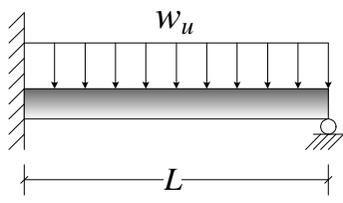
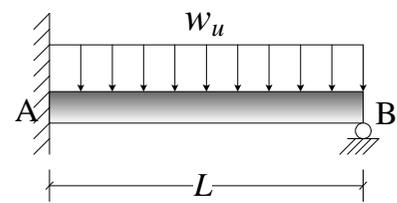
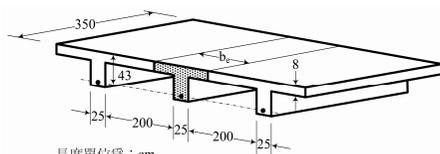
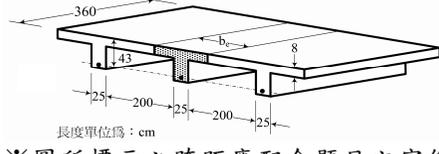
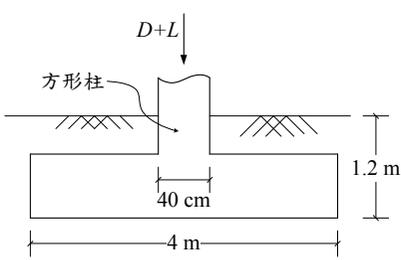
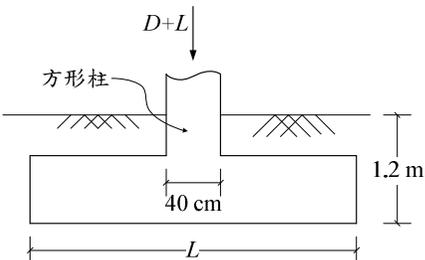
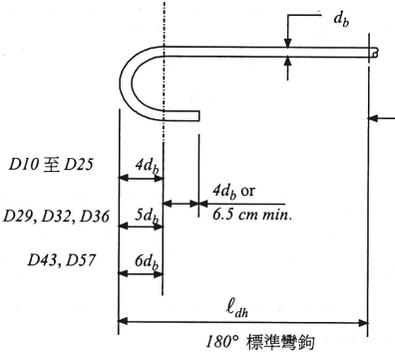
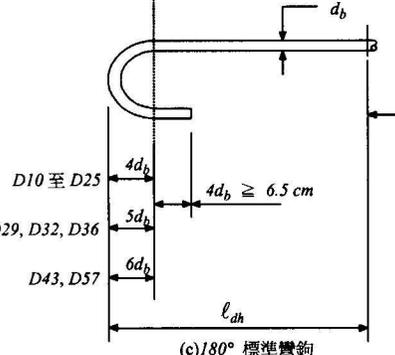


位置	原內容	更正後內容
第 54 頁	計算彎矩強度 $M_n = \dots = 107.10 \text{ tf-m}$ 設計彎矩設計強度 $\phi M_n = 0.846 \times 107.10 = 90.61 \text{ tf-m}$	計算彎矩強度 $M_n = \dots = 108.16 \text{ tf-m}$ 設計彎矩設計強度 $\phi M_n = 0.846 \times 108.16 = 91.50 \text{ tf-m}$
第 57 頁		
第 63 頁 倒數第 4 行	$\therefore$ 最外拉力鋼筋應變 $\epsilon_t = \epsilon_{s1} = 0.007 > 0.005$	$\therefore$ 最外拉力鋼筋應變 $\epsilon_t = \epsilon_{s1} = 0.011 > 0.005$
第 67 頁 第 4 行	※補充檢核壓力鋼筋是否降伏： $\epsilon'_s = \frac{0.003 \times (16.40 - 8)}{16.40} = 1.54 \times 10^{-3} < \epsilon_y = 0.002 \quad O.K.$	
第 70 頁	其中 $l_c$ 表示混凝土面積 $A_c$ 形心至拉力鋼筋之距離	其中 $l_c$ 表示混凝土面積 $A_c$ 形心至混凝土壓力外緣之距離
第 76 頁 倒數第 3 行	(2) $b \leq 4b_w$	(2) $b_e \leq 4b_w$
第 91 頁 倒數第 6 行	$A_s = \rho b d = 0.0172 \times 40 \times 60 = 35.52 \text{ cm}^2$ 此時中性軸深度 $x = \dots = \frac{41.28 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40 \times 0.85} = 18.44 \text{ cm}^2$	$A_s = \frac{bd}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$ $= \frac{40 \times 60}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 54.07}{4200}} \right)$ $= 35.54 \text{ cm}^2$ 此時中性軸深度 $x = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$ $= \frac{35.54 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40 \times 0.85} = 18.45 \text{ cm}$
第 92 頁 第 1 行	$N = \frac{A_s}{A_b} = \frac{35.52}{8.19} = 4.34$	$N = \frac{A_s}{A_b} = \frac{35.54}{8.14} = 4.37$
第 92 頁 例題 3.3	 <p>長度單位為：cm                      ※圖所標示之跨距為 350 cm</p>	 <p>長度單位為：cm                      ※圖所標示之跨距應配合題目文字修正為 360 cm</p>

位置	原內容	更正後內容
第 95 頁 第 1~4 行	$A_{s,max} = \dots = 25.37 \text{ cm}^2$ 此時最大計算彎矩強度 $M_{n,max}$ $= \dots = 47.92 \text{ tf-m}$ $\therefore$ 最大計算彎矩強度 $M_{n,max} >$ 所需計算 彎矩強度 $M_n = 31.20 \text{ tf-m}$	$A_{s,0.005} = \dots = 25.37 \text{ cm}^2$ 此時最大計算彎矩強度 $M_{n,0.005}$ $= \dots = 47.92 \text{ tf-m}$ $\therefore$ 最大計算彎矩強度 $M_{n,0.005} >$ 所需計算 彎矩強度 $M_n = 27.89 \text{ tf-m}$
第 99 頁 註解	雖然理論上 $\rho$ 只要小於 $\rho_{0.004}$ 即可以進行設計... 因此本書亦建議取 $\rho = \rho_{0.005}$	雖然理論上 $\epsilon_t$ 只要大於 $\epsilon_{0.004}$ 即可以進行設計... 因此本書亦建議取 $\epsilon_t = \epsilon_{0.005}$
第 101 頁 第 10 行	壓力鋼筋之壓應變 $\epsilon'_s = \frac{0.003(x-d')}{x}$ $= \dots = 0.00198 > \epsilon_y$	壓力鋼筋之壓應變 $\epsilon'_s = \frac{0.003(x-d')}{x}$ $= \dots = 0.00198 < \epsilon_y$
第 103 頁 例題 3.8 題 目	原題目給定： $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$	修改為： $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
第 148 頁 倒數第 6 行	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{27}{0.75} - 14.3 = 17.5 \text{ tf}$	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{27}{0.75} - 14.3 = 21.7 \text{ tf}$
第 149 頁 倒數第 7 行 至 第 150 頁 第 2 行	$\frac{A_v}{S} = \dots = \frac{\left(\frac{27}{0.75} - 14.3\right) \times 10^3}{4200 \times 46} = 0.1113$ $\dots$ $\frac{2A_t}{S} + \frac{A_v}{S} = 2 \times 0.0498 + 0.1113 = 0.2109$ 使用 #4 箍筋 ( $A_b = 1.27 \text{ cm}^2$ ) $S = \frac{2 \times 1.27}{0.2109} = 12.04 \text{ cm}$ $\dots$ $\therefore S_{max} = \dots = \text{Min} (23, 30, 26.86, 87.09, 91.08) = 23 \text{ cm} > S \quad O.K.$ 採用 $S = 12 \text{ cm}$	$\frac{A_v}{S} = \dots = \frac{\left(\frac{27}{0.75} - 14.3\right) \times 10^3}{4200 \times 46} = 0.1123$ $\dots$ $\frac{2A_t}{S} + \frac{A_v}{S} = 2 \times 0.0498 + 0.1123 = 0.2119$ 使用 #4 箍筋 ( $A_b = 1.27 \text{ cm}^2$ ) $S = \frac{2 \times 1.27}{0.2119} = 11.98 \text{ cm}$ $\dots$ $\therefore S_{max} = \dots = \text{Min} (23, 30, 17.37, 87.09, 91.08) = 17.37 \text{ cm} > S \quad O.K.$ 採用 $S = 11 \text{ cm}$
第 167 頁 第 2 行以下	※原例題 6.6 解答中性軸 $x$ 列式計算有誤，修正如下： $30 \times \frac{x^2}{2} + (8-1) \times 6.47 \times 2 \times (x-8) = 8 \times (6.47 \times 5) \times (38.8-x)$ $\rightarrow 15x^2 + 349.38x - 10766.08 = 0 \quad \text{解得 } x = 17.57 \text{ cm}$ $I_{cr} = \frac{30 \times 17.57^3}{3} + (8-1) \times (6.47 \times 2) \times (17.57-8)^2 + 8 \times (6.47 \times 5) \times (38.8-17.57)^2$ $= 179179.71 \text{ cm}^4$ $I_{e,D} = \left(\frac{4.18}{6.4}\right)^3 \times 312500 + \left(1 - \left(\frac{4.18}{6.4}\right)^3\right) \times 179179.71$ $= 216323.41 \text{ cm}^4$	

位置	原內容	更正後內容
	$I_{e,D+L} = \left(\frac{4.18}{16.4}\right)^3 \times 312500 + \left(1 - \left(\frac{4.18}{16.4}\right)^3\right) \times 179179.71$ $= 181387.17 \text{ cm}^4$ <p>3. 計算 <math>\Delta_{i,D}</math>、<math>\Delta_{i,D+L}</math>、<math>\Delta_{i,L}</math></p> $\Delta_{i,D} = \frac{5w_D l^4}{384E_c I_{e,D}} = \frac{5 \times 8 \times 800^4}{384 \times 15000 \sqrt{280} \times 216323.41} = 0.7858 \text{ cm}$ $\Delta_{i,D+L} = \frac{5 \times 8 \times 800^4}{384 \times 15000 \sqrt{280} \times 181387.17} + \frac{5000 \times 800^3}{48 \times 15000 \sqrt{280} \times 181387.17}$ $= 2.1086 \text{ cm}$ <p>施加集中活載重 <math>P_L</math> 後於梁中央所增加之即時撓度</p> $\Delta_{i,L} = \Delta_{i,D+L} - \Delta_{i,D} = 2.1086 - 0.7858 = 1.3228 \text{ cm} \dots\dots\text{Ans.}$	
第 171 至 172 頁 例題 6.9 解答	$\Delta_{total} = \Delta_{creep} + \Delta_{int} = C_c \times \Delta_{int}$ $= 3 \times 0.0367 = 0.1101 \text{ cm} \dots\dots\text{Ans.}$ <p>...</p> <p>2. 潛變發生後</p> $A_t = 25 \times 35 + (3 \times 7.29 - 1) \times 6.47 = 1010.03 \text{ cm}^2$ $f_{s2} = (3 \times 7.29) \times \frac{15000}{1010.03} = 324.79$ <p>kgf/cm<sup>2</sup></p> <p>潛變引致鋼筋應力變化量</p> $\Delta f_s = f_{s2} - f_{s1} = 324.79 - 119.42 = 205.37 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots\text{Ans.}$	$\Delta_{total} = \Delta_{creep} + \Delta_{int} = (1 + C_c) \times \Delta_{int}$ $= (1 + 3) \times 0.0367 = 0.1468 \text{ cm} \dots\dots\text{Ans.}$ <p>...</p> <p>2. 潛變發生後</p> $A_t = 25 \times 35 + (4 \times 7.29 - 1) \times 6.47 = 1057.20 \text{ cm}^2$ $f_{s2} = (4 \times 7.29) \times \frac{15000}{1057.20} = 413.73$ <p>kgf/cm<sup>2</sup></p> <p>潛變引致鋼筋應力變化量</p> $\Delta f_s = f_{s2} - f_{s1} = 413.73 - 119.42 = 294.31 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots\text{Ans.}$
第 181 頁		
第 192 頁 第 11 行	$\phi M_n = \dots = 23.95 \text{ tf}$	$\phi M_n = \dots = 23.95 \text{ tf-m}$
第 199 頁 倒數第 6 行	$\because P_n < P_{nb}$ $\therefore$ 破壞時最外側壓力筋未降伏	$\because P_n < P_{ny}$ $\therefore$ 破壞時最外側壓力筋未降伏
第 202 頁 例題 7.8 題目	原題目未給定材料強度	混凝土 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 鋼筋 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
第 207 頁	$\rightarrow x > x_b = 3d' = 21 \text{ cm}$	$\rightarrow x > x_b = 3d' = 21 \text{ cm}$

位置	原內容	更正後內容
第 12 行		
第 208 頁 第 5 行	檢核 $P_n = P_{n,max}$ O.K.	檢核 $P_n < P_{n,max}$ O.K.
第 225 頁 最末行	$0.85f'_c(A_g - A_c) 0.415\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y}$	$\frac{0.85f'_c(A_g - A_c)}{2.05f_y A_c} = 0.415\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y}$
第 257 頁 例題 9.4 題目	…承受 $W_d = 0.5 \text{ t}\cdot\text{m}^2$ 之靜載重…	…承受 $W_d = 0.5 \text{ t/m}^2$ 之靜載重…
第 262 頁	正設計彎矩 + $\frac{1}{2}$ (內支承負設計彎矩 + 外支承負設計彎矩) = 1	正設計彎矩係數 + $\frac{1}{2}$ (內支承負設計彎矩係數 + 外支承負設計彎矩係數) = 1
第 270 頁 倒數第 6 行	基腳版能提供之計算梁式剪力強度	基腳版能提供之計算穿孔剪力強度
第 272 頁 倒數第 5 行	$\Rightarrow q_u \doteq 2.36 \text{ kgf/cm}^2$ $\Rightarrow P_u = \frac{2.68 \times 280^2}{1000} = 185.02 \text{ tf}$ … $\Rightarrow q_u \doteq 3.33 \text{ kgf/cm}^2$ $\Rightarrow P_u = \frac{3.77 \times 280^2}{1000} = 261.07 \text{ tf}$	$\Rightarrow q_u \doteq 2.36 \text{ kgf/cm}^2$ $\Rightarrow P_u = \frac{2.36 \times 280^2}{1000} = 185.02 \text{ tf}$ … $\Rightarrow q_u \doteq 3.33 \text{ kgf/cm}^2$ $\Rightarrow P_u = \frac{3.33 \times 280^2}{1000} = 261.07 \text{ tf}$
第 277 頁 例題 10.2		
第 293 頁	$l_d = \frac{0.28d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \geq 30 \text{ cm}$	$l_d = \frac{0.28d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,use}} \geq 30 \text{ cm}$
第 295 頁 補充增加	※補充增加「超量鋼筋修正因數」如下： 超量鋼筋修正因數 $\frac{A_{s,req}}{A_{s,use}}$ 本項超量鋼筋折減並非強制規定，而是選擇性條款。若受撓構材使用之鋼筋量 ( $A_{s,use}$ ) 超過分析需要 ( $A_{s,req}$ ) 者，其伸展長度可乘以需要與使用之比值。但耐震設計、抵抗反覆彎矩、乾縮與溫度鋼筋、多跨度連續鋼筋及無梁雙向版之鋼筋不適用此項超量鋼筋修正。	

位置	原內容	更正後內容
第 301 頁		
第 305 頁 倒數第 4 行	3. 規範規定切斷點位置 $X = l_1 + \text{Max}(d, 12d_b)$	3. 規範規定切斷點位置 $X = l_1 + \text{Max}(d, 12d_b)$ ，且 $X$ 不得小於被截斷鋼筋所需伸展長度。
第 310 頁 倒數第 7 行	$M_n = \dots = 2 \times 8.14 \times 4200 \times \left( 52.12 - \frac{1}{2} \times \frac{8.14 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40} \right) \times 10^{-5}$ $= 34.41 \text{ tf-m (不考慮壓力鋼筋效應)}$ $1.3 \frac{M_n}{V_u} + l_a = 1.3 \times \frac{34.41 \times 100}{32} + 15$ $= 154.79 \text{ cm}$ <p>...</p> <p>3. <math>\therefore l_d = 90.52 \text{ cm} &lt;</math></p> $1.3 \frac{M_n}{V_n} + l_a = 154.79 \text{ cm}$	$M_n = \dots = 2 \times 8.14 \times 4200 \times \left( 52.12 - \frac{1}{2} \times \frac{2 \times 8.14 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40} \right) \times 10^{-5}$ $= 33.18 \text{ tf-m (不考慮壓力鋼筋效應)}$ $1.3 \frac{M_n}{V_u} + l_a = 1.3 \times \frac{33.18 \times 100}{32} + 15$ $= 149.79 \text{ cm}$ <p>...</p> <p>3. <math>\therefore l_d = 90.52 \text{ cm} &lt;</math></p> $1.3 \frac{M_n}{V_n} + l_a = 149.79 \text{ cm}$
第 341 頁 12.2.4 節 第 3 行	2. 接頭之剪力強度折減因數 $\phi = 0.75$ 。	2. 接頭之剪力強度折減因數 $\phi = 0.85$ 。
第 345 頁 第 12 行	$\phi V_c = \phi \sqrt{f'_c} A_j$ $= 0.75(3.9) \sqrt{280} (40)(24+2(0)) (10^{-3}) \text{ tf}$ $= 46.99 \text{ tf}$	$\phi V_c = \phi \sqrt{f'_c} A_j$ $= 0.85(3.9) \sqrt{280} (40)(24+2(0)) (10^{-3})$ $= 53.25 \text{ tf}$
第 346 頁 倒數第 2 行	$V_{col} = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{h_n}$ $= \frac{189 + 277.14}{3 - 0.6} = 194.23 \text{ tf}$ $V_u = 257.36 + 386.03 - 194.23 = 449.16 \text{ tf}$	$V_{col} = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{h_n}$ $= \frac{189 + 277.14}{3 - 0.9} = 221.97 \text{ tf}$ $V_u = 257.36 + 386.03 - 221.97 = 421.42 \text{ tf}$
第 347 頁 第 5 行	$\phi V_n = \phi \gamma \sqrt{f'_c} A_j$ $= 0.75 \times 3.2 \times \sqrt{350} \times 7200 \times 10^{-3}$ $= 323.28 \text{ tf}$	$\phi V_n = \phi \gamma \sqrt{f'_c} A_j$ $= 0.85 \times 3.2 \times \sqrt{350} \times 7200 \times 10^{-3}$ $= 366.38 \text{ tf}$
第 347 頁 例題 12.10 解答	$\phi V_c = 0.75 \times 5.3 \sqrt{f'_c} A_j$ $= 0.75 \times 5.3 \times \sqrt{280} \times 60 \times 60 \times 10^{-3}$ $= 239.45 \text{ tf}$	$\phi V_c = 0.85 \times 5.3 \sqrt{f'_c} A_j$ $= 0.85 \times 5.3 \times \sqrt{280} \times 60 \times 60 \times 10^{-3}$ $= 271.38 \text{ tf}$

位置	原內容	更正後內容
	$\because V_u > \phi V_c$ $\therefore$ 考慮耐震設計時，此接頭之剪力強度不足	$\because \phi V_c > V_u$ $\therefore$ 考慮耐震設計時，此接頭之剪力強度足夠
第 348 頁 第 2 行	$l_{dh}$ 長度之 3.5 倍	$l_{dh}$ 長度之 3.25 倍
第 349 頁 倒數第 2 行	…箍筋間距 $s_2 = 20 \text{ cm} > s_{2,max}$ N.G	…箍筋間距 $s_2 = 15 \text{ cm} > s_{2,max}$ N.G
第 350 頁 倒數第 6 行	$\therefore$ 耐震設計規範規定伸展長度 $l_d \geq 3.5 \times$ $Max \dots = 3.5 \times 55.99 = 195.97 \text{ cm}$ … 則所需錨定長度 $l_{dm} = \dots =$ $1.6 \times (195.97 - 65) + 65 = 274.55 \text{ cm}$ …取伸展長度 $l_{dm} = 275 \text{ cm}$	$\therefore$ 耐震設計規範規定伸展長度 $l_d \geq 3.25$ $\times Max \dots = 3.25 \times 55.99 = 181.97 \text{ cm}$ … 則所需錨定長度 $l_{dm} = \dots =$ $1.6 \times (181.97 - 65) + 65 = 252.15 \text{ cm}$ …取伸展長度 $l_{dm} = 255 \text{ cm}$
第 362 頁 第 6 行	其中 $A_c$ = 壓桿某端之斷面積。	其中 $A_{cs}$ = 壓桿某端之斷面積。
第 369 頁	5. 配置垂直及水平鋼筋以承受壓桿之劈裂 (1) 先考慮 CD 壓桿 垂直箍筋與水平壓桿之夾角 = $90^\circ$ 配置 2 組疊合之 D13@25 cm 箍筋為垂直箍筋 $\frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i = \frac{2 \times 2 \times 1.27}{60 \times 25} \times 1$ $= 0.00339 > 0.003 \quad O.K.$ (2) 再考慮 AD 及 BC 壓桿 垂直箍筋 (2 組疊合之 D13@25 cm 箍筋) 與斜壓桿之夾角 = $45^\circ$ 水平鋼筋與斜壓桿之夾角 = $45^\circ$ 配置 D13@30 cm 為水平鋼筋 $\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i =$ $\frac{2 \times 2 \times 1.27}{60 \times 25} \times \sin 45^\circ + \frac{2 \times 1.27}{60 \times 30} \times \sin 45^\circ$ $= 0.00339 > 0.003 \quad O.K.$	5. 配置垂直及水平鋼筋以承受 AD 及 BC 壓桿之劈裂 (1) 設計垂直鋼筋 配合拉桿之縱向鋼筋，配置 2 組疊合之 D13@25 cm 箍筋為垂直鋼筋 (2) 設計水平鋼筋 垂直鋼筋 (2 組疊合之 D13@25 cm 箍筋) 與斜壓桿之夾角 = $45^\circ$ 水平鋼筋與斜壓桿之夾角 = $45^\circ$ 配置 D13@30 cm 為水平鋼筋 檢核 $\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i$ $= \frac{2 \times 2 \times 1.27}{60 \times 25} \times \sin 45^\circ + \frac{2 \times 1.27}{60 \times 30} \times \sin 45^\circ$ $= 0.00339 > 0.003 \quad O.K.$
第 385、386 頁 例題 15.1 解答更正	(一) 分析應考慮之載重情形 1. 同時考慮靜載重、活載重及乾縮與溫度變化影響 (1) 設計載重 梁反力 $R_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 11 + 1.6 \times 13 = 34 \text{ tf}$ 乾縮與溫度變化影響 $T_u = Max (1.6T, 0.2R_u)$ $= Max (1.6 \times 9, 0.2 \times 34) = 14.4 \text{ tf}$ (考慮托架規定) (2) 評估沿裂縫面之力 沿裂縫面之直接剪力傳遞	

位置	原內容	更正後內容
	$V_u = R_u \sin \alpha_f + T_u \cos \alpha_f = 34 \times \sin 70^\circ + 14.4 \times \cos 70^\circ$ $= 31.95 + 4.93 = 36.88 \text{ tf}$ <p>沿剪力面之淨拉力：</p> $N_u = T_u \sin \alpha_f - R_u \cos \alpha_f = 14.4 \times \sin 70^\circ - 34 \times \cos 70^\circ$ $= 1.90 \text{ tf (拉力)}$ <p>(3) 計算直接剪力傳遞之剪力摩擦鋼筋 混凝土整體澆置，<math>\mu = 1.4</math></p> $A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)}$ $= \frac{36.88 \times 10^3}{0.75 \times 4200 \times (1.4 \sin 70^\circ + \cos 70^\circ)} = 7.06 \text{ cm}^2$ <p>計算抵抗淨拉力之鋼筋量 <math>A_n = \frac{N_u}{\phi_y \sin \alpha_f} = \frac{1.90 \times 10^3}{0.75 \times 4200 \times \sin 70^\circ}</math></p> $= 0.64 \text{ cm}^2$ <p>(4) 總配置鋼筋量 <math>A_s = A_{vf} + A_n = 7.06 + 0.64 = 7.70 \text{ cm}^2</math></p>	<p>2. 僅考慮靜載重及乾縮與溫度變化影響</p> <p>(1) 設計載重 梁反力 <math>R_u = 0.9D = 0.9 \times 11 = 9.9 \text{ tf}</math> 乾縮與溫度變化影響 <math>T_u = 14.4 \text{ tf}</math></p> <p>(2) 評估沿裂縫面之力 沿裂縫面之直接剪力傳遞 <math>V_u = 9.9 \sin 70^\circ + 14.4 \cos 70^\circ = 14.23 \text{ tf}</math> 沿剪力面之淨拉力 <math>N_u = 14.4 \sin 70^\circ - 9.9 \cos 70^\circ = 10.15 \text{ tf (拉力)}</math></p> <p>(3) 計算直接剪力傳遞之剪力摩擦鋼筋 混凝土整體澆置，<math>\mu = 1.4</math></p> $A_{vf} = \frac{V_u}{\phi_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)} = \frac{14.23 \times 10^3}{0.75 \times 4200 \times (1.4 \sin 70^\circ + \cos 70^\circ)}$ $= 2.73 \text{ cm}^2$ <p>計算抵抗淨拉力之鋼筋量 <math>A_n = \frac{N_u}{\phi_y \sin \alpha_f} = \frac{10.15 \times 10^3}{0.75 \times 4200 \times \sin 70^\circ}</math></p> $= 3.43 \text{ cm}^2$ <p>(4) 總配置鋼筋量 <math>A_s = A_{vf} + A_n = 2.73 + 3.43 = 6.16 \text{ cm}^2</math></p> <p>3. 比較 1. 2. 兩種情形，應以第 1. 種情形 (<math>A_s = 7.70 \text{ cm}^2</math>) 進行設計</p> <p>(二) 設計剪力摩擦鋼筋</p> <p>1. 採用 D10 閉合肋筋，肋筋個數 <math>= \frac{7.70}{2 \times 0.71} = 5.42</math> → 取 6 個..... Ans. 肋筋須沿可能之裂縫分佈；分佈長度約為 <math>\frac{12.5}{\tan 20^\circ} = 34.34 \text{ cm}</math></p> <p>2. 檢核剪力計算強度 <math>V_n</math></p>

位置	原內容	更正後內容
	扶壁斷面寬度為 40 cm $A_c = \frac{12.5}{\sin 20^\circ} \times 40 = 1461.90 \text{ cm}^2$ $0.2 f'_c A_c = 0.2 \times 280 \times 1461.90 \times 10^{-3} = 81.87 \text{ tf}$ $56 A_c = 56 \times 1461.90 \times 10^{-3} = 81.87 \text{ tf}$ $V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) = 2 \times 0.71 \times 6 \times 4200 \times (1.4 \sin 70^\circ + \cos 70^\circ)$ $= 59.32 \text{ tf} \leq \text{Min} (0.2 f'_c A_c, 56 A_c) = 81.87 \text{ tf} \quad O.K.$	
第 390 頁 例題 15.2 解答更正	1. 托架適用條件檢核 $a = 25 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \frac{a}{d} = 0.83 < 1 \quad O.K.$ $P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L = 1.2 \times 6 + 1.6 \times 11 = 24.8 \text{ tf}$ $N_{uc} = \text{Max} (1.6 T, 0.2 P_u) = \text{Max} (1.6 \times 4, 0.2 \times 24.8) = 6.40 \text{ tf}$ $\rightarrow N_{uc} < P_u \quad O.K.$ 2. 考慮剪力 $0.2 f'_c b_w d = 0.2 \times 350 \times 35 \times 30 \times 10^{-3} = 73.5 \text{ tf}$ $56 b_w d = 56 \times 35 \times 30 \times 10^{-3} = 58.8 \text{ tf}$ $P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{24.8}{0.75} = 33.07 \text{ tf} < \text{Min} (0.2 f'_c b_w d, 56 b_w d) = 58.8 \text{ tf}$ $\rightarrow$ 斷面尺寸檢核 $O.K.$ $A_{vf} = \frac{P_n}{\mu f_y} = \frac{33.07 \times 10^3}{1.0 \times 2800} = 11.81 \text{ cm}^2$ 3. 考慮彎矩 $M_u = P_u a + N_{uc} (h - d) = 24.8 \times 0.25 + 6.40 \times (0.4 - 0.3) = 6.84 \text{ tf-m}$ $A_f = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{6.84 \times 10^5}{0.75 \times 2800 \times 0.85 \times 30} = 12.77 \text{ cm}^2$ 4. 考慮水平拉力 $A_n = \frac{N_{uc}}{\phi_y} = \frac{6.40 \times 10^3}{0.75 \times 2800} = 3.05 \text{ cm}^2$ 5. 鋼筋配置 主拉力鋼筋面積 $A_s = \text{Max} (A_f + A_n, \frac{2A_{vf}}{3} + A_n, 0.04 \frac{f'_c}{f_y} b d)$ $= \text{Max} (12.77 + 3.05, \frac{2 \times 11.81}{3} + 3.05, 0.04 \times \frac{350}{2800} \times 35 \times 30)$ $= \text{Max} (15.82, 10.92, 5.25) = 15.82 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Ans.}$ 取箍筋總面積 $A_h = \text{Max} (\frac{A_f}{2}, 0.5(A_s - A_n))$ $= \text{Max} (\frac{12.77}{2}, 0.5 \times (15.82 - 3.05)) = 6.39 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Ans.}$	