

第五章 構材設計

5.1 一般規定

5.1.1 應力計算

各構材之斷面應力，應小於第 4.3 節至 4.6 節規定之容許應力值。

5.1.2 剛性檢討

設計結構物各構材及接合部時，其受力後之變形不得妨礙建築物使用性。

5.1.3 結構物之增強

在考量結構設計之假設條件、製造及施工狀況、材料缺點、劣化等因素時，結構物構材及接合部必要時得予增強之。

【解說】

(一) 由結構計算所得各構材之應力最大值 (${}_L\sigma$ 及 ${}_s\sigma$)，皆不得大於相對應之長期與短期容許應力 (${}_L f$ 及 ${}_s f$)，即：

$$\begin{aligned} {}_L\sigma &\leq {}_L f \\ {}_s\sigma &\leq {}_s f \end{aligned}$$

(二) 構材與接合部除強度上需滿足安全性外，尚需避免因剛性不足引致之使用性障礙，例如樓板梁振動過大引起之不適感或作業障礙、門窗等開關之障礙、天花粉飾材之龜裂等，故剛性或撓度之計算檢討乃為必要。

(三) 在設計風力或地震力作用下，各構材之應力將有可能達到比例限度，屆時變形量將劇增，應力之容許餘裕不多，故需注意因計算上之誤差或其他考慮不周而引起這類之問題。另外，如木材腐朽等可能發生之劣化現象亦需考慮，尤其是重要之結構體，應以增加斷面來因應。

5.2 受拉構材

5.2.1 斷面設計

受拉構材之斷面積依 (5.1) 式計算

$$\frac{N}{A_e} \leq f_t \quad (5.1)$$

式中 N ：設計用軸拉力 (kgf)；

A_e ：依 5.2.2 節規定之有效淨斷面積 (cm^2)；

f_t ：容許拉應力 (kgf/cm^2)。

5.2.2 有效淨斷面積

- (1) 受拉構材之有效淨斷面積，應由全斷面積中扣除斷面欠缺總和（包含切口、孔洞、榫槽及螺栓、接合圈等接合器所產生之斷面欠缺），對應各欠缺狀況採取適當之折減值。
- (2) 受拉構材之斷面欠缺總和應在全斷面積之 1/4 以下。

5.2.3 注意事項

在受拉構材材端之接合部，應檢討木材之剪斷、劈裂等安全性。

【解說】

(一) 斷面計算

木材之節、構材中所設之切口或孔洞等，致使斷面欠缺、偏心，使其在拉力作用下，構材之強度減低，故有效斷面積之計算有其必要。

(二) 有效斷面積之計算

(1) 切口

在木材邊緣形成切口時，會引起應力偏心，軸向拉伸強度會顯著降低。切口處之有效淨斷面積 A_e ，依 (5.2) 式求出（參考圖 5.2-1）。

$$A_e = b (h - h') \times 0.5 \quad (5.2)$$

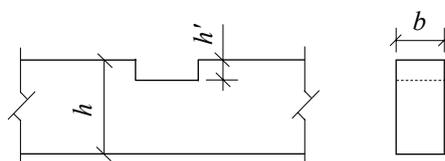


圖 5.2-1 切口斷面

(2) 開孔

受拉構材中央部位存有如圖 5.2-2 所示圓孔時，其有效淨斷面積 A_e ，依 (5.3) 式求出。但圓孔位置由中央部位偏向構材邊緣時，其有效淨斷面積應再予折減。

$$A_e = (1 - \sqrt{\varphi/h}) bh \quad (5.3)$$

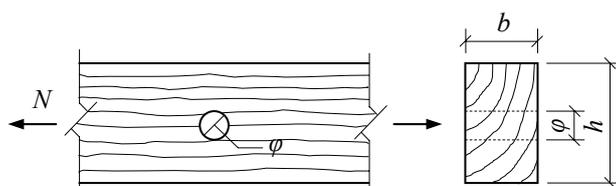


圖 5.2-2 受拉構材之圓孔

(三) 設計木材之拉力接合時，應使應力能完全傳遞及確保必要之剛性。木材中年輪之傾斜、節或乾裂等存在時，其強度及安全性會降低。圖 5.2-3 所示之接合部，因會受偏心應力作用，可取充分之餘長，以墊木與輔助螺栓加固之即可。

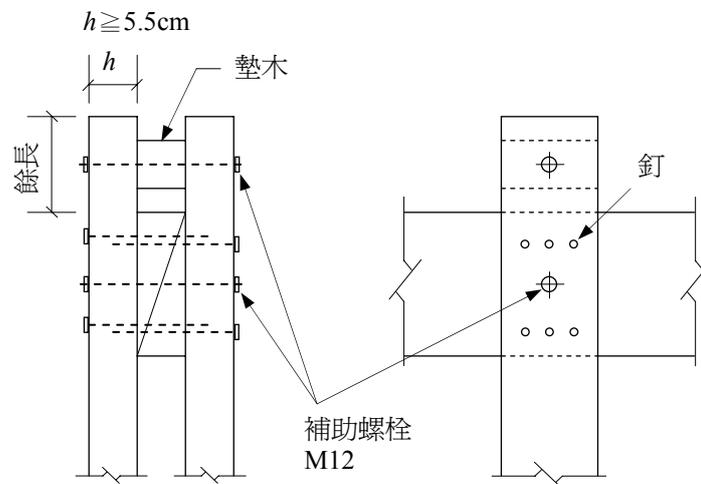


圖 5.2-3 受拉構材之材端加固範例

5.3 受壓構材

5.3.1 斷面設計

受壓構材之斷面設計，其挫屈應依 5.3.2 及 5.3.3 節之方法檢核；端部與其它構材接觸面之部分受壓（壓陷）應依 5.3.4 節計算。

【解說】

針對受壓構材，其對於挫屈之安全性檢核應屬必要；在長期持續載重作用下之潛變，於設計時應核算之；另外，與其他構材正交之接合部，接觸面構材之部分壓陷亦需檢討。

5.3.2 單一受壓構材

(1) 承受軸方向中心載重之單一受壓構材，其斷面依下式計算

$$N/A_g \leq f_k \quad (5.4)$$

式中 N：設計用軸壓力 (kgf)；
 A_g ：全斷面積 (cm^2)；
 f_k ：容許挫屈應力 (kgf/cm^2)。

(2) 容許挫屈應力 f_k

(a) 容許挫屈應力 f_k 值依 (5.5) 式計算

$$f_k = \eta f_c \quad (5.5)$$

式中 η : 挫屈折減係數;
 f_c : 容許壓應力 (kgf/cm^2)。

挫屈折減係數 η 與構材細長比 λ 有關，依下式計算

$$\left. \begin{array}{ll} \lambda \leq 30 & \eta = 1 \\ 30 < \lambda \leq 100 & \eta = 1.3 - 0.01 \lambda \\ 100 < \lambda & \eta = 3000 / \lambda^2 \end{array} \right\} \quad (5.6)$$

(b) λ 在 100 以上，由實驗求得彈性模數時，短期容許挫屈應力 sf_k 依下式求之

$$sf_k = \pi^2 E / \lambda^2 \quad (5.7)$$

式中 E : 設計用彈性模數 (kgf/cm^2);
 對於各個材料進行試驗時 $E = 2/3 E_0$,
 抽樣試驗時 $E = 1/2 E_0$, E_0 為實驗求出之彈性模數。

(3) 細長比

受壓構材之細長比 λ 依下式計算，但 λ 在 150 以下。

$$\lambda = l_k / i \quad (5.8)$$

$$i = \sqrt{I / A} = h / 3.46 \quad \text{矩形斷面構材}$$

$$= D / 4.0 \quad \text{圓形斷面構材}$$

式中 λ : 受壓構材之細長比;
 l_k : (4) 項所示之挫屈長度 (cm);
 i : 挫屈方向之斷面迴轉半徑 (cm);
 I : 挫屈方向對總斷面積之斷面慣性矩 (cm^4);
 A : 總斷面積 (cm^2);
 h : 矩形斷面在挫屈方向之厚度 (深) (cm);
 D : 圓形斷面之直徑 (cm)。

(4) 挫屈長度

受壓構材之挫屈長度 l_k ，依構材長度及材端狀況而定。

- (a) 構材兩端不會移動，且材端可視為鉸支承時，其挫屈長度 l_k 與構材長度相等。
- (b) 構材材端會移動，或構材變形受束制，或材端迴轉受束制時，視其狀況將挫屈長度予以增加或減小。
- (c) 一般情形可依下列方式計算
 - (i) 柱構材取主要構架間之中心距離。
 - (ii) 桁架構材構面內之挫屈取節點間之距離，構面外之挫屈，取不會發生側移之支承間（如斜撐、桁條、斜角撐等）距離。
 - (iii) 斜角撐、斜撐、支柱等，取其構材長。

(iv) 構材之兩端分別承受大小不同軸向壓力 N_1 及 N_2 ($N_1 > N_2$) 時，
 挫屈長度 l_k 依 (5.9) 式計算，(5.4) 式之 N 取較大之軸壓力 N_1 。

$$l_k = l \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (5.9)$$

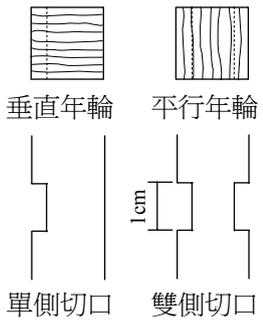
【解說】

(一) 構材之斷面若有較大之欠損（如孔穴等），則因作用力之偏心會產生彎矩，故
 需依 5.5.2 節受彎壓構材之規定核算。

(二) 細長比

有切口之受壓構材，由模型試驗例得知，其挫屈載重實驗值與殘存斷面之歐
 勒（Euler）挫屈載重比值（即挫屈載重比），有相當大之變化，表 5.3-1 可供
 參考。

表 5.3-1 含切口時之挫屈載重比（單側挫屈變形， $\lambda=100$ ）

切口欠損率	雙側切口		單側切口		1. 試體 3cm×3cm×80cm 2. 切口 
	垂直於年輪	平行於年輪	垂直於年輪	平行於年輪	
0	0.57	0.46	0.57	0.46	
1/4	1.28 (0.53)	1.02 (0.42)	1.03 (0.43)	1.21 (0.50)	
1/3	1.58 (0.47)	1.66 (0.49)	1.27 (0.38)	1.28 (0.38)	
2/5	2.07 (0.45)	2.32 (0.50)	1.43 (0.31)	1.54 (0.33)	

註：（）內之值為實驗挫屈載重與使用無切口斷面算得歐勒（Euler）挫屈載重之比值。

(三) 挫屈長 l_k

柱之挫屈長度係依柱端之支持狀況而定，如表 5.3-2 所示， l_k 之定義係由下列
 之歐勒（Euler）公式而得。

$$P_k = \frac{c\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{l}{\sqrt{c}}\right)^2} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$$

挫屈長 = $l_k = \frac{l}{\sqrt{c}}$ ，式中 l 為實長。

表 5.3-2 挫屈長度

				
l_k	l	$0.5l$	$0.7l$	$2l$
c	1	4	1/2	1/4

(1) 柱構材

對於普通柱子，其兩端橫架材之心至心距離，可取其實長為 l_k ；有隅撐之柱子，在構面內之挫屈，其 l_k 依下式求出：

$$l_k = q \left(h - \frac{h'}{2} \right)$$

其中 q 依表 5.3-3 之值。

表 5.3-3 q 值

剛比 $k = \frac{K_{bc}}{K_c}$		0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	∞
I	柱頭可水平位移	∞	2.64	2.33	2.22	2.17	2.13	2.11	2.08	2.00
II	柱頭無水平位移	1.00	0.92	0.88	0.84	0.82	0.80	0.79	0.78	0.70

註： $K_c = I_c / h$

$$K_{bc} = s \cdot c \cdot K_b$$

$$s = \frac{1}{1 + 4E_b \cdot K_b \cdot \alpha \cdot c}$$

式中 I_c ：柱斷面之慣性矩

I_b ：梁斷面之慣性矩

K_b ：梁之剛度(= I_b / l)

s ：剛性折減率

c ：隅撐僅可受壓或受拉時，取 0.75；可受壓亦可受拉時，取 1.5

E_b ：梁之彈性模數

α ：詳表 5.3-4

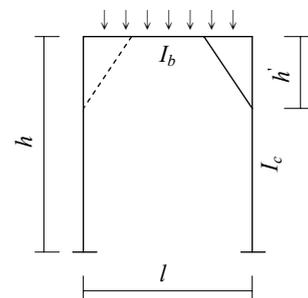


表 5.3-4 隅撐節點之角變率 α (1/kgf · cm)

隅撐為平頭式接合(螺栓緊結)	$(2.5 \sim 1.7) \times 10^{-7} \frac{h' \text{ cm}}{50 \text{ cm}}$
隅撐為雙夾式接合(螺栓緊結)	$(2.9 \sim 2.0) \times 10^{-7} \frac{h' \text{ cm}}{50 \text{ cm}}$

(2) 桁架構材

桁架各構材之挫屈長，可取變位受拘束之支點間距離。如圖 5.3-1 所示桁架之上弦材，於面內挫屈時， l_k 取 AB 間距離；於面外挫屈時，則取間距離 AC。若圖中上弦材兩半之壓力不同時，可用(5.9)式算出 l_k 。

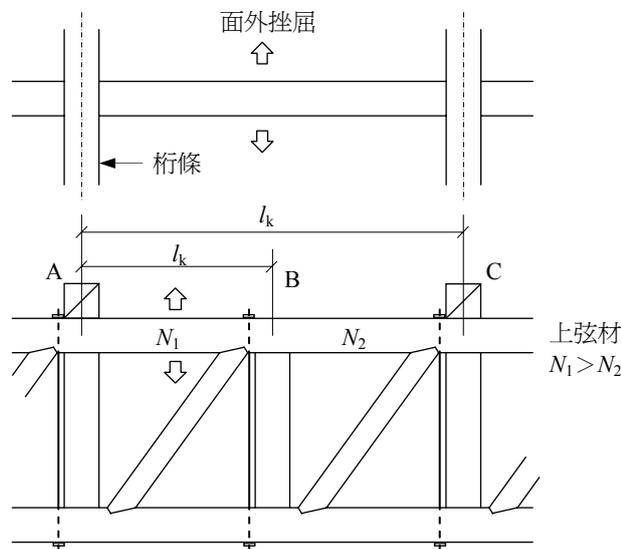


圖 5.3-1 桁架構材之挫屈長

5.3.3 複合受壓構材

(1) 計算式

承受形心載重之複合受壓構材斷面，比照單一受壓構材計算。在計算細長比時，有效斷面慣性矩 I_e 取下述之值。但個別主材全長之細長比在 200 以下，間隔墊塊間之個別主材細長比在 60 以下。

- (a) 形心主軸 x-x，取各主材之斷面慣性矩之和；
- (b) 形心主軸 y-y，取下式所示之有效斷面慣性矩（參考圖 5.3-2）。

$$I_e = \xi \sum I_1 \quad (5.10)$$

式中 $\sum I_1$ ：平行 y-y 軸、相對於各主材重心軸之各主材斷面慣性矩之和；

ξ ：斷面慣性矩之有效率，依 (2) 項計算之。

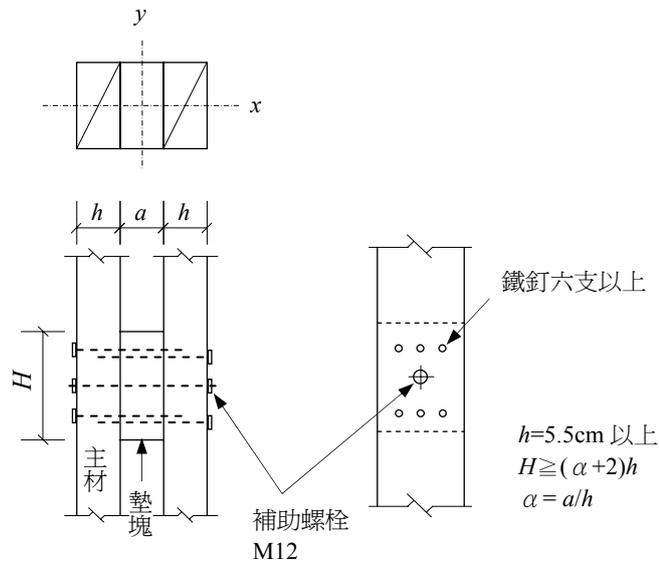


圖 5.3-2 間隔墊塊之接合

(2) 斷面慣性矩之有效率 ξ

ξ 值由(3)項求得之剛比 k 及空腹率 α ($\alpha = a/h$, a 及 h 如圖 5.3-2 所示), 配合下列各項決定之。

- (a) 由二主材構成, 在兩端或兩端與中央由墊塊分隔時, 依表 5.3-5 求得。
- (b) 由二主材構成, 在兩端及三分點以上由墊塊分隔時, 或類似構造者, 由表 5.3-6 求得。
- (c) 主材數三根以上, 兩端及三分點以上由墊塊分隔時, 取表 5.3-6 之值的 1.2 倍。

表 5.3-5 墊塊配置在兩端或兩端及中央時之有效率 ξ

α \ k	0	≤ 1
0.5	1.5	1.7
1	1.8	2.2
2	2.0	2.6
3	2.1	2.8
5	2.2	3.1
10 以上	2.3	3.4

表 5.3-6 墊塊配置在兩端及其間三分點以上時之有效率 ξ

α \ k	0	1	2	3
0.5	1.7	2.2	2.4	2.5
1	2.0	3.0	3.3	3.5
2	2.4	3.9	4.7	5.0
3	2.6	4.5	5.7	6.3
5	2.8	5.2	6.8	7.8
10	3.0	6.0	8.1	9.8
20	3.1	6.7	9.2	11.4
30	3.1	7.0	9.7	12.3

(3) 墊塊之剛比

(a) 使用釘接合時，墊塊之剛比 k 依下式計算之。但墊塊之長度為 $(\alpha+2)h$ 以上，且所需釘接合應具足夠強度。

$$k = v \bar{\alpha} \cdot P \cdot l / EA_1 \quad (5.11)$$

$$\bar{\alpha} = 2(\alpha+1)(1+0.25\alpha) / (\alpha+2) \quad [\text{參考表 5.3-7}]$$

式中 E 、 A_1 、 l ：分別為主材之彈性模數 (kgf/cm^2)、斷面積 (cm^2) 及長度 (cm)；

P ：墊塊單面與主材接合之釘的短期容許剪力 (kgf)；

v ：釘接合種類之係數，一般採用 $35 (\text{cm}^{-1})$ 。

表 5.3-7 (5.11) 式之 $\bar{\alpha}$ 值

$\alpha = (a/h)$	$\bar{\alpha}$
0	1.00
1	1.65
2	2.25
3	2.80

(b) 使用膠合劑接合時，墊塊之剛比 k 依下式計算之。但墊塊與主材應為相同材質及寬度，長度應為 $(\alpha+1)h$ 以上。

$$k = 0.05 \bar{\alpha}_g \cdot l/h \quad (5.12)$$

$$\bar{\alpha}_g = (\alpha+1)(1-\alpha/30) \quad [\text{參考表 5.3-8}]$$

式中 l 、 h ：分別為主材長度 (cm)、厚度 (cm)。

表 5.3-8 (5.12) 式之 $\bar{\alpha}_g$ 值

α	$\bar{\alpha}_g$
0	1.00
1	2.00
2	2.80
3	3.60

【解說】

於兩平行之主材間置入數個間隔墊塊（繫材）而成複合受壓構材，如圖 5.3-3 所示。

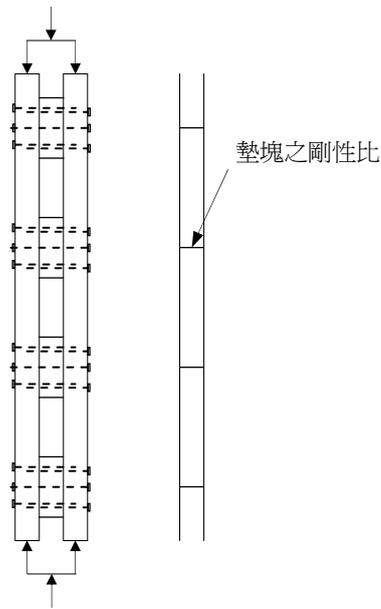


圖 5.3-3 含間隔墊塊之複合構材

5.3.4 構材之接觸面檢核

構材接觸面之部分受壓（壓陷）依下式檢核：

$$N/A \leq f_{c\theta} \quad (5.13)$$

式中 N：設計用軸壓力在接觸面垂直方向之分力（kgf）；

A：接觸面積（cm²）；

$f_{c\theta}$ ：與纖維成 θ 角方向之容許部分壓（壓陷）應力（kgf/cm²）。

【解說】

在接觸面之部分壓陷以（5.13）式檢核。此外，側交接合處之變形對結構物整體之影響很大，故此處需確保具有充分之剛性。圖 5.3-4 中合掌構材與陸梁構材接合處，需設計陸梁具有較大之壓縮部，使其耐力足以避免產生剪斷破壞。

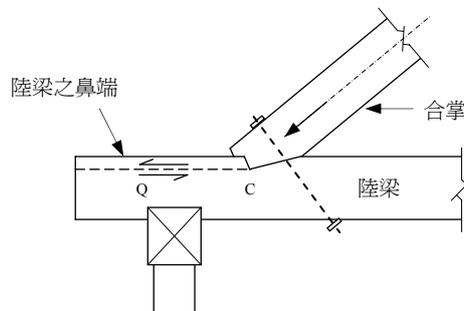


圖 5.3-4 合掌構材之接合面

5.4 受彎構材

5.4.1 受彎構材之跨度

- (1) 無隅撐時，受彎構材之跨度為支點中心間距離 l 。
- (2) 採隅撐或類似構造方法時，取 $(l + l_0) / 2$ 。(參考圖 5.4-1)

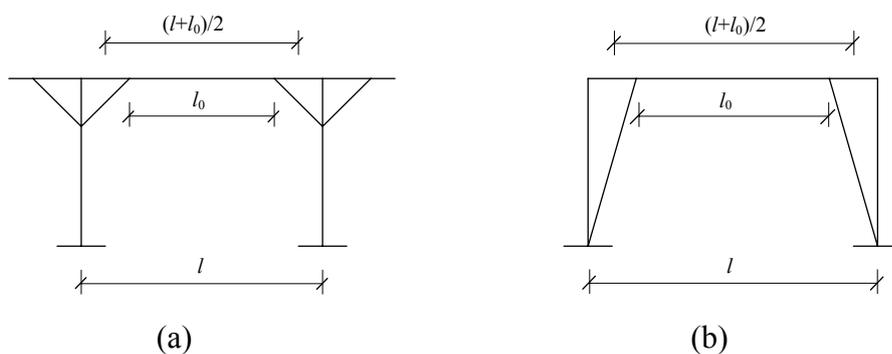


圖 5.4-1 含隅撐之構材

5.4.2 受彎構材所需剛性

受彎構材承受載重後，其所需之剛性依表 5.4-1 之規定。對於梁深較大之梁，在計算其撓度時，應考慮剪力變形之影響。

表 5.4-1 受彎構材之剛性 (l : 跨度)

種類		所需剛性
一般狀況 (一般載重或 短期雪載重)	梁	初期變形之最大撓度在 $l/300$ 以下，且在 2cm 以下
	桁條類	初期變形之最大撓度在 $l/200$ 以下
其他狀況	長期承載全載重之梁	潛變後之最大撓度在 $l/300$ 以下
	1. 大跨距之受彎構材、設有溝槽之橫架材或施設易發生龜裂之裝修材。 2. 承載因傾斜會發生障礙之物的受彎構材。 3. 斜率極小之屋頂所使用之桁條及吊車梁等。	潛變後之撓度需不造成使用性之障礙
	支承會發生機械振動之樓板梁	包含梁在內之樓板基本振動周期應避開機械振動周期

【解說】

構材之撓度限制，亦可參考美國 International Building Code (IBC) 2000 之規定，如表 5.4-2 所示。

表 5.4-2 撓度限制^{(a)(b)(c)}

構造	L	S 或 W ^(f)	D+L ^{(d)(g)}
屋頂構件 ^(e) ：			
支撐石膏材質之天花板	<i>l</i> /360	<i>l</i> /360	<i>l</i> /240
支撐非石膏材質之天花板	<i>l</i> /240	<i>l</i> /240	<i>l</i> /180
無天花板	<i>l</i> /180	<i>l</i> /180	<i>l</i> /120
樓板構件	<i>l</i> /360	—	<i>l</i> /240
外牆及內部隔間			
有脆性材料飾面	—	<i>l</i> /240	—
無脆性材料飾面	—	<i>l</i> /120	—
農舍（農業建築）	—	—	<i>l</i> /180
溫室（花房）	—	—	<i>l</i> /120

註：(a) 以冷軋型鋼板片製成之結構性屋頂及外牆，其在總載重作用下之撓度不得大於 *l*/60；支承冷軋型鋼板屋面之次要屋頂構件，其在活載重作用下之撓度不得大於 *l*/150；支承冷軋型鋼板牆面之次要牆構件，其在設計風力作用下之撓度不得大於 *l*/90；對屋頂而言，此例外狀況僅適用於冷軋型鋼板上無覆蓋材料。

(b) 高度未超過 180 公分之內部隔間，以及具柔性、摺疊式與可移動式之隔間，不受本表之限制；內部隔間之撓度控制條件依作用其上之水平力而定。

(c) 玻璃支承另依其他相關規定。

(d) 建造時含水率小於 16% 且在乾燥環境下使用之木結構構件，其撓度計算得以 *L*+0.5*D* 取代 *L*+*D*。

(e) 上述撓度並未考慮積水狀況；屋面若無適當之斜度以利排水時，則應額外考慮積水狀況。

(f) 計算撓度限制時，風力得採用「組件及被覆面」載重之 0.7 倍。

(g) 對鋼結構構件而言，得不考慮其靜載重。

5.4.3 單一受彎構材

(1) 撓曲應力計算

受彎構材之斷面依下式計算

$$\frac{M}{Z_e} \leq f_b \times C_f \quad (5.14)$$

式中 *M*：設計用彎矩 (kgf·cm)

f_b：容許撓曲應力 (kgf/cm²)

C_f：尺寸調整係數（梁深 30cm 以下，取 1.00）

Z_e ：有效斷面模數 (cm^3)

(a) 有效斷面模數之計算

有效斷面模數，依 (5.15) 式計算。

$$\left. \begin{array}{l} \text{無缺口者} \quad Z_e = \text{全斷面模數 } Z \\ \text{受壓側有切口者} \quad Z_e = \text{淨斷面模數 } Z_0 \text{ (參考圖 5.4-2)} \\ \text{受拉側有切口者} \quad Z_e = 0.6 \times \text{淨斷面模數 } Z_0 \text{ (參考圖 5.4-3)} \end{array} \right\} \quad (5.15)$$

(受拉側之切口不得大於受彎構材深度之 1/4)

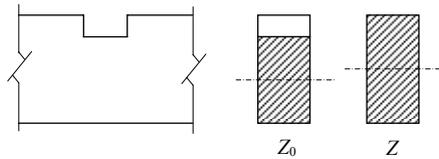


圖 5.4-2 受壓側有切口

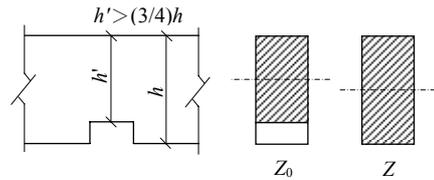


圖 5.4-3 受拉側有切口

(b) 尺寸調整係數之計算

梁深超過 30cm 之受彎構材，其尺寸調整係數 C_f 依下式計算。

$$C_f = C_l \times C_h \times \left(\frac{30}{h}\right)^{1/9} \quad (5.16)$$

式中 C_l ：載重調整係數，一點集中載重時取 1.08，等均布載重時取 1.0，三分點載重時取 0.97；

C_h ：跨度/梁深之調整係數 (參考表 5.4-3)；

h ：受彎構材 (梁) 深 (cm)。

表 5.4-3 跨度/梁深之調整係數

跨度/梁深	調整係數 C_h
7	1.06
14	1.02
21	1.00
28~35	0.98

(2) 剪應力之計算

受彎構材之剪應力依下式計算。

$$\frac{\alpha Q}{A_e} \leq f_s \quad (5.17)$$

式中 α ：由斷面形狀決定之，矩形取 3/2，圓形取 4/3；

Q ：剪力 (kgf)；

f_s ：容許剪應力 (kgf/cm^2)，受彎構材支點處無切口時，其容許剪應力可採用不會劈裂所對應之值 (1.5 倍)。

A_e ：有效斷面積。

受彎構材支點附近之有效斷面積依下式計算：

無缺口者 A_e ：全斷積 A

在受壓側有切口者 A_e ：淨斷面積 A_0 。（參考圖 5.4-4）

在受拉側有切口者 A_e ： $(\text{淨斷面積 } A_0)^2 / \text{全斷面積}$ （參考圖 5.4-5）

(5.18)

（受拉側之切口不得大於受彎構材深度之 1/3）。

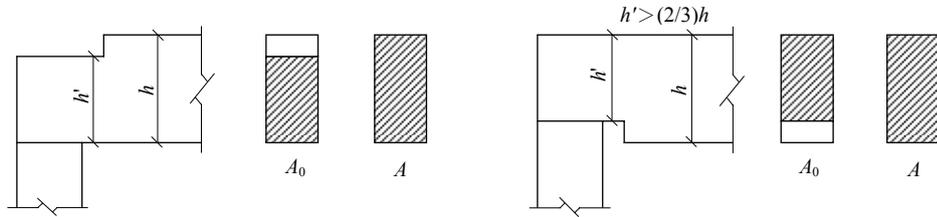


圖 5.4-4 受壓側有切口（端部） 圖 5.4-5 受拉側有切口（端部）

(3) 剛性

托梁撓度計算所使用斷面慣性矩可不考慮端部等之局部切口；另外，工字形、箱形等斷面應考慮剪力變形。

(4) 側撐材

使用深度大於寬度之受彎構材時，應依表 5.4-4 之規定，在支承處或在支點間設置側撐材，以防止側面變形。

表 5.4-4 側撐材之設置

構材厚度/寬度	支承或支點間之側撐材
未滿 2.5	不需要。
2.5 至 4.0	束制兩端支承之側向移動及迴轉。
4.0 至 5.0	在支點間至少一處設置橡條或鋼棒之側撐材。
5.0 至 6.5	束制兩端支承之側向移動及迴轉，且受彎構材之受壓側以地板材或地板欄柵材聯結之
6.5 至 7.5	在支點間設置繫材或側撐材，間距不得大於梁深之 8 倍。
7.5 至 9.0	束制兩端支承之側向移動及迴轉，且受彎構材之受壓側及受拉側以板或地板欄柵材聯結之。

(5) 橫向挫屈所引起容許撓曲應力值之折減

厚度較大之受彎構材有發生橫向挫屈之虞時，其容許撓曲應力值，依下式折減。

$$f_{b'} = C_b \times f_b \quad (5.19)$$

式中 $f_{b'}$ ：折減後之容許撓曲應力值 (kgf/cm²)；

C_b ：橫向挫屈調整係數；

f_b ：容許撓曲應力 (kgf/cm²)

橫向挫屈調整係數，依 (5.20)、(5.21) 式與表 5.4-5 計算。

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e h}{b^2}} \quad (5.20)$$

$$C_k = 0.8 \sqrt{\frac{E_{//y-y}}{l f_{b_{x-x}}}} \quad (5.21)$$

式中 C_s : 受彎構材之橫向挫屈細長比
 C_k : 橫向挫屈係數
 l_e : 有效橫向挫屈長度 (cm) (依表 5.4-6)
 h : 受彎構材厚度 (深度) (cm)
 b : 受彎構材寬度 (cm)
 $E_{//y-y}$: 彈性模數 (kgf/cm^2) (y-y 軸)
 $l f_{b_{x-x}}$: 長期容許撓曲應力 (kgf/cm^2) (x-x 軸)

表 5.4-5 橫向挫屈調整係數

受彎構材之橫向挫屈細長比 C_s	橫向挫屈調整係數 C_b
$C_s \leq 10$	1.0
$10 < C_s \leq C_k$	$1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4$
$C_k < C_s \leq 50$	$\frac{0.4E_{//y-y}}{(C_s)^2 \cdot f_b}$
$50 < C_s$	不容許

表 5.4-6 有效橫向挫屈長度

梁之種類	橫向挫屈長度 l_o	載重種類	有效橫向挫屈長度 l_e
簡支梁	側撐材間距	中央集中	$1.6l_o$
		兩端等彎矩	$1.85l_o$
		等均佈	$1.9l_o$
		任意	$1.9l_o$
懸臂梁	懸臂段之長度	等均佈	$1.25l_o$
		集中自由端	$1.7l_o$
		任意	$1.9l_o$

(6) 雙向彎曲

承載與主軸傾斜之外力時 (參考圖 5.4-6), 其撓曲應力依下式計算。包含各主軸在內, 面內彎曲亦比照計算。

$$\frac{M_x}{Z_{ex}} + \frac{M_y}{Z_{ey}} \leq f_b \quad (5.22)$$

式中 M_x ：y 向分力 P_y 所引起之彎矩；
 M_y ：x 向分力 P_x 所引起之彎矩；
 Z_{ex} ：X 軸之有效斷面模數；
 Z_{ey} ：Y 軸之有效斷面模數。

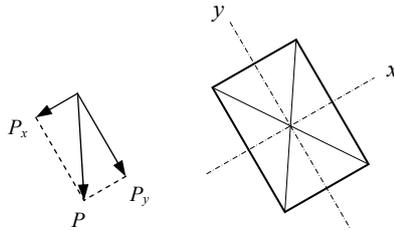


圖 5.4-6 承載與主軸傾斜之外力

5.4.4 重疊梁與空腹重疊梁

- (1) 互相平行之主材間，以扣件固定之重疊梁及空腹重疊梁，可將扣件之位置視為設有腹材之剛架梁，而計算其應力及剛性。
- (2) 採壓入式抗剪扣件之重疊梁
 承受等均佈載重時，若只考慮振動障害所要求之撓度限制，其設計可依下式概算之。

(a) 主構材之斷面 (圖 5.4-7)：採用 2 支主材或 3 支主材時，各應滿足下列條件：

$$2 \text{ 支主材時 } \begin{cases} bh^2 \geq \frac{0.25wl^2}{f_b} & (5.23) \\ bh^3 \geq \frac{8.4wl^3}{E} & (5.24) \end{cases}$$

$$3 \text{ 支主材時 } \begin{cases} bh^2 \geq \frac{0.14wl^2}{f_b} & (5.25) \\ bh^3 \geq \frac{3.2wl^3}{E} & (5.26) \end{cases}$$

式中 w ：等均佈載重 (kgf/cm)；
 b, h ：主材之寬度及厚度 (cm)；
 l ：跨度 (cm)；
 f_b ：長期容許撓曲應力 (kgf/cm²)；
 E ：彈性模數 (kgf/cm²)。

(b) 扣件數目 m 依下式計算之，扣件應等間隔配置在梁之支點至跨度 $l/4$ 之間。

$$2 \text{ 支主材時} \quad m \geq \frac{wl^2}{14P_c h} \quad (5.27)$$

$$3 \text{ 支主材時} \quad m \geq \frac{wl^2}{24P_c h} \quad (5.28)$$

式中 m ：在半跨度中每一接合面之扣件數；
 P_c ：每一個接合扣件之長期容許剪力 (kgf)。

(3) 膠合重疊梁

全接合面膠合之膠合重疊梁，其應力及剛性之計算依 5.4.3 節 (單一受彎構材)，一般依下述方法檢核：

- (a) 撓曲應力及剪斷應力之計算，可將梁視為單一受彎構材進行。
- (b) 撓度計算所使用之斷面慣性矩，係視為單一受彎構材計算之。

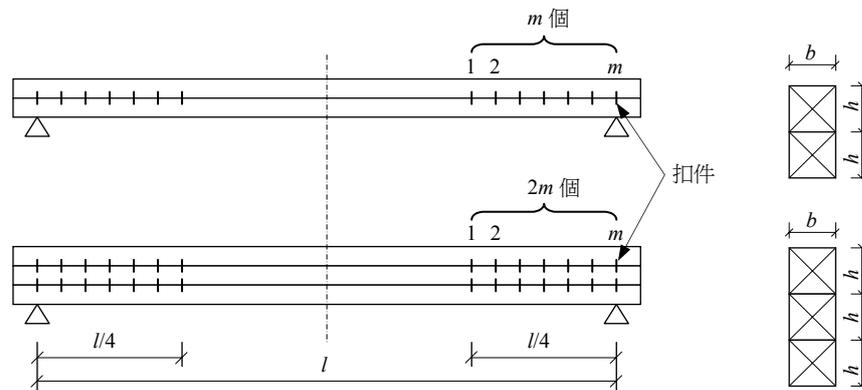


圖 5.4-7 重疊梁

【解說】

採壓入式抗剪扣件之重疊梁的概要設計方法，應用於如辦公室或教室等樓板梁，其短期勁度之最大撓度為 $l/300$ 或 2 公分。若最大活載重長期著或潛變發生後之撓度有嚴格限制之特殊載重等，則需避免使用此概算法。

(1) 比照單一斷面受彎構材計算撓曲應力時，其有效斷面模數 Z_e 為：

$$2 \text{ 支主材時} \quad Z_e = 0.75Z$$

$$3 \text{ 支主材時} \quad Z_e = 0.6Z$$

其中 Z 為完整斷面之斷面模數，例如： $Z = \frac{b(2h)^2}{6}$ 或 $Z = \frac{b(3h)^2}{6}$ ，以

$$\frac{M}{Z} \leq f_b, \text{ 而 } M \text{ 取 } \frac{wl^2}{8} \text{ 用於計算 } bh^2。$$

於計算撓度時，有效斷面慣性矩 I_e 之計算如下：

$$\begin{aligned} 2 \text{ 支主材時} & \quad I_e = 0.7I \\ 3 \text{ 支主材時} & \quad I_e = 0.55I \end{aligned}$$

其中 I 為完整斷面之斷面慣性矩，以撓度 $\frac{5wl^4}{384EI_e} \leq \frac{l}{300}$ 用於計算 bh^3 。

(2) 扣件數為 m 時，每一扣件所受之剪力 ${}_L P$ 依下式計算：

$${}_L P = n \cdot \frac{(1-C)M}{m} \cdot \frac{1}{h}$$

其中，2 支主材時 $n = \frac{3}{4}$ ，3 支主材時 $n = \frac{4}{9}$ ，而 $(1-C)$ 為依扣件之剛性及數目 m 而決定之值。以 $M = \frac{wl^2}{8}$ ， $(1-C) = 0.75 \sim 0.8$ 代入，可得公式 (5.27) 及 (5.28)。

5.4.5 桁架梁

(1) 桁架梁應考量梁腹構材側向接合之變形、弦材縱向接合之變形、各構材之伸縮及在弦材所發生之二次撓曲應力，各構材之應力值不得超過容許應力，且不得產生不適當之撓度或振動障害，使其保有既定之剛性。

(2) 弦材之應力依下式計算：

$$\text{受壓弦材} \quad \sigma_c = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{N_e}{A_e} \pm \frac{f_c}{f_b} \cdot \frac{M_1}{Z_{e1}} \cdot \frac{1}{C_f} \quad (5.29)$$

$$\text{受拉弦材} \quad \sigma_t = \frac{N_e}{A_e} \pm \frac{f_t}{f_b} \cdot \frac{M_1}{Z_{e1}} \cdot \frac{1}{C_f}$$

式中 M_1 ：整支弦材視為單一受彎構材以承受其分擔載重所產生之彎矩 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)；

N_e ：純桁架承受其分擔載重作用時（各節點視為鉸接）各構材所產生之軸向力 (kgf)；

η ：與受壓弦材（節點間）之細長比相關之挫屈折減係數（參考 5.3.2 節 (2) (b) 項）；

A_e ：弦材之有效斷面積 (cm^2)（受拉弦材參考 5.2.2 節，受壓弦材一般取全斷面）；

Z_{e1} ：上下弦材考慮為單一受彎構材時之有效斷面模數 (cm^3)。

(3) 桁架梁之撓度

桁架梁之撓度由下式計算之：

$$y = \Sigma \frac{\bar{N} N_e}{EA} l + \Sigma \bar{N} \Delta \quad (5.30)$$

式中 N_e ：與 (5.29) 式相同；
 \bar{N} ：在欲求撓度之點加單位力時，各構材所產生之內力值；
 A, l ：桁架梁各構材之斷面積 (cm^2) 與長度 (cm)；
 E ：構材之彈性模數 (kgf/cm^2)，但求彈性撓度時取表 4.5 之值，
 求潛變後之撓度取表 4.5 之值減 50%。
 Δ ：由於軸力 N_e ，在接點所發生構材軸向之相對變位 (cm)。

(4) 桁架梁設計之注意事項

(a) 為避免發生經常性振動障礙，必要之桁架梁深依下列規定，桁架梁之梁腹構材的傾斜量應在 $l/j=1.5$ 左右 (參考圖 5.4-8)。

壓入式接合圈之側向接合時 $j \geq l/10$
 釘接側向接合及對接側向接合時 $j \geq l/12$

式中 j ：上下弦材之中心距離；
 l ：節間距。

(b) 桁架梁之梁腹構材，其接合有鬆動之虞時，應預先加載載重，或經適當處理以防鬆動。

(c) 在弦材節點之間有載重時，應採用支柱構材使弦材不會發生彎曲 (參考圖 5.4-9)，或考慮納入弦材之彎曲變形進行設計。

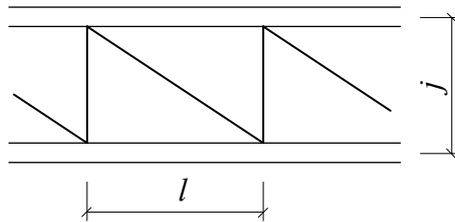


圖 5.4-8 具梁腹斜材之桁架梁

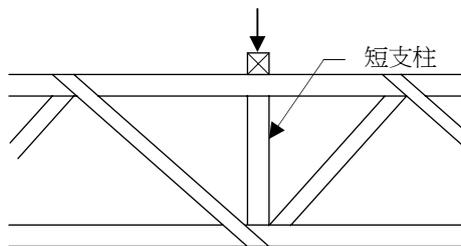


圖 5.4-9 弦材節點間有載重之情況

5.4.6 釘接充腹梁

(1) 釘接合：構材之釘接合方法依 6.2 節〔釘接合〕之規定。

- (2) 腹板片以斜向釘接於上下弦材之充腹梁，腹板片僅承受平行於其纖維方向之張應力，應依其構造適當計算之。
- (3) 含有等間隔配置之短支柱材，且在對角線方向用腹板釘接之充腹梁，如圖 5.4-10 所示，圖中 B 間之腹板視為桁架之單一受拉構材計算之。
- (4) 腹板以結構用合板釘接之充腹梁，應考量結構用合板之剛性及強度性質，依據等值斷面形狀之箱形或工形梁計算之。此外，應力與撓度之計算，應考慮合板之變形、釘接合部位之變形及弦材之彎曲剛性。

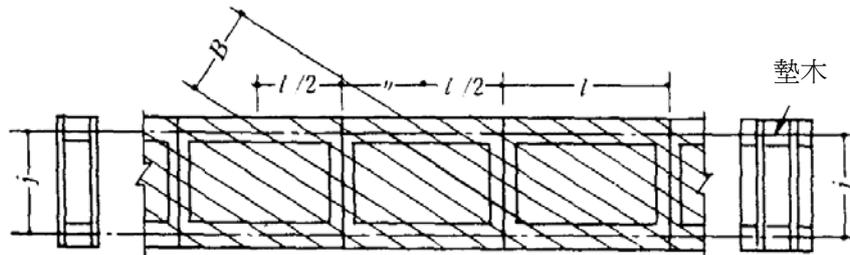


圖 5.4-10 釘接充腹梁

5.4.7 膠合充腹梁

- (1) 膠合接合：構材之膠合方法依 6.13 節膠合接合之規定。
- (2) 斜向腹板膠合上下弦材之充腹梁
 - (a) 應考慮腹板承受纖維方向之應力，依其構造計算之，但在膠合處需考慮因梁之變形而發生之二次應力。
 - (b) 弦材之縱向接合使用膠合接合時，應考慮由於梁之撓度而產生之撓曲應力。
- (3) 含有等間隔配置之短支柱材，且在對角線方向用腹板膠合之充腹梁，其構材應力依釘接充腹梁計算之。
- (4) 腹板使用結構用合板之膠合充腹梁
 - (a) 應考慮結構用合板之剛性與強度性質，以等值斷面之箱形或工字梁計算之。
 - (b) 應力及撓度之計算，應考慮合板之變形及弦材之彎曲剛性。

【解說】

合板膠合充腹梁之圖例及其弦材與合板腹板之配置，可參考圖 5.4-11 及圖 5.4-12。

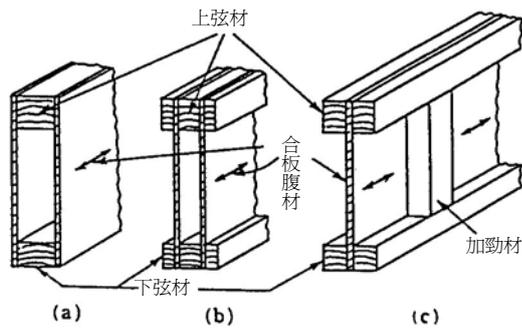


圖 5.4-11 合板膠合充腹梁模式圖

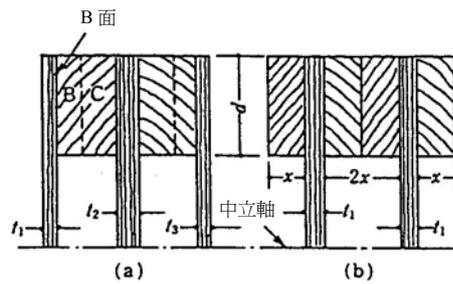


圖 5.4-12 弦材與合板腹板之配置圖

5.4.8 變斷面受彎構材（集成材）

- (1) 承受彎曲之變斷面構材，如圖 5.4-13 所示，其外緣撓曲應力及剪應力，在 θ 值不大時，任意斷面 a-a 得使用 5.4.3 節之規定公式計算之。
- (2) θ 值較大時，應考慮外緣撓曲應力、剪應力及垂直方向之受拉應力而設計之。

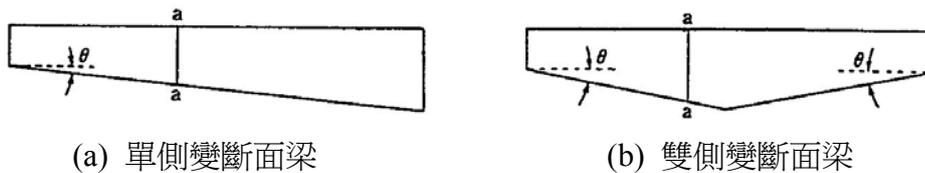


圖 5.4-13 變斷面受彎構材

5.4.9 局部彎曲構材（集成材）

- (1) 彎曲部分之容許撓曲應力 f'_b 依下式計算：

$$f'_b = kf_b \quad (5.31)$$

$$k = 1 - 2000(t/\rho)^2 \quad (5.32)$$

式中 t ：集成材之集成元厚度 (cm)；
 ρ ：彎曲中心線之曲率半徑 (cm)。

(2) 梁深固定之矩形斷面受彎構材承受彎矩時，在半徑方向所發生之最大應力依下式計算：

$$\sigma_R = \frac{3M}{2\rho bh} \quad (5.33)$$

式中 σ_R ：半徑方向應力 (kgf/cm²)；
 M ：彎矩 (kgf·cm)；
 b ：構材寬度 (cm)；
 h ：構材斷面深 (cm)；
 ρ ：彎曲材中心線之曲率半徑 (cm)。

(a) 彎矩作用使梁彎曲度減少時 (增加曲率半徑)， σ_R 為受拉，其值應為集成材容許剪應力值之 1/3 以下。

(b) 彎矩作用使梁彎曲度增大時 (減少曲率半徑)， σ_R 為受壓，其值應為集成材纖維垂直方向之容許壓縮應力值以下。

(3) 矩形變斷面之受彎構材承受彎矩時，半徑方向所發生之最大應力依下式計算：

$$\sigma_R = k_\rho \frac{6M}{bh} \quad (5.34)$$

式中 k_ρ ：半徑方向應力係數；

$$k_\rho = A + B \left(\frac{h}{\rho_m}\right) + C \left(\frac{h}{\rho_m}\right)^2 \quad (5.35)$$

式中 ρ_m ：彎曲部分中央之曲率半徑 (參考圖 5.4-14)；
 A, B, C ：表 5.4-7 所示之係數。

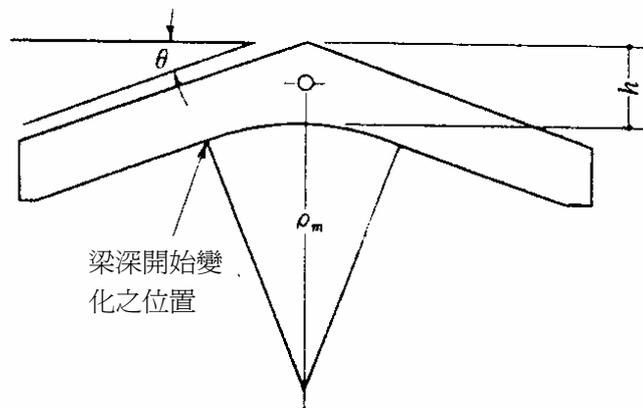


圖 5.4-14 變斷面局部彎曲構材

表 5.4-7 計算彎曲構材半徑方向應力之係數 (k_ρ)

θ (角度)	A	B	C
(0.0)	(0.0)	(0.2500)	(0.0)
2.5	0.0079	0.1747	0.1284
5.0	0.0174	0.1251	0.1939
7.5	0.0279	0.0937	0.2162
10.0	0.0391	0.0754	0.2119
15.0	0.0629	0.0619	0.1722
20.0	0.0893	0.0608	0.1393
25.0	0.1214	0.0605	0.1238
30.0	0.1649	0.0603	0.1115

註： θ 為彎曲構材與水平夾角 (參考圖 5.4-14)

5.5 承受複合應力之構材

5.5.1 受彎拉構材

同時承載彎矩及拉力構材之斷面依下式計算：

$$\frac{N}{A_e} + \frac{f_t}{f_b} \cdot \frac{M}{Z_e C_f} \leq f_t \quad (5.36)$$

- 式中
- N：設計用軸向拉力 (kgf)；
 - M：設計用彎矩 (kgf·cm)；
 - A_e ：有效斷面積 (cm^2)；
 - Z_e ：有效斷面模數 (cm^3)，單一構材參照 5.4.3 節，複合構材則依其結合方法取其適當值；變斷面集成材以受拉側斷面模數為實斷面計算之；
 - C_f ：尺寸調整係數；
 - f_t ：容許拉應力 (kgf/cm^2)。
 - f_b ：容許撓曲應力 (kgf/cm^2)

5.5.2 受彎壓構材

同時承載彎矩及壓力構材之斷面依下式計算：

$$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \cdot \frac{M}{Z_e C_f} \leq \eta f_c \quad (5.37)$$

- 式中
- N：設計用軸向壓力 (kgf)；
 - M：設計用彎矩 (kgf·cm)；
 - A_e ：淨斷面積 (cm^2)；
 - f_c ：容許壓應力 (kgf/cm^2)；

f_b : 容許撓曲應力 (kgf/cm^2) ;
 Z_e : 有效斷面模數 (cm^3) , 單一構材參照 5.4.3 節, 複合構材
依其結合方法取適當值 ;
 C_f : 尺寸調整係數 ;
 η : 挫屈折減係數, 參照 5.3.2 節 (2) 項 (a)。