

# 鋼骨鋼筋混凝土構件扭矩強度與行為研究



內政部建築研究所研究報告

中華民國九十七年十二月

# 鋼骨鋼筋混凝土構件扭矩強度與行為研究



主持人：王榮進 組長

協同主持人：陳誠直 教授

研究助理：陳璿至 朱致潔

內政部建築研究所研究報告

中華民國九十七年十二月

## 目錄

目錄.....	i
表目錄.....	iv
圖目錄.....	v
摘要.....	ix
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究方法.....	2
1.4 報告內容.....	2
第二章 國內外相關規範與文獻回顧.....	5
2.1 國外SRC規範.....	5
2.1.1 美國AISC設計規範.....	5
2.1.2 美國ACI 318 設計規範.....	5
2.1.3 日本建築學會(AIJ) SRC設計規範.....	6
2.2 國內鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說.....	6
2.3 鋼筋混凝土扭矩強度.....	6
2.4 鋼骨扭矩強度.....	12

2.5	國內外相關重要文獻回顧 .....	13
第三章	SRC梁構件之扭矩實驗.....	19
3.1	實驗規劃 .....	19
3.2	試體設計 .....	19
3.3	試體製作 .....	25
3.4	試驗設置 .....	27
3.5	量測系統 .....	30
3.6	試驗程序 .....	38
第四章	試驗結果與討論 .....	41
4.1	試體行為 .....	41
4.1.1	SRC系列試體 .....	41
4.1.2	RC系列試體.....	47
4.2	試體扭矩-扭轉角行為 .....	50
4.2.1	扭轉角計算 .....	50
4.2.2	試體扭矩-扭轉角行為.....	51
4.3	試體參數於扭矩強度與行為之影響 .....	61
4.4	試體局部行為討論 .....	63
4.5	試體極限扭矩強度計算 .....	73
第五章	結論與建議 .....	75

5.1 結論 .....	75
5.2 建議 .....	76
參考文獻 .....	77
附錄A 審查意見與答覆 .....	81
附錄B 試體扭矩強度計算例.....	93



## 表目錄

表 3.1 試體編號 .....	21
表 3.2 以標稱強度計算之試體扭矩強度 .....	25
表 3.3 鋼骨與鋼筋材料性質試驗結果 .....	26
表 3.4 試體之混凝土強度 .....	27
表 4.1 扭矩強度與扭轉角實驗值 .....	53
表 4.2 扭矩強度規範計算值與實驗值之比較 .....	74



## 圖目錄

圖 2.1 斜彎理論(Wang and Salmon, 1992).....	7
圖 2.2 (a)薄壁管; (b)剪力流徑所包圍之面積(ACI 318-95).....	9
圖 2.3 空間桁架分析(ACI 318-95).....	10
圖 3.1 試體圖.....	20
圖 3.2 試體斷面圖.....	22
圖 3.3 試驗設置圖.....	28
圖 3.4 試驗設置細部圖.....	29
圖 3.5 試驗設置照片.....	30
圖 3.6 試體 $t_1$ 系列橫向與縱向鋼筋應變計配置圖.....	32
圖 3.7 試體 $t_2$ 系列橫向與縱向鋼筋應變計配置圖.....	33
圖 3.8 試體 $t_3$ 系列橫向與縱向鋼筋應變計配置圖.....	34
圖 3.9 S1 系列試體鋼骨應變計配置圖.....	35
圖 3.10 S2 系列試體鋼骨應變計配置圖.....	36
圖 3.11 變位量測裝置配置圖.....	37
圖 3.12 位移計( $\pi$ Gauge)裝置配置圖.....	37
圖 3.13 角度計(Tiltmeter)裝置配置圖.....	38
圖 4.1 SRC試體扭矩-扭轉角示意圖.....	42

圖 4.2 SRC系列試體裂縫生成次序示意圖.....	43
圖 4.3 試體S1-RCt2l2 產生約 45° 裂縫.....	44
圖 4.4 試體S1-RCt3l1 形成約 45° 螺旋破壞面.....	44
圖 4.5 試體S1-RCt2l2 裂縫寬度達 10 mm.....	45
圖 4.6 試體S1-RCt3l1 主裂縫間形成細小裂縫.....	45
圖 4.7 試體S1-RCt3l1 主裂縫延伸至試體內部.....	46
圖 4.8 試體S2-RCt2l1 產生非 45° 之斜裂縫.....	46
圖 4.9 RC試體扭矩-扭轉角示意圖.....	47
圖 4.10 RC系列試體裂縫生成次序示意圖.....	48
圖 4.11 試體RCt2l1 產生約 45° 裂縫.....	49
圖 4.12 試體RCt2l1 主裂縫形成約 45° 螺旋破壞面.....	49
圖 4.13 試體RCt2l1 主裂縫明顯破壞之情形.....	50
圖 4.14 試體S1-RCt1l1 扭矩與扭轉角關係圖.....	54
圖 4.15 試體S1-RCt2l1 扭矩與扭轉角關係圖.....	54
圖 4.16 試體S1-RCt3l1 扭矩與扭轉角關係圖.....	55
圖 4.17 試體S1-RCt1l2 扭矩與扭轉角關係圖.....	55
圖 4.18 試體S1-RCt2l2 扭矩與扭轉角關係圖.....	56
圖 4.19 試體S1-RCt3l2 扭矩與扭轉角關係圖.....	56
圖 4.20 試體S2-RCt1l1 扭矩與扭轉角關係圖.....	57



圖 4.21 試體S2-RCt2l1 扭矩與扭轉角關係圖 .....	57
圖 4.22 試體S2-RCt3l1 扭矩與扭轉角關係圖 .....	58
圖 4.23 試體S2-RCt1l2 扭矩與扭轉角關係圖 .....	58
圖 4.24 試體S2-RCt2l2 扭矩與扭轉角關係圖 .....	59
圖 4.25 試體S2-RCt3l2 扭矩與扭轉角關係圖 .....	59
圖 4.26 試體RCt2l1 扭矩與扭轉角關係圖 .....	60
圖 4.27 試體RCt2l2 扭矩與扭轉角關係圖 .....	60
圖 4.28 S1 與S2 之扭矩-扭轉角比較圖 .....	61
圖 4.29 試體編號S1-RCt1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	64
圖 4.30 試體編號S1-RCt2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	64
圖 4.31 試體編號S1-RCt3 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	65
圖 4.32 試體編號S2-RCt1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	65
圖 4.33 試體編號S2-RCt2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	66
圖 4.34 試體編號S2-RCt3 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	66
圖 4.35 試體編號RCt2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	67
圖 4.36 試體編號S1-RCl1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	68
圖 4.37 試體編號S1-RCl2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	68
圖 4.38 試體編號S2-RCl1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	69
圖 4.39 試體編號S2-RCl2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	69

圖 4.40 試體編號RCt1l1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	70
圖 4.41 試體編號RCt2l1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	70
圖 4.42 試體編號RCt3l1 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	71
圖 4.43 試體編號RCt1l2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	71
圖 4.44 試體編號RCt2l2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	72
圖 4.45 試體編號RCt3l2 系列之扭矩-扭轉角比較圖 .....	72



## 摘要

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土構件、扭矩強度、橫向扭力筋

本研究以實驗方式探討鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)梁構件承受純扭矩作用之強度與行為與 SRC 梁構件扭矩強度之計算模式。設計 16 組 SRC 梁試體，試體之設計參數有鋼骨、橫向扭力筋與縱向主筋。試驗結果顯示 SRC 試體包覆 H 型鋼骨，因鋼骨之扭矩強度甚小，故 SRC 試體較 RC 試體於極限扭矩強度僅有些微的提昇；然而 SRC 試體之扭矩-扭轉角行為異於 RC 試體，SRC 試體於達到極限扭矩強度後，強度呈現較緩慢之下降，能有較佳的韌性行為。SRC 試體內之橫向扭力筋量之增大將提昇試體之扭矩強度，配置 #3@10 cm 橫向扭力筋系列試體之實驗值幾乎皆高於規範計算值，然而配置雙排#3@10 cm 之橫向扭力筋試體之實驗值遠小於規範之計算值。包覆不同鋼骨深度的 SRC 試體之極限扭矩強度無一致性的試驗結果。增加縱向扭力筋能提昇 SRC 試體的極限扭矩強度，惟於橫向扭力筋量越高之情況下，縱向扭力筋於 SRC 試體的扭矩強度之影響越小。SRC 梁試體於達到其極限扭矩強度時，H 型鋼骨尚未降伏，其於扭矩強度之貢獻相對於 RC 梁甚小，於實務設計上可保守的忽略 H 型鋼的扭矩強度。

## **Torsional Strength and Behavior of Steel Reinforced Concrete (SRC) Members**

### **Abstract**

Keywords: steel reinforced concrete (SRC) member, torsional strength, closed stirrup

This study experimentally investigates the strength, behavior and calculation of torsional strength of steel reinforced concrete (SRC) members subjected to pure torsion. Sixteen beam specimens were designed to include design parameters of structural steel, closed stirrup, and longitudinal reinforcement. Test results indicate that the SRC beams, enclosed the H-shaped structural steel, reached slightly higher torsional strength than reinforced concrete beams did due to the low torsional resistance of the H-shaped structural steel. However, the torque-twist curves for SRC specimens were different from those for RC specimens. The torsional strength of the SRC specimens gradually decreased and possessed better toughness after reached the peak strength as indicated in the torque-twist curves. Increasing the amount of closed stirrups can enhance the torsional strength of the SRC specimens. Specimens with No. 3@10 cm closed stirrups can develop higher torsional strength than calculated strength followed the code, while specimens with 2-No. 3@10 cm closed stirrups can not even attain the strength calculated by the code. Specimens enclosed different size of the structural steel did not achieve consistent test results. In addition, increasing the amount of longitudinal reinforcement can increase the torsional strength. Nevertheless, the effect becomes little for specimens with higher amount of closed stirrups. The structural steel did not yield while the SRC specimens reached the ultimate torsional strength. Because the negligible contribution to the torsional strength compared with RC beam, the H-shaped structural steel can be conservatively neglected to calculate the torsional strength of SRC beam in practical design.

# 第一章 緒論

## 1.1 前言

近年來鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)結構已逐漸受到重視及採用，SRC 結構為複合結構，結合鋼骨(Steel, S)與鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)兩種材料，結合鋼與鋼筋混凝土的優點，鋼骨可增加構件之韌性，而鋼骨受混凝土包覆，延緩鋼骨因受壓而產生挫屈行為。SRC 構件勁度較純鋼骨大，可有效增加建築物之側向勁度，降低建築物側向位移；相同設計強度下，使用 SRC 柱可減小構件之斷面，增加可用空間；與鋼構造相比，包覆鋼骨的混凝土可為良好之防火被覆。

結構之設計可能因建築物平面或外觀因素考量，導致結構的不對稱，於遭受地震力作用時柱構件將承受扭矩；即使對稱結構仍會因偏心載重之作用，梁構件亦將承受扭矩。於 SRC 構件扭矩強度之計算，日本建築學會 AIJ 設計規範採疊加鋼骨與鋼筋混凝土之扭矩強度；美國 AISC 鋼構造設計規範與 ACI 混凝土設計規範，則沒有 SRC 構件扭矩強度計算相關規定；國內 SRC 設計規範亦無明確 SRC 構件扭矩強度之計算，故本研究擬對 SRC 構件受扭矩作用下之強度與行為深入探討。

## 1.2 研究目的

目前國內SRC結構已逐漸應用於中高層建築物，為了能使國內建築物的設計均能達到經濟且安全之期望，因此一套完善之設計規範是相當重要的。本計畫將針對SRC構材受扭矩行為深入探討，研究不同參數，如橫向扭力筋間距、縱向主筋、鋼骨深度，於SRC梁構件的扭矩強度及其行為之影響，預期建立SRC構件扭矩強度計算式，供日後SRC構造設計規範條文修正時之參考，以提升國內SRC構造的設計品質，達到安全與經濟之目標。

## 1.3 研究方法

SRC構件為鋼筋混凝土與鋼骨之複合結構，雖然鋼筋混凝土構件與鋼骨構件均有力學模式以計算各自之扭矩強度，但文獻上未見力學模式預測SRC梁構件之扭矩強度。若從理論分析進行預測，有其難行之處，因此本研究以實驗方式比較不同參數影響下，SRC梁構件之扭矩強度及行為。

## 1.4 報告內容

本報告主要內容如下。第一章介紹 SRC 結構與本研究之目的與研究方法。第二章為回顧國內外鋼構件、RC 構件以及 SRC 構件之扭矩相關設計規範與重要文獻，並將探討相關扭矩力學模式。第三章介紹實驗計畫的規劃，詳細說明試體之設計與製作、及試驗的步驟流程。

第四章說明試驗結果與討論試體之扭矩行為與破壞模式。最後第五章則為本研究的結果。







## 第二章 國內外相關規範與文獻回顧

### 2.1 國外SRC規範

國外與 SRC 相關之設計規範有美國鋼結構學會 AISC (American Institute of Steel Construction)設計規範、美國鋼筋混凝土學會 ACI 318 (American Concrete Institute)設計規範以及日本建築學會 AIJ (Architectural Institute of Japan) SRC 設計規範。

#### 2.1.1 美國AISC設計規範

美國 AISC 設計規範主要採用複合構造 (Composite Construction) 之設計概念。依據此概念，將 SRC 構材斷面中 RC 部分轉換為等值強度與勁度之鋼骨量，再以純鋼骨構造之方式進行設計，計算出其極限強度。利用此種方式設計，設計概念上較為簡單，此結果也會偏於保守，惟並未明確 SRC 構造之設計細節。

#### 2.1.2 美國ACI 318 設計規範

美國 ACI 318 設計規範之設計概念與美國 AISC 設計規範剛好相反，是將 SRC 構材斷面中鋼骨部分轉換為等值之鋼筋量，再以鋼筋混凝土構造之方式進行設計。於設計上，假設混凝土之極限應變為 0.003，並假設斷面應變諧和，以及運用力平衡之基本觀念，其計算

過程較美國 AISC 設計規範複雜。

### 2.1.3 日本建築學會(AIJ) SRC設計規範

日本建築學會 AIJ SRC 設計規範主要係以強度疊加之設計概念，其強度疊加之觀念有兩種設計方法，分為簡單疊加法(Simple Superposed Method, SSM)與一般化疊加法(Generalize Superposed Method, GSM)。前者是將 RC 與鋼骨視為獨立個體，分別計算個別之強度，再予以疊加，過程較為簡單，結果偏為保守；而後者是以極限設計法分別計算 RC 與鋼骨之極限強度，再予以疊加，過程較前者為複雜，惟可有較經濟之設計。

## 2.2 國內鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說

國內於 2004 年公布之「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」大多參考國外之設計規範而制定，採 AIJ 強度疊加與 ACI 設計概念併行，惟設計規範中並未明確 SRC 構件扭矩強度之計算。

## 2.3 鋼筋混凝土扭矩強度

近十幾年內 ACI 有兩種扭矩強度之設計方法，分為斜彎(Skew Bending)理論，如圖 2.1 所示，與空間桁架類比(Space Truss Analogy)理論。

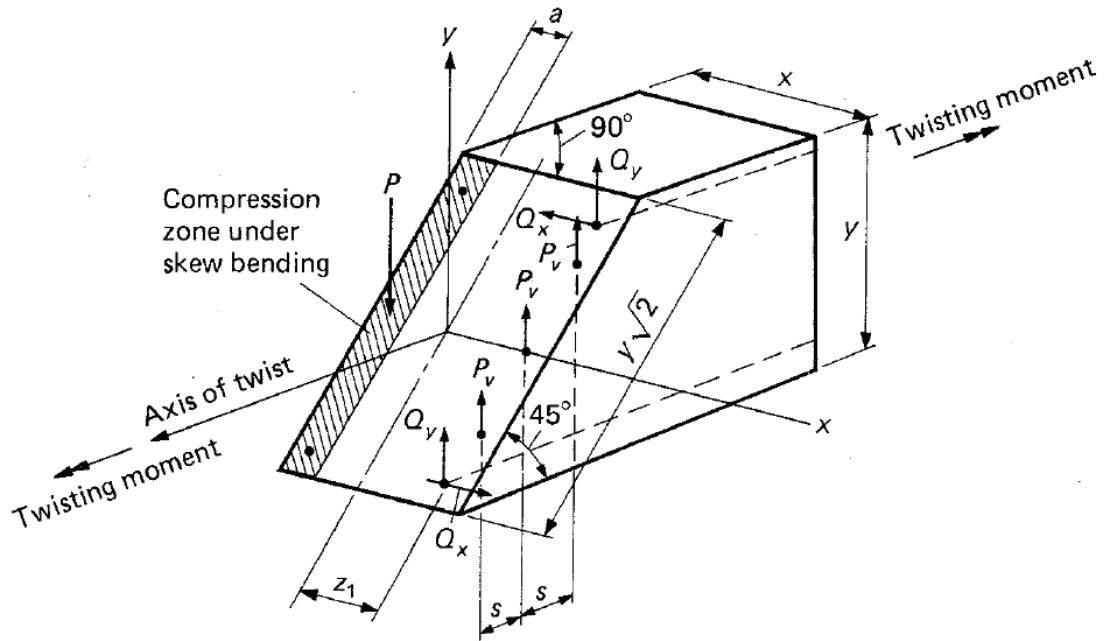


圖 2.1 斜彎理論(Wang and Salmon, 1992)

於 1971~1989 年，ACI 規範係根據斜彎理論進行扭力設計，此種設計概念是將扭矩之一部分混凝土承載，其餘部份乃由閉合橫向扭力筋承載，故扭矩強度為

$$T_n = T_c + T_s \quad (2.1)$$

其中  $T_c$  為混凝土提供之標稱扭矩強度， $T_s$  為橫向扭力筋提供之標稱扭矩強度，分別計算如下：

$$T_c = \frac{0.067\sqrt{f'_c} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4V_u}{C_t T_u}\right)^2}} \quad (2.2)$$

$$T_s = \frac{A_t \alpha_t x_1 y_1 f_y}{s} \quad (2.3)$$

其中：

$x$  = 矩型斷面寬度之總尺寸。

$x_1$  = 閉合矩形箍筋斷面寬度中心至中心之尺寸。

$y$  = 矩型斷面深度之總尺寸。

$y_1$  = 閉合矩形箍筋斷面深度中心至中心之尺寸。

$f'_c$  = 混凝土抗壓強度(MPa)。

$V_u$  = 斷面之設計剪力。

$C_t$  = 剪力與扭矩應力特性之關係因子。

$$C_t = \frac{b_w d}{\sum x^2 y}, \text{ 且 } 2A_t \geq \frac{50b_w s}{f_y}。$$

$f_y$  = 橫向扭力筋之降伏強度。

$s$  = 閉合橫向扭力筋之間距。

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33(y_1/x_1) \leq 1.5。$$

$A_t$  = 閉合橫向扭力筋之斷面積。

於 1995 年後，ACI 範例則依據薄壁管(Thin-Walled Tube)理論之設計觀念，如圖 2.2 所示，再以空間桁架類比理論，如圖 2.3 所示，加以分析，此種分析模式對於實心及空心斷面斷面皆可視為薄壁管，由於扭力裂縫形成後，斷面中央部份對扭矩強度之貢獻甚小，故可忽略不計。

當閉合薄壁管承受扭矩時，剪力流路徑將沿著薄壁管厚度中心作用，剪力流為剪應力 $\tau$ 與薄壁管厚度 $t$ 之乘積，因此可得扭力 $T$ 與剪力流 $q$ 間之關係式：

$$q = \tau t = \frac{T}{2A_o} \quad (2.4)$$

$A_o$ 為剪力流徑所包圍之總面積，須由分析決定或等於 $0.85 A_{oh}$ ，再由扭力所造成之剪力，可推導出扭矩強度如下：

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \quad (2.5)$$

其中：

$A_{oh}$  = 閉合橫向扭力筋中心線所包圍之面積。

$f_{yv}$  = 閉合橫向扭力筋之降伏強度。

$\theta$  =  $30^\circ \sim 60^\circ$ ，非預力構件建議取  $45^\circ$ 。

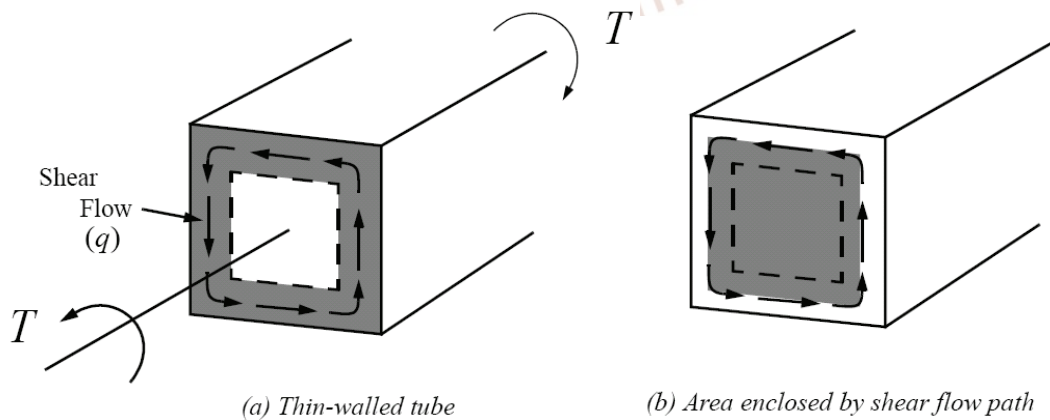


圖 2.2 (a)薄壁管; (b)剪力流徑所包圍之面積(ACI 318-95)

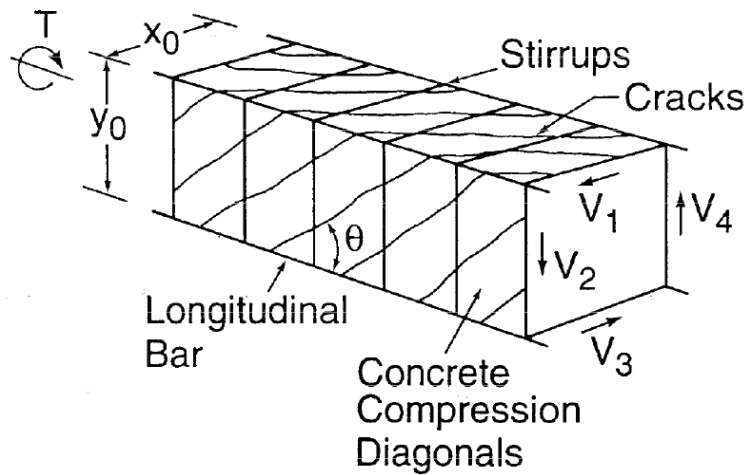


圖 2.3 空間桁架分析(ACI 318-95)

美國 ACI 318-95 設計規範中，提及關於 $\theta$ 之計算，可參考 Hsu (1990)研究鋼筋混凝土在受扭矩下之剪力流域。此文獻根據空間桁架類比理論提出一簡單之理論方法計算剪力流厚度  $t_d$ ，假設應變分佈為線性，由表面最大應變與曲率間之關係，得

$$t_d = \frac{A_o \zeta^2}{p_o \sin^2 \theta \cos^2 \theta} \quad (2.6)$$

其中

$$A_o = A_c - \frac{t_d}{2} p_c + \xi t_d^2 \quad (2.7)$$

$$P_o = P_c - 4\xi t_d \quad (2.8)$$

$p_o$  為剪力流中心線之周長， $p_c$  為混凝土斷面之外緣周長，若為矩形斷面 $\xi$ 之值等於 1，圓形斷面則等於  $\pi/4$ ，混凝土開裂後，強度會因此

而降低，必須乘上一係數，稱為軟化係數 $\zeta$ ，計算式如下：

$$\zeta = \frac{\left(\frac{A_\ell f_{\ell y}}{p_o}\right) + \left(\frac{A_t f_{ty}}{s}\right)}{0.80 f'_c t_d} \quad (2.9)$$

依據混凝土軟化之應力與應變關係之概念，再利用諧和平衡方程式，

便可得 $\theta$ 值，如下式：

$$\cos^2 \theta = \frac{\left(\frac{A_\ell f_{\ell y}}{p_o}\right)}{\left(\frac{A_\ell f_{\ell y}}{p_o}\right) + \left(\frac{A_t f_{ty}}{s}\right)} \quad (2.10)$$

關於扭力鋼筋之配置，美國 ACI 318-95 設計規範中，縱向扭力鋼筋不得小於如下規定：

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{y\ell}}\right) \cot^2 \theta \quad (2.11)$$

$p_h$  為最外閉合橫向扭力鋼筋中心線周長， $f_{y\ell}$  為縱向扭力鋼筋之降伏強度。對於最小扭矩鋼筋量之限制亦有如下規定：

$$(A_v + 2A_t) = \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_{yv}} \quad (2.12)$$

$$A_{\ell, \min} = \frac{0.083 \times 5 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{y\ell}} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} \quad (2.13)$$

其中：

$A_v$  = 剪力鋼筋於  $s$  距離內之面積。

$A_{\ell, \min}$  = 抵抗扭力之最少縱向鋼筋面積。

$A_{cp}$  = 由混凝土斷面外周邊所包圍之面積。

$b_w$  = 梁腹寬度。

## 2.4 鋼骨扭矩強度

薄壁管與箱型斷面為最有效率的抵抗扭矩的斷面，然而設計於 SRC 梁構件之鋼骨一般為 H 型鋼。就非圓形斷面而言，扭矩可分為 Saint-Venant 扭矩(Pure Torsion)與翹曲扭矩(Warping Torsion)。Boresi (1993)提出對 H 型鋼若不考慮翹曲扭矩強度情況下，全斷面塑性扭矩(Fully Plastic Torque)為

$$T_p = \tau_y \left[ t_f^2 \left( b_f - \frac{t_f}{3} \right) + \frac{t_w^2}{2} \left( d + \frac{t_w}{3} \right) - t_f t_w^2 \right] \quad (2.14)$$

其中：

$\tau_y$  = 降伏剪應力。

$b_f$  = H 型鋼構材之寬度。

$d$  = H 型鋼構材之深度。

$t_f$  = 翼板厚度。

$t_w$  = 腹板厚度。



## 2.5 國內外相關重要文獻回顧

### (1) 鋼骨構材扭矩行為之相關文獻回顧

在鋼結構領域，有關扭矩或扭矩結合彎矩、軸力的行為已有廣泛的研究，近期內有關 H 型鋼受扭矩作用之研究如下所述。

Pi 與 Trahair (1994)研究 I 型鋼梁受扭矩與彎矩作用下之非彈性行為，研究中使用有限元素法(Finite-Element Method)分析 I 型鋼樑之行為。結論中提到，最大扭矩與彎矩強度與鋼梁之細長比、側向支撐以及對試體施加扭矩與彎矩之比例有關。

Pi 與 Trahair (1995)研究 I 型鋼梁受扭矩之非彈性行為，研究中使用有限元素法分析 I 型鋼樑之行為，建立一套模型有效預測 I 型鋼梁受非均勻扭矩產生之非線性彈塑性行為。

Trahair 與 Pi (1997)研究 I 型鋼梁受扭矩、彎矩與挫屈之行為，研究以彈性分析分析構件之非均勻扭矩，並以兩種塑性設計去分析試體，最終提出設計 I 型鋼梁受扭矩與彎矩作用下之設計式。

### (2) RC 構材扭矩行為之相關文獻回顧

近二十年內研究 RC 構件受扭矩行為或建立模型預測 RC 構件扭矩強度有 Hsu (1990, 1991)、Rahal 與 Collins (1995, 1996)、Bhatti 與

Almughrabi (1996)、Wang 與 Hsu (1997)、Leu 與 Lee (2000)、Phatak 與 Dhonde (2003)、Tavio 與 Teng (2004)，利用分析方法研究 RC 構件受扭矩行為，建立模型預測 RC 構件扭矩強度。其中 Hsu (1990)依據空間桁架與薄壁管之理論計算出精確扭矩強度。Bhatti 與 Almughrabi (1996)依據美國 ACI 318-89 設計規範，以有限元素法建立一套精確之模型，有效的預測 RC 梁扭矩強度。Wang 與 Hsu (1997)利用極限分析法預測 RC 構件之扭矩強度。

Ashour 等人(1999)研究高強度混凝土深梁受扭矩作用下之行為，實驗參數為跨深比、混凝土強度以及縱向主筋數量，共 20 組試體。實驗結果顯示位於梁深中間之縱向主筋對扭矩強度並無太大貢獻，減少跨深比將增加試體扭轉勁度與強度。

方一匡等人(1999)研究高性能混凝土預力梁之抗扭矩行為，考慮變數為混凝土抗壓強度、抗扭箍筋量、軸向預力量以及保護層厚度，總共規劃 30 組試體。扭轉勁度分別採未開裂扭轉勁度以及已開裂扭轉勁度表示。而結果顯示，若採用 ACI 318-95 規範計算極限扭矩強度時，因未考慮保護層厚度，而顯得過於保守，對於 T 形斷面梁之極限扭矩強度若依 ACI 318-95 規範及斜彎矩理論計算時，將低估許多。

Rasmussen 與 Baker (1995)、Wafa 等人(1995)、Koutchoukali 與

Belarbi (2001)、Fang 與 Shiau (2004)研究高強度混凝土(High-Strength Concrete, HSC) RC 梁與普通強度混凝土(Normal-Strength Concrete, NSC) RC 梁受扭行為。實驗發現，高強度混凝土 RC 梁因為主筋的降伏造成明顯的裂縫；當 RC 梁的主筋降伏後，RC 梁扭矩強度與混凝土強度無關。相同的主筋數量下，HSC 梁可抵抗較高的扭矩強度。NSC 梁之扭矩韌性行為(Ductile Behavior)較好，HSC 梁扭矩強度超過其極限(Peak)強度後，強度衰減較為劇烈，主筋較多的試體此種行為更為明顯。HSC 梁開裂前與開裂後之扭轉勁度皆大於 NSC 梁，HSC 梁未開裂扭矩勁度約為 NSC 梁之 2 倍，開裂後約為 1.4 倍。NSC 梁混凝土表面壓應變與主拉應變皆大於 HSC 梁，極限狀態下，HSC 梁縱向伸長量也較大。

Nanni (1990)、Wafa 等人(1992)、EI-Niema (1993)、Rao 與 Seshu (2003)研究鋼纖維 RC (SFRC)構材之受扭矩行為。實驗結論指出，增加適量的鋼纖維可以增加扭矩勁度以及韌性，也可提高極限扭矩強度，而且使用鋼纖維比使用高強度混凝土更為經濟。

粟文楷(1999)研究鋼筋混凝土箱形梁受純扭矩作用之行為，該結果顯示對於開裂扭矩強度之預測，以桁架模式理論之預測結果最佳，ACI 318-95 規範次之，ACI 318-89 規範對試驗之預測結果較不保守；而對於極限扭矩強度之預測，ACI 318-95 及 ACI 318-89 規範之預測結

果皆略為不保守。

吳家偉(2001)研究鋼筋混凝土受彎矩與扭矩作用下之行為，該研究顯示 RC 構件受扭矩作用時，其行為非常類似於一桁架系統，箍筋為主要受扭剪力元素，因此增加主筋對抗扭影響有限，構件之抗扭能力主要還是決定於箍筋。

### (3) SRC 構材扭矩行為之相關文獻回顧

SRC 構材受扭矩作用之研究非常有限，相關之文獻如下。

王志倫(1996)研究扭轉撓曲影響下鋼骨鋼筋混凝土構件行為，當中提到 H 型鋼受混凝土束制作用，使 H 型鋼翹曲作用降低。若以 45 度角破壞面為基礎，將 RC 之斜彎理論值與鋼骨之全塑性扭矩予以疊加，可有效預測 SRC 構件極限抗扭強度值。

梁禮麟(2000)研究中空鋼骨鋼筋混凝土扭轉撓曲行為，該結果顯示中空鋼骨鋼筋混凝土構件之開裂扭轉角與極限容許扭轉角皆較傳統之鋼筋混凝土構件大，且開裂之單位長度扭轉角與到達極限值之容許單位長度扭轉角，不會因包覆混凝土壁厚及內鋼管尺寸大小之不同而有太大差異。

謝宗成(2001)研究含斜拉鋼筋之鋼骨鋼筋混凝土扭轉撓曲行為，該結果顯示對於鋼筋混凝土的抗扭強度理論式，由於規範 ACI318-95

忽略保護層厚度以及核心混凝土之影響，故使理論值過於保守。

林秉儀(2004)研究輕質骨材鋼骨鋼筋混凝土扭轉撓曲行為，該結果顯示輕質骨材混凝土構件受純扭矩作用時，開裂扭矩之實驗值與理論值相差甚遠，且其比值亦較常重混凝土大，故以規範計算之值略為保守；而鋼骨之不同對開裂扭矩有一定之影響，表示以疊加法計算開裂扭矩時，將低估鋼骨所造成之影響。





## 第三章 SRC 梁構件之扭矩實驗

### 3.1 實驗規劃

本計畫設計 16 組試體，包含 12 組 SRC 梁試體、2 組 RC 梁試體以及 2 組鋼梁試體，進行單向純扭矩載重試驗。12 組 SRC 梁試體參數為鋼骨尺寸、橫向扭力筋間距及縱向主筋數量，2 組 RC 梁試體參數為縱向主筋數量，2 組鋼梁尺寸採用 SRC 梁試體中的兩種鋼梁尺寸。實驗目的在於測試 SRC 梁構件的純扭矩強度與受純扭矩作用的破壞行為，藉由 2 組 RC 梁與 2 組鋼梁之試體，探討 SRC 梁試體扭矩強度之計算模式。

### 3.2 試體設計

本計畫之試體將設計為僅承受純扭矩，著重於梁構件，而承受軸力之梁柱構件不在本研究範圍，有待後續之研究。SRC 梁構件一般皆與 SRC 柱結合，故 SRC 梁構件兩端為扭轉束制。依據相關規範進行試體之設計如圖 3.1 之配置，考量試體受扭矩後一完整的螺旋狀破壞面與試驗兩端的非試驗區，試驗區長度為 1800 mm，試體總長度為 3200 mm。為使試體確保於試驗區破壞，於非試驗區配置更緊密的橫向扭力筋，以提高非試驗區之扭矩強度。12 組 SRC 梁試體與 2 組 RC 梁試體斷面尺寸均為 350×550 mm，保護層厚度為 40 mm。

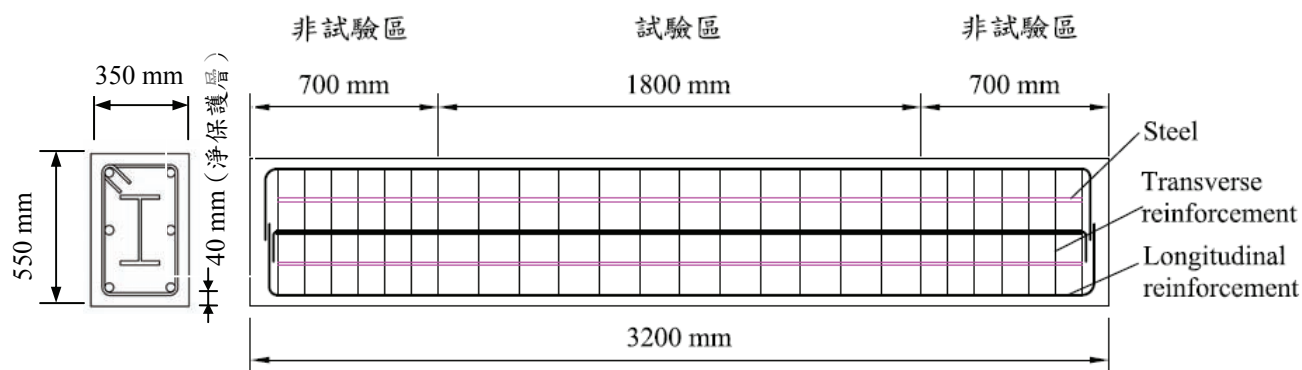


圖 3.1 試體圖

試體之編號如表 3.1 所示，試體之斷面如圖 3.2 所示。試體之設計參數有鋼骨、橫向扭力筋與縱向主筋。各試體間可相互比較試驗結果，以探討參數於扭矩行為之影響。本計畫之混凝土著重於普通強度混凝土，鋼筋混凝土構件採用普通強度混凝土，試體僅採用一種混凝土標稱強度為 27.6 MPa (4000 psi)。



表 3.1 試體編號

Specimen	Steel	Transverse reinforcement	Longitudinal reinforcement
S1-RCt1l1	H 250×140×9×14	#3@15 cm	6-#4
S1-RCt2l1	H 250×140×9×14	#3@10 cm	8-#4
S1-RCt3l1	H 250×140×9×14	2-#3@10 cm	10-#5
S1-RCt1l2	H 250×140×9×14	#3@15 cm	6-#5
S1-RCt2l2	H 250×140×9×14	#3@10 cm	8-#5
S1-RCt3l2	H 250×140×9×14	2-#3@10 cm	10-#6
S2-RCt1l1	H 450×140×9×14	#3@15 cm	6-#4
S2-RCt2l1	H 450×140×9×14	#3@10 cm	8-#4
S2-RCt3l1	H 450×140×9×14	2-#3@10 cm	10-#5
S2-RCt1l2	H 450×140×9×14	#3@15 cm	6-#5
S2-RCt2l2	H 450×140×9×14	#3@10 cm	8-#5
S2-RCt3l2	H 450×140×9×14	2-#3@10 cm	10-#6
RCt2l1	—	#3@10 cm	8-#4
RCt2l2	—	#3@10 cm	8-#5
S1	H 250×140×9×14	—	—
S2	H 450×140×9×14	—	—

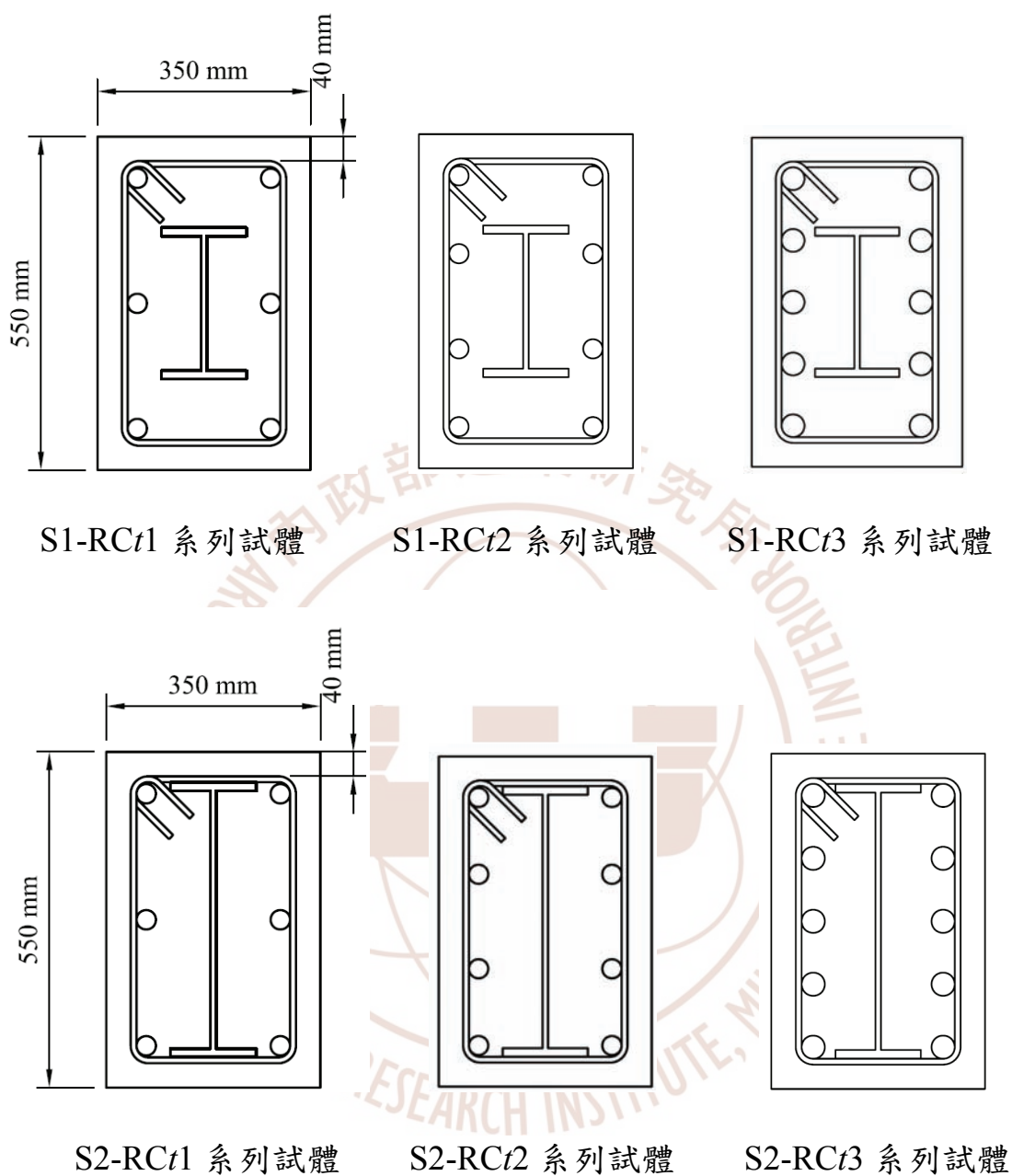


圖 3.2 試體斷面圖

SRC 梁試體設計以鋼骨尺寸為其參數之一，用以探討鋼骨深度變化對試體扭矩強度與行為之影響，兩組不同尺寸的鋼骨只有深度不同，寬度、腹板厚度以及翼板皆相同。鋼骨 S1 尺寸為 H250×140×9×14 由 H250×250×9×14 切割之型鋼，S2 尺寸為 H450×140×9×14 由 H450×200×9×14 切割之型鋼。鋼骨皆為 ASTM A36 之鋼材。S1 系列 SRC 試體之鋼骨比為 3.1%，S2 系列 SRC 試體之鋼骨比為 4.0%。

SRC 試體與 RC 試體設計參數之二為橫向扭力筋，因試體承受純扭矩作用，橫向鋼筋僅考量扭矩所需。橫向扭力筋皆為 #3 Gr. 40 鋼筋，配置有 #3@15 cm ( $t1$  系列試體)、#3@10 cm ( $t2$  系列試體) 與雙排 #3@10 cm ( $t3$  系列試體)。 $t1$  系列試體其橫向扭力筋間距大於 RC 試體梁開裂扭矩強度( $T_{cr}$ )所需之間距(11 cm)，預期探討試體受扭矩開裂之破壞行為。 $t2$  系列試體之橫向扭力筋間距則小於  $T_{cr}$  所需之間距。 $t3$  系列試體則採用雙排 #3@10 cm 橫向扭力筋，在於探討緊密的橫向扭力筋於 SRC 梁試體扭矩強度之影響。

試體設計參數之三為縱向主筋，乃用 RC 梁之扭矩強度會因縱向主筋數量增加而提高。因試體將承受純扭矩， $t1$  系列試體之縱向主筋為依據 RC 設計規範，依配置之橫向扭力筋計算所得(公式 2.11 與公式 2.13)，因而縱向主筋不包括撓曲作用所需之鋼筋。提高  $t2$  系列試

體之縱向主筋量以研究縱向主筋於扭矩強度之影響。縱向主筋配置於斷面上下層與兩側，配置如圖 3.2 所示。

非預力 RC 構件縱向主筋之計算可假設混凝土壓桿角度  $\theta = 45^\circ$ ，依此可計算最小縱向主筋量，編號  $\ell 1$  系列之試體則依此設計。編號  $\ell 2$  系列之試體則增加縱向主筋數量，根據 Hsu (1990) 之建議，計算  $\theta$  值 (公式 2.6 至公式 2.10)，試體之扭矩強度將隨之增大。

表 3.2 為試體扭矩強度之計算值，為依據美國 ACI 318-89 與 ACI 318-95 規範計算出試體中 RC 部分之扭矩強度，並且根據 Hsu (1990) 所建立之分析模型，考慮混凝土強度與縱向主筋之影響所計算出 RC 構件之扭矩強度，以及鋼骨之全斷面塑性扭矩強度。試體 S1-RC $\ell 2\ell 1$  與 S1-RC $\ell 2\ell 2$  之扭矩強度計算例詳述於附錄 B。

表 3.2 以標稱強度計算之試體扭矩強度

specimen	RC				Steel
	ACI 318-89	ACI 318-95 $\theta=45^\circ$	Hsu		
	$T_n$ (kN-m)	$T_n$ (kN-m)	$\theta$	$T_n$ (kN-m)	$T_p$ (kN-m)
S1-RCt1l1	43.17	26.62	45.12	26.51	5.10
S1-RCt2l1	52.91	39.93	46.46	37.94	5.10
S1-RCt3l1	82.11	79.85	45.92	77.33	5.10
S1-RCt1l2	43.17	26.62	38.63	33.31	5.10
S1-RCt2l2	52.91	39.93	39.90	47.75	5.10
S1-RCt3l2	82.11	79.85	34.14	117.78	5.10
S2-RCt1l1	43.17	26.62	45.12	26.51	6.26
S2-RCt2l1	52.91	39.93	46.46	37.94	6.26
S2-RCt3l1	82.11	79.85	45.92	77.33	6.26
S2-RCt1l2	43.17	26.62	38.63	33.31	6.26
S2-RCt2l2	52.91	39.93	39.90	47.75	6.26
S2-RCt3l2	82.11	79.85	34.14	117.78	6.26
RCt2l1	52.91	39.93	46.46	37.94	—
RCt2l2	52.91	39.93	39.90	47.75	—
S1	—	—	—	—	5.10
S2	—	—	—	—	6.26

### 3.3 試體製作

試體製作程序如下：

1. 定做鋼骨、縱向主筋以及橫向扭力筋。
2. 黏貼應變計。
3. 製作鋼骨鋼筋籠。

4. 製作與組裝模板。
5. 澆置預拌混凝土。
6. 拆模與試體養護。

在試體製作期間，將依據規範規定進行材料性質試驗，鋼筋進行拉力試驗，鋼材拉力試片由鋼骨之翼板與腹板切割取得，拉力試驗結果如表 3.3 所示，依養護時間不同進行混凝土圓柱試體抗壓試驗，試體之混凝土強度如表 3.4。

表 3.3 鋼骨與鋼筋材料性質試驗結果

鋼骨與鋼筋材料		降伏強度 (MPa)	極限強度 (Mpa)
型鋼 H 450×140×9×14	翼板	317	446
	腹板	326	459
型鋼 H 250×200×9×14	翼板	384	480
	腹板	334	465
縱向扭力筋	#6	514	630
	#5	533	753
	#4	425	640
橫向扭力筋	#3	404	570

表 3.4 試體之混凝土強度

Specimen	$f'_c$ (MPa)
S1-RCt1l1	28.73
S1-RCt2l1	30.69
S1-RCt3l1	30.11
S1-RCt1l2	27.75
S1-RCt2l2	30.69
S1-RCt3l2	30.11
S2-RCt1l1	26.48
S2-RCt2l1	30.20
S2-RCt3l1	30.69
S2-RCt1l2	27.26
S2-RCt2l2	29.13
S2-RCt3l2	28.24
RCt2l1	31.19
RCt2l2	25.60

### 3.4 試驗設置

本計畫試體將承受純扭矩作用，試驗設置如圖 3.3 與圖 3.4 所示。試驗設置說明如下，以夾具固定於試體之兩端，將兩端夾具放置於圓弧形支承座上，此圓弧形支承座目的為使 SRC 梁試體繞其斷面之中心軸旋轉，確保試體受純扭矩作用。圓弧形支承座放置在具有圓型鋼棒之鋼板基座上，以允許試體之縱向變形。扭轉束制端以鋼棒固定於強力地板，使此端不產生扭轉變形，並設置荷重元(Load Cell)以量測施加作用力。油壓致動器加載於扭矩施力端，使試體受純扭矩作用。試驗設置之照片如圖 3.5 所示。

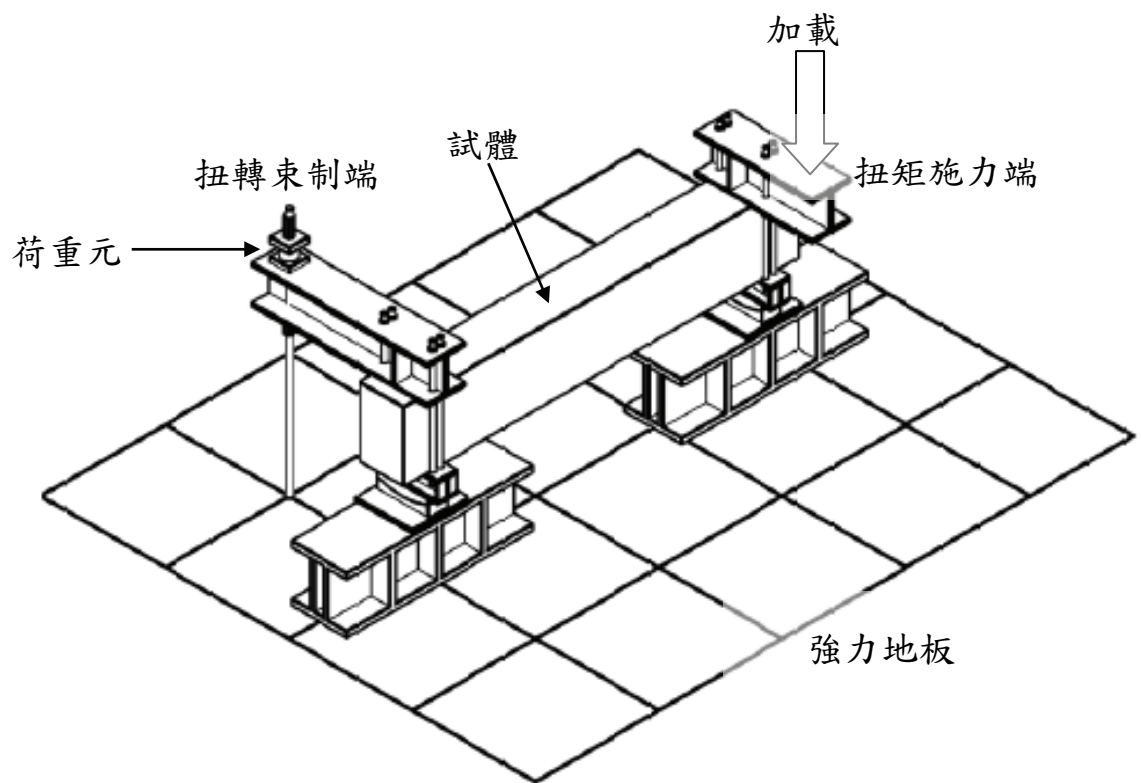


圖 3.3 試驗設置圖



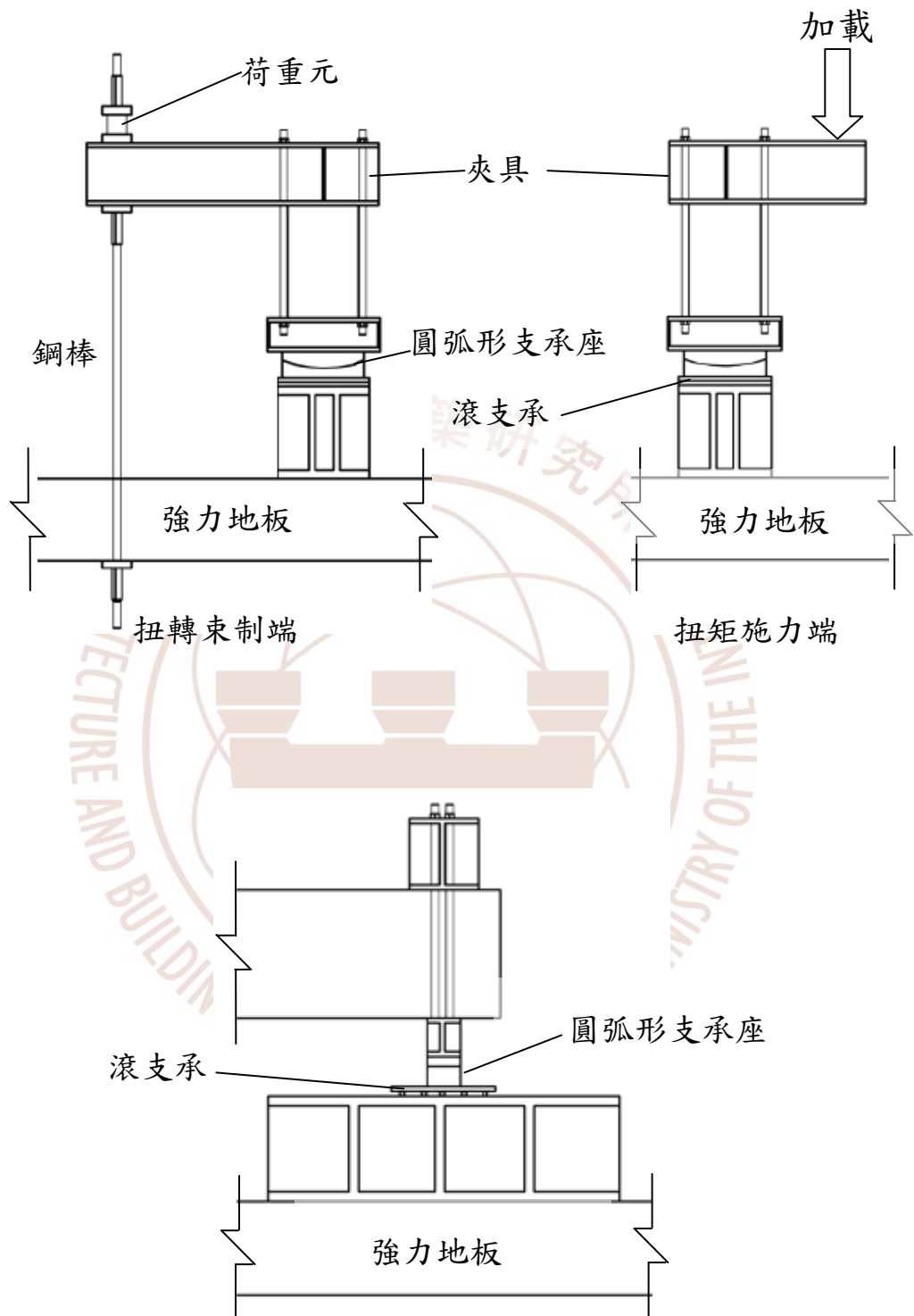


圖 3.4 試驗設置細部圖

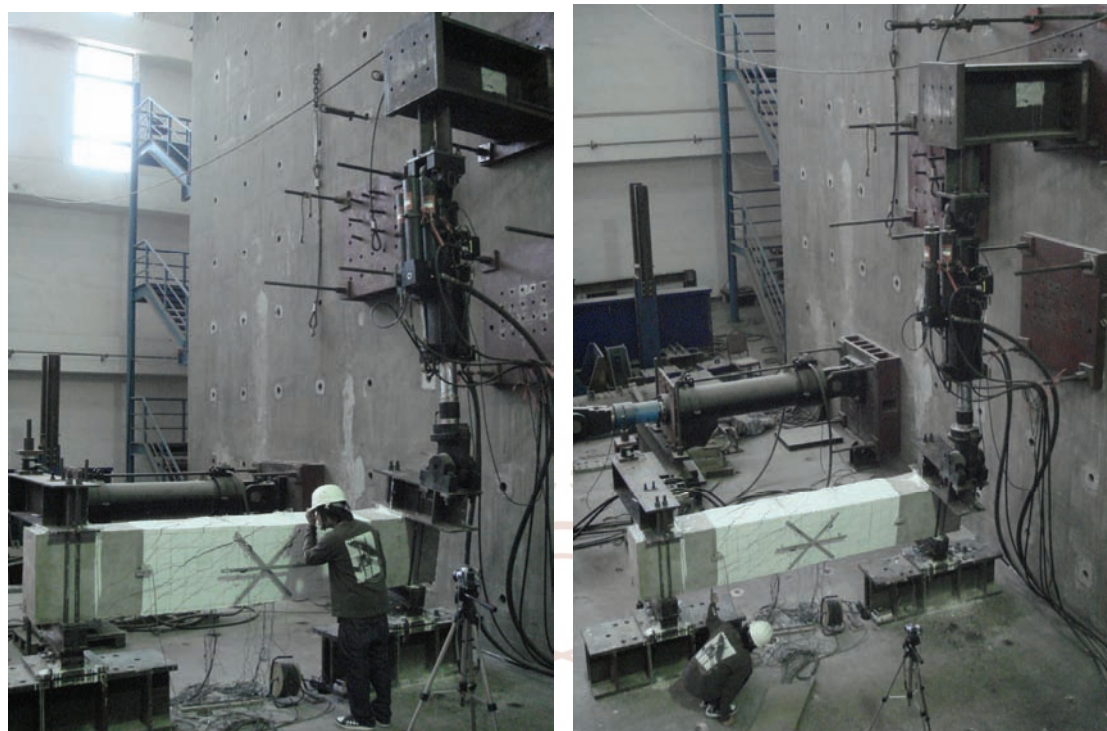


圖 3.5 試驗設置照片

### 3.5 量測系統

SRC 梁試體為閉合斷面，但 H 型鋼骨為開放式斷面，兩種斷面受扭矩作用下之應力分佈截然不同，為了解 SRC 梁試體中鋼骨受扭矩作用下其應力分布之情形，於鋼骨翼板與腹板黏貼應變計。於縱向主筋黏貼應變計，以測量試體受扭矩作用縱向主筋之應變。於橫向扭力筋黏貼應變計，以測量因扭矩作用產生之拉應變。應變計黏貼詳細位置如圖 3.6 至圖 3.10。於兩端試體試驗區與非試驗區交會處之側邊中心安裝角度計(Tiltmeter)以量測試體受扭矩作用之扭轉角。在試驗區

中點處側邊架設三組位移計，角度分別為  $0^\circ$ 、 $45^\circ$  與  $135^\circ$ ，詳細裝置如圖 3.11，架設如圖 3.12 與 3.13。



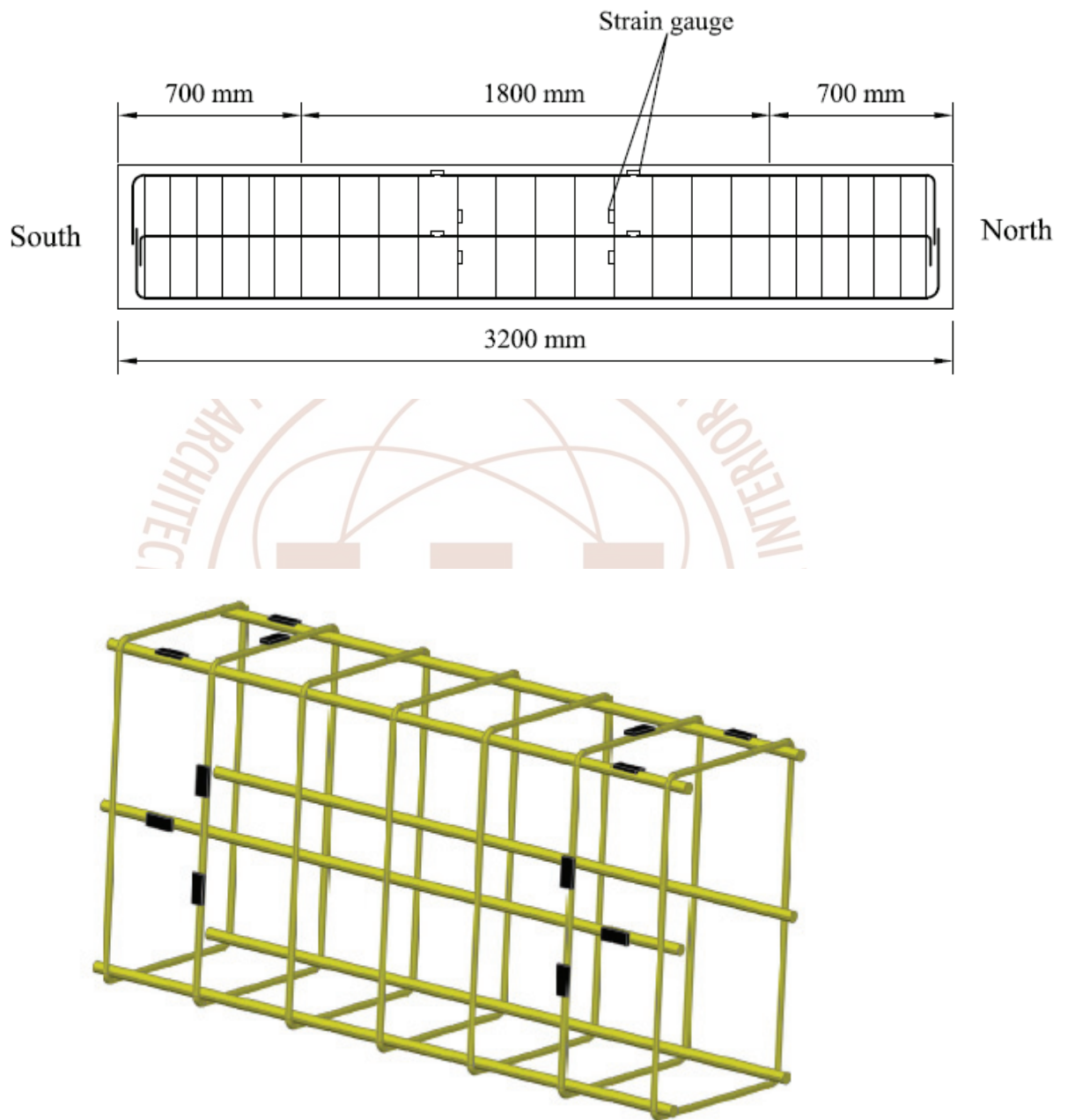


圖 3.6 試體 $t1$  系列橫向與縱向鋼筋應變計配置圖

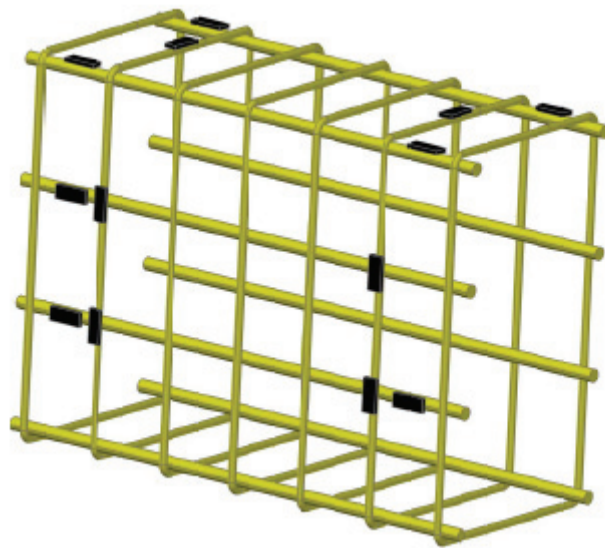
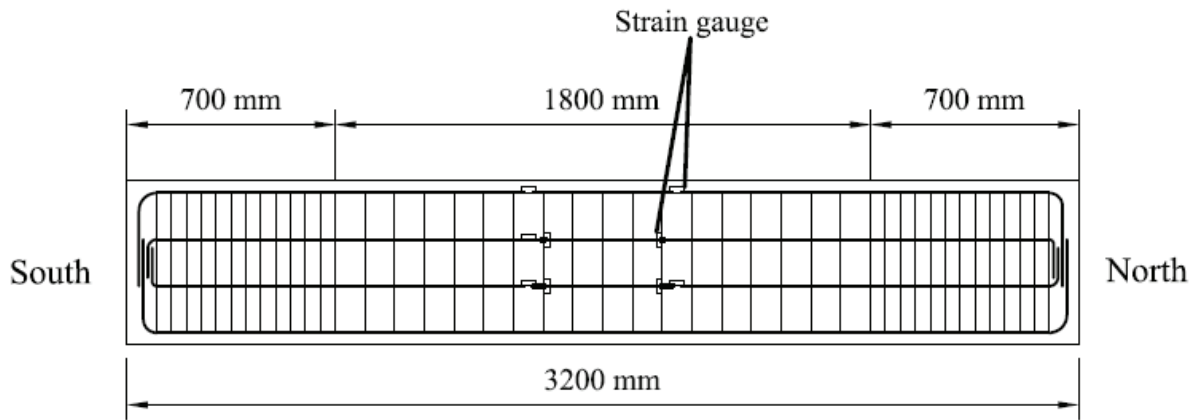


圖 3.7 試體 $t_2$  系列橫向與縱向鋼筋應變計配置圖

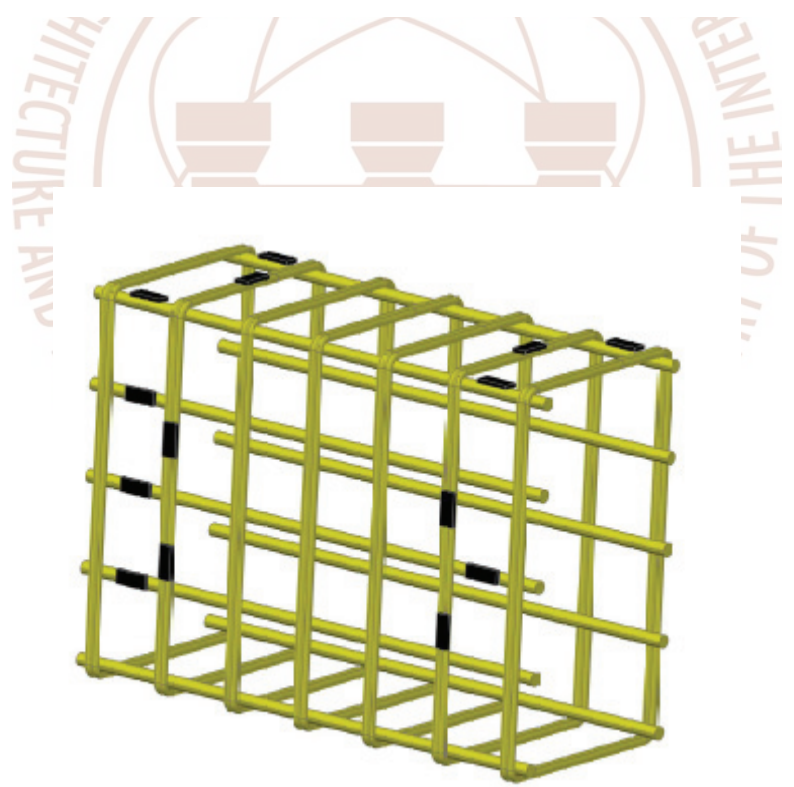
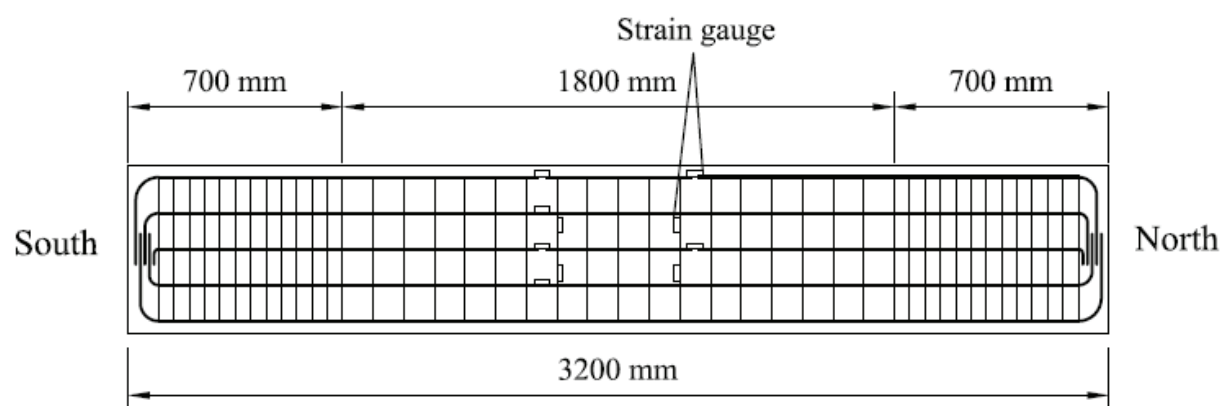


圖 3.8 試體t3 系列橫向與縱向鋼筋應變計配置圖

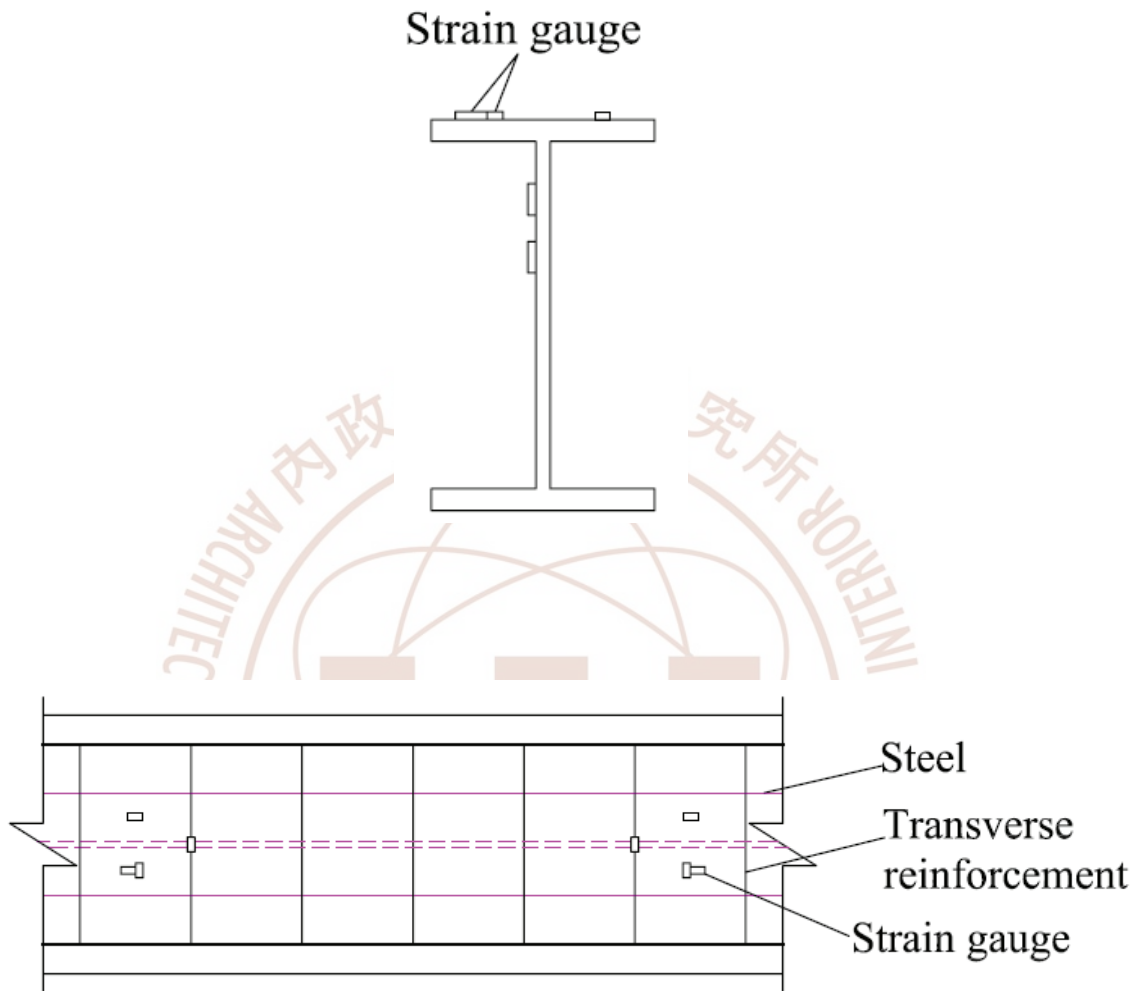


圖 3.9 S1 系列試體鋼骨應變計配置圖

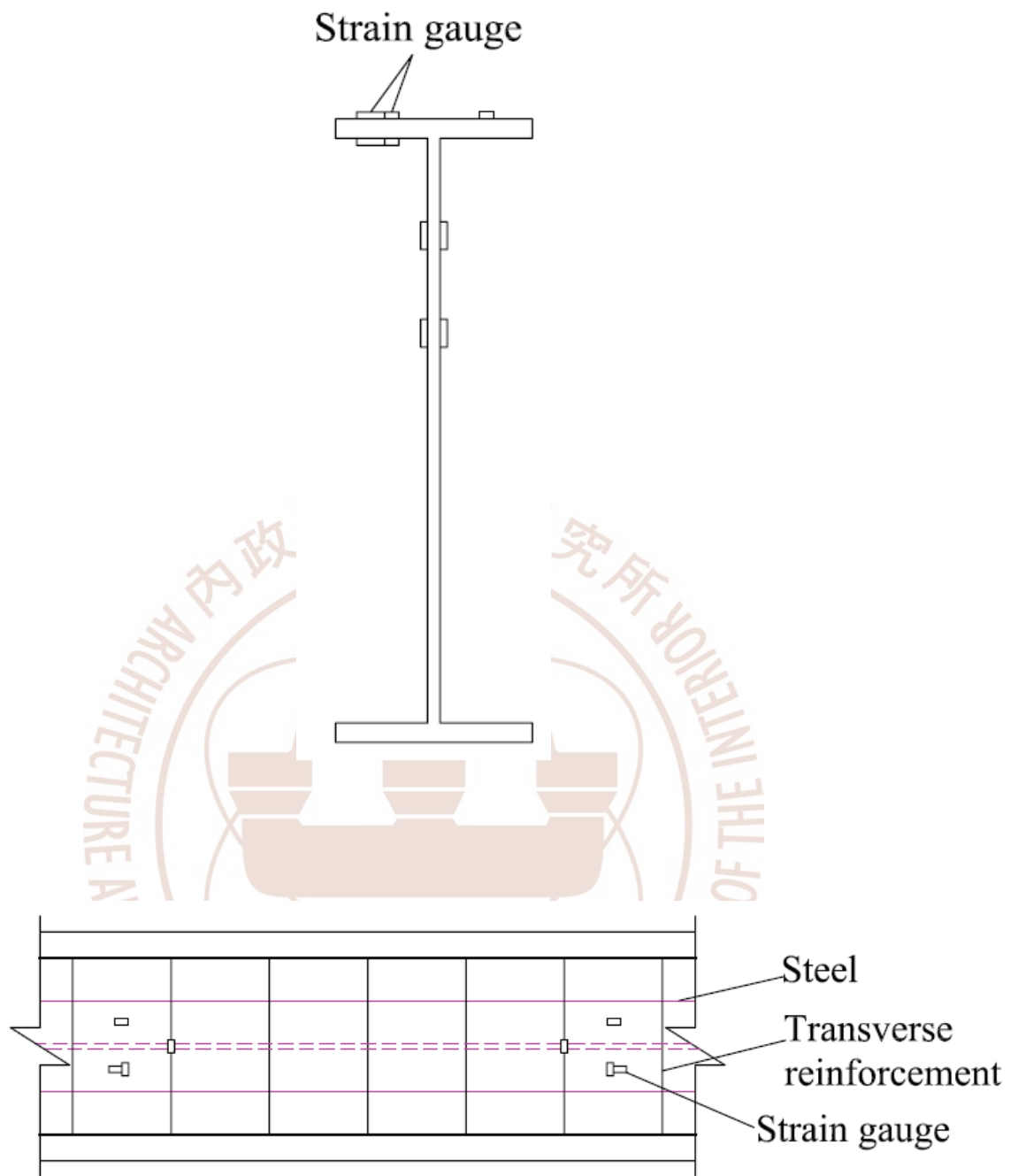


圖 3.10 S2 系列試體鋼骨應變計配置圖



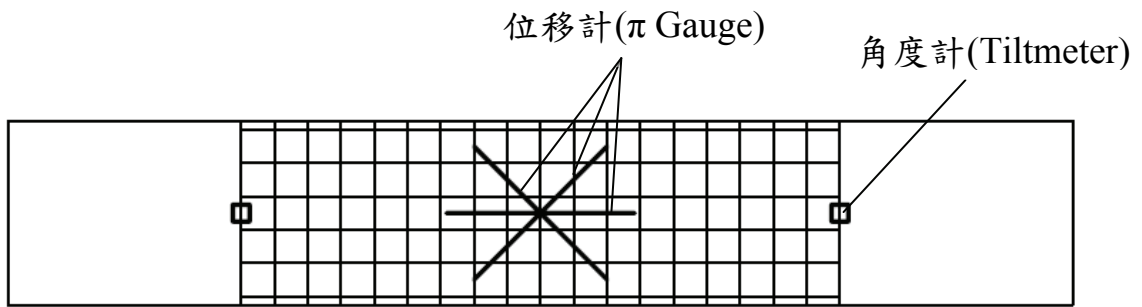


圖 3.11 變位量測裝置配置圖

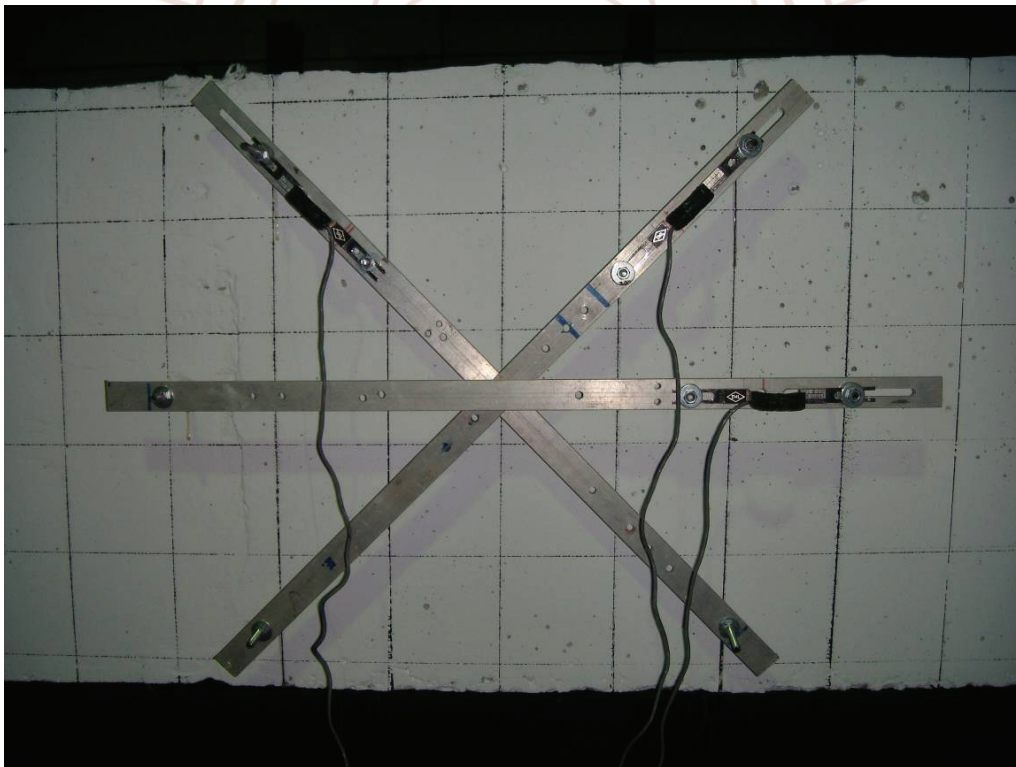


圖 3.12 位移計( $\pi$  Gauge)裝置配置圖

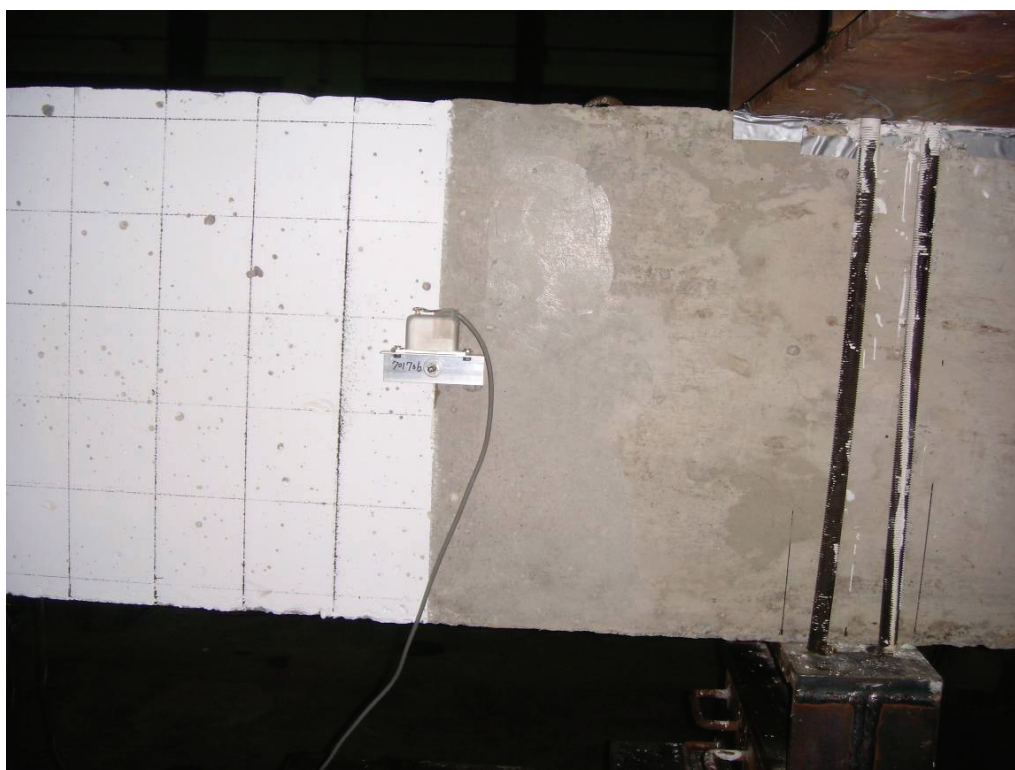


圖 3.13 角度計(Tiltmeter)裝置配置圖

### 3.6 試驗程序

試驗程序如下：

1. 放置鋼板基座與圓弧形支承座於試驗區。
2. 以固定式吊車將試體吊至試驗區，放置於圓弧形支承座上。
3. 以夾具夾住兩端非試驗區。
4. 架設量測儀器與資料擷取系統接線工作。
5. 將 MTS 垂直油壓致動器設定以位移控制(Displacement Control)進行加載，並由資料擷取系統讀取試驗數據。

6. 觀察並記錄試體表面受扭矩作用下之破壞情形，當載重驟降至極限強度之 70%時或扭轉角過大時，則停止試驗。





## 第四章 試驗結果與討論

### 4.1 試體行為

試驗程序採位移歷時控制，以利試體達極限扭矩強度後繼續擷取其破壞後之數據，試體於試驗區表面粉刷白漆並繪製 10 cm×10 cm 之方格以利觀察裂縫。於試驗過程中以色筆繪出混凝土表面之裂縫，以便觀察與記錄混凝土開裂之情形。

#### 4.1.1 SRC 系列試體

SRC 試體受純扭矩作用其行為大致相同，試體扭矩-扭轉角示意圖如圖 4.1；A 點為原點，B 點為試體勁度改變處，C 點為極限扭矩強度處，D 點為試驗停止處。AB 段為線性行為，此時試體混凝土表面尚未產生裂縫，當施加扭矩強度接近 B 點時，混凝土表面開始產生細小裂縫，到達 B 點時產生數條約 45° 斜裂縫，此時試體勁度改變，因試體混凝土表面開裂後勁度下降。

施加扭矩持續增加，於 BC 段時裂縫快速成長延伸，試驗區上方與兩側之裂縫逐漸形成約 45° 螺旋破壞面。當施加扭矩逐漸接近 C 點時，已出現數條主要裂縫，裂縫寬度已接近數 mm。

CD 段為試體到達極限扭矩強度後之行為，在 CD 段之前半，試

體主要裂縫寬度已達 10 mm，此時混凝土表面除主要裂縫外另外產生其他細小裂縫。CD 段之後半，試體混凝土表面，主要裂縫寬度已達 20 mm，並延伸至試體內部。進而混凝土表面數條主要裂縫中間之細小裂縫，逐漸延伸成一非 45°破壞面，造成角隅混凝土塊剝落。裂縫生成次序示意圖如圖 4.2 所示。SRC 試體破壞之照片如圖 4.3 至 4.8 所示。

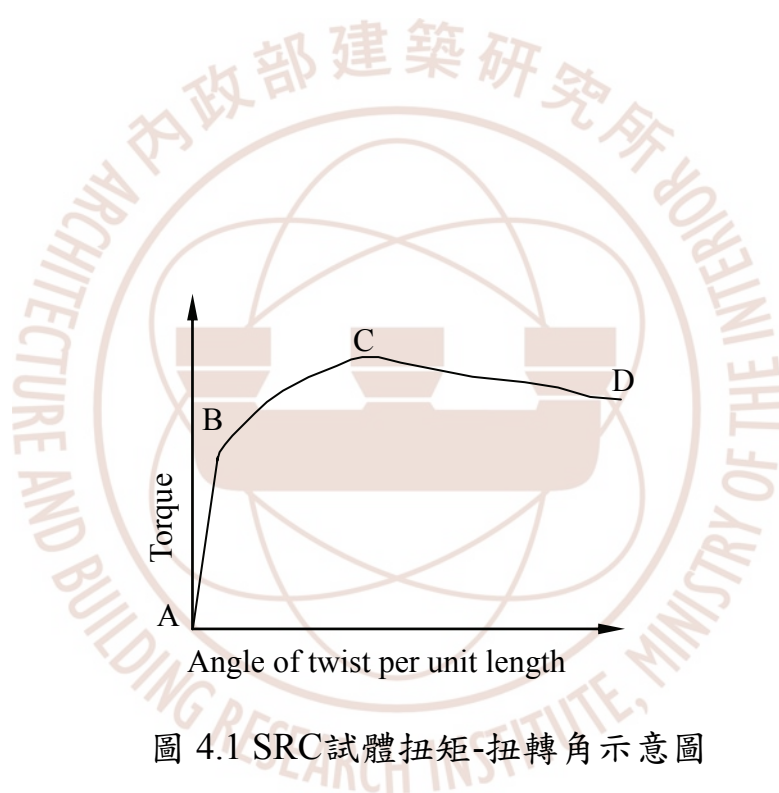


圖 4.1 SRC 試體扭矩-扭轉角示意圖

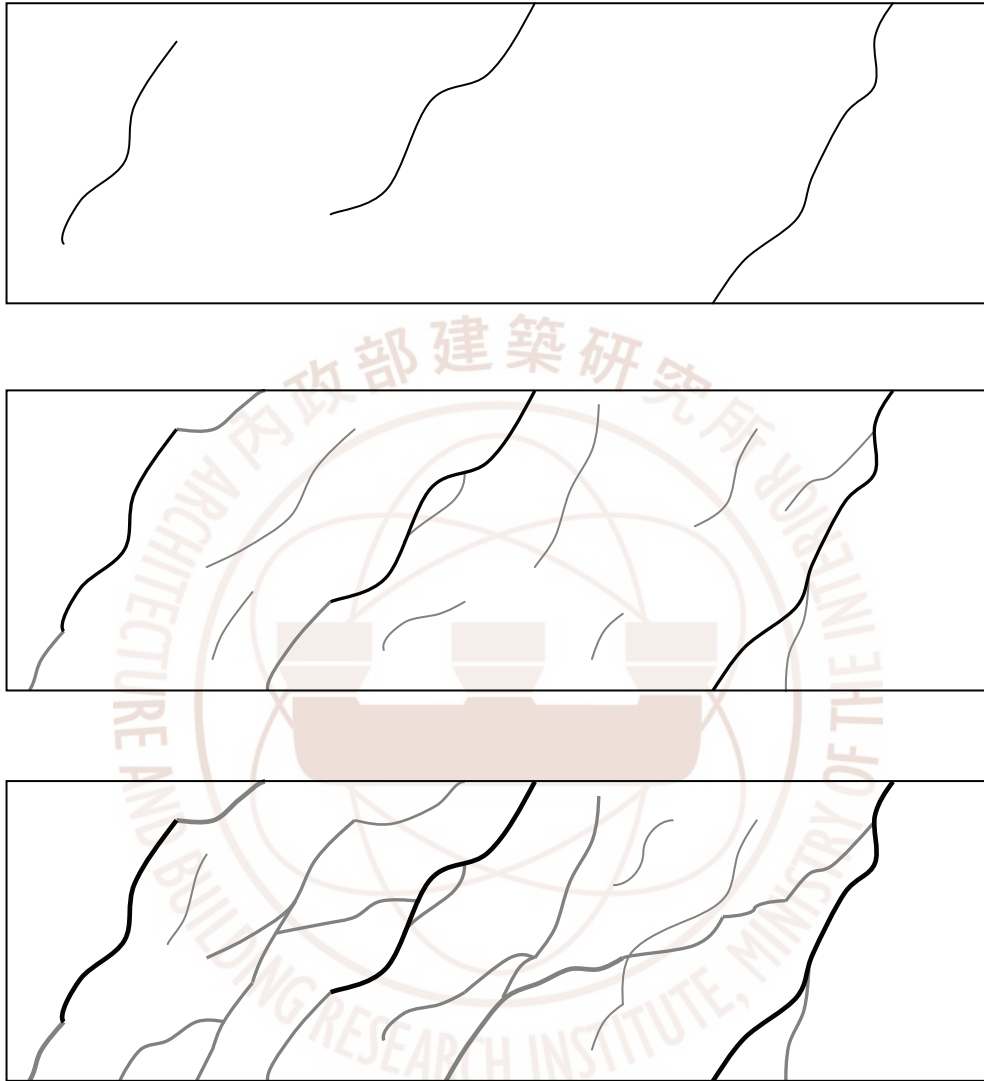


圖 4.2 SRC系列試體裂縫生成次序示意圖

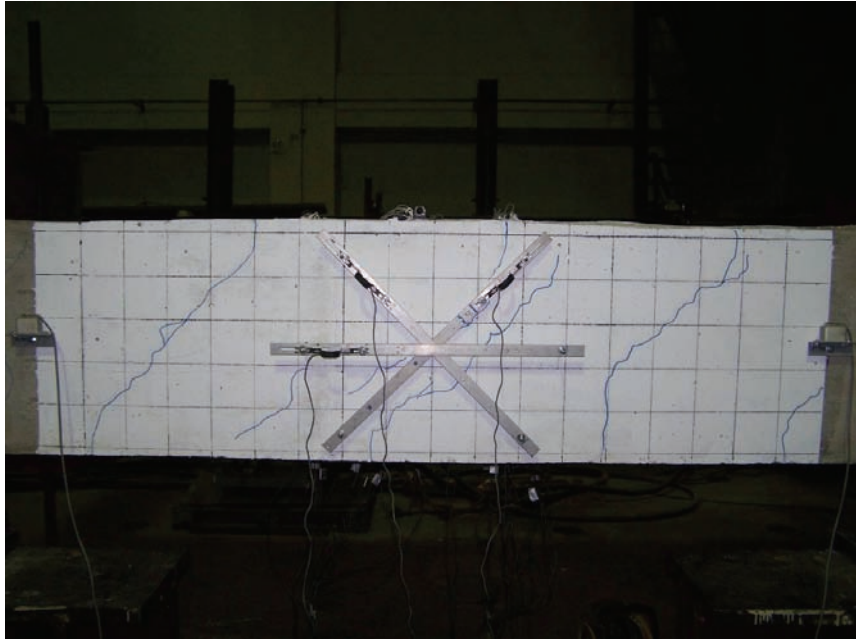


圖 4.3 試體S1-RCt2l2 產生約 45° 裂縫

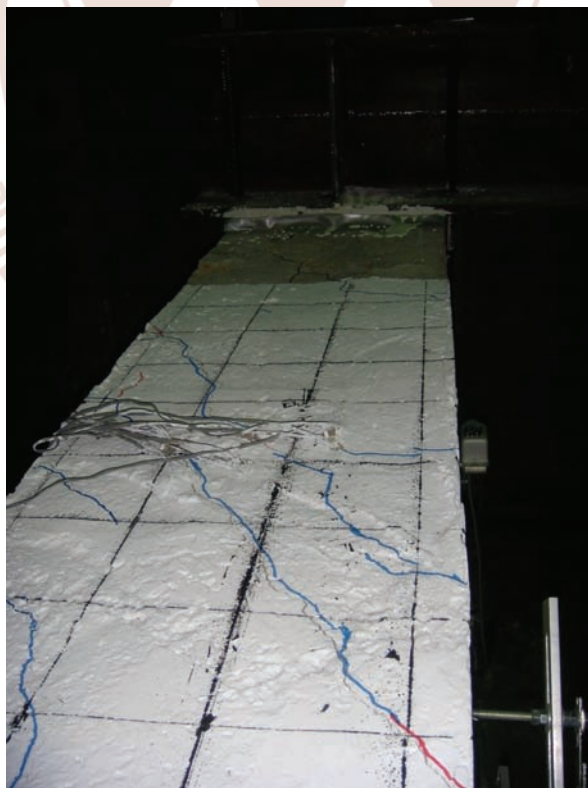


圖 4.4 試體S1-RCt3l1 形成約 45° 螺旋破壞面





圖 4.5 試體S1-RCt2l2 裂縫寬度達 10 mm

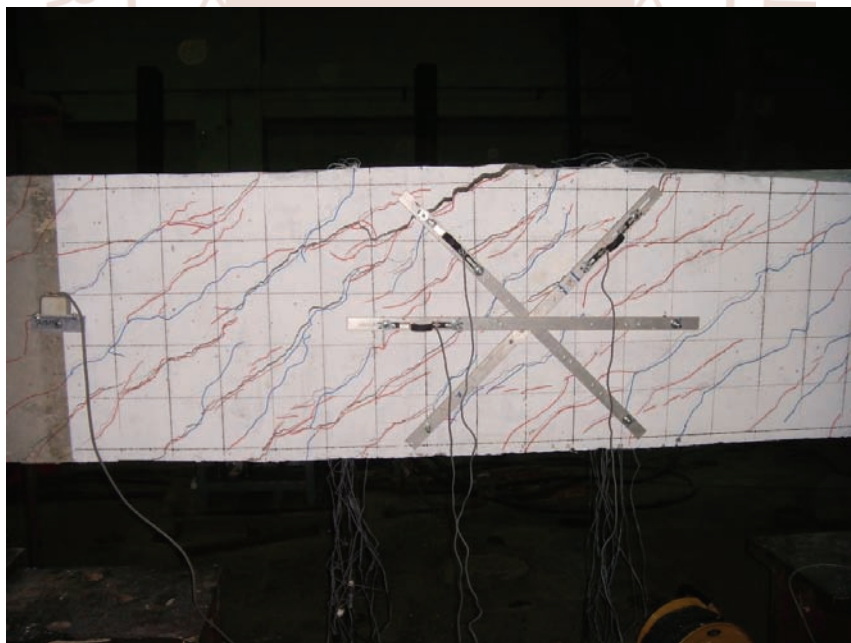


圖 4.6 試體S1-RCt3l1 主裂縫間形成細小裂縫

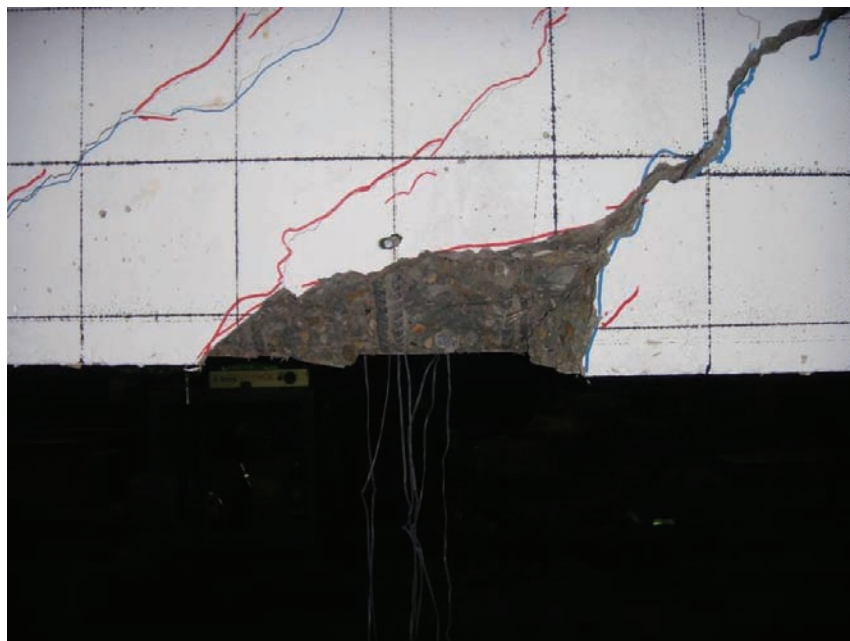


圖 4.7 試體S1-RCt3l1 主裂縫延伸至試體內部

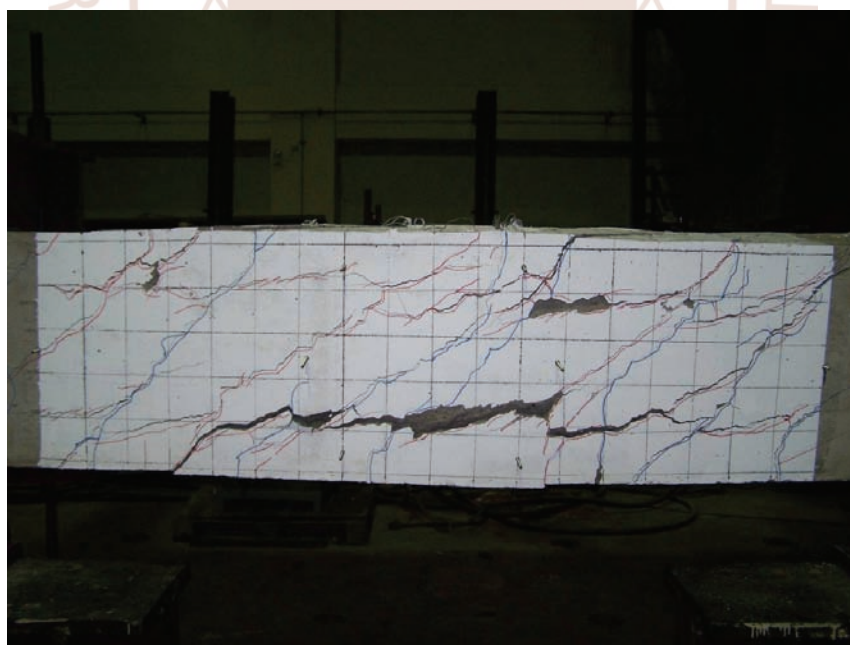


圖 4.8 試體S2-RCt2l1 產生非 45° 之斜裂縫

### 4.1.2 RC系列試體

RC 試體受純扭矩作用其試體扭矩-扭轉角示意圖如圖 4.9 所示，RC 系列試體 AB 段與 SRC 系列試體差異不大，於 AB 段為線性。混凝土表面產生裂縫後勁度下降，如 BC 段所示，其與 SRC 試體之不同處在於 BC 段較為線性，到達極限扭矩強度前，產生約  $45^\circ$  螺旋狀破壞面，主要裂縫持續成長。

RC 系列試體於 CD 段時與 SRC 系列試體不同處，主要裂縫持續增大，主裂縫與主裂縫中間並不會產生許多細小裂縫，因 RC 系列試體主要裂縫之螺旋破壞面，試體中心並無鋼骨加勁，當主要裂縫延伸至試體中心後，CD 段扭矩-扭轉角圖之曲線下降較為急速。裂縫生成次序圖如圖 4.10 所示。RC 試體破壞之照片如圖 4.11 至 4.13 所示。

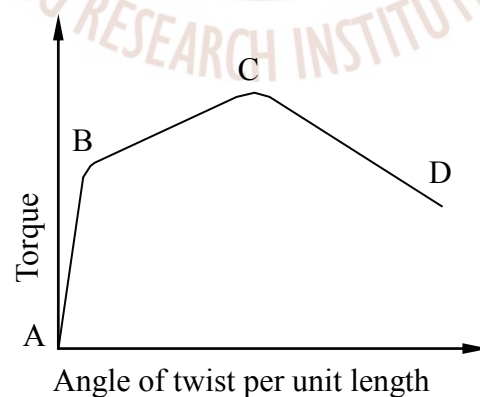


圖 4.9 RC 試體扭矩-扭轉角示意圖

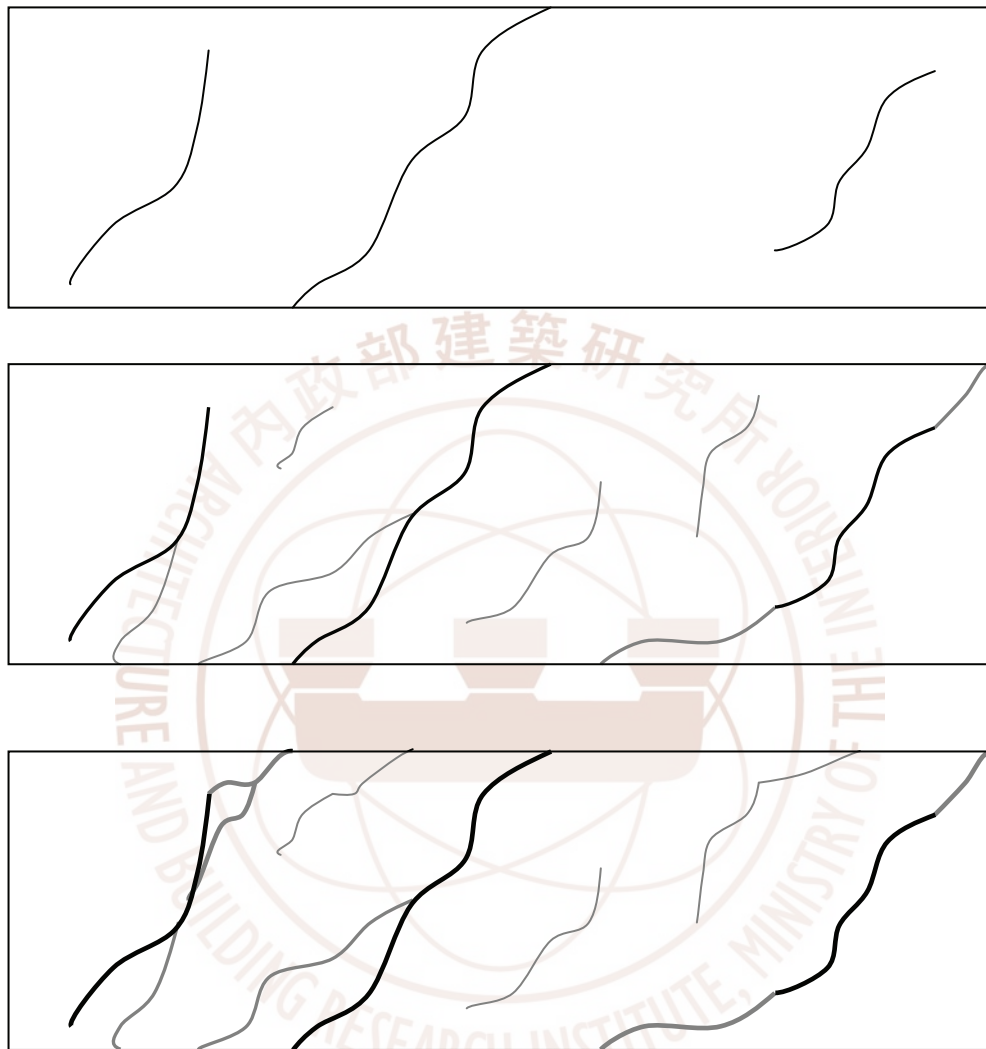


圖 4.10 RC系列試體裂縫生成次序示意圖

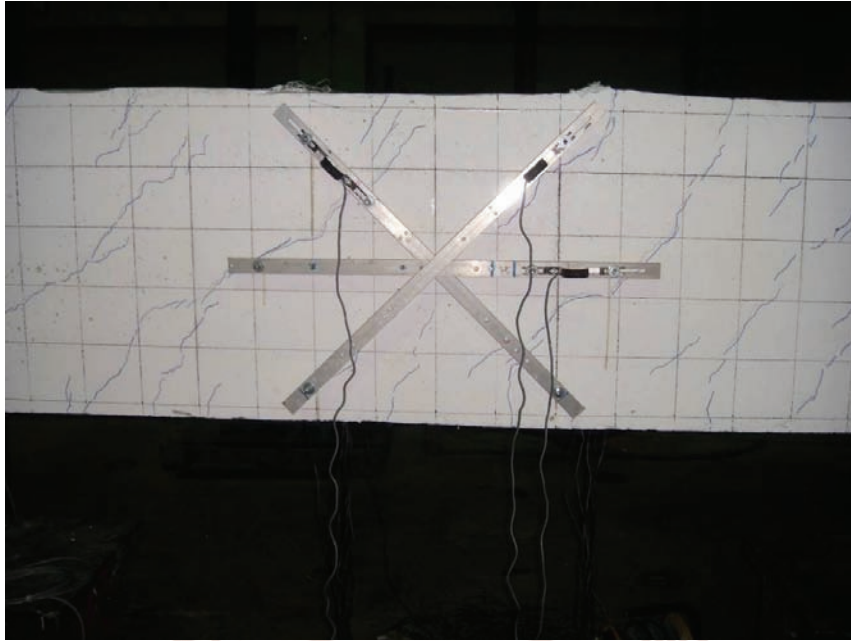


圖 4.11 試體RCt2l1 產生約 45° 裂縫

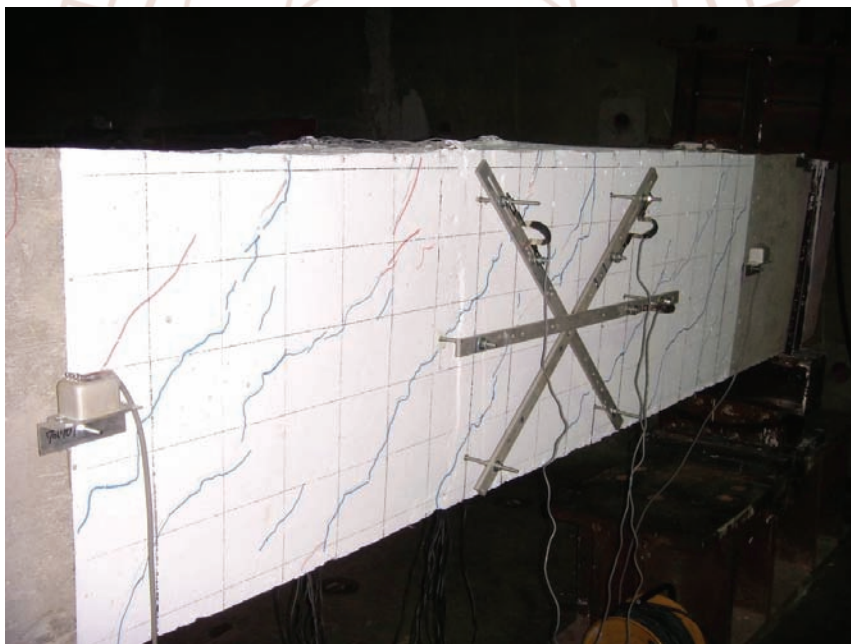


圖 4.12 試體RCt2l1 主裂縫形成約 45° 螺旋破壞面

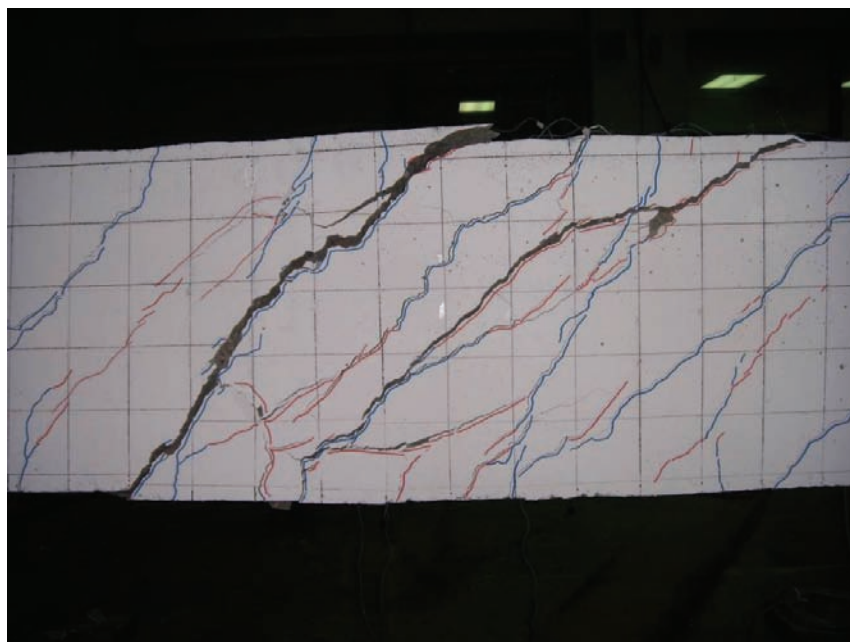


圖 4.13 試體RCt2l1 主裂縫明顯破壞之情形

## 4.2 試體扭矩-扭轉角行為

### 4.2.1 扭轉角計算

試驗結果經由角度計所量測之資料進一步分析計算，以求得試體單位長度扭轉角，藉此了解試體受扭矩作用下與單位長度扭轉角之關係。該計算如下。

$$\phi = \frac{(\theta_1 - \theta_2)}{L} \times \frac{\pi}{180} \quad (4.1)$$

其中：

$\theta_1$ 、 $\theta_2$  = 角度計量測之角度。

L = 試驗區之長度。

$\phi$  = 梁受扭矩作用下，每單位長度之扭轉角(rad/m)。

#### 4.2.2 試體扭矩-扭轉角行為

表 4.1 標示各試體間之開裂扭矩強度與極限扭矩強度及其對應之扭轉角。開裂扭矩強度對應之單位開裂扭轉角( $\phi_{cr}$ )平均約為 0.002 rad/m。當施加载重達梁之極限扭矩強度( $T_u$ )時，對應之單位極限扭轉角( $\phi_u$ )增加許多，較開裂單位長度扭轉角( $\phi_{cr}$ )增加約超過 10 倍。在純扭矩試驗中，當施加载重達開裂扭矩強度( $T_{cr}$ )前，由試體之扭矩與扭轉角關係圖(圖 4.14 至 4.27)中，可發現 SRC 與 RC 試體開裂前，相當接近線性之行為。SRC 梁達開裂扭矩後，隨著扭轉角之增加，扭矩強度則顯得緩降的趨勢，此現象較 RC 梁有延遲其扭力破壞行為。試驗結果顯示 SRC 試體內之鋼骨並未達降伏，故 SRC 的韌性較好並非因鋼骨的降伏，推測其原因可能因 SRC 試體產生裂縫且延伸至試體中心時，鋼骨於 SRC 試體中心具有加勁之效果。

圖 4.28 所示為鋼梁試體 S1 與 S2 之扭矩-扭轉角關係。因油壓制動器行程之限制與 H 型鋼梁扭矩勁度很小之緣故，試驗無法獲得鋼梁之極限扭矩強度。

試驗結果顯示當試體到達極限扭矩強度( $T_u$ )後，RC 系列試體強度下降快其韌性最差；包覆鋼骨系列之試體扭矩-扭轉角關係圖呈一平

緩下降曲線，試體具有較好之韌性。 $t3$  系列試體採用緊密的橫向扭力筋較  $t1$ 、 $t2$  系列有效提高扭矩強度，極限扭矩強度對應之扭轉角也較小，故相對提昇扭矩勁度。 $l2$  系列試體採用增加主筋數量，能提高扭矩強度，扭矩勁度也較  $l1$  系列高。





表 4.1 扭矩強度與扭轉角實驗值

Specimen	開裂扭矩強度 $T_{cr}$ (kN-m)	極限扭矩強度 $T_u$ (kN-m)	開裂扭矩強度對應之 扭轉角 $\phi_{cr}$ (rad/m)	極限扭矩強度對應之 扭轉角 $\phi_u$ (rad/m)
S1-RC1ℓ1	35.08	64.99	0.0023	0.0446
S1-RC12ℓ1	43.18	68.17	0.0040	0.0370
S1-RC13ℓ1	43.51	91.18	0.0026	0.0347
S1-RC1ℓ2	30.28	56.61	0.0011	0.0282
S1-RC12ℓ2	35.54	82.34	0.0018	0.0309
S1-RC13ℓ2	30.28	93.04	0.0013	0.0250
S2-RC1ℓ1	29.51	55.48	0.0017	0.0183
S2-RC12ℓ1	36.05	68.37	0.0022	0.0232
S2-RC13ℓ1	36.25	77.38	0.0016	0.0300
S2-RC1ℓ2	39.14	66.8	0.0026	0.0227
S2-RC12ℓ2	38.8	72.49	0.0024	0.0273
S2-RC13ℓ2	27.13	72.75	0.0013	0.0328
RC12ℓ1	41.28	65.04	0.0028	0.0259
RC12ℓ2	40.01	69.83	0.0018	0.0239

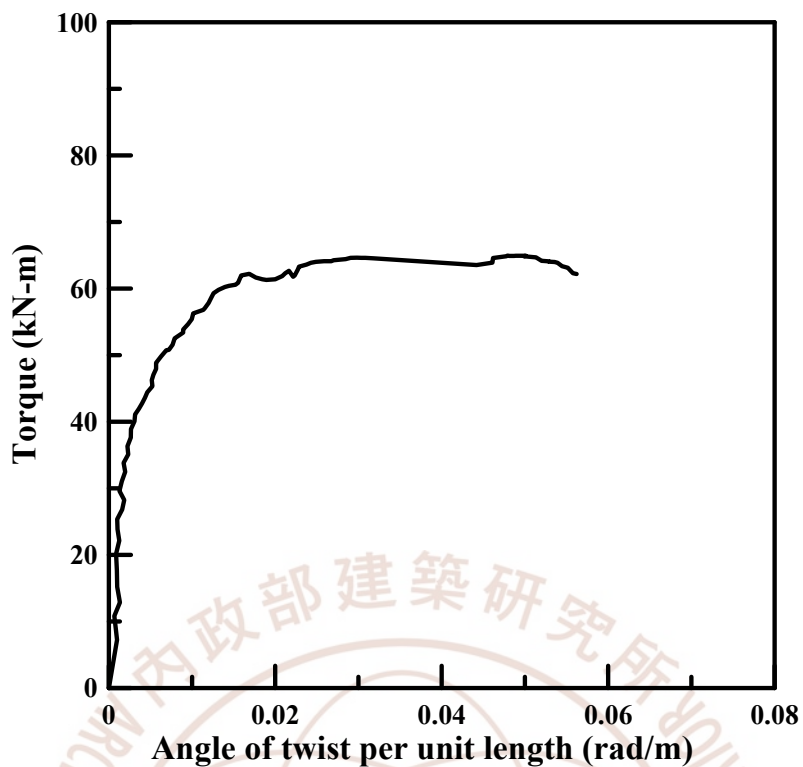


圖 4.14 試體S1-RCt1l1 扭矩與扭轉角關係圖

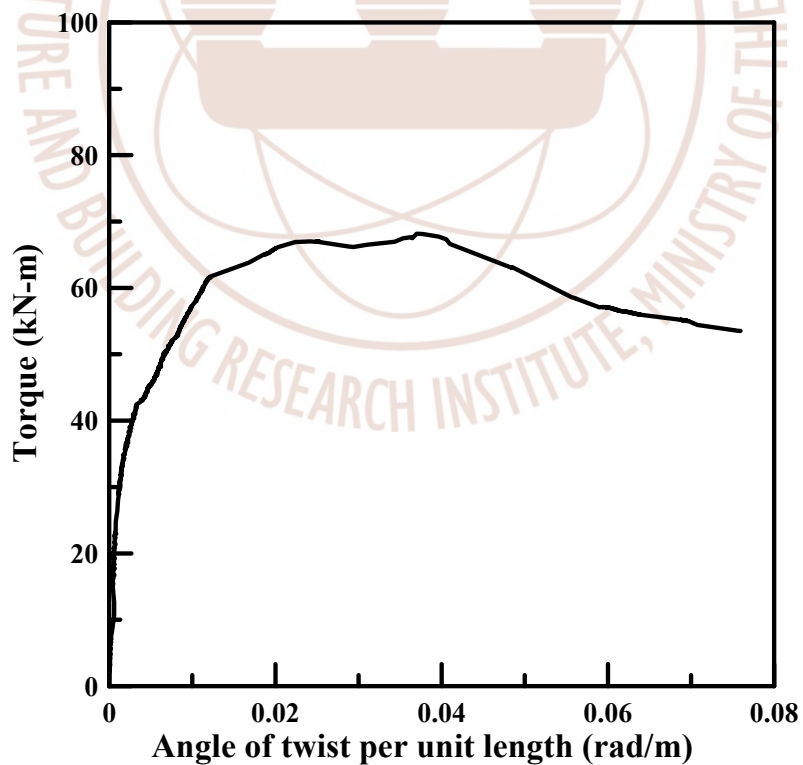


圖 4.15 試體S1-RCt2l1 扭矩與扭轉角關係圖

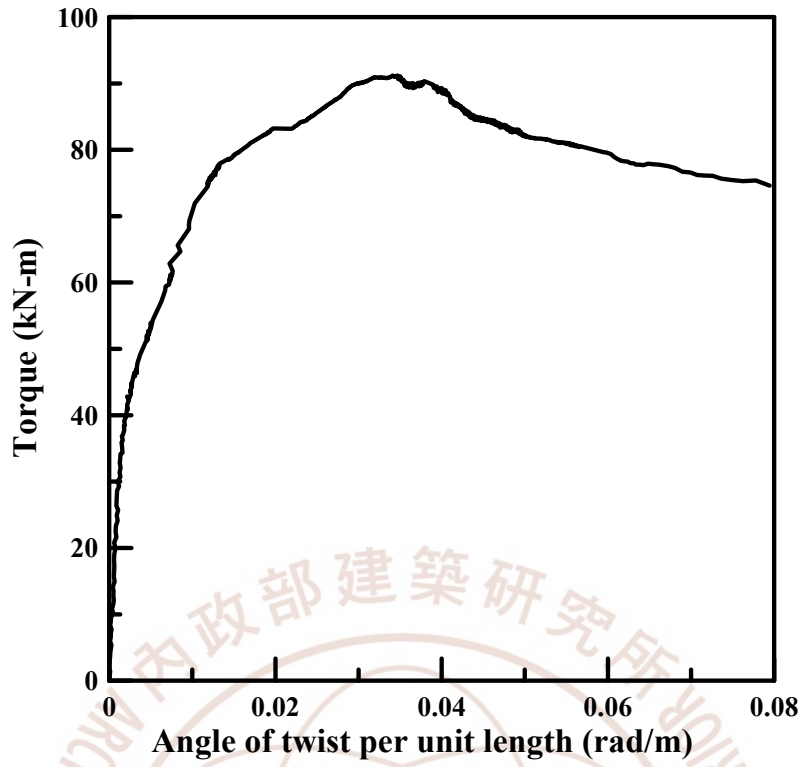


圖 4.16 試體S1-RCt3l1 扭矩與扭轉角關係圖

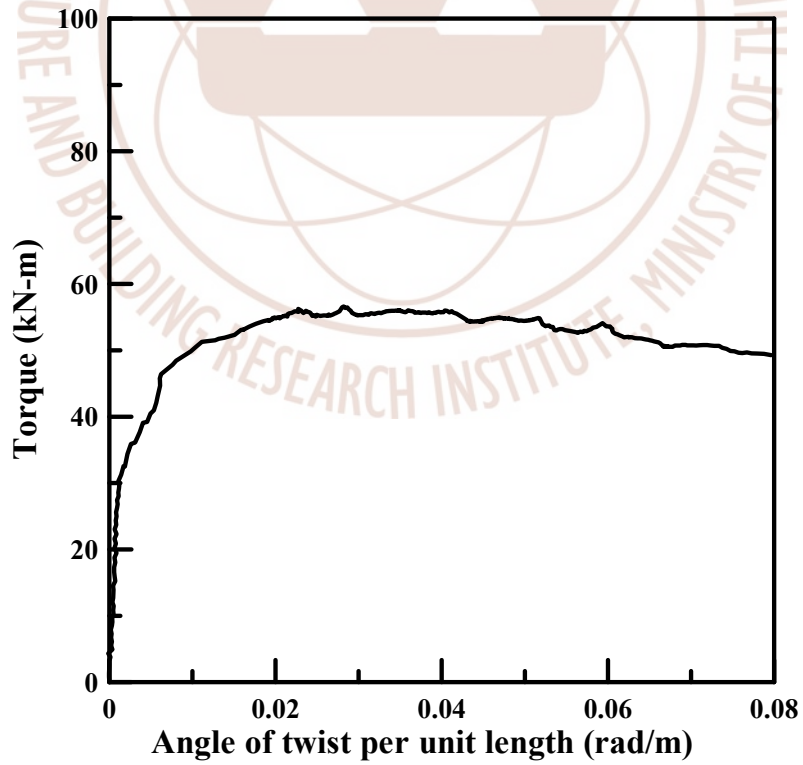


圖 4.17 試體S1-RCt1l2 扭矩與扭轉角關係圖

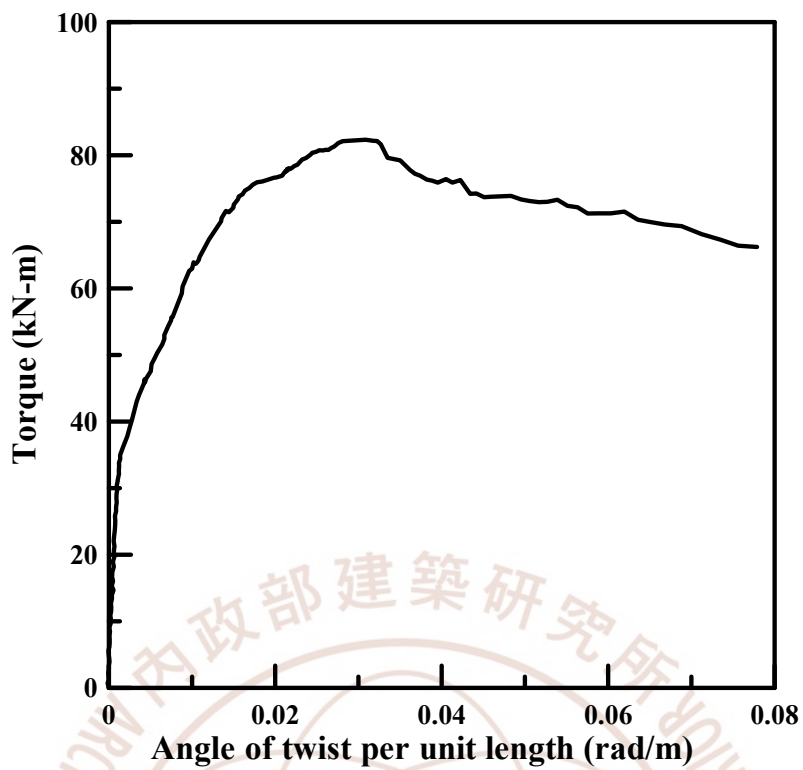


圖 4.18 試體S1-RCt2l2 扭矩與扭轉角關係圖

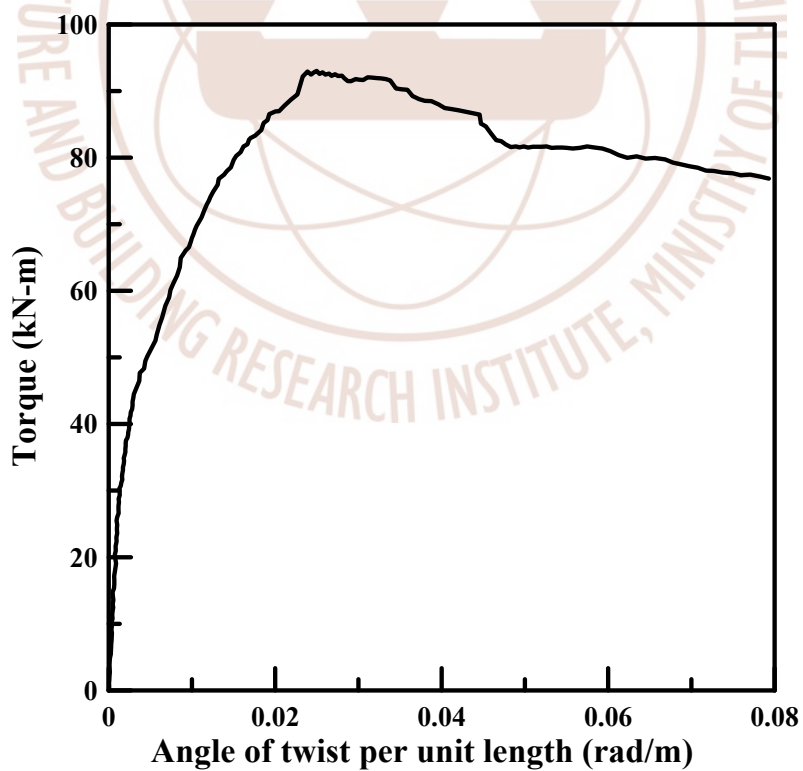


圖 4.19 試體S1-RCt3l2 扭矩與扭轉角關係圖

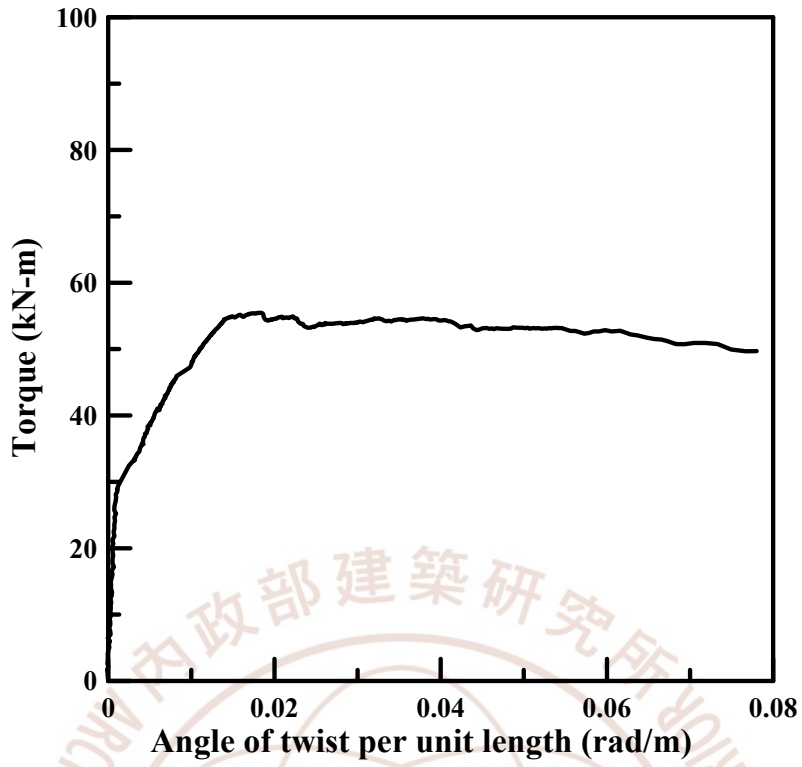


圖 4.20 試體S2-RCt1l1 扭矩與扭轉角關係圖

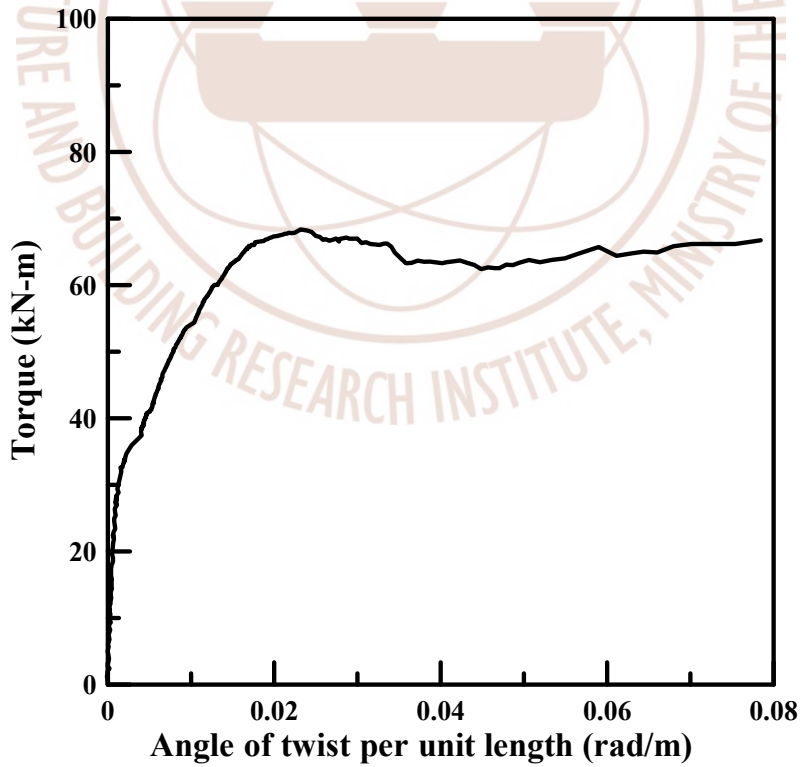


圖 4.21 試體S2-RCt2l1 扭矩與扭轉角關係圖

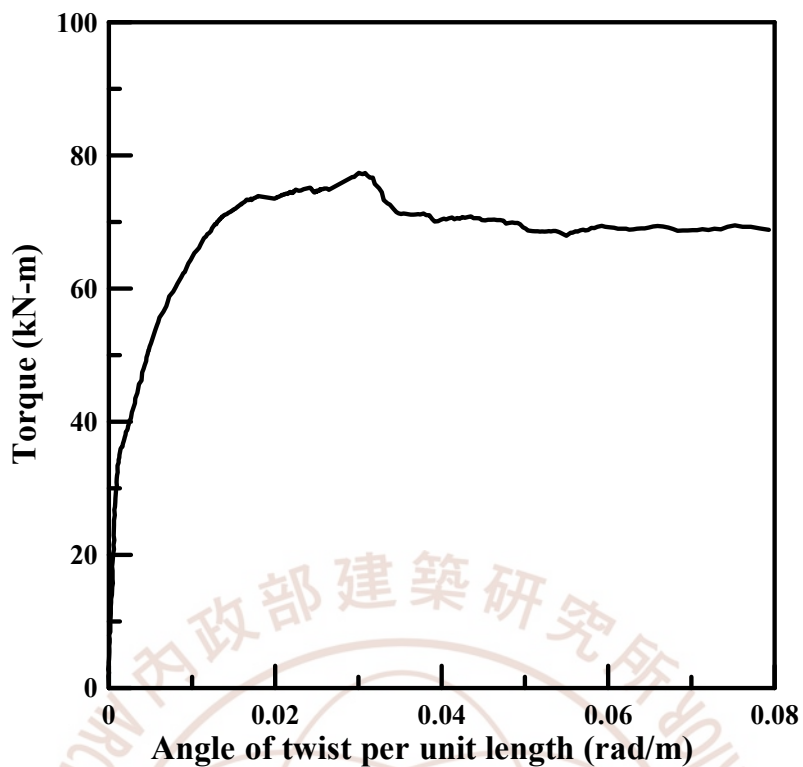


圖 4.22 試體S2-RCt3l1 扭矩與扭轉角關係圖

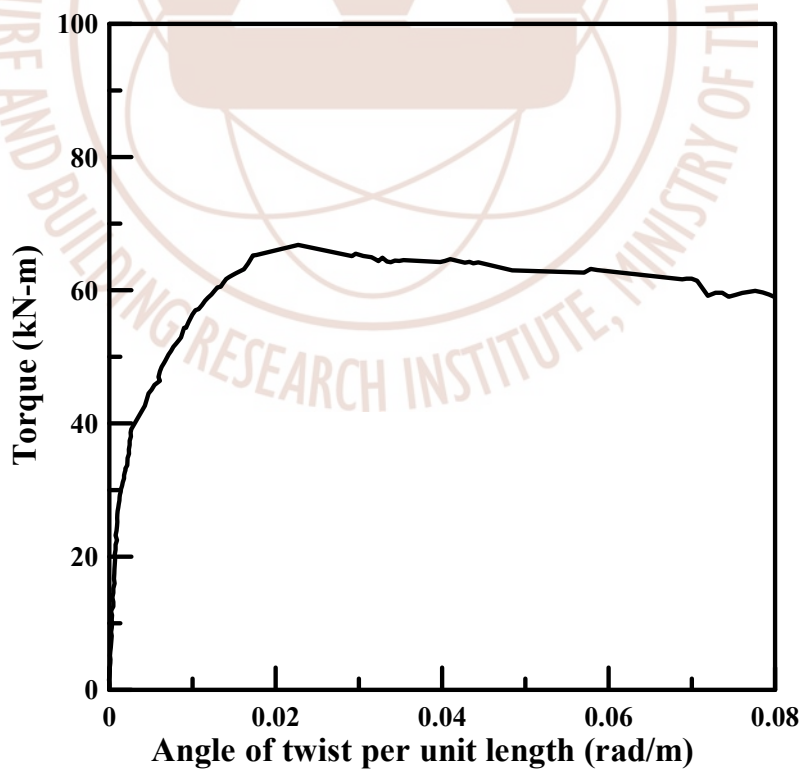


圖 4.23 試體S2-RCt1l2 扭矩與扭轉角關係圖

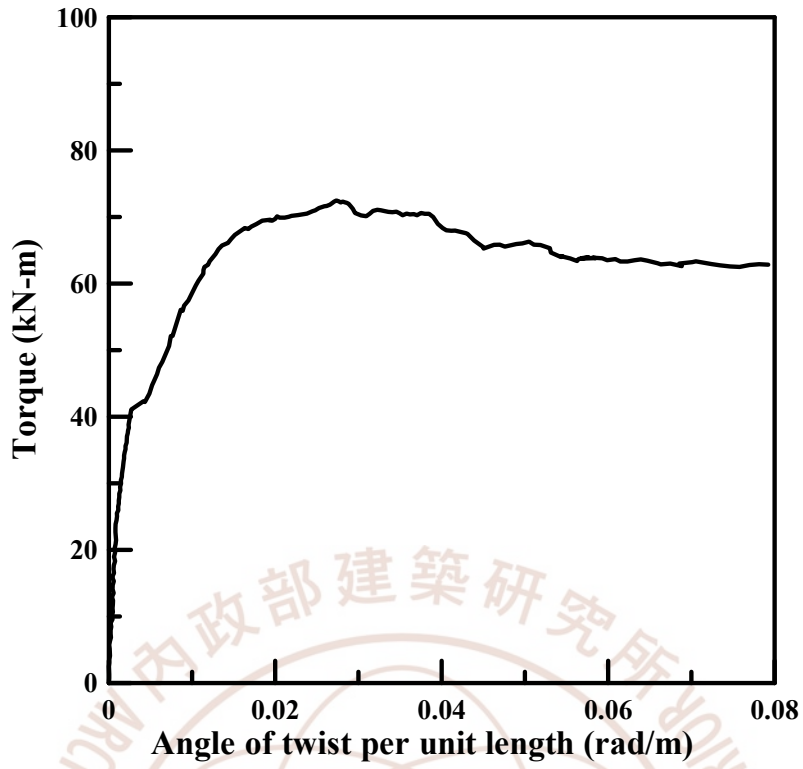


圖 4.24 試體S2-RCt2l2 扭矩與扭轉角關係圖

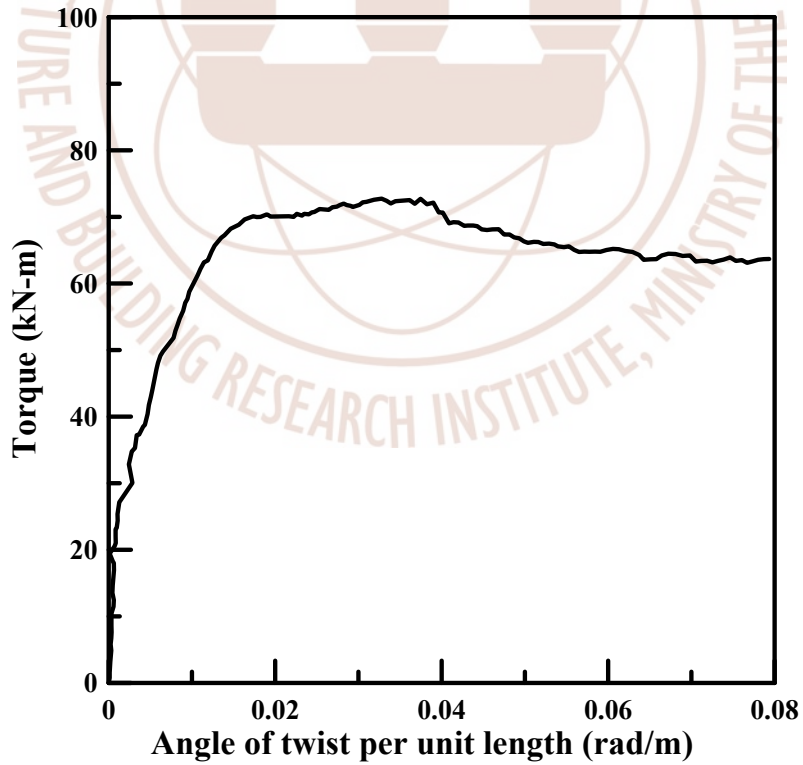


圖 4.25 試體S2-RCt3l2 扭矩與扭轉角關係圖

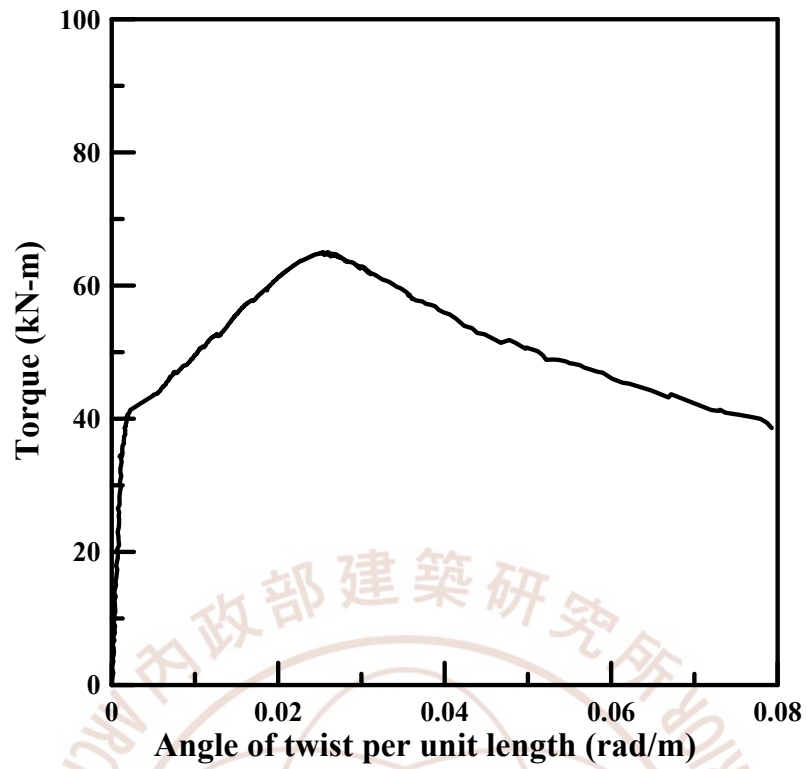


圖 4.26 試體RCt2l1 扭矩與扭轉角關係圖

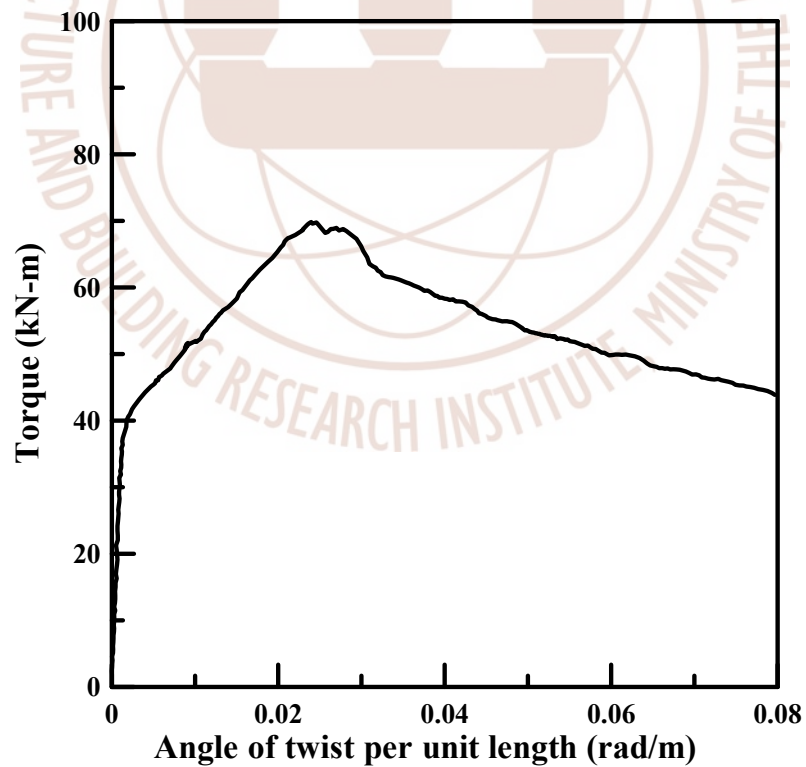


圖 4.27 試體RCt2l2 扭矩與扭轉角關係圖



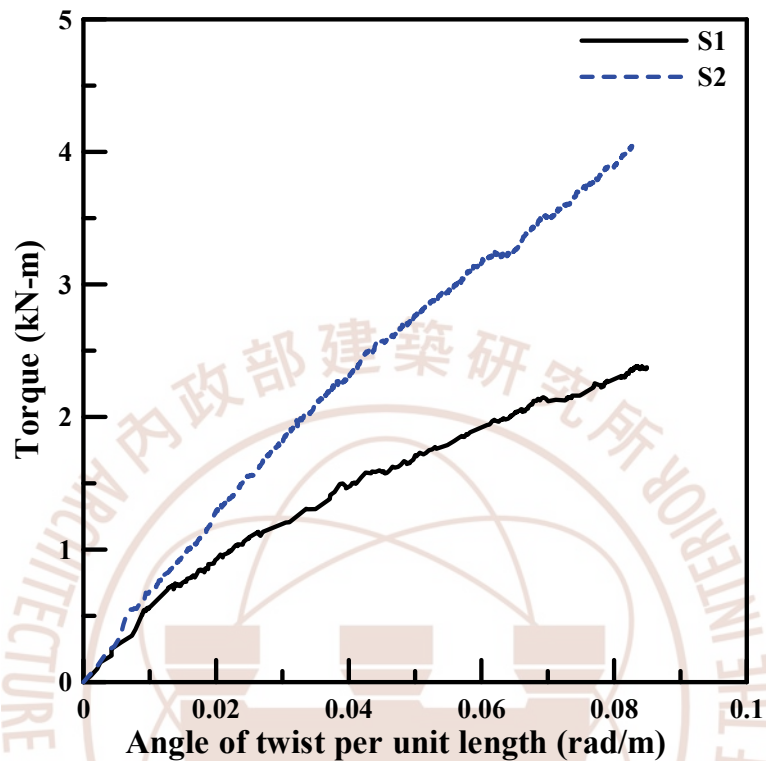


圖 4.28 S1 與 S2 之扭矩-扭轉角比較圖

### 4.3 試體參數於扭矩強度與行為之影響

#### 縱向扭力筋之影響( $A_t$ )

如圖 4.29 至 4.35 所示，可比較縱向主筋於扭矩強度與行為之影響。在較多量的縱向主筋  $l_2$  配置下，其極限扭矩強度能提昇，扭矩行為之趨勢則與  $l_1$  系列大致相同。

縱向扭力筋對於本研究之三種不同之  $A_t/s$  之影響， $t_1$  系列若採用

$t2$  之配置，其極限扭矩強度約為採用  $t1$  配置之 1.2 倍，而  $t2$  系列約為 1.06 倍，說明  $A_s/s$  越高之情況下，縱向扭力筋之影響越小。於  $t3$  系列試體中，縱向扭力筋之影響不大，如圖 4.31 所示。然而試體 S2-RC $t3l1$  極限扭矩強度高於試體 S2-RC $t3l2$ ，與試體 S1-RC $t1l1$  高於 S1-RC $t1l2$ ，乃因試體混凝土強度不同造成，此時縱向扭力筋之影響甚小。

### 橫向扭力筋之影響( $A_s/s$ )

三種不同橫向扭力筋於扭矩-扭轉角行為之影響顯示於圖 4.36 至 4.39，較多的橫向扭力筋有助於扭矩強度的提昇。尤其是圖 4.37 與圖 4.38，明顯顯示  $t3$  系列試體(橫向扭力筋 2-#3 @10 cm)有最大的極限扭矩強度，且  $t2$  系列試體(橫向扭力筋#3 @10 cm)的極限扭矩強度高於  $t1$  系列試體(橫向扭力筋#3 @15 cm)。

### 鋼骨之影響(S)

圖 4.40 至 4.45 所示為不同鋼骨下試體之扭矩-扭轉角比較圖。除 S1-RC $t1l2$  與 S2-RC $t1l2$  系列之試體外，含 S2 鋼骨(較大型鋼)之 SRC 試體之極限扭矩強度低於含 S1 鋼骨之 SRC 試體。推測其原因可能為含 S1 鋼骨之 SRC 試體因鋼骨翼板與橫向扭力筋有較大之距離，增大剪力流之厚度，又因含 S2 鋼骨之 SRC 試體之鋼骨翼板與橫向扭力筋接觸，導致 S1 系列 SRC 試體有較大之極限扭矩強度。

#### 4.4 試體局部行為討論

為探討試體局部行為，以試體 S1-RCt2l1 與 S1-RCt2l2 之應變計資料為例。試體 S1-RCt2l1 橫向扭力筋之應變計顯示大多數皆已降伏，黏貼於縱向扭力筋之應變計有少數已降伏。試體 S1-RCt2l2 橫向扭力筋之應變計顯示少數已降伏，而黏貼於縱向扭力筋之應變計則因配置較高量的縱向主筋，顯示皆未達降伏應變。兩組試體包覆之鋼骨翼板共黏貼六組應變計，鋼骨腹板共黏貼四組應變計，試驗結果顯示皆尚未達其降伏應變。



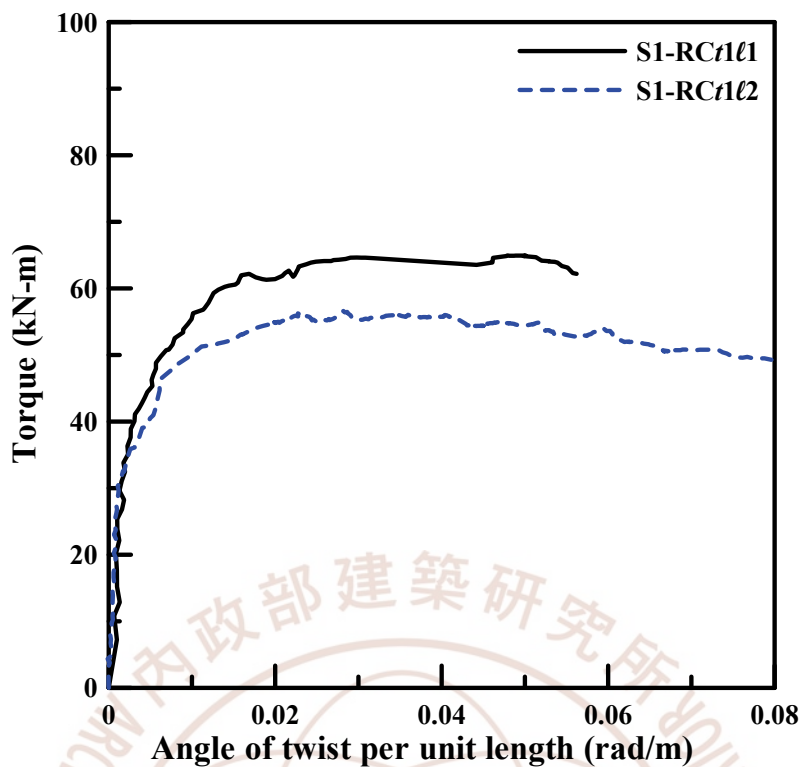


圖 4.29 試體編號S1-RCt1 系列之扭矩-扭轉角比較圖

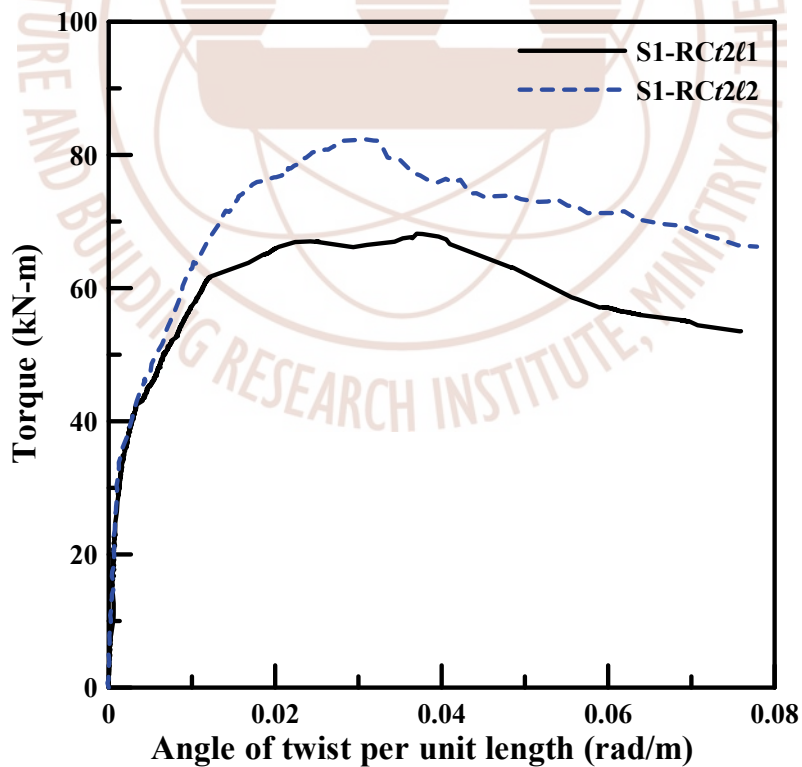


圖 4.30 試體編號S1-RCt2 系列之扭矩-扭轉角比較圖

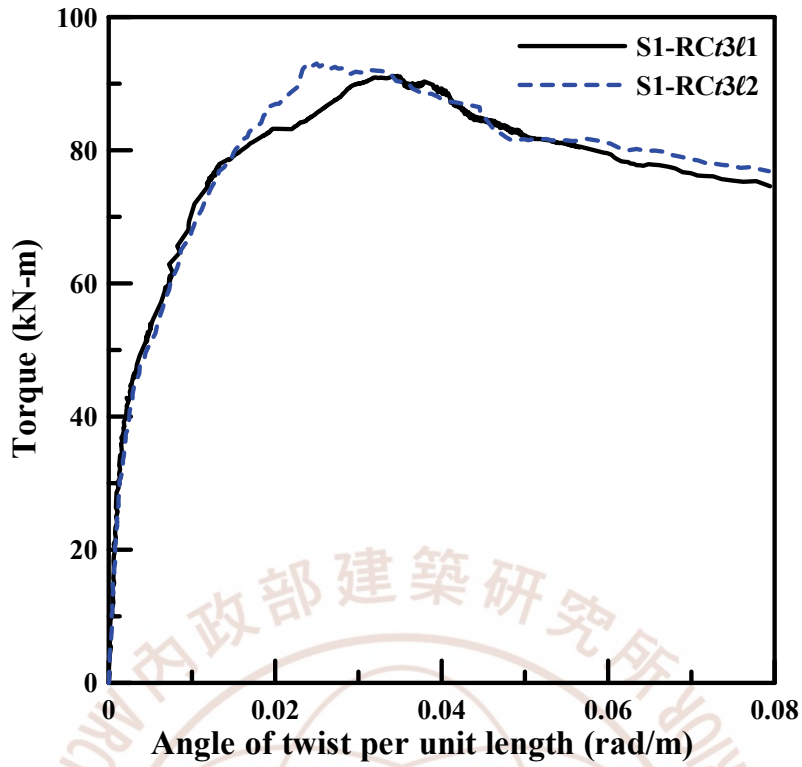


圖 4.31 試體編號S1-RCt3 系列之扭矩-扭轉角比較圖

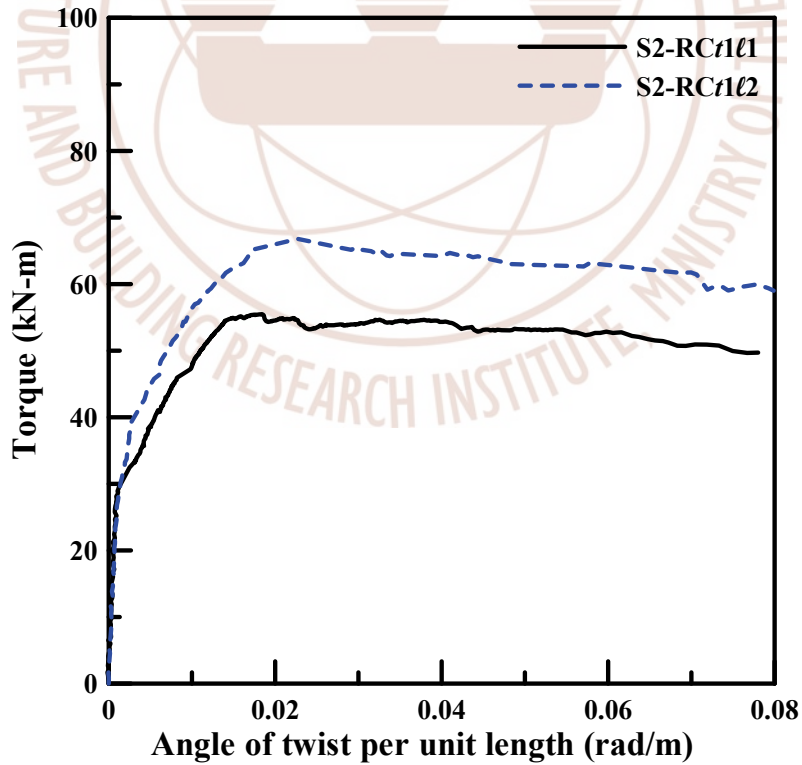


圖 4.32 試體編號S2-RCt1 系列之扭矩-扭轉角比較圖

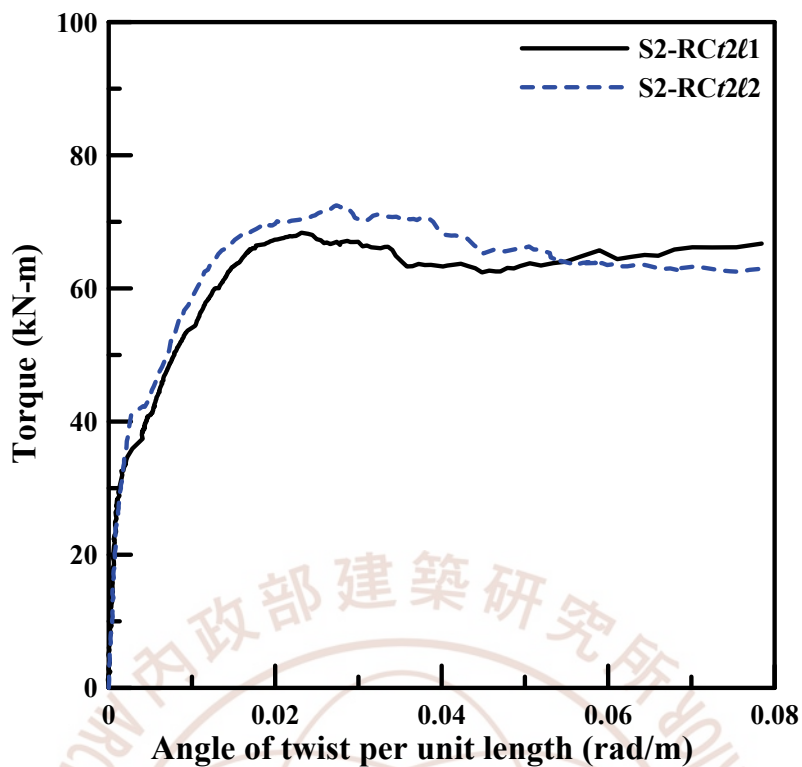


圖 4.33 試體編號S2-RCt2 系列之扭矩-扭轉角比較圖

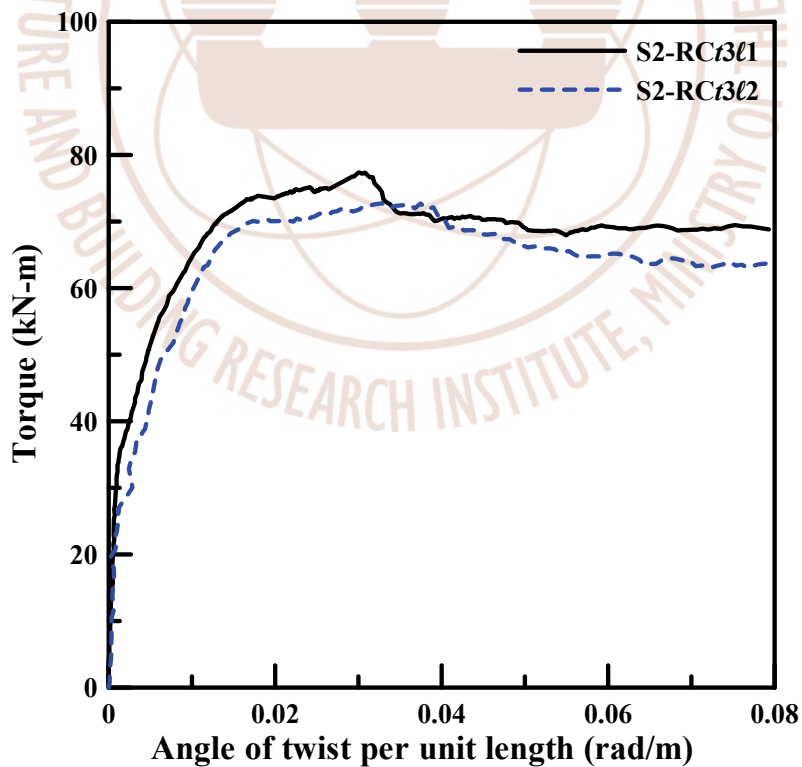


圖 4.34 試體編號S2-RCt3 系列之扭矩-扭轉角比較圖

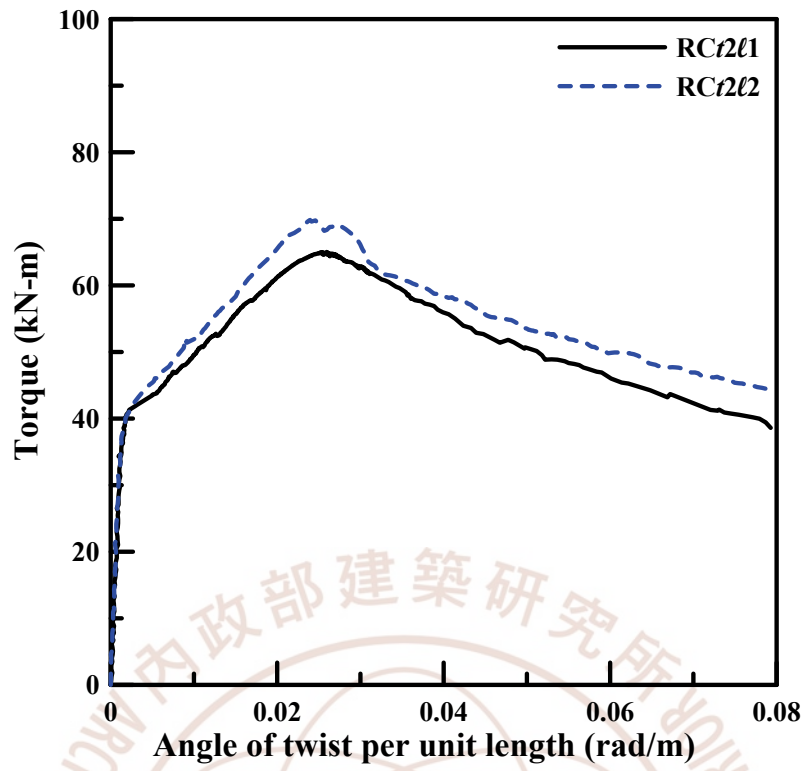
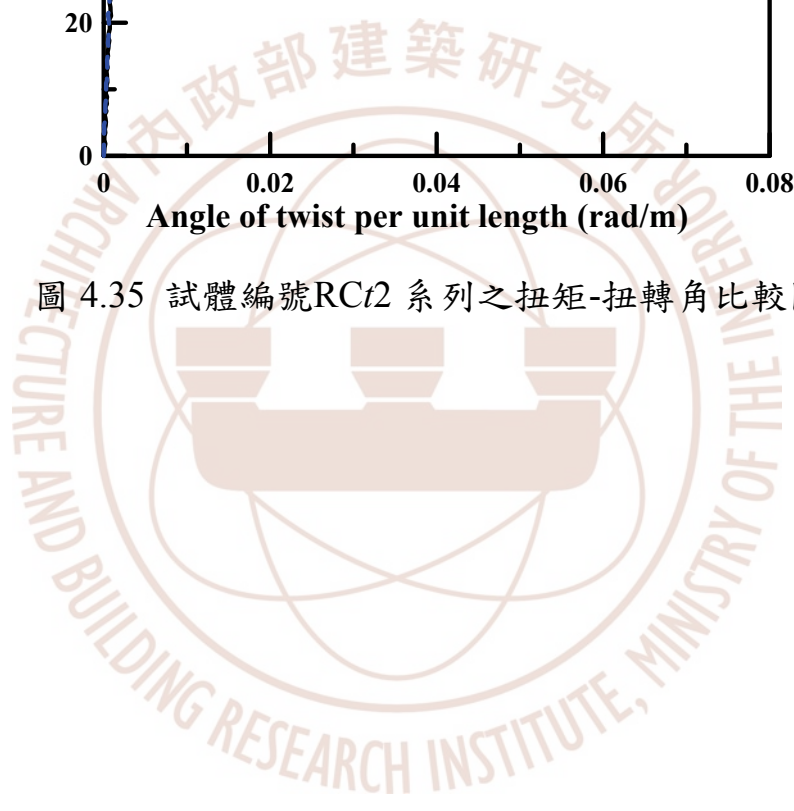


圖 4.35 試體編號RCt2 系列之扭矩-扭轉角比較圖



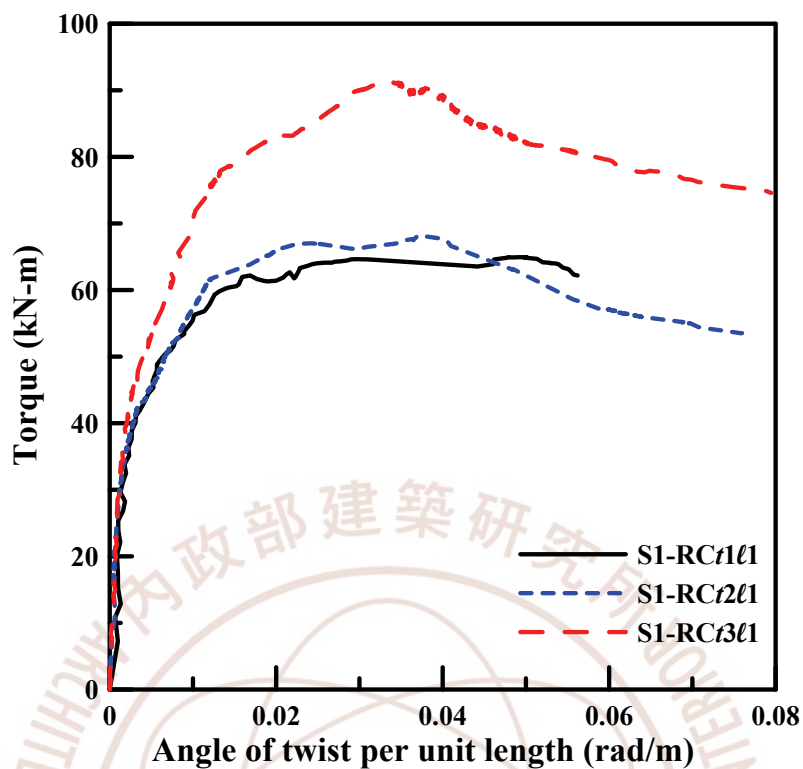


圖 4.36 試體編號S1-RC11 系列之扭矩-扭轉角比較圖

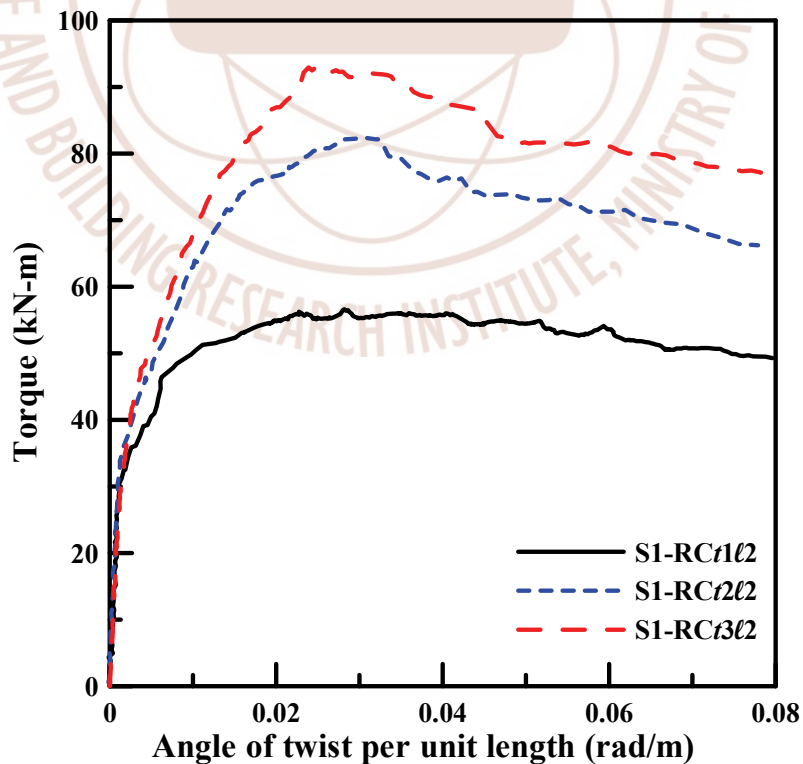


圖 4.37 試體編號S1-RC12 系列之扭矩-扭轉角比較圖



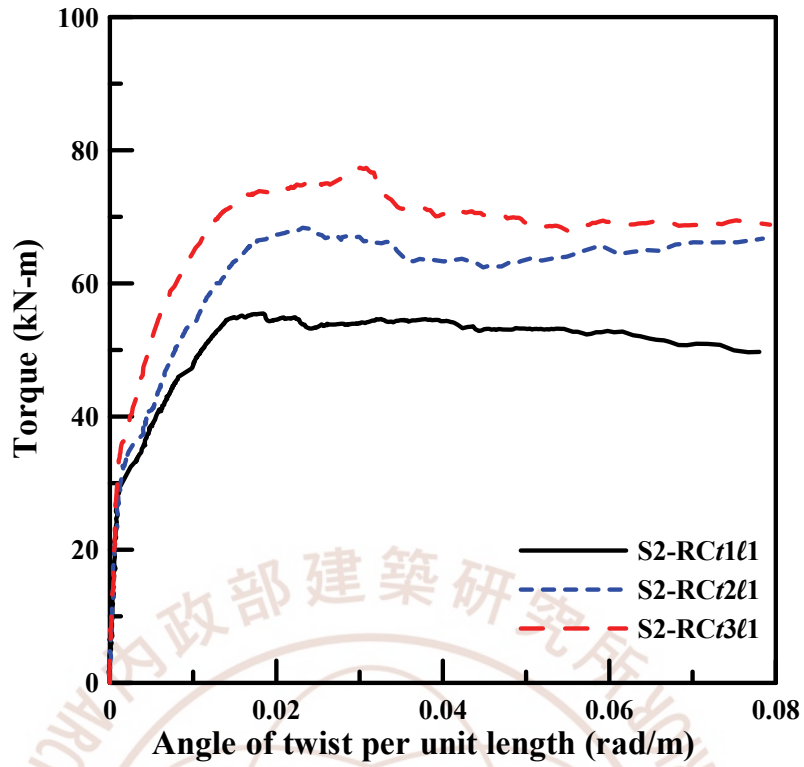


圖 4.38 試體編號S2-RC1 系列之扭矩-扭轉角比較圖

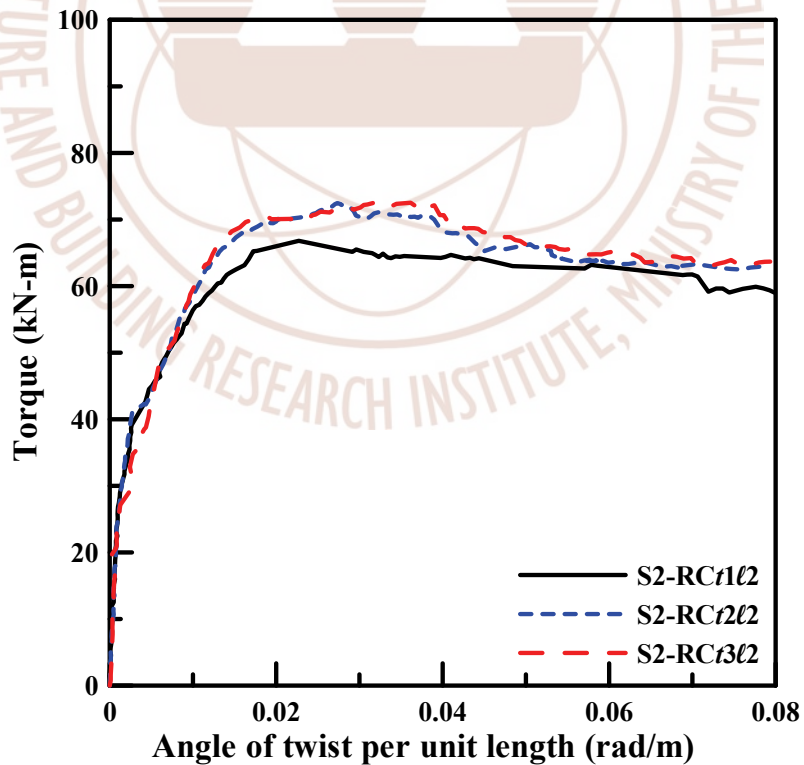


圖 4.39 試體編號S2-RC2 系列之扭矩-扭轉角比較圖

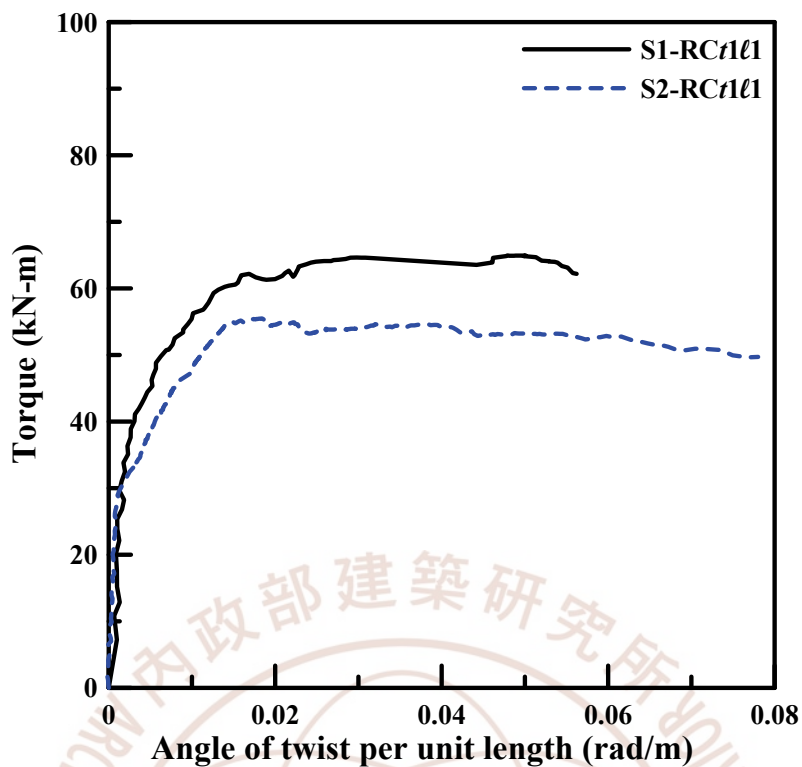


圖 4.40 試體編號RCt1l1 系列之扭矩-扭轉角比較圖

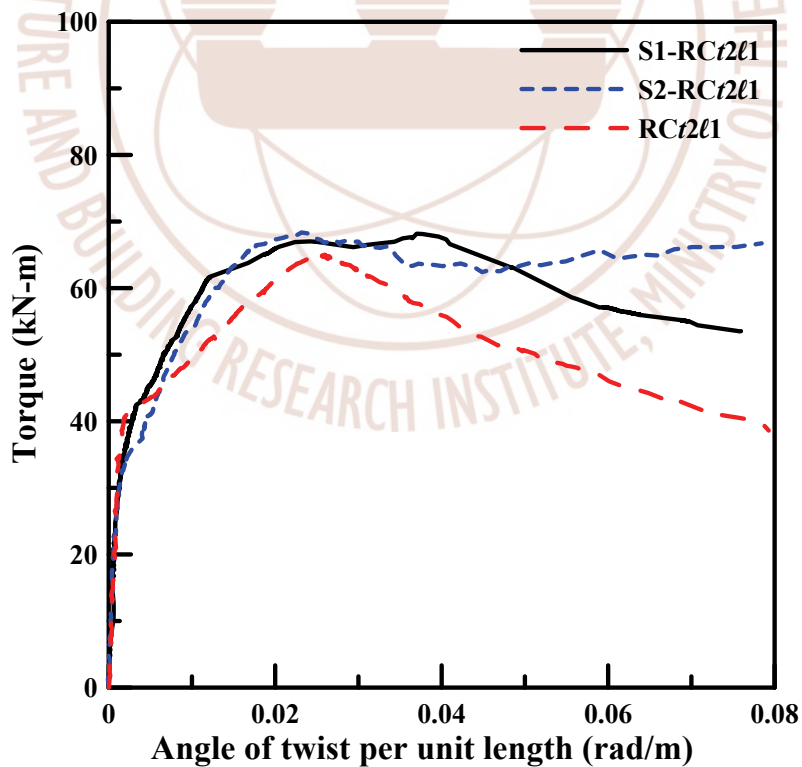


圖 4.41 試體編號RCt2l1 系列之扭矩-扭轉角比較圖

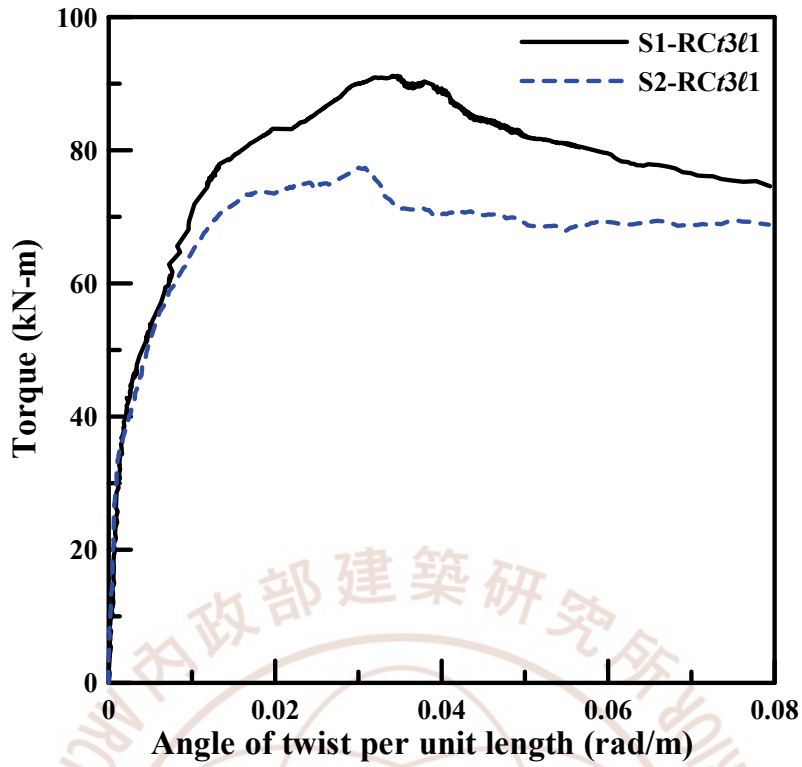


圖 4.42 試體編號RCt3l1 系列之扭矩-扭轉角比較圖

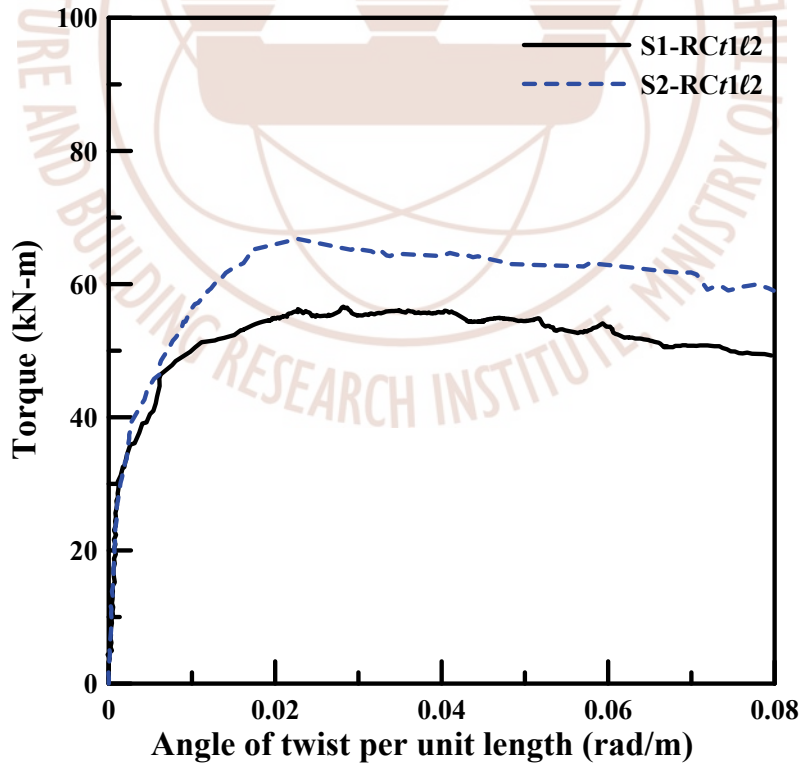


圖 4.43 試體編號RCt1l2 系列之扭矩-扭轉角比較圖

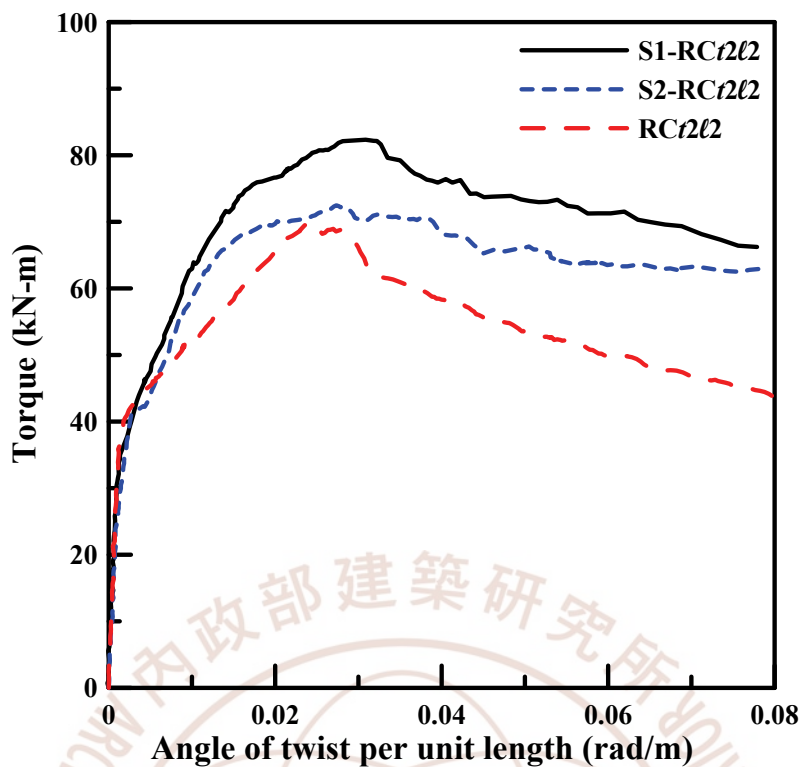


圖 4.44 試體編號RCt2l2 系列之扭矩-扭轉角比較圖

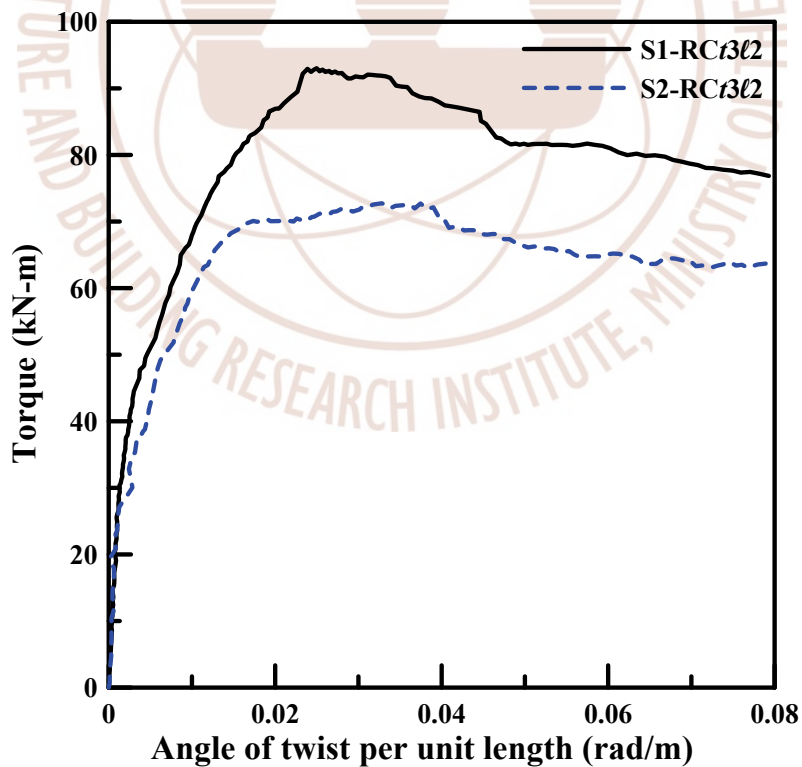


圖 4.45 試體編號RCt3l2 系列之扭矩-扭轉角比較圖

## 4.5 試體極限扭矩強度計算

對於 SRC 試體之扭矩強度計算，日本 AIJ 規範建議疊加 RC 與鋼骨之扭矩強度。依拉力試片計算所得之 S1 與 S2 鋼骨全斷面塑性扭矩強度(公式 2.14)分別為 6.80 kN-m 與 8.84 kN-m。然而試驗結果顯示 SRC 試體於達到其極限扭矩強度時之扭轉角  $\phi_u$  (表 4.1) 所對應之鋼骨扭矩強度遠小於鋼骨全斷面塑性扭矩強度，因而依試體之  $\phi_u$  扭轉角由圖 4.28 計算鋼骨之扭矩強度。表 4.2 為極限扭矩強度計算值與實驗值之比較，結果顯示 *t1* 系列試體之實驗值幾乎皆高於計算值，而 *t3* 系列試體之實驗值皆低於計算值。*t3* 系列試體之橫向扭力筋為雙排#3 @10 cm，試體無法發揮如同計算所得之扭矩強度，值得後續之研究。表 4.2 亦顯示 ACI 318-95 能提供最為保守之計算值。基於 H 型鋼於扭矩強度之貢獻相對於 RC 甚小，於設計上可保守的忽略型鋼的扭矩強度。

表 4.2 扭矩強度規範計算值與實驗值之比較

Specimen	$f'_c$ (MPa)	Test $T_{u(\text{test})}$ (kN-m)	Superposition of RC and steel $T_{n(\text{calc})}$						$T_{u(\text{test})} / T_{n(\text{calc})}$		
			RC ACI 318-89 (kN-m)	RC ACI 318-95 (kN-m)	RC Hsu (kN-m)	Steel (kN-m)	ACI 318-89	ACI 318-95	Hsu		
S1-RCt1ℓ1	28.73	64.99	52.72	39.00	40.36	1.67	1.19	1.60	1.55		
S1-RCt2ℓ1	30.69	68.17	67.80	58.50	57.79	1.57	0.98	1.13	1.15		
S1-RCt3ℓ1	30.11	91.18	110.34	117.00	134.88	1.45	0.82	0.77	0.67		
S1-RCt1ℓ2	27.75	56.61	52.31	39.00	57.70	1.26	1.06	1.41	0.96		
S1-RCt2ℓ2	30.69	82.34	67.80	58.50	82.72	1.36	1.19	1.38	0.98		
S1-RCt3ℓ2	30.11	93.04	110.34	117.00	161.72	1.15	0.83	0.79	0.57		
S2-RCt1ℓ1	26.48	55.48	51.75	39.00	40.50	1.34	1.04	1.38	1.33		
S2-RCt2ℓ1	30.20	68.37	67.60	58.50	57.84	1.58	0.99	1.14	1.15		
S2-RCt3ℓ1	30.69	77.38	110.58	117.00	134.63	1.98	0.69	0.65	0.57		
S2-RCt1ℓ2	27.26	66.80	52.09	39.00	57.76	1.56	1.24	1.65	1.13		
S2-RCt2ℓ2	29.13	72.49	67.15	58.50	83.05	1.83	1.05	1.20	0.85		
S2-RCt3ℓ2	28.24	72.75	109.56	117.00	163.05	2.14	0.65	0.61	0.44		
RCt2ℓ1	31.19	65.04	68.00	58.50	57.75	—	0.96	1.11	1.13		
RCt2ℓ2	25.60	69.83	65.62	58.50	83.91	—	1.06	1.19	0.83		

## 第五章 結論與建議

### 5.1 結論

本研究主要探討鋼筋混凝土(SRC)梁構件承受扭矩作用之強度與行為，進行 16 組試體之試驗。試體承受純扭矩，邊界條件較為理想化與實際 SRC 梁端與柱之連接條件不同。研究成果結論如下。

1. SRC 試體之扭矩-扭轉角行為異於 RC 試體，SRC 試體於達到極限扭矩強度後，呈現較緩慢之強度下降，能有較佳的韌性行為。
2. SRC 試體包覆 H 型鋼骨，因鋼骨之扭矩強度低，故 SRC 試體較 RC 試體於極限扭矩強度僅有些微的提昇。
3. SRC 試體內之橫向扭力筋量之增大將實質提昇試體之扭矩強度。配置#3@10 cm 橫向扭力筋系列試體之實驗值幾乎皆高於規範計算值，然而配置雙排#3 @10 cm 之橫向扭力筋試體之實驗值遠小於規範之計算值，尚待後續之研究。
4. 包覆不同鋼骨深度的 SRC 試體之極限扭矩強度無一致性的試驗結果。
5. 增加縱向扭力筋能提昇 SRC 試體的極限扭矩強度，惟於橫向扭力筋量越高之情況下，縱向扭力筋於 SRC 試體的扭矩強度之影響越

小。

## 5.2 建議

1. 試驗結果顯示 SRC 試體於達到其極限扭矩強度時，H 型鋼骨尚未降伏，其扭矩強度遠小於鋼骨全斷面塑性扭矩強度；H 型鋼於扭矩強度之貢獻相對於 RC 甚小，於設計上可保守的忽略 H 型鋼的扭矩強度。
2. SRC 試體之橫向扭力筋為雙排#3 @10 cm 無法發揮規範計算之扭矩強度，值得後續之研究以確保極限扭矩強度計算式之準確性。





## 參考文獻

- American Concrete Institute. (2005) Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05). Detroit..
- American Institute of Steel Construction. (2005) Seismic Provisions for structural steel buildings. Chicago (IL).
- American Institute of Steel Construction. (2005) Specification for structural steel buildings. Chicago (IL).
- Ashour, S. A., Samman, T. A., and Radain, T. A., (1999) Torsional Behavior of High-Strength Concrete Deep Beams. *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 6, November-December 1999, pp. 1049-1058.
- Bhatti, M. A., and Almughrabi, A., (1996) Reined Model to Estimate Torsional Strength of Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 5, September-October 1996, pp. 614-622.
- Boresi, A. P., Schmidt, R. J., and Sidebottom, O. M., (1993) *Advanced Mechanics of Materials*.
- El-Niema, E. I., (1993) Fiber Reinforced Concrete Beams under Torsion. *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 5, September-October 1993, pp. 489-495.
- Fang, I.-K., and Shiau, J.-K., (2004) Torsional Behavior of Normal- and High-Strength Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, May-June 2004, pp. 304-313.
- Hsu, H.-L., and Wang, C.-L., (2000) Flexural-Torsional Behaviour of Steel Reinforced Concrete Members Subjected to Repeated Loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 667-682.

- Hsu, T. T. C., (1990) Shear Flow zone in torsion of reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 3206-3226.
- Hsu, T. T. C., (1991) Nonlinear Analysis of Concrete Torsional Members. *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, November-December 1991, pp. 674-682.
- Koutchoukali, N.-E., and Belarbi, A., (2001) Torsion of High-Strength Reinforced Concrete Beams and Minimum Reinforcement Requirement. *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, July-August 2001, pp. 462-469.
- Leu, L.-J., and Lee, Y.-S., (2000) Torsion Design for Reinforced Concrete Rectangular Members. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 2, February 2000, pp. 210-218.
- Nanni, A., (1990) Design for Torsion Using Steel Fiber Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 6, November-December 1990, pp. 556-564.
- Phatak, D. R., and Dhonde, H.B., (2003) Dimensional Analysis of Reinforced Concrete Beams Subjected to Pure Torsion. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 11, November 2003, pp. 1559-1563.
- Pi, Y.-L., and Trahair, N. S., (1994) Inelastic Bending and Torsion of Steel I-Beams. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 12, December 1994, pp. 3397-3417.
- Pi, Y.-L., and Trahair, N. S., (1995) Inelastic Torsion of Steel I-Beams. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 4, April 1995, pp. 609-620.
- Rahal, K. N., and Collins, M. P., (1995) Analysis of Sections Subjected to Combined Shear and Torsion — A Theoretical Model. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 4, July-August 1995, pp. 459-469.

- Rahal, K. N., and Collins, M. P., (1996) Simple Model for Predicting Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Sections. *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, November-December 1996, pp. 658-666.
- Rao, T. D. G., and Seshu, D. R., (2003) Torsion of Steel Fiber Reinforced Concrete Member. *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, pp. 1783-1788. 2877-2895.
- Rasmussen, L. J., and Baker, G., (1995) Torsion in Reinforced Normal and High-Strength Concrete Beams – Part 1: Experimental Test Series. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, January-February 1995, pp. 56-62.
- Rasmussen, L. J., and Baker, G., (1995) Torsion in Reinforced Normal and High-Strength Concrete Beams – Part 2: Theory and Design. *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 2, March-April 1995, pp. 149-156.
- Tavio, and Teng, S., (2004) Effective Torsional Rigidity of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 2, March-April 2004, pp. 252-260.
- Trahair, N. S., and Pi, Y.-L. (1997) Torsion, Bending and Buckling of Steel Beams. *Engineering Structural*. Vol.19, No.5, pp. 372-377.
- Wafa, F. F., Hasnat, A., and Tarabolsi, O. F., (1992) Prestressed Fiber Reinforced Concrete Beams Subjected to Torsion. *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 3, May-June 1992, pp. 272-283.
- Wafa, F. F., Shihata, S. A., Ashour, S. A., and Akhtaruzzaman, A. A., (1995) Prestressed High-Strength Concrete Beams Under Torsion. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 9, September 1995, pp. 1280-1286.
- Wang, C.-K. and Salmon, C. G. (1992) Reinforce Concrete Design. Harper Collins Publishers.

Wang, W., and Hsu, C.-T. T., (1997) Limit Analysis of Reinforced Concrete Beams Subjected to Pure Torsion. Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 1, January 1997, pp. 86-94.

日本建築學會 (2001) ，「鋼骨鐵筋混凝土構造計算規準同解說」。

內政部 (2004) ，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。

方一匡、蕭志坤、李俊興 (1999) ，「高性能混凝土預力樑之抗扭行為研究」，中國土木水利工程學刊，第十一卷，第三期，493-501 頁。

王志倫 (1996) ，「扭矩影響下之鋼骨鋼筋混凝土構件行為」，國立中央大學土木工程學系研究所碩士論文。

粟文楷 (1999) ，「鋼筋混凝土箱形梁受純扭矩作用之行為研究」，私立中原大學土木工程研究所碩士論文。

梁禮麟 (2000) ，「中空鋼骨鋼筋混凝土扭轉撓曲行為研究」，國立中央大學土木工程學系研究所碩士論文。

謝宗成 (2001) ，「含斜拉鋼筋之鋼骨鋼筋混凝土撓曲扭轉行為研究」，國立中央大學土木工程學系研究所碩士論文。

吳家偉 (2001) ，「鋼筋混凝土受彎矩與扭矩作用下之行為研究」，私立中原大學土木工程研究所碩士論文。

林秉儀 (2004) ，「輕質骨材鋼骨鋼筋混凝土撓曲扭轉行為」，國立中央大學土木工程學系研究所碩士論文。

## 附錄A 審查意見與答覆

### 一、期初審查意見與答覆

會議日期：97年3月14日

主持人：李主任秘書玉生

報告人：陳誠直

#### 邱顧問昌平

1. 國內外對 RC 構件 (實心與空心) 之扭矩試驗及分析已有不少成果，SRC 相關實驗較少，故本研究值得推動。

答覆：謝謝肯定。

2. 由表 1 中十多個試體規劃，欲探討之變數有 S 斷面、 $f'_c$ 、縱向主筋與橫向扭力筋等，如此多之變數，要由試驗獲得有用之發現，實屬不易。建議再做一些理論試算，決定合宜之 S 及縱向主筋等，重新設定表 1 之試體計畫。

答覆：已重新規劃試體，試體之參數已刪除混凝土強度，所有試體採 4000 psi 混凝土。依建議已重新試算，調整型鋼尺寸與縱向主筋量。

#### 高教授健章

1. 試驗裝置應可滿足試驗目的，惟為達到純扭矩而無剪力與撓應力之導入，其加力點 (加載懸臂鋼梁) 應能對準左邊旋轉支點線上。

答覆：已重新規劃試驗裝置，可使試體達到純扭矩而無剪力與撓

應力。

### 陳教授正平

1. 本實驗未加軸力，故宜以梁構件為限；實驗裝置端部之固定不明確，易造成 warping 變形，致使 H 梁產生 normal stress，影響抗彎強度。

答覆：本研究將以 SRC 梁構件為限。已重新規劃試驗裝置使試體受純扭矩。

2. 本實驗建議分析 H 梁之扭轉常數與實驗成果之關係，且實驗前建議先設計鋼筋，較能驗證成果；另外在實驗操作上建議試體橫躺較易施力及固定。

答覆：研究將依建議探討 H 梁之扭轉常數與實驗成果之關係。試體已重新設計以驗證參數之影響。試驗裝置將以梁試體橫躺進行試驗。

### 陳教授正誠

1. 試體之參數中， $f'_c$  採用 3000 psi 及 5000 psi，兩者之差異不大，可考慮僅使用 4000 psi，試體可以使用在其他較為重要的參數；另外鋼骨的大小亦可能是一個重要的參數。

答覆：試體已規劃為採用單一混凝土強度 4000 psi。因考慮到鋼骨之深度對 SRC 試體扭矩強度會有所影響，已增加鋼骨為參數之一。

2. 試體的扭力邊界條件應明確，且試體裝置可能無法完全排除彎

矩，請研究團隊再行確認。

答覆：試體裝置已修正，使得試體受純扭矩作用。

### 李技師天河

1. 本研究計畫既以「提出 SRC 構件扭矩強度之計算式」為預期成果，惟僅製作梁構件試體，有關柱構件試體之試驗建議後續另案研究，並於本計畫中敘明。

答覆：將於全報告中明述本計畫僅探討梁構件承受純扭矩之行為，有關柱構件之試驗將於建議中說明。

2. 本計畫僅以 12 個試體做試驗，其結果是否可達到「提出 SRC 構件扭矩強度計算式」？建議釐清或確認。

答覆：因文獻少有 SRC 構件之實驗資料，本計畫實驗結果必能有所助益於 SRC 構件扭矩強度之計算。

3. 本案實驗 12 個試體之  $f'_c$  取 3000 psi 及 5000 psi，建議加取  $f'_c=4000$  psi，以確認  $f'_c$  對扭矩強度之影響。

答覆：綜合審查委員之意見，且考慮混凝土強度於設計公式上對扭矩強度之影響不大，故全部試體將採 4000 psi 之普通強度混凝土。

4. 表 1 試體編號 F1-5 規劃橫向扭力筋為 #3@5 cm，是否適當，請確認。

答覆：#3@5 cm 之橫向扭力筋試體將修改為 2 組 #3@10 cm 之橫向

扭力筋支配置。

### 陳技師村林

1. 梁之扭矩效應，一般考慮上下及兩側主筋之作用，實驗試體以擺放上下層主筋為主，有腰筋試體只有兩個，試驗結果是否有足夠比較利益，請考量。

答覆：試體已重新規劃為將縱向主筋擺放於斷面上下層與兩側，並探討不同之縱向主筋量時於扭矩強度之影響。

2. 試體僅考慮混凝土之差異(3000 psi 及 5000 psi)，是否有可能同時考慮鋼筋 $f_y$ 不同時之影響(對縱向鋼筋之影響)。

答覆：因試體數量有所限制，縱向鋼筋之降伏強度將不列入本計畫之研究。

### 王技師亭復

1. 本研究案宜著重在 SRC “梁” 扭矩強度的研究，一般梁 “柱” 受扭矩部分較小，且實際應用均避免扭矩發生。

答覆：本計畫將著重於 SRC 梁構件扭矩強度與行為之研究。

2. 有關實驗試體規劃，應依相關規範先行設計，例如 SRC 梁中之 RC 部分依 ACI-318-02 規定，鋼骨部分則依 AISC-05 及我國 SRC 設計及施工規範之相關規定，並計算其彎曲剪力及扭矩等強度之預估值，且構件排筋(含扭力筋)及鋼材(是否需加抗扭加勁材)均須合乎各該規範細部規定辦理。



答覆：試體規劃為承受純扭矩，已依相關規範設計試體之細部。

3. 計畫書中“圖 1 試體圖”與“表 1 試體編號與參數”以及“圖 2 試驗設置”三者似乎不吻合，圖 1 與圖 2 試體理論配筋亦會不同，究竟採用何種配筋，宜予預估其抗彎、抗剪及扭矩強度。

答覆：試體規劃、試體圖與試體設置已適度修正，試體之規劃為以不同配製之參數，以試驗結果驗證相關規範之預估純扭矩強度。

4. 表 1 中之梁橫向配筋宜包含抗剪及抗扭矩筋，一般作業橫向鋼筋間距小於 10 公分均以雙筋排置，橫向扭力筋部分試體為 #3@5 cm，宜改為 2-#3@10 cm，又 F2-5 試體抗扭筋應為 2-#3@10 cm 之誤。

答覆：試體規劃為純扭矩作用，故橫向配筋僅考慮扭矩作用。橫向扭力筋#3@5 cm 之試體已修改為 2 組#3@10 cm 之橫向扭力筋。

## 二、期中審查意見與答覆

會議日期：97 年 7 月 18 日

主持人：王組長榮進

報告人：陳誠直

### 邱顧問昌平

1. SRC 構件扭矩行為之理論與相關規範之檢討與了解已十分充足；  
試體規劃兩種尺寸之 S 構鋼梁與不同之縱向主筋，與橫向扭力筋，  
皆已製作完竣，符合預期進度。

答覆：謝謝肯定。

2. 試驗加載方式採用 Fang, I.-K. 等(2004)之作法，請及早計算加載梁  
及相對之加載與量測計畫。

答覆：試驗設置已更改，將依預期進度儘快進行，並加載與量測  
計畫。

### 陳教授正平

1. 由於 H 型鋼屬開放斷面，抗扭勁度甚低，因此其抗扭之貢獻甚低，  
一般設計不予考慮，此部分建議勿納入規範。

答覆：SRC 構件中 H 型鋼提供較低之抗扭強度，將於試驗後討論  
其貢獻。

2. H 型鋼參與扭矩，恐會因 warping 效應而降低抗撓曲能力。另建議  
與純 RC 構件比較扭力強度。

答覆：本計畫中試體編號 RCt2l1 與 RCt2l2 為純 RC 構件，可用以比較 SRC 試體之扭力強度。

### 詹教授添全

1. 為避免鋼骨之 web 之 buckling 影響，建議在梁下方增加 strain gauge 之量測作為比較。另建議增加對照組之純 RC 梁予以比較。

答覆：因考量試體上下對稱，故並未設置下方之應變計。試體規劃兩組純 RC 梁與 SRC 梁比較。

### 中華民國建築師公會全國聯合會 王建築師世昌

1. SRC 構件扭矩強度之研究國內尚無實驗資料及計算方式，本研究值得推動。

答覆：謝謝肯定。

2. 以組合應力而言，SRC 內部型鋼之翼板主要用來抵抗彎矩，如欲用來抵抗扭矩，建議應限制使用比例，例如  $f_t/F_T \leq 0.15$  或有不同限制。

答覆：本計畫僅探討 SRC 梁承受純扭矩之行為，SRC 梁同時受扭矩與彎矩作用，尚待後續計畫研究。

### 三、期末審查意見與答覆

會議日期：97 年 12 月 2 日

主持人：何所長明錦

報告人：陳誠直

#### 王技師亭復

1. 本研究以實驗驗證構件之扭矩行為，因此在與 ACI 318-05 規範比較時，其  $T_n = T_c + T_s$  值中仍應考慮混凝土扭矩  $T_c = T_u \cdot P_h / (1.7A_{oh})$  (其中  $T_u = 1.06 \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp})$ ) 之貢獻，建議表 3.2 ACI 318-05 及 Hsu 欄內增加  $T_c$  欄位後再作比較。

答覆：ACI 318-05 規範中計算  $T_n$  時並無另外計算  $T_c$ ，而 Hsu 之計算式中已考慮混凝土軟化之應力與應變關係，利用諧和平衡方程式，計算出  $T_n$ ，故表 3.2 未加入  $T_c$  欄位比較之。

2. 由試體 S1、S2 及純 RC 構件試驗圖 4.12-4.17 及表 4.1 觀察，試驗達到  $T_n$  後，扭矩因開始重新分配而降低，依 ACI-318 規範  $T_n = T_u / \phi$  中  $\phi = 0.75$  (安全係數為 1.33)，則若實驗值降低 75% 仍在安全之標準下，用以  $(T_n, 0.75T_n)$  及扭轉角  $(\phi_n, \phi_{0.75n})$  之後段降低斜率，例如  $(T_n - 0.75T_n) / (\phi_n - \phi_{0.75n})$  則可以比較 S1, S2 及純 RC 試體之最大扭矩後之韌性行為。

答覆：SRC 試體達極限扭矩強度後其強度下降緩慢，因實驗設備與試體破壞行為緣故，甚多試體無法計算至  $\phi_{0.75n}$  斜率，故僅定性討論各試體達極限強度後之韌性行為。

3. 扭力縱向鋼筋  $A_{\ell}$  之貢獻在於傳遞扭力之水平分力，在試體設計時

是否亦根據 ACI 318-05 規範(本報告 2.11 式)計算以匹配假設之橫向扭力筋，方能以 ACI、Hsu 及實驗值比較。

答覆：試體之規劃  $\ell 1$  系列之試體其橫向扭力筋與扭力縱向鋼筋是根據 ACI 規範計算相互匹配的。 $\ell 2$  系列之試體則取較多量的縱向鋼筋能以比較其差異。

### 許教授協隆

1. 鋼骨量對構件之行為有相當之影響，本試驗之各試體鋼骨比為何，請加以說明。另外，試體 S1-RC $t3\ell 1$  之試驗強度較低，亦請討論原因。

答覆：S1 系列 SRC 試體之鋼骨比為 3.1%，S2 系列 SRC 試體之鋼骨比為 4.0%。 $t3$  系列試體之試驗強度較  $t2$  系列與  $t2$  系列為高，然而與規範計算值之比值則較低，值得後續之研究。

2. 各試體試驗強度與依 ACI 規範計算值之比例並不相同，建議待試驗全部完成後，分析其設計應用數值之大小。

答覆：實驗值與計算值之比較列於表 4.2，並於 4.5 節詳細討論。

### 邱顧問昌平

1. 變更之試驗裝置在加載端及固定端皆採圓弧形支承座，此圓弧形介面間有摩擦力，加載愈大，則損耗之扭矩愈大，此由表 4.2 之  $T_{n(exp)}/T_{u(calc)}$  比值變化可看出，請研究團隊加以考量。

答覆：於扭轉固定端加設之荷重元可計算施加之扭矩，且無摩擦

力之問題。

2. 試驗過程中之裂縫生成次序建議以手繪方式擇要表達，會比照片清楚些。

答覆：已增加裂縫生成次序圖。

### 蔡教授益超

1. 因混凝土壓桿需與扭力筋及縱向筋平衡，如果  $A_{\ell}$  配太少，橫向扭力筋可能無法發揮。請研究團隊詳加說明試體所用的縱向鋼筋量  $A_{\ell}$  是如何決定，且在縱向鋼筋實驗時有無貼應變計。

答覆：S1 系列試體之規劃，扭力縱向鋼筋  $A_{\ell}$  之設計乃依據 ACI 318-95 依橫向扭力筋計算而得。縱向鋼筋有貼應變計，應變計量測之結果討論於 4.4 節。

2. SRC 的韌性較 RC 好，是否因鋼骨的  $T-\phi$  關係當降伏後具良好韌性，請說明。

答覆：試驗結果顯示 SRC 試體內之鋼骨並未達降伏，故 SRC 的韌性較好並非因鋼骨的降伏，推測其原因可能因 SRC 試體產生裂縫且延伸至試體中心時，鋼骨於 SRC 試體中心具有加勁之效果。

### 高名譽教授健章

1. 以實體試驗所得結果之真實性應無問題，惟試體之邊界條件較為理想化，與實際 SRC 梁端與柱之連接條件不同，尤其箱型鋼柱，梁鋼筋之端部錨定較不周全。因此為防業者誤用本研究結果，除

需再深入研究此問題外，更需於結論上陳述本研究之前提條件。

答覆：已於結論陳述本研究之前提條件。

2. 扭力測定建議由固定端量測較為準確。

答覆：已在固定端加裝荷重元以計算試體之扭力值。

### 中華民國結構技師公會全國聯合會 胡技師銘煌

1. 依研究目的“預期建立 SRC 構件扭矩強度計算式”係技師最關心部分。本期末報告尚未完成，惟從表 4.2 扭矩強度規範與實驗值之比較，發現大部分試驗結果皆和 ACI-318-89 RC 規範及 Steel 規範疊加結果接近。

答覆：SRC 試體之扭矩強度試驗結果於 4.5 節內討論。

2. 有兩組試驗結果與 ACI 318-89, ACI 318-95 及徐教授等三者比較，皆出現相同之異常現象，建議研究團隊進一步討論。

答覆：*t3* 系列之試體(橫向扭力筋雙排#3 @10 cm)其扭矩強度較之規範計算值小，尚待後續之研究其原因。





## 附錄 B 試體扭矩強度計算例

表 3.2 試體扭矩強度之計算，取兩組試體 S1-RCt2l1 與 S1-RCt2l2 為例，計算如下。RC 部份之扭矩強度分別以 ACI 318-89、ACI 318-95 與 Hsu (1990)之公式計算，鋼骨部份之扭矩強度則以全斷面塑性扭矩計算。

### B.1 試體 S1-RCt2l1

(一) 依據 ACI 318-89 規範

$$T_c = \frac{0.067\sqrt{f'_c} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4V_u}{C_t T_u}\right)^2}} = 0.067 \times (350)^2 \times 550 \times \sqrt{27.58} = 23.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_s = \frac{A_t \alpha_t x_1 y_1 f_y}{s} = \frac{\left[0.66 + 0.33 \left(\frac{460.48}{260.48}\right)\right] \times 260.48 \times 460.48 \times 71 \times 275.79}{100} = 29.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_n = T_s + T_c = 52.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(二) 依據 ACI 318-95 規範

$$A_o = 0.85 \times A_{oh} = 0.85 \times 460.48 \times 260.48 = 101953.96 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \cot \theta = \frac{2 \times 101953.96 \times 71 \times 275.79}{100} \times 1 = 39.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(三) 依據 Hsu (1990)

假設  $t_d = 50 \text{ mm}$

$$p_0 = p_c - 4\xi t_d = 2(350 + 550) - 4 \times 1 \times 50 = 1600 \text{ mm}$$

$$A_0 = A_c - \frac{t_d}{2} p_c + \xi t_d^2 = 550 \times 350 - 1800 \left(\frac{50}{2}\right) + (50)^2 = 150000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_t f_y}{p_0} = \frac{1032 \times 275.79}{1600} = 177.88$$

$$\frac{A_t f_{ty}}{s} = \frac{71 \times 275.79}{100} = 195.81$$

$$\cos^2 \theta = \frac{\left( \frac{A_\ell f_{\ell y}}{p_0} \right)}{\left( \frac{A_\ell f_{\ell y}}{p_0} \right) + \left( \frac{A_t f_{ty}}{s} \right)} = \frac{177.88}{177.88 + 195.81} = 0.48$$

$$\sin^2 \theta = 0.52 \quad (\theta = 46.15^\circ)$$

$$\zeta = \frac{\left( \frac{A_\ell f_{\ell y}}{p_0} \right) + \left( \frac{A_t f_{ty}}{s} \right)}{0.80 f'_c t_d} = \frac{177.88 + 195.81}{0.8 \times 27.58 \times 50} = 0.34$$

$$t_d = \frac{A_0 \zeta^2}{p_0 \sin^2 \theta \cos^2 \theta} = \frac{150000 \times (0.34)^2}{1600 \times 0.48 \times 0.52} = 43.42 \text{ mm} \quad \text{N.G.}$$

重複上述步驟，假設  $t_d = 47.62 \text{ mm}$

$$\rightarrow t_d = 47.615 \text{ mm} \doteq 47.62 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

此時  $\cot \theta = 0.95$  ( $\theta = 46.47^\circ$ )

$$T_n = \frac{2 A_0 A_t f_{yv}}{s} \cot \theta = \frac{2 \times 101953.96 \times 71 \times 275.79}{100} \times 0.95 = 37.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(四) 全斷面塑性扭矩

$$T_p = \tau_y \left[ t_f^2 \left( b_f - \frac{t_f}{3} \right) + \frac{t_w^2}{2} \left( d + \frac{t_w}{3} \right) - t_f t_w^2 \right]$$

$$= (0.577 \times 248.21) \left[ (14)^2 \left( 140 - \frac{14}{3} \right) + \frac{(9)^2}{2} \left( 250 + \frac{9}{3} \right) - 14 \times (9)^2 \right] = 5.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## B.2 試體 S1-RCt2l2

(一) 依據 ACI 318-89 規範計算，其扭矩強度同 S1-RCt2l1

$$T_n = 54.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(二) 依據 ACI 318-05 規範計算，其扭矩強度同 S1-RCt2l1

$$T_n = 39.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(三) 依據 Hsu (1990)

假設  $t_d = 70 \text{ mm}$

$$p_0 = p_c - 4 \xi t_d = 2(350 + 550) - 4 \times 1 \times 70 = 1520 \text{ mm}$$

$$A_0 = A_c - \frac{t_d}{2} p_c + \xi t_d^2 = 550 \times 350 - 1800 \left( \frac{70}{2} \right) + (70)^2 = 134400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_l f_{ly}}{p_0} = \frac{1600 \times 275.79}{1520} = 290.31$$

$$\frac{A_t f_{ty}}{s} = \frac{71 \times 275.79}{100} = 195.81$$

$$\cos^2 \theta = \frac{\left( \frac{A_l f_{ly}}{p_0} \right)}{\left( \frac{A_l f_{ly}}{p_0} \right) + \left( \frac{A_t f_{ty}}{s} \right)} = \frac{290.31}{290.31 + 195.81} = 0.60$$

$$\sin^2 \theta = 0.40 \quad (\theta = 39.23^\circ)$$

$$\zeta = \frac{\left( \frac{A_l f_{ly}}{p_0} \right) + \left( \frac{A_t f_{ty}}{s} \right)}{0.80 f_c' t_d} = \frac{290.31 + 195.81}{0.8 \times 27.58 \times 70} = 0.31$$

$$t_d = \frac{A_0 \zeta^2}{p_0 \sin^2 \theta \cos^2 \theta} = \frac{134400 \times (0.31)^2}{1520 \times 0.4 \times 0.6} = 36.42 \text{ mm} \quad \text{N.G.}$$

重複上述步驟，假設  $t_d = 56.15 \text{ mm}$

$$\rightarrow t_d = 56.14 \text{ mm} \doteq 56.15 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\cot \theta = 1.20 \quad (\theta = 39.81^\circ)$$

$$T_n = \frac{2 A_0 A_t f_{yv}}{s} \cot \theta = \frac{2 \times 101953.96 \times 71 \times 275.79}{100} \times 1.20 = 47.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(四) 全斷面塑性扭矩同 S1-RCt2l1， $T_p = 5.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$



鋼骨鋼筋混凝土構件扭矩強度與行為研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(08) 8912 7890

地址：台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：王榮進、陳誠直、陳璿至、朱致潔

出版年月：97 年 12 月

版(刷)次：初版

工本費：

GPN：

ISBN：978-986-01-6904-1