

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

鋼骨鋼筋混凝土柱圍束箍筋量
之試驗與耐震設計



研究生：李讓

指導教授：翁正強博士

中華民國九十四年六月

鋼骨鋼筋混凝土柱圍束箍筋量
之試驗與耐震設計

**ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON
SEISMIC DESIGN OF HOOP REINFORCEMENT
OF SRC COLUMNS**

研究生：李讓

Student : R. Lee

指導教授：翁正強博士

Advisor : Dr. 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

June 2005

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

鋼骨鋼筋混凝土柱圍束箍筋量 之試驗與耐震設計

研究生：李讓

指導教授：翁正強 博士

國立交通大學 土木工程研究所

摘要

本研究進行 20 支包覆型鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)短柱試體之軸向抗壓試驗，並依據力學原理探討耐震設計時 SRC 柱中所需之圍束箍筋用量。由於 SRC 柱中有鋼骨存在，鋼骨的翼板可以對 SRC 柱內之混凝土發揮圍束功能，因此本研究乃針對 SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」的變化作為主要參數，來探討鋼骨翼板對混凝土圍束效應之影響。試驗結果顯示，鋼骨翼板寬度愈寬確實能夠對 SRC 柱核心混凝土提供愈好的圍束作用，因此對於鋼骨翼板較寬之 SRC 柱，將可以適當的減少其圍束箍筋用量。另一方面，試驗結果亦顯示，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，本研究嘗試提出一套 SRC 柱圍束箍筋量之耐震設計新方法，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，使得設計時 SRC 柱中所需之圍束箍筋量能合理的放寬，此一新設計法除了具有經濟效益之外，亦有助於簡化 SRC 柱箍筋施工的複雜度。

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土(SRC)，短柱試驗，圍束箍筋，耐震設計，鋼骨翼板寬度，鋼骨用量，圍束效應，高度圍束區混凝土

ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC DESIGN OF HOOP REINFORCEMENT OF SRC COLUMNS

Student : R. Lee

Advisor : Dr. C. C. Weng

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

The objective of this study is to investigate both analytically and experimentally on the seismic requirement of hoop reinforcements of steel reinforced concrete (SRC) columns. The experimental work emphasizes the parameter of “flange width” which is considered to provide effective concrete confinement. Two analytical models called “triangle” and “rectangle” model are considered for SRC columns with imbedded H shape and cross-H shape steel section to consider the contribution of concrete confinement provided by the steel flanges. The test results of 20 stub SRC columns are compared with the results of hoop reinforcements designed according to the ACI-318 code (2002), AISC-Seismic Provisions (2002) and the two new design approaches adopted in this study. Based on the test results and analytical study, a new method is proposed to evaluate the hoop reinforcement required for the seismic design of SRC columns. The new proposed design method shows that the amount of hoop reinforcement required for SRC columns can be reasonably reduced if the contribution of the concrete confinement provided by the steel flanges and the amount of steel used in the SRC column are properly considered.

Key Words : SRC, Stub Column Test, Hoop Reinforcement, Seismic Design, Steel Flange, Amount of Steel, Concrete Confinement, Highly Confined Concrete

誌謝

本研究惠蒙吾師 翁正強教授於論文悉心之指導，方使得本文得以順利完成，也令學生對於研究的方法與處事的態度上有豐富之收穫，在此獻上最誠摯的感謝。同時，論文口試期間，承蒙交通大學土木工程系師長 王彥博教授、陳誠直教授以及 周中哲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。

感謝同門學長 暉順、宗翰、振益及同門學弟 俊銘、信賓、永興等，於研究期間給予諸多的協助與鼓勵；亦感謝好友 博育、濬鴻、俊翰等於日常生活的陪伴與照顧，在此獻上最誠摯的祝福。

最後，僅將本論文獻給我最親愛的母親，感謝她在我求學過程中給予完全的支持與最溫暖的關懷，若無她默默的付出、寬容與體諒，吾人將無法順利完成學業。在此，僅以小小之著作獻給我最愛的媽媽。



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.....	xi
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機.....	2
1.3 研究內容.....	4
第二章 國內外相關設計規範與文獻.....	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 我國 SRC 構造設計規範.....	9
2.2 相關文獻回顧.....	11
第三章 SRC 短柱軸向載重試驗：耐震設計箍筋量之探討.....	15
3.1 試驗計劃.....	15
3.2 材料試驗.....	16
3.3 試體設置與程序.....	16
3.4 本研究於試驗中採用的 SRC 柱圍束箍筋量之設計法.....	16
3.4.1 (ACI) _M 圍束箍筋量設計法.....	17

3.4.2 (AISC) _M 圍束箍筋量設計法.....	18
第四章 試驗結果與討論.....	20
4.1 SRC 短柱試體受軸壓之破壞行為探討.....	20
4.2 SRC 柱內「鋼骨用量」對圍束箍筋需求量之影響.....	21
4.3 SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」對圍束箍筋需求量之影響.....	22
4.3.1 試體韌性之比較：不同鋼骨翼板寬度，但配置相同 箍筋量之試體.....	23
4.3.2 試體韌性之比較：不同鋼骨翼板寬度，且配置不同 箍筋量之試體.....	23
4.4 試驗中採用的四種圍束箍筋量設計法之比較與討論.....	25
4.4.1 ACI-318 設計法.....	25
4.4.2 AISC-Seismic Provisopns 設計法.....	26
4.4.3 (ACI) _M 設計法.....	26
4.4.4 (AISC) _M 設計法.....	26
4.5 SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性之影響.....	27
4.6 各規範計算 SRC 短柱標稱軸壓強度與試驗結果之比較.....	28
第五章 本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋量設計法.....	30
5.1 本研究建議法之設計理念.....	30
5.2 本研究建議法之 SRC 柱圍束箍筋量設計公式.....	30
5.3 本研究建議法之特色與合理性.....	32
第六章 結論與建議.....	36
6.1 結論.....	36
6.2 建議.....	37
參考文獻.....	38
附錄 A：(ACI)_M 設計法之公式推導過程.....	42
A.1 一般 RC 柱圍束箍筋之設計原理.....	42

A.2 包覆 H 型 SRC 柱圍束箍筋量之計算：三角形圍束模式[6].....	44
A.3 包覆十字型 SRC 柱圍束箍筋量之計算：矩形圍束模式[6].....	46
附錄 B：SRC 短柱與 RC 短柱之韌性比較.....	49
符號說明.....	52
表.....	55
圖.....	66
照片.....	121



表目錄

	頁數
表 3.1 本研究之 SRC 短柱試體之編號與鋼骨、鋼筋及箍筋用量.....	55
表 3.2 SRC 短柱試體之鋼骨斷面肢材寬厚比檢核.....	56
表 3.3 本研究 SRC 短柱試體之材料強度.....	57
表 4.1 SRC 短柱試體依正規化之軸力-位移曲線圖計得之正規化應變能.....	58
表 4.2 依各規範計算所得之 SRC 短柱試體的標稱軸壓強度.....	59
表 4.3 各規範計算所得之標稱強度與 SRC 短柱試體極限軸壓強度之 比值比較.....	59
表 5.1 本研究建議法與相關設計規範對 SRC 柱圍束箍筋用量之折減 參數的比較.....	60
表 5.2 本研究建議法與相關設計規範所求得之 SRC 柱最小箍筋需求量 之比較.....	61
表 5.3 SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋量折減係數 的影響: 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱.....	62
表 5.4 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關 設計法所求得之箍筋量折減係數的影響: 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱.....	63
表 5.5 SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋量折減係數 的影響: 包覆十字型鋼骨 SRC 柱.....	64
表 5.6 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關 設計法所求得之箍筋量折減係數的影響: 包覆十字型鋼骨 SRC 柱.....	65

圖目錄

	頁數
圖 1.1 包覆 H 型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[3、5].....	66
圖 1.2 包覆十字型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[6].....	66
圖 1.3 三角形圍束模式[6].....	67
圖 1.4 矩形圍束模式[6].....	67
圖 1.5 包覆 H 型 SRC 柱中混凝土之應力-應變曲線[5].....	68
圖 2.1 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.....	69
圖 2.2 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.....	70
圖 3.1 本研究各系列之 SRC 短柱試體之斷面配置圖.....	71
圖 3.2 本研究 SRC 短柱試體之分類.....	74
圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖.....	75
圖 4.2 SRC 短柱試體 H0 系列沿鋼骨腹板方向形成之弱面.....	85
圖 4.3 SRC 短柱試體 B12 系列沿鋼骨翼板方向形成之弱面.....	85
圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖.....	87
圖 4.5 鋼骨翼板寬度不同但配置相同箍筋量之 SRC 短柱試體之 「正規化」軸力-位移曲線圖的比較.....	96
圖 4.6 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之 「正規化」軸力-位移曲線圖的比較.....	98
圖 4.7 鋼骨翼板寬度不同但配置相同箍筋量之 SRC 短柱試體之 「正規化應變能」大小的比較.....	100
圖 4.8 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之 「正規化應變能」大小的比較.....	102

圖 4.9	SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性的影響：當 SRC 柱內之用鋼量及鋼骨型式均相同的情形下.....	105
圖 5.1	本研究建議法與 ACI-318 規範對 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土面積(圖中淺灰色部分)的比較：當採用包覆 H 型鋼骨之 SRC 柱時的狀況.....	108
圖 5.2	本研究建議法與 ACI-318 規範對 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土面積(圖中淺灰色部分)的比較：當採用包覆十字型鋼骨之 SRC 柱時的狀況.....	109
圖 5.3	本研究建議法與 ACI-318 規範對 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土面積(圖中淺灰色部分)的比較：當採用包覆填充型鋼管之 SRC 柱時的狀況.....	110
圖 5.4	當 SRC 柱內之鋼骨翼板無法對柱核心混凝土提供圍束之情形.....	111
圖 5.5	不同設計法所求得 SRC 柱箍筋的容許最大間距之比較：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱.....	112
圖 5.6	不同設計法所求得 SRC 柱箍筋的容許最大間距之比較：包覆十字型鋼骨 SRC 柱.....	112
圖 5.7	不同設計法所求得 SRC 柱箍筋的容許最大間距之比較：包覆填充型鋼管 SRC 柱.....	113
圖 5.8	SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱.....	114
圖 5.9	SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱.....	114
圖 5.10	SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆十字型鋼骨 SRC 柱.....	115
圖 5.11	SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱.....	115

圖 A.1	受螺旋箍筋圍束之柱核心混凝土的受力行為.....	116
圖 A.2	受矩形橫箍筋圍束之柱核心混凝土的受力行為.....	117
圖 B.1	本研究 RC 短柱試體之斷面配置圖.....	118
圖 B.2	本研究 RC 短柱試體之軸力-位移曲線圖.....	119
圖 B.3	本研究 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖.....	119
圖 B.4	本研究 SRC 短柱試體與 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移 曲線圖的比較:當試體配置相同之箍筋量時.....	120
圖 B.5	本研究 SRC 短柱試體與 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移 曲線圖的比較:當試體配置不同之箍筋量時.....	120



照片目錄

	頁數
照片 3.1 本研究試體採用之圍束箍筋型式.....	121
照片 3.2 本研究以 MTS 加壓器進行 SRC 短柱抗壓試驗之情形.....	121
照片 3.3 H12 系列之 SRC 柱試體箍筋配置情形：各試體之箍筋量計算法 由左而右分別為(a) (AISC) _M 、(b) AISC、(c) (ACI) _M 、(d) ACI.....	122
照片 4.1 SRC 短柱試體沿鋼骨腹板弱面方向之垂直裂縫(當位移達 Δ_{p_0} 時).....	123
照片 4.2 SRC 短柱試體 B12 系列沿鋼骨翼板弱面方向之垂直裂縫 (當位移達 Δ_{p_0} 時)	124
照片 4.3 SRC 柱試體 H12-(ACI) _M -S9 之破壞行為： 依(ACI) _M 方法配置箍筋，箍筋間距 90mm.....	125
照片 4.4 SRC 柱試體 C4-AISC-S17 之破壞行為： 依 AISC 方法配置箍筋，箍筋間距 170mm.....	126
照片 4.5 SRC 柱試體 C4-(AISC) _M -S23 之破壞行為： 依(AISC) _M 方法配置箍筋，箍筋間距 230mm.....	127

第一章 緒論

1.1 前言

台灣位處菲律賓與歐亞板塊之環太平洋地震帶，自從 921 集集大地震後，台灣民眾對建築物耐震能力與安全性的要求大幅提高，近年來在國內新增的建築中，鋼骨鋼筋混凝土構造（Steel Reinforced Concrete，SRC）所佔的比例明顯增加，顯示這種新型的建築構造日益受到民眾歡迎。內政部統計自民國八十五年至九十一年之間，國內 SRC 建築申請使用建築執照之總樓地板面積的資料顯示，SRC 建築佔全國申請使用建築執照之總樓地板面積的比例由 6.6 % 逐漸提升至 20.1 %。

鋼骨鋼筋混凝土(SRC)構造由於結合了鋼骨(S)與鋼筋混凝土(RC)兩種材料，使得它兼具這兩種材料的特色。而一經過適當設計的 SRC 構造，可以具有以下優點：

(一) SRC 構造相對於一般鋼骨構造：

1. SRC 建築的梁柱勁度較大，可以彌補一般鋼骨建築的梁柱勁度相對較低的不足。
2. 以 SRC 柱取代純鋼柱，可以有效增加建築物的勁度，減少大樓側向位移。
3. SRC 柱利用混凝土抗壓的優點，提高柱的抗壓能力，有助於降低成本，並可減少超厚鋼板的使用，減少發生銲接缺陷的機率。
4. 包覆鋼骨的混凝土可以成為良好的防火被覆，且可以有效的減少鋼骨發生局部挫曲。

(二) SRC 構造相對於一般鋼筋混凝土構造：

1. 採用 SRC 柱取代傳統 RC 柱，能夠減少柱斷面積，增加實際可用空間。

2. 若採用鋼管混凝土柱，可在不增加柱斷面積的情況下，提高柱的抗壓強度與建築物之勁度。
3. 若採用鋼管混凝土柱，鋼管亦是澆注混凝土時的模板，並可以提供混凝土良好的圍束效應，提高混凝土的抗壓能力。
4. SRC 構造可以減少混凝土使用量，亦即有助於減少砂石開採對環境生態的破壞。

由於SRC構造具有上述之優點，在國際間已經有許多國家對於SRC構造進行深入之研究，如日本、美國、中國大陸以及台灣等，而其中又以日本研究之成果最為豐盛。值得一提的是，多年來由於我國「建築技術規則」並未明訂SRC構造設計相關規定，使得國內工程師在SRC構造設計方面缺乏依循的標準。基於此一需求，內政部乃委託結構工程學會進行SRC設計規範研究，並由交通大學翁正強教授擔任計劃主持人。經過研究小組多年的努力，廣泛徵詢學者專家之意見，我國「SRC構造設計規範草案」[1]於2003年底經過內政部審議通過。

內政部復於2004年一月十六日公佈「建築技術規則」部分修正條文，在「建築技術規則」的建築構造編增列「第七章：鋼骨鋼筋混凝土構造」，由第496至520條明訂SRC構造設計相關規定。內政部並明訂我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」[2]自2004年七月一日起正式施行。從此以後，國內從事SRC構造設計之業者與審查機構將可以有明確的SRC構造設計規範可以依循。

1.2 研究動機

SRC柱中由於有鋼骨的存在，因此當SRC柱受軸向載重時，斷面中混凝土受圍束之情形將有別於一般純RC柱。由Mirza等[3~5]針對包覆H型SRC柱之研究成果顯示，鋼骨翼板與腹板對混凝土之圍束區域約呈拋物線狀，顯示鋼骨可對核心混凝土提供良好的圍束效果，如圖1.1所示；另一方面，1998年翁正強等[6]進一步考量包覆十字型鋼骨對混凝土之圍束區域，如圖1.2所示。基於此一概

念，1998 年翁正強等[6]嘗試簡化此拋物線狀之區域來考量圍束箍筋量之設計，初步建議對於包覆 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」，分別如圖 1.3 及圖 1.4 所示。為了考量鋼骨對混凝土圍束效應之貢獻，將 SRC 柱斷面中混凝土受圍束的情形分為三種不同的區域：一為「高度圍束區域」(Highly Confined Area) (如圖 1.3 及圖 1.4 中之深灰色標示部份)，即受鋼骨翼板所圍束之混凝土；二為「普通圍束區」(Ordinarily Confined Area) (如圖 1.3 及圖 1.4 中淺灰色標示部份)，即箍筋內側之混凝土但不包含上述鋼骨翼板所包圍之區域；三為「完全未受圍束區域」(Unconfined Area) (如圖 1.3 及圖 1.4 中空白部份)，即箍筋外圍之混凝土部份。

此外，由於包覆型 SRC 柱中各圍束區域之混凝土受到的圍束效應皆不相同，因此對於混凝土抗壓強度的考量亦有所差異。圖 1.5 顯示 Mirza 等在考慮包覆 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。該應力-應變曲線圖主要係由 Mander 等[7]之混凝土在不同圍束情形下的應力-應變關係中修正求得，由圖 1.5 中可知當 SRC 柱中之混凝土完全未受到圍束作用時，混凝土應力達極限強度後即迅速遞減。但若 SRC 柱中之混凝土受到良好的圍束作用，則混凝土之極限應變可相對增加，尤其在高度圍束區混凝土之應力幾乎不因應變的增加而遞減。另一方面，有關包覆十字型鋼骨 SRC 柱中考慮混凝土受高度圍束、普通圍束及未受圍束情形之應力-應變曲線，本研究亦參考圖 1.5 中 Mirza 等所建議之結果。

在我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」公佈之前，國內設計者在設計 SRC 柱之圍束箍筋時大多引用美國的設計規定，如 ACI-318 (American Concrete Institute) 混凝土設計規範[8]與 AISC (American Institute of Steel Construction) 鋼結構設計規範[9、10]等。值得注意的是，於上述三種設計規範中，在設計 SRC 柱圍束箍筋量時，皆未考慮到「鋼骨翼板寬度變化」對 SRC 柱內混凝土圍束效應的影響，因此其設計公式之合理性仍然有待更進一步之探討。

基於上述緣由，為了考量包覆型 SRC 柱內鋼骨翼板對混凝土圍束效應的貢獻，本研究將針對柱內鋼骨(H 型及十字型)翼板寬度的變化作為主要之試驗參數，深入探討鋼骨翼板寬度之變化對 SRC 柱內圍束箍筋需求量的影響。

1.3 研究內容

本文共分為六章。本章首先介紹 SRC 構造之特色，並說明本研究之研究動機。

第二章中分為兩個部份，首先針對國內外 SRC 構造相關規範作一介紹與較深入的探討，包括美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範、美國 AISC 鋼構造設計規範與我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，最後介紹有關 SRC 柱及 RC 柱的相關研究成果與文獻回顧。

第三章中，針對本研究之 SRC 短柱軸向載重試驗之試驗規劃作一說明，其中包括試驗計劃、材料試驗、試驗設置與程序及本研究於試驗中採用的 SRC 柱圍束箍筋量之設計法。

第四章說明試驗中觀察之現象，並將試驗所得結果作完整的討論與整理。包括 SRC 短柱試體受軸壓之破壞行為探討、SRC 柱內「鋼骨用量」對圍束箍筋需求量之影響、SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」對圍束箍筋需求量之影響、試驗中採用的四種圍束箍筋量設計法之比較與討論、SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性之影響及各規範計算 SRC 短柱標稱軸壓強度與試驗結果之比較。

第五章中詳述本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋量設計法，其中包括本研究建議法之設計理念、本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋量設計公式及本研究建議法之特色與合理性。

第六章中對於試驗研究成果作一初步的結論並提出建議。

其後為本研究所參考之相關規範與研究文獻、附錄、符號說明、表、圖及照

片。



第二章 國內外相關設計規範與文獻

2.1 國內外 SRC 構造相關規範

在 SRC 柱之圍束箍筋量設計方面，目前美國 ACI-318 規範(2002)僅對一般 RC 柱之圍束箍筋量有相關要求，對 SRC 柱之箍筋設計尚無明文規定；而 AISC-Seismic Provisions(2002)[9]雖然已考慮到 SRC 柱中之鋼骨對分擔柱軸力之貢獻，但並未考慮「鋼骨翼板寬度」對核心混凝土圍束效應之影響。以下將分別針對國內外相關設計規範中對於 SRC 柱之設計受壓強度與圍束箍筋量之設計法作一簡要說明。

2.1.1 美國 ACI 設計規範

美國 ACI-318 設計規範(2002)以極限強度設計法設計 SRC 構材，主要是將鋼骨換算成等值之鋼筋量，再依設計 RC 構造之方式進行設計。依據 ACI-318 規範對於合成受壓構材之軸向最大設計強度為：

$$\phi P_n = \phi 0.85 \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \quad (2-1)$$

其中 $\phi = 0.65$ 為強度折減係數； P_n 為構件之軸向標稱強度； f'_c 為混凝土之抗壓強度； f_y 為鋼材之降伏應力； A_g 為構材之全斷面積； A_{st} 為鋼骨之斷面積，橫向箍筋內之縱向鋼筋併入 A_{st} 計算。

此外，ACI-318 規範第 21 章 21.4.4 節中規定矩形 RC 柱之閉合箍筋之總斷面積(A_{sh})不得小於下列二式之規定：

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

及

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (2-3)$$

其中 s 為柱圍束箍筋之間距； h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度； F_{yh} 為圍束箍筋之降伏應力； A_{ch} 為受箍筋圍束部分柱核之斷面積。公式(2-3)係考慮將公式(2-2)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。

另一方面，ACI-318 規範考量若柱中採用螺箍筋或圓形閉合箍筋之圍束型式，因為螺箍柱對柱核心混凝土之圍束效應較矩形柱好，因此可採用較低體積比之箍筋。ACI-318 規範規定螺箍筋之體積比不得小於以下兩式之值：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2-4)$$

及

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (2-5)$$

2.1.2 美國 AISC 設計規範

美國 AISC-LRFD 設計規範(1999)[10]在設計 SRC 構材時亦是採取極限強度設計法，主要是將 RC 部分所提供之強度及勁度轉換成等效之鋼骨量，再依設計鋼構造之方式進行設計。依據 AISC-LRFD 規範對於合成受壓構材之軸向最大設計強度為：

$$\phi P_n = \phi A_s F_{cr} \quad (2-6)$$

其中 $\phi = 0.85$ 為強度折減係數； A_s 為鋼骨之斷面積； F_{cr} 為臨界壓力，依下式計算：

當 $\lambda_c \leq 1.5$ 時：

$$F_{cr} = \left(0.685^{\lambda_c^2} \right) F_{my} \quad (2-7)$$

當 $\lambda_c > 1.5$ 時：

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_{my} \quad (2-8)$$

其中 λ_c 依下式計算：

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_m \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} \quad (2-9)$$

其中 K 為有效長度係數；L 為構件之未支撐長度； r_m 為鋼骨或鋼管之迴轉半徑，對於鋼骨而言，此值不得小於合成構材在挫屈平面上斷面深度之 0.3 倍； F_{my} 為修正後之鋼骨降伏應力，依下式計算：

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} (A_r / A_s) + C_2 f'_c (A_c / A_s) \quad (2-10)$$

其中 F_y 為鋼骨之降伏應力； F_{yr} 為縱向鋼筋之降伏應力； A_r 為縱向鋼筋之斷面積； A_c 為混凝土之淨斷面積。

公式(2-9)中之 E_m 為修正後之鋼骨彈性模數，依下式計算：

$$E_{my} = E_s + C_3 E_c (A_c / A_s) \quad (2-11)$$

其中 E_s 為鋼骨之彈性模數； E_c 為混凝土之彈性模數。

公式(2-10)及公式(2-11)中之 C_1 、 C_2 及 C_3 為合成斷面之轉換係數，當合成構材為包覆型 SRC 斷面時：

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

當合成構材為鋼管混凝土斷面時：

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

再者，美國 AISC-Seismic Provisions(2002)Part II 中有關包覆型合成柱圍束箍筋配置之要求大部份均採用 ACI-318 規範中之規定，惟最小矩形閉合箍筋之總斷面積(A_{sh})改採下式計算：

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

其中 F_{ys} 為鋼骨之降伏應力； A_s 為鋼骨之斷面積； P_n 為合成柱之軸向標稱強度，其值依 AISC-LRFD Sect. I2 中之規定計算。

公式(2-12)係沿用公式(2-3)之基本架構，但因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(2-12)中之 $(1-F_{ys} A_s/P_n)$ 是一個折減係數，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。值得注意的是，公式(2-12)之計算方式僅考慮「鋼骨用量」之影響，而並未考慮「鋼骨翼板寬度」之變化對混凝土圍束效應的影響。這種現象可以由圖 2.1 與圖 2.2 之比較來加以說明，對於具有相同用鋼量但鋼骨翼板寬度不同之兩組 SRC 柱斷面，當依 AISC-Seismic Provisions 進行其所需之箍筋量設計，將會得到相同的箍筋量設計結果，似乎並不合理。

2.1.3 我國 SRC 構造設計規範

由於我國現行的鋼結構與RC結構設計規範主要是參考美國AISC及ACI規範而訂定，因此我國SRC規範的研擬乃朝向結合AISC與ACI規範的方向進行，目的在於使國內的S、RC、SRC三種設計規範能夠具有一貫性。再者，我國SRC規範亦有兼顧國內工程教育背景之考量，因此SRC規範的編寫方式係以大家熟悉的型式出現，以便於工程師使用。

在SRC構材強度之計算方面，我國SRC規範研究小組經過反覆討論後，建議以「強度疊加法」作為SRC構材強度之計算方法。該法係先將SRC構材中之鋼骨部分與RC部分，分別依照AISC鋼結構設計規範及ACI混凝土設計規範求得鋼骨與RC之個別強度，然後再予疊加以求得SRC構材之強度。

我國SRC規範對於合成受壓構件軸向最大設計強度為：

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} \quad (2-13)$$

其中 P_{ns} 為鋼骨部分之標稱受壓強度； P_{nrc} 為 RC 部分之標稱受壓強度； $\phi_{cs} = 0.85$ 為鋼骨部分之強度折減係數； ϕ_{crc} 為 RC 部分之強度折減係數：(1) 包覆型 SRC 柱：(i) 配置橫箍筋， $\phi_{crc} = 0.65$ ，(ii) 配置螺箍筋， $\phi_{crc} = 0.7$ ；(2) 鋼管混凝土柱：(i) 填充型鋼管混凝土柱， $\phi_{crc} = 0.75$ ，(ii) 包覆填充型鋼管混凝土柱， $\phi_{crc} = 0.7$ 。

當 $\lambda_c \leq 1.5$ 時：

$$P_n = [\exp(-0.419\lambda_c^2)] F_{ys}A_s \quad (2-14)$$

當 $\lambda_c > 1.5$ 時：

$$P_{ns} = (0.877/\lambda_c^2)F_{ys}A_s \quad (2-15)$$

其中 λ_c 依下式計算：

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{eff}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} \quad (2-16)$$

其中 KL 為 SRC 構材之有效長度； r_{eff} 為 SRC 構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑，可由下式求得：

$$r_{eff} = r_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (2-17)$$

其中 r_s 為鋼骨斷面之迴轉半徑； I_g 為 SRC 構材全斷面之慣性矩； α 為鋼骨斷面有效迴轉半徑修正因子，其值如下：(1) 包覆型 SRC 柱內含 I 型鋼骨斷面：(i) 對強軸彎曲， $\alpha = 0.2$ ；(ii) 對弱軸彎曲， $\alpha = 0.4$ ；(2) 包覆型 SRC 柱內含十字或 T 型鋼骨斷面， $\alpha = 0.3$ ；(3) 填充型鋼管混凝土柱： $\alpha = 0.1$ ；(4) 包覆填充型鋼管混凝土柱， $\alpha = 0.2$ 。

SRC 柱中 RC 部分之標稱受壓強度 P_{nrc} 為以下兩式所計得之較小值：

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85f'_cA_c + A_rF_{yr}) \quad (2-18)$$

及

$$P_{nrc} = \phi_e \left[\frac{\pi^2(EI)_{rc}}{(KL)^2} \right] \quad (2-19)$$

其中配置橫箍筋時， ϕ_e 為 0.8；配置螺箍筋時， ϕ_e 為 0.85； $(EI)_{rc} = E_c I_g / 5$ 。

此外，目前我國 SRC 規範第九章 9.7.3 節中參考 AISC-Seismic Provisions 之

作法，規定矩形 SRC 柱之閉合箍筋之總斷面積(A_{sh})不得小於下列二式之規定：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{A_s F_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-20)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{A_s F_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-21)$$

其中 $(P_n)_u$ 為 SRC 柱之軸向受壓強度，依下式計算：

$$(P_n)_u = 0.85 f'_c A_c + F_{ys} A_s + F_{yr} A_r \quad (2-22)$$

設計者宜注意公式(2-22)與公式(2-12)的差異，其中公式(2-20)係依據強度疊加之概念來計算 $(P_n)_u$ ，而公式(2-12)則採用斷面轉換的方式用三個轉換係數 C_1 、 C_2 、 C_3 將合成柱中的 RC 部份轉換成純鋼構之後再來計算 $(P_n)_u$ 。

另一方面，對於 SRC 柱中採用螺箍筋或圓形閉合箍筋之圍束型式方面，目前國內 SRC 規範尚無較明確之相關規定。



2.2 相關文獻回顧

(a) 對於包覆型 SRC 柱之相關研究

Burr[11]於 1912 年提出有關 SRC 相關技術之研究報告，其研究結果發現混凝土的被覆可大幅增加剛構材之強度。Rizk(1963)、Stevens(1965)[12]及 Jones 相繼做了一系列的 SRC 短柱試驗，依據實驗結果推論，SRC 短柱在受到軸向壓力時，其強度約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。Gardner(1967)及 Jacobson(1968)整理前人之研究成果，進行理論與實驗的驗證，提出鋼管混凝土柱強度計算公式。

Roderick 等(1969)[13]針對端點鉸接之 SRC 柱在受到集中載重或偏心載重的情況下進行研究，提出一套有限元素法之斜坡撓度法的計算程式，利用反覆計算

求得一系列 SRC 柱最大軸向承载力之數值解。

Furlong(1976)[14]指出，利用適當的轉換係數將合成構材內之混凝土轉換成等值的鋼骨量，則 AISC 之純鋼柱及梁柱的容許應力設計公式仍適用於合成構材，此種設計邏輯隨後亦應用於 1986 年之 AISC-LRFD 規範。

Furlong(1983)[15]比較 ACI、SSLC 及 LRFD 對合成受壓構件之強度計算，發現 SSLC 及 LRFD 在使用上較為方便。ACI 對於細長柱計算顯得保守，且其計算過程過於繁瑣，SSLC 容許承受較大之軸力，LRFD 則顯示出最適用於細長柱之計算。

Hamdan 等(1991)[16]對於混凝土強度、混凝土圍束效應及鋼骨面處理對 SRC 柱鋼骨及 RC 界面之間握裹強度之影響，試驗結果顯示握裹強度主要受鋼骨面處理之影響。此外，箍筋量及剪力釘之增加也會提高其握裹強度。

翁正強等(1990)[17]利用強度疊加的概念，將鋼骨及 RC 部分分別依據 AISC-LRFD 及 ACI 規範之極限設計法進行設計，發現在不考慮安全係數、載重係數極強度折減係數之影響下，將鋼骨及 RC 之強度予以疊加，其所得之梁柱極限強度介於 AIJ 及 AISC-LRFD 規範之間，而又以 AISC-LRFD 規範最為保守，但是在比較設計強度時，利用強度疊加法所得之強度最大。

翁正強等(1991)[18]利用「剛度分配法」來預測 SRC 梁柱之極限強度，以日本 Wakabayashi 所提出之強度疊加法，並依據 AISC-LRFD 鋼骨及 ACI 之 RC 梁柱計算公式，以求得 SRC 構件之彎矩強度，結果顯示此法較 AIJ 及 AISC-LRFD 規範可得更良好之結果。

管啟旭(1992)[19]採「剛度分配法」預測 SRC 梁柱構件之極限強度。對於強度疊加過程包括鋼管混凝土圍束效應、鋼骨及混凝土界面之剝落等誤差進行修正，並且考慮二次彎矩以及初始變位之影響。依試驗資料修正剛度分配法，最後與 AIJ 及 AISC-LRFD 規範進行比較，結果顯示修正之剛度分配法更能滿足 SRC 梁柱受力後之真實力學行為。

Wakabayashi(1992)[20]以高強度鋼應用於 SRC 構件進行試驗研究，試驗結果顯示，使用高強度鋼之 SRC 柱在軸向壓力或側向力作用下，皆具有較好之韌性行為。此外，強度疊加法仍適用於極限強度小於 590MPa 之鋼材。

蔡克銓等(1995)[21]以試驗來探討鋼骨量、主筋量、橫箍筋間距及橫箍筋形式對於包覆型 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，增加主筋量對於極限強度的貢獻大於鋼骨量之增加，但對於過極限強度後之強度維持行為則相反。

葉士青(1996)[22]以試驗的方式，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。研究結果顯示試體達到極限載重後初期的剩餘強度值，以內含十字型鋼骨斷面的試體表現為佳。且相較於四角形箍筋，以八角形箍筋可以有效地改善箍筋間距不足或鋼骨型式不良所造成剩餘強度的損失，隨著箍筋間距的減少，八角形箍筋的效率將更為提高。

(b) 對於 RC 柱中混凝土受圍束行為之應力-應變關係模式的相關研究

當 RC 柱在受地震力作用，對於在柱構材進入非彈性階段時，由圍束箍筋對柱核心所提供的圍束功能而增加之韌性及消能的能力。國外已經有許多學者藉由一系列軸壓試驗針對此一問題進行研究，並提出受箍筋圍束之混凝土的應力-應變關係曲線模式。

Kent 等(1971)[23]首先提出受箍筋圍束之混凝土的應力-應變關係曲線，其關係模式主要是由二次曲線之上升段與假設圍束效果與箍筋之體積比及混凝土強度成比例的一次曲線之下降段，共兩段曲線所組成。

Muguruma 等(1980)[24] 由試驗所得之結果以統計的方式得出極限應力與應變值，所提出之應力-應變關係曲線是由兩段二次曲線組成。

Sheikh 等(1982)[25]考慮箍筋體積比及箍筋綁紮方式對混凝土圍束效應所造成的影響，所提出之應力-應變關係模式以極限應力值與有效圍束係數來考量混

凝土之圍束效果。

Mander 等(1988)[7]以兩段曲線分別模擬應力-應變關係之上升段與下降段，並依 Sheikh 等(1982)同樣以極限應力值與有效圍束係數來考量混凝土的圍束效應，且以理論推導的方式避免試驗統計分析結果可能產生之誤差，此模式應用於試驗結果之預測上亦有相當之準確性。

Fujii 等(1988)[26]所提出之模式中相關之圍束係數參考 Kent 等(1971)之模式，其應力-應變關係模式之上升段與下降段分別以二次與三次曲線模擬之。

Saatcioglu 等(1992)[27]以二次曲線模擬應力-應變關係之上升段，且以 85% 之極限應力值的函數模擬一次曲線之下降段，此模式需由較多的試驗數據以求出模式中之相關係數。

Hoshikuma 等(1997)[28]綜合以上學者所提出之應力-應變關係模式，並進行相關試驗之研究，提出由二次曲線之上升段與一次曲線之下降段所組成之關係模式。

另一方面，王柄雄(1994)[29]以多種新型式之圍束箍筋進行一系列矩形 RC 橫箍柱試驗，試驗結果顯示，在適當的組合之下，螺旋箍筋可以成功的應用在矩形 RC 柱中，並能對柱核心之混凝土產生良好的圍束效果。

由於目前有關包覆型 SRC 柱之純軸壓試驗的研究十分有限，且對於 SRC 柱中圍束箍筋用量的研究資料極為缺乏，故本研究乃進行 20 支包覆型 SRC 短柱試體之軸向抗壓試驗，主要的研究目的在於探討耐震設計時，SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」與「鋼骨用量」對柱中「箍筋需求量」之影響。

第三章 SRC 短柱軸向載重試驗：耐震設計

箍筋量之探討

3.1 試驗計劃

本研究共進行 20 支 SRC 短柱試體之抗壓試驗。各試體之斷面圖如圖 3.1 所示，所有 SRC 柱之全斷面尺寸均為 200×200mm，長度為 1m，主筋採用 4 根#4 之竹節鋼筋，SRC 柱試體之編號及鋼骨尺寸如表 3.1 所示，而試體之鋼骨斷面肢材寬厚比檢核如表 3.2 所示。由於試體尺寸較小，箍筋皆採用#2(直徑 6mm)之光面閉合箍筋，且採用 180 度彎鈎以避免脫落，如照片 3.1 所示。圖 3.2 顯示本研究 SRC 短柱試體之分類，SRC 柱試體之設計參數主要包括鋼骨之斷面型式、翼板寬度變化及依不同設計方法配置不同之箍筋量。此外，為了避免加載時在柱兩端因應力集中現象造成試體提早破壞，於試體柱兩端配置較密的箍筋。

為了探討鋼骨翼板寬度變化對 SRC 柱核心混凝土圍束效應之影響，本研究特別將所有的 SRC 柱試體之鋼骨用量(鋼骨比)及鋼骨斷面深度固定，而將試體之鋼骨翼板寬度由零逐漸增寬。例如圖 3.1 中的試體 H0、H6 及 H12 系列分別表示鋼骨翼板寬度由零遞增至 60mm 及 120mm。

在設計 SRC 柱試體之箍筋量方面，本研究之 SRC 柱試體共採用了「四種」不同的箍筋量計算法來配置圍束箍筋，此四種方法分別為(1) ACI-318 規範、(2) AISC-Seismic Provisions、(3) (ACI)_M法及(4) (AISC)_M法。其中 ACI-318 設計法與 AISC 設計法已於本文前面敘述，有關(ACI)_M法及(AISC)_M法之箍筋設計法將於本章後面詳述。

3.2 材料試驗

本研究對組成試體之鋼骨、鋼筋及混凝土皆進行基本力學性質試驗。在鋼骨部份，從所使用之鋼板切取拉力試片，並依 ASTM 材料拉力試驗之規定進行試驗。主筋及箍筋亦取與試體相同之鋼筋進行拉力試驗。混凝土強度方面，在灌置試體同時並製作標準圓柱試體。SRC 短柱試體之材料強度如表 3.3 所示。

3.3 試驗設置與程序

本研究之試驗工作在新竹交通大學土木系的大型結構實驗室中進行，試驗配置如照片 3.2 所示。各試體在拆模後皆於柱之混凝土表面塗上白漆再畫出該柱箍筋的位置，如照片 3.3 所示，依據不同的設計法所配置的箍筋間距各不相同。此外，為了確保 SRC 短柱試體受到均勻的軸壓力，試驗之前於試體的柱兩端澆置蓋平石膏，待石膏凝固之後再進行試驗。本試驗採用 2000kN 之 MTS 垂直油壓致動器(Actuator)，試驗之進行採位移控制的方式(Displacement Control)對試體施加單方向軸向載重，使得輸出力量達試體之極限載重後能夠準確的繼續擷取資料。行程速率控制為 0.015mm/sec，直到 MTS 垂直油壓致動器之位移量達 30mm 時方停止試驗。

3.4 本研究於試驗中採用的 SRC 柱圍束箍筋量之設計法

如前面所述本研究於試驗中採用四種不同的箍筋量計算法來配置 SRC 柱試體之圍束箍筋，其中 ACI 設計法與 AISC 設計法皆未考慮到 SRC 柱內鋼骨翼板寬度的變化對混凝土圍束效應之貢獻，因此本研究為了考慮 SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」對混凝土圍束效應之影響，乃根據 1998 年翁正強等[6]所提出之圍束箍筋量建議計算法，分別針對 ACI-318 規範及 AISC- Seismic Provisions 對 SRC 柱之圍束箍筋量計算法進行修正，稱之為 $(ACI)_M$ 法及 $(AISC)_M$ 法以下將分別說明

之。

3.4.1 (ACI)_M 圍束箍筋量設計法

由翁正強等[6]於 1998 年所提出之包覆型 SRC 柱之圍束箍筋量建議計算公式，本文簡稱之為「(ACI)_M法」，下標 M 表示修正(Modification)，亦即修正 ACI 設計法之意。(ACI)_M法推導所得之箍筋量計算公式可表示如下：

$$(\text{SRC 柱圍束箍筋量}) = (\phi_{sh})_{\text{SRC}} \times (\text{一般 RC 柱之圍束箍筋量})$$

其中 $(\phi_{sh})_{\text{SRC}}$ 為考量「鋼骨翼板寬度」對混凝土圍束貢獻之箍筋量折減係數，而有關(ACI)_M法之 SRC 柱圍束箍筋量設計公式的詳細推導過程如本文後面附錄所述。對於包覆 H 型鋼骨或十字型鋼骨的 SRC 柱，依(ACI)_M法設計所需之箍筋量可依以下公式計算：

(a) 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱：

$$(A_{sh})_{\text{SRC,H}} = (\phi_{sh})_{\text{SRC,H}} \times 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{(A_c)_{\text{RC}}} - 1 \right] \quad (3-1)$$

及

$$(A_{sh})_{\text{SRC,H}} = (\phi_{sh})_{\text{SRC,H}} \times 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (3-2)$$

以上二式取大值設計，其中 $(\phi_{sh})_{\text{SRC,H}}$ 為箍筋量折減係數，依下式計算：

$$(\phi_{sh})_{\text{SRC,H}} = 2 \left[h_y - \frac{1}{2} \left(\frac{b_f}{h_x} \right) d_w \right] / (h_x + h_y) \quad (3-3)$$

其中 h_x 、 h_y 、 b_f 、 d_w 之值為 SRC 柱斷面尺寸參數，詳如圖 1.3 所示。

(b) 包覆十字型鋼骨 SRC 柱：

$$(A_{sh})_{\text{SRC,C}} = (\phi_{sh})_{\text{SRC,C}} \times 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{(A_c)_{\text{RC}}} - 1 \right] \quad (3-4)$$

及

$$(A_{sh})_{SRC,C} = (\phi_{sh})_{SRC,C} \times 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (3-5)$$

以上二式取大值設計，其中 $(\phi_{sh})_{SRC,C}$ 為箍筋量折減係數，依下式計算：

$$(\phi_{sh})_{SRC,C} = 2 \left\{ h_y - \left[\left(\frac{b_{fx}}{h_x} \right) d_y + \left(\frac{b_{fy}}{h_x} \right) d_x - \left(\frac{b_{fx}}{h_x} \right) b_{fy} \right] \right\} / (h_x + h_y) \quad (3-6)$$

其中 h_x 、 h_y 、 b_{fx} 、 b_{fy} 、 d_x 、 d_y 之值為 SRC 柱斷面尺寸參數，詳如圖 1.4 所示。

3.4.2 (AISC)_M 圍束箍筋量設計法

為了考量「鋼骨翼板寬度」對混凝土圍束效應之影響，本研究進一步將 1998 年翁正強等[6]所提出之箍筋量折減係數 $(\phi_{sh})_{SRC}$ 乘上 AISC- Seismic Provisions (2002)所建議之圍束箍筋量計算公式(如公式 2-12 所示)，此種方法簡稱為「(AISC)_M法」，亦即修正 AISC-Seismic Provisions 設計法之意。對於包覆 H 型鋼骨或十字型鋼骨的 SRC 柱，依(AISC)_M法設計所需之箍筋量可依以下公式計算：

(a) 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱：

$$(A_{sh})_{SRC,H} = (\phi_{sh})_{SRC,H} \times 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \left[1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right] \quad (3-7)$$

及

$$(A_{sh})_{SRC,H} = (\phi_{sh})_{SRC,H} \times 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right] \quad (3-8)$$

以上二式取大值設計，其中 $(\phi_{sh})_{SRC,H}$ 如公式(3-3)所示。

(b) 包覆十字型鋼骨 SRC 柱：

$$(A_{sh})_{SRC,C} = (\phi_{sh})_{SRC,C} \times 0.3sh_c \frac{f'_c}{F_{yh}} \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \left[1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right] \quad (3-10)$$

及

$$(A_{sh})_{SRC,C} = (\phi_{sh})_{SRC,C} \times 0.09sh_c \frac{f'_c}{F_{yh}} \left[1 - \frac{F_y A_s}{P_n} \right] \quad (3-11)$$

以上二式取大值設計，其中 $(\phi_{sh})_{SRC,C}$ 如公式(3-6)所示。



第四章 試驗結果與討論

4.1 SRC 短柱試體受軸壓之破壞行為探討

圖 4.1 顯示本研究所有 SRC 柱試體之軸力-位移關係曲線。在試體開始承受軸向載重時，會先有一段近似線性之行為；隨著載重的增加，混凝土表面逐漸有裂縫產生，接著試體達到其極限載重；在試體達到極限載重之後，混凝土保護層逐漸剝落；隨著位移的增加，箍筋圍束區內之混凝土有不同程度的開裂及剝落產生，主筋亦逐漸發生挫屈；當圍束區內混凝土剝落至一定程度後，將可看到內部鋼骨亦產生些微挫屈，此為一般 SRC 柱試體受軸壓時之破壞行為。

此外，試體 H0 系列(鋼骨翼板寬度為零)由於沒有鋼骨翼板對混凝土提供圍束，再加上其鋼骨之型式為只有一片鋼板，造成由鋼骨弱軸方向至外側混凝土之間沿柱長形成一弱面，如圖 4.2 所示，在受壓時，使得試體 H0 系列皆因為混凝土沿此弱面提早產生破壞，如照片 4.1 所示，於是柱整體強度即較其餘試體為低。

另一方面，對於試體 B12 系列，由於試體之斷面尺寸較小，鋼骨之混凝土保護層厚度為 40mm，再加上包覆箱型鋼骨試體之鋼骨翼板屬於最寬的系列(翼寬為 120mm)，而造成沿鋼骨翼板方向至外側混凝土之間形成一弱面，如圖 4.3 所示，在受壓時，使得試體 B12 系列皆因為混凝土沿此弱面提早產生破壞，如照片 4.2 所示，於是柱整體強度即較其餘試體為低，而試體在沿此弱面破壞後亦可能會造成鋼骨翼板與翼板外圍之混凝土介面產生剝離的現象。

綜合試驗結果觀察得知，若 SRC 柱中鋼骨之混凝土保護層厚度沒有符合我國 SRC 規範之 100mm 以上，將可能發生如試體 H0 系列與試體 B12 系列之破壞行為，進而造成 SRC 柱提早產生破壞。

4.2 SRC 柱內「鋼骨用量」對圍束箍筋需求量之影響

試體在軸壓力作用之下，柱核心混凝土將產生向外膨脹之側向壓力，觀察本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖可以發現，當試體到達其所能承載之最大載重後，由於混凝土保護層的剝落，造成試體之強度有一段明顯下降的情形發生。不過，對於柱中配置足夠圍束箍筋量之 SRC 柱，箍筋能夠對柱核心混凝土產生足夠的圍束力，阻止柱核心混凝土向外爆開，使得試體軸力-位移曲線圖之強度將呈現較平緩的遞減趨勢；反之，若柱中之箍筋量不足，箍筋所產生之圍束力將無法抵抗混凝土向外之膨脹力，故箍筋圍束區內混凝土之開裂及剝落情況將較為嚴重，因此當試體達極限載重後，強度亦會下降得較為快速。

有關 SRC 柱內「鋼骨用量」對圍束箍筋需求量之影響，AISC-Seismic Provisions 之 SRC 柱圍束箍筋量設計公式中(公式 2-12)，以一折減係數， $(1 - F_{ys}A_s/P_n)$ ，考量 SRC 柱中的鋼骨斷面分擔了一大部份之柱軸力後，使得 SRC 柱中混凝土所需承擔之軸力相對的降低，故 SRC 柱中之箍筋用量得以適當的減少。換言之，SRC 柱內的鋼骨用量愈高，則所需配置之圍束箍筋量愈少。

觀察本研究依 AISC-Seismic Provisions 配置箍筋之 SRC 柱試體其軸力-位移曲線圖，以試體 H6-AISC-S17 為例，如圖 4.1(5)所示，雖然試體在過極限載重後，因為混凝土保護層的剝落，造成試體之軸力-位移曲線有一小段較快速的強度下降情形，此段曲線之強度從極限強度 1533kN 下降至 1270kN，強度遞減趨勢開始變得較為平緩，其間強度共下降 263kN，而此強度下降值約等於混凝土保護層所能提供之軸壓強度 200kN；換言之，此一曲線之陡降段，其強度值之損失主要是由於混凝土保護層的剝落造成。此一現象顯示，當混凝土保護層剝落至一定程度，由於箍筋對柱核心混凝土產生足夠的束制力，因此試體之強度遞減趨勢變得較為平緩，由此可以得知，依 AISC-Seismic Provisions 計算所得之配筋量能夠對 SRC 柱核心混凝土提供所需的

圍束效果，使得在混凝土保護層剝落後，試體仍能保有一定的強度，不會因為箍筋對柱核心混凝土圍束力的不足，而造成強度有急遽驟降之情形發生。再者，由圖 4.1(15)試體 C4-AISC-S17 之軸力-位移曲線圖亦可發現，由於其柱核心混凝土受到箍筋良好的束制作用，使得試體在到達極限載重後，強度下降並沒有陡降的趨勢。

由上述的討論可以得知，由於 SRC 柱中鋼骨能分擔一部份之柱軸向壓力，使得 SRC 柱中混凝土所需要承擔之軸力相對的降低，於是 SRC 柱中所需之箍筋用量將得以減少，故若由這個觀點來探討「鋼骨用量」對 SRC 柱圍束箍筋之影響，顯示 AISC-Seismic Provisions 之設計公式(公式 2-12)對圍束箍筋量的折減考量基本上是合理的。不過，值得注意的是，本研究發現 AISC 的設計法並未考慮到「鋼骨翼板寬度」變化對 SRC 柱內混凝土圍束效應之影響，此為其不足之處。

4.3 SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」對圍束箍筋需求量之影響

本研究為了探討 SRC 柱內「鋼骨翼板寬度」之變化對 SRC 柱圍束箍筋需求量之影響，乃定義各 SRC 柱試體所能承載之最大載重與此時對應之位移分別為 P_u 與 Δ_{p0} ，由於各試體之 P_u 及 Δ_{p0} 值略有差異，因此為了比較各試體之韌性，分別將各試體之軸力-位移曲線圖作正規化(Normalization)處理，以得到各試體之正規化軸力-位移曲線圖($P/P_u-\Delta/\Delta_{p0}$ 圖)，如圖 4.4 所示。此外，比較 SRC 短柱試體相對之正規化軸力-位移曲線，如圖 4.5 與圖 4.6 所示。另一方面，並分別計算各試體 $P/P_u-\Delta/\Delta_{p0}$ 圖之曲線從原點至位移達 $2\Delta_{p0}$ 時，其曲線底下所涵蓋的面積，即為經過正規化之後的應變能，以用來比較各試體韌性之差異，本研究各試體之正規化應變能計算結果如表 4.1 所示。

本節首先以配置相同箍筋量之試體，比較鋼骨翼板寬度的變化對 SRC 柱核心混凝土圍束效果之差異。再者，以不同鋼骨翼板寬度，且配置不同箍筋量之試體韌性的比較，探討對於鋼骨翼板愈寬的 SRC 柱試體，在適當的減少其柱中之

圍束箍筋用量後，試體是否仍能發揮良好的韌性。

4.3.1 試體韌性之比較：

不同鋼骨翼板寬度，但配置相同箍筋量之試體

(a) 當 SRC 柱內包覆 H 型鋼骨時：

圖 4.7 為不同鋼骨翼板寬度但配置相同箍筋間距的 SRC 短柱試體之「正規化應變能」大小之比較圖，圖中縱坐標為依據表 4.1 所求得之試體「正規化應變能」之值。如果試體的正規化應變能愈大，顯示此試體消能的能力愈好，亦即韌性愈佳。由圖 4.7(a)及 4.7(b)可知，對於分別依 ACI-318 規範與 AISC-Seismic Provisions 配置箍筋之 H 型鋼骨試體，雖然 H0、H6 及 H12 三組試體之鋼骨比與箍筋間距皆相同，但試體之韌性有隨著翼板寬度的加寬而增加之趨勢，其中以鋼骨翼板寬度最寬之試體 H12(翼寬為 120mm)其韌性表現最佳，試體 H6(翼寬為 60mm)次之，試體 H0(翼寬為零)最差。

(b) 當 SRC 柱內包覆十字型鋼骨時：

從圖 4.7(c)及 4.7(d)可以發現到，對於分別依 ACI-318 規範與 AISC-Seismic Provisions 配置箍筋之十字型鋼骨試體，雖然 C0、C4 及 B12 三組試體之鋼骨比與箍筋間距皆相同，但試體 B12(翼寬為 120mm)其韌性表現優於試體 C4(翼寬為 40mm)，而沒有翼板之試體 C0(翼寬為零)其韌性表現最差。此外，由圖 4.1(12)與圖 4.1(15)之試體軸力-位移曲線圖可以觀察到，試體 C0-AISC-S17 在過其極限載重後，其強度有一較明顯的下降段；反之，翼板較寬的試體 C4-AISC-S17 則沒有這種情形發生。

4.3.2 試體韌性之比較：

不同鋼骨翼板寬度，且配置不同箍筋量之試體

(a) 當 SRC 柱內包覆 H 型鋼骨時：

圖 4.8 為不同鋼骨翼板寬度且配置不同箍筋間距的 SRC 短柱試體之韌性比

較圖，圖中縱坐標為依據表 4.1 所求得之試體正規化應變能之值。由圖 4.8(a) 可以發現試體 H12-(ACI)_M-S9(翼寬 120mm，箍筋間距 90mm)之韌性略優於試體 H6-(ACI)_M-S7(翼寬 60mm，箍筋間距 70mm)。此一現象顯示，即使試體 H12-(ACI)_M-S9 之箍筋間距大於試體 H6-(ACI)_M-S7，但是由於其鋼骨翼板寬度較寬，因此鋼骨翼板對核心混凝土有較大的圍束區域，使得試體 H12-(ACI)_M-S9 之韌性依然較試體 H6-(ACI)_M-S7 為好。

再者，由圖 4.8(b)發現，試體 H12-(AISC)_M-S22(翼寬 120mm，箍筋間距 220mm)在考量鋼骨翼板寬度對混凝土的圍束貢獻後，採用較大之箍筋間距，其韌性依然較試體 H6-(AISC)_M-S19(翼寬 60mm，箍筋間距 190mm)好，顯示依(AISC)_M法之配筋方式大致能反映鋼骨翼板寬度對柱核心混凝土之圍束效果。此外，由圖 4.1(6)與圖 4.1(10)之試體軸力-位移曲線圖可以發現，依(AISC)_M法配置箍筋量之試體，在試體達到其極限強度後，強度均有一段快速下降的情形，且以翼板寬度較窄之試體 H6-(AISC)_M-S19 其強度遞減趨勢更為明顯。

從圖 4.8(c)可以發現，試體 H12-(ACI)_M-S9(翼寬 120mm，箍筋間距 90mm)韌性最佳，H6-(ACI)_M-S7(翼寬 60mm，箍筋間距 70mm)次之，H0-ACI-S6(翼寬為零，箍筋間距 60mm)則較差。此一現象顯示，依(ACI)_M法設計箍筋量之試體(H6、H12)，在考量鋼骨翼板對混凝土之圍束貢獻後，雖然放寬箍筋間距，試體仍可發揮良好之韌性，可見鋼骨翼板愈寬確實能對核心混凝土提供愈好的圍束效果。

(b) 當 SRC 柱內包覆十字型鋼骨時：

由圖 4.8(d)及 4.8(e)之試體韌性比較結果顯示，唯試體 B12-(AISC)_M-S32 因為其箍筋間距(箍筋間距 320mm)放寬過大，使得此一支試體韌性表現較不理想之外。在考量鋼骨翼板較寬之試體 B12(翼寬 120mm) 及試體 C4(翼寬 40mm)的情況下，由於鋼骨翼板可以對混凝土提供部分的圍束效果，相對於沒有鋼骨翼板存在之試體 C0(翼寬為零)的情況下，試驗結果顯示可以合理的放寬試體之箍筋間

距，亦能夠發展出良好的韌性。

值得注意的是，由圖 4.1(17)至圖 4.1(20)試體 B12 系列之軸力-位移曲線圖及試驗過程中的觀察可以發現，試體 B12 系列在過其極限載重後，隨著鋼骨翼板外圍之混凝土剝落，試體仍能保有一定的強度，甚至有強度提升的情形，造成此一情形發生的原因在於，在軸向載重的作用下，鋼管內部之混凝土產生側向壓力作用在鋼骨翼板上，使得鋼骨翼板亦產生環向拉力，而因為混凝土受到鋼骨翼板良好的圍束，故試體可以一直加載至環向拉力夠大而使鋼骨翼板拉裂而破壞。此一現象亦顯示，一個經過適當設計之包覆填充型鋼管 SRC 柱(即鋼骨斷面肢材寬厚比或鋼骨混凝土保護層厚度等符合我國 SRC 規範之相關規定)，因為鋼管內部之混凝土已由鋼骨翼板提供良好的圍束，故鋼管內部之混凝土不需要靠箍筋圍束之，於是 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土區域即相對的變小，柱中之圍束箍筋需求量亦將可以減少。

綜合以上之試驗觀察結果可以發現，當固定 SRC 柱之鋼骨比與鋼骨斷面深度時，「翼板寬度愈寬」的試體，在載重到達極限抗壓強度後，其「強度衰減較慢」；且隨著鋼骨「翼板寬度愈寬」，試體之「韌性愈佳」，顯示鋼骨翼板寬度愈寬確實能提供柱核心混凝土較好的圍束效果。另一方面，試驗結果亦顯示，當 SRC 柱中之鋼骨翼板寬度愈寬時，SRC 柱中所需之圍束箍筋用量將可酌予減少。

4.4 試驗中採用的四種圍束箍筋量設計法之比較與討論

4.4.1 ACI-318 設計法

目前 ACI-318 規範是沿用一般 RC 柱之耐震設計規定來配置 SRC 柱之圍束箍筋，即不計 SRC 柱內鋼骨對分擔柱軸力之貢獻與鋼骨翼板對柱核心混凝土之圍束功能。因此依據 ACI-318 規範設計所得之 SRC 柱圍束箍筋量將顯得過於保守且不經濟，亦將增加 SRC 柱施工上的複雜度。

4.4.2 AISC-Seismic Provisions 設計法

本研究經由 20 支 SRC 短柱之軸向載重試驗發現，SRC 柱內鋼骨翼板寬度愈寬確實能夠對柱核心混凝土提供愈好的圍束作用，且當鋼骨翼板寬度愈寬時，將可以適當的減少其柱中箍筋用量。

然而目前 AISC-Seismic Provisions 之設計公式(公式 2-12)，對 SRC 柱中箍筋量的折減只考量「鋼骨用量」之大小，而與「鋼骨的翼板寬度」變化無關。如圖 2.1 與圖 2.2 所作之比較，若依 AISC-Seismic Provisions 來設計具有「相同用鋼量」但「不同鋼骨翼板寬度」之 SRC 柱中所需箍筋用量時，將會得到「相同的設計結果」，顯得很不合理，此一現象為 AISC-Seismic Provisions 設計法不足之處。

4.4.3 (ACI)_M 設計法

本研究於試驗中所採用之(ACI)_M修正法雖能反映出 SRC 柱內鋼骨翼板寬度變化對柱核心混凝土所能提供之圍束作用，卻無法反映出鋼骨用量的多寡對分擔柱軸力之貢獻，此一現象為(ACI)_M法設計考量上不足之處。

4.4.4 (AISC)_M 設計法

本研究於試驗中所採用之(AISC)_M修正法是以1998年翁正強等[6]提出之箍筋量折減係數 $(\phi_{sh})_{SRC}$ 乘上AISC- Seismic Provisions之圍束箍筋量計算公式，藉以同時考量SRC柱中鋼骨用量與鋼骨翼板寬度變化來放寬SRC柱中所需之箍筋用量。不過，依(AISC)_M法配置箍筋之試體，因其箍筋間距屬於最寬的試體，由試驗中亦觀察發現，由於箍筋間距放寬過大，使得箍筋對柱核心混凝土產生之圍束力不足，造成箍筋圍束區內混凝土之開裂及剝落的程度較為嚴重。

由圖4.1之試體軸力-位移曲線圖可以發現，依(AISC)_M法配筋之SRC柱試體在到達極限載重後，強度會有明顯急遽遞減的情形發生，且其強度下降值大於混凝土保護層所能提供之軸壓強度，此一現象主要是因為依(AISC)_M法之箍筋間距放寬過大，使得柱中之箍筋用量無法對柱核心混凝土提供足夠的束制力。以圖

4.1(16)試體C4-(AISC)_M-S23之軸力－位移曲線圖為例，試體在到達其極限載重後，強度從極限強度1393kN下降至1070kN，強度遞減趨勢始較為平緩，其間強度共下降323kN，而此強度下降值相較於混凝土保護層所能提供之軸壓強度200 kN大上不少，故其強度下降主要是由箍筋圍束區內混凝土隨著混凝土保護層的剝落造成，此一現象顯示，由於柱中之箍筋用量不足，而無法對柱核心混凝土產生足夠的圍束力，使得箍筋圍束區內混凝土開裂及剝落程度將較為嚴重。

照片 4.3 至照片 4.5 分別為 SRC 柱試體 H12-(ACI)_M-S9、C4-AISC-S17 及 C4-(AISC)_M-S23 於試驗中所拍攝到之破壞行為。以照片 4.5 之試體 C4-(AISC)_M-S23 之破壞行為為例，由於箍筋間距放寬過大，使得箍筋對柱核心混凝土之束制力不足，當試體位移達 $1.34\Delta_{Pu}$ 時，箍筋圍束區內之混凝土已明顯開裂，而當位移達 $2.04\Delta_{Pu}$ 時，箍筋圍束區內混凝土已剝落非常嚴重。因此根據試驗觀察結果顯示，若採用 (AISC)_M 法配置 SRC 柱中之圍束箍筋，則 SRC 柱之箍筋量將有過度放寬之虞，故本研究並不建議採用此一方式。

綜合以上之討論結果，可以看出本研究於試驗中所採用的四種 SRC 柱圍束箍筋量計算法各有其特色亦各有不足之處，因此本研究將根據理論模式與試驗所得之結果，嘗試提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋量之設計方法，將於下一章中詳述。

4.5 SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性之影響

圖 4.9 顯示當固定 SRC 柱內之總用鋼量及鋼骨型式時，SRC 柱中之圍束箍筋用量對試體韌性的影響。比較同鋼骨系列之試體，以試體 H6 系列為例，如圖 4.9(b) 所示，此系列四組試體之箍筋比分別為 0.57%、0.49%、0.20% 及 0.18%，而其相對應之正規化應變能值則分別為 1.39、1.34、1.26 及 1.21，由試驗結果可以發現，雖然此四組試體之總用鋼量及鋼骨型式皆相同，但試體之韌性有隨著箍

筋用量的增加而愈好之趨勢。

綜合試驗觀察結果得知，雖然 SRC 柱中箍筋含量的增加確實能夠提升柱構材的韌性，但若在 SRC 柱中配置過量之圍束箍筋，所得到之設計結果將會過於不經濟，亦可能造成施工上的困難。此外，有別於一般 RC 柱，SRC 柱中由於有鋼骨的存在，鋼骨除了能對柱核心混凝土發揮圍束的功能，亦能分擔一大部分之柱軸壓力，故為了達到合理配置 SRC 柱之箍筋量的目的，並且在不造成過度設計之前提下，而使得 SRC 柱中箍筋用量能夠對柱核心混凝土產生足夠的圍束效果，本研究嘗試提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋量之設計方法，將詳述於下一章中。

4.6 各規範計算 SRC 短柱標稱軸壓強度與試驗結果之比較

為了探討各規範對預測 SRC 柱標稱軸向抗壓強度值之準確性，本研究將試驗所得之試體極限軸壓強度值，分別與 ACI-318 規範(2002)、AISC-LRFD 規範(1999)及我國 SRC 規範(2004)計算所得之標稱軸壓強度值作比較，且將各規範設計法中之強度折減係數 ϕ 均設定為 1。此外，再加上 Squash Load 進行比較，其計算公式如下：

$$P_{\text{squash}} = 0.85f'_c A_c + F_{ys} A_s + F_{yr} A_r \quad (4-1)$$

其中 P_{squash} 為假設在 SRC 柱中混凝土開裂時，鋼骨及主筋均達其降伏強度而計算所得之。

表 4.2 為依各規範計算所得之試體標稱軸壓強度值，其中各規範之設計公式中之材料強度值均以實際強度代入計算，表 4.3 為各規範計得之標稱軸壓強度值與試體極限軸壓強度的比值比較。計算所得各規範標稱軸壓強度值與試體實際強度之比值的平均值結果，依 ACI-318 規範、AISC-LRFD 規範及我國 SRC 規範，依序分別為 0.90、0.85 及 0.91。可以發現依我國

SRC 規範計算所得之標稱軸壓強度值最接近試驗值，ACI 規範次之，而 AISC-LRFD 規範則最為保守。

AISC-LRFD規範對於SRC構造之設計方法基本上是依鋼結構的設計理念，將SRC構材中RC部分所提供的強度與勁度轉換成等值之鋼骨，再以鋼結構之設計公式來計算SRC構材的強度，但是這種方法並未能適當反映SRC柱中RC部分之真實力學行為。在SRC柱之設計中，AISC-LRFD規範採用類似轉換斷面的概念，利用C1、C2及C3三個轉換係數將SRC構材中RC部分轉換成鋼骨，以本試驗之包覆型SRC斷面為例，C1、C2及C3之值分別為0.7、0.6及0.2，由試驗所得之結果來看，此三個轉換係數將有過於保守之虞。

ACI-318規範對於SRC構材之設計大致上是依鋼筋混凝土結構之設計理念，其設計方法是將SRC構材中的鋼骨視作等量的鋼筋來設計。不過，由於構材內部之鋼骨表面近似一光滑面，不同於竹節鋼筋具有凸出之竹節，將SRC構造中的鋼骨視為鋼筋並不合理。

至於我國SRC規範是以強度疊加法作為SRC構材強度之計算方法，將SRC柱中之鋼骨部分與RC部分，分別計算其個別的強度後，然後再將兩者疊加起來，以求得SRC構材之整體強度。試驗結果顯示，依此法可得到不錯的標稱軸壓強度值預測結果。

此外，各規範對於SRC柱強度設計公式中之鋼材採標稱降伏強度計算，而非材料真實強度，也將會對SRC柱之強度有所低估。

第五章 本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋量設計法

5.1 本研究建議法之設計理念

本研究經由20支SRC短柱之軸向載重試驗結果發現兩點重要的現象：(1) 由於SRC柱中之鋼骨分擔了一大部分的柱軸力，因此使得SRC柱中混凝土所需要承擔之軸力相對的降低，故SRC柱中所需之圍束箍筋用量亦得以減少；(2) 當SRC柱中之鋼骨翼板寬度愈寬時，鋼骨能夠提供SRC柱核心混凝土愈好的圍束效果，因此當SRC柱內鋼骨之翼板愈寬，SRC柱中所需之圍束箍筋用量將可酌予減少。本研究綜合試驗之結果發現，若欲合理的放寬SRC柱中圍束箍筋之用量，則其設計公式中之參數應同時包括SRC柱中之「鋼骨用量」及「鋼骨翼板寬度」兩者共同之影響。

基於上述發現，本研究根據理論模式分析及試驗結果，提出一套新的SRC柱圍束箍筋量之設計方法，其主要的設計理念在於SRC柱內「高度圍束區之混凝土」可藉由柱內「鋼骨翼板」提供良好的圍束，亦即不再需要額外的箍筋量去圍束這部份混凝土，如圖5.1(a)、圖5.2(a)及圖5.3(a)之高度圍束區所示。換言之，SRC柱內高度圍束區的混凝土由鋼骨翼板圍束之，而SRC柱內需要箍筋去圍束的混凝土區域將只侷限於「普通圍束區內之混凝土」，如圖5.1(a)、圖5.2(a)及圖5.3(a)之「淺灰色」部分所示。本研究之建議公式中將同時考量「鋼骨用量」及「鋼骨翼板寬度」兩者共同的影響，以一個新的折減係數來放寬SRC柱中所需之耐震設計圍束箍筋量，詳如下節所述。

5.2 本研究建議之 SRC 柱圍束箍筋量設計公式

本研究建議的SRC柱圍束箍筋量之新設計方法，本文簡稱為「(SRC)_{PROP}法」，其設計公式如以下：

SRC柱之矩形閉合箍筋之總斷面積(A_{sh})不得小於下列二式之規定：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right] \quad (5-1)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[1 - \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right] \quad (5-2)$$

上兩式最後面的中括號部分為本研究建議的「箍筋用量折減係數」，其中 $(P_n)_u$ 為SRC柱之軸向受壓強度，其值依下式計算：

$$(P_n)_u = 0.85 f'_c A_c + F_{ys} A_s + F_{yr} A_r \quad (5-3)$$

P_s 為鋼骨之軸向受壓強度，依下式計算：

$$P_s = F_{ys} A_s \quad (5-4)$$

公式(5-1)與公式(5-2)中之 P_{hcc} 為「高度圍束區混凝土(Highly Confined Concrete)」之軸向受壓強度，由於此區的混凝土可以由鋼骨翼板來提供圍束，故不需要再由箍筋來圍束它，因此箍筋用量得以減少。本研究建議之設計公式(5-1)與公式(5-2)乃以扣除這區域的混凝土軸壓強度來達到箍筋減量之目的。 P_{hcc} 可依下式計算：

$$P_{hcc} = 0.85 f'_c A_{hcc} \quad (5-5)$$

其中 A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之斷面積。對於 A_{hcc} 之計算，本研究建議包覆H型鋼骨之SRC柱可採用「三角形圍束模式」來考量高度圍束區混凝土範圍(如圖 1.3 所示)；包覆十字型鋼骨之SRC柱可採用「矩形圍束模式」來考量(如圖 1.4 所示)；對於包覆填充型鋼管SRC柱中之高度圍束區混凝土範圍將為「鋼管內部所包圍的混凝土面積」。

比較本研究建議之設計法(公式 5-1 及公式 5-2)與 AISC-Seismic Provisions 設計法(公式 2-12)對於SRC柱圍束箍筋量之設計公式，兩者主要之不同處在於本研究建議法特別以「高度圍束區混凝土」對SRC柱軸力分擔之貢獻，即公式(5-5)

之 P_{hcc} ，來考量鋼骨翼板對 SRC 柱核心混凝土圍束效應的貢獻，以達到降低圍束箍筋用量之目的。反觀目前 AISC-Seismic Provisions 之設計公式中則未能反映鋼骨翼板寬度變化對 SRC 柱中混凝土圍束效應所造成之影響。

5.3 本研究建議法之特色與合理性

圖5.1至圖5.3分別顯示當SRC柱內包覆不同型式之鋼骨時，本研究建議法與ACI-318規範對柱中箍筋所需圍束之混凝土面積的不同考量，由圖中可以發現，本研究建議法的主要特色在於考量SRC柱中高度圍束區之混凝土不需由箍筋提供圍束，故相對於ACI-318規範考量柱中全區之混凝土皆由箍筋提供圍束的情況下，SRC柱中之箍筋用量將因此得以減少。再者，若將本研究提出的SRC柱圍束箍筋量之新設計方法應用於「包覆填充型鋼管SRC柱」之箍筋量設計時，將更能夠彰顯出其設計邏輯之合理性。如圖5.3所示，在SRC柱中鋼管內部之混凝土已受到鋼骨翼板良好圍束的情形下，需要靠箍筋去圍束的混凝土區域只剩下鋼骨翼板外面至箍筋之間的混凝土，如圖5.3(a)之淺灰色部分所示。但是若依ACI-318規範之考量來設計，箍筋所需要圍束的混凝土區域將是箍筋範圍以內(包括鋼管內部)之「所有混凝土」，如圖5.3(b)所示。

此外，當SRC柱內之鋼骨翼板寬度為零時，如圖5.4所示，其高度圍束區混凝土之面積(A_{hcc})將為零，本研究建議法可以合理的反映出鋼骨翼板無法對混凝土提供有效的圍束作用；反之，AISC-Seismic Provisions因只考慮到「鋼骨用量」而未包含「鋼骨翼板寬度」之影響，故未能做出合理的反映。表5.1為本研究建議之(SRC)_{PROP}法及ACI、AISC與我國SRC設計規範中考量對SRC柱中圍束箍筋用量之折減參數的比較。

圖5.5至圖5.7為3組本研究假設之實尺寸SRC柱斷面，分別依不同設計法所求得圍束箍筋間距之比較，圖中採用之設計法包括ACI-318規範、AISC-Seismic Provisions、試驗中所採用的(ACI)_M法與(AISC)_M法、我國SRC規範(簡稱

(SRC)_{Taiwan})以及本研究建議之(SRC)_{PROP}法。

經過比較各設計法所得之結果可以發現，本研究建議之(SRC)_{PROP}法所得到的設計結果與AISC-Seismic Provisions之設計結果較為接近，而ACI-318規範之設計結果則顯得非常保守。以圖5.7之「包覆填充型鋼管SRC柱」計算所得之結果為例，若依ACI-318規範設計，SRC柱中容許的最大箍筋間距為60mm；在考量SRC柱內「鋼骨用量」之貢獻後，依AISC-Seismic Provisions計算所得之箍筋間距放寬至154mm；至於依本研究建議法進一步再考量「鋼骨翼板」的圍束貢獻之後，計算所得之箍筋間距則可再放寬至為170mm。此一現象顯示，本研究建議之設計法因為考量鋼管內部之混凝土已經由鋼骨翼板提供足夠的圍束，所以箍筋所需要圍束的混凝土區域即相對的減少，故SRC柱中所需之箍筋量亦因此得以放寬，而此一考量將有助於使SRC柱之圍束箍筋配置更為合理，並可以達到較經濟的設計結果。

以圖5.5至圖5.7所假設的SRC柱斷面為例，本研究亦分別比較各種不同的設計方法所求得之SRC柱最小箍筋需求量及其所採用的「箍筋量折減係數」之差異，詳如表5.2所示。以包覆十字型鋼骨SRC柱斷面之設計結果為例，依本研究建議法計算所得SRC柱中最小所需之箍筋比 ρ_h 為0.24%，而依ACI-318規範計算則為0.6%，可以發現若依本研究建議法來配置SRC柱中之圍束箍筋將可以較ACI-318規範節省約40%的箍筋用量。

值得一提的是，AISC-Seismic Provisions與我國SRC規範採用相同之折減係數， $(1 - A_s F_{ys} / P_n)$ ，來考量SRC柱中鋼骨用量對分擔柱軸力之貢獻，卻得到不同的設計結果，造成此差異的原因在於此兩設計規範在計算SRC柱之軸向抗壓強度 P_n 時，是採用不同的計算方法。AISC-Seismic Provisions在計算SRC柱之軸向抗壓強度時是依AISC-LRFD規範計算得之，而由表4.3可以發現，依AISC-LRFD計算所得之軸壓強度值趨於保守，如此一來將使得鋼骨所能分擔柱軸力的貢獻較實際上提高，換言之，鋼骨實際上沒有分擔如此高比例的軸壓力，因此依AISC-Seismic

Provisions計算所得之箍筋間距會略大於依我國SRC規範計算所得之箍筋間距。

再者，圖 5.8 至圖 5.11 分別顯示本研究建議法與 ACI-318 規範對一般 RC 柱圍束箍筋及我國 SRC 規範中對 SRC 柱圍束箍筋設計公式在使用不同鋼骨用量與鋼骨翼板寬度時，其箍筋間距設計結果之比較，本研究建議法與 ACI-318 規範及我國 SRC 規範中所求得之箍筋間距主要的差異性謹概述如下：

1. 若依 ACI 規範對於一般 RC 柱之規定來設計包覆型 SRC 柱之圍束箍筋量，其結果顯得非常保守。
2. 在我國 SRC 規範方面，該規範考量了鋼骨對 SRC 柱軸力之貢獻，使得混凝土部分所需承擔之軸力相對降低，進一步對 SRC 柱中所需之箍筋量予以放寬。不過，我國 SRC 規範並未對鋼骨翼板寬度的大小對混凝土圍束作用所造成的影響加以適當的考慮。例如圖 5.9 所示，當鋼骨翼板寬度分別為零與 40000 mm^2 時，本研究建議法可以合理的反映出鋼骨翼板寬度所能提供之圍束作用的差異；反之，我國 SRC 規範則未能作出合理的反映。

以圖 5.8 至圖 5.11 所假設的 SRC 柱之鋼骨用量與鋼骨翼板寬度之參數為例，本研究亦分別比較此三種不同的設計方法所求得之 SRC 柱之箍筋量折減係數的差異，詳如表 5.3 至表 5.6 所示。由表中可以發現，ACI-318 規範將 RC 柱之箍筋量設計法用在 SRC 柱，故其箍筋量折減係數為 1；而我國 SRC 規範考慮鋼骨用量多寡的影響對 SRC 柱中箍筋用量折減之，但無法反映出鋼骨翼板寬度變化所造成的影響，如表 5.4 與表 5.6 所示；至於本研究建議法同時考量鋼骨用量與鋼骨翼板寬度對 SRC 柱中混凝土圍束效應的雙重影響，計算所得之箍筋量折減係數為三者中最小，此一現象亦顯示依據本研究建議法將可以合理的降低 SRC 柱中所需之圍束箍筋用量，而得到較經濟且較具施工可行性的設計結果。

另一方面，由於 SRC 柱中箍筋之功能除了圍束柱核心混凝土之外，尚有固定主筋、防止主筋挫屈、抵抗剪力等功能。為了避免箍筋間距過大而導致主筋發生挫屈，本研究初步建議在箍筋最大間距限制方面仍需符合目前我國 SRC 設計

規範之相關規定，亦即於 SRC 柱圍束區之箍筋間距不應超過 150mm，非圍束區之箍筋間距不應大於 200mm。



第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究依據力學原理與試驗結果針對包覆型SRC柱所需之耐震設計箍筋量進行探討，初步獲得以下結論：

1. 本研究根據 20 支 SRC 短柱試體之試驗結果顯示，當固定 SRC 柱之鋼骨比與鋼骨斷面深度時，翼板寬度愈寬的試體，在載重到達極限抗壓強度後，其強度衰減較慢；且當鋼骨翼板寬度愈寬，試體之韌性愈佳。
2. 本研究之試驗結果顯示，SRC 柱中鋼骨翼板寬度愈寬確實能夠對柱核心混凝土發揮愈好的圍束功能，因此當 SRC 柱內鋼骨翼板較寬時，將可以適當的減少其柱中之箍筋用量。
3. 另一方面，考量 SRC 柱中的鋼骨所分擔之柱軸力後，將使得 SRC 柱中混凝土所需要承擔之軸力得以減少，故混凝土爆開的可能性相對降低，因此 SRC 柱中之圍束箍筋用量亦可酌予減少。
4. 若採取 ACI-318 規範建議之一般 RC 柱圍束箍筋配置方式來設計 SRC 柱中圍束箍筋量，其設計結果將會過於保守且不經濟，並可能導致箍筋過密而增加 SRC 柱施工的複雜度。
5. 目前 AISC-Seismic Provisions 在放寬 SRC 柱中圍束箍筋量時，雖然已考慮到鋼骨用量對分擔 SRC 柱軸力之貢獻，但是並未考慮 SRC 柱內鋼骨翼板之寬度變化對柱核心混凝土所造成之圍束效應的影響，此為 AISC-Seismic Provisions 設計法不足之處。
6. 本研究根據試驗結果與理論模式分析，提出一套 SRC 柱圍束箍筋量之耐震設計新方法，此設計方法的主要特色是考慮到在 SRC 柱中的「高度圍束區內之混凝土」不需靠箍筋圍束，而是由鋼骨翼板提供圍束。因此本研究同時考量

「鋼骨用量」及「鋼骨翼板寬度」作為放寬 SRC 柱圍束箍筋量之主要參數，此一方式將有助於使 SRC 柱之圍束箍筋配置更為合理，並可以達到較經濟的設計結果，亦有助於簡化 SRC 柱箍筋施工之複雜度。

7. 由於 SRC 柱中箍筋之功能除了圍束混凝土之外，尚包含固定主筋、避免主筋挫屈及抗剪等功能，因此依本研究建議之新方法設計 SRC 柱圍束箍筋量，仍須考量最大箍筋間距之限制，以避免因為間距過大而導致主筋發生挫屈。本研究初步建議 SRC 柱之箍筋最大間距仍需符合目前我國 SRC 設計規範之相關規定，亦即於 SRC 柱圍束區之箍筋間距不應超過 150mm，非圍束區之箍筋間距不應大於 200mm。
8. 本研究將 SRC 短柱抗壓試驗所得之試體極限軸壓強度與依據國內外各設計規範計算所得之 SRC 柱標稱軸壓強度進行比較。計算所得各規範標稱強度值與試體實際強度之比值的平均值結果，依 ACI-318 規範、AISC-LRFD 規範及我國 SRC 規範，依序分別為 0.90、0.85 及 0.91。試驗結果顯示我國 SRC 規範所計得之強度預測值最接近試驗值，ACI 規範次之，而 AISC-LRFD 規範則最為保守。

6.2 建議

1. 本研究根據理論分析與試驗所得之結果，提出一套 SRC 柱圍束箍筋量之耐震設計新方法，該法將有助於更為合理的配置包覆型 SRC 柱中之圍束箍筋，而有關 SRC 柱中採用本研究建議之設計方法配置箍筋之實際應用，仍需待下一階段試驗結果的驗證。
2. 本文所探討之範圍乃在 SRC 短柱承受軸向載重下之行為，故為了瞭解 SRC 柱構材之耐震性能，對於承受反覆載重下之 SRC 柱構材的強度與韌性行為，仍需再作進一步之深入研究。

參考文獻

1. 翁正強、廖慧明、張荻薇、陳誠直，「鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說」，內政部建築研究所，十二月，台北 (2003)。
2. 內政部，「鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說」，營建署，台北 (2004)。
3. Mirza, S.A., “Parametric Study of Composite Column Strength Variability,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 14, No. 2, pp.121-137 (1989).
4. 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).
5. 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).
6. 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，第 193-204 頁 (1998)。
7. Mander, J. B., Priestly, M. J. N., Park, R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *Journal of The Structural Division*, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826 (1988)..
8. ACI, “Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI318R-02),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan (2002).
9. AISC, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois (2002).

10. AISC, "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings," 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois (1999).
11. Burr, W.H., "Composite Columns of Concrete and Steel," Proceedings, Institute of Civil Engineers, 188, pp.114-126 (1912).
12. Steven, R.F., "Encased Stanchions," The Structural Engineers, London, England, 43(2), pp.59-66, Feb. (1965).
13. Roderick, J.W. and Rogers, D. F., "Load Carrying Capacity of Simple Composite Columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.95, No.ST2, pp.209-228, Feb. (1969).
14. Furlong, R.W., "AISC Columns Design Logic Makes Sense for Composite Column, Too," Engineering Journal, AISC, First Quarter, pp.1-7 (1976).
15. Furlong, R.W., "Column Rules of ACI, SSLC and LRFD Compared," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.10, pp.2375-2386, Oct. (1983).
16. Hamdan, M. and Hunaiti, Y., "Factors Affecting Bond Strength in Composite Columns," Proceedings of The Third International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Conference Committee of ICCS-3, pp.213-218 (1991).
17. 翁正強、陳村林，「SRC 梁柱極限設計之探討-簡單疊加強度法」，結構工程，第五卷，第四期，十二月，第 51-66 頁 (1990)
18. 翁正強、王瑋傑，「包覆型 SRC 梁柱極限強度之研究：剛度分配法」，結構工程，第六卷，第三期，九月，第 23-43 頁 (1991)
19. 管啟旭，「SRC 梁柱極限強度研究：考慮長度效應之剛度分配法」，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所，新竹 (1992)。

20. Wakabayashi, M., "Research on Earthquake Resistant Capacity of Composite Structures Using High Strength Steel," Proceedings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, pp.3425-3430 (1992).
21. 蔡克銓，連陽，陳誠直，「鋼骨鋼筋混凝土柱軸向載重行為」，中國土木工程學刊，第八卷，第四期，第 535-545 頁 (1995)。
22. 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)。
23. 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)
24. Muguruma, H., Watanabe, S., Katsuta, S. and Tanka, S., "A Stress-Strain Model of Confined Concrete," Proceedings, JCA Cement and Concrete, Vol.34, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp.429-432 (1980).
25. Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M., "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns," Journal of The Structural Division, ASCE, Vol.108, No.12, pp.2703-2722 (1982).
26. 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).
27. Saatcioglu, M., Razvi, S. R., "Strength and Ductility of Confined Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.118, No.6, pp.1590-1602 (1992).
28. Hoshikuma, J., Kwashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W., "Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, May. (1997).

29. 王柄雄，「新矩形混凝土柱圍束型式之研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所，台北 (2004)。



附錄 A：(ACI)_M 設計法之公式推導過程

由翁正強等[6]於 1998 年所提出之包覆型 SRC 柱之圍束箍筋量建議計算公式，本文簡稱之為(ACI)_M法，其推導所得之箍筋量計算公式可表示如下：

$$(\text{SRC 柱圍束箍筋量}) = (\phi_{sh})_{\text{SRC}} \times (\text{一般 RC 柱之圍束箍筋量}) \quad (\text{A-1})$$

其中 $(\phi_{sh})_{\text{SRC}}$ 為考量「鋼骨翼板寬度」對混凝土圍束貢獻之箍筋量折減係數，以下為其公式推導過程。

A.1 一般 RC 柱圍束箍筋之設計原理

一般 RC 柱中配置圍束箍筋的目的之一在於當柱承受高軸壓力而造成混凝土保護層剝落後，可因箍筋之圍束作用提高圍束範圍內之混凝土抗壓強度而使得 RC 柱抵抗軸壓力的能力不至於降低，即：

$$P_{n,\text{core}} \geq P_{n0} \quad (\text{A-2})$$

其中 $P_{n,\text{core}}$ 為受箍筋圍束之柱核的軸向抗壓強度； P_{n0} 為柱全斷面之軸向抗壓強度。

公式(A-2)中柱核之軸向抗壓強度 $P_{n,\text{core}}$ 與柱全斷面之軸向抗壓強度 P_{n0} 之計算如下：

$$P_{n,\text{core}} = f_{c,\text{max}} A_c + A_r F_{yr} \quad (\text{A-3})$$

$$P_{n0} = 0.85f'_c (A_g - A_r) + A_r F_{yr} \quad (\text{A-4})$$

其中 $f_{c,\text{max}}$ 為受矩形箍筋圍束之混凝土抗壓強度； A_c 為柱核混凝土之斷面積； A_r 為主筋之斷面積； F_{yr} 為主筋之降伏強度； f'_c 為混凝土之抗壓強度； A_g 為柱之全斷面積。

公式(A-3)中有關受螺旋箍筋圍束之混凝土抗壓強度 $f_{c,\text{max}}$ ，依下式計算：

$$f_{c,max} = 0.85f'_c + 4.1f_c \quad (A-5)$$

其中 f_c 為柱構材在承受軸壓力下，柱核心混凝土所產生向外膨脹之力；此時箍筋亦產生相對之環向拉力 F_{yh} 阻止核心混凝土向外膨脹，故由圖 A.1(c)所示之力平衡關係可以求得 f_c ：

$$f_c = \frac{A_{sh}F_{yh}}{sh_c} \quad (A-6)$$

將公式(A-6)代入公式(A-5)中，則公式(A-5)可表示成如下：

$$f_{c,max} = 0.85f'_c + \frac{4.1A_{sh}F_{yh}}{sh_c} \quad (A-7)$$

其中 A_{sh} 為一對圍束箍筋之斷面積； F_{yh} 為圍束箍筋之降伏強度； s 為圍束箍筋之間距； h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度。

再者，公式(A-3)中對於受矩形箍筋圍束之混凝土，如圖 A.2 所示，其抗壓強度 $f_{c,max}$ ，依下式計算：

$$f_{c,max} = 0.85f'_c + k \times \frac{4.1A_{sh}F_{yh}}{sh_c} \quad (A-8)$$

其中 k 為考慮矩形箍筋較螺箍筋所提供之圍束效應低之折減係數，其值約在 0.5~1.0 之間。

將公式(A-8)代入公式(A-3)中，且令公式(A-3)與公式(A-4)相等以滿足公式(A-2)之最小要求，則可求得 RC 柱中最小圍束箍筋量之設計公式如下：

$$A_{sh} = 0.207sh_c \times \left(\frac{f'_c}{kF_{yh}}\right) \times \left(\frac{A_g}{A_c} - \frac{A_r}{A_c} - 1\right) \quad (A-9)$$

上式中由於 A_r/A_c 之值一般多小於 6% 可以忽略不計，且對於矩形閉合箍金，若將 k 取 0.75 則公式(A-8)簡化後可得 ACI 規定之最小圍束箍筋量之設計公式如下：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \quad (A-10)$$

此外，ACI 規範將公式(A-10)中之全斷面積 A_g 與圍束區面積 A_c 之比值取為

1.3 (即 $A_g / A_c = 1.3$) 以做為圍束箍筋量之下限值，則 ACI 最小圍束箍筋量設計公式可改寫成如下：

$$A_{sh} = 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (A-11)$$

A.2 包覆 H 型 SRC 柱圍束箍筋量之計算：

三角形圍束模式[6]

由圖 1.5 可知，包覆型 SRC 柱中受高度圍束及普通圍束作用之混凝土，其抗壓強度應有所不同。換言之，受高度圍束作用之混凝土其抗壓強度應較普通圍束區之混凝土為高。但為了簡化圍束箍筋量之計算，保守地假設高度圍束區內之混凝土抗壓強度與普通圍束區內之混凝土抗壓強度相同。

另一方面，對於 RC 柱中柱核之混凝土在受到箍筋的圍束作用時，為了將柱核長短兩向之影響納入考慮，將改以體積比以代替公式(A-8)中 A_{sh}/sh_x 面積比之值，亦即受箍筋圍束之混凝土抗壓強度將依式(A-8)修改成：

$$f_{c,max} = 0.85f'_c + 4.1 \times k \times \frac{A_{sh} \times \frac{(h_x + h_y)}{2}}{sh_x h_y} \times F_{yh} \quad (A-12)$$

其中 h_x, h_y 為柱核水平、垂直方向之邊長； $(h_x + h_y)/2$ 為柱核水平、垂直方向之平均長度。

當考慮 SRC 柱中鋼骨翼板對混凝土圍束效應的貢獻時，如假設鋼骨翼板對混凝土圍束效應的貢獻如圖 1.3 所示，則上述公式(A-12)所示受圍束之混凝土抗壓強度 $(f_{c,max})_{SRC}$ 應修正為：

$$(f_{c,max})_{SRC} = 0.85f'_c + 4.1 \times k \times \frac{(A_{sh})_{SRC,H} \times \frac{(h_x + h_y)}{2}}{\left[sh_x h_y - 4s \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{b_f}{2} \cdot \frac{d_w}{2} \right) \right]} \times F_{yh} \quad (A-13)$$

其中 $(A_{sh})_{SRC,H}$ 為包覆 H 型 SRC 柱中一對圍束箍筋之斷面積； b_f 為鋼骨翼板寬

度； d_w 為鋼骨腹板淨深； $sh_x h_y - 4s\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{b_f}{2} \cdot \frac{d_w}{2}\right)$ 為三角形圍束模式中圍束箍筋所須圍束之柱核混凝土體積。

以公式(A-13)取代公式(A-8)代入公式(A-3)中，且考慮鋼骨存在對公式(A-3)與公式(A-4)強度計算之貢獻，則可求得 SRC 柱之柱核軸向抗壓強度 $P_{n,core}$ 與 SRC 柱全斷面之軸向抗壓強度 P_{n0} 如下：

$$P_{n,core} = \left[0.85f'_c + 4.1 \times k \times \frac{(A_{sh})_{SRC,H} \times \frac{(h_x + h_y)}{2}}{\left[h_x h_y S - 4\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{b_f}{2} \cdot \frac{d_w}{2}\right) S \right]} \times F_{yh} \right] (A_c)_{RC} + A_s F_{ys} + A_r F_{yr} \quad (A-14)$$

及

$$P_{n0} = 0.85f'_c (A_g - A_s - A_r) + A_s F_{ys} + A_r F_{yr} \quad (A-15)$$

其中 $(A_c)_{RC}$ 為包覆 H 型 SRC 柱中柱核混凝土之斷面積； A_s 為 SRC 柱中鋼骨之斷面積； f_{ys} 為鋼骨之降伏強度。

令公式(A-14)與公式(A-15)相等以滿足公式(A-2)之最小要求，則可求得 SRC 柱中最小圍束箍筋量之設計公式如下：

$$(A_{sh})_{SRC,H} = \frac{2 \left[h_y - \frac{1}{2} \left(\frac{b_f}{h_x} \right) d_w \right]}{h_x + h_y} \times sh_x \times \frac{0.208 f'_c}{k F_{yh}} \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - \frac{A_s}{(A_c)_{RC}} - \frac{A_r}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \quad (A-16)$$

若令公式(A-16)中等號右邊第一項以下述方式表示：

$$(\phi_{sh})_{SRC,H} = \frac{2 \left[h_y - \frac{1}{2} \left(\frac{b_f}{h_x} \right) d_w \right]}{h_x + h_y} \quad (A-17)$$

則公式(A-16)可表示成公式(A-1)之建議形式。

由於 A_r / A_c 之值一般多小於 6% 可以忽略不計，且對於矩形閉合箍筋，若將

k 取 0.75 則公式(A-16)簡化後可得 SRC 柱最小圍束箍筋量之設計公式如下：

$$(A_{sh})_{SRC,H} = (\phi_{sh})_{SRC,H} \times 0.3sh_x \frac{f'_c}{F_{yh}} \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - \frac{A_s}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \quad (A-18)$$

若依 ACI 規範之建議 A_g 與 $(A_c)_{RC}$ 之比值不得小於 1.3，即取 $A_g/(A_c)_{RC} = 1.3$ 代入公式(A-18)，則圍束箍筋量不得小於下式所計算之結果：

$$(A_{sh})_{SRC,H} = (\phi_{sh})_{SRC,H} \times 0.09sh_x \frac{f'_c}{F_{yh}} \times \left[1 - 3.33 \frac{A_s}{(A_c)_{RC}} \right] \quad (A-19)$$

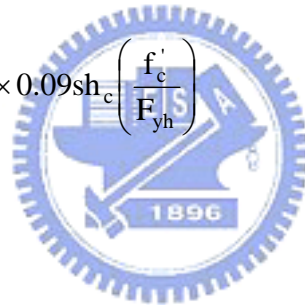
最後，將上二式簡化為以下二式：

$$(A_{sh})_{SRC,H} = (\phi_{sh})_{SRC,H} \times 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \quad (A-20)$$

及

$$(A_{sh})_{SRC,H} = (\phi_{sh})_{SRC,H} \times 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (A-21)$$

以上二式取大值設計。



A.3 包覆十字型 SRC 柱圍束箍筋量之計算：

矩形圍束模式[6]

包覆十字型 SRC 柱「矩形圍束模式」之圍束箍筋量的推導原理大部份與包覆 H 型 SRC 柱「三角形圍束模式」相同，惟考慮 SRC 柱中鋼骨翼板與腹板對混凝土圍束效應的貢獻時，如假設鋼骨翼板與腹板對混凝土圍束效應的貢獻如圖 1.4 所示，則上述公式(A-13)所示之受箍筋圍束之混凝土抗壓強度應修正為：

$$(f_{c,max})_{SRC} = 0.85f'_c + 4.1 \times k \times \frac{(A_{sh})_{SRC,+} \times \frac{(h_x + h_y)}{2}}{[sh_x h_y - s(b_{fx} d_y + b_{fy} d_x - b_{fx} b_{fy})]} \times F_{yh} \quad (A-22)$$

其中 $(A_{sh})_{SRC,+}$ 為包覆十字型 SRC 柱中一對圍束箍筋之斷面積；

$sh_x h_y - s(b_{fx} d_y + b_{fy} d_x - b_{fx} b_{fy})$ 為矩形圍束模式中圍束箍筋所須圍束之柱核混

凝土體積。

將公式(A-22)代入公式(A-3)中，且令公式(A-3)與公式(A-4)相等以滿足公式(A-2)之最小要求，則可求得矩形圍束模式之 SRC 柱最小圍束箍筋量設計公式如下：

$$(A_{sh})_{SRC,+} = \frac{2 \left\{ h_y - \left[\left(\frac{b_{fx}}{h_x} \right) d_y + \left(\frac{b_{fy}}{h_x} \right) d_x - \left(\frac{b_{fx}}{h_x} \right) b_{fy} \right] \right\}}{h_x + h_y} \times sh_x \times \frac{0.208 f_c}{k F_{yh}} \times \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - \frac{A_s}{(A_c)_{RC}} - \frac{A_r}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \quad (A-23)$$

若令公式(A-23)中等號右邊第一項以下述方式表示：

$$(\phi_{sh})_{SRC,+} = \frac{2 \left\{ h_y - \left[\left(\frac{b_{fx}}{h_x} \right) d_y + \left(\frac{b_{fy}}{h_x} \right) d_x - \left(\frac{b_{fx}}{h_x} \right) b_{fy} \right] \right\}}{h_x + h_y} \quad (A-24)$$

則公式(A-23)可表示成公式(A-1)之建議形式。再將公式(A-24)取代公式(A-18)與公式(A-19)中之 $(\phi_{sh})_{SRC,H}$ ，則可求得矩形圍束模式之包覆十字型 SRC 柱圍束箍筋量之計算公式如下：

$$(A_{sh})_{SRC,+} = (\phi_{sh})_{SRC,+} \times 0.3sh_x \frac{f'_c}{F_{yh}} \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - \frac{A_s}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \quad (A-25)$$

及

$$(A_{sh})_{SRC,+} = (\phi_{sh})_{SRC,+} \times 0.09sh_x \frac{f'_c}{F_{yh}} \times \left[1 - 3.33 \frac{A_s}{(A_c)_{RC}} \right] \quad (A-26)$$

最後，將上二式簡化為以下二式：

$$(A_{sh})_{SRC,+} = (\phi_{sh})_{SRC,+} \times 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \left[\frac{A_g}{(A_c)_{RC}} - 1 \right] \quad (A-27)$$

及

$$(A_{sh})_{SRC,+} = (\phi_{sh})_{SRC,+} \times 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{F_{yh}} \right) \quad (A-28)$$

以上二式取大值設計。



附錄 B：SRC 短柱與 RC 短柱之韌性比較

為了探討鋼骨的存在對柱桿件力學行為之影響，本研究於試驗中另外設計一支 RC 柱試體以作為對照組，且該 RC 柱試體之總用鋼量與 SRC 柱試體之總用鋼量相同。RC 柱試體之斷面圖如圖 B.1 所示，全斷面尺寸為 200×200mm；長度為 1m；在柱四面配置等量鋼筋，共 12 支#5 主筋；箍筋採用#2(直徑 6mm)之光面閉合箍筋，並依 ACI-318 規範配置箍筋，箍筋間距為 60mm。

在相同斷面積時，鋼材之強度與勁度較混凝土高出 5~8 倍，因此當採用 SRC 柱時，相對於 RC 柱，可在不增加柱斷面積的情況下，有效提高柱的抗壓強度與建築物之勁度；亦可減少柱斷面積，增加實際可用空間。此外，混凝土的包覆可降低鋼骨發生局部挫屈之可能性，而且混凝土可以當作鋼骨的防火被覆，亦可節省許多經費。再者，SRC 構造可以減少混凝土使用量，亦即有助於減少砂石開採對環境生態的破壞。

在設計矩形 RC 柱之橫箍筋時，考量在主筋發生挫屈之後，其強度與韌性皆會產生明顯急遽的下降；因此，RC 柱之橫箍筋的間距必須夠密以防止箍筋之間的主筋過早挫屈。反之，由於 SRC 柱中有鋼骨的存在，可以有效的提高柱整體的勁度，使得 SRC 柱主筋相較於 RC 柱不易挫屈；且因為 SRC 柱中鋼骨的存在，當主筋挫屈後，SRC 柱仍能保有一定的強度及勁度。

圖 B.2 顯示 RC 短柱試體之軸力-位移曲線，將該圖與圖 4.1 之 SRC 短柱試體的軸力-位移曲線圖作比較，可以發現採用總用鋼量相等之 SRC 柱與 RC 柱試體，在位移達到 20mm 時，RC 柱試體幾乎已喪失承载力；反觀 SRC 柱試體，除了試體 H0 系列的強度衰減較快之外，其餘試體均可發揮不錯之韌性。有此明顯不同之處在於當主筋發生挫屈後，RC 柱試體整體強度即產生急遽地下降；但配置與 RC 柱相同箍筋量之 SRC 柱試體則沒有這種強度陡降的現象，而在主筋挫屈之後，SRC 柱試體由於鋼骨的存在，使得在加載至極限載重之後仍可維持

相當程度的抗壓能力。

此外，RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線如圖 B.3 所示，計算該 $P/P_u-\Delta/\Delta_{Pu}$ 圖之曲線從原點至位移達 $2\Delta_{Pu}$ 所得之正規化應變能值為 1.23。另一方面，比較依 $(ACI)_M$ 、AISC 及 $(AISC)_M$ 此三種配筋法之 SRC 柱試體，其箍筋間距皆比依 ACI-318 規範配筋之 RC 柱試體要大。以依 AISC-Seismic Provisions 配筋 (箍筋間距為 170mm) 之 SRC 柱試體為例，其箍筋間距要比依 ACI-318 規範配筋 (箍筋間距為 60mm) 之 RC 柱試體大上近三倍，但由表 4.1 可以發現整體上 SRC 柱試體之韌性依然優於 RC 柱試體，唯 H0 系列試體與依 $(AISC)_M$ 法配筋之 SRC 柱試體其韌性表現相對的較不理想，但與 RC 柱試體亦差異不大。以 SRC 柱之試體 C4-AISC 為例，由表 3 中可以發現其正規化應變能值為 1.38，而 RC 柱試體則為 1.23，此一現象顯示，雖然 SRC 柱中之箍筋間距為 170mm，但是由於 SRC 柱中鋼骨的存在，其韌性仍比箍筋間距為 60mm 之 RC 柱試體好。此一現象亦可由比較 SRC 短柱試體與 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖發現，如圖 B.4 與圖 B.5 所示。

依據力學原理分析與試驗所得結果，歸納出 SRC 短柱相對於 RC 短柱之優點與差異性如下：

1. SRC 柱中鋼骨的存在有效的提高柱整體的勁度，使得 SRC 柱主筋相較於 RC 柱不易挫屈；且因為 SRC 柱中鋼骨的存在，當主筋挫屈後，SRC 柱仍能保有一定的強度及勁度。
2. 矩形橫箍筋 RC 柱在主筋挫屈後，其承载力將急速下降，主要原因之一在於 RC 柱中主筋承擔一大部分之柱軸壓力，故 RC 柱中之橫箍筋的間距必須夠密以防止箍筋之間的主筋過早挫屈。
3. SRC 柱中之主筋一般以在四個角落各配置三根為原則，因此 SRC 柱中之主筋量佔柱全斷面積的比例不像 RC 柱中之主筋如此大；換言之，SRC 柱中較大部分之軸壓力是由鋼骨所承擔，故 SRC 柱中主筋挫屈後對柱構材強度之影響

相對於 RC 柱將較不嚴重。

4. SRC 柱中由於有鋼骨的存在，鋼骨除了可分擔一大部分之柱軸力，且鋼骨翼板亦可對柱核心混凝土提供圍束貢獻，故相對於純 RC 柱，SRC 柱中之圍束箍筋用量將可適當的減少。



符號說明

A_c	混凝土之淨斷面積
A_{ch}	受箍筋圍束部分柱核之斷面積
A_g	構材之全斷面積
A_{hcc}	高度圍束區混凝土之斷面積
A_r	縱向鋼筋之斷面積
A_s	鋼骨之斷面積
A_{sh}	圍束箍筋之斷面積
A_{st}	鋼骨之斷面積，橫向箍筋內之縱向鋼筋併入 A_{st} 計算
b_f	鋼骨翼板寬度
C_1	合成斷面之轉換係數
C_2	合成斷面之轉換係數
C_3	合成斷面之轉換係數
d_w	鋼骨腹板淨深
E_c	混凝土之彈性模數
E_m	修正後之鋼骨彈性模數
E_s	鋼骨之彈性模數
F_{cr}	臨界壓力
f'_c	混凝土之抗壓強度
$f_{c,max}$	受矩形箍筋圍束之混凝土抗壓強度
F_{my}	修正後之鋼骨降伏應力
f_y	鋼材之降伏應力
F_y	鋼骨之降伏應力
F_{yh}	圍束箍筋之降伏應力

F_{yr}	縱向鋼筋之降伏應力
F_{ys}	鋼骨之規定降伏應力
h_c	受箍筋圍束之柱核心斷面之寬度
h_x	柱核水平方向之邊長
h_y	柱核垂直方向之邊長
I_g	SRC 構材全斷面之慣性矩
k	考慮矩形箍筋較螺箍筋所提供之圍束效應低之折減係數
K	有效長度係數
KL	SRC 構材之有效長度
L	構件之未支撐長度
$(P_n)_u$	SRC 柱之軸向受壓強度
P_{hcc}	高度圍束區混凝土(Highly Confined Concrete)之軸向受壓強度
P_n	構件之軸向標稱強度
P_{n0}	柱全斷面之軸向抗壓強度
$P_{n,core}$	受箍筋圍束之柱核的軸向抗壓強度
P_{nrc}	RC 部分之標稱受壓強度
P_{ns}	鋼骨部分之標稱受壓強度
P_s	鋼骨之軸向受壓強度
r_{eff}	SRC 構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑
r_m	鋼骨或鋼管之迴轉半徑
r_s	鋼骨斷面之迴轉半徑
s	柱圍束箍筋之間距
α	鋼骨斷面有效迴轉半徑修正因子
ρ_s	圍束箍筋之體積比
ϕ	強度折減係數
ϕ_c	SRC 柱之強度折減係數

ϕ_{rc} RC 部分之強度折減係數

ϕ_{cs} 鋼骨部分之強度折減係數



表 3.1 本研究之 SRC 短柱試體之編號與鋼骨、鋼筋及箍筋用量

系列	試體編號	鋼骨斷面尺寸 (mm)	鋼骨比 (%)	鋼筋比 (%)	箍筋比 (%)
H0	SRC1-H0-ACI-S6	PL 16×120	4.8	1.27	0.57
	SRC2-H0-AISC-S17				0.20
H6	SRC3-H6-ACI-S6	H 120×60×7×10	4.8	1.27	0.57
	SRC4-H6-(ACI) _M -S7				0.49
	SRC5-H6-AISC-S17				0.20
	SRC6-H6-(AISC) _M -S19				0.18
H12	SRC7-H12-ACI-S6	H 120×120×4×6	4.7	1.27	0.57
	SRC8-H12-(ACI) _M -S9				0.38
	SRC9-H12-AISC-S17				0.20
	SRC10-H12-(AISC) _M -S22				0.16
C0	SRC11-C0-ACI-S6	PL 8×120 + 2PL 8×56	4.6	1.27	0.57
	SRC12-C0-AISC-S17				0.20
C4	SRC13-C4-ACI-S6	2H 120×40×4×7	4.9	1.27	0.57
	SRC14-C4-(ACI) _M -S9				0.38
	SRC15-C4-AISC-S17				0.20
	SRC16-C4-(AISC) _M -S23				0.15
B12	SRC17-B12-ACI-S6	□120×120×4×4	4.6	1.27	0.57
	SRC18-B12-(ACI) _M -S12				0.29
	SRC19-B12-AISC-S17				0.20
	SRC20-B12-(AISC) _M -S32				0.11

註：(1) 試體編號中之第二組編號 H、C 或 B 分別代表 SRC 短柱之鋼骨型式為 H 型、十字型或箱型(Box)，其後方之數字代表鋼骨翼板寬度；第三組編號代表計算箍筋間距所採用的規範或計算法；第四組編號代表短柱試體之箍筋最大間距。

(2) 所有 SRC 短柱試體之全斷面尺寸均為 200×200mm，所有 SRC 短柱試體皆在 4 個角落各配置 1 支#4 鋼筋，共 4 支#4。此外，所有 SRC 短柱試體之鋼骨用量均相同。

(3) 所有 SRC 短柱試體皆在兩端配置較密的箍筋，以避免加載時在柱兩端因應力集中現象造成試體提早破壞。

(4) 箍筋比 $\rho_h = A_{sh} / (s \times h_c)$ ，其中 A_{sh} 為圍束箍筋量， s 為柱圍束箍筋之間距， h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面寬度。

表 3.2 SRC 短柱試體之鋼骨斷面肢材寬厚比檢核

試體系列	寬厚比	寬厚比限制	寬厚比	寬厚比限制
	b/t_f	$\lambda_{pd}^{(1)}$ (Flange)	h_c/t_w	λ_{pd} (Web)
H0	7.5	12.3		
H6	3	11.9		
H12	10	12.8	27	70.7
C0	7.5	11.9		
C4	2.9	12.7		
B12	29	45.0		
<p>註：(1) λ_{pd} 為耐震設計時鋼骨斷面肢材寬厚比之上限。 (2) 本表採國內 SRC 規範(2004)之寬厚比限制規定對本研究 SRC 短柱試體之鋼骨斷面肢材寬厚比進行檢核。</p>				

表 3.3 本研究 SRC 短柱試體之材料強度

試體材料 材料強度	鋼骨						鋼筋		混凝土	
	鋼板厚度 (mm)						鋼筋號數			
	4	6	7	8	10	16	#2	#4		
F_y (MPa)	296.3	264.6	266.2	305.5	316.0	286.5	440.1	388.2	f'_c (MPa)	20.6
F_u (MPa)	371.8	341.3	351.5	427.0	448.4	415.3	692.4	538.2		

表 4.1 SRC 短柱試體依正規化之軸力-位移曲線圖計得之正規化應變能

系列	試體編號	箍筋間距 (mm)	正規化應變能 ⁽¹⁾
H0	SRC1-H0-ACI-S6	60	1.30
	SRC2-H0-AISC-S17	170	1.24
H6	SRC3-H6-ACI-S6	60	1.39
	SRC4-H6-(ACI) _M -S7	70	1.34
	SRC5-H6-AISC-S17	170	1.26
	SRC6-H6-(AISC) _M -S19	190	1.21
H12	SRC7-H12-ACI-S6	60	1.44
	SRC8-H12-(ACI) _M -S9	90	1.35
	SRC9-H12-AISC-S17	170	1.48
	SRC10-H12-(AISC) _M -S22	220	1.22
C0	SRC11-C0-ACI-S6	60	1.40
	SRC12-C0-AISC-S17	170	1.34
C4	SRC13-C4-ACI-S6	60	1.48
	SRC14-C4-(ACI) _M -S9	90	1.46
	SRC15-C4-AISC-S17	170	1.38
	SRC16-C4-(AISC) _M -S23	230	1.36
B12	SRC17-B12-ACI-S6	60	1.49
	SRC18-B12-(ACI) _M -S12	120	1.46
	SRC19-B12-AISC-S17	170	1.42
	SRC20-B12-(AISC) _M -S32	320	1.30
<p>註：(1) 「正規化應變能」為取試體之軸力-位移曲線圖(參閱圖 4.1)正規化後之 $P/P_u - \Delta/\Delta_{Pu}$ 曲線圖(參閱圖 4.4)之曲線至位移達 $2\Delta_{Pu}$ 時所涵蓋之面積。</p> <p>(2) 表中之應變能為正規化之「$P/P_u - \Delta/\Delta_{Pu}$ 曲線圖」底下所涵蓋的面積，故其單位為無因次。</p>			

表 4.2 依各規範計算所得之 SRC 短柱試體的標稱軸壓強度

採用之規範或 計算法 試體系列	ACI-318 (2002)	AISC-LRFD (1999)	Taiwan-SRC (2004)	Squash Load
	$(P_n)_{ACI}$ (kN)	$(P_n)_{AISC}$ (kN)	$(P_n)_{T-SRC}$ (kN)	P_{squash} (kN)
H0	1194.7	1124.4	1191.5	1405.6
H6	1190.3	1119.1	1178.8	1400.3
H12	1174.3	1100.8	1198.9	1381.5
C0	1210.2	1140.7	1226.5	1423.7
C4	1193.4	1123.4	1216.8	1404.0
B12	1195.7	1124.5	1225.6	1406.7

註：各規範之設計公式中所用之材料強度值均以實際強度代入計算。



表 4.3 各規範計算所得之標稱強度與 SRC 短柱試體極限軸壓強度之比值比較

試體系列	$P_{test}^{(1)}$ (kN)	$\frac{(P_n)_{ACI}}{P_{test}}$	$\frac{(P_n)_{AISC}}{P_{test}}$	$\frac{(P_n)_{T-SRC}}{P_{test}}$	$\frac{P_{squash}}{P_{test}}$
H0	1191.2	1.00	0.94	1.00	1.18
H6	1476.4	0.81	0.76	0.80	0.95
H12	1442.7	0.81	0.76	0.83	0.96
C0	1423.8	0.85	0.80	0.86	1.00
C4	1369.4	0.87	0.82	0.89	1.03
B12	1195.7	1.00	0.94	1.03	1.18
平均值		0.89	0.84	0.90	1.05
標準偏差		8.90 %	8.42 %	9.21 %	10.47 %

註： P_{test} 值為取同系列之各試體於試驗中所得到的極限強度之「平均值」。唯 H12 系列中之試體 H12-AISC 之極限強度值差異過大故不納入平均。

表 5.1 本研究建議法與相關設計規範對 SRC 柱圍束箍筋用量之折減參數的比較

設計方法 折減參數	ACI-318 Code (2002)	AISC-Seismic Provisions (2002)	Taiwan- SRC Code (2004)	Proposed Design Method (This Study)
鋼骨用量之影響	No	Yes	Yes	Yes
鋼骨翼板寬度之影響	No	No	No	Yes

表 5.2 本研究建議法與相關設計規範所求得之 SRC 柱最小箍筋需求量之比較

箍筋量設計方法		ACI-318 Code (2002)	AISC-Seismic Provisions (2002)	Taiwan-SRC Code (2004)	Proposed Design Method (This Study)
設計結果之比較					
SRC 柱圍束箍筋用量之折減係數公式 ⁽¹⁾		1	$1 - \frac{F_{ys} A_s}{P_n}$	$1 - \frac{F_{ys} A_s}{(P_n)_u}$	$1 - \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u}$
包覆 H 型鋼骨 SRC 柱	折減係數 ⁽²⁾	1	0.55	0.65	0.58
	箍筋比 ρ_h ⁽³⁾	0.60 %	0.33 %	0.39 %	0.35 %
包覆十字型鋼骨 SRC 柱	折減係數 ⁽²⁾	1	0.40	0.52	0.40
	箍筋比 ρ_h ⁽³⁾	0.60 %	0.24 %	0.32 %	0.24 %
包覆填充型鋼管 SRC 柱	折減係數 ⁽²⁾	1	0.39	0.50	0.35
	箍筋比 ρ_h ⁽³⁾	0.60 %	0.23 %	0.30 %	0.21 %

註：(1) 各設計法對於 SRC 柱中箍筋用量之折減參數考量分別如下：ACI-318 規範將 RC 柱之箍筋量設計法用在 SRC 柱，故其折減係數即為 1；我國 SRC 規範及 AISC-Seismic Provisions 規範考量 SRC 柱中之「鋼骨用量」；本研究建議設計法則同時考量「鋼骨用量」與「鋼骨翼板寬度」。

(2) 本表中所列之箍筋用量折減係數係根據本研究假設之 3 組實尺寸 SRC 柱斷面計算而得。本表之目的在比較本研究建議法與相關設計規範所求得之 SRC 柱最小箍筋需求量及其所採用的折減係數之差異。本表所採用的 SRC 柱之尺寸及材料強度請參閱圖 5.5、5.6 及 5.7 中所示之插圖。

(3) 箍筋比 $\rho_h = A_{sh} / (s \times h_c)$ ，其中 A_{sh} 為圍束箍筋量， s 為柱圍束箍筋之間距， h_c 為受箍筋圍束之柱核心斷面寬度。

表 5.3 SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋量折減係數的影響：
 包覆 H 型鋼骨 SRC 柱

折減參數	ρ_s (%)	P_s (kN)	A_{hcc} (mm ²)	P_{hcc} (kN)
Case 1	3	5356	65000	1518
Case 2	5	8927		
Case 3	7	12497		

箍筋量設計方法 箍筋量折減係數	ACI-318 Code (2002)	Taiwan- SRC Code (2004)	Proposed Design Method (This Study)
Case 1	1	0.73	0.65
Case 2	1	0.61	0.54
Case 3	1	0.52	0.46

註：(1) 本表中所列之箍筋量折減係數係根據本研究假設之實尺寸 H 型鋼骨 SRC 柱斷面計算而得，所採用的 SRC 柱之尺寸及材料強度請參閱圖 5.8 中所示之插圖。本表將 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積(A_{hcc})固定，而變化柱中之鋼骨比(ρ_s)，目的在比較本研究建議法與相關設計規範中，SRC 柱中之鋼骨用量變化對其箍筋量折減係數的影響。

(2) 有關表中三種圍束箍筋量計算法之折減係數計算公式，詳參閱表 5.2 中所示。

表 5.4 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關設計法所求得之箍筋量折減係數的影響：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱

折減參數	ρ_s (%)	P_s (kN)	A_{hcc} (mm ²)	P_{hcc} (kN)
Case 1	6	10713	0	0
Case 2			40000	934
Case 3			80000	1868

箍筋量設計方法 箍筋量折減係數	ACI-318 Code (2002)	Taiwan- SRC Code (2004)	Proposed Design Method (This Study)
Case 1	1	0.56	0.56
Case 2	1	0.56	0.52
Case 3	1	0.56	0.49

註：(1) 本表中所列之箍筋量折減係數係根據本研究假設之實尺寸 H 型鋼骨 SRC 柱斷面計算而得，所採用的 SRC 柱之尺寸及材料強度請參閱圖 5.9 中所示之插圖。本表將 SRC 柱中之鋼骨比 (ρ_s) 固定，而變化柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積 (A_{hcc})，目的在比較本研究建議法與相關設計規範中，SRC 柱中之鋼骨翼板寬度變化對其箍筋量折減係數的影響

(2) 有關表中三種圍束箍筋量計算法之折減係數公式，詳參閱表 5.2 中所示。

表 5.5 SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋量折減係數的影響：
 包覆十字型鋼骨 SRC 柱

折減參數	ρ_s (%)	P_s (kN)	A_{hcc} (mm ²)	P_{hcc} (kN)
Case 1	4	8790	130000	3035
Case 2	6	13185		
Case 3	8	17580		

箍筋量設計方法 箍筋量折減係數	ACI-318 Code (2002)	Taiwan- SRC Code (2004)	Proposed Design Method (This Study)
Case 1	1	0.66	0.54
Case 2	1	0.55	0.45
Case 3	1	0.48	0.39

註：(1) 本表中所列之箍筋量折減係數係根據本研究假設之實尺寸十字型鋼骨 SRC 柱斷面計算而得，所採用的 SRC 柱之尺寸及材料強度請參閱圖 5.10 中所示之插圖。本表將 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積(A_{hcc})固定，而變化柱中之鋼骨比(ρ_s)，目的在比較本研究建議法與相關設計規範中，SRC 柱中之鋼骨用量變化對其箍筋量折減係數的影響。

(2) 有關表中三種圍束箍筋量計算法之折減係數計算公式，詳參閱表 5.2 中所示。

表 5.6 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關設計法所求得之箍筋量折減係數的影響：包覆十字型鋼骨 SRC 柱

折減參數	ρ_s (%)	P_s (kN)	A_{hcc} (mm ²)	P_{hcc} (kN)
Case 1	7	15382	0	0
Case 2			80000	1868
Case 3			160000	3736

箍筋量設計方法 箍筋量折減係數	ACI-318 Code (2002)	Taiwan- SRC Code (2004)	Proposed Design Method (This Study)
Case 1	1	0.51	0.51
Case 2	1	0.51	0.45
Case 3	1	0.51	0.40

註：(1) 本表中所列之箍筋量折減係數係根據本研究假設之實尺寸十字型鋼骨 SRC 柱斷面計算而得，所採用的 SRC 柱之尺寸及材料強度請參閱圖 5.11 中所示之插圖。本表將 SRC 柱中之鋼骨比(ρ_s)固定，而變化柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積(A_{hcc})，目的在比較本研究建議法與相關設計規範中，SRC 柱中之鋼骨翼板寬度變化對其箍筋量折減係數的影響。

(2) 有關表中三種圍束箍筋量計算法之折減係數計算公式，詳參閱表 5.2 中所示。

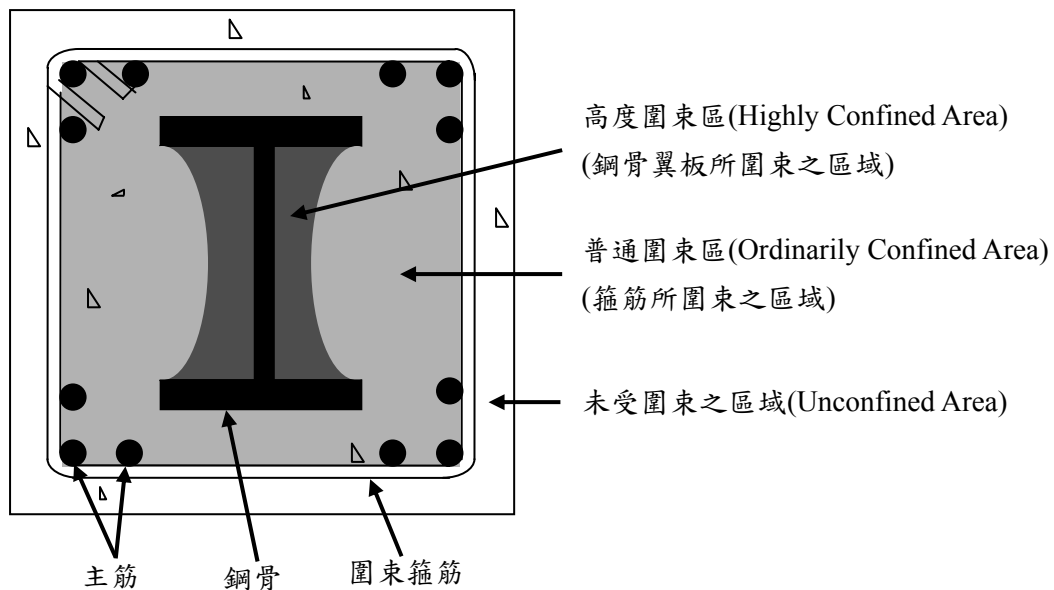


圖 1.1 包覆 H 型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[3、5]

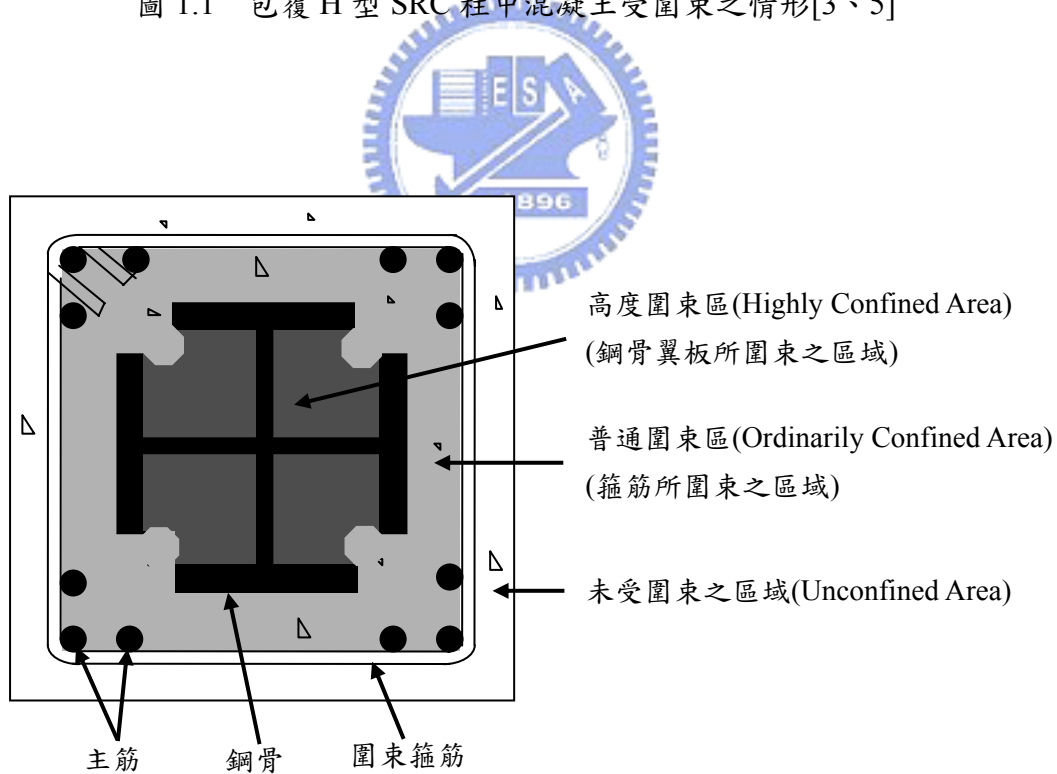


圖 1.2 包覆十字型 SRC 柱中混凝土受圍束之情形[6]

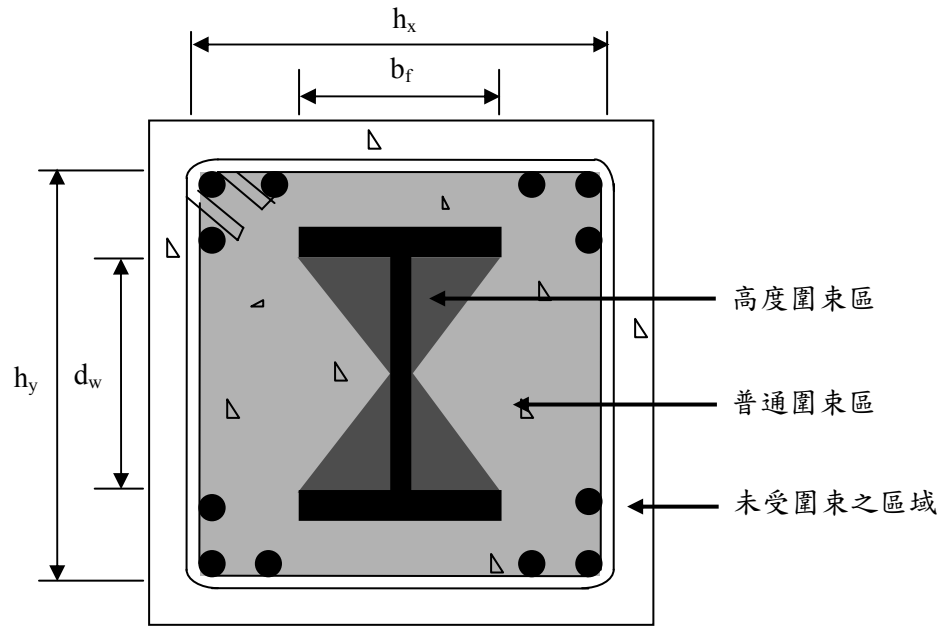


圖 1.3 三角形圍束模式[6]

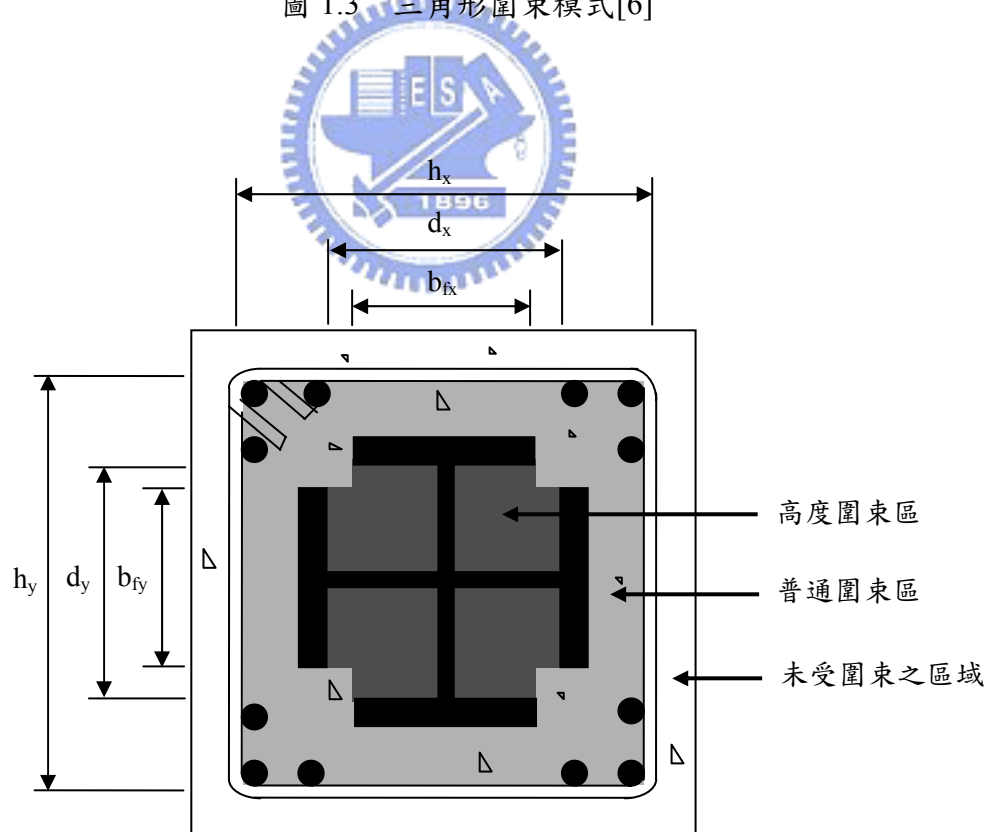


圖 1.4 矩形圍束模式[6]

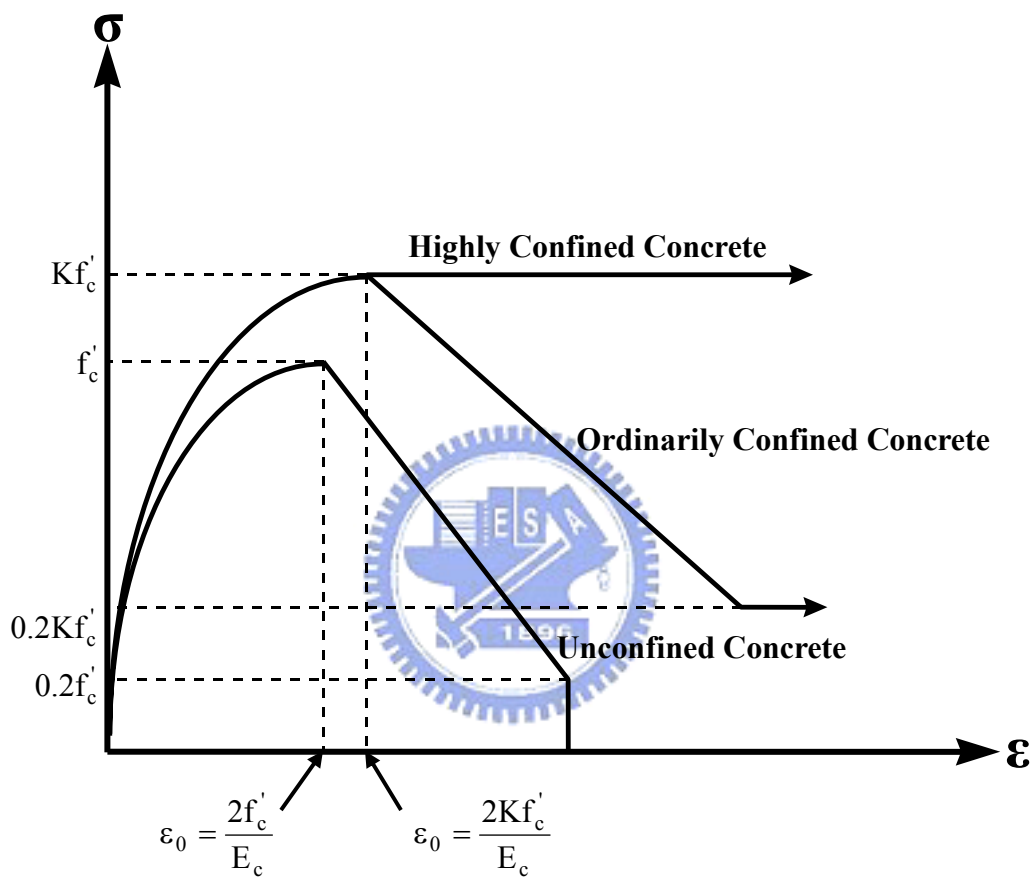
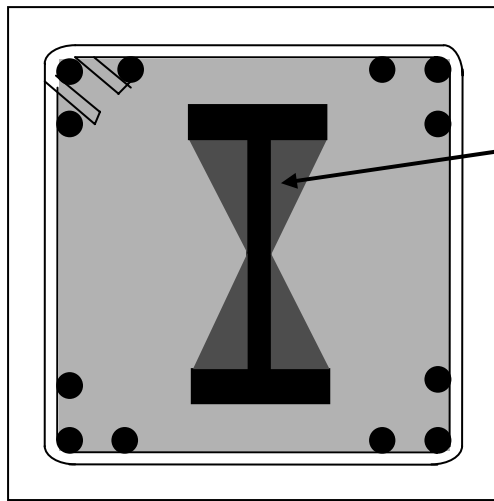
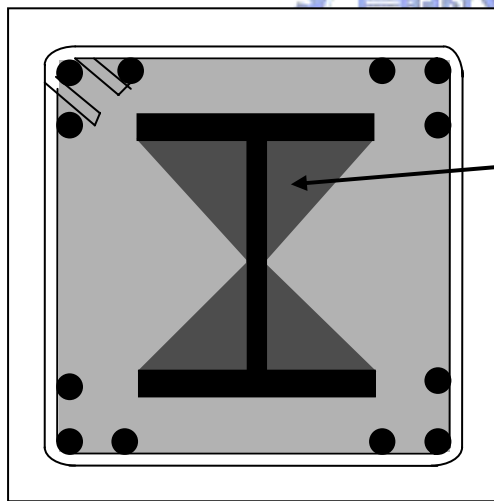


圖 1.5 包覆 H 型 SRC 柱中混凝土之應力-應變曲線[5、7]



高度圍束區之混凝土
 (此區由鋼骨翼板提供圍束，
 翼板較窄，圍束範圍較小)

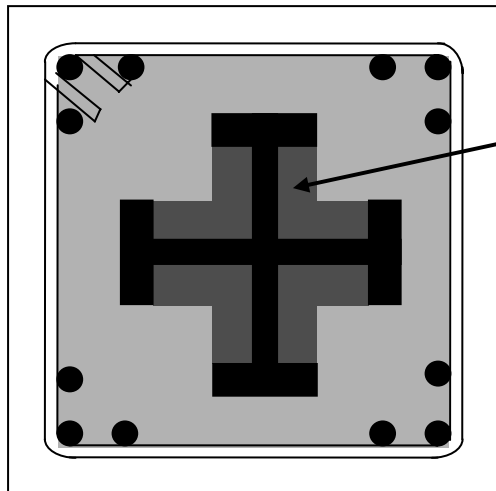
(a) 當鋼骨翼板較窄時



高度圍束區之混凝土
 (此區由鋼骨翼板提供圍束，
 翼板較寬，圍束範圍較大)

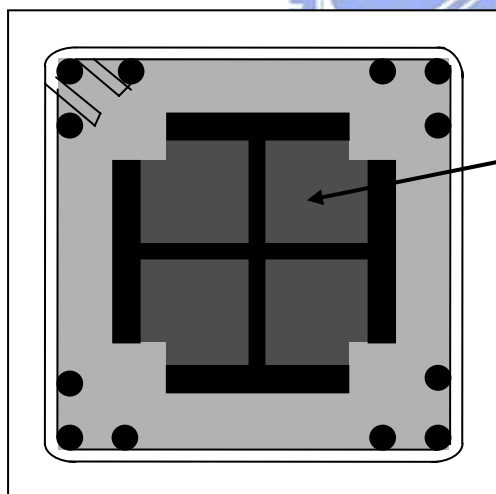
(b) 當鋼骨翼板較寬時

圖 2.1 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



高度圍束區之混凝土
 (此區由鋼骨翼板提供圍束，
 翼板較窄，圍束範圍較小)

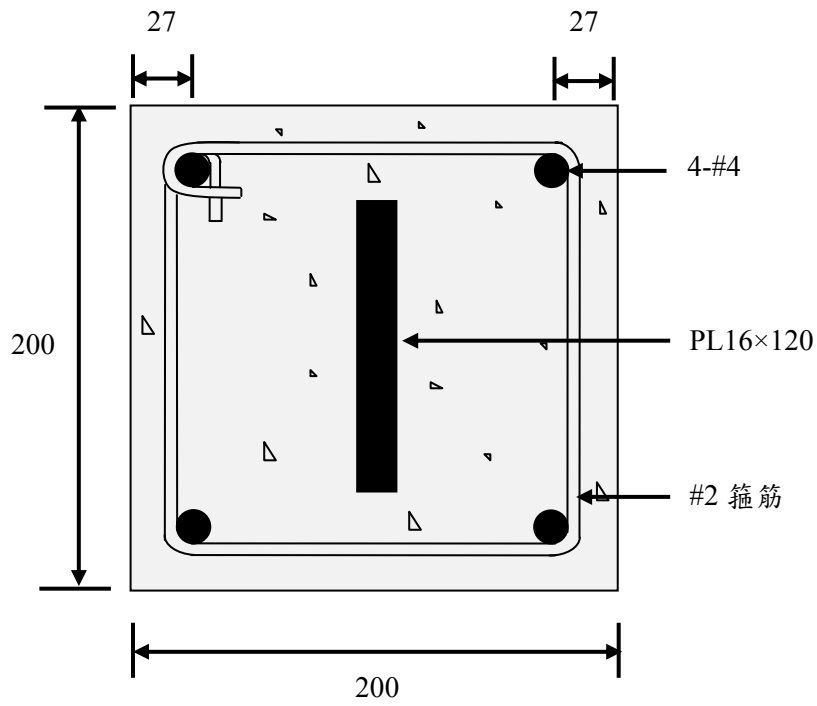
(a) 當鋼骨翼板較窄時



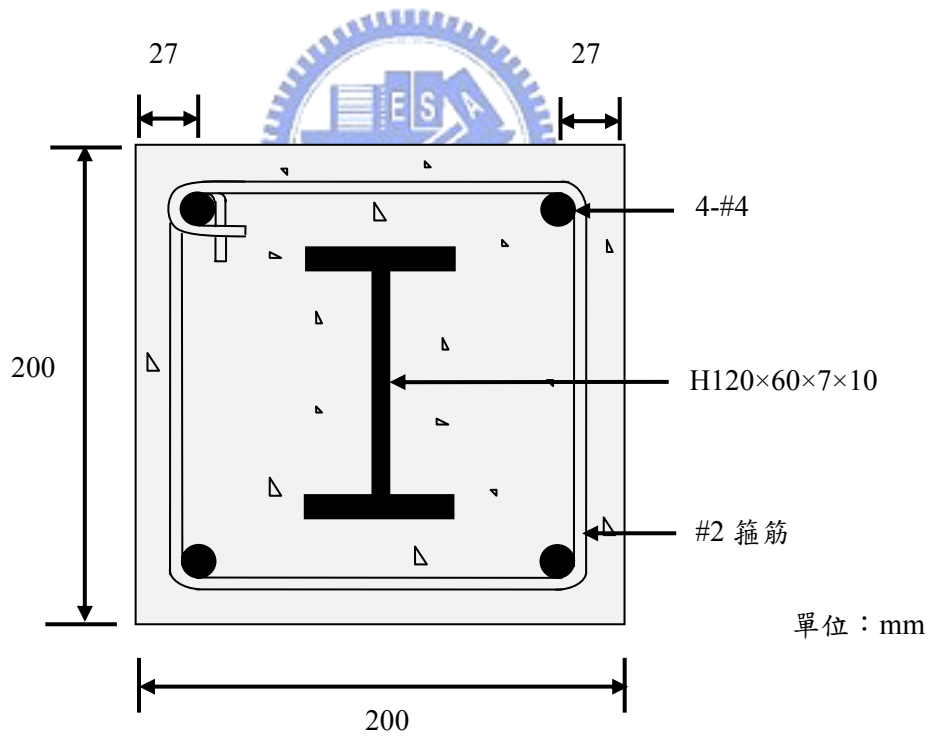
高度圍束區之混凝土
 (此區由鋼骨翼板提供圍束，
 翼板較寬，圍束範圍較大)

(b) 當鋼骨翼板較寬時

圖 2.2 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



(a) H0 系列

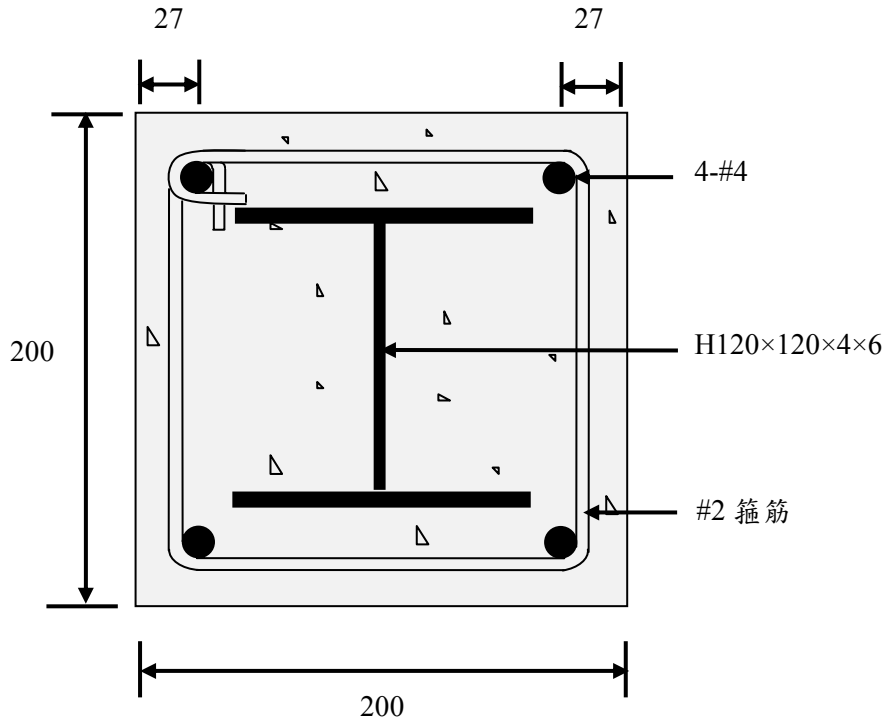


單位：mm

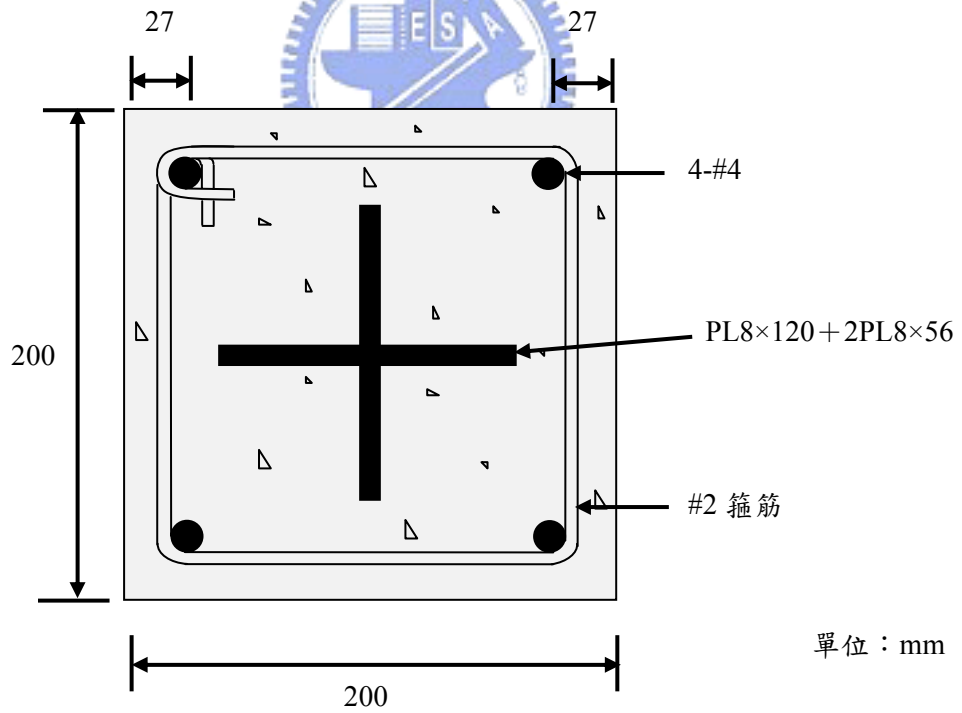
(b) H6 系列

註：本研究採用之所有 SRC 短柱試體
之全斷面尺寸與總用鋼量均相同

圖 3.1 本研究各系列之 SRC 短柱試體之斷面配置圖

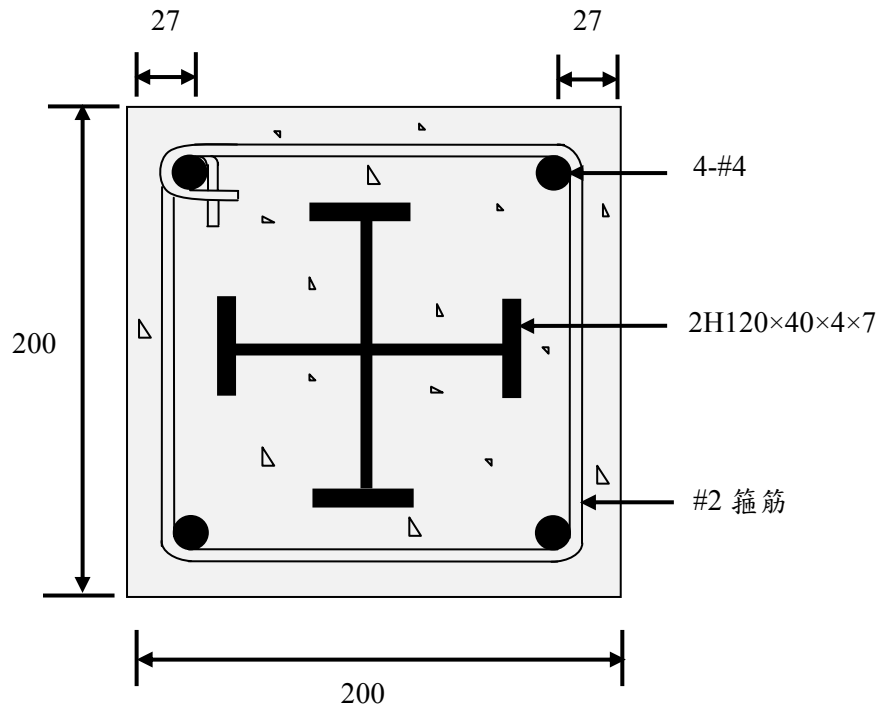


(c) H12 系列

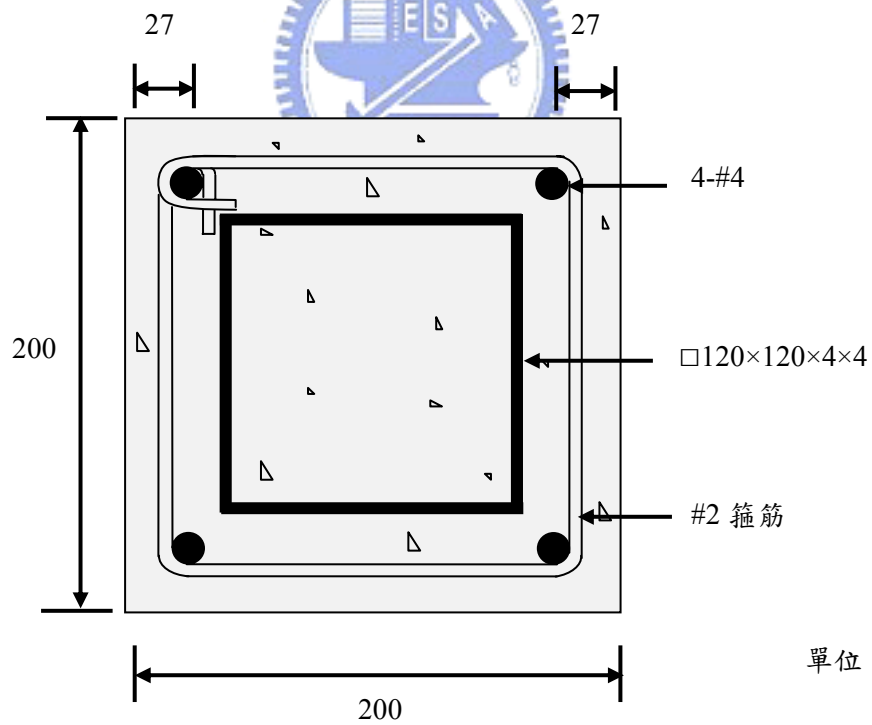


(d) C0 系列

圖 3.1 本研究各系列之 SRC 短柱試體之斷面配置圖(續)



(e) C4 系列



單位：mm

(f) B12 系列

圖 3.1 本研究各系列之 SRC 短柱試體之斷面配置圖(續)

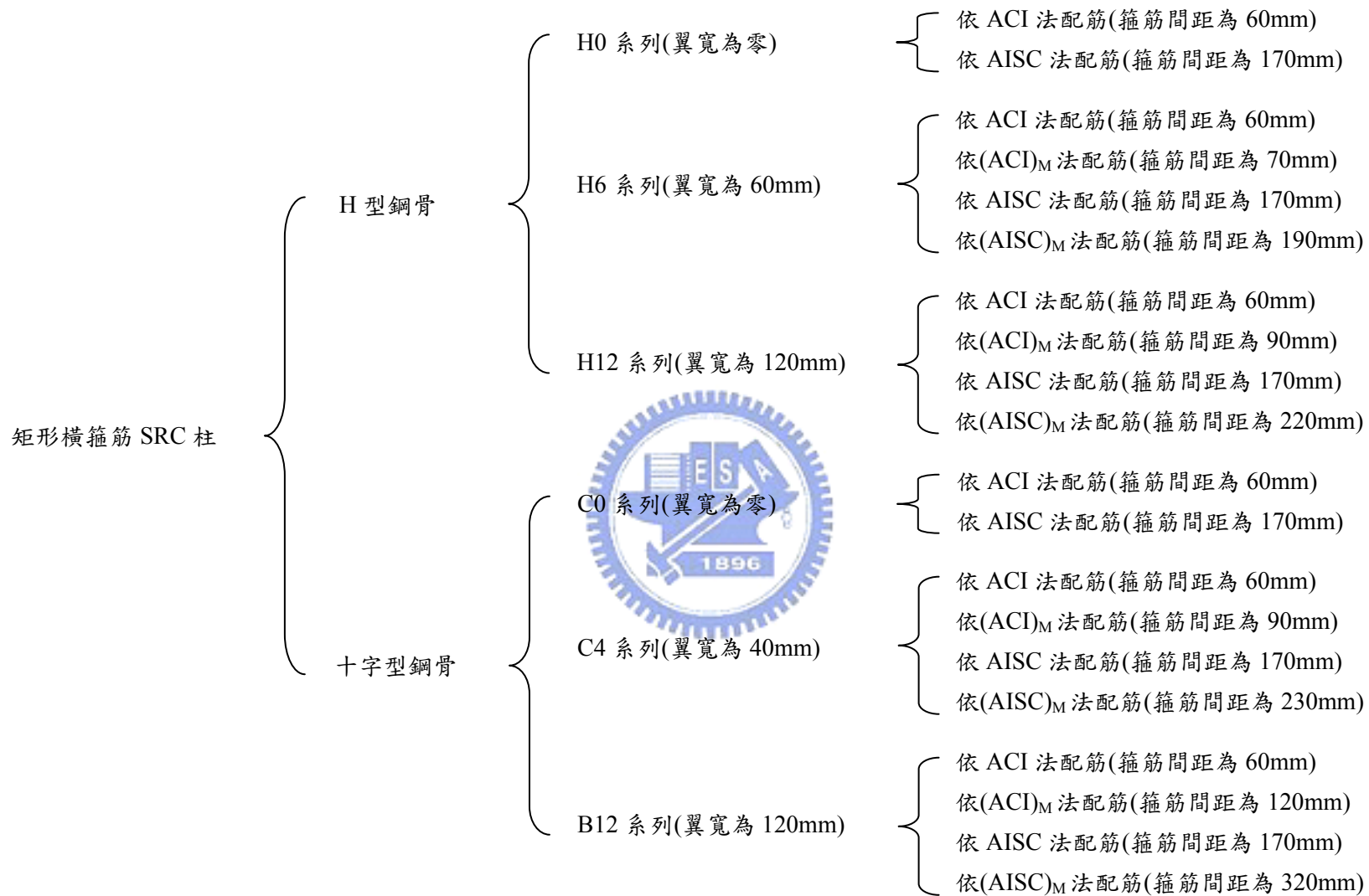
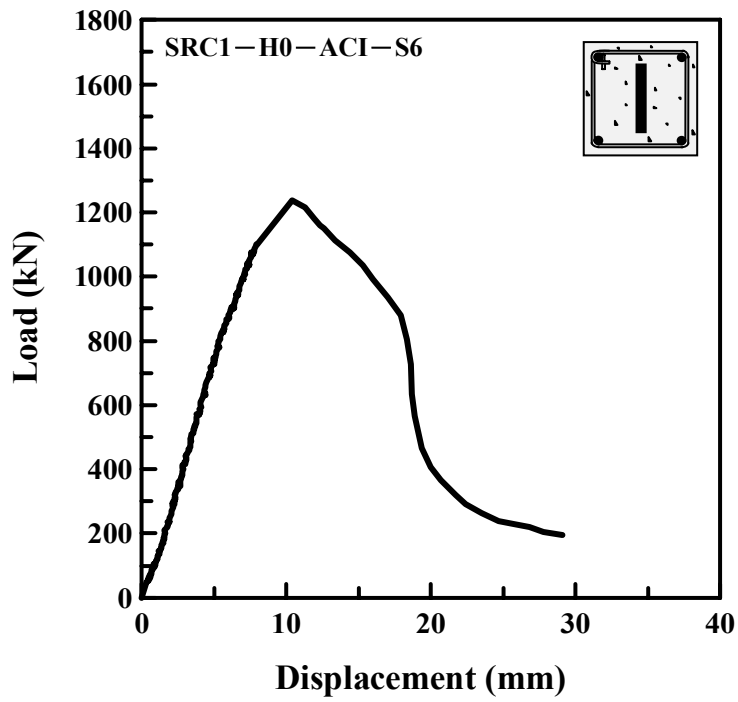
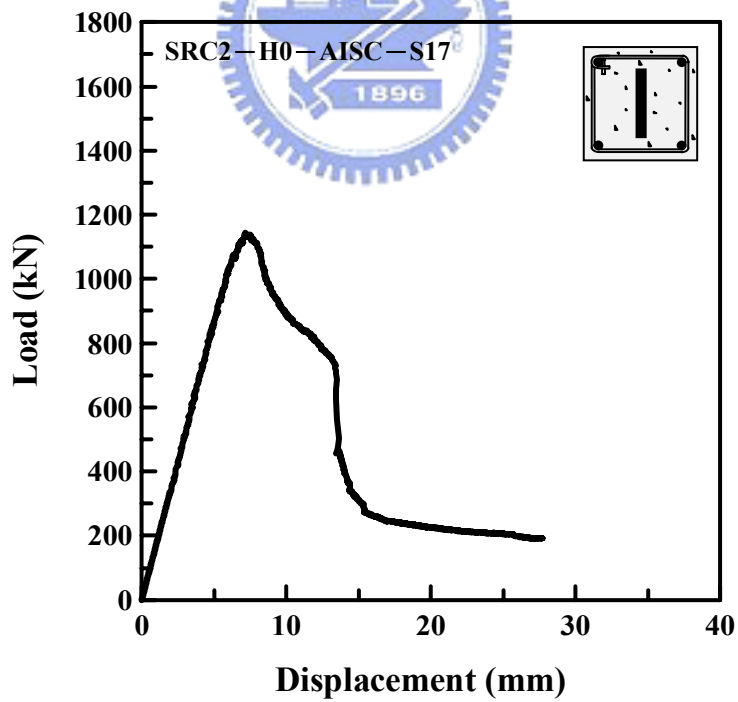


圖 3.2 本研究 SRC 短柱試體之分類

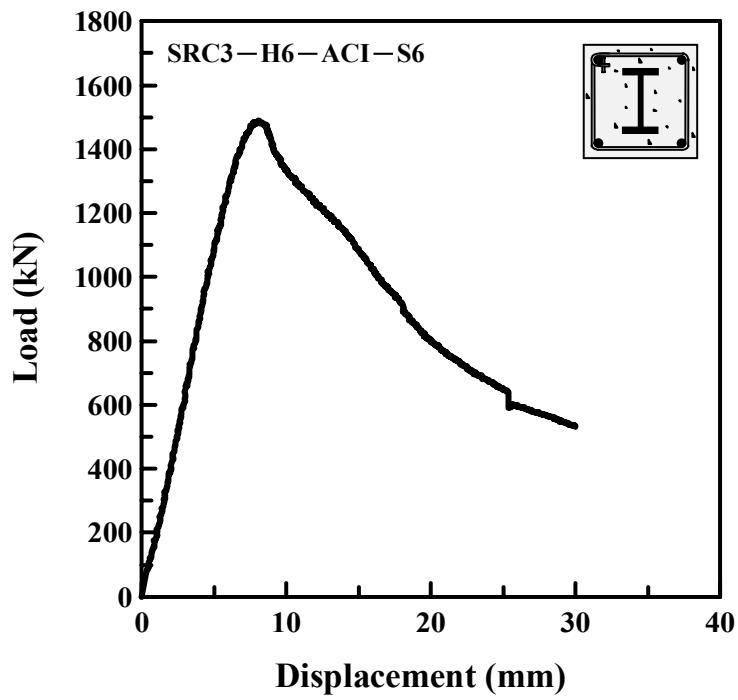


(1) H0-ACI

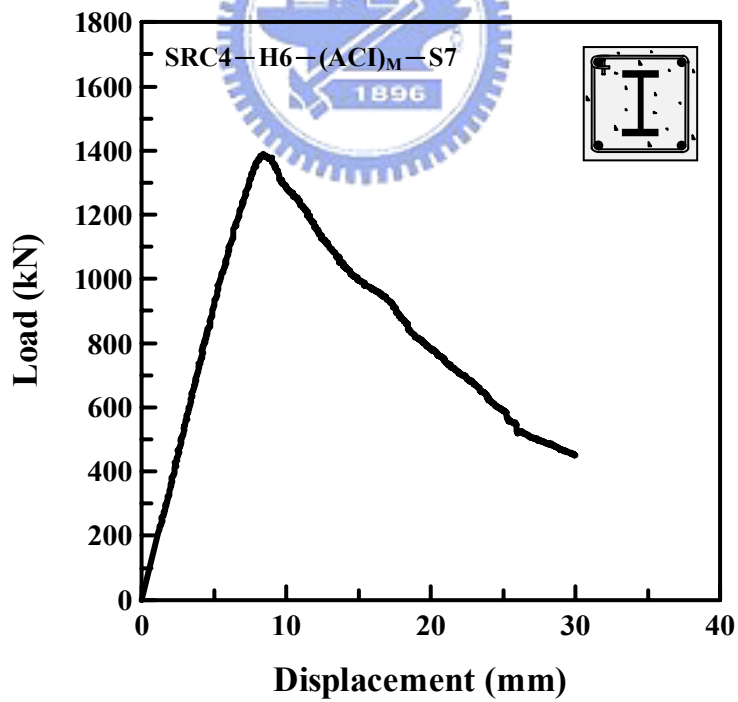


(2) H0-AISC

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖

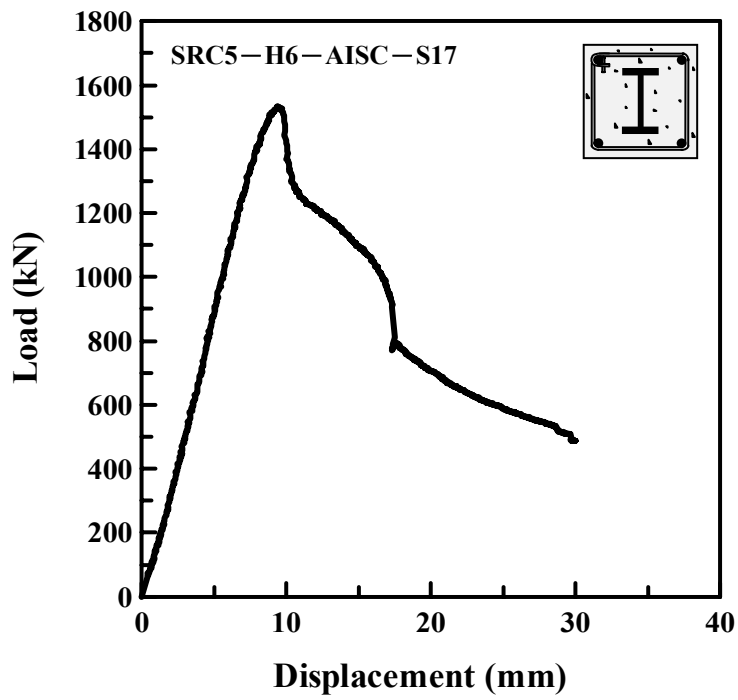


(3) H6-ACI

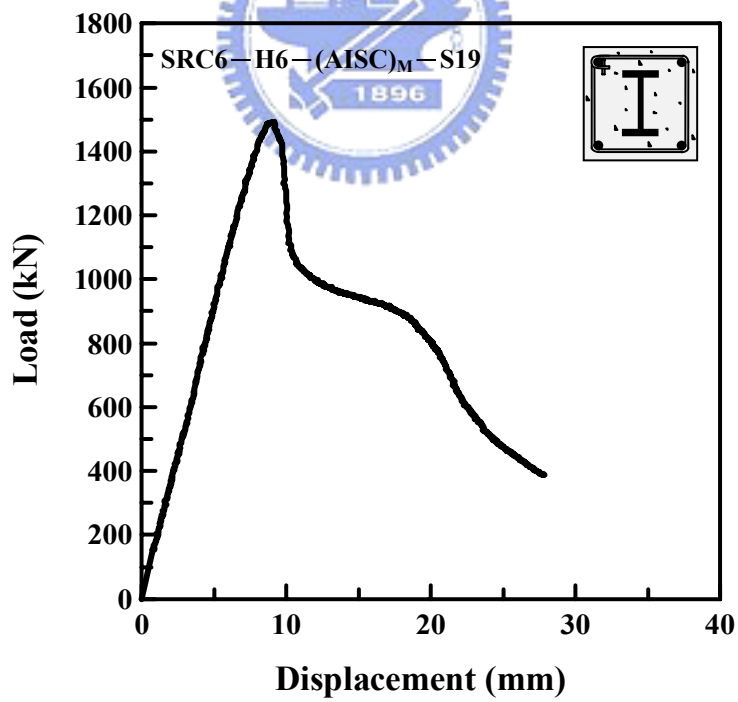


(4) H6-(ACI)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

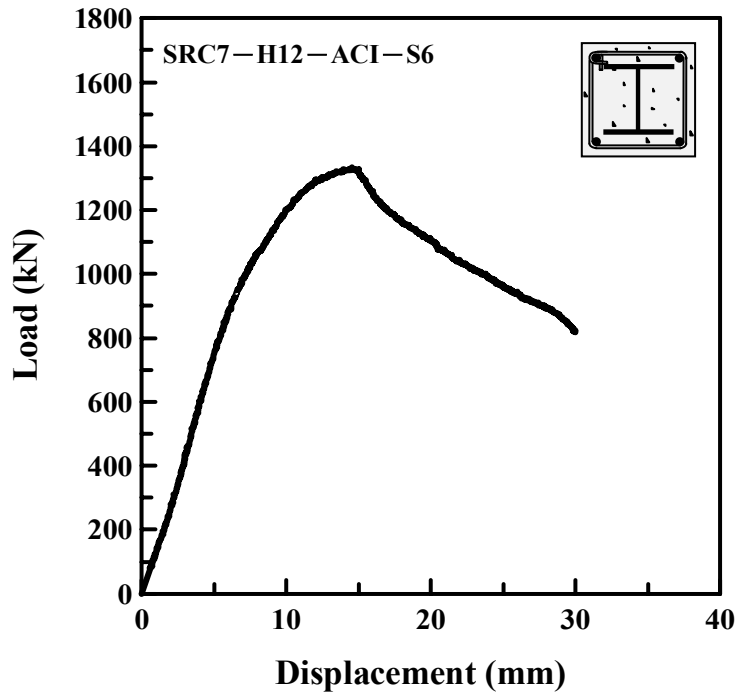


(5) H6-AISC

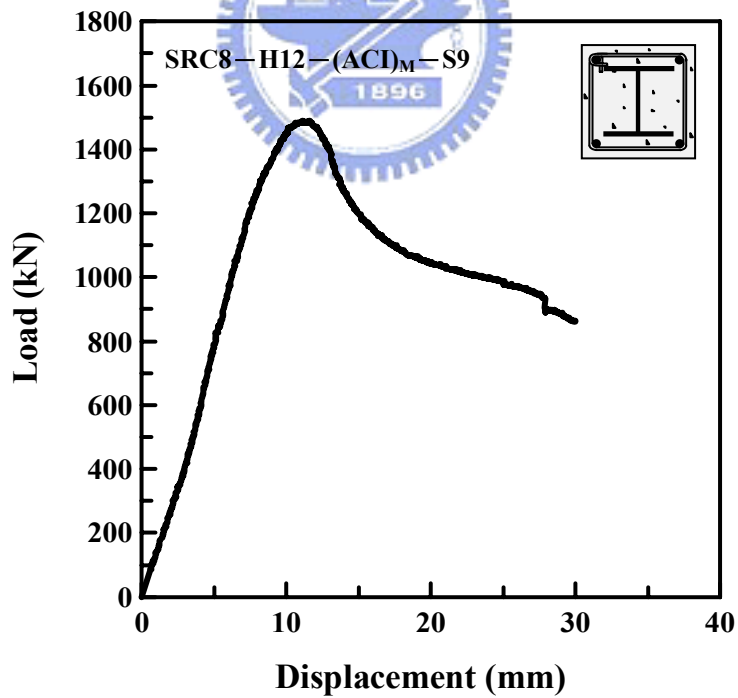


(6) H6-(AISC)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

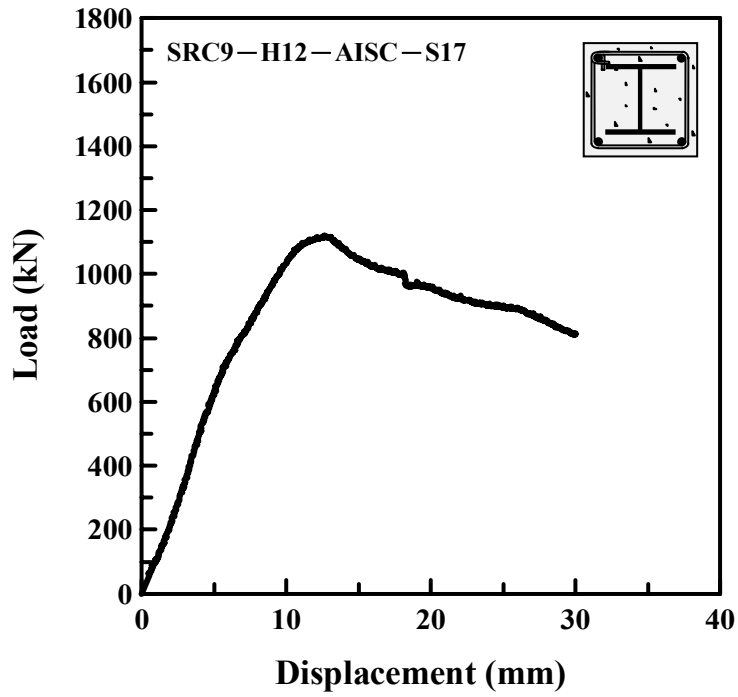


(7) H12-ACI

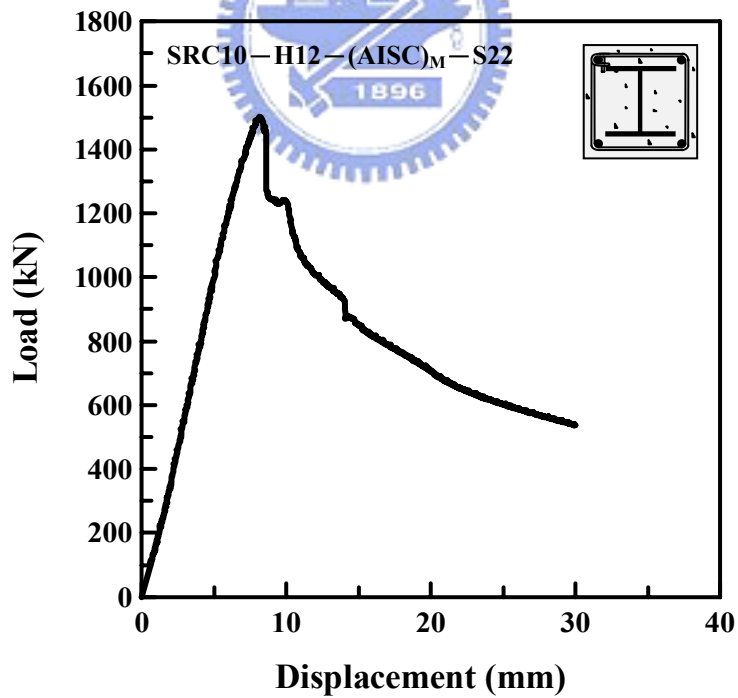


(8) H12-(ACI)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

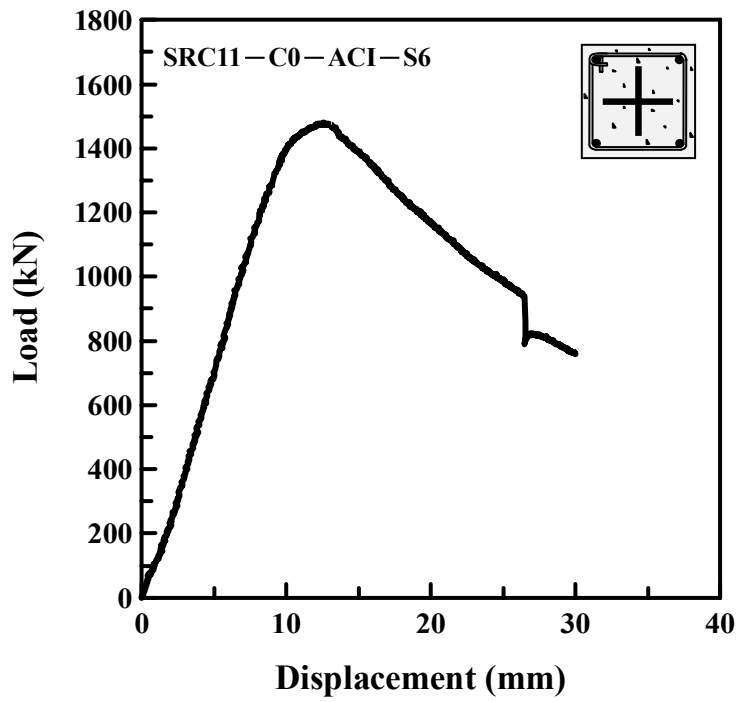


(9) H12-AISC

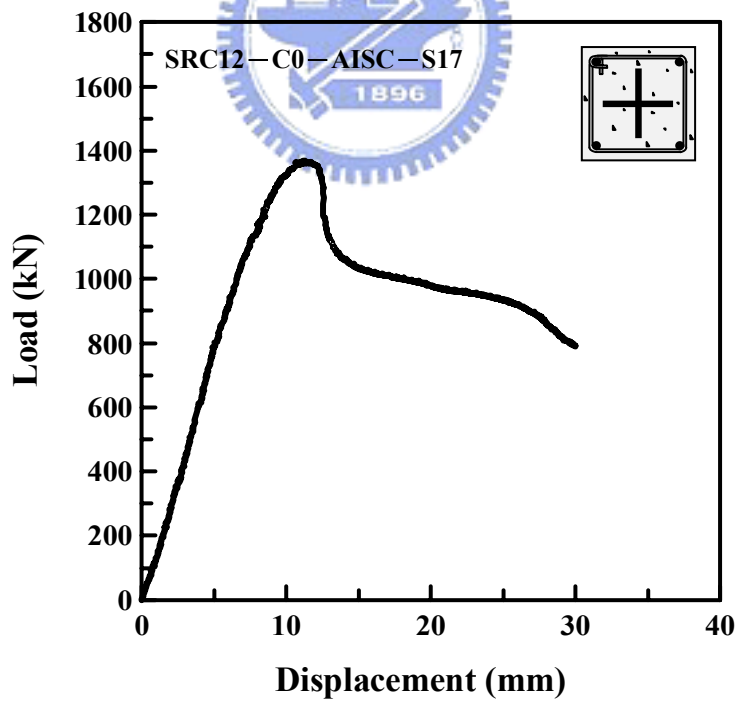


(10) H12-(AISC)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

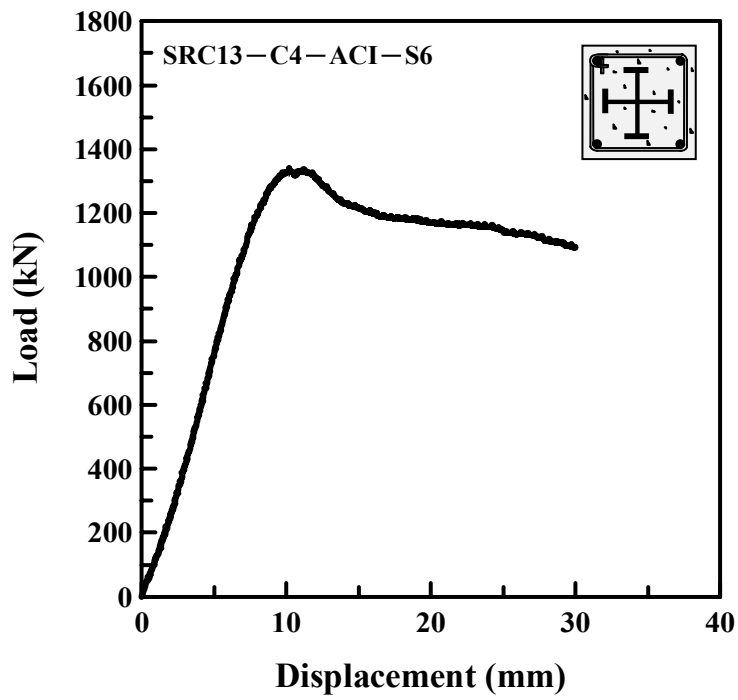


(11) C0-ACI

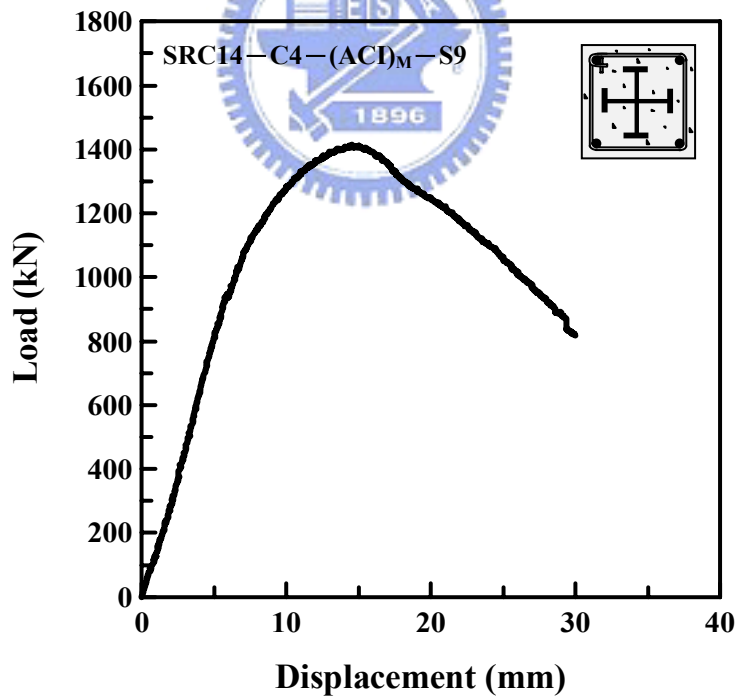


(12) C0-AISC

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

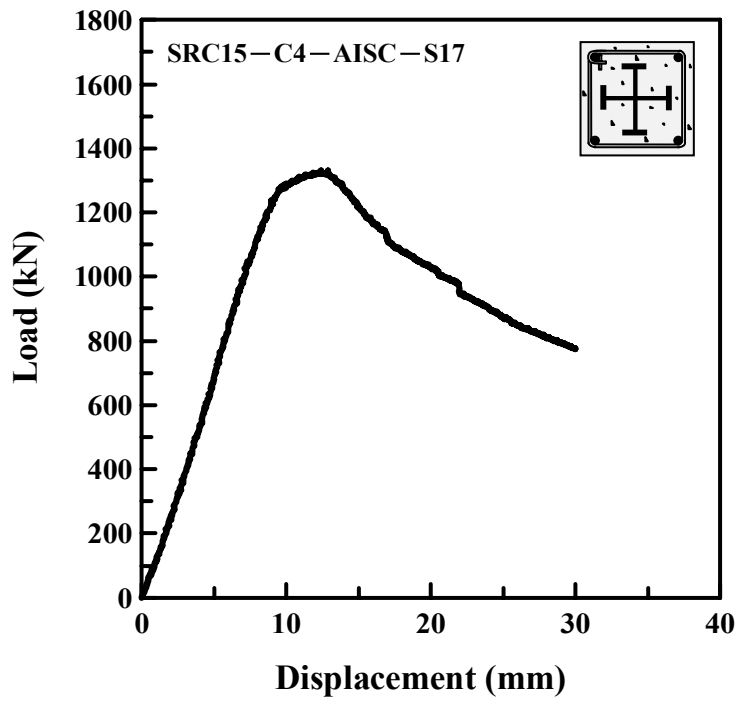


(13) C4-ACI

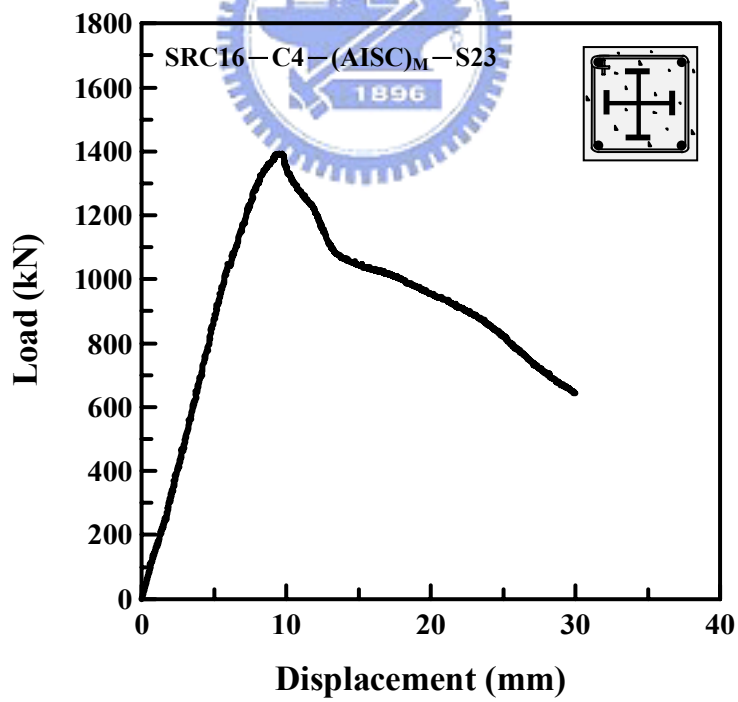


(14) C4-(ACI)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

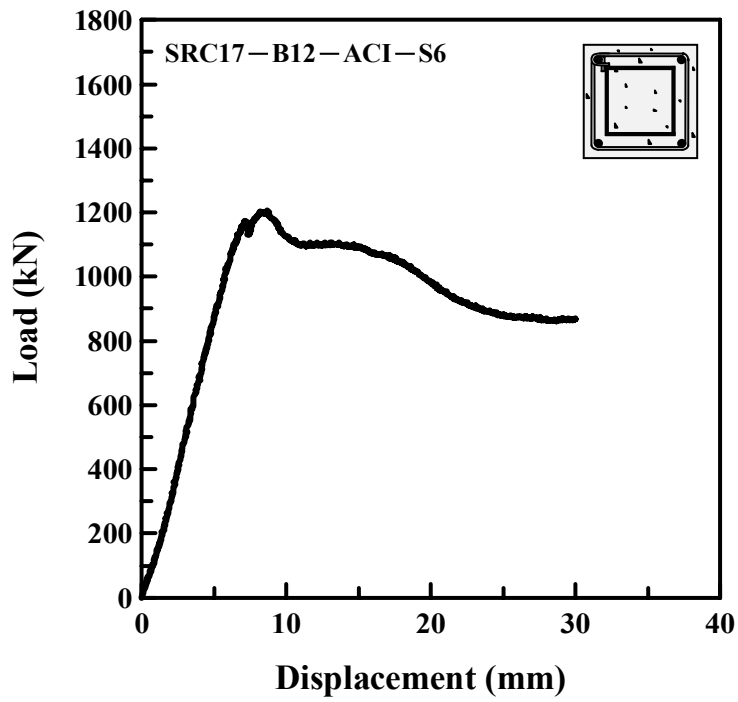


(15) C4-AISC

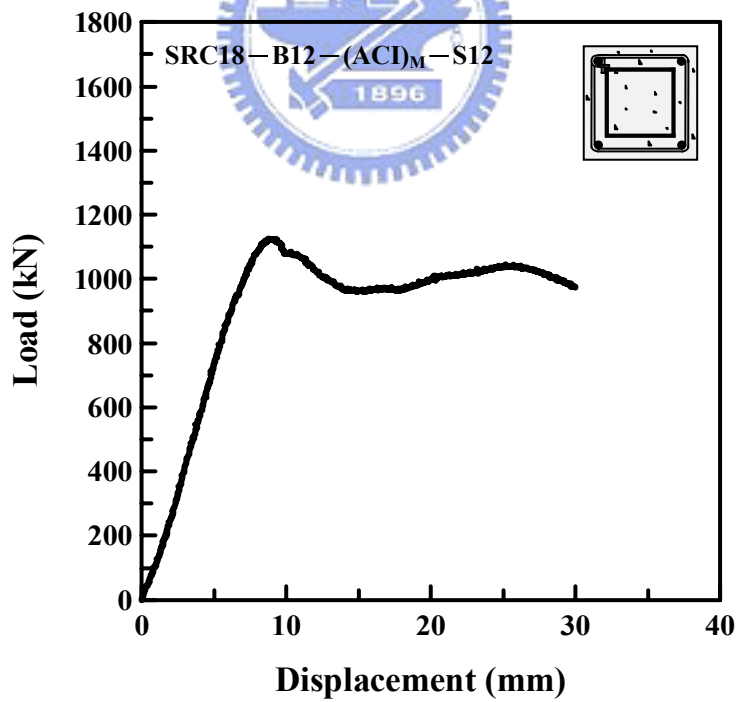


(16) C4-(AISC)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

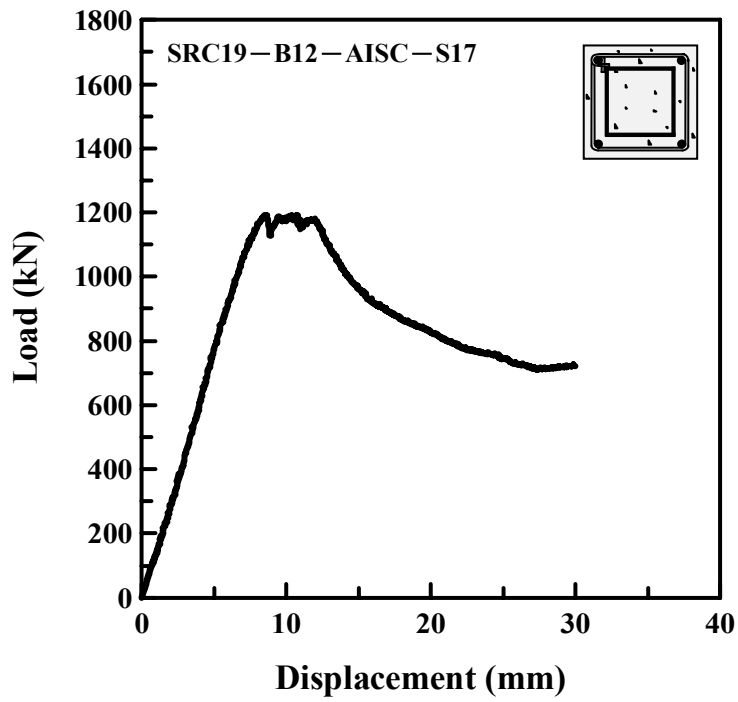


(17) B12-ACI

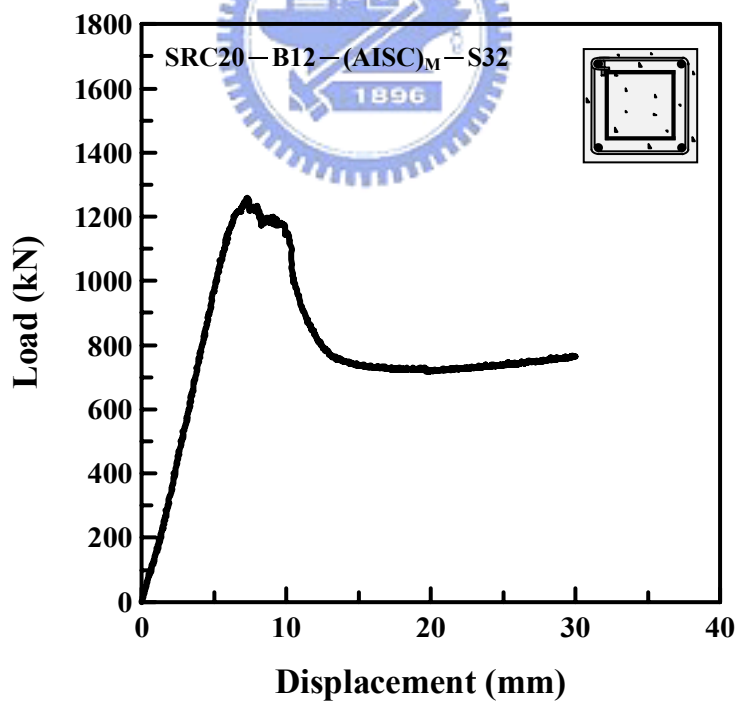


(18) B12-(ACI)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)



(19) B12-AISC



(20) B12-(AISC)_M

圖 4.1 本研究 20 支 SRC 短柱試體之軸力-位移曲線圖(續)

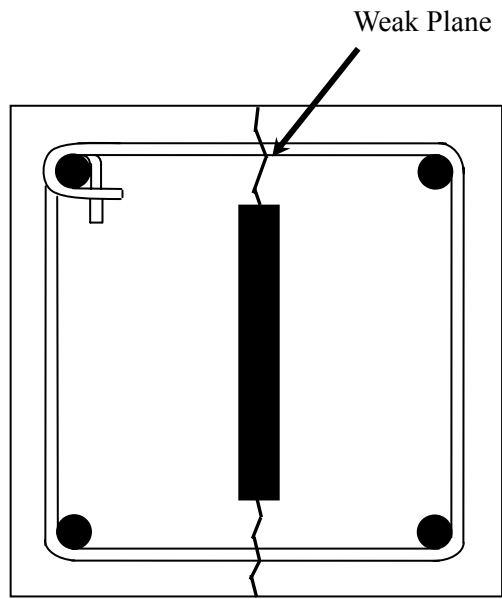


圖 4.2 SRC 短柱試體 H0 系列沿鋼骨腹板方向形成之弱面

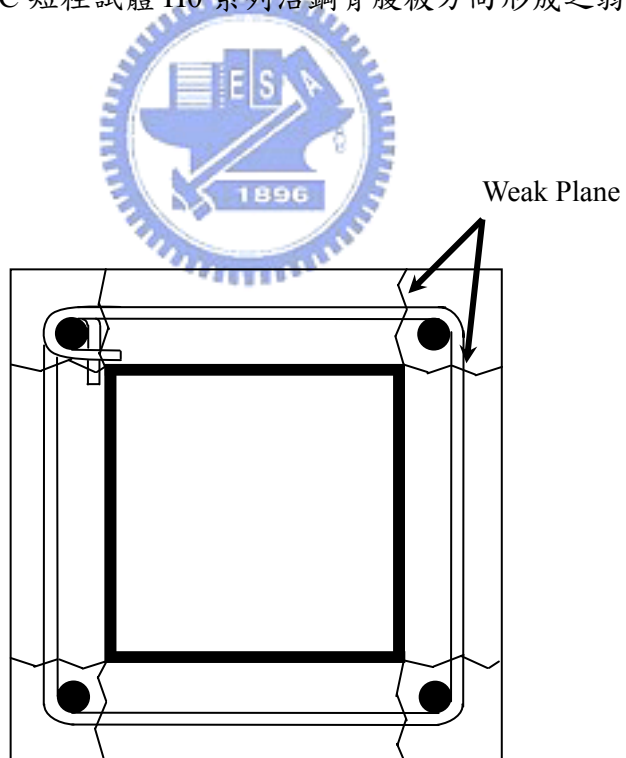
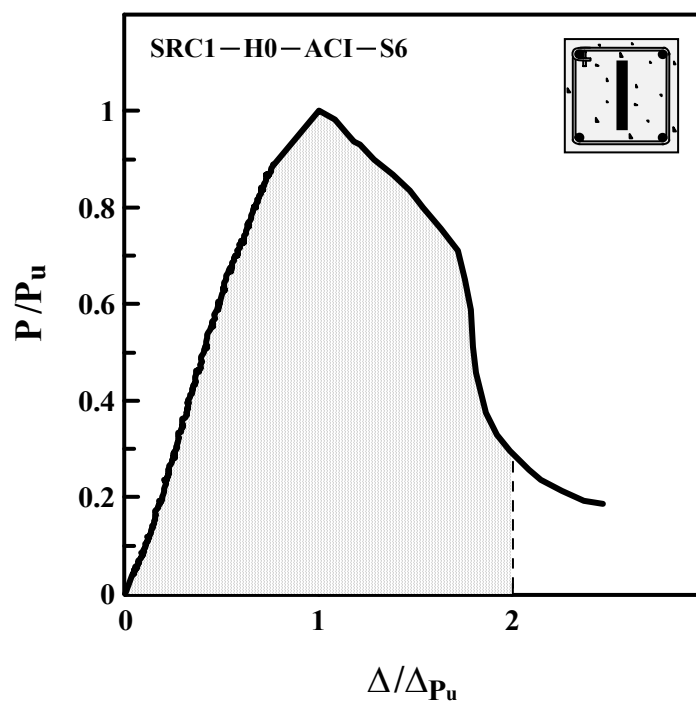
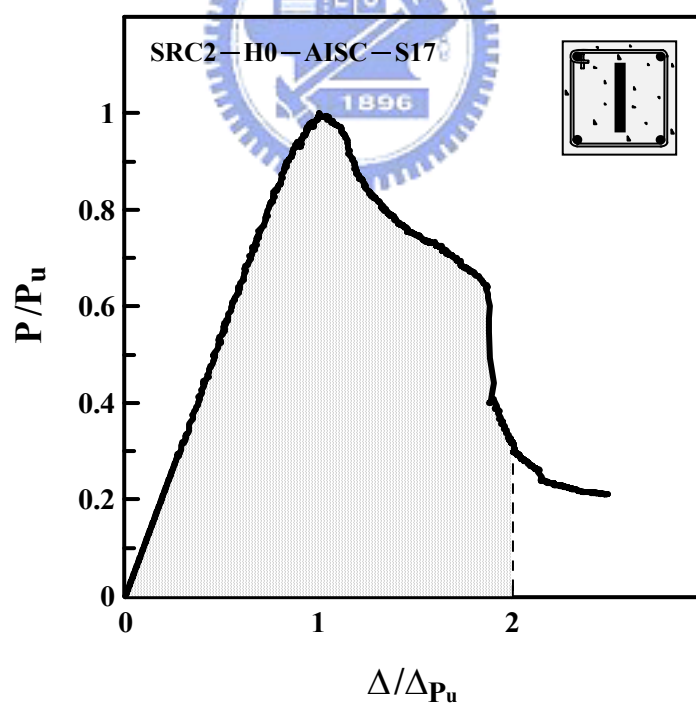


圖 4.3 SRC 短柱試體 B12 系列沿鋼骨翼板方向形成之弱面

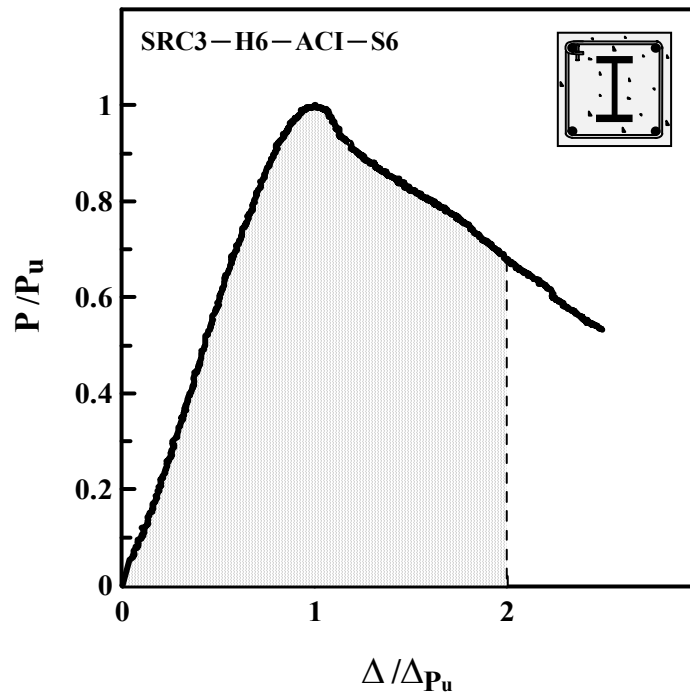


(1) H0-ACI

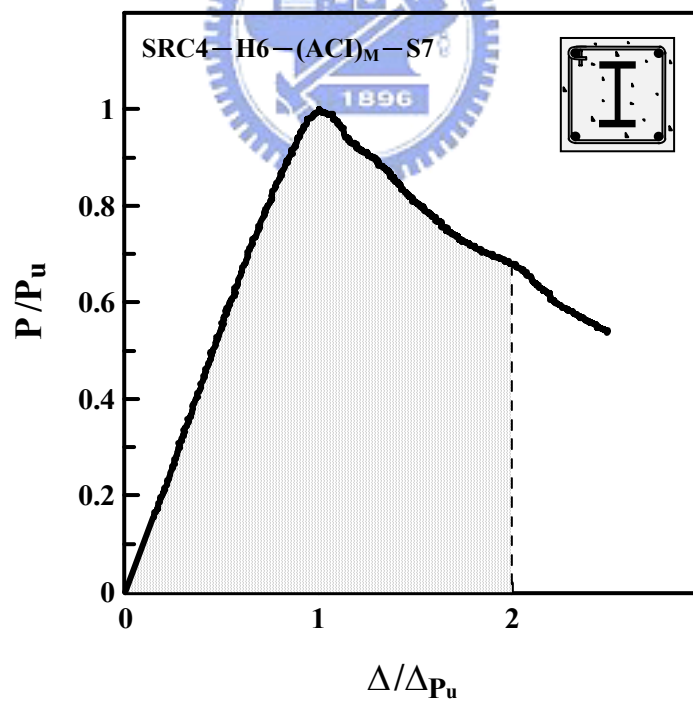


(2) H0-AISC

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖

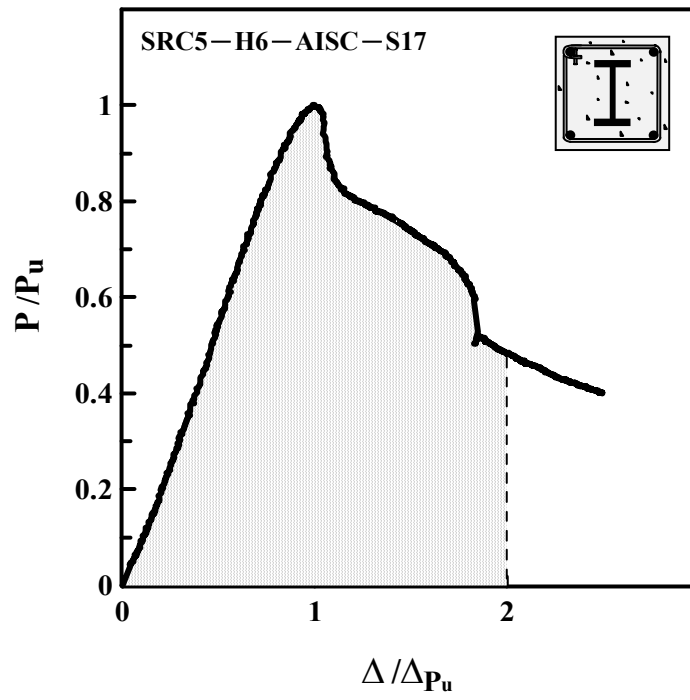


(3) H6-ACI

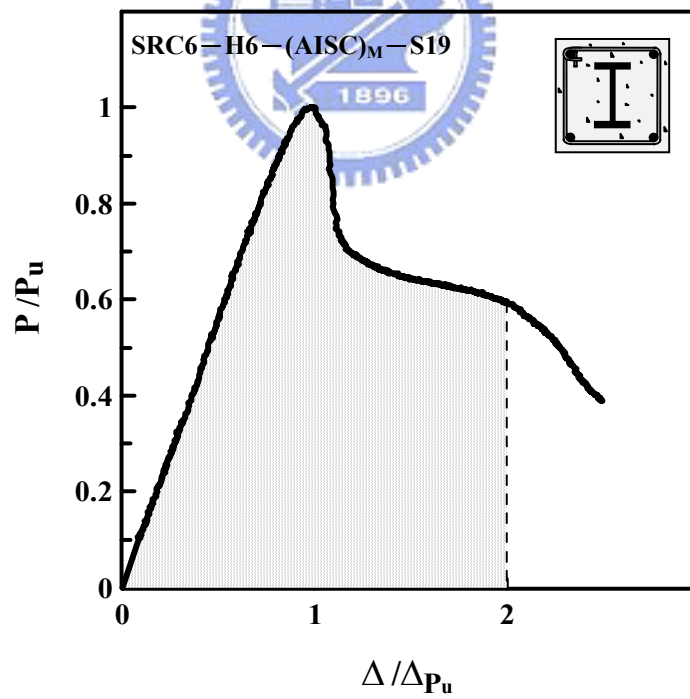


(4) H6-(ACI)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

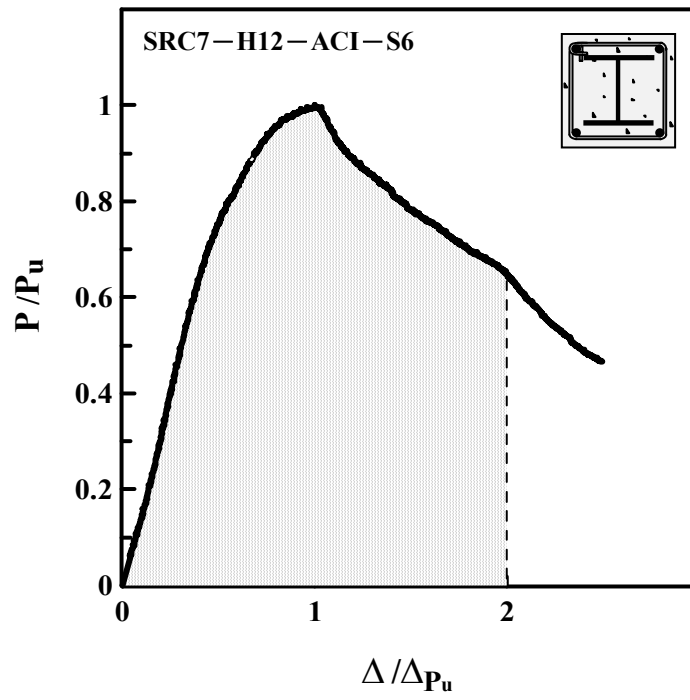


(5) H6-AISC

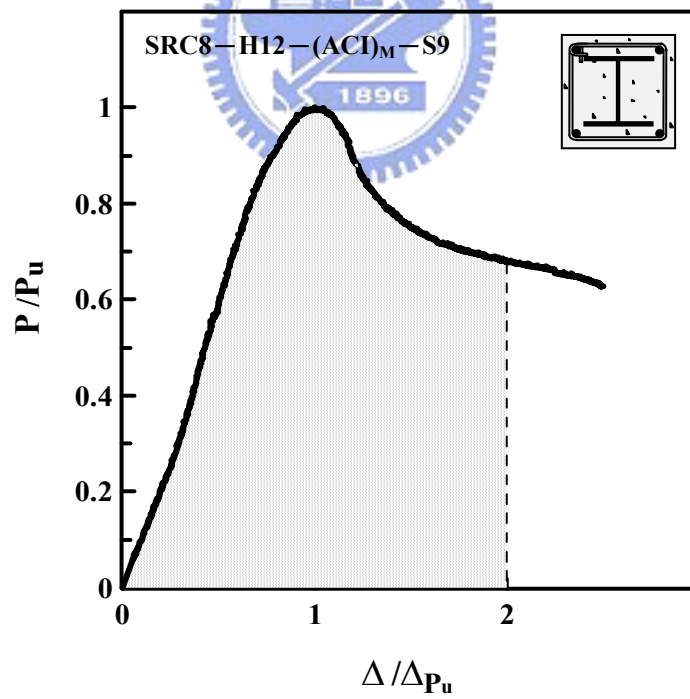


(6) H6-(AISC)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

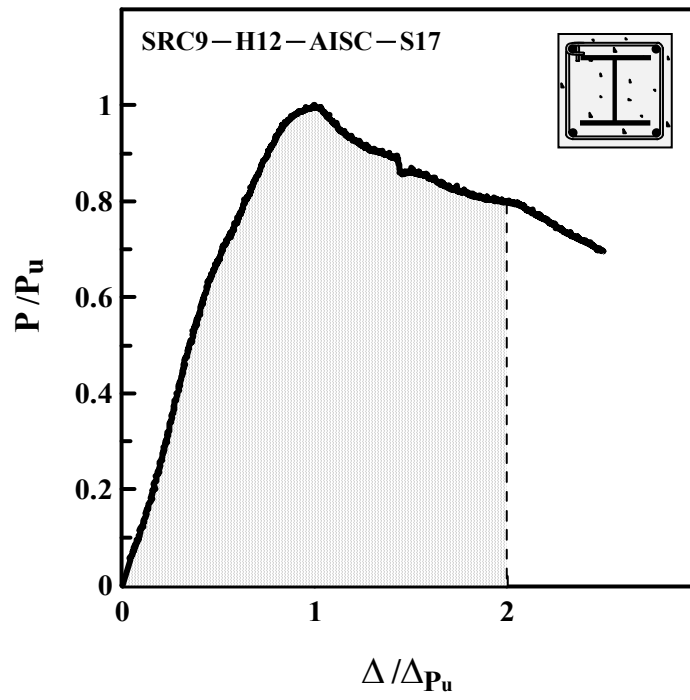


(7) H12-ACI

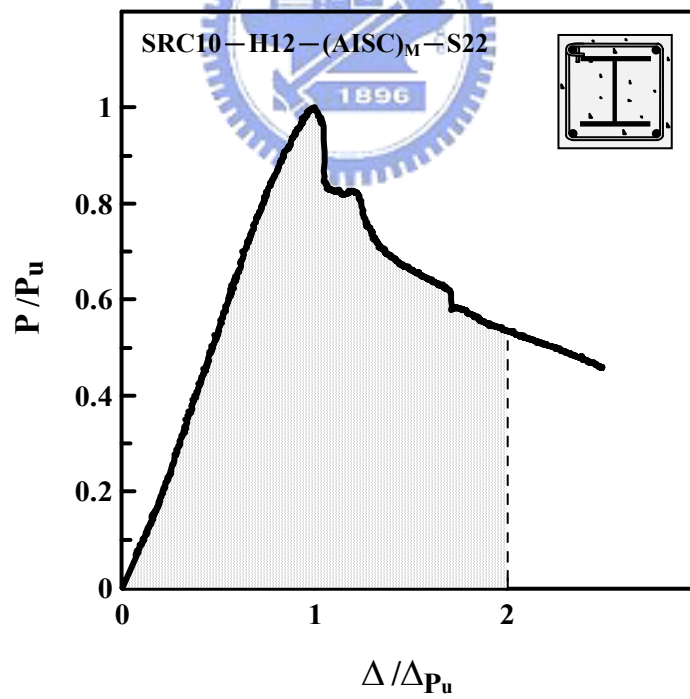


(8) H12-(ACI)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

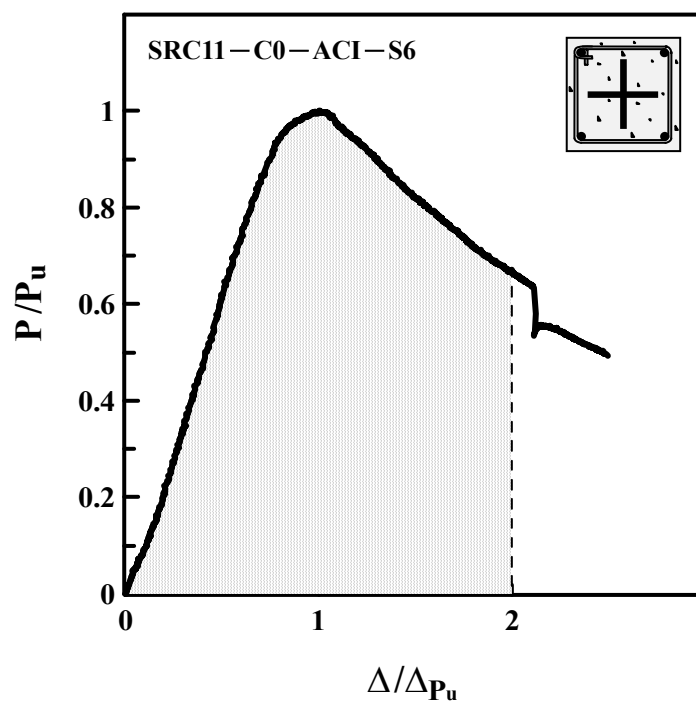


(9) H12-AISC

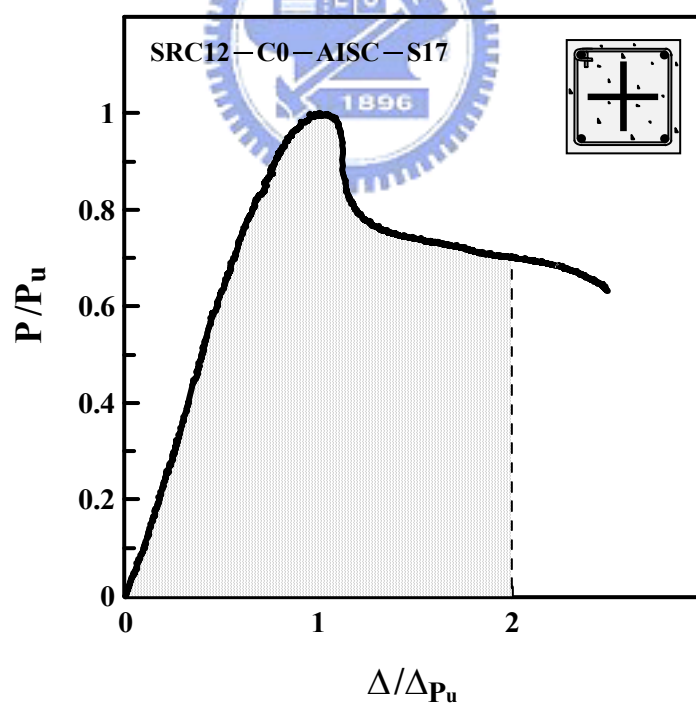


(10) H12-(AISC)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

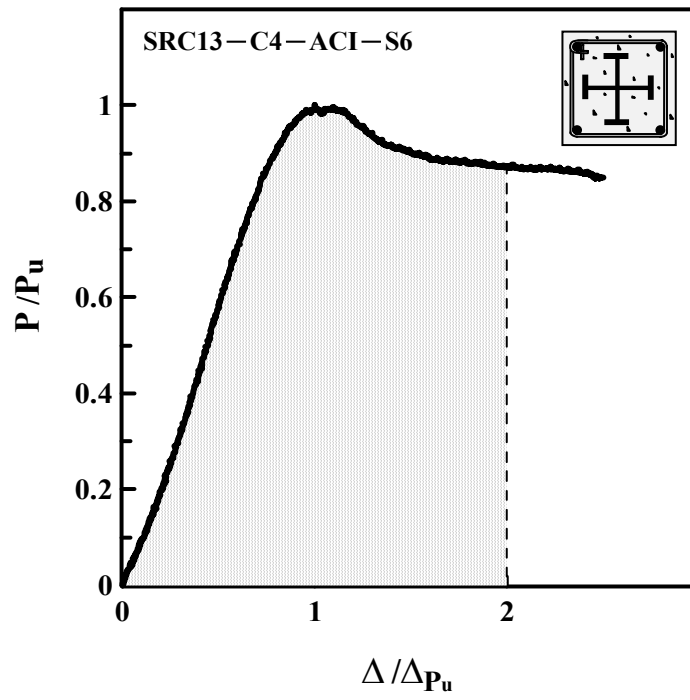


(11) C0-ACI

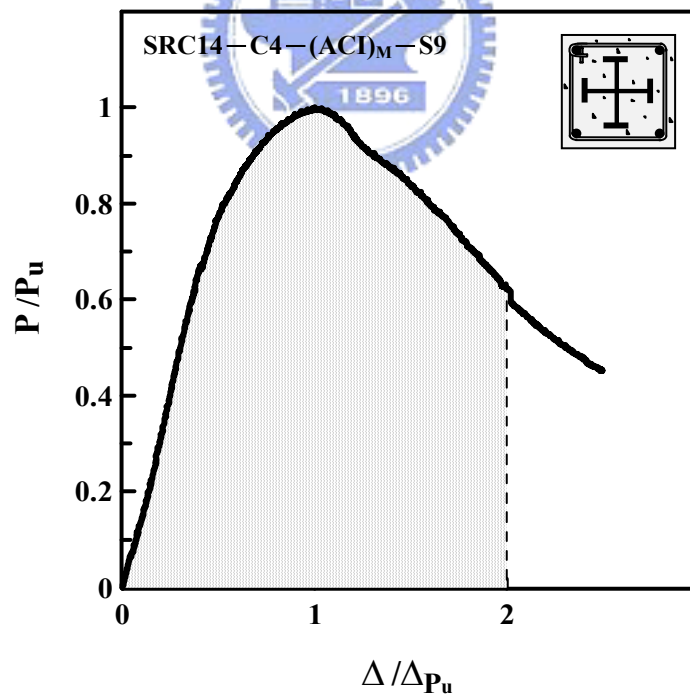


(12) C0-AISC

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

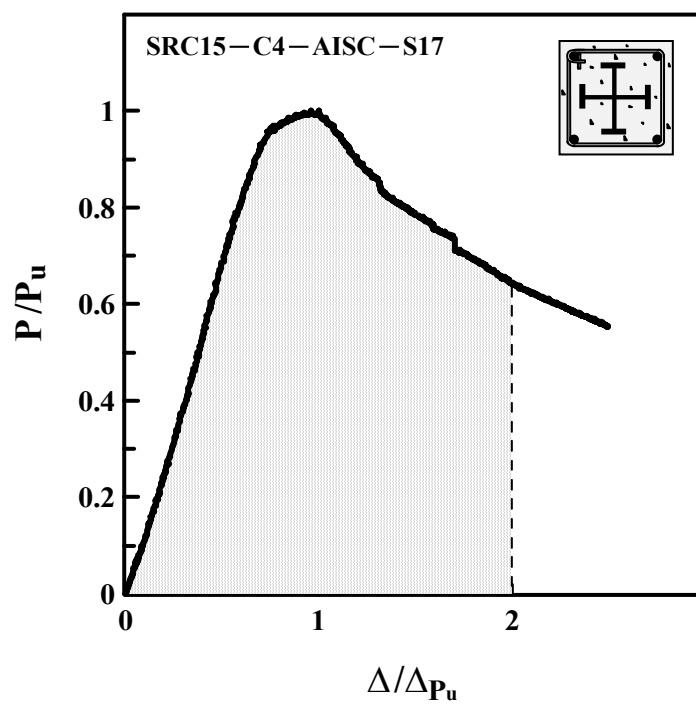


(13) C4-ACI

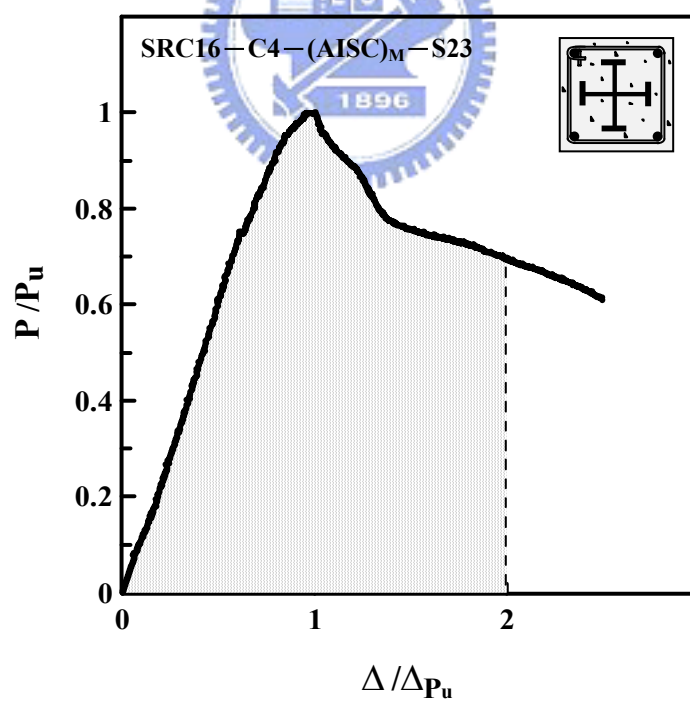


(14) C4-(ACI)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

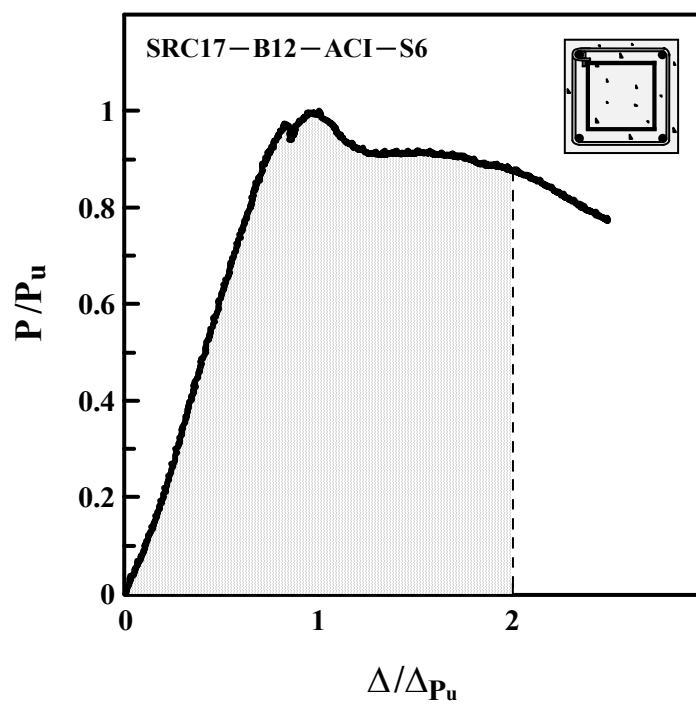


(15) C4-AISC

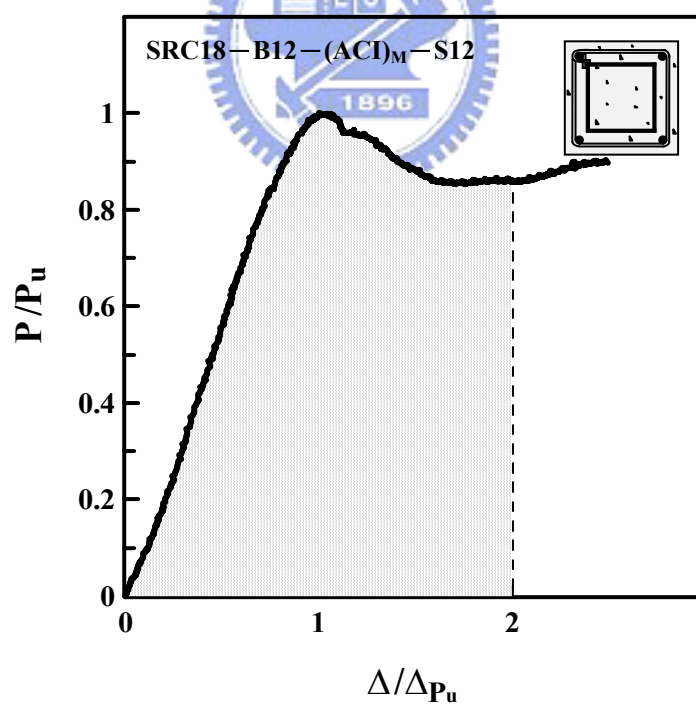


(16) C4-(AISC)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

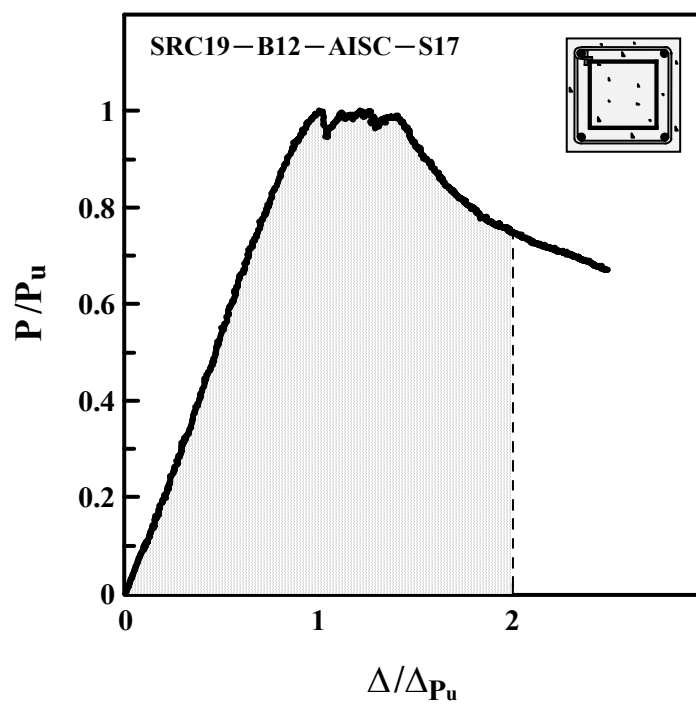


(17) B12-ACI

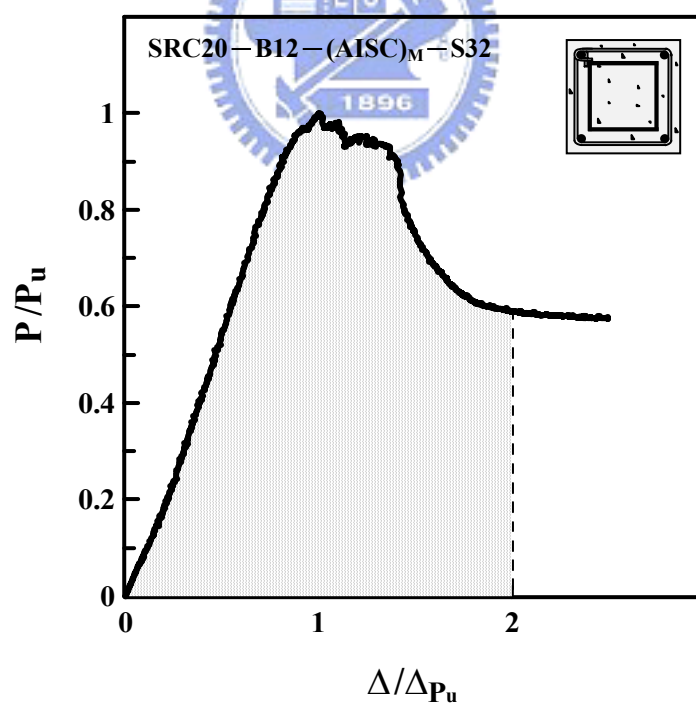


(18) B12-(ACI)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

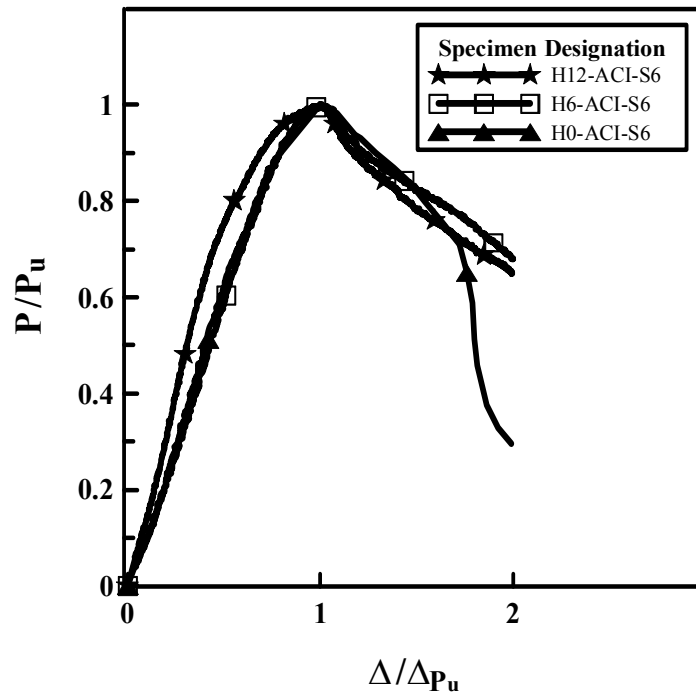


(19) B12-AISC

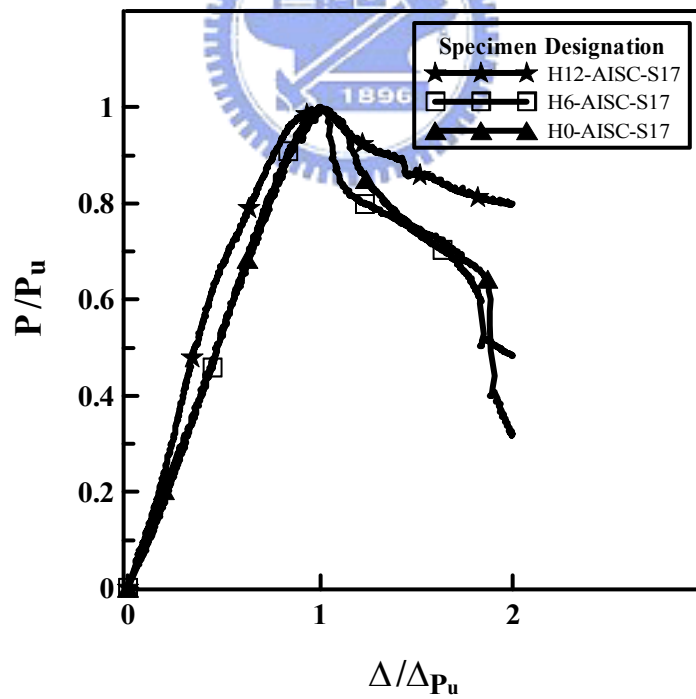


(20) B12-(AISC)_M

圖 4.4 本研究 20 支 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖(續)

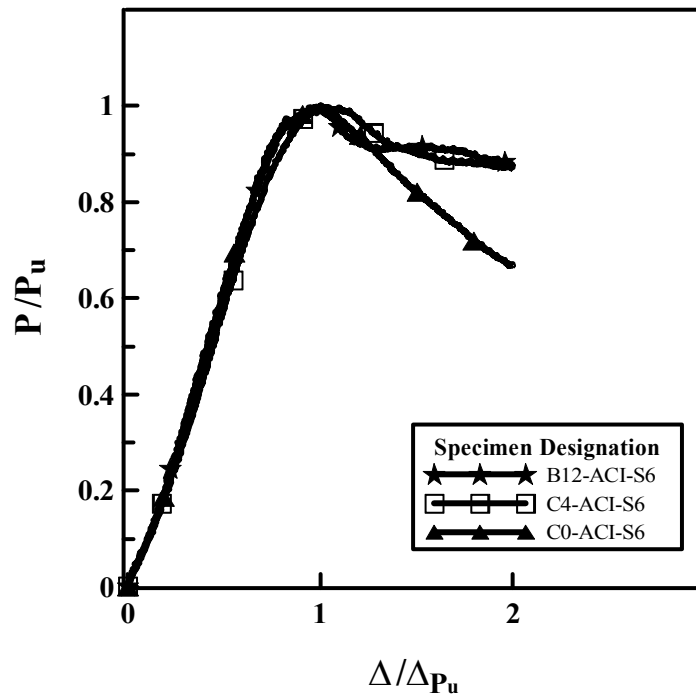


(a) 試體 H0-ACI、H6-ACI 及 H12-ACI

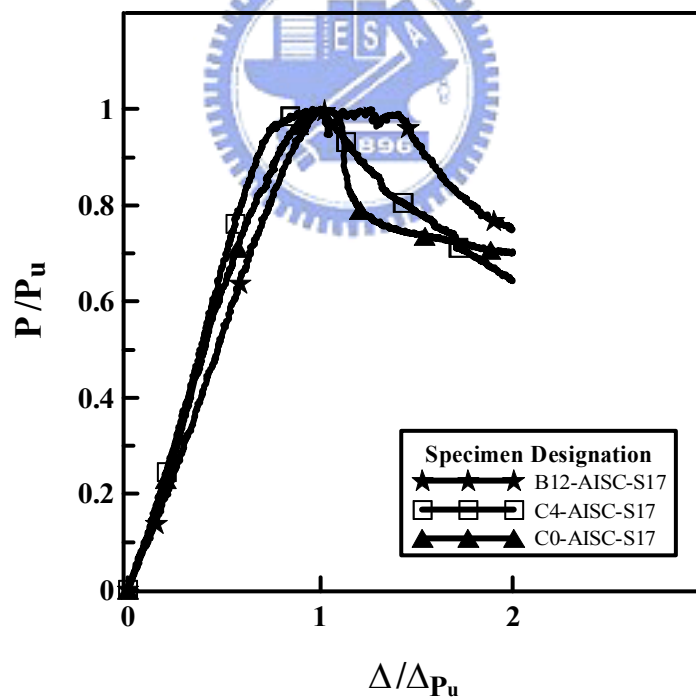


(b) 試體 H0-AISC、H6-AISC 及 H12-AISC

圖 4.5 鋼骨翼板寬度不同但配置相同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖的比較

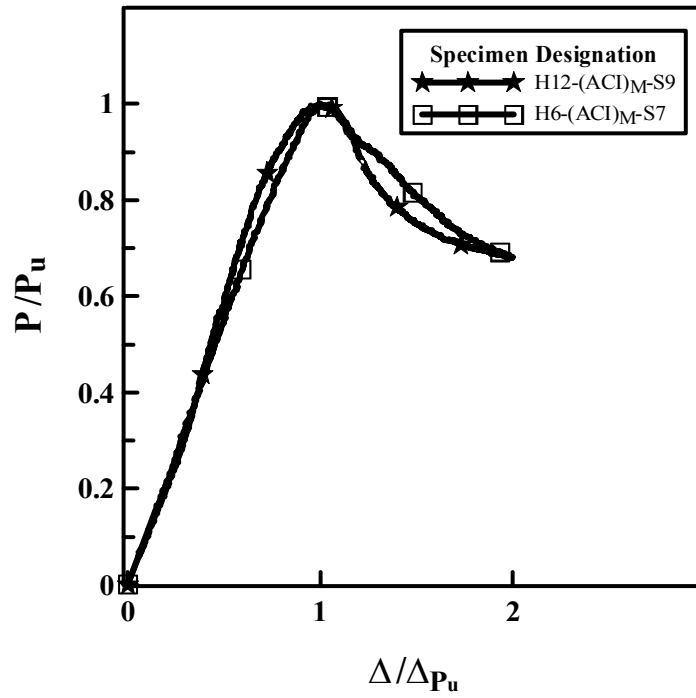


(c) 試體 C0-ACI、C4-ACI 及 B12-ACI

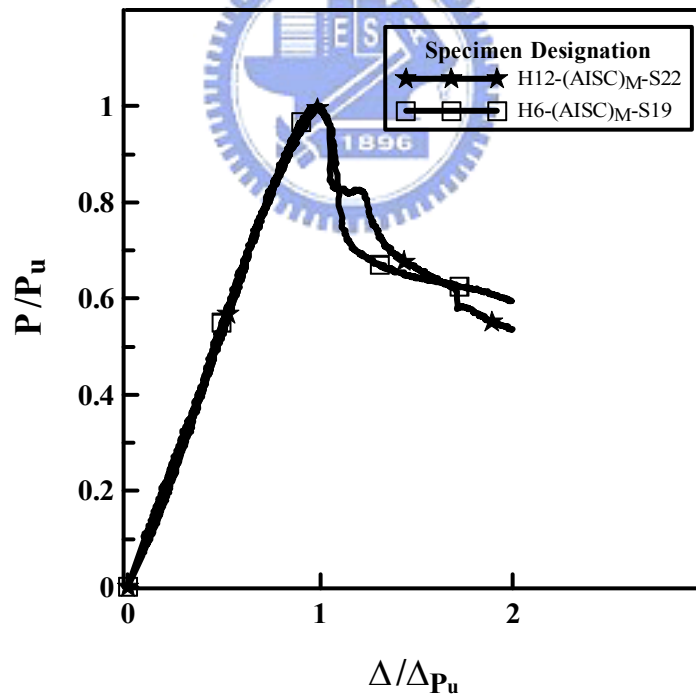


(d) 試體 C0-AISC、C4-AISC 及 B12-AISC

圖 4.5 鋼骨翼板寬度不同但配置相同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖的比較(續)

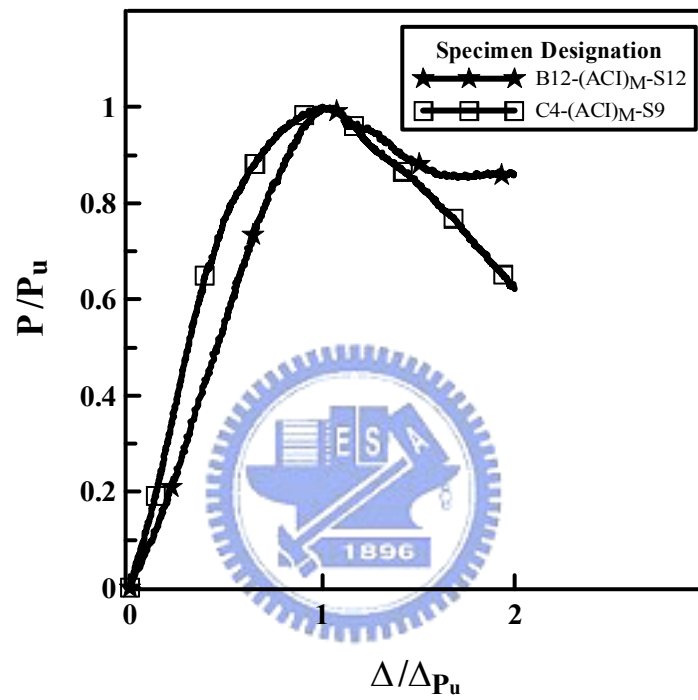


(a) 試體 H6-(ACI)_M 及 H12-(ACI)_M



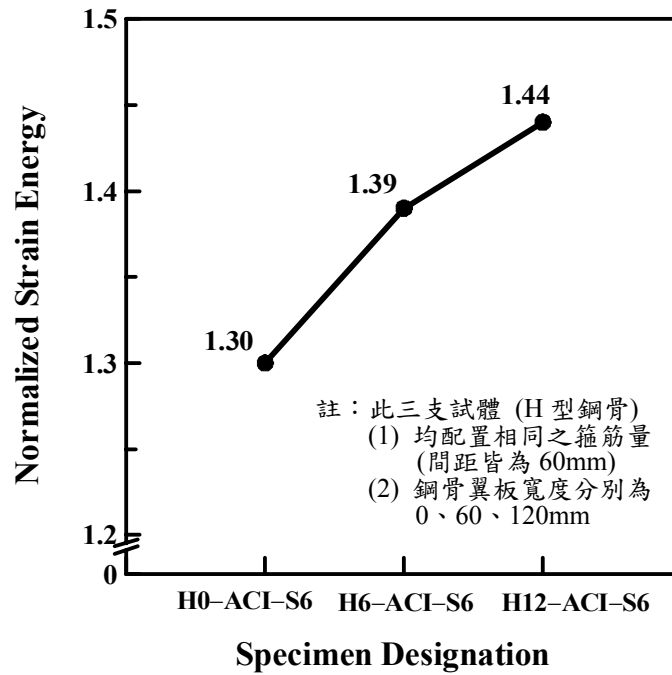
(b) 試體 H6-(AISC)_M 及 H12-(AISC)_M

圖 4.6 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖的比較

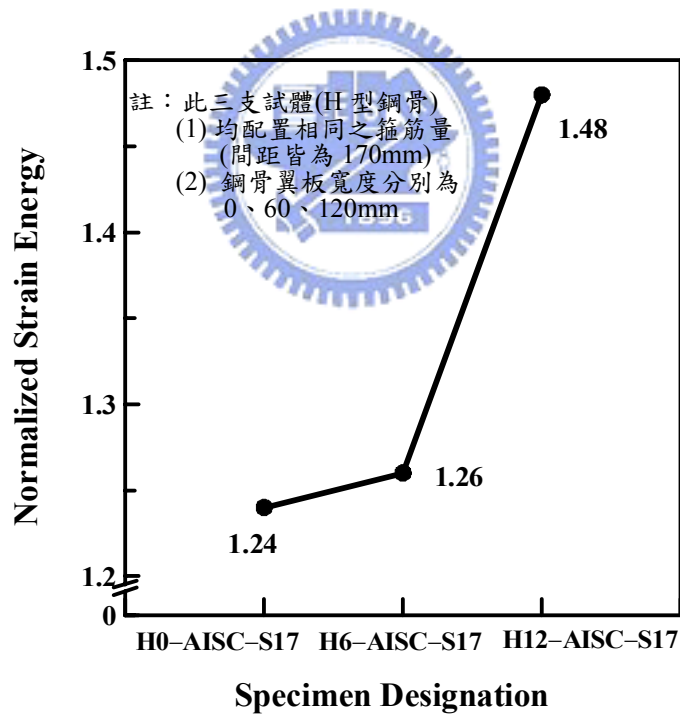


(c) 試體 C4-(ACI)_M 及 B12-(ACI)_M

圖 4.6 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖的比較(續)



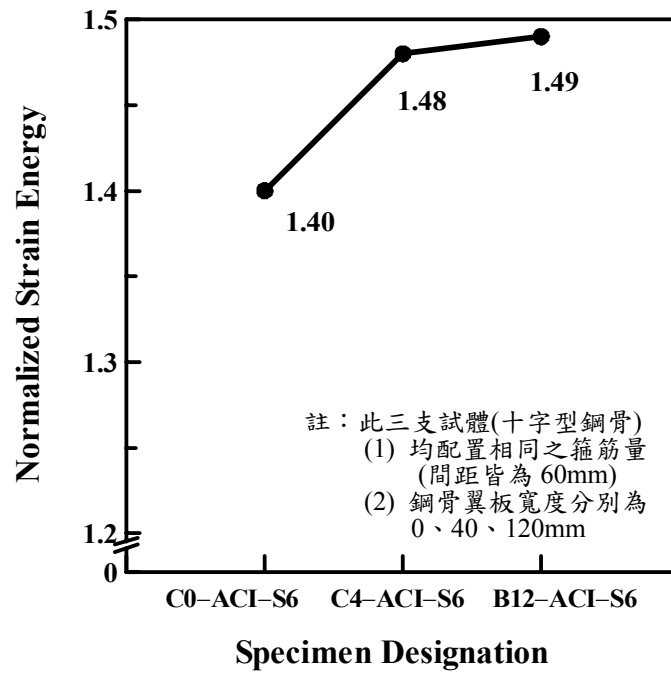
(a) 試體 H0-ACI、H6-ACI 及 H12-ACI



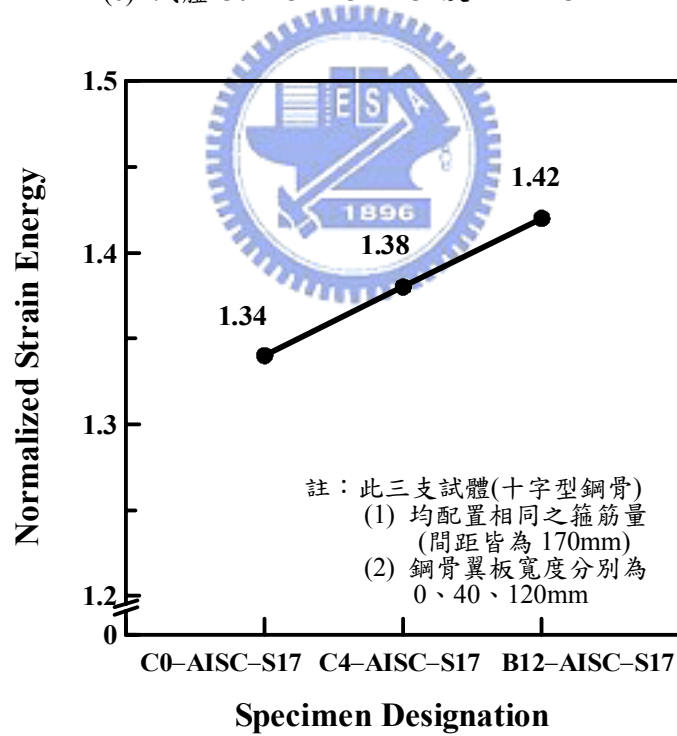
(b) 試體 H0-AISC、H6-AISC 及 H12-AISC

註：圖中正規化應變能之值可由表 4.3 查得

圖 4.7 鋼骨翼板寬度不同但配置相同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化應變能」大小的比較

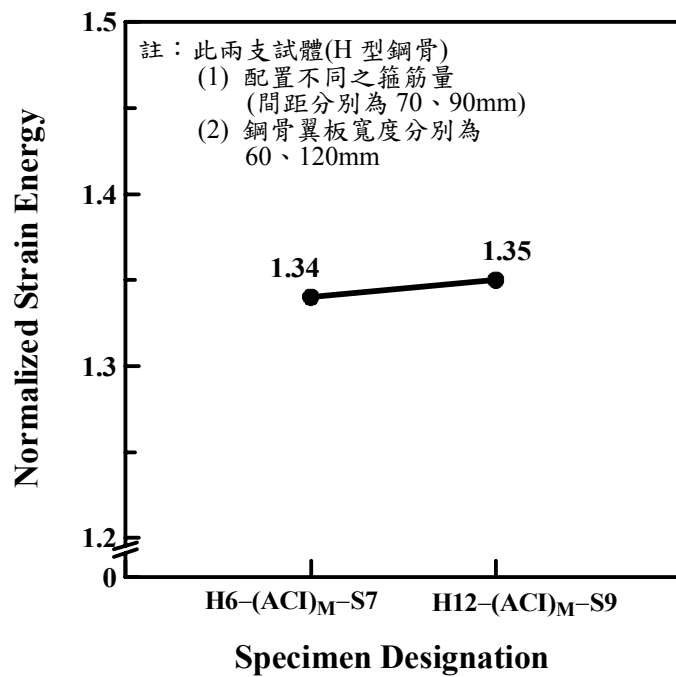


(c) 試體 C0-ACI、C4-ACI 及 B12-ACI

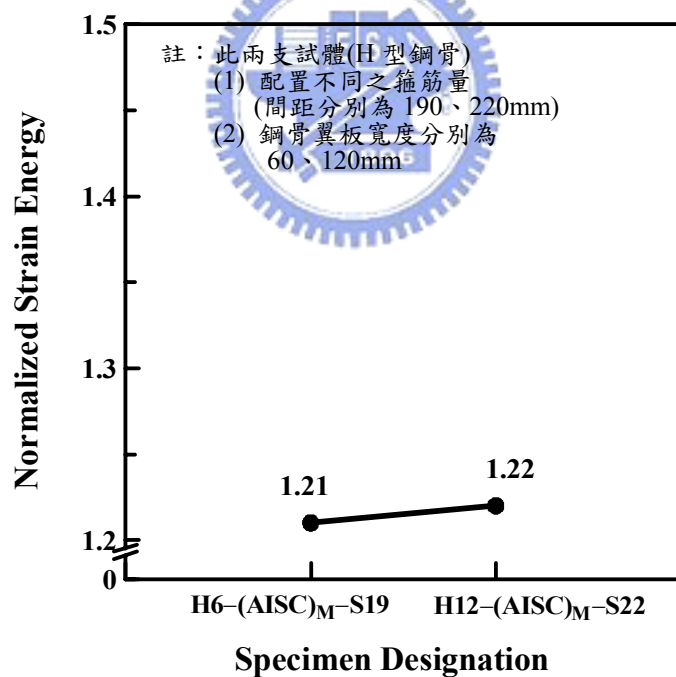


(d) 試體 C0-AISC、C4-AISC 及 B12-AISC

圖 4.7 鋼骨翼板寬度不同但配置相同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化應變能」大小的比較(續)

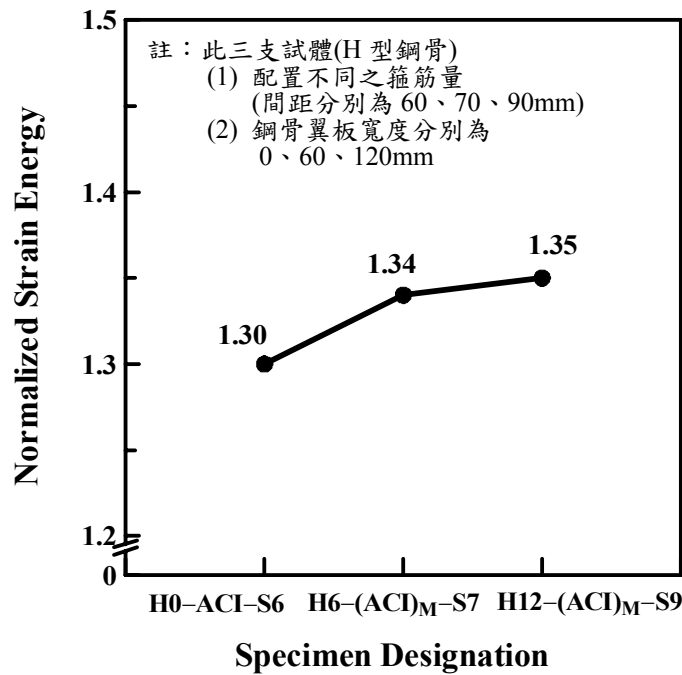


(a) 試體 H6-(ACI)_M 及 H12-(ACI)_M

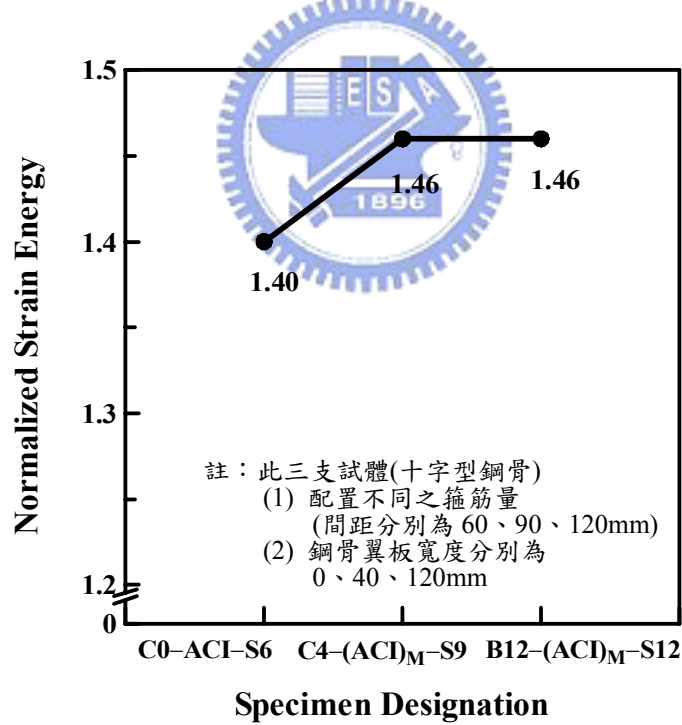


(b) 試體 H6-(AISC)_M 及 H12-(AISC)_M

圖 4.8 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化應變能」大小的比較

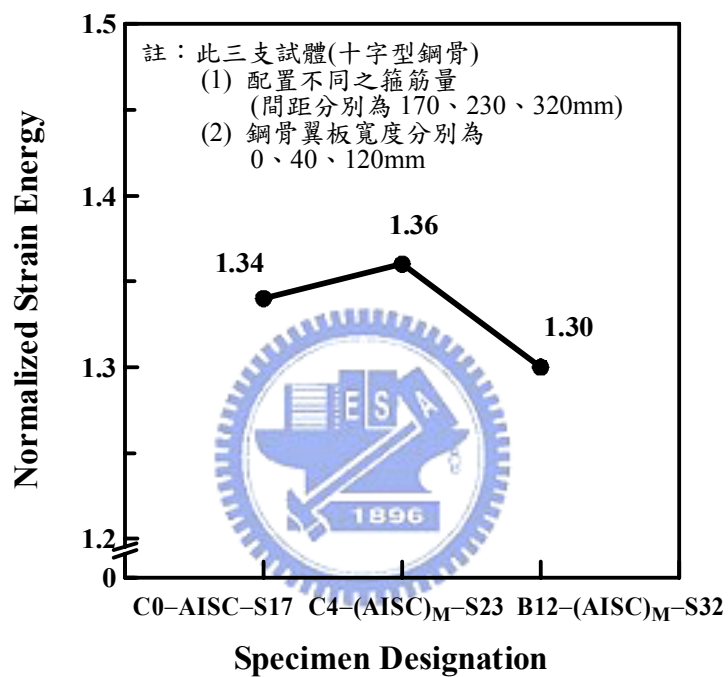


(c) 試體 H0-ACI、H6-(ACI)_M 及 H12-(ACI)_M



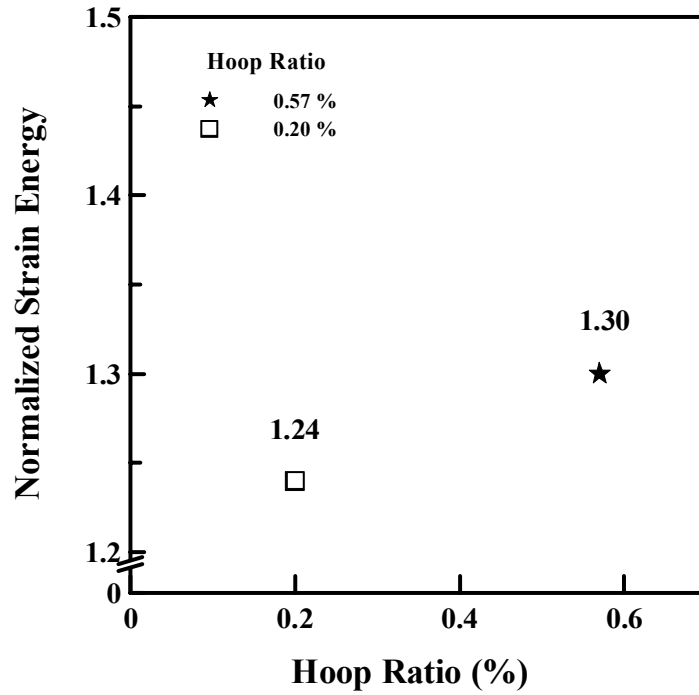
(d) 試體 C0-ACI、C4-(ACI)_M 及 B12-(ACI)_M

圖 4.8 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化應變能」大小的比較(續)

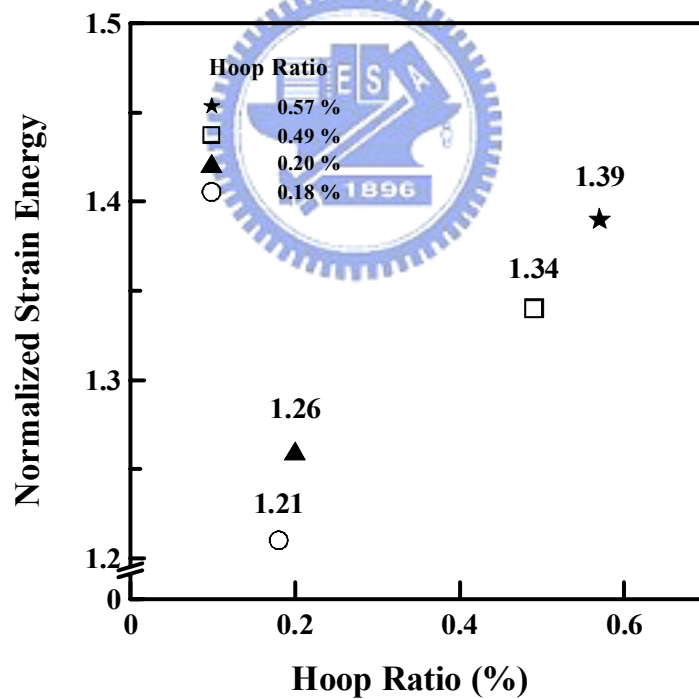


(e) 試體 C0-AISC、C4-(AISC)_M 及 B12-(AISC)_M

圖 4.8 鋼骨翼板寬度不同且配置不同箍筋量之 SRC 短柱試體之「正規化應變能」大小的比較(續)



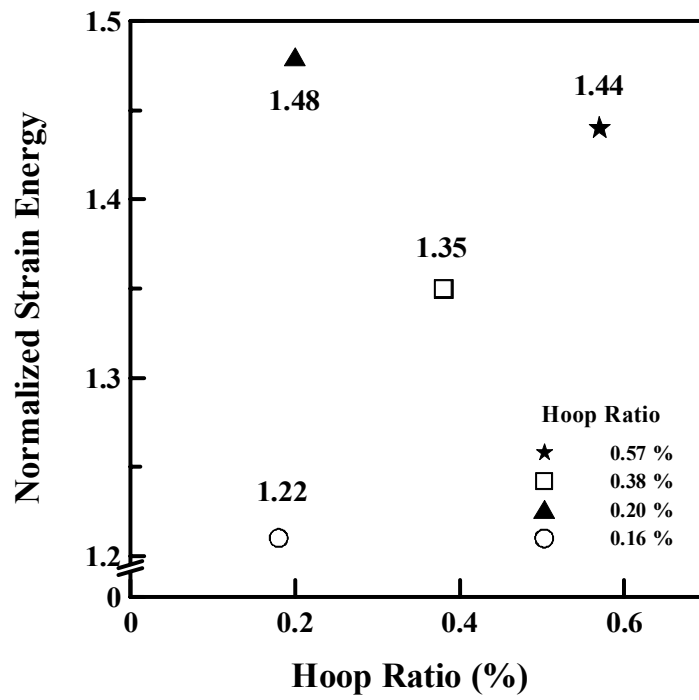
(a) 試體 H0 系列



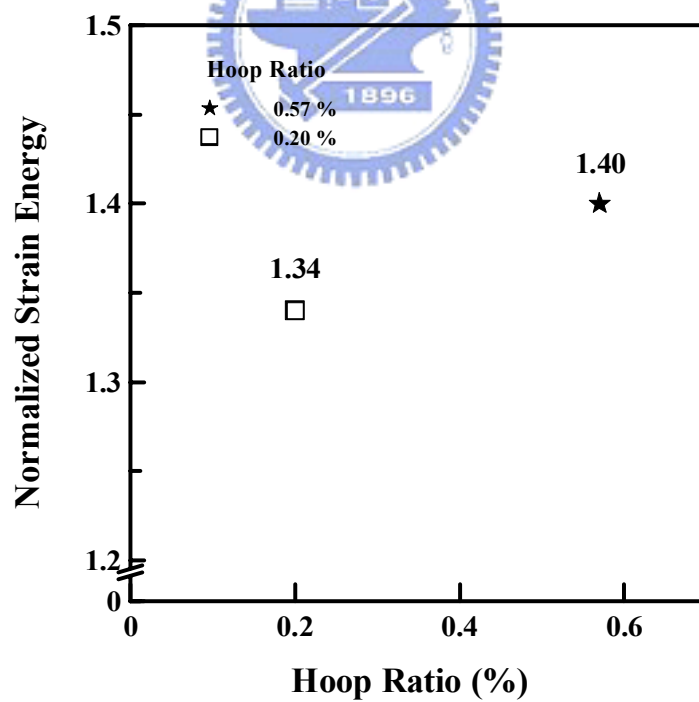
(b) 試體 H6 系列

註：(1) 圖中箍筋比之值可由表 4.1 查得
 (2) 圖中正規化應變能之值可由表 4.3 查得

圖 4.9 SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性的影響：當 SRC 柱內之用鋼量及鋼骨型式均相同的情形下

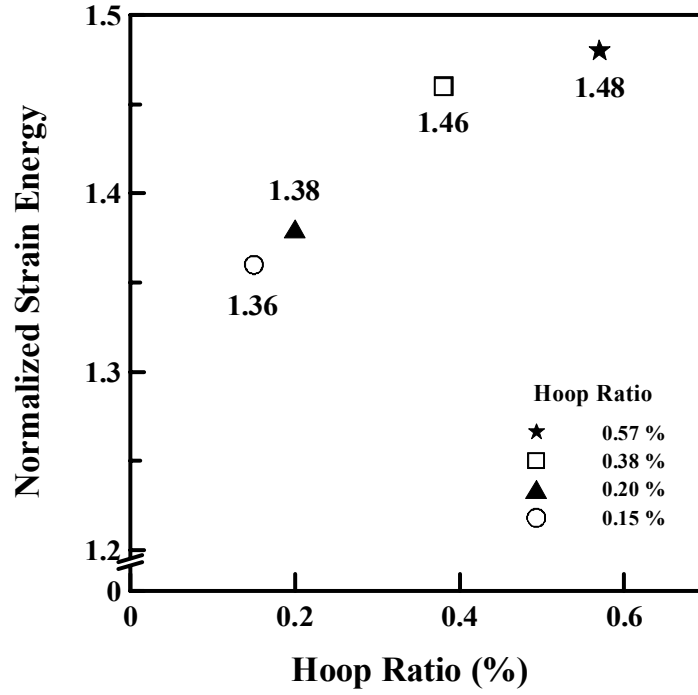


(c) 試體 H12 系列

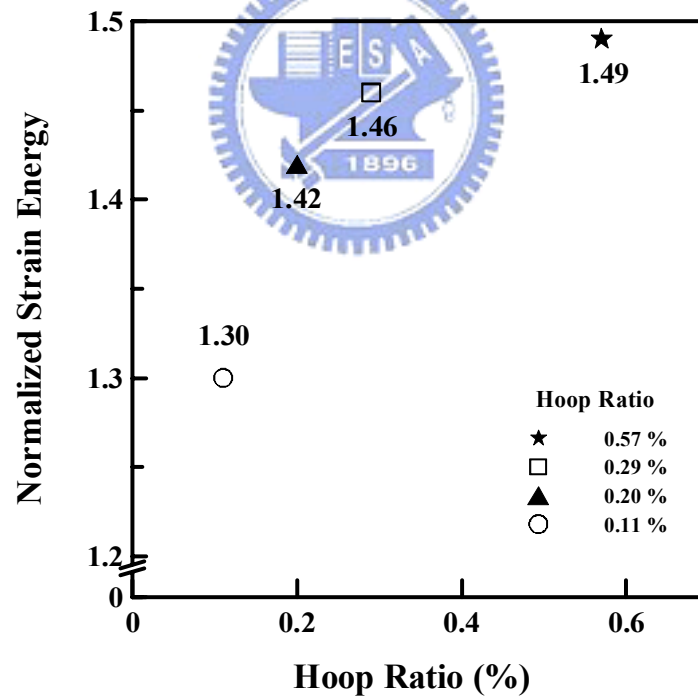


(d) 試體 C0 系列

圖 4.9 SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性的影響：當 SRC 柱內之用鋼量及鋼骨型式均相同的情形下(續)

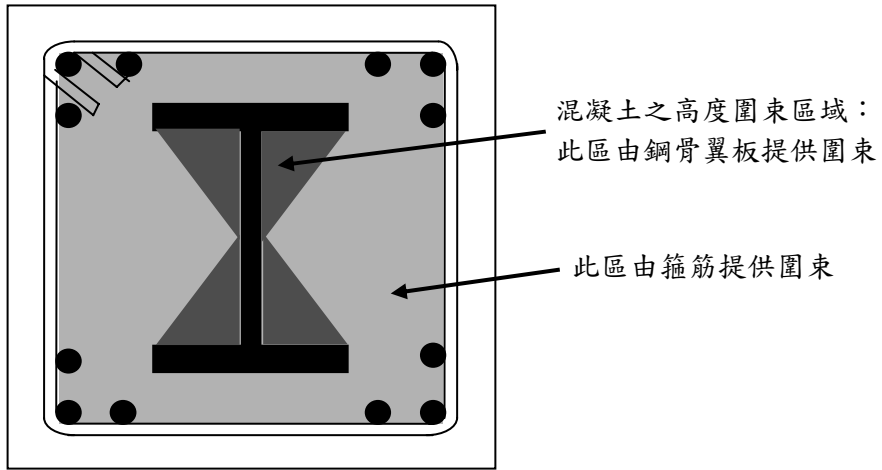


(e) 試體 C4 系列

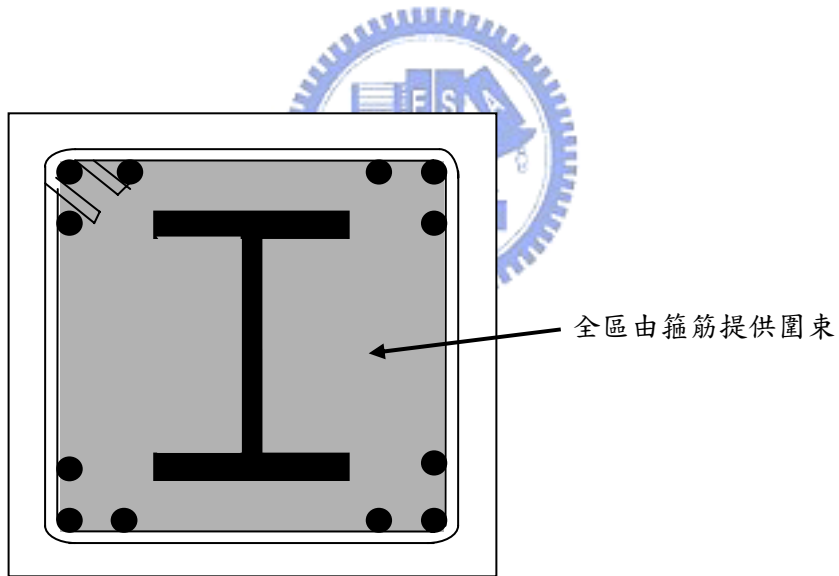


(f) 試體 B12 系列

圖 4.9 SRC 柱中圍束箍筋用量對試體韌性的影響：當 SRC 柱內之用鋼量及鋼骨型式均相同的情形下(續)

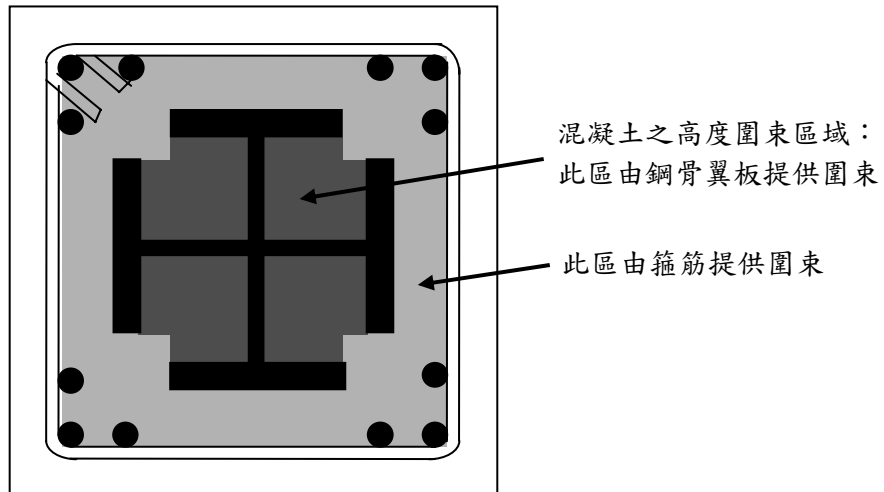


(a) 本研究建議法

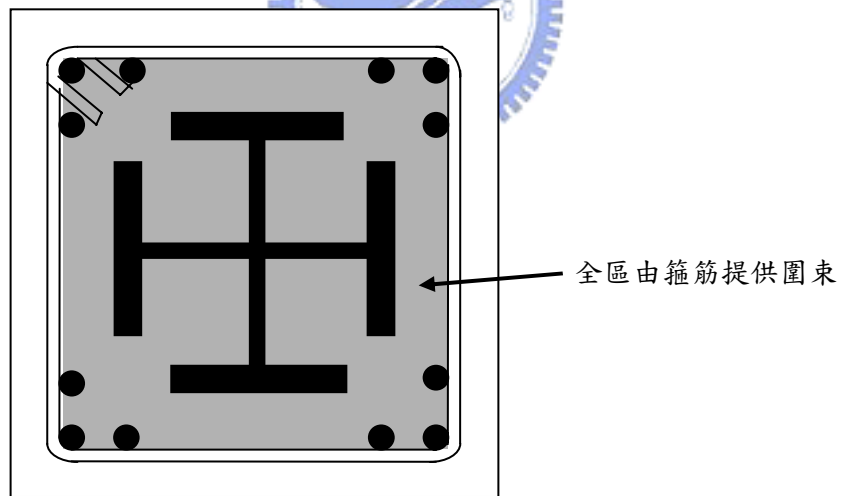


(b) ACI-318 規範建議法

圖 5.1 本研究建議法與 ACI-318 規範對 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土面積 (圖中淺灰色部分) 的比較：當採用包覆 H 型鋼骨之 SRC 柱時的狀況

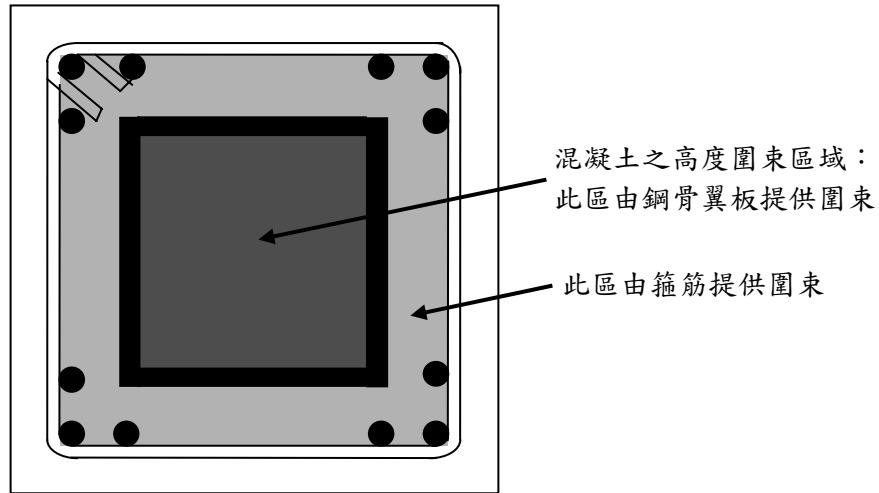


(a) 本研究建議法

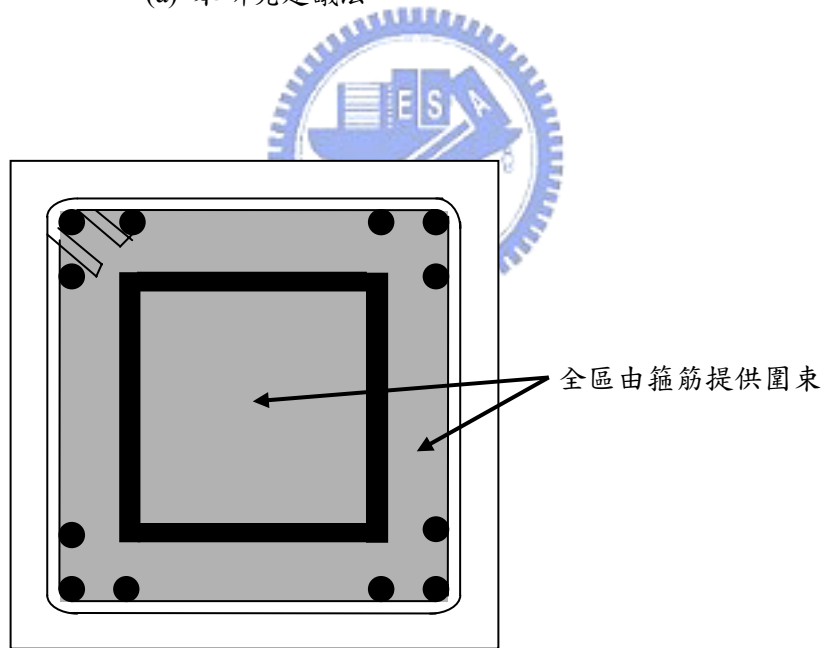


(b) ACI-318 規範建議法

圖 5.2 本研究建議法與 ACI-318 規範對 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土面積 (圖中淺灰色部分) 的比較：當採用包覆十字型鋼骨之 SRC 柱時的狀況

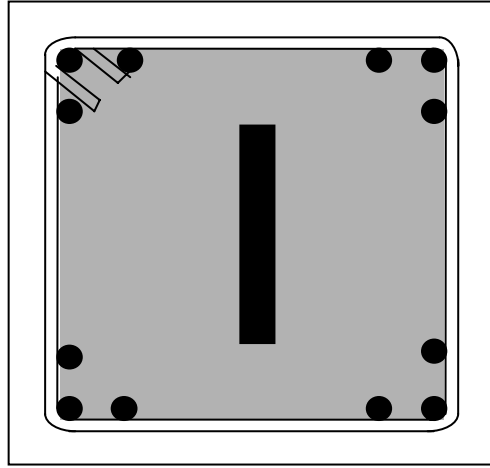


(a) 本研究建議法

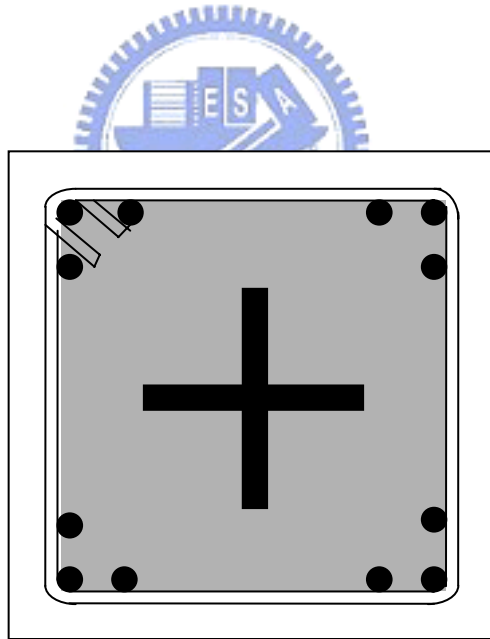


(b) ACI-318 規範建議法

圖 5.3 本研究建議法與 ACI-318 規範對 SRC 柱中箍筋所需圍束之混凝土面積 (圖中淺灰色部分) 的比較：當採用包覆填充型鋼管之 SRC 柱時的狀況



(a) 包覆 H 型 SRC 柱



(b) 包覆十字型 SRC 柱

圖 5.4 SRC 柱內之鋼骨翼板無法對柱核心混凝土提供圍束之情形

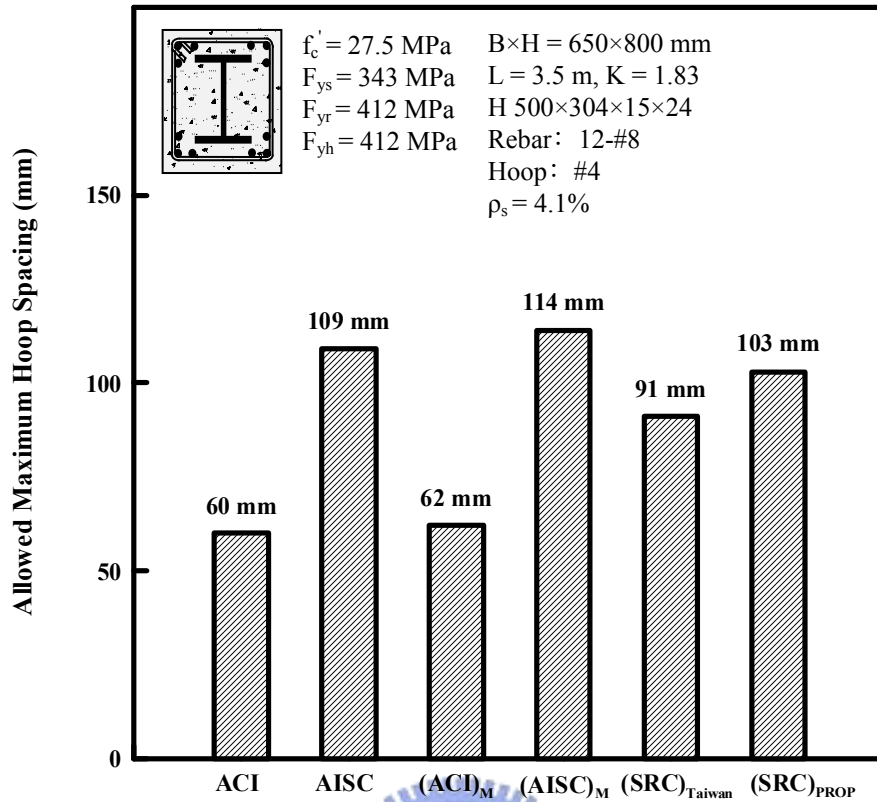


圖 5.5 不同設計法所求得 SRC 柱箍筋的容許最大間距之比較：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱

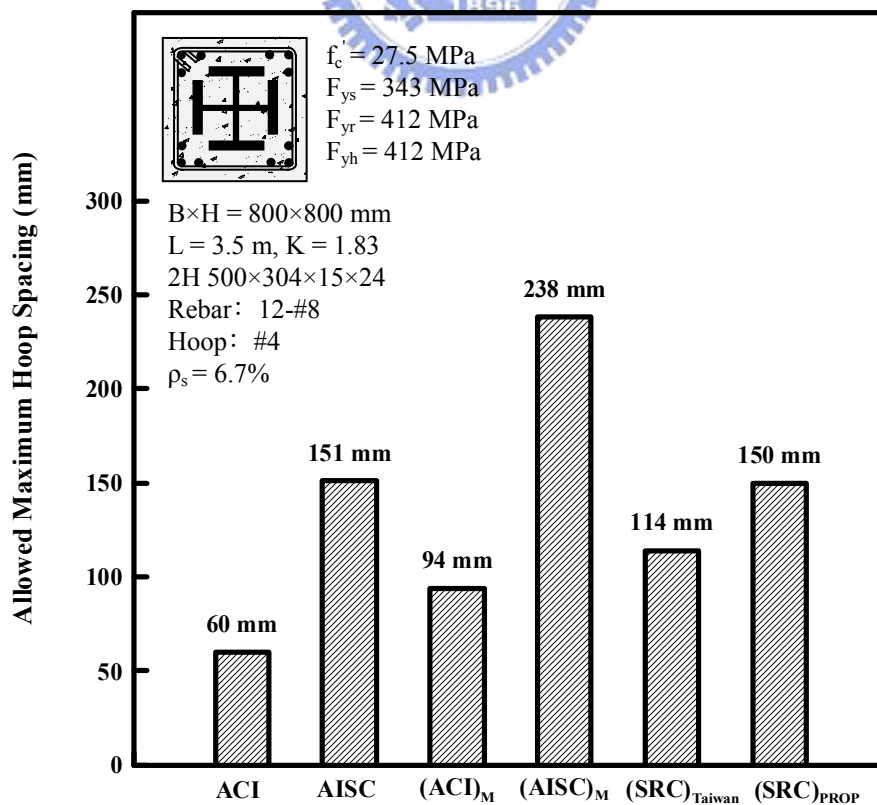


圖 5.6 不同設計法所求得 SRC 柱箍筋的容許最大間距之比較：包覆十字型鋼骨 SRC 柱

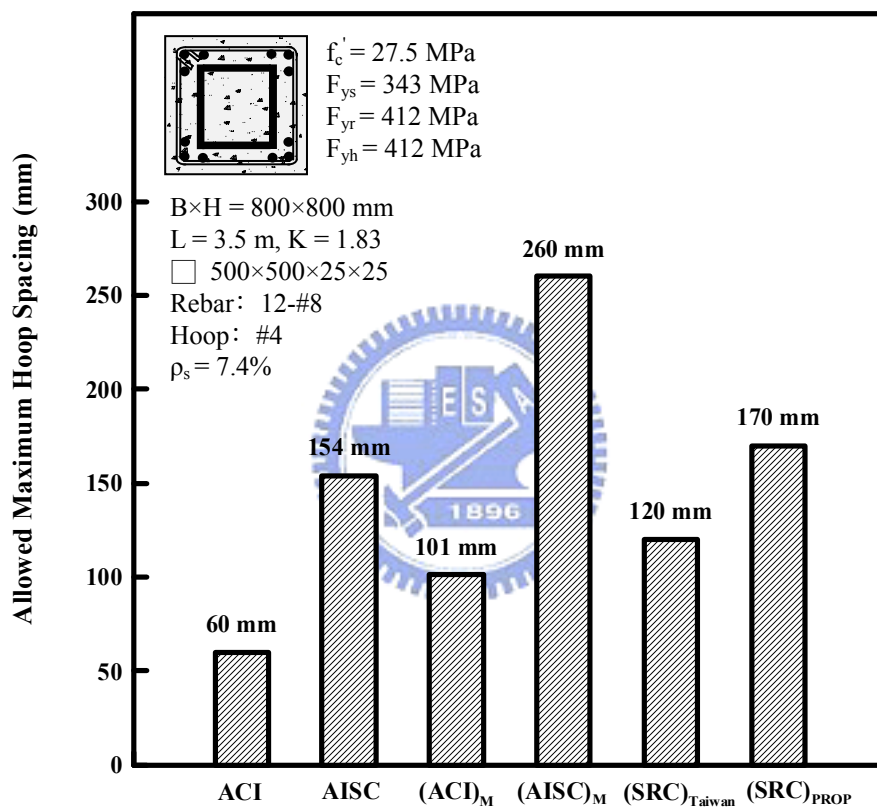


圖 5.7 不同設計法所求得 SRC 柱箍筋的容許最大間距之比較：包覆填充型鋼管 SRC 柱

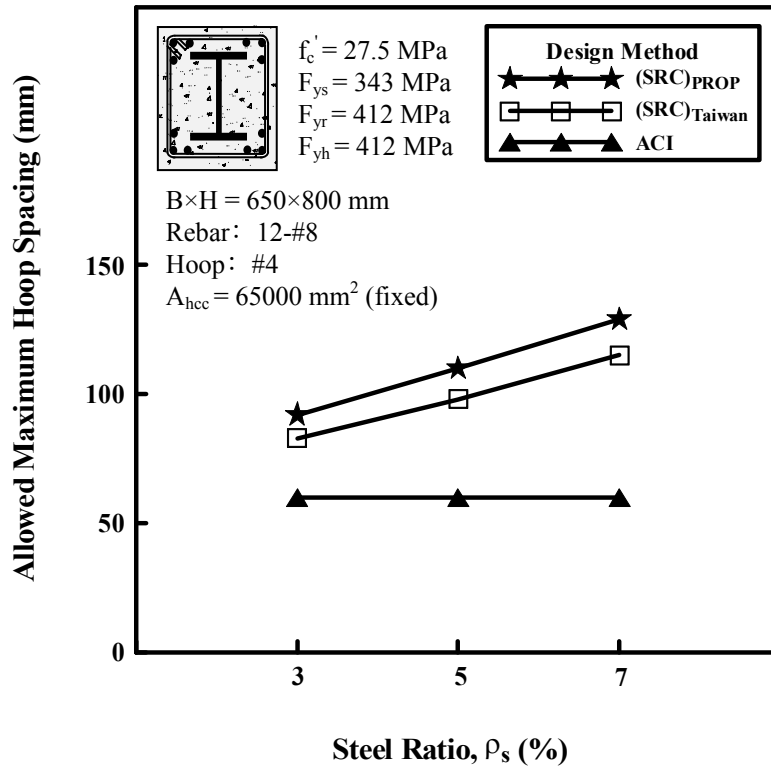


圖 5.8 SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱

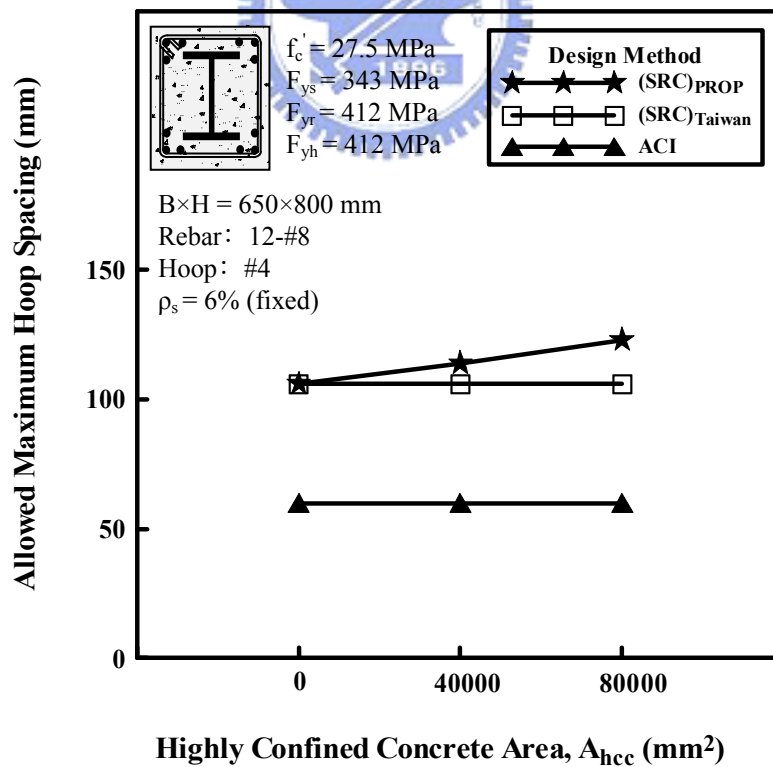


圖 5.9 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆 H 型鋼骨 SRC 柱

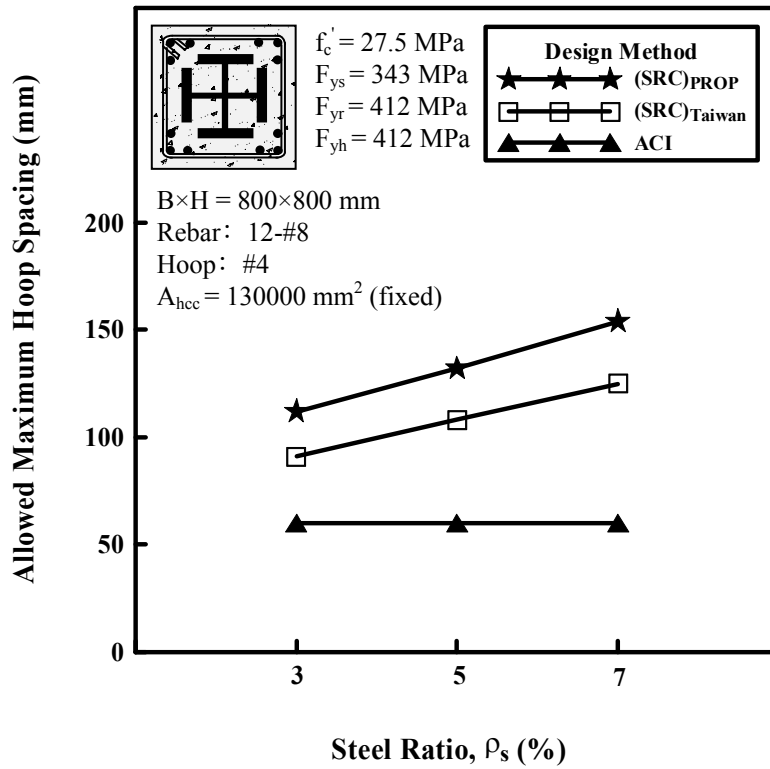


圖 5.10 SRC 柱中鋼骨用量變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆十字型鋼骨 SRC 柱

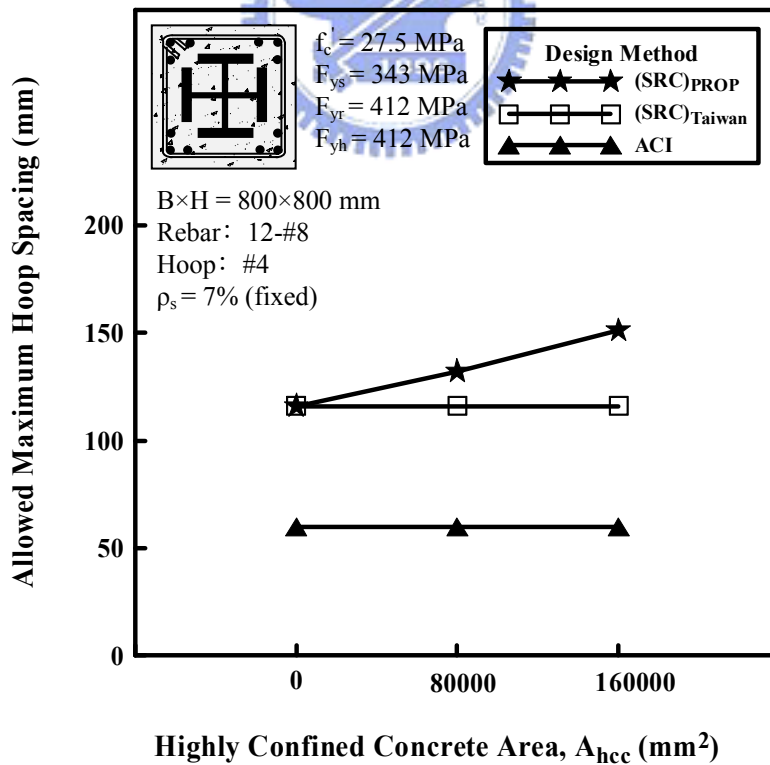
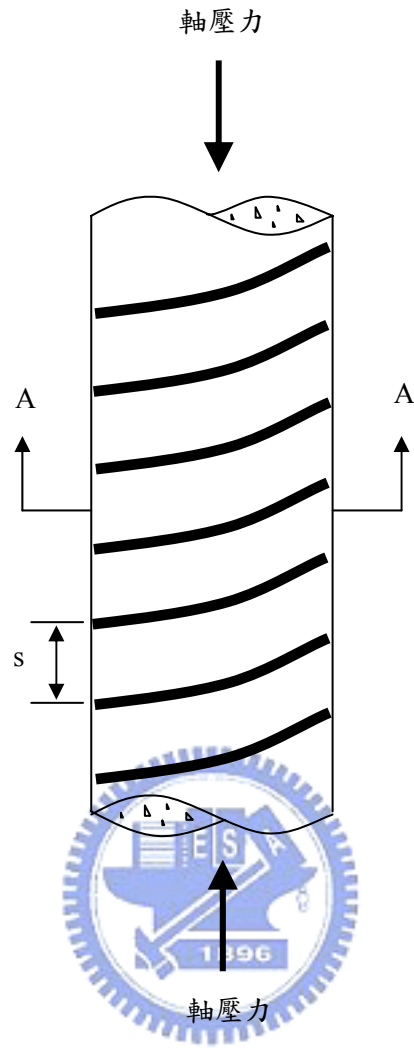
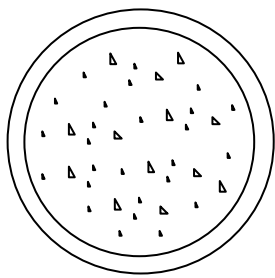


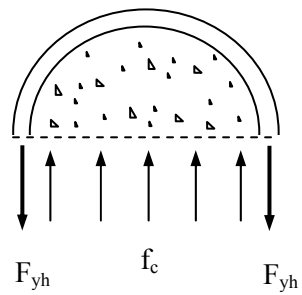
圖 5.11 SRC 柱中受鋼骨翼板圍束之高度圍束區混凝土斷面積變化對相關設計法所求得之箍筋容許最大間距的影響：包覆十字型鋼骨 SRC 柱



(a) 螺旋柱

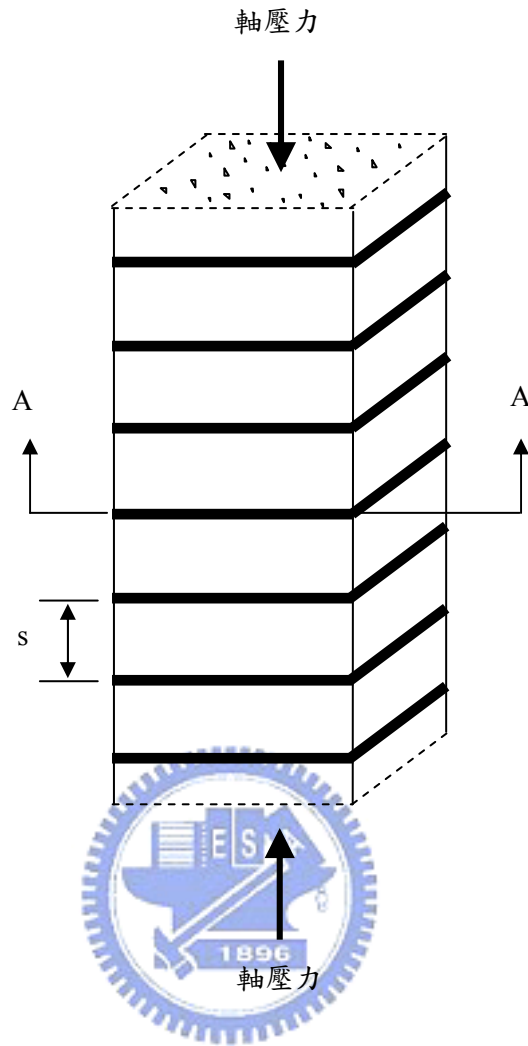


(b) A-A 剖面

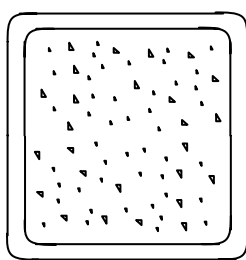


(c) 在 A-A 剖面的應力分佈

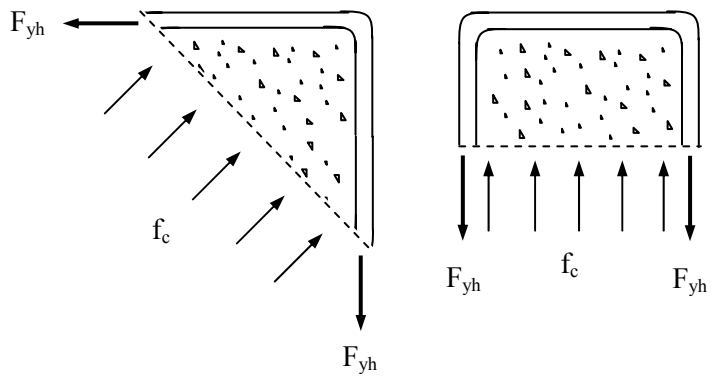
圖 A.1 受螺旋箍筋圍束之柱核心混凝土的受力行為



(a) 矩形橫箍柱



(b) A-A 剖面



(c) 在 A-A 剖面的應力分佈

圖 A.2 受矩形橫箍筋圍束之柱核心混凝土的受力行為

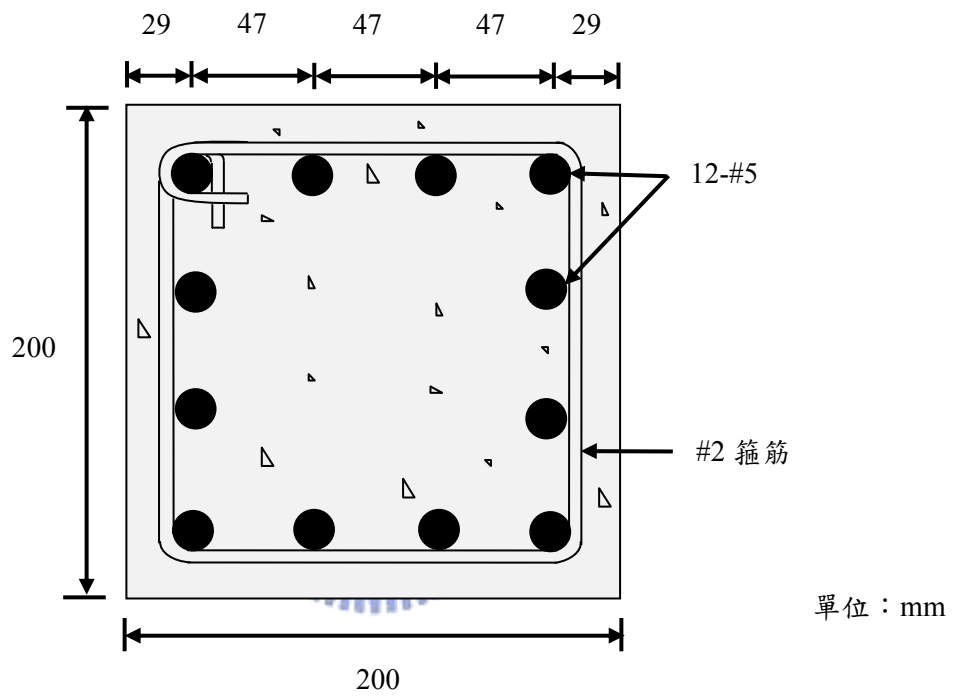


圖 B.1 本研究 RC 短柱試體之斷面配置圖

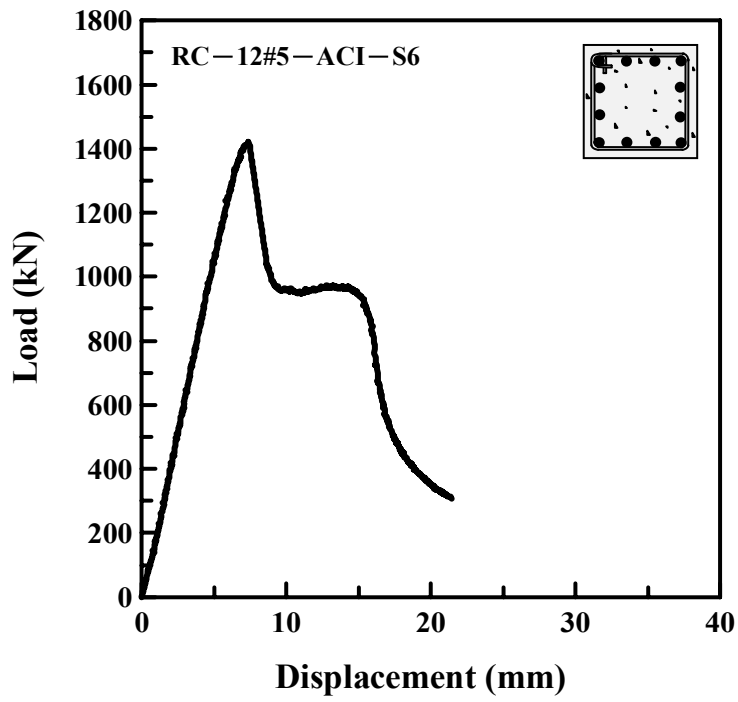


圖 B.2 本研究 RC 短柱試體之軸力-位移曲線圖

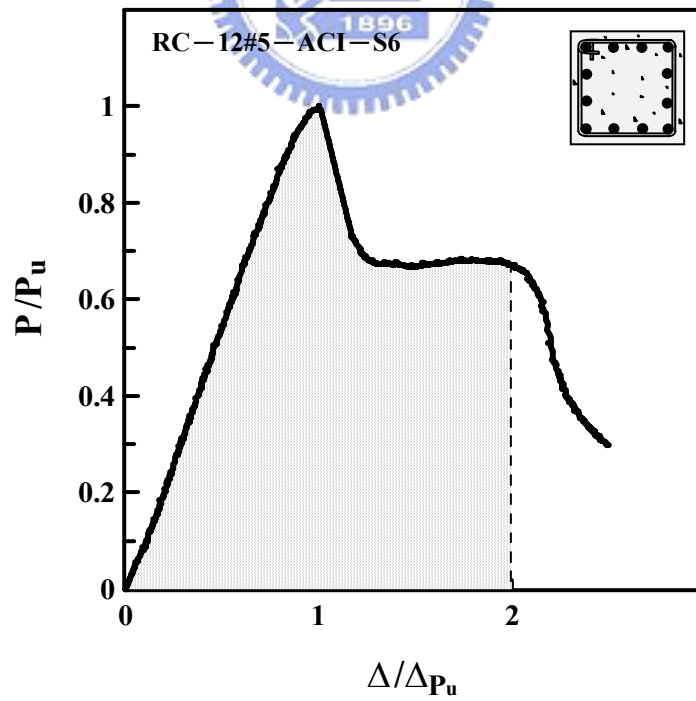


圖 B.3 本研究 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖

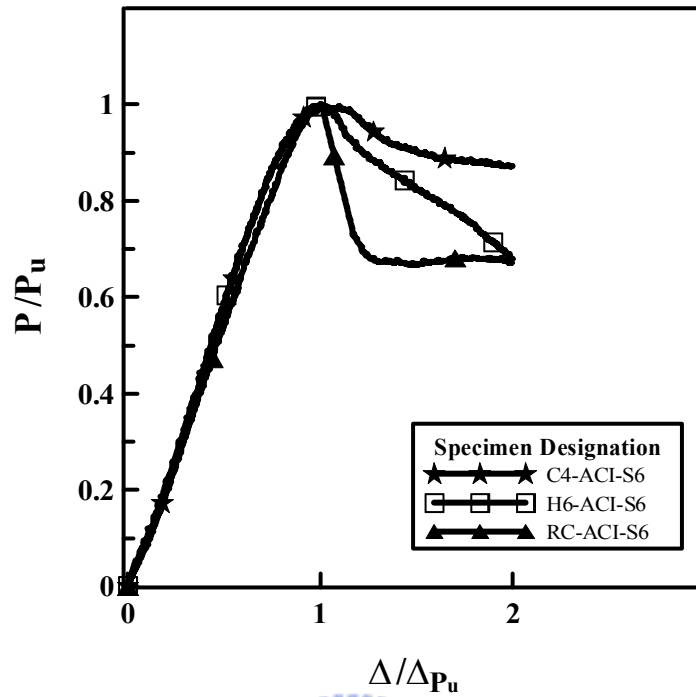


圖 B.4 本研究 SRC 短柱試體與 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖的比較：當試體配置相同之箍筋量時

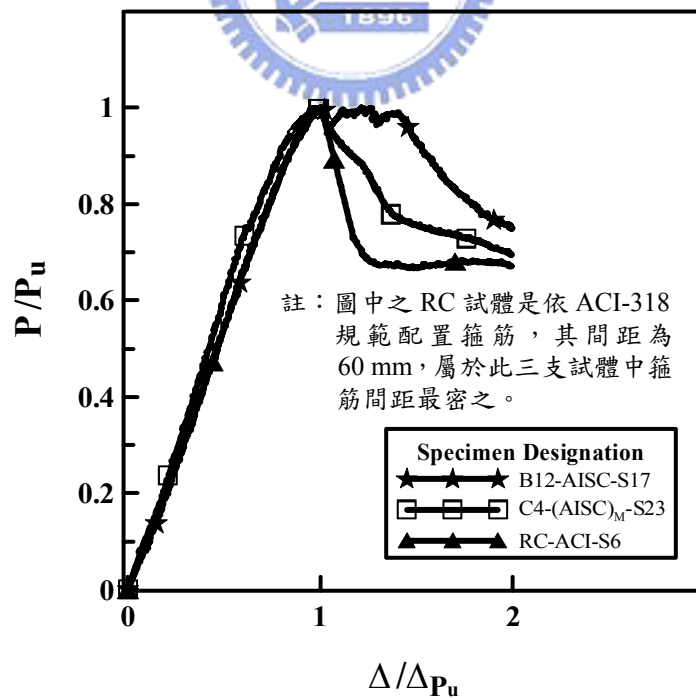


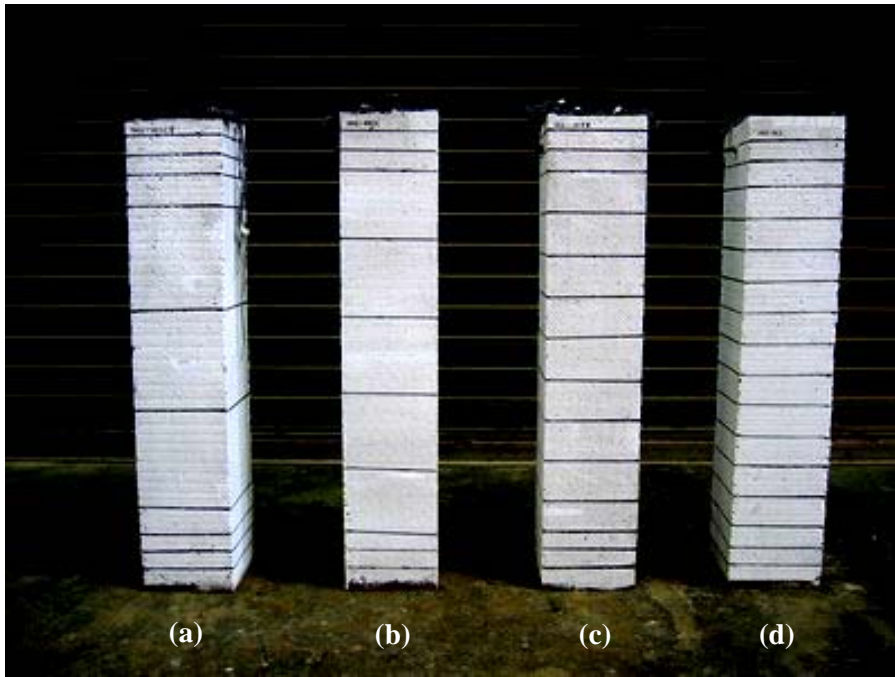
圖 B.5 本研究 SRC 短柱試體與 RC 短柱試體之「正規化」軸力-位移曲線圖的比較：當試體配置不同之箍筋量時



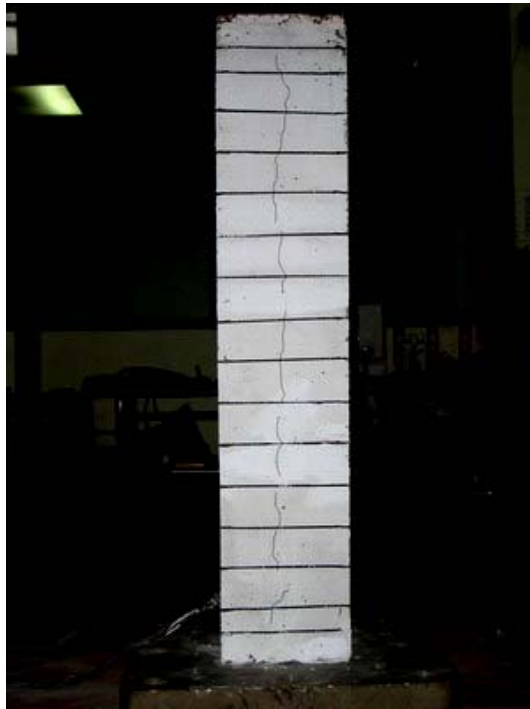
照片 3.1 本研究試體採用之圍束箍筋型式



照片 3.2 本研究以 MTS 加壓器進行 SRC 短柱抗壓試驗之情形



照片 3.3 H12 系列之 SRC 柱試體箍筋配置情形：各試體之箍筋量計算法由左而右分別為(a) $(AISC)_M$ 、(b) AISC、(c) $(ACI)_M$ 、(d) ACI



(a) 試體 H0-ACI



(b) 試體 H0-AISC

照片 4.1 SRC 短柱試體 H0 系列沿鋼骨腹板弱面方向之垂直裂縫(當位移達 Δ_{Pu} 時)



(a) 試體 B12-(ACI)_M-S12



(b) 試體 B12-AISC-S17



(c) 試體 B12-(AISC)_M-S32

照片 4.2 SRC 短柱試體 B12 系列沿鋼骨翼板弱面方向之垂直裂縫(當位移達 Δ_{p_0} 時)



(a) 混凝土保護層開裂：
位移達 $1.30\Delta_{pu}$ 時



(b) 混凝土保護層剝落：
位移達 $1.70\Delta_{pu}$ 時



(c) 主筋發生挫屈：
位移達 $2.27\Delta_{pu}$ 時

照片 4.3 SRC 柱試體 H12-(ACI)_M-S9 之破壞行為：
依 (ACI)_M 方法配置箍筋，箍筋間距 90mm



(a) 混凝土保護層產生裂縫：
位移達 $1.06\Delta_{p_0}$ 時



(b) 混凝土保護層剝落：
位移達 $1.30\Delta_{p_0}$ 時



(c) 混凝土明顯開裂：
位移達 $1.93\Delta_{p_0}$ 時

照片 4.4 SRC 柱試體 C4-AISC-S17 之破壞行為：
依 AISC 方法配置箍筋，箍筋間距 170mm



(a) 保護層產生裂縫：
位移達 $1.29\Delta_{pu}$ 時



(b) 混凝土明顯開裂：
位移達 $1.34\Delta_{pu}$ 時



(c) 混凝土嚴重剝落：
位移達 $2.04\Delta_{pu}$ 時

照片 4.5 SRC 柱試體 C4-(AISC)_M-S23 之破壞行為：
依(AISC)_M 方法配置箍筋，箍筋間距 230mm