

美國 ACI 318-14 規範 對柱耐震圍束箍筋量之變革

沈文成／國家地震工程研究中心助理研究員

李翼安／國家地震工程研究中心專案助理研究員

黃世建／國立臺灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

橫向鋼筋於鋼筋混凝土柱中扮演諸多重要角色，如抵抗剪力、避免主筋挫屈以及圍束核心區域內混凝土等。當保護層開始剝落，橫向鋼筋使得圍束區域內混凝土可以持續承受更大之軸向壓力，較好的圍束效果確保柱構件在強度衰減後仍有足夠的變形能力。但許多實驗數據顯示，依美國 ACI 318-11 規範之設計公式計算得到之圍束箍筋量，無法保證承受高軸力柱構件之變形能力能夠符合要求，探究原因發現設計公式並未因承受不同之軸力而調整所需之箍筋量，使得柱構件在承受高軸力作用下之變形能力可能不佳。爰此，美國 ACI 318 規範委員會針對圍束鋼筋量之設計公式提出修訂建議，於設計公式中納入軸力參數，以解決現行規定之不足處。本文將分別探討現行規定與改版內容在圍束箍筋量之規定，並整理出差異之處。最後，提供一示範例說明美國 ACI 318 規範於柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議，並比較其差異，期能做為國內工程界於設計高樓建築物結構時之參考。

簡介

臺灣地狹人稠，隨著都市的發展，位於都會區的建築物因土地取得不易只能向上發展，樓層數越蓋越高，高樓建築物之底層柱必須負擔整體建築物重量，承受極大之軸向力量。若依美國 ACI 318-11 規範 [1] 之設計公式計算圍束箍筋量，最底層柱在承受高軸力作用下，其變形能力可能無法滿足規範所要求之 3% 層間位移比。而目前國內使用之混凝土工程設計規範與解

說（土木 401-100）於耐震圍束之相關規定與美國 ACI 318-11 規範相同，亦有前述不保守之問題。

Elwood 等人 [2] 利用 PEER 資料庫 [3] 中 145 個矩形鋼筋混凝土柱之測試數據進行分析（如圖 1），以試體箍筋量除以規範建議量之比值為橫軸，當兩者比值為 1 時，表示試體箍筋量滿足規範建議之標準；以試體變形能力（層間位移比）為縱軸，當縱軸值為 3 時，表示試體變形能力符合韌性指標（Performance Target）之標準。接著逐一將測試數據予以描繪，比較各國規範於圍束箍筋量之規定是否恰當。由圖 1 可以發現，

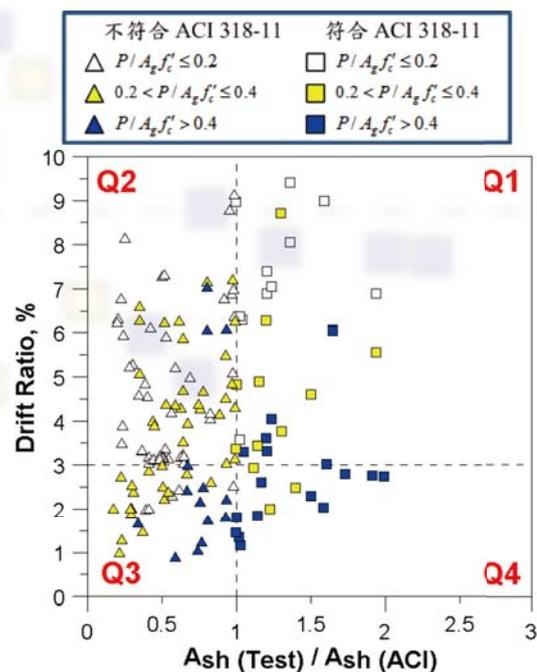


圖 1 美國 ACI 318-11 規範建議之橫箍柱箍筋量與測試結果之比較

有部分試體測試結果落於右下角不保守區域，該區域表示試體雖依美國 ACI 318-11 規範建議配置所需之箍筋量，但測試結果卻無法達到應有之韌性指標。更進一步於圖 1 發現，測試結果屬不保守之區域，大多為承受高軸力 ($P/A_g f'_c > 0.4$) 作用之柱試體，顯示該規範之設計公式缺乏考量軸力之影響，無法確保柱在承受高軸力作用下之變形能力。

美國 ACI 318-11 規範之箍筋量設計公式對於橫箍柱存在不保守之問題，然而螺箍柱是否存在同樣之問題，亦是值得探討的議題。Elwood 等人利用 PEER 資料庫中螺箍柱之測試數據進行分析，圖 2 為以美國 ACI 318-11 規範設計公式計算之箍筋建議量比對螺箍柱測試數據之分佈情形。雖然螺箍柱之測試數量較橫箍柱少，但同樣地由分析結果顯示，依美國 ACI 318-11 規範之設計公式計算所得之箍筋量在高軸力作用下依然有不保守之情形。因此，無論是橫箍柱或螺箍柱，美國 ACI 318 規範均忽略軸力之影響，造成無法確保柱在承受高軸力作用下之變形能力。對此，美國 ACI 318 規範委員會也正視到 318-11 規範之設計公式有所不足之處，擬於設計規範條文中修訂相關內容。

國家地震工程研究中心（以下簡稱國震中心）過去幾年來曾針對美國、加拿大及紐西蘭等國設計規範對於柱耐震圍束箍筋量之設計公式進行研究 [4]，發

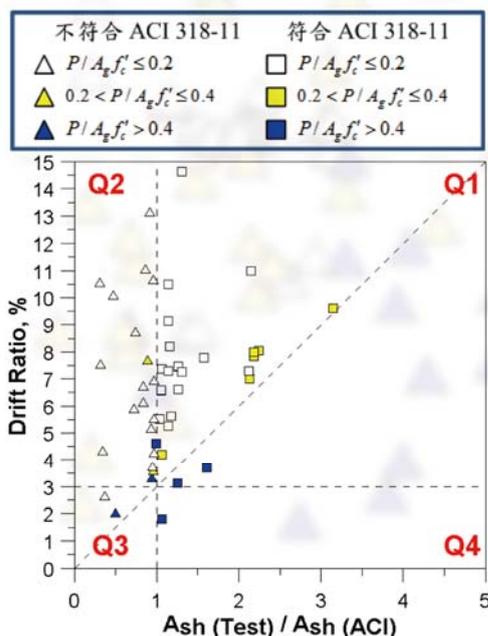


圖 2 美國 ACI 318-11 規範建議之螺箍柱箍筋量與測試結果之比較

現以美國 ACI 318-11 規範建議之耐震圍束箍筋量設計之柱試體（相關測試參數如表 1），在承受高軸力作用下，其測試結果無法表現應有之變形能力，當強度衰減至 $80\% V_{max}$ 時，層間位移比僅有 1.5%，未達層間位移比 3% 之韌性指標，如圖 3 所示。

表 1 普通強度鋼筋混凝土橫箍柱試體相關測試參數 [4]

斷面尺寸	60 cm × 60 cm
混凝土抗壓強度 f'_c	280 kgf/cm ²
垂直鋼筋降伏強度 f_y	4200 kgf/cm ²
橫向鋼筋降伏強度 f_{yt}	4200 kgf/cm ²
垂直鋼筋比 ρ_g	2.25%
橫向鋼筋比 ρ_s	0.75%
$P/A_g f'_c$	0.58

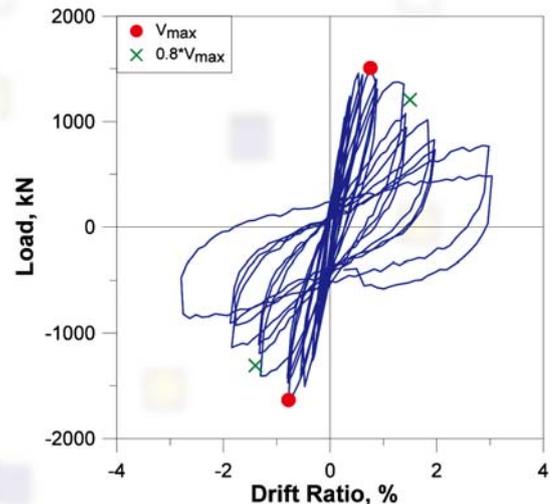


圖 3 普通強度鋼筋混凝土橫箍柱試體測試結果 [4]

另一方面，高強度混凝土之破壞行為較為脆性，將影響柱構件之變形能力，若採用高強度鋼筋混凝土材料時，設計公式是否適用。因此，國震中心規劃高強度鋼筋混凝土橫箍柱試體進行測試 [5]，測試結果如圖 4 所示，因圍束箍筋量不足，使得層間位移比僅有 1.25%。

表 2 高強度鋼筋混凝土橫箍柱試體相關測試參數 [5]

斷面尺寸	60cm × 60cm
混凝土抗壓強度 f'_c	850 kgf/cm ²
垂直鋼筋降伏強度 f_y	7000 kgf/cm ²
橫向鋼筋降伏強度 f_{yt}	8000 kgf/cm ²
垂直鋼筋比 ρ_g	2.25%
橫向鋼筋比 ρ_s	0.89%
$P/A_g f'_c$	0.57

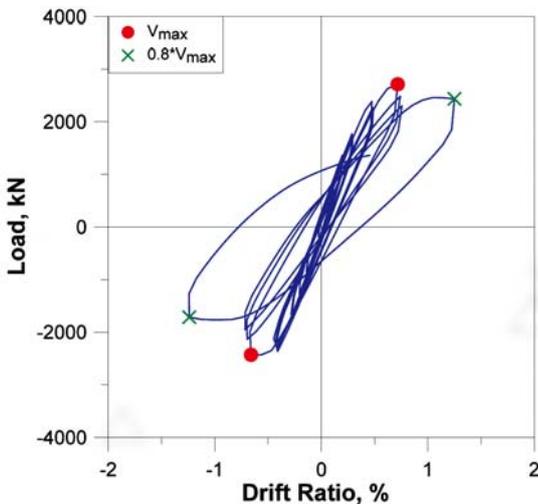


圖 4 高強度鋼筋混凝土橫樑柱試體測試結果 [5]

柱耐震圍束箍筋量之規定

ACI 318-11 規範 [1]

美國 ACI 318-11 規範規定在圍束區範圍內，矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh} 不得小於下列兩式之值：

$$A_{sh} = 0.3sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1)$$

$$A_{sh} = 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

而螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 不得小於式 (3) 及式 (4) 之值：

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4)$$

其中， A_{sh} 為在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向鋼筋之總斷面積 (cm^2)； s 為橫向箍筋之間距 (cm)； b_c 為計算 A_{sh} 之柱心尺寸，即圍束鋼筋外緣至外緣之間距； A_g 為鋼筋混凝土總斷面積 (cm^2)； A_{ch} 為橫向鋼筋或螺箍筋外緣以內之構材斷面積 (cm^2)； f'_c 為混凝土抗壓強度 (kgf/cm^2)； f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強度 (kgf/cm^2)，且不得大於 7000 kgf/cm^2 ； ρ_s 為螺箍柱中螺箍筋之體積與柱心體積之比。

式 (1) 及式 (3) 之目的為希望當柱外圍保護層剝落後，因被動箍筋圍束力發揮作用，彌補保護層剝落後而喪失之圍束力，柱核心混凝土能繼續保有軸向承載能力，因而更能提升圍束混凝土之極限抗壓強度。當柱斷面尺寸很大，因 A_g 與 A_{ch} 之差異幅度減少，使得式 (1) 及式 (3) 中之 $(A_g/A_{ch} - 1)$ 項變小，計算所得之箍筋量會過低，考量位於地震帶區域之耐震需求，另規定式 (2) 及式 (4) 為最低圍束箍筋量，確保柱構件具有一定之韌性。

除前述建議量外，各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x (如圖 5) 不得大於 35 cm ，而橫向鋼筋之間距亦不得超出下列三者之值：

- (1) 構材斷面最小尺寸之 $1/4$ ；
- (2) 6 倍主筋直徑；
- (3) $s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$ 。

其中， s_0 不得超過 15 cm ，亦不必小於 10 cm 。上述第 (3) 項概念為確保柱構件有足夠之圍束力，當柱斷面內配置之橫向鋼筋量較少， h_x 值因此變大卻相對地得縮小間距，以增加沿柱高方向之橫向鋼筋量。除此之外，柱周圍之主筋應使用箍筋予以圍束，其餘主筋每間隔一根應有繫筋圍束，而無圍束主筋與相鄰主筋之淨間距不得超過 15 cm 。

仔細觀察設計公式所使用之參數，可以發現並未考慮軸力之影響，美國 ACI 318 規範委員會認為無論柱承受之軸力大小，並不改變所需之耐震圍束箍筋量。事實上，許多實驗結果已經指出美國 ACI 318-11 規範之建議量無法確保柱承受高軸力作用下，可以提供足夠之變形能力。

橫向鋼筋應隨著軸力增加時而增加，以提高其圍束效果，此想法已反映於加拿大 CSA A23.3-04 [6] 以及

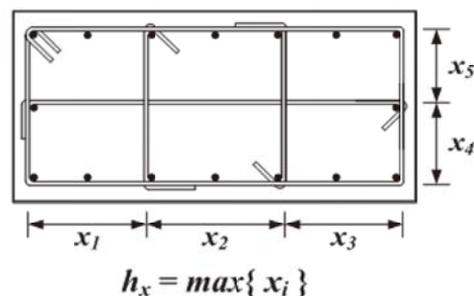


圖 5 各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x 之示意圖

紐西蘭 NZS 3101-06 [7] 等其他國家之設計規範。箍筋端彎鉤之圍束效果是另一個計算圍束箍筋量之重要參數，因箍筋除圍束核心混凝土外，尚可避免主筋於受壓側發生挫屈之功能，美國 ACI 318-11 規範卻未納入至設計公式中。

ACI 318-14 規範（改版建議）[8]

針對矩形柱在高軸力 ($P_u > 0.3A_g f'_c$) 作用下，除須滿足原有之規定，美國 ACI 318-14 規範新增下式之規定：

$$A_{sh} = 0.2s_b k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} \quad (5)$$

而螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 在高軸力作用下，除必須滿足式 (3) 及式 (4) 兩者之大值，且不得小於式 (6)：

$$\rho_s = 0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (6)$$

其中， k_p 為軸力參數； P_u 為柱承受之軸向力量； k_f 為混凝土強度參數，其定義為：

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1 \quad (7)$$

k_n 為箍筋端彎鉤有效性參數，依下式計算：

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (8)$$

上式中， n_l 為受閉合箍筋或繫筋圍束之主筋數量總和。

新增之設計公式係參考加拿大 CSA A23.3-04 規範並加以修正，說明如下：

- (1) 不同於加拿大 CSA A23.3-04 規範對於軸力參數之定義 ($k_p = P_u / P_0$)，軸力參數修正為 $k_p = P_u / A_g f'_c$ ，即以 $A_g f'_c$ 取代 P_0 。
- (2) 當混凝土強度提高， P_0 與 $A_g f'_c$ 間之差異會變得更加顯著，Paultre 等人 [9] 建議在計算橫向鋼筋量時應考慮軸力之影響，故設計公式納入混凝土強度參數 $k_f = A_g f'_c / P_0$ 。當主筋比在 2% 至 4% 範圍內時，混凝土強度參數可直接取 $k_f = f'_c / 1750 + 0.6$ ，但不得小於 1。
- (3) 當柱承受低軸力作用下，式 (5) 將趨近於 0，或因柱斷面較小而配置較少箍筋量，因此限制箍筋量必須不小於現行規定（即式 (1) 及式 (2) 之值）。
- (4) 因 90° 彎鉤在高軸力作用下容易脫落而降低圍束效果，故箍筋端彎鉤有效性參數 k_n 受閉合箍筋或耐震彎鉤（箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤）圍束之主筋數量而定。以圖 5 為例， n_l 為 7。美國 ACI 318-14 規範（改版建議）更要求當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ 時，所有主筋均須以耐震彎鉤圍束。
- (5) 當柱在高軸力作用下或為高強度混凝土柱，各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x 不得大於 20 cm。

茲將柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議進行比較，整理如表 3 所示。

表 3 柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議之比較

	ACI 318-11 規範	ACI 318-14 規範（改版建議）
矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh}	取式 (1) 及式 (2) 之大值	當 $P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ 且 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (1) 及式 (2) 之大值
		當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大大值
螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s	取式 (3) 及式 (4) 之大值	當 $P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ 且 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (3) 及式 (4) 之大值
		當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (3)、式 (4) 及式 (6) 之最大大值
相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x	$\leq 35 \text{ cm}$	$\leq 20 \text{ cm}$
耐震彎鉤之特別規定	—	當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，每一根主筋須採 135° 耐震彎鉤

示範例

為使讀者更容易瞭解美國 ACI 318 規範對於柱耐震圍束箍筋量之變革，分別以現行規定及改版建議計算所需之箍筋量。

假設一矩形柱斷面尺寸為 105 cm × 135 cm，配置 44-D36 之主筋，使用 D13 之箍筋及繫筋予以圍束，混凝土抗壓強度 f'_c 為 560 kgf/cm²；橫向鋼筋降伏強度 f_{yt} 為 4200 kgf/cm²，承受軸向力量 P_u 為 3800 tf。

ACI 318-11 規範

由於兩方向斷面尺寸不同，必須分別針對 X 方向及 Y 方向計算其所需之鋼筋量。依式 (1) 計算結果為：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.3b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.577 \text{ cm} ;$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.3b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.758 \text{ cm}$$

依式 (2) 計算可得：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.09b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.149 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 0.09b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.509 \text{ cm}$$

取式 (1) 及式 (2) 之大值，結果如下：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.149 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.509 \text{ cm} , \text{ 計算結果由式 (2) 控制。}$$

考慮以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋，D13 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.27}{1.149} = 12.16 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{13 \times 1.27}{1.509} = 10.94 \text{ cm}$$

取間距 s 為 10 cm，檢核間距是否超出下列三者之值：

$$s_{\max} = \min \begin{cases} \min(105, 135) / 4 = 26.25 \text{ cm} \\ 6 \times d_b = 21.48 \text{ cm} \\ 10 + (35 - h_x) / 3 = 18.22 \text{ cm} \end{cases}$$

因此，可以配置 D13@10cm 之橫向鋼筋，並以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋。

若以 D16@10 cm 之橫向鋼筋設計，依式 (1) 計算結果為：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.3b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.575 \text{ cm} ;$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.3b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.756 \text{ cm}$$

依式 (2) 計算可得：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.09b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.145 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 0.09b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.505 \text{ cm}$$

取式 (1) 及式 (2) 之大值，結果如下：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.145 \text{ cm} ;$$

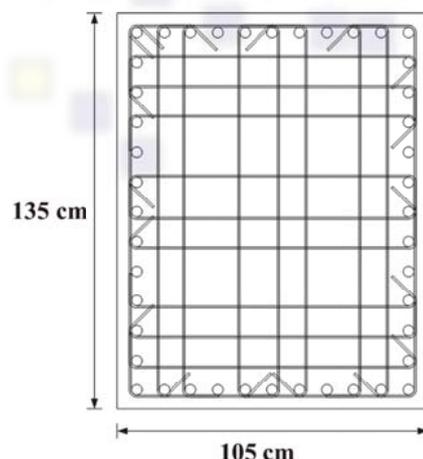
$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.505 \text{ cm} , \text{ 計算結果仍由式 (2) 控制。}$$

考慮不以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋，D16 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{9 \times 1.98}{1.145} = 15.56 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{11 \times 1.98}{1.505} = 14.47 \text{ cm}$$

取間距為 10 cm，符合前述間距之規定。無論以 D13 或 D16 之橫向鋼筋配置所需之箍筋量均可符合現行規定，但採用 D16 之橫向鋼筋可不須將所有主筋以閉合箍筋或繫筋圍束，故決定以 D16@10 cm 方式配置橫向鋼筋。橫向鋼筋之配置建議如圖 6 所示：



主筋：44-D36；橫向鋼筋：D16@10 cm

圖 6 依美國 ACI 318-11 規範設計之橫向鋼筋配置

ACI 318-14 規範 (改版建議)

由於 $P_u = 3800 \text{ tf} > 0.3 A_g f'_c = 2381.4 \text{ tf}$ ，除須滿足現行規定，再須考量式 (5) 之計算結果：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.2 b_{c,x} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.473 \text{ cm}$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.2 b_{c,y} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.935 \text{ cm}$$

取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大值：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.473 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.935 \text{ cm} , \text{ 計算結果由式 (5) 控制。}$$

以耐震彎鉤 (箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤) 圍束每一根主筋，D13 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.27}{1.473} = 9.48 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{13 \times 1.27}{1.935} = 8.53 \text{ cm}$$

然而，若依現行規定計算所得之箍筋量配置 (D13@10 cm)，並無法滿足美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 之規定，必須重新調整配置。改採 D16 之橫向鋼筋，式 (5) 之計算結果：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.2 b_{c,x} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.468 \text{ cm}$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.2 b_{c,y} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.930 \text{ cm}$$

取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大值：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.468 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.930 \text{ cm} , \text{ 計算結果仍由式 (5) 控制。}$$

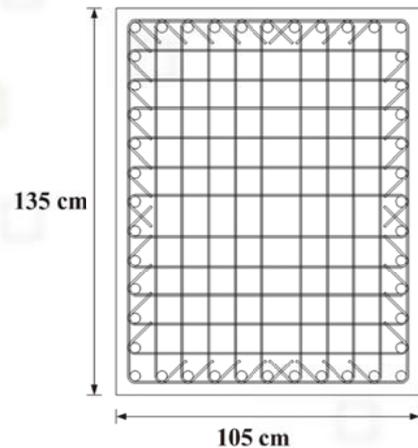
以耐震彎鉤 (箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤) 圍束每一根主筋，D16 橫向鋼筋之間距需求為：D16 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.98}{1.468} = 14.83 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{13 \times 1.98}{1.930} = 13.34 \text{ cm}$$

取間距 s 為 10 cm，符合前述間距之規定。

因耐震圍束箍筋量之需求增加，改採 D16@10 cm 方式配置橫向箍筋方能符合美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 之規定。橫向鋼筋之配置建議如圖 7 所示：



主筋：44-D36；橫向鋼筋：D16@10 cm
(每一根主筋均採 135° 耐震彎鉤)

圖 7 依美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 設計之橫向鋼筋配置

表 4 為分別採用美國 ACI 318-11 規範與 ACI 318-14 規範 (改版建議) 設計所得之耐震圍束箍筋配量之比較：

表 4 耐震圍束箍筋配置之比較

	ACI 318-11 規範	ACI 318-14 規範 (改版建議)
配置 D13@10 cm 橫向鋼筋	O.K. (須圍束每一根主筋)	N.G. (配置之箍筋量不足)
配置 D16@10 cm 橫向鋼筋	O.K. (不須圍束每一根主筋)	O.K. (須以耐震彎鉤圍束 每一根主筋)

增加橫向鋼筋之測試結果

美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 說明藉由增加圍束箍筋量可提升柱在承受高軸力作用下之變形能力，然而是否有相關研究支持前述論點。國震中心過去曾研究橫向鋼筋量多寡是否會影響承受高軸力柱之變形能力 [4]，將橫向鋼筋比由 0.75% 增加至 1.04%，相關測試參數可詳表 5，測試結果如圖 8 所示，當強度衰減至 80% V_{max} 時，層間位移比達到 3.1%，顯示較多橫向鋼筋確實有助於提升柱在承受高軸力作用下之變形能力，測試結果支持美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 之論述。

表 5 增加橫向鋼筋之橫簾柱試體相關測試參數 [4]

斷面尺寸	60 cm × 60 cm
混凝土抗壓強度 f'_c	280 kgf/cm ²
垂直鋼筋降伏強度 f_y	4200 kgf/cm ²
橫向鋼筋降伏強度 f_{yt}	4200 kgf/cm ²
垂直鋼筋比 ρ_g	2.25%
橫向鋼筋比 ρ_s	1.04%
$P/A_g f'_c$	0.58

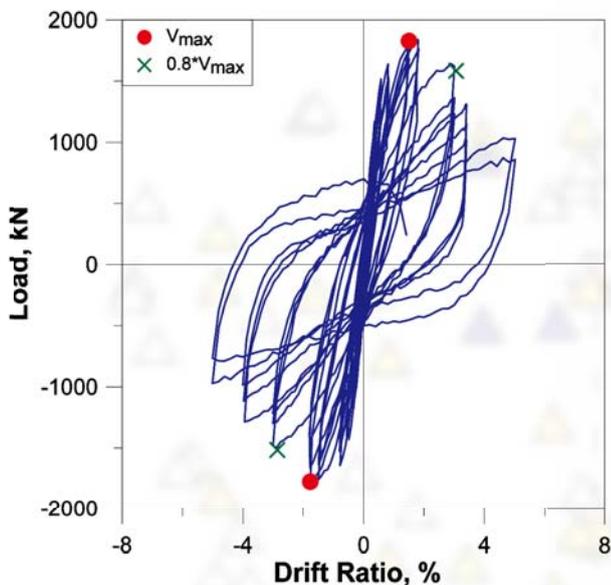


圖 8 增加橫向鋼筋之橫簾柱試體測試結果 [4]

ACI 318-14 規範較嚴格

美國 ACI 318-14 規範（改版建議）新增高軸力作用下或使用高強度混凝土時之耐震圍束箍筋量設計公式，設計公式中同時採納軸力影響及彎鉤有效性等參數，而相關配置細節更為嚴苛，以改善目前美國 ACI 318-11 規範之不足處。由示範例可以看出美國 ACI 318-14 規範（改版建議）之耐震圍束箍筋量之需求較美國 ACI 318-11 規範之規定多，且每一根主筋均須以耐震彎鉤加以圍束。

本文所提之改版建議仍待美國 ACI 318 規範委員會召開公聽會加以討論，相關條文內容將視討論結果而定。

參考資料

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2011.
2. Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., "Improving Column Confinement - Part 1: Assessment of Design Provisions," Concrete International, Vol. 31, No. 11, pp. 32-39, 2009.
3. Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., "PEER Structural Performance Database User's Manual," Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, Version 1.0, University of California, Berkeley, February 2004.
4. Hwang, G. J., Hwang, S. J. and Shen, W. C., "Design of Seismic Confinement of RC Columns," NCREC Research Report, NCREC-13-032, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, 2013.
5. Hwang, S. J., Hwang, G. J., Chang F. C., Chen, Y. C., and Lin K. C., "Design of Seismic Confinement of Reinforced Concrete Columns Using High Strength Materials," Reinforced Concrete Columns with High Strength Concrete and Steel Reinforcement, SP-293, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 2.1-2.14, 2013.
6. Canadian Standards Association, "Design of Concrete Structures," CSA A23.3-04, Mississauga, ON, Canada, 2004.
7. Standards Association of New Zealand, "Concrete Structure Standard," NZS 3101, Wellington, New Zealand, 2006.
8. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2014.
9. Paultre, P., and Légeron, F., "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 134, No. 5, pp. 738-749, 2008.