

## 第二章 梁柱接頭之改良

### 2.1 文獻回顧

北嶺地震後國內外對於提高鋼結構梁柱接頭之韌性研究已有一段時間，主要研究方向是確保梁柱接頭能產生塑性變形來消散地震力；作法為使塑性鉸發生位置遠離梁柱交界面，避免因為鐸接熱影響區和幾何不連續面等因素，使得接頭無法發揮韌性消能的能力。近期對於韌性抗彎矩梁柱接頭之改良，主要有切削減弱式接頭 (林昆德 1996；Chen et al. 1996；Plumier 1997；Engelhardt et al. 1998) 與補強型式接頭 (Uang et al. 1998；Engelhardt and Sabol 1998；Kim et al. 2002；Lee 2002；Chen et al. 2005b)，簡述如下。



#### 2.1.1 切削減弱式接頭

##### 切削式接頭

切削式梁柱接頭之設計原理，係利用梁翼板的切削使塑性鉸形成於梁上而遠離梁柱交界面，梁翼板之切削型式有梯度切削 (Chen et al. 1996)、平行切削 (Plumier 1997) 與圓弧切削 (Engelhardt et al. 1998；FEMA 2000)，接頭型式如圖 2.1 到圖 2.3 所示。Chen et al. (1996) 所提出高性能切削式抗彎矩梁柱接頭，以彎矩梯度作為切削斷面的標準，在約一倍梁深的範圍內，將部份梁翼切除形成漸變斷面，製造一整體性之消能區域，彎矩梯度切

削試體，皆於極限狀態下因梁腹扇形開孔開裂導致破壞；整體而言韌性表現相當穩定。切削式接頭優點為設計簡單，施工容易，對於已興建完成建築物之韌性改良，施工亦便利。但由於翼板之切削，減少了梁翼之斷面寬度，故切削後構架與未切削構架在相同抗彎矩強度下比較，切削式接頭之勁度較傳統梁柱接頭之勁度略為降低。

### 鑽孔式接頭

圖 2.4 為鑽孔式梁柱接頭示意圖。鑽孔式接頭與切削式接頭的改良原理相同，不同之處在於削減梁翼斷面積的方式，鑽孔式接頭其減少面積的方式是分散的，而切削式接頭是連續集中。林昆德 (1996) 發現鑽孔的孔數、孔徑與間距會影響接頭強度與勁度，應力傳遞複雜；且尚無設計規則可依據，故大多以有限元素法來分析。由實驗結果發現鑽孔量越大，柱面應力下降的比例越明顯，但若梁翼全滲透鐸之鐸道品質不良，則鑽孔式接頭將無法發揮預期的韌性能力。


### 2.1.2 補強式接頭

補強式梁柱接頭設計原理，乃藉由提高梁柱接頭區之梁斷面慣性矩與塑性模數，即提高梁柱交接面彎矩容量，使塑性鉸遠離梁柱交界面之鐸道及螺栓，而達塑性消能效果。

## 蓋板補強式接頭

圖 2.5 為蓋板補強式接頭示意圖。蓋板式補強接頭是將鋼板銲接於梁之上下翼板，以增加接頭區梁翼板之厚度，提高該處之彎矩容量，迫使塑性鉸之位置離開梁柱交界面。Engelhardt and Sabol (1998) 將蓋板依幾何形狀不同分為三角形上下蓋板補強與三角形上蓋板矩形下蓋板，由於三角形蓋板有較佳之應力傳遞行為。為避免工地仰銲之品質不良，可採用三角形上蓋板與矩形下蓋板，先於工廠銲接於柱上，至工地再與梁以填角銲接合。試體之塑性轉角可達 3% 弧度以上。

## 水平擴座補強式接頭



水平擴座補強接頭之補強原理與蓋板相同，以銲接的方式在梁翼兩側加銲擴座板，增加梁翼板之寬度及塑性模數，使塑性鉸外移，並減緩梁端與柱面交接處之撓曲應力集中於梁翼兩側之現象。水平翼板增大了與柱翼板之接續面積，降低梁柱間銲道之撓曲應力，減低銲道破壞之機會。陳嘉有 (1995) 研究水平擴座式接頭型式如圖 2.6 所示，平均之塑性轉角可達 2.7% 弧度；試體於補強段終點梁斷面強度變化較大處產生局部破裂，顯示此處易造成梁翼之應力集中。

## 肋板補強式接頭

未補強之梁柱接頭，扇形開孔處由於幾何不連續以及銲接熱

影響區域之所在，因此常在該處發生初始裂縫進而破壞。肋板補強型式如圖 2.7 所示，一般為雙肋板，其配置為梁上下翼板各加銲兩塊三角形之垂直加勁板，將梁預期產生之塑性鉸移至肋板補強區外。另外，Anderson and Duan (1998) 採用單肋板型式接頭，乃是梁上下翼板沿梁中心線各加銲一塊三角形肋板。雙肋板所在之平面並無對應之梁腹板與柱腹板，而單肋板與梁腹、柱腹皆在同一平面；就力量傳遞機制而言單肋板之配置不僅較能將力量平順地導入柱腹板，且對於改善梁翼扇形開孔處之應力集中現象亦較雙肋板來得直接有效。

Chen et al. (2004) 研究加長型單肋板改良接頭型式如圖 2.7 所示。單肋板補強可分為主要補強段、圓弧段與延長段三部分，主要補強段可降低扇形開孔與梁翼全滲透銲銲道處之應力，並使塑性鉸產生於圓弧末端已離開梁柱交界面；圓弧部分連接於延長段，使應力能平順的導入肋板；延長段部分可減低肋板末端之應力集中問題。

## 2.2 協力桿件改良接頭之理念

### 2.2.1 特殊抗彎矩構架受地震力之行為

特殊抗彎矩構架(Special moment frame, SMF)受地震力時，於梁兩端梁柱接頭處發生最大彎矩，當構架進入非彈性行為時，將於梁柱接頭形成塑性鉸產生塑性變形來消散能量；根據 AISC (2002)規定，SMF 梁柱接頭必需滿足層間變位角至少達 0.04 弧度，

此時的撓曲強度需大於 0.8 倍梁的標稱塑性彎矩。而 FEMA-350 (2000)對層間變位角的定義為結構受水平側力變形前後柱軸線之夾角，如圖 2.8 所示。

一般鋼骨抗彎矩構架受地震水平力作用下，梁之撓曲反曲點發生在構架跨距中央，柱則發生在樓層中央，該處彎矩為零，故可取子結構作為梁柱接頭模型，以模擬抗彎矩構架承受側向力之力學行為，如圖 2.9 所示。此梁柱接頭子結構的力學行為又可簡化模擬為懸臂梁於自由端受一集中力作用；柱於反曲點模擬鉸支承，FEMA-350 (2000)中則對其子結構之層間變位角定義為梁自由端受力產生之位移( $\Delta_{CL}$ )與自由端至梁柱軸線交點距離( $L_{CL}$ )之比值，如圖 2.10 所示。

為了降低梁柱接頭彎矩，使降伏區域外移，不發生在梁柱交接面，因此本研究採協力桿件應用於梁柱接頭。將協力桿件固接於柱上，利用協力桿件與梁桿件接觸，於結構受力變形時，在與梁支撐位置提供一反作用力。

當地震力作用時，於梁柱接頭處產生需求彎矩  $M$ 。梁桿件因受撓作用而產生撓曲變形，因受到協力桿件的支撐，使協力桿件與梁桿件產生相對之作用力  $R$ ，如圖 2.11 所示。此反作用力將對梁桿件產生另一方向之彎矩  $M_s$ ，故協力桿件將能降低梁柱交接面處之彎矩需求。

## 2.2.2 協力桿件接頭之型式

考量協力桿件可能之型式與其優缺點，討論如下：

(1) 置於梁腹處之槽型鋼，如圖 2.12 所示。

優點：協力桿件置於梁內，不需佔用空間。

缺點：因協力桿件置於梁內，需在現場與柱銲接，施工程序較複雜，品質較不易控制，且銲接量大，較不經濟。

(2) 採箱型斷面包覆於梁外，如圖 2.13 所示。

優點：箱型鋼包覆梁外，影響空間配置較小。

缺點：用鋼量及銲接量較大，經濟性及施工性不佳。

(3) 採單一鋼板置於梁腹處，如圖 2.14 所示。

優點：協力桿件型式簡單，加工方便，經濟性佳。

缺點：協力桿件需符合規範中寬厚比及側向扭轉挫屈之規定，在提供相同勁度下則需用較大之斷面尺寸，與柱面接合之銲接量會有過大之問題，其施工不易達成。

## 2.2.3 協力桿件接頭之彈性力學行為

圖 2.15 所示為模擬梁受力行為之懸臂梁，其中協力桿件模擬成一有彈性勁度  $k_s$  之支承， $k_s$  之作用將改變懸臂梁之彎矩與剪力

分佈。符號說明如下：

$L_c$ ：梁柱交接面(a)至梁跨距中點(c)距離

$L_s$ ：協力桿件支撐位置

$L$ ：協力桿件支撐位置至梁跨距中點距離

$P$ ：集中力作用於梁跨距中點

$R$ ：協力桿件於支撐位置(b)提供之作用力

$M_a$ ：梁柱交接面彎矩

$E$ ：鋼材之彈性模數

$I_b$ ：梁慣性矩

$k_s$ ：協力桿件之彈性勁度

$k_b$ ：不考慮協力桿件時之梁撓曲勁度， $k_b = 3EI_b/L_c^3$

$\Delta_b$ ：支撐位置之垂直位移

根據結構變形諧和的觀念，由圖 2.15 可得：

$$\Delta_b = \frac{R}{k_s} = \frac{(P-R)L_s^3}{3EI_b} + \frac{PLL_s^2}{2EI_b} \quad (2.1)$$

將公式移項重整，可得  $R$ ：

$$R \left( \frac{1}{k_s} + \frac{L_s^3}{3EI_b} \right) = \frac{PL_s^2}{EI_b} \left( \frac{L}{2} + \frac{L_s}{3} \right) \quad (2.2)$$

$$R = \frac{PL_s^2(3L + 2L_s)k_s}{2(3EI_b + k_sL_s^3)} \quad (2.3)$$

由力平衡的觀念可得固定端彎矩  $M_a$ ：

$$M_a = RL_s - PL_c \quad (2.4)$$

將式(2.3)代入式(2.4)，可求得  $M_a$  與  $k_s$  之關係：

$$M_a = P \left( \frac{L_s^3(3L + 2L_s)k_s}{2(3EI_b + k_sL_s^3)} - L_c \right) \quad (2.5)$$

梁構件的彎矩及剪力分佈將因  $k_s$  值之大小而改變。討論如下：

(1)  $k_s=0$

梁為一懸臂梁，梁之彎矩與剪力分佈，如圖 2.16 所示。

(2)  $k_s=\infty$

協力桿件支撐點可視為一輓支承，如圖 2.17 所示。將  $k_s=\infty$  代入式(2.5)，可得固定端彎矩  $M_a=0.5PL$ ，此時支撐點彎矩為  $-PL$ ，其支撐段梁之剪力可得為  $1.5PL/L_s$ 。

(3)  $0 < k_s < \infty$



此種支撐  $k_s$  彈性勁度將影響梁在  $L_s$  段之彎矩與剪力分佈，其值將介於  $k_s=0$  與  $k_s=\infty$  之間。可再分為三種  $k_s$  討論之。

若欲使梁  $L_s$  段之彎矩為固定值  $-PL$ ，此時梁  $L_s$  段之剪力為 0，如圖 2.18 所示。欲計算  $k_s$  值，將  $M_a=-PL$  代入式(2.5)可得：

$$-PL = P \left( \frac{L_s^3(3L + 2L_s)k_s}{2(3EI_b + k_s L_s^3)} - L_c \right) \quad (2.6)$$

移項可得：

$$L_s = \frac{L_s^3(3L + 2L_s)k_s}{2(3EI_b + k_s L_s^3)} \quad (2.7)$$

$$6EI_b + 2k_s L_s^3 = (3LL_s^2 + 2L_s^3)k_s \quad (2.8)$$

$$k_s = \frac{2EI_b}{LL_s^2} \quad (2.9)$$

則可得  $k_s$  與  $k_b$  關係為：

$$k_s = \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b \quad (2.10)$$

其中  $k_b = 3EI_b/L_c^3$  為無協力桿件時梁之撓曲勁度。三種  $k_s$  之影響如下：

$$(1) k_s = \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b$$

彎矩與剪力分佈圖如圖 2.18 所示。梁在  $L_s$  段之彎矩值為固定，與支撐點之彎矩值相同；此段之剪力為 0。

$$(2) 0 < k_s < \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b$$

彎矩與剪力範圍如圖 2.19 所示。在梁  $L_s$  段之彎矩分佈將大於支撐點之彎矩值，其值介於  $-PL_c$  與  $-PL$  之間。剪力分佈將小於作用力  $P$ 。

$$(3) \frac{2L_c^3}{3LL_s^3} k_b < k_s < \infty$$



彎矩與剪力範圍如圖 2.20 所示。在梁  $L_s$  段之彎矩將小於支撐點之彎矩值， $k_s$  若增大，此段之彎矩將呈雙曲率。梁  $L_s$  段之剪力將介於 0 與  $-1.5PL/L_s$  之間。

## 2.2.4 協力桿件接頭之非彈性力學行為

前節梁之彎矩與剪力分佈為假設梁在彈性階段，然而梁斷面將因撓曲應力達鋼材之降伏應力，或剪應力達降伏剪應力，而有其極限彎矩強度與剪力強度。此節將進一步探討梁構件之非彈性行為。

假設梁構件的塑性彎矩強度為  $M_p = ZF_y$ ；梁構件的剪力極限強

度為  $V_n=0.6F_yA_w$ ，其中  $F_y$  為梁鋼材之降伏強度； $Z$  為梁之塑性斷面模數； $A_w$  為梁腹板面積。當梁構件達到此極限狀態，其  $M_p$  或  $V_n$  所發生之位置全斷面皆降伏。

當  $0 \leq k_s < \frac{2L_c^3}{3LL_s^2}k_b$  時，梁之彎矩與剪力分佈如圖 2.16 與 2.19

所示，梁最大彎矩發生在梁柱交接面處，意味著梁塑性鉸將於梁柱交接面處開始發展，與傳統梁柱接頭有相同之行為。

當  $\frac{2L_c^3}{3LL_s^2}k_b < k_s \leq \infty$ ，梁之彎矩與剪力分佈如圖 2.17 與 2.20 所

示，梁最大彎矩發生於協力桿件支撐點，故塑性鉸將發展於協力桿件支撐點之梁。然而在此種協力桿件彈性勁度下，梁  $L_s$  段之剪力將遠大於作用力  $P$ ，而可能達到剪力降伏。所以梁之降伏狀態有可能為協力桿件支撐點之梁斷面達  $M_p$  或梁  $L_s$  整段達  $V_n$ 。為求得梁發生  $M_p$  或  $V_n$  時  $k_s$  之範圍，假設協力桿件支撐點之梁斷面達  $M_p$ ，且梁  $L_s$  段之剪力同時達到  $V_n$ ，如圖 2.21 所示，則：

$$P = \frac{M_p}{L} \quad (2.11)$$

又已知：

$$R = P + V_n \quad (2.12)$$

將式(2.11)及式(2.12)代入式(2.4)：

$$M_a = V_n L_s - M_p \quad (2.13)$$

將式(2.13)代入式(2.5)：

$$V_n L_s - M_p = \left( \frac{M_p}{L} \right) \left( \frac{L_s^3 (3L + 2L_s) k_s}{2(3E_b I_b + k_s L_s^3)} - L_c \right) \quad (2.14)$$

整理移項，可得：

$$(6E_b I_b + 2k_s L_s^3)(V_n L + M_p) = M_p L_s^2 (3L + 2L_s) k_s \quad (2.15)$$

$$k_s = \frac{6E_b I_b (V_n L + M_p)}{(3M_p - 2V_n L_s) L_s^2 L} \quad (2.16)$$

由式(2.16)，可得  $k_s$  與  $k_b$  之關係為：

$$k_s = \frac{(M_p + V_n L)}{\left( M_p - \frac{2}{3} V_n L_s \right)} \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b \quad (2.17)$$

協力桿件彈性勁度若小於式(2.17)之  $k_s$  值，則梁之彎矩與剪力分佈如圖 2.22 所示；梁先達到  $M_p$ 。若協力桿件彈性勁度大於式(2.17)之  $k_s$  值，梁之彎矩與剪力分佈如圖 2.23 所示，梁之非彈性行為將由  $L_s$  段之剪力降伏控制。

綜觀以上之分析，梁之非彈性行為可分為下列四種情況：

$$\text{Case (1)} \quad 0 \leq k_s < \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b$$

梁將於梁柱介面產生塑性鉸。

$$\text{Case (2)} \quad k_s = \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b$$

梁將於  $L_s$  段產生全段之撓曲降伏。

$$\text{Case (3)} \quad \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b < k_s < \frac{(M_p + V_n L)}{\left(M_p - \frac{2}{3} V_n L_s\right)} \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b$$

梁之降伏由撓曲控制，將於協力桿件支撐點之梁斷面產生塑性鉸。

$$\text{Case (4)} \quad \frac{(M_p + V_n L)}{\left(M_p - \frac{2}{3} V_n L_s\right)} \frac{2L_c^3}{3LL_s^2} k_b < k_s$$

梁由  $L_s$  段之剪力降伏控制，此時梁  $L_s$  段將如同偏心斜撐剪力連桿之作用。

## 2.3 協力桿件接頭之設計

協力桿件之設計需檢核：

### (1) 協力桿件彈性設計考量

協力桿件主要為提供反作用力  $R$  於梁桿件上，使梁柱接頭處彎矩降低，達到梁產生降伏區域，進而消散能量之目的。故協力桿件支撐點之梁斷面在達到  $M_p$  或梁  $L_s$  段達  $V_n$  時，協力桿件全斷

面應尚未達其降伏彎矩  $M_{ys}$ ，以確保支撐桿件能提供足夠的反作用力，所以：

$$M_{ys} \geq RL_s \quad (2.18)$$

### (2) 協力桿件肢材寬厚比之限制

為避免協力桿件發生局部挫屈，其寬厚比需符合規範之規定。因控制協力桿件為彈性，協力桿件各肢材之寬厚比若能小於  $\lambda_r$ ，以符合半結實斷面，其撓曲強度可達降伏彎矩，而不發生局部挫屈。

### (3) 協力桿件力作用點

為避免協力桿件之扭轉，支撐塊須置於協力桿件橫斷面之剪力中心，當協力桿件為槽型鋼時，支撐塊須於腹板外側剪力中心通過之位置。

### 實例說明：

舉兩設計例進行說明，梁皆採 H588x300x12x20、柱皆為  $\square 550 \times 550 \times 27 \times 27$ 。設計例一為使梁產生彎矩降伏，協力桿件採槽型鋼斷面，如圖 2.12 所示；設計例二為使梁產生剪力降伏，協力桿件採箱型斷面，如圖 2.13 所示。設計如下：

梁斷面基本參數：

$$E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$F_y=345 \text{ MPa (A572 Gr.50)}$$

$$I_b=118,110 \text{ cm}^4$$

$$S=4,017 \text{ cm}^3$$

$$Z=4,489 \text{ cm}^3$$

$$A=185 \text{ cm}^2$$

$$M_y=138,597 \text{ kN-cm}$$

$$M_p=154,870 \text{ kN-cm}$$

$$V_n=1460.6 \text{ kN}$$



設計例一：

假設固定端彎矩為  $0.6M_p=92,922 \text{ kN-cm}$ ，如圖 2.24 所示，協力桿件支撐點之梁斷面達  $M_p$ 。協力桿件長度  $L_s=60 \text{ cm}$ ，梁長  $L_c=360 \text{ cm}$ 。

(1) 由式(2.11)可得  $P=516 \text{ kN}$ 。

(2) 將  $0.6M_p$  代入式(2.5)可得  $k_s=17,895 \text{ kN/cm}$ 。

(3) 由式(2.17)可知，當  $k_s < 28,547 \text{ kN/cm}$  時為彎矩降伏。

- (4) 由  $k_s = 3EI_s / L_s^3$  可得協力桿件之慣性矩  $I_s = 64,424 \text{ cm}^4$ 。
- (5) 因協力桿件作用於梁腹兩側，故取  $I_s$  之半  $32,212 \text{ cm}^4$  做為一側槽鋼慣性矩之值。
- (6) 由  $I_s$  得協力桿件尺寸為 C454×95×25×25，此斷面實際  $I_s = 35,616 \text{ cm}^4$ 。
- (7) 經由反推可得此斷面尺寸之協力桿件作用下，固定端彎矩  $M_a = 86,795 \text{ kN-cm}$ ，約為  $0.56 M_p$ 。
- (8)  $RL_s$  可由式(2.4)得  $92,920 \text{ kN-cm}$  除以 2 得一邊之值為  $46,460 \text{ kN-cm}$ 。單根協力桿件之  $M_{ys}$  為  $54,130 \text{ kN-cm}$ ，故協力桿件保持在彈性範圍內。
- (9) 槽型鋼翼板肢材寬厚比為 3.8，小於  $0.83\sqrt{E/F_y} = 19.9$ ；腹板寬厚比 16.2 小於  $5.70\sqrt{E/F_y} = 136.6$ ，協力桿件達降伏彎矩之前不發生局部挫屈。

設計例二：

假設固定端彎矩為  $0.2M_p = 30,974 \text{ kN-cm}$ ，如圖 2.25 所示，協力桿件支撐點之梁斷面達  $M_p$ 。協力桿件長度  $L_s = 60 \text{ cm}$ ，梁長  $L_c = 360 \text{ cm}$ 。



- (1) 由式(2.11)可得  $P=516$  kN。
- (2) 將  $0.2M_p$  代入式(2.5)可得  $k_s=46,869$  kN/cm。
- (3) 由式(2.17)可知，當  $k_s < 28,547$  kN/cm 時為彎矩降伏，此例  $k_s=49,068$  kN/cm  $> 28,547$  kN/cm，故在協力桿件支撐點處發生  $M_p$  之前，梁  $L_s$  段已達剪力降伏。
- (4) 由  $k_s = 3EI_s / L_s^3$  可得協力桿件之慣性矩  $I_s=168,728$  cm<sup>4</sup>。
- (5) 由  $I_s$  得協力桿件尺寸為  $\square 718 \times 340 \times 10 \times 15$ ，此斷面實際  $I_s=180,319$  cm<sup>4</sup>。
- (6) 當梁  $L_s$  段達剪力降伏，此時  $P=353$  kN， $R=1,813$  kN，固定端彎矩  $M_a=18,300$  kN-cm，約為  $0.12 M_p$ 。
- (7) 協力桿件之  $M_{ys}=173,287$  kN-cm， $RL_s=105,900$  小於  $M_{ys}$ ，故協力桿件保持在彈性範圍內。
- (8) 箱型斷面翼板肢材寬厚比為 21，小於  $1.40\sqrt{E/F_y}=33.6$ ；腹板寬厚比 68.8 小於  $5.70\sqrt{E/F_y}=136.6$ ，協力桿件達降伏彎矩之前不發生局部挫屈。