

第四章 實驗結果與討論

4.1 反復載重與位移遲滯迴圈

圖 4.1 與圖 4.2 分別顯示試體 SRC1-BOX-N (簡稱試體 SRC1) 與試體 SRC2-BOX-S (簡稱試體 SRC2) 受反復載重作用時之載重與位移遲滯迴圈(Hysteretic Loop)。由圖中可看出遲滯迴圈的曲線相當飽滿，顯示試體 SRC1 具有良好的韌性。

本研究定義 MTS 致動器收縮時之位移方向及載重為正值；MTS 致動器伸長時之位移方向及載重為負值。為了觀察混凝土的開裂情形，試驗前於 SRC 柱表面粉刷白漆以便觀察裂縫之情形。以下描述本研究之試體在試驗進行中所觀察到的現象。

試體 SRC1-BOX-N

試體 SRC1 之正、負最大載重分別為 +741 kN 與 -782 kN，發生在梁端位移為 $7\Delta_y$ 時。試體 SRC1 在梁端進入 $2\Delta_y$ 時接頭區側面混凝土表面出現細微裂縫。當位移進入 $4\Delta_y$ 時，梁翼板與 SRC 柱交接處之混凝土表面輕微壓裂。梁端位移進入 $7\Delta_y$ 時，梁翼板發生輕微的塑性變形。當位移進入 $8\Delta_y$ 時，梁翼板已產生明顯的塑性變形。隨著迴圈增加，梁的塑性變形愈趨明顯，梁腹板也產生鼓起現象。當位移進入 $10\Delta_y$ 時，梁翼板與 SRC 柱交接處之混凝土輕微被擠壓開。當位移進入 $12\Delta_y$ 時，梁塑性變形更大，試體強度下降到最大載重的 62%，認定試體已破壞，故停止試驗。

如照片 4.1 所示，此組試體之鋼梁發展出良好的塑性鉸。鋼梁之塑性鉸產生於 SRC 柱混凝土面以外約 150 mm 處，梁翼板發生明顯塑性變形區域之長度約有 400 mm。

實驗最終結果顯示，試體接頭區之混凝土大致保持良好，沒有明顯開裂現象，僅於接頭區側面之混凝土出現細微的裂縫，梁翼板與 SRC 柱交接處之混凝土僅輕微被擠壓開，如照片 4.2 所示。

試體 SRC2-BOX-S

試體 SRC2 之正、負最大載重分別為 +739 kN 與 -607 kN，發生在梁端位移為 $7\Delta_y$ 時。試體 SRC2 在梁端位移進入 $3\Delta_y$ 時，接頭區側面混凝土表面出現細微裂縫。在位

移進入 $5\Delta_y$ 時，接頭區梁翼板附近之混凝土沿剪力釘產生細微水平裂縫。位移進入 $6\Delta_y$ 時，梁翼板開始產生輕微的塑性變形。隨著迴圈增加，梁的塑性變形愈趨明顯，梁腹板也產生鼓起現象。當位移進入 $11\Delta_y$ 時，梁翼板附近之混凝土進一步被擠壓。位移進入 $12\Delta_y$ 時，梁塑性變形更大。當進入 $14\Delta_y$ 時，發現強度下降到最大載重的 59%，認定試體已破壞，停止試驗。

如照片 4.3 所示，此組試體之鋼梁發展出良好的塑性鉸。鋼梁之塑性鉸產生於 SRC 柱混凝土面以外約 150 mm 處，梁翼板發生明顯塑性變形區域之長度約有 400 mm。

實驗最終結果顯示，試體接頭區之混凝土大致保持良好，沒有明顯開裂現象，僅於接頭區側面之混凝土出現細微的裂縫，梁翼板與 SRC 柱交接處之混凝土僅輕微被擠壓開，如照片 4.4 所示。

4.2 梁柱接頭之變形量測與分析

4.2.1 梁端位移與接頭轉角

在梁柱接頭的層間變位角(Interstory Drift Angle)方面，本研究參考 FEMA 之定義來計算層間變位角，如圖 4.3 所示。試體的層間變位角定義為 $\theta = \delta / (L_b + D/2)$ ，其中 δ 為梁端位移， $L_b + D/2$ 為柱心至梁端施力點之距離（SRC 柱心至梁端施力點距離為 2305 mm）。

如圖 4.4 所示，梁柱接頭試體之梁端總位移 δ_t 之來源主要包括二種變形分量，分別為 SRC 柱變形所造成的梁端變形分量 δ_{ct} 及鋼梁本身的變形分量 δ_{bt} ：

$$\delta_t = \delta_{ct} + \delta_{bt} \quad (4-1)$$

相對於梁端總位移為 δ_t 時之梁柱接頭總轉角 θ_t 為：

$$\theta_t = \delta_t / (L_b + D/2) \quad (4-2)$$

其中 L_b 為梁端施力點至柱面之距離， D 為 SRC 柱斷面深度。

另一方面，根據配置於 SRC 柱接頭區的兩支 LVDT(如圖 3.12 所示)所量測之位移 δ_1 與 δ_2 ，可計得 SRC 柱變形所引致的梁端變形轉角分量 θ_{ct} ：

$$\theta_{ct} = \frac{\delta_1 - \delta_2}{d_b} \quad (4-3)$$

故可求出 SRC 柱變形所引致之梁端變形 δ_{ct} 為：

$$\delta_{ct} = \theta_{ct} \left(L_b + \frac{D}{2} \right) \quad (4-4)$$

鋼梁本身變形所造成之梁端位移分量 δ_{bt} 近似一懸臂梁自由端受集中荷重所造成之變位，梁端總位移可由 MTS 致動器之位移計讀出，將梁端總位移減去柱變形引致之梁端位移分量即可求得 δ_{bt} ：

$$\delta_{bt} = \delta_t - \delta_{ct} \quad (4-5)$$

由鋼梁變形所造成之試體變形轉角 θ_{bt} 可由梁柱接頭總變形轉角 θ_t 減去柱總變形所引致之試體轉角 θ_{ct} 而得：

$$\theta_{bt} = \theta_t - \theta_{ct} \quad (4-6)$$

鋼梁之塑性轉角 θ_{bp} 可以由鋼梁總轉角 θ_{bt} 扣除鋼梁之彈性轉角 θ_{be} 計得：

$$\theta_{bp} = \theta_{bt} - \theta_{be} \quad (4-7)$$

其中 $\theta_{be} = M_{Beam} / k$ ， M_{Beam} 為鋼梁彎矩， k 為根據鋼梁彎矩與梁柱接頭總轉角 θ_t 之關係曲線求取圖形線性階段之彈性勁度。

4.2.2 試體之變形轉角量測與分析結果

表 4.1 顯示本研究兩組梁柱接頭試體之變形轉角的量測與分析結果，表中所列之值係指鋼梁之自由端達到最大位移時(極限狀態)所對應之各種轉角。表中顯示各梁柱接頭試體於極限狀態時之接頭總轉角(θ_t)_u、鋼梁轉角(含鋼梁總轉角 θ_{bt} 、鋼梁彈性轉角 θ_{be} 、鋼梁塑性轉角 θ_{bp})與 SRC 柱之總轉角 θ_{ct} 。

試體 SRC1-BOX-N

試體 SRC1 之接頭總轉角 θ_t (Total Rotation Angle)及鋼梁塑性轉角 θ_{bp} (Plastic Rotation Angle) 與鋼梁彎矩大小的變化關係分別如圖 4.1 與圖 4.5 所示。由圖中可看出遲滯迴圈的曲線相當飽滿，顯示試體 SRC1 具有良好的韌性。

試體 SRC1 於極限狀態時，梁柱接頭總轉角 θ_t 與鋼梁總塑性轉角 θ_{bp} 在正方向分別

為 6.20 % 及 5.35 % 弧度，在負方向則分別為 5.72 % 及 4.77 % 弧度，顯示試體的塑性變形能力優良，超過 AISC 耐震設計規範所規定之 4 % 弧度層間變位角之最小值。

另外在 SRC 柱總轉角 θ_{ct} 與鋼梁彎矩的關係方面，圖 4.6 顯示 SRC 柱之總轉角甚小，其變形尚在彈性階段，故 SRC 柱之轉角相對於梁柱接頭總轉角的貢獻相當有限。因此，在 SRC 柱總轉角甚小的情形下，試體 SRC1 在接頭區之混凝土並未有明顯開裂現象。

試體 SRC2-BOX-S

試體 SRC2 之接頭總轉角 θ_t 及鋼梁塑性轉角 θ_{bp} 與鋼梁彎矩大小的變化關係分別如圖 4.2 與圖 4.7 所示。由圖中可看出遲滯迴圈的曲線相當飽滿，顯示試體 SRC2 具有良好的韌性。

試體 SRC2 於極限狀態時，梁柱接頭總轉角 θ_t 與鋼梁總塑性轉角 θ_{bp} 在正方向分別為 6.68 % 及 5.73 % 弧度，在負方向則分別為 6.68 % 及 6.00 % 弧度，顯示試體的塑性變形能力優良，超過 AISC 耐震設計規範所規定之 4 % 弧度層間變位角之最小值。

另外在 SRC 柱總轉角 θ_{ct} 與鋼梁彎矩的關係方面，圖 4.8 顯示 SRC 柱之總轉角甚小，其變形尚在彈性階段，故 SRC 柱之轉角相對於梁柱接頭總轉角的貢獻相當有限。因此，在 SRC 柱總轉角甚小的情形下，試體 SRC2 在接頭區之混凝土並未有明顯開裂現象。

4.2.3 配置剪力釘之影響

根據以上兩組試體之梁柱接頭轉角分析結果，可以看出兩組試體的塑性變形能力均相當優良，梁柱接頭之總轉角分別可以達到 6.2 % 與 6.7 % 弧度。

對於箱型鋼柱表面未配置剪力釘的試體 SRC1-BOX-N 而言，其正負方向於極限狀態時之接頭總轉角 $(\theta_t)_u$ 分別達到 6.20 % 及 5.72 % 弧度，顯示在 SRC 柱內的箱型鋼骨表面不配置剪力釘並未明顯減損梁柱接頭試體的韌性變形能力。

另一方面，實驗結果顯示，在試體 SRC2-BOX-S 之箱型鋼柱表面配置剪力釘

對試體之韌性有稍微提昇之作用，但效果並不很明顯（相較於不配置剪力釘之試體，正方向於極限狀態時之接頭總轉角 $(\theta_t)_u$ 由 6.20 %弧度提昇至 6.68 %弧度，負方向於極限狀態時之接頭總轉角 $(\theta_t)_u$ 由 5.72 %弧度提昇至 6.68 %弧度）。

此外，為了進一步比較兩組試體之韌性，本研究分別計算兩組試體在強度降至 $0.8P_u$ 時之梁端位移 $\Delta_{0.8P_u}$ 與試體強度為 P_u 時之梁端位移 Δ_{P_u} 之比值，並定義此比值為位移韌性 μ ，即 $\mu = \Delta_{0.8P_u}/\Delta_{P_u}$ 。如圖 4.9 與圖 4.10 所示，試體 SRC1 之 $\Delta_{P_u} = 77 \text{ mm}$ ， $\Delta_{0.8P_u} = 99 \text{ mm}$ ，因此其位移韌性 $\mu = 99/77 = 1.29$ ；而試體 SRC2 之 $\Delta_{P_u} = 77 \text{ mm}$ ， $\Delta_{0.8P_u} = 110 \text{ mm}$ ，因此其位移韌性 $\mu = 110/77 = 1.43$ 。結果顯示試體 SRC2-BOX-S 在箱型鋼柱表面配置剪力釘可略微提昇試體之韌性，但效果並不顯著（未配置剪力釘時，試體之位移韌性 μ 為 1.29，在配置剪力釘後提昇至 1.43，增加約 10.9%）。

整體而言，因為試體 SRC1-BOX-N 之韌性變形能力已經足夠（超過 AISC 耐震設計規範所規定之 4 %弧度），因此從耐震設計之觀點而言，在梁柱接頭試體之 SRC 柱內的箱型鋼骨表面加配剪力釘之實質意義似乎有限。

4.3 應變計資料分析

圖 4.9 與 4.10 分別記錄試體 SRC1 及試體 SRC2 受反復載重作用之歷程中，緊鄰梁柱接頭區之鋼梁翼板表面之應變計讀數隨著梁端位移逐漸增加之變化趨勢（應變計之黏貼位置如圖 4.9(a)與 4.10(a)所示）。

由實驗記錄之鋼梁應變圖中發現，當鋼梁受反復載重時，由於鋼梁插入 SRC 柱的部份受到接頭區混凝土的圍束，使得 SRC 柱混凝土面以內的鋼梁之變形量受到控制，並一直維持在很小的應變範圍之內（如圖中應變計 F1 之讀數所示，在反復載重作用之歷程中，F1 之應變值一直維持在 0.005 以下）。

另一方面，由圖 4.9 與 4.10 觀察 SRC 柱混凝土面外 50、100 及 150 mm 的鋼梁翼板之應變計讀數（如圖中應變計 F2、F3、F4 之讀數所示）發現，當層間變位角進入 2.0%rad 之後，其應變量均隨著迴圈數的增加而逐漸增大，顯示試體的變形已慢慢移

轉至 SRC 柱混凝土面外之鋼梁，此時外力的能量主要是藉由 SRC 柱混凝土面外的鋼梁翼板產生塑性變形來消散。

以試體 SRC1 為例，由圖 4.9 之應變圖中可以發現試體 SRC1 之鋼梁翼板的最大應變值出現於層間變位角到達 5.8%rad 之時，SRC 柱混凝土面外的應變計 F2、F3、F4 之讀數（如圖中之小三角形符號所示）均遠大於混凝土面以內的應變計 F1 之讀數。很明顯的，應變計 F2、F3、F4 所在之位置正是照片 4.1(b)所顯示試體 SRC1 鋼梁塑性鉸發生之處。

再以試體 SRC2 為例，由圖 4.10 之應變圖中可以發現試體 SRC2 之鋼梁翼板的最大應變值出現於層間變位角到達 6.7%rad 之時，SRC 柱混凝土面外的應變計 F2、F3、F4 之讀數（如圖中之菱形符號所示）均遠大於混凝土面以內的應變計 F1 之讀數。很明顯的，應變計 F2、F3、F4 所在之位置正是照片 4.3(b)所顯示試體 SRC2 之鋼梁塑性鉸發生的位置。

4.4 試體之韌性與破壞模式

表 4.2 顯示本研究梁柱接頭實驗之重要結果，包括梁柱接頭之轉角與破壞模式。整體而言，兩組試體之鋼梁均可以在 SRC 柱混凝土面之外發展出良好的塑性鉸，且接頭區混凝土皆無明顯之開裂。

如 4.2 節所述，本研究參考 FEMA 之定義來計算層間變位角，如圖 4.3 所示。而試驗終止時之層間變位角定義為 $(\theta_t)_u$ ，亦為梁柱接頭最大層間變位角。本研究試體之最大層間變位角 $(\theta_t)_u$ 如表 4.2 所示。試驗終止時，試體 SRC1 的梁端最大位移為 143 mm，試體 SRC2 的梁端最大位移則為 154 mm，故試體 SRC1 之最大層間變位角 $(\theta_t)_u = 6.2\%$ 弧度，試體 SRC2 之最大層間變位角 $(\theta_t)_u$ 達到 6.7% 弧度。

在梁柱接頭區混凝土之開裂問題方面，實驗結果顯示在極限狀況時，試體接頭區之混凝土仍可保持良好狀態，只有細微的裂縫出現。兩組梁柱接頭試體均發揮良好的韌性，試體之鋼梁都在離開 SRC 柱混凝土面約 15 公分處產生塑性鉸。本研究之試體

在梁柱接頭區的混凝土得以保持良好狀態的原因，可以根據表 3.5 的資料作進一步的說明。表 3.5 中顯示本研究兩組梁柱接頭試體之「 $(V_n)_s / (V_u)_j$ 比值」均明顯大於 1.0，其中 $(V_n)_s$ 為接頭區內箱型鋼管柱腹板之標稱剪力強度， $(V_u)_j$ 為梁柱接頭區之需求剪力強度。對本研究的梁柱接頭而言，由於「接頭區內部之箱型鋼管在斷面之 X 與 Y 向各有兩片腹板」，其所能提供的抗剪強度比一般 H 型鋼骨斷面的腹板高出很多，故可以提供該區充裕之剪力強度，並可有效抑制接頭區的剪力變形，進而減少接頭區混凝土之開裂。

另一方面，假設當此 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭若為內部接頭時，其接頭區受力情形如圖 4.11 所示，其接頭區需求剪力 $(V_u)_j$ 將變成外部接頭時之兩倍。表 4.3 顯示，假設本研究兩組梁柱接頭試體若為構架內部接頭之情形，亦即柱之左右兩側均接鋼梁，此時試體梁柱接頭區之標稱剪力強度 $(V_n)_{SRC}$ 與接頭區之需求剪力 $(V_u)_j$ 之比值。表中之計算結果顯示，兩組試體之 $(V_n)_s / (V_u)_j$ 比值分別為 0.86 與 0.87，因此在內部接頭的情況下，若只考慮鋼柱腹板所提供之剪力強度將小於需求剪力。但在考慮接頭區之鋼筋混凝土所提供之強度後，兩組試體之 $(V_n)_{SRC} / (V_u)_j$ 則分別為 1.09 與 1.10，亦大於 1.0，顯示在考慮接頭區之鋼筋混凝土對剪力強度的貢獻後，接頭區仍有足夠的剪力強度。

表 4.4 顯示，假設本研究兩組梁柱接頭試體若為構架內部接頭之情況，即柱之左右兩側均接鋼梁，並假設在箱型鋼柱內填充與鋼骨外側相同強度之混凝土 ($f'_c = 35.1$ Mpa)，此時試體梁柱接頭區之標稱剪力強度 $(V_n)_{SRC}$ 與接頭區之需求剪力 $(V_u)_j$ 之比值。表中之計算結果顯示，在考慮接頭區之鋼筋混凝土所提供之強度後，因為在箱型鋼柱內填充了混凝土，使得兩組試體之 $(V_n)_{rc}$ 能大幅提高，試體之 $(V_n)_{SRC} / (V_u)_j$ 分別為 1.25 與 1.26。顯示在箱型鋼柱內填充混凝土後，接頭區可以有充裕的剪力強度。在實際工程應用上，常會在箱型鋼柱內填充混凝土以增加 SRC 柱整體抗壓強度，以盡可能的縮小柱的全斷面積。此外，箱型鋼柱內的混凝土也可因鋼管的圍束而發揮更高的強度；鋼骨之翼板也可因混凝土的包覆而避免局部挫屈的發生。

在「鋼梁與 SRC 柱」接合之梁柱交界面附近，由於「鋼梁插入 SRC 柱的部份受

到接頭區之鋼筋混凝土的有效束制」，使得鋼梁可以在 SRC 柱混凝土面之外發展出良好的塑性鉸。換言之，本研究的實驗結果顯示，梁柱接頭區之鋼筋混凝土具有成功扮演一項重要角色的潛能：「促使鋼梁之塑性鉸遠離鋼梁與 SRC 柱內部箱型鋼骨之鐸道」。

上述梁柱接頭區之鋼筋混凝土所「扮演的角色」與近年來純鋼結構建築常見的「補強式或減弱式梁柱接頭」之基本原理有相當類似之處，目的在：「促使鋼梁之塑性鉸遠離梁柱接頭處的鐸道」。不過，本研究的「鋼梁與 SRC 柱」之梁柱接頭，其鋼梁並未採取補強（如加鐸蓋板、側翼板、肋板）或減弱（如切削鋼梁翼板斷面）方式加予處理。在反復載重作用下，本研究之梁柱接頭試體仍可以發展出穩定飽滿的遲滯迴圈，且試體之鋼梁均在 SRC 柱混凝土面外產生良好的塑性鉸，發揮充分的韌性與強度。

綜合以上所述，由於梁柱接頭區內箱型鋼管之腹板能夠提供充裕的剪力強度，可有效抑制接頭區的剪力變形，進而使接頭區之混凝土可以保持良好狀態，並無明顯開裂之情形。因此接頭區的混凝土便能夠對插入之鋼梁發揮有效的束制作用，使得鋼梁可以在 SRC 柱混凝土面之外發展出良好的塑性變形，同時使鋼梁的塑性鉸(Plastic Hinge)遠離鐸道。換一個角度觀察，我們或許也可以說：S-SRC 梁柱接頭區之鋼筋混凝土成功的扮演了類似純鋼結構建築中「補強式梁柱接頭」的角色，它促使鋼梁之塑性鉸遠離梁柱接頭處的鐸道。

4.5 本研究梁柱接頭試體採用托梁式螺栓接合之特色

本研究之試體的鋼梁與箱型鋼柱之接合方式係模擬日本常用的托梁式接頭之鐸接方式。鋼梁之翼板以全滲透開槽鐸與鋼柱接合，鋼梁之腹板則以填角鐸與鋼柱接合（未採用剪力板及螺栓），如圖 3.9 所示。托梁式接頭之主要特點是梁柱接頭之鐸接事先在鋼構廠內完成（亦即先在鋼柱鐸上托梁），再運到工地用螺栓將托梁與鋼梁接合起來，故不需在工地現場進行電鐸，可避免工地鐸接所可能引起的梁柱接頭鐸接品質不穩定問題。

一般而言，為了避免塑性鉸發生在托梁與鋼梁之螺栓接合處，因此托梁需要預留足夠的長度，使塑性鉸可以順利於托梁上（非螺栓接合部）穩定發展出來，因此托梁一般約需 70cm 至 1m 以上。如此也可以使托梁與鋼梁接合之螺栓位置避開梁端彎矩較大之處，亦有助於減少接合所需之螺栓數目。

由於 SRC 柱在接頭處須配置足夠之圍束箍筋，若是傳統之鋼梁翼板銲接、腹板鎖螺栓之接合方式，則 SRC 梁柱接頭之箍筋配置勢必受到螺栓與剪力接合板的干擾；此外，一般 SRC 柱的混凝土保護層為 15 公分，因此箍筋大約會距離鋼柱表面 10 公分左右，若是剪力連接板設計不當，很可能造成箍筋孔與螺栓孔距離過近而引起撕裂破壞，如圖 4.12 所示。圖 4.13 與圖 4.14 分別顯示箱型鋼柱與十字型鋼柱之梁柱接頭採用托梁螺栓接合之示意圖。圖中可明顯看到採用托梁接合之鋼梁腹板在鋼構廠內是以銲接方式與鋼柱接合，因此在鋼梁腹板處未採用剪力板及螺栓，如此也可避免上述在梁柱接頭區 SRC 柱箍筋配置的問題。

當採用托梁接合方式時，由於托梁已在鋼構場內銲接完成，因此運到工地後 SRC 柱之箍筋將被托梁阻擋而無法順利套入。因此施工廠商應在鋼構廠進行托梁銲接前，先將 SRC 柱所用之箍筋運至鋼構廠，並將各 SRC 柱所需數量之箍筋先行套入。如此即可避免在現地施工時 SRC 柱之箍筋被托梁阻擋而無法套入的情形。

表 4.5 為 SRC 梁柱接頭處之鋼骨接合方式之優缺點比較。由表中可發現鋼骨採用「托梁螺栓之接合方式」之主要優點即為鋼骨採用「現場銲接之接合方式」之主要缺點，反之，鋼骨採用「托梁螺栓之接合方式」之主要缺點即為鋼骨採用「現場銲接之接合方式」之主要優點。因此，當面對不同的工地實際情況時，應分別從品質、成本與工期的角度來考量，並選擇最適當的施工方式，才是工程師判斷的可貴之處。