

一、緒論

1.1 前言

臺灣的經濟快速發展有效帶動都市及鄉村的建設，惟受到土地供給的限制，為求得更佳之空間利用，較高樓層的建築物逐漸被廣泛採用。由於臺灣位處菲律賓與歐亞板塊之環太平洋地震帶上，高樓建築抵抗地震的能力成為重要的研究課題。自從 1999 年 9 月 21 日發生集集大地震，國人對於傳統鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)結構的耐震能力似有信心降低之情形。另一方面，由於鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)構造在日本經過許多大地震考驗之後發現其耐震性能頗佳，故逐漸受到國內建築界之肯定與重視。

由於鋼骨鋼筋混凝土柱 (Steel Reinforced Concrete Column, 簡稱 SRC 柱) 結合了鋼骨 (S) 與鋼筋混凝土 (RC), 使得它可以兼具「S」與「RC」之特色。對 SRC 柱而言, 包覆於鋼骨表面的混凝土可以發揮以下功能: (1) 提供鋼柱防火被覆; (2) 增進鋼柱防銹功能; (3) 提昇鋼柱之抗壓能力; (4) 避免鋼柱發生局部挫屈。相對於純鋼柱, SRC 柱比純鋼柱具有更大的斷面慣性矩, 可以有效減低建築物之側向位移; 再者, 由於近來鋼骨價格高漲, 採用 SRC 柱來替代純鋼柱亦將有助於節省成本。相對於傳統 RC 柱, 採用 SRC 柱有助於縮小柱的斷面積, 增加建築物實際的使用空間; 且由於 SRC 柱中之鋼骨亦能發揮混凝土的圍束功能, 因此亦有助於降低 SRC 柱箍筋之需求量, 達到更為經濟的設計結果。由於 SRC 柱擷取了「S」與「RC」各自的優點, 並利用它們來互相「截長補短」, 因此有助於使建築物達到更安全與更經濟的雙贏目標。

1.2 動機與目的

如圖 1.1 所示, 目前工程界常用的矩形 SRC 柱之箍筋大多配置水平閉合箍筋 (Hoop, 簡稱為橫箍筋), 由於橫箍筋之綁紮十分耗時費工, 因此若能改採螺旋箍筋 (Spiral) 來施作, 將可大幅降低箍筋綁紮之時間與人力需求。螺旋箍筋具有連續性,

不像每支橫箍筋均為獨立個體且需在角隅處以彎鈎來固定；所以螺旋箍筋不僅對混凝土之圍束效果比橫箍筋更好，亦因不需要角隅彎鈎而節省可觀的箍筋用量。不過，雖然螺旋箍筋的圍束效果與經濟效益均優於橫箍筋，但卻未能對矩形 SRC 柱「四個角落」之混凝土提供有效的圍束，因此目前工程界甚少在矩形 SRC 柱中配置螺旋箍筋。

如圖 1.2 所示，若將圍束箍筋採用新型五螺箍(5-Spirals)之配置方式，將可有效改善螺旋箍筋對於矩形 SRC 柱四個角落之混凝土未受到圍束的問題。五螺箍應用於矩形柱的創新構想是由潤泰集團總裁尹衍樑博士率先提出，因此又稱之為尹氏螺箍 (Yin's Spirals)。五螺箍的配置方式是以一個中心的大圓螺箍，再搭配四個角落的小圓螺箍交織而成。這種創新的配置方式突破了傳統上螺旋箍筋僅適用於圓形斷面柱的限制，巧妙的克服了螺旋箍筋應用於矩形斷面柱的缺點，使它對矩形柱四個角落的混凝土發揮良好的圍束效果。再者，由於五螺箍可以在工廠內以自動化機械加工製造，可大幅降低傳統箍筋綁紮之人力及縮短工期，因此極具經濟效益，很適合用於預鑄工法。

關於矩形 RC 柱之圍束箍筋採用五螺箍的配置方式，已經由張國鎮、尹衍樑、王瑞禎、王柄雄等進行一系列的軸壓試驗，證實五螺箍可以成功的應用於傳統矩形 RC 柱上。試驗結果顯示，五螺箍能對 RC 柱核心之混凝土提供良好的圍束效果，其韌性明顯優於配置傳統矩形橫箍筋之 RC 柱。因此，本研究將針對「五螺箍之矩形 SRC 柱」進行軸壓強度、耐震能力與韌性之研究，主要目的在於探討這種新型的五螺箍應用於矩形 SRC 柱的可行性及經濟效益，並對未來的工程應用提供適當的建議。

1.3 研究內容

本文共分為五章。本章首先介紹 SRC 構造之特色，並說明本研究之研究動機與目的。

第二章先針對國內外相關設計規範中對於 SRC 柱之圍束箍筋量與設計受壓強度之設計方法作一簡要說明；其次再分別介紹有關箍筋圍束混凝土作用及 SRC 柱行為研究方面的相關研究成果與文獻回顧。

第三章中說明本研究五螺箍 SRC 短柱之軸壓載重試驗。首先，文中先介紹試驗規劃及設計方法。再者，針對試驗結果做一比較討論，試驗結果與討論分成六大部分做探討。第一部分針對本研究五螺箍短柱試體之強度與傳統橫箍試體做比較；第二部分則是探討不同箍筋型式對試體圍束效應之影響；第三部分討論 SRC 短柱試體中不同鋼骨型式對圍束效應之影響；第四部份針對本研究採用之設計公式做一比較；第五部分則是探討五螺箍短柱試體在韌性方面的效果；最後將傳統橫箍及五螺箍短柱試體在經濟效益方面做一比較。

第四章中說明本研究五螺箍 SRC 長柱之反復載重試驗。首先，文中先介紹試驗規劃及實驗方法。再者，針對試驗結果做一比較討論，試驗結果與討論分成三大部分做探討。第一部分說明五螺箍 SRC 柱試體之試驗觀察；第二部分探討五螺箍 SRC 柱試體之遲滯迴圈；第三部分探討五螺箍 SRC 柱試體之剛度分配；第四部分更進一步討論目前本研究建議公式(Weng's Formula)之合理性。

第五章中對於試驗研究成果做一初步的歸納。

最後為本研究所參考之相關規範與研究文獻、符號說明、表、圖、照片。

二、國內外相關設計規範與文獻

2.1 國內外 SRC 構造相關規範

本節簡要回顧美國 ACI (American Concrete Institute) 318 Code、AISC (American Institute of Steel Construction) Seismic Provisions 及臺灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範」(簡稱 Taiwan SRC Code) 中有關 SRC 柱之圍束箍筋的設計規定。

在 Taiwan SRC Code (2004) 公佈之前，國內設計者在進行 SRC 柱之圍束箍筋設計時大多引用美國的設計規定，如 ACI 與 AISC 規範等。值得注意的是上述三種規範在計算 SRC 柱之圍束箍筋用量時，皆未考慮到 SRC 柱斷面中的「鋼骨翼板寬度之變化」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尚有待更進一步的探討。

2.1.1 美國 ACI 設計規範

美國 ACI-318 設計規範(2008)以極限強度設計法(Ultimate strength design method)設計 SRC 構材，主要是將鋼骨視為連續排置之等量鋼筋，再依設計 RC 構造之方式進行設計。ACI-318 規範第 21 章 21.4.4 節中規定螺箍筋或圓形閉合箍筋之一般鋼筋混凝土(RC)柱之體積比 ρ_s 不得小於下列二式之規定：

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

及

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

其中 s 為柱圍束箍筋之間距；

f'_c 為混凝土之標稱抗壓強度；

f_{yh} 為圍束箍筋之標稱降伏應力；

A_g 為構材之全斷面積；

A_{ch} 為受箍筋圍束部分柱核之斷面積。

公式(2-2)係考慮將公式(2-1)中全斷面積 A_g 與圍束區面積 A_{ch} 之比值取為1.25時所求得之結果。

再者，ACI-318 規範第 21 章 21.4.4 節中規定採用矩形閉合箍筋及繫筋之 RC 柱之最小圍束箍筋量(A_{sh})不得小於下列二式之規定：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2-3)$$

及

$$A_{sh} = 0.09sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \quad (2-4)$$

公式(2-4)係考慮將公式(2-3)中全斷面積 A_g 與圍束區面積 A_{ch} 之比值取為1.3時所求得之結果。

對於 SRC 柱之設計受壓強度，主要是將鋼骨換算成等值之鋼筋量，再依 RC 構造之設計方式進行設計。依據 ACI-318 Code 對於螺箍筋及橫箍筋合成受壓構材之軸向最大設計強度分別為：

$$\phi P_n = \phi 0.85 \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_{yr} A_{st} \right] \quad (\text{使用螺箍筋}) \quad (2-5)$$

$$\phi P_n = \phi 0.80 \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_{yr} A_{st} \right] \quad (\text{使用橫箍筋}) \quad (2-6)$$

其中 ϕ 為強度折減係數，使用螺箍筋時 $\phi=0.70$ ，使用橫箍筋時 $\phi=0.65$ ；

P_n 為構件之軸向標稱強度；

f_{yr} 為縱向鋼筋之標稱降伏應力；

A_{st} 為縱向鋼筋（含鋼骨）之總斷面積。

本設計法主要優點在於進行合成構材設計時滿足力平衡及應變諧合之力學基本觀念，惟本設計方法之彎矩強度計算較為複雜，且對於鋼骨本身殘留應力問題並未加以適當考量。

2.1.2 美國 AISC 設計規範

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

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(1 - \frac{f_{ys} A_s}{P_n} \right) \quad (2-7)$$

其中 f_{ys} 為鋼骨之標稱降伏應力；

A_s 為鋼骨之斷面積；

P_n 為構材之軸向標稱強度，其值依 AISC-LRFD (2005) Sect. I2 中之規定計算。

公式 (2-7) 係沿用公式 (2-4) 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 (2-7) 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。

美國 AISC 設計規範 (2005)，第 1 章第 2 節對於合成受壓構材之軸壓強度相關規定，當受到純軸力作用下之合成受壓構材，考慮其長細效應則設計軸壓強度 $\phi_c P_n$ 及容許軸壓強度 P_n / Ω_c 應符合以下規定：

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(1) 當 $P_e \geq 0.44P_o$

$$P_n = P_o \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] \quad (2-8)$$

(2) 當 $P_e < 0.44P_o$

$$P_n = 0.877P_e \quad (2-9)$$

其中

$$P_o = 0.85 f'_c A_c + f_{ys} A_s + f_{yr} A_r \quad (2-10)$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (Kl)^2 \quad (2-11)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (2-12)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (2-13)$$

其中 A_c 為混凝土之斷面積；

A_s 為鋼筋之斷面積；

E_c 為混凝土之彈性模數；

E_s 為鋼骨之彈性模數；

f_{yr} 為縱向鋼筋之標稱降伏應力；

I_c 為混凝土之慣性矩；

I_s 為鋼骨之慣性矩；

I_{sr} 為鋼筋之慣性矩；

K 為有效長度係數；

l 為構件之未支撐長度；

EI_{eff} 為構件之有效勁度。



2.1.3 臺灣 SRC 構造設計規範

在 2004 年之前，由於內政部「建築技術規則」並未明訂 SRC 構造設計之相關規定，使得建築師與工程人員缺乏一套依循的標準。基於此一需求，內政部建築研究所乃專案委託中華民國結構工程學會進行 SRC 構造設計規範之研究，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並廣泛徵詢學者專家之意見，台灣 SRC 構造設計規範草案於 2003 年底經過營建署審議通過。

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。

(一)、SRC 受壓構件軸向最大設計強度為：

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} \quad (2-14)$$

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，其值如下：

(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， $\phi_{crc}=0.7$ 。

SRC 柱中 S 部分之標稱受壓強度 P_{ns} ：

當 $\lambda_c \leq 1.5$ 時：

$$P_{ns} = [\exp(-0.419\lambda_c^2)] f_{ys} A_s \quad (2-15)$$

當 $\lambda_c > 1.5$ 時：

$$P_{ns} = (0.877/\lambda_c^2) f_{ys} A_s \quad (2-16)$$

其中 λ_c 依下式計算：

$$\lambda_c = \frac{Kl}{\pi r_{eff}} \sqrt{\frac{f_{ys}}{E_s}} \quad (2-17)$$

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：

$$r_{eff} = r_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (2-18)$$

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係數，其值如下：

(1) 包覆 I 型 SRC 柱：

(a) 對強軸彎曲： $\alpha = 0.2$ ；

(b) 對弱軸彎曲： $\alpha = 0.4$ ；

(2) 包覆十字或 T 字型 SRC 柱： $\alpha = 0.3$ ；

(3) 鋼管混凝土柱：

(a) 填充型： $\alpha = 0.1$ ；

(b) 包覆填充型： $\alpha = 0.2$ 。

為了反映 SRC 柱中鋼骨受到混凝土束制的影響，台灣 SRC 規範採用一個新的設計參數 " r_{eff} "，稱為 SRC 柱中鋼骨之「有效迴轉半徑 (Effective Radius of Gyration)」，作為 SRC 柱中鋼骨強度計算之依據。這主要是由於 SRC 柱中的鋼骨受到混凝土包覆或填充，除了較不易發生局部挫屈(Local Buckling)之外，SRC 柱中鋼骨之長細比(Kl/r)將會比在純鋼柱情況下之值為小，因此也較不容易發生整體挫屈(Global Buckling)。此外，由於有效迴轉半徑 " r_{eff} " 的大小與 SRC 柱斷面型式有關，對於不同型式的 SRC 斷面可由一個" α "的修正係數來考慮，如以上公式所示。

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：

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85 f'_c A_c + f_{yr} A_r) \quad (2-19)$$

及

$$P_{nrc} = \phi_e \left[\frac{\pi^2 (EI)_{rc}}{(KL)^2} \right] \quad (2-20)$$

其中配置橫箍筋時， ϕ_e 為 0.8；

配置螺箍筋時， ϕ_e 為 0.85；

$$(EI)_{rc} = E_c I_g / 5 \text{。}$$

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：

$$A_{sh} = 0.3 s h_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{A_s f_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-21)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{A_s f_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (2-22)$$

其中 $(P_n)_u$ 為 SRC 柱之軸向受壓強度，依下式計算：

$$(P_n)_u = 0.85 f'_c A_c + f_{ys} A_s + f_{yr} A_r \quad (2-23)$$

設計者宜注意公式(2-22)與公式(2-7)的差異，其中公式(2-22)係依據強度疊加之概念來計算 $(P_n)_u$ ，而公式(2-7)則採用斷面轉換的方式利用二個轉換係數 0.5 及 C_l 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。

(二)、SRC 構材之設計撓曲強度為：

$$\phi_b M_n = \phi_{bs} M_{ns} + \phi_{brc} M_{nrc} \quad (2-24)$$

其中

M_{ns} 為鋼骨部分之標稱彎矩強度：其值為 ZF_{ys} ， Z 為鋼骨之塑性斷面模數，

F_{ys} 為鋼骨之規定降伏應力；

M_{nrc} 為 RC 部分之標稱彎矩強度：依內政部所定之「混凝土工程設計規範與解說」之相關規定計算；

$\phi_{bs}=0.9$ 為鋼骨部分之彎矩強度折減係數；

$\phi_{rc}=0.9$ 為 RC 部分之彎矩強度折減係數。

(三)、SRC 構材受軸壓力與彎矩共同作用：

(a) 軸力與彎矩之分配

鋼骨鋼筋混凝土構材中之鋼骨部分與鋼筋混凝土部分，應共同分擔由組合載重所引致之需要軸力 P_u 與需要彎矩 M_u ，即

$$P_u = P_{us} + P_{urc} \quad (2-25)$$

$$M_u = M_{us} + M_{urc} \quad (2-26)$$

其中

P_u 為由組合載重引致作用於 SRC 構材之需要軸力強度；

M_u 為由組合載重引致作用於 SRC 構材之需要彎矩強度；

P_{us} 為鋼骨部分所分擔之需要受壓強度，可依鋼骨與 RC 之相對剛度以下式決定之：

$$P_{us} = P_u \times \left(\frac{E_s A_s}{E_s A_s + 0.55 E_c A_c} \right) \quad (2-27)$$

M_{us} 為鋼骨部分所分擔之需要彎矩強度，可依鋼骨與 RC 之相對剛度以下式決定之：

$$M_{us} = M_u \times \left(\frac{E_s I_s}{E_s I_s + 0.35 E_c I_g} \right) \quad (2-28)$$

P_{urc} 為 RC 部分所分擔之需要受壓強度，可依鋼骨與 RC 之相對剛度以下式決定之：

$$P_{urc} = P_u \times \left(\frac{0.55 E_c A_c}{E_s A_s + 0.55 E_c A_c} \right) \quad (2-29)$$

M_{urc} 為 RC 部分所分擔之需要彎矩強度，可依鋼骨與 RC 之相對剛度以下式決定之：

$$M_{urc} = M_u \times \left(\frac{0.35E_c I_g}{E_s I_s + 0.35E_c I_g} \right) \quad (2-30)$$

其中

E_s, E_c 分別為鋼骨與混凝土之彈性模數；

A_s, A_c 分別為鋼骨部分與混凝土部分之斷面積；

I_s, I_g 分別為鋼骨部分之慣性矩與 SRC 全斷面積之慣性矩。

(b) 構材強度之檢核：

SRC 構材中之鋼骨部分在受到軸力 P_{us} 與彎矩 M_{us} 共同作用下，應符合以下之強度檢核規定：

(i) 當 $P_{us} < 0.2\phi_{cs}P_{ns}$ 時：

$$\frac{P_{us}}{2\phi_{cs}P_{ns}} + \left(\frac{M_{uxs}}{\phi_{bs}M_{nxs}} + \frac{M_{uys}}{\phi_{bs}M_{nys}} \right) \leq 1.0 \quad (2-31)$$

(ii) 當 $P_{us} \geq 0.2\phi_{cs}P_{ns}$ 時：

$$\frac{P_{us}}{\phi_{cs}P_{ns}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uxs}}{\phi_{bs}M_{nxs}} + \frac{M_{uys}}{\phi_{bs}M_{nys}} \right) \leq 1.0 \quad (2-32)$$

其中

P_{us} 為鋼骨部分之需要受壓強度，依公式(2-27)決定之；

M_{uxs}, M_{uys} 為對 x 軸或 y 軸彎曲時鋼骨部分之需要彎矩強度，依公式(2-28)

分別對 x 軸或 y 軸決定之。

M_{nxs}, M_{nys} 為對 x 軸或 y 軸彎曲時鋼骨部分之標稱彎矩強度，分別對 x 軸或 y 軸決定之。

SRC 構材中之 RC 部分受到軸力 P_{urc} 與彎矩 M_{urc} 共同作用下，其設計強度應符合內政部所定之「混凝土工程設計規範與解說」之相關規定，其中 RC 部分所受到之軸力 P_{urc} 與彎矩 M_{urc} 應分別公式(2-29)與(2-30)式決定之。

2.2 相關文獻回顧

國內外對於探討箍筋圍束混凝土作用及 SRC 柱行為之相關研究眾多，本文將針對與本研究相關性較高及使用率普遍者加以介紹，並依據文獻按年代先後順序分別回顧如下：

2.2.1 箍筋圍束混凝土作用方面文獻

Considine 等(1903) 對此一問題作了最早的研究，結果顯示在相同的箍筋用量下，圓形箍筋對於強度增加之效果為矩形箍筋的兩倍以上。

King(1946) 進行橫箍柱之行為研究，試驗結果顯示箍筋可提供混凝土適當的圍束，對於提升混凝土之抗壓強度及韌性有極大之幫助。

Roy 及 Sozen (1965) 建議圍束混凝土之應力-應變曲線為雙直線線段，其試驗結果顯示圍束作用並不會增加柱之軸向強度，但可以改善其韌性。

Hudson(1966) 進行橫箍柱試驗，探討不同柱之大小、箍筋間距、箍筋量、主筋量及載重位置對於混凝土柱極限強度之影響，試驗結果發現上述參數對於柱之極限強度並無顯著的影響。

Kent 及 Park(1971) 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) 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) 考慮箍筋體積比與箍筋綁紮方式對混凝土圍束效應所造成的影響，提出之應力-應變關係模式以極限應力值及有效圍束係數來考量混凝土之圍束效果。

Park 等(1982) 修正 Kent 等人的模式，提出圍束作用亦能增加混凝土之強度，並且圍束效應與圍束鋼筋之體積比、降伏強度成正比。

Moehle 及 Cavanagh 針對箍筋及繫筋的形式對於混凝土柱軸向強度之影響進行研

究，試驗結果發現箍筋間距與繫筋對於提升混凝土柱之軸向強度有極大幫助。

Mander 等(1988) 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，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) 所提出之模式中，相關之圍束係數係參考 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) 以二次曲線模擬應力-應變關係之上升段，並以 85%之極限應力值的函數模擬一次曲線之下降段，此模式必需由較多的試驗數據以求出模式中之相關係數。

Hoshikuma 等(1997) 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。

張國鎮等(2004、2005) 以多種新形式之圍束箍筋進行一系列的矩形 RC 柱抗壓試驗，試驗結果顯示，在適當的組合之下，五螺箍可以成功的應用在矩形 RC 柱中，並能對 RC 柱核心之混凝土產生良好的圍束效果。

2.2.2 SRC 柱行為研究方面文獻

Burr(1912) 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。

Stevens(1965) 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，其強度約略等於各構材強度之總和，且其受軸壓之破壞行為與 RC 短柱類似。

Roderick 等(1969) 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分析解。

Knowles 及 Park(1969) 探討不同細長比的填充混凝土柱與空心鋼管柱受軸力及偏心載重的極限強度，試驗結果顯示細長比小時，圓型鋼管能發生圍束效應而使試驗極限強度值高於估算值，但方型鋼管的極限強度無明顯增加，亦即方型鋼管無明顯圍束效應。

Nakamura 及 Wakabayashi (1976) 提出在設計 SRC 構件時，可將鋼骨與鋼筋混凝土視為兩個獨立的構件，在計算其個別強度再簡單疊加之後，即可得 SRC 構件軸向強度。

Furlong (1976) 利用轉換係數將混凝土轉換為等值之鋼骨量，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) 比較 ACI 規範及 AISC-LRFD 規範對 SRC 受壓構件之強度計算方法，發現 ACI 之計算結果過於保守且計算過程較為繁瑣。

Mirza 等(1989,1991) 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（如圖2.1所示），顯示鋼骨可對核心混凝土提供良好之圍束效果。並提出考慮包覆 H 型鋼骨 SRC 柱中之混凝土受到高度圍束作用、普通圍束作用以及未受圍束作用之情形時的應力-應變曲線圖（如圖2.2所示）。

Hamdan 等(1991) 對於混凝土強度、混凝土圍束效應及鋼骨表面處理對 SRC 柱鋼骨及 RC 界面之間握裹強度的影響，試驗結果顯示握裹強度主要受鋼骨表面處理之影響。

翁正強等(1990) 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，其中又以 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) 利用「剛度分配法」來預測 SRC 梁柱之極限強度，以 Wakabayashi(1976)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)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。依試驗結果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。

Ricles 及 Paboojian (1994) 以實驗模擬 SRC 柱在地震力作用下的行為，試驗結果顯示 SRC 柱的強度與韌性受核心混凝土是否有良好圍束所影響，若箍筋能有效圍束核心混凝土，則可避免主筋提早發生挫屈。

蔡克銓等(1995)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，但過極限強度後之剩餘強度維持行為則相反。

葉士青(1996)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。

翁正強等(1998)考量包覆十字型鋼骨對混凝土之圍束區域(如圖2.3所示)，並建議對於包覆 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」。如圖2.4及圖2.5所示。為了考量鋼骨對混凝土之圍束效應，將 SRC 柱斷面中之混凝土分為三種不同的區域：一為「高度圍束區域」(Highly Confined Area)(如圖2.4及圖2.5中之深灰色標示部份)，即受鋼骨翼板與腹板間所圍束之混凝土；二為「普通圍束區」(Ordinarily Confined Area)(如圖5及6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與腹板所包圍之區域；三為「完全未受圍束區域」

(Unconfined Area) (如圖2.4及圖2.5中空白部份)，即箍筋外圍之混凝土部份。

翁正強等(2006) 建議一種 SRC 柱圍束箍筋量之設計法，將同時考量「鋼骨用量」及「鋼骨翼板寬度」共同的影響，以一個新的折減係數來放寬所需之圍束箍筋量。

對於採用五螺箍之矩形 SRC 柱，本研究目前尚未發現已發表之研究文獻。因此為了探討這種新型 SRC 柱的力學行為、耐震能力與經濟效益，本研究進行一系列的大尺寸短柱抗壓試驗，包含21支 SRC 柱與1支 RC 柱，以作為評估這種新型五螺箍 SRC 柱力學行為之依據，並對其未來的工程應用提供適當的建議。



三、五螺箍 SRC 短柱軸向抗壓試驗

3.1 試驗規劃

本研究共進行 21 支 SRC 短柱及 1 支 RC 短柱之軸向抗壓試驗，試體斷面型式包括四大類：(1) 配置五螺箍之 SRC 柱、(2) 傳統橫箍 SRC 柱、(3) 配置五螺箍之 RC 柱，及。各試體之斷面圖如圖 3.1 所示，所有短柱試體之全斷面尺寸均為 $600 \times 600 \text{ mm}$ ，長度均為 1200 mm 。短柱試體之編號、主筋號數、箍筋號數、鋼骨尺寸以及箍筋用量採用之設計方法如表 3.1 所示。本研究之主要設計參數包括箍筋型式、箍筋用量、箍筋間距、圍束效應、鋼骨型式、鋼骨用量、SRC 柱之抗壓強度與韌性。為探討箍筋型式對 SRC 柱核心混凝土圍束效應之影響，本研究特別將所有 SRC 短柱試體之鋼骨用量（鋼骨比）及主筋用量固定，而改變試體之箍筋間距與箍筋型式。

由於考慮到試體端部可能受應力集中之影響，試驗前於試體之上下兩端設置由鋼板組合成之帽蓋以確保受壓面平整，避免上下兩端因應力集中之影響而提早破壞。試驗前試體之鋼骨、鋼筋及混凝土皆進行基本力學性質試驗。在鋼骨部份（採用 A572 Gr.50.），從所使用之鋼板切取拉伸試片，並依 ASTM 材料拉伸試驗之規定進行試驗。主筋及箍筋（採用 SD420）亦取與試體相同之鋼筋進行拉伸試驗。混凝土強度方面，在 SRC 柱試體灌漿時並製作 $150 \times 300 \text{ mm}$ 的標準混凝土圓柱試體。本研究短柱試體之實測材料強度如表 3.2 所示。SRC 短柱試體灌漿前與灌漿情形，如照片 3.1 及照片 3.2 所示。混凝土強度方面，在 SRC 柱試體灌漿時同時製作 $150 \times 300 \text{ mm}$ 的標準混凝土圓柱試體，如照片 3.3 所示，並於短柱軸壓試驗當日進行圓柱試體抗壓試驗。

由於本試驗之試體設計軸力高達 29400 kN (3000 ton) 以上，目前國內一般學術機構實驗室之儀器尚無法達到此軸壓強度，故特向中華顧問工程司位於楊梅之材料試驗室借用 58800 kN (6000 ton) 之萬能試驗機來進行試體之抗壓試驗，如照片 3.4 所示。圖 3.2 為 SRC 短柱抗壓試驗構架與 SRC 柱斷面示意圖，實驗過程中

將紀錄 SRC 柱之軸力(P)與位移(Δ)曲線與相關資料以作為力學分析之依據。試驗之進行採位移控制，軸壓行程速率控制為 0.03 mm/sec。

3.2 試體設計

在 SRC 柱試體之箍筋量方面，本研究採用三種不同的箍筋量計算方法來配置 SRC 柱之圍束箍筋，分別為 (1) ACI-318 Code、(2) Taiwan SRC Code 及 (3) Weng's Formula，其中 ACI-318 Code 設計法已於本文前面敘述。以下分別針對 Taiwan SRC Code 及 Weng's Formula 之設計方法進行說明。

3.2.1 Taiwan SRC Code 設計法

對於 SRC 柱配置螺箍筋時之圍束箍筋需求量設計公式，我國 SRC 構造設計規範 (2004) 參考 AISC-Seismic Provisions 之作法，考慮鋼骨對 SRC 柱軸力之分擔對混凝土圍束效應的貢獻，對 ACI-318 規範所規定之螺箍筋圍束箍筋用量進行修正。對於採用螺箍筋或圓形閉合箍筋 RC 柱之體積比 ρ_s 不得小於下列二式之規定：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{A_s f_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right]$$

(3-1)

及

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{A_s f_{ys}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (3-2)$$

其中 f'_c 為混凝土之抗壓強度；

f_{yh} 為圍束箍筋之標稱降伏應力；

A_g 為 SRC 柱之全斷面積；

A_{ch} 為受箍筋圍束部分柱核之斷面積；

f_{ys} 為鋼骨之標稱降伏應力；

A_s 為鋼骨之斷面積；

$(P_n)_u$ 為 SRC 柱之軸向受壓強度，依公式 (2-23) 計算。

3.2.2 Weng's Formula 設計法

相對於ACI-318 Code，我國SRC構造設計規範（2004）考慮鋼骨斷面對SRC柱軸力分擔對之貢獻，因而對SRC柱的圍束箍筋用量酌予放寬。另一方面，Weng's Formula 設計法則進一步考慮到SRC柱內之「高度圍束區混凝土（Highly Confined Concrete）」可以由SRC柱內之鋼骨斷面之翼板來提供圍束，而SRC柱之箍筋則主要用來圍束「普通圍束區混凝土（Ordinarily Confined Concrete）」，因此SRC柱圍束箍筋之用量得以放寬。以下為Weng's Formula建議的SRC柱圍束箍筋之設計公式：

- (1) 螺箍或圓形閉合箍SRC柱之體積比 ρ_s 不得小於下列二式之規定：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{P_{ns} + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (3-3)$$

及

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{P_{ns} + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (3-4)$$

- (2) 採用矩形閉合箍筋及繫筋之SRC柱之最小圍束箍筋量(A_{sh})不得小於下列二之規定：

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{P_{ns} + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (3-5)$$

及

$$A_{sh} = 0.09 sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[1 - \left(\frac{P_{ns} + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \quad (3-6)$$

公式 (3-3) 至 (3-6) 最後面的「中括號」為Weng's Formula建議的「箍筋用量折減係數」，其中 P_{ns} 為鋼骨之軸向受壓強度，依下式計算：

$$P_{ns} = F_{ys} A_s \quad (3-7)$$

P_{hcc} 為「高度圍束區混凝土 (Highly Confined Concrete)」之軸向抗壓強度，依下式計算：

$$P_{hcc} = 0.85 f'_c A_{hcc} \quad (3-8)$$

其中 A_{hcc} 為高度圍束區混凝土之斷面積（如圖2.4及圖2.5中之深灰色標示部份）。

本研究將以 ACI-318 Code 所設計之 SRC 柱圍束箍筋用量當作基準，將 Taiwan SRC Code 設計法及 Weng's Formula 設計法所求得之圍束箍筋用量列於表 3.1，其中之折減係數(Reduction Factor)係指 Taiwan SRC Code 設計法及 Weng's Formula 設計法相對於 ACI-318 規範之箍筋用量的折減程度。

3.3 SRC 短柱受軸壓之破壞行為

本研究共進行 21 支 SRC 短柱及 1 支 RC 短柱之軸向抗壓試驗，試體斷面型式包括四大類：(1) 配置五螺箍之 SRC 柱、(2) 傳統橫箍 SRC 柱、(3) 配置五螺箍之 RC 柱，及。各試體之斷面圖如圖 3.1 所示。圖 3.3 顯示所有 21 支 SRC 柱試體與 1 支 RC 柱試體之軸力-位移關係曲線。一般而言，在試體開始受到軸向載重時，會有一段近似直線之行為；隨著載重增加，混凝土表面逐漸產生裂縫。然後，混凝土有不同程度之開裂與剝落，主筋亦可能發生挫屈，箍筋也可能到達降伏。到試驗末段發生巨響及載重驟降的現象，這主要是由於隨著軸向位移加大，造成箍筋脫開或斷裂及主筋挫屈所致。

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，使得試體之軸力-位移曲線圖到試驗末段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。

於試驗的過程中發現，傳統橫箍柱角隅之135度彎鉤，因為軸向位移逐漸增加，混凝土側向膨脹與主筋挫屈等影響，造成彎鉤有脫開之現象。另一方面，在極限載重過後，五螺箍柱因為混凝土側向膨脹與主筋挫屈等影響，外圍小螺箍筋先行斷裂，此時試體之軸力稍微下降（如圖3.3 (1) A點所示），但仍可維持支撐大部分的載重，展現良好的韌

性。直到試驗後期大螺箍發生斷裂之後，軸力則急速下降（如圖3.3（1）B點所示），顯示大螺箍圍束了主要混凝土面積，當其發生斷裂之後，箍筋對於混凝土之圍束能力便跟著下降，軸向抗壓強度亦隨之下降。在2005年張國鎮、尹衍樑、王柄雄等之試驗中，比較其五螺箍RC柱及傳統橫箍RC柱之應力-應變曲線，可發現配置五螺箍的RC柱比傳統橫箍RC柱的韌性明顯優越，如圖3.4所示。

由照片3.5中發現，五螺箍SRC柱於試驗終止時，主筋僅些微挫屈，顯示五螺箍具有較佳之圍束混凝土能力，亦即具有良好的韌性。

3.4 試體軸壓強度之探討

在軸壓強度方面，本研究探討各試體之試驗軸壓強度 $(P_u)_{test}$ 與壓碎軸壓強度 $(P_u)_{squash}$ 之比值， $(P_u)_{test}/(P_u)_{squash}$ 。試體之壓碎軸壓強度係根據材料的真實強度計算，試驗軸壓強度則包含箍筋的圍束效應所導致的混凝土強度提升之影響，此比值越高表示箍筋的圍束效果越好，如圖 3.5 所示。本研究所計算之壓碎軸壓強度 $(P_u)_{squash}$ 算式計算，其公式如下：

$$(P_u)_{squash} = 0.85(f'_c)_{test} A_{cc} + (f_{ys})_{test} A_s + (f_{yr})_{test} A_r \quad (3-9)$$

其中 $(f'_c)_{test}$ 為混凝土之試驗抗壓強度；

A_{cc} 為圍束箍筋外緣以內之混凝土斷面積；

$(f_{ys})_{test}$ 為鋼骨之試驗降伏應力；

A_s 為鋼骨之斷面積；

$(f_{yr})_{test}$ 為縱向鋼筋之試驗降伏應力；

A_r 為縱向鋼筋之斷面積。

表 3.3 顯示所有短柱試體之極限軸壓強度預測值， $(P_u)_{squash}$ ，與試驗所得之極限軸壓強度值， $(P_u)_{test}$ ，之比較結果。由表 3.3 中可發現，採用五螺箍之 SRC 柱試驗所得之軸壓強度值皆比預測軸壓強度值為高，其比值大約 1.10 至 1.25 之間，最高可達 1.35 倍。顯示混凝土受到五螺箍圍束作用下，軸向承载力會明顯提高。茲依據試驗與分析之結果

作一比較。

3.4.1 五螺箍 RC 柱抗壓強度

在 2005 年張國鎮、尹衍樑、王柄雄等之試驗中之五螺箍 RC 柱及傳統橫箍 RC 柱之應力-應變曲線，可發現在相同用鋼量下，傳統橫箍 RC 柱強度略大於五螺箍 RC 柱，係因為傳統橫箍 RC 柱斷面中間增加了繫筋幫助圍束，且 ACI-318 Code 規定「在柱構材橫斷面周圍上之柱主鋼筋，其無橫向支撐者至有橫向支撐者之淨距不得大於 15 公分」，以及「繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距不得超過 35cm」等規定，此一證明，繫筋有助於傳統橫箍 RC 柱強度之提升。此外，本研究之五螺箍 RC 柱強度提升為 1.11 倍，顯示五螺箍 RC 柱在閉合箍筋相鄰各肢之中心距超過 35cm 情形下（即無配置繫筋），仍可達到依 ACI-318 Code 所設計最低要求以上。

3.4.2 箍筋間距對 SRC 柱抗壓強度之影響

(1) 傳統橫箍 SRC 柱：



傳統橫箍 SRC 柱之箍筋間距由 60 mm 變化到 90 mm，由表 3.3 可發現，當箍筋之間距愈密，則其極限軸壓強度值愈高，表示圍束效果愈好。比較試體 SRC2、SRC3 及 SRC4、SRC5 與 SRC6、SRC7 發現，採用 Taiwan SRC Code 與採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱試體在抗壓強度提升之比率大致相近。此一現象顯示採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱雖然其箍筋間距較大，但其強度仍然符合預期之值。此外，比較試體 SRC2、SRC4 及 SRC3、SRC5 發現，具有角隅繫筋之 SRC 橫箍柱其極限軸壓強度較無角隅繫筋之 SRC 橫箍柱為高，顯示傳統 SRC 橫箍柱在相同箍筋間距下，具有角隅繫筋之箍筋圍束能力較佳，其中採用 Taiwan SRC Code 設計之 SRC 短柱試體提升約 18%；採用 Weng's Formula 設計之 SRC 短柱試體提升約 13%。值得注意的是，對於未配置角隅繫筋的 SRC 柱，雖然其抗壓強度略低於有角隅繫筋者，但其強度仍然符合預期之值，顯示未配置角隅繫筋之 SRC 柱仍可符合要求。

(2) 五螺箍 SRC 柱：

五螺箍 SRC 柱之箍筋間距由 60 mm 變化到 130 mm，由表 3.3 可發現，當箍筋之間距愈密，則其極限軸壓強度值愈高，表示圍束效果愈好。比較試體 SRC9、SRC10 及試體 SRC14 至 SRC21 發現，採用 Taiwan SRC Code 與採用 Weng's Formula 設計之 SRC 短柱試體在軸向抗壓強度提升之比率大致相近。此一現象顯示採用 Weng's Formula 設計之 SRC 短柱試體，雖然其箍筋間距較大，但軸向抗壓強度並不會較差。

在混凝土強度方面，本研究設計 4 支高強度混凝土之 SRC 短柱試體 (SRC18 至 SRC21)，其抗壓強度 f'_c 為 75.5 MPa (約 10800 psi)，經由表 3.3 比較結果發現，在約略相同箍筋間距下，「五螺箍」應用於高強度混凝土 SRC 柱與普通強度混凝土 SRC 柱，其強度提升效果相近，顯示配置「五螺箍」之 SRC 柱，澆置高強度混凝土亦可得到提升混凝土抗壓強度之效果。

在鋼骨用量方面，試體 SRC16 及 SRC17 採用較高之鋼骨用量 (鋼骨比為 4.72%)，雖然其箍筋間距較大，但比較 SRC9 及 SRC16 發現，雖然 SRC16 之箍筋間距較大，可是軸向抗壓強度皆提高約 9%，顯示配置五螺箍之高鋼骨用量 SRC 柱，雖其設計箍筋用量較少，但軸向抗壓強度並不會較差。



3.4.3 箍筋型式對 SRC 柱抗壓強度之影響

本研究之試體 SRC1、SRC2、SRC3 與試體 SRC11、SRC12、SRC13 分別為本次試驗之對照組，由表 3.3 可發現，在配置相同箍筋間距與相同縱向總用鋼量 (包括主筋與鋼骨) 之下，五螺箍 SRC 柱在強度提升方面明顯高於傳統橫箍 SRC 柱，其強度分別提升 1.10 倍、1.05 倍及 1.07 倍，顯示配置五螺箍之 SRC 柱對混凝土具有較佳之圍束能力。

此外，再分別比較 SRC4、SRC5 及 SRC9、SRC10 可發現，五螺箍 SRC 柱之設計箍筋間距皆較傳統橫箍 SRC 柱為大，但其強度提升卻均大於傳統橫箍 SRC 柱。此種現象顯示配置五螺箍之 SRC 柱其設計箍筋間距可較傳統橫箍 SRC 柱寬，但試驗之極限軸向抗壓強度並不會較差，即表示配置五螺箍之 SRC 柱可在較少之箍筋用量下，達到略優於傳統橫箍 SRC 柱之軸向抗壓強度。

3.5 箍筋間距及型式對圍束效應之影響

為了探討 SRC 柱內混凝土受到箍筋及鋼骨的圍束而導致提高混凝土抗壓強度之影響，本研究乃依據 21 支 SRC 柱的軸壓試驗極限強度， $(P_u)_{test}$ ，來推估受到箍筋及鋼骨圍束的混凝土之圍束抗壓強度， f'_{cc} ，結果如表 3.4 所示。表中的 f'_{cc} 是將 SRC 柱的之軸壓極限強度值扣除主筋與鋼骨之軸力貢獻後，再除以箍筋所圍束之柱核心混凝土面積， A_{cc} ，而得，即

$$f'_{cc} = \left[(P_u)_{test} - A_s(f_{ys})_{test} - A_r(f_{yr})_{test} \right] / A_{cc} \quad (3-10)$$

本研究將上式計算所得之各 SRC 柱的混凝土圍束抗壓強度 f'_{cc} 除以其對應之未受圍束的混凝土抗壓強度 $0.85f'_c$ ，即 $f'_{cc}/0.85f'_c$ ，其值如表 3.4 所示。本研究 21 支 SRC 柱的 $f'_{cc}/0.85f'_c$ 比值大致介於 1.01 至 1.63 之間，其大小與 SRC 柱所配置的箍筋用量與箍筋型式有關。本研究採用 $0.85f'_c$ 而非 f'_c 來作為未受圍束的混凝土之抗壓強度，主要是考慮尺寸效應 (Size Effect) 的影響。根據 Bresler 之研究，混凝土圓柱試體的抗壓強度會隨著試體尺寸的增加而逐漸降低，降幅由 $1.0f'_c$ 漸變至 $0.8f'_c$ 左右。尺寸效應發生的原因可能是小尺寸的圓柱試體製作起來比較簡易，搗實的效果比較好，且發生泌水的現象亦比較少，故其缺陷較少，試體也比較結實。因此，在考慮未受圍束的混凝土之抗壓強度時，大尺寸試體的混凝土強度通常低於小尺寸圓柱試體之強度；故本研究乃參考 Bresler 之建議，以 $0.85f'_c$ 作為計算未受圍束的混凝土之抗壓強度。

由表 3.4 可以看出一個趨勢，箍筋用量愈多其混凝土之圍束抗壓強度 f'_{cc} 愈大，且配置約略相同箍筋間距之五螺箍 SRC 柱的圍束強度皆大於傳統橫箍 SRC 柱，其中又以採用 ACI-318 Code 設計之 SRC 短柱圍束強度最大；Taiwan SRC Code 次之；Weng's Formula 再次之。以下分別就各類型的試體作一比較：

(1) 五螺箍 RC 柱與具有角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱：

五螺箍 RC 柱達極限軸壓強度時，其混凝土之圍束抗壓強度 f'_{cc} 低於具有角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱者，且具有角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱達極限軸壓強度後

之強度下降遠較五螺箍 RC 柱平緩，如圖 3.6 所示，顯示具有角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱具有良好之圍束能力，試體達極限載重時之破壞情形如照片 3.6 所示。

(2) 五螺箍 RC 柱與無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱：

五螺箍 RC 柱達極限軸壓強度時，其混凝土之圍束抗壓強度 f_{cc}' 略大於無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱者，但無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱達極限軸壓強度後之強度下降較為平緩，如圖 3.7 所示，顯示無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱具有不錯之圍束能力，試體達極限載重時之破壞情形如照片 3.7 所示。

(3) 五螺箍 SRC 柱與傳統橫箍 SRC 柱：

如表 3.4 所示，在相同箍筋間距下，五螺箍 SRC 柱達極限軸壓強度時，其混凝土之圍束抗壓強度 f_{cc}' 均大於傳統橫箍 SRC 柱者。另一方面，如圖 3.8 所示，配置五螺箍之 SRC 柱其強度下降明顯平緩許多，顯示配置五螺箍之 SRC 柱具有良好的圍束能力，試體達極限載重時之破壞情形如照片 3.8 所示。

3.6 鋼骨型式對圍束效應之影響

根據翁正強等之研究，可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。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。翁正強等基於上述提出一套新的 SRC 柱圍束箍筋量之設計方法（即本研究之 Weng's Formula），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 3.9(a)、圖 3.9(b)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 3.9(a)、圖 3.9(b)之「淺灰色」部分所示。

如表 3.4 所示，在相同箍筋間距下，鋼骨型式為十字型斷面之短柱試體，其混凝土之圍束抗壓強度 f_{cc}' 均大於鋼骨型式為箱型斷面者，此乃十字型鋼骨斷面之高度圍束區面積 ($81399mm^2$) 大於箱型鋼骨斷面之高度圍束區面積 ($65025mm^2$)，本研究亦驗證 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。另一方面，如圖 3.10 及圖 3.11 所示，鋼骨型式為十字型斷面之短柱試體其強度下降明顯平緩許多，顯示在相近鋼骨用量（鋼骨比）下，鋼骨翼板寬度所包圍混凝土面積之多寡，對於試體圍束效應有相當性之影響，試體達極限載重時之破壞情形如照片 3.9 及照片 3.10 所示。

3.7 圍束箍筋設計公式之比較與討論

目前 ACI-318 Code 是沿用一般 RC 柱之耐震設計規定來配置 SRC 柱之圍束箍筋，並未考慮 SRC 柱內鋼骨對柱軸力之分擔與鋼骨翼板對柱核心混凝土之圍束所造成之影響，因此依據 ACI-318 Code 所設計之 SRC 柱圍束箍筋量將顯得過於保守且不經濟。

另一方面，我國 SRC 構造設計規範對於 SRC 柱之圍束箍筋量的折減方式主要是參考 AISC-Seismic Provisions 之作法，考慮鋼骨斷面對 SRC 柱軸力之分擔對混凝土圍束效應之貢獻，使得混凝土部分所需承擔之軸力相對降低，因而對 SRC 柱中所需之箍筋量予以放寬。不過，我國 SRC 構造設計規範並未對鋼骨翼板對柱核心混凝土之圍束作用造成的影響加以適當的考慮，若依我國 SRC 規範來設計具有相同鋼骨量但鋼骨翼板所圍束之混凝土面積不同的 SRC 柱所需之箍筋用量時，將得到相同的設計結果，似乎並不合理。

Weng's Formula 進一步考慮到 SRC 柱中的「高度圍束區之混凝土」主要是由鋼骨之翼板提供圍束，而 SRC 柱內需要箍筋圍束的混凝土區域主要在於「普通圍束區之混凝土」（如圖 3.9(a)、圖 3.9(b)之「淺灰色」部分所示），因此 SRC 柱之圍束箍筋量得

以放寬。Weng's Formula 設計法之特色在於同時考慮「鋼骨用量」與「鋼骨翼板對柱核心混凝土之圍束作用」兩者共同的影響，以一個全新的折減係數（如 3.2.2 節所示）來放寬 SRC 柱中所需之圍束箍筋量，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，亦有助於簡化 SRC 柱箍筋施工之複雜度。

如前所述，本研究 SRC 柱之箍筋用量採用三種不同的設計標準：(1) ACI-318 Code，箍筋用量最多；(2) Taiwan SRC Code，箍筋用量次之；(3) Weng's Formula，箍筋用量最少。試驗結果發現，雖然採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱其抗壓強度相對稍低，但由表 3.3 觀察可知，採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱其軸向抗壓強度都略高於設計預測值，顯示採用該法設計之 SRC 柱其強度較接近於設計軸壓強度，表示 SRC 柱箍筋外圍混凝土剝落所損失的抗壓強度約略等於混凝土受圍束後之抗壓強度。此一觀察顯示 Weng's Formula 可以在較少的圍束箍筋用量之下，仍可達到 SRC 柱設計所需之軸壓強度。例如，經由比較試體 SRC8 及 SRC17 之試驗結果發現，雖然試體 SRC17 之箍筋間距較 SRC8 為大，其強度提升也較 SRC8 為少，但 SRC17 試驗所得之抗壓強度較接近於軸壓強度預測值，顯示採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱其預測抗壓強度與試驗值頗為符合。

3.8 試體韌性與耐震能力之探討

對於 SRC 柱韌性之探討，本研究根據試體軸壓試驗之軸力-位移曲線，嘗試以 SRC 柱之軸壓強度下降至其極限軸壓強度七成時所測得之應變量， $\epsilon_{0.7P_u}$ ，與其在達到極限軸壓強度時之應變量， ϵ_{P_u} ，之比值，即 $\epsilon_{0.7P_u} / \epsilon_{P_u}$ ，作為 SRC 柱之韌性指標 (Ductility Index)， μ ，其結果如表 3.5 所示。當 SRC 柱之韌性指標愈大時，表示 SRC 柱的延展性愈好，愈不容易發生脆性破壞，亦即耐震能力愈好。茲依據試驗與分析之結果討論如下：

(1) 傳統橫箍 SRC 柱與五螺箍 RC 柱之比較：

Taiwan SRC Code 及 Weng's Formula 皆是針對 ACI-318 Code 之箍筋用量公式作一折減，而折減之基本原則之一是 SRC 短柱試體之韌性表現須不亞於依照 ACI-318 Code 所設計之 RC 短柱試體。由表 3.5 發現，不論採用何種箍筋量設計方法之傳統橫箍 SRC 柱，在箍筋減量的情況下，其韌性仍明顯優於五螺箍 RC 柱，顯示傳統橫箍 SRC 柱比五螺箍 RC 具有較佳之耐震能力。

(2) 五螺箍 SRC 柱與五螺箍 RC 柱之比較：

由表 3.5 之比較結果發現，所有五螺箍 SRC 柱之韌性皆優於五螺箍 RC 柱。如圖 3.12 所示，在相同縱向總用鋼量之下，SRC8、SRC9 及 SRC10 之韌性表現皆較五螺箍 RC 柱及傳統橫箍 RC 柱佳，試體達極限載重時之破壞情形如照片 3.11 所示。另一方面，如圖 3.13 所示，鋼骨用量較高之五螺箍 SRC 柱 (SRC16、17)，雖然其箍筋間距較大，但韌性表現仍較五螺箍 RC 柱及傳統橫箍 RC 柱佳；且 SRC17 為所有試體中箍筋用量最少的 (箍筋間距 130 mm)，但其韌性仍優於五螺箍 RC 柱，顯示五螺箍應用於 SRC 柱時，能有效減少箍筋用量，亦能增進柱的耐震能力。

(3) 五螺箍 SRC 柱與傳統橫箍 SRC 柱之比較：

經由比較傳統橫箍 SRC 柱 SRC4、SRC5 及五螺箍 SRC 柱 SRC9、SRC10 的韌性指標後發現，表 3.5 中顯示傳統橫箍 SRC 柱之韌性指標較差，且值得注意的是五螺箍 SRC 柱之箍筋間距較大、箍筋用量較少，顯示五螺箍應用於 SRC 柱可減少箍筋用量，且具有良好的韌性表現，證明了五螺箍應用於 SRC 柱之可行性。

圖 3.14 所示為五螺箍 SRC 柱 (SRC12)、傳統橫箍 SRC 柱 (SRC4) 與五螺箍 RC 柱 (RC) 在縱向總用鋼量與箍筋間距下之韌性指標比較圖。由圖中可看出 SRC 柱之韌性指標皆大於五螺箍 RC 柱，其韌性指標為五螺箍 RC 柱之 1.23 至 1.91 倍，顯示出在相同縱向總用鋼量與箍筋間距下，SRC 柱之韌性表現明顯優於五螺箍 RC 柱。另一方面，比較 SRC4 及 SRC12 發現，五螺箍 SRC 柱之韌性指標大於傳統橫箍 SRC 柱，約為傳統橫箍 SRC 柱之 1.54 倍，顯示配置五螺箍之 SRC 在相同的箍筋間距下，其韌性表現優於

五螺箍 RC 柱及傳統橫箍 SRC 柱。

3.9 試體經濟效益之探討

近年來國內營建物價劇烈變動，造成政府許多大型公共工程流標，政府編列追加預算的速度趕不上營建物價的變動，根據行政院公共工程委員會的統計，國內鋼鐵價格從 93 年每公噸 16,800 元，至 97 年 5 月底止已漲到每公噸 33,800 元，漲幅達 101%。由此可知，國內營造廠承受極大的成本壓力，許多中小型營造廠也因此歇業。對建築工程而言，預鑄工法在縮短工期及提昇工程品質方面具有良好的效果，這主要是由於預鑄技術具高度工業化特性，可透過自動化、系統化及模組化的方式來提高生產效率及施工速度。此外，採用預鑄構材更有助於節省人力成本與降低工地污染。所以，有效運用預鑄工法，可有效節省營造業主之成本負擔，並可降低營建物價劇烈上揚造成之傷害。

本研究針對 22 支預鑄短柱試體之強度、韌性及箍筋用量之經濟效益作一綜合整理，如表 3.6 所示。



(1) 五螺箍 RC 柱與無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱之比較：

經由比較發現，雖然無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱在軸向強度提升方面略低於五螺箍 RC 柱，但在韌性表現上皆明顯優於五螺箍 RC 柱。在箍筋用量比較方面，無角隅繫筋之傳統橫箍 SRC 柱 SRC4 及 SRC5 之箍筋用量皆低於五螺箍 RC 柱，亦即在箍筋用量使用方面較具有經濟性。例如 SRC4 (採用 Taiwan SRC 設計) 之箍筋用量為五螺箍 RC 柱之 83%；SRC5 (採用 Weng's Formula 設計) 之箍筋用量為五螺箍 RC 柱之 69%。

(2) 五螺箍 SRC 柱與五螺箍 RC 柱之比較：

經由比較發現，在相同縱向總用鋼量下，五螺箍 SRC 柱之強度提升及韌性表現皆優於五螺箍 RC 柱，顯示同樣配置五螺箍之短柱試體，SRC 柱在這兩方面的表現皆優於 RC 柱。在箍筋用量方面，五螺箍 SRC 柱皆少於或等於五螺箍 RC 柱，顯示五螺箍應用於 SRC 柱中，其箍筋用量需求可較五螺箍 RC 柱為低，但並不影響其強度與韌性的表現。

例如 SRC10 在強度提昇方面優於五螺箍 RC 柱，且韌性表現皆優於五螺箍 RC 柱，其箍筋用量僅為五螺箍 RC 柱之 65%。

(3) 五螺箍 SRC 柱與傳統橫箍 SRC 柱之比較：

觀察表 3.6 發現，五螺箍 SRC 柱在強度及韌性表現上優於傳統橫箍 SRC 柱，且五螺箍 SRC 柱之箍筋用量略少於傳統橫箍 SRC 柱。例如試體 SRC9 之箍筋用量為 SRC4 之 95%，試體 SRC10 之箍筋用量僅為 SRC4 之 79%，顯示五螺箍應用於 SRC 柱可以達到箍筋減量的目的，亦可滿足強度與韌性之需求。

(4) 高強度混凝土之應用：

雖然本研究之高強度混凝土試體量較少，但經由本次實驗發現，在低鋼骨用量的情況下(鋼骨比為 2.91%)，「五螺箍」應用於高強度混凝土之 SRC 柱具有良好的強度提升與韌性表現。由表 3.6 可得知，高強度五螺箍 SRC 柱試體 SRC18 至 SRC21 的強度比， $(P_u)_{test} / (P_u)_{squash}$ ，介於 1.01 至 1.24 之間；而韌性指標 $\epsilon_{0.7P_u} / \epsilon_{P_u}$ 則介於 2.61 至 6.47 之間。



四、五螺箍 SRC 柱反覆載重耐震試驗

4.1 試驗規劃

本試驗旨在探討五螺箍 SRC 矩形柱的力學行為與耐震能力。本研究共進行四組實尺寸(Full Scale) SRC 柱之反覆載重耐震試驗，SRC 柱之全斷面尺寸均為 $600 \times 600 \text{ mm}$ ，柱高均為 3250 mm 。試體之編號、斷面型式與箍筋間距、用量及設計方法如表 4.1 所示，試體詳細的斷面尺寸與鋼骨及鋼筋配置方式如圖 4.1 所示。本研究之 SRC 柱試體 C-SRC1 與 C-SRC2 採用十字型鋼骨斷面(Cross-H)，而試體 C-SRC3 與 C-SRC4 則採用銲接箱型鋼骨斷面(Box Section)，各試體之鋼骨比(鋼骨斷面積與 SRC 柱斷面積之比)均為 2.9%，鋼材為 A572 Gr.50。

本試驗柱身及柱基礎之混凝土強度均為 34.3 MPa (5000 psi)，主筋採用 16 根 #8(D25)之 SD420 竹節鋼筋，中間大螺箍箍筋採用 #4(D13)竹節鋼筋，角落四個小螺箍採用 #3(D10)竹節鋼筋。試體主筋及鋼骨從基礎底部延伸至柱頭，不做任何搭接及截斷，各試體於距離柱底部 1000 mm 內配置圍束箍筋。本研究主要設計參數包括箍筋之間距、用量、鋼骨之型式、SRC 柱之強度與韌性等。試體之立面與平面及詳細之鋼筋配置情形如圖 4.2 至圖 4.11 所示。

本試驗之試體委託潤弘精密工程製造，鋼骨及鋼筋綁紮組立完成後，在柱底塑鉸區內之鋼骨、主筋與箍筋處黏貼應變計。鋼骨、主筋及箍筋組立與混凝土灌漿完成情形如照片 4.1 及照片 4.2 所示。試驗前將試體之鋼骨、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伸試片，並依 ASTM 材料拉伸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伸試驗。混凝土強度方面，在灌置試體同時並製作標準圓柱試體。短柱試體之材料強度如表 4.2 所示。

4.2 試驗裝置與試驗方法

本研究之試驗工作在交通大學土木系的大型實驗室進行，試驗以定值軸向力及反覆側向載重之組合方式加載，整體試驗之配置方式如圖 4.12 及照片 4.3 所示。

4.2.1 試驗裝置

- (1) 側力系統：使用一座 MTS 出產之水平油壓致動器(Actuator)，其最大施力 981 kN 及最大衝程 ± 200 mm。
- (2) 油壓千斤頂：最大力量輸出為 981 kN，用以提供試體軸向力。
- (3) 鉸支承：由 U 型上承版和下承版組成，中間以圓形鋼棒串接成鉸，其主要功能是當軸向力與側向力同時施加時，穿過鉸支承兩端之軸力螺桿能藉由上承版應力平衡而轉動，避免軸力螺桿應變過大導致拉斷或軸力螺桿縮短時造成軸力消失。
- (4) 天車：實驗室頂端配置載重能力 19.6 kN、49 kN 及 196 kN 之天車，供試體吊裝用。
- (5) 頂梁：頂梁為一 H 型鋼，主要功能是使軸力能安全的傳遞至試體。
- (6) 軸力螺桿：軸力螺桿採用直徑 39 mm 之預力鋼棒，共兩組，每組由兩支 400 cm 之預力鋼棒以續接器續接而成，主要的功能是連接頂梁與鉸支承，使軸力千斤頂能傳遞軸力與試體上。
- (7) 強力地板與反力牆：強力地板厚度 1 m 以及一字形反力牆(SRC 結構)。反力牆高為 12.5 m，寬 13.0 m，可供四層樓足尺結構實驗之用。強力地板與反力牆上，分別於水平與垂直軸向上每隔 1 m 留有直徑 0.076 m 的穿透式錨定孔，作為固定試體及試驗設備之用。

4.2.2 試驗方法

本研究採用單柱式之反復載重試驗，實驗流程簡述如下：

- (1) 將試體基礎用強力螺栓固定於強力地板，每孔施予 450 kN 的預力。
- (2) 試體上方放置橫梁，再裝置柱底鉸支承。並於橫梁上施加 $0.1(P_n)_u$ 之預力以模擬 SRC

柱所承受之靜載重，其中 $(P_n)_u$ 為 SRC 柱之標稱軸壓強度，其值依照我國 SRC 構造設計規範計算。

- (3) 將應變計導線與電橋連接，經由資料擷取系統傳輸至電腦上紀錄。
- (4) 利用固定於反力牆上的 MTS 油壓致動器對 SRC 柱施加反復作用力，以模擬 SRC 柱構件所受之水平地震力，加載過程採用位移控制(Displacement Control)，於每一預設之位移量反復施載兩回次(Cycle)，行程速率控制為 2.08 mm/sec ，加載之歷程如圖 4.13 及表 4.3 所示。
- (5) 當 SRC 柱試體之側向承載力下降至其最大側向強度之 80%，或試體之層間變位角達到 6.0% 弧度時，即終止試驗。

4.3 側力修正

本試驗於柱頂之頂梁利用兩組預力螺桿與油壓千斤頂施加預力於試體上，螺桿和鉸支承連接部份可隨著水平加載位移歷程之變化而轉動。軸力雖固定施加於柱頂，但軸力作用方向之延長線卻因水平加載位移而不會通過柱斷面之臨界中心，便產生額外的彎矩，此稱為 P- Δ 效應，如圖 4.14 所示。因此，當水平加載位移為 δ 時，軸力作用方向與鉛垂面產生了一轉角 θ ，將軸力 P_h 分為水平分量 $P_h \sin \theta$ 與垂直分量 $P_h \cos \theta$ 分別計算額外產生之彎矩與水平荷重：

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

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

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

其中 $M_{P-\Delta}$ 為軸力所造成的額外彎矩； P_h 為所施加的軸力； δ'' 為柱頂端之水平位移； L_1 為柱頂到柱底之距離； L 為側力施加點到柱底之距離； $P_{P-\Delta}$ 為二次彎矩效應所造成的額外側向力。本試驗所得的側向力(P_{eq})，乃由水平油壓致動器所讀到之數值，再加上額

外側向力而得，因此，彎矩之計算為將最後所得之總側向力乘以側力施加點到柱底的距離而得。

4.4 試驗觀察及記錄

4.4.1 試體 C-SRC1

在試驗初期，當 SRC 柱之層間變位角 θ 為 0.5% 弧度時，距柱底 400 mm 處開始出現細小的橫向裂紋。當 θ 到達 0.75% 弧度時，距柱底 900 mm 處開始產生橫向裂紋。 θ 到達 1.0% 弧度時，原有裂紋持續延伸； θ 到達 1.5% 弧度時，距柱底 1m 範圍內橫向裂紋增多。當 θ 到達 2.0% 弧度時，原有裂紋持續延伸，且開始有垂直裂紋產生。 θ 到達 3.0% 弧度時的第一個迴圈，垂直裂縫持續加大，可看到柱底混凝土開裂；至第二個迴圈時，柱底混凝土保護層開始輕微剝落。

在試驗末期，當 θ 到達 4.0% 弧度時，柱身張力區裂縫深度加大約為 5 mm，壓力區混凝土持續剝落。 θ 到達 5.0% 弧度時的第一個迴圈，柱底塑鉸區內混凝土剝落加劇；於第二個迴圈時柱底塑鉸區之混凝土保護層明顯剝落。

本試驗於 SRC 柱之層間變位角到達 5.9% 弧度時停止。此時距柱底約 750 mm 範圍內之混凝土保護層明顯剝落，但是 SRC 柱受五螺箍圍束之混凝土仍大致保持完整，且主筋並無挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂之情形。本試體於層間變位角達 3.0% 及 5.9% 弧度時之情形如照片 4.4(a) 與照片 4.4 (b) 所示。

4.4.2 試體 C-SRC2

在試驗初期，當 SRC 柱之層間變位角 θ 到達 0.5% 弧度時，距柱底 300 mm 與 700 mm 處開始出現細小的橫向裂紋。 θ 到達 0.75% 弧度時，距柱底 400 mm、600 mm 及 900 mm 處亦開始有細小的橫向裂紋產生。 θ 到達 1.0% 弧度時，原有裂紋持續延伸；當 θ 到達 1.5% 弧度時，原有裂紋持續延伸，且柱底與基礎交界面開始有裂紋產生。 θ 到達 2.0% 弧度時，開始有垂直裂紋產生，且可看到柱底混凝土些微開裂。 θ 到達 3.0% 弧度時，柱底混凝土開裂加大，垂直裂紋持續延伸加大，於第二個迴圈時，柱底混凝土保護層開始剝落。

在試驗末期，當 θ 到達 4.0% 弧度時的第一個迴圈，柱身張力區裂縫深度加大，柱底壓力區混凝土持續剝落，於第二個迴圈時，開始產生混凝土大量剝落現象。 θ 到達 5.0% 弧度時，柱底塑鉸區混凝土保護層發生整片掉落現象。

本試驗於 SRC 柱之層間變位角到達 5.7% 弧度時停止。照片 4.5(a) 與照片 4.5 (b) 顯示試體於層間變位角到達 3.0% 與 5.7% 弧度時之情形。試驗結束時，距柱底約 750 mm 範圍內之混凝土保護層明顯剝落，但是 SRC 柱受五螺箍圍束之混凝土仍然大致保持完整，且主筋並無挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂，如照片 4.6(a) 與照片 4.6 (b) 所示。

4.4.3 試體 C-SRC3

在試驗初期，當 SRC 柱之層間變位角 θ 到達 0.75% 弧度時，距柱底 600 mm 及 900 mm 處開始出現細小的橫向裂紋。 θ 到達 1.0% 弧度時，距柱底 300 mm、600 mm 及 800 mm 處亦開始有細小的橫向裂紋產生。 θ 到達 2.0% 弧度時，開始有垂直裂紋產生，且柱底與基礎交界面開始有裂紋產生，柱底混凝土亦產生些微開裂。 θ 到達 3.0% 弧度時，垂直裂紋加大，柱底混凝土僅發生些微開裂現象。

在試驗末期，當 θ 到達 4.0% 弧度時，柱底壓力區混凝土發生些微剝落，柱身張力區裂縫深度加大約為 8 mm。 θ 到達 5.0% 弧度時的第一個迴圈，柱底壓力區混凝土持續剝落，於第二個迴圈時，柱底塑鉸區混凝土保護層發生整片剝落。

本試驗於 SRC 柱之層間變位角到達 6.0% 弧度時停止，此時距柱底約 600 mm 範圍內之混凝土保護層明顯剝落，但是 SRC 柱受五螺箍圍束之混凝土仍然大致保持完整，且主筋並無挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂，試體於層間變位角達 3.0% 及 6.0% 弧度時之情形如照片 4.7(a) 與照片 4.7 (b) 所示。

4.4.4 試體 C-SRC4

在試驗初期，當 SRC 柱之層間變位角 θ 到達 0.75% 弧度時，距柱底 300 mm 及 600 mm 處開始出現細小的橫向裂紋。 θ 到達 1.0% 弧度時，距柱底 500 mm 及 900 mm 處亦開始有細小的橫向裂紋產生。 θ 到達 2.0% 弧度時，開始有垂直裂紋產生，且柱底與基礎交界面開始有裂紋產生，柱底混凝土亦產生些微開裂。 θ 到達 3.0% 弧度時，垂直裂紋加大，

柱底混凝土保護層發生些微剝落。

在試驗末期，當 θ 到達 4.0% 弧度時，柱底混凝土持續剝落，在第二個迴圈時，距柱底約 1m 處，除明顯看到延主筋方向的垂直裂縫外，更發生一小部份的混凝土保護層掉落。 θ 到達 5.0% 弧度時的第一個迴圈，柱底混凝土持續剝落，於第二個迴圈時，柱底塑鉸區混凝土保護層發生整片剝落。

本試驗於 SRC 柱之層間變位角到達 6.0% 弧度時停止，此時距柱底約 600 mm 範圍內之混凝土保護層明顯剝落，但是 SRC 柱受五螺箍圍束之混凝土仍然大致保持完整，且主筋並無挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂，試體於層間變位角達 3.0% 及 6.0% 弧度時之情形如照片 4.8(a) 與照片 4.8 (b) 所示。

4.5 SRC 柱之遲滯迴圈

圖 4.15 至圖 4.18 為本研究四組 SRC 柱試體受水平反復載重過程中之遲滯迴圈 (Hysteretic Loop)。圖中顯示各組 SRC 柱之「柱頂水平側向力與位移」及「柱底彎矩與層間變位角」之變化關係曲線。由圖 4.15 至圖 4.18 可以發現，四組 SRC 柱試體之遲滯迴圈均相當飽滿，顯示本研究之 SRC 柱具備良好的耐震與消能 (Energy Dissipation) 之能力。

特別值得注意的是，試驗結果顯示在高達 5.7% 弧度的大變形狀況之下，五螺箍 SRC 柱仍然具備十分穩定的強度，可以有效抵抗強震所引致之水平剪力，而不致發生快速崩塌之現象，此一特點對保障地震來襲時之百姓生命安全有重要的意義。

由圖 4.15 至圖 4.18 亦可發現 SRC 柱之遲滯迴圈大約呈現出第一與第三象限互相對稱之情形，表示試體在反復載重作用下，其受正彎矩與負彎矩之力學行為頗為相似。另一方面，當試體之層間變位角 θ 達約 3% 弧度時，遲滯迴圈上出現了些微的緊縮 (Pinching) 現象，這是因為柱底混凝土於試驗過程中逐漸開裂所致；不過，此時 SRC 柱之強度並沒有因緊縮現象而有下降之趨勢。由圖中亦可得知各 SRC 柱在層間變位角 θ 到達約 6.0% 弧度時所能抵抗的最大水平側向力，其值分別如下：試體 C-SRC1 為 623 kN；試體 C-SRC2 為 652 kN；試體 C-SRC3 為 649 kN；試體 C-SRC4 為 628 kN。

此外，圖 4.19 與圖 4.20 為四組 SRC 柱受反復載重之遲滯迴圈包絡線(Envelope)。由圖中可看出，SRC 柱在層間變位角 θ 約達 1.0%至 1.5%弧度之前大致保持彈性階段，然後逐漸進入非彈性階段。當 θ 到達約 2.0%弧度時，SRC 柱底部發生較明顯的非彈性變形，使得強度上升趨緩而逐漸趨近塑性階段，呈現接近一水平線之狀態。由圖中可發現在塑性階段時，SRC 柱之強度仍然可以持續且穩定的維持在高檔，並無明顯下降的趨勢，顯示五螺箍 SRC 柱具備優越的強度、韌性與耐震性能。

另一方面，圖 4.21 與圖 4.22 顯示反復載重過程中，試體 C-SRC1 與 C-SRC2 於柱底部（距基礎面 300 mm 處）之鋼骨翼板、主筋及箍筋之應變計讀數的變化。由圖中可發現，SRC 柱試體在層間變位角 θ 到達約 1.2%弧度時，最外緣之主筋達到降伏，而鋼骨約在 θ 到達 2.0%弧度時開始由翼板外緣發生降伏（本研究 SRC 柱試體之鋼骨及主筋之降伏應變約為 2200×10^{-6} ）。此一現象與從圖 4.19 與圖 4.20 之遲滯迴圈包絡線所觀察到的情況大致吻合，顯示 SRC 柱在層間變位角約為 1.0%至 1.5%弧度時大致維持在彈性階段，而在 θ 到達約 2.0%弧度時開始發生較明顯的非彈性變形（鋼骨翼板開始降伏）。

4.6 撓曲剛度(EI)

若將柱體視為一懸臂梁，自由端受一集中載重，則其自由端之位移彈性勁度 K 為：

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad (4-4)$$

其中 EI 為撓曲剛度， L 為柱高。側力與位移關係圖之起始斜率即為柱體之側向彈性勁度 K ，由公式(4-4)得：

$$EI = \frac{KL^3}{3} \quad (4-5)$$

由圖 4.21 與圖 4.22 之鋼骨翼板、主筋及箍筋之應變計讀數的變化及圖 4.19 與圖 4.20 之遲滯迴圈包絡線，示 SRC 柱在層間變位角約為 1.0%至 1.5%弧度時大致維持在彈性階段，故本研究定義在側位移角 $\theta=1.0\%$ 弧度時視為彈性階段。

4.6.1 彈性撓曲剛度

本研究 SRC 柱試體之撓曲剛度 $(EI)_{SRC}$ 參考我國 SRC 構造設計規範之剛度分配法定義如下：

$$(EI)_{SRC} = (EI)_S + (EI)_{RC} \quad (4-6)$$

$$(EI)_S = E_s I_s \quad (4-7)$$

$$(EI)_{RC} = \beta E_c I_g \quad (4-8)$$

其中

E_s 、 E_c ：鋼骨及混凝土之彈性模數

I_s 、 I_g ：鋼骨及全斷面之慣性矩

β ：試體彈性階段之混凝土彈性模數折減係數

由公式(4-4)至公式(4-8)，我們可以推求 SRC 柱試體在側位移角小於 1% 弧度時之彈性撓曲剛度及混凝土彈性模數折減係數，結果如表 4.4 所示。由表 4.4 發現，包覆十字型 SRC 柱試體(C-SRC1、C-SRC2)之彈性階段混凝土彈性模數折減係數 β 介於 0.37 至 0.49 之間，略大於包覆箱型 SRC 柱試體(C-SRC3、C-SRC4)。

4.6.2 塑性撓曲剛度

由圖 4.19 與圖 4.20 之遲滯迴圈包絡線得知 SRC 柱試體皆在側位移角大於 2% 弧度時，遲滯迴圈包絡線約略呈一水平線，本研究利用此一結果，假設側位移角大於 3% 弧度時，此時鋼骨所承擔之彎矩為 $(M_p)_s$ ，即試體已達塑性彎矩強度，此時非彈性階段混凝土彈性模數折減係數 γ 參考我國 SRC 構造設計規範之剛度分配法，可由下式求得：

$$(M_p)_s = \frac{E_s I_s}{E_s I_s + \gamma E_c I_g} (M_u)_{SRC, test} \quad (4-9)$$

其中 $(M_p)_s$ 為鋼骨斷面之塑性彎矩強度； $(M_u)_{SRC, test}$ 為試驗所得之彎矩值，計算結果如表 4.4 所示。由表 4.4 發現， γ 之平均值介於 0.29 至 0.35 之間，其大小與 $\theta=1.0\%$ 弧

度時之 β 值相近，表示五螺箍圍束良好，使得圍束區內混凝土幾乎沒有開裂之現象。

4.7 圍束箍筋設計公式之比較

Taiwan SRC Code 對於 SRC 柱之圍束箍筋用量的折減方式主要是考慮鋼骨分擔了一部份的 SRC 柱軸力，導致混凝土所需承擔之軸力相對降低，因此得以減少 SRC 柱之箍筋用量。不過，該規範並未考慮鋼骨翼板對柱內核心混凝土之圍束作用。

Weng's Formula 進一步考慮到 SRC 柱中的「高度圍束區之混凝土」可以由鋼骨之翼板來圍束；而 SRC 柱內需要由箍筋來圍束的混凝土主要是「普通圍束區之混凝土」，因此 SRC 柱之圍束箍筋用量得以放寬。Weng's Formula 設計法之主要特色在於同時考慮「鋼骨用量」與「鋼骨翼板對 SRC 柱核心混凝土之圍束作用」兩項參數共同的影響，並採用一個新的折減係數（如 3.2.2 節所示）來放寬 SRC 柱中所需之圍束箍筋用量。

如表 4.1 所示，本研究 SRC 柱之圍束箍筋用量分別採用上述兩種不同的設計方法來設計，其設計結果如下：

- 
- (1) 試體 C-SRC1 與 C-SRC3 採用 Taiwan SRC Code 設計，這兩組試體所需要的箍筋量較多，箍筋間距為 95 mm；每單位長度之箍筋用量為 283 N/m，箍筋用量之折減係數 (Reduction Factor) 為 0.79 (箍筋用量之折減係數是相對於 ACI-318 Code 之 RC 柱耐震設計所需要的圍束箍筋用量，該值越小表示箍筋用量越節省)。
 - (2) 試體 C-SRC2 與 C-SRC4 採用 Weng's Formula 設計，這兩組試體所需要的箍筋量較少，箍筋間距分別為 115 mm 與 110 mm；每單位長度之箍筋用量分別為 235 N/m 與 245 N/m，箍筋用量之折減係數分別為 0.65 與 0.68。

本研究之試驗結果顯示，雖然採用 Weng's Formula 設計之試體(C-SRC2、C-SRC4)其箍筋用量較少，但是經由觀察圖 4.15 至 4.18 四組 SRC 柱之遲滯迴圈及圖 4.19 至 4.20 之遲滯迴圈包絡線可以很清楚的發現，採用 Weng's Formula 設計之試體，其強度、韌性與耐震性能皆有令人滿意的表現，並不遜於採用 Taiwan SRC Code 設計之 SRC 柱試體 (C-SRC1、C-SRC3)。

表 4.5 針對本研究四組 SRC 柱之強度進行分析與比較。由表中可以看出，採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱(C-SRC2、C-SRC4)其試驗抗彎強度， $(M_n)_{test}$ ，並不比採用 Taiwan SRC Code 設計之試體(C-SRC1、C-SRC3)遜色；其中試體 C-SRC1 之抗彎強度為 1791 $kN\cdot m$ ，略低於試體 C-SRC2 的 1875 $kN\cdot m$ ；而試體 C-SRC3 之抗彎強度為 1915 $kN\cdot m$ ，略高於試體 C-SRC4 的 1853 $kN\cdot m$ 。由表中亦可發現，四組 SRC 柱之試驗抗彎強度與標稱抗彎強度之比值， $(M_n)_{test}/(M_n)_{SRC}$ ，分別為 1.27、1.33、1.29 與 1.25，顯示出五螺箍 SRC 柱在強度表現上十分良好，四組 SRC 柱之試驗抗彎強度均比預期之標稱抗彎強度高出 25%至 33%左右，其中 $(M_n)_{SRC}$ 之值係採用表 4.2 之材料實測強度計算得到之結果。

此外，經由觀察本研究四組 SRC 柱試體於試驗終止後之破壞情形，如照片 4.4 至照片 4.8 所示，雖然發現在層間變位角達 6%弧度時，SRC 柱底塑鉸區之混凝土保護層有明顯掉落之情形，但在五螺箍圍束範圍內部之混凝土仍然維持良好，主筋並無挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂之情形；且 SRC 柱試體之強度仍然可以持續且穩定的維持在高檔，並無明顯下降的趨勢。這些現象均顯示五螺箍具有良好的圍束混凝土能力及防止主筋挫屈之功能。

本研究之結果發現，雖然 Weng's Formula 將 SRC 柱之圍束箍筋間距放寬，但其強度、韌性與耐震能力與採用 Taiwan SRC Code 所設計之試體之表現不相上下；表示採用五螺箍之矩形 SRC 柱搭配 Weng's Formula 設計之箍筋間距，可以提供 SRC 柱良好的耐震能力及經濟效益。綜合言之，Weng's Formula 設計法將有助於使 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。

五、結論

本研究主要目的在探討「五螺箍」應用於矩形 SRC 柱的可行性。本研究共進行 22 支實尺寸短柱之軸壓試驗及 4 支實尺寸之 SRC 長柱之反復載重耐震試驗。根據試驗結果，本研究分析並比較不同類型短柱與長柱的強度、韌性及箍筋用量之經濟性等。整體而言，分析結果顯示在相同的總用鋼量下，採用五螺箍之 SRC 柱具有最佳的強度、韌性與經濟性。由於本研究之五螺箍採用自動化機械加工製造，可以大幅降低箍筋綁紮之人力及縮短工期，因此極具經濟效益。

綜合本研究之試驗與分析結果，可以歸納出以下重點：

(一) SRC 柱之箍筋用量與經濟效益：

- (1) 在相同的縱向總用鋼量之下，五螺箍 SRC 柱所需之箍筋用量明顯低於傳統橫箍 SRC 柱。例如，五螺箍 SRC 柱(試體 SRC10)之「每單位長度箍筋用量」為橫箍 SRC 柱(試體 SRC4)之 79%，經濟效益十分明顯。
- (2) 對於同樣採用五螺箍的 SRC 柱與 RC 柱而言，SRC 柱之箍筋用量比 RC 柱少，但五螺箍 SRC 柱之韌性表現皆優於五螺箍 RC 柱。例如五螺箍 SRC 柱(試體 SRC10)之箍筋用量為五螺箍 RC 柱(試體 RC)之 65%，顯示在同樣配置五螺箍情況下，SRC 柱比 RC 柱具有更優越的經濟效益。

(二) SRC 柱之強度：

- (1) 在相同的箍筋間距與縱向總用鋼量下，五螺箍 SRC 柱（試體 SRC11、12、13）之軸向抗壓強度提升比率均較傳統橫箍 SRC 柱（試體 SRC1、2、3）高，且五螺箍 SRC 柱箍筋用量皆較傳統橫箍 SRC 柱少，其抗壓強度提升為 21%~35%、箍筋用量少約 27%，顯示五螺箍具有良好的圍束能力。
- (2) 在相同的縱向總用鋼量下，五螺箍 SRC 柱（試體 SRC8、9、10）之軸向抗壓強度之提升比率與傳統橫箍 SRC 柱（試體 SRC1、2、3）相近，但五螺箍 SRC 柱之箍筋間距較大，顯示五螺箍 SRC 柱在箍筋間距大於橫箍 SRC 柱的情況下（增幅在 15 至 25 mm 之間），仍能展現優於橫箍 SRC 柱之圍束能力。

- (3) 本研究試驗的四組 SRC 柱之反復載重於試驗終止時，SRC 柱試體之強度均可以持續且穩定的維持在高檔，並無明顯下降的趨勢。此一現象顯示在高達 5.7% 弧度的大變形狀況之下，五螺箍 SRC 柱仍然具備十分穩定的強度，可以有效抵抗強震所引致之水平剪力，而不致發生快速崩塌之現象，此一特點對保障地震來襲時之百姓生命安全有重要的意義。
- (4) 由反復載試驗中發現，SRC 柱底部之塑鉸區所圍束之混凝土保持完整良好，僅有保護層剝落，且主筋並無挫屈現象，箍筋亦未發生斷裂之情形，顯示五螺箍具有良好的圍束混凝土能力及防止主筋挫屈之功能。

(三) SRC 柱之韌性：

- (1) 五螺箍 SRC 柱之韌性表現比傳統橫箍 SRC 柱更好，亦優於同樣配置五螺箍之 RC 柱。
- (2) 試驗結果亦發現傳統橫箍 SRC 柱之韌性表現與五螺箍 RC 柱頗為相近，顯示傳統橫箍 SRC 柱仍具有適當的韌性。
- (3) 另一方面，本研究發現無角隅繫筋 SRC 橫箍柱之韌性表現與五螺箍 RC 柱相近，顯示依現行 SRC 規範所設計之 SRC 橫箍柱即具有適當的韌性。再者，有角隅繫筋 SRC 橫箍柱之韌性表現略優於無角隅繫筋 SRC 橫箍柱，顯示角隅繫筋仍具有增強圍束混凝土及固定主筋之功能。
- (4) 整體而言，採用五螺箍之試體其韌性皆優於採用傳統橫箍筋者。五螺箍除圍束能力較橫箍筋好之外，亦沒有傳統橫箍筋在角隅處可能發生彎鉤脫落之問題，因此五螺箍柱能夠發揮較佳的韌性。
- (5) 本研究試驗的四組 SRC 柱之反復載重遲滯迴圈均相當飽滿，四組 SRC 柱所能發揮的層間變位角均大於 5.7% 弧度，其值分別為①C-SRC1 5.9% 弧度、②C-SRC2 5.7% 弧度、③C-SRC3 6.0% 弧度、④C-SRC4 6.0% 弧度，均明顯超越目前耐震設計規範之要求，顯示五螺箍 SRC 柱具備優越的消能與耐震能力。

(四) SRC 柱之圍束箍筋量設計法：

- (1) 本研究之試驗結果初步證實，採用 Weng's Formula 設計之五螺箍 SRC 柱具有明顯的經濟效益。雖然試驗結果顯示其強度與韌性之表現略低於採用 Taiwan SRC Code 設計之五螺箍 SRC 柱，但仍與採用相同縱向總用鋼量的五螺箍 RC 柱的表現頗為相近。在本研究之試體中，相較於 ACI-318 Code 對 RC 柱之箍筋用量要求，採用 Weng's Formula 設計之五螺箍 SRC 柱的箍筋用量折減係數介於 0.57 與 0.68 之間。
- (2) 若採用 ACI-318 Code 建議之一般 RC 柱的圍束箍筋配置方式來設計 SRC 柱，由於該規範尚未考慮 SRC 柱中之鋼骨能夠對 SRC 柱核心之混凝土提供良好的圍束，因此其設計結果將顯得過於保守且不經濟，並可能導致箍筋配置過於緊密而增加 SRC 柱施工之困難度。
- (3) 本研究所整理出之 SRC 柱混凝土彈性模數折減係數 β 及 γ ，介於 0.29-0.38 之間，與我國 SRC 規範所訂之 0.35 頗為接近。
- (4) 根據反復載試驗試驗與分析所得之結果，採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱試體其強度與韌性頗佳，顯示採用新型五螺箍之 SRC 柱搭配 Weng's Formula 設計之箍筋間距，可以提供良好的耐震能力及經濟效益。

綜合以上結論，配置五螺箍之 SRC 柱不論在強度、圍束能力、韌性及經濟效益方面，皆優於傳統 SRC 橫箍柱。研究結果顯示五螺箍應用於矩形 SRC 柱上具有良好的經濟效益與耐震能力。另一方面，本研究採用的 SRC 柱圍束箍筋量之耐震設計新方法—Weng's Formula，雖在強度與韌性表現上略低於採用 Taiwan SRC Code 設計之 SRC 柱，但採用 Weng's Formula 設計之 SRC 柱仍能滿足設計的強度與韌性需求。由於 Weng's Formula 所需的箍筋用量最少，對於降低 SRC 柱之製作成本有明顯的經濟效益。

參考文獻

1. 內政部 (2004),「鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說」,營建署,七月,台北。
2. 內政部 (2008),「建築技術規則」,營建署,台北。
3. 王柄雄 (2004),「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。
4. 張國鎮、尹衍樑、王瑞禎、王柄雄 (2005),「螺旋箍筋於矩形柱應用之試驗研究」,工程,中國工程師學會,第七十八卷,第三期,pp. 101-124,台北。
5. 葉士青(1996),「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。
6. 翁正強、陳村林(1990),「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。
7. 翁正強、王瑋傑(1991),「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。
8. 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,第十卷,第二期,pp. 193-204,台北。
9. 翁正強 (2004),「鋼骨鋼筋混凝土構造設計教材」,內政部建築研究所,十二月,台北。
10. 翁正強 (2005),「我國鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範之發展」,結構工程,中華民國結構工程學會,第二十卷,第一期,pp. 3-30,台北。
11. 翁正強、王暉舜、李讓、梁景裕 (2006),「鋼骨鋼筋混凝土柱圍束箍筋量之試驗與耐震設計」,結構工程,中華民國結構工程學會,第二十一卷,第三期,pp. 55-83,九月,台北。
12. 管啟旭(1992),「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。

13. 蔡克銓，連陽，陳誠直(1995)，「鋼骨鋼筋混凝土柱軸向載重行為」，中國土木水利工程學刊，第八卷，第四期，第 535-545 頁。
14. ACI, (2008) “Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
15. AISC, (2005) “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
16. Bresler, B., (1974) “Reinforced Concrete Engineering: Volume I - Materials, Structural Elements, Safety, ” John Wiley & Sons, New York.
17. Burr, W.H., (1912) “Composite Columns of Concrete and Steel,” Proceedings, Institute of Civil Engineers, 188, pp.114-126.
18. Considire, A., (1903) “Experimental Researches Reinforced Concrete,” L. F. Moisseiff, translator, McGraw-Hill, New York.
19. Fujii, M., Kobayashi, K., Miyagaya, T., Inoue, S. and Matsumoto, T., (1988) “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.
20. Furlong, R.W., (1976) “AISC Columns Design Logic Makes Sense for Composite Column, Too,” Engineering Journal, AISC, First Quarter, pp. 1-7.
21. Furlong, R.W., (1983) “Column Rules of ACI, SSLC and LRFD Compared,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.10, Oct., pp.2375-2386.
22. Hamdan, M. and Hunaiti, Y., (1991) “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.
23. Hoshikuma, J., Kwashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W., (1997)

- “Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, May.
24. Hudson, Fred M. (1966) “Reinforced Concrete Columns: Effect of Lateral Tie Spacing on Ultimate Strength,” Symposium on Reinforced Concrete Columns.
 25. Kent, D.C., and Park, R., (1971) “Flexural Members with Confined Concrete,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990.
 26. King, J.W.H. (1946) “The Effect of Lateral Reinforcement in Reinforced Concrete Columns,” The Structural Engineer, London, Vol.24, No.7, July 1946, pp.355-388.
 27. Knowles, R.B. and Park, R., (1969) “Strength of Concrete Filled Steel Tubular,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST2, pp. 2565-2587.
 28. Mander, J. B., Priestly, M. J. N., Park, R., (1988) “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” Journal of The Structural Division, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826.
 29. Mirza, S.A., (1989) “Parametric Study of Composite Column Strength Variability,” Journal of Constructional Steel Research, Vol. 14, No. 2, pp. 121-137.
 30. Mirza, S.A., and Skrabek, B.W., (1991) “Reliability of Short Composite Beam-Column Strength Interaction,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 8, pp. 2320-2339.
 31. Moehle, Park P., Cavanagh, Terry., (1985) “Confinement Effectiveness of Crosstie in RC,” Journal of the Structure Engineering, Vol.111, No.10, October.
 32. Muguruma, H., Watanabe, S., Katsuta, S. and Tannka, S., (1980) “A Stress-Strain Model of Confined Concrete,” Proceedings, JCA Cement and Concrete, Vol.34, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp.429-432.
 33. Nakamura, T., and Wakabayashi, M., (1976). “A Study on the Superposition Method to Estimate the Ultimate Strength of Steel Reinforced Concrete Column Subjected to Axial Thrust and Bending Moment Simultaneously,” Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 26, Part 3, No. 242, pp. 163-193.

34. Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D., (1982) "Ductility of Square-Confined Concrete Columns," *Journal of the Structure Division, ASCE*, Vol. 108, pp. 929-950.
35. Ricles, J.M., and Paboojian, S.D., (1994) "Seismic Performance of Steel Encased Composite Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 8, pp. 2474-2494.
36. Roderick, J.W. and Rogers, D. F., (1969) "Load Carrying Capacity of Simple Composite Columns," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.95, No.ST2, pp.209-228, Feb.
37. Roy, H.E.H., and Sozen, Meer A., (1965) "Ductility of Concrete," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI, SP-12*, pp. 213-224.
38. Saatcioglu, M., Razvi, S. R., (1992) "Strength and Ductility of Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No.6, pp.1590-1602.
39. Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M., (1982) "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns," *Journal of The Structural Division, ASCE*, Vol.108, No.12, pp.2703-2722.
40. Steven, R.F., "Encased Stanchions, (1965)" *The Structural Engineers, London, England*, 43(2), pp.59-66, Feb.