



# 「新版RC規範之主要變革部分」研討會

## 耐震設計規範

歐昱辰

土水學會混凝土工程委員會主委

臺灣大學土木系特聘教授

臺灣大學地震中心主任



簡報製作：李翰勛、林軒佑



## 簡報大綱

- 材料
- 梁
- 單向與雙向剪力強度
- 柱
- 梁柱接頭
- 結構牆
- 連接梁
- 牆墩
- 橫隔板
- 基礎



# 材料



# 混凝土抗壓強度

現行規範(15.3.4)	新規範(18.2.5.1)								
<p>15.3.4.1 混凝土之規定抗壓強度不得低於210 kgf/cm<sup>2</sup>。</p>	<p>特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之規定混凝土抗壓強度應按表19.2.1.1中特殊耐震系統之規定。</p> <p>表19.2.1.1 <math>f'_c</math>之限制</p> <table><tr><th>應用範圍</th><th>混凝土</th><th>最低<math>f'_c</math> (kgf/cm<sup>2</sup>)</th></tr><tr><td rowspan="2">特殊抗彎矩構架及 特殊結構牆</td><td>常重</td><td>280</td></tr><tr><td>輕質</td><td>280</td></tr></table>	應用範圍	混凝土	最低 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	特殊抗彎矩構架及 特殊結構牆	常重	280	輕質	280
應用範圍	混凝土	最低 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )							
特殊抗彎矩構架及 特殊結構牆	常重	280							
	輕質	280							

$$1440 \leq \omega_c \leq 2560 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = \omega_c^{1.5} 0.11 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 12000 \sqrt{f'_c}$$



# 鋼筋強度與節形

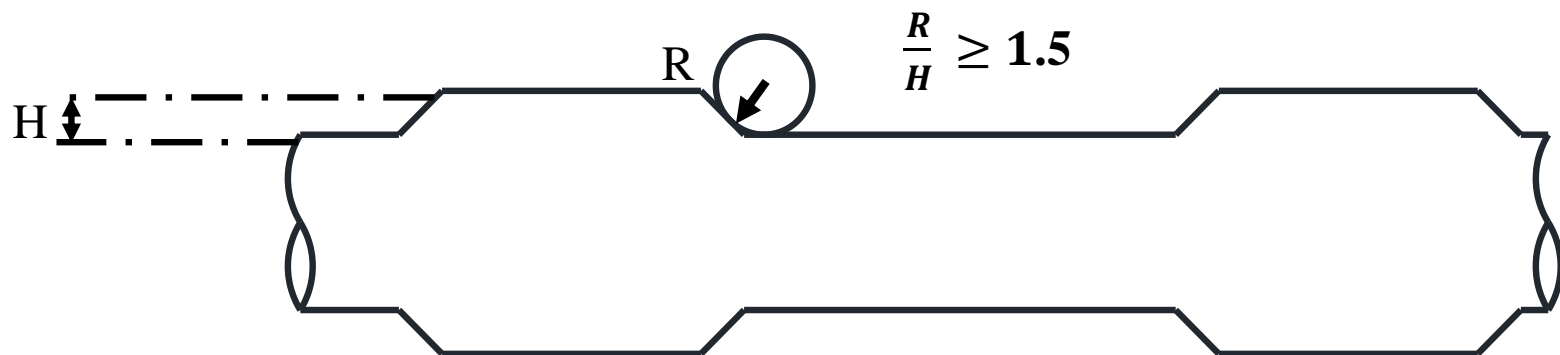
新規範草案(18.2.6.1)：

特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之鋼筋應符合第20.2.2節中特殊耐震系統之規定。

現行規範(15.3.5.1)	新規範(20.2.2.5)	
<p>用以承受地震引致之彎矩與軸力之構架構材及結構牆之邊界構件，其主筋應符合CNS 560中SD 420W及SD 280W之要求。CNS 560中SD 420及SD 280鋼筋亦可使用，惟應符合下列規定：</p> <p>(1) 實測降伏強度不得超出規定降伏強度<math>f_y</math>達1,200 kgf/cm<sup>2</sup>以上。</p> <p>(2) 實測極限抗拉強度與實測降伏強度之比值不得小於1.25。</p>	<p>在特殊耐震系統中，作為抵抗地震引致之彎矩、軸力或兩者均有之非預力縱向竹節鋼筋和錨栓錨定鋼筋應符合(a)或(b)之規定：</p> <p>(a) CNS 560 SD280W、SD420W、SD490W 或SD550W。其中SD550W 鋼筋的節底部接鋼筋表面處之曲率半徑應不小於該處節高之1.5 倍，此要求適用於鋼筋表面所有突起的節、脊、商標、鋼種符號以及節與節交叉處等。節底部曲率之合格評估應依據鋼廠軋延新輥輪之量測結果，而非鋼筋樣品之量測結果。</p> <p>(b) 若為CNS 560 SD280 鋼筋應符合(i)和(ii)，若為CNS 560 SD420 鋼筋應符合(i)至(iii)。</p>	
	(i)	認證試驗之實際降伏強度大於 $f_y$ 之值未超過1250 kgf/cm <sup>2</sup> 。
	(ii)	實際抗拉強度對實際降伏強度的比值至少1.25。
	(iii)	最小伸長率不低於CNS 560 SD420W 之規定。

# 鋼筋節形

- (a) CNS 560 SD280W、SD420W、SD490W 或 SD550W。其中 SD550W 鋼筋的節底部接鋼筋表面處之曲率半徑應不小於該處節高之 1.5 倍，此要求適用於鋼筋表面所有突起的節、脊、商標、鋼種符號以及節與節交叉處等。節底部曲率之合格評估應依據鋼廠軋延新輥輪之量測結果，而非鋼筋樣品之量測結果。





# 鋼筋強度

現行規範(15.3.5.2)	新規範(20.2.2.4(a))		
橫向鋼筋包括螺箍筋之 $f_{yt}$ 不得超過4,200 kgf/cm <sup>2</sup> 。	用途	應用	$f_y$ 或 $f_{yt}$ 最大設計值， kgf/cm <sup>2</sup>
	縱向鋼筋之側向支撐 或混凝土圍束	特殊耐震系統	7000
		螺箍筋	
		其他	5600
	剪力	特殊耐震系統*	5600
		螺箍筋、剪力摩擦、 肋筋、箍筋、閉合 箍筋	4200
		銲接麻面竹節鋼線	5600

\*包括螺箍筋、肋筋、箍筋、閉合箍筋，但不含剪力摩擦；包括橫隔板與基礎；當載重組合含地震力時。



# 機械式續接

現行規範(15.3.6)	新規範(18.2.7)
<p>15.3.6.4 鋼筋採用機械式續接時，應分下列兩類： (1) 第一類機械式續接應符合第5.15.3.3節之規定。 (2) 第二類機械式續接除須符合第5.15.3.3節之規定外，其接合強度至少應達鋼筋規定拉力強度。</p>	<p>18.2.7.1 機械式續接應分為(a)、(b)或(c)類： (a) 第一類－符合第25.5.7節及第26.6.5節規定之機械式續接。(B級) (b) 第二類－符合第25.5.7節及第26.6.5節規定且能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度之機械式續接。(A級) (b) 第三類－符合第25.5.7節及第26.6.5節規定且能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度並承受多次反復非彈性應變之機械式續接。(SA級)</p>



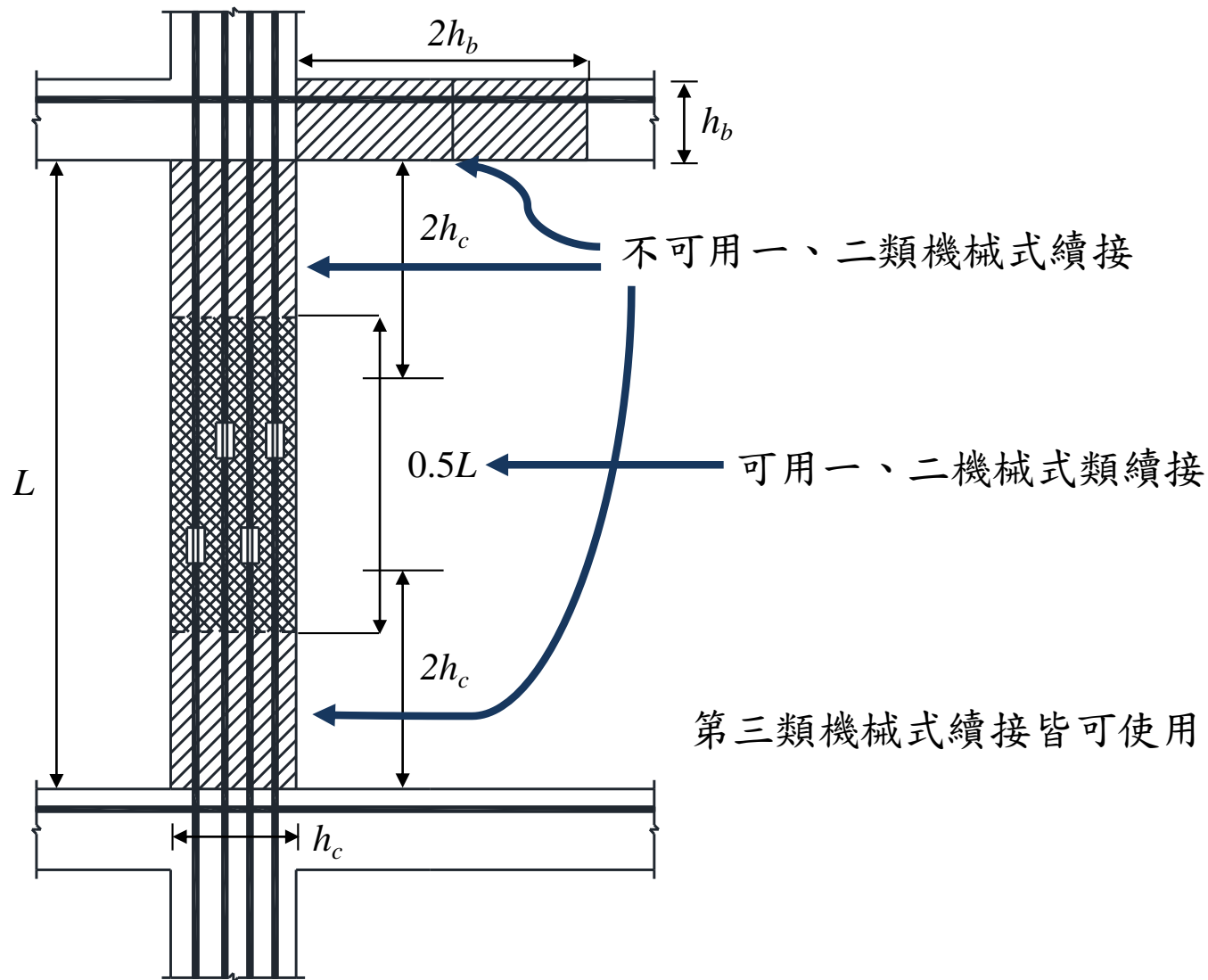


# 機械式續接位置

現行規範(15.3.6)	新規範(18.2.7)
<p>15.3.6.5 第一類機械式續接不得使用於梁、柱接頭面或地震時鋼筋可能降伏處起算兩倍構材深度範圍內，<b>第二類機械式續接則准許使用於任何位置。</b></p>	<p>18.2.7.2 除第三類機械式續接外，其他機械式續接應不使用於特殊抗彎矩構架之梁或柱接頭面起算兩倍構材深度範圍內，或因側向位移超過線性行為範圍外時，導致鋼筋可能降伏之臨界斷面處起算兩倍構材深度範圍內，<b>但容許使用於柱構材中央1/2淨高內。</b>除第18.6.2.1節(c)所述外，<b>第三類機械式續接應可使用於任何位置。</b></p>

18.6.2.1(c)預鑄具韌性接合之特殊抗彎矩構架梁鋼筋之機械式續接應離接頭面應不小於 $h/2$

# 機械式續接位置



## 鋼筋銲接

**18.2.8.1** 用以抵抗地震引致力之鋼筋銲接須符合第**25.5.7**節之規定，且應不使用於特殊抗彎矩構架梁或柱接頭面起算兩倍構材深度範圍內，或因側向位移超過線性範圍外時，導致鋼筋可能降伏之臨界斷面處起算兩倍構材深度範圍內。

25.5.7.1 機械或銲接續接應發展其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋 $1.25f_y$ 之強度。

**18.2.8.2** 設計上應不允許將肋筋、箍筋、埋入物或其他類似構件銲在縱向鋼筋上。



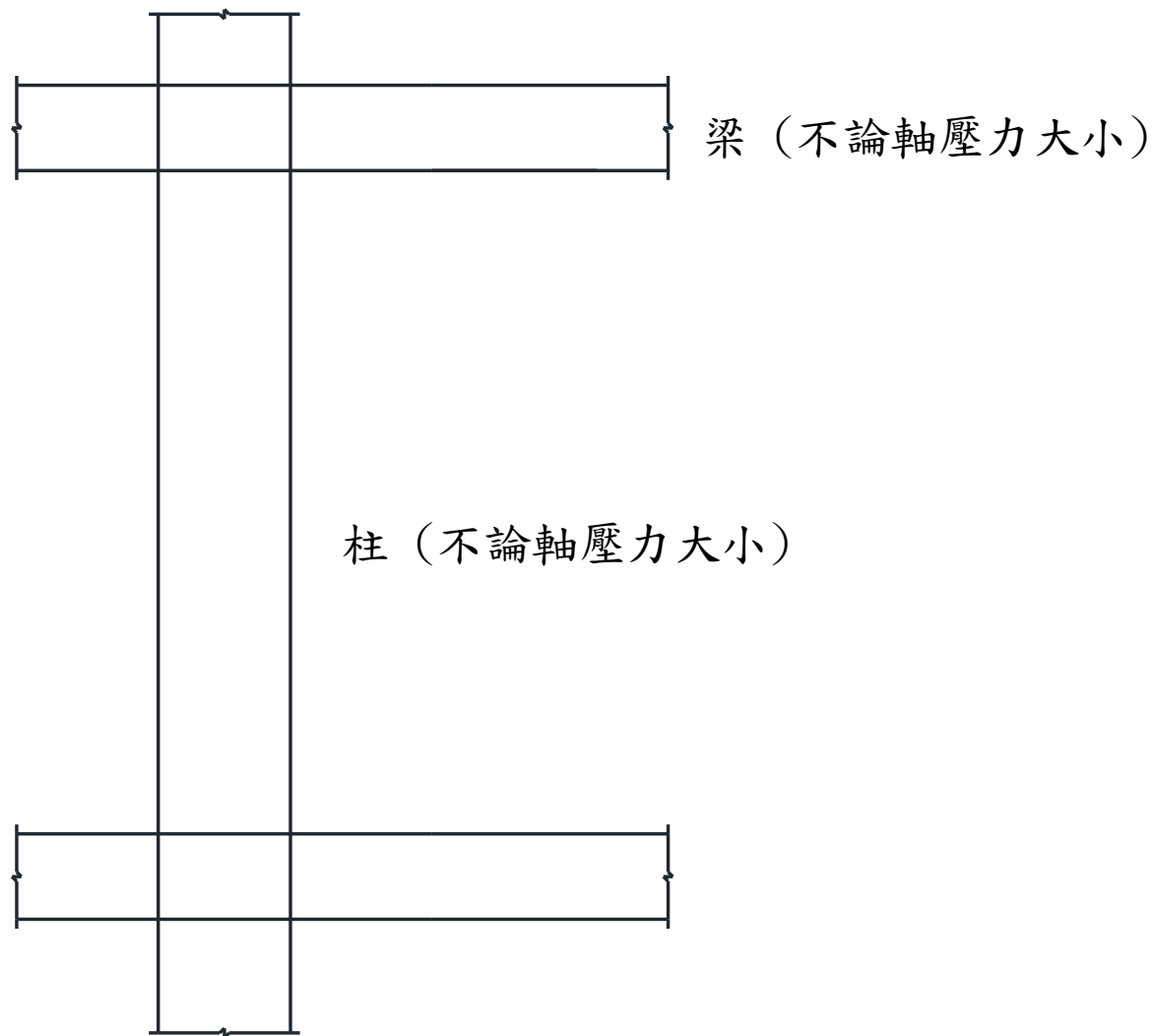
# 梁



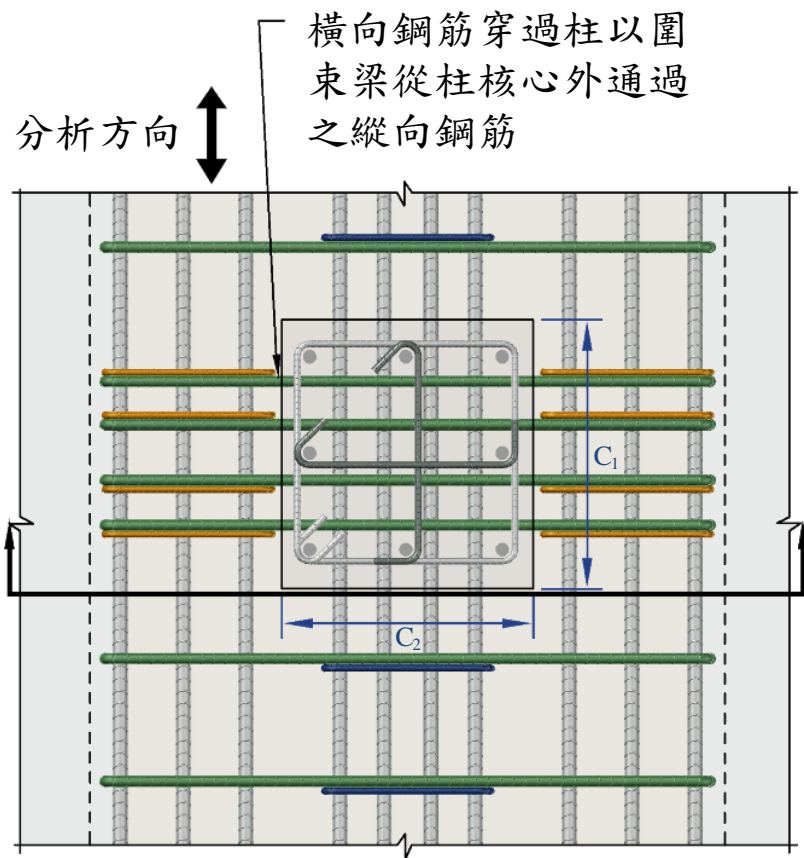
# 梁定義與尺寸限制

	項目	現行規範(15.4.1)	新規範(18.3.2.1)
(a)	設計軸壓力 $P_u$	不超過 $0.1A_g f'_c$	不論軸壓力大小
(b)	淨跨距 $l_n$	至少為四倍有效梁深 $4d$	
(c)	梁寬 $l_n$	不得小於 $\text{Max}(0.3h, 25\text{cm})$	
(d)	梁寬超過支承柱寬度之部分任一邊之長度	不得大於 $\min(\frac{1}{2} \text{柱寬} C_2, \frac{1}{4} \text{柱深} C_1)$	不得大於 $\min(\text{柱寬} C_2, \frac{3}{4} \text{柱深} C_1)$

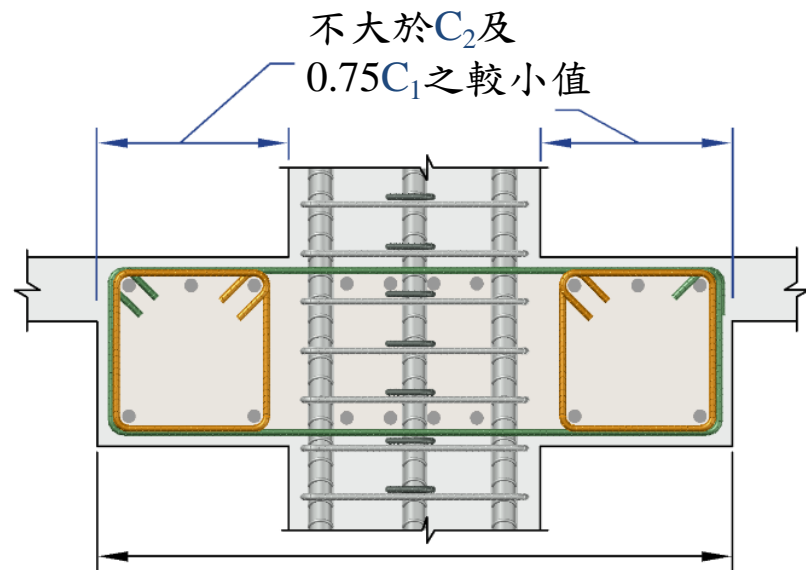
# 梁柱定義



# 梁尺寸限制



平面圖



斷面A-A



# 縱向鋼筋鋼筋比限制

上下兩面鋼筋在任何斷面，其鋼筋比 $\rho$ 應：

$$\text{至少：}\rho > \max\left(\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{14}{f_y}\right)$$

$$\text{至多：}\rho < \min\left(\frac{f'_c+100}{4f_y}, 0.025\right)$$

新規範  $f_y$  最大可適用至 5600 kgf/cm<sup>2</sup>。

新規範同現行規範：現行 15.4.2.1，新 18.3.3.1

## 解說

鋼筋比 $\rho$ 上限 $\frac{f'_c+100}{4f_y}$ 之規定係為考量 $f_y$ 及 $f'_c$ 對構材曲率

韌性之影響，另一上限 0.025 之規定係為提供適當變形能力，避免鋼筋之擁擠，且間接地限制梁剪力。

$\frac{f'_c+100}{4f_y}$ 試算	280 kgf/cm <sup>2</sup>	350 kgf/cm <sup>2</sup>	420 kgf/cm <sup>2</sup>	490 kgf/cm <sup>2</sup>
2800 kgf/cm <sup>2</sup>	0.034	0.040	0.046	0.053
4200 kgf/cm <sup>2</sup>	0.023	0.027	0.031	0.035
4900 kgf/cm <sup>2</sup>	0.019	0.023	0.027	0.030
5600 kgf/cm <sup>2</sup>	0.017	0.020	0.023	0.026



# 極限狀態應變與強度折減係數

淨拉應變， $\varepsilon_t$	分類	$\phi$			
		橫向鋼筋之型式			
		符合25.7.3之螺旋筋		其他	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	壓力控制	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	過渡區 <sup>[1]</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$	(d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	拉力控制	0.90	(e)	0.90	(f)

對於分類為過渡區之斷面，應可使用對應於壓力控制斷面之 $\phi$ 。

$\varepsilon_t$ ：於標稱強度下，最外層縱向拉力鋼筋之淨拉應變；不含有效預力、潛變、收縮及溫度效應引致之應變。

$\varepsilon_{ty}$ ：鋼筋降伏應變。

## 9.3.3 非預力梁之鋼筋應變限制

9.3.3.1  $P_u < 0.10 f'_c A_g$  之非預力梁應符合表21.2.2拉力控制之規定。

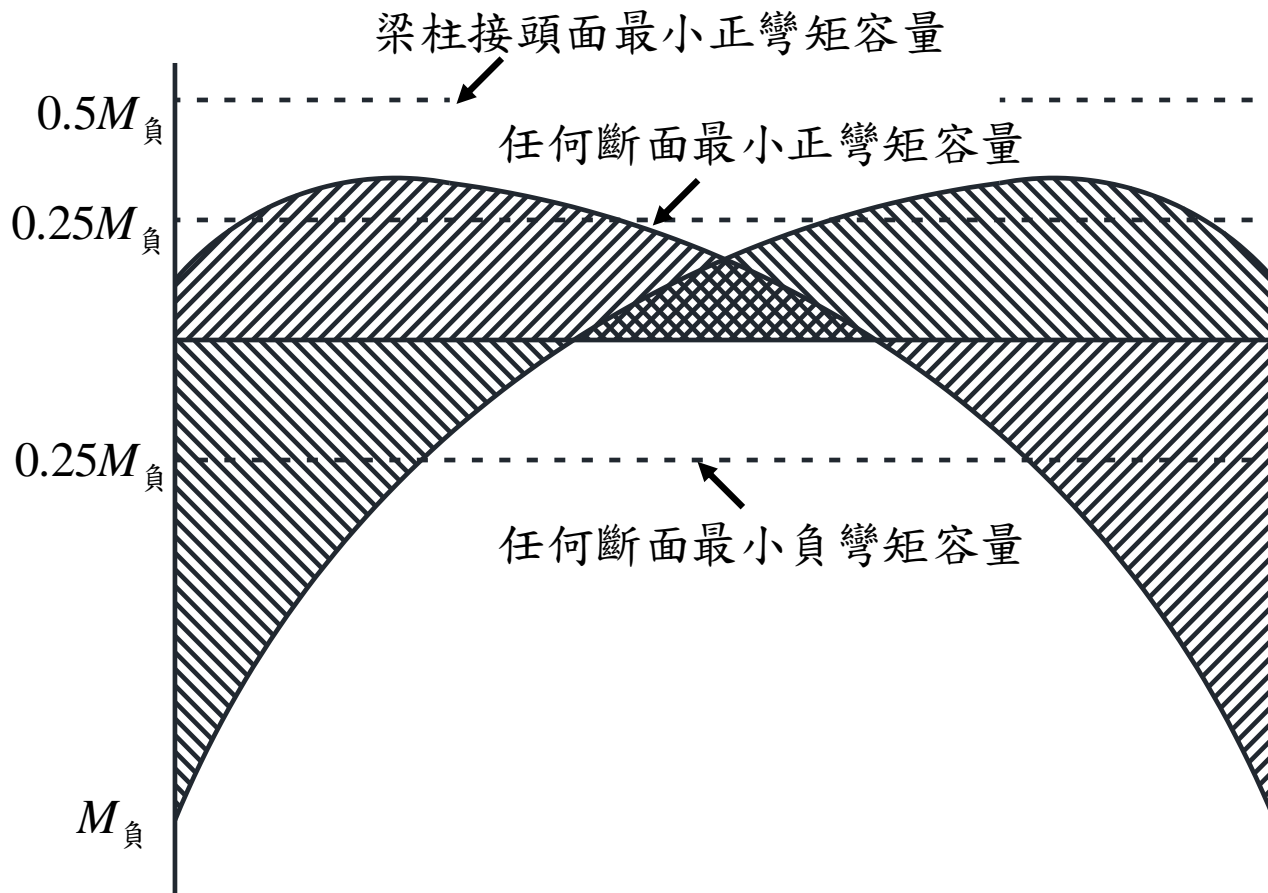
(意即軸力小於10%  $f'_c A_g$  之梁，應設計為拉力控制破壞)



## 縱向鋼筋上下層用量

位置	現行規範(15.4.2.2)	新規範(18.3.3.2)
接頭面	壓力鋼筋量 $\geq \frac{1}{2}$ 拉力鋼筋量	正彎矩強度 $\geq \frac{1}{2}$ 負彎矩強度
沿構材長度上之任何斷面	負與正彎矩鋼筋量 $\geq \frac{1}{4}$ 任一接頭面最大負彎矩鋼筋量	負與正彎矩強度 $\geq \frac{1}{4}$ 任一接頭面最大彎矩強度

# 縱向鋼筋上下層用量

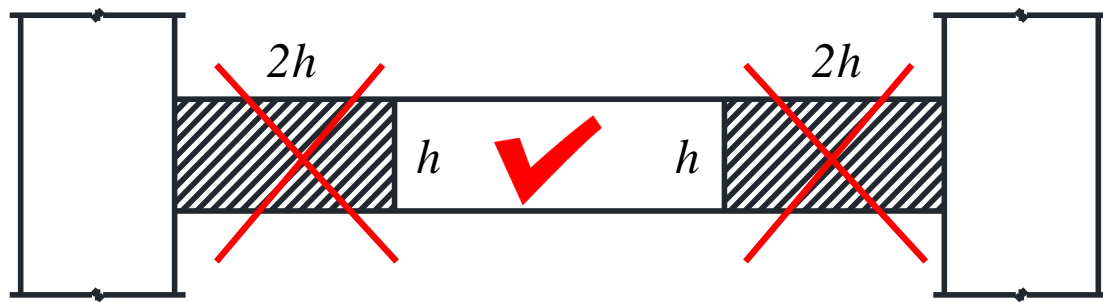


## 縱向鋼筋搭接範圍

**18.3.3.3** 若於搭接範圍配置閉合箍筋或螺箍筋，則應允許竹節縱向鋼筋之搭接。此圍封搭接鋼筋之橫向鋼筋最大間距應不大於 $d/4$ 與10cm之較小值。搭接應不用於(a)至(c)所規定之處：

- (a) 接頭內
- (b) 距接頭面2倍深度範圍內
- (c) 距非彈性側向變位所可能引起撓曲降伏之

**18.3.3.4** 機械式續接與銲接續接須分別符合第18.2.7節與第18.2.8節之規定。





# 預力相關規定

現行規範無此規定

	新規範(18.3.3.5)
(a)	以梁斷面最小尺度乘以其垂直方向之尺度所得之面積計得之平均預應力 $f_{pc}$ ，應不超過 $35\text{kgf/cm}^2$ 與 $f'_c/10$ 之較小者。
(b)	於可能發生塑鉸區須採用無握裹預力鋼筋，在設計地震位移下，預力鋼筋之計算應變必須小於0.01。
(c)	預力鋼筋在塑鉸區域之臨界斷面的貢獻應不大於正或負彎矩強度之1/4，且必須錨定於接頭之外緣面或更遠處。
(d)	抵抗地震引致力之後拉法預力鋼腱，其錨定須足以容許鋼腱承受50次之反復載重，且預力鋼筋受力量範圍為預力鋼筋規定抗拉強度之40%至85%之間。

(1)預力特殊抗彎矩構架梁之耐震行為與非預力之梁相似且允許使用規範中與非預力鋼筋之特殊抗彎矩構架相同之反應修正和位移放大係數

(2)於可能塑鉸區之應變限制及無握裹鋼腱之要求確保預力鋼筋不過早斷裂

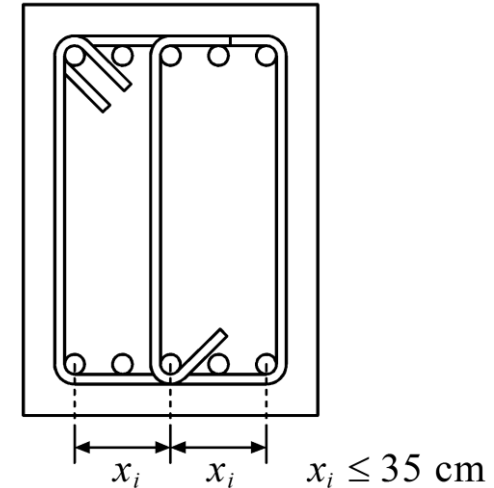
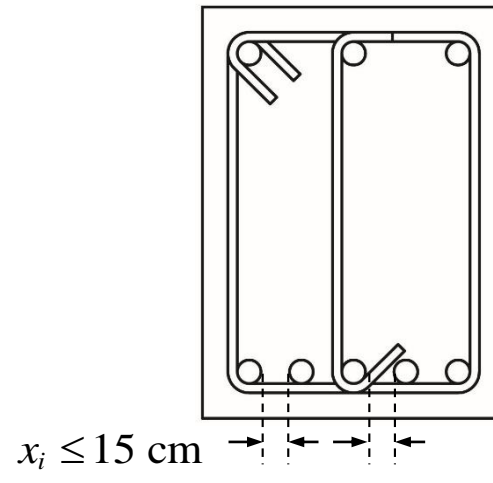
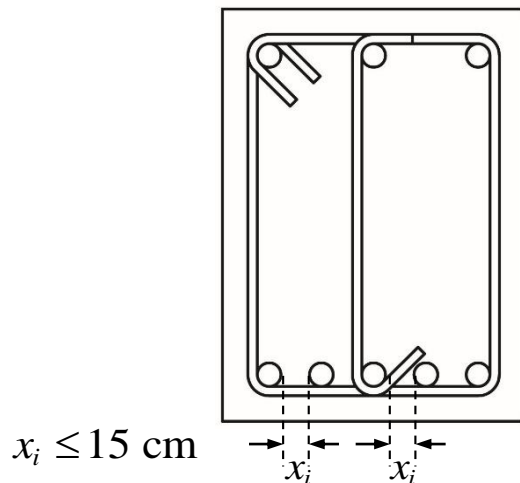
## 閉合箍筋配置範圍

18.3.4.1 閉合箍筋應設置於梁之下列部位：

- (a) 梁之兩端由支承柱面向跨度中央2倍梁深之範圍內
- (b) 由非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各2倍梁深範圍內

# 塑鉸區主筋最大間距

現行規範(15.4.3.3)	新規範(18.3.4.2)
<p>在需要閉合箍筋之範圍內，其外周主鋼筋須有符合第13.9.5.3節之橫箍筋提供橫向支撐。在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐；閉合箍筋之內轉角不得大於<math>135^\circ</math>；主鋼筋若無前述之箍筋作橫向支撐者，其與相鄰鋼筋之淨距不得大於15 cm。主鋼筋排列成圓形時，可用完整圓形橫箍。</p>	<p>在需要閉合箍筋之範圍內，最靠近拉力側與壓力側表面之主要縱向鋼筋須有符合第25.7.2.3節與第25.7.2.4節之側向支撐。具橫向支撐之撓曲鋼筋，其間距不應大於35 cm。依據第9.7.2.3節配置之表層鋼筋不需橫向支撐。</p> <p>25.7.2.3</p> <p>(a) 每個角隅及每隔一根縱向鋼筋，應有箍筋角隅提供橫向之撐，其內轉角不得大於<math>135^\circ</math>。</p> <p>(b) 沿著箍筋方向之無橫向支撐鋼筋至有橫向之撐鋼筋的淨距不得大於15 cm。</p>





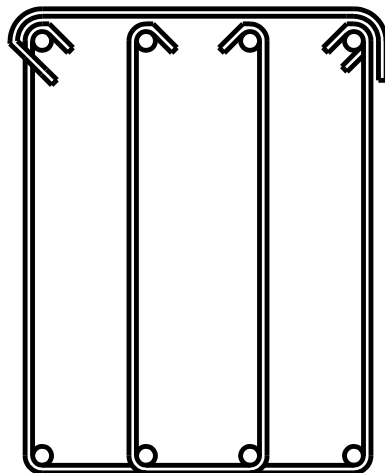
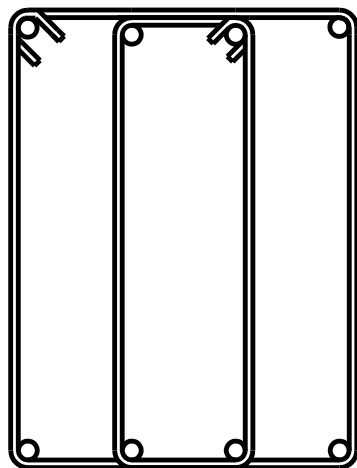
## 塑鉸區閉合箍筋組成

**18.3.4.3** 梁中之閉合箍筋應可由兩根鋼筋組成：一根兩端具有耐震彎鉤之U型肋筋及一根繫筋加以閉合組成。鉤住同一縱向鋼筋相鄰各繫筋之 $90^\circ$ 與 $135^\circ$ 彎鉤應交替排置。若梁僅一邊有樓版可圍束受繫筋支撐之縱向鋼筋，繫筋之 $90^\circ$ 彎鉤應置於梁有樓版之一側。

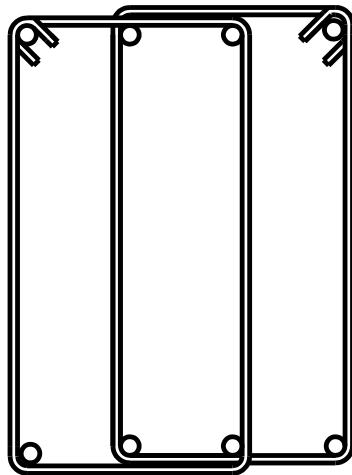
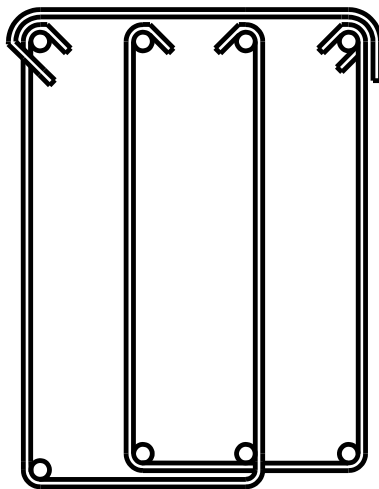


## 互相重疊閉合箍筋之例

Set 1



Set 2





# 塑鉸區閉合箍筋最大間距

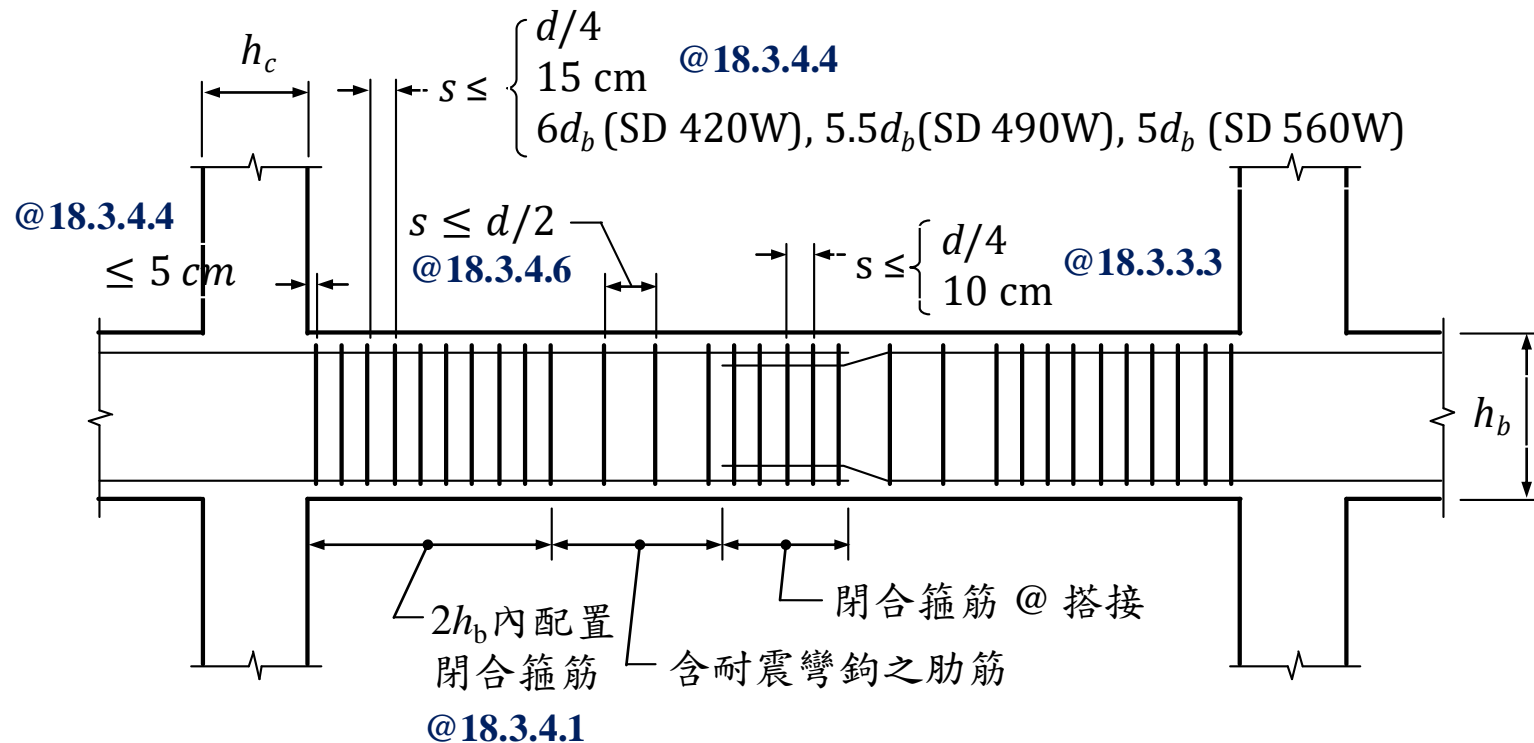
第一個閉合箍筋距支承構材面不得超過5 cm。 閉合箍筋最大間距不得超過下列值：

	現行規範(15.4.3.2)	新規範(18.3.4.4)
(a)	$d/4$	
(b)	30 cm	15 cm
(c)~(e)	<p>最小主鋼筋直徑之8倍</p> <p>閉合箍筋直徑之24倍</p>	<p>對<math>f_y = 4200</math> kgf/cm<sup>2</sup>鋼筋而言，除第9.7.2.3節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之6倍。</p> <p>對<math>f_y = 5000</math> kgf/cm<sup>2</sup>鋼筋而言，除第9.7.2.3節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之5.5倍。</p> <p>對<math>f_y = 5600</math> kgf/cm<sup>2</sup>鋼筋而言，除第9.7.2.3節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之5倍。</p>

箍筋間距上限30 cm修改為15 cm，係為改善於大形梁中箍筋對縱向鋼筋挫曲之束制以及混凝土圍束之效果。另鋼筋挫屈與應力有關，因此鋼筋強度越高，箍筋間距需越小。

**18.3.4.6** 若不需要閉合箍筋，兩端具有耐震彎鉤之U型肋筋應沿梁全長配置，其間距應不超過 $d/2$

# 橫向鋼筋最大間距要求





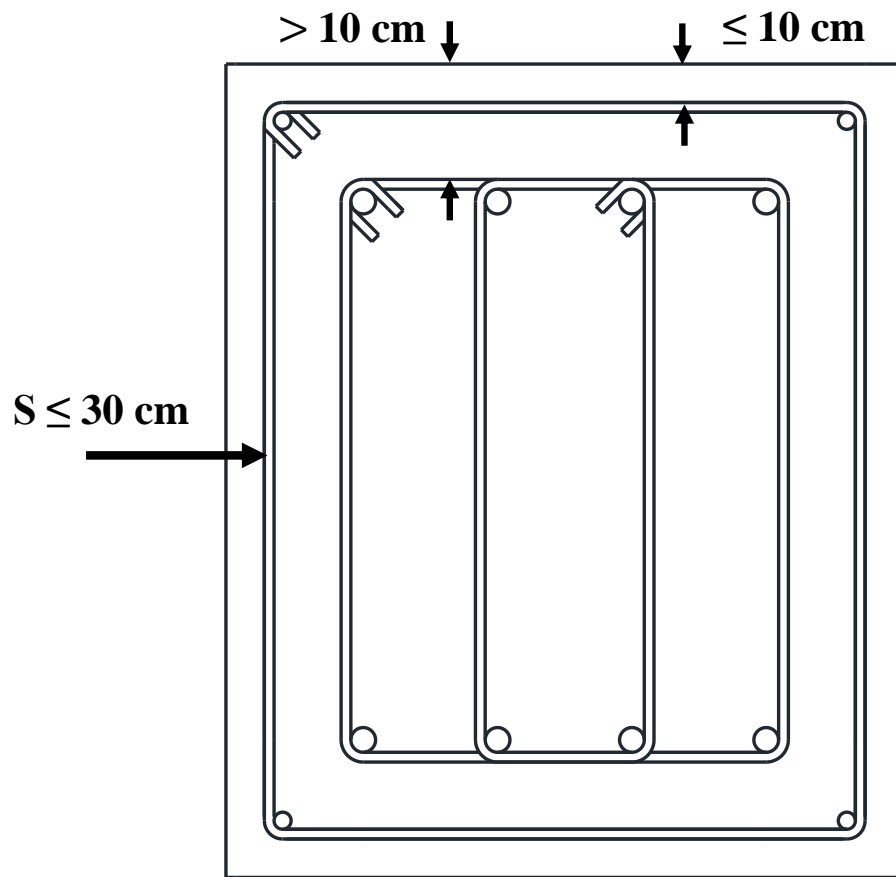
# 大軸力梁閉合箍筋最大間距

因數化軸壓力超過 $0.1A_g f'_c$ 之梁：

新規範(18.3.4.7)		
塑鉸區	閉合箍筋須符合18.4.5柱之橫向鋼筋間距規定。	
其餘長度	符合18.4.5.2柱規定之閉合箍筋	
	閉合箍筋間距 $s$ 不應超過	(a)15 cm (b)最小 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 受圍繞縱向梁筋直徑之6倍的最小值 (c)最小 $f_y = 5000 \text{ kgf/cm}^2$ 受圍繞縱向梁筋直徑之5.5倍的最小值 (d)最小 $f_y = 5600 \text{ kgf/cm}^2$ 受圍繞縱向梁筋直徑之5倍的最小值

## 大軸力梁保護層超過10 cm

18.3.4.7 且當橫向鋼筋之混凝土保護層超過10 cm，應額外設置橫向鋼筋，其保護層不超過10 cm且間距不超過30 cm。



# 設計剪力

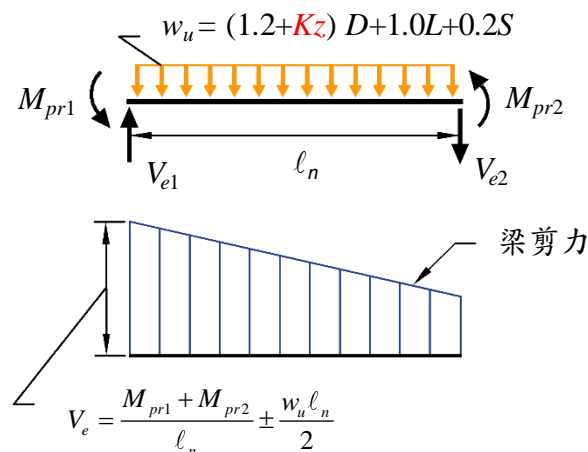
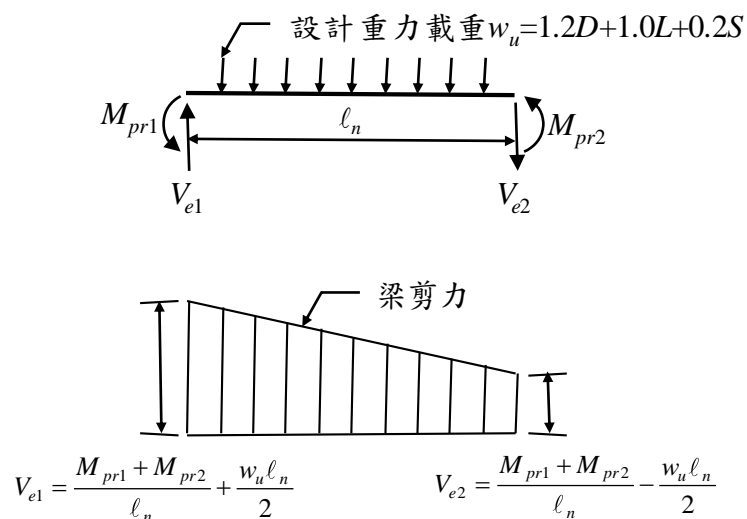
## 現行規範(15.4.4.1)

受撓構材之設計剪力 $V_e$ 應由構材兩端交接面之可能彎矩強度 $M_{pr}$ 計得之剪力加上該構材由設計重力載重所產生之剪力。

## 新規範(18.3.5.1)

設計剪力 $V_e$ 之計算應考量作用於梁兩端接頭面間的力。應假設對應可能彎矩強度 $M_{pr}$ 之雙曲率彎矩作用於梁兩端接頭面上，且該梁沿跨度受到因數化重力載重與垂直地震力的加載。

1. 剪力 $V_e$ 之方向取決於重力載重與端彎矩所產生剪力之相對大小。 $K_z$ 為建築物耐震設計規範及解說之垂直地震力係數。
2. 端彎矩 $M_{pr}$ 係基於鋼材拉應力 $1.25 f_y$ ，其中 $f_y$ 為規定降伏強度。(兩端彎矩應考慮順時針與逆時針兩方向作用)

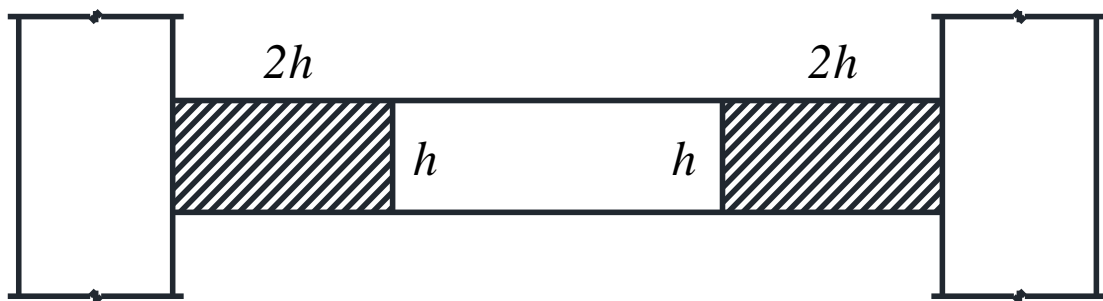


# 混凝土剪力強度

18.3.5.2 橫向鋼筋於18.3.4.1節規定之範圍內，當(a)與(b)皆發生時，於設計剪力中應假設 $V_c = 0$

(a) 在該長度範圍內，按第18.3.5.1節規定計算地震所引致的剪力至少為最大需求剪力強度之半  $V_e \geq \frac{V_u}{2}$

(b) 含地震效應之因數化軸壓力 $P_u$ 小於 $A_g f'_c / 20$





# 混凝土單向與雙向剪力強度



# 混凝土單向剪力強度

## 22.5.5 非預力構材之 $V_c$

22.5.5.1 對於非預力構材， $V_c$ 應依照表22.5.5.1及第22.5.5.1.1節至第22.5.5.1.3節計算。

現行規範(4.4)	新規範(22.5.5.1)
<p><b>4.4.1</b> 除依第 4.4.2 節規定作較詳細計算外，剪力計算強度 <math>V_c</math> 應按第 4.4.1.1 至 4.4.1.3 節之規定。</p> <p><b>4.4.1.1</b> 僅受剪力及撓曲之構材 <math display="block">V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \dots\dots(4-3)</math></p> <p><b>4.4.1.2</b> 有軸壓力之構材 <math display="block">V_c = 0.53(1 + \frac{N_u}{140A_g})\sqrt{f'_c}b_wd \dots(4-4)</math></p> <p><b>4.4.1.3</b> 有較大軸拉力之構材除依第 4.4.2.3 節規定作較詳細計算外，剪力鋼筋應按承受全部剪力設計。</p> <p>註：以下詳細式省略</p>	<p><b>22.5.5.1.1</b> <math>V_c</math>最大值應不得超過 <math display="block">1.33\lambda\sqrt{f'_c}b_wd</math></p> <p><b>22.5.5.1.2</b> 表22.5.5.1中，<math>\frac{N_u}{6A_g}</math>最大值應不得超過 <math>0.05 f'_c</math>。</p> <p><b>22.5.5.1.3</b> 尺度效應修正係數<math>\lambda_s</math>，應按下列公式計算： <math display="block">\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1+\frac{d}{25})}} \leq 1\dots\dots(22.5.5.1.3)</math></p> <p>註： 梁與單向版有最少剪力鋼筋用量之規定(當 <math>V_u &gt; \phi V_c/2</math>) 雙向版無最少剪力鋼筋用量之規定</p>

# 混凝土單向剪力強度

表22.5.5.1 非預力構材 $V_c$

條件	$V_c$		
$A_v \geq A_{v,min}$	(a)、(b)任何一式	$\left(0.53 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(a)
		$\left(2.12 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left(2.12 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right) b_w d$	(c)

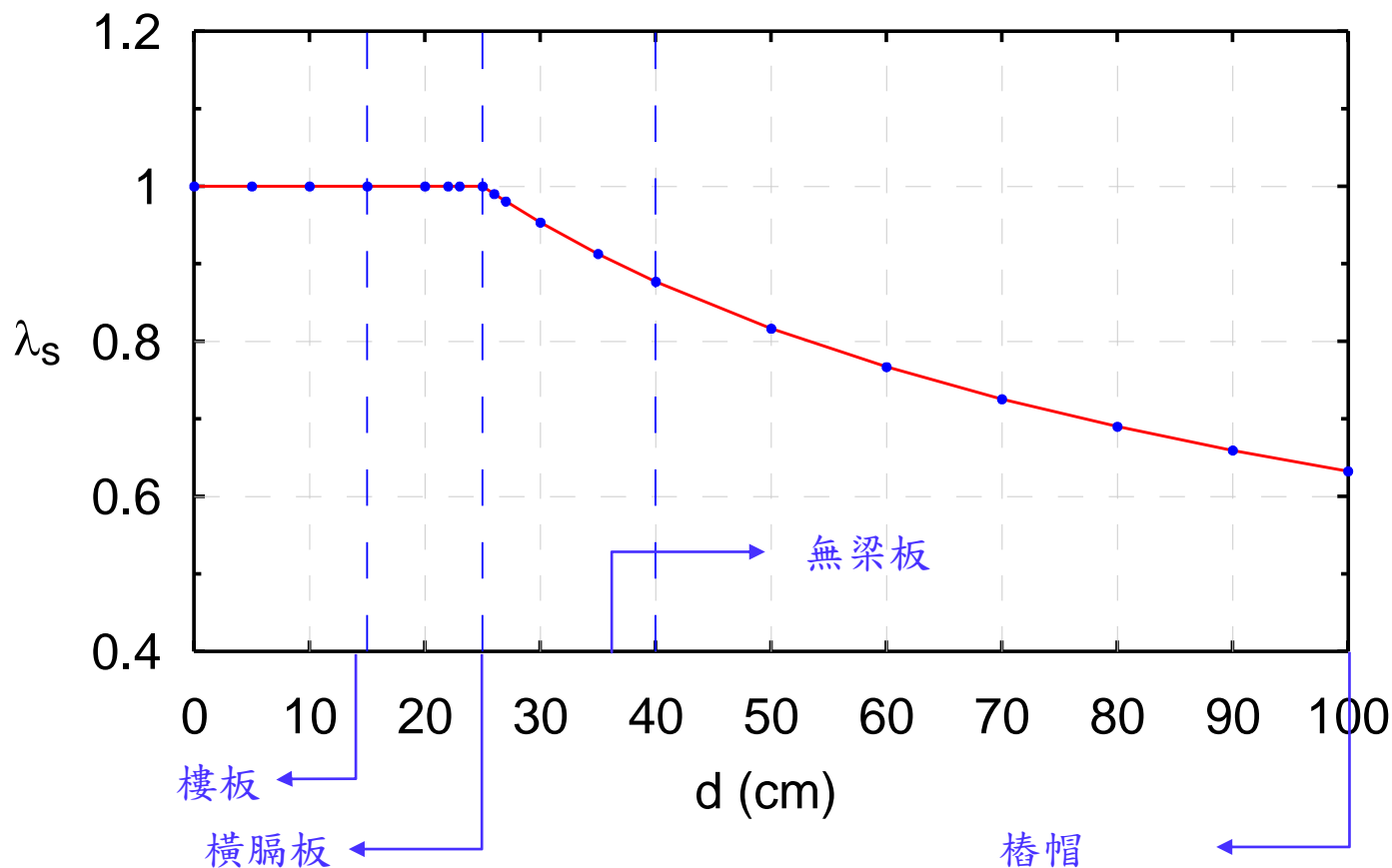
註：1. 軸力 $N_u$ ，壓力為正值，而拉力為負值。

2.  $V_c$  值應不得取小於零。



# 混凝土單向剪力強度

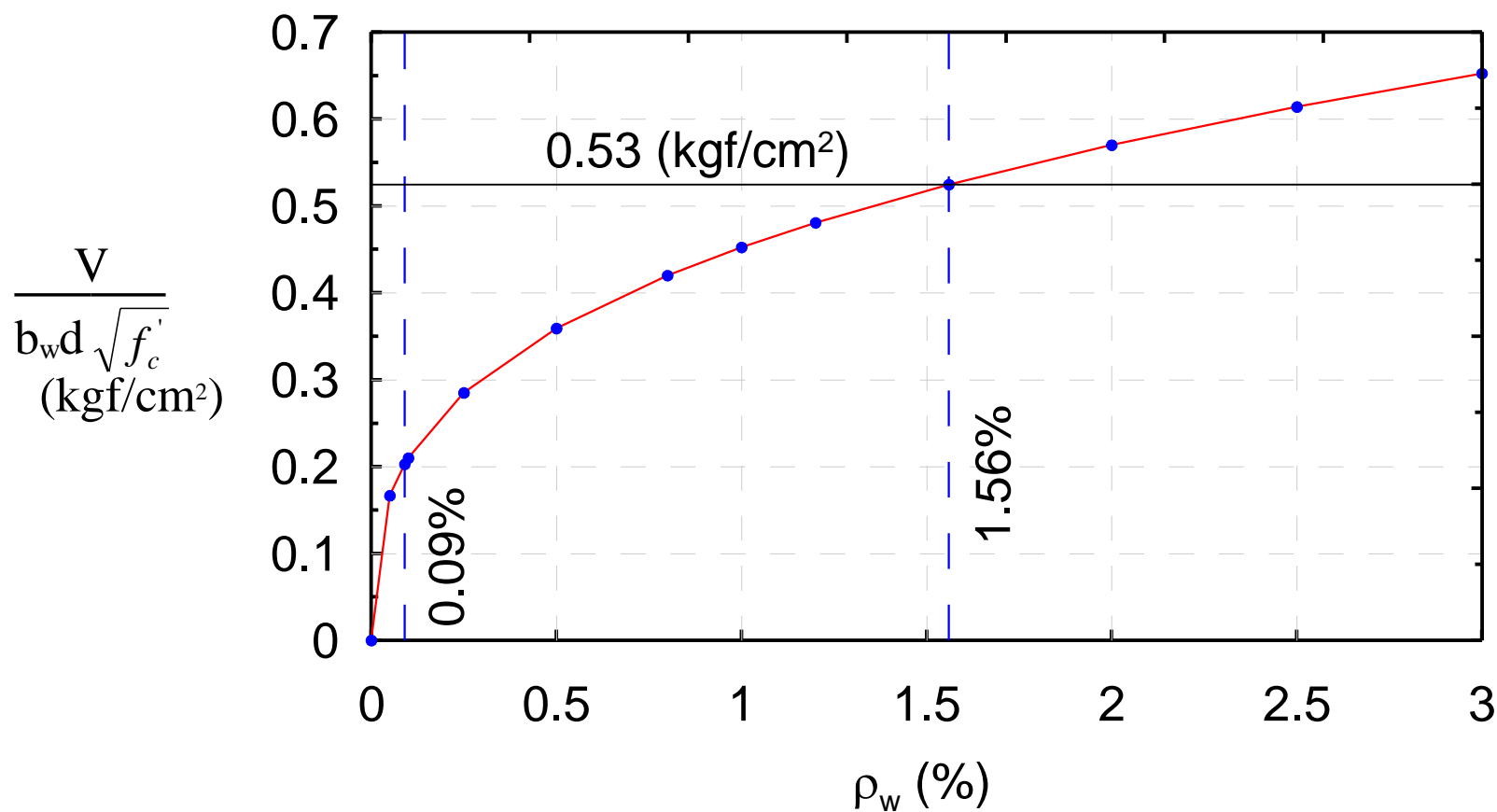
尺寸效應修正係數 $\lambda_s$ （亦適用於混凝土雙向剪力強度）





# 混凝土單向剪力強度

縱向鋼筋比 $\rho_w$ 與剪力強度之關係圖





# 混凝土單向剪力強度

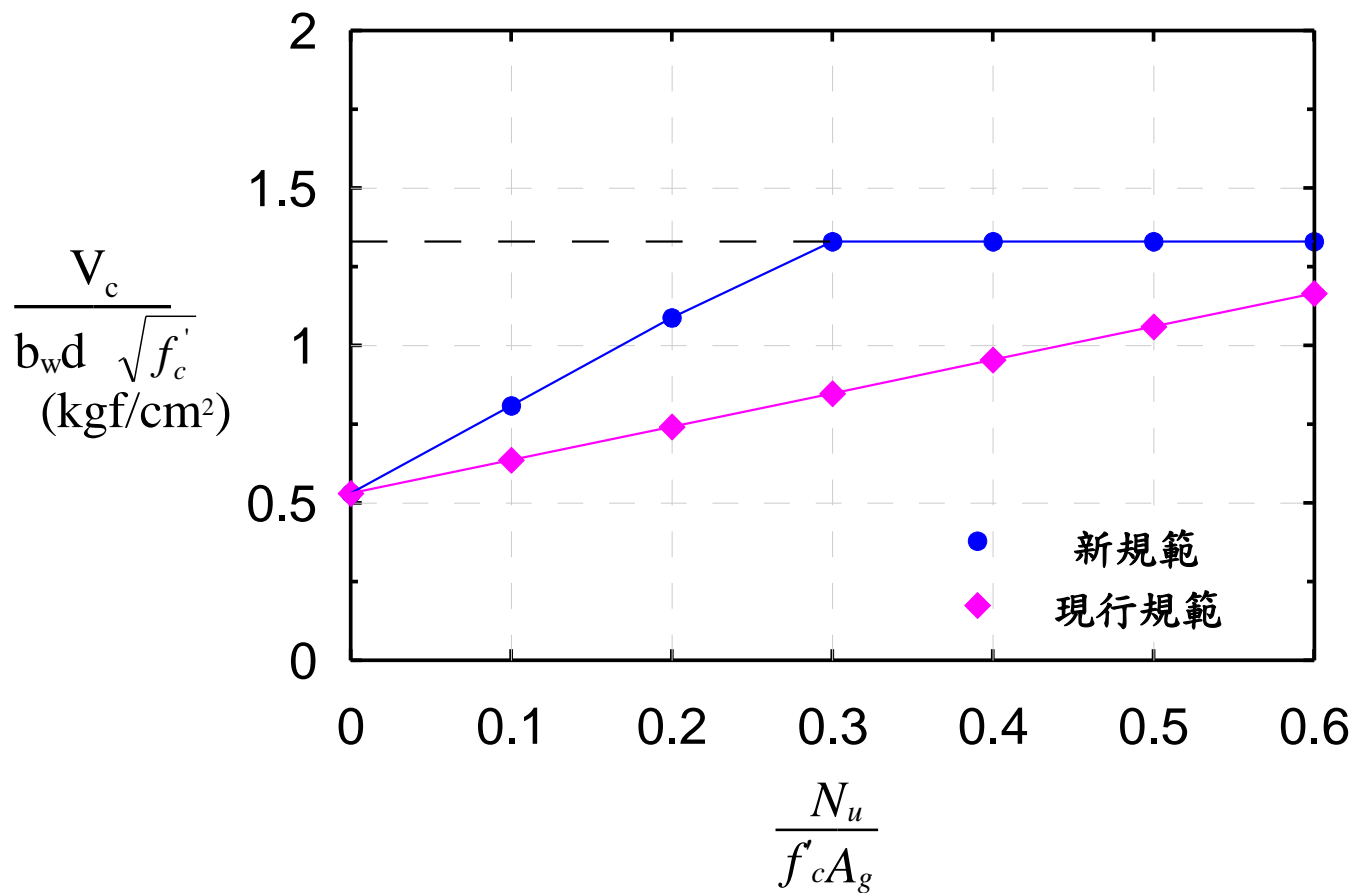
當  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

$\frac{N_u}{A_g f'_c}$	$\frac{N_u}{6A_g}$	限制式 $0.05f'_c$	$\frac{N_u}{6A_g}$	$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c b_w d}}$	$V_c$ 係數上限	新規範 $V_c$ 係數	現行規範 $V_c$ 係數
0.00	0.00	14.00	0.00	0.53	1.33	0.53	0.53
0.10	4.67	14.00	4.67	0.81	1.33	0.81	0.64
0.20	9.33	14.00	9.33	1.09	1.33	1.09	0.74
0.30	14.00	14.00	14.00	1.37	1.33	1.33	0.85
0.40	18.67	14.00	14.00	1.37	1.33	1.33	0.95
0.50	23.33	14.00	14.00	1.37	1.33	1.33	1.06
0.60	28.00	14.00	14.00	1.37	1.33	1.33	1.17



# 混凝土單向剪力強度

當  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$





# 混凝土單向剪力強度

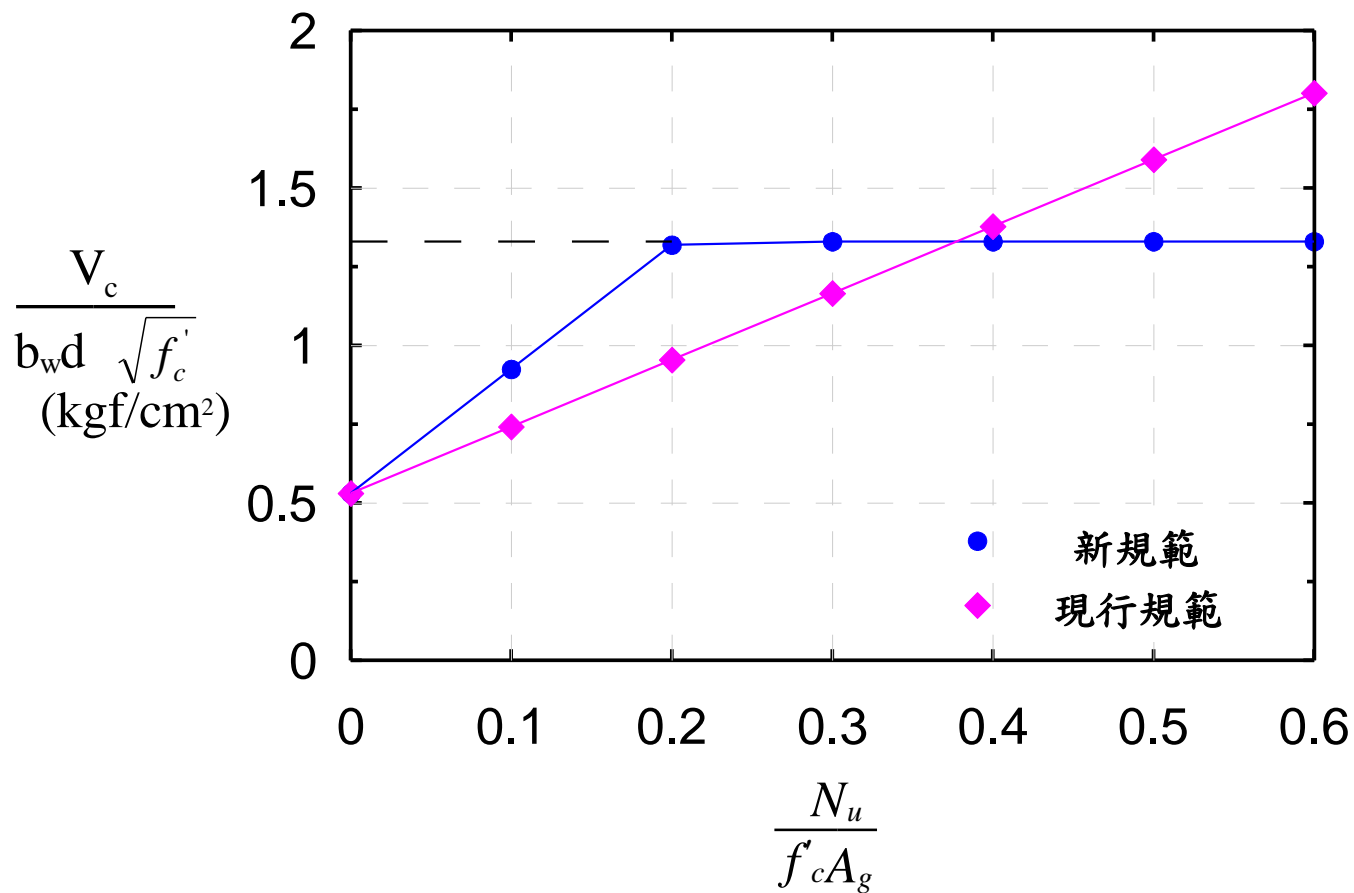
當  $f'_c = 560 \text{ kgf/cm}^2$

$\frac{N_u}{A_g f'_c}$	$\frac{N_u}{6A_g}$	限制式 $0.05f'_c$	$\frac{N_u}{6A_g}$	$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c b_w d}}$	$V_c$ 係數上限	新規範 $V_c$ 係數	現行規範 $V_c$ 係數
0.00	0.00	28.00	0.00	0.53	1.33	0.53	0.53
0.10	9.33	28.00	9.33	0.92	1.33	0.92	0.74
0.20	18.67	28.00	18.67	1.32	1.33	1.32	0.95
0.30	28.00	28.00	28.00	1.71	1.33	1.33	1.17
0.40	37.33	28.00	28.00	1.71	1.33	1.33	1.38
0.50	46.67	28.00	28.00	1.71	1.33	1.33	1.59
0.60	56.00	28.00	28.00	1.71	1.33	1.33	1.80



# 混凝土單向剪力強度

當  $f'_c = 560 \text{ kgf/cm}^2$

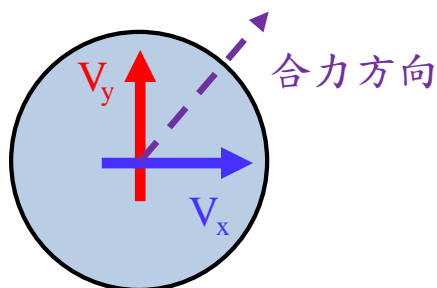




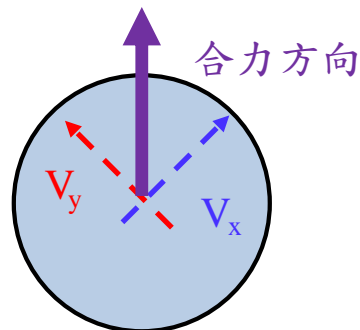
# 雙軸向剪力之交互作用

當圓形斷面沿兩中心軸受到剪力時，可以使用合力來評估剪力強度。然而，對於矩形和其他斷面，以合力來評估單向標稱剪力強度是不合適的。

圓形斷面

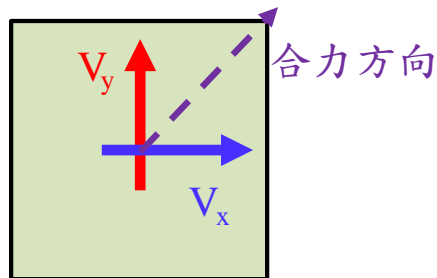


受雙向剪力示意

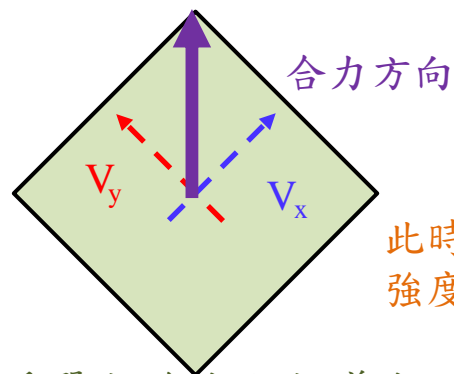


旋轉至受單向(合力方向)剪力示意

方形斷面



受雙向剪力示意



旋轉至受單向(合力方向)剪力示意

此時斷面剪力  
強度不易計算

# 雙軸向剪力之交互作用

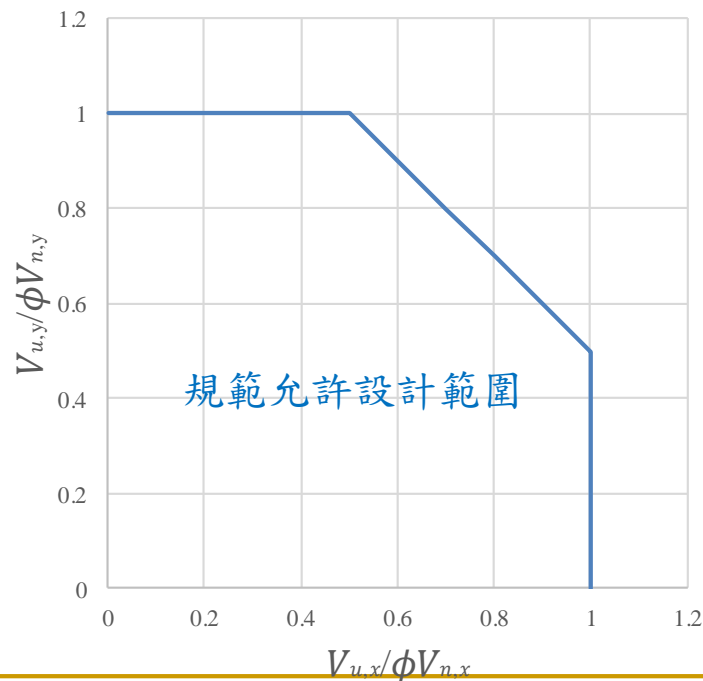
**22.5.1.10** 若符合下列(a)或(b)，沿正交方向剪力之交互作用應可忽略。

(a)  $\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5$  (22.5.1.10a)

(b)  $\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5$  (22.5.1.10b)

**22.5.1.11** 若  $\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} > 0.5$ ，且  $\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} > 0.5$ ，則應符合式 (22.5.1.11)

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (22.5.1.11)$$



# 混凝土雙向剪力強度

**22.6.5** 無剪力筋構材之混凝土所提供之雙向剪力強度

**22.6.5.1** 非預力雙向構材的 $v_c$ 之計算應依照第22.6.5.2節之規定，預力雙向構材的 $v_c$ 之計算應依照(a)或(b)之規定：

(a) 第22.6.5.2節。

(b) 符合第22.6.5.4節規定時，則採用第22.6.5.5節之規定。

**22.6.5.2**  $v_c$ 應依照表22.6.5.2之規定計算

表22.6.5.2 無剪力筋構材之雙向剪力 $v_c$ 算式

$v_c$		
(a)、(b)、(c) 之最小值	$1.06 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.265 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$	(c)

註：(i)  $\lambda_s$ 是尺寸效應修正因數，詳第22.5.5.1.3節。

(ii)  $\beta$ 是柱、集中載重或反力面的長邊與短邊比值。

(iii)  $\alpha_s$ 詳第22.6.5.3節。

(iv)  $V_c$ 標稱剪力強度

(v)  $v_c$ 標稱剪應力強度

# 混凝土雙向剪力強度

**22.6.5.3**  $\alpha_s$  在內柱取40，邊柱取30，角柱取20。

**22.6.5.4** 預力雙向構材若符合下列(a)至(c)之規定時，應可依照第22.6.5.5節之規定計算 $v_c$ 值：

(a) 依照第8.6.2.3及8.7.5.3節之規定配置握裹鋼筋。

(b) 柱斷面部分與不連續邊之距離不小於4倍版厚 $h$ 。

(c) 在任一方向的有效預力 $f_{pc}$ 不小於9 kgf/cm<sup>2</sup>。

**22.6.5.5** 符合第22.6.5.4節規定之預力雙向構材之 $v_c$ 應可取下列(a)及(b)之較小值：

$$(a) v_c = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d) \dots\dots\dots (22.6.5.5a)$$

$$(b) v_c = 0.265 \left( 1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d) \dots\dots\dots (22.6.5.5b)$$

式中 $\alpha_s$ 依照第22.6.5.3節之規定， $f_{pc}$ 之值為雙向 $f_{pc}$ 之平均值，不得大於35 kgf/cm<sup>2</sup>， $V_p$ 為橫跨臨界斷面總有效預力之垂直分力， $\sqrt{f'_c}$ 不得大於19 kgf/cm<sup>2</sup>。

# 混凝土雙向剪力強度

22.6.6 有剪力鋼筋構材之混凝土所提供之雙向剪力強度

22.6.6.1 配置剪力鋼筋之雙向構材，在臨界斷面所計算之 $v_c$ 值應依照下式計算：

$$v_c = 0.53 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (22.6.6.1)$$

22.6.6.2 若肋筋設計與細部配置是依照第8.7.6節規定，且

$A_v/s \geq 0.53 \sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$ 時， $\lambda_s$ 應可取1.0。

22.6.6.3 對於配置剪力鋼筋之雙向構材，其有效深度之選取，應使在臨界斷面所計算的 $v_u$ 值不超過下式之規定值。

$$v_u \leq \phi 1.60 \sqrt{f'_c} \quad (22.6.6.3)$$

雖然混凝土雙向剪力強度無 $\rho_w$ 項，但當剪力較大時，需提供最小撓曲鋼筋。

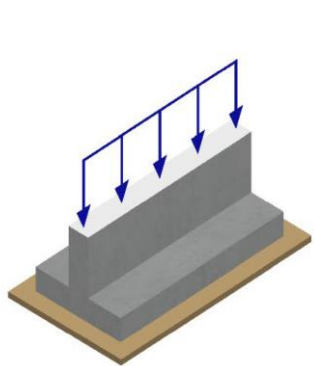
8.6.1.2 若柱邊、集中載重或反力區之臨界斷面雙向剪力值 $v_{uv} > \phi 0.53 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ ，應依下式於 $b_{slab}$ 寬度內提供最小鋼筋量 $A_{s,min}$ 。

$$A_{s,min} = \frac{5v_{uv} b_{slab} b_o}{\phi \alpha_s f_y}$$

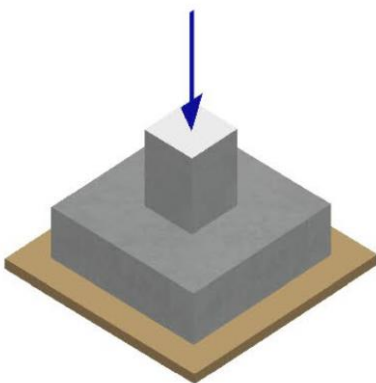
其中 $b_{slab}$ 為有效版寬，依第8.4.2.2.3節定義，其他符號已於前幾頁投影片定義。

## 部分基礎結構不須考慮尺寸效應

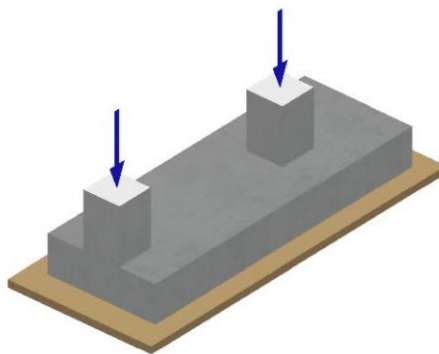
**13.2.6.2** 對於單向淺基礎、雙向獨立基腳、雙向聯合基腳和筏式基礎，可以忽略第22.5節規定中單向剪力強度和22.6節雙向剪力強度的尺寸效應修正係數，意即 $\lambda_s = 1.0$ 。



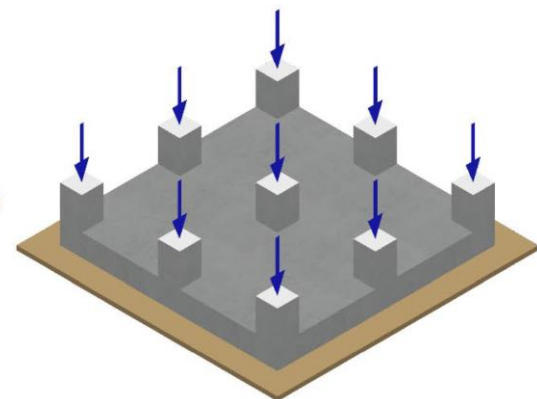
單向淺基礎



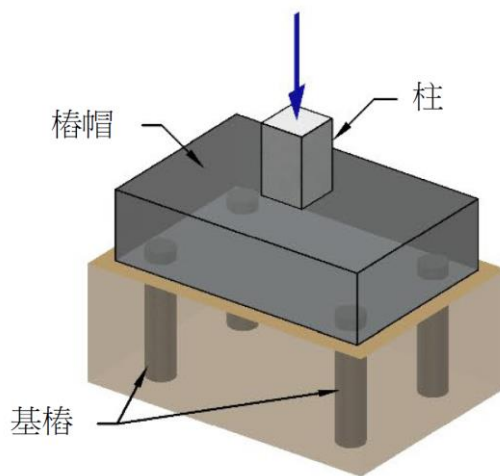
雙向獨立基腳



雙向聯合基腳



筏式基礎



具基樁及樁帽之深基礎不可忽略 $\lambda_s$

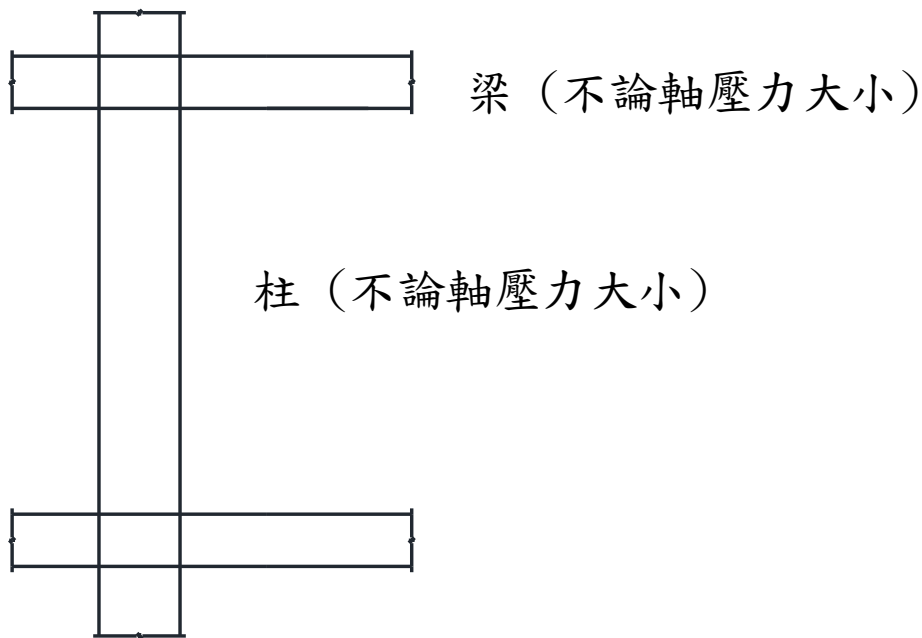


# 柱



# 柱的定義

規範	現行規範(15.5.2)	新規範(18.4.1)
柱的定義	本節之規定適用於承受彎矩與軸力之構材， <b>且其設計軸壓力<math>P_u</math>超過<math>0.1A_gf'_c</math>。</b>	本節應適用於構成地震力抵抗系統一部份且主要用於抵抗彎矩、剪力與軸力之特殊抗彎矩構架之柱。







# 強柱弱梁

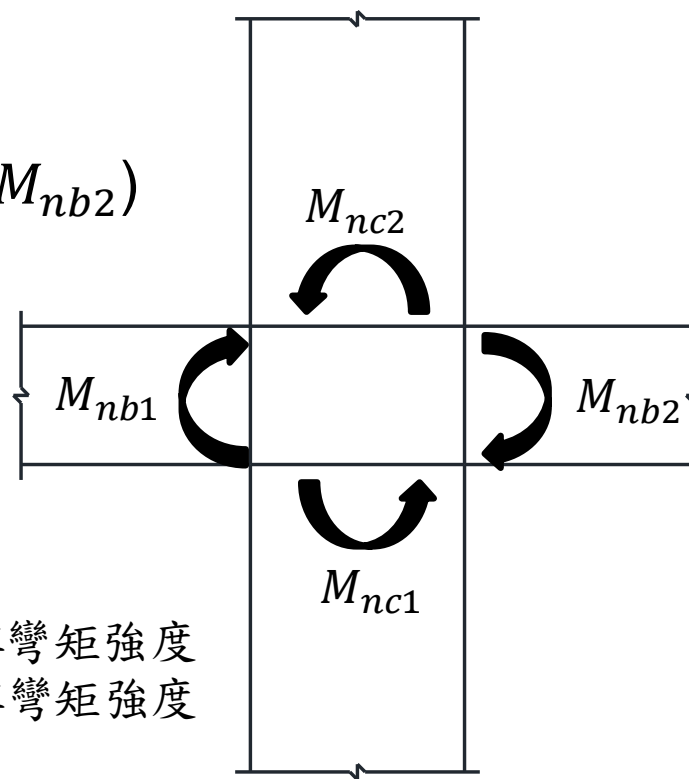
規範	現行規範(15.5.2)	新規範(18.4.1~18.4.3)
尺寸限制	柱應符合(a)與(b)之規定： (a) 以一通過幾何形心之直線量測，斷面之最小尺度應至少為30 cm (b) 斷面最小尺度與其垂直比例應至少為0.4	
柱之最小彎矩強度	任何抵抗設計軸壓力 $P_u$ 超過 $0.1A_gf'_c$ 之柱，柱之彎矩強度應符合 $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$ 。	除含地震效應(E)之因數化軸壓力不超過 $A_gf'_c/10$ 之柱端外，柱之彎矩強度應符合 $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$ 。
不滿足規範柱	若規定無法滿足，則支承該接頭反力之柱，應按第15.5.4節規定於柱之全長配置橫向鋼筋。	若於接頭處無法符合規定，於計算結構強度與勁度時，應忽略構入該接頭之柱的側向強度與勁度。但此些柱仍應符合第18.11節之規定。

其中  $M_{nb}$  應含版效應(T型版) 或可用  $1.1 M_{nb}$  (不含版效應)

# 強柱弱梁

除含地震效應( $E$ )之因數化軸壓力不超過 $A_g f'_c / 10$ 之柱端外，柱之彎矩強度應符合  $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$ 。

$$(M_{nc1} + M_{nc2}) \geq \frac{6}{5} (M_{nb1} + M_{nb2})$$



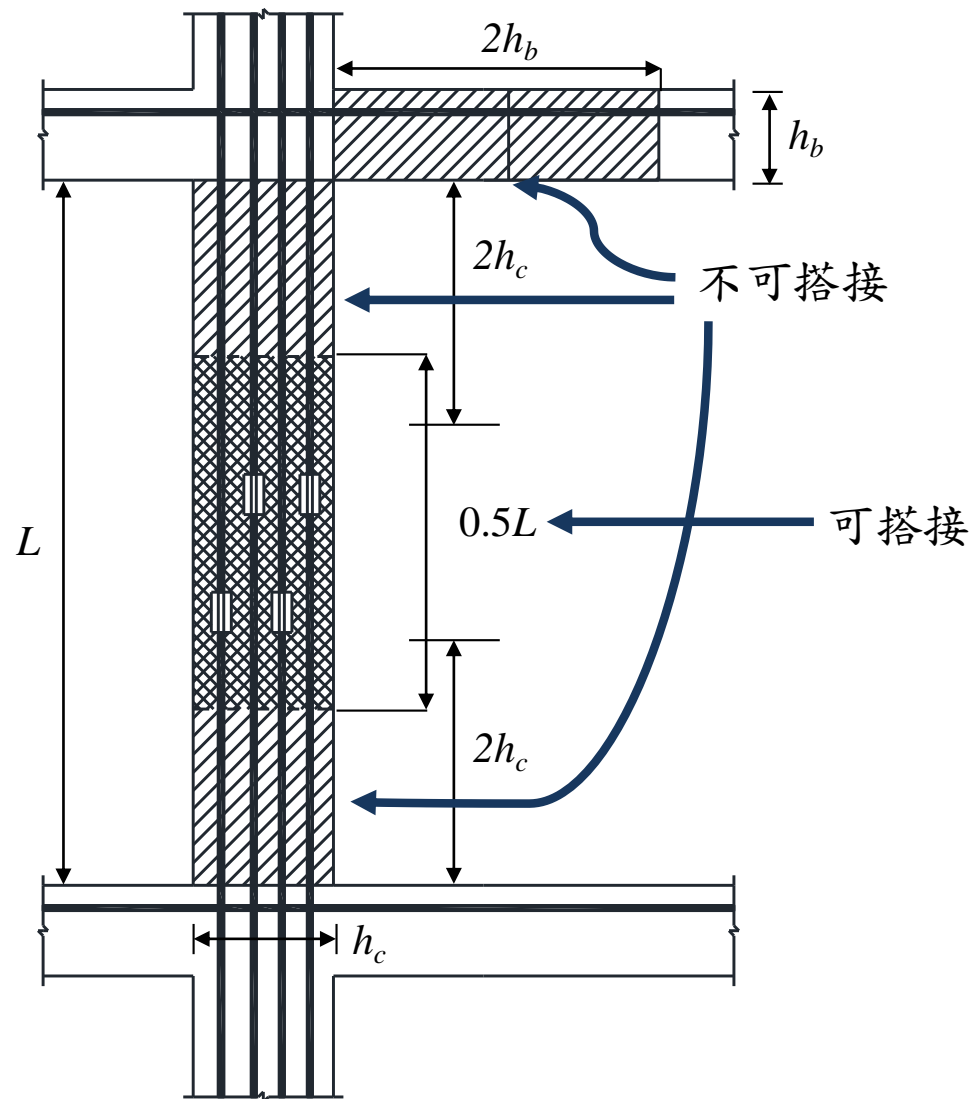
$M_{nc}$  為構入於接頭各柱在接頭面之標稱彎矩強度  
 $M_{nb}$  為構入於接頭各梁在接頭面之標稱彎矩強度

## 縱向鋼筋

**18.4.4.1** 縱向鋼筋面積 $A_{st}$ 應至少為 $0.01A_g$ ，亦應不超過 $0.06A_g$

**18.4.4.2** 柱配置圓形閉合箍筋時，應至少有6根縱向鋼筋

**18.4.4.3** 機械式續接須符合第18.2.7節之規定，銲接續接則須符合第18.2.8節之規定。搭接續接僅容許於構材中央 $1/2$ 淨高內，並應設計為拉力搭接，且應被圍封於符合第18.4.5.2節與第18.4.5.3節之橫向鋼筋內



# 橫向鋼筋

**18.4.5.1** 距每一接頭面 $l_0$ 之範圍內及在非彈性側向位移所引起撓曲降伏之任何斷面兩側各 $l_0$ 之範圍內，其橫向鋼筋應按第18.4.5.2至18.4.5.4節之規定配置。 $l_0$ 之長度應至少為(a)至(c)之最大值

- (a) 在接頭面處或任何可能發生撓曲降伏斷面處之柱深。
- (b) 柱淨長之1/6。
- (c) 45 cm。

**18.4.5.2** 橫向鋼筋須符合(a)至(f)之規定：

- (a) 橫向鋼筋應包含單個或重疊螺箍筋、圓形閉合箍筋或含與不含繫筋之單個或重疊直線型閉合箍筋。
- (b) 直線型閉合箍筋與繫筋之彎轉段均需圍繞於外周之縱向鋼筋。
- (c) 在第25.7.2.2節規定之限制下，繫筋應可使用與閉合箍筋同尺度或較小之鋼筋。沿著縱向鋼筋與沿著斷面周邊，相鄰繫筋端部應交替。
- (d) 直線型閉合箍筋或繫筋應按**25.7.2.2**節與**25.7.2.3**節規定提供縱向鋼筋側向支撐。

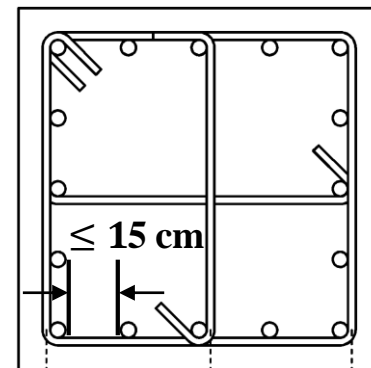
## **25.7.2.3**

- (i) 每個角隅及每隔一根縱向鋼筋，應有箍筋角隅提供橫向之撐，其內轉角不得大於135°。
- (ii) 沿著箍筋方向之無橫向支撐鋼筋至有橫向支撐鋼筋的淨距不得大於15 cm

## **25.7.2.2**

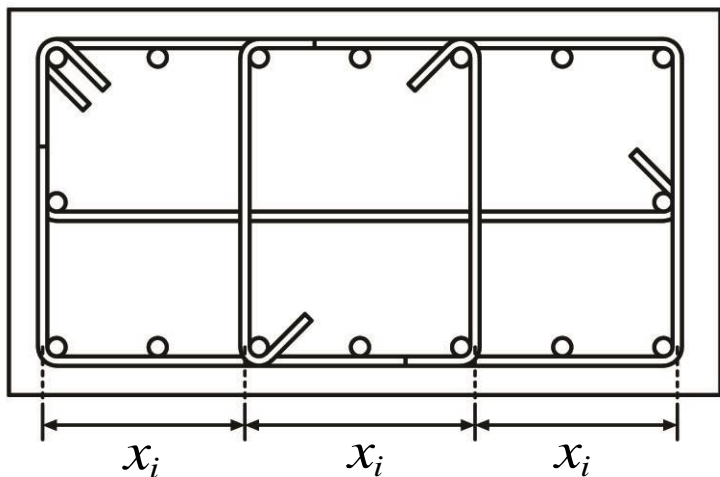
箍筋之直徑應至少為(a)或(b)：

- (i) 縱向鋼筋不大於D32：D10。
- (ii) 縱向鋼筋大於等於D36、或縱向鋼筋為束筋：D13



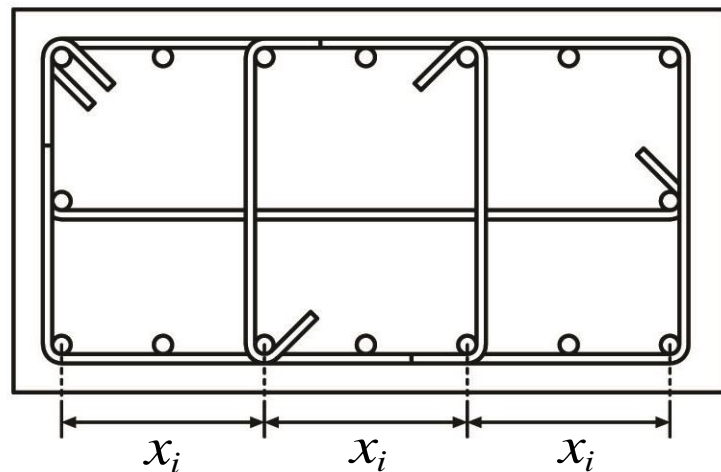
# 塑鉸區橫向鋼筋細節

現行規範(15.5.4.3)	新規範(18.4.5.2e)
在構材橫斷面上，繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距不得超過35 cm。	(e) 鋼筋應配置使沿柱周邊上，受繫筋轉角或閉合箍筋各肢側向支撐之縱向鋼筋間距 $h_x$ 不超過35 cm。



現行規範

$$x_i \leq 35 \text{ cm}$$

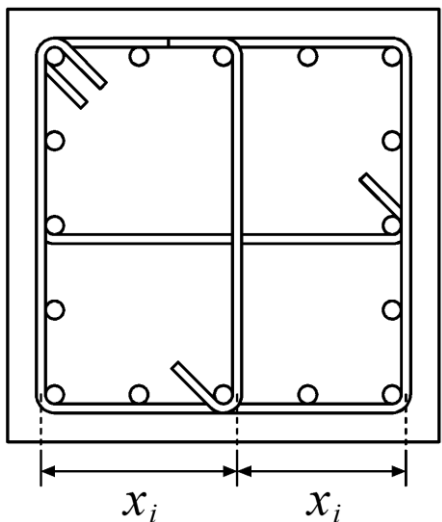


新規範

## 塑鉸區橫向鋼筋細節

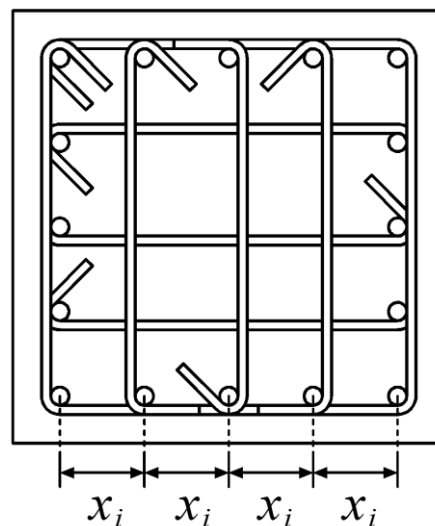
18.4.5.2 橫向鋼筋須符合(a)至(f)之規定：

- (f) 在 $P_u > 0.3A_g f'_c$  或  $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$  之直線型閉合箍筋柱，沿柱核心周邊之每一縱向鋼筋或束筋應有閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段所提供之側向支撐，且 $h_x$ 之值應不超過20 cm。 $P_u$ 應為含 $E$ 之因數化載重組合所得之最大壓力。



$$x_i \leq 35 \text{ cm}$$

現行規範



$$x_i \leq 20 \text{ cm}$$

新規範

# 塑鉸區橫向鋼筋間距

塑鉸區橫向鋼筋之間距應不超過(a)至(d)之最小值

	現行規範(15.5.4.2)	新規範草案(18.4.5.3)
(a)	構材斷面最小尺度之1/4	柱最小尺度之1/4。
(b)	6倍主筋直徑	對 $f_y = 4200$ kgf/cm <sup>2</sup> 鋼筋而言，6倍最小縱向鋼筋直徑。
(c)		對 $f_y = 5000$ kgf/cm <sup>2</sup> 鋼筋而言，5.5倍最小縱向鋼筋直徑。
(d)		對 $f_y = 5600$ kgf/cm <sup>2</sup> 鋼筋而言，5倍最小縱向鋼筋直徑。
(e)	$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$ $s_0$ 之值不得超過15 cm	$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right)$ $s_0$ 之值應不超過 15 cm，亦不須小於 10 cm



# 塑鉸區橫向鋼筋用量

表 18.4.5.4

橫向鋼筋	條件	適用表達式		
直線型閉合箍筋之 $A_{sh}/sb_c$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	(a)與(b)之較大值	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
			$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	(a)、(b)與(c)之最大值	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$	(c)
螺箍筋或圓形閉合 箍筋 $\rho_s$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	(d)與(e)之較大值	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)
			$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(e)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	(d)、(e)與(f)之最大值	$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$	(f)

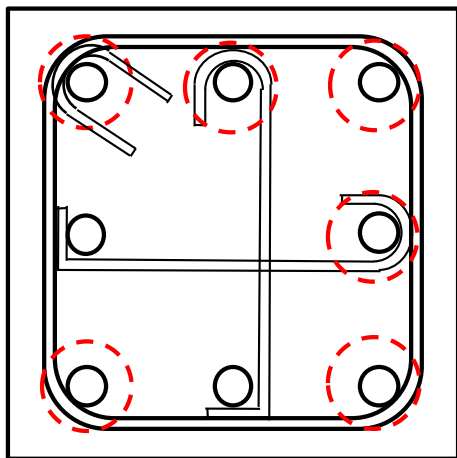
現行規範無 $P_u$ 和 $f'_c$ 之條件區分；且僅有(a)與(b)以及(d)與(e)式。



# 塑鉸區橫向鋼筋用量

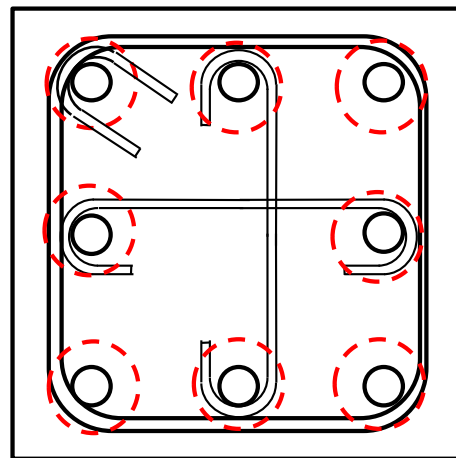
混凝土強度係數 $k_f$   $k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$

圍束有效係數 $k_n$   $k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$   $n_l =$  縱向鋼筋受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之數目



$$n_l = 6$$

$$k_n = \frac{6}{6 - 2} = 1.5$$



$$n_l = 8$$

$$k_n = \frac{8}{8 - 2} = 1.33$$



# 非塑鉸區橫向鋼筋間距

規範	現行規範(15.5.3)	新規範草案(18.4.5.5)
橫向鋼筋間距	則應採用螺箍或閉合箍筋， 其中心距不得超過柱主筋直 徑之 6 倍及 15 cm。	於第 18.4.5.1 節所規定長度 $l_0$ 範圍之外，除非第 18.4.4.3 節或第 18.4.6 節另有要求較多之橫向鋼筋 量，否則柱應採用符合第 25.7.3 節規定之螺箍筋 或第 25.7.2 與 25.7.4 節規定之閉合箍筋與繫筋  其間距應不超過 15 cm、 柱最小 $f_y = 4200$ kgf/cm <sup>2</sup> 縱向鋼筋直徑之 6 倍、 最小 $f_y = 5000$ kgf/cm <sup>2</sup> 縱向鋼筋直徑之 5.5 倍與 最小 $f_y = 5600$ kgf/cm <sup>2</sup> 縱向鋼筋直徑之 5 倍 的最小值。

# 橫向鋼筋

@18.4.5.1

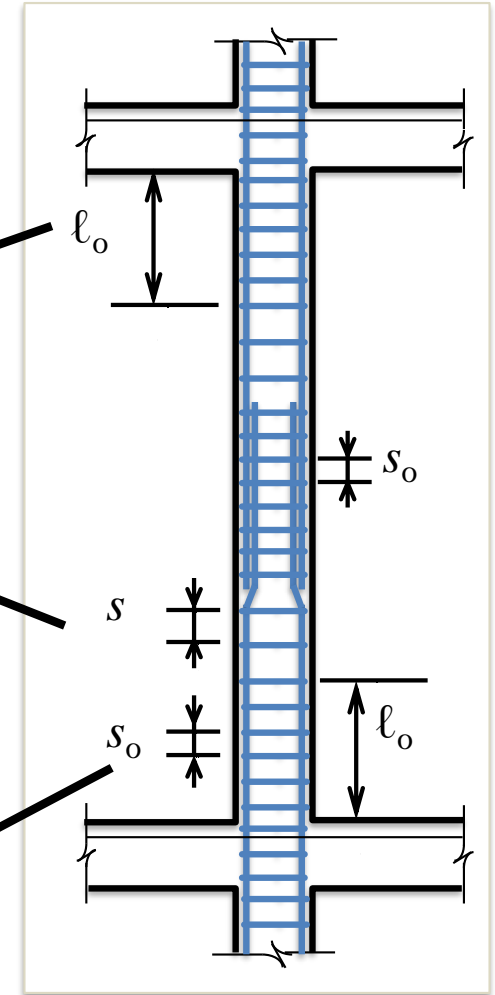
$$l_o \geq \begin{cases} l_u/6 \text{ 柱淨長} \\ \text{柱深} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

@18.4.5.5

$$s \leq \begin{cases} 6d_b (\text{SD 420W}), 5.5d_b (\text{SD 490W}), 5d_b (\text{SD 560W}) \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

@18.4.5.3

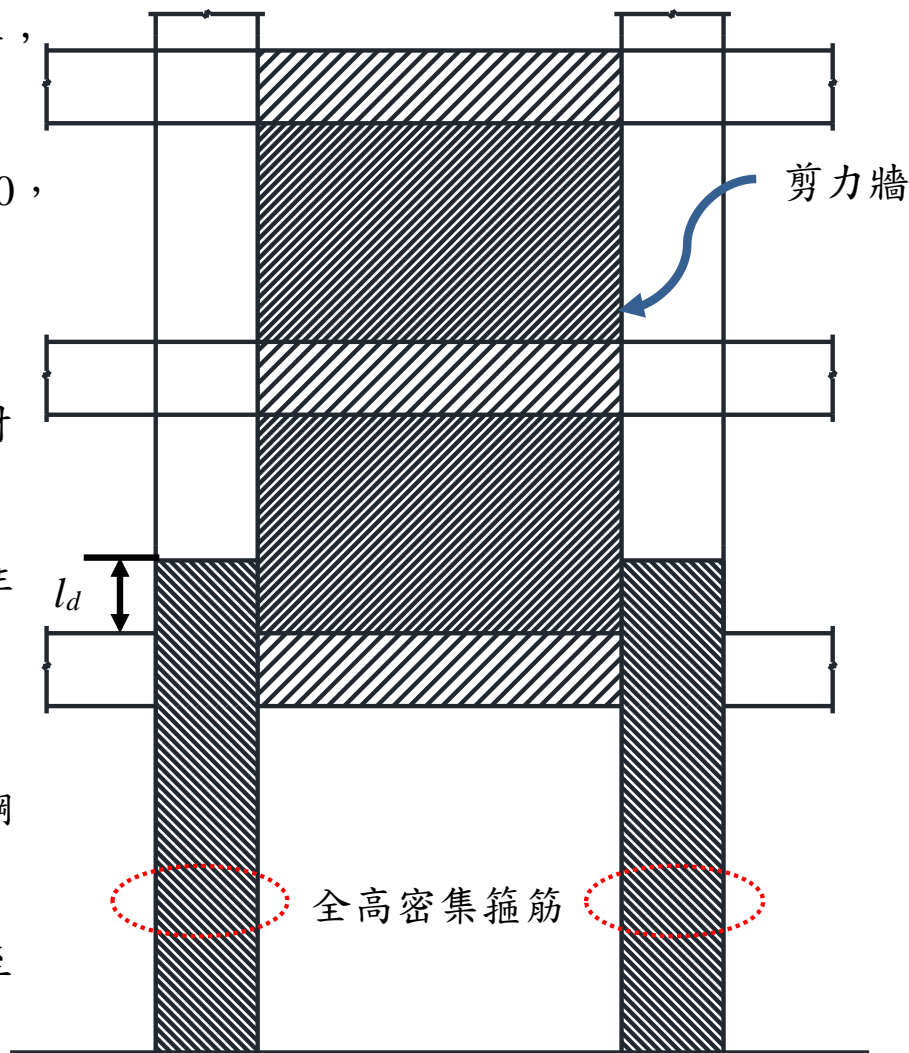
$$s_o \leq \begin{cases} 6d_b (\text{SD 420W}), 5.5d_b (\text{SD 490W}), 5d_b (\text{SD 560W}) \\ \frac{1}{4} \text{ 柱最小尺度} \\ 10 + \left( \frac{35-h_x}{3} \right), \leq 15 \text{ cm}; \geq 10 \text{ cm} \end{cases}$$



## 承載不連續之剛勁構材

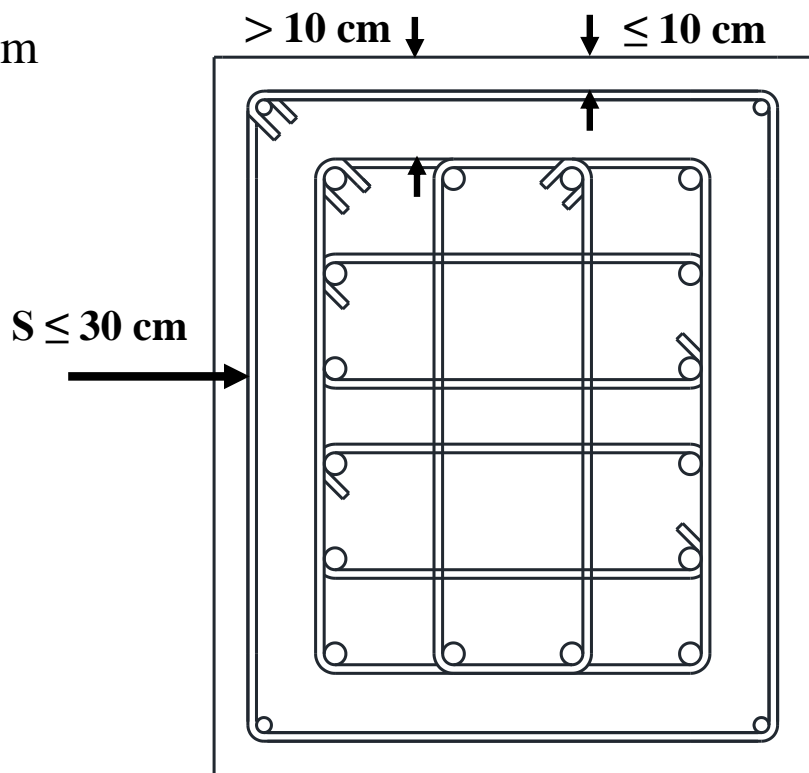
18.4.5.6 柱承載不連續之剛勁構材(如牆)之反力時，應符合(a)與(b)之規定：

- (a) 若柱關於地震效應之因數化軸壓力超過 $A_g f'_c / 10$ ，在不連續處以下所有樓層之柱全高應按第18.4.5.2至18.4.5.4節之規定配置橫向鋼筋。若放大設計力以考量抵抗地震力系統中垂直構材之超額強度， $A_g f'_c / 10$ 之限制應提高至 $A_g f'_c / 4$ 。
- (b) 橫向鋼筋應延伸入不連續構材至少最大縱向柱鋼筋按18.5.5節規定之 $l_d$ (接頭受拉鋼筋之伸展長度)。若柱之下端終止於牆上，則所需橫向鋼筋延伸入牆內至少為該終止處最大縱向柱鋼筋之 $l_d$ 。若柱之下端終止於基腳或筏基版上，則所需橫向鋼筋須延伸進入基腳或筏基版內至少30 cm。



## 配置額外橫向鋼筋

**18.4.5.7** 若依據第18.4.5.1節(塑鉸區)、第18.4.5.5節(非塑鉸區)、與第18.4.5.6節(承載不連續剛勁構材)配置之橫向鋼筋外混凝土保護層超過 10 cm，需配置額外之橫向鋼筋，其保護層不超過 10 cm 且其間距不超過 30 cm



# 設計剪力

**18.4.6.1** 設計剪力 $V_e$ 應考慮柱每一端之接頭面上可能產生的最大力。這些接頭作用力應以作用於每一柱端上各種因數化軸力範圍內之最大可能彎矩強度 $M_{pr}$ 加以計算。柱剪力不須超過對應構入該接頭各梁 $M_{pr}$ 之接頭強度所計得之剪力。無論何種情況， $V_e$ 皆應不小於由結構分析結果所計得之因數化剪力。

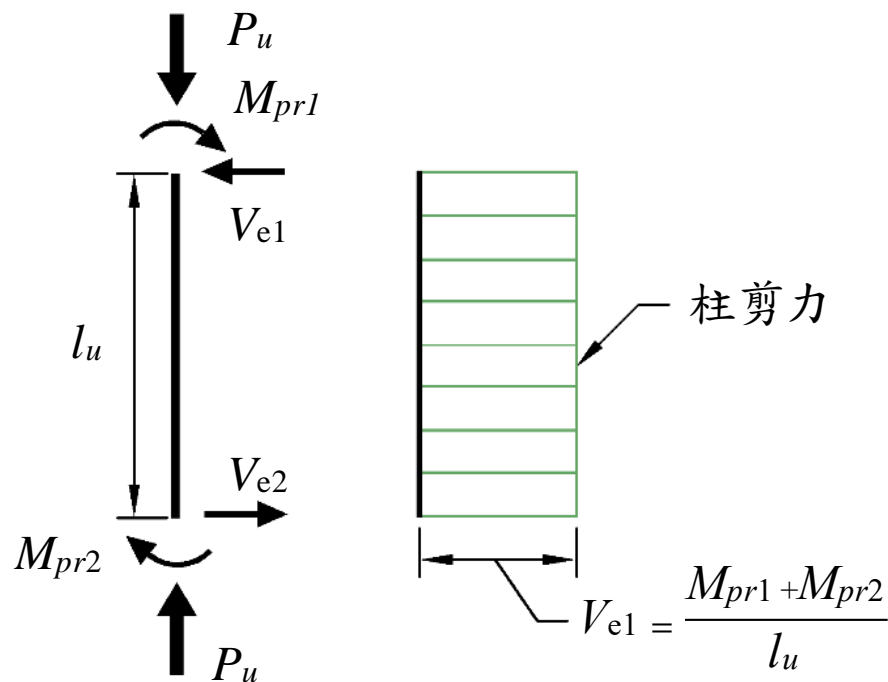
**18.4.6.2** 於第18.4.5.1節規定之 $l_o$ 長度範圍內，當(a)與(b)同時發生時，設計橫向鋼筋抵抗剪力時應假設 $V_c=0$ 。

(a) 按第18.4.6.1節規定計算地震力引致之**剪力至少為 $l_o$ 範圍內最大需求剪力強度之半**。

$$V_e \geq \frac{V_u}{2}$$

(b) 含地震效應之因數化軸壓力 $P_u$ 小於 $A_g f'_c / 20$ 。

# 設計剪力



$$V_{e1}, V_{e2} = \min \left[ \begin{array}{l} \text{柱端 } M_{pr} \text{ 之 } V_e \\ \text{梁端 } M_{pr} \text{ 之 } V_e \end{array} \right] \geq \text{結構分析之 } V_e$$



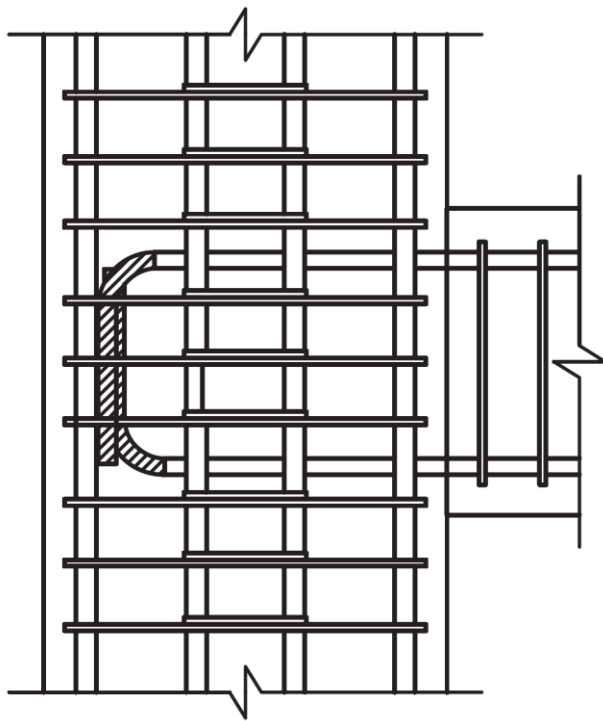
# 梁柱接頭



## 接頭之縱向鋼筋

**18.5.2.1** 梁縱向鋼筋於接頭面之力，應假設撓曲拉力鋼筋應力為 $1.25f_y$ 計算之。

**18.5.2.2** 縱向鋼筋終止於接頭內時，應延伸至接頭核心區之另一面，且應按第18.5.5節(受拉伸展)之規定發展其受拉強度，以及按第25.4.9節(受壓伸展)之規定發展其受壓強度。

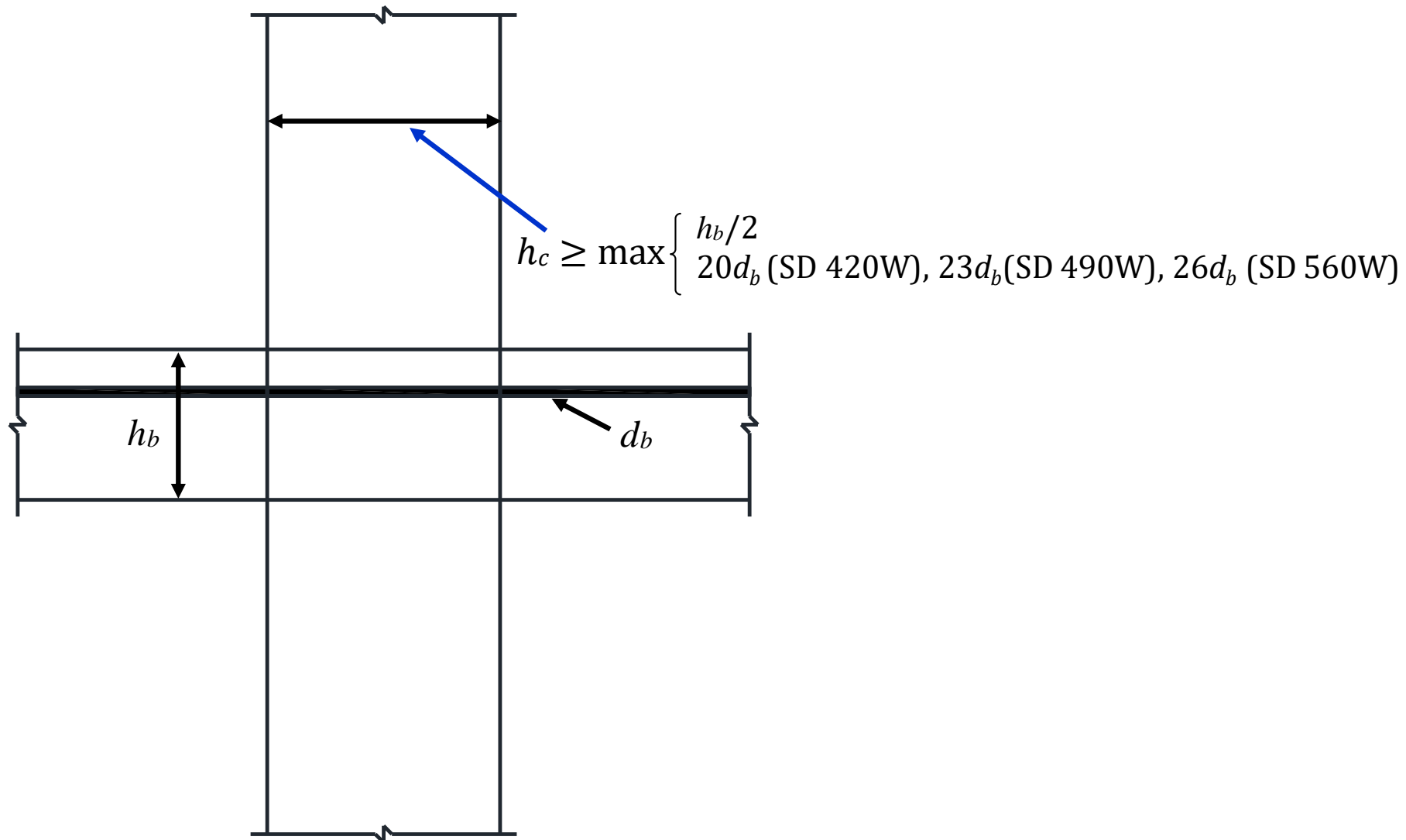


## 接頭深度規定

18.5.2.3 當縱向梁鋼筋貫穿梁柱接頭時，若使用常重混凝土，則平行於梁縱向鋼筋方向之接頭深度 $h$ 應至少為(a)至(d)之最大值：

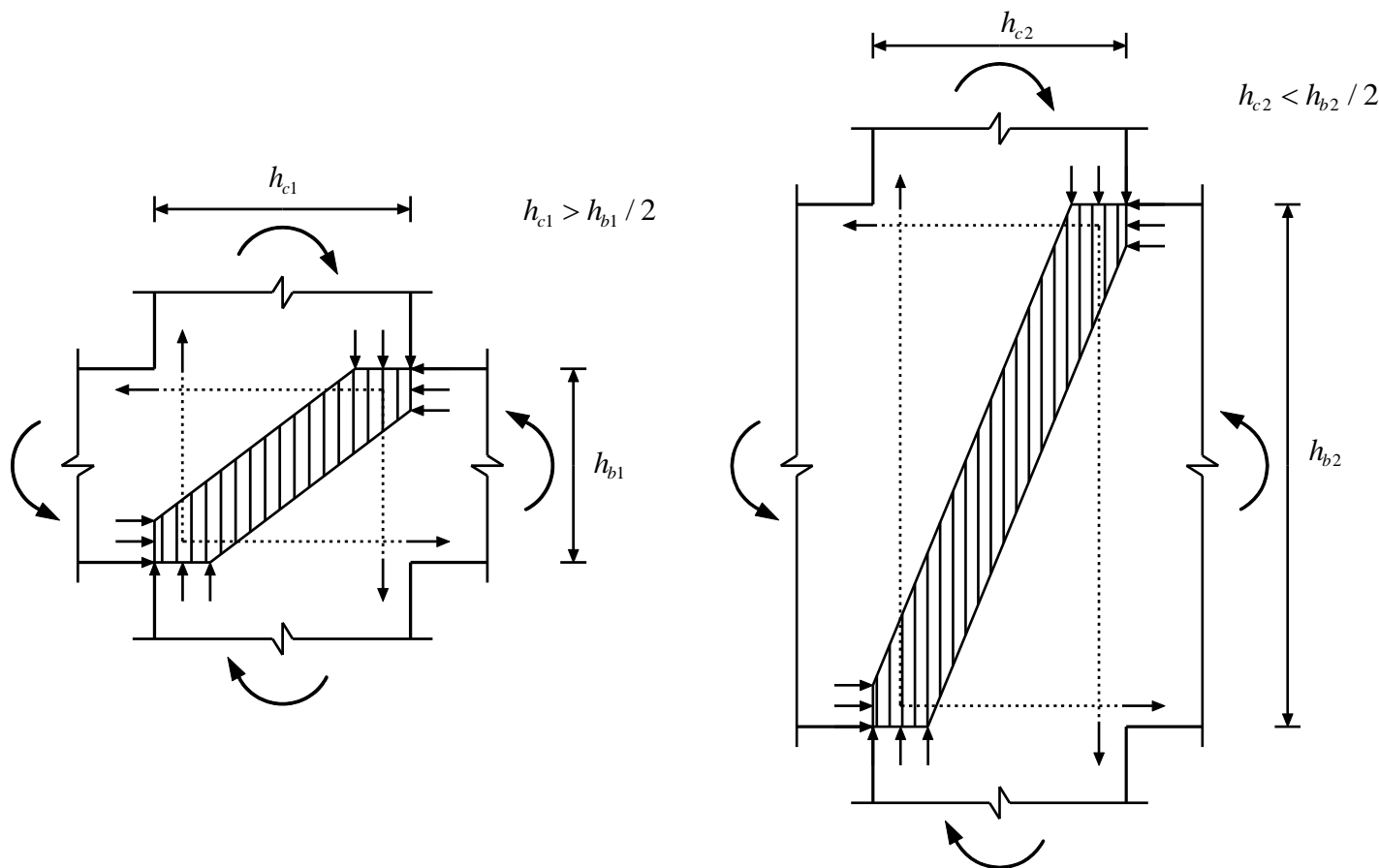
現行規範(15.6.1.4)	新規範 (18.5.2.3)	
當梁主筋貫穿梁柱接頭時，若使用常重混凝土，則平行於梁主筋方向之柱尺寸不得小於最大梁主筋直徑之20倍，若使用輕質混凝土則上述之柱尺寸不得小於最大梁主筋直徑之26倍。	$f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 縱向鋼筋最大直徑之20/ $\lambda$ 倍，對輕質混凝土而言， $\lambda =0.75$ 對所有其他情形而言， $\lambda =1.0$ 。	(a)
	$f_y=5,000 \text{ kgf/cm}^2$ 縱向鋼筋最大直徑之23倍。	(b)
	$f_y=5,600 \text{ kgf/cm}^2$ 縱向鋼筋最大直徑之26倍。	(c)
	任何構入接頭且在所考慮的方向上作為抵抗地震力系統之一部分而產生接頭剪力之梁的 $h/2$ 。	(d)
	使用 $f_y=5,000 \text{ kgf/cm}^2$ 或 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ 縱向鋼筋之接頭，其混凝土應為常重混凝土。	

# 接頭深度規定



# 接頭深度規定

接頭深度小於梁深一半的接頭，將需以陡峭對角壓桿穿過接頭以進行可能效率較低之剪力傳遞



# 橫向鋼筋用量與細節

	現行規範(15.6.2.1)	新規範(18.5.3.1)
橫向鋼筋量	除非接頭所受之構材圍束符合第15.6.2.2節之規定，接頭內應按第15.5.4節之規定配置橫向閉合箍筋。	除第18.5.3.2節之規定所允許外，接頭在最深構入梁深度 $h$ 之範圍內橫向鋼筋須符合第18.4.5.2節(a)至(e)之規定、第18.4.5.3節、表18.4.5.4 (a)(b)或(d)(e)、與第18.4.5.7節之規定。 (註:無須符合18.4.5.2(f)與18.4.5.4(c)(f))

~~18.4.5.2 (f)：在 $P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ 之直線型閉合箍筋柱，沿柱核心周邊之每一縱向鋼筋或束筋應有閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段所提供之側向支撐，且 $h_x$ 之值應不超過20 cm。 $P_u$ 應為含 $E$ 之因數化載重組合所得之最大壓力。~~



# 橫向鋼筋用量與細節

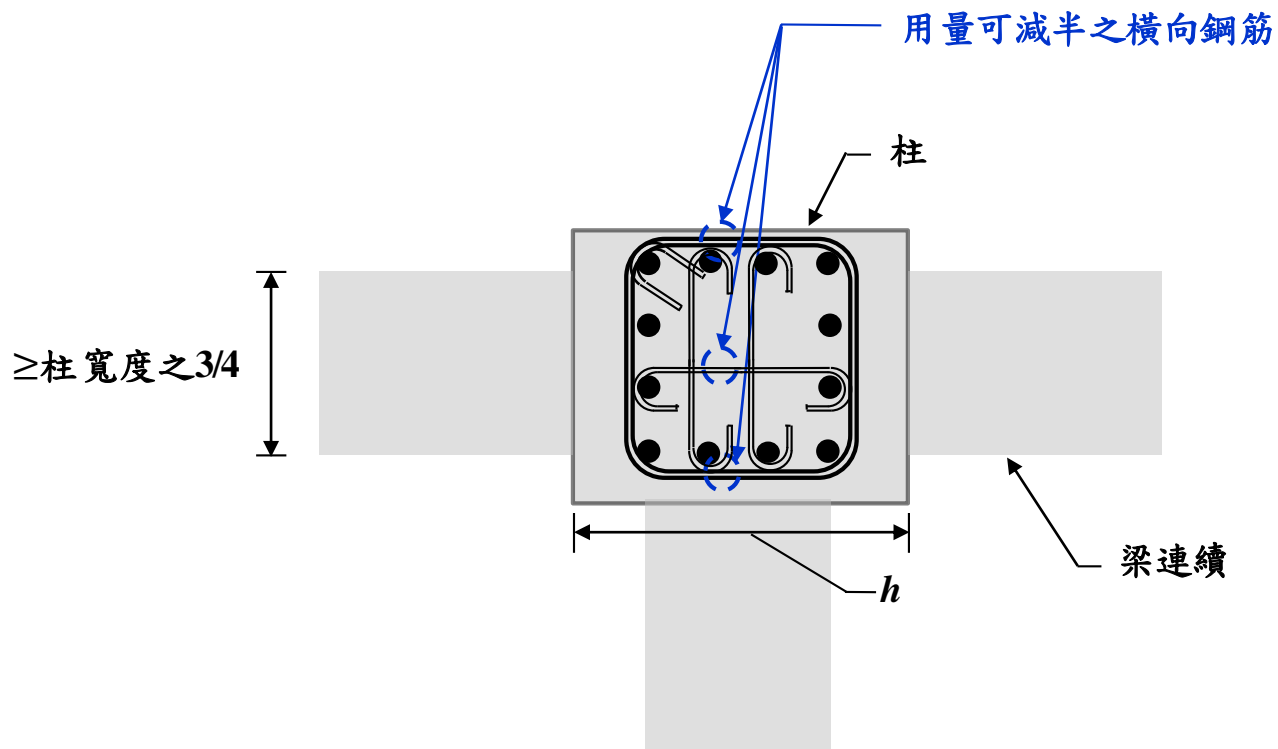
表 18.4.5.4

橫向鋼筋	條件	適用表達式		
直線型閉合箍筋之 $A_{sh}/sb_c$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	(a)與(b)之較大值	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
			$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	(a)、(b)與(c)之最大值	<del><math>0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}</math></del>	(c)
螺箍筋或圓形閉合 箍筋 $\rho_s$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$	(d)與(e)之較大值	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)
			$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(e)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	(d)、(e)與(f)之最大值	<del><math>0.35k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}</math></del>	(f)

# 橫向鋼筋用量與間距可放寬之條件

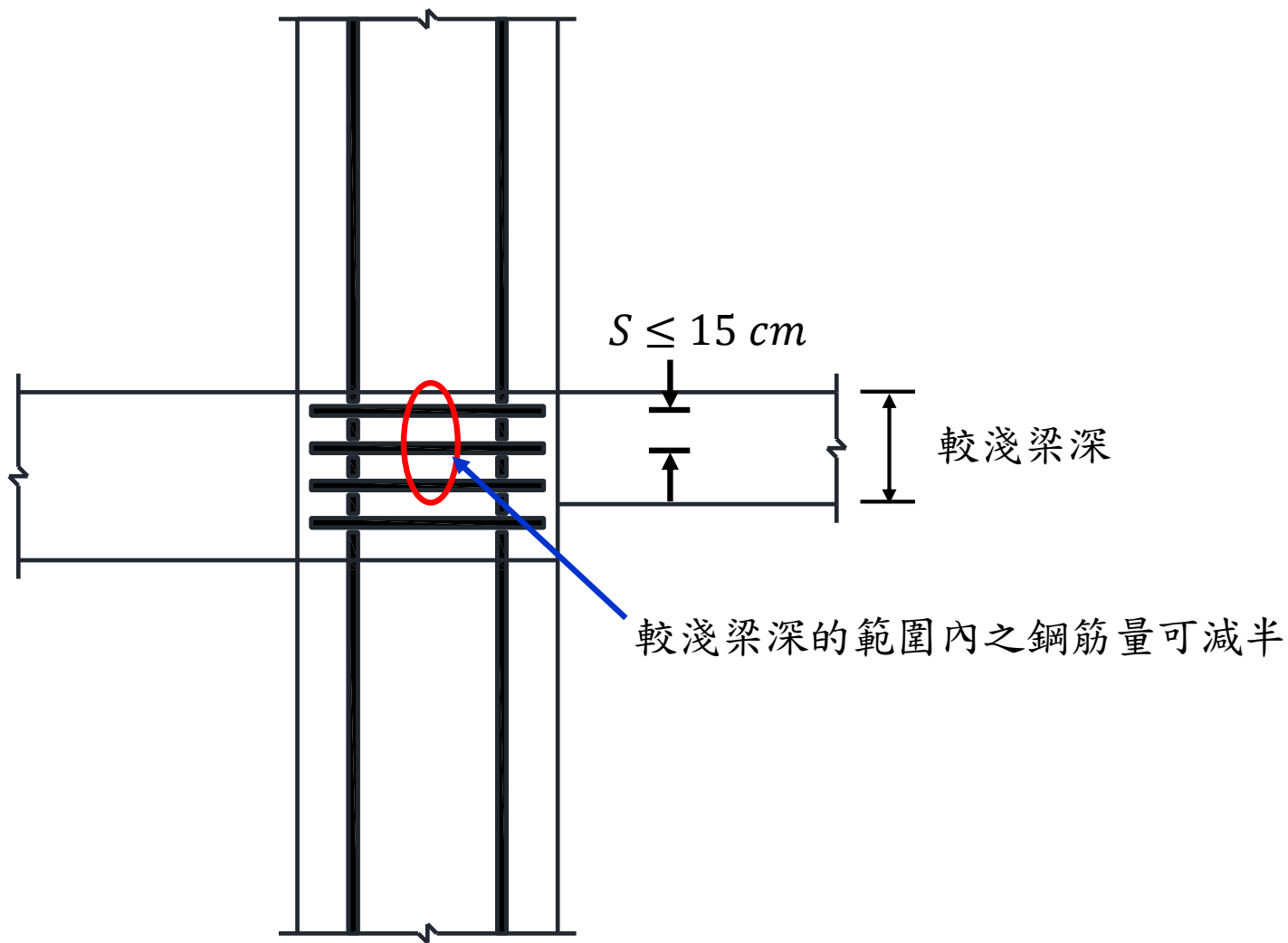
	現行規範(15.6.2.2)	新規範(18.5.3.2)
橫向鋼筋用量減半之條件	接頭四面皆有構材構入，且每一構材寬度最少為柱寬度之 $3/4$ ，則柱在接頭處最淺構材之深度範圍內，可配置較少之橫向鋼筋，惟其量至少應為第15.5.4.1節規定量之半。上述之深度範圍內，第15.5.4.2節規定之間距得增至15 cm。	若構入接頭的梁連續或符合15.2.7節，且梁寬度至少為柱寬度之 $3/4$ ，則在該構入梁接頭兩側較淺梁深度 $h$ 之範圍內依表18.4.5.4 (a)(b)或(d)(e)規定平行該構入梁方向之鋼筋量應可減半，且依第18.4.5.3節規定之間距允許增至15 cm。(18.5.3.2)

# 橫向鋼筋用量減半之示意



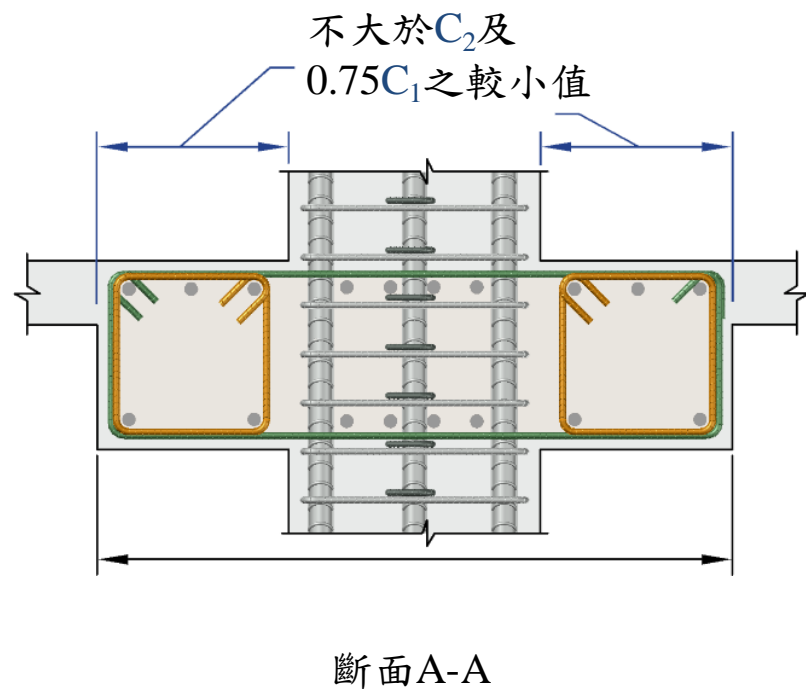
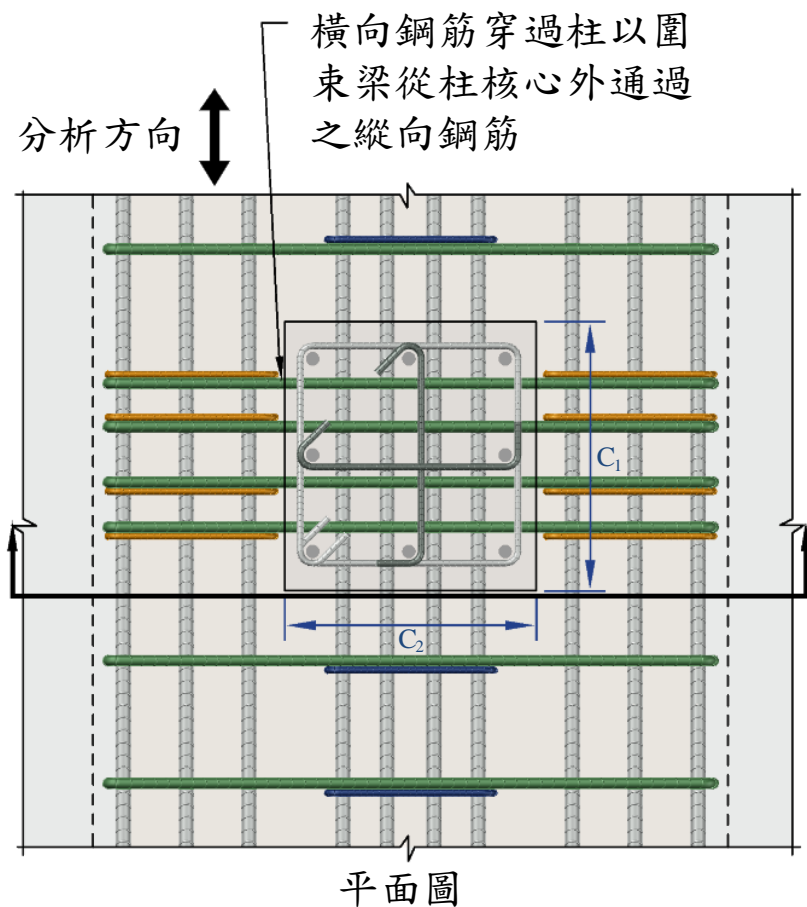


# 橫向鋼筋用量可減半之立面範圍



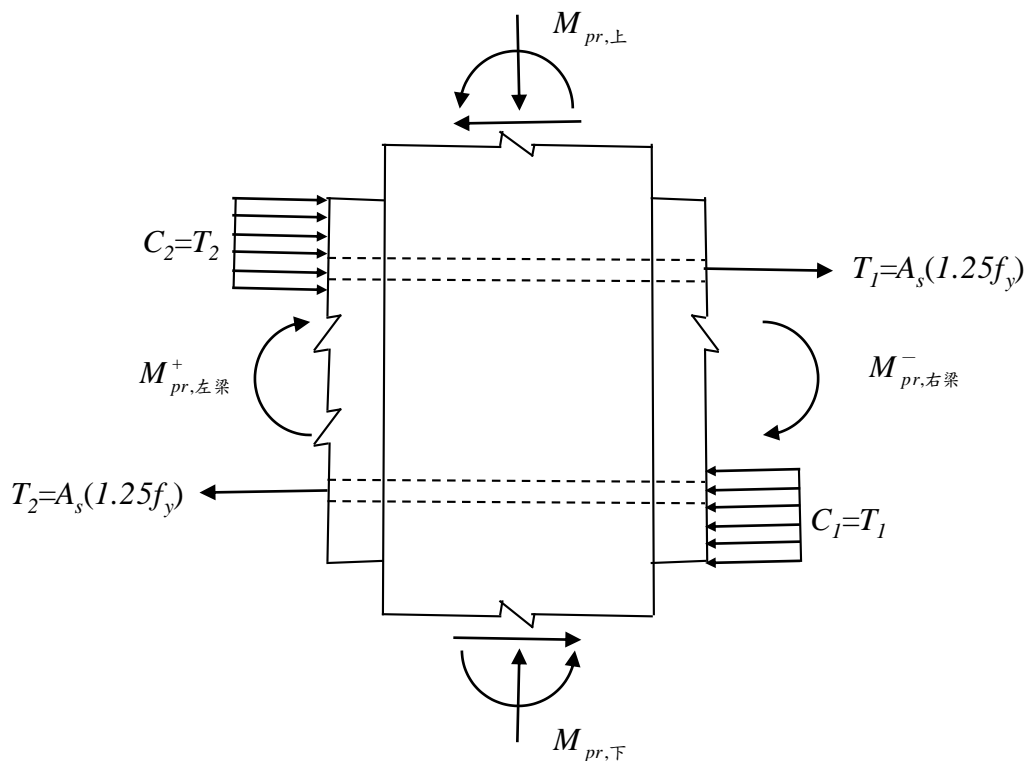
## 柱核心外縱向鋼筋圍束

**18.5.3.3** 若在柱核心外之縱向梁鋼筋，且未受構入梁之圍束，則應以穿過柱之橫向鋼筋加以圍束之，該橫向鋼筋應符合第18.3.4.4節之間距規定，以及第18.3.4.2節與第18.3.4.3節之規定。



# 設計剪力

18.5.4.1 接頭剪力應於接頭半高處，以作用於接頭面基於第18.5.2.1節(撓曲拉力鋼筋應力為  $1.25f_y$ )計得之梁拉壓力與對應梁可能撓曲強度  $M_{pr}$  之柱剪力計算之。

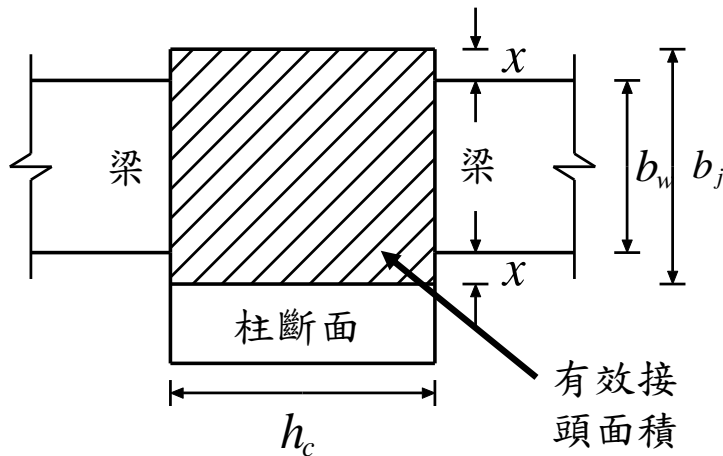


18.5.4.2  $\phi$ 應使用第21.2.4.4規定之值。(  $\phi = 0.85$  )

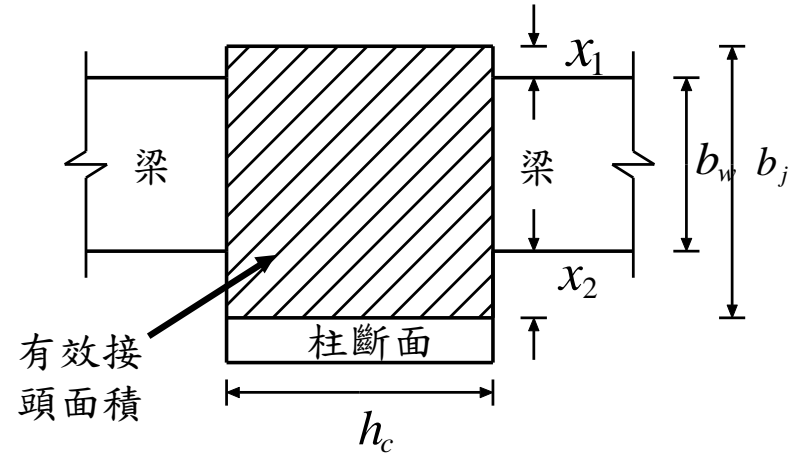
# 接頭剪力面積

接頭內有效斷面積 $A_j$ ，應為接頭深度乘以有效接頭寬度。接頭深度應為設計作用力方向之柱全深 $h$ 。有效接頭寬度應為柱全寬，但柱寬大於梁寬時，有效接頭寬度應為

現行規範(15.6.3.1)	新規範 (15.4.2.4)
<p>不超過(a)與(b)之較小值：</p> <p>(a)梁寬加沿剪力方向之柱全深。</p> <p>(b)梁中心線至兩柱邊取小值的兩倍。</p>	<p>不超過梁腹寬度<math>b_w</math>兩側各加(a)與(b)之較小值：</p> <p>(a)接頭深度之1/4。</p> <p>(b)梁腹側面至柱邊之距離。</p>



$$b_j = b_w + 2x \leq b_w + h_c$$



$$b_j = b_w + x_1 + x_2, x_1 \leq h_c / 4, x_2 \leq h_c / 4$$



# 標稱剪力強度 $V_n$

現行規範(表 15.6.3.1)

接頭形式	$V_n$
接頭四面皆受圍束	$5.3\sqrt{f'_c}A_j$
三面或一雙對面受圍束	$3.9\sqrt{f'_c}A_j$
其他	$3.2\sqrt{f'_c}A_j$

新規範(表 18.5.4.3)

柱	$V_u$ 方向的梁	符合第15.2.8節之橫向梁圍束	$V_n$
連續或符合第15.2.6節	連續或符合第15.2.7節	有圍束	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無圍束	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	其他	有圍束	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無圍束	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
其他	連續或符合第15.2.7節	有圍束	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無圍束	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	其他	有圍束	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無圍束	$2.1\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

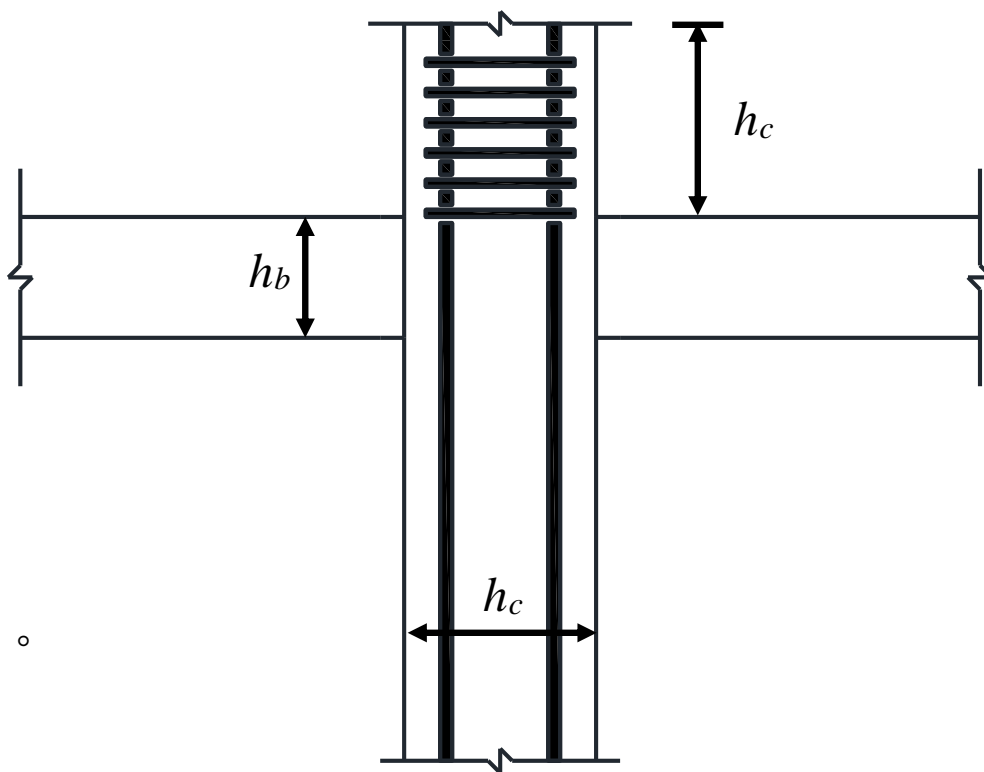
# 柱連續之定義

## 15.2.6 (柱連續)

若於接頭剪力設計方向柱延伸段假設可提供梁柱接頭連續條件，該柱延伸段應符合(a)與(b)：

(a) 柱應延伸超過接頭上方至少一倍柱深 $h$ ，此柱深量測方向與接頭剪力設計方向一致。

(b) 位於接頭下方柱內之縱向鋼筋與橫向鋼筋應連續配置於柱延伸段內。

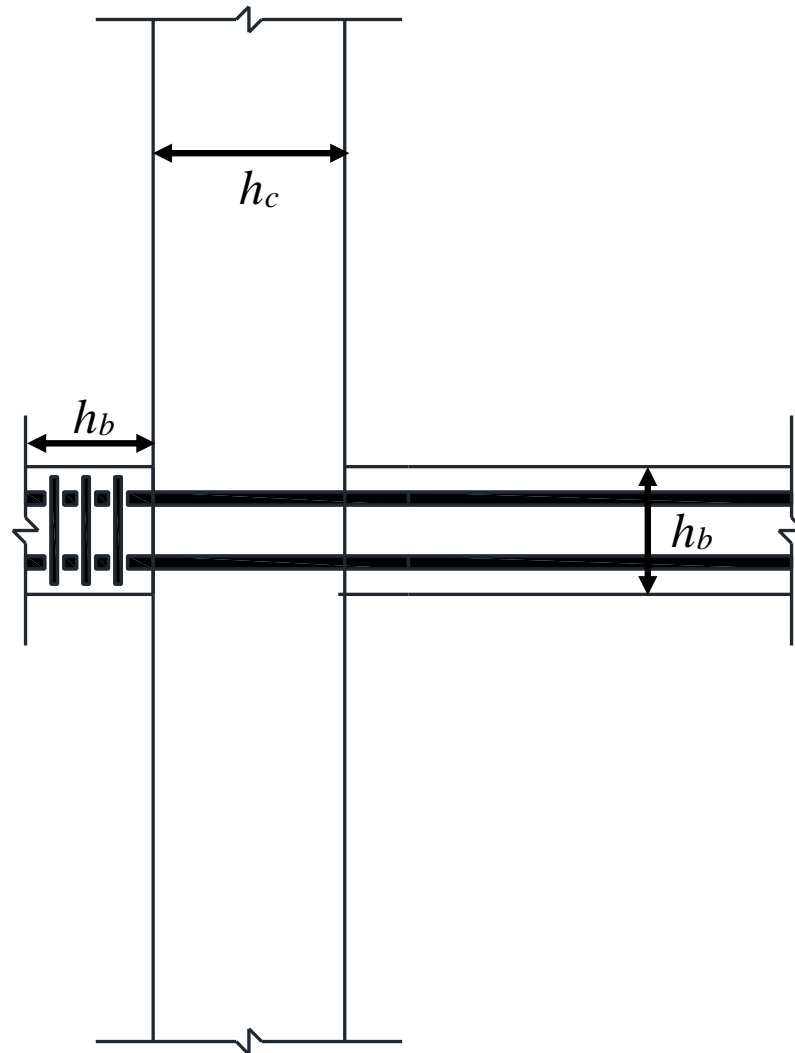


## 梁連續之定義

### 15.2.7 (梁連續)

若於接頭剪力設計方向梁延伸段假設可提供梁柱接頭連續條件，該梁延伸段應符合(a)與(b)：

- (a) 梁應延伸超過接頭面至少一倍梁深 $h$ 。
- (b) 位於接頭另一側之梁縱向鋼筋與橫向鋼筋應連續配置於梁延伸段內。



# 橫向梁圍束之定義

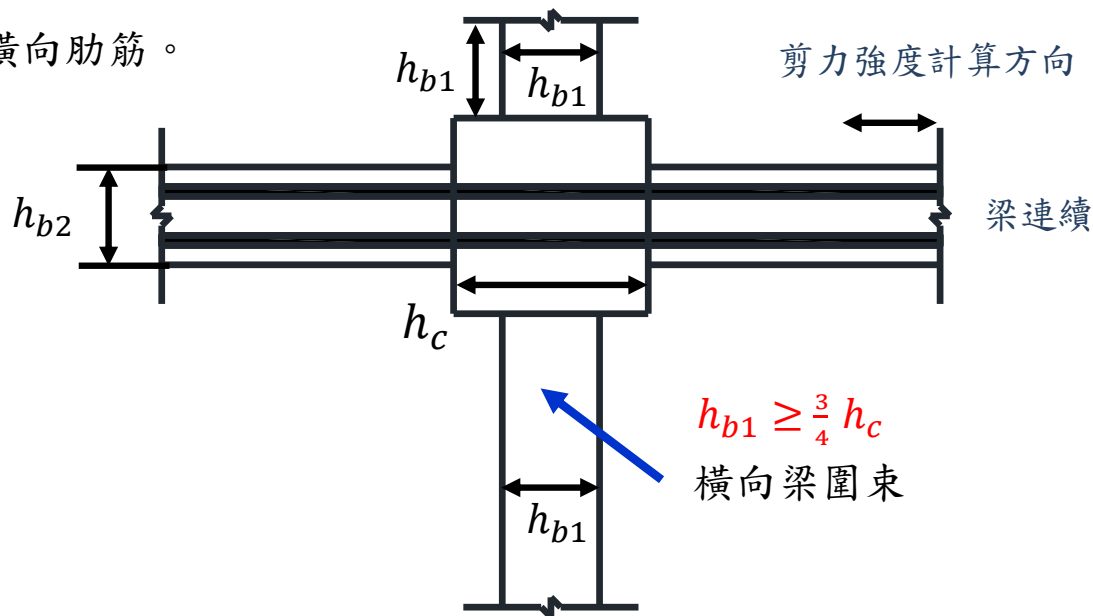
## 15.2.8 (橫向梁圍束)

於剪力設計方向，被圍束之梁柱接頭應於兩側提供符合(a)至(c)之橫向梁：

(a) 任一側之橫向梁寬至少應為該橫向梁接合柱面之**四分之三柱寬**。

(b) 橫向梁應延伸距接頭面至少**一倍梁深 $h$** 。

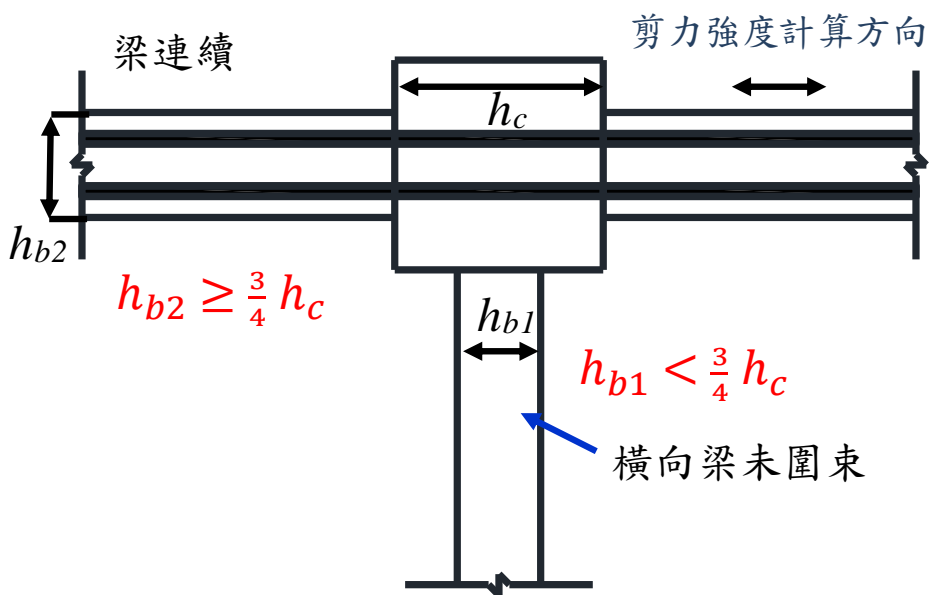
(c) 橫向梁上下層配置符合第9.6.1.2節(最少撓曲鋼筋)要求之至少兩支連續縱向鋼筋，以及符合9.6.3.4節(最少剪力鋼筋)與9.7.6.2.2節(剪力鋼筋最大間距)要求之三號或較大號橫向肋筋。





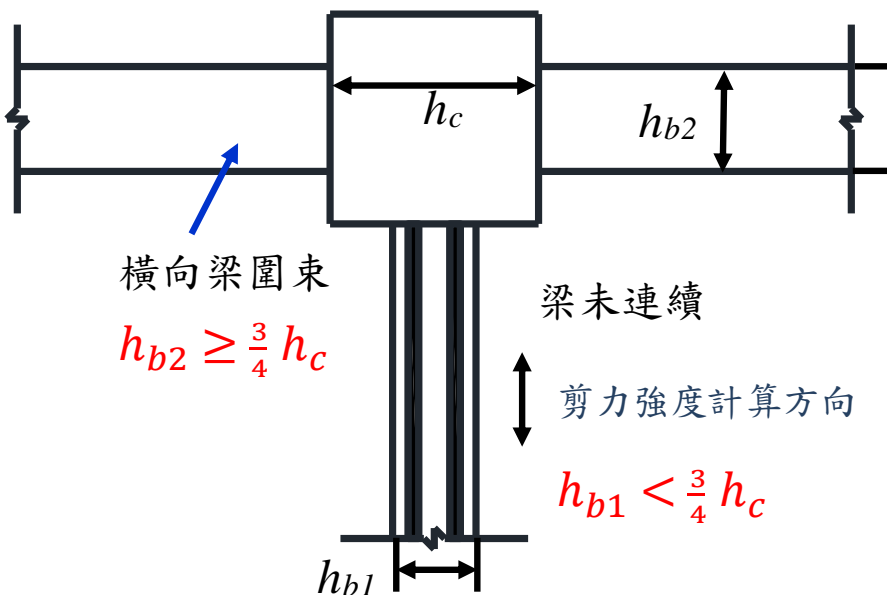
# 標稱剪力強度 $V_n$ (舉例)

柱連續或符合第15.2.6節



新規範  $V_n = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

現行規範  $V_n = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

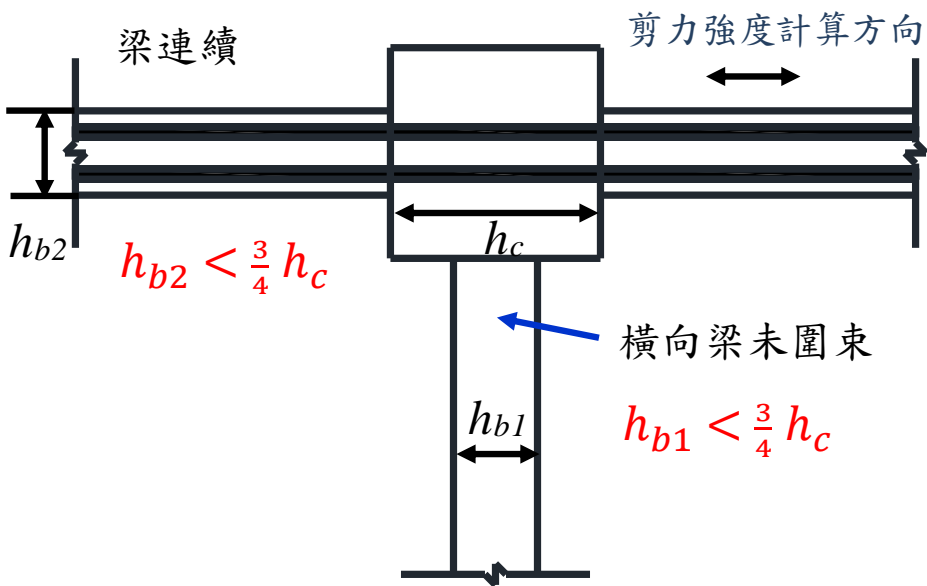


$V_n = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

$V_n = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

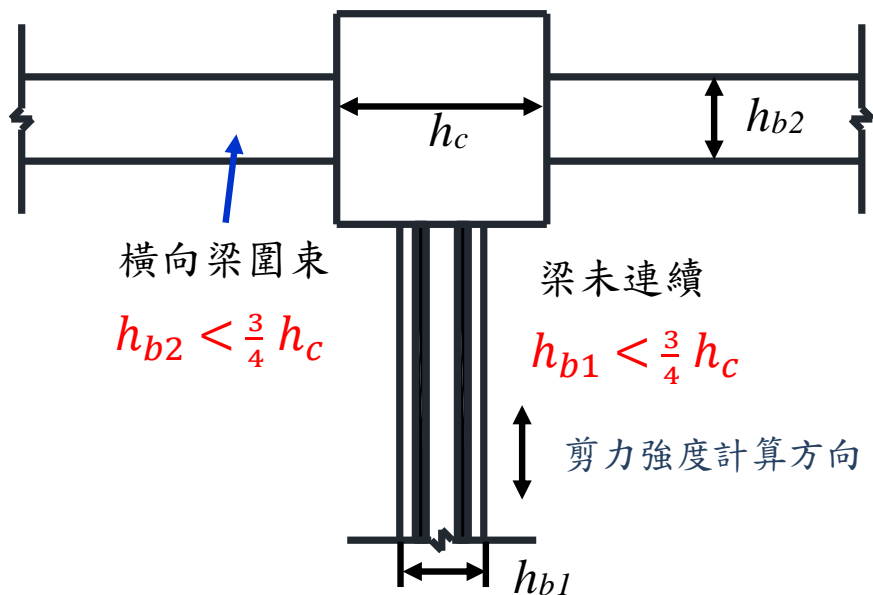
# 標稱剪力強度 $V_n$ (舉例)

柱連續或符合第15.2.6節



新規範  $V_n = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

現行規範  $V_n = 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

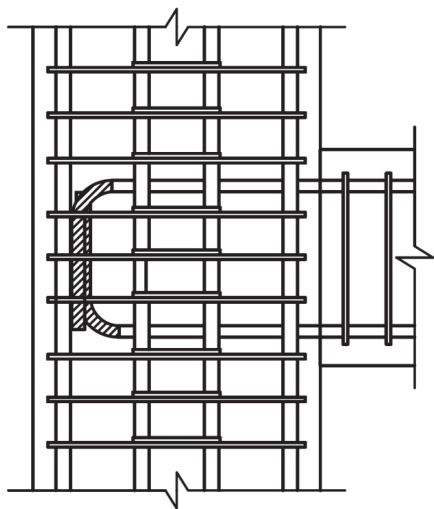


$V_n = 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

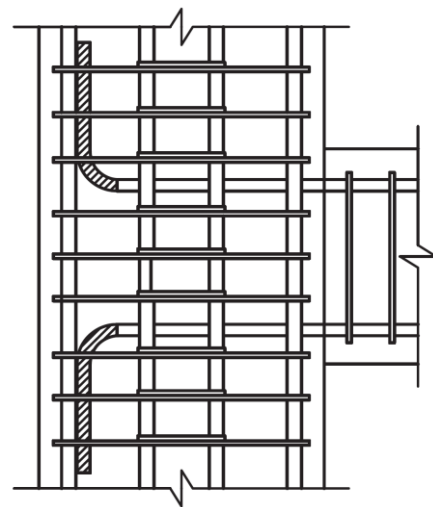
$V_n = 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

# 梁筋於接頭之彎鉤錨定

現行規範(15.6.4.1)	新規範(18.5.5.1)
D10至D36之90°標準彎鉤鋼筋，其伸展長度 $l_{dh}$ 之規定如下： ...略 受拉鋼筋之90°彎鉤應置於柱或邊界構材之圍束核心中。	對鋼筋尺寸D10至D36以90°標準彎鉤終止之鋼筋而言， $l_{dh}$ 應按式(18.5.5.1)計算， ...略(下頁) 彎鉤應置於柱或邊界構件之圍束核心中，且彎轉入接頭內。



正確作法



新版規範明訂禁止

## 梁筋於接頭之彎鉤錨定

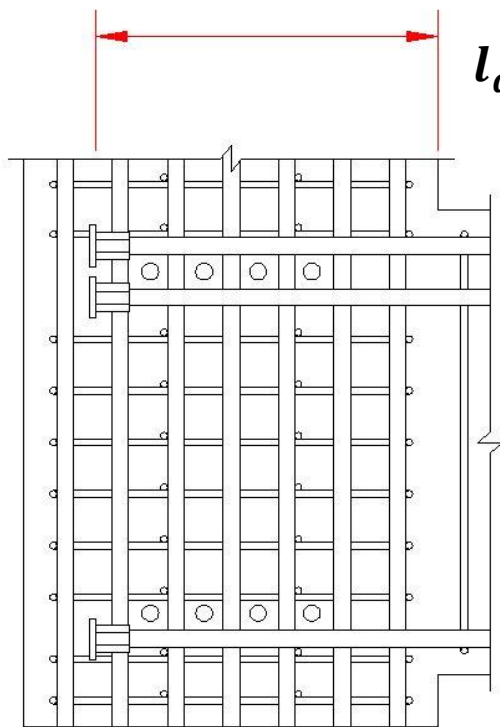
**18.5.5.1** 對鋼筋尺寸D10至D36以90°標準彎鉤終止之鋼筋而言， $l_{dh}$ 應按式(18.5.5.1)計算，但對常重混凝土而言，應至少為 $8d_b$ 與15cm之大值；對輕質混凝土而言，應至少為 $10d_b$ 與19cm之大值

$$l_{dh} = 0.06f_y d_b / (\lambda \sqrt{f'_c}) ; \text{Unit : cm} \quad (18.5.5.1)$$

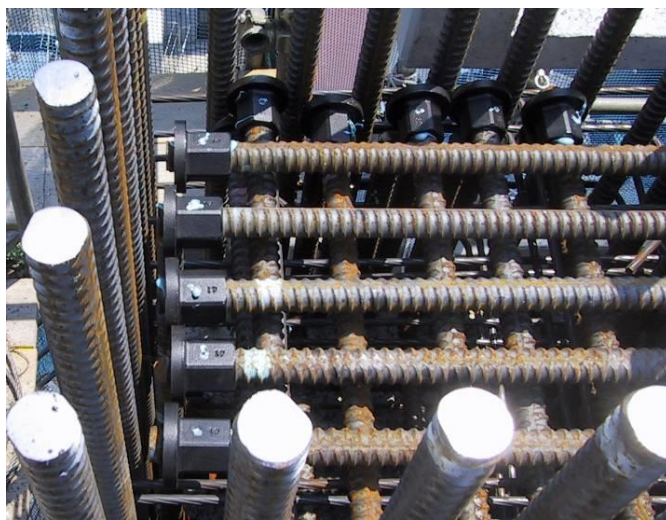
$l_{dh}$ 試算	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$		$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$	
$d_b$ (cm) $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.54 (#8)	3.23 (#10)	2.54 (#8)	3.23 (#10)
4200	38	49	34	44
4900	45	57	40	51
5600	51	65	46	58

## 接頭之擴頭竹節鋼筋

**18.5.5.2** 符合第 20.2.1.6 節規定(ASTM A970附錄A1之HA級擴頭尺度限制)之擴頭竹節鋼筋，其受拉伸應符合第 25.4.4 節之規定(鋼筋最小中心距為 $3d_b$ 、鋼筋最小淨保護層 $2d_b$ )，惟應以 $1.25f_y$ 取代 $f_y$ 進行計算。若其計算結果再放大1.1倍，且擴頭鋼筋終止於符合第18.4.5節橫向鋼筋圍束的構件自由端或符合第18.5.3節橫向鋼筋圍束之接頭核心內，則鋼筋間最小中心距允許降低至 $2.5d_b$ ，柱鋼筋最小淨保護層允許降低至 $1.5d_b$ 。



$$l_{dt} \geq \left( \frac{(1.25f_y)\psi_e\psi_p\psi_o\psi_c}{32\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}, 8d_b, 15 \text{ cm}$$





# 接頭之擴頭受拉伸展長度試算

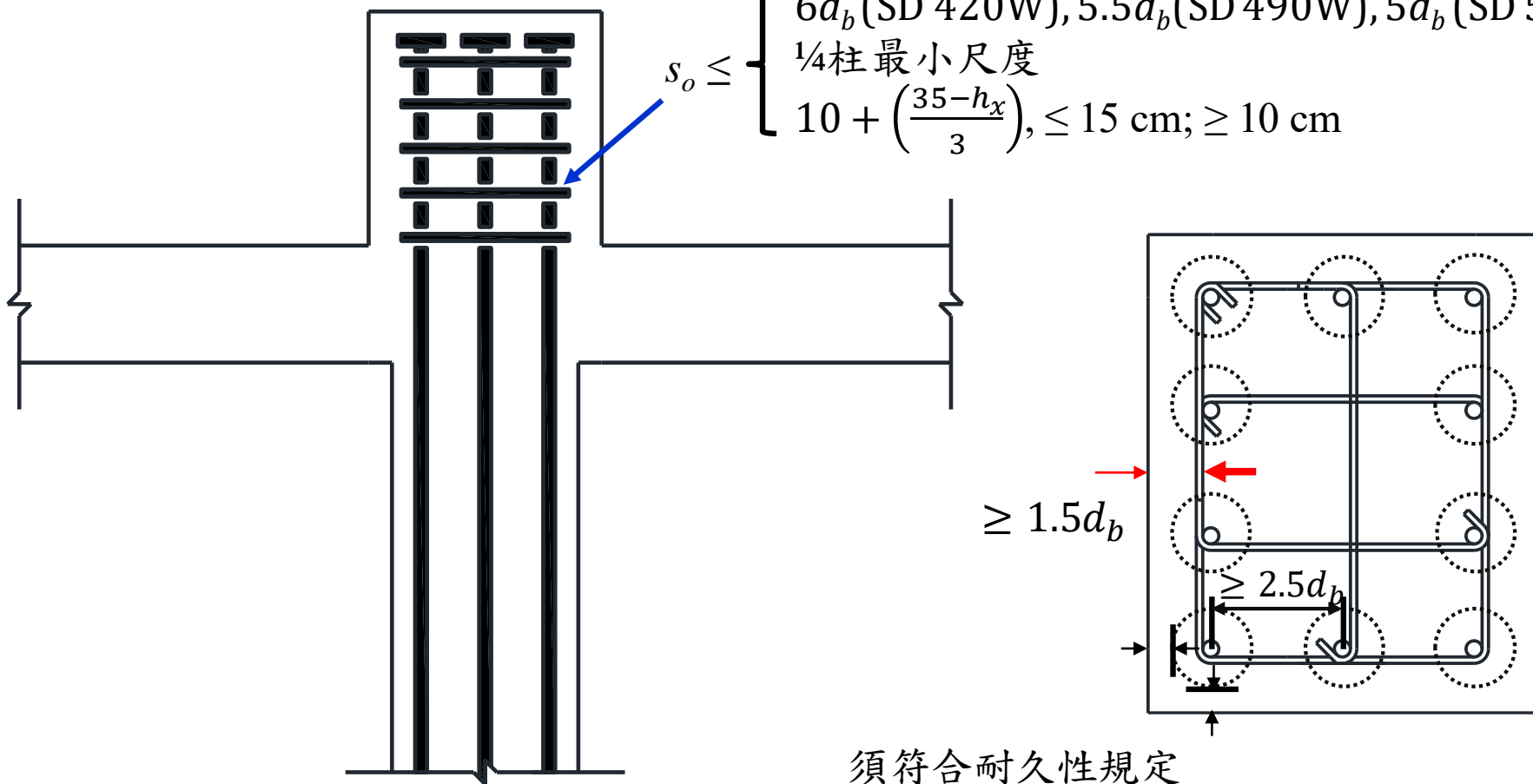
$l_{dh}$ 試算	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$		$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$	
$d_b$ (cm) / $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.54 (#8)	3.23(#10)	2.54(#8)	3.23(#10)
4200	38(38)	54(49)	36(34)	52(44)
4900	44(45)	63(57)	42(40)	61(51)
5600	50(51)	72(65)	49(46)	70(58)

擴頭伸展長度，已按18.5.5.2之規定  
 乘上1.1倍(彎鉤伸展長度)

## 擴頭鋼筋終止於符合第18.4.5節橫向鋼筋圍束的構件自由端

橫向鋼筋符合第18.4.5節柱塑鉸之規範  
用量、間距與細節之規定

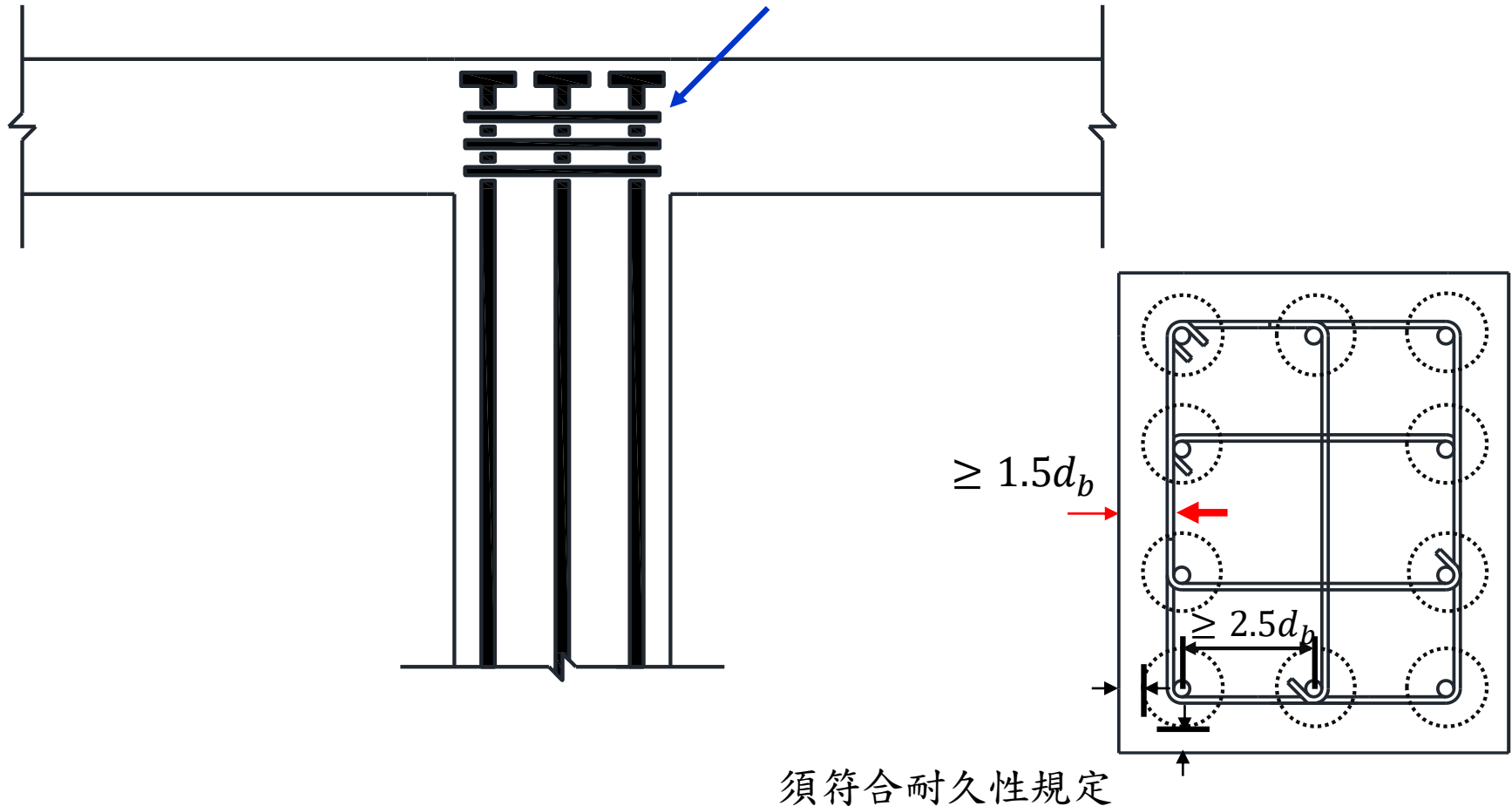
$$s_o \leq \begin{cases} 6d_b \text{ (SD 420W), } 5.5d_b \text{ (SD 490W), } 5d_b \text{ (SD 560W)} \\ \frac{1}{4} \text{ 柱最小尺度} \\ 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right), \leq 15 \text{ cm}; \geq 10 \text{ cm} \end{cases}$$



須符合耐久性規定

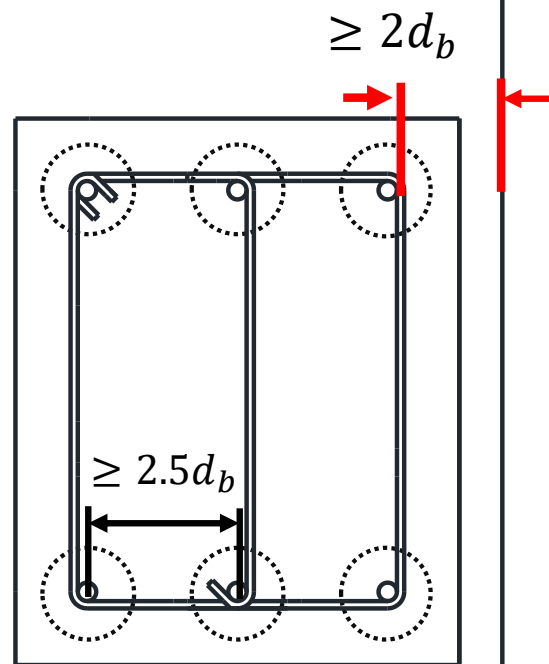
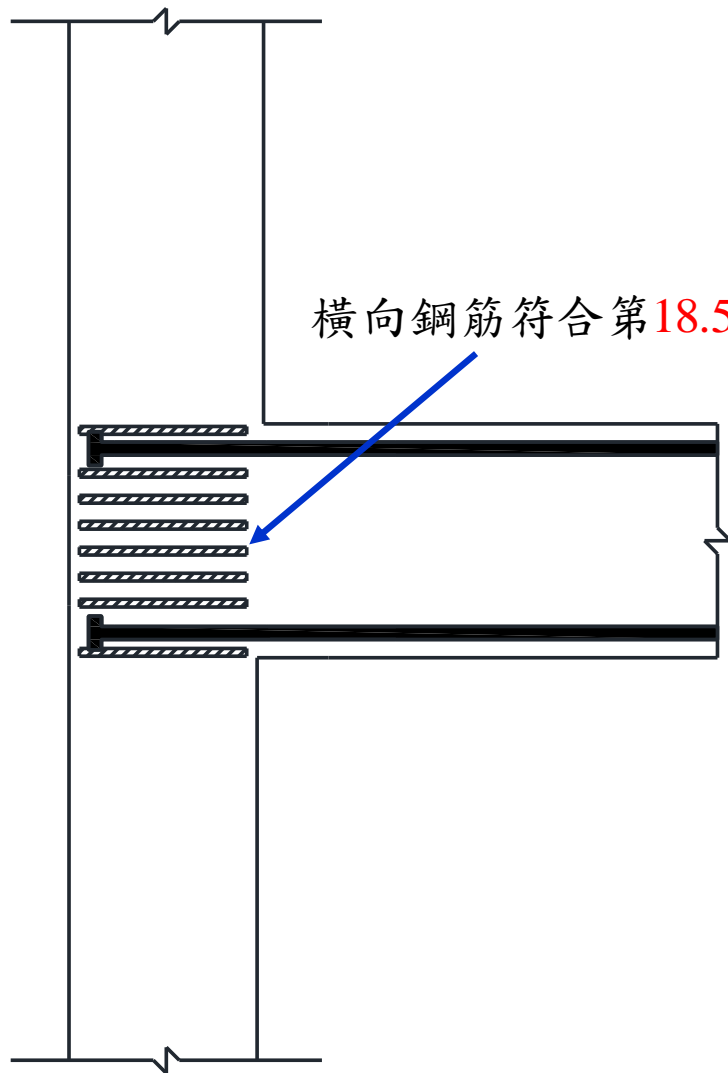
## 擴頭鋼筋終止於符合第18.5.3節橫向鋼筋圍束之接頭核心內

橫向鋼筋符合第18.5.3節柱接頭之規範





# 接頭之擴頭竹節鋼筋



## 鋼筋受拉伸展長度

**18.5.5.3** 對鋼筋尺寸D10至D36而言，直鋼筋受拉伸展長度 $l_d$ 應至少為(a)或(b)之較大值：

- (a) 符合第18.5.5.1節規定長度之2.5倍，若鋼筋底下混凝土一次澆置之深度不超過30 cm
- (b) 符合第18.5.5.1節規定長度之3.25倍，若鋼筋底下混凝土一次澆置之深度超過30 cm

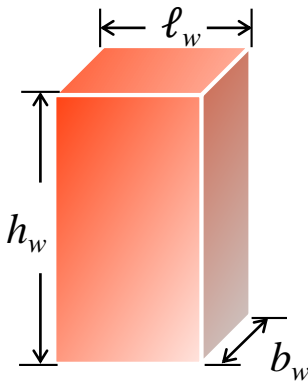
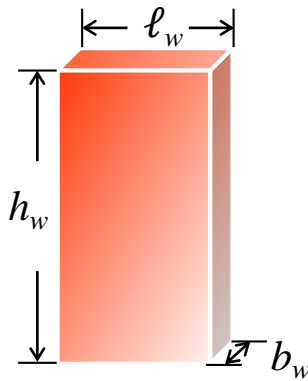
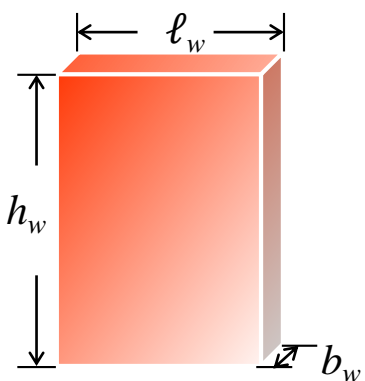
**18.5.5.4** 直鋼筋終止於接頭者，應貫穿柱或邊界構件之圍束核心。 $l_d$ 不在為束核心內之任何部分，應放大1.6倍。



# 結構牆

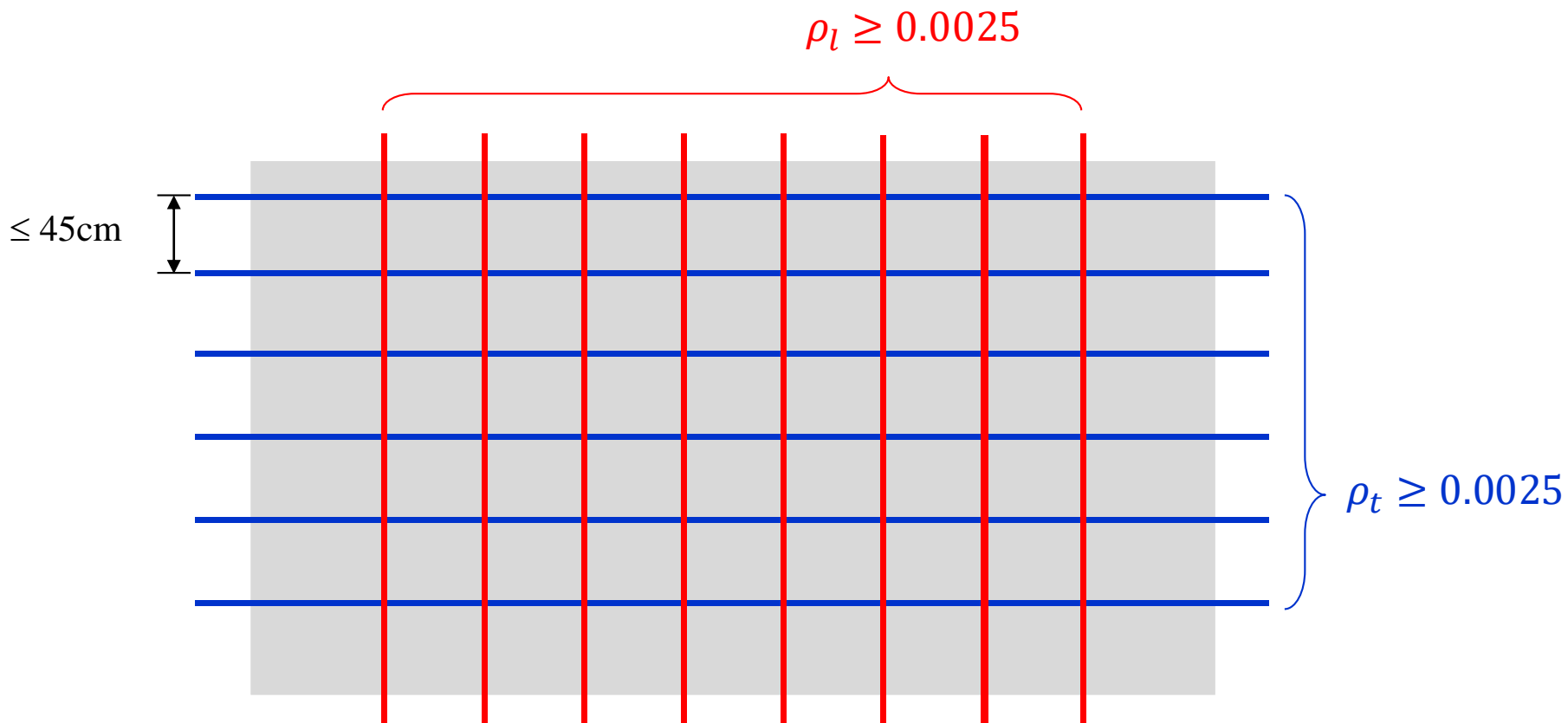
# 範圍

**18.7.1.1** 本節之規定應用於抵抗地震力系統之特殊結構牆及所有特殊結構牆之元件，前者包括韌性耦合牆，後者包括連接梁與牆墩。

垂直牆段之淨高/牆長 ( $h_w/\ell_w$ )	垂直牆段之牆長/牆厚 ( $\ell_w/b_w$ )		
	$\ell_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < \ell_w/b_w \leq 6.0$	$\ell_w/b_w > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	牆	牆	牆
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	<p>牆墩宜符合柱設計之需求；參見18.7.8.1</p> 	<p>牆墩宜符合柱設計需求或其替代條款；參見18.7.8.1</p> 	

# 鋼筋

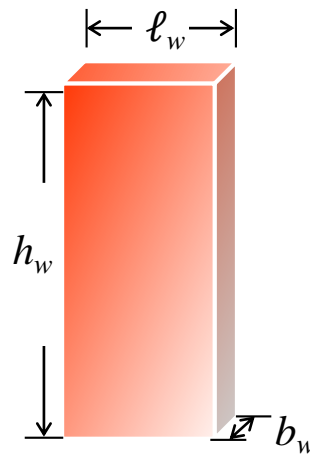
**18.7.2.1** 結構牆內分布於腹版之鋼筋比 $\rho_l$ 與 $\rho_t$ 均應不小於 $0.0025$ ，惟其 $V_u$ 未超過 $0.265\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 時，則 $\rho_t$ 之值應可減小採用第11.6節之規定。每一方向之鋼筋間距均應不大於 $45\text{ cm}$ 。納入 $V_n$ 計算之剪力筋配置應連續並分布於整個剪力面上。



# 何時需要雙層鋼筋

現行規範(15.8.2)	新規範(18.7.2)
<b>15.8.2.2</b> 若牆之設計剪力超過 $0.53\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ，則牆須採用至少兩層鋼筋網。	<b>18.7.2.2</b> 若牆之 $V_u > 0.53\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 或 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ ，則牆須採用至少兩層鋼筋網，其中 $h_w$ 與 $\ell_w$ 係指全牆之高度與長度。

當細長牆之垂直鋼筋在反復載重作用下受拉降伏後，垂直鋼筋雙層配置可以增加牆壓力區之側向穩定性。



# 縱向鋼筋之截斷與搭接

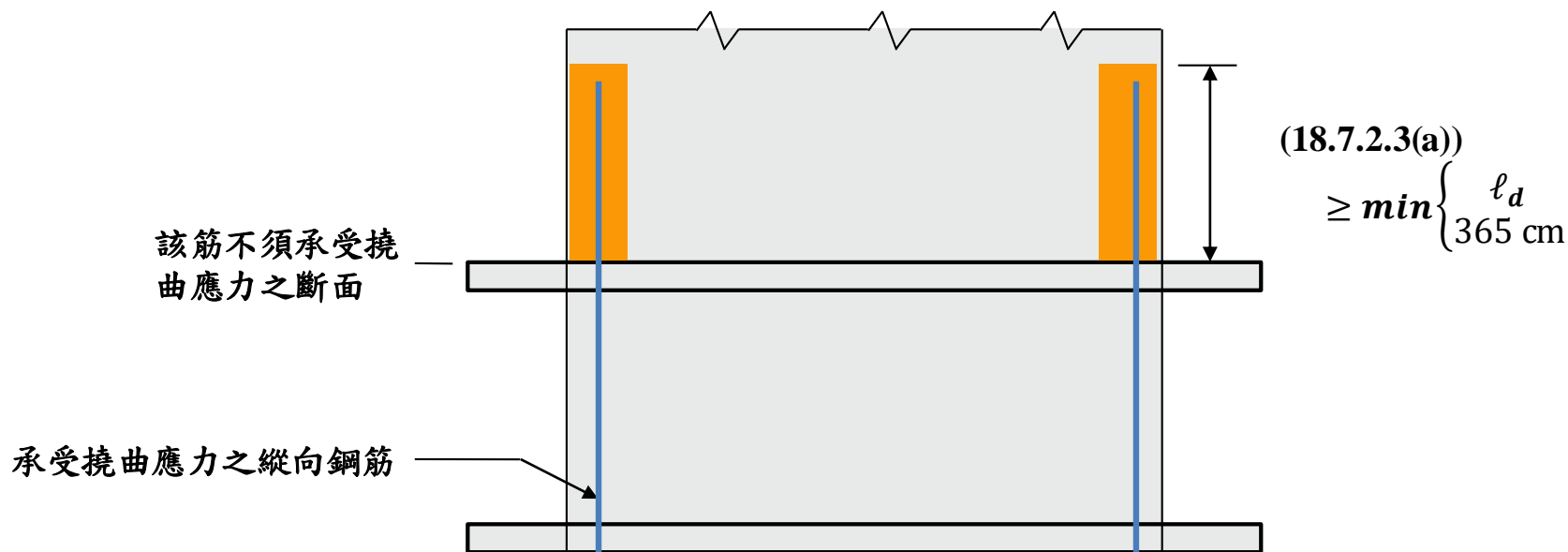
## 新規範(18.7.2)

### 18.7.2.3 (a)

除在牆之頂部外，縱向鋼筋須在該筋不需承受撓曲應力處之上延伸至少**365 cm**，惟不須延伸超過**上一樓版上方 $\ell_d$ 之距離**。(實務常由上一樓板開始往上延伸 $\ell_d$ 或365cm之小值)

### 18.7.2.3 (b)

因側向位移使縱向鋼筋可能降伏處，其伸展長度須以受拉至 $f_y$ 計得之值再乘以**1.25倍**。



# 縱向鋼筋之截斷與搭接

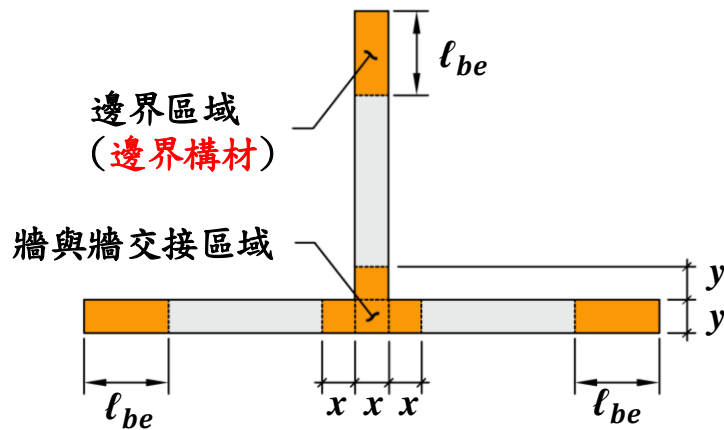
## 新規範(18.7.2)

### 18.7.2.3 (c)

在因側向位移可能造成縱向鋼筋降伏的臨界斷面上方一個高度 $h_{sx}$ (樓層高度)與下方 $\ell_d$ 的範圍內，牆邊界區域內的縱向鋼筋不應搭接， $h_{sx}$ 之值不需超過610 cm。邊界區域包含第18.7.6.4節(a)所規定長度內的區域，以及牆與牆交接區域外一個牆厚長度內的區域。

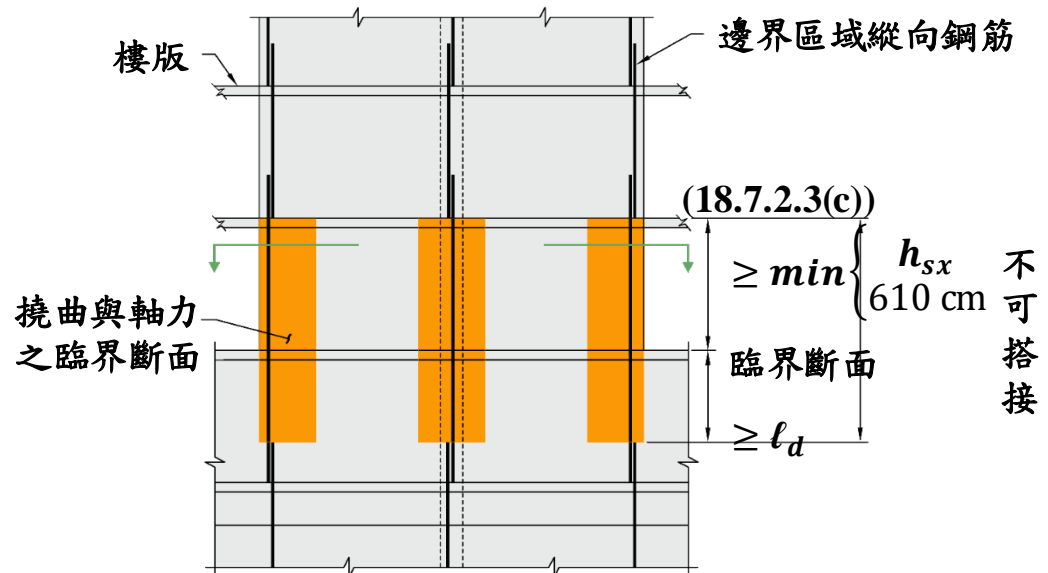
### 18.7.2.3 (d)

鋼筋使用機械式續接者，須符合第18.2.7節之規定；使用銲接續接者須符合第18.2.8節之規定。



$\ell_{be}$ : 邊界構材由承壓面起算之長度  
 $h_{sx}$ : 樓層高度

不可搭接區域

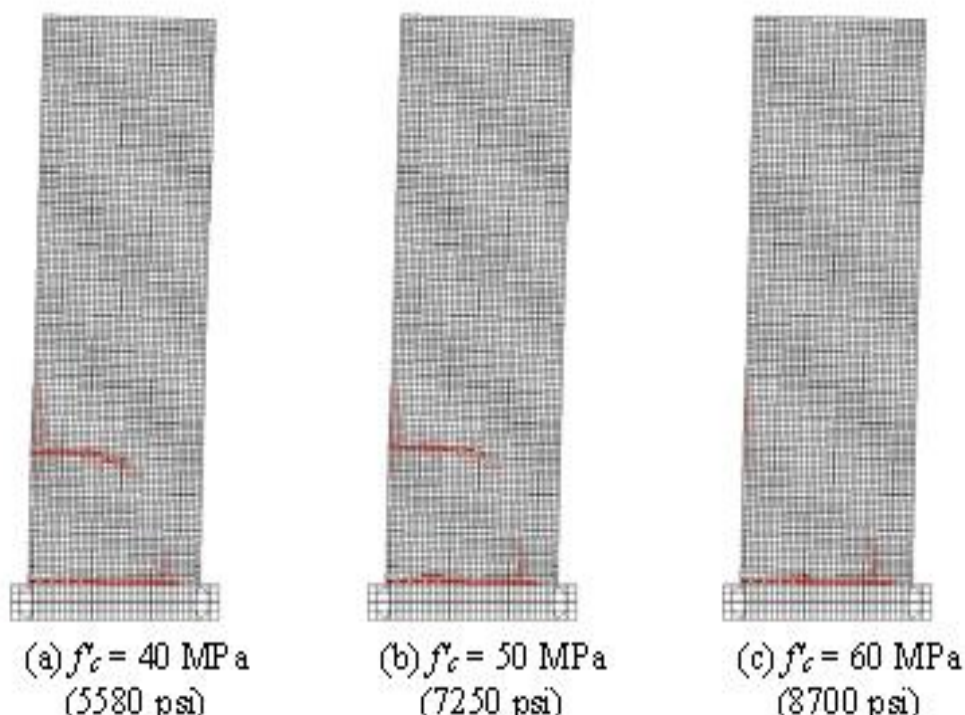


不可搭接區域



## 牆端縱向鋼筋比

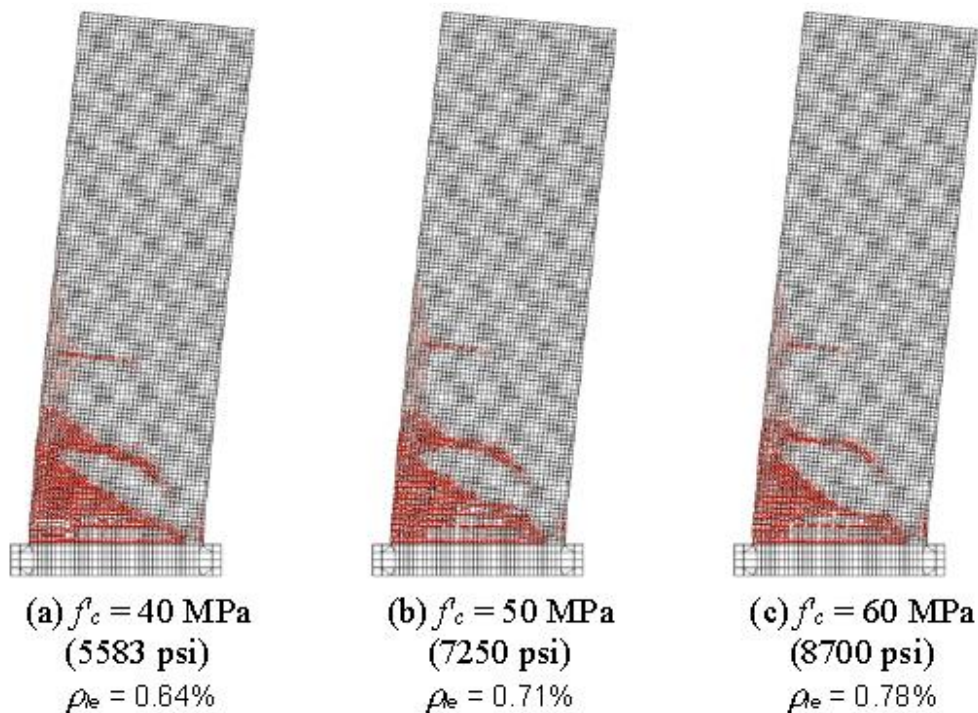
$h_w/\ell_w$ (牆高/牆長)  $\geq 2.0$ ，單一臨界撓曲與軸力斷面之牆或牆墩，實驗顯示若牆端縱向鋼筋比過低，則在側向力作用下，僅產生一至兩條大裂縫，牆韌性不足。



縱向鋼筋比0.25%時，不同強度混凝土牆面受側向力之裂縫分布 (Lu et al. 2017)

# 牆端縱向鋼筋比

當縱向鋼筋比超過  $\rho = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y}$ ，牆面裂縫分布較為均勻，也更能發揮出撓曲降伏後韌性

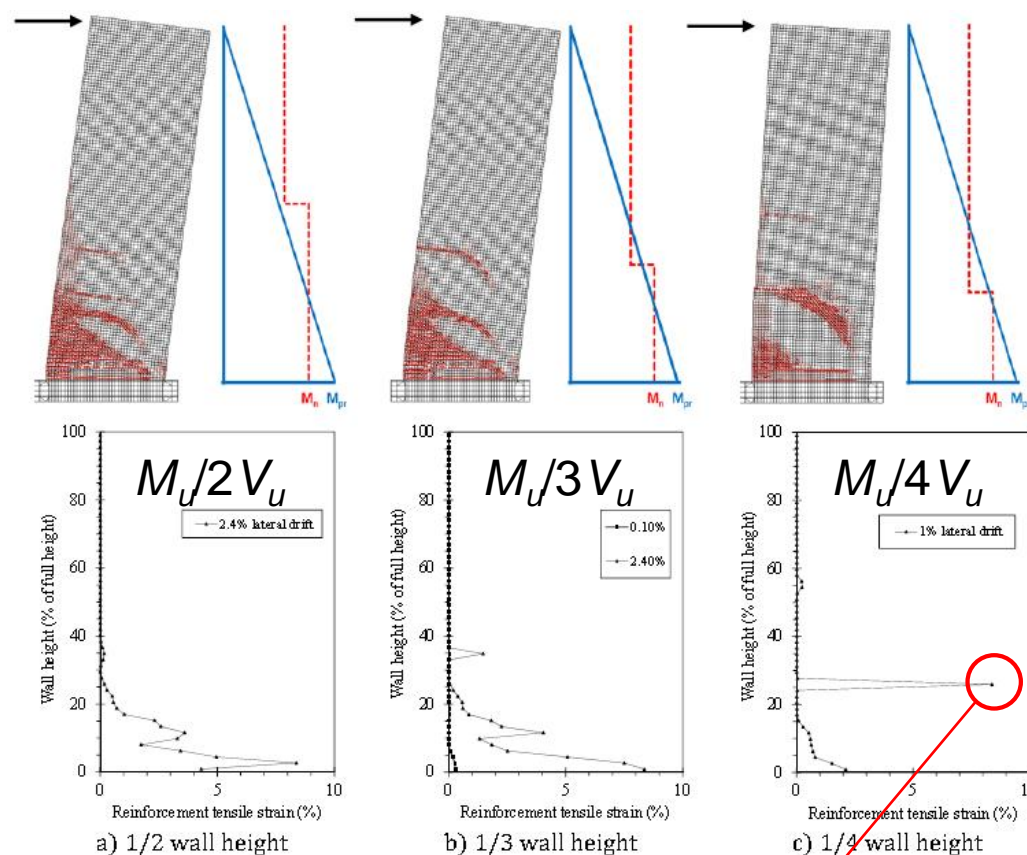


牆面裂縫分布情形 ( Lu et al. 2017 )

# 牆端縱向鋼筋截斷位置

鋼筋截斷位置與裂縫分布關係

截斷位置	裂縫分布情形
$M_u/2V_u$	與全斷面配置鋼筋狀況相似，具良好的裂縫分布
$M_u/3V_u$	具良好的裂縫分布
$M_u/4V_u$	有明顯的應力集中於截斷處上方

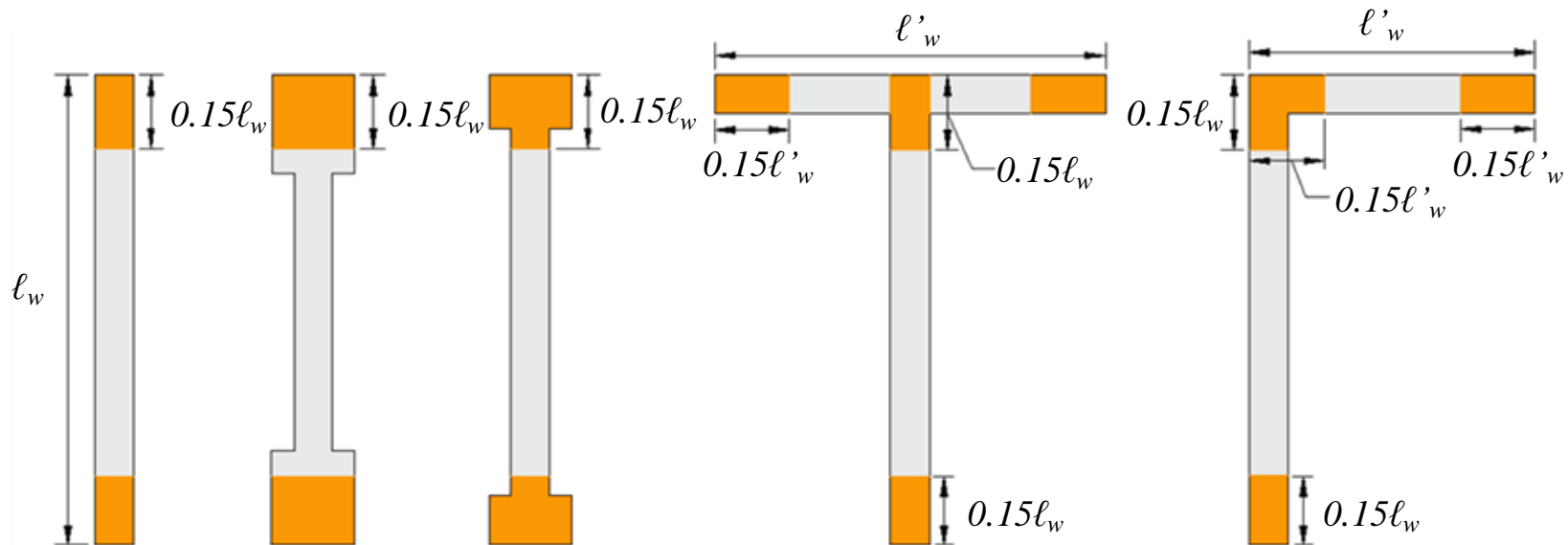


應力集中區

# 牆端縱向鋼筋比

**18.7.2.4** 自結構底部至牆頂有效地連續且設計具有單一臨界撓曲與軸力斷面之牆或高/長  $h_w/\ell_w \geq 2.0$  之牆墩，其縱向鋼筋於垂直牆段端部應符合下述(a)至(c)：

規定	新規範(18.7.2.4)
(a)	自垂直牆段端部 $0.15\ell_w$ 以內，寬度等於牆厚度範圍內之縱向鋼筋比應至少為 $1.6\sqrt{f'_c}/f_y$ 。
(b)	第18.7.2.4節(a)規定之縱向鋼筋應向臨界斷面上與下垂直延伸至少 $\ell_w$ 與 $M_u/3V_u$ 之大值。
(c)	第18.7.2.4節(a)規定之縱向鋼筋不應有超過50%在同一斷面終止。

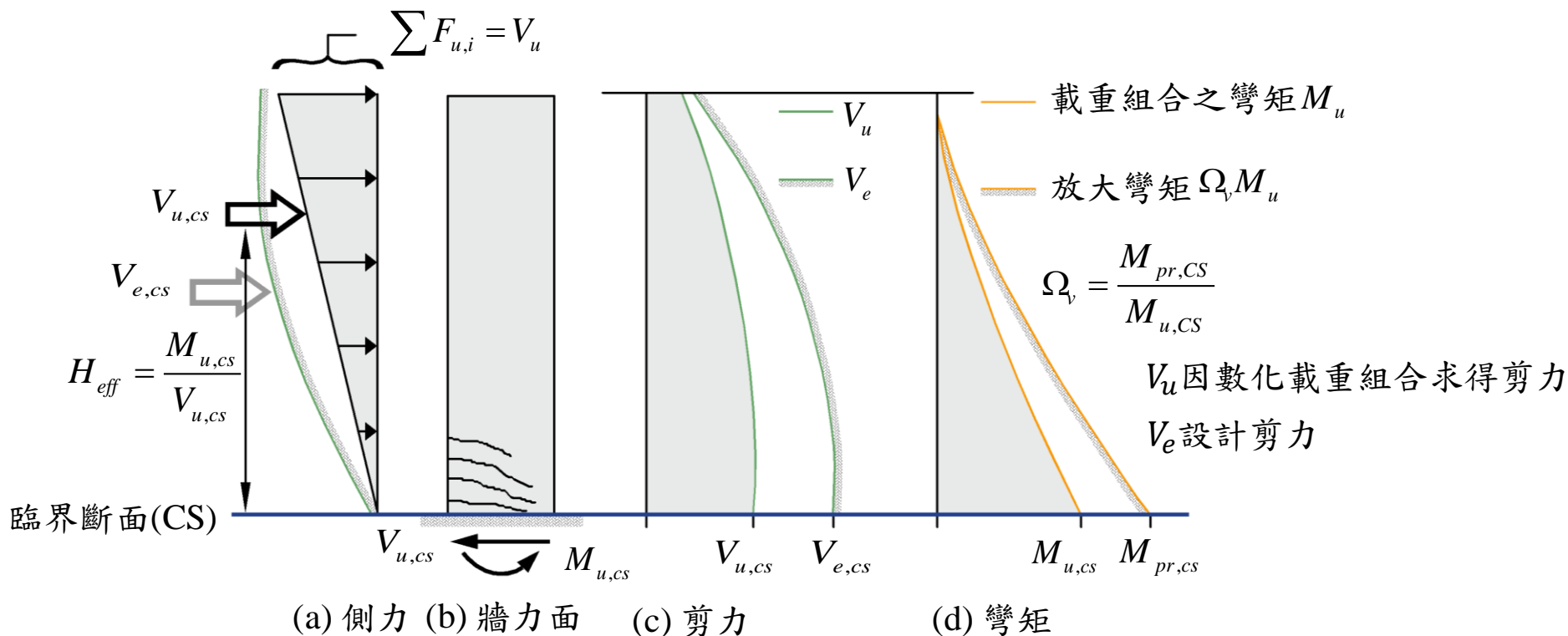


# 設計剪力(剪力放大係數)

18.7.3.1 設計剪力 $V_e$ 應按下式計算：

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.7.3.1)$$

18.7.3.1.1 式中 $V_u$ 為按規範側向力分析，以因數化載重組合求得之剪力。





## 設計剪力(剪力放大係數)

18.7.3.1.2  $\Omega_v$ 則依下表計算之。

$h_{wcs}$ :牆撓曲與軸力臨界斷面以上之高度；  $\ell_w$ :牆長

情況	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	較大值	$M_{pr}/M_u$ [1]
		1.5 [2]
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

[1]產生最大 $\Omega_v$ 值之載重組合

[2]除非更詳細的分析顯示可用更小值，惟不得小於1.0。

# 設計剪力(剪力放大係數)

18.7.3.1 設計剪力 $V_e$ 應按下式計算：

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.7.3.1)$$

18.7.3.1.3 對 $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$ 之牆而言， $\omega_v$ 應取1.0，否則 $\omega_v$ 應以下式計算：

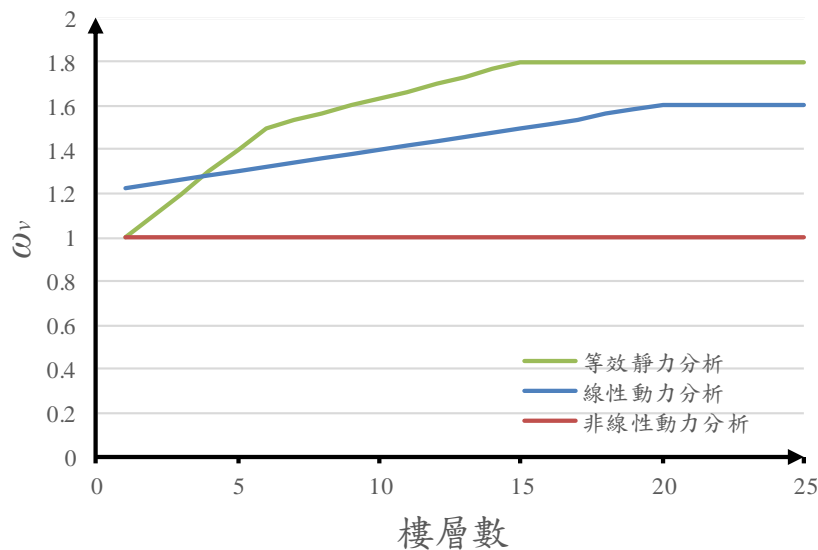
$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

若 $V_u$ 按建築物耐震設計規範及解說之線性動力分析計算，

則 $\omega_v$ 不須超過 $1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.6$ 計得之值。

式中 $n_s$ =樓層數，不應小於0.0028 $h_{wcs}$





## 設計剪力(剪力放大係數)

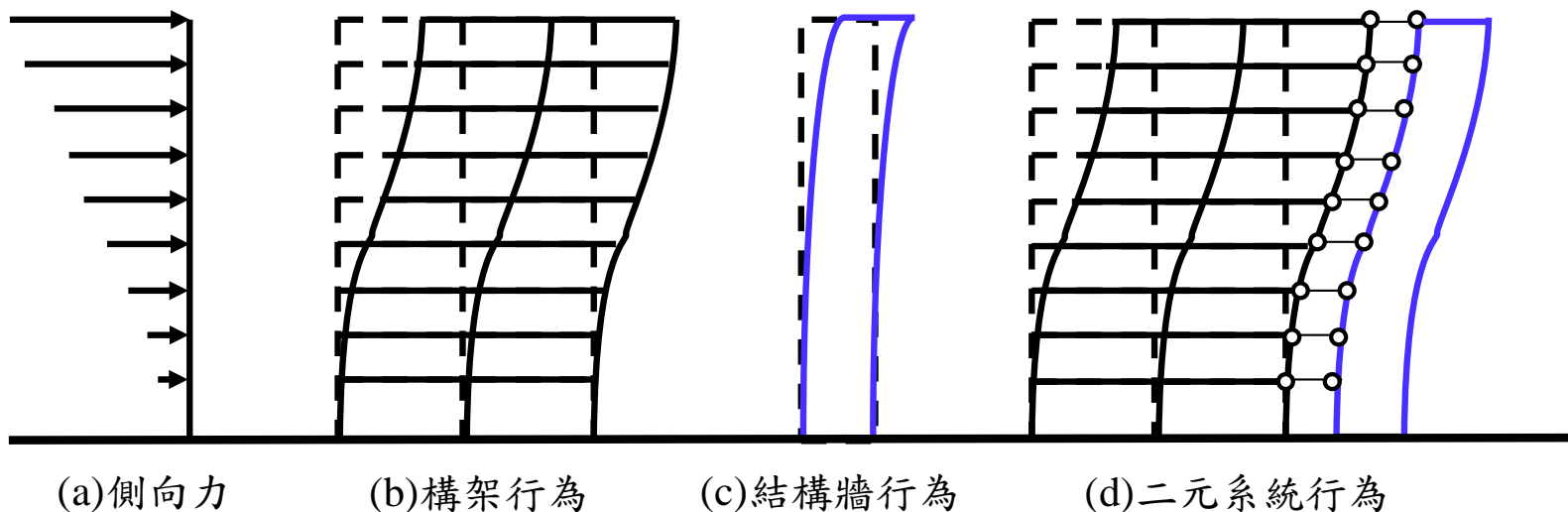
18.7.3.1 設計剪力 $V_e$ 應按下式計算：

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.7.3.1)$$

18.7.3.1.4 對以抗彎矩構架與結構牆所組成的之二元系統而言，式(18.7.3.1)中 $\omega_v$ 應可以 $\omega_{vd}$ 取代，以下式計算：

$$\omega_{vd} = 1 + (\omega_v - 1)\eta_v$$

$\eta_v$ 為結構牆所抵禦之地震力佔總設計地震力的比例





# 剪力強度折減因數

21.2.4.4 對於特殊抗彎矩構架之梁柱接頭及、具對角向鋼筋之連接梁及按第18.7.6.2節設計的牆或牆墩，其剪力 $\phi$ 值應為0.85。

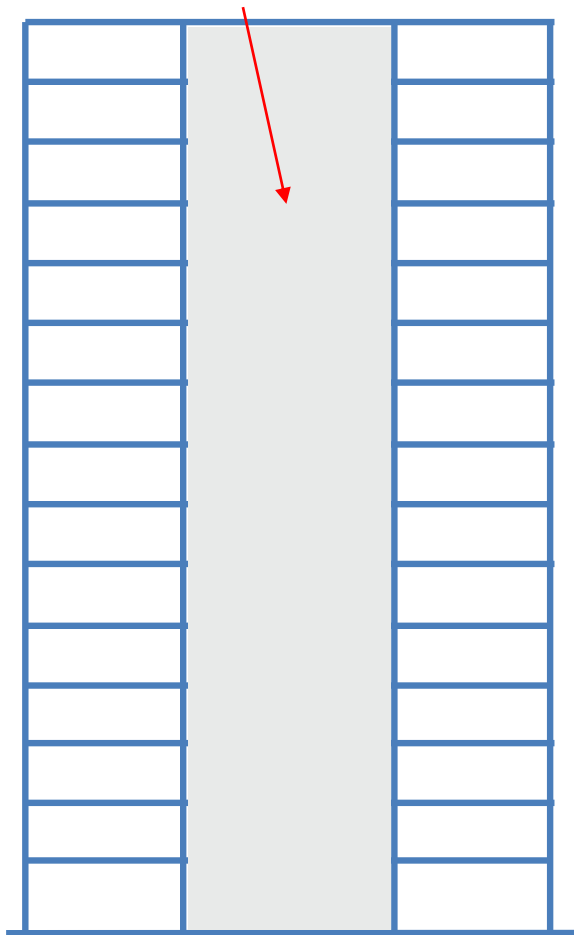
21.2.4.1 任何設計為抵抗E之構材，若其標稱剪力強度小於發展標稱彎矩強度所對應之剪力，則剪力 $\phi$ 值須為0.6。標稱彎矩強度應為考量因數化軸向載重所計得之最大值，而該軸向載重應取自包括E之載重組合。

(18.7.6.2 適用由結構基底至牆頂連續且  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$  之結構牆或牆墩，在軸力與彎矩作用下，僅設計有單一臨界斷面者)

# 設計剪力(剪力放大係數)

以15層大樓為例

$h_{wcs}/\ell_w > 2.0$  之剪力牆



$V_u$  為按因數化載重組合得之側向力

$V_e$  為設計剪力

若  $\Omega_v$  取 1.5 作超額強度因數，該案有進行線性動力分析

$$n_s = 15, \omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.6$$

若考慮其為抗彎矩構架與結構牆之二元系統，且結構牆抵禦 80% 之地震力

$$\omega_v = 1.5, \omega_{vd} = 1 + (\omega_v - 1)\eta_v$$

$$\eta_v = 0.8, \omega_{vd} = 1.4$$

$$V_e = \omega_{vd} \Omega_v V_u = 1.4 * 1.5 * V_u = 2.1 V_u$$

$$\phi V_n \geq V_e = 2.1 V_u$$

$$\phi = 0.85, V_n = \frac{2.1}{0.85} V_u = 2.47 V_u$$

若按現行規範不放大設計剪力

$$\phi = 0.6, V_n = 1.67 V_u$$

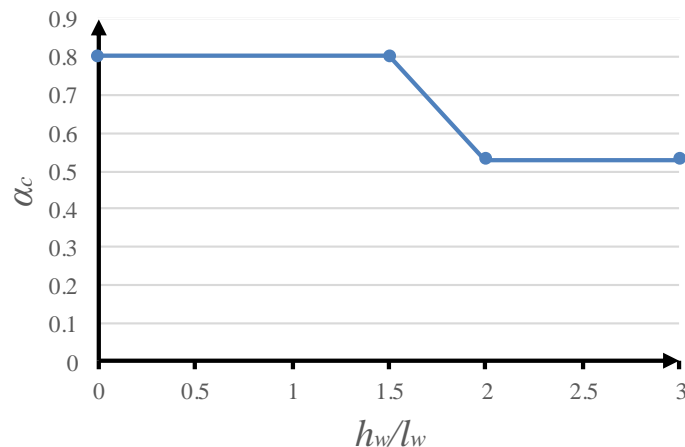
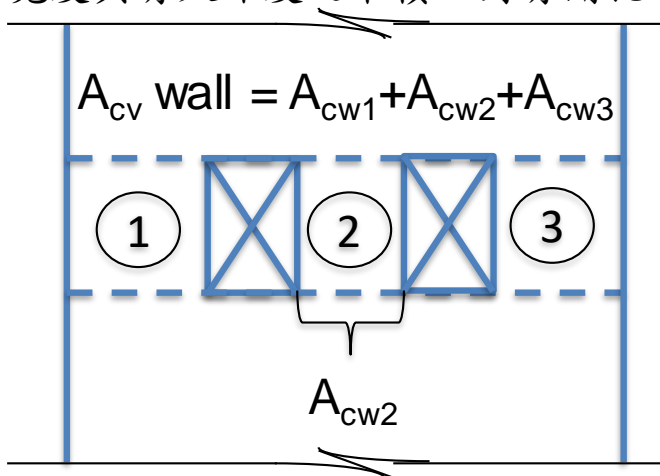
若與現行規範相比，放大 48 %

# 剪力強度

結構牆之剪力計算強度  $V_n$  不得大於下式之值。

現行規範(15.8.4.1)	新規範(18.7.4.1)
$V_n = (\alpha\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$	$V_n = (\alpha\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$

標稱剪力強度之計算，抵抗剪力的面積以總斷面積可取牆  $A_{cv}$  為準。無開孔之矩形結構牆， $A_{cv}$  為全斷面積而非寬度與有效深度之乘積，對有開孔之牆體， $A_{cv}$  高程內最小水平總斷面積。



對  $h_w/l_w \leq 1.5$  者，係數  $\alpha_c$  之值取 0.8；對  $h_w/l_w \geq 2.0$  者，係數  $\alpha_c$  之值取 0.53；若  $h_w/l_w$  介於 1.5 與 2.0 之間，則係數  $\alpha_c$  在 0.8 與 0.53 之間作線性變化。

# 剪力強度

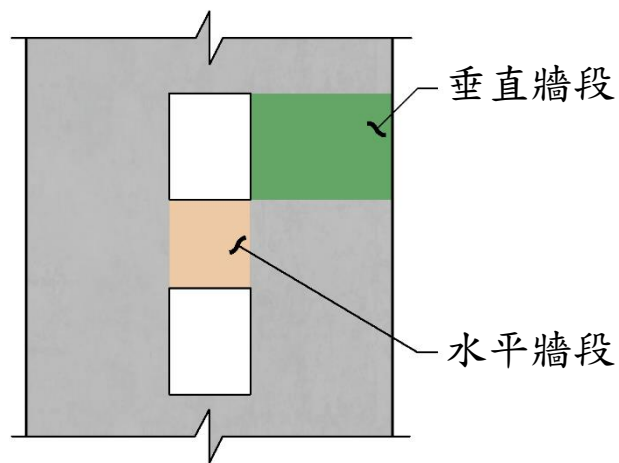
**18.7.4.2** 第18.7.4.1節中用以計算牆段 $V_n$ 所用之 $h_w/\ell_w$ ，應取全牆及所考慮牆段比值之較大者。

**18.7.4.3** 牆應於沿其走向之平面上二相互垂直方向配置分布剪力鋼筋，若 $h_w/\ell_w$ 之比值不超過2.0，則鋼筋比  $\rho_t$  應不小於  $\rho_t$ 。

**18.7.4.4** 分擔同一側向力之所有垂直牆段，其總合 $V_n$ 應不超過 $2.12\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ；而任一個別垂直牆段之 $V_n$ 應不超過 $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ， $A_{cw}$ 為所考慮個別垂直牆段之混凝土斷面積。

**18.7.4.5** 水平牆段及連接梁之 $V_n$ 應不超過 $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ， $A_{cw}$ 為所考慮水平牆段或連接梁之混凝土斷面積。

**18.7.4.6** 第21.2.4.1節之規定(剪力 $\phi$ 值=0.6)不適用於按第18.7.6.2節設計的牆或牆墩，。

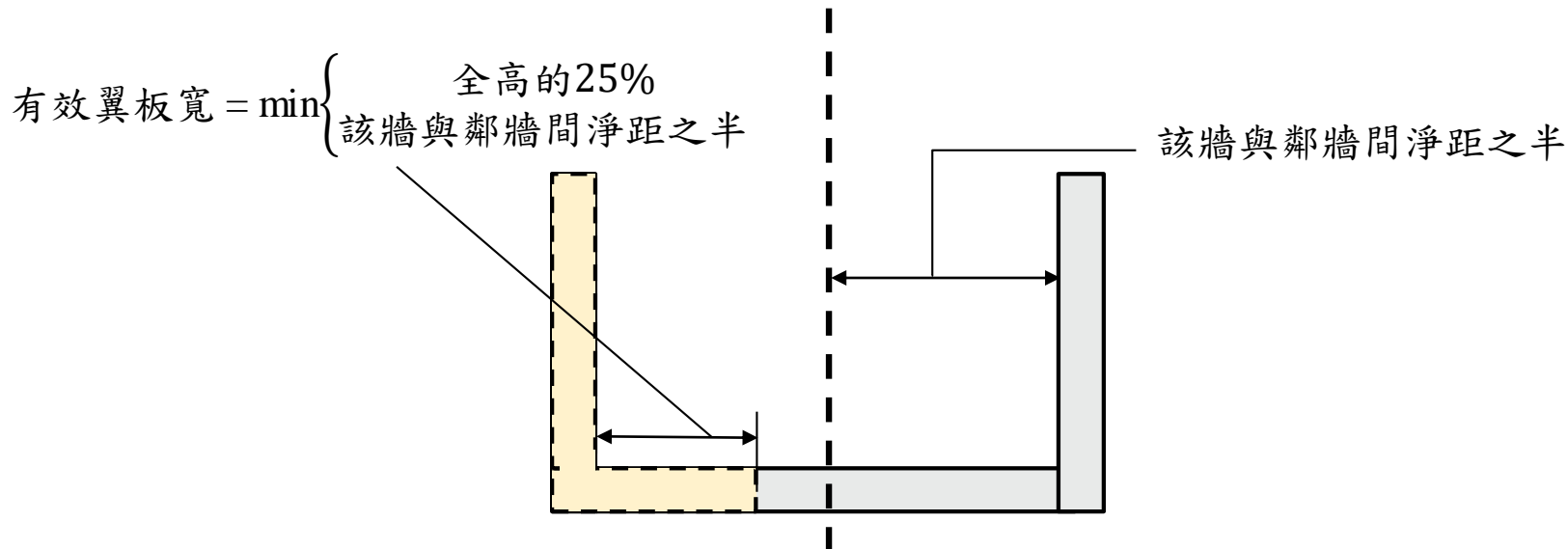


# 撓曲與軸力設計

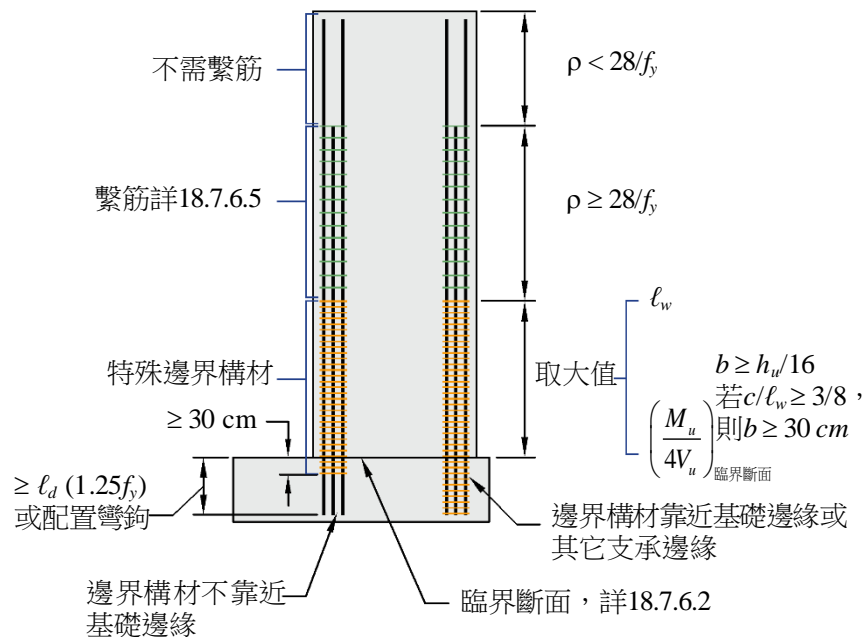
## 18.7.5 撓曲與軸力之設計

**18.7.5.1** 結構牆或其中一部分承受撓曲與軸力共同作用時，其設計應按第22.4節之規定(軸力強度或撓曲與軸力聯合強度)。有效翼版、邊界構材及腹版中之混凝土及具充分錨定之縱向鋼筋均應視為有效。開孔的效應也應加以考慮。

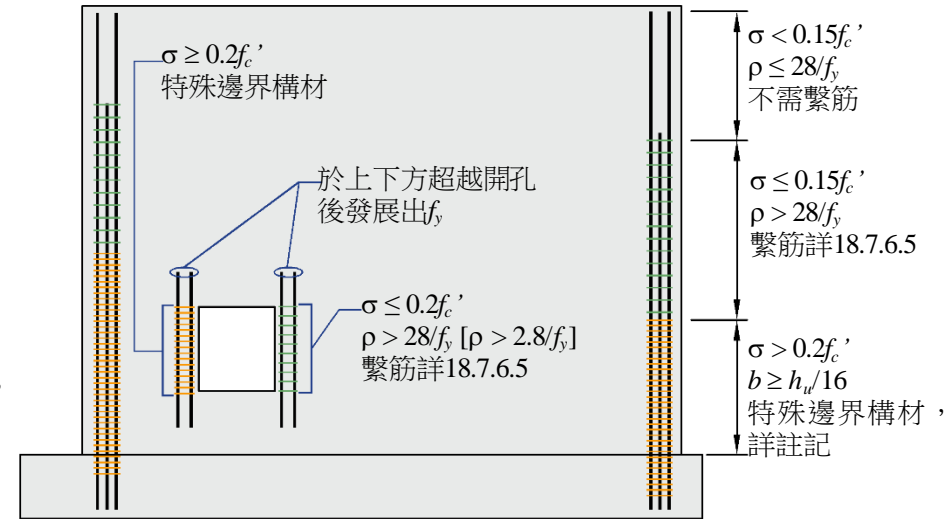
**18.7.5.2** 除非進行更詳細的分析，具翼版斷面的有效翼版寬度由腹版邊緣算起須為下列二者之小值：該牆與鄰牆間淨距之半及結構牆在所考慮斷面上全高的25%。



# 特殊結構牆之邊界構材



(a) 依18.7.6.2、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆或牆墩，其  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2$  且在軸力與彎矩作用下僅具單一臨界面者



註：若最外緣混凝土壓應力  $\sigma \geq 0.2f_c'$ ，則需配置特殊邊界構材，而其可在  $\sigma < 0.15f_c'$  處終止。因為  $h_{wcs}/\ell_w \leq 2$ ，故18.7.6.4(c)並不適用。

(b) 依18.7.6.3、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆與牆墩

## 方法(1)設計特殊邊界構材(新規範圖)

牆或牆墩底至牆頂連續且在軸力與彎矩作用下，僅設計有單一臨界面者(現行規範與新規範草案)

適用牆高/牆長  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$  (新規範草案)

( $h_{wcs}$ : 牆撓曲與軸力臨界面以上之高度)

## 方法(2)設計特殊邊界構材(新規範圖)

未按方法(1)設計之牆

# 特殊結構牆之邊界構材：設計方法(1)

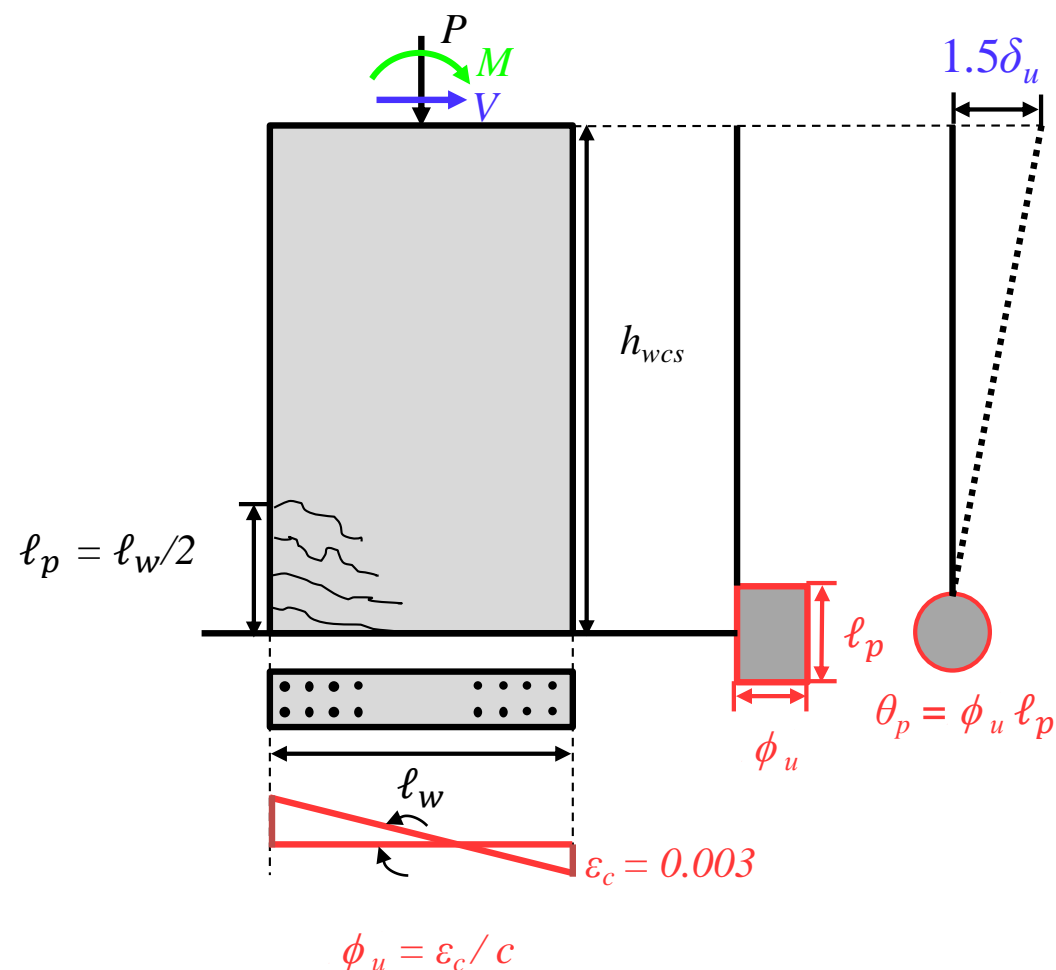
適用由結構基底至牆頂連續且  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$  之結構牆或牆墩，在軸力與彎矩作用下，僅設計有單一臨界斷面者，應符合(a)及(b)。(針對細長牆；放大位移1.5倍以考量最大可能地震之情況)

規定	現行規範(15.8.6.2)	新規範(18.7.6.2)
(a)	<p>符合如下條件之受壓區應配置特殊邊界構材：</p> $c \geq \frac{\ell_w}{600(\delta_u/h_w)}$ <p>式中 <math>\delta_u/h_w</math> 之值不得小於 0.007</p>	<p>符合如下條件之受壓區應配置特殊邊界構材：</p> $\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{\ell_w}{600c} \quad (18.7.6.2a)$ <p>式中 <math>c</math> 值為與設計位移 <math>\delta_u</math> 方向一致之因數化軸力與標稱彎矩強度下的最大計算中性軸深度。又 <math>\delta_u/h_{wcs}</math> 之值應不小於 0.005</p>

設計位移  $\delta_u$ ：

依據建築物耐震設計規範及解說，設計位移可按設計地震力作用下，作非線性歷時分析取得，或依靜力或線性動力分析所產生之位移乘以  $1.4\alpha_y R_a$  求取。

# 式(18.7.6.2)推導



對無圍束傳統混凝土而言

設計須滿足 系統容量 > 設計需求

$$(\phi_u l_p) h_{wcs} > 1.5\delta_u$$

$$(\frac{\epsilon_c l_w}{2}) h_{wcs} > 1.5\delta_u$$

$$c < \frac{\epsilon_c l_w}{2(\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}})}$$

$$c < \frac{0.003 l_w}{2(\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}})} \approx \frac{l_w}{600(\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}})}$$

當需求大於容量時

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$

表示無圍束混凝土已經無法滿足需求，故應配置邊界構材



# 特殊結構牆之邊界構材：設計方法(1)

適用由結構基底至牆頂連續且  $h_{wcs}/l_w \geq 2.0$  之結構牆或牆墩，在軸力與彎矩作用下，僅設計有單一臨界斷面者，應符合(a)及(b)。(針對細長牆；放大位移1.5倍以考量最大可能地震之情況)

規定	現行規範(15.8.6.2)	新規範(18.7.6.2)	
(b)	特殊橫向鋼筋應從臨界斷面垂直延伸一段距離，其值不得小於 $\ell_w$ 與 $M_u/4V_u$	若依據(a)須配置特殊邊界構材者，應符合下列(b)之(i)與(ii)或(iii)之規定	
		(i)	特殊邊界構材之橫向鋼筋應從臨界斷面上下方各垂直延伸一段距離，其值應不小於 $\ell_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值，但第18.7.6.4(j)節另有規定者除外。
	-	(ii)	$b \geq \sqrt{0.025c\ell_w}$ (註1)

註1:若  $b$  沿  $c$  變化，則宜使用平均或具代表性的  $b$  值。例如，在牆的翼版端部， $b$  宜取如第18.7.5.2節之定義之有效翼版寬，若  $c$  延伸進入腹版，則  $b$  宜採加權平均值。若牆之端部並無翼版相連，則  $b$  宜取牆版厚度值。

# 特殊結構牆之邊界構材：設計方法(1)

適用由結構基底至牆頂連續且  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$  之結構牆或牆墩，在軸力與彎矩作用下，僅設計有單一臨界斷面者，應符合(a)及(b)。(針對細長牆；放大位移1.5倍以考量最大可能地震之情況)

規定	現行規範(15.8.6.2)	新規範(18.7.6.2)	
(b)	-	(iii)	$\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5 \delta_u/h_{wcs} \text{ (註2)}$ $\text{, 式中 } \frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{2.12 \sqrt{f'_c A_{cv}}} \right]$ $\text{, 其中 } \delta_c/h_{wcs} \text{ 之值不必小於 } 0.015 \text{ (}\delta_c \text{ = 牆頂位移容量)}$

註2:強度損失20%時之平均牆頂位移能力。位移容量需大於1.5位移需求

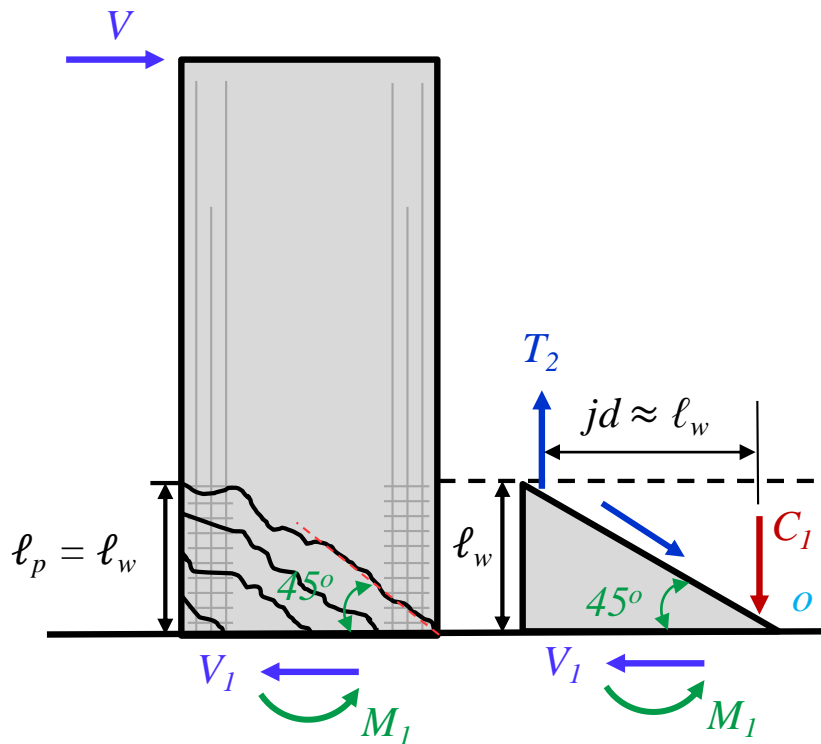
式中若  $\frac{V_e}{2.12 \sqrt{f'_c A_{cv}}}$  代1，且  $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$  代0.015時，

$$\frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - 1 \right] \geq 0.0225, \quad \frac{1}{100} \left( 3 - \frac{c \ell_w}{50 b^2} \right) \geq 0.0225$$

$$-\frac{c \ell_w}{50 b^2} \geq -0.75, \quad b \geq \sqrt{\frac{c \ell_w}{37.5}} \approx \sqrt{0.025 c \ell_w}$$

# 特殊邊界構材之橫向鋼筋延伸範圍

特殊邊界構材之橫向鋼筋應從臨界斷面上下方各垂直延伸一段距離，其值應不小於  $\ell_w$  與  $M_u/4V_u$  之大值，但第18.7.6.4(j)節另有規定者除外。



根據剪力裂縫會產生的另一臨界斷面，並針對該斷面進行彎矩平衡可以發現斷面上拉力放大

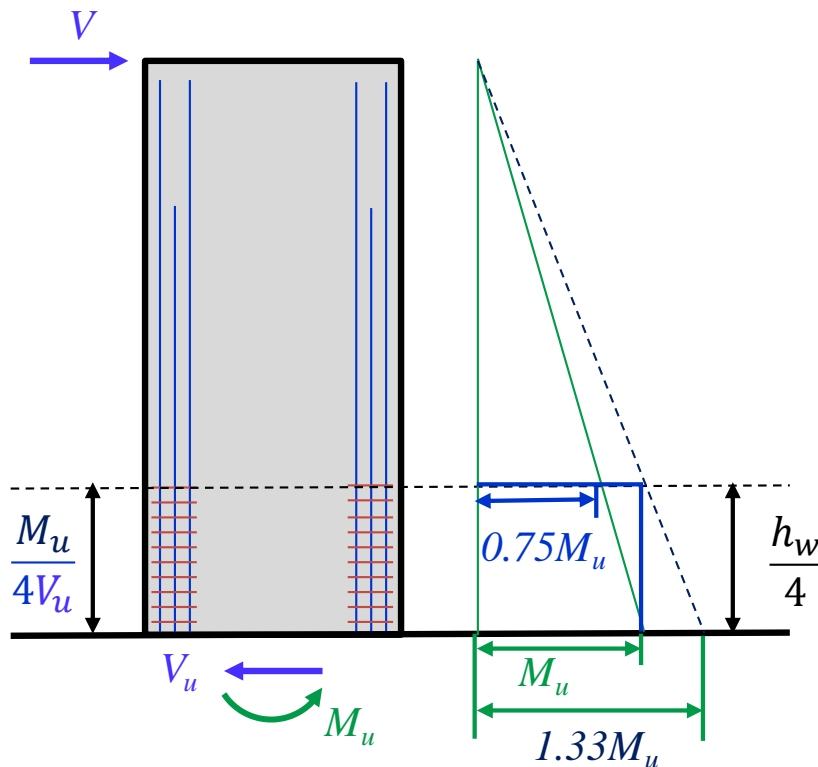
$$T_2 jd = M_1$$

$$T_2 = \frac{M_1}{jd}$$

又因剪力裂縫角度設為45度，造成拉力放大之斷面的最高可能高度為  $\ell_w$ ，故橫向鋼筋需延伸超過  $\ell_w$  之長度

# 特殊邊界構材之橫向鋼筋延伸範圍

特殊邊界構材之橫向鋼筋應從臨界斷面上下方各垂直延伸一段距離，其值應不小於  $\ell_w$  與  $M_u/4V_u$  之大值，但第18.7.6.4(j)節另有規定者除外。



在地震力下，由於彎矩塑鉸導致臨界斷面產生超額彎矩

超額彎矩的大小係因假設鋼筋應變硬化之強度可到達  $1.25f_y$  同時撓曲安全係數  $\phi$  取 0.9

$$M_o = A_s(1.25f_y)(d - \frac{a}{2}) = 1.25[A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$$

$$M_o = 1.25M_n$$

$$M_o = 1.25 \frac{M_u}{\phi} = \frac{1.25}{0.9} M_u \approx 1.33 M_u$$

再根據彎矩分布圖如左，可以發現於  $\frac{h_w}{4}$  之

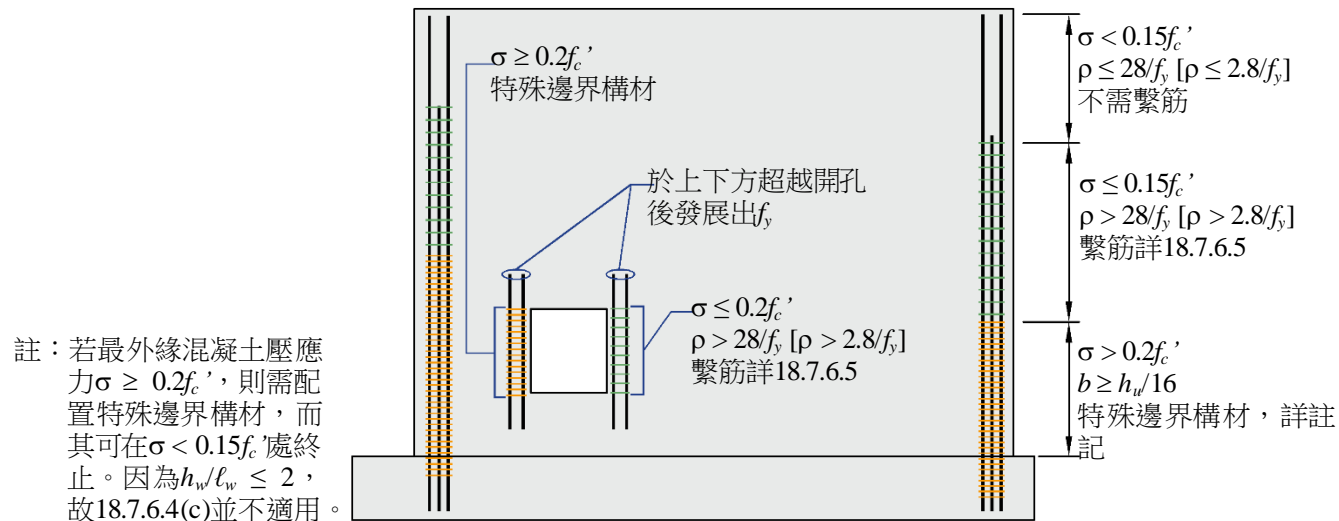
高度(即  $\frac{M_u}{4V_u}$ )內皆有可能產生塑鉸，故該範圍內皆需要橫向鋼筋提供側向維束

# 特殊結構牆之邊界構材：設計方法(2)

現行規範(15.8.6.3)

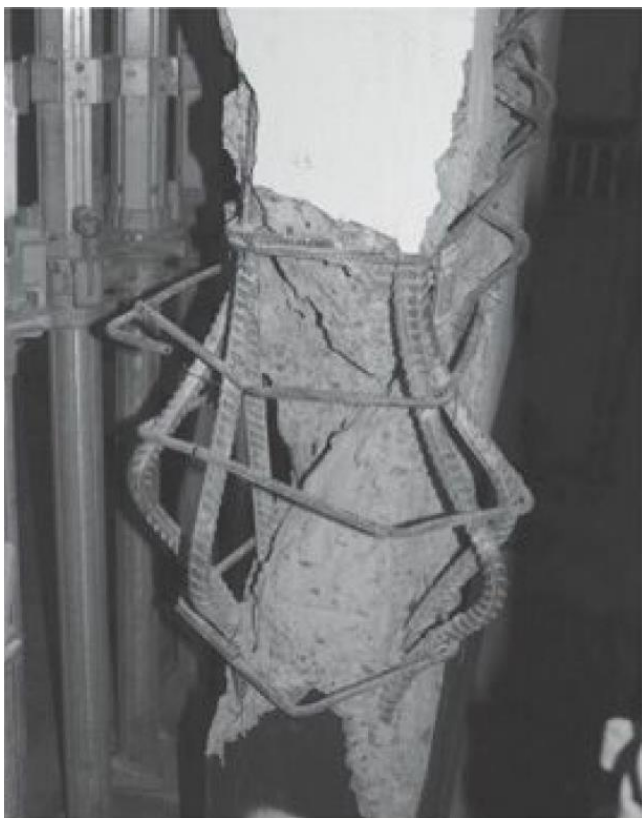
新規範(18.7.6.3)

在含地震效應的設計力作用下，其計算之最大混凝土壓應力超過 $0.2f'_c$ ，須配置特殊邊界構材。特殊邊界構材應可在混凝土計算壓應力小於 $0.15f'_c$ 之斷面處終止。應力須根據因數化載重以線彈性模式及構材全斷面性質計算之。



依18.7.6.3、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆與牆墩

震損經驗顯示現行規範無法確保牆之側向穩定，且無法確保邊界構材具充足之圍束。



2010智利地震  
(Moehle 2015)

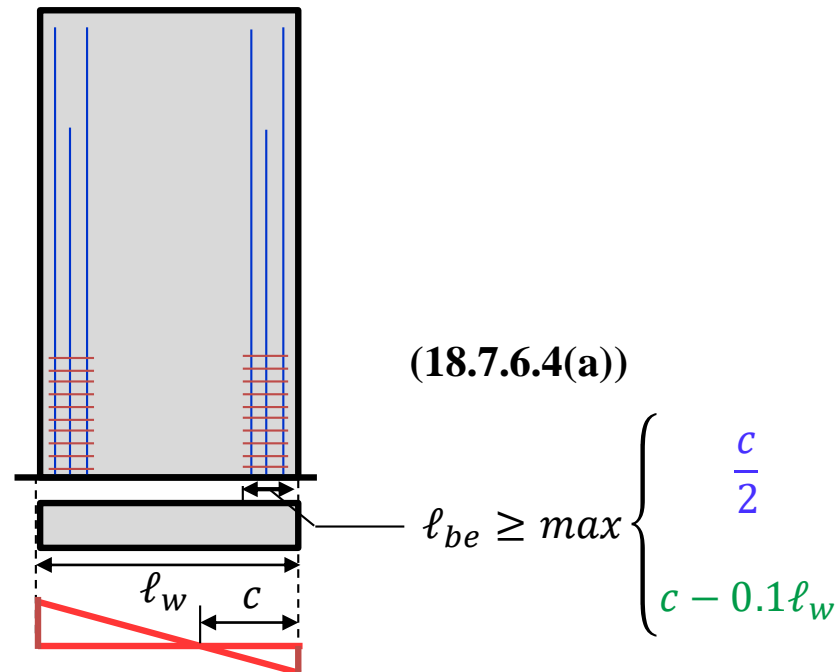


2011紐西蘭地震  
(NEHRP 2012)

# 邊界構材配置細節-邊界構材尺寸

不論採用方法(1)或方法(2)，須配置特殊邊界構材時，(a)至(k)之規定必須滿足：

	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)
(a)	邊界構材應從最大壓應力處水平延伸一段距離，其值應不小於 $c - 0.1\ell_w$ 及 $c/2$ 之大者，此處 $c$ 為在與 $\delta_u$ 一致之因數化軸力及標稱彎矩強度下的最大中性軸深度。	



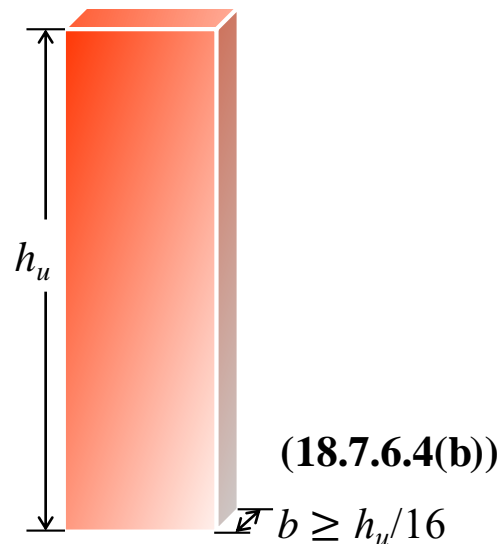
# 邊界構材配置細節-邊界構材尺寸

不論採用方法(1)或方法(2)，須配置特殊邊界構材時，(a)至(k)之規定必須滿足：

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)
(b)	-	在依(a)所計算之水平距離內， <b>撓曲壓力區之寬度<math>b</math>應不小於<math>h_u/16</math></b> ，翼版應予以計入。 (引入長細比之規定，增強牆體抵抗側向不穩定之能力)

$h_u$ ：牆或牆墩最外受壓纖維之側向無支撐高度

引入長細比之規定，增強牆體抵抗側向不穩定之能力



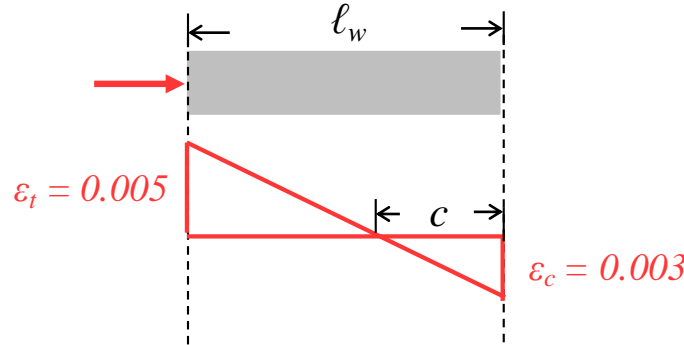
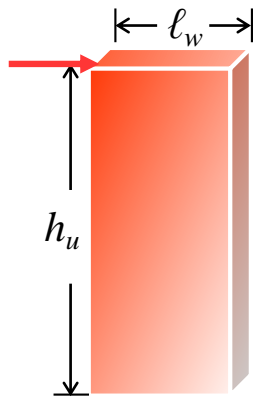


# 邊界構材配置細節-邊界構材尺寸

不論採用方法(1)或方法(2)，須配置特殊邊界構材時，(a)至(k)之規定必須滿足：

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)
(c)	-	對於由結構基底至牆頂連續且 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 之結構牆或牆墩在撓曲與軸力作用下僅設計單一臨界斷面，且 $c/\ell_w \geq 3/8$ 者其撓曲壓力區寬度 $b$ 在(a)所計得之範圍內，應不小於30 cm (最小厚度30 cm之規定，降低其壓力區混凝土保護層剝落後之側向不穩定之可能性。)

最小厚度30 cm之規定，降低其壓力區混凝土保護層剝落後之側向不穩定之可能性。



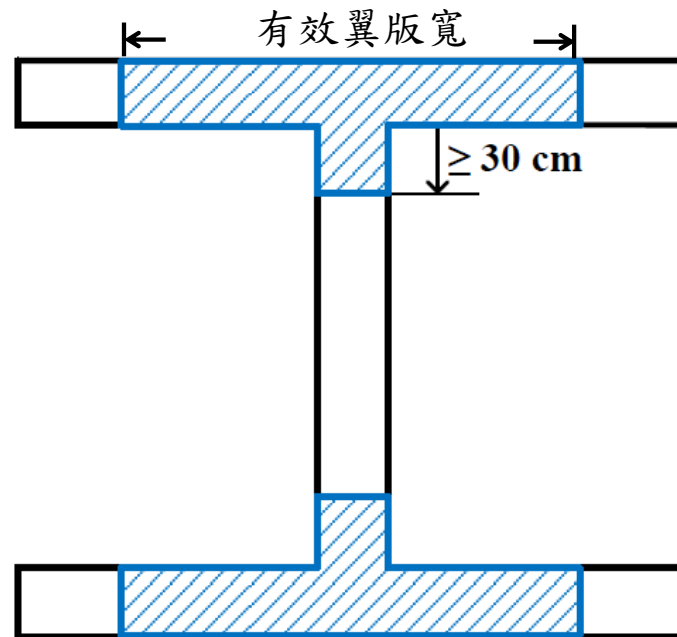
拉力控制下，斷面應力分布如圖(b)，此時  $c/\ell_w < 3/8$ ，故當  $c/\ell_w \geq 3/8$  時，非拉力控制斷面對撓曲壓力側之要求更高

(a)  $h_{wcs}/\ell_w > 2.0$  之剪力牆 (b) 拉力控制之斷面應力分布(對於  $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$  而言)

# 邊界構材配置細節-邊界構材尺寸

不論採用方法(1)或方法(2)，須配置特殊邊界構材時，(a)至(k)之規定必須滿足：

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)
(d)	-	具翼版之結構牆斷面，邊界構材應包括受壓有效翼版寬度，且應延伸入腹版至少30cm。





# 邊界構材配置細節-橫向鋼筋間距

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)		
(e)	(3) 應符合第15.5.4.1至15.5.4.3節之要求，但式(15-3)可以不必滿足。 15.5.4.2規定如下。	(e) 邊界構材配置之橫向鋼筋應符合橫向鋼筋(18.4.5.2a至18.4.5.2d)與橫向鋼筋之間距上限(18.4.5.3) 18.4.5.3規定如下。		
	15.5.4.2(1) 不超過構材斷面最小尺度之1/4	18.4.5.3(a) 不超過柱最小尺度之1/3		
	15.5.4.2(2) 6倍主筋直徑	鋼筋降伏 強度	420MPa	18.4.5.3(b) 6倍主筋直徑
			490MPa	18.4.5.3(c) 5.5倍主筋直徑
			550MPa	18.4.5.3(d) 5倍主筋直徑
	15.5.4.2(3) $s_0 = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$	18.4.5.3(e) $s_0 = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \leq 15 \text{ cm}$ ，不須小於10 cm		

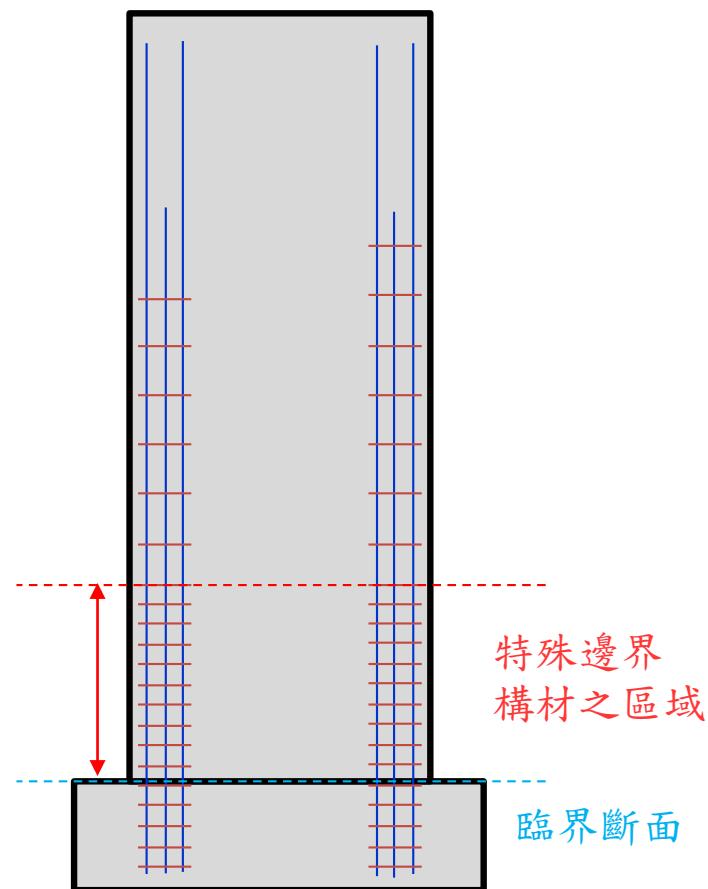
# 邊界構材配置細節-橫向鋼筋間距

(18.7.6.4(e))

$$s \leq \begin{cases} \frac{1}{3} \text{ 牆最小尺度} \\ 6d_b (SD420), 5.5d_b (SD490), 5d_b (SD560) \\ 10cm \leq 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \leq 15cm \end{cases}$$

$h_x$ : 受繫筋轉角或閉合箍筋各肢側向支撐之縱向鋼筋間距

$d_b$ : 主筋直徑



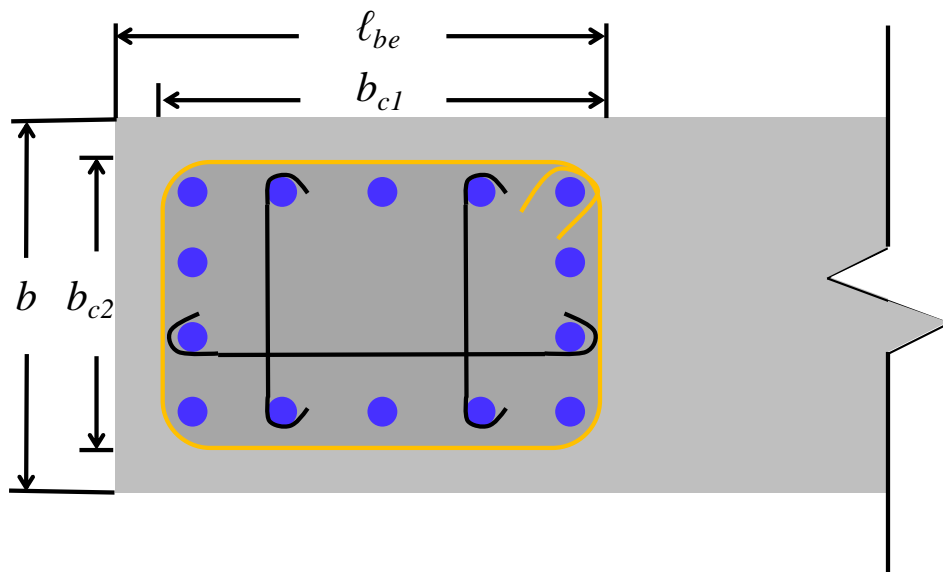


# 邊界構材配置細節-橫向鋼筋用量、樓版 $f'_c$

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)				
(g)	—	特殊邊界構材之 橫向鋼筋	直線閉合箍筋 之 $A_{sh}/sb_c$	不得 小於	(a)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$
				(b)	$0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$	
	—		螺箍與圓形閉 合箍筋之 $\rho_s$	不得 小於	(c)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$				(d)	$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$
(h)	—	在特殊邊界構材位置之樓版系統厚度內的混凝土應具至少為0.7倍牆 $f'_c$ 之規定抗壓強度。				

## 邊界構材配置細節-橫向鋼筋用量、樓版 $f'_c$

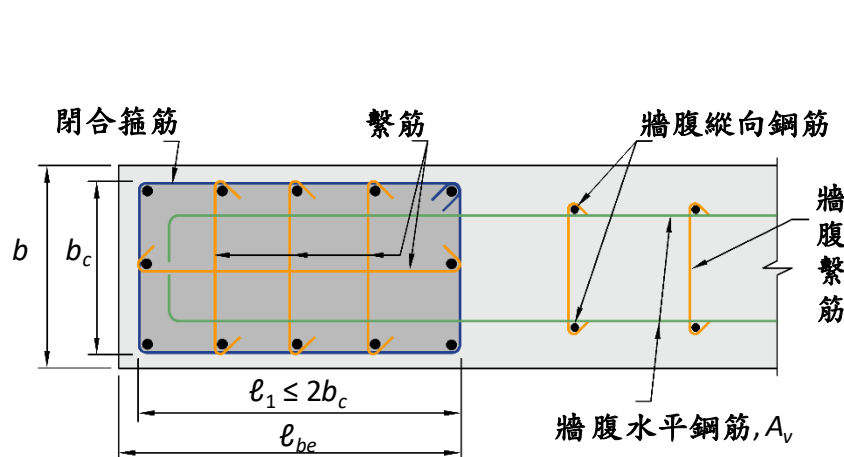
新增 $0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ 與 $0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ 之要求是為了防止保護層剝落後，妥善圍束之撓曲壓力區強度不足，無法確保牆之側向穩定而產生破壞，式中 $A_g$ 及 $A_{ch}$ 定義為 $A_g = \ell_{be} b$ 而 $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$ ，如下圖所示



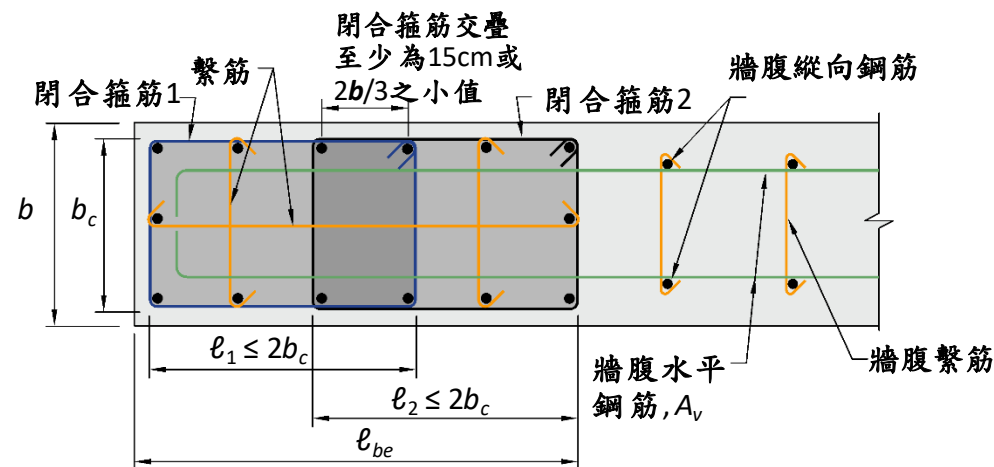
$b_{c1}, b_{c2}$ 為箍筋外邊緣至外邊緣之距離

# 邊界構材與腹版橫向鋼筋細節

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)
(f)	橫向鋼筋可採用單個或重疊閉合箍筋。繫筋之兩端均須圍繞於縱向鋼筋，並間隔換端。	橫向鋼筋之設計，應使沿著邊界構材四周且受側向支撐之縱向鋼筋間距 $h_x$ 不超過35 cm與2/3邊界構材厚度之較小值，側向支撐應由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供。閉合箍筋一枝之長度不應超過邊界構材厚度的兩倍，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少15 cm與2/3邊界構材厚度的較小值。
(i)	繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距 $h_x$ 不得超過35 cm。	按第18.7.6.2(b)節規定之臨界斷面上下方距離內，腹版垂直鋼筋應具閉合箍筋轉角或兩端皆具耐震彎鉤繫筋之側向支撐。橫向鋼筋之垂直間距不應超過30 cm，且其直徑應符合第25.7.2.2節之規定。

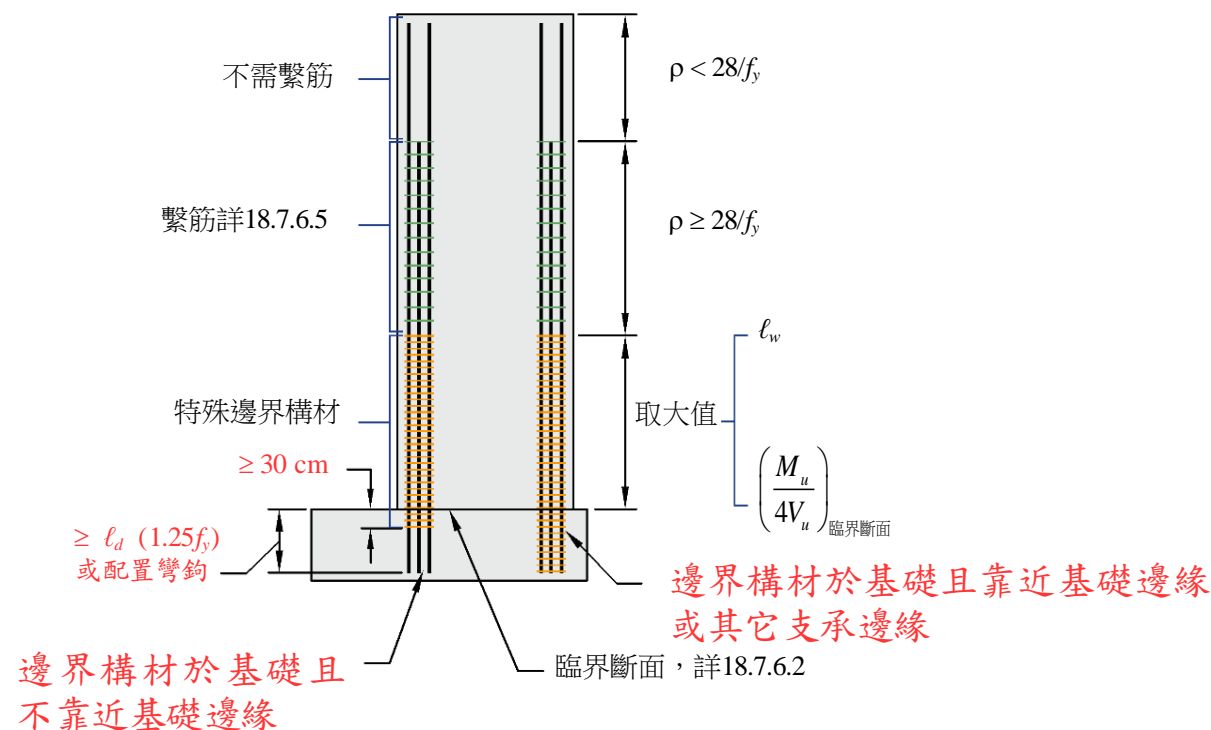


(a) 沿牆邊之單一閉合箍筋搭配具135度彎鉤之繫筋以及受具135度彎鉤繫筋支撐之均佈牆腹縱向鋼筋



(b) 沿牆邊配置之交疊閉合箍筋搭配具135度彎鉤之繫筋以及受具135度彎鉤繫筋支撐之均佈牆腹縱向鋼筋

# 邊界構材與腹版橫向鋼筋細節

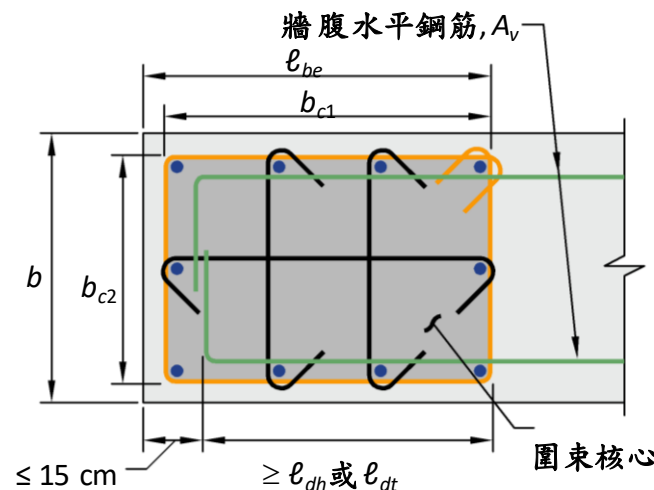


規定	新規範(18.7.6.4)
(j)	對臨界斷面位於牆底者，結構牆底邊界構材之橫向鋼筋，應往下延伸入支承至少等於特殊邊界構材最大縱向鋼筋之 $\ell_d$ ，如第18.7.2.3節所規定。如特殊邊界構材下為基腳、筏基或樁帽者，特殊邊界構材之橫向鋼筋應至少延伸進入30 cm，除非第18.10.2.3節另有較長之延伸規定。

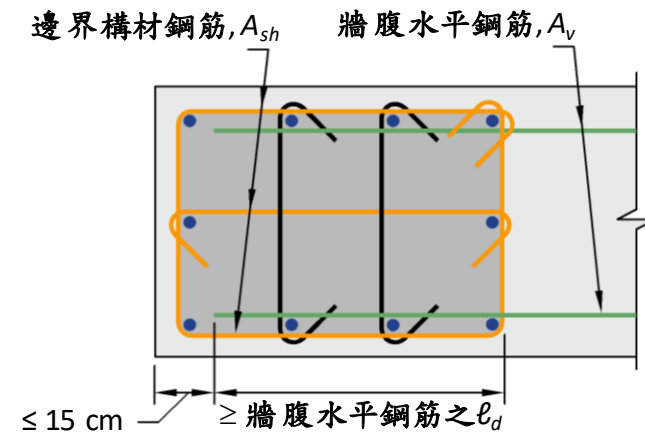


# 腹版水平鋼筋於邊界構材之錨定

規定	現行規範(15.8.6.4)	新規範(18.7.6.4)
(k)	結構牆腹版之水平鋼筋應錨定於邊界構材核心內，使能發展出規定降伏應力 $f_y$ 。	結構牆腹版之水平鋼筋應延伸至距牆外緣15 cm之範圍內。鋼筋之末端應具標準彎鉤或擴頭，並應於邊界構材之圍束核心內發展出 $f_y$ 。若邊界構材之圍束核心可對牆腹版水平鋼筋提供足夠之伸展長度，且腹版水平鋼筋之 $A_v f_{yt}/s$ 值不大於邊界構材平行腹版水平鋼筋方向之橫向鋼筋的 $A_{sh} f_{yt}/s$ 值時，則牆腹版水平鋼筋末端應可不必使用標準彎鉤或擴頭而作終止。



(a) 使用標準彎鉤或擴頭鋼筋情況



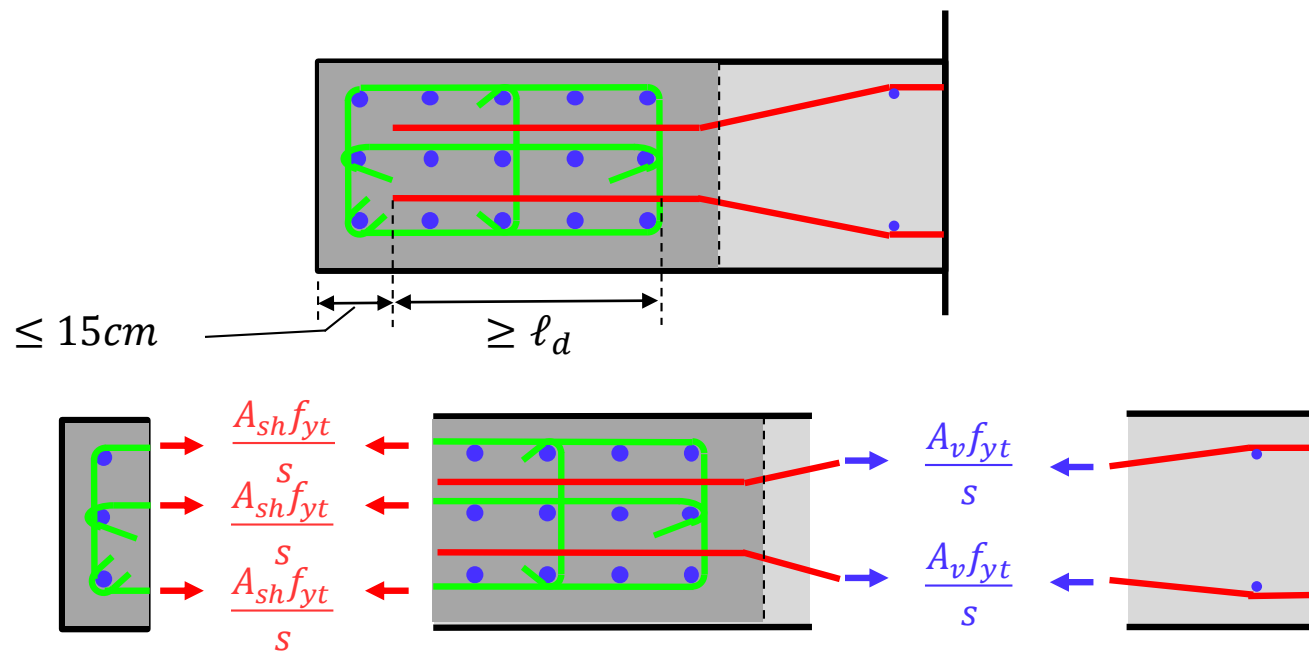
(b) 使用直線伸展鋼筋情況

# 腹版水平鋼筋於邊界構材之錨定

當特殊邊界構材有足夠的水平鋼筋伸展長度，且

$$\frac{A_{sh}f_{yt}}{s} \geq \frac{A_vf_y}{s}$$

表示邊界構材之水平鋼筋可以提供牆腹水平鋼筋足夠的錨定效果，因此不需要額外配置標準彎鉤或是擴頭而作終止



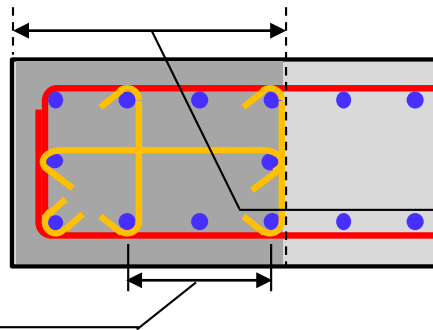
# 不必配置特殊邊界構材之牆邊界橫向鋼筋

不必配置特殊邊界構材之結構牆，其牆邊界橫向鋼筋應符合(a)與(b)之規定：

規定	現行規範(15.8.6.5)	新規範(18.7.6.5)
(a)	除非牆沿走向平面內之 $V_u$ 小於 $0.265\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ [ $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ]，否則水平鋼筋終止於無邊界構材之結構牆邊緣時，應以標準彎鉤鉤住最外緣縱向鋼筋，或以U型肋筋圍束最外緣縱向鋼筋。U型肋筋應與水平鋼筋同直徑、同間距，並與水平鋼筋續接。	
(b)	如結構牆邊界配置的主筋鋼筋比超過 $28/f_y$ ，仍須配置符合第15.5.4.1(3)、15.5.4.3及15.8.6.4(1)節的橫向鋼筋。	如果牆邊界配置的縱向鋼筋比超過 $28/f_y$ ，須在配置特殊邊界構材之規定(18.7.6.4a)要求之範圍內，配置符合第18.4.5.2a至18.4.5.2e節規定之橫向鋼筋。
	橫向鋼筋之間距不得超過 20cm。	牆邊界橫向鋼筋之垂直間距應符合下張投影片表格。

(18.4.5.2(e))

$$h_x \leq 35cm$$



(18.7.6.4(a))

$$\ell_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{2} \\ c - 0.1\ell_w \end{array} \right.$$



# 不必配置特殊邊界構材之牆邊界橫向鋼筋

表18.7.6.5(b) 牆邊界橫向鋼筋最大垂直間距

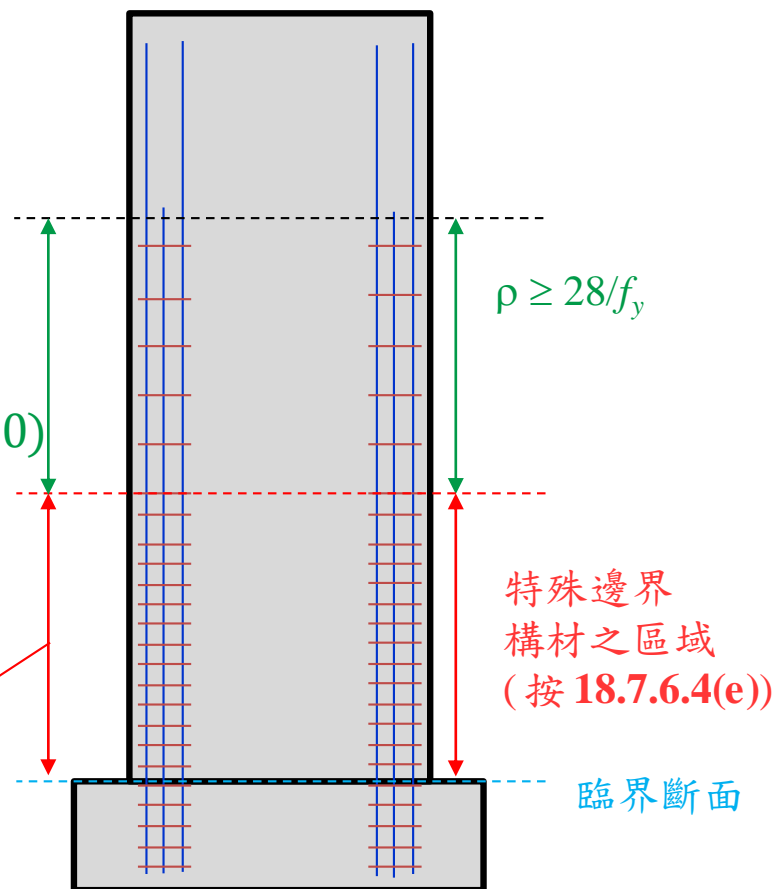
主要撓曲鋼筋 $f_y$	配置橫向鋼筋之區域	橫向鋼筋垂直間距	
$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$	臨界斷面上下各延伸 $\ell_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內	較小者	$6d_b$
			15 cm
	其他區域	較小者	$8d_b$
			20 cm
$f_y = 5000 \text{ kgf/cm}^2$	臨界斷面上下各延伸 $\ell_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內	較小者	$5.5d_b$
			15 cm
	其他區域	較小者	$7d_b$
			17 cm
$f_y = 5600 \text{ kgf/cm}^2$	臨界斷面上下各延伸 $\ell_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內	較小者	$5d_b$
			15 cm
	其他區域	較小者	$6d_b$
			15 cm

# 配置特殊邊界構材的牆體中不必配置特殊邊界構材之邊界橫向鋼筋最大間距

18.7.6.5(b)

$$s \leq \begin{cases} 8d_b(ND420), 7d_b(ND490), 6d_b(ND560) \\ 20cm(ND420), 17cm(ND490), 15cm(ND560) \end{cases}$$

$$\max \left\{ \frac{\ell_w}{M_u}, \frac{4V_u}{M_u} \right\} \text{ 之範圍}$$



# 不必配置特殊邊界構材之牆之邊界橫向鋼筋 最大間距

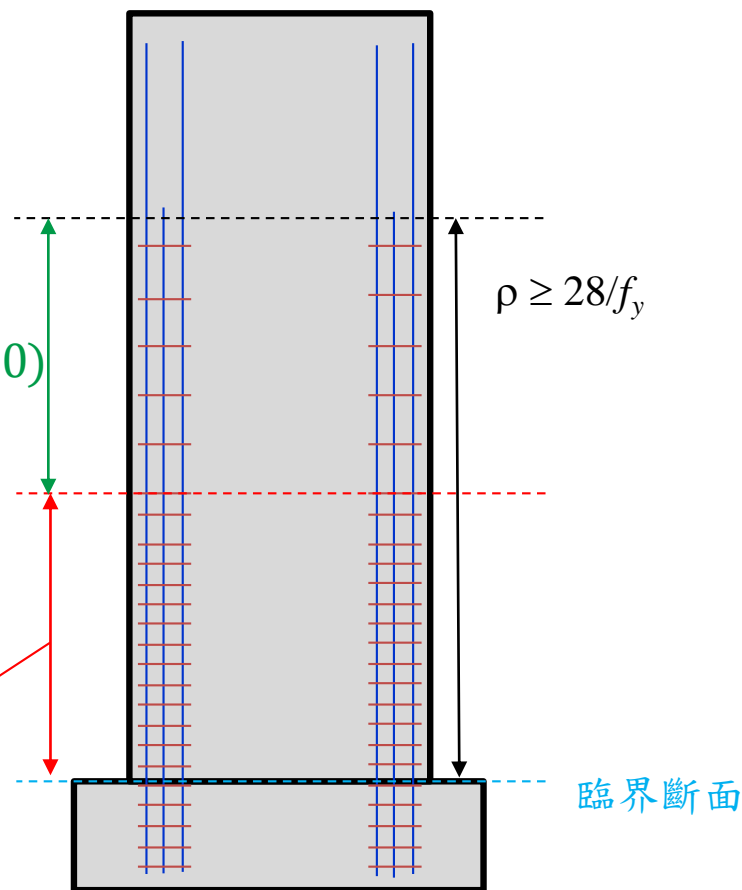
(18.7.6.5(b))

$$s \leq \begin{cases} 8d_b (SD420), 7d_b (SD490), 6d_b (SD560) \\ 20cm (SD420), 17cm (SD490), 15cm (SD560) \end{cases}$$

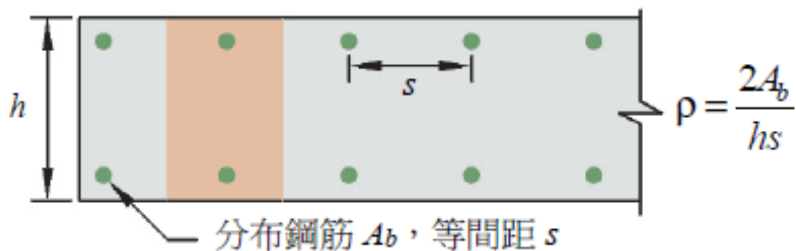
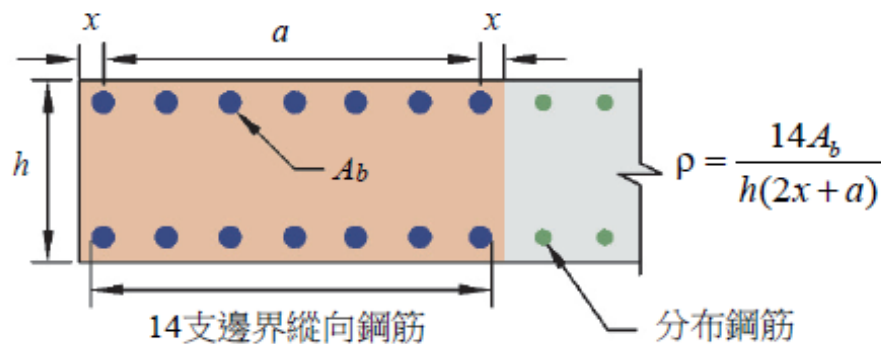
(18.7.6.5(b))

$$s \leq \begin{cases} 6d_b (SD420), 5.5d_b (SD490), 5d_b (SD560) \\ 15cm \end{cases}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \ell_w \\ \frac{M_u}{4V_u} \end{array} \right\} \text{之範圍}$$



# 縱向鋼筋比之計算



典型牆邊界情況之縱向鋼筋比



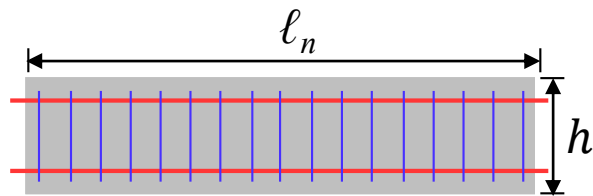
# 連接梁



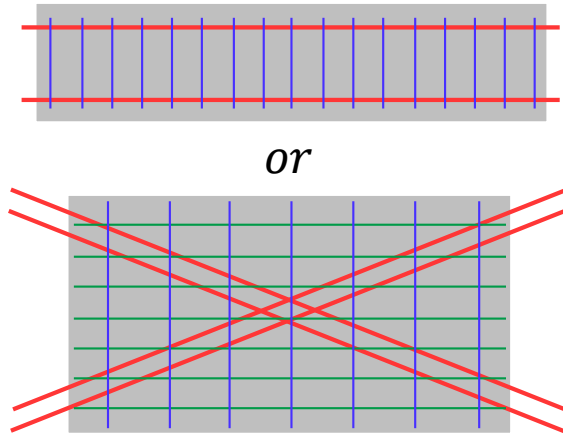
# 連接梁

## 新規範

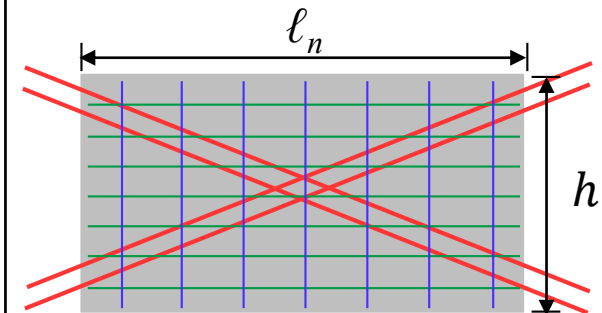
- 18.7.7.1** 連接梁如其  $(\ell_n/h) \geq 4$ ，應將牆邊界視為柱而滿足第18.3節之要求。如能分析證明連接梁具有足夠側向穩定性，可不必受第18.3.2.1(b)與(c)節之限制。
- 18.7.7.2** 連接梁如其  $(\ell_n/h) < 2$ ，且設計剪力  $V_u \geq 1.06\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，除非能證明連接梁勁度、強度喪失後並不會對結構承載垂直力造成危害，或妨礙逃生，或影響非結構元件及其與結構體接合處之完整性。
- 18.7.7.3** 連接梁未受第18.7.7.1或18.7.7.2節所控制者，應可配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，亦可將牆邊界視為柱而按第18.3.3至18.3.5節之規定設計。



$$(\ell_n/h) \geq 4$$



其他狀況



$$(\ell_n/h) < 2, \text{ 且 } V_u \geq 1.06\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$$

 $A_{cw}$ ：混凝土斷面積

# 連接梁對角鋼筋圍束新規定

## 新規範(18.7.7.4)

連接梁配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，應滿足下列(a)與(b)之規定，並應符合(c)或(d)之一，但不必符合第9.9節之規定。

(a)  $V_n$ 應依下式計算：

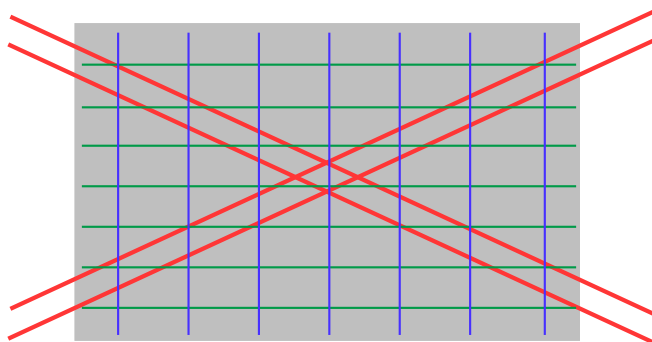
$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (18.7.7.4)$$

$$[V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}]$$

式中  $\alpha$  為對角向鋼筋與連接梁縱向軸之夾角。

$A_{vd}$ ：對角鋼筋每一對角方向所配置之鋼筋總斷面積

(b) 任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋以兩層或多層排置。



每組對角鋼筋至少兩層排置



每組對角鋼筋至少具有四根鋼筋

# 連接梁對角鋼筋圍束新規定

## 新規範(18.7.7.4)

(c) 任一組對角向鋼筋應由橫向鋼筋所圍封，在平行 $b_w$ 方向，此橫向鋼筋外緣至外緣之尺寸應不小於 $b_w/2$ ，而另一方向之尺寸應不小於 $b_w/5$ ，此處 $b_w$ 為連接梁腹版寬度。橫向鋼筋應符合第18.4.5.2(a)至(e)節之規定，而 $A_{sh}$ 應不小於(i)或(ii)之大者：

$$(i) 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

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

在計算 $A_g$ 時，應假設對角向鋼筋組之四邊具有第20.5.1節規定之混凝土保護層。橫向鋼筋沿對角鋼筋方向之間距應滿足第18.4.5.3(e)節之規定，亦應不大於對角鋼筋最小直徑之6倍，且此橫向鋼筋於垂直對角鋼筋方向之繫筋或閉合箍筋各肢之間距應不超過35 cm。橫向鋼筋應連續配置通過對角鋼筋之交接處。於交接處，橫向鋼筋之配置可以調整，惟仍須滿足間距與橫向鋼筋體積比之要求。於連接梁四周應分布配置額外之縱向與橫向鋼筋，其於各別方向之總面積應不小於 $0.002b_ws$ 且其間距應不大於30 cm。

# 連接梁對角鋼筋圍束新規定

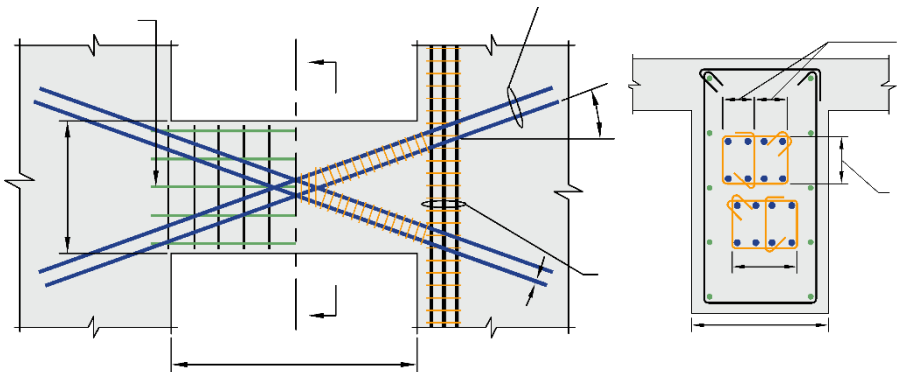
## 新規範(18.7.7.4)

(d) 橫向鋼筋應符合橫向鋼筋(18.4.5.2a至18.4.5.2e)之規定對梁全斷面作配置，且 $A_{sh}$ 應不小於(i)或(ii)之大者：

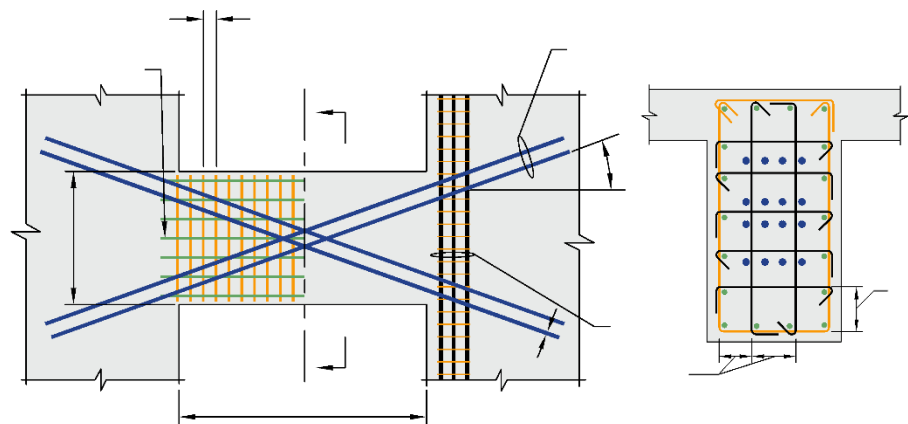
(i)  $0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$

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

橫向鋼筋之縱向間距應不大於15cm與6倍對角鋼筋最小直徑之小者，梁斷面上垂直與水平方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距應不超過20cm。任一繫筋或閉合箍筋各肢均應緊繞於同尺寸或較大直徑之縱向鋼筋上。本節之橫向鋼筋應可使用兩根鋼筋組成所規定之閉合箍筋型式(18.3.4.3)。

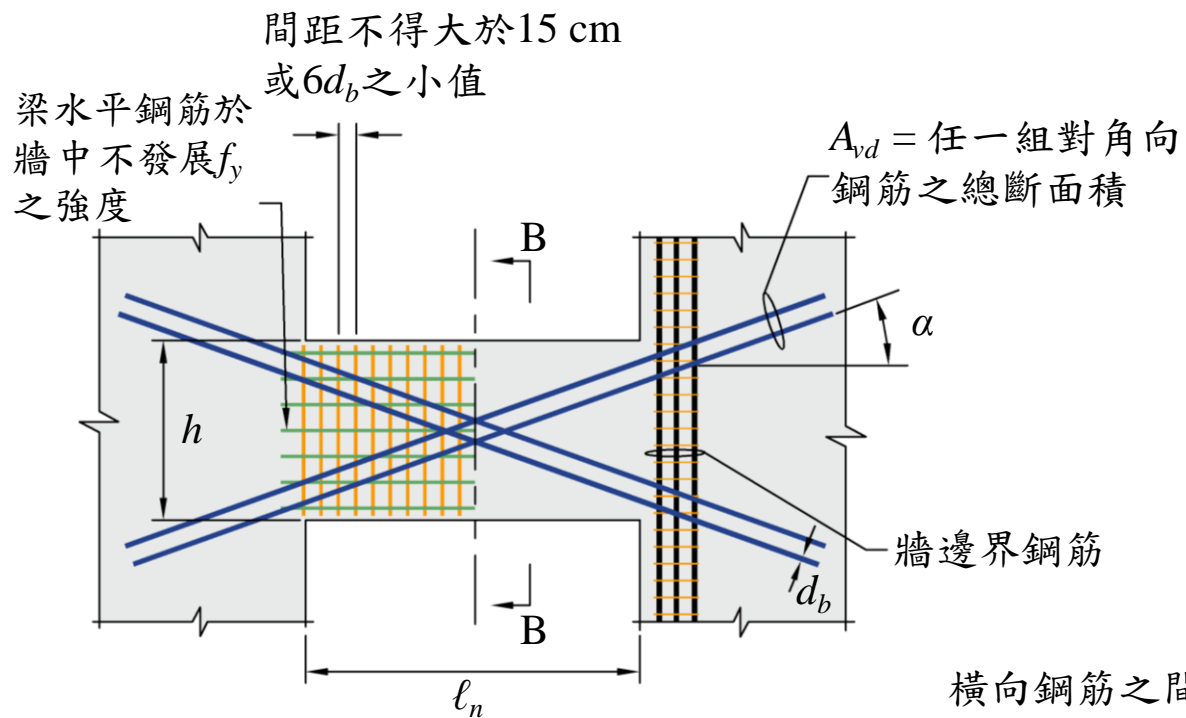


現行規範：僅圍束對角鋼筋

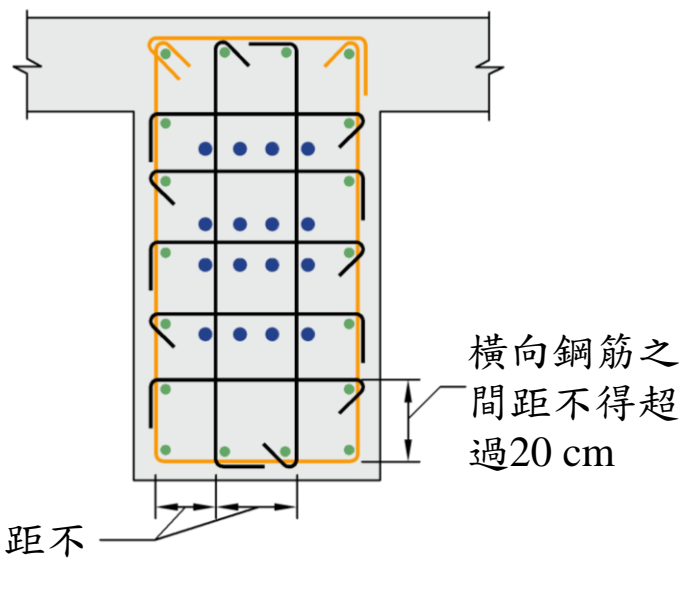


新版替代方法：全梁圍束

# 連接梁對角鋼筋圍束新規定



立面圖



斷面B-B

# 連接梁對角鋼筋入牆錨定深度增加

現行規範(15.8.7.4(4))	新規範(18.7.2.5)
(4)對角向鋼筋入結構牆之深度，應以受拉鋼筋伸展長度計算之。	<p>連接梁之鋼筋應按第25.4節、第25.5節與(a)與(b)之規定以受拉至<math>f_y</math>進行伸展或續接設計：</p> <p>(a) 若連接梁之鋼筋按第18.3.3.1節之規定設計，則縱向鋼筋之伸展長度應為1.25倍按受拉至<math>f_y</math>計得之值。</p> <p>(b) 若連接梁之鋼筋按第18.7.7.4節之規定設計，則對角向鋼筋之伸展長度應為1.25倍按受拉至<math>f_y</math>計得之值</p>



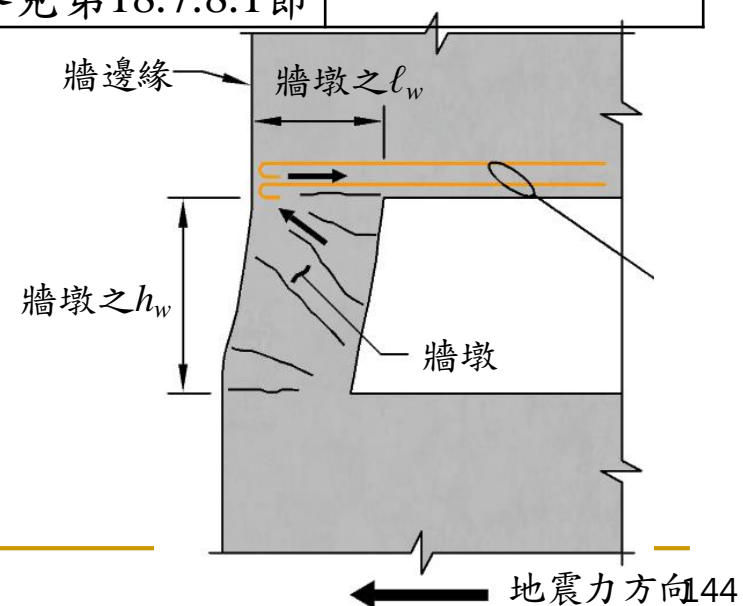
# 牆墩



# 牆墩

垂直牆段之 淨高/垂直牆段 之牆長 ( $h_w/\ell_w$ )	垂直牆段之牆長/牆厚 ( $\ell_w/b_w$ )		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	牆	牆	牆
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	牆墩 宜符合柱設計之需求； 參見第18.7.8.1節	牆墩 宜符合柱設計需求或其替 代條款；參見第18.7.8.1節	牆

牆之開門開窗產生許多細長垂直牆段，稱為牆墩。新版規範對牆墩訂定新規定，目的在於確保牆墩有足夠的剪力強度，使其破壞模式為撓曲主控。







## 牆墩設計

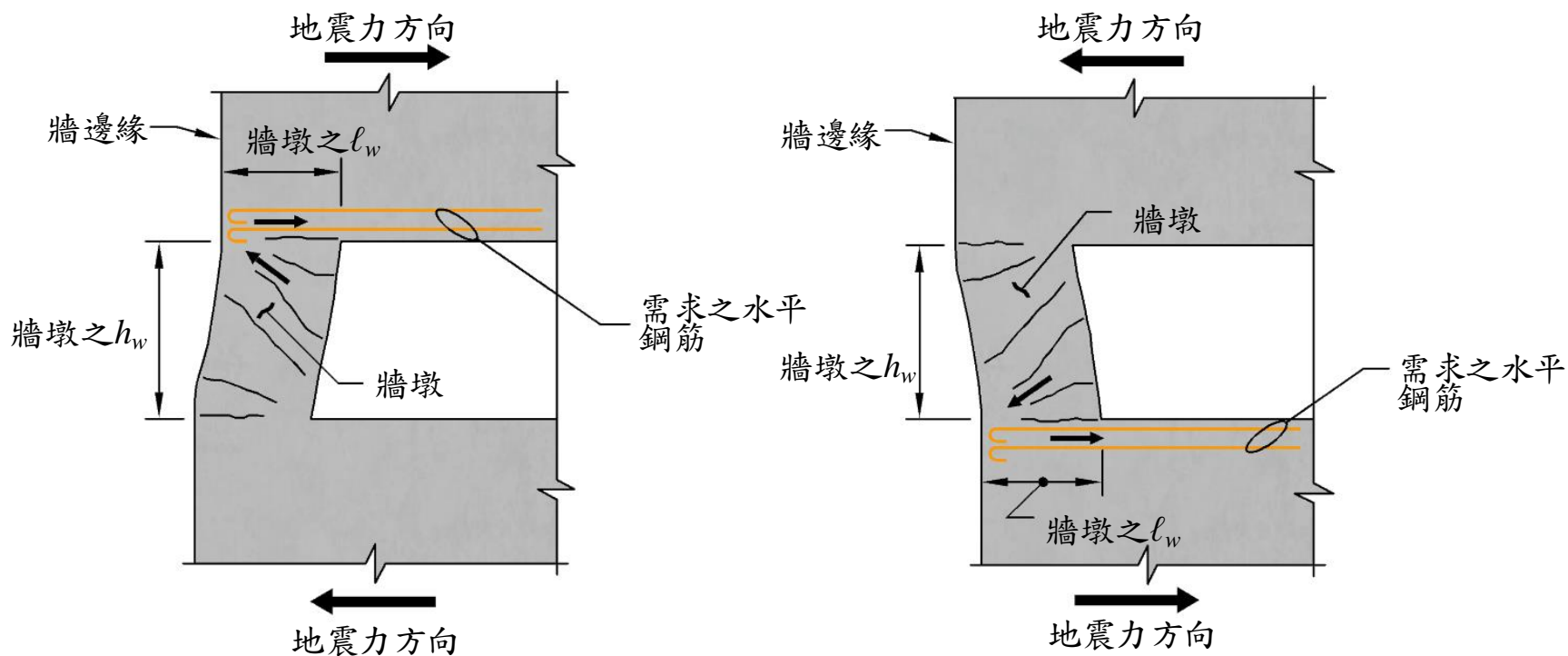
(牆高/牆長 $h_w/l_w \geq 2.0$ 且牆長/牆寬 $l_w/b_w \leq 6.0$ )

**18.7.8.1** 牆墩須符合第18.4.4、18.4.5與18.4.6節所規定特殊彎矩構架之柱設計條款，其交接面可取為牆墩淨高度之上下端處。另者，若牆墩之 $(l_w/b_w) > 2.5$ ，則其僅須符合下列(a)至(f)規定：

規定	新規範(18.7.8.1)
(a)	設計剪力之決定應按第18.4.6.1節之規定，其交接面可取為牆墩淨高度之上下端處。若一般建築規範對抵抗地震力系統之超額強度有所規定，牆墩之設計剪力不必大於含地震效應之因數化載重組合所得剪力值，惟該剪力值須使用修正因數 $\Omega_o$ 作放大。
(b)	$V_n$ 與分布剪力鋼筋之配置應符合第18.7.4節之規定。
(c)	橫向鋼筋應採閉合箍筋之型式配置。但若牆墩採單層鋼筋設計時，於平行 $l_w$ 方向應可使用單肢水平鋼筋，其兩端應具 $180^\circ$ 彎鉤並緊繞於牆墩邊緣之縱向鋼筋。
(d)	橫向鋼筋之垂直間距應不大於15 cm。
(e)	橫向鋼筋配置範圍應垂直延伸至牆墩淨高度之上下端外至少30 cm。
(f)	應按第18.7.6.3節之規定配置特殊邊界構材。

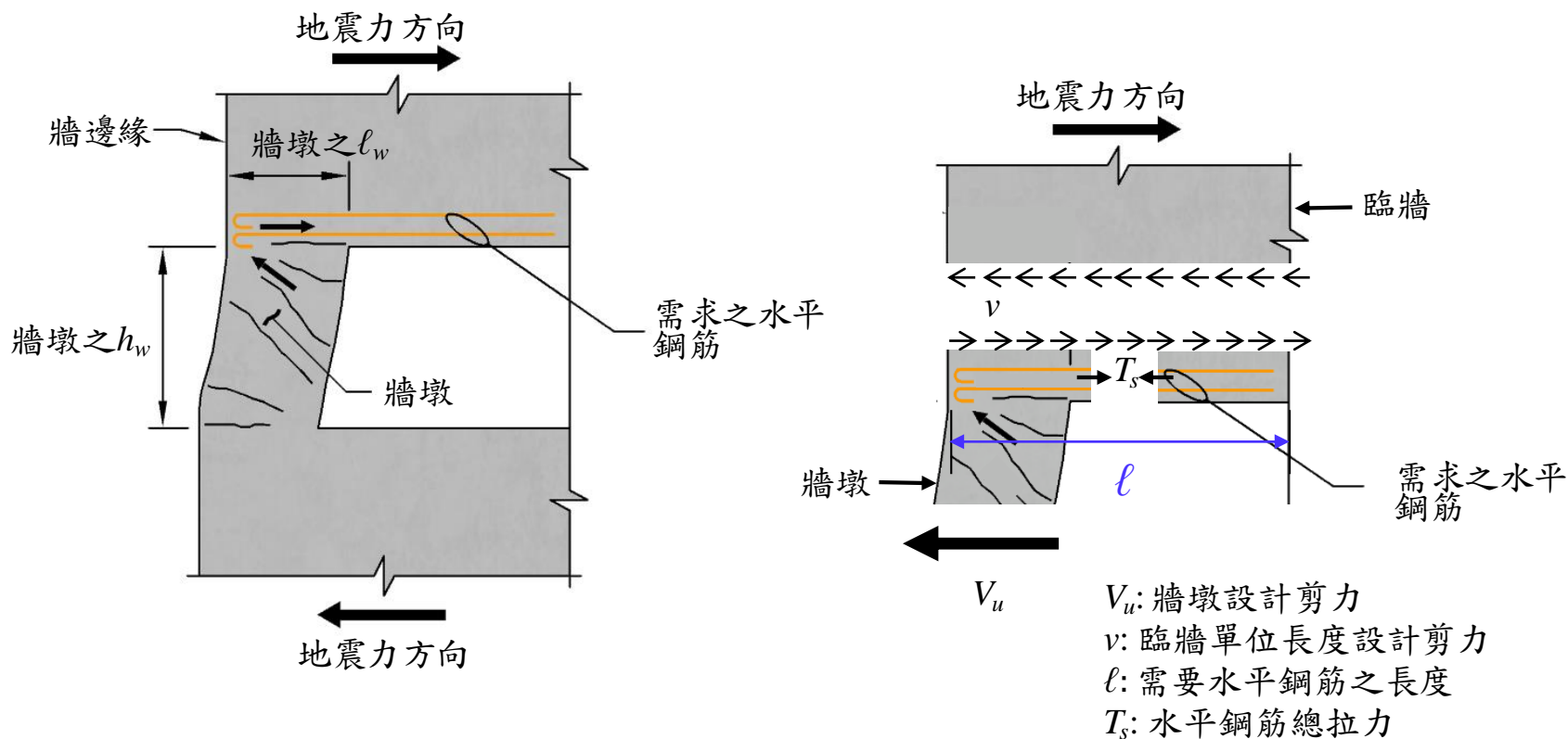
# 牆墩設計

**18.7.8.2** 對位於牆邊緣之牆墩，於緊臨牆墩上下端之牆段內，應配置水平鋼筋以將牆墩之設計剪力傳遞至相臨牆段內。



# 牆墩設計

若牆墩單位長度的設計剪力大於臨牆，為確保牆墩受力可以有效傳遞至臨牆，臨牆邊緣須根據其單位長度設計剪力 $v$ ，決定所需要抵抗牆墩引致剪力 $V_u$ 之總長度 $\ell = V_u / v$ ，進而計算用來確保牆墩剪力可以有效傳遞至臨牆之水平鋼筋所需要的長度，其中水平鋼筋拉力 $T_s = v \ell = f_y A_s \geq V_u$ 以確保水平筋足以傳遞牆墩受到之剪力



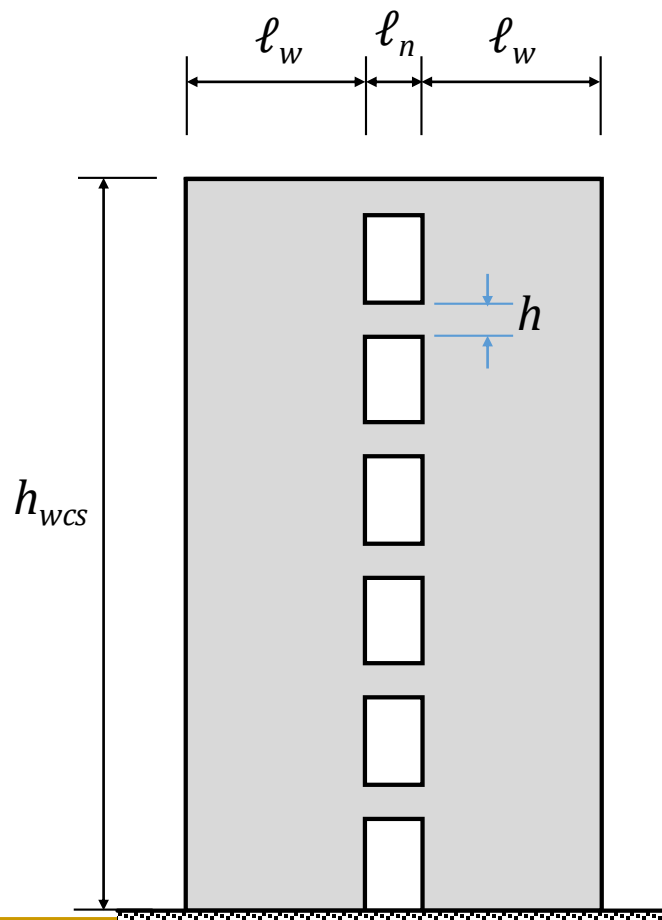
# 韌性耦合牆

**18.7.9.1** 韌性耦合牆應符合本節之規定。

**18.7.9.2** 個別牆體應符合  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$  以及特殊結構牆(18.7)之相關適用條款。

**18.7.9.3** 在所考慮的方向上，連接梁應符合連接梁(18.7.7)之相關適用條款以及下述(a)至(c)之規定：

規定	新規範(18.7.9.3)
(a)	連接梁在建築所有樓層應具 $\ell_n/h \geq 2.0$
(b)	一棟建築中應至少有 90% 的樓層，該樓層所有的連接梁皆具 $\ell_n/h \leq 5.0$
(c)	所有連接梁的兩端應符合連接梁鋼筋設計(18.7.2.5)之規定(伸展長度基於 $1.25f_y$ )





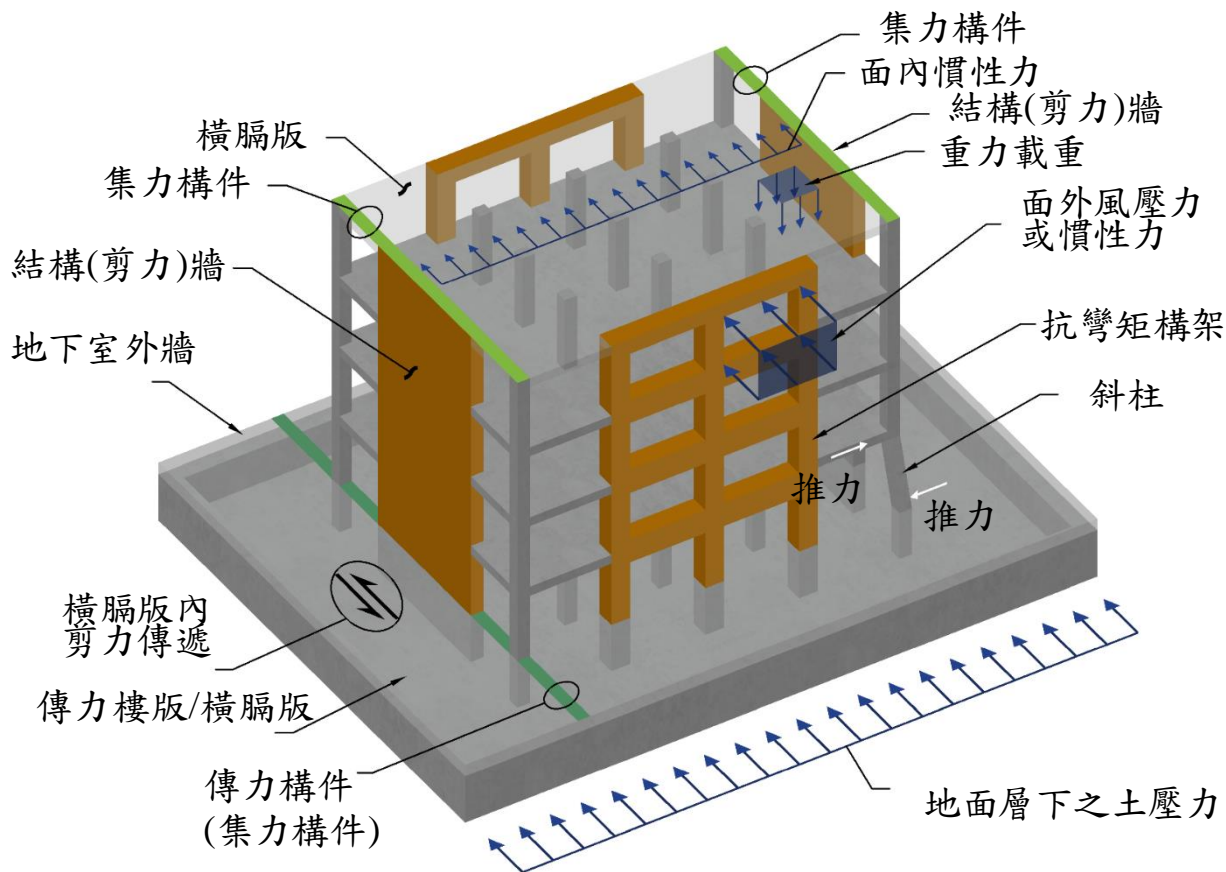
# 橫膈版

## 範圍

**18.9.1.1** 本節適用於耐震結構中，構成部分抵抗地震力系統之橫隔板與集力構件。

**18.9.1.2** 第18.9.11節應適用於耐震結構中，以預鑄混凝土構材構築且構成部分抵抗地震力系統之橫隔板。

**18.9.1.3** 第18.9.12節應適用於耐震結構中，構成部分抵抗地震力系統之結構桁架。



# 設計力

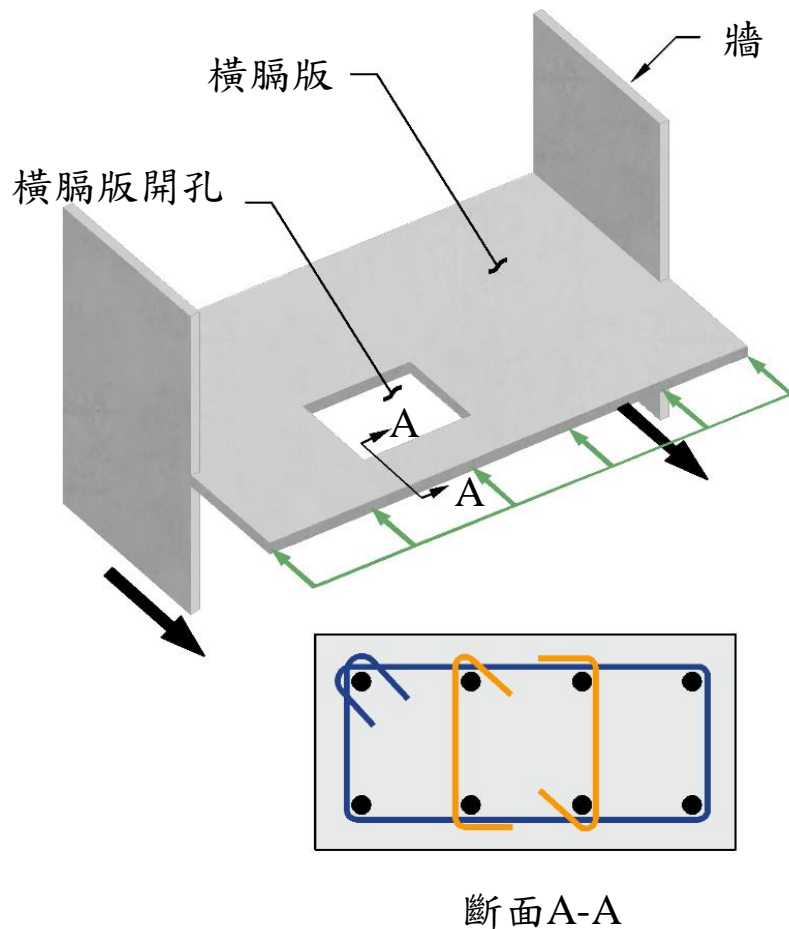
**18.9.2.1** 橫膈版之設計地震力應依建築物耐震設計規範，使用適當之規定與載重組合求之。

在地震之側力與位移作用下，大多數混凝土建築均會承受非線性之地震需求，但對樓層及屋頂橫膈版則擬限制非線性行為的產生。耐震設計係控制這些非線性行為侷限在已安排的豎向抵抗地震力系統中，並對事先選定的位置作耐震韌性配置。例如韌性抗彎矩構架之梁塑鉸，或結構牆基底與連接梁之撓曲塑鉸。若建築物橫膈版在側力抵抗構件間之跨度不長時，彈性之橫膈版行為不難達成。**若建築物橫膈版之撓曲或剪力強度發生在豎向耐震構材降伏之前，設計者宜考慮增加橫膈版之強度。**

# 地震力傳遞路徑

**18.9.3.1** 所有橫隔版及其接合部應設計使其能傳遞力量至集力構件與抵抗地震力系統之豎向構件。

**18.9.3.2** 若結構橫隔版系統之構件，以承受軸向力為主，並用以傳遞開孔或不連續處之橫隔版剪力或彎矩時，其應符合第**18.9.7.6**與**18.9.7.7**節對集力構件之設計要求。





# 橫隔板

## 18.9.4 合成場鑄上覆橫隔板

18.9.4.1 預鑄樓版或屋頂版系統上之合成場鑄上覆版，如滿足下列條件應可視為結構橫隔板：

- (1) 上覆版須配置適當鋼筋。
- (2) 澆置上覆版時，已硬固混凝土表面須為清潔、無浮渣且經粗糙處理。

## 18.9.5 非合成場鑄上覆橫隔板

18.9.5.1 若將預鑄樓版或屋頂系統上之非合成場鑄上覆版視為橫隔板時，應可設計與配置使其能單獨傳遞全部之設計地震力。

## 18.9.6 橫隔板之最小厚度

18.9.6.1 鋼筋混凝土或合成上覆版作為傳遞地震力之橫隔板使用時，其最小厚度應不小於5 cm。置於預鑄樓版系統上之非合成場鑄上覆版，如作為傳遞設計地震力之橫隔板使用時，其最小厚度應不小於6.5 cm。

## 鋼筋

**18.9.7.1** 橫隔板最小鋼筋比須依照第24.4節(收縮與溫度鋼筋)之規定。對非後拉樓版與屋頂版系統而言，每一方向鋼筋之間距應不超過45 cm。預鑄樓版與屋頂版上之覆版如使用銲接鋼線網用以抵抗剪力時，平行預鑄構材間接縫方向鋼線的中心距應不小於25 cm。剪力筋應連續並均勻分布於剪力平面上。

**18.9.7.3** 用以抵抗集力構件力、橫隔板剪力或撓曲拉力之鋼筋，其伸展或續接應達 $f_y$ 之拉力強度。

**18.9.7.4** 鋼筋之機械式續接若用於抵抗地震力系統中傳遞橫隔板與豎向構件間之力量時，應採用第三類機械式續接。

**18.9.7.5** 集力構件之縱向鋼筋應設計確保在下述(a)或(b)的長度內之平均拉應力不超過 $\phi f_y$ ，其中 $f_y$ 值的上限為4200 kgf/cm<sup>2</sup>[420MPa]。

(臨界斷面上限提高為5600 kgf/cm<sup>2</sup>，表20.2.2.4(a))

(a) 集力構件端部與傳遞載重至垂直構件起始處之間的長度。

(b) 兩垂直構件之間的長度。

# 集力構件

18.9.7.6 集力構件任一斷面之壓應力若超過 $0.2f'_c$ ，應在構件全長配置符合第18.4.5.2(a)至(e)及18.4.5.3節之規定之橫向鋼筋，但第18.4.5.3(a)節中之間距限制應調整為集力構件最小尺度之1/3。橫向鋼筋之配置量應符合表18.9.7.6之規定。此特殊橫向鋼筋可在混凝土壓應力小於 $0.15f'_c$ 之斷面處終止。當設計力考量抵抗地震力系統中豎向構材超額強度效應而放大時，限制值 $0.2f'_c$ 應增加至 $0.5f'_c$ 而 $0.15f'_c$ 應增加至 $0.4f'_c$ 。

表 18.9.7.6 集力構件之橫向鋼筋

橫向鋼筋	適用表達式		
直線型閉合箍筋 $A_{sh}/sb_c$	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$		(a)
螺箍與圓形閉合箍筋之 $\rho_s$	取大值	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)

## 集力構件

**18.9.7.7** 集力構件之縱向鋼筋在續接處與錨定處須符合下列(a)或(b)任一規定：

(a) 鋼筋中心間距至少達3倍縱向鋼筋直徑，但不得小於4 cm，且混凝土淨保護層至少達2.5倍縱向鋼筋直徑，但不得小於5 cm。

(b) 橫向鋼筋之面積 $A_v$ 應至少大於 $0.2\sqrt{f'_c}b_ws/f_{yt}$ 與

$3.5b_ws/f_{yt}$ ，但須符合第**18.9.7.6**節規定者，須按其規定。

## 撓曲強度 & 剪力強度

**18.9.8.1** 橫膈版或其中一部份承受撓曲時，其設計應按第12章之規定。開孔的效應須加以考慮。

**18.9.9.1** 橫膈版之 $V_n$ 應不超過下值：

$$V_n = A_{cv} \left( 0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right) \quad (18.9.9.1)$$

預鑄樓版或屋頂版構材上以場鑄非合成上覆版當作橫膈版使用時， $A_{cv}$ 須以非合成上覆版之厚度為準。但若以場鑄合成上覆版當做橫膈版使用時， $A_{cv}$ 須採計合成上覆版與預鑄構材之總厚度。計算合成場鑄上覆版橫膈版 $V_n$ 所用之 $f'_c$ 值，應不超過上覆版與預鑄構材 $f'_c$ 值之小者。

**18.9.9.2** 橫膈版之 $V_n$ 應不超過 $2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$

## 撓曲強度 & 剪力強度

**18.9.9.3** 於場鑄非合成與合成上覆版內，且為相鄰預鑄構材間接縫之上方界面，其 $V_n$ 應不超過下值：

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (18.9.9.3)$$

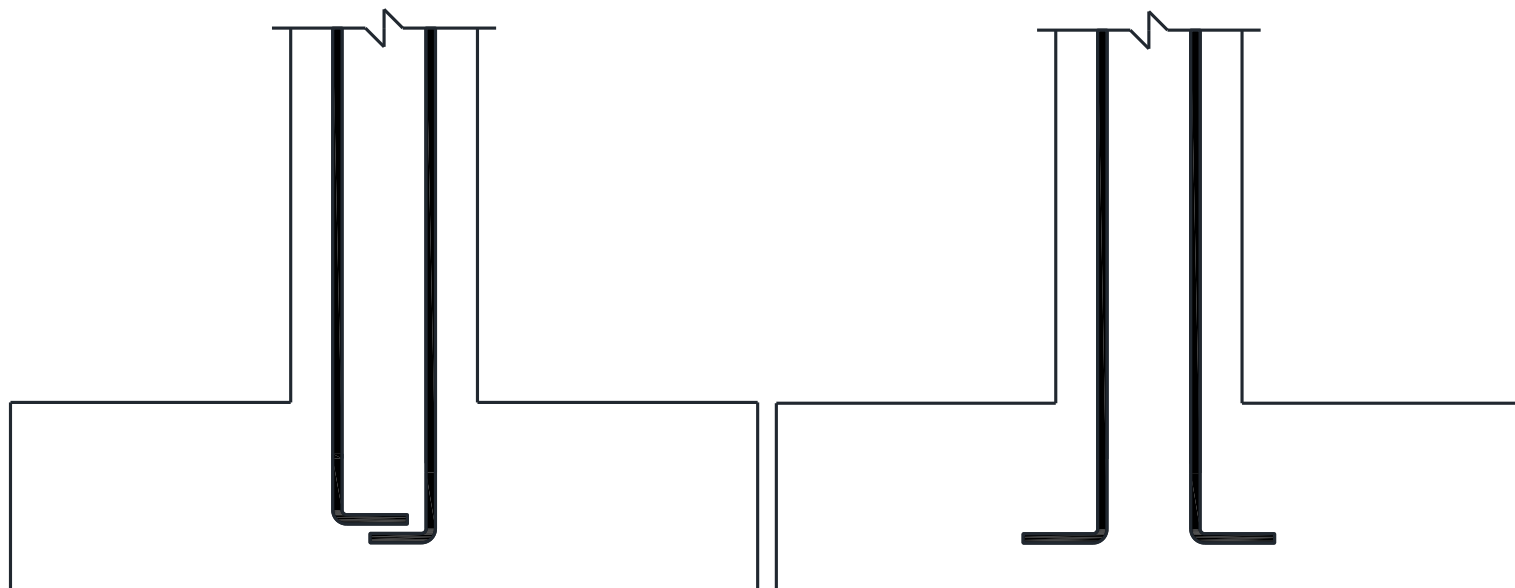
式中 $A_{vf}$ 為上覆版內剪力摩擦鋼筋之總斷面積，其包含垂直預鑄系統接縫之分布與邊界鋼筋。摩擦係數 $\mu$ 取 $1.0\lambda$ ，而 $\lambda$ (輕質混凝土係數)係按第**19.2.4**節之規定。至少應有半數以上之 $A_{vf}$ 鋼筋須均勻分布在潛在剪力面之長度內。上覆版內任一方向之分布鋼筋面積應符合第**24.4.3.2**節(溫度與收縮鋼筋)之規定。

**18.9.9.4** 於場鑄非合成與合成上覆版內，且為相鄰預鑄構材間接縫之上方界面，其 $V_n$ 應不超過第**22.9.4.4**節之限制值(剪力摩擦上限)，而 $A_c$ 值之計算係以上覆版之厚度為準。



# 基礎

## 基腳、筏基與樁帽



**18.10.2.1** 抵抗地震力之柱與結構牆之縱向鋼筋，應延伸入基腳、筏基或樁帽，其深度應使交接面之縱向鋼筋能充分發展其拉力。

**18.10.2.2** 柱設計假設固接於基礎時，應符合第**18.10.2.1**節之規定，抵抗彎矩之縱向鋼筋，**若須**設置彎鉤，應在接近基礎底面設置 $90^\circ$ 彎鉤，彎鉤之自由端應指向柱中心。

**18.10.2.3** 柱或結構牆邊界構材，其邊界距基腳邊緣小於 $1/2$ 基腳深度時，應自基腳頂部配置符合第18.4.5.2至18.4.5.4節之橫向鋼筋，此橫向鋼筋應延伸入基腳、筏基版或樁帽至少一個伸展長度，此長度之計算應使柱或邊界構材之縱向鋼筋能發展其拉力 $f_y$ 之值。

**18.10.2.4** 地震效應如使特殊結構牆邊界構材或柱產生拉力，應於基腳、筏基或樁帽上層配置彎矩鋼筋以抵抗因數化載重組合之彎矩，其鋼筋量應不小於第7.6.1或9.6.1節之規定。



## 地梁與觸地版

**18.10.3.1** 地梁及筏式基礎中的梁承受柱所傳遞的彎矩，而柱係抵抗地震力系統的一部分時，該梁之設計應符合第18.3節之規定。

**18.10.3.2** 地面版於承受抵抗地震力系統中牆或柱所傳遞之面內地震力時，其設計應符合第18.9節橫膈版之規定。設計圖說應詳細指明該版係結構橫膈版，並為抵抗地震力系統的一部分。

## 基礎耐震繫材

**18.10.4.1** 除非能說明其他方法可提供等效束制，個別樁帽、墩基或鑽掘墩基應以基礎耐震繫材在正交方向上彼此相連。

**18.10.4.2** 個別位於軟弱地盤之基腳應以基礎耐震繫材相互連接。

**18.10.4.3** 除非能說明可藉由下述(a)、(b)、(c)或(d)之方法提供等效的束制，基礎耐震繫材應具受拉與受壓設計強度至少為 $0.1S_{DS}$ 乘以樁帽或柱因數化靜載重加上因數化活載重之大值。

(a) 觸地版內之鋼筋混凝土梁。

(b) 鋼筋混凝土觸地版。

(c) 堅硬岩層、硬黏性土壤或高密度粒狀土壤所提供之圍束。

(d) 其他由建築主管單位核准的方法。

**18.10.4.4** 地梁設計做為樁帽間或基腳間之水平基礎耐震繫材時，應配置連續縱向鋼筋，該鋼筋應在被支承柱內或超過被支承柱另一端外具充足的伸展長度。在不連續端，該縱向鋼筋則應錨定在樁帽或基腳內。該地梁應符合下述(a)與(b)：

(a) 地梁斷面最小尺寸應等於或大於被連繫柱間淨跨度的 $1/20$ ，但不必超過45 cm。

(b) 應配置閉合箍筋，間距不得超過斷面最小尺寸的 $1/2$ 及30 cm。



# 深基礎

# 深基礎

**18.10.5.2** 抵抗拉力的基樁、墩基或鑽掘墩基，應在其長度上配置連續縱向鋼筋以抵抗設計拉力。

現行規範(15.10.4.3)		新規範(18.10.5.3)
基樁、墩基或沉箱應在下述範圍配置符合第15.5.4節規定之橫向鋼筋：		
(1)	自構材頂起算至少5倍構材尺寸之範圍，但不得小於樁帽底起算1.8m之範圍。	見後續規定。
(2)	基樁周圍之土壤無法提供側向支撐的部份，或在水中或空氣中的部份，加上(1)項的尺寸。	基樁周圍之土壤無法提供側向支撐以避免挫屈的部分，或在水中或空氣中的部分，沿未支撐範圍內應提供符合第18.10.5.7至18.10.5.10節規定之最少縱向與橫向鋼筋。

## 解說

地震中基樁在不連續點(例如高勁度與軟弱土層介面)可能受到顯著的撓曲與剪力需求，此區域的基樁宜配置橫向鋼筋以確保韌性行為。在決定須配置較多橫向鋼筋的樁區域時，通常會將該區域擴大，以考慮打擊樁尖最後擊入深度、場鑄基樁貫入承載層深度以及高勁度與軟弱土層交界面深度可能之變異。

# 深基礎

18.10.5.4 深基礎構材之閉合箍筋、螺箍筋與箍筋終止端應為耐震彎鉤。

18.10.5.5 深基礎若經分析證明於大地震下保持彈性，且經特殊結構審查核可，則橫向鋼筋之圍束需求可適當予以放寬。

## 解說

本規範規定深基礎於大地震作用下可能降伏之區域須配置密集箍筋，使深基礎具足夠之韌性，惟若基礎採放大地震力進行設計，且基礎受力之分析適當考量基礎與土壤之互制行為，可預期基礎在大地震下保持彈性，且經特殊結構審查核可，橫向鋼筋之圍束需求可適當予以放寬。

18.10.5.6 混凝土基樁、墩基或鑽掘墩基以及基礎繫材，如僅支承一或二層承重牆構造時，可免除第18.10.5.3至18.10.5.4節對橫向鋼筋之要求。

# 場鑄混凝土基樁

表 18.10.5.7.1

新規範		
最少量鋼筋	第一與二類地盤	第三類地盤
最小縱向鋼筋比(鋼筋最少數量)	0.005(鋼筋最少根數按第 10.7.3.1 節規定)	0.005(鋼筋最少根數按第 10.7.3.1 節規定)
最小配置鋼筋樁長	下述(a)至(d)最大長度	
	(a)	1/2 樁長
	(b)	305cm
	(c)	3 倍樁直徑
	(d)	樁撓曲長度:樁帽底部至樁斷面 $0.4M_{cr}$ 超過 $M_u$ 之距離
		基樁全長，除[1]或[2]規定外

[1]對於充分埋入堅實土壤或岩石的基樁而言，鋼筋應可在樁尖以上一段距離處終止，該距離應為樁長的5%與在岩石或堅實土壤中長度的33%之較小值。

[2]除提供沿全長上配置的最少撓曲鋼筋之作法外，深基礎構件亦可設計能抵抗地震動與結構反應所施加的最大曲率。該曲率應包含根據土壤-基礎-結構互制加以修正的自由場土壤應變，該土壤-基礎-結構互制應考慮由結構傳遞至基礎的地震力所造成的基礎構件變形。最小配置鋼筋樁長不應小於第一與二類地盤之要求。



# 場鑄混凝土基樁

表 18.10.5.7.1(續)

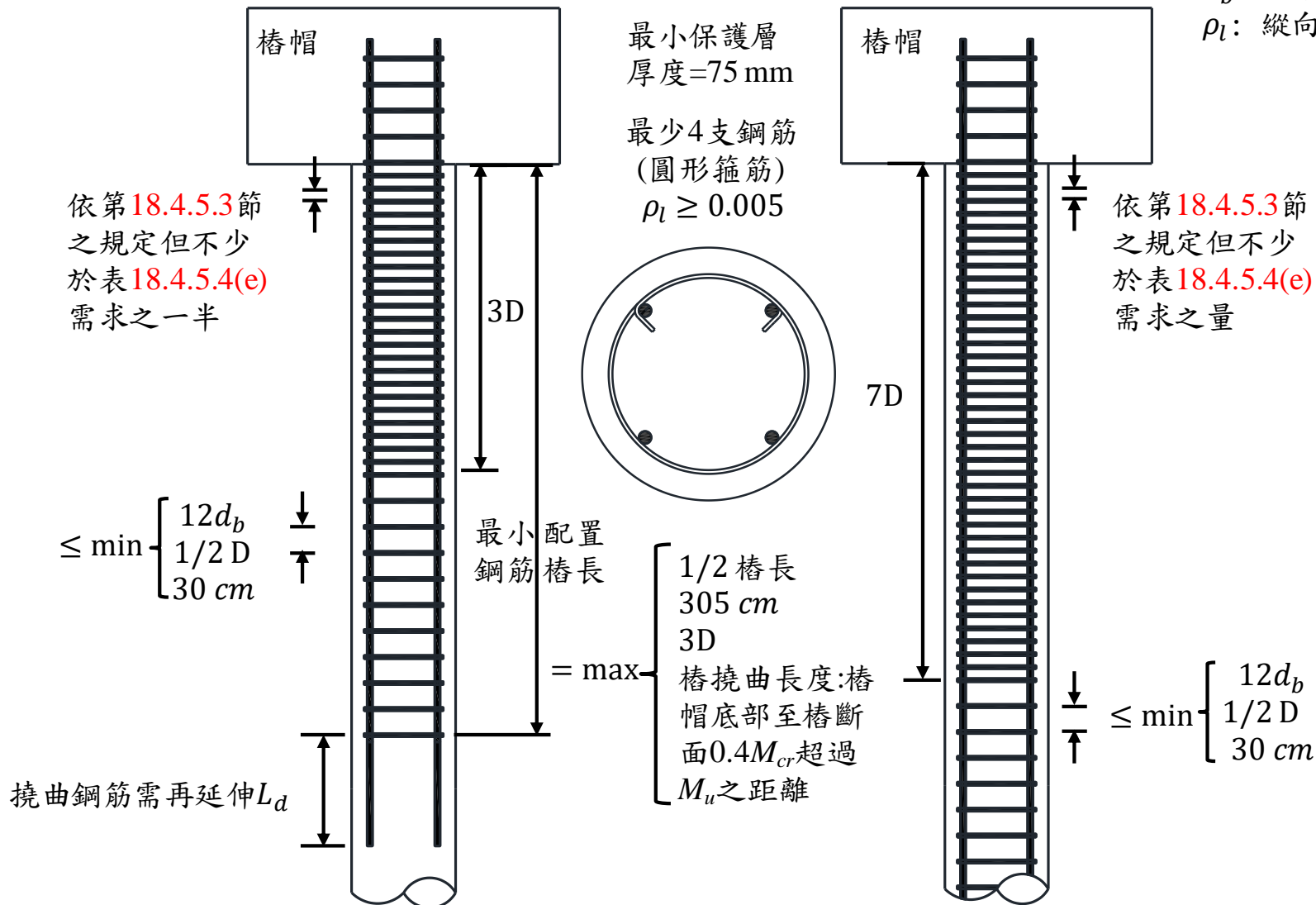
新規範草案				
最少量鋼筋		第一與二類地盤		第三類地盤
橫向圍束鋼筋區域	區域長度	自樁帽底部起3倍樁直徑		自樁帽底部起7倍樁直徑
	橫向鋼筋種類	對≤ 50 cm直徑的基樁，最小D10閉合箍筋或10 mm直徑之螺箍筋 對> 50 cm直徑的基樁，最小D13閉合箍筋或13 mm直徑之螺箍筋		
		按第18.4.5.2節之規定		
	橫向鋼筋間距與用量	依第18.4.5.3節之規定但不少於表18.4.5.4(e)需求之一半		依第18.4.5.3節之規定但不少於表18.4.5.4(e)需求之量
其他有配置鋼筋區域之橫向鋼筋	橫向鋼筋種類	對≤ 50 cm直徑的基樁，最小D10閉合箍筋或10 mm直徑之螺箍筋 對> 50 cm直徑的基樁，最小D13閉合箍筋或13 mm直徑之螺箍筋		
		按第18.4.5.2節之規定		
	橫向鋼筋間距與用量	間距不應超過下述(a)至(c)之最小值		
		(a)	12倍縱向鋼筋直徑	
		(b)	1/2 樁直徑	
		(c)	30 cm	

# 場鑄混凝土基樁

$D$ : 基樁直徑

$d_b$ : 縱向鋼筋直徑

$\rho_l$ : 縱向鋼筋比





# 場鑄混凝土基樁

配置符合18.4.5.2、18.4.5.3及18.4.5.4(e)規定之橫向鋼筋

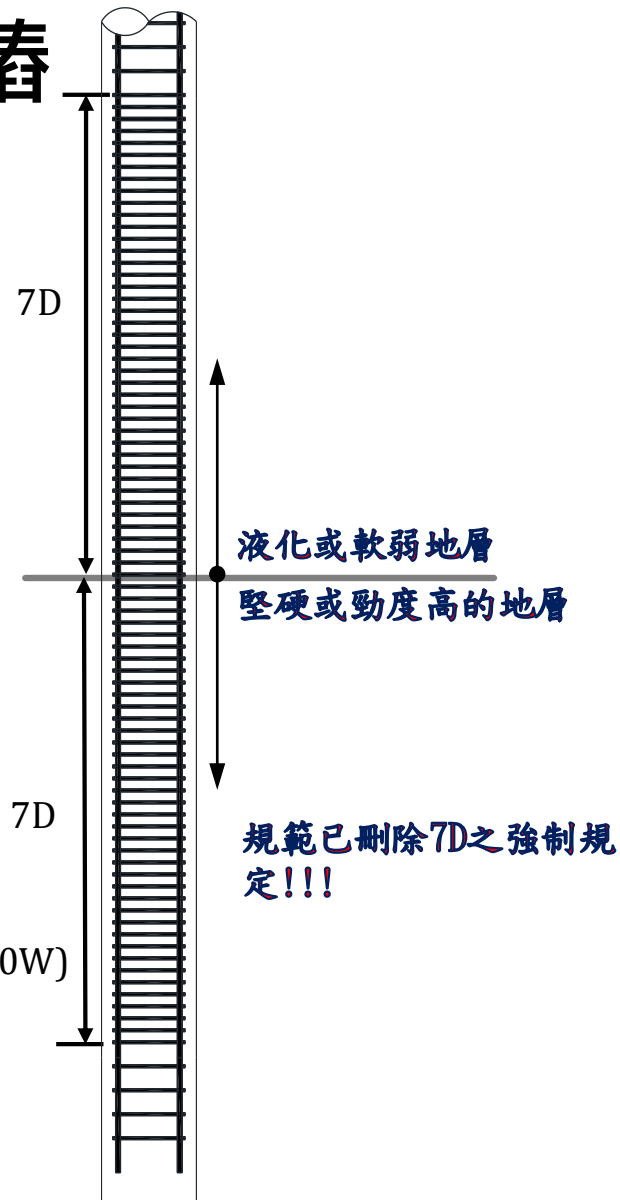
18.4.5.2 橫向鋼筋須符合(a)至(f)之規定：

- 橫向鋼筋應包含單個或重疊螺箍筋、圓形閉合箍筋或含與不含繫筋之單個或重疊直線型閉合箍筋。
- 直線型閉合箍筋與繫筋之彎轉段均需圍繞於外周之縱向鋼筋。
- 在第25.7.2.2節規定之限制下，繫筋應可使用與閉合箍筋同尺度或較小之鋼筋。沿著縱向鋼筋與沿著斷面周邊，相鄰繫筋端部應交替。
- 直線型閉合箍筋或繫筋應按25.7.2.2節與25.7.2.3節規定提供縱向鋼筋側向支撐。
- 鋼筋應配置使沿柱周邊上，受繫筋轉角或閉合箍筋各肢側向支撐之縱向鋼筋間距 $h_x$ 不超過35 cm。
- 在 $P_u > 0.3A_g f'_c$  或  $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$  之直線型閉合箍筋柱，沿柱核心周邊之每一縱向鋼筋或束筋應有閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段所提供之側向支撐，且 $h_x$ 之值應不超過20 cm。 $P_u$ 應為含 $E$ 之因數化載重組合所得之最大壓力。

18.4.5.3

$$\text{塑鉸區橫向鋼筋間距 } s_0 \leq \begin{cases} 6d_b (\text{SD 420W}), 5.5d_b (\text{SD 490W}), 5d_b (\text{SD 560W}) \\ \frac{1}{4} \text{柱最小尺度} \\ 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right), \leq 15 \text{ cm}; \geq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

18.4.5.4(e) 閉合箍筋  $\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$



## 場鑄混凝土基樁

**18.10.5.7.2** 最少縱向與橫向鋼筋應按表**18.10.5.7.1**之規定，自樁頂起沿最小配置鋼筋樁長配置。

**18.10.5.7.3** 縱向鋼筋應在基樁的撓曲長度外延伸至少一個受拉伸展長度，根據表18.10.5.7.1，撓曲長度定義為自樁帽底至 $0.4M_{cr} > M_u$ 之距離。

## 預鑄非預力混凝土基樁

**18.10.5.10.1** 對於預鑄混凝土打擊基樁而言，橫向鋼筋配置長度應足夠，以能因應樁尖最後擊入深度可能之變異。

**18.10.5.10.2** 預鑄非預力混凝土基樁應符合下述(a)至(d)以及表18.10.5.7.1關於無套管場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁之規定。

(a) 最小縱向鋼筋比應為0.01。

(b) 對於樁徑 $\leq 50$  cm的基樁，縱向鋼筋應被最小D10閉合箍筋或10 mm直徑之螺箍筋圍繞，對於樁徑 $\geq 50$  cm的基樁，縱向鋼筋應被最小D13箍筋或13 mm直徑之螺箍筋圍繞。

(c) 橫向鋼筋在樁帽底起算3倍最小斷面尺度的區域內，其間距不應超過8倍最小縱向鋼筋直徑與15 cm的較小值。

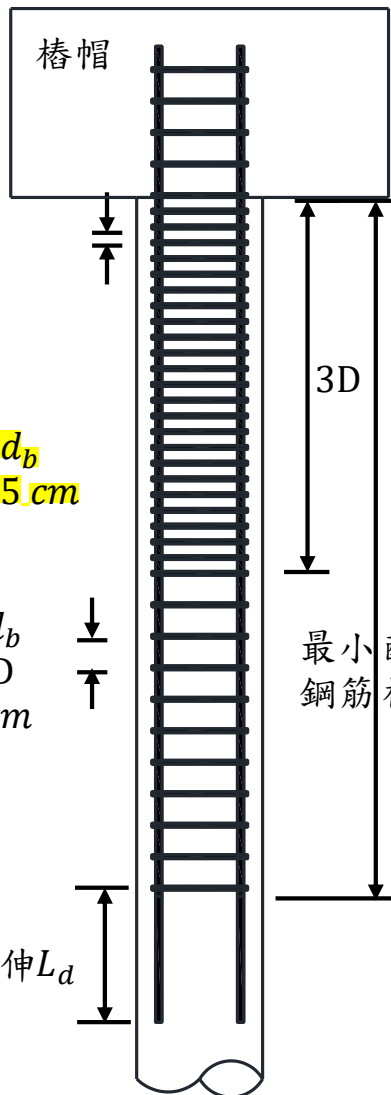
(d) 沿基樁全長內，橫向鋼筋間距不應超過15 cm。

# 預鑄非預力混凝土基樁

依第18.4.5.3節之規定且符合但不少於表18.4.5.4(e)需求之一半且橫向鋼筋在樁帽底起算3倍最小斷面尺度的區域內，其間距亦符合  $\leq \min \begin{cases} 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$

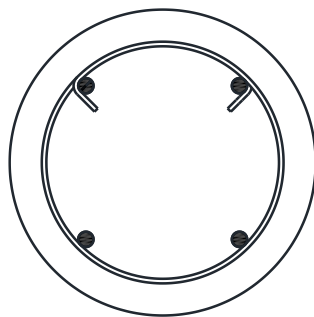
$$\leq \min \begin{cases} 12d_b \\ \frac{1}{2} D \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

撓曲鋼筋需再延伸 $L_d$



最小保護層  
厚度=75 mm

最少4支鋼筋  
(圓形箍筋)  
 $\rho_l \geq 0.01$

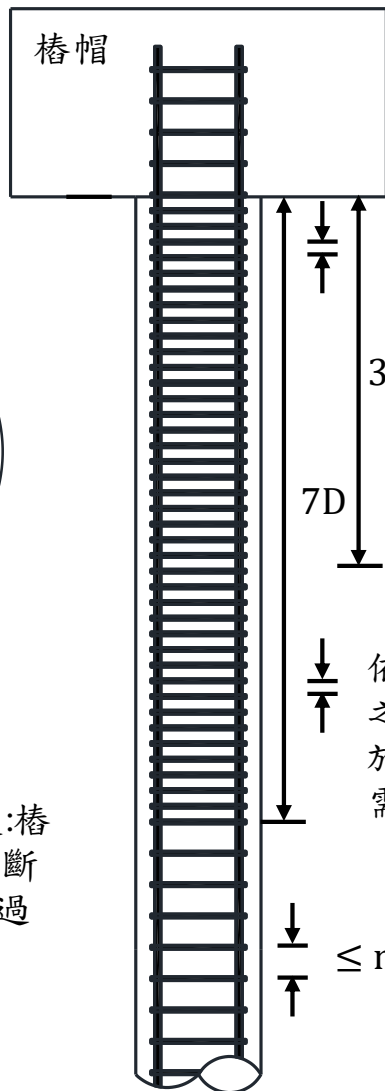


最小配置  
鋼筋 樁長

= max

$\frac{1}{2}$  樁長  
305 cm  
3D

樁撓曲長度: 樁帽底部至樁斷面 $0.4M_{cr}$ 超過 $M_u$ 之距離



$D$ : 基樁直徑

$d_b$ : 縱向鋼筋直徑

$\rho_l$ : 縱向鋼筋比

依第18.4.5.3節之規定且符合但不少於表18.4.5.4(e)需求之一半量且橫向鋼筋在樁帽底起算3倍最小斷面尺度的區域內，其間距亦符合  $\leq \min \begin{cases} 8d_b \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$

依第18.4.5.3節之規定但不少於表18.4.5.4(e)需求之量

$$\leq \min \begin{cases} 12d_b \\ \frac{1}{2} D \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

## 預鑄預力混凝土基樁

**18.10.5.10.3** 預鑄預力混凝土基樁應符合下述(a)至(e)之規定，且韌性基樁區域應定義自樁帽底至曲率為零之點在加上3倍最小基樁尺寸，但不小於10.65 m，若在土壤中的總樁長等於或小於10.65 m，則應取基樁全長為韌性基樁區域。

- (a) 在韌性基樁區域，螺箍筋或閉合箍筋心到心的間距不應超過0.2倍最小基樁尺寸、6倍縱向鋼絞線直徑與15 cm之最小值。
- (b) 螺箍筋續接應採完整一圈之搭接、銲接或使用機械式續接。若螺箍筋採搭接，則螺箍筋末端應具耐震彎鉤，竹節鋼筋的機械式續接與銲接應符合地25.5.7節之規定。
- (c) 若橫向鋼筋由螺箍筋或圓形閉合箍筋所構成，則韌性基樁區內的橫向鋼筋體積比應不小於式(18.10.5.10.3a)計算所得或式(18.10.5.10.3b)更精確計算所得之值，所需的體積比 $\rho_s$ 可透過內圈與外圈螺箍筋來提供。

$$0.2 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (18.10.5.10.3a)$$

$$0.06 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 2.8 + \frac{2.3 P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.10.5.10.3b)$$

其中 $f_{yt}$ 不應大於7000kgf/cm<sup>2</sup>

## 預鑄預力混凝土基樁(續)

(d)在韌性基樁區域之外，螺箍筋或閉合箍筋之體積比應不小於韌性基樁區域所需用量之半，且最大間距應符合表13.4.5.6(b)之規定

(e)若橫向鋼筋由矩形閉合箍筋或繫筋所構成，則韌性區域之橫向鋼筋總斷面應取式(18.10.5.10.3c)與(18.10.5.10.3d)之大值，閉合箍筋與繫筋應採不小於D10之竹節鋼筋，矩形閉合箍筋端部應以耐震彎鉤終止於轉角處。

$$A_{sh} = 0.3 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0 \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.10.5.10.3c)$$

$$A_{sh} = 0.12 s_{bc} \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.10.5.10.3d)$$

其中 $f_{yt}$ 不應大於7000kgf/cm<sup>2</sup>

**18.10.5.10.4** 預鑄預力混凝土基樁受地震側向力與軸力聯合作用下之最大因數化軸力不應超過下述值

(a) 方形基樁： $0.2A_g f'_c$

(b) 圓形或八角形基樁： $0.4A_g f'_c$

# 預鑄預力混凝土基樁

$D$ : 基樁直徑  
 $d_b$ : 縱向鋼絞線直徑

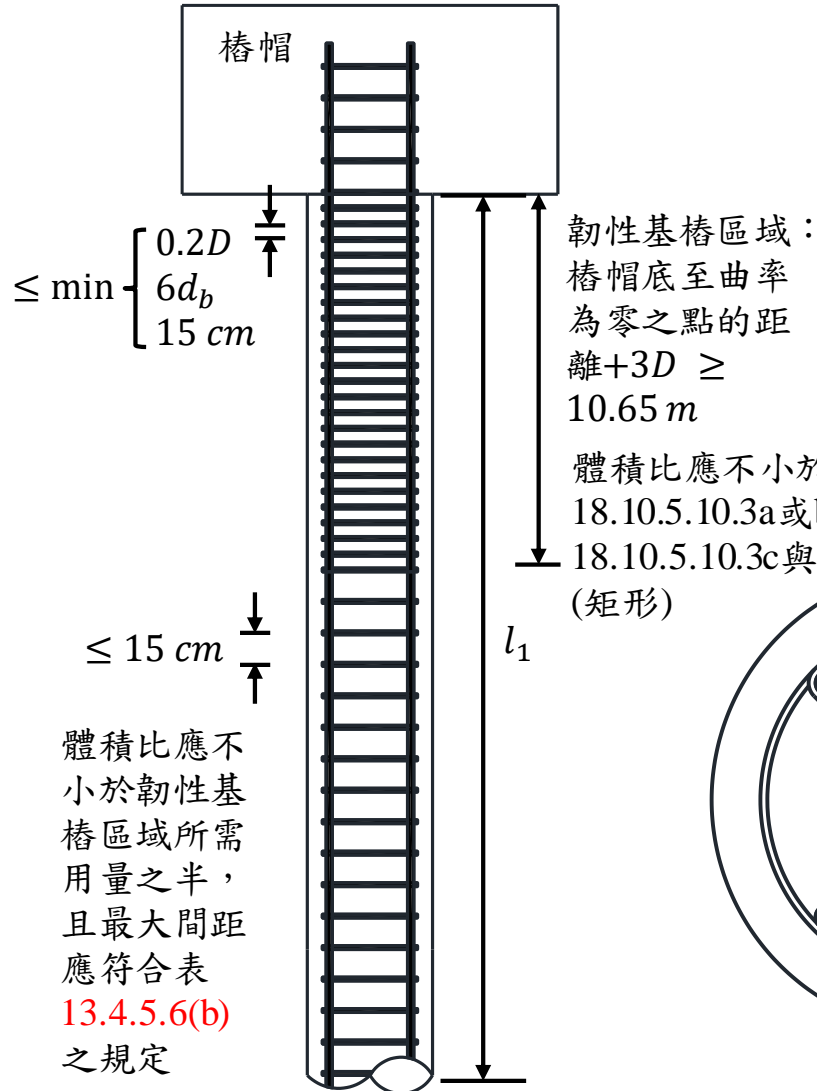
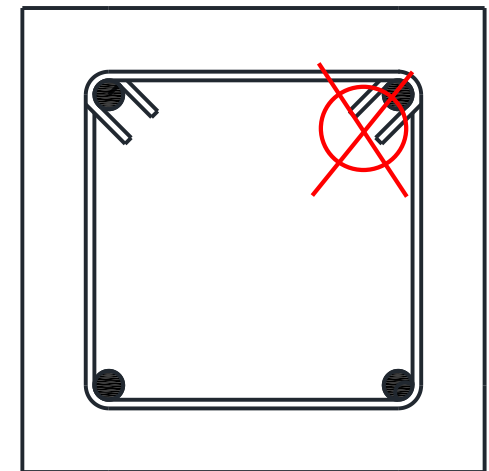
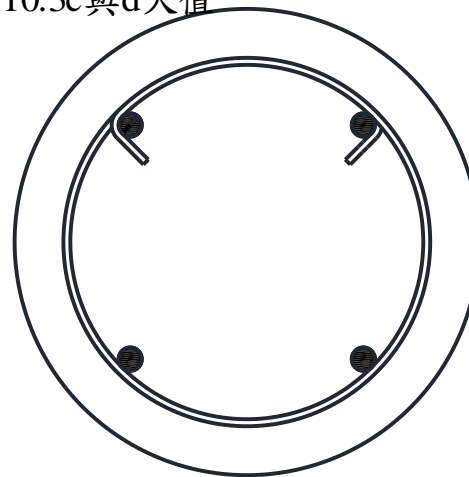


表13.4.5.6(b) 最大橫向鋼筋間距

鋼線加固位置	最大心至心間距(cm)
基樁兩端起5個橫箍圍束	2.5
距基樁兩端60cm	10
基樁其餘位置	15





## 基樁、墩基與鑽掘墩基之錨定

**18.10.6.1** 基樁、墩基或鑽掘墩基中抵抗拉力載重之縱向鋼筋應設計能在樁帽內將拉力傳遞至被支承之結構構材。

**18.10.6.2** 混凝土基樁與混凝土填充管基樁與樁帽之連接，應將基樁鋼筋埋入樁帽一個伸展長度的距離，或使用現場施工錨定於混凝土基樁的插接筋。對於竹節鋼筋而言，若基樁受壓，則應使用受壓伸展長度。若有上舉，則應使用受拉伸展長度，且不可使用超量鋼筋來折減伸展長度。

**18.10.6.3** 當地震引起的拉力由樁帽或筏基傳遞至預鑄樁時，如傳遞的方法係採用鋼筋，由樁頂灌漿或後置植入，此灌漿系統應以實驗證明能至少發展出鋼筋之 $1.25f_y$ 。





簡報結束  
敬請指教

