

第七章 結構系統與安全評估

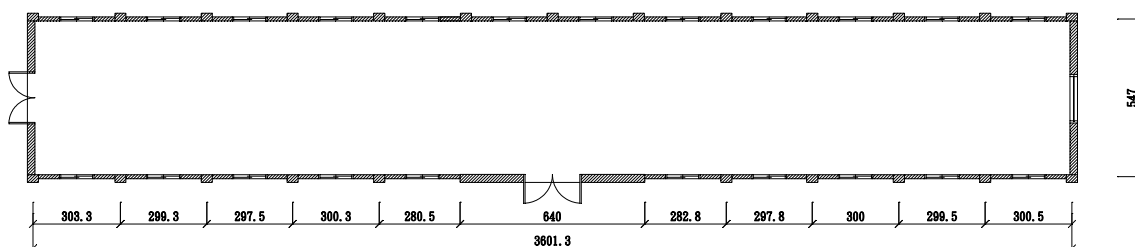
- 第一節 1 號營舍
- 第二節 2 號營舍
- 第三節 3 號營舍
- 第四節 4 號營舍
- 第五節 5 號營舍
- 第六節 6 號營舍
- 第七節 7 號營舍
- 第八節 8 號營舍
- 第九節 評估結論與建議

本次「歷史建築「鰲峰山營區及原清水神社遺構」修復及再利用計畫」包含八棟單層磚砌，八棟營舍均為廣間型建築物，結構系統主要包括屋架系統、磚砌牆體、以及基礎結構所組成。本章節主要針對八棟建築物之結構系統與載重作用下之行為進行探討，並檢討各棟之耐震安全，以作為後續結構修復建議之依據。其中有關磚砌造建築物之結構系統將以 1 號營舍為例做完整探討，其餘各棟營舍則針對個別結構上之特色進行探討。

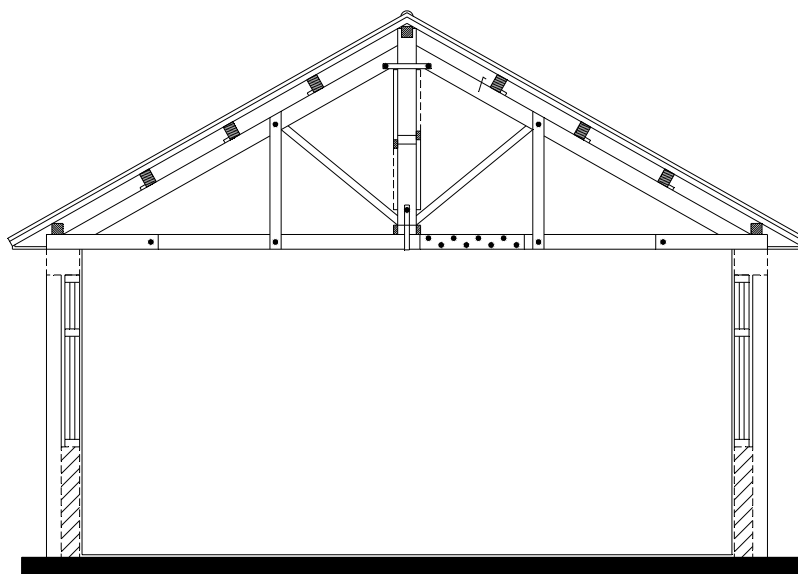
第一節 1 號營舍

7-1.1 結構系統

1 號營舍為單層磚砌廣間型建築，建築物平面長邊 36m，寬約 5.47m，本建築之屋頂由中柱式木屋架、木桁與水泥瓦屋面構成，牆體與基礎為磚砌構造，在牆體上緣配置有鋼筋混凝土圈樑。



【圖 7-1】1 號營舍平面圖



【圖 7-2】1 號宿舍短向剖面圖

7-1.2 主要結構元素及結構行為

一、磚牆

對於磚砌體造建築物而言，磚牆為主要傳遞垂直載重與抵抗水平外力之主要結構元素。磚牆對於垂直載重之的承載能力主要決定於磚塊和灰縫之抗壓強度，以及磚牆的厚度。磚牆對於地震力、風力等水平外力的抵抗能力，與紅磚、砌縫自身之材料強度，以及紅磚與砌縫介面強度有直接關係，其中因紅磚與砌縫自身材料之破壞強度一般較紅磚砌縫介面強度高，因此磚牆裂縫主要多發生於紅磚與砌縫之介面。除此之外，牆體受力方向、上部屋頂或樓板之構造形式、牆體開口部配置等因素，亦會造成牆體受力行為不同而影響牆體強度。

依據磚牆受水平外力作用方向之不同，一般可概分為牆體受力方向與牆面平行之面內力方向，以及水平外力垂直作用於牆面之面外力方向。當牆體受到面向水平外力作用時，牆體主要受到面內剪力作用，牆體破壞模式主要以斜向剪力破壞，或在開口間牆體產生撓剪破壞為主。當牆體受到面外向水平外力作用時，牆體主要受到撓曲應力，牆體之破壞模式會因開口配置與牆體上方是否具有剛性樓板或圈樑構造條件而有所不同，一般常見有開口上方垂壁之垂直裂縫、開口間牆體水平撓曲裂縫、對角角隅之撓剪裂縫等。此外，由於牆體面外撓曲變形會向外傾斜，若牆體撓曲裂縫過多，嚴重者會造成牆體崩塌。

1 號營舍屬於廣間型建築，牆體配置僅有長向兩道牆體與短向兩道牆體，內部並無其他隔間牆體，牆體厚度 0.5B，含粉刷厚度為 14cm，部分屋架支承處擴大為 1B，含粉刷厚度為 27cm。由於本棟營舍屋頂屬於柔性樓板，因此各牆體所受之地震力與其承擔之垂直載重以及自重有關。對於兩道長向牆體而言，由於屋架主要

跨置於其上，因此結構系統上，長向牆體會承受大部分建築物之地震力。但是因牆體無支撐長度甚長、開口部甚多，且厚度僅 $0.5B$ ，在面外力作用下，牆體不僅容易在對角線上方角隅產生斜裂縫與開口間牆體底部產生水平撓曲裂縫外，亦容易產生局部倒塌。幸而本棟牆體上緣配置有鋼筋混凝土圈樑，可提供牆體上緣面外變形束制，屋架支承處牆體有擴大厚度至 $1B$ ，均有助改善原有牆體面外強度不足之缺點。對於短向牆體而言，雖然分擔屋頂之地震力相對較小，但牆體上半部設置有山牆，其如同一懸臂板，亦容易於面外地震力作用時，於牆體底部產生水平撓曲裂縫，亦為本棟建築之一結構弱點。



【照片 7-1】長向牆體具多開口部，牆體上緣有鋼筋混凝土樑。



【照片 7-2】短向牆體上部山牆與山牆底部水平裂損。

二、屋架

本建築物屋頂包括屋架、桁木、椽木、屋瓦、火打樑、剪刀撐等構件，屋架為中柱式屋架，圖 7-3 為主要屋架之配置圖。1 號營舍屋架共配置有 11 組中柱式屋架，每組屋架間距約 3m，每組跨度約 5.4m，坡度約為 29 度，屋架兩端固定於長向牆體上方之鋼筋混凝土樑上緣。桁條之功能在支承椽木，並將椽子所受之力量傳遞於屋架之人字大料。在構造上，桁木採分段跨置於屋架之方式，但接續點宜避開屋架，且相鄰桁條之接續點亦多會相互錯開。在結構上，桁木之受力及變形主要為樑之行為，受到來自上方屋瓦等垂直載重作用下，斷面會有彎矩及剪力產生，若屋架間距過大或經過長時間潛變，容易因變形過大而造成屋面變形。椽子的作用在支承屋面板，並將重量傳給桁木。本建築中，椽子為木角材，椽子上緣鋪厚木板作為屋面板，屋面板上一般會有防水層及壓條，壓條方向與椽子平行，壓條上方有掛瓦條，方向與壓條垂直，最後再施作屋頂。

屋頂所受之垂直載重與水平外力主要由屋面傳經椽木、桁木傳遞至屋架之人字大樑後，會經由屋架之水平大樑傳遞給磚牆，再向下傳遞至基礎。對於屋架之結構安全主要可分為三方面探討：

1. 屋架面內向之安全：

中柱式屋架主要為桁架系統，構件間以樺接、螺栓、鐵件等方式進行連

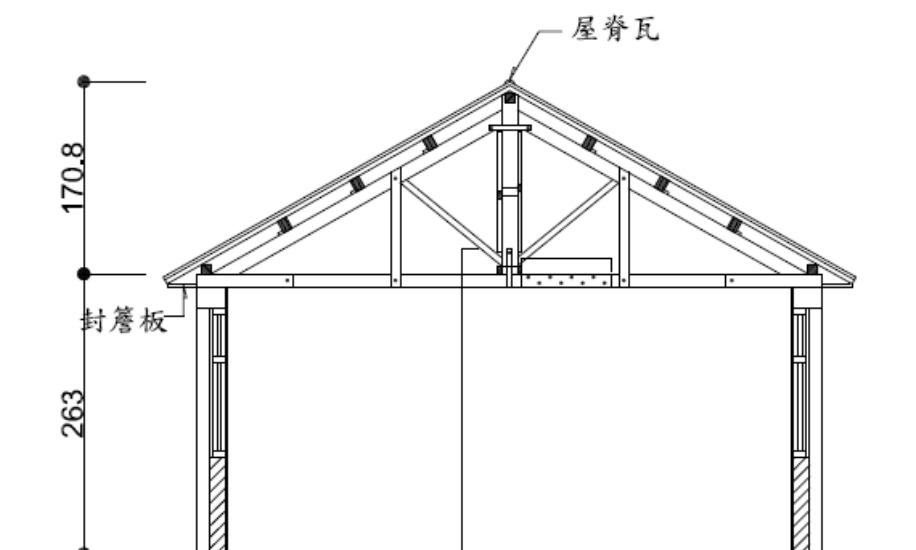
接。透過桁架系統，屋架可有效提高剛度與抵抗變形之能力。

2. 屋架面外之傾斜抵抗：

當單一屋架受到面外力作用時，其僅依靠木樑端部之固定來抵抗面外傾倒，強度相當有限。為改善屋架之面外穩定度，在相鄰屋架間會施作補強構件，將個別屋架連繫成一立體構架，一同抵抗面外傾斜。1 號營舍在主要屋架之間配置有剪刀撐，將個別屋架相連成一整體。當屋架產生面外向相對變位時，剪刀撐即可發揮斜撐功用，降低屋架面外傾斜之可能性。

3. 屋架之平面剛度：

屋架平面剛度會影響下方牆體之受力行為以及屋架整體性，本棟屋架水平樑端部藉由於螺栓固定於下方鋼筋混凝土圈樑上，有助於屋架端部之固定。此外，對於為提高屋架之平面剛度，本棟建築在屋架水平樑端部設置有火打樑，有助於抵抗屋架端部節點之抗彎剛度，降低地震時屋架平面之變形。

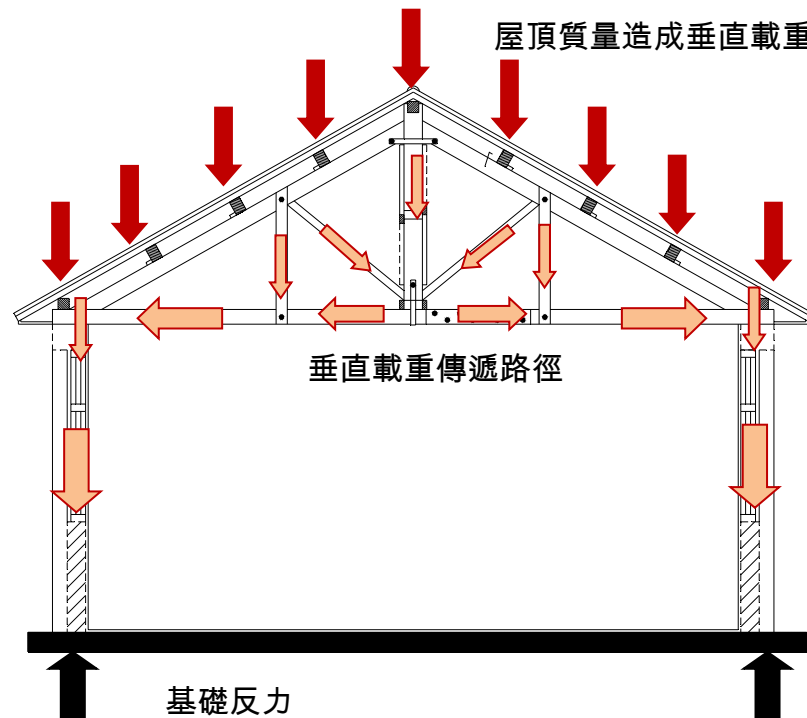


【圖 7-3】主要屋架配置圖

7-1.3 垂直力傳遞機制

建築物之垂直載重包括屋頂、牆體、附屬設備等之自重、以及人員、活動傢俱等之活載重。除了牆體自重直接由牆體傳遞至基礎，垂直載重之傳遞在屋頂方面，外部載重經由椽子、桁條，傳遞至屋架。內部載重如照明、管線等固定於屋架上之載重則直接傳遞於屋架，屋架再將重量分配於其端部固定之磚牆，直接傳遞至基礎。屋頂重量、樓板承擔的重量加上牆體重量，往下傳遞至牆底後，藉由放腳基礎將垂直載重分散至地盤，地盤以與垂直載重相同大小的反作用力維持牆體垂直向的力平衡。對於 1 號營舍，屋架固定長向外牆，部分桁條之端部固定於

短向牆體上方山牆，因此屋頂之垂直載重大部分經由長向牆體傳遞至下方基礎，少部分則經由短向牆體傳遞。



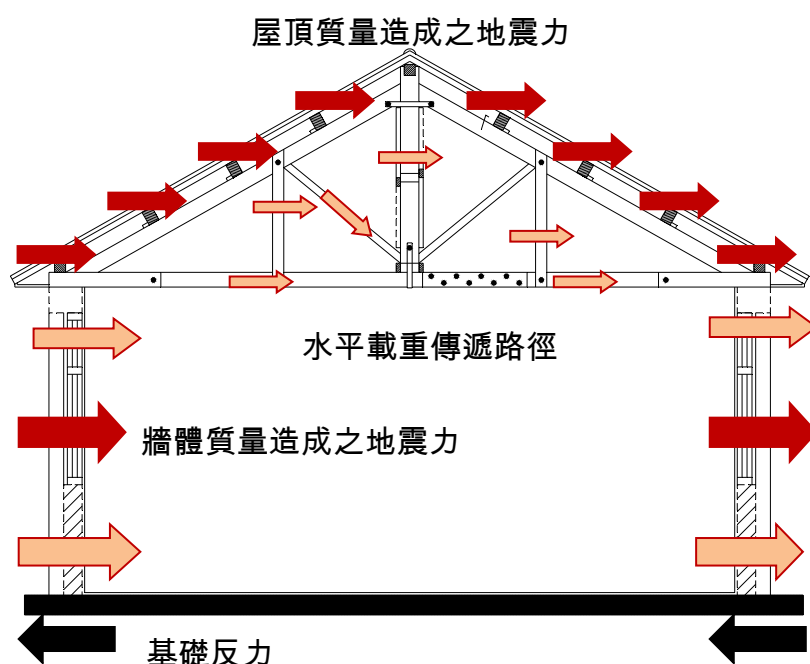
【圖 7-4】垂直載重傳遞機制圖

7-1.4 結構系統對水平外力之抵抗

建築物所受到之水平外力包括地震力與風力為主，當地震發生時，建築物產生水平加速度運動，建築物重量因加速度作用即產生地震力，風力則是與建築物所受之陣風大小有關。由於本棟屬於磚砌低矮建築物，屋頂為水泥瓦，屋頂與牆體之質量大，建築物較利於抵抗風力，而相對不利於抵抗地震力。本棟建築物之水平地震力來源主要屋面重量、牆體重量以及活載重，在地表加速度作用下產生之水平力，與垂直載重相同，地震力向下傳遞過程會逐漸累加。屋面重量產生的水平地震力藉由跨於牆體的屋架兩端傳至牆體上緣，該處同時產生反作用力抵抗屋面與屋架的地震力。傳遞至牆體之水平外力加上牆體重量產生的水平地震力，會藉由牆體下方基礎將地震力傳給地盤，地盤除以與地震力相同大小的反作用力維持牆體水平向的穩定。

屋頂在水平力作用下，除了屋架的穩定性、構材應力、節點應力需要考慮外，還必須檢討屋架與磚牆交接面的安全。由前述之屋架穩定檢討，本棟每組屋架間具備有剪刀撐可提高屋架抵抗面外向地震力之能力，避免面外傾斜。在屋架端部所配置之火打樑，則會有助避免水平力傳遞過程，屋架端部節點因彎矩造成端部轉動變形。

1 號營舍主結構體抵抗水平地震力的強度主要來自磚牆。由於本棟屋頂屬柔性屋面，牆體所受之地震力之大小與其所承擔之垂直載重有關。本棟屋架主要跨置於長向牆體上，因此大部分屋頂之地震力會由長向牆體承擔，但因建築物長向開口較多且牆體無側向交牆距離過長，較不利於抵抗水平地震力，但本棟牆體上緣具有鋼筋混凝土圈樑，可提高牆體抵抗面外破壞之可能性，為本棟牆體之厚度僅有 0.5B，雖有部分磚扶壁處增為 27cm，在各開口間之牆體仍須注意受面外力產生局部面外撓曲破壞。



【圖 7-5】水平力傳遞機制圖

7-1.5 結構安全評估

一、評估方法說明

本計畫進行耐震評估時，以現行耐震規範為評估基準，採用陳拓男、張嘉祥等提出之「磚造古蹟歷史建築耐震評估方法」，針對建築物之面內向與面外向地震力安全進行檢討。以下針對本計畫擬採用之耐震評估主要程序說明如下：

1. 法規地震力計算

依建築技術規則建築物耐震設計規範及解說之規定，計算建築物採靜力分析應考量之地表加速度 a_s 與總地震水平橫力 V 。對於複層建築物則在計算完水平總橫力 V 之後，依法規規定分配該樓層之分擔地震力。

2. 計算各牆體承擔之垂直載重

若屬上、下層連貫之牆體，則上方牆體之垂直載重直接由下方牆體承擔。樓板或屋頂之垂直載重，則將其下方橫樑分配承擔之垂直載重，平均分擔至樑

端之支承牆體。

3. 依據樓板或屋頂構造屬剛性樓板或柔性樓板而有所不同，本建築為傳統屋面，屬柔性樓板，其採下列程序評估牆體之耐震安全：

(1) 牆體承擔地震力 V_{wi}

牆體頂部為柔性樓板時，牆體承擔地震力由牆體承擔之垂直載重乘以法規加速度 a_s 計算之。

(2) 牆體之面內容許強度與剛度計算

依據牆體之開口部現況與前述材料性質，計算牆體面內向之極限容許強度 P_s 與剛度 K 。

1). 無開口牆體與產生斜向剪力裂縫牆體

對於產生剪力破壞之磚牆，其在面內力作用下之行為類似一抗壓斜撐，牆體之極限加載 V_{ws} 可以下列計算式評估：

$$f_m = f'_m \left[2 \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right) - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right]$$

$$V_{ws} = (\lambda \times f'_m \times \sin \alpha \cos \alpha) \times B_m \times T_m$$

$$f'_m = \frac{\tau_0 + 0.4 \times \sigma_{y0}}{\sin \alpha \cos \alpha - 0.4 \times \cos^2 \alpha}$$

$$\lambda = \beta \times \sin \alpha$$

$$\beta = -0.3998 \left(\frac{\sigma_{y0}}{f'_m} \right)^2 - 0.1248 \left(\frac{\sigma_{y0}}{f'_m} \right) + 1$$

W_m : 牆體之寬度

T_m : 牆體之厚度

H_m : 為牆體之高度

τ_0 : 無軸壓時之抗剪強度

σ_{y0} : 上部載重造成之斷面平均垂直壓應力

α : 裂縫與垂直方向(Y 軸)之夾角，若小於 45 度，建議可取 45 度計算。

對於剪力開裂牆體，牆體在極限加載之水平變位為

$$\Delta_{ws} = 2 \times \varepsilon'_m \times \cot \alpha \times H_m$$

上式中之 ε'_m 採下列公式計算

$$\varepsilon'_m = \frac{\lambda \times f'_m}{C''_{Eu} \times E_m}$$

$$C''_{Eu} = 0.62 - 0.03 \times \theta + 5.4 \times 10^{-4} \times \theta^2 \quad : 0^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$C''_{Eu} = 3.2 - 0.1 \times \theta + 8.3 \times 10^{-4} \times \theta^2 \quad : 45^\circ < \theta \leq 75^\circ$$

$$C''_{Eu} = 0.7 - 0.0047 \times \theta \quad : 75^\circ < \theta \leq 90^\circ$$

$$\theta = 90^\circ - \alpha$$

牆體破壞時之側移剛度為

$$K_{Ws} = V_{Ws} / \Delta_{Ws}$$

2). 開口間牆體

開口間牆體一般高寬比大，牆體之破壞模式為先撓曲開裂後，因逐漸斷面減少而導致剪力滑移破壞。因此估算此區域牆體之水平耐力時，須同時計算撓曲與剪力之變形與強度。

■ 牆體無撓剪開裂之剛度

依據文獻當牆體邊界有側牆圍束時，開口間牆體不易產生撓曲破壞，此時牆體撓曲剛度以下式計算：

$$K_b = 12E_m I_w / H_w^3$$

牆體在考慮撓曲變形與剪變形後之剛度為

$$K_{wb} = 1 / (1 / K_b + 1 / K_{Ws})$$

■ 牆體產生撓剪開裂之評估

產生撓曲開裂牆體之水平耐力與剛度一下列步驟計算

[1] 極限強度之開裂深度 D

$$D = \frac{\left(9W_m \times E_m \times T_m \times \Delta_b - H_m^2 \times T_m \times \sigma_t - \sqrt{(9W_m^2 \times E_m^2 \times T_m^2 \times \Delta_b + 6E_m \times H_m^2 \times T_m^2 \times W_m \times \sigma_t + 24F_{y0} H_m^2 \times E_m \times T_m) \times \Delta_b + H_m^4 \times T_m \times \sigma_t^2} \right)}{12E_m \times T_m \times \Delta_b}$$

F_{y0} : 上部垂直載重

σ_t : 牆體砌縫抗拉強度

[2] 未開裂區域之抗彎強度 M_D

$$M_D = \frac{3E \times I \times \Delta}{H^2} + \frac{2E \times T \times \Delta (W/2 - D)^2}{H^2}$$

[3] 牆體偏心彎矩 M_d

$$M_d = F_{y0} \times L_d = F_{y0} \left(\frac{D_T + D_B}{2} - \Delta_b \right)$$

D_T : 牆體上端之撓曲開裂深度

D_B : 牆體下端之撓曲開裂深度

[4] 計算平衡彎矩之剪力 V_M

$$V_{wb} = \frac{\text{上部未開裂區彎矩 } M_{DT} + \text{底部未開裂區彎矩 } M_{DB} + \text{偏心彎矩 } M_d}{H}$$

計算未開裂斷面可承擔之最大剪力

$$V_{all} = (W - D) \times \tau_0 \times T_m + F_{y0} \times \mu = (W - D) \times \tau_0 \times T_m + F_{y0} \times 0.4$$

- [5] 由步驟四與步驟五解牆體極限抗剪力 V_{wb} 與撓曲變位 Δ_{wb}
 [6] 由前述剪力開裂牆體計算式計算 V_{wb} 對應之剪變位 Δ_{ws}
 [7] 計算牆體剛度

$$K_{wb} = V_{wb} / (\Delta_{wb} + \Delta_{ws})$$

3). 具開口牆體之極限強度與整體剛度

具開口牆體之極限加載主要包含兩部份單元牆體貢獻，一為牆體對角線角隅之抗剪強度，包含下圖 6.6 中之 a11 與 a35 單元。第二部分為相鄰開口間壁體之撓剪強度，其為圖 6.6 中 a22 牆體。將此兩部份牆體之總合水平耐力即為牆體之耐震強度。在牆體抵抗側向位移之剛度方面，可由牆體由下而上之單元牆體剛度加權，以下圖 1 為例，其計算原則如下：

$$K_{a1} = \sum K_{a1n} = K_{a11} + K_{a12} + K_{a13} + K_{a14} + K_{a15}$$

$$K_{a2} = \sum K_{a2n} = K_{a12} + K_{a22} + K_{a23}$$

$$K_{a3} = \sum K_{a3n} = K_{a13} + K_{a32} + K_{a33} + K_{a34} + K_{a35}$$

$$K_w = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_{a1}} + \frac{1}{K_{a2}} + \frac{1}{K_{a3}} \right)}$$

a11	a12	a13	a14	a15
a21		a22		a23
a31	a32	a33	a34	a35

【圖 7-6】牆體單元說明圖

(3) 牆體面內安全檢討

由牆體計算極限水平耐力 P_s 與承擔地震力 V_{wi} 之比計算牆體安全指標 I_{wi} ，若單元牆體所分擔之地震力超過牆體之極限水平耐力，亦即面內安全指標小於 1，則牆體為不安全之狀態。

(4) 牆體面外安全檢討

牆體面外強度檢討可由平板降伏線分析法理論求得，其主要乃以能量平衡為基礎之極限分析法，假定作用於板上外力所做之功與所有開裂斷面

均產生塑鉸之降伏彎矩所做之功相等。由外力所做之外功與內力所做之內功求得平衡，其中外功為外力 P 乘以位移 Δ ，而內功則為破壞處之彎矩所造成，為彎矩 M 與破裂線變位轉角 ϕ 以及破裂線長度 L 三者之乘積。

外功: Σ 外力 $P \times$ 位移 Δ

內功: Σ 降伏彎矩 $M \times$ 破裂線變位轉角 $\phi \times$ 破裂線長度 L

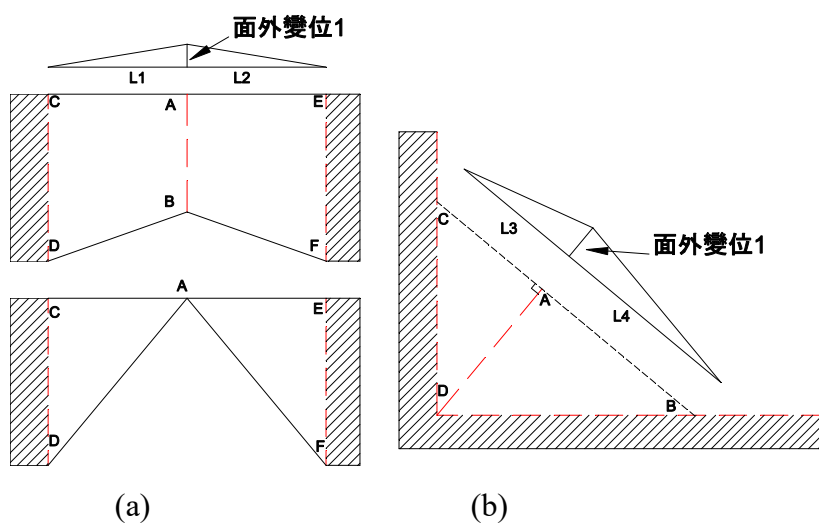
外功和 $\Sigma P_i \times \Delta_i =$ 內功和 $\Sigma M_i \times \phi_i \times L_i$

有關破裂線轉角之計算，主要與裂縫兩側牆體之轉動有關，可由破裂線最大變位與其至相鄰破裂線距離求得。對於水平或垂直裂縫，如圖 6.7 所示，裂縫兩側牆體之轉動軸包括 \overline{AB} 、 \overline{CD} 、 \overline{EF} ，假定 A 點變位為 1，則破裂線變位轉角 ϕ 為

$$\phi = 1/\overline{AC} + 1/\overline{AE} = 1/L1 + 1/L2$$

若破裂線為斜線，則此時轉動半徑為由 A 點做垂直 \overline{AD} 之直線，其至轉動軸 \overline{BD} 、 \overline{CD} 之距離，因此則破裂線變位轉角 ϕ 為

$$\phi = 1/\overline{AC} + 1/\overline{AB} = 1/L3 + 1/L4$$



【圖 7-7】破裂線轉角 ϕ 計算說明

上述磚牆撓曲裂縫之強度，主要分下列幾種破壞模式計算：

- 1). 牆體之水平撓曲裂縫 f_{b0} : 以紅磚與砌縫界面抗拉強度計算。
- 2). 牆體垂直軸向撓曲開裂強度 f_{b90} : 包含沿砌縫發展之鋸齒狀裂縫與劈磚之垂直裂縫兩種，依兩種破壞模式之容許強度，判斷牆體之開裂機制與破壞模式。

■ 劈磚破壞之垂直軸向撓曲強度 f_{b90}

採下式計算，其中 ζ 為單側豎縫先開裂之折減係數，當紅磚疊砌層數為 10 皮以上，可取 0.85 計算。 η 為豎縫撓曲強度折減係數，丁面與順面可取 0.72，若為裁切面則取 0.4， h_b 與 h_m 分別為每皮紅磚高度與砌縫厚度。

$$f_{b90} = \zeta \times \left(\frac{h_b}{2h_b + 2h_m} f_{bb} + \frac{h_b}{2h_b + 2h_m} \times \eta \times f_{b0} + \frac{2h_m}{2h_b + 2h_m} \times f_{bm} \right)$$

■ 鋸齒狀開裂之垂直軸向撓曲強度 f_{b90}

撓曲強度 f_{b90} 主要由豎縫紅磚與砌縫界面之撓曲強度 f_{b0} 與水平橫縫之紅磚與砌縫界面介面扭轉剪力強度 f_{bT} 提供。對於紅磚與砌縫界面扭轉剪力強度 f_{bT} ，主要與牆體水平裂縫寬度 W_{bch} 、牆體之厚度 T_M 以及紅磚與砌縫界面剪力強度 τ_m 有關，可採下式計算其對每皮破壞之貢獻強度

$$f_{bT} = \frac{2 \times a \times T_M \times W_{bch}^2 \times \tau_m}{s_1}$$

$$a = \left[3 + 1.8285 \left(\frac{W_{bch}}{T_M} \right) + 2.6595 \left(\frac{W_{bch}}{T_M} \right)^2 - 5.4069 \left(\frac{W_{bch}}{T_M} \right)^3 + 2.73 \left(\frac{W_{bch}}{T_M} \right)^4 \right]^{-1}$$

s_1 為單皮磚砌高度之斷面模數，其為

$$s_1 = \frac{(h_b + h_m) \times T_M^2}{6}$$

在求得 f_{bT} 後，假定 n 為砌體豎縫數目，水平橫縫數則為 $n-1$ ，則可進一步求得鋸齒狀開裂之垂直軸向撓曲強度 f_{b90}

$$f_{b90} = \eta \times f_{b0} \times \frac{h_b}{h_b + h_m} + f_{bm} \times \frac{h_m}{h_b + h_m} + \frac{n-1}{n} f_{bT}$$

■ 斜向撓曲裂縫強度 $f_{b\theta}$

$f_{b\theta}$ 與受撓曲軸與水平砌縫有一夾角 θ 大小有關，由下判斷式取小值計算：

水平砌縫開裂容許強度

夾角 θ 之砌縫容許拉應力

$$\text{水平縫最大拉應力: } \sigma_{b\theta-tu} = \frac{6M_{b\theta} \times \cos^3 \theta}{W_1 \times T_M^2}$$

$$\text{水平縫最大剪應力: } \tau_{b\theta-tu} = \frac{6M_{b\theta} \times \cos^2 \theta \times \sin \theta}{W_1 \times T_M^2}$$

$$\text{撓曲控制: } f_{b\theta} = \frac{f_{b0}}{\cos^3 \theta}$$

$$\text{剪力控制: } f_{b\theta} = \frac{\tau_{m\theta}}{\sin \theta \times \cos^2 \theta}$$

$$\tau_{m\theta} = \frac{(\tau_{b\theta} + \tau_0 + 0.4\sigma_{b\theta})}{2}$$

在水平縫剪力破壞控制方面，由於紅磚與砌縫介面之抗剪強度 τ_m ，因撓曲彎矩於垂直水平縫之拉應力分量，會造成紅磚與砌縫介面之抗剪強度衰減，可採下式計算

$$\tau_m = \tau_0 \left(-0.31 \left(\frac{\sigma_{bt}}{f_t} \right)^2 - 0.69 \left(\frac{\sigma_{bt}}{f_t} \right) + 1 \right)$$

$$\tau_{b\theta} = \left(\frac{\sin \theta}{\cos \theta} \right) \times \sigma_{b\theta}$$

交丁豎縫開裂容許強度

有關牆體產生交丁豎縫開裂容許強度為：

$$f_{b\theta} = \frac{f_{b90}}{\cos^3(90^\circ - \theta)}$$

計算 f_{b90} 時水平橫縫紅磚與砌縫界面剪力強度 τ_m 須採 $\tau_{m\theta}$ 進行修正為：

$$f_{bT\theta} = \frac{2 \times a \times T_M \times W_{bch}^2 \times \tau_{m\theta}}{S_1}$$

經由上述之計算求得磚牆在 θ 角之撓曲破壞強度後，即可進一步乘以牆體撓曲方向之斷面模數 S ，求得單位寬度牆體之破壞彎矩 $M_{B\theta}$ 。

$$M_{B\theta} = \frac{f_{b\theta} \times T_M^2}{6}$$

4. 建築物耐震安全

有關磚砌建築物之耐震安全之評估可分為兩部分：

- (1). 當有面外向牆體評估為不安全時，由於其可能導致牆體或屋頂崩塌，造成建築物其他部位受影響破壞，因此建築物判定為不安全。
- (2). 當面外向牆體評估均屬安全時，則建築物耐震安全依牆體破壞比例判斷：

- 1). 各牆體面內向之安全指標均大於 1，建築物判定現況安全良好。
- 2). 牆體面內向安全指標小於 1 之牆體佔總牆體數 25%以內，建築物於地震時會有輕微損傷。
- 3). 牆體面內向安全指標小於 1 之牆體佔總牆體數 25%~50 之間，建築物於地震時會有嚴重破壞。
- 4). 牆體面內向安全指標小於 1 之牆體超過總牆體數 50%，建築物判定為不安全。

二、評估基本資料

(1).建築物載重(W)

- 鋼筋混凝土單位載重: 2400 kgf/m^3
- 磚牆單位載重: 1900 kgf/m^3
- 木材單位載重依「木構造建築物設計及施工技術規範」，杉木屬針葉樹 IV 類: 430 kgf/m^3
- 屋面靜載重以 90 kgf/m^2 計：
 - (1). 水泥瓦屋面: 60 kgf/m^2
 - (2). 屋面板 0.9cm 厚: $0.009 \times 430 = 3.87 \text{ kgf/m}^2$
 - (3). 洩水條與掛瓦條: 10 kgf/m^2
 - (4). 椽木: $0.045 \times 0.045 \times 1 \times (100/50) \times 430 = 1.7415 \text{ kgf/m}^2$

屋面坡度： 29°
 投影面積之載重 = $(60 + 3.87 + 10 + 1.7415) / \cos 29^\circ = 89 \text{ kgf/m}^2$
 評估取 90 kgf/m^2
- 屋架每組以 120 kgf 計：
 - (1). 水平樑: $0.12 \times 0.09 \times 5.87 \times 430 = 27.3 \text{ kgf}$
 - (2). 人字樑: $0.13 \times 0.09 \times 2.99 \times 2 \times 430 = 30.1 \text{ kgf}$
 - (3). 中同柱: $0.15 \times 0.09 \times 1.67 \times 430 = 9.7 \text{ kgf}$
 - (4). 邊同柱: $0.09 \times 0.04 \times 1.13 \times 430 \times 2 \times 2 = 7.0 \text{ kgf}$
 - (5). 斜撐: $0.06 \times 0.09 \times 1.19 \times 430 \times 2 = 5.5 \text{ kgf}$
 - (6). 剪刀撐: $0.06 \times 0.09 \times 3 \times 4/2 \times 430 = 13.932 \text{ kgf}$
 - (7). 繫樑: $0.035 \times 0.075 \times 3 \times 4/2 \times 430 = 6.7725 \text{ kgf}$

合計: 100.3 kgf
 考量屋架上之鐵件，評估取 120 kgf/組

(2).結構材料強度與規格

- (1). 磚牆抗剪強度: 本建築物無取樣試驗強度, 評估強度參考文獻【3】取 2.0 kgf/cm^2 。
 - (2). 紅磚與砌縫抗拉強度: 本建築物無取樣試驗強度, 評估強度參考文獻【3】取 1.5 kgf/cm^2 。
 - (3). 紅磚抗壓強度: 本建築物無取樣試驗強度, 評估強度假設 100 kgf/cm^2 。
 - (4). 砌縫抗壓強度: 本建築物無取樣試驗強度, 評估強度假設 10 kgf/cm^2 。
- 上述磚牆相關強度, 建議於修復過程進行強度確認。

三、評估結果說明

1. X,Y向模式分析基本振動週期：

基地位置：台中市清水區

地盤類別：第三類地盤

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.21公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.12 \text{ (sec)}$

與斷層距離:距離屯子腳斷層3.35km(中央地質調查研究所)

2. 靜力分析法規地震力之計算：

用途係數 $I = 1.25$

$$S_s^D = 0.8 ; S_1^D = 0.45 ; F_a^D = 1.0 ; F_v^D = 1.5 ;$$

$$N_a = 1.2 ; N_v = 1.25$$

$$S_{DS} = 0.96 ; S_{D1} = 0.84375$$

$$T_0^D = 0.879$$

因 $T < 0.2T_0^D$, 建築物之基本振動週期 T 屬較短週期。

$$\text{則工址設計加速度係數 } S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T/T_0^D) = 0.777$$

$$S_s^M = 1 ; S_1^M = 0.55 ; F_a^M = 1.0 ; F_v^M = 1.4 ;$$

$$N_a = 1.17 ; N_v = 1.32$$

$$S_{MS} = 1.17 ; S_{M1} = 1.0164$$

$$T_0^M = 0.869$$

$$S_{aM} = 0.952$$

容許韌性容量 R_a

磚石造承重牆韌性容量 $R = 2.0$ 計算

$$\text{容許韌性容量 } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1.667$$

結構系統地震力折減係數 F_u

因 $T \leq 0.2T_0^D$, $F_{uD} = 1.36$

由於 $0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} = 0.571 < 0.8$, $\frac{S_{aD}}{F_u}$ 應修正為

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.441$$

因 $T \leq 0.2T_0^M$, $F_{uM} = 1.505$

由於 $0.3 < \frac{S_{aM}}{F_u} = 0.633 < 0.8$, $\frac{S_{aD}}{F_u}$ 應修正為

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.473$$

採極限設計，放大倍數 $\alpha_y = 1.0$

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.441 \times W = 0.394 W$$

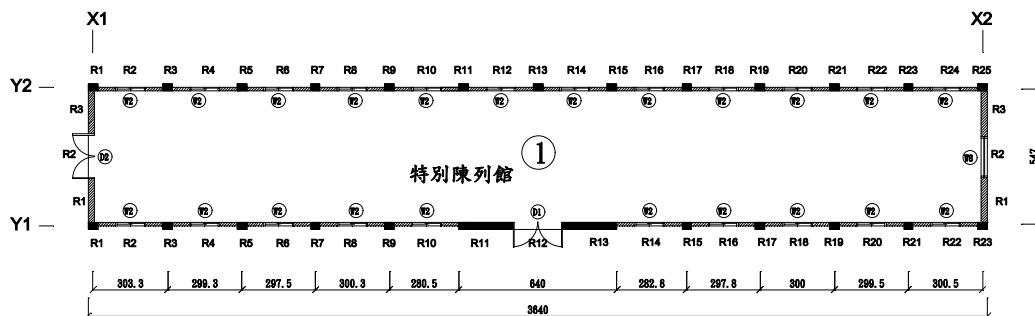
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.473 \times W = 0.422 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為 $0.422W$

3. 建築物基本資料

圖 7-8 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-1 為牆體基本資料。



【圖 7-8】1 號營舍平面圖

【表 7-1】 1 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	36.40	2.3	0.26	窗	1.20	0.9	2.30	10	門	2.00	0	2.20	1
Y2	36.40	2.3	0.26	窗	1.20	0.9	2.30	11					
X1	5.87	2.3	0.26	門	1.80	0	2.20	1					
X2	5.87	2.3	0.26	窗	1.69	0.5	2.06	1					

4. 靜載重計算

表 7-2 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-2】 1 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	9652.5	689.6	660.0	4953.3	0.0	15955.4
Y2	9652.5	689.6	660.0	4953.3	0.0	15955.4
X1	1170.0	83.6	0.0	798.8	2783.8	4836.2
X2	1170.0	83.6	0.0	798.8	2783.8	4836.2

5. 磚牆面內指標檢討

表 7-3 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄表 1。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-3】 1 號營舍牆體面內指標檢討

牆體單元	牆體自重(kgf)	上部垂直載重(kgf)	牆體水平耐力(kgf)	地震力(kgf)	面內指標
Y1	9304	15955	65601	10659	6.15
Y2	9587	15955	54029	10779	5.01
X1	2401	4836	20474	3054	6.70
X2	2575	4836	26908	3128	8.60

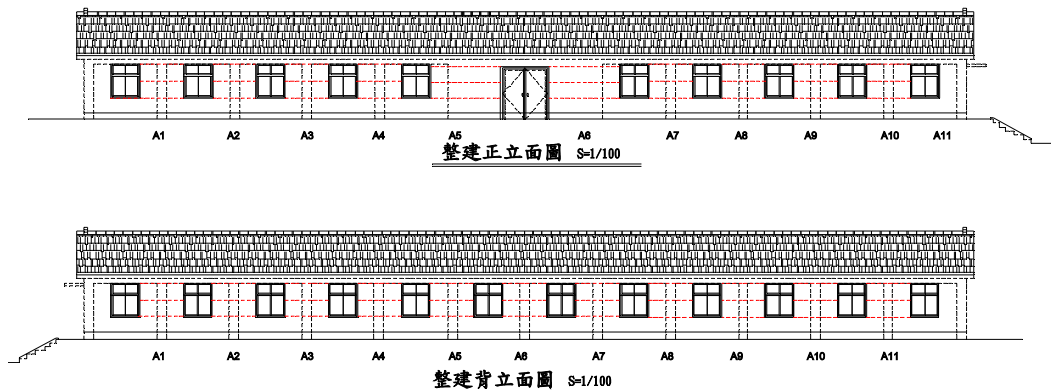
6. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 4 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆

體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-9】1 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外之計算細節詳附錄 1，1 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(1). 正立面:

傾倒裂縫外功:6265 kgf-cm

地震力內功:4647 kgf-cm

面外指標:1.348

(2). 背立面

傾倒裂縫外功:6853 kgf-cm

地震力內功:4825 kgf-cm

面外指標:1.420

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.798 與 1.894，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

山牆受到來自屋頂與自重因地震加速度造成之面外力作用時，其力學行為類似懸臂板；評估時假定屋頂對山牆造成之面外力力臂取山牆高度一半，山牆自重造成之面外力則施加於質心位置，力臂取山牆高度 1/3，計算時山牆之抗拉強度除假定之 1.5kgf/cm^2 外，並考慮上部垂直載重之軸壓力。下表 5 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-4】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總高度 cm	地震力造成之面外彎矩 kgf-cm	抗拉強度 kgf/cm^2	容許彎矩 kgf-cm	面外指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf					
X1	1175	529	1.920	125970	1.682	111266	0.883
X2	1175	529	1.920	125970	1.682	111266	0.883

第二節 2 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.54公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.129$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.446 \times W = 0.399 W$$

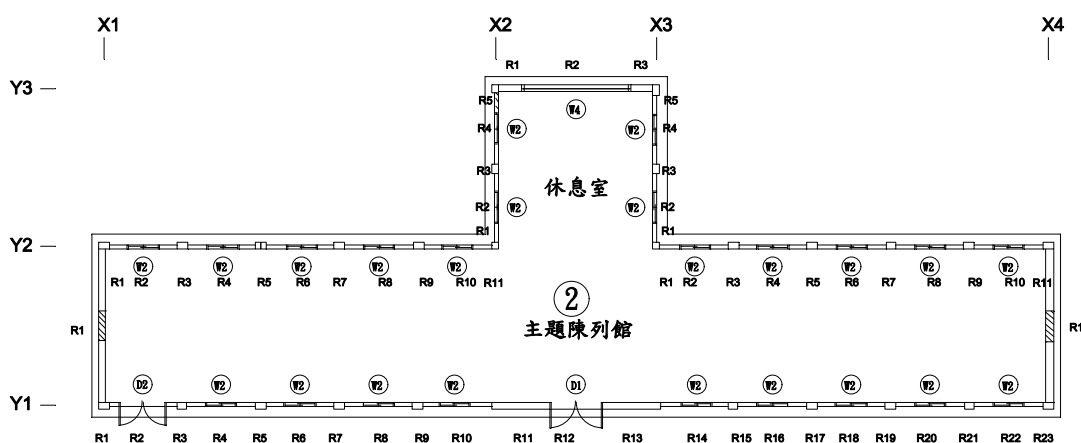
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.477 \times W = 0.426 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為 0.426W

2. 建築物基本資料

圖 7-10 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-5 為牆體基本資料。



【圖 7-10】2 號營舍平面圖

【表 7-5】 2 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	36.47	2.4	0.15	窗	1.20	0.9	2.30	8	門	2.00	0	2.30	1
				門	1.80	0	2.20	1					
Y2-1	15.30	2.4	0.15	窗	1.20	0.9	2.30	5					
Y2-2	15.30	2.4	0.15	窗	1.20	0.9	2.30	5					
Y3	6.40	2.4	0.26	窗	4.20	0.6	2.40	1					
X1	6.40	2.4	0.26										
X2	6.30	2.4	0.15	窗	1.20	0.9	2.30	2					
X3	6.30	2.4	0.15	窗	1.20	0.9	2.30	2					
X4	6.40	2.4	0.26										

3. 靜載重計算

表 7-6 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-6】 2 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	10692.0	689.6	660.0	4962.8	3525.2	20529.7
Y2-1	5346.0	344.8	330.0	2082.0	0.0	8102.8
Y2-2	5346.0	344.8	330.0	2082.0	0.0	8102.8
Y3	639.9	41.3	0.0	870.9	3525.2	5077.3
X1	639.9	41.3	0.0	870.9	3525.2	5077.3
X2	1458.0	94.0	120.0	857.3	0.0	2529.3
X3	1458.0	94.0	120.0	857.3	0.0	2529.3
X4	639.9	41.3	0.0	870.9	3525.2	5077.3

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-7 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄 2。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-7】 2 號營舍牆體面內指標檢討

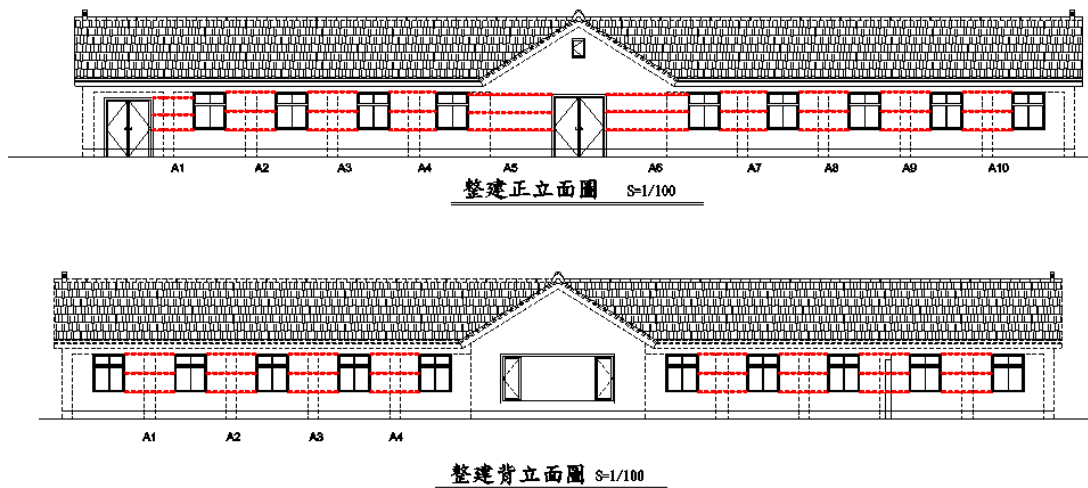
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	9845	20530	60189	12940	4.65
Y2-1	3760	8103	26348	5054	5.21
Y2-2	3760	8103	26348	5054	5.21
Y3	1304	5077	15219	2718	5.60
X1	3794	5077	38677	3779	10.23
X2	2474	2529	13185	2131	6.19
X3	2474	2529	13185	2131	6.19

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 7-11 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-11】 2 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外之計算細節詳附錄 2，2 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(1). 正立面 Y1

傾倒裂縫外功:6526 kgf-cm

地震力內功:5791 kgf-cm

面外指標:1.127

(2). 背立面 Y2-1、Y2-2

傾倒裂縫外功:2470 kgf-cm

地震力內功:1812 kgf-cm

面外指標:1.364

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.127 與 1.364，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 9 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-8】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總 高度	地震力造成 之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外 指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf					
Y1	1549	393	2.300	163896	1.719	123915	0.756
Y3	1502	290	2.230	143984	1.712	123436	0.857
X1	1502	290	2.230	143984	1.712	123436	0.857
X4	1502	290	2.230	143984	1.712	123436	0.857

第三節 3 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.167公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.119$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.441 \times W = 0.394 W$$

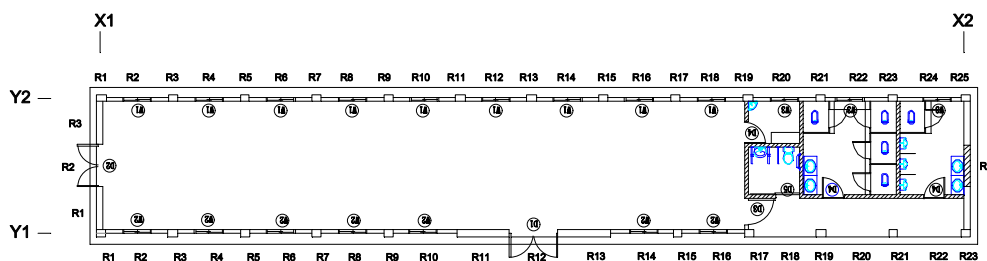
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.473 \times W = 0.422 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為 0.422W

2. 建築物基本資料

圖 7-12 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-9 為牆體基本資料。



【圖 7-12】3 號營舍平面圖

【表 7-9】3 號營舍各牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	36.43	2.3	0.14	窗	1.20	0.9	2.30	7	門	2.00	0	2.20	1
Y2	36.43	2.3	0.14	窗	1.20	0.5	2.30	9	窗	1.20	1.6	2.30	3
X1	5.90	2.3	0.26	門	1.80	0	2.20	1					
X2	5.90	2.3	0.26										

3. 靜載重計算

表 7-10 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-10】 3 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	9652.5	689.6	660.0	4957.4	0.0	15959.5
Y2	9652.5	689.6	660.0	4957.4	0.0	15959.5
X1	1170.0	83.6	0.0	802.9	2798.0	4854.5
X2	1170.0	83.6	0.0	802.9	2798.0	4854.5

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-11 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄 3。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-11】 3 號營舍牆體面內指標檢討

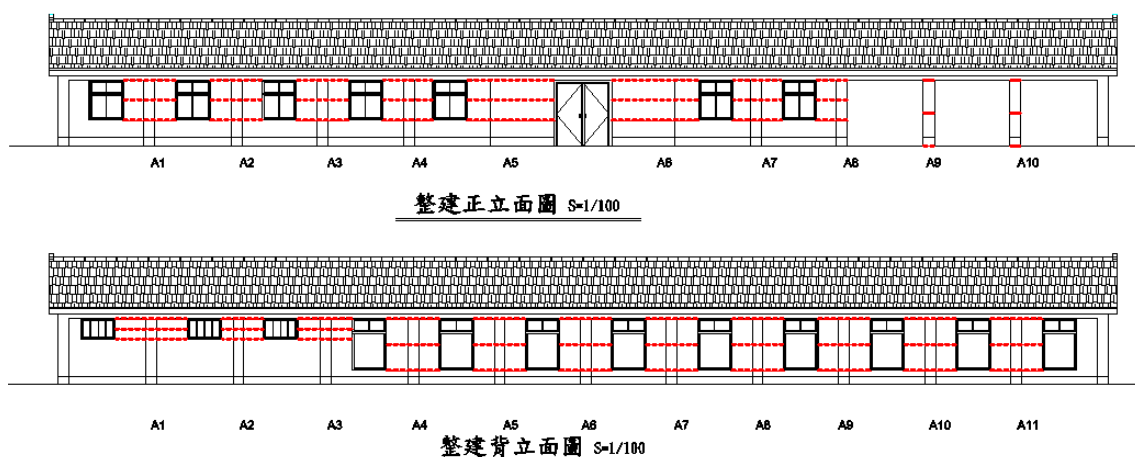
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	8007	15960	46389	10114	0.422
Y2	8582	15960	53671	10357	0.422
X1	2418	4854	20866	3069	0.422
X2	3352	4854	35792	3463	0.422

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 7-13 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-13】3 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外之計算細節詳附錄 3，1 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(3). 正立面 Y1:

傾倒裂縫外功:5808 kgf-cm

地震力內功:4441 kgf-cm

面外指標:1.308

(4). 背立面 Y2

傾倒裂縫外功:6825 kgf-cm

地震力內功:4865 kgf-cm

面外指標:1.403

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.308 與 1.403，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 7-12 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-12】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總 高度	地震力造成 之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外 指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf					
X1	1181	529	1.920	126354	1.682 kgf/cm^2	111835	0.885
X2	1181	529	1.920	126354	1.682 kgf/cm^2	111835	0.885

第四節 4 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.597公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.119$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.447 \times W = 0.399 W$$

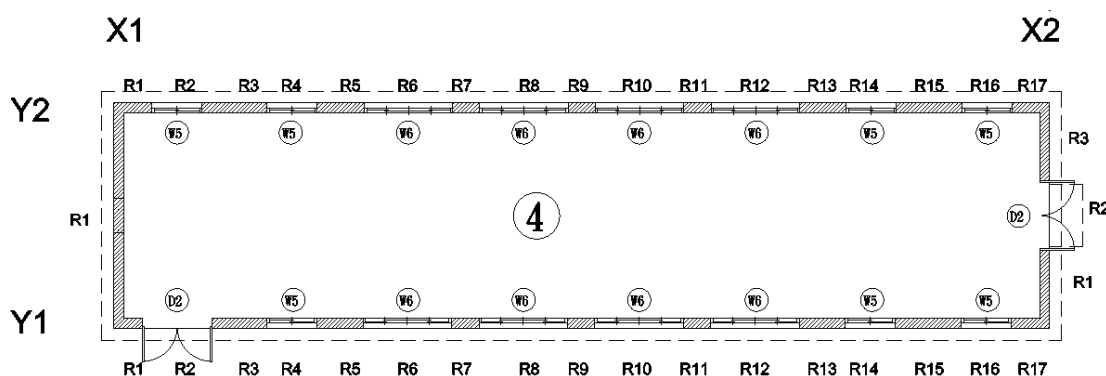
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.478 \times W = 0.427 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為0.427W

2. 建築物基本資料

圖 7-14 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-13 為牆體基本資料。



【圖 7-14】4 號營舍平面圖

【表 7-13】4 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	24.27	2.81	0.26	窗	1.30	1.14	2.79	3	窗	2.30	0.7	2.79	4
				門	1.80	0	2.20	1					
Y2	24.27	2.81	0.26	窗	1.30	1.14	2.79	4	窗	2.30	0.7	2.79	4
X1	5.85	2.81	0.26										
X2	5.85	2.81	0.26	門	1.80	0	2.20	1					

3. 靜載重計算

表 7-14 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-14】4 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	6142.5	438.9	420.0	3302.7		10304.0
Y2	6142.5	438.9	420.0	3302.7		10304.0
X1	1132.0	80.9	0.0	796.1	2774.3	4783.2
X2	1132.0	80.9	0.0	796.1	2774.3	4783.2

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-15 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄 4。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-15】4 號營舍牆體面內指標檢討

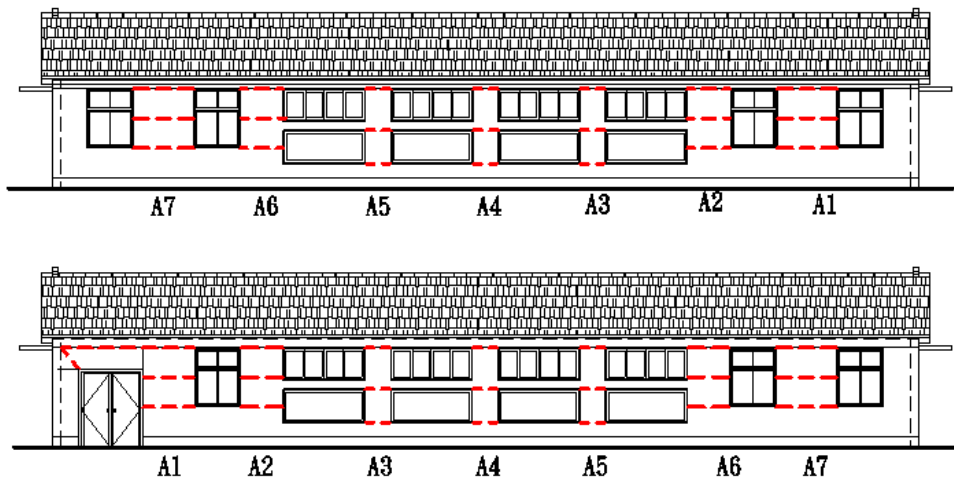
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	7175	10304	38617	7464	5.17
Y2	6993	10304	41123	7386	5.57
X1	4060	4783	35836	3776	9.49
X2	3353	4783	20186	3474	5.81

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 7-15 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-15】4 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外之計算細節詳附錄 4，4 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(1). 正立面 Y1:

傾倒裂縫外功:7123 kgf-cm

地震力內功:3929 kgf-cm

面外指標:1.813

(2). 背立面 Y2

傾倒裂縫外功:6529 kgf-cm

地震力內功:3585 kgf-cm

面外指標:1.821

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.813 與 1.821，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 17 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-16】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總高度	地震力造成之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf					
X1	1185	518	1.920	125533	1.682	110887	0.883
X2	1185	518	1.920	125533	1.682	110887	0.883

第五節 5 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.597公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.119$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.447 \times W = 0.399 W$$

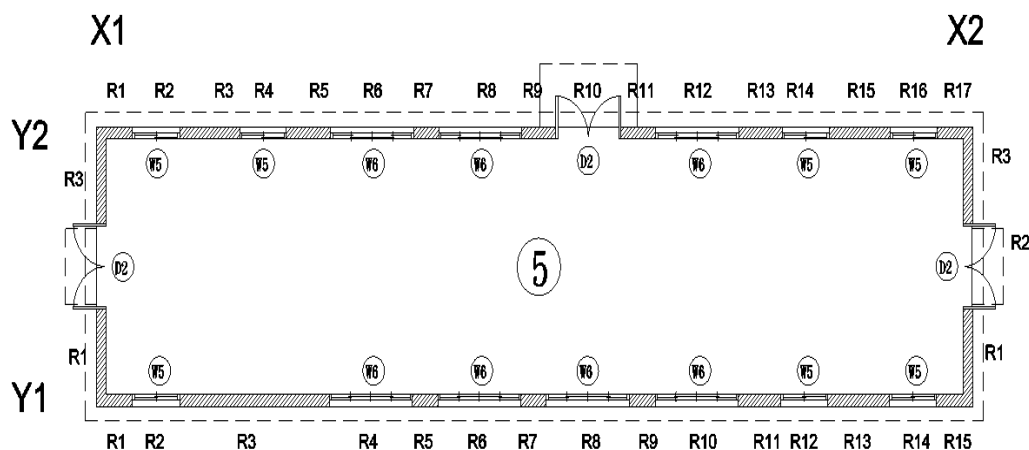
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.478 \times W = 0.427 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為0.427W

2. 建築物基本資料

圖 7-16 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-17 為牆體基本資料。



【圖 7-16】5 號營舍平面圖

【表 7-17】5 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	24.25	2.81	0.26	窗	1.30	1.14	2.79	3	窗	2.30	0.7	2.79	4
Y2	24.25	2.81	0.26	窗	1.30	1.14	2.79	4	窗	2.30	0.7	2.79	3
				門	1.80	0	2.20	1					
X1	5.85	2.81	0.26	門	1.80	0	2.20	1					
X2	5.85	2.81	0.26	門	1.80	0	2.20	1					

3. 靜載重計算

表 7-18 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-18】5 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	6142.5	438.9	420.0	3299.9	0.0	10301.3
Y2	6142.5	438.9	420.0	3299.9	0.0	10301.3
X1	1132.0	80.9	0.0	796.1	2774.3	4783.2
X2	1132.0	80.9	0.0	796.1	2774.3	4783.2

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-19 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄 5。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-19】5 號營舍牆體面內指標檢討

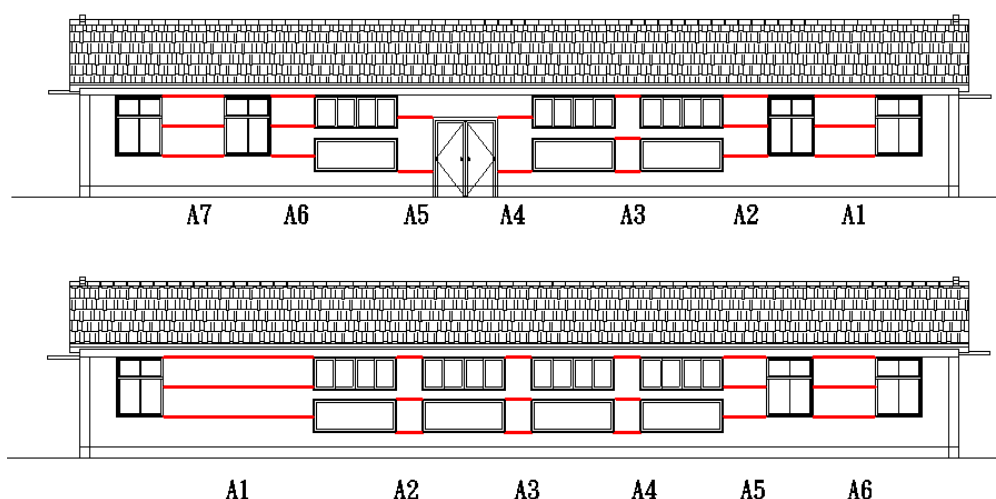
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	7868	10301	49353	7758	6.36
Y2	7846	10301	43763	7749	5.65
X1	3353	4783	20186	3474	5.81
X2	3353	4783	20186	3474	5.81

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 7-17 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-17】5 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外之計算細節詳附錄 5，5 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(3). 正立面:

傾倒裂縫外功:7325 kgf-cm

地震力內功:3504 kgf-cm

面外指標:2.090

(4). 背立面

傾倒裂縫外功:6486 kgf-cm

地震力內功:3691 kgf-cm

面外指標:1.637

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 2.090 與 1.637，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 7-20 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-20】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總高度	地震力造成之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf	cm	kgf-cm	kgf/cm ²	kgf-cm	
X1	1185	518	1.920	125533	1.682	110887	0.883
X2	1185	518	1.920	125533	1.682	110887	0.883

第六節 6 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.37公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.124$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.444 \times W = 0.396 W$$

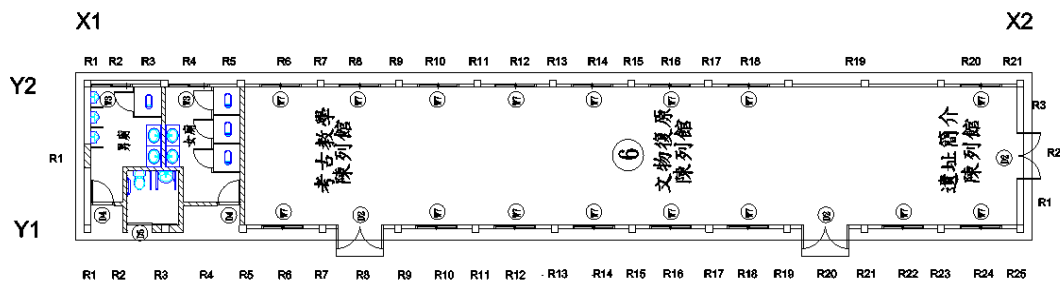
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.475 \times W = 0.424 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為0.424W

2. 建築物基本資料

圖 7-18 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-21 為牆體基本資料。



【圖 7-18】6 號營舍平面圖

【表 7-21】6 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			性質	開口				性質	開口			
	寬(m)	高(m)	厚(m)		寬(m)	高(m)		數量		寬(m)	高(m)		數量
Y1	36.21	2.45	0.14	窗	1.60	0.9	2.34	8	門	1.80	0	2.20	2
Y2	36.21	2.45	0.14	窗	1.60	0.9	2.34	8	窗	1.20	1.6	2.30	2
X1	5.82	2.45	0.26	門	1.80	0	2.20	1					
X2	5.82	2.45	0.26										

3. 靜載重計算

表 7-22 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-22】6 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	9652.5	689.6	660.0	4927.5	0.0	15929.6
Y2	9652.5	689.6	660.0	4927.5	0.0	15929.6
X1	1123.2	80.2	0.0	792.0	2760.1	4755.5
X2	1123.2	80.2	0.0	792.0	2760.1	4755.5

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-23 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄 6。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-23】6 號營舍牆體面內指標檢討

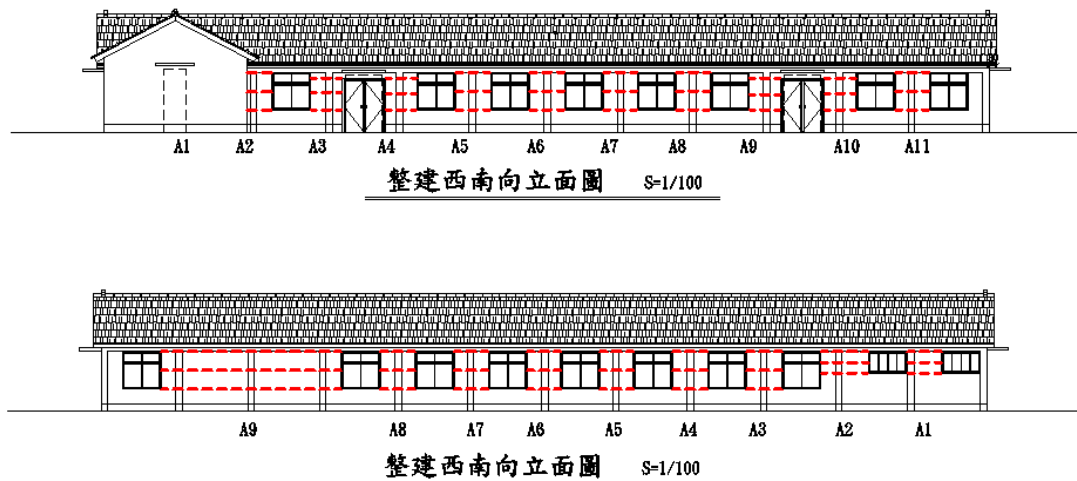
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	6132	15930	31034	9354	3.32
Y2	7739	15930	59891	10035	5.97
X1	2655	4756	35426	3142	11.27
X2	3522	4756	20075	3510	5.72

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 14 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-19】6 號營舍立面面外破壞線圖

6 號營舍之長向牆體之面外評估分別為：

(5). 正立面

傾倒裂縫外功:4160 kgf-cm

地震力內功:3736 kgf-cm

面外指標:1.114

(6). 背立面

傾倒裂縫外功:3685 kgf-cm

地震力內功:4825 kgf-cm

面外指標:1.141

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.114 與 1.141，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 7-24 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-24】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總 高度	地震力造成 之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外 指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf					
X1	1170	510	1.920	123883	1.682	110318	0.891
X2	1170	510	1.920	123883	1.682	110318	0.891

第七節 7 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.597公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.119$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.447 \times W = 0.399 W$$

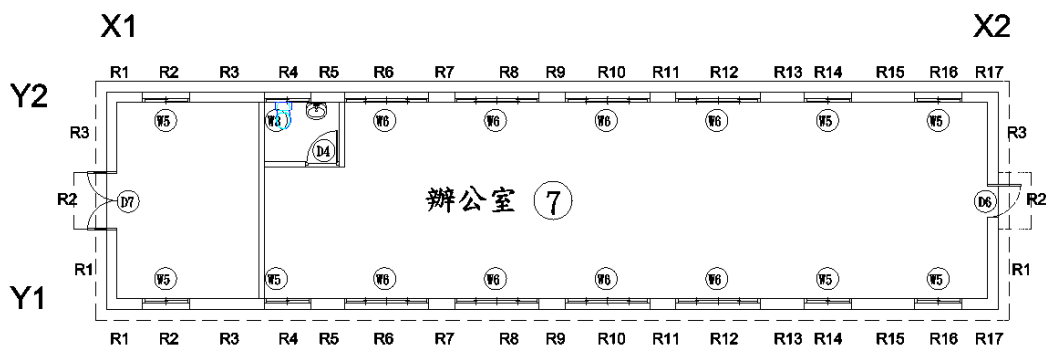
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.478 \times W = 0.427 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為 0.427W

2. 建築物基本資料

圖 7-20 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 7-25 為牆體基本資料。



【圖 7-20】7 號營舍平面圖

【表 7-25.】7 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	24.22	2.81	0.28	窗	1.30	1.14	2.79	3	窗	2.30	0.7	2.79	4
				窗	1.20	1.6	2.30	1					
Y2	24.22	2.81	0.28	窗	1.30	1.14	2.79	4	窗	2.30	0.7	2.79	4
X1	5.88	2.81	0.28	門	1.60	0	2.20	1					
X2	5.88	2.81	0.28	門	0.90	0	2.50	1					

3. 靜載重計算

表 7-26 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-26】 7 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	6142.5	438.9	420.0	3295.9	0.0	10297.2
Y2	6142.5	438.9	420.0	3295.9	0.0	10297.2
X1	1129.1	80.7	0.0	800.2	3003.0	5012.9
X2	1129.1	80.7	0.0	800.2	3003.0	5012.9

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-27 為各牆體面內指標評估結果，詳細之計算說明詳附錄 7。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-27】 7 號營舍牆體面內指標檢討

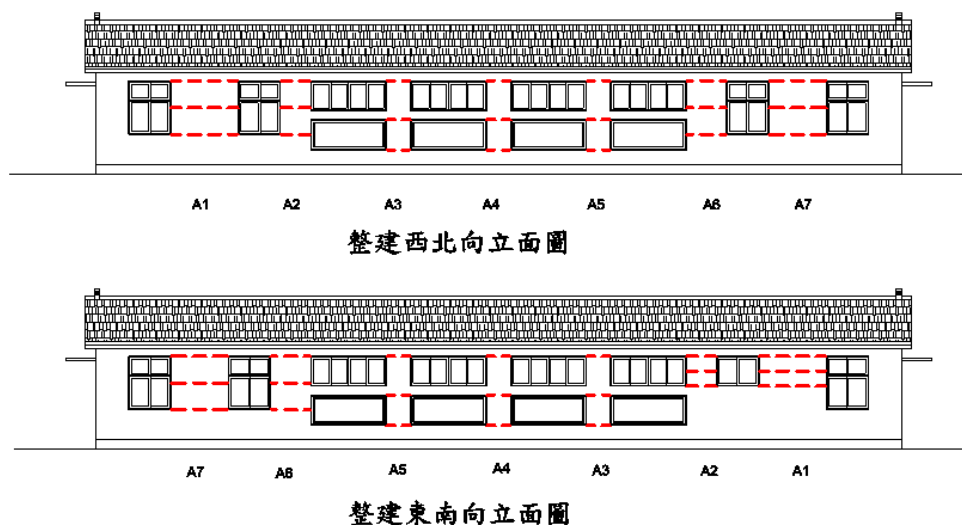
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	7880	10297	44139	7762	5.69
Y2	7493	10297	46402	7597	6.11
X1	3718	5013	22593	3728	6.06
X2	3871	5013	25881	3793	6.82

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 7-21 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-21】 7 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外之計算細節詳附錄 7，1 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(1). 正立面:

傾倒裂縫外功:6452 kgf-cm

地震力內功:3707 kgf-cm

面外指標:1.74

(2). 背立面

傾倒裂縫外功:8019 kgf-cm

地震力內功:3707 kgf-cm

面外指標:2.163

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.74 與 2.163，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 7-28 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-28】 山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總高度	地震力造成之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf					
X1	1282	517	1.920	131656	1.682	129262	0.982
X2	1282	517	1.920	131656	1.682	129262	0.982

第八節 8 號營舍

1. 分析基本振動週期與法規地震力：

建築物高度(至屋頂) h_n : 3.33 公尺

法規之週期 $T = 0.05h_n^{3/4} = 0.123$ (sec)

法規最小設計總橫力為

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.443 \times W = 0.396 W$$

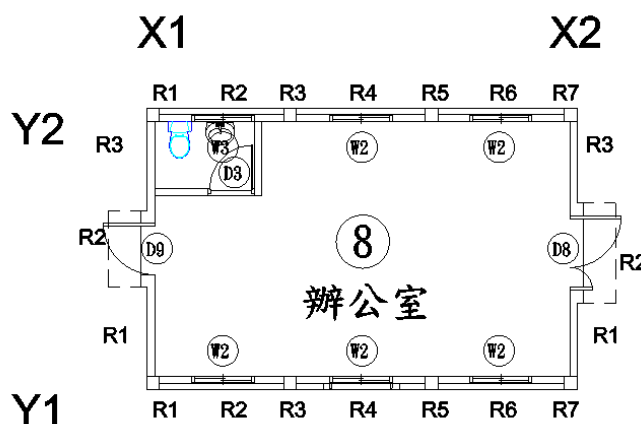
最大考量地震崩塌之設計地震力

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_u} \right) \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \times 1} \times 0.475 \times W = 0.424 W$$

綜合上述計算值，本次評估建築物檢討之法規地震力為0.424W

2. 建築物基本資料

圖 17 為本棟建築物牆體編號與各牆體評估時之分割單元編號，表 30 為牆體基本資料。



【圖 7-22】8 號營舍平面圖

【表 7-29】8 號營舍牆體基本資料

牆體編號	牆			開口					開口				
	寬(m)	高(m)	厚(m)	性質	寬(m)	高(m)		數量	性質	寬(m)	高(m)		數量
Y1	8.40	2.3	0.145	窗	1.20	0.9	2.30	3					
Y2	8.40	2.3	0.145	窗	1.20	0.9	2.30	2	窗	1.20	1.6	2.30	1
X1	5.50	2.3	0.145	門	0.90	0	1.86	1					
X2	5.50	2.3	0.145	門	1.44	0	1.93	1					

3. 靜載重計算

表 7-30 為各磚牆分擔垂直載重之結果。

【表 7-30】 8 號營舍各牆體垂直載重計算

	屋頂			RC 樑	山牆	分擔上部總重
	屋面重 kgf	屋桁 kgf	屋架 kgf	kgf	kgf	kgf
Y1	1687.5	125.4	120.0	1143.1	0.0	3076.0
Y2	1687.5	125.4	120.0	1143.1	0.0	3076.0
X1	506.3	37.6	0.0	748.4	1454.6	2746.9
X2	506.3	37.6	0.0	748.4	1454.6	2746.9

4. 磚牆面內指標檢討

表 7-31 為各牆體面內指標評估結果。評估結果顯示各牆體之面內指標均大於 1，顯示在法規地震力作用下，牆體之面內向均能維持足夠之耐震安全。

【表 7-31】 8 號營舍牆體面內指標檢討

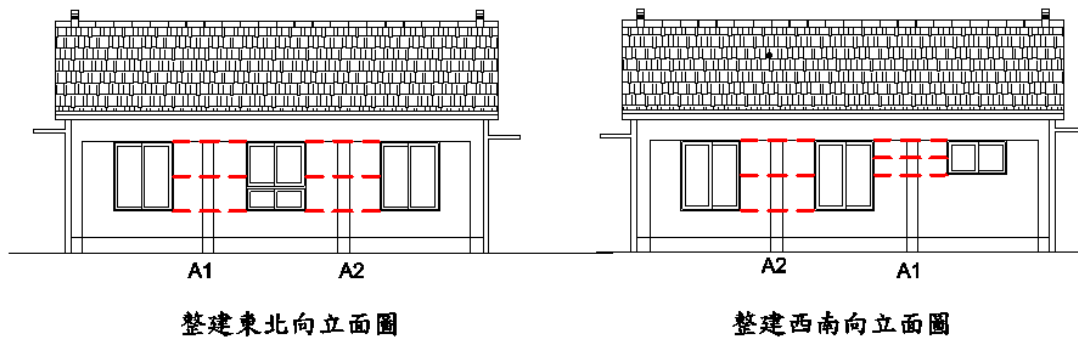
牆體單元	牆體自重 (kgf)	上部垂直載重 (kgf)	牆體水平耐力 (kgf)	地震力 (kgf)	面內指標
Y1	1778	3076	14700	2058	7.14
Y2	1926	3076	15287	2121	7.21
X1	1837	2747	14518	1944	7.47
X2	1752	2747	12954	1908	6.79

5. 磚牆面外向評估

本棟面外評估包括長向牆體與短向牆體上方山牆兩部分。

■ 長向牆體

圖 7-23 為本棟長向立面牆體破裂線之假設與編號，由於立面開窗上緣緊鄰圈樑，因此牆體面外破壞發生於開口間之牆體，假設其為上、下束制牆體，在牆體之上緣、一半高度與下緣產生面外破壞。



【圖 7-23】8 號營舍立面面外破壞線圖

有關本棟長向牆體面外 8 號營舍之長向牆體之面外評估分別為

(3). 正立面:

傾倒裂縫外功:879 kgf-cm

地震力內功:810 kgf-cm

面外指標:1.085

(4). 背立面

傾倒裂縫外功:1316 kgf-cm

地震力內功:749 kgf-cm

面外指標:1.755

評估結果顯示兩向牆體之面外指標分別為 1.085 與 1.755，均大於 1，依據本文之材料強度假定，面外評估結果屬安全。

■ 短向牆體上方山牆

表 7-32 為山牆之面外評估結果，山牆之面外指標均小於 1，顯示山牆在目前撓曲強度 1.5kgf/cm^2 之假定下，耐震能力不足，建議進行補強。

【表 7-32】山牆面外檢討

牆體部位	面外力		山牆總 高度	地震力造成 之面外彎矩	抗拉強度	容許彎矩	面外 指標
	自重	屋頂					
	kgf	kgf	cm	kgf-cm	kgf/cm ²	kgf-cm	
X1	617	231	1.920	61611	1.682	32425	0.526
X2	617	231	1.920	61611	1.682	32425	0.526

第九節 評估結論與建議

本章針對本調查研究計畫中之原清水營區之八棟營舍建築進行結構系統檢討與現況耐震評估。針對本次八棟建築物之結構安全評估，結果如下：

- 1.各棟建築物磚牆之面內安全指標均大於 1，其在法規地震力作用下，可維持足夠之耐震安全。
- 2.各棟建築物因牆體具有鋼筋混凝土圈樑，各棟磚牆計算之面外指標均大於 1，其在法規地震力作用下，可維持足夠之耐震安全。
- 3.八棟建築物之評估弱點位於各棟建築物之山牆，所有建築物之山牆面外指標均小於 1，顯示其在法規地震力下可能產生裂損傾倒。

由於山牆面外傾倒可能造成其周圍人員傷亡，建議各棟應針對山牆之面外安全進行後續補強措施。