

「新版 RC 設計規範之精進內容與程式介紹」研討會

# 土木401-112 混凝土工程設計規範之最新修訂重點



歐昱辰 特聘教授

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

時間:民國112年8月25日(星期五)

地點:科學工藝博物館

---

# 簡報大綱

- 重要勘誤修訂
- 特殊結構牆修訂與設計例
- 彎鉤與擴頭鋼筋受拉伸展長度修訂
- 混凝土剪力強度尺寸效應修訂
- 營建署用語修訂

---

# 重要勘誤修訂

# 搭接長度 $\psi_g$

土木401-112

鋼筋降伏強度  
(MPa)

$\psi_g$

25.4.2.4 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之伸展長度 $\ell_d$ 之計算為：

$$\ell_d = \left( \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

420

1.0

490

1.08

550

1.15

690

1.3

表25.5.2.1 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之搭接長度

搭接長度內鋼筋比 (使用 $A_s$ ) / (需求 $A_s$ )	所需搭接長度內被搭接 鋼筋面積最高百分比	搭接 分級	$\ell_{st}^{[1]}$	
≥ 2.0	50	甲級	取大值	1.0 $\Psi_g \ell_d$ 及 30 cm
	100	乙級		1.3 $\Psi_g \ell_d$ 及 30 cm
< 2.0	所有百分比	乙級	取大值	及 30 cm

# 搭接長度相關章節

## 土木401-112

25.5.3.1 受拉銲接麻面鋼線網在搭接長度內有橫交鋼線時，其拉力搭接長度 $l_{st}$ 應為 $1.3 \Psi_g l_d$ 及20 cm之較大者...

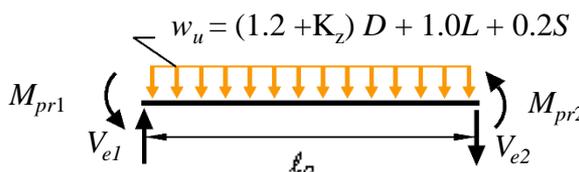
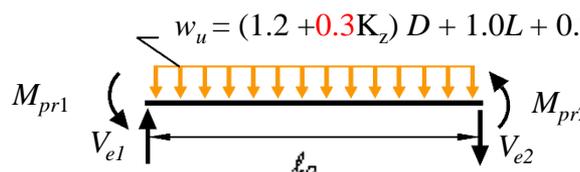
25.5.4.1 位於每一鋼線網之最外側橫交鋼線間之受拉銲接光面鋼線，其拉力搭接長度 $l_{st}$ 應至少為下列(a)至(c)之最大值：(b)  $1.5 \Psi_g l_d$  ...。

25.5.4.2 若續接長度內 (使用As / 需求As)  $\geq 2.0$ ，每一鋼線網最外橫交鋼線間之 $l_{st}$ ，應為下列(a)與(b)之較大值：(a)  $1.5 \Psi_g l_d$  ...。

25.7.1.7 除用於承受扭力或圍繞整體性鋼筋外，閉合肋筋可由一對U形肋筋搭接使之閉合，其搭接長度至少 $1.3 \Psi_g l_d$  ...。

表10.7.5.2.2 任一斷面之鋼筋搭接  $\leq 50\%$ ；搭接位置至少錯開 $\Psi_g l_d$

## 圖R18.3.5 梁與柱之設計剪力

土木401-110	土木401-112
 <p>Diagram illustrating the design shear force for a beam of length <math>l_n</math> under a uniformly distributed load <math>w_u = (1.2 + K_z) D + 1.0L + 0.2S</math>. The beam is supported by columns with moments <math>M_{pr1}</math> and <math>M_{pr2}</math>, and shear forces <math>V_{e1}</math> and <math>V_{e2}</math>.</p>	 <p>Diagram illustrating the design shear force for a beam of length <math>l_n</math> under a uniformly distributed load <math>w_u = (1.2 + 0.3K_z) D + 1.0L + 0.2S</math>. The beam is supported by columns with moments <math>M_{pr1}</math> and <math>M_{pr2}</math>, and shear forces <math>V_{e1}</math> and <math>V_{e2}</math>.</p>

$K_z$  = 垂直地震力係數，其定義請參照建築物耐震設計規範及解說。

---

# 特殊結構牆修訂與設計例

## 2.2 特殊結構牆符號與名詞定義新增與修訂

土木401-110	土木401-112
<p><math>h_w</math> = 牆自基面至頂面之總高，或所考慮牆段或牆墩之淨高。</p> <p><math>\Omega_v</math> = 超額強度因數，於牆臨界斷面時等於 <math>M_{pr}/M_u</math>。</p>	<p><math>h_n</math> = 由基面起算至抵抗地震力系統最高層之結構高度。</p> <p><math>V_{uns}</math> = 載重組合5.3.1(e)以及(g)中不包含水平地震力部分所造成的因數化剪力。</p> <p><math>V_{uEh}</math> = 載重組合5.3.1(e)以及(g)中只考慮水平地震力所造成的因數化剪力。</p> <p><math>\Omega_v</math> = 考慮牆於臨界斷面彎矩超額強度之因數</p> <p><math>h_w</math> = 全牆自底面至頂面之總高或所考慮牆段或牆墩之淨高。</p>

## 18.7.3 設計力修訂

土木401-110	土木401-112
<p>18.7.3 設計力  <math>V_u</math>應按因數化載重組合之側向力分析而得。</p> <p>18.7.3.1 設計剪力<math>V_e</math>應按下式計算：</p> $V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.7.3.1)$ <p>式中<math>V_u</math>、<math>\Omega_v</math>與<math>\omega_v</math>分別定義於第18.7.3.1.1節、第18.7.3.1.2節與第18.7.3.1.3節。</p> <p>18.7.3.1.1  <math>V_u</math>為按規範側向力分析，以因數化載重組合求得之剪力。</p>	<p>18.7.3 設計力  <math>V_u</math>應按因數化載重組合之側向力分析而得。</p> <p>18.7.3.1 若<math>V_{uEh}</math>係由線性分析所得，則設計剪力<math>V_e</math>應按下式計算：</p> $V_e = V_{nus} + (\Omega_v \omega_v) V_{uEh} \quad (18.7.3.1)$ <p><math>V_{uEh}</math>和<math>V_{uns}</math>為導致最大<math>V_e</math>之適用載重組合所產生的剪力，而<math>\omega_v</math>與<math>\Omega_v</math>則定義於第18.7.3.2節至第18.7.3.5節。</p>

## 18.7.3.2 超額強度放大因數 $\Omega_v$ 修訂

### 土木401-110

18.7.3.1.2  $\Omega_v$ 應按表18.7.3.1.2計算之。

表18.7.3.1.2 臨界斷面之超額強度因數

情況	$\Omega_v$	
$\frac{h_{wcs}}{l_w} > 1.5$	較大值	$\frac{M_{pr}}{M_u}$
		1.5
$\frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 1.5$	1.0	

[1] 產生最大 $\Omega_v$ 值之載重組合

[2] 除非更詳細之分析顯示可用更小值，惟不得小於1.0。

### 土木401-112

18.7.3.2  $\Omega_v$ 與 $\omega_v$ 應按表18.7.3.2計算之， $\Omega_v$ 亦得採撓曲臨界斷面在包含地震效應(E)之載重組合下 $M_{pr}/M_u$ 之計算值

表18.7.3.2  $\Omega_v$

情況	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/l_w \leq 1.0$	1.0	(a)
$1.0 < h_{wcs}/l_w < 2.0$	(a)與(c)之間線性內插	
$h_{wcs}/l_w \geq 2.0$	1.5	(c)

## 18.7.3.2 高模態效應之動力放大因數 $\omega_v$ 修訂

### 土木401-110

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：

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

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

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

$\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.6$  計得之值。式中  $n_s$  不應小於  $0.0028h_{wcs}$

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

$$\omega_{vd} = 1 + (\omega_v - 1)\eta_v \quad (18.7.3.1.4)$$

式中  $\eta_v$  為結構牆所抵禦之地震力佔總設計地震力之比例。

### 土木401-112

18.7.3.2  $\Omega_v$  與  $\omega_v$  應按表 18.7.3.2 計算之， $\Omega_v$  亦得採撓曲臨界斷面在包含地震效應(E)之載重組合下  $M_{pr}/M_u$  之計算值

表 18.7.3.2  $\omega_v$

情況	$\omega_v$
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$	1.0
$1.0 < h_{wcs}/\ell_w < 2.0$	
$h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$	$0.8 + 0.0288h_n^{\frac{1}{3}}$

## 18.7.3.2 解說修訂

線性分析所得之設計剪力應放大，係為考慮(i)縱向鋼筋預期產生降伏的臨界斷面之撓曲超額強度，由 $\Omega_v$ 因數加以考慮，以及(ii)高模態效應之動力放大，由 $\omega_v$ 因數加以考慮。這兩項係數僅用於放大水平地震力造成的牆剪力 $V_{uEh}$ 。設計剪力通常由表5.3.1之載重組合5.3.1(e)或5.3.1(g)所控制，視何者產生較大的設計剪力 $V_e$ ， $V_{uns}$ 為載重組合5.3.1(e)與(g)中D、L與S造成的牆剪力，或第5.3.7節至第5.3.12節中T、F與H或其他效應造成的剪力，或垂直地震力所導致的剪力。

$\Omega_v$ 係用於近似牆臨界斷面之彎矩超額強度比例 $M_{pr}/M_u$ ，此比例可由牆臨界斷面之分析求得，表18.7.3.2提供更加簡單的方法，對於 $h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$ 的牆，允許 $\Omega_v$ 採1，因為低高長比之牆不易發展出完全的彎矩降伏，對於 $h_w/\ell_w \geq 2$ 的牆，牆臨界斷面之降伏易產生彎矩超額強度， $\Omega_v$ 為1.5係假設牆之 $\phi M_n$ 相當接近彎矩需求 $M_u$ ，其中 $\phi$ 值採0.9，且縱向鋼筋拉應力在地震力作用下達 $1.25 f_y$ 。

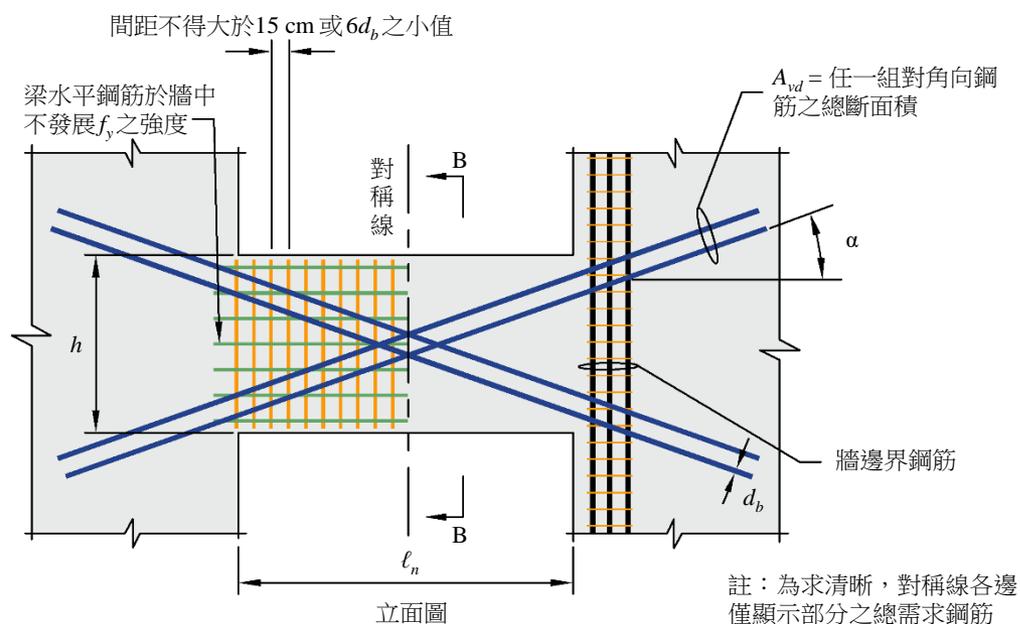
## 21.2.4.4 強度折減因數修訂

土木401-110	土木401-112
<p>對於特殊抗彎矩梁柱接頭以及具對角向鋼筋之連接梁及按第18.7.6.2節設計之牆或牆墩，其剪力<math>\phi</math>值應為0.85。</p>	<p>對於特殊抗彎矩構架之梁柱接頭以及具對角向鋼筋之連接梁<del>及按第18.7.6.2節設計之牆或牆墩</del>，其剪力<math>\phi</math>值應為0.85。</p>

## 18.7.3.3 土木401-112 新增條文

18.7.3.3 牆墩與包括連接梁的水平牆段， $\Omega_v\omega_v$ 得取1.0。

解說：牆墩或包括連接梁的水平牆段之剪力需求不須放大，因第18.7.8節、第18.7.7節與第21.2.4.1節有計算這些構材設計剪力的替代方法。



圖R18.7.7b 具對角向鋼筋之連接梁斷面全圍束之情況。為求清晰，牆之邊界鋼筋僅顯示於一側。14

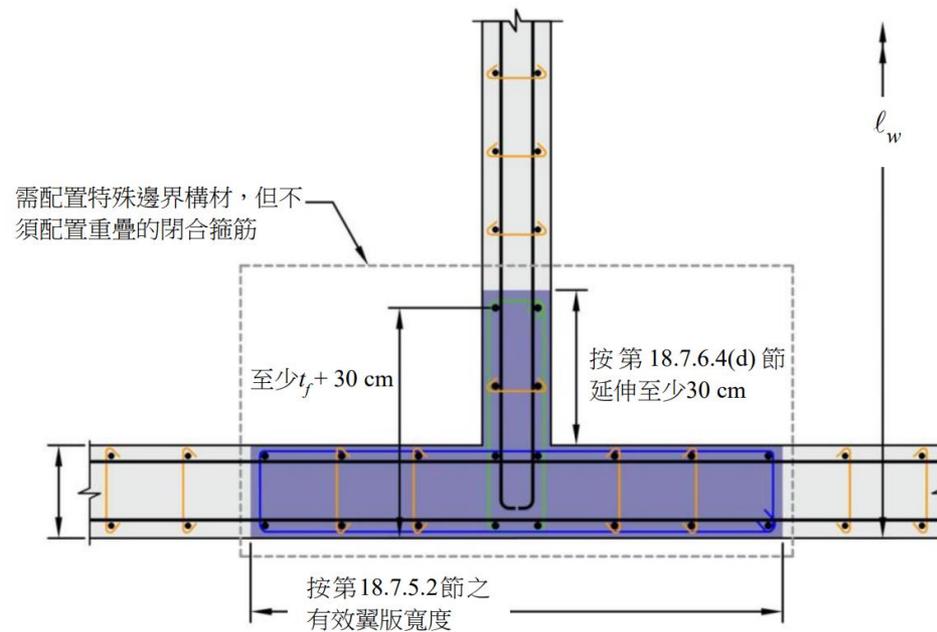
## 18.7.6.4(e) 特殊邊界構材鋼筋細節修訂

土木401-110	土木401-112
<p>18.7.6.4(e) 邊界構材配置之橫向鋼筋應符合第18.4.5.2(a)至(d)節與第18.4.5.3節之要求，但第18.4.5.3(a)節橫向鋼筋之最大間距應取邊界構材斷面最小尺度之1/3。邊界構材內橫向鋼筋最大垂直間距不應超過表18.7.6.5(b)之規定。</p>	<p>18.7.6.4(e) 邊界構材配置之橫向鋼筋應符合第18.4.5.2(a)至(d)節與第18.4.5.3節之要求，但第18.4.5.3(a)節橫向鋼筋之最大間距應取邊界構材斷面最小尺度之1/3。邊界構材內橫向鋼筋最大垂直間距亦不應超過表18.7.6.5(b)之規定。</p>

## 18.7.6.4(f) 特殊邊界構材鋼筋細節修訂

土木401-110	土木401-112
<p>橫向鋼筋之設計，應使沿著邊界構材四周受側向支撐之縱向鋼筋間距<math>h_x</math>不超過35 cm與<math>2/3</math>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。閉合箍筋一肢之長度不應超過邊界構材厚度之兩倍，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少15 cm與<math>2/3</math>邊界構材厚度之較小值。</p>	<p>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<math>h_x</math>不超過35 cm與<math>(2/3)b</math>之較小值，除邊界構材同為特殊抗彎矩構架柱之區域外，側向支撐應由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供。在與<math>l_w</math>平行方向上，除符合(i)或(ii)，閉合箍筋的長寬比不得大於2，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少15 cm與<math>(2/3)b</math>之較小值。</p> <p>(i) <math>b \geq \sqrt{l_w c / 40}</math> 且 <math>\delta_u / h_{wcs} \leq 0.012</math></p> <p>(ii) 具翼版之結構牆斷面，其腹版邊界的單側或兩側垂直方向之翼板外伸總長度至少為 <math>b_w</math> 且翼版厚度<math>t_f</math>至少為<math>b_w/2</math></p>

## 新增 圖18.7.6.4b需配置特殊邊界構材之具翼板結構牆配置例

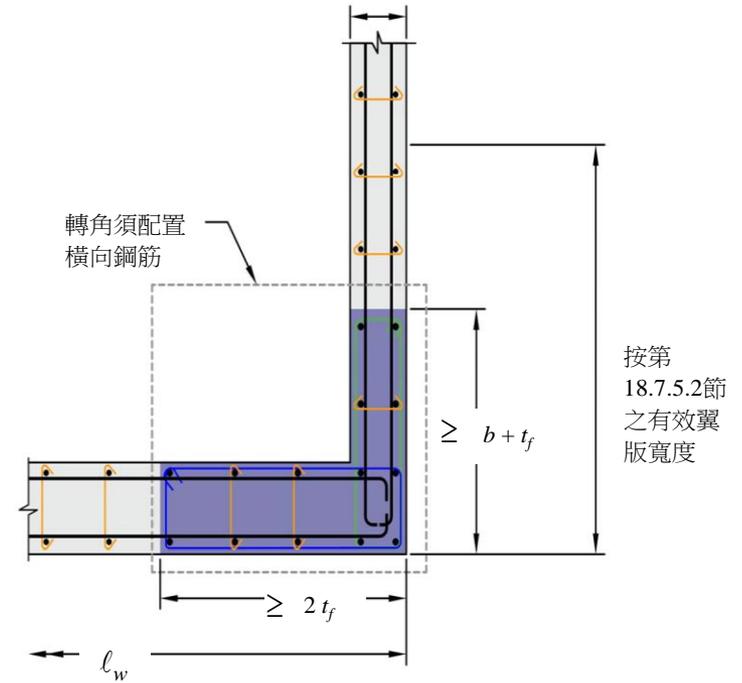


圖R18.7.6.4b 需配置特殊邊界構材之具翼板結構牆配置例

## 新增 18.7.6.5(c)

18.7.6.5(c) 除牆轉角為特殊抗彎矩構架柱外，於牆翼板和腹板相接之轉角，橫向鋼筋需延伸進腹板與翼板至少一個翼板的厚度，橫向鋼筋須滿足18.4.5.2(a)至(e)，其垂直間距須符合表18.7.6.5(b)。

解說：為應對在雙軸向載重下潛在顯著的拉壓應變需求，在牆腹版與翼版交會的轉角，應配置橫向鋼筋，如圖R18.7.6.5b所示。



圖R18.7.6.5b 不須配置特殊邊界構材之具翼板牆轉角之配置例

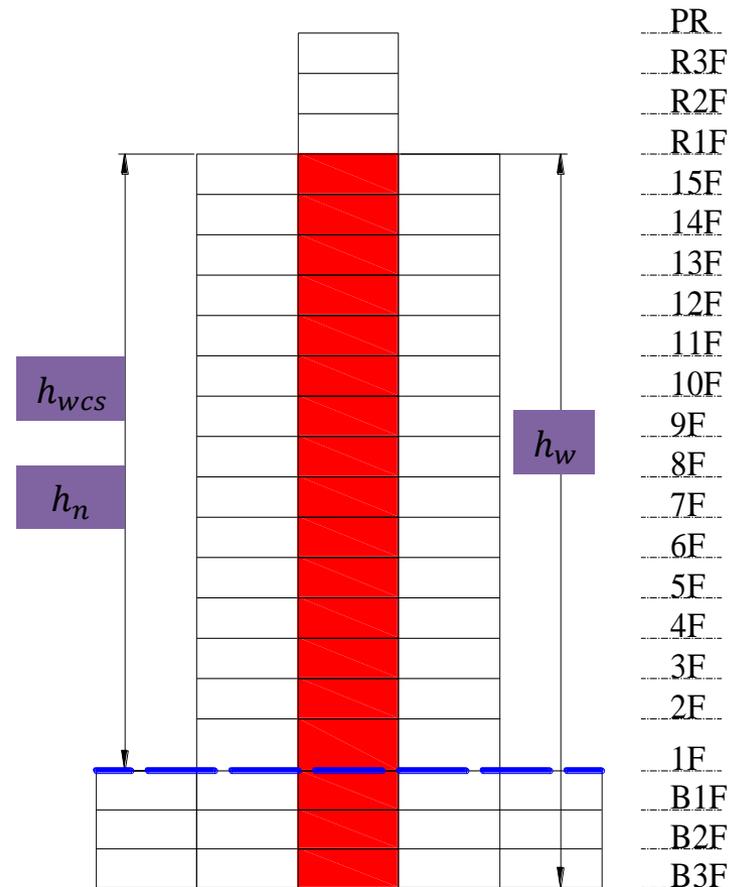
---

# 特殊結構牆案例比較

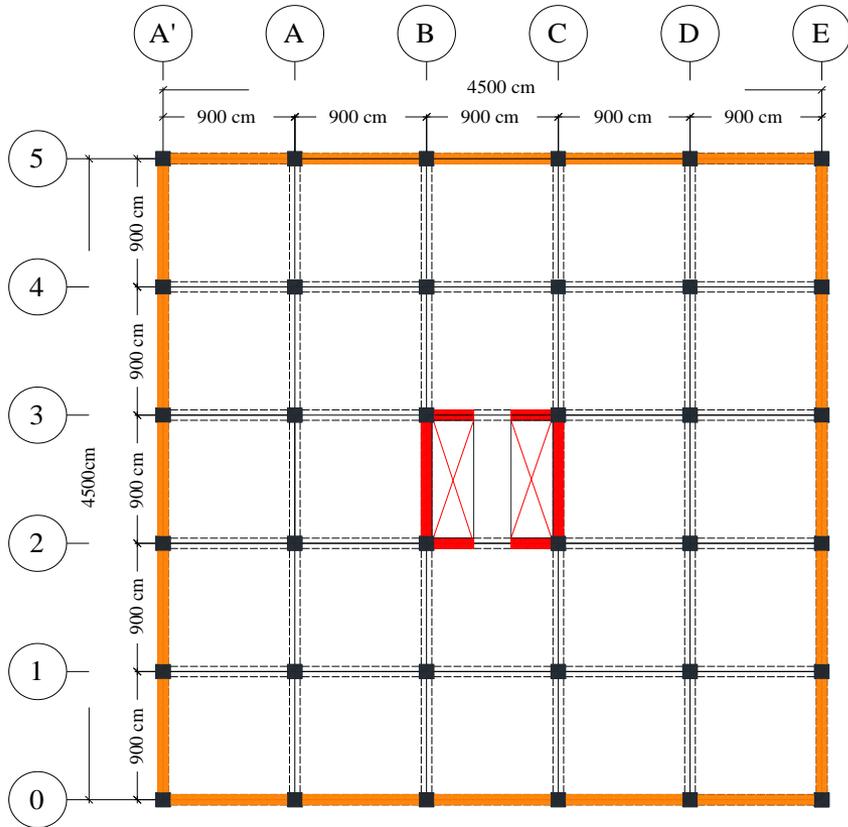
# 設計案例-基本資訊

本章節剪力牆設計範例以15層建築之3樓剪力牆為例，設計參數如下：

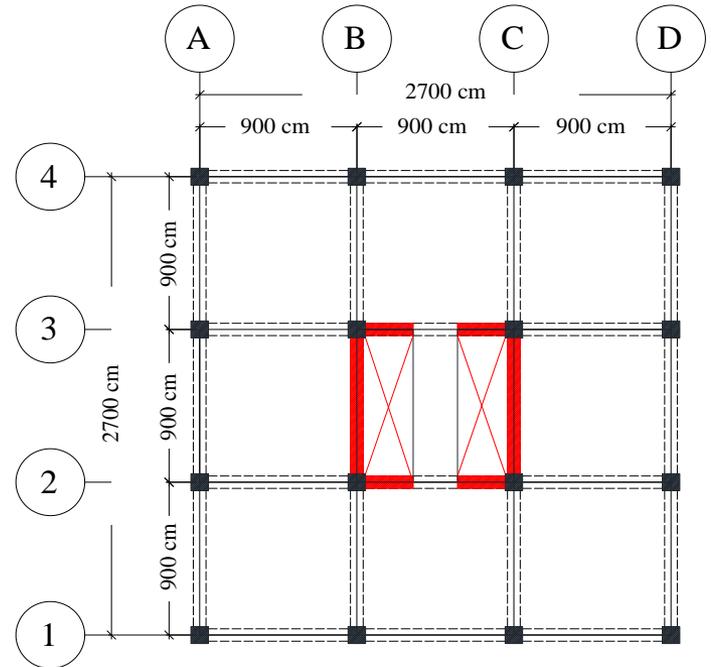
- 基地位置位於台北一區
- 地上十五層地下三層之一般住宅建築物
- 標準層高為3.3公尺
- 採用RC特殊抗彎矩構架系統加剪力牆之二元系統
- 混凝土強度最高 $f'_c = 560 \text{ kgf/cm}^2$
- 鋼筋強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- $h_n = 5040 \text{ cm}$ (基面位於1F)
- $h_w = 6150 \text{ cm}$ (牆底位於B3F)
- $h_{wcs} = 5040 \text{ cm}$ (臨界斷面位於2F牆底)



# 設計案例-基本資訊

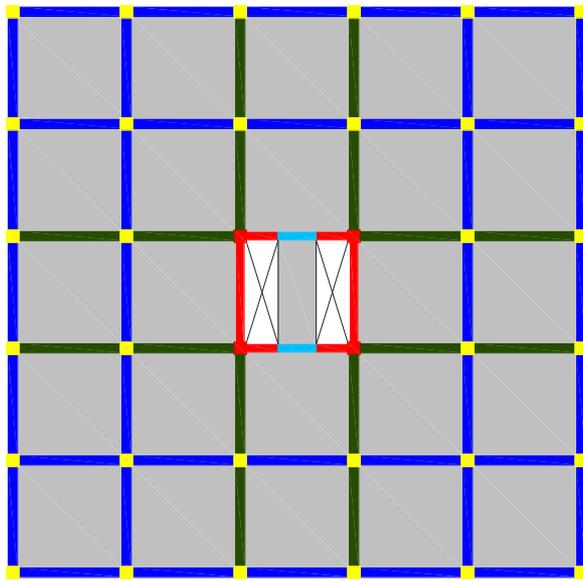


1F以下之平面圖



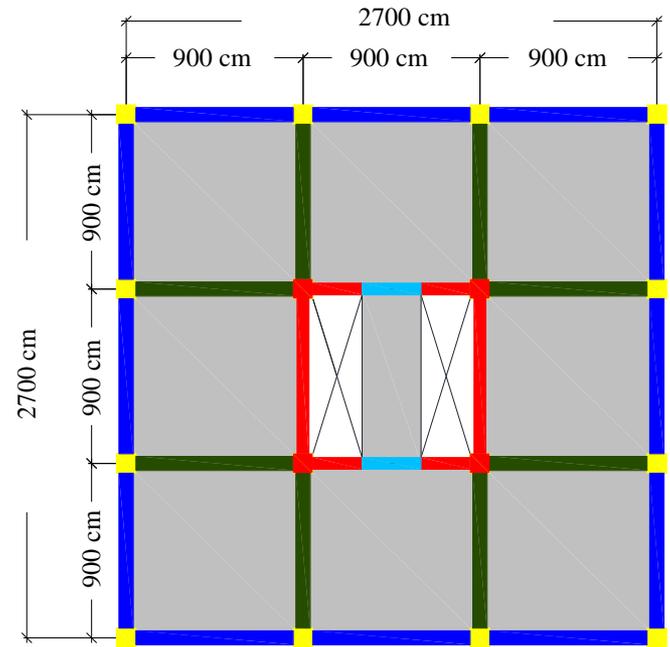
2F以上之平面圖

# 設計案例-基本資訊



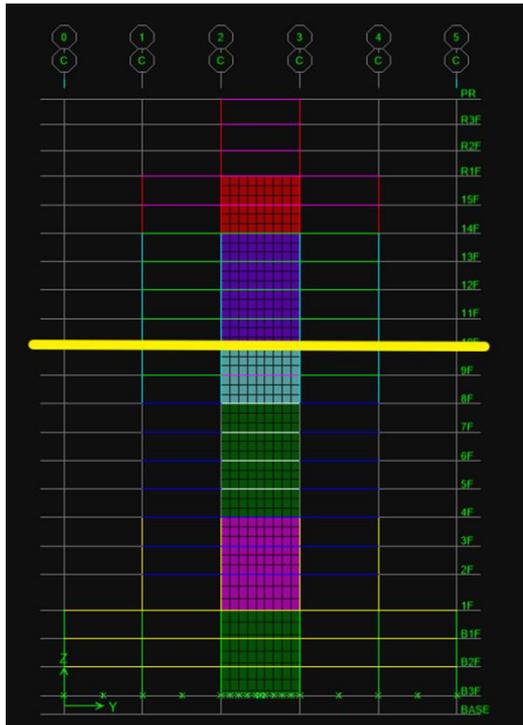
1F以下之配置

- 剪力牆與抗彎矩構架柱
- 抗彎矩構架(柱)
- 剪力連接梁
- 抗彎矩構架(梁)與集力梁
- 抗彎矩構架(梁)
- 橫隔板



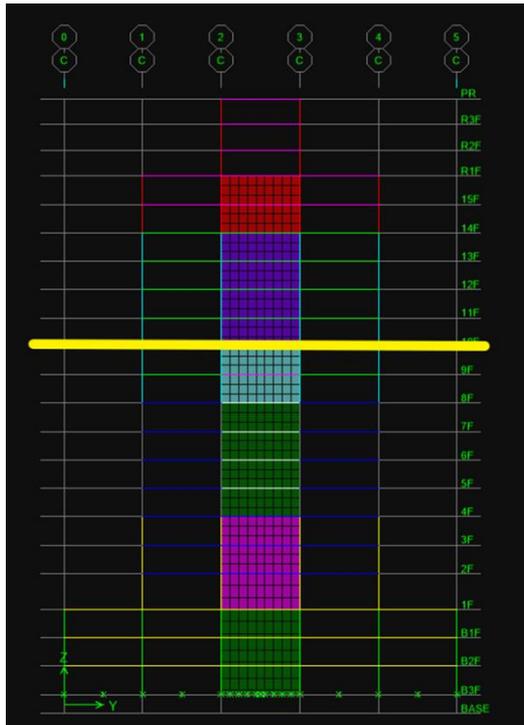
2F以上之配置

# 設計案例-構架/剪力牆尺寸



	梁	柱	牆厚	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
R1F	50X70	70X70	40	280
15F	50X70	70X70	40	280
14F	60X80	90X90	50	350
13F	60X80	90X90	50	350
12F	60X80	90X90	70	350
11F	60X80	90X90	70	350
10F	60X80	90X90	75	420
9F	60X80	90X90	75	420
8F	70X90	100X100	80	490
7F	70X90	100X100	80	490
6F	70X90	100X100	80	490
5F	70X90	100X100	80	490
4F	80X100	100X100	80	560
3F	80X100	100X100	80	560
2F	80X100	100X100	80	560
1F	80X105	110X110	100	560
B1F	80X105	110X110	100	560
B2F	65X80	110X110	100	490

# 設計案例-構架/剪力牆尺寸



	剪力牆位置之梁	樓版	小梁
R1F	50X70	15	25X50
15F	50X70		25X50
14F	60X80		30X60
13F	60X80		30X60
12F	70X80		30X60
11F	70X80		30X60
10F	70X80		30X60
9F	75X80		30X60
8F	80X90		30X60
7F	80X90		30X60
6F	80X90		30X60
5F	80X90		30X60
4F	80X100		30X60
3F	80X100		30X60
2F	80X100		30X60
1F	100X105	20	30X60
B1F	100X105		30X60
B2F	100X80		25X50

# 設計案例-上部結構地震力設計載重組合

上部結構側力的分析方式係動力反應譜分析，考慮X向之質心偏移±5%及Y向質心偏移±5%之動態地震力影響。

COMB	DL	LL	SPECx (±5%意外扭矩)	SPECy (±5%意外扭矩)	EQz
1	1.4				
2	1.2	1.6			
3	1.2	1.0	±1.0		0.3
4	1.2	1.0	0	±1.0	0.3
5	1.2	1.0	±1.0		-0.3
6	1.2	1.0		±1.0	-0.3
7	1.2	1.0	±0.3		1.0
8	1.2	1.0		±0.3	1.0
9	1.2	1.0	±0.3		-1.0
10	1.2	1.0		±0.3	-1.0
11	0.90		±1.0		0.3
12	0.90			±1.0	0.3
13	0.90		±1.0		-0.3
14	0.90			±1.0	-0.3
15	0.90		±0.3		1.0
16	0.90			±0.3	1.0
17	0.90		±0.3		-1.0
18	0.90			±0.3	-1.0

# 設計案例-地下室設計所採用之設計載重組合

考慮0度、90度正反向地震加X向±5.0%，Y向±5.0%偏心效應，及垂直地震力正反向之效應，並放大設計地震力( $V_p/V_e$ )倍構件設計時所考慮之載重組合，其中放大地震力之倍數為上構剪力牆本身放大倍率與抗彎矩構架之放大倍率，依照承受的側向力佔比加權平均：(本案目前分析之X向 $V_p/V_e=\gamma$ ；Y向 $V_p/V_e=\gamma$ )

COMB	DL	LL	EQx (±5%意外扭矩)	EQy (±5%意外扭矩)	EQz
1	1.4				
2	1.2	1.6			
3	1.2	1.0	± $\gamma$		0.3 $\gamma$
4	1.2	1.0		± $\gamma$	0.3 $\gamma$
5	1.2	1.0	± $\gamma$		-0.3 $\gamma$
6	1.2	1.0		± $\gamma$	-0.3 $\gamma$
7	1.2	1.0	±0.3 $\gamma$		$\gamma$
8	1.2	1.0		±0.3 $\gamma$	$\gamma$
9	1.2	1.0	±0.3 $\gamma$		- $\gamma$
10	1.2	1.0		±0.3 $\gamma$	- $\gamma$
11	0.9		± $\gamma$		0.3 $\gamma$
12	0.9			± $\gamma$	0.3 $\gamma$
13	0.9		± $\gamma$		-0.3 $\gamma$
14	0.9			± $\gamma$	-0.3 $\gamma$
15	0.9		±0.3 $\gamma$		$\gamma$
16	0.9			±0.3 $\gamma$	$\gamma$
17	0.9		±0.3 $\gamma$		- $\gamma$
18	0.9			±0.3 $\gamma$	- $\gamma$

## 設計案例-地下室設計所採用之設計載重組合

以本案為例，X向抗彎矩構架之受側向力佔比為53%，上構抗彎矩構架之 $V_p/V_e$ 為1.4，X向剪力牆受側向力佔比為47%，上構剪力牆的放大倍率為1.941，因此地下室整體地震力放大倍率取加權平均為1.708。

同理，Y向抗彎矩構架之受側向力佔比為35%，上構抗彎矩構架之 $V_p/V_e$ 為1.4，Y向剪力牆受側向力佔比為65%，上構剪力牆的放大倍率為1.941，因此地下室整體地震力放大倍率取加權平均為1.746。

# ETABS模型-參數設定

彈性模數  $E_c =$

$$12000\sqrt{f_c'}$$

因數化載重彈性分析可採用之慣性矩與斷面積

$f_c' \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$E_c \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$
280	200798
350	224499
420	245926
490	265631
560	283971

RC規範表6.6.3.1.1(a)

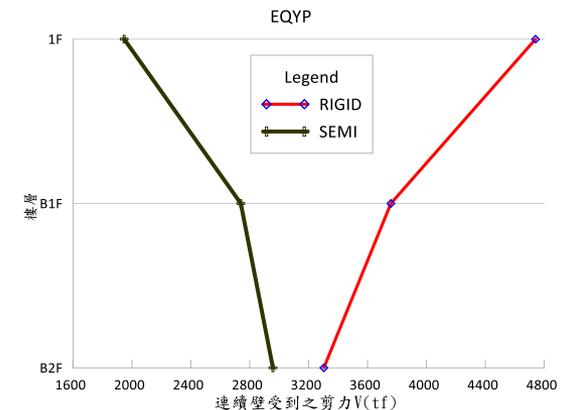
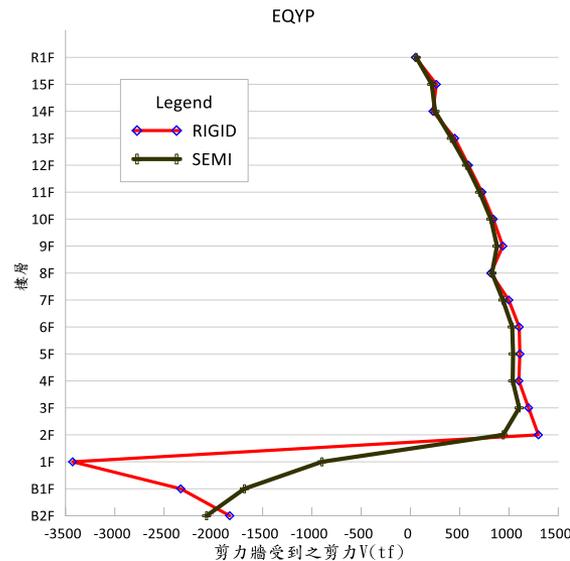
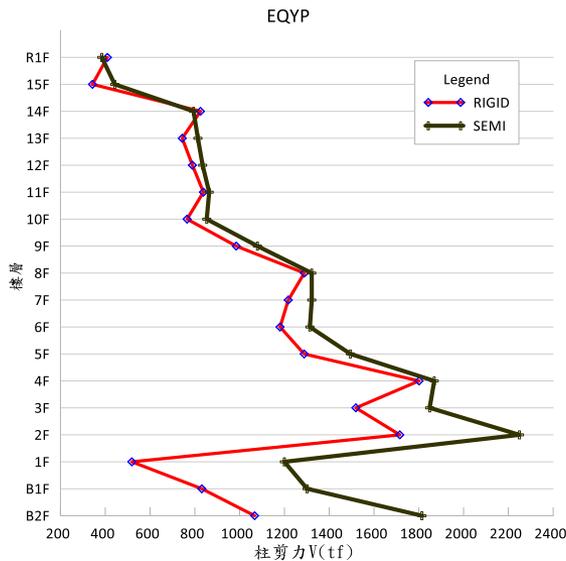
構材及其狀況		慣性矩	軸向變形斷面積	剪力變形斷面積
柱		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
牆	未開裂	$0.70I_g$		
	開裂	$0.35I_g$		
梁		$0.35I_g$		
片版及平版		$0.25I_g$		

依據上表設定ETABS模型中之折減

- 梁柱採0.7
- 剪力牆/樓版採0.35

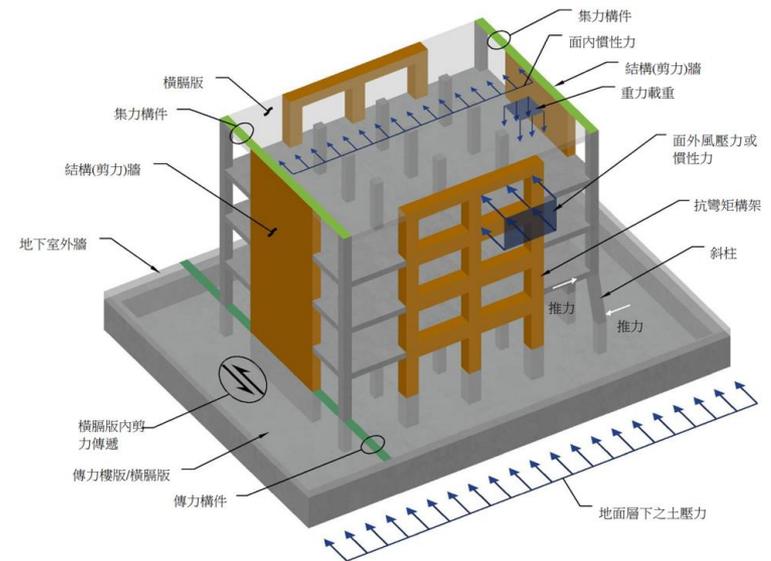
# ETABS模型-SEMI/RIGID 比較

由下三張圖可以見得，設置剛性橫隔板時，剪力牆在一樓處會有極大的反向剪力，因連續壁、跨度較大等等因素，造成下構相對於上構的勁度大量增加，在一樓處的剪力牆會須將上構的剪力牆給束制住，類似於固定端之狀況產生，因此需承受極大的反向剪力，而設置柔性橫隔板則剪力牆在下構逐層受到連續壁影響。

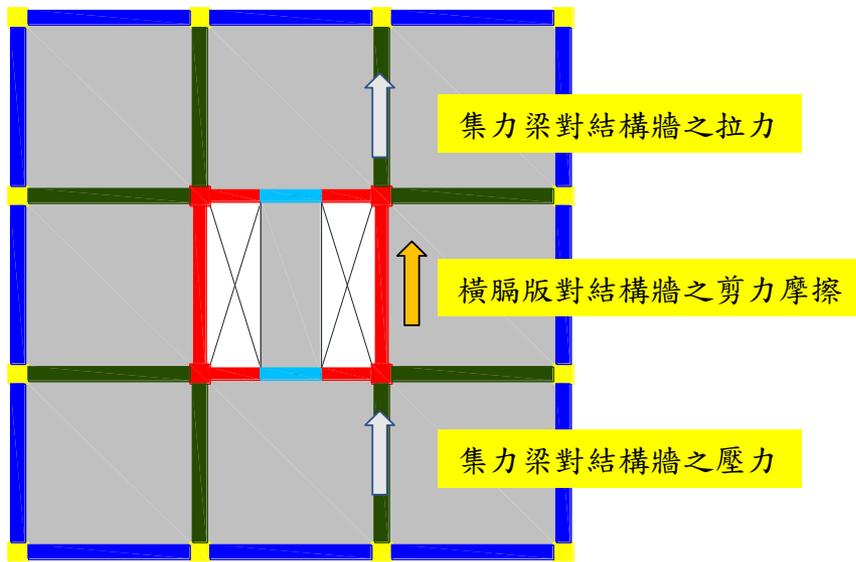


# 橫向傳力構材-設計力

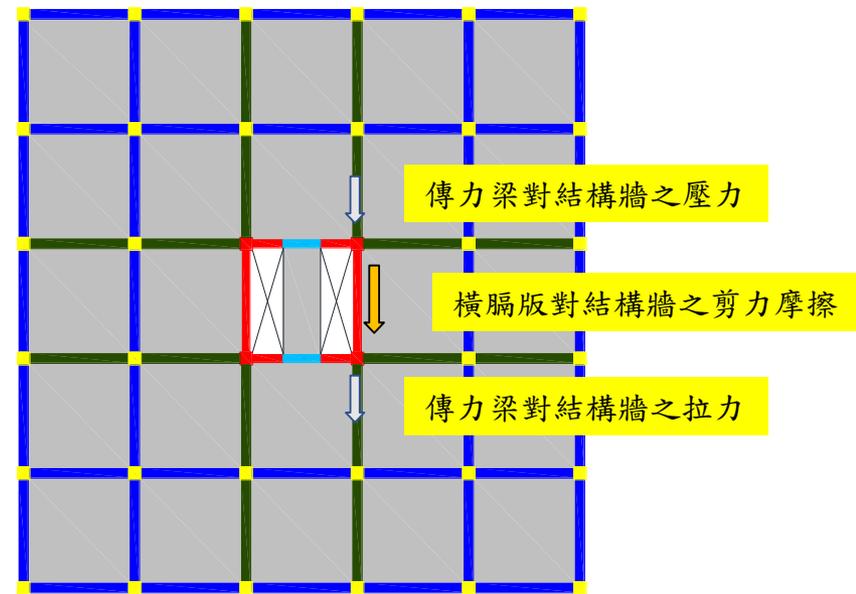
整體系統的傳力機制為每層樓的**橫隔板**在**受震加速度時產生之慣性力**，透過橫隔板與集力構材傳入結構牆與抗彎矩構架中，結構牆由上至下蒐集每層樓之慣性力，在地面層及地下層時，逐漸將部分力量由結構牆透過傳力構材傳至勁度更大的地下室外牆或連續壁。力量傳入或傳出結構牆係透過**集力構材與傳力構材之軸力與橫隔板之剪力摩擦**兩種形式。



# 橫向傳力構材-設計力



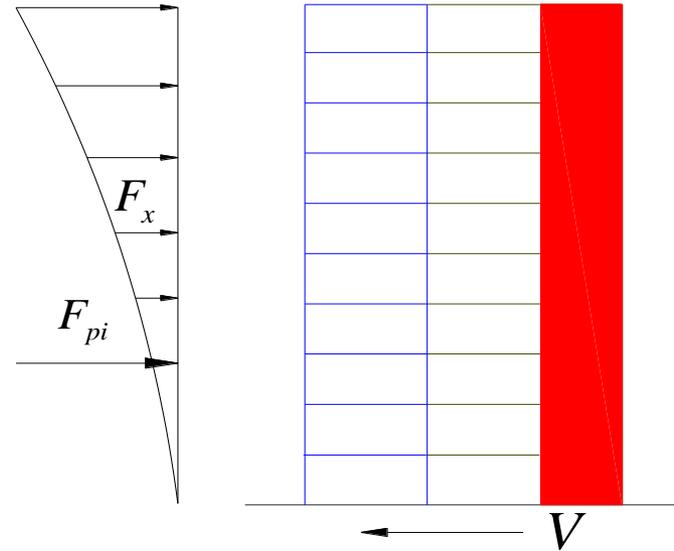
橫隔板集力機制  
(2F以上樓層，慣性力傳至結構牆)



橫隔板傳力機制  
(結構牆力於1F樓版傳遞至四周連續壁)

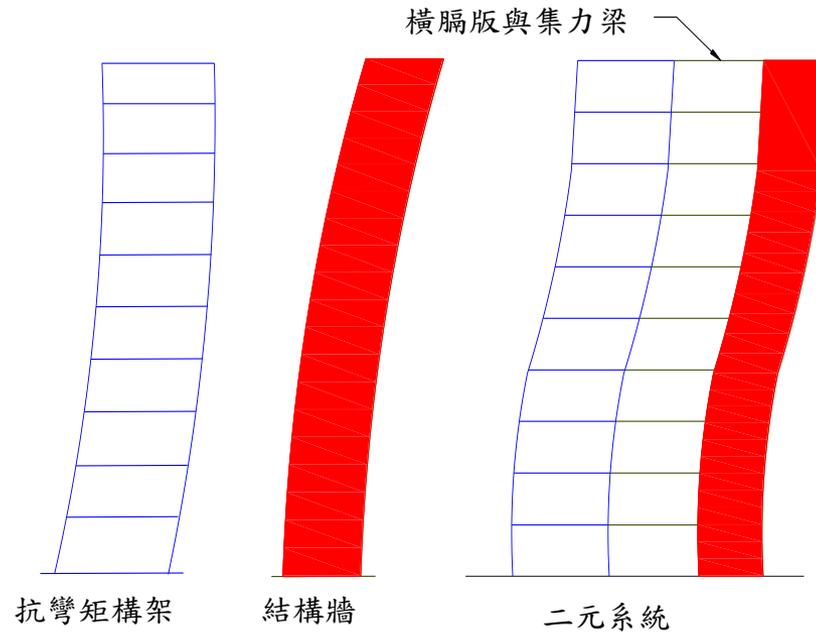
# 橫向傳力構材-橫膈版設計力

- $F_x$  為在靜力/動力地震力的情況下，各樓層之設計地震力
- $F_{pi}$  為橫膈版設計力，其值係反應該層橫膈版產生最大加速度時之慣性力
- $V$  為基底剪力



# 橫向傳力構材-橫隔板

橫向構材為連接抗彎矩構架與結構牆之重要構件，一是將慣性力由質心傳遞入豎向構材，二是使兩者變形諧和以形成完整的結構系統



## 橫向傳力構材-橫膈版設計力

依據耐震規範6.2.9節說明，在設計各樓層之橫膈版時應使用(6-1)式計算出之 $F_{px}$ 作為設計力，將原本該層之設計地震力 $F_x$ 置換成至 $F_{px}$ ，而其餘樓層則維持不變。

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (6-1)$$

其中， $W_{px}$ 為第x層樓版之重量， $F_t$ 為頂層外加之集中橫力， $F_i$ 為第*i*層分配到的地震力。由(6-1)式決定之地震力不必大於  $0.3S_{DS}IW_{px}$  且不得小於  $0.15S_{DS}IW_{px}$ 。

## 橫向傳力構材-橫隔板設計力

如採用動態地震力設計，則上述(6-1)式可以動態地震力取代分子項

靜力地震力



$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$$

原(6-1)式

動力地震力



$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$$

修正(6-1)式

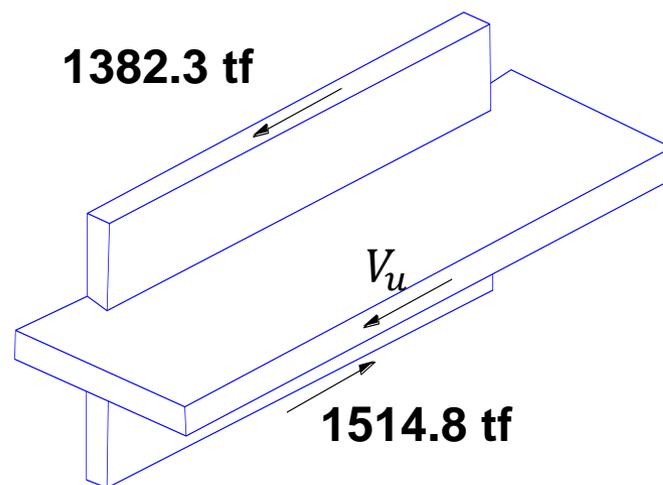
## 橫隔版-設計力

以Y向C Line剪力牆為例，透過ETABS 獲得3、4F剪力牆剪力

樓層	Pier	Load Case	V
4F	SWL	橫隔版設計力	1382.3 tf
3F	SWL	橫隔版設計力	1514.8 tf

其差值為3F橫隔版傳入剪力牆之力 $V_u$

$$V_u = 1514.8 \text{ tf} - 1382.3 \text{ tf} = \mathbf{132.5 \text{ tf}}$$



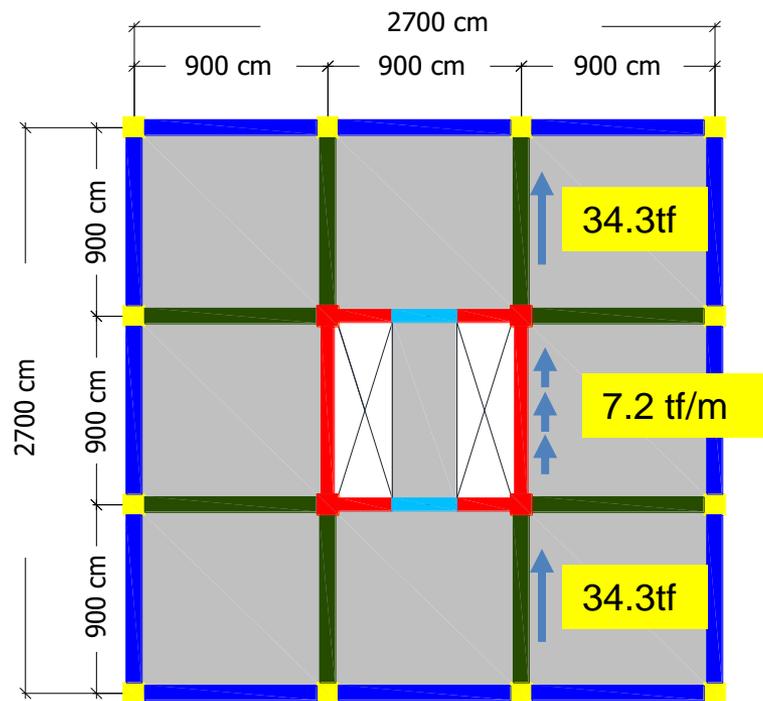
# 集力梁-設計力

透過ETABS獲得C Line集力梁之軸力分別為  
34.3 tf(拉力)及34.3 tf(壓力)

可以得出橫隔板摩擦力 + 集力梁軸力:

$$64.8 \text{ tf} + 34.3 \text{ tf} + 34.3 \text{ tf} = 133.4 \text{ tf}$$

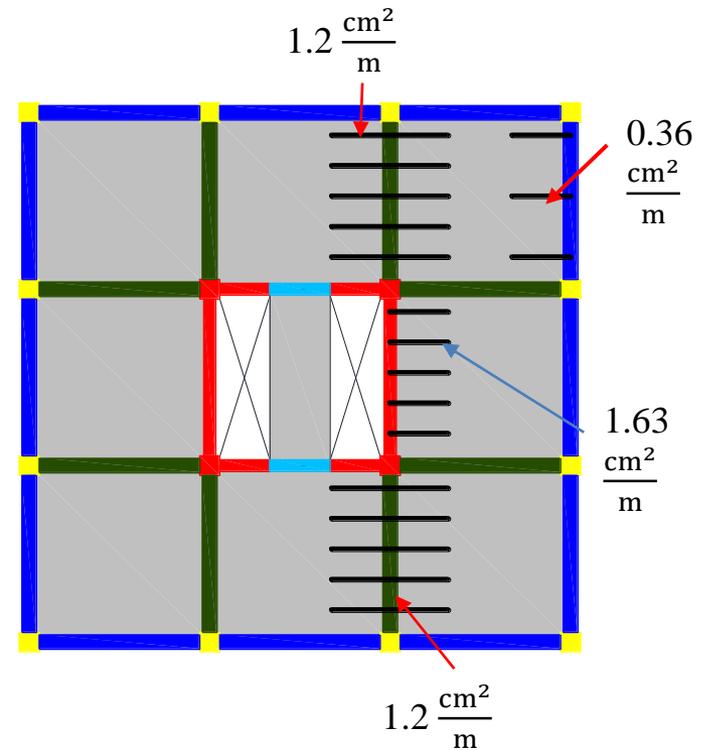
約等於剪力牆該層力增量132.5 tf



# 橫隔版-剪力摩擦筋

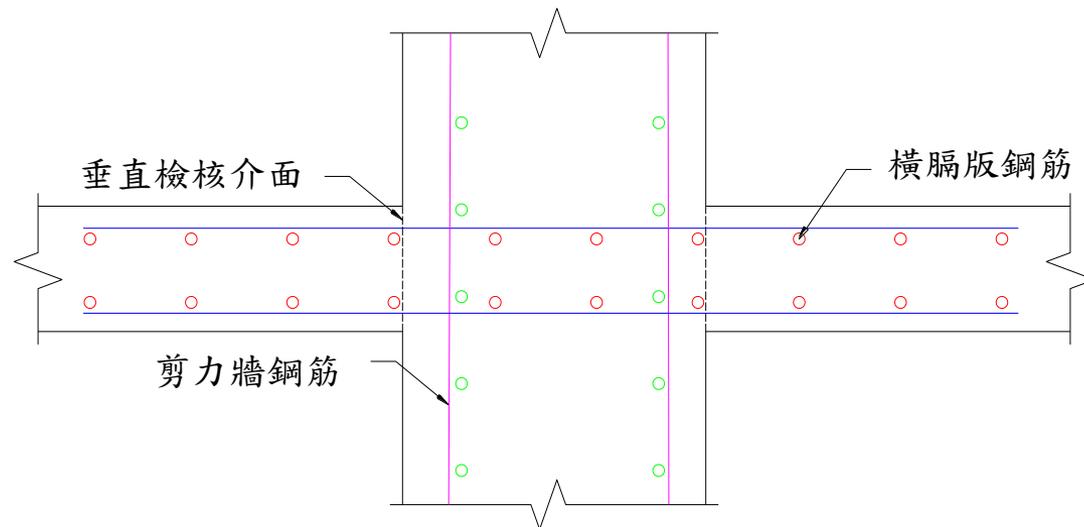
剪力摩擦鋼筋需配置於橫隔版與集力梁，橫隔版與剪力牆，橫隔版與抗彎矩構架之間，以用於構件之間傳遞力量，剪力摩擦強度為RC規範22.9.4.2所規定標稱剪力強度為

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$



## 橫隔版-耐震規範6.2.6節

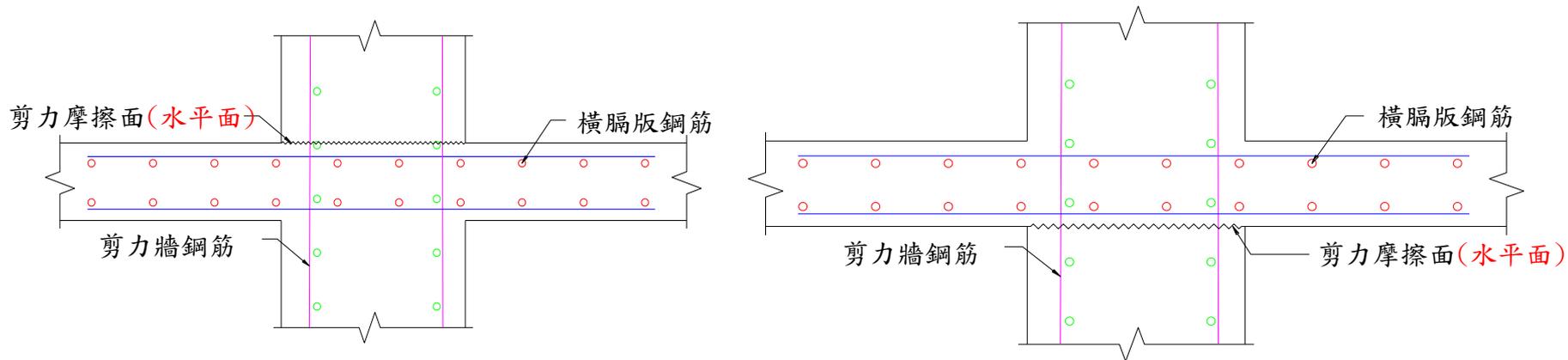
根據耐震規範6.2.6節，**匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處**，其地震力應放大  $1.4\alpha_y$  倍設計之，因此本例中，**集力梁軸力、橫隔版傳至集力梁剪力摩擦**需放大  $1.4\alpha_y$ ，橫隔版至剪力牆之剪力摩擦(垂直面)、橫隔版至抗彎矩構架之剪力摩擦不需放大。**橫隔版與集力梁傳至剪力牆(水平面)**之剪力摩擦需求按照上述定義需求相加即可。



## 橫隔版-耐震規範6.2.6節

剪力牆水平剪力摩擦面，需檢核介面如下圖，其中

- 介面永久淨壓力可併入剪力摩擦
- 牆垂直撓曲鋼筋可併入剪力摩擦筋
- 如介面為冷縫時，摩擦係數 $\mu$ 取1.0
- 如介面不為冷縫時，摩擦係數 $\mu$ 取1.4



# 弦材

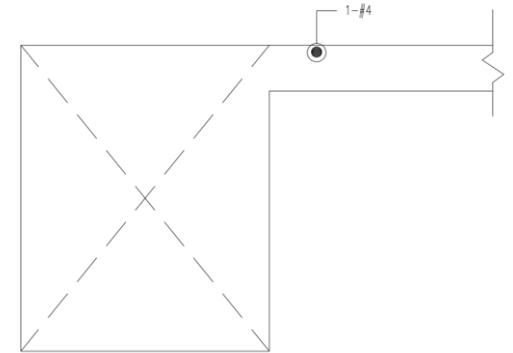
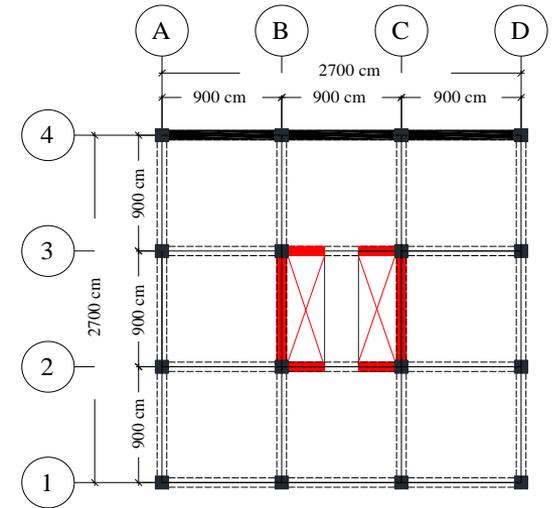
透過ETABS分析結果 $M_u$ ，獲得邊跨line 4承受之拉力為

$$T_u = \frac{M_u}{d} = \frac{100 \text{ tf-m}}{0.95 * 27} = 3.89 \text{ tf}$$

需配置弦材 $A_s$

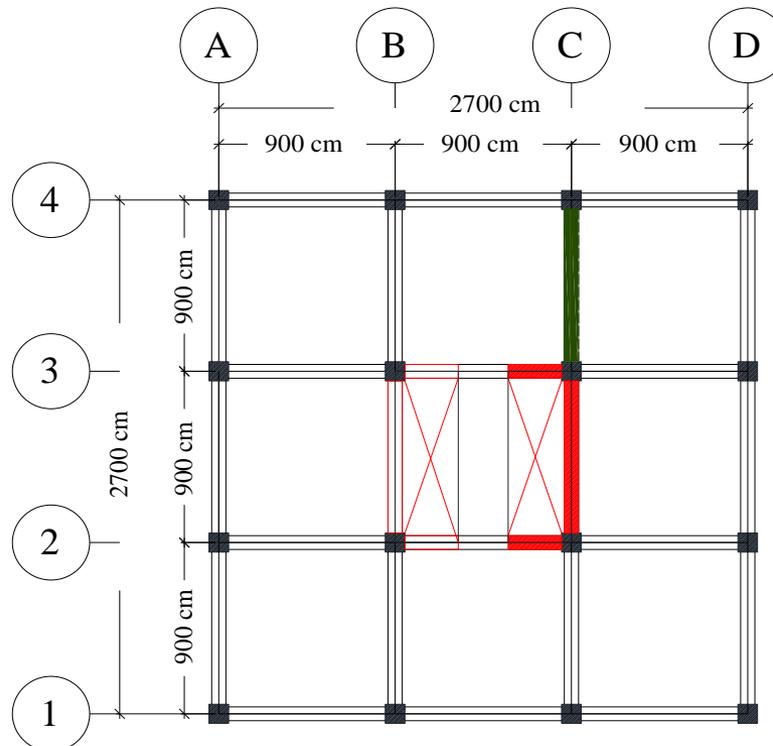
$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{3.89 * 1000}{0.9 * 4200} = 1.029 \text{ cm}^2$$

因此配置1-#4作為拉力鋼筋，如右圖示意



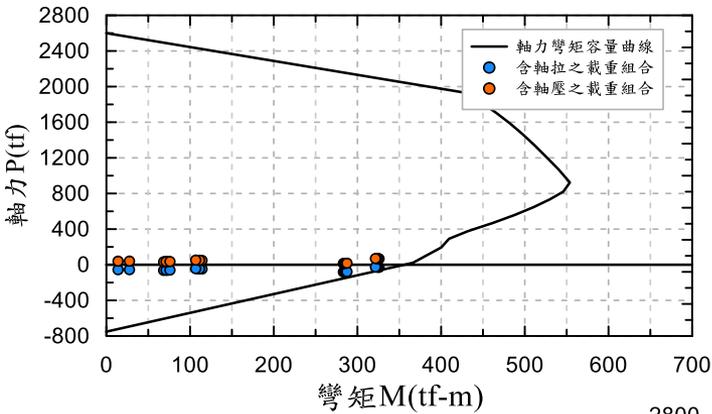
# 集力梁-軸力彎矩需求

以Y向C Line集力梁為例，根據前述計算出此集力梁的最大軸力分別為34.3 tf(C)以及34.3 tf(T)，檢核在此軸力下，考量動態地震力設計載重組合的彎矩剪力進行設計，而其中的軸力應為 $1.4\alpha_y$ 倍之橫隔板設計力下的軸力



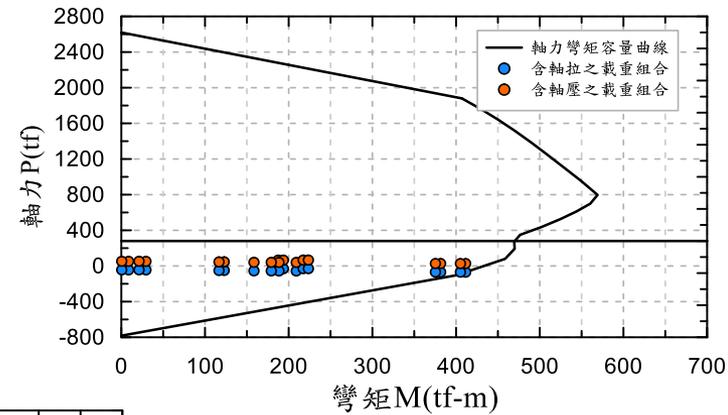
# 集力梁-縱向鋼筋需求

檢核左、中、右三段之軸力彎矩容量，皆滿足前述之載重組合，因此不需調整配筋。

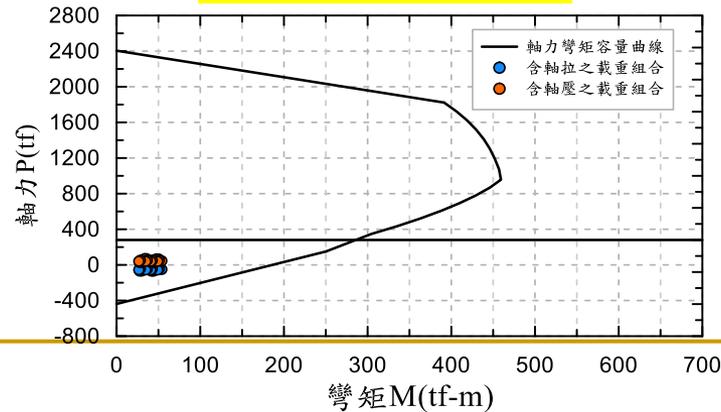


左端

中間



右端

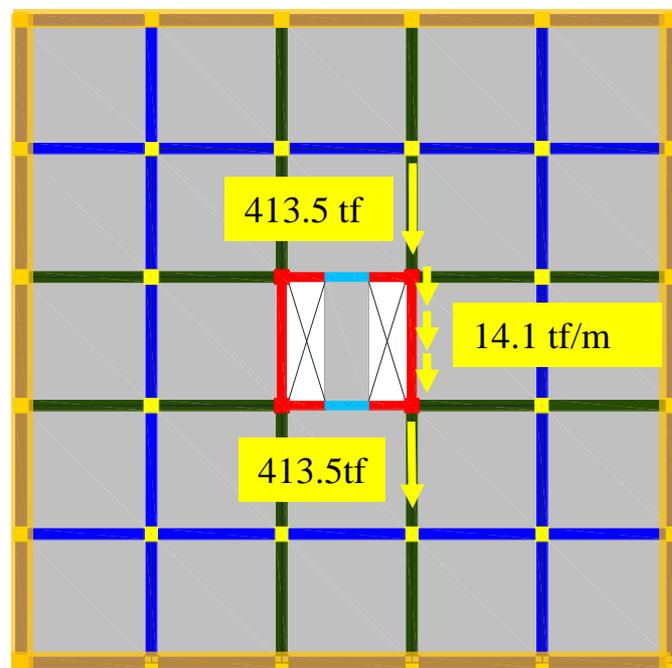


## 橫隔版-傳力構材

以Y向為例，一樓樓板配置雙層雙向  
 #4@10(25.4 cm<sup>2</sup>/m)鋼筋，且皆為一體澆置，  
 撓曲需求為1.45 cm<sup>2</sup>/m，同時本例之剪力牆  
 與橫隔版間無冷縫，因此 $\mu$ 採1.4。剪力摩擦  
 筋需求 $A_{vf}$ 分別為：

$$A_{vf}(\text{C line 剪力牆處}) = \frac{14.1 * 10}{0.75 * 1.4 * 4200} = 3.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

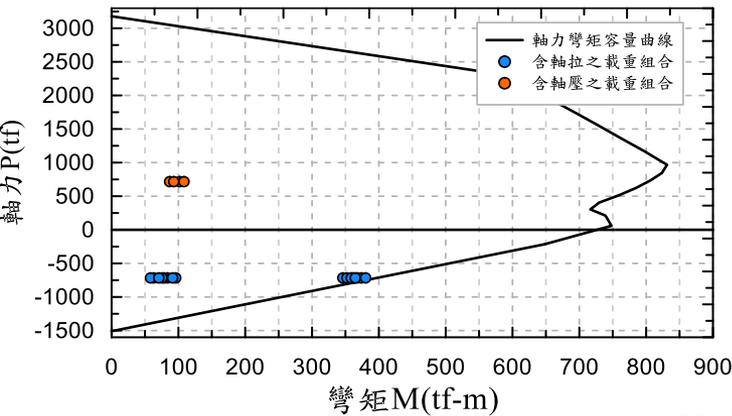
$$A_{vf}(\text{C line 傳力梁}) = \frac{\frac{413.5 \text{ tf}}{9 \text{ m}} * 10}{0.75 * 1.4 * 4200} = 10.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$



- 剪力牆
- 橫隔版
- 傳力構材(梁)
- 連續壁(作地下室外牆)

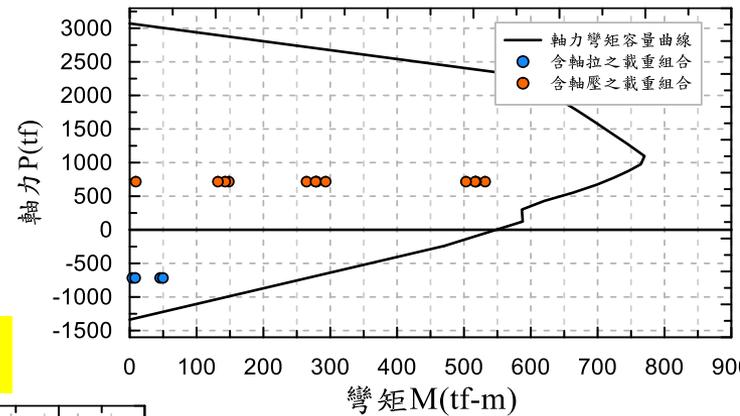
# 傳力構材-軸力

檢核左、中、右三段之軸力彎矩容量，皆滿足前述之載重組合，因此不需調整配筋。

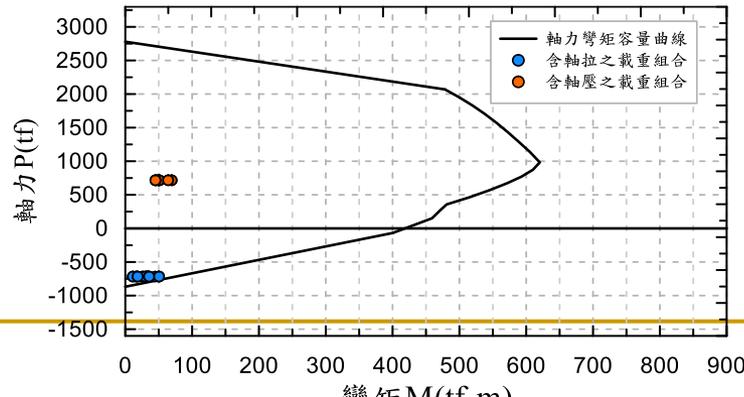


左端

中間



右端



# 豎向構材設計

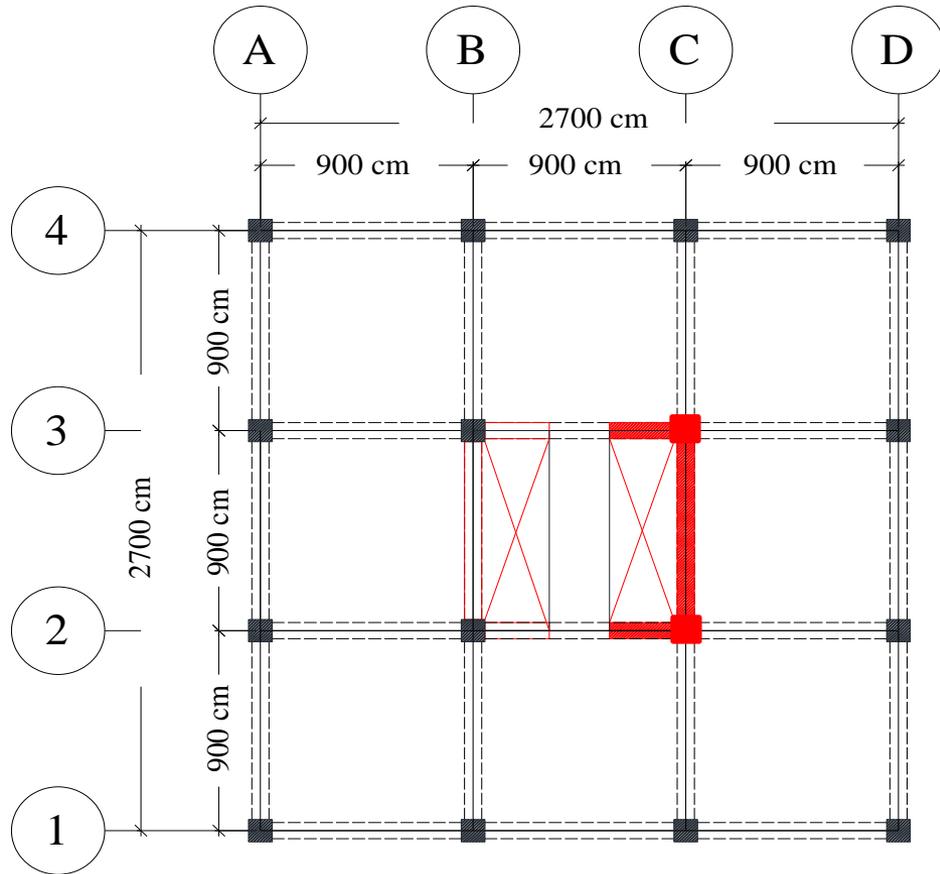
本章節剪力牆設計範例以ETABS 3F之剪力牆為例，設計參數如下：

混凝土強度  $f'_c = 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

鋼筋強度  $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

牆厚  $b = 80 \text{ cm}$

邊界柱尺寸: 100x100



## 豎向構材-有效翼寬

依據規範18.7.5.2「除非進行更詳細之分析，具翼版斷面之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之25%。」

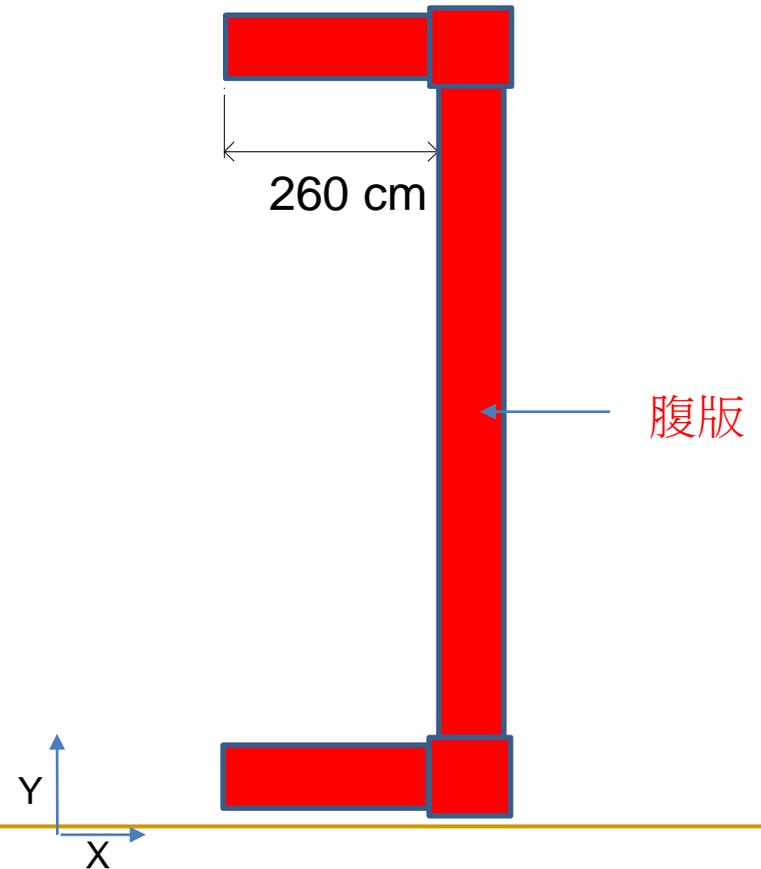
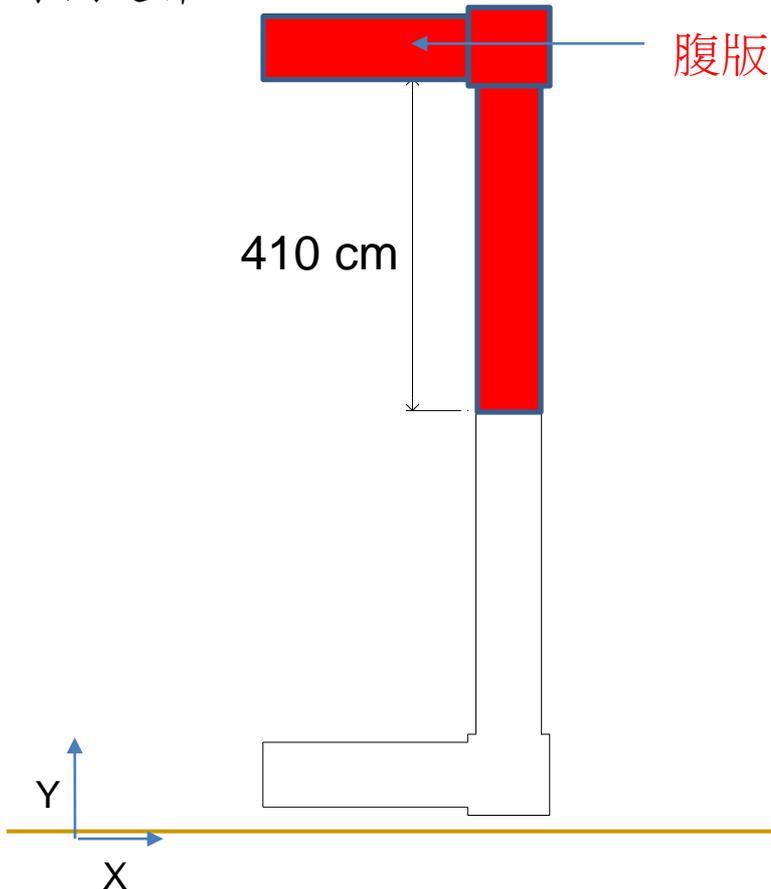
因此根據規範18.7.5.2，本例X、Y向剪力牆之有效翼寬上限為

$$b_{eff,x} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_{w,above}}{4} = \frac{5040}{4} = 1260 \\ \frac{s_1}{2} = \frac{900}{2} - 40 = 410 \end{array} \right. = 410 \text{ cm}$$
$$b_{eff,y} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_{w,above}}{4} = \frac{5040}{4} = 1260 \\ \frac{s_1}{2} = \frac{900}{2} - 40 = 410 \end{array} \right. = 410 \text{ cm}$$

## 豎向構材-有效翼寬

根據前述計算之有效翼版寬上限，當地震力為X向時，其有效翼版寬為自腹版外側延伸410 cm。

而當地震力為Y向時，其有效翼版寬為自腹版外側延伸260 cm



## 豎向構材-撓曲/軸力鋼筋量

依據RC規範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 $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ 之牆墩，其縱向鋼筋於垂直牆段端部應符合

(a) 自垂直牆段端部  $0.15l_w$  以內，寬度等於牆厚度範圍內之縱向鋼筋比應至少為

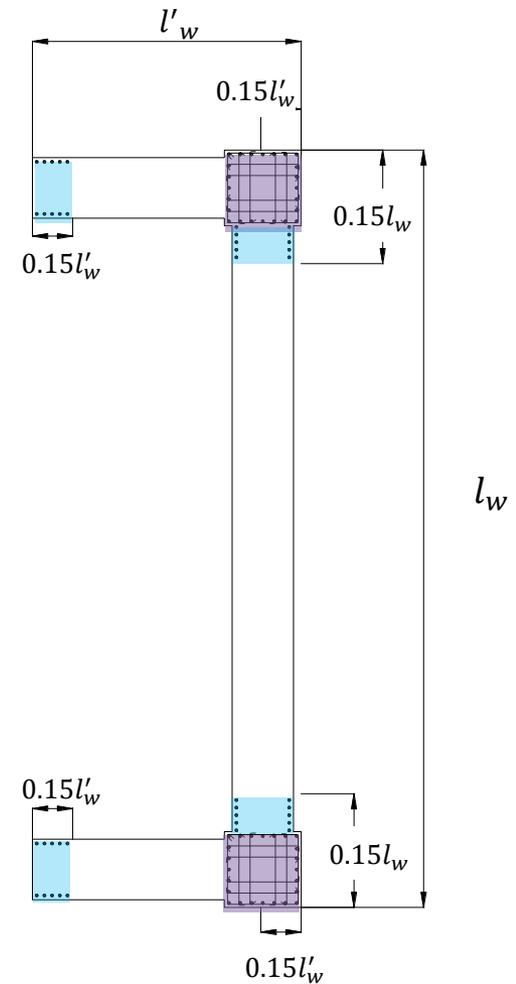
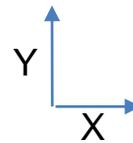
$$\frac{1.6\sqrt{f_c'}}{f_y}$$

因此本範例縱向鋼筋最小量應為

$$\frac{1.6\sqrt{f_c'}}{f_y} = 0.009$$

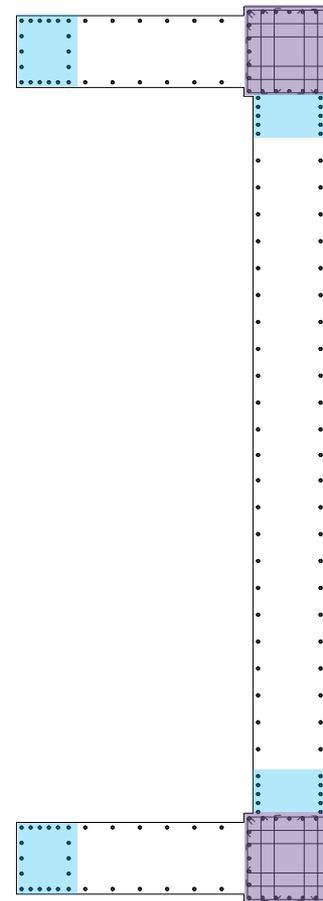
# 豎向構材-縱向鋼筋

根據前述X、Y向端部 $0.15l_w$ ，範圍如右圖  
顯示，配置出縱向鋼筋如右圖



## 豎向構材-縱向鋼筋

- 根據 Etabs 分析之軸力彎矩需求，配置縱向鋼筋如右圖
- 同時檢核剪力牆之樓層交界面之剪力摩擦需求如下
- 在不考慮兩側柱鋼筋時的垂直鋼筋為 $255\text{cm}^2$ ，小於剪力摩擦需求( $438\text{cm}^2$ )
- 考慮兩側柱鋼筋時的垂直鋼筋為 $646\text{cm}^2$ ，大於剪力摩擦需求( $438\text{cm}^2$ )



## 18.7.3 案例比較

土木401-110	土木401-112
<p>本例之<math>h_w/l_w \geq 2.0</math>，<math>\omega_v</math>按下式：</p> $n_s > 6 \quad \omega_v = 1.3 + \frac{15}{30} = 1.8 \leq 1.8$ <p>因本例之<math>V_u</math>計算按建築物耐震設計規範及解說之線性動力分析計算因此<math>\omega_v</math>不須超過下式：</p> $\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} = 1.2 + \frac{15}{50} = 1.5 \leq 1.6$ <p><math>n_s</math>為臨界斷面以上之樓層數，不應小於<math>0.0028h_{wcs}</math>，因此依照上述結果<math>\omega_v</math>取1.5，又以本例為以抗彎矩構架與結構牆所組成之二元系統，因此<math>\omega_v</math>可以<math>\omega_{vd}</math>取代。</p> <p>而結構牆所抵禦之地震力佔總設計地震力之比例為65%因此<math>\eta_v</math>為0.65。</p> $\eta_v = 0.65$ $\omega_{vd} = 1 + (1.5 - 1) \times \eta_v = 1.325$	<p><math>\omega_v</math>按表18.7.3.2，<math>\frac{h_{wcs}}{l_w} = 5.04</math>，因此採公式</p> $\omega_v = 0.8 + 0.0288 * (h_n)^{\frac{1}{3}}$ <p>得<math>\omega_v</math>如下式計算：</p> $\omega_v = 0.8 + 0.0288 * 5040^{\frac{1}{3}} = 1.294$

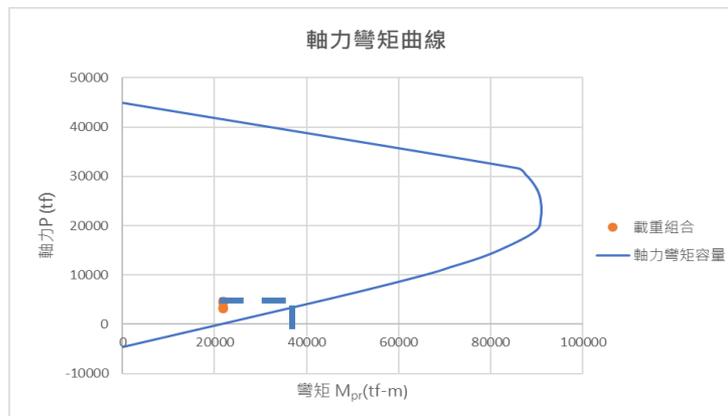
## 18.7.3 案例比較

### 土木401-110

透過剪力牆之軸力彎矩曲線，以含水平地震力的載重組合計算最大之 $M_{pr}/M_u$ ，其中 $M_{pr}$ 為 $1.25f_y$ 且 $\phi=1.0$ 的情況。

以本案為例，在軸力為4583 tf、彎矩為21832 tf-m的載重組合下，可以獲得 $M_{pr}$ 等於38206 tf-m，如下圖所示，因此可以得出 $\Omega_v$ 。

$$\Omega_v = \frac{M_{pr}}{M_u} = \frac{38206}{21832} = 1.75$$



### 土木401-112

$\Omega_v$ 按表18.7.3.2， $\frac{h_{wcs}}{l_w} = 5.04$ ，因此採

$$\Omega_v = 1.5$$

## 18.7.3 案例比較

土木401-110	土木401-112
<p>根據分析所得到之 <math>V_u</math> 為 1480.15 tf，因此設計力 <math>V_e</math> 如下式計算：</p> $V_e = 1.75 * 1.325 * 1480.15$ $= 3432.1 \text{ tf}$ <p>根據 18.7.4.4 規定，其分擔同一側向力之牆段剪力強度不得大於</p> $2.12 * (\sqrt{f'_c}) \times A_{cv}$ <p>因此牆厚須為 81 cm</p> $\phi V_n = 0.85 * 4063.6 = 3454.1 \text{ tf} > 3432.1 \text{ tf} \quad \text{OK!}$ $\text{DCR} = 0.99$	<p>根據分析所得到之 <math>V_{nus}</math> 為 5.28 tf，<math>V_{uEh}</math> 為 1474.86 tf，因此設計力 <math>V_e</math> 如下式計算：</p> $V_e = 1.5 * 1.294 * 1474.86 + 5.28$ $= 2868 \text{ tf}$ <p>根據 18.7.4.4 規定，其分擔同一側向力之牆段剪力強度不得大於</p> $2.12 * (\sqrt{f'_c}) \times A_{cv}$ <p>因此牆厚須為 80 cm</p> $\phi V_n = 0.75 * 4013.5 = 3010 \text{ tf} > 2868 \text{ tf} \quad \text{OK!}$ $\text{DCR} = 0.95$

## 豎向構材-邊界構材

- 剪力牆是否配置邊界構材可依照RC規範18.7.6.2

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

其中 $\delta_u$ 為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， $c$ 為與設計位移方向一致之因數化軸力與標稱彎矩強度下之最大計算中性軸深度

- 或者依照18.7.6.3最大混凝土壓應力超過 $0.2 f'_c$ ，須配置特殊邊界構材

$$f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u l_w}{2I_g} > 0.2f'_c$$

## 豎向構材-邊界構材

以Y向為例，從ETABS線性動力分析獲得的最大位移為23.98 cm，設計位移 $\delta_u$ 為

$$\delta_u = 1.4 * 1 * 2.5 * 23.98 = 83.9\text{cm}$$

但 $\delta_u/h_{wcs}$ 不得小於0.005，而中性軸深度 $c$ ，在因數化載重軸力為4702 tf，標稱彎矩為32913 tf-m時，得最大計算中性軸深度 $c$ 為110 cm，所以依照RC規範

18.7.6.2計算如下

$$\frac{1.5\delta_u}{5040} = \frac{1.5 * 83.9}{5040} = 0.025 \geq \frac{l_w}{600c} = \frac{1000}{600 * 110} = 0.0152$$

因此依照18.7.6.2需配置邊界構材

## 豎向構材-邊界構材

若依照18.7.6.2(a)規定配置邊界構材，則需符合

- 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  $l_w$  與  $M_u/(4V_u)$  之大值

以及下列兩式其一，其中b採加權平均為124 cm

$$b = \frac{20 * 100 + 80 * 350 + 400 * 80}{500} = 124$$

$$(ii) \ b \geq \sqrt{c * l_w / 40} = 52.44$$

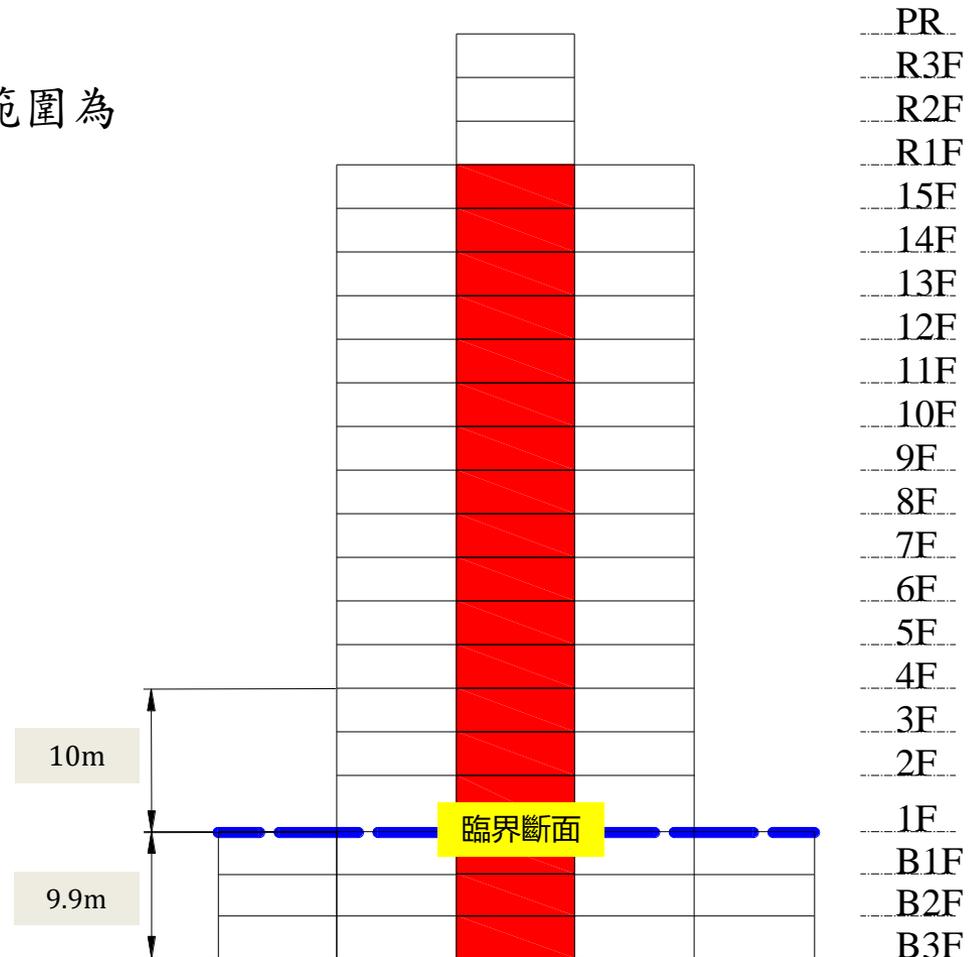
$$(iii) \ \frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq \frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}}$$

# 豎向構材-邊界構材延伸範圍

根據前述之公式計算須滿足邊界構材範圍為

$$\max \left\{ \frac{M_u}{4V_u} = \frac{l_w = 10\text{ m}}{4 * 394.59} = 5.54\text{ m} = 10\text{ m} \right.$$

因此自臨界斷面延伸至少10 m如右圖所示，同理，X向邊界構材延伸範圍至少3.5 m



## 豎向構材-是否需配置邊界構材

以Y向為例，若依照RC規範18.7.6.3規定配置邊界構材，如下式

$$f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u l_w}{2I_g} > 0.2f'_c$$

則以3F為例， $A_g$ 為 $12.4\text{m}^2$ ， $I_g$ 為 $156.01\text{ m}^4$  因此

$$f_{cu} = \frac{4583}{11.78} + \frac{21826.5 * 10}{2 * 148.2} = 112.54 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > 0.2f'_c = 98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

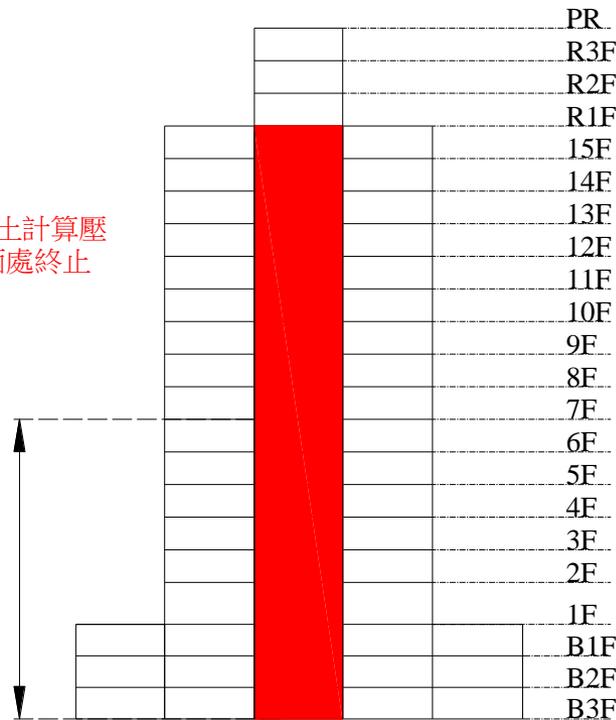
依上式計算結果，需配置邊界構材，X向同理，需配置邊界構材

# 豎向構材-邊界構材延伸範圍

由ETABS分析結果可以得知各樓層之 $f_{cu}$ (如右表)，因此可以得知，7F(含)以下需配置邊界構材(如下圖)，X向同理

特殊邊界構材得在混凝土計算壓應力小於  $0.15 f'_c$  之斷面處終止

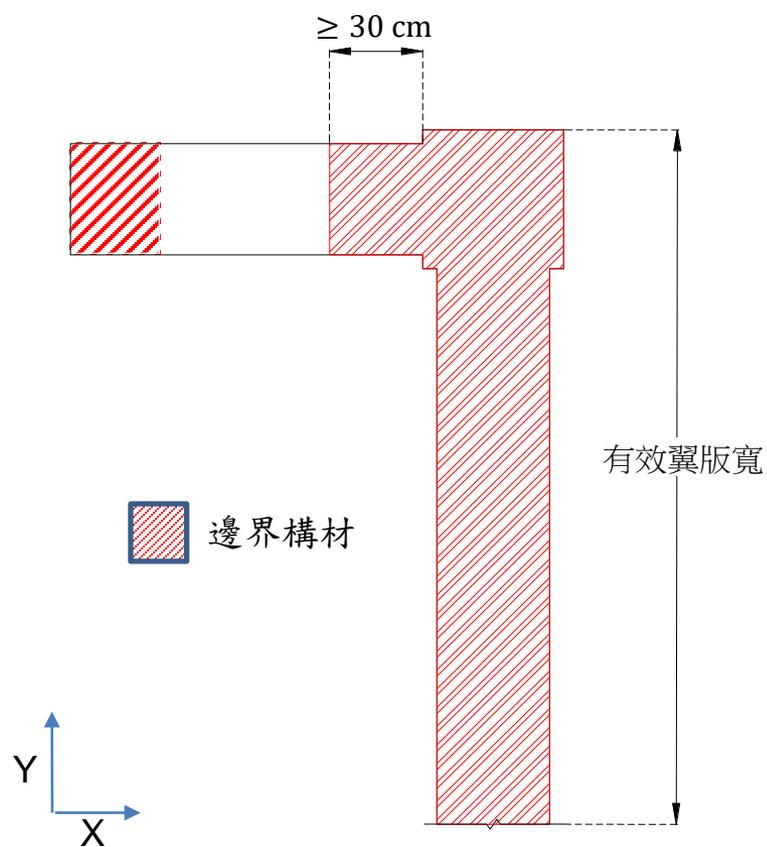
需滿足邊界構材之限制



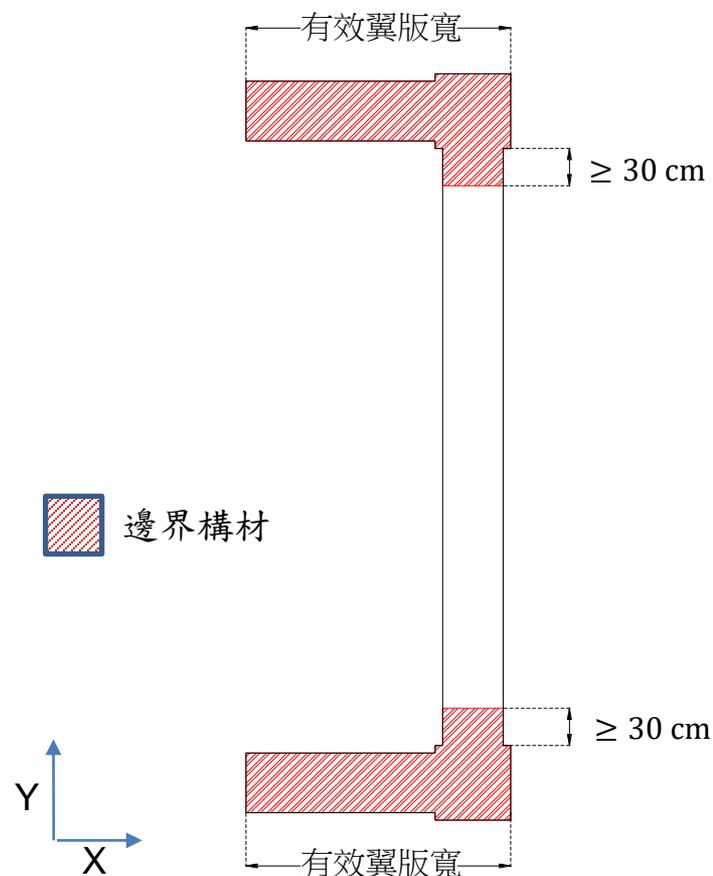
	$f_{cu}$	$f'_c$	$f_{cu}/f'_c$
R1F	14.15	280	0.05
15F	22.12	280	0.08
14F	24.35	350	0.07
13F	33.06	350	0.09
12F	34.13	350	0.10
11F	44.90	350	0.13
10F	53.62	420	0.13
9F	58.73	420	0.14
8F	66.57	490	0.14
7F	75.84	490	0.15
6F	86.38	490	0.18
5F	97.43	490	0.20
4F	107.03	560	0.19
3F	118.04	560	0.21
2F	131.62	560	0.24
1F	152.02	560	0.27
B1F	138.00	560	0.25
B2F	114.48	490	0.23

## 18.7.6.4 土木401-112特殊邊界構材

地震力為X向時，邊界構材範圍如下

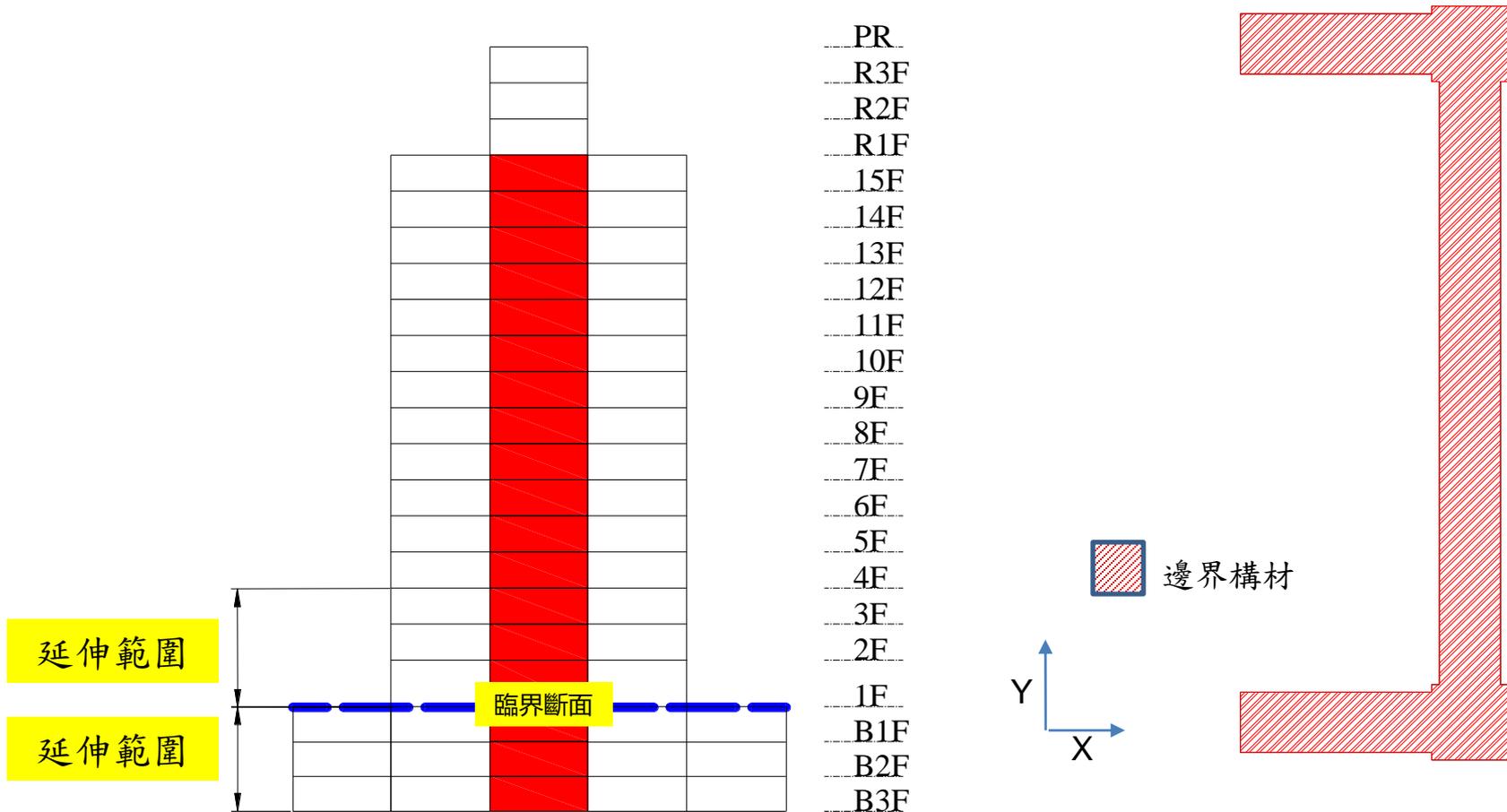


地震力為Y向時，邊界構材範圍如下



## 18.7.6.4 土木401-112特殊邊界構材

因此綜合前述X、Y向之狀況，全牆在延伸範圍內皆為邊界區域，延伸範圍以18.7.6.2決定



## 18.7.6.4(f) 特殊邊界構材鋼筋細節修訂

土木401-110	土木401-112
<p>橫向鋼筋之設計，應使沿著邊界構材四周受側向支撐之縱向鋼筋間距<math>h_x</math>不超過35 cm與<math>2/3</math>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。閉合箍筋一肢之長度不應超過邊界構材厚度之兩倍，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少15 cm與<math>2/3</math>邊界構材厚度之較小值。</p>	<p>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<math>h_x</math>不超過35 cm與<math>(2/3)b</math>之較小值，除邊界構材同為特殊抗彎矩構架柱之區域外，側向支撐應由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供。在與<math>l_w</math>平行方向上，除符合(i)或(ii)，閉合箍筋的長寬比不得大於2，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少15 cm與<math>(2/3)b</math>之較小值。</p> <p>(i) <math>b \geq \sqrt{l_w c / 40}</math> 且 <math>\delta_u / h_{wcs} \leq 0.012</math></p> <p>(ii) 具翼版之結構牆斷面，其腹版邊界的單側或兩側垂直方向之翼板外伸總長度至少為 <math>b_w</math> 且翼版厚度<math>t_f</math>至少為<math>b_w/2</math></p>

## 18.7.6.4 土木401-112特殊邊界構材鋼筋細節

根據18.7.6.4(f)，Y向地震力下

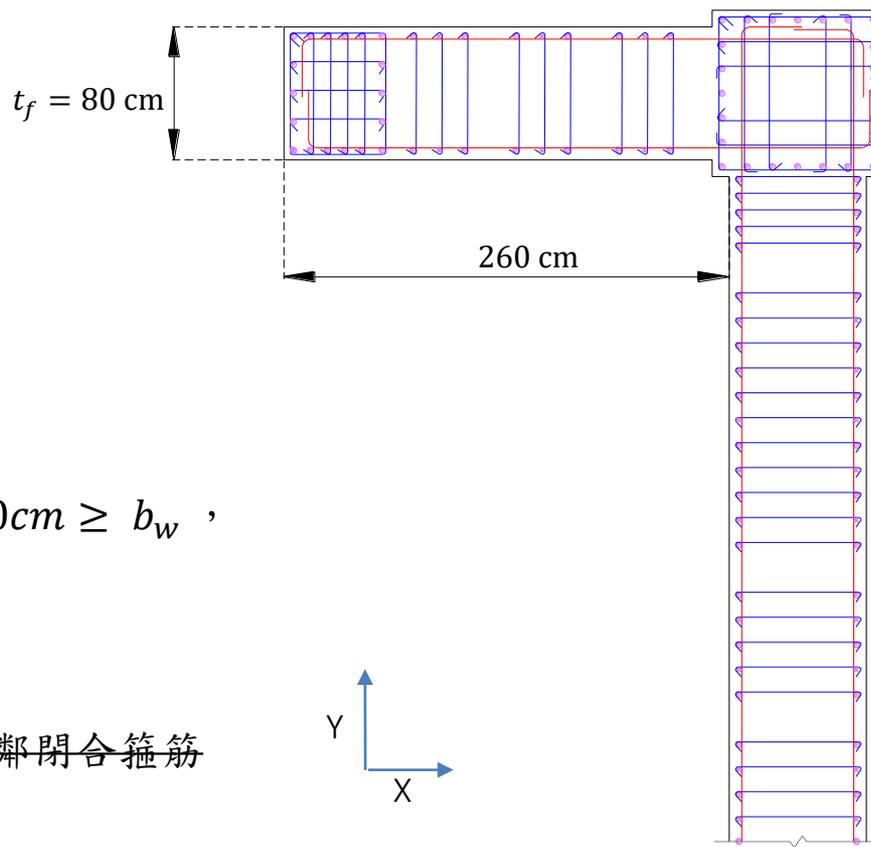
(i)  $b = 124 \geq \sqrt{(l_w c)/40} = 52.44$ ，

但  $\delta_u/h_{wcs} = 0.0166 \geq 0.012$  (不符合(i))

(ii)  $b_w = 80 \text{ cm}$ ，翼板長度外伸總長度為 $260 \text{ cm} \geq b_w$ ，

翼版厚度 $t_f$ 為 $80 \text{ cm} \geq b_w/2$ 。

符合(ii)，閉合箍筋的長寬比可大於2，且相鄰閉合箍筋  
不須相互重疊



## 18.7.6.4 土木401-112特殊邊界構材鋼筋細節

根據18.7.6.4(f)，正X向地震力下

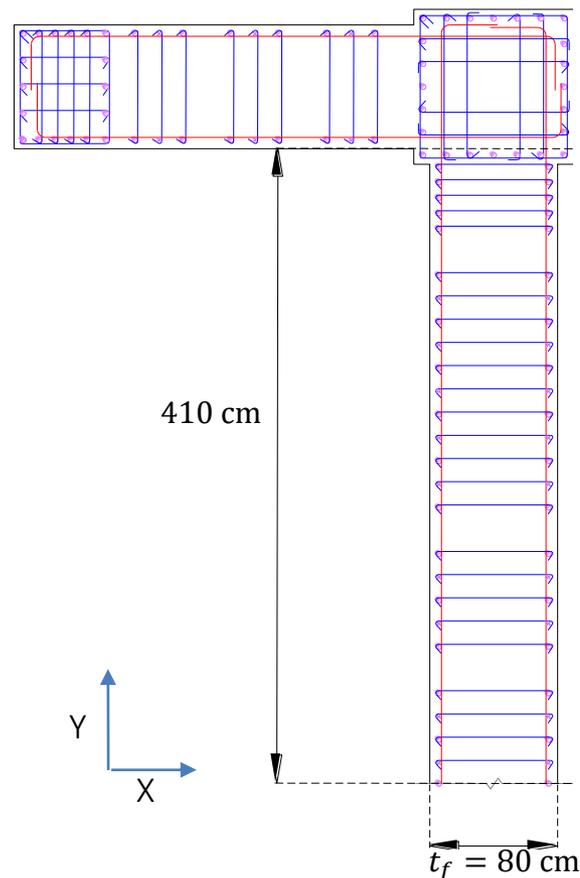
$$(i) b = 177.1 \geq \sqrt{(l_w c)/40} = 17.99$$

但  $\delta_u/h_{wcs} = 0.0166 \geq 0.012$  (不符合(i))

(ii)  $b_w = 80\text{cm}$ ，翼板長度外伸總長度為 $410\text{cm} \geq b_w$ ，

翼版厚度 $t_f$ 為 $80\text{cm} \geq b_w/2$ 。

符合(ii)，閉合箍筋的長寬比可大於2，且相鄰閉合箍筋不須相互重疊。



## 18.7.6.4 土木401-112特殊邊界構材鋼筋細節

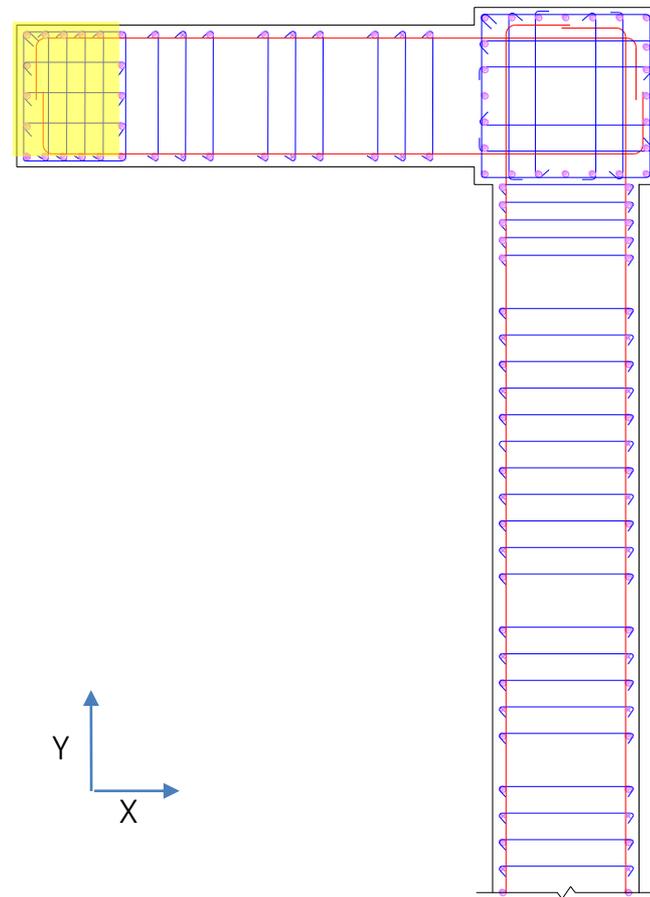
根據18.7.6.4(f)，負X向地震力下

$$(i) b = 80 \geq \sqrt{(l_w c)/40} = 28.98$$

但  $\delta_u/h_{wcs} = 0.0166 \geq 0.012$  (不符合(i))

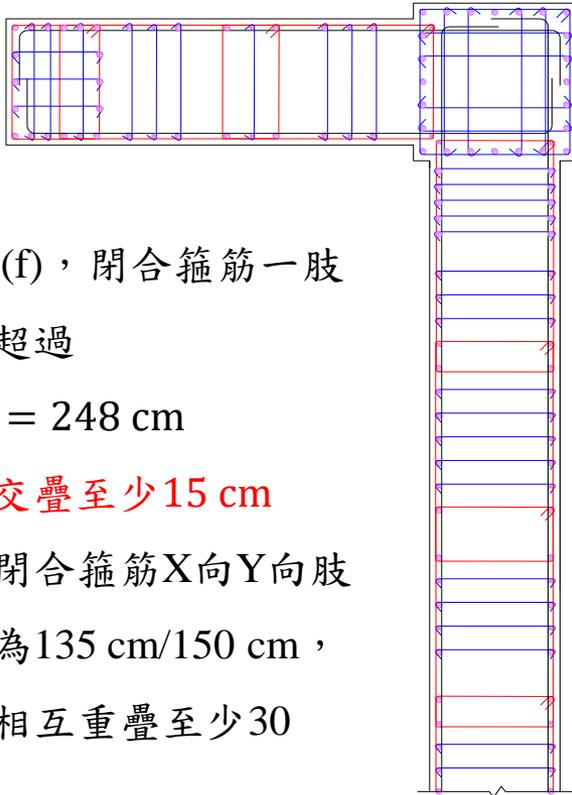
(ii) 無外伸翼板 (不符合(ii))

因此開口處的邊界構材其閉合箍筋的長寬比不可大於2，  
且相鄰閉合箍筋相互重疊15 cm。



## 18.7.6.4 特殊邊界構材閉合箍筋

土木401-110



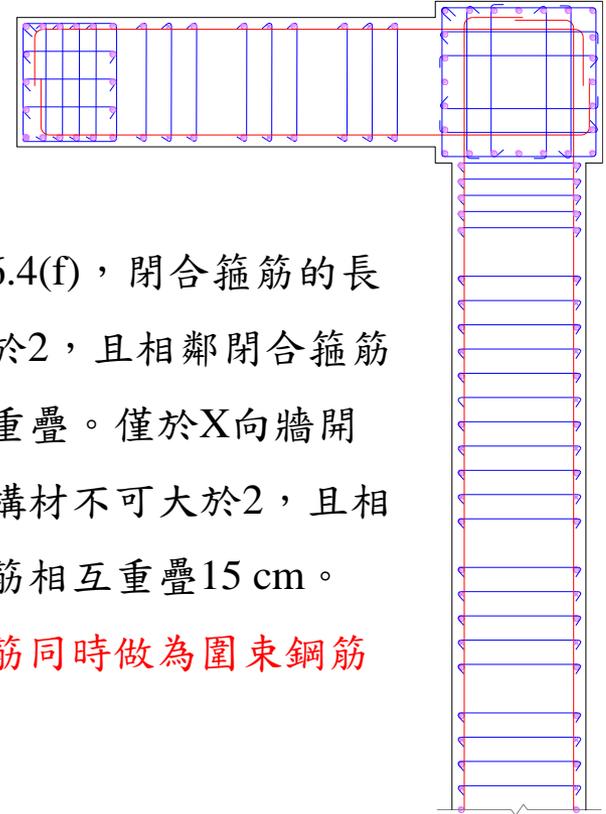
根據18.7.6.4(f)，閉合箍筋一肢之長度不得超過

$$2b = 248 \text{ cm}$$

同時須相互交疊至少15 cm

因此本案例閉合箍筋X向Y向肢之長度分別為135 cm/150 cm，與下一箍筋相互重疊至少30 cm。

土木401-112

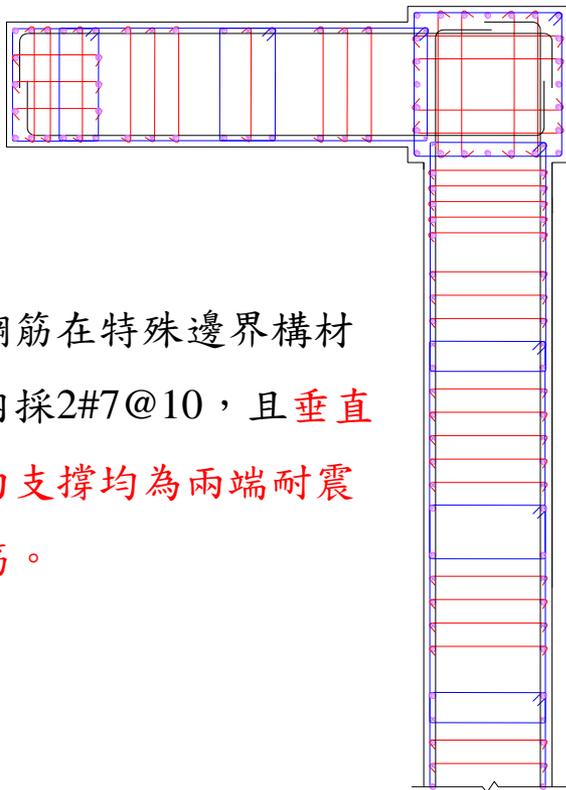


根據18.7.6.4(f)，閉合箍筋的長寬比可大於2，且相鄰閉合箍筋不須相互重疊。僅於X向牆開口處邊界構材不可大於2，且相鄰閉合箍筋相互重疊15 cm。

以剪力鋼筋同時做為圍束鋼筋使用

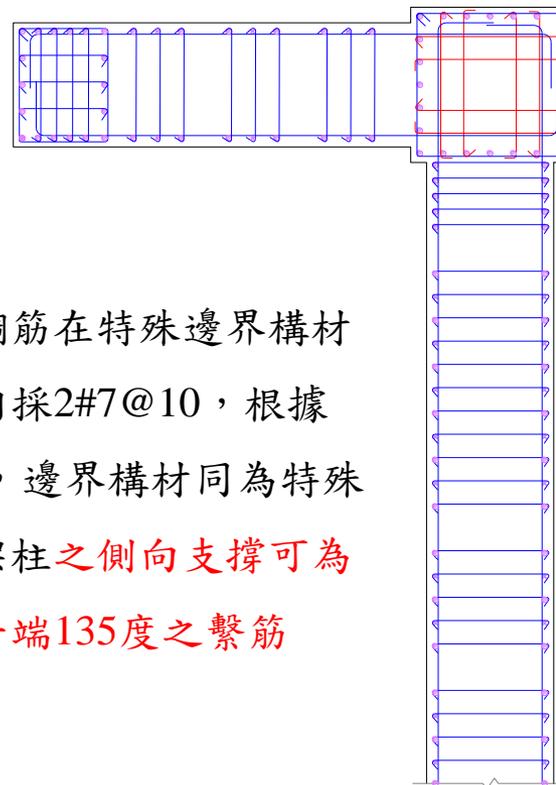
## 18.7.6.4 特殊邊界構材耐震彎鉤

土木401-110



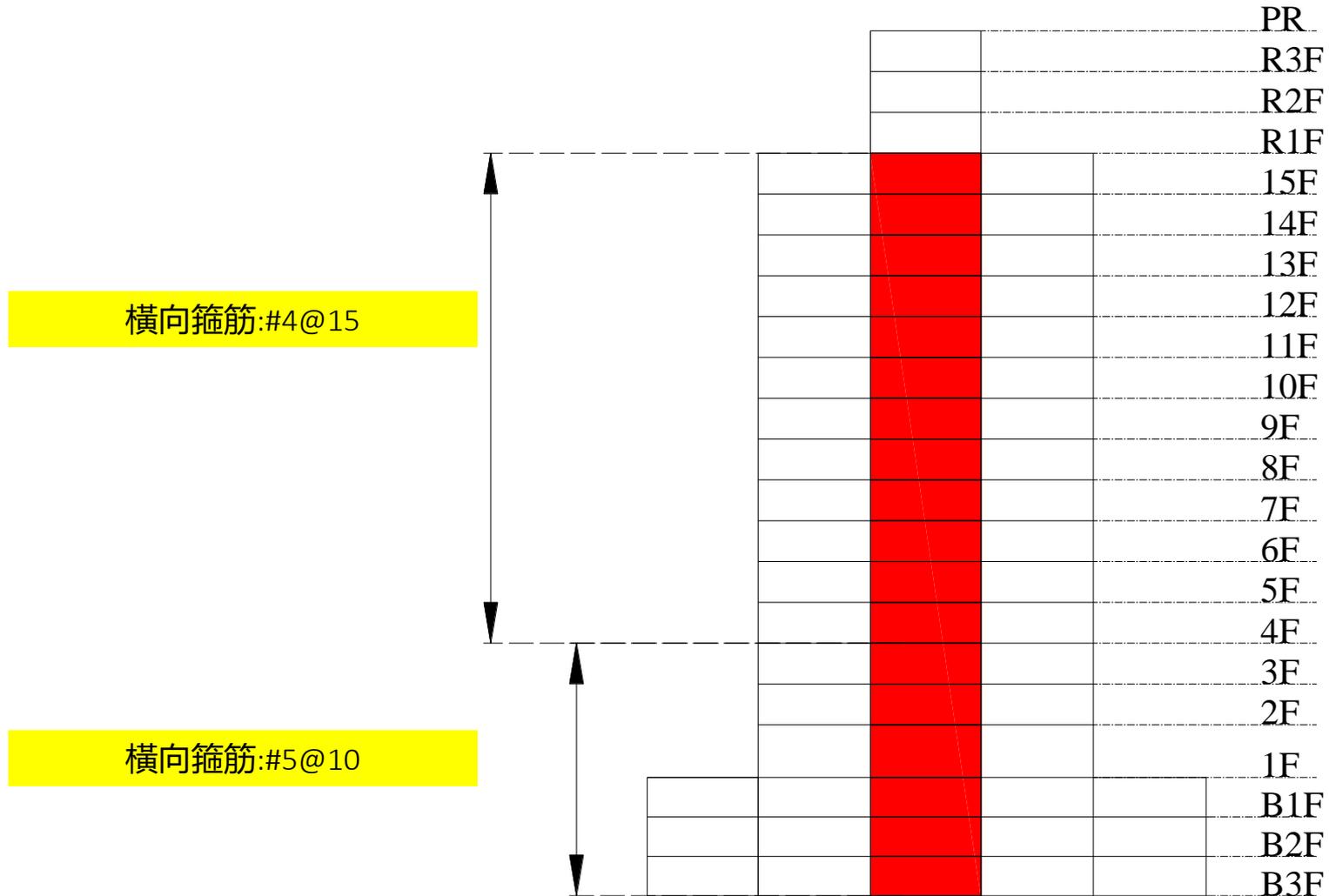
本案水平鋼筋在特殊邊界構材  
延伸範圍內採2#7@10，且垂直  
鋼筋之側向支撐均為兩端耐震  
彎鉤之繫筋。

土木401-112



本案水平鋼筋在特殊邊界構材  
延伸範圍內採2#7@10，根據  
18.7.6.4(f)，邊界構材同為特殊  
抗彎矩構架柱之側向支撐可為  
一端90度一端135度之繫筋

# 豎向構材-邊界構材

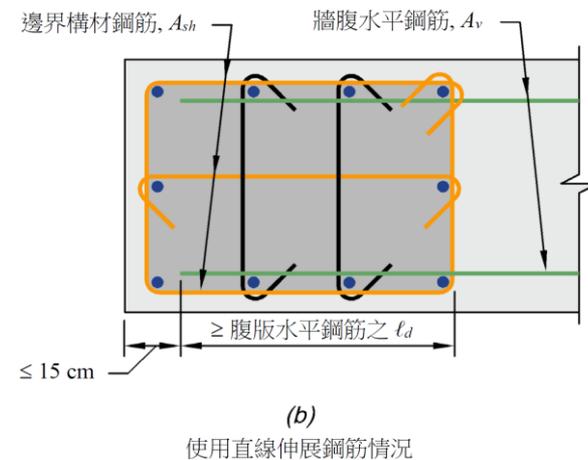
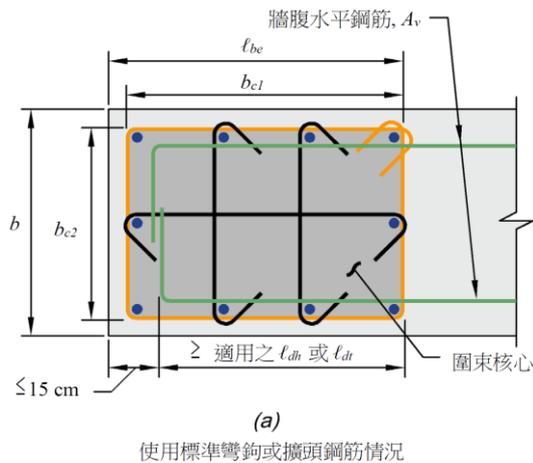


# 豎向構材-水平鋼筋伸展錨定

RC規範18.7.6.4規定配置特殊邊界構材時，應滿足

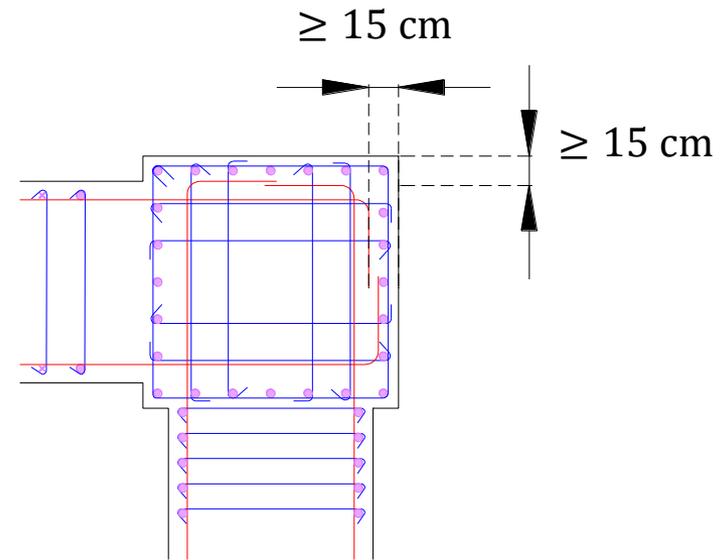
18.7.6.4(k)

- 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鈎或擴頭，並應於邊界構材之圍束核心內發展出  $f_y$ 。



## 豎向構材-水平鋼筋伸展錨定

根據規範計算，將Y向具標準彎鉤之水平鋼筋延伸至距離柱端外緣15 cm處，同時滿足標準彎鉤伸展長度之規定，X向水平鋼筋同理設置。



## 豎向構材-剪力連接梁

根據ETABS分析設計結果獲得剪力需求 $V_u$ 如下。依照RC規範18.7.3.3，牆墩與包括連接梁的水平牆段， $\Omega_v\omega_v$ 得取1.0，因此本例不需放大 $V_u$

控制載重組合	$V_u$
1.2DL+0.5LL+0.3EQV+1.0X向動態地震力	125.81 tf

## 豎向構材-剪力連接梁

根據RC規範18.7.7.1，連接梁如其  $\frac{l_n}{h} > 4$ ，應將牆邊界視為柱而滿足第18.3節之要求。

而本例之  $\frac{l_n}{h}$  為

$$\frac{l_n}{h} = \frac{300}{100} = 3 < 4$$

因此根據18.7.7.3，得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節至第18.3.5節之規定設計

## 豎向構材-剪力連接梁

根據RC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，應滿足下列之規定

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

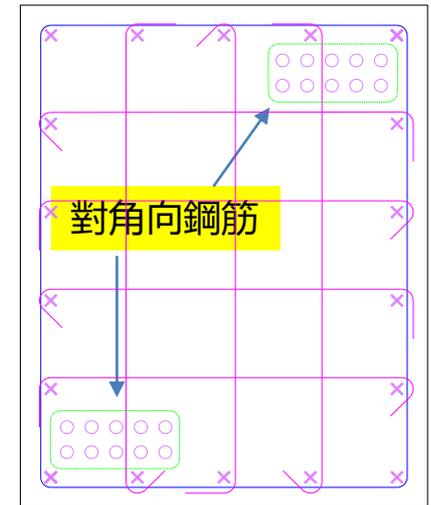
及任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋以兩層或多層排置。其中 $\alpha$ 為對角向鋼筋與連接梁縱向軸之夾角。

## 豎向構材-剪力連接梁

其中，剪力連接梁的強度上限為

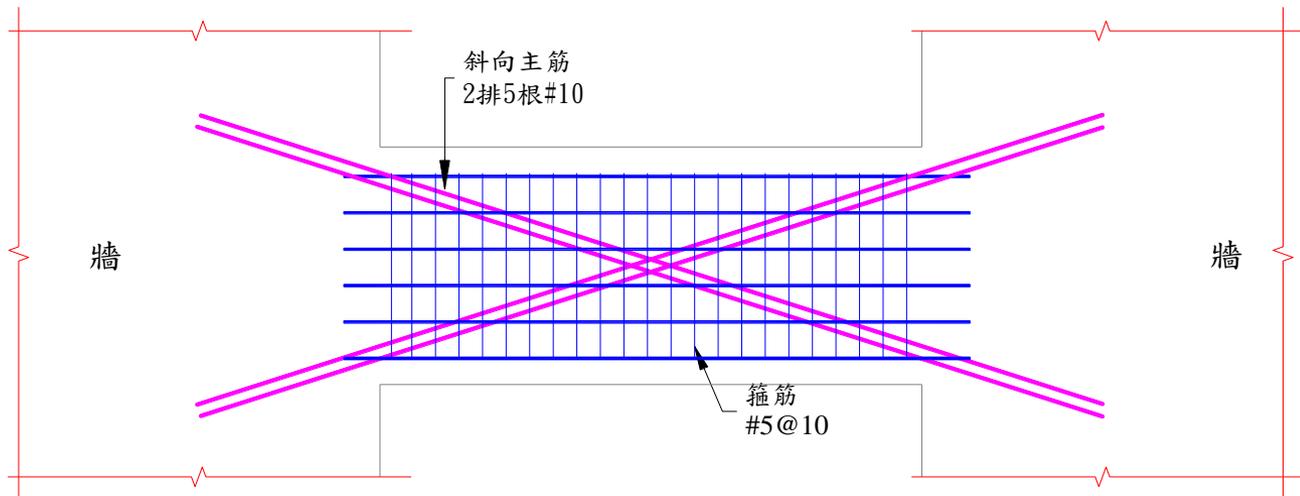
$$\phi * 2.65 * \sqrt{f'_c} * A_{cw} = 0.85 * 2.65 * \sqrt{560} * 100 * 80 = 426.43 \text{ tf} > \phi V_n = 137.49 \text{ tf}$$

強度符合規範上限，而依照規範18.7.7.4(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，所以對角鋼筋採2層5排之方式排列，如右圖所示。



# 豎向構材-剪力連接梁

剪力連接梁設計成果如下圖所示



## 豎向構材-剪力連接梁

本例另採RC規範18.7.7.1設計，將剪力連接梁按第18.3.3節至第18.3.5節之規定設計，依照ETABS之分析結果獲得 $M_u$ 如下

撓曲鋼筋	控制載重組合	$M_u$
上層	1.2DL+0.5LL+0.3EQV+1.0X向動態地震力	121 tf-m
下層	0.9DL-0.3EQV+1.0X向動態地震力	144 tf-m

## 豎向構材-剪力連接梁

鋼筋需求量計算如下，上層需求為 $35\text{cm}^2$ ，配置5-#10，下層需求為 $42\text{cm}^2$ ，配置6-#10

檢核規範最大鋼筋量之上限

$$A_{s,max} = \text{Min} \left( \frac{f'_c + 100}{4f_y}, 0.025 \right) bd = 202\text{cm}^2$$

配置5-#10小於最大鋼筋量之上限，符合規範限制，以相同的方法，檢核下層筋6-#10符合規範限制。

## 豎向構材-剪力連接梁

計算剪力連接梁之剪力需求 $V_u$

$$V_u = V_p + V_g$$

其中 $V_p$ 為彎矩強度 $M_{pr}$ 之雙曲率彎矩作用於梁兩端接頭面上產生之剪力

$$V_p = 174.47 \text{ tf}$$

而 $V_g$ 為受到因數化重力載重與垂直地震力之加載

$$V_g = 12.9 \text{ tf}$$

因此 $V_u$ 為187.37 tf

## 豎向構材-剪力連接梁

根據RC規範18.3.5.2，在梁之兩端由支承柱面向跨度中央2倍梁深之範圍

$$2h = 200 \text{ cm}$$

當(a)與(b)皆發生時，於剪力設計中應假設 $V_c=0$ ，其中

在該長度範圍內，按第18.3.5.1節規定計算地震所引致之剪力至少為最大需求剪力強度之半，計算如下

$$V_p = 174.47 \text{ tf} > \frac{1}{2} V_u = 93.7 \text{ tf}$$

(b) 含地震效應之因數化軸壓力 $P_u$ 小於 $\frac{A_g f'_c}{20}$ ，計算如下式

## 豎向構材-剪力連接梁

根據ETABS分析結果， $P_u=22.5$  tf 因此

$$P_u = 22.5 \text{ tf} < \frac{A_g f'_c}{20} = 224 \text{ tf}$$

所以根據RC規範18.3.5.2，本案例 $V_c=0$ ，而設計剪力為183.71tf，因此可以得知剪力筋強度需求 $V_s$ 為

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{183.71}{0.75} = 244.95 \text{ tf}$$

## 豎向構材-剪力連接梁

根據ETABS 分析結果，計算所需之剪力筋為

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \Rightarrow \frac{244.95}{4200 * 91} = \frac{A_v}{s} = 0.64 \frac{cm^2}{cm}$$

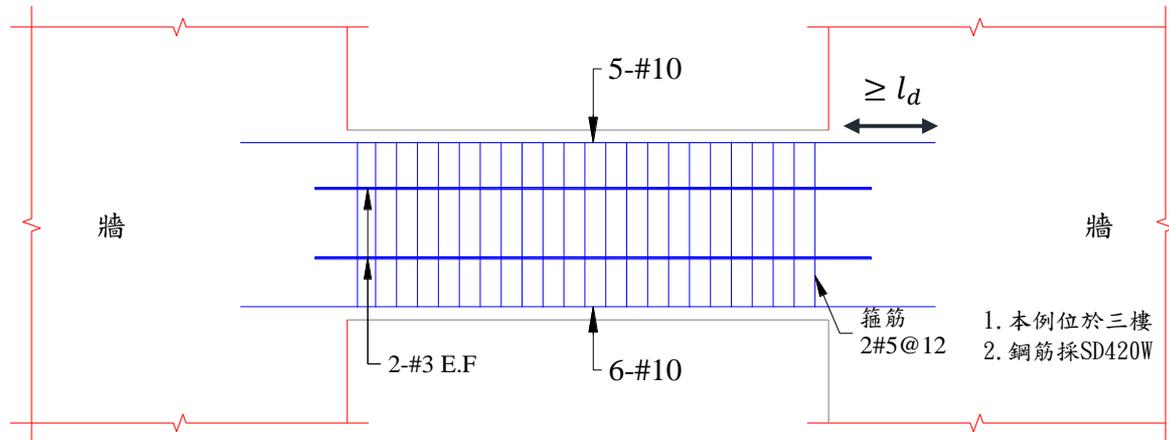
因此配置閉合箍筋為2#5@12，所得之  $\frac{A_v}{s} = 0.64 > 0.61$ ，大於需求量，同時滿足規範

18.3.4最大間距之規定

$$s = 12 \text{ cm} < S_{max} = \min \left\{ \frac{d}{4}, 15, 6d_b \right\} = 13.2 \text{ cm}$$

## 豎向構材-剪力連接梁

此連接梁的保護層厚度為4 cm，進入牆端之縱向鋼筋需依照RC規範18.7.2.5(a)之規定，伸展長度 $l_d$ 應為1.25倍按受拉至 $f_y$ 計得之值，配筋如下圖所示



---

# 彎鉤與擴頭鋼筋受拉伸展長度修訂

## 18.5.5.2 抗彎矩構架接頭的擴頭鋼筋受拉伸展修訂

土木401-110	土木401-112
<p>符合第20.2.1.6節規定之擴頭竹節鋼筋，其受拉伸展應符合第25.4.4節之規定，惟梁縱向鋼筋應以<math>1.25f_y</math>取代<math>f_y</math>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節橫向鋼筋圍束之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<math>2.5d_b</math>，柱鋼筋最小淨保護層允許降低至<math>1.5d_b</math>。</p>	<p>符合第20.2.1.6節和第25.4.4.1節規定之擴頭竹節鋼筋，其受拉伸展長度<math>\ell_{dt}</math>應至少為式(18.5.5.1)、<math>8d_b</math>與15 cm之大值，且若擴頭鋼筋終止於符合第18.4.5.2節至第18.4.5.4節橫向鋼筋圍束之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<math>2.5d_b</math>，柱鋼筋最小淨保護層允許降低至<math>1.5d_b</math>。</p> $\ell_{dt} = 0.06 f_y d_b / (\lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.5.5.1)$

## 18.5.5.2 解說修訂

依據擴頭鋼筋在梁柱接頭錨定之國內外相關實驗研究〔Lee與Yu (2009)、Kang等人 (2012)、Shao等人(2016)、Chiu等人(2016)、與Ou等人(2017)、Lee與Chang (2017)、Ghimire等人(2021)、Chiu等人(2022)、林克強與李宏仁(2022)〕顯示，緊密排列之梁主筋以擴頭錨定在符合本章規定之梁柱接頭內，其受拉伸展長度 $l_{dt}$ 可以縮短至式(18.5.5.1)之 $l_{dh}$ ，耐震測試顯示梁主筋皆可達應變硬化並發展梁非線性鉸。

過去研究指出(Shao等人 2016、Ou等人 2017)，擴頭鋼筋伸展長度可隨鋼筋中心距之增大而縮小，本節規定所計得之伸展長度可依表R18.5.5.2規定之間距修正因數加以調整，該因數係參考自Shao等人 (2016)之建議。

表R18.5.5.2 擴頭鋼筋間距修正因數<sup>[1]</sup>

鋼筋中心距	$(2.5-3)d_b$	$\geq 8d_b$
間距修正因數	1	0.75

<sup>[1]</sup>若鋼筋中心距值介於 $3d_b$ 至 $8d_b$ 之間，間距修正因數可採上表線性內插之值。

## 25.4.3.5 新增受拉標準彎鉤伸展長度替代算法

土木401-110	土木401-112
	<p>若滿足下列(a)、(b)、(c)或(d)條件，則彎鉤鋼筋伸展長度得採第25.4.3.6節之規定計算。</p> <ul style="list-style-type: none"><li>(a) 鋼筋尺度D36，計算伸展長度所使用之<math>f'_c</math>值不超過350 kgf/cm<sup>2</sup> [35 MPa]；</li><li>(b) 鋼筋尺度D32，計算伸展長度所使用之<math>f'_c</math>值不超過420 kgf/cm<sup>2</sup> [42 MPa]；</li><li>(c) 鋼筋尺度D29，計算伸展長度所使用之<math>f'_c</math>值不超過490 kgf/cm<sup>2</sup> [49 MPa]；</li><li>(d) 鋼筋尺度D25以下，計算伸展長度所使用之<math>f'_c</math>值不超過700 kgf/cm<sup>2</sup> [70 MPa]</li></ul>

## 25.4.3.6 新增受拉標準彎鉤伸展長度替代算法

土木401-110	土木401-112
	<p>伸展長度<math>l_{dh}</math>應為第25.4.3.7節之規定，且可依第25.4.3.8節乘以適用之修正因數予以折減。 但<math>l_{dh}</math>不得小於<math>8d_b</math>或15 cm。</p>

## 25.4.3.7 新增受拉標準彎鉤伸展長度替代算法

土木401-110	土木401-112
	<p>具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度為</p> $\left( \frac{0.075f_y\psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$ <p>式中</p> <p>(1)鋼筋塗布環氧樹脂或鋅與環氧樹脂雙層塗布時：修正因數<math>\psi_e = 1.2</math>，無塗布或鋅塗布(鍍鋅) <math>\psi_e = 1.0</math>。</p> <p>(2)鋼筋於輕質混凝土內時，式(25.4.3.7)計得之值需再放大1.3倍。</p>

## 25.4.3.8 新增受拉標準彎鉤伸展長度替代算法

具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度若有符合表25.4.3.8之使用情況，其 $l_{dh}$ 可分別乘以該表之有關修正因數予以折減。

表25.4.3.8 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) 6.5cm，且若90°彎鉤直線延長段之保護層 5 cm。	0.7	
箍筋或肋筋	(1) 具90°彎鉤之D36或較小鋼筋，其全部伸展長度 $l_{dh}$ 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°彎鉤之D36或較小鋼筋，其全部伸展長度 $l_{dh}$ 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25.4.3.4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：	1.0	
	(1) 鋼筋錨定或伸展經特別要求須能發展至 $f_y$ 或依第18章設計者。 (2) 其它。		
		$\frac{\text{需要之}A_s}{\text{使用之}A_s}$	

# 替代算法(25.4.3.5)合併新算法計算例(25.4.3.1)

使用標稱混凝土 $f'_c$ 計算之彎鉤鋼筋伸展長度，修正因數以表25.4.3.8保護層厚度(0.7)計算。紅色框線區域以新算法(25.4.3.1)，圍束鋼筋 $\psi_r=1.0$ 計算

土木401-112 彎鉤鋼筋伸展長度

單位: 公分

主筋 $f_y$ kgf/cm <sup>2</sup>	混凝土 $f'_c$ kgf/cm <sup>2</sup>	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11
		D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D36
2800	210	15	15	17	20	23	26	30	33	37
	245	15	15	15	18	21	24	27	31	34
	280	15	15	15	17	20	23	26	29	32
	350	15	15	15	16	18	21	23	26	29
	420	15	15	15	16	18	21	23	26	41
	490	15	15	15	16	18	21	23	32	38
	560	15	15	15	16	18	21	26	30	35
4200	210	15	20	25	30	34	39	44	49	55
	245	15	18	23	27	32	36	41	46	51
	280	15	17	21	26	30	34	38	43	48
	350	15	15	19	23	27	30	34	38	43
	420	15	15	18	21	24	28	31	35	61
	490	15	15	16	20	23	26	29	48	56
	560	15	15	15	18	21	24	38	45	53
5000	280	15	20	25	30	35	40	46	51	57
	350	15	18	23	27	32	36	41	46	51
	420	15	17	21	25	29	33	37	42	72
	490	15	16	19	23	27	31	35	57	67
	560	15	15	18	22	25	29	45	54	63

$$\ell_{dh} = \left( \frac{0.075 f_y \psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

替代算法(25.4.3.5)

$$\ell_{dh} = \left( \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$$

新算法(25.4.3.1)

## 全採替代算法(25.4.3.5)

使用較低設計強度計算之彎鉤鋼筋伸展長度，修正因數以表25.4.3.8保護層厚度(0.7)計算

土木401-112 彎鉤鋼筋伸展長度										
單位: 公分										
主筋 fy kgf/cm2	混凝土 fc' kgf/cm2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11
		D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D36
2800	210	15	15	17	20	23	26	30	33	37
	245	15	15	15	18	21	24	27	31	34
	280	15	15	15	17	20	23	26	29	32
	350	15	15	15	16	18	21	23	26	29
	420	15	15	15	16	18	21	23	26	29
	490	15	15	15	16	18	21	23	26	29
	560	15	15	15	16	18	21	23	26	29
4200	210	15	20	25	30	34	39	44	49	55
	245	15	18	23	27	32	36	41	46	51
	280	15	17	21	26	30	34	38	43	48
	350	15	15	19	23	27	30	34	38	43
	420	15	15	18	21	24	28	31	35	43
	490	15	15	16	20	23	26	29	35	43
	560	15	15	15	18	21	24	29	35	43
5000	280	15	20	25	30	35	40	46	51	57
	350	15	18	23	27	32	36	41	46	51
	420	15	17	21	25	29	33	37	42	51
	490	15	16	19	23	27	31	35	42	51
	560	15	15	18	22	25	29	35	42	51

## 25.4.4.4 擴頭鋼筋受拉伸展平行肋筋修正因數修訂

土木401-110	土木401-112
<p>梁柱接頭區平行肋筋之總斷面積<math>A_{tt}</math>應包含平行於<math>l_{dt}</math>之肋筋或箍筋，且須配置於從擴頭竹節鋼筋中心起向接頭中心<math>8d_b</math>的範圍，其中<math>d_b</math>為擴頭竹節鋼筋之標稱直徑。</p>	<p>梁柱接頭區平行肋筋之總斷面積<math>A_{tt}</math>應包含平行於<math>l_{dt}</math>之肋筋或箍筋，對D25或較小之擴頭竹節鋼筋而言，前述計入<math>A_{tt}</math>之肋筋或箍筋須配置於從擴頭竹節鋼筋中心起向接頭中心<math>8d_b</math>的範圍，對D29或較大之擴頭鋼筋而言，則允許該範圍擴大為<math>10d_b</math>，其中<math>d_b</math>為擴頭竹節鋼筋之標稱直徑。</p>

## 25.4.4.4 解說修訂

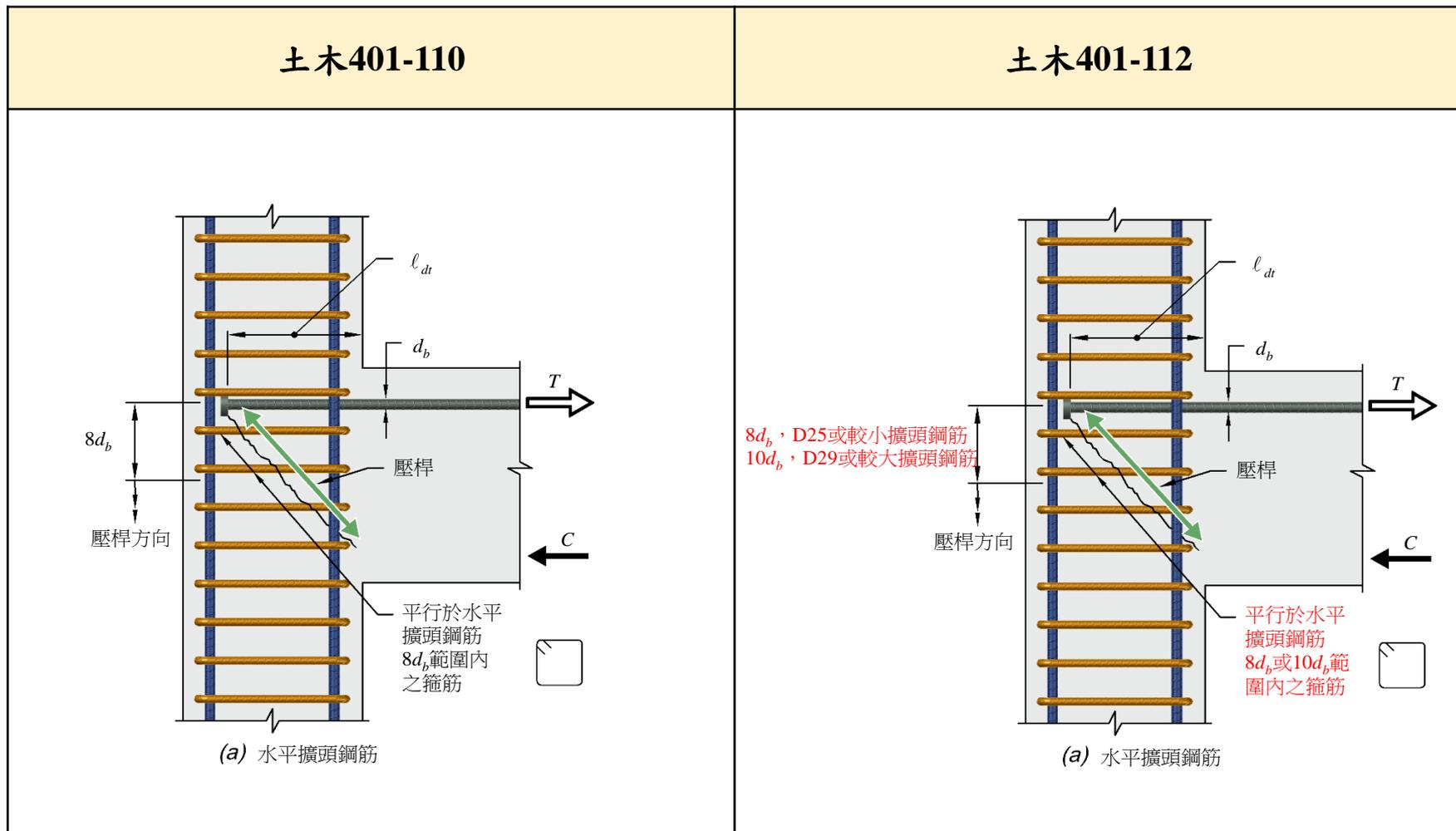
過去研究指出(Shao等人 2016, Ou等人 2017)，擴頭鋼筋伸展長度可隨鋼筋中心距 $s$ 或圍束等級 $A_{tt}/A_{hs}$ 之增大而縮小，第25.4.4.2節規定所計得之伸展長度可再依表R25.4.4.3規定之間距與圍束修正因數加以調整，該因數係參考自Shao等人(2016)之建議。

表R25.4.4.3 擴頭鋼筋間距與圍束修正因數[1]

	$s = 3d_b$	$s = 6d_b$	$s \geq 8d_b$
$\frac{A_{tt}}{A_{hs}} \geq 0.3$	1	0.85	0.75
$\frac{A_{tt}}{A_{hs}} = 0$	1.6	1.0	0.9

<sup>[1]</sup> 若 $s$ 介於 $3d_b$ 至 $8d_b$ 之間或 $A_{tt}/A_{hs}$ 介於0至0.3之間，間距與圍束修正因數可採上表線性內插之值

# 圖R25.4.4.4 修訂



---

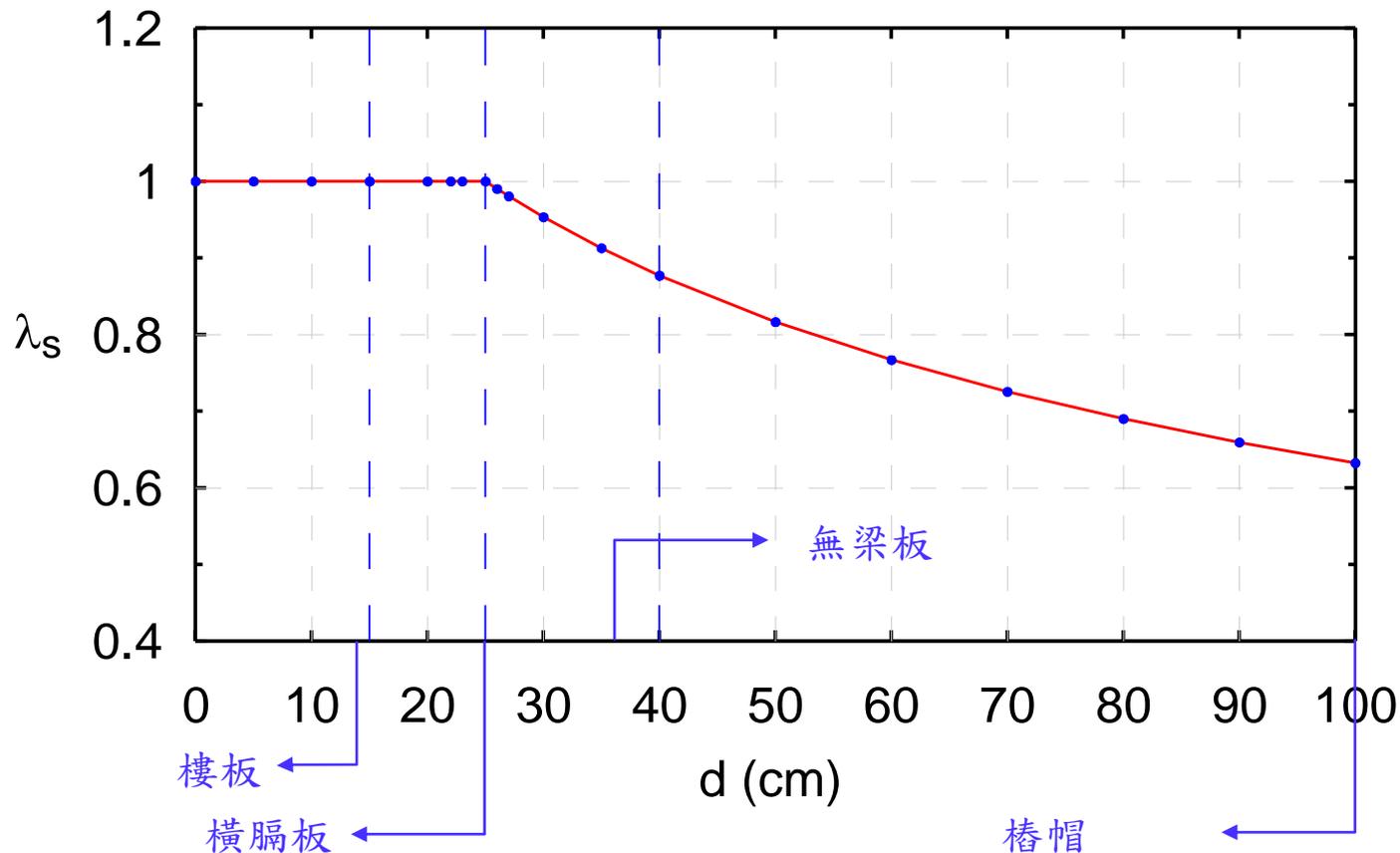
# 混凝土剪力強度尺寸效應修訂

## 13.2.6.2 基礎混凝土剪力強度尺寸效應之修訂

土木401-110	土木401-112
<p>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第22.6節雙向剪力強度之尺寸效應修正係數<math>\lambda_s</math>，亦即<math>\lambda_s = 1</math>。</p>	<p>對於歸類為(a)或(b)之構材，可以忽略第22.5節規定中單向剪力強度和第22.6節雙向剪力強度之尺寸效應修正係數<math>\lambda_s</math>，亦即<math>\lambda_s = 1</math>。</p> <p>(a) 透過直接承壓受土壤連續支撐之淺基礎</p> <p>(b) 抵抗側向土壓力之擋土牆</p>

# 混凝土單向與雙向剪力強度尺寸效應

尺寸效應修正係數 $\lambda_s$



若有配置規範最少剪力鋼筋，則不須考慮尺寸效應

## 13.3.6.1.1 新增懸臂擋土牆混凝土剪力強度公式

土木401-110	土木401-112
	<p>除按第22.5.5.1節之規定外，對於寬厚比至少為2.5的懸臂擋土牆，其牆體的剪力設計得以下式計算<math>V_c</math>:</p> $V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$

### 13.3.6.1.1 新增解說

這項條款係根據梁以及單向板的剪力試驗證據(Kuchma et al 2019)，允許已成功使用於懸臂擋土牆的設計剪力數值之使用，該數值最早出現於ACI 318-63，使用上搭配Rankine以及Coulomb土壤壓力理論。本條款考慮寬單向構材抵抗均佈載重時，混凝土抗剪強度的增加，以及土壤與結構互制的有利影響。對於具寬深比小於2.5之非常窄的牆斷面而言，在剪力行為方面已接近梁，因此第22.5.5.1節之規定應加以考慮。

---

# 營建署用語修訂

# 營建署用語修訂

- 第5.3.3(b)節公共聚集區域修訂為人群聚集之場所(現行規範為供公眾使用之場所，易與建築法第五條供公眾使用之建築物混淆)
- 「混凝土結構設計規範」修訂為「建築物混凝土結構設計規範」
- 「版」修訂為「板」

---

簡報結束  
敬請指教

