005) Sect. I2 中之規定計算。

其中公式 (2-4) 係沿用公式 (2-2) 之基本架構，但因考量合成柱斷面中之鋼骨亦能提供一部份之軸向抗壓強度，所以公式 (2-4) 中之 $(1 - F_{ys} A_s / P_n)$ 是一個「圍束箍筋量折減係數 (Hoop Reinforcement Reduction Factor) ϕ_h 」，主要係考慮鋼骨斷面對 SRC 柱軸力之分擔對混凝土圍束效應的貢獻，以作為 SRC 柱箍筋量放寬之依據。

AISC 設計規範 (2005) 對於 SRC 柱之軸壓標稱強度 P_n 之計算如下：

(a) 當 $P_e \geq 0.44P_0$

$$P_n = P_0 \left[0.658^{\left(\frac{P_0}{P_e} \right)} \right] \quad (2-5)$$

(b) 當 $P_e < 0.44P_0$

$$P_n = 0.877P_e \quad (2-6)$$

其中 P_0 、 P_e 分別使用下述二式計算：

$$P_0 = A_s F_{ys} + A_{sr} F_{yr} + 0.85A_c f'_c \quad (2-7)$$

及

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (2-8)$$

其中 A_{sr} 為鋼筋之總斷面積；

F_{yr} 為鋼筋之降伏應力；

A_c 為混凝土斷面積；

K 為有效長度係數；

L 為構件之未支撐長度；

EI_{eff} 為複合斷面之有效勁度，依下式計算：

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (2-9)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (2-10)$$

其中 E_s 為鋼材之彈性模數；

I_s 為鋼骨斷面慣性矩；

I_{sr} 為鋼筋慣性矩；

E_c 為混凝土之彈性模數；

I_c 為混凝土斷面慣性矩。

2.1.3 台灣 SRC 構造設計規範

台灣 SRC 構造設計規範[14]是參考 AISC Seismic Provisions 之作法，於第九章 9.7.3 節規定採用矩形閉合箍筋之 SRC 柱，其圍束箍筋量 A_{sh} ，不得小於下列二式之要求：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{A_s F_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-11)$$

及

$$A_{sh} = 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{A_s F_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-12)$$

其中 h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度；

F_{ys} 為鋼骨之降伏應力；

$(P_n)_u$ 為 SRC 柱之軸壓標稱強度，依下式計算：

$$(P_n)_u = A_s F_{ys} + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c \quad (2-13)$$

公式 (2-12) 與公式 (2-4) 不同之處，在於公式 (2-12) 係考慮材料之極限強度，將鋼骨、鋼筋和混凝土依據強度疊加之概念來計算 $(P_n)_u$ 。

2.1.4 強度折減法

由於前述各規範中對於 SRC 柱圍束箍筋用量之計算皆僅考慮「鋼骨用量」之影響，而未考慮到「鋼骨翼板寬度」之變化對混凝土圍束效應的影響。王榮進、翁正強等[15]之研究報告中提出一稱為「強度折減法 (Strength Reduction Approach)」之 SRC 柱圍束箍筋用量設計法，該法主要考慮兩項影響 SRC 柱混凝土圍束狀態之重要因素：

- (1) 鋼骨分攤 SRC 柱軸力之影響：由於 SRC 柱內之鋼骨可以分擔一部份的柱軸力，使得 SRC 柱中混凝土所需要承擔之軸力相對的降低，故 SRC 柱所需

之箍筋用量得以減少。

(2) 鋼骨翼板圍束混凝土之影響：由於 SRC 柱內的鋼骨翼板可以對混凝土發揮圍束功能，且鋼骨翼板寬度愈寬，愈能夠對 SRC 柱核心混凝土提供良好的圍束。

因此，建議採用矩形閉合箍筋之 SRC 柱，其圍束箍筋量， A_{sh} ，不得小於下列二式之要求：

$$A_{sh} = 0.3 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-14)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-15)$$

令公式 (2-14) 與 (2-15) 中最後一項為一箍筋折減係數 ϕ_h ，並以下述方式表示之：

$$\phi_h = \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-16)$$

其中 $(P_n)_u$ 依據公式 (2-13) 式計算；

P_s 為鋼骨之軸壓強度，依下式計算：

$$P_s = F_{ys} A_s \quad (2-17)$$

公式 (2-14) 至 (2-16) 中之 P_{hcc} 為「高度圍束區」混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」（相對於普通圍束區混凝土），依下式計算：

$$P_{hcc} = 0.2 f'_c A_{hcc} \quad (2-18)$$

其中 A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之面積，如圖 2.1~2.4 所示。

換言之，相對於 SRC 柱內「普通圍束區」之混凝土，「高度圍束區」之混凝土具備額外提昇 SRC 柱軸壓強度之功能。因此，「強渡折減法」對於鋼骨翼板較寬之 SRC 柱（亦即「高度圍束區」之混凝土面積愈大之斷面），將可進一步減少

其圍束箍筋用量；亦即 SRC 柱內的鋼骨翼板可對混凝土發揮圍束功能，且鋼骨翼板之寬度越寬，越能夠對 SRC 柱核心混凝土提供良好圍束。

2.2 文獻回顧

2.2.1 圍束箍筋之相關研究

目前國內外對於混凝土受圍束後之力學行為研究已有相當數量與成果，亦有不同之應力—應變關係曲線被提出，以下就針對圍束箍筋之相關文獻結果簡單概述如下：

Considire[16]首先提出在混凝土柱中加入螺旋箍筋之觀念，展開後人研究圍束對混凝土抗壓強度及韌性上的影響，並提出模式來量化。

King[17]研究橫箍柱之行為，結果顯示箍筋可提供混凝土圍束功能，能夠提升軸壓強度及韌性。

Roy 等[18]研究混凝土之韌性行為，並建議圍束之混凝土應力—應變曲線可取雙直線線段，試驗結果顯示圍束可改善韌性，其應力—應變曲線關係，如圖 2.5 所示。

Kent 等[19]研究受圍束混凝土之撓曲構件行為，提出受矩形箍筋圍束的混凝土柱之應力—應變曲線關係，以二次拋物曲線模擬應力上升段，而應力下降段則採用線性直線來模擬，而下降段之斜率與圍束效應有關。

Muguruma 等[20]探討混凝土之應力—應變關係，以試驗結果建立一套以兩段二次曲線來模擬混凝土之應力—應變曲線關係之上升段，以一線性直線來模擬曲線之下降段，並以混凝土最大應力值與極限應變來決定圍束混凝土的應力—應變曲線。

Sheikh 等[21~22]研究圍束混凝土之強度與韌性，並以數值分析的方式探討箍筋圍束混凝土之行為。認為最大應力值為有效圍束應力的函數，提出有效圍束應力值為有效圍束係數乘上圍束應力值，而有效圍束係數和箍筋型式有關，其應

力—應變曲線關係，如圖 2.6 所示。

Park 等[23]修正 Kent(1971)等人的模式，提出圍束能提升混凝土軸壓強度，並認為圍束效應與圍束箍筋之降伏強度、鋼筋用量成正比，其應力—應變曲線關係，如圖 2.7 所示。

Mander 等[24]以一系列圓形、矩形之鋼筋混凝土柱進行軸壓試驗，提出受橫向箍筋圍束之組成律，適合於分析圓形或矩形斷面之鋼筋混凝土柱，可用來預測混凝土最大應力值與有效圍束係數，假設混凝土柱在受壓變形時，由於環向鋼筋所提供的圍壓，使其拱作用是呈現 45 度角兩次拋物線的形式，用兩段曲線模擬橫向箍筋圍束混凝土應力—應變關係式之數學模型，其受圍束的混凝土軸壓應力會隨著混凝土的軸向應變而遞增，到達抗壓強度後開始遞減。其探討的參數有柱斷面型式、箍筋型式、應變速率的控制以及反覆載重等。試驗結果顯示，於單軸壓力試驗下，以橫向箍筋圍束混凝土確實可以增結構的強度與延展性；並且修正 Park 等人提出的混凝土最大抗壓強度之公式。

Fujii 等[25]參考 Kent 等之圍束模式，將混凝土應力—應變曲線分別以二次與三次曲線模擬上段與下降段。

Saatcioglu 等[26]以橫箍筋與螺旋箍筋圍束方形、圓形以及矩形斷面之不同尺寸下的柱，探討圍束混凝土之強度與韌性，並提出一套以二次曲線來模擬混凝土應力—應變關係之上升段，而以一線性直線來模擬下降段，並且以最大應力值的 85% 時之應變來決定下降段的斜率；同時提出混凝土超過極限應力後，由於箍筋外圍之未受圍束區混凝土剝落，造成縱向鋼筋容易發生挫屈，此時縱向鋼筋的行為明顯影響混凝土之變形，因此若能提供足夠之側向箍筋量，便能提高縱向箍筋之穩定。

Cusson 等[27]研究高強度混凝土受圍束之應力—應變模式，考慮斷面形狀因子及箍筋有效圍束應力，以最大應力值的 50% 來決定混凝土應力應變曲線之下降段。

Razvi 等[28]修正文獻[26]以圍束鋼筋型式、體積比、降伏強度、混凝土抗壓

強度及斷面配置情形等影響參數，修正混凝土應力－應變曲線之上升段方程式，其應力－應變曲線關係，如圖 2.8 所示。

Li 等[29]針對高強度混凝土進行研究，以試驗為主了解相關變數影響，並考慮混凝土強度、試體形狀、箍筋間距、箍筋強度、箍筋形式及圍束箍筋體積比提出受圍束之混凝土應力應變模式，其應力－應變曲線關係，如圖 2.9 所示。

2.2.2 SRC 柱之軸向行為研究

為探討 SRC 柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」，本研究收集了一系列 SRC 柱之軸向行為試驗與研究資料，茲簡要回顧如下：

Steven[30]進行 SRC 短柱試驗，由試驗結果推論，SRC 短柱在受到軸向壓力作用時，其強度約略等於各構材強度之總和，且其受軸壓之破壞行為與 RC 短柱類似。

Roderick[31]研究 SRC 柱受到集中載重或偏心載重的狀況下，以計算機程式得到一系列 SRC 柱最大軸向承载力之數值解。

Nakamura 等[32]提出在設計 SRC 構件時，可將鋼骨與鋼筋混凝土視為兩個獨立的構件，將其個別強度疊加後即為 SRC 構件之軸向強度。

Furlong[33]根據 SRC 柱試驗結果進行研究分析，利用轉換係數將混凝土轉換為等值之鋼骨量。研究結果顯示，無論在軸向或偏心載重下，AISC 之純鋼柱及梁柱的容許應力設計公式可以適用於 SRC 柱的設計。

Furlong[34]針對 ACI 規範及 AISC LRFD 規範對 SRC 受壓構件之強度計算方法，以實際例子的計算結果，比較設計方法之差異。結果發現 ACI 規範之計算結果過於保守且計算過程較為繁瑣，但適用於任意斷面。

Mirza 等[6~8]針對包覆 H 型 SRC 柱之研究成果顯示，鋼骨可對核心混凝土提供良好之圍束效果，鋼骨翼板與腹板對混凝土之圍束區域約呈拋物線狀。並提出考慮包覆 H 型鋼骨 SRC 柱中之混凝土受到高度圍束作用、普通圍束作用以及未受圍束作用之情形時的應力－應變曲線圖，如圖 2.10 所示。

Ricles 等[35]以試驗的方法探討包覆型 SRC 柱之耐震性能，其試驗結果顯示 SRC 柱之強度與韌性受核心混凝土是否有良好圍束所影響，若箍筋能有效圍束核心混凝土，則可避免主筋提早發生挫屈；SRC 柱中鋼骨型式則可以提高抗彎矩的能力，並且鋼骨以 H 型斷面為佳。另外，ACI 規範和 AISC LRFD 規範對強度的預測偏向保守。

蔡克銓等[11]以試驗模擬的方法，針對圍束箍筋之形式及間距、縱向鋼筋及鋼骨量為變化參數，探討包覆型 SRC 短柱在承受軸向載重下之極限強度及剩餘強度的影響。試驗結果顯示，增加主筋之使用量對於 SRC 柱極限強度之貢獻大於鋼骨量之增加，但過極限強度後之剩餘強度維持行為表現則相反。

葉士青[12]進行 SRC 柱在軸向載重下的破壞行為試驗，依鋼骨斷面形狀、鋼骨含量、箍筋間距、箍筋形式及箍筋含量等試體變化參數，探討對於 SRC 柱之極限強度、圍束效應及極限載重厚之剩餘強度的影響。試驗結果顯示，內含十字型鋼骨斷面的試體表現為佳，且較高之箍筋含量可以提高圍束效果。

翁正強等[9]針對包覆型 SRC 柱中之混凝土受鋼骨圍束進行理論模式之研究。提出包覆十字型鋼骨對混凝土之圍束模式，並建議數種 SRC 柱中鋼骨對混凝土圍束模式，對於包覆 H 型鋼骨之 SRC 柱可採用「三角形圍束模式」；而包覆十字型鋼骨之 SRC 柱可採用「矩形圍束模式」。為了考量鋼骨對混凝土之圍束效應，將 SRC 柱斷面中之混凝土分為高度圍束區、普通圍束區以及完全未受圍束區域。

林義閔[13]進行非對稱斷面 SRC 梁柱構材極限強度之研究，探討 SRC 柱與梁柱構材其斷面為非對稱或鋼骨偏心時之極限強度與破壞行為。試驗結果顯示鋼骨偏心、鋼骨型式與軸力比等參數，對 SRC 短柱之軸向極限載重之影響甚小，且其承載大致為鋼骨、鋼筋及混凝土各材料之承載總和。

翁正強等[5]進行包覆型 SRC 短柱試體之軸向抗壓試驗，提出一套 SRC 柱圍束箍筋量之耐震設計新方法，同時考量「鋼骨用量」及「鋼骨翼板寬度」對 SRC 柱中混凝土圍束效應的雙重影響，以一個新的折減係數來放寬 SRC 柱所需之圍

束箍筋量。

黃俊銘[10]進行組合式預鑄五螺箍矩形 SRC 柱之軸壓與反覆載重試驗，探討五螺箍應用於矩形 SRC 柱的可行性。試驗結果顯示，配置五螺箍之 SRC 柱不論在強度、圍束能力、韌性及經濟效益方面，皆優於傳統 SRC 橫箍柱，並具有良好經濟效益與耐震能力。

2.2.3 ANSYS 分析之相關研究

2.2.3.1 ANSYS 分析於 RC 構造之相關研究

目前國內外使用 ANSYS 數值模擬方法分析 RC 構造方面，已有許多研究成果可供參考，茲簡要回顧如下：

詹旻峰[36]為探討移動荷重對斜張橋的動態反映，使用有限元素分析軟體 ANSYS，分別以模態分析法與有限元素程式 ANSYS 分析結果作比較，並證明分析之可行性。

Frank[37]進行鋼筋混凝土構件之非線性分析，分析模擬試體採用 1963 年 Bresler 與 Scordelis 所進行之梁剪力強度試驗，其分析結果與試驗結果十分吻合，顯示該分析模型具有相當之可信度。

蔡克銓等[11]對其試驗結果進行 ANSYS 有限元素分析，並考慮圍束效應的影響，使用 Mander 應力—應變關係模型模擬，可得到不錯的強度預測結果。

Elmrosi 等[38]以有限元素法分析鋼筋混凝土受反復載重作用下之非線性行為，其中混凝土應力—應變曲線採用 1982 年 Park 所提出之混凝土受圍束下之應力應變曲線。

Barbosa 等[39]以 ANSYS 模擬受均佈載重作用的鋼筋混凝土簡支梁行為，採用 SOLID65 和 LINK8 元素分別模擬混凝土及鋼筋。分別建立了分離式和整體式有限元素模型，該分析模型中並沒有考慮鋼筋與混凝土間的滑移問題。該分析結果顯示採用分離式模型和整體式模型對計算結果影響並不大。

Xiao 等[40]利用 ANSYS 建立混凝土板與柱交界區的有限元素分析模型，其中混凝土採用 SOLID65 元素，其分析所得之載重—撓度曲線與試驗結果相符。

Fanning[41]採用 ANSYS 中之 SOLID65 和 LINK8 元素模擬普通鋼筋混凝土梁和後拉預力混凝土梁，比較了梁之載重—撓度曲線以及跨中梁頂和梁底之混凝土應變情況，其計算結果與試驗結果具有不錯的可信度。

陸新征等[42]採用 ANSYS 軟體中模擬異型柱框架、預力疊合梁、鋼管混凝土結構以及纖維混凝土軸壓方柱，其分析結果顯示，若能將 ANSYS 中各種元素正確組合使用，可用於分析各種複雜之混凝土結構，並取得良好結果。

杜芳政[43]藉由 ANSYS 軟體進行鋼筋混凝土托樑之韌性分析，以 SOLID65 和 LINK8 元素分別模擬混凝土與鋼筋，並採用 Park 所建議之混凝土應力—應變曲線，經由模型驗證可有效模擬鋼筋混凝土之力學行為。

黃宗富[44]採用 ANSYS 分析進行建築結構開裂隔間牆勝於耐震能力評估，針對具磚造或 RC 造隔間牆之模擬，探討具裂縫隔間牆之剩餘耐震能力，其成果可以提供受地震損害建築物耐震評估之參考。

陳郁蕙[45]以 ANSYS 模擬格子樑穿孔樓版之振動特性分析，以彈簧元素模擬邊界條件，再使用分析軟體 SAP2000 求得勁度 K 值。

Erdura 等[46]採用整體式模型模擬鋼筋混凝土柱受反復載重作用下之情形，於分析中考慮箍筋對混凝土圍束效應之影響。分析結果顯示，當柱撓度小於 30mm 時，分析所得之載重—位移曲線與試驗曲線相符。

陳春瑋[47]使用了 ANSYS 軟體進行非線性有限元素分析，探討鋼筋混凝土結構物補強時，新舊混凝土界面之剪力行為，並採用試驗結果及 Ottosen 破壞準則驗證分析結果。

黃佩珊[48]以有限元素分析軟體 ANSYS 來建立穿孔樓版模型，在固定支承與簡支承兩種不同邊界條件下，以模態分析探討穿孔樓版之動態特性，針對不同版厚、開孔直徑、開孔位置與邊界條件等參數，找出結構自然振動頻率及振動模態之變化。

陳世育[49]進行複合材料應用於鋼筋混凝土結構補強之有限元素分析，利用 ANSYS 軟體模擬三為 CFRP 補強 RC 梁結構，探討不同纖維方向性、CFRP 貼覆長度與層數對於撓曲勁度與極限強度的影響。藉由各項參數的變化，分析碳纖複合材料與 RC 結構之應力分佈影響，以提供結構補強設計分析之參考。

黃文政[50]應用 ANSYS 非線性有限元素套裝軟體，以粘結層三維應力有限元素分析為主，利用不同元素類型模擬鋼筋、混凝土、粘結層與鋼板之材料及幾何非線性以建立正確的材料模型，並採用弧長法 (Arc Length Method) 來分析非線性之問題。以探討 RC 梁於未補強、側貼於梁之兩側鋼板補強、外貼鋼板於梁底與兩側等三種情況之裂縫型式及膠結層之應力、滑動與剝落情形。研究結果顯示，ANSYS 程式中探討膠結層之分析結果，可明確模擬 RC 梁受力後的力學行為。

賴政忠[51]使用 ANSYS 進行熱傳導分析，當破壞發生在正彎矩處，其分析值與試驗值非常接近，破壞發生在負彎矩處時，耐火時效皆低於試驗值。

張國鎮等[52]進行一系列圍束型式的試驗，針對混凝土強度、箍筋用量及箍筋間距等參數，探討各圍束型式之圍束行為及圍束效應。並採用 ANSYS 進行分析驗證，研究結果顯示非線性有限元素之模擬可得到良好的模預測結果。

紀俊成[53]利用有限元素軟體 ANSYS 進行翡翠水庫之靜力與動力分析，並與實測之大壩動力特性比較以確認分析模型之合理性，進而檢核壩體在常態下及地震時之應力分佈情形。

江秉璋[54]採用 ANSYS 分析進行五螺箍混凝土柱之力學行為分析研究，分析中採用 Mander 圍束理論，在考慮五螺箍柱之各種單參數改變時，研究結果顯示 ANSYS 之分析與試驗值差異不大，具有一定之準確性。

梁文明[55]以有限元素套裝軟體 ANSYS 中的平面應力元素及其他元素，來模擬鋼筋混凝土及裂縫，經由兩種不同的勁度矩陣推導方法來得到勁度矩陣。

2.2.3.2 ANSYS 分析於鋼構造及鋼管混凝土構造之相關研究

目前國內外使用 ANSYS 數值模擬方法分析鋼構造及鋼管混凝土構造方面，已有許多研究成果可供參考，茲簡要回顧如下：

潘正雄[56]引用材料力學為基本學理，再以鋼結構設計規範極限設計法 LRFD 為根據，對一預力箱型樑鋼模板之進行 ANSYS 有限元素分析，並發展出一套設計之步驟。

Zhou[57]進行了六組實尺寸的箱型鋼管混凝土柱接 I 型鋼梁之梁柱接頭反復載重試驗，並使用 ANSYS 在同時考慮大變形的幾何非線性、高強度螺栓面與面之接觸非線性以及各種材料非線性等三種非線性條件下，建立以試驗為基礎之有限元素理論分析模型，並根據試驗結果以及有限元素分析結果提出使梁柱接頭設計更完善之建議。

Lin[58]進行了四組 CFT 柱接鋼梁之接頭反復載重試驗，並使用 ANSYS 進行有限元素分析，其分析之結果與試驗結果並不相符，其主要原因為銲接的材料性質無法被準確的模擬。

林芳祥[59]採用 ANSYS 分析，模擬鋼構架支撐系統在實際受力時，主要受應力及變位最大的區域，提供施工人員對鋼構架支撐系統進行監測時重點監測的位置，提高監測技術的可靠度與可行性。

許豐榮[60]採用 ANSYS 分析來模擬鋼斜撐彈塑性行為，採用位移控制加載方式來分析各 3D 鋼斜撐模型。結果中可發現鋼斜撐在經過圍束設計後，大大提昇斜撐原本不足的抗壓強度，且經圍束作用後斜撐之遲滯迴圈也比未圍束時的飽滿，消能效果明顯改善，因此圍束設計的確可以改善斜撐經切割後不足的勁度與消能能力。

陳昭旭[61]利用 ANSYS 探討鋼構架火害下之行為，進行兩種不同型式之構架高溫行為試驗，其分析與試驗結果甚為吻合，再利用有限元素法探討多跨多層鋼構架受火害之行為，並依研究結果建議鋼構架之火害安全考量。

林志軒[62]以 ANSYS 進行挫屈型消能元件之非線性應力分析，以印證理論與假設之合理性，作為最佳鋼板切削模式之設計依據。

Nie 等[63]進行了十四組十字型梁柱接頭反復載重試驗，研究 CFSSTC 接 SRC 梁之梁柱接頭耐震行為，並使用 ANSYS 進行 3D 非線性有限元素分析，其分析之力—位移曲線以及剪力—變形曲線與試驗結果一致。

陳傑[64]進行了一系列的結構破壞試驗，並以 ANSYS 進行非線性有限元素分析，探討預選塑性區橋柱耐震能力，印證試驗與分析結果。

胡家杰[65]以 ANSYS 進行有限元素分析模擬挫屈連桿之元件，驗證韌性斜撐之設計型式。



第三章 有限元素分析與模擬方法

3.1 前言

近年來已累積相當數量之實尺寸試驗結果，證實 SRC 柱具備優良的抗壓強度與韌性，且 SRC 柱中之鋼骨斷面可以對其所包覆之混凝土發揮良好的圍束效應。基於時間、金錢及人力的考量，本研究利用 ANSYS 有限元素分析的方法，建立分析案例模型，針對 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」進行深入分析，以期能對 SRC 短柱之「軸壓行為」與「圍束效應」有進一步瞭解，並探討 SRC 柱之圍束箍筋需求量，嘗試提出一套新的設計公式，以供學術界與工程界參考。本研究分析之 SRC 短柱軸壓行為，包括黃俊銘[10]、蔡克銓等[11]、葉士青[12]、林義閔[13]之試驗結果。

本研究採用 ANSYS 對 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」進行模擬分析，並與一系列試驗結果互相比對驗證。藉由分析結果進一步探討受鋼骨翼板與腹板間所圍束之「高度圍束區」混凝土之「軸壓行為」與「圍束效應」，並提出一套新的 SRC 柱「圍束箍筋需求量」之計算公式，以比較新的計算公式與目前台灣 SRC 規範對 SRC 柱圍束箍筋需求量之規定。本研究將有限元素分析分成兩個部份，一為「前期分析」階段：不考慮受鋼骨圍束之「高度圍束區」混凝土之圍束效應，將分析與試驗結果比對，得到「高度圍束區」混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」；第二部份則為「後期分析」階段：將前期分析所得之「高度圍束區」混凝土圍束效應，反映至 ANSYS 分析中，驗證「前期分析」之可靠度。

以下章節說明本研究分析時所採用之試驗試體斷面配置與規劃，然後分別介紹本研究混凝土、鋼筋與鋼骨之材料性質、元素選用及元素特性、以及分析結構物之實體模型建立、邊界條件設定、元素網格建置與分割、混凝土破壞準則等。

3.2 ANSYS 模擬之 SRC 短柱試體

本研究欲透過 ANSYS 分析試驗試體，模擬 SRC 短柱受軸向壓力作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」，探討受箍筋與鋼骨雙重圍束之「高度圍束區混凝土」對 SRC 柱之軸力貢獻與圍束效果。

本研究以 ANSYS 模擬分析之實尺寸 SRC 短柱軸壓試驗結果，包括黃俊銘[10]、蔡克銓等[11]、葉士青[12]、林義閔[13]，主要是針對不同型式之鋼骨斷面，其中包括包覆填充型鋼管斷面、包覆十字型鋼骨斷面、包覆 H 型鋼骨斷面以及包覆 T 型鋼骨斷面。分析之 SRC 柱試體斷面詳見圖 3.1 至圖 3.7 所示。箍筋配置圖詳見圖 3.8 至圖 3.11 所示。各試驗試體之軸力一位移關係曲線，如圖 3.12 至圖 3.19 所示。本研究分析前人 SRC 柱之試體規格詳見表 3.1；前人由萬能試驗機進行試體之抗壓試驗，如照片 3.1 所示[10]。

包覆填充型鋼管 SRC 柱之模擬，參考黃俊銘[10]之 SRC 柱軸壓試驗試體，取試驗中試體 SRC6-HB-TWN-75 來分析，為了使本研究模擬的試體編號具備統一性，本研究將試體名稱改為 SRC-B1。試體 SRC-B1 之柱全斷面尺寸為 600×600 mm，柱長為 1200 mm。柱內鋼骨之規格為□ 275×275×10×10 mm。主筋採用 12 根#9 之竹節鋼筋，補助筋採用 4 根#4 之竹節鋼筋，箍筋為#4 之閉合箍筋，箍筋間距為 75 mm。試體 SRC-B1 斷面，如圖 3.1 所示；試體箍筋配置示意圖，如圖 3.8 所示；軸壓試驗試體之軸力一位移關係曲線，如圖 3.12 所示。

包覆十字型鋼骨 SRC 柱之模擬，分為鋼骨翼板斷面較寬者及鋼骨翼板斷面較窄者兩種，比較鋼骨翼板寬度之影響。其中鋼骨翼板斷面較寬者，參考黃俊銘[10]之 SRC 柱軸壓試驗試體，取試驗中試體 SRC2-HC-TWN-75 來分析，本研究將試體名稱改為 SRC-C1。試體 SRC-C1 之柱全斷面尺寸為 600×600 mm，柱長為 1200 mm。柱內鋼骨之規格為 2H 350×175×6×9 mm。主筋採用 12 根#9 之竹節鋼筋，補助筋採用 4 根#4 之竹節鋼筋，箍筋為#4 之閉合箍筋，箍筋間距為 75 mm。SRC 柱試體斷面，如圖 3.2 所示；試體箍筋配置示意圖，如圖 3.8 所示；

軸壓試驗試體之軸力—位移關係曲線，如圖 3.13 所示。另外，鋼骨翼板斷面較窄者，參考蔡克銓等[11]之 SRC 柱軸向載重試驗試體，取試驗中試體 SRC7 和 SRC9 來分析，本研究將試體名稱改為 SRC-C2 和 SRC-C3。試體 SRC-C2 和 SRC-C3 之柱全斷面尺寸為 280×280 mm，柱長為 1200 mm。柱內鋼骨之規格為 2H 160 \times 50 \times 3.2 \times 4.5 mm。主筋採用 12 根 #5 之竹節鋼筋，箍筋為 #2 之閉合箍筋，箍筋間距分別為 100 mm、140 mm。試體 SRC-C2 和 SRC-C3 之斷面，如圖 3.3 及圖 3.4 所示；試體箍筋配置示意圖，如圖 3.9 所示；軸壓試驗試體之軸力—位移關係曲線，如圖 3.14 及圖 3.15 所示。

包覆 H 型鋼骨 SRC 柱之模擬，參考葉士青[12]之 SRC 柱軸向載重試驗試體，取試驗中試體 SRC1 和 SRC2 來分析，本研究將試體名稱改為 SRC-H1 和 SRC-H2。試體 SRC-H1 和 SRC-H2 之柱全斷面尺寸為 280×280 mm，柱長為 1200 mm。柱內鋼骨之規格為 H 150 \times 150 \times 7 \times 10 mm。主筋採用 12 根 #5 之竹節鋼筋，箍筋為 #2 之閉合箍筋，箍筋間距分別為 75 mm、140 mm。試體 SRC-H1 和 SRC-H2 斷面，如圖 3.5 所示；試體箍筋配置示意圖，如圖 3.10 所示；軸壓試驗試體之軸力—位移關係曲線，如圖 3.16 及圖 3.17 所示。

包覆 T 型鋼骨 SRC 柱之模擬，參考林義閔[13]之 SRC 柱軸壓試驗試體，分別採用兩種不同的鋼骨翼板寬厚比斷面，比較不同鋼骨翼板寬厚比之影響。取試驗中試體 CL-TO 和 CH-TO 來分析，本研究將試體名稱改為 SRC-T1 和 SRC-T2。試體 SRC-T1 和 SRC-T2 之柱全斷面尺寸為 300×300 mm，柱長為 1000 mm。寬厚比較小者，鋼骨是由 H 125 \times 60 \times 6 \times 8 mm 與 H 100 \times 50 \times 5 \times 7 mm 焊接而成；寬厚比較大者，鋼骨是由 H 175 \times 90 \times 5 \times 8 mm 與 H 150 \times 100 \times 6 \times 9 mm 焊接而成。主筋皆採用 4 根 #6 之竹節鋼筋，箍筋為 #3 之閉合箍筋，箍筋間距為 100 mm。試體 CL-TO 和 CH-TO 斷面，如圖 3.6 和圖 3.7 所示；試體箍筋配置示意圖，如圖 3.11 所示；軸壓試驗試體之軸力—位移關係曲線，如圖 3.18 及圖 3.19 所示。

3.3 材料性質

SRC 是由鋼骨、鋼筋及混凝土三種材料所共同組成之複合材料，要研究 SRC 構材之力學行為，必須先由基本材料之材料模式著手。進行有限元素分析時，為了使分析能夠準確模擬試體之真實行為，材料性質之設定是相當重要的，尤其對於參數之物理意義需確實掌握，才能確保分析結果之正確性。

在進行 ANSYS 分析之前，應先定義材料本身之應力—應變曲線關係、材料之降伏強度、彈性模數 (E)、波松比 (ν)、密度與材料破壞模式等，以供分析時之模式設定及後續進行線性、非線性之分析計算。

以下將分別說明本研究所使用之混凝土、鋼筋、箍筋及鋼骨之材料性質。

3.3.1 混凝土之材料性質

混凝土為一脆性材料，具有良好的抗壓強度，但是它的抗拉強度卻很低，大約只有抗壓強度的 10%。因此工程上混凝土材料主要是用在抗壓能力上。以下就針對本研究設定基本材料參數簡單概述如下：

(1) 混凝土之抗壓強度：

本研究之混凝土抗壓強度 f'_c 乃根據試驗中標準混凝土圓柱試體進行抗壓試驗，所得到之混凝土強度。根據 Bresler[66]之研究，混凝土圓柱試體的抗壓強度會隨著試體尺寸的增加而逐漸降低，降幅由 $1.0f'_c$ 漸變至 $0.8f'_c$ 左右，如圖 3.20 所示，稱為尺寸效應 (Size Effect)。尺寸效應發生的原因可能是小尺寸的圓柱試體製作起來比較簡易，搗實的效果比較好，且發生骨材粒料析離或泌水的現象亦較少，故其缺陷較少，變異性較低，試體也較為結實。因此，在考慮未受圍束的混凝土之抗壓強度時，大尺寸試體的混凝土強度通常低於小尺寸圓柱試體之強度。因此，本研究認為於進行有限元素分析，考量未圍束之混凝土強度時，應將尺寸效應之影響考慮進去，才能模擬真實試驗試體之狀況。故本研究乃參考 Bresler 之建議，以分析試體之不同尺寸狀況下，來考量其尺寸效應的影響，作

為分析之混凝土之抗壓強度。例如黃俊銘[10]之分析文獻，SRC 柱全斷面尺寸為 600×600 mm，考慮尺寸效應後，分析之混凝土抗壓強度採用 $0.84f_c'$ ；蔡克銓等[11]和葉士青[12]之分析文獻，SRC 柱全斷面尺寸為 280×280 mm，考慮尺寸效應後，分析之混凝土抗壓強度採用 $0.93f_c'$ ；林義閔[13]之分析文獻，SRC 柱全斷面尺寸為 300×300 mm，考慮尺寸效應後，分析之混凝土抗壓強度採用 $0.92f_c'$ 。

(2) 混凝土之應力—應變曲線關係：

採用不同的材料行為曲線，將對結構物之評估有不同之結果，因此進行有限元素分析時，需適當採用一個合適、穩定之混凝土組成律加以描述。有鑑於此，本研究乃收集國內外對於混凝土受圍束後之力學行為相關研究，其中亦有許多混凝土之應力—應變曲線關係被提出。在許多學者提出之不同圍束與無圍束混凝土應力—應變關係曲線理論中，一般較為使用的有美國學者 Mander et al. [24]於 1988 年根據試驗結果提出之混凝土應力—應變曲線關係。因此，本研究乃採取 Mander 之圍束模式來進行混凝土材料之有限元素分析與模擬。

SRC 柱中由於有鋼骨存在，因此當 SRC 柱受軸壓時，其混凝土受圍束之情形有別於一般純 RC 柱。在 SRC 柱中混凝土受圍束之情形應分為三種區域來考量：一為「完全未受圍束區域」，即箍筋外圍之混凝土；二為「普通圍束區域」，即箍筋內側之混凝土但不包含上述鋼骨翼板與腹板所包圍之區域；三為「高度圍束區域」，即受鋼骨翼板與腹板間所圍束之混凝土。分析時應將不同圍束區分開，建立不同的材料應力—應變曲線關係來加以模擬，因為當 SRC 柱受到軸向壓力作用時，柱因受到軸向壓力作用，使 SRC 柱發生軸向之縮短量而產生軸向應變，柱之橫向因波松比效應 (Poisson's Ratio Effect) 使得混凝土之橫向產生向外擴張之效應，因而觸使箍筋 (或鋼骨) 發生側向圍束力來抵抗混凝土向外膨脹之力量，當混凝土材料受到箍筋 (或鋼骨) 側向力而產生圍束效應時，其材料組成率亦會隨之改變，故分析時必須給定不同之應力—應變曲線關係，才能達到正確之模擬。

不過，由於目前對於 SRC 柱中鋼骨對混凝土之圍束效應尚未有明確圍束模式

可以使用，因此，本研究於「前期分析」階段時，暫先不考慮鋼骨對混凝土圍束之貢獻，先將 SRC 柱中之混凝土方面分為完全未受圍束區域及普通圍束區來模擬。進而藉由「前期分析」階段之試驗與分析結果，求得高度圍束區混凝土之抗壓強度；並於「後期分析」階段時，再將高度圍束區混凝土貢獻作考量，以驗證「前期分析」之可靠度。

本研究於「前期分析」階段時，僅考量兩部分之圍束區混凝土，第一部份「完全未受圍束區域」為箍筋外圍之混凝土區，分析中採用無圍束混凝土應力—應變模式；第二部份「普通圍束區」為箍筋內側受箍筋圍束之混凝土，所使用之混凝土應力—應變曲線關係，乃根據 Mander 從試驗結果提出之圍壓理論來模擬。另外，「高度圍束區域」為受箍筋及鋼骨雙重圍束之混凝土，由於本研究在「前期分析」階段時，暫不考慮鋼骨對混凝土圍束之貢獻，假設此受鋼骨圍束之高度圍束區混凝土僅受箍筋圍束，所以採用普通圍束區混凝土之應力—應變曲線關係來模擬。

於「後期分析」階段時，將 SRC 柱中混凝土受圍束之情形分為三種區域來考量，其中「完全未受圍束區域」之混凝土和「普通圍束區」之混凝土皆根據「前期分析」階段之考量來設定，而「高度圍束區域」混凝土，乃是透過「前期分析」階段之試驗與分析結果的軸壓強度差值計算求得。

本研究採用之 Mander 之圍束理論曲線關係，如圖 3.21 所示。其所建議之應力—應變關係計算公式如下：

$$f_c = \frac{f_{cc}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (3-1)$$

$$\text{其中 } x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3-2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3-3)$$

f_{cc}' 為受箍筋圍束之混凝土抗壓強度，其值依下式計算；

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (3-4)$$

其中 ϵ_c 為混凝土之應變；

ϵ_{cc} 為受圍束之混凝土到達其抗壓強度 f'_{cc} 時對應之應變，其值依下式計算：

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3-5)$$

E_c 為混凝土之彈性模數；

E_{sec} 為受圍束混凝土達其抗壓強度 f'_{cc} 時之正割模數，其值依下式計算：

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3-6)$$

f'_{c0} 為未圍束之混凝土抗壓強度；

f'_l 為箍筋對混凝土之側向圍束應力，其值依下式計算：

$$f'_l = k_e \rho_x F_{yh} \quad (3-7)$$

其中 ρ_x 為核心混凝土與箍筋體積之比值；

F_{yh} 為箍筋之降伏應力；

k_e 為有效圍束係數，其值依下式計算：

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3-8)$$

其中 w_i 為相鄰主筋之淨間距；

b_c 為核心混凝土之寬度；

d_c 為核心混凝土之長度；

s' 為箍筋之淨間距；

ρ_{cc} 為核心混凝土與主筋總面積之比值。

本研究於「前期分析」階段時，模擬混凝土應力－應變曲線關係，乃根據 SRC 柱中混凝土受圍束之情形，分為「完全未受圍束區域」與「普通圍束區域」兩種區域來考量，採用以上 Mander 圍束理論，計算各區之應力－應變曲線關係而得。前期分析模擬之各試驗試體之應力－應變曲線關係，如圖 3.22 至圖 3.29 所示。

於「後期分析」時階段，將 SRC 柱中混凝土受圍束之情形分為，「完全未受圍束區域」、「普通圍束區域」以及「高度圍束區域」三種區域來考量。其中完全未受圍束區域與普通圍束區皆與「前期分析」設定相同，惟高度圍束區混凝土抗壓強度則是藉由「前期分析」與試驗結果比較所得到的，其模擬之各試驗試體之應力－應變曲線關係，如圖 3.30 至圖 3.37 所示。

(3) 混凝土之彈性模數 E_c ：

混凝土為非完全彈性體，其應力－應變亦不成正比關係，但在載重產生之應力不超過 $0.5f'_c$ 時，為了應用上的方便視為彈性體，即應力在 $0.5f'_c$ 以下時，應力－應變曲線可視為一直線。混凝土彈性模數 E_c 定義為應力－應變曲線上直線部份的斜率。當混凝土的強度越大時，則彈性模數 E_c 值越大。

本研究在模擬混凝土應力－應變曲線關係乃根據 Mander 圍束理論之計算，其混凝土彈性模數定義為 $E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ MPa，但本研究考量目前 ACI Code

(2008) 之規定 $E_c = 4730\sqrt{f'_c}$ MPa，因此對 Mander 圍束理論 E_c 之定義進行修正，依照目前 ACI Code 之規定，即採用 $E_c = 4730\sqrt{f'_c}$ MPa。

(4) 混凝土之波松比 ν (Poisson's Ratio) 與密度：

混凝土之單軸壓力試驗中，一般波松比介於 0.1 至 0.2 之間。本研究在 ANSYS 分析中混凝土之波松比設定為 0.2。

密度設定方面，由於土木建築中，大部分混凝土使用天然砂石骨材，其密度約為 2320 kg/m^3 ，本研究在 ANSYS 分析中混凝土之密度取 2300 kg/m^3 設定。

本研究在ANSYS中定義混凝土材料性質之相關參數設定上，以試體SRC-H1為例，如圖3.38至圖3.41所示。其中圖3.38為混凝土實常數參數設定，所謂實常數參數之定義，是ANSYS針對混凝土SOLID 65元素中，可以內建鋼筋材料之功能設定，其鋼筋元素是均勻分佈在整個混凝土斷面上，在使用時可不採用其內建之鋼筋設定，將其實常數參數皆設定為0即可。圖3.39為混凝土之密度參數設定；圖3.40為混凝土之彈性模數與波松比參數設定；圖3.41為混凝土之應力－應變曲線參數設定。

3.3.2 鋼之材料性質

本研究鋼之材料包括鋼筋、箍筋以及鋼骨。在分析中鋼材的應力－應變關係是根據試體之拉伸試驗之結果來模擬。

(1) 鋼材之降伏強度：

試驗前試體之鋼骨、鋼筋及箍筋皆應進行基本力學性質試驗。本研究模擬之試驗試體均根據拉伸試驗之強度設定。本研究分析前人SRC柱之鋼骨材料強度詳見表3.2，鋼筋和箍筋材料強度詳見表3.3。

(2) 鋼材之應力－應變曲線關係：

一般而言，鋼材受拉或受壓時，其應力－應變關係可以分為彈性（Elasticity）、降伏平台（Yielding）與進入應變硬化（Strain Hardening）三個階段。一般鋼材受拉力作用之應力－應變曲線關係，如圖3.42所示，當載重增加到降伏應力後其材料會進入塑性階段，隨後再繼續加載，載重則不再增加而持續變形（即材料之降伏平台階段），當過降服平台後則進入應變硬化階段，直到極限抗拉應力，最後在破裂點破壞。

進行有限元素分析時，一般常為了簡化分析而以彈性完全塑性（如圖3.43所示）、雙線性（如圖3.44所示）或三線性（如圖3.45所示）關係加以模擬。由於本研究分析之各試體加載至最大位移時，在試體之鋼材應力－應變曲線關係圖上，所對之應變值皆尚未到達材料應變硬化階段，故本研究之鋼骨、鋼筋與箍筋

皆採用簡化之三線性應力－應變曲線關係來模擬鋼之材料性質，如圖3.45所示。

(3) 鋼之彈性模數 E_s ：

一般鋼材之彈性模數值為常數 200000 MPa。本研究分析之葉士青[12]之試驗試體，其材料試驗表中有特別列出各鋼骨拉力試片之彈性模數，故分析葉士青[12]試體時，依照其試驗之鋼材彈性模值設定，其餘試體鋼材彈性模數皆取為 200000 MPa。

(4) 鋼之波松比 ν 與密度：

一般鋼材之波松比為 0.3，本研究之鋼筋、箍筋及鋼骨之波松比皆設定為 0.3，密度均設定為 7850 kg/m^3 。

本研究在 ANSYS 中定義鋼材（包括鋼筋和鋼骨）之材料性質相關參數設定上，以試體 SRC-H1 之主筋材料設定為例，如圖 3.46 至圖 3.49 所示。其中圖 3.46 為主筋 LINK 8 元素之實常數參數設定，主要用來定義主筋之斷面積；而鋼骨因採用 SOLID 45 元素不需要定義此參數設定。圖 3.47 為主筋之密度參數設定；圖 3.48 為主筋之彈性模數與波松比參數設定；圖 3.49 為主筋之應力－應變曲線參數設定。

3.4 SRC 柱幾何模型建立

3.4.1 實體模型之建立

在建立數值分析模型前，應仔細考量幾何斷面配置、材料或是接觸情形等條件作初步規劃，來調整實體模型之建立。ANSYS 中建立實體模型的方式大致可分為兩種，第一種是直接建立節點及元素，但此種方法只適合用於較簡單或規則的模型；第二種就是先做實體模型，再依實體模型產生網格，這種方式可以建構出較複雜的模型且也比較有效率。

本研究建立之實體模型皆比照實尺寸試驗試體，採用第二種方式來建立實體模型。以分析試體 SRC-B1 為例，首先建立完整之實尺寸斷面形狀；然後將斷面

之配置位置作適當計畫分割，包括未圍束區混凝土、普通圍束區混凝土、高度圍束區混凝土以及鋼筋、鋼骨斷面之位置等，如圖 3.50 所示；再依各個分割面延伸成為實體模型，如圖 3.51 所示。完成實體模型建置後，接著設定分割網格，指定各分割區塊之相關屬性設定，包括元素種類、實常數定義以及材料性質。

最後，在實體模型之節點上，建立主筋與箍筋元素，為了增加建立模型的效率且配合混凝土元素配置，將主筋與箍筋元素附在混凝土元素之邊緣上建置，如圖 3.52 所示，並注意節點之共用，完成幾何模型建立。試體 SRC-B1 實體模型中混凝土、主筋與箍筋以及鋼骨模型之劃分，如圖 3.53 至圖 3.55 所示。

3.4.2 邊界條件之設定

邊界條件的設定，主要在於使建立之模型能夠充分反映真實情況所受到之外在條件因素，因此，在建立 ANSYS 分析時，給定正確之邊界條件是相當重要的，根據結構物之不同物理現象、受力與拘束條件而有各種不同之邊界條件設定，而這些條件是根據實際狀況來設定的，若設定與實際不符，便會造成有限元素分析與實際結果的誤差。

ANSYS 中將邊界條件分為自由度拘束、集中負載、表面負載、內部負載、慣性負載五大類。本研究邊界條件的設定上，包含負荷載重與邊界束制，皆採用自由度拘束的方式設定。自由度拘束的設定在於限制節點的自由度變化量為一定值。舉例來說，在 ANSYS 模型分析設定自由度拘束時，如要限制結構物不可移動，則可將結構物受到拘束的部份的節點設定其在 X、Y、Z 三個方向上之自由度設定為 0，如要在某方向移動到 N 單位距離時，則設定此方向之自由度為 N，這樣即可自由設定可移動之節點方向與距離，如沒有設定自由度，則表示節點在此方向可自由移動。

本研究模擬 SRC 短柱受軸向壓力作用，假設軸壓方向為分析模型之 Z 方向，於分析時，設定柱之底面束制 UZ 方向之自由度加上底面中心點束制 UX、UY 及 UZ 之自由度，以固定柱之底面，如圖 3.56 所示。本研究模擬軸壓作用之加載

方式，採用位移控制加載，因此，設定柱之頂面上每一個節點之 UZ 方向施以相同之位移。由於本研究分析軸壓行為過程中發現，在柱頂面上持續加載，會使得頂面上混凝土元素之節點發生向外爆開的現象，造成柱之中心點偏移，而當加載到達某一節點位移時，容易導致程式分析結果發散，導致非正確之解。因此，本研究考量分析之收斂性而束制柱頂部中心點 UX 和 UY 之自由度，固定柱之中心點在一軸線上不可偏移，如圖 3.57 所示。

3.4.3 材料元素之選擇

在有限元素分析中，選用正確之材料元素是相當重要的，這關係到能否能夠準確模擬實際結構物之狀態。在 ANSYS 有限元素分析軟體中，提供許多不同編號方式之元素，讓使用者可以針對模擬不同材料性質、不同維度及不同物理現象之問題去選擇適當之元素，可以比較準確的去分析結構物之行為。

以下將分別介紹本研究所使用混凝土、鋼筋、箍筋及鋼骨所採用之元素。

3.4.3.1 混凝土元素

ANSYS 有限元素分析為了能夠模擬像混凝土材料、綜合材料（如玻璃纖維）以及地質材料（如岩石）等抗壓強度遠大於抗拉強度的非均勻材料，而開發出 SOLID 65 混凝土元素。此元素與 SOLID 45 元素是相似的，它是在 SOLID 45 元素基礎上增加了對於混凝土材料參數設定以及整體式之鋼筋模型設定。

本研究採用 SOLID 65 元素來模擬混凝土，SOLID 65 元素為三維六面體八個節點立體模型元素，如圖 3.58 所示，每個節點各有 X、Y 和 Z 方向三個自由度。可分析拉應力下之開裂或壓應力下之破壞，亦可分析具有或不具有加強桿件之問題，如在混凝土元素中加入鋼筋元素（或玻璃纖維、型鋼等），而最多可定義三種加強桿件，分別設定加強桿件之材料號碼、體積比及旋轉角度即可，但內建之鋼筋元素僅能承受張力及壓力，無法承受剪力作用。

SOLID 65 元素除了可模擬混凝土材料的開裂與壓碎現象，還能分析線彈性、塑性、潛變及大變形等問題。主要可處理材料非線性行為，但其有一些基本

假設與限制如下[67]：

- (1) 只允許積分點的三個主軸方向可以發生開裂。
- (2) 當積分點發生開裂時，混凝土模組僅調整其材料性質，將裂縫模擬成分佈破壞而非離散破壞。
- (3) 混凝土材料開始受力時，各方向假設為均質且等向性之材料。
- (4) 當使用內建鋼筋元素時，其鋼筋是假設為附在混凝土元素上，模擬的鋼筋僅能承受張力及壓力，並無法模擬剪力。
- (5) 模擬混凝土開裂破壞及壓碎破壞行為時，可同時考慮混凝土塑性變形。

3.4.3.2 鋼筋與箍筋元素

在 ANSYS 有限元素中模擬混凝土中加入鋼筋元素有整體式模型、分離式模型與組合式模型三種。若假定混凝土和鋼筋有很好的黏結力，不考慮兩者之間的滑移，則三種模型都可以使用。

整體式模型是透過 SOLID 65 混凝土元素建立內建實常數參數，將鋼筋分佈於整個混凝土元素中，假設混凝土與鋼筋有很好的黏結力，並把鋼筋視為連續均勻材料，但最多可內含三種以不同角度配置的鋼筋材料，適用於較簡化的初步分析使用，但對於鋼筋分佈不均勻之斷面無法使用。分離式模型是把混凝土與鋼筋各自分割為足夠小之元素，考慮鋼筋是一種細長材料，忽略其橫向抗剪強度，把鋼筋作為線元素處理，透過 LINK 元素或 PIPE 元素，將混凝土、鋼筋與箍筋以共用節點方式組合。組合式模型與分離式模型類似，將混凝土與鋼筋透過一個介面元素將兩者組合的方式模擬，例如加入彈簧元素，可以模擬鋼筋和混凝土之間的黏結和滑移現象，其缺點是過於詳細考量而耗費大量時間。

本研究主要是在於探討圍束箍筋之圍束效果，因此，如何有效的將鋼筋與箍筋模擬於混凝土中，並且能夠接近真實情況之模擬是相當重要的。為了能夠真實模擬鋼筋與箍筋之配置以及增加建立模型的效率且配合混凝土元素的配置。本研究採用分離式模型建置鋼筋與箍筋，即將鋼筋元素附著於混凝土元素之邊緣上，

採用LINK 8圓桿線元素加以模擬，假設混凝土與鋼筋有很好的黏結力，不考慮兩者間之滑移，因此，在分析模擬時應注意節點共用問題。

LINK8 為三維空間中僅可承受單軸向張力與軸向壓力，無法承受彎矩，每一個節點上有 X、Y 及 Z 位移方向之三個自由度，如圖 3.59 所示。可應用在模擬鋼筋、桁架、連桿、彈簧、纜線等，並具有塑性、潛變、膨脹、應力強化與大變形之特性。

ANSYS 中之 LINK 8 元素有一些基本假設與限制如下[67]：

- (1) 元素假設為均勻材料特性之直桿，在其端點受到軸向荷重。
- (2) 長度必須大於零，故元素中 I 與 J 兩點不能重合。
- (3) 截面積必須大於零，溫度隨桿件長度假設為線性變化。
- (4) 元素承受均勻之應力。

3.4.3.3 鋼骨元素

本研究模擬鋼骨之元素選擇上，採用 SOLID 45 三維實體元素來模擬，而不用 PLANE 板元素或 SHELL 薄殼元素，主要是考慮到 ANSYS 中之 PLANE 板元素及 SHELL 薄殼元素皆屬於「面元素」類型，其模型建置乃是透過輸入鋼骨斷面之厚度的方式來模擬，為一種較為簡化的模擬方法。由於考量到在建立實體模型之組合上，PLANE 板元素與 SHELL 薄殼元素僅為一個面之模擬，鋼骨之斷面積僅在分析計算中讀取，當其與混凝土 SOLID 65 元素之三維實體模型組合時，會使得混凝土面積高估了原來的面積而與實際斷面不符；而且 SOLID 45 元素和本研究之混凝土 SOLID 65 元素皆為三維實體元素，在兩者實體元素之建立與組合處理上較能模擬出實際之狀況。因此，本研究乃採用 SOLID 45 三維實體元素來模擬鋼骨。

SOLID 45 具有八個節點，每一個節點有 X、Y 及 Z 方向位移之三個自由度，用於模擬等向性固體力學問題，如圖 3.60 所示。其具有大位移、大應變、塑性及潛變、膨脹、應力強化之特性。本研究在模擬鋼骨與混凝土界面時，為節省分

析時間，假設鋼骨 SOLID 45 元素與混凝土 SOLID 65 元素之節點完全黏結，不考慮鋼骨和混凝土之相對位移，採用共用相同之節點的方式將兩者組合。

ANSYS 中之 SOLID 45 元素使用時具有一些基本假設與限制如下[67]：

- (1) 不允許零體積之元素。
- (2) 元素所產生的節點順序依圖 3.60 而定或平面 IJKL 與 MNOP 互換。
- (3) 元素不可有扭曲造成兩塊分離體積。
- (4) 元素為八個節點，但角柱及角錐元素亦可接受。

3.4.4 元素網格建置

對於有限元素分析而言，元素網格之建立與分割是極為重要的問題，因為在工程分析上，都會希望建立具有相當準確度又節省時間之數值模擬，但是這兩者卻又互相矛盾。

網格元素分割大小會影響分析結果的準確度，一般來說，網格分割越細，計算結果越接近理論值。但是，當分析已達某符合理論值之程度時，就不需再分割更細小之網格單元，以節省模型建立及分析計算時間。

該使用何種分割方式，應視分析模型之元素與幾何形狀來決定。對於複雜的結構，網格分割後會產生重疊的節點，必需消除重複節點，以免產生不連續的元素以及奇異點，並使用壓縮節點編號之指令，來減少矩陣之主自由度，以節省計算時間。

3.4.4.1 ANSYS 網格分割之介紹

在 ANSYS 中模型分割網格元素時，首先決定要採用自由網格法 (Free Meshing) 或映射網格法 (Mapped Meshing)，再來控制網格元素的大小。自由網格法是由電腦自動產生網格，對任何形狀之模型並無限制；而映射網格法是使用者透過一些設定跟規劃，讓電腦建立規則的網格。

網格元素分割在 ANSYS 之有限元素分析計算上扮演十分重要之角色，因為網格元素分割大小將會影響分析結果的準確度，理論上，網格切割越細計算結果

越接近理論值，如圖 3.61 所示，但缺點是分析之計算所花費的時間也越長。使用者應根據經驗測試，讓準確度與時間上取得一個平衡點。

3.4.4.2 SRC 柱斷面網格設定

本研究之試體模型分成三個部份，有鋼筋、混凝土以及鋼骨。在平面上主要考量有鋼筋位置、未圍束混凝土區、普通圍束混凝土區、高度圍束混凝土區以及鋼骨斷面區之劃分，在立面上則有箍筋間距配置與網格元素比例控制之考量。因此，網格的分割會因為各斷面主筋配置、柱內鋼骨形狀以及箍筋間距等而有不同分割方式。本研究各分析試體模型之網格分割，如圖 3.62 至圖 3.77 所示。

模擬之試體分割主要考量各個斷面之主筋、補助筋以及鋼骨型式配置而作不同調整，在分割網格前，應先作好規劃，使三者分割之網格能夠搭接一起。未圍束混凝土區網格分割，主要是遷就主筋及補助筋之位置而調整；鋼骨斷面網格分割，主要在於配合 SRC 柱內鋼骨之位置與形狀來分割；而普通圍束區混凝土與高度圍束區混凝土之網格分割最為複雜，必須同時考量未圍束混凝土分割網格以及柱內鋼骨斷面之分割網格而採取不同的分割計畫。最後，必需消除網格分割後產生之重疊的節點，並使用節點壓縮，減少矩陣之主自由度，以節省計算時間。

本研究在網格分割控制上，每一組試體皆進行有限元素網格之收斂性測試，此測試方法是隨著分割之元素增多（即元素尺寸減小），有限元素所求出的解會趨近於一定值，這個定值即為該模擬之正確解，網格之收斂性測試將在第四章說明。

3.5 混凝土破壞準則

ANSYS 中混凝土 SOLID 65 元素之破壞行為較為複雜，需透過定義混凝土降伏準則和破壞準則來模擬混凝土之破壞行為，當混凝土滿足某一破壞準則，則認為混凝土被壓碎破壞。

混凝土之降伏準則是指，定義材料之線彈性行為（波松比與密度）及混凝土

應力—應變曲線關係，也就是本研究第 3.3.1 節說明輸入之性質；混凝土之破壞準則是在強度試驗的基礎上，考慮混凝土的開裂與壓碎特性而定義，ANSYS 中有 Bresler—Pister 三參數模型、Willam—Warnke 三參數模型、Ottosen 四參數模型和 Willam—Warnke 五參數模型等可供使用。

本研究混凝土之破壞準則是採用 Willam—Warnke（以下簡稱 W-W 破壞準則）[68]所提出之三維混凝土破壞準則，透過設定五個參數來模擬混凝土破壞面，如下所示：

- (1) 單軸抗拉強度 (Uniaxial Cracking Stress)。
- (2) 單軸抗壓強度 (Uniaxial Crushing Stress)。
- (3) 雙軸等壓強度 (Biaxial Crushing Stress)。
- (4) 靜水壓力下雙軸抗壓強度 (Hydrostatic Biax Crush Stress)。
- (5) 靜水壓力下單軸抗壓強度 (Hydrostatic Uniax Crush Stress)。

當靜水壓力較高時，五個參必須全部給予定義，當在低靜水壓力狀態下，只需輸入單軸抗拉強度和單軸抗壓強度，其他參數採用 W-W 破壞準則內定值即可，其中雙軸等壓強度內定值為 $1.2f_c$ ；靜水壓力下雙軸抗壓強度內定值為 $1.45f_c$ ；靜水壓力下單軸抗壓強度內定值為 $1.725f_c$ [67]。本研究之混凝土單軸抗拉強度取單軸抗壓強度之 10% 設定；而單軸抗壓強度之設定，依各分析試體混凝土抗壓強度值而決定，其餘參數皆採用 W-W 破壞準則內定值設定。

混凝土材料之定義，除了以上參數設定模擬混凝土破壞面外，還需定義混凝土材料性質參數，如彈性模數、波松比、密度和應力—應變曲線關係（如本研究第 3.3.1 節所述），以及混凝土開裂後張裂縫剪力傳遞係數與閉合裂縫剪力傳遞係數。

在 ANSYS 之有限元素分析模擬過程中，混凝土開裂和壓碎的破壞模式，如圖 3.78 所示。在模擬混凝土之開裂與壓碎行為時，當某元素發生開裂或壓碎行為時，就會透過修正材料應力—應變之勁度矩陣關係來模擬。

ANSYS 中之 SOLID 65 元素有其自訂之理論基礎，以下簡單敘述 SOLID 65

元素的線性行為勁度矩陣關係[67]：

SOLID 65 元素應力應變關係的總勁度矩陣表示為：

$$[D] = \left\{ 1 - \sum_{i=1}^{N_r} V_i^R \right\} [D^c] + \sum_{i=1}^{N_r} V_i^R [D^r]_i \quad (3-9)$$

其中 N_r 為鋼筋的數目；

V_i^R 為鋼筋的配筋率；

$[D^c]$ 為混凝土的勁度矩陣，其值可表示為：

$$[D^c] = \frac{E_c}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (3-10)$$

其中 E_c 為混凝土之彈性模數；

ν 為混凝土之波松比；

$[D^r]_i$ 為第 i 個鋼筋的勁度矩陣。

ANSYS 中之 SOLID 65 元素能模擬材料彈性行為、開裂行為及壓碎行為。

元素在彈性範圍時，混凝土的勁度矩陣為 (3-10) 式所示，若考慮到開裂或壓碎，則需要對此矩陣進行修正。

模擬混凝土壓碎行為時，假如在單軸、雙軸或三軸壓力用下，某個積分點上的材料失效了，就認為此元素材料壓碎了，壓碎出現表示材料強度完全失去，在元素之勁度矩陣的貢獻完全可以忽略。

模擬混凝土開裂行為時，是通過修正應力－應變關係來計算。若為張裂縫是透過一個剪力傳遞係數 β_i (Open Shear Transfer Coefficient) 來模擬剪力的傳遞。

在某個方向上有張裂縫後，材料之應力應變關係可表示為[67]：

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R'(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{1}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (3-11)$$

若裂縫為閉合裂縫是透過一個剪力傳遞係數 β_c (Close Shear Transfer Coefficient) 來模擬剪力的傳遞。閉合裂縫的筋度矩陣可表示為[67]：

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (3-12)$$

在完成局部座標勁度矩陣分析後，必須將其轉換到整體座標下，其表示為：

$$[D_c] = [T^{ck}]^T [D_c^{ck}] [T^{ck}] \quad (3-13)$$

其中 $[T^{ck}]$ 為局部座標與整體座標之間關係轉字矩陣。

ANSYS 中張裂縫剪力傳遞係數 β_t 的取值限定在0~1之間，1表示粗糙的裂縫，裂縫能完全傳遞剪力，而0表示平滑裂縫，裂縫完全不能傳遞剪力；閉合裂縫剪力傳遞係數 β_c 的取值限定在0.9~1。本研究張裂縫剪力傳遞係數 β_t 設定為0.5，閉合裂縫剪力傳遞係數 β_c 設定為1，ANSYS 中混凝土 W-W 破壞準則參數之設定如圖 3.79 所示 (以試體 SRC-H1 為例)，其主要透過單軸抗拉強度 f_t 與單軸抗壓強度 f_c 之參數設定，依照圖 3.78 之曲線關係，來判斷混凝土開裂與壓碎的破壞模式。

第四章 分析與試驗結果之比較與討論

4.1 前言

本章首先將分析模擬過程中，所面臨的網格元素收斂性分析、混凝土元素的開裂與壓碎行為模擬以及 ANSYS 分析之收斂性問題等經驗作簡單描述與探討，希望能提供作為日後建立數值模型的參考。最後將分析與試驗結果相互驗證，探討 SRC 短柱受軸壓作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」，針對 SRC 柱中受鋼骨圍束之「高度圍束區」所「額外提昇之軸壓強度」作比較與討論，以瞭解此一效應能否有助於降低 SRC 柱之圍束箍筋需求量，並提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量之計算公式，以提供學術界與工程界參考。

4.2 網格元素收斂性分析探討

當一個有限元素的位移和應力求出後，一定要仔細確定求解是否準確，最直接的方法就是測試有限元素網格的收斂性。所謂有限元素網格的收斂性測試，就是隨著網格元素增多（即分割之尺寸減小），有限元素分析所求出的解會趨近一個定值，這個定值即為正確解，這時我們可以說這個有限元素模型是收斂的。

本研究為了探討 ANSYS 有限元素分析網格分割大小之準確度，針對各個 SRC 短柱分析模型進行網格元素收斂性分析。由於混凝土元素的行為較為複雜，若在比例上控制不恰當，容易造成程式計算上的問題，導致在分析中過程發散或計算結果失真。因此，本研究乃先針對純混凝土元素之網格收斂性問題另外進行測試，再依測試之經驗進行 SRC 柱之網格收斂性分析。

4.2.1 純混凝土柱之網格元素收斂性分析

為了測試 ANSYS 有限元素分析純混凝土之網格元素收斂性問題，以一純混凝土短柱受純軸壓力作用為例，分別將模型分割為較疏網格、中等網格與較密網格進行測試，採用相同之柱斷面尺寸長 600 mm、寬 600 mm 以及高 1200 mm，

依分割之大小不同網格比較其與理論值之差異。

試體模型的收斂性測試分成三種網格，其各網格分割之型態，如圖 4.1(a)至圖 4.1(c)所示。其中在試體平面上分割之網格元素個數，較疏網格試體斷面元素個數有 16 個、中等網格有 64 個以及較密網格有 144 個；在軸向上分割之網格元素個數，較疏網格試體斷面元素個數有 32 個、中等網格有 128 個以及較密網格有 288 個；而總元素個數，較疏網格試體斷面元素個數有 128 個，中等網格有 1024 個以及較密網格有 3456 個。三種網格元素分割試體分析之軸力—位移曲線關係比較，如圖 4.3 所示；總元素個數、柱軸壓強度與計算時間展列，如表 4.1 所示。

由圖 4.3 中可發現隨著網格大小分割不同，會有不同的分析結果，較疏網格分析之柱軸壓強度為 9185 kN；中等網格和較密網格分析之柱軸壓強度皆為 9008 kN，顯然較疏網格之分析結果與理論值相差較大，趨勢也不吻合；中等網格之分析結果和較密網格都十分接近理論值。可明顯發現，分割之網格大小會影響其分析結果，隨著分割網格數量越多、越細小，有限元素分析結果越接近理論值。

由表 4.1 可看出分析計算時間的差異性，在此測試模型下，較疏網格分析計算時間為 0.8 分鐘，中等網格和較密網格分析時間分別為 3 分鐘和 7.5 分鐘，雖然較密網格在理論上應該可以獲得更好的精確度，但相對的需付出更多倍數之時間。在測試網格元素收斂性時，當網格分割模型已與更密之網格分割模型之分析結果相當接近，便可判定為不需再分割成更細小之網格元素，例如此測試模型下，中等網格和較密網格所得到之解已相當接近，因此採用中等網格分割之結果即可。

根據本研究之混凝土網格測試過程中，發現網格切割越細，分析結果越接近理論值。初步認為適當之混凝土元素網格分割比例，以斷面之長之 0.15 倍左右之長度為基準。除了分割大小，元素之長寬比也會影響分析之準確度，元素邊長比值為 1 較佳，比值為 3~5 尚可接受，比值超過 8~10 以上，對分析結果之準確度會比較大的影響。

4.2.2 SRC 柱之網格元素收斂性分析

在進行一個嚴謹的有限元素分析，必須確認網格元素之分割是否夠細，求解之答案是否收斂，或趨近正確解或解析解，最直接的方法就是測試網格元素收斂性分析。因此，本研究所模擬分析之 SRC 短柱試體皆必須進行網格元素收斂性分析。

本章節以分析試體 SRC-H2 為例，模擬 SRC 短柱受純軸壓作用下，分割不同網格大小來比較其軸力—位移曲線關係之差異性。試體模型的收斂性測試分成三種網格，有較疏網格、中等網格與較密網格，其各網格分割之型態，如圖 4.2(a) 至圖 4.2(c) 所示。其中混凝土分割之網格元素個數，較疏網格試體斷面元素個數有 540 個、中等網格有 1800 個以及較密網格有 3760 個；鋼筋元素個數，較疏網格元素個數有 376 個、中等網格有 632 個以及較密網格有 828 個；鋼骨分割之網格元素個數，較疏網格元素個數有 120 個、中等網格有 380 個以及較密網格有 400 個；而總元素個數，較疏網格元素個數有 1036 個、中等網格有 2812 個以及較密網格有 4988 個。三種網格元素分割分析試體之軸力—位移曲線比較，如圖 4.4 所示；而各試體元素個數、柱軸壓強度與計算時間展列，如表 4.2 所示。

由圖 4.4 曲線上可以發現，使用這三種元素網格的分割型式所獲得的曲線趨勢大致是相近的，不過中等網格與較密網格之求解更加近似。由求解之柱軸壓強度比較，可發現較疏網格分析之柱軸壓強度為 4168 kN；中等網格和較密網格分析之柱軸壓強度皆為 4159 kN，顯然較疏網格分析解誤差值稍微大些，而中等網格與較密網格分析解幾乎是吻合的。由於，中等網格和更密網格之解吻合，因此便可判定為不需再分割成更細小之元素單元，此時中等網格之有限元素模型是收斂的，以節省模型建立與分析計算時間。

由表 4.2 可以了解計算時間的差異性，以分析試體 SRC-H2 為例，較疏網格分析計算時間為 12 分鐘，中等網格和較密網格分析時間分別為 252 分鐘和 524 分鐘，雖然較密網格在理論上應該可以獲得更好的精確度，但相對的需付出更多

倍數之時間，再加上中等網格與較密網格差異性已經相當微小，因此，證實本研究採取中等網格之分割之模型是收斂解。

4.3 混凝土元素開裂與壓碎行為之模擬

本研究使用 ANSYS 中 SOLID 65 元素分析混凝土，主要是因為 SOLID 65 混凝土元素之破壞準則可以預測混凝土脆性材料破壞行為，同時考慮開裂、壓碎破壞模擬。為了能夠準確的透過 ANSYS 模擬混凝土元素之材料行為，本研究在分析初期將開裂、壓碎功能打開，採用 W-W 破壞準則，透過設定五個參數來模擬混凝土破壞面，包括單軸抗拉強度、單軸抗壓強度、雙軸等壓強度、靜水壓力下雙軸抗壓強度、靜水壓力下單軸抗壓強度的設定。當靜水壓力較小時，破壞準則僅需定義單軸抗拉強度與單軸抗壓強度，其他參數採用內定值設定即可，如本研究第 3.5 節所述。

在 SRC 柱之混凝土開裂與壓碎模擬上，本研究以分析試體 SRC-B1 及 SRC-H1 為例，模擬 SRC 短柱受純軸壓作用下，觀察混凝土元素開裂與壓碎情形之變化狀況。在試體受到軸向載重時，會有一段近似直線之線性彈性行為，此時混凝土尚未發生開裂或壓碎現象；隨著載重增加，混凝土表面逐漸產生裂縫，使得勁度緩慢的逐漸衰減；當混凝土達到最大抗壓強度後，混凝土便很快就開始出現不同程度的開裂與壓碎行為，然後保護層之混凝土可能會因開裂與壓碎而發生剝落，此時，雖然受圍束之混凝土還能提供一部分軸力貢獻，但提升之強度不足以彌補保護層混凝土因開裂與壓碎而失去的強度，因此，使得整體柱之軸壓載重突然發生驟降現象。ANSYS 在處理混凝土開裂與壓碎問題時，是經由受力行為去判定積分點上是否出現裂縫，當裂縫發生將會透過調整材料屬性來模擬開裂與壓碎現象，如本研究第三章 3.5 節所述。

本研究在模擬混凝土之開裂與壓碎行為中，發現 SOLID 65 元素之開裂、壓碎功能是採用最大壓應力破壞準則，當主拉應力在某方向超過荷載破壞面時元素就會開裂，開裂後平行主拉應力的方向勁度為零；當主壓應力超過破壞面時元素

就會壓碎，壓碎所有方向的勁度為零。也就是說，當混凝土元素之應力達到其極限強度後，程式便會判定其元素為已開裂或壓碎，認為此元素破壞，使得應力急速下滑，造成柱整體強度異常，而此時柱整體之軸力—位移曲線，僅能分析至過降伏點位置左右，程式便開始出現發散、不穩定之現象，必須通過大量的試算，去不斷調整網格大小及計算副增量來達到收斂，相當耗費時間。

因此，本研究考量在進行 ANSYS 分析時，已有定義各種材料之基本參數性質，在混凝土方面有彈性模數 E_c 、波松比 ν 、密度、混凝土開裂與閉合傳遞係數以及混凝土應力—應變曲關係等。其中在輸入混凝土完整之應力—應變曲線時，應該就已經將混凝土的開裂與壓碎現象反映出來，當混凝土開始受力時，尚未發生開裂與壓碎現象，所以在應力—應變曲線上勁度維持不變，成一直線段；然後混凝土因為持續加載受力，混凝土表面逐漸產生裂縫，使得勁度開始緩慢的衰減，應力—應變曲線上之斜率改變；當混凝土到達最大抗壓強度後很快就軟化，發生不同程度之混凝土開裂及壓碎現象，使得混凝土應力—應變曲線開始驟降，最後發生破壞而失去強度。

基於以上考量，本研究乃針對 ANSYS 中混凝土開裂、壓碎功能開關與否作進一步測試，比較開啟 W-W 破壞準則中對混凝土開裂、壓碎參數設定與否，兩者的軸力—位移曲線關係之差異性，以分析試體 SRC-B1 及 SRC-H2 為例，其比較之軸力—位移曲線關係結果，如圖 4.5 及圖 4.6 所示。由圖中可以發現在柱受到純軸壓的狀態下，有無考量 W-W 破壞準則狀況下，兩種分析模擬結果之軸力—位移曲線幾乎完全重合。因此認為在分析柱受軸壓之狀況下，當僅考慮到線彈性行為與混凝土應力—應變曲線關係之破壞準則時，也能夠確實反映出 SRC 柱受純軸壓狀態下之行為。

由於考慮到 W-W 破壞準則時，容易發生無法收斂、計算錯誤或材料過早降伏之情形，必須通過大量的試算，不斷調整網格大小及計算副增量來達到收斂，相當耗費時間。所以，本研究在後期模擬試體時，均採用線彈性行為與混凝土應力—應變曲線關係之破壞準則來模擬混凝土行為，暫時關閉 W-W 破壞準則。

4.4 有限元素收斂性分析之探討

在 ANSYS 有限元素分析中，線性與非線性應力分析的數值計算有很大的不同。線性問題只需求解線性聯立方程式，只要條件充分就能得到答案；但非線性問題必須依靠增量法、疊代法或最小化方法求解。本研究採用牛頓—拉福森法 (Newton-Raphson Method) 疊代法來求解非線性問題，而疊代方法就有所謂收斂 (Convergence) 與發散 (Divergence) 現象，若在指定疊代次數內求到方程式的根，便是收斂，否則就是發散，即求不出答案。

非線性有限元素應力分析分為幾何非線性、材料非線性以及接觸分析。本研究之應力分析是屬於幾何非線性，其中混凝土又是屬於材料非線性。因此，在進行 ANSYS 有限元素分析求解非線性問題時，可能會遇到數值運算無法收斂的問題，需透過牛頓—拉福森法，分割成多個載重增量（每一個增量不一定要相等）來進行求解。

牛頓—拉福森疊代法可將外力分割成數個負荷增量 (Load Step) 來接連計算，一步一步施加於結構上，在每個增量範圍內均分別作牛頓疊代法計算，由於每個增量區間之函數較單純，所以容易收斂。其主要是以近似的方式求解非線性方程式的根，在前一個疊代作切線，以同樣方法做下一次疊代，在完成每一個載重步驟求解後，模型的勁度矩陣會作適當調整，去反映在非線性分析的勁度變化。而 ANSYS 中也提供一些可以幫助收斂性求解的功能，例如傾斜線 (Ramped) 加載方式、階梯式 (Stepped) 加載方式、自動分割副增量 (Automatic Time Stepping) 等。

本研究設定之加載方式，是採用位移控制，透過調整牛頓—拉福森疊代法之疊代步數來加載。例如分析試體 SRC-H1 總加載位移設定至 8 mm 位移處，將 8 mm 拆成 8 個增量，位移加載過程由原來的「0→8 mm」變成「0→1→1.5→2→2.5→3→4→6→8 mm」共 8 個增量，以確保分析求解可收斂。另外，將每個增量細分成多個副增量，並提高疊代次數上限值以及設定自動分割副增量，根據非線性

計算過程之收斂性，來調整副增量大小，以增強分析之收斂性。其餘分析試體均採用類似設定方式，惟牛頓—拉福森疊代法之增量方式，視各試體狀況而作微調，當遇到容易發散的加載步數時，可嘗試將發散之負荷增量步數分割成多個負荷增量，或是重新調整副增量與副增量的方式來幫助收斂，使用者應根據經驗，找到合適的負荷增量設定。

根據本研究之經驗，影響分析之收斂性的因素，主要是網格密度、副增量、收斂精度、收斂方式、收斂疊代次數以及混凝土之破壞準則等。以下針對一些主要影響分析之收斂性作簡單討論：

- (1) 網格密度：網格密度是指模型分割之網格，網格分割不能太稀疏，但也不是網格越密越好，要靠經驗慢慢試算調整，如本研究 4.2 節所述。
- (2) 副增量 (Substeps)：副增量設定很重要，設定太大或太小都不能達到正常收斂。這個設定可以從分析之收斂過程圖來調整，若收斂曲線在圖上反映之跳動很大，可以嘗試增大副增量來調整。本研究採用 ANSYS 提供之自動分割副增量的方法，根據非線性計算過程之收斂性，來調整副增量大小，若程式計算收斂性差，則會自動將副增量切細，以增加收斂機會，不過因副增量數量較多所花費之計算時間也較長。相反，若程式計算收斂性好，則會自動將副增量變大，以減少副增量次數，節省計算時間。
- (3) 收斂精度：調整收斂精度並不能徹底解決收斂問題，本研究採用 ANSYS 之內定值為 0.5%。
- (4) 收斂方式：ANSYS 中提供力收斂準則 (Force Convergence Criteria)、彎矩收斂準則 (Moment Convergence Criteria) 或位移收斂準則 (Displacement Convergence Criteria) 等進行收斂準則之判斷，本研究採用位移收斂準則進行收斂準則之判斷。
- (5) 收斂疊代次數 (Equilibrium Iterations)：ANSYS 提供牛頓法的最大疊代次數設定，例如設定最大疊帶次數為 100 次，若當疊代計算至第 100 次尚未收斂，則程式會停止計算且發出「發散」的訊息，本研究分析之試體模型

皆設定最大疊代次數為 80 次。

(6) 混凝土之破壞準則 (Failure Criteria)：當不考慮混凝土壓碎狀況時，在計算上較容易收斂；而考慮混凝土壓碎狀況下分析較難收斂，即使沒有達到混凝土的軸壓應力，必須透過不斷調整分析收斂性之影響因素來克服。

(7) 疊代法：本研究主要是採用牛頓－拉福森疊代法來調整程式之收斂性問題，將加載分成數個負荷增量來連接計算，將加載一步一步施加於結構，在每個增量範圍內均分別作牛頓－拉福森法疊代法計算，由於每個增量間之含數較單純，所以較容易收斂。但是因為計算上必須經過多次疊代求解，才能得到答案，對於非線性之分析十分費時，若元素節點很多的問題，甚至需要電腦也夜以繼日不停計算才能收斂算出答案。若遇到求解發散，則必須充新修正負荷增量，十分費時。

因此，本研究建議當遇到求解發散問題時，可先嘗試調整牛頓－拉福森疊代法計算，在不容易收斂之加載處，多分隔幾個負荷增量來調整，或重新調整副增量以及修正收斂精度、收斂方式與網格密度等。

4.5 軸壓行為之探討

我國 SRC 設計規範在計算 SRC 柱試體之軸壓強度採用公式(2-13)式計算，而在進行 ANSYS 有限元素分析 SRC 柱軸壓試驗時，可以採用以下之計算公式來預測試體的軸壓強度 $(P_u)_{SRC}$ ：

$$(P_u)_{SRC} = P_{co} + P_s + P_r + P_{cc} + P_{ch} \quad (4-1)$$

其中 P_{co} 為未圍束區混凝土之軸壓強度；

P_s 為鋼骨之軸壓強度；

P_r 為鋼筋之軸壓強度；

P_{cc} 為普通圍束區混凝土之軸壓強度；

P_{ch} 為高度圍束區混凝土之軸壓強度。

若已知各項材料之極限狀態，如混凝土各圍束區之抗壓強度和鋼材之降伏強度，則可將上式公式改寫為下式計算公式：

$$(P_u)_{SRC} = f_{c0}' A_{c0} + F_{ys} A_s + F_{yr} A_{sr} + f_{cc}' A_{cc} + f_{ch}' A_{hcc} \quad (4-2)$$

其中 f_{c0}' 為未圍束區混凝土之抗壓強度；

A_{c0} 為未圍束區混凝土之斷面積；

F_{ys} 為鋼骨之降伏強度；

A_s 為鋼骨之斷面積；

F_{yr} 為鋼筋之降伏強度；

A_{sr} 為鋼筋之斷面積；

f_{cc}' 為普通圍束區混凝土之抗壓強度；

A_{cc} 為普通圍束區混凝土之斷面積；

f_{ch}' 為高度圍束區混凝土之抗壓強度；

A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之斷面積。

本研究分析之 SRC 柱混凝土抗壓強度，如表 4.3 所示。表中 f_c' 、 β 、 f_{c0}' 、 f_{cc}' 以及 f_{ch}' 之參數設定分別代表混凝土抗壓強度、尺寸效應折減係數、未圍束區之混凝土抗壓強度、普通圍束區之混凝土抗壓強度以及高度圍束區之混凝土抗壓強度。其中混凝土抗壓強度 f_c' 乃根據試驗中標準混凝土圓柱試體進行抗壓試驗，所得到之混凝土強度；尺寸效應折減係數 β 乃根據 Bresle 之研究，混凝土圓柱試體的抗壓強度會隨著試體尺寸的增加而逐漸降低，降幅由 $1.0f_c'$ 漸變至 $0.8f_c'$ 左右，將此尺寸效應折減係數稱之為 β ；未圍束區之混凝土抗壓強度 f_{c0}' ，採用 Mander 之無圍束混凝土應力—應變模式；普通圍束區之混凝土抗壓強度 f_{cc}' 乃根

據 Mander 從試驗結果提出之圍壓理論來模擬；高度圍束區之混凝土抗壓強度 f_{ch}' 則是透過本研究「前期分析」階段之試驗與分析結果之軸壓強度差值計算求得，再將此求得之高度圍束區混凝土之抗壓強度反應至 ANSYS 分析中，進行本研究之「後期分析」階段。另外，鋼材（包括鋼筋、鋼板）之降伏強度，如本研究第三章 3.3.2 節內容所述。

4.5.1 ANSYS 前期分析之軸壓行為探討

本研究進行 ANSYS 數值模擬之「前期分析」時，考慮 SRC 柱軸壓試驗中所有材料之真實極限狀態，如未圍束區混凝土乃根據試驗中標準混凝土圓柱試體進行抗壓試驗，鋼骨與鋼筋是根據試體之拉伸試驗之結果，而普通圍束區則是根據 Mander et al. 試驗結果提出之混凝土應力—應變曲線關係來計算，惟高度圍束區混凝土之抗壓強度是唯一的未知數，所以在「前期分析」階段，將高度圍束區混凝土先當成普通圍束區混凝土強度來考量，將分析結果與試驗數據比較，以了解高度圍束區混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」。

因此，本研究可透過各試體軸壓試驗之結果，來預測 SRC 柱試體高度圍束區之軸壓強度，令 $(P_u)_{test} - (P_u)_{ANSYS} = \Delta P_u$ ，則各試體之試驗軸壓強度 $(P_u)_{test}$ 與 ANSYS 有限元素分析軸壓強度 $(P_u)_{ANSYS}$ 之差值得到 ΔP_u 。此 ΔP_u 值即為高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」（相對於普通圍束區混凝土而言），當 ΔP_u 值越大表示受鋼骨圍束之高度圍束區額外提昇之軸壓強度越多。然後，以所得之 ΔP_u 值，計算高度圍束區之混凝土抗壓強度 f_{ch}' 。藉以了解 SRC 柱中高度圍束區混凝土受鋼骨圍束的情形。

本研究「前期分析」之各試體的試驗與分析軸力與位移曲線比較，如圖 4.7 至圖 4.14 所示，以下將各組試體試驗與分析結果之軸力—位移曲線作比較與討論。

圖 4.7 為試體 SRC-B1 之試驗與分析之軸力—位移曲線，可以看出 ANSYS

分析與試驗結果，不管在初始線彈性階段或後期韌性部份趨勢皆相當吻合；高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 3.9%，而高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 15.77%，顯示 SRC-B1 試體之高度圍束混凝土，可分攤整體 SRC 柱頗多的柱軸力貢獻，此組試體 ANSYS 分析與試驗之趨勢大致相同。

圖 4.8 為試體 SRC-C1 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析結果，在線彈性階段與試驗值吻合程度相當良好；而韌性部份試驗值強度下降趨勢較不明顯，可能是此試驗試體因配置足夠圍束箍筋量，當位移控制加載至 12 mm 時，箍筋並未發生斷裂，使得軸力—位移曲線呈現較平緩之遞減趨勢；而在 ANSYS 分析中顯示，在達到試體之極限強度時，未圍束之混凝土在應力—應變曲線上，已過了未圍束混凝土之軸壓強度值，此時，未圍束之混凝土強度驟降的程度大於普通圍束區提升之抗壓強度，所以導致 ANSYS 分析之韌性部分曲線的趨勢逐漸在下降，此試體之分析有低估趨勢。另外，此試體之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 4.76%，而高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 19.51%，顯示 SRC-C1 之高度圍束混凝土，可分攤整體 SRC 柱頗多的柱軸力貢獻。

圖 4.9 為試體 SRC-C2 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果，不管在初始線彈性階段或後期韌性部份皆相當吻合；此試體之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 1.57%，而高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 10.16%，顯示 SRC-C2 試體之高度圍束混凝土可分攤整體 SRC 柱不少軸力之貢獻，此組試體 ANSYS 分析與試驗之趨勢大致相同。

圖 4.10 為試體 SRC-C3 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果，不管在初始線彈性階段或後期韌性部份皆相當吻合；此試體之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 2.2%，而高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 11.4%，顯示 SRC-C3 試體之高度圍束混凝土可分攤整體 SRC 柱不少軸力之貢獻，此組試體 ANSYS 分析與試驗之趨勢大致相同。

值得注意的是在 SRC-C2 和 SRC-C3 試體中，SRC-C2 的箍筋間距較大，而 SRC-C3 的箍筋間距較密，分析結果顯示，試體 SRC-C3 之圍束效應較佳，使得高度圍束區混凝土所額外提昇之軸力較大，其軸力一位移曲線下降趨勢也較為緩慢。

圖 4.11 為試體 SRC-H1 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果在線彈性階段與試驗值吻合程度相當良好；而在韌性的部份，分析值在過極限強度時，未圍束之混凝土已過軸壓強度值，未圍束之混凝土強度驟降的程度大於普通圍束區提升之抗壓強度，導致整體分析之強度驟降，使得分析值之韌性有一小段較試驗值低些。另外，此試體之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 1.35%，而高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 8.04%，顯示 SRC-H1 試體之高度圍束混凝土仍可分攤一些 SRC 柱軸力之貢獻。

圖 4.12 為試體 SRC-H2 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果在初始線彈性階段與試驗值相當吻合；而在韌性部份 ANSYS 分析之軸力一位移曲線在過極限強度後，曲線下降趨勢較為平緩。另外，此試體之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 1.54%，而高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 8.93%，顯示 SRC-H1 試體之高度圍束混凝土仍可分攤一些 SRC 柱軸力之貢獻。

值得注意的是，在 SRC-H1 和 SRC-H2 試體中，SRC-H1 的箍筋間距較大，而 SRC-H2 的箍筋間距較密，由此兩組試體可發現，試體 SRC-H2 之圍束效應稍微好一點，使得高度圍束區混凝土所額外提昇之軸力較大，其軸力一位移曲線下降趨勢也較為緩慢。

經由以上幾組試體之分析模擬中可初步發現，包覆 H 型鋼骨 SRC 柱之高度圍束區軸力之貢獻明顯不及包覆填充型鋼管 SRC 柱及包覆十字型鋼骨 SRC 柱。另外，縮小箍筋間距可使混凝土之圍束效應提升，提高圍束區混凝土之強度，進而提高 SRC 柱之強度，也能有效的減緩試體中軸力一位移曲線下降趨勢。

圖 4.13 和圖 4.14 分別為試體 SRC-T1 和 SRC-T2 之試驗與分析之軸力與位

移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果在初始勁度吻合，而在位移控制加載約至 $0.15(P_u)_{ANSYS}$ 時，分析之勁度開始有低估試驗值的趨勢。至於後期韌性的部份，有限於試驗所量測之結果僅至 2.5 mm 位移處，因此無法比較。試體 SRC-T1 之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 1.06%，高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 6.23%；顯示試體 SRC-T1 雖高度圍束區混凝土面積很小，但仍可分攤整體一小部分 SRC 柱軸力之貢獻。試體 SRC-T2 之 ΔP_u 值約佔分析之極限強度之 2.7%，高度圍束區混凝土之軸壓強度約佔分析之極限強度之 15.99%，此組試體之高度圍束混凝土可分攤整體頗多之 SRC 柱軸力貢獻，主要是因為高度圍束區面積範圍頗大。值得注意的是，雖然試體 SRC-T1 和 SRC-T2 箍筋間距相同，但因為 SRC-T2 之鋼骨含量較高，高度圍束混凝土面積也較大，其額外提昇之軸壓強度也稍微大了一點，可分攤較多 SRC 柱軸力貢獻。

4.5.2 ANSYS 後期分析之軸壓行為探討

本研究進行 ANSYS 數值模擬之「後期分析」時，各材料之參數模擬皆比照前期分析之設定，惟 SRC 柱中混凝土受圍束之情形細分為「完全未受圍束區域」、「普通圍束區域」以及「高度圍束區域」三種區域來考量，其中「高度圍束區」混凝土之抗壓強度則是藉由前期分析所得到。各 ANSYS 分析 SRC 柱試體之普通圍束區與高度圍束區混凝土抗壓強度，如表 4.3 所示。本研究擬透過後期分析與試驗結果相互比較，以驗證前期分析之預測效果。

本研究「後期分析」之各試體的試驗與分析之軸壓強度比較，如表 4.4 所示；其軸力與位移曲線關係比較，如圖 4.15 至圖 4.22 所示，以下將各組試體試驗與分析結果之軸力—位移曲線作比較與討論。

圖 4.15 為試體 SRC-B1 之試驗與分析之軸力—位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果，不管在初始線彈性階段或後期韌性部份趨勢皆相當吻合。在整體 SRC 柱之軸壓強度預測上，如表 4.4 所示，試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 19522 kN，分析

值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 19414 kN，可以看出分析值與試驗值相當接近。

圖 4.16 為試體 SRC-C1 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析結果，在線彈性階段與試驗值吻合程度相當良好；而韌性部份分析值有低估趨勢。在整體 SRC 柱之軸壓強度預測上，如表 4.4 所示，試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 19885 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 19681 kN，可以看出分析值與試驗值十分接近

圖 4.17 和圖 4.18 分別為試體 SRC-C2 和 SRC-C3 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果，不管在初始線彈性階段或後期韌性部份皆相當吻合。在整體 SRC 柱之軸壓強度預測上，如表 4.4 所示，試體 SRC-C2 試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 3696 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 3675 kN；試體 SRC-C3 試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 3748 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 3710 kN，可以看出兩組試體分析值與試驗值差距皆十分微小。

圖 4.19 和圖 4.20 分別為試體 SRC-H1 和 SRC-H2 之試驗與分析之軸力與位移曲線，可以看出 ANSYS 分析與試驗結果，在初始線彈性階段試驗值吻合程度相當良好；在韌性部份試體 SRC-H1 分析值有點低估；而試體 SRC-H2 高估了一點。在整體 SRC 柱之軸壓強度預測上，如表 4.4 所示，試體 SRC-H1 試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 4215 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 4205 kN；試體 SRC-H2 試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 4224 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 4227 kN，可以看出兩組試體分析值與試驗值皆相當吻合。

圖 4.21 為試體 SRC-T1 之試驗與分析之軸力與位移曲線，在整體 SRC 柱之軸壓強度預測上，如表 4.4 所示，試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 3448 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為 3445 kN，其分析值與試驗值相當吻合。

圖 4.22 為試體 SRC-T2 之試驗與分析之軸力與位移曲線，在整體 SRC 柱之軸壓強度預測上，如表 4.4 所示，試驗值 $(P_u)_{test}$ 為 4718 kN，分析值 $(P_u)_{ANSYS}$ 為

4681 kN，其分析值與試驗值差距十分微小。

經由「後期分析」之結果可以發現，各組試體 ANSYS 分析之軸壓強度皆與試驗值相當接近，軸力—位移曲線也與試驗試體相當吻合，由此可以證明本研究之「前期分析」確實擁有良好的模擬與預測效果。

4.6 鋼骨對混凝土圍束效應之探討

本研究為了探討受鋼骨翼板與腹板間所圍束之「高度圍束區」混凝土之圍束效應，於進行 ANSYS 有限元素之前期分析時，先不考慮鋼骨對混凝土圍束之貢獻，將 SRC 柱中之混凝土方面分為完全未受圍束區域及普通圍束區來模擬，然後將分析與試驗結果比較，藉由試驗結果反推的方式，以了解 SRC 柱在軸壓作用下，高度圍束區混凝土所額外提昇之軸力貢獻以及柱中鋼骨能提供多少混凝土圍束力。

如前一節所述，計算各試體之試驗軸壓強度 $(P_u)_{test}$ 與 ANSYS 有限元素分析之軸壓強度 $(P_u)_{ANSYS}$ 之差值為 ΔP_u 。此 ΔP_u 值即為高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」(相對於普通圍束區混凝土而言)，當受鋼骨圍束之高度圍束區混凝土之面積越大，此值就會越高。

此高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」即為「額外提昇之混凝土抗壓強度」與「高度圍束區混凝土之面積」之乘積。為了方便計算，在公式中採用一個「鋼骨圍束效應係數 α 值」的概念，令此「額外提昇之混凝土抗壓強度」等於 α 倍的混凝土圓柱試體之抗壓強度 f'_c ；亦即高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」等於「 α 倍的混凝土圓柱試體之抗壓強度」與「高度圍束區混凝土之面積」之乘積。本研究 ΔP_u 值與 α 值關係計算公式如下所示：

$$\Delta P_u = (P_u)_{test} - (P_u)_{ANSYS} = \alpha f'_c A_{hcc} \quad (4-3)$$

其中 $(P_u)_{test}$ 為試體試驗之軸壓強度；

$(P_u)_{ANSYS}$ 為 ANSYS 分析之軸壓強度；

α 為鋼骨圍束效應係數；

f'_c 為混凝土圓柱試體之抗壓強度；

A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之面積，如圖 2.1~2.4 所示。

根據公式 (4-3) 式，SRC 柱試體之實驗軸壓強度 $(P_u)_{test}$ 與 ANSYS 分析之軸壓強度 $(P_u)_{ANSYS}$ 之差值，可得到高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」 ΔP_u ，將 ΔP_u 值除以混凝土圓柱試體之抗壓強度和高度圍束區混凝土之面積，以估計各試體之 α 值大小。本研究希望透過 ANSYS 有限元素分析模擬幾組試驗之試體，以了解高度圍束區之圍束效應，找到一般試體理想的 α 值範圍。

本研究於分析計算時，主要係根據王榮進、翁正強等[15]之研究報告中所提出各種不同鋼骨型式對 SRC 柱中混凝土之圍束模式，來考量各種不同鋼骨型式高度圍束區混凝土面積以及各鋼骨型式之圍束模式。例如包覆填充鋼管 SRC 柱與包覆十字型鋼骨 SRC 柱採用「矩形圍束模式」，如圖 2.1 及圖 2.2 所示；包覆 H 型鋼骨 SRC 柱採用「三角形圍束模式」以及包覆 T 型 SRC 柱採用「三角與矩形組合圍束模式」，如圖 2.3 及圖 2.4 所示。

由於，本研究已考量上述各種不同鋼骨斷面型式之高度圍束區面積以及圍束模式。因此，預測所得各試體之 α 值與高度圍束區混凝土面積和各鋼骨型式無關。另外，若 α 值越大表示高度圍束區之混凝土受鋼骨圍束效應越好。

表 4.5 顯示所有 SRC 柱受軸壓作用下各試體之試驗軸壓強度 $(P_u)_{test}$ 、ANSYS 分析之軸壓強度 $(P_u)_{ANSYS}$ 、高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」 ΔP_u 值、各試體不同圍束區混凝土之抗壓強度，以及「高度圍束區」混

凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之混凝土抗壓強度」之 α 值。以下將各試體 α 值作比較與討論，並將 α 值反映在高度圍束區，計算高度圍束區混凝土之抗壓強度。

由表 4.5 可知試體 SRC-B1 及試體 SRC-C1 經由公式 (4-3) 式計算， α 值分別為 0.33 及 0.32，顯示試體 SRC-B1 和試體 SRC-C1 之高度圍束混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之混凝土抗壓強度」頗高，此兩組試體配置之鋼骨型式與鋼骨斷面對其高度圍束區混凝土具有良好的圍束效應。

試體 SRC-C2 和試體 SRC-C3 採用相同的鋼骨型式與斷面，惟箍筋間距不同，根據公式 (4-3) 式計算試體 α 值分別為 0.2 和 0.28。雖然試體 SRC-C2 箍筋間距配置較疏，但其受鋼骨圍束之高度圍束混凝土仍具有不少的圍束效應；試體 SRC-C3 箍筋間距配置較密，其計算之 α 值較高，顯示高度圍束區混凝土受到鋼骨良好的圍束效應。將兩組結果作比較可發現，箍筋間距配置越密，高度圍束區之圍束效應也越好。

試體 SRC-H1 和試體 SRC-H2 採用相同的鋼骨型式與斷面，惟箍筋間距不同，根據公式 (4-3) 式計算試體 α 值分別為 0.21 和 0.25。試體 SRC-H1 箍筋間距配置較疏，其受鋼骨圍束之高度圍束混凝土仍具有不少的圍束效應；試體 SRC-H2 箍筋間距配置較密，計算之 α 值也較大，顯示其受鋼骨圍束之高度圍束區具有良好的圍束效應。將兩組結果作比較可發現，箍筋間距配置越密，高度圍束區之圍束效應越好。

試體 SRC-T1 及 SRC-T2 採用相同之箍筋間距，但斷面之鋼骨比和鋼骨翼板寬厚比不同，根據公式 (4-3) 式計算試體之 α 值分別為 0.23 和 0.22，兩組試體之高度圍束混凝土因受鋼骨圍束皆具有不錯的圍束效應。由於此兩組試體之箍筋間距相同，可以比較其鋼骨翼板之寬厚比影響，試體 SRC-T1 之鋼骨寬厚比，較試體 SRC-T2 小，因此其計算之 α 值較大。由此兩組試體之分析結果可知，SRC 柱中之鋼骨翼板寬厚比會影響高度圍束之圍束效果，當鋼骨翼板寬厚比愈小，愈能對其所圍束之高度圍束區混凝土發揮愈好的圍束功能。

根據以上分析結果顯示，此受鋼骨圍束所「額外提昇之混凝土抗壓強度」 α

值介於 0.2 至 0.33 之間，其平均約為 0.26。根據分析與試驗結果之比較，顯示 SRC 柱中的鋼骨翼板確實對高度圍束區混凝土具備額外之圍束效應。因此，當 SRC 柱受軸壓時，SRC 柱中因有鋼骨存在，鋼骨可以分攤一部份軸力，而受鋼骨圍束之「高度圍束區」混凝土也可提供一部分的柱軸力貢獻。

4.7 本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋用量設計公式

根據本研究分析結果顯示，SRC 柱中之鋼骨翼板確實能對 SRC 柱核心混凝土發揮良好的圍束功能，大約可額外提升 20% 至 33% 的混凝土抗壓強度。因此，當 SRC 柱受軸向壓力作用時，除了 SRC 柱中的鋼骨能分擔一部份的柱軸力外，其受鋼骨圍束之高度圍束區混凝土也可分攤一些 SRC 柱軸力之貢獻，使得 SRC 柱中混凝土所需要承擔之軸力相對的降低，故目前台灣 SRC 設計規範中之圍束箍筋需求量設計公式，可以再予以適當折減。

因此，本研究針對目前台灣 SRC 柱「圍束箍筋需求量」計算法進行修正，初步建議採用矩形閉合箍筋之 SRC 柱，其圍束箍筋量， A_{sh} ，不得小於下列二式之要求：

$$A_{sh} = 0.3 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_s}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (4-4)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (4-5)$$

公式(4-4)與(4-5)後方之中括號為一箍筋用量折減係數，可令其為 R_h 表示如下：

$$R_h = \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (4-6)$$

其中 $(P_n)_u$ 可依據公式 (2-13) 計算；

P_s 為鋼骨之軸壓強度，依下式計算：

$$P_s = F_{ys} A_s \quad (4-7)$$

P_{hcc} 為「高度圍束區」混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」（相對於普通圍束區混凝土），依下式計算：

$$P_{hcc} = \alpha f'_c A_{hcc} \quad (4-8)$$

其中 A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之面積，如圖 2.1~2.4 所示。 α 為鋼骨圍束效應係數，根據本研究之分析結果顯示（如表 4.5 所示），一般 SRC 柱之 α 值介於 0.2 至 0.33 之間，平均值約為 0.26。因此，本研究初步建議 α 值可取為 0.25，或更保守的將 α 取為 0.2。

由於 SRC 柱中之鋼骨可分攤 SRC 柱的軸力，使得混凝土所需承受之軸力降低；同時鋼骨之翼板對其所包圍之混凝土可以提供有效圍束作用，形成「高度圍束區混凝土」。因此，相較於一般 RC 柱，SRC 柱之圍束箍筋用量可以適當折減，由於台灣目前 SRC 設計規範尚未對鋼骨翼板所圍束之「高度圍束區混凝土」所「額外提昇之軸壓強度」作適當之考量。因此，本研究提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量之計算公式，以提供學術界與工程界參考。此一設計方法主要特色就是考慮「鋼骨分攤 SRC 柱軸力」以及「鋼骨翼板圍束混凝土」之貢獻，作為放寬 SRC 柱圍束箍筋需求量之主要參數，將有助於使 SRC 柱圍束箍筋配置更為合理，亦有助於簡化施工，並可達到較經濟的設計結果。

另外，本研究以各分析之 SRC 柱斷面為例，比較台灣 SRC 設計規範、ANSYS 分析以及本研究建議公式，所求得之 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，如表 4.6 所示，以下針對各試體之比較討論如下：

以試體 SRC-B1 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 ϕ_h 為 0.75；ANSYS 分析結果計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS}$ 為 0.71；若採用本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 R_h 為 0.72。

由 SRC-B1 試體比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異中可以發現，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 3%。

以試體 SRC-C1 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 ϕ_h 為 0.75；ANSYS 分析結果計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS} = 0.7$ ；若採用本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $R_h = 0.71$ 。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 4%。

以試體 SRC-C2 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_h = 0.8$ ；ANSYS 分析結果計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數之 $\phi_{h,ANSYS}$ 和本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 R_h 皆為 0.78。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 2%。

以試體 SRC-C3 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_h = 0.8$ ；ANSYS 分析結果計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS} = 0.77$ ；若採用本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $R_h = 0.78$ 。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 2%。

以試體 SRC-H1 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_h = 0.68$ ；ANSYS 分析結果計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS} = 0.67$ ；若採用本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $R_h = 0.66$ 。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將

可再降 2%。

以試體 SRC-H2 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_h = 0.67$ ；ANSYS 分析結果及本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS}$ 及 R_h 皆為 0.66。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 1%。

以試體 SRC-T1 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_h = 0.7$ ；ANSYS 分析結果及和本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS}$ 及 R_h 皆為 0.69。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 1%。

以試體 SRC-T2 為例，來比較 SRC 柱「圍束箍筋量折減係數」之差異，台灣 SRC 設計規範所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_h = 0.64$ ；ANSYS 分析結果計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $\phi_{h,ANSYS} = 0.61$ ；若採用本研究建議之計算法 $\alpha = 0.25$ 計算，所求得之 SRC 柱圍束箍筋量折減係數 $R_h = 0.6$ 。因此，若依本研究建議之設計公式，相對於 SRC 設計規範規定之圍束箍筋量將可再降 4%。

另外，本研究設計八組 SRC 柱「圍束箍筋需求量」之設計例，例題中之鋼骨型式包括包覆填充型鋼管斷面與包覆 H 型鋼骨斷面，主要目的在於比較受鋼骨圍束之高度圍束區混凝土面積增大，台灣 SRC 設計規範與本研究建議公式，所求得之 SRC 柱箍筋間距配置 s 與圍束箍筋用量 A_{sh} 之變化差異，如表 4.7 和表 4.8 所示。其中設計例中各材料之強度分別為混凝土 $f'_c = 280\text{kgf}/\text{cm}^2$ ；鋼骨 $F_{ys} = 3500\text{kgf}/\text{cm}^2$ ；鋼筋 $F_{yr} = 4200\text{kgf}/\text{cm}^2$ ；箍筋 $F_{yh} = 4200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。由表中觀察比較可發現，在相同 SRC 柱斷面尺寸、混凝土強度與主筋用量之情況下，

當 SRC 柱中之鋼骨斷面尺寸增大時，此時箍筋折減係數跟著變小，亦即圍束箍筋用量也跟著越經濟。值得注意的是，

由表 4.7 和表 4.8 比較台灣 SRC 設計規範與本研究建議公式中可發現，若依本研究建議公式計算，設計例中之 SRC 柱「圍束箍筋折減係數」將可再降約 4% 至 6% 之間；在相同圍束箍筋用量下，本研究建議公式計算之 SRC 柱箍筋間距將可再放寬 10 至 20 mm；在相同箍筋間距配置下，本研究建議公式計算之 SRC 柱圍束箍筋用量將可折減 88%~93%。

經由以上之討論，可發現目前台灣 SRC 設計規範，對於 SRC 柱圍束箍筋需求量之規定，尚有一段空間可以修正，若採用本研究建議之設計公式，箍筋用量將可降低許多，有助於提升 SRC 柱的經濟性與施工性。

4.8 ANSYS 分析結果與觀察

本研究透過 ANSYS 有限元素分析，模擬 SRC 柱受軸向壓力作用下之「軸壓行為」與「圍束效應」。藉由分析結果可觀察各試體受軸向壓力下之變形圖、SRC 柱中各種圍束區域之混凝土應力分佈圖、柱中箍筋應變之變化以及混凝土發生開裂行為時之裂縫分佈圖等。本研究列舉數組分析模型針對各種行為之分析結果與觀察如下：

(1) 試體受軸向壓力下之變形圖：

當 SRC 柱受軸壓力後，軸向會發生縮短量，本研究藉由試體受軸向壓力下之變形圖來觀察各試體之「軸壓行為」。以分析試體 SRC-C1 為例，在 SRC 柱受軸向壓力作用下，其試體以及柱中鋼骨與鋼筋之變形圖，如圖 4.23 至圖 4.28 所示。其中圖 4.23 為試體 SRC-C1 受軸向壓力作用下，軸向位移量到達 12 mm (軸向應變量為 0.01) 時整體試體之變形圖；圖 4.24 為試體局部放大之變形圖；圖 4.25 為柱內鋼骨之變形圖；圖 4.26 為柱內鋼骨局部放大之變形圖；圖 4.27 為柱內鋼筋之變形圖；圖 4.28 為柱內鋼筋局部放大之變形圖。

(2) SRC 柱中各圍束區域之混凝土應力分佈圖：

本研究經由 ANSYS 有限元素分析，觀察 SRC 柱中混凝土受圍束之情形，包括未圍束區混凝土、普通圍束區混凝土以及高度圍束區混凝土，由混凝土應力分佈圖來看箍筋對混凝土以及鋼骨對混凝土之「圍束效應」。以下列舉三種不同型式之鋼骨斷面，其中包括包覆填充型鋼管斷面（以分析試體 SRC-B1 為例）、包覆十字型鋼骨斷面（以分析試體 SRC-C1 為例）以及包覆 H 型鋼骨斷面（以分析試體 SRC-H2 為例）。

包覆填充型鋼管斷面以分析試體 SRC-B1 為例，當 SRC 柱受軸向壓力作用下，各種圍束區域之混凝土應力分佈圖，如圖 4.29 與圖 4.30 所示。其中圖 4.29 為試體 SRC-B1 受軸向壓力作用下，柱中未圍束區與普通圍束區混凝土之應力分佈圖；圖 4.30 為柱中高度圍束區混凝土之應力分佈圖。

包覆十字型鋼骨斷面以分析試體 SRC-C1 為例，在 SRC 柱受軸向壓力作用下，各種圍束區域之混凝土應力分佈圖，如圖 4.31 與圖 4.32 所示。其中圖 4.31 為試體 SRC-C1 受軸向壓力作用下，柱中未圍束區與普通圍束區混凝土之應力分佈圖；圖 4.36 為柱中高度圍束區混凝土之應力分佈圖。

包覆 H 型鋼骨斷面以分析試體 SRC-H2 為例，在 SRC 柱受軸向壓力作用下，各種圍束區域之混凝土應力分佈圖，如圖 4.33 至圖 4.34 所示。其中圖 4.33 為試體 SRC-H2 受軸向壓力作用下，柱中未圍束區與普通圍束區混凝土之應力分佈圖；圖 4.34 為柱中高度圍束區混凝土之應力分佈圖。

經由 ANSYS 分析之實尺寸 SRC 短柱軸壓行為，觀察各種不同型式之鋼骨斷面之混凝土應力分佈圖，可以發現，受箍筋與鋼骨雙重圍束之高度圍束區混凝土之應力值顯然為最大，而受箍筋圍束之普通圍束區混凝土之應力仍較未圍束區混凝土應力值高些。顯然「高度圍束區」混凝土確實發揮較佳之圍束效應，有助於提升混凝土之抗壓強度。

(3) 柱中箍筋應變之變化：

當 SRC 柱受到軸向壓力作用時，柱因受到軸向壓力作用，使 SRC 柱發生軸向之縮短量而產生軸向應變，柱之橫向因波松比效應而發生橫向應變，柱中的混

凝土因受軸壓作用發生向外擴張之效應，而觸使箍筋發生側向圍束力來抵抗混凝土向外膨脹之力量，使得混凝土因受到箍筋側向力而發揮圍束效應。

為了驗證本研究分析之 SRC 柱試體的箍筋是否有因受混凝土之向外擴張的力量而發揮圍束效應，表 4.9 中列出各分析試體在承受軸壓載重下，柱中間箍筋之應變值變化；其分析試體之軸向載重與箍筋應變關係圖，以分析試體 SRC-C2 和 SRC-H2 為例，如圖 4.35 與圖 4.36 所示，各分析試體之箍筋應變皆隨著軸力之增加而逐漸變大。

而分析試體之箍筋應變分佈圖，以分析試體 SRC-C2 和 SRC-H2 為例，如圖 4.37 至圖 4.44 所示，各取試體加載至 $0.5P_u$ 、 $0.7P_u$ 、 $0.9P_u$ 以及 P_u 時所對應之箍筋應變分佈圖狀況。圖 4.37 為試體 SRC-C2 加載至 $0.5P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖，各箍筋之應變值相當接近，都為極小值；圖 4.38 為試體 SRC-C2 加載至 $0.7P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖，此時各箍筋中間明顯受到較大之張力，顯示各箍筋中間之應變值增加，較外圍的箍筋應變值大一些；圖 4.39 為試體 SRC-C2 加載至 $0.9P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖，此時各箍筋應變皆明顯繼續增加；圖 4.40 為試體 SRC-C2 加載至 P_u 時所對應之箍筋應變分佈圖，明顯發現，各箍筋的中間明顯受到較大之張力，顯示各箍筋中間之應變值增加，較外圍之箍筋應變值大一些，而且由於柱中間之箍筋間距配置較為稀疏，柱中間之箍筋受到的張力最大，故其應變值較高，而越遠離柱中心之箍筋應變值會逐漸變小。

圖 4.41 為試體 SRC-H2 加載至 $0.5P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖，此時各箍筋之應變值都很小；圖 4.42 為試體 SRC-H2 加載至 $0.7P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖，此時各箍筋中間之應變值增加，較外圍之箍筋應變值稍微大了一點；圖 4.43 為試體 SRC-H2 加載至 $0.9P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖，此時各箍筋應變皆明顯繼續增加；圖 4.44 為試體 SRC-H2 加載至 P_u 時所對應之箍筋應變分佈圖，明顯發現，各箍筋中間明顯受到較大之張力，箍筋中間之應變值增加，較外圍之箍筋應變大一些。

經由 ANSYS 分析結果中發現，各分析試體之箍筋應變皆隨著軸力之增加而

逐漸變大，顯示箍筋的確有因受混凝土外擴作用而受到張應力作用，而柱中間之箍筋因為受到的張力最大，其應變值較高，越遠離柱中心之箍筋應變值會逐漸變小。

(4) 混凝土之裂縫分佈圖

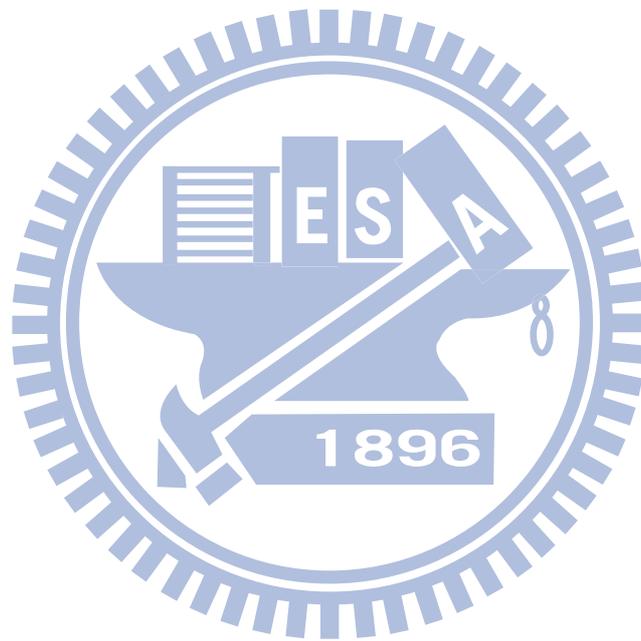
混凝土發生開裂行為後之裂縫分佈圖，以分析試體 SRC-B1 和 SRC-C2 為例，如圖 4.45 至圖 4.50 所示。其中試體 SRC-B1 之箍筋間距配置為均勻分佈斷面，試體 SRC-C2 之箍筋間距配置為柱上下兩端較密，中間之箍筋配置較為稀疏。可由兩種不同箍筋間距配置方式觀察其混凝土之裂縫分佈圖的差異性。

分析試體 SRC-B1 之混凝土裂縫分佈圖，如圖 4.45 至圖 4.47 所示。其中圖 4.45 為柱中混凝土初始發生開裂行為時之裂縫分佈圖，此時僅出現少許微裂縫於 SRC 柱上下兩端之混凝土保護層上；圖 4.46 為加載至軸壓強度 P_u 時，柱中混凝土之裂縫分佈圖，此時混凝土之開裂元素增加，集中於 SRC 柱上下兩端之混凝土保護層上；圖 4.47 為加載至軸向應變約為 0.003 時混凝土之裂縫分佈圖，此時軸向加載已過軸壓強度 P_u 之後，除了未受圍束區之混凝土已全部發生開裂現象外，混凝土之開裂現象向內發展至普通圍束區混凝土之部分。

分析試體 SRC-C2 之混凝土裂縫分佈圖，如圖 4.48 至圖 4.50 所示。其中圖 4.48 為柱中混凝土初始發生開裂行為時之裂縫分佈圖，此時僅出現少許微裂縫於 SRC 柱混凝土保護層上；圖 4.49 為加載至軸壓強度 P_u 時柱中混凝土之裂縫分佈圖，此時混凝土之開裂元素逐漸增加，分佈於 SRC 柱中間箍筋配置較為稀疏之混凝土保護層上；圖 4.50 為加載至軸向應變約為 0.003 時混凝土裂縫分佈圖，此時軸向加載已過軸壓強度 P_u 之後，除了未受圍束區之混凝土已全部發生開裂現象外，混凝土之開裂現象向內發展至普通圍束區混凝土之部分，並集中分佈於 SRC 柱中間之箍筋配置較為稀疏之混凝土處。

經由以上討論可以發現，ANSYS 有限元素在模擬混凝土開裂行為之過程，當柱中混凝土初始發生開裂行為時，都發生在混凝土之保護層上，亦即完全未受圍束混凝土區的部份；當持續加載至軸壓強度 P_u 時，混凝土保護層上發生開裂的

元素增加迅速；當混凝土保護層全部開裂，使得整體柱之軸壓強度突然發生驟降現象。顯然分析和實驗上看到的破壞行為一致。



第五章 結論與建議

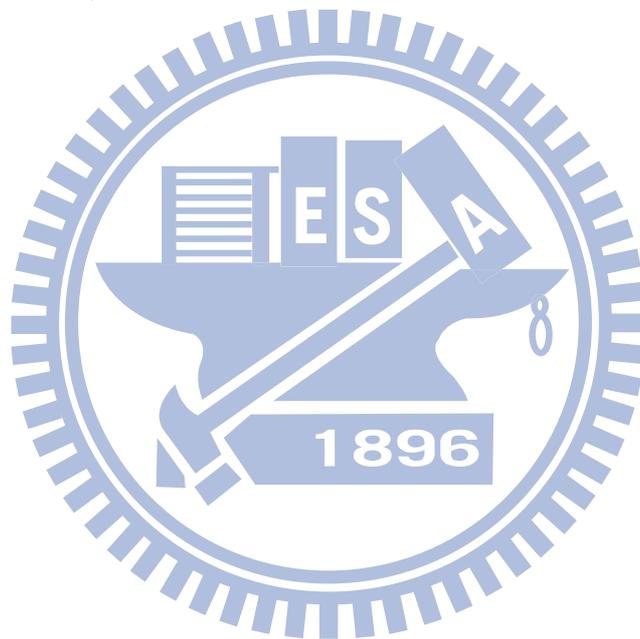
本研究採用 ANSYS 有限元素分析軟體建立 SRC 短柱受軸壓作用之分析模型，並與一系列之實尺寸 SRC 短柱試驗結果互相比對驗證，探討 SRC 短柱之「軸壓行為」與「圍束效應」。本研究並根據研究結果，針對台灣 SRC 設計規範中 SRC 柱之「圍束箍筋需求量」計算公式提出進一步建議。綜合本研究之分析結果，可以獲得以下的結論與建議。

5.1 結論

- 1、本研究針對 SRC 短柱進行 ANSYS 有限元素分析，研究發現合理的選用分析元素、材料性質和邊界條件，將可以取得良好的分析結果，其中混凝土採用 SOLID 65 元素、鋼筋採用 LINK 8 元素以及鋼骨採用 SOLID 45 元素來模擬。在 SRC 柱之軸壓強度方面，ANSYS 分析值與試驗值之差距十分微小，各試體之軸力—位移曲線皆與前人試驗趨勢吻合，驗證了本研究之分析具有良好的模擬與預測效果。
- 2、本研究發現，利用 ANSYS 分析 SRC 柱中混凝土受圍束之行為時，宜將不同圍束區域劃分為「未圍束區」、「普通圍束區」及「高度圍束區」，並建立不同的材料模型來模擬，給定不同之應力—應變曲線。
- 3、本研究分析結果顯示，SRC 柱中之鋼骨翼板確實能對 SRC 柱核心混凝土發揮良好的圍束功能，大約可額外提升 20% 至 33% 的混凝土抗壓強度。因此，高度圍束區混凝土可額外提昇一部分軸壓強度貢獻，當高度圍束區面積越大，所額外提昇之軸壓強度也越大。
- 4、根據本研究之分析結果，證實 SRC 柱受軸向壓力作用時，除了 SRC 柱中的鋼骨能分擔一部份的柱軸力外，其受鋼骨圍束之高度圍束區混凝土也可分攤一些 SRC 柱軸力之貢獻。因此使得 SRC 柱中混凝土所需要承擔之軸力相對的降低，故目前我國 SRC 設計規範中之圍束箍筋需求量設計公式，可以再予以適當折減。
- 5、本研究提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋需求量設計公式（如 4.3 節所述），以供學術界與工程界參考。此一設計方法之概念，主要是考慮「鋼骨分擔 SRC 柱軸力」以及「鋼骨翼板圍束混凝土」之貢獻，作為放寬 SRC 柱圍束箍筋需求量之主要參數，將有助於使 SRC 柱圍束箍筋配置更為合理，亦有助於簡化施工，並可達到較經濟的設計結果。

5.2 建議

- 1、本研究限於時間上的考量，僅針對 SRC 柱中不同型式之鋼骨斷面進行模擬，對於 SRC 柱中之鋼骨翼板寬厚比的變化對混凝土圍束效應之影響尚未討論，建議往後可找具有不同鋼骨斷面寬厚比之 SRC 柱進行分析，探討不同鋼骨寬厚比斷面對高度圍束區混凝土圍束效應之影響。
- 2、本研究於 ANSYS 模擬鋼筋與混凝土以及鋼骨與混凝土之接觸時，並未考慮界面元素之模擬。建議未來可以嘗試透過界面元素將兩者組合，如此將可得到更精準之模擬結果。



參考文獻

1. 翁正強，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計教材」，內政部建築研究所，十二月，台北（2004）。
2. ACI, “Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan(2008).
3. AISC, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois (2005) .
4. 日本建築學會，「鐵骨鐵筋混凝土構造計算規準同解說」，Architecture Institute of Japan (AIJ)，東京(2001)。
5. 翁正強、王暉舜、李讓、梁景裕，「鋼骨鋼筋混凝土柱圍束箍筋量之試驗與耐震設計」，結構工程，中華民國結構工程學會，第二十一卷，第三期，pp. 55-83，九月，台北（2006）。
6. Mirza, S.A., “Parametric Study of Composite Column Strength Variability,” Journal of Constructional Steel Research, Vol. 14, No. 2, pp. 121-137 (1989) .
7. Mirza, S.A., and Skrabek, B.W., “Reliability of Short Composite Beam-Column Strength Interaction,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 8, pp. 2320-2339 (1991) .
8. Mirza, S.A., and Skrabek, B.W., “Statistical Analysis of Slender Composite Beam-Column Strength,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 1312-1332 (1992) .
9. 翁正強、顏聖益、林俊昌，「包覆型 SRC 柱鋼骨對混凝土圍束箍筋量之影響」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第二期，pp. 193-204，台北（1998）。
10. 黃俊銘，「預鑄五螺箍矩形 SRC 柱之軸壓試驗與反覆載重試驗」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹（2008）。

11. 蔡克銓，連陽，陳誠直，「鋼骨鋼筋混凝土柱軸向載重行為」，中國土木水利工程學刊，第八卷，第四期，pp. 535-545 (1995)。
12. 葉士青，「鋼骨鋼筋混凝土柱軸向載重行為研究」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹 (1996)。
13. 林義閔，「非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土 (SRC) 梁柱構材極限強度之研究」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹 (1999)。
14. 內政部，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，營建署，七月，台北 (2004)。
15. 王榮進、翁正強、陳誠直、陶其駿、施祖涵、王琳、林意晴，「鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範之檢討修訂」，內政部建築研究所委託研究報告，十一月，台北 (2008)。
16. Considere, A., "Experimental Researches Reinforced Concrete," L. F. Moisseiff, translator, McGraw-Hill, New York (1903) .
17. King, J. W. H., "The Effect of Lateral Reinforcement in Reinforced Concrete Columns," The Structural Engineer, London, Vol. 24, No.7, July, pp. 355-388 (1946) .
18. Roy, H.E.H., and Sozen, M.A., "Ductility of Concrete," Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI, SP-12, pp. 213-224 (1965) .
19. Kent, D.C., and Park, R., "Flexural Members with Confined Concrete," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990 (1971) .
20. Muguruma, H., Watanabe, S., Katsuta, S., and Tannka, S., "A Stress-Strain Model of Confined Concrete," Proceedings, JCA Cement and Concrete, Vol. 34, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp. 429-432 (1980) .
21. Sheikh, S.A., and Uzumeri, S.M., "Strength and ductility of tied concrete columns," Journal of the Structure Division, ASCE, Vol. 106, pp. 1079-1102 (1980) .

22. Sheikh, S.A., and Uzumeri, S.M., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns," *Journal of the Structure Division, ASCE*, Vol. 108, pp. 2703-2722 (1982) .
23. Park, R., Priestley, M.J.N., and Gill, W.D., "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," *Journal of the Structure Division, ASCE*, Vol. 108, pp. 929-950 (1982) .
24. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., " Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 114, pp. 1804-1826 (1988) .
25. Fujii, M., Kobayashi, K., Miyagaya, T., Inoue, S., and Matsumoto, T., "A Study on The Application of A Stress-Strain relation of Concrete," *Proceedings, JCA Cement and Concrete*, Vol. 42, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp.311-314 (1988) .
26. Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., "Strength and Ductility of Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 118, No.6, pp.1590-1607 (1992) .
27. Cusson, D., and Paultre, P., "Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 121, No.3, Mar., pp.468-477 (1995) .
28. Razvi, S., and Saatcioglu, M., "Confinment Model for High-Strength Concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.125, No.3, Mar., pp.281-289 (1999) .
29. 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-June (2001) .
30. Steven, R.F., "Encased Stanchions," *The Structural Engineers*, London, England,

Vol. 43, No.2, Feb., pp.59-66 (1965) .

31. Roderick, J. W., and Rogers, D. F., "Load Carrying Capacity of Simple Composite Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 95, No. ST2, Feb., pp. 209-228 (1969) .
32. Nakamura, T., and Wakabayashi, M., "A Study on the Superposition Method to Estimate the Ultimate Strength of Steel Reinforced Concrete Column Subjected to Axial Thrust and Bending Moment Simultaneously," *Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*, Vol. 26, Part 3, No. 242, pp. 163-193 (1976) .
33. Furlong, R.W., "AISC Columns Design Logic Makes Sense for Composite Column, Too," *Engineering Journal, AISC, First Quarter*, pp. 1-7 (1976) .
34. Furlong, R.W., "Column Rules of ACI, SSLC and LRFD Compared," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.109, No.10, Oct., pp. 2375-2386 (1983) .
35. Ricles, J.M., and Paboojian, S.D., "Seismic Performance of Steel Encased Composite Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 8, pp. 2474-2494 (1994) .
36. 詹旻峰，「斜張橋承受移動荷重之動態反映研究」，碩士論文，國立成功大學，土木工程研究所，台南（1987）。
37. Frank, J.V., "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes," *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, January, pp. 26-35 (1989) .
38. Elmorsi, M., Reza Kianoush, M. and Tso W.K., "Nonlinear Analysis of Cyclically Loaded Reinforced Concrete Structures," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 66, November, pp. 725-739 (1998) .
39. Barbosa, A.F. and Ribeiro, G.O., "Analysis of Reinforced Concrete Structures Using ANSYS Nonlinear Concrete Model," *Computational Mechanics: New*

Trends and Applications, Barcelona, Spain (1998) .

40. Xiao, R.Y. and O'Flaherty, T., "Finite-element Analysis of Tested Concrete Connections," Computers and Structures, Vol. 77, November, pp. 247-255 (2000) .
41. Fanning, P., "Nonlinear Models of Reinforced and Post-tensioned Concrete Beams," Electronic Journal of Structural Engineering, pp.111-119 (2001) .
42. 陸新徵、江見鯨，「利用 ANSYS Solid65 單元分析複雜應力條件下的混凝土結構」，建築結構，第三十三卷，第六期，pp. 22-24 (2003) 。
43. 杜芳政，「具托樑之鋼筋混凝土構架韌性行為研究」，碩士論文，中華大學，土木工程研究所，新竹 (2003) 。
44. 黃宗富，「建築結構開裂隔間牆剩餘耐震能力評估」，碩士論文，國立中興大學，土木工程研究所，台中 (2003) 。
45. 陳郁蕙，「格子樑穿孔樓版之振動特性分析」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹 (2003) 。
46. Erduran, E. and Yakut, A., "Drift Based Damage Functions for Reinforced Concrete Columns," Computers and Structures, Vol. 82, January, pp. 121-130 (2004) .
47. 陳春璋，「結構物補強新舊混凝土界面剪力行為之探討」，碩士論文，國立台北科技大學，土木與防災研究所，台北 (2004) 。
48. 黃佩珊，「穿孔樓版之振動特性」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹 (2004) 。
49. 陳世育，「複合材料應用於鋼筋混凝土結構補強之有限元素分析」，碩士論文，國立暨南國際大學，土木工程研究所，南投 (2004) 。
50. 黃文政，「三維非線性 RC 梁鋼板補強之有限元素分析」，碩士論文，國立台北科技大學，土木與防災技術研究所，台北 (2004) 。
51. 賴政忠，「鋼筋混凝土梁柱構件於火害中強度評估之研究」，碩士論文，國

- 立成功大學，土木工程研究所，台南（2005）。
52. 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）。
53. 紀俊成，「混凝土拱壩之系統識別與結構動力分析」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹（2007）。
54. 江秉璋，「五螺箍混凝土柱之力學行為分析研究」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程研究所，台北（2009）。
55. 梁文明，「以有限元素法求取鋼筋混凝土桿件之勁度矩陣」，碩士論文，國立台灣科技大學，營建工程系研究所，台北（2009）。
56. 潘正雄，「鋼結構 LRFD 在鋼模設計之初步探討」，碩士論文，屏東科技大學，土木工程研究所，屏東（2003）。
57. Zhou, T.H., "Study on Seismic Behavior and Load-carrying Capacity of Concrete-filled Square Tubular Column to Steel Beam Connection," Ph.D. dissertation, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi (2004).
58. Lin, J., "Experimental Study on Seismic Performance of Rectangular Concrete-filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections," Master thesis, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian (2004).
59. 林芳祥，「鋼構架支撐系統結構安全監測點選擇之研究」，碩士論文，中華大學，土木工程研究所，新竹（2004）。
60. 許豐榮，「結構補強用斜撐之彈塑性行為數值模擬」，碩士論文，國立中央大學，土木工程研究所，中壢（2005）。
61. 陳昭旭，「鋼骨構架在火害下之行為」，碩士論文，國立臺灣科技大學，營建工程研究所，台北（2005）。
62. 林志軒，「挫屈型防震消能元件之研發」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹（2007）。

- 程研究所，新竹（2007）。
63. Nie, J.G., Qin, K. and Cai, C.S., “Seismic Behavior of Connections Composed of CFSSTCs and Steel-concrete Composite Beams-Finite Element Analysis,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, June, pp. 680-688 (2008) .
64. 陳傑，「預選塑性區鋼橋柱耐震行為之研究」，博士論文，國立臺灣科技大學，營建工程研究所，台北（2008）。
65. 胡家杰，「韌性斜撐之結構消能減震應用」，碩士論文，國立交通大學，土木工程研究所，新竹（2008）。
66. Bresler, B., “Reinforced Concrete Engineering: Volume I - Materials, Structural Elements, Safety,” John Wiley & Sons, New York (1974) .
67. ANSYS Inc., “Release 11.0 Documentation for ANSYS,” ANSYS Inc, Canonsburg, Pennsylvania. (2007).
68. Willam, K. J., and Warnke, E. D., “Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete”, *Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering*, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, pp. 174 (1975) .

符號說明

A_c	混凝土斷面積
A_{c0}	未圍束區混凝土之斷面積
A_{ch}	受箍筋圍束部分柱核之斷面積
A_g	柱構件全斷面積
A_{hcc}	高度圍束區混凝土之面積
A_s	鋼骨之斷面積
A_{st}	縱向鋼筋（含鋼骨）之總斷面積
A_{sr}	鋼筋之總斷面積
b_c	核心混凝土之寬度
d_c	核心混凝土之長度
$[D^c]$	混凝土的勁度矩陣
$[D^r]_i$	第 i 個鋼筋的勁度矩陣
E_c	混凝土之彈性模數
E_s	鋼材之彈性模數
E_{sec}	受圍束混凝土達其抗壓強度 f'_{cc} 時之正割模數
EI_{eff}	複合斷面之有效勁度
F_{yh}	箍筋標稱降伏強度
F_{yr}	鋼筋之降伏應力

F_{ys}	鋼骨之降伏應力
f'_c	混凝土標稱抗壓強度
f'_{c0}	未圍束之混凝土抗壓強度
f'_{cc}	普通圍束區混凝土之抗壓強度
f'_{ch}	高度圍束區混凝土之抗壓強度
f'_l	箍筋對混凝土之側向圍束應力
h_c	受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度
I_c	混凝土斷面慣性矩
I_s	鋼骨斷面慣性矩
I_{sr}	鋼筋慣性矩
K	有效長度係數
k_e	有效圍束係數
L	構件之未支撐長度
N_r	鋼筋的數目
$(P_u)_{ANSYS}$	ANSYS 分析之軸壓強度
P_{c0}	未圍束區混凝土之軸壓強度
P_{cc}	普通圍束區混凝土之軸壓強度
P_{ch}	高度圍束區混凝土之軸壓強度
P_{hcc}	「高度圍束區」混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」

P_s	鋼骨之軸壓強度
P_n	構件之軸向標稱強度
$(P_n)_u$	SRC 柱之軸壓標稱強度
P_r	鋼筋之軸壓強度
$(P_u)_{test}$	試體試驗之軸壓強度
s	箍筋間距
s'	箍筋之淨間距
$[T^{ck}]$	局部座標與整體座標之間關係轉字矩陣
V_i^R	鋼筋的配筋率
w_i	相鄰主筋之淨間距
α	鋼骨圍束效應係數
β	混凝土抗壓強度之尺寸效應修正係數
ρ_{cc}	核心混凝土與主筋總面積之比值
ρ_x	核心混凝土與箍筋體積之比值
ϕ_h	圍束箍筋用量折減係數
R_h	本研究建議公式之圍束箍筋量折減係數
ϵ_c	混凝土之應變
ϵ_{cc}	受圍束之混凝土到達其抗壓強度 f'_{cc} 時對應之應變
ν	混凝土之波松比

表 3.1 前人 SRC 柱軸壓試驗之試體規格表[10~13]

試體斷面	試體名稱	斷面尺寸 (mm)	柱長 (mm)	鋼骨型式	鋼骨尺寸 (mm)	主筋	箍筋	箍筋間距 (mm)	軸壓強度 (P_u) _{test} (kN)	資料來源
	SRC-B1	600×600	1200	箱型	□ 275×275×10×10	12-#9	#4(D13)	75	19885	試體 SRC6 黃俊銘,2008[10]
	SRC-C1	600×600	1200	十字型	2H 350×175×6×9	12-#9	#4(D13)	75	19522	試體 SRC2 黃俊銘,2008[10]
	SRC-C2	280×280	1200	十字型	2H 160×50×3.2×4.5	12-#5	#2(D6)	140	3696	試體 SRC7 蔡克銓,1995[11]
	SRC-C3	280×280	1200	十字型	2H 160×50×3.2×4.5	12-#5	#2(D6)	100	3748	試體 SRC9 蔡克銓,1995[11]
	SRC-H1	280×280	1200	H 型	H 150×150×7×10	12-#5	#2(D6)	140	4215	試體 SRC1 葉士青,1996[12]
	SRC-H2	280×280	1200	H 型	H 150×150×7×10	12-#5	#2(D6)	75	4224	試體 SRC2 葉士青,1996[12]
	SRC-T1	300×300	1000	T 型	H 125×60×6×8 H 100×50×5×7	4-#6	#3(D10)	100	3448	試體 CL-TO 林義閔,1999[13]
	SRC-T2	300×300	1000	T 型	H 175×90×5×8 H 150×100×6×9	4-#6	#3(D10)	100	4718	試體 CH-TO 林義閔,1999[13]

表 3.2 前人 SRC 柱試體之鋼骨材料強度表[10~13]

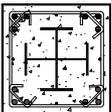
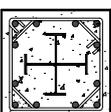
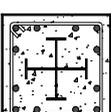
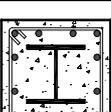
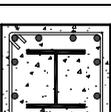
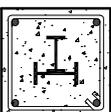
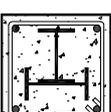
試體斷面	試體名稱	鋼骨尺寸 (mm)	鋼板厚度 (mm)	鋼板降伏強度 (MPa)
	SRC-B1	□ 275×275×10×10	10.0	419
	SRC-C1	2H 350×175×6×9	6.0	454
			9.0	437
	SRC-C2	2H 160×50×3.2×4.5	3.2	349
			4.5	371
	SRC-C3	2H 160×50×3.2×4.5	3.2	349
			4.5	371
	SRC-H1	H 150×150×7×10	7.0	288
			10.0	324
	SRC-H2	H 150×150×7×10	7.0	288
			10.0	324
	SRC-T1	H 125×60×6×8 H 100×50×5×7	6.0	347
			8.0	312
			5.0	355
			7.0	330
	SRC-T2	H 175×90×5×8 H 150×100×6×9	5.0	379
			8.0	343
			6.0	289
			9.0	283

表 3.3 前人 SRC 柱試體之鋼筋和混凝土材料強度表[10~13]

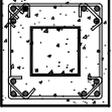
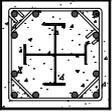
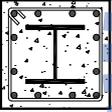
試體斷面	試體名稱	鋼筋號數	鋼板降伏強度 (MPa)	混凝土強度 (MPa)
	SRC-B1	#4(D13)	472	34.6
		#9(D27)	439	
	SRC-C1	#4(D13)	472	34.6
		#9(D27)	439	
	SRC-C2	#2(D6)	606	25.0
		#5(D16)	453	
	SRC-C3	#2(D6)	606	24.6
		#5(D16)	453	
	SRC-H1	#2(D6)	453	29.2
		#5(D16)	350	
	SRC-H2	#2(D6)	453	28.1
		#5(D16)	350	
	SRC-T1	#3(D10)	432	22.9
		#6(D19)	388	
	SRC-T2	#3(D10)	432	31.4
		#6(D19)	388	

表 4.1 純混凝土柱元素分析統計表

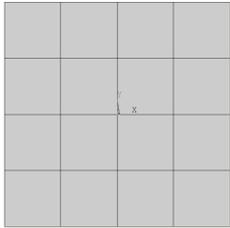
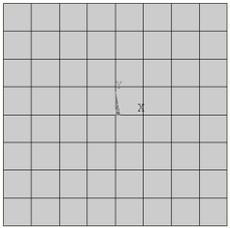
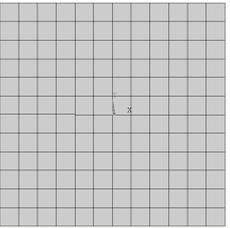
	較疏網格	中等網格	較密網格
網格分割斷面圖			
總元素個數	128	1024	3456
分析計算時間(分)	0.8	3.0	7.5
分析之柱軸壓強度(kN)	9185	9008	9008

表 4.2 SRC 柱元素分析統計表

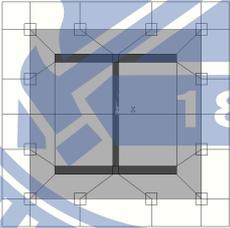
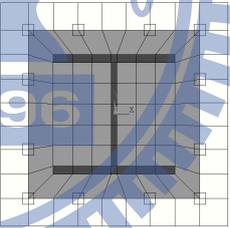
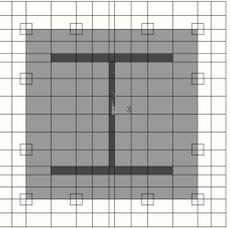
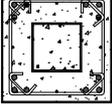
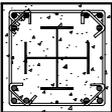
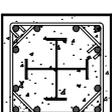
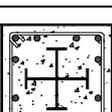
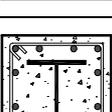
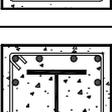
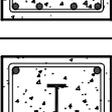
	較疏網格	中等網格	較密網格
網格分割斷面圖			
混凝土元素個數	540	1800	3760
鋼筋元素個數	376	632	828
鋼骨元素個數	120	380	400
總元素個數	1036	2812	4988
分析計算時間(分)	12	252	524
分析之柱軸壓強度(kN)	4168	4159	4159

表 4.3 ANSYS 分析 SRC 柱之普通圍束區與高度圍束區混凝土之抗壓強度

試體斷面	試體名稱	箍筋間距 s (mm)	f'_c ⁽¹⁾ (MPa)	尺寸效應 修正係數 β ⁽²⁾	f'_{c0} ⁽³⁾ (MPa)	f'_{cc} ⁽⁴⁾ (MPa)	f'_{ch} ⁽⁵⁾ (MPa)	$\frac{f'_{cc}}{f'_c}$	$\frac{f'_{ch}}{f'_c}$
	SRC-B1	75	34.6	0.84	29.06	34.31	45.57	1.18	1.57
	SRC-C1	75	34.6	0.84	29.06	34.31	45.37	1.18	1.56
	SRC-C2	140	25.0	0.93	23.25	26.85	31.75	1.15	1.37
	SRC-C3	100	24.6	0.93	22.88	28.95	35.91	1.27	1.57
	SRC-H1	140	29.2	0.93	27.16	29.93	35.95	1.10	1.32
	SRC-H2	75	28.1	0.93	26.13	33.09	39.98	1.27	1.53
	SRC-T1	100	22.9	0.92	21.07	25.47	30.66	1.21	1.46
	SRC-T2	100	31.4	0.92	28.89	33.38	40.16	1.16	1.39

註解：(1) f'_c 為混凝土標準圓柱試體之 28 天實測抗壓強度。

(2) 混凝土抗壓強度之尺寸效應修正係數 β ，參考 (Bresler, 1974) 之研究成果。

(3) f'_{c0} 為未圍束區之混凝土抗壓強度 (已考慮混凝土尺寸效應之影響)， $f'_{c0} = \beta f'_c$ 。

(4) f'_{cc} 為普通圍束區之混凝土抗壓強度 (已考慮混凝土尺寸效應之影響)。

(5) f'_{ch} 為高度圍束區之混凝土抗壓強度 (已考慮混凝土尺寸效應之影響)。

表 4.4 ANSYS 後期分析(含鋼骨圍束效應)與 SRC 柱試驗之極限軸壓強度比較

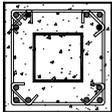
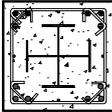
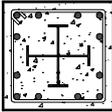
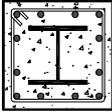
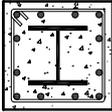
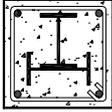
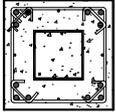
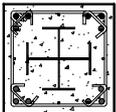
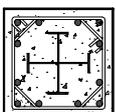
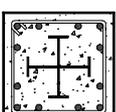
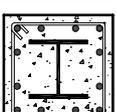
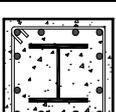
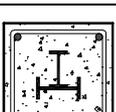
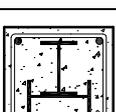
試體斷面	試體名稱	箍筋間距 s (mm)	$(P_u)_{test}$ (kN)	$(P_u)_{ANSYS}$ (kN)	$\frac{(P_u)_{ANSYS}}{(P_u)_{test}}$
	SRC-B1	75	19522	19414	0.99
	SRC-C1	75	19885	19681	0.99
	SRC-C2	140	3696	3675	0.99
	SRC-C3	100	3748	3710	0.99
	SRC-H1	140	4215	4205	1.00
	SRC-H2	75	4224	4227	1.00
	SRC-T1	100	3448	3445	1.00
	SRC-T2	100	4718	4681	0.99
Average					0.99

表 4.5 以 ANSYS 分析求得 SRC 柱試體之鋼骨圍束效應係數 α 值

試體斷面	試體名稱	箍筋 間距 s (mm)	$f_c^{(1)}$ (MPa)	A_{hcc} (mm ²)	$(P_u)_{test}$ (kN)	$(P_u)_{ANSYS}$ (kN)	$\Delta P_u^{(2)}$ (kN)	$f_{c0}'^{(3)}$ (MPa)	$f_{cc}'^{(4)}$ (MPa)	$f_{ch}'^{(5)}$ (MPa)	α
	SRC-B1	75	34.6	65025	19522	18790	732	29.06	34.31	45.57	0.33
	SRC-C1	75	34.6	81627	19885	18982	903	29.06	34.31	45.37	0.32
	SRC-C2	140	25.0	11644	3696	3639	57	23.25	26.85	31.75	0.20
	SRC-C3	100	24.6	11644	3748	3667	81	22.88	28.95	35.91	0.28
	SRC-H1	140	29.2	9295	4215	4159	56	27.16	29.93	35.95	0.21
	SRC-H2	75	28.1	9295	4224	4160	64	26.13	33.09	39.98	0.25
	SRC-T1	100	22.9	6935	3448	3412	36	21.07	25.47	30.66	0.23
	SRC-T2	100	31.4	18294	4718	4594	124	28.89	33.38	40.16	0.22
Average											0.26

註解：(1) f_c' 為混凝土標準圓柱試體之實測抗壓強度。

(2) ΔP_u 為高度圍束區之混凝土因受鋼骨圍束所「額外提昇之軸壓強度」(相對於普通圍束區混凝土而言)，以下式計算： $\Delta P_u = (P_u)_{test} - (P_u)_{ANSYS} = \alpha f_c' A_{hcc}$ ，其中 A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之面積。

(3) f_{c0}' 為未圍束區之混凝土抗壓強度 (已考慮尺寸效應)。

(4) f_{cc}' 為普通圍束區之混凝土抗壓強度 (已考慮尺寸效應)。

(5) f_{ch}' 為高度圍束區之混凝土抗壓強度 (已考慮尺寸效應)。

表 4.6 本研究建議之計算公式與台灣 SRC 規範計算公式求得 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」之比較

試體名稱	箍筋間距 s (mm)	台灣 SRC 規範公式			ANSYS 分析結果計算							本研究建議公式	
		P_s (kN)	$(P_n)_u$ (kN)	$\phi_h^{(1)}$	$(P_u)_{test}$ (kN)	$(P_u)_{ANSYS}$ (kN)	ΔP_u (kN)	α	f'_c	A_{hcc} (mm ²)	$\phi_{h,ANSYS}^{(2)}$	α	$R_h^{(3)}$
SRC-B1	75	4441	17897	0.75	19522	18790	732	0.33	34.6	65025	0.71	0.25	0.72
SRC-C1	75	4585	18050	0.75	19885	18982	903	0.32	34.6	81627	0.70	0.25	0.71
SRC-C2	140	668	3323	0.80	3696	3639	57	0.20	25.0	11644	0.78	0.25	0.78
SRC-C3	100	668	3298	0.80	3748	3667	81	0.28	24.6	11644	0.77	0.25	0.78
SRC-H1	140	1234	3858	0.68	4215	4159	56	0.21	29.2	9295	0.67	0.25	0.66
SRC-H2	75	1234	3790	0.67	4224	4160	64	0.25	28.1	9295	0.66	0.25	0.66
SRC-T1	100	910	3031	0.70	3448	3412	36	0.23	22.9	6935	0.69	0.25	0.69
SRC-T2	100	1534	4221	0.64	4718	4594	124	0.22	31.4	18294	0.61	0.25	0.60

註解：(1) ϕ_h 為台灣 SRC 設計規範第九章第 9.7.3 節公式(9.7-6)與(9.7-7)中最後一項求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」， $\phi_h = [1 - A_s F_{ys} / (P_n)_u]$ 。 ϕ_h 愈小表示圍束箍筋用量得以愈節省。

(2) $\phi_{h,ANSYS}$ 為透過 ANSYS 分析結果，計算求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」， $\phi_{h,ANSYS} = [1 - (P_s + \Delta P_u) / (P_n)_u]$ 。

(3) R_h 為本研究建議之計算公式(如本研究公式(21)所示)求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」。

表 4.7 SRC 柱圍束箍筋間距：我國 SRC 規範公式與本研究建議公式設計結果之比較

設計例	全斷面尺寸 (mm)	鋼骨斷面 (mm)	主筋	箍筋	$\phi_h^{(1)}$	$R_h^{(2)}$	A_{sh} (mm ²)	$s_{(CODE)}^{(3)}$ (mm)	$s_{(PROP)}^{(4)}$ (mm)
1	800×800	箱型 □ 500×500×20×20	12#8	#4	0.55	0.51	254	105	115
2	800×800	箱型 □ 550×550×20×20	12#8	#4	0.53	0.47	254	110	125
3	1000×1000	箱型 □ 600×600×25×25	12#10	#5	0.57	0.52	397	125	140
4	1000×1000	箱型 □ 700×700×25×25	12#10	#5	0.52	0.47	397	135	155
5	800×800	十字型 2H 500×300×15×24	12#8	#4	0.53	0.49	254	110	120
6	800×800	十字型 2H 550×300×15×24	12#8	#4	0.52	0.48	254	110	125
7	1000×1000	十字型 2H 600×400×15×24	12#10	#5	0.58	0.54	397	125	135
8	1000×1000	十字型 2H 700×400×15×24	12#10	#5	0.57	0.51	397	125	140

註解：(1) ϕ_h 為台灣 SRC 設計規範第九章第 9.7.3 節公式(9.7-6)與(9.7-7)中最後一項求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」，

$\phi_h = \left[1 - A_s F_{ys} / (P_n)_u \right]$ ，是指 SRC 柱相對於同尺寸的純 RC 柱之圍束箍筋用量之比值。

(2) R_h 為本研究建議之計算公式求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」， $R_h = \left[1 - (P_s + P_{hcc}) / (P_n)_u \right]$ 。

(3) $s_{(CODE)}$ 為依據台灣 SRC 設計規範公式計算求得之箍筋間距。

(4) $s_{(PROP)}$ 為依據本研究設計公式計算求得之箍筋間距。

(5) 材料強度：混凝土 $f'_c = 280 \text{kgf/cm}^2$ ；鋼骨 $F_{ys} = 3500 \text{kgf/cm}^2$ ；鋼筋 $F_{yr} = 4200 \text{kgf/cm}^2$ ；箍筋 $F_{yh} = 4200 \text{kgf/cm}^2$ 。

表 4.8 SRC 柱圍束箍筋用量：我國 SRC 規範公式與本研究建議公式設計結果之比較

設計例	全斷面尺寸 (mm)	鋼骨斷面 (mm)	主筋	$\phi_h^{(1)}$	$R_h^{(2)}$	s (mm)	$A_{sh(CODE)}^{(3)}$ (mm ²)	$A_{sh(PROP)}^{(4)}$ (mm ²)
1	800×800	箱型 □ 500×500×20×20	12#8	0.55	0.51	100	235	214
2	800×800	箱型 □ 550×550×20×20	12#8	0.53	0.47	100	224	200
3	1000×1000	箱型 □ 600×600×25×25	12#10	0.57	0.52	100	307	283
4	1000×1000	箱型 □ 700×700×25×25	12#10	0.52	0.47	100	285	252
5	800×800	十字型 2H 500×300×15×24	12#8	0.53	0.49	100	225	209
6	800×800	十字型 2H 550×300×15×24	12#8	0.52	0.48	100	221	203
7	1000×1000	十字型 2H 600×400×15×24	12#10	0.58	0.54	100	314	292
8	1000×1000	十字型 2H 700×400×15×24	12#10	0.57	0.51	100	307	279

註解：(1) ϕ_h 為台灣 SRC 設計規範第九章第 9.7.3 節公式(9.7-6)與(9.7-7)中最後一項求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」，

$\phi_h = \left[1 - A_s F_{ys} / (P_n)_u \right]$ ，是指 SRC 柱相對於同尺寸的純 RC 柱之圍束箍筋用量之比值。

(2) R_h 為本研究建議之計算公式求得之 SRC 柱「圍束箍筋用量折減係數」， $R_h = \left[1 - (P_s + P_{hcc}) / (P_n)_u \right]$ 。

(3) $s_{(CODE)}$ 為依據台灣 SRC 設計規範公式計算求得之箍筋間距。

(4) $s_{(PROP)}$ 為依據本研究設計公式計算求得之箍筋間距。

(5) 材料強度：混凝土 $f'_c = 280 \text{kgf/cm}^2$ ；鋼骨 $F_{ys} = 3500 \text{kgf/cm}^2$ ；鋼筋 $F_{yr} = 4200 \text{kgf/cm}^2$ ；箍筋 $F_{yh} = 4200 \text{kgf/cm}^2$ 。

表 4.9 ANSYS 分析各試體受軸壓作用時柱中間箍筋應變之變化

試體名稱	箍筋號數	箍筋間距 s (mm)	F_y (MPa)	ϵ_y (μ)	$(\epsilon_h)^{(1)}_{0.7P_u}$ (μ)	$(\epsilon_h)^{(2)}_{0.9P_u}$ (μ)	$(\epsilon_h)^{(3)}_{1.0P_u}$ (μ)	$(\epsilon_h)^{(4)}_{-0.85P_u}$ (μ)	$\frac{(\epsilon_h)_{0.7P_u}}{\epsilon_y}$	$\frac{(\epsilon_h)_{0.9P_u}}{\epsilon_y}$	$\frac{(\epsilon_h)_{1.0P_u}}{\epsilon_y}$	$\frac{(\epsilon_h)_{-0.85P_u}}{\epsilon_y}$
SRC-B1	#4(D13)	75	472	2360	332	550	844	1069	0.14	0.23	0.36	0.45
SRC-C1	#4(D13)	75	472	2360	341	556	884	1090	0.14	0.24	0.37	0.46
SRC-C2	#2(D6)	140	606	3030	353	556	1029	3030	0.12	0.18	0.34	1.00
SRC-C3	#2(D6)	100	606	3030	336	544	1070	3030	0.11	0.18	0.35	1.00
SRC-H1	#2(D6)	140	453	2251	254	404	858	1491	0.11	0.18	0.38	0.66
SRC-H2	#2(D6)	75	453	2251	276	428	912	1210	0.12	0.19	0.41	0.54
SRC-T1	#3(D10)	100	432	2160	280	445	992	2134	0.13	0.21	0.46	0.99
SRC-T2	#3(D10)	100	432	2160	278	437	838	1713	0.13	0.20	0.39	0.79

註解：(1) 試體加載至 $0.7P_u$ 時，柱中間箍筋之應變值。
 (2) 試體加載至 $0.9P_u$ 時，柱中間箍筋之應變值。
 (3) 試體加載至 $1.0P_u$ 時，柱中間箍筋之應變值。
 (4) 試體加載過 $1.0P_u$ 後，曲線下降段到達 $0.85P_u$ 時，柱中間箍筋之應變值。

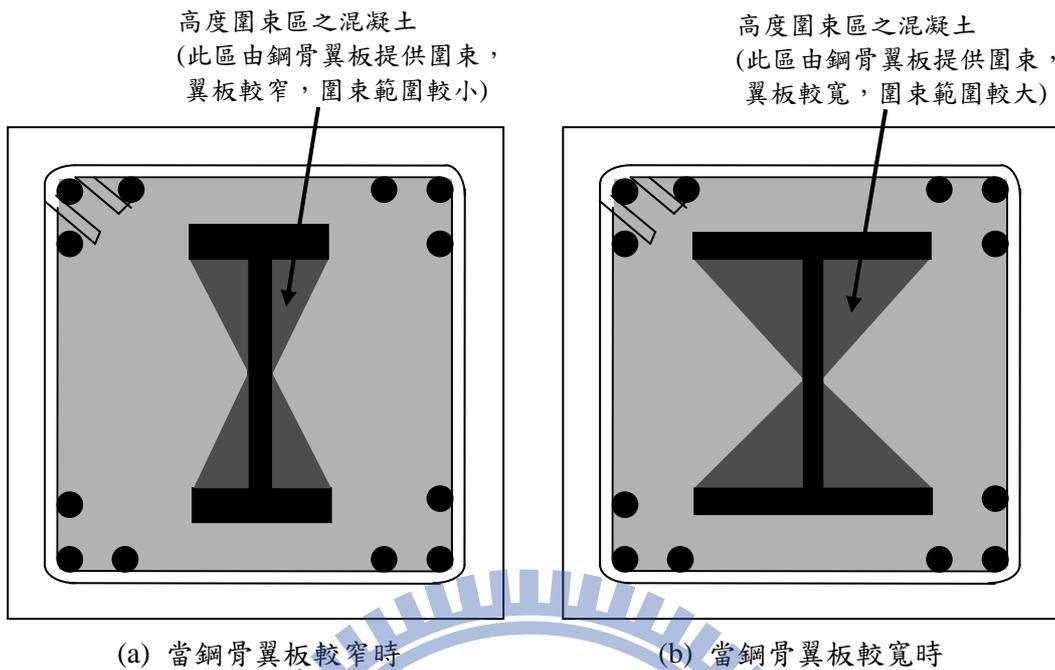


圖 1.1 用鋼量相同但鋼骨翼板寬度不同時，對核心混凝土圍束區域大小之影響：
包覆 H 型 SRC 柱[5,9]

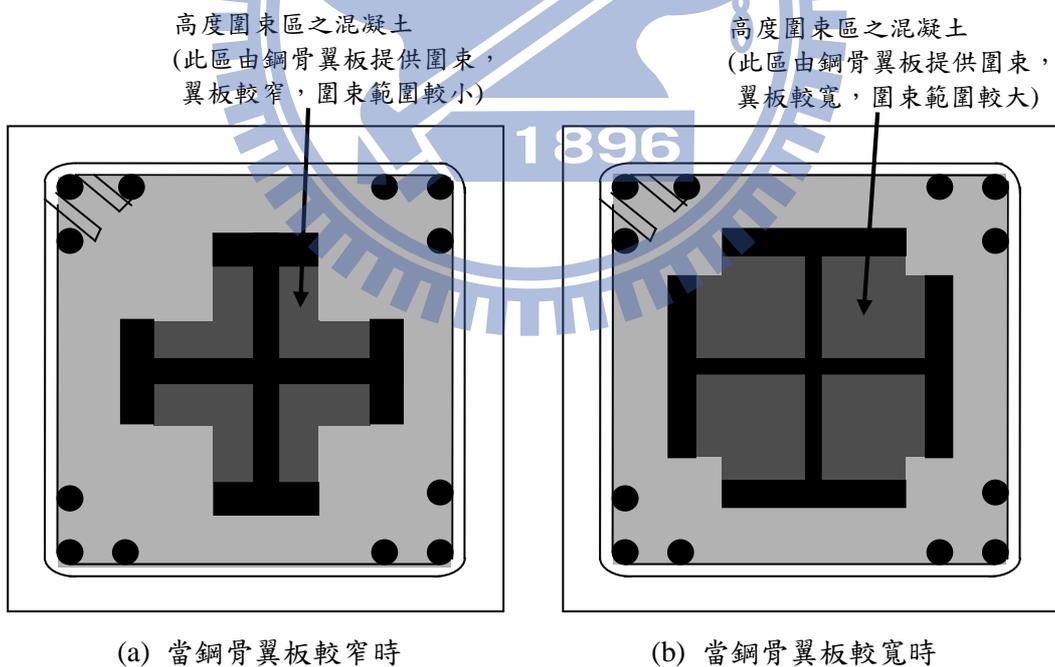


圖 1.2 用鋼量相同但鋼骨翼板寬度不同時，對核心混凝土圍束區域大小之影響：
包覆十字型 SRC 柱[5,9]

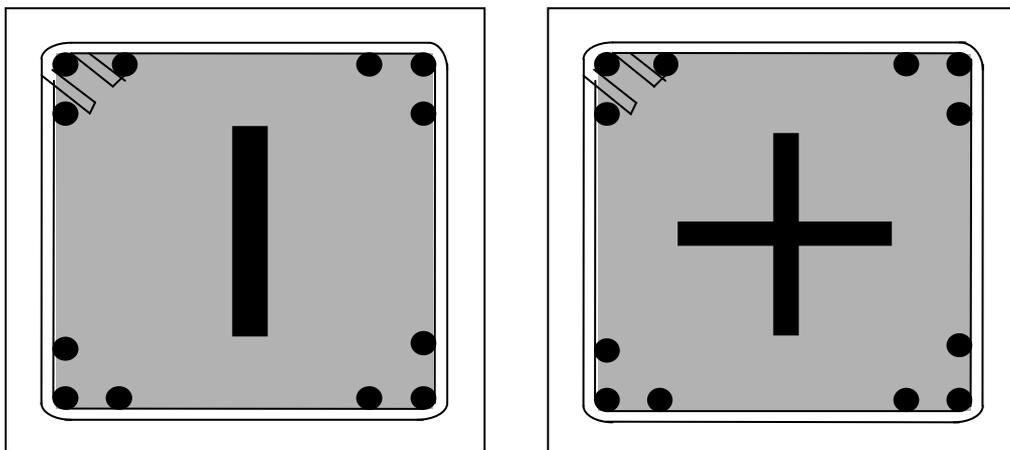


圖 1.3 SRC 柱內鋼骨翼板寬度為零：鋼骨未能對核心混凝土提供圍束[5,9]

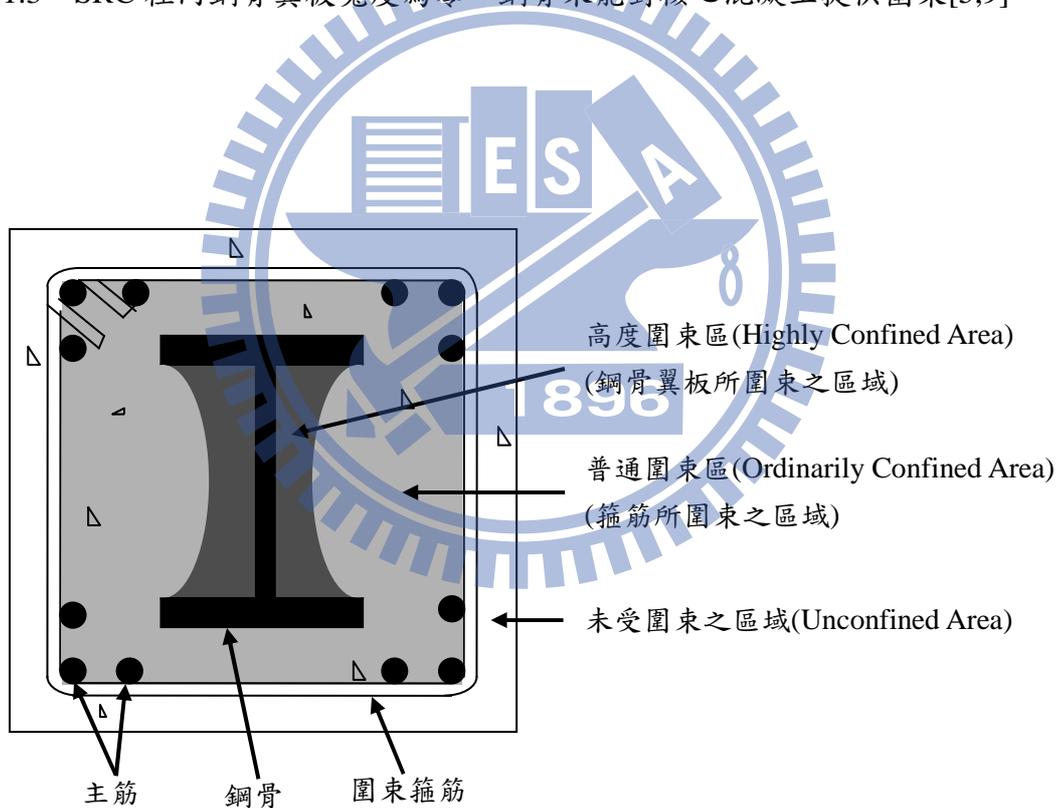


圖 1.4 包覆 H 型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[6~8]

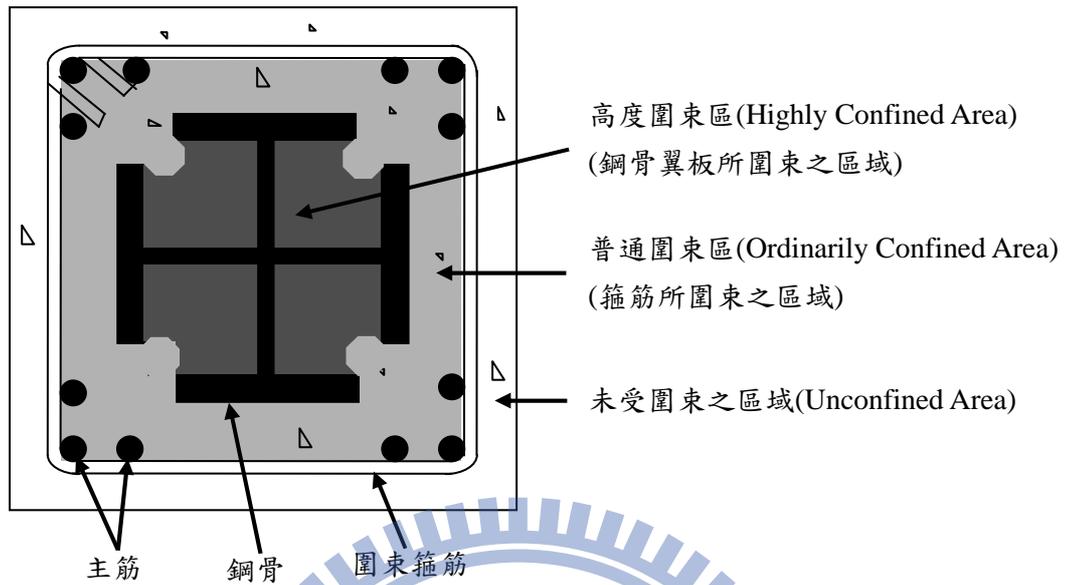


圖 1.5 包覆十字型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[9]

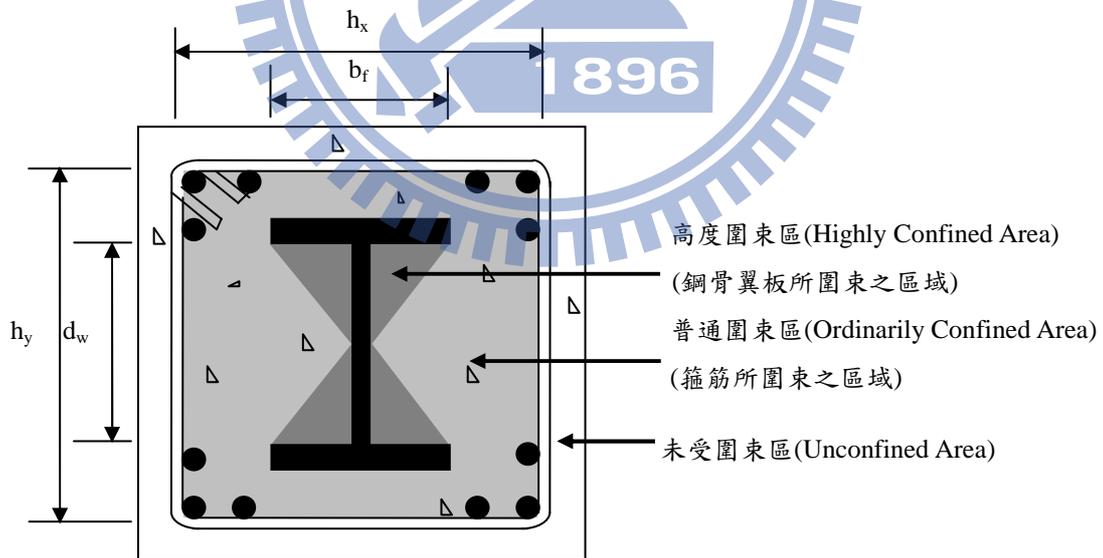


圖 1.6 三角形圍束模式[9]

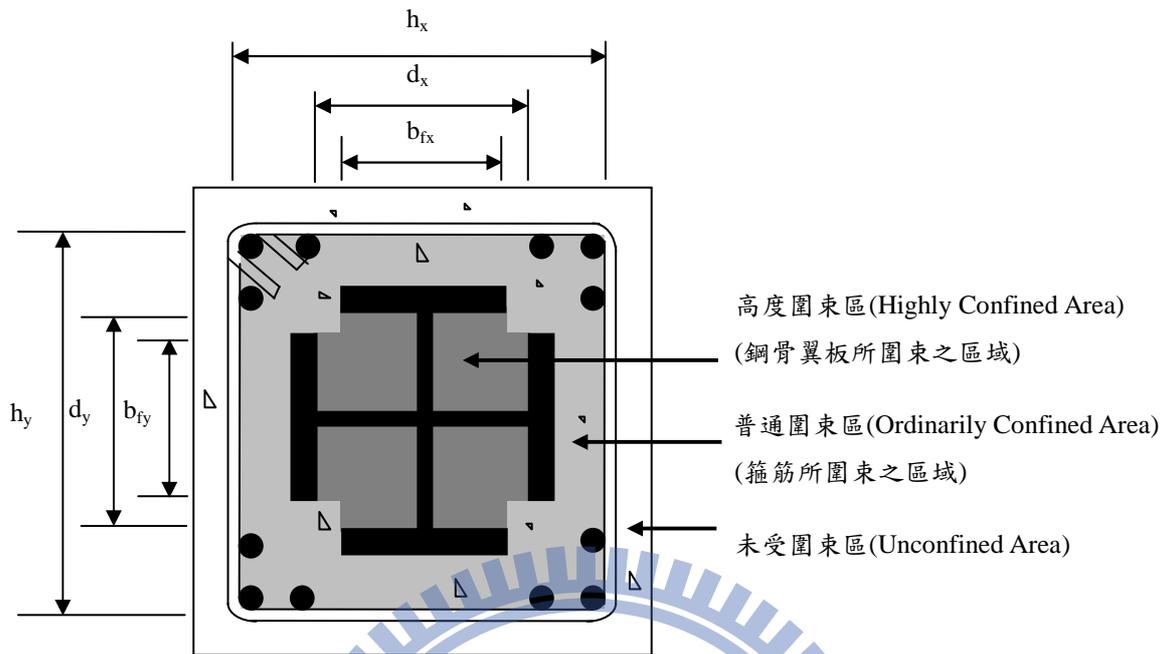


圖 1.7 矩形圍束模式[9]

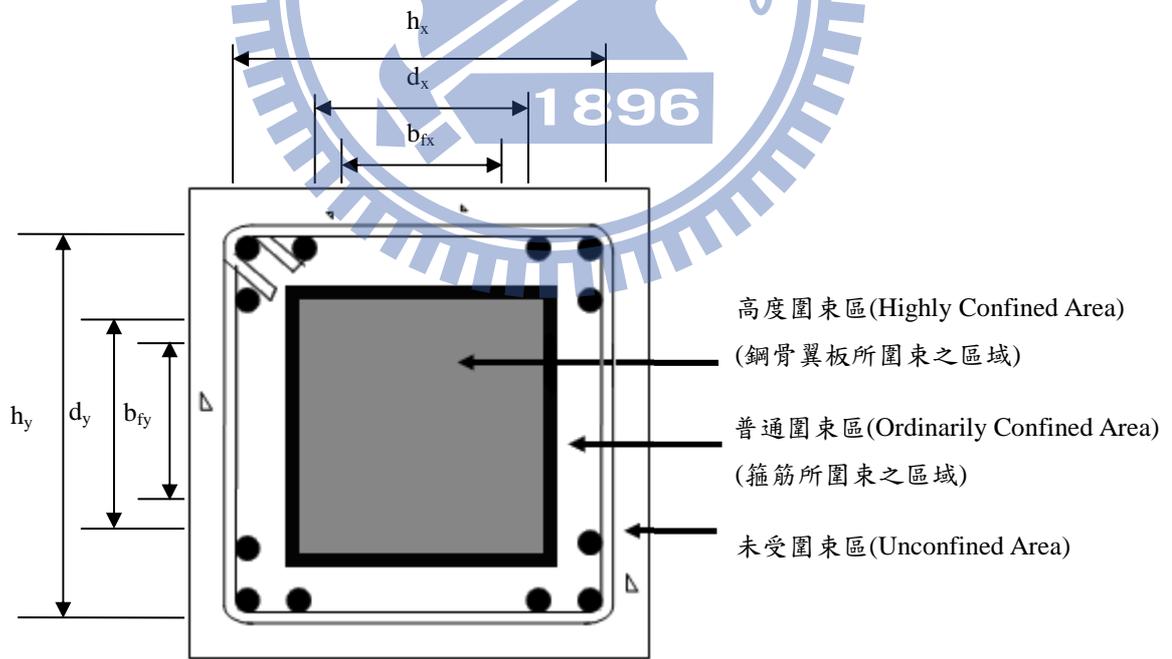


圖 2.1 包覆填充型鋼管 SRC 柱中混凝土受圍束之情：矩型圍束模式[15]

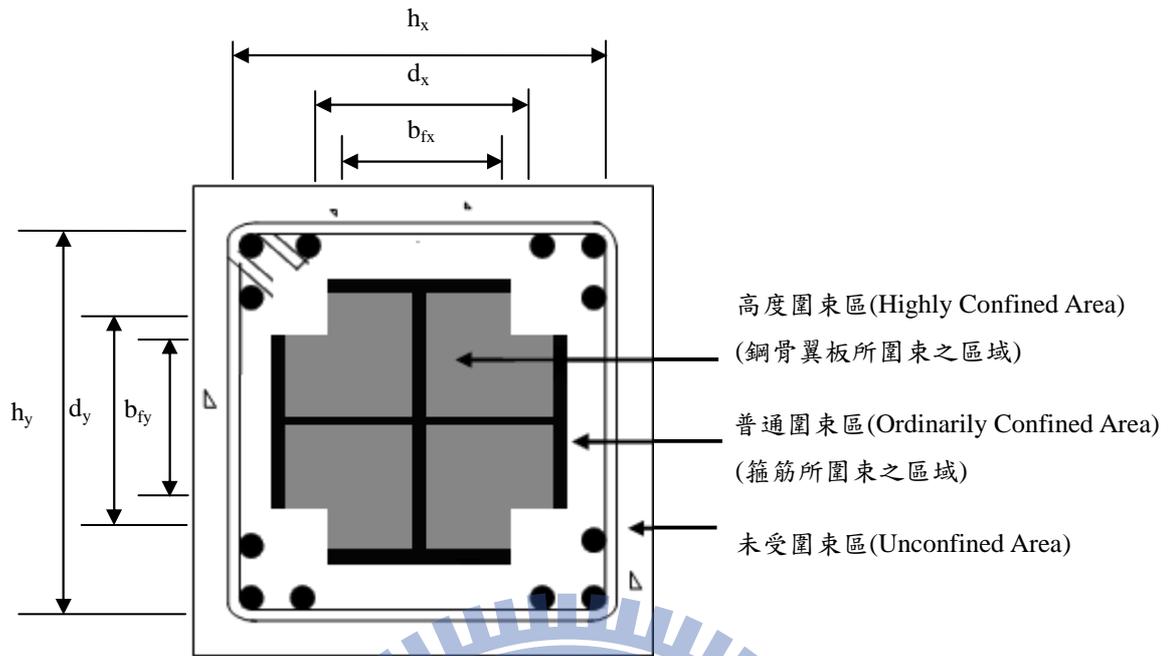


圖 2.2 包覆十字型鋼骨 SRC 柱中混凝土受圍束之情：矩型圍束模式[15]

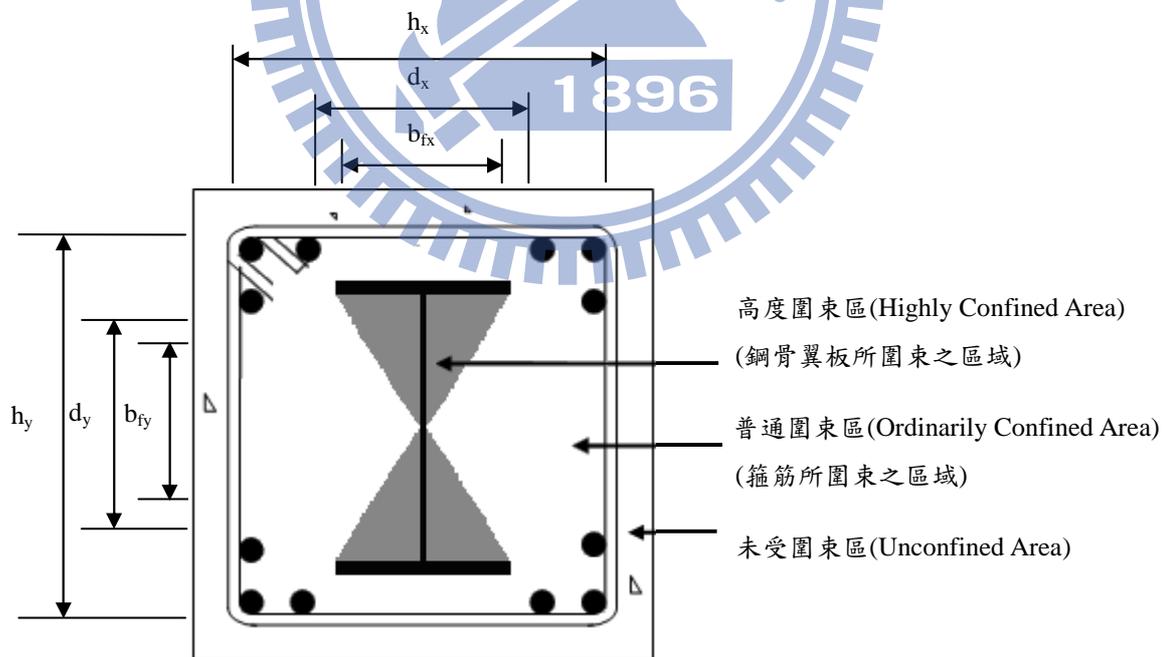


圖 2.3 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱中混凝土受圍束之情：三角圍束模式[15]

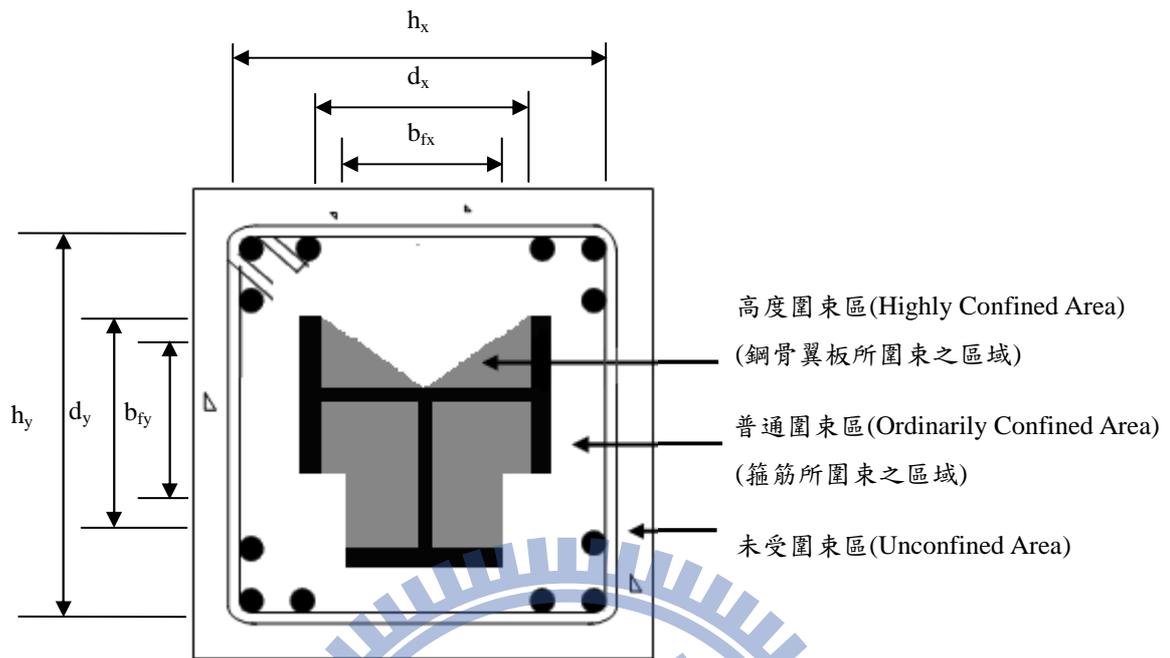


圖 2.4 包覆 T 型鋼骨 SRC 柱中混凝土受圍束之情：三角與矩形組合圍束模式[15]

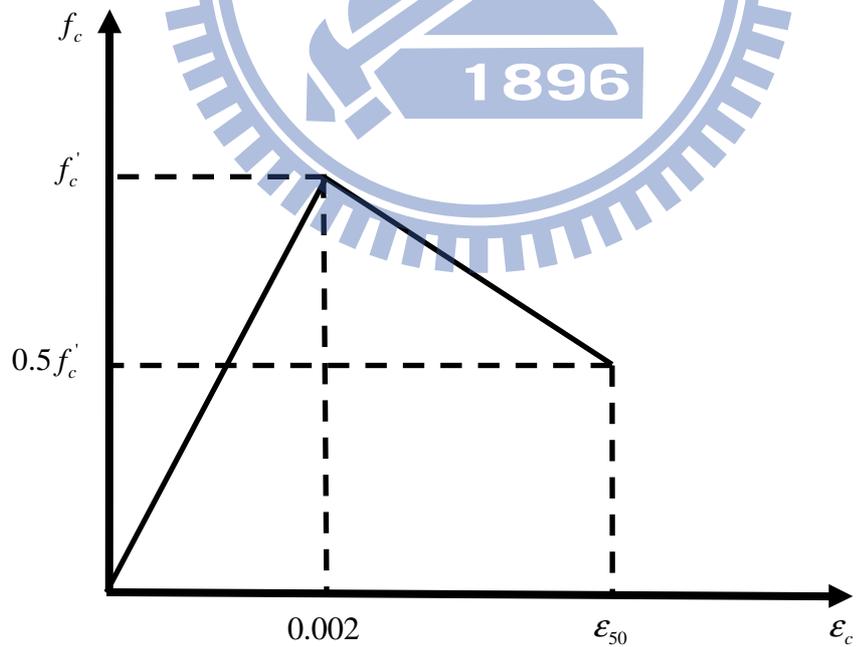


圖 2.5 混凝土應力－應變曲線 (Roy 等，1965) [18]

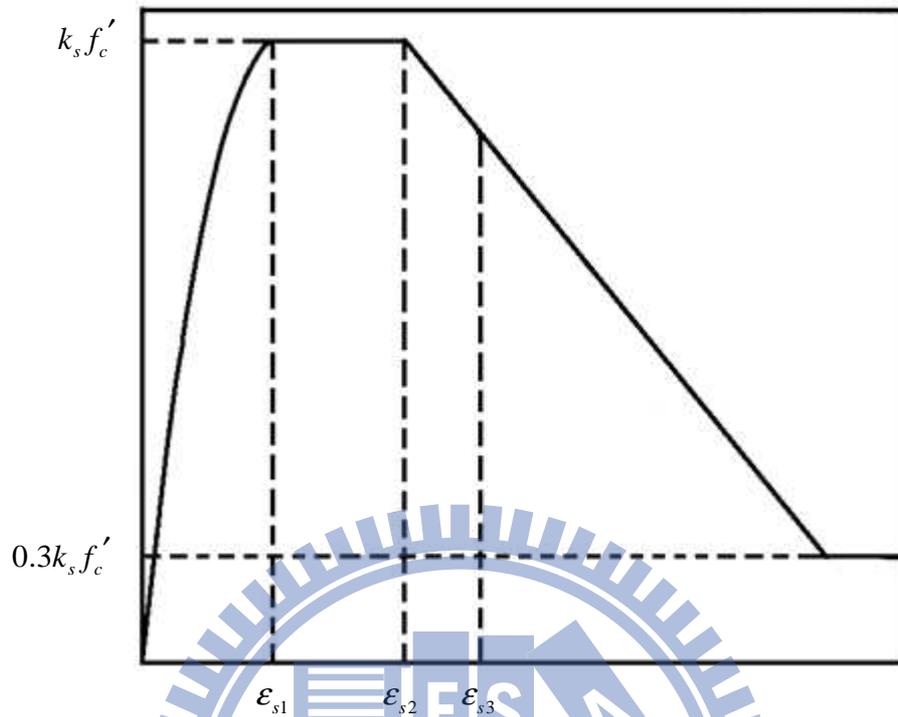


圖 2.6 混凝土應力—應變曲線 (Sheikh 等, 1980、1982) [21~22]

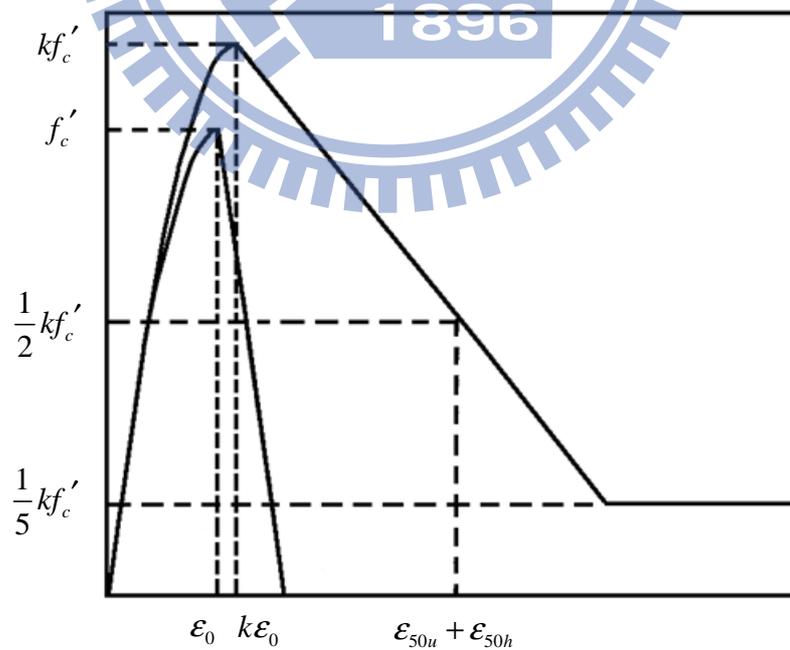


圖 2.7 混凝土應力—應變曲線 (Park 等, 1982) [23]

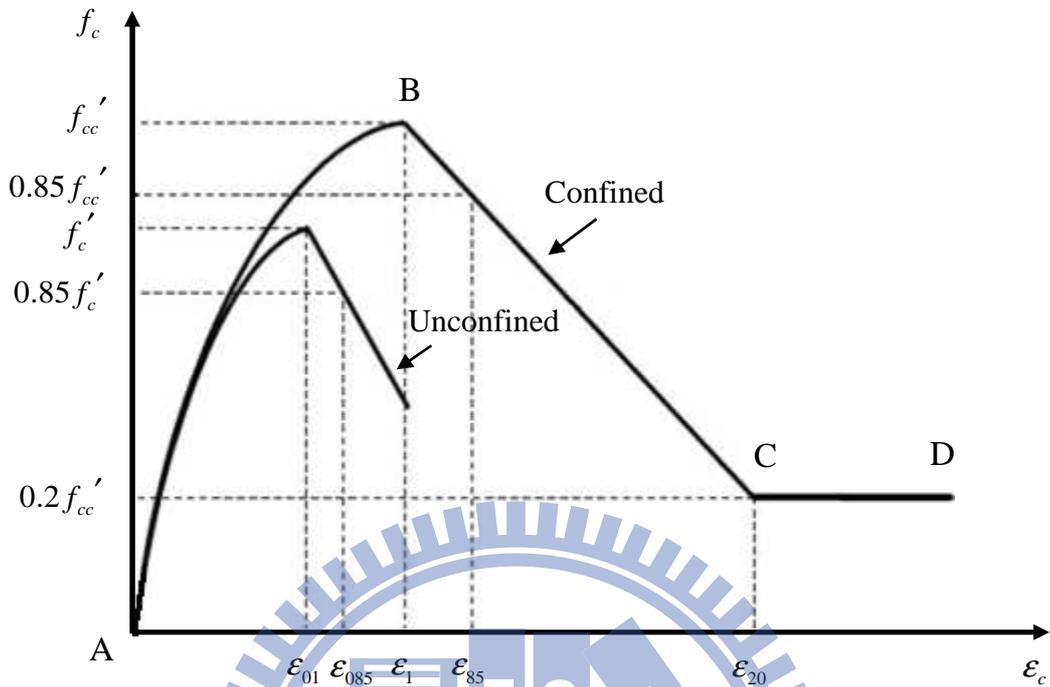


圖 2.8 混凝土應力—應變曲線 (Razvi 等, 1992) [28]

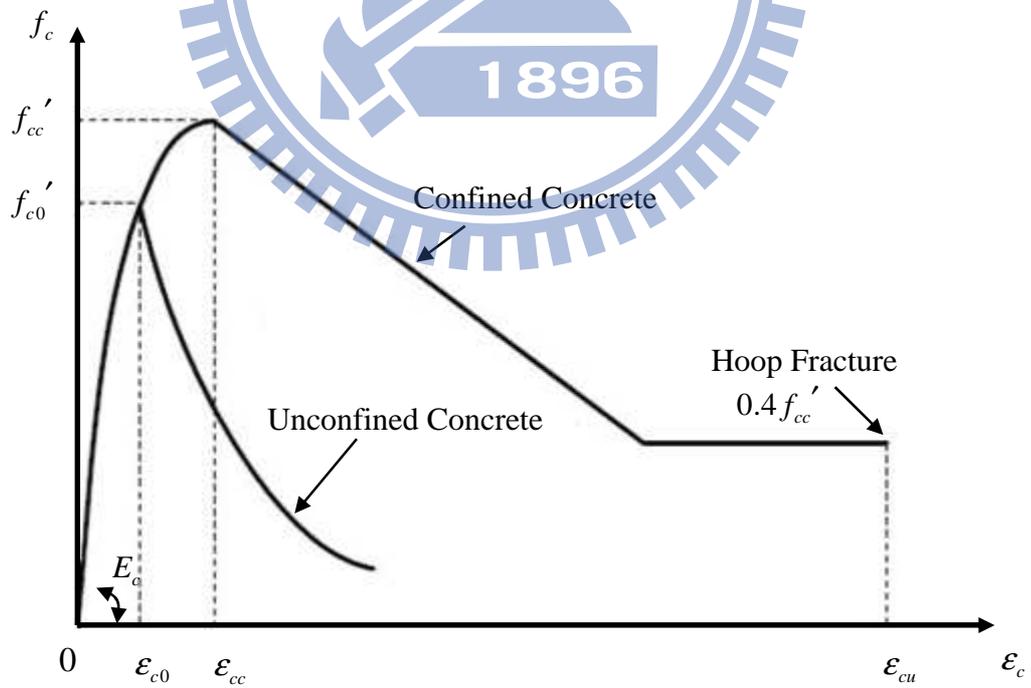


圖 2.9 混凝土應力—應變曲線 (Li 等, 2001) [29]

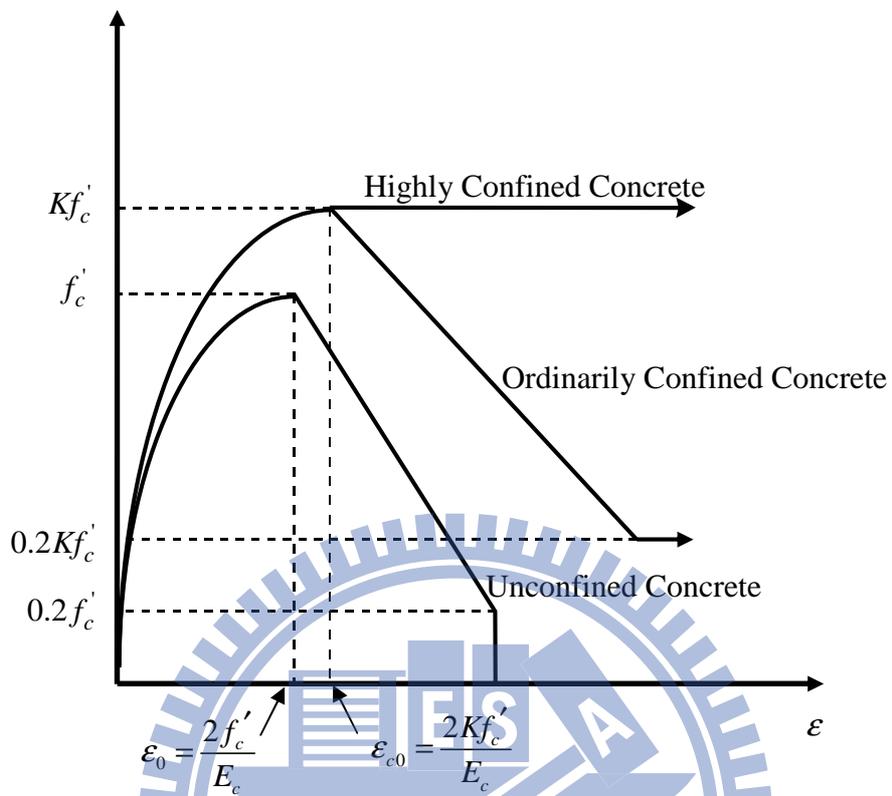


圖 2.10 混凝土之應力-應變曲線 (Mirza, 1989, 1991, 1992) [6~8]

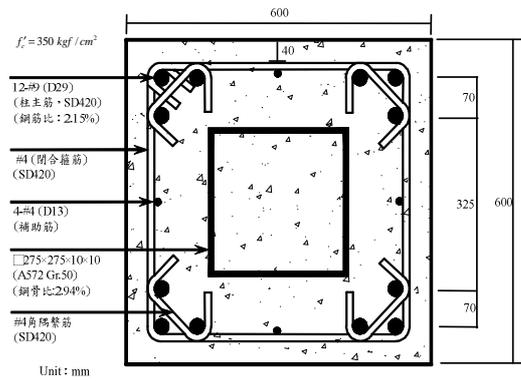


圖 3.1 試體 SRC-B1 斷面示意圖[10]

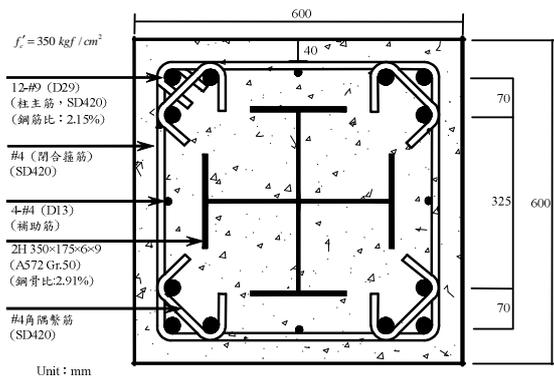


圖 3.2 試體 SRC-C1 斷面示意圖[10]

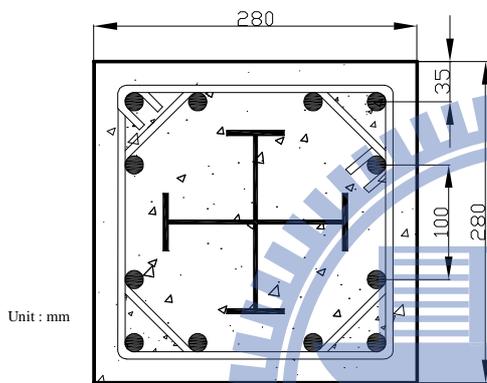


圖 3.3 試體 SRC-C2 斷面示意圖[11]

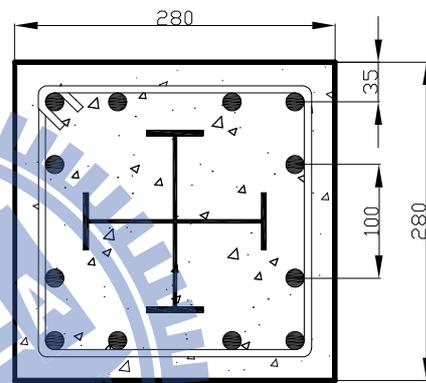


圖 3.4 試體 SRC-C3 斷面示意圖[11]

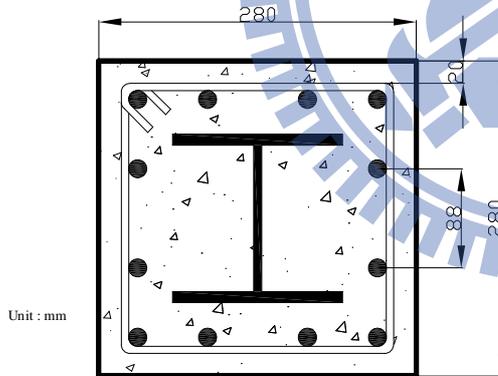


圖 3.5 試體 SRC-H1、SRC-H2 斷面示意圖[12]

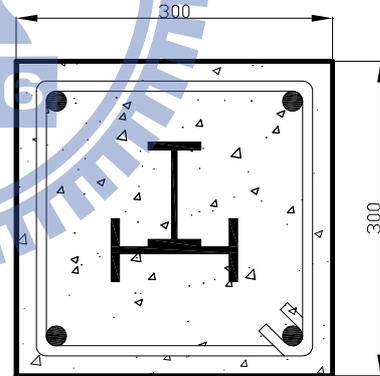


圖 3.6 試體 SRC-T1 斷面示意圖[13]

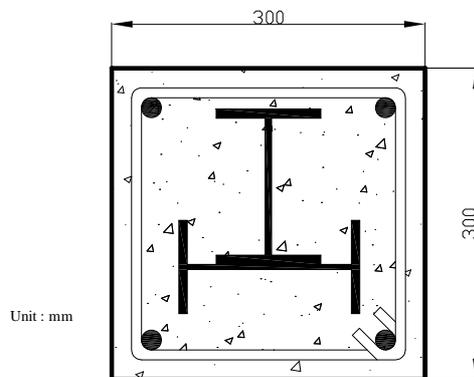


圖 3.7 試體 SRC-T2 斷面示意圖[13]

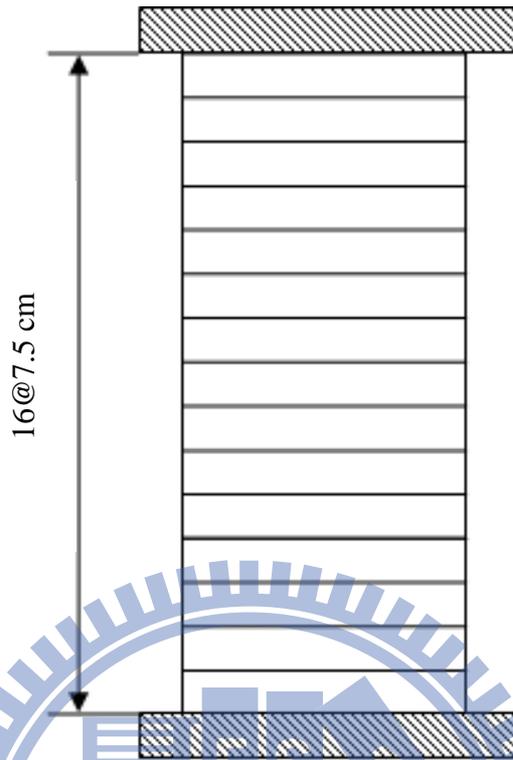


圖 3.8 試體 SRC-B1、SRC-C1 箍筋配置示意圖

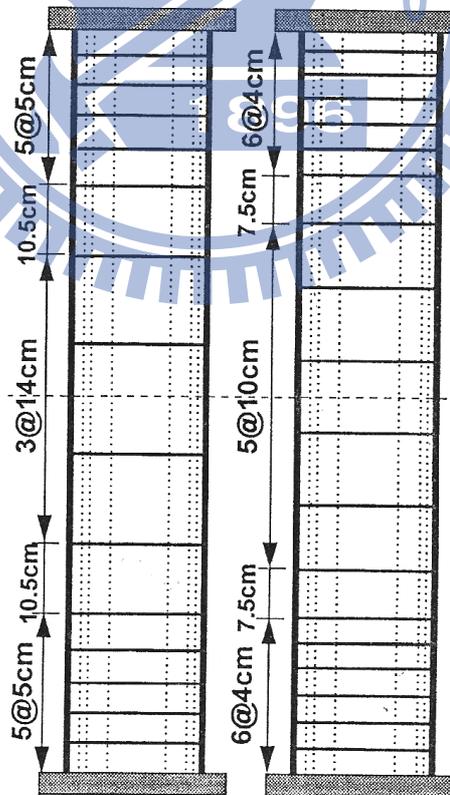


圖 3.9 試體 SRC-C2、SRC-C3 箍筋配置示意圖[11]

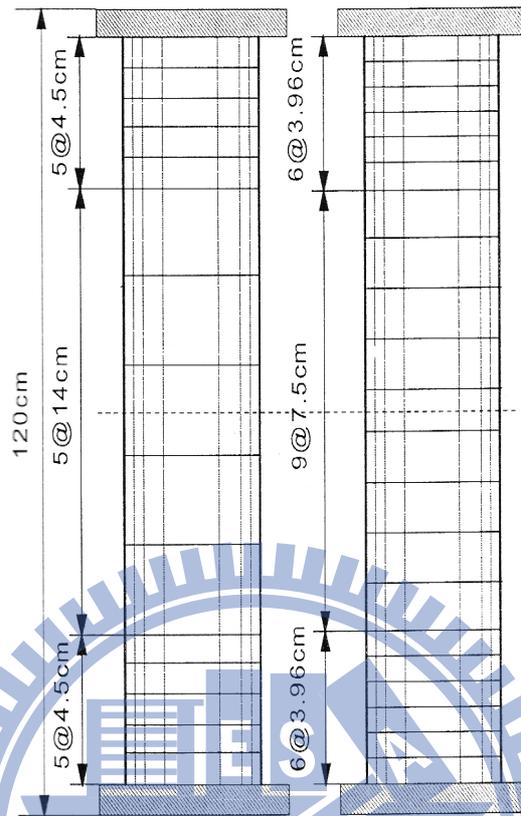


圖 3.10 試體 SRC-H1、SRC-H2 箍筋配置示意圖[12]

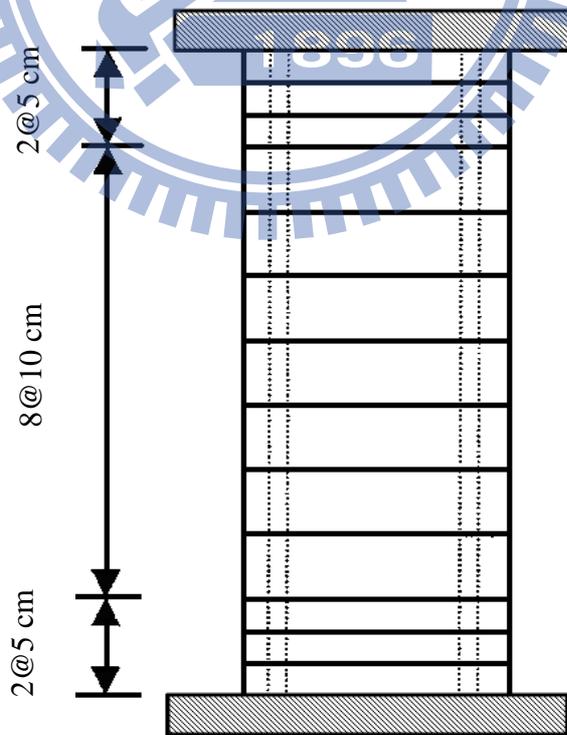


圖 3.11 試體 SRC-T1、SRC-T2 箍筋配置示意圖[13]

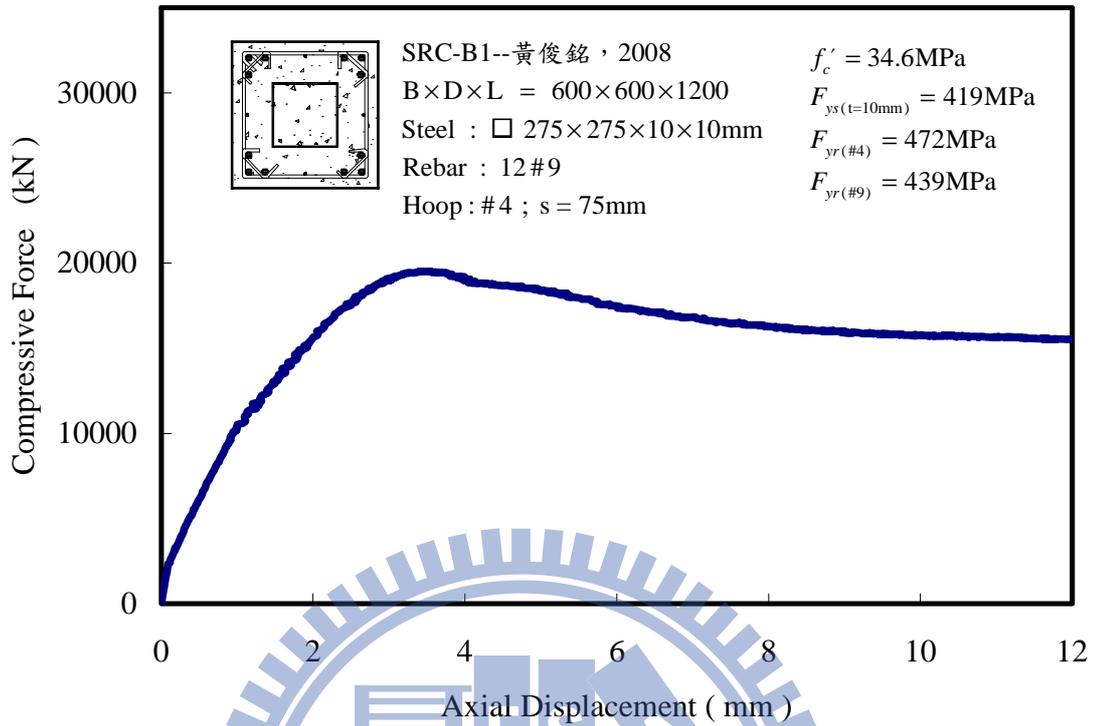


圖 3.12 試體 SRC-B1 試驗之軸力與位移曲線

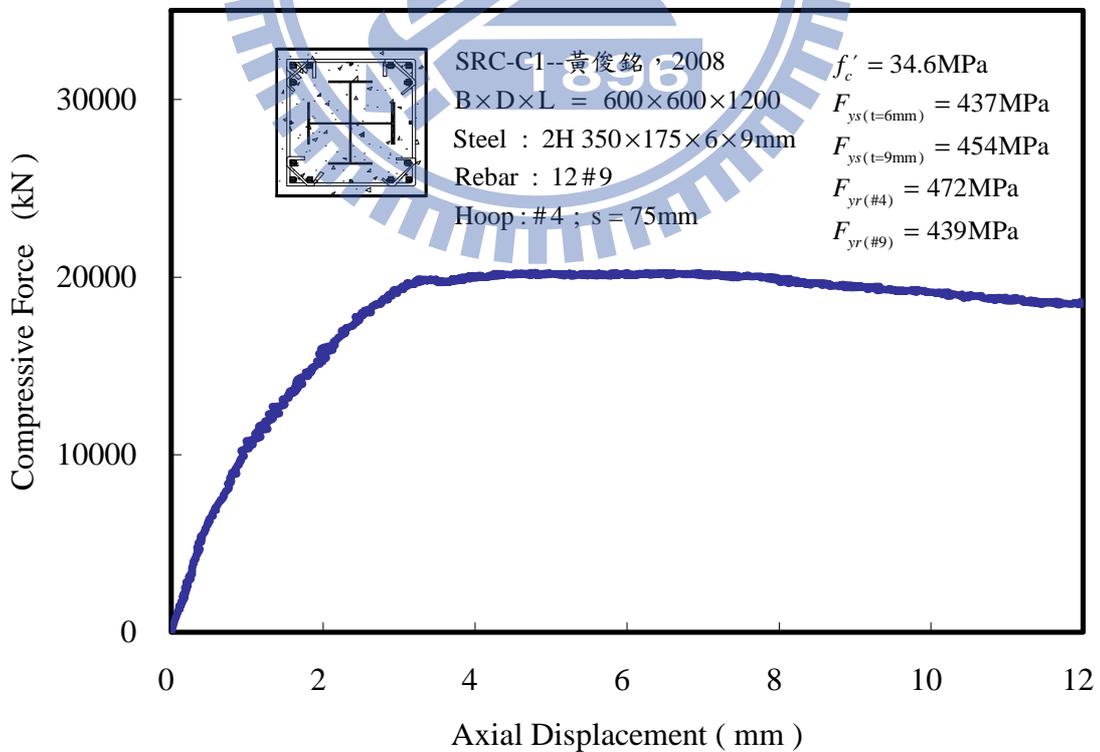


圖 3.13 試體 SRC-C1 試驗之軸力與位移曲線

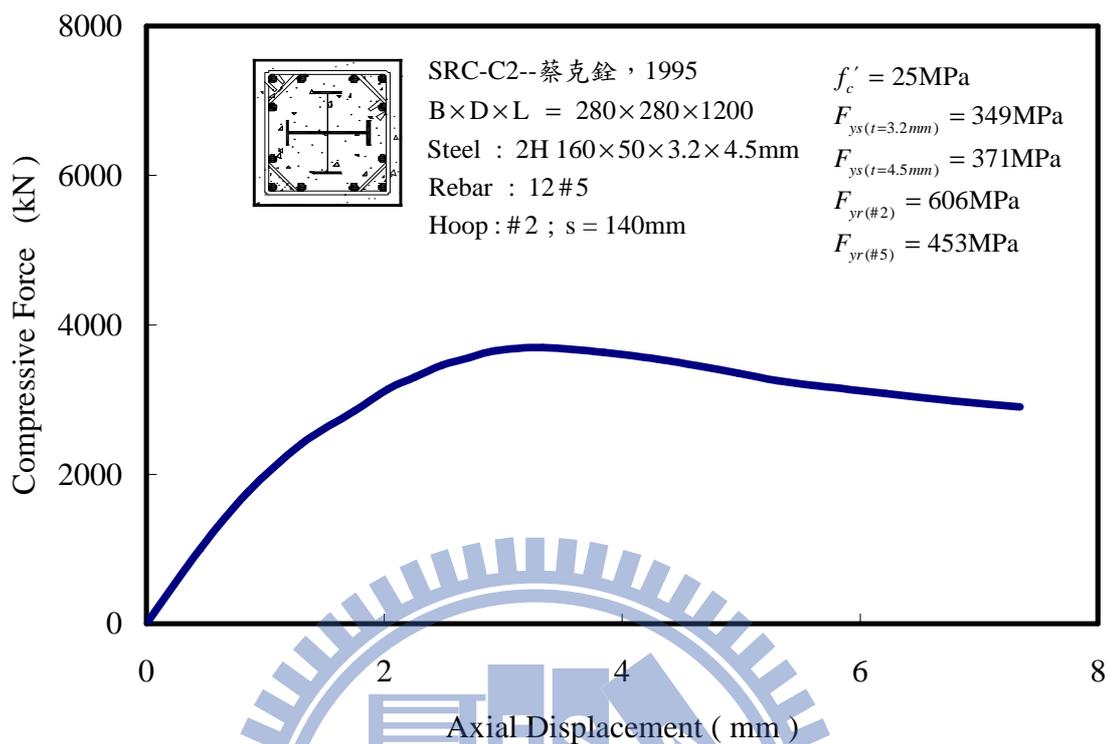


圖 3.14 試體 SRC-C2 試驗之軸力與位移曲線

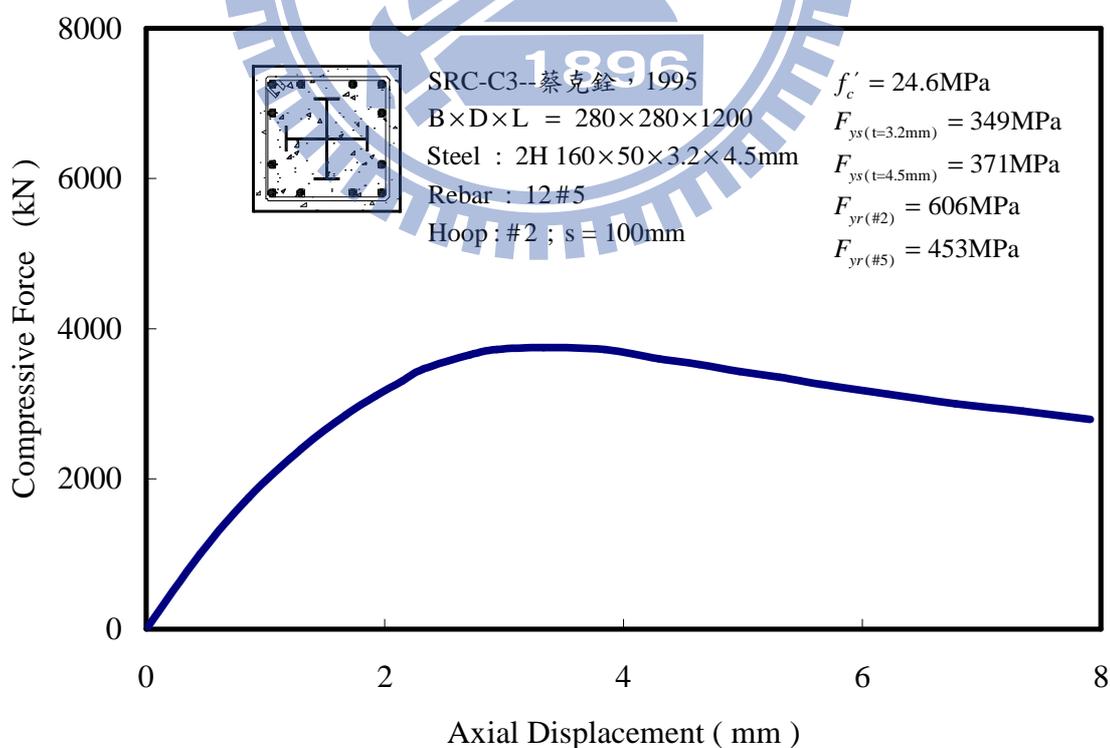


圖 3.15 試體 SRC-C3 試驗之軸力與位移曲線

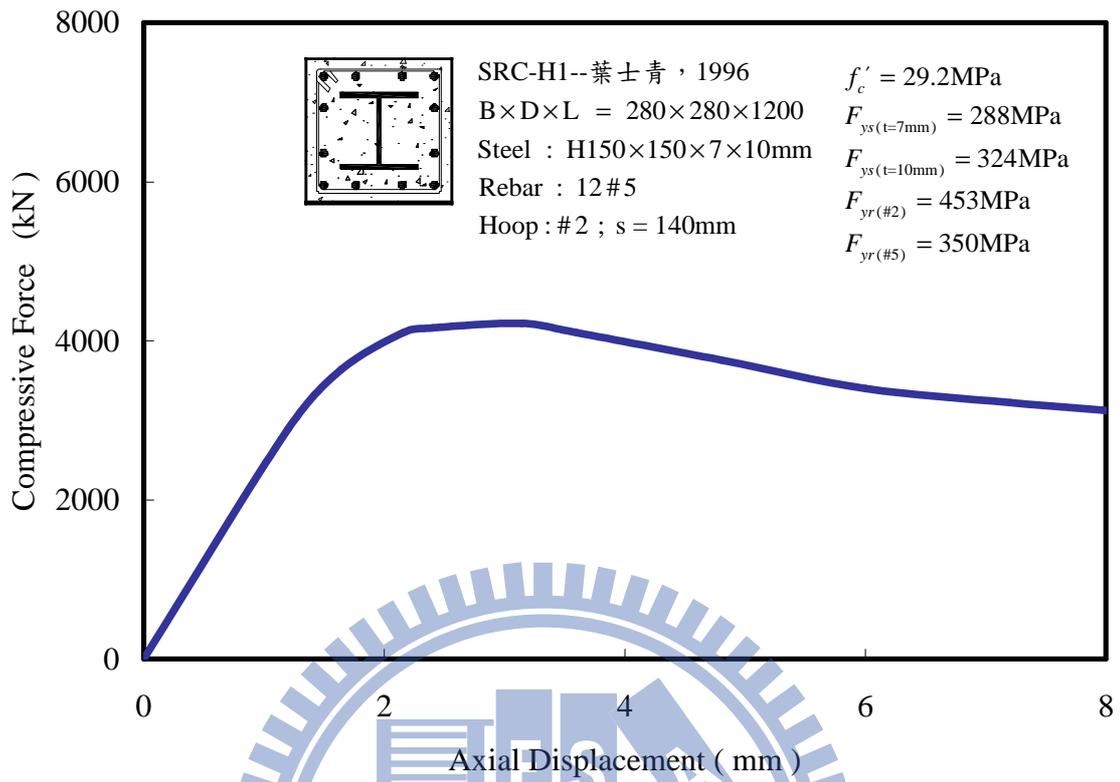


圖 3.16 試體 SRC-H1 試驗之軸力與位移曲線

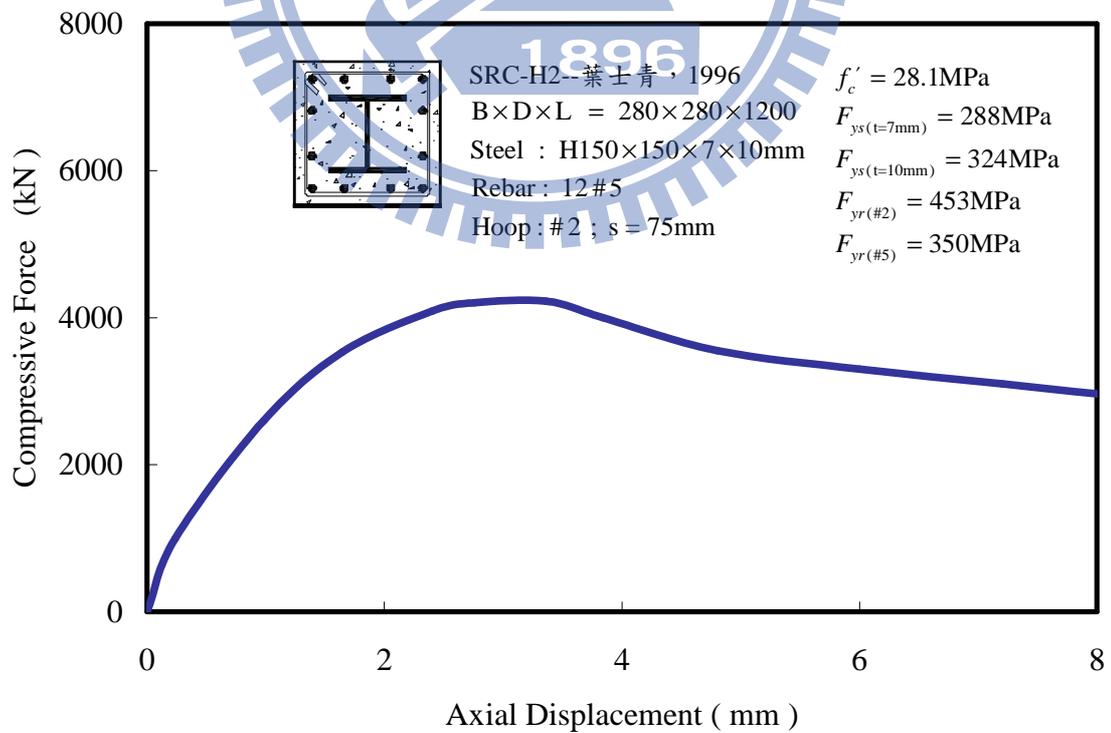


圖 3.17 試體 SRC-H2 試驗之軸力與位移曲線

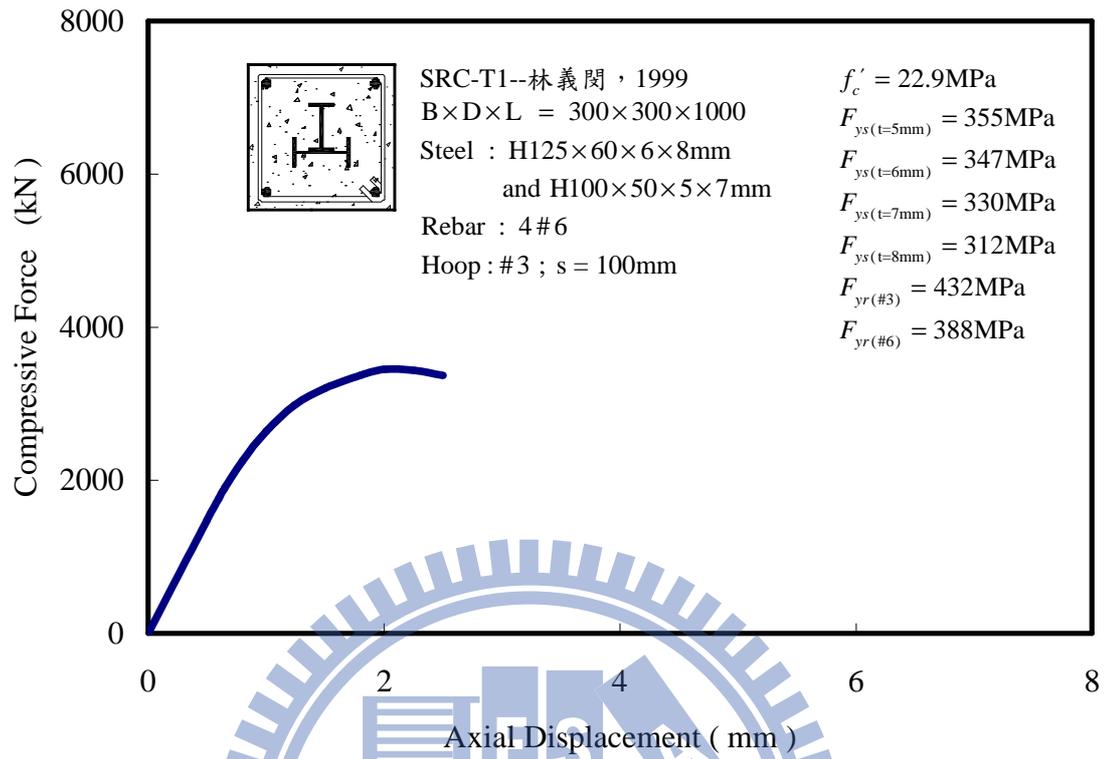


圖 3.18 試體 SRC-T1 試驗之軸力與位移曲線

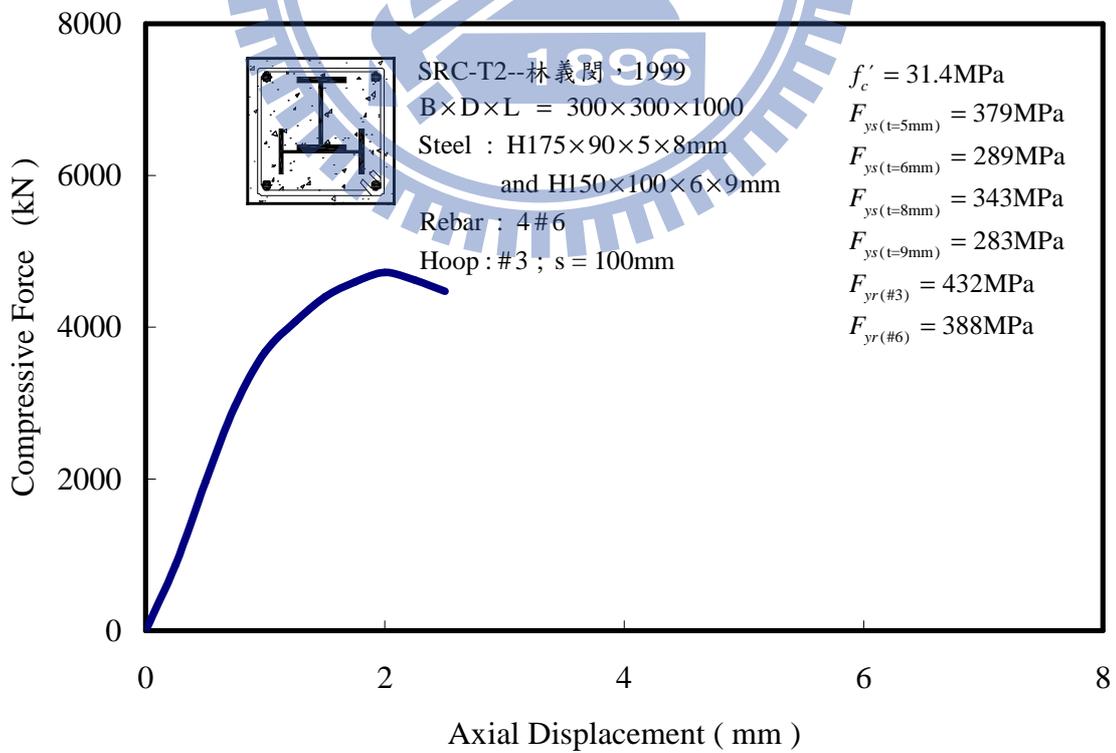


圖 3.19 試體 SRC-T2 試驗之軸力與位移曲線

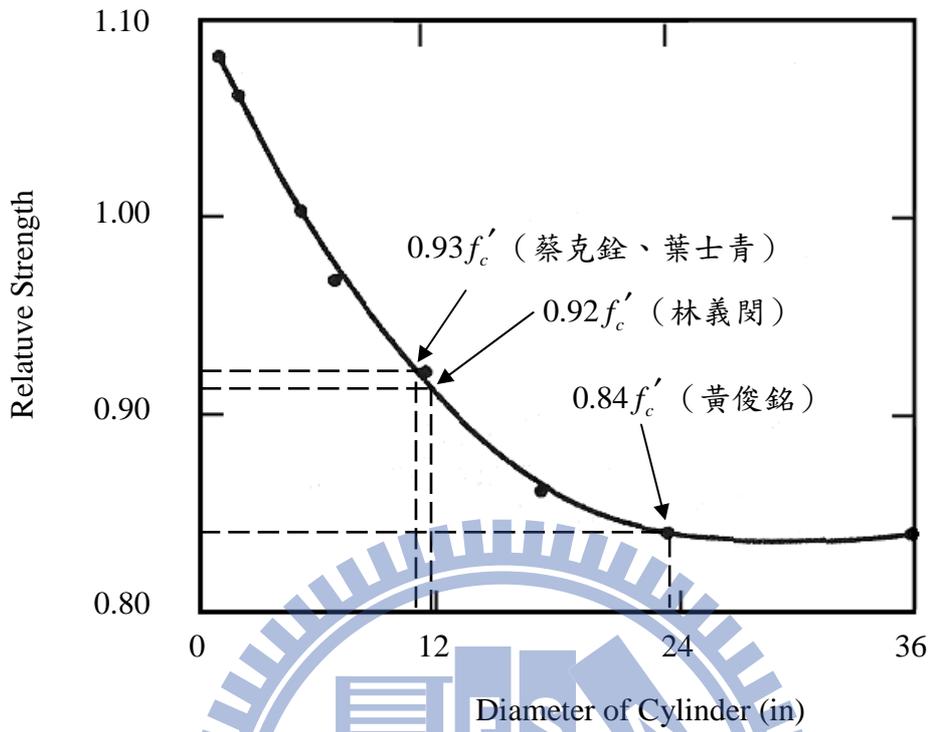


圖 3.20 混凝土圓柱試體之尺寸變化對混凝土軸壓強度之影響[68]

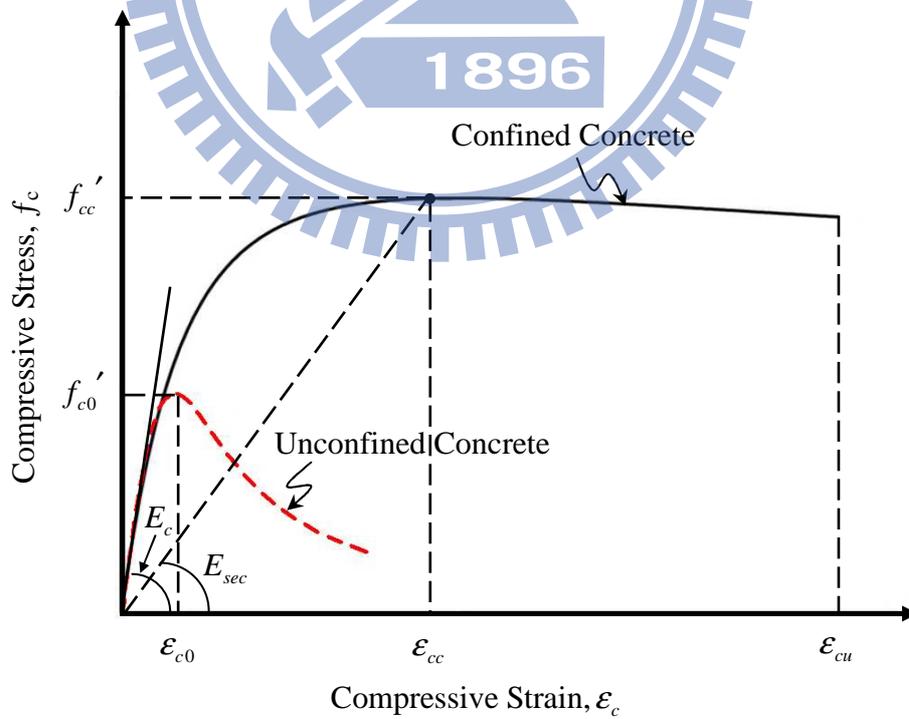


圖 3.21 混凝土應力－應變曲線 (Mander et al., 1988) [24]

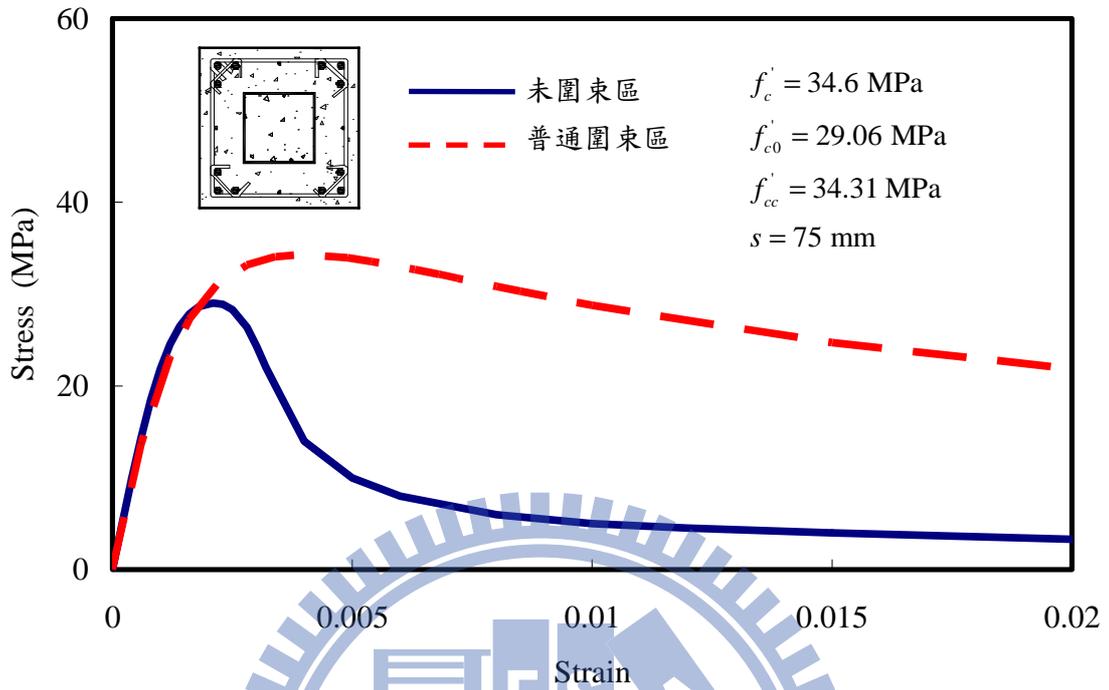


圖 3.22 試體 SRC-B1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

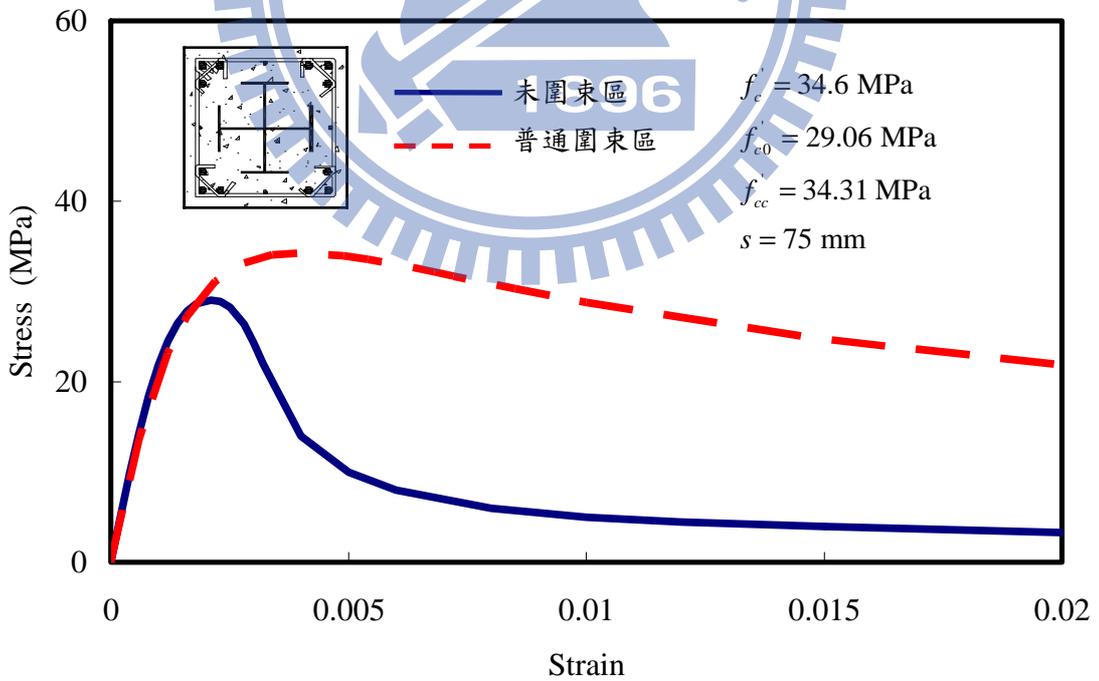


圖 3.23 試體 SRC-C1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

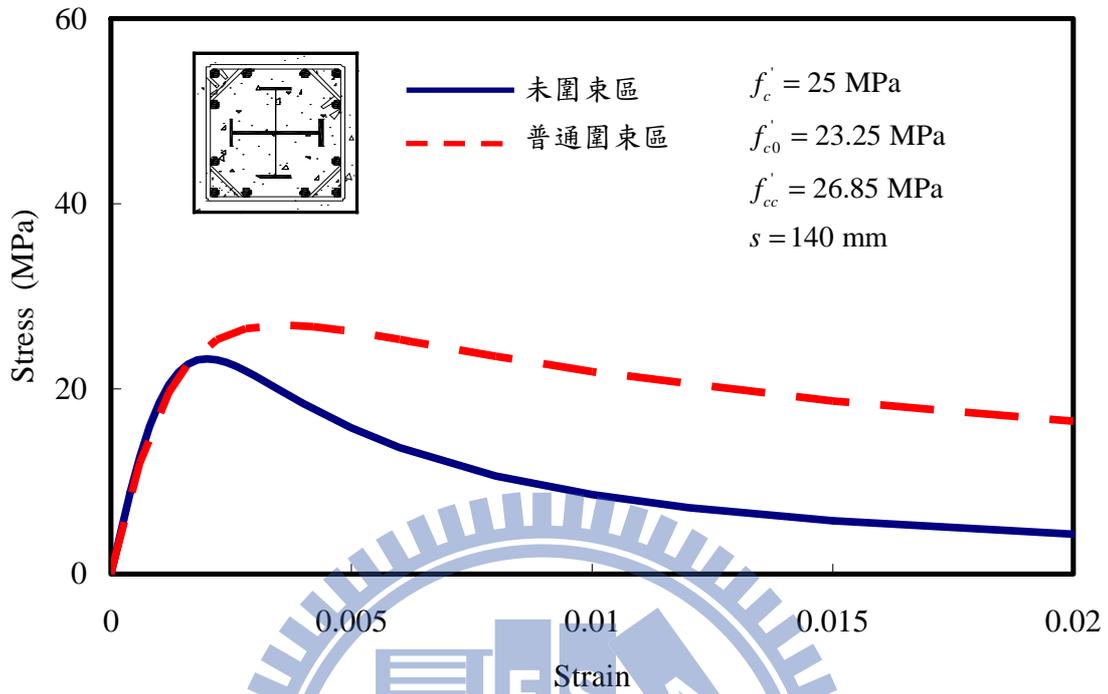


圖 3.24 試體 SRC-C2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

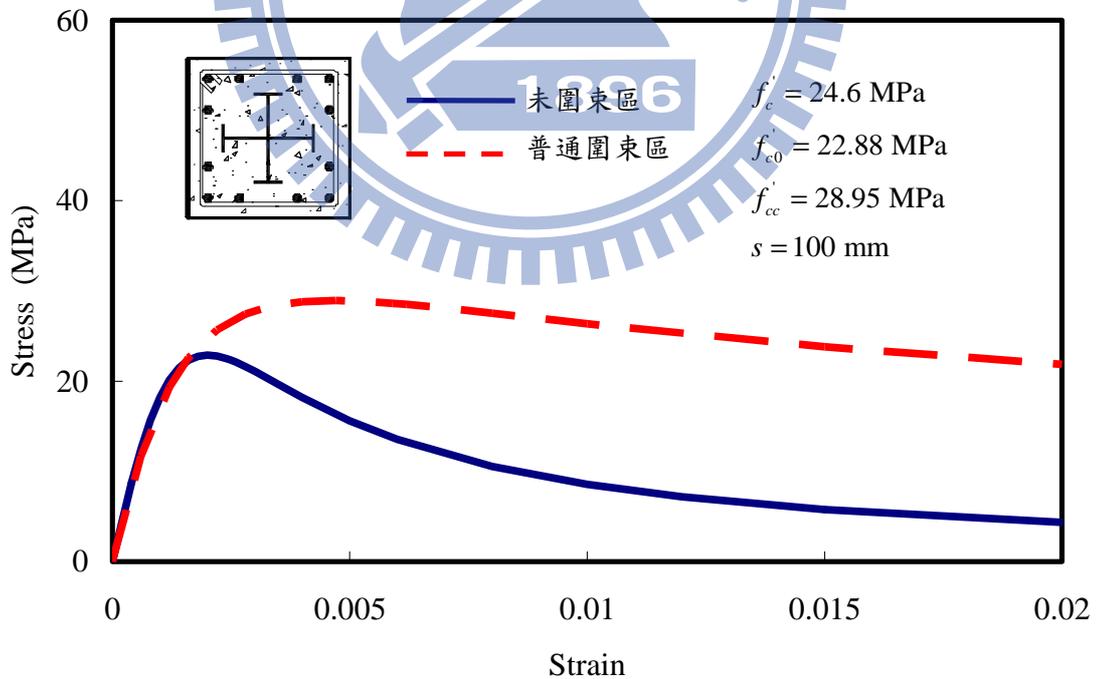


圖 3.25 試體 SRC-C3 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

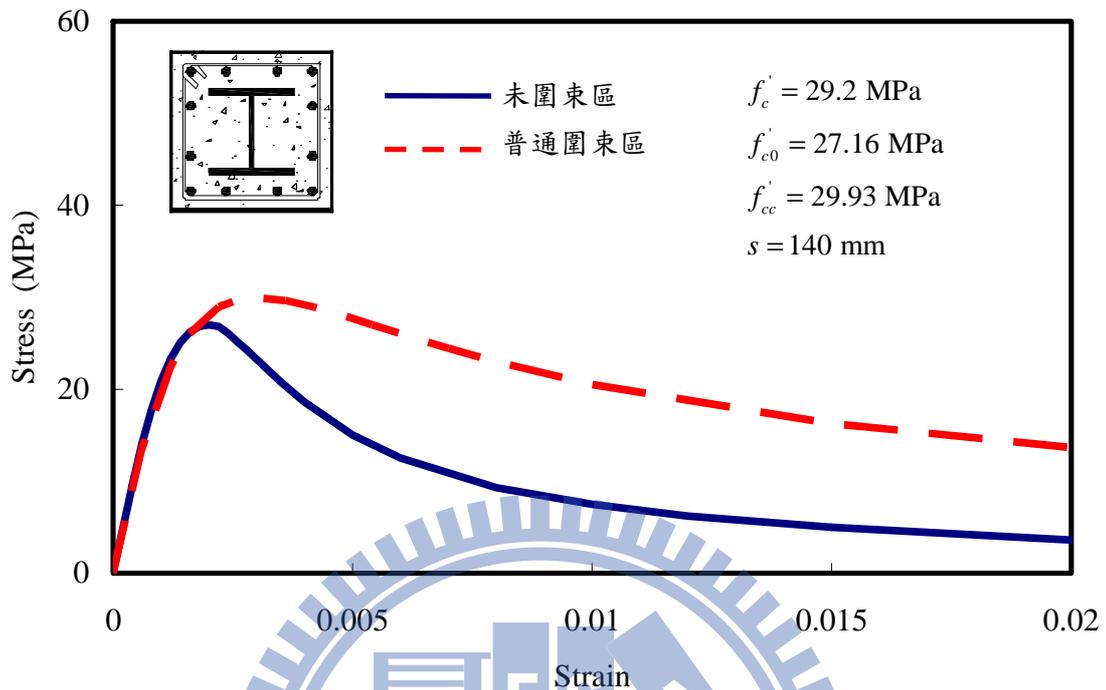


圖 3.26 試體 SRC-H1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

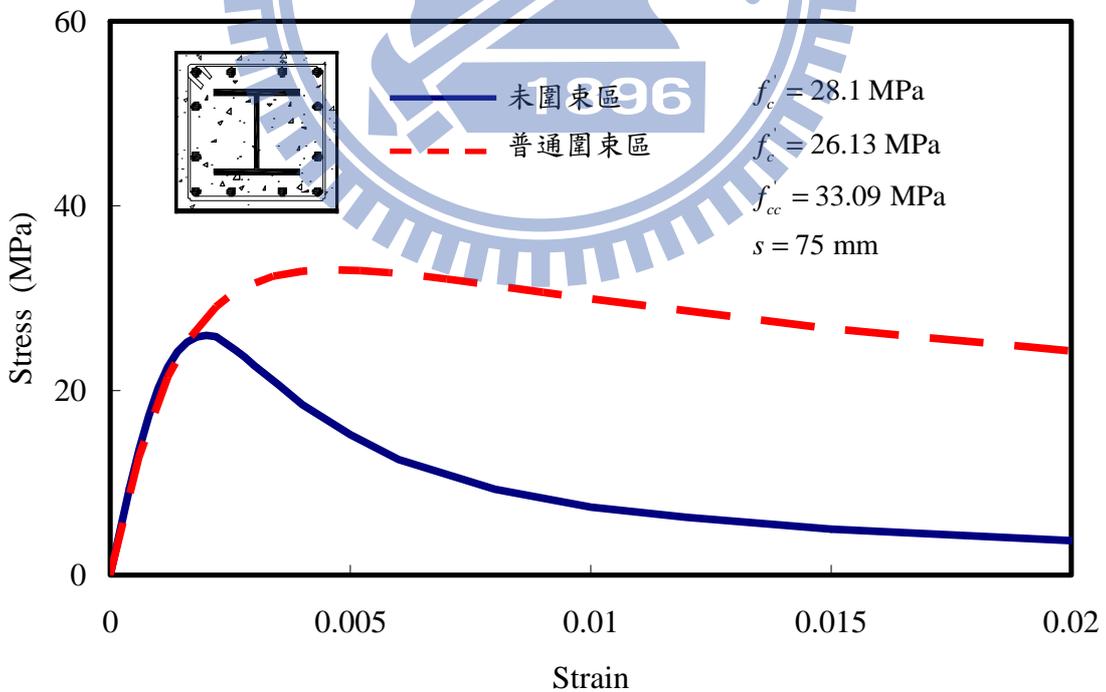


圖 3.27 試體 SRC-H2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

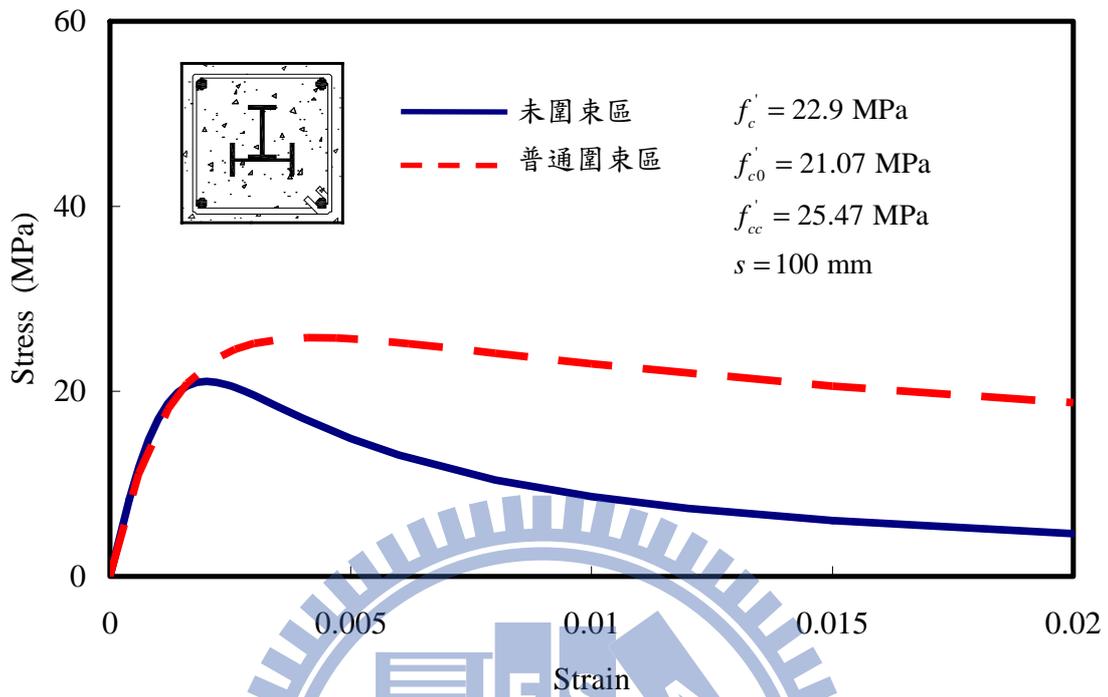


圖 3.28 試體 SRC-T1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

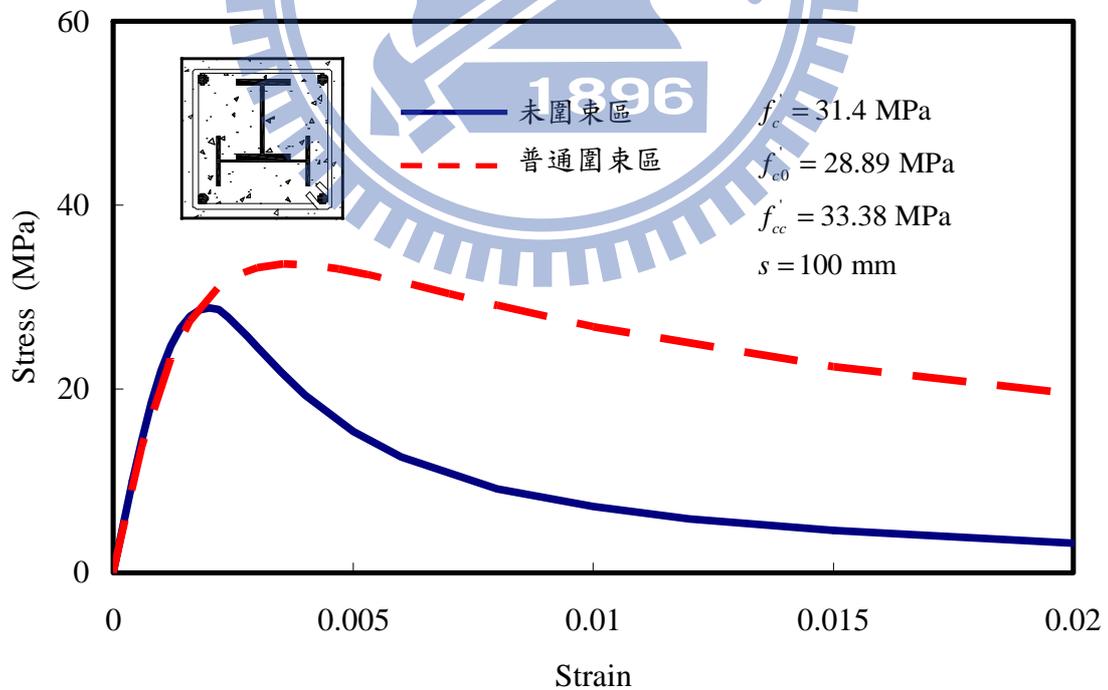


圖 3.29 試體 SRC-T2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

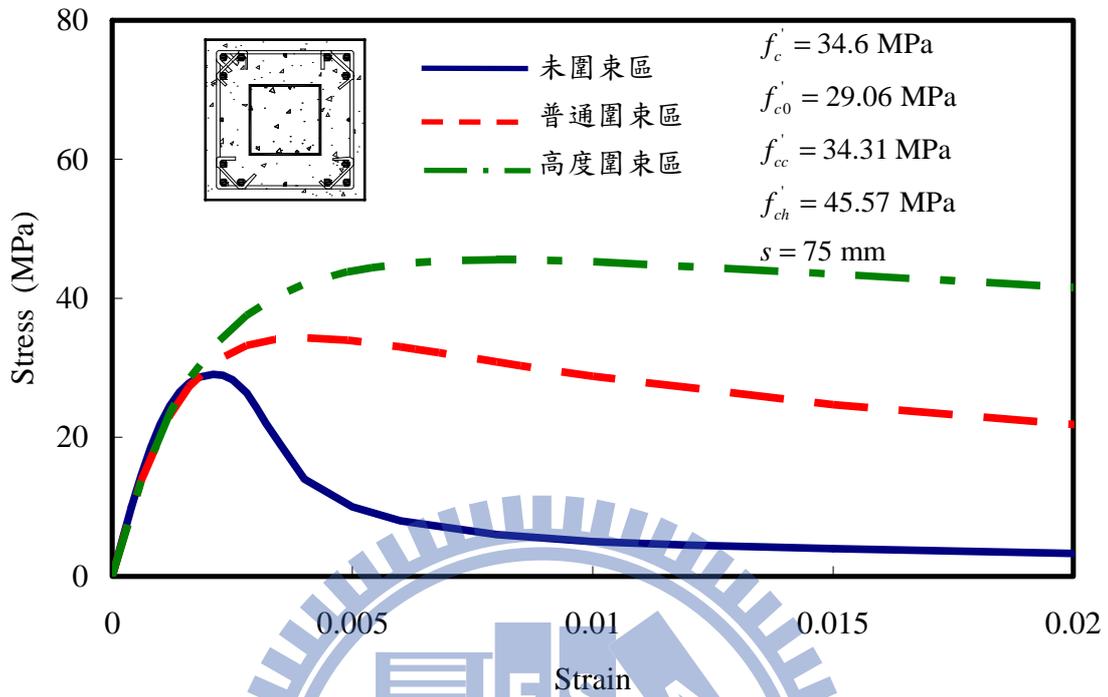


圖 3.30 試體 SRC-B1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

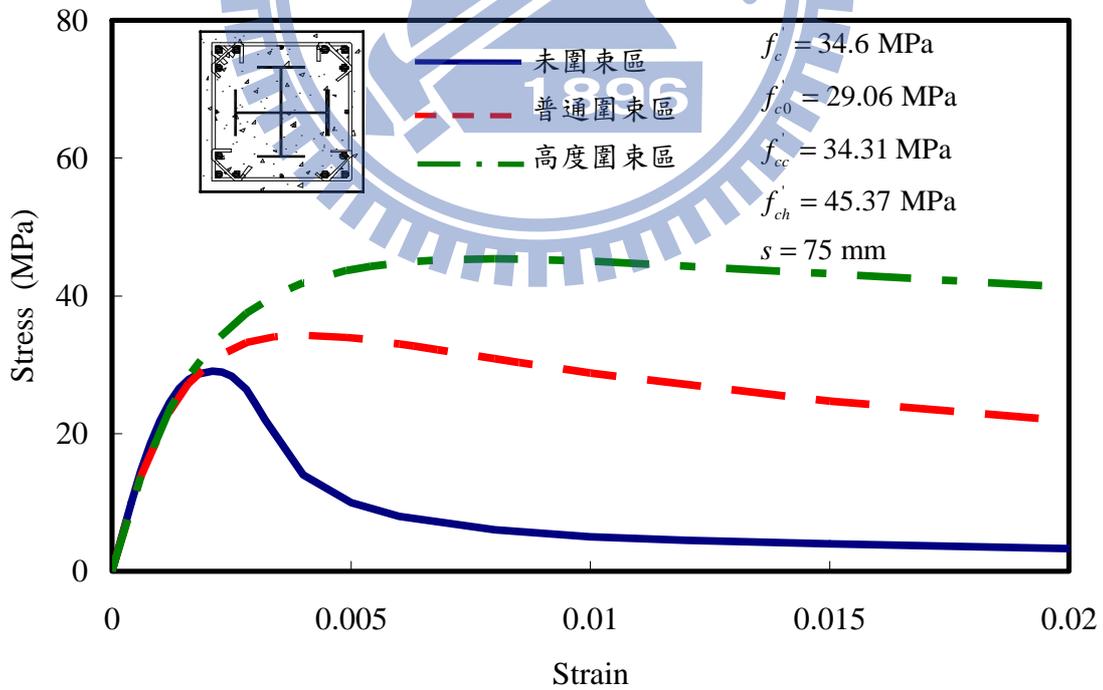


圖 3.31 試體 SRC-C1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

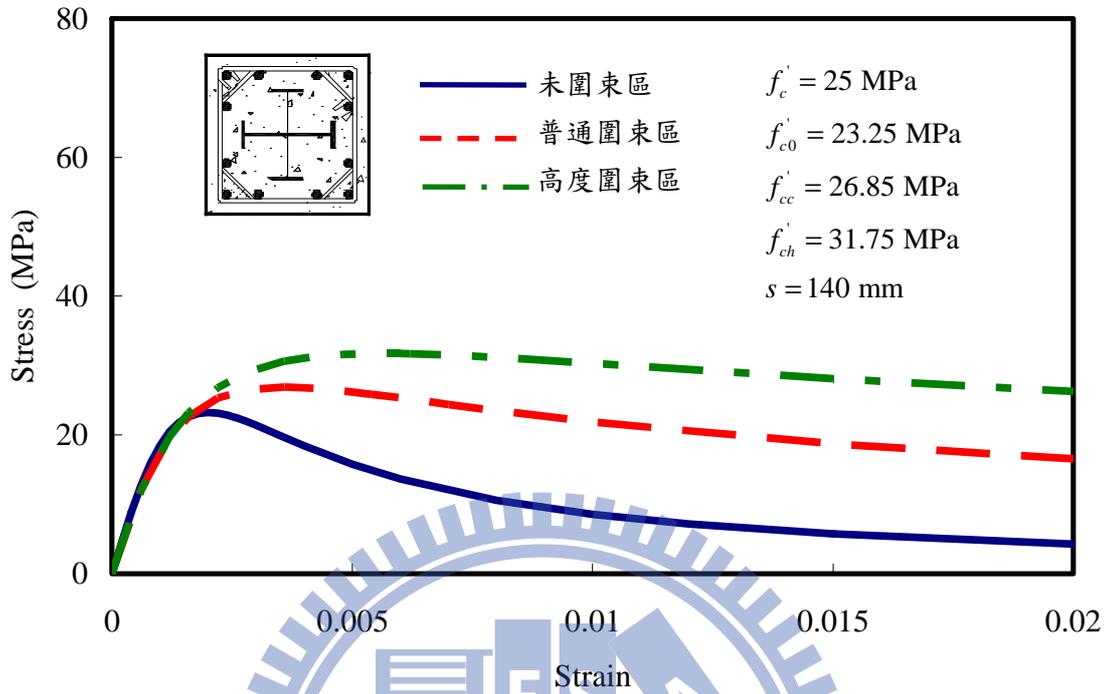


圖 3.32 試體 SRC-C2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

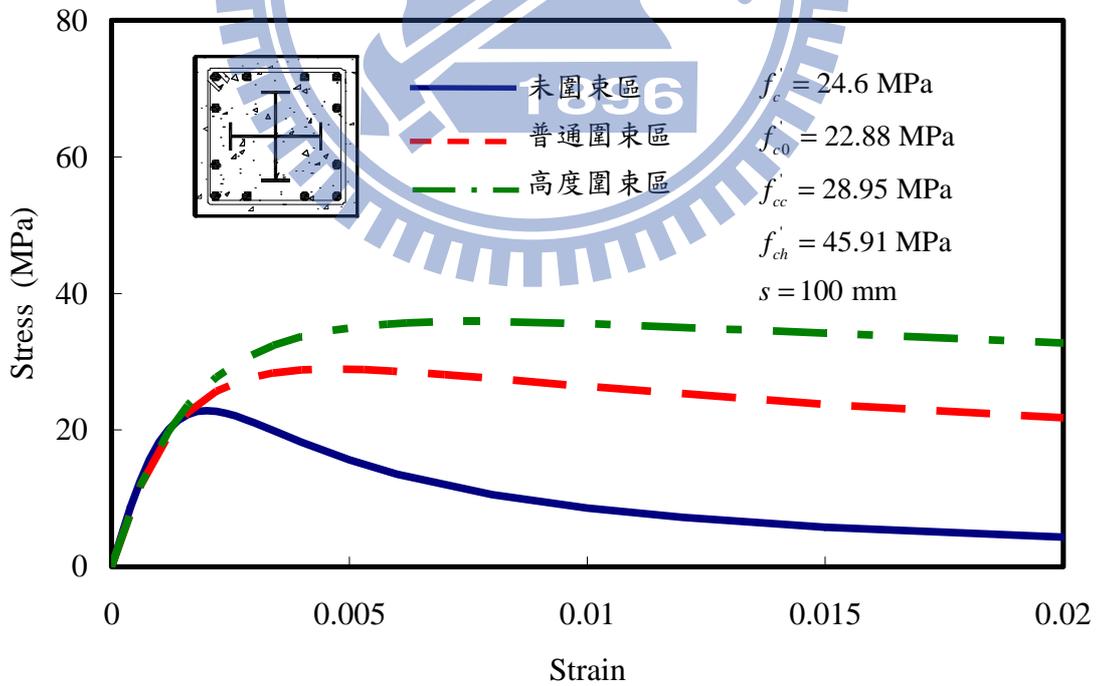


圖 3.33 試體 SRC-C3 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

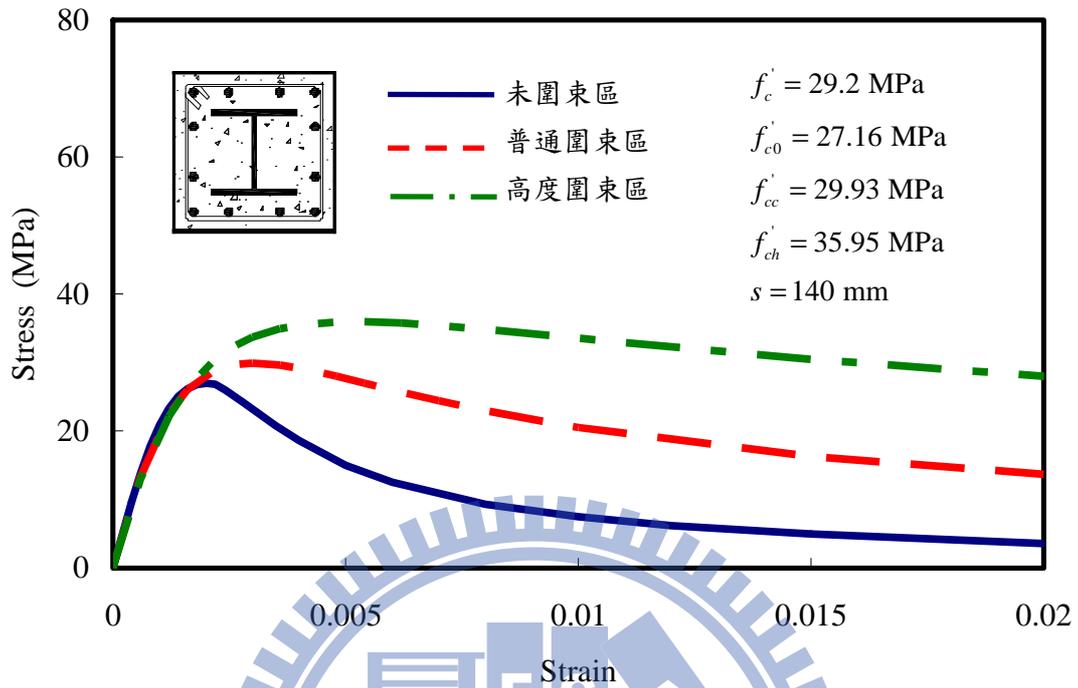


圖 3.34 試體 SRC-H1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

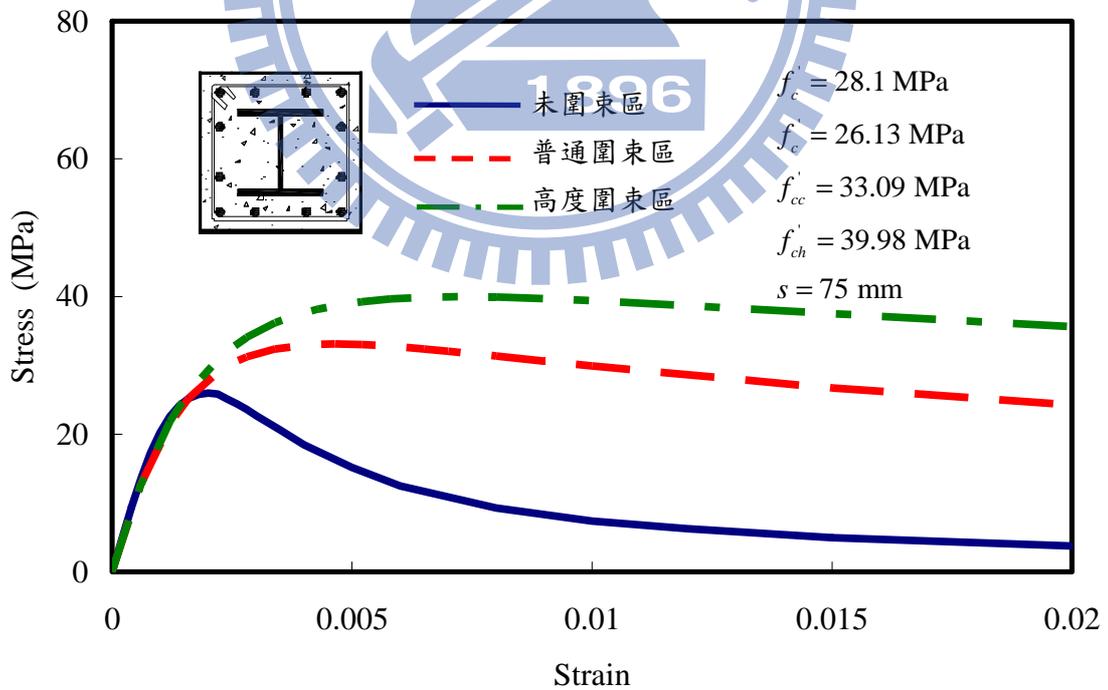


圖 3.35 試體 SRC-H2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

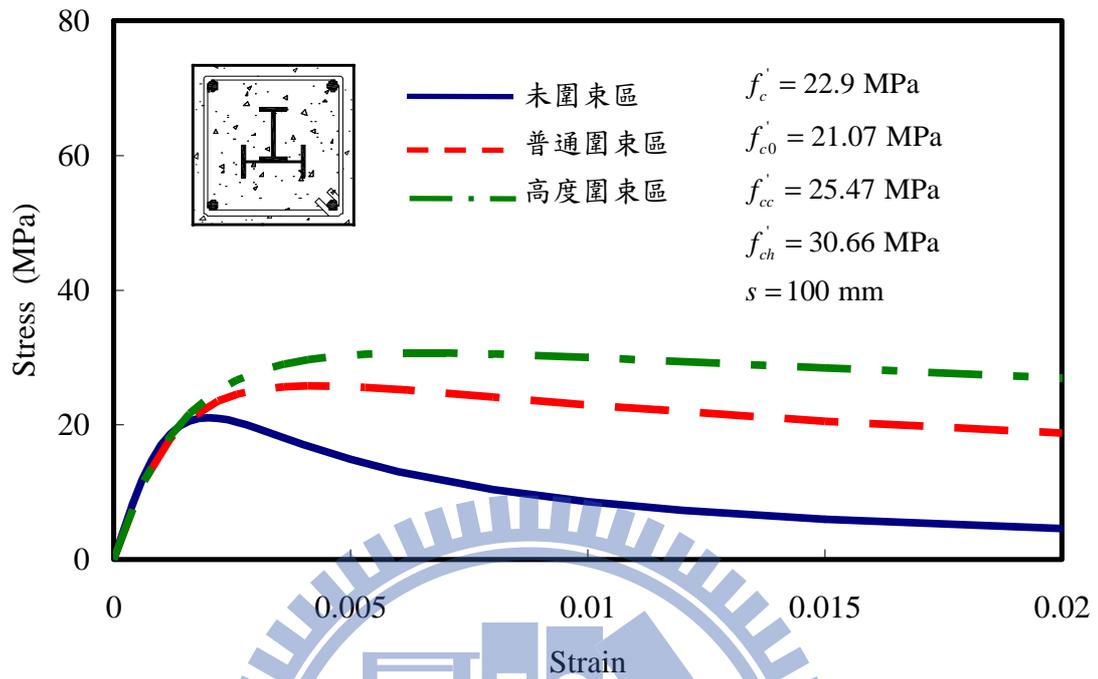


圖 3.36 試體 SRC-T1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

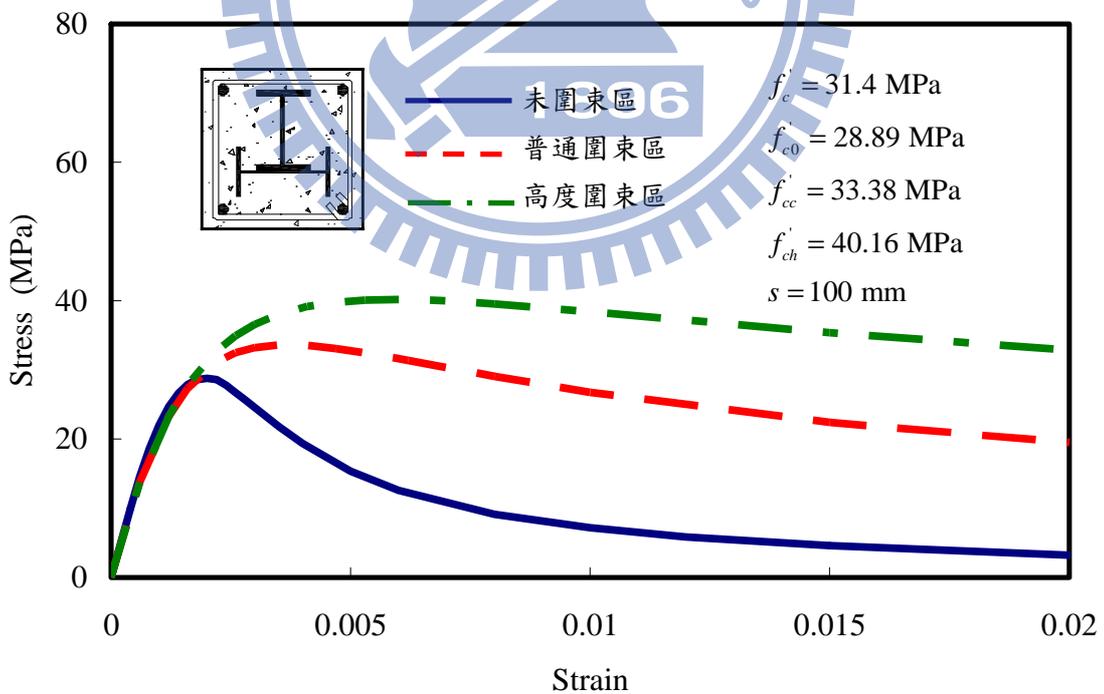


圖 3.37 試體 SRC-T2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之混凝土應力—應變曲線

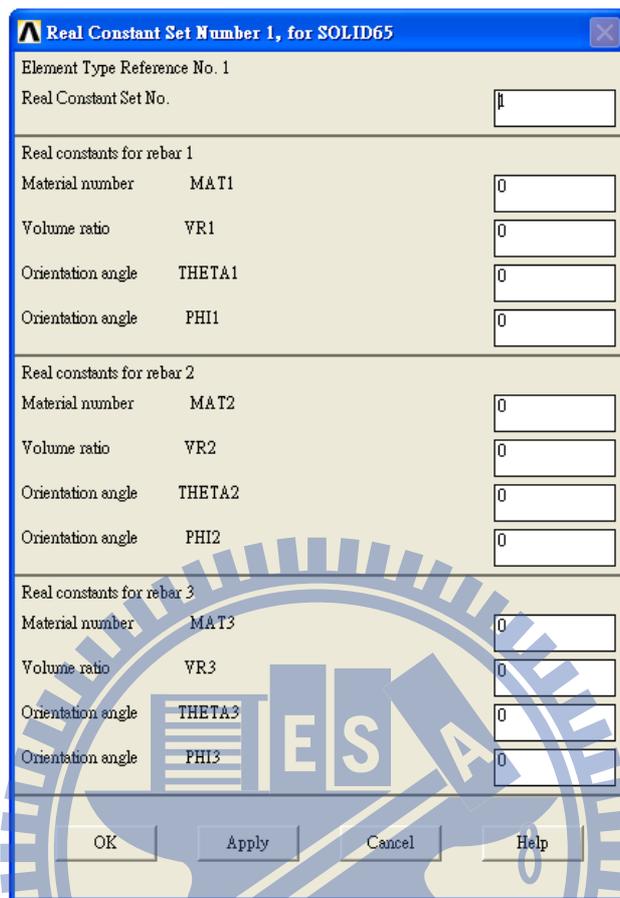


圖 3.38 混凝土實常數參數設定

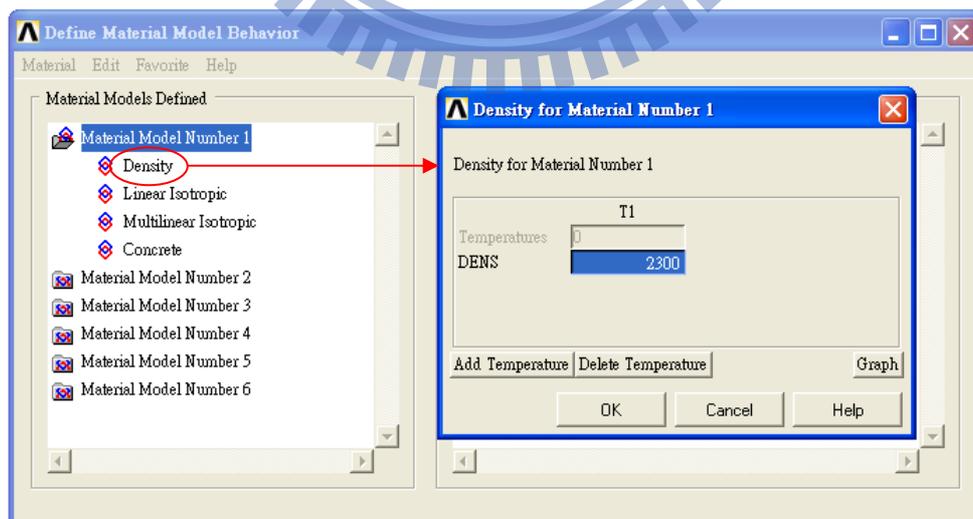


圖 3.39 混凝土之密度參數設定

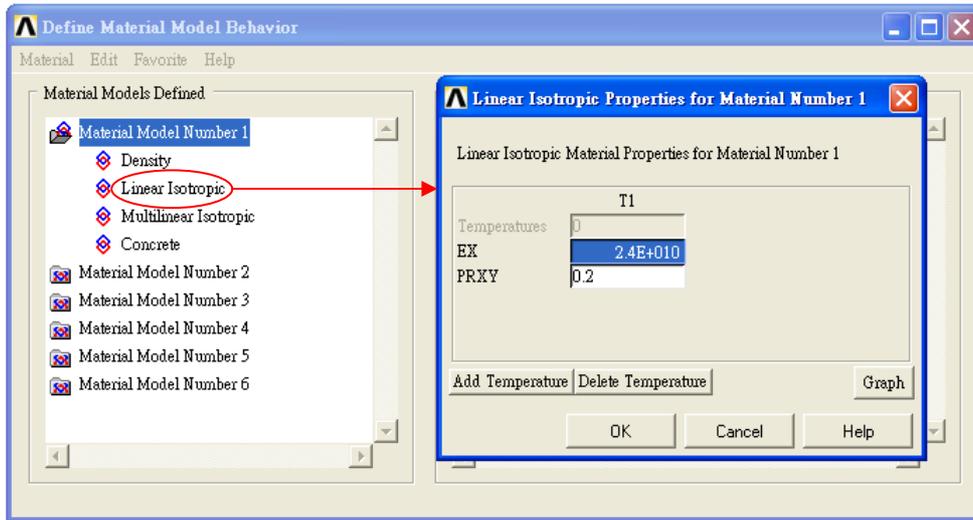


圖 3.40 混凝土之彈性模數與波松比參數設定

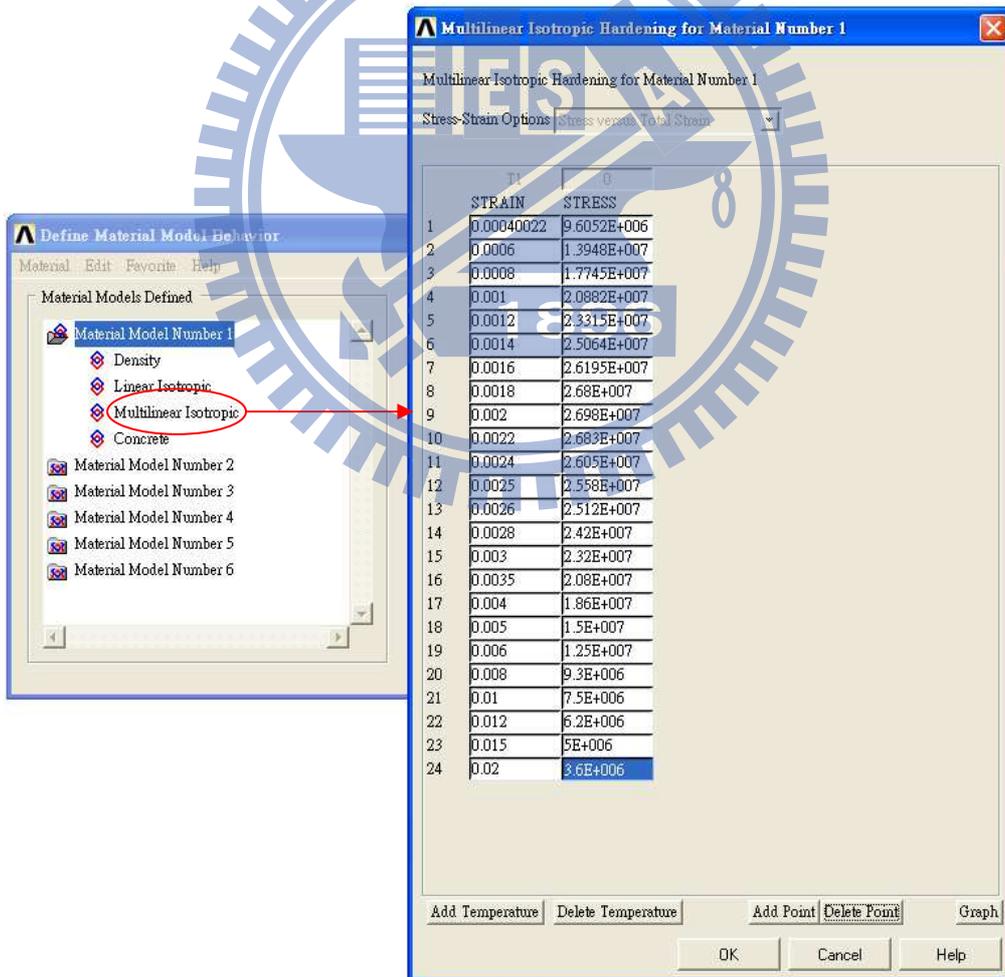


圖 3.41 混凝土之應力－應變曲線參數設定

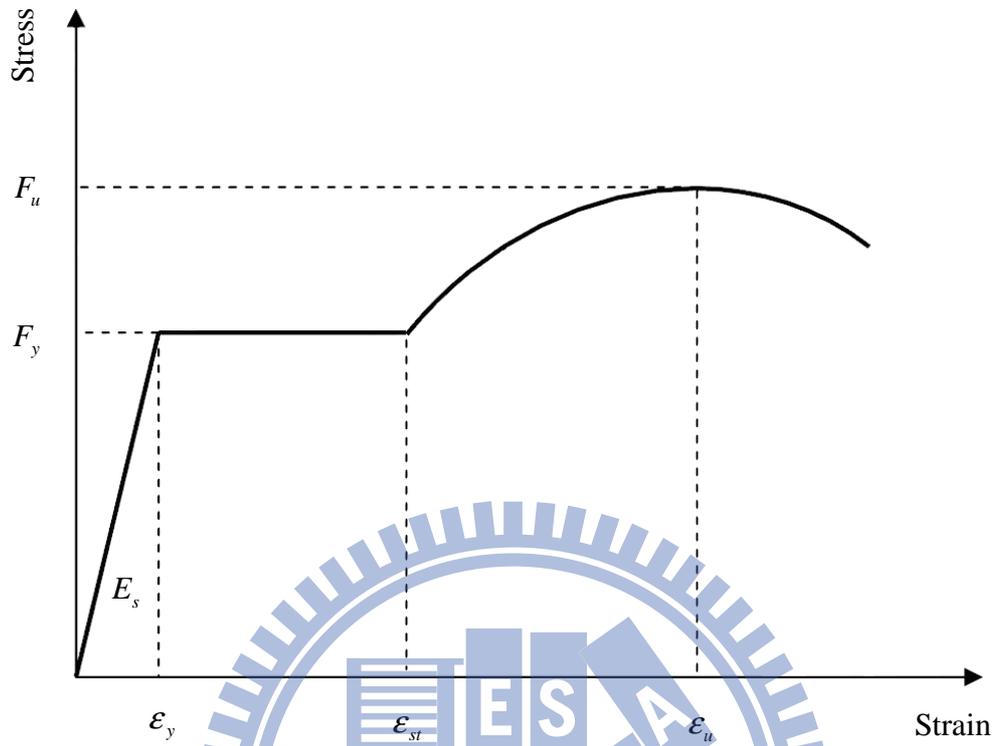


圖 3.42 一般結構鋼材受拉力作用之應力—應變示意圖

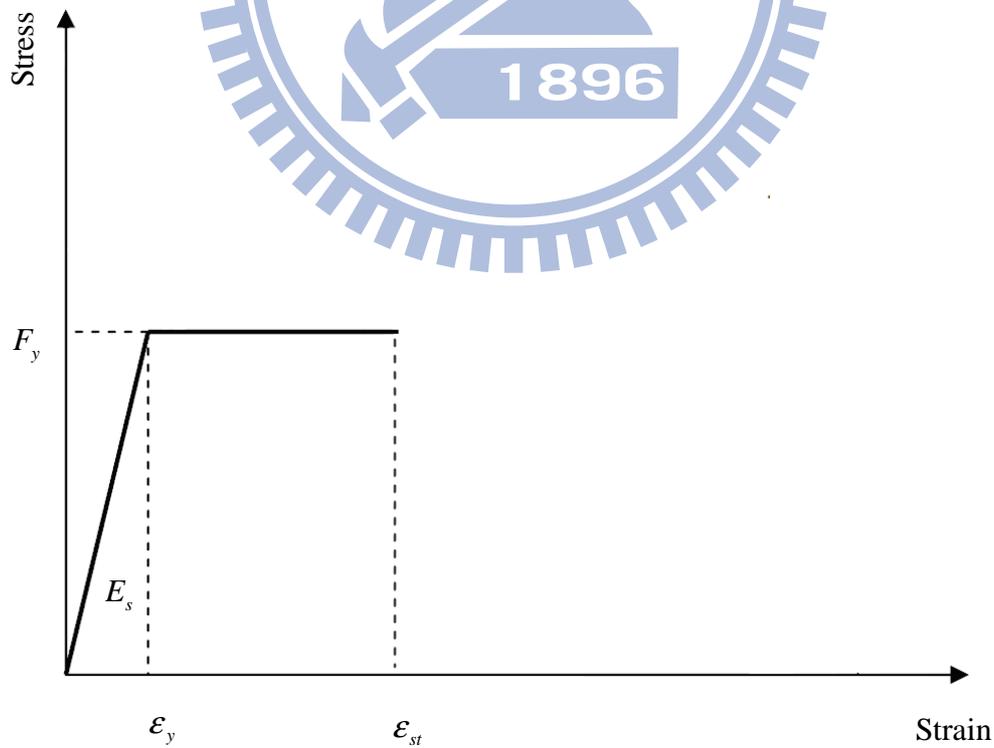


圖 3.43 一般分析時簡化之彈性完全塑性鋼材應力—應變曲線關係

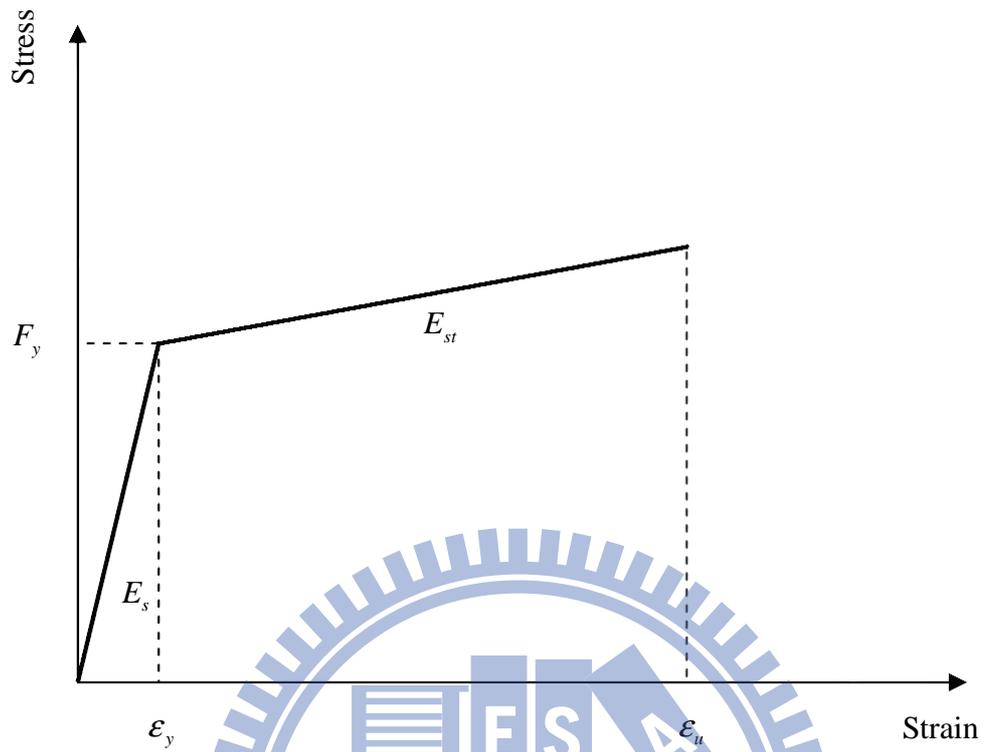


圖 3.44 一般分析時簡化之雙線性鋼材應力-應變曲線關係

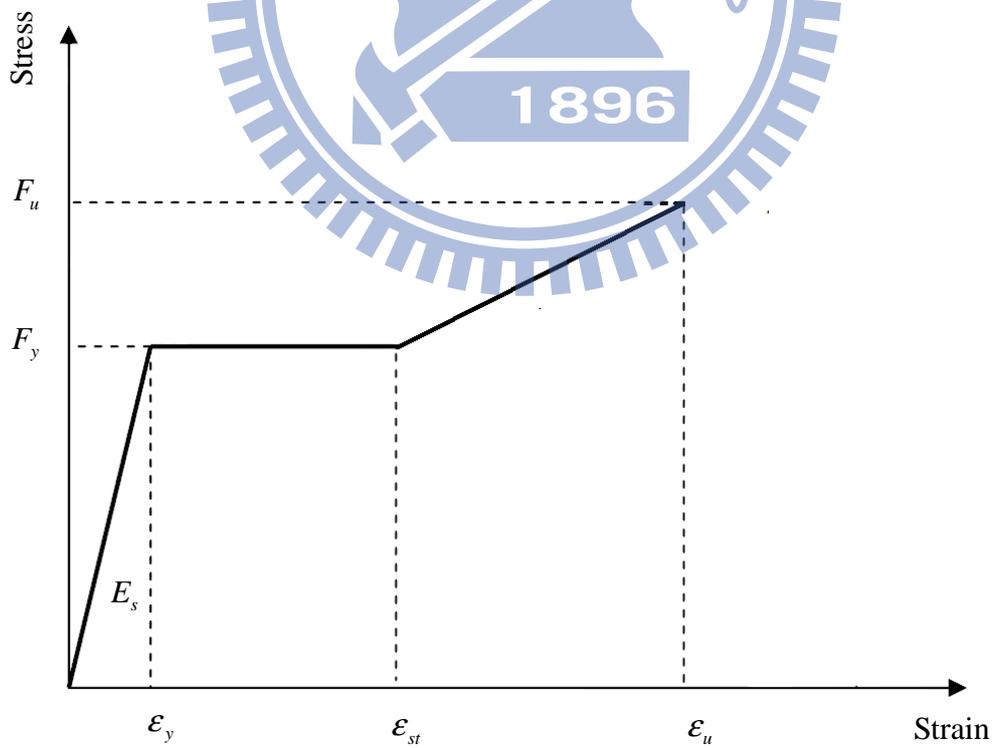


圖 3.45 一般分析時簡化之三線性鋼材應力-應變曲線關係(本研究分析時使用之鋼材應力-應變曲線關係)

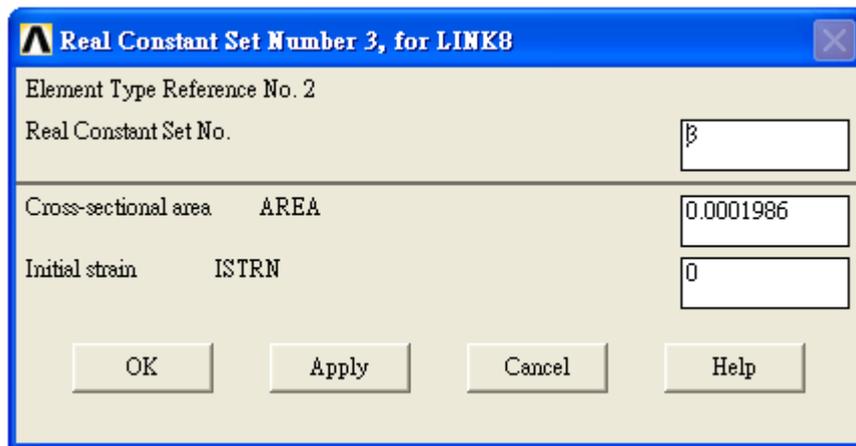


圖 3.46 主筋之實常數參數設定

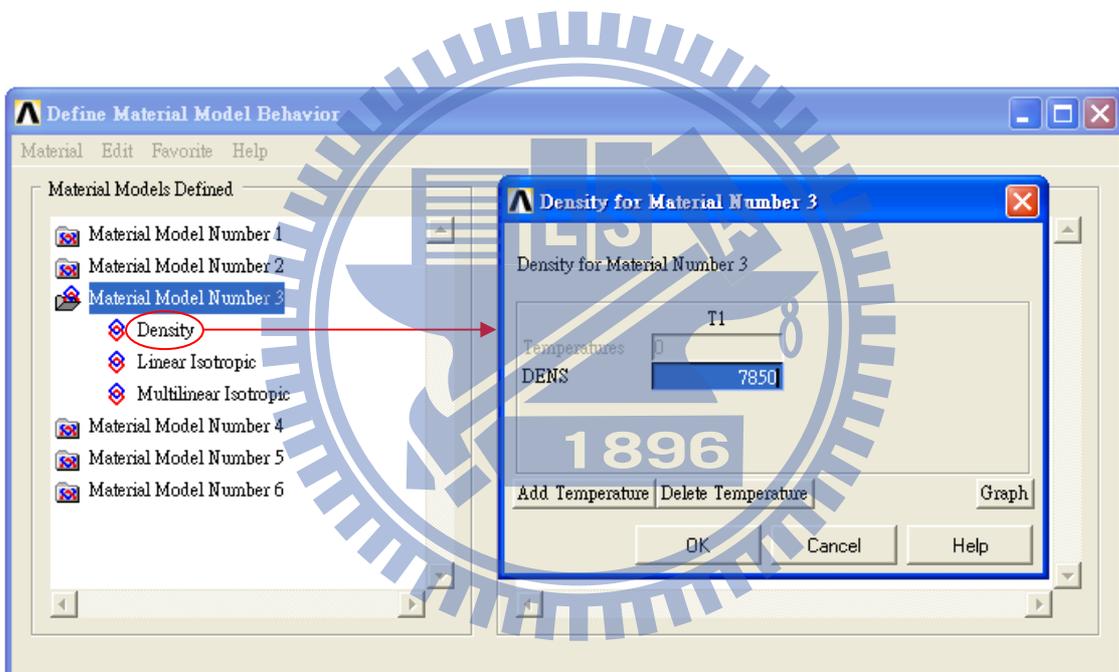


圖 3.47 主筋之密度參數設定

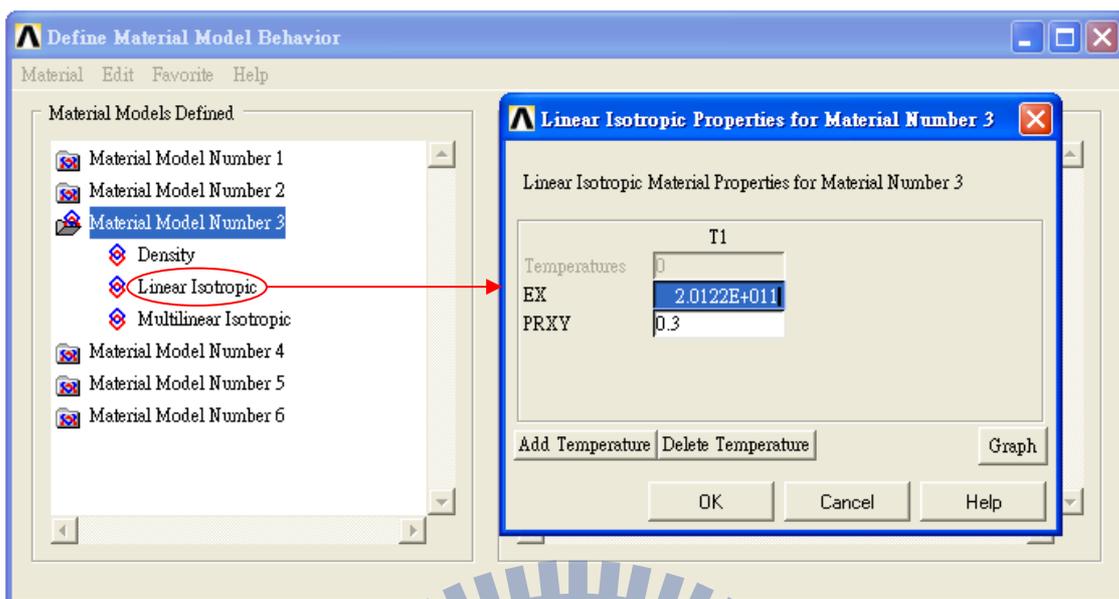


圖 3.48 主筋之彈性模數與波松比參數設定

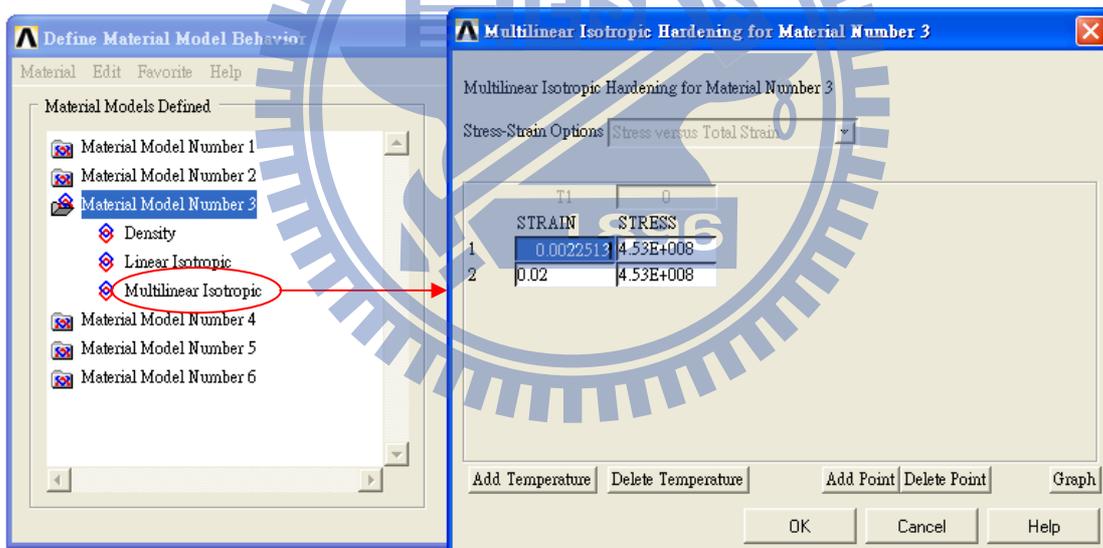


圖 3.49 主筋之應力—應變參數設定

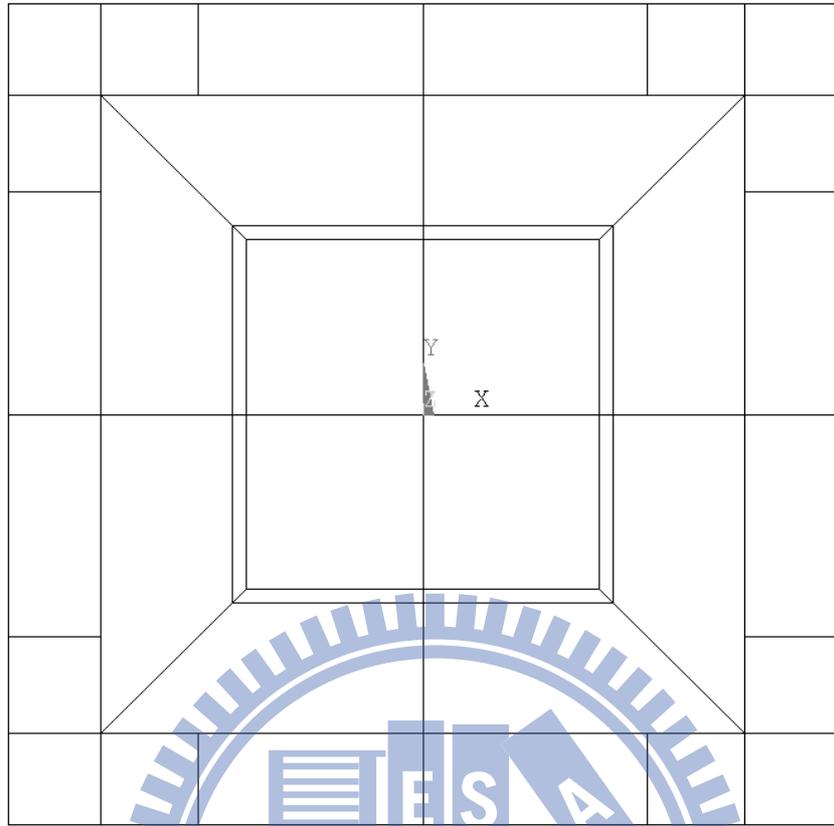


圖 3.50 試體 SRC-B1 中各種斷面配置位置之初步計畫分割模型圖

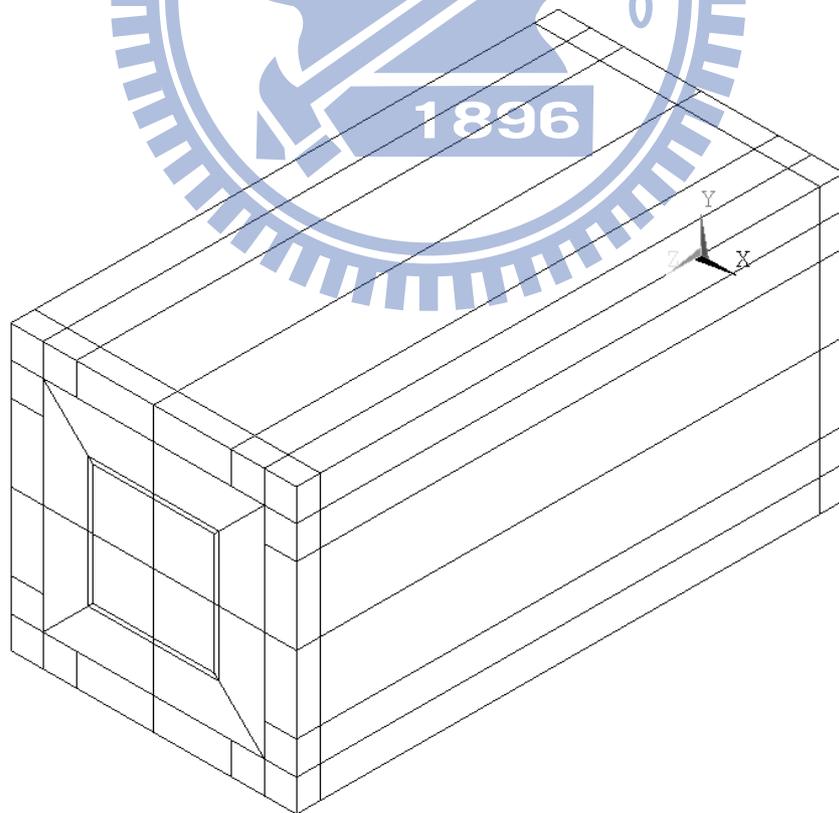


圖 3.51 試體 SRC-B1 初步規劃分割面延伸之實體模型圖

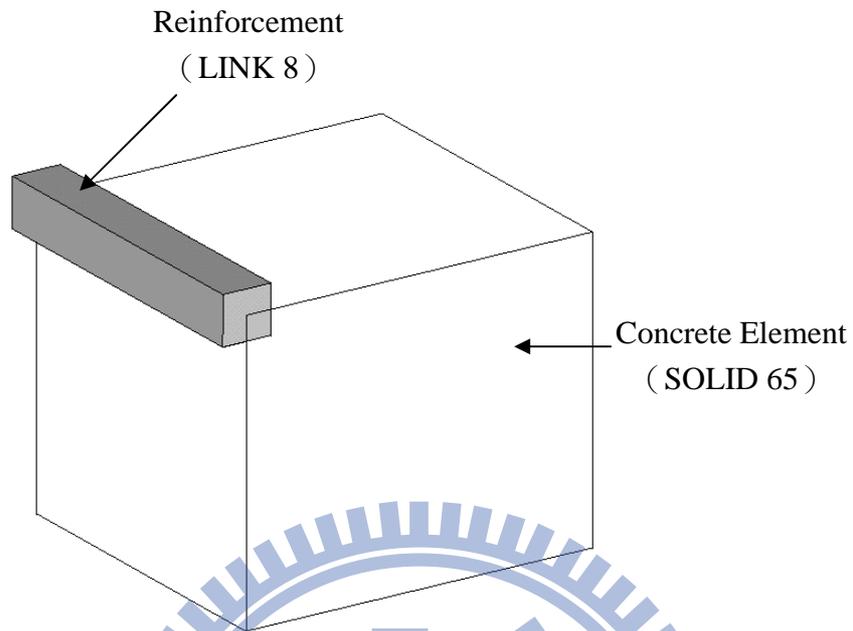


圖 3.52 鋼筋元素與混凝土元素組合

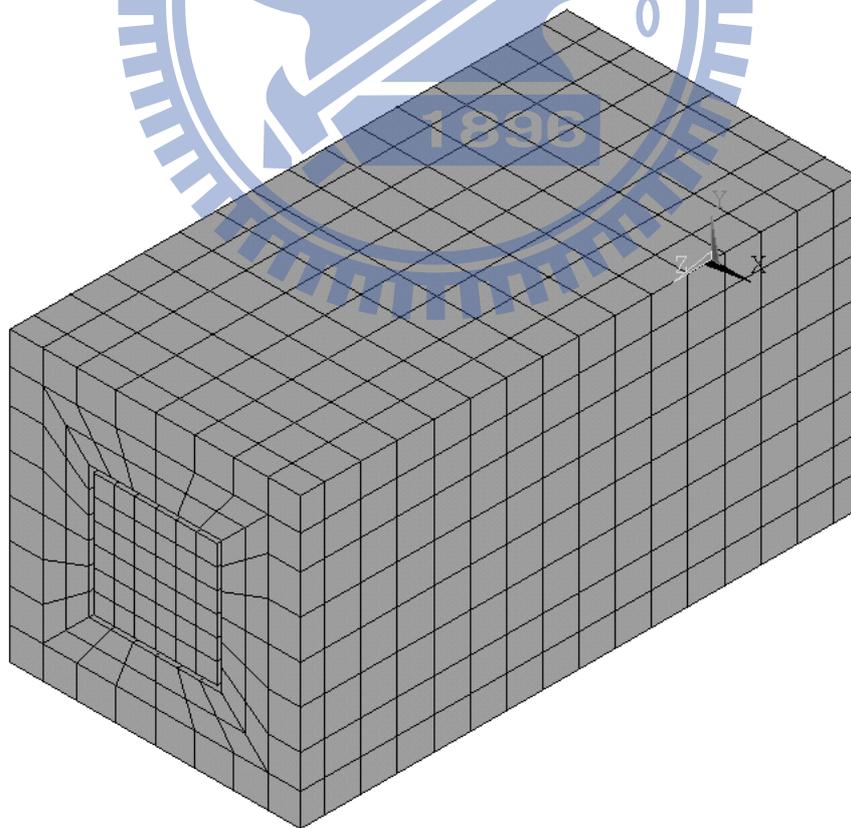


圖 3.53 試體 SRC-B1 實體模型中混凝土元素之分割

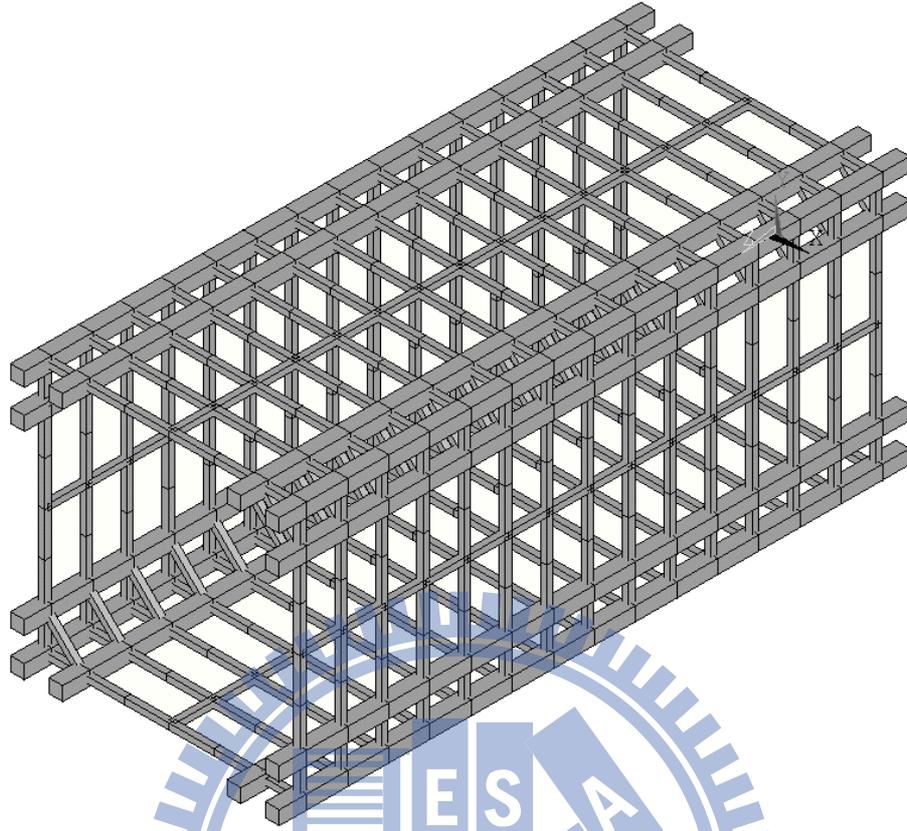


圖 3.54 試體 SRC-B1 實體模型中鋼筋元素之分割

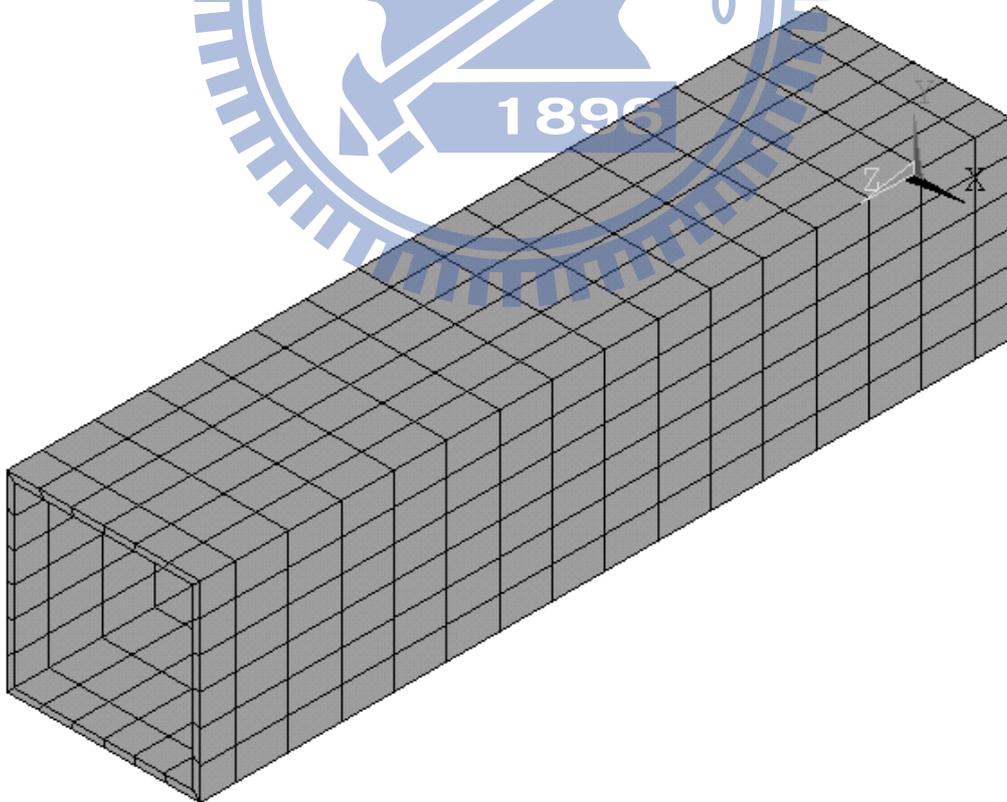


圖 3.55 試體 SRC-B1 實體模型中鋼骨元素之分割

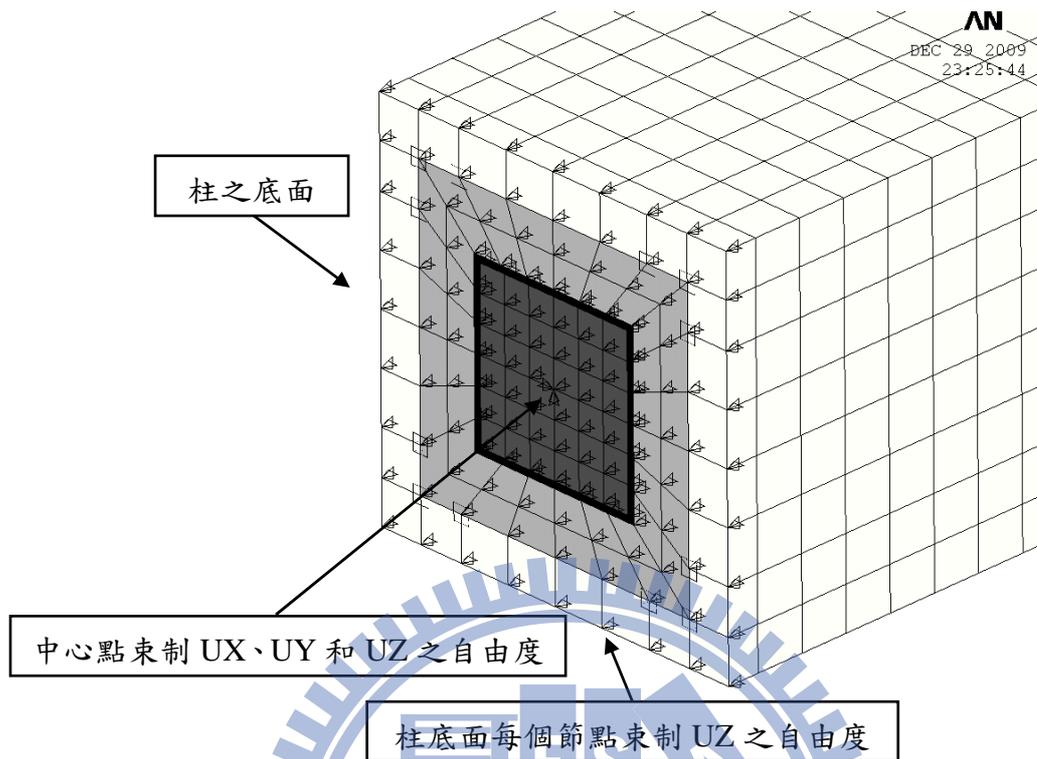


圖 3.56 試體 SRC-B1 實體模型中底面自由度束制條件示意圖

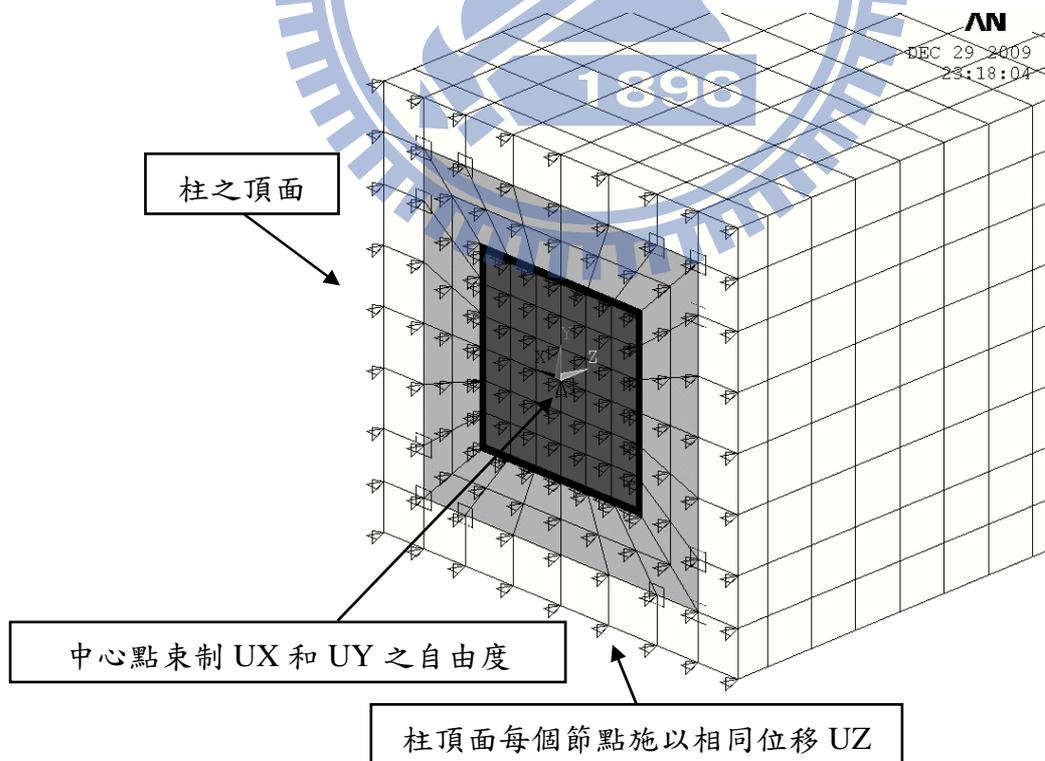


圖 3.57 試體 SRC-B1 實體模型中頂面加載自由度束制條件示意圖

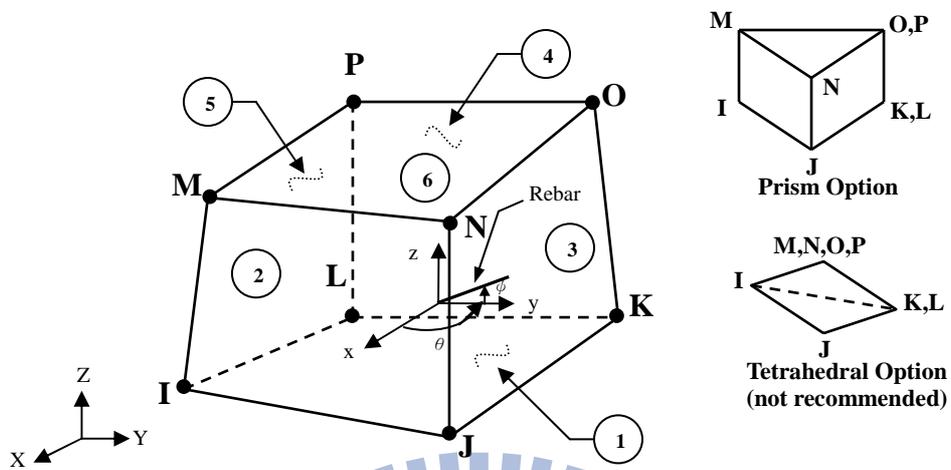


圖 3.58 三維 8 節點混凝土元素 SOLID 65[69]

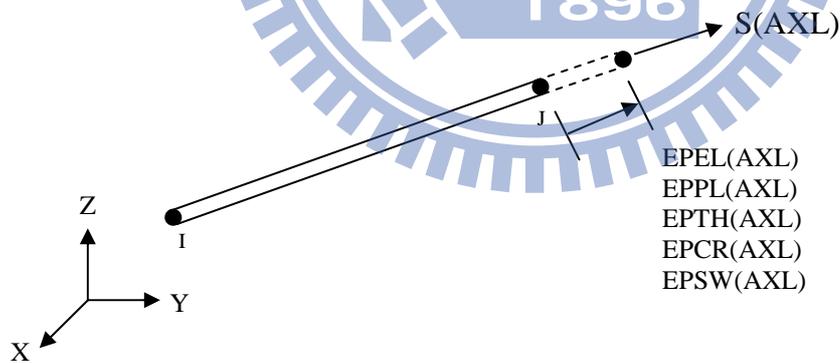


圖 3.59 三維 2 節點鋼筋元素 LINK 8[69]

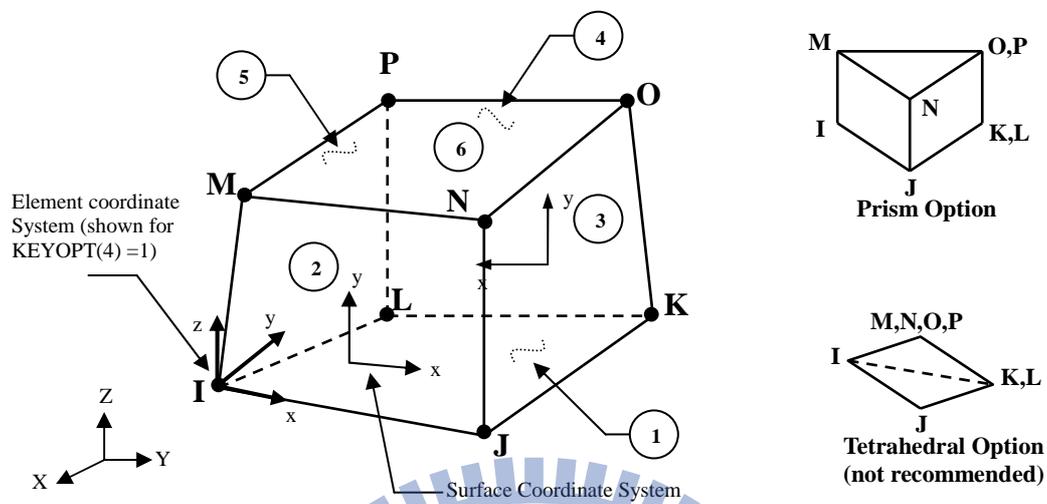


圖 3.60 三維 8 節點混凝土元素 SOLID 45[69]

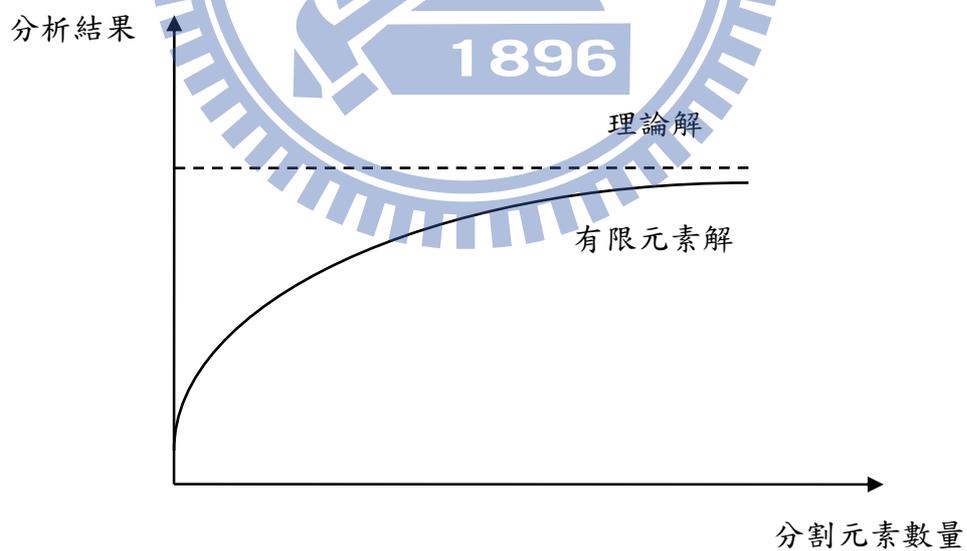
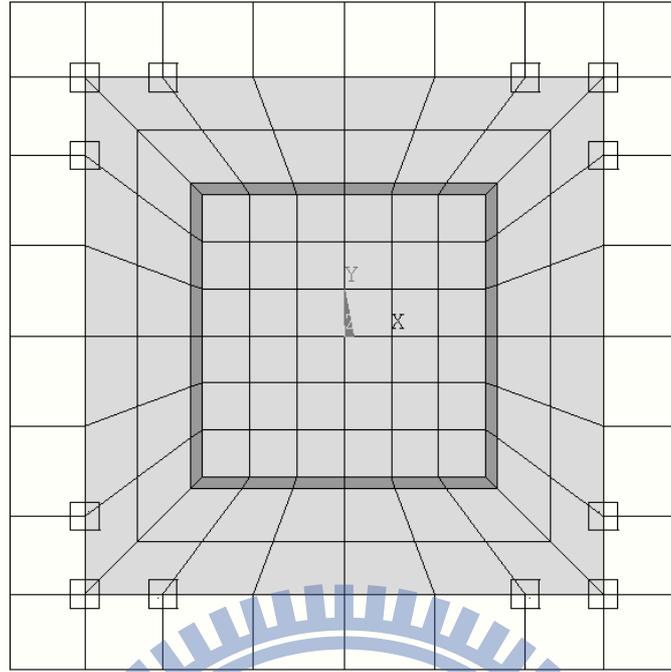
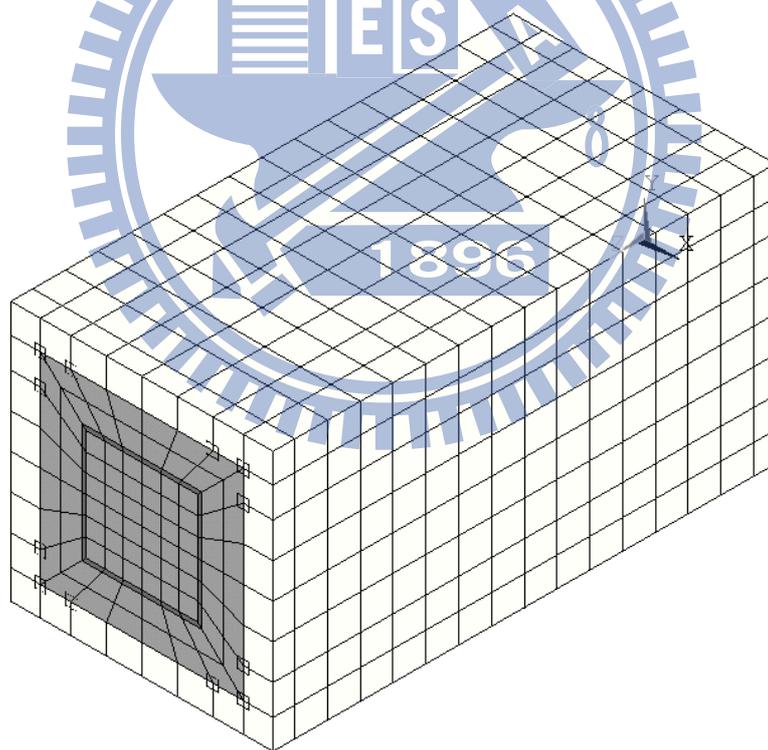


圖 3.61 分割元素數量與有限元素收斂關係圖

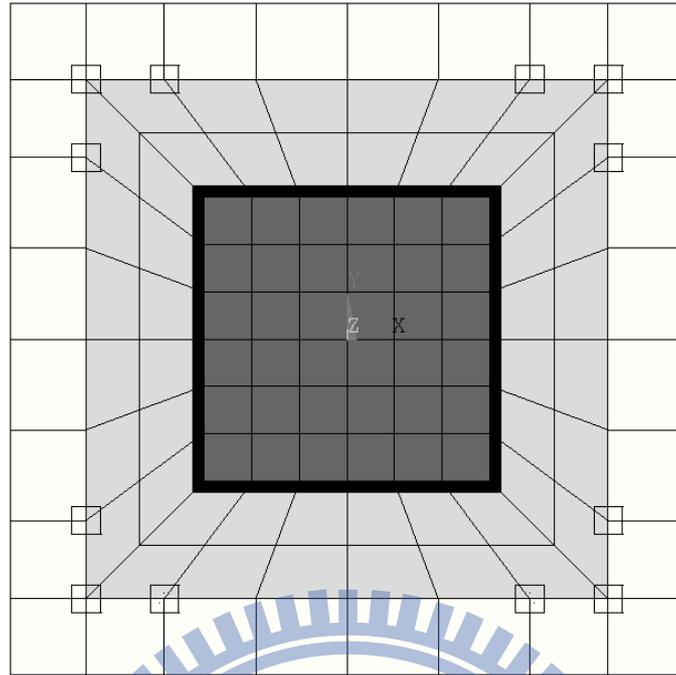


(a) 試體網格正視圖

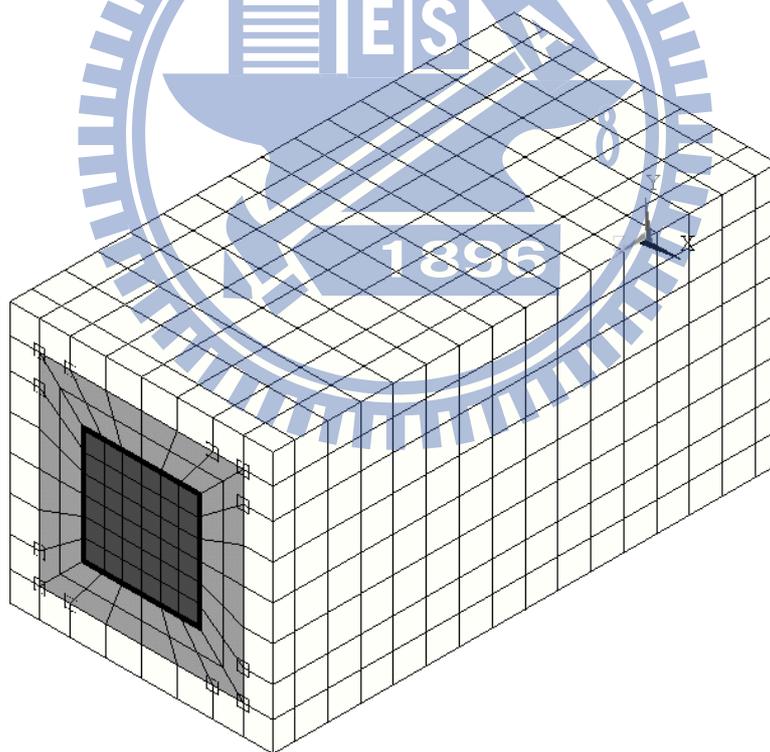


(b) 試體網格立面圖

圖 3.62 試體 SRC-B1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖

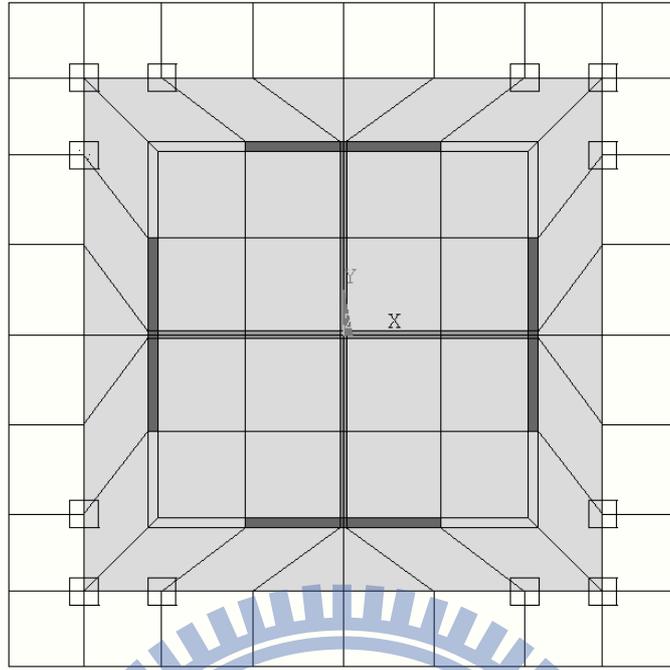


(a) 試體網格正視圖

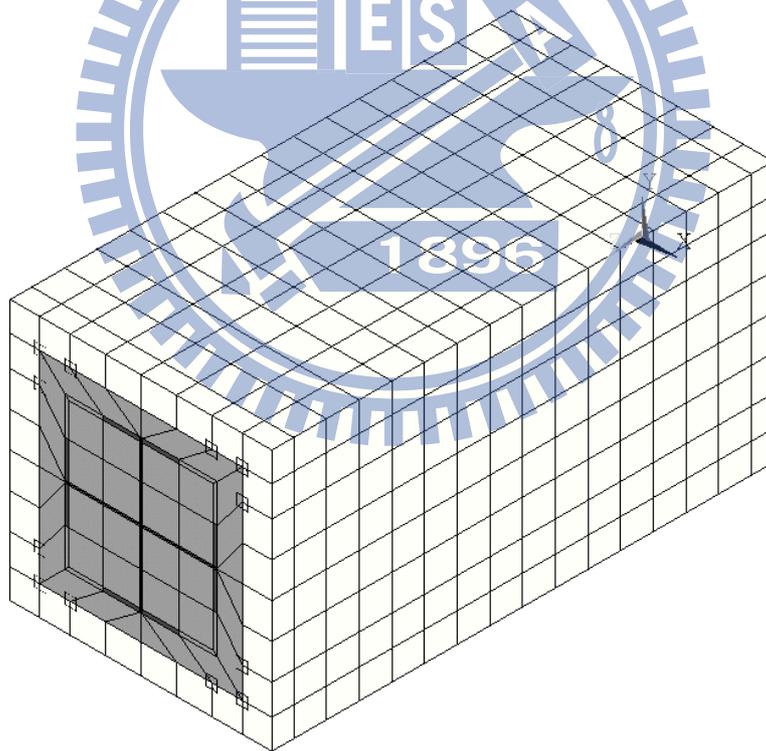


(b) 試體網格立面圖

圖 3.63 試體 SRC-B1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之網格分割圖

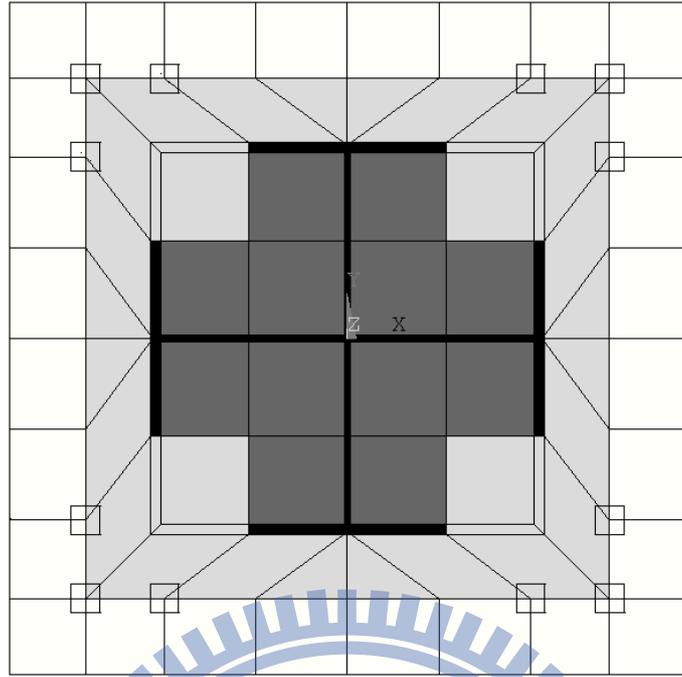


(a) 試體正視圖

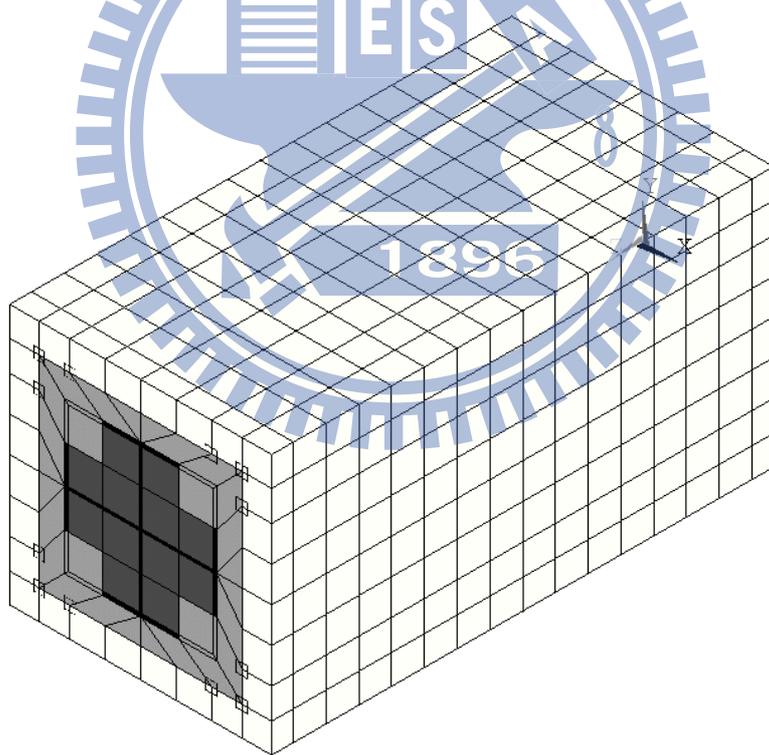


(b) 試體立面圖

圖 3.64 試體 SRC-C1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

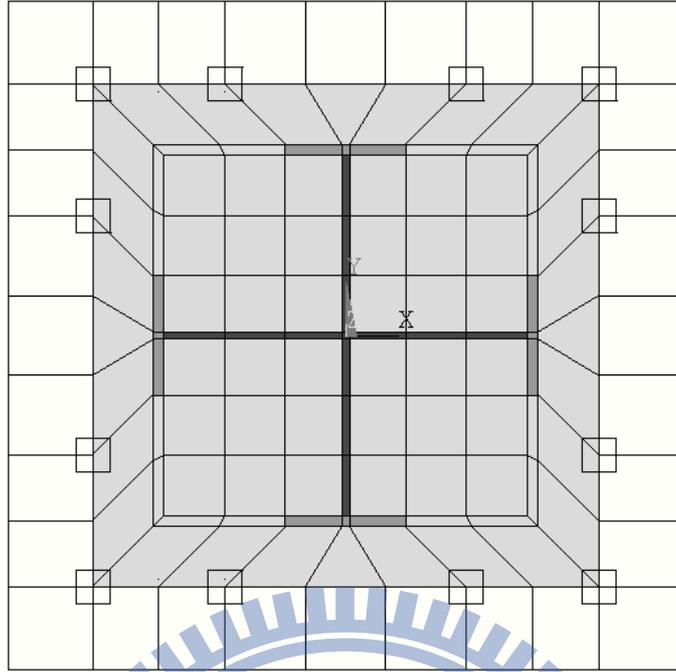


(a) 試體網格正視圖

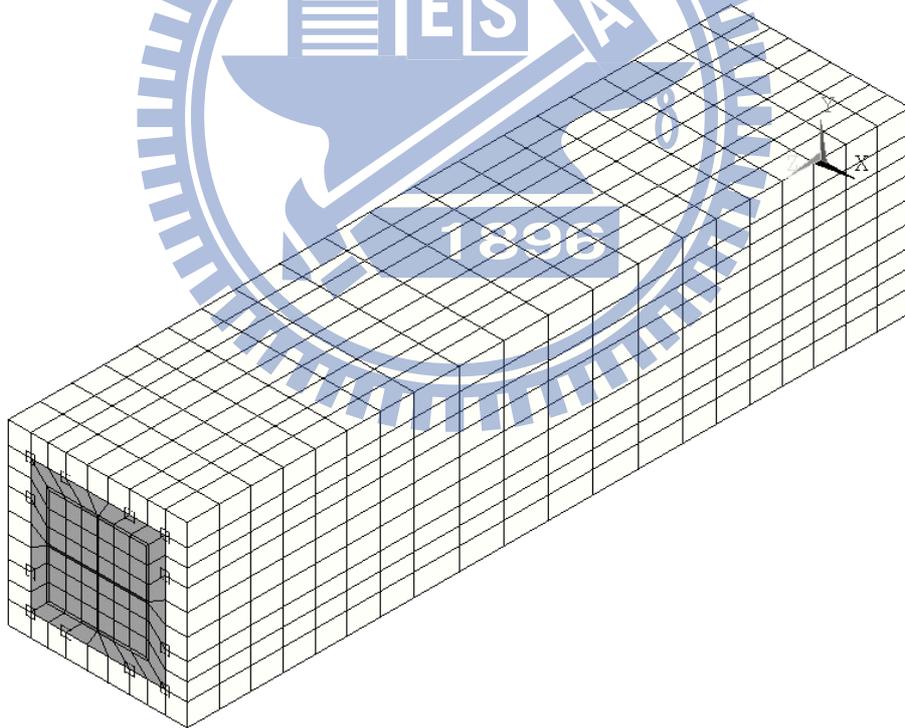


(b) 試體立面圖

圖 3.65 試體 SRC-C1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

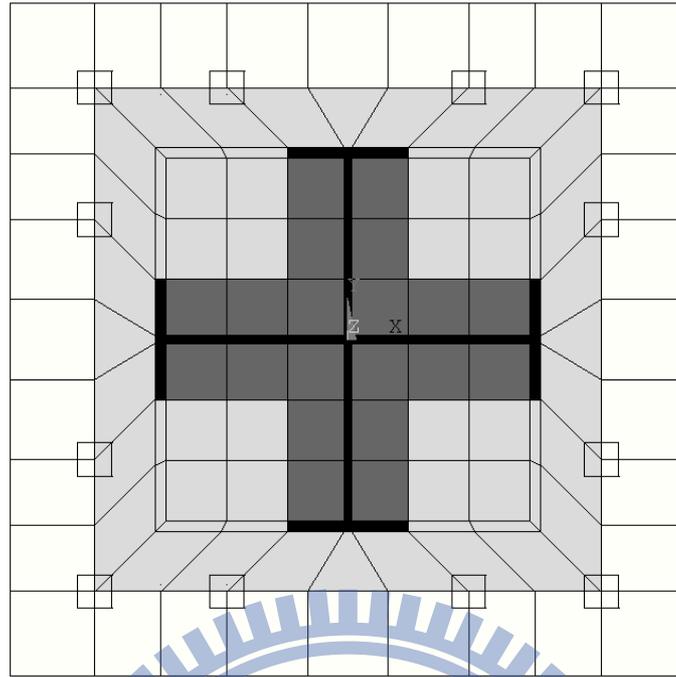


(a) 試體正視圖

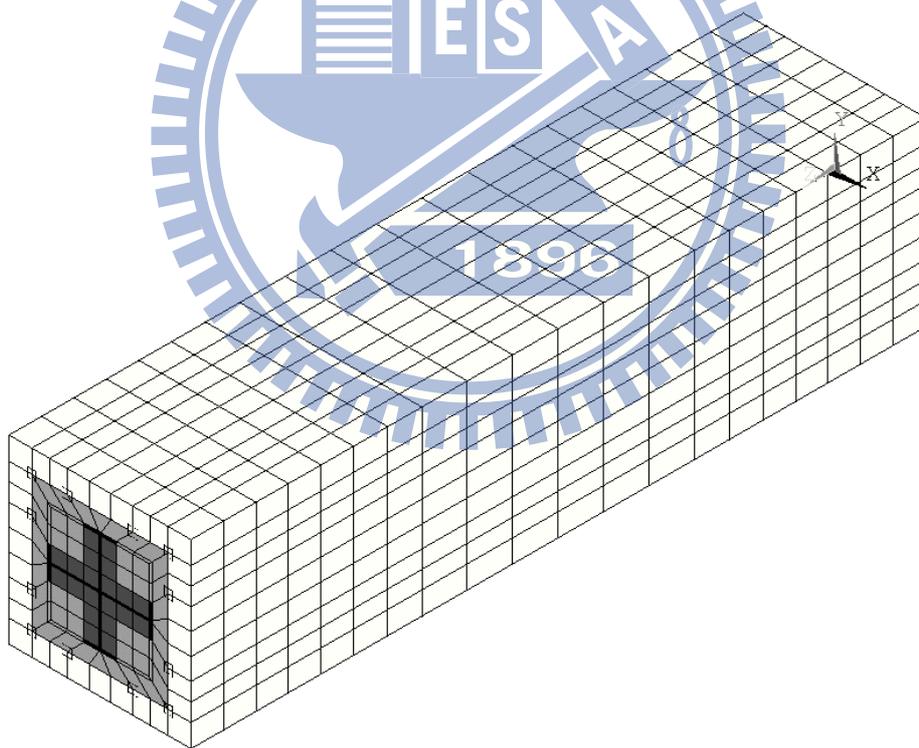


(b) 試體立面圖

圖 3.66 試體 SRC-C2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

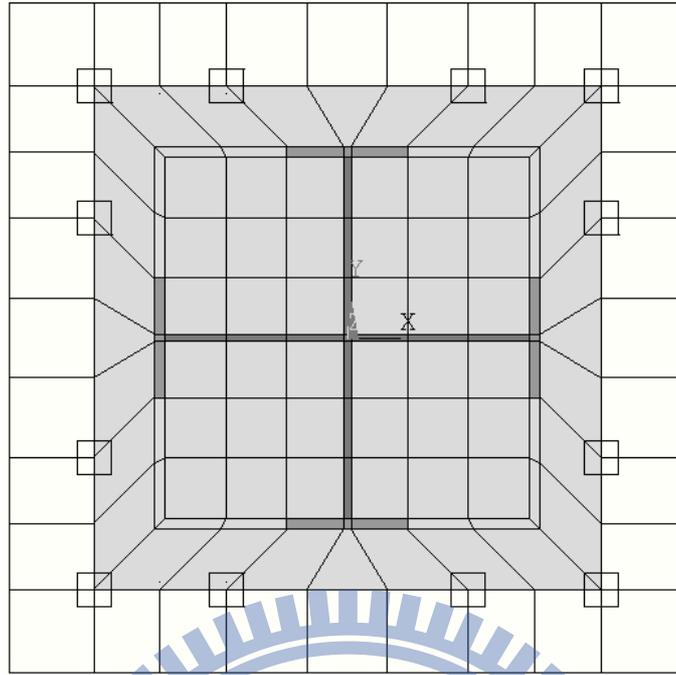


(a) 試體正視圖

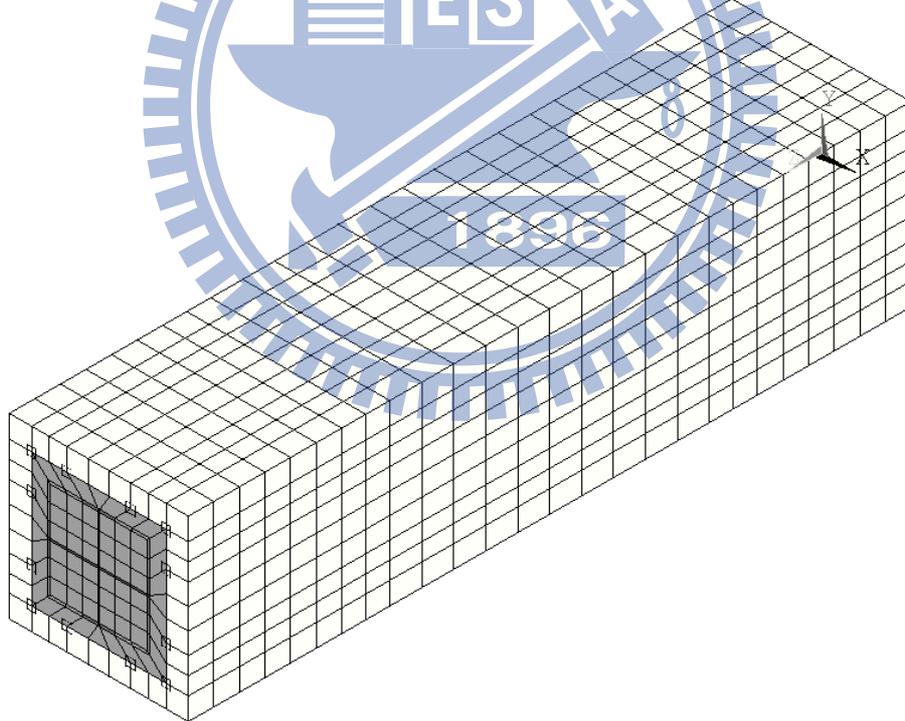


(b) 試體立面圖

圖 3.67 試體 SRC-C2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

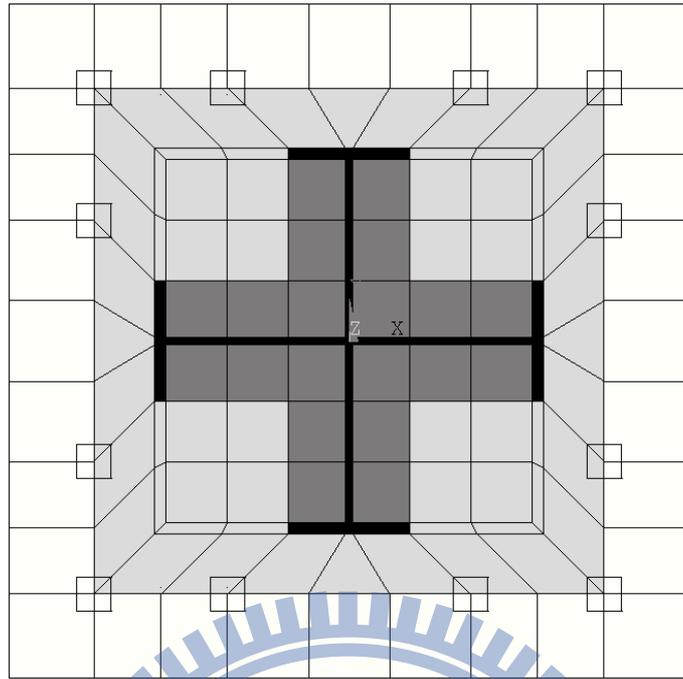


(a) 試體正視圖

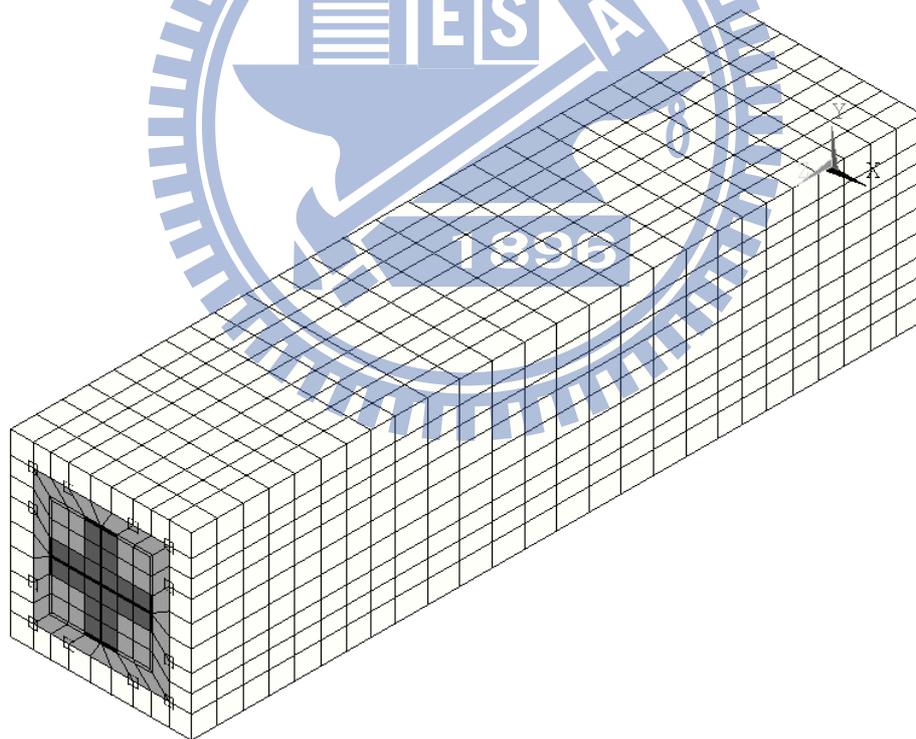


(b) 試體立面圖

圖 3.68 試體 SRC-C3 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

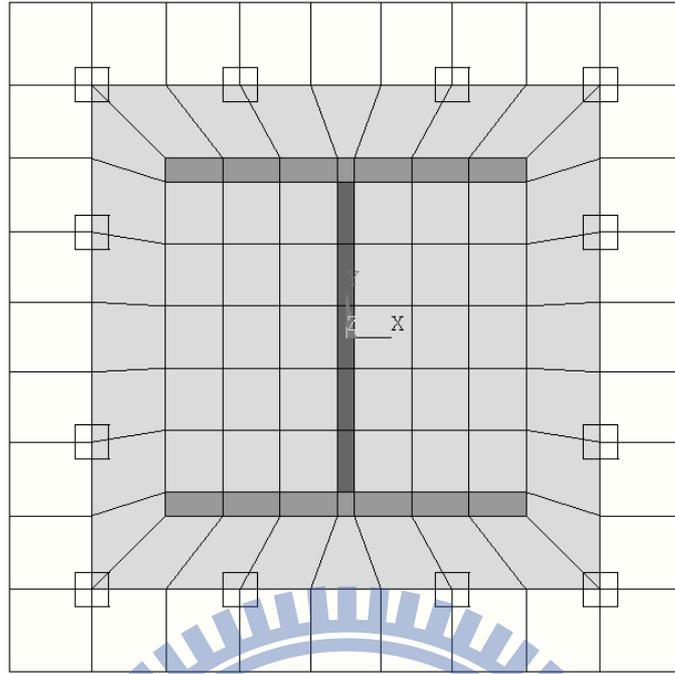


(a) 試體正視圖

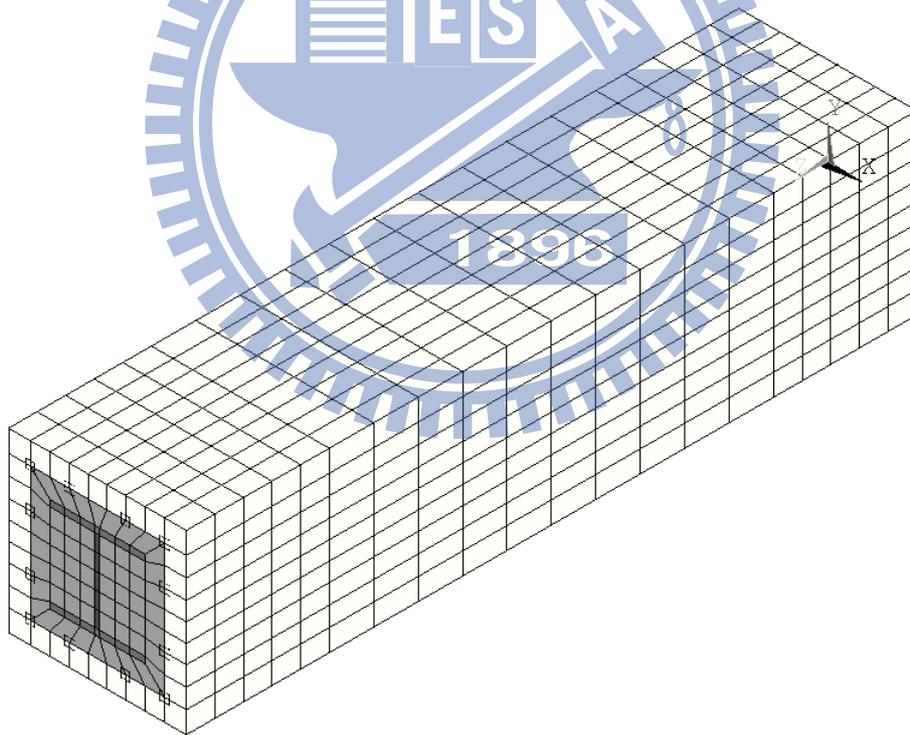


(b) 試體立面圖

圖 3.69 試體 SRC-C3 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

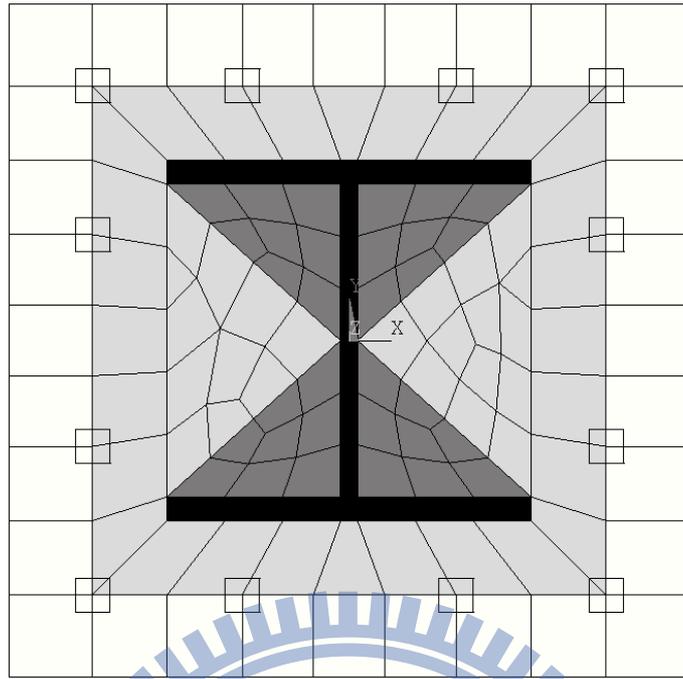


(a) 試體正視圖

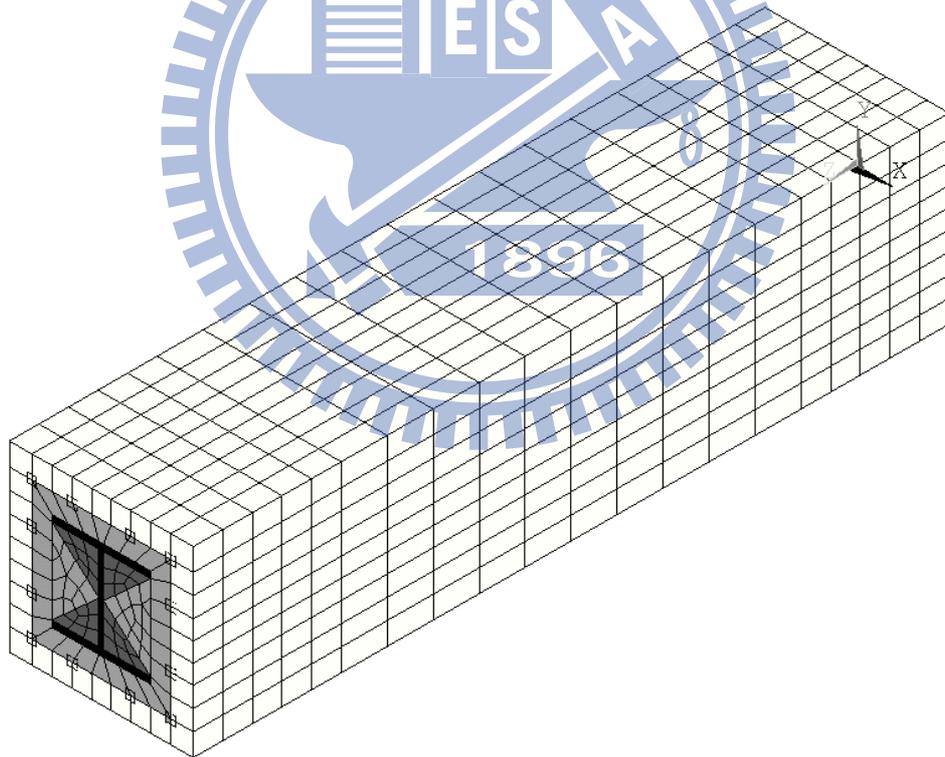


(b) 試體立面圖

圖 3.70 試體 SRC-H1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

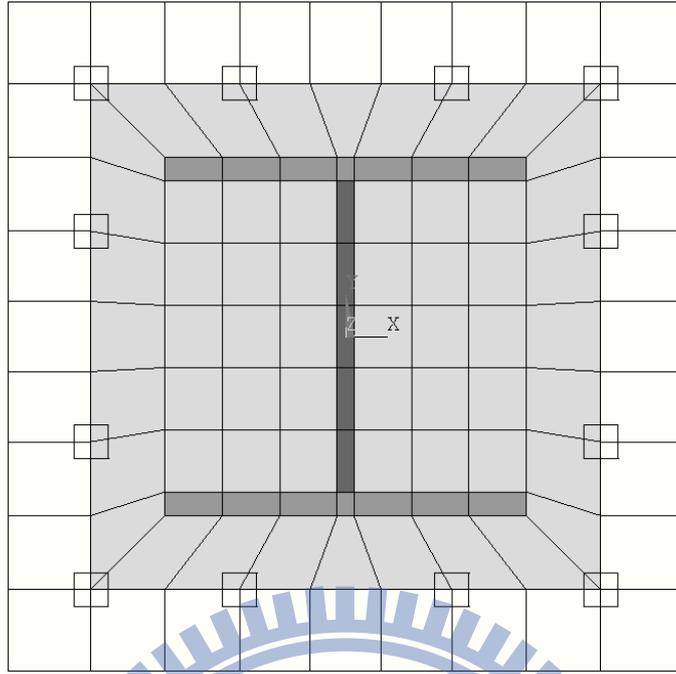


(a) 試體正視圖

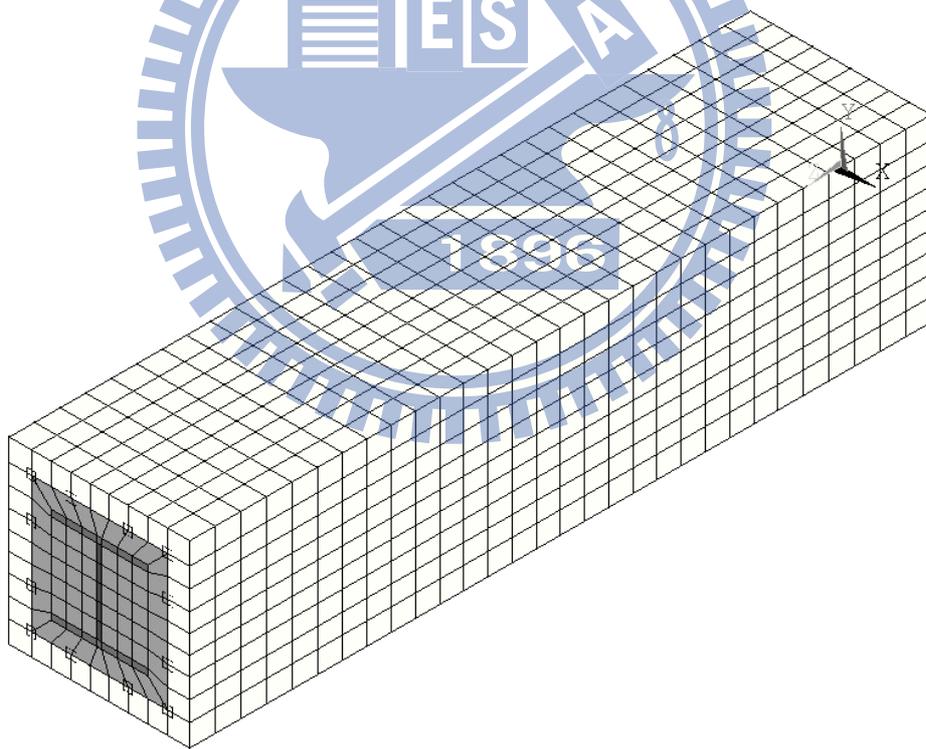


(b) 試體立面圖

圖 3.71 試體 SRC-H1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

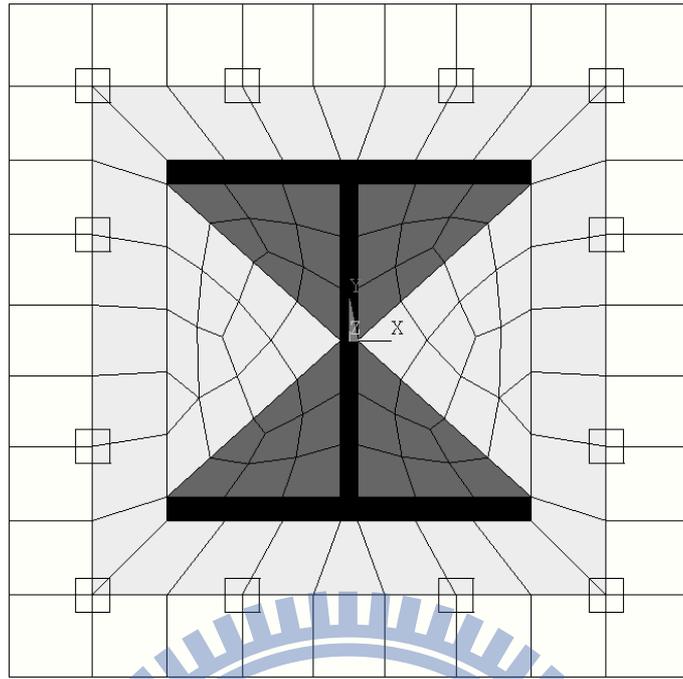


(a) 試體正視圖

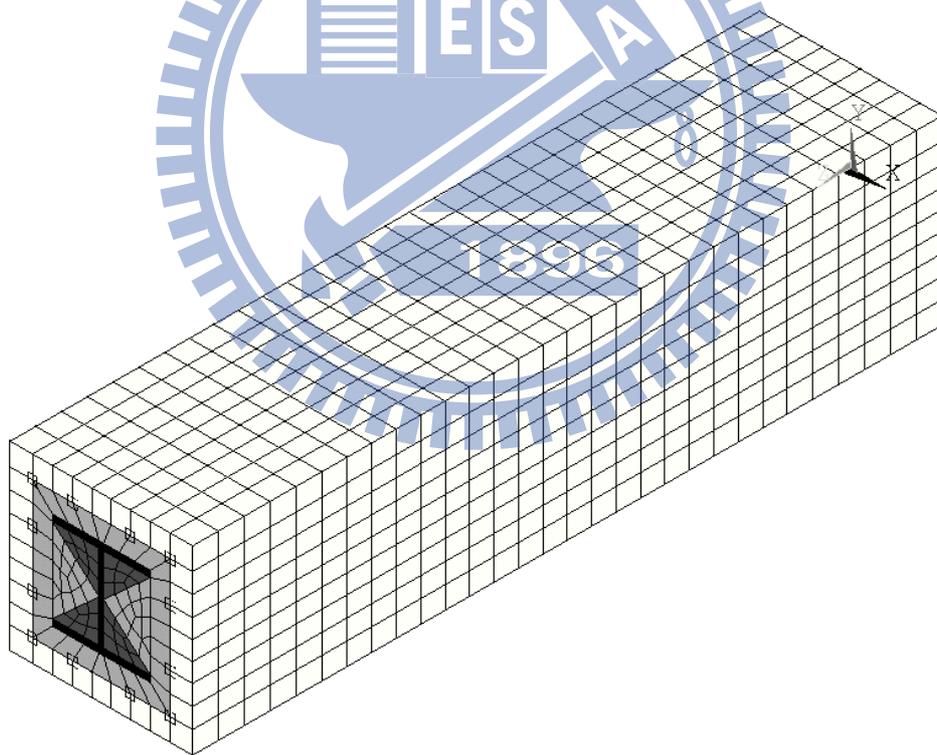


(b) 試體立面圖

圖 3.72 試體 SRC-H2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

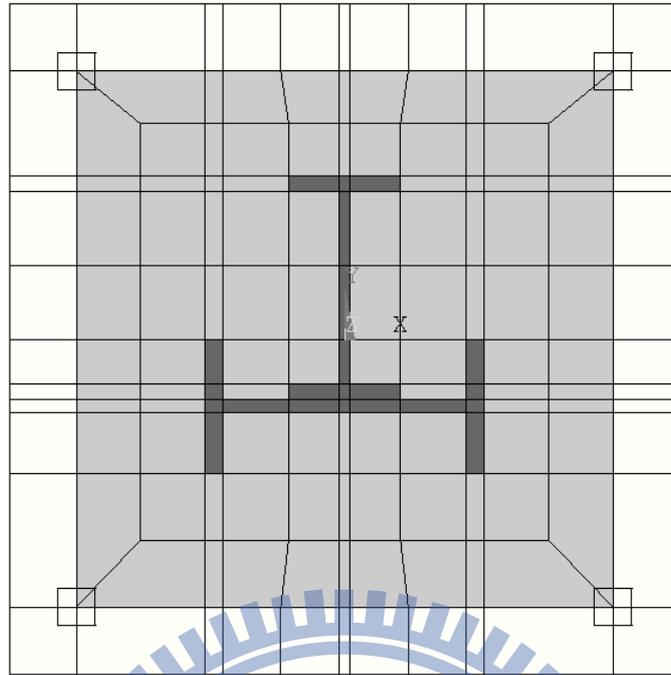


(a) 試體正視圖

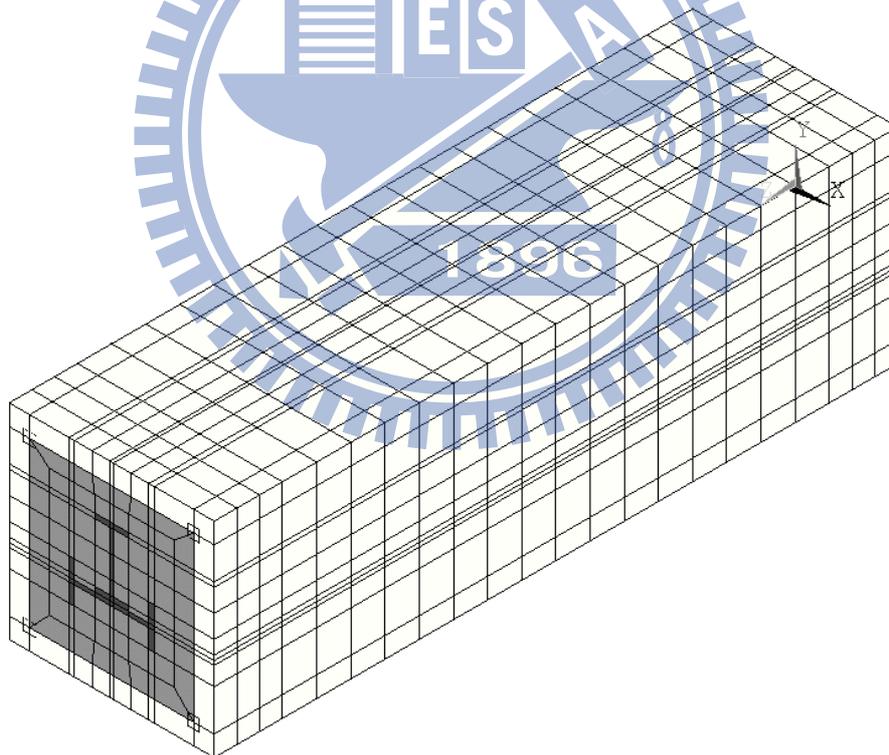


(b) 試體立面圖

圖 3.73 試體 SRC-H2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

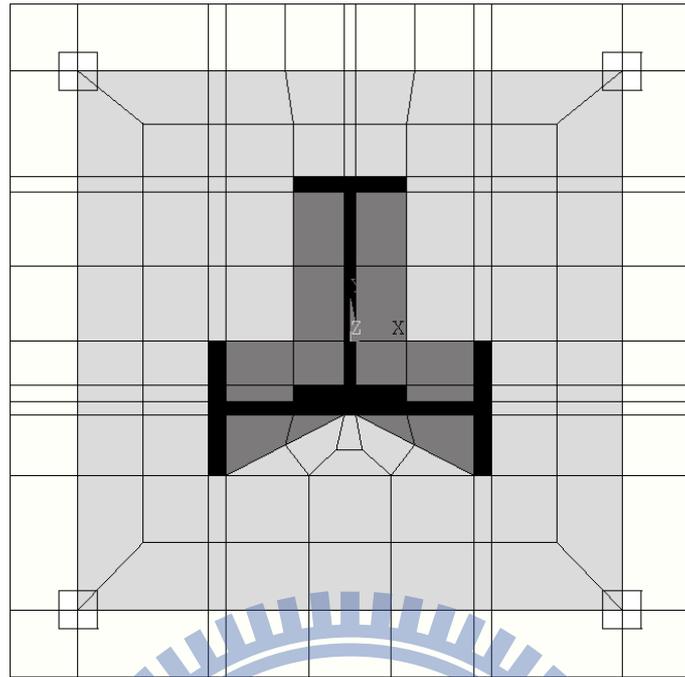


(a) 試體正視圖

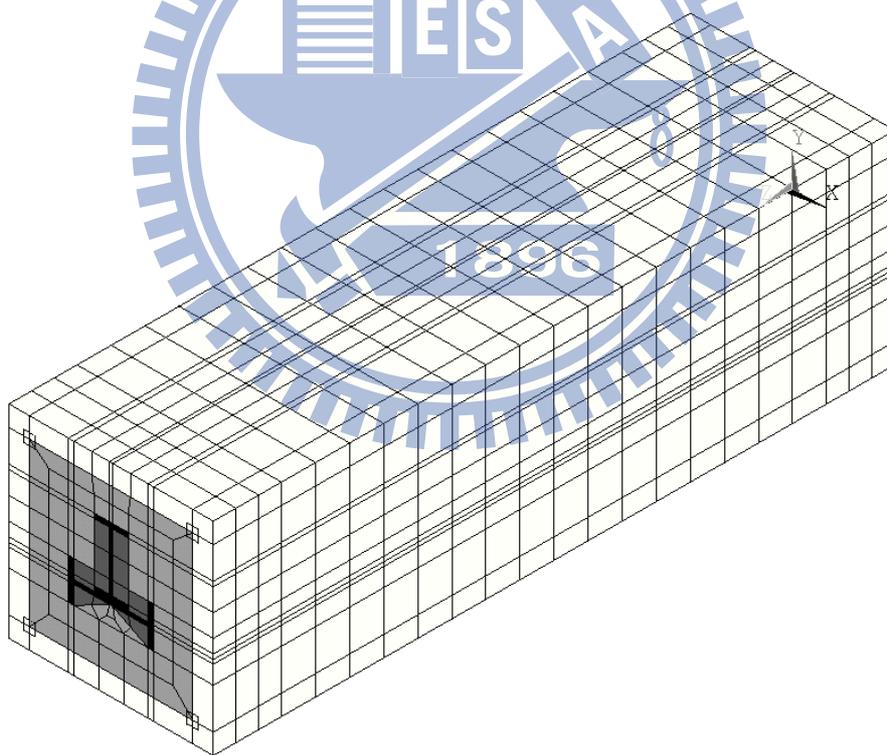


(b) 試體立面圖

圖 3.74 試體 SRC-T1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

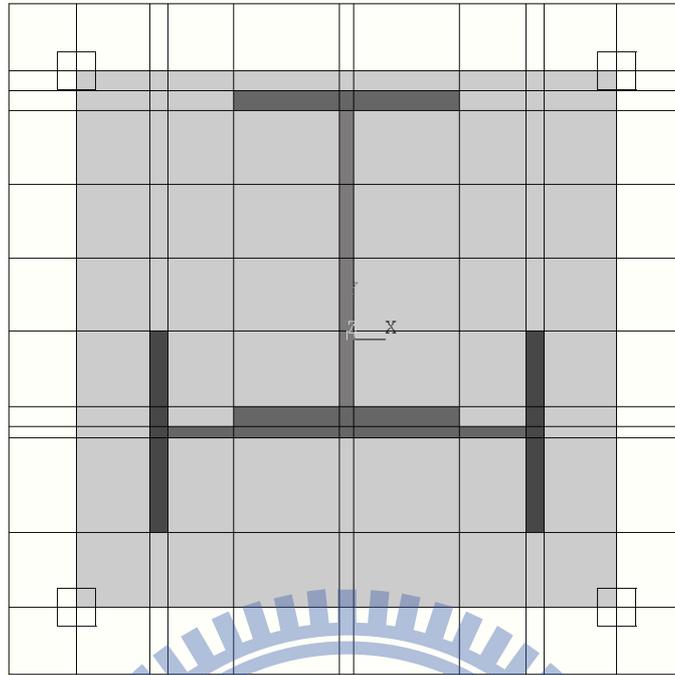


(a) 試體正視圖

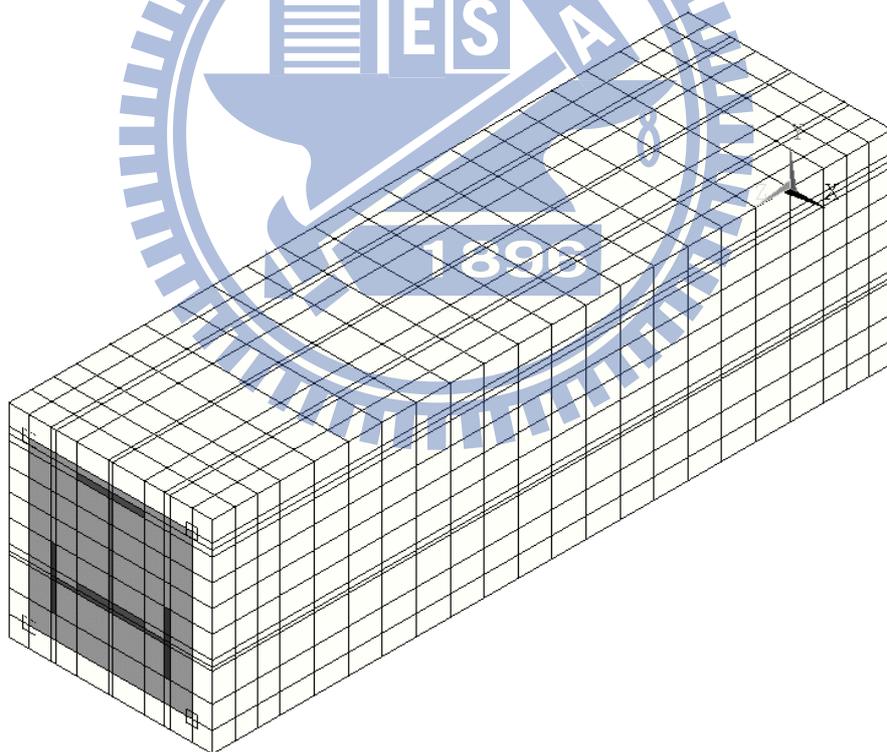


(b) 試體立面圖

圖 3.75 試體 SRC-T1 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

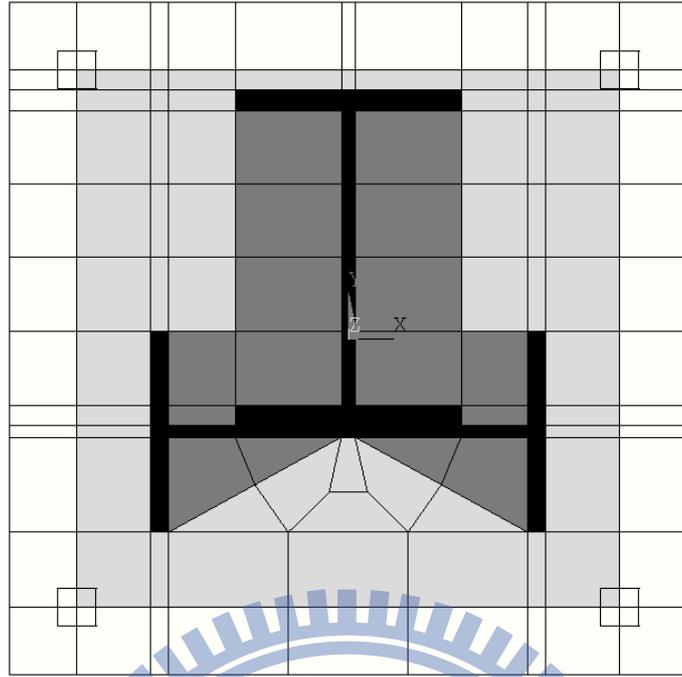


(a) 試體正視圖

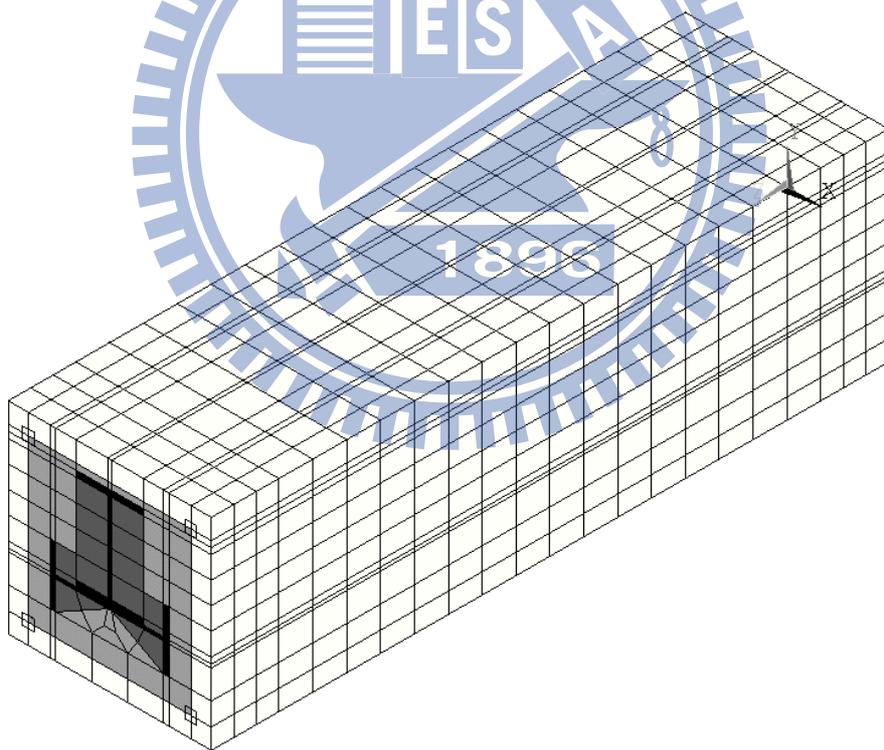


(b) 試體立面圖

圖 3.76 試體 SRC-T2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖



(a) 試體正視圖



(b) 試體立面圖

圖 3.77 試體 SRC-T2 後期分析(含鋼骨圍束效應)之有限元素模型之
網格分割圖

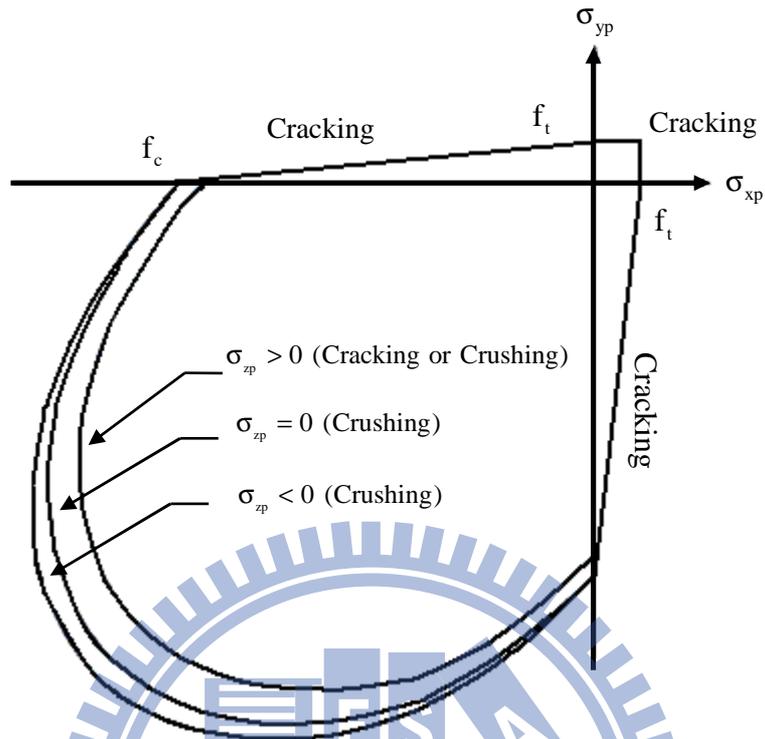


圖 3.78 混凝土開裂和壓碎的破壞模式

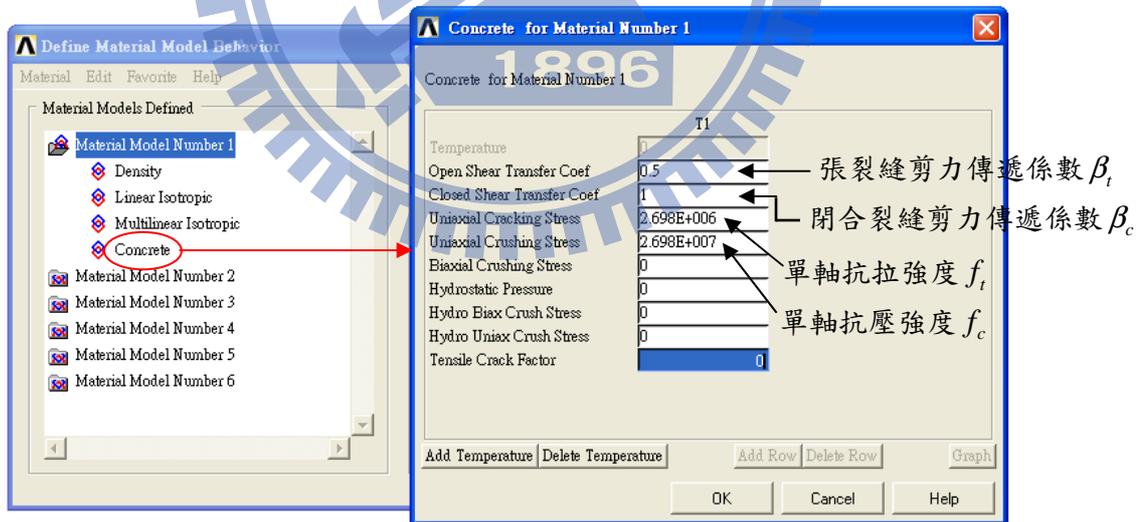
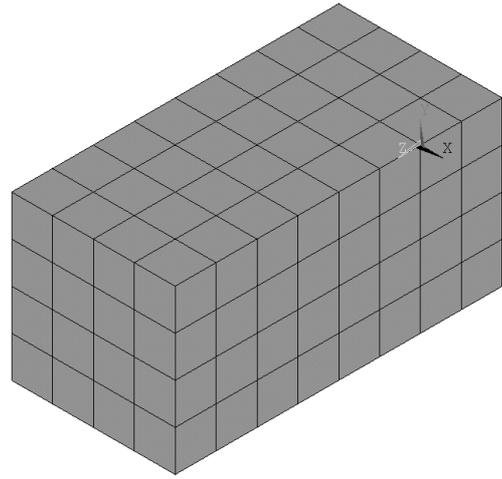
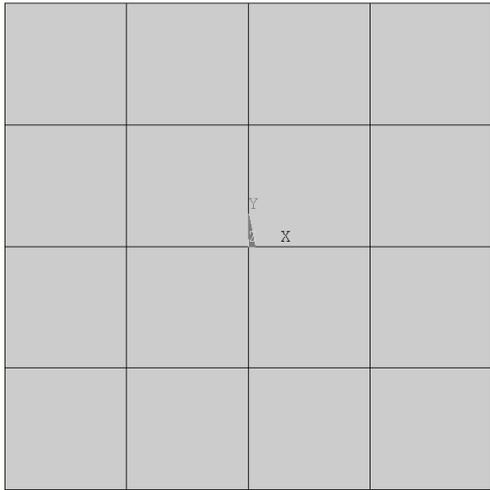
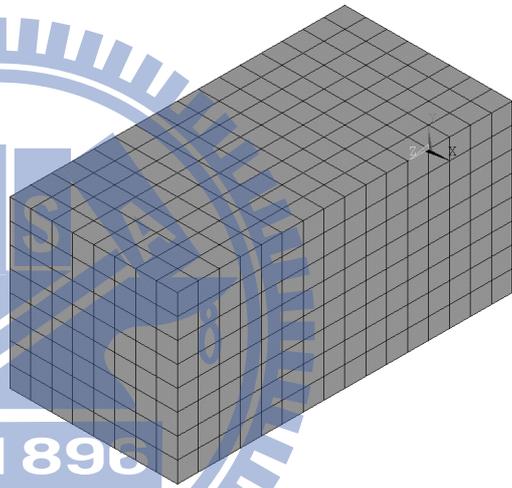
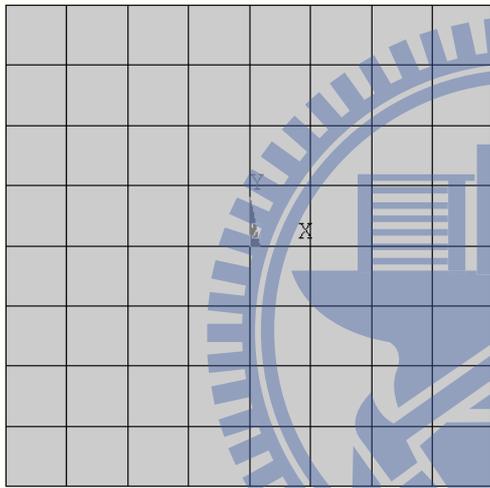


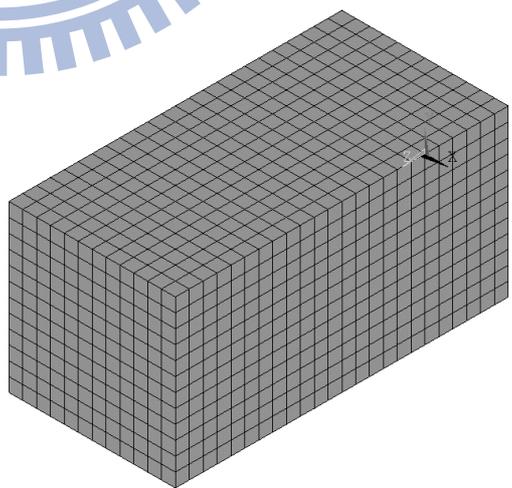
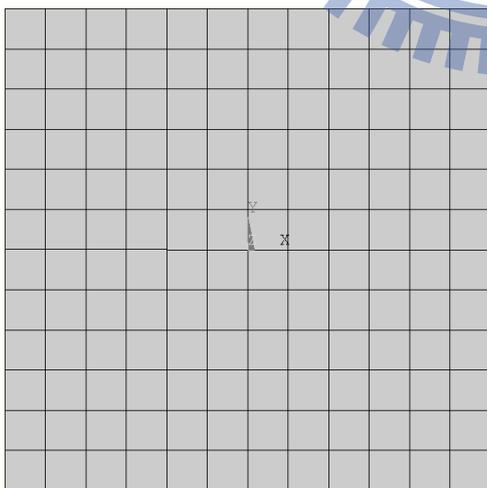
圖 3.79 混凝土之破壞準則參數設定



(a) 較疏網格

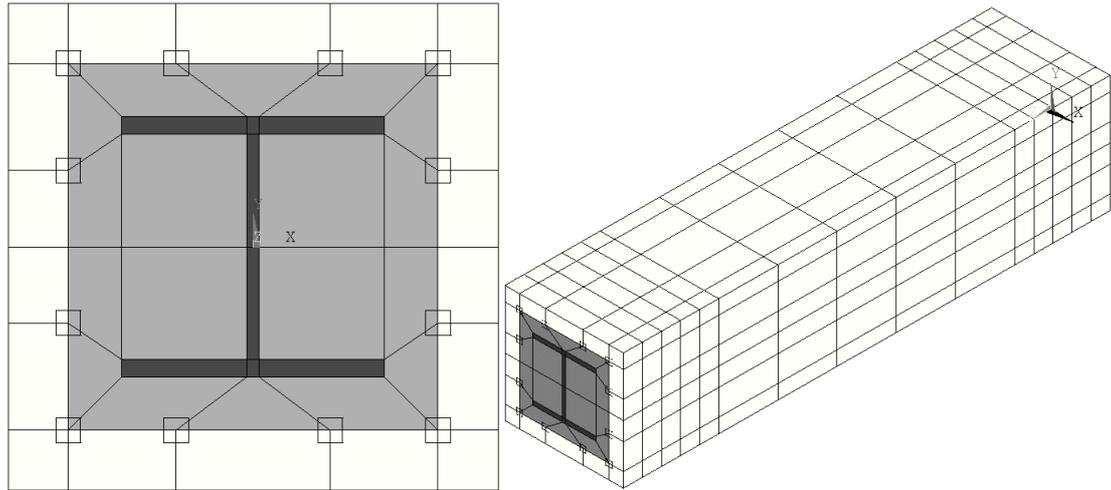


(b) 中等網格

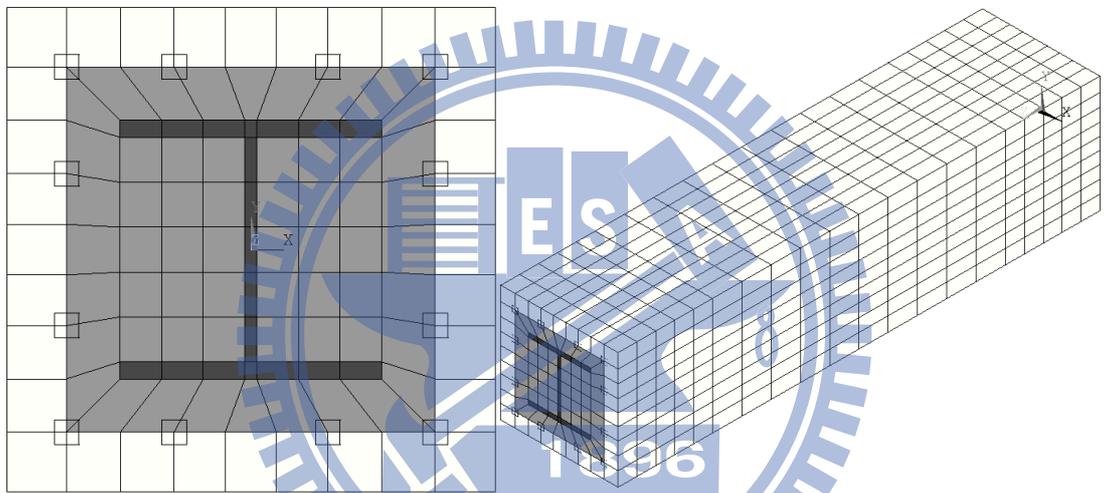


(c) 較密網格

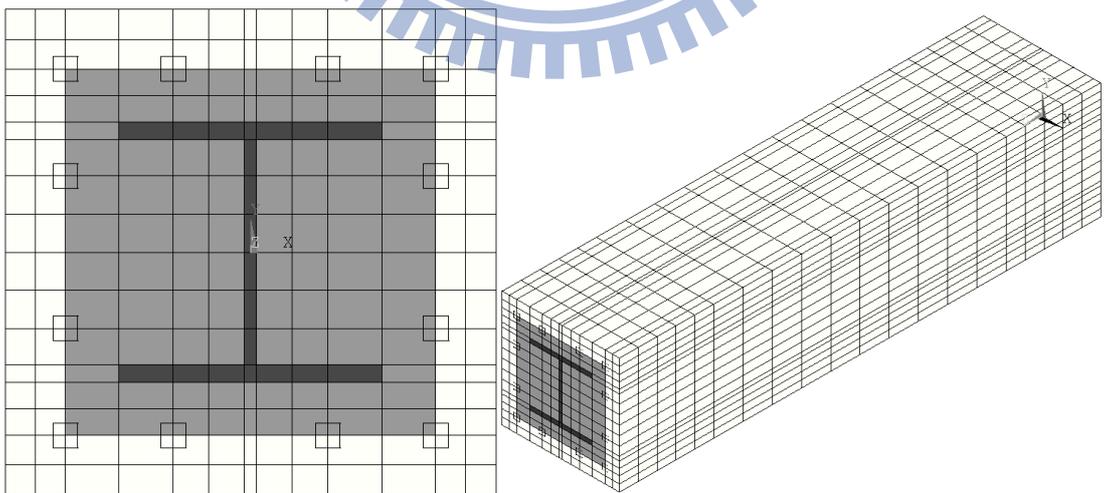
圖 4.1 純混凝土柱三種疏密程度的斷面元素網格圖



(a) 較疏網格



(b) 中等網格



(c) 較密網格

圖 4.2 SRC 柱三種疏密程度的斷面元素網格圖

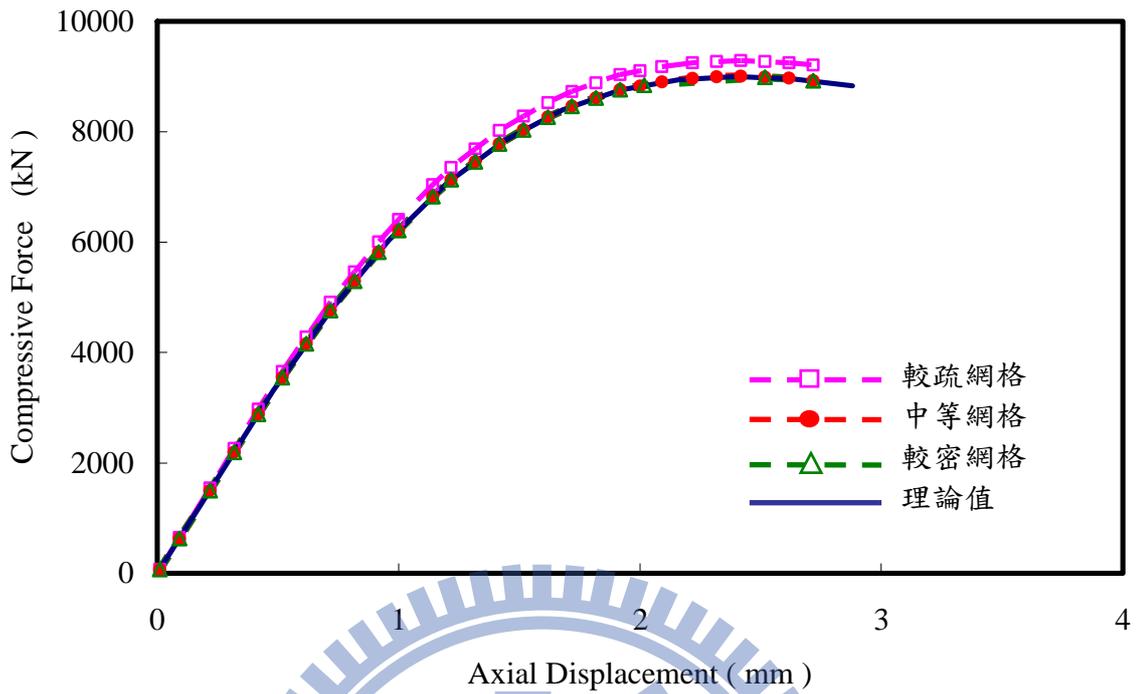


圖 4.3 網格元素收斂性分析：純混凝土柱之軸力與位移曲線

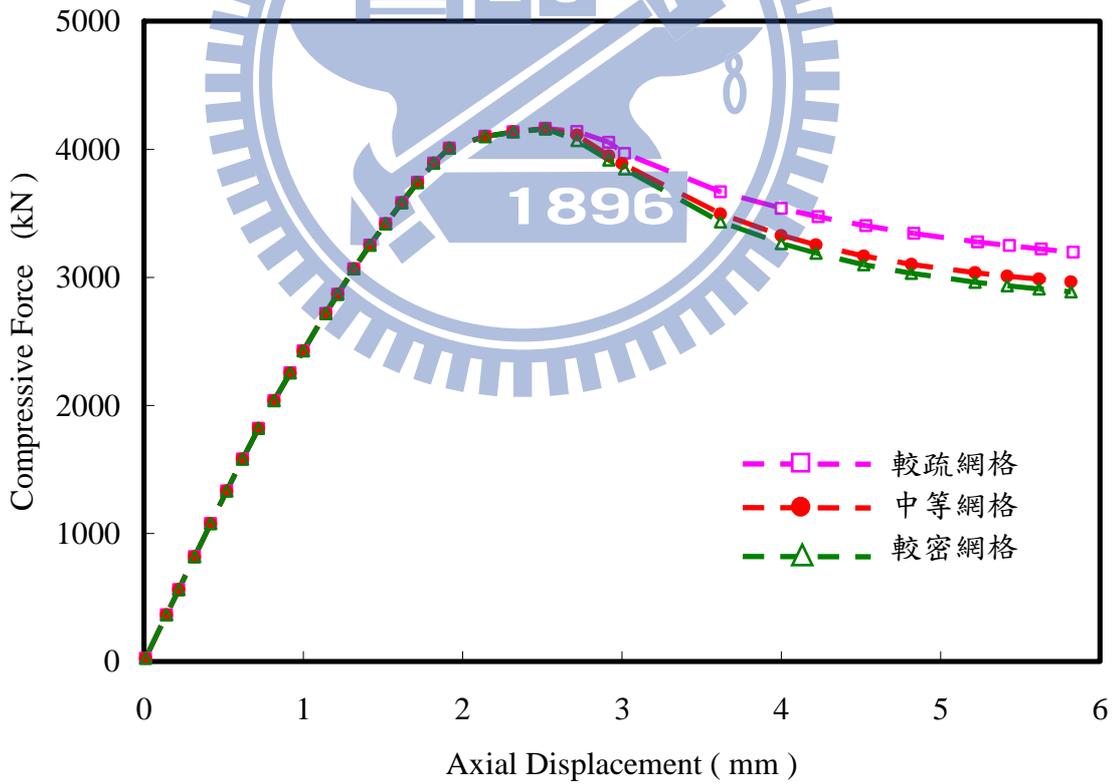


圖 4.4 網格元素收斂性分析：SRC 之柱軸力與位移曲線

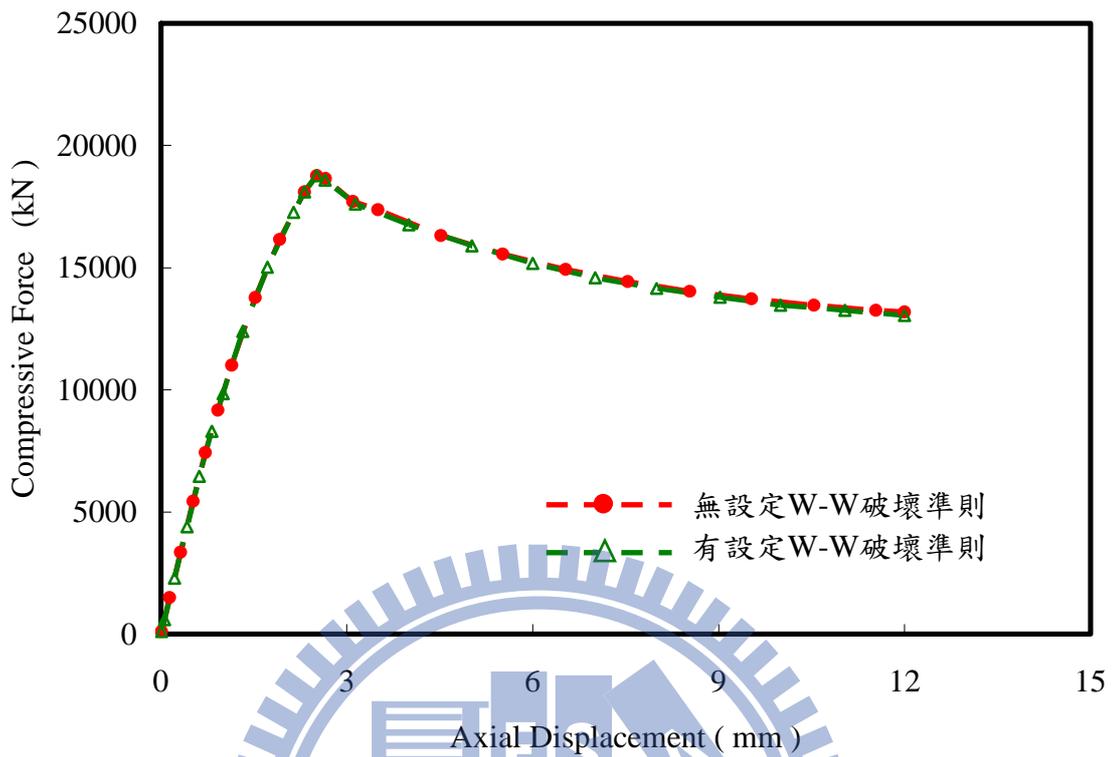


圖 4.5 試體 SRC-B1 有無設定 W-W 破壞準則之軸力—位移曲線比較

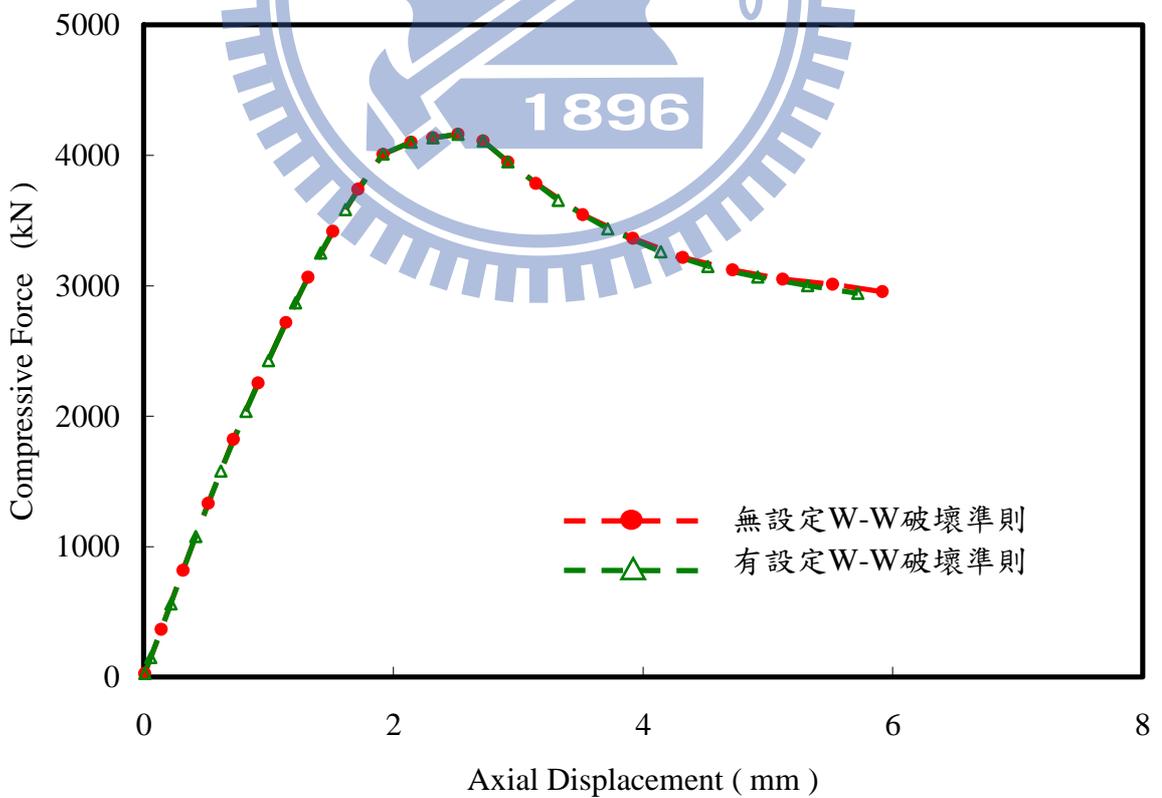


圖 4.6 試體 SRC-H1 有無設定 W-W 破壞準則之軸力—位移曲線比較

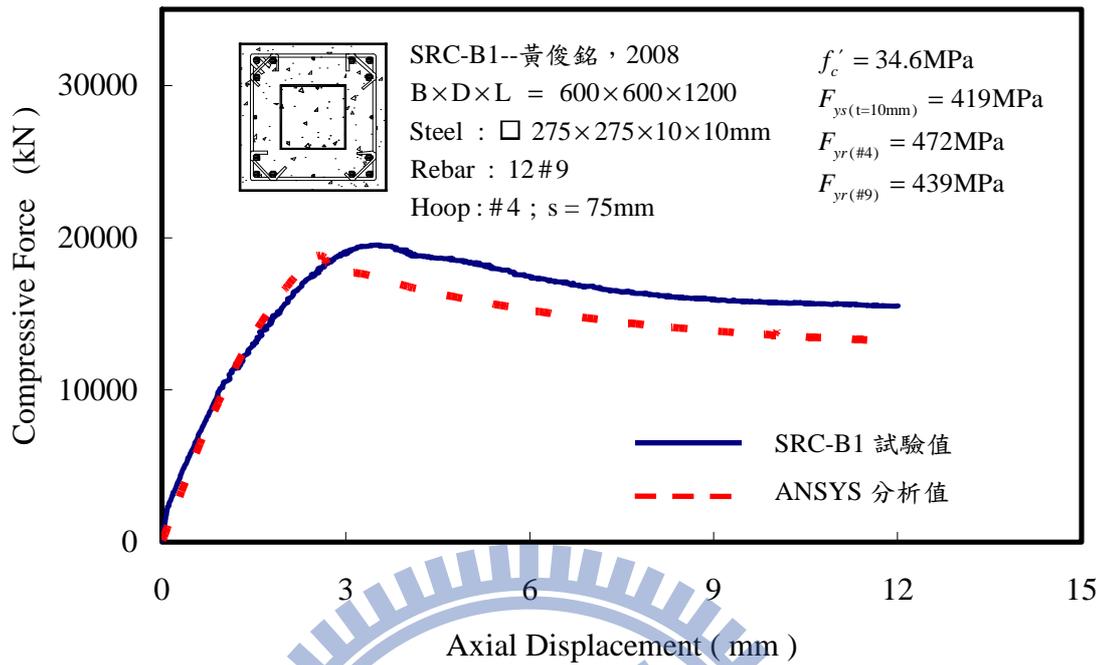


圖 4.7 試體 SRC-B1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

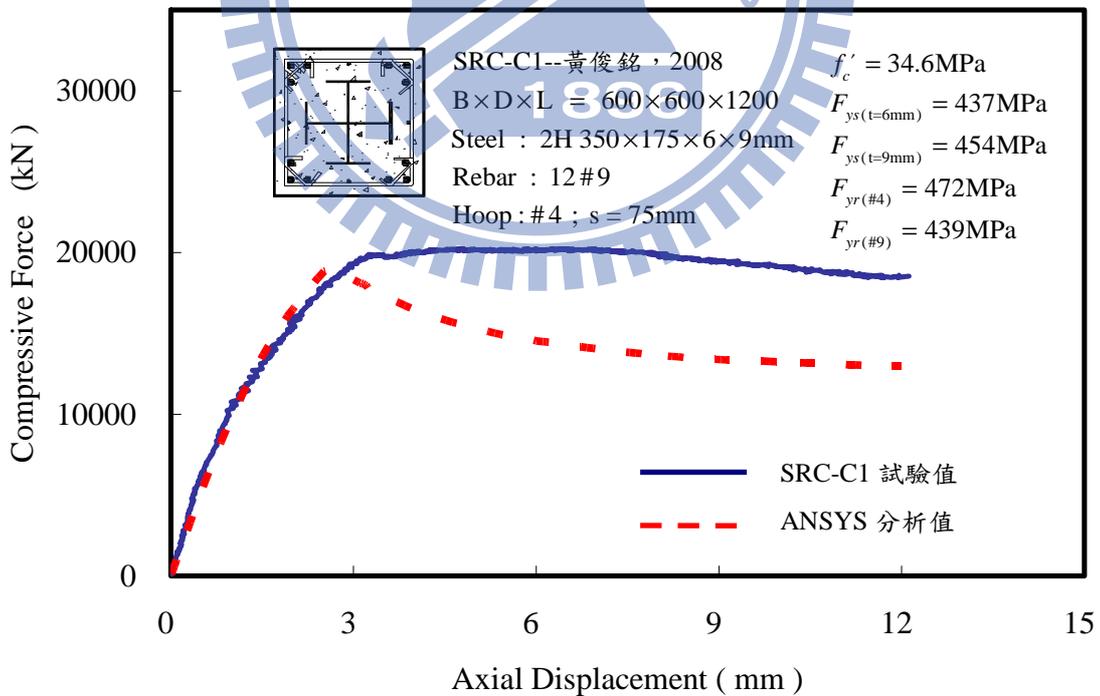


圖 4.8 試體 SRC-C1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

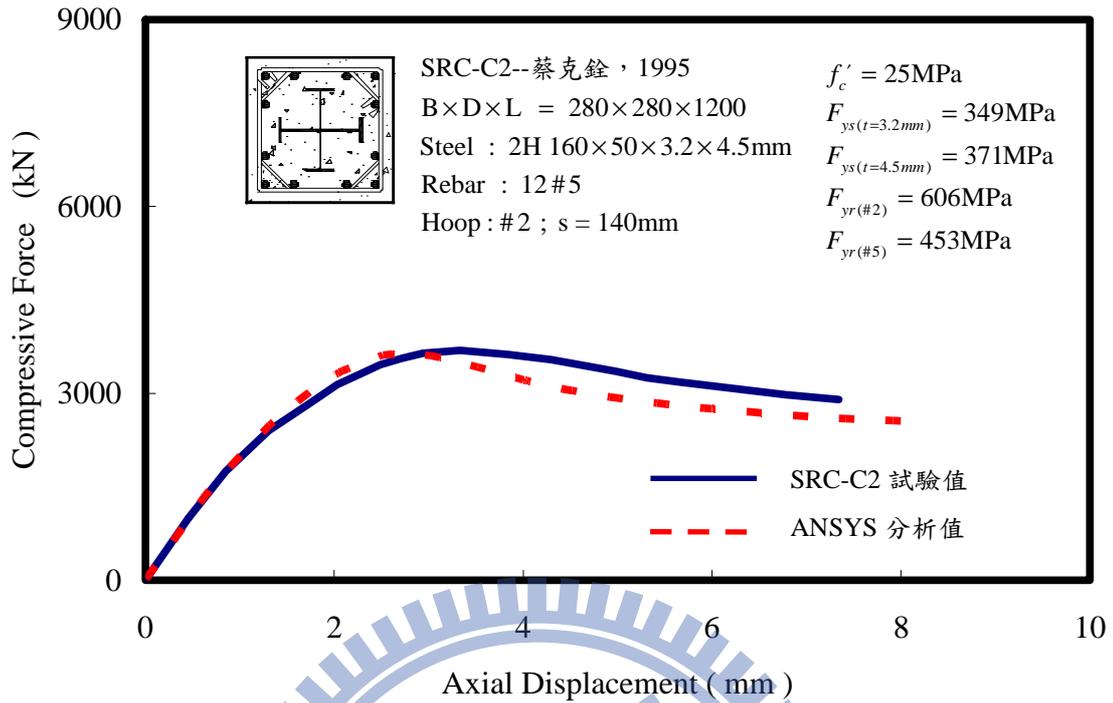


圖 4.9 試體 SRC-C2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

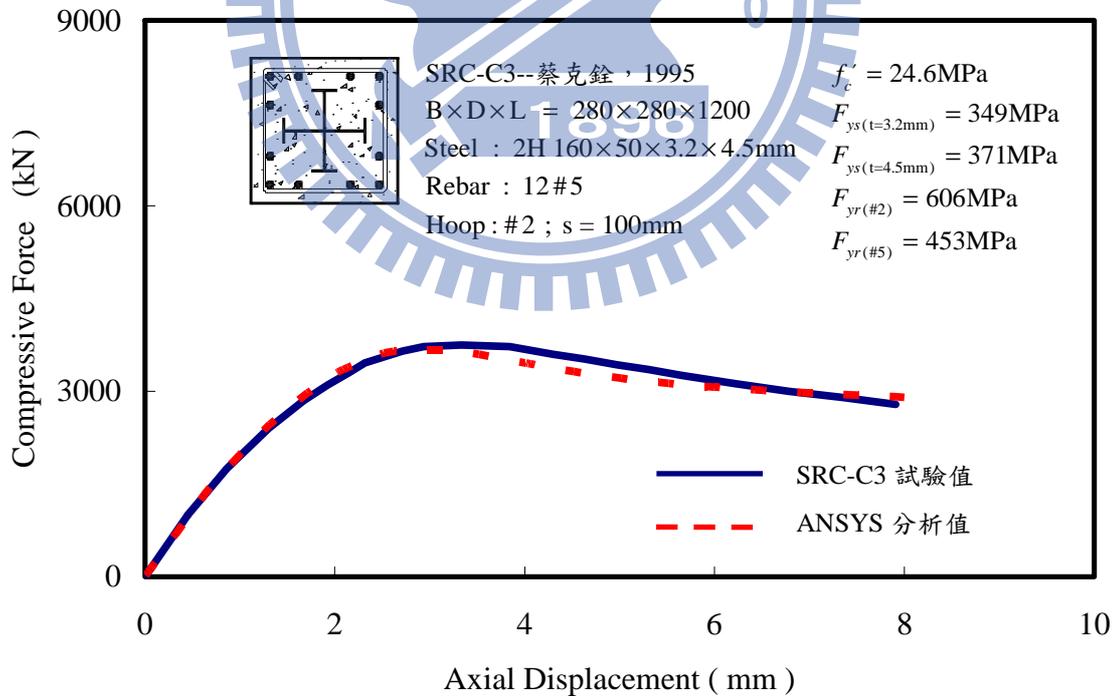


圖 4.10 試體 SRC-C3 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

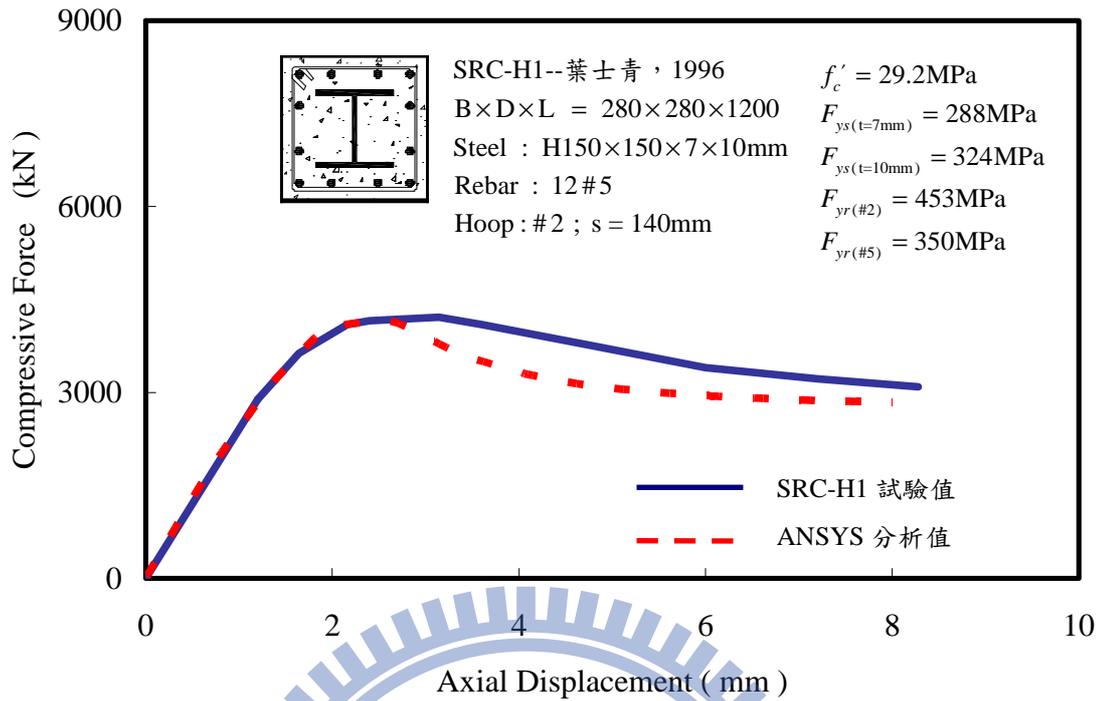


圖 4.11 試體 SRC-H1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

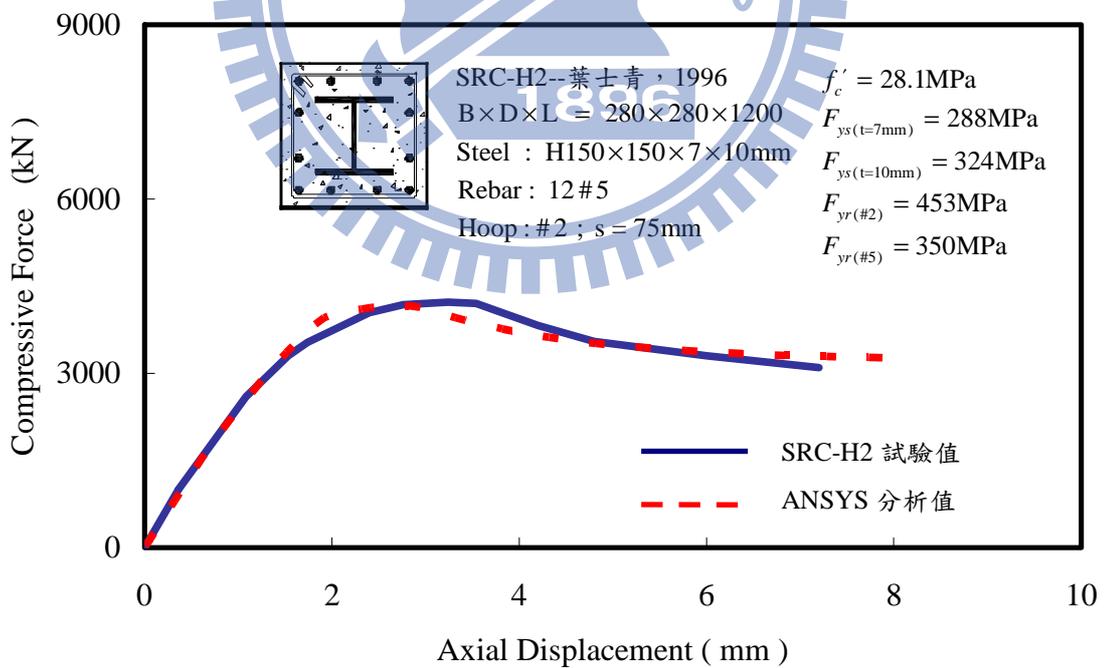


圖 4.12 試體 SRC-H2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

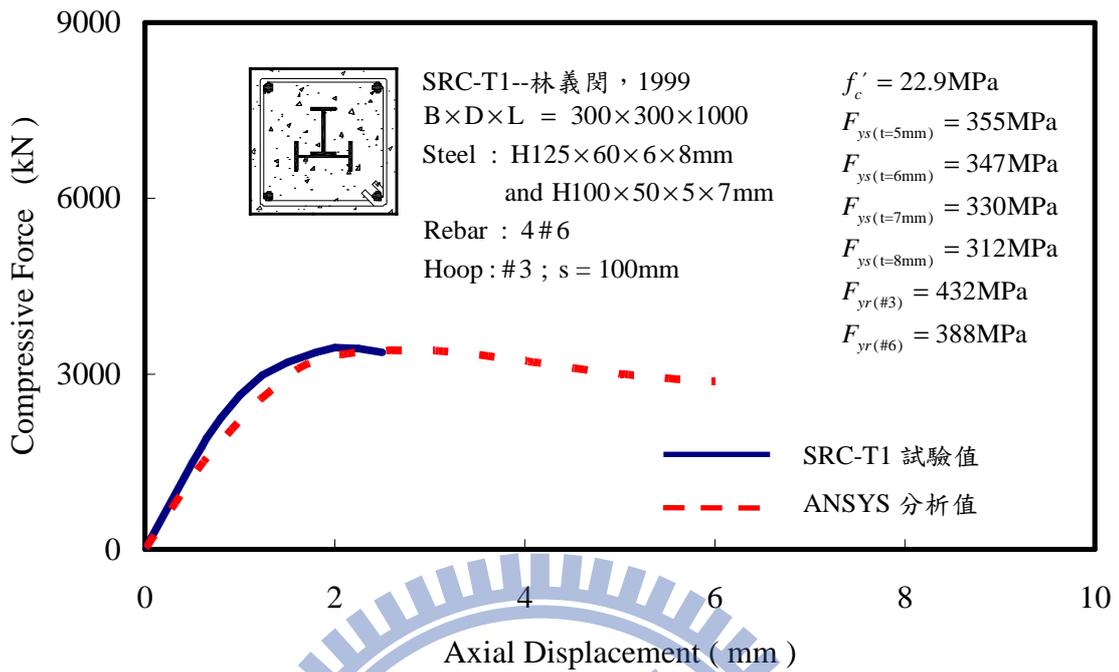


圖 4.13 試體 SRC-T1 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

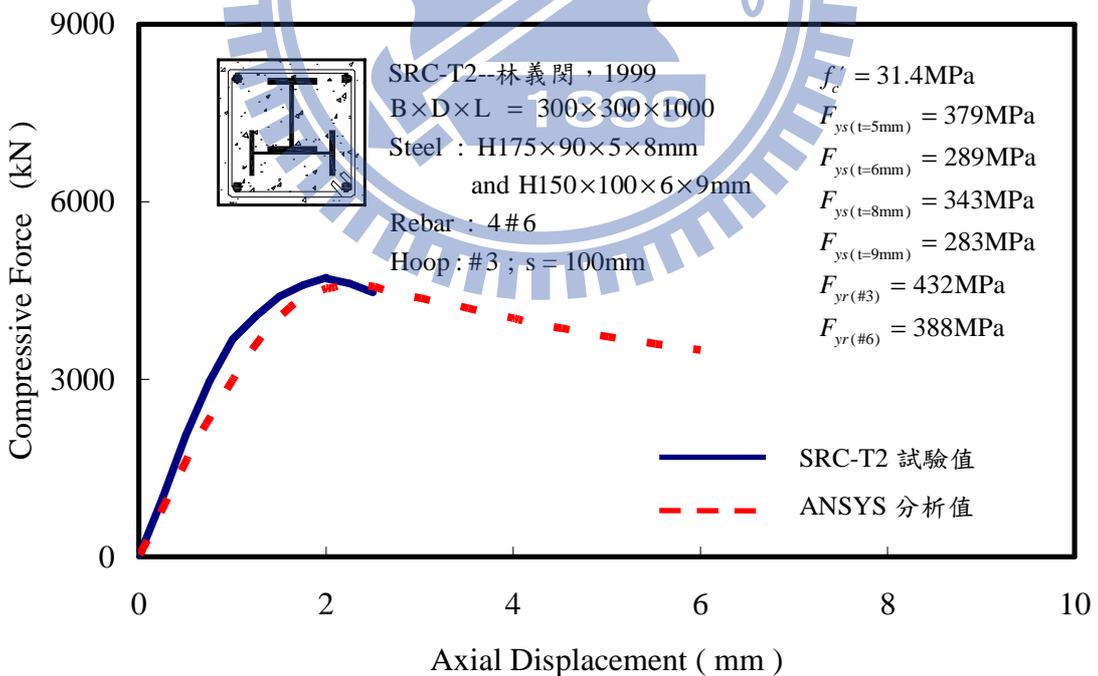


圖 4.14 試體 SRC-T2 前期分析(不含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

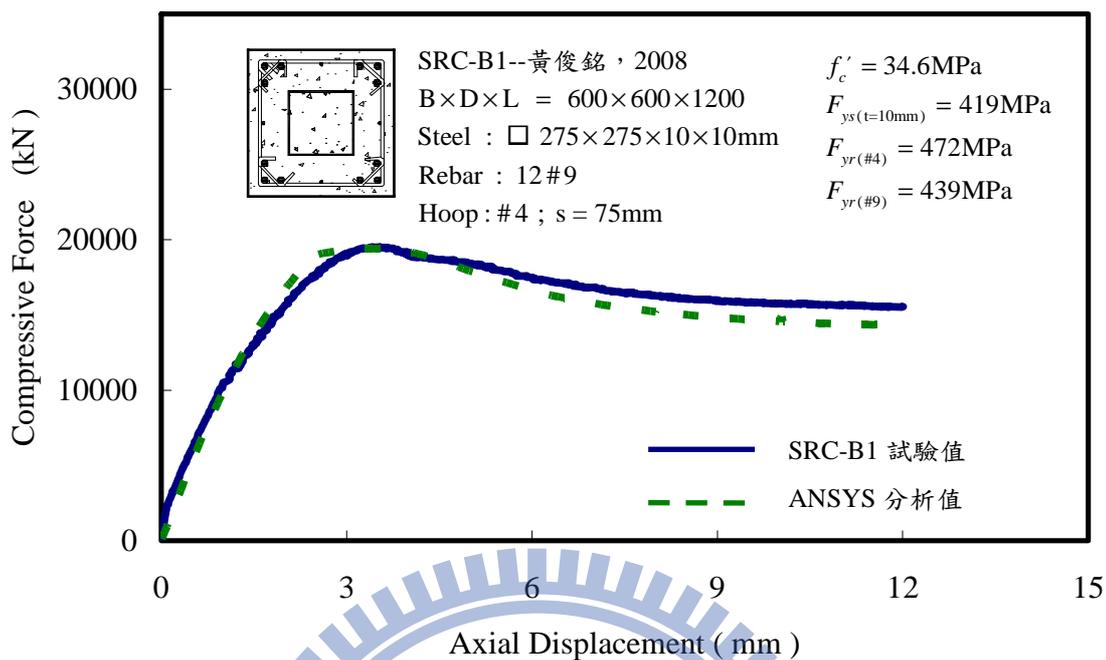


圖 4.15 試體 SRC-B1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之
軸力與位移曲線比較

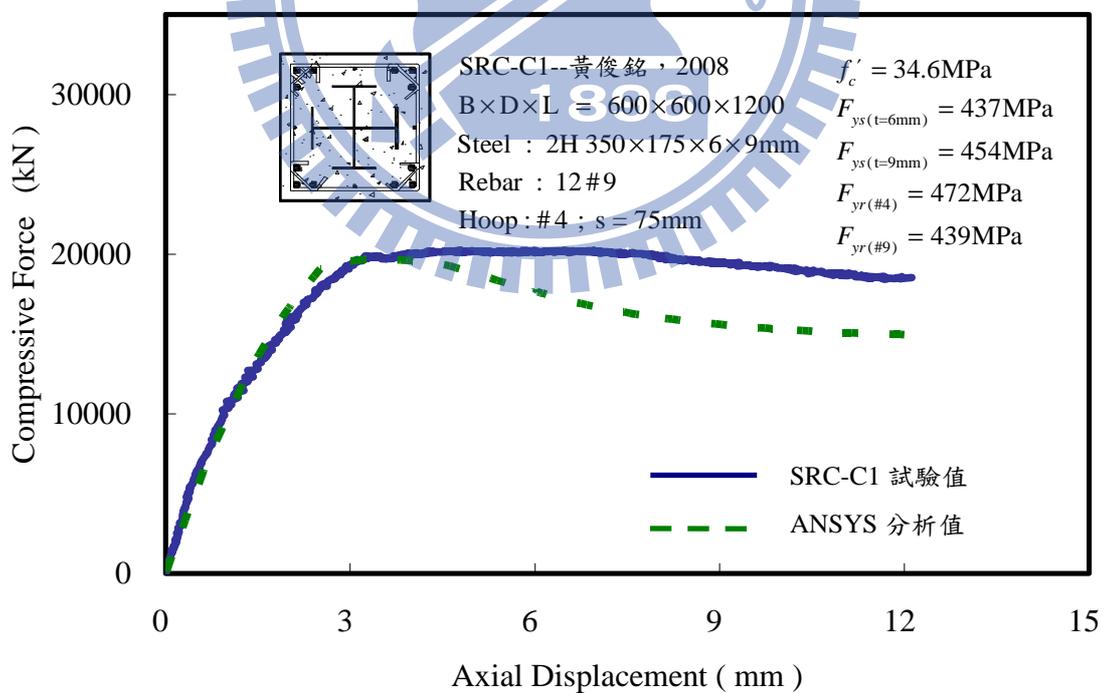


圖 4.16 試體 SRC-C1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之
軸力與位移曲線比較

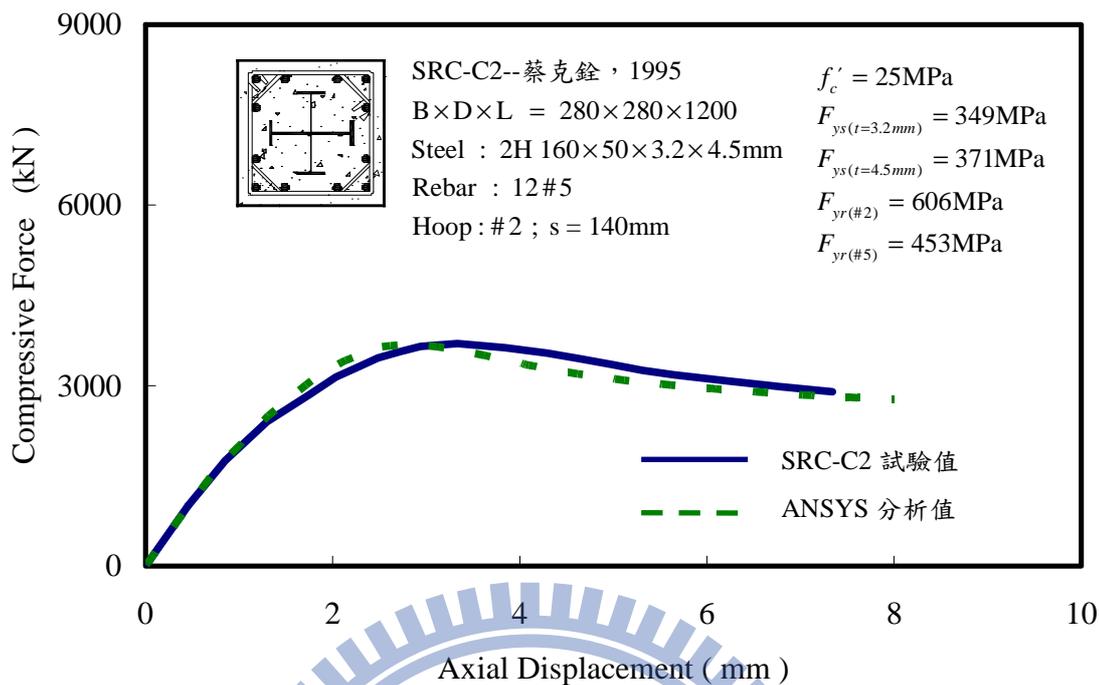


圖 4.17 試體 SRC-C2 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

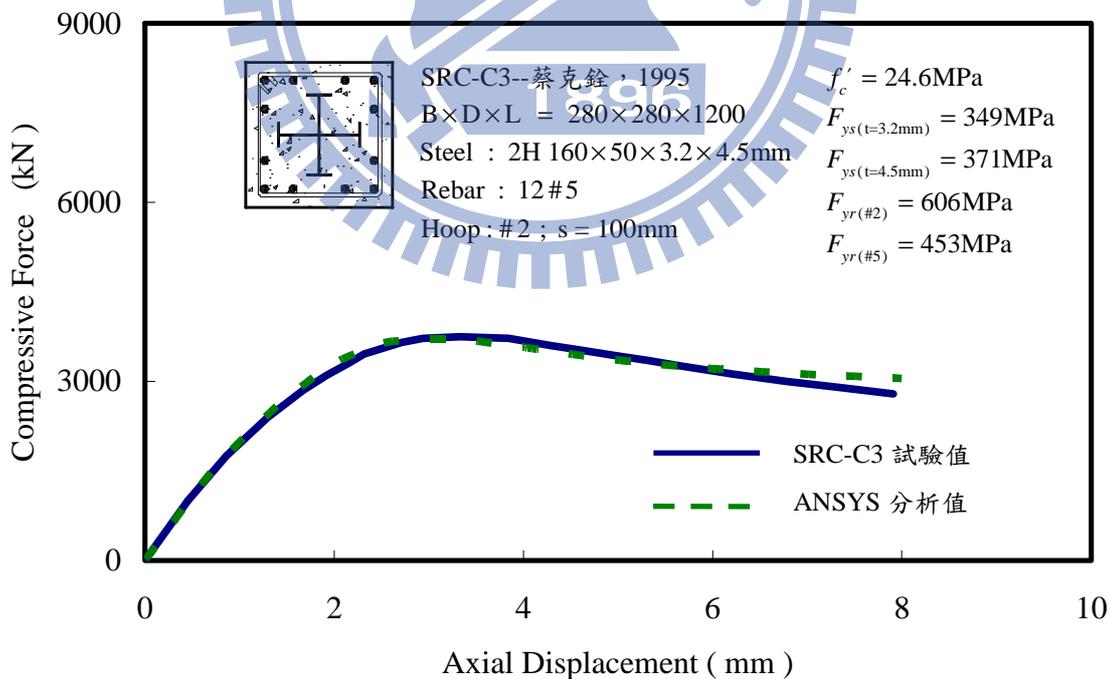


圖 4.18 試體 SRC-C3 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

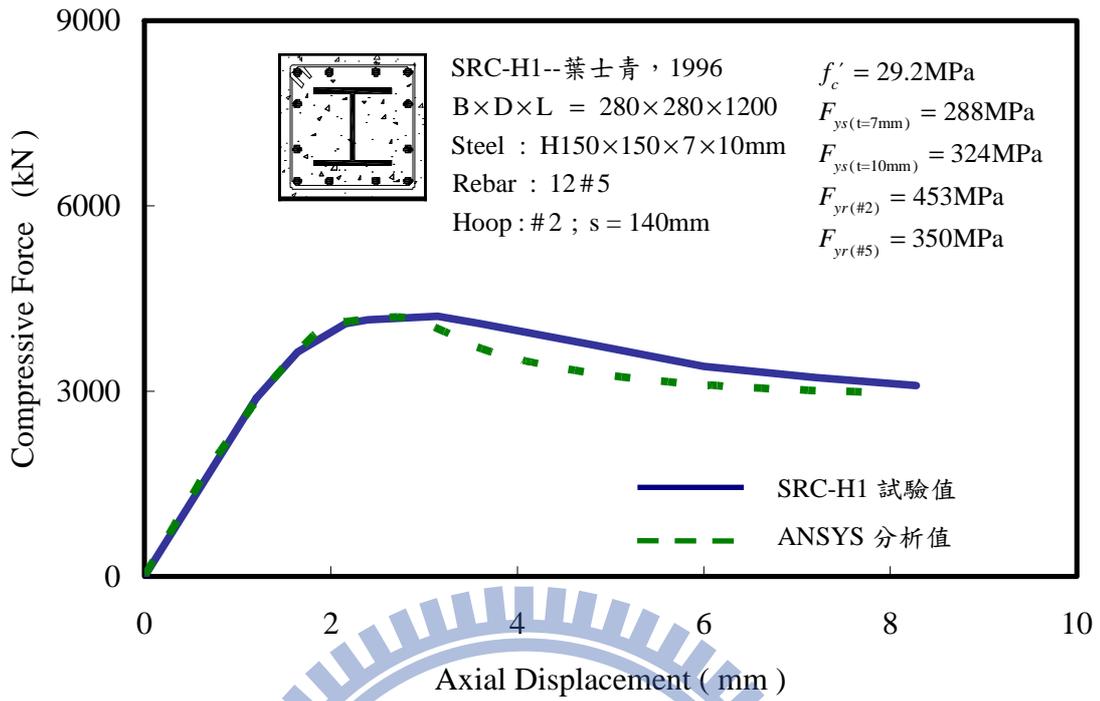


圖 4.19 試體 SRC-H1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

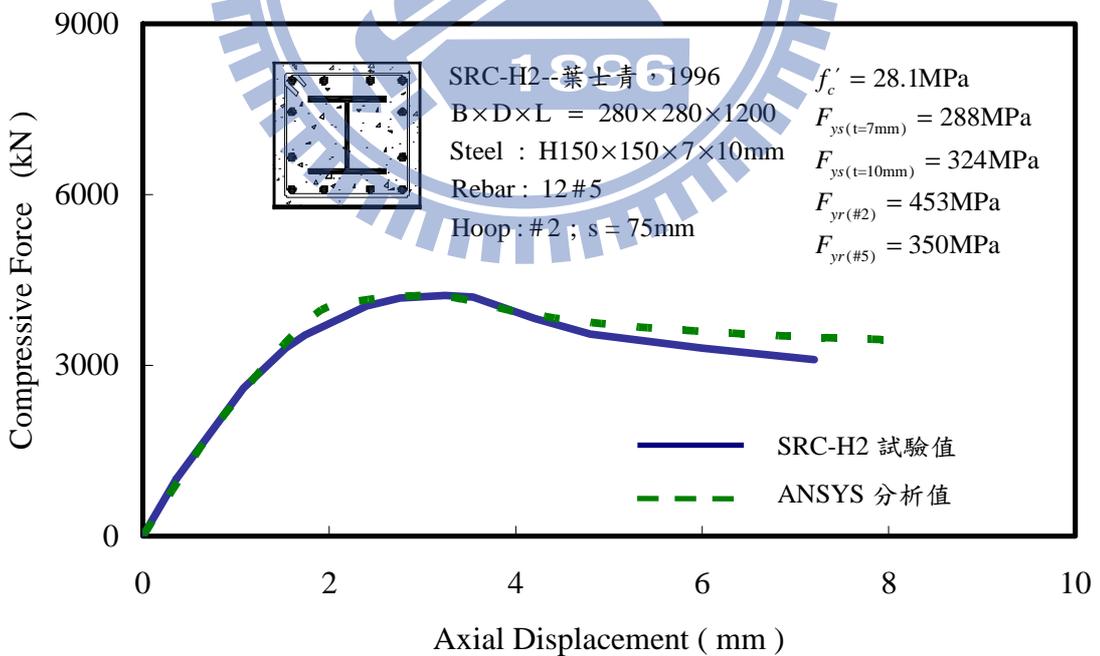


圖 4.20 試體 SRC-H2 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

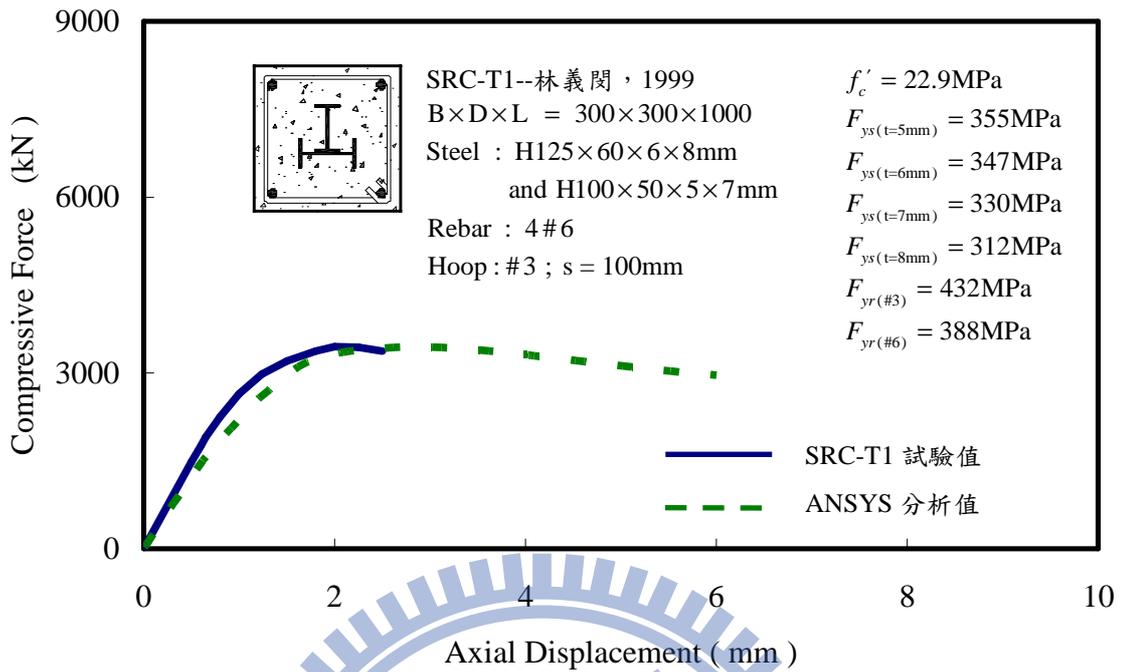


圖 4.21 試體 SRC-T1 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

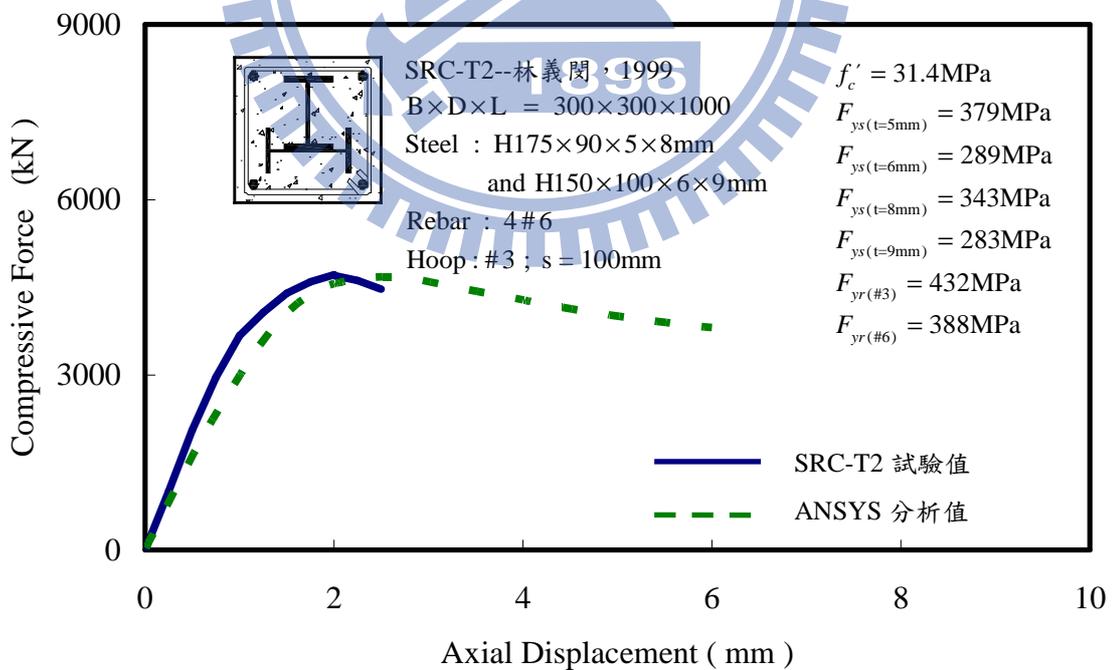


圖 4.22 試體 SRC-T2 後期分析(含鋼骨圍束效應)與試驗之軸力與位移曲線比較

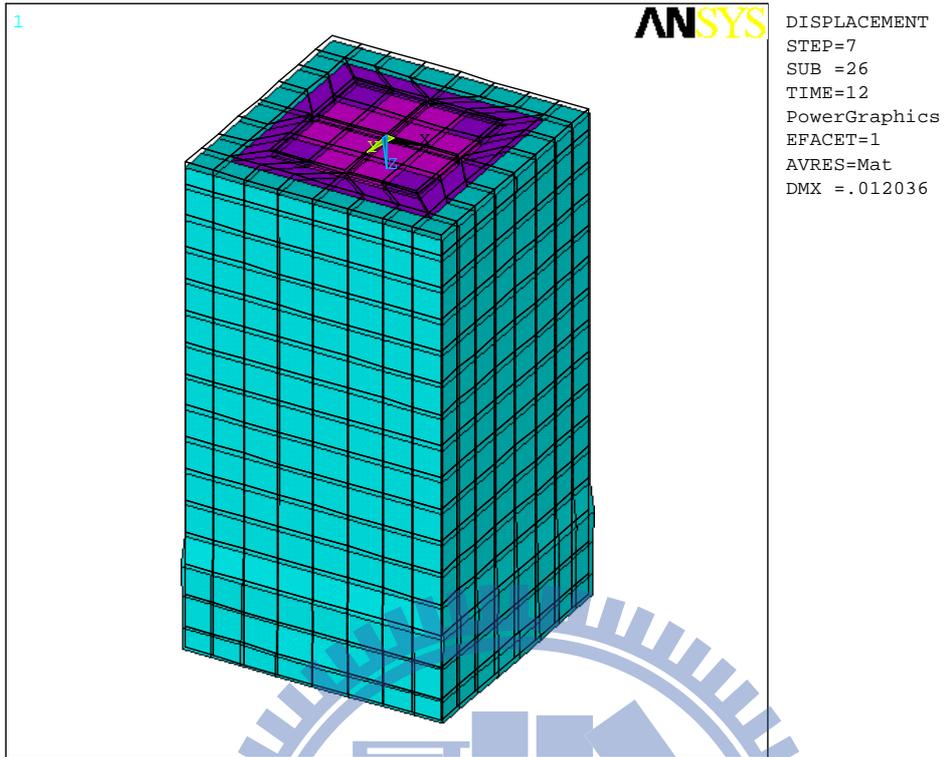


圖 4.23 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時之變形圖

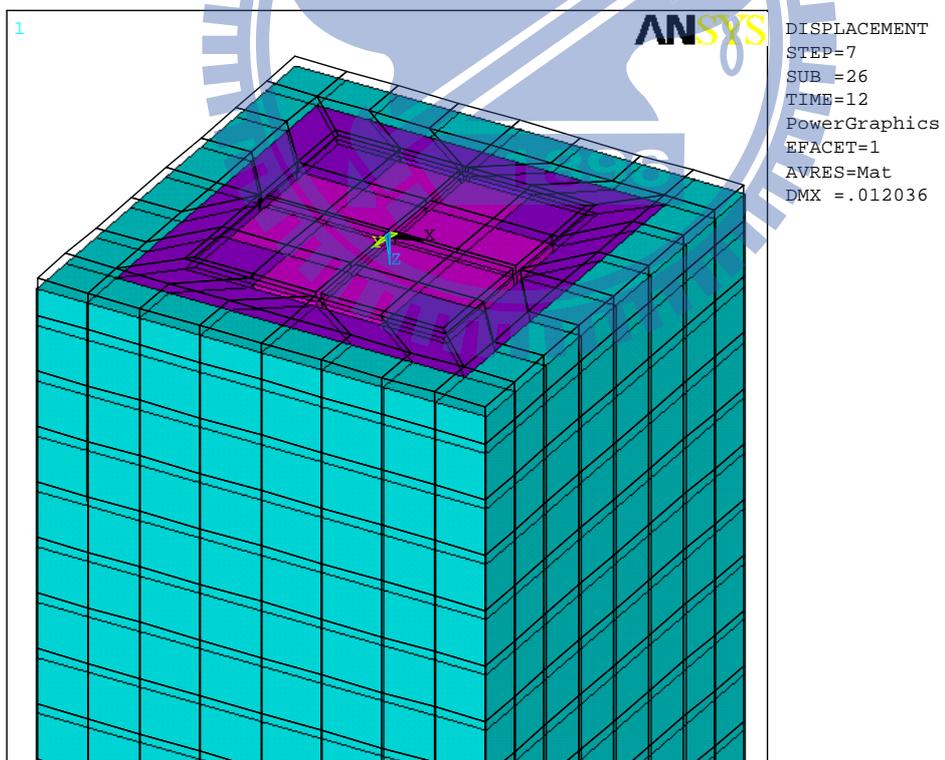


圖 4.24 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm 時 (軸向應變為 0.01) 局部放大之變形圖

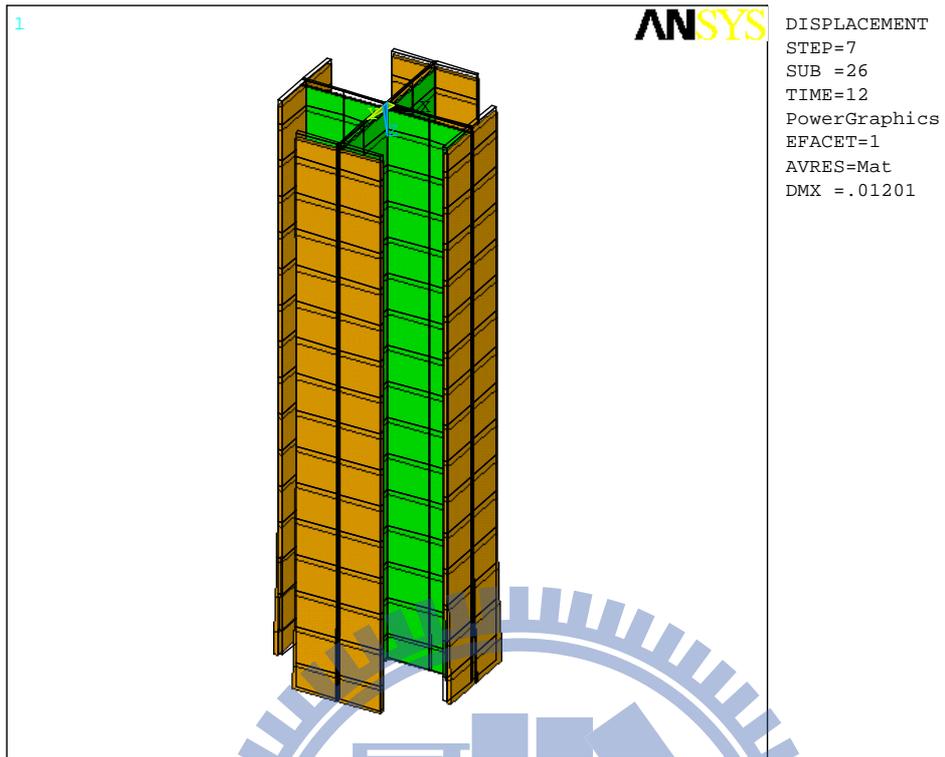


圖 4.25 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼骨之變形圖

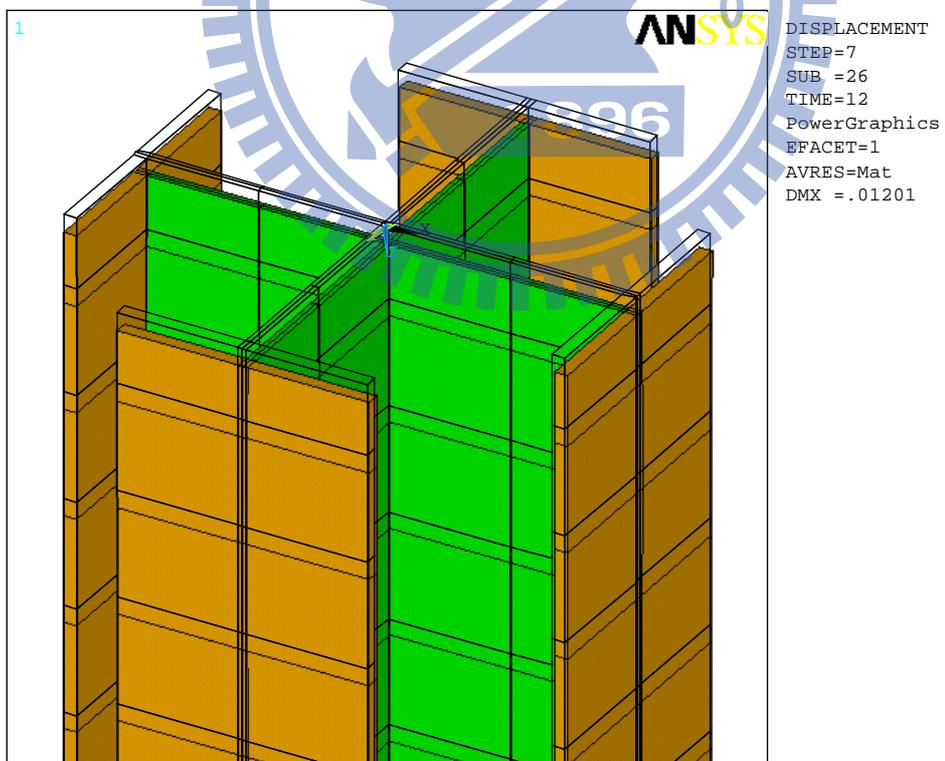


圖 4.26 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼骨局部放大之變形圖

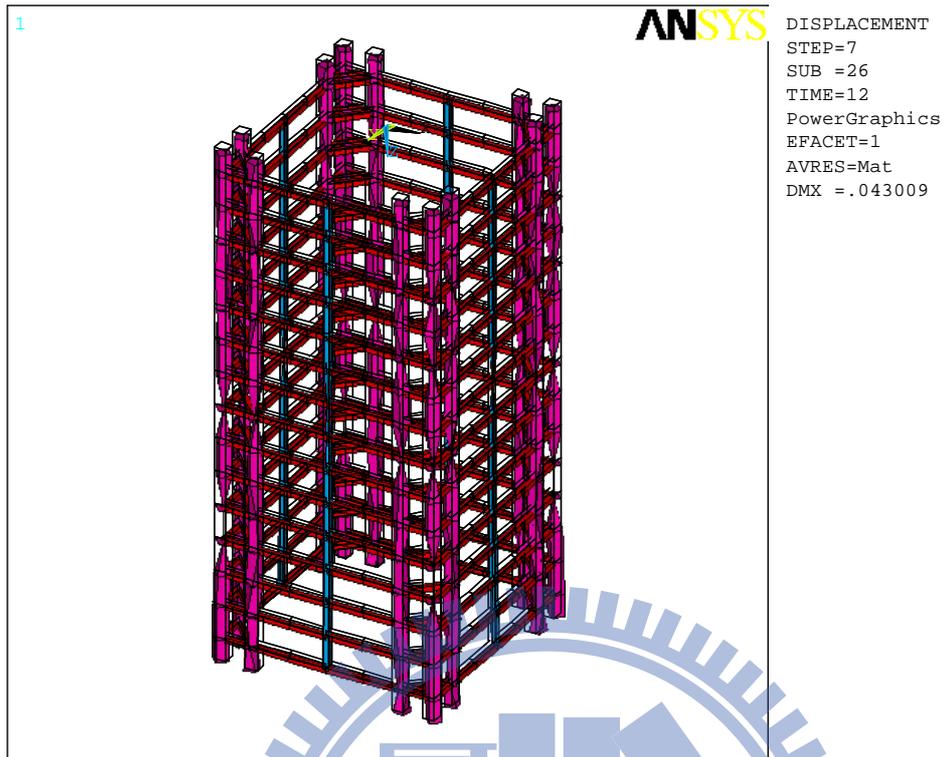


圖 4.27 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼筋之變形圖

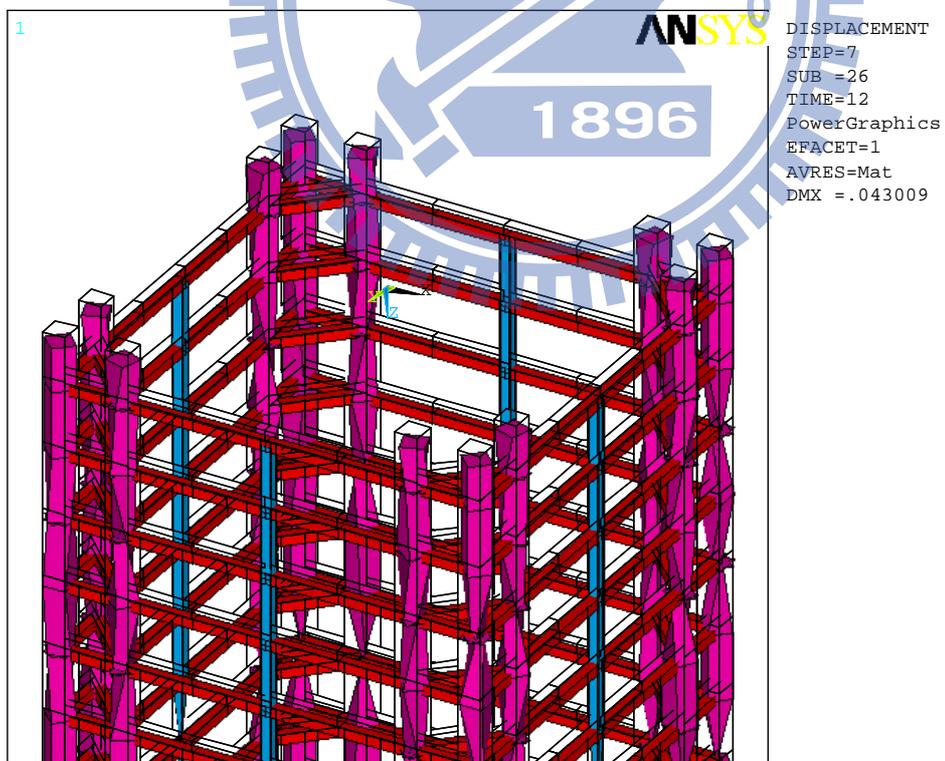


圖 4.28 試體 SRC-C1 軸向位移量到達 12mm (軸向應變為 0.01) 時柱內鋼筋局部放大之變形圖

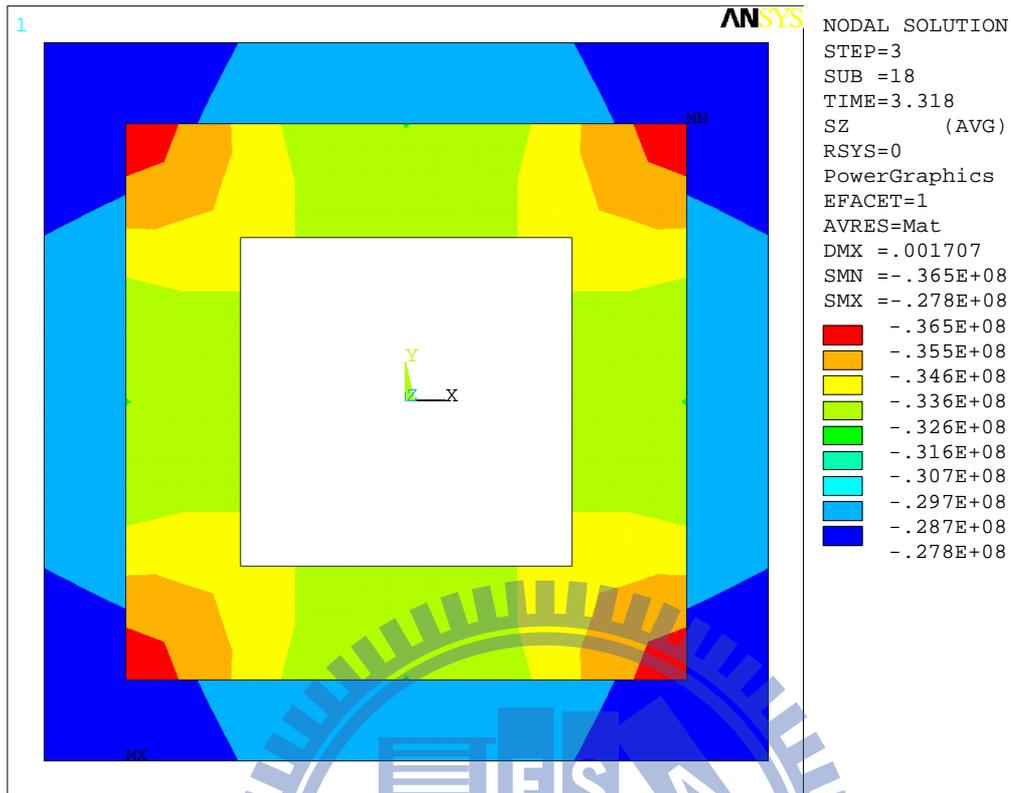


圖 4.29 試體 SRC-B1 柱中混凝土之應力分佈圖：顯示未圍束區與普通圍束區

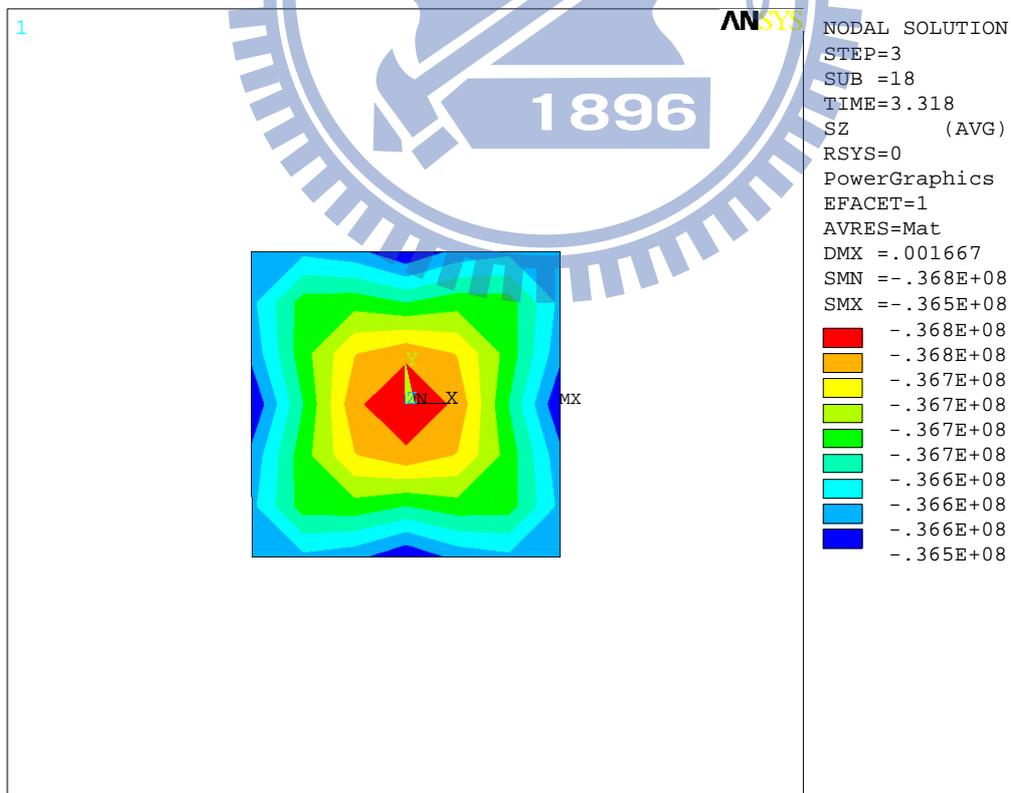


圖 4.30 試體 SRC-B1 柱中混凝土之應力分佈圖：僅顯示高度圍束區

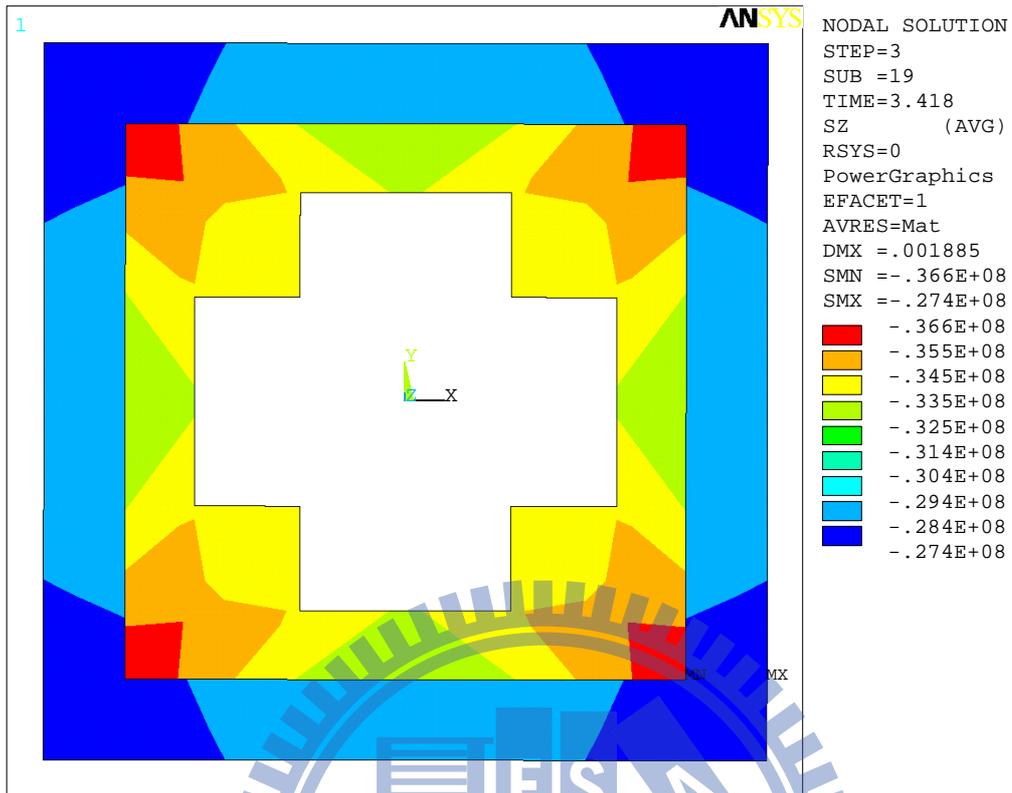


圖 4.31 試體 SRC-C1 柱中混凝土之應力分佈圖：顯示未圍束區與普通圍束區

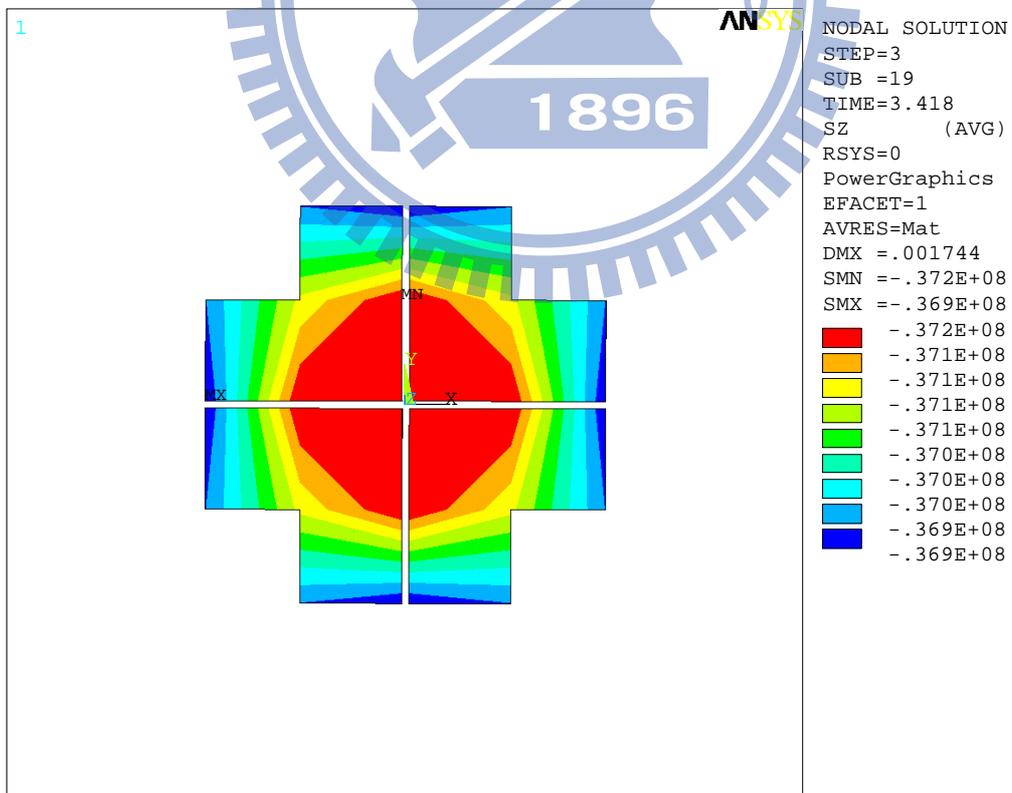


圖 4.32 試體 SRC-C1 柱中混凝土之應力分佈圖：僅顯示高度圍束區

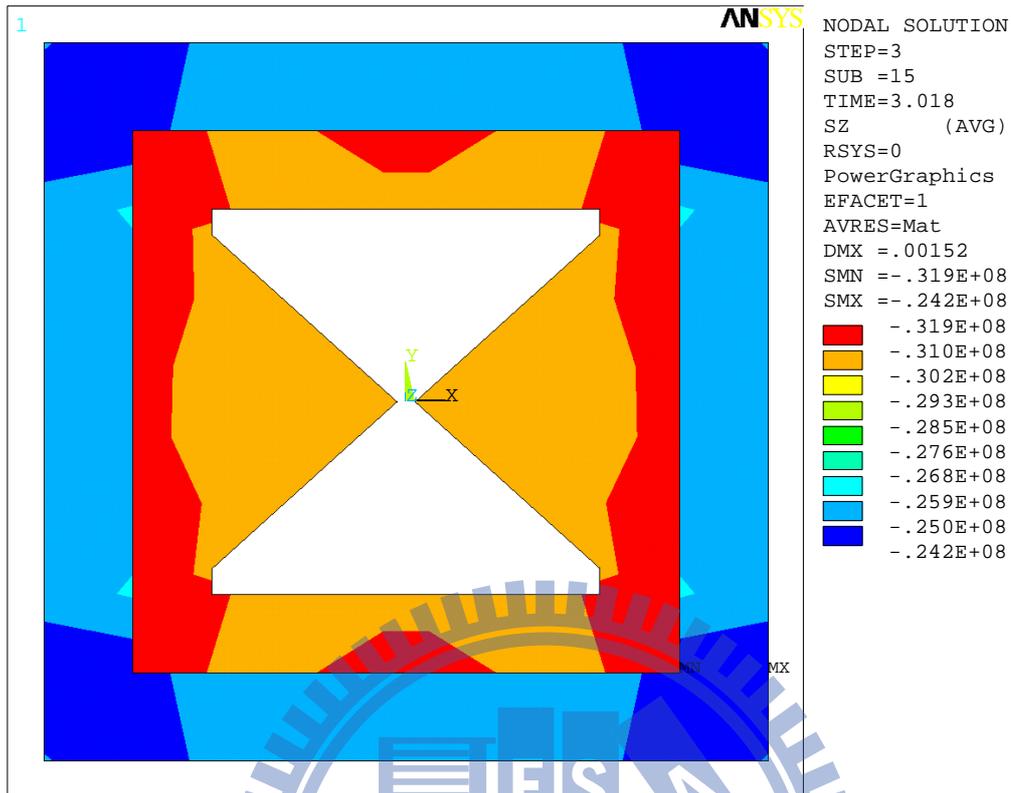


圖 4.33 試體 SRC-H2 柱中混凝土之應力分佈圖：顯示未圍束區與普通圍束區

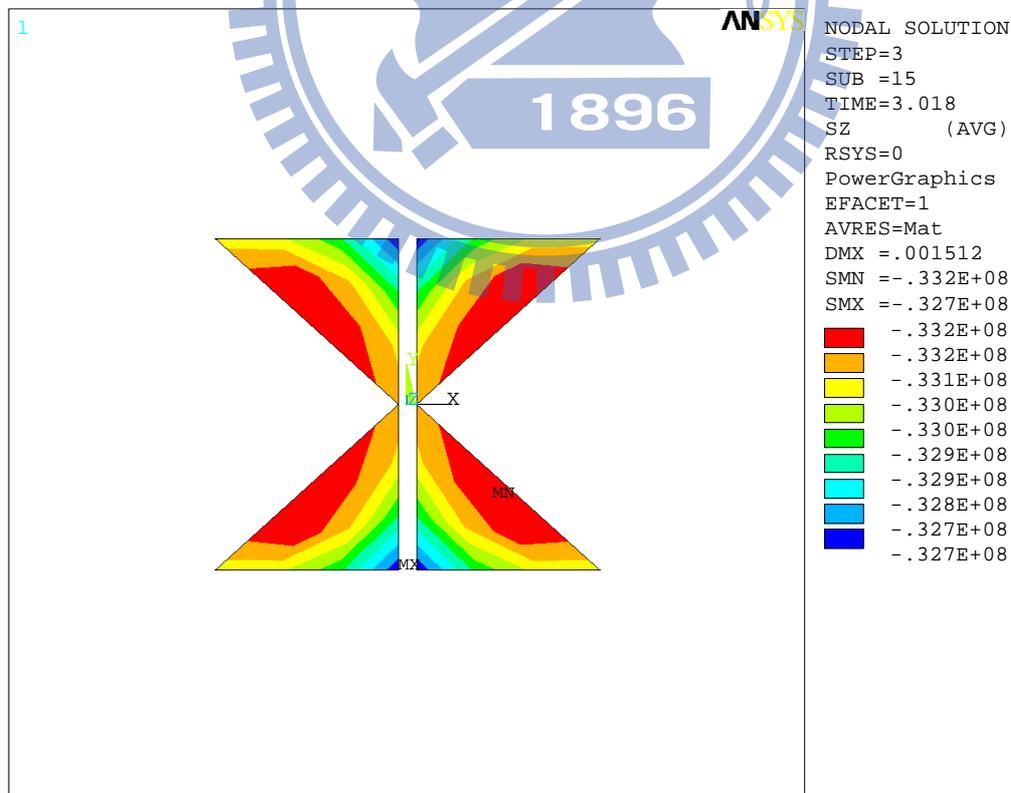


圖 4.34 試體 SRC-H2 柱中混凝土之應力分佈圖：僅顯示高度圍束區

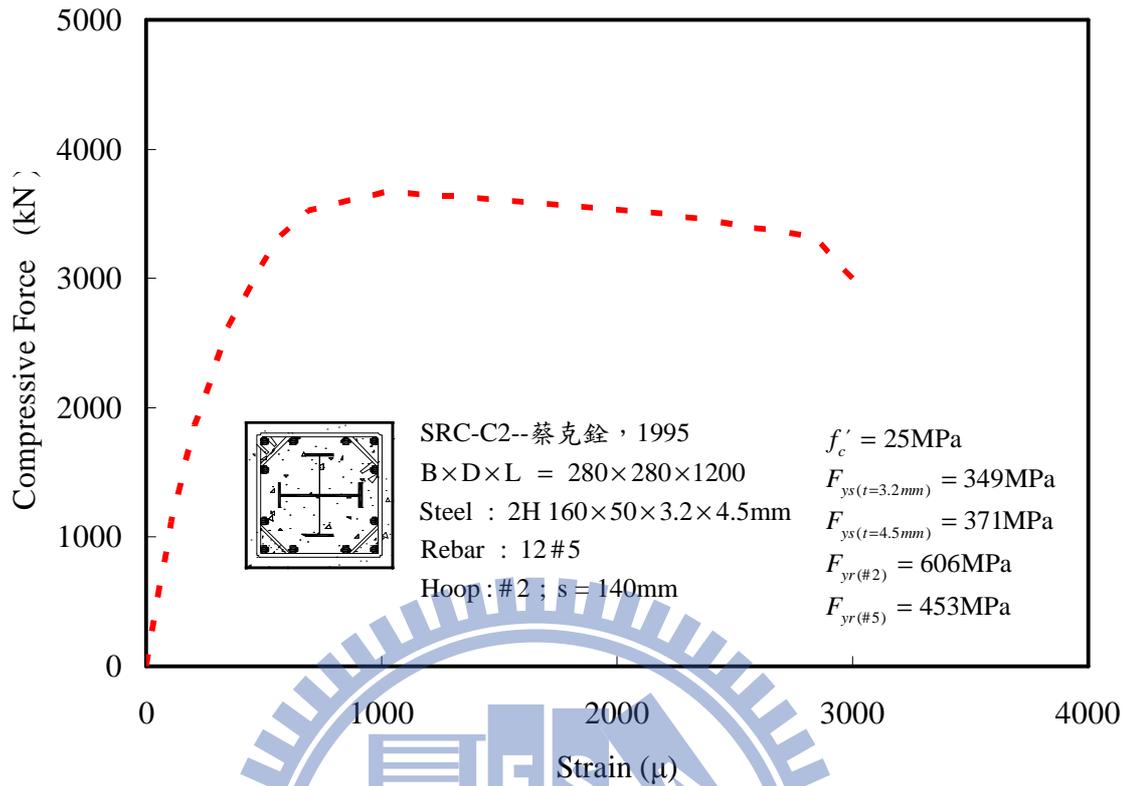


圖 4.35 試體 SRC-C2 之軸向載重與箍筋應變關係圖

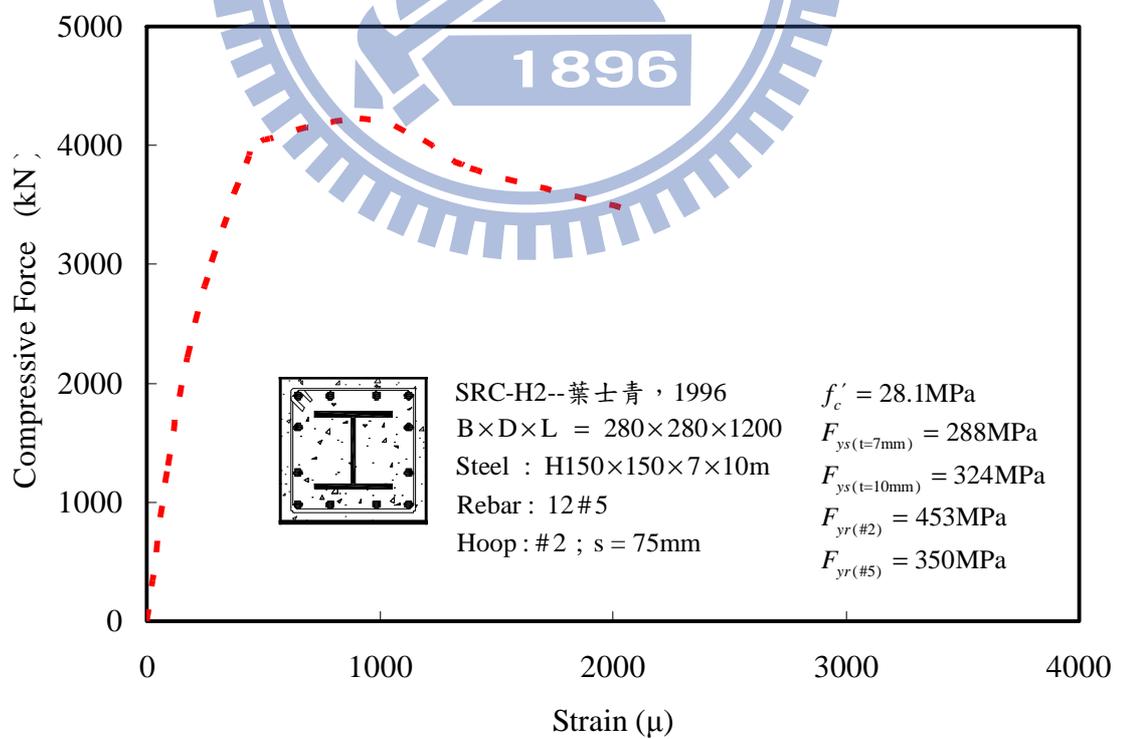


圖 4.36 試體 SRC-H2 之軸向載重與箍筋應變關係圖

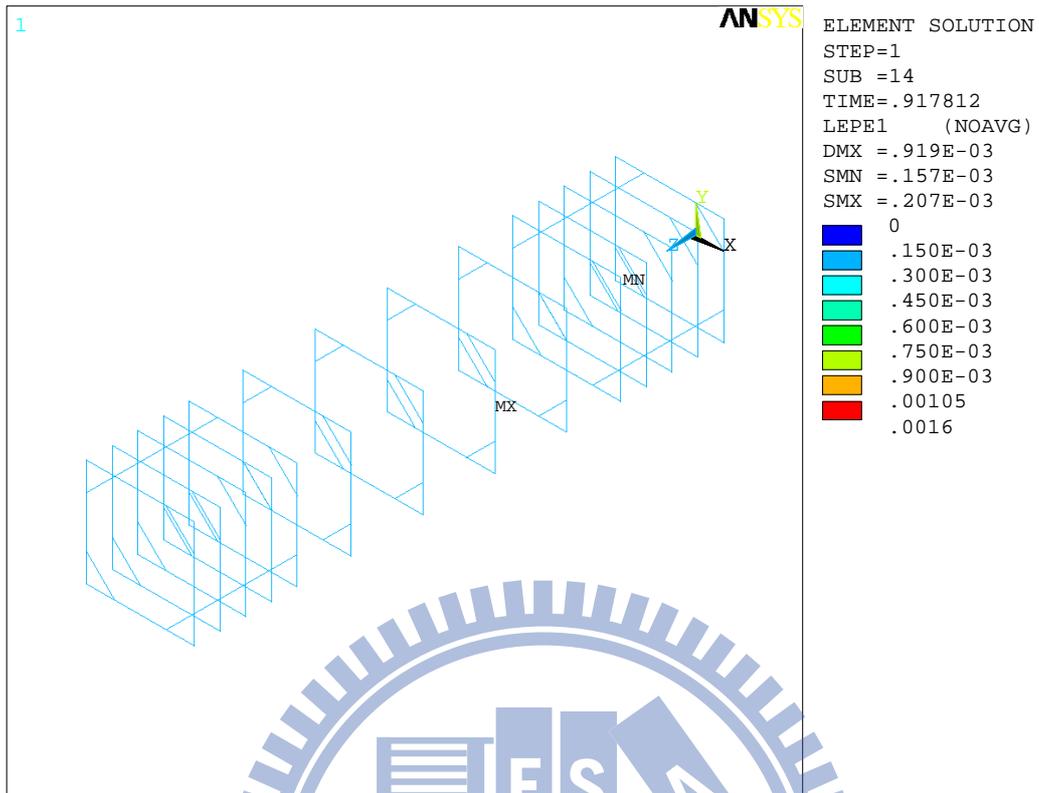


圖 4.37 試體 SRC-C2 加載至 $0.5P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

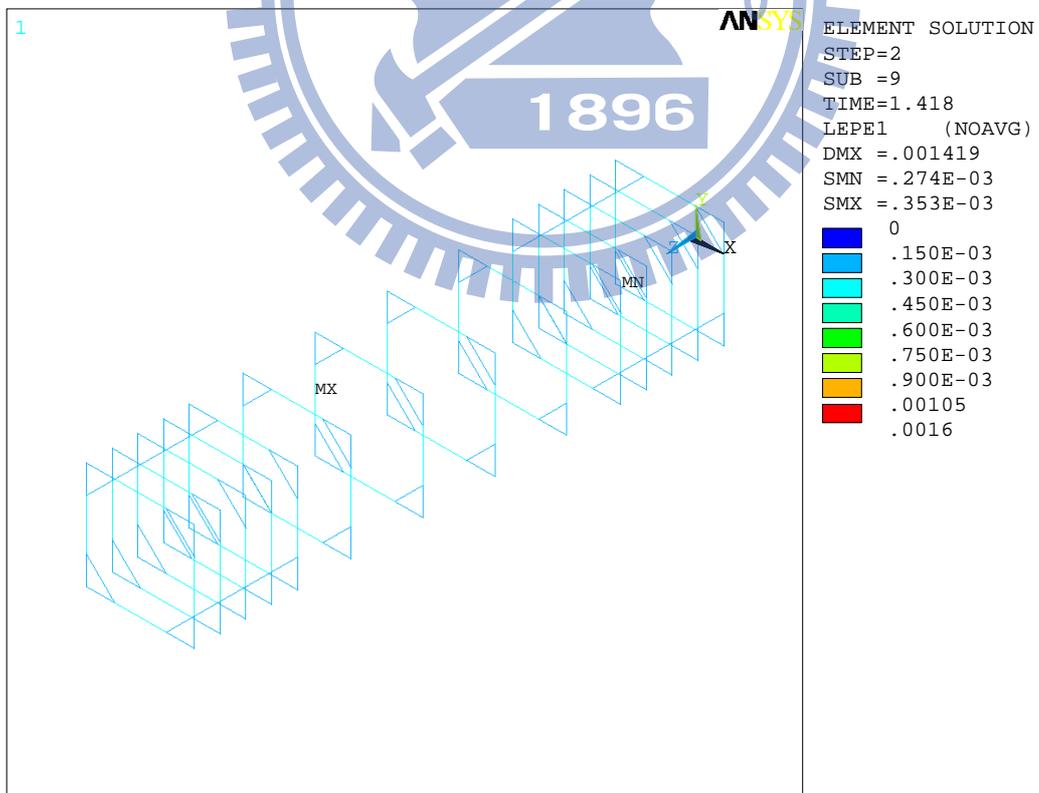


圖 4.38 試體 SRC-C2 加載至 $0.7P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

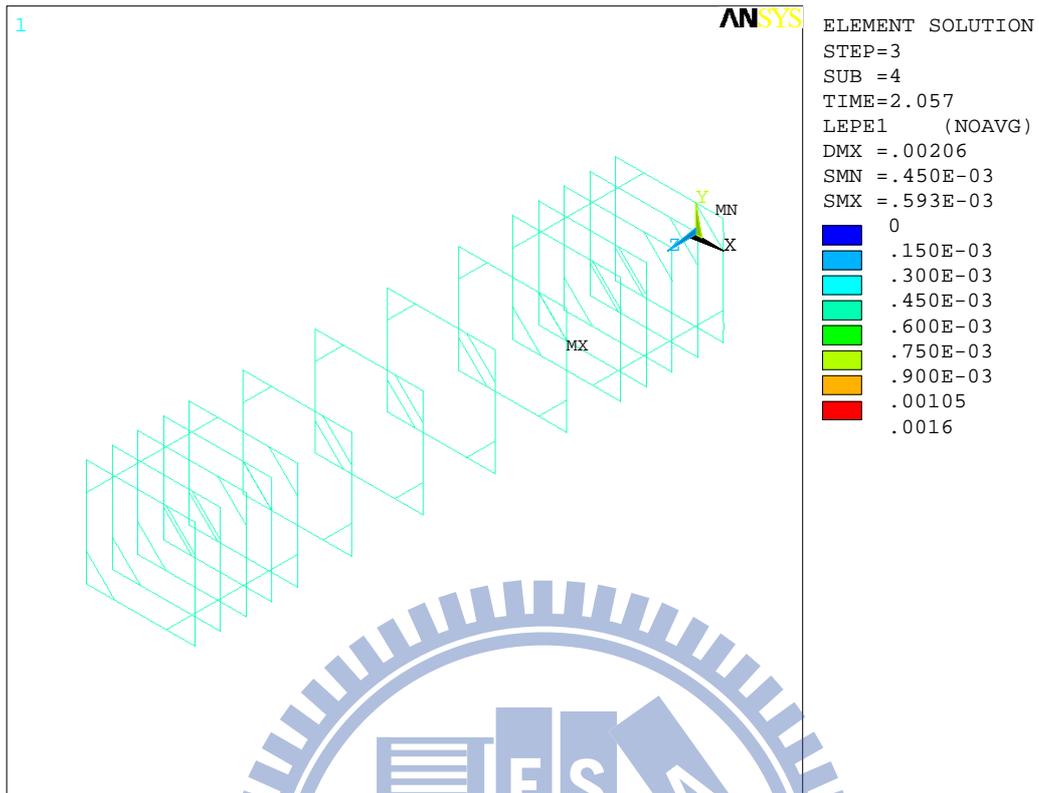


圖 4.39 試體 SRC-C2 加載至 $0.9P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

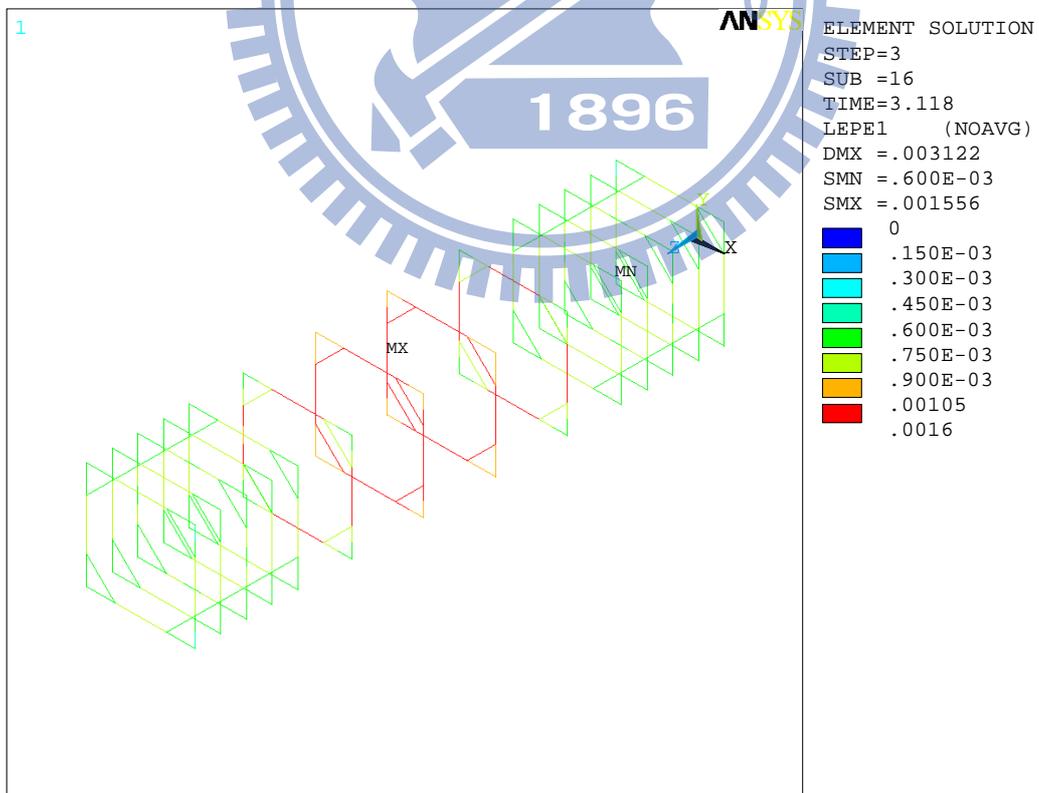


圖 4.40 試體 SRC-C2 加載至 $1.0P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

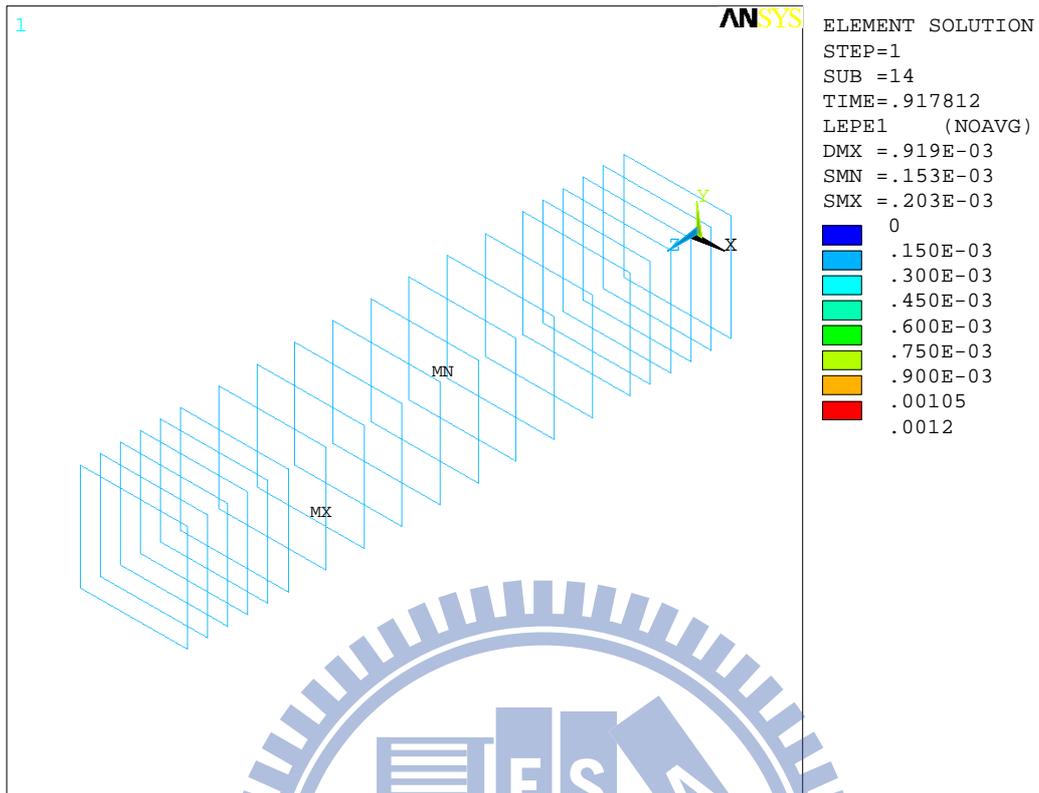


圖 4.41 試體 SRC-H2 加載至 $0.5P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

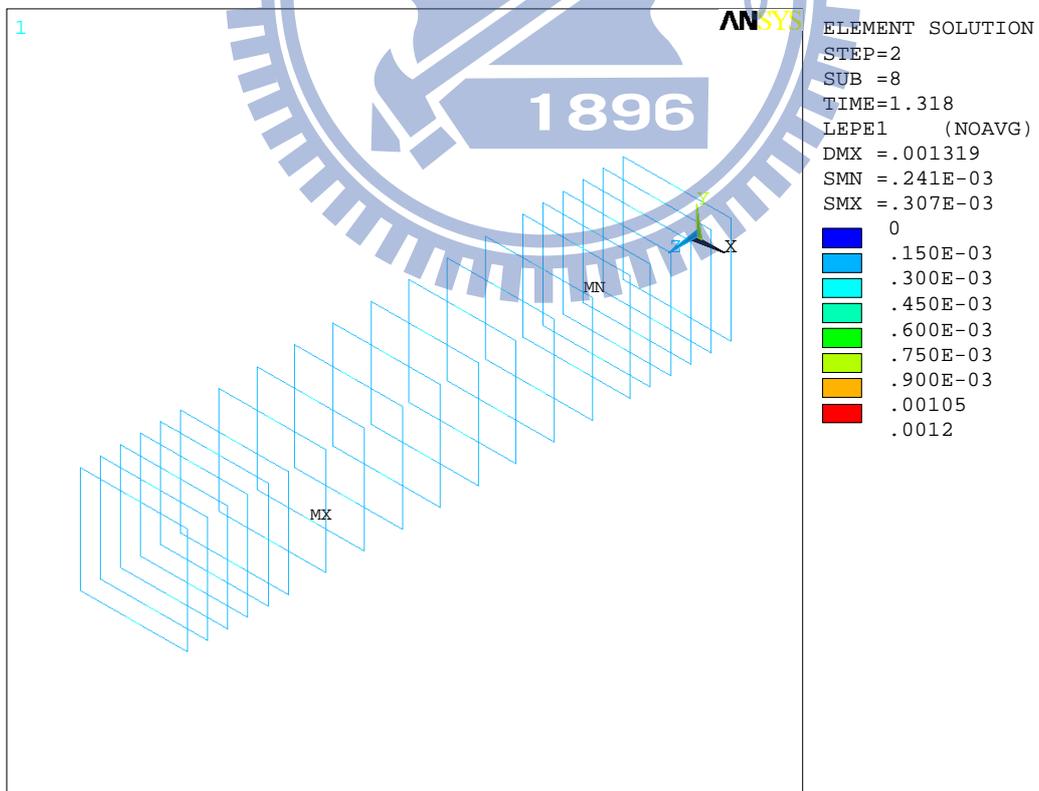


圖 4.42 試體 SRC-H2 加載至 $0.7P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

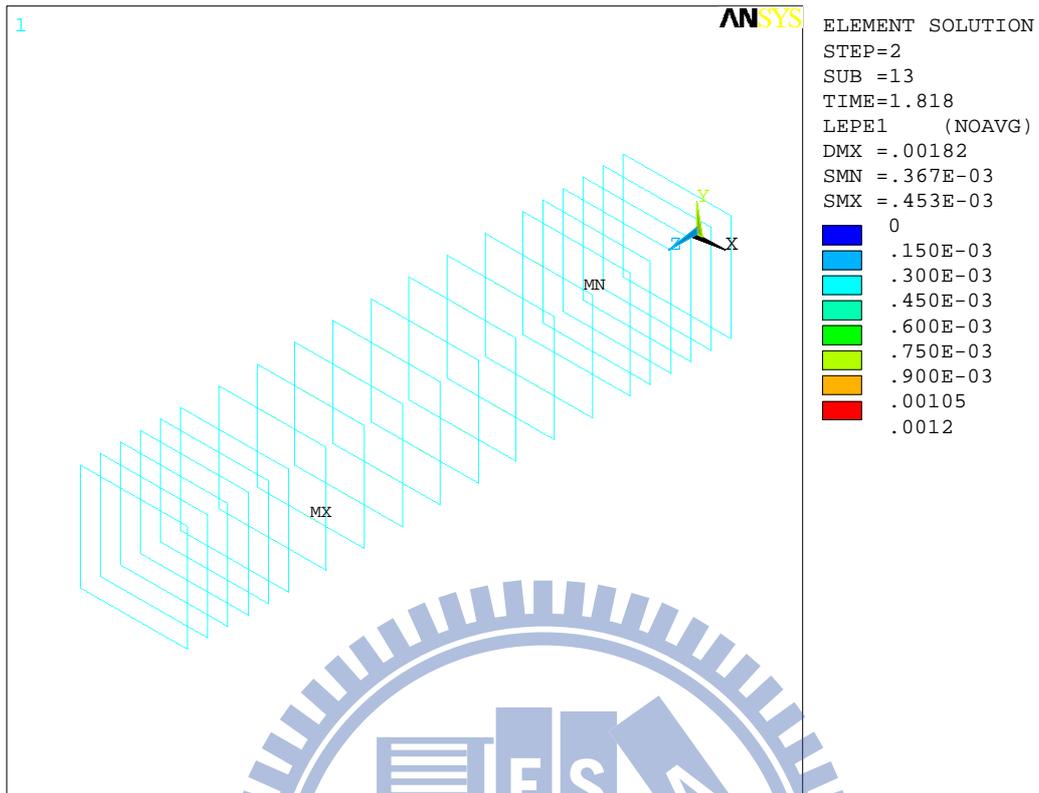


圖 4.43 試體 SRC-H2 加載至 $0.9P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

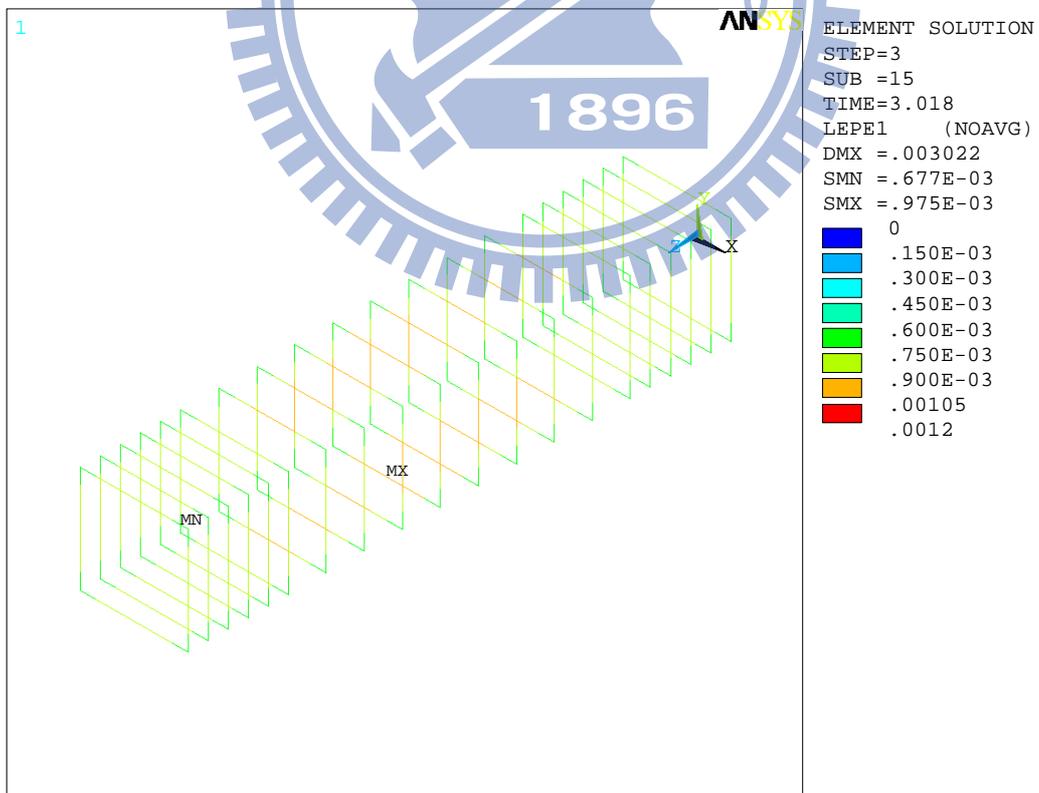
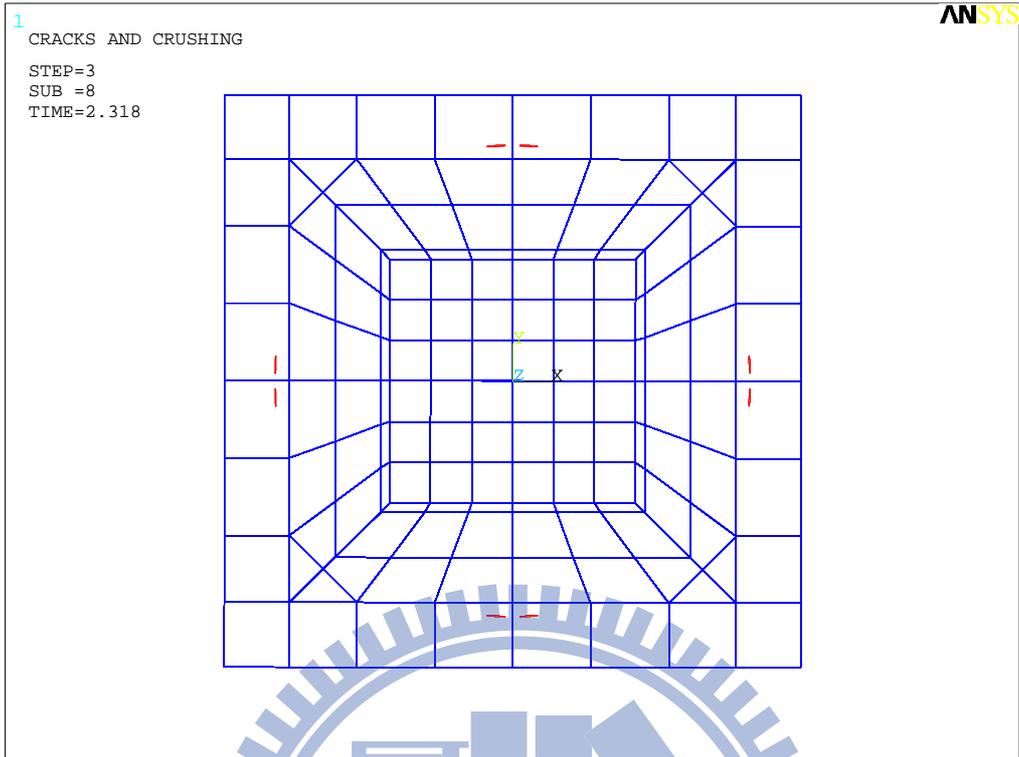
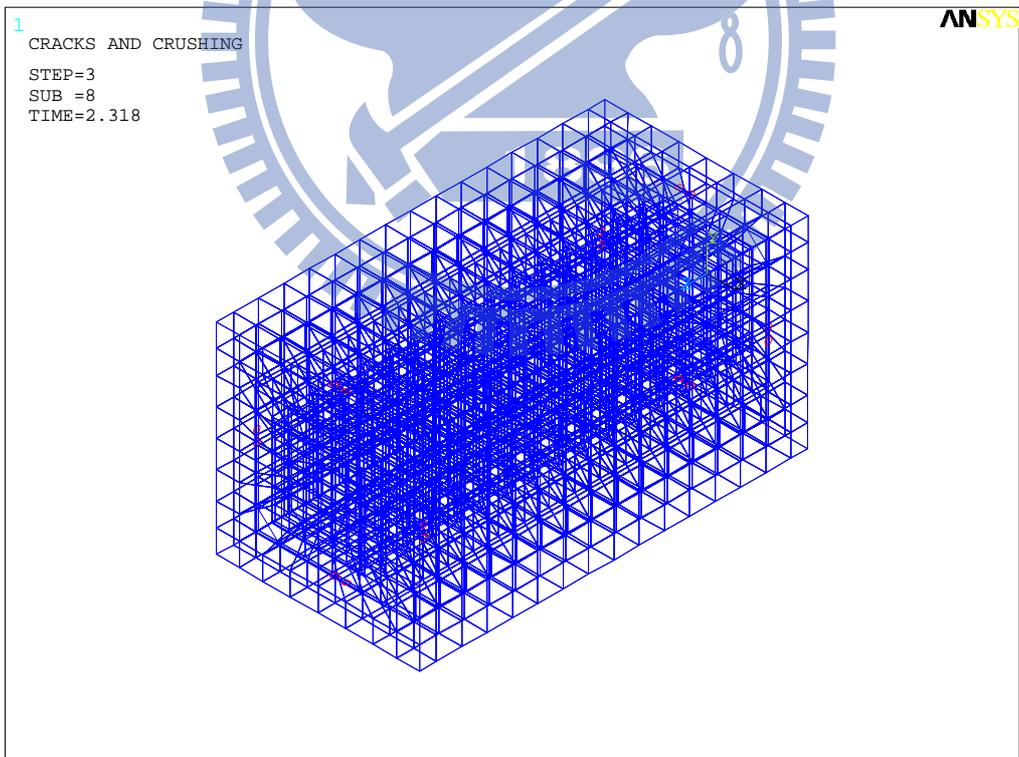


圖 4.44 試體 SRC-H2 加載至 $1.0P_u$ 時所對應之箍筋應變分佈圖

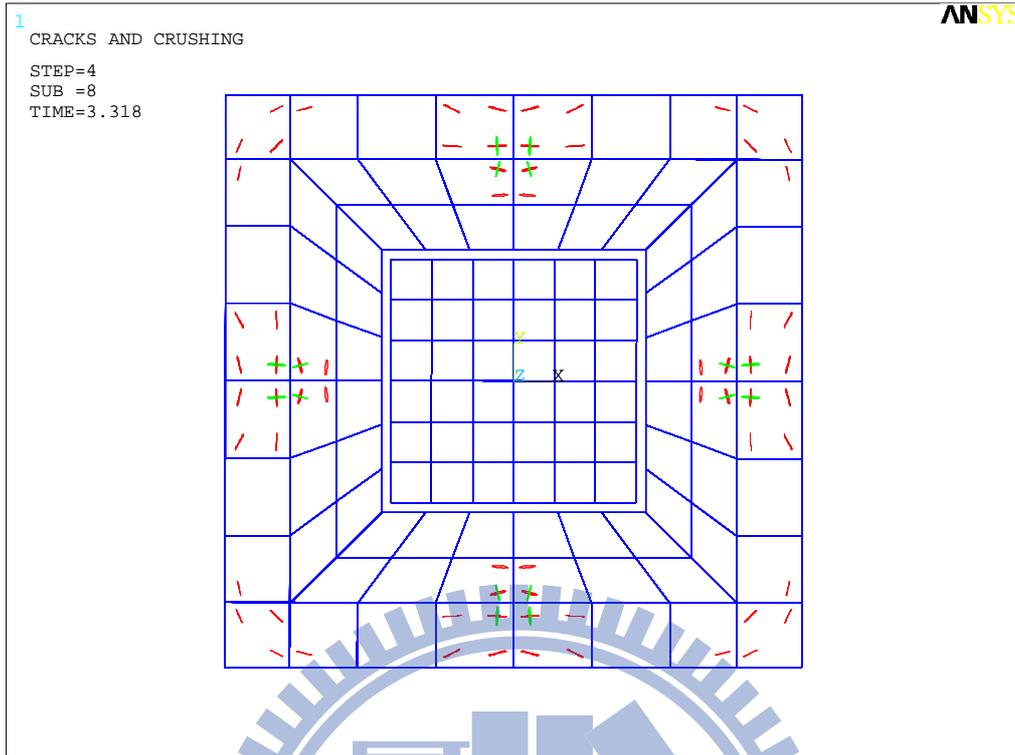


(a) 試體正視圖

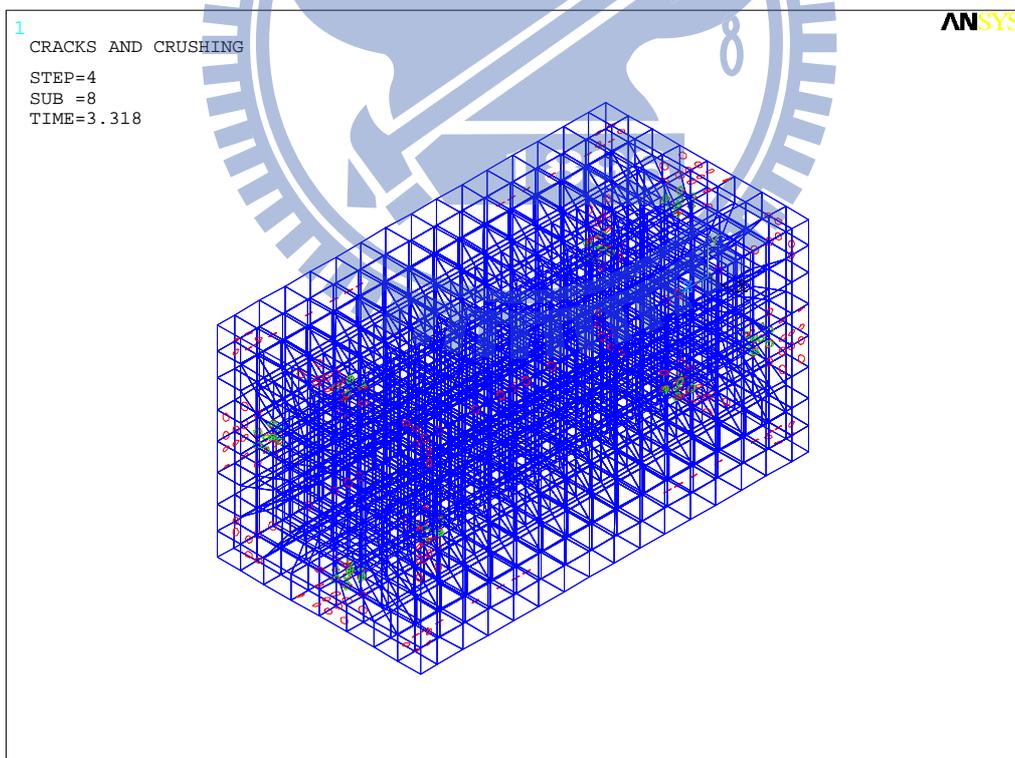


(b) 試體立面圖

圖 4.45 試體 SRC-B1 柱中混凝土初始發生開裂行為時之裂縫分佈情況圖

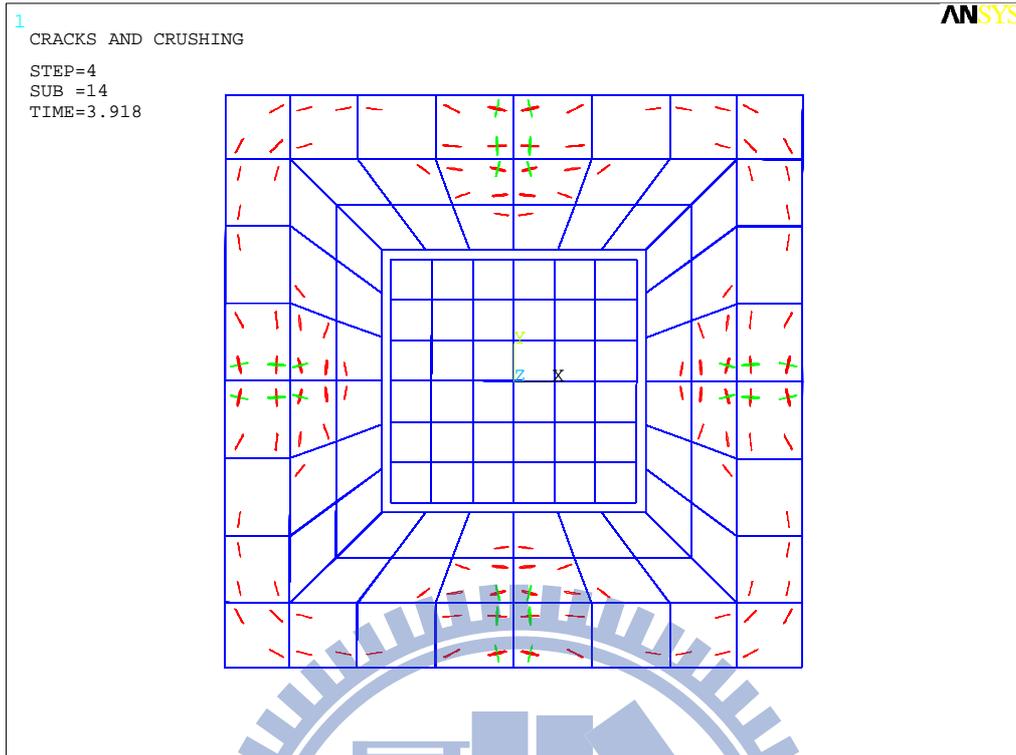


(a) 試體正視圖

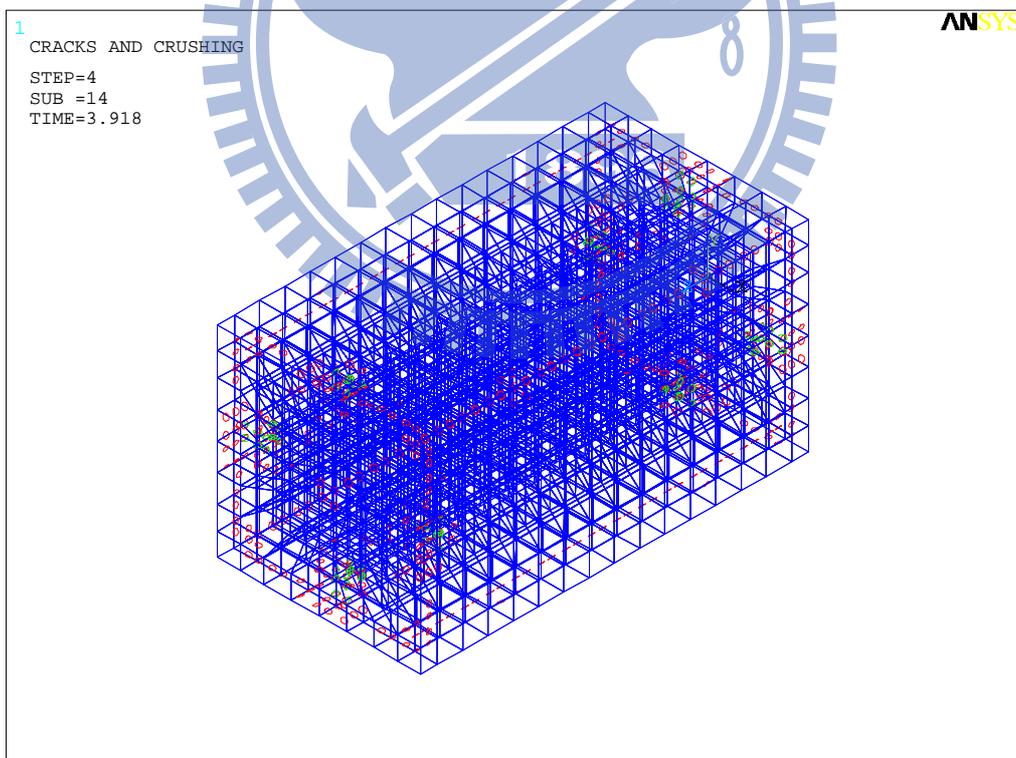


(b) 試體立面圖

圖 4.46 試體 SRC-B1 加載至 P_u 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖

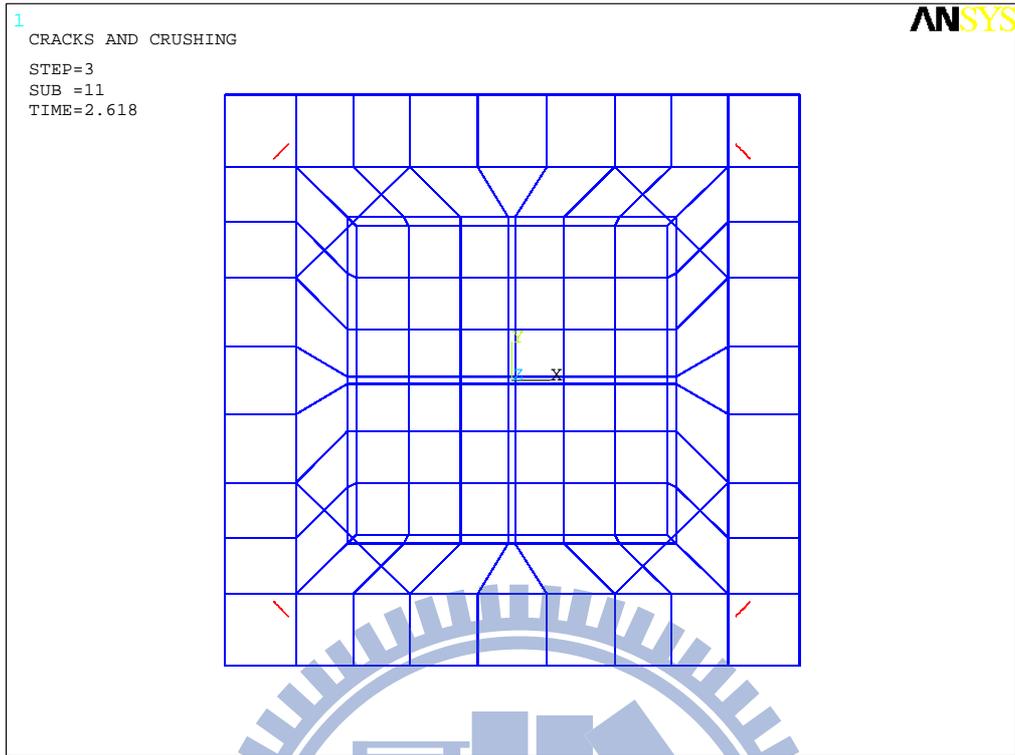


(a) 試體正視圖

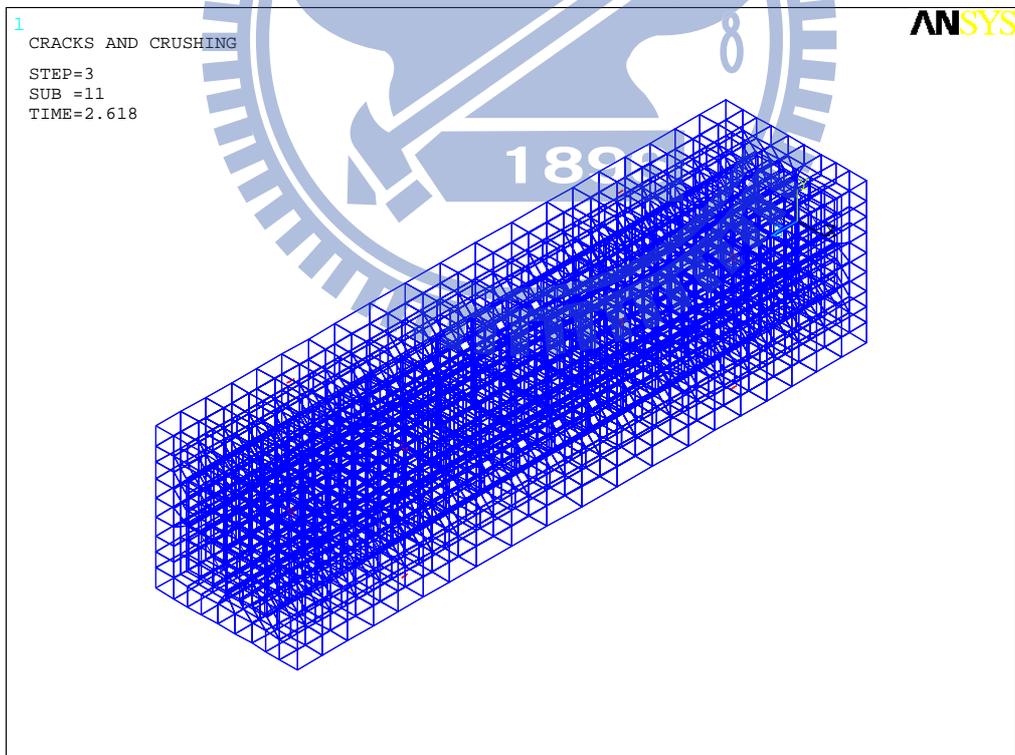


(b) 試體立面圖

圖 4.47 試體 SRC-B1 軸向應變約為 0.003 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖

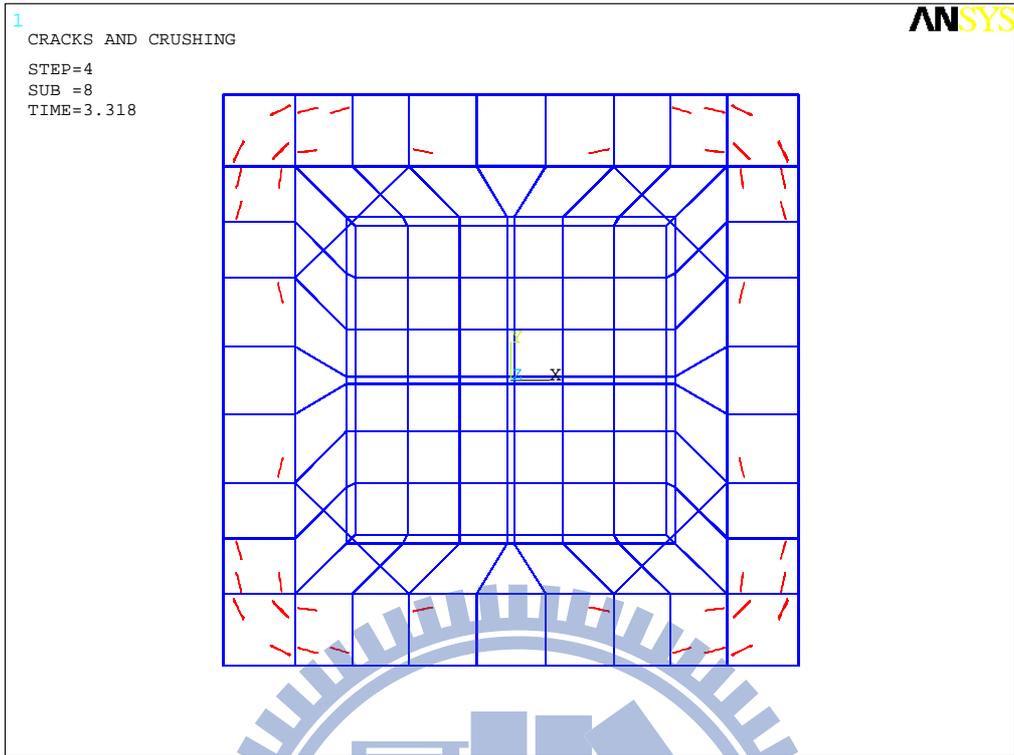


(a) 試體正視圖

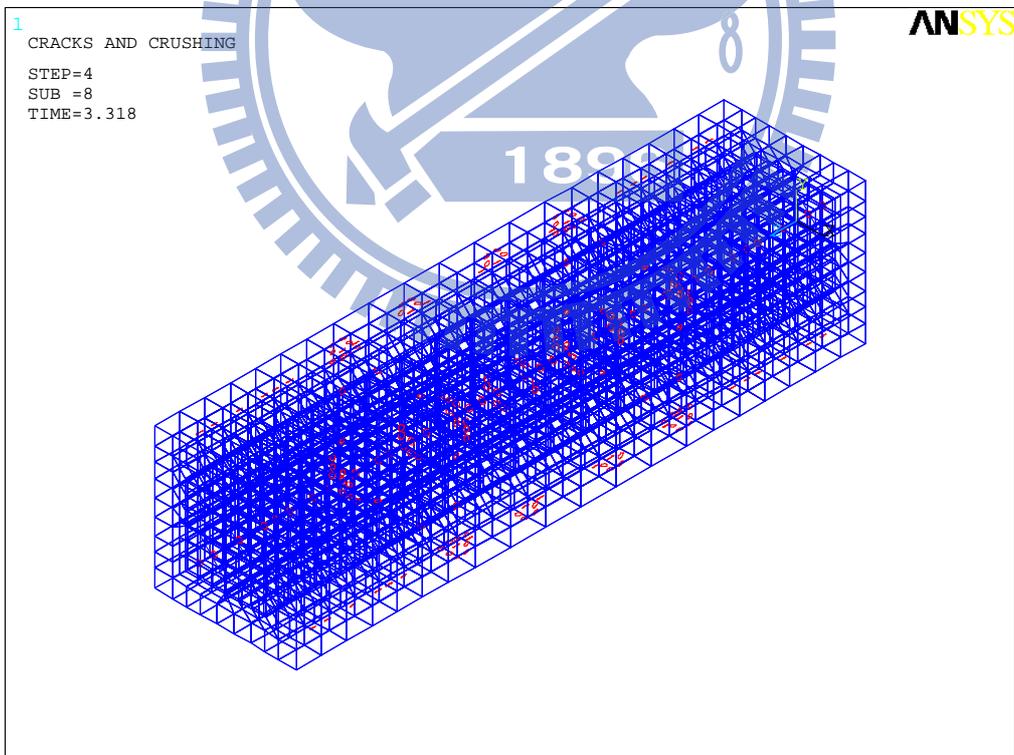


(b) 試體立面圖

圖 4.48 試體 SRC-C2 柱中混凝土初始發生開裂行為時之裂縫分佈情況圖

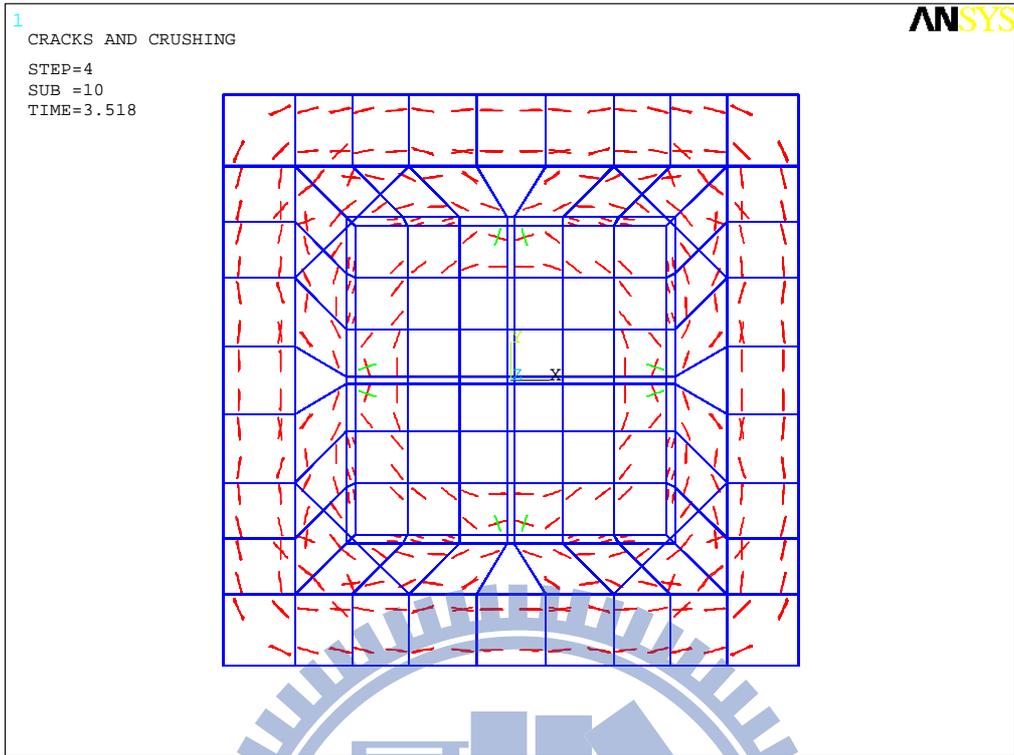


(a) 試體正視圖

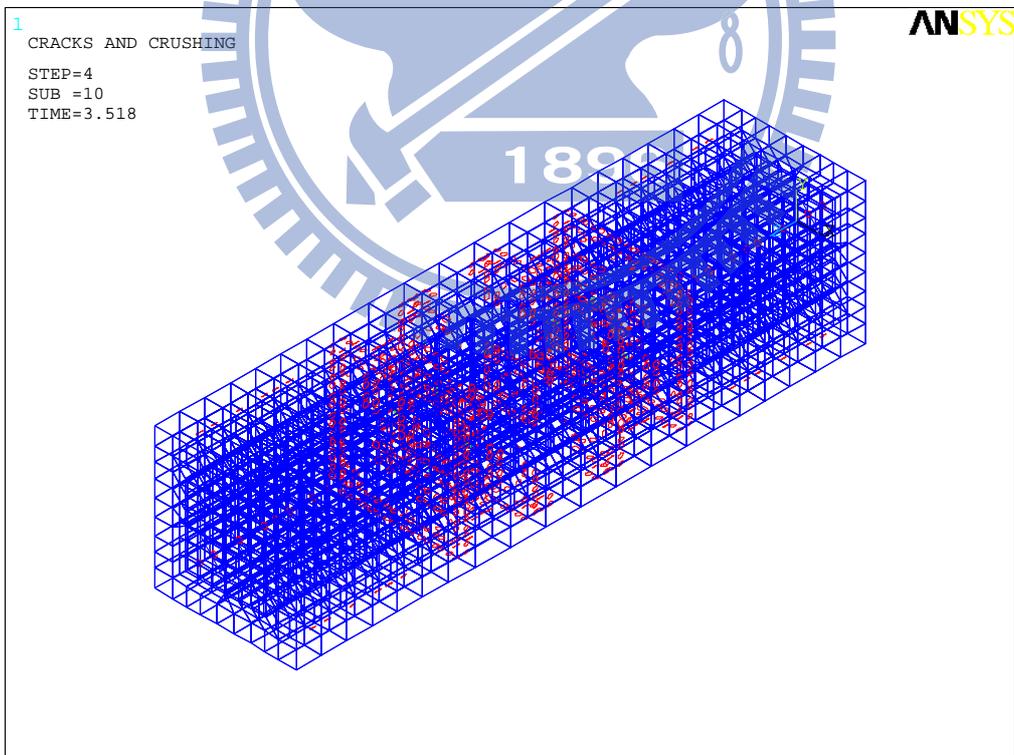


(b) 試體立面圖

圖 4.49 試體 SRC-C2 加載至 P_u 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖



(a) 試體正視圖



(b) 試體立面圖

圖 4.50 試體 SRC-C2 軸向應變約為 0.003 時柱中混凝土之裂縫分佈情況圖



(a) 萬能試驗機



(b) 試體架設於試驗機平台上之情形

照片 3.1 萬能試驗機與 SRC 短柱試體之架設情形[10]