

第四章 水錶室結構檢測與評估

第一節 鋼筋檢測

水源地水錶室主體結構為鋼筋混凝土造，因本建築物未能取得建築物之原始結構配筋圖，而鋼筋之配置直接影響到整體結構之強度，因此本次調查針對結構體內部鋼筋之配置進行檢測，以了解鋼筋配置之方式；除此之外，並確認所有牆面是否皆為鋼筋混凝土構造。檢測過程採用 PROCEQ PROFOMETER 5 鋼筋探測器。【照片 4-1-1】



【照片 4-1-1】水錶室東側牆體檢測現況



【照片 4-1-2】水錶室剝落之混凝土塊

水源地水錶室牆體檢測結果，鋼筋外部保護層連粉刷，厚度約為 8~10cm，超過儀器紀錄之限制(約為 8cm)。檢測過程依據機器感應之結果，於牆體上紀錄鋼筋位置【照片 4-1-1】。檢測結果水源地水錶室之東側牆體直立筋間距約為 21cm，水平筋間距約為 25cm；南面背牆直立筋間距則約為 15cm，水平筋間距則約為 25cm；另由現場剝落之混凝土【照片 4-1-2】可推斷水源地水錶室鋼筋規格應為直徑 10mm 之圓鋼筋(#3 號)。

第二節 初步耐震評估

一、 評估方法及步驟

水錶室主體結構為鋼筋混凝土構造，本報告採用耐震指標法進行初步耐震評估。本評估方法廣為日本建築界所採用，主要針對既存中低樓層之鋼筋混凝土建築物進行三階段耐震指標之診斷，評估時將樓層之強度及韌性綜合成耐震指標，再根據耐震指標之大小來判定建築物之耐震安全以及不合格部位。第一階段診斷主要計算建築物之壁率比與柱率比做為診斷依據，第二階段與第三階段則須檢討牆體與端部之配筋，因本次調查並無取得建築物之結構配筋詳圖，故以第一階段之耐震指標做為初步評估。其基本概念為：

- (1) 建築物之耐震性可由外力作用下吸收能量來表示，亦即由建物最終強度以及最終變形來估算，以數學式來表示時：

$$E_0 = C \times F_w \text{ -----(4-1)}$$

式中

E_0 ：基本性能指標

C ：強度指標

F_w ：韌性指標

- (2) 既有建物之建齡、被災經驗、既有損傷等會影響整體耐震能力，因此耐震評估時，基本性能指標應再乘以經年係數（ T ）。
- a. 建物之建設年代、使用經歷(被害經驗)
 - b. 建物之外觀，包括裂縫、腐蝕、漏水、不均勻沉陷之現況
 - c. 部材斷面是否有欠缺損、挖鑿等等
- (3) 既有建物之平面形狀、開口位置、開口大小等會影響整體耐震能力，因此耐震評估時，基本性能指標應再乘以形狀係數 S_D 。

【表 4-2-1】 經年係數 (F_T)

檢查項目	程度	T 值
變形	建築物傾斜或不均勻沉陷	0.7
	基地位於回填土或水田等區域	0.9
	肉眼可看出樑、柱變形	0.9
	無以上情形	1.0
牆、柱之開裂	下雨時漏水且鋼筋鏽蝕滲出	0.8
	肉眼可看出柱之明顯斜向裂縫	0.9
	外牆有許多之裂縫	0.9
	下雨時漏水但無鋼筋鏽蝕滲出	0.9
	無以上情形	1.0
火害情況	有痕跡	0.7
	有火害，但無明顯痕跡	0.8
	沒有	1.0
用途	曾經或正在使用化學藥品	0.8
	無以上情形	1.0
建築物使用時間	30 年以上	0.8
	20 年以上	0.9
	20 年以下	1.0
粉刷狀態	外表老化且有明顯剝落	0.9
	內部變質且有明顯剝落	0.9
	沒有特別問題	1.0
註：1.建築物之經年係數係以各檢查項目中之最小值為基準		

【表 4-2-2】形狀係數 S_D 之評估標準

項目		q_i 評估值		說明
平面 形狀	規則性	規則型 a_1	1.00	a_1 ：突出部分占樓板面積 10%以下
		大致規則 a_2	0.90	a_2 ：突出部分占樓板面積 30%以下
		不規則 a_3	0.80	a_3 ：突出部分占樓板面積 30%以上
	長寬比	$b < 5$	1.00	$b =$ 建築物長邊/建築物短邊
		$5 \leq b \leq 8$	0.95	
		$b > 8$	0.90	
	平面 開口率	$c \leq 0.1$	1.00	$c =$ 平面開口部面積/層樓地板面積
		$0.1 < c \leq 0.3$	0.95	
		$0.3 < c$	0.9	
	開口位置	$d1 \leq 0.4$ $d2 \leq 0.1$	1.00	$d1 =$ (開口部中心至建築物中心)/ 建築物短邊長度 $d2 =$ (開口部中心至建築物中心)/ 建築物長邊長度
$d1 \leq 0.4$ $0.1 < d2 \leq 0.3$		0.975		
$0.4 < d1$ $0.3 < d2$		0.95		
立面 形狀	層高 均等性	$e \geq 0.8$	1.00	$e =$ 上層之層高/檢討層之層高 檢討層為最上層時，以下層代為 上層。當 c 值 > 1 時，採用其倒數
		$0.7 \leq e < 0.8$	0.95	
		$e < 0.7$	0.90	
	隔離縫	$f \geq 1/100$	1.00	$f =$ 隔離縫長度/隔縫縫高度
		$1/200 \leq f < 1/100$	0.95	
		$f < 1/200$	0.90	
	牆的 連續性	佳	1.00	檢查牆體連續的情況，以及 是否有軟弱層現象
可		0.95		
差		0.90		
其他特殊 形狀	沒有	1.00	例如：1. 牆的存在而造成偏心 2. 柱心及樑心不一 3. 同一樓板高低差	
	略有	0.95		
	顯著	0.90		

形狀係數 S_D 為各項 q_i 值相乘之積

主要評估步驟

1. 調查建物現況及過去經歷，決定經年指標 T。
2. 計算評估層上部之總樓地板面積 $\sum A_f$ (m²)
3. 計算評估層上部建築物單位樓地板面積之重量 W
 $W = (\text{建築物自重} + \text{地震造成之活載重}) / \sum A_f$
4. 計算各樓層各方向（長向及短向）之強度指標 C，計算時將垂直構材分成 RC 柱 (C_c)、RC 短柱(C_{sc})與 RC 牆(C_w)三類。

(1) RC 柱(C_c)：(柱高 H₀/柱寬 D) ≥ 2，且兩側無翼牆之獨立 RC 柱。

$$C_c = \frac{\tau_c}{W} \times a_c \times \frac{F_c}{200} \quad \text{-----(4-2)}$$

τ_c ：柱子最終剪力強度，建議取 10kg/cm²，當 H₀/D > 2，建議取 7kg/cm²。

a_c ：柱率比=RC 柱總斷面積 A_c/ $\sum A_f$ (cm²/m²)。

F_c ：混凝土抗壓強度，如無實際量測值，建議 F_c 不超過 200kg/cm²。

(2) RC 短柱(C_{sc})：(柱高/柱寬) < 2，且兩側無翼牆之獨立 RC 柱。

$$C_{sc} = \frac{\tau_{sc}}{W} \times a_{sc} \times \frac{F_c}{200} \quad \text{-----(4-3)}$$

τ_{sc} ：柱子最終剪力強度，建議取 15kg/cm²。

a_{sc} ：柱率比=RC 短柱總斷面積 A_{sc}/ $\sum A_f$ (cm²/m²)。

(3) RC 壁(C_w)：RC 壁可分為雙邊圍束、單邊圍束與無圍束三種(圖 4-2.1)

$$C_w = \left\{ \frac{\tau_{w1}}{W} \times a_{w1} + \frac{\tau_{w2}}{W} \times a_{w2} + \frac{\tau_{w3}}{W} \times a_{w3} \right\} \times \frac{F_c}{200} \quad \text{-----(4-4)}$$

τ_{w1} ：雙邊圍束壁體最終剪力強度，建議取 30kg/cm²。

τ_{w2} ：單邊圍束壁體最終剪力強度，建議取 20kg/cm²。

τ_{w3} ：無圍束壁體最終剪力強度，建議取 10kg/cm²。

a_{w1} ：壁率比=雙邊圍束壁體總斷面積 A_{w1}/ $\sum A_f$ (cm²/m²)。

a_{w2} ：壁率比=單邊圍束壁體總斷面積 A_{w2}/ $\sum A_f$ (cm²/m²)。

a_{w3} ：壁率比=無圍束壁體總斷面積 A_{w3}/ $\sum A_f$ (cm²/m²)。

	$A_{w1} = t \times \lambda_{w1}$
	$A_{w2} = t \times \lambda_{w2}$ <p>$(\lambda_{w2} - D) < 45\text{cm}$ 時，則忽略牆壁之面積，視為獨立柱。</p>
	$A_{w3} = t \times \lambda_{w3}$ <p>$\lambda_{w3} < 45\text{cm}$ 時，則牆壁忽略不計。</p>

【圖 4-2-1】壁體斷面積計算方式

5. 計算各樓層各方向之基本指標 E_0 ，計算方式因計算之垂直構材中是否具有短柱而不同。

(1) 計算構材中無包含 RC 短柱

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_w + \alpha_1 C_c) \times F_w \text{ -----(4-5)}$$

n ：建築總樓層數。

i ：評估之樓層

$\frac{n+1}{n+i}$ ：係針對建築物高度方向之修正係數（考慮越高位置會產生較大之振動

加速度）

α_1 ：RC 柱強度修正係數=(壁體最終變形時之 RC 柱強度總和)/(RC 柱最終強度之總和)。建議取 0.7， $C_w \neq 0$ 時 α_1 取 1.0。

F_w ：壁體韌性指標($C_w \neq 0$ 時則為 RC 柱之韌性指標)，取 1.0。

(2) 計算構材中包含 RC 短柱

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + \alpha_2 C_w + \alpha_3 C_c) \times F_{sc} \quad \text{-----(4-6)}$$

α_2 ：壁體強度修正係數=(RC 短柱最終變形時之壁體強度總和)/(壁體最終強度之總和)。建議取 0.7。

α_3 ：RC 柱強度修正係數=(RC 短柱最終變形時之 RC 柱強度總和)/(RC 柱子最終強度之總和)。建議取 0.5。

F_{sc} ：RC 短柱韌性指標，取 0.8。

6.計算各樓層各方向之耐震指標 I_s

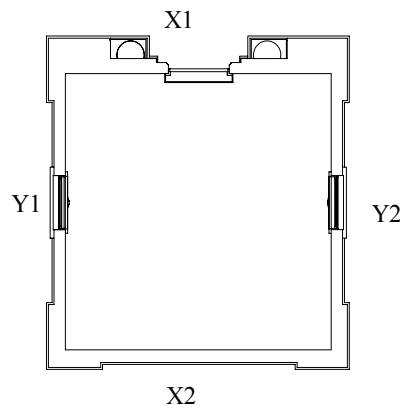
$$I_s = E_0 \times S_D \times T \quad \text{-----(4-7)}$$

7.評估結果

- (1) $I_s \geq 1.0$ 時；建築物在地震作用下，可保持安全，此時抵抗之地震力相當於建築物總重量或高於建築物總重量。
- (2) $0.8 \leq I_s < 1.0$ ；雖然耐震能力低於前面情況(即低於建築物總重)，但因在 20%以內，可視為在評估容許誤差範圍內，建築物仍不至於有嚴重破壞產生。
- (3) $I_s \leq 0.8$ ；根據地震災害經驗，建築物在地震作用下具有危險性，應採取適當之改善措施。

二、耐震指標計算

水錶室主體結構 RC 牆體，圖 4-2.2 為其牆體編號圖。依據現況調查，牆體開口部均發現斜向裂縫，地坪亦嚴重龜裂破壞，其可能原因為其後方土壤滑移而導致建築物不均勻沉陷之結果。評估時，假設損壞之部分皆已修復且地層狀況良好。



【圖 4-2-2】水錶室牆體編號圖

2. 計算建築物自重

(1) RC 壁體與 RC 屋頂：混凝土單位體積重取 2400kgf/m³，RC 牆壁依扣除開口部後之實際體積計算自重(表 4-2.3)。

3. 經年係數 F_T 之判定

本建築物建齡超過三十年，依現場破壞情況，基地後方可能已產生不均勻沉陷，經年係數 T 取 0.7。

4. 形狀係數 F_I 之判定

本建築物為口型平面，平面與立面規則，各項修正判定均為正常範圍，修正係數皆取 1，形狀係數 $S_D=1$ 。

5. 基本性能指標 E_0

水錶室分類上均為 RC 牆壁，韌性係數 F_w 取 1。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} C_w \times F_w$$

$$C_w = \left\{ \frac{\tau_{w1}}{W} \times a_{w1} + \frac{\tau_{w2}}{W} \times a_{w2} + \frac{\tau_{w3}}{W} \times a_{w3} \right\} \times \frac{F_c}{200}$$

表 4-2.4 為水錶室基本性能指標計算之結果。計算過程強度指標依據 RC 牆壁分類原則，將壁體依雙邊圍束、單邊圍束等狀況分別計算其斷面積、壁率比等，以長向為例：

牆體支承總面積為 31.72 m²，牆體支承總自重 93257kgw，混凝土抗壓強度取 200kgf/cm²。

嘉義地區法規地表加速度為 0.33g，水錶室為歷史建築，安全係數取 1.5，地震時之作用力為 93257+93257×0.33×1.5=139420 kgf，因此單位樓地板面積之重量 $W=139420/31.72=4395$ kgf/m²。

長向牆體之斷面積與壁率比為：

單邊圍束之 RC 牆面積=20370 cm² 壁率為 642.18 cm²/m²

則強度指標 C_w 為

$$C_w = \left\{ \frac{20}{4395} \times 642.18 \right\} \times \frac{200}{200} = 2.92$$

基本性能指標 E_0 為 2.92

$$\text{故： } I_{S,Y} = E_{0,2X} \times S_D \times T = 2.92 \times 1 \times 0.7 = 2.05$$

6.評估結果：

表 4-2.4 為水錶室之耐震指標計算結果。依據計算結果，在建築物現有之損壞均已修復之條件下，水錶室長向 $I_{SY}=2.05$ ，短向 $I_{SX}=4.10$ ，均在安全範圍之內($I_S \geq 1$)，即為建築物在法規規定之地震力作用下，可保持安全。但依據現場牆體開口部與地坪之破壞，水錶室背部之斜坡可能有土壤滑移之現象，建議修復時須針對基地周圍地質進行保護與監測，避免日後因土壤滑移造成建築物之嚴重損壞。

【表 4-2-3】水錶室牆體基本資料表

牆體與屋頂基本資料									
長向牆體	牆			開口				各牆體之重(kgf)	
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)	數量		
X1	5.26	5.6	0.62	門	1.11	0	2.8	1	39205.824
X2	5.26	5.6	0.22						15552.768
									總重量Wwall-x(kgf)
									54758.592
短向牆體	牆			開口				各牆體之重(kgf)	
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)	數量		
Y1	5.57	5.6	0.21	窗	0.95	1.17	3.34	1	14681.772
Y2	5.57	5.6	0.21	窗	0.95	1.17	3.34	1	14681.772
									總重量Wwall-y(kgf)
									29363.544
屋頂重	區域		A						一樓以上
	面積(m ²)		31.72						總重(kgf)
	厚度(m)		0.12						93257.496
	重量(kgf)		9135.36						

【表 4-2-4】水錶室耐震指標評估結果

短向耐震指標									
短向牆體	牆				保有性能指標 E_0				形狀指標 S_D
	圍束	寬(m)	厚(m)	面積(cm^2)	計算項目	雙邊圍束	單邊圍束	無圍束	1
X1	單邊	4.36	0.44	19184	壁體面積 $A_w(cm^2)$	A_{w1}	A_{w2}	A_{w3}	經年指標T
X2	雙邊	5.47	0.22	12034		19184	12034	0	
					壁率 $A_w/\Sigma af$ (cm^2/m^2)	a_{w1}	a_{w2}	a_{w3}	0.7
				支承總面積 $\Sigma A_f(m^2)$	31.72	604.79	379.38	0.00	
				支承單位重量 $W(kgf/m^2)$	4395	壁體剪力強度 $\tau_w(kg/cm^2)$	τ_{w1}	τ_{w2}	τ_{w3}
				混凝土抗壓強度 $F_c(kgf/cm^2)$	200		30	20	10
總樓層數	1	計算樓層	1		強度指標 C_w	5.85			耐震指標 $I_{s1X} (E_0 \times S_D \times T)$
					韌性指標 F_w	1			
					性能指標 E_0	5.85			
									4.10

長向耐震指標									
長向牆體	牆				保有性能指標 E_0				形狀指標 S_D
	圍束	寬(m)	厚(m)	面積(cm^2)	計算項目	雙邊圍束	單邊圍束	無圍束	1
Y1	單邊	4.85	0.21	10185	壁體面積 $A_w(cm^2)$	A_{w1}	A_{w2}	A_{w3}	經年指標T
Y2	單邊	4.85	0.21	10185		0	20370	0	
					壁率 $A_w/\Sigma af$ (cm^2/m^2)	a_{w1}	a_{w2}	a_{w3}	0.7
				支承總面積 $\Sigma A_f(m^2)$	31.72	0.00	642.18	0.00	
				支承單位重量 $W(kgf/m^2)$	4395	壁體剪力強度 $\tau_w(kg/cm^2)$	τ_{w1}	τ_{w2}	τ_{w3}
				混凝土抗壓強度 $F_c(kgf/cm^2)$	200		30	20	10
總樓層數	1	計算樓層	1		強度指標 C_w	2.92			耐震指標 $I_{s1Y} (E_0 \times S_D \times T)$
					韌性指標 F_w	1			
					性能指標 E_0	2.92			
									2.05

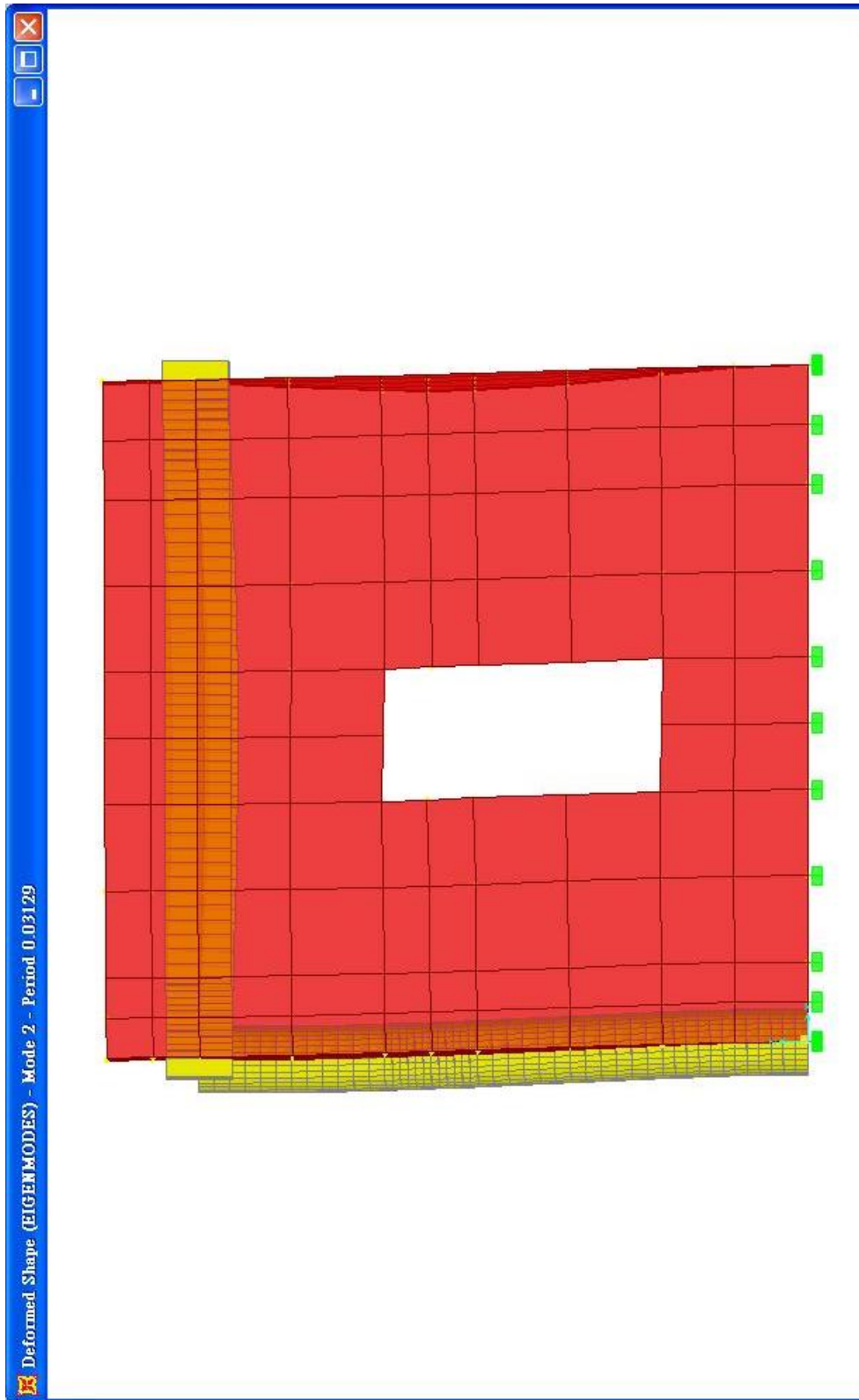
第三節 動力特性分析

爲了解水源地水錶室之動力特性，本研究將結構之柱樑牆版以有限元素模擬，以 SAP2000 結構分析程式分析其動力振動模態，此動力特性會影響受地震力作用時之反應。

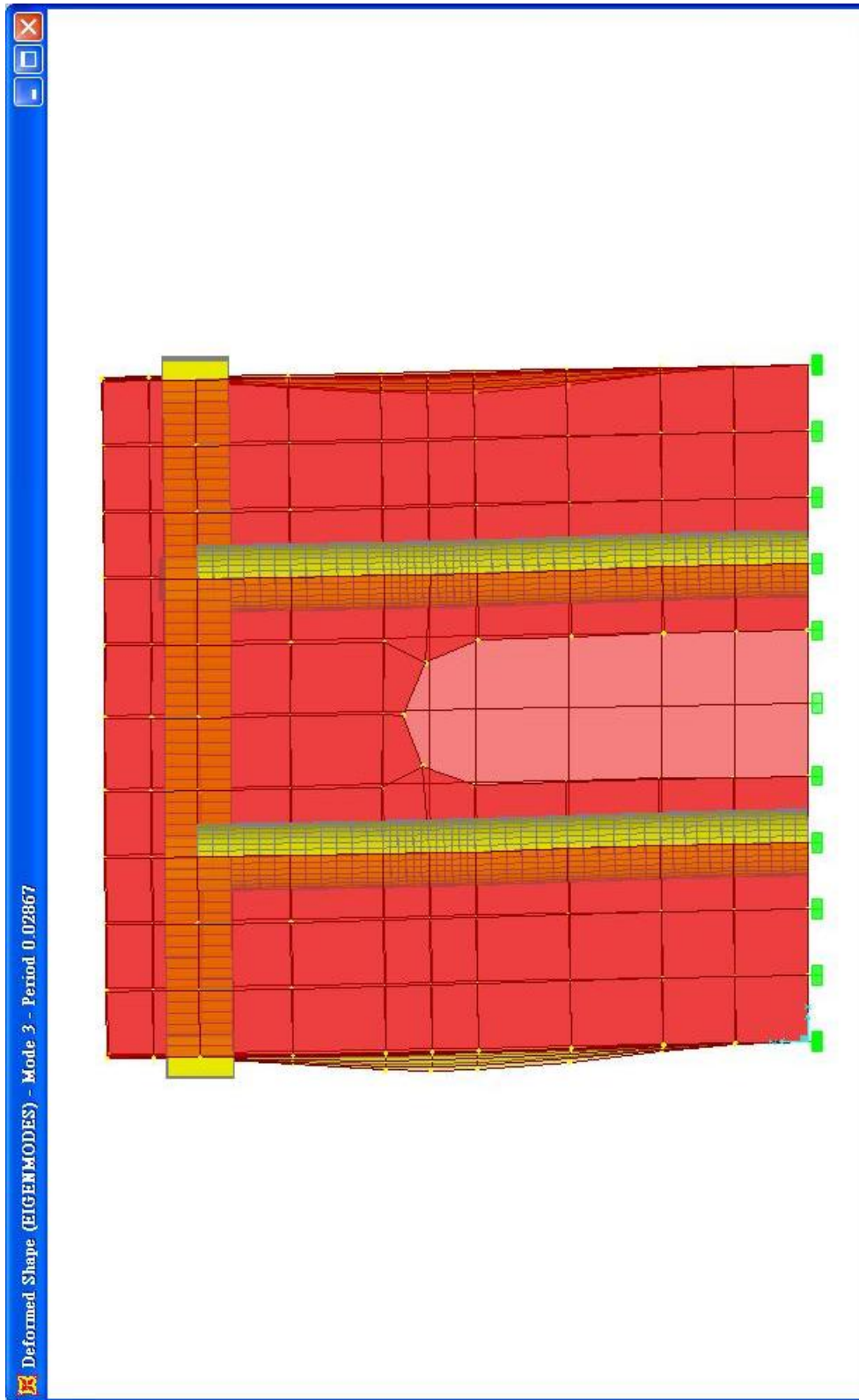
表 4-3.1 爲水源地水錶室前面 12 個模態對應振動週期表。水源地水錶室之第 1 模態爲樓版之振動模態，第 2 模態之振動週期爲 **0.03149** 秒，爲 Y 向之側向振動模態(圖 4-3.1)，對一般側向地震之振動影響最大；第 3 模態(圖 4-3.2)週期 **0.0288** 秒，其特性與第 2 模態類似，但其方向爲 X 向。

【表 4-3-1】水源地水錶室前面 12 模態及對應振動週期表

模態	振動週期	X 軸各模態 貢獻質量比	Y 軸各模態 貢獻質量比	Z 軸各模態 貢獻質量比	X 軸模態 累計質量	Y 軸模態 累計質量	Z 軸模態 累計質量
1	0.035121	0.000%	0.989%	10.000%	0.000%	0.989%	10.000%
2	0.03129	0.000%	79.000%	0.149%	0.000%	80.000%	10.000%
3	0.02867	78.000%	0.000%	0.000%	78.000%	80.000%	10.000%
4	0.024752	0.829%	0.000%	0.000%	79.000%	80.000%	10.000%
5	0.024454	0.000%	0.713%	0.137%	79.000%	80.000%	11.000%
6	0.02121	0.271%	0.000%	0.000%	79.000%	80.000%	11.000%
7	0.020145	0.000%	0.001%	0.010%	79.000%	80.000%	11.000%
8	0.018649	0.664%	0.000%	0.000%	80.000%	80.000%	11.000%
9	0.015618	0.000%	0.112%	0.010%	80.000%	80.000%	11.000%
10	0.014819	0.000%	0.254%	0.091%	80.000%	81.000%	11.000%
11	0.0145	0.005%	0.000%	0.000%	80.000%	81.000%	11.000%
12	0.01406	0.000%	0.057%	2.012%	80.000%	81.000%	13.000%



【圖 4-3-1】第 2 模態(Y 向)



【圖 4-3-2】第 3 模態(X 向)

第四節 法規地震力作用下之分析評估

一、評估假設及使用程式

本節評估法規地震力作用下，本歷史建築之安全性，以檢討未來修復再利用時是否有必要做適當之補強。評估時假設目前之損壞部位已完全修復。作用力之計算主要依據「建築技術規則」(內政部營建署)及「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署)之相關規定。

分析採用 SAP 2000 電腦軟體分析，以 Frame 元素模擬樑柱桿件，Shell 元素模擬鋼筋混凝土牆及樓版，建立之分析模型有考慮門窗開口的效應。

1. 材料性質

由於不允許現場鑽心取樣測試鋼筋混凝土之材料性質，鋼筋混凝土之材料性質本文假設為以下數值：

$$\text{混凝土抗壓強度 } f_c' = 210 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{混凝土之彈性模數 } E_c = 15000 \sqrt{f_c'} = 217,370 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{混凝土抗剪強度 } f_{vc} = 0.53 \sqrt{f_c'} = 7.68 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{鋼筋降伏強度 } f_y = 2800 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{鋼之彈性模數 } E_s = 2,040,000 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{鋼筋混凝土單位重(Weight per unit Volume)} = 2400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{鋼筋混凝土波森比(Poisson's Ratio)} \nu = 0.2$$

$$\text{膨脹係數(Coefficient of Thermal Expansion)} \alpha = 9.9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

2. 載重型式

- (1) 靜載重 D：自重核實計算，屋頂樓版另計 $100 \text{ kgf} / \text{m}^2$ 之飾材自重。
- (2) 活載重 L：屋頂樓版活載重以 $100 \text{ kgf} / \text{m}^2$ 計。
- (3) 地震力 E：依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。
- (4) 載重組合：考慮不同垂直載重與地震作用力同時作用。

$$1.4D + 1.7L$$

$$0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E_x) = 1.05D + 1.275L + 1.4025E_x$$

$$0.75(1.4D + 1.7L - 1.87E_x) = 1.05D + 1.275L - 1.4025E_x$$

$$0.75(1.4D+1.7L+1.87Ey)= 1.05D+1.275L+1.4025Ey$$

$$0.75(1.4D+1.7L+1.87Ey)= 1.05D+1.275L-1.4025Ey$$

$$0.9D+1.43Ex$$

$$0.9D-1.43Ex$$

$$0.9D+1.43Ey$$

$$0.9D-1.43Ey$$

依上述載重組合共九種分析狀況。

二、法規地震力

地震力：依建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。

靜力分析之受地震之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{Z \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y} \cdot \frac{C}{F_u} \cdot W$$

Z ：震區水平加速度係數，嘉義市屬於地震甲區 $Z=0.33$ 。

I ：用途係數，歷史建築取 $I=1.5$

C ：工址正規化加速度反應譜係數。

由於目前沒有地質鑽探資料，假設基地之地盤屬第二類地盤(普通地盤)，其地層週期 $0.2 < T_G \leq 0.6 \text{ sec}$ 。

由 SAP2000 分析得知水源地水錶室 X 向基本週期 $T_x = 0.02867 \text{ sec}$ ， Y 向基本週期 $T_y = 0.03129 \text{ sec}$

$$T_x < 0.03 \text{ sec}, C = \frac{1.5}{T^{2/3}} = 1.0$$

混凝土造含剪力牆之構架系統，結構系統韌性容量 $R=3.2$ ，容許韌性容量

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} = 2.1$$

$T_x < 0.03 \text{ sec}$ ，結構系統地震力折減係數 $F_u=1.0$ ， $\frac{C}{F_u}=1$

$0.03 < T_y < 0.15 \text{ sec}$ ， $C=12.5T+0.625=1.02$

$$F_u = \sqrt{2Ra-1} + (\sqrt{2Ra-1}-1) * \frac{T-0.15}{0.12} = 1.01$$

$$\frac{C}{F_u} > 1, \text{ 取 } \frac{C}{F_u} = 1$$

起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y=1.5$

$$\begin{aligned} \text{基底剪力 } V &= \frac{Z \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y} \cdot \frac{C}{F_u} \cdot W = \frac{0.33 \times 1.5}{1.4 \times 1.5} \times 1.0W \\ &= 0.24 * 93280 \text{ kgf} = 22387 \text{ kgf} \end{aligned}$$

兩向均以 $0.24W$ 之水平地震力輸入，並考慮 5%偏心扭矩。

三、分析結果與評估

經由程式分析結果，在九種載重組合下，水源地水錶室在 **0.75(1.4D+1.7L+1.87Ex)** 載重組合作用下，牆面有最大剪應力，其位置如圖圖 4-4.1 所示，其值為 2.8 kgf/cm^2 。為檢討此剪應力下，本建築是否安全，假設牆厚 20cm，牆面配筋為 #3@20cm 雙向雙層，牆面所受之最大剪力為

$$V_u = 2.8 \text{ kgf/cm}^2 * 20\text{cm} * 20\text{cm} = \mathbf{1120 \text{ kgf}} \text{ (需抵抗之強度)}$$

依「混凝土工程設計規範與解說」剪力強度之估算可採下列方式：

$$\phi(V_s + V_c) = \phi\left(\frac{A_v f_y l_w}{s} + 0.53 \sqrt{f_c'} l_w t_w\right)$$

上式中 A_v = 鋼筋斷面積

f_y = 鋼筋降伏強度

s = 鋼筋間距

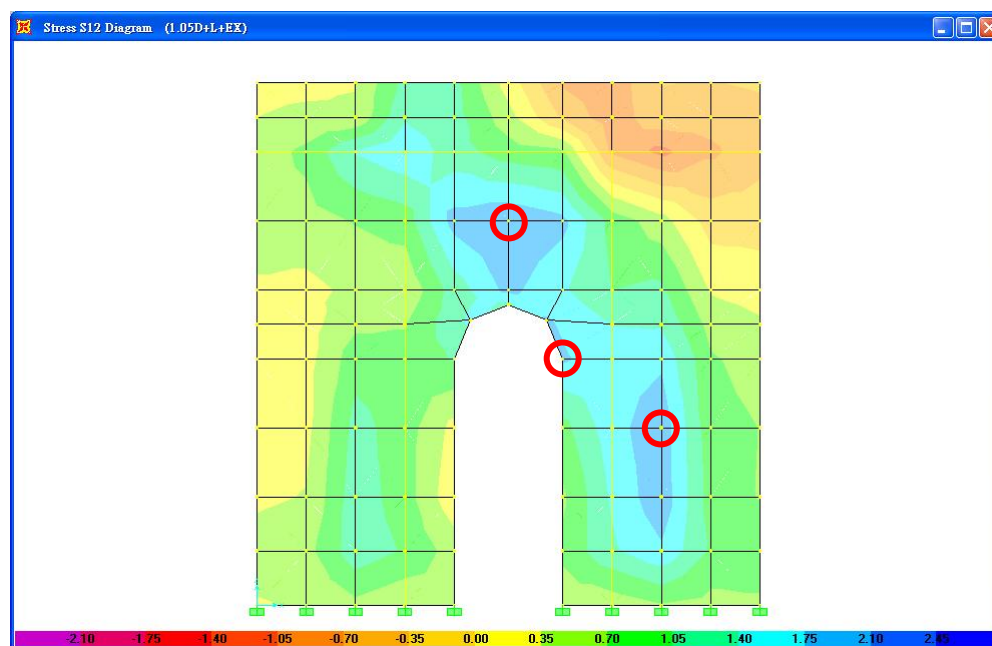
l_w = 牆體長度

t_w = 牆厚

依上式計算，水錶室牆體之剪力強度

$$\phi(V_s + V_c) = 0.85 * 5060 \text{ kgf} = \mathbf{4301 \text{ kgf}} > V_u \quad (\mathbf{1120 \text{ kgf}})$$

由上述分析評估，可知水源地水錶室在現行法規地震力作用下，根據假設條件，其安全應屬無虞。



【圖 4-4-1】水源地水錶室之最大剪應力

○ 最大剪應力位置