

## 第五章 鋼筋之伸展與續接

## 5.1 符號

- $a$  =  $\beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度； $cm$ 。  
 $A_b$  = 單根鋼筋或鋼線之面積； $cm^2$ 。  
 $A_s$  = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； $cm^2$ 。  
 $A_{tr}$  = 在  $s$  距離內且垂直於待伸展或續接鋼筋之握裹劈裂面的橫向鋼筋總面積； $cm^2$ 。  
 $A_v$  = 剪力鋼筋於  $s$  距離內之面積； $cm^2$ 。  
 $b_w$  = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； $cm$ 。  
 $c_b$  = 下列兩項之較小者  
 (1) 鋼筋或鋼線中心至最近混凝土表面之距離； $cm$ 。  
 (2) 待伸展鋼筋或鋼線之中心間距之半； $cm$ 。  
 $d$  = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； $cm$ 。  
 $d_b$  = 鋼筋、鋼線或預力鋼絞線之標稱直徑； $cm$ 。  
 $f'_c$  = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； $kgf/cm^2$ 。  
 $f_{ct}$  = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； $kgf/cm^2$ 。  
 $f_{ps}$  = 彎矩計算強度下之預力鋼筋應力，參閱第 11.8 節； $kgf/cm^2$ 。  
 $f_{se}$  = 預力損失後預力鋼筋之有效應力； $kgf/cm^2$ 。  
 $f_y$  = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； $kgf/cm^2$ 。  
 $f_{yt}$  = 橫向鋼筋之規定降伏強度，參閱第 3.10.3 節； $kgf/cm^2$ 。  
 $h$  = 構材總厚或全深； $cm$ 。  
 $K_{tr}$  = 橫向鋼筋指標，參閱第 5.3.4.1 節； $cm$ 。  
 $\ell_a$  = 超過簡支承中心線或反曲點之埋置長度； $cm$ 。  
 $\ell_d$  = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面鐸接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； $cm$ 。  
 $\ell_{dc}$  = 受壓竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度； $cm$ 。  
 $\ell_{dh}$  = 具標準彎鉤之受拉竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度，由臨界斷面至彎鉤之外側端，即由臨界斷面至彎鉤起點(切點)之直線長度加上彎鉤彎曲內徑及一鋼筋直徑； $cm$ 。  
 $M_n$  = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。  
 $n$  = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。  
 $s$  = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； $cm$ 。  
 $V_u$  = 斷面之設計剪力； $kgf$ 。  
 $\beta_b$  = 斷面內切斷之受拉鋼筋面積與全部受拉鋼筋面積之比。  
 $\lambda$  = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 5.3.4 節。  
 $\psi_e$  = 伸展長度之鋼筋塗布修正因數，參閱第 5.3.4 節。  
 $\psi_s$  = 伸展長度之鋼筋尺寸修正因數，參閱第 5.3.4 節。  
 $\psi_t$  = 伸展長度之鋼筋位置修正因數，參閱第 5.3.4 節。

解說：

美國ACI規範早期版本對鋼筋錨定的要求分為撓曲握裹強度和錨定握裹強度二種檢查，但在1971年版之ACI規範改採用伸展長度的設計概念，並放棄計算局部握裹應力極值的撓曲握裹概念。此乃規範認為對鋼筋在特定伸展長度內考慮其平均握裹強度較具意義之故。形成此種看法的背景有二：首先為所有握裹實驗均對鋼筋在埋置長度內之平均握裹強度作量測；其次為在裂縫旁之撓曲握裹應力變化極大且不易計算<sup>[5.1]</sup>。

伸展長度的概念是基於鋼筋在其埋置長度內所能發展之平均握裹應力而得。由於較高之握裹應力傳遞有劈裂鋼筋周遭較薄混凝土之傾向，故需標示鋼筋的伸展長度以降低平均握裹應力並避免混凝土之劈裂。若單根鋼筋埋置於巨積混凝土中，由於混凝土不易劈裂，故其伸展長度可以降低，但若整排鋼筋埋置於混凝土時，其可能形成不連續的弱面，故於鋼筋平面上仍有縱向劈裂之傾向。

伸展長度的概念在應用上即要求鋼筋在通過應力極值點時，需標示其最短長度或其後繼延伸。這些應力極值點在第5.11.2節中均有規定。

鋼筋之伸展長度僅係提供鋼筋發展其強度所需之最小埋置長度，若因所需之伸展長度過長，可配置彎鉤或機械式錨定減少其所需之埋置長度。

本章並未使用強度折減因數 $\phi$ ，係因本章所列之伸展與續接長度均已包含握裹強度折減值之故。對強度設計法而言，已要求鋼筋能發展出 $f_y$ 之應力。

## 5.2 鋼筋之伸展—通則

5.2.1 為產生鋼筋所需承受之拉力或壓力，鋼筋在構材任一斷面之每側須有足夠之埋置長度、彎鉤、機械式錨定或其組合。鋼筋受拉時可用彎鉤產生其部分拉力，受壓時則不計彎鉤之伸展效應。

5.2.2 本章所使用之 $\sqrt{f'_c}$ 值不可超過  $26.5 \text{ kgf/cm}^2$ 。

解說：

鋼筋在其應力極值點的兩邊之埋置長度應達伸展長度，或採適當的錨定組合。

## 5.3 受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

5.3.1 竹節鋼筋與麻面鋼線之受拉伸展長度 $\ell_d$ ，應依第 5.3.2 節簡易估算或第 5.3.3 節詳細計算之規定，但 $\ell_d$ 不得小於  $30 \text{ cm}$ 。

解說：

本規範在受拉伸展長度設計之變革目標設定如下：

- (1) 友善之多元化設計路徑：提供簡易估算法和詳細計算法，由工程師自行選擇。其中簡易估算法可節省工程師之時間但使用較多之鋼筋材料，而詳細計算法之設計程序較繁重，但對材料之使用則較經濟。工程師可按設計對象之不同情況而自行選擇，規範不強制要求所有的設計都須經全面且冗長之計算程序。
- (2) 學理與經驗之平衡：規範條文應和實驗研究之發現一致，故規範仍以實驗研究<sup>[5.2,5.3,5.4]</sup>為基礎。而工程師認為規範太過保守之爭議，可能出自強度折減係數重覆計算的結果，故對握裹設計之強度折減係數須重作認定<sup>[5.7]</sup>。
- (3) 簡潔之握裹設計條文：本規範條文以簡潔為趨向。

5.3.2 受拉伸展長度 $\ell_d$ 之簡易估算如下表之規定。

	D19 或較小之鋼筋 及麻面鋼線	D22 或較大之鋼筋
(1) 鋼筋之最小淨保護層厚不小於 $d_b$ ，且 (a) 鋼筋最小淨間距不小於 $2d_b$ 者，或 (b) 鋼筋最小淨間距不小於 $d_b$ 且配置於 伸展長度 $\ell_d$ 範圍內之橫向鋼筋符合 第 13.9.5 節有關橫箍筋之規定，或 符合第 4.6.5 節剪力鋼筋間距及第 4.6.6 節最少剪力鋼筋量之規定。	$\left[ \frac{0.15 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[ \frac{0.19 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$
(2) 其它	$\left[ \frac{0.23 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[ \frac{0.28 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$

5.3.3 受拉伸展長度  $\ell_d$  之詳細計算為

$$\ell_d = \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (5-1)$$

式中， $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$  之數值不得大於 2.5， $K_{tr}$  為橫向鋼筋指標，依下列公式計算

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105 s n} \quad (5-2)$$

其中， $n$  = 在握裹劈裂面上待伸展或續接之鋼筋或鋼線根數。為簡化設計，對已配置橫向鋼筋之情況，亦可使用  $K_{tr}=0$  計算。

5.3.4 第 5.3.2 及 5.3.3 節計算受拉伸展長度所使用之修正因數  $\psi_t$ 、 $\psi_e$ 、 $\psi_s$  及  $\lambda$  如下表之規定。

鋼 筋 情 況	修正因數
(1) 鋼筋位置修正因數( $\psi_t$ )	
(a) 水平鋼筋其下混凝土一次澆置厚度大於 30 cm 者	1.3
(b) 其它	1.0
(2) 鋼筋塗布修正因數( $\psi_e$ )*	
(a) 環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者	1.5
(b) 其它之環氧樹脂塗布鋼筋	1.2
(c) 未塗布鋼筋	1.0
(3) 鋼筋尺寸修正因數( $\psi_s$ )	
(a) D19 或較小之鋼筋及麻面鋼線	0.8
(b) D22 或較大之鋼筋	1.0
(4) 混凝土單位重之修正因數( $\lambda$ )	
(a) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，未知 $f_{ct}$	1.3
(b) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，已知 $f_{ct}$	$\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$
(c) 於常重混凝土內之鋼筋	1.0

\* 環氧樹脂塗布鋼筋為頂層鋼筋時，該兩項修正因數之乘積( $\psi_t \psi_e$ )不須超過 1.7。

解說：

本節之理論基礎係源自實驗研究之成果<sup>[5.4]</sup>，而在握裹強度折減係數之認定上，已排除了與抗撓折減之重覆部分<sup>[5.7]</sup>。由5.3.3節之伸展長度詳細計算式可見控制伸展長度之所有因數與其影響效果。不考慮鋼筋之圍束度，即假設 $(c_b + K_{tr})/d_b = 1$ 時，本節之規定為一安全之極大值，然後再視圍束效果之提升而縮小。這可以避免工程師在冗長之設計程序中，因未注意圍束效應而造成伸展長度之不足。

由本節之規定可見，當混凝土抗壓強度 $f'_c$ 提高時其伸展長度可予以降低。但第5.2.2節中之 $\sqrt{f'_c}$ 上限值為 $26.5 \text{ kgf/cm}^2$ 之規定是指當高強度混凝土之抗壓強度超過 $700 \text{ kgf/cm}^2$ 時，其 $f'_c$ 超過 $700 \text{ kgf/cm}^2$ 之部分將予以不計。

本規範提供兩種方法供工程師選用，其一為第5.3.2節之簡易估算法，其二為第5.3.3節之詳細計算法。第5.3.3節係考慮鋼筋周遭之圍束效應，所謂圍束效應係來自鋼筋周圍混凝土保護層厚度和鋼筋間距 $(c_b)$ ，以及橫向鋼筋之使用量 $(K_{tr})$ 。若鋼筋受到較高程度之圍束，則其握裹強度會提高，反之則降低。若在特殊狀況或構材重覆性高之情況，工程師可使用詳細法依實際條件來縮短伸展長度，以增加施工性或經濟性。若是情況允許，工程師亦可使用簡易法，以簡化計算程序並保有安全之設計。

若鋼筋周遭之圍束度太好，即 $(c_b + K_{tr})/d_b > 2.5$ 時，握裹破壞將由劈裂式轉為拉拔式，此時再增加保護層厚度或鋼筋間距或橫向鋼筋量，將不可能再提高鋼筋之握裹強度，因此規定 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之值不得大於2.5。

至於 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之下限值係定義於最低之鋼筋圍束情況。可假設未排置橫向鋼筋圍束待伸展主筋 $(K_{tr}=0)$ ，且參考第13.5.1節梁主筋淨間距至少須有一個主筋直徑與第13.6節鋼筋之保護層之規定，可知 $c_b \geq 1.0d_b$ ，因此 $(c_b + K_{tr})/d_b = (1.0d_b + 0)/d_b \geq 1.0$ ，故 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之數值範圍為

$$1.0 \leq \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

若依詳細法來設計伸展長度時， $\ell_d$ 可供調整之範圍相當大。可舉例如下，若設計案例為常重混凝土 $(\lambda=1.0)$ ，未塗布鋼筋 $(\psi_e = 1.0)$ ，D32之底層鋼筋 $(\psi_t = 1.0)$ ，且混凝土 $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$ 而鋼筋 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，則伸展長度可為

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}(2.5)} d_b = 28d_b$$

或

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}(1.0)} d_b = 70d_b$$

之間，其中可供工程師設計之空間甚為遼闊。

雖然至今尚無研究指出箍筋經環氧樹脂塗布後對主筋之圍束效果，但一般相信其仍可提高主鋼筋之握裹強度。

若使用簡易法對前例 $(\psi_t=\psi_e=\lambda=1.0, f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2, f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2)$ 作設計時，若鋼筋之圍束條件符合第5.3.2節(1)之規定，則伸展長度可為

$$\ell_d = \frac{0.19(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}} d_b = 47d_b$$

其它則為

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}} d_b = 70d_b$$

之間，由上可知簡單之圍束情況亦可造成相當大之伸展長度折減，且其使用方法甚為簡易。

由於小號鋼筋之握裹行為較佳，在查證測試數據資料庫<sup>[5.2,5.4]</sup>後，對D19鋼筋或較小之鋼筋及麻面鋼線之伸展長度約可取大號者之80%。

所謂頂層鋼筋效應是指混凝土在澆置時，粗骨材因重力而往下沈使得氣泡與水份從新拌混凝土中升起，導致頂層鋼筋下有氣泡及水份之累積，而造成鋼筋於混凝土中握裹強度降低之現象。故頂層鋼筋係指水平鋼筋，其下方混凝土一次澆置厚度大於30cm者。本規範採用伸展長度之放大係數為1.3，此數值略低於早期版本規定之1.4，以反應新近之研究成果<sup>[5.8,5.9]</sup>。

研究<sup>[5.10,5.11,5.12]</sup>顯示環氧樹脂之塗布會降低鋼筋和混凝土界面間之黏著力，因此造成鋼筋握裹強度之降低，而降低之幅度端視握裹破壞之模式而定。若鋼筋周遭之圍束有限而為劈裂式破壞時，則握裹強度會大量損失<sup>[5.10]</sup>；但若鋼筋周遭圍束良好而為拉拔式破壞時，則握裹強度降低之幅度較小<sup>[5.11]</sup>。

本規範規定若環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者，則歸屬為劈裂式破壞適用1.5之修正係數；若為其他，則歸屬為拉拔式破壞適用1.2之修正係數。又環氧樹脂塗布鋼筋亦為頂層鋼筋時，則該兩項修正係數之乘積不須超過1.7。

雖然規範對沿受拉伸展長度或搭接長度範圍內之橫向鋼筋量並無規定，但最近之研究<sup>[5.25,5.26]</sup>指出，在採用抗壓強度很高之混凝土時若橫向鋼筋量不足，將會造成錨定脆性破壞。以 $f'_c = 1,050 \text{ kgf/cm}^2$ 之高強度混凝土配合D25及D36鋼筋所做之搭接試驗顯示，橫向鋼筋量將增強錨定之韌性。早期規範中之輕質混凝土效應還區分為常重砂輕質混凝土和全輕質混凝土兩種係數。但本規範於此已作簡化，故對任何輕質混凝土均使用1.3之修正係數。當然若輕質混凝土平均開裂抗拉強度( $f_{cr}$ )為已知時，是允許使用較低之修正係數( $\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{cr}} \geq 1.0$ )。

5.3.5 若受撓構材之鋼筋量超過分析需要者，其伸展長度可乘以需要  $A_s$  與使用  $A_s$  之比值；惟有特別要求須能發展至  $f_y$  或依第 15.3.1.節設計者除外。

解說：

超量鋼筋之折減係數對耐震構材或有特別要求須能發展出  $f_y$  之鋼筋均不適用，故本款之適用範圍應排除第15.3.1.5、5.12.2、13.11.2.3、13.12及6.4.8.6節之規定。本節條文使用『可』一字是指超量鋼筋之折減並非強制式而為選擇性條款。

## 5.4 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

解說：

由於在構材之壓力區沒有撓曲拉力裂縫來干擾握裹力之傳遞，而且混凝土對鋼筋端部又有直接承壓之效果，所以鋼筋之受壓伸展長度要比其受拉伸展長度為短。當受壓鋼筋被螺箍筋或橫箍筋所圍束時，其受壓伸展長度可折減25%，若超量使用鋼筋時，其受壓伸展長度亦可予以折減。

5.4.1 竹節鋼筋與麻面鋼線之受壓伸展長度  $\ell_{dc}$  應依第 5.4.2 節之規定，且可依第 5.4.3 節規定乘以適用修正因數，但  $\ell_{dc}$  不得小於 20 cm。

5.4.2 受壓伸展長度為  $\ell_{dc} = \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$ ，但不小於  $0.0043 f_y d_b$ 。

5.4.3 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線若有下列各情況，其  $\ell_{dc}$  可分別乘以表 5.4.3 之有關修正因數予

以折減。

表 5.4.3 受壓伸展長度修正因數

考慮因素	鋼筋情況	修正因數
超量鋼筋	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量	$\frac{\text{需要之} A_s}{\text{使用之} A_s}$
螺箍筋	鋼筋被直徑不小於 6 mm 之螺箍筋所圍束，且其螺距不大於 10 cm 者。	0.75
橫箍筋	鋼筋被符合第 13.9.5 節規定之 D13 橫箍筋所圍束，且其中心間距不大於 10 cm 者。	0.75

## 5.5 成束鋼筋之伸展

5.5.1 成束鋼筋之伸展長度應各按其單一鋼筋在受拉或受壓之伸展長度增加之；三根成束者增加 20%；四根成束者增加 33%。

解說：

成束鋼筋(束筋)內個別鋼筋之伸展長度應比其呈非成束鋼筋型式而單獨出現時為長。此乃個別鋼筋表面在靠成束鋼筋內緣側之部分很難激發握裹力之傳遞，所以需要較長之伸展長度。設計者應注意第 5.15.2.2 節及第 13.6.6.4 節中成束鋼筋內各別鋼筋搭接及終斷點之相關規定。

5.5.2 當依第 5.3 節之修正因數涉及  $d_b$  時，應將成束鋼筋視為一根鋼筋，其  $d_b$  為等鋼筋面積之直徑。

解說：

雖然成束鋼筋內個別鋼筋之伸展及搭接長度是以單一鋼筋之直徑作計算後再增加 20% 或 33%，但在使用第 5.3.3 節規定以評估保護層及淨間距對劈裂抵抗之效果時，其使用之直徑應放大為成束鋼筋等面積所相當單根鋼筋之直徑。

## 5.6 受拉鋼筋標準彎鉤之伸展

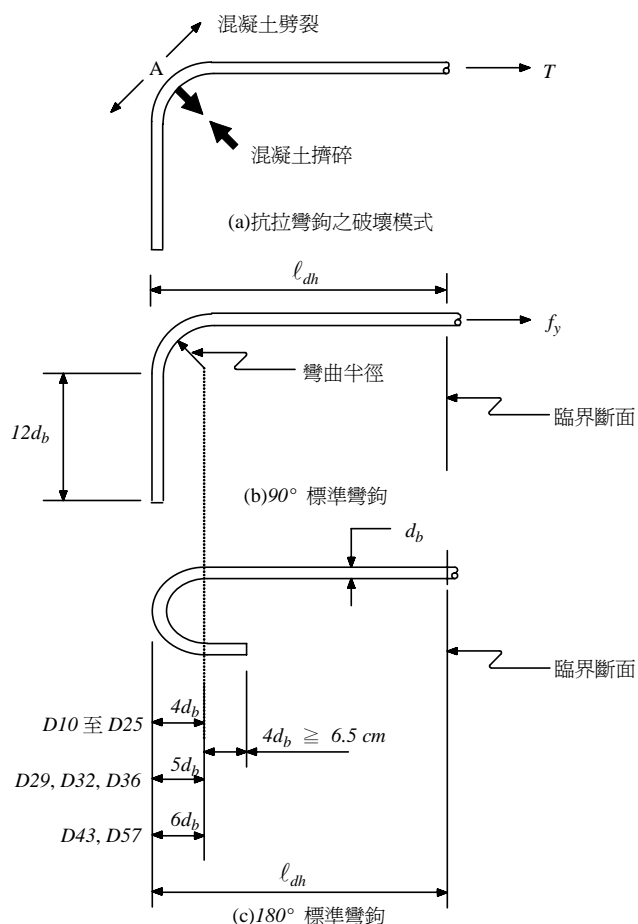
解說：

抗拉彎鉤之破壞模式通常為其彎轉段(圖 R5.6(a)中 A 點)兩側混凝土之劈裂，或是其彎轉段內緣混凝土的擠碎。因此為避免此等破壞，須降低彎鉤在彎轉段(圖 R5.6(a)中 A 點)內之拉應力，故本節乃就標準彎鉤之伸展長度  $\ell_{dh}$  作規定， $\ell_{dh}$  為由臨界面起算直至彎鉤之外側端如圖 R5.6(b)及(c)所示。而制定  $\ell_{dh}$  之目的係期望透過在  $\ell_{dh}$  範圍內之握裹應力，逐漸降低臨界面處鋼筋之最大應力  $f_y$ ，使得彎轉段內之鋼筋拉應力降低至不足以發生破壞情形。換而言之， $\ell_{dh}$  也就是臨界拉應力所需之折減伸展長度。

本節所規定之  $\ell_{dh}$  僅適用於符合第 13.3 節的標準彎鉤，倘若彎鉤使用較大之彎曲半徑時，非本節所能涵蓋。

具標準彎鉤之受拉鋼筋伸展長度之修正因數包含混凝土保護層、超量鋼筋、輕質混凝土、環氧樹脂塗布鋼筋及源自混凝土或箍筋以抵抗劈裂之圍束效應<sup>[5.2,5.3]</sup>。和直線鋼筋不同之處是彎鉤之伸展長度無所謂頂層鋼筋之效應，而彎鉤也不易使用頂層鋼筋之定義去辨別。彎鉤部分在抗壓時無效，故在鋼筋受壓時不計彎鉤之伸展效應。

近來實驗<sup>[5.13]</sup>顯示，對環氧樹脂塗布彎鉤之伸展長度應增加 20% 以彌補其因表面塗布所造成握裹強度之損失。



圖R5.6 抗拉標準彎鉤

5.6.1 受拉竹節鋼筋其末端具標準彎鉤者，其伸展長度 $\ell_{dh}$ 應為第 5.6.2 節之規定，且可依第 5.6.3 節乘以適用之修正因數予以折減。但 $\ell_{dh}$ 不得小於 $8d_b$ 或 $15\text{ cm}$ 。

5.6.2 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度為

$$\ell_{dh} = \left[ \frac{0.075 f_y \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b \quad (5-3)$$

式中

(1) 鋼筋塗布環氧樹脂時：修正因數 $\psi_e=1.2$ ，其他 $\psi_e=1.0$ 。

(2) 鋼筋於輕質混凝土內時：修正因數 $\lambda=1.3$ ，其他 $\lambda=1.0$ 。

5.6.3 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度若有符合表 5.6.3 之使用情況，其 $\ell_{dh}$ 可分別乘以該表之有關修正因數予以折減。

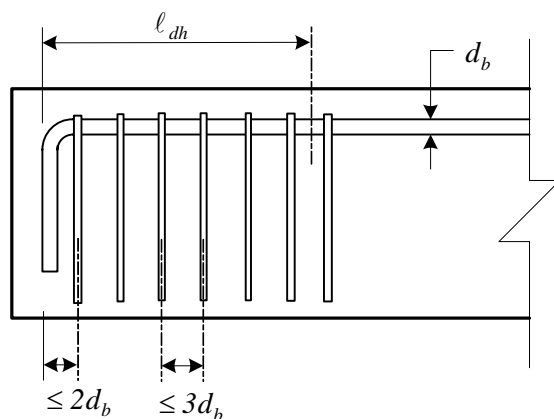
表 5.6.3 具標準彎鉤受拉鋼筋伸展長度之修正因數

考慮因素	修正條件	修正因數	備註
保護層厚度	D36 或較小鋼筋，其側面保護層(垂直彎鉤平面) $\geq 6.5\text{cm}$ ，且若 $90^\circ$ 彎鉤直線延長段之保護層 $\geq 5\text{ cm}$ 。	0.7	
箍筋或肋筋	(1) 具 $90^\circ$ 彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 $\ell_{dh}$ 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束；或其彎鉤直線延長段為間距 $\leq 3d_b$ 之平行箍筋或肋筋所圍束。 (2) 具 $180^\circ$ 彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 $\ell_{dh}$ 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束。 以上(1)、(2)情況中， $d_b$ 為彎鉤鋼筋之直徑，且第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ 。	0.8	第 5.6.4 節之情形不適用
鋼筋超量	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量： (1) 鋼筋錨定或伸展經特別要求須能發展至 $f_y$ 或依第 15.3.1.4 節設計者。 (2) 其它。	1.0  $\frac{\text{需要之} A_s}{\text{使用之} A_s}$	

解說：

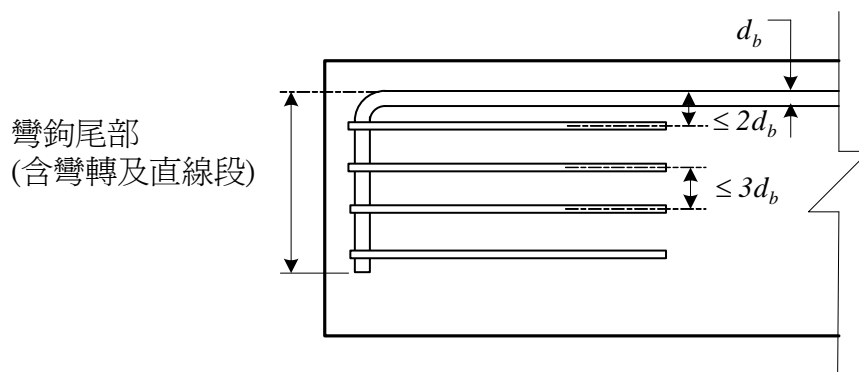
實驗<sup>[5.27]</sup>顯示，位於彎鉤附近之密集箍筋可有效的圍束彎鉤鋼筋，然而對施工性而言前述之密集圍束箍筋有時並不容易施做，設計者宜謹慎使用。表5.6.3中箍筋或肋筋修正因數(1)及(2)之實例可分別以圖R5.6.3(a)及圖R5.6.3(b)說明，其中後者為典型之梁柱接頭彎鉤鋼筋圍束情形。

第5.6.3節之修正因數可同時使用，例如表5.6.3考慮因素中之「保護層厚度」及「箍筋或肋筋」之第(2)項條件均符合時，則伸展長度為  $\ell_{dh} \times 0.7 \times 0.8$ 。



圖R5.6.3(a) 箍筋或肋筋垂直於具彎鉤的主筋



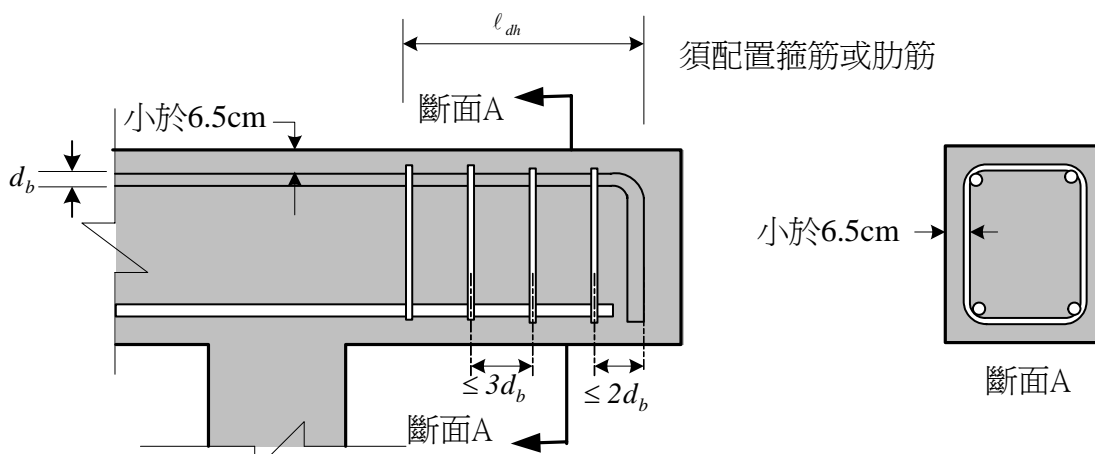


圖R5.6.3(b) 箍筋或肋筋平行於具彎鉤的主筋

5.6.4 在構材不連續端內之鋼筋標準彎鉤，其兩側面及頂面(或底面)保護層小於  $6.5\text{ cm}$  時，其彎鉤之全部伸展長度 $\ell_{dh}$ 須被間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束，而第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ ，且不適用表 5.6.3 中有關箍筋或肋筋之修正因數； $d_b$ 為彎鉤鋼筋之直徑。

解說：

若彎鉤之兩側面保護層(垂直於彎鉤平面)及其頂面與底面保護層(位於彎鉤平面)均較薄時，則受拉彎鉤常有劈裂其周邊混凝土之虞。故在混凝土提供之圍束較小時，就必須使用箍筋來改善彎鉤之圍束條件，如圖R5.6.4所示，特別是鋼筋之混凝土保護層較薄且必須使用彎鉤發展出全強( $f_y$ )之情況。本節係對簡支梁兩端，或懸臂梁自由端，或構材不在接頭另一面延伸之端部內之彎鉤作約束；但是，若鋼筋之計算應力較低，如鋼筋超量，以致不需彎鉤提供錨定強度，此時則不需再使用圍束箍筋或肋筋。但對版不連續端內之彎鉤亦不適用本節條文，係因在垂直於彎鉤平面之兩側版混凝土已對彎鉤提供良好圍束之故。



圖R5.6.4 構材不連續端保護層不足時之箍筋補強

5.6.5 鋼筋受壓時不計彎鉤之伸展效應。

解說：

彎鉤部分在抗壓時無效，故在鋼筋受壓之錨定計算時不可計入彎鉤部分。

## 5.7 機械式錨定

5.7.1 任何機械式錨定能用以伸展鋼筋之強度而無害於混凝土者，均可使用。

解說：

本節適用於鋼腱和鋼筋。

5.7.2 機械式錨定之適當與否須經試驗證明。

5.7.3 鋼筋之伸展長度可用機械式錨定加上由機械式錨定至鋼筋最大應力點間之埋置長度合併計算。

解說：

鋼筋之伸展可將所有對錨定有貢獻之項目均計入。因此當機械式錨定不足以讓鋼筋發展其強度時，則可於臨界斷面與機械式錨定間增加鋼筋之埋置長度以補足其差額。

## 5.8 受拉銲接麻面鋼線網之伸展

5.8.1 銲接麻面鋼線網之受拉伸展長度 $\ell_d$ ，應為第 5.3.2 或 5.3.3 節所規定之受拉伸展長度 $\ell_d$ 乘以第 5.8.2 或 5.8.3 節銲接麻面鋼線網之修正因數。但受拉伸展長度 $\ell_d$ 不得小於 20 cm。當使用第 5.8.2 節之銲接麻面鋼線網修正因數時，第 5.3.2 及 5.3.3 節中環氧樹脂塗布鋼線網之修正因數 $\psi_e$ 可取 1.0。

5.8.2 若銲接麻面鋼線網在其伸展長度範圍內至少有一根橫向鋼線，且距臨界斷面 5 cm 以上者，其鋼線網修正因數應為 $(\frac{f_y - 2,450}{f_y})$ 或 $(\frac{5d_b}{s})$ 之大值，但不必大於 1，其中  $s$  為待伸展鋼線之間距。符合本節之鋼線網有環氧樹脂塗布者，其修正因數 $\psi_e$ 可取 1.0。

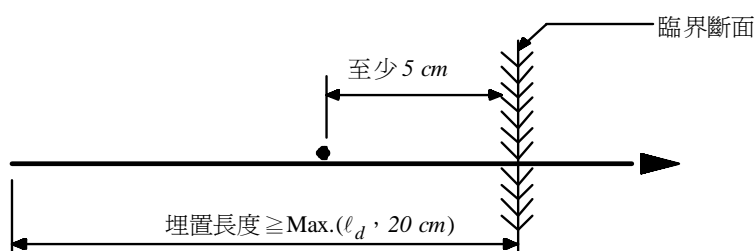
5.8.3 若銲接麻面鋼線網在其伸展長度範圍內無任何橫向鋼線，或僅有一根橫向鋼線但距臨界斷面未達 5 cm 以上者，其鋼線網修正因數應為 1，故其伸展長度與麻面鋼線者同。

5.8.4 當麻面鋼線網在其鋼線伸展方向摻有光面鋼線時，則其伸展長度應依第 5.9 節計算之。

解說：

圖R5.8顯示銲接麻面鋼線網於其伸展長度內有一根橫向鋼線穿過之情形。當然銲接麻面鋼線網在伸展長度內也可以不靠橫向鋼線提供部分錨定，而由麻面鋼線之直線伸展來提供全部的錨定，但其計算程序和圖R5.8者不同。

由於鋼線網之錨定效應主要源自橫向鋼筋，故實驗數據<sup>[5.14]</sup>顯示環氧樹脂塗布鋼線網之伸展及搭接長度與未塗布者同，所以其環氧樹脂塗布之修正因數 $\psi_e$ 可取 1.0。



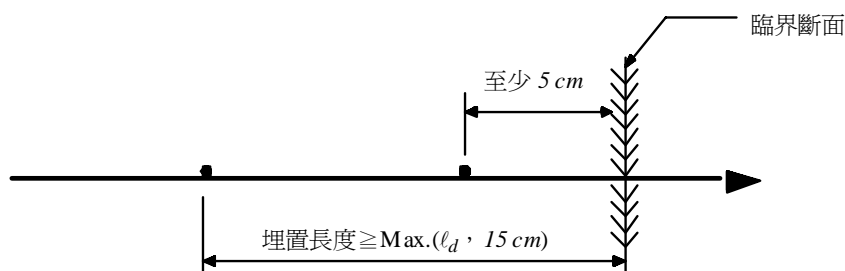
圖R5.8 銲接麻面鋼線網之伸展

### 5.9 受拉銲接光面鋼線網之伸展

銲接光面鋼線網之伸展，在伸展長度範圍內須有二根橫向鋼線其距臨界面之最小距離不得小於  $5\text{ cm}$ 。且由臨界面至最遠端橫向鋼線之伸展長度  $\ell_d$  不得小於  $(\frac{A_b f_y}{s \sqrt{f'_c}} \lambda)$ ，其中  $s$  為待伸展鋼線之間距。若鋼線實際使用量超過分析需要量時，可依第 5.3.5 節之規定折減伸展長度  $\ell_d$ ，但  $\ell_d$  不得小於  $15\text{ cm}$ 。

解說：

圖R5.9顯示銲接光面鋼線網的錨定主要是靠橫向鋼線所提供，而且光面鋼線網之銲接規定及銲點間距均較麻面鋼線者為嚴格<sup>[5.15]</sup>。



圖R5.9 銲接光面鋼線網之伸展

### 5.10 預力鋼絞線之伸展

5.10.1 除符合第 5.10.1.1 節之規定者外，預力七線鋼絞線在臨界面外握裹之受拉伸展長度不得小於：

$$\ell_d = 0.014 \left( \frac{f_{se}}{3} \right) d_b + 0.014 (f_{ps} - f_{se}) d_b \quad (5-4)$$

5.10.1.1 若構材断面之設計鋼絞線應力小於由式(5.4)雙線性關係式所求得之值，則可採用較小之受拉伸展長度。

5.10.2 若無任一或多數鋼絞線之握裹未延伸至構材端，或者集中載重作用於鋼絞線受拉伸展長度範圍內，應可僅核算構材最接近端部諸断面，使該断面在設計載重下具有所要求之強度。

解說：

預力鋼絞線之伸展規定是擬提供鋼絞線握裹之完整性以使構材衍生其強度。本節條文是針對常重混凝土及淨保護層至少  $5\text{ cm}$  之梁測試數據而訂。實際製作程序應注意搗實以確保鋼絞線和周遭之混凝土緊密接觸。本節對低水膠比且無坍塌之混凝土構材較不適用。

式(5-4)之第一項代表預力鋼絞線如欲衍生其有效應力  $f_{se}$  所需之握裹長度，而第二項即代表預力鋼絞線由  $f_{se}$  繼續衍生至構材達彎矩計算強度時之應力  $f_{ps}$  所需之額外握裹長度。圖R5.10顯示鋼絞線應力在握裹傳力長度間之變化情形。上述伸展長度之表達式是針對直徑  $5.0$ 、 $7.5$  和  $12.5\text{ mm}$  之潔淨鋼絞線測試而得，而且其  $f_{ps}$  不大於  $19,250\text{ kgf/cm}^2$  <sup>[5.16, 5.17, 5.18]</sup>。

影響鋼絞線握裹傳力之因素很多，包括鋼絞線外形及表面粗糙度、鋼絞線所承受之應力、位於鋼絞線下方之混凝土厚度、鋼絞線與混凝土間力之傳遞方式等等。最近之研究<sup>[5.28, 5.29]</sup>顯示就握裹傳力實務而言，必需有適當之品質保證程序以確保鋼絞線能發展足夠之握裹傳力。預鑄混凝土施工廠商之施工品質，必需仰賴鋼絞線製造廠商能提供握裹傳力特性符合本節規定之產品。若是鋼絞線表面稍微生銹則其伸展長度可較潔淨者為短，而且逐漸釋放預力鋼絞線所需之伸展長度也較猝然剪斷者為短。

本節規定對光面鋼線或設有端錨之鋼筋均不適用。光面鋼線因其表面缺少機械互鎖之功效，故其伸展長度應較長。

若有單一或多數鋼絞線之握裹未延伸至構材端，則臨界斷面可能位於尚未完全發展設計強度之位置，此時必需做進一步之詳細分析。近期之研究報告<sup>[5.30,5.31]</sup>提出了適用於鋼絞線具有不同完全伸展位置情況之分析方法。為保守計，唯有在某一斷面完全伸展之鋼絞線才視為有效。當臨界斷面產生在握裹傳力區則必需做特別之考慮。對部分載重情況，例如較大之集中載重作用在鋼絞線伸展長度範圍內，可能使得臨界斷面遠離需要完全發展設計強度之斷面。

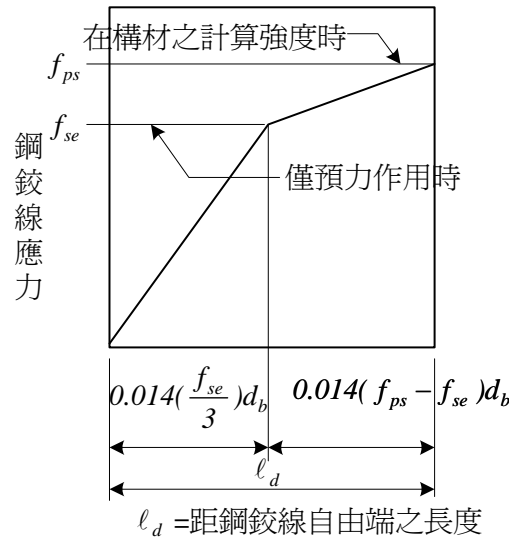


圖 R5.10 應力距鋼絞線自由端之理想化雙線性變化

5.10.3 若鋼絞線之握裹未延伸至構材端，且在使用載重情形下依第 11.5.2 節規定預壓拉力區內有拉力存在者，則第 5.10.1 節規定之握裹伸展長度應予加倍。

解說：

對握裹未延伸至構材端之預力梁作實驗<sup>[5.16]</sup>顯示，測試梁之伸展長度須放大式(5-4)之值達兩倍時，其撓曲行為才和握裹延伸至梁端者相仿。因此握裹未延伸至梁端之鋼絞線伸展長度就有被放大達兩倍之芻議。再者，上述實驗之後續測試<sup>[5.19]</sup>顯示若預力梁在使用載重下沒有拉力作用，握裹未延伸至梁端之鋼絞線伸展長度就不須放大兩倍。因此本節在兩個情況並立時，才要求伸展長度放大兩倍。

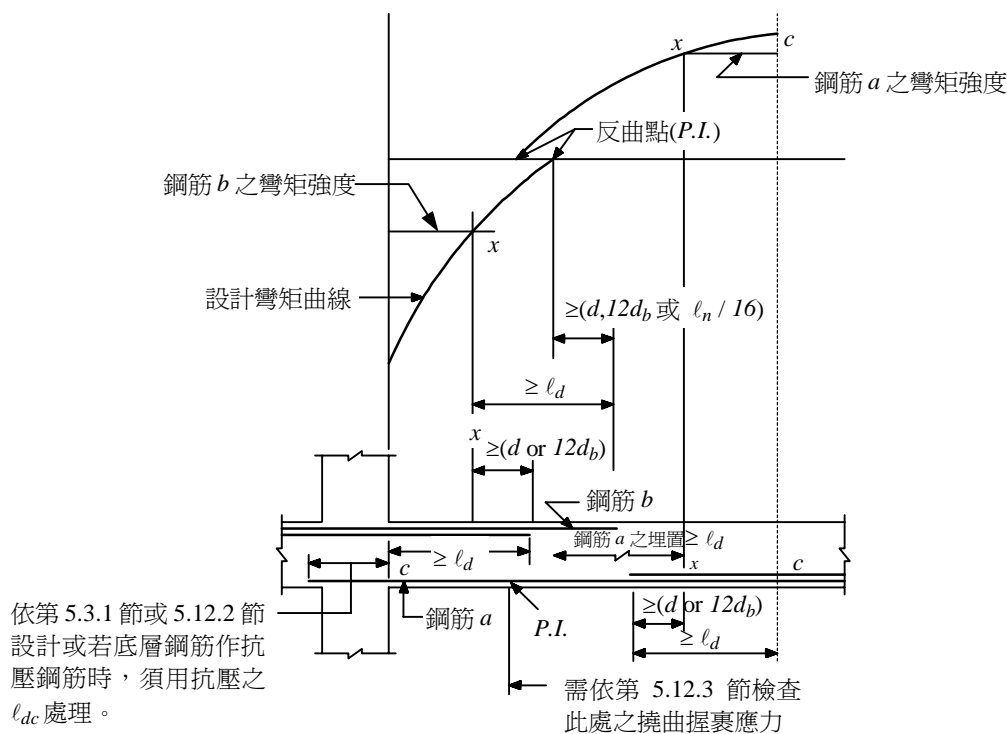
## 5.11 受撓鋼筋之伸展－通則

5.11.1 受拉鋼筋之伸展，可將鋼筋彎過梁腹錨定，或與構材對面之鋼筋連續。

5.11.2 受撓構材內計算鋼筋伸展之臨界斷面係在最大應力處及相鄰鋼筋終止或彎起處。第 5.12.3 節之規定亦須符合。

解說：

一典型連續梁之鋼筋伸展臨界斷面如圖R5.11.2中符號『c』或『x』所示。對均佈載重梁中正彎矩鋼筋而言，其延伸進入支承的長度常受第5.12.3節規定之控制，並非由最大彎矩處或鋼筋切斷點起算之錨定握裹長度所約束。



圖R5.11.2 連續梁之撓曲鋼筋伸展

5.11.3 鋼筋之彎起或截斷，除在簡支梁支承處及懸臂梁自由端外，須超過該筋不需承受撓曲應力處向外延伸至少一個有效深度  $d$  且不小於  $12d_b$ 。

解說：

設計所使用之彎矩圖僅為近似值，例如其最大彎矩之位置會隨著載重變化、支承沈陷或側力作用等原因而作改變。而且剪力裂縫的產生也會增加撓曲鋼筋之拉應力，例如剪力裂縫會將無肋筋梁之鋼筋撓曲拉應力值朝彎矩為零處平移約一個有效深度  $d$  之距離。當然對有肋筋梁而言，則上述剪力裂縫之效應會降低，但其仍有一定程度之影響。

針對最大彎矩位置會移動之現象，本規範要求(除另有註記者外)鋼筋須通過理論切斷點且繼續延伸  $d$  或  $12d_b$  之長度。滿足此一要求之鋼筋切斷情形如圖R5.11.2所示。

若於梁內配置不同尺寸之鋼筋時，則延伸量是根據被切斷鋼筋之直徑作計算。當鋼筋在梁之遠端彎起並連續通過構材深度之半時，則可視為符合本節要求而不必去作延伸量之檢查。

5.11.4 除不需承受撓曲應力之鋼筋依第 5.11.3 節之規定彎起或終止外，其餘之連續鋼筋須在前述鋼筋不需承受撓曲應力處延伸一不小於  $\ell_d$  之埋置長度。

解說：

在鋼筋受拉區之截斷或彎起處，其相鄰之連續鋼筋仍保有最大應力，如圖R5.11.2中符號『x』所示。若鋼筋在彎矩設計圖之允許處即行截斷，則連鄰連續鋼筋之最大應力就會高達  $f_y$ ，因此這些連續鋼筋須繼續延伸一個  $\ell_d$  之長度(圖R5.11.2)。

5.11.5 受撓鋼筋在受拉區終止者，須符合下列條件之一：

5.11.5.1 切斷鋼筋處之剪力  $V_u$  未超過構材(包括腹筋在內)抗剪強度  $\phi V_n$  之  $2/3$ 。

5.11.5.2 除配置因剪力及扭力需要之肋筋外，沿受拉鋼筋或鋼線在切斷端之  $3d/4$  內須設置額外肋筋。額外肋筋面積  $A_v$  不得小於  $4.2b_w s / f_{yt}$ ，肋筋間距  $s$  不得超過  $d / (8\beta_b)$ ， $\beta_b$  為切斷之受拉鋼筋面積與該斷面內全部受拉鋼筋面積之比。

5.11.5.3 鋼筋為 D36 或較小者，在切斷鋼筋處之連續鋼筋面積不小於受撓所需面積之二倍，且剪力  $V_u$  未超過該處構材抗剪強度  $\phi V_n$  之  $3/4$ 。

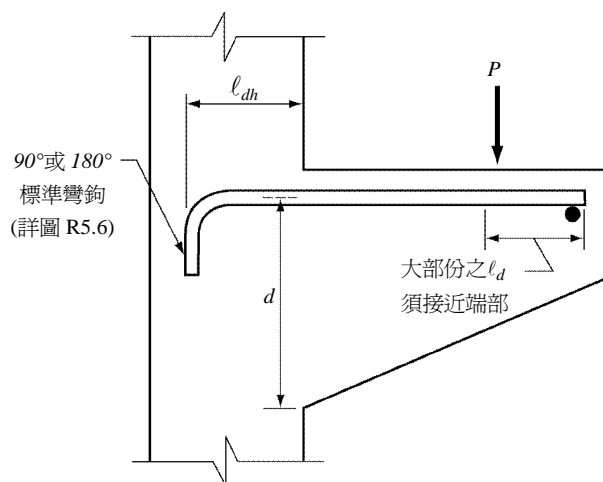
解說：

研究顯示鋼筋在拉力區中截斷會降低構材之抗剪強度及韌性，因此本規範不允許撓曲鋼筋於拉力區中切斷，除非其能符合下列特殊條件：(1)已知撓曲鋼筋在拉力區截斷處極易有彎曲裂縫之產生，若切斷點旁連續鋼筋之應力及斷面上作用之剪力值均較高時，則剪力斜張裂縫就會從彎曲裂縫上直接衍生。故撓曲鋼筋在拉力區之切斷，應以避免或控制斜張裂縫為考慮。第5.11.5.1節是指若作用剪力較小則不易有斜張裂縫之產生；(2)第5.11.5.2節是指緊密排置之肋筋較易約束斜張裂縫；(3)第5.11.5.3節是指較小之撓曲鋼筋應力會降低斜張裂縫產生之機會。這些規定不適用於第5.16、5.14.5及5.3節所敘之受拉續接。

5.11.6 受撓構材若其鋼筋應力不與彎矩成正比，如斜坡基腳、階式基腳、托架、深梁、或受拉鋼筋與混凝土受壓面不平行之構材，其受拉鋼筋之端部應有適當之錨定。深梁鋼筋端部之錨定應符合第 5.12.4 及 5.13.4 節之規定。

解說：

圖R5.11.6所示托架之鋼筋極限應力自支承面至載重點均接近  $f_y$ ，其鋼筋應力並不隨著彎矩減小而呈等比例降低，故其撓曲鋼筋之伸展錨定需作特別之考慮。如圖R5.11.6中托架之鋼筋於載重點的端部錨定就缺乏伸展之空間，故第4.10.6(1)節規定<sup>[5.1]</sup>在撓曲鋼筋端部，鉚接一同尺寸之橫向鋼筋以提供有效之端部錨定。於上述情況內若使用垂直面之端彎鉤，效用則常不足，其原因之一是沒有空間來容納彎鉤之直線段  $\ell_{dh}$ ，原因之二是彎鉤之最小彎曲直徑段會在托架端部近載重處產生一不利之混凝土破壞角。若托架之水平寬度較大且載重點距端部較遠時，則可使用水平面之U型鋼筋以提供有效之端彎鉤。



圖R5.11.6 托架鋼筋之端部錨定

## 5.12 正彎矩鋼筋之伸展

5.12.1 簡支構材正彎矩鋼筋至少須有  $1/3$ ，連續構材正彎矩鋼筋至少須有  $1/4$ ，沿同一構材面伸入支承內  $15\text{ cm}$  以上。

解說：

限定數量之正彎矩受拉鋼筋須延伸進入支承以因應彎矩會隨著載重變化、支承沈陷、側力作用或其它原因而移動之現象。

5.12.2 若受撓構材為抵抗側力主要體系之一部分，依第5.12.1 節規定須伸過支承面之正彎矩鋼筋應加以錨定，使其能在支承面承受降伏應力  $f_y$ 。

解說：

若撓曲構材為側力抵抗系統之一部分時，超出設計所預期之載重可能導致支承處產生反覆性彎矩，故規定部分之正彎矩鋼筋須作適當之端部錨定，其目的在確保構材在地震或強風等劇烈超載下仍能保有韌性之行爲，亦即鋼筋具有發展降伏應力  $f_y$  之能力。使用超量但允許應力值較低之無錨定鋼筋是不足以勝任上述情況的。

5.12.3 在簡支承處及反曲點，正彎矩鋼筋直徑之選用，須使該筋計算之  $\ell_d$  值符合式(5-5)之規定。但若鋼筋在超過簡支承中心線外之端錨定為標準彎鉤或相當標準彎鉤之機械式錨定者可不受式(5-5)之限制

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (5-5)$$

式中：

$\ell_d$  = 依第 5.3 節計算發展出  $f_y$  所需之伸展長度。

$M_n$  = 假定該斷面內所有鋼筋應力均達  $f_y$  時之彎矩計算強度。

$V_u$  = 該斷面所受之設計剪力。

$\ell_a$  = 於簡支承處為簡支承中心外之埋置長度；於反曲點處之有效長度不可超過構材有效深度  $d$  或  $12d_b$  之較大值者。

若鋼筋終端在受壓反力區內， $M_n/V_u$  得增加 30%。

解說：

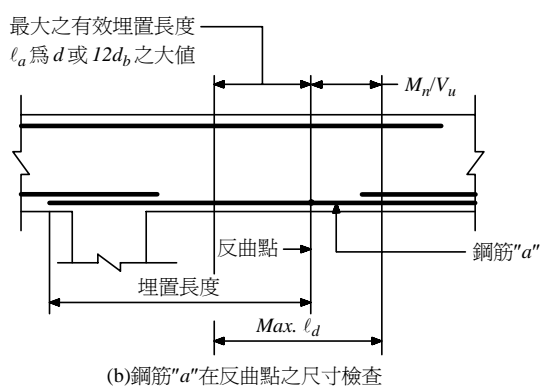
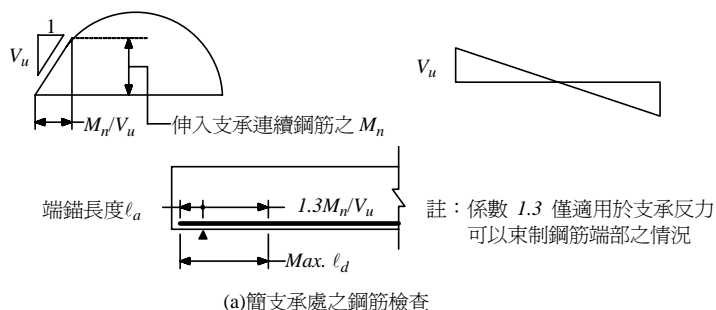
撓曲握裹應力  $u = V/(jd\Sigma_o)$ ，其中  $jd$  為彎矩力臂而  $\Sigma_o$  為鋼筋標稱周長之總和。由上式可知在梁中若剪力大 ( $V$  大)、鋼筋量少 ( $\Sigma_o$  小) 或鋼筋尺寸較大 ( $\Sigma_o$  小) 時，其撓曲握裹應力值均可能偏高。由於梁中簡支承處和反曲點之作用彎矩為零 (鋼筋量可能較少) 且其剪力可能甚大，因而造成較高之撓曲握裹應力，故應予以控制。

本規範認為撓曲握裹應力若小於錨定握裹應力則為合宜，故令  $V_u/(jd\Sigma_o) \leq A_s f_y / (\ell_d \Sigma_o)$ ，可得  $\ell_d \leq M_n / V_u$ ，其中  $M_n$  是待檢斷面之計算彎矩強度，不需要使用強度折減因數  $\phi$ 。而且本規範認為鋼筋在簡支承處或反曲點繼續延伸一長度  $\ell_a$  將有助於避免撓曲握裹破壞，故允許使用公式  $\ell_d \leq M_n / V_u + \ell_a$  來檢查允許之撓曲握裹應力。

圖 R5.12.3 顯示本規範控制撓曲握裹應力之作法。若梁之簡支承處有壓力圍束撓曲鋼筋時，其  $M_n / V_u$  可以增加 30%。而對反曲點之  $\ell_a$  值僅可取梁有效深度  $d$  或  $12d_b$  之大值，其超過之長度視為無效。

若欲滿足式(5-5)之限制，工程師可用下列三方式處理：

- (1) 選用數量較多但尺寸較小之鋼筋，以降低 $\ell_d$ 。
- (2) 允許較多之連續鋼筋穿過簡支承處或反曲點，以增加 $M_n$ 。
- (3) 對簡支承處增加 $\ell_a$ 或作標準彎鉤錨定。



圖R5.12.3 撓曲握裹應力之檢查

5.12.4 深梁之正彎矩鋼筋在簡支承處須延伸過支承面予以錨定，使其能在支承面承受降伏應力 $f_y$ 。正彎矩鋼筋於深梁內支承處須與鄰跨之鋼筋連續或續接。

解說：

壓拉桿模式之分析顯示深梁之鋼筋在支承處需承受相當的拉力，因此要求拉力鋼筋須延伸通過支承面後作適當的錨定<sup>[5.20]</sup>。

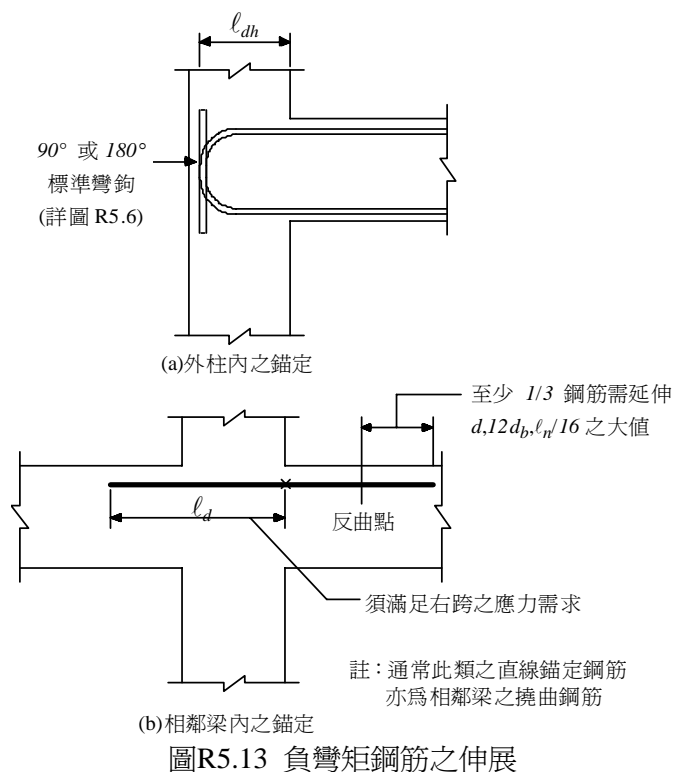
## 5.13 負彎矩鋼筋之伸展

- 5.13.1 連續、束制或懸臂構材，或剛構之各構材，其負彎矩鋼筋應以適當之埋置長度、彎鉤或其他機械方式於支承內或伸過支承錨定之。
- 5.13.2 負彎矩鋼筋在跨度內之埋置長度應符合第 5.2 及 5.11.3 節之規定。
- 5.13.3 支承處之負彎矩受拉鋼筋最少須有  $1/3$  延伸至反曲點以外相當於構材有效深度之距離，惟亦不少於  $12d_b$  或淨跨度之  $1/16$ 。
- 5.13.4 深梁內支承處之負彎矩鋼筋須與鄰跨之鋼筋連續。

解說：

圖R5.13顯示了二種抗拉鋼筋在支承面後之錨定型式。第5.13.3節是針對彎矩反曲點可能移動之預防措施。





## 5.14 腹筋之伸展

5.14.1 腹筋應在保護層及鄰近鋼筋排列許可下儘可能靠近構材之受壓面及受拉面。

解說：

腹筋應延伸在構材之全深範圍內，以求控制可能發生之斜張裂縫。

5.14.2 單肢、單 U 形或複 U 形肋筋之端部須擇用下列方法之一錨定：

- 5.14.2.1 鋼筋為  $D16$  及麻面鋼線直徑為  $16\text{ mm}$ ，或較小者，以及鋼筋為  $D19$ 、 $D22$  及  $D25$  且其規定降伏應力  $f_{yt}$  不大於  $2,800\text{ kgf/cm}^2$  者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上。
- 5.14.2.2 鋼筋為  $D19$ 、 $D22$  及  $D25$  且其規定降伏應力  $f_{yt}$  大於  $2,800\text{ kgf/cm}^2$  者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上，且自構材深度中線至彎鉤外緣間之埋置長度不得小於  $0.053d_b f_{yt} / \sqrt{f'_c}$ 。
- 5.14.2.3 鉚接光面鋼線網組成之單 U 形肋筋，應用下列方法之一錨定：
  - (1) 每肢頂端須有兩根相距  $5\text{ cm}$  之縱向鋼線。
  - (2) 每肢須有兩根縱向鋼線距受壓面均不超過  $d/4$  且兩者相距至少  $5\text{ cm}$ ，較近於受壓面之鋼線可置於該肢彎曲部分之外或置於內徑至少為  $8d_b$  之彎曲部分上。
- 5.14.2.4 鉚接光面或麻面鋼線網之單肢肋筋之每一端應設置兩根縱向鋼線其間相距至少  $5\text{ cm}$ 。內縱向鋼線至梁有效深度中線之距離至少為  $d/4$  或  $5\text{ cm}$ 。拉力側之外縱向鋼線與構材表面之距離不得大於最靠近構材表面主鋼筋與表面之距離。
- 5.14.2.5 鋼筋為  $D13$  及麻面鋼線直徑為  $13\text{ mm}$  或較小者，若其置於第 2.13 節所規定之欄柵版構造中，則其端部錨定可僅用標準彎鉤。

解說：

本規範刪除早期版本允許之腹筋直線錨定。因為直線錨定之腹筋在混凝土澆置時甚難定位，而且因其缺乏端部彎鉤，故對斜張剪力裂縫通過腹筋端部時常屬無效。

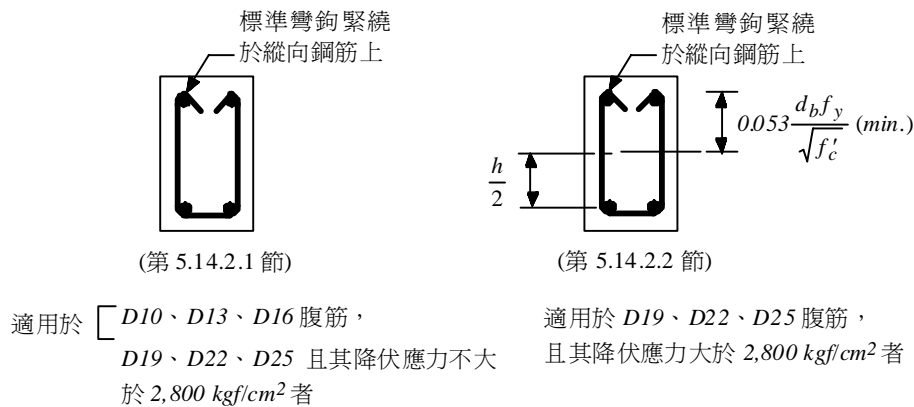
本規範對腹筋端部要求彎鉤錨定，而且要求腹筋的每一彎角之內緣至少須有一根縱向鋼筋。此一縱向鋼筋(又名錨定筋)對腹筋端部錨定之意義，可由圖R5.6(a)中所示抗拉彎鉤之破壞模式來了解。已知抗拉彎鉤之破壞模式通常為其彎轉段兩側混凝土之劈裂，或是其彎轉段內緣混凝土之擠碎。而錨定筋之使用，對上述兩種破壞(圖R5.6(a))均有抑制效果。例如錨定筋垂直通過彎鉤平面故可以抑止彎鉤平面遭劈裂；又如錨定筋直接緊靠彎鉤內緣故可避免其旁混凝土之遭擠碎。此外彎鉤在箍筋中之錨定，實難有足夠之 $\ell_{dh}$ 長度，因此更見錨定筋使用之必要。本規範對U型腹筋之錨定要求如圖R5.14.2所示。由圖R5.14.2中可見，腹筋之彎鉤須緊繞於縱向鋼筋(亦即錨定筋)上，方能衍生其能力。故工程師得視需要，對腹筋配置其錨定筋。

如圖R5.14.2中可見，對小號腹筋( $D10$ 、 $D13$ 、 $D16$ )或低強度大號腹筋( $D19$ 、 $D22$ 、 $D25$ )而言，其端部錨定使用標準彎鉤暨錨定筋就足夠了。但對高強度之大號腹筋而言，一則為大號腹筋和錨定筋難以緊密纏繞，二則為腹筋之拉力較大，故對腹筋之錨定除了需要端標準彎鉤及錨定筋外，尚須提供若干直線伸展長度如第5.14.2.2節所示。

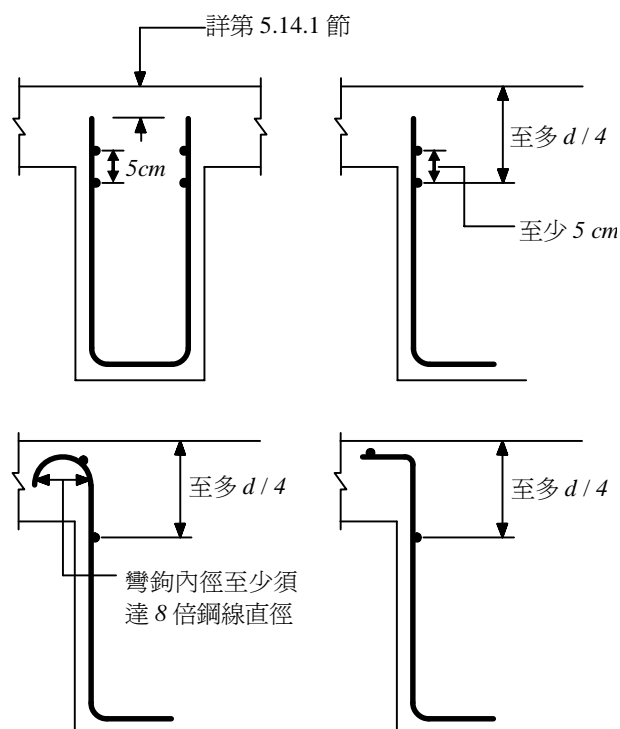
鉚接光面鋼線網之U型肋筋錨定需求如圖R5.14.2.3所示。在預鑄及預力構材中使用鉚接鋼線網作抗剪鋼筋已很普遍。文獻[5.21]說明使用整片鋼線網作抗剪鋼筋之理由。

圖R5.14.2.4顯示單肢鉚接鋼線網使用縱向鋼線暨適當之埋置長度在構材之壓力和拉力側分別錨定。圖R5.14.2.4要求拉力區最外緣之縱向鋼線須和最外側之拉力主筋同高，這是要求鋼線網能對抗拉鋼筋處之混凝土劈裂提供圍束功能。

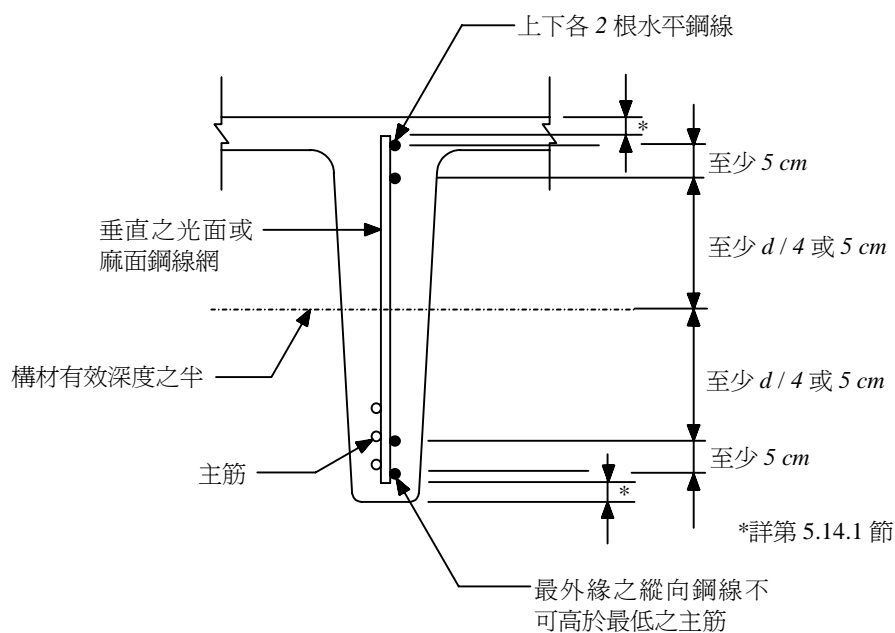
在欄柵版構造中，對小號鋼筋或鋼線之肋筋端部錨定可以標準彎鉤完成，而不必鉤住縱向鋼筋。



圖R5.14.2 腹筋端部之錨定



圖R5.14.2.3 銲接光面鋼線網肋筋端部在受壓區之錨定



圖R5.14.2.4 單肢銲接鋼線網抗剪肋筋之錨定

- 5.14.3 單 U 形或複 U 形肋筋兩錨端間之每一彎曲須繞於縱向鋼筋上。
- 5.14.4 彎起縱向鋼筋作腹筋時，伸入受拉區內者須與縱向鋼筋連續，伸入受壓區內者須於超過有效深度中線之後錨定之，其伸展長度應依第 5.3 節之規定。
- 5.14.5 以成對 U 形肋筋或箍筋組成閉合肋筋者，若其搭接長度已達  $1.3\ell_d$  則應認為適當之續接。構材深度在 45 cm 以上者，若肋筋各肢均已延伸至構材全部可用深度，且其搭接每肢計算之  $A_b f_{yt}$  不超過 4,000 kgf 者，亦應認為適當。

## 5.15 鋼筋之續接—通則

解說：

續接應儘可能遠離鋼筋之最大拉應力處，第5.16節中之受拉搭接即鼓勵此項措施。

5.15.1 鋼筋之續接可採用搭接、鉚接或機械式續接器。

5.15.2 搭接

5.15.2.1 大於  $D36$  之鋼筋，除第 5.17.2 及 8.9.2.3 節規定者外，不得搭接。

5.15.2.2 成束鋼筋中個別鋼筋之搭接長度，應以其單一鋼筋所需搭接長度為基本，再依第 5.5 節之規定予以修正，束中各根鋼筋之搭接位置不得相互重疊。成束鋼筋不可作整束之搭接。

5.15.2.3 受撓構材中鋼筋作不接觸搭接時，其側向間距不得大於搭接長度之  $1/5$  或  $15\text{cm}$ 。

解說：

由於缺乏實驗之佐證，故禁止大於  $D36$  之鋼筋作受壓或受拉搭接。僅有的例外為第 5.17.2 及 8.9.2.3 節中所允許  $D43$  或  $D57$  鋼筋可與  $D36$  或較小之鋼筋作受壓搭接。

依據第 5.16.1 節及 5.17.1 節所計算而得之  $\ell_d$  是供個別鋼筋使用，因為鋼筋和混凝土之握裹傳遞界面減少，所以成束鋼筋內個別鋼筋之搭接長度應該予以放大。成束鋼筋僅可做單一鋼筋個別搭接，不得作整束之搭接。

作不接觸搭接之鋼筋若相距太遠時，其可能會造成無鋼筋之混凝土弱面。而側向間距不得大於搭接長度之  $1/5$ ，即為強迫可能之裂縫須遵循一較曲折之路徑(5比1之斜率)。至於另加側向最大間距  $15\text{ cm}$  之限制，是源自絕大多數之搭接實驗的鋼筋間距均不大於  $15\text{ cm}$  之故。

5.15.3 鉚接或機械式續接器

5.15.3.1 除本規範規定者外，所有鉚接須符合其他有關規定。

5.15.3.2 全鉚續接應發展其抗拉強度至少達鋼筋以  $1.25f_y$  計得之強度，且須考慮鋼筋之可鉚性，鉚接接合型式及續接位置應明示於設計圖說。

5.15.3.3 機械式續接器續接應發展其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋以  $1.25f_y$  計得之強度外，尚須考慮其滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之影響，並符合其他有關規定。  
機械式續接器之續接性能須與續接位置相配合並應明示於設計圖說。

5.15.3.4 僅  $D16$  鋼筋及較小者之鉚接或機械式續接器可不符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之要求，但須依第 5.16.4 節之規定使用。

解說：

鋼筋在未查驗其可鉚性並挑選適當之鉚接程序者，不得鉚接。本規範要求鋼筋之鉚接須按美國鉚接學會“*Structural Welding Code -Reinforcing Steel (ANSI/AWS D1.4)*”之規定辦理。*ANSI/AWS D1.4* 要求個別鋼筋應按其化學組成來決定其鉚接所需之預熱及中繼溫度。

全鉚續接主要是供主構材中大號鋼筋( $D19$ 或以上)所使用。要求鉚接鋼筋之抗拉強度可達規定降伏強度  $f_y$  之  $1.25$  倍以保證確實之鉚接，亦確保了足夠之抗壓能力。由於本規範在設計時要求鋼筋之最大應力需達降伏強度  $f_y$ ，因此必須要求續接具超越  $f_y$  的強度，以使構材在發展出降伏前不致遭受續接處之脆性破壞。對續接強度要求超過  $f_y$  達  $25\%$ ，乃考慮兼顧結構安全及實務經濟之要求。

本規範取消了鋼筋全銲續接須為對銲之限制，這是因為ANSI/AWS D1.4已允許間接對銲(*indirect butt welds*)，但對D22鋼筋及較大者仍以直接對銲為宜。水淬鋼筋不利於銲接(包括瓦斯壓接)式續接，應加留意。

使用機械式續接器之鋼筋需可發展 $1.25f_y$ 之抗拉或抗壓強度，其理由和全銲續接者同。

機械式續接器續接除其強度規定外，應考慮滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之強度、裂縫寬度、延展性、耐久性等之影響。鋼筋之機械式續接器尚無國家標準，結構工程學會訂定之「鋼筋續接器續接規範與解說」<sup>[5.32]</sup>可供參考

由於國內常用鋼筋實際之降伏強度變異性較大，常較標稱降伏強度高出甚多， $1.25f_y$ 之規定對全銲續接與機械式續接之使用恐有安全之慮。

## 5.16 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之續接

5.16.1 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之搭接須符合表 5.16.1 之規定。

表 5.16.1 受拉搭接之等級

搭接等級	鋼筋情況
甲級	符合： (1) 在規定搭接長度內鋼筋之使用量至少為分析需要量之兩倍；且 (2) 在搭接長度內之搭接鋼筋面積百分比不大於 50%者。
乙級	其他

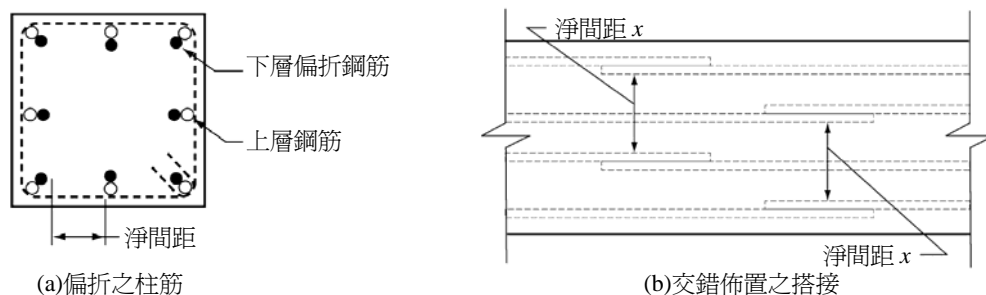
解說：

受拉搭接長度區分為甲、乙兩級，並規定搭接長度為伸展長度 $\ell_d$ 之倍數，伸展長度 $\ell_d$ 詳見第5.3節。由於搭接分級規定已對搭接處反應超量鋼筋之狀況，故對 $\ell_d$ 之計算不可重覆使用第5.3.5節之超量鋼筋修正因數，至於其它關於間距及保護層、箍筋用量、頂層鋼筋、輕質混凝土及環氧樹脂塗布等修正因數均需考慮。

柱鋼筋之搭接若使用偏折處理時，其鋼筋淨間距之估算如圖R5.16.1(a)所示；又鋼筋之搭接作錯置處理時，其淨間距『 $x$ 』可如圖R5.16.1(b)所示。鋼筋之偏折請詳見規範第13.7.1節之規定。

早期規範中所認定之搭接長度分成甲乙丙三級，他們分別為伸展長度 $\ell_d$ 之1.0倍，1.4倍，及1.7倍。但基於搭接與伸展長度相似之本質<sup>[5.4.5.5]</sup>，且伸展長度已在圍束效應之修正後趨向安全和準確，故本規範已取消係數為1.7之丙級搭接。

本規範仍保留係數為1.3之乙級搭接，其理由為(1)鼓勵搭接能作交錯排置；(2)鼓勵搭接能在低應力區內佈置。雖然搭接和伸展具有相同之握裹強度，但搭接之鋼筋滑移量是比伸展者為大。故藉乙級搭接係數1.3，來鼓勵搭接之錯置並降低搭接鋼筋組之應力，這可減少搭接鋼筋之滑移量以幫助搭接區之裂縫控制，並可限制應力從搭接鋼筋傳遞到相鄰未搭接鋼筋之機會。



圖R5.16.1 搭接鋼筋之淨間距

5.16.2 受拉搭接之最小搭接長度如表 5.16.2 所示，且不得小於 30 cm。

表 5.16.2 受拉之最小搭接長度

分級	搭接長度
甲級	$1.0\ell_d$
乙級	$1.3\ell_d$

$\ell_d$  為依第 5.3 節中發展  $f_y$  全值所需之受拉伸展長度，惟不適用第 5.3.5 節之修正。

5.16.3 續接處之鋼筋面積小於分析所需鋼筋面積之兩倍時，其銲接或機械式續接器之續接應符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

5.16.4  $D16$  或較小鋼筋之銲接或機械式續接器若不符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之要求時，其銲接或機械式續接器之續接應符合下列規定：

5.16.4.1 續接位置應錯開 60 cm 以上。

5.16.4.2 計算每一斷面鋼筋之受拉強度時，續接鋼筋應力可依規定之續接強度計算，但不得大於  $f_y$ 。未續接鋼筋應力則應以  $f_y$  乘以該斷面兩側較短之埋設長度與所需  $\ell_d$  之比值，計算其強度，但不得大於  $f_y$ 。

5.16.4.3 任一斷面鋼筋之受拉強度至少應為分析計得之兩倍，且不得小於  $1,400 \text{ kgf/cm}^2$  乘以配置之總拉力鋼筋量。

5.16.5 受拉繫材鋼筋之續接，應依第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節規定使用全銲續接或可靠之機械式續接器，相鄰鋼筋之續接至少須錯開 75 cm。

解說：

在界定構材是否屬於受拉繫材時，應考慮構材之重要性、功能、設計細節、和應力狀況等。而本規範所謂之受拉繫材應具有下列性質：斷面上所有之鋼筋均需發展其抗拉強度；且其周邊混凝土保護層均為有限者。例如拱之繫桿、高架支承結構之吊桿或桁架之拉力桿等均為受拉繫材。但對常見之巨積圓形水池而言，由於其壁內鋼筋之間距甚大而且供續接錯置之空間亦甚足夠，故其不歸類為受拉繫材，其鋼筋之接續可用乙級搭接處理。

## 5.17 受壓竹節鋼筋之續接

解說：

抗壓鋼筋之握裹行為不會受到橫向拉裂縫之影響，所以受壓搭接之規範條文就不若受拉搭接者嚴格。

5.17.1 受壓竹節鋼筋之搭接長度如表 5.17.1 所示，且不得小於 30 cm；當混凝土之  $f'_c$  小於  $210 \text{ kgf/cm}^2$  時，搭接長度須增加 1/3。

表 5.17.1 受壓搭接之最小長度

鋼筋情況	搭接長度
$f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	$0.0071d_b f_y$
$f_y > 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	$(0.013f_y - 24)d_b$

解說：

實驗結果<sup>[5.1.5.22]</sup>顯示鋼筋抗壓搭接強度主要是靠鋼筋端部之支承壓力而得，因此在搭接長度加倍但端部支承不變時，其抗壓搭接長度不會呈等比例增加。因此，鋼筋規定降伏強度超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，其抗壓搭接長度遠比鋼筋規定降伏強度 $f_y$ 低於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 者為長。

5.17.2 不同直徑之受壓鋼筋搭接時，其搭接長度應為大號鋼筋之伸展長度或小號鋼筋之搭接長度兩者之大值。 $D43$  或  $D57$  鋼筋可與  $D36$  或較小之鋼筋搭接。

解說：

對不同直徑之受壓鋼筋作搭接時，本規範要求其搭接長度為(1)小號鋼筋之受壓搭接長度；(2)大號鋼筋之受壓伸展長度，兩者取大值。而此項要求之理由如下：對相同根數但不同直徑之鋼筋作抗壓搭接時，其鋼筋應負擔之壓力是以小號鋼筋為準，故小號鋼筋之搭接長度應為設計對象。但大號鋼筋會因混凝土乾縮和潛變的影響，而負擔額外的壓力，故這些大號鋼筋的壓力應在其伸展長度內釋放出來，以供小號鋼筋和周遭之混凝土共同承接。因此，大號鋼筋之伸展長度也應作設計之考慮。

5.17.3 銲接或機械式續接器用於受壓續接時，應符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

#### 5.17.4 端承續接

5.17.4.1 端承續接僅能用於含有閉合箍筋、閉合肋筋或螺箍筋之構材內。

5.17.4.2 僅受壓力之主筋，在端承續接處鋼筋兩端應平正切割並以適當配件保持其在同一軸心承接以傳遞壓力。

5.17.4.3 端承續接鋼筋之端面應平整且與軸心垂直、其偏差不得大於  $1.5^\circ$ ；以適當配件結固後，接觸面之偏差不得大於  $3^\circ$ 。

解說：

絕大部分之端承續接均使用於承壓柱之垂直主筋。若鋼筋有明顯之偏斜時，則其端承續接就需特別處理。端承續接是限用於含閉合箍筋等構材內，其目的是要求含端承續接之斷面仍保有若干的抗剪強度。需注意耐震柱之主筋不可使用端承續接。

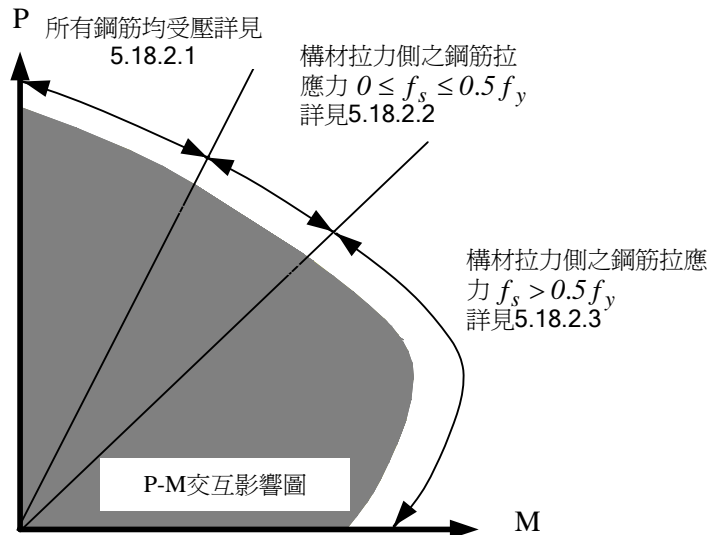
### 5.18 柱筋續接之特別規定

5.18.1 柱筋之續接應滿足所有載重組合之要求，而其搭接、對銲續接、機械式續接器或端承續接之使用須符合第 5.18.2 至 5.18.4 節之規定。

解說：

若柱同時承受軸力及彎矩作用，則柱之一側就會出現拉應力，如圖R5.18所示。一旦柱出現拉力區，本節就要求柱筋作抗拉續接。就算是分析顯示柱僅承受壓力，但本節仍要求柱於每側均至少提供該側主筋面積乘以 $0.25f_y$ 之拉力強度。

需要注意到柱筋之續接應滿足所有載重組合之要求。例如柱之鋼筋量係由垂直力之載重組合所控制，但柱鋼筋仍需抵抗含風力或地震力之載重組合所引發的拉力，故該柱之主筋仍需使用抗拉續接。



圖R5.18 柱筋續接之特別規定

### 5.18.2 柱筋之搭接

5.18.2.1 在設計載重作用下柱筋只承受壓力時，則其搭接須符合第 5.17.1 及 5.17.2 節之規定，且按其適用狀況須符合下列要求：

- (1) 橫箍柱在壓力作用下，若其柱筋在搭接長度內被有效面積不小於  $0.0015hs$  之橫箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.83 予以折減，惟不小於 30 cm。其中有效面積是指垂直於斷面尺寸  $h$  方向之箍筋面積和。
- (2) 螺箍柱在壓力作用下，若其柱筋在搭接長度內被螺箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.75 予以折減，惟不小於 30 cm。

5.18.2.2 在設計載重作用下柱筋承受拉力時，符合下列三條件者其搭接長度可用表 5.16.2 中之甲級，否則須為乙級：

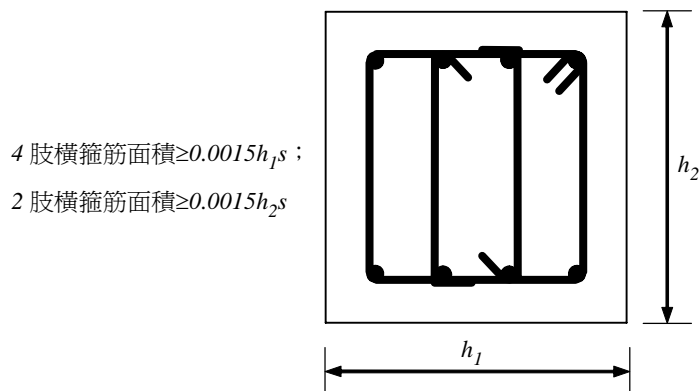
- (1) 柱筋拉應力不超過  $0.5f_y$ 。
- (2) 柱任一斷面之搭接鋼筋面積百分比不大於 50%。
- (3) 柱筋搭接位置至少錯開  $\ell_d$ 。

5.18.2.3 在設計載重下柱筋承受之拉應力超過  $0.5f_y$  時，柱筋搭接長度應採用表 5.16.2 中之乙級搭接。

解說：

受壓柱筋在搭接長度內被有效面積不小於  $0.0015hs$  之橫箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.83 予以折減。圍束箍筋量之計算應對方形柱之兩個主軸方向均作查驗。以圖R5.18.2所示之柱為例，若柱之彎曲軸為水平軸時，則有效箍筋面積係以垂直彎曲軸之 4 肢計算，而  $h_l$  則為平行彎曲軸之柱寬度。當然，對圖R5.18.2中柱之垂直彎曲方向亦需以 2 肢計算驗證其箍筋量是否足夠。





圖R5.18.2 橫箍柱中圍束箍筋量之計算

## 5.18.3 柱筋之銲接或機械式續接器

柱筋之銲接或機械式續接器之使用須符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

解說：

柱筋續接可使用銲接或機械式續接器，惟其需可發展  $1.25f_y$  之抗拉或抗壓強度。上述抗壓強度係因混凝土之乾縮及潛變會造成柱筋負擔額外壓力之故。

## 5.18.4 柱筋之端承續接

柱筋僅承受壓力時可使用符合第 5.17.4 節規定之端承續接，惟每側至少須保有該側主筋面積乘以  $0.25f_y$  之拉力強度。上述之拉力強度可藉續接位置之交錯或在續接處另加連續鋼筋而得。

## 5.19 受拉銲接麻面鋼線網之搭接

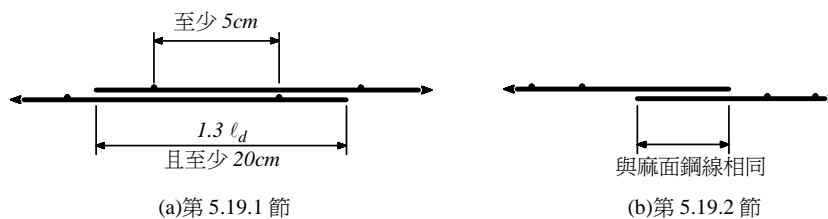
5.19.1 銲接麻面鋼線網搭接時，鋼線網外緣間之搭接長度不得少於  $1.3\ell_d$  或 20 cm；其最外側橫向鋼線間之搭接長度不得少於 5 cm， $\ell_d$  為發展  $f_y$  全值所需之伸展長度，其值應依第 5.8 節之規定計算，惟  $\ell_d$  可不受極小值 20 cm 之限制。

5.19.2 若在搭接長度範圍內無橫向鋼線時，銲接麻面鋼線網之搭接應依第 5.16 節麻面鋼線之規定。

5.19.3 當麻面鋼線網在其鋼線伸展方向摻有光面鋼線，或麻面鋼線網和光面鋼線網搭接時，則其搭接長度應依第 5.20 節計算之。

解說：

受拉銲接麻面鋼線網之搭接長度規定係參考實驗數據<sup>[5.23]</sup>而得，其要求如圖R5.19所示。



圖R5.19 麻面鋼線網之搭接

## 5.20 受拉銲接光面鋼線網之搭接

- 5.20.1 若鋼線搭接處之鋼線面積  $A_s$  小於分析需要量之 2 倍時，其介於兩搭接鋼線網最外橫向鋼線間之搭接長度不得小於一網格長度再加 5 cm，或  $1.5\ell_d$ ，或 15 cm，以值大者為準。 $\ell_d$  為發展  $f_y$  全值所需之伸展長度，其值應為第 5.9 節規定之伸展長度，惟  $\ell_d$  可不受極小值 15 cm 之限制。
- 5.20.2 若鋼線搭接處之鋼線面積  $A_s$  等於或大於分析需要量之 2 倍時，其介於兩搭接鋼線網最外橫向鋼線間之搭接長度不得小於 5 cm，亦不小於  $1.5\ell_d$ 。 $\ell_d$  之計算同第 5.20.1 節之規定。

解說：

光面鋼線網之搭接強度主要是由橫向鋼線之錨定所提供，至於縱向鋼線之直線搭接長度則貢獻不大。因此光面鋼線網之搭接是以規定橫向鋼線之重疊狀況為主，並不強調鋼線之直徑或長度。在搭接長度中 5 cm 之額外要求是為了增加鋼線網之重疊效應，並提供空間以確保混凝土在鋼線網間之密實性。實驗<sup>[5.24]</sup>顯示鋼線直徑大且間距小之光面鋼線網需要較長之搭接長度，因此本規範要求光面鋼線網之搭接需包含長度  $1.5\ell_d$  之校核，並有最短 15 cm 之限制。其中伸展長度  $\ell_d$  是根據第 5.9 節計算，但不受最小值 15 cm 限制。圖 R5.20 顯示光面鋼線網之搭接要求。

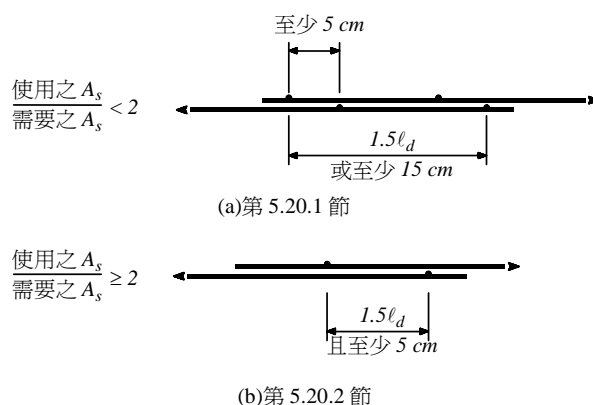


圖 R5.20 光面鋼線網之搭接

### 參考文獻

- [5.1] ACI Committee 408, "Bond Stress—The State of the Art," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 63, No. 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.
- [5.2] ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-90), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 3 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [5.3] Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 7, July 1979, pp. 47-61.
- [5.4] Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 3, Mar. 1977, pp. 114-122.
- [5.5] 黃世建、陳正平、王森源、龍思靖，「竹節鋼筋在混凝土中之伸展、搭接與配置」，結構工程，第九卷，第四期，Oct. 1994, pp. 51-78。

- [5.6] Moehle, J. P.; Wallace, J. W.; and Hwang, S. J., "Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept. - Oct. 1991, pp. 531-537.
- [5.7] 黃世建, 「美國 ACI 318-95 規範在鋼筋抗拉伸展與續接設計之變革」, 美國 ACI 318-95 結構混凝土工程設計規範變革研討會論文集, 中華民國結構工程學會, 台北, 民國85年5月。
- [5.8] Jirsa, J. O., and Breen, J. E., "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," *Research Report 242-3F*, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Nov. 1981.
- [5.9] Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal* V. 85, No. 3, May-June 1988, pp. 251-257.
- [5.10] Treece, R. A., "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Master's thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, May 1987.
- [5.11] Johnston, D. W., and Zia, P., "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Department of Civil Engineering, North Carolina State University, *Report No. FHWA/NC/82-002*, Aug. 1982.
- [5.12] Mathey, R. G., and Clifton, J. R., "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, No. ST1, Jan. 1976, pp. 215-228.
- [5.13] Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr. 1993, pp. 210-217.
- [5.14] Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., "Effects of Epoxy-Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec. 1995, pp. 757-764.
- [5.15] 中國土木水利工程學會, "混凝土工程施工規範(土木402-80)", 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會研究報告(10), Dec. 1991, 171 pp。
- [5.16] Kaar, P., and Magura, D., "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 10, No. 6, Dec. 1965, pp. 20-34.
- [5.17] Hanson, N. W., and Kaar, P. H., "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 55, No. 7, Jan. 1959, pp. 783-802.
- [5.18] Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 8, No. 5, Oct. 1963, pp. 47-67.
- [5.19] Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N., Jr., "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 24, No. 4, July-Aug. 1979, pp. 88-114.
- [5.20] Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design & Construction*, V. 8, No. 8, Aug. 1986, pp. 46-58.
- [5.21] Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 25, No. 4, July-Aug. 1980, pp. 32-36.
- [5.22] Pfister, J. F., and Mattock, A. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, No. 2, May 1963, pp. 27-40.
- [5.23] Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report No. 323*, University of Illinois, 1969, 129 pp.
- [5.24] Lloyd, J. P., "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric,"

Publication No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, June 1971, 37 pp.

- [5.25] Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct. 1999, pp. 826-835.
- [5.26] Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec. 1999, pp. 922-926.
- [5.27] Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 72, No. 5, May 1975, pp. 198-200.
- [5.28] Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, Jul.-Aug., 1997, pp. 56-60.
- [5.29] Logan, D. R., "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., 1997, pp. 52-90.
- [5.30] Martin, L., and Korkosz, W., "Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct. 1995, pp. 58-66.
- [5.31] *PCI Design Handbook — Precast and Prestressed Concrete*, 5th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1998, pp. 4-27 to 4-29.
- [5.32] 中華民國結構工程學會鋼筋混凝土結構委員會，「鋼筋續接器續接規範工作小組工作報告」，中華民國結構工程學會研究報告，CSSE 96-01，民國九十六年六月。