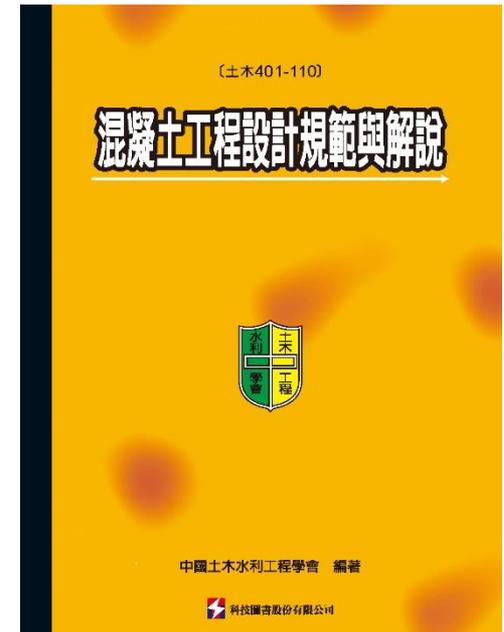


「新版RC規範與基礎規範修改內容」研討會

新版 RC 規範對 結構分析與構材設計 之規定



劉光晏 副教授
成功大學土木系

中華民國110年10月30日

資料來源

時間	講題	主講人	主持人
08:00~08:30	報 到		
08:30~08:40	開幕致詞 內政部建築研究所所長 王榮進 中國土木水利工程學會前理事長 王炤烈		
08:40~09:00	新版混凝土結構規範介紹	歐昱辰	婁光銘
09:00~09:50	混凝土結構系統與分析 相關規定	彭康瑜 劉光晏	莊均緯
09:50~10:10	休 息		
10:10~11:00	斷面設計要求	王勇智 洪崇展	陳伯炤
11:00~11:50	材料規定與耐久性要求、設 計圖說及檢驗	李宏仁 陳君弢	張錦峯
11:50~12:50	午 餐		
12:50~13:40	梁、柱、版及接頭之設計	鄭敏元 詹文宗	胡銘煌
13:40~14:30	牆、橫隔版、基礎及構材接 合 之設計與使用性要求	吳子良 邱建國	方文志
14:30~14:50	休 息		
14:50~15:40	錨栓、鋼筋細節	蕭輔沛 李姿瑩	柯鎮洋
15:40~16:30	耐震設計及既有結構物評估	歐昱辰 李翼安	黃世建
16:30~17:00	綜 合 討 論		全體 講員

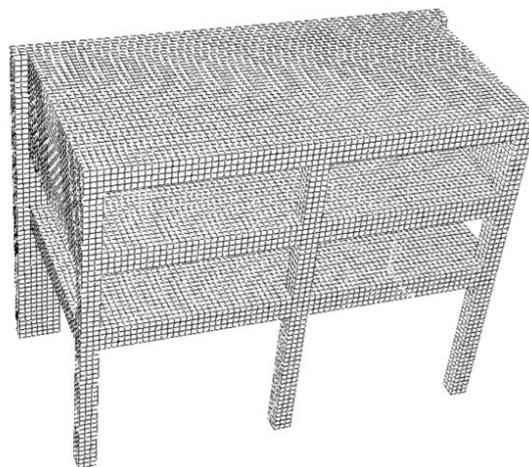
 110
年
1
月
16
日
(六)

「混凝土結構設計規範」研討會

- **混凝土結構系統與分析
相關規定** / 彭康瑜、
劉光晏
- **斷面設計要求** / 王勇智
、洪崇展
- **梁、柱、版及接頭之設
計** / 鄭敏元、詹文宗

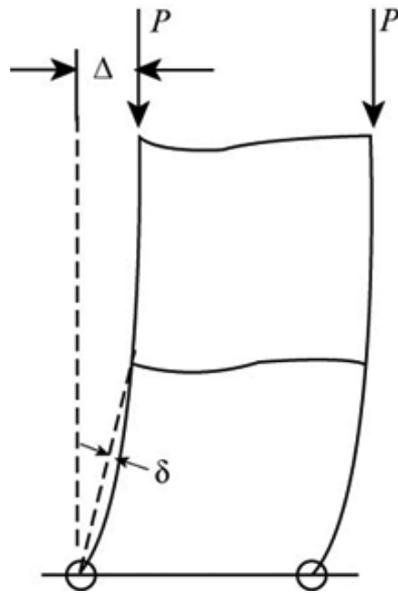
第六章 結構分析

- 6.1 範圍
- 6.2 通則
- 6.3 分析模型假設
- 6.4 活載重之分布
- 6.5 非預力連續梁及單向版之簡易分析方法
- 6.6 線彈性一階分析
- 6.7 線彈性二階分析
- 6.8 非彈性分析
- 6.9 有限元素分析可接受度



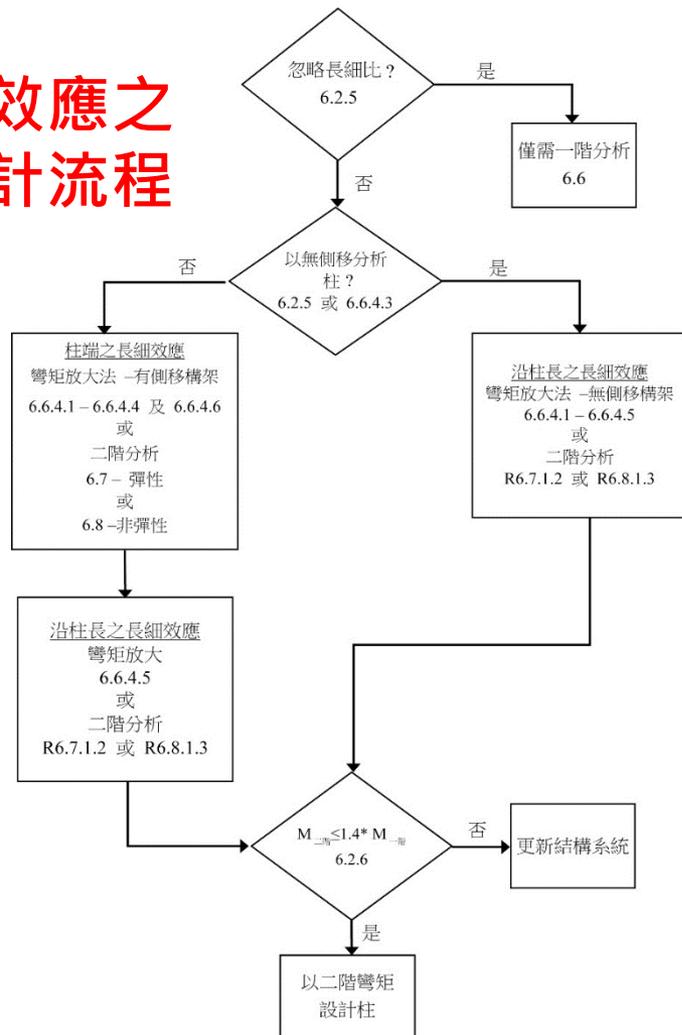
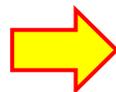
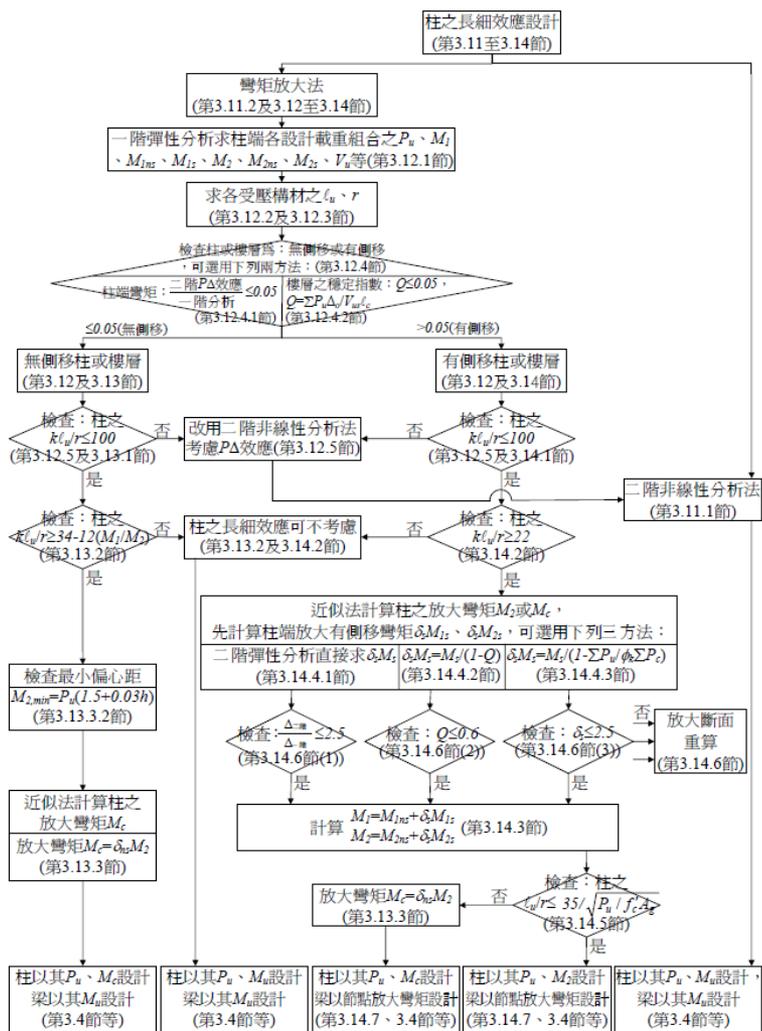
第六章 結構分析

- 6.2 通則
- 一階分析利用結構的原始未變形幾何滿足平衡方程式。只考量一階分析時，不需考慮長細效應。但因為這些效應可能是重要的，第6.6節提供於一階分析時，計算單一構材長細比 ($P\delta$) 效應和整體結構側移 ($P\Delta$) 效應之程序。
- 二階分析利用結構的變形幾何滿足平衡方程式。若二階分析使用沿受壓構材之節點，則該分析包括沿個別構材的側向變形之長細效應，以及整體結構的側移效應；若二階分析只在構材交點處設節點，則該分析僅掌握整體結構側移效應，但忽略個別構材長細效應。在這種情況下，彎矩放大法可用於決定個別構材長細效應。
- 非彈性分析宜呈現結構組成材料之非線性應力-應變反應，滿足變形諧和性，滿足未變形結構一階分析及變形結構二階分析之平衡。
- 本版規範導入有限元素分析，明確認為此法為廣泛使用分析方法。



第六章 結構分析

柱長細效應之建議設計流程



第六章 結構分析

• 6.2.5 長細效應

6.2.5.1 如滿足下列(a)或(b)，應可忽略長細效應：

(a) 無側向位移支撐之柱

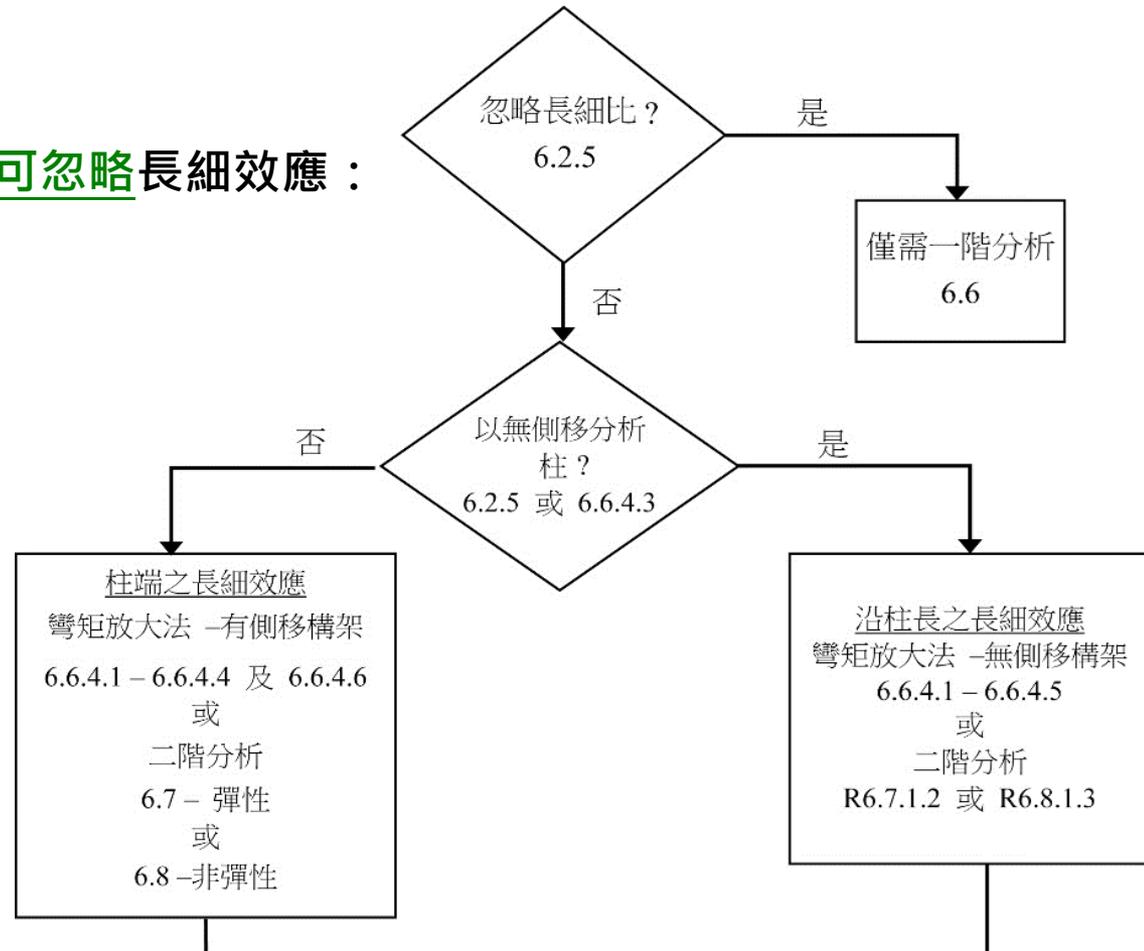
$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

(b) 有側向位移支撐之柱

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12(M_1 / M_2)$$

$$\frac{kl_u}{r} \leq 40$$

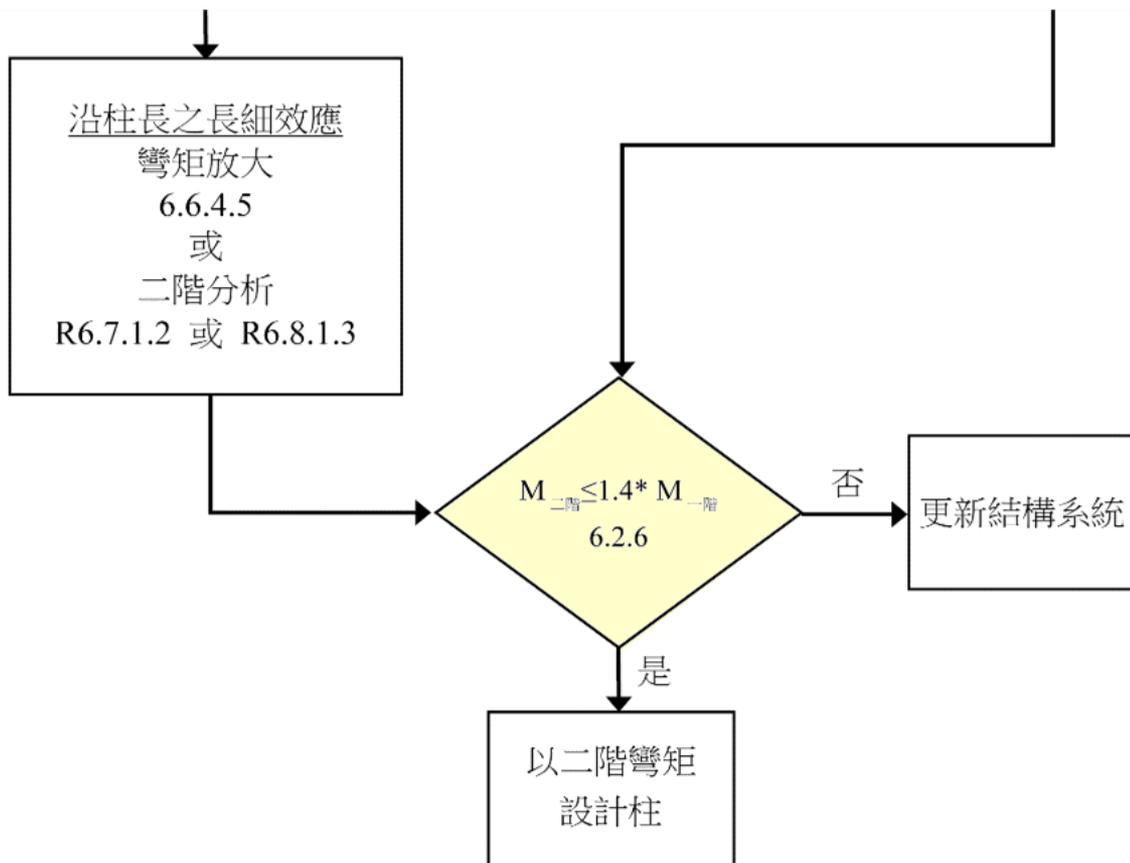
如柱彎曲成單曲率， M_1/M_2 為負值；
如柱彎曲成雙曲率， M_1/M_2 為正值。



第六章 結構分析

• 6.2.5.3

除非如第6.2.5.1節所容許忽略長細效應，柱、束制梁及其他支撐構材之設計，均須依照第6.6.4節、第6.7節或第6.8節計算二階效應之因數化力與彎矩，惟**考慮二階效應之 M_u 不得大於一階效應之 $1.4M_u$** 。



第六章 結構分析

6.3.2.1 非預力T形梁支撐一體澆置版或合成版時，有效翼版寬度 b_f 應包含梁腹版寬 b_w 及一有效外伸翼版寬度，如表6.3.2.1所示，表中 h 為版厚度、 s_w 為相鄰腹版淨間距。

翼版位置	腹版以外之有效外伸翼版寬度	
腹版兩側	取小值	8h
		$s_w / 2$
		$l_n / 8$
腹版單側	取小值	6h
		$s_w / 2$
		$l_n / 12$

6.3.2.2 單獨非預力T形梁，其翼版用以增加梁之抗壓面積者，則翼版厚度應大於或等於 $0.5b_w$ ，且有效翼版寬度應小於或等於 $4b_w$ 。

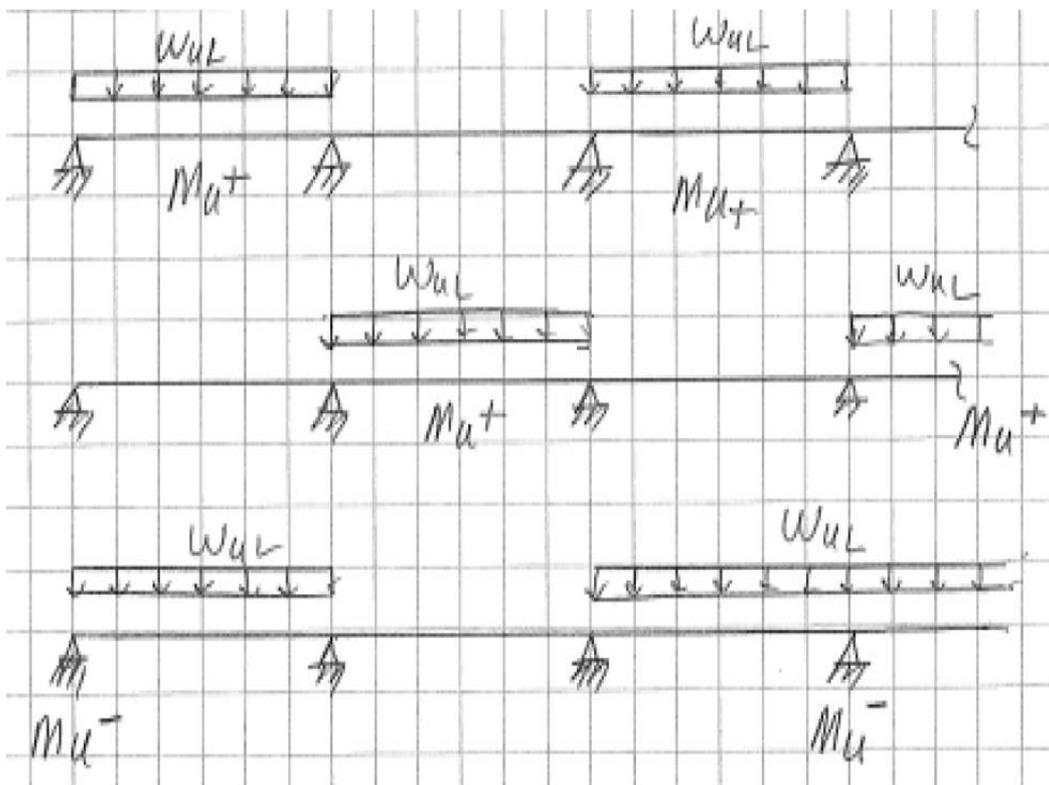
6.3.2.3 預力T形梁幾何形狀應可依照第6.3.2.1節及第6.3.2.2節計算。

第六章 結構分析

- 6.4 活載重之分布
- 6.4.2 單向版及梁應可採用下列(a)及(b)之假設：

(a) 接近跨度中央之**最大正彎矩** M_u ，發生在因數化活載重 L 配置於該跨及**間隔跨**之狀況下；

(b) 接近支承處之**最大負彎矩** M_u ，發生在因數化活載重 L 僅配置於**相鄰兩跨**之狀況下。



第六章 結構分析

6.4.3 雙向版系統之因數化彎矩 (401-100相當構架法)



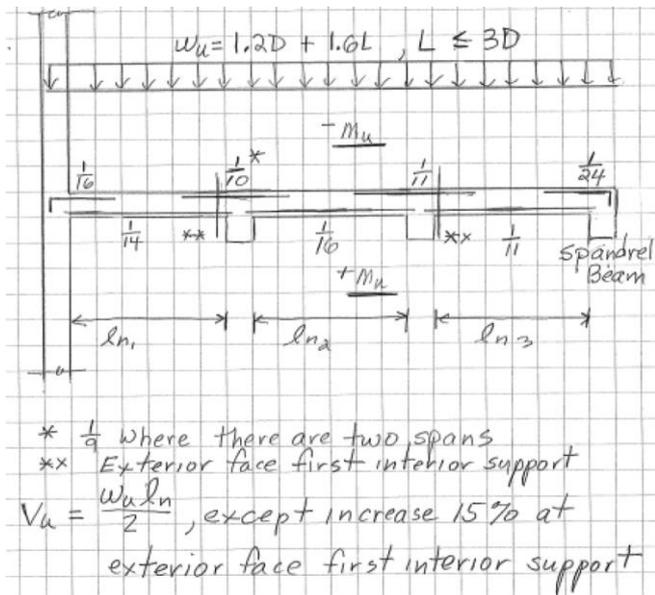
第六章 結構分析

- **6.5 非預力連續梁及單向版之簡易分析方法**
- 6.5.1 滿足下列(a) ~ (e)規定之非預力連續梁及單向版，因重力載重產生之 M_u 及 V_u 應可依照本節規定計算：
 - (a) 均勻斷面構材；
 - (b) 承受均布載重；
 - (c) $L \leq 3D$ ；
 - (d) 至少兩跨；
 - (e) 相鄰兩跨其跨徑差異小於20%。

第六章 結構分析

- 表6.5.2 非預力連續梁及單向版近似彎矩值 (無修正)

彎矩	位置	狀況	M_u
正彎矩	端跨	不連續端與支承構成一體者	$w_u l_n^2 / 14$
		不連續端不受束縛者	$w_u l_n^2 / 11$
	內跨	所有狀況	$w_u l_n^2 / 16$
負彎矩 ^[1]	外支承之內面處	構材與支承邊梁構成一體者	$w_u l_n^2 / 24$
		構材與支承柱構成一體者	$w_u l_n^2 / 16$
	第一個內支承外面處	二跨	$w_u l_n^2 / 9$
		二跨以上	$w_u l_n^2 / 10$
	其他支承面處	所有情況	$w_u l_n^2 / 11$
滿足(a)或(b)所有支承面處	(a) 跨距小於3m之版 (b) 跨徑端部梁柱勁度比大於8之梁	$w_u l_n^2 / 12$	



- 6.5.3 依照第6.5.2節計算之彎矩無須再分配。
- 6.5.5 樓版或屋頂版所承受之彎矩，由其連接之上、下柱依其相對勁度比例考量束制情況來分配。

第六章 結構分析

- 6.6.3.1.1 除非有更精準分析，構材之**慣性矩**與**斷面積**應依照表6.6.3.1.1(a)或**6.6.3.1.1(b)**計算。
- 6.6.3.1.2 考量**所有構材在受側向載重時**之有效勁度，因數化側向載重分析時，應可假設 **$I = 0.5I_g$** 或由更詳細之分析計算I值。

表 6.6.3.1.1(a) 因數化載重彈性分析可採用之慣性矩與斷面積

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		$0.25I_g$		

柱 $I = 0.7 * I_g$

矩形梁 $I = 0.35 * I_g$

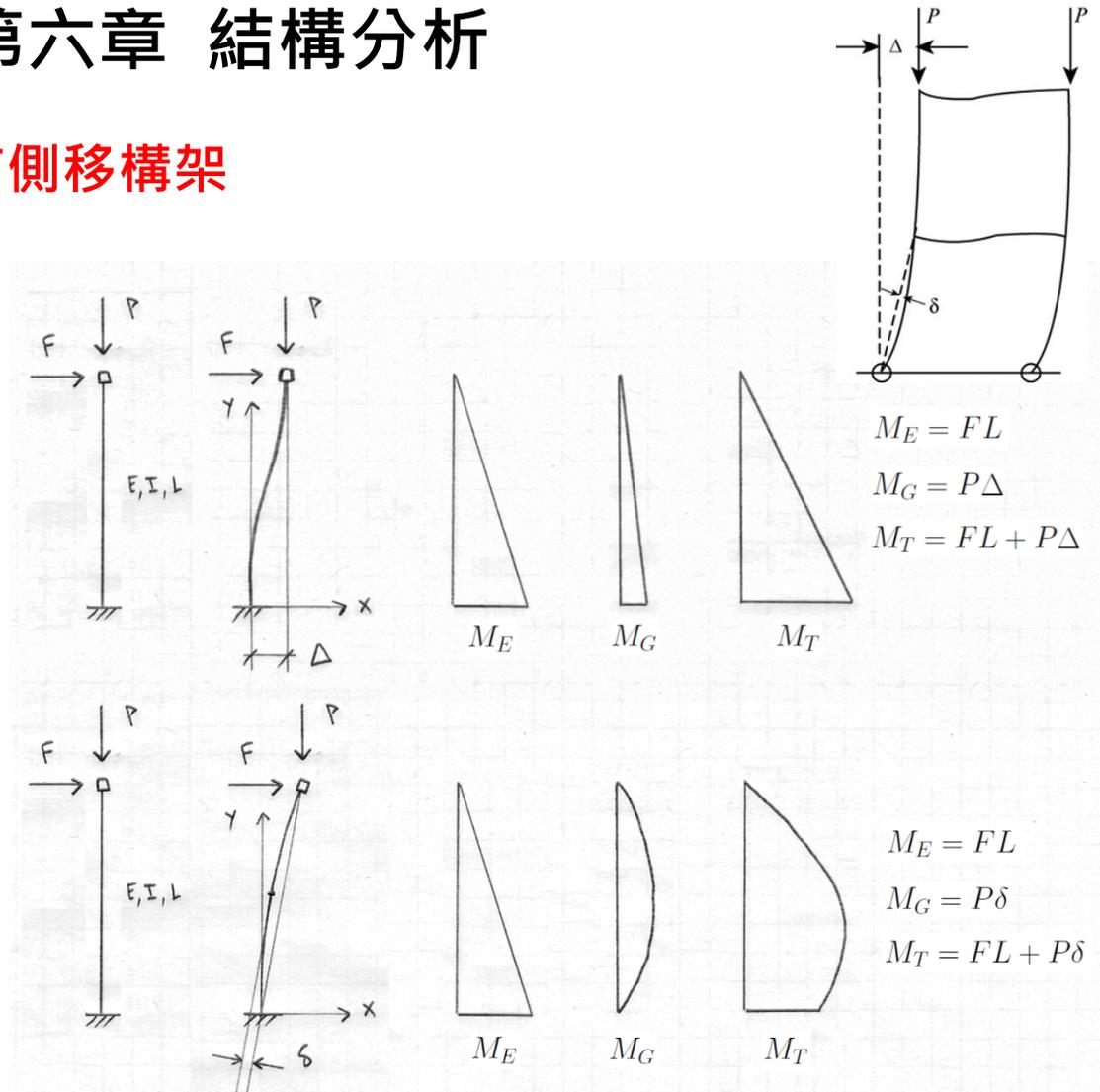
T形梁 $I = 0.35 * 2(b_w h^3 / 12)$

表 6.6.3.1.1(b) 因數化載重彈性分析之替代慣性矩

構材	彈性分析之替代 I 值		
	最小值	I	最大值
柱與牆	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0.875I_g$
梁、片版及平版	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

第六章 結構分析

- 6.6.4.6 彎矩放大法：**有側移構架**
- 6.6.4.6.4 有側移構架**沿柱長度方向之二階效應**均應考量，其效應可依照第6.6.4.5節考量，其中 C_m 利用第6.6.4.6.1節的 M_1 與 M_2 計算。

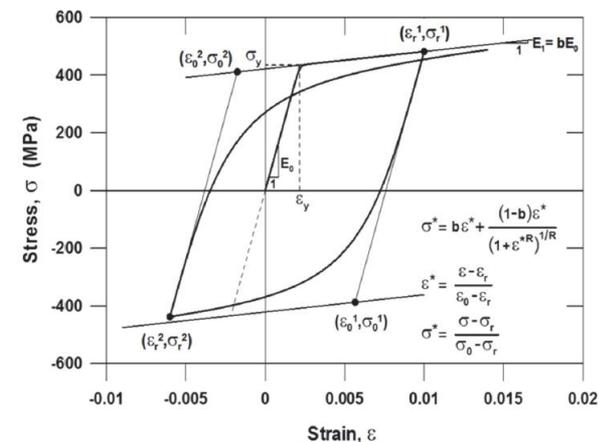
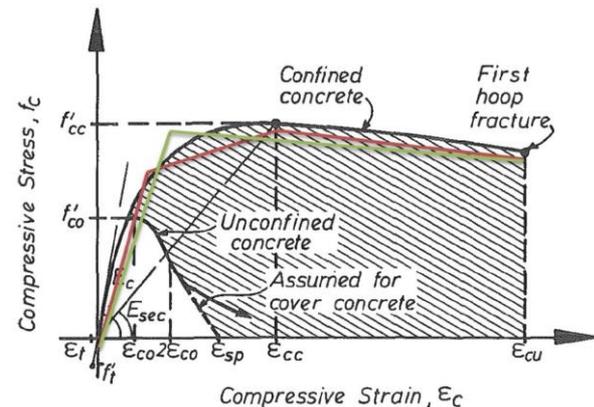
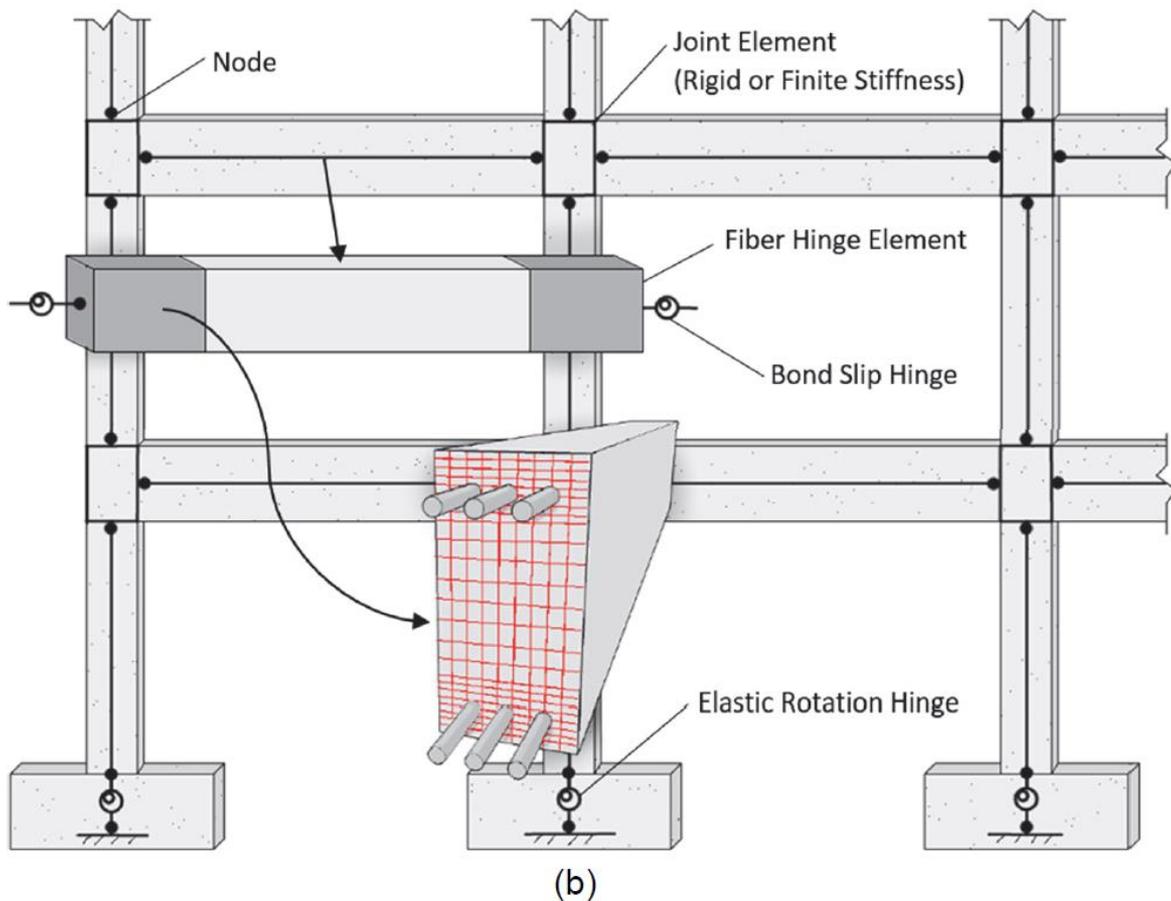


<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Types+of+P-Delta+analysis>

第六章 結構分析

- 6.8 非彈性分析
- 6.8.1.1 非彈性分析應考量材料非線性，非彈性一階分析應符合未變形結構之平衡，非彈性二階分析應符合變形結構之平衡。
- 6.8.1.2 非彈性分析程序應顯示出其**強度與變形**之計算結果，本質上與鋼筋混凝土結構各元件及局部組合構件之**試驗**結果一致，或結構系統顯示出其反應機制符合設計時之預期結果。
- 6.8.1.3 除非依6.2.5.1容許忽略長細效應，非彈性分析應符合變形結構之平衡，沿柱長方向之**長細效應**應可依照第6.6.4.5節計算。
- 6.8.1.4 各構材於計算長細比之分析中所用之**斷面尺度**與該構材在施工圖說上所示之差異應在**10%**內，否則應予重分析。
- 6.8.1.5 非彈性分析求得之**彎矩不應再分配**。

第六章 結構分析

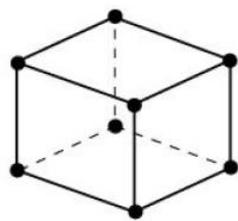
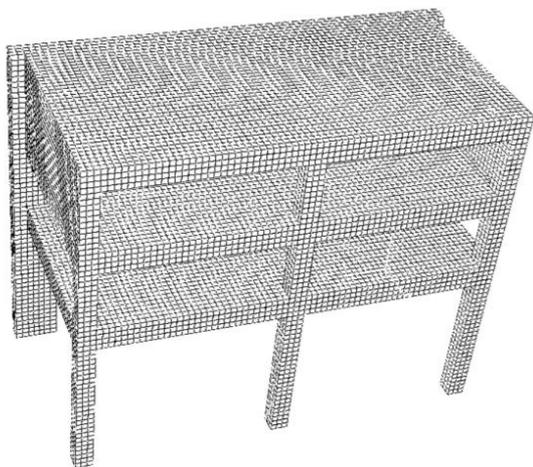


Applied Technology Council, 2017, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v3>

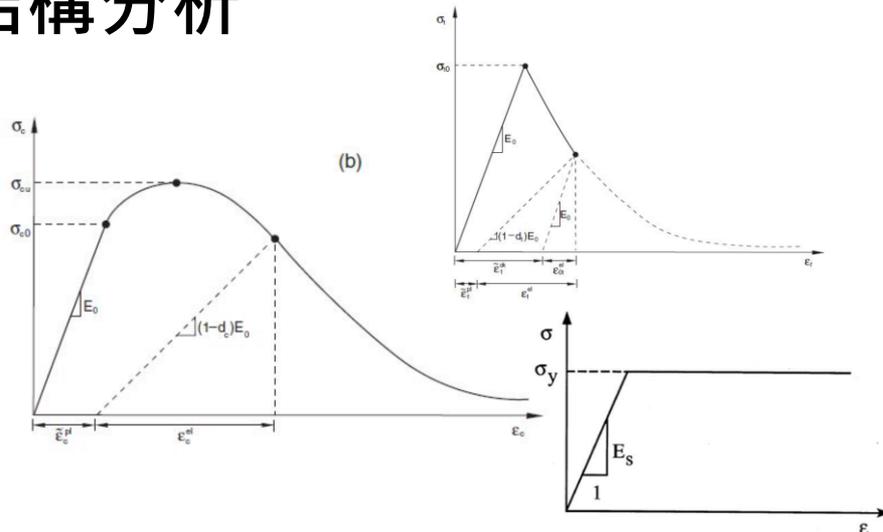
第六章 結構分析

- **6.9 有限元素分析可接受度**
- 6.9.1 應可利用有限元素分析確定**載重效應**。
- 6.9.2 有限元素**模型**應符合其預期目的。
- 6.9.3 **非彈性分析**時，每個載重組合應**分別**進行分析。
- 6.9.4 設計者應確認**結果**符合分析目的。
- 6.9.5 各構材於結構分析中所用之**斷面尺度**與該構材在
施工圖說上所示之差異應在10%內，否則應重分析。
- 6.9.6 非彈性分析求得之**彎矩不應再分配**。

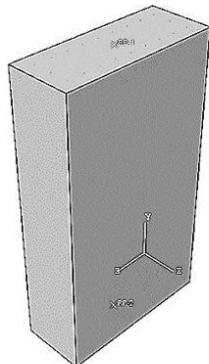
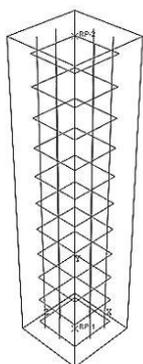
第六章 結構分析



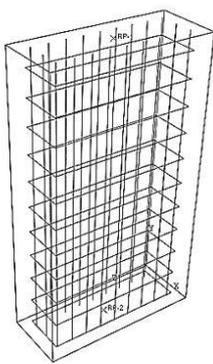
(a) Linear element (8-node brick, C3D8)



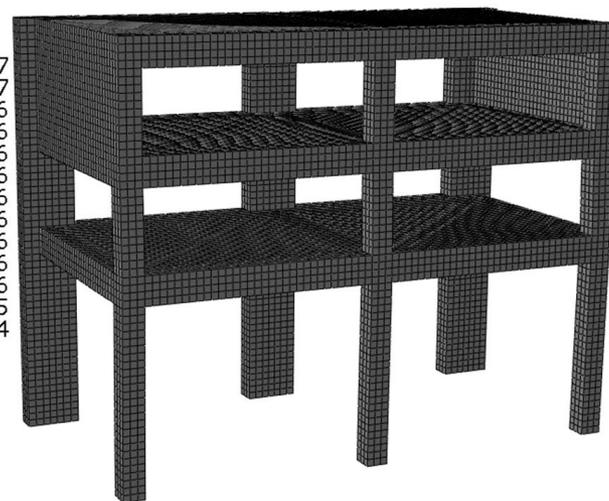
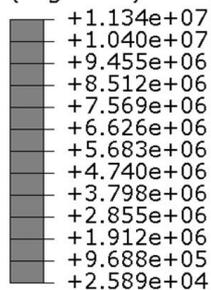
Column A



Column B

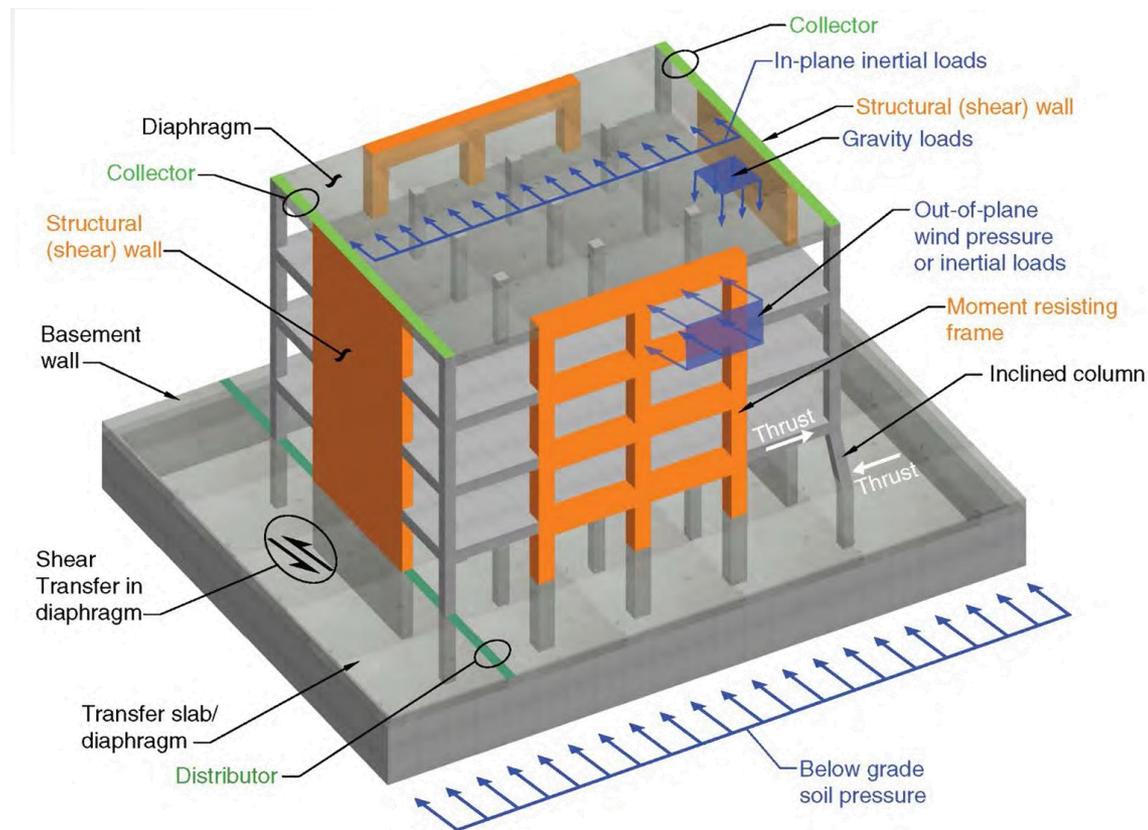


S, Mises
(Avg: 75%)



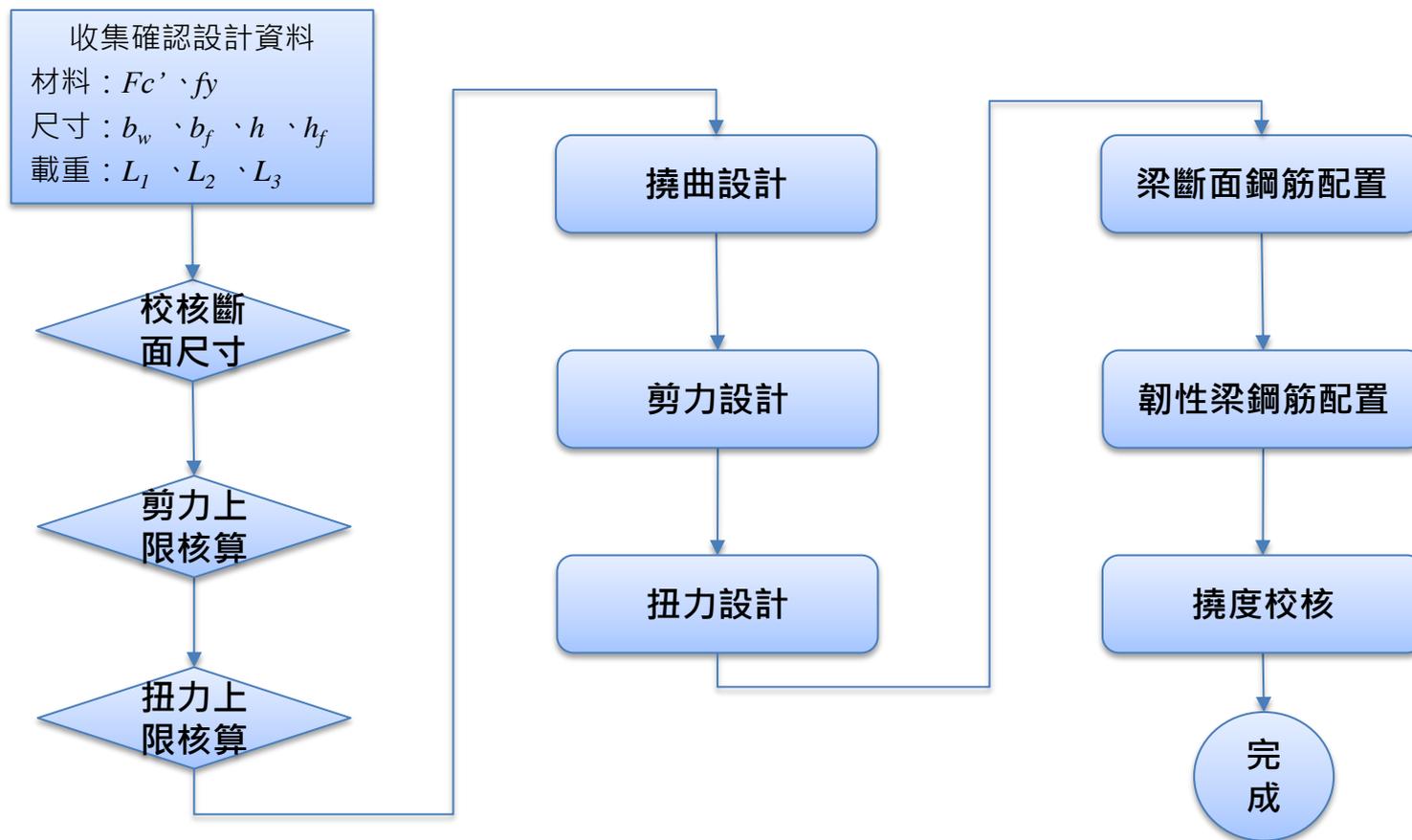
二、梁設計

1. 梁設計流程
2. 校核斷面尺寸
3. 應力上限檢核
4. 撓曲設計
5. 剪力設計
6. 扭力設計
7. 梁斷面鋼筋配置
8. 撓度檢核



二、梁設計

1. 大梁設計流程圖



二、梁設計

2. 校核斷面尺寸

土木 401-100

2.11.2.1 撓度與梁深限制

構材類別	最小厚度或深			
	簡支	一端連續	兩端連續	懸臂
單向版	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
梁或單向肋版	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

- 輕質混凝土之單位重量 w_c 在 $1.4 \sim 1.9 \text{ tf/m}^3$ 之間者，表值須乘以 $(1.650 - 0.315w_c)$ ，但不得小於 1.09 。
- 鋼筋之規定降伏強度 f_y 不等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，表值須乘以 $(0.4 + f_y / 7,000)$ 。

15.4.1 耐震特別規定

- 設計軸壓力 P_u 不超過 $0.1A_g f_c'$ 。
- 淨跨距 l_n 不得少於四倍有效梁深。
- 梁寬 b_w 不得小於 $0.3 h$ 及 25 cm 。
- 梁寬 b_w 不得超過其下支承柱之寬度再加上兩邊外伸長，任一外伸長不得超過柱深之 $1/4$ ；梁寬 b_w 亦不得超過柱寬之二倍。

ACI 318-19

9.3.1 最小梁深

支承條件	最小 h ^[1]
簡支	$l/16$
一端連續	$l/18.5$
兩端連續	$l/21$
懸臂	$l/8$

- f_y 不等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]時，應乘以 $(0.4 + f_y / 7,000)$
- w_c 在 1.4 至 1.9 tf/m^3 間之輕質混凝土製造之非預力梁，應乘以 $1.650 \sim 0.315w_c$ 及 1.09 之大者

18.6

- 因數化計軸壓力 P_u 超過 $0.1A_g f_c'$ 應按柱設計。
- 淨跨距 l_n 應至少為 $4d$ (梁深)。
- 梁寬 b_w 應至少為 $0.3 h$ 與 $10 \text{ in}(25 \text{ cm})$ 。
- 梁寬 b_w 之投影超過支承柱寬度之部分，任一邊之長度不應超過 c_2 與 $0.75c_1$ 之較小值。

二、梁設計

3. 應力上限檢核-剪力

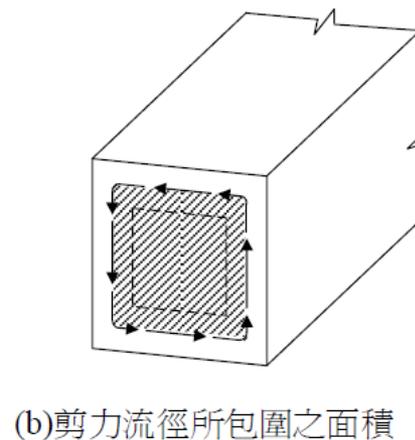
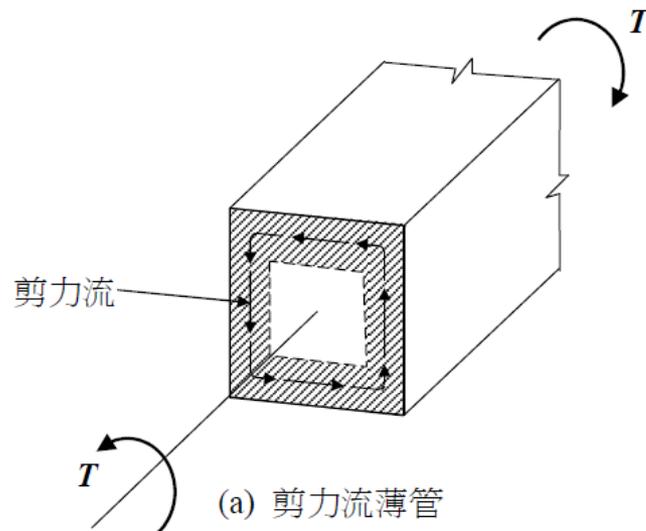
- $A_{v,min} = \max(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}, 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}})$

土木 401-100	ACI 318-19
4.2.1節與4.5.7.9節	22.5.1.2 及22.5.5
$V_u \leq \phi(V_c + 2.12\sqrt{f'_c}b_wd) = \phi(V_c + V_s)$	$V_u \leq \phi(V_c + 2.12\sqrt{f'_c}b_wd) = \phi(V_c + V_s)$
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$ (4-3)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$ (22.5.5.1)
$V_c = \left(0.53\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_wd$ (4-5)	$V_c = \left(2.12(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c}\right) b_wd$ } $A_v \geq A_{v,min}$
$V_c \leq 0.93\sqrt{f'_c}b_wd$ (4-5)	$V_c = \left(2.12\lambda_s(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c}\right) b_wd$ $A_v < A_{v,min}$
V_s 不可大於 $2.12\sqrt{f'_c}b_wd$ (4.5.7.9)	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1+\frac{d}{25})}}$ (尺度效應修正係數) (22.5.5.1.3)
	$V_c \leq 1.33\sqrt{f'_c}b_wd$ (22.5.5.1.1)

二、梁設計

3. 應力上限檢核-扭力

土木 401-100	ACI 318-19
4.6.3.1節 $\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{1.7 A_{ah}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right)$ (4-18) (實心斷面)	22.7.7.1 斷面限制 $\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{1.7 A_{ah}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right)$ (22.7.7.1a) (實心斷面)



二、梁設計

4. 撓曲設計

土木 401-100

3.3節~3.7節

 應用壓力與彎矩平衡計算 a/d

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85\phi f'_c b d^2}}$$

 計算 $A_{s, req}$

$$A_{s, req} = \frac{M_u}{\phi f_y d \left(1 - \frac{a}{2d}\right)}$$

 校核 ϕ 值

$$a = \frac{f_y A_s}{0.85 b f'_c} ; c = \frac{a}{\beta_1} ; \epsilon_t = \frac{\epsilon_u (d_1 - c)}{c}$$

 檢核 $A_{s, min}$

$$A_{s, min} = \max\left(\frac{0.8\sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}, \frac{14 b_w d}{f_y}\right) \quad (3-3 \cdot 3-4)$$

ACI 318-19

22.2 彎矩與軸力強度之設計假設

- 混凝土最外受壓纖維之最大應變應假設為0.003
- 混凝土應力應假設為均勻分布於等值壓力區，其值為 $0.85 f'_c$
- 等值矩形混凝土應力分布之 β_1 值

$f'_c \cdot \text{kgf/cm}^2$ [MPa]	B_1	
$175 \leq f'_c \leq 280$	0.85	(a)
$280 < f'_c < 560$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$	(b)
$f'_c \geq 560$	0.65	(c)

 校核 ϕ 值

$$a = \frac{f_y A_s}{0.85 b f'_c} ; c = \frac{a}{\beta_1} ; \epsilon_t = \frac{\epsilon_u (d_1 - c)}{c}$$

 檢核 $A_{s, min}$

$$A_{s, min} = \max\left(\frac{0.8\sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}, \frac{14 b_w d}{f_y}\right) \quad (9.6.1.2)$$

二、梁設計

5. 剪力設計

土木 401-100	ACI 318-19
4.4及4.6節	22.5.1.2 , 22.5.5及9.6.3.4
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$ (22.5.5.1)
$V_c = \left(0.53\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ (4.3.2)	$V_c = \left(2.12 (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c}\right) b_w d$
但 $V_c \leq 0.93\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_c = \left(2.12 \lambda_s (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c}\right) b_w d$
$V_s = (V_u/\phi) - V_c$	$V_s = (V_u/\phi) - V_c$
$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1+\frac{d}{25})}}$ (尺度效應修正係數) (22.5.5.1.3)
$s_v = \min\left(\frac{A_v f_{yt}}{0.2\sqrt{f'_c}b_w}, \frac{A_v f_{yt}}{0.35b_w}, \frac{d}{2}, 60cm\right)$	$V_s = (V_u/\phi) - V_c$
$V_s < 1.06\sqrt{f'_c}b_wd$	$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$
$s_v = \min\left(\frac{A_v f_{yt}}{0.2\sqrt{f'_c}b_w}, \frac{A_v f_{yt}}{0.35b_w}, \frac{d}{4}, 30cm\right)$	$A_{v,min}/s = \max\left(0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}, 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}\right)$
$V_s > 1.06\sqrt{f'_c}b_wd$	其中 $A_{ps} f_{se} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

二、梁設計

6. 扭力設計

土木 401-100	ACI 318-19
<p>4.7節</p> <p>$T_u < \phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right]$ 可不計扭力之影響</p> <p>橫向扭力鋼筋</p> $\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2\phi A_o f_{yt} \cot\theta}$ <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin: 10px 0;"> $(A_v + 2A_t)_{min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ $s_{t,max} = \min\left(\frac{p_h}{8}, 30cm\right)$ </div> <p>縱向扭力鋼筋</p> <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin: 10px 0;"> $A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2\theta$ $A_{\ell,min} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ </div>	<p>22.7.1</p> <p>$T_u < \phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right]$ 應可忽略扭力效應。</p> $T_u \geq \frac{2\phi A_o A_t f_{yt}}{s} \cot\theta \quad (22.7.6.1a)$ $T_u \geq \frac{2\phi A_o A_\ell f_y}{p_h} \tan\theta \quad (22.7.6.1b)$ <p>橫向扭力鋼筋最小值 (9.6.4.2)</p> <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin: 10px 0;"> $(A_v + 2A_t)_{min} = \min\left(0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}, 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}\right)$ </div> <p>縱向扭力鋼筋最小值 (9.6.4.3)</p> <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; margin: 10px 0;"> $A_{\ell,min} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ $= \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$ </div>

二、梁設計

7. 梁斷面鋼筋配置

土木 401-100

13.3 標準彎鉤

- 180°之彎轉，其自由端應作至少 $4d_b$ 且不小於6.5 cm之直線延伸。
- 90°之彎轉，其自由端應作至少 $12d_b$ 之直線延伸。
- 肋筋或箍筋之標準彎鉤為：
 D16及較小之鋼筋—90°彎轉，其自由端應作至少 $6d_b$ 之直線延伸。
 D19、D22及D25鋼筋—90°彎轉，其自由端應作至少 $12d_b$ 之直線延伸。
 D25及較小之鋼筋—135°彎轉，其自由端應作至少 $6d_b$ 之直線延伸。

13.4 最小彎曲內直徑

鋼筋稱號	最小彎曲內直徑
D10 至 D25	$6d_b$
D29 至 D36	$8d_b$
D39 以上	$10d_b$

ACI 318-19

25.3 標準彎鉤

彎鉤型式	鋼筋尺度	最小彎曲內直徑	直線延伸長度
90°彎鉤	#3~#8	$6d_b$	$12d_b$
	#9~#11	$8d_b$	
	#14~#18	$10d_b$	
180°彎鉤	#3~#8	$6d_b$	$4d_b$ 或7.5cm之大者
	#9~#11	$8d_b$	
	#14~#18	$10d_b$	
彎鉤型式	鋼筋尺度	最小彎曲內直徑	直線延伸長度
90°彎鉤	#3~#5	$4d_b$	$6d_b$ 或7.5cm之大者
	#6~#8	$6d_b$	$12d_b$
135°彎鉤	#3~#5	$4d_b$	$6d_b$ 或7.5cm之大者
	#6~#8	$6d_b$	
180°彎鉤	#3~#5	$4d_b$	$6d_b$ 或6.5cm之大者
	#6~#8	$6d_b$	

二、梁設計

7. 梁斷面鋼筋配置

土木 401-100

13.5 鋼筋間距之限制

- 同層平行鋼筋間之淨距不得小於 $1.0d_b$ ，或粗粒料標稱最大粒徑1.33倍，亦不得小2.5cm。
- 若鋼筋分置兩層以上者，兩層間之淨距不得小於2.5 cm，各層之鋼筋須上下對齊不得錯列。

13.6 鋼筋之保護層

現場澆置混凝土(非預力)鋼筋之最小保護層厚 (單位: mm)				
狀況	版、牆、欄柵及牆版	梁、柱及基腳	薄殼及摺版	
不受風雨侵襲且不與土壤接觸者：				
鋼線或 $d_b \leq 16$ mm 鋼筋	20	40	15	
16mm < $d_b \leq 36$ mm 鋼筋	20	40	20	
$d_b > 36$ mm 鋼筋	40	40	20	
受風雨侵襲或與土壤接觸者：				
鋼線或 $d_b \leq 16$ mm 鋼筋	40	40	40	
16mm < d_b 鋼筋	50	50	50	
澆置於土壤或岩石上或經常與水及土壤接觸者：				
	75	75		
與海水或腐蝕性環境接觸者：				
	100	100		

ACI 318-19

25.2 鋼筋最小間距

- 同層之水平非預力鋼筋間之淨間距應至少為2.5cm、 $1.0d_b$ 或 $(4/3)d_{agg}$ 之最大者。
- 若平行之非預力鋼筋分層至於兩層或三層以上者，上層鋼筋應直接配置於下層鋼筋之上，且層間之淨距不得小於2.5 cm

20.6.1.3 混凝土保護層要求

混凝土暴露環境	構材	鋼筋	保護層厚度(mm)
貼地澆置及永久接觸地面之混凝土	所有構材	所有鋼筋	75
暴露於大氣環境與接觸地面之混凝土	所有構材	D19~D57鋼筋	50
		D16鋼筋、W31或D31之鋼線或以下者	40
不暴露於大氣環境與不接觸地面之混凝土	樓板、小梁和牆	D43及D57鋼筋	40
		D36鋼筋及以下號數者	20
	梁、柱、柱墩和拉力桿件	主筋、肋筋、箍筋、螺旋箍筋及閉合箍筋	40

二、梁設計

7. 梁斷面鋼筋配置-韌性梁鋼筋配置

土木 401-100	ACI 318-19
<p>15.4.2 縱向鋼筋</p> <ul style="list-style-type: none"> 構材上下兩面鋼筋比各不得小於 $\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$，亦不得小於 $\frac{14}{f_y}$。拉力鋼筋比不得大於 $\frac{f'_c+100}{4f_y}$，亦不得大於 0.025。構材上下兩面至少各須有兩支鋼筋全長貫通配置。 撓曲構材在梁柱交接面及其它可能產生塑鉸位置，其壓力鋼筋量不得小於拉力鋼筋量之半。在沿構材長度上任何斷面，不論正彎矩鋼筋量或負彎矩鋼筋量均不得低於兩端柱面處所具最大負彎矩鋼筋量之 1/4。 受撓鋼筋之搭接必須於搭接範圍配置閉合箍筋或螺箍，此橫向鋼筋之最大間距不得大於 $d/4$ 或 10 cm。搭接不得用於：(1) 構材接頭內；(2) 距接頭交接面 2 倍構材深度以內範圍，及 (3) 分析顯示由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之位置。 	<p>18.3.3 縱向鋼筋</p> <ul style="list-style-type: none"> 梁上下兩面各應至少有兩支連續鋼筋。上下兩面鋼筋在任何斷面拉力鋼筋比 ρ 不應大於 $\frac{f'_c+100}{4f_y}$，ρ 亦不應超過 0.025。 接頭面正彎矩強度應至少為該接頭面負彎矩強度之半。沿構材長度上任何斷面之負與正彎矩強度皆應至少為任一接頭面最大彎矩強度之 1/4。 接頭內、距接頭面 2 倍梁深度範圍內、距非彈性側向變位所可能引起撓曲降伏之臨界斷面的 2 倍梁深度範圍內，圍封搭接鋼筋之橫向鋼筋最大間距應不大於 $d/4$ 與 10 cm 之較小值。

二、梁設計

7. 梁斷面鋼筋配置-韌性梁鋼筋配置

土木 401-100

15.4.3 橫向鋼筋

- 閉合箍筋應設置於構架構材之下列部位：(1) 受撓構材之兩端由支承構材面向跨度中央 2 倍構材深度之範圍內。(2) 由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各 2 倍構材深度之範圍內。
- 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(1) $d/4$ ，(2)最小撓曲鋼筋直徑之 6 倍，(3) 15 cm。
- 具橫向之稱之撓曲鋼筋，其間距不得達於 35cm。
- 在不須配置閉合箍筋之範圍內仍應配置兩端具耐震彎鉤之肋筋，其間距不得大於 $d/2$ 。
- 受撓構材中之閉合箍筋可由一個兩端具有耐震彎鉤之 U 型肋筋及一根繫筋組成。鉤住同一主筋相鄰各繫筋之 90° 與 135° 彎鉤應交替排置。梁如僅一邊有樓版者，繫筋之 90° 彎鉤應置於樓版之一側。

ACI 318-19

18.3.4 橫向鋼筋

- 閉合箍筋應設置於(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 倍梁深之範圍內。
- 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° 與 135° 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° 彎鉤應置於梁有樓版之一側。
- 第一個閉合箍筋距支承柱面應不超過 5 cm。閉合箍筋間距應不超過 (a) $d/4$ ；(b) 15 cm；(c) 對 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 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。
- 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，且其間距應不超過 $d/2$ 。

二、梁設計

7. 梁斷面鋼筋配置-韌性梁鋼筋配置

土木 401-100

ACI 318-19

15.4.4 剪力強度要求

- 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。 M_{pr} 之方向須考慮地震反向作用之情況。計算 M_{pr} 時，拉力鋼筋之降伏應力應改用至少1.25倍 f_y ，並不得考慮強度折減，亦即 $\phi = 1.0$ 。

- 地震引致之剪力 $\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n}$ ，若超過設計剪力之半，且包括地震效應之設計軸壓力小於 $0.05A_g f'_c$ ，則設計其橫向鋼筋時， V_c 值應假設為零。

18.3.5 剪力強度

- 設計剪力 V_e 之計算應考量作用於梁兩端接頭面間的力。應假設兩符號相反且等於可能彎矩強度 M_{pr} 之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。

- 橫向鋼筋於第18.3.4.1節規定之範圍內，當(a)與(b)皆發生時，於剪力設計中應假設 $V_c = 0$ 。
- (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。
- (b) 含地震效應之因數化軸壓力 P_u 小於 $A_g f'_c / 20$ 。

二、梁設計

8. 撓度校核

土木 401-100			ACI 318-19			
2.11.2.1 撓度與梁深限制			24.2.2 最大容許計算撓度值			
構材形式	考慮之撓度	撓度值限制	構材形式	使用條件	考慮撓度	撓度限制值
平屋頂，不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	因活載重所產生之即時撓度。	$l/180$	平屋頂	非用於支撐或連結到大撓度下可能受損之非結構性構件	因 L_r 、 S 及 R 中之最大者所造成的即時撓度	$l/180$
樓版，不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	因活載重所產生之即時撓度。	$l/360$	樓板		因 L 所造成的即時撓度	$l/360$
屋頂或樓版，支承或連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	與因其較大撓度而易遭破壞之非結構體連繫後所增之撓度(持續載重之長時撓度與任何增加活載重之即時撓度之和 ⁺)。	$l/480$	屋頂樓板	支撐或連結非結構性構件	可能於大撓度下受損	連結非結構構件後發生之總撓度，為全部持續載重所致之依時撓度與任何外加活載重所致之及時撓度的總和。
屋頂或樓版，支承或連繫於不因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。		$l/240$				

三、柱設計

1. 柱設計流程

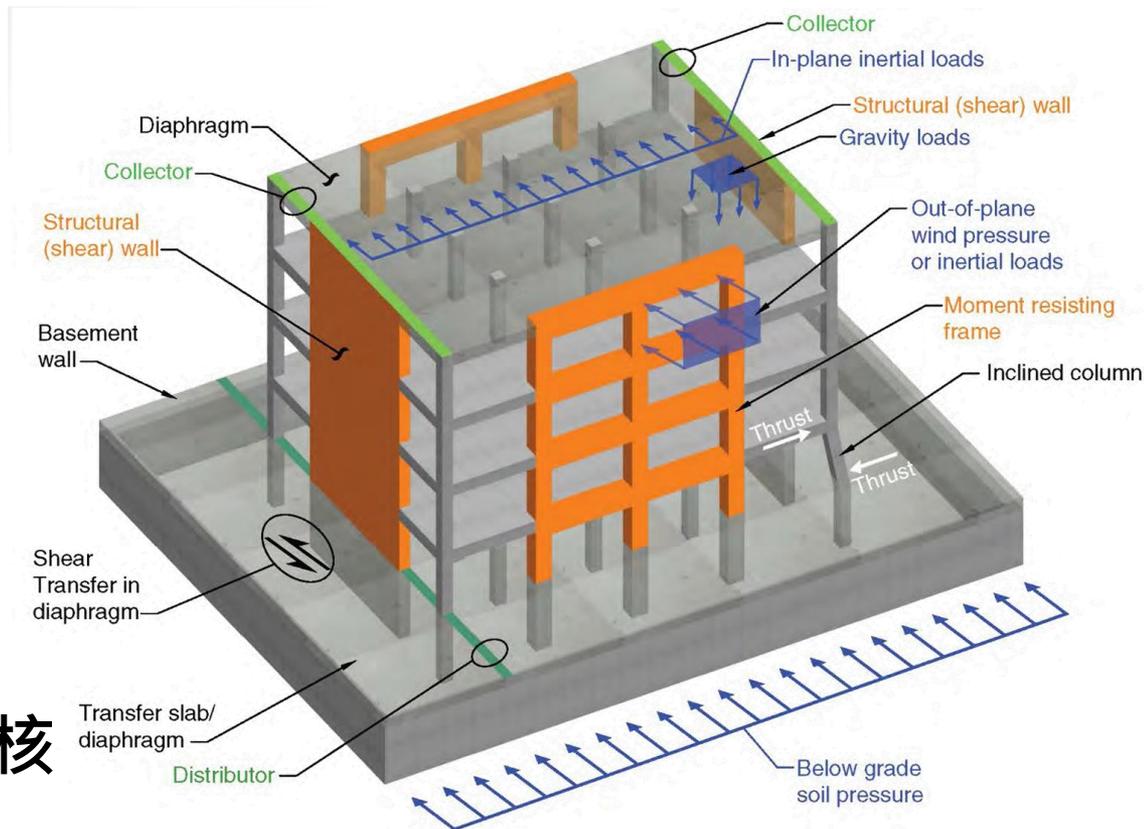
2. 校核斷面尺寸

3. 柱細長效應檢核

4. 強柱弱梁計算

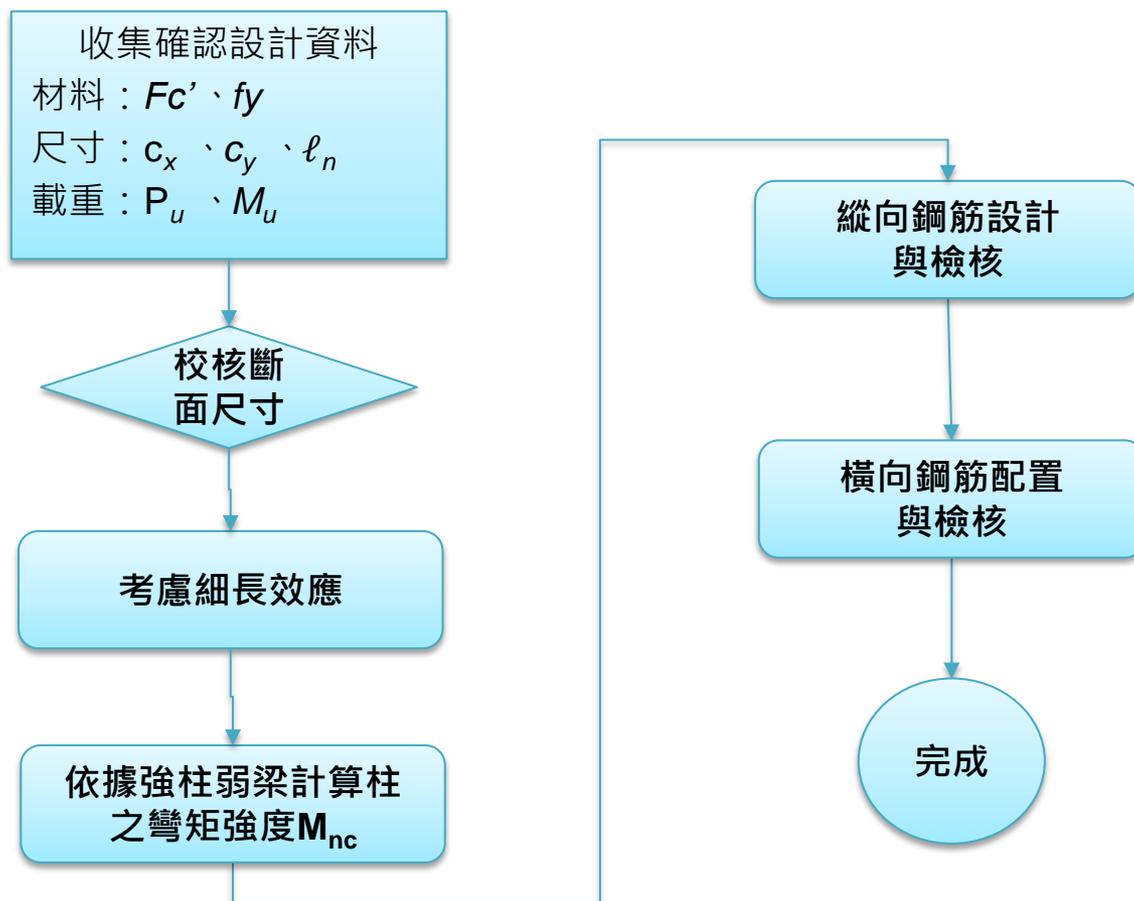
5. 縱向鋼筋設計與檢核

6. 橫向鋼筋設計與檢核



三、柱設計

1. 柱設計流程圖



三、柱設計

2. 校核斷面尺寸

土木 401-100	ACI 318-19
<p>15.5 構架內承受撓曲與軸向載重之構材</p> <ul style="list-style-type: none"> 本節之規定適用於承受彎矩與軸力之構材，且其設計軸壓力P_u超過$0.1A_g f'_c$。 通過幾何形心量測，斷面之最小尺度不得小於30 cm。 斷面最小尺度與其垂直尺度之比不得小於0.4。 	<p>18.4.2 尺寸限制</p> <p>柱尺寸應符合之規定：</p> <ul style="list-style-type: none"> 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。 斷面最小尺度與其垂直尺度之比例應至少為 0.4。

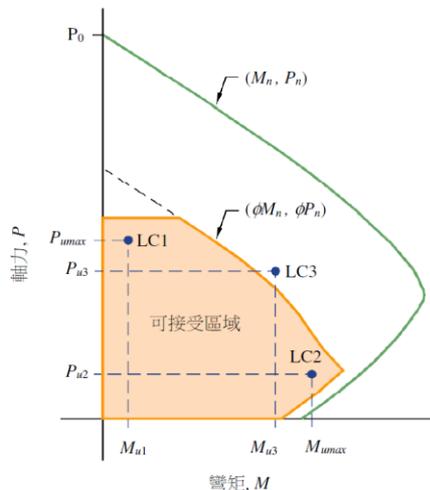


圖 R10.4.2.1 柱臨界載重組合

若未經有條理的檢核每一組載重組合，臨界載重組合可能不易分辨。如圖 R10.4.2.1所示，只考慮最大軸向力 (LC1) 及最大彎矩 (LC2) 的因數化載重組合，並不能確認其他載重組合如LC3也依照規範設計要求。

三、柱設計

3. 柱細長效應檢核

土木 401-100	ACI 318-19
<p>3.11節~3.13節</p> <p>計算樓層穩定指數 $Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c}$ (3-9)，不超過0.05則該樓層為無側移。</p> <p>無側移構架之受壓構材，若合於下列條件，其長細效應可忽略不計：</p> $\frac{k\ell_u}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad ; \quad 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} < 40 \quad (3-10)$ <p>計算設計載重</p> $M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (3-17)$ $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (3-12)$ $M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (3-11)$ <p>柱設計載重 $P_u \cdot M_u = M_c$</p>	<p>6.6.4.4 穩定特性</p> <p>計算Q值不大於0.05，則該樓層為無側移。</p> $Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} \ell_c} \quad (6.6.4.4.1)$ <p>6.6.4.5 無側向位移之彎矩放大法</p> <p>可忽略不計長細效應之條件</p> $\frac{k\ell_u}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.2.5b) \quad ; \quad \frac{k\ell_u}{r} > 40 \quad (6.2.5c)$ <p>一階分析因數化彎矩</p> $M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (6.6.4.5.1)$ $M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (6.6.4.5.4)$ $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.5.2)$ <p>柱設計載重 $P_u \cdot M_u = M_c$</p>

三、柱設計

4. 強柱弱梁計算

土木 401-100

15.5.2 柱之最小彎矩強度

柱之彎矩強度應符合式(15-1)之規定。

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

式中：

- $\sum M_{nc}$ = 連接於接頭各柱在接頭中心之計算彎矩強度之總和。柱彎矩強度應為所考慮方向之側力作用下由各載重組合設計軸力計算所得之最小彎矩強度。
- $\sum M_{nb}$ = 連接於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度之總和。該彎矩強度和之方向應與柱彎矩強度和之方向相反。作用於所考慮構架立面內梁之兩方向(順、逆鐘向)彎矩均應考慮於式(15-1)中。T形梁受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋應計入 M_{nb} 的計算中。

ACI 318-19

18.7.3 柱之最小彎矩強度

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

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.4.3.2)$$

- $\sum M_{nc}$ 為構入於接頭各柱在接頭面之標稱彎矩強度之總和。柱彎矩強度應為所考慮方向之側力作用下由各因數化軸力計算所得之最小彎矩強度。
- $\sum M_{nb}$ 為構入於接頭各梁在接頭面之標稱彎矩強度之總和。T形梁之版在接頭面彎矩作用下受拉時，在第6.3.2節規定之有效翼緣寬度內之版鋼筋，若其在彎矩臨界面處可發展其強度，則應假設該版鋼筋對 M_{nb} 有貢獻。

三、柱設計

5. 縱向鋼筋設計與檢核

土木 401-100

ACI 318-19

 3.11節~3.13節
 合彎矩法

$$\frac{M_{ur}}{h_r} = \sqrt{\left(\frac{M_{ux}}{c_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{uy}}{c_x}\right)^2}$$

$$\text{令 } \frac{M_u}{A_g h} = \frac{M_{ur}}{A_g h_r} ; \text{ 由 } \gamma, \frac{P_u}{f'_c A_g}, \frac{M_u}{f'_c A_g h} \text{ 查得 } \rho_g$$

$$A_{st} = \rho_g A_g : 0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g \text{ (3-7)}$$

$$: 0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g \text{ (15.5.3.1) (耐震)}$$

鋼筋檢核

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$\frac{1}{\frac{1}{P_{x0}} + \frac{1}{P_{y0}} + \frac{1}{P_{z0}}} \geq \frac{P_u}{\phi} ; P_0 \geq 0.1P_u$$

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nx0}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{ny0}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} \leq 1 ; P_0 < 0.1P_u$$

 18.7.4
 合彎矩法

$$\frac{M_{ur}}{h_r} = \sqrt{\left(\frac{M_{ux}}{c_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{uy}}{c_x}\right)^2}$$

$$\text{令 } \frac{M_u}{A_g h} = \frac{M_{ur}}{A_g h_r} ; \text{ 由 } \gamma, \frac{P_u}{f'_c A_g}, \frac{M_u}{f'_c A_g h} \text{ 查得 } \rho_g$$

$$A_{st} = \rho_g A_g : 0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g \text{ (10.6.6.1)}$$

$$: 0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.04A_g \text{ (10.6.6.1) (搭接處)}$$

$$: 0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g \text{ (18.7.4.1) (耐震)}$$

鋼筋檢核

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$\frac{1}{\frac{1}{P_{x0}} + \frac{1}{P_{y0}} + \frac{1}{P_{z0}}} \geq \frac{P_u}{\phi} ; P_0 \geq 0.1P_u$$

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nx0}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{ny0}}\right)^{\left(\frac{\log 0.5}{\log \beta}\right)} \leq 1 ; P_0 < 0.1P_u$$

三、柱設計

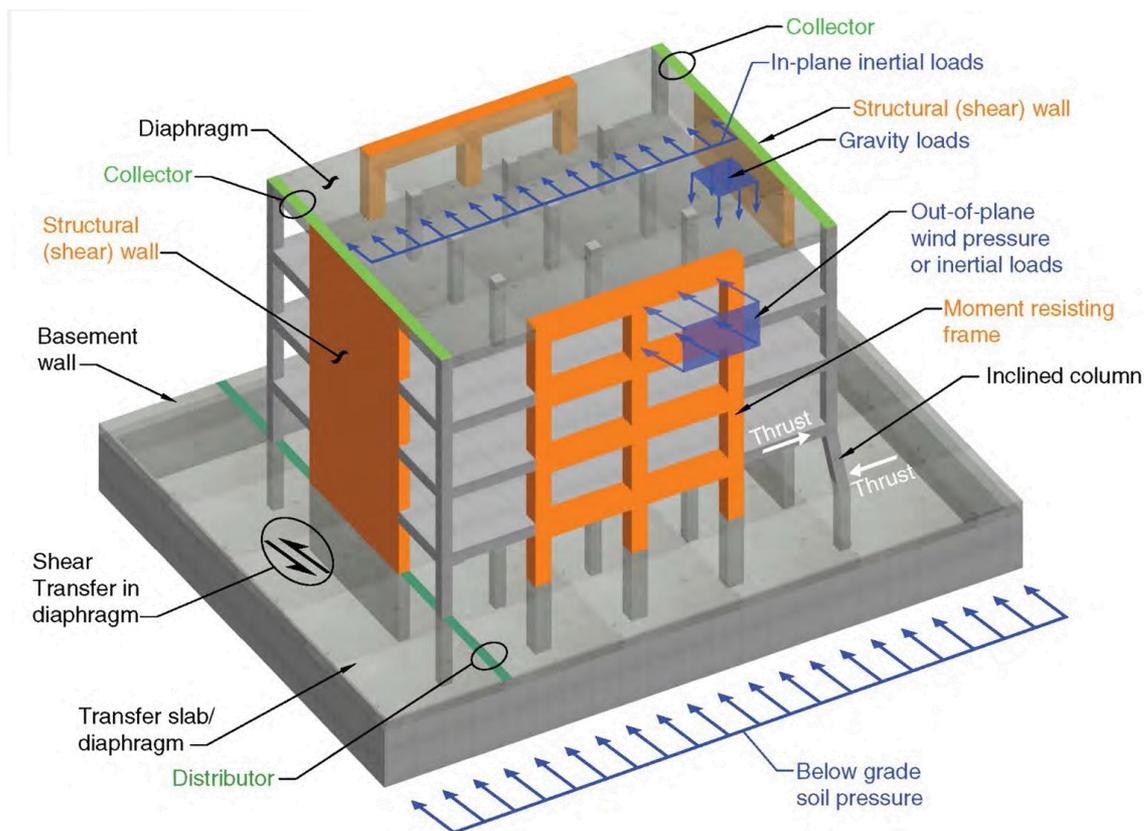
6. 橫向鋼筋配置與檢核

土木 401-100	ACI 318-19												
15.5.5 剪力強度要求 $V_e = \frac{M_{pr, \text{柱頂}} + M_{pr, \text{柱底}}}{\ell_n}$ $V_c = 0.53 \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4-4)$	10.6.2及18.7.5 ℓ_o 之長度應至少為(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。												
非圍束區鋼筋 $A_{v,e} = \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right) \frac{s}{f_{yt}d} \text{ 或 } A_{v,min}$ $S = \min(6d_b, 15\text{cm})$	非圍束區鋼筋 $S = \min(6d_b, 15\text{cm})$												
圍束區鋼筋 $A_{v,e} = \left(\frac{V_u}{\phi} - V_c\right) \frac{s}{f_{yt}d} \quad ; \quad P_u \leq 0.05A_g f'_c$ $A_c = 0$ $A_{sh} = \max\left\{0.3s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right); 0.09s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}\right\}$ $A_v = \max(A_{v,e}, A_{sh})$ $S = \min(s_0, \text{柱短邊}/4, 6d_b)$ $s_0 = 10 + (35 - h_x)/3 \leq 15\text{cm}$	圍束區鋼筋 <table border="1"> <thead> <tr> <th>橫向鋼筋</th> <th>條件</th> <th colspan="2">適用表達式</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">直線型 閉合箍筋 之A_{sh}/sb_c</td> <td>$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$</td> <td rowspan="2">(a)與(b)之 較大值</td> <td>$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (a)</td> </tr> <tr> <td>$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$</td> <td>$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)</td> </tr> <tr> <td>(a)、(b)與 (c)之最大 值</td> <td>$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (c)</td> </tr> </tbody> </table>	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	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (a)	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)	(a)、(b)與 (c)之最大 值	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (c)
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	$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (a)										
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$		$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)										
	(a)、(b)與 (c)之最大 值	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (c)											

四、版設計

● 版設計差異

- 材料
- 幾何
- 設計強度
- 配筋細部



版設計差異_材料

– 混凝土強度_SDC D、E、F

210 kgf/cm² (目前規範)

→ 280 kgf/cm² (新規範)

– 撓曲鋼筋材料、幾何、與機械性質

- 應滿足ASTM A615或A706

	ACI318-05 ^[1]	ACI318-19 ^[2]
ASTM A615	Grade 40 Grade 60 Grade 75	Grade 40 Grade 60 Grade 80
ASTM A706	Grade 60	Grade 60 Grade 80

[1] A615-04b [Grade 40 (280)、60 (420)、75 (520)] ; A706-04b [Grade 60]

[2] A615-18 [Grade 40、60、80、100] ; A706-16 [Grade 60、80]

版設計差異_材料

— 撓曲鋼筋強度 f_y 上限

	ACI318-05	新規範
非耐震系統	5600 kgf/cm ² ; 550 MPa; 80 ksi	5600 kgf/cm ² ; 550 MPa; 80 ksi
耐震系統	4200kgf/cm ² ; 420 MPa; 60 ksi	5600 kgf/cm ² ; 550 MPa; 80 ksi

— 剪力鋼筋強度 f_y 上限

$$f_y \leq 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (420 MPa , 60 ksi)}$$

版設計差異_幾何

一 版厚

- 單向版(相同)

支承	最小版厚
簡支承	$l/20$
單邊連續	$l/24$
雙邊連續	$l/28$
懸臂	$l/10$

若 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$, 表中之值 $\times \left(0.4 + \frac{f_y [\text{kgf/cm}^2]}{7,000} \right)$

- 雙向版
有梁雙向版規定相同

版設計差異_幾何

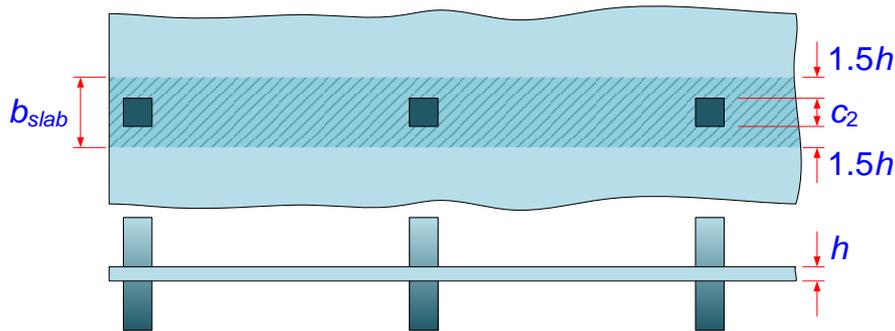
一 版厚

- 雙向版：無柱頭版之無梁版最小版厚

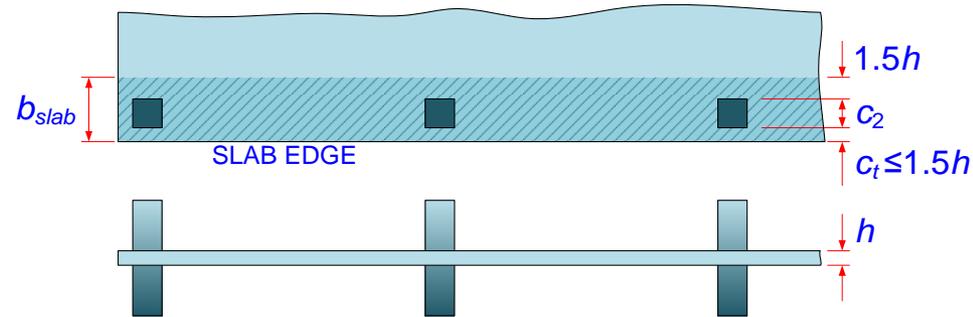
f_y (kgf/cm ²)	ACI 318-05			f_y (kgf/cm ²)	新規範		
	外側版		內側版		外側版		內側版
	無翼梁	有翼梁			無翼梁	有翼梁	
2800	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	2800	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
4200	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	4200	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$
5250	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	5600	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$

版設計差異_幾何

-有效翼版寬 (b_{slab})



(a) ACI 318-05



(b) ACI 318-19

$$b_{slab} = c_2 + 3h$$

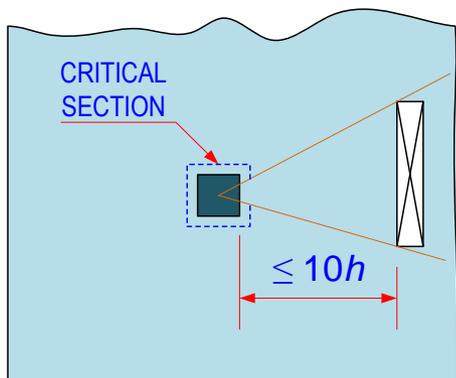
$$b_{slab} = \min \left\{ \begin{array}{l} c_2 + 3h \\ c_2 + 1.5h + c_t \end{array} \right.$$

版設計差異_幾何

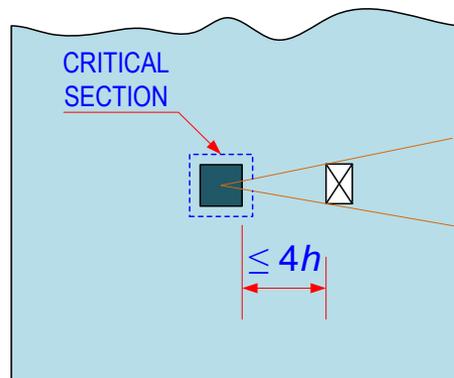
一 版開孔

關鍵切面考慮開孔效應以及邊柱效應

	ACI318-05	ACI318-19
開孔位置距支承邊或集中載重	$\leq 10h$	$\leq 4h$



(a) ACI 318-05

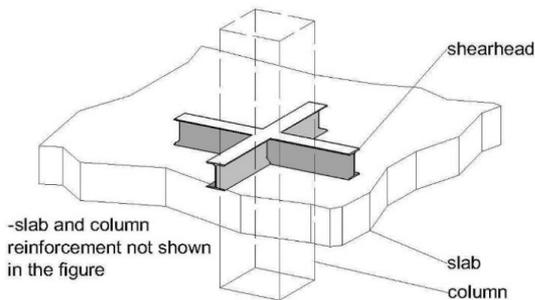


(b) ACI 318-19

版設計差異_設計強度

- 318-19刪除

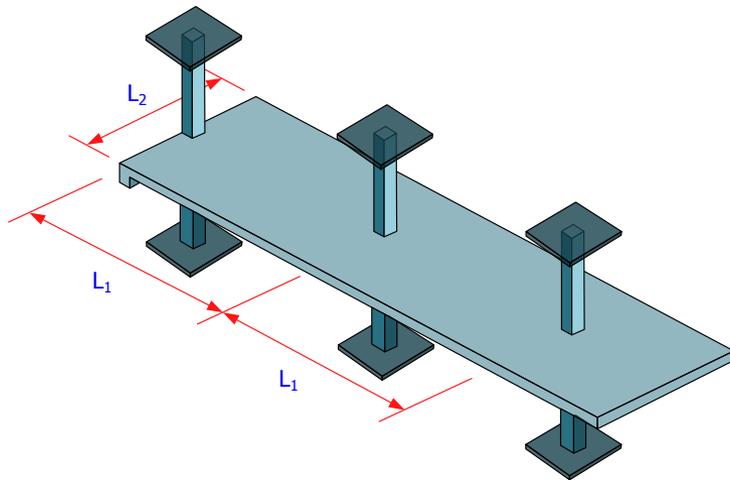
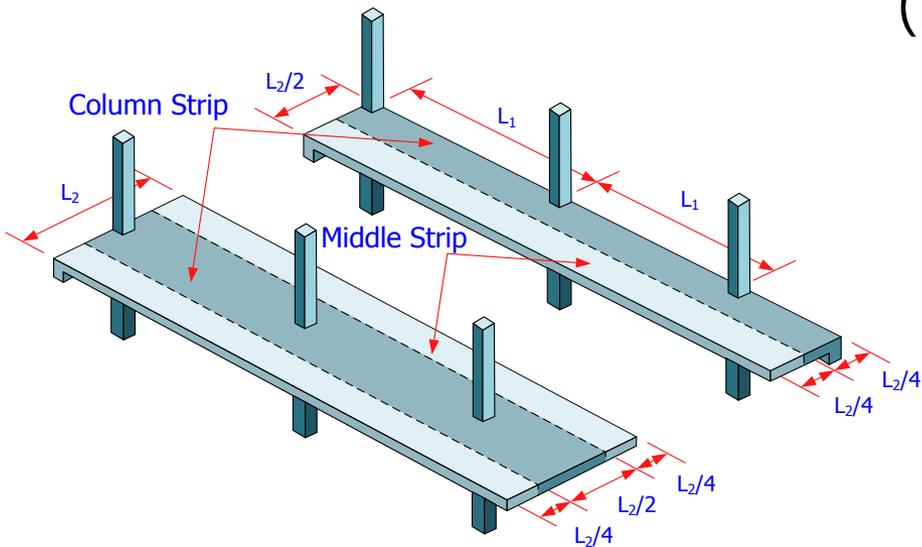
1. 剪力頭
(Shearhead)



Ramos and Lucio, 2018

2. 直接設計法
(Direct Design Method)

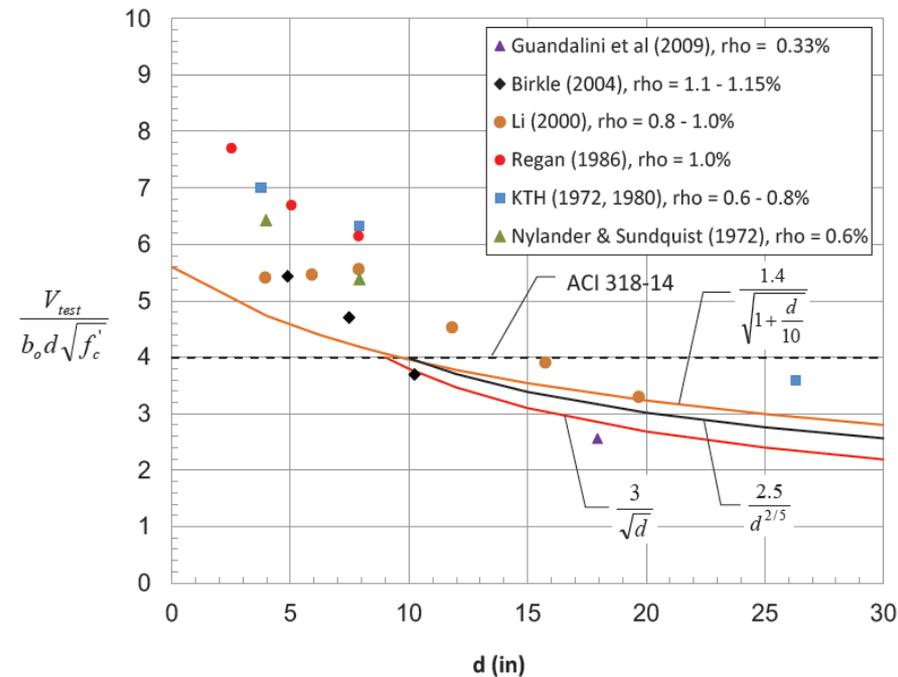
3. 相當構架法
(Equivalent Frame Method)



版設計差異_設計強度

– 雙向剪力強度(V_d)

	v_c (kgf/cm ²)
ACI 318-05	smaller $\begin{cases} 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f_c'} \\ 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \sqrt{f_c'} \\ 1.1 \sqrt{f_c'} \end{cases}$
ACI 318-19	smaller $\begin{cases} 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \sqrt{f_c'} \\ 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda_s \sqrt{f_c'} \\ 1.1 \lambda_s \sqrt{f_c'} \end{cases}$



註: $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04d}} \leq 1.0$

Size Effect (*Hawkins and Ospina, 2017*)

版設計差異_設計強度

- 版部分彎矩 $\gamma_f M_u$ 以撓曲方式傳遞致支承

$$\text{註: } \gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

- γ_f 在適當條件下可以修正

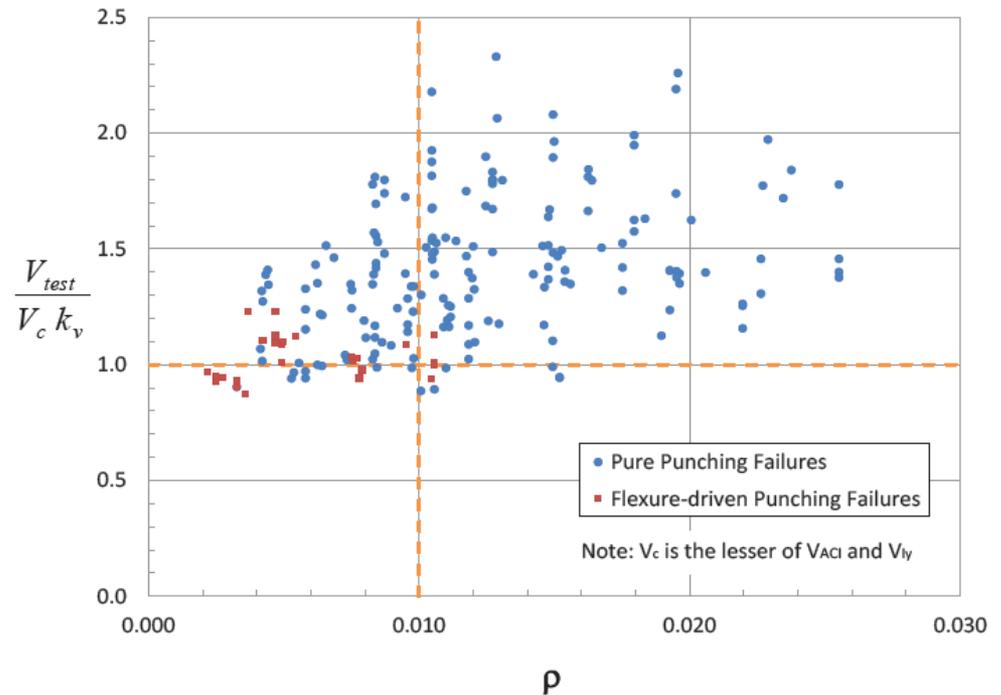
情況	跨度方向	剪力需求	318-05		318-19	
			撓曲鋼筋量	γ_f 修正值	撓曲鋼筋量	γ_f 修正值
角柱	任意方向	$\leq 0.50\phi V_c$	$< 0.375\rho_b$	1.0	$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
邊柱	垂直於邊	$\leq 0.75\phi V_c$	$< 0.375\rho_b$	1.0	$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
	平行於邊	$\leq 0.40\phi V_c$	$< 0.375\rho_b$	↑25%	$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.008$	↑25%
內柱	任意方向	$\leq 0.40\phi V_c$	$< 0.375\rho_b$	↑25%	$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.008$	↑25%

版設計差異_配筋細部

– 318-19新增最小鋼筋量

若 $V_{uv} > \phi 2\lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ 時，須在有效版寬 (b_{slab}) 內提供最小鋼筋量

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

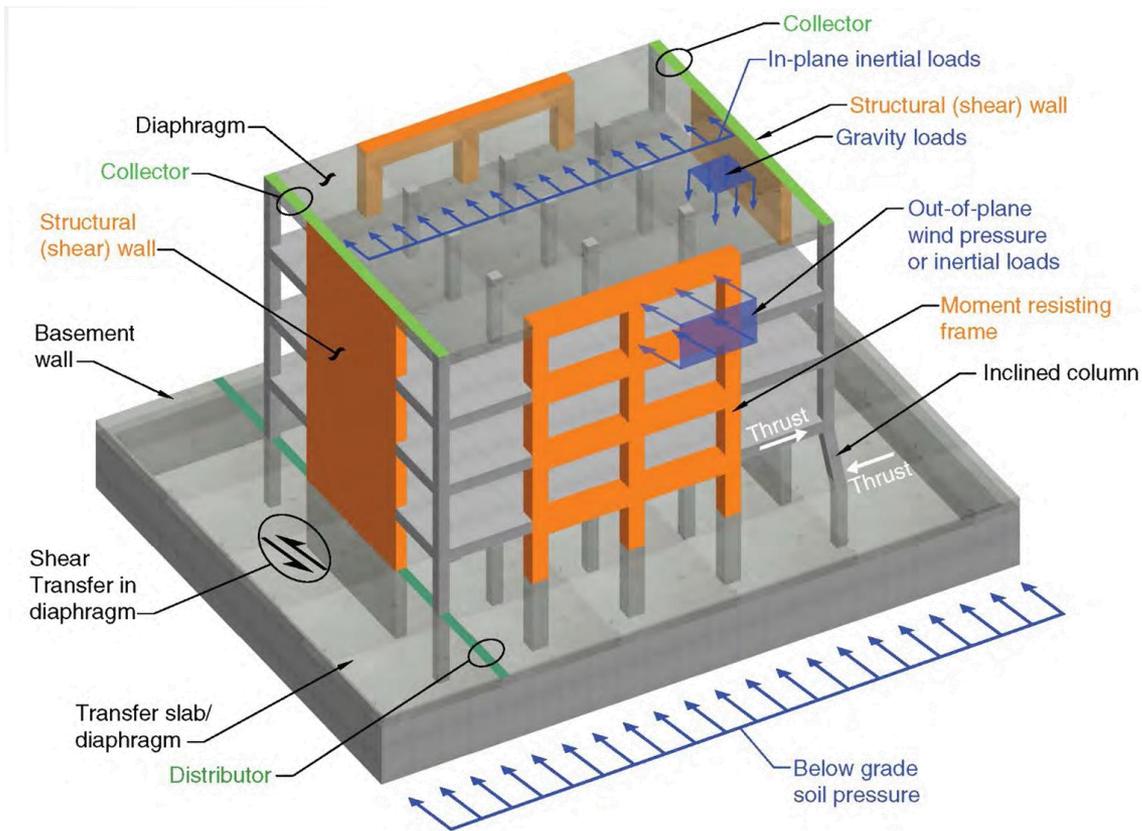


Reinforcement Ratio Effect
(Hawkins and Ospina, 2017)

五、梁柱接頭設計

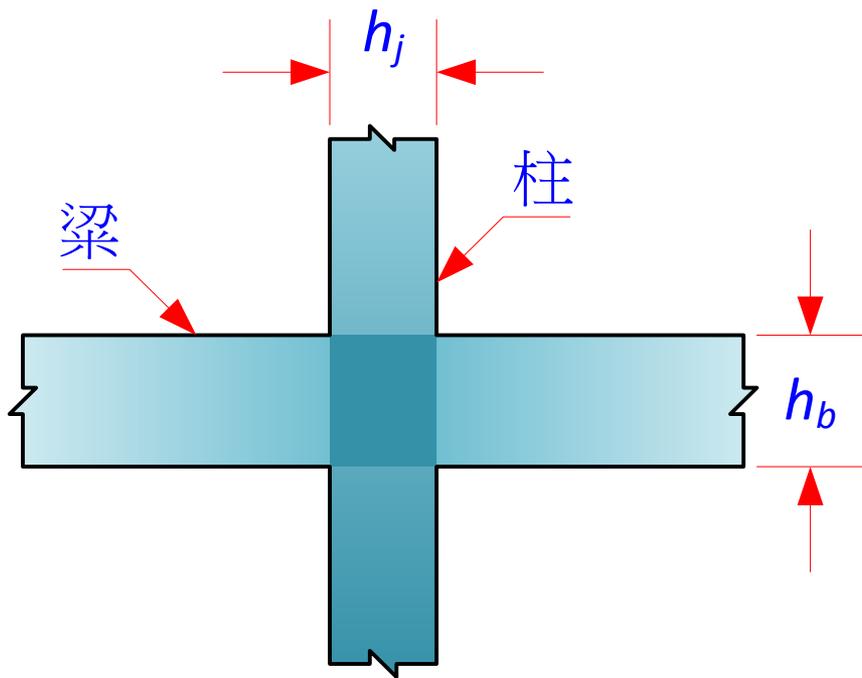
● 梁柱接頭設計差異

- 幾何
- 設計細部
- 配筋細部



梁柱接頭設計差異_幾何

— 在318-19中(NEW SINCE ACI 318-14)



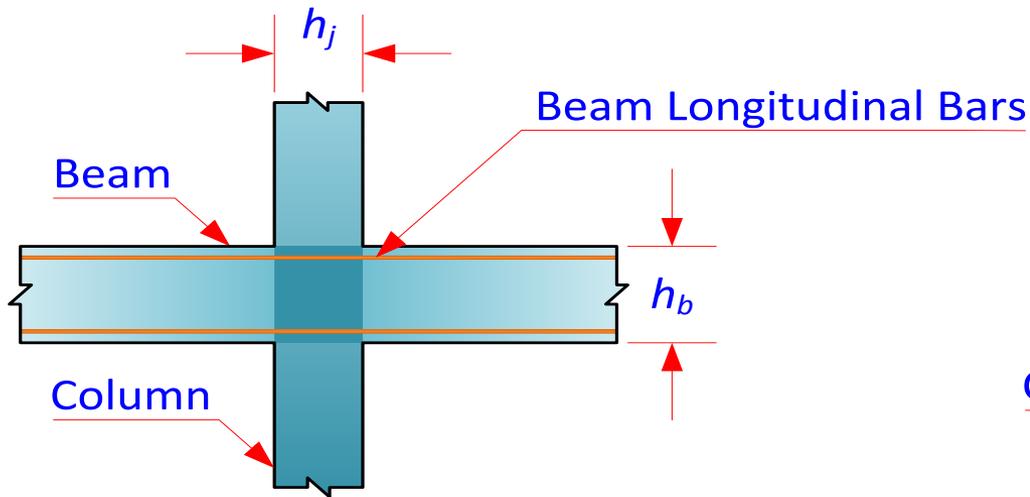
若 $h_b < 2h_j \rightarrow$ 接頭剪力強度
簡核可使用規範表定值

若 $h_b \geq 2h_j \rightarrow$ 接頭剪力需
使用壓拉桿設計且剪力強度
不應超過表定值

梁柱接頭設計差異_幾何

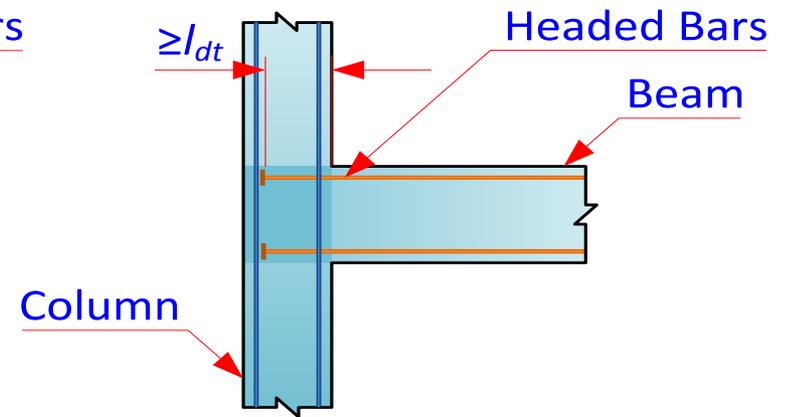
– 在318-19中

若使用5600 kgf/cm² 鋼筋



$$h_j \geq \max \begin{cases} 20d_b & (\text{Grade 60}) \\ 26d_b & (\text{Grade 80}) \\ h_b/2 \end{cases}$$

若使用T頭錨定



$$l_{dt} \geq \max \begin{cases} \left(\frac{1.25f_y\psi_e\psi_p\psi_o\psi_c}{32\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \\ 8d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

梁柱接頭設計差異_設計強度

— 接頭強度

ACI 318-19

ACI 318-05

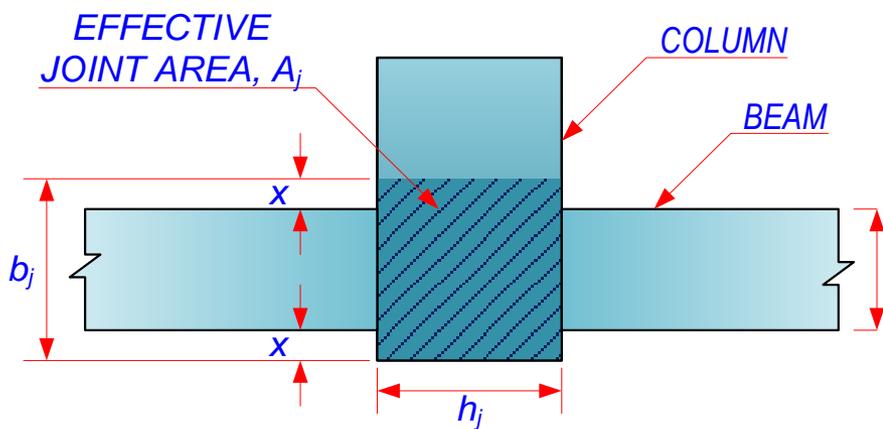
接頭型式	接頭剪力強度 (kgf)
四面圍束	$5.3\sqrt{f_c'}A_j$
三面或兩對邊圍束	$4.0\sqrt{f_c'}A_j$
其他	$3.2\sqrt{f_c'}A_j$

接頭型式			接頭剪力強度 (kgf)
柱型式	梁型式	圍束	
連續	連續	有	$5.3\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		無	$3.9\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
	其他	有	$3.9\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		無	$3.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
其他	連續	有	$3.9\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		無	$3.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
	其他	有	$3.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$
		無	$2.1\lambda\sqrt{f_c'}A_j$

梁柱接頭設計差異_設計強度

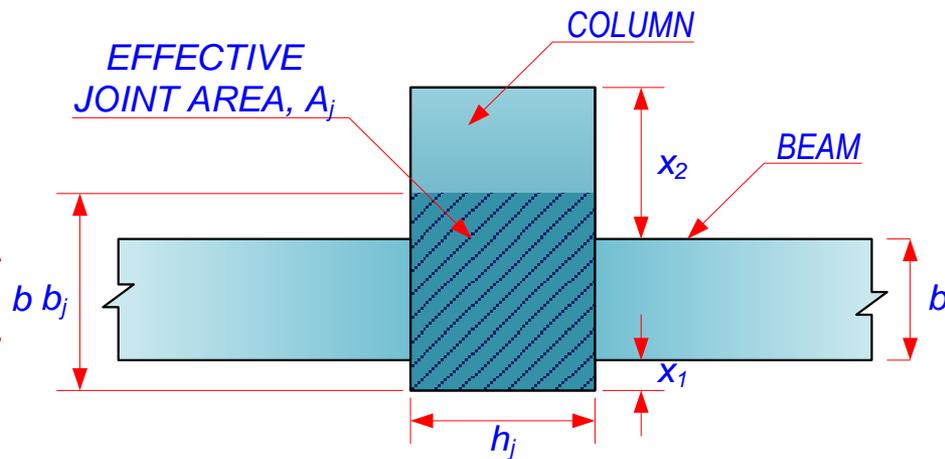
– 接頭有效面積 $A_j = b_j \times h_j$

ACI 318-05



$$b_j = \text{較小值} \begin{cases} b + h_j \\ b + 2x \end{cases}$$

ACI 318-19



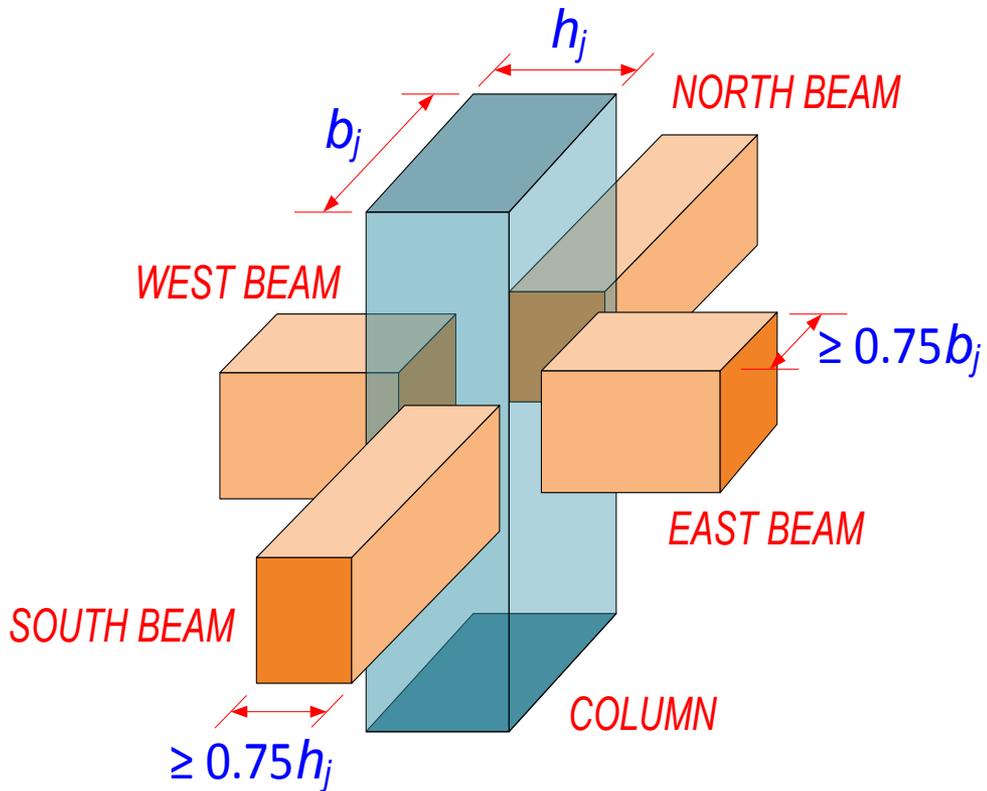
$$b_j = b + x_1 + x_2$$

但 $\begin{cases} x_1 \leq h_j/4 \\ x_2 \leq h_j/4 \end{cases}$

梁柱接頭設計差異_設計強度

ACI 318-05

接頭型式	接頭剪力強度 (kgf)
四面圍束	$5.3\sqrt{f'_c}A_j$
三面或兩對邊圍束	$4.0\sqrt{f'_c}A_j$
其他	$3.2\sqrt{f'_c}A_j$

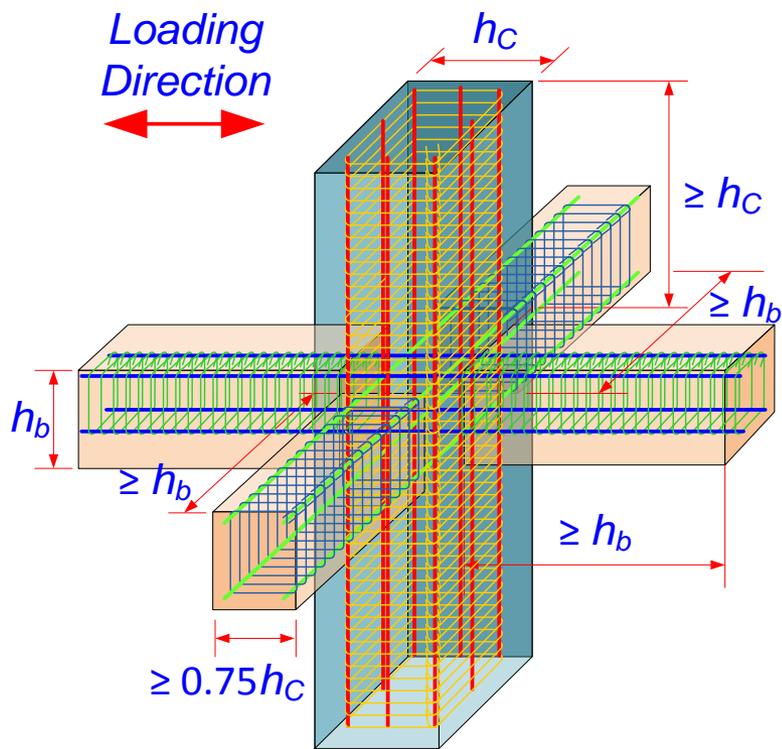


用梁寬與柱寬的比值來決定圍束條件

梁柱接頭設計差異_設計強度

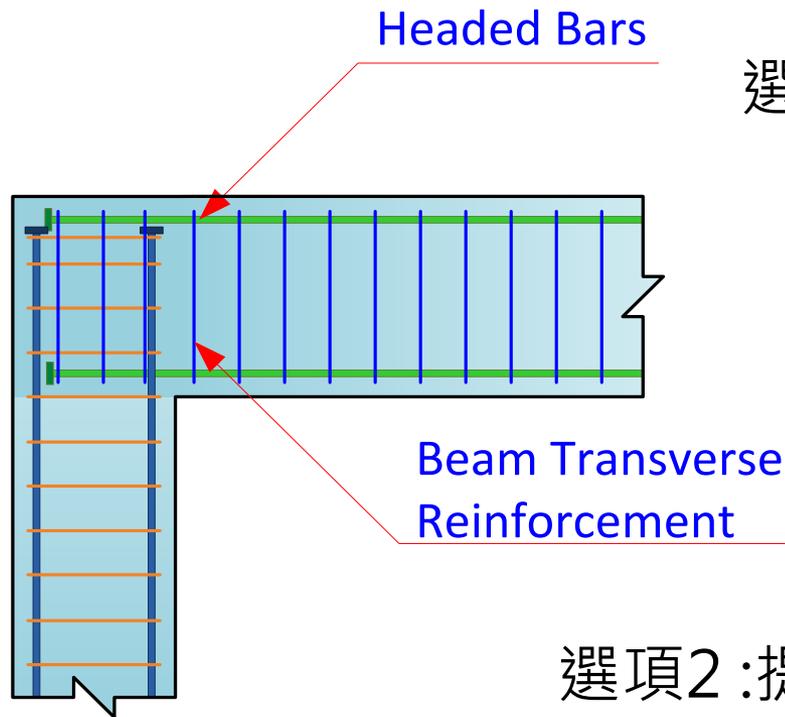
ACI 318-19

接頭型式			接頭剪力強度 (kgf)
柱型式	梁型式	圍束	
連續	連續	有	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	其他	有	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
其他	連續	有	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	其他	有	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		無	$2.1\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

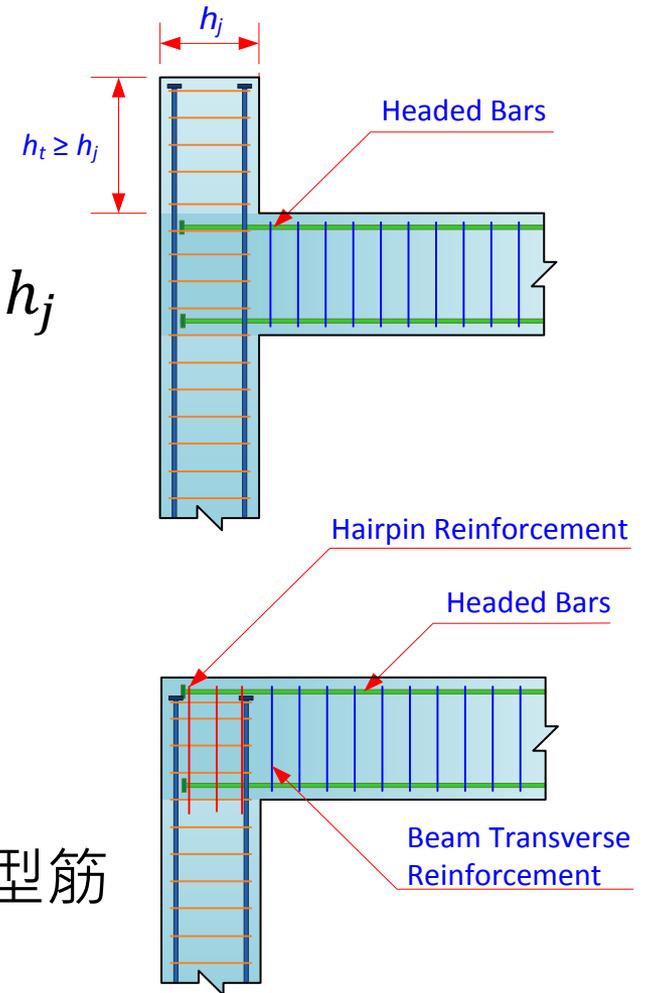


梁柱接頭設計差異_配筋細部

屋頂層梁鋼筋以擴頭錨定時，
額外細部要求



選項1 : $h_t \geq h_j$



選項2 : 提供額外U型筋

For further information,
Kuang-Yen Liu at
kyliu@mail.ncku.edu.tw

簡報結束
敬請指教

