

第五章 結構檢測與安全評估



5-1. 結構系統與構造特性

5-1-1. 結構系統概要

「聚奎居」空間組成係由二層洋樓形式之正身，以及單層之左、右護龍構成口字形合院之平面格局（圖 5-2）。在平面配置上，正身與左、右護龍銜接處的空間，在構造關係上與護龍較為密切，視為護龍之稍間討論，故這二處銜接性空間納入護龍系統討論。

結構系統之構成元素由上而下分別為屋頂、屋身、基礎三部份。正身之屋身為紅磚砌體所構成，護龍之屋身則以磚牆、土塊磚牆混構而成（圖 5-1）。基礎則位於各牆體與磚柱之下方，用以將建築物載重傳遞至土壤，常見深度由地面線向下約 2~3 尺深，詳細構造則因未開挖解體調查，未能確定其形式。正身之屋頂由中柱式木屋架（King post truss, 真束小屋組）構成四坡水之寄棟屋面；護龍之屋頂則為擱楹式屋架，直接將楹木擱於砌體牆上構成二坡水屋面（圖 5-3~圖 5-4）。

在結構系統之分類上，本建築屬砌體造承重牆系統，建築物之垂直載重，主要藉由系統內部厚度 1B(23 公分)以上之砌體牆以及四周之磚拱牆來傳遞載重至基礎。而由於內部砌體牆之面內剛度較建築物四周之磚拱牆來得大，故受到地震

力或風力造成之水平載重時，主要由這些開口率較小之砌體牆來抵抗水平力，當水平外力大於其面內耐力時，牆體將產生面內之斜向開裂；而四周廊柱在水平力抵抗之貢獻則相對小得多，但易於柱腳與拱肩產生撓曲開裂與撓剪開裂。而在結構系統的平面配置上，口字形之平面配置，左右兩護龍之前端類似懸臂樑之自由端，在水平地震力作用下容易產生較大之水平位移，而左右兩護龍與正身之交接處則如同懸臂樑之固接端，係應力集中處，在地震作用下常會於此交接處發生破壞。

以下分別針對二層之正身（洋樓）與單層之左、右護龍，進行結構系統與構造特性之探討。

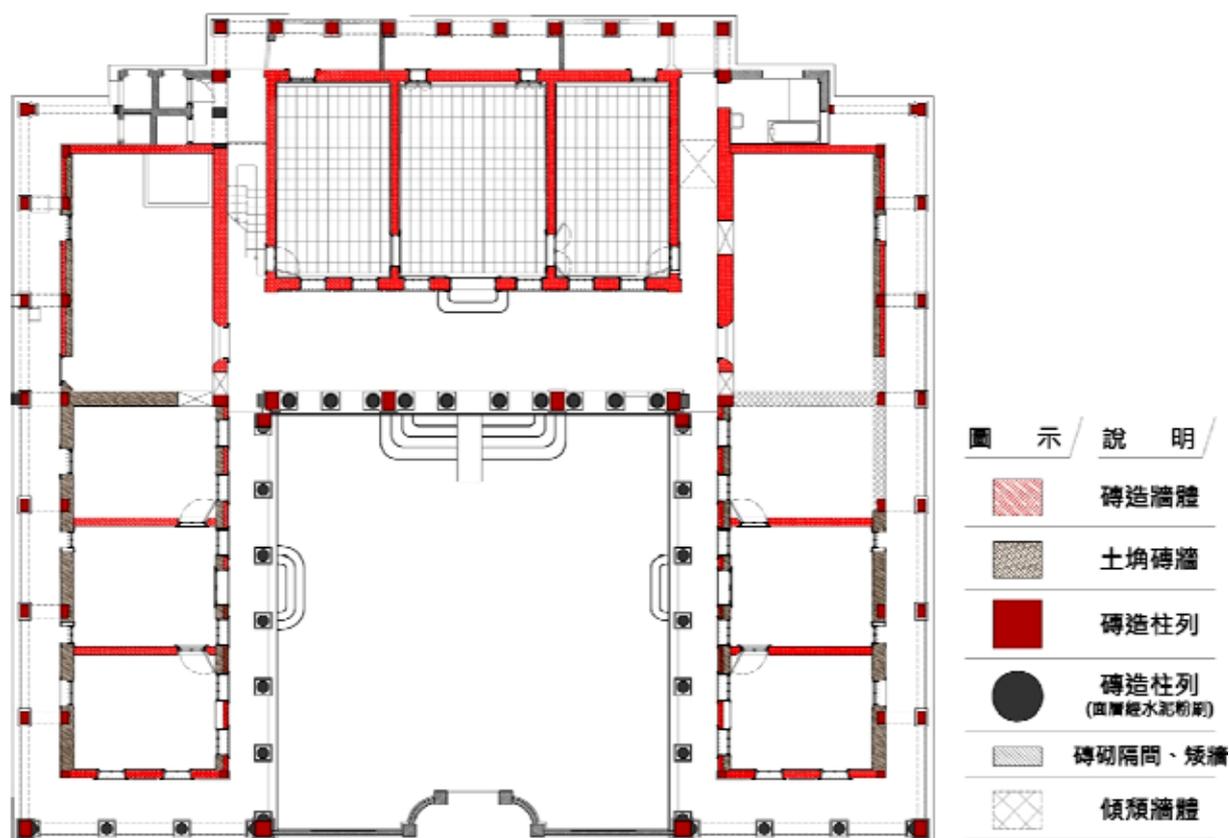


圖5-1 砌體構造圖示（一樓平面圖）

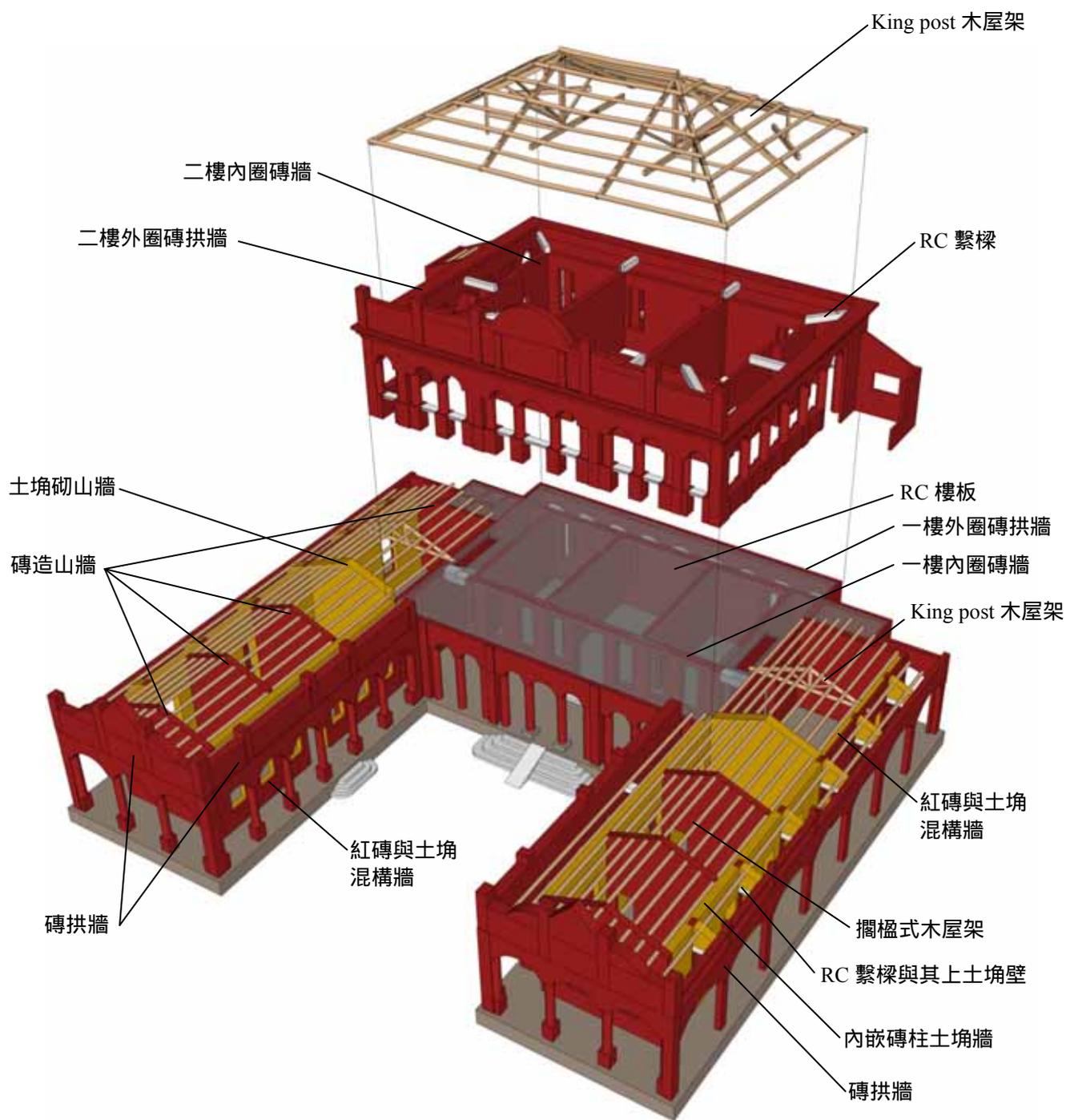


圖5-2 「聚奎居」結構系統示意圖



圖5-3 「聚奎居」屋身與屋架系統圖-1



圖5-4 「聚奎居」屋身與屋架系統圖-2

5-1-2. 正身（洋樓）之結構系統與構造特性

「聚奎居」正身一、二層皆為三開間，四面設置外廊，承重磚砌體以回字形配置，內圈分隔為三開間，外圈則圍塑出外廊空間（圖 5-5~圖 5-9）。由於承重牆需傳遞上部之垂直載重，故牆厚會往下遞增，本建築亦遵循此規則，一樓內圈之前後兩面磚牆厚度為 1.5B，內圈之兩側與隔間牆厚度則為 1B；一樓外圈前後為磚砌拱廊，前立面厚度 2B、後立面厚度 1.5B，外圈之兩側則為與護龍隔戶之實牆，厚度亦為 1.5B。二樓內圈與隔間牆之牆厚主要為 1B，內圈兩側靠樓梯處則為 0.5B；二樓外圈四面皆為磚砌廊拱廊，除正立面牆厚為 2B 外，其餘三面厚度皆為 1.5B。由清水磚牆面之區域顯示，本建築 1B 以上之磚牆採荷蘭式砌法（Dutch bond）。

二樓樓地板為厚度 20 公分之 RC 剛性樓板，由於目前一樓前側外廊之板底可見銹蝕外露之鋼帶板（寬度約 4.5~5 公分，間距約 160 公分）以及與其正交之鋼筋，推測此 RC 樓板構造以 I 型鋼樑或鋼軌跨於兩牆體之間作為樓板勁度之主要方向，其正交方向則置以鋼筋。RC 樓板除可將其上之垂直載重傳遞至下部牆體外，由於具有相當大之面內剛度，當正身受到水平地震力作用時，此剛性樓板之橫隔板（Diaphragm）功能，可提供各牆體有良好之連繫，有助於水平力之傳遞，並使牆體不容易發生面外破壞。二樓牆體頂部則為木屋架，由於木屋架之橫隔板功能較 RC 樓板為差，為維持二樓內外圈牆體之穩定，本建築在牆頂四周以及轉角處共設置 10 支 RC 繫樑（圖 5-9，b 圖），斷面尺寸約為 22 公分×26 公分（B×H），並設置四支方形斷面之主筋（12mm×12mm）。

正身寄棟屋頂構造由上而下分別為水泥瓦、掛瓦條（4 公分×1.5 公分@25 公分）、椽子（垂木）（5 公分×5 公分@45 公分）、中脊桁（D=18 公分）與桁條（母屋）（D=13.5~16 公分），這些屋面構造再藉由木屋架將載重傳遞至承重牆體。由於 RC 繫樑之設置，木屋架有所簡化，如圖 5-12，水平大料（陸樑）在 RC 繫樑處截斷，未與人字大料（合掌）相結合，亦未與 RC 繫樑有所錨定，而人字大料則埋入 RC 繫樑中，此構法使得水平大料不具備原本桁架系統中，用以平衡人字大料外推所產生之軸拉行為，此木屋架人字大料之水平外推力，係由磚牆與 RC 繫樑之剛度來承擔。

正身左、右次間旁（即洋樓與護龍交接處），另有作為浴廁使用之附屬空間（二層），其二樓樓板與正身樓板連為一體，使得附屬空間之一樓牆體對正身之水平耐力亦有幫助，而二樓附屬空間之牆體與正身拱廊並未交丁連結，故對二樓牆體之水平耐力沒有直接貢獻。正身外廊頂部於正立面設置磚砌山頭、兩側與背側則砌以鏤空之女兒牆，正面山頭最高為 260 公分，由於兩側鏤空女兒牆可提供之束制能力極為有限，此山頭可視為僅由底部束制之懸臂牆，在水平地震力作用下容易發生面外傾倒。

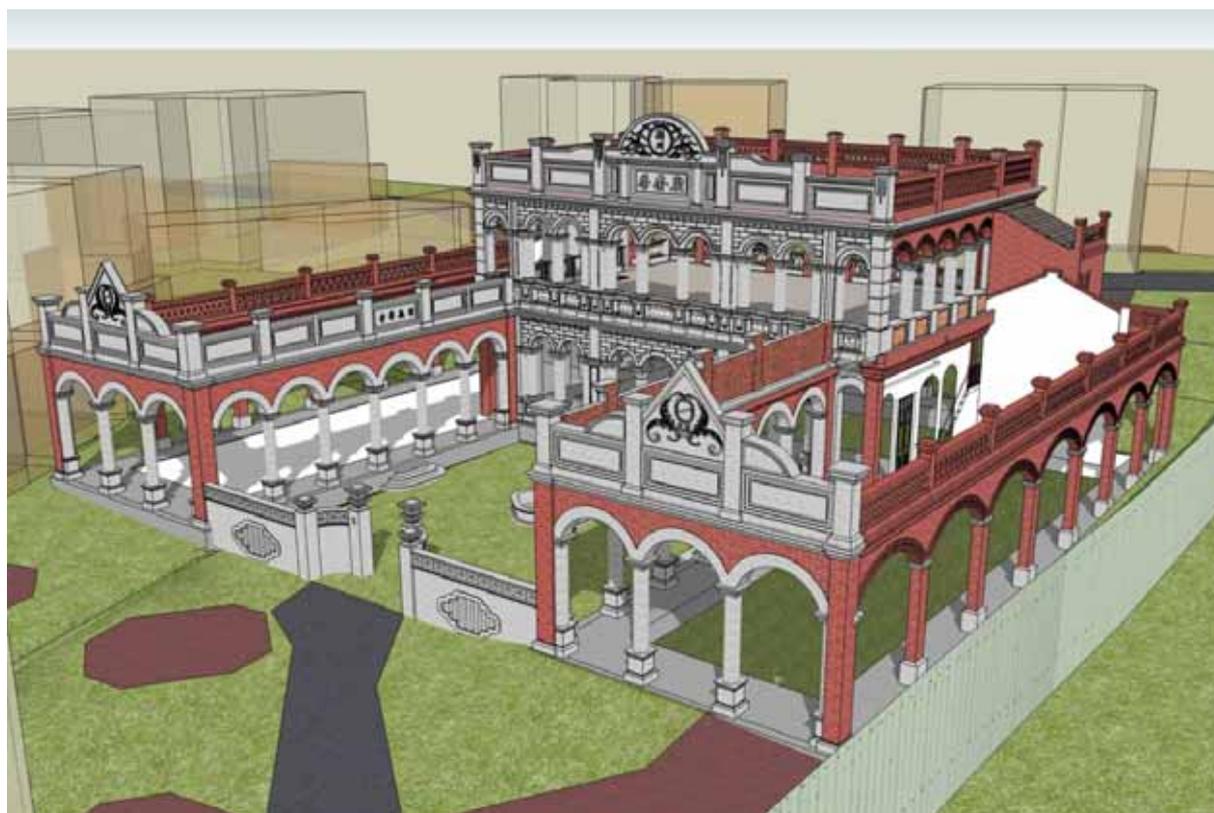


圖5-5 「聚奎居」外廊之結構系統圖-1



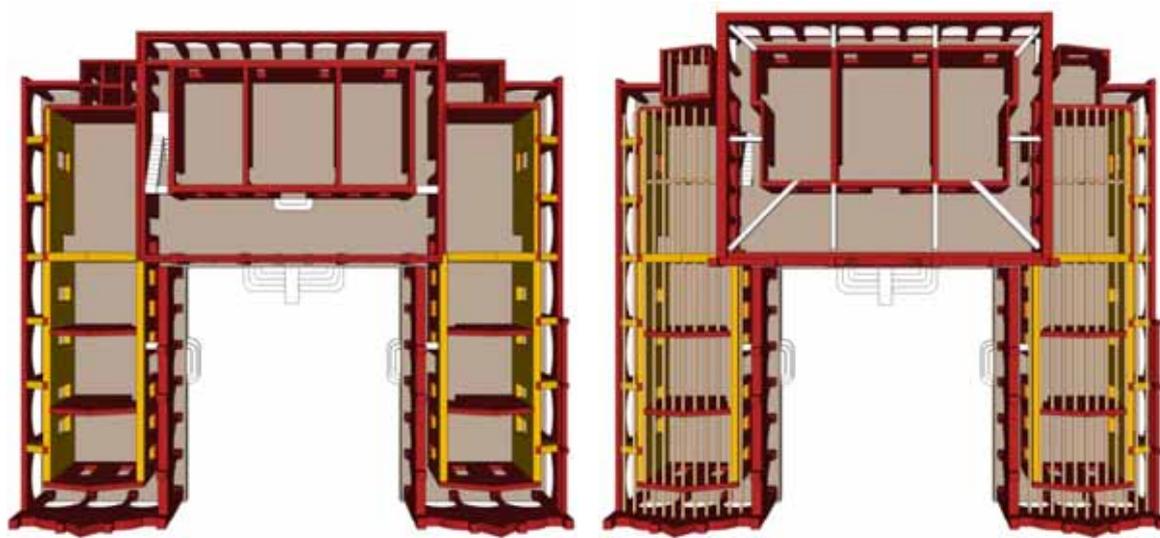
圖5-6 「聚奎居」外廊之結構系統圖-2



圖5-7 「聚奎居」厝身之結構系統圖-1



圖5-8 「聚奎居」厝身之結構系統圖-2



(a) 一樓俯視

(b) 二樓俯視

圖5-9 各樓層俯視圖



(a) 銹蝕外露之 I 型鋼樑



(b) 垂直於 I 型鋼樑方向之鋼筋

圖5-10 I 型鋼樑之 RC 樓板



(a) 人字大料埋入 RC 繫樑中



(b) 牆頂預留二皮深度澆製 RC 繫樑

圖5-11 二樓牆頂 RC 繫樑、磚牆、木屋架之構造關係

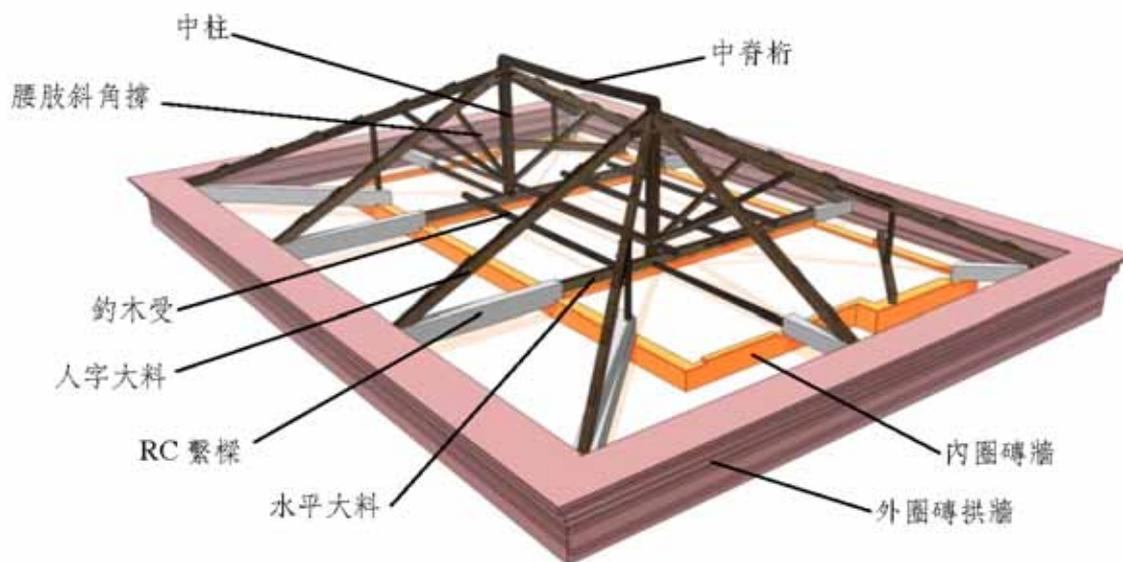


圖5-12 正身屋架構造圖



圖5-13 正身與護龍之屋架構造圖

5-1-3. 左、右護龍之結構系統與構造特性

左、右護龍形式對稱，四周亦設置磚拱外廊，護龍末端與面向內埕之拱牆以 1.5B 紅磚砌成，外側與後側之拱牆厚度則為 1B，內圈牆體與外圈拱牆之頂部亦設置 RC 繫樑作連結，與正身洋樓類似。單道護龍之內圈承重牆內共配置四個空間，

各空間以承重山牆來分隔，但內圈承重牆之構造形式較為複雜，分為磚牆、土坵磚牆、以及紅磚與土坵磚混構等三種牆體，如圖 5-1、圖 5-9 所示，內圈五道承重山牆中，四道為厚度 1B 之磚牆，另一道為厚度 41 公分之土坵牆，位於正身正立面拱廊之牆線上（圖 5-14）。



圖5-14 「聚奎居」護龍之厝身結構系統模擬圖

靠內埕側之內圈縱向牆體為紅磚壁與土坵壁相併之雙層牆，其用意應與斗砌磚牆類似，為節省材料費用之作法，以耐候與美觀之紅磚牆置於室外側，內側則砌以土坵磚，磚牆厚度 0.5B、土坵磚厚度則為 21.4 公分，並於牆體半高處砌以三皮全斷面之紅磚層來加強雙層牆構造的連繫（圖 5-15，a 圖），而此牆體在天花板之上部由於無外露美觀需求，則全斷面以土坵磚砌成（圖 5-15，b 圖）。左、右稍間外側縱牆亦同樣採此種構法。

靠建築物外側之內圈縱向牆體則為厚度 37 公分之土坵磚牆，但為使 RC 繫樑與土坵磚牆有較好之構造關係，故在 RC 繫樑位置設置厚度 1B 寬度 1.5B 之磚柱，磚柱先砌，而後再砌土坵磚牆，使磚柱嵌於土坵磚牆中（圖 5-16）。

護龍屋頂構造主要為擱楹式屋架，直接將楹木置於山牆頂部，但由於兩道護龍之稍間空間跨距較大，中間需有一處支承結構方可設置兩跨之楹木，目前此空間屋頂已塌落，由塌落之殘件與牆洞可合理推測，原本設置一中柱式木屋架（圖 5-2、圖 5-17），此木屋架之人字大料與水平大料為圓形斷面，直徑約為 17 公分。所有楹木皆為簡支（Simply support），外廊區域之楹木則支承於 RC 繫樑上部之

土塊磚牆。護龍之屋面構造由上而下分別為日本熏瓦、掛瓦條、屋面板、椽條、楹木（D=16公分），屋面載重於擱楹處直接傳遞至山牆，而在左右稍間中央則藉由木屋架將屋面載重傳遞至兩側縱向牆體。

此外，護龍外圈牆體之上，同樣設置山頭與鏤空女兒牆，此構造亦需檢討其面外行為，現況顯示已有多處損壞。



(a) 三皮磚砌連繫帶



(b) 天花板以上之牆體全以土塊磚砌製

圖5-15 護龍內圈內埤側縱牆之紅磚土塊磚雙層牆



(a) 磚柱土塊磚牆外觀



(b) 磚柱與 RC 繫樑關係

圖5-16 護龍內圈外側縱牆之磚柱土塊磚牆



(a) 人字大料、水平大料與結合螺栓



(b) 結合中柱與水平大料之 U 形鐵件



(c) 用以固定水平大料兩端之牆洞

圖5-17 左稍間之屋架殘件與牆洞

5-2. 昭和 10 (1935) 年臺中大地震震害探討

「聚奎居」創建於昭和 5~15 (1930~1940) 年間。有可能在完工後隨即遇上昭和 10 (1935) 年 4 月 21 日發生之新竹-臺中大地震 (又稱屯子腳地震)，地震規模 $M_L=7.1$ ，震央位於大安溪中游流域 (24.250N, 120.817E) 屯子腳斷層之東北端，本地震之等震度圖如圖 5-18 所示，最大震度為 VI (最大地表加速度 250gal 以上)，位於主震發生位置附近之獅潭斷層與屯子腳斷層區域，而臺灣本島中地震之有感區域南達屏東，幾乎全島皆能感受地震之威力。由於本地震屬極淺層地震 (震源深度 5Km)，當時在新竹州與臺中州造成極為嚴重之災害，依據昭和 11 (1936) 年 5 月 11 日之「地震被害細別表」(圖 5-19)，共計 3276 人死亡、2579 人重傷、9474 人輕傷，住家全壞 17907 戶、半壞 11405 戶、大破 9806 戶、小破 15570 戶。

圖 5-20 為臺灣總督府 (1935 年) 所統計之「震災二因ル家屋被害狀況圖」，與地震被害細別表 (圖 5-19) 相互對照，可發現家屋主要之損害地區位於獅潭斷層與屯子腳斷層之周邊區域，包含新竹州之銅鑼庄、公館庄、南庄、三灣庄、大湖庄、三叉庄、峨眉庄，以及臺中州之清水街、內埔庄、神岡庄等地，而「聚奎居」所在位置臺中州大屯郡烏日庄，則相對屬於震害非常輕微之地區，該地在等震度圖上約在 IV 與 V 之交界，亦即最大地表加速度在 80gal 上下，家屋之震害統計在整個烏日庄之範圍中僅三戶達到「小破」之等級，由目前之文獻資料並無法確定此三戶之確切位置，亦無法確定「聚奎居」是否為其中一戶，但以目前資料可合理推測，「聚奎居」在臺中大地震之侵襲下，其震損最嚴重僅為「小破」，即建築之局部有破壞產生，但不致影響整體結構之完整性。

此外，臺北觀測所 (1936 年) 《昭和 10 年 4 月 21 日新竹臺中烈震報告》中，「斷層災變及被害戶數圖」(圖 5-21、圖 5-22) 與「被害分布圖」(圖 5-23) 亦顯示學田為「微害」區域，學田地區並無家屋發生震害，而學田周邊發生家屋震害之地區則在番社腳與井子頭兩地中央，震害戶數共計 144 戶，此區域對照現今地圖，位於大肚山與萬幸山之連線位置，屬兩山之西麓，距「聚奎居」5km 以上，相關性不大，亦可作為「聚奎居」所在敷地及學田地區，在臺中大地震中無嚴重損壞之另一佐證。

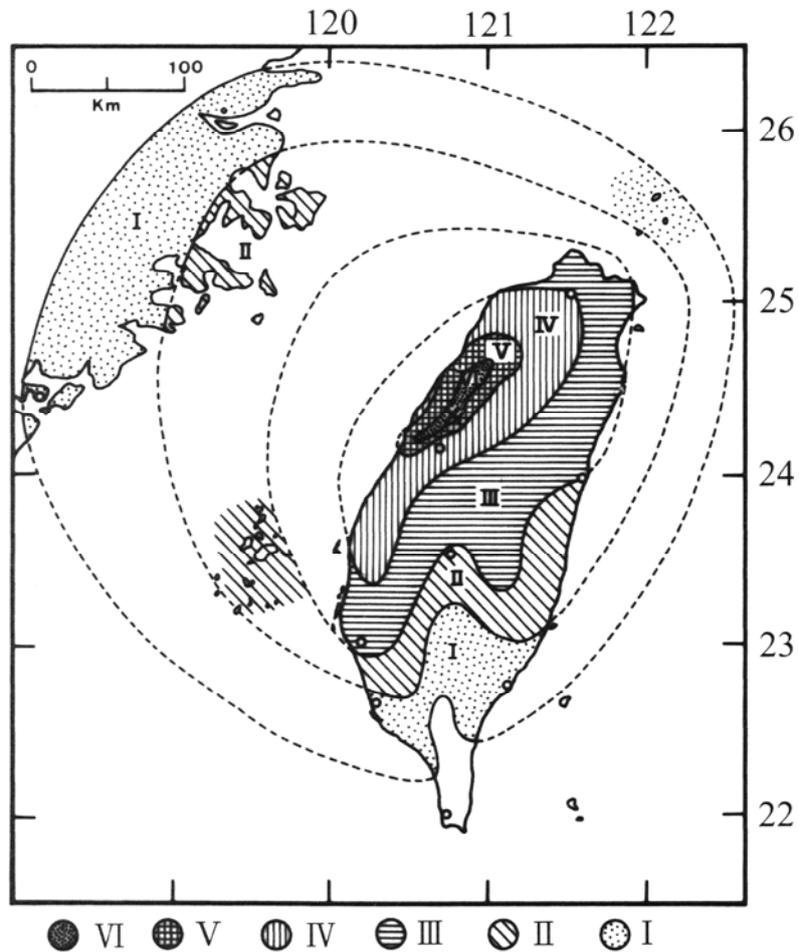


圖5-18 臺中大地震等震度圖¹

表5-1 明治 41 年~昭和 10 年（1908~1935 年）地震震度分級方式

0.8gal	2.5gal	8gal	25gal	80gal	250gal	
O	I	II	III	IV	V	VI
無感覺地震	微震	弱震 (震度弱 キ 方)	弱震	強震 (震度弱 キ 方)	強震	烈震

1 資料來源：鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，1999，《台灣十大災害地震圖集》。根據台北觀測所（1936）《昭和 10 年 4 月 21 日新竹台中烈震報告》資料重繪。

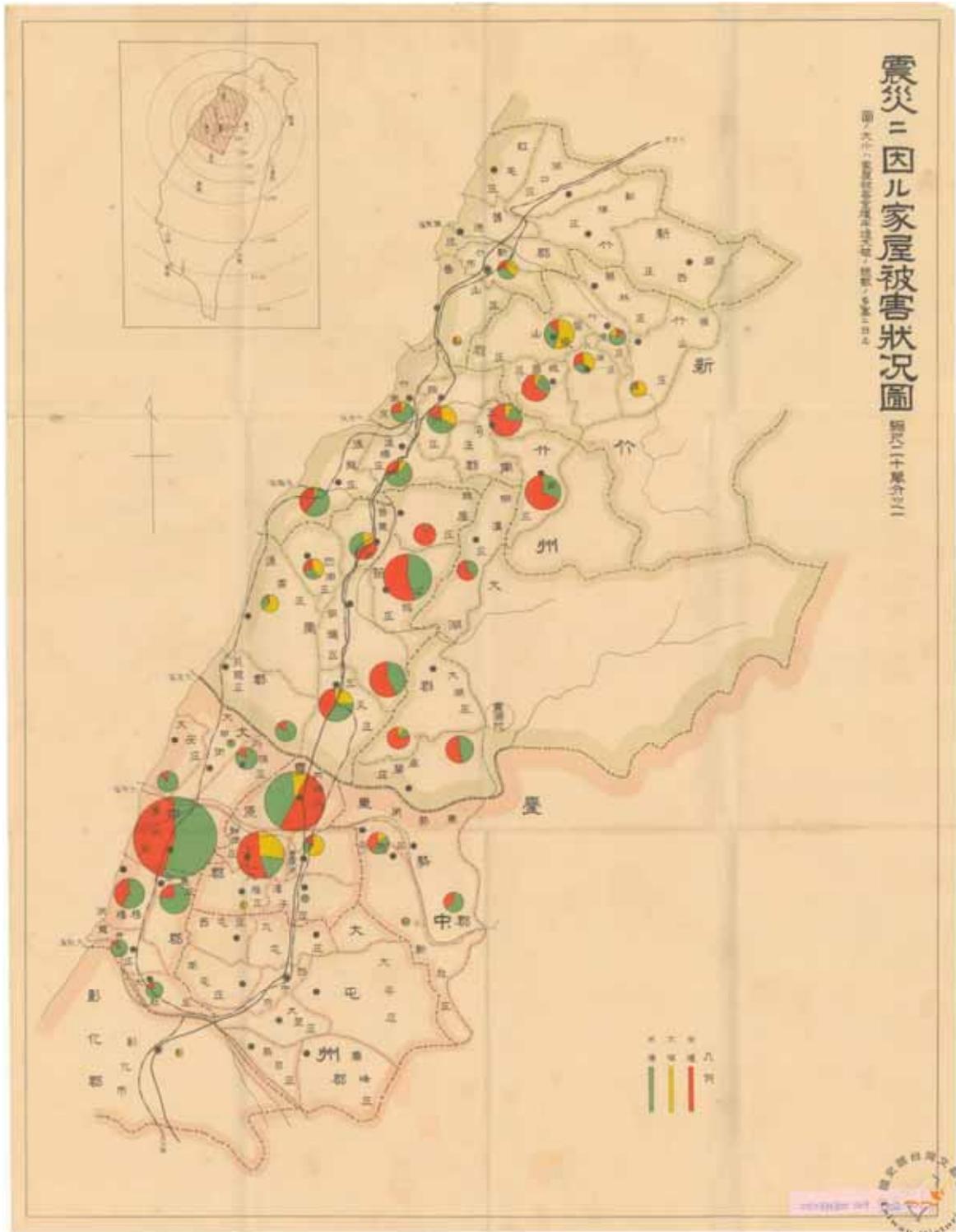


圖5-20 震災二因儿家屋被害狀況圖³

3 資料來源：臺灣總督府，1935，《新竹臺中震災被害狀況圖（三枚入）》，國史館台灣文獻館藏，附件號 00103348000099002002M。

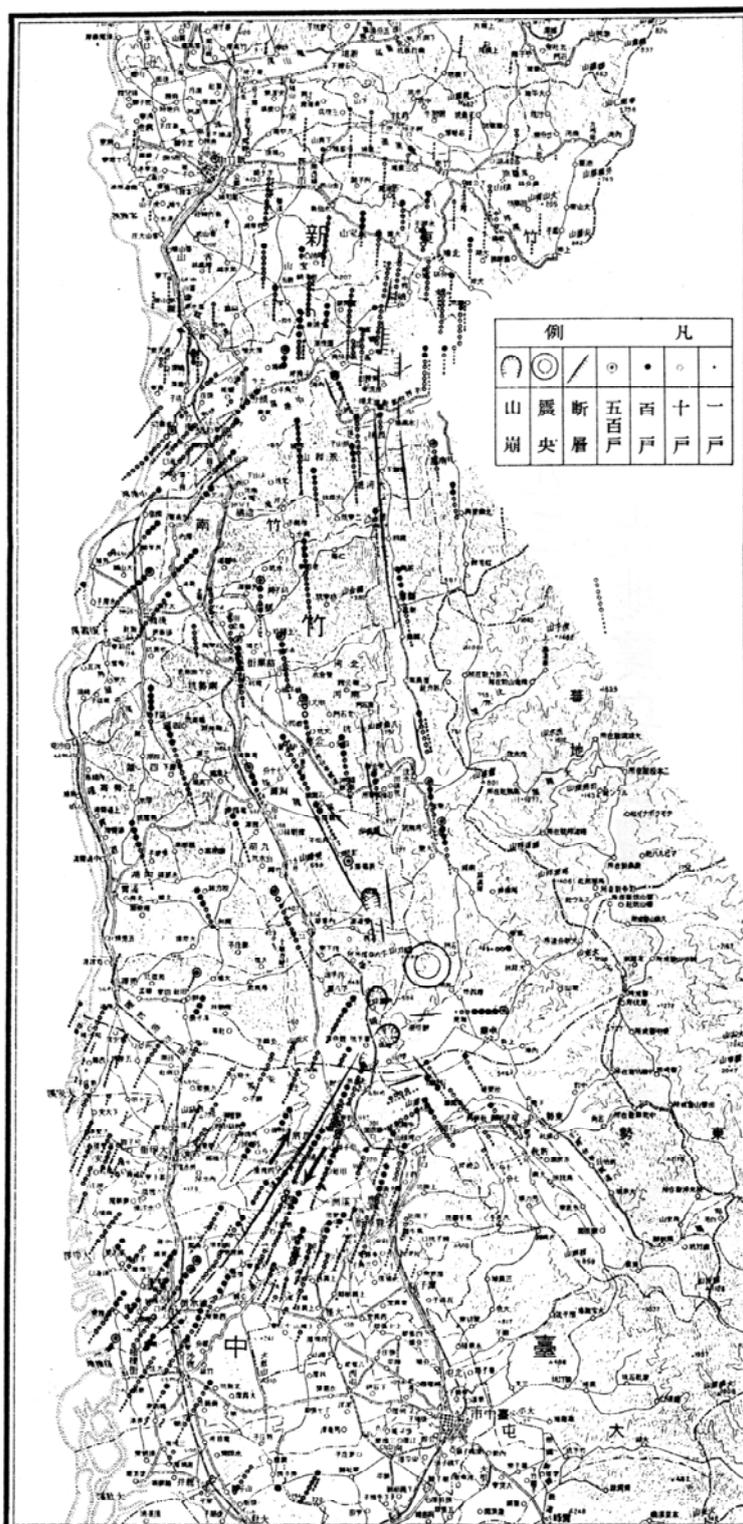


圖5-21 斷層災變及被害戶數圖⁴

4 資料來源：台北觀測所，1936，《昭和10年4月21日新竹台中烈震報告》。

5-3. 結構安全評估

「聚奎居」之結構安全評估包含以下三大項：屋頂結構之垂直載重應力檢核、正身磚造二層洋樓與左右稍間之耐震評估、以及土塊磚與紅磚混構護龍之耐震評估，正身與護龍之評估分區如圖 5-24 所示。評估使用之靜載重、活載重、地震力於 5-3-1. 載重假設與計算 中假設計算。

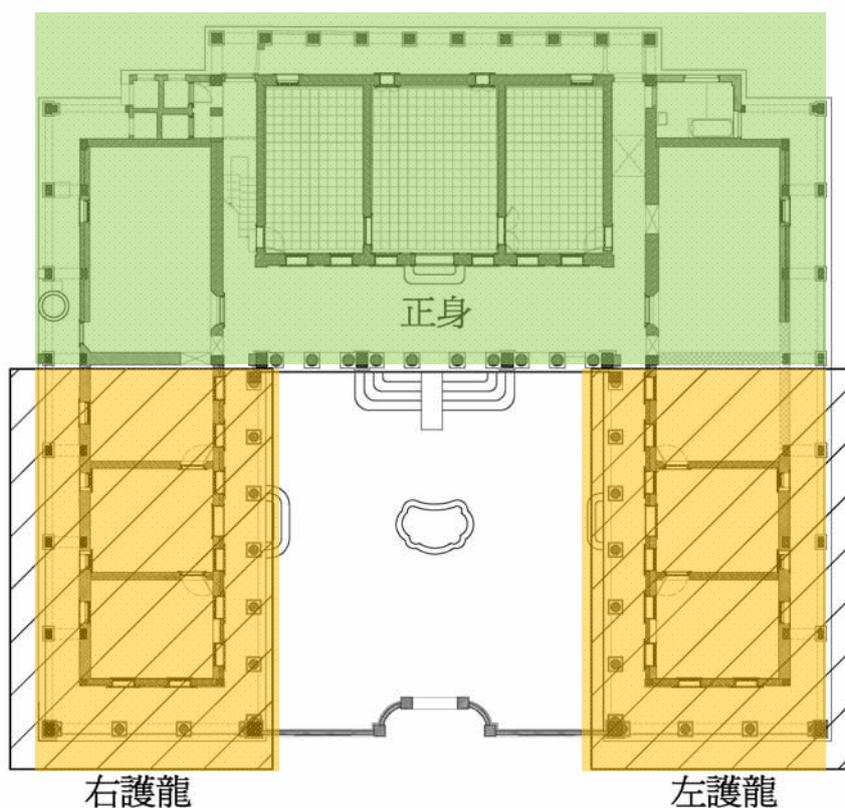


圖5-24 耐震評估分區圖

5-3-1. 載重假設與計算

一、靜載重

■ 正身屋面投影面靜載重以 100 kgf/m^2 計：

- (1) 水泥瓦重量以 45 kgf/m^2 計
- (2) 掛瓦條與桷木重量以 7 kgf/m^2 計
- (3) 桁條、屋架等重量以 20 kgf/m^2 計

(4) 鈎木、天花等重量以 15 kgf/m^2 計

屋頂斜面上之載重，共計 $45+7+20=72 \text{ kgf/m}^2$

屋頂斜面角度為 27.12° （坡度 1:2），投影面積靜載重：

$$72/\text{Cos}27.12^\circ+15=80.9+15=95.9 \text{ kgf/m}^2 \text{ 取 } 100\text{kgf/m}^2$$

■ 護龍屋面投影面靜載重以 120 kgf/m^2 計：

(1) 日本瓦重量以 60kgf/m^2 計

(2) 掛瓦條、屋面板與桷木重量以 17 kgf/m^2 計

(3) 楹重量以 12 kgf/m^2 計

(4) 鈎木、天花等重量以 15 kgf/m^2 計

屋頂斜面上之載重，共計 $60+17+12=89 \text{ kgf/m}^2$

屋頂斜面角度為 30° ，投影面積靜載重：

$$89/\text{Cos}30^\circ+15=117.8 \text{ kgf/m}^2 \text{ 取 } 120\text{kgf/m}^2$$

■ 厚度 20cm 之 RC 樓版靜載重以 480kgf/m^2 計：

樓版厚（含粉刷層）20cm，單位面積載重為 $2400 \text{ kgf/m}^3 \times 0.2\text{m} = 480\text{kgf/m}^2$

■ 1.5B 磚牆靜載重以 684kgf/m^2 計：

牆厚（含粉刷層）37cm，單位面積載重為 $1900\text{kgf/m}^3 \times 0.37\text{m} = 703\text{kgf/m}^2$

■ 1B 磚牆靜載重以 456kgf/m^2 計：

牆厚（含粉刷層）25cm，單位面積載重為 $1900\text{kgf/m}^3 \times 0.25\text{m} = 475\text{kgf/m}^2$

■ 41cm 土墼牆靜載重以 656kgf/m^2 計：

牆厚（含粉刷層）41cm，單位面積載重為 $1700\text{kgf/m}^3 \times 0.41\text{m} = 697\text{kgf/m}^2$

■ 37cm 土墼牆靜載重以 592kgf/m^2 計：

牆厚（含粉刷層）41cm，單位面積載重為 $1700\text{kgf/m}^3 \times 0.37\text{m} = 629\text{kgf/m}^2$

■ 23cm 土墼與 11cm 紅磚複合牆之靜載重以 577kgf/m^2 計：

土墼牆厚 23cm，單位面積載重為 $1700\text{kgf/m}^3 \times 0.23\text{m} = 391\text{kgf/m}^2$
 紅磚牆厚 11cm，單位面積載重為 $1900\text{kgf/m}^3 \times 0.11\text{m} = 209\text{kgf/m}^2$
 合計 600 kgf/m^2

二、活載重

■ 屋頂活載重以 60kgf/m² 計

依《建築技術規則》規定，不作用途之斜屋頂，且載重面積（水平投影面）在 60 m² 以上者，其水平投影面之活載重不得小於 60kgf/m²。

■ 二樓樓版活載重以 300kgf/m² 計

依《建築技術規則》規定，建築物構造之活載重因樓地版之用途而不同，應按實計算，「聚奎居」原為住宅，其活載重不得小於 200kgf/m²，考量修復後之不同用途、以及古蹟參觀人數管制，在此以辦公室、商店、餐廳之用途類別採 300kgf/m² 之活載重來計算，而不採用更大之活載重。

三、法規地震力計算

依照《建築物耐震設計規範及解說》（2011），靜力分析所受地震之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{S_{ad} \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y F_u} \cdot W$$

S_{ad} ：工址設計水平譜加速度係數

I ：用途係數，為公眾使用之建築物，屬第三類建築物， $I=1.25$

W ：建築物全部靜載重

α_y ：起始降伏地震力放大倍數， $\alpha_y=1.0$

F_u ：結構系統地震力折減係數

(1) 工址設計水平譜加速度係數 S_{ad}

「聚奎居」位於臺中市烏日區，其震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_1^D 與最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 及 S_1^M 如下：【規範 表 2-1】

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
臺中市	烏日區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層

「聚奎居」臨近車籠埔斷層，故計算工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 及 S_{D1} 與最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 及 S_{M1} 時，須考慮近斷層效應，依下式計算：

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_a ; S_{MS} = S_S^M F_a N_a \quad \text{【規範式 2-6】}$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_v ; S_{M1} = S_1^M F_v N_v \quad \text{【規範式 2-7】}$$

式中 F_a 與 F_v 為反應譜等加速度與等速度段之工址放大係數，由工址所在位置之 S_S (S_S^D 或 S_S^M)、 S_1 (S_1^D 或 S_1^M) 與地盤分類查表求得，由於沒有相關地質鑽探報告，保守假設屬第三類地盤（軟弱地盤）， F_a 與 F_v 如下：

【規範表 2-2 (a) (b)】

地盤分類	F_{aD} ($S_S^D=0.7$)	F_{vD} ($S_1^D=0.4$)	F_{aM} ($S_S^M=0.9$)	F_{vM} ($S_1^M=0.5$)
第三類地盤	1.1	1.6	1	1.4

「聚奎居」位於臺中市烏日區學田路 405 巷 36 號(120.606646, 24.119181)，根據經濟部中央地質調查所「臺灣的活動斷層 GIS 線上查詢」網頁查得，距車籠埔斷層之水平距離 r 為 11.25km，則式中之反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子 N_a 與 N_v 可查得如下：

【規範表 2-4-1】

與車籠埔斷層之水平距離 r	N_{aD}	N_{vD}	N_{aM}	N_{vM}
11.25km ($8\text{km} < r \leq 12\text{km}$)	1.03	1.1	1.03	1.15

因此可得本工址之 S_{DS} 、 S_{D1} 、 S_{MS} 、 S_{M1} ：

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_a = 0.7 \cdot 1.1 \cdot 1.03 = 0.793$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_v = 0.4 \cdot 1.6 \cdot 1.1 = 0.704$$

$$S_{MS} = S_S^M F_a N_a = 0.9 \cdot 1 \cdot 1.03 = 0.927$$

$$S_{M1} = S_1^M F_v N_v = 0.5 \cdot 1.4 \cdot 1.15 = 0.805$$



圖5-25 「聚奎居」(圖中星點)與鄰近斷層之相對位置

工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} ，以建築物基本振動週期 T 以及 T_0^D 可查表求出。 【規範 表 2-5(a)】

短週期與中長週期之分界 $T_0^D = S_{D1} / S_{Ds} = 0.793 / 0.704 = 0.888 \text{ s}$

	較短週期	$0.2T_0^D =$	短週期	$T_0^D =$	中週期	$2.5T_0^D =$	長週期
S_{aD}	$S_{DS} (0.4 + 3T/T_0^D)$	0.178s	S_{DS}	0.888s	S_{D1}/T	2.219s	$0.4S_{DS}$

磚造承重牆結構系統在計算基本振動週期 T 時，可依下列經驗公式計算之，其中 h_n 為正身屋頂之形心高度 10.0m。

$$T = 0.05h_n^{3/4} = 0.05 \cdot 10^{3/4} = 0.281 \text{ s} \quad \text{【規範 式 2-11】}$$

基本振動週期屬於短週期，工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD} = S_{DS} = 0.793$ 。

(2) 結構系統地震力折減係數 F_u

結構系統地震力折減係數 F_u 以結構系統容許韌性容量 R_a 與結構基本振動週

期 T 來求得，「聚奎居」之基本振動週期位於 $0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D$ 區間 ($T=0.281s$)，其關係式如下：

$$F_u = \sqrt{2R_a - 1} ; (0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D) \quad \text{【規範式 2-15】}$$

$$\text{式中，容許韌性容量 } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad \text{【規範式 2-13】}$$

「聚奎居」之結構系統為紅磚與土墼砌體混構之承重牆系統，此種結構系統在承受水平力時，主要由磚砌與土墼砌承重牆來抵抗水平力，砌體之韌性容量較小，本案作保守評估，不考慮砌體之韌性容量，故其韌性容量 R 取 1.0。

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1.0$$

$$F_u = \sqrt{2R_a - 1} = 1.0$$

(3) 最小設計水平總橫力 V

$\frac{S_{aD}}{F_u}$ 依【規範式 2-2】修正， $0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} = 0.793/1.0 = 0.793 < 0.8$ ，修正後命名為：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.556 \quad \text{【規範式 2-2】}$$

$$\text{得 } V = \frac{S_{aD} \cdot I}{1.4 \cdot \alpha_y F_u} \cdot W = \frac{I}{1.4 \alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m \cdot W = \frac{1.25}{1.4 \cdot 1.0} \cdot 0.556 \cdot W = 0.497W$$

(4) 避免中小度地震降伏之設計地震力

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2 \alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m \cdot W = \frac{1.25}{4.2 \times 1.0} \times 1.0 \times 0.556 \times W = 0.166W$$

(5) 避免最大考量地震崩塌之設計地震力 V_M

由於本案為古蹟，且韌性容量 R 已保守取 1.0 計算，因此設計地震力取 475 年回歸期之設計水平總橫力，不必再檢討 2500 年回歸期之最大考量地震力。

(6) 設計地震力

依(3)、(4)、(5)計算結果，設計地震力由最小設計水平總橫力 V 控制，其大小為 $0.497W$ 。

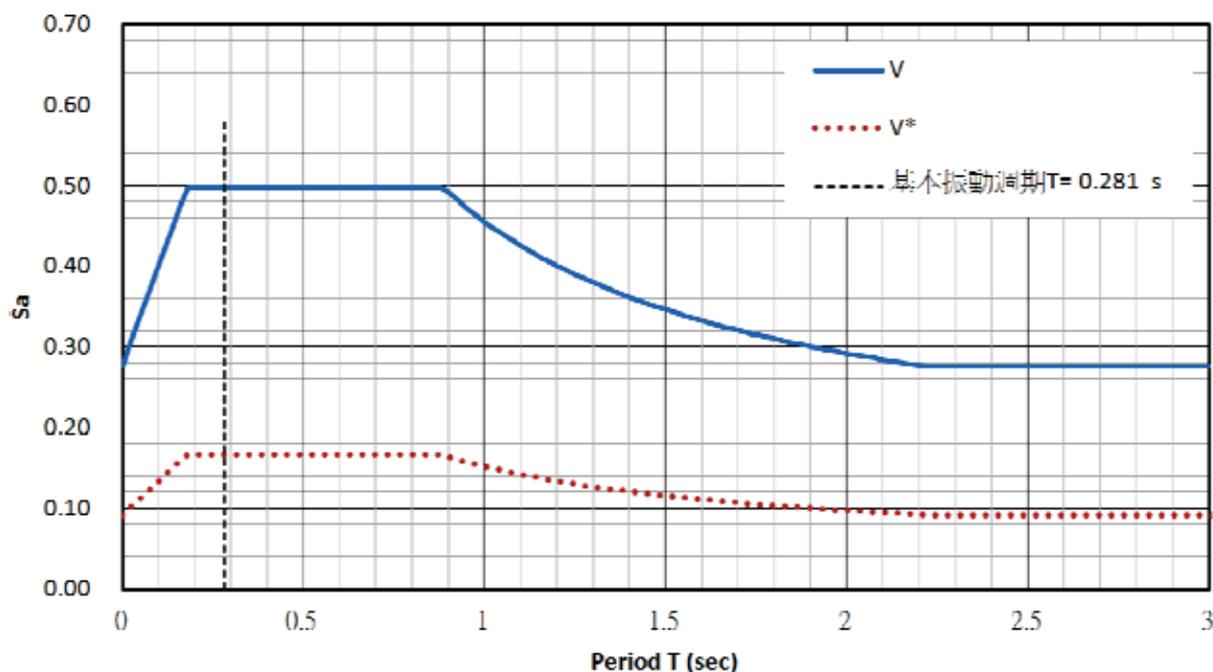


圖5-26 「聚奎居」之水平地震力設計震譜

5-3-2. 垂直載重檢核

屋架構造之垂直載重傳遞路徑中，楹木以簡支樑方式承受屋面材料之靜載重，須檢討其斷面大小是否足夠抵抗上部載重產生之剪力與彎矩。而這些載重再藉由木屋架傳遞至承重牆，木屋架各桿件之斷面大小是否足夠亦須檢討，正身洋樓之寄棟木屋架在構造上與一般中柱式木屋架不同，須依現況探討其行為；而左右稍間原有之木屋架，目前構件大部份皆已佚失，本小節亦以殘件斷面尺寸，以最基本之中柱式木屋架作為假設進行檢核。針對上述三項，以靜載重與活載重同時作用下（DL+LL）進行垂直載重之應力檢核。

木材之容許應力假設為普通結構材（針葉樹）IV類，材料性質如所示。在屋架各構件損壞情況皆已修復之前提下，檢核各木構件之結構安全，本評估依現行木構造建築物設計及施工技術規範（2008年10月版）計算各構件之容許強度。

表5-2 普通結構材（針葉樹）IV類之容許應力

樹 種		長期容許應力				短期容許應力 s_f
		Lf_c	Lf_t	Lf_b	Lf_s	
針葉樹	類	60	45	75	6	長期容許應力之 2 倍

一、楹木檢核

正身洋樓之寄棟屋架中，楹木斷面大小不一，中脊桁斷面最大（ $D=18$ 公分），其他外徑則介於 13.5~16 公分之間，而各楹木之跨距亦有所不同，明間跨距 444.8 公分為最大，次間左右兩屋坡之進深向楹木則次之（416.8 公分），如圖 5-28，針對圖中 4 支楹木進行檢討；而在護龍中之楹木，以護龍明間之跨距最大（370 公分），亦進行檢討。當楹木受到彎矩作用，其應力檢核方式如下所述：

受彎構材之斷面依下式計算：

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

式中 M ：設計用彎矩（ $\text{kgf} \cdot \text{cm}$ ）

f_b ：容許撓曲應力（ kgf/cm^2 ）

C_f ：尺寸調整係數（梁深 30 公分以下，取 1.00）

Z_e ：有效斷面模數（ cm^3 ）

受彎構材之剪應力依下式計算：

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

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（ cm^2 ）

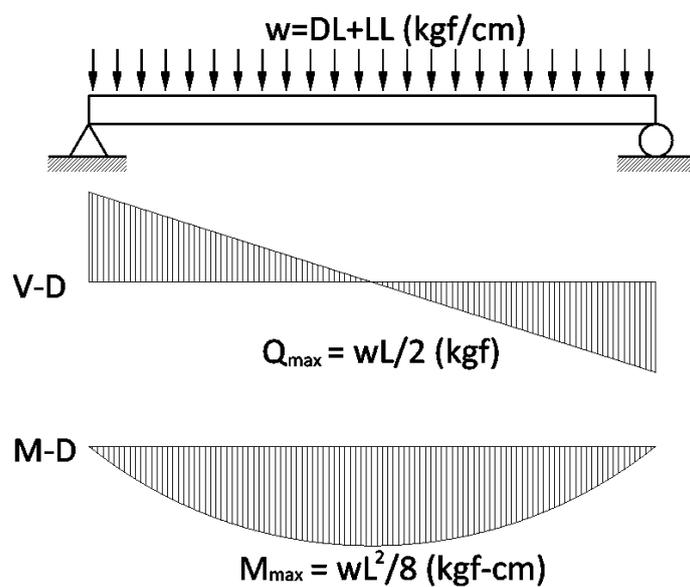


圖5-27 檣木承受垂直載重之分析模型與剪力彎矩圖

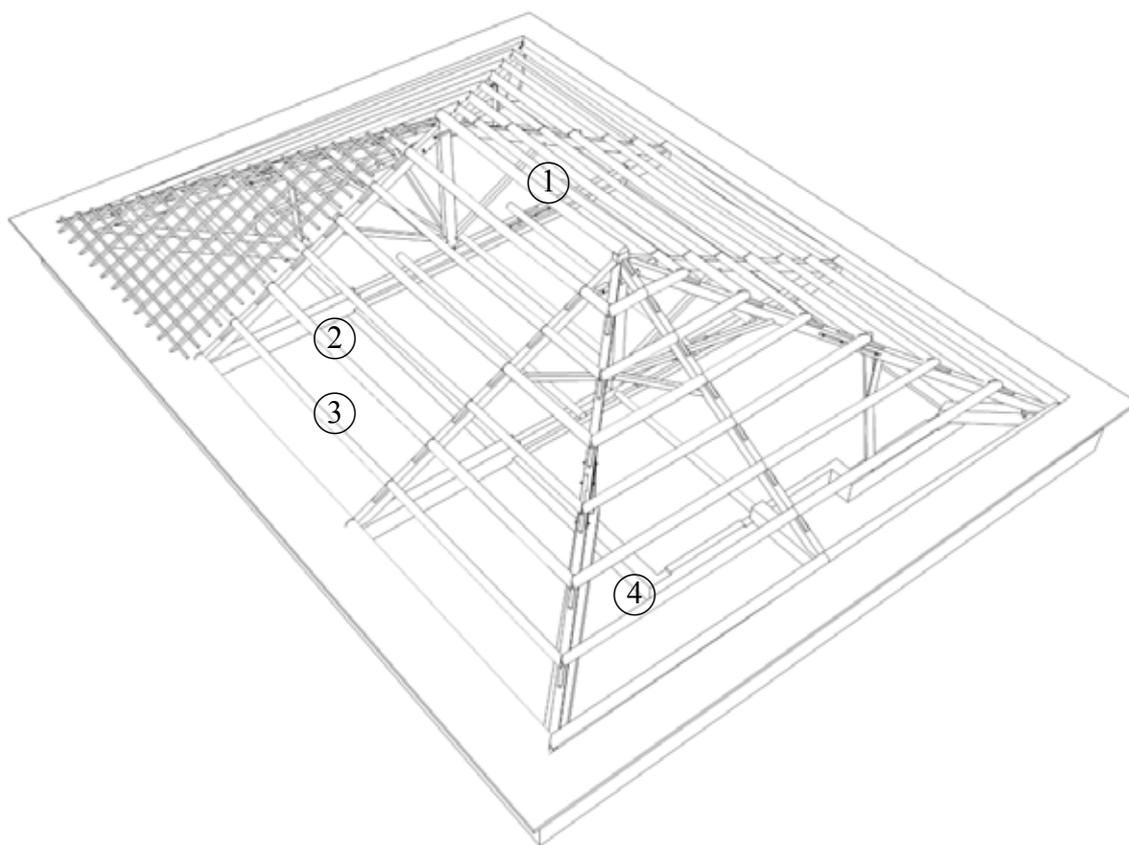


圖5-28 正身屋頂檣木檢核位置圖

表 5-3 表 5-4 為各楹木之應力檢核表,在靜載重與活載重共同作用(DL+LL)之情況下,斷面直徑 13.5 公分之明間桁條,若採本評估所假設之材種,其最大撓曲應力大於容許撓曲應力,顯示斷面較為不足,有安全上之疑慮。

表5-3 楹木安全評估檢核表

		外徑	跨距	楹木間距	DL	LL	M _{max}	Q _{max}
		(cm)	(cm)	(cm)	(kgf/m ²)	(kgf/m ²)	(kgf-cm)	(kgf)
正身	1.明間中脊	18	444.8	70	100	60	27698.59	249.09
	2.明間桁條	16	444.8	70	100	60	27698.59	249.09
	3.明間桁條	13.5	444.8	70	100	60	27698.59	249.09
	4.次間進深向	15	416.8	70	100	60	24321.11	233.41
護龍	明間楹木	16	370	55	120	60	16941.38	183.15

表5-4 楹木安全評估檢核表(續上表)

		f _b	f _s	Z _e	A _e	M/ Z _e	檢核	αQ/ A _e	檢核
		(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(cm ³)	(cm ²)	(kgf/cm ²)		(kgf/cm ²)	
正身	1.明間中脊	75	6	572.56	254.47	48.38	OK	1.31	OK
	2.明間桁條	75	6	402.12	201.06	68.88	OK	1.65	OK
	3.明間桁條	75	6	241.55	143.14	114.67	NG	2.32	OK
	4.次間進深向	75	6	331.34	176.71	73.40	OK	1.76	OK
護龍	5.明間楹木	75	6	402.12	201.06	42.13	OK	1.21	OK

二、正身屋架檢核

正身寄棟屋架之分析模型如圖 5-29 所示,各人字大料之下端由於直接嵌入 RC 繫樑中,分析時可視為鉸接於牆頂,而中柱之下端則藉由固定於人字大料之中央,再與牆頂產生連結,亦可視為鉸接於牆頂。屋架中各桿件之端部皆設定為鉸接,不傳遞彎矩,屋頂載重則由支承楹木處施加,此分析模型在靜載重與活載重共同作用下,其分析結果之軸力圖、剪力圖、彎矩圖如圖 5-30~圖 5-32。桁架各構件由於同時受到彎矩與軸力作用,需對兩者同時作用下情況作應力檢核,檢核方式如下所述:

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 (cm²)；
 Z_e：有效斷面模數 (cm³)，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/cm²)。°
 f_b：容許撓曲應力 (kgf/cm²)

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：

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

- 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 (cm²)；
 f_c：容許壓應力 (kgf/cm²)；
 f_b：容許撓曲應力 (kgf/cm²)；
 Z_e：有效斷面模數 (cm³)，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)。

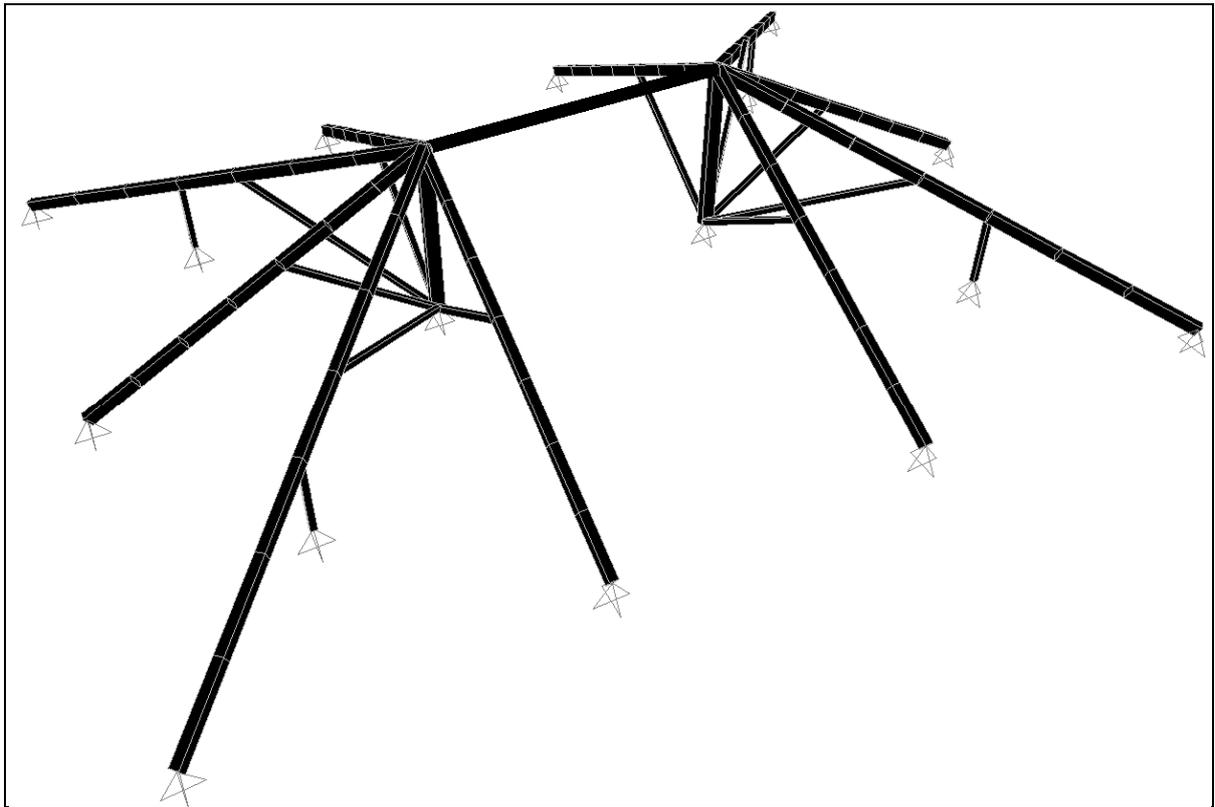


圖5-29 正身屋架分析模型

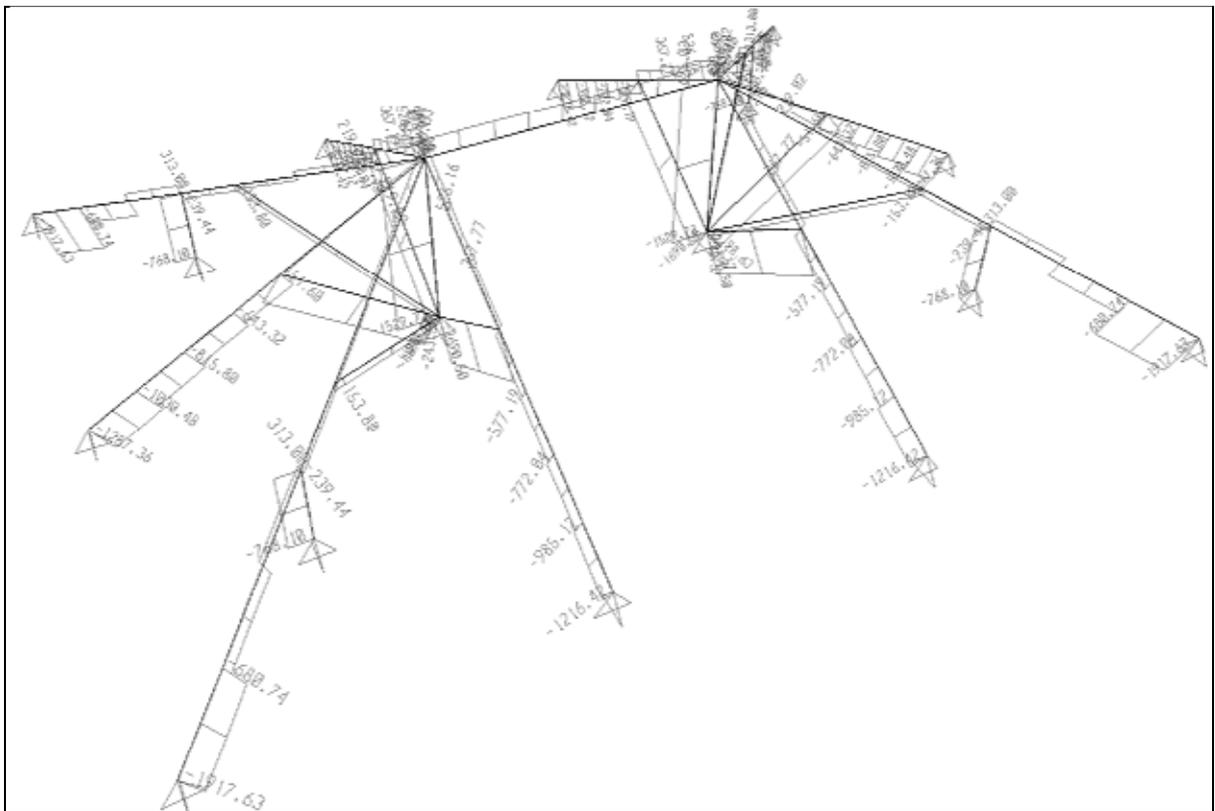


圖5-30 正身屋架軸力圖

表5-5 正身屋架彎矩-軸壓力合併作用應力檢核表

構件名稱	N (kgf)	M (kgf-cm)	A_e (cm^2)	Z_e (cm^3)	C_f	ηf_c (kgf/cm^2)	f_b (kgf/cm^2)	$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \frac{M}{Z_e C_f}$	檢核
明間屋架 人字大料	1216.4	44243.4	216.0	648.0	1	41	75	43.3	NG
斜角屋架 人字大料	1917.6	11691.1	216.0	648.0	1	40	75	18.6	OK
次間半架 人字大料	1287.4	35047.5	216.0	648.0	1	42	75	35.9	OK
明間屋架 腰肢斜角撐	1690.5	0	81.0	121.5	1	26	75	20.9	OK
斜角屋架 腰肢斜角撐	243.6	0	81.0	121.5	1	10	75	3.0	OK
次間半架 腰肢斜角撐	1198.6	0	81.0	121.5	1	18	75	14.8	OK
中柱	1529.72	0	252	504.0	1	51	75	6.1	OK

表 5-4 為應力檢核結果，在靜載重與活載重共同作用 (DL+LL) 之情況下，若採本評估所假設之材種，明間屋架之人字大料在軸壓力與彎矩合併作用下，其合併作用下之最大壓應力稍大於容許挫屈應力，有安全上之疑慮。

三、護龍原有屋架檢核

原有屋架假設之桿件尺寸與節點編號如圖 5-33 所示，水平大料之端部分別嵌入正身承重牆中、以及置於護龍之土塙紅磚混構牆頂，此桁架之支承方式在分析上可視為簡支情況，桁架中各桿件端部皆設定為鉸接。靜載重以 120kgf/m^2 計算，活載重以 60kgf/m^2 計算，載重以各楹木間之中央處作為平分線，依平分之面積分配至各桁木上。分析模型與載重分配結果如圖 5-34 所示，分析結果則如圖 5-35~圖 5-37。

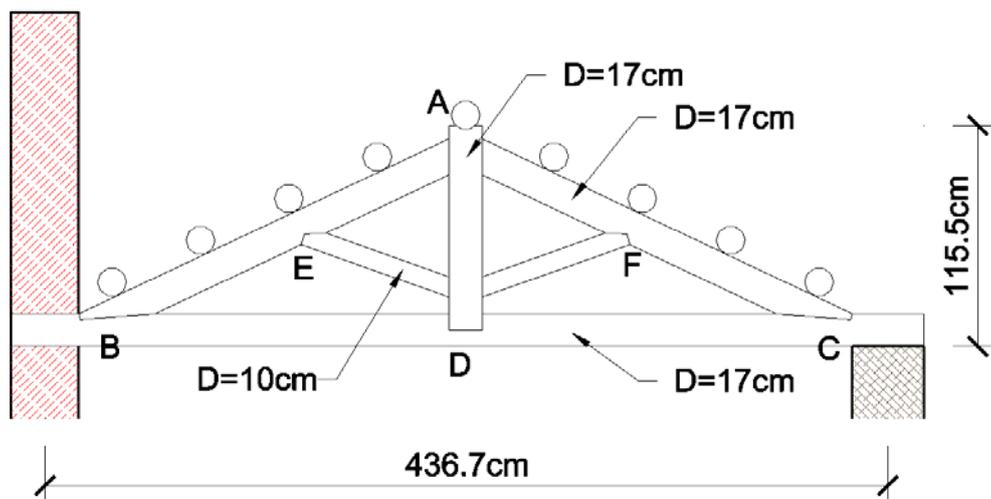


圖5-33 左右稍間屋架尺寸假設圖

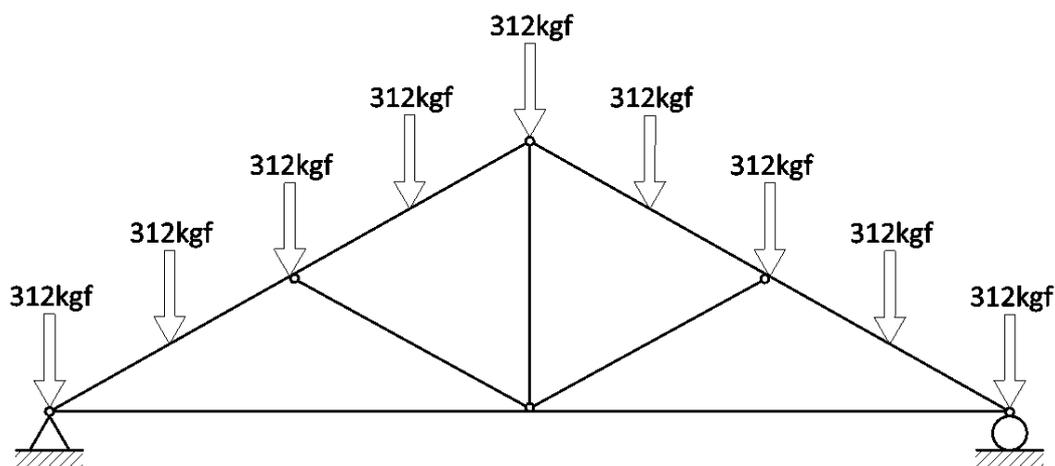


圖5-34 左右稍間屋架分析模型

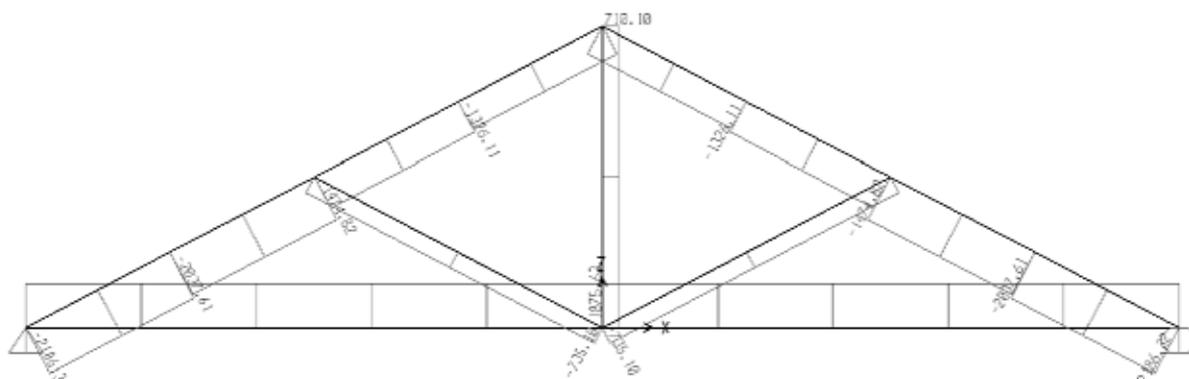


圖5-35 左右稍間屋架軸力圖

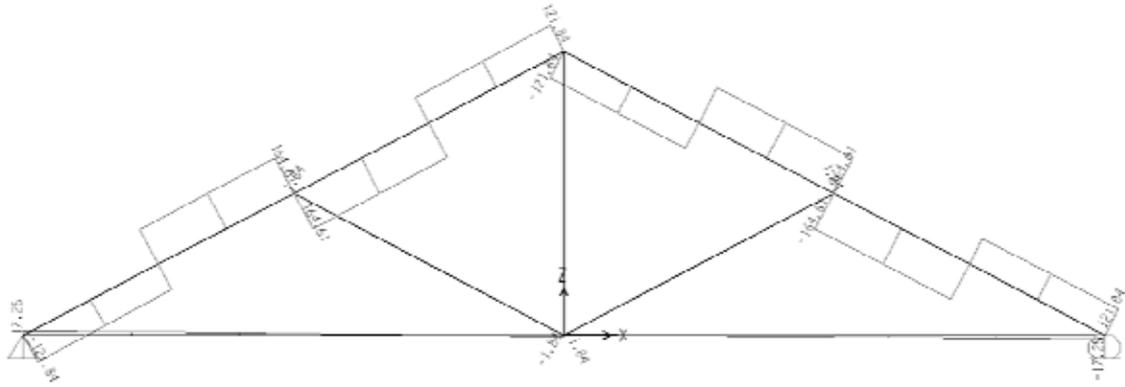


圖5-36 左右稍間屋架剪力圖

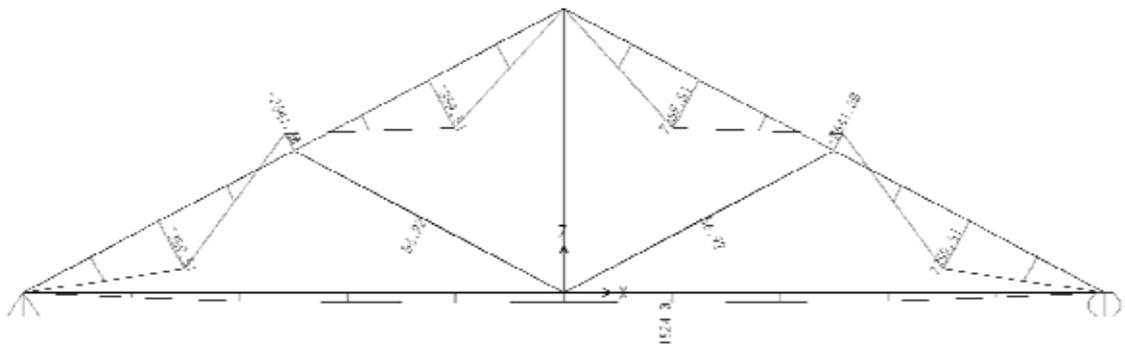


圖5-37 左右稍間屋架彎矩圖

表5-6 屋架彎矩-軸拉力合併作用應力檢核表

編號	構件名稱	N (kgf)	M (kgf-cm)	A_e (cm^2)	Z_e (cm^3)	C_f	f_t (kgf/cm^2)	f_b (kgf/cm^2)	$\frac{N}{A_e} + \frac{f_t}{f_b} \frac{M}{Z_e C_f}$	檢核
BC	水平大料	1875.6	1524.0	227	482.3	1	45	75	10.2	OK
AD	中柱	710.1	0.0	227	482.3	1	45	75	3.1	OK

表5-7 屋架彎矩-軸壓力合併作用應力檢核表

編號	構件名稱	N (kgf)	M (kgf-cm)	A_e (cm^2)	Z_e (cm^3)	C_f	η	f_c (kgf/cm^2)	f_b (kgf/cm^2)	$\frac{N}{A_e} + \frac{\eta f_c}{f_b} \frac{M}{Z_e C_f}$	檢核
AB	人字大料	2186.3	7359.5	227.0	482.3	1	0.76	60	75	18.9	OK
AC	人字大料	2186.3	7359.5	227.0	482.3	1	0.76	60	75	18.9	OK
ED	腰肢斜角撐	735.1	56.9	78.5	98.2	1	0.85	60	75	9.8	OK
FD	腰肢斜角撐	735.1	56.9	78.5	98.2	1	0.85	60	75	9.8	OK

表 5-5、表 5-6 為應力檢核結果，依照本節所假設之基本條件，在靜載重與活載重共同作用 (DL+LL) 之情況下，未來左右稍間之屋架若採此假設尺寸進行修復，其垂直承載能力基本上安全無虞。

5-3-3. 正身磚造洋樓與左右稍間耐震評估

一、評估方法

正身磚造洋樓與左右稍間之耐震能力採用針對純磚造建築之極限剪力係數法來評估，極限剪力係數法先計算建築物地震力、建築物中每道牆體所受的地震剪力、每道牆體的極限剪力係數以及樓層極限剪力係數後，考慮建築物整體耐震有利因素與不利因素，最後得出建築物耐震能力。主要步驟如下：

1. 計算建築物各層之地震力：

一般而言砌體造建築物高度低而剛度大，質量和剛度沿高度分佈比較均勻，因此計算基底剪力後，再計算沿高度分佈之樓層地震力以及各牆體的極限抗剪能力。基底剪力計算方式如下：

$$F_{EK} = \alpha_{\max} \cdot G_{eq}$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \times F_{EK}$$

其中：

F_{EK} ：基底剪力（即總水平地震力）

α_{\max} ：水平地震影響係數最大值

G_{eq} ：等效總重量，單質點取建築物總重，多質點可取總重量 85%

F_i ：質點 I （及第 i 層樓）的水平地震力

G_1 、 G_2 ：集中質點 1 、 2 之重量

H_1 、 H_2 ：質點 1 、 2 之高度計算

2. 計算建築物每道牆體所受之地震剪力 $V_{e,j}$

牆體所必須負擔的水平總地震力可概略以牆體斷面積之比例分配。

3. 計算各牆體的極限抗剪能力（受剪承載力） $V_{Rj}(i)$

各牆體的極限抗剪能力計算採下列方程式：

$$V_{R,j} = 2.22 \times f_{VE} \times A_j$$

$$f_{VE} = \frac{f_v}{1.2} \times \sqrt{1 + 0.45 \times \frac{\sigma_o}{f_v}}$$

其中

$V_{R,j}$ ：第 2 道牆受剪承載力

f_{VE} ：牆體在 1/2 高度處有效剪力強度

A_j ：第 2 道牆在 1/2 高度處水平截面積

σ_o ：第 2 道牆在 1/2 高度處平均壓應力

f_v ：非耐震設計的砌體抗剪強度設計值（或由實驗得到的砌體剪力強度）

4. 計算每道牆體之極限剪力係數 $\xi_{Rj}(i)$

$\xi_{Rj}(i)$ 為牆體之極限抗剪能力與牆體所受地震力之比值，即：

$$\xi_{Rj}(i) = \frac{V_{Rj}(i)}{V_{ej}(i)}$$

5. 計算樓層極限剪力係數 $\xi_R(i)$

樓層極限剪力係數得自於各層所有牆體之極限剪力係數 $\xi_{Rj}(i)$ ，但因各牆體極限剪力係數的差異，會造成薄弱部位和該層各牆體彈塑性內力重新分配，計算時同一層中之極限剪力係數，採用加權平均方法，計算方式如下：

$$\xi_R = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{\xi_{Rj}(i)} \right]}$$

$\xi_R(i)$ ：第 i 層（橫向或縱向）之極限剪力係數

n ：第 i 層牆體總數

6. 建築物整體耐震之有利因素與不利因素：

有利因素如下列所述：

- (1) 建築物四個角落若有設置構造柱，有利係數 λ_1 在判斷為中等破壞以內取 1.0，在判斷為嚴重破壞和倒塌時取 1.1。
- (2) 建築物每若隔一個開間即設置構造柱，有利係數 λ_1 在判斷為中等破壞以內取 1.05，在判斷為嚴重破壞和倒塌時取 1.25。

不利因素如下列所述：

(1) 施工品質現況考慮：

包括：縱、橫牆的交丁、砌築方式、砂漿飽滿程度等。品質不佳，取不利因素 0.9；建築物出現不均勻下陷所產生的交叉裂縫時，不利因素取 0.7-0.9。

(2) 磚牆上部無水平圈樑之設置時，不利因素取 0.9。

(3) 牆體高寬比大於 $2/3$ ，不利因素取 0.9。

(4) 牆體邊緣至最近開口之距離及兩相鄰開口間之距離小於開口高度，不利因素取 0.7。

(5) 開口率大於 $1/3$ ，不利因素取 0.8。

(6) 開口位置配置呈不規則分佈，不利因素取 0.8。

經由上述步驟，該建築物每一樓層之極限剪力係數皆可求得，並可比較一棟建築物中，極限剪力係數最低的樓層。而根據建築物樓層中最小極限剪力係數即可預估，在地震力作用下如表 5-8 所述的破壞狀況，而各破壞狀況對應之具體震害描述如表 5-9 所示。

表5-8 ξ_R 與破壞狀況對照

破壞狀態	基本完好	輕微破壞	中等破壞	嚴重破壞	倒塌
ξ_R 範圍	> 0.95	0.95-0.75	0.74-0.55	0.54-0.35	< 0.35

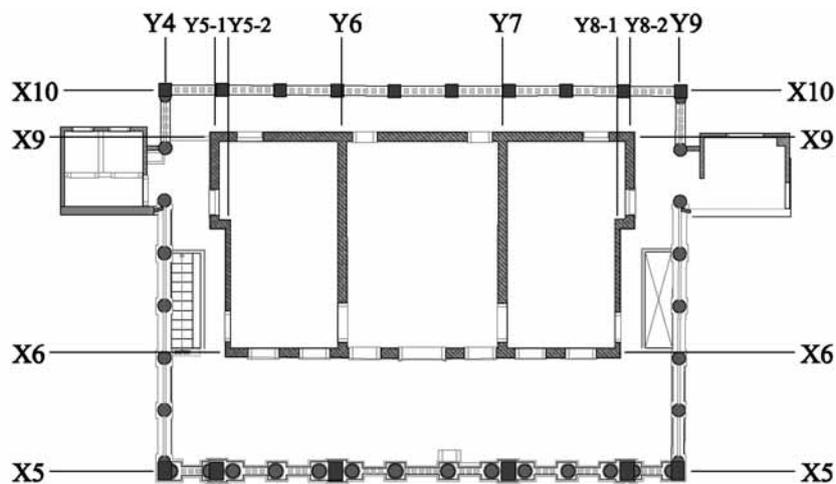
表5-9 破壞狀況的具體震害描述

破壞狀況	震害描述
基本完好	牆體完好，突出屋面小建築和女兒牆有輕微破壞。
輕微破壞	縱橫牆連接處等薄弱部位出現輕微裂縫，突出屋面小建築與女兒牆有中等破壞。
中等破壞	多數牆體有輕微裂縫，部分較弱牆體有明顯裂縫，突出屋面小建築和女兒牆破壞嚴重。
嚴重破壞	多數牆體出現明顯裂縫，部分外牆外傾，突出屋面小建築和女兒牆局部倒塌。
倒塌	多數牆體錯位，外牆外傾倒塌，需拆除重建。

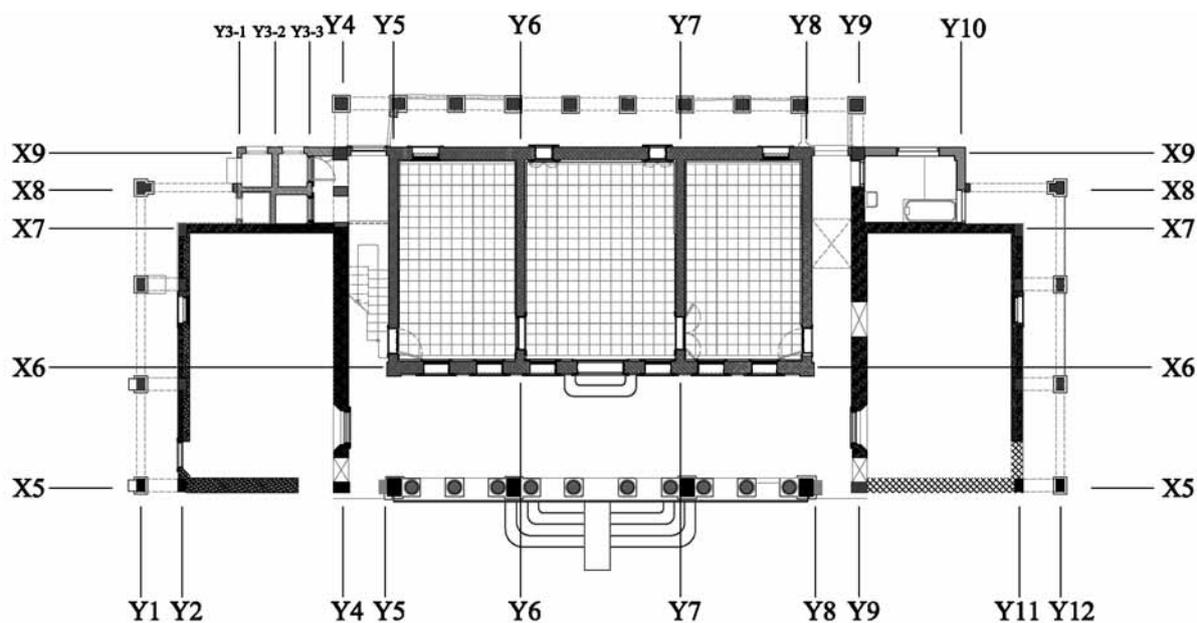
二、極限剪力係數法耐震評估

1. 載重計算

評估時以靜載重、活載重、地震力同時作用 (D+L+E) 來計算，屋頂單位投影面積載重以 160kgf/m^2 ($D+L=100+60=160$) 計、二樓 RC 樓板單位面積載重以 780kgf/m^2 ($D+L=480+300=780$) 計，磚牆單位重以 1900kgf/m^3 計、土塊牆單位重以 1800kgf/m^3 計。牆體編號方式如圖 5-38，載重計算結果列於表 5-10，其中屋頂周圍之山頭與女兒牆、各樓之外圈拱牆皆僅計算其自重，外圈拱牆在地震力作用下以撓曲行為來抵抗地震力，若以剪力強度來估算其耐震能力將被高估，本節作保守評估，外圈拱牆之總斷面積不計入後續極限抗剪能力之估算，自重產生之地震力則分攤於其他牆體。



(a) 二樓平面



(b) 一樓平面

圖5-38 正身區域牆線編號圖

表5-10 載重計算表

RF自重計算																		
牆體編號	垂直向牆體					開口			開口			開口			牆體有效斷面積 (m ²)	各層牆重 (kgf)		
	長	高	厚	牆厚	門	窗	數量	門	窗	數量	門	窗	數量					
Y4	11.17	1.15	0.11	0.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	2,684.7	
Y9	11.17	1.14	0.11	0.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	2,684.7	
合計																	5,369.4	
牆體編號	垂直向牆體					開口			開口			開口			牆體有效斷面積 (m ²)	各層牆重 (kgf)		
	長	高	厚	牆厚	門	窗	數量	門	窗	數量	門	窗	數量					
X5	14.73	1.60	0.30	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	13,433.8	
X10	14.73	1.15	0.11	0.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	3,540.4	
合計																	16,974.1	
樓頂重量																		
單位重量	長	寬	樓面積(m ²)	樓重量(kgf)													樓體總重 (kgf)	總重 (kgf)
160	14.39	10.49	150.9511	24152.176													22,343.53	46,495.71

2F自重計算																			
牆體編號	垂直向牆體					開口			開口			開口			牆體有效斷面積 (m ²)	各層牆重 (kgf)			
	長	高	厚	牆厚	門	窗	數量	門	窗	數量	門	窗	數量						
Y4	11.11	3.80	0.37	0.35	窗	1.1	0.91	2.84	6	門	1.1	0	2.84	1	-	-	-	不計入	18,528.3
Y5-1	2.70	3.80	0.25	0.23	門	0.73	0.00	2.00	1	-	-	-	-	-	-	-	-	0.45	4,180.0
Y5-2	3.83	3.80	0.13	0.11	門	0.87	0.00	2.00	1	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	3,165.1
Y6	6.30	3.80	0.25	0.23	門	1.1	0	2	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1.20	10,326.5
Y7	6.30	3.80	0.25	0.23	門	1.1	0	2	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1.20	10,326.5
Y8-1	3.83	3.80	0.13	0.11	門	0.87	0.00	2.00	1	-	-	-	-	-	-	-	-	0.33	3,165.1
Y8-2	2.70	3.80	0.25	0.23	門	0.73	0.00	2.00	1	-	-	-	-	-	-	-	-	0.45	4,180.0
Y9	11.11	3.80	0.37	0.35	窗	1.1	0.91	2.84	6	門	1.1	0	2.84	1	-	-	-	不計入	18,528.3
合計																		3.95	72,399.7
牆體編號	垂直向牆體					開口			開口			開口			牆體有效斷面積 (m ²)	各層牆重 (kgf)			
	長	高	厚	牆厚	門	窗	數量	門	窗	數量	門	窗	數量						
X5	14.83	3.80	0.49	0.47	窗	0.84	0.00	2.80	8	門	1.15	0.00	2.80	1	-	-	-	不計入	31,392.3
X6	10.97	3.80	0.26	0.23	窗	0.87	0.88	2.7	6	門	1.32	0	2.7	1	-	-	-	1.02	14,139.1
X9	11.81	3.80	0.25	0.23	窗	0.74	0.92	2.70	2	窗	0.70	0.92	2.70	2	-	-	-	2.05	18,882.0
X10	14.73	3.80	0.35	0.35	門	1.23	0.00	2.53	9	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	18,598.0
合計																		3.07	82,911.4
樓頂重量																			
單位重量	正身(m ²)	附屬(m ²)	附屬(m ²)	總面積(m ²)	樓重量(kgf)												樓體總重 (kgf)	總重 (kgf)	
780	163.40	6.76	6.76	176.92	137997.6												155,311.03	339,804.34	

1F自重計算																					
牆體編號	垂直向牆體					開口			開口			開口			牆體有效斷面積 (m ²)	各層牆重 (kgf)					
	長	高	厚	牆厚	門	窗	數量	門	窗	數量	門	窗	數量								
Y1	8.69	5.10	0.25	0.23	門	2.48	0	3.05	3	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	10,272.8		
Y2	7.4	3.80	0.31	0.31	窗	0.743	0.63	2.95	1	門	0.76	0	2.65	1	-	-	-	不計入	14,492.8		
Y4	10.06	3.68	0.37	0.35	窗	0.68	0.63	2.95	1	門	0.93	0	2.65	1	門	0.74	0	2.1	2	2.44	20,999.1
Y5	6.42	3.68	0.25	0.23	-	-	-	-	-	門	0.72	0.00	2.30	1	-	-	-	-	1.31	10,435.6	
Y6	6.35	3.68	0.25	0.23	-	-	-	-	-	門	0.93	0.00	2.82	1	-	-	-	-	1.25	9,854.1	
Y7	6.35	3.68	0.25	0.23	-	-	-	-	-	門	0.93	0.00	2.82	1	-	-	-	-	1.25	9,854.1	
Y8	6.42	3.68	0.25	0.23	-	-	-	-	-	門	0.72	0.00	2.30	1	-	-	-	-	1.31	10,435.6	
Y9	10.06	3.68	0.37	0.35	窗	0.68	0.63	2.95	1	門	0.93	0	2.65	1	門	0.74	0	2.1	2	2.44	20,999.1
Y11	7.4	3.80	0.31	0.31	窗	0.743	0.63	2.95	1	門	0.76	0	2.65	1	-	-	-	-	不計入	14,492.8	
Y12	8.69	5.10	0.25	0.23	門	2.48	0	3.05	3	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	10,272.8		
合計																		9.99	132,308.6		
牆體編號	垂直向牆體					開口			開口			開口			牆體有效斷面積 (m ²)	各層牆重 (kgf)					
	長	高	厚	牆厚	門	窗	數量	門	窗	數量	門	窗	數量								
X5-1	3.11	3.68	0.41	0.41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.27	7,966.5	
X5-2	14.83	3.68	0.49	0.47	門	0.84	0.00	2.83	8	門	1.15	0.00	2.83	1	-	-	-	不計入	30,071.4		
X5-3	3.11	3.68	0.41	0.41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.27	7,966.5	
X6	11.87	3.68	0.37	0.35	門	1.32	0	3.3	1	窗	0.78	1.2	3.4	6	-	-	-	-	2.10	20,593.4	
X7-1	4.68	3.68	0.25	0.23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.08	8,180.6	
X7-2	4.68	3.68	0.25	0.23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.08	8,180.6	
X8-1	1.16	3.68	0.12	0.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.13	973.3	
X8-2	1.15	3.68	0.24	0.23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.26	1,929.8	
X9-1	2.79	3.68	0.23	0.23	窗	0.60	1.50	2.10	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.37	4,172.1	
X9-2	14.77	3.68	0.37	0.35	門	0.95	0.00	2.60	2	窗	0.74	1.50	3.40	2	窗	0.50	1.90	3.40	2	3.64	31,709.0
X9-3	2.80	3.68	0.23	0.23	窗	1.19	1.3	2.06	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.37	4,107.6	
X10	14.71	3.68	0.36	0.35	門	1.23	0.00	3.10	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	13,624.3	
合計																			10.29	139,457.3	
樓頂重量																					
單位重量	左右側面	樓面積(m ²)	樓重量(kgf)														樓體總重 (kgf)	總重 (kgf)			
180	87.36	87.36	15724.8														271,765.91	627,295.05			

2. 豎向分配

依 5-3-1. 載重假設與計算 地震力計算結果，地震係數為 0.497，再經由豎向分配之計算（表 5-11），二樓牆體須承受之地震力大小為 125384.50kgf，一樓牆體須承受之地震力大小則為 264491.96kgf。

表5-11 地震力豎向分配表

	Wi (kgf)	Hi (m)	WiHi	WiHi/ΣWiHi	Fi (kgf)	Vi (kgf)	αi
RF	147,447.88	8.89	1310811.64	0.47	125,384.50	125,384.50	0.85
2F	384,729.10	3.78	1454276.00	0.53	139,107.46	264,491.96	0.69
Σ	532,176.98		2765087.63		264,491.96		

3. 計算各牆體所分擔之水平地震力 $V_{e,j}$

以各牆體有效斷面佔全部有效斷面之比例分配，其中，為求保守估計，外圈拱牆斷面不列入計算中，而將其所承受之地震力分配給內圈承重牆。如表 5-12，以二樓 Y5-1 牆體為例，其所受之水平地震力 $V_{e,j}$ ：

$$V_{e,Y5-1} = 125384.5 \times 0.45/3.95 = 14384.9 \text{ (kgf)}$$

4. 計算各牆體之極限抗剪能力 $V_{R,j}$

$$\text{原公式為：} f_{VE} = \frac{f_v}{1.2} \times \sqrt{1 + 0.45 \times \frac{\sigma_o}{f_v}} \quad (1)$$

$$V_{R,j} = 2.22 \times f_{VE} \times A_j \quad (2)$$

σ_o ：牆體垂直壓應力

f_v ：紅磚砌體界面之砂漿剪力強度

計算時須根據紅磚砌體界面砂漿之抗剪強度、牆體垂直壓應力、及牆體斷面積等因素。紅磚砌體界面砂漿之抗剪強度由於缺乏實測數值，參考國內十六個古蹟、歷史建築個案之水泥砂漿與紅磚介面抗剪強度資料（如表 5-15）無軸壓實測值，紅磚砌體界面之砂漿剪力強度 f_v 保守取 2.0kgf/cm^2 ，此假設值較平均值之 $1/2$ 為小。以二樓牆體 Y5-1 為例，其有效斷面積為 0.45m^2 ，而承受之垂直載重為 3460.5kgf ，故其牆體壓應力 $\sigma_{o,A}$ 及 $f_{VE,Y5-1}$ 為：

$$\sigma_{o,Y5-1} = \frac{3460.6}{0.45 \times 10^4} = 0.76 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{VE,Y5-1} = \frac{2.0}{1.2} \sqrt{1 + 0.45 \times \frac{0.76}{2.0}} = 1.80 \text{ kgf/cm}^2$$

∴二樓牆體 Y5-1 之極限抗剪能力 $V_{R,Y5-1}$:

$$V_{R,Y5-1} = 2.22 \times 1.80 \times 0.45 \cdot 10^4 = 18148.1 \text{ kgf}$$

5. 計算極限剪力係數 $\xi_R(i)$

$$\text{原公式為：} \xi_{Rj}(i) = \frac{V_{Rj}(i)}{V_{ej}(i)}$$

由每道牆體之分擔地震力 $V_{ej}(i)$ 與牆體抗剪力 $V_{Rj}(i)$ 相除而得。以牆體 X1 為例，依此方式所得之牆體剪力係數為

$$\xi_{R,Y5-1} = \frac{V_{R,Y5-1}}{V_{E,Y5-1}} = \frac{18148.1}{14384.9} = 1.26$$

其他牆體之極限剪力係數以及各樓層 X、Y 向樓層極限剪力係數計算如表 5-12、表 5-13 所示。

6. 有利、不利及現況考慮後之樓層極限剪力係數

上述結果需再根據建築物抵抗地震力的有利與不利因素做修正。本建築之有利及不利因素如下：

(1) 有利因素：無。

(2) 不利因素：二樓磚牆上部無水平圈樑，取不利係數 0.9；牆體邊緣至最近開口距離及兩相鄰開口間距小於開口高度，不利因素取 0.7。

各牆體之不利因素檢討如表 5-12、表 5-13 所示。

表5-12 二樓牆體之極限抗剪能力計算表

2F檢核														
牆體編號	進深向牆體							極限抗剪強度						
	淨斷面(m ²)	分配比例	分攤地震力(kgf)	屋頂載重分配面積(m ²)	分配屋頂載重(kgf)	上部牆體載重(kgf)	牆體自重(kgf)	1/2高度承載載重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}	
Y5-1	0.45	0.11	14,384.9	4.6	743.5	-	2,717.0	3460.5	0.76	2.00	1.80	18,148.1	1.26	
Y5-2	0.33	0.08	10,337.1	7.6	1,219.8	-	2,057.3	3277.1	1.01	2.00	1.85	13,341.8	1.29	
Y6	1.20	0.30	37,970.3	14.8	2,371.8	-	6,712.2	9084.1	0.76	2.00	1.80	47,884.2	1.26	
Y7	1.20	0.30	37,970.3	14.8	2,371.8	-	6,712.2	9084.1	0.76	2.00	1.80	47,884.2	1.26	
Y8-1	0.33	0.08	10,337.1	7.6	1,219.8	-	2,057.3	3277.1	1.01	2.00	1.85	13,341.8	1.29	
Y8-2	0.45	0.11	14,384.9	4.6	743.5	-	2,717.0	3460.5	0.76	2.00	1.80	18,148.1	1.26	
3.95 1.00									極限剪力係數					
									ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值	
									1.27	0.90	1.00	0.70	0.80	
牆體編號	面間向牆體							極限抗剪強度						
	淨斷面(m ²)	分配比例	分攤地震力(kgf)	屋頂載重分配面積(m ²)	分配屋頂載重(kgf)	上部牆體載重(kgf)	牆體自重(kgf)	1/2高度承載載重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}	
X6	1.02	0.3	41575.85	25.4	4,065.1	-	9,190.4	13255.5	1.30	2.00	1.89	42,863.2	1.03	
X9	2.05	0.7	83808.65	37.0	5,914.1	-	12,273.3	18187.4	0.89	2.00	1.83	83,221.2	0.99	
3.07 1.0									極限剪力係數					
									ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值	
									1.01	0.90	1.00	0.70	0.64	

表5-13 一樓牆體之極限抗剪能力計算表

1F檢核														
牆體編號	進深向牆體							極限抗剪強度						
	淨斷面(m ²)	分配比例	分攤地震力(kgf)	樓板載重分配面積(m ²)	分配樓板載重(kgf)	上部牆體載重(kgf)	牆體自重(kgf)	承載載重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}	
Y4	2.44	0.24	64,560.3	12.1	9,452.0	20,999.1	13,649.4	44100.6	1.81	2.00	1.98	107,055.9	1.66	
Y5	1.31	0.13	34,695.0	12.8	9,968.4	10,435.6	6,783.1	27187.1	2.07	2.00	2.02	58,743.5	1.69	
Y6	1.25	0.12	32,990.7	15.2	11,826.4	9,854.1	6,405.1	28085.6	2.25	2.00	2.05	56,620.5	1.72	
Y7	1.25	0.12	32,990.7	15.2	11,826.4	9,854.1	6,405.1	28085.6	2.25	2.00	2.05	56,620.5	1.72	
Y8	1.31	0.13	34,695.0	12.8	9,968.4	10,435.6	6,783.1	27187.1	2.07	2.00	2.02	58,743.5	1.69	
Y9	2.44	0.24	64,560.3	12.1	9,452.0	20,999.1	13,649.4	44100.6	1.81	2.00	1.98	107,055.9	1.66	
9.99 1.00									極限剪力係數					
									ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值	
									1.69	1.00	1.00	0.70	1.18	
牆體編號	面間向牆體							極限抗剪強度						
	淨斷面(m ²)	分配比例	分攤地震力(kgf)	樓板載重分配面積(m ²)	分配樓板載重(kgf)	上部牆體載重(kgf)	牆體自重(kgf)	承載載重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}	
X5-1	1.27	0.11	29,130.3	7.596	1367.28	-	5,178.23	6545.5	0.51	1.00	0.92	26,141.2	0.90	
X5-3	1.27	0.11	29,130.3	7.596	1367.28	-	5,178.23	6545.5	0.51	1.00	0.92	26,141.2	0.90	
X6	2.10	0.18	47,958.9	37.118	28,952.0	14,139.1	13,385.71	56476.8	2.69	2.00	2.11	98,307.2	2.05	
X7-1	1.08	0.09	24,623.4	3.821	2,980.4	-	5,317.42	8297.8	0.77	2.00	1.81	43,142.7	1.75	
X7-2	1.08	0.09	24,623.4	3.821	2,980.4	-	5,317.42	8297.8	0.77	2.00	1.81	43,142.7	1.75	
X8-1	0.13	0.01	2,918.9	0	-	-	632.64	632.6	0.50	2.00	1.76	4,977.6	1.71	
X8-2	0.26	0.02	6,050.6	0	-	-	1,254.36	1,254.4	0.47	2.00	1.75	10,295.4	1.70	
X9-1	0.37	0.03	8,365.6	3.821	2,980.4	2,503.3	2,711.88	8195.5	2.24	2.00	2.04	16,595.3	1.98	
X9-2	3.64	0.31	83,219.5	25.142	19,610.8	18,882.0	20,610.82	59103.6	1.62	2.00	1.95	157,291.8	1.89	
X9-3	0.37	0.03	8,470.9	3.821	2,980.4	2,464.6	2,669.96	8114.9	2.19	2.00	2.04	16,741.6	1.98	
11.56 1.0									極限剪力係數					
									ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值	
									1.52	1.00	1.00	0.70	1.07	

7. 評估結果

綜合以上所述之不利因素，正身洋樓與左右稍間之樓層極限剪力係數法修正如表 5-14 所示：

表5-14 不利因素折減後之評估值

樓層	方向	原始剪力係數	折減係數	修正後剪力係數	評估結果
二樓	進深方向 (Y)	1.27	0.63	0.80	輕微破壞
二樓	面闊方向 (X)	1.01	0.63	0.64	中等破壞
一樓	進深方向 (Y)	1.69	0.7	1.18	基本完好
一樓	面闊方向 (X)	1.52	0.7	1.07	基本完好

綜合以上耐震評估計算可得以下結論：

- (一) 一樓牆體之耐震能力基本完好，而二樓牆體由於牆體厚度較薄、且壁量較少，在前述不計拱牆抗剪能力貢獻之假設下，進深方向牆體剪力係數為0.8、面闊方向牆體剪力係數為0.64，二樓之耐震能力有些許疑慮。
- (二) 由於並未經由鑽心取樣試驗，以取得實際之紅磚砌體界面砂漿抗剪強度。若欲得知本建築物更確切之結構強度，應對其進行鑽心取樣試驗，以得實測數據作為評估基準。

表5-15 國內十六個古蹟、歷史建築個案之水泥砂漿與紅磚介面抗剪強度彙整表

案 例		試驗方法	試體型式	軸壓 (kgf/cm ²)	f _v (kgf/cm ²)	f _{v0} 平均	
A	臺灣博物館（張嘉祥研究室資料，2002）	A01	雙剪	三皮磚墩	2.2	7.7	-
		A02	雙剪	三皮磚墩	1.57	5.1	-
		A03	雙剪	三皮磚墩	1.18	4.5	-
		A04	雙剪	三皮磚墩	0	2.1	5.3
		A05	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	7.2	
		A06	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	6.6	
B	中都南煙囪（陳	B01	單剪	相疊兩塊磚	0	3.92	6.1

案 例		試驗 方法	試體型式	軸壓 (kgf/cm ²)	f _v (kgf/cm ²)	f _{v0} 平均	
	拓男，2011)	B02	單剪	相疊兩塊磚	0	9.26	
		B03	單剪	相疊兩塊磚	0	5.09	
C	魚藤坪斷橋 (黃俊銘，2005)	C01	單剪	相疊兩塊磚	0	12.46	11.0
		C02	單剪	相疊兩塊磚	0	9.57	
D	大甲衛生所(張 嘉祥等，2001)	D01	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	3.61	5.6
		D02	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	4.32	
		D03	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	8.86	
E	太平買菸廠(張 嘉祥等，2001)	E01	單剪	11.5cm 鑽心圓柱試體	0	5.17	6.7
		E02	單剪	11.2cm 鑽心圓柱試體	0	8.28	
F	清水國小禮堂 (張嘉祥等， 2000)	F01	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	3.38	3.9
		F02	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	3.77	
		F03	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	4.49	
G	臺南州廳(張嘉 祥等，2001)	G01	現地	牆寬 60cm 上下束制牆體	2.42	2.5	-
		G02	現地	牆寬 60cm 上下束制牆體	2.42	2.5	-
		G03	雙剪	三皮磚墩	0	2.53	2.4
		G04	雙剪	三皮磚墩	0	2.31	
		G05	雙剪	三皮磚墩	0.955	5.06	-
		G06	雙剪	三皮磚墩	0.955	3.71	-
		G07	雙剪	三皮磚墩	1.944	5.88	-
		G08	雙剪	三皮磚墩	2.092	7.18	-
		G09	雙剪	三皮磚墩	5.383	7.21	-
		G10	雙剪	三皮磚墩	5.49	9.64	-
H	成大舊都計系館 (張嘉祥等， 2001)	H01	雙剪	三皮磚墩	0	0.64	0.6
		H02	雙剪	三皮磚墩	0	0.47	
		H03	雙剪	三皮磚墩	1.18	2.61	-
		H04	雙剪	三皮磚墩	0.9	2.59	-
		H05	雙剪	三皮磚墩	2.32	4.41	-
		H06	雙剪	三皮磚墩	2.16	5.23	-
		H07	雙剪	三皮磚墩	5.876	5.22	-
		H08	雙剪	三皮磚墩	4.917	6.35	-
I	安平怡記洋行 (張嘉祥等， 2001)	I01	雙剪	三皮磚墩	0	1.81	2.8
		I02	雙剪	三皮磚墩	0	3.75	
		I03	雙剪	三皮磚墩	1.073	13.58	-
		I04	雙剪	三皮磚墩	1.348	9.54	-

案 例		試驗 方法	試體型式	軸壓 (kgf/cm ²)	f _v (kgf/cm ²)	f _{v0} 平均	
		I05	雙剪	三皮磚墩	1.917	8.92	-
		I06	雙剪	三皮磚墩	1.789	18.39	-
		I07	雙剪	三皮磚墩	5.048	25.40	-
		I08	雙剪	三皮磚墩	4.874	17.18	-
J	信義鄉地利教會 (張嘉祥等， 2001)	J01	雙剪	三皮磚墩	0	0.66	0.7
		J02	雙剪	三皮磚墩	1.02	3.27	-
		J03	雙剪	三皮磚墩	2.68	3.38	-
K	南投市農會(張 嘉祥等，2001)	K01	單剪	12cm 鑽心圓柱試體	0	2.99	2.9
		K02	單剪	13cm 鑽心圓柱試體	0	2.79	
L	成大大成館(張 嘉祥等，2001)	L01	單剪	14cm 鑽心圓柱試體	0	2.41	3.0
		L02	單剪	15cm 鑽心圓柱試體	0	3.67	
M	彰化公會堂(郭 俊沛，2005)	M01	15°單 剪	鑽心圓柱試體	0	4.22	4.6
		M02	15°單 剪	鑽心圓柱試體	0	6.19	
		M03	15°單 剪	鑽心圓柱試體	0	1.97	
		M04	15°單 剪	鑽心圓柱試體	0	5.90	
N	鹿港公會堂(黃 俊銘，2003)	N01	雙剪	29cm 鑽心圓柱試體	0	3.61	3.0
		N02	雙剪	29cm 鑽心圓柱試體	0	2.33	
O	臺南測候所(黃 斌，2001)	O01	雙剪	現地單磚剪力試驗	有(N/A)	5.89	-
		O02	雙剪	現地單磚拉拔剪力試驗	有(N/A)	5.20	-
P	臺中火車站(何 肇喜，2001)	P01	雙剪	三皮磚墩	0	7.72	7.7
平均						5.77	4.42

5-3-4. 土坵與紅磚混構之護龍耐震評估

土坵磚與紅磚混構護龍之耐震能力，在此亦採用極限剪力係數法來評估，紅磚砌體界面之砂漿剪力強度 f_v 與上節相同，亦取 2.0kgf/cm^2 ，唯純土坵牆與土坵、紅磚混構牆之抗剪強度，本節皆以土坵磚之抗剪強度來計算。根據張嘉祥《歷史建築震損及維護方式之研究 - (二) 砌體構造》(2001年，頁261)指出，新砌土坵磚之抗剪能力約為 1.7kgf/cm^2 ，而石昭永、江冠勳之《九二一震災歷史建築修復：彰化縣歷史建築福興鄉農會穀倉調查研究報告書》(2002年，頁5-36)則指出，其土坵剪力強度介於 $1.04\sim 2.7\text{kgf/cm}^2$ 。由於本研究未經由鑽心取樣，以取得實際之土坵抗剪強度，參考這兩份書籍，保守取 1.0kgf/cm^2 來進行評估。

同上節所述，極限剪力係數法先計算建築物地震力、建築物中每道牆體所受的地震剪力、每道牆體的極限剪力係數以及樓層極限剪力係數後，考慮建築物整體耐震有利因素與不利因素，最後得出建築物耐震能力。

1. 載重計算

評估時同樣以靜載重、活載重、地震力同時作用 (D+L+E) 來計算，屋頂單位投影面積載重以 180kgf/m^2 (D+L=120+60=180) 計，磚牆單位重以 1900kgf/m^3 計、土坵牆單位重以 1700kgf/m^3 計。牆體編號方式如圖 5-39，載重計算結果列於圖 5-39，其中屋頂周圍之山頭與女兒牆、外圈拱牆皆僅計算其自重，自重產生之地震力則分攤於內圈牆體與隔間山牆。

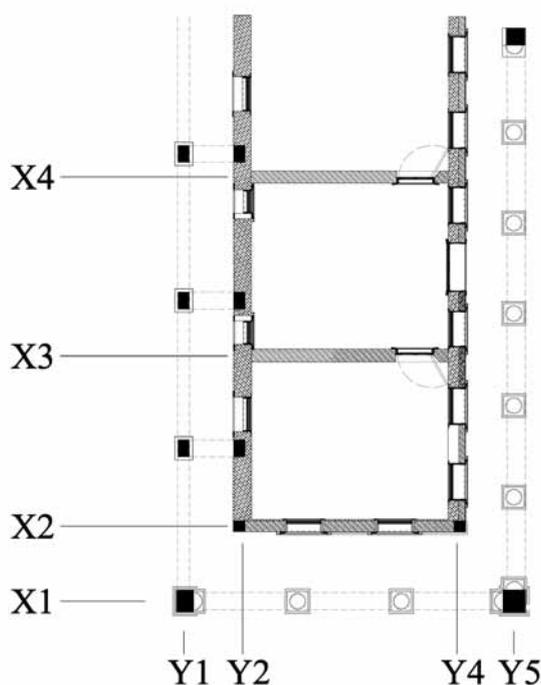


圖5-39 護龍牆線編號圖

表5-16 載重計算表

ZF自重計算																				
牆體編號	垂直向牆體				開口				開口				開口				牆體有效斷面積 (m ²)	各牆體重 (kgf)		
	長	高	厚	磚厚	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量				
X5	7.19	1.60	0.30	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	6,553.6
合計																			-	6,553.6
牆體編號	面間向牆體				開口				開口				開口				牆體有效斷面積 (m ²)	各牆體重 (kgf)		
	長	高	厚	磚厚	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量				
Y1	10.50	1.15	0.11	0.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	2,523.7
Y5	10.50	1.15	0.11	0.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	2,523.7
合計																			-	5,047.4
屋頂重量																			牆體總重 (kgf)	總重 (kgf)
單位重	長	寬	總面積(m ²)	總重量(kgf)																
180	10.65	6.54	69.6084	12529.512															11,600.98	24,130.49

ZF自重計算																				
牆體編號	垂直向牆體				開口				開口				開口				牆體有效斷面積 (m ²)	各牆體重 (kgf)		
	長	高	厚	磚厚	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量				
X1	7.186	4.90	0.36	0.35	門	1.8	0	2.98	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	13,077.7
X2	4.76	4.90	0.25	0.23	窗	0.8	0.83	3.01	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.73	9,422.1
X3	4.05	4.90	0.25	0.23	門	0.83	0	2	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.74	8,628.6
X4	4.05	4.90	0.25	0.23	門	0.83	0	2	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.74	8,628.6
合計																			1.48	39,756.9
牆體編號	面間向牆體				開口				開口				開口				牆體有效斷面積 (m ²)	各牆體重 (kgf)		
	長	高	厚	磚厚	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量	性質	寬(m)	高(m)	數量				
Y1	12.37	3.68	0.23	0.23	門	2.7	0	2.98	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	5,373.7
Y2	10.51	4.30	0.36	0.35	窗	0.73	0.83	3.01	2	窗	0.61	0.83	3.01	2	-	-	-	-	2.74	25,700.3
Y4	10.51	4.30	0.35	0.34	門	1.0	0	2.98	1	窗	0.8	0.83	3.01	6	-	-	-	-	1.62	20,313.7
Y5	12.37	3.68	0.39	0.35	門	1.56	0	2.98	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	不計入	12,375.4
合計																			4.36	63,763.1
																			牆體總重 (kgf)	總重 (kgf)
																			103,520.03	127,650.52

2. 地震力

依 6-3-1 節地震力計算結果，地震係數為 0.497，以窗臺以上之總自重來計算地震力，則牆體須承受之地震力大小為 125384.50 kgf。

3. 計算極限剪力係數 $\xi_R(i)$

X、Y 向牆體之極限剪力係數計算如表 5-17。

4. 有利、不利及現況考慮後之樓層極限剪力係數

上述結果需再根據建築物抵抗地震力的有利與不利因素做修正。護龍之有利及不利因素如下：

(1) 有利因素：無。

(2) 不利因素：磚牆上部無水平圈樑，取不利係數 0.9；牆體邊緣至最近開口距離及兩相鄰開口間距小於開口高度，不利因素取 0.7；此外 Y 向牆體之平均開口率大於 1/3，不利因素取 0.8。

各牆體之不利因素檢討如表 5-17 所示。

表5-17 護龍牆體之極限抗剪能力計算表

IF檢核													
牆體 編號	進深向牆體							極限抗剪強度					
	淨斷面 (m ²)	分配 比例	分攤地震 力(kgf)	屋頂載 重分配 面積	分配屋 頂載重 (kgf)	上部牆 體載重 (kgf)	牆體自重 (kgf)	承載載 重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}
X2	0.73	0.33	15,815.6	20.64	3,715.2	-	6,124.4	9839.6	1.35	2.00	1.90	30,715.5	1.94
X3	0.74	0.34	16,095.9	23.70	4,266.0	-	5,608.6	9874.6	1.33	2.00	1.90	31,208.9	1.94
X4	0.74	0.34	16,095.9	23.53	4,235.4	-	5,608.6	9844.0	1.33	2.00	1.90	31,197.8	1.94
2.21		1.00											
極限剪力係數													
		ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值							
		1.94	0.90	1.00	0.70	1.22							
牆體 編號	面闊向牆體							極限抗剪強度					
	淨斷面 (m ²)	分配 比例	分攤地震 力(kgf)	屋頂載 重分配 面積	分配屋 頂載重 (kgf)	上部牆 體載重 (kgf)	牆體自重 (kgf)	承載載 重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}
Y2	2.74	0.63	30,129.2	32.49	5848.2	-	16,705.19	22553.4	0.82	1.00	0.98	59,296.8	1.97
Y4	1.62	0.37	17,878.3	32.49	5848.2	-	13,203.91	19052.1	1.17	1.00	1.03	37,147.0	2.08
4.36		1.0											
極限剪力係數													
		ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值							
		2.02	0.90	0.80	0.70	1.02							

5. 評估結果

綜合以上所述之不利因素，護龍之樓層極限剪力係數法修正如表 5-18 所示：

表5-18 不利因素折減後之評估值

方向	原始剪力係數	折減係數	修正後剪力係數	評估結果
進深方向 (X)	1.94	0.63	1.22	基本完好
面闊方向 (Y)	2.02	0.504	1.02	基本完好

綜合以上耐震評估計算，護龍牆體之耐震能力基本完好，但由於並未經由鑽心取樣試驗，以取得實際之紅磚砌體界面砂漿抗剪強度與土塊抗剪強度。若欲得知本建築物更確切之結構強度，應對其進行鑽心取樣試驗，以得實測數據作為評估基準。

5-3-5. 立面山頭面外耐震能力檢核

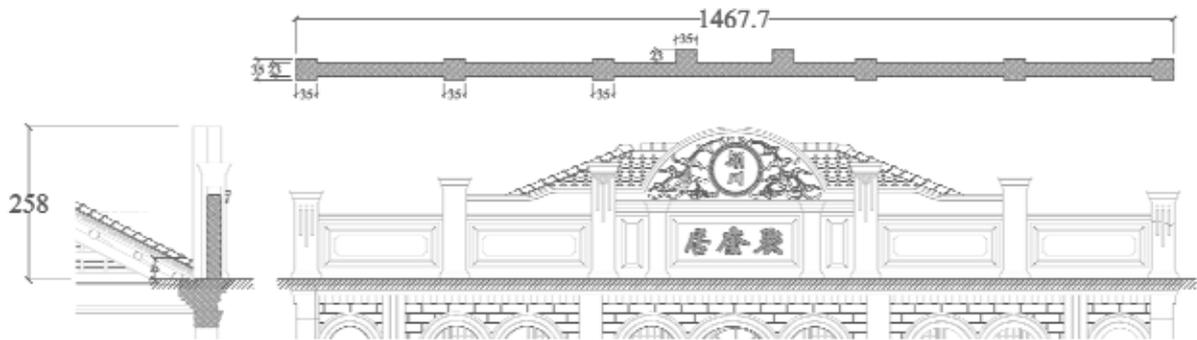
正身洋樓正立面頂部以及護龍立面設置之磚砌山頭，兩者之最高處皆超過 250 公分，由於兩側鏤空女兒牆可提供之束制能力極為有限，故山頭可視為僅由底部束制之懸臂牆，在水平地震力作用下非常容易於底部產生水平開裂，現況亦顯示洋樓正立面頂部已有此水平裂縫產生，在此針對此二磚砌山頭，進行面外耐震能力之檢核。圖 5-40 為兩山頭構造有效斷面之尺寸圖，磚柱斷面為 $1.5B \times 1.5B$ (35 公分 \times 35 公分)，牆體厚度則為 $1B$ (23 公分)，其中洋樓山頭中央半圓形部份，後側設置扶壁柱，其斷面尺寸未能在本次調查中測量，斷面假設為 35 公分 \times 23 公分，以底面束制懸臂牆來作檢核，地震力由樓層反應加速度係數 i (表 5-11) 乘以自重求得，作用於山頭之重心高度，並計算出牆底所受之彎矩。牆底之撓曲拉應力 F_b 計算如下式：

$$F_b = \sigma_b - \sigma_c = \frac{M}{S} - \frac{W}{A}$$

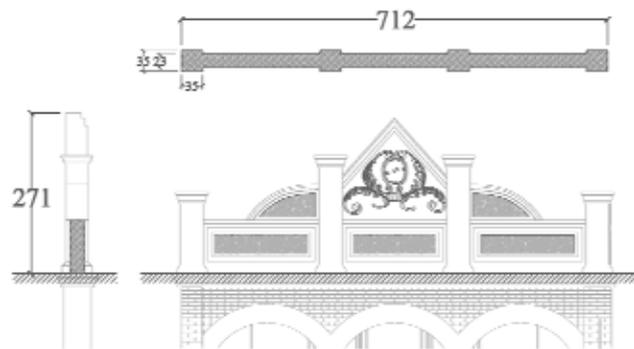
以檢核是否小於紅磚與灰縫之介面撓曲強度 f_b ，由於本調查研究未經鑽心試驗取得紅磚與灰縫之介面抗拉強度，假設 $f_b = 2 \text{ kgf/cm}^2$ 。由於洋樓正立面頂部已有水平裂縫產生，評估時除採法規地震力檢核外，先以 921 地震中距「聚奎居」最近之烏日國小地震測站 (TCU063) 之最大地表加速度 $0.182g$ 作檢核，「聚奎居」為短週期建築物，則一樓之反應加速度為 $0.455g$ ，表 5-19、表 5-20 為檢核結果，以 $f_b = 2 \text{ kgf/cm}^2$ 之假設下，洋樓與護龍山頭之撓曲拉應力皆大於其介面撓曲強度。法規地震力較 921 地震力為大，檢核結果則列於表 5-21 與表 5-22，兩者之撓曲應力比已達 4.13 與 2.51，均無法通過檢核。

正身山頭飾牆中央背側原本雖有設置扶壁柱，但扶壁柱內部若未有鋼筋等抗拉材料配合，則扶壁柱對此牆體面外耐震能力之貢獻極為有限，並使不同方向之結構行為產生差異化，當水平力由前向後施加時，扶壁柱外緣受壓，對耐震有較佳之貢獻；而當水平力由後向前施加，拉應力會先集中於扶壁柱外緣，反而加速牆體之開裂。

經由上述評估結果可知，山頭飾牆之構造極易產生面外開裂，而在整體結構系統中，其開裂與否並不影響結構系統之耐震能力，惟需注意之重點應著眼於開裂後因地震造成崩落之安全性問題，以作為補強之目標。



(a) 正身立面山頭斷面尺寸



(b) 護龍山頭斷面尺寸

圖5-40 立面山頭面外檢核斷面尺寸圖

表5-19 立面山頭底部面外彎矩檢核表 (921 地震)

牆體編號	地震係數	磚牆單位重 (kgf/m ³)	牆重 W (kgf)	地震力 (kgf)	重心高度 (cm)	牆底彎矩 M (kgf-cm)	斷面模數 S (cm ⁴)	淨斷面積 A (cm ²)
X5 正身立面	0.779	1900	13311.4	10365.9	88.2	914041.6	115743.7	36277.1
X1 護龍立面	0.455	1900	7829.0	3562.2	86.5	308177.6	61723.9	18056.0

表5-20 立面山頭底部面外彎矩檢核表 (921 地震) (續上表)

牆體編號	牆底壓應力 σ_c (kgf/cm ²)	牆底撓曲應力 σ_b (kgf/cm ²)	紅磚灰縫介面撓曲強度 f_b (kgf/cm ²)	撓曲拉應力比 $(\sigma_b - \sigma_c) / f_b$	檢核
X5 正身立面	0.37	7.90	2.0	3.77	NG
X1 護龍立面	0.43	4.99	2.0	2.28	NG

表5-21 立面山頭底部面外彎矩檢核表（法規地震力）

牆體編號	地震係數	磚牆單位重 (kgf/m ³)	牆重 W (kgf)	地震力 (kgf)	重心高度 (m)	牆底彎矩 M (kgf-cm)	斷面模數 S (cm ⁴)	淨斷面積 A (cm ²)
X5 正身立面	0.851	1900	13311.4	11322.7	88.2	998414.6	115743.7	36277.1
X1 護龍立面	0.497	1900	7829.0	3891.0	86.5	336624.7	61723.9	18056.0

表5-22 立面山頭底部面外彎矩檢核表（法規地震力）（續上表）

牆體編號	牆底壓應力 σ_c (kgf/cm ²)	牆底撓曲應力 σ_b (kgf/cm ²)	紅磚灰縫介面撓曲強度 f_b (kgf/cm ²)	撓曲拉應力比 ($\sigma_b - \sigma_c$) / f_b	檢核
X5 正身立面	0.37	8.63	2.0	4.13	NG
X1 護龍立面	0.43	5.45	2.0	2.51	NG

5-4. 結構補強建議

一、屋架

根據屋架之垂直載重應力檢核結果，若木材材種屬普通結構材（針葉樹）IV類，以下二處構造應力較大而有安全上之疑慮：

（一）正身洋樓明間楹木

正身洋樓楹木之斷面大小不等，最小者直徑約為 13.5 公分，在明間跨距為 444.8 公分之情況下，最大撓曲應力大於其容許撓曲應力（參見表 5-4），建議在修復時置換為直徑 16 公分之楹木。

（二）正身洋樓明間屋架人字大料（Y6、Y7）

此位置之人字大料由於所受彎矩較大（參見表 5-5），使得彎矩與軸壓力同時作用下之壓應力大於人字大料之容許挫屈應力，建議以增加短柱支撐之方式進行改善，設置位置如圖 5-41、圖 5-47 所示，設置於腰肢斜角撐以下之無支撐長度較長之區段間，可使人字大料所受之彎矩變小。單組屋架於前後各設置一支，兩組共計四支。

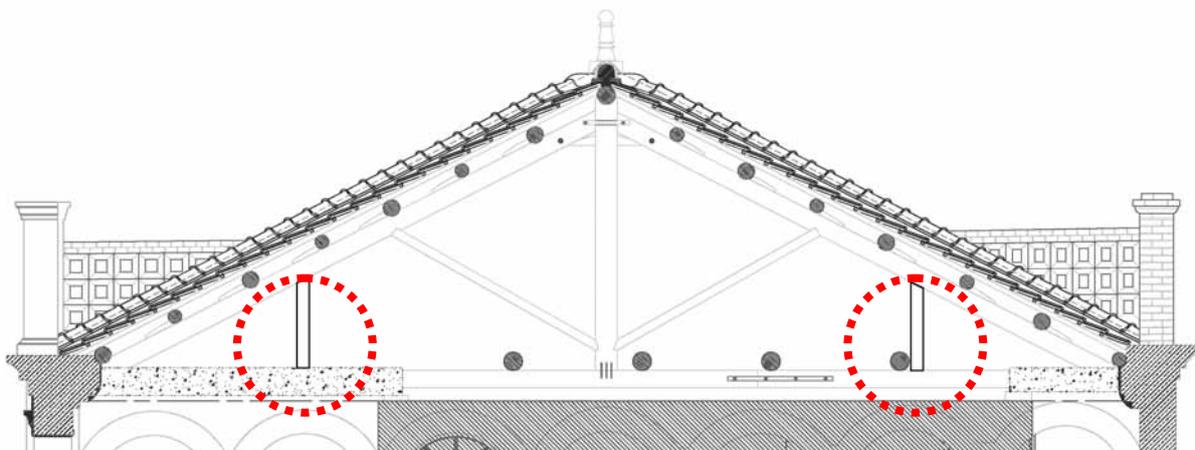


圖5-41 正身明間屋架（Y6、Y7）短柱補強示意圖

二、承重牆體

根據承重牆體之結構安全評估結果，正身二樓牆體由於牆體厚度較薄、且壁量較少，進深方向牆體剪力係數為 0.8、面闊方向牆體剪力係數為 0.64，故應適度予以補強。此外，建築物在各立面轉角處與開口部位置，因過去地震造成之既有結構性裂縫，亦應予以修復，以維持結構系統之健全性。補強建議如下：

（一）正身二樓牆體

正身二樓在面闊方向用以提供剪力強度之牆體僅有 X6 與 X9 兩道牆，位於二樓室內空間入口處之 X6 牆體，由於開口面積大，可提供之強度有限，建議在 X6 牆體內側進行補強，並同時改善目前二樓牆體剛心偏後側之狀況，另左右次間靠近前方之外側牆體（Y5-2、Y8-1）厚度僅為 0.5B，亦建議於內側進行補強，除可增加其強度外，並可改善因開口靠近轉角而與 X6 牆體之連繫較弱之缺陷，使牆體轉角在地震作用下較不易發生破壞（圖 5-42、圖 5-43）。補強方式可採鋼絲網補強或碳纖維貼附補強，採用鋼絲網補強時，須先於牆面打鑿約 2~3 公分之深度後，鋪設鋼絲網，再抹以水泥砂漿以包覆鋼絲網以與牆面作有效之黏結，最後再恢復表面之粉刷（圖 5-44，1 圖）。採用碳纖維補強時，鑿除原有粉刷後須以水泥砂漿整平，再以環氧樹脂黏貼碳纖，使碳纖維可平整貼覆於牆面，其後再恢復表面粉刷（圖 5-44，2 圖）。補強時須特別注意牆體轉角搭接之處理，使補強材能有效傳遞力量。

除針對壁量不足處予以補強外，亦建議於二樓內外圈牆體頂部增設 RC 圈樑，可改善結構系統之健全，如圖 5-45，內圈圈樑設於牆體頂部，寬度採 1B 與牆厚相等；外圈圈樑增設則由於原本外圈牆體之上有山頭飾牆與女兒牆等構造，無法

將圈樑增設於與內圈圈樑相同高程之位置，故於牆體之內側增設寬度 15~20 公分之 RC 圈樑，並以植筋方式與牆體內側結合。內外兩圈樑並與原有之 10 支 RC 繫樑以植筋方式相互連結，可構成一良好之平面框架（圖 5-47）。

未來修復時必須進行更詳細之補強設計。若以上述概念，現假設採用不銹鋼點銲鋼絲網補強進行試算，來探討補強成效，不銹鋼絲網採用線徑 #16（ $D=1.6\text{mm}$ ）、網目寬度為 1/2"（1.27 公分），再以厚度 3 公分之水泥砂漿來與牆體結合，不銹鋼絲網與水泥砂漿所提供的抗剪耐力 V_{wire} 與 V_{mortar} 計算方式如下：

$$\text{不銹鋼絲網抗剪耐力 } V_{\text{wire}} = F_y \times A_s \times L/B$$

其中 F_y 為不銹鋼絲降伏強度， $F_y=28\text{kgf/mm}^2$

A_s 為不銹鋼絲淨斷面積

L 為牆體淨長

B 為網目寬度

$$\text{水泥砂漿粉刷層抗剪耐力 } V_{\text{mortar}} = 0.53 (f_c')^{0.5} \times L \times t$$

其中 f_c' 為水泥砂漿抗壓強度，保守估計 $f_c'=140\text{ kgf/cm}^2$

L 為牆體淨長

t 為粉刷層厚度

表 5-23 為進深向牆體 Y5-2 Y8-1 以及面闊向牆體 X6 之不銹鋼絲網補強抗剪耐力計算表，計算所得三道牆體之補強層總抗剪耐力再分別加入各牆體之極限抗剪能力 V_{rj} 中，重新計算二樓之極限剪力係數，評估結果如表 5-24，進深方向牆體剪力係數由 0.8 增為 1.10，面闊方向牆體剪力係數由 0.64 增為 0.88，面闊方向之剪力係數雖未大於 0.95 之基本完好狀況，但在本評估以較為保守之假設計算：地震力係數計算時未考慮磚牆韌性容量之地震力折減、未將拱廊柱之耐力貢獻計入，此補強程度應為合理。

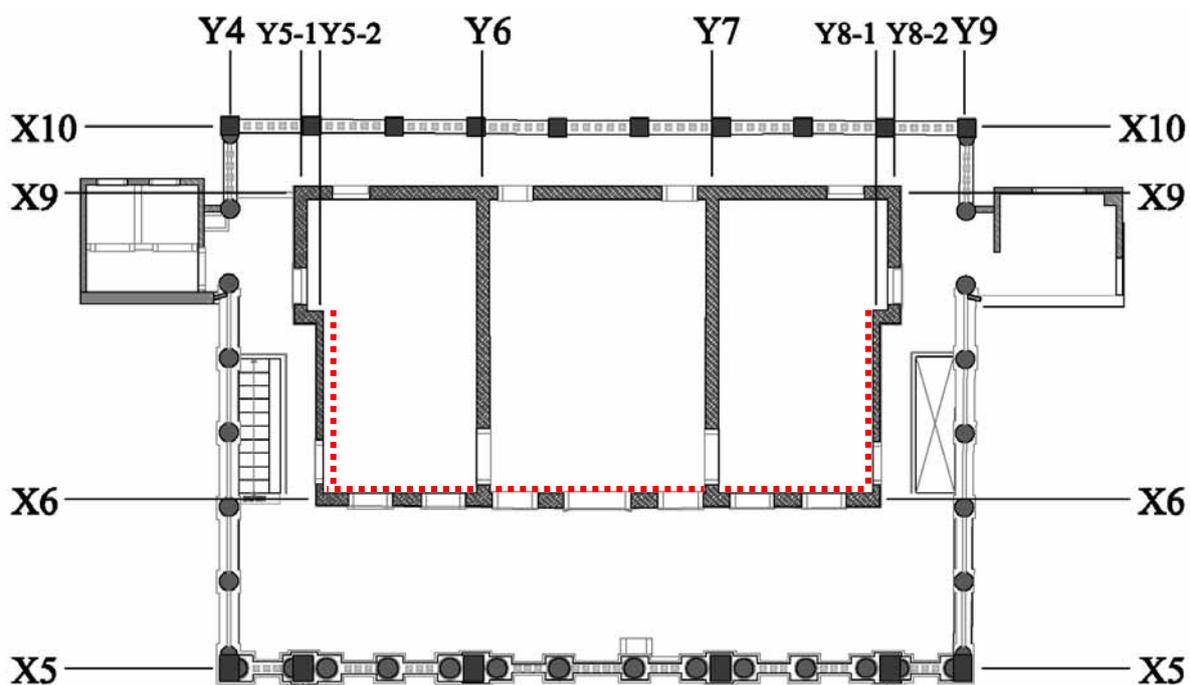


圖5-42 正身二樓牆體碳纖貼附補強位置圖

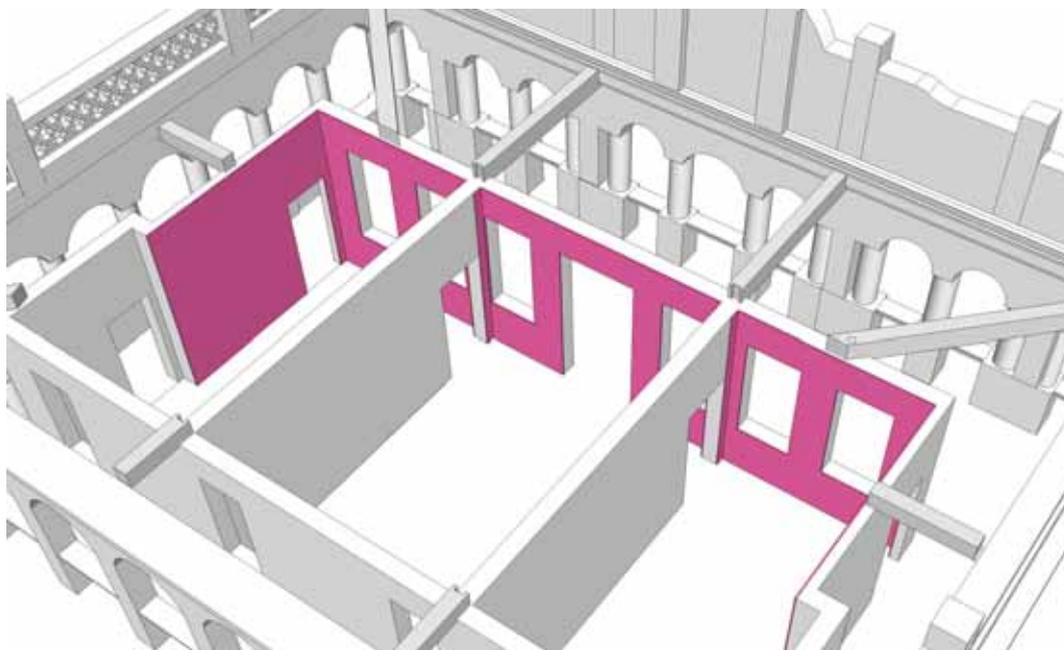


圖5-43 正身二樓牆體鋼絲網補強示意圖

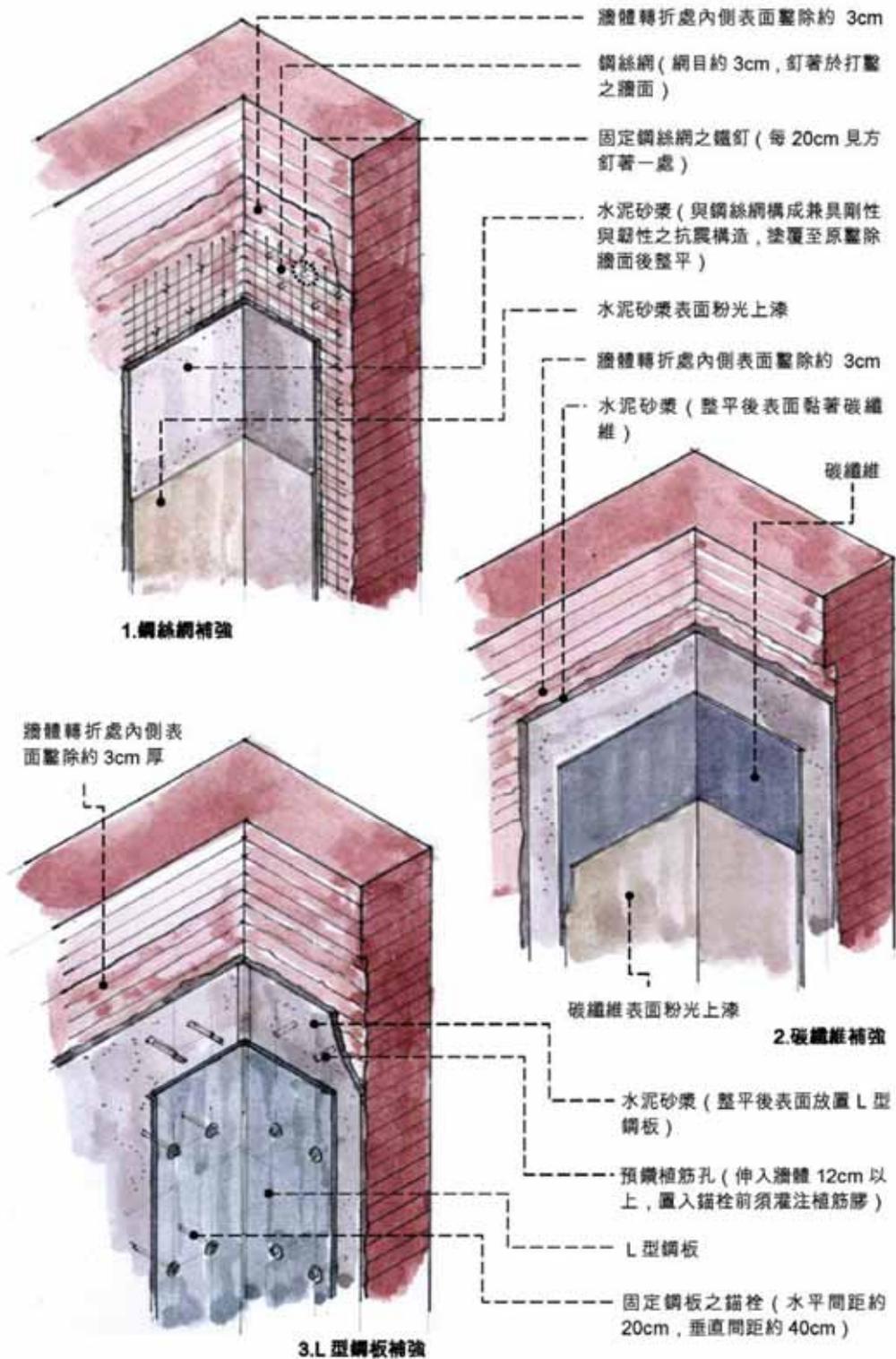


圖5-44 磚造牆體轉折處磚牆補強方式示意圖⁷

7 圖面來源：方鳳玉主持，102 年 11 月，《歷史建築大屯郡役所及臺中州廳附屬建築群調查研究及修復計畫》，頁 292，臺中：國立臺中科技大學。圖面繪製者：孫仁鍵建築師。

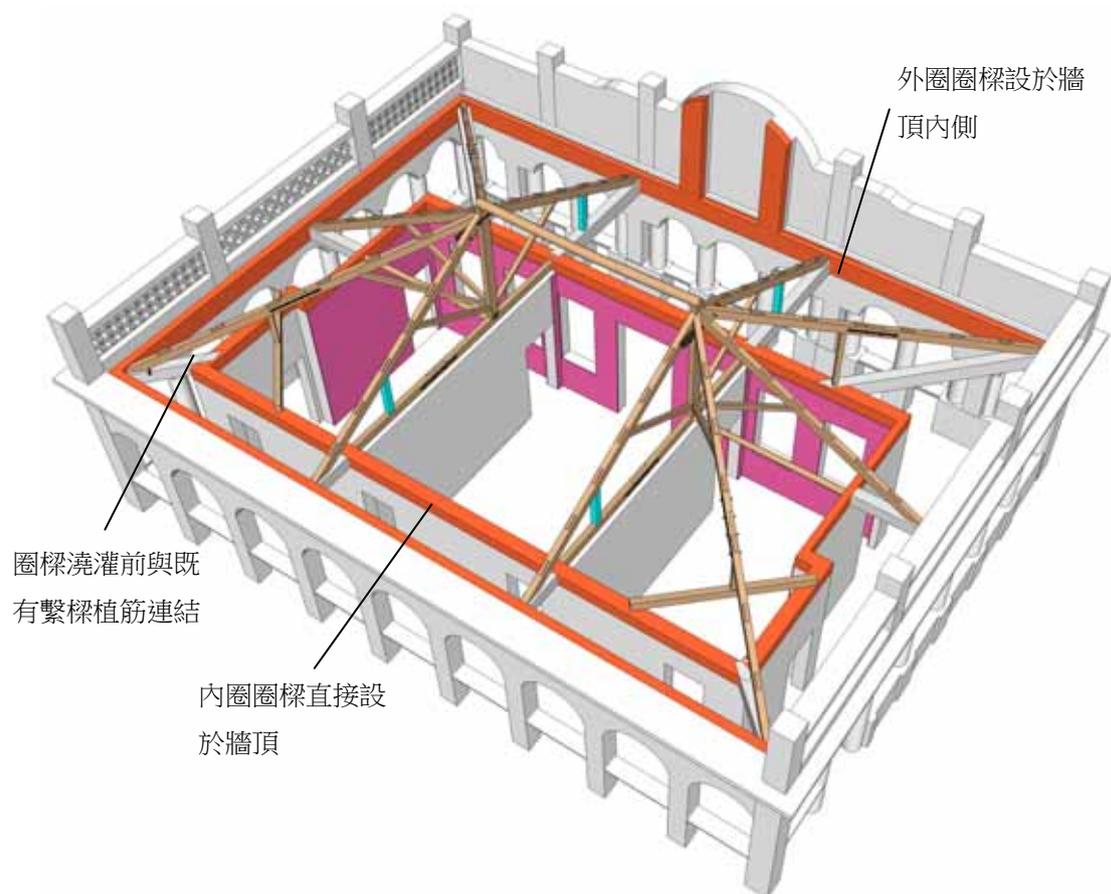


圖5-45 圈樑補強示意圖

表5-23 正身二樓牆體補強耐力計算表

牆體編號	不銹鋼絲網						粉刷層				補強層
	牆體淨長 L (cm)	線徑 D (mm)	斷面積 A_s (mm^2)	網目寬度 b (cm)	降伏強度 F_y (kgf/mm^2)	抗剪耐力 V_{wire} (kgf)	厚度 t (cm)	水泥砂漿抗壓強度 f_c' (kgf/cm^2)	水泥砂漿抗剪強度 f_v (kgf/cm^2)	抗剪耐力 V_{motar} (kgf)	抗剪耐力 $V_{\text{wire}}+V_{\text{motar}}$ (kgf)
Y5-2	296	1.60	2.01	1.27	28	13121	3	140	6.27	5569	18690.0
Y8-1	296	1.60	2.01	1.27	28	13121	3	140	6.27	5569	18690.0
X6	443	1.60	2.01	1.27	28	19638	3	140	6.27	8334	27971.8

表5-24 正身二樓補強後極限剪力係數評估表

牆體 編號	進深向牆體							極限抗剪強度					
	淨斷面 (m ²)	分配 比例	分攤地震 力(kgf)	屋頂載 重分配 面積	分配屋頂 載重(kgf)	上部牆體 載重(kgf)	牆體自 重(kgf)	1/2高度 承載載 重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}
Y5-1	0.45	0.11	14,389.4	4.6	743.5	-	2,717.0	3460.5	0.76	2.00	1.80	18,148.1	1.26
Y5-2	0.33	0.08	10,340.3	7.6	1,219.8	-	2,057.3	3277.1	1.01	2.00	1.85	32,031.7	3.10
Y6	1.20	0.30	37,982.1	14.8	2,371.8	-	6,712.2	9084.1	0.76	2.00	1.80	47,884.2	1.26
Y7	1.20	0.30	37,982.1	14.8	2,371.8	-	6,712.2	9084.1	0.76	2.00	1.80	47,884.2	1.26
Y8-1	0.33	0.08	10,340.3	7.6	1,219.8	-	2,057.3	3277.1	1.01	2.00	1.85	32,031.7	3.10
Y8-2	0.45	0.11	14,389.4	4.6	743.5	-	2,717.0	3460.5	0.76	2.00	1.80	18,148.1	1.26
3.95 1.00									極限剪力係數				
									ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值
									1.57	1.00	1.00	0.70	1.10
牆體 編號	面闊向牆體							極限抗剪強度					
	淨斷面 (m ²)	分配 比例	分攤地震 力(kgf)	屋頂載 重分配 面積	分配屋頂 載重(kgf)	上部牆體 載重(kgf)	牆體自 重(kgf)	1/2高度 承載載 重(kgf)	σ	Fv	Fve	Vrj	ξ_{rj}
X6	1.02	0.3	37627.07	25.4	4,065.1	-	9,190.4	13255.5	1.30	2.00	1.89	70,835.0	1.88
X9	2.05	0.7	87796.51	37.0	5,914.1	-	12,273.3	18187.4	0.89	2.00	1.83	83,221.2	0.95
3.07 1.0									極限剪力係數				
									ξ_R	無圈梁	開口率	開口位置	評估值
									1.26	1.00	1.00	0.70	0.88

(二) 牆體結構性裂縫修復

對於牆體於轉角以及開口部裂縫之劈磚位置，可採整磚抽換之方式，可增加裂縫修補之黏著面積，使牆面開裂處得以重新交丁連結，而位於內部之裂縫或沿灰縫介面開裂處，則可採注射環氧樹脂 (Epoxy) 或水泥膠方式修復，環氧樹脂適用裂縫寬度小於 2mm 之情況，寬度 2mm 以上之情況較適合以水泥膠砂漿修補，具較佳之材料相容性。裂縫填縫材料之適用範圍如下：

使用材料		裂縫寬度 (mm)
環氧樹脂	低黏度	0.1~0.5
	中黏度	0.3~1.5
	高黏度	0.5~2.0 (5.0)
水泥膠	超微粒子	0.1~0.2
	一般	1.0~30.0

為使牆體回復至牆體破壞前應有之強度，修補材料之選擇除材料強度足夠外，尚應考量其與原材料之相容性，裂縫修補材料必須符合下列三項條件：

- (1) 流動性佳且顆粒必須相當小。
- (2) 乾縮程度相當小，若是注射砂漿，則應避免其料粒分離。
- (3) 與舊有磚牆交界面有良好的黏結握裹效果。

修補過程中，裂縫若密封不良在注射過程極易外漏污染牆面，必須事先採取防護措施，另外填縫材料可能未完全填補裂縫，完成後需檢視，必要時予以補作。

三、立面山頭

正身與護龍立面之山頭飾牆以及四周之鏤空女兒牆，為改善其面外耐震能力，建議可在牆體之上緣施作鋼帶板或碳纖帶板補強，藉由拉繫相互正交之山頭飾牆與女兒牆，以相互提供左右兩端部之水平支撐能力（圖 5-46）。正身立面山頭飾牆中央處由於高度較高，又位於二樓頂部地震反應較大之處，亦建議可針對背側既有扶壁柱進行補強，補強方式可於表面增設補強筋，再藉由植筋與扶壁柱澆灌為一體，補強筋與前述牆頂外圈圈樑同時施作，使山頭飾牆與其下之牆體有較好之構造關係，防止立面之山頭在地震中破壞崩落（圖 5-47）。

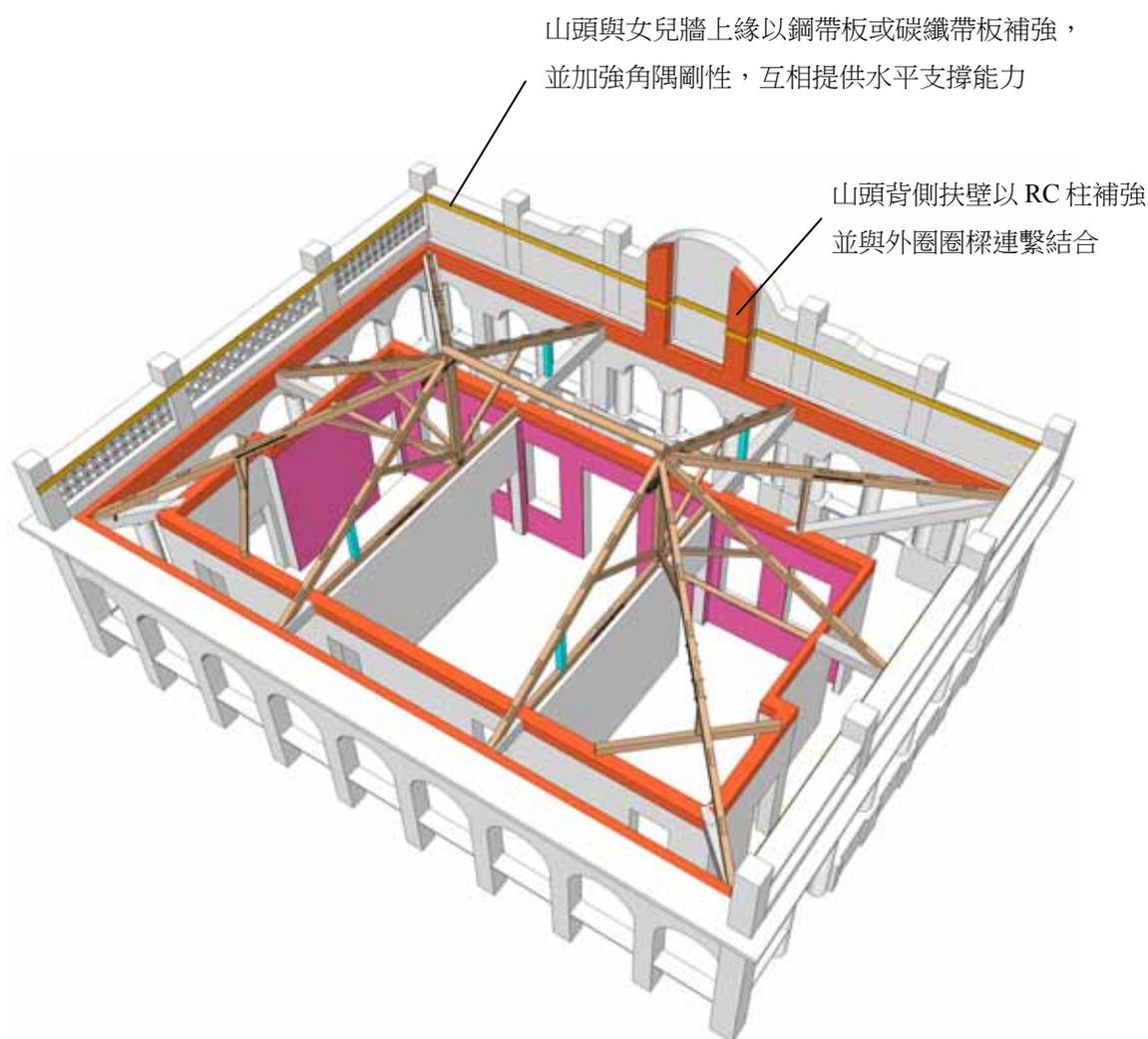


圖5-46 立面山頭與四周女兒牆補強示意圖

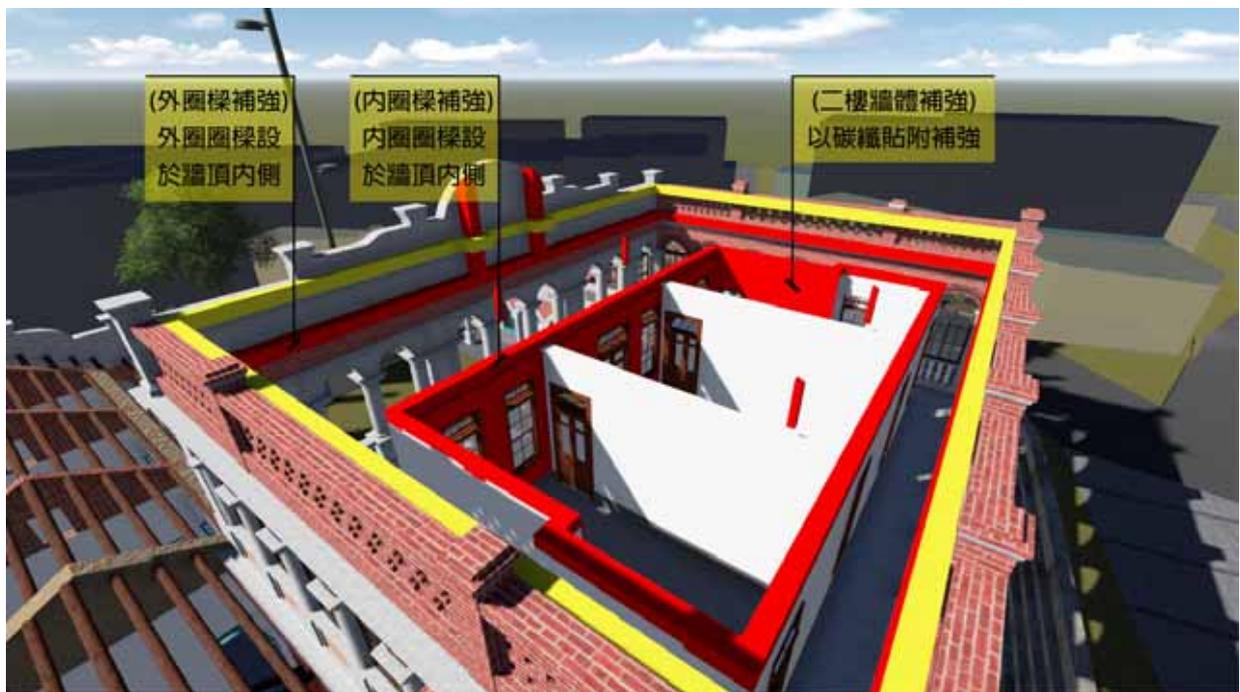
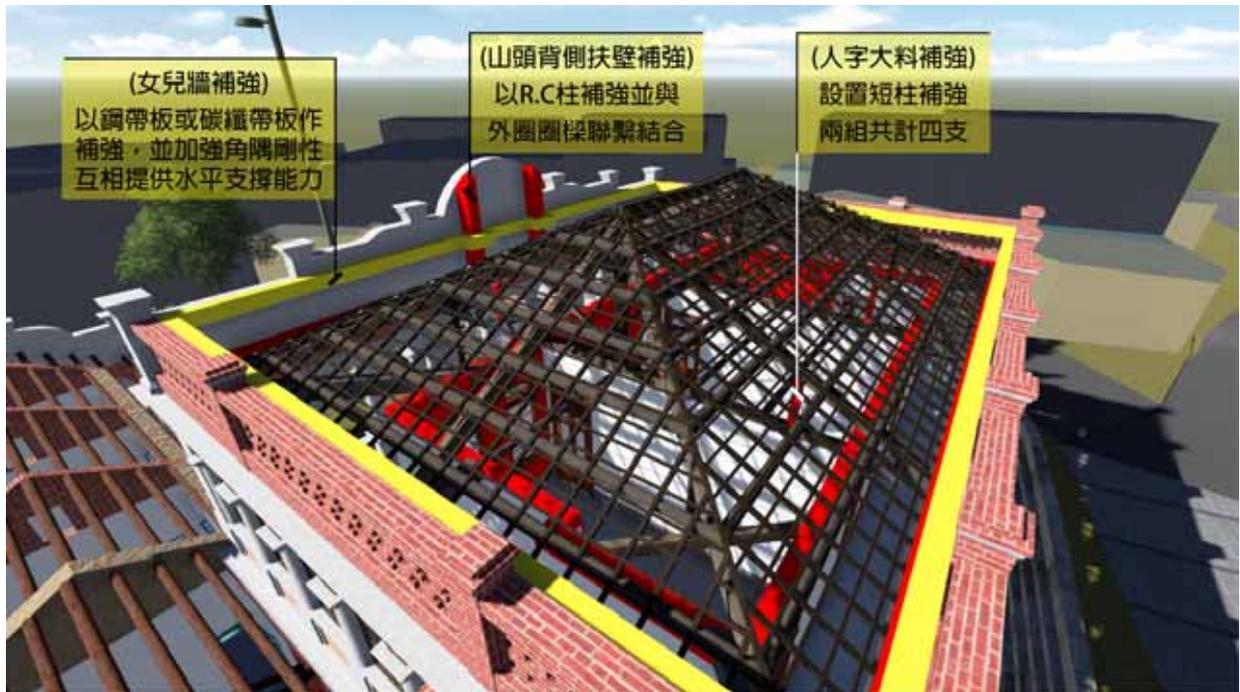


圖5-47 「聚奎居」結構補強建議之模擬圖

