

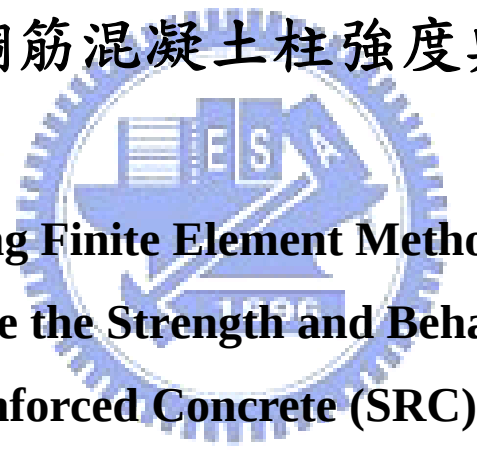
國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩 士 論 文

以有限元素法分析

鋼骨鋼筋混凝土柱強度與行為



**Using Finite Element Method to
Analyze the Strength and Behavior of
Steel Reinforced Concrete (SRC) Columns**

研 究 生：簡 嘉 儀

指導教授：陳 誠 直 博士

中 華 民 國 九 十 八 年 四 月

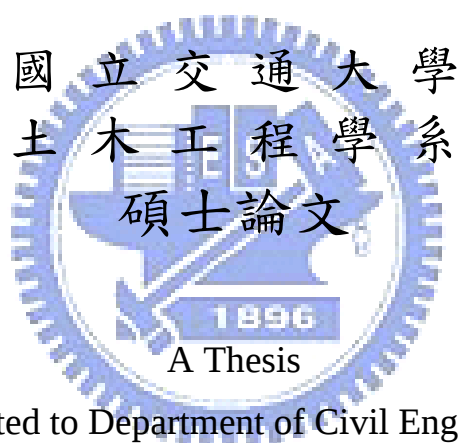
以有限元素法分析
鋼骨鋼筋混凝土柱強度與行為
**Using Finite Element Method to
Analyze the Strength and Behavior of
Steel Reinforced Concrete (SRC) Columns**

研 究 生：簡 嘉 儀

Student：Chia-I Chien

指導教授：陳 誠 直 博士

Adviser：Dr. Cheng-Chih Chen



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 2009

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年四月

以有限元素法分析鋼骨鋼筋混凝土柱強度與行為

研究生：簡嘉儀

指導教授：陳誠直 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本研究利用 ABAQUS 有限元素分析軟體，探討鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforce Concrete，以下簡稱 SRC) 柱在軸壓力作用下試體設計參數之鋼骨形狀、鋼骨含量、箍筋間距等對於極限強度、圍束效應與剩餘強度之影響，並與實驗結果進行驗證。進一步規劃以混凝土強度與鋼骨強度作為變化參數，探討各模型間強度與行為之差異與影響。

研究結果顯示 ABAQUS 有限元素分析軟體可以有效進行 SRC 柱之模擬，並且準確預測出試體之行為與極限強度。當柱內之鋼骨含量越高且箍筋間距越小，則有助於達極限載重後強度之維持，剩餘強度之表現越好。而根據圍束效應指標，顯示出柱內混凝土含量相對較高之情況下，箍筋對於試體之圍束效果較為良好。當 SRC 柱使用之鋼骨與混凝土材料強度越高，則箍筋對於試體產生之圍束效應則較為不顯著。

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土、圍束效應、剩餘強度、極限強度

Using Finite Element Method to Analyze the Strength and Behavior of Steel Reinforced Concrete (SRC) Column

Student: Chia-I Chien

Adviser: Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

Utilizing the finite element analysis program ABAQUS, this study investigates the behavior of the steel reinforced concrete (SRC) columns under axial compression. Effect of the specimen design parameters such as structural steel shape, amount of the structural steel, and lateral tie spacing on ultimate strength, confinement and post-failure strength were studied and the analysis results were validated with experimental results. Further, this study investigates the behavior and strength of models designated with different strengths of the concrete and the structural steel.

Analysis results indicated that the finite element analysis program ABAQUS can effectively simulate the modeling of the SRC columns and predicts well the behavior and the ultimate strength of the specimens. The columns with more amounts of the structural steel and small tie spacing results in a stable post-failure strength. However, for the columns with more amounts of the concrete, the lateral ties lead to better confinement as indicated by the confinement index. For the SRC columns with high strength of the concrete and the structural steel, the lateral ties have insignificant confinement effect.

Keywords: steel reinforced concrete, SRC, confinement, post-failure strength, ultimate strength

誌謝

兩年研究所期間，承蒙恩師 陳誠直博士之悉心指導，讓學生在土木的領域中獲益良多；並使學生順利完成論文，在此致上萬分的感謝。

在論文完成期間，特別感謝 南交學長、政甯學長的提點與意見；明昌學長、建霖學長、紀勛學長的幫助；同學煒銘、俞燐、璿至的鼓勵與協助；學弟孟暉、岳勳、學妹致潔的幫忙，給予我極大的助益與鼓勵，帶給我難忘的研究所生活，因為有大家，讓這段時光充滿溫暖的回憶。

感謝爸爸、媽媽的支持，在求學的路上讓我能完全無後顧之憂的完成研究所學業，以及弟弟的鼓勵讓我更有力量。還有嘉琳、曉琦、毓清等好友不斷在身邊替我加油打氣，最後還要感謝我從小到現在最支持的籃球員周俊三先生，他的座右銘以及鼓勵讓我能持續努力到最後。

嘉儀 九十八年四月

目錄

中文摘要	i
英文摘要.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vii
圖目錄.....	viii
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究方法.....	2
1.4 論文內容.....	2
第二章 文獻回顧	3
2.1 前言	3
2.2 SRC設計規範	3
2.2.1 美國AISC-LRFD規範	3
2.2.2 美國ACI規範.....	6
2.2.3 日本AIJ規範.....	6
2.2.4 Eurocode 4	8

2.3 相關文獻介紹.....	10
第三章 分析模型	14
3.1 分析模型介紹.....	14
3.1.1 模型尺寸.....	14
3.1.2 參數規劃.....	15
3.1.3 邊界條件與位移歷程.....	15
3.1.4 材料性質與模型網格.....	16
3.2 分析模型行為.....	21
3.2.1 解析模型介紹.....	22
3.2.2 Von Mises 應力	22
第四章 分析模型之驗證與比較	23
4.1 前言	23
4.2 分析模型之驗證.....	23
4.2.1 整體行為.....	23
4.2.2 局部行為.....	27
4.3 分析與CL模型比較	29
4.4 分析模型參數之比較.....	30
4.4.1 混凝土強度之影響.....	31
4.4.2 鋼骨強度之影響.....	35

4.4.3 Von Mises 應力圖	38
第五章 結論與建議	39
5.1 結論	39
5.2 建議	40
參考文獻	41
表	44
圖	55



表目錄

表 3.1 試體規格	44
表 3.2 H型鋼骨之試體規格.....	45
表 3.3 十字型鋼骨之試體規格	46
表 3.4 I型鋼骨之試體規格	47
表 4.1 分析、實驗與各規範之預測值	48
表 4.2 實驗值與各規範值比較	48
表 4.3 分析模型與實驗試體之R值(箍筋間距).....	49
表 4.4 分析模型與實驗試體之R值(鋼骨含量).....	49
表 4.5 分析模型與實驗試體 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 、 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值(箍筋間距).....	50
表 4.6 分析模型與實驗試體 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 、 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值(鋼骨含量).....	50
表 4.7 分析模型與CL模型之極限載重	51
表 4.8 分析模型與CL模型之R值.....	51
表 4.9 分析模型與CL模型 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 、 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值	52
表 4.10 H型鋼骨系列之極限載重	52
表 4.11 十字型鋼骨系列之極限載重	53
表 4.12 I型鋼骨系列之極限載重	53
表 4.13 各系列鋼骨之R值(混凝土強度).....	54
表 4.14 各系列鋼骨之R值(鋼骨強度).....	54

圖目錄

圖 3.1 SRC1、SRC2、SRC3 試體斷面圖	55
圖 3.2 SRC4、SRC5、SRC6 試體斷面圖	55
圖 3.3 SRC7、SRC8 試體斷面圖	55
圖 3.4 箍筋配置圖	56
圖 3.5 SRC2 簡化模型與全尺寸模型之比較	57
圖 3.6 簡化模型之對稱斷面示意圖	57
圖 3.7 Mander et al.未圍束混凝土之應力-應變曲線	58
圖 3.8 Mander et al.與CEP-FIP常重混凝土應力-應變曲線	58
圖 3.9 CEP-FIP混凝土模型之應力-應變曲線	59
圖 3.10 降伏面示意圖	59
圖 3.11 分析模型網格	60
圖 3.12 鋼骨應力-應變曲線	60
圖 3.13 主筋、箍筋局部應變位置	61
圖 3.14 混凝土之圍束區域示意圖	61
圖 3.15 混凝土應力-應變曲線(a)H型鋼骨；(b)十字型鋼骨	62
圖 3.16 鋼骨之應力-應變曲線	63
圖 3.17 鋼筋之應力-應變曲線	63
圖 4.1.1 SRC1 分析實驗載重-應變	64

圖 4.1.2 SRC2 分析實驗載重-應變	64
圖 4.1.3 SRC3 分析實驗載重-應變	64
圖 4.1.4 SRC4 分析實驗載重-應變	64
圖 4.1.5 SRC5 分析實驗載重-應變	64
圖 4.1.6 SRC6 分析實驗載重-應變	64
圖 4.1.7 SRC7 分析實驗載重-應變	65
圖 4.1.8 SRC8 分析實驗載重-應變	65
圖 4.2.1 SRC1 主筋之載重-應變	65
圖 4.2.2 SRC3 主筋之載重-應變	65
圖 4.2.3 SRC4 主筋之載重-應變	65
圖 4.2.4 SRC5 主筋之載重-應變	65
圖 4.2.5 SRC6 主筋之載重-應變	66
圖 4.3.1 SRC1 箍筋之載重-應變	66
圖 4.3.2 SRC1 箍筋之載重-應變	66
圖 4.3.3 SRC2 箍筋之載重-應變	66
圖 4.3.4 SRC3 箍筋之載重-應變	66
圖 4.3.5 SRC3 箍筋之載重-應變	66
圖 4.3.6 SRC4 箍筋之載重-應變	67
圖 4.3.7 SRC4 箍筋之載重-應變	67

圖 4.3.8 SRC5 箍筋之載重-應變	67
圖 4.3.9 SRC5 箍筋之載重-應變	67
圖 4.3.10 SRC6 箍筋之載重-應變	67
圖 4.3.11 SRC6 箍筋之載重-應變	67
圖 4.3.12 SRC7 箍筋之載重-應變	68
圖 4.3.13 SRC7 箍筋之載重-應變	68
圖 4.3.14 SRC8 箍筋之載重-應變	68
圖 4.3.15 SRC8 箍筋之載重-應變	68
圖 4.4.1 SRC1 分析解析載重-應變	68
圖 4.4.2 SRC2 分析解析載重-應變	68
圖 4.4.3 SRC3 分析解析載重-應變	69
圖 4.4.4 SRC4 分析解析載重-應變	69
圖 4.4.5 SRC5 分析解析載重-應變	69
圖 4.4.6 SRC6 分析解析載重-應變	69
圖 4.4.7 SRC7 分析解析載重-應變	69
圖 4.4.8 SRC8 分析解析載重-應變	69
圖 4.5.1 混凝土強度-整體行為 1	70
圖 4.5.2 混凝土強度-整體行為 2	70
圖 4.5.3 混凝土強度-整體行為 3	70

圖 4.5.4 混凝土強度-整體行為 4.....	70
圖 4.5.5 混凝土強度-整體行為 5.....	70
圖 4.5.6 混凝土強度-整體行為 6.....	70
圖 4.5.7 混凝土強度-整體行為 7.....	71
圖 4.5.8 混凝土強度-整體行為 8.....	71
圖 4.5.9 混凝土強度-整體行為 9.....	71
圖 4.6.1 混凝土強度-主筋 1.....	71
圖 4.6.2 混凝土強度-主筋 2.....	71
圖 4.6.3 混凝土強度-主筋 3.....	71
圖 4.6.4 混凝土強度-主筋 4.....	72
圖 4.6.5 混凝土強度-主筋 5.....	72
圖 4.6.6 混凝土強度-主筋 6.....	72
圖 4.6.7 混凝土強度-主筋 7.....	72
圖 4.6.8 混凝土強度-主筋 8.....	72
圖 4.6.9 混凝土強度-主筋 9.....	72
圖 4.7.1 混凝土強度-箍筋 1.....	73
圖 4.7.2 混凝土強度-箍筋 2.....	73
圖 4.7.3 混凝土強度-箍筋 3.....	73
圖 4.7.4 混凝土強度-箍筋 4.....	73

圖 4.7.5 混凝土強度-箍筋 5.....	73
圖 4.7.6 混凝土強度-箍筋 6.....	73
圖 4.7.7 混凝土強度-箍筋 7.....	74
圖 4.7.8 混凝土強度-箍筋 8.....	74
圖 4.7.9 混凝土強度-箍筋 9.....	74
圖 4.7.10 混凝土強度-箍筋 10.....	74
圖 4.7.11 混凝土強度-箍筋 11	74
圖 4.7.12 混凝土強度-箍筋 12.....	74
圖 4.7.13 混凝土強度-箍筋 13.....	75
圖 4.7.14 混凝土強度-箍筋 14.....	75
圖 4.7.15 混凝土強度-箍筋 15.....	75
圖 4.7.16 混凝土強度-箍筋 16.....	75
圖 4.7.17 混凝土強度-箍筋 17.....	75
圖 4.7.18 混凝土強度-箍筋 18.....	75
圖 4.8.1 鋼骨強度-整體行為 1.....	76
圖 4.8.2 鋼骨強度-整體行為 2.....	76
圖 4.8.3 鋼骨強度-整體行為 3.....	76
圖 4.8.4 鋼骨強度-整體行為 4.....	76
圖 4.8.5 鋼骨強度-整體行為 5.....	76

圖 4.8.6 鋼骨強度-整體行為 6.....	76
圖 4.9.1 鋼骨強度-主筋 1.....	77
圖 4.9.2 鋼骨強度-主筋 2.....	77
圖 4.9.3 鋼骨強度-主筋 3.....	77
圖 4.9.4 鋼骨強度-主筋 4.....	77
圖 4.9.5 鋼骨強度-主筋 5.....	77
圖 4.9.6 鋼骨強度-主筋 6.....	77
圖 4.10.1 鋼骨強度-箍筋 1.....	78
圖 4.10.2 鋼骨強度-箍筋 2.....	78
圖 4.10.3 鋼骨強度-箍筋 3.....	78
圖 4.10.4 鋼骨強度-箍筋 4.....	78
圖 4.10.5 鋼骨強度-箍筋 5.....	78
圖 4.10.6 鋼骨強度-箍筋 6.....	78
圖 4.10.7 鋼骨強度-箍筋 7.....	79
圖 4.10.8 鋼骨強度-箍筋 8.....	79
圖 4.10.9 鋼骨強度-箍筋 9.....	79
圖 4.10.10 鋼骨強度-箍筋 10.....	79
圖 4.10.11 鋼骨強度-箍筋 11.....	79
圖 4.10.12 鋼骨強度-箍筋 12.....	79

圖 4.11.1 Von Mises應力-Cruciform1.....	80
圖 4.11.2 Von Mises應力-Cruciform1 主筋、箍筋	80
圖 4.12.1 Von Mises應力-Cruciform3	81
圖 4.12.2 Von Mises應力-Cruciform3 主筋、箍筋	81
圖 4.13.1 Von Mises應力-Cruciform7	82
圖 4.13.2 Von Mises應力-Cruciform7 主筋、箍筋	82
圖 4.14.1 Von Mises應力-Cruciform9	83
圖 4.14.2 Von Mises應力-Cruciform9 主筋、箍筋	83
圖 4.15.1 Von Mises應力-I1.....	84
圖 4.15.2 Von Mises應力-I1 主筋、箍筋.....	84
圖 4.16.1 Von Mises應力-I3.....	85
圖 4.16.2 Von Mises應力-I3 主筋、箍筋.....	85
圖 4.17.1 Von Mises應力-I7.....	86
圖 4.17.2 Von Mises應力-I7 主筋、箍筋.....	86
圖 4.18.1 Von Mises應力-I9.....	87
圖 4.18.2 Von Mises應力-I9 主筋、箍筋.....	87

第一章 緒論

1.1 研究背景

隨著台灣經濟活動增加，人口逐漸往都會區移動，造成都會區人口密度上升以及地價高漲，在土地無法滿足需求的情況之下，高樓建築物的興建使用便成了唯一可選擇的方式。但興建高樓建築物會使得低樓層柱產生軸力過大的問題，也使得提高建築物之結構強度、勁度成為重要的課題。

鋼骨鋼筋混凝土（Steel Reinforced Concrete，以下簡稱 SRC）結合了鋼骨與鋼筋混凝土兩種材料。相對於純鋼構造，SRC 構造可提高勁度值與阻尼值，減少側向位移，並藉著使用經濟的混凝土，減少鋼骨使用量，降低材料費用；而相對於鋼筋混凝土構造，SRC 構造可提供較大的韌性，而鋼骨之組立比起混凝土灌注要快，可提高施工的速度，縮短工期，相輔相成下，將使得 SRC 結構體之斷面積較小、跨度較大及舒適性較佳，並增進結構體空間之經濟性。

為了確保 SRC 柱承受軸力之能力可符合結構體需求，特以使用有限元素分析方法來求得其受力行為與極限載重，且與各規範所計算之極限強度進行比較，並探討 SRC 柱在不同參數影響下行為之改變。

1.2 研究目的

本研究採用分析的方式，探討 SRC 柱在不同參數下軸向載重之行為與極限載重。規劃以鋼骨斷面形狀、鋼骨強度及混凝土強度作為參數，就整體與局部之結果加以討論比較。

1.3 研究方法

本研究先利用有限元素分析方式先模擬短柱在軸向載重下之行為與實驗試體進行驗證，並且規劃探討鋼骨斷面形狀、鋼骨強度及混凝土強度作為參數，利用分析方法獲得 SRC 柱之受行為，藉由各模型之行為比較，探討各參數之影響，可以減少實驗之施作，節省時間與金錢。



1.4 論文內容

本文共分為五章。第一章主要介紹 SRC 結構之特色，及 SRC 柱分析之目的與方法。第二章為文獻回顧。第三章為分析模型介紹、參數規劃，介紹模擬時材料性質與模型網格之切割以及邊界條件之設定等。第四章為分析結果與討論，討論各模型在軸力下之整體與局部之行為以及各參數之影響，與各規範值之比較。第五章為結論與建議。

第二章 文獻回顧

2.1 前言

現今包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱(SRC)已廣範使用於高樓建築，為了節省時間與金錢，因此將利用有限元素分析進行研究，在此之前先行介紹 SRC 相關之設計規範以及國內外學者對於鋼筋混凝土(RC)以及包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱(SRC)進行分析或試驗之相關文獻。

2.2 SRC 設計規範



SRC 相關之設計規範有美國鋼結構學會設計規範 (AISC-LRFD 2002)、美國鋼筋混凝土學會 ACI 318-08 (American Concrete Institute) 設計規範、日本建築學會 AIJ (Architectural Institute of Japan)之 SRC 設計規範以及歐洲規範(Eurocode 4 94)。

2.2.1 美國 AISC-LRFD 規範

在 AISC-LRFD 規範之中，SRC 柱採用極限強度設計方法，引用傳統鋼結構之設計方法，將 RC 部份轉換成等量強度與勁度之鋼骨，再以純鋼骨之方法代入設計公式，計算出極限強度。AISC-LRFD 對 SRC 柱之設計方法如下：

$$\phi P_n = \phi A_g F_{cr} \quad (2.1)$$

轉換後之強度與勁度為：

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} (A_r / A_s) + C_2 f'_c (A_c / A_s) \quad (2.2)$$

$$E_{my} = E_s + C_3 E_c (A_c / A_s) \quad (2.3)$$

當合成構材為包覆型鋼骨鋼筋混凝土斷面時：

$$C_1 = 0.7, C_2 = 0.6, C_3 = 0.2$$

當合成構材為鋼管鋼筋混凝土斷面時：

$$C_1 = 1.0, C_2 = 0.85, C_3 = 0.4$$

利用柱細長效應因子 λ_c 計算臨界應力

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_m \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} \quad (2.4)$$

$\lambda_c \leq 1.5$ 時，

$$F_{cr} = (0.685^{\lambda_c^2}) F_{my} \quad (2.5)$$

$\lambda_c > 1.5$ 時，

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_{my} \quad (2.6)$$

其中 K = 有效長度係數

L = 桿件未支撐長度

r_m = 鋼骨斷面之迴轉半徑

A_s = 鋼骨之斷面積

A_c = 混凝土之淨斷面積

A_r = 鋼筋之斷面積

F_{cr} = 臨界應力

F_{my} = 修正過之鋼骨降伏應力

F_y = 鋼骨之降伏應力

F_{yr} = 鋼筋之降伏應力

f'_c = 混凝土之抗壓強度

E_m = 修正過之鋼骨彈性模數

E_c = 混凝土之彈性模數



E_s = 鋼骨之彈性模數

ϕ = 0.85 為強度折減係數

2.2.2 美國 ACI 規範

ACI 規範在設計合成構材時採用極限強度設計法，利用傳統 RC 之設計方法，將鋼骨部份視為等值之鋼筋。依 ACI 318-08 對 SRC 柱之設計方法如下：

$$\phi P_n = \phi 0.85 (0.85 f'_c (A_g - A_t) + f_y A_t) \quad (2.7)$$

其中 P_n = SRC 構件之軸向標稱強度

f'_c = 混凝土之抗壓強度

f_y = 鋼材之降伏強度

A_g = 構件之全斷面積

A_t = 鋼骨之斷面積，包含箍筋內主筋之面積

ϕ = 0.7 為強度折減係數

2.2.3 日本 AIJ 規範

AIJ 規範主要以強度疊加作為設計基礎，對於包覆型 SRC 柱軸向

強度之計算方法如下：

$$N = N_s + N_r \quad (2.8)$$

$$N_s = A_s \cdot f_c \quad (2.9)$$

$$N_r = \min(N_{r1}, N_{r2}) \quad (2.10)$$

$$N_{r1} = A_e \cdot f_{cd} \quad (2.11)$$

$$N_{r2} = \frac{A_m \cdot f_c}{n} \quad (2.12)$$

$$f_{cd} = f_c (1 - 15 \rho_s) \quad (2.13)$$

其中 N = 容許壓力

N_s = 鋼骨僅受壓力時之容許壓力

N_r = 鋼筋混凝土僅受壓力時之容許壓力

A_e = 混凝土之斷面積

f_c = 鋼骨之容許壓應力

A_m = 鋼筋之斷面積

f_c = 主筋之容許壓應力

n = 鋼與混凝土之彈性模數比

f_{cd} = 混凝土因鋼骨存在，折減後之容許強度

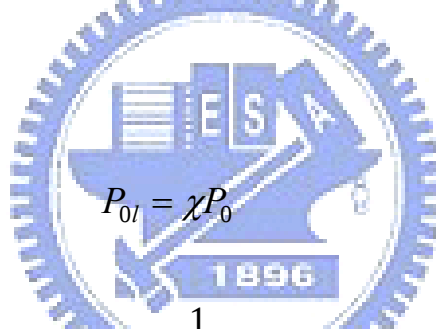
f_c = 混凝土之容許壓應力

${}_s\rho_c$ = 鋼骨受壓部份與全斷面積之比

2.2.4 Eurocode 4

Eurocode 4 (CEN 1994)對於 SRC 柱受純軸力時，其極限載重計算

方法如下：



$$P_{0l} = \chi P_0$$

(2.14)

$$\chi = \frac{1}{\left[\Phi + \left(\Phi^2 - \lambda^2 \right)^{\frac{1}{2}} \right]}$$

(2.15)

$$\Phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2 \right)$$

(2.16)

α = 0.34 弱軸挫屈係數

α = 0.49 強軸挫屈係數

$$\lambda = \sqrt{\frac{P_0}{P_c}}$$

(2.17)

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{ss} - A_{rs}) + f_{yss}A_{ss} + f_{yrs}A_{rs} \quad (2.18)$$

$$P_c = \frac{\Pi^2 EI}{l^2} \quad (2.19)$$

$$EI = 0.8E_c(I_g - I_{ss} - I_{rs}) + E_s(I_{ss} + I_{rs}) \quad (2.20)$$

其中 χ = 鋼骨挫屈折減係數

A_g = 試體全斷面積

A_{ss} = 鋼骨斷面積

A_{rs} = 主筋斷面積

I_g = 全斷面之慣性矩

I_{ss} = 鋼骨之慣性矩

I_{rs} = 主筋之慣性矩

f'_c = 混凝土強度

f_{yss} = 鋼骨降伏強度

f_{yrs} = 主筋降伏強度

E_c = 混凝土之彈性模數

$$E_s = \text{鋼之彈性模數}$$

2.3 相關文獻介紹

Pessiki and Pieroni (1997) 以受純軸壓試驗方式探討混凝土強度、主筋數量、螺旋箍筋之尺寸與強度對 RC 試體之影響。研究結果顯示強度較高之混凝土韌性表現不如強度較低之混凝土，當主筋佔試體比例較高時能夠使試體維持峰值載重至較大之變位，但韌性表現會比較差，在螺旋箍筋之體積維持定值之情況下，增加螺旋箍筋之尺寸與強度有助於試體韌性之上升。

Tan and Yip (1999) 以受純軸壓試驗方式探討橢圓箍筋之體積與長軸與短軸比對 RC 試體之影響。研究結果指出橢圓箍筋對混凝土有效地提供側向圍束力並且增加強度與韌性，箍筋體積之增加有助於試體強度之提升，但長軸與短軸比例之增加則會使試體強度下降。

Razvi and Saatcioglu (1999) 受純軸壓試驗方式探討混凝土強度、圓型箍筋之體積佔有率、形式、間距對 RC 柱之影響。研究結果使用高強度混凝土會有嚴重之脆性行為發生，因而需要較高強度之箍筋圍束壓力，可以經由增加箍筋體積佔有率或強度來提高，由此研究得到如混凝土強度為 124 MPa 時，則側向螺旋箍筋需要 1000 MPa 以上方

能有效提供混凝土圍束壓力，在圓形箍筋能夠防止因混凝土向外擴張而打開之情況下，其圍束效果會優於圓形螺旋箍筋。

Sato and Yamaguchi (2000) 以受純軸壓試驗方式探討箍筋形式、數量與箍筋間距對 RC 柱行為之影響。研究結果顯示靠近柱長中心之箍筋對柱之影響力大於柱長兩端之箍筋，且主筋挫屈行為對於柱之強度與韌性有著顯注之影響。

Khaloo and Bozorgzadeh (2001) 以受純軸壓之試驗方式探討箍筋之間距與直徑對使用高強度混凝土之 RC 柱圍束行為之影響。研究結果顯示較小直徑之箍筋進行圍束會產生試體強度與韌性之下降，而箍筋間距之縮小則有助於試體圍束之效果。

陳誠直與葉士青 (1996) 以試驗之方式，探討斷面之鋼骨形狀、鋼骨含量、箍筋間距、箍筋形狀等參數變化對於包覆型 SRC 短柱在軸向載重下極限強度、圍束效應、極限載重後剩餘強度之影響。試驗結果顯示當箍筋間距縮小時，能夠有效提高圍束效應，但是同樣間距下使用雙箍筋無法有效提升極限強度；試體達極限載重後初期之剩餘強度值，以 SRC 柱內部使用面積較大之十字型鋼骨表現最好。

蔡克銓等人 (1996) 以試驗方式探討鋼骨量、箍筋間距及形狀、主筋數量對包覆型鋼骨鋼筋混凝土(SRC)受軸向載重之受力行為。結

果顯示在發生破壞後使用八角型箍筋之試體韌性行為較使用四角型箍筋之試體好，增加主筋使用量對於極限強度之貢獻大於增加鋼骨使用量。並利用有限元素程式 ANSYS 對試體進行分析，考慮圍束之效應，分析結果能準確預測試體之行為。

翁正強等人 (1998) 以理論模式研究包覆型 SRC 柱中混凝土受鋼骨圍束之行為，並分析推導出圍束箍筋量之計算公式。研究結果顯示，鋼骨翼板寬度變化對於 SRC 柱圍束效應有直接影響，當考慮鋼骨翼板對柱內混凝土圍束之貢獻時，SRC 柱所需之箍筋量將可以合理放寬。

El-Tawil et al. (1999) 以 ACI 318、AISC-LRFD 以及 AISC Seismic 設計規範公式對使用一般箍筋與 seismic hoop reinforcing、受不同比例彎矩-載重以及不同強度混凝土之包覆型 SRC 柱進行強度計算。研究結果顯示使用高強度混凝土相較於中低強度混凝土更能顯現 seismic hoop reinforcing 之韌性表現優於一般箍筋。

Mirza and Lacroix (2004) 以 ACI 318-02、AISC-LRFD 以及 Eurocode 4 三種規範公式對 150 組包覆型 SRC 柱進行物性試驗，受力方式包含受純軸力、軸力-彎矩及純彎矩，以及進行混凝土強度、端點偏心率(e/h)、細長比以及側向鋼筋體積率等試體參數之敏感度分

析。研究結果顯示出各規範中相異參數對於試體強度之影響。

Chen and Lin (2006) 以解析方法對包覆型 SRC 柱進行純軸力分析，假設主筋、箍筋材料曲線、並將混凝土強度力利用 Mander et al. 模型分為未圍束區、部份圍束區以及高圍束區，利用各曲線之應力-應變曲線乘上相對應面積，獲得整體之軸力-應變曲線以及極限強度值，並與實驗進行比較且觀察不同箍筋間距之圍束效應。研究結果顯示解析模型可以有效模擬整體受力之行為，且可以明顯比較出較小之箍筋間距能夠產生較為良好之圍束效應。



第三章 分析模型

3.1 分析模型介紹

有限元素軟體由於科技的發展不斷的更新進步，提供了研究者快速且經濟的分析工具，本研究利用有限元素分析軟體 ABAQUS 建立 SRC 柱實尺寸模型來分析觀察。為使模型之各項參數設定所得出的結果能夠符合實驗所得結果，因此將先取幾組做過實尺寸試驗之 SRC 柱之受力行為與 ABAQUS 有限分析模型結果加以比較，來確保參數之設定正確，驗證有限分析模型之可信度，進而以相同之設定方法訂定參數進行比較，利用有限元素分析方法獲得 SRC 柱之受力行為以及承載能力，節省實驗所需花費之時間與金錢，也使得分析與實務能夠相輔相成。



3.1.1 模型尺寸

進行有限元素分析之模型尺寸參考文獻(陳誠直與葉士青 1996)之 SRC 柱實驗試體，SRC 柱之斷面為 280×280 mm，柱長為 1200 mm，箍筋間距為 140、75、35 mm，柱內鋼骨之規格為 H150 $\times$ 75 $\times$ 5 $\times$ 7、H150 $\times$ 150 $\times$ 7 $\times$ 10、兩支 H175 $\times$ 90 $\times$ 5 $\times$ 8 交錯之型鋼，為了便於探討，以下將把柱內鋼骨規格為 H150 $\times$ 75 $\times$ 5 $\times$ 7 之型鋼稱 H 型鋼骨；柱內鋼骨規格為 H150 $\times$ 150 $\times$ 7 $\times$ 10 之型鋼稱 I 型鋼骨；柱內鋼骨規格為兩支

H175×90×5×8 交錯之型鋼稱為十字型鋼骨。

SRC 柱試體之斷面詳見圖 3.1 至圖 3.3。箍筋配置詳見圖 3.4。試體規格詳見表 3.1。因試體斷面呈現雙軸對稱，為了節省分析之時間，試取 SRC2 四分之一斷面進行分析並與全斷面分析之結果進行比較，其受力行為之比較如圖 3.5，確立簡化模型可以有效模擬後，利用試體四分之一尺寸進行分析，針對分析結果之整體以及局部行為與實驗數據進行驗證；並且與解析所獲得之整體行為進行探討。

3.1.2 參數規劃

為了瞭解材料強度對模型整體受力行為與局部行為之影響性，將規劃三組不同之鋼骨強度以及三組混凝土強度作為參數，搭配三組不同鋼骨形狀之斷面，共 27 組分析模型，模型編號與參數詳見表 3.2 至表 3.4。

3.1.3 邊界條件與位移歷程

分析模型採用試體原型之四分之一，對稱斷面分別於 X、Y 軸設定對稱，如圖 3.6，可有效減少模型分析之時間。為了使加載之力量能夠均勻傳遞至試體上，試體頂部與底部各配置有一塊與試體斷面相同且厚度為 25 mm 之鋼板，鋼板之性質之設定只有單一線性階段，

彈性模數(Elastic Modulus, E)設定為 200,000 MPa，波松比(Poisson Ratio)設定為 0.3。進行分析時於底面束制 UX、UY、UZ 之自由度，力量加載係於頂面上每一個節點之 Z 方向施以一相同之位移，利用施加位移方式施力，每一步之位移增量為 0.3 mm，求得每一步位移下各個節點作用力進行加總，取得施加之軸向載重。

3.1.4 材料性質與模型網格

混凝土

由於實尺寸試體之混凝土強度屬於普通強度混凝土，因此在分析中使用 Mander et al. (1988) 未圍束混凝土之應力-應變曲線，見圖 3.7。曲線之推導公式如下：

$$f_c = \frac{f'_{co} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}} \quad (3.4)$$

其中， f'_{co} 為未圍束混凝土之極限應力； ε_{co} 為應力達到 f'_{co} 時之應變。

參數規劃中增加探討高強度混凝土對於 ABAQUS 分析模型之影響，因此於模型設定中針對混凝土強度部份除了 27.6 MPa 之普通強度混凝土另外規劃了 55.2 MPa 及 82.8 MPa 之高強度混凝土。但由於 Mander et al. (1988) 之應力-應變曲線只適用於普通強度混凝土，而 Mander et al. (1988) 不適用於高強度混凝土之應力-應變曲線，於是將使用 CEP-FIP (1970) 模型來表示高強度混凝土之應力-應變曲線，此曲線除了適用於高強度混凝土外亦適用於一般之普通強度混凝土。

比較 Mander et al. (1988) 與 CEP-FIP (1970) 之普通強度混凝土應力-應變曲線，如圖 3.8，可發現 Mander et al. (1988) 模型在過了峰值應力後下降斜率較 CEP-FIP (1970) 模型緩慢，對於分析而言收斂性會比較好，但是為了使 ABAQUS 模型之高強度混凝土與普通強度混凝土應力-應變曲線有一致性，因此在規劃混凝土強度為參數之模型分析中，將把普通強度混凝土與高強度混凝土之應力-應變曲線皆由 CEP-FIP (1970) 模型來表示，且分析模型整體受力行為比較中，因為最大之應變值將只取至 0.005，即使用 Mander et al. (1988) 或 CEP-FIP (1970) 之普通強度混凝土應力-應變模型對於行為之影響甚小。此外，在分析中，若將 CEP-FIP (1970) 混凝土應力-應變曲線最

後之應力值降至零，將產生收斂性之問題，無法執行完整分析，為避免此現象之發生，混凝土最後之應力值將設定停留在峰值的 10 %，見圖 3.9，而所有模型混凝土之線性段波松比(Poisson Ratio) 設定皆為 0.2，CEP-FIP (1970) 混凝土應力-應變曲線之推導公式如下。

$$\sigma = \frac{\sigma_o \varepsilon (a - 206600 \varepsilon)}{1 + b \varepsilon} \quad (3.5)$$

$$\sigma_o = 0.85 f_c \quad (3.6)$$

$$a = 39000(\sigma_o + 7)^{-0.953} \quad (3.7)$$

$$b = 65600(\sigma_o + 10)^{-1.085} - 850 \quad (3.8)$$

其中， σ_o 為混凝土之極限應力值。

混凝土在初始線性階段過後之曲線採用 Concrete Damaged Plasticity 材料模型，其 Plasticity 中設定參數之相關規範參照 ABAQUS 手冊，當中傾斜角之設定與混凝土圍束壓力有關，傾斜角越大則產生之圍束壓力會下降，依手冊建議在此設定為 30；偏心值必須小於手冊規定 0.1 之值，此值會影響到模型之收斂性，在此則設定為 0.1；初始雙軸壓應力與單軸壓應力之比值則設定為 1.16；K 值之設定與降伏面有關，如圖 3.10，其範圍規定在 0.5 至 1.0，依手冊建議將把 K 值設定為 2/3，而另一黏性參數之設定則與勁度與韌性改

變之收斂性有關，如果設定為 0，則表示不考慮此參數之影響。

ABAQUS 分析模型中混凝土材料之元素均採用三維實體元素 C3D8R (3-D Continuum Elements)，每個元素具有八個節點，每個節點有三個平移自由度。而網格皆為四方體元素，整體模型之網格如圖 3.11，兩端因箍筋間距小因而網格間距較小，而在局部比較時需要模型中間部分之數據，因此在中間部分之網格也較小。

鋼骨

於 ABAQUS 有限元素分析中將鋼骨設定為均質材料，其應力-應變曲線簡化成雙線性，於線性階段採用 Linear Isotropic 材料模型，彈性模數(Elastic Modulus, E)設定為 200,000 MPa，波松比設定為 0.3。塑性階段採用 Plastic 中 Hardening 為 Isotropic 之材料模型，在塑性應變發生時各方向之應力改變量皆相同，塑性模數(Plastic Modulus, E_{sh}) 設定為 2000 MPa，見圖 3.12。在與實尺寸試體比較之分析模型中，其鋼骨依 SRC 柱實驗試體之拉力試片結果，將降伏強度設定為 296 MPa；而在加入鋼骨極限強度做為參數之分析模型中，鋼骨之降伏強度將分別定為 248.8、345、517.5 MPa。

鋼骨與混凝土之間無特別設定介面元素，鋼骨之材料元素及網格之設定與混凝土相同，亦採用三維實體元素 C3D8R (3-D Continuum

Elements)，每個元素具有八個節點，每個節點有三個平移自由度。網格皆為四方體元素，兩端因箍筋間距小因而網格間距較小，而在局部比較時需要模型中間部分之數據，因此在中間部分之網格也較小。

主筋、箍筋

ABAQUS 模型之主筋均設為均質材料，其應力-應變曲線簡化成雙線性，於線性階段採用 Linear Isotropic 材料模型，彈性模數設定為 200,000 MPa，波松比設定為 0.3。塑性階段採用 Plastic 材料模型，塑性模數設定為 2000 MPa，其降伏強度設定為以 SRC 柱實驗試體之拉力試片強度設定為 350 MPa。

ABAQUS 模型之箍筋應力-應變曲線簡化成雙線性，但其受力方式與鋼骨、鋼筋受軸力不同，主要是受到張力之影響，因此除了在線性段設定與之相同外，將把箍筋依 SRC 柱實驗試體拉力試片之結果將降伏強度設定為 453 MPa，極限強度之設定為 557 MPa 對應 0.1 之應變值。

主筋與箍筋材料之設定採用三維桁架元素 T3D2 (3-D Truss Elements)，每個元素有兩個節點，有 X、Y、Z 三個方向之自由度，沒有轉角之自由度。在模擬分析模型時主筋、箍筋與使用實體元素之鋼骨、混凝土分開建立，主筋、箍筋在建立時即設定為桁架元素，並

將其斷面積加入，接著將主筋、箍筋依照模型規劃位置放入已建立之鋼骨、混凝土實體模型內，所有桁架元素利用實體元素進行包覆，形成一體之模型進行分析。

3.2 分析模型行為

分析模型對實驗試體之驗證將分為整體行為以及局部行為進行，並且與各規範所計算出之極限強度進行觀察。整體行為將以載重-應變之曲線作為比較之標準，並且對圍束效應與剩餘強度進行探討；另外取位於斷面角落之主筋中點以及最靠近試體中間之箍筋兩處應變，如圖 3.13，與載重求得相對應之曲線與實驗結果進行驗證以作為局部行為之探討。此外也將把分析之整體行為與利用解析方法求得之曲線進行比較，觀察其中之差異。

接著對混凝土強度、鋼骨強度進行參數分析，利用模型載重-應變之曲線與圍束效應對整體行為進行探討，並與各規範計算出之極限強度比較；取相同位置之主筋、箍筋之應變進行局部行為之觀察，且將模型柱長一半之 Von Mises 應力圖取出，用以了解局部位置之應力降伏狀況。

3.2.1 解析模型

根據文獻中之解析模型(Chen and Lin 2006，之後文章簡稱為 CL 模型)，CL 模型將 SRC 柱中之混凝土材料分為未圍束、部分圍束以及高圍束區域，如圖 3.14，而混凝土材料因受到不同箍筋間距而產生之應力-應變曲線則使用 Mander et al. (1988)之模型，如圖 3.15，鋼骨材料與主筋材料之應力-應變簡化曲線如圖 3.16 與圖 3.17，經由材料強度分別乘上各材料相對應之面積後進行疊加而得到各模型之軸力-應變曲線。

3.2.2 Von Mises 應力

Von Mises 應力由最大扭曲能量準則(Distortional Energy Density Criterion) 推導而來，藉此能夠瞭解局部位置之應力降伏狀況以及降伏區域之發展，多軸應力下 Von Mises 應力之定義為：

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (3.9)$$

其中， σ_1 、 σ_2 、 σ_3 為主軸應力(Principal stress)。

第四章 分析模型之驗證與比較

4.1 前言

SRC 柱試體承受軸力作用時，如圍束效應不予考慮，則藉由各項材料之應力-應變曲線，將各材料應力值分別乘上相關的鋼骨面積、主筋面積以及混凝土面積，再加以疊加後，便可以約略計算出 SRC 柱試體在受軸力加壓時的受力曲線，可以預期的是試體曲線之變化與材料之應力-應變曲線有著極密切的關係。接下來將藉由有限分析軟體 ABAQUS 模擬 SRC 柱受軸力之行為，並與實驗試體進行整體與局部之比較，驗證分析模型之可靠性，並且分組進行探討受力行為之差異，接著進一步設定混凝土與鋼骨強度為參數，藉由分析之結果來觀察各參數之影響。

4.2 分析模型之驗證

4.2.1 整體行為

藉由實驗試體與分析模型之整體軸力-應變行為，對分析模型進行驗證，且與各常用規範之相關設計規定進行比較，在此將把 ACI 與 AISC-LRFD 兩規範極限強度設計法中之強度折減係數 ϕ 假設為 1，並將日本 AIJ 規範中扣除安全係數之影響，當中之 Squash Load 是假

設混凝土破裂且鋼骨以及主筋也達到降伏之情況下計算所得，其極限強度計算公式為：

$$P = 0.85f'_c A_c + F_{ys} A_s + F_{yr} A_r \quad (4.1)$$

還有利用 Eurocode 4 之規範公式計算比較。並且經由軸力-載重之受力行為利用指標來探討圍束效應與剩餘強度之影響。

軸力-應變行為

八組由分析模型、實驗試體獲得與各規範所計算出之極限承載力如表 4.1，實驗值與各規範之比值如表 4.2，而各組分析與實驗之軸力-應變曲線比較如圖 4.1.1 至圖 4.1.8。由表中可以觀察到由分析所得到之極限載重與實驗所獲得之值差距皆十分微小，只有在 SRC7 中相差之值略大些。利用各規範所計算出之極限強度皆較為保守，其中以 Eurocode 4 規範公式所計算出之極限強度最為接近實驗值，日本 AIJ 規範與 Squash Load 所獲得之強度次之，再者為利用 ACI 規範所計算之值，而 AISC-LRFD 規範在此最為保守。在 SRC1 至 SRC8 各組之軸力-應變曲線比較中可以觀察到，分析模型在達極限載重前之勁度、極限載重後承載力由最大值快速下降且載重下降速率逐漸驅於平緩之曲線皆與實驗試體相當吻合，由此可以證明分析模型能夠有效模擬 SRC 柱之整體受力行為。

圍束效應

依柱內不同之鋼骨形狀對實驗試體與分析模型進行比較觀察，探討不同箍筋間距以及鋼骨含量對於圍束效應之影響，在此定義一個 R 值作為圍束效應之指標，即對於圍束區域混凝土強度值之於非圍束區混凝土強度值之提升程度。先假設各試體在達極限載重時，箍筋外非圍束區之混凝土強度為 $0.85 f'_c$ ，並且鋼骨與主筋皆已經降伏，接著將極限載重扣除未圍束混凝土、鋼骨以及主筋所貢獻之承载力，剩下即為圍束區混凝土之承载力，將此力量除上圍束區混凝土面積便是圍束區混凝土之強度，將圍束區混凝土之強度除上非圍束區混凝土強度 $0.85 f'_c$ 便是所定義之 R 值。

由八組分析模型與實驗試體所計算出之 R 值如表 4.3，探討箍筋間距對於圍束效應之影響。觀察表中之結果，不論是分析模型或是實驗試體均可以明確顯示出，較小之箍筋間距可以有效提升圍束區混凝土之強度，實驗試體中當箍筋間距由 140 mm 縮小至 75 mm 所能提升之強度比起箍筋間距由 75 mm 縮小至 35 mm 提升之強度要大；但是分析模型中就沒有此種現象，也許是因為分析模型中無法完全模擬箍筋被拉斷或是混凝土碎裂等實際會發生之情況，因此造成箍筋間距由 140 mm 縮小至 75 mm 時提升之強度並沒有如同實驗試體一般明顯地

大於箍筋間距由 75 mm 縮小至 35 mm 提升之強度。

接著探討鋼骨含量對於圍束效應之影響，如表 4.4。H 型鋼骨之斷面面積佔全斷面 4.99%；十字型鋼骨斷面佔 5.67%；I 型鋼骨則佔 2.21%，可知十字型鋼骨之含量最大；其次為 H 型鋼骨；I 型鋼骨之含量最小。由表中之結果顯示，實驗試體中，SRC1 至 SRC6 因為其鋼骨含量差距不大，因此 R 值較無明顯之差異，而鋼骨含量較小之 SRC7 與 SRC8，其 R 值有顯著較大之現象，此為鋼骨含量減少相對而言混凝土面積較大，受箍筋圍束效應影響之混凝土面積也較大，所增加之強度也較大。而分析模型中鋼骨含量較小之 SRC7 與 SRC8，其 R 值與並沒有顯著較大之現象，表示箍筋之模擬在分析中還有不完美之處，無法完全模擬出與實際情形相同之效應。

剩餘強度

SRC 柱之承载力達極限後，無法承受更大之軸壓力，但隨著持續不斷加載，應變不斷增加，柱所能承受之載重不斷降低，而每根 SRC 柱因參數設定而有不同之力學行為，強度之損失速率也不盡相同，在極限載重後每一應變值所對應之強度值即稱為該應變之「剩餘強度」。為了探討各試體與模型之間剩餘強度之關係，取受極限載重時之應變 ε_u 以及 $2\varepsilon_u$ 和 $3\varepsilon_u$ 作為比較，相對應之承载力為 P_{ε_u} 、 $P_{2\varepsilon_u}$ 、

$P_{3\varepsilon_u}$ ，分別計算出實驗試體與分析模型 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 和 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值作為指標，計算之結果詳見表 4.6 與表 4.7。

表中可以觀察柱內鋼骨斷面形狀對剩餘強度之影響，當柱內為十字型鋼骨時，不論是實驗試體或是分析模型達極限載重後，強度剩餘效果最好；其次為柱內為 H 型鋼骨之試體；而柱內為 I 型鋼骨時，在極限載重後之剩餘強度之行為表現並不理想。

表中亦可以觀察出箍筋間距以及鋼骨含量對剩餘強度之影響，先探討箍筋間距之影響，實驗試體與分析模型無論柱中鋼骨形狀為何，當箍筋間距為 35 mm 時之剩餘強度皆大於箍筋間距為 75 mm 和 140 mm 之剩餘強度，由此可知較小之箍筋間距的確可以有效地提高剩餘強度。接著討論鋼骨含量之影響，不論應變是 $2\varepsilon_u$ 或是 $3\varepsilon_u$ ，鋼骨含量之增加能夠能夠提高剩餘強度，而 H 型鋼骨與十字型鋼骨面積相差較小，所以剩餘強度增加之幅度並不明顯，但為 I 型鋼骨時面積與 H 型與十字型鋼骨相差較多，因此可以明顯看出使用 H 型與十字型鋼骨對剩餘強度之維持能力比起 I 型鋼骨而言較為良好。

4.2.2 局部行為

對分析模型內部之主筋軸力-應變、兩處箍筋張力-應變行為與實驗試體之結果加以驗證。

主筋

分析模型與實驗試體主筋之軸力-應變比較如圖 4.2.1 至 4.2.5 所示，其中因為 SRC2、SRC7 以及 SRC8 實驗試體之應變計發生損壞，因此無法進行比較，其他分析模型與實驗試體比較中可以觀察到在達極限載重前兩者之勁度十分相合，只有 SRC6 之勁度有較為明顯之差異，過極限載重後，分析模型主筋皆隨著軸力之加載應變逐漸變大且承載能力逐漸下降，而實驗試體之主筋大部份進入非線性狀態，其中以 SRC5 分析所獲得之曲線與實驗之結果最為吻合。

箍筋

分析模型與實驗試體主筋之張力-應變比較如圖 4.3.1 至 4.3.15 所示，其中因為 SRC2 之 CH24 產生損壞，無法進行比較，由圖中可以觀察到分析與實驗之初始勁度十分吻合，在接近極限載重前有幾組分析模型之勁度比起實驗試體會略為下降些，其餘之分析模型則獲得良好之結果，與實驗之誤差極小，達極限載重時箍筋皆未達到降伏。過極限載重後隨軸力之加載分析之應變改變量比起實驗試體之值要略大些，但是可以看出分析與實驗之驅勢是相似的。

綜括所有局部主筋與箍筋行為，分析模型與實驗試體相比較之結果對大多數之驅勢而言是相當符合的，但是行為上都還是有些地方並

不是十分吻合，其中之原因可以歸納出以下幾點：

1. 分析時混凝土開裂之行為沒有被考慮進去。
2. 分析時鋼筋與鋼骨局部挫屈之效應沒有被考慮進去。
3. 分析時箍筋被拉斷之效應沒有考慮進去。
4. 混凝土強度隨實驗之施作而有所改變，與分析時有所差異。
5. 分析時所有材料均設定為均質，但實際上之試體材料分布不一定完全呈現均質。
6. 分析時軸力為平均之施加，不會產生偏心之現象，但是真正實驗之施作容易產生偏心之情形。



4.3 分析與 CL 模型之比較

分析與 CL 模型(Chen and Lin 2006)之比較如圖 4.4.1 至圖 4.4.8，各模型之極限載重如表 4.7，經由表中之比較後會發現不論是分析或 CL 模型所獲得之極限載重差距不大，且由圖中可以觀察到分析與 CL 模型之圖形在達極限載重前之勁度皆十分吻合，在極限載重後因各材料之設定而有所差異。接著利用圍束效應之指標 R 進行比較，分析與 CL 模型之 R 值如表 4.8，表中觀察到在柱內鋼骨為 H 型與十字型

時，分析模型之 R 值皆比解析模型大，只有 SRC7 小於解析模型，原因推測為當柱內為 I 型鋼骨時，受圍束之混凝土面積較大，但是在分析模型中箍筋沒有辦法完美模擬圍束之效應，而 CL 模型之 SRC8 之圍束應大於 SRC7，但是 R 值卻略小，原因是由於 SRC8 之混凝土材料強度小於 SRC7 之混凝土材料強度所造成。

分析與 CL 模型之剩餘強度 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 和 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值如表 4.9，藉由表中可以明顯觀察出當箍筋間距越小時，CL 模型 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 和 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 越高之現象比起分析模型更加明顯，而 CL 模型所有 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值皆比分析模型高，且 CL 模型 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之值則隨箍筋間距縮小逐漸高於分析模型，由剩餘強度指標之比較，推論出箍筋間距對於 CL 模型混凝土材料設定之影響會大於分析時箍筋間距對於模型之影響。

4.4 分析模型參數之比較

經由以上分析模型對於實驗試體之驗證，可以了解到分析模型對於模擬 SRC 柱之極限承载力以及受力行為有著良好成果，且能夠有效模擬較小之箍筋間距對圍束效應之提升。為此進一步探討 SRC 柱其他參數之影響，於是設計一系列以相異之鋼骨斷面、不同強度之混凝土以及不同強度之鋼骨作為參數，而箍筋間距則固定為 75 mm 之模型，藉由分析之結果觀察各參數對於整體受力行為以及局部行為之

影響。

材料強度參數之訂定，混凝土強度設定為 27.6、55.2、82.8 MPa 以及鋼骨強度設定為 248.4、345、517.5 MPa，加上三種 H 型、十字型、I 型鋼骨斷面，共 27 組分析模型。混凝土強度一致使用 CEP-FIP (1970) 之應力-應變模型；而鋼骨強度之設定方式則維持前述分析模型之設定方式。

4.4.1 混凝土強度之影響

此系列探討當柱內鋼骨形狀以及強度相同時，混凝土強度之改變對於分析模型整體受力行為與局部行為之影響，並計算出各種規範之極限強度與分析模型進行觀察。

整體行為

柱內為 H 型鋼骨系列之九組模型之極限載重如表 4.10；十字型鋼骨系列之九組模型之極限載重如表 4.11；I 型鋼骨系列之九組模型之極限載重如表 4.12，表中包含利用各規範所計算出之極限載重，在計算時將不考慮各規範對於鋼材之降伏強度與混凝土強度之限制。由表中可觀察到當使用之混凝土強度上升，模型之極限載重上升之幅度以 I 型鋼骨系列最大，而 H 型鋼骨系列與十字型鋼骨系列上升之幅度無

明顯之差距，主要是因為 I 型鋼骨之含量最小，受到混凝土材料之影響最大；H 型鋼骨與十字型鋼骨之含量較大，且兩者含量差不多，因此受混凝土材料之影響較小，各規範所計算出之預測值則以 Eurocode 4 之規範最為準確，日本 AIJ 規範與 Squash Load 之值次之，再者 ACI 規範則略為保守，AISC-LRFD 則在其中為最為保守之規範。

將各系列中使用相同鋼骨強度模型之受力曲線進行比較，如圖 4.5.1 至圖 4.5.9 所示。藉由各圖形可以了解混凝土強度之影響，各組圖形皆可以觀察到達極限載重前之勁度因使用之混凝土強度不同而有明顯之差異，當使用之混凝土極限強度越高時，其初始之勁度會越大，其中之原因與混凝土材料設定有關，混凝土材料使用之 CEP-FIP (1970) 應力-應變模型中，各混凝土材料達到極限強度時之應變量差不多，使得極限強度越高之混凝土模型之勁度相對較大，導致分析模型整體之承載能力在達到極限載重前，使用之混凝土極限強度越高有越好之勁度表現。

而到達極限載重後之受力行為因使用混凝土極限強度高低與達極限載重前有不同之結果，當搭配之混凝土強度為 27.6、55.2 MPa 之高強度混凝土時，過了極限載重後，混凝土強度為 55.2 MPa 之分析曲線其韌性行為比起 27.6 MPa 之分析曲線差，會造成此種差異之

原因也是在於混凝土材料之應力-應變模型中，當混凝土材料之極限應力越高時，過了峰值點後之混凝土應力下降速度將會越來越快，因此使得模型過了極限載重後之整體承載能力也會快速下降，而使用 82.8 MPa 之高強度混凝土之分析模型，則是在模型到達極限強度後分析軟體即產生收斂性之問題，因而無法得到極限載重後之受力行為，推測其中原因應該是與混凝土材料設定之應力-應變曲線有關，當混凝土極限強度為 82.8 MPa 時其曲線過了極限後應力值下降速率十分快速，致使 ABAQUS 軟體無法收斂造成無法分析出極限載重後之受力行為，但依據前述結果之驅勢，可以推測使用強度為 82.8 MPa 之混凝土在過了極限載重後承載力將下降得更快，其產生之脆性破壞程度將比使用極限強度為 55.2 MPa 之混凝土嚴重，剩餘強度損失之速率將達至最高。因此使用高強度之混凝土雖然有助於使模型能夠承受較高之極限載重，並在達極限載重前有較為良好之勁度，但在極限載重後韌性行為卻較差，承載力下降速率明顯，也許可以經由增加箍筋體積或轉換不同形式箍筋來加強圍束壓力，改善使用高強度混凝土時因脆性破壞強度快速下降之現象。

接著嘗試分別依照各組模型之資料計算圍束效應之指標 R ，藉以觀察混凝土強度之改變是否影響到圍束區域混凝土強度值對於非圍束區混凝土強度值之提升程度。各系列鋼骨之指標 R 對於混凝土強

度影響之比較如表 4.13。由各鋼骨系列之中皆可以明顯觀察到當使用之混凝土強度越高時，其 R 值反而會下降，也就是當使用之混凝土材料其強度越高，箍筋對於圍束區混凝土強度增加之效果較不顯著。

局部行為

比照先前驗證之模型，同樣取 CH20 位置主筋之軸力-應變曲線以及 CH23 與 CH24 位置箍筋之張力-應變曲線進行一系列之比較。

各系列 CH20 位置主筋之軸力-應變曲線之比較如圖 4.6.1 至圖 4.6.9，由圖中皆可以觀察到主筋之行為與整體模型比較之行為相似，混凝土材料越高則達極限載重前勁度表現越好，相對過了極限載重後之韌性越差，主要皆是受到混凝土材料應力-應變模型影響所致。除此之外，由圖中發覺到使用較低之混凝土強度時，主筋產生之應變明顯大於模型整體之應變，推測其原因可能為混凝土之強度較低時，主筋需承受較大之軸力，因而產生較大之變形量。

各系列 CH23 位置箍筋之張力-應變曲線之比較如圖 4.7.1 至圖 4.7.9，由圖中皆可以觀察到初始勁度是相合的，表示混凝土材料強度之差異一開始並不會對箍筋產生顯著之影響，隨載重之增加箍筋行為漸漸與整體行為相似，但在混凝土強度為 55.2 MPa 之模型中，過極限載重後之行為略有不同，因為箍筋是承受張力作用，過極限載重後

持續承受張力造成應變量有顯著之增加，比較特別的是在十字型鋼骨系列中，鋼骨強度與混凝土強度皆最高之 Cruciform9 模型，主筋行為與其他系列有所差異，在接近極限載重前之應變量沒有明顯增加，推測應是軸力幾乎由鋼骨與混凝土承受，主筋承受力量小。

各系列 CH24 位置箍筋之張力-應變曲線之比較如圖 4.7.10 至圖 4.7.18，其行為與 CH23 極為相似，但 H 型鋼骨與 I 型鋼骨系列應變量略小於 CH23，因為 CH24 受到鋼骨翼板之影響，使得箍筋受到混凝土之力量較小，應變量小於無鋼骨翼板影響之 CH23，十字型鋼骨則因鋼骨呈現雙軸對稱而無此差異產生。

4.4.2 鋼骨強度之影響

此系列探討當柱內鋼骨形狀以及混凝土強度相同時，鋼骨強度之改變對於分析模型整體受力行為與局部行為之影響。

整體行為

將 H 型鋼骨、十字型鋼骨以及 I 型鋼骨系列中使用相同鋼骨混凝土強度模型之受力曲線進行比較，如圖 4.8.1 至圖 4.8.6 所示，其中使用 82.8 MPa 高強度混凝土之模型在達極限載重後之行為未能夠收斂，無法獲得受力行為，因此將不進行模型彼此間之比較。藉由其餘

各組圖形了解鋼骨強度之影響。從各組圖形皆可以觀察到初始勁度皆十分吻合，接著鋼骨強度為 248.4 MPa 之模型勁度首先開始降低，鋼骨強度為 345 MPa 之模型也接著下降，推估是因為鋼骨材料應力-應變曲線已進入塑性階段，造成整體模型之強度上升速度減緩，而使用之鋼骨強度為 517.5 MPa 在達到極限強度前之曲線勁度就沒有明顯下降之現象，應是鋼骨材料在達極限強度前保持在線性階段，未進入塑性階段。而隨著混凝土材料達極限應力，使得模型承載力量開始下降，在極限載重後，三條曲線在強度上有所差異，但可以看出其圖形之走勢相同，應是鋼骨材料皆已處於塑性階段，對於模型造成強度上升之效果相同。

鋼骨強度之影響主要在於能夠使得極限承載力上升，而鋼骨強度較低而略早達到降伏之模型曲線會有明顯因勁度下降而產生之轉折點，鋼骨進入塑性後之行為對模型造成強度上升之效果不如混凝土強度下降效果之顯著，因此過極限載重後模型之韌性取決於混凝土強度之選擇。

接著試著分別依照各組模型之資料計算圍束效應之指標 R ，藉以觀察鋼骨強度之改變是否影響到圍束區域混凝土強度值對於非圍束區混凝土強度值之提升程度。各系列鋼骨之指標 R 對於鋼骨強度之

比較如表 4.14。由各鋼骨系列之表中皆可以明顯觀察到當使用之鋼骨強度越高時，其 R 值會有所下降，也就是使用之鋼骨材料其強度越高，圍束效應對於圍束區混凝土強度增加之效果較不顯著。此結果與混凝土強度之影響相似，因此各系列模型中當鋼骨與混凝土強度皆最高之模型其箍筋產生之圍束效應對於圍束區混凝土強度增加之效果最差。

局部行為

取 CH20 位置主筋之軸力-應變曲線以及 CH23 與 CH24 位置箍筋之張力-應變曲線進行一系列之比較。

各系列 CH20 位置主筋之軸力-應變曲線之比較如圖 4.9.1 至圖 4.9.6，由圖中觀察主筋之行為與整體模型比較之行為相似，初始勁度皆十分吻合，之後隨鋼骨強度大小產生勁度下降，鋼骨強度越低越早進入塑性階段，因此造成強度上升速率下降，達極限載重後因鋼骨材料皆進入塑性使得曲線驅勢相似，而各圖形間韌性行為之差異則是受到混凝土強度之影響而有所不同。

各系列 CH23 與 CH24 位置箍筋之張力-應變曲線之比較如圖 4.10.1 至圖 4.10.12，不論是 CH23 與 CH24 位置圖中之曲線驅勢皆十分相似，初始勁度皆十分相合，並無明顯因鋼骨強度相異造成之勁度

下降之現象，各圖形間之韌性行為不會如同整體行為般因混凝土強度大小而產生明顯之差異。此外不論是主筋或是箍筋，在 I 型鋼骨系列因鋼骨含量最小，因此圖中曲線之差異性較小，顯示出鋼骨強度之影響較不顯著。

4.4.3 Von Mises 應力圖

在此取幾組十字型鋼與 I 型鋼之模型在達極限載重時之 Von Mises 應力圖，圖形從柱中剖開以得到內部之應力分部，如圖 4.11.1 至圖 4.18.2，圖中觀察到不論柱內為十字型鋼或是 I 型鋼，在達極限載重時如果所使用之混凝土材料強度越高，則混凝土之 Von Mises 應力值越高；所使用之鋼骨材料強度越高，除了鋼骨材料之 Von Mises 應力值會提高外，主筋之 Von Mises 應力值也會有所提升，而鋼骨之應力分佈由柱中間開始往兩端逐漸降低。且可以觀察到箍筋越靠近對稱面之應力會比較高，因為受到之張力為最大，遠離柱中心之箍筋應力值會漸漸下降。

第五章 結論與建議

本研究藉由 ABAQUS 分析軟體模擬 SRC 柱進行軸向載重分析，與實尺寸之實驗試體做驗證，接著設定新參數對模型進行分析相互比較。依據分析之結果，得下述之結論與建議：

5.1 結論

1. SRC 柱之有限元素分析使用四分之一簡化模型、鋼材簡化為雙線性、鋼筋與箍筋使用桁架元素，能夠較有效率模擬實驗試體之受力行為，且可以獲得與實驗值比較誤差小於 6% 之極限承載力。
2. 由分析所獲得與各規範計算出之極限強度與試驗比較中可以發現，分析可以有效預測試體之極限強度，而各規範則皆趨於保守，其中以歐洲規範最為接近試驗值，日本 AIJ 與 Squash Load 所獲得之強度次之，再者為 ACI 規範，而 AISC-LRFD 規範則最為保守。
3. 根據剩餘強度指標 $P_{2\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 和 $P_{3\varepsilon_u} / P_{\varepsilon_u}$ 之比較中可觀察到，當柱內鋼骨含量越高且箍筋間距越小，有助於達極限載重後試體強度之維持。

4. 根據圍束效應之指標 R 顯示出，當柱內之鋼骨含量較低，混凝土含量相對較高之情況下，箍筋對於試體之圍束效果優於鋼骨含量較高之試體，強度之增加較為顯著。
5. 根據圍束效應指標 R 之觀察，當 SRC 柱使用之混凝土與鋼骨強度越高，則箍筋對於試體產生圍束之效應較為輕微，強度之增加幅度較小。

5.2 建議

1. 探討不同之箍筋形式、含量對於整體受力行為、局部行為、圍束效應以及剩餘強度之影響。
2. 探討不同主筋數量、位置對於整體受力行為、局部行為、圍束效應以及剩餘強度之影響。



參考文獻

American Concrete Institute. (2008) Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08).

AISC (2002), Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, Third Edition, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.

“AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures.” Architectural Institute of Japan (1991).

ABAQUS, “ABAQUS/Explicit User’s Manual.” Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Version 6.1 (2000).

Chen, C. C., Lin, N. J., (2006), “Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite stub columns.” Journal of Constructional Steel Research 62, pp. 424-433.

El-Tawil, S., Deierlein, G. G., (1999), “Strength and ductility of concrete encased composite columns.” Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(9), pp. 1009-19.

European Committee for Standardization (CEN). (1994). “Design of composite steel and concrete structure-part 1-1: general rules and rules for buildings.” Eurocode 4, Brussels, Belgium.

Khaloo, A. R., (2001), “Influence of Confining Hoop Flexural Stiffness on Behavior of High-Strength Lightweight Concrete Columns.” ACI Structural Journal, V. 98, No. 5, pp. 657-664.

Mirza, S. A., Lacroix, E. A., (2004), “Comparative strength analyses of concrete-encased steel composite columns.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 130, No. 12, pp. 1941-1953.

Pessiki, S., Pieroni, A., (1997), “Axial Load Behavior of Large-Scale Spirally-Reinforced High-Strength Concrete Columns.” *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 3, pp. 304-314.

Razvi, S. R., Saatcioglu, M., (1999), “Circular High-Strength Concrete Columns under Concentric Compression.” *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, pp. 817-825.

Shanmugam, N. E., Lajshmi, B., (2001), “State of the art report on steel-concrete composite columns.” *Journal of Constructional Steel Research* 57, pp. 1041-1080.

Sun, Y., Matsuo, H., and Fukuhara, T., (2004), “Cyclic response of highly confined HSC columns.” *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B. C., Canada*, No. 3221.

Tan, T. H., Yip, W. K., (1999), “Behavior of Axially Loaded Concrete Columns Confined by Elliptical.” *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, pp. 967-971.

ABAQUS, 「ABAQUS 實務入門引導」，愛發股份有限公司 (2005)

翁正強、顏聖益、林俊昌 (1998)，「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 10 卷，第 2 期，第 193—204 頁。

蔡克銓、連陽、陳誠直 (1996)，「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 8 卷，第 4 期，第 535—545 頁。

陳誠直、葉士青 (1996)，「鋼骨鋼筋混凝土柱極限強度和耐震行為(I)」，第三屆結構工程研討會，台灣墾丁。



表 3.1 試體規格

作者	試體名稱	斷面尺寸 (mm)	試體長度 (mm)	鋼骨形狀	鋼骨尺寸 (mm)	主筋	箍筋間距 (mm)	混凝土強度 (MPa)
陳誠直 與 葉士青 (1996)	SRC1	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	140	29.5
	SRC2	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	28.1
	SRC3	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	35	29.8
	SRC4	280×280	1200	Cross	Two H175×90×5×8	12 No.5	140	29.8
	SRC5	280×280	1200	Cross	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	29.8
	SRC6	280×280	1200	Cross	Two H175×90×5×8	12 No.5	35	29.5
	SRC7	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	140	28.1
	SRC8	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	26.4

表 3.2 H型鋼骨之分析模型

試體名稱	斷面尺寸 (mm)	試體長度 (mm)	鋼骨形狀	鋼骨尺寸 (mm)	主筋	箍筋間距 (mm)	鋼骨強度 (MPa)	混凝土強度 (MPa)
H1	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	248.4	27.6
H2	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	248.4	55.2
H3	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	248.4	82.8
H4	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	345	27.6
H5	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	345	55.2
H6	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	345	82.8
H7	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	517.5	27.6
H8	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	517.5	55.2
H9	280×280	1200	H	H150×150×7×10	12 No.5	75	517.5	82.8

表 3.3 十字型鋼骨之分析模型

試體名稱	斷面尺寸 (mm)	試體長度 (mm)	鋼骨形狀	鋼骨尺寸 (mm)	主筋	箍筋間距 (mm)	鋼骨強度 (MPa)	混凝土強度 (MPa)
Cruciform1	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	248.4	27.6
Cruciform2	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	248.4	55.2
Cruciform3	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	248.4	82.8
Cruciform4	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	345	27.6
Cruciform5	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	345	55.2
Cruciform6	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	345	82.8
Cruciform7	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	517.5	27.6
Cruciform8	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	517.5	55.2
Cruciform9	280×280	1200	十	Two H175×90×5×8	12 No.5	75	517.5	82.8

表 3.4 I型鋼骨之分析模型

試體名稱	斷面尺寸 (mm)	試體長度 (mm)	鋼骨形狀	鋼骨尺寸 (mm)	主筋	箍筋間距 (mm)	鋼骨強度 (MPa)	混凝土強度 (MPa)
I1	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	248.4	27.6
I2	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	248.4	55.2
I3	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	248.4	82.8
I4	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	345	27.6
I5	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	345	55.2
I6	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	345	82.8
I7	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	517.5	27.6
I8	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	517.5	55.2
I9	280×280	1200	I	H150×75×5×7	12 No.5	75	517.5	82.8

表 4.1 分析、實驗與各規範之預測值

試體名稱	Experiment (kN)	FEM (kN)	ACI (kN)	LRFD (kN)	AIJ (kN)	Squash (kN)	Eurocode (kN)
SRC1	4220	4290	3148	2989	3825	3833	4164
SRC2	4228	4220	3075	2930	3725	3748	4079
SRC3	4399	4402	3164	3001	3847	3852	4180
SRC4	4441	4486	3295	3159	3929	4006	4279
SRC5	4519	4520	3295	3159	3929	4006	4279
SRC6	4527	4594	3280	3147	3908	3988	4261
SRC7	3788	3589	2560	2308	3345	3141	3466
SRC8	3683	3605	2469	2235	3219	3034	3357

表 4.2 實驗值與各規範值之比值

試體名稱	$\frac{P_{test}}{P_{FEM}}$	$\frac{P_{test}}{P_{ACI}}$	$\frac{P_{test}}{P_{LRFD}}$	$\frac{P_{test}}{P_{AIJ}}$	$\frac{P_{test}}{P_{squash}}$	$\frac{P_{test}}{P_{Eurocode}}$
SRC1	0.98	1.34	1.41	1.10	1.10	1.01
SRC2	1.00	1.37	1.44	1.14	1.13	1.04
SRC3	1.00	1.39	1.47	1.14	1.14	1.05
SRC4	0.99	1.35	1.41	1.13	1.11	1.04
SRC5	1.00	1.37	1.43	1.15	1.13	1.06
SRC6	0.99	1.38	1.44	1.16	1.14	1.06
SRC7	1.06	1.48	1.64	1.13	1.21	1.09
SRC8	1.02	1.49	1.65	1.14	1.21	1.10
Ave.	1.005	1.396	1.486	1.136	1.146	1.056
Cov.	0.025	0.041	0.067	0.016	0.036	0.027

表 4.3 分析模型與實驗試體之R值(箍筋間距)

箍筋間距 (mm)	試體名稱	Experiment	FEM
140	SRC1	1.37	1.43
75	SRC2	1.48	1.47
35	SRC3	1.52	1.52
140	SRC4	1.43	1.48
75	SRC5	1.51	1.52
35	SRC6	1.55	1.61
140	SRC7	1.64	1.45
75	SRC8	1.69	1.60

表 4.4 分析模型與實驗試體之R值(鋼骨含量)

鋼骨型狀	試體名稱	Experiment	FEM
H	SRC1	1.37	1.43
Cruciform	SRC4	1.43	1.48
I	SRC7	1.64	1.45
H	SRC2	1.48	1.47
Cruciform	SRC5	1.51	1.52
I	SRC8	1.69	1.60
H	SRC3	1.52	1.52
Cruciform	SRC6	1.55	1.61

表 4.5 分析模型與實驗試體 $P_{2\varepsilon_u}/P_{\varepsilon_u}$ 、 $P_{3\varepsilon_u}/P_{\varepsilon_u}$ 之值(箍筋間距)

箍筋間距 (mm)	試體名稱	$\frac{P_{2\varepsilon_u}}{P_{\varepsilon_u}}$		$\frac{P_{3\varepsilon_u}}{P_{\varepsilon_u}}$	
		Experiment	FEM	Experiment	FEM
140	SRC1	0.91	0.78	0.85	0.72
75	SRC2	0.80	0.81	0.69	0.74
35	SRC3	0.87	0.82	0.77	0.74
140	SRC4	0.79	0.80	0.68	0.75
75	SRC5	0.82	0.81	0.75	0.76
35	SRC6	0.84	0.84	0.77	0.77
140	SRC7	0.75	0.73	0.61	0.66
75	SRC8	0.83	0.75	0.70	0.67

表 4.6 分析模型與實驗試體 $P_{2\varepsilon_u}/P_{\varepsilon_u}$ 、 $P_{3\varepsilon_u}/P_{\varepsilon_u}$ 之值(鋼骨含量)

鋼骨型狀	試體名稱	$\frac{P_{2\varepsilon_u}}{P_{\varepsilon_u}}$		$\frac{P_{3\varepsilon_u}}{P_{\varepsilon_u}}$	
		Experiment	FEM	Experiment	FEM
H	SRC1	0.91	0.78	0.85	0.72
Cruciform	SRC4	0.79	0.80	0.68	0.75
I	SRC7	0.75	0.73	0.61	0.66
H	SRC2	0.80	0.81	0.69	0.74
Cruciform	SRC5	0.82	0.81	0.75	0.76
I	SRC8	0.83	0.75	0.70	0.67
H	SRC3	0.87	0.82	0.77	0.74
Cruciform	SRC6	0.84	0.84	0.77	0.77

表 4.7 分析模型與CL模型之極限載重

試體名稱	FEM (kN)	CL Model (kN)
SRC1	4290	4247
SRC2	4220	4180
SRC3	4402	4381
SRC4	4486	4459
SRC5	4520	4491
SRC6	4594	4535
SRC7	3589	3758
SRC8	3605	3582

表 4.8 分析模型與CL模型之R值

試體名稱	FEM	CL Model
SRC1	1.43	1.39
SRC2	1.47	1.43
SRC3	1.52	1.50
SRC4	1.48	1.45
SRC5	1.52	1.49
SRC6	1.61	1.55
SRC7	1.45	1.61
SRC8	1.60	1.58

表 4.9 分析模型與CL模型 $P_{2\varepsilon_u}/P_{\varepsilon_u}$ 、 $P_{3\varepsilon_u}/P_{\varepsilon_u}$ 之值

試體名稱	$\frac{P_{2\varepsilon_u}}{P_{\varepsilon_u}}$		$\frac{P_{3\varepsilon_u}}{P_{\varepsilon_u}}$	
	FEM	CL Model	FEM	CL Model
SRC1	0.78	0.83	0.72	0.63
SRC2	0.80	0.90	0.75	0.74
SRC3	0.73	0.92	0.66	0.81
SRC4	0.81	0.84	0.74	0.66
SRC5	0.81	0.90	0.76	0.75
SRC6	0.75	0.93	0.67	0.82
SRC7	0.82	0.80	0.74	0.58
SRC8	0.84	0.89	0.77	0.72

表 4.10 H型鋼骨系列之極限載重

試體名稱	FEM (kN)	ACI (kN)	LRFD (kN)	AIJ (kN)	Squash (kN)	Eurocode (kN)
H1	3993	2790	2727	3550	3526	3937
H2	5979	4225	3879	5537	5215	5589
H3	7726	5661	5017	7524	6903	7078
H4	4363	3316	3100	3831	3914	4278
H5	6345	4752	4148	5818	5602	5907
H6	8097	6187	5383	7805	7291	7371
H7	5004	4257	3762	4333	4606	4856
H8	6975	5692	4904	6320	6295	6451
H9	8705	7128	6032	8307	7984	7876

表 4.11 十字型鋼骨系列之極限載重

試體名稱	FEM (kN)	ACI (kN)	LRFD (kN)	AIJ (kN)	Squash (kN)	Eurocode (kN)
Cruciform1	4148	2899	2860	3618	3654	4024
Cruciform2	6107	4323	4003	5589	5330	5650
Cruciform3	7847	5747	5135	7560	7005	7113
Cruciform4	4575	3472	3286	3931	4097	4403
Cruciform5	6530	4897	4426	5902	5773	6005
Cruciform6	8284	6321	5554	7873	7448	7441
Cruciform7	5320	4497	4042	4492	4888	5039
Cruciform8	7261	5921	5176	6463	6564	6609
Cruciform9	9014	7345	6297	8434	8239	8003

表 4.12 I型鋼骨系列之極限載重

試體名稱	FEM (kN)	ACI (kN)	LRFD (kN)	AIJ (kN)	Squash (kN)	Eurocode (kN)
I1	3492	2364	2209	3240	3024	3411
I2	5534	3843	3387	5289	4766	5120
I3	7373	5323	4548	7337	6507	6652
I4	3655	2707	2373	3378	3197	3567
I5	5694	4187	3550	5426	4938	5263
I6	7539	5667	4708	7474	6679	6783
I7	3938	3321	2665	3622	3505	3838
I8	5981	4801	3838	5671	5246	5513
I9	7821	6281	4992	7719	6987	7012

表 4.13 各系列鋼骨之R值(混凝土強度)

試體名稱	R	試體名稱	R	試體名稱	R
H1	1.47	Cruciform1	1.54	I1	1.47
H2	1.38	Cruciform2	1.42	I2	1.39
H3	1.28	Cruciform3	1.30	I3	1.29
H4	1.46	Cruciform4	1.52	I4	1.46
H5	1.38	Cruciform5	1.41	I5	1.38
H6	1.27	Cruciform6	1.30	I6	1.29
H7	1.40	Cruciform7	1.47	I7	1.44
H8	1.34	Cruciform8	1.38	I8	1.37
H9	1.24	Cruciform9	1.28	I9	1.28

表 4.14 各系列鋼骨之R值(鋼骨強度)

試體名稱	R	試體名稱	R	試體名稱	R
H1	1.47	Cruciform1	1.54	I1	1.47
H4	1.46	Cruciform4	1.52	I4	1.46
H7	1.40	Cruciform7	1.47	I7	1.44
H2	1.38	Cruciform2	1.42	I2	1.39
H5	1.38	Cruciform5	1.41	I5	1.38
H8	1.34	Cruciform8	1.38	I8	1.37
H3	1.28	Cruciform3	1.30	I3	1.29
H6	1.27	Cruciform6	1.30	I6	1.29
H9	1.24	Cruciform9	1.28	I9	1.28

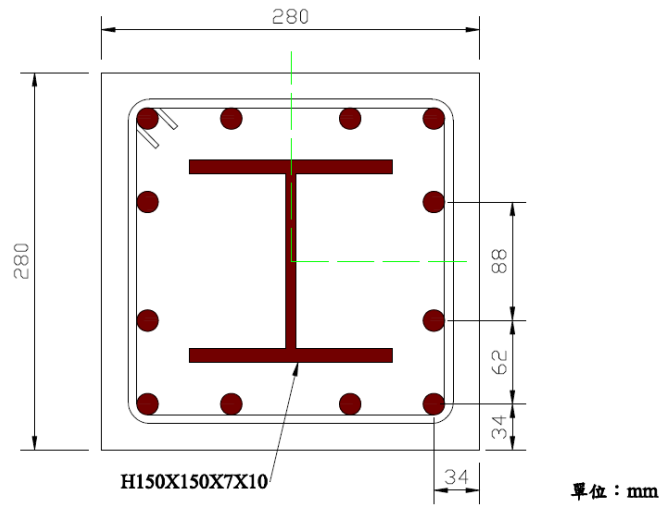


圖 3.1 SRC1、SRC2、SRC3 試體斷面圖

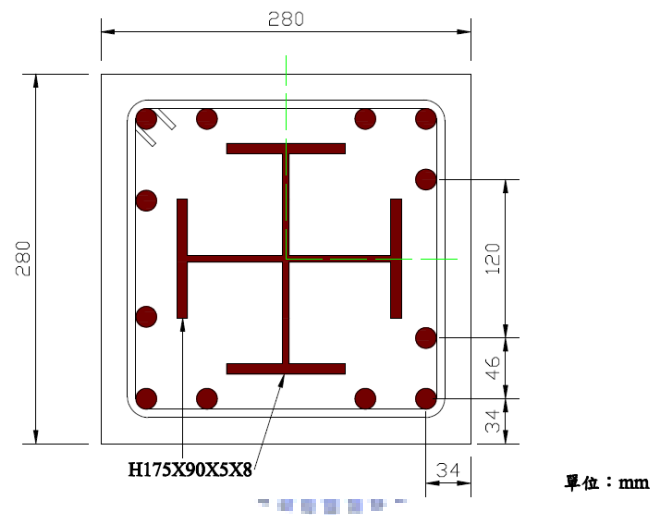


圖 3.2 SRC4、SRC5、SRC6 試體斷面圖

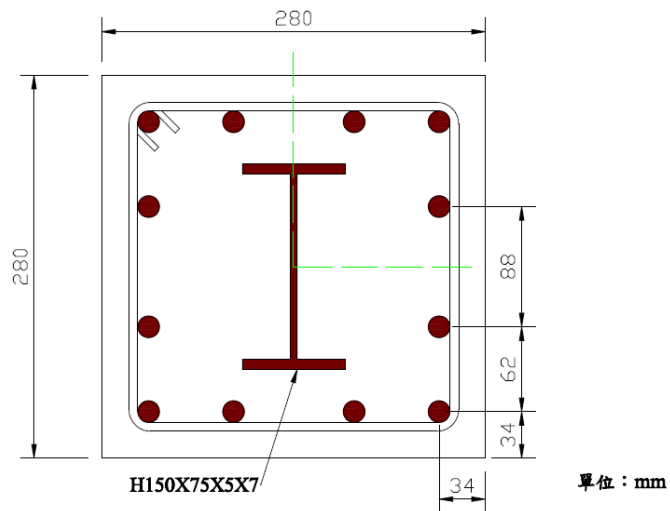
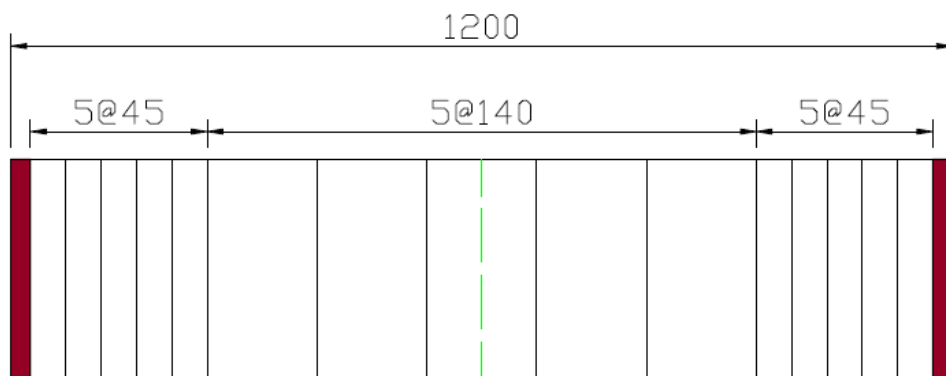
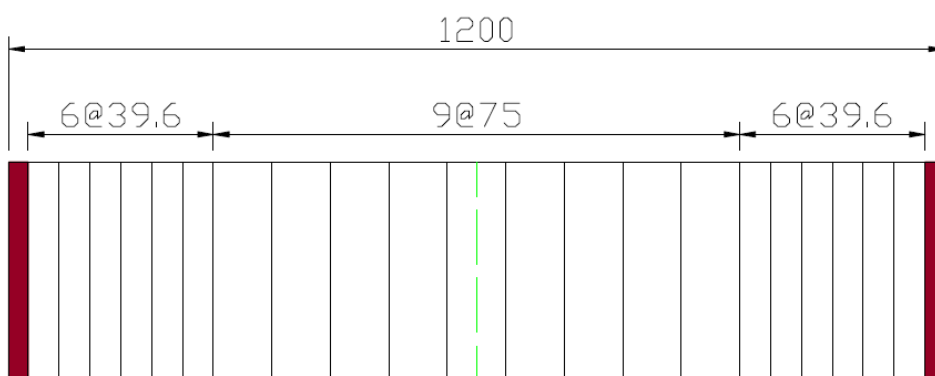


圖 3.3 SRC7、SRC8 試體斷面圖

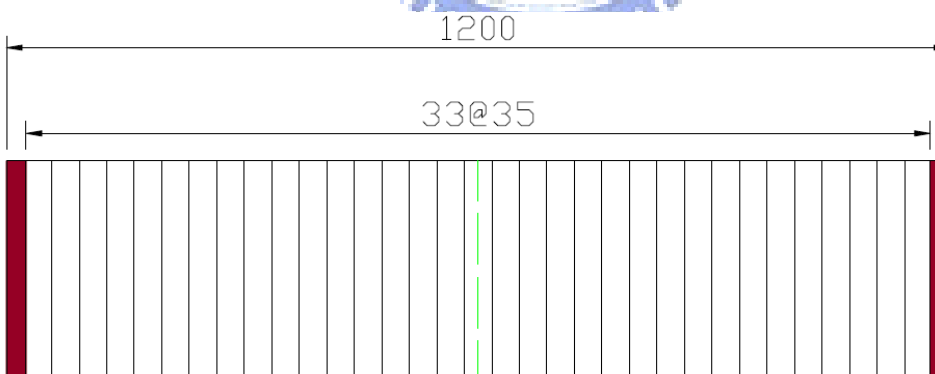


單位：mm

SRC1、SRC4、SRC7



SRC2、SRC5、SRC8



SRC3、SRC6

圖 3.4 箍筋配置圖

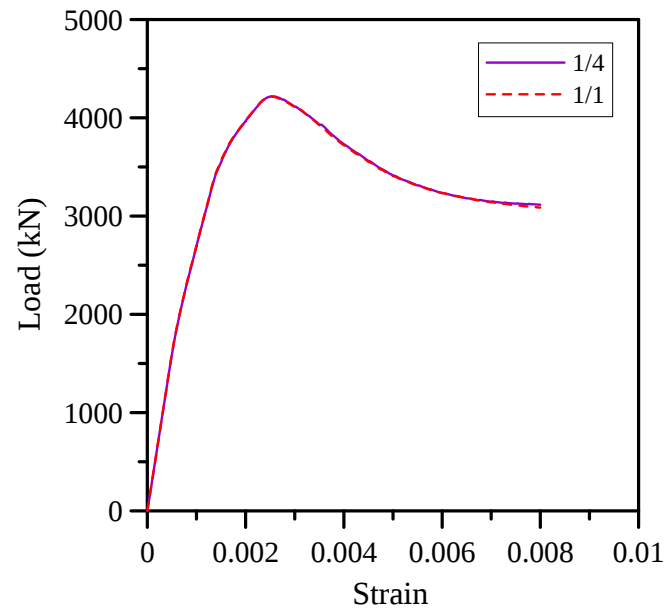


圖 3.5 SRC2 簡化模型與全尺寸模型之比較

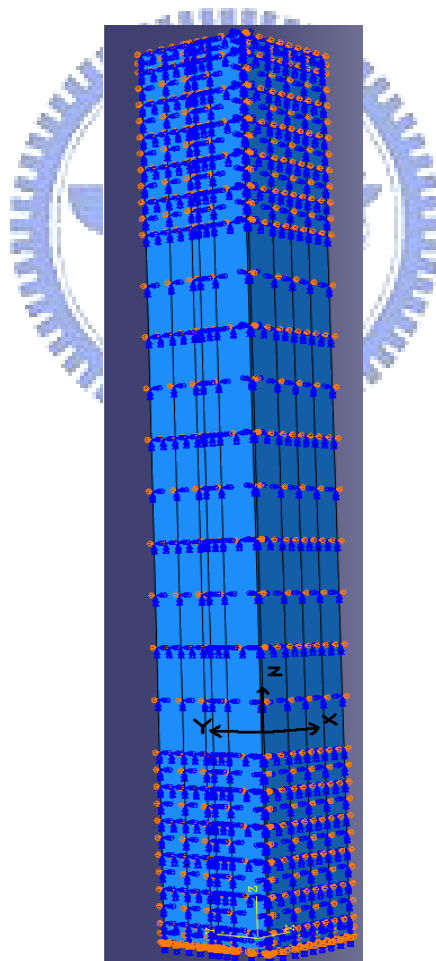


圖 3.6 簡化模型之對稱斷面示意圖

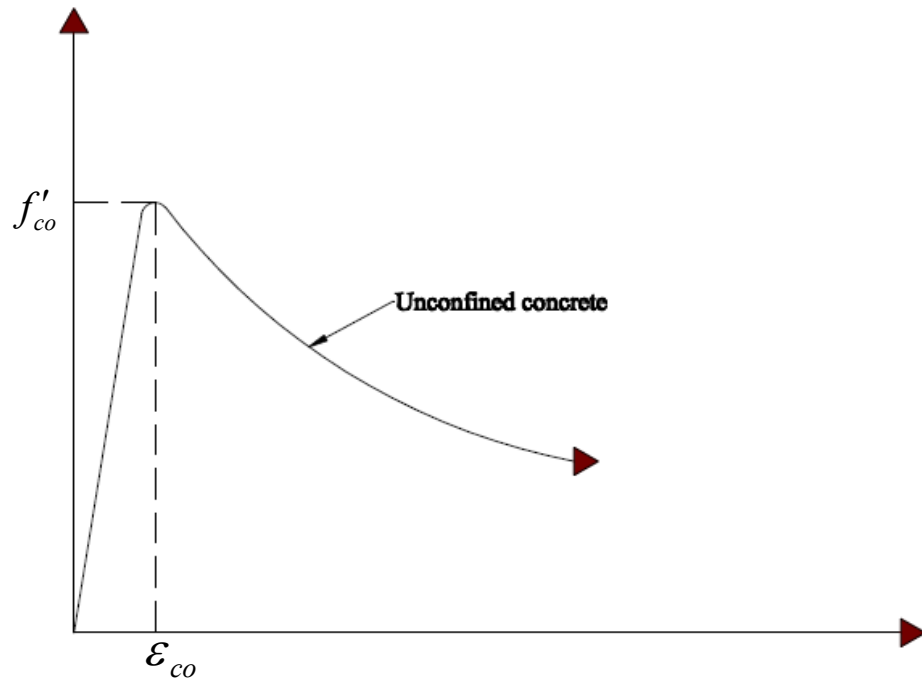


圖 3.7 Mander et al. 未圍束混凝土之應力-應變曲線

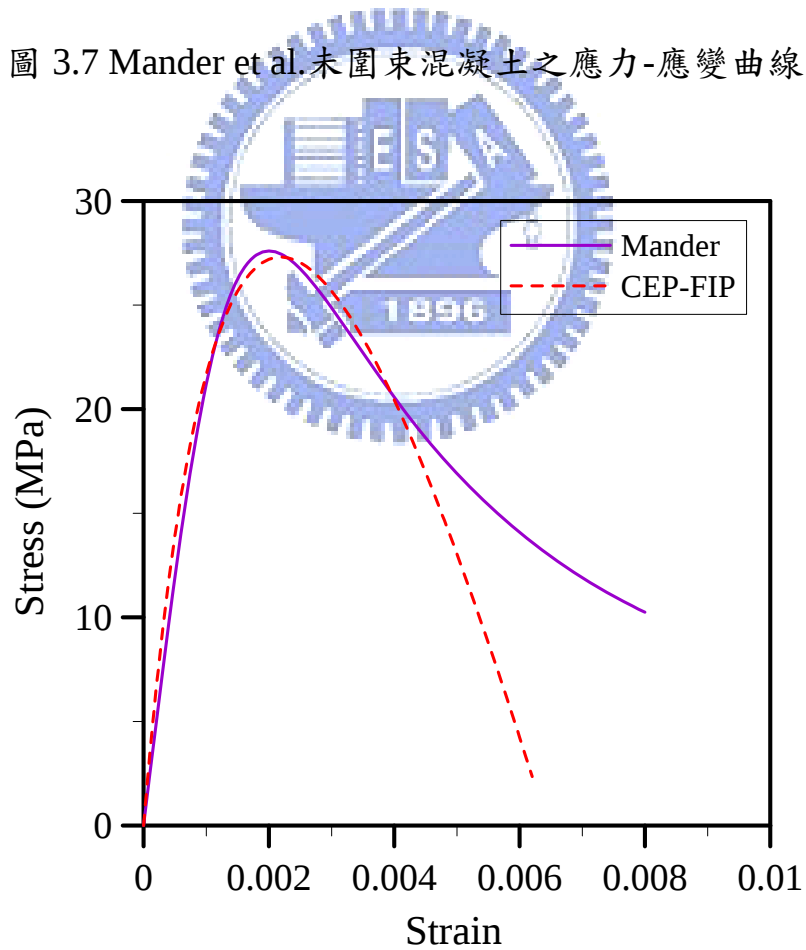


圖 3.8 Mander et al. 與 CEP-FIP 常重混凝土應力-應變曲線

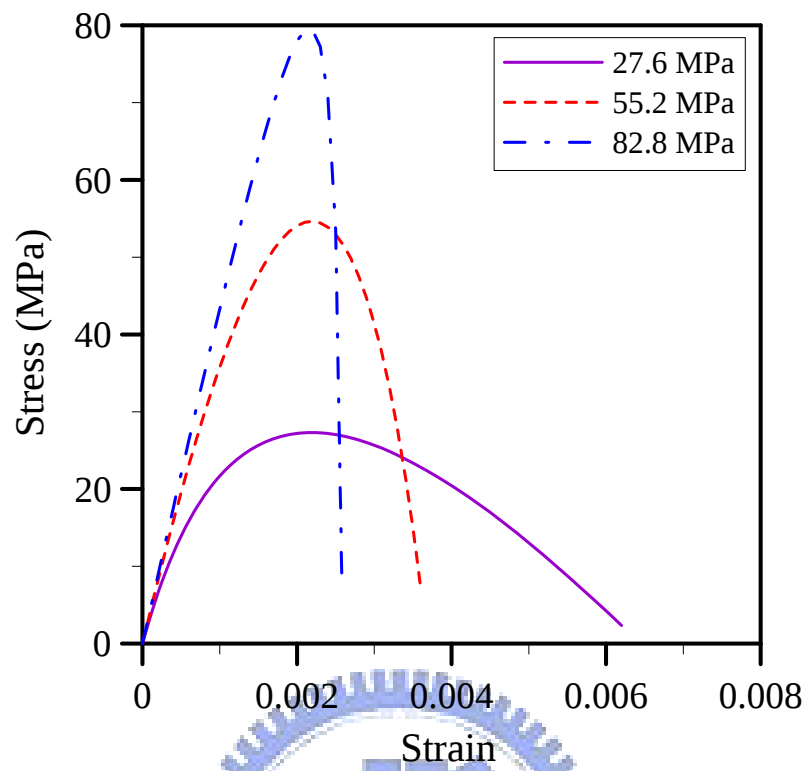


圖 3.9 CEP-FIP混凝土模型之應力-應變曲線

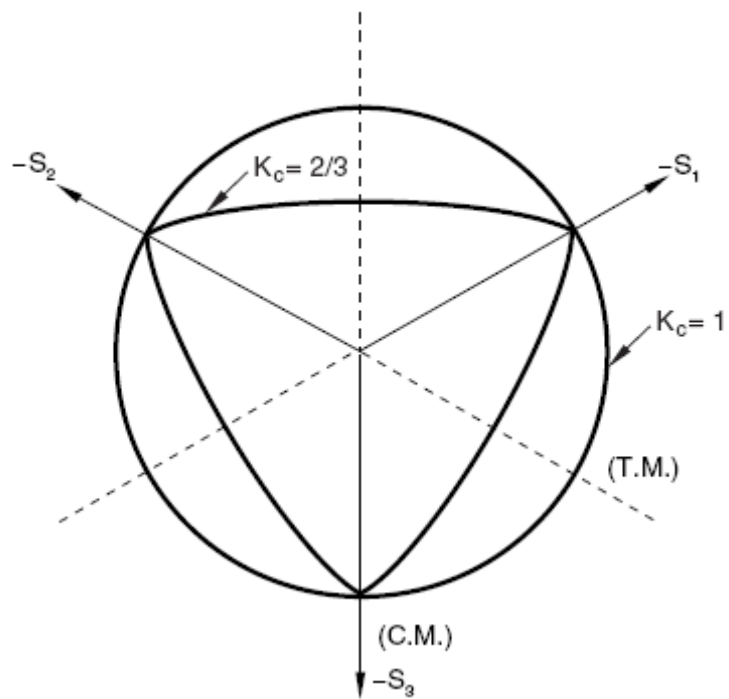


圖 3.10 降伏面示意圖 (ABAQUS 2005)

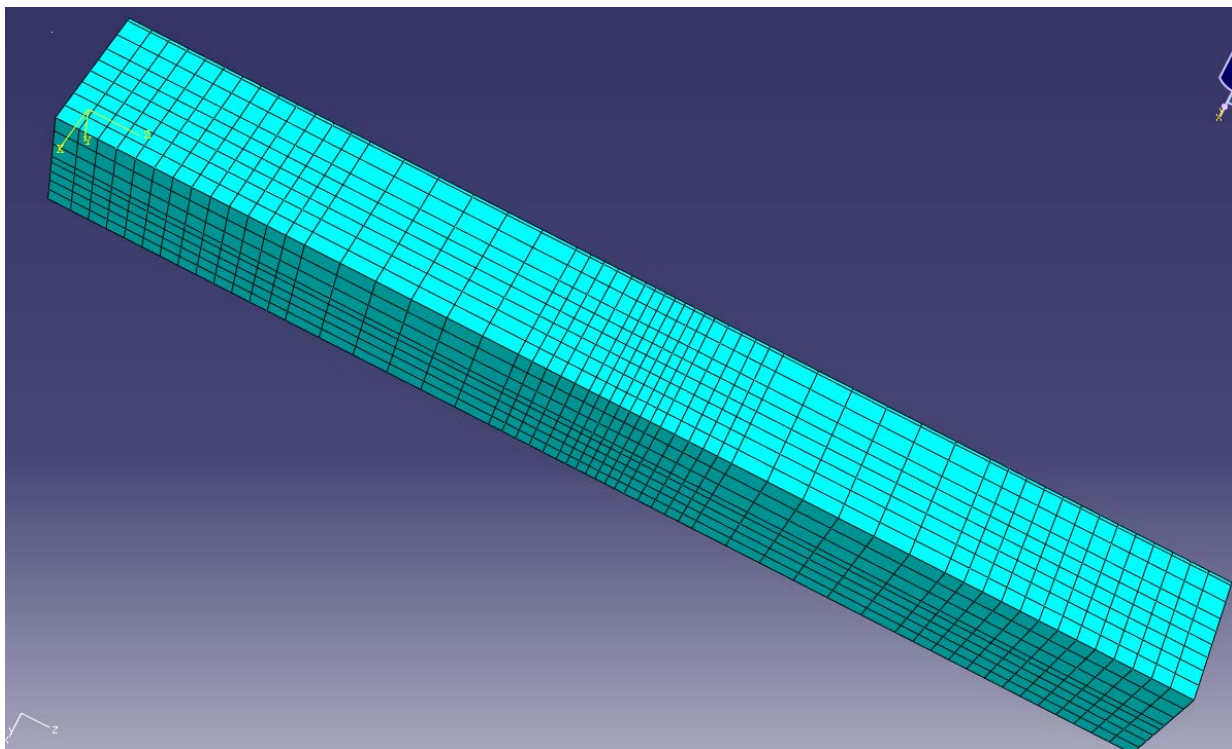


圖 3.11 分析模型網格

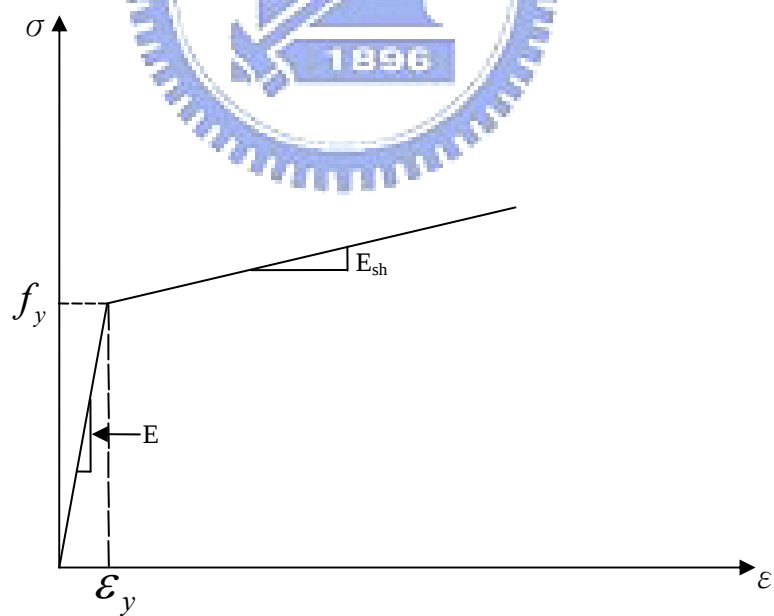
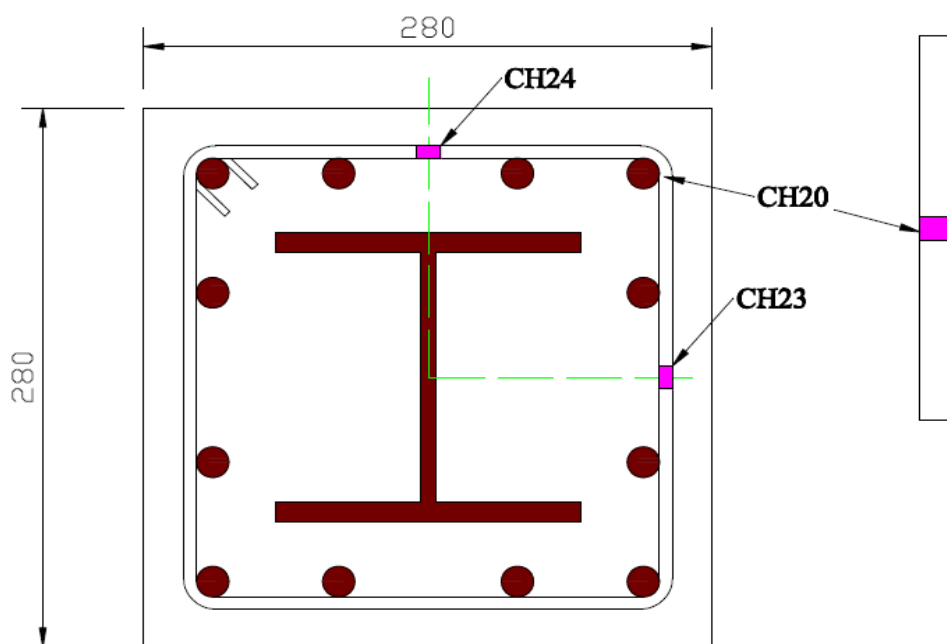


圖 3.12 鋼骨應力-應變曲線



單位：mm

圖 3.13 主筋、箍筋局部應變位置

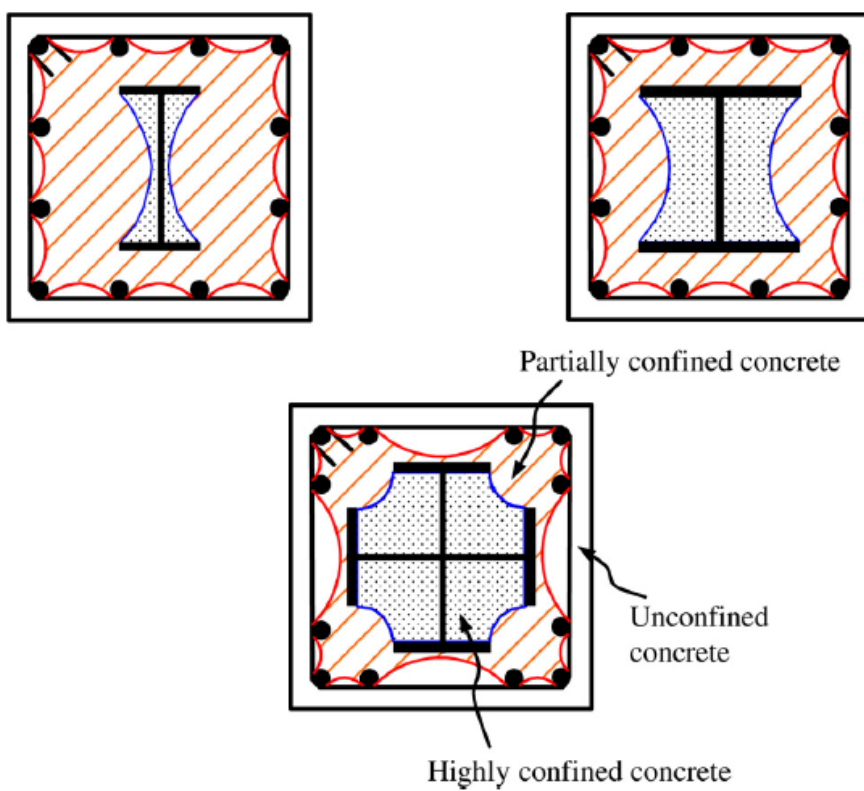


圖 3.14 混凝土之圍束區域示意圖 (Chen and Lin 2006)

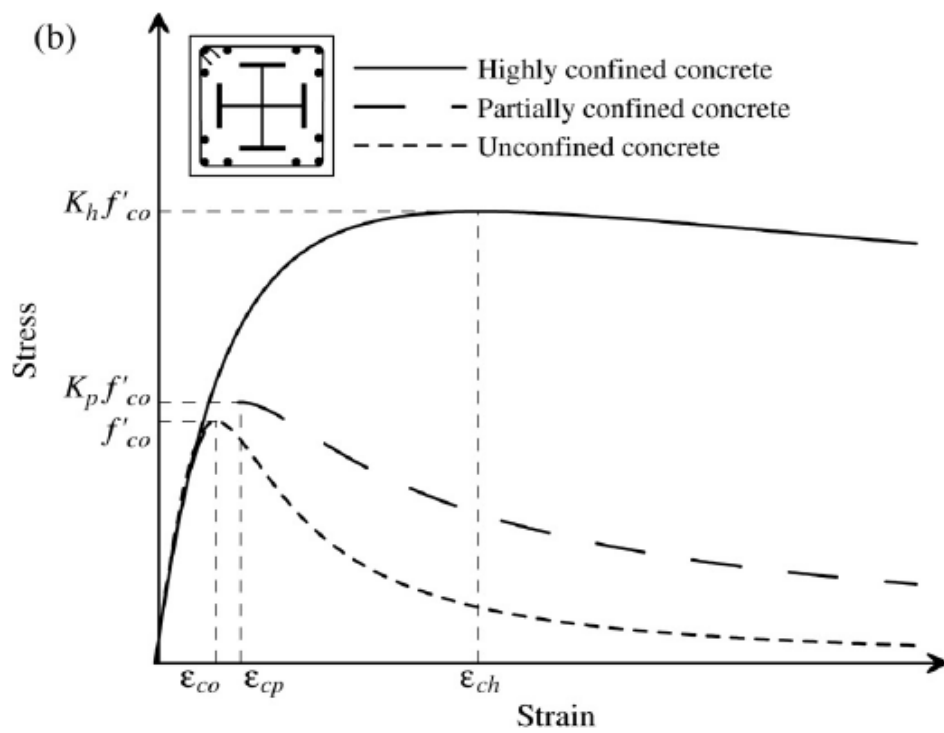
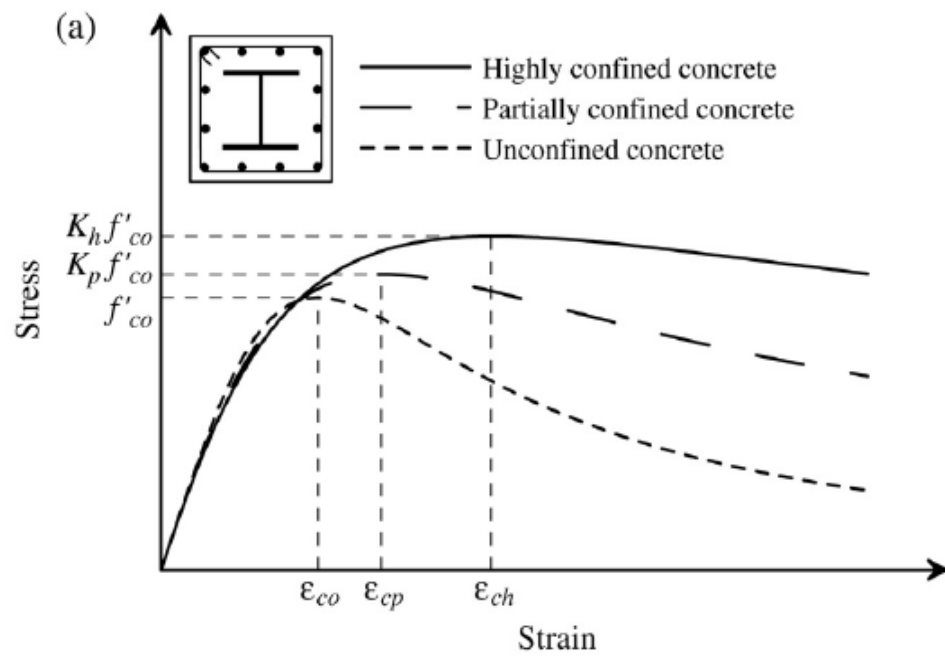


圖 3.15 混凝土應力-應變曲線：(a)H型鋼骨；(b)十字型鋼
(Chen and Lin 2006)

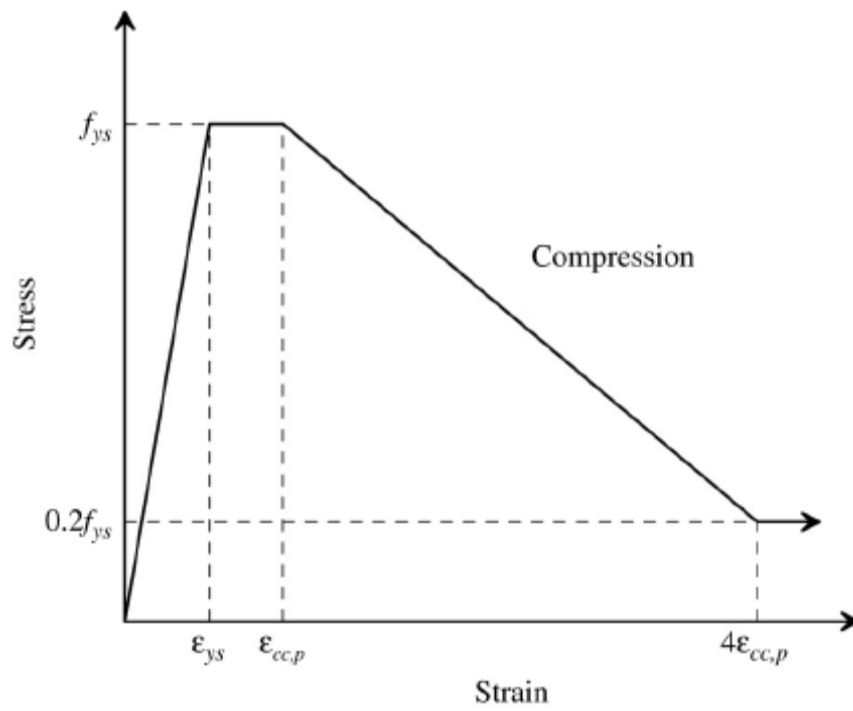


圖 3.16 鋼骨之應力-應變曲線 (Chen and Lin 2006)

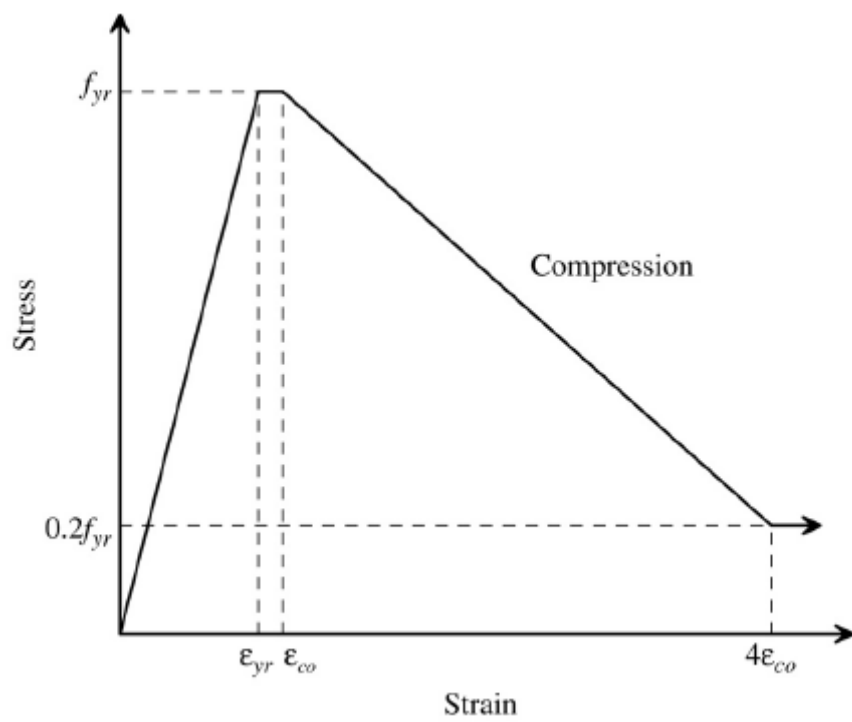


圖 3.17 鋼筋之應力-應變曲線 (Chen and Lin 2006)

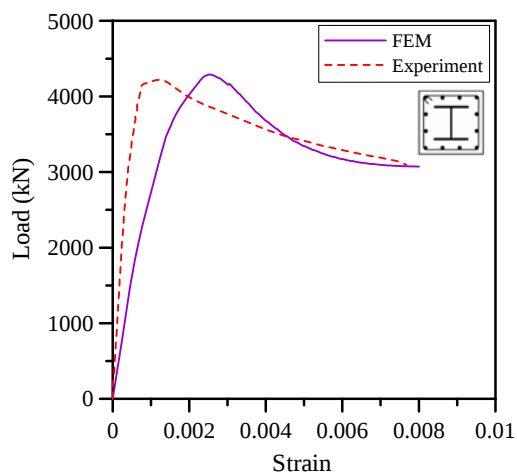


圖 4.1.1 SRC1 分析實驗載重-應變

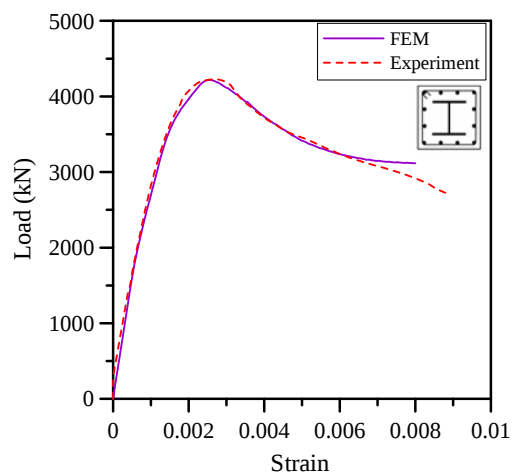


圖 4.1.2 SRC2 分析實驗載重-應變

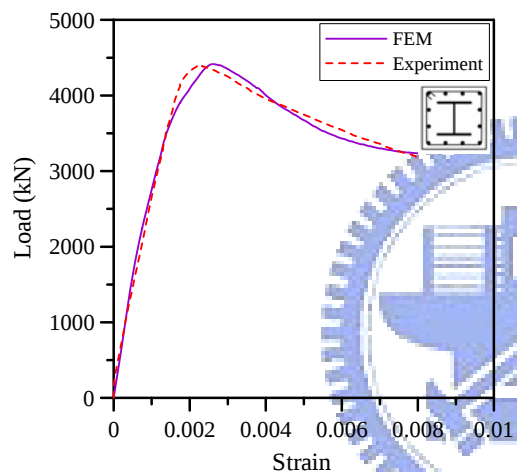


圖 4.1.3 SRC3 分析實驗載重-應變

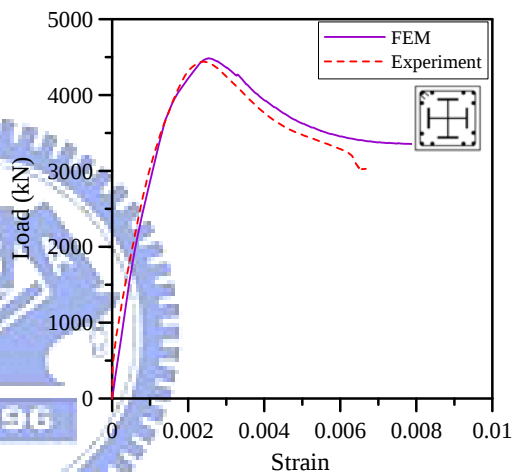


圖 4.1.4 SRC4 分析實驗載重-應變

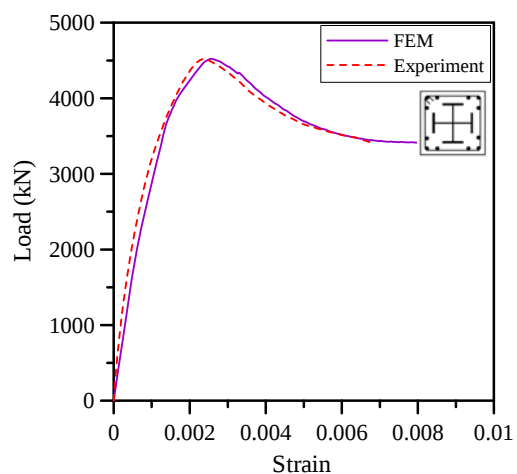


圖 4.1.5 SRC5 分析實驗載重-應變

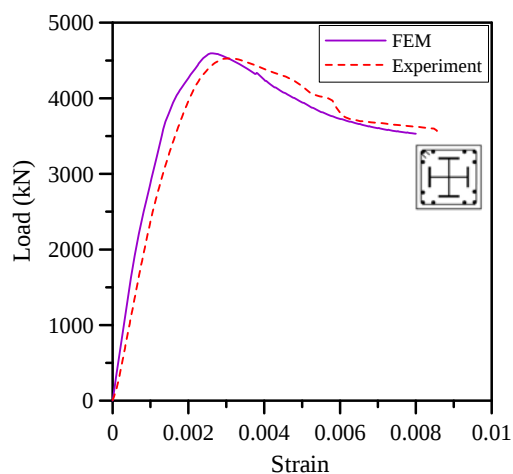


圖 4.1.6 SRC6 分析實驗載重-應變

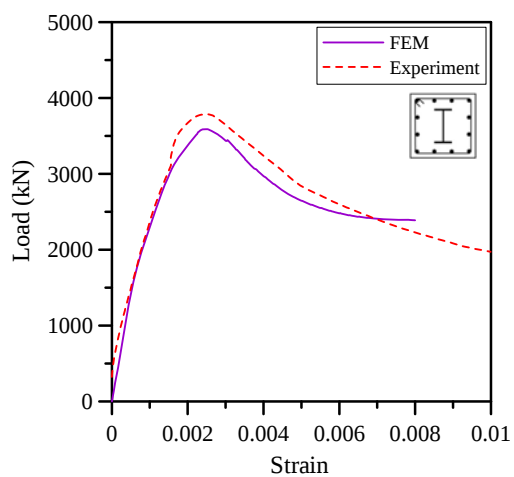


圖 4.1.7 SRC7 分析實驗載重-應變

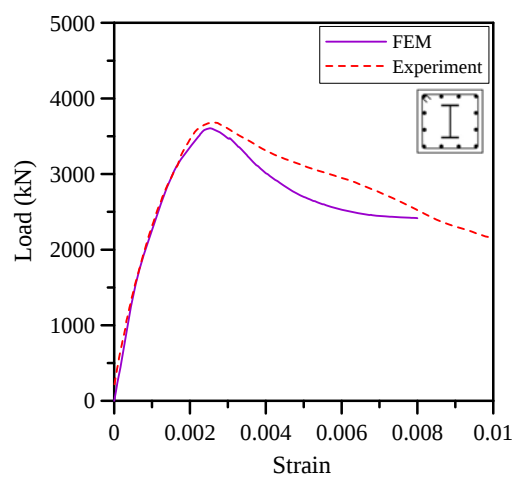


圖 4.1.8 SRC8 分析實驗載重-應變

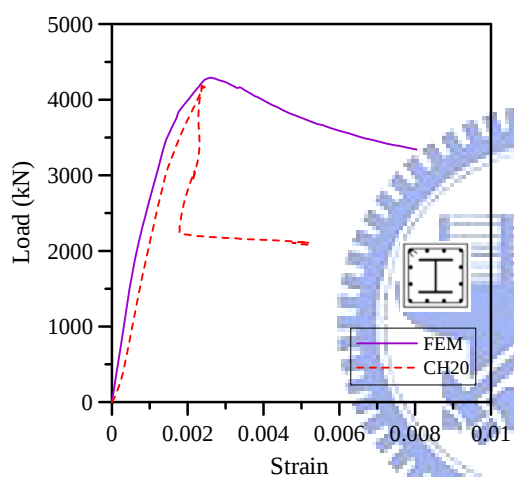


圖 4.2.1 SRC1 主筋之載重-應變

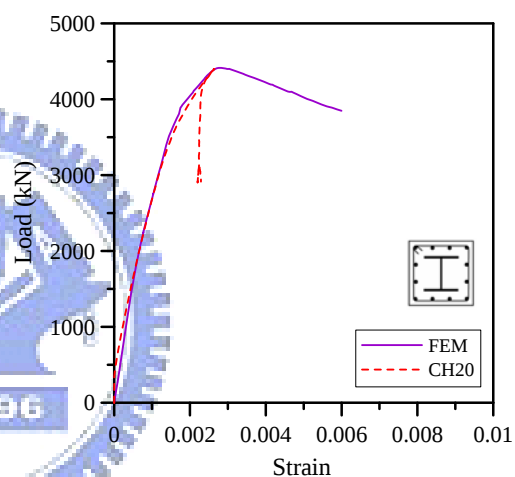


圖 4.2.2 SRC3 主筋之載重-應變

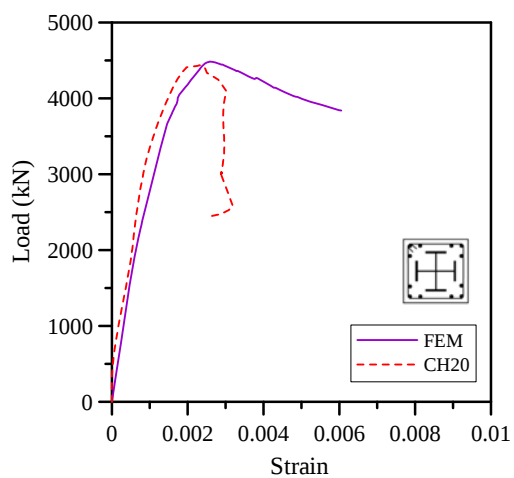


圖 4.2.3 SRC4 主筋之載重-應變

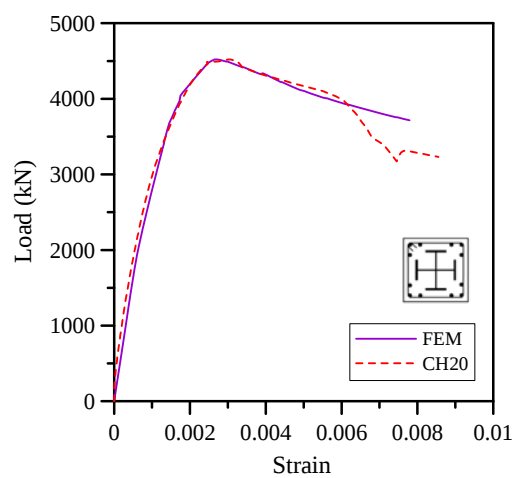


圖 4.2.4 SRC5 主筋之載重-應變

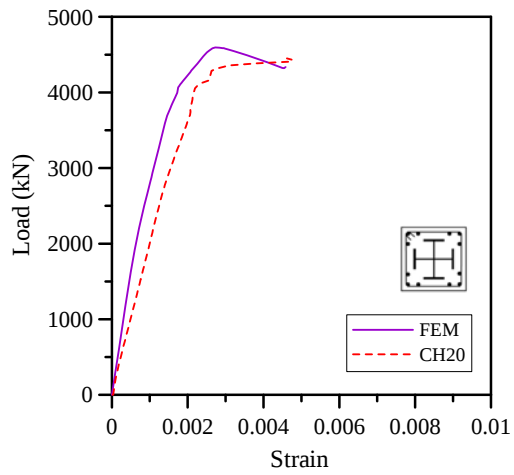


圖 4.2.5 SRC6 主筋之載重-應變

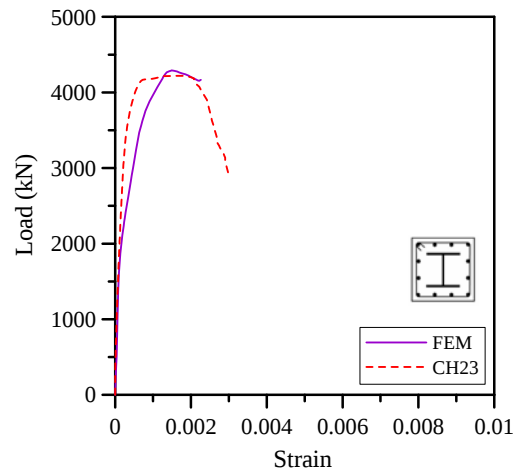


圖 4.3.1 SRC1 箍筋之載重-應變

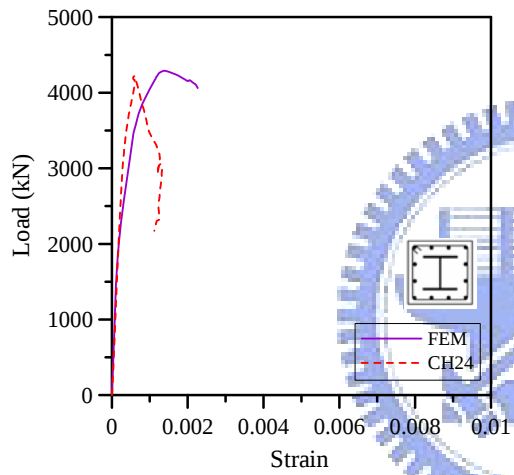


圖 4.3.2 SRC1 箍筋之載重-應變

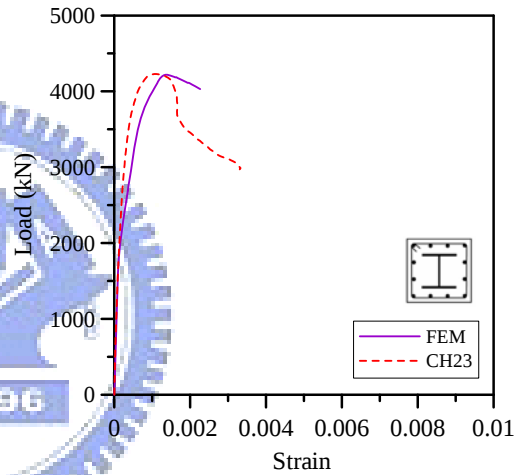


圖 4.3.3 SRC2 箍筋之載重-應變

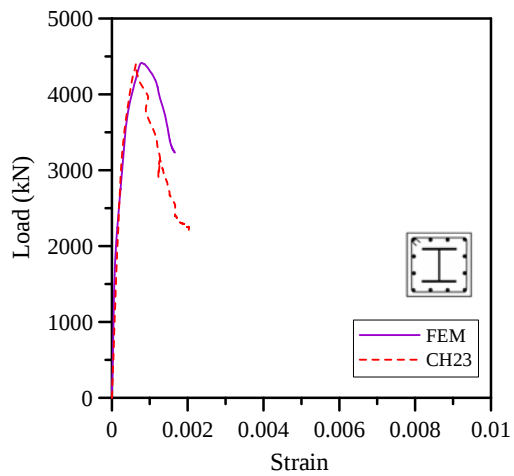


圖 4.3.4 SRC3 箍筋之載重-應變

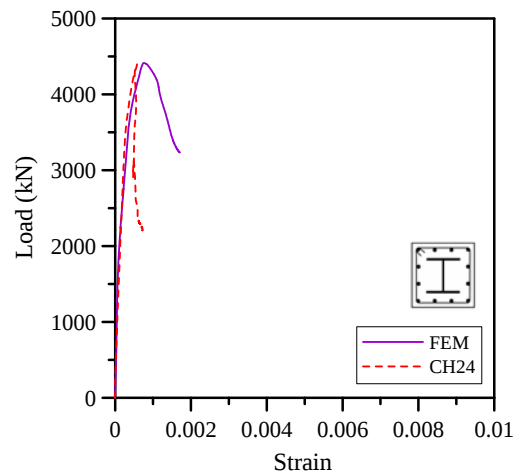


圖 4.3.5 SRC3 箍筋之載重-應變

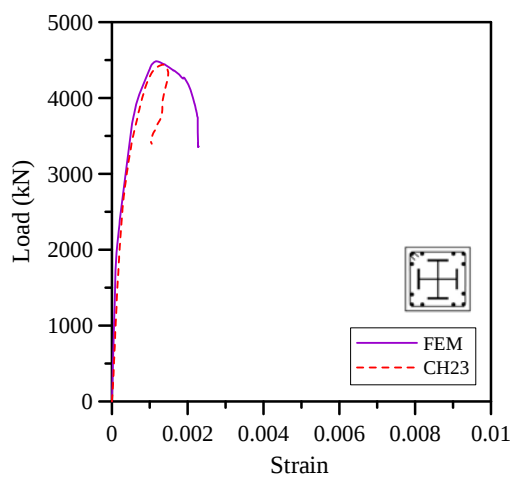


圖 4.3.6 SRC4 箍筋之載重-應變

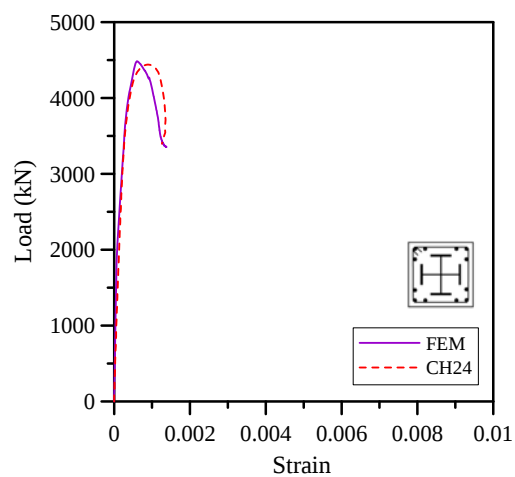


圖 4.3.7 SRC4 箍筋之載重-應變

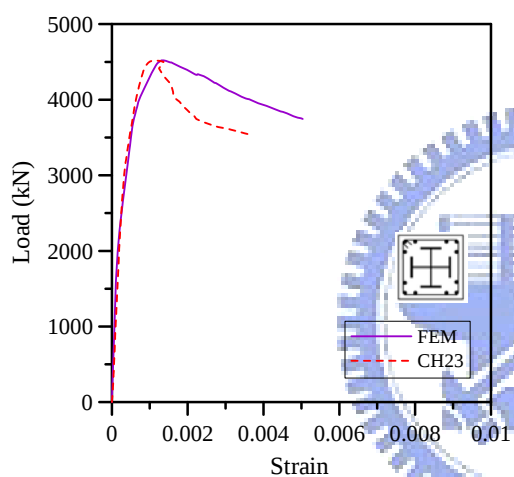


圖 4.3.8 SRC5 箍筋之載重-應變

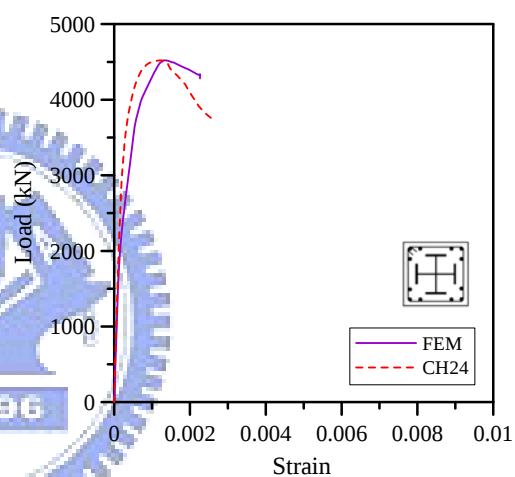


圖 4.3.9 SRC5 箍筋之載重-應變

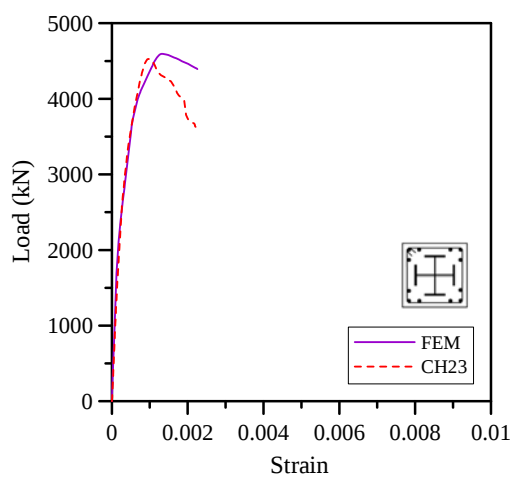


圖 4.3.9 SRC6 箍筋之載重-應變

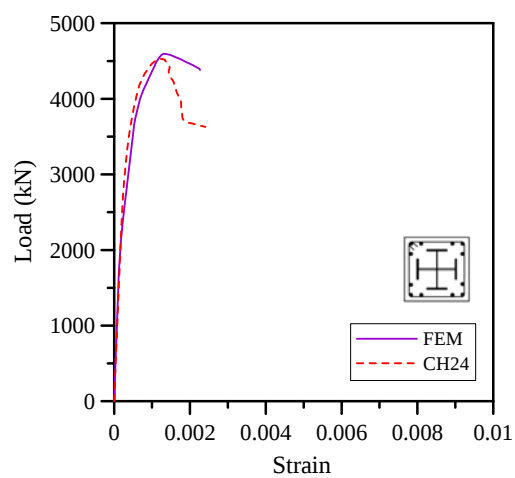


圖 4.3.10 SRC6 箍筋之載重-應變

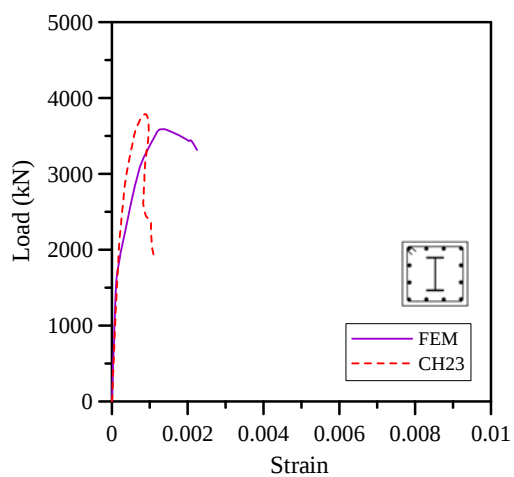


圖 4.3.11 SRC7 箍筋之載重-應變

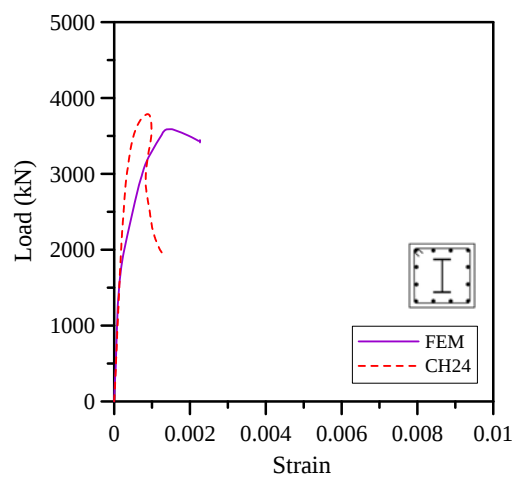


圖 4.3.12 SRC7 箍筋之載重-應變

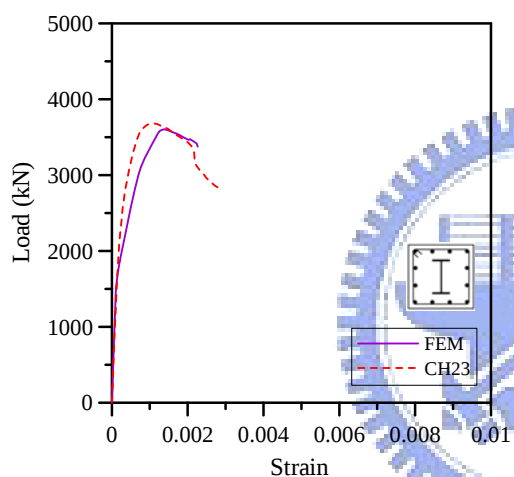


圖 4.3.13 SRC8 箍筋之載重-應變

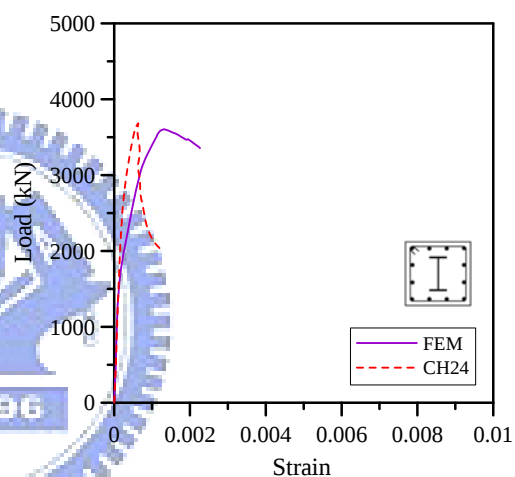


圖 4.3.14 SRC8 箍筋之載重-應變

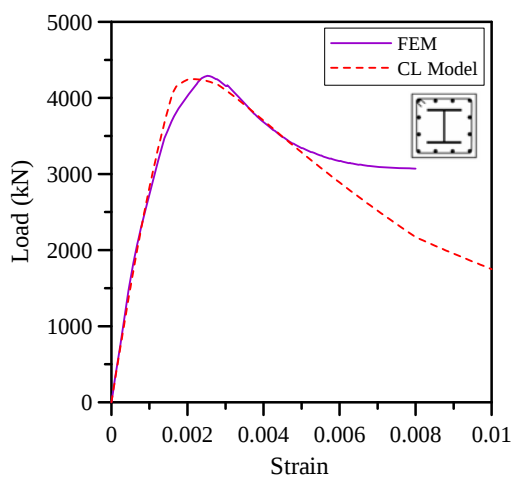


圖 4.4.1 SRC1 分析解析載重-應變

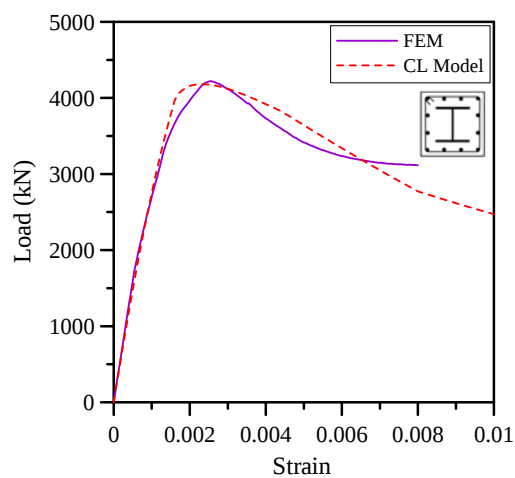


圖 4.4.2 SRC2 分析解析載重-應變

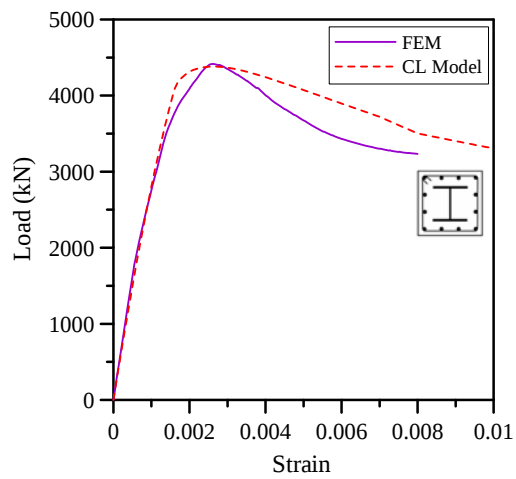


圖 4.4.3 SRC3 分析、解析載重-應變

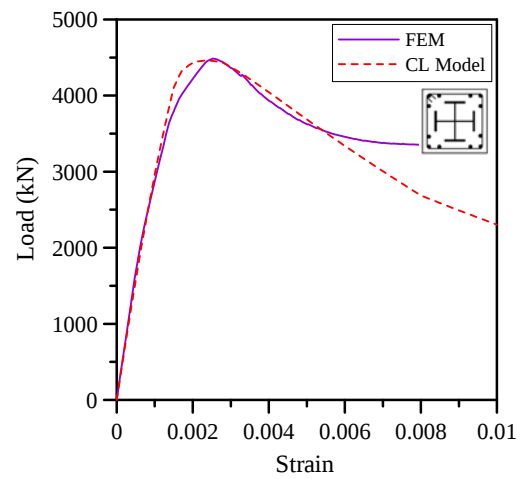


圖 4.4.4 SRC4 分析、解析載重-應變

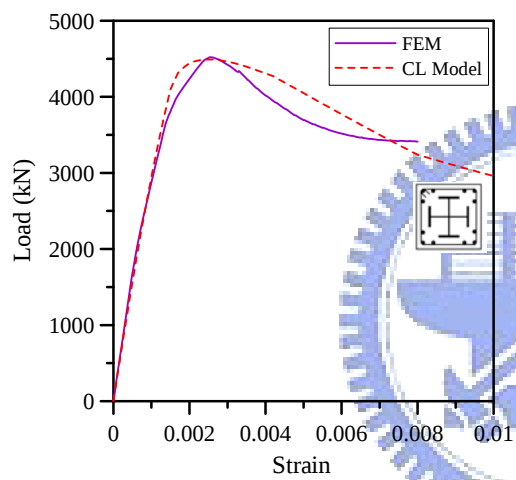


圖 4.4.5 SRC5 分析、解析載重-應變

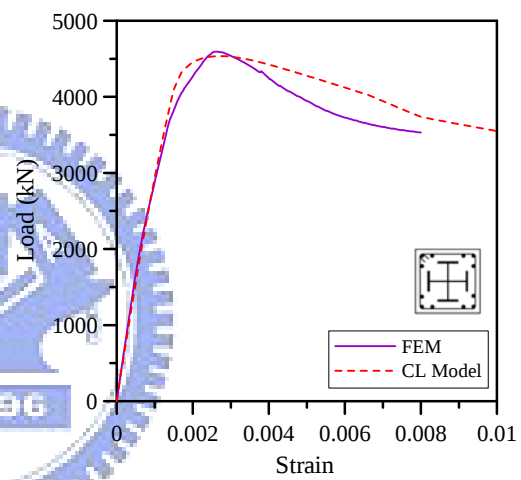


圖 4.4.6 SRC6 分析、解析載重-應變

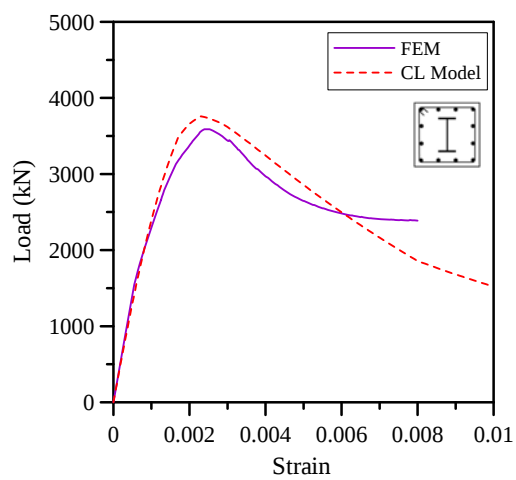


圖 4.4.7 SRC7 分析、解析載重-應變

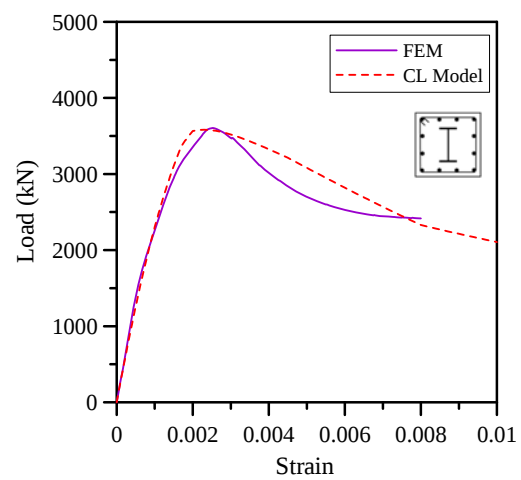


圖 4.4.8 SRC8 分析、解析載重-應變

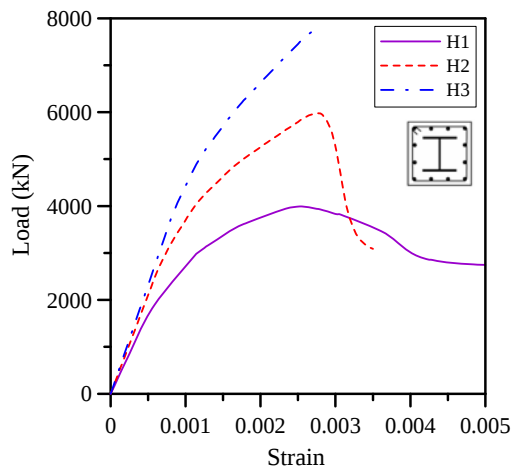


圖 4.5.1 混凝土強度-整體行為 1

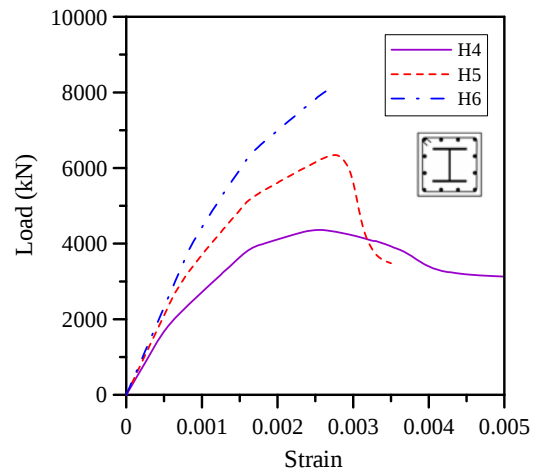


圖 4.5.2 混凝土強度-整體行為 2

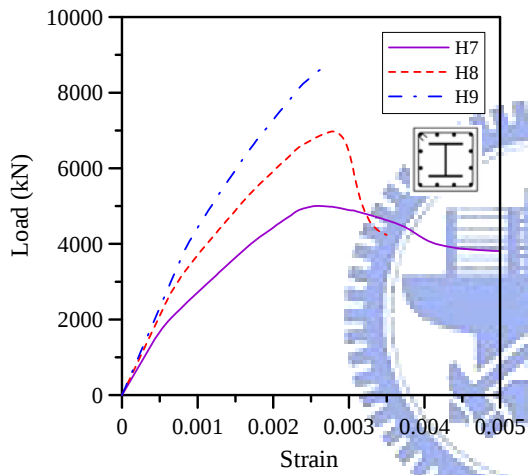


圖 4.5.3 混凝土強度-整體行為 3

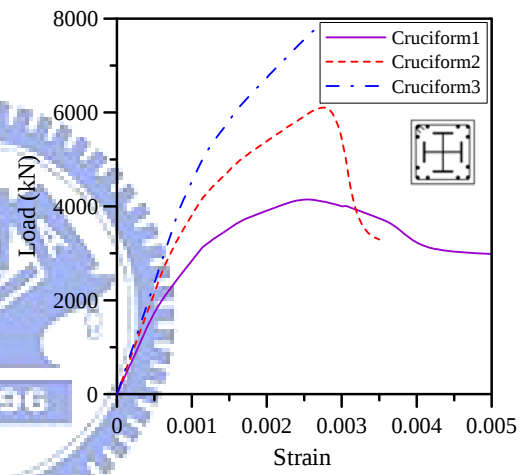


圖 4.5.4 混凝土強度-整體行為 4

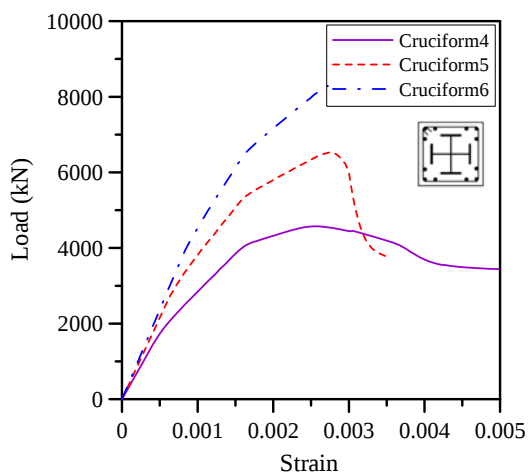


圖 4.5.5 混凝土強度-整體行為 5

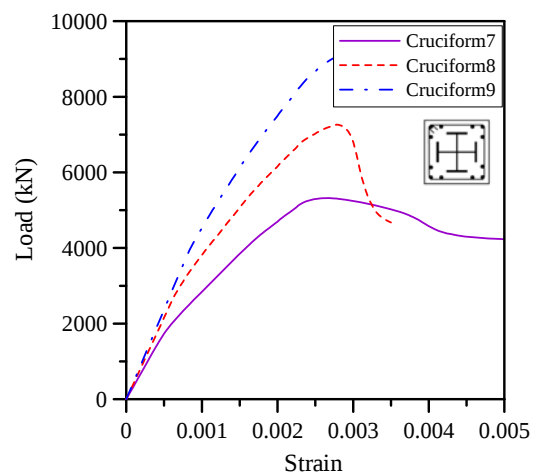


圖 4.5.6 混凝土強度-整體行為 6

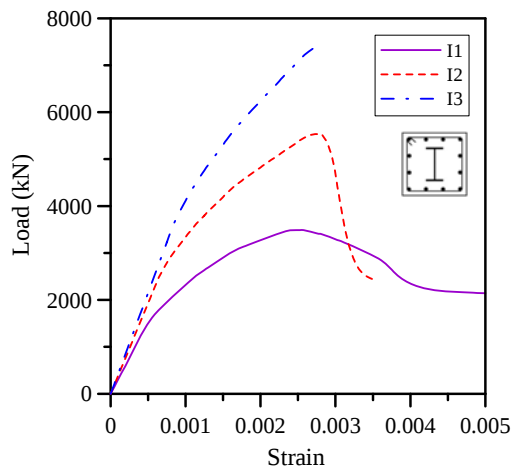


圖 4.5.7 混凝土強度-整體行為 7

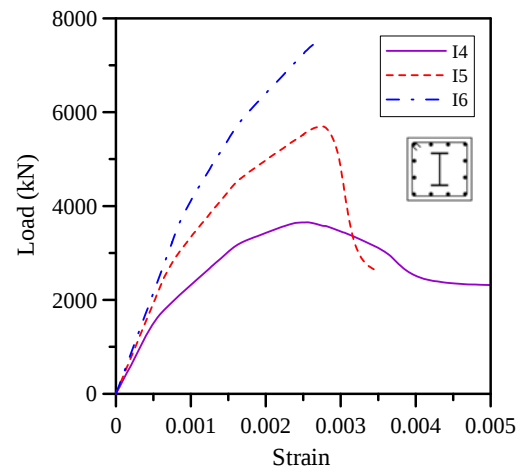


圖 4.5.8 混凝土強度-整體行為 8

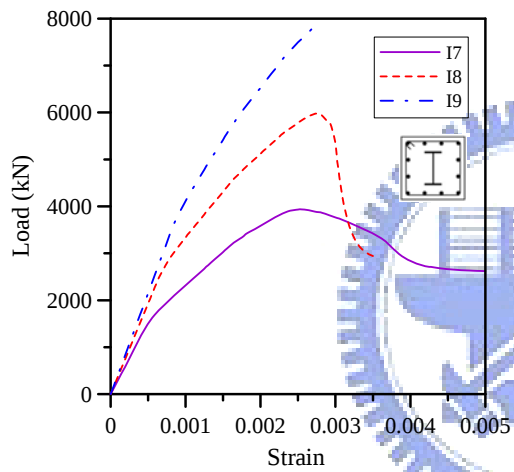


圖 4.5.9 混凝土強度-整體行為 9

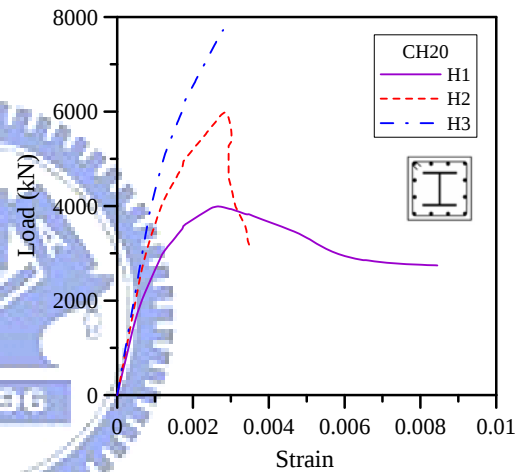


圖 4.6.1 混凝土強度-主筋 1

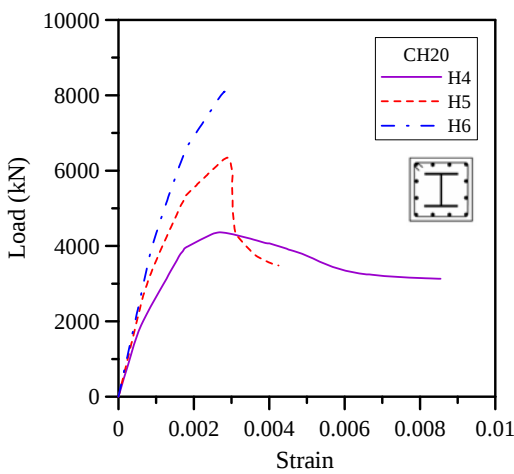


圖 4.6.2 混凝土強度-主筋 2

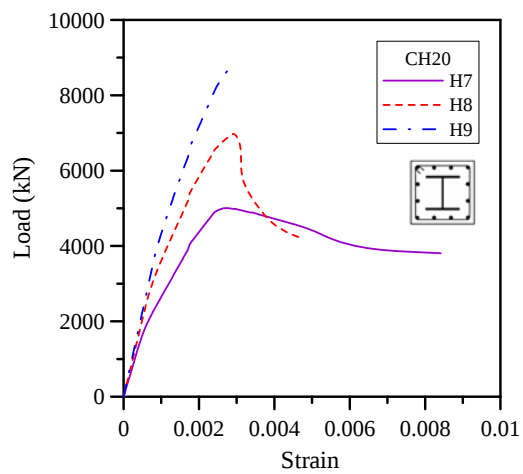


圖 4.6.3 混凝土強度-主筋 3

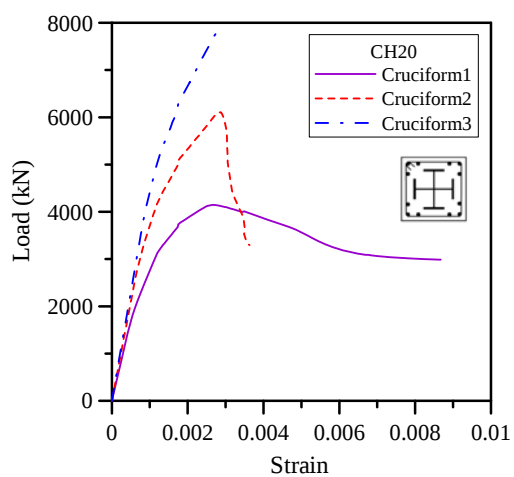


圖 4.6.4 混凝土強度-主筋 4

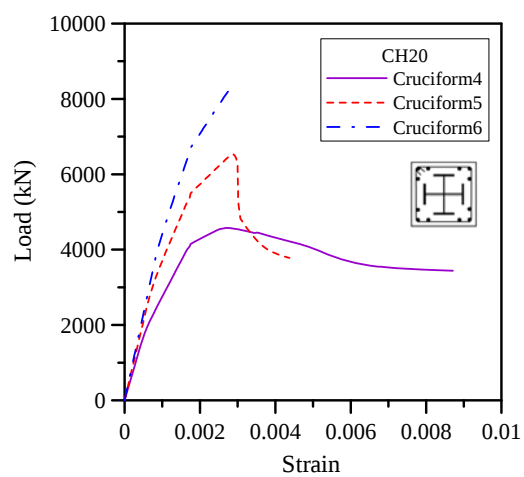


圖 4.6.5 混凝土強度-主筋 5

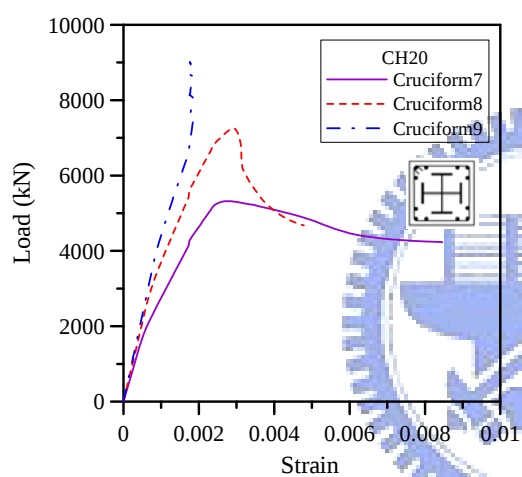


圖 4.6.6 混凝土強度-主筋 6

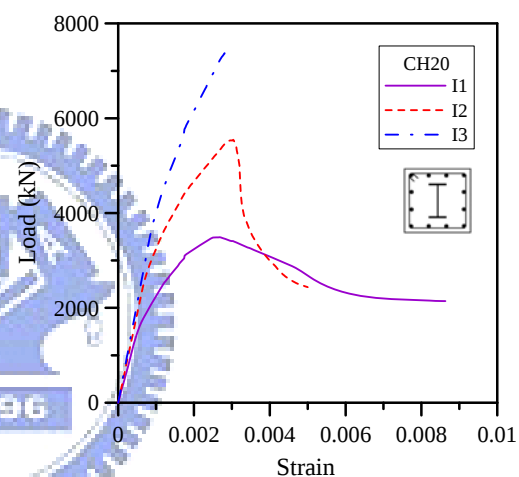


圖 4.6.7 混凝土強度-主筋 7

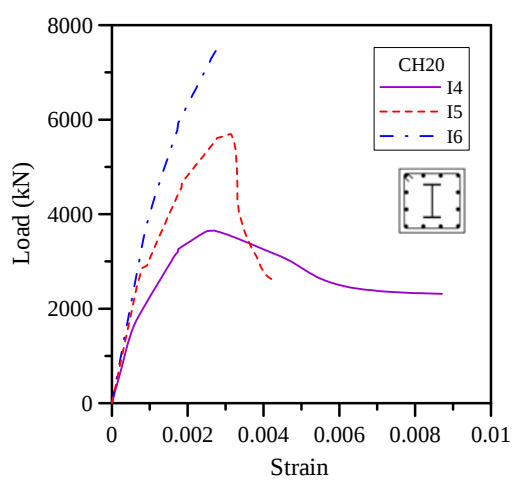


圖 4.6.8 混凝土強度-主筋 8

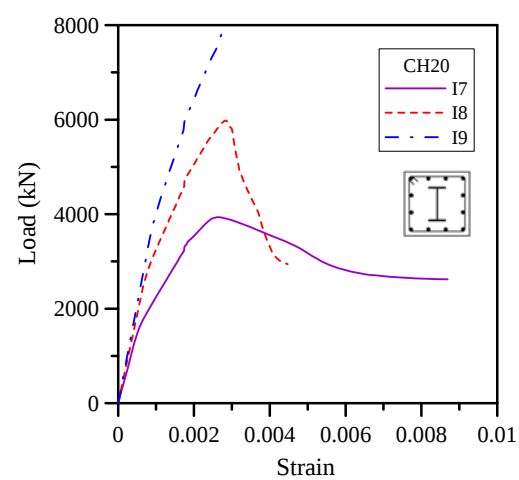


圖 4.6.9 混凝土強度-主筋 9

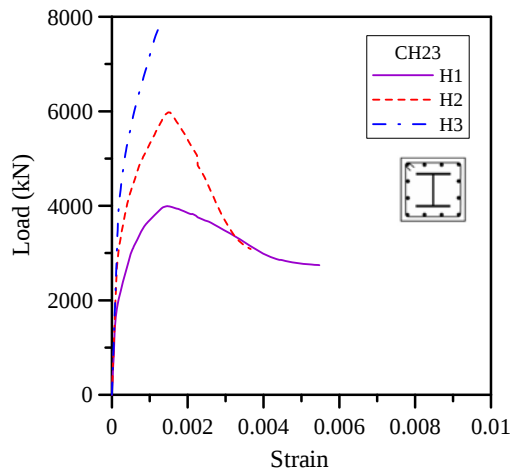


圖 4.7.1 混凝土強度-箍筋 1

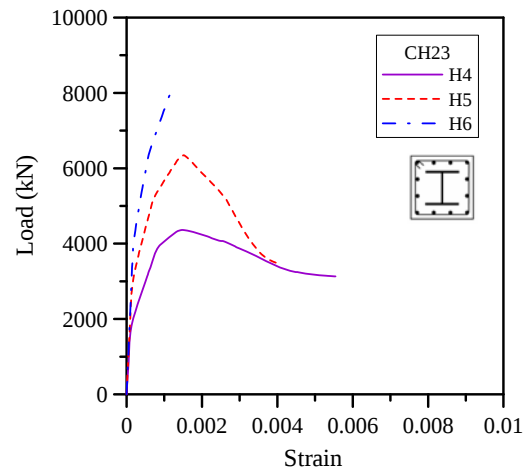


圖 4.7.2 混凝土強度-箍筋 2

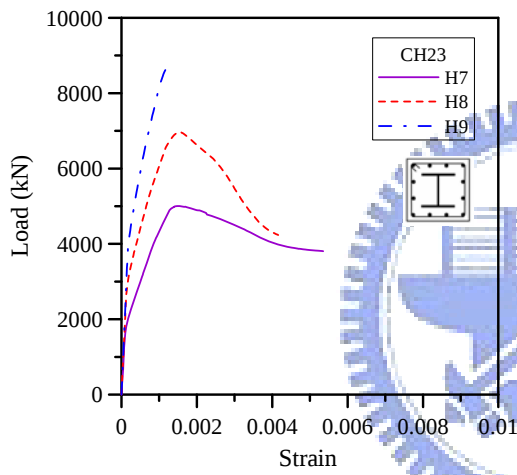


圖 4.7.3 混凝土強度-箍筋 3

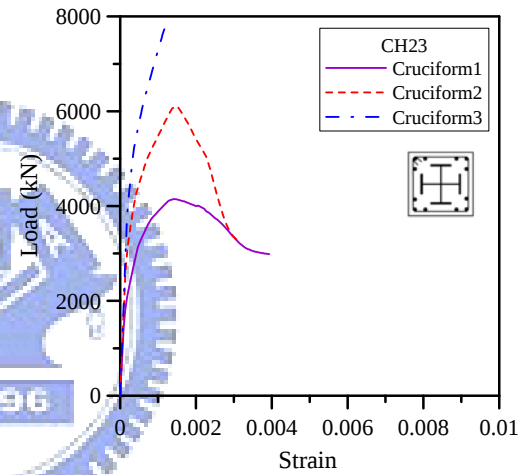


圖 4.7.4 混凝土強度-箍筋 4

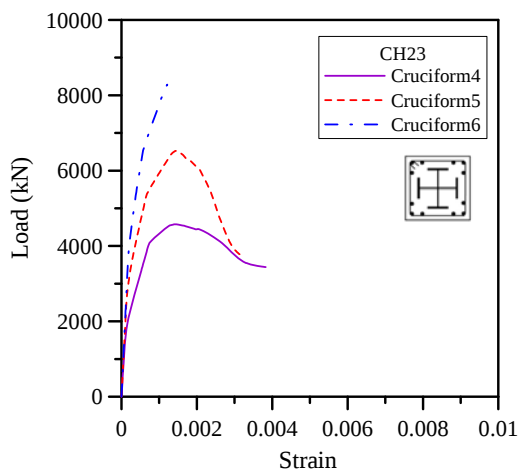


圖 4.7.5 混凝土強度-箍筋 5

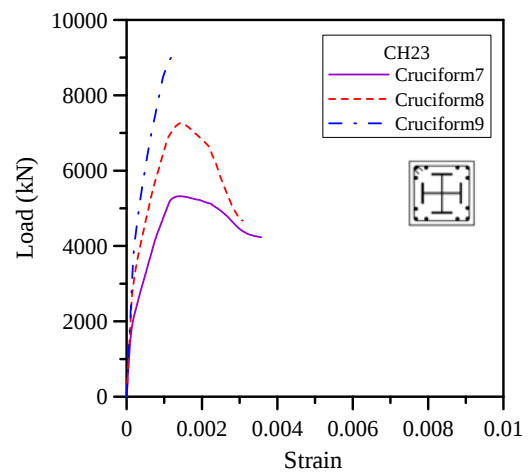


圖 4.7.6 混凝土強度-箍筋 6

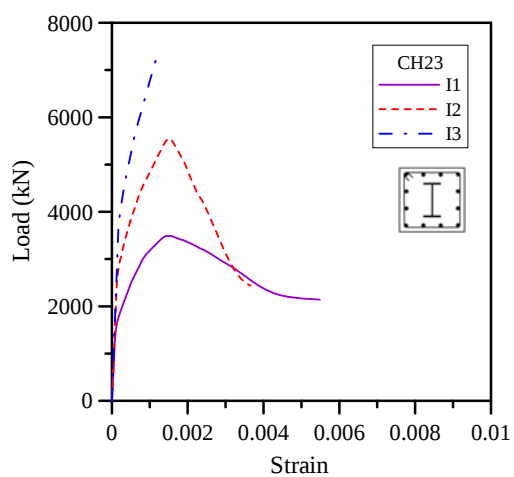


圖 4.7.7 混凝土強度-箍筋 7

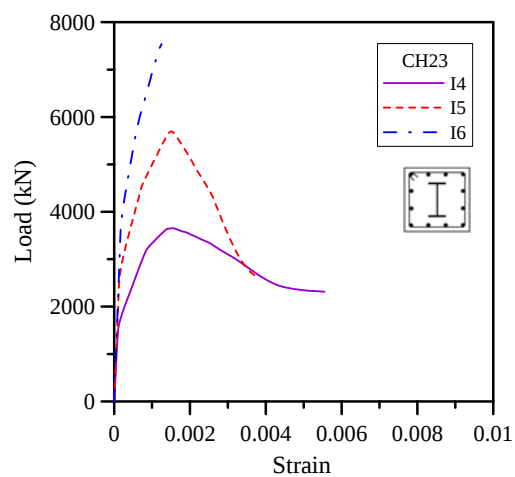


圖 4.7.8 混凝土強度-箍筋 8

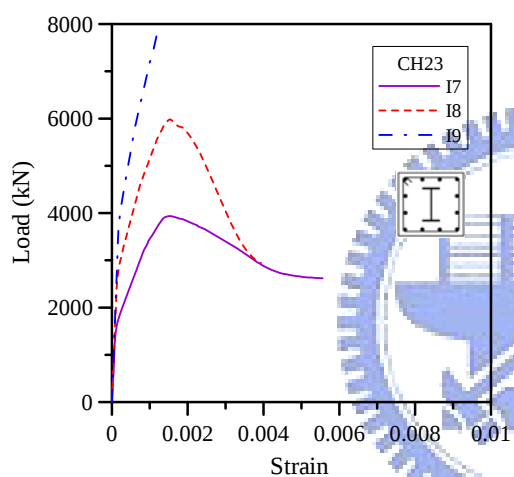


圖 4.7.9 混凝土強度-箍筋 9

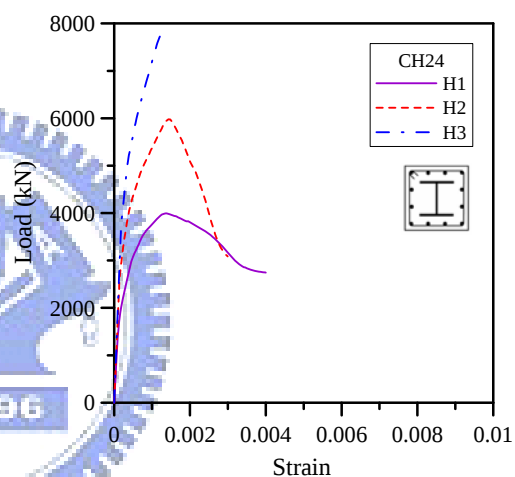


圖 4.7.10 混凝土強度-箍筋 10

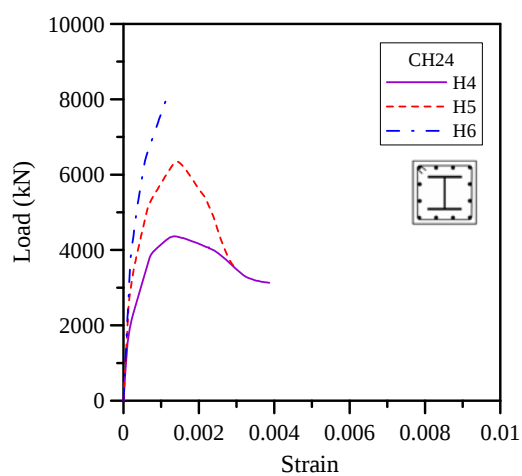


圖 4.7.11 混凝土強度-箍筋 11

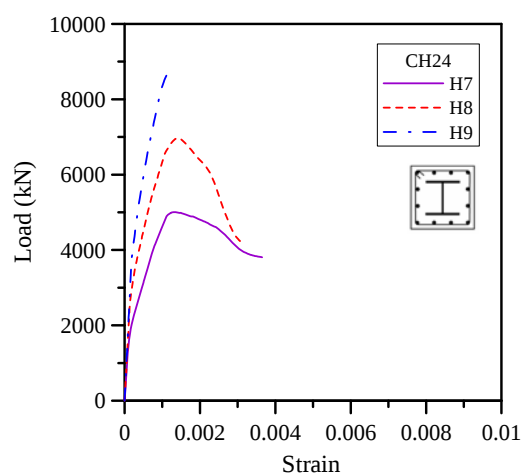


圖 4.7.12 混凝土強度-箍筋 12

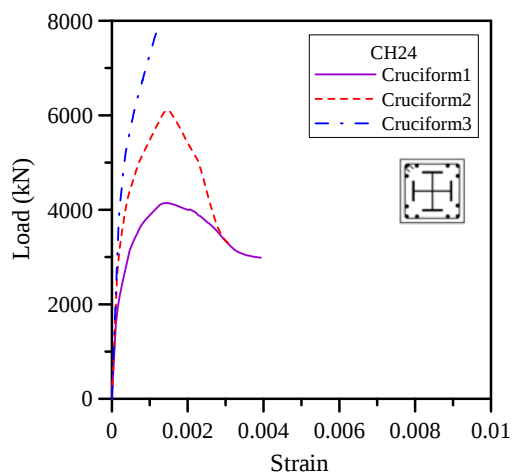


圖 4.7.13 混凝土強度-箍筋 13

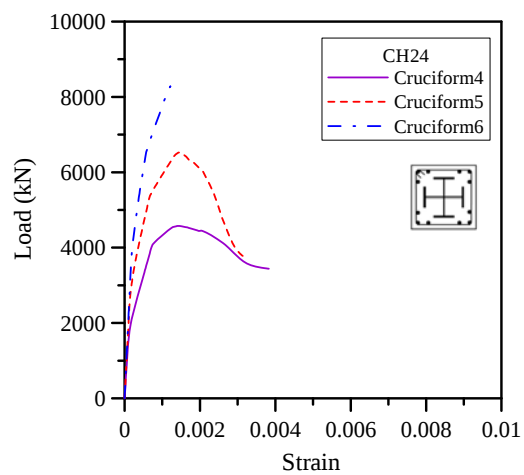


圖 4.7.14 混凝土強度-箍筋 14

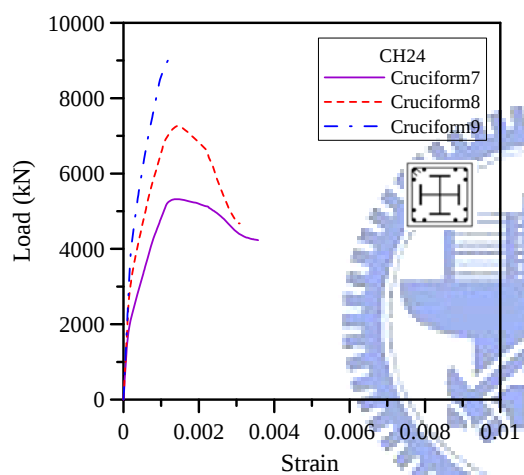


圖 4.7.15 混凝土強度-箍筋 15

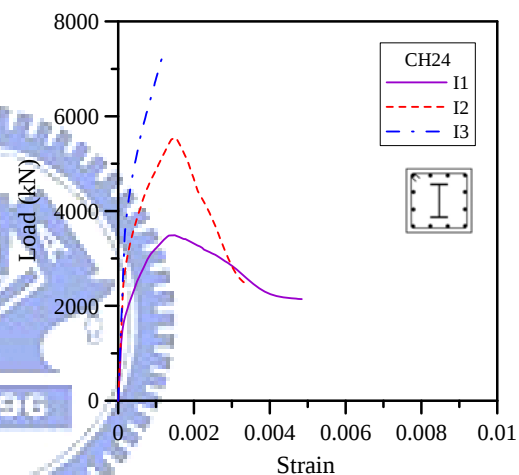


圖 4.7.16 混凝土強度-箍筋 16

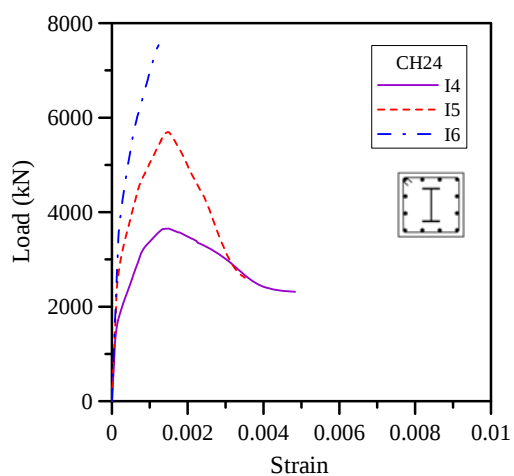


圖 4.7.17 混凝土強度-箍筋 17

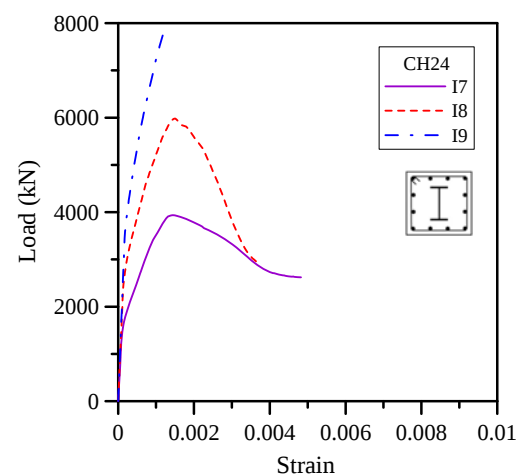


圖 4.7.18 混凝土強度-箍筋 18

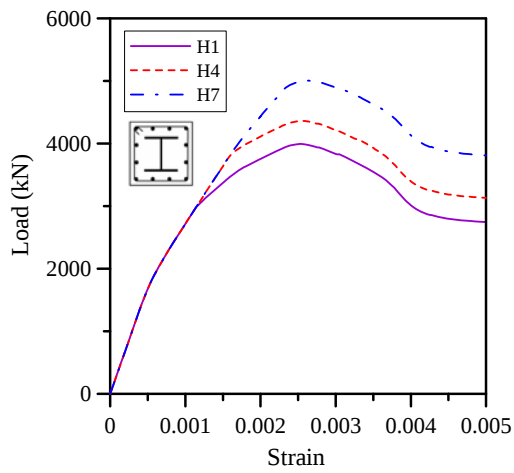


圖 4.8.1 鋼骨強度-整體行為 1

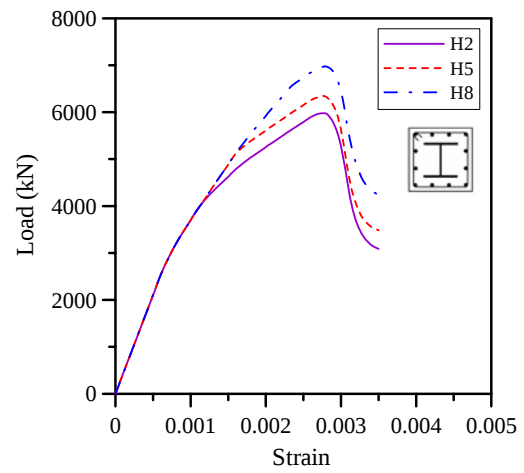


圖 4.8.2 鋼骨強度-整體行為 2

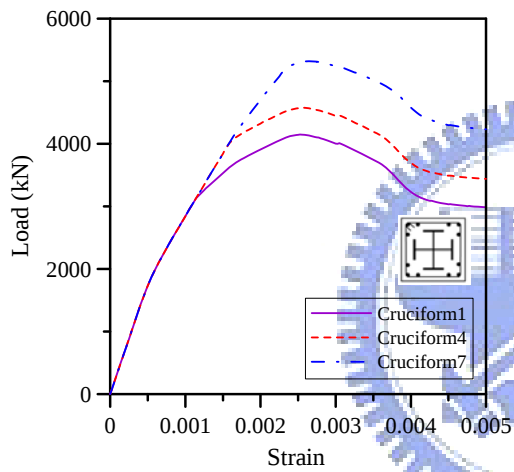


圖 4.8.3 鋼骨強度-整體行為 3

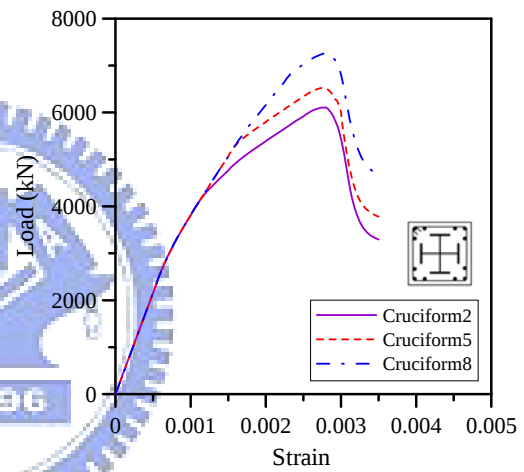


圖 4.8.4 鋼骨強度-整體行為 4

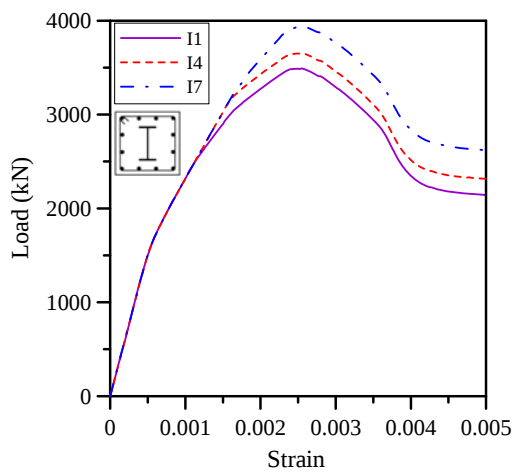


圖 4.8.5 鋼骨強度-整體行為 5

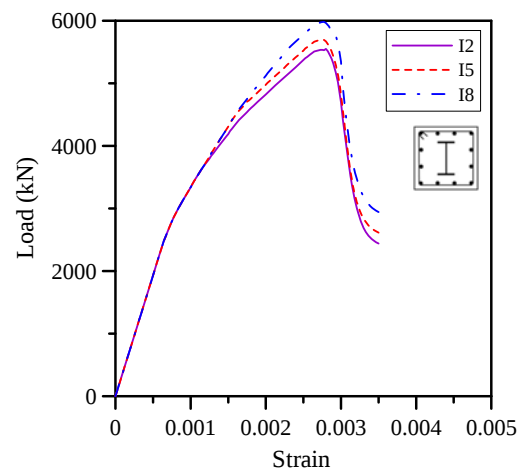


圖 4.8.6 鋼骨強度-整體行為 6

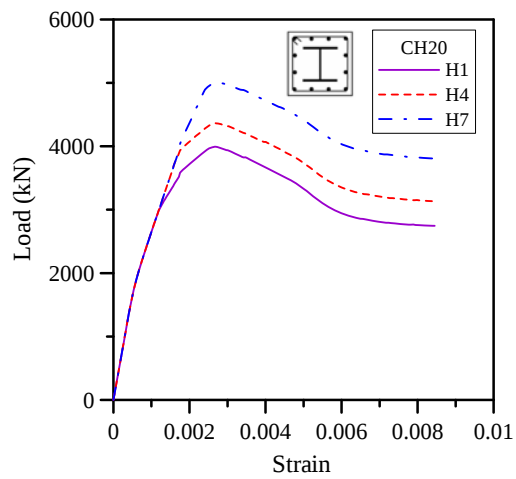


圖 4.9.1 鋼骨強度-主筋 1

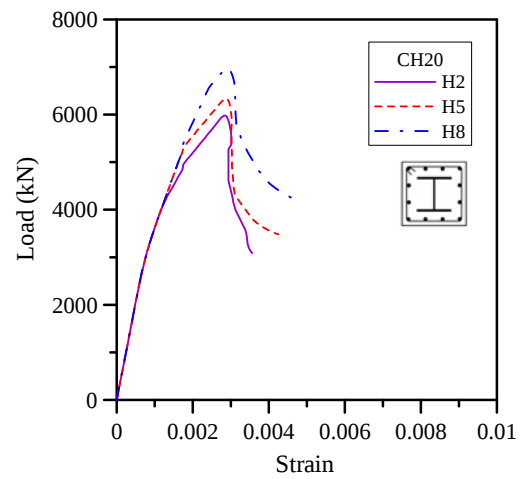


圖 4.9.2 鋼骨強度-主筋 2

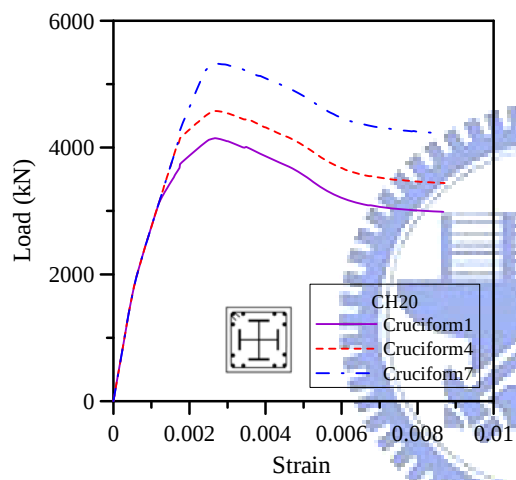


圖 4.9.3 鋼骨強度-主筋 3

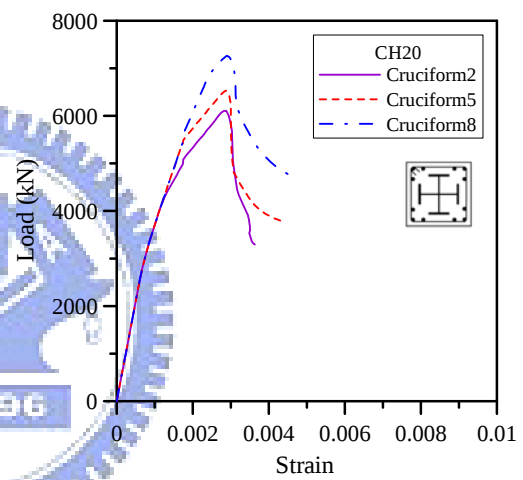


圖 4.9.4 鋼骨強度-主筋 4

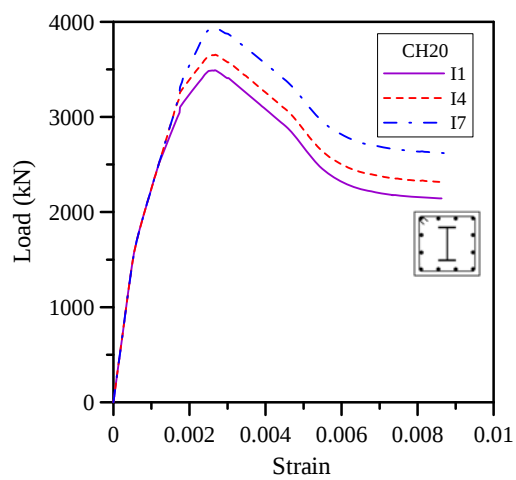


圖 4.9.5 鋼骨強度-主筋 5

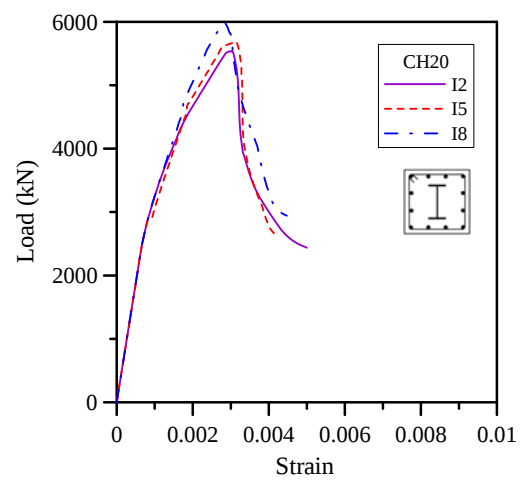


圖 4.9.6 鋼骨強度-主筋 6

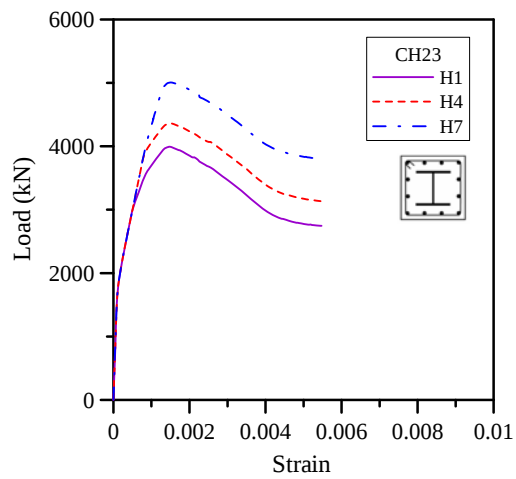


圖 4.10.1 鋼骨強度-箍筋 1

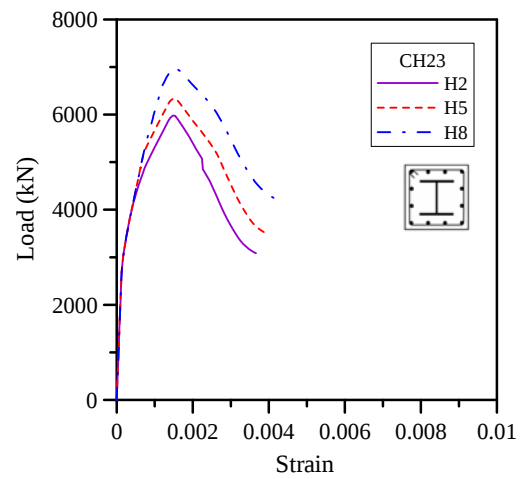


圖 4.10.2 鋼骨強度-箍筋 2

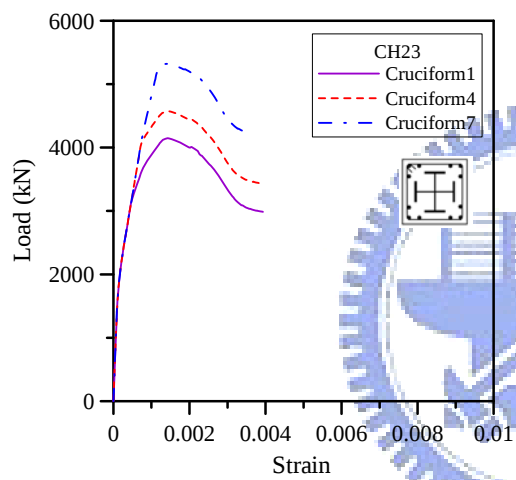


圖 4.10.3 鋼骨強度-箍筋 3

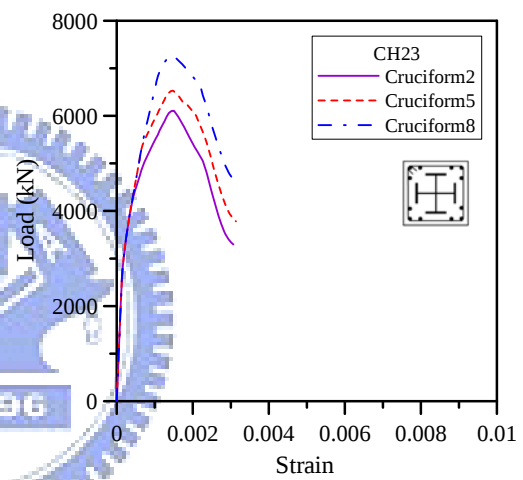


圖 4.10.4 鋼骨強度-箍筋 4

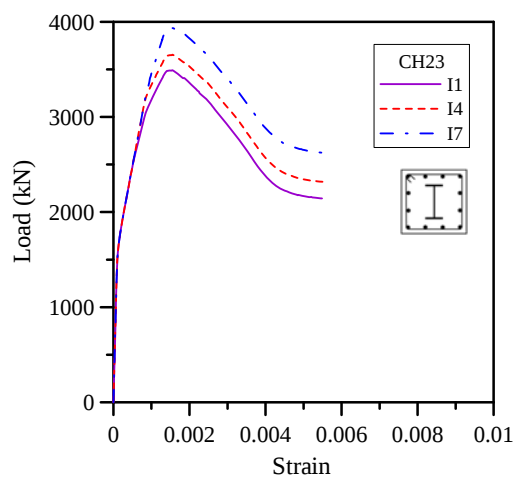


圖 4.10.5 鋼骨強度-箍筋 5

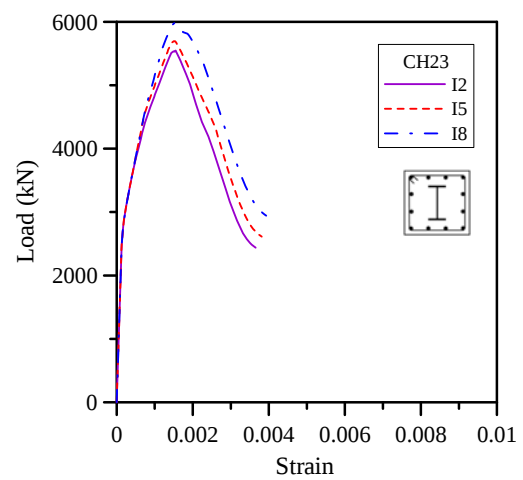


圖 4.10.6 鋼骨強度-箍筋 6

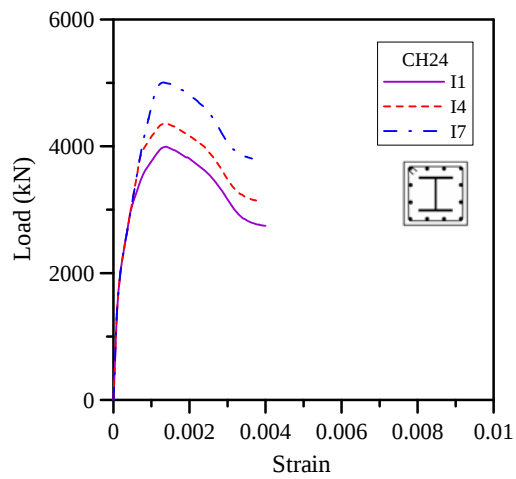


圖 4.10.7 鋼骨強度-箍筋 7

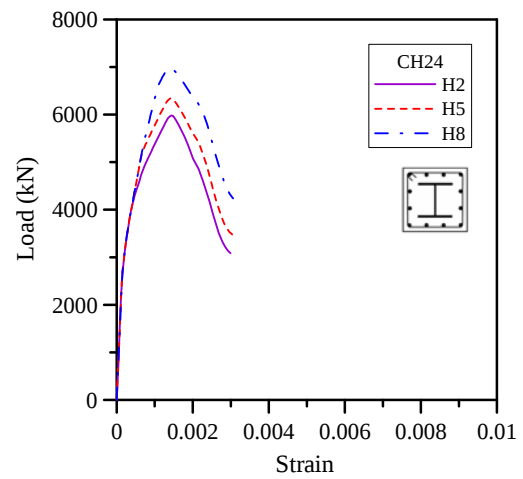


圖 4.10.8 鋼骨強度-箍筋 8

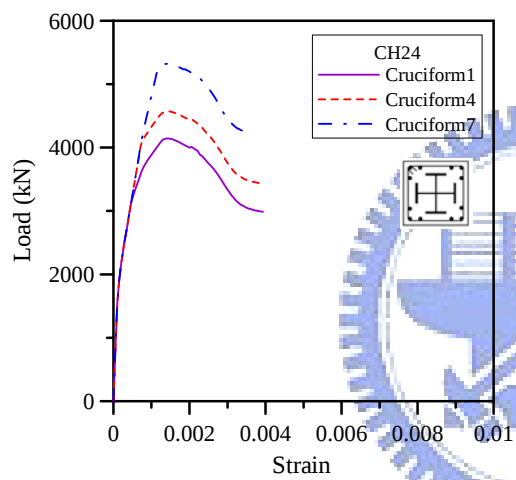


圖 4.10.9 鋼骨強度-箍筋 9

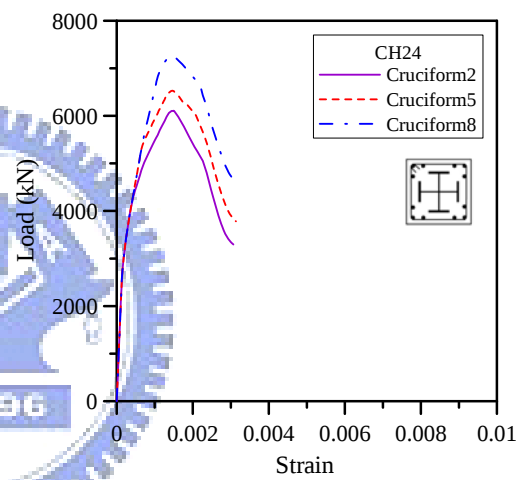


圖 4.10.10 鋼骨強度-箍筋 10

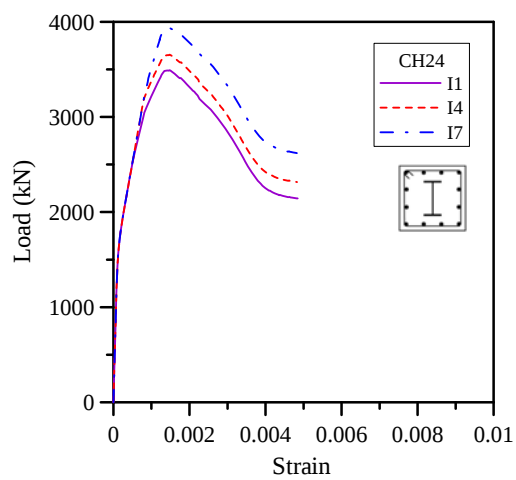


圖 4.10.11 鋼骨強度-箍筋 11

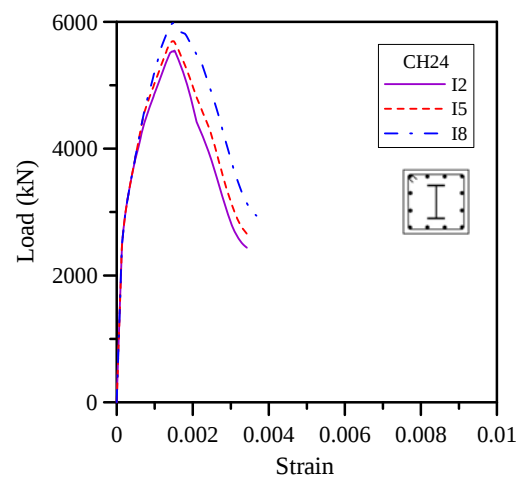


圖 4.10.12 鋼骨強度-箍筋 12

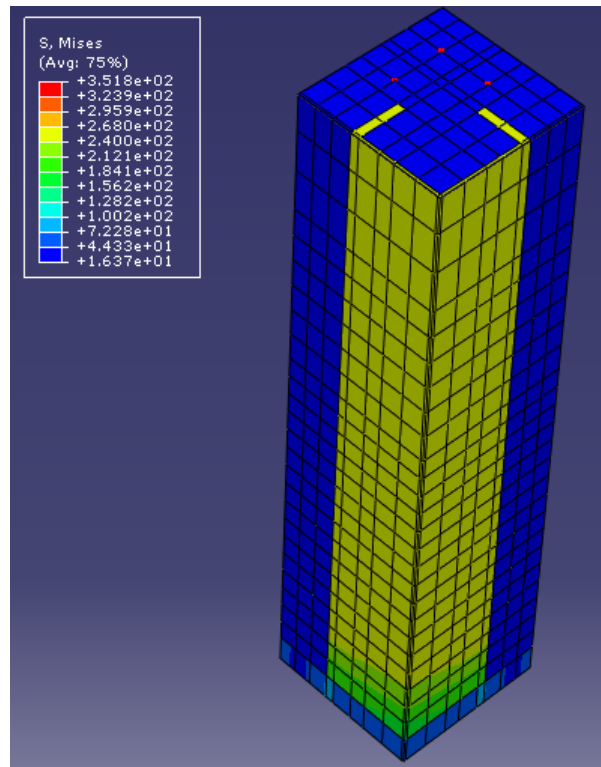


圖 4.11.1 Von Mises 應力-Cruciform1

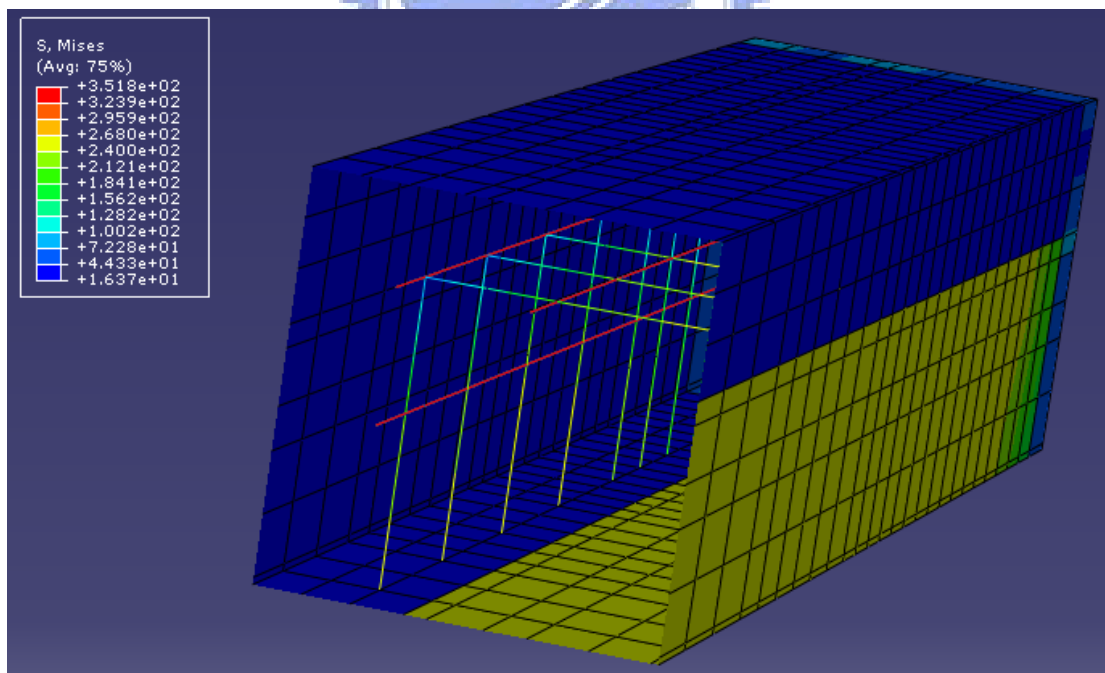


圖 4.11.2 Von Mises 應力-Cruciform1 主筋、箍筋

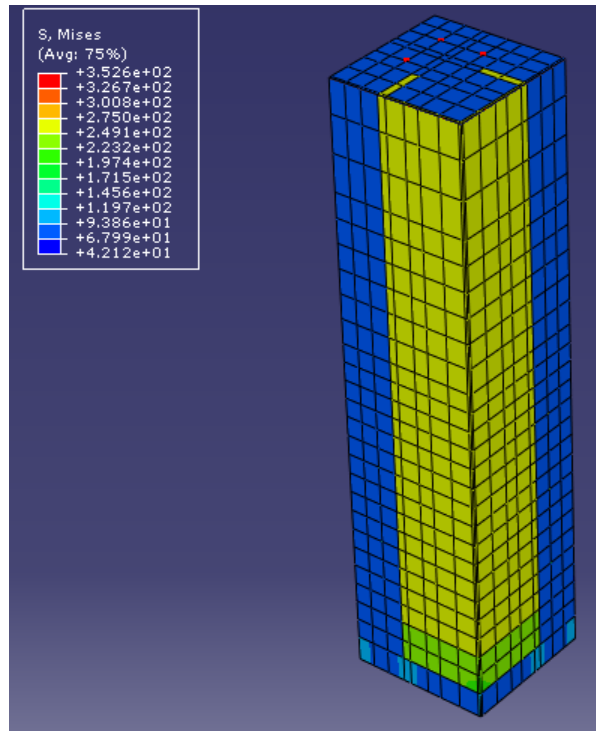


圖 4.12.1 Von Mises 應力-Cruciform3

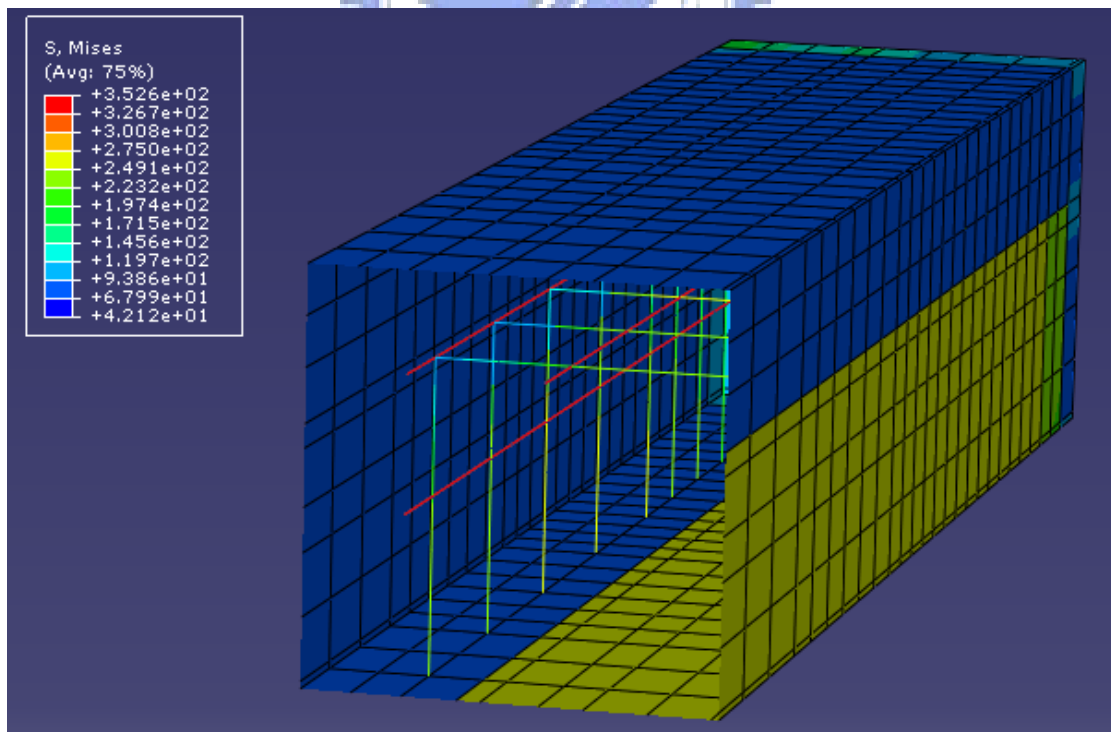


圖 4.12.2 Von Mises 應力-Cruciform3 主筋、箍筋

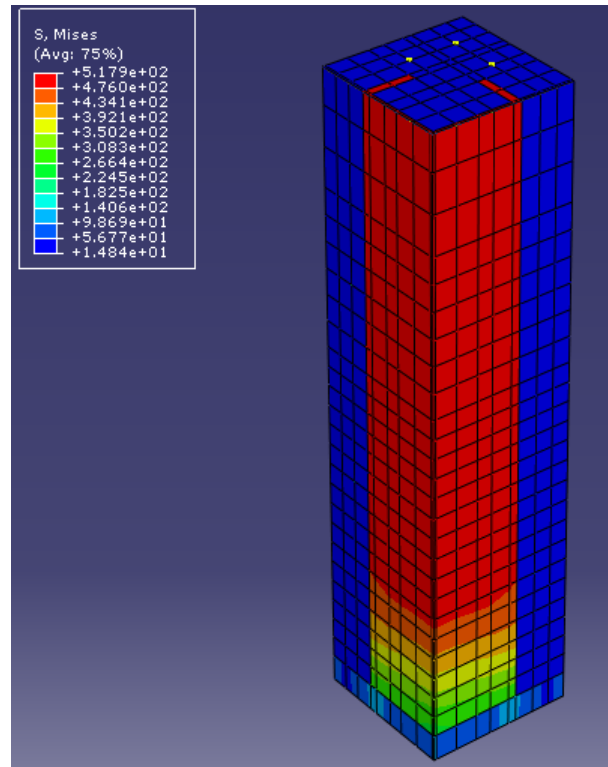


圖 4.13.1 Von Mises 應力-Cruciform7

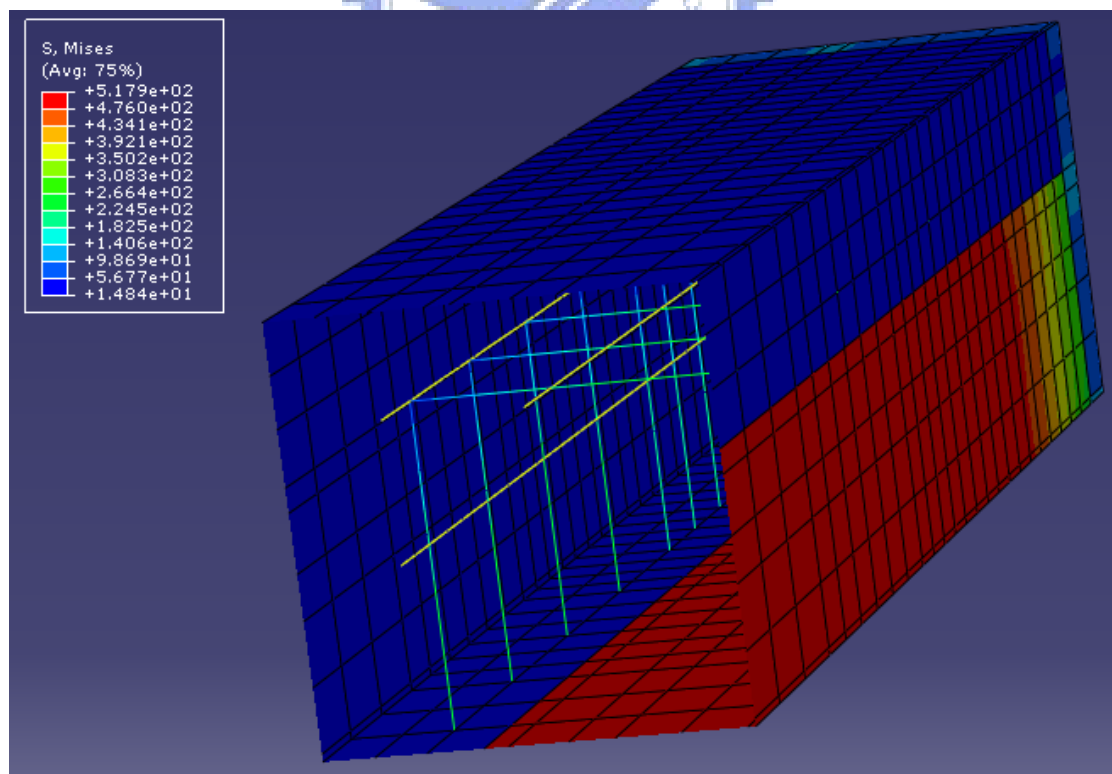


圖 4.13.2 Von Mises 應力-Cruciform7 主筋、箍筋

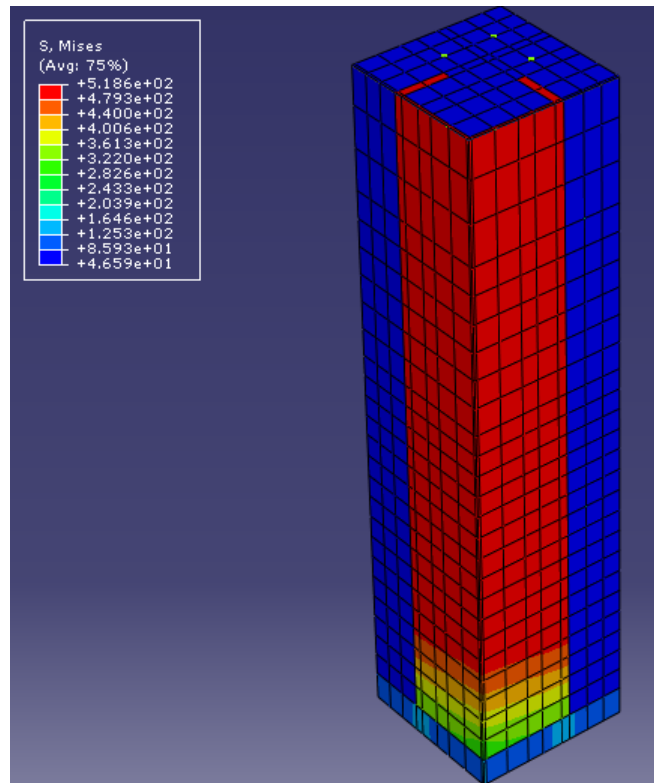


圖 4.14.1 Von Mises 應力-Cruciform9

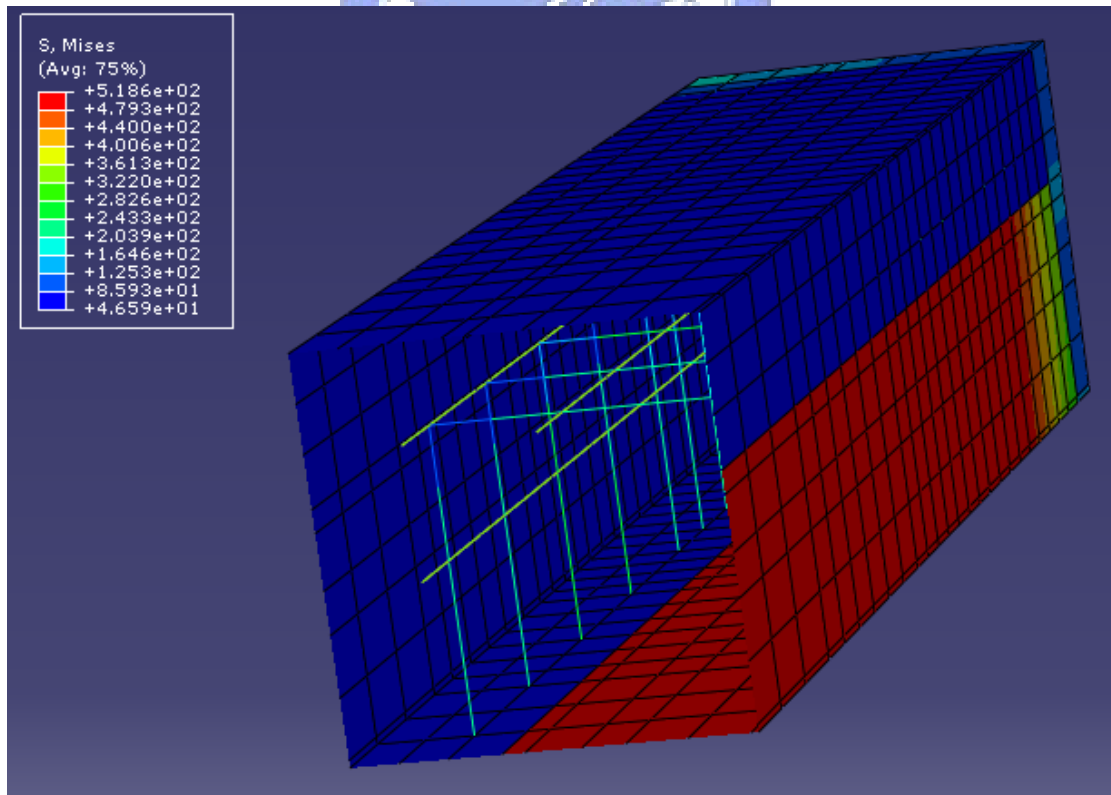


圖 4.14.2 Von Mises 應力-Cruciform9 主筋、箍筋

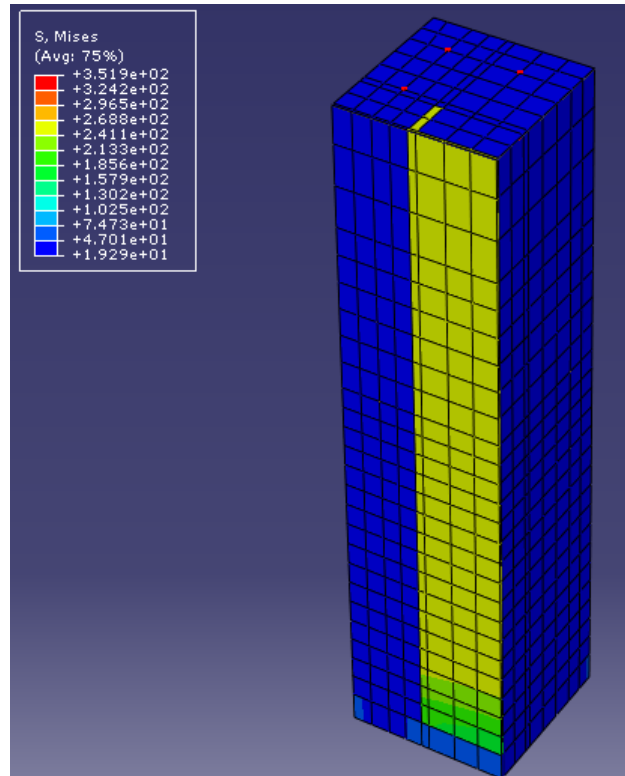


圖 4.15.1 Von Mises 應力-I1

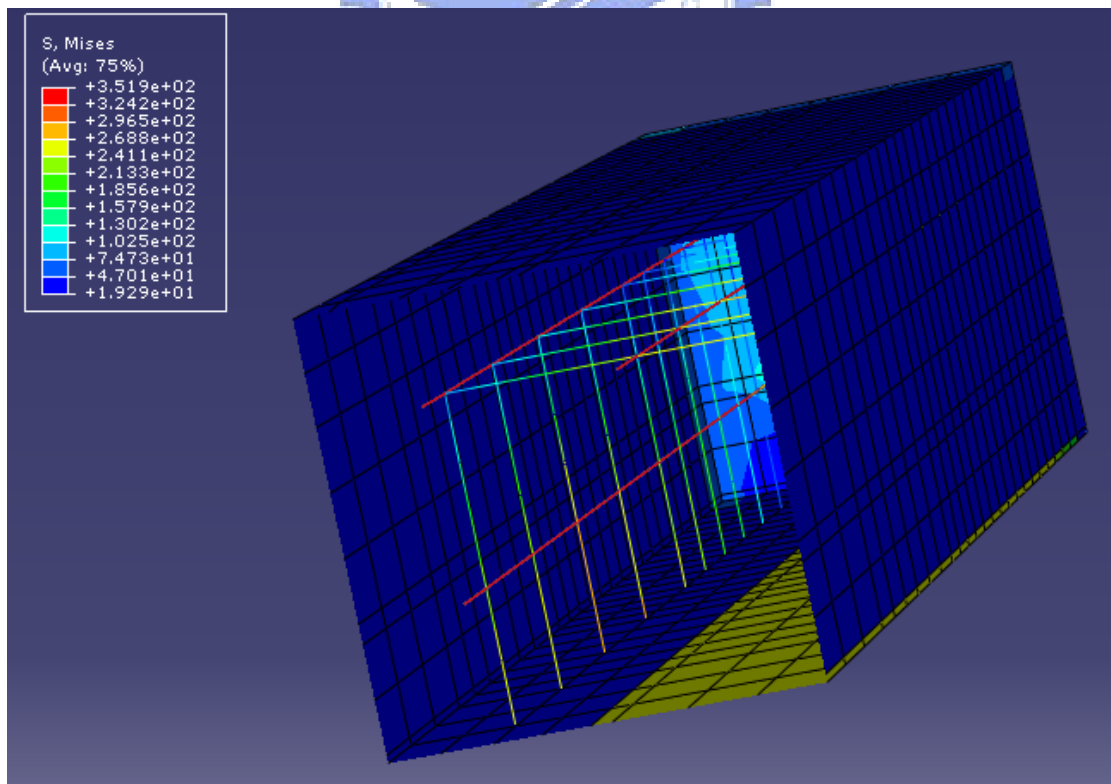


圖 4.15.2 Von Mises 應力-I1 主筋、箍筋

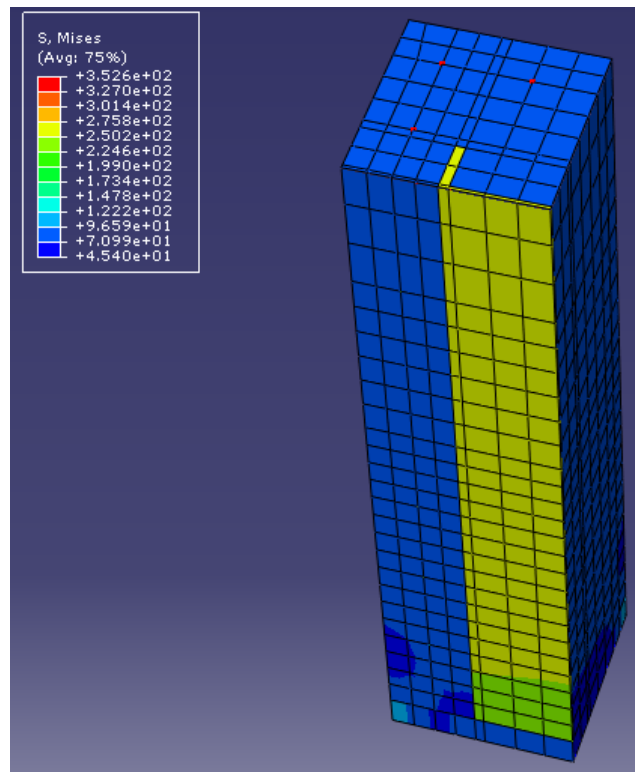


圖 4.16.1 Von Mises 應力-I3

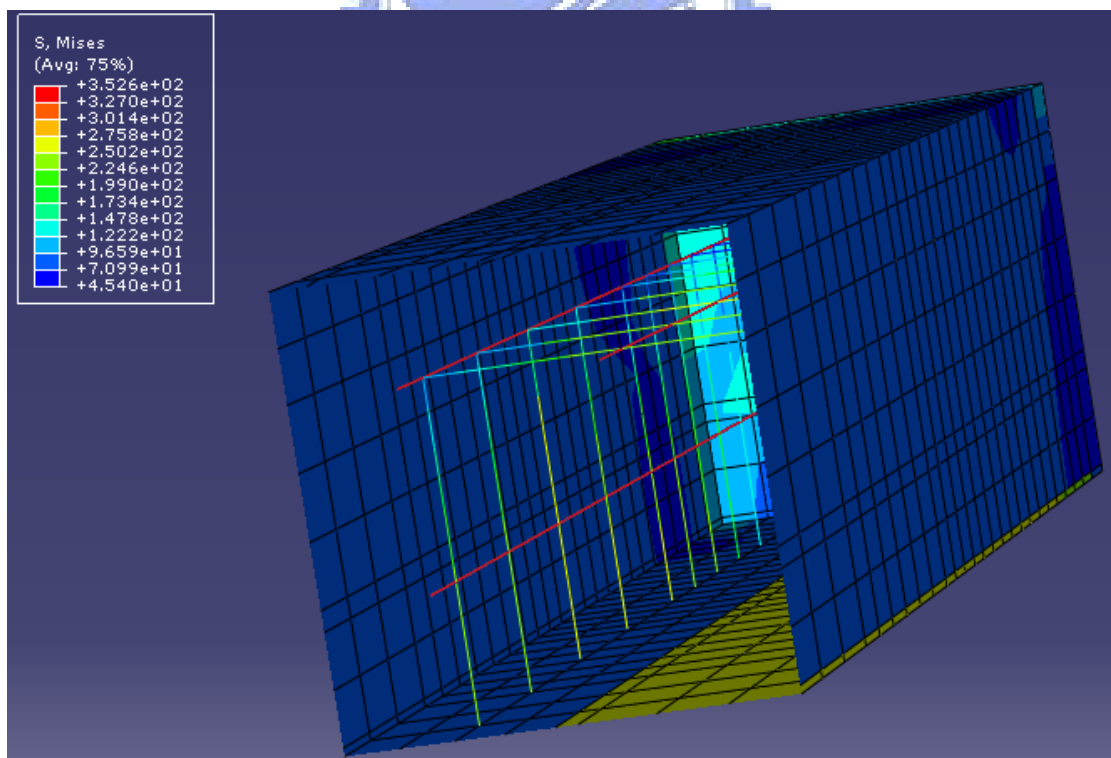


圖 4.16.2 Von Mises 應力-I3 主筋、箍筋

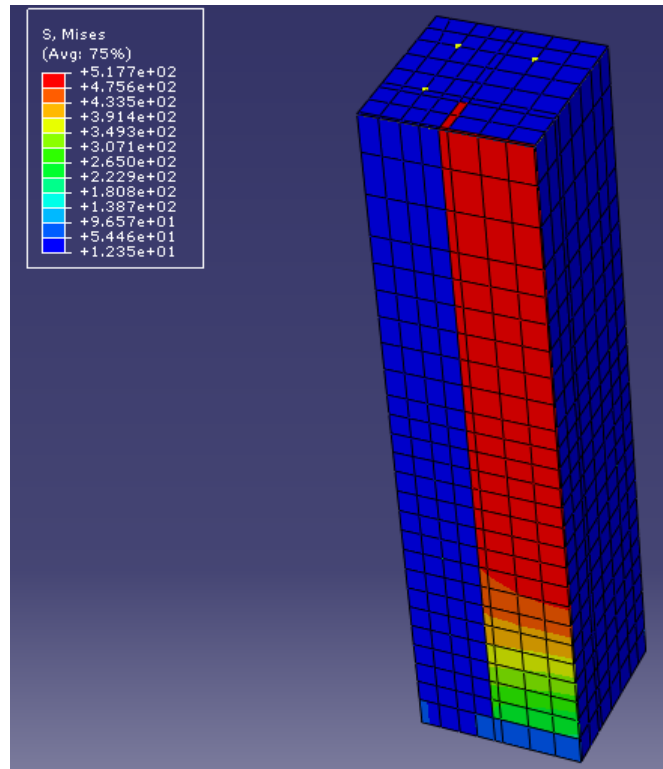


圖 4.17.1 Von Mises 應力-I7

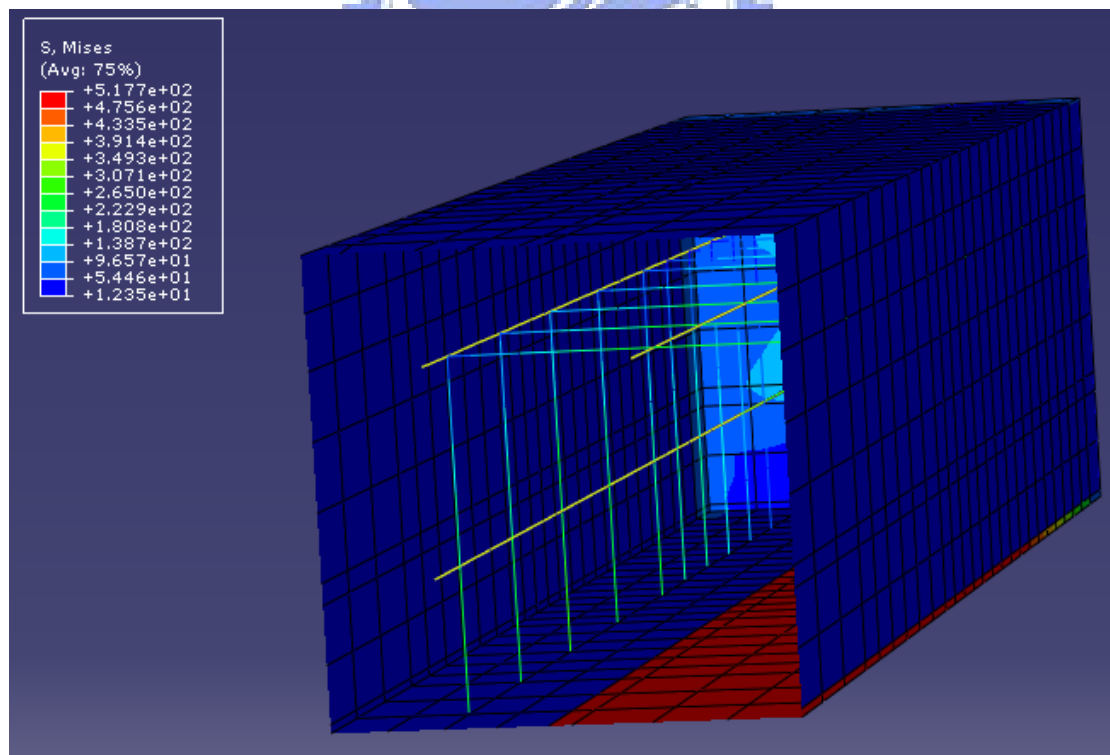


圖 4.17.2 Von Mises 應力-I7 主筋、箍筋

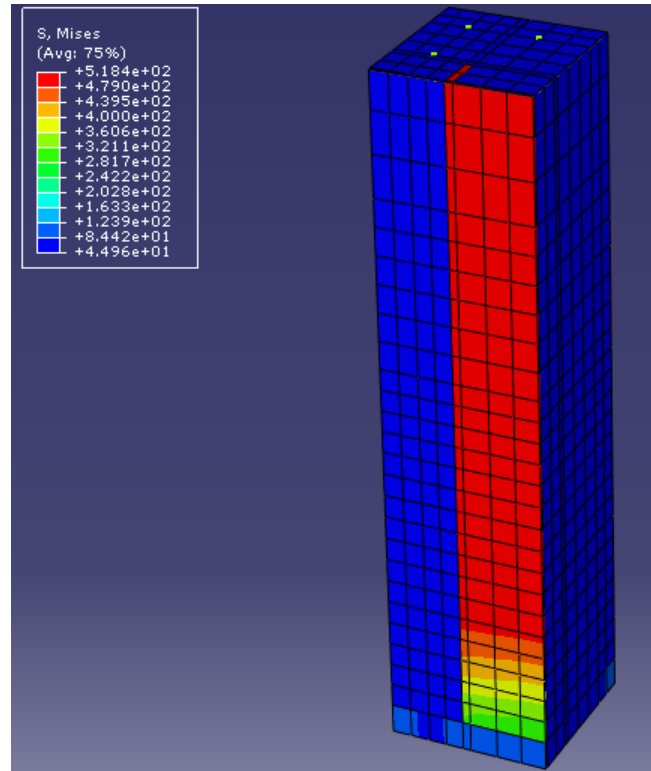


圖 4.18.1 Von Mises 應力-19

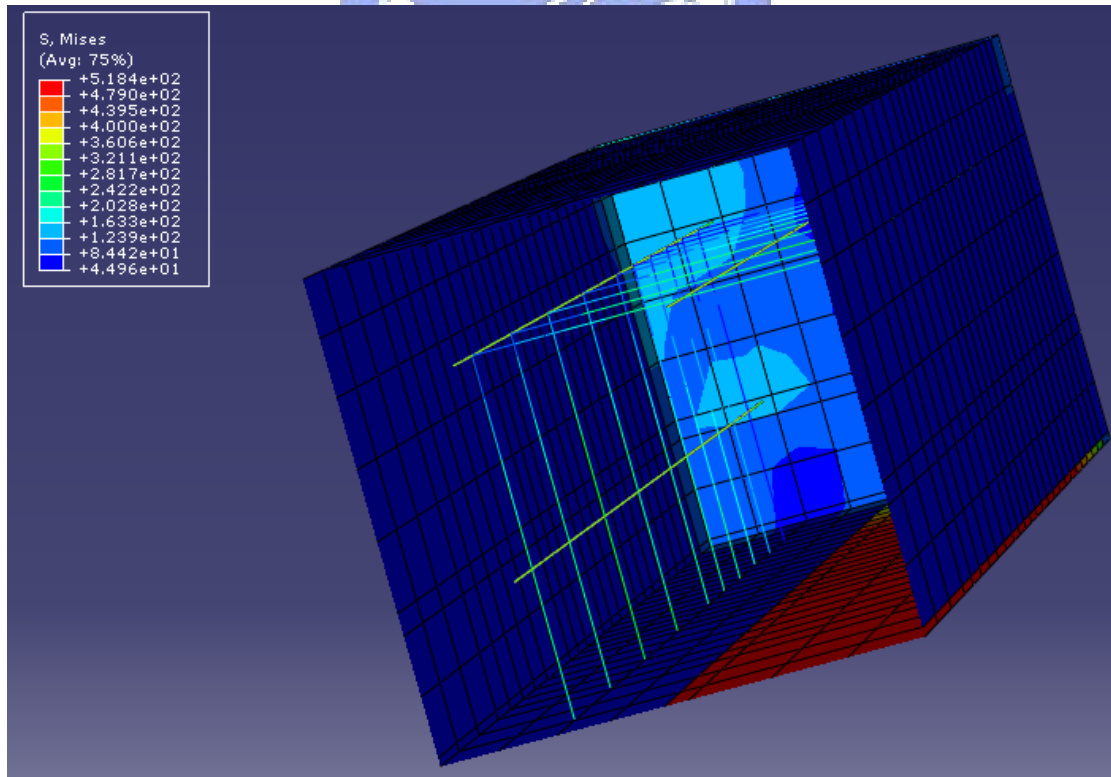


圖 4.18.2 Von Mises 應力-19 主筋、箍筋