

第二節 構造安全評估 (僅針對六棟歷史建築)

一、全區概述

本節分析歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群現況結構系統元素及構成方式，並探討垂直及水平傳力機制。並依據現況進行能力評估。

在臺中支局葉菸草再乾燥場建築群中，此次欲進行結構安全評估的建築有六棟，分別為：汽罐室、大禮堂、康樂室、桶菸倉庫、複薰工廠、鍋爐室。

由建築構造區分可初步分為：木構造建築、磚構造建築及 RC 構造建築，其構造分類如表 4.2.1。

表 4.2.1 建築構造分類表

編號	建築名稱	結構系統	屋頂構造	牆體構造形式	註
A	汽罐室	磚構造	木屋架	2B 磚牆	四周牆面具有扶壁
B	大禮堂	木構造	木屋架	編竹夾泥牆	
C	康樂室	木構造	木屋架	編竹夾泥牆	
D	鍋爐室	RC 構造	鋼構屋架	1.5B 磚牆	
E	桶菸倉庫	RC 構造	鋼構屋架	1.5B 磚牆	
F	複薰工廠	RC 構造	鋼構屋架	2B 磚牆	

資料來源：本計畫彙整

二、建築安全評估方法

由建築物傳力機制來看，載重由屋頂及樓版位置傳遞至磚牆再傳至基礎，本案結構安全由於分屬六棟，各棟結構安全與各自的屋架、樓版、柱梁之垂直承載力及牆體的耐震能力有關，於本節介紹評估方法：

(一)木構造、鋼構造屋頂承載評估

(二)保有耐力診斷法(木構造)

(三)建築物耐震能力評估(RC 構造)

(四)磚牆砌體面內耐震能力，以樓層極限剪力係數法分析評估(磚構造)

(五)磚牆面外耐震能力評估，以降伏線法分析評估(磚構造)

(一)木構造、鋼構造屋頂承載評估

木屋架、鋼構造之結構安全評估，即將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas Gen 2016 (V2.1)程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定。

(二)保有耐力診斷法(木構造)

臺中支局葉菸草再乾燥場建築群中，大禮堂及康樂室主體建築為木構造建築物，其牆體的耐震評估是以日本國土交通省住宅局 2012 年監修推行的「木造住宅の耐震診断と補強方法」中之「保有耐力診斷法」予以評估。其方法流程如圖 4.2.1 所示。

上部構造評點，係計算出建築物耐震所需之「必要耐力」，並與壁體所能提供之「保有耐力」作比較，若保有耐力大於必要耐力，代表建築物具基本之耐震能力。在計算壁體耐力時，需針對每一片壁體之開口狀況、接合方式、基礎形式、劣化等級對耐力與剛度進行折減，故須對建築物進行詳細之構造與損壞調查。最後再針對結構系統之樓層剛度差異、重心與剛心之偏心率、柔性樓板之影響，來求得折減後之壁體總耐力。其相關計算方式如下：

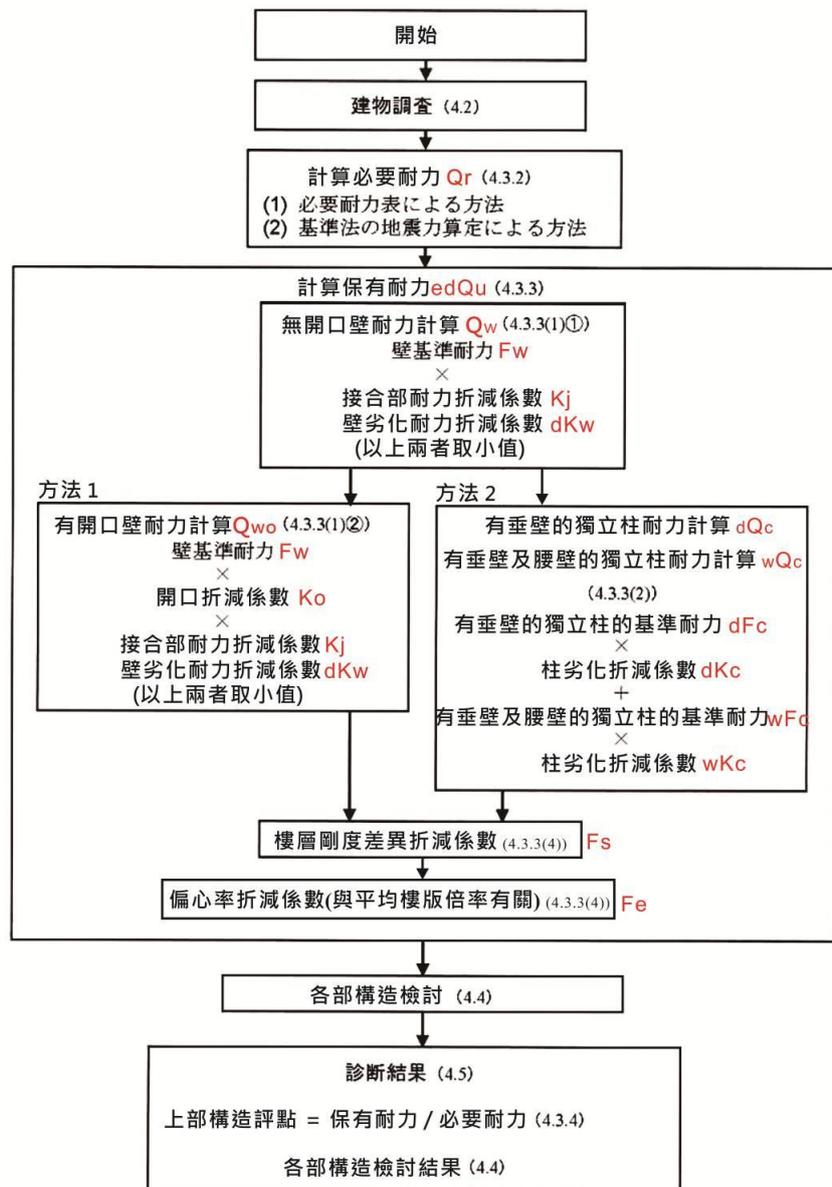


圖 4.2.1 保有耐力診斷法流程圖

1.必要耐力 Q_r

根據「木造住宅の耐震診断と補強方法」，必要耐力之計算如表 4.2.2，除短邊加成係數外，其他項目計算結果之意義相當於國內耐震設計規範中，靜力分析受地震之最小設計水平總橫力 V ，日本規範另外考量了「短邊加成係數」，如表 4.2.3，當建築物短邊長度小於 6m 時，最小設計水平總橫力需放大一定倍數，另外由於日本規範中，計算保有耐力時所用的壁基準耐力 F_w 是採用材料的容許強度，並非破壞強度，因此以臺灣地震力法規計算必要耐力時，應再乘以係數 0.8。

綜上所述，可將本文必要耐力之計算改為【式 6-1】。

$$Q_r = V(\text{法規之設計地震力}) \times \text{短邊加成係數} \times 0.8 \quad \text{【式 6-1】}$$

表 4.2.2 必要耐力 Q_r 之計算

樓地板面積	×	單位樓地板面積所需之必要耐力	+	積雪用必要耐力)	×	地域係數 Z	×	軟弱地盤加成係數	×	短邊加成係數	=	必要耐力 Q_r
m ²		kN/m ²		kN/m ²									kN



意義相當於國內耐震規範中「地震之最小設計水平總橫力 V 」

表 4.2.3 短邊加成係數

建築物短邊長	$X \leq 4.0 \text{ m}$	$4.0 \text{ m} \leq X \leq 6.0 \text{ m}$	$6.0 \text{ m} \leq X$
短邊加成係數	1.3	1.15	1.0

2.保有耐力 edQ_d

表 4.2.4 保有耐力 edQ_d 之計算

壁體耐力 $\Sigma(Q_w + Q_{w0})$	×	樓層剛度差異折減 F_s	×	偏心折減 (與平均樓版倍率有關) F_e	=	保有耐力 edQ_d
kN						kN

(1)壁體耐力與剛度

保有耐力診斷法除計算壁體耐力 Q_w 與 Q_{w0} 以求得保有耐力外，並計算壁體之剛度 S_w ，用以求得各樓層之層間位移、以及平面上之剛心位置。壁體耐力 Q_w 計算如表 4.2.5 所示，以壁體單位長度之基準耐力 F_w 乘以壁長 L 求得，並考

量開口大小、框架結點接合方式、構材之劣化，對耐力進行折減。壁體剛度之計算方式與耐力計算方式相同，如表 4.2.6。

表 4.2.5 壁體耐力 Q_w 之計算方式

基準耐力 F_w	×	開口折減係數 K_0	×	接合部耐力折減係數 K_j 或 劣化折減係數 dK_w (取小值)	×	壁長 L	=	壁體耐力 Q_w
kN/m						m		kN

表 4.2.6 壁體剛度 S_w 之計算方式

基準剛度 S_w	×	開口折減係數 K_0	×	接合部耐力折減係數 K_j 或 劣化折減係數 dK_w (取小值)	×	壁長 L	=	壁體剛度 S_w
kN/rad/m						m		kN/rad

其中：

A. 基準耐力 F_w 與基準剛度 S_w

壁體依構造方式分為框架內、外壁材、內壁材三部份，基準耐力與剛度分別由表 4.2.7、表 4.2.8、表 4.2.9 及表 4.2.10 查得並加總，如有必要，則以表 4.2.11 進行修正。

B. 開口折減係數 K_0

如表 4.2.12，開口分為窗型與門型兩種，窗型開口之高度限制為 60~120cm，若開口高度大於 120cm，本文則視為門型開口；門型開口上部垂壁高度須在 36cm 以上，方列入耐力計算，並依開口寬度計算折減係數。

C. 接合部耐力折減係數

如表 4.2.13、表 4.2.14、圖 4.2.2 及圖 4.2.3，其中接合部 I 指符合“平成 12 年建告 1460 號”規定之連結鐵件，接合部 II 指可提供 3kN 以上之容許軸拉力之鐵件，接合部 III、IV 則是容許軸拉力未達 3kN 之鐵件，詳表 4.2.15 所示。

D. 劣化係數

如表 4.2.16 所示，根據不同的劣化程度有不同的劣化折減係數。

表 4.2.7 木框架(軸組)之基準耐力與基準剛度

	工法種類	基準耐力 (kN/m)	基準剛性 (kN/rad./m)	接合具等	備考
土塗壁	塗厚 40mm以上 50mm未滿	2.4	480	貫 3 本以上	診斷 專用
	塗厚 50mm以上 70mm未滿	2.8	560	貫 3 本以上	診斷 專用
	塗厚 70mm以上 90mm未滿	3.5	680	貫 3 本以上	
	塗厚 90mm以上	3.9	750	貫 3 本以上	
斜撐 (鐵筋 9φ)	鐵筋 9φ 以上	1.6	210	貫通螺帽鎖緊 或 8-CN90	
斜撐(木材 15×90以上)	外側卡入接合	1.6	320	鐵釘 N65 (5 本)	診斷 專用
斜撐(木材 30×90以上)	BP或同等品	2.4	480	金物指定の接合具	
	鐵釘接合	1.9	390	鐵釘 2-N75 斜め打ち	診斷 專用
斜撐(木材 45×90以上)	BP-2或同等品	3.2	650	金物指定の接合具	
	鐵釘接合	2.6	520	鐵釘 2-N75 斜め打ち	診斷 專用
斜撐(木材 90×90以上)	螺栓 M12	4.8	830	螺栓 M12	
90mm 角方杖	間柱接合	1.3/L	220/L	間柱 90×90mm 以上 (既有柱以螺栓接合) 滯後螺栓 φ12×長さ 180mm	
	無間柱接合	0.7/L	70/L	螺桿 9φ 程度以上	診斷 專用

458

表 4.2.8 框架內木製斜撐(木製筋かい)基準耐力之接合折減

斜撐金物等	斜撐要素基本耐力 (kN/m)		
	3.0 未滿	3.0 以上 5.0 未滿	5.0 以上
2.0 倍用金物以上	1.0	0.9	0.8
1.5 倍用金物	0.9	0.8	0.7
釘接合 (2-N75 程度) 以下	0.8	0.7	0.6

表 4.2.9 外壁板材基準耐力與基準剛度

	工法種類	材種等	基準 耐力 (kN/m)	基準 剛性 (kN/rad./m)	釘	釘本數或間隔	備考
大 壁	木質板條	柳杉	0.8	70	N50	間柱@455mm	診斷 專用
	構造用合板	特類,2級以上、 厚 7.5mm 以上	5.2	860	N50	四周釘接合 @150mm	診斷 專用
			4.5	760	N50		
			3.4	1,040	螺絲 (φ 2.8 以上、長さ 28~40mm)		
			3.1	470	N50	川の字打ち @150mm	
	構造用木質板	4級以上、 厚 9mm 以上	5.0	920	N50	四周釘接合 @150mm	
	木屑板	JIS 13M 相当、 厚 12mm 以上	5.0	1,060	N50	四周釘接合 @150mm	
	木質纖維板	JIS 纖維板、 S35 相当、 厚 5mm 以上	3.9	1,140	N50	四周釘接合 @150mm	
	木質水泥板	JIS 木質系水泥 板、厚 18mm 以上	4.1	1,020	N50	四周釘接合 @150mm	
	矽酸鈣板	厚 8mm 以上	3.1	780	GNF40	四周釘接合 @150mm	
	強化纖維 水泥板	JIS 纖維強化水 泥板、厚 6mm 以上	3.8	930	GNF40	四周釘接合 @150mm	
	石膏覆板	JIS 纖維板、 厚 12mm 以上	3.0	790	SN 40	外周@100mm, 中通り@200mm	
	水泥沙漿 鋼絲網	水泥沙漿 厚 20mm 程度	2.5	810	SN 40 (附墊片)	@150mm 以下	
	水泥沙漿 木橫條	木橫條、 水泥沙漿 厚 20mm 程度	2.2	610	木橫條 : N50 鐵絲網 : 1019J	木橫條 @455mm, 鐵絲網 @100mm	
	外壁塗裝材 (橫貼)	幅 455mm 程度 厚 12mm 以上	0.8	200	螺紋釘 38mm 以上、 くぎ GNF40	柱・間柱に、一枚 に付き縦方向 3 本	診斷 專用
	外壁塗裝材 (直貼)	幅 910mm 程度 厚 12mm 以上	1.2	260	螺紋釘 38mm 以上	@200 以下	診斷 專用
1.7			260	GNF40 或 GNC40	@200 以下	診斷 專用	
真 壁	構造用合板 (受材仕様)	特類,2級以上、 厚 7.5mm 以上	5.0	910	N50	四周釘接合 @150mm	
	構造用合板 (貫仕様)	特類,2級以上、 厚 7.5mm 以上	3.0	430	N50	貫 3 本以上、 貫に @150mm	

表 4.2.10 內壁板材基準耐力與基準剛度

	工法種類	仕様	基準耐力 (kN/m)	基準剛性 (kN/rad./m)	釘	釘本數或間隔	備考
	表 4.6 の工法中, 内壁材可使用的構造	表 4.6 の仕様	表 4.6 の値	表 4.6 の値	表 4.6 の仕様	表 4.6 の仕様	
大壁	石膏板貼合	石膏板 (GB-R) 厚 12mm 以上	2.6	450	GNF40	四周釘接合 @150mm	
			1.6	310	GNF25	四周釘接合 @150mm	診断専用
			2.2	510	螺絲釘 (φ3.8 以上×長さ 28~40mm)	四周釘接合 @150mm	
	石膏板貼合 (準耐力壁式様)	石膏板 (GB-R) 厚 12mm 以上	2.0	340	釘 GNF40 または、ビス (φ3.8 以上×長さ 28~40mm)	川字釘接合 @150mm	
	石膏板貼合 (胴縁式様)	石膏板 (GB-R) 厚 12mm 以上	1.3	350	螺絲釘 (φ3.8 以上×長さ 28~40mm)	胴縁に@150mm	
			1.1	180	GN 40	胴縁に @227.5mm	
合板貼合	厚 3mm 以上	0.9	200	N25 以上	四周釘接合 @200mm 以下	診断専用	
真壁	石膏板貼合 (受材式様・非耐力)	石膏板 (GB-R) 厚 12mm 以上	1.3	290	GNF40	川字釘接合 @200mm	
	石膏板貼合 (貫式様)		1.6	440	GNF40、螺絲 (φ3.8 以上×長さ 28~40mm)	貫 3 本以上, 貫に@150mm	
	構造用合板張り (受材仕・床勝ち上部開口)	特類, 2 級以上, 厚 7.5mm 以上	4.0	730	N50	川字釘接合 @150mm	
	附浅溝之石膏板	厚 7.0mm 以上	1.0	200	浅溝石膏板釘、長さ 24mm 以上	貫 3 本以上, 貫に@150mm	診断専用
	浅溝石膏板 地漆喰塗り	厚 7.0mm 以上 漆喰厚 9.0mm 以上	1.3	250	浅溝石膏板釘、長さ 24mm 以上	貫 3 本以上, 貫に@150mm	診断専用
	浅溝石膏板 水泥砂漿塗り (貫仕様)	厚 7.0mm 以上 水泥砂漿厚 14mm 以上	1.8	340	浅溝石膏板釘、長さ 24mm 以上	貫 3 本以上, 貫に@150mm	診断専用

表 4.2.11 內外壁耐力及剛度修正

註：1)表中にはない大壁で胴縁下地の壁面の場合は、基準耐力の代わりに修正基準耐力を用いる。修正基準耐力由以下決定

基準耐力 (kN/m)	修正基準耐力 (kN/m)	
	(1)胴縁を N75@200 以下	(2) (1)の様式以外者
2 以下	基準耐力×1.0	基準耐力×3/4
2 超 4 以下	基準耐力× $(-\frac{1}{8} \cdot \text{基準耐力} + 1.25)$	1.5
4 超	3	

2) 表中にはない大壁で胴縁下地の壁面の場合は、基準剛性の代わりに修正基準剛性を用いる。修正基準剛性由以下決定

修正基準剛性 (kN/rad/m)	(1)胴縁を N75@200 以下	(2) (1)の様式以外者
		$\frac{1}{\text{修正基準剛性}} = \frac{1}{\text{基準剛性}} + \frac{1}{800}$

3)石こうボードの接合は、GN40 に代えて、GNF40、GNC40、SFN45、WSN、DTSN でもよい。

表 4.2.12 開口折減係数 K_o

開口種類	開口折減係数 K_o
窗型開口	0.4/L
掃出型開口	0.2/L

註)「窗型開口」：窗開口。有垂壁或腰壁的情況下，高度約600mm-1200mm左右的開口。
「掃出型開口」：門或小窗(掃出型開口)。有垂壁的情況下，且垂壁高度360mm以上的開口。

表 4.2.13 接合部耐力折減係数 K_j (之一)

① 2層樓建物的2樓、3層樓建物的3樓

接合部形式	壁基準耐力 (kN/m)			
	2.0	3.0	5.0	7.0
符合「平成12年建告1460號」規定之連結鐵件	1.0	1.0	1.0	1.0
3kN 以上	1.0	0.8	0.65	0.5
3kN 未滿 (構面兩端為通柱)	0.7	0.6	0.45	0.35
3kN 未滿	0.7	0.35	0.25	0.2

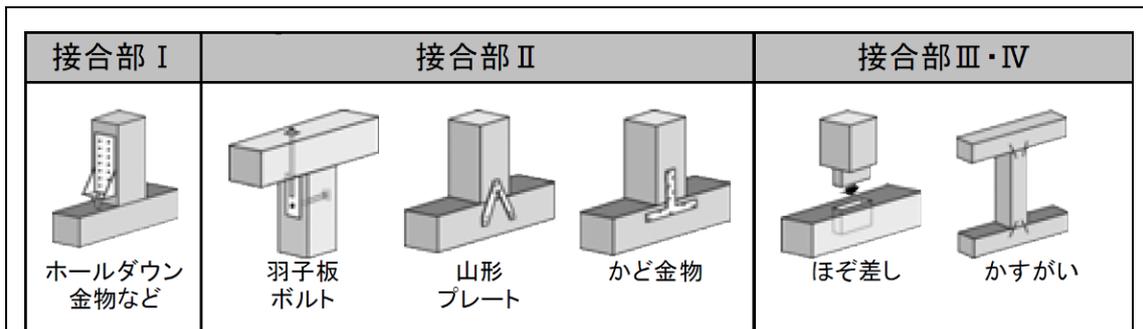
② 2層樓建物的1樓、3層樓建物的2樓及1樓

接合部形式	2.0			3.0			5.0			7.0		
	基礎 I	基礎 II	基礎 III	基礎 I	基礎 II	基礎 III	基礎 I	基礎 II	基礎 III	基礎 I	基礎 II	基礎 III
符合「平成12年建告1460號」規定之連結鐵件	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	1.0	0.85	0.7	1.0	0.8	0.6
3kN 以上	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.8	0.9	0.8	0.7	0.8	0.7	0.6
3kN 未滿 (構面兩端為通柱)	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6
3kN 未滿	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6

表 4.2.14 接合部耐力折減係數 K_j(之二)

③ 單層樓建物

壁基準耐力 (kN/m)	2.0			3.0			5.0			7.0		
基礎形式	基礎 I	基礎 II	基礎 III	基礎 I	基礎 II	基礎 III	基礎 I	基礎 II	基礎 III	基礎 I	基礎 II	基礎 III
符合「平成12年建告1460號」規定之連結鐵件	1.0	0.85	0.7	1.0	0.85	0.7	1.0	0.8	0.7	1.0	0.8	0.7
3kN 以上	1.0	0.85	0.7	0.9	0.75	0.7	0.85	0.7	0.65	0.8	0.7	0.6
3kN 未滿	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3



接合部 I 符合“平成 12 年建告 1460 號”規定之連結鐵件

接合部 II 3KN 以上，魚尾螺栓(羽子板ボルト)、V 形鐵件(山形プレート VP)、T 形或 L 形鐵件(かど金物 CP-T、CR-L)、硬木栓(込み栓)

接合部 III 3KN 未滿，公母榫(ほぞ差し)、釘接合(釘打ち)、螞蟻釘(かすがい)等(構面兩端為通柱)

接合部 IV 3KN 未滿，公母榫、釘接合、螞蟻釘等(非通柱)

圖 4.2.2 接合部類型示意圖



基礎 I 無劣化的 RC 閥式基礎或 RC 布基礎

基礎 II 劣化的 RC 布基礎、無筋混凝土布基礎、地板構造下具石基之木短柱

基礎 III 其他型式之基礎(磚砌布基礎)

圖 4.2.3 基礎類型示意圖

表 4.2.15 柱頭柱腳接合方式之容許軸拉力

N の値	柱頭柱腳接合部形式	許容耐力又は降伏耐力 (kN)
0	短ほぞ差し (短公母榫)	0
	かすがい打ち (螞蝗釘接合)	1.1
0.65	長ほぞ差し込み栓 (長公母榫貫入接合)	3.8
	かど金物 CP-L (CP-L型角鐵)	3.4
1.0	かど金物 CP-T (CP-T型角鐵)	5.1
	山形プレート VP (山形鐵件VP)	5.9
1.4	羽子板金物又は短冊金物 (非螺釘接合)	7.5
1.6	羽子板金物又は短冊金物 (螺釘接合)	8.5
1.8	引き寄せ金物 HD-10 (10KN金屬支持座)	10.0
2.8	引き寄せ金物 HD-15 (15KN金屬支持座)	15.0
3.7	引き寄せ金物 HD-20 (20KN金屬支持座)	20.0
4.7	引き寄せ金物 HD-25 (25KN金屬支持座)	25.0
5.6	引き寄せ金物 HD-15×2 個(15KN金屬支持座×2枚)	30.0
(7.5)	引き寄せ金物 HD-20×2 個(20KN金屬支持座×2枚)	40.0

() は暫定的な数値

表 4.2.16 壁體劣化耐力折減係數 dKw

(a) 壁體構材劣化耐力折減係數 dKw (建物最上層以外之樓層用)

劣化程度	壁基準耐力 (kN/m)			
	2.5 未満	2.5 以上 4.0 未満	4.0 以上 6.0 未満	6.0 以上
① 無劣化	1.0	1.0	1.0	1.0
② 構材有部分劣化 (以螺絲起子做插入判定・或各構材有明顯 腐朽者)	1.0	0.9	0.8	0.8
③ 構材有明顯劣化 (以螺絲起子簡單的深插入判定・構材有明顯 劣化並已無耐力者)	1.0	0.8	0.7	0.6

(b) 壁體構材劣化耐力折減係數 dKw (建物最上層用)

劣化程度	壁基準耐力 (kN/m)			
	2.5 未満	2.5 以上 4.0 未満	4.0 以上 6.0 未満	6.0 以上
① 無劣化	1.0	1.0	1.0	1.0
② 構材有部分劣化 (以螺絲起子做插入判定・或各構材有明顯 腐朽者)	0.85	0.7	0.6	0.6
③ 構材有明顯劣化 (以螺絲起子簡單的深插入判定・構材有明顯 劣化並已無耐力者)	0.7	0.35	0.25	0.2

(2) 軟弱樓層剛度折減

樓層剛性率計算方式如下，單層建築無需折減：

$$F_s = 1.0 / (2.0 - R_s / 0.6) \quad \dots\dots\dots (R_s \leq 0.6) \quad \text{【式 6-2】}$$

$$F_s = 1.0 \quad \dots\dots\dots (0.6 \leq R_s) \quad \text{【式 6-3】}$$

式中：

R_s 為各樓層之剛性率： $R_s = rs / \bar{rs}$

rs 為該樓層層間位移角倒數，層間位移角=樓層必要耐力/樓層總剛度

\bar{rs} 為所有樓層位移角倒數之平均值

(3) 偏心率對照不同平均樓板倍率之折減係數 F_e

偏心率是考量建築物重心與剛心的不一致而計算求得，其中重心與建築物單位面積的重量及平面形狀有關，剛心則與建築物的牆體強度與配置有關。當建築物的偏心率越大，建築物遭遇到水平地震力時所產生的偏心扭轉也越大，對建築物愈加不利。偏心率的相關計算公式如表 4.2.17，最後再由偏心率與平均樓板倍率，查表 4.2.18 得偏心折減係數，其中樓板倍率詳表 4.2.19。

表 4.2.17 偏心率計算方式

	x 方向牆體	y 方向牆體
從座標軸到剛心的距離	$y_s = \frac{\sum l_x \cdot y}{\sum l_x}$	$x_s = \frac{\sum l_y \cdot x}{\sum l_y}$
從座標軸到重心的距離	$y_g = \frac{\sum W \cdot y}{\sum W}$	$x_g = \frac{\sum W \cdot x}{\sum W}$
偏心距離	$e_y = y_s - y_g $	$e_x = x_s - x_g $
彈力半徑	$r_{e,x} = \sqrt{\frac{\sum l_x (y - y_s)^2 + \sum l_y (x - x_s)^2}{\sum l_x}}$	$r_{e,y} = \sqrt{\frac{\sum l_y (x - x_s)^2 + \sum l_x (y - y_s)^2}{\sum l_y}}$
偏心率	$R_{e,x} = \frac{e_y}{r_{e,x}}$	$R_{e,y} = \frac{e_x}{r_{e,y}}$

S 為剛心(x_s, y_s)

G 為重心(x_g, y_g)

e_x 、 e_y 為偏心距離

l_x 、 l_y 分別為 x 向與 y 向的剛度

x、y 分別為對應座標軸的位置

W 為相對應面積的建築物重量

表 4.2.18 偏心率對照不同平均樓板倍率之折減係數 F_e

偏心率 (Re) 平均樓板倍率	偏心率 (Re)				
	$Re < 0.15$	$0.15 \leq Re < 0.3$	$0.3 \leq Re < 0.45$	$0.45 \leq Re < 0.6$	$0.6 \leq Re$
1.0 以上	1.00	$1/(3.33Re+0.5)$	$(3.3 - Re)/[3(3.33Re+0.5)]$	$(3.3 - Re)/6$	0.45
0.5 以上 1.0 未滿			$(2.3 - Re)/[2(3.33Re+0.5)]$	$(2.3 - Re)/4$	0.425
0.5 未滿			$(3.6 - 2Re)/[3(3.33Re+0.5)]$	$(3.6 - 2Re)/6$	0.40

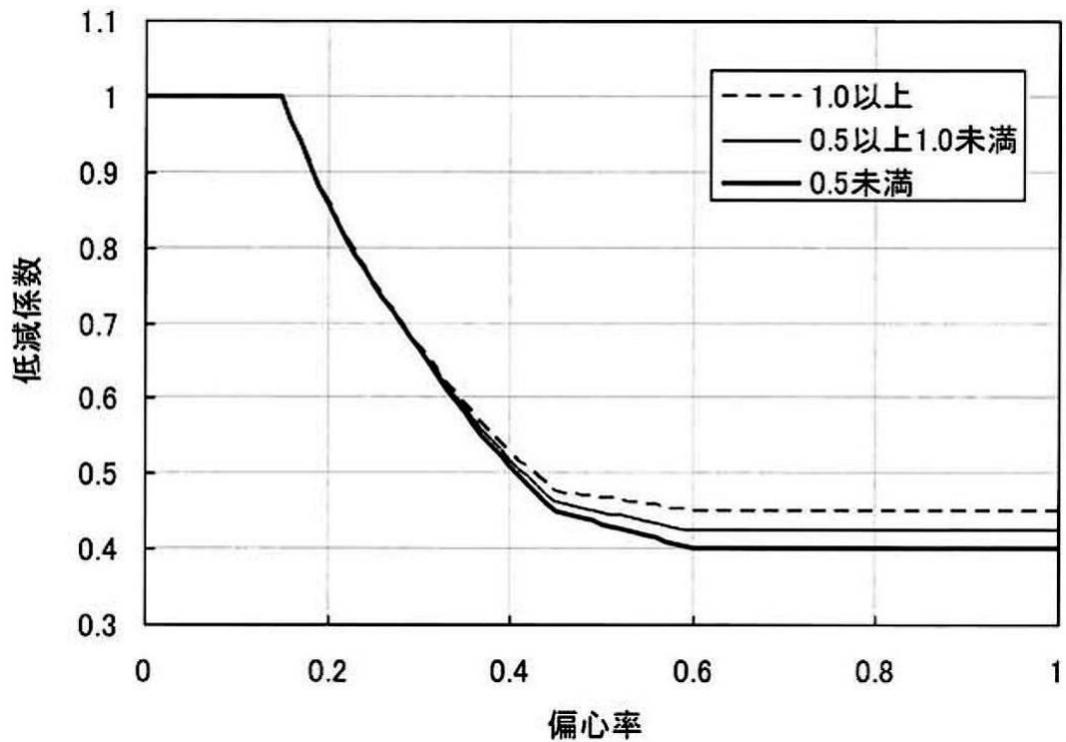


圖 4.2.4 偏心率-折減係數 折線圖

表 4.2.19 樓板倍率表

編號	水平構面形式	倍率
1	構造用合板 12mm 以上或構造用木質板 1·2 級以上、全埋入格柵托樑 @340 以下、N50@150 以下	2.00
2	構造用合板 12mm 以上或構造用木質板 1·2 級以上、半埋入格柵托樑 @340 以下、N50@150 以下	1.60
3	構造用合板 12mm 以上或構造用木質板 1·2 級以上、無埋入格柵托樑 @340 以下、N50@150 以下	1.00
4	構造用合板 12mm 以上或構造用木質板 1·2 級以上、全埋入格柵托樑 @500 以下、N50@150 以下	1.40
5	構造用合板 12mm 以上或構造用木質板 1·2 級以上、半埋入格柵托樑 @500 以下、N50@150 以下	1.12
6	構造用合板 12mm 以上或構造用木質板 1·2 級以上、無埋入格柵托樑 @500 以下、N50@150 以下	0.70
7	構造用合板 24mm 以上、無隔柵托樑、4 周釘接合、N75@150 以下	3.00
8	構造用合板 24mm 以上、無隔柵托樑、川字釘接合、N75@150 以下	1.20
9	幅 180 杉板 12mm 以上、全或半埋入隔柵托樑 @340 以下、N50@150 以下	0.39
10	幅 180 杉板 12mm 以上、無埋入格柵托樑 @340 以下、N50@150 以下	0.30
11	幅 180 杉板 12mm 以上、全埋入格柵托樑 @500 以下、N50@150 以下	0.26
12	幅 180 杉板 12mm 以上、半或無埋入隔柵托樑 @500 以下、N50@150 以下	0.24
13	5 寸斜面以下、構造用合板 9mm 以上或構造用木質板 1·2·3 級、垂木 @500 以下無埋入、N50@150 以下	0.70
14	矩斜面以下、構造用合板 9mm 以上或構造用木質板 1·2·3 級、垂木 @500 以下無埋入、N50@150 以下	0.50
15	5 寸斜面以下、幅 180 杉板 9mm 以上、垂木 @500 以下無埋入、N50@150 以下	0.20
16	矩斜面以下、幅 180 杉板 9mm 以上、垂木 @500 以下無埋入、N50@150 以下	0.10
17	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 2.5 m ² 以下、梁背 240 以上	0.80
18	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 2.5 m ² 以下、梁背 150 以上	0.60
19	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 2.5 m ² 以下、梁背 105 以上	0.50
20	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 3.3 m ² 以下、梁背 240 以上	0.48
21	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 3.3 m ² 以下、梁背 150 以上	0.36
22	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 3.3 m ² 以下、梁背 105 以上	0.30
23	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 5.0 m ² 以下 梁背 240 以上	0.24
24	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 5.0m 以下、梁背 150 以上	0.18
25	火打接合、金物 HB 或木製 90×90、平均負擔面積 5.0m 以下、梁背 100 以上	0.15

3.上部構造評點

將保有耐力 edQ_u 與必要耐力 Q_r 相除，即可得出上部構造評點，診斷結果之判定如表 4.2.20。

表 4.2.20 評分與診斷結果判定關係

上部構造評點	判定
$edQ_u / Q_r \geq 1.5$	耐震能力佳·安全
$1.5 > edQ_u / Q_r \geq 1.0$	正常情況下安全
$1.0 > edQ_u / Q_r \geq 0.7$	可能有危險
$edQ_u / Q_r < 0.7$	有地震破壞疑慮·應儘速適度結構補強

(三)建築物耐震能力評估(RC 構造)

臺中支局葉菸草再乾燥場建築群中，桶菸倉庫、複薰工廠、鍋爐室主體建築為一或二層鋼筋混凝土造建築物，除 RC 柱樑構架可抵抗水平外力外，其牆體亦可提供抗剪強度。

本評估方式是以 475 年為回歸期設計地震作用條件下，根據建築物耐震設計規範及解說規定，在靜力分析時，工址設計水平譜加速度 SaD 不得低於 0.4SDS，而臺中支局葉菸草再乾燥場建築群位於臺中市大里區，鄰近車籠埔斷層，SDS=0.928，故其目標地表加速度 AT 為 0.3712g，依其 Is 值評估該建築物之耐震能力。耐震指標 Is 計算方式如下：

$$\text{耐震指標 } I_s = E \times Q$$

其中，E 為基本耐震性能。即考量建築物重量及工址水平譜加速度，並計算結構底層各別抗橫力構材之強度，分為 RC 柱、磚牆及 RC 牆三種，將構材截面積，乘以其單位面積極限剪力強度，計算得出各別構材之強度後，將其加總則可得樓層之強度。再配合韌性容量之假設及根據現行規範之地震力計算方式，可以推得整體底層之耐震能力並給予基本之評分，即為「基本耐震性能」之評分。

Q 則為整體調整因子，即考量建築物之結構現況，如：平面及立面對稱性、變形程度、短柱嚴重性等項目，綜合評估求得其調整因子。將「基本耐震性能」與「整體調整因子」相乘，則可得建築物之「耐震指標」Is，據以判斷其是否有耐震能力上之疑慮。

耐震能力判別方式如表 4.2.21 所示：高於 100 分者，尚無耐震疑慮，應不至發生嚴重結構上之破壞，地震發生後僅需簡單修復即可繼續使用；80~100 分者，有耐震疑慮，耐震性之安全係數尚不符合耐震設計規範，仍有耐震性能不足的疑慮，其耐震能力之提升列為次優先對象；低於 80 分者，確有耐震疑慮，若有相當於 475 年回歸週期之地震發生時，將有嚴重損壞或倒塌之疑慮，應最優先進行耐震能力之確認，以避免地震發生時造成嚴重傷亡。

表 4.2.21 耐震能力初步評估判別方式

80 分 > Is 值	80 分 ≤ Is 值 < 100 分	100 分 ≤ Is 值
耐震能力-低	耐震能力-中	耐震能力-高
耐震能力頗為不足， 確有耐震疑慮。	耐震能力有可能不足， 有耐震上的疑慮。	目前尚無耐震疑慮

(四)磚牆砌體面內耐震能力，以樓層極限剪力係數法分析評估(磚構造)

臺中支局葉菸草再乾燥場建築群中，汽罐室主體建築原一層磚造建築物，當建築物受到水平地震力作用時，主要是由磚造砌體牆承擔及抵抗，由於在受到不同方向之地震力作用時，其主要牆體之傳力機制及力學行為亦會不同，因此，評

估時依牆體受力之不同分成面內及面外兩部分，並經由本評估方法計算並預測磚造建築物對抗剪力破壞及牆面撓曲的行為是否產生裂縫。

面內一極限層剪力係數法

對於面內之耐震安全評估，採「極限層剪力係數法」。其方法是先計算建築物重量、地震力、建築物中每道牆體所受的地震剪力、每道牆體的極限抗剪能力後，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。基底剪力根據「建築物耐震設計規範及解說」計算，詳如 6-3-2 節計算。

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W = C_S W$$

基底剪力依照規範 2.11 節進行豎向分配，建築物各層分配地震力 F_i 如下：

$$F_i = \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^n W_j H_j} \times V$$

468

其中： F_i ：第 i 層質點處的水平地震力； W_i 、 W_j ：集中質點 i 、 j 之重量； H_i 、 H_j ：質點 i 、 j 之高度。

2. 計算建築物每道牆體所受之地震剪力 $V_{ej}(i)$

各層地震剪力為 i 層以上各層地震作用力之和：

$$V_i = \sum_i^n F_i$$

同一樓層橫向各牆體所分配之水平地震力，如果該層為剛性樓版，其水平剛性大，各牆體所承受之地震剪力按各牆體的側移剛度比例進行分配。

$$V_{ej}(i) = \frac{K_{ij}}{\sum_{k=1}^n K_{ik}} V_i$$

式中： $V_{ej}(i)$ 為第 i 層第 j 道牆所分配的水平地震力； K_{ij} 、 K_{ik} 為第 i 層第 j 、 k 道牆抗側力等效剛度。

當牆段高寬比 $\frac{h_j}{b_j} < 1$ 時，可只考慮剪切變形，即：

$$K_{js} = \frac{1}{\delta_{js}} = \frac{GA_j}{\xi h_j} = \frac{Et_j b_j}{3h_j}$$

式中： K_{js} 為僅考慮剪切變形時，第 j 道牆之側移剛度；

δ_{js} 為僅考慮剪切變形時，第 j 道牆之側移柔度；

G 為體之剪變模數， $G=0.4E$ ，（磚之 Poisson' s ratio 約為 0.25）；

E 為砌體之彈性模數；

A_j 為第 j 道牆橫截面面積， $A_j = b_j t_j$ ；

b_j 為第 j 道牆之寬度；

t_j 為第 j 道牆之厚度；

ξ 為剪應力分布不均勻係數，矩形斷面取 $\xi=1.2$ ；

h_j 為牆之高度；

當牆段高寬比 $1 < \frac{h_j}{b_j} < 4$ 時，考慮剪切變形與彎曲變形，即

$$K_{js} = \frac{1}{\delta_{js} + \delta_{jb}} = \frac{1}{\frac{3h_j}{Et_j b_j} + \frac{h_j^3}{Et_j b_j^3}}$$

469

其中：

K_{js} 考慮剪切變形與彎曲變形時，第 j 道牆之側移剛度

δ_{jb} 考慮彎曲變形時，第 j 道牆之側移柔度

其他符號同上頁。

當牆段高寬比 $\frac{h_j}{b_j} > 4$ 時，其側移剛度很小，可取 $K_j = 0$ 。

如為柔性樓版，則各橫牆所承擔的地震作用力，可依該牆體之重力荷載比例進行分配。

$$V_{ej}(i) = \frac{W_{ij}}{W_i} V_i$$

其中： W_{ij} 為第 i 層第 j 道牆所承擔面積的重量。

W_i 為第 i 層的重量。

3. 計算各牆體的極限抗剪能力（受剪承载力） $V_{Rj}(i)$

各牆體的極限抗剪能力計算採下列方程式：

$$V_{Rj}(i) = f_{VE} \times A_j(i)$$

$$f_{VE} = \frac{f_V}{1.2} \times \sqrt{1 + 0.45 \times \frac{\sigma_0}{f_V}}$$

其中：

$V_{Rj}(i)$ ：第 i 層第 j 道牆受剪承载力

f_{VE} ：牆體在破壞線高度處有效剪力強度

$A_j(i)$ ：第 i 層第 j 道牆在破壞線高度處水平截面積

σ_0 ：第 j 道牆在破壞線高度處平均壓應力

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 $\xi_{Rj}(i)$

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

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

470

5. 計算樓層剪力係數 $\xi_R(i)$

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：

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

$\xi_R(i)$ ：第 i 層的橫向或縱向牆體極限剪力係數

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

依照建築物構造現況判斷結構系統有利因素及不利因素，並依照構造條件對耐震能力進行加成或折減，有利因素及不利因素之條件與對應係數數整理於表 4.2.22 及表 4.2.23。

表 4.2.22 極限層剪力法有利因素

構造條件	損壞程度	有利係數 λ_1
建築物四個角落設置構造柱	中等破壞以內	1.0
	嚴重破壞和倒塌	1.1
每隔一個開間即設置構造柱	中等破壞以內	1.05
	嚴重破壞和倒塌	1.25

表 4.2.23 極限層剪力法不利因素

構造條件	不利係數 λ_1
施工品質現況：包括縱、橫牆的交丁、砌築方式、砂漿飽滿程度品質不佳。	0.9
建築物出現不均勻下陷所產生的交叉裂縫	0.7~0.9
磚牆上部無水平圈樑之設置	0.9
牆體高寬比大於 2/3	0.9
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	0.7
開口率大於 1/3	0.8
開口位置配置呈不規則分佈	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 4.2.24 所述的破壞狀況，而各破壞狀況對應之具體震害描述如表 4.2.25 所示。

表 4.2.24 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 4.2.25 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。

(五)磚牆面外耐震能力評估，以降伏線法分析評估(磚構造)

1.面外—降伏線法

本評估方法參考國立成功大學建築研究所的博士論文(林裕鈞，2013，「歷史建築磚牆面外水平耐力評估研究」)，採降伏線法評估面外壁體安全性。降伏線法是根據平板的降伏線定理，計算築物牆體面外之水平極限耐力，再與此建築物在地震作用下之面外磚牆受力大小進行比較，以判斷磚牆面外方面是否安全。

對於連續樑和構架，當只有一個臨界斷面(critical section)達到極限彎矩時，一般不會立即破壞，而是在該斷面會形成一個塑性鉸。在該斷面，它允許轉動，但彎矩基本上保持常量，此時載重將持續傳遞到該跨還沒有達到極限強度的其它斷面上或其他構件之斷面。在平板中，相應的機構稱為降伏線，對於超載的板發生非彈性轉動時，沿降伏線單位長度上的抵抗彎矩為一常量，降伏線的作用為板塊的轉動軸。

一旦降伏後，在降伏斷面處板的曲率會急遽增大，撓度亦不成比例地增大，與降伏線處因塑性變形所產生的曲率相比，在板跨其餘部分的彈性曲率很小，在降伏線和支承之間的版塊可以看作是剛性體，所有的彎曲發生在降伏線處。

如圖 4.2.5 所示之靜定板，當形成一條降伏線後即產生倒塌，形成一個機構，在鉸和支承之間的版塊可在載重不增加的情況下移動；然而對於靜不定結構，即使形成了一條或更多的降伏線仍能支撐載重而不會倒塌，如圖 4.2.6 所示的兩邊固定板，其彎矩分佈如圖 4.2.6(b)所示，隨著載重逐漸增加，在應力較高的支承斷面開始降伏，在支承線鉸處發生轉動，此時載重仍可繼續地增加直到跨度中央的彎矩等於其抵抗彎矩，形成第三個降伏線如圖 4.2.6(c)所示，版即形成一個機構，允許有大的撓度，接著結構發生倒塌。

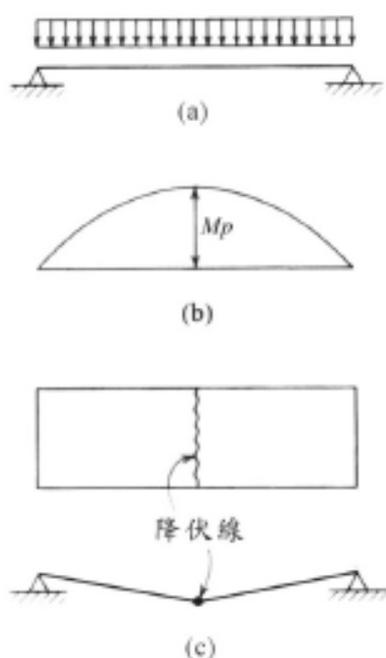


圖 4.2.5 承受均佈載重的簡支單向板

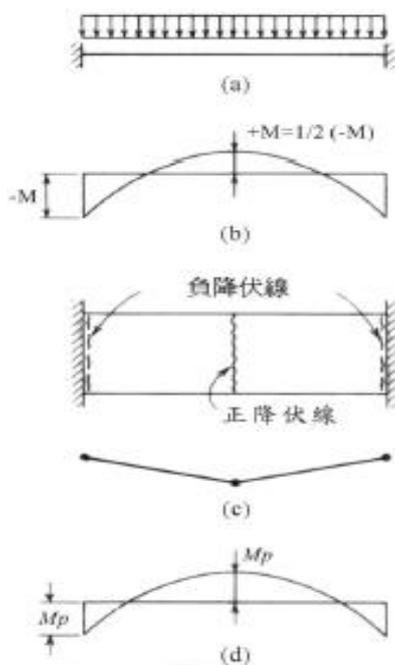


圖 4.2.6 承受均佈載重的固定邊單向板

兩面圍束的磚牆再面外水平力作用下，主要的降伏線如圖 4.2.7(a)所示。其降伏線發生在束制端與中心因受撓曲應力而開裂的水平位置，其長度與磚牆長度相同。

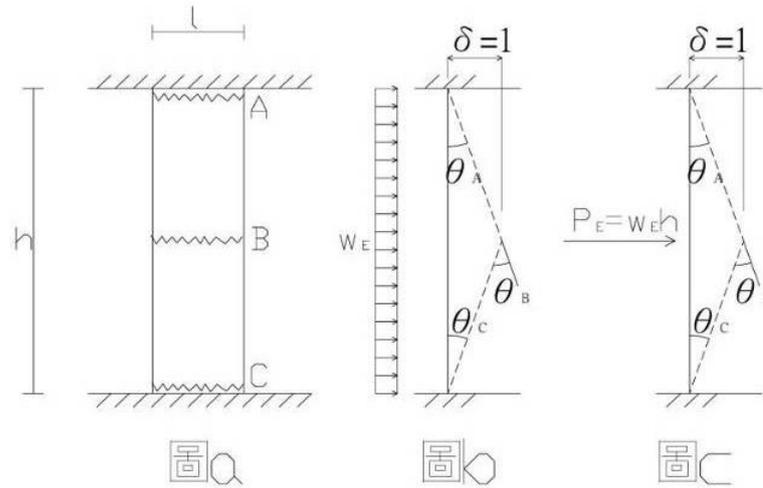


圖 4.2.7 兩面圍束的單向板降伏線示意圖

載重所作的外功如圖 4.2.7(b)所示，假設地震力為均佈載重 W_E 作用於高度為 h 的磚牆上，造成一單位虛位移 $\delta=1$ 。假設均佈載重可視為一集中載重 $P_E=W_E \times h$ 作用於 $h/2$ 處，此時載重所做的功可由下式表示：

$$W_e = 2 \times \int_0^{h/2} W_E \cdot \left(\frac{2x}{h}\right) dx = \frac{W_E h}{2} = \frac{P_E}{2}$$

牆體撓曲破壞容易受到牆體斷面變化、施工性或施力條件等因素影響而有所改變，其對應不同開裂角度之破壞模式大致分為五種，如圖 4.2.8 所示。

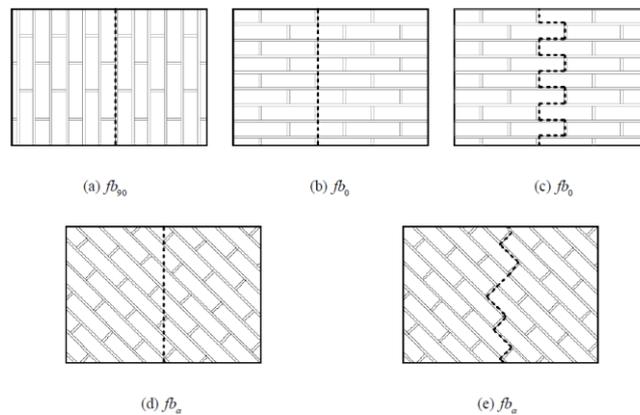


圖 4.2.8 不同開裂角對應之破壞模式示意圖

因撓曲應力作用而產生的水平裂縫為圖 4.2.8(a)之破壞模式，其破壞由紅磚與砂漿介面抗拉強度 f_{mbt} 控制。磚牆本身受到自重及建築物造成的壓應力 σ_0 作用，紅磚與砂漿介面的開裂應力可用下式表示：

$$f_b = f_{mbt} + \sigma_0$$

降伏線之抵抗彎矩 m 的求得，如下式：

$$m = f_b \times s$$

式中， s 為磚單位寬度時，斷面之剖面係數

兩面圍束的磚牆，如圖 4.2.7(b)，其所有降伏線轉動所做的內功，可由下式表示：

$$W_i = m_a \times l_a \times \theta_a + m_b \times l_b \times \theta_b + m_c \times l_c \times \theta_c$$

式中， m_a 、 m_b 與 m_c 為降伏線 A、B 與 C 對應的抵抗彎矩； l_a 、 l_b 與 l_c 為降伏線 A、B 與 C 對應的長度； θ_a 、 θ_b 與 θ_c 為降伏線 A、B 與 C 對應的轉動角度。

$$\theta_a = \theta_c = \frac{\delta}{h/2}, \quad \theta_b = \theta_a + \theta_c$$

令外功 W_e 與內功 W_i 相比，若外功 $W_e >$ 內功 W_i 則表示外力做的功大於抵抗彎矩可做的內功，表示壁體會出現面外裂縫，反之，則不會出現裂縫。

各評估方法依據建築構造、結構系統的不同分別使用，以下分棟進行評估。

三、六棟歷史建築結構安全評估

(一)康樂室

1.建築結構系統

(1)建築物現況與結構系統概述

歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建筑群-康樂室現存為木造一層樓建築，建築結構平面呈一字形，長約 20.7m，寬約 28.21m，現況照片詳圖 4.2.9~圖 4.2.11。總樓地板面積約 583.9m²。建築物為一層建築，脊高為 7.05m，軒高 3.75m，詳圖 4.2.12，牆體為日式木造軸組系統，基礎外周圍採 1B 磚砌布基礎，牆體部分內外牆均為編竹夾泥牆，屋頂為切妻造，屋架採洋小屋，屋面現鋪設部分水泥瓦，部分已改成鋼浪板屋頂，詳圖 4.2.13。建築物概要整理於表 4.2.26。



圖 4.2.9 現況南側立面



圖 4.2.10 現況西側立面



圖 4.2.11 現況東側立面

資料來源：本計畫拍攝

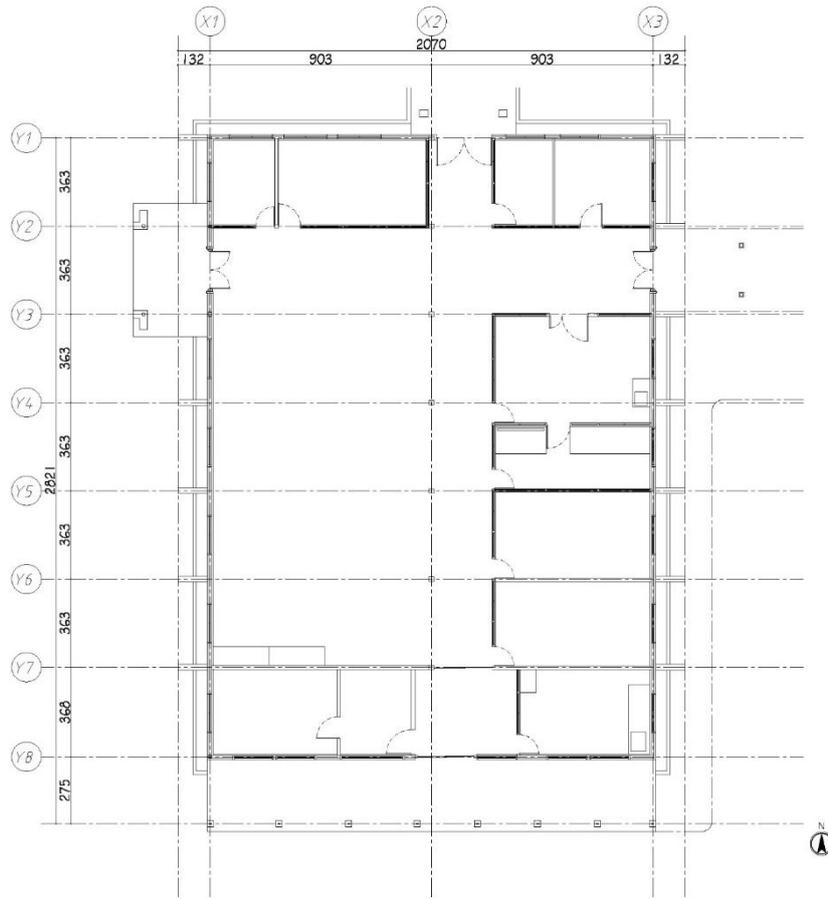


圖 4.2.12 康樂室一層平面圖(現況測繪)

資料來源：本計畫繪製

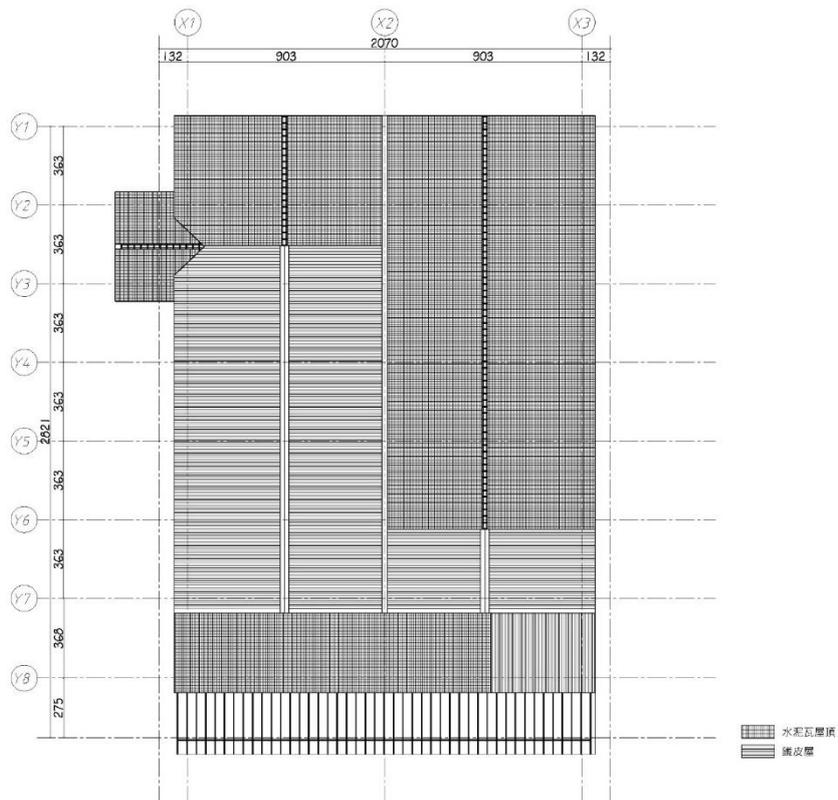


圖 4.2.13 屋頂層平面圖(現況測繪)

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.26 歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-康樂室建築物概要

建物名稱	歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-康樂室
結構系統	單層日式軸組系統
樓地板面積	583.9m ²
屋頂形式	切妻式屋根
屋頂投影面積	581.52m ²
屋頂構造型式	洋小屋構造・水泥瓦屋面
牆體構造型式	外牆：編竹夾泥壁體(土壁厚度 7.5cm) 室外側加設雨淋板・室內側加設矽酸鈣板
	內牆：輕隔間
柱頭柱腳接合方式	榫接
樓板(隔版)構造型式	小屋樑平面有配置火打樑
基礎型式	第 III 型基礎：磚造布基礎

資料來源：本計畫彙整

A. 木屋架

木屋架由兩組西式之豪式木屋架(真束小屋組、Howe Truss)，如圖 4.2.14 所示。跨距約為 9.03m，坡度約為 1:2，如圖 4.2.15 所示。單組屋架由合掌(水平大料)、陸樑(人字大料)、真束(正同柱)及方杖(斜撐)構成，陸樑上組立真束、方杖與合掌。其中陸樑因構件較長，長材料取得不易，以添板方式續接，且相鄰兩組屋架續接位置交錯配置。

屋架兩端支承於木柱上方，以敷桁及鼻母屋上下以螺栓夾固，敷桁另以螺栓固定於牆上，建築物東西兩側屋架間隔一組設置火打樑加強穩定度，如圖 4.2.16 所示。兩組屋架間縱向連接則有底端的樑挾(振止、水平夾撐)、屋坡上的母屋及屋脊處之棟木及設置筋違(剪刀撐)，剪刀撐之間夾飼木以螺栓對鎖，如圖 4.2.17 所示，維持屋架面外穩定性。縱向樑挾(振止)夾於真束之兩側，於樑挾中間設有飼木以穩定振止間距，並以螺栓將飼木與兩側振止固定，如圖 4.2.18 所示。

如圖 4.2.19 所示屋頂載重經由樺木及母屋傳遞至合掌，再透過真束吊束、斜撐及陸樑傳遞至兩端支承處。而下方天花板載重則透過吊桿傳至天花吊樑，再由天花吊樑傳至屋架，最後傳至兩端支承。

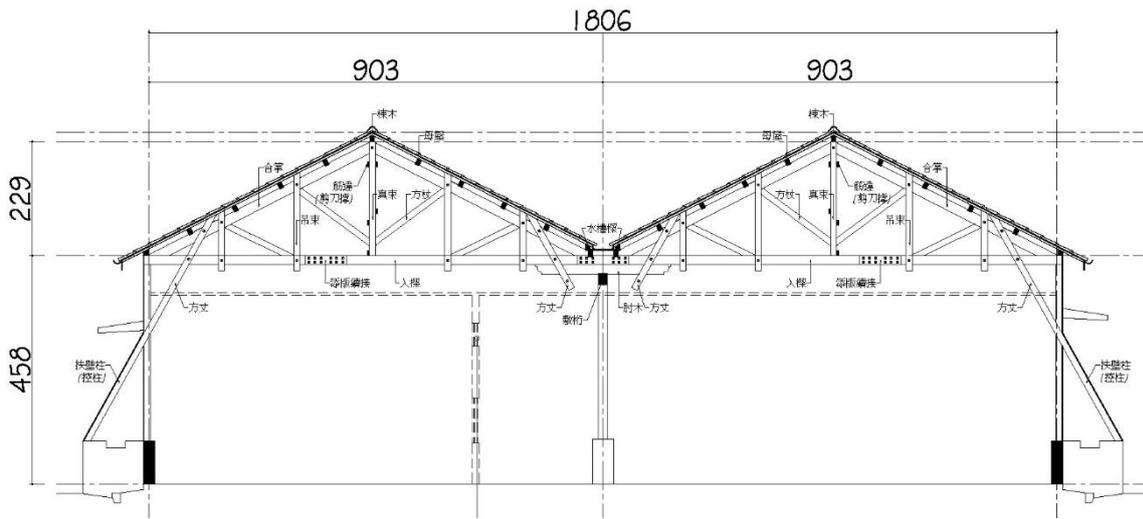


圖 4.2.14 正同柱式木屋架立面圖

資料來源：本計畫繪製

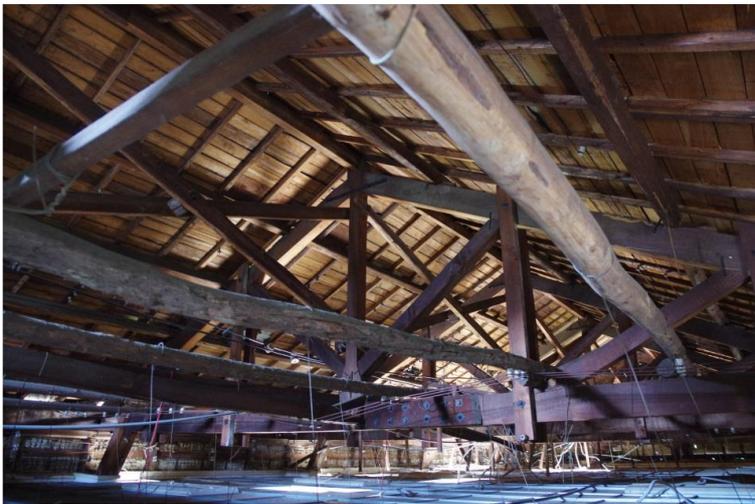


圖 4.2.15 西式正同柱式木屋架

資料來源：本計畫拍攝

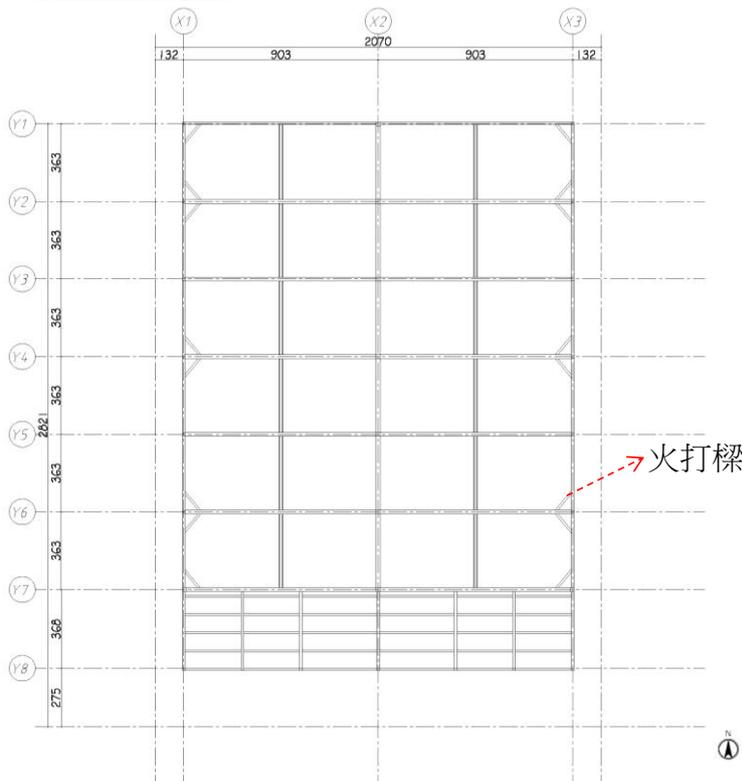


圖 4.2.16 建築東西兩側間隔一組屋架設有火打樑

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.17 西式正同式木屋架間之筋達(剪刀撐)，交點處含飼木



圖 4.2.18 振止與真束、陸樑的關係
資料來源：本計畫拍攝

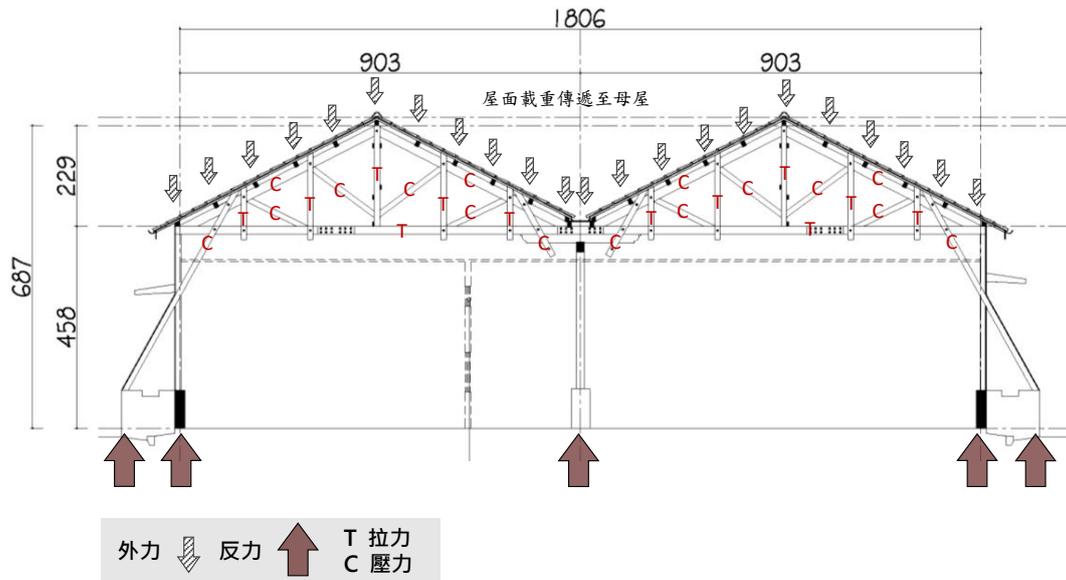


圖 4.2.19 豪式木屋架垂直傳力機制

資料來源：本計畫繪製

B. 壁體

本建築為原始設計為木造建築，四周牆體皆為具結構功能之編竹夾泥牆，如圖 4.2.20 示，用以抵抗垂直及水平兩種方向之作用力，內牆現況為輕隔間。現況建築物外牆為編竹夾泥牆體，外披覆雨淋板，雨淋板轉角處具披水亞鉛板，如圖 4.2.21 示。風力、地震力等水平載重透過木構框架傳遞至壁體，壁體產生剪力抵抗。



圖 4.2.20 編竹夾泥牆
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.21 外牆雨淋板

C.扶壁柱(控柱)

本建築東西兩側外牆具有木扶壁柱，可防止側向變形，如圖 4.2.22~圖 4.2.24 所示。



圖 4.2.22 原始扶壁構造 1



圖 4.2.23 原始扶壁構造 2



圖 4.2.24 原始扶壁構造 3

資料來源：本計畫拍攝

(2)現況結構損壞

木屋架主要損壞為部分木構件被人為切除破壞，詳圖 4.2.25 及圖 4.2.28。

北側入口牆體觀察到編竹夾泥牆崩落，詳圖 4.2.29 及圖 4.2.30；南側入口地坪有明顯裂縫產生，觀察後發現現有地坪下方存有舊有水溝，詳圖 4.2.31 及圖 4.2.32；南側入口磚造牆體處，有垂直裂縫產生，詳圖 4.2.33 及圖 4.2.34。

木屋架



圖 4.2.25 方丈斜撐遭鋸斷



圖 4.2.26 方丈斜撐構件佚失



圖 4.2.27 方丈斜撐樁孔



圖 4.2.28 屋面板破損

資料來源：本計畫拍攝

牆體



圖 4.2.29 牆壁垂直裂縫(X1, Y1)



圖 4.2.30 牆壁垂直裂縫(Y8)



圖 4.2.31 北入口旁編竹牆崩落 1



圖 4.2.32 北入口旁編竹牆崩落 2

資料來源：本計畫拍攝

地坪



圖 4.2.33 地坪垂直裂縫



圖 4.2.34 地坪下方排水溝

資料來源：本計畫拍攝

其他



圖 4.2.35 扶壁柱蛀蝕、雨淋板損壞



圖 4.2.36 雨淋板損壞

資料來源：本計畫拍攝

(3)結構系統傳力機制

日式木造軸組系統，屋頂之水平與垂直載重透過屋架傳遞，由牆體承受。建築平面為一字形，原始建築室內無隔間，後期增設隔間。主要結構系統由上而下可概略分為木屋架洋小屋組、軸組系統(柱樑、牆體)及基礎，以下依各主要構造部位分別探討其結構行為。

A.垂直載重傳遞機制

構架受垂直載重作用時，屋頂重量經由合掌、方丈、真束、吊束再藉由軸組系統中各柱構造將載重傳遞至土台再傳至基礎；如圖 4.2.37。

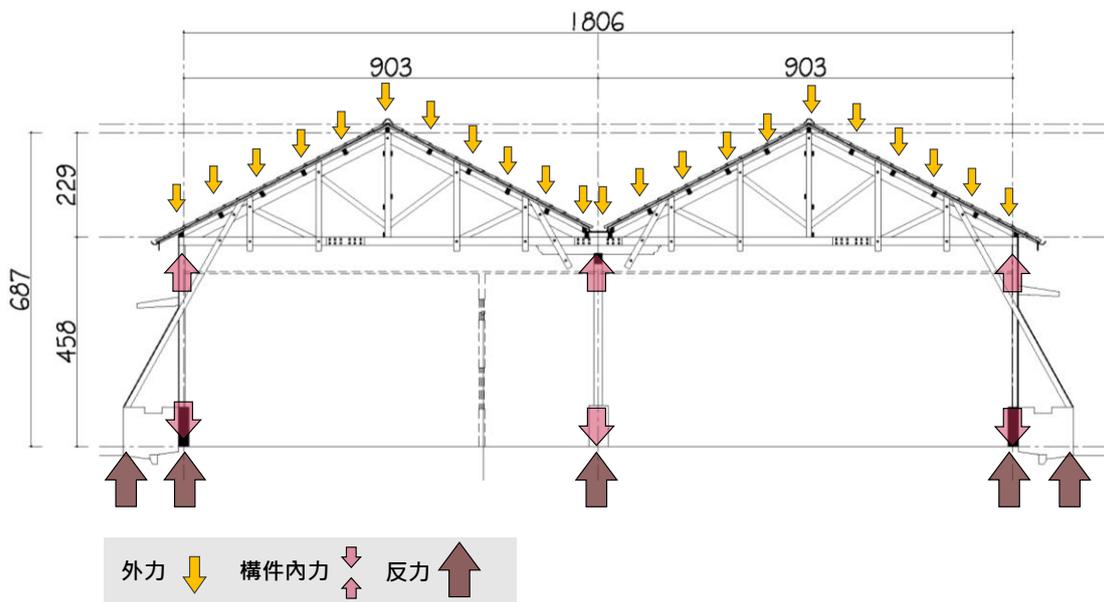


圖 4.2.37 垂直載重傳遞機制

資料來源：本計畫繪製

B.水平載重傳遞機制

水平載重主要來自地震力，建築物自重經由地表加速度的作用產生慣性力，因此地震力的大小與質量略成正比。其水平地震力主要由牆面（編竹夾泥牆）

抵抗，再由牆體傳遞至基礎，其力學的傳遞路徑依序為：屋頂→屋架→木柱、牆體→基礎，如圖 4.2.38。

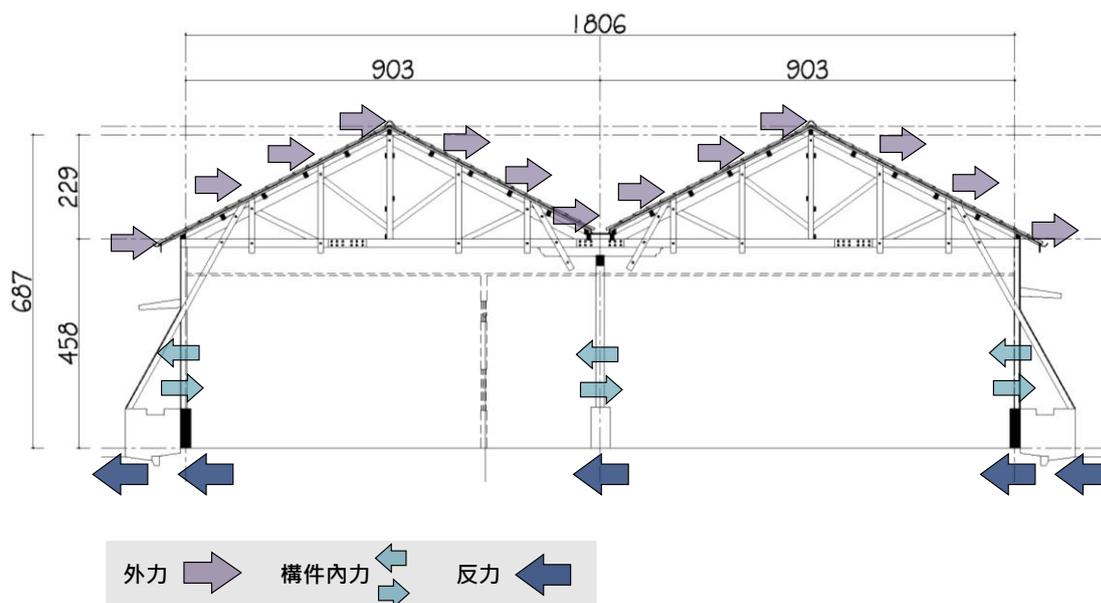


圖 4.2.38 水平載重傳遞機制

資料來源：本計畫繪製

2. 結構安全評估方法

由建築物傳力機制來看，載重由屋頂及樓版位置傳遞至磚牆再傳至基礎，本案結構安全與屋架、樓版之垂直承載力及磚牆面內面外耐震能力有關，於本節評估：

483

(1) 木構造屋頂承載評估

依現行木構造建築物設計及施工技術規範(2011)，施加 D+L 載重，檢核各構件強度是否足以承擔載重所造成之軸力、剪力、彎矩、以及軸力與彎矩之共同作用。

(2) 牆體耐震評估方法

本案牆體的耐震評估是以日本國土交通省住宅局 2012 年監修推行的「木造住宅の耐震診斷と補強方法」中之「保有耐力診斷法」予以評估。上部構造評點，係計算出建築物耐震所需之「必要耐力」，並與壁體所能提供之「保有耐力」作比較，若保有耐力大於必要耐力，代表建築物具基本之耐震能力。在計算壁體耐力時，需針對每一片壁體之開口狀況、接合方式、基礎形式、劣化等級對耐力與剛度進行折減，故須對建築物進行詳細之構造與損壞調查。最後再針對結構系統之樓層剛度差異、重心與剛心之偏心率、柔性樓板之影響，來求得折減後之壁體總耐力。相關方法介紹，請詳第二節內容。

(3)法規地震力計算

依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。詳細計算過程詳本章「第三節 汽罐室結構安全評估、二.(三) 地震力係數計算」，相關數據表格整理如下：

表 4.2.27 康樂室_基本週期 T 及工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

建築物高度及基本週期	康樂室木構架屋頂	工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}	
h_n	7.05m	短週期	$= S_{DS} = 0.928$
T	0.216s		

資料來源：本計畫計算

結構系統係以木料組合成屋架與柱樑，構架間填入編竹夾泥牆，此結構系統在受水平力作用時，主要藉編竹夾泥牆來抵抗橫力，屬具輕構架嵌版牆之承重牆系統，且建築物高度 $<12m$ 其韌性容量 R 查規範表 2-3，取 $R=3.2$ 。

表 4.2.28 康樂室_木構架屋頂_韌性容量 R 及容許韌性容量 R_a

方向	基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	R_a	F_u
X、Y	抗彎矩構架系統	部份韌性抗彎矩_鋼筋混凝土造	3.2	2.47	1.983

資料來源：本計畫計算

表 4.2.29 康樂室_木構架屋頂_ S_{aD}/F_u 及 $(S_{aD}/F_u)_m$ 計算結果

方向	$\frac{S_{aD}}{F_u}$	$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$
X、Y	0.468	0.387

資料來源：本計畫計算

表 4.2.30 康樂室_木構架屋頂_ V 、 V^* 、 V_M 及設計用地震力

方向	V	V^*	V_M	設計用地震力
X、Y	0.346W	0.229W	0.368W	0.368W

資料來源：本計畫計算

(4)法規設計風力計算

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」，進行結構體受風力作用下之分析與校核。康樂室屋頂板之設計風力取 $40kgf/m^2$ ，風力計算詳下表：

表 4.2.31 設計風力

風力計算表 - 主要風力抵抗系統							
封閉式或部分封閉式建築物							
Job Name:				Subject:			
Job Number:				Originator:		Checker:	
Input Data:							
縣市 =	臺中市						
鄉鎮市區 =	大里區						
基本設計風速, V_{10} =	27.5	m/s	(Sect. 2.4)				
建築物分類 =	第三類		(Sect. 2.5)				
重要係數, I =	1.1		(Sect. 2.5)				
地況種類 =	B		(Sect. 2.3)				
屋脊高度, hr =	7.05	m	($hr \geq he$)				
屋簷高度, he =	4.40	m	($he \leq hr$)				
建築物寬度, L_x =	18.00	m	(垂直於屋脊)				
建築物長度, L_y =	25.00	m	(平行於屋脊)				
屋頂形式 =	Gable		(Gable or Monoslope)				
地形係數, K_{zt} =	1.00		(Sect. 2.6 & Fig. 2.3)				
封閉? (Y/N)	Y		(Sect. 1.3)				
基本振動週期 =	1.00						
Resulting Parameters and Coefficients:							
Roof Angle, θ =	16.41	deg.					
Mean Roof Ht., h =	5.73	m	($h = (hr+he)/2$, for angle >10 deg.)				
Check Criteria for a Low-Rise Building:							
1. Is $h \leq 18m$?		<input type="text" value="Yes, O.K."/>		2. Is $h \leq$ Lesser of L_x or L_y ?		<input type="text" value="Yes, O.K."/>	
External Pressure Coeffs., G_{Cpf} (Fig. 28.4-1): (For values, see following wind load tabulations.)							
Positive & Negative Internal Pressure Coefficients, G_{Cpi} (Table 26.11-1):							
+ G_{Cpi} Coef. =		0.375		(positive internal pressure)			
- G_{Cpi} Coef. =		-0.375		(negative internal pressure)			
If $z \leq 5$ then: $K(z) = 2.774 \cdot (5/zg)^{2\alpha}$ (Table 2.2)							
If $z > 5$ then: $K(z) = 2.774 \cdot (z/zg)^{2\alpha}$ (Table 2.2) (Note: z not < 30' for Exp. B)							
α =		0.25		(Table 2.2)			
zg =		400		(Table 2.2)			
K_h =		0.332		$(K_h = K_z \text{ evaluated at } z = h)$			
Velocity Pressure: $q(z) = 0.06 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot (I \cdot V_{10}(C))^2$ (Eq. 2.6) 17.03 kgf/m ²							
q_h =		18.22		kgf/m^2 ($q(h) = 0.06 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot (I \cdot V_{10}(C))^2$ ($q(z)$ evaluated at $z = h$)			
Design Net External Wind Pressures (Sect. 2.2):							
$p = q(G_{Cp}) - q_i(G_{Cpi})$ (kgf/m^2 , Eq. 2.1)							
風力垂直於屋脊(MWFRS) · W_x				平行於屋脊(WMFRS) · W_y			
Surface	C_p	$p =$ Net Pressures (kgf/m^2)		Surface	C_p	$p =$ Net Pressures (kgf/m^2)	
		(w/ + G_{Cpi})	(w/ - G_{Cpi})			(w/ + G_{Cpi})	(w/ - G_{Cpi})
迎風牆面	0.80	18.78	32.44	迎風面	0.80	18.78	32.44
背風牆面	-0.50	-23.96	-10.29	背風面	-0.30	-17.11	-3.44
側風牆面	-0.70	-30.81	-17.15	側風面	-0.70	-30.81	-17.15
迎風屋面	-0.86	-36.22	-22.55	迎風屋面	-0.70	-30.81	-17.15
背風屋面	-0.70	-30.81	-17.15	背風屋面	-0.70	-30.81	-17.15

3. 結構安全評估

康樂室結構安全評估，分為兩區如圖 4.2.39 所示，A 區針對整體木屋架進行結構安全評估，B 區則分為木屋架及壁體進行結構安全評估。

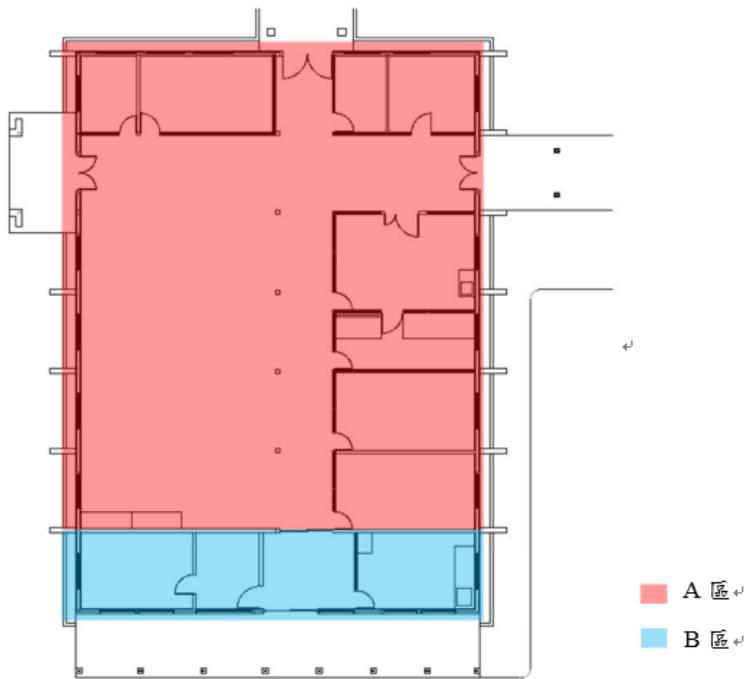


圖 4.2.39 康樂室分區圖
資料來源：本計畫繪製

(1) 木屋架承重結構安全評估

康樂室木屋架之結構安全評估，即將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas/Gen (2016V2.1) 程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定，康樂室屋架之構造型式分為東西向及南北向。

A. 屋架分析模型與構件尺寸

(A) 東西向屋架

東西向屋架由兩組豪式屋架 (Howe Post Truss) 組合而成，分析模型如圖 4.2.40 所示，屋架模型節點編號如圖 4.2.41 所示，屋架桿件編號如圖 4.2.42 所示，構件尺寸如表 4.2.32 所示，木柱支承處設為鉸支承，其中分析模型為便於加載，垂木未建出，其載重直接加載於母屋上。

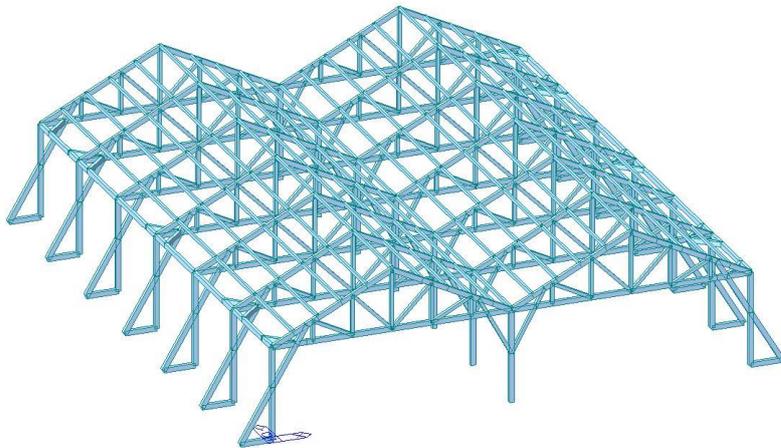


圖 4.2.40 康樂室東西向
分析模型
資料來源：本計畫繪製

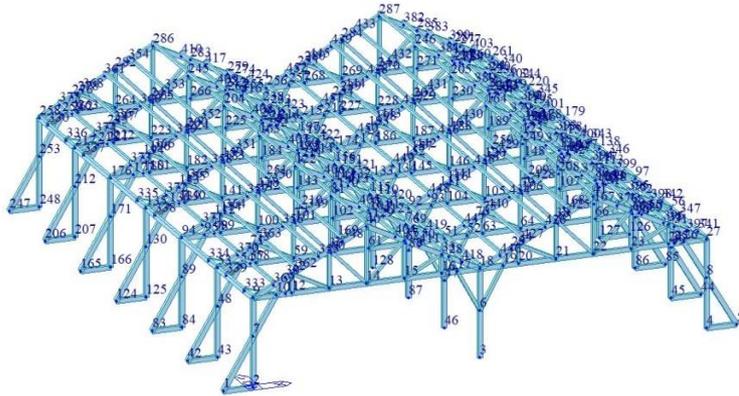


圖 4.2.41 康樂室東西向屋架模型節點編號

資料來源：本計畫繪製

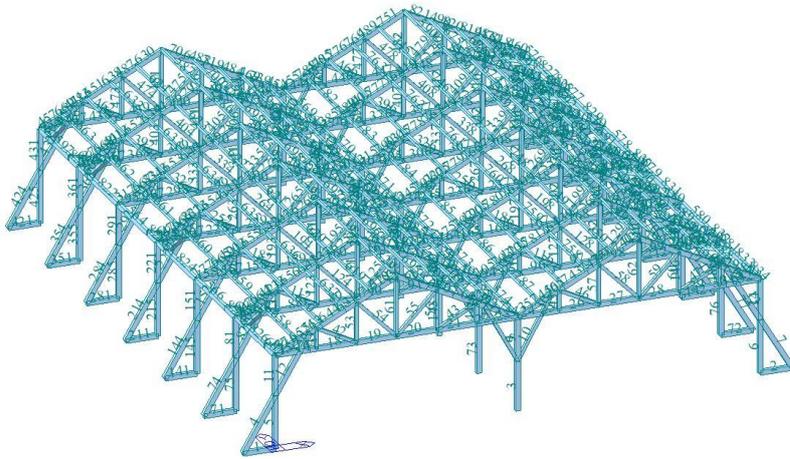


圖 4.2.42 康樂室東西向屋架模型桿件編號

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.32 康樂室東西向屋架構件尺寸表

構件名稱	斷面尺寸(cm)
合掌	12 × 20
陸梁	12 × 18
真束	12 × 12
方丈	12 × 12
吊束	2-6 × 12
柱	13.5 × 18
扶壁柱	13.5 × 18
母屋	12.5 × 18.5
鼻母屋	12.5 × 18.5

資料來源：本計畫彙整

(B)南北向屋架

南北向小屋架分析模型如圖 4.2.43 所示，屋架模型節點編號如圖 4.2.44 所示，屋架桿件編號如圖 4.2.45 所示，構件尺寸如表 4.2.33 所示，其中分析模型為便於加載，垂木及母屋未建出，其載重直接加載於合掌上。

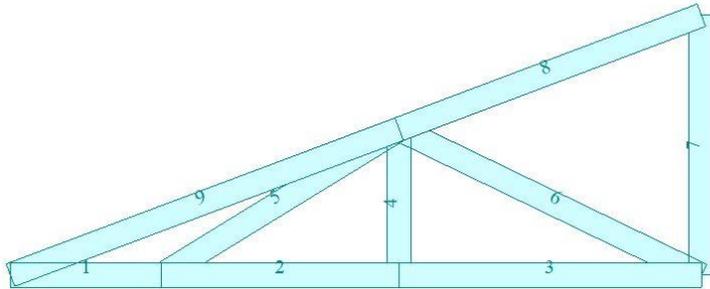


圖 4.2.43 康樂室南北向分析模型

資料來源：本計畫繪製

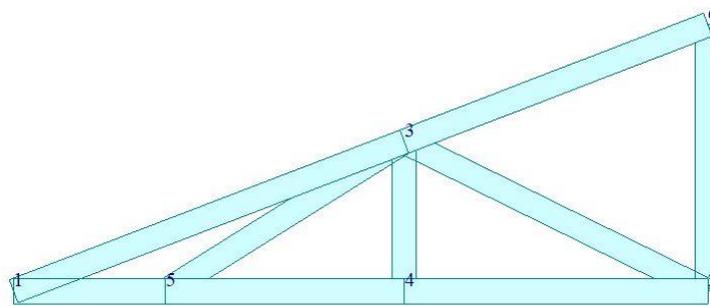


圖 4.2.44 康樂室南北向屋架模型節點編號

資料來源：本計畫繪製

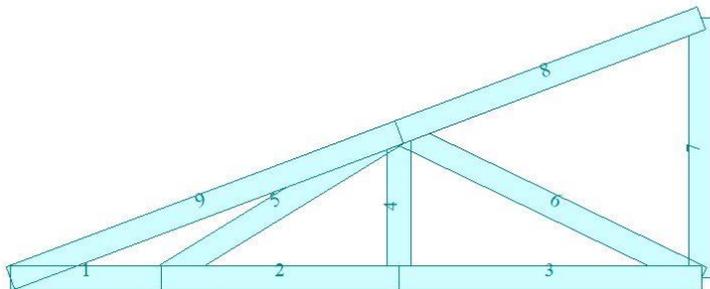


圖 4.2.45 康樂室南北向屋架模型桿件編號

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.33 康樂室南北向屋架構件尺寸表

構件名稱	斷面尺寸(cm)
合掌	12 × 12
陸梁	12 × 12
真束	12 × 12
方丈	12 × 12
吊束	2-6 × 12

資料來源：本計畫彙整

B.材料參數

康樂室屋架木料樹種為檜木，依『木構造建築物設計及施工技術規範』之樹種分類屬針葉樹第Ⅱ類，計算時材級保守取普通結構材，彈性模數為 $E=90 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，木料容許應力如表 4.2.34，木料重量依『建築技術規則』針葉樹木材為 500 kgf/m^3 。

表 4.2.34 普通結構材纖維方向之容許應力（單位： kgf/cm^2 ）

樹種		長期容許應力				短期容許應力
		壓應力	拉應力	彎矩應力	剪應力	
		f_c	f_t	f_b	f_s	f
針葉樹	Ⅱ類	70	55	90	7	長期容許應力之 2 倍

資料來源：本計畫彙整

C.載重設定與載重組合

本案載重組合依『木構造建築物設計及施工技術規範』之表 3.5-1 規定，以一般地區之長期、短期載重進行屋架承載能力檢核，詳表 4.2.35 所示。因此屋架載重除考量靜載重(DL)、活載重(LL)外，亦考慮地震力(EL)、風力載重(WL)。

表 4.2.35 木構造建築物載重組合

載重狀態		一般地區
長期	經常	D+L
短期	地震時	D+L+E
	暴風時	D+L+W

資料來源：本計畫彙整

(A)東西向屋架

屋面單位面積載重詳表 4.2.36，屋架木構件重量由分析程式自動計算，其他靜載重計有屋面載重，康樂室屋頂靜載重以 67 kgf/m^2 計，其設定如表 4.2.36；活載重則依建築技術規則不作用用途之斜屋頂活載重 60 kgf/m^2 計，設定如表 4.2.36 所示；地震力則採用 $0.368 W$ 計，設定如表 4.2.30 所示；風力載重垂直於屋面，迎風面取 -40 kgf/m^2 ，背風面為 -40 kgf/m^2 ，設定如表 4.2.31 所示。

表 4.2.36 康樂室東西向屋面靜載重、活載重

載重類別	項目	單位面積重量(kgf/m^2)
靜載重 (不含屋架構件)	水泥瓦	45
	掛瓦條、屋面板與垂木	12
	鈎木受、天花板	10
	小計	67
活載重 (水平投影面)	不作用用途斜屋頂	60
	小計	60

(B)南北向屋架

屋面單位面積載重詳表 4.2.37，屋架木構件重量由分析程式自動計算，其他靜載重計有屋面載重，康樂室屋頂靜載重以 kgf/m^2 計，其設定如表 4.2.37；活載重則依建築技術規則不作用途之斜屋頂活載重 $60 \text{ kgf}/\text{m}^2$ 計，設定如表 4.2.37 所示；地震力則採用 0.368 W 計，設定如表 4.2.30 所示；風力載重垂直於屋面，迎風面取 $-40 \text{ kgf}/\text{m}^2$ ，背風面為 $-40 \text{ kgf}/\text{m}^2$ ，設定如表 4.2.31 所示。

表 4.2.37 康樂室南北向屋面靜載重、活載重

載重類別	項目	單位面積重量(kgf/m^2)
靜載重 (不含屋架構件)	水泥瓦	45
	掛瓦條、屋面板、母屋與垂木	18
	鈎木受、天花板	10
	小計	73
活載重 (水平投影面)	不作用途斜屋頂	60
	小計	60

資料來源：本計畫彙整

D.屋架分析結果

康樂室之木構架依原貌修復，並將屋架遭切除之方丈依原尺寸復原後。康樂室之木構架結構依『木構造建築物設計及施工技術規範』進行檢核。在三種載中組合下，軸應力、剪應力及彎矩應力皆符合現行木構規範，並無破壞之疑慮，東西向屋架檢核結果如圖 4.2.46~圖 4.2.54 所示，南北向屋架檢核結果如圖 4.2.55~圖 4.2.63 所示。

(A)東西向屋架

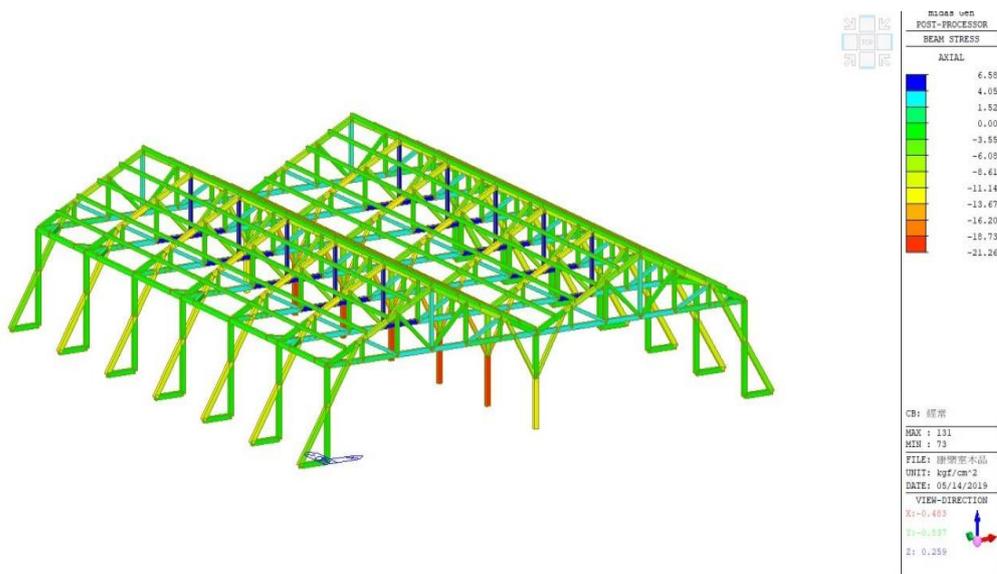


圖 4.2.46 康樂室屋架 D+L 軸應力($\text{unit:kgf}/\text{cm}^2$) (軸壓應力最大值為 $21.26 \text{ kgf}/\text{cm}^2 < \text{Lfc}=70 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \dots \text{OK}$)

資料來源：本計畫繪製

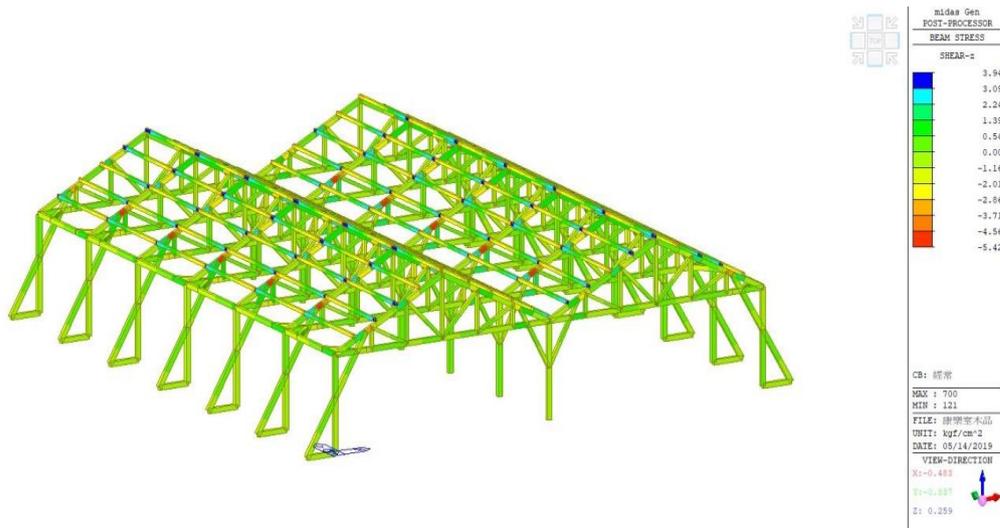


圖 4.2.47 康樂室屋架 D+L 剪應力(unit:kgf/cm²) (剪應力最大值為 5.42 kgf/cm² < Lfs=7 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

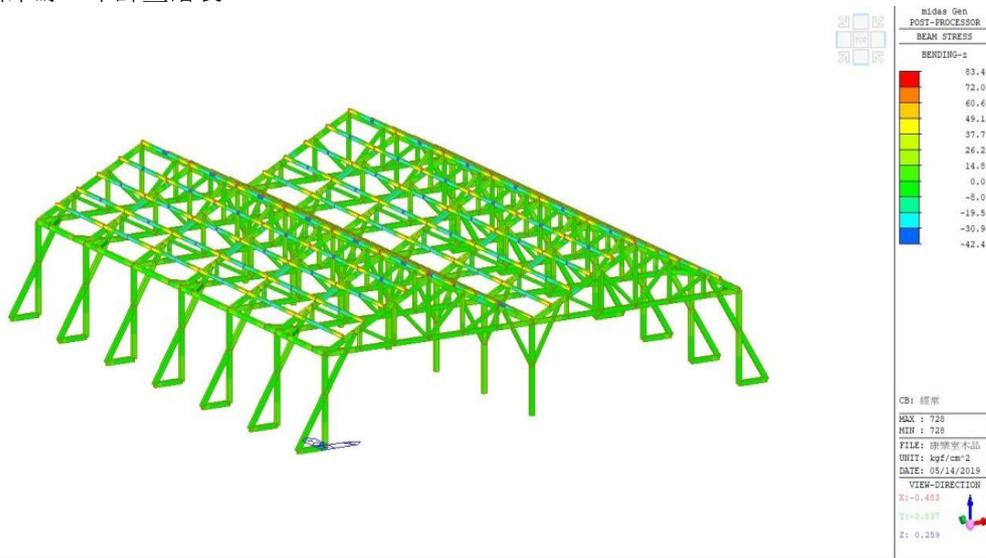


圖 4.2.48 康樂室屋架 D+L 彎矩應力(unit:kgf/cm²) (彎矩應力最大值為 83.49 kgf/cm² < Lfb=90 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

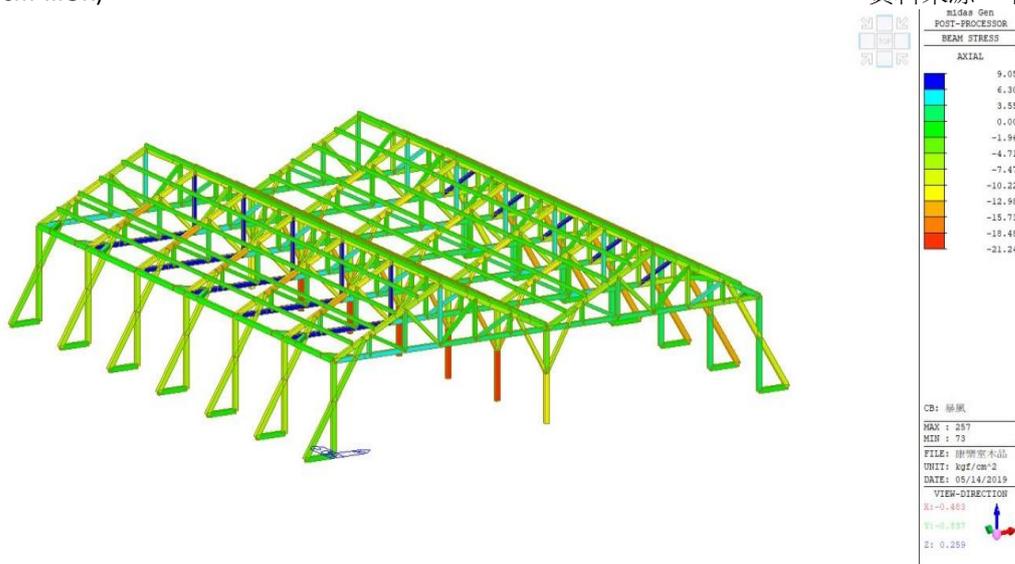


圖 4.2.49 康樂室屋架 D+L+W 軸應力(unit:kgf/cm²) (軸壓應力最大值為 21.24 kgf/cm² < Lfc=70 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

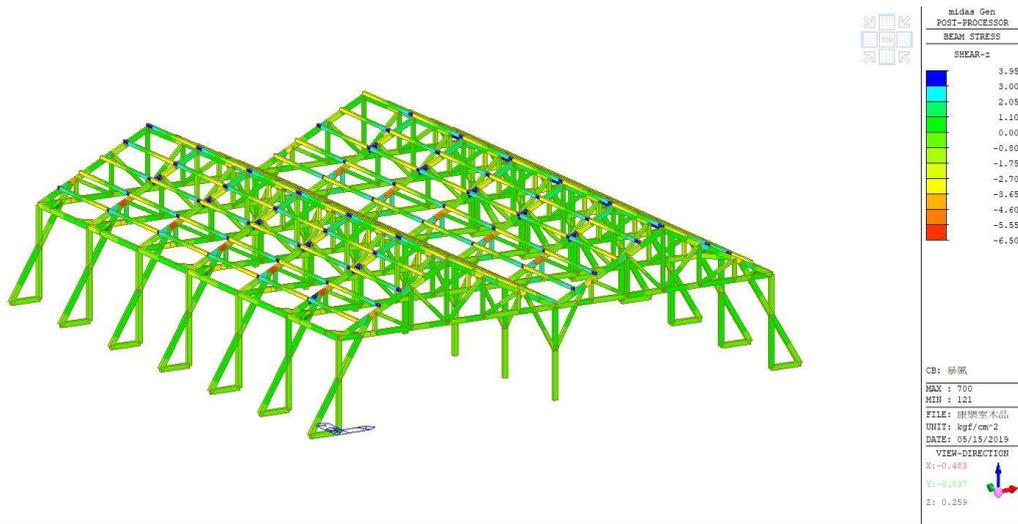


圖 4.2.50 康樂室屋架 D+L+W 剪應力(unit:kgf/cm²) (剪應力最大值为 6.50 kgf/cm² < Lfs=7 kgf/cm²...OK)
 資料來源：本計畫繪製

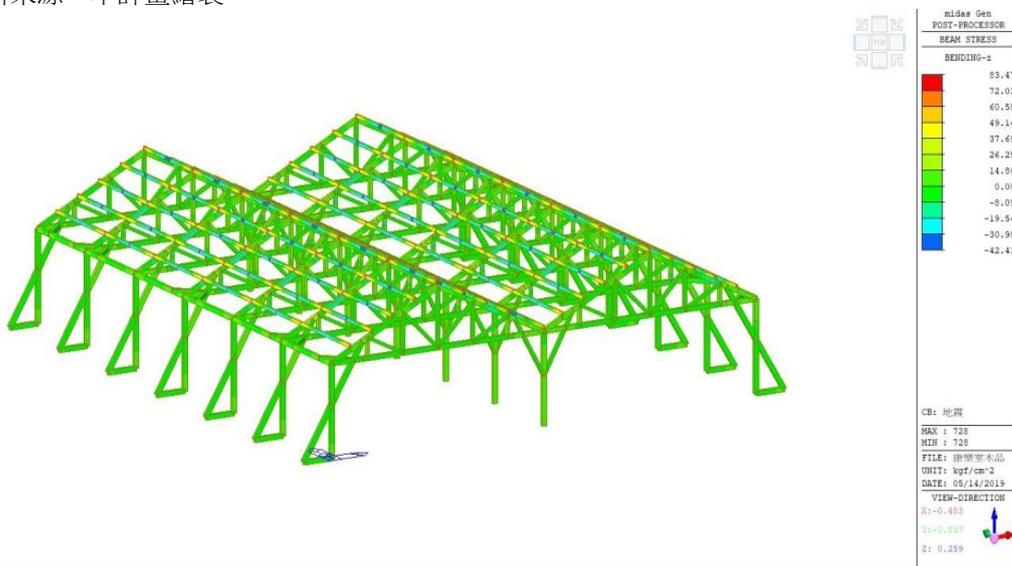


圖 4.2.51 康樂室屋架 D+L+W 彎矩應力(unit:kgf/cm²) (彎矩應力最大值为 83.47 kgf/cm² < Lfb=90kgf/cm²...OK)
 資料來源：本計畫繪製

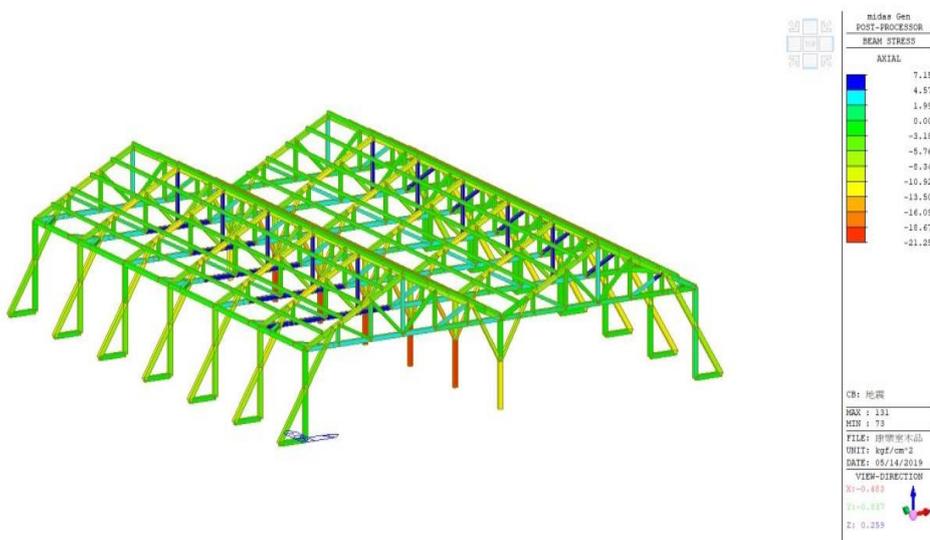
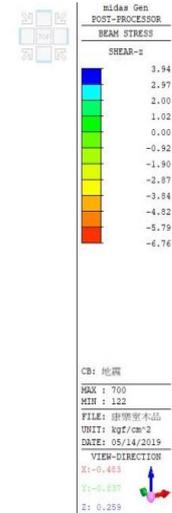
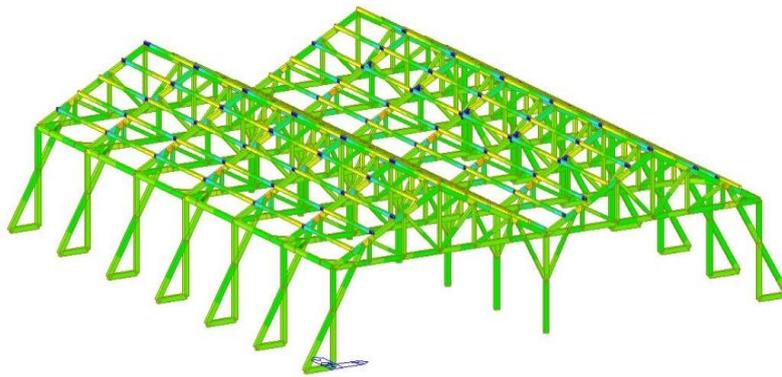


圖 4.2.52 康樂室屋架 D+L+E 軸應力(unit:kgf/cm²) (軸壓應力最大值为 21.25kgf/cm² < Lfc=70 kgf/cm²...OK)



資料來源：本計畫繪製

圖 4.2.53 康樂室屋架 D+L+E 剪應力(unit:kgf/cm²) (剪應力最大值为 6.76 kgf/cm² < Lfs=7 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

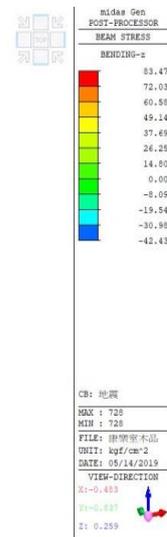
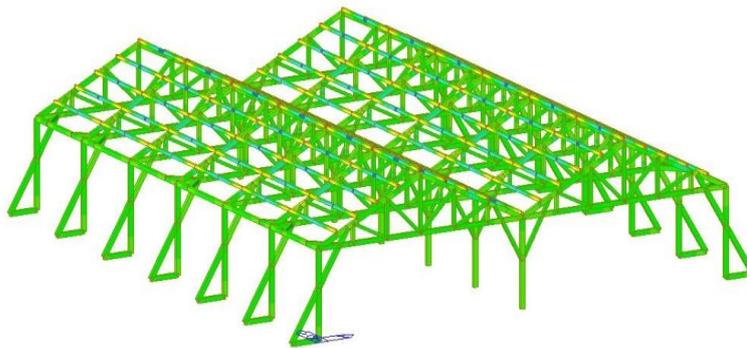


圖 4.2.54 康樂室屋架 D+L+E 彎矩應力(unit:kgf/cm²) (彎矩應力最大值为 42.43 kgf/cm² < Lfb=90 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

康樂室之東西向木屋架結構依『木構造建築物設計及施工技術規範』進行檢核，在三種載中組合 DL+LL、DL+LL+E 及 DL+LL+W 下，軸壓應力、剪應力及彎矩應力皆符合現行木構規範，並無破壞之疑慮，結果整理如表 4.2.38。

表 4.2.38 康樂室東西向木屋架承重結構安全評估結果

	DL+LL			DL+LL+W			DL+LL+E		
	軸應力	剪應力	彎矩應力	軸應力	剪應力	彎矩應力	軸應力	剪應力	彎矩應力
康樂室	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

資料來源：本計畫彙整

(B)南北向屋架

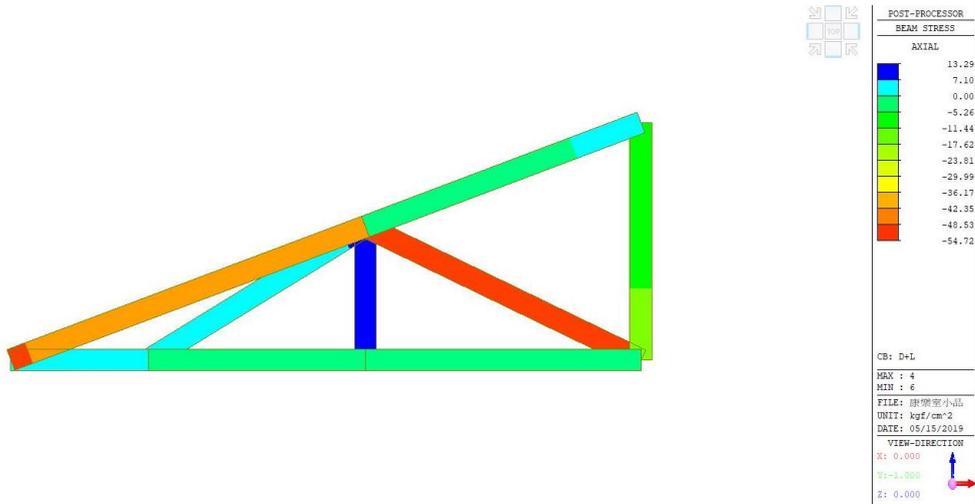


圖 4.2.55 康樂室屋架 D+L 軸應力(unit:kgf/cm²) (軸壓應力最大值為 54.72 kgf/cm² < Lfc=70 kgf/cm²...OK)
 資料來源：本計畫繪製

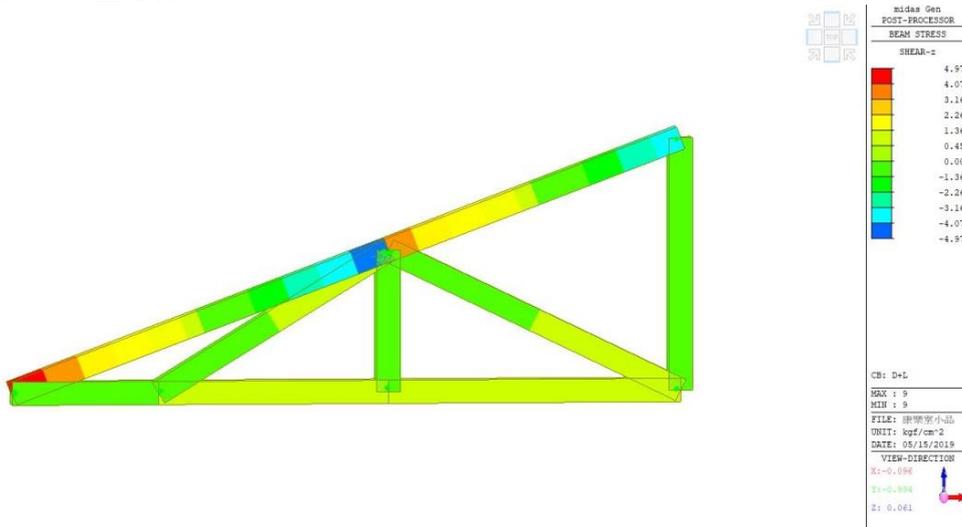


圖 4.2.56 康樂室屋架 D+L 剪應力(unit:kgf/cm²) (剪應力最大值為 4.97 kgf/cm² < Lfs=7 kgf/cm²...OK)
 資料來源：本計畫繪製

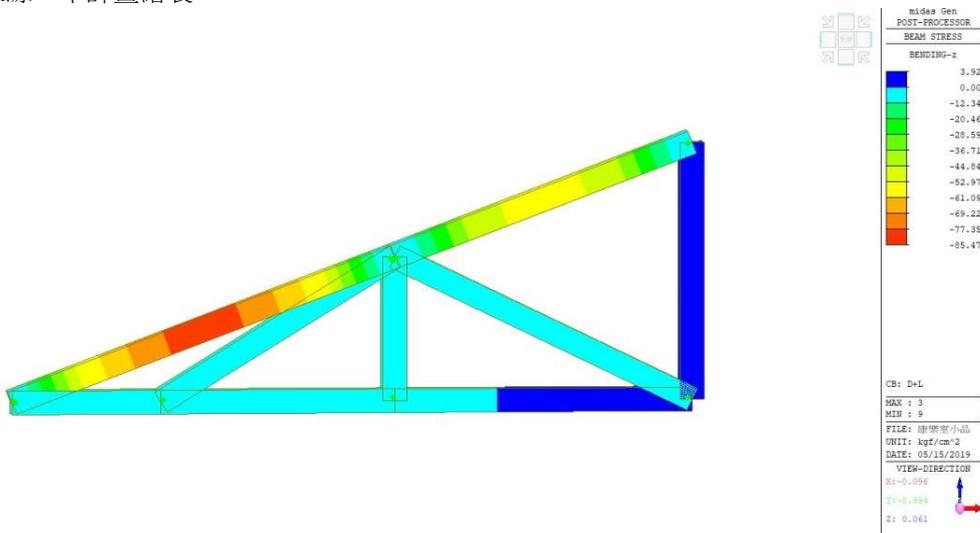


圖 4.2.57 康樂室屋架 D+L 彎矩應力(unit:kgf/cm²) (彎矩應力最大值為 85.47 kgf/cm² < Lfb=90 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

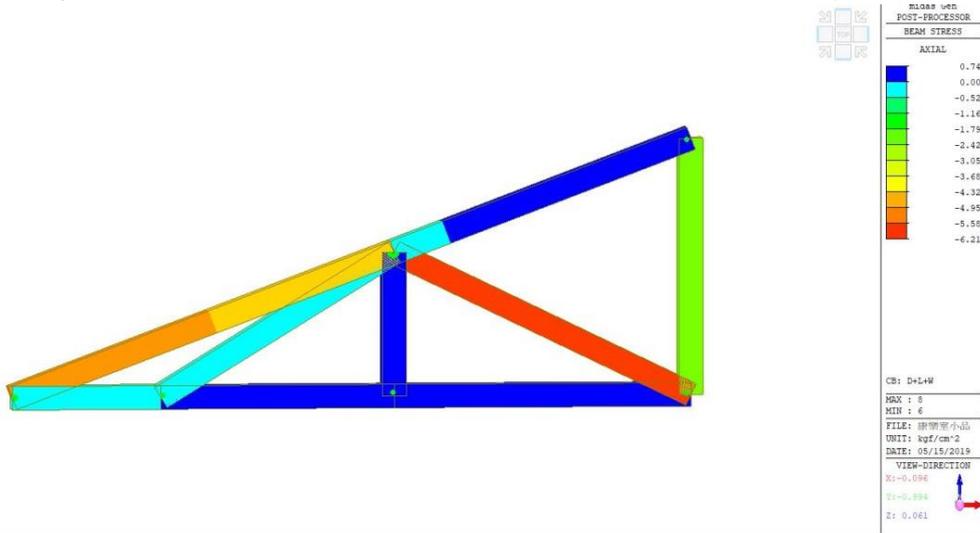


圖 4.2.58 康樂室屋架 D+L+W 軸應力(unit:kgf/cm²) (軸壓應力最大值為 6.21 kgf/cm² < Lfc=75 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

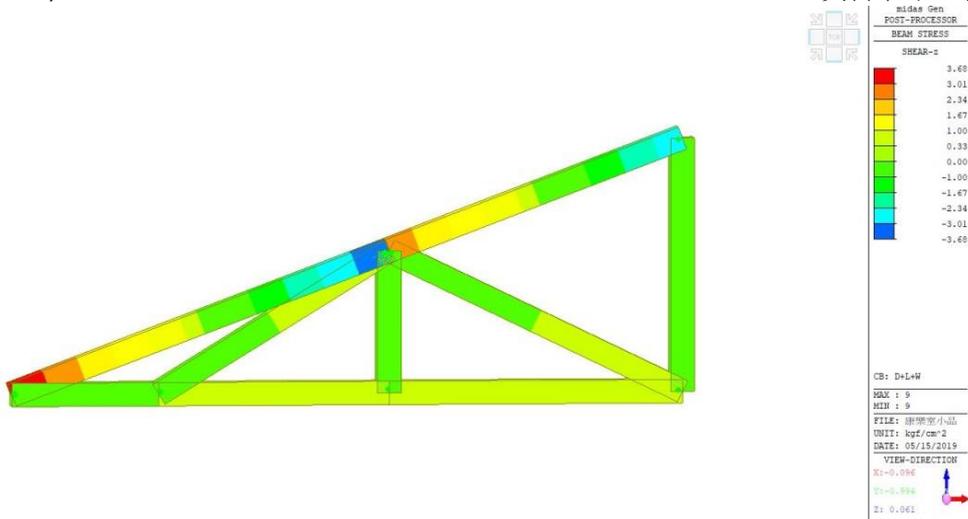


圖 4.2.59 康樂室屋架 D+L+W 剪應力(unit:kgf/cm²) (剪應力最大值為 3.68 kgf/cm² < Lfs=7 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

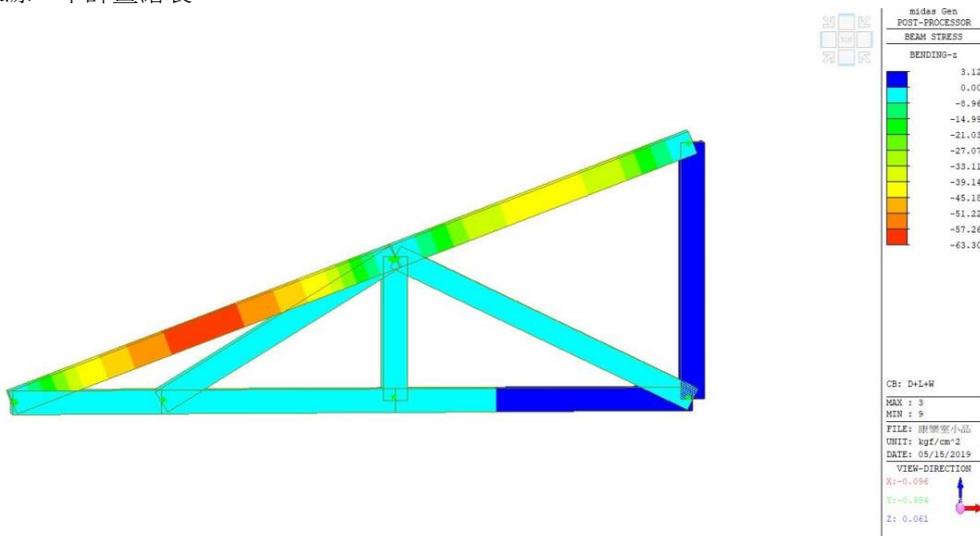


圖 4.2.60 康樂室屋架 D+L+W 彎矩應力(unit:kgf/cm²) (彎矩應力最大值為 63.3 kgf/cm² < Lfs=90 kgf/cm²...OK) 資料來源：本計畫繪製

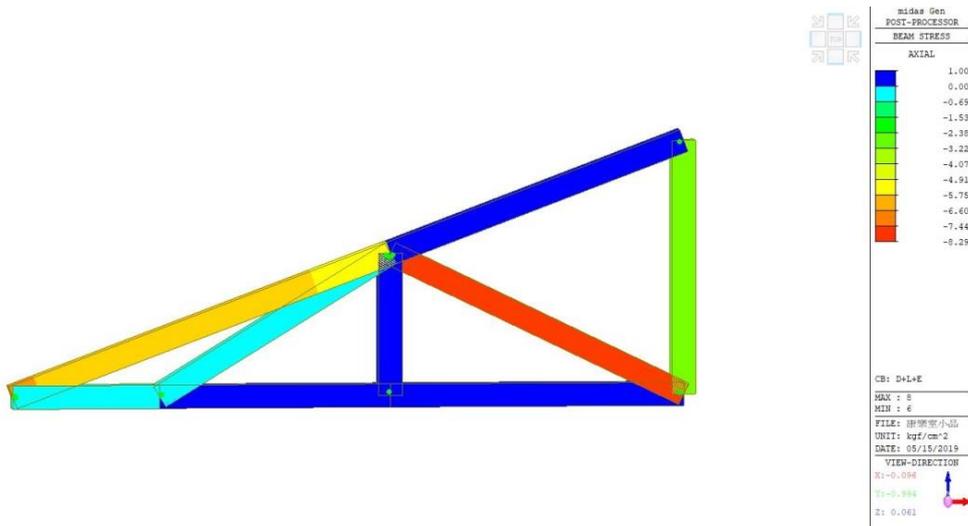


圖 4.2.61 康樂室屋架 D+L+E 軸應力(unit:kgf/cm²) (軸壓應力最大值为 8.29kgf/cm² < Lfc=70 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

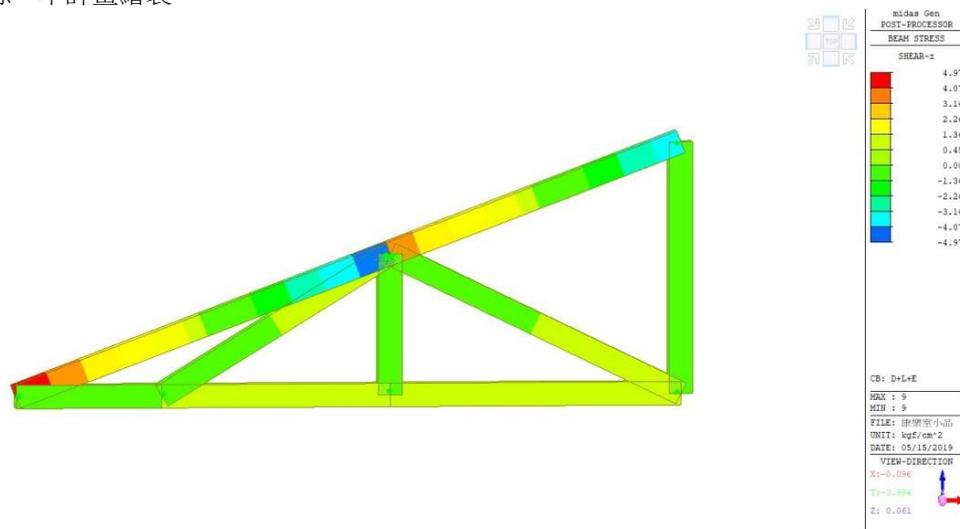


圖 4.2.62 康樂室屋架 D+L+E 剪應力(unit:kgf/cm²) (剪應力最大值为 4.97 kgf/cm² < Lfs=7 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

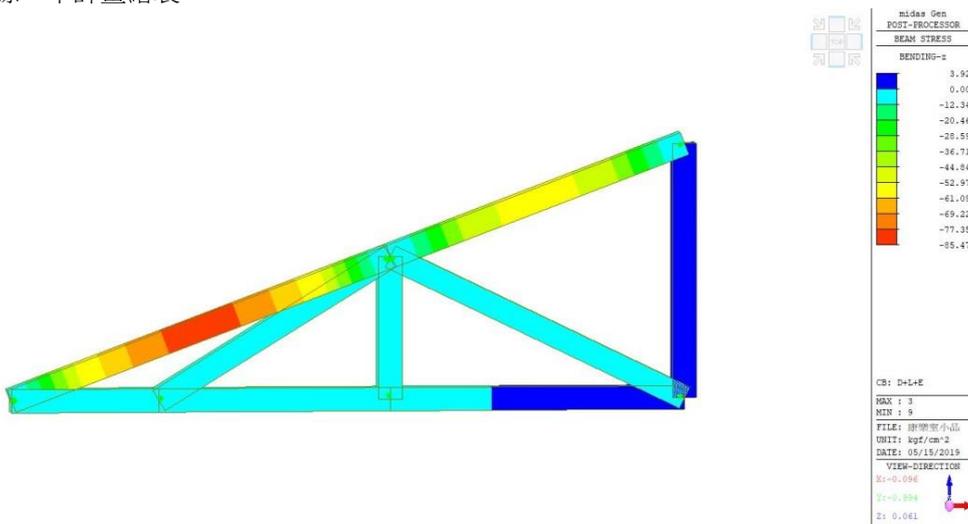


圖 4.2.63 康樂室屋架 D+L+E 彎矩應力(unit:kgf/cm²) (彎矩應力最大值为 85.47 kgf/cm² < Lfb=90 kgf/cm²...OK)
資料來源：本計畫繪製

康樂室之南北向木屋架結構依『木構造建築物設計及施工技術規範』進行檢核，在三種載中組合 DL+LL、DL+LL+E 及 DL+LL+W 下，軸壓應力、剪應力及彎矩應力皆符合現行木構規範，並無破壞之疑慮，結果整理如表 4.2.39。

表 4.2.39 康樂室南北向木屋架承重結構安全評估結果

	DL+LL			DL+LL+W			DL+LL+E		
	軸應力	剪應力	彎矩應力	軸應力	剪應力	彎矩應力	軸應力	剪應力	彎矩應力
康樂室	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

資料來源：本計畫彙整

(2) 壁體安全評估

A. 屋頂載重 W_{roof}

依照康樂室 B 區之屋頂構造形式，計算其單位面積重量，再依屋頂投影面積計算屋頂重量，如表 4.2.40 及表 4.2.41 所示。各層構造之重量假設如下：

表 4.2.40 屋頂靜載重計算

屋面坡度			43/100 ($\approx 23^\circ$)	
屋頂	構造	各層構造	斜面載重 (kgf/m ²)	投影面載重 (kgf/m ²)
1	屋頂	水泥瓦	45	48.98
		掛瓦條、屋面板、屋架構件	28	30.48
2	天花	鈞木受、天花板		15
合計				95

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.41 屋頂靜載重計算

屋頂投影面積(含出簷) (kgf/m ²)	投影面載重 (kgf/m ²)	重量 W_{roof} (kgf)
66.5	95	6313.7

資料來源：本計畫彙整

B. 窗台以上壁體載重 W_{wall}

康樂室 B 區之壁體編號如圖 4.2.64 所示，其計算結果如表 4.2.42 所示。各層構造之重量假設如下：

外牆雨淋板(1.5cm)重量以 7.5 kgf/m²計

編竹夾泥牆重量以 90kgf/m²計

表 4.2.42 康樂室 B 區-壁體重量 W_{wall} 計算

窗台線以上實牆高度(m)			2.02			
開口部上方垂壁高度(m)			0.9			
	實牆總長	開口總長	實牆面積	開口上部面積	總面積	重量 W_{wall}
	(m)	(m)	(m^2)	(m^2)	(m^2)	(kgf)
外牆	8.88	15.14	17.94	14	31.56	3077.451
內牆	20.43	4.70	41.27	4.23	45.50	4094.874
合計						7172.325

資料來源：本計畫彙整

C.建築物載重 W

表 4.2.43 建築物載重 W 計算

	屋頂載重 W_{roof}	牆體載重 W_{wall}	總載重 W
(kgf)	6313.700	7172.325	13486.025
(kN)	61.937	70.361	132.30

資料來源：本計畫彙整

D.法規設計地震力

法規地震力計算詳參-三節，其中，康樂室之水平地震力 $0.367W$ ，因此，設計地震力為： $V^*=0.367W=0.367 \times 132.30 \text{ kN} = 50.57\text{kN}$

E.必要耐力 Q_r

康樂室短邊長度為 $3.68 \text{ m} < 6 \text{ m}$ ，因此短邊加成係數為 0.8 ；另外本案以容許應力檢核，地震力應再乘以係數 0.8 ，因此，必要耐力為：

$$Q_r = V(\text{法規之設計地震力}) \times \text{短邊加成係數} \times 0.8 = 32.36\text{kN}$$

F.壁體耐力與剛性

建築依照原構法修復之精密診斷，其劣化係數 dK_w 均取 1.0 。依照壁體條件，康樂室壁體之基準耐力及基準剛度，如表 4.2.44 所示。

表 4.2.44 康樂室壁體基準耐力及基準剛度

壁體類型	基準耐力	基準剛度
	(kN/m)	(kN/rad/m)
編竹夾泥牆(土壁 90mm 以上)	3.9	750
木摺壁	0.8	70

資料來源：本計畫彙整

康樂室 B 區之壁體編號如圖 4.2.64 所示，並依其編號分別計算各壁體之耐力與剛度，計算結果如及所示。

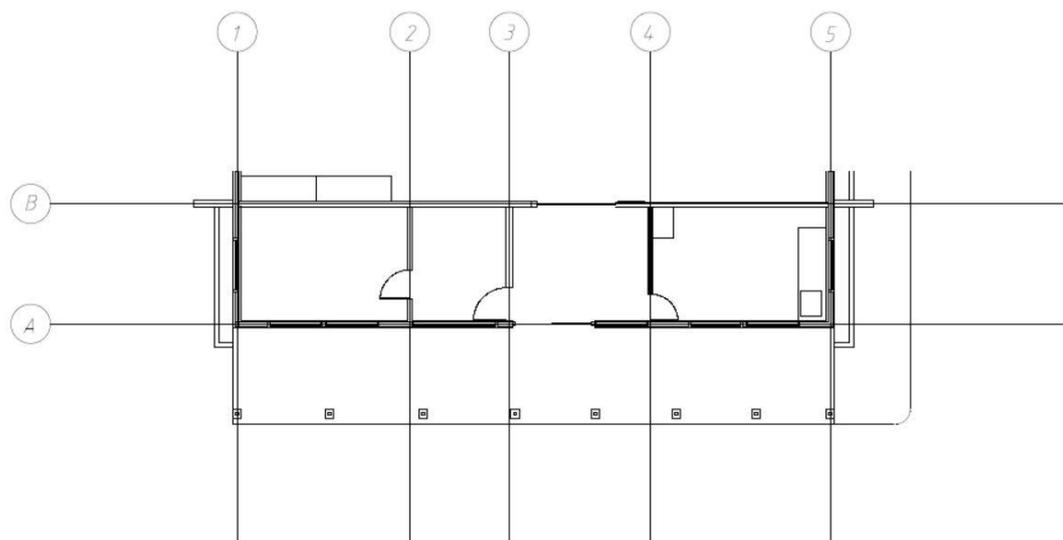


圖 4.2.64 康樂室 B 區壁體編號

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.45 康樂室 - X 向壁體耐力及剛度結果

方向	牆線 (X 座標)	壁體 類型	基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)	壁長 (m)	開口 係數	接合部 係數	劣化 係數	耐力 (kN)	剛度 (kN/rad)
Y 向 強體	1.1	外牆	3.9	750	1.05	1.000	0.6	1	2.46	472.50
	1.2	外牆(W)	3.9	750	1.64	0.244	0.6	1	0.94	180.00
	1.3	外牆	3.9	750	1.05	1.000	0.6	1	2.46	472.50
	2.1	內牆	3.9	750	1.93	1.000	0.6	1	4.52	868.50
	2.2	內牆(D)	3.9	750	0.9	0.222	0.6	1	0.47	90.00
	2.3	內牆	3.9	750	0.7	1.000	0.6	1	1.64	315.00
	3.1	內牆	3.9	750	2.48	1.000	0.6	1	5.80	1116.00
	3.2	內牆(D)	3.9	750	1.05	0.190	0.6	1	0.47	90.00
	4.1	內牆(D)	3.9	750	0.8	0.250	0.6	1	0.47	90.00
	4.2	內牆	3.9	750	2.68	1.000	0.6	1	6.27	1206.00
	5.1	外牆	3.9	750	1.05	1.000	0.6	1	2.46	472.50
	5.2	外牆(W)	3.9	750	1.64	0.244	0.6	1	0.94	180.00
	5.3	外牆	3.9	750	1.05	1.000	0.6	1	2.46	472.50
	合計								31.33	6025.50

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.46 康樂室 - Y 向壁體耐力及剛度結果

方向	牆線 (Y 座標)	壁體 類型	基準耐力 (kN/m)	基準剛度 (kN/rad/m)	壁長 (m)	開口 係數	接合部 係數	劣化 係數	耐力 (kN)	剛度 (kN/rad)
X 向 強體	A-1	外牆	3.9	750	1	1	0.6	1	2.34	450.00
	A-2	外牆(W)	3.9	750	3.38	0.118	0.6	1	0.94	180.00
	A-3	外牆	3.9	750	1	1.000	0.6	1	2.34	450.00
	A-4	外牆(W)	3.9	750	2.6	0.154	0.6	1	0.94	180.00
	A-5	外牆	3.9	750	0.45	1.000	0.6	1	1.05	202.50
	A-6	外牆(D)	3.9	750	2.5	0.080	0.6	1	0.47	90.00
	A-7	外牆(W)	3.9	750	1.64	0.244	0.6	1	0.94	180.00
	A-8	外牆	3.9	750	1.23	1.000	0.6	1	2.88	553.50
	A-9	外牆(W)	3.9	750	3.38	0.118	0.6	1	0.94	180.00
	A-10	外牆	3.9	750	1	1.000	0.6	1	2.34	450.00
	B-1	內牆	3.9	750	8.82	1	0.6	1	20.64	3969.00
	B-2	內牆(D)	3.9	750	2.75	0.072	0.6	1	0.47	90.00
	B-3	內牆	3.9	750	6.5	1	0.6	1	15.21	2925.00
	合計									51.48

資料來源：本計畫彙整

G. 軟弱層剛度折減

康樂室為單層建築，無需針對軟弱層進行剛度折減，剛度折減係數 $F_s=1.0$ 。

H. 重心位置計算

利用 Autocad 算出整體面積之重心位置。

表 4.2.47 康樂室 - 重心位置

重心位置計算表							
分區 編號	面積 A	與 x 軸距離 y	A · y	yg = $\Sigma A \cdot y / \Sigma A$	與 y 軸距離 x	A · X	xg = $\Sigma A \cdot x / \Sigma A$
	(m ²)	(m)		(m)	(m)		(m)
Σ	66.40	1.84	122.18	1.84	9.03	599.59	9.0

資料來源：本計畫彙整

I.剛心位置計算

表 4.2.48 康樂室 - X 向壁體剛心位置

	牆線 (X 座標)	剛度 I_x	與 y 軸距離 x	$I_y \cdot x$	$x_s = \Sigma I_y \cdot x /$ ΣI_y	$I_y \cdot (x-x_s)^2$
		(kN/rad)	(m)		(m)	
Xs (Y 向牆體與 Y 軸距離 x)	1.1	472.50	0.06	28.35	8.84	36461.89
	1.2	180.00	0.06	10.80		13890.24
	1.3	472.50	0.06	28.35		36461.89
	2.1	868.50	5.25	4559.63		11221.60
	2.2	90.00	5.25	472.50		1162.86
	2.3	315.00	5.25	1653.75		4070.01
	3.1	1116.00	8.28	9240.48		355.67
	3.2	90.00	8.28	745.20		28.68
	4.1	90.00	12.58	1132.20		1255.83
	4.2	1206.00	12.58	15171.48		16828.18
	5.1	472.50	18.00	8505.00		39606.17
	5.2	180.00	18.00	3240.00		15088.06
	5.3	472.50	18.00	8505.00		39606.17
	合計	6025.50		53292.74		216037.25

501

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.49 康樂室 - Y 向壁體剛心位置

	牆線 (Y 座標)	剛度 I_y	與 x 軸距離 y	$I_x \cdot y$	$y_s = \Sigma I_x \cdot y /$ ΣI_x	$I_x \cdot (y-y_s)^2$
		(kN/rad)	(m)		(m)	
Ys (X 向牆體與 X 軸距離 y)	A-1	450.00	0.06	27.00	2.61	2934.73
	A-2	180.00	0.06	10.80		1173.89
	A-3	450.00	0.06	27.00		2934.73
	A-4	180.00	0.06	10.80		1173.89
	A-5	202.50	0.06	12.15		1320.63
	A-6	90.00	0.06	5.40		586.95
	A-7	180.00	0.06	10.80		1173.89
	A-8	553.50	0.06	33.21		3609.71
	A-9	180.00	0.06	10.80		1173.89
	A-10	450.00	0.06	27.00		2934.73
	B-1	3969.00	3.68	14605.92		4512.35
	B-2	90.00	3.68	331.20		102.32
	B-3	2925.00	3.68	10764.00		3325.43

	合計	9900.00		25876.08		26957.13
--	----	---------	--	----------	--	----------

資料來源：本計畫彙整

J. 偏心率

表 4.2.50 康樂室 - 偏心折減計算結果

		y 方向壁體		x 方向壁體	
剛心位置	xs	8.84	ys	2.61	
重心位置	xg	9.03	yg	1.84	
偏心距離	ex	0.19	ey	0.77	
彈力半徑	rey	6.35	rex	4.95	
偏心率	Rey	0.03	Rex	0.16	
偏心折減	Fepy	1.00	Fepx	0.98	

資料來源：本計畫彙整

K. 柔性樓板之剛度折減

表 4.2.51 及表 4.2.52 分別為 X 向壁體及 Y 向壁體之樓板剛度折減 F_e 評估結果；X 向壁體 F_e 為 0.90、Y 向壁體 F_e 為 1.00。

502

表 4.2.51 康樂室 - X 向壁體之樓板剛度折減評估結果

樓層	方向	偏心率	樓板構造	樓板倍率	總樓板倍率	樓板剛度折減 F_{ef}
1	x	0.17	屋頂面:坡度 1:2 以下·寬 18cm 杉板 9mm 以上·垂木間距 50cm 以下·JIS-N50 釘著間距 15cm 以下	0.20	0.20	1.00

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.52 康樂室 - Y 向壁體之樓板剛度折減評估結果

樓層	方向	偏心率	樓板構造	樓板倍率	總樓板倍率	樓板剛度折減 F_{ef}
1	y	0.00	屋頂面:坡度 1:2 以下·寬 18cm 杉板 9mm 以上·垂木間距 50cm 以下·JIS-N50 釘著間距 15cm 以下	0.20	0.20	1.0

資料來源：本計畫彙整

L. 保有耐力 $edQu$

依照上述計算結果，康樂室壁體之保有耐力 Q_d 如表 4.2.53 所示。

歷史建築「臺中支局葉菸草再乾燥場建築群」修復及再利用計畫

表 4.2.53 康樂室保有耐力 edQu 計算結果

樓層	方向	壁耐力 (kN)	軟弱層剛度折減 Fs	偏心折減 Fep	柔性樓板剛度折減 Fef	保有耐力 Qd (kN)
1	x	51.48	1.00		0.94	48.47
	y	24.59	1.00		1.00	24.59

資料來源：本計畫彙整

M.上部構造評點

表 4.2.54 康樂室 - 上部構造評點計算結果(中小度地震力)

方向	保有耐力 Pd	必要耐力 Qr	上部構造評點	診斷
	(kN)	(kN)	Pd/Qr	
X	50.47	17.84	2.83	耐震能力佳
Y	31.33	17.84	1.76	耐震能力佳

N.綜合評估

由精密診斷法(保有耐力診斷法)評估之結果顯示，康樂室 B 區壁體依原構法修復後之上部構造評點(中小度地震力)結果為 2.83 與 1.76。X 向與 Y 向耐震能力尚符合中小度地震力耐震能力之要求。

(二)大禮堂

1.建築結構系統

(1)建築物現況與結構系統概述

歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-大禮堂現存為木構造一層建築如圖 4.2.65~圖 4.2.66，建築結構平面呈長方形，長約 35.2m，寬約 16.2m。建築物之入口位於西、北、南側，為一層建築，總高為 8.65m，而屋架高約為 3.87m，如圖 4.2.67 所示。牆體部分內外牆均為編竹夾泥牆，屋頂為半切妻造，木屋架屬西式之偶柱式木屋架(對東小屋組、Queen Post Truss)，木柱高 4.24m，跨距約為 14.8m，屋面現鋪設部分黑燻瓦，詳圖 4.2.68。建築物概要整理於表 4.2.55。



圖 4.2.65 現況西側立面



圖 4.2.66 現況南側立面

504

資料來源：本計畫拍攝

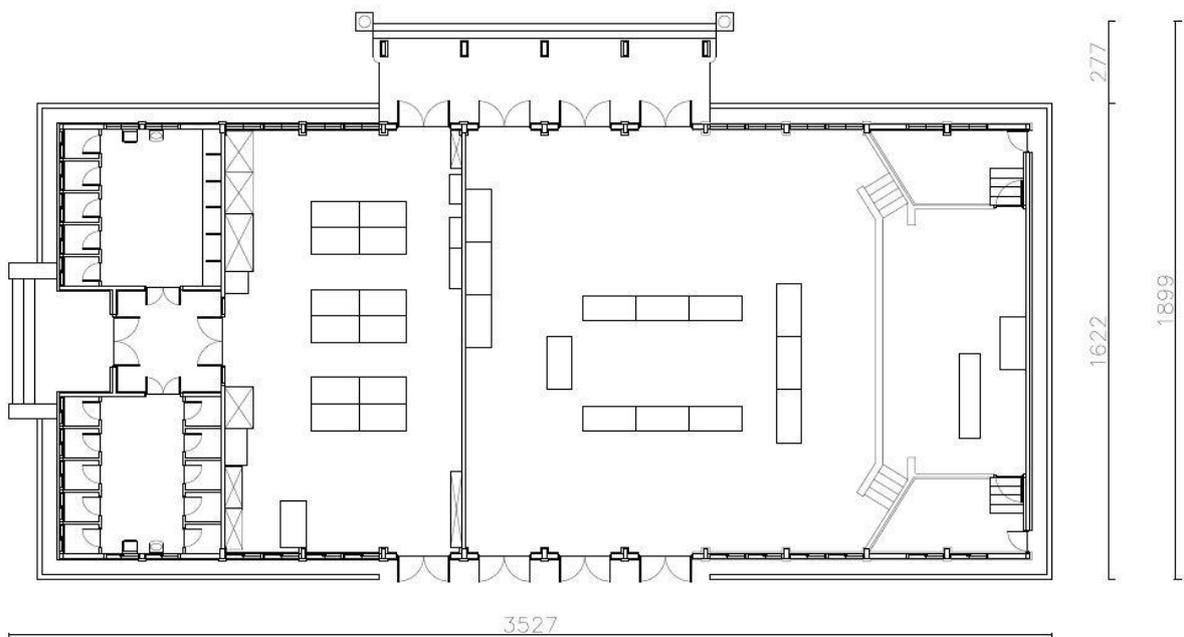


圖 4.2.67 現況一層平面圖(現況測繪)

資料來源：本計畫繪製

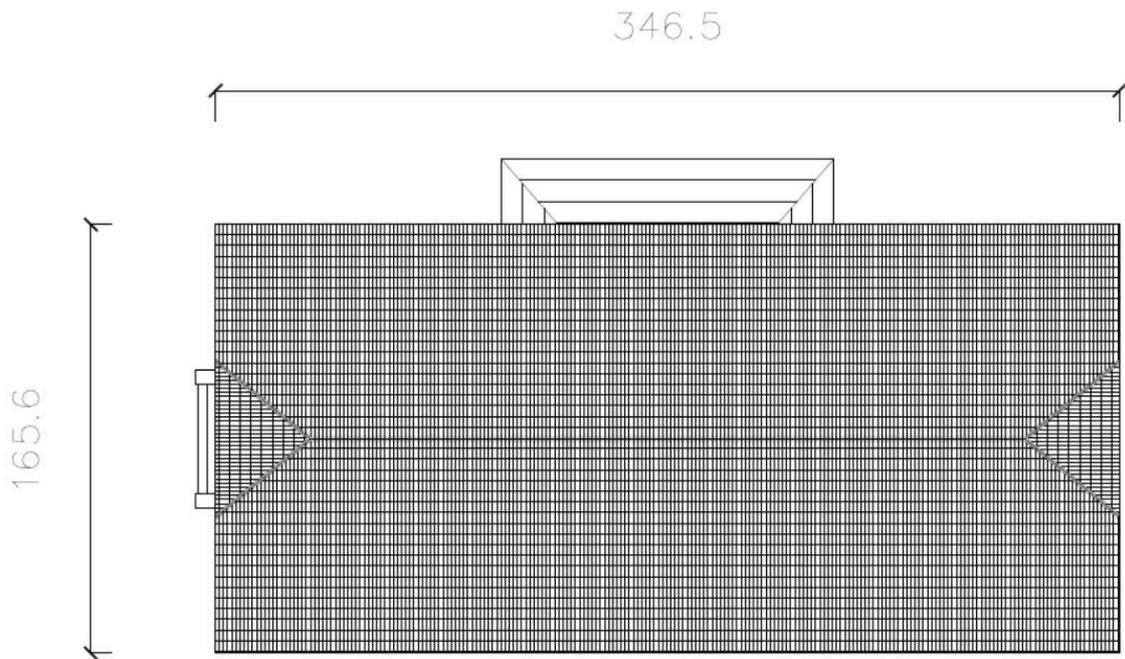


圖 4.2.68 屋頂層平面圖(現況測繪)

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.55 歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建筑群-大禮堂建築物概要

建物名稱	歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建筑群-大禮堂
結構系統	單層日式軸組系統
樓地板面積	570.24m ²
屋頂形式	半切妻式
屋頂投影面積	571.7m ²
屋頂構造型式	洋小屋構造，黑燻瓦屋面
牆體構造型式	外牆：編竹夾泥壁體(土壁厚度 7.5cm) 室外側加設雨淋板
	內牆：輕隔間
柱頭柱腳接合方式	榫接
樓板(隔版)構造型式	小屋樑平面有配置火打樑
基礎型式	未調查基礎型式

資料來源：本計畫彙整

A. 木屋架

木屋架屬西式之偶柱式木屋架(對東小屋組、Queen Post Truss)，跨距約為 14.8m，如圖 4.2.69 所示。屋架最上層為一組真東小屋，下層左右各為半組正同柱式桁架，中央加上八字形斜撐以及一組兩支鋼棒，如圖 4.2.70 所示。下層之陸樑(水平大樑)為預拱，且所需長度較長，故有兩處續接，如圖 4.2.71 所示。

屋架兩端支承於數桁上方，單組屋架由合掌(人字大料)、陸樑(水平大料)、真東(正同柱)及方杖(斜撐)構成。陸樑上組立東、方杖與合掌，方杖用於支撐合

掌，減少合掌變形。建築物南北兩側屋架設置火打樑加強穩定度，如圖 4.2.72 所示。兩組屋架間縱向連接則有對束(副同柱)底端的振止(水平夾撐)、合掌上的母屋及屋脊處之棟木，並於對束設置筋違(剪刀撐)，剪刀撐之間夾飼木以螺栓對鎖，以維持屋架面外穩定性。母屋上放置垂木，用以釘掛屋面板。構件關係。縱向振止夾於對束之兩側，於振止中間設有飼木，並以螺栓將飼木與兩側振止固定以穩定振止。

如圖 4.2.73，屋頂載重經由垂木及母屋傳遞至合掌(人字大料)，再透過其他構件，最後由陸樑(水平大料)傳遞至兩端支承處。而下方天花板載重則透過吊桿傳至天花吊樑，再由天花吊樑傳至屋架之陸樑，最後傳至兩端支承。

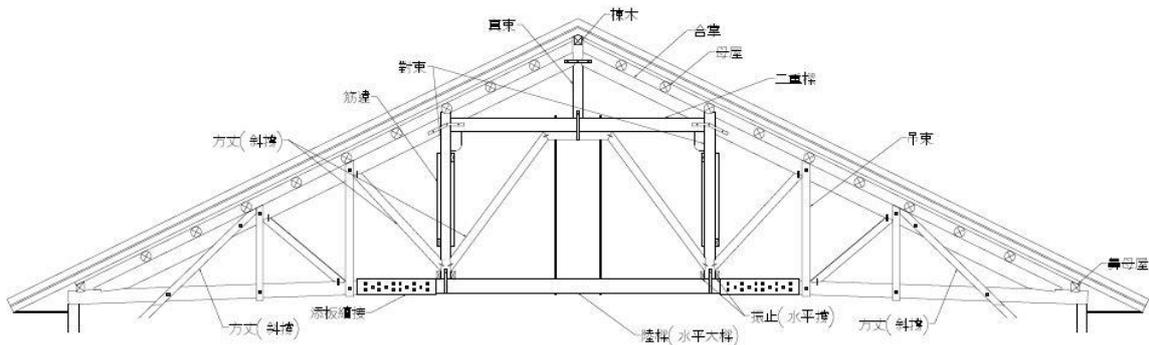


圖 4.2.69 偶柱式木屋架立面圖

資料來源：本計畫繪製

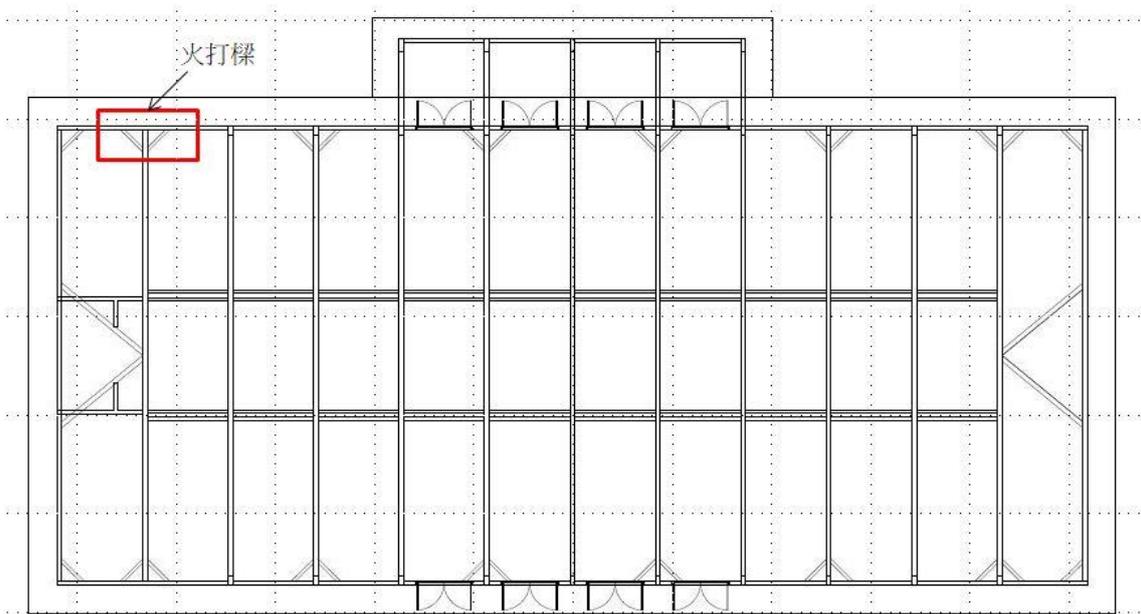


圖 4.2.70 間隔一組屋架設有火打樑

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.71 八字形斜撐及鋼棒
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.72 振止與真束、陸樑的關係

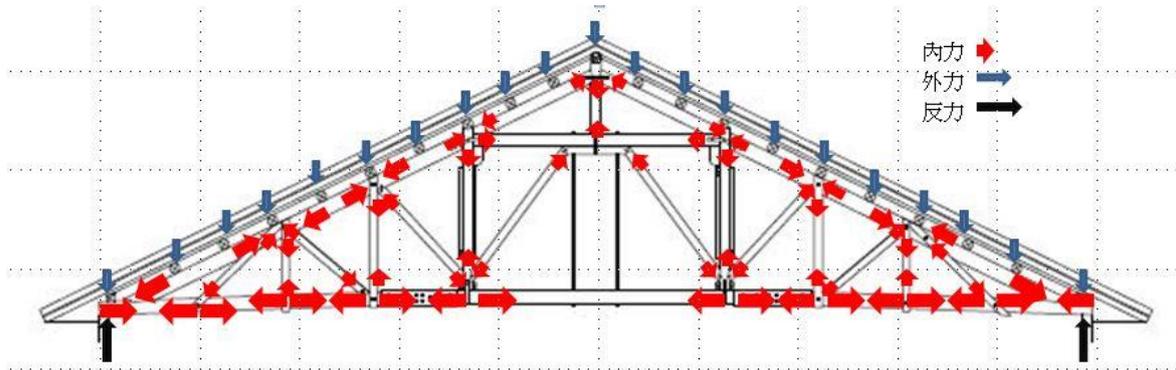


圖 4.2.73 偶柱式木屋架垂直傳力機制

資料來源：本計畫繪製

B. 壁體

本建築原始設計為木造建築，四周牆體皆為具結構功能之編竹夾泥牆，用以抵抗垂直及水平兩種方向之作用力，內牆現況為輕隔間。現況建築物外牆為編竹夾泥牆體，外披覆雨淋板。

風力、地震力等水平載重透過木構框架傳遞至壁體，壁體產生剪力抵抗。

(2) 現況結構損壞

木屋架主要損壞為白蟻蛀蝕，牆體部分為外側雨淋板斑駁破損。如圖 4.2.74~圖 4.2.77 所示。



圖 4.2.74 母屋白蟻蛀蝕



圖 4.2.75 母屋白蟻蛀蝕



圖 4.2.76 地板裂縫

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.77 雨林板破損

(3)結構系統傳力機制

木構造主體由屋架、柱樑、牆體以及基礎所構成，屋架主要為承載屋頂載重之主要構架，柱樑負責將建築所承受之各種外力進行傳遞，壁體除了是分隔空間的元素，也是抵抗水平作用力的主要構造，基礎則是作為上部建築物的支承並將載重傳遞至土壤。大禮堂之垂直、水平傳力機制如下。

A.垂直載重傳遞機制

構架受垂直載重作用時，屋頂重量經由合掌、方丈、真束、吊束再藉由軸組系統中各柱構造將載重傳遞至土台再傳至基礎；如圖 4.2.78。

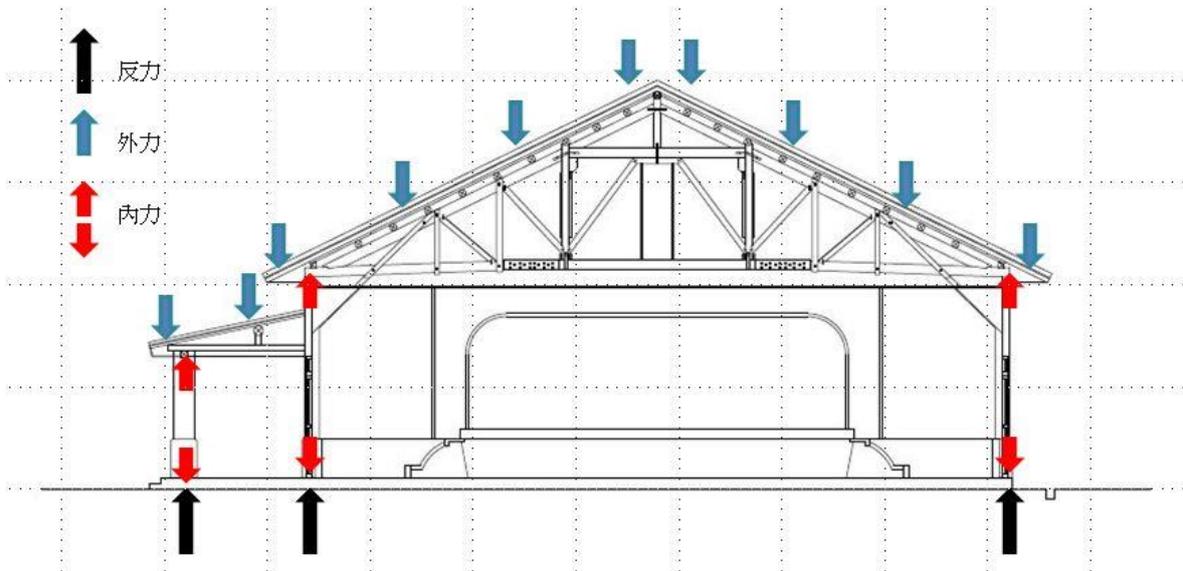


圖 4.2.78 垂直載重傳遞機制

資料來源：本計畫繪製

B.水平載重傳遞機制

水平載重主要來自地震力，建築物自重經由地表加速度的作用產生慣性力，因此地震力的大小與質量略成正比。其水平地震力主要由牆面（編竹夾泥牆）

抵抗，再由牆體傳遞至基礎，其力學的傳遞路徑依序為：屋頂→屋架→木柱、牆體→基礎，如圖 4.2.79。

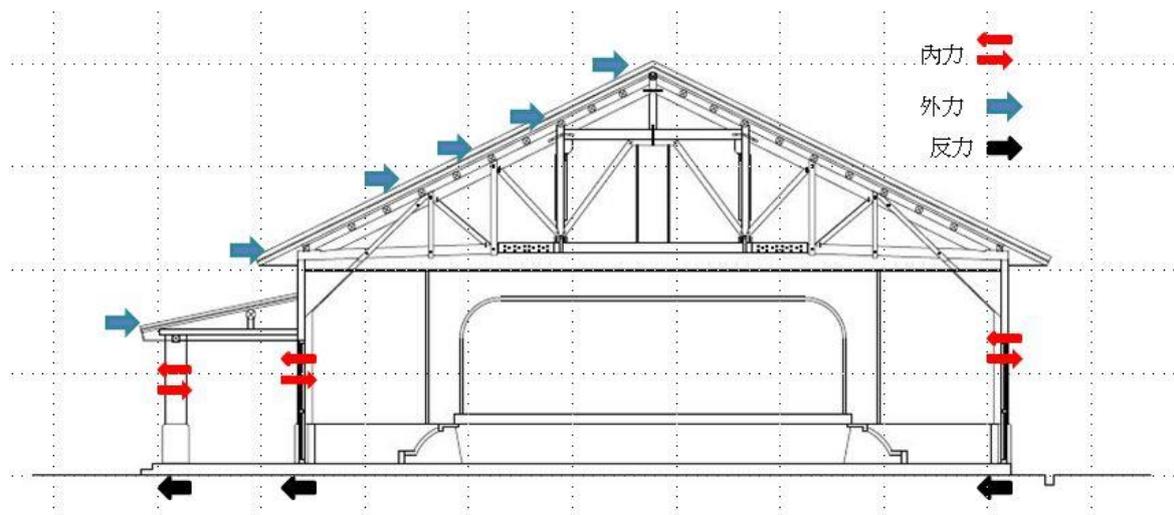


圖 4.2.79 水平載重傳遞機制

資料來源：本計畫繪製

2. 結構安全評估方法

(1) 評估方法

大禮堂木屋架之結構安全評估，即將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas / Gen V8.5.1 (2016V2.1) 程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定。

509

(2) 法規地震力計算

依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。詳細計算過程詳本章「第三節 汽罐室結構安全評估、二.(三) 地震力係數計算」，相關數據表格整理如下：

表 4.2.56 大禮堂_基本週期 T 及工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

建築物高度及基本週期	大禮堂木構架屋頂	工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}	
h_n	8.65m	短週期	$= S_{DS} = 0.928$
T	0.2522s		

資料來源：本計畫計算彙整

結構系統係以木料組合成屋架與柱樑，構架間填入編竹夾泥牆，此結構系統在受水平力作用時，主要藉編竹夾泥牆來抵抗橫力，屬具輕構架嵌版牆之承重牆系統，且建築物高度 $<12m$ 其韌性容量 R 查規範表 2-3，取 $R=3.2$ 。

表 4.2.57 大禮堂_木構架屋頂_韌性容量 R 及容許韌性容量 Ra

方向	基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	R _a	F _u
X、Y	抗彎矩構架系統	部份韌性抗彎矩_鋼筋混凝土造	3.2	2.47	1.983

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.58 大禮堂_木構架屋頂_S_{aD}/F_u 及(S_{aD}/F_u)_m 計算結果

方向	$\frac{S_{aD}}{F_u}$	$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$
X、Y	0.467	0.387

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.59 大禮堂_木構架屋頂_V、V*、V_M 及設計用地震力

方向	V	V*	V _M	設計用地震力
X、Y	0.276W	0.167W	0.295W	0.295W

資料來源：本計畫計算彙整

(3)法規設計風力計算

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」，進行結構體受風力作用下之分析與校核。大禮堂屋頂板之設計風力取 50kgf/m²，風力計算詳下表：

表 4.2.60 設計風力

風力計算表 - 主要風力抵抗系統							
封閉式或部分封閉式建築物							
Job Name:		Subject:		Originator:		Checker:	
Job Number:							
Input Data:							
縣市 =	臺中市						
鄉鎮市區 =	大里區						
基本設計風速, V_{10} =	27.5	m/s (Sect. 2.4)					
建築物分類 =	第三類	(Sect. 2.5)					
重要係數, I =	1.1	(Sect. 2.5)					
地況種類 =	B	(Sect. 2.3)					
屋脊高度, h_r =	8.65	m ($h_r \geq h_e$)					
屋簷高度, h_e =	4.78	m ($h_e \leq h_r$)					
建築物寬度, L_x =	16.20	m (垂直於屋脊)					
建築物長度, L_y =	35.20	m (平行於屋脊)					
屋頂形式 =	Gable	(Gable or Monoslope)					
地形係數, K_{zt} =	1.00	(Sect. 2.6 & Fig. 2.3)					
封閉? (Y/N)	Y	(Sect. 1.3)					
基本振動週期 =	1.00						
Resulting Parameters and Coefficients:							
Roof Angle, θ =	25.54	deg.					
Mean Roof Ht., h =	6.72	m ($h = (h_r+h_e)/2$, for angle >10 deg.)					
Check Criteria for a Low-Rise Building:							
1. Is $h \leq 18$ m?		Yes, O.K.		2. Is $h \leq$ Lesser of L_x or L_y ?		Yes, O.K.	
External Pressure Coeff's., GC_{pf} (Fig. 28.4-1):							
(For values, see following wind load tabulations.)							
Positive & Negative Internal Pressure Coefficients, GC_{pi} (Table 26.11-1):							
+ GC_{pi} Coef. =		0.375		(positive internal pressure)			
- GC_{pi} Coef. =		-0.375		(negative internal pressure)			
If $z \leq 5$ then: $K(z) = 2.774 \cdot (5/zg)^{2\alpha}$ (Table 2.2)							
If $z > 5$ then: $K(z) = 2.774 \cdot (z/zg)^{2\alpha}$ (Table 2.2) (Note: z not < 30' for Exp. B)							
α =		0.25		(Table 2.2)			
zg =		400		(Table 2.2)			
K_n =		0.359		$(K_n = K_z$ evaluated at $z = h$)			
Velocity Pressure: $q(z) = 0.06 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot (I \cdot V_{10}(C))^2$ (Eq. 2.6)						17.03 kgf/m ²	
q_h =		19.73		kgf/m ² $q(h) = 0.06 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot (I \cdot V_{10}(C))^2$ ($q(z)$ evaluated at $z = h$)			
Design Net External Wind Pressures (Sect. 2.2):							
$p = q(GC_p) - q_i(GC_{pi})$ (kgf/m ² , Eq. 2.1)							
風力垂直於屋脊(MWFRS) - W_x				平行於屋脊(WMFRS) - W_y			
Surface	C_p	$p =$ Net Pressures (kgf/m ²)		Surface	C_p	$p =$ Net Pressures (kgf/m ²)	
		(w/ + GC_{pi})	(w/ - GC_{pi})			(w/ + GC_{pi})	(w/ - GC_{pi})
迎風牆面	0.80	18.21	33.01	迎風面	0.80	18.21	33.01
背風牆面	-0.50	-25.95	-11.15	背風面	-0.30	-18.53	-3.73
側風牆面	-0.70	-33.37	-18.57	側風面	-0.70	-33.37	-18.57
迎風屋面	0.26	2.07	16.87	迎風屋面	-0.70	-33.37	-18.57
背風屋面	-0.70	-33.37	-18.57	背風屋面	-0.70	-33.37	-18.57

資料來源：本計畫計算彙整

3.結構安全評估

(1)結構分析模型與構件尺寸

大禮堂屋架之構架型式為一組偶柱式木屋架，屋架分析模型如圖 4.2.54 所示，屋架模型節點編號如圖 4.2.80 所示，屋架桿件編號如圖 4.2.81 所示，構件尺寸如表 4.2.61 所示。木柱支承處設為鉸支承，其中分析模型為便於加載，垂木未建出，其載重直接加載於母屋上。經 Midas 分析後，取木構件軸應力最大值及彎矩應力最大值和材料參數詳表 4.2.62 進行檢核，檢核結果如表 4.2.65 及表 4.2.66 所示，鋼構件在各種載重組合下檢核結果如表 4.2.67 所示。

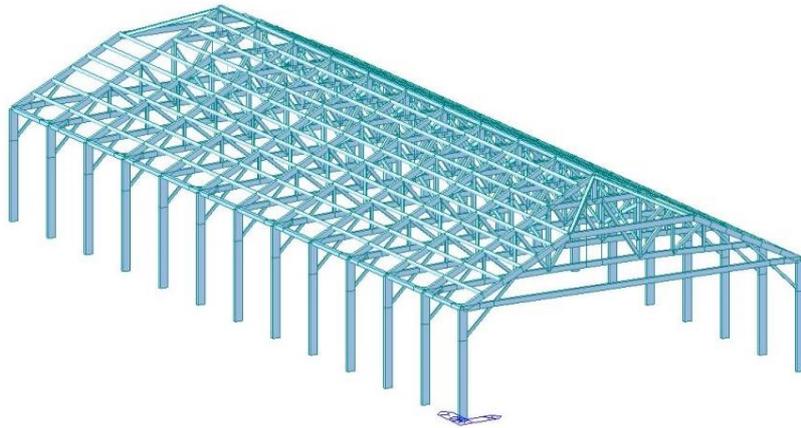


圖 4.2.80 大禮堂分析模型

512

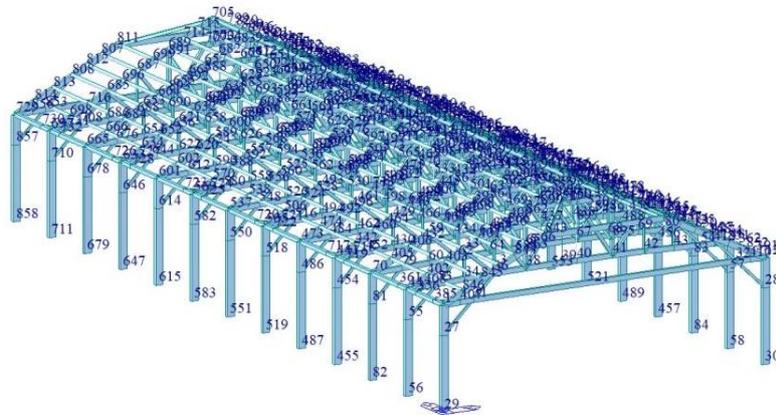


圖 4.2.81 大禮堂屋架模型節點編號

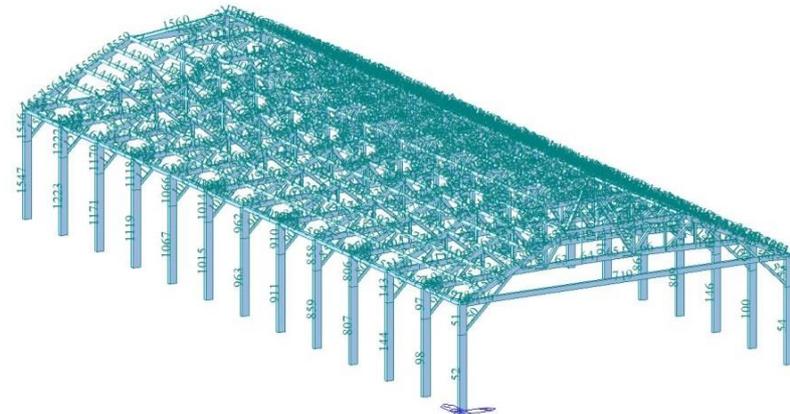


圖 4.2.82 大禮堂屋架模型桿件編號

表 4.2.61 屋架構件尺寸表

構件名稱	斷面尺寸(cm)
合掌	12 × 20
陸梁	12 × 20
二重檁	12 × 20
真束	12 × 12
對束	12 × 15
方丈	12 × 12
母屋	15
吊束	5 × 12
鋼棒	2
木柱	15 × 30
斜撐	5 × 10
剪刀撐	5 × 11

資料來源：本計畫彙整

(2)材料參數

大禮堂屋架木料樹種為檜木，依『木構造建築物設計及施工技術規範』之樹種分類屬針葉樹第 I 類上等結構材，彈性模數為 $E=70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，木料容許應力如表 4.2.62 上等結構材纖維方向之容許應力（單位： kgf/cm^2 ），木料重量依『建築技術規則』針葉樹木材為 500 kgf/m^3 。

513

表 4.2.62 上等結構材纖維方向之容許應力 (單位： kgf/cm^2)

樹種		長期容許應力				短期容許應力
		壓應力	拉應力	彎矩應力	剪應力	
		f_c	f_t	f_b	f_s	s_f
針葉樹	IV 類	90	65	120	10	長期容許應力之 2 倍

資料來源：本計畫彙整

(3)載重設定與載重組合

本案載重組合依『木構造建築物設計及施工技術規範』之表 4.2.63 規定，以一般地區之長期、短期載重進行屋架承載能力檢核，詳表 4.2.41 所示。因此屋架載重除考量靜載重(DL)、活載重(LL)外，亦考慮地震力(EL)、風力載重(WL)。屋面單位面積載重如表 4.2.42，屋架木構件重量由分析程式自動計算，大禮堂屋頂靜載重以 90 kgf/m^2 計；活載重則依建築技術規則不作用途之斜屋頂活載重 60 kgf/m^2 計，設定如表 4.2.42 所示；地震力則採用 $0.295 W$ 計，大禮堂之屋架與左右兩側屋架平均間距為 2.725 m 。

表 4.2.63 木構造建築物載重組合

載重狀態		一般地區
長期	經常	D+L
短期	地震時	D+L+E
	暴風時	D+L+W

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.64 大禮堂屋面靜載重、活載重

載重類別	項目	單位面積重量(kgf/m ²)
靜載重 (不含屋架構件)	黑燻瓦	60
	掛瓦條、屋面板與垂木	12.5
	鈎木受、天花板	15
	小計	87.5
活載重 (水平投影面)	不作用斜屋頂	60
	小計	60

資料來源：本計畫計算彙整

(4)構材檢核結果

514

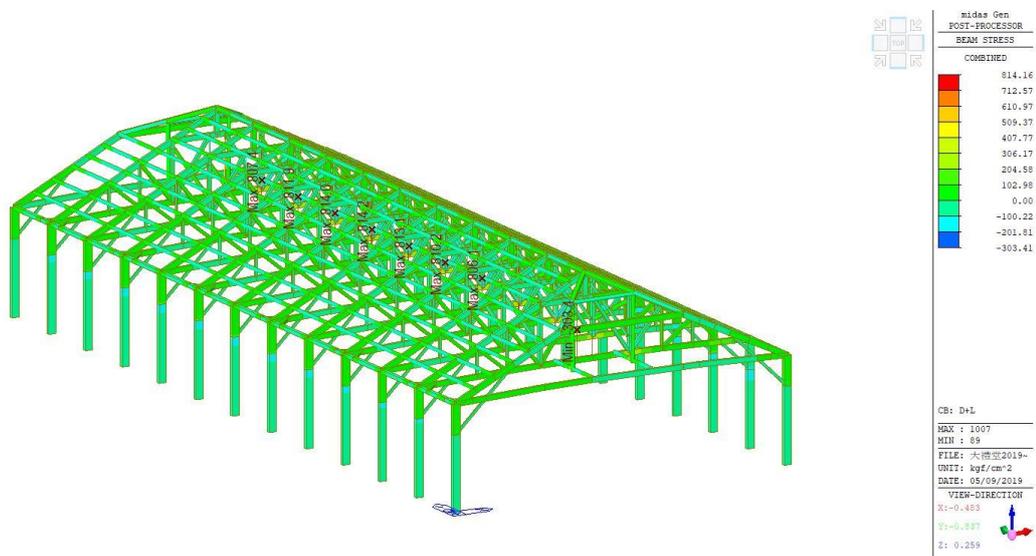


圖 4.2. 83 D+L 彎矩應力

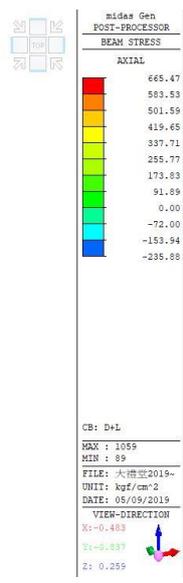
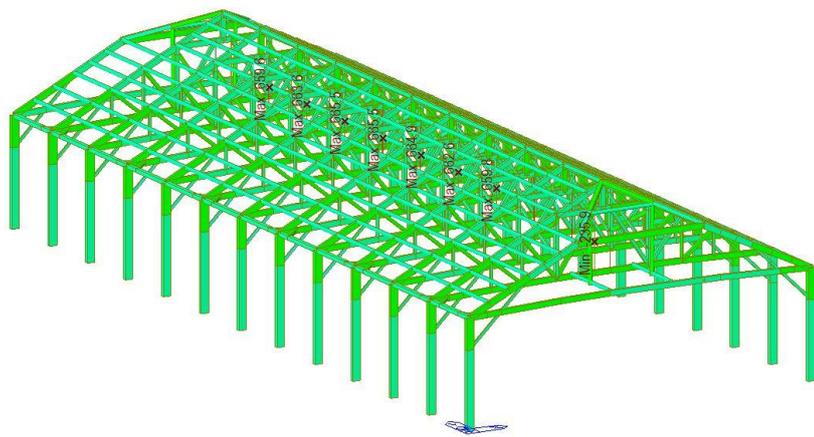


圖 4.2.84 D+L 軸應力

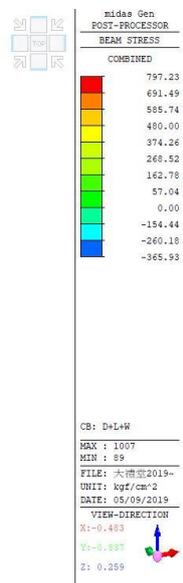
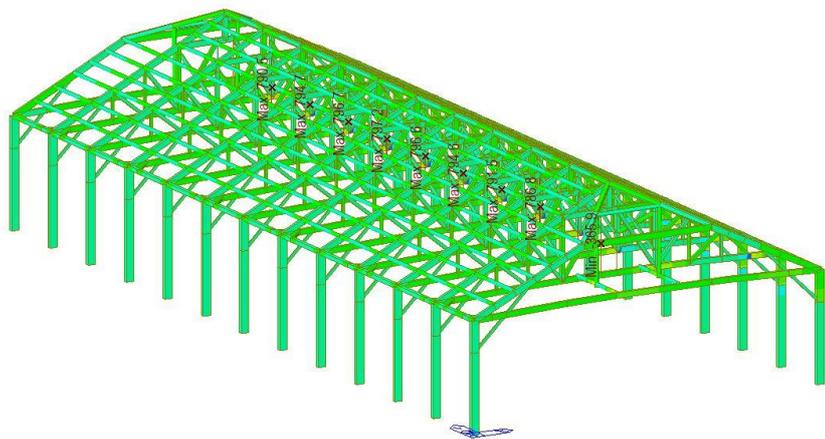


圖 4.2.85 D+L+W 彎矩應力

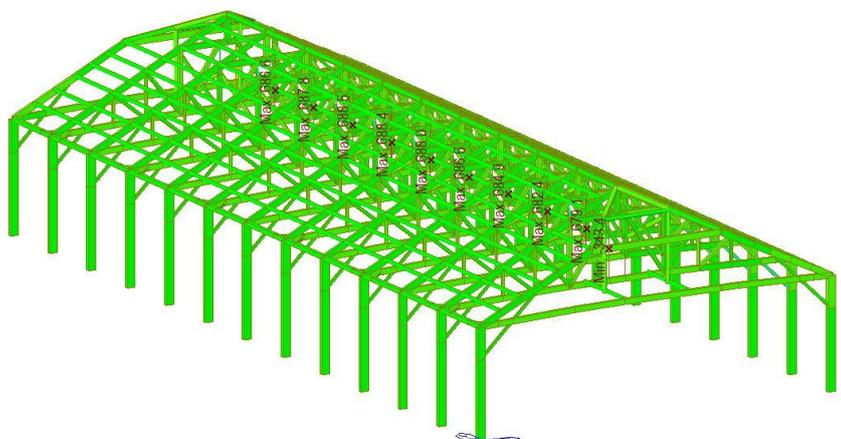


圖 4.2.86 D+L+W 軸應力

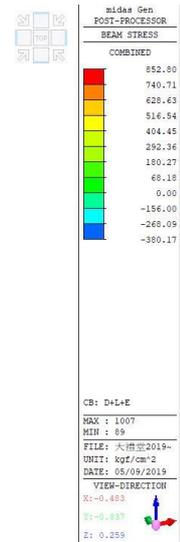


圖 4.2.87 D+L+E 彎矩應力

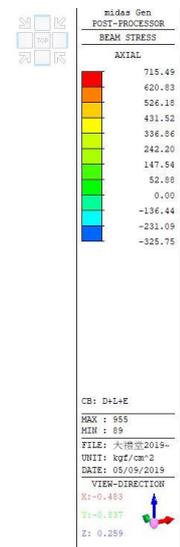


圖 4.2.88 D+L+E 軸應力

表 4.2.65 最大彎矩應力檢核

	彎矩應力	f_b (kgf/cm ²)	應力比	檢核
D+L	27.8	120	0.23	OK
D+L+W	30.6	120	0.26	OK
D+L+E	32.1	120	0.27	OK

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.66 最大軸應力檢核

	軸應力	f_c (kgf/cm ²)	應力比	檢核
D+L	73.8	90	0.82	OK
D+L+W	37.7	90	0.42	OK
D+L+E	36.3	90	0.4	OK

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.67 鋼棒檢核結果

Code : TWN-LSD90 Unit : kgf , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property SECT MEMB

Change... Update...

CH K	MEM	SEC	SE	Section		LC B	Len	Ly	Cb	Ky	B1y	B2y	Pu	Muy	Muz
	COM	SHR	L	Material	Fy		Lb	Lz		Kz	B1z	B2z	pPn	pMny	pMnz
OK	903	12	<input type="checkbox"/>	2		3	2.3558	2.3558	1.000	1.000	1.000	1.000	2496.6	0.0000	0.0000
	0.368	0.000		SS400	2.4E+0		2.3558	2.3558		1.000	1.000	1.000	6785.8	16.964	16.964

資料來源：本計畫計算彙整

經 Midas 分析結果，木構及鋼棒皆檢核通過，正常情況下安全無虞，僅需針對構件損壞部分修復。

(三)汽罐室

1.建築結構系統

(1)建築物現況與結構系統概述

歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-汽罐室為磚造三層樓建築，建於1942年(昭和17年)，建築結構平面呈一字形，長約13.24m，寬約7.8m。建築物之入口位於北、西兩側，原為一層挑高建築，總高為11.05m；後期經過改建，內部新增RC柱梁構架系統及RC樓地板，成為三層樓建築，總高度未改變，各層樓高依序遞減，一層樓高約3.16m，二層高度約為2.68m，三層高度僅約為2.3m(至輕鋼架天花)，而屋架屋脊脊高各低於兩側山牆，約為10.58m，兩側山牆脊高則約為11.05m，現況四面有原設計之附壁柱，如圖4.2.89~圖4.2.93所示。



圖 4.2.89 西側立面圖

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.90 北立面圖

資料來源：本計畫繪製

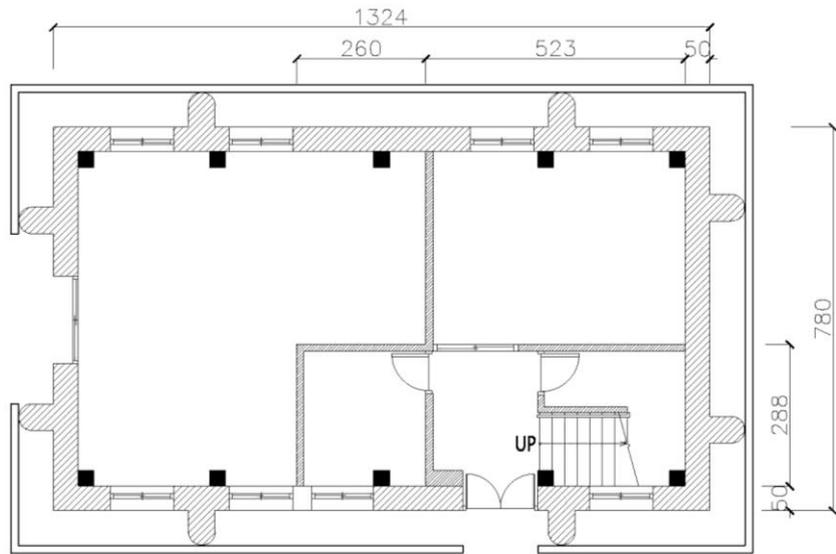


圖 4.2.91 一層平面圖

資料來源：本計畫繪製

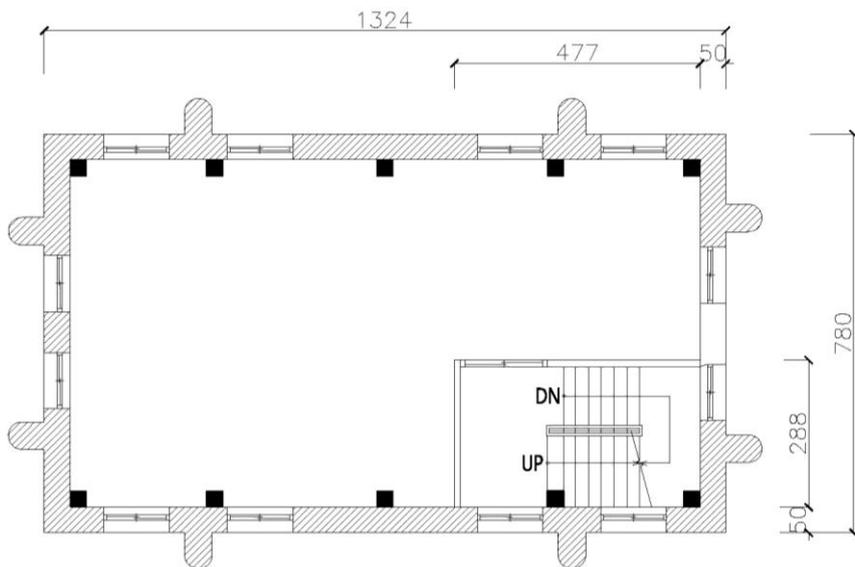


圖 4.2.92 二層平面圖

資料來源：本計畫繪製

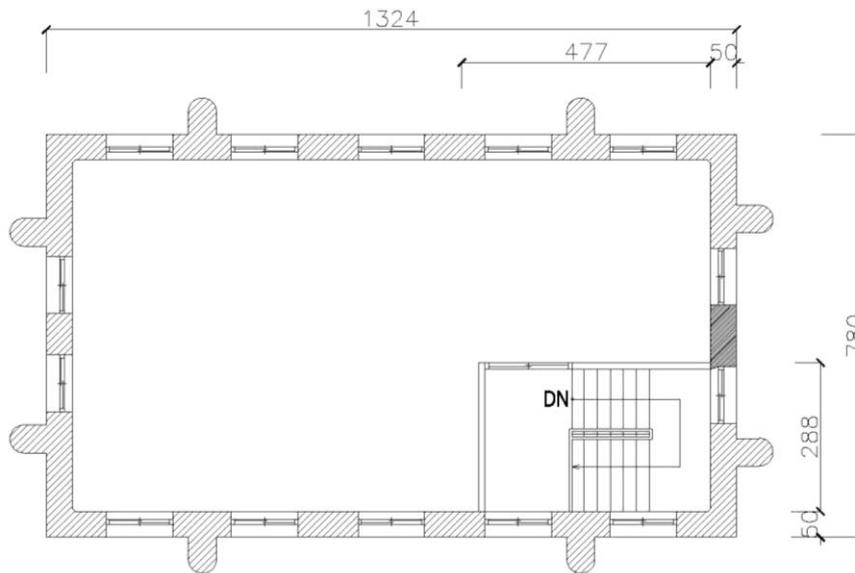


圖 4.2.93 三層平面圖

資料來源：本計畫繪製

本建築屬磚造承重牆系統，屋頂之水平與垂直載重透過木屋架傳遞至磚造牆體再傳遞至地面。而增建之 RC 構造為獨立構架，各樓層活載重及 RC 樓版與樓版梁自重透過 RC 柱傳遞至地面。

主要結構系統由上而下可概略分為木屋架、磚牆、附壁柱、RC 柱梁與樓版及基礎，以下依各主要構造部位分別探討其結構行為。

A. 木屋架

木屋架屬洋小屋真束小屋組(King Post Truss)，跨距約為 7.5m，坡度約為 1:2，如圖 4.2.97 所示。單組屋架由合掌、陸樑、真束(正同柱)及方杖(斜撐)構成，陸樑上組立束、方杖與合掌。其中陸樑因構件較長，材料取得不易，以添板螺栓對鎖方式續接，且相鄰兩組屋架續接位置交錯配置。

屋架兩端支承於磚牆上方，以敷桁及鼻母屋上下以羽子板螺栓夾固，屬京呂組；建築物南北兩側屋架角隅處設置火打樑加強穩定度，如圖 4.2.95 所示。兩組屋架間縱向連接則有底端的樑挾(振止、水平夾撐)、屋坡上的母屋及屋脊處之棟木及設置筋違(剪刀撐)，剪刀撐之間夾飼木以螺栓對鎖，如圖 4.2.96 所示，維持屋架面外穩定性。母屋上放置檼木，用以釘掛屋面板。構件關係如圖 4.2.71 所示。縱向樑挾夾於真束之兩側，於樑挾中間設有飼木以穩定振止間距，並以螺栓將飼木與兩側振止固定，如圖 4.2.98 所示。

屋頂載重經由屋面板、檼木及母屋傳遞至合掌，再透過真束、方杖及陸樑傳遞至兩端支承處，如圖 4.2.99 所示。而下方天花板載重則透過吊桿傳至小樑，再由小樑傳至屋架，最後傳至兩端支承。



圖 4.2.94 洋小屋真束小屋組



圖 4.2.95 建築角隅處設有火打樑

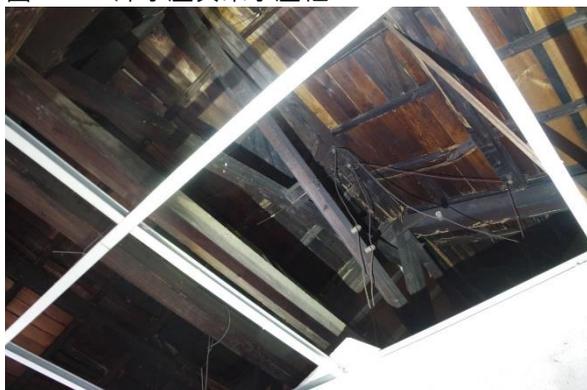


圖 4.2.96 木屋架間之筋違(剪刀撐)，交點處含飼木

資料來源：本計畫拍攝

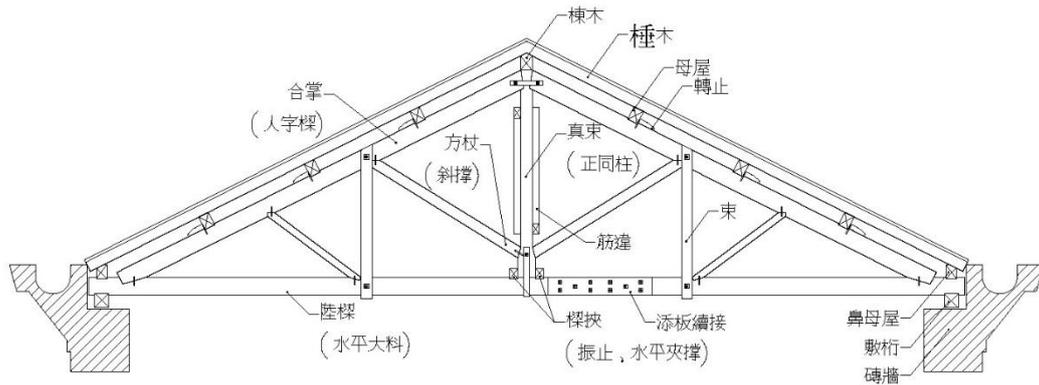


圖 4.2.97 洋小屋真束小屋組立面圖



圖 4.2.98 振止與真束、陸樑的關係
資料來源：本計畫拍攝

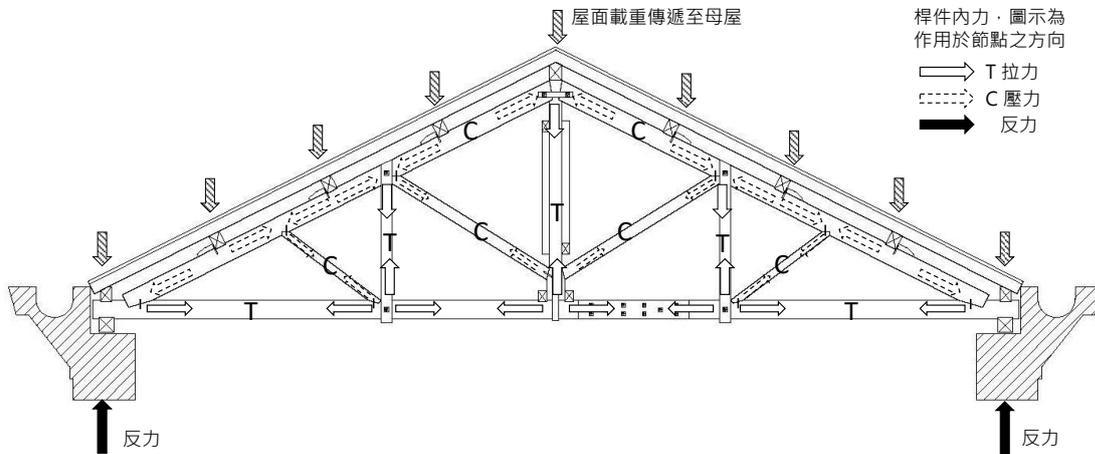


圖 4.2.99 正同柱式木屋架垂直傳力機制

資料來源：本計畫繪製

B. 壁體

汽罐室原始設計為磚造建築，四周牆體皆為具結構功能之承重磚牆，用以抵抗垂直及水平兩種方向之作用力。現況建築物外牆為 2B 含粉刷磚牆體，如圖 4.2.100 示。



圖 4.2.100 含粉刷外牆

資料來源：本計畫拍攝

承重牆系統垂直載重傳遞機制為屋頂及天花載重先傳遞至木屋架，再由木屋架兩端支承點傳至磚牆，磚牆則再將此載重及磚牆本身自重向下層傳遞，最後傳遞至牆下的基礎，如圖 4.2.101 所示。

而增建 RC 部分為僅貼附在磚牆澆灌之獨立構架，各樓層室內活載重及 RC 梁版自重，透過 RC 柱傳遞至地面基礎。

水平載重主要來自地震力，地震剪力隨樓層越低而增大，如圖 4.2.102 所示。在磚造建築中，由磚牆面內方向提供抗剪強度抵抗地震力，如圖 4.2.103 所示；增設 RC 構架則被四周磚牆圍束，與磚牆及附壁柱一同變形。

各種垂直及水平作用力匯集至磚牆後向下傳遞，越下層磚牆承受的作用力越大。

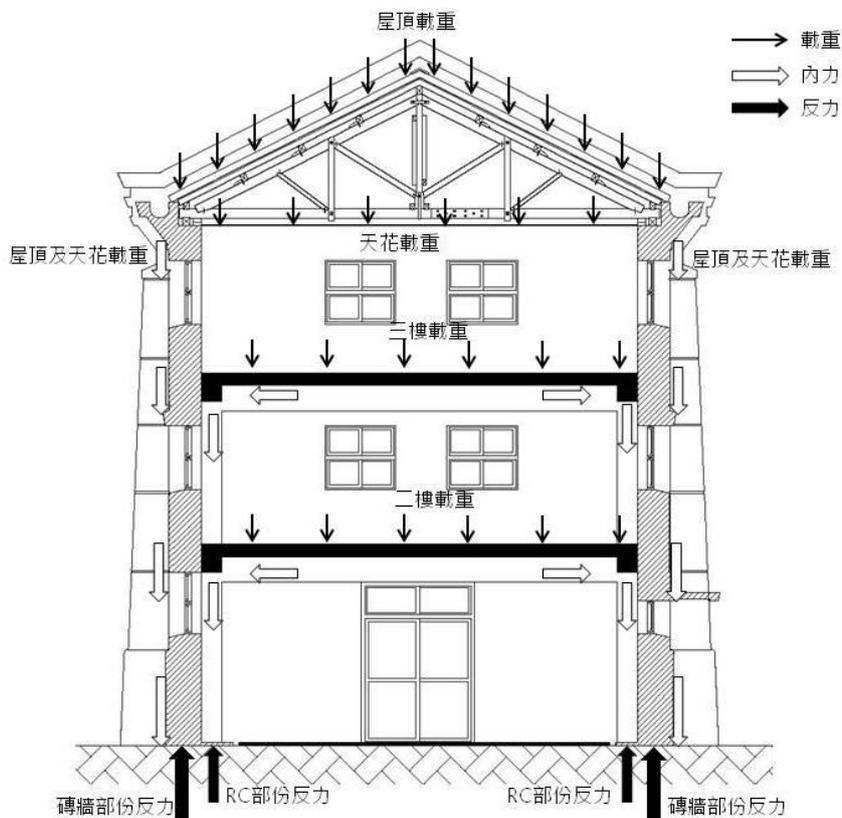


圖 4.2.101 垂直載重傳遞機制

資料來源：本計畫繪製

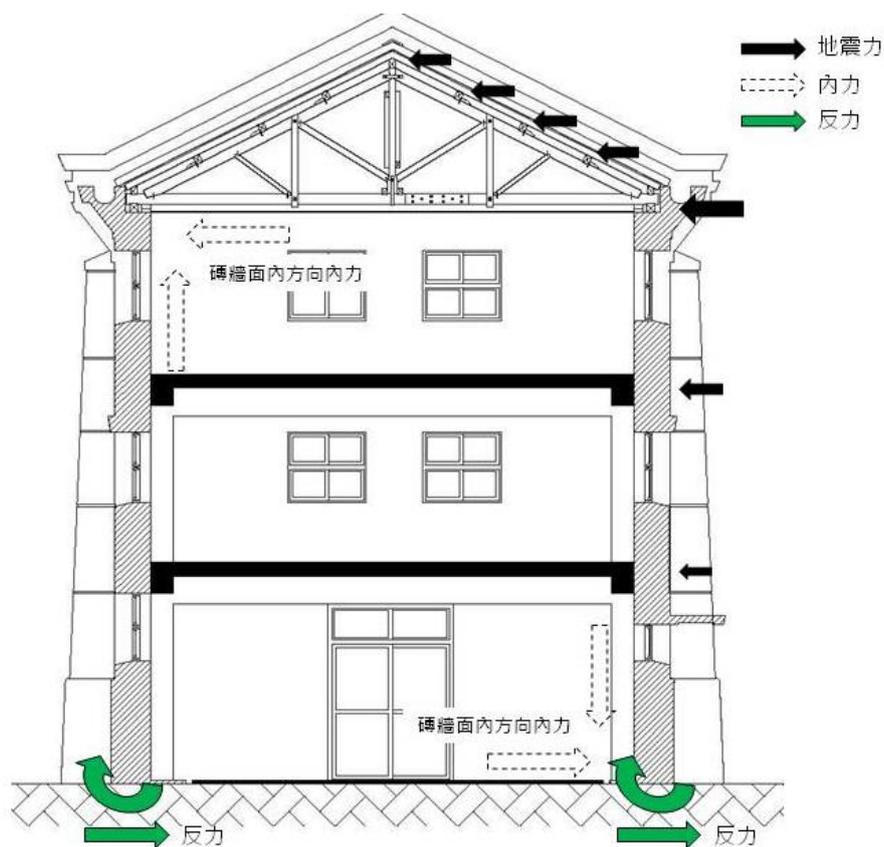
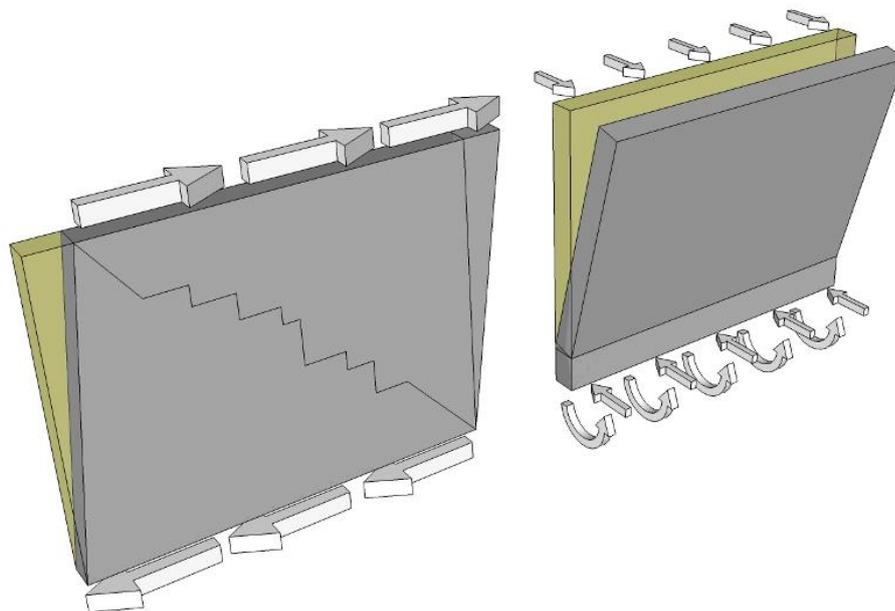


圖 4.2.102 水平載重傳遞機制

資料來源：本計畫繪製



(a) 受面內力作用

(b) 受面外力作用

圖 4.2.103 磚牆受不同方向水平力作用時之行為

資料來源：本計畫繪製

C. 附壁柱(Pilaster)

本建築之四面外牆具有附壁柱，為原始構造，推測為磚構造。東西側立面牆體附壁由柱地面至現屋簷下方，且為越往下斷面越大之變化斷面，外牆四周附壁柱當磚牆受面外力時，由附壁柱之抗彎強度及抗剪強度抵抗，可改善磚牆

之面外剛度及變形；但於南北側山牆面，並未到達山牆頂，停於窗戶層高度，如圖 4.2.104 虛線所示，此處易形成山牆面外方向的弱點，造成山牆的斷裂。



圖 4.2.104 原始扶壁構造
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.105 原始扶壁構造

D.RC 柱梁與 RC 樓版

汽罐室原為一層樓挑高建築，RC 柱梁與二、三層 RC 樓版非原始構造，與外牆磚砌牆體及木屋架屋頂為不同時期修建。後期新增 RC 構造目前未取得設計圖說，經現勘研判 RC 柱梁應是緊貼附在磚牆澆灌之獨立構架，至於有無 RC 基礎，應基礎試掘才可定論，現況如圖 4.2.106 所示。柱梁長向跨距約為 6.5m，短向跨距約為 2.65m 和 3.31m。梁承受均布載重後，由兩端支承柱、牆體提供反力及反力矩，RC 梁會有彎矩產生，如圖 4.2.107 所示，受拉區域位於梁兩端上緣及梁中央下緣，需配置較多主筋。

目前尚未取得汽罐室增建 RC 構造的配筋資料，但 RC 構造是建於磚造承重牆內，在受地震力作用時，RC 構造會被外圍磚牆圍束，與磚牆及附壁柱一起變形。所以 RC 構架應是僅受到各樓層活載重之影響，現勘 RC 構造時並無嚴重損壞，在取得配筋資料及材料強度前，室內活載重可沿用之前辦公室用途之活載重來做因應。



圖 4.2.106 RC 柱梁現況

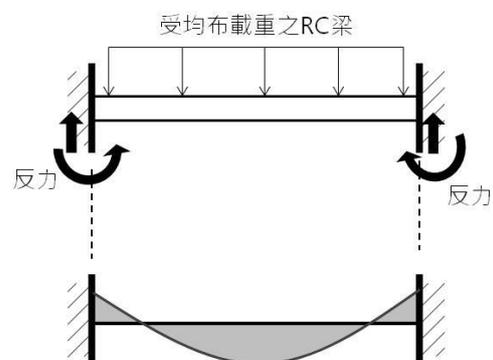


圖 4.2.107 RC 梁受力彎矩圖

資料來源：本計畫拍攝

整修時新增室內空間梁與樓版，新設 RC 大小柱梁，將樓版分割成長寬比較大、跨度較小之單向板(S)及長寬比較小(<2)之雙向板(S')，詳圖 4.2.82。單向板樓版則如同沿短邊分配力量之梁。

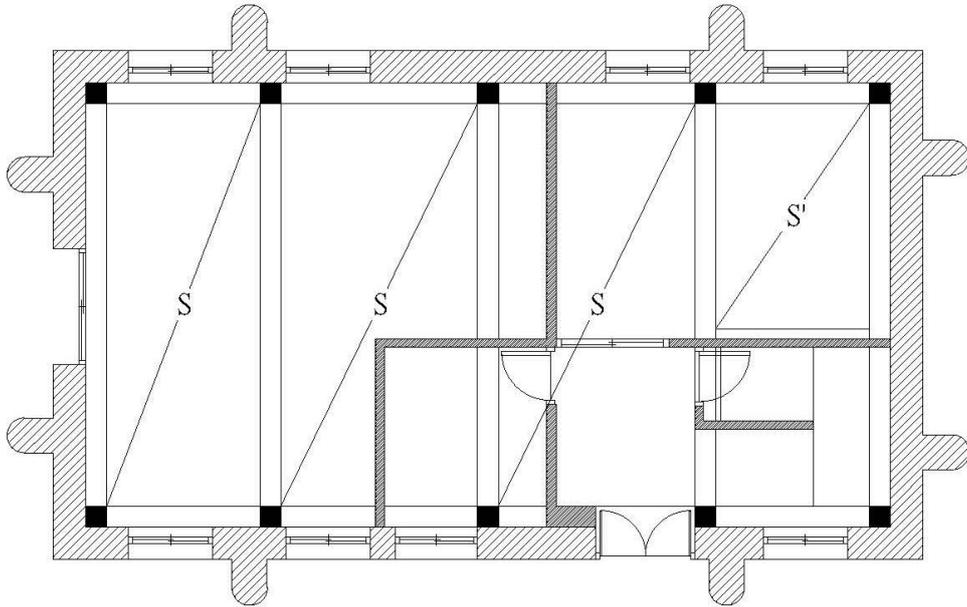


圖 4.2.108 一樓天花反射圖

資料來源：本計畫繪製

E. 樓梯

現有 RC 樓梯非原始構造，為後來增建使用。樓梯為折板形式之梁式樓梯，固定於新設置之 RC 柱梁構架，折板樓梯承受垂直載重行為如同一扁平斜向簡支梁，將載重傳遞至梁柱，再經由柱將載重傳遞至基礎。

F. 基礎

建築物所有載重最後均向下傳至基礎，原始設計基礎為磚造連續放腳基礎，原始基礎圖說如圖 4.2.109 所示。基礎最底部排置卵石，以隔離上層混凝土底板與土壤直接接觸，卵石上層澆置為混凝土底板，版上砌築磚造放腳基牆，有三層放腳磚，逐層收縮，外牆之附壁柱底也有各自之獨立基腳，一同承擔牆體自重跟屋頂、樓版等之重量。

基礎底板於力學上可將其上部載重平均分散作用於卵石，再傳遞至土壤，可避免局部加載於土壤之壓力過大造成土壤破壞。磚造放腳基牆每兩皮磚(約 12cm)向外擴大 1/4B(約 6cm)，擴大斜率約為 2:1，放腳使基礎底面積較上方牆體斷面積大，可減小壓應力，並可均勻傳力至基礎版。

依據原始設計圖說，下方基礎有逆拱之設置規劃，逆拱之原理是利用土壤的反力傳至磚砌牆體，避免開口處負彎矩之產生，導致地坪窗台開口處上拱或產生裂縫。



圖 4.2.109 基礎原始圖說

(2)現況結構損壞

木屋架主要損壞為白蟻嚴重蛀蝕，導致大量木構件蛀蝕嚴重，如圖 4.2.110 及圖 4.2.111 所示。

西側入口 RC 牆體觀察到水平、垂直裂縫，如圖 4.2.112 所示，推測為內部鋼筋已鏽蝕導致混凝土開裂；西側梯間牆體有明顯斜向及水平裂縫，受地震作用力影響產生，如圖 4.2.113 及圖 4.2.114；西側外部立面門窗開口上於楣梁開口處有垂直裂縫產生，研判可能因為為下部窗戶開口導致局部短梁效應，或是位於開口處致內部鋼筋鏽蝕。



圖 4.2.110 屋架木材白蟻蛀蝕



圖 4.2.111 屋架木材平行木紋方向白蟻蛀蝕



圖 4.2.112 西側入口上方 RC 裂縫



圖 4.2.113 西側梯間牆體斜向裂縫

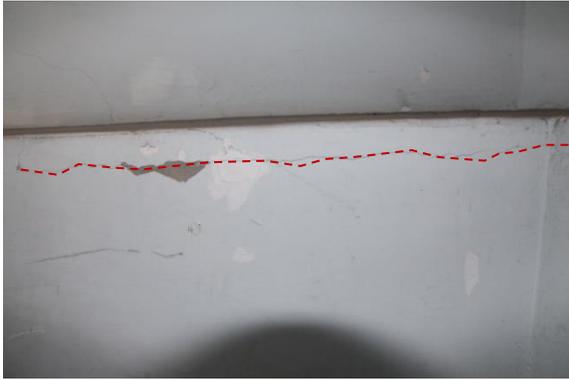


圖 4.2.114 西側梯間梁水平裂縫



圖 4.2.115 西側立面 RC 楣梁裂縫

資料來源：本計畫拍攝

2. 結構安全評估方法

汽罐室之建築物傳力機制為屋頂載重由木屋架傳遞至磚牆再傳至基礎；而增建 RC 構造為一獨立構架，並沒有額外增加磚牆載重。汽罐室構造安全與木屋架及磚牆面內面外耐震能力有關，本節評估：

(1) 木構造屋頂承載評估

依現行木構造建築物設計及施工技術規範(2011)，施加 D+L 載重，檢核各構件強度是否足以承擔載重所造成之軸力、剪力、彎矩、以及軸力與彎矩之共同作用。

(2) 牆體耐震評估方法

A. 磚牆砌體面內耐震能力，以樓層極限剪力係數法分析評估

B. 南北向山牆面，最上層無附壁柱之壁面易形成面外破壞。此壁面面外耐震能力評估，以降伏線法分析評估

相關方法介紹，請詳第二節內容。

(3) 載重計算

A. 靜載重計算

(A) 木構造屋頂投影面積載重

屋面載重依照屋頂構造形式，計算其待為單位重量，再依屋頂投影面積計算屋頂重量。屋面構造由上而下為鐵皮浪板、掛瓦條、防水毯、屋面板、檼木、母屋接合至木屋架，木屋架下有天花吊樑懸吊天花板。各構造部位載重如下所列，母屋及屋面載重為斜面載重，屋頂坡度約 26.8° ，投影至水平面上之單位面載重列於表中右欄。

➤ 屋頂：

- ◆ 鐵皮浪板重量以 7.5 kgf/m^2 計

- ◆ 屋面板、掛瓦條 12.5 kgf/m^2 計
- ◆ 天花板單位面靜載重以 15 kgf/m^2 計
- ◆ 木材單位重以 500 kgf/m^3 計

➤ 磚牆單位重以 $1,900 \text{ kgf/m}^3$ 計

B.活載重計算

(A)屋頂活載重

依《建築技術規則建築構造編》第 26 條規定，屋面為不作用用途之屋頂，面積大於 60 平方公尺，取活載重為 60 kgf/m^2 作用於投影面上。

(B)各樓層活載重

本建築二樓未來作為商店使用，但增建 RC 構造尚未取得配筋資料，經現勘 RC 梁版並無明顯裂縫，可就先前室內活載重做因應。並盡快取得配筋資料及材料強度進行承載能力評估。

(4) 震力計算

A.基本資訊

依《建築建築物耐震設計規範》計算，本案位於臺中市大里區，其一般工址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 可於規範表 2-1 查得，如表 4.2.68 所列：

表 4.2.68 一般工址設計水平譜加速度係數與最大考量水平譜加速度係數

縣市	區	S_s^D	S_1^D	S_s^M	S_1^M	臨近之斷層
臺中市	大里區	0.8	0.45	1	0.55	車籠埔斷層

資料來源：本計畫計算彙整

本建築鄰近車籠埔斷層，故計算其一般工址短週期及一秒週期之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，需考慮近斷層效應，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 $S_s(S_s^D、S_s^M)$ 、 $S_1(S_1^D、S_1^M)$ 與地盤分類查表求得。由於無相關地基調查及土壤試驗報告報告書可參考，故其工址之地盤分類假設為第三類地盤(軟弱地盤)。 F_a 與 F_v 查規範表 2-2(a)、表 2-2(b)如表 4.2.69 所示：

表 4.2.69 工址等加速度與等速度段之工址放大係數

地盤分類	F_{aD} ($S_S^D=0.8$)	F_{vD} ($S_1^D=0.45$)	F_{aM} ($S_S^M=1$)	F_{vM} ($S_1^M=0.55$)
第三類地盤	1	1.5	1	1.4

資料來源：本計畫計算彙整

因此，可得本工址之 S_{DS} 與 S_{D1} 及 S_{MS} 與 S_{M1} ：

$$S_{DS} = S_S^D \cdot F_{aD} \cdot N_{AD} = 0.928$$

$$S_{MS} = S_S^M \cdot F_{aM} \cdot N_{AM} = 1.2$$

$$S_{D1} = S_1^D \cdot F_{vD} \cdot N_{vD} = 0.891$$

$$S_{M1} = S_1^M \cdot F_{vM} \cdot N_{vM} = 1.165$$

B. 工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 可查規範表 2-5(a)，以建築物基本振動週期 T 以及短週期與中長週期之分界 T_0^D 查表。

$$\text{短週期與中長週期之分界 } T_0^D = S_{D1}/S_{DS} = 0.960$$

本建築為磚石造砌體構造，其基本週期 T 依下列經驗公式計算：

$$T = 0.05h_n^{3/4} \quad \text{【規範式 2-9】}$$

其中， h_n 為基面至屋頂面高度，本案取簷高與脊高平均 $= (8.14+11.05)/2=9.6\text{m}$ 計。

$$T = 0.05h_n^{3/4} = 0.273$$

$$\text{全區： } T_0^D = 0.960 > T = 0.273 > 0.2T_0^D = 0.192$$

本案屬短週期，其工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 公式計算【規範表 2-5(a)】：工址設計水平譜加速度係數一較短週期： $S_{aD} = S_{DS} = 0.928$

C. 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，由於本建築之基本週期位於 $0.2T_0^D$ 及 $0.6T_0^D$ 之區間內，故其關係式如下【規範式 2-15】：

$$\text{短週期： } F_u = \sqrt{2 \times R_a - 1}; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D$$

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

式中 R_a 為結構系統容許韌性容量：

韌性容量 R 參考《建築物耐震設計規範及解說》(2006, 內政部營建署), 磚石造剪力牆承重牆系統 $R=2.0$ 。

$$\text{因此, 結構系統容許韌性容量 } R_a = 1 + \frac{(2-1)}{1.5} = 1.67, F_u = \sqrt{2 \times 1.67 - 1} = 1.53。$$

$$\text{本建築物之 } \frac{S_{aD}}{F_u} = 0.608 \text{ 位於 } 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \text{ 區間, 依【規範式 2-2】修正為 } \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = 0.460。$$

D. 用途係數 I

本建築物非供震災避難使用之校舍, 為一般公眾使用建築, 取用途係數 $I=1.25$ 。

E. 最小設計水平總橫力 V

本建築之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \cdot W = 0.411W \quad \text{【規範式 2-1】}$$

530

F. 避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*

為避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏, 地震設計最小總橫力不得低於 V^* , 由【規範式 2-16a】:

$$V^* = \frac{F_u}{4.2\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m \cdot W = 0.209W$$

G. 避免最大考量地震崩塌之設計地震力 V_M

為避免建築物在最大考量地震下崩塌, 地震設計最小總橫力不得低於 V_M , 由【規範式 2-16c】:

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \cdot \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W = 0.450W$$

根據建築物耐震規範(2011, 內政部營建署), 為避免在中小地震下建築物發生降伏, 取 $V^*=0.209W$, 作為設計之依據。

綜合以上計算結果, 得 $V=0.411W$, $V^*=0.209W$, $V_m=0.450W$ 。分析時以地震力係數 $C_{s1} = 0.411$ 為評估標準。

(5)風力計算

風荷重根據《建築物耐風設計規範及解說，民國 104 年》進行評估分析。規範設計風力 P 中，若為封閉式或部分封閉式之建築物所受設計風壓，可以表示為：

$$P=qGC_p-q_iGC_{pi}(\text{規範式 2.1})$$

其中：

q：外風速壓 (kgf/m²)，其風壓大小與地形、基本設計風速、離地面之高度等有關。計算方式為： $q(z)=0.04K(z)K_{z1}[IV_{10}(C)]$ (規範式 2.6)。

l：用途係數，本建築為第三類建築物， $l=1.1$ 。

V10(C)：相對於 10 分鐘平均風速之垂直分布法則的指數。臺中市大里區之基本設計風速依分類，屬於每秒二十七點五公尺區，基本設計風速 V10(C)為 27.5(m/s)。

K(z)：風壓速地況係數， $K(z)=2.774\left[\frac{Z}{Z_g}\right]^{2\alpha}$ (規範式 2.7)

α：相對於 10 分鐘平均風速之垂直分布法則的指數。

Z_g：梯度高度(m)，與地況種類有關。

Z：離地面之高度(m)。

地況種類依建築物所在位置及附近地表特性而定，歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-汽罐室位於臺中市大里區，周遭 500 公尺範圍建築物多為民舍高度，現況環境如圖 4.2.90 所示，判定為地況 B，α 為 0.25，Z_g 為 400(m)。

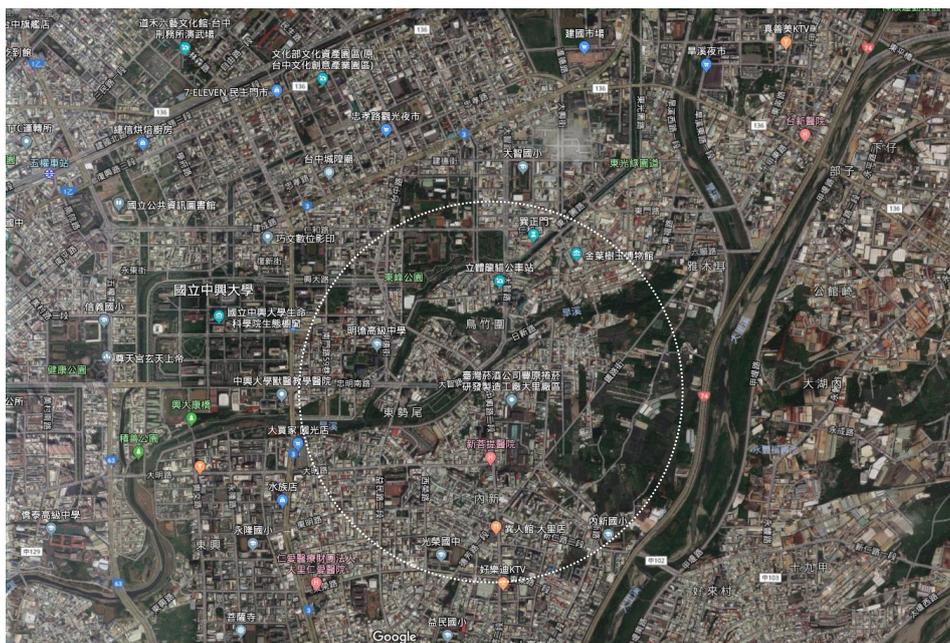


圖 4.2.116 現況環境圖(擷取自 google 地圖)

K_{zt} ：地形係數，代表在獨立山丘或山脊之上半部或懸崖近頂端處之風速局部加速效應。 K_{zt} 可依下式計算：

$$K_{zt} = (1 + K_1 + K_2 + K_3)^2 \text{ (規範式 2.8)}$$

本案為平地，取 K_{zt} 為 1.0。

G：普通建築物之陣風反應因子，取 1.88。

C_p ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之外風壓係數。本案之屋面與水平面夾角約 30.1° ，因建築各方向開口面積不一，且平行風向之屋頂長度亦因風向而異，對應之迎風面外風壓係數 C_p 與背風面外風壓係數 C_p 為列於表 4.2.48。

q_i ：內風速壓 (kgf/m^2)。 q_i 可由建築物平均高度 $h=9.6\text{m}$ 高之 $q(h)$ 計算之。
 $= (8.14 + 11.05) / 2 = 9.6\text{m}$

GC_{pi} ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之內風壓係數，與風向相關，整理於表 4.2.70。

現實中，風可能來自各個方向，依東、西、南、北四個主要方向計算之設計風力如表 4.2.70 所示。分析時保守取各風向作用下最大之設計風力輸入計算。

表 4.2.70 各種風向所得屋架設計風力：

風力垂直於屋脊(MWFRS) · W_x				平行於屋脊(WMFRS) · W_y			
Surface	C_p	$p = \text{Net Pressures}$ (kgf/m^2)		Surface	C_p	$p = \text{Net Pressures}$ (kgf/m^2)	
		(w/ +GC $_{pi}$)	(w/ -GC $_{pi}$)			(w/ +GC $_{pi}$)	(w/ -GC $_{pi}$)
迎風牆面	0.80	23.83	41.52	迎風面	0.80	23.83	41.52
背風牆面	-0.50	-31.02	-13.33	背風面	-0.30	-22.15	-4.46
側風牆面	-0.70	-39.89	-22.20	側風面	-0.70	-39.89	-22.20
迎風屋面	-0.70	-39.89	-22.20	迎風屋面	-0.70	-39.89	-22.20
背風屋面	-0.70	-39.89	-22.20	背風屋面	-0.70	-39.89	-22.20

註：設計風力之負號表示力量方向為遠離屋面，正號表示力量作用風向為朝向屋面。

3. 結構安全評估

(1) 木屋架承重結構安全評估

汽罐室木屋架之結構安全評估，即將靜載重及活載重之作用情況合併考慮，並使用 Midas / Gen (2016V2.1) 程式來進行分析，進而檢討斷面應力是否合乎規定。

A.屋架分析模型與構件尺寸

汽罐室屋架之構造型式為洋小屋真束小屋組(King Post Truss)，木構造分析以單跨所受最大屋頂面積之屋架來分析。分析模型如圖 4.2.91 所示，屋架模型節點編號如圖 4.2.92 所示，屋架桿件編號如圖 4.2.93 所示，構件尺寸如表 4.2.49 所示。陸梁兩端支承處分別設為鉸支承和滾支承，其中分析模型為便於加載，母屋及垂木未建出，其載重直接加載於合掌上。

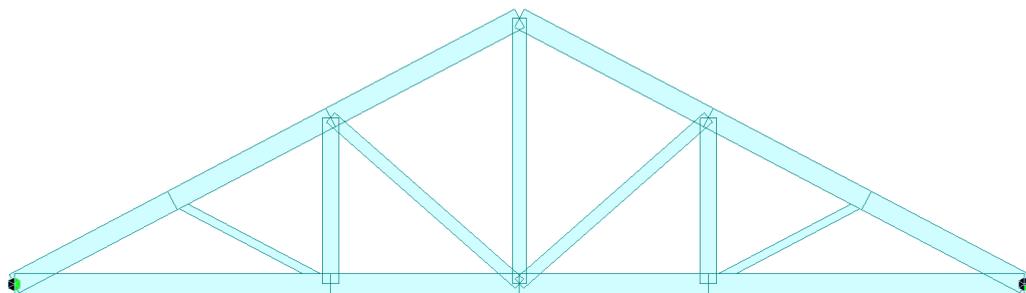


圖 4.2.117 汽罐室分析模型

資料來源：本計畫繪製

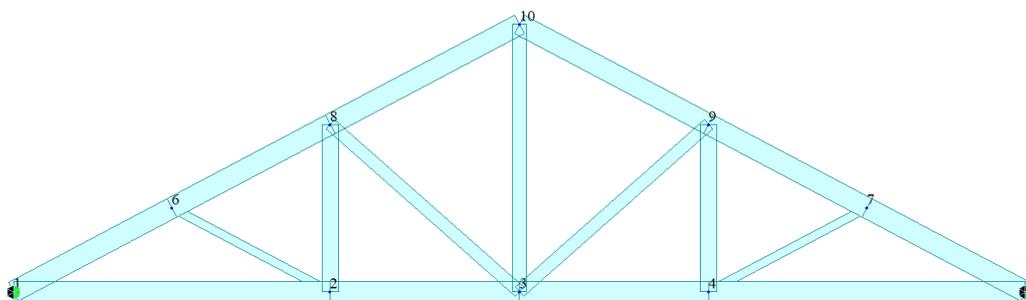


圖 4.2.118 汽罐室屋架模型節點編號

資料來源：本計畫繪製

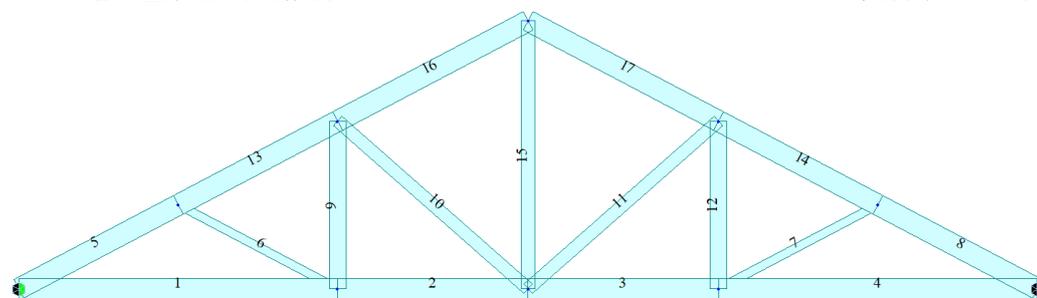


圖 4.2.119 汽罐室屋架模型桿件編號

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.71 屋架構件尺寸表

構件名稱	斷面尺寸(cm)
合掌	12 × 15
陸梁	12 × 15
真束	10 × 12
方丈	9 × 12
吊束	2 - 9 × 6

資料來源：本計畫計算彙整

B.材料參數

汽罐室屋架木料樹種為柳杉，依『木構造建築物設計及施工技術規範』之樹種分類屬針葉樹第 IV 類，計算時材級保守取普通結構材，該材級彈性模數為 $E=70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，木料容許應力如表 4.2.72，木料重量依『建築技術規則』針葉樹木材為 500 kgf/m^3 。

表 4.2.72 普通結構材纖維方向之容許應力 (單位：kgf/cm²)

樹種		長期容許應力				短期容許應力
		壓應力	拉應力	彎矩應力	剪應力	
		f_c	f_t	f_b	f_s	s_f
針葉樹	IV 類	60	45	75	6	長期容許應力之 2 倍

C.載重設定與載重組合

本案載重組合依『木構造建築物設計及施工技術規範』之【表 3.5-1】規定，以一般地區之長期、短期載重進行屋架承載能力檢核，詳表 4.2.73 所示。因此屋架載重除考量靜載重(DL)、活載重(LL)外，亦考慮地震力(EL)、風力載重(WL)。屋面單位面積載重詳表 4.2.74，屋架木構件重量由分析程式自動計算，其他靜載重計有母屋與屋面載重，汽罐室屋頂靜載重保守以 80 kgf/m^2 計，其設定如圖 4.2.120；活載重則依建築技術規則不作用途之斜屋頂活載重 60 kgf/m^2 計，設定如圖 4.2.121 所示；地震力則採用 0.411 W 計，設定如圖 4.2.122 所示；風力載重垂直於屋面，迎風面取 -50 kgf/m^2 ，背風面為 -50 kgf/m^2 ，設定如圖 4.2.123 所示。

表 4.2.73 木構造建築物載重組合

載重狀態		一般地區
長期	經常	D+L
短期	地震時	D+L+E
	暴風時	D+L+W

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.74 汽罐室屋面靜載重、活載重

載重類別	項目	單位面積重量(kgf/m ²)
靜載重 (不含屋架構件)	鐵皮浪板	7.5
	掛瓦條、屋面板與垂木	12.5
	母屋	6
	釣木受、天花板	15
	小計	41
活載重 (水平投影面)	不作用途斜屋頂	60
	小計	60

資料來源：本計畫計算彙整

汽罐室之屋架與左右兩側屋架平均間距為 7.49 m，所受載重如下所示：

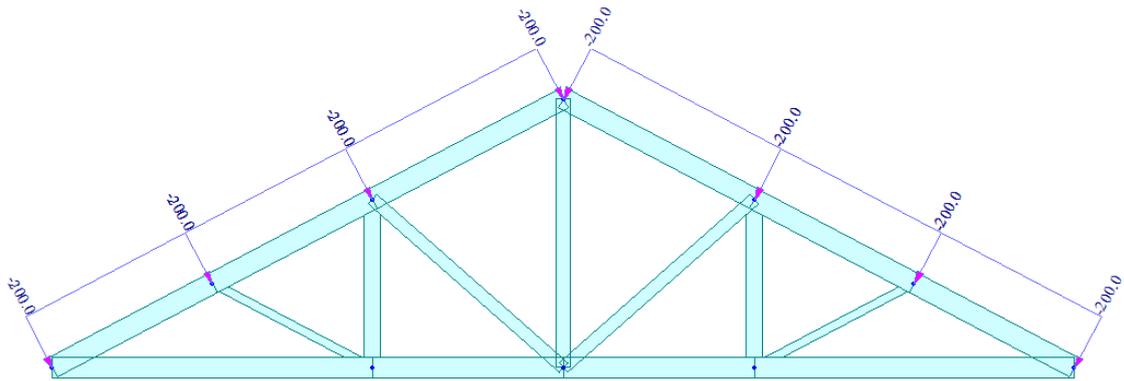


圖 4.2.120 汽罐室屋架靜載重(DL)設定(unit:kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

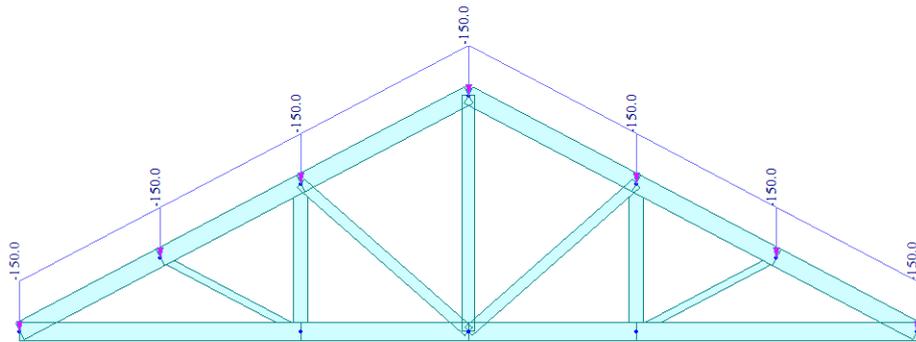


圖 4.2.121 汽罐室屋架活載重(LL)設定(unit:kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

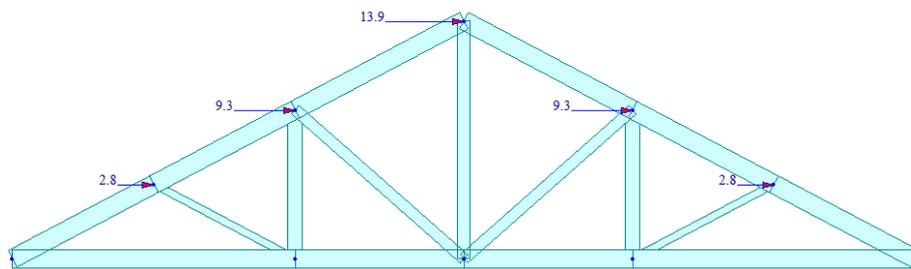


圖 4.2.122 汽罐室屋架地震力(Ex)設定(unit:kgf)

資料來源：本計畫繪製

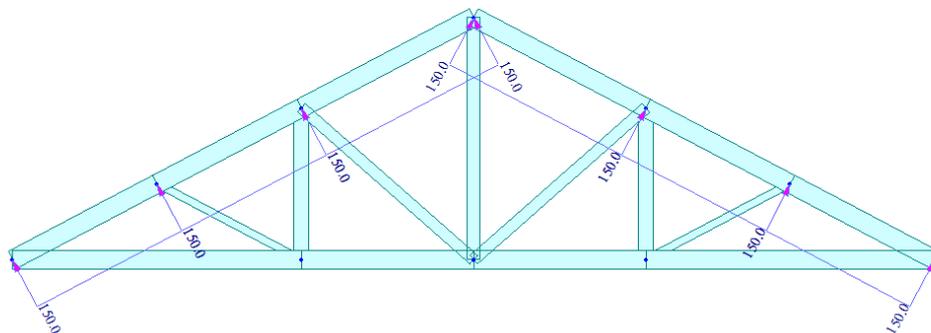


圖 4.2.123 汽罐室屋架風力(Wx)設定(unit:kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

D. 屋架分析結果

汽罐室之木構架依原貌修復後，依『木構造建築物設計及施工技術規範』進行檢核。在三種載中組合下，軸應力、剪應力及彎矩應力皆符合現行木構規範，並無破壞之疑慮，詳圖 4.2.124~圖 4.2.132。

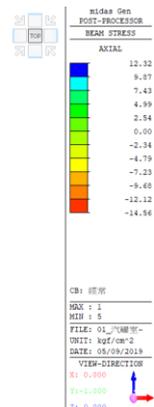
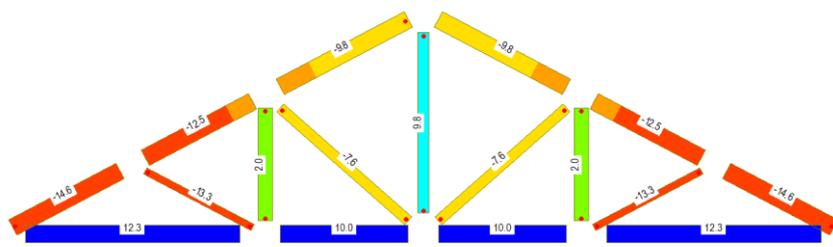


圖 4.2.124 汽罐室屋架 D+L 軸應力(unit:kgf/cm²)
(軸壓應力最大值为 14.6 kgf/cm² < LfC=60 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

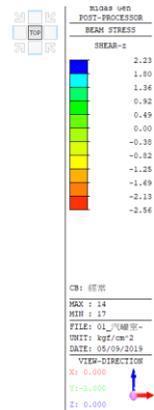
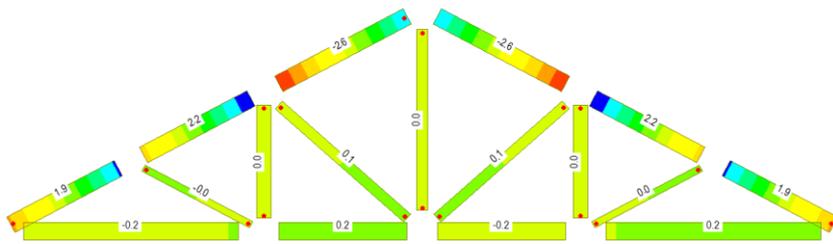


圖 4.2.125 汽罐室屋架 D+L 剪應力(unit:kgf/cm²)
(剪應力最大值为 2.6 kgf/cm² < LfS=6 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

536

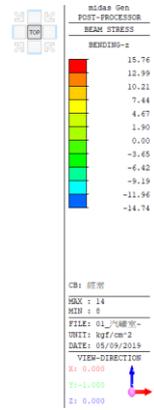
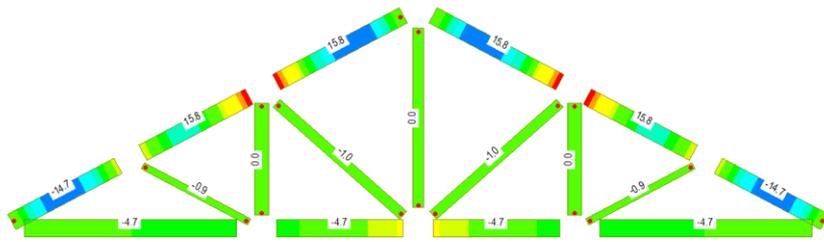


圖 4.2.126 汽罐室屋架 D+L 彎矩應力(unit:kgf/cm²)
(彎矩應力最大值为 15.8 kgf/cm² < Lfb=75 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

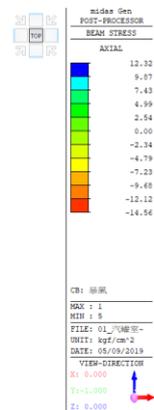
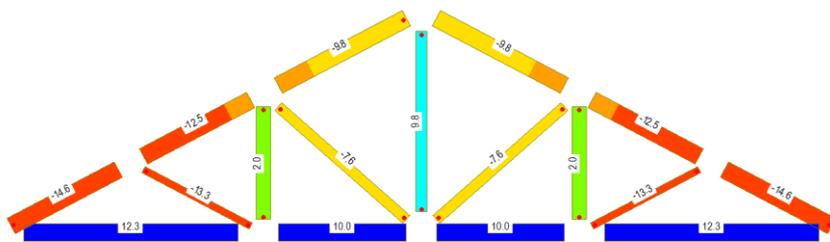


圖 4.2.127 汽罐室屋架 D+L+W 軸應力(unit:kgf/cm²)

資料來源：本計畫繪製

(軸壓應力最大值为 14.6 kgf/cm² < LfC=60 kgf/cm²...OK)

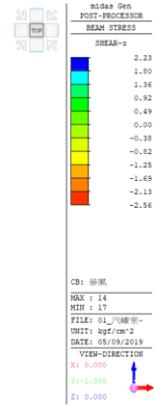
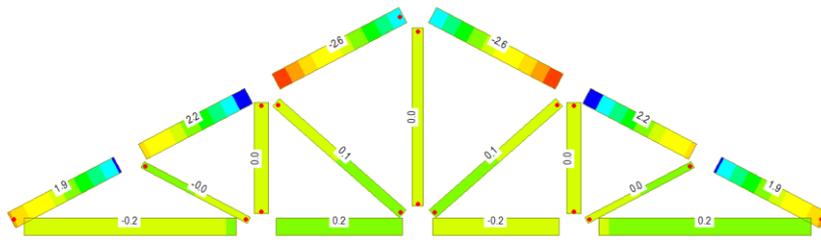


圖 4.2.128 汽罐室屋架 D+L+W 剪應力(unit:kgf/cm²)

(剪應力最大值为 2.6 kgf/cm² < LfS=6 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

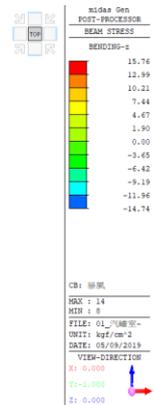
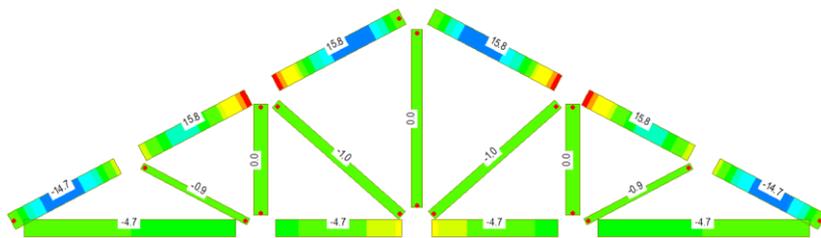


圖 4.2.129 汽罐室屋架 D+L+W 彎矩應力(unit:kgf/cm²)

(彎矩應力最大值为 15.8 kgf/cm² < Lfb=75 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

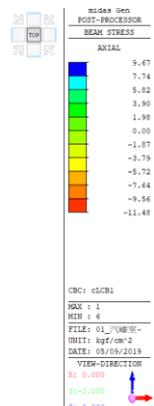
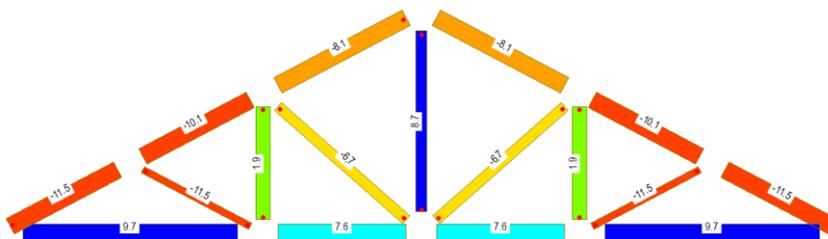


圖 4.2.130 汽罐室屋架 D+L+E 軸應力(unit:kgf/cm²)

(軸壓應力最大值为 11.5kgf/cm² < LfC=60 kgf/cm²...OK)

資料來源：本計畫繪製

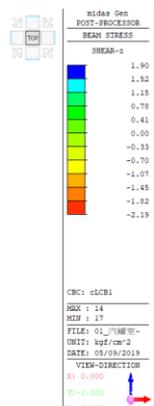
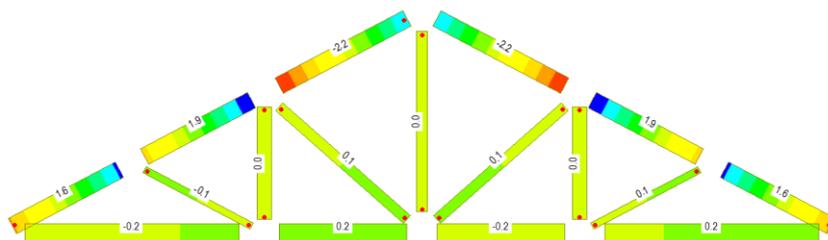


圖 4.2.131 汽罐室屋架 D+L+E 剪應力(unit:kgf/cm²)

資料來源：本計畫繪製

(剪應力最大值為 2.2 kgf/cm² < LfS=6 kgf/cm²...OK)

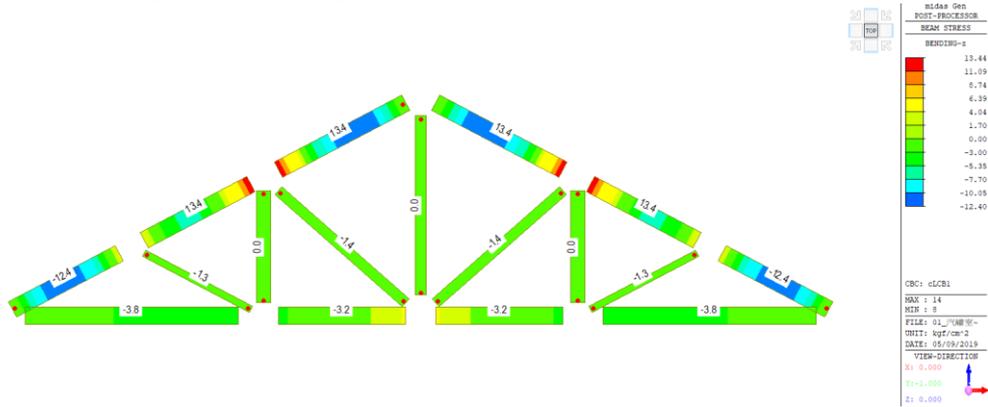


圖 4.2.132 汽罐室屋架 D+L+E 彎矩應力(unit:kgf/cm²)

資料來源：本計畫繪製

汽罐室之木屋架結構依『木構造建築物設計及施工技術規範』進行檢核，在三種載中組合 DL+LL、DL+LL+E 及 DL+LL+W 下，軸壓應力、剪應力及彎矩應力皆符合現行木構規範，並無破壞之疑慮，結果整理如表 4.2.75。

表 4.2.75 木屋架承重結構安全評估結果

	DL+LL			DL+LL+W			DL+LL+E		
	軸應力	剪應力	彎矩應力	軸應力	剪應力	彎矩應力	軸應力	剪應力	彎矩應力
汽罐室	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

資料來源：本計畫計算彙整

(2) 磚砌牆體結構耐震評估

汽罐室原為一層樓挑空磚造建築，其磚砌承重牆提供面內方向之抗剪強度來抵抗地震力。

而後期在內部增建 3 層樓 RC 構造，現勘增建部分擁有獨立的 RC 柱梁版、並緊貼附在磚牆上，RC 梁版自重是透 RC 柱傳遞至地面，無額外增加磚砌承重牆之載重。

因此，本報告書針對汽罐室各道磚牆以樓層極限剪力係數法分析受屋頂載重及磚牆本自重與地震力同時作用 (D+E) 下是否安全。相關方法介紹，請詳第二節內容。其分析結果如下：

A. 載重計算

評估時以靜載重與地震力同時作用 (D+E) 來計算，屋頂單位投影面積載重以屋頂載重 90 kgf/m² 計，磚牆單位重以 1,900 kgf/m³ 計。

計算地震力之建築物自重，以建築物西側通氣孔下緣至地面高約 35cm 高度起算，如圖 4.2.133 之虛線。各棟牆體編號方式如圖 4.2.134 所示。



圖 4.2.133 建築物自虛線以上計算自重

資料來源：本計畫繪製

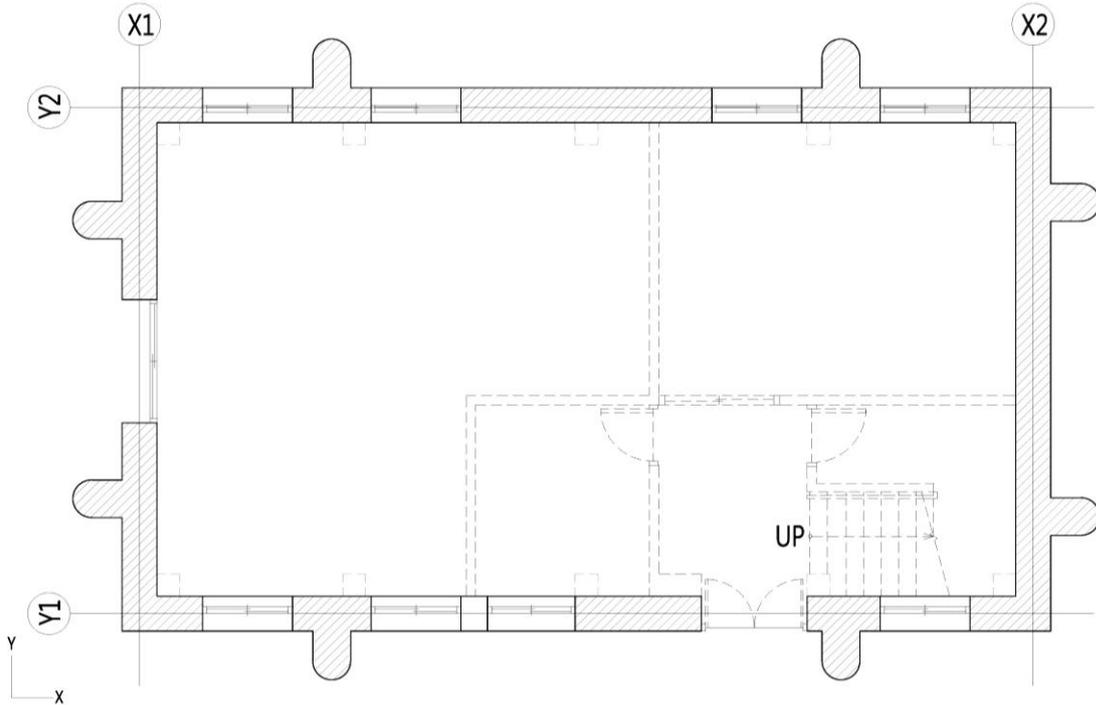


圖 4.2.134 汽罐室牆體編號

資料來源：本計畫繪製

汽罐室牆重計算結果如下表：

表 4.2.76 汽罐室牆重計算

1F-X向牆體								
牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	牆厚 (m)	淨長 (m)	淨面積 (m ²)	單位體積重 kgf/m ³	牆重 (kgf)	有效斷面積 (m ²)
Y1	12.7	8.5	1	6	54	1,900	51,316	3.2
Y2	12.7	8.5	1	5	44	1,900	42,008	2.6
合計	25.5			11.5	98.2		93,324	5.77
1F-Y向牆體								
牆體 編號	總長 (m)	高 (m)	牆厚 (m)	淨長 (m)	淨面積 (m ²)	單位體積重 kgf/m ³	牆重 (kgf)	有效斷面積 (m ²)
X1	7.3	8.5	1	4	37	1,900	46,693	2.2
X2	7.3	8.5	1	5	43	1,900	53,153	2.6
合計	14.6			9.4	79.9		99,845	4.7

資料來源：本計畫計算彙整

B.地震力豎向分配

如表 4.2.77 所示，地震係數為 0.411，以一樓中線高度以上總自重 20.3 tf 計算地震力，則所得設計地震力約為 8.3 tf。

表 4.2.77 汽罐室地震力豎向分配

汽罐室 - 豎向地震力			
樓層	W _i (kgf)	C _s	V
1F	202,918	0.411	83,399

資料來源：本計畫計算彙整

C.計算各附屬建物群樓層剪力係數 $\xi_R(i)$

計算汽罐室樓層剪力係數 $\xi_R(i)$ 時，

第一步先計算每道牆所受到水平地震力。因屋頂無 RC 圈梁，屬柔性樓版，故各牆體所承受之水平地震力 $V_{e,j}$ ，按各牆體之重力荷載比例進行分配，以 Y1 牆體為例，其所受之水平地震力 $V_{e,j}$ ：

$$V_{e,Y1} = 83,399 \times (51,316 / 93,324) = 45,654 \text{ (kgf)}$$

第二步為計算各牆體之極限抗剪能力：

以 Y1 牆體為例，其有效斷面積為 3.17 m^2 ，而承受之垂直載重為 34,930 kgf，故其牆體壓應力 $\sigma_{0,1-1}$ 及 $f_{VE,1-1}$ 為：

$$\sigma_{0,Y1} = \frac{34,930}{3.17 \times 10^4} = 1.10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ve,Y1} = \frac{2.0}{1.2} \sqrt{1 + 0.45 \times \frac{1.1}{2.0}} = 1.86$$

故 Y1 之極限抗剪能力 $V_{R,Y1}$:

$$V_{R,Y1} = 1.86 \times (3.17 \cdot 10^4) = 58,962 \text{ kgf}$$

第三部樓層剪力係數 $\xi_R(i)$

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

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 Y1 為例，依此方式所得之牆體剪力係數為：

$$\xi_{R,Y1} = \frac{V_{R,Y1}}{V_{E,Y1}} = \frac{58,962}{45,654} = 1.29$$

其他各向牆體極限剪力係數 $\xi_R(i)$ 整理於表 4.2.78 :

表 4.2.78 汽罐室剪力係數 $\xi_R(i)$

1F-X向牆體									
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	σ_0	f_v	f_{VE}	V_{Rj}	V_{ej}	ξ_{Rj}	$1/\xi_{Rj}$
單位	(m^2)	(kgf)	(kgf/cm^2)	kgf/cm^2	kgf/cm^2	(kgf)	(kgf)		
Y1	3.17	34930	1.10	2.00	1.86	58962	45654	1.29	0.77
Y2	2.60	28880	1.11	2.00	1.86	48267	37746	1.28	0.78
合計								$\xi_{R=}$	1.29
1F-Y向牆體									
牆體編號	牆體有效斷面積	破壞線以上之載重	σ_0	f_v	f_{VE}	V_{Rj}	V_{ej}	ξ_{Rj}	$1/\xi_{Rj}$
單位	(m^2)	(kgf)	(kgf/cm^2)	kgf/cm^2	kgf/cm^2	(kgf)	(kgf)		
X1	2.15	33650	1.57	2.00	1.94	41710	39251	1.06	0.94
X2	2.55	37849	1.48	2.00	1.92	48960	44149	1.11	0.90
合計								$\xi_{R=}$	1.09

資料來源：本計畫計算彙整

D. 有利、不利及現況考慮

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。汽罐室之有利及不利因素依據建築現況調整，調整係數如表 4.2.79 所示。

表 4.2.79 汽罐室有利因素及不利因素

損壞程度	不利係數	汽罐室	
		X向	Y向
施工品質（包括縱、橫牆的交丁、砌築方式、砂漿飽滿程度等）品質不佳	0.9	0.9	0.9
建築物出現不均勻下陷所產生的交叉裂縫	0.7-0.9	1	1
磚牆上部無水平圓標之設置	0.9	0.9	0.9
牆體高寬比大於2/3	0.9	1	0.9
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	0.7	1	1
開口率大於1/3	0.8	1	1
開口位置配置呈不規則分佈	0.8	1	1
	不利因素	0.81	0.73

資料來源：本計畫計算彙整

E. 評估結果

綜合以上計算，並以有利因素及不利因素修正，汽罐室之各牆體面內評估結果如表 4.2.80 所示。

汽罐室 X 向牆體之極限剪力係數 $\xi R'$ 大於基本完好之下限值 0.95，耐震評估結果符合現行規範；但 Y 向牆體極限剪力係數 $\xi R'$ 為 0.79，表示在受設計地震力時，可能會輕微破壞。如考慮後期內部曾建之 RC 構架可在提升整體耐震能力。

表 4.2.80 汽罐室 各向牆體面內評估結果

樓層	方向	ξR	不利因素	極限剪力係數 $\xi R'$	評估結果
1FL	X向	1.29	0.81	1.04	基本完好
	Y向	1.09	0.73	0.79	輕微破壞

資料來源：本計畫計算彙整

此外，Y 向牆體現勘並無嚴重破壞，且根據【文化資產維護管理教育推廣公聽會-法令宣導手冊】p.47，古蹟補強應具合宜之耐震能力(以地震後及時檢查與修復為主要策略，符於現行耐震規範不為必要條件)，於文化資產再利用之案例，其耐震能力仍宜維持 30 年回歸期之中小度地震不致嚴重損害造成人員傷亡(現行規範為 475 年回歸期，中小度地震約為 475 年設計地震力之 1/4)。Y 向牆體極限剪力係數再重新取中小度地震力來檢核，如表 4.2.81 符合現行規範。

表 4.2.81 汽罐室 受中小度地震力各向牆體面內評估結果

樓層	方向	ξR	不利因素	極限剪力係數 $\xi R''$	評估結果
1FL	X向	2.53	0.81	2.05	基本完好
	Y向	2.13	0.73	1.56	基本完好

資料來源：本計畫計算彙整

因此，汽罐室牆體受面內力作用時，牆體具有足夠強度，正常情況下安全無虞，無須補強，僅地震過後，應檢視各牆體是否有裂縫產生，盡速將裂縫填補水泥砂漿修復。

(3)面外地震力分析及耐震評估

牆體受面外地震力之破壞模式，主要為撓曲拉應力所造成之水平或垂直裂縫。評估時參考過去《國定古蹟臺灣煉瓦會社打狗工場紅磚事務所磚牆試驗報告,2006》現地實驗灰縫介面抗撓曲強度為 3.22。

汽罐室東西立面均有一山牆，當建築受東西向地震作用時，屋頂地震力會透過母屋對山牆作用，由於山牆受面外地震力作用之行為類似於懸臂系統，其底部彎矩最大，必須檢討其撓曲應力是否超過最大容許拉應力。

因汽罐室外牆除山牆外，均有附壁柱支撐，所以本報告書僅針對汽罐室的山牆檢討：

山牆所受之地震力可分成屋面載重及本身自重所造成之水平力兩部份。山牆高 h ，屋面載重之合力位於山牆 $h/2$ 處，自重力則作用於山牆 $h/3$ 處，其結構分析受力詳圖 4.2.109。

$$\text{山牆底部彎矩 } M = V_{Roof} \times \frac{h}{2} + V_{Wall} \times \frac{h}{3}$$

$$\text{底部拉應力 } f_t = \frac{M}{S} - \frac{W}{A} = \frac{V_{Roof} \times \frac{h}{2} + V_{Wall} \times \frac{h}{3}}{LT^2/6} - \frac{W_{Roof} + W_{Wall}}{LT}$$

其中 L 為山牆底部長， T 為山牆厚。

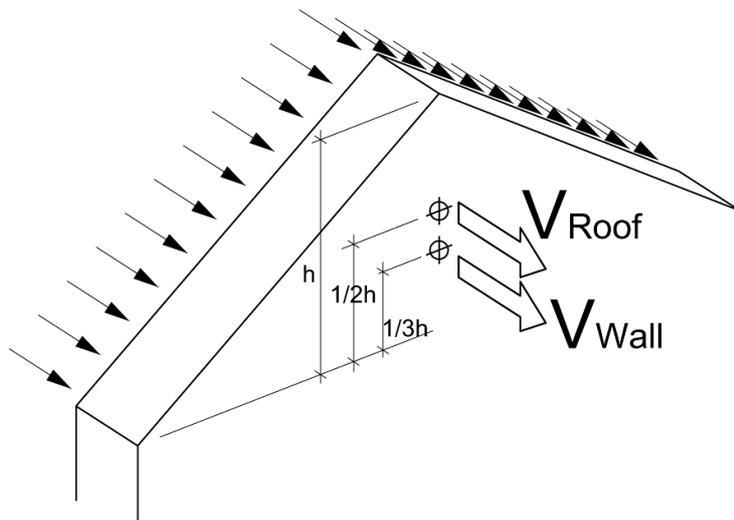


圖 4.2.135 山牆之受力圖

$$\text{山牆重} = (8.35 \times 3.35 / 2) \times 0.50 \times 1,900 = 14,250 \text{ kgf}$$

$$\text{負擔之屋面重} = 9,749 / 2 = 4,874.5 \text{ kgf}$$

RF 之地震剪力分配係數為 0.411

$$M = V_{Roof} \times \frac{h}{2} + V_{Wall} \times \frac{h}{3} = 0.411 \left(4,874.5 \times \frac{3.35}{2} + 14,250 \times \frac{3.35}{3} \right) = 9,896 \text{ kgf} - m$$

$$f_t = \frac{M}{S} - \frac{W}{A} = \frac{V_{Roof} \times h/2 + V_{Wall} \times h/3}{LT^2/6} - \frac{W_{Roof} + W_{Wall}}{LT}$$

$$= \frac{9,896}{8.85 \times 0.5^2/6} - \frac{4,874.5 + 14,250}{8.85 \times 0.5}$$

$$= 22,515 \text{ kgf/cm}^2 = 2.25 \text{ kgf/cm}^2 < 3.22 \text{ kgf/cm}^2$$

$$SF = 3.22/2.25 = 1.43 > 1.0$$

經上述計算結果，山牆受面外地震力作用，牆體具有足夠強度，正常情況下安全無虞，經現勘也無發現水平裂縫，無須補強。

(四)鍋爐室

1.建築結構系統與傳力機制

(1)建築物現況與結構系統概述

歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-鍋爐室現存為 RC 構造建築，如圖 4.2.136~圖 4.2.137，東側為澡堂，北側有一高 37m 煙囪，建築結構平面呈長方形，長約 23.9m，寬約 16.8m。建築物四側皆有出入口，為一層建築，澡堂高 3.8m，總高為 8.6m，而鋼構屋架高約為 4.7m，如圖 4.2.138 至圖 4.2.140。

如圖 4.2.141 所示，鍋爐室鋼構屋架是兩組比利時桁架組合而成的芬克比利時桁架 (Fink Belgian Truss)，上方有太子樓。屋架兩端支承於磚牆上方，為支撐及承受屋頂載重作用之主要構架。當屋架承受垂直力作用時，上弦桿受壓，下弦桿受拉，而中間之垂直桿理論上屬零力桿，並不承受任何力量。在屋架之縱向，兩跨構架之間以一對 L 型鋼及水平交叉拉桿在斜面及水平面將屋架拉繫住，以提升屋架整體之縱向穩定性。



圖 4.2.136 鍋爐室西側
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.137 鍋爐室東側澡堂

資料來源：本計畫拍攝

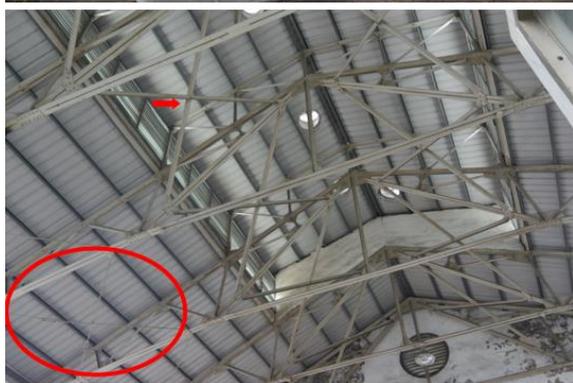


圖 4.2.138 L 型鋼(箭頭處)及拉桿(圓框處)

資料來源：本計畫拍攝

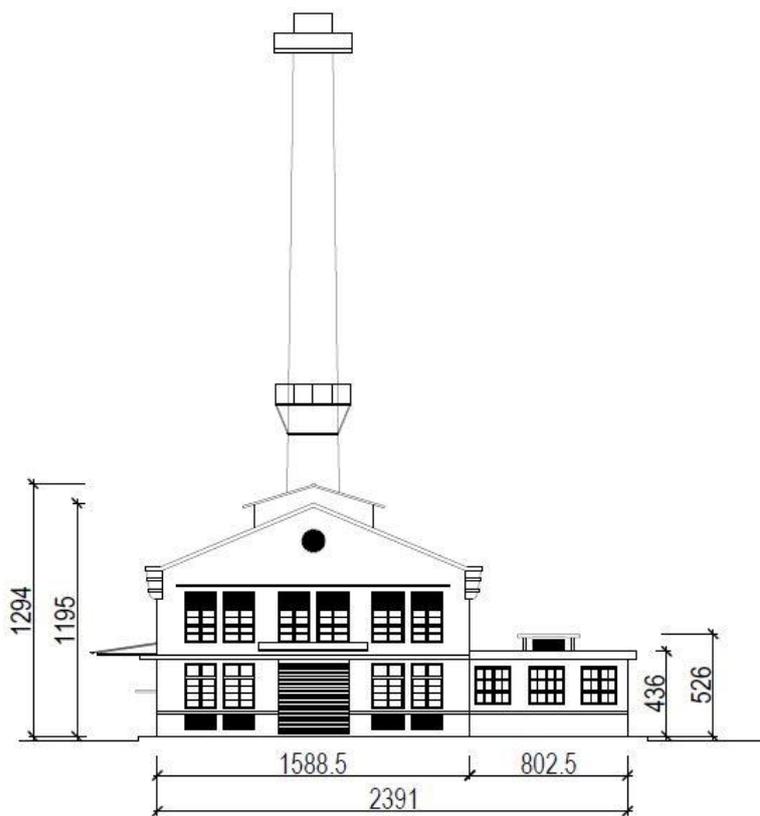


圖 4.2.139 現況南側立面圖

資料來源：本計畫繪製

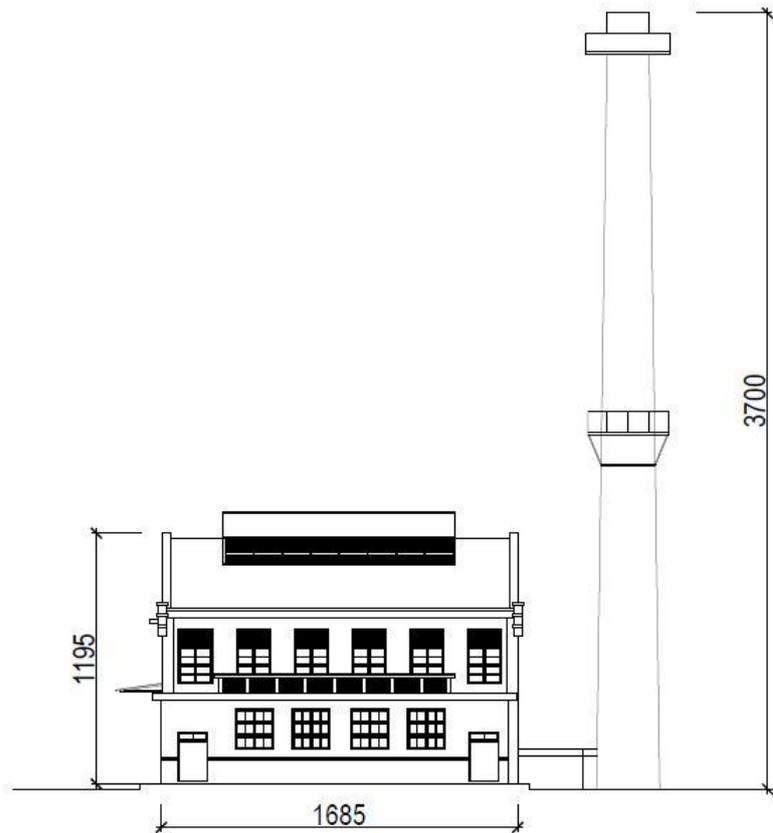


圖 4.2.140 現況東側立面圖

資料來源：本計畫繪製

(2) 結構系統傳力機制

鍋爐室主體由屋架、RC 構造、牆體以及基礎所構成，屋架主要為承載屋頂載重之主要結構，柱樑負責將建築所承受之各種外力進行傳遞，壁體除了是分隔空間的元素，也是抵抗水平作用力的主要構件，基礎則是作為上部建築物的支承並將載重傳遞至土壤。鍋爐室之垂直、水平傳力機制分別說明如下。

A. 垂直傳力

構架受垂直載重作用時，屋架之屋頂重量由 C 型鋼組成之鋼構桁條承擔，並經由 L 型鋼以及 2L 型鋼組成之鋼構桁架將屋頂重量傳遞至兩端磚牆，磚牆再將垂直載重傳遞至基礎，如圖 4.2.141 及圖 4.2.142 所示。

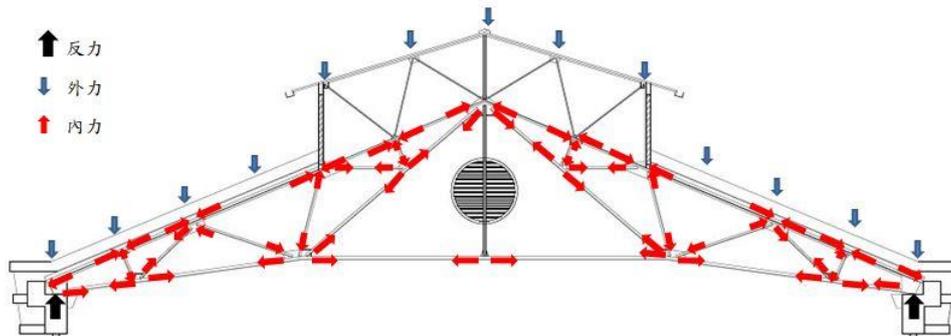


圖 4.2.141 屋架傳力機制圖

資料來源：本計畫繪製

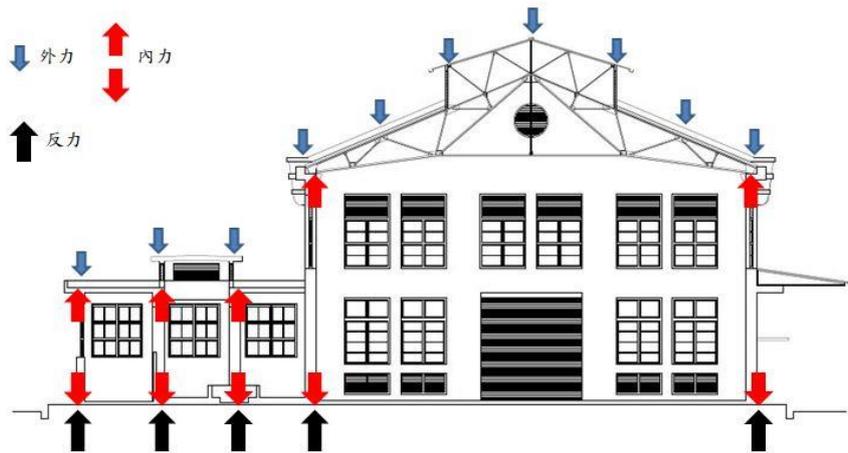


圖 4.2.142 垂直傳力機制圖

資料來源：本計畫繪製

B. 水平傳力

水平載重主要由地震力造成，地震力是經由地表加速度的作用，對建築物產生的慣性力。本建築之結構系統主要是藉由 RC 柱及牆體之抗剪強度抵抗水平地震力，最後再傳遞至基礎，其力學的傳遞路徑依序為：屋頂→RC 柱樑構架、牆體→基礎，如圖 4.2.143 所示。

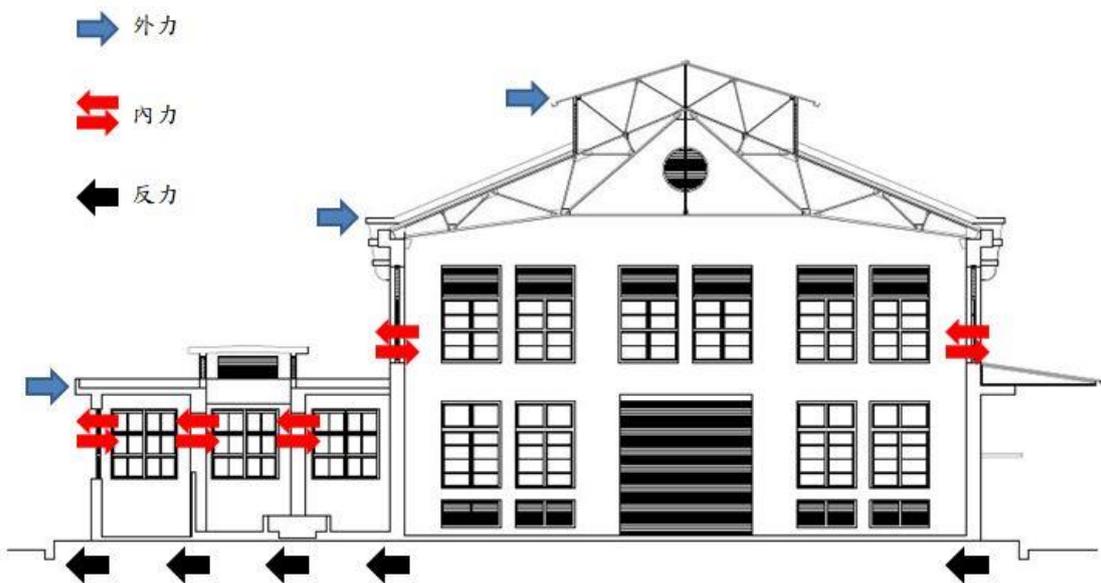


圖 4.2.143 水平傳力機制圖

資料來源：本計畫繪製

(3) 現況結構損壞

牆體部分，因滲水導致多處牆體發生壁癌以及混凝土剝落的狀況，如圖 4.2.144 至圖 4.2.149。另內外牆有明顯裂縫，尤其窗戶角隅的部分，如圖 4.2.150 至圖 4.2.152 所示。鍋爐室建築物本體分為西側挑高鍋爐室和東側澡堂，在外

牆相連部分發現明顯裂縫，如圖 4.2.153 所示，在東側澡堂發現地板有大約 1cm 的裂縫，而犬走也有大約 1cm 的裂縫，如圖 4.2.154 至圖 4.2.157 所示。



圖 4.2.144 混凝土剝落



圖 4.2.145 壁癌



圖 4.2.146 山牆粉刷層剝落



圖 4.2.147 雨遮混凝土剝落

548



圖 4.2.148 混凝土剝落



圖 4.2.149 混凝土剝落



圖 4.2.150 窗戶角隅裂縫



圖 4.2.151 窗戶角隅裂縫



圖 4.2.152 窗戶角隅裂縫



圖 4.2.153 外牆相連部分裂縫



圖 4.2.154 犬走裂縫

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.155 澡堂地板裂縫



圖 4.2.156 澡堂地板裂縫

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.157 澡堂地板裂縫

2. 結構安全評估方法

鍋爐室屬一層 RC 構造之建築物，除 RC 柱樑構架可抵抗水平外力外，其牆體亦可提供抗剪強度。而本案屋架為鋼構之芬克比利時桁架（Fink Belgian Truss）桁架，由於屋架除要承載上方桁條及鋼板等構件重量，尚還要負擔自重，因此需探討屋架在載重作用下，構件是否安全。故鍋爐室的結構安全評估分為兩個部分：

- ◆ 鋼屋架承重結構安全評估。
- ◆ 結構體耐震結構安全評估。

以下即分別針對鋼構屋架、結構體之結構安全評估方式進行說明，且評估時假設鋼構屋架、RC 柱樑及牆體等皆已依原樣修復完成。

(1)結構體耐震結構安全評估方法

本評估方式是以 475 年為回歸期設計地震作用條件下，根據建築物耐震設計規範及解說規定，在靜力分析時，工址設計水平譜加速度 S_{aD} 不得低於 $0.4S_{DS}$ ，而歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-鍋爐室位於臺中市大里區， $S_{DS}=0.928$ ，故其目標地表加速度 A_T 為 $0.368g$ ，依其 I_s 值評估該建築物之耐震能力。耐震指標 I_s 計算方式如下：

$$\text{耐震指標 } I_s = E \times Q$$

其中， E 為基本耐震性能。即考量建築物重量及工址水平譜加速度，並計算結構底層各別抗橫力構材之強度，分為 RC 柱、磚牆及 RC 牆三種，將構材截面積，乘以其單位面積極限剪力強度，計算得出各別構材之強度後，將其加總則可得樓層之強度。再配合韌性容量之假設及根據現行規範之地震力計算方式，可以推得整體底層之耐震能力並給予基本之評分，即為「基本耐震性能」評分。

Q 則為整體調整因子，即考量建築物之結構現況，如：平面及立面對稱性、變形程度、短柱嚴重性等項目，綜合評估求得其調整因子。將「基本耐震性能」與「整體調整因子」相乘，則可得建築物之「耐震指標」 I_s ，據以判斷其是否有耐震能力上之疑慮。

而在耐震初評法中原建築物靜載重以每層 900kgf/m^2 、而頂樓 750kgf/m^2 採計(適用於校舍建築)。考量本棟的樓層高度與柱梁載重，與原始初評方法之載重計算有顯著差異，故建築物靜載重以 excel 進行統計分析計算，並除以各層樓地板面積後進行估計。

耐震能力判別方式如表 4.2.82 所示：高於 100 分者，尚無耐震疑慮，應不至發生嚴重結構上之破壞，地震發生後僅需簡單修復即可繼續使用；80~100 分者，有耐震疑慮，耐震性之安全係數尚不符合耐震設計規範，仍有耐震性能不足的疑慮，其耐震能力之提升列為次優先對象；低於 80 分者，確有耐震疑慮，若有相當於 475 年回歸週期之地震發生時，將有嚴重損壞或倒塌之疑慮，應最優先進行耐震能力之確認，以避免地震發生時造成嚴重傷亡。

表 4.2.82 耐震能力初步評估判別方式

80 分 > I_s 值	80 分 $\leq I_s$ 值 < 100 分	100 分 $\leq I_s$ 值
耐震能力-低	耐震能力-中	耐震能力-高
耐震能力頗為不足，確有耐震疑慮。	耐震能力有可能不足，有耐震上的疑慮。	目前尚無耐震疑慮

(2)西式鋼構屋架安全評估方法

鍋爐室鋼構屋架之結構安全評估，將靜載重及活載重之作用情況合併且考慮地震力及風力等短期作用力，並使用 Midas / Gen 2016(V2.1)程式來進行分析，

進而檢討屋架鋼構件之斷面應力是否合乎規定，評估時假設鋼構屋架已依原樣修復完成。

結構安全評估使用相關規範如下：

A. 內政部，「建築技術規則建築構造編」，民國一百零四年一月

B. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國一百年七月

C. 內政部，「建築物耐風設計規範及解說」，民國一百零四年一月

D. 政部，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－（二）鋼結構極限應力設計法規範及解說」，民國 100 年 6 月。

(3)地震力係數計算

依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。詳細計算過程詳本章「第三節 汽罐室結構安全評估、二.(三) 地震力係數計算」，相關數據表格整理如下：

表 4.2.83 鍋爐室_鋼桁架屋頂_基本週期 T 及工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

建築物高度及基本週期	鍋爐室鋼桁架屋頂	工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}	
h_n	11.72m	短週期	$= S_{DS} = 0.928$
T	0.538s		

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.84 鍋爐室_鋼桁架屋頂_韌性容量 R 及容許韌性容量 R_a

方向	基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	R_a	F_u
X、Y	抗彎矩構架系統	部份韌性抗彎矩_鋼筋混凝土造	3.2	2.47	1.983

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.85 鍋爐室_鋼桁架屋頂_ S_{aD}/F_u 及 $(S_{aD}/F_u)_m$ 計算結果

方向	$\frac{S_{aD}}{F_u}$	$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$
X、Y	0.468	0.387

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.86 鍋爐室_鋼桁架屋頂_ V 、 V^* 、 V_M 及設計用地震力

方向	V	V^*	V_M	設計用地震力
X、Y	0.346W	0.229W	0.368W	0.368W

資料來源：本計畫彙整

(4)法規風力計算

風荷重根據《建築物耐風設計規範及解說，民國 104 年》進行評估分析。規範設計風力 P 中，若為封閉式或部分封閉式之建築物所受設計風壓，可以表示為：

$$P = qGC_p - q_iGC_{pi} \text{ (規範式 2.1)}$$

其中：

q ：外風速壓 (kgf/m^2)，其風壓大小與地形、基本設計風速、離地面之高度等有關。計算方式為： $q(z) = 0.04K(z)K_{z1}[IV_{10}(C)]$ (規範式 2.6)。

I ：用途係數，本建築為第三類建築物， $I=1.1$ 。

$V_{10}(C)$ ：相對於 10 分鐘平均風速之垂直分布法則的指數。臺中市大里區之基本設計風速依分類，屬於每秒二十七點五公尺區，基本設計風速 $V_{10}(C)$ 為 27.5(m/s)。

$K(z)$ ：風壓速地況係數， $K(z) = 2.774 \left[\frac{z}{Z_g} \right]^{2\alpha}$ (規範式 2.7)

α ：相對於 10 分鐘平均風速之垂直分布法則的指數。

Z_g ：梯度高度(m)，與地況種類有關。

Z ：離地面之高度(m)。

地況種類依建築物所在位置及附近地表特性而定，歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-汽罐室位於臺中市大里區，周遭 500 公尺範圍建築物多為民舍高度，現況環境如圖 4.2.158 所示，判定為地況 B， α 為 0.25， Z_g 為 400(m)。

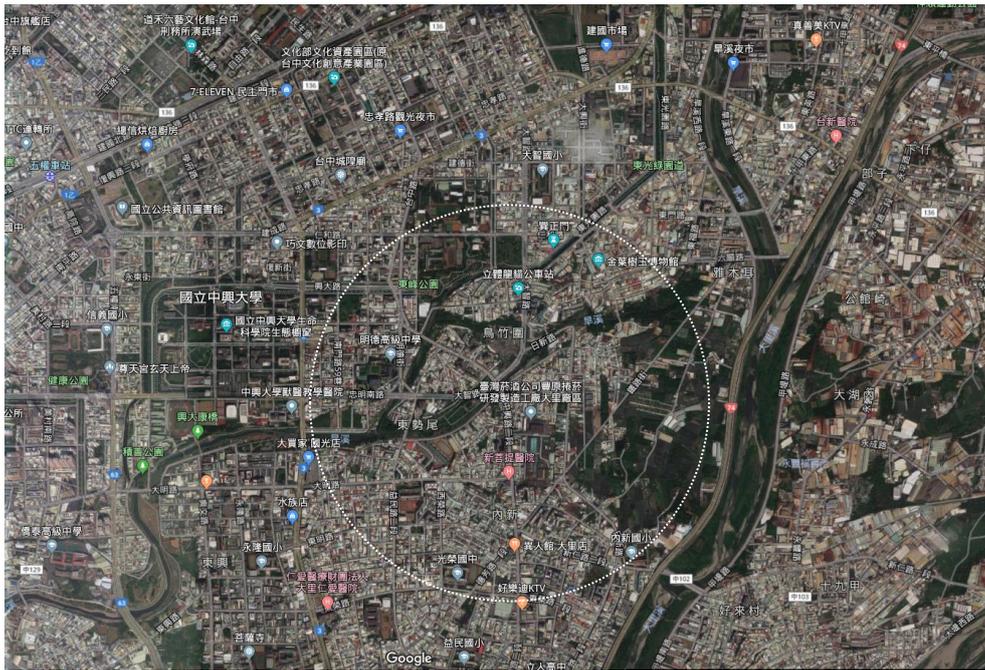


圖 4.2.158 現況環境圖(擷取自 google 地圖)

K_{zt} ：地形係數，代表在獨立山丘或山脊之上半部或懸崖近頂端處之風速局部加速效應。 K_{zt} 可依下式計算：

$$K_{zt} = (1 + K_1 + K_2 + K_3)^2 \text{ (規範式 2.8)}$$

本案為平地，取 K_{zt} 為 1.0。

G ：普通建築物之陣風反應因子，取 1.88。

C_p ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之外風壓係數。本案之屋面與水平面夾角約 30.1° ，因建築各方向開口面積不一，且平行風向之屋頂長度亦因風向而異，對應之迎風面外風壓係數 C_p 與背風面外風壓係數 C_p 為列於表 4.2.87。

q_i ：內風速壓 (kgf/m^2)。 q_i 可由建築物平均高度 $h=10.69\text{m}$ 高之 $q(h)$ 計算之。

GC_{pi} ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之內風壓係數，與風向相關，整理於表 4.2.87。

現實中，風可能來自各個方向，依東、西、南、北四個主要方向計算之設計風力如表 4.2.87 所示。分析時保守取各風向作用下最大之設計風力輸入計算。

表 4.2.87 各種風向所得屋架設計風力:

風力垂直於屋脊(MWFERS) · Wx				平行於屋脊(WMFRS) · Wy			
Surface	Cp	p = Net Pressures (kgf/m ²)		Surface	Cp	p = Net Pressures (kgf/m ²)	
		(w/ +GCpi)	(w/ - GCpi)			(w/ +GCpi)	(w/ - GCpi)
迎風牆面	0.80	23.95	42.63	迎風面	0.80	23.95	42.63
背風牆面	-0.50	-32.75	-14.07	背風面	-0.30	-23.38	-4.71
側風牆面	-0.70	-42.11	-23.43	側風面	-0.70	-42.11	-23.43
迎風屋面	-0.89	-51.12	-32.44	迎風屋面	-0.70	-42.11	-23.43
背風屋面	-0.70	-42.11	-23.43	背風屋面	-0.70	-42.11	-23.43

註：設計風力之負號表示力量方向為遠離屋面，正號表示力量作用風向為朝向屋面。

3. 結構安全評估

(1) 鋼構屋架安全評估

本案採用 Midas / Gen 2016(V2.1)程式來進行分析，進而檢討屋架鋼構件之斷面應力是否合乎規範，評估時假設鋼構屋架已依原樣修復完成。

A. 芬克比利時桁架分析模型

芬克比利時桁架各構件尺寸如圖 4.2.159 所示，本評估僅取其中一跨做為鋼構桁架結構分析模型，兩端支承處分別設為滾支承和鉸支承，如圖 4.2.160 所示。

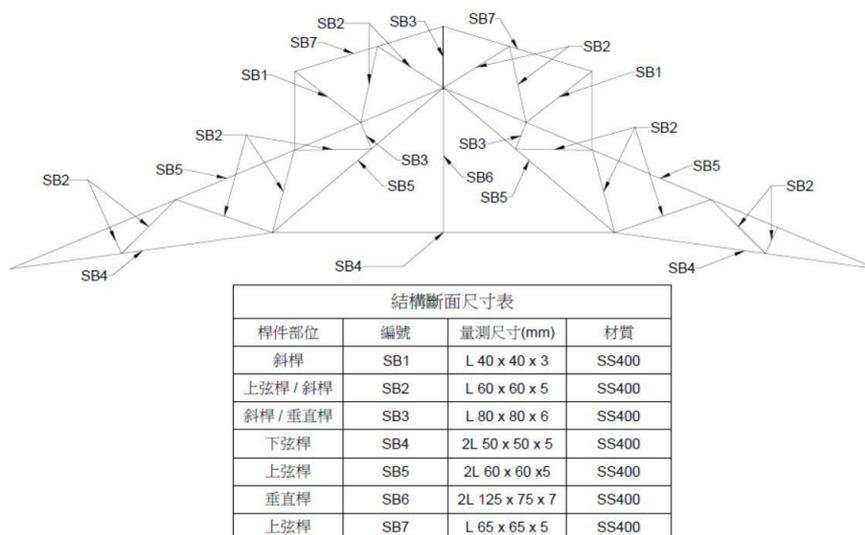


圖 4.2.159 芬克比利時桁架_結構分析斷面尺寸

資料來源：本計畫繪製

B.靜載重

芬克比利時桁架之靜載重包含鋼架本身自重、其上之 C 型鋼桁條及屋頂版，單位面積靜載重取 10 kgf/m^2 。模型中靜載重之加載以跨距 2.74m 之桿件為例，轉換為線載重 28 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.161 所示。

C.活載重

依建築技術規則規定，不作用途之斜屋頂，載重面積(水平投影面)大於 60 m^2 者，其水平投影面之活載重每平方 m 不得小於 60 kgf/m^2 。模型中活載重之加載以跨距 2.74m 之桿件為例，轉換為線載重 170 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.161 所示。

D.風力設定

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」，進行結構體受風力作用下之分析與校核；其計算詳章節「6-7-2 4.法規風力計算」，屋頂迎風面及背風面之設計風壓均保守採用最大值 -50 kgf/m^2 。風力加載狀況以跨距 2.74m 之桿件為例，轉換為線載重 130 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.163 所示。

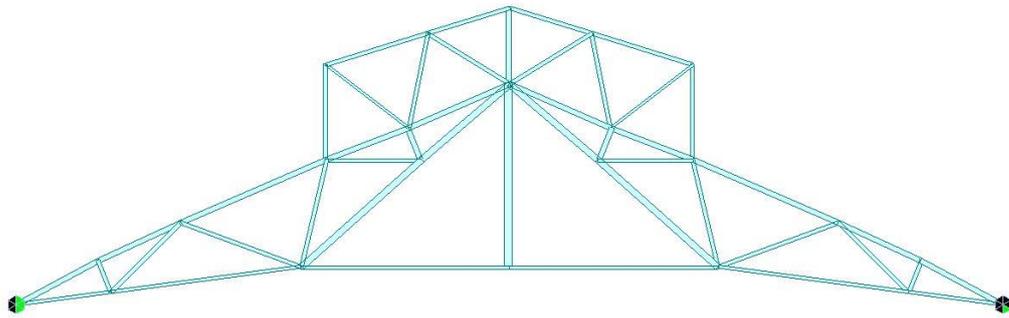


圖 4.2.160 芬克比利時桁架_結構分析模型透視圖

資料來源：本計畫繪製

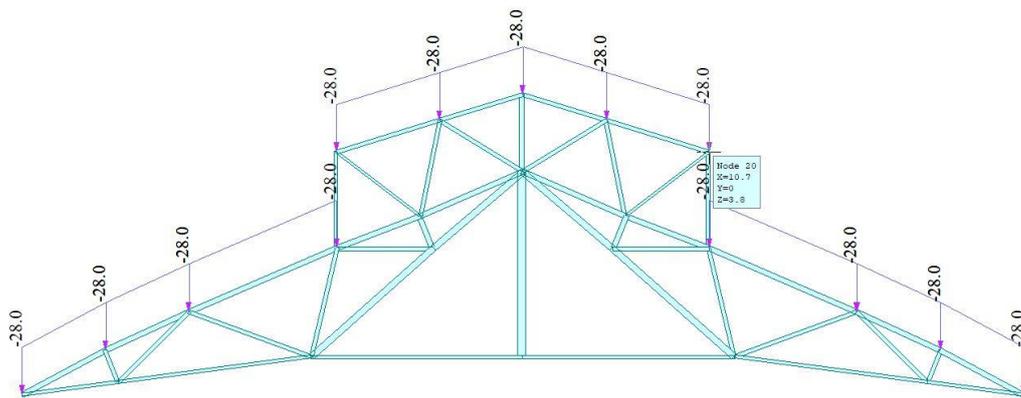


圖 4.2.161 芬克扇形桁架_靜載重示意圖(DL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

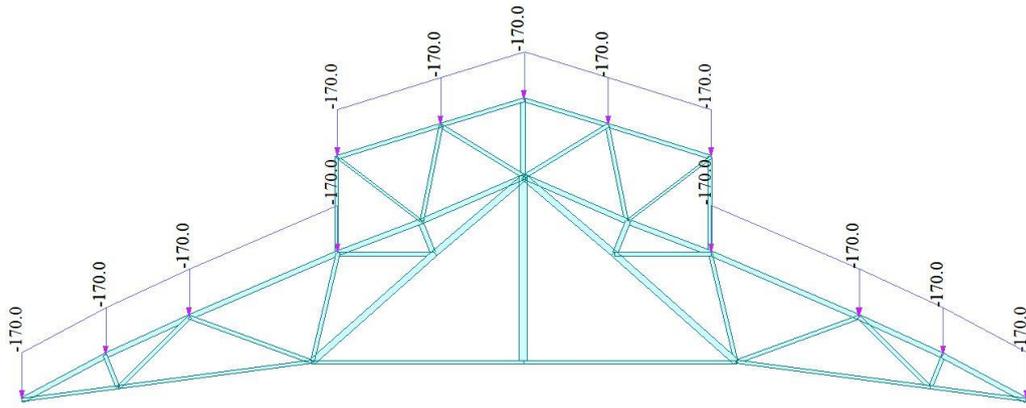


圖 4.2.162 芬克扇形桁架_活載重示意圖(LL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

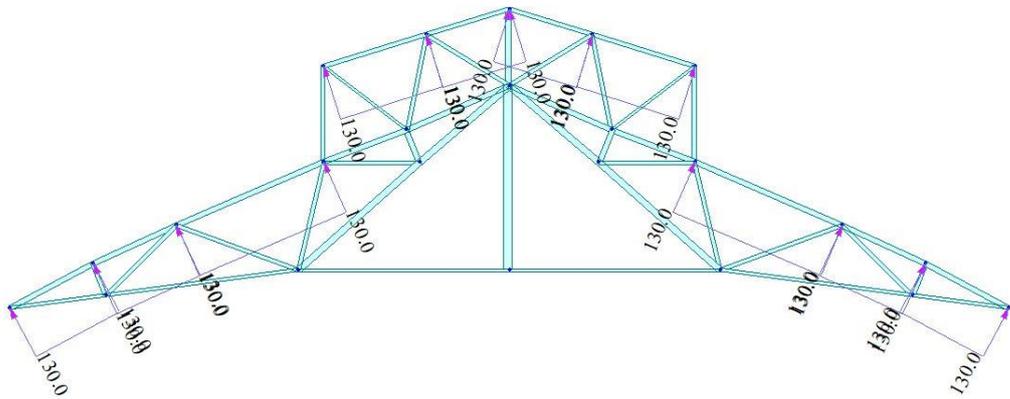


圖 4.2.163 芬克比利時桁架_風力設定(WL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

E. 載重組合

本案依據「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—(二)鋼結構極限應力設計法規範及解說」，依【規範 第 2.2 節】之規定，採用之載重組合如下：

- | | |
|--------------------------|--------------|
| $U=1.4DL$ | 【規範 式 2.2-1】 |
| $U=1.2DL+1.6LL$ | 【規範 式 2.2-2】 |
| $U=1.2DL+0.5LL\pm 1.6WL$ | 【規範 式 2.2-3】 |
| $U=1.2DL+0.5LL\pm E$ | 【規範 式 2.2-4】 |
| $U=0.9DL\pm E$ | 【規範 式 2.2-5】 |
| $U=0.9DL\pm 1.6WL$ | 【規範 式 2.2-6】 |

F. 分析結果

芬克比利時桁架在各載重組合下各構件之檢核結果如表 4.2.88 所示，其中位於太子樓上弦桿之桿件 SB2-L 60x60x5 在載重組合 $1.2DL+0.5LL\pm 1.6WL$ 下，有最大應力比 1.149。若活載重限制在 30 kgf/m^2 以下，則各構件之檢核結果如表 4.2.89 所示，最大應力比 0.964。

表 4.2.88 芬克比利時桁架構件檢核結果

Code : TWN-LSD96 Unit : kgf , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CH K	MEM COM	SEC SHR	SE L	Section		LC B	Len Lb	Ly Lz	Cb	Ky Kz	B1y B1z	B2y B2z	Pu pPn	Muy pMny	Muz pMnz	Def Defa
				Material	Fy											
NG	42	1	☐	L 65x5		4	1.6763	1.6763	1.000	1.000	1.011	1.000	-189.4	-72.26	72.269	-
	1.149	0.114		SS400	2.5E+0		1.6763	1.6763		1.000	1.011	1.000	5542.0	197.05	94.388	-
OK	44	2	☐	L 40x3		1	1.6401	1.6401	1.000	1.000	1.000	1.000	38.984	0.4846	-0.484	-
	0.035	0.002		SS400	2.5E+0		1.6401	1.6401		1.000	1.000	1.000	5265.0	42.035	24.997	-
OK	16	3	☐	2L 50x5		4	1.5132	1.5132	1.000	1.000	1.000	1.000	7120.3	-3.748	0.0000	-
	0.357	0.003		SS400	2.5E+0		1.5132	1.5132		1.000	1.000	1.000	21375	141.97	189.18	-
OK	4	6	☐	2L 80x75x9		4	2.5079	2.5079	1.000	1.000	1.072	1.000	-3449	-164.8	0.0000	-
	0.310	0.034		SS400	2.5E+0		2.5079	2.5079		1.000	1.044	1.000	32585	640.85	769.72	-
OK	39	7	☐	L 60x5		4	1.5264	1.5264	1.000	1.000	1.010	1.000	-163.7	-8.216	8.2163	-
	0.155	0.004		SS400	2.5E+0		1.5264	1.5264		1.000	1.010	1.000	5160.5	183.34	86.914	-
OK	24	8	☐	L 80x6		4	1.2000	1.2000	1.000	1.000	1.000	1.000	-350.1	0.0000	0.0000	-
	0.012	0.000		SS400	2.5E+0		1.2000	1.2000		1.000	1.000	1.000	14529	428.11	199.26	-
OK	21	9	☐	2L 125x75x7		4	2.9000	2.9000	1.000	1.000	1.000	1.000	111.15	12.570	0.0000	-
	0.008	0.000		SS400	2.5E+0		2.9000	2.9000		1.000	1.000	1.000	61200	1794.6	582.00	-
OK	38	10	☐	2L 100x75x7		4	2.5495	2.5495	1.000	1.000	1.006	1.000	-622.6	-10.78	0.0000	-
	0.023	0.002		SS400	2.5E+0		2.5495	2.5495		1.000	1.010	1.000	32508	783.27	582.00	-

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.89 芬克比利時桁架構件檢核結果

Code : TWN-LSD96 Unit : kgf , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CH K	MEM COM	SEC SHR	SE L	Section		LC B	Len Lb	Ly Lz	Cb	Ky Kz	B1y B1z	B2y B2z	Pu pPn	Muy pMny	Muz pMnz	Def Defa
				Material	Fy											
OK	42	1	☐	L 65x5		4	1.6763	1.6763	1.000	1.000	1.010	1.000	-173.2	-60.50	60.506	-
	0.964	0.100		SS400	2.5E+0		1.6763	1.6763		1.000	1.010	1.000	5542.0	197.05	94.388	-
OK	44	2	☐	L 40x3		1	1.6401	1.6401	1.000	1.000	1.000	1.000	38.611	0.4846	-0.484	-
	0.035	0.002		SS400	2.5E+0		1.6401	1.6401		1.000	1.000	1.000	5265.0	42.035	24.997	-
OK	16	3	☐	2L 50x5		4	1.5132	1.5132	1.000	1.000	1.000	1.000	6821.8	-3.896	0.0000	-
	0.344	0.003		SS400	2.5E+0		1.5132	1.5132		1.000	1.000	1.000	21375	141.97	189.18	-
OK	4	6	☐	2L 80x75x9		4	2.5079	2.5079	1.000	1.000	1.067	1.000	-3210	-164.0	0.0000	-
	0.305	0.034		SS400	2.5E+0		2.5079	2.5079		1.000	1.041	1.000	32585	640.85	769.72	-
OK	30	7	☐	L 60x5		4	1.5556	1.5556	1.000	1.000	1.058	1.000	-897.6	0.8744	-0.874	-
	0.104	0.001		SS400	2.5E+0		1.5556	1.5556		1.000	1.058	1.000	4989.8	182.58	91.635	-
OK	24	8	☐	L 80x6		4	1.2000	1.2000	1.000	1.000	1.000	1.000	-302.5	0.0000	0.0000	-
	0.010	0.000		SS400	2.5E+0		1.2000	1.2000		1.000	1.000	1.000	14529	428.11	199.26	-
OK	21	9	☐	2L 125x75x7		4	2.9000	2.9000	1.000	1.000	1.000	1.000	111.16	12.578	0.0000	-
	0.008	0.000		SS400	2.5E+0		2.9000	2.9000		1.000	1.000	1.000	61200	1794.6	582.00	-
OK	38	10	☐	2L 100x75x7		4	2.5495	2.5495	1.000	1.000	1.005	1.000	-558.2	-10.79	0.0000	-
	0.022	0.002		SS400	2.5E+0		2.5495	2.5495		1.000	1.009	1.000	32508	783.27	582.00	-

資料來源：本計畫彙整

G. 評估結果

經分析，若太子樓屋面加載之活載重限制在 30 kgf/m² 以下，則鍋爐室屋架各鋼構構件之受力與變形均符合現行「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—(二)鋼結構極限應力設計法」，其結構安全尚無疑慮，平時維護清理應限制活載重在 30 kgf/m² 以下。

(2)結構體結構耐震安全評估

A.建築物基本資料

(A)建築 GPS 座標：N24.117141, E120.690703

(B)建築位置：臺中市大里區中興路二段

(C)基地地盤種類：因查無相關鑽探資料，因此採較保守之假定，以第三類地盤評估。

(D)結構物基本振動週期：

依現行耐震設計規範之規定，採鋼筋混凝土建築物之振動週期 $0.070h_n^{3/4}$ 計算，鍋爐室屋面高度為 11.95m，其計算之基本振動週期為 0.4499 秒。

(E)工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-鍋爐室位於臺中市大里區，其工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期 T_0^D 與 T_0^M 如下表：

表 4.2.90 鍋爐室工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算參數

縣市	區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
臺中市	大里區	0.8	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層

資料來源：本計畫彙整

工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，由建築物基本振動週期 T 及 T_0^D 可查下表求出：

表 4.2.91 鍋爐室工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算式

【規範 表 2-7 (a)】			
較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2 T_0^D$	$0.2 T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5 T_0^D$	$2.5 T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS} T_0^D / T$	$S_{aD} = 0.4 S_{DS}$

資料來源：本計畫彙整

由上表可知， $0.2 T_0^D = 0.1920\text{sec} < T = 0.4499\text{sec} < T_0^D = 0.96\text{sec}$ ，鍋爐室 RC 柱梁構架屬短周期，故其工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 依下列公式計算：

工址設計水平譜加速度係數—短週期： $S_{aD} = S_{DS}$

故其工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算得為 0.928。

B.調整因子調查項目

(A)平面及立面對稱性

鍋爐室為一層樓高，平面形狀為一完整之矩形，平面四周之 RC 翼牆配置均勻，然東西兩側樓高不一，故平面與立面對稱性尚可，調整因子取 1.0。

(B)軟弱層顯著性

鍋爐室，大部分 RC 翼牆為連續牆體，於 X 向及 Y 向均無特別軟弱層，調整因子取 1.0。

(C)裂縫鏽蝕滲水程度

鍋爐室結構體於立面有明顯裂縫、混凝土保護層剝落、鋼筋鏽蝕外露之情形，調整因子取 0.9。

(D)變形程度

鍋爐室結構體並無發現明顯變形，調整因子取 1.0。

(E)平面耐震性

鍋爐室 X 向及 Y 向皆屬廊外無柱或其他，調整因子皆取 1.0。

(F)短柱嚴重性

鍋爐室共有 9 根柱，窗台側半數以上有翼牆，調整因子取 1.0。

表 4.2.92 鍋爐室調整因子調查項目表

項目		說明	方向性	因子	
		(X：東西向；Y:南北向)		X 向(qxi)	Y 向(qyi)
平面及立面對稱性		<input type="checkbox"/> 差(0.95) <input checked="" type="checkbox"/> 尚可(1.0) <input type="checkbox"/> 良(1.05)	X=Y	1	
軟弱層 顯著性	X	<input type="checkbox"/> 2/3 以上牆體中斷(0.8)	X=Y	1	1
		<input type="checkbox"/> 1/3 至 2/3 之牆體中斷(0.9)			
		<input checked="" type="checkbox"/> 1/3 以下之牆體中斷(1.0)			
	Y	<input type="checkbox"/> 2/3 以上牆體中斷(0.8)			
		<input type="checkbox"/> 1/3 至 2/3 之牆體中斷(0.9)			
		<input checked="" type="checkbox"/> 1/3 以下之牆體中斷(1.0)			
裂縫鏽蝕滲水等程度		<input checked="" type="checkbox"/> 嚴重(0.9) <input type="checkbox"/> 少許 (0.95) <input type="checkbox"/> 無(1.0)	X=Y	0.9	
變形程度		<input type="checkbox"/> 嚴重(0.9) <input checked="" type="checkbox"/> 無(1.0)	X=Y	1	
平面耐 震性	X	<input type="checkbox"/> 雙走廊且廊外有柱(1.2)	X=Y	1	1
		<input type="checkbox"/> 單走廊且廊外有柱或中間走廊(1.1)			
		<input checked="" type="checkbox"/> 廊外無柱或其他(1.0)			
	Y	<input type="checkbox"/> 雙走廊且廊外有柱(1.2)			
		<input type="checkbox"/> 單走廊且廊外有柱或中間走廊(1.1)			

項目	說明		方向性	因子	
	(X：東西向；Y:南北向)			X 向(qxi)	Y 向(qyi)
	■廊外無柱或其他(1.0)				
短柱嚴重性	X	□50%以上(0.9) ■50%以下(1.0)；	X=Y	1	1
		指窗台、氣窗造成之短柱現象			
	Y	□50%以上(0.9) ■50%以下(1.0)；			
		指窗台、氣窗造成之短柱現象			
調整因子 Q	$Q_x = q_{x1} * q_{x2} * \dots * q_{x6} =$	0.9	$Q_y = q_{y1} * q_{y2} * \dots * q_{y6} =$	0.9	

資料來源：本計畫彙整

C.基本結構耐震性能調查項目

(A)二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度調查

鍋爐室 X 向長 23.9m，Y 向寬 16.8m，二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度如下表：

表 4.2.93 鍋爐室各樓樓層地板面積與樓層高度

各層樓之樓地板	樓地板面積(Ai) (m ²)		(N-1)樓層高度(Hi) (m)	
RF	371.3		11.95	
總樓層數	NF=	1	總樓地板面積 Af	371.3 (m ²)
總樓層高度	H=Σ(Hi)=		11.95	(m)
結構基本振動周期 T(s)=			0.409	
工址設計水平譜加速度 S _{aD}			0.8	

資料來源：本計畫彙整

(B)一樓柱量之調查

鍋爐室之一樓平面圖如圖 4.2.164 所示，其 RC 柱僅有一般柱一種，共計 9 根柱。鍋爐室之一樓柱量及斷面積如表 4.2.94：

表 4.2.94 鍋爐室一樓柱量及斷面積

柱類別	柱形式	柱尺寸(cm)		斷面積 (A _{sci})	根數 (N _{ci})	斷面積小計(cm ²)	
		(X*Y)				(A _{ci} = A _{sci} * N _{ci})	
騎樓柱	-	-		-	-	CorA _{ci}	0
一般柱	C ₁	40	40	1600	9	ClA _{ci}	14400
	-	-	-	-	-		0
隔間柱	-	-		-	-	InsA _{ci}	0
騎樓柱總斷面積(cm ²)		CorAc=Σ(CorA _{ci})			0		
一般柱總斷面積(cm ²)		ClA _{ci} =Σ(ClA _{ci})			14400		
隔間柱總斷面積(cm ²)		InsAc=Σ(InsA _{ci})			0		

柱類別	柱形式	柱尺寸(cm)	斷面積	根數	斷面積小計(cm ²)
		(X*Y)	(Asci)	(Nci)	(Aci = Asci * Nci)
柱等效強度(kgf)	TAc=(4+1.8*NF)*ClaAc+(2.4+1.08*NF)*CorAc+2.6*InsAc				83520

資料來源：本計畫彙整

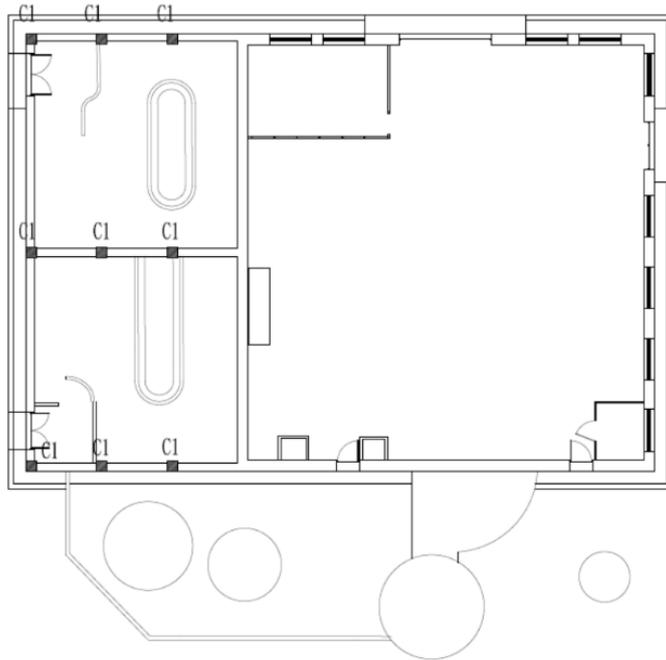


圖 4.2.164 鍋爐室一樓
柱尺寸編號圖

資料來源：本計畫彙整

(C)一樓牆量之調查

鍋爐室各牆體尺寸及牆量面積計算如表 4.2.95 至表 4.2.96。

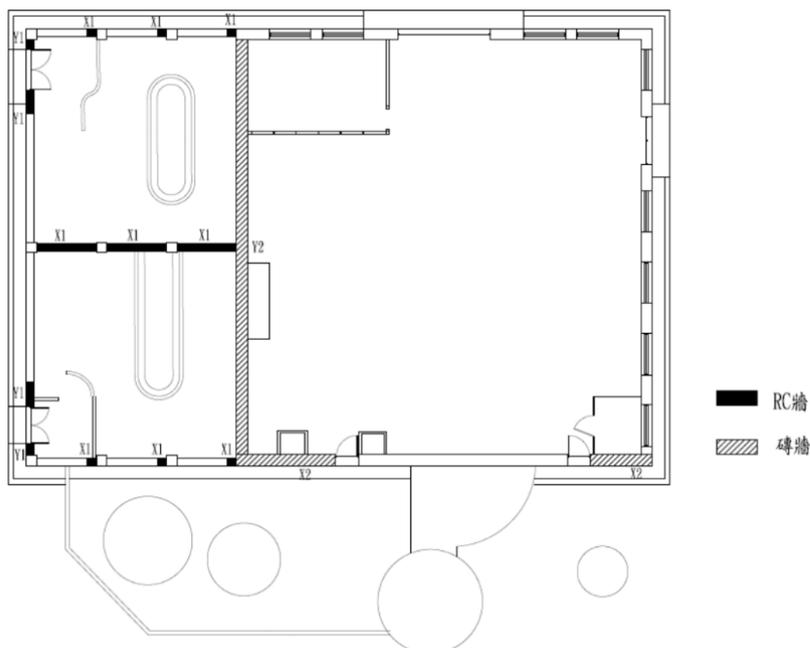


圖 4.2.165 鍋爐室一樓
牆體編號圖

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.95 鍋爐室一樓牆量(X 向)計算表

編號	種類	厚度(cm)	長度(cm)	面積(cm ²)
X1	三面圍束 RC	30	331	9930
X2	四面圍束 RC	30	600	18000
X3	三面圍束	43	613	26359
牆量總面積Σ(cm ²)		三面圍束	26359	
		四面圍束	0	
		RC 牆	27930	

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.96 鍋爐室一樓牆量(Y 向)計算表

編號	種類	厚度(cm)	長度(cm)	面積(cm ²)
Y1	三面圍束 RC	30	256	7680
Y2	四面圍束	43	1594	68542
		四面圍束	68542	
		RC 牆	7680	

資料來源：本計畫彙整

綜合上述，鍋爐室一樓牆量及斷面積如表 4.2.97：

562

表 4.2.97 鍋爐室一樓牆量及斷面積

牆種類	厚度 (Twi)	牆長度(cm)			斷面積小計(cm ²)					
		X 向	Y 向	其它	X 向		Y 向		其他向	
		(Lwxi)	(Lwyi)	(Lwoi)	Axi = Lwxi*Twi	Ayi = Lwyi*Twi	Awoi = Lwoi*Twi			
RC 牆	30	931	256		RCAwxi	27930	RCAwyi	7680	RCAwoi	
四面圍束磚牆	43		1594		B2Awx	0	B2Awy	68542	B2Awoi	
三面圍束磚牆	43	613			B1Awx	26359	B1Awy		B1Awoi	
RC 牆	X 向	總斷面積(cm ²)			RCAwx=Σ(RCAwxi)			27930		
	Y 向	總斷面積(cm ²)			RCAwy=Σ(RCAwyi)			7680		
	其它	有效總斷面積(cm ²)			Σ(RCAwoi)/2			0		
四面圍束磚牆	X 向	總斷面積(cm ²)			B2Awx=Σ(B2Awx)			0		
	Y 向	總斷面積(cm ²)			B2Awy=Σ(B2Awy)			68542		
	其它	有效總斷面積(cm ²)			Σ(B2Awoi)/2			0		
三面圍束磚牆*	X 向	總斷面積(cm ²)			B1Awx=Σ(B1Awx)			26359		
	Y 向	總斷面積(cm ²)			B1Awy=Σ(B1Awy)			0		
	其它	有效總斷面積(cm ²)			Σ(B1Awoi)/2			0		

牆種類	厚度	牆長度(cm)			斷面積小計(cm ²)			
	(Twi)	X 向	Y 向	其它	X 向	Y 向	其他向	
		(Lwxi)	(Lwyi)	(Lwoi)	Axi = Lwxi*Twi	Ayi = Lwyi*Twi	Awoi = Lwoi*Twi	
X 向牆等效強度(kgf)		2*(B1Awx+Σ(B1Aoi)/2)+3*(B2Awx+Σ(B2Aoi)/2)+12*(RCAwx+Σ(RCAoi)/2)					387878	
(TAwx)								
Y 向牆等效強度(kgf)		2*(B1Awy+Σ(B1Aoi)/2)+3*(B2Awy+Σ(B2Aoi)/2)+12*(RCAwy+Σ(RCAoi)/2)					297786	
(TAwy)								

資料來源：本計畫彙整

(D)基本耐震性能及耐震指標

綜合上述柱量、牆量與調整因子，在現行耐震規範之標準下，求得之耐震指標 Is 值，如表 4.2.98 所示。

鍋爐室耐震指標：

ISX 為 187.1，ISY 為 149.9，

因此 X 向及 Y 向均屬尚無疑慮之範圍。

表 4.2.98 鍋爐室基本耐震性能及耐震指標

基本耐震性能 E	Ex	$(100*\beta*(TAc+TAwx)*Fu)/(SaD*I*W)$	207.86
	Ey	$(100*\beta*(TAc+TAwy)*Fu)/(SaD*I*W)$	166.51
耐震指標 Is	Isx	Ex*Qx	187.1
	Isy	Ey*Qy	149.9

資料來源：本計畫彙整

(E)評估結果

根據評估結果，鍋爐室之結構體在法規地震力檢討下，耐震指標 Is 值於雙向均大於 100 分，目前尚無耐震疑慮，顯示其尚有充足之耐震能力，研判不需予以補強。僅需針對現況劣化、損壞之構件進行修復。

(五)複薰工場(原再乾燥場)

1.建築物結構系統與傳力機制

(1)建築物現況與結構系統概述

歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-複薰工場為一層鋼筋混凝土造建築物，建築結構平面呈矩形，現況圖面如圖 4.2.166 所示。建築物南北向為長向，總長約 116.34m，主要空間共三十四跨，每跨間距約 3m~3.8m 不等；建築物東西向為短向，寬約 18.51m，主要空間共一跨，跨距約 18.51m。建築物主要入口位於南、北兩側，現況如圖 4.2.167~圖 4.2.172 內部現況照片(力霸式鋼架)所示。

複薰工場結構主體之構成由上至下依序為：屋頂、屋架、RC 柱、樑、版(部分)、磚造牆體以及基礎；由 RC 柱樑及牆體承載上層屋架以及屋頂版之重量。結構體於建築物長向由連續 RC 門形柱梁構架構成，構架間填高度約 104cm 之 1B 台度磚牆，磚牆下開有 68cm×68cm 之氣窗；短向於南北側山牆處，則為 RC 柱梁構成之山形構架。

複薰工場屋架為鋼構造，分為芬克扇形桁架(Fink-Fan Truss)及力霸式鋼架二類。其中，芬克扇形桁架依太子樓的設置及跨距大小，又可分為南、北入口及中央段三個部分；桁架皆為左右對稱，末端以鉸接與 RC 柱連結，其形式如圖 4.2.173 所示，現況詳圖 4.2.174、圖 4.2.176。

南北入口處屋架(各四跨)屋脊脊高約 10.9m，略低於兩側山牆，北入口處屋架跨距約 18.51m，屋簷高約 5.54m；南入口處屋架跨距約 14.66m，屋簷高約 6.66m。如圖 4.2.177 所示，長向設置有 X 型交叉拉桿提升縱向穩定性，屋架上方有 C 型輕型鋼桁條。

中央段屋架(共 24 跨)構架尺寸同北入口屋架，並於上弦上方設置通風採光太子樓，太子樓脊高約 11.72m，簷高約 10.65m，詳圖 4.2.178，現況如圖 4.2.179 所示。長向亦設置有 X 型交叉拉桿提升縱向穩定性詳圖 4.2.180，太子樓兩側設有通風百葉窗及採光窗，如圖 4.2.182 所示；屋架上方有 C 型輕型鋼桁條，屋面鋪設鋼浪板，屬柔性樓板。

力霸式鋼架設置於柱線 X28 至 X31 處，其屋坡方向垂直於建築物走向，脊高約 18.4m，簷高約 17.2m，詳圖 4.2.183。力霸式鋼架之構件皆由角鋼、圓鋼棒及鋼板組合而成，構架間設置有交叉拉桿以提升穩定性，現況詳圖 4.2.184 及圖 4.2.185。

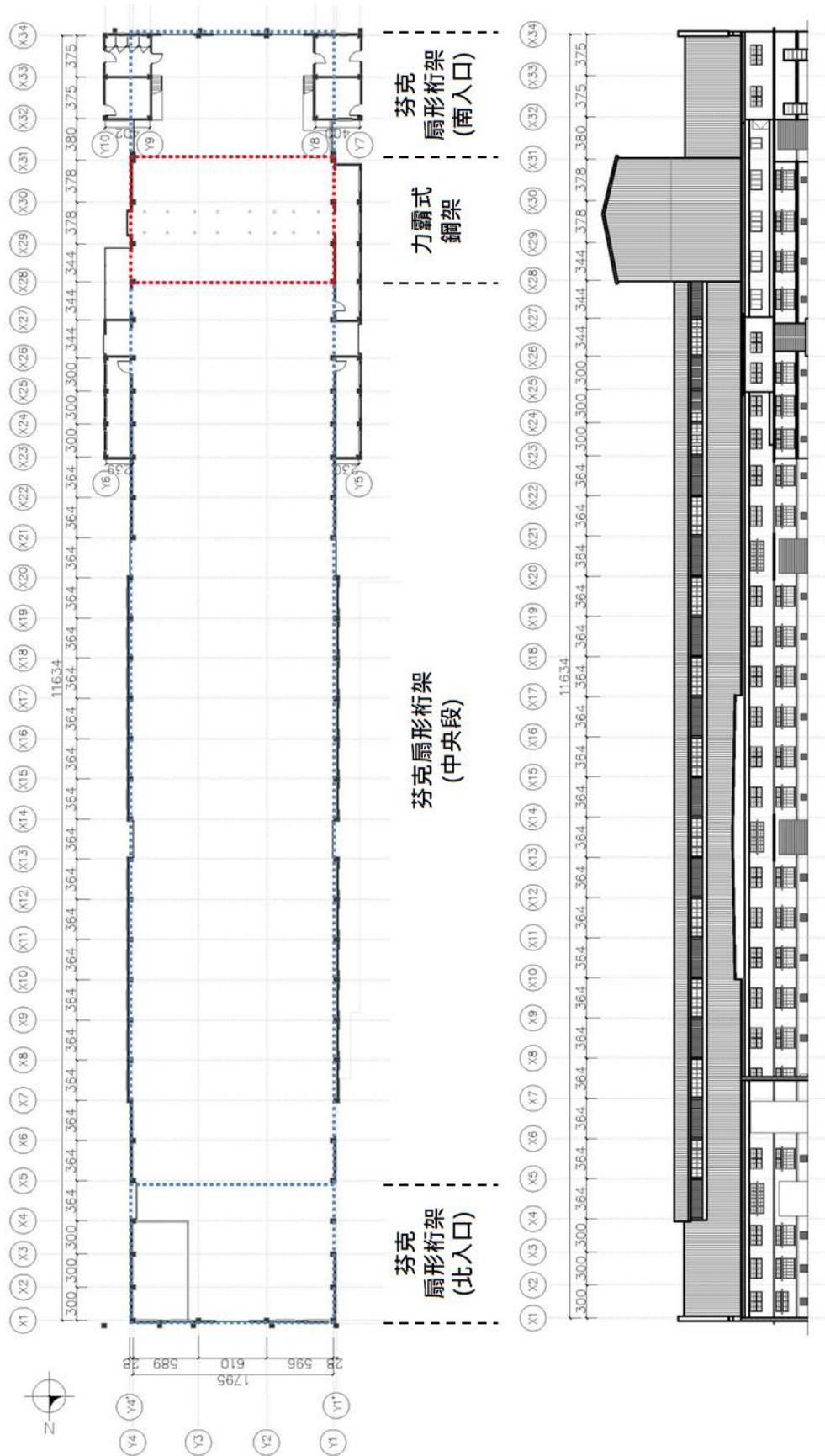


圖 4.2.166 複薰工場_一層平面圖及西向立面圖

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.167 南向現況立面



圖 4.2.168 西向現況屋頂立面



圖 4.2.169 內部現況照片 (南入口處)



圖 4.2.170 內部現況照片 (中央段)



圖 4.2.171 內部現況照片 (北入口處)

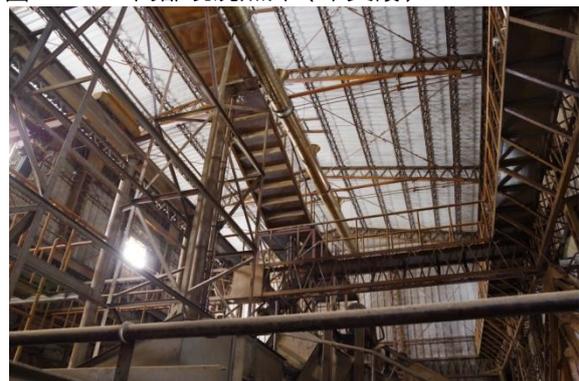


圖 4.2.172 內部現況照片 (力霸式鋼架)

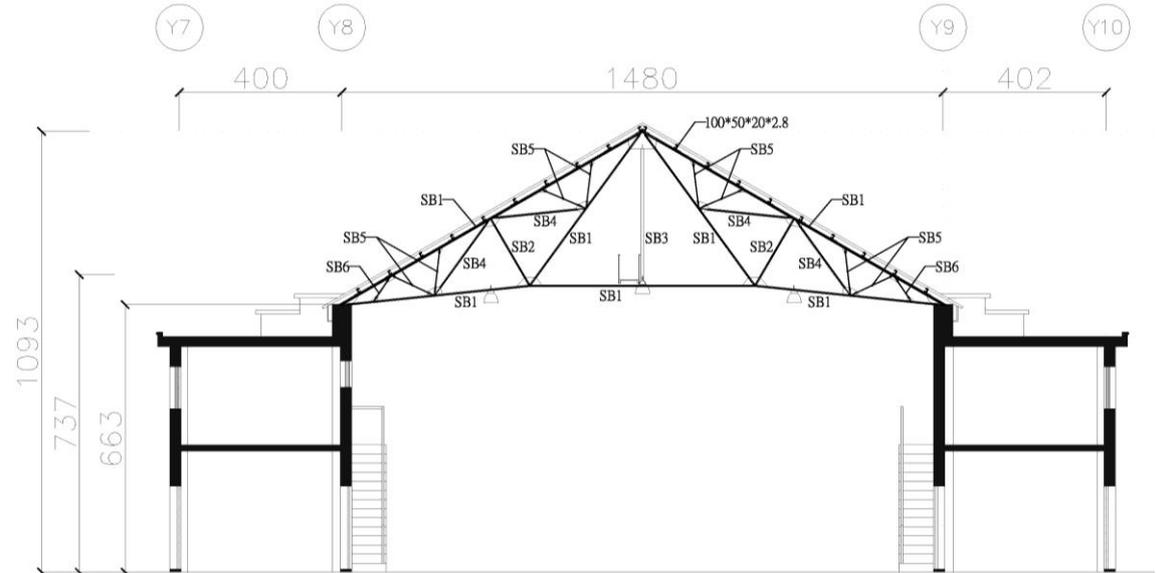


圖 4.2.173 複薰工場_芬克扇形桁架(以南入口處為例)

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.174 南入口桁架與力霸式鋼架交界現況



圖 4.2.175 北入口與中央段桁架交界處現況



圖 4.2.176 桁架端部現況



圖 4.2.177 長向 X 型拉桿

資料來源：本計畫拍攝

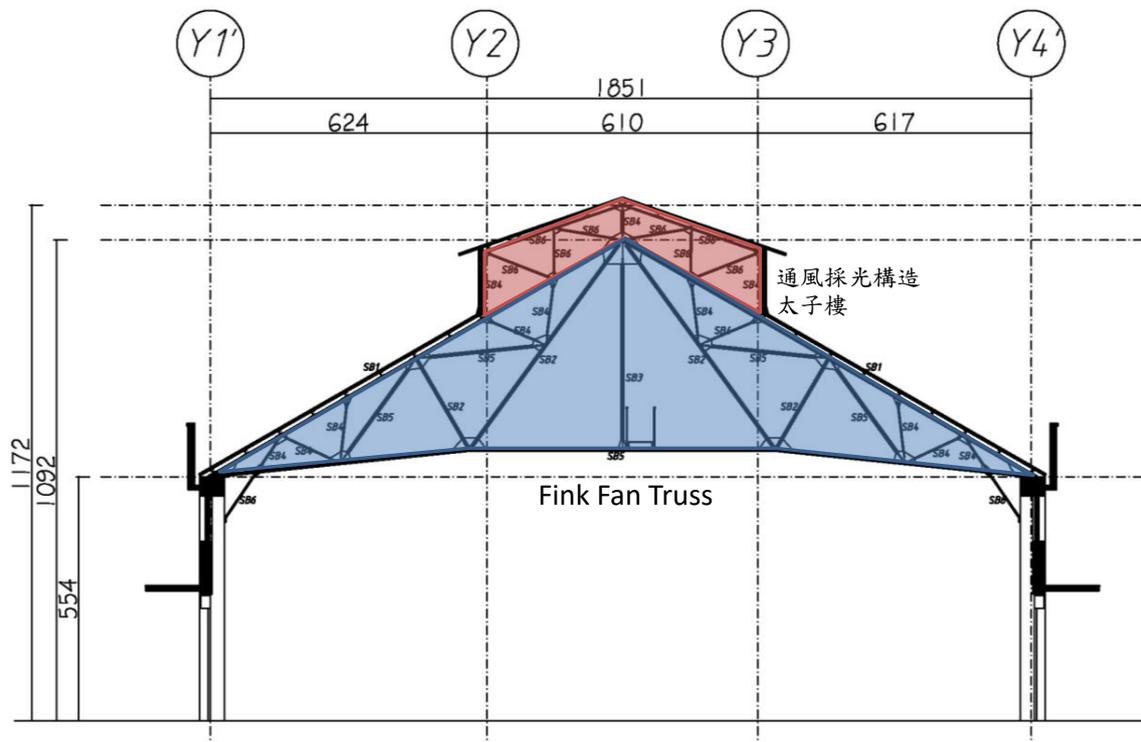


圖 4.2.178 複薰工場_芬克扇形桁架(中央段)

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.179 中央段屋架現況



圖 4.2.180 長向 X 型拉桿



圖 4.2.181 太子樓通風採光窗內部現況



圖 4.2.182 太子樓通風採光窗外觀現況

資料來源：本計畫拍攝

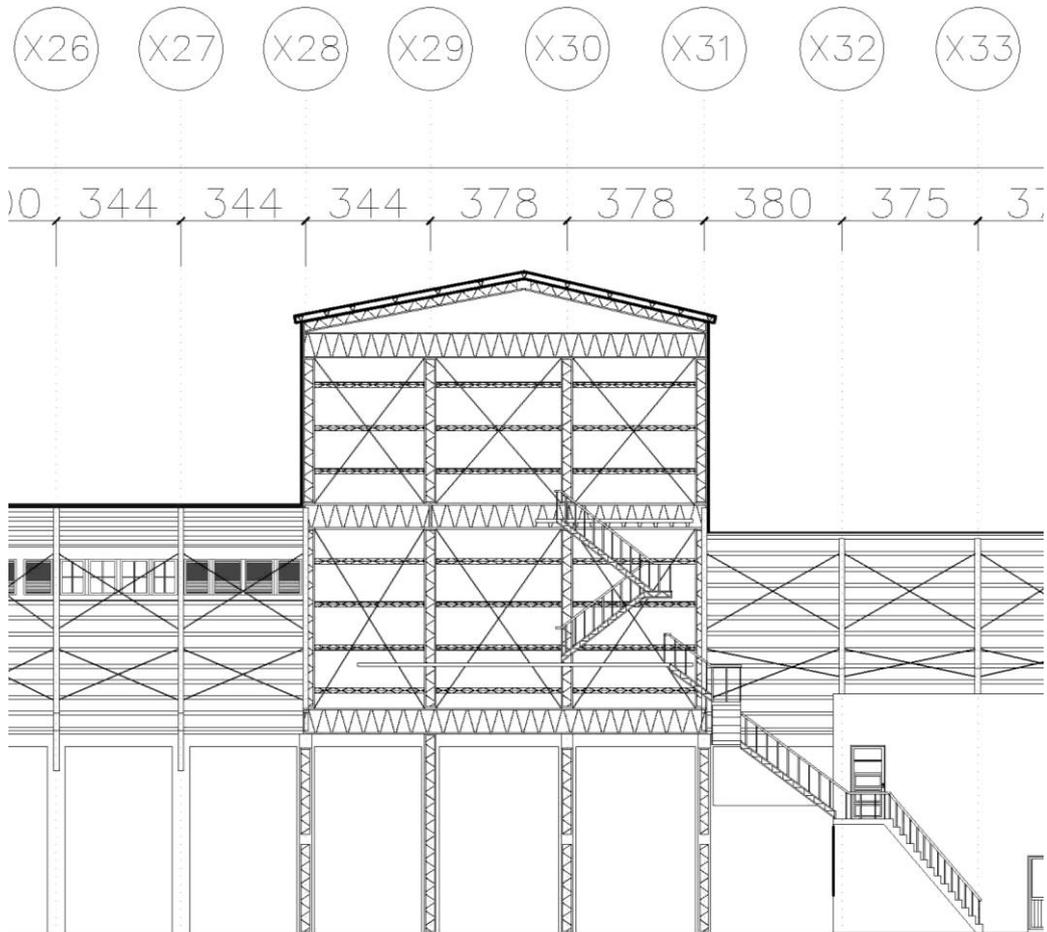


圖 4.2.183 複薰工場_力霸式鋼架內立面

資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.184 牆面交叉拉桿現況

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.185 角柱與外牆水平繫梁接合現況

(2)現況結構損壞

復薰工場之主要結構損壞可分為裂縫損壞、表面保護層混凝土剝落及鋼筋鏽蝕外露，其他損壞包含台度磚牆內外粉刷層多處嚴重剝落及鋼屋架斜桿鏽蝕脫移，以鋼筋鏽蝕外露情形較為嚴重，損壞處大部份位於柱梁外側及西向立面之 RC 柱梁構架。

復薰工場結構體整體而言狀況良好，僅局部 RC 柱梁或磚牆有粉刷層剝落及 RC 樓板、牆體裂縫情形，圖 4.2.186~圖 4.2.197 為相關損壞狀況。

屋架



圖 4.2.186 斜桿鬆脫



圖 4.2.187 斜桿脫移 1



圖 4.2.188 斜桿脫移 2



圖 4.2.189 斜桿脫移 3

資料來源：本計畫拍攝

柱、梁、牆、版



圖 4.2.190 西立面鋼筋鏽蝕混凝土破損



圖 4.2.191 西立面鋼筋鏽蝕混凝土剝落 1



圖 4.2.192 西立面混凝土剝落 2



圖 4.2.193 西立面鋼筋鏽蝕混凝土剝落 3

570



圖 4.2.194 西立面植物附生



圖 4.2.195 入口牆體粉刷層剝落



圖 4.2.196 與臨棟建築物相連結處裂縫



圖 4.2.197 與臨棟建築物相連結處裂縫 2

資料來源：本計畫拍攝

(3)結構系統傳力機制

複薰工場之結構體主要由鋼浪板、C 型鋼桁條、鋼構桁架、RC 柱梁、版(部分)及 RC 基礎所構成。屋架則屬由扇形單元組成的西式之芬克扇形鋼構桁架 (Fink Fan Truss)，為支撐及承受屋頂載重作用之主要構架。屋架構件係以 L 型及 2L 型角鋼為單元並以鋼板及鉚釘接合圖 4.2.198，上方有 C 型桁條及鋼浪板屋頂版圖 4.2.199。



圖 4.2.198 屋架鋼構件以鋼板及鉚釘接合



圖 4.2.199 桁條及屋頂版

資料來源：本計畫拍攝

當屋架承受外力且作用於節點時，其力學行為於理論上各個構材應僅有軸壓力與軸拉力。平時受垂直力作用時，其中上弦桿受壓，下弦桿受拉，而中間之垂直桿依結構學之理論屬零力桿，並不承受任何力量，如圖 4.2.200 所示。但下方垂吊天花及其他構件時，中央之垂直桿則產生了懸吊水平下弦桿及天花載重的作用，可避免水平下弦桿因承受過多的天花載重而變形，此時該構件則承受拉力。

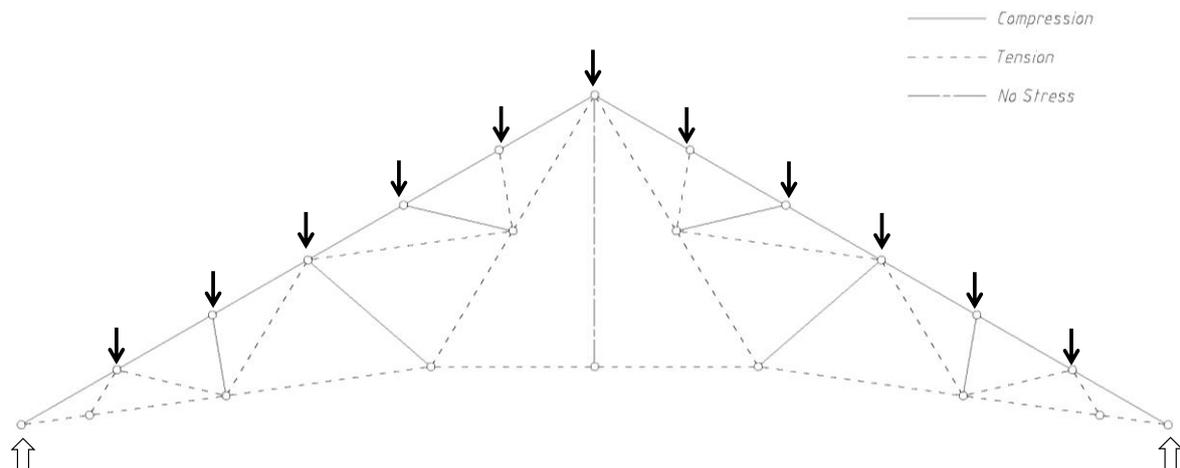


圖 4.2.200 複薰工場_芬克扇形桁架於垂直力作用下之桿件內力圖

資料來源：本計畫繪製

複薰工場為 RC 構造，結構主要為基礎、RC 柱樑、牆體及屋頂所構成。當建築物承受外力時，即透過 RC 柱樑構架來進行傳遞。外牆厚為 24cm(1B)之磚牆，且亦可提供抵抗水平作用力之能力。基礎則做為上部建築物的支承並將載重傳遞到土壤。其結構系統之傳力機制如下：

A. 垂直載重傳遞機制

建築物的垂直載重包括結構與構造物之自重以及人員與活動設備物之活載重。當受垂直載重作用時，屋頂、屋頂版的重量由桁條所承擔，藉由 C 型輕鋼構桁條傳遞至鋼構桁架，並經由鋼構桁架將屋頂重量傳遞到兩端的 RC 樑，再經由 RC 柱傳遞至基礎；另南側部分有 RC 樓板、梁之載重，亦經由 RC 柱最後再傳遞至基礎，基礎則做為上部建築物的支承並將載重傳遞到土壤。其力學的傳遞路徑依序為：屋面鋼浪板→桁條→鋼構桁架→RC 柱→RC 基礎。圖 4.2.201 為垂直力傳遞機制示意圖。

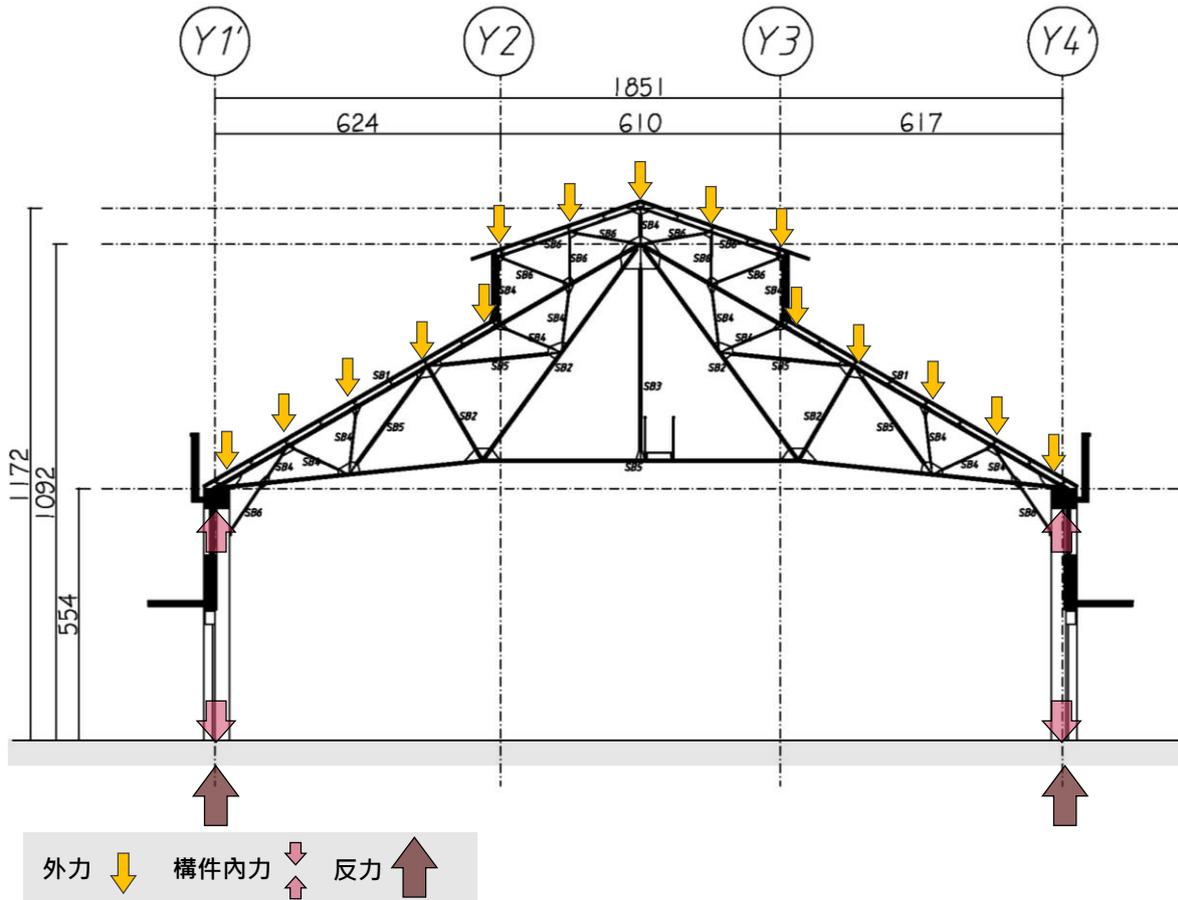


圖 4.2.201 複薰工場_垂直傳力機制（以芬克扇形桁架為例）

資料來源：本計畫繪製

B. 水平載重傳遞機制

水平載重主要是由地震力造成，地震力經由地表加速度的作用而對建築物產生慣性力。本建築之結構系統主要是藉由 RC 柱及牆體之抗剪強度抵抗水平地震力，最後再傳遞至基礎，其力學的傳遞路徑依序為：屋頂→桁條→桁架、RC 柱→基礎。圖 4.2.202 為複薰工場水平力傳遞機制示意圖。

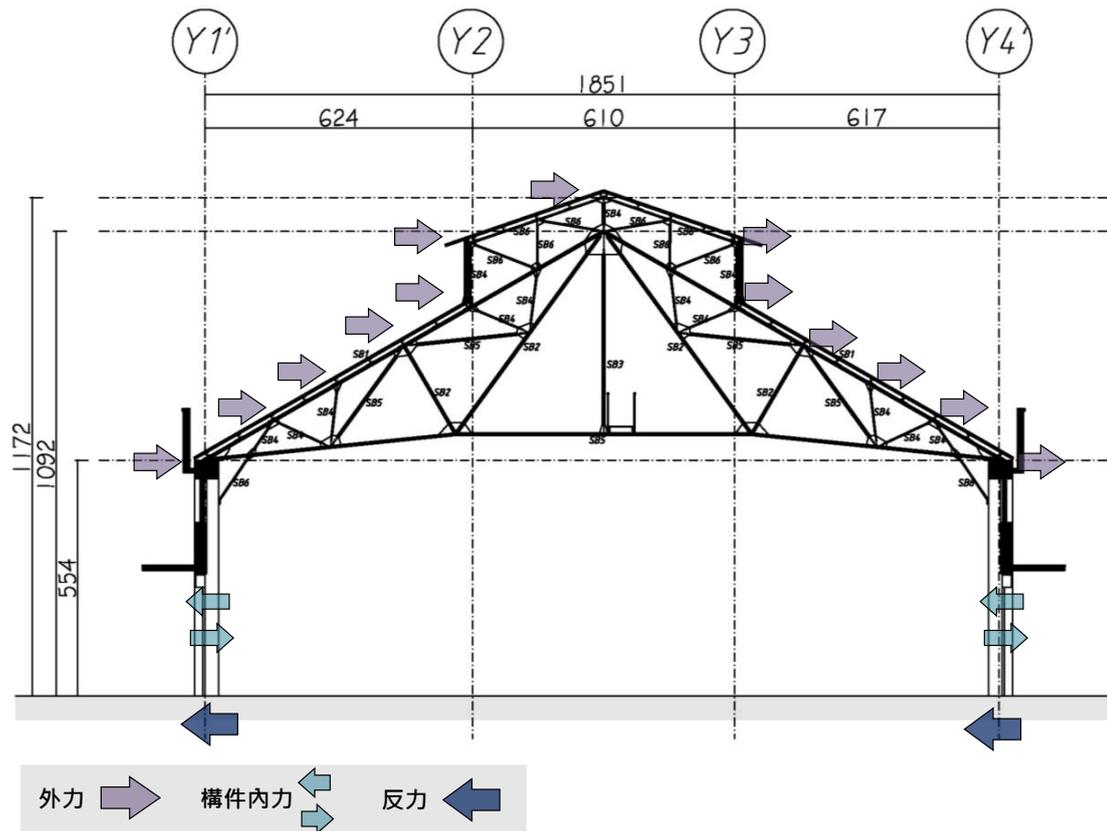


圖 4.2.202 複薰工場_水平傳力機制 (以芬克扇形桁架為例)

資料來源：本計畫繪製

2. 結構安全評估方法及地震力係數、法規風力計算

573

複薰工場屬一層鋼筋混凝土造之建築物，除 RC 柱樑構架可抵抗水平外力外，其牆體亦可提供抗剪強度。而本案屋架為鋼構之芬克扇形桁架 (Fink-Fan Truss) 及力霸式鋼架，由於屋架除要承載上方桁條及屋頂版等構件重量，尚還要負擔自重及下方吊掛物的重量，因此需探討屋架在載重作用下，構件是否安全。複薰工場的結構安全評估分為兩個部分：

- (1) 鋼屋架承重結構安全評估。
- (2) 結構體耐震結構安全評估。

以下即分別針對鋼構屋架、結構體之結構安全評估方式進行說明，且評估時假設鋼構屋架、RC 柱樑及牆體等皆已依原樣修復完成。

(1) 鋼構屋架安全評估方法

A. 評估方法

複薰工場鋼構屋架之結構安全評估，將靜載重及活載重之作用情況合併且考慮地震力及風力等短期作用力，並使用 Midas / Gen 2016(V2.1) 程式來進行分析，進而檢討屋架鋼構件之斷面應力是否合乎規定，評估時假設鋼構屋架已依原樣修復完成。結構安全評估使用相關規範如下：

- (A) 內政部，「建築技術規則建築構造編」，民國一百零四年一月

(B)內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國一百年七月

(C)內政部，「建築物耐風設計規範及解說」，民國一百零四年一月

(D)內政部，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－（二）鋼結構極限應力設計法規範及解說」，民國一百年六月。

B.結構材料強度與規格

本案鋼構材料以 SS400 進行分析，鋼構材料性質詳下表。

表 4.2.99 鋼材料力學性質表

材質分類	降伏強度 F_y	單位重	彈性模數 E	波森比 ν	膨脹係數 α
SS400	245 N/mm ²	7850 kgf/m ³	200 GPa	0.3	1.17×10 ⁻⁵ /°C

資料來源：本計畫計算彙整

C.地震力係數計算

依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。詳細計算過程詳本章「第三節 汽罐室結構安全評估、二.(三) 地震力係數計算」，相關數據表格整理如下：

表 4.2.100 複薰工場_鋼桁架屋頂_基本週期 T 及工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

建築物高度及基本週期	複薰工場 鋼桁架屋頂	工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}	
h_n	11.72m	短週期	$= S_{DS} = 0.928$
T	0.538s		

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.101 複薰工場_鋼桁架屋頂_韌性容量 R 及容許韌性容量 R_a

方向	基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	R_a	F_u
X、Y	抗彎矩構架系統	部份韌性抗彎矩_鋼筋混凝土造	3.2	2.47	1.983

資料來源：本計畫計算彙整

表 4.2.102 複薰工場_鋼桁架屋頂_ S_{aD}/F_u 及 $(S_{aD}/F_u)_m$ 計算結果

方向	$\frac{S_{aD}}{F_u}$	$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$
X、Y	0.468	0.387

資料來源：本計畫計算繪製

表 4.2.103 複薰工場_鋼桁架屋頂_ V 、 V^* 、 V_M 及設計用地震力

方向	V	V^*	V_M	設計用地震力
X、Y	0.346W	0.229W	0.368W	0.368W

資料來源：本計畫計算繪製

D.法規風力計算

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」進行結構體受風力作用下之分析與校核。針對複薰工場之屋頂版，進行法規風力計算，過程詳述於下。

複薰工場依【規範第 1.3 節】，建築物之設計風壓以部分封閉式普通建築物計算，其設計風壓 p 可以表示為：

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad \text{【規範式 2.1】}$$

- 式中：
- q ：外風速壓 (kgf/m^2)
 - G ：普通建築物之陣風反應因子，取 1.88。
 - C_p ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之外風壓係數
 - q_i ：內風速壓 (kgf/m^2)
 - GC_{pi} ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之內風壓係數

(A)基地受風條件

本案位於臺中市大里區，基本設計風速 $V_{10}(C)=27.5 \text{ m/sec}$ 【規範第 2.4 節】。現況周邊環境如圖 4.2.203 所示，基地周遭 500 公尺範圍多為 10 至 20 公尺高之民舍，並有較民舍為高之障礙物零星分布其間；依【規範第 2.3 節】判定地況種類屬於地況 B，地況相關參數由【規範表 2.2】可查得如表 4.2.104 所示。

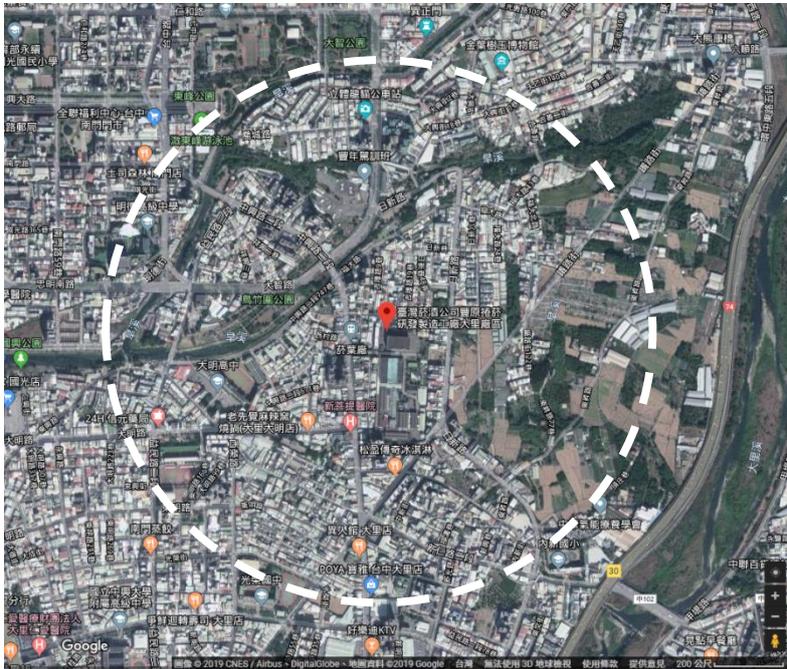


圖 4.2.203 複薰工場_周遭 500m 現況環境圖(引用自：Google map)

表 4.2.104 複薰工場_風力計算地況相關參數表

地況	α	$z_g(\text{m})$	\bar{b}	c	$\lambda(\text{m})$	$\bar{\epsilon}$	$z_{\min}(\text{m})$
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9

資料來源：本計畫計算彙整

(B)建築物基本資料

➤ 用途係數

本案屬第三類建築物，供公眾使用之建築物與相關之附屬或獨立結構物， $I=1.1$ 。【規範第 2.5 節】

➤ 建築物高寬尺寸

- ◆ 複薰工場平均屋頂高度： $h=8.62\text{m}$
- ◆ 垂直於順風向之水平尺寸： $B=18.51\text{m}$ 。
- ◆ 平行於順風向之水平尺寸： $L=116.34\text{m}$ 。

➤ 建築物基本週期

- ◆ 建築物基本週期 T 已於法規地震力章節由經驗公式求得。
- ◆ 複薰工場： $T=0.538\text{sec}$ ； $f_n=1/T=1.86 \geq 1\text{Hz}$ ；屬普通建築物。

(C)設計風壓計算

➤ 外風速壓 q 及內風速壓 q_i

風壓單位為 kgf/m^2 ，其大小與地形、基本設計風速、離地面之高度等有關。

- ◆ 外風速壓 $q=q(z)$ ：迎風面牆
- ◆ 外風速壓 $q=q(h)$ ：背風面牆、側牆與屋頂
- ◆ 內風速壓 $q_i=q(h)$

其中 $q(z)$ 為離地面 z 公尺高之風速壓， $q(h)$ 為離地面 $z=h$ 公尺高之風速壓。以 $q(z)$ 為例，風壓計算方式如下：

$$q(z)=0.06K(z)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2 \quad \text{【規範式 2.6】}$$

式中： $K(z)$ ： 風速壓地況係數 $K(z)=2.774\left(\frac{z}{z_g}\right)^{2\alpha}; z>5\text{m}$ 【規範式 2.7】

$$K(z)=2.774\left(\frac{5}{z_g}\right)^{2\alpha}; z\leq 5\text{m} \quad \text{【規範式 2.7】}$$

α ： 相對於 10 分鐘平均風速之垂直分布法則的指數，與「地況種類」有關。

z_g ： 梯度高度(m)，與「地況種類」有關。

z ： 離地面之高度(m)。

K_{zt} ： 地形係數 $K_{zt}=(1+K_1K_2K_3)^2$ 【規範式 2.8】

本案為平地，取地形係數 $K_{zt}=1$ 。

I：用途係數。

$V_{10}(C)$ ：基本設計風速。在地況 C 之地況上，離地 10 公尺高處，相對於 50 年回歸期之 10 分鐘平均風速，單位為 m/s。

本案針對複薰工場屋頂版之風壓進行計算，使用之風速壓為 $q(h)$ ，其計算式如下，得 $q(h)=22.35 \text{ kgf/m}^2$ 。

$$q(h)=0.06K(h)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2$$

$$q(h)=0.06 \times [2.774 \times (8.62/400)^{2 \times 0.25}] \times 1 \times (1.1 \times 27.5)^2 = 22.35 \text{ kgf/m}^2$$

➤ 外風壓係數 C_p

複薰工場屋頂之斜率約 26° 。由於建築各方向開口面積不一，平行風向之屋頂長度亦因風向而異，對應之迎風面、背風面、平行風面屋頂之平均外風壓係數 C_p 可依【規範表 2.5】查表計算而得。

屋頂：風力垂直屋脊時， $h/L=0.465$ ，屋頂與水平面夾角 $\theta=26^\circ$

迎風面 $C_p = -0.4$ ；使用的風速壓= $q(h)$

背風面 $C_p = -0.7$ ；使用的風速壓= $q(h)$

屋頂：風力平行屋脊時， $h/L=0.074$

迎風面 $C_p = -0.7$ ；使用的風速壓= $q(h)$

背風面 $C_p = -0.7$ ；使用的風速壓= $q(h)$

➤ 內風壓係數 GC_{pi}

複薰工場符合部分封閉式建築物之定義，其內風壓係數 GC_{pi} 可由【規範表 2.17】查表得：部分封閉式建築物 $GC_{pi} = +0.375$ ； -0.375 （正負兩種情況皆須分別考慮）。

➤ 設計風壓 p

綜合以上計算結果，各方向計算之設計風力依【規範式 2.1】計算彙整如表 4.2.105 所示。現實中，風可能來自各個方向，故分析時保守取各風向作用下最大之設計風力 -37.8 kgf/m^2 ，取整數 -38 kgf/m^2 輸入計算。

表 4.2.105 複薰工場_設計風壓

風力垂直於屋脊 · W_x				風力平行於屋脊 · W_y			
Surface	外風壓係數 C_p	設計風力 P $p = \text{Net Pressures (kgf/m}^2)$		Surface	外風壓係數 C_p	設計風力 P $p = \text{Net Pressures (kgf/m}^2)$	
		$(w/ +GC_{pi})$	$(w/ -GC_{pi})$			$(w/ +GC_{pi})$	$(w/ -GC_{pi})$
迎風屋面	-0.40	-25.38	-8.62	屋面	-0.70	-37.80	-21.03
背風屋面	-0.70	-37.80	-21.03				

資料來源：本計畫計算彙整

註：設計風力之負號表示力量方向遠離屋面，正號表示風向作用力量朝向屋面。

(2)結構體耐震結構安全評估方法

本評估方式是以 475 年為回歸期設計地震作用條件下，根據建築物耐震設計規範及解說規定，在靜力分析時，工址設計水平譜加速度 S_{ad} 不得低於 $0.4S_{Ds}$ ，而歷史建築臺中支局葉菸草再乾燥場建築群-複薰工場位於臺中市大里區， $S_{Ds}=0.928$ ，故其目標地表加速度 A_T 為 $0.368g$ ，依其 I_s 值評估該建築物之耐震能力。耐震指標 I_s 計算方式如下：

$$\text{耐震指標 } I_s = E \times Q$$

其中， E 為基本耐震性能。即考量建築物重量及工址水平譜加速度，並計算結構底層各別抗橫力構材之強度，分為 RC 柱、磚牆及 RC 牆三種，將構材截面積，乘以其單位面積極限剪力強度，計算得出各別構材之強度後，將其加總則可得樓層之強度。再配合韌性容量之假設及根據現行規範之地震力計算方式，可以推得整體底層之耐震能力並給予基本之評分，即為「基本耐震性能」之評分。

Q 則為整體調整因子，即考量建築物之結構現況，如：平面及立面對稱性、變形程度、短柱嚴重性等項目，綜合評估求得其調整因子。將「基本耐震性能」與「整體調整因子」相乘，則可得建築物之「耐震指標」 I_s ，據以判斷其是否有耐震能力上之疑慮。

而在耐震初評法中原建築物靜載重以每層 900kgf/m^2 、而頂樓 750kgf/m^2 採計(適用於校舍建築)。考量本棟的樓層高度與柱梁載重，與原始初評方法之載重計算有顯著差異，故建築物靜載重以 excel 進行統計分析計算，並除以各層樓地板面積後進行估計

耐震能力判別方式如表 4.2.106 所示：高於 100 分者，尚無耐震疑慮，應不至發生嚴重結構上之破壞，地震發生後僅需簡單修復即可繼續使用；80~100 分者，有耐震疑慮，耐震性之安全係數尚不符合耐震設計規範，仍有耐震性能不足的疑慮，其耐震能力之提升列為次優先對象；低於 80 分者，確有耐震疑慮，若有相當於 475 年回歸週期之地震發生時，將有嚴重損壞或倒塌之疑慮，應最優先進行耐震能力之確認，以避免地震發生時造成嚴重傷亡。

表 4.2.106 耐震能力初步評估判別方式

80 分 > I_s 值	80 分 $\leq I_s$ 值 < 100 分	100 分 $\leq I_s$ 值
耐震能力-低	耐震能力-中	耐震能力-高
耐震能力頗為不足，確有耐震疑慮。	耐震能力有可能不足，有耐震上的疑慮。	目前尚無耐震疑慮

資料來源：本計畫彙整

3. 結構耐震安全評估

(1) 結構體耐震評估

A. 建築物基本資料

(A) 建築 GPS 座標：N24.117844, E120.690571

(B) 建築位置：臺中市大里區中興路二段 704 號

(C) 基地地盤種類：

本案無相關鑽探資料，因此採較保守之假定，以第三類地盤評估。

(D) 結構物基本振動週期：

複薰工場結構體屋頂高度約 11.72m，依現行耐震設計規範之規定，採鋼筋混凝土建築物之振動週期 $0.070h_n^{3/4}$ 計算，計算基本振動週期為 0.443 秒。

(E) 工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

本案位於臺中市大里區，其工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期 T_0^D 與 T_0^M 如下表：

表 4.2. 107 工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算參數

市	區	S_{DS}	S_{MS}	T_0^D	T_0^M	鄰近之斷層	【規範 表 2-1】
臺中市	大里區	0.928	1.200	0.960	0.930	車籠埔斷層	

資料來源：本計畫計算彙整

工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，由建築物基本振動週期 T 及 T_0^D 可查下表求出。

表 4.2. 108 工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算式

【規範 表 2-5 (a)】			
較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2 T_0^D$	$0.2 T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5 T_0^D$	$2.5 T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T / T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS} / T$	$S_{aD} = 0.4 S_{DS}$

資料來源：本計畫計算彙整

複薰工場結構體： $0.2 T_0^D = 0.192\text{sec} < T = 0.443\text{sec} < T_0^D = 0.960\text{sec}$

屬短周期，故其工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 依下列公式計算：

工址設計水平譜加速度係數—短週期： $S_{aD} = S_{DS}$

故其工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算得為 0.928。

B.調整因子調查項目

(A)平面及立面對稱性

複薰工場為一層建築物，平面為一完整之矩形，故平面與立面對稱性佳，調整因子取 1.05。

(B)軟弱層顯著性

本案為一層建築物，於 X 向及 Y 向均無特別軟弱層，調整因子皆取 1.0。

(C)裂縫鏽蝕滲水程度

本案結構體大致良好，惟西向立面之 RC 柱梁構架外側有較嚴重之鋼筋鏽蝕外露情形，其他損壞為局部 RC 柱梁或磚牆粉刷層剝落及 RC 樓板、牆體裂縫之情形等；故調整因子取 0.95。

(D)變形程度

本案現況良好，並無發現明顯變形，調整因子取 1.0。

(E)平面耐震性

本案 X 向及 Y 向皆屬廊外無柱或其他，調整因子皆取 1.0。

(F)短柱嚴重性

本案共有 90 根柱，開口與 RC 柱間均設置有翼牆，故無短柱情形，調整因子取 1.0。

表 4.2. 109 複薰工場_調整因子調查項目表

項目	說明 (X：東西向；Y：南北向)	方向性	因子	
			X 向(qxi)	Y 向(qyi)
平面及立面對稱性	差(0.95) 尚可(1.0) ■良(1.05)	X=Y	1.05	
軟弱層顯著性	X □2/3 以上牆體中斷(0.8) □1/3 至 2/3 之牆體中斷(0.9) ■1/3 以下之牆體中斷(1.0)	X=Y	1.0	1.0
	Y □2/3 以上牆體中斷(0.8) □1/3 至 2/3 之牆體中斷(0.9) ■1/3 以下之牆體中斷(1.0)			
裂縫鏽蝕滲水等程度	□嚴重(0.9) ■少許 (0.95) □無(1.0)	X=Y	0.95	
變形程度	□嚴重(0.9) ■無(1.0)	X=Y	1.0	
平面耐震性	X □雙走廊且廊外有柱(1.2) □單走廊且廊外有柱或中間走廊(1.1)	X=Y	1.0	1.0

項目	說明 (X：東西向；Y：南北向)	方向性	因子	
			X 向(qxi)	Y 向(qyi)
	■廊外無柱或其他(1.0) □雙走廊且廊外有柱(1.2) □單走廊且廊外有柱或中間走廊(1.1) ■廊外無柱或其他(1.0)			
短柱嚴重性	X	X=Y	1.0	1.0
	Y			
調整因子 Q	$Q_x = q_{x1} * q_{x2} * ... * q_{x6} =$	0.9975	$Q_y = q_{y1} * q_{y2} * ... * q_{y6} =$	0.9975

資料來源：本計畫計算彙整

C.基本結構耐震性能調查項目

(A)二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度調查

複薰工場 X 向長 116.34m，Y 向寬 18.51m。二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度如下表：

表 4.2. 110 複薰工場_二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度

各層樓之樓地板	樓地板面積(Ai) (m ²)		樓層高度(Hi) (m)	
屋頂	2153.45		11.72	
總樓層數	NF=	1	總樓地板面積 Af	2153.45 (m ²)
總樓層高度	H=Σ(Hi)=		11.72	(m)
結構基本振動周期 T(s)=			0.443	
工址設計水平譜加速度 S _{aD}			0.928	

資料來源：本計畫計算繪製

(B)一樓柱量之調查

本案一樓平面圖如圖 4.2.204 及圖 4.2.205 所示，共計 90 根一般柱。複薰工場一樓柱量及斷面積如表 4.2.111，各類柱斷面及根數如下：

C1 = 48 cm×48 cm (13 根)、C2 = 48 cm×55 cm (62 根)、

C3 = 49 cm×49 cm (12 根)、C4 = 48 cm×44 cm (3 根)。

表 4.2.111 複薰工場_一樓柱量及斷面積

柱類別	柱形式	柱尺寸(cm) (X*Y)	斷面積 (Asci)	根數 (Nci)	斷面積小計(cm ²) (Aci = Asci * Nci)	
騎樓柱	—	—	—	—	CorAci	—
一般柱	C1	48×48	2304	13	ClaAci	29952
	C2	48×55	2640	62		163680
	C3	49×49	2401	12		28812
	C4	48×44	2112	3		6336
隔間柱	—	—	—	—	InsAci	—
騎樓柱總斷面積 (cm2)		CorAc=Σ(CorAci)		—		
一般柱總斷面積 (cm2)		ClaAc=Σ(ClaAci)		228780		
隔間柱總斷面積 (cm2)		InsAc=Σ(InsAci)		—		
柱等效強度 (kgf)		TAc=(4+1.8*NF)*ClaAc+(2.4+1.08*NF)*CorAc+2.6*InsAc				1326924

資料來源：本計畫計算彙整

582

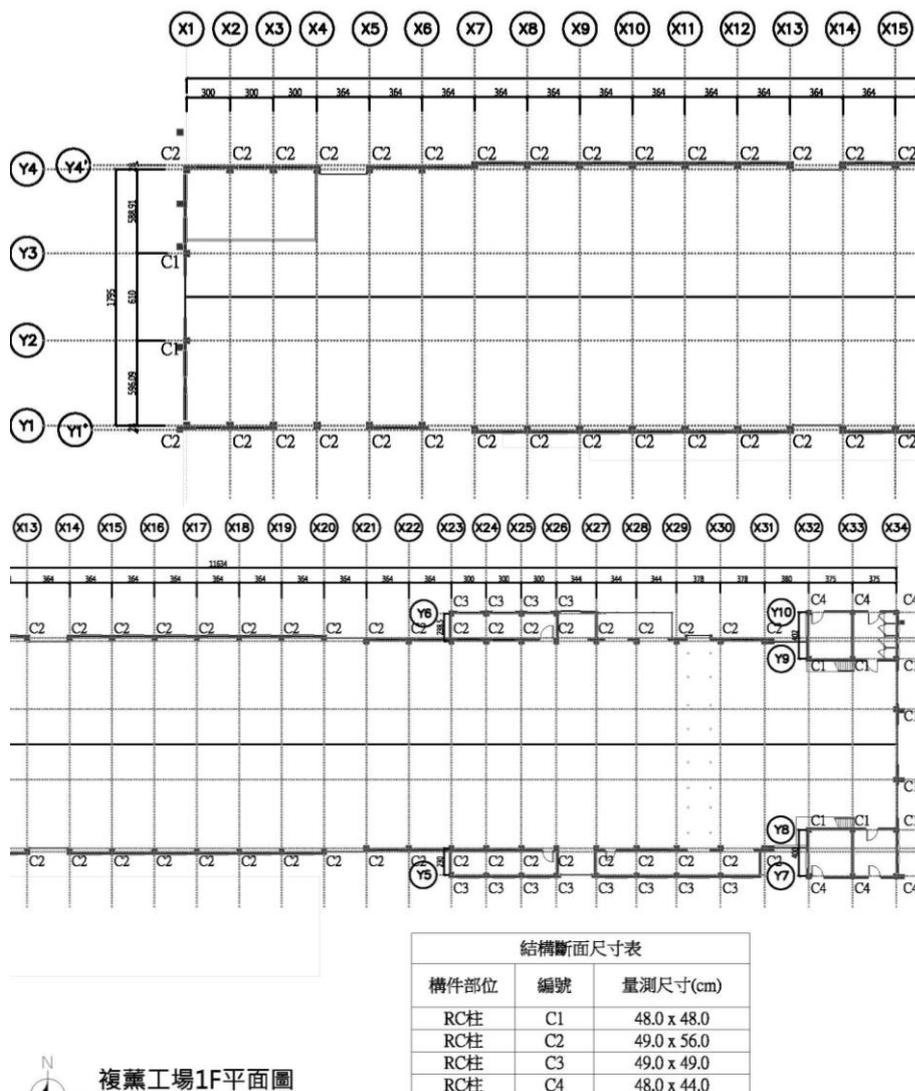


圖 4.2.204 複薰工場_一樓柱尺寸編號圖(X1-X15)

資料來源：本計畫繪製

圖 4.2.205 複薰工場_一樓柱尺寸編號圖(X13-X34)

資料來源：本計畫繪製

(C)一樓牆量之調查

復薰工場一樓牆體以台度磚牆及三面圍束之磚造翼牆為主，其中台度磚牆不計入貢獻，磚造翼牆之高寬比大，約為：牆高 6.33m/ 翼牆寬 0.65m=9.74。故本次評估保守計算，不列入磚牆，僅計算一樓柱量對耐震能力之貢獻。

(D)基本耐震性能及耐震指標

綜合上述柱量、牆量與調整因子，在現行耐震規範之標準下，求得之耐震指標 Is 值，如表 4.2.112 所示。

復薰工場一樓耐震指標：

ISX 為 117.2，ISY 為 117.2，X 向及 Y 向均屬尚無疑慮之範圍。

表 4.2.112 復薰工場_基本耐震性能及耐震指標

基本耐震性能 E	Ex	$0.354 * NF * (TAc + TAw_x) / ((-1 + 6 * NF) * (0.4 * SaD) * Af)$	117.5
	Ey	$0.354 * NF * (TAc + TAw_y) / ((-1 + 6 * NF) * (0.4 * SaD) * Af)$	117.5
耐震指標 Is	Isx	Ex * Qx	117.2
	Isy	Ey * Qy	117.2

資料來源：本計畫計算繪製

D.評估結果

583

根據評估結果，復薰工場結構體在法規地震力檢討下，耐震指標 Is 值於雙向均大於 100 分，目前尚無耐震疑慮，顯示其尚有充足之耐震能力，研判不需予以補強。僅需針對現況劣化、損壞之構件進行修復。

(2)鋼構屋架安全評估

本案採用 Midas / Gen 2016(V2.1)程式來進行分析，進而檢討屋架鋼構件之斷面應力是否合乎規範，評估時假設鋼構屋架已依原樣修復完成。

A.芬克扇形桁架 (Fink-Fan Truss)

(A)斷面性質設定及桿件端點彎矩釋放情形

芬克扇形桁架各構件尺寸如圖 4.2.206 所示，本評估僅取其中一跨(中間跨)做分析，圖 4.2.207 為鋼構桁架結構分析模型整體構架圖：桁架置於 RC 柱頂，桁架端部有斜撐延伸鎖固於 RC 柱側邊，故於模型中模擬 RC 柱。圖 4.2.208 為構架支承設定及分析模型桿件端點彎矩釋放情形：支承端位於 RC 柱底，設為固接；鋼桁架鋼架兩側及鋼構桁架中垂直桿及斜桿僅傳遞軸力、不傳遞彎矩。

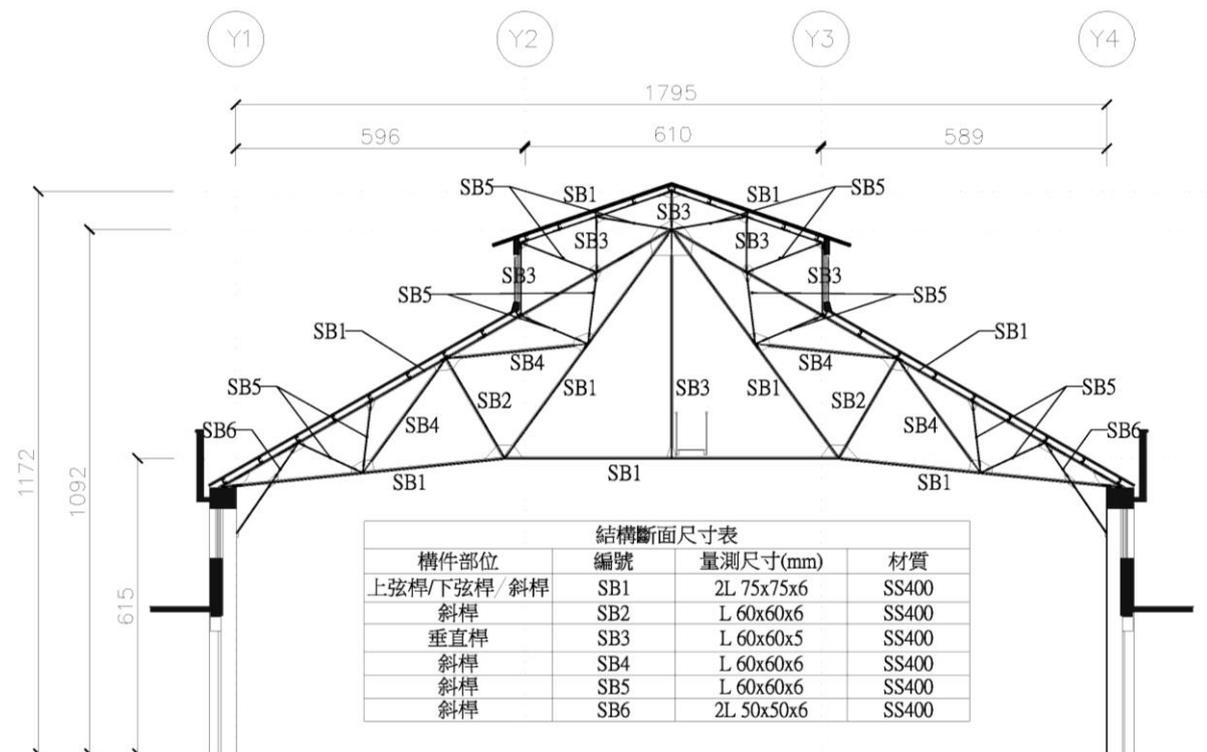


圖 4.2.206 芬克扇形桁架_結構分析斷面尺寸

資料來源：本計畫繪製

(B)靜載重

芬克扇形桁架之靜載重包含鋼架本身自重、其上之 C 型鋼桁條及屋頂版，單位面積靜載重取 16.5 kgf/m^2 。模型中靜載重之加載以跨距 3.64m 之桿件為例，轉換為線載重 60 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.209 所示。

(C)活載重

依建築技術規則規定，不作用途之斜屋頂，載重面積(水平投影面)大於 60 m^2 者，其水平投影面之活載重每平方 m 不得小於 60 kgf/m^2 。模型中活載重之加載以跨距 3.64m 之桿件為例，轉換為線載重 220 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.210 所示。

(D)風力設定

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」，進行結構體受風力作用下之分析與校核；其計算詳章節「6-5-2 4.法規風力計算」，屋頂迎風面及背風面之設計風壓均保守採用最大值 -38 kgf/m^2 。風力加載狀況以跨距 3.64m 之桿件為例，轉換為線載重 140 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.211 所示。

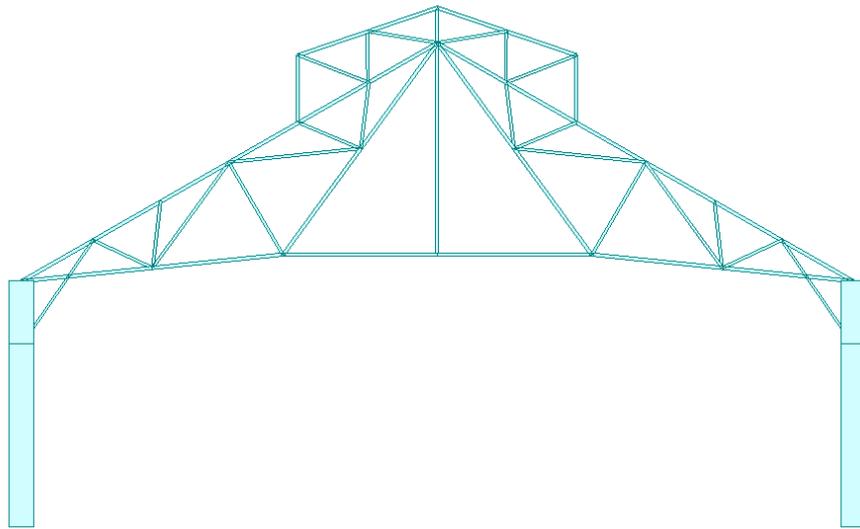


圖 4.2.207 芬克扇形桁架_結構分析模型透視圖

資料來源：本計畫繪製

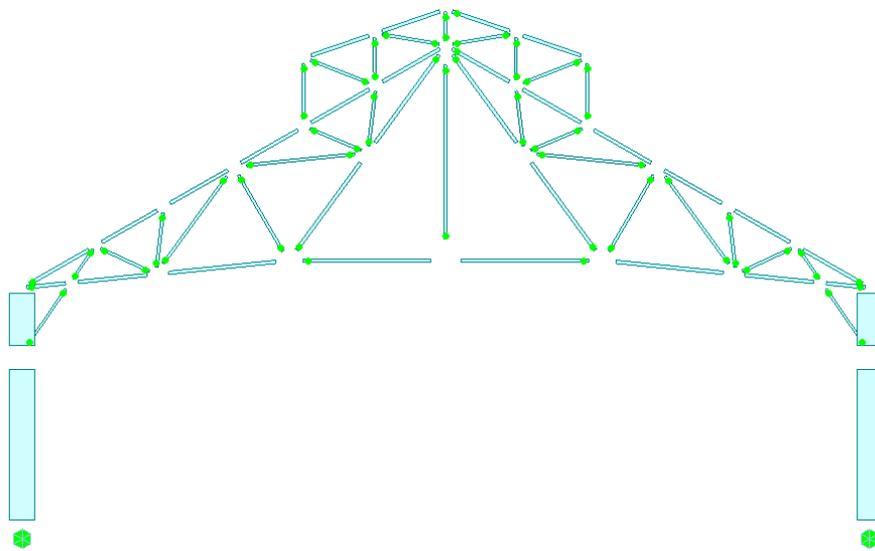


圖 4.2.208 芬克扇形桁架_結構分析模型支承設定及模型桿件彎矩釋放情形

資料來源：本計畫繪製

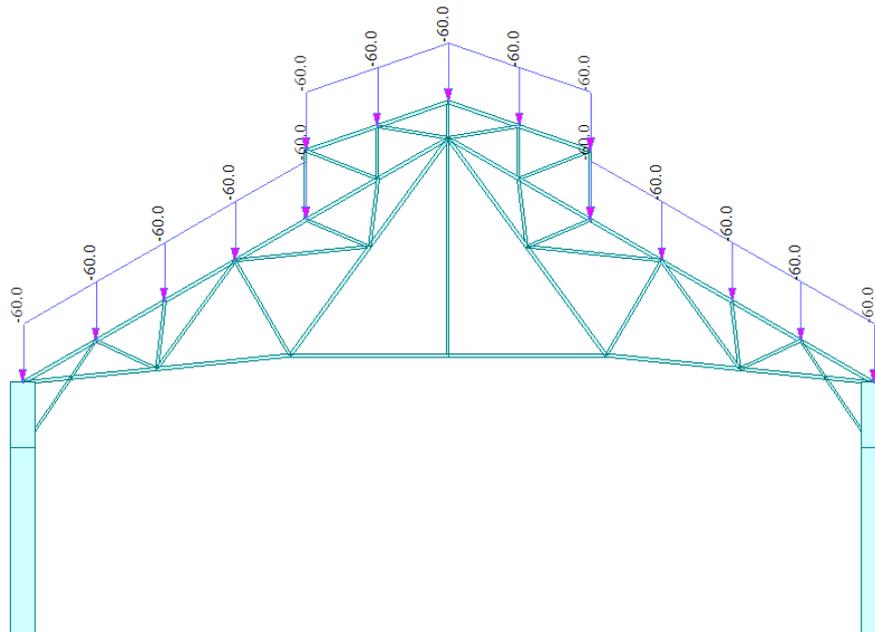


圖 4.2.209 芬克扇形桁架_靜載重示意圖(DL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

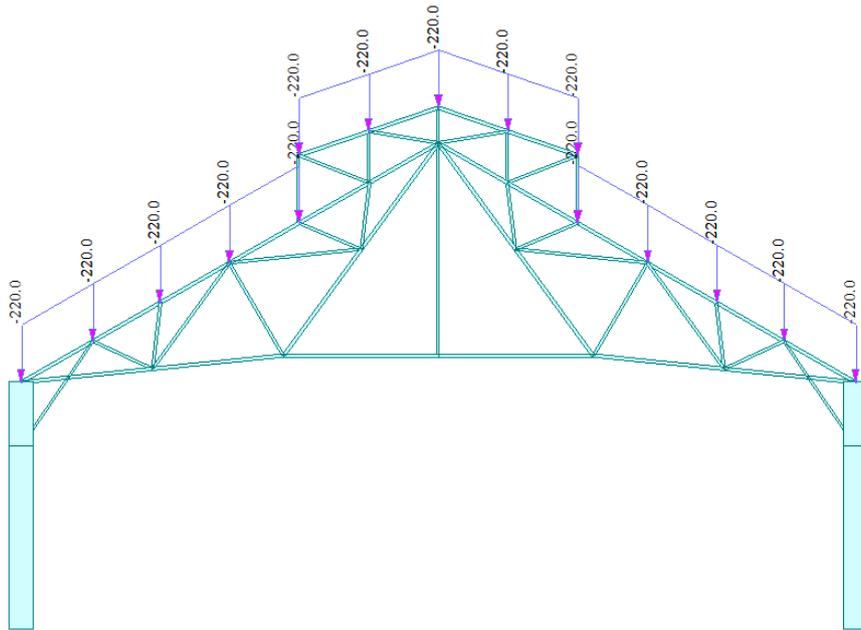


圖 4.2.210 芬克扇形桁架_活載重示意圖(LL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

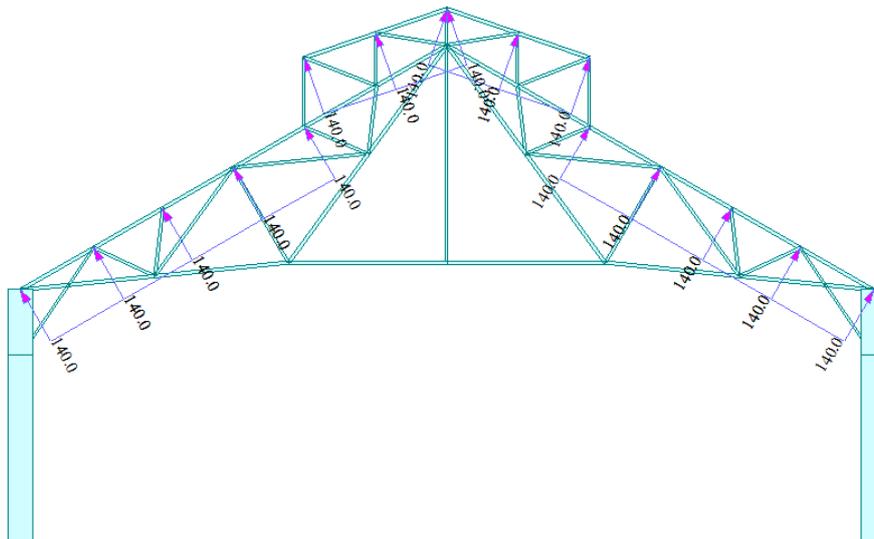


圖 4.2.211 芬克扇形桁架_風力設定(WL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

(E) 載重組合

本案依據「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—(二)鋼結構極限應力設計法規範及解說」，依【規範 第 2.2 節】之規定，採用之載重組合如下：

- | | |
|--------------------------|--------------|
| $U=1.4DL$ | 【規範 式 2.2-1】 |
| $U=1.2DL+1.6LL$ | 【規範 式 2.2-2】 |
| $U=1.2DL+0.5LL\pm 1.6WL$ | 【規範 式 2.2-3】 |
| $U=1.2DL+0.5LL\pm E$ | 【規範 式 2.2-4】 |
| $U=0.9DL\pm E$ | 【規範 式 2.2-5】 |
| $U=0.9DL\pm 1.6WL$ | 【規範 式 2.2-6】 |

(F)分析結果

芬克扇形桁架在各載重組合下各構件之檢核結果如表 4.2.74 所示，其中位於上弦桿之桿件 SB1-2L 75x75x6-10 在載重組合 1.2DL+1.6LL 下，有最大應力比 0.607。

表 4.2. 113 芬克扇形桁架_構件檢核結果

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Cb	Ky Kz	B1y B1z	B2y B2z	Pu pPn	Muy pMny	Muz pMnz	Def Defa
				Material	Fy											
OK	65	11	□	SB1-2L 75x75x6-10		2	1.78552	1.78552	1.000	1.000	1.138	1.000	-7180.4	-149.96	0.00000	-
	0.607	0.051		SS400	2.5E+07		1.78552	1.78552		1.000	1.000	1.057	1.000	27049.0	390.463	591.462
OK	106	12	□	SB2-2L 60x60x6-10		4	2.40085	2.40085	1.000	1.000	1.074	1.000	-1121.1	4.99146	0.00000	-
	0.060	0.001		SS400	2.5E+07		2.40085	2.40085		1.000	1.000	1.029	1.000	12066.5	368.006	395.106
OK	91	13	□	SB3-L 60x6		2	1.51847	1.51847	1.000	1.000	1.000	1.000	-941.45	0.00000	0.00000	-
	0.077	0.000		SS400	2.5E+07		1.51847	1.51847		1.000	1.000	1.000	1.000	6136.75	225.753	109.960
OK	78	14	□	SB4-L 60x6		5	2.93350	2.93350	1.000	1.000	1.190	1.000	-869.87	3.41066	-3.4107	-
	0.567	0.002		SS400	2.5E+07		2.93350	2.93350		1.000	1.000	1.190	1.000	1659.70	192.431	109.960
OK	81	15	□	SB5-L 60x6		2	1.50095	1.50095	1.000	1.000	1.073	1.000	-1415.7	1.26642	-1.2664	-
	0.241	0.002		SS400	2.5E+07		1.50095	1.50095		1.000	1.000	1.073	1.000	6259.37	226.248	109.960
OK	85	16	□	SB6-2L 50x50x6-10		2	1.86552	1.86552	1.000	1.000	1.732	1.000	-6417.1	4.49550	0.00000	-
	0.599	0.001		SS400	2.5E+07		1.86552	1.86552		1.000	1.000	1.188	1.000	11010.1	251.004	286.517

資料來源：本計畫繪製

(G)評估結果

複薰工場芬克扇形桁架各鋼構構件之受力與變形均符合現行「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—(二)鋼結構極限應力設計法」，顯示原設計斷面屬合理安全，結構安全尚無疑慮。

B.力霸式鋼架

(A)斷面性質設定及桿件端點彎矩釋放情形

本評估取力霸式鋼架其中一跨(中間跨)分析，位置詳圖 4.2.182，構件尺寸設定如圖 4.2.183 所示，圖 4.2.184 及圖 4.2.185 為鋼構桁架結構分析模型透視圖。圖 4.2.186 為構架支承設定，設為鉸接；圖 4.2.187 為分析模型桿件端點彎矩釋放情形，假設力霸式鋼架中斜向圓桿不傳遞彎矩。

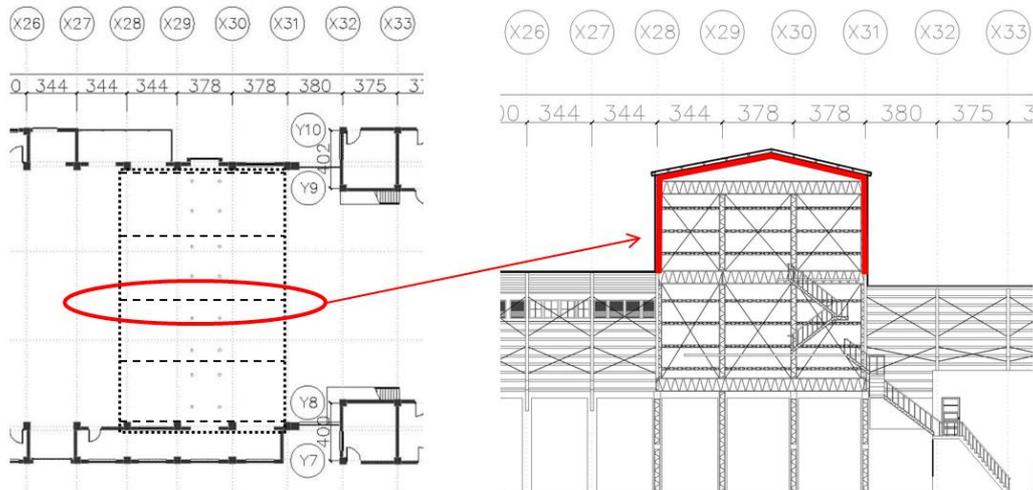


圖 4.2.212 力霸式鋼架_結構分析構架位置

資料來源：本計畫繪製

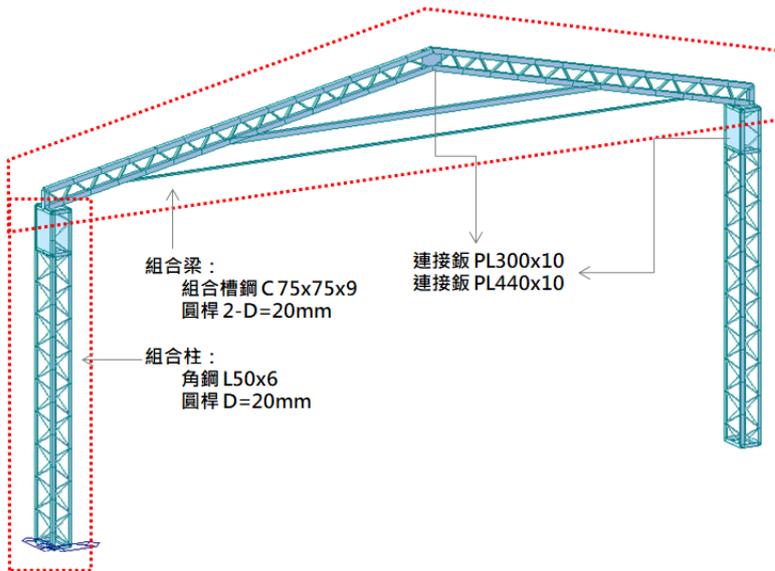


圖 4.2.213 力霸式鋼架_結構分析斷面尺寸
資料來源：本計畫繪製

(B)靜載重

力霸式鋼架之靜載重包含鋼架本身自重、其上之縱向力霸式鋼桁架及屋頂版，單位面積靜載重取 20 kgf/m^2 。模型中靜載重之加載以跨距 4.5m 之桿件為例，轉換為線載重 90 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.188 所示。

(C)活載重

依建築技術規則規定，不作用途之斜屋頂，載重面積(水平投影面)大於 60 m^2 者，其水平投影面之活載重每平方 m 不得小於 60 kgf/m^2 。模型中活載重之加載以跨距 4.5m 之桿件為例，轉換為線載重 270 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.189 所示。

(D)風力設定

法規風力計算詳章節「6-5-2 4.法規風力計算」，屋頂迎風面及背風面之設計風壓均保守採用最大值 -38 kgf/m^2 。風力加載狀況以跨距 4.5m 之桿件為例，轉換為線載重 171 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.190 所示。

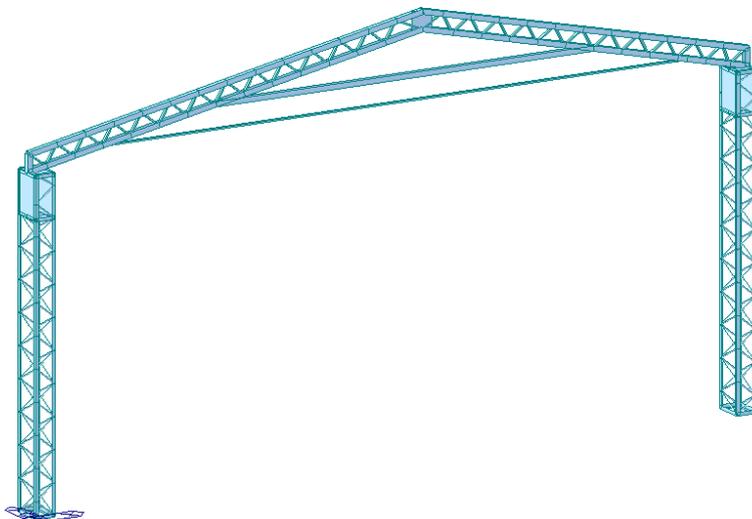


圖 4.2.214 力霸式鋼架_結構分析模型透視圖
資料來源：本計畫繪製

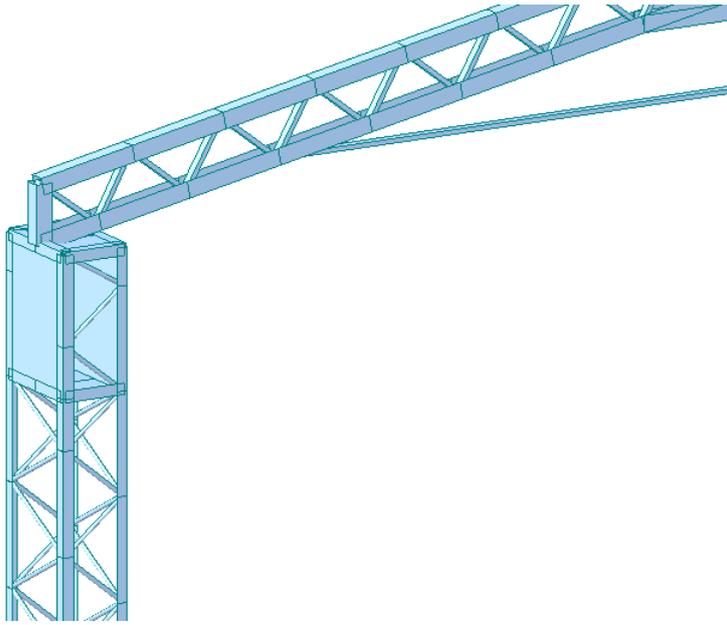


圖 4.2.215 力霸式鋼架
_結構分析模型局部透
視圖

資料來源：本計畫繪製

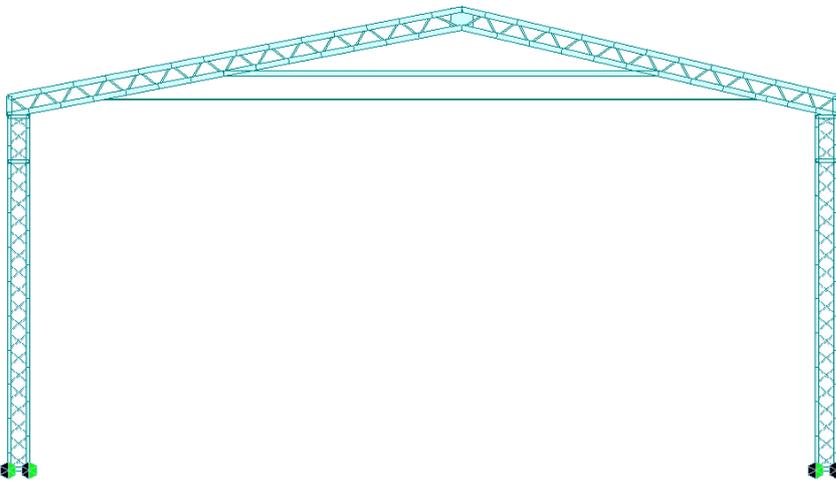


圖 4.2.216 力霸式鋼架
_結構分析模型支承設
定

資料來源：本計畫繪製

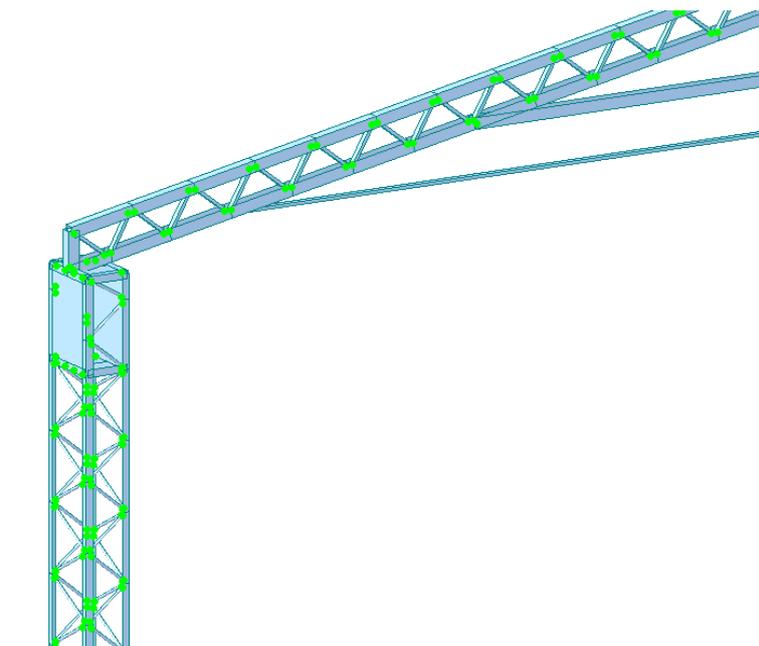


圖 4.2.217 力霸式鋼架
_結構分析模型桿件彎
矩釋放情形(構架局部
放大)

資料來源：本計畫繪製

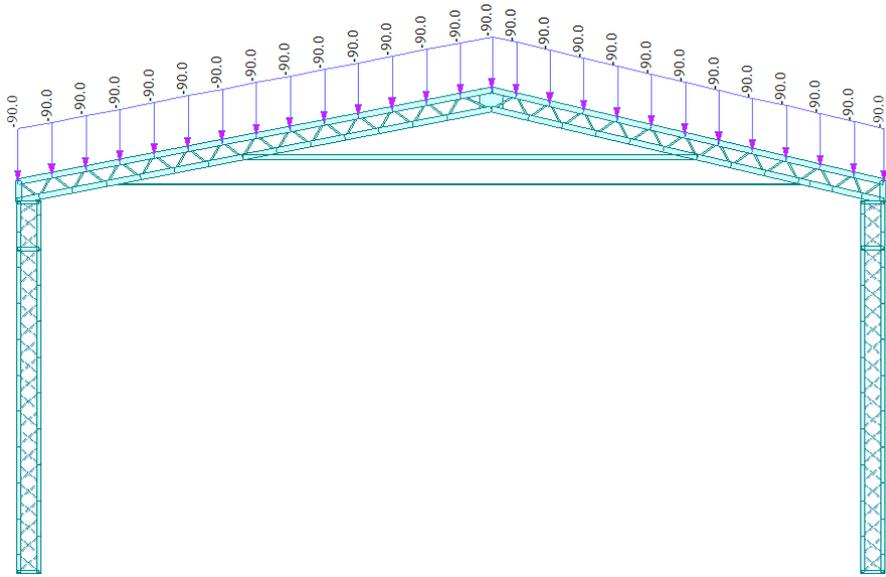


圖 4.2.218 力霸式鋼架_靜載重示意圖(DL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

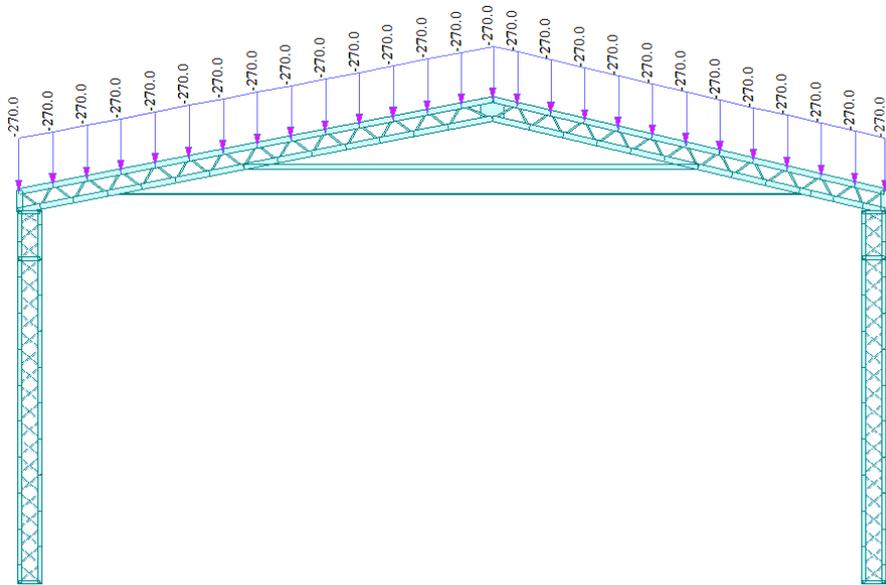


圖 4.2.219 力霸式鋼架_活載重示意圖(LL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

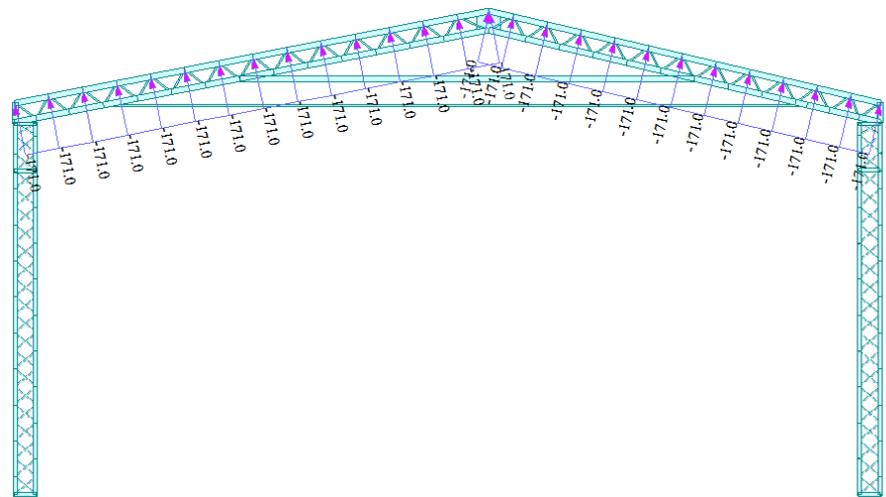


圖 4.2.220 力霸式鋼架_風力設定(WL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

(E)載重組合

本案依據「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－(二)鋼結構極限應力設計法規範及解說」，依【規範 第 2.2 節】之規定，採用之載重組合如下：

U=1.4DL	【規範 式 2.2-1】
U=1.2DL+1.6LL	【規範 式 2.2-2】
U=1.2DL+0.5LL±1.6WL	【規範 式 2.2-3】
U=1.2DL+0.5LL±E	【規範 式 2.2-4】
U=0.9DL±E	【規範 式 2.2-5】
U=0.9DL±1.6WL	【規範 式 2.2-6】

(F)分析結果

力霸式鋼架在各載重組合下各構件之檢核結果如表 4.2.75 所示，其中位於下弦桿之組合槽鋼 C 75x75x9 在載重組合 1.2DL + 0.5LL+ 1.6WL 下，有最大應力比 0.647。

表 4.2.114 力霸式鋼架_構件檢核結果

Code : TWN-LS096 Unit : kaf , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len		Cb	Ky Kz	B1y B1z	B2y B2z	Pu pPn	Muy pMny	Muz pMnz	Def Defa
				Material	Fy		Lb	Lz								
OK	24	1	<input type="checkbox"/>	PL-300x10		3	0.26597	0.26597	1.000	1.000	1.000	1.000	-5813.1	0.00000	0.00000	-
	0.073	0.000		SN400	2.4E+07		0.26597	0.26597		1.000	1.089	1.000	40051.4	3240.00	108.000	-
OK	465	2	<input type="checkbox"/>	PL-440x10		2	0.61392	0.61392	1.000	1.000	1.000	1.000	-1740.2	-42.936	0.00000	-
	0.240	0.004		SN400	2.4E+07		0.61392	0.61392		1.000	1.000	1.000	14601.4	237.600	6969.60	-
OK	223	11	<input type="checkbox"/>	C 75x75x9		3	0.57968	0.57968	1.000	1.000	1.018	1.000	-17599	0.00000	-105.77	-
	0.647	0.011		SN400	2.4E+07		0.57968	0.57968		1.000	1.029	1.000	34035.2	932.059	724.057	-
OK	310	12	<input type="checkbox"/>	L 50x6		4	0.23200	0.23200	1.000	1.000	1.000	1.000	-3467.3	3.36075	-3.3608	-
	0.391	0.002		SN400	2.4E+07		0.23200	0.23200		1.000	1.000	1.000	10682.3	155.205	63.3265	-
OK	1	101	<input type="checkbox"/>	2-SR 20		2	9.03079	9.03079	1.000	1.000	1.000	1.000	7751.50	0.00000	0.00000	-
	0.449	0.000		SN400	2.4E+07		9.03079	9.03079		1.000	1.000	1.000	17280.0	57.6000	115.200	-
OK	149	102	<input type="checkbox"/>	SR 20		4	0.49742	0.49742	1.000	1.000	1.070	1.000	-420.06	0.08666	0.00000	-
	0.057	0.000		SN400	2.4E+07		0.49742	0.49742		1.000	1.070	1.000	3909.35	25.4469	25.4469	-

資料來源：本計畫計算彙整

(G)評估結果

複薰工場力霸式鋼架各鋼構構件之受力與變形均符合現行「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－(二)鋼結構極限應力設計法」，顯示原設計斷面屬合理安全，結構安全尚無疑慮。



圖 4.2.222 1F 現況



圖 4.2.223 2F 現況



圖 4.2.224 東向現況立面



圖 4.2.225 北向現況立面

資料來源：本計畫拍攝

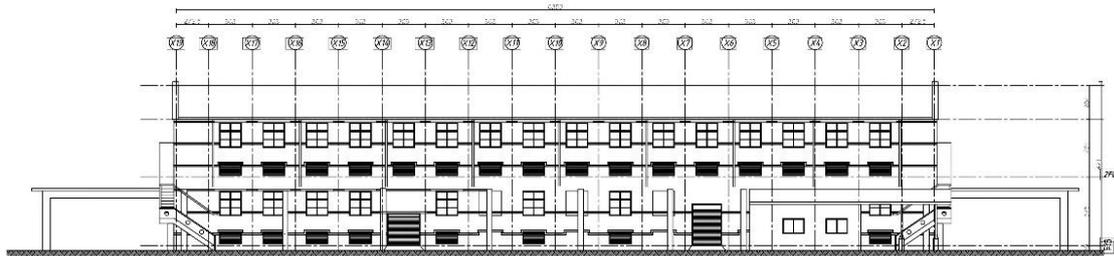


圖 4.2.226 桶菸倉庫北向立面圖

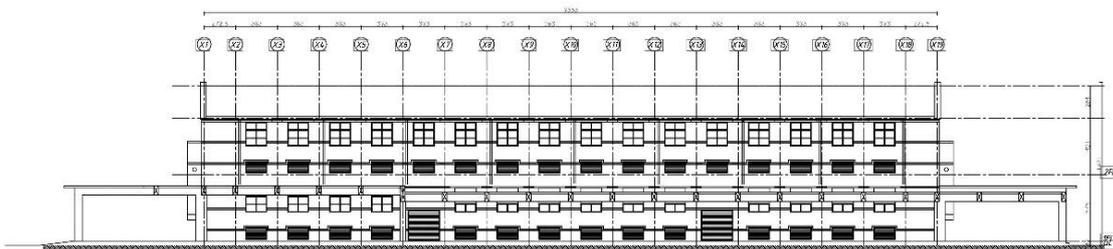


圖 4.2.227 桶菸倉庫南向立面圖

資料來源：本計畫繪製

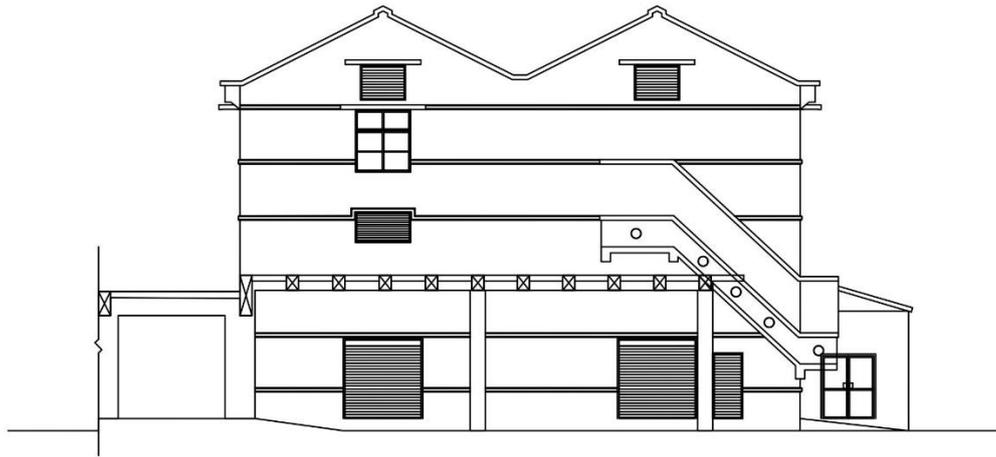


圖 4.2.228 桶菸倉庫東向立面圖

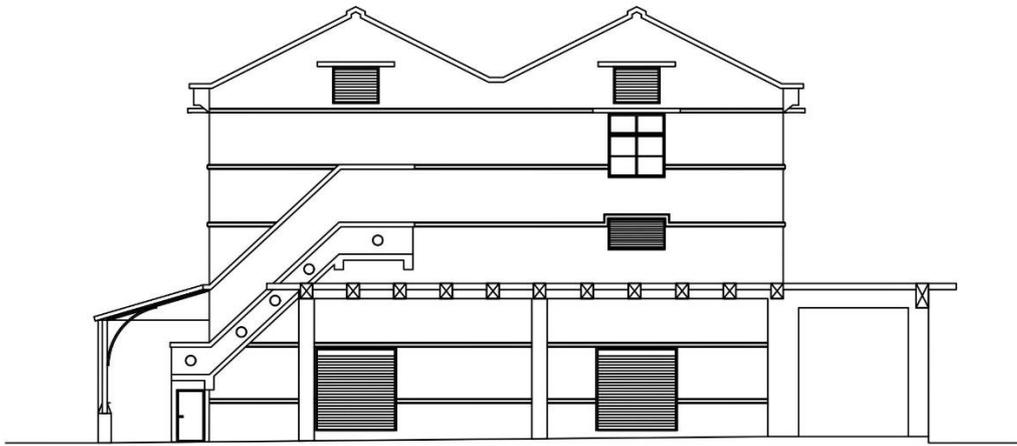


圖 4.2.229 桶菸倉庫西向立面圖



圖 4.2.230 桶菸倉庫屋架形式
資料來源：本計畫繪製



圖 4.2.231 屋架現況



圖 4.2.232 屋架與牆體連結形式

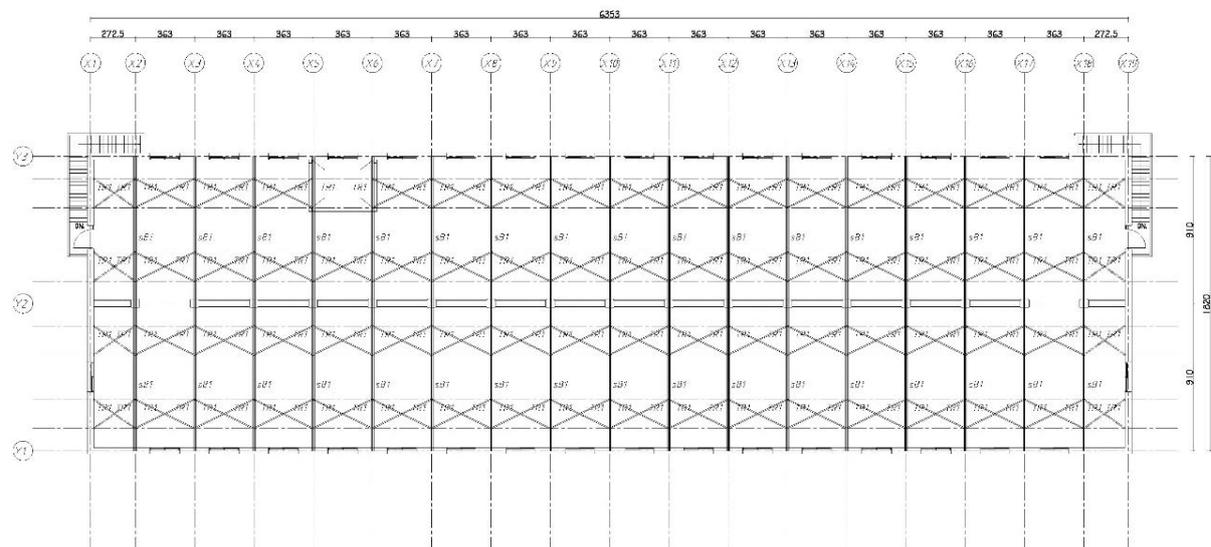


圖 4.2.233 長向 X 型拉桿 1



圖 4.2.234 長向 X 型拉桿 2

資料來源：本計畫拍攝



結構斷面尺寸表		
構件部位	編號	量測尺寸(cm)
RC柱	C2	35x35
RC梁	G2	30x30

結構斷面尺寸表		
構件部位	編號	量測尺寸(mm)
下弦桿	sB1	2L 75x75x8
拉桿	TB1	L 65x65x6

圖 4.2.235 底層屋架反射平面圖(現況測繪)

資料來源：本計畫繪製

(2)現況結構損壞

桶菸倉庫結構體整體而言狀況良好，僅局部 RC 柱梁或磚牆有粉刷層剝落及 RC 樓板、牆體裂縫之情形，相關損壞狀況如圖 4.2.236~圖 4.2.248 所示。

屋架



圖 4.2.236 木桁條劈裂



圖 4.2.237 木桁條接榫處上下錯移導致榫木下移



圖 4.2.238 為裝設電梯而被截斷之交叉拉桿



圖 4.2.239 被截斷之交叉拉桿

596

資料來源：本計畫拍攝

柱、梁、牆、版



圖 4.2.240 2F 樓板梁端部側裂縫



圖 4.2.241 RF 樓板梁端部底裂縫



圖 4.2.242 2F 窗戶角隅裂縫



圖 4.2.243 2F 東側山牆斜向裂縫



圖 4.2.244 2F 東側山牆-推測因戶外梯雨庇產生斜向裂縫



圖 4.2.245 2F 窗戶角隅裂縫

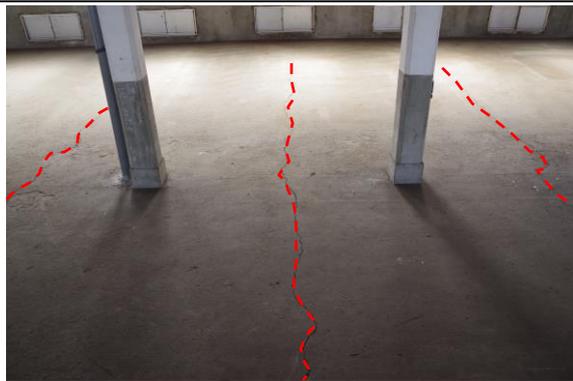


圖 4.2.246 2F 樓板垂直裂縫



圖 4.2.247 1F 北側入口牆體粉刷層剝落



圖 4.2.248 1F 北側牆體粉刷層剝落

資料來源：本計畫拍攝

(3)結構系統傳力機制

桶菸倉庫之結構體主要由鋼浪板、方形檜木及木桁條、鋼構桁架、RC 柱梁構架、版及 RC 基礎所構成，桶菸倉庫之結構主體由屋架、RC 柱梁、版、牆體以及基礎所構成。其屋頂型式主要為「切妻式」，屋架則屬西式之芬克式 (Fink Truss) 鋼構屋架，為支撐及承受屋頂載重作用之主要屋架。屋架構件係以 L 型 (65x65x8 mm) 及 2L 型 (75x75x9 mm) 角鋼為單元並以鋼板及鉚釘接合圖 4.2.249，上方之桁條 (9x15 cm)、檜木及屋面板則為木構件圖 4.2.250。



圖 4.2.249 屋架鋼構件以鋼板及鉚釘接合
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.2.250 桁條、桷木及屋面板
資料來源：本計畫拍攝

當屋桁架承受外力且作用於節點時，其力學行為於理論上各個構材應僅有軸向壓力與軸向拉力。其中上弦桿受壓，下弦桿受拉，而中間之垂直桿為零力桿，並不承受任何力量，如圖 4.2.251 所示。但下方垂吊天花板時，中央之垂直桿則產生了懸吊下弦桿及天花板的作用，可避免水平下弦桿因承受過多的天花載重而變形，此時該構件則承受拉力。

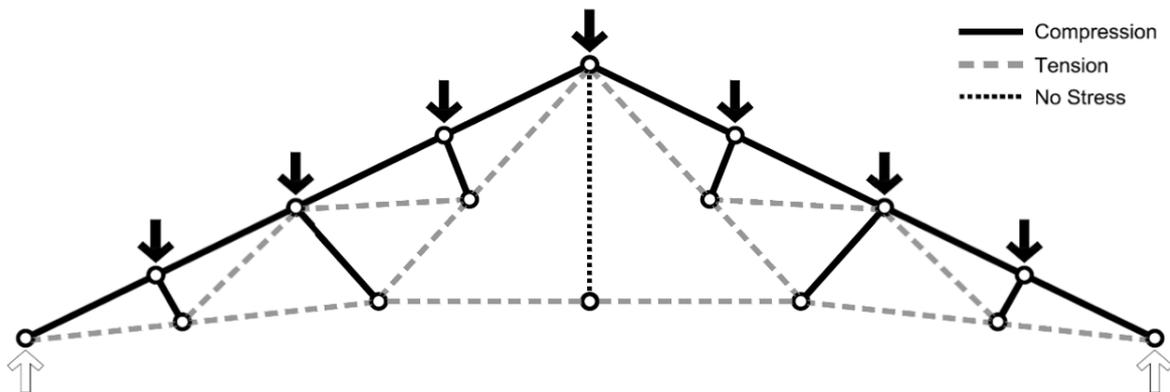


圖 4.2.251 芬克式屋架於垂直力作用下之桿件內力圖

資料來源：本計畫繪製

桶菸倉庫為 RC 構造，結構主要為基礎、RC 柱梁構架、RC 樓版、牆體及屋頂所構成。當建築物承受外力時，即透過 RC 柱梁構架來進行傳遞。牆厚則為 35cm(1B 半)之磚牆，且亦可提供抵抗水平作用力之能力。基礎則做為上部建築物的支承並將載重傳遞到土壤。其結構系統之傳力機制如下：

A. 垂直載重傳遞機制

建築物的垂直載重包括結構與構造物之自重、以及人員與活動設備物之活載重。當受垂直載重作用時，屋頂、屋面板及桷木的重量由桁條所承擔，藉由方形木桁條傳遞至鋼構桁架，並經由鋼構屋架將屋頂重量傳遞到兩端的 RC 樑，再經由 RC 柱往下層傳遞，另外 RC 樓板載重經由梁傳遞至 RC 柱最後再傳遞至基礎，基礎則做為上部建築物的支承並將載重傳遞到土壤。其屋頂之力學的傳遞路徑依序為：屋面鋼浪板→方形木桁條→鋼構桁架→RC 柱→RC 基礎。垂直力傳遞機制示意圖如圖 4.2.252 及圖 4.2.253 所示。

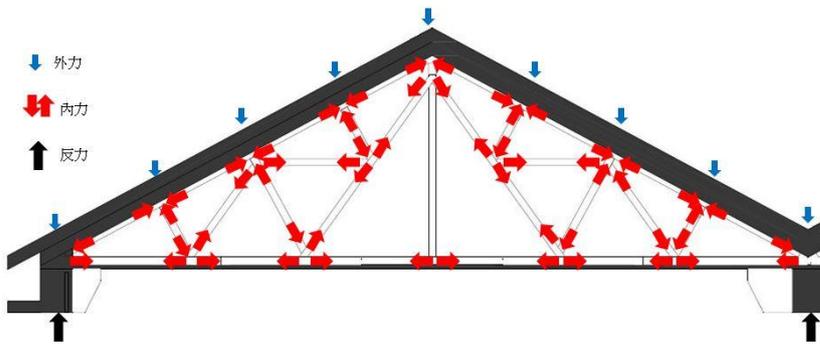


圖 4.2.252 桶菸倉庫屋架傳力圖

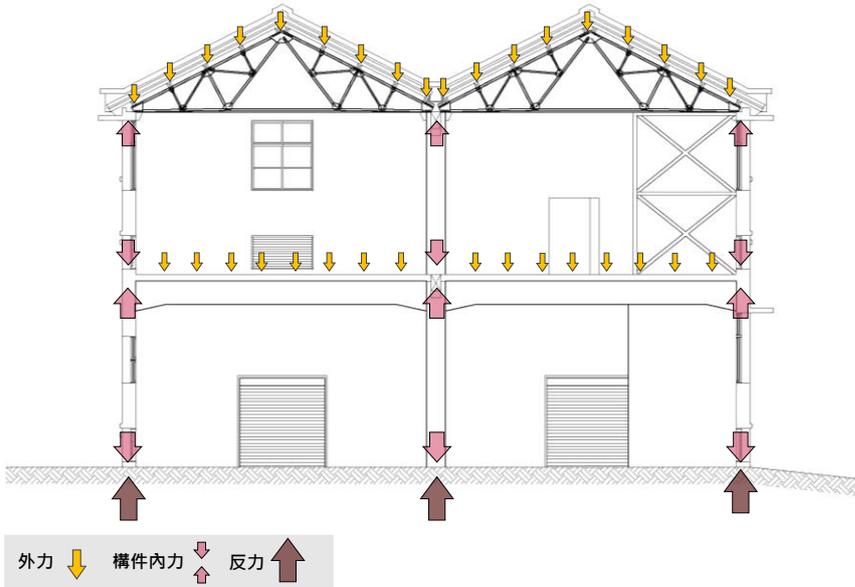


圖 4.2.253 桶菸倉庫-垂直傳力機制
資料來源：本計畫繪製

B. 水平載重傳遞機制

水平載重主要是由地震力造成，而地震力即是經由地表加速度的作用，對建築物產生之慣性力。本建築之結構系統主要是藉由 RC 柱及牆體之抗剪強度抵抗水平地震力，最後再傳遞至基礎，其力學的傳遞路徑依序為：屋頂→桁架、RC 柱→基礎。桶菸倉庫水平力傳遞機制示意圖如圖 4.2.254 所示。

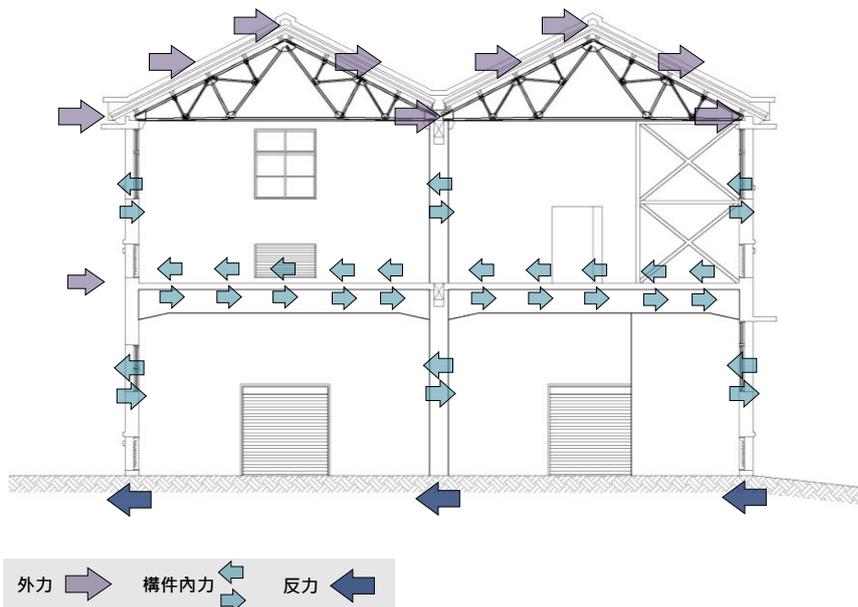


圖 4.2.254 桶菸倉庫-水平傳力機制
資料來源：本計畫繪製

2. 結構耐震安全評估方法

桶菸倉庫屬二層 RC 構造之建築物，除 RC 柱樑構架可抵抗水平外力外，其牆體亦可提供抗剪強度。而本案屋架為鋼構之芬克式 (Fink Truss) 桁架，由於屋架除要承載上方桁條、椽條、屋面板及屋瓦等構件重量，尚還要負擔自重及天花的重量，因此需探討屋架在載重作用下，構件是否安全。故桶菸倉庫的結構安全評估分為兩個部分：

(1) 鋼屋架承重結構安全評估。

(2) 結構體耐震結構安全評估。

以下即分別針對鋼構屋架、結構體之結構安全評估方式進行說明，且評估時假設鋼構屋架、RC 柱樑及牆體等皆已依原樣修復完成。

(1) 西式鋼構屋架安全評估方法

A. 評估方法

桶菸倉庫鋼構屋架之結構安全評估，將靜載重及活載重之作用情況合併且考慮地震力及風力等短期作用力，並使用 Midas / Gen 2016(V2.1) 程式來進行分析，進而檢討屋架鋼構件之斷面應力是否合乎規定，評估時假設鋼構屋架已依原樣修復完成。

結構安全評估使用相關規範如下：

- ◆ 內政部，「建築技術規則建築構造編」，民國 104 年 1 月
- ◆ 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，民國 100 年 7 月
- ◆ 內政部，「建築物耐風設計規範及解說」，民國 104 年 1 月
- ◆ 內政部，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－(二) 鋼結構極限應力設計法規範及解說」，民國 100 年 6 月。

B. 結構材料強度與規格

本案鋼構材料以 SS400 進行分析，鋼構材料性質詳下表 4.2.115。

表 4.2.115 鋼材料力學性質表

材質分類	降伏強度 Fy	單位重	彈性模數 E	波森比 u	膨脹係數 α
SS400	245 N/mm ²	7850 kgf/m ³	200 GPa	0.3	1.17×10 ⁻⁵ /°C

資料來源：本計畫彙整

C.地震力係數計算

依現行建築技術規則及建築物耐震設計規範及解說計算。詳細計算過程詳本章「第三節 汽罐室結構安全評估、二.(三) 地震力係數計算」，相關數據表格整理如下：

表 4.2.116 桶菸倉庫_鋼桁架屋頂_基本週期 T 及工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}

建築物高度及基本週期	桶菸倉庫鋼桁架屋頂	工址設計水平譜加速度係數 S_{aD}	
h_n	14.2m	短週期	$= S_{DS} = 0.928$
T	0.622s		

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.117 桶菸倉庫_鋼桁架屋頂_韌性容量 R 及容許韌性容量 R_a

方向	基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	R_a	F_u
X、Y	抗彎矩構架系統	部份韌性抗彎矩_鋼筋混凝土造	3.2	2.47	2.041

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.118 桶菸倉庫_鋼桁架屋頂_ S_{aD}/F_u 及 $(S_{aD}/F_u)_m$ 計算結果

方向	$\frac{S_{aD}}{F_u}$	$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$
X、Y	0.455	0.380

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.119 桶菸倉庫_鋼桁架屋頂_V、 V^* 、 V_M 及設計用地震力

方向	V	V^*	V_M	設計用地震力
X、Y	0.340W	0.231W	0.354W	0.354W

資料來源：本計畫彙整

D.法規風力計算

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」進行結構體受風力作用下之分析與校核。針對桶菸倉庫之屋頂版，進行法規風力計算，過程詳述於下。

桶菸倉庫依【規範第 1.3 節】，建築物之設計風壓以部分封閉式普通建築物計算，其設計風壓 p 可以表示為：

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad \text{【規範式 2.1】}$$

式中： q ：外風速壓 (kgf/m^2)

G ：普通建築物之陣風反應因子，取 1.88。

C_p ： 計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之外風壓係數

q_i ： 內風速壓 (kgf/m^2)

GC_{pi} ： 計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之內風壓係數

(A)基地受風條件

本案位於臺中市大里區，基本設計風速 $V_{10}(C)=27.5 \text{ m/sec}$ 【規範第 2.4 節】。現況周邊環境如圖 4.2.255 所示，基地周遭 500 公尺範圍多為 10 至 20 公尺高之民舍，並有較民舍為高之障礙物零星分布其間；依【規範第 2.3 節】判定地況種類屬於地況 B，地況相關參數由【規範表 2.2】可查得如表 4.2.120 所示。

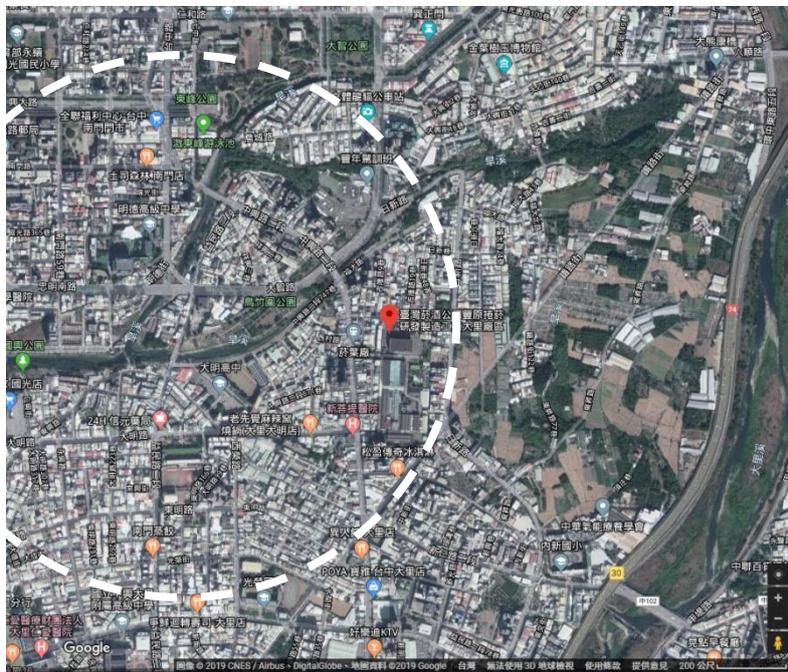


圖 4.2.255 桶菸倉庫_周遭 500m 現況環境圖(引用自：Google map)

表 4.2.120 桶菸倉庫_風力計算地況相關參數表

地況	α	$z_g(\text{m})$	\bar{b}	c	$\lambda(\text{m})$	$\bar{\epsilon}$	$z_{\min}(\text{m})$
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9

資料來源：本計畫彙整

(B)建築物基本資料

◆ 用途係數

本案屬第三類建築物，供公眾使用之建築物與相關之附屬或獨立結構物， $I=1.1$ 。【規範第 2.5 節】

◆ 建築物高寬尺寸

- 桶菸倉庫平均屋頂高度：h=12.64m
- 垂直於順風向之水平尺寸：B=18.20m。
- 平行於順風向之水平尺寸：L=63.53m。

◆ 建築物基本週期

- 建築物基本週期 T 已於法規地震力章節由經驗公式求得。
- 桶菸倉庫：T=0.512sec ； $f_n = 1/T = 1.99 \geq 1\text{Hz}$ ；屬普通建築物。

(C)設計風壓計算

◆ 外風速壓 q 及內風速壓 q_i

風壓單位為 kgf/m^2 ，其大小與地形、基本設計風速、離地面之高度等有關。

- 外風速壓 $q=q(z)$ ：迎風面牆
- 外風速壓 $q=q(h)$ ：背風面牆、側牆與屋頂
- 內風速壓 $q_i=q(h)$

其中 $q(z)$ 為離地面 z 公尺高之風速壓， $q(h)$ 為離地面 z=h 公尺高之風速壓。
以 $q(z)$ 為例，風壓計算方式如下：

$$q(z) = 0.06K(z)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2 \quad \text{【規範 式 2.6】}$$

式中： $K(z)$ ： 風速壓地況係數

$$K(z) = 2.774 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z > 5m \quad \text{【規範 式 2.7】}$$

$$K(z) = 2.774 \left(\frac{5}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z \leq 5m \quad \text{【規範 式 2.7】}$$

α ： 相對於 10 分鐘平均風速之垂直分布法則的指數，與「地況種類」有關。

z_g ： 梯度高度(m)，與「地況種類」有關。

Z ： 離地面之高度(m)。

K_{zt} ： 地形係數 $K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$ 【規範 式 2.8】

本案為平地，取地形係數 $K_{zt}=1$ 。

I：用途係數。

$V_{10}(C)$ ：基本設計風速。在地況 C 之地況上，離地 10 公尺高處，相對於 50 年回歸期之 10 分鐘平均風速，單位為 m/s。

本案針對桶菸倉庫屋頂版之風壓進行計算，使用之風速壓為 $q(h)$ ，其計算式如下，得 $q(h)=27.07 \text{ kgf/m}^2$ 。

$$q(h) = 0.06K(h)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2$$

$$q(h) = 0.06 \times [2.774 \times (12.64/400)^{2 \times 0.25}] \times 1 \times (1.1 \times 27.5)^2 = 27.07 \text{ kgf/m}^2$$

◆ 外風壓係數 C_p

桶菸屋頂之斜率約 19.09° 。由於建築各方向開口面積不一，平行風向之屋頂長度亦因風向而異，對應之迎風面、背風面、平行風面屋頂之平均外風壓係數 C_p 可依【規範表 2.5】查表計算而得。

屋頂：風力垂直屋脊時， $h/L=0.695$ ，屋頂與水平面夾角 $\theta=19.09^\circ$

迎風面 $C_p = -0.78$ ；使用的風速壓= $q(h)$

背風面 $C_p = -0.7$ ；使用的風速壓= $q(h)$

屋頂：風力平行屋脊時， $h/L=0.198$

迎風面 $C_p = -0.7$ ；使用的風速壓= $q(h)$

背風面 $C_p = -0.7$ ；使用的風速壓= $q(h)$

◆ 內風壓係數 GC_{pi}

桶菸倉庫符合部分封閉式建築物之定義，其內風壓係數 GC_{pi} 可由【規範表 2.17】查表得：部分封閉式建築物 $GC_{pi} = +0.375$ ； -0.375 （正負兩種情況皆須分別考慮）。

◆ 設計風壓 p

綜合以上計算結果，各方向計算之設計風力依【規範式 2.1】計算彙整如表 4.2.121 所示。現實中，風可能來自各個方向，故分析時保守取各風向作用下最大之設計風力 -49.7 kgf/m^2 ，取整數 -50 kgf/m^2 輸入計算。

表 4.2.121 桶菸倉庫_設計風壓

風力垂直於屋脊 · Wx				風力平行於屋脊 · Wy			
Surface	外風壓 係數 Cp	設計風力 P p = Net Pressures (kgf/m ²)		Surface	外風壓 係數 Cp	設計風力 P p = Net Pressures (kgf/m ²)	
		(w/ +GCpi)	(w/ -GCpi)			(w/ +GCpi)	(w/ -GCpi)
迎風 屋面	-0.78	-49.70	-29.40	屋面	-0.70	-45.77	-25.47
背風 屋面	-0.70	-45.77	-25.47				

註：設計風力之負號表示力量方向遠離屋面，正號表示風向作用力量朝向屋面。

資料來源：本計畫彙整

(2) 結構體耐震結構安全評估方法

本評估方式是以 475 年為回歸期設計地震作用條件下，根據建築物耐震設計規範及解說規定，在靜力分析時，工址設計水平譜加速度 S_{aD} 不得低於 $0.4S_{Ds}$ ，而屏東菸葉廠建築群位於屏東縣屏東市， $S_{Ds}=0.6$ ，故其目標地表加速度 A_T 為 $0.267g$ ，依其 I_s 值評估該建築物之耐震能力。耐震指標 I_s 計算方式如下：

$$\text{耐震指標 } I_s = E \times Q$$

其中， E 為基本耐震性能。即考量建築物重量及工址水平譜加速度，並計算結構底層各別抗橫力構材之強度，分為 RC 柱、磚牆及 RC 牆三種，將構材截面積，乘以其單位面積極限剪力強度，計算得出各別構材之強度後，將其加總則可得樓層之強度。再配合韌性容量之假設及根據現行規範之地震力計算方式，可以推得整體底層之耐震能力並給予基本之評分，即為「基本耐震性能」之評分。

Q 則為整體調整因子，即考量建築物之結構現況，如：平面及立面對稱性、變形程度、短柱嚴重性等項目，綜合評估求得其調整因子。將「基本耐震性能」與「整體調整因子」相乘，則可得建築物之「耐震指標」 I_s ，據以判斷其是否有耐震能力上之疑慮。

而在耐震初評法中原建築物靜載重以每層 900kgf/m^2 、而頂樓 750kgf/m^2 採計(適用於校舍建築)。考量本棟的樓層高度與柱梁載重，與原始初評方法之載重計算有顯著差異，故建築物靜載重以 excel 進行統計分析計算，並除以各層樓地板面積後進行估計

耐震能力判別方式如表 4.2.122 所示：高於 100 分者，尚無耐震疑慮，應不至發生嚴重結構上之破壞，地震發生後僅需簡單修復即可繼續使用；80~100 分者，有耐震疑慮，耐震性之安全係數尚不符合耐震設計規範，仍有耐震性能不足的疑慮，其耐震能力之提升列為次優先對象；低於 80 分者，確有耐震疑慮，若有相當於 475 年回歸週期之地震發生時，將有嚴重損壞或倒塌之疑慮，應最優先進行耐震能力之確認，以避免地震發生時造成嚴重傷亡。

表 4.2.122 耐震能力初步評估判別方式

80 分 > Is 值	80 分 ≤ Is 值 < 100 分	100 分 ≤ Is 值
耐震能力-低	耐震能力-中	耐震能力-高
耐震能力頗為不足，確有耐震疑慮。	耐震能力有可能不足，有耐震上的疑慮。	目前尚無耐震疑慮

資料來源：本計畫彙整

3. 結構耐震安全評估

(1) 鋼構屋架安全評估

本案採用 Midas / Gen 2016(V2.1)程式來進行分析，進而檢討屋架鋼構件之斷面應力是否合乎規範，評估時假設鋼構屋架已依原樣修復完成。

A. 芬克式桁架 (Fink Truss)

(A) 斷面性質設定及桿件端點彎矩釋放情形

芬克式桁架各構件尺寸如圖 4.2.256 所示，本評估僅取其中一跨(中間跨)做分析，圖 4.2.257 為鋼構桁架結構分析模型整體構架圖：桁架置於 RC 柱頂，桁架端部有斜撐延伸鎖固於 RC 柱側邊，故於模型中模擬 RC 柱。圖 4.2.258 為構架支承設定及分析模型桿件端點彎矩釋放情形：支承端位於 RC 柱頂，設為固接；鋼桁架鋼架兩側及鋼構桁架中垂直桿及斜桿僅傳遞軸力、不傳遞彎矩。



圖 4.2.256 芬克式桁架_結構分析斷面尺寸

資料來源：本計畫繪製

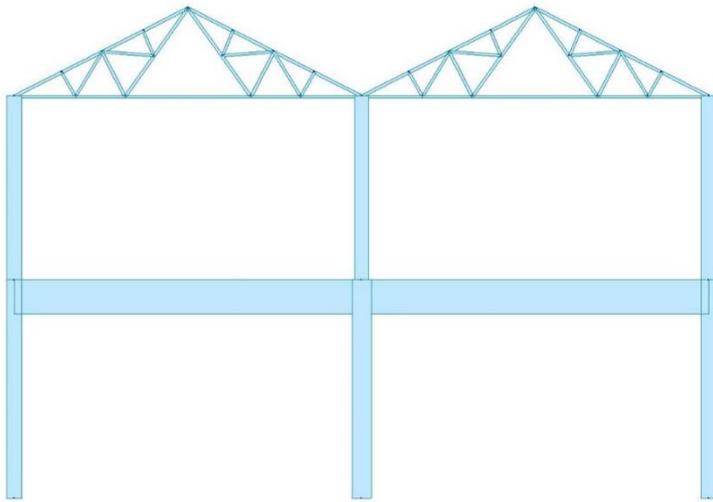


圖 4.2. 257 芬克式桁架_結構分析模型透視圖

資料來源：本計畫繪製

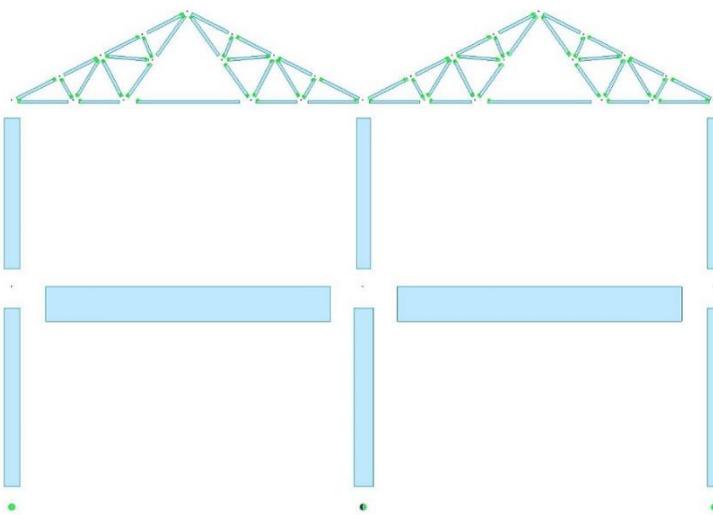


圖 4.2. 258 芬克式桁架_結構分析模型支承設定及模型桿件彎矩釋放情形

資料來源：本計畫繪製

(B)靜載重

芬克扇形桁架之靜載重包含鋼架本身自重、其上之桁條及屋頂版，單位面積靜載重取 16.5 kgf/m^2 。模型中靜載重之加載以跨距 3.63m 之桿件為例，轉換為線載重 60 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.259 所示。

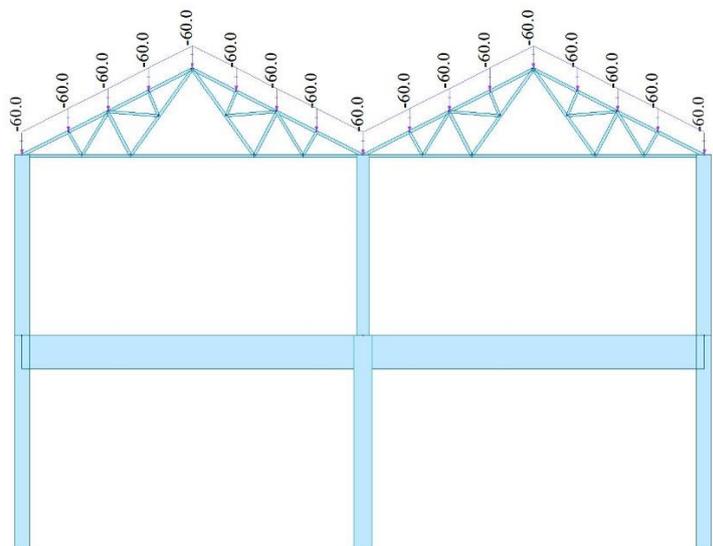


圖 4.2. 259 芬克式桁架_靜載重示意圖(DL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

(C)活載重

依建築技術規則規定，不作用途之斜屋頂，載重面積(水平投影面)大於 60 m^2 者，其水平投影面之活載重每平方 m 不得小於 60 kgf/m^2 。模型中活載重之加載以跨距 3.63 m 之桿件為例，轉換為線載重 220 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.260 所示。

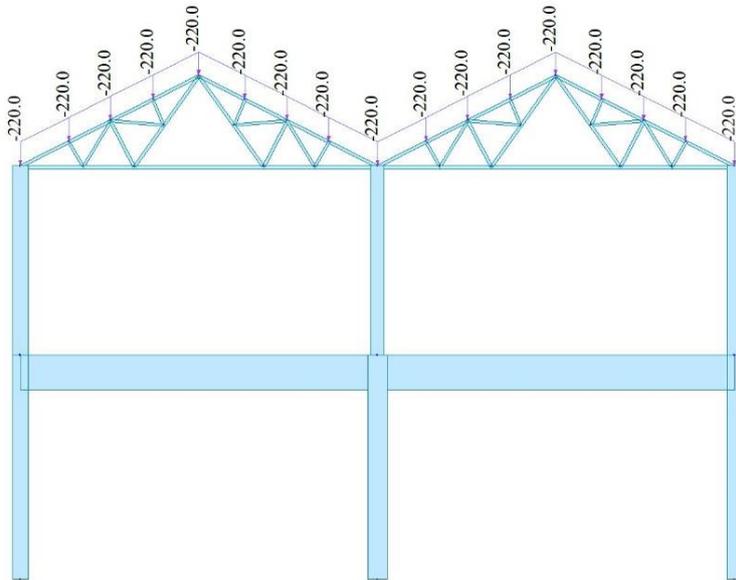


圖 4.2.260 芬克式桁架_活載重示意圖(LL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

(D)風力設定

建築物抗風設計依據內政部 104 年 1 月「建築物耐風設計規範及解說」，進行結構體受風力作用下之分析與校核；其計算詳章節「6-5-2 4.法規風力計算」，屋頂迎風面及背風面之設計風壓均保守採用最大值 -50 kgf/m^2 。風力加載狀況以跨距 3.63 m 之桿件為例，轉換為線載重 182 kgf/m 加載於上弦桿，如圖 4.2.261 所示。

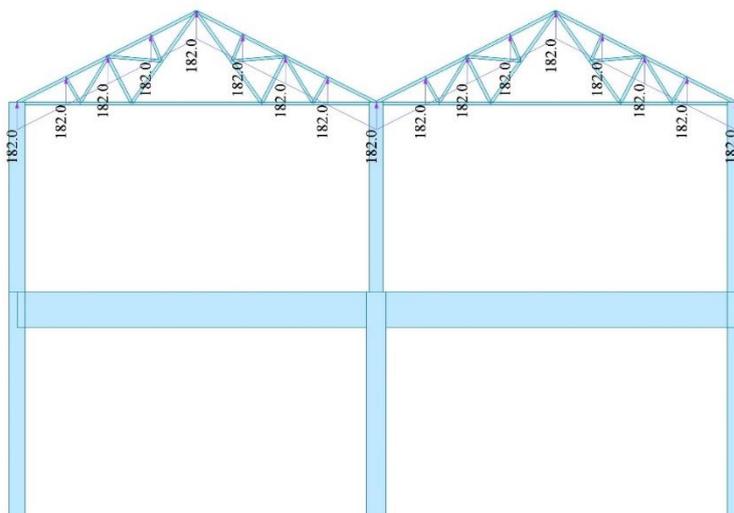


圖 4.2.261 芬克式桁架_風力設定(WL, kgf/m)

資料來源：本計畫繪製

(E)載重組合

本案依據「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－(二)鋼結構極限應力設計法規範及解說」，依【規範 第 2.2 節】之規定，採用之載重組合如下：

U=1.4DL	【規範 式 2.2-1】
U=1.2DL+1.6LL	【規範 式 2.2-2】
U=1.2DL+0.5LL±1.6WL	【規範 式 2.2-3】
U=1.2DL+0.5LL±E	【規範 式 2.2-4】
U=0.9DL±E	【規範 式 2.2-5】
U=0.9DL±1.6WL	【規範 式 2.2-6】

(F)分析結果

芬克扇形桁架在各載重組合下各構件之檢核結果如表 4.2.123 所示，其中位於上弦桿之桿件 sB1-2L 75x75x9-10 在載重組合 1.2DL+0.5LL+E 下，有最大應力比 0.78。

表 4.2.123 芬克扇形桁架_構件檢核結果

midas Gen - Steel Code Checking [TWN-LSD96]														Gen 2016	
*PROJECT :															
*UNIT SYSTEM : kgf, m															
[TWN-LSD96] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.															
CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lb	Ly Lz	Cb	Ky Kz	B1y B1z	B2y B2z	Pu pPn	Muy pMny	Muz pMnz	Def Defa
OK	178	1	sB1 2L75x75x9-10	2.5E+07	5	1.60000	1.60000	1.00	1.00	1.00	1.00	2345.15	7.16718	671.907	-0.0002
	0.78	0.03	SS400	2.5E+07	5	1.60000	1.60000	1.00	1.00	1.00	1.00	57105.0	847.139	896.199	0.00444
OK	58	2	sB2 2L 75x75x9-10	2.5E+07	7	1.39086	1.39086	1.00	1.00	1.03	1.00	-3751.2	-20.319	-247.15	-
	0.35	0.03	SS400	2.5E+07	7	1.39086	1.39086	1.00	1.01	1.00	1.00	44501.8	564.759	896.199	-
OK	79	3	sB3 2 L 75x75x9-10	2.5E+07	5	1.31488	1.31488	1.00	1.00	1.01	1.00	-843.09	0.00000	-151.96	-
	0.18	0.01	SS400	2.5E+07	5	1.31488	1.31488	1.00	1.00	1.00	1.00	45420.2	847.139	896.199	-
OK	113	4	sB4 L65x65x8, L 65x8	2.5E+07	5	0.71694	0.71694	1.00	1.00	1.00	1.00	-333.03	-53.113	-53.113	-
	0.51	0.02	SS400	2.5E+07	5	0.71694	0.71694	1.00	1.00	1.00	1.00	17477.6	362.888	148.205	-
OK	1602	5	TR1 L 65x65x8, L 65x8	2.5E+07	13	3.85914	3.85914	1.00	1.00	1.25	1.00	-988.55	0.00000	0.00000	-
	0.64	0.00	SS400	2.5E+07	13	3.85914	3.85914	1.00	1.00	1.25	1.00	1536.87	289.919	148.205	-

資料來源：本計畫彙整

(G)評估結果

桶菸倉庫芬克式桁架各鋼構構件之受力與變形均符合現行「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範－(二)鋼結構極限應力設計法」，顯示原設計斷面屬合理安全，結構安全尚無疑慮。

(2)結構體耐震評估

A.建築物基本資料

(A)建築 GPS 座標：N24.117844, E120.690571

(B)建築位置：臺中市大里區中興路二段 704 號

(C)基地地盤種類：

本案參考附近大里區北新段 1041、10452 地號之鑽探資料，以第一類地盤評估。

(D)結構物基本振動週期：

桶菸倉庫結構體屋頂高度約 14.21m，依現行耐震設計規範之規定，採鋼筋混凝土建築物之振動週期 $0.070h_n^{3/4}$ 計算計算，計算基本振動週期為 0.512 秒。

(E)工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

本案位於臺中市大里區，其工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 S_{MS} 及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期 T_0^D 與 T_0^M 如下表 4.2.124：

610 表 4.2.124 工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算參數

市	區	S_{DS}	S_{MS}	T_0^D	T_0^M	鄰近之斷層	【規範 表2-1】
臺中市	大里區	0.928	1.200	0.640	0.665	車籠埔斷層	

資料來源：本計畫彙整

工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} ，由建築物基本振動週期 T 及 T_0^D 可查下表求出。

表 4.2.125 工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算式

【規範 表2-5 (a)】			
較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

資料來源：本計畫彙整

- ◆ 桶菸倉庫結構體： $0.2T_0^D = 0.128\text{sec} < T = 0.512\text{sec} < T_0^D = 0.640\text{sec}$
- ◆ 屬短周期，故其工址設計水平譜加速度係數 S_{aD} 依下列公式計算：
- ◆ 工址設計水平譜加速度係數—短週期： $S_{aD} = S_{DS}$

- ◆ 故其工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD} 計算得為 0.928。

B.調整因子調查項目

(A)平面及立面對稱性

桶菸倉庫為二層建築物，平面為一完整之矩形，故平面與立面對稱性佳，調整因子取 1.05。

(B)軟弱層顯著性

本案為二層建築物，於 X 向及 Y 向均無特別軟弱層，調整因子皆取 1.0。

(C)裂縫鏽蝕滲水程度

本案結構體大致良好，其他損壞為局部 RC 柱梁或磚牆粉刷層剝落及 RC 樓板、牆體裂縫之情形等；故調整因子取 0.95。

(D)變形程度

本案現況良好，並無發現明顯變形，調整因子取 1.0。

(E)平面耐震性

本案 X 向及 Y 向皆屬廊外無柱或其他，調整因子皆取 1.0。

(F)短柱嚴重性

本案共有 57 根柱，開口與 RC 柱間均設置有翼牆，故無短柱情形，調整因子取 1.0。

表 4.2.126 桶菸倉庫_調整因子調查項目表

項目	說明 (X：東西向；Y：南北向)	方向性	因子	
			X 向(q_{xi})	Y 向(q_{yi})
平面及立面對稱性	差(0.95) 尚可(1.0) ■良(1.05)	X=Y	1.05	
軟弱層顯著性	X □2/3 以上牆體中斷(0.8) □1/3 至 2/3 之牆體中斷(0.9) ■1/3 以下之牆體中斷(1.0)	X=Y	1.0	1.0
	Y □2/3 以上牆體中斷(0.8) □1/3 至 2/3 之牆體中斷(0.9) ■1/3 以下之牆體中斷(1.0)			
裂縫鏽蝕滲水等程度	□嚴重(0.9) ■少許 (0.95) □無(1.0)	X=Y	0.95	
變形程度	□嚴重(0.9) ■無(1.0)	X=Y	1.0	

項目	說明 (X：東西向；Y：南北向)	方向性	因子	
			X 向(q_{xi})	Y 向(q_{yi})
平面耐震性	X □雙走廊且廊外有柱(1.2) □單走廊且廊外有柱或中間走廊(1.1) ■廊外無柱或其他(1.0)	X=Y	1.0	1.0
	Y □雙走廊且廊外有柱(1.2) □單走廊且廊外有柱或中間走廊(1.1) ■廊外無柱或其他(1.0)			
短柱嚴重性	X □50%以上(0.9) ■50%以下(1.0)； 指窗台、氣窗造成之短柱現象	X=Y	1.0	1.0
	Y □50%以上(0.9) ■50%以下(1.0)； 指窗台、氣窗造成之短柱現象			
調整因子 Q	$Q_x = q_{x1} * q_{x2} * \dots * q_{x6} =$	0.9975	$Q_y = q_{y1} * q_{y2} * \dots * q_{y6} =$	0.9975

資料來源：本計畫彙整

C.基本結構耐震性能調查項目

(A)二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度調查

桶菸倉庫 X 向長 63.53m，Y 向寬 18.20m。二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度如下表 4.2.127：

表 4.2.127 桶菸倉庫_二樓(含)以上各樓樓層地板面積與樓層高度

各層樓之樓地板	樓地板面積(A_i) (m^2)		樓層高度(H_i) (m)	樓層自重(W) (kgf)
2F	1156.25		5.75	1052050
屋頂	1156.25		8.46	214154
總樓層數	NF=	2	總樓地板面積 A_f	2312.49 (m^2)
總樓層高度	H= $\Sigma(H_i)$ =	114.21		(m)
結構基本振動周期 T(s)=	0.512			
工址設計水平譜加速度 S_{aD}	0.928			

資料來源：本計畫彙整

(B)一樓柱量之調查

本案一樓平面圖如圖 4.2.261 所示，共計 57 根一般柱。桶菸倉庫一樓柱量及斷面積如表 4.2.128，各類柱斷面及根數如下：

C1 = 50 cm×50 cm (17 根)、C3 = 40 cm×40 cm (40 根)。

表 4.2.128 桶菸倉庫_一樓柱量及斷面積

柱類別	柱形式	柱尺寸(cm) (X*Y)	斷面積 (Asci)	根數 (Nci)	斷面積小計(cm2) (Aci = Asci * Nci)		
騎樓柱	—	—	—	—	CorAci	—	
一般柱	C1	50×50	2500	17	ClaAci	42500	
	C3	40×40	1600	40		64000	
隔間柱	—	—	—	—	InsAci	—	
騎樓柱總斷面積 (cm2)		CorAc=Σ(CorAci)		—			
一般柱總斷面積 (cm2)		ClaAc=Σ(ClaAci)		106500			
隔間柱總斷面積 (cm2)		InsAc=Σ(InsAci)		—			
柱等效強度 (kgf)		TAc=(4+1.8*NF)*ClaAc+(2.4+1.08*NF)*CorAc+2.6*InsAc				809400	

資料來源：本計畫彙整

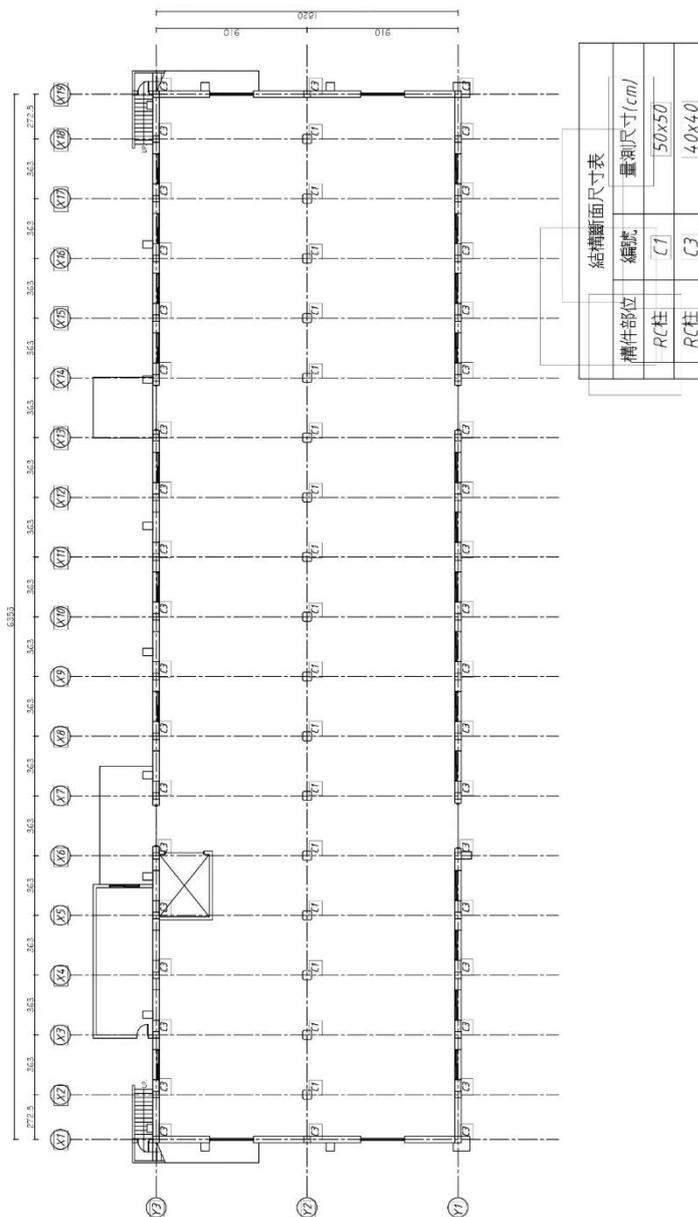


圖 4.2.262 桶菸倉庫_一樓柱尺寸編號

資料來源：本計畫繪製

(C)一樓牆量之調查

桶菸倉庫一樓牆體如圖 4.2.262，各牆體尺寸及牆量面積計算如表 4.2.130 及表 4.2.131。

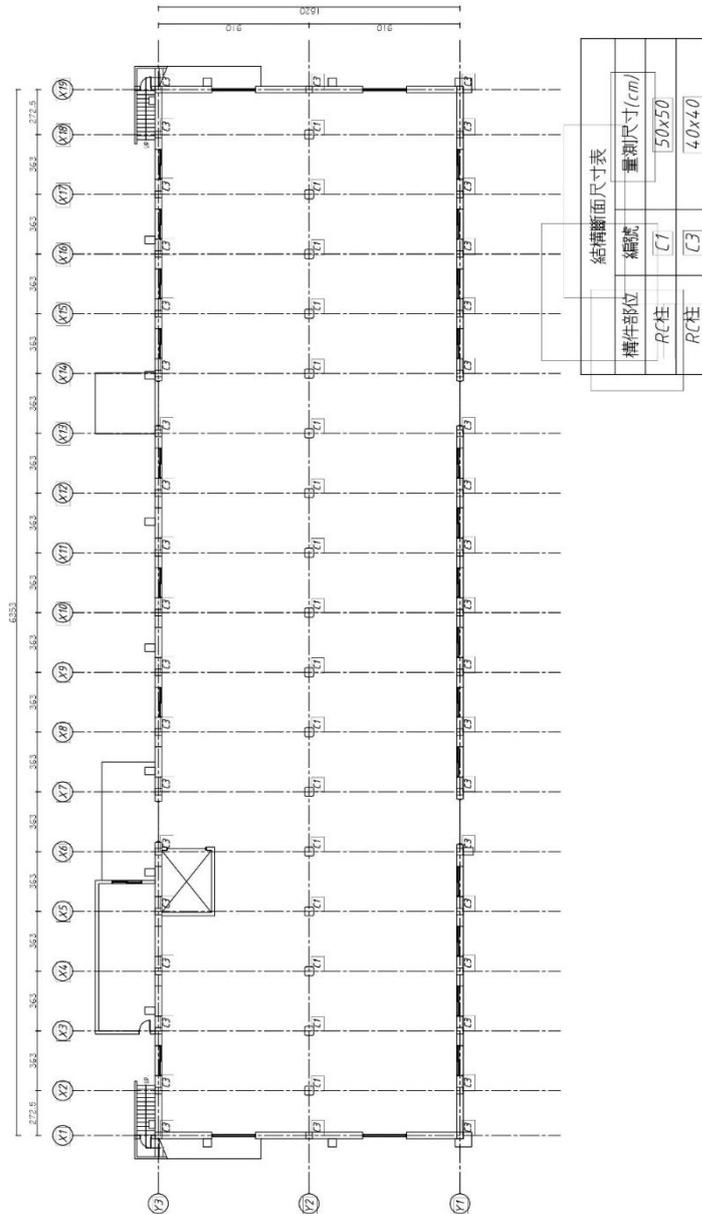


圖 4.2.263 桶菸倉庫_一樓牆體尺寸編號

資料來源：本計畫繪製

表 4.2.129 桶菸倉庫一樓牆量(X向)計算表

編號	種類	厚度(cm)	長度(cm)	面積(cm ²)
Y1	三面圍束	35	2561	89635
Y3	三面圍束	35	2561	89635
牆量總面積 Σ(cm ²)	三面圍束		179270	
	四面圍束		—	
	RC 牆		—	

資料來源：本計畫彙整

表 4.2.130 桶菸倉庫一樓牆量(Y 向)計算表

編號	種類	厚度(cm)	長度(cm)	面積(cm ²)
X1	三面圍束	35	1212	42420
X19	三面圍束	35	1212	42420
牆量總面積 Σ (cm ²)		三面圍束	84840	
		四面圍束	—	
		RC 牆	—	

資料來源：本計畫彙整

綜合上述，桶菸倉庫之一樓牆量及斷面積如表 4.2.131：

表 4.2.131 桶菸倉庫之一樓牆量及斷面積

牆種類	厚度 (Twi)	牆長度(cm)			斷面積小計(cm ²)					
		X 向 (Lwxi)	Y 向 (Lwyi)	其它 (Lwoi)	X 向 Axi = Lwxi*Twi		Y 向 Ayi = Lwyi*Twi		其他向 Awoi = Lwoi*Twi	
RC 牆	—	—	—	—	RCAwxi	—	RCAwyi	—	RCAwoi	—
四面圍束磚牆	—	—	—	—	B2Awxi	—	B2Awyi	—	B2Awoi	—
三面圍束磚牆	35	5122	2424	—	B1Awxi	179270	B1Awyi	84840	B1Awoi	—
RC 牆	X 向	總斷面積(cm ²)			RCAwx = Σ (RCAwxi)				—	
	Y 向	總斷面積(cm ²)			RCAwy = Σ (RCAwyi)				—	
	其它	有效總斷面積(cm ²)			Σ (RCAwoi)/2				—	
四面圍束磚牆	X 向	總斷面積(cm ²)			B2Awx = Σ (B2Awxi)				—	
	Y 向	總斷面積(cm ²)			B2Awy = Σ (B2Awyi)				—	
	其它	有效總斷面積(cm ²)			Σ (B2Awoi)/2				—	
三面圍束磚牆*	X 向	總斷面積(cm ²)			B1Awx = Σ (B1Awxi)				179270	
	Y 向	總斷面積(cm ²)			B1Awy = Σ (B1Awyi)				84840	
	其它	有效總斷面積(cm ²)			Σ (B1Awoi)/2				—	
X 向牆等效強度 (kgf) (TAwx)		2*(B1Awx + Σ (B1Aoi)/2) + 3*(B2Awx + Σ (B2Aoi)/2) + 12*(RCAwx + Σ (RCAoi)/2)							358540	
Y 向牆等效強度 (kgf) (TAwy)		2*(B1Awy + Σ (B1Aoi)/2) + 3*(B2Awy + Σ (B2Aoi)/2) + 12*(RCAwy + Σ (RCAoi)/2)							169680	

備註：* 三面圍束磚牆不包含台度磚牆

資料來源：本計畫彙整

(D)基本耐震性能及耐震指標

綜合上述柱量、牆量與調整因子，在現行耐震規範之標準下，求得之耐震指標 I_s 值，如表 4.2.132 所示。

桶菸倉庫一樓耐震指標：

I_{sx} 為 **158.83**， I_{sy} 為 **133.15**，X 向及 Y 向均屬尚無疑慮之範圍。

表 4.2.132 桶菸倉庫_基本耐震性能及耐震指標

基本耐震性能 E	Ex	$100 \cdot (V_{bsX} \cdot F_u) / (S_a D^I \cdot W) = 100 \cdot (0.9 \cdot (T_{Ac} + T_{AwX}) \cdot F_u) / (S_a D^I \cdot W)$ $= 100 \cdot (0.9 \cdot (809400 + 358540) \cdot 2.225) / (0.928 \cdot 1.25 \cdot 1266204)$	159.23
	Ey	$100 \cdot (V_{bsY} \cdot F_u) / (S_a D^I \cdot W) = 100 \cdot (0.9 \cdot (T_{Ac} + T_{AwY}) \cdot F_u) / (S_a D^I \cdot W)$ $= 100 \cdot (0.9 \cdot (809400 + 169680) \cdot 2.225) / (0.928 \cdot 1.25 \cdot 1266204)$	133.48
耐震指標	I_{sx}	$E_x \cdot Q_x = 159.23 \cdot 0.9975$	158.83
I_s	I_{sy}	$E_y \cdot Q_y = 133.48 \cdot 0.9975$	133.15

資料來源：本計畫彙整

D.評估結果

根據評估結果，桶菸倉庫結構體在法規地震力檢討下，耐震指標 I_s 值於雙向均大於 100 分，目前尚無耐震疑慮，顯示其尚有充足之耐震能力，研判不需予以補強。僅需針對現況劣化、損壞之構件進行修復。

第三節 建築材料檢測（僅針對六棟歷史建築）

一、鋼筋掃描

本次鋼筋掃描檢測主要針對原有牆體及新增設的 RC 柱進行檢測，利用鋼筋掃描儀檢測並判別鋼筋位置、數量。

(一) 檢測方式

本案針對汽罐室、鍋爐室、桶菸倉庫之壁體進行檢測。以手持式鋼筋掃描儀，於原始牆體以及新增設的牆柱，以由左至右、下至上之移動方式進行鋼筋檢測，於鋼筋範圍內尋照中心點，並繼續移動尋找另一鋼筋點。

(二) 檢測紀錄

本案針對汽罐室、鍋爐室、桶菸倉庫之柱及壁體進行檢測。

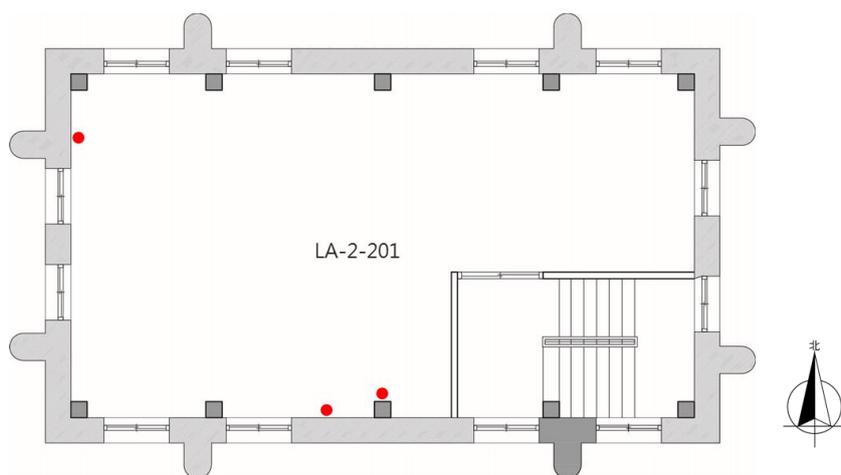


圖 4.3.1 汽罐室-二樓鋼筋掃描位置圖

資料來源：本計畫調查彙整

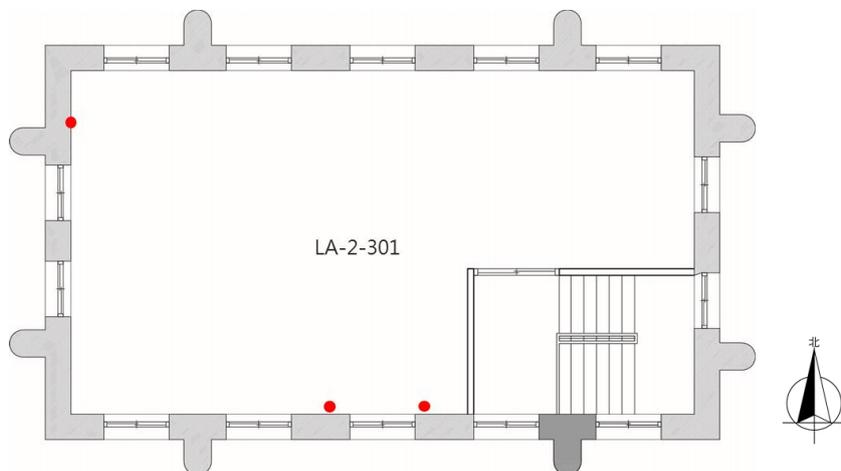


圖 4.3.2 汽罐室-三樓鋼筋掃描位置圖

資料來源：本計畫調查彙整

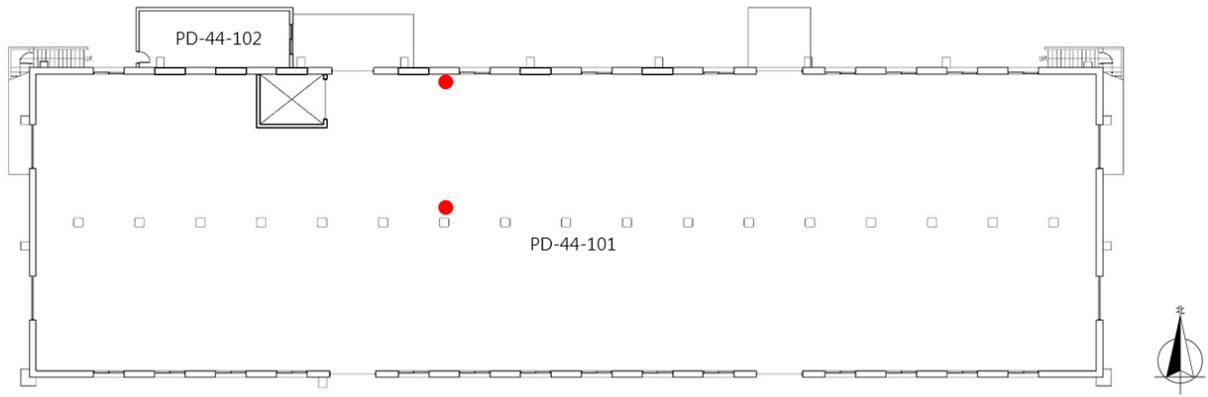


圖 4.3.3 桶菸倉庫-一樓鋼筋掃描位置圖

資料來源：本計畫調查彙整

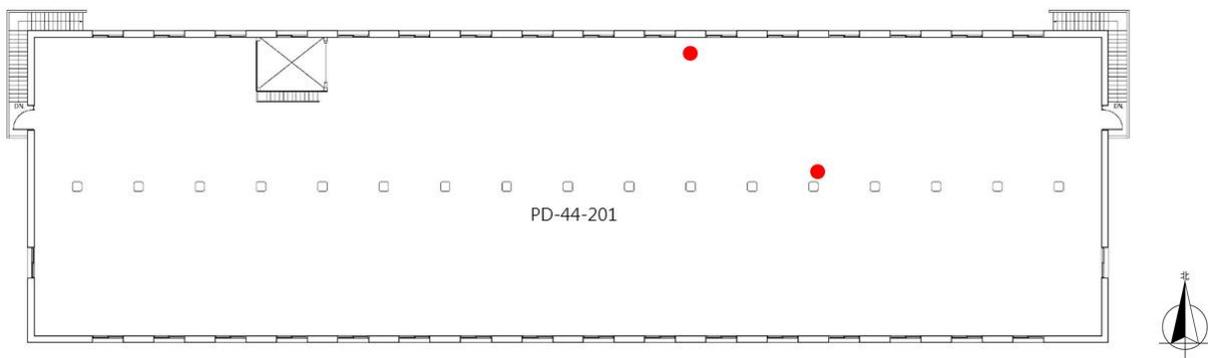


圖 4.3.4 桶菸倉庫-二樓鋼筋掃描位置圖

資料來源：本計畫調查彙整

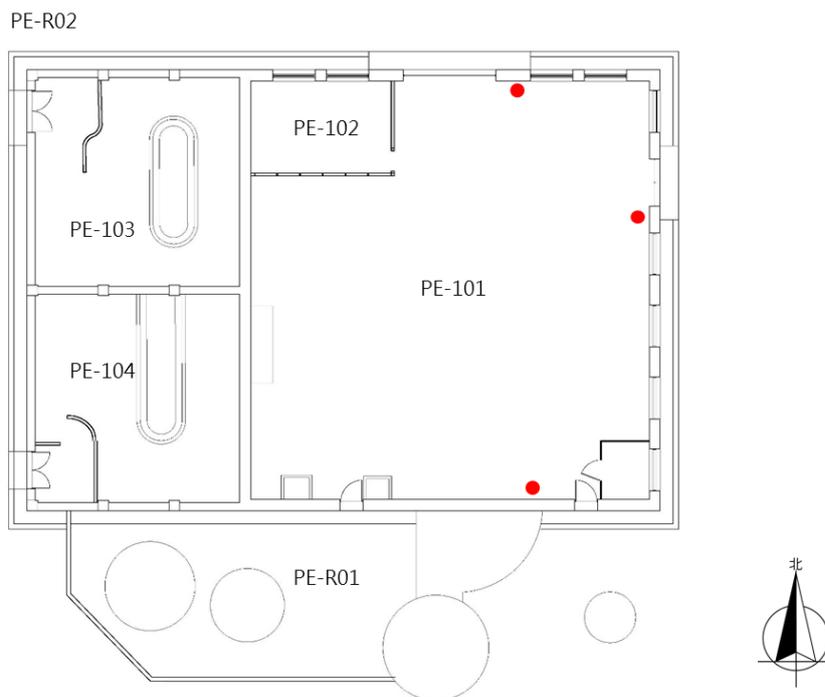


圖 4.3.5 鍋爐室-鋼筋掃描位置圖

資料來源：本計畫調查彙整

表 4.3.1 鋼筋掃描檢測說明表

空間編號	檢測部位	檢測情況說明	照片編號	備註(位置)
LA-2-201	牆	有強烈鋼筋反映	001	汽罐室二樓
LA-2-301	牆	有強烈鋼筋反映	002	汽罐室三樓
PD-44-101	牆	局部有鋼筋反映	003	桶菸倉庫一樓
PD-44-201	柱	局部有鋼筋反映	004	桶菸倉庫二樓
PE-101	柱	無鋼筋反映	005	鍋爐室
PE-101	牆	無鋼筋反映	006	鍋爐室

		
001-汽罐室二樓牆體檢測出鋼筋反映	002-汽罐室三樓牆體檢測出鋼筋反映	003-桶菸倉庫一樓牆體局部檢測出鋼筋反映
		
004-桶菸倉庫二樓柱子局部檢測出鋼筋反映	005-鍋爐室牆體無檢測出鋼筋反映	006-鍋爐室牆體無檢測出鋼筋反映

資料來源：本計畫調查彙整

二、混凝土反彈垂試驗

本次混凝土反彈垂試驗主要針對混凝土材質，利用非破壞性的測試錘(史密特錘 Schmidt Hammer)壓縮內部彈簧帶動衝擊棒撞擊混凝土表面，依照錘心的回彈程度，而獲得測試錘的反彈數，藉此取得混凝土表面的硬度，推測其強度。

(一)檢測方式

過程以手持式測試錘於未經粉刷過的混凝土表面進行，本案主要針對煙囪進行檢測。首先，確認撞擊點位置，任兩個撞擊點須保持一定距離。接著，確保衝錘和打擊面保持垂直的狀態下撞擊。最後，本案採 20 次試驗讀數，記錄下數值並拍照。

(二)檢測紀錄

本案針對無經過任何粉刷之混凝土造煙囪進行檢測。

表 4.3.2 反彈垂試驗檢測說明表

空間編號	檢測部位	現況損壞說明	照片編號	備註(位置)
PE-R01	壁體	反彈錘撞擊過程	001	煙囪
PE-R01	壁體	反彈錘撞擊過程	002	煙囪
PE-R01	壁體	反彈錘撞擊數值紀錄	003	煙囪

		
001-反彈錘撞擊過程	002-反彈錘撞擊過程	003-反彈錘檢測數值紀錄

資料來源：本計畫調查彙整

三、木料及蟲蟻檢測調查

(一)調查目的

「歷史建築臺中支局葉煙草再乾燥場建築群」中，日治時期興建的「汽罐室」(創建於 1942 年)其屋頂為木屋架、戰後初期興建的「臺中菸葉加工廠」辦公廳(今康樂室)(1949-1952 年)及「大禮堂」(1953 年，最初曾兼做員工食堂)則為木造建築，都保留木質軸組及屋架，除見證日治到戰後臺中地區菸草產業之發展變遷外，其構造形式、使用樹種或工匠工藝等，為本建築群木構造產業建築特色。

臺灣地理環境為潮濕多雨氣候，木材使用時易受生物及微生物危害而損害或降低使用年限等，而因此木構件調查除需明瞭危害現況外，也須調查危害因子種類及分析發生原因等，以利於後續修復及日常維護作業。

本章節說明上述歷史建物的構造形式後，針對汽罐室、康樂室及大禮堂進行木構件現況調查及分析、說明，包括使用樹種及木構件危害現況等。調查結果將與歷史研究作結合，擬配合後續成果加以整合，提供研擬修復計畫、再利用計畫與維護管理計畫的重要資訊。

(二)調查方法

1.使用樹種調查

木構件的使用樹種影響其強度性能、耐腐朽性、耐蟻性和外觀等性質，且使用樹種不同亦可代表當時建造時的歷史、文化及營造法等背景，並可由使用樹種調查結果和現場觀察木構件使用製材的形狀、尺寸及材等，推測當是時林業開發及木材市場供需狀態等。因此，木構件使用樹種調查為古蹟或歷史建築木構件調查研究時的首要工作。本次樹種調查方法分為目視鑑定及取樣鑑定兩種，分述如下。

(1)目視鑑定

由經驗豐富的調查員由木材的紋理、氣味或外觀等特徵進行現場目視鑑別，或輔以 10 倍可攜式放大鏡觀察木材細胞之巨視特徵。

(2)取樣鑑定

針對已損壞及隱蔽處進行現場取樣(圖 4.3.6)，攜回實驗室進行軟化處理後進行木材切削及切片，使用 20 至 230 倍數位顯微鏡觀察木材切面標本橫、徑或弦切面細胞特徵¹(圖 4.3.7)，以進行樹種鑑定。



圖 4.3.6 損壞及隱蔽處進行取樣

資料來源：本計畫拍攝

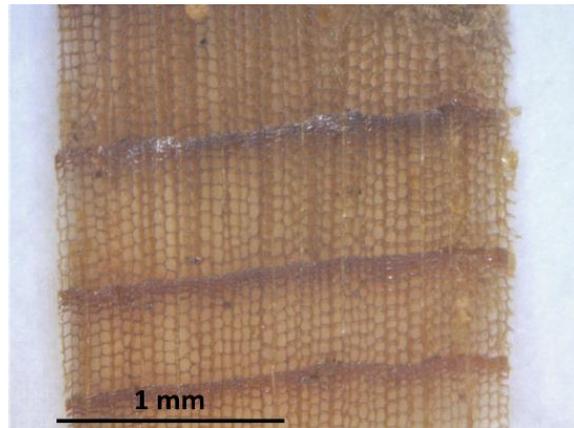


圖 4.3.7 切片照片(200X)

資料來源：本計畫拍攝

2.木構件現況調查

木材由纖維素、半纖維素等有機高分子纖維組成，若不當使用或保存不佳時，易受到生物危害或微生物降解導致材料受損。木構件現況調查目的在了解木構件使用現況及危害因子，分析危害發生原因等，利於後續修復及日常維護作業的依據。本木構件現況調查以基本調查為主，再輔以非破壞儀器檢測，作業內容說明如下。

¹王松永 (2002)·商用木材。林產工業叢書表，377 頁。

(1) 調查項目

木構件劣化如腐朽、蟲蟲及白蟻等危害因子調查。

(2) 基本調查方法

A. 目視法

以視覺與手部觸覺來判斷木構件的危害現象如蟲孔、真菌子實體、排遺、裂隙等，確定危害位置等，為基礎調查方法。

B. 敲打法

以木槌敲擊構件，由構件回響與震動，以聽覺判斷構件損壞範圍及判定危害程度(圖 4.3.8)。

C. 刺針法

利用刺針刺探測危害處，瞭解構件損壞程度與區域(圖 4.3.9)。



圖 4.3.8 利用敲打判斷木構件現況

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.9 利用刺針進行損壞調查

資料來源：本計畫拍攝

(3) 非破壞儀器檢測

A. 電阻式含水率計

木構件含水率檢測使用電阻式含水率計，其原理為當木材細胞壁中水分增加而電阻係數隨之下降，且呈線性關係，藉此推算木材含水率(圖 4.3.10)。

B. 鑽孔阻抗儀

使用儀器為鑽孔阻抗儀(Sibert)(圖 4.3.11)，抵抗值檢測是使用直徑 1 mm 的探針鑽入木材，測量木材對探針的鑽孔抵抗值並且將數位化資料下載進行分析。



圖 4.3.10 量測木構件含水率

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.11 以鑽孔阻抗儀檢測木構件內部狀況

資料來源：本計畫拍攝

(三) 結果與討論

「歷史建築臺中支局葉煙草再乾燥場建築群」的木構件現況調查結果，根據調查建物的始建年代，依序說明如後。

1. 汽罐室

原為葉煙草再乾燥場之「汽罐室」，創建於 1942 年(昭和 17 年)，於 1957 年改建為辦公室及檢驗品管室。本建築於頂層有中柱式洋小屋組(King Post)，由北至南，編號 A 至 F 共六架；及母屋、垂木、屋面板等；整體木構件接合部位以鐵件如螞蝗釘及螺栓等固定，如陸樑採添板繼手²及螺栓搭接，屋面板鋪有瀝青防水紙(Asphalt Paper)作為防水層，另於兩側山牆各有一扇木製百葉窗。

(1) 使用樹種調查

汽罐室木構件使用樹種調查經由現場目視鑑定及取樣鑑定，彙整調查位置製圖，分別如圖 4.3.12；鑑定結果分別如表 4.3.3 及表 4.3.4。調查結果說明，汽罐室木屋架層皆使用柳杉 (*Cryptomeria japonica*)，包括屋面板(圖 4.3.13)、母屋(圖 4.3.14)、垂木、合掌(圖 4.3.15)、真束、陸樑、方丈、火打及添板繼手(圖 4.3.16)等。

2 林澤昇(2005)，臺灣日治時期洋式木屋架構造應用發展之研究。私立中原大學文化資產研究所，碩士論文。216 頁。

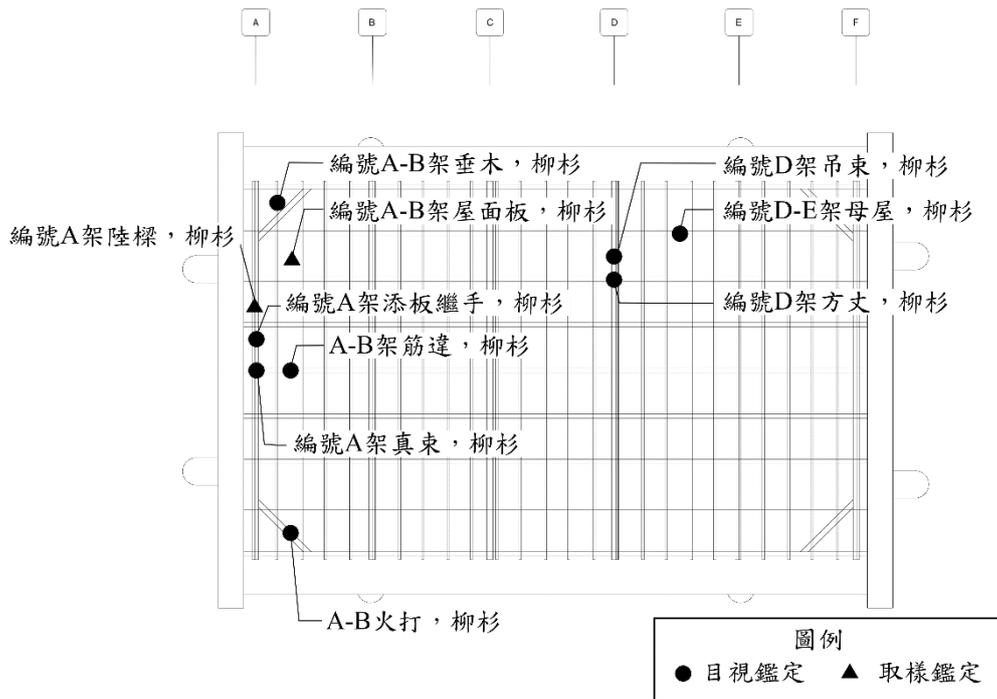


圖 4.3.12 汽罐室屋架層使用樹種鑑定位置及結果

資料來源：本計畫繪製

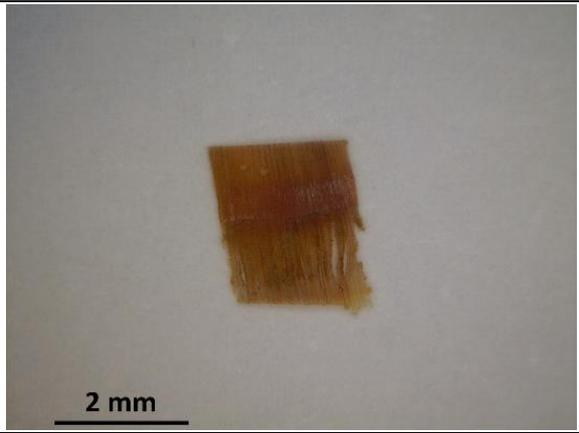
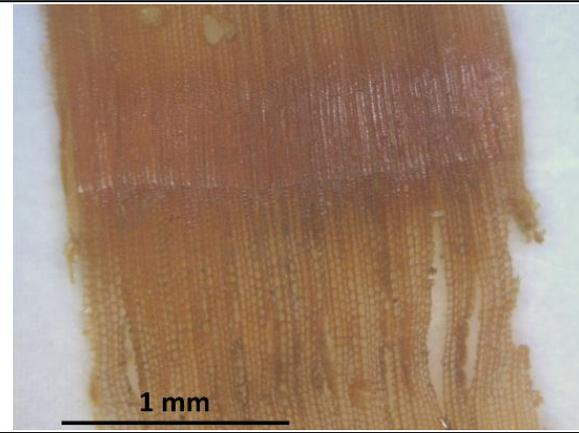
表 4.3.3 汽罐室使用樹種現場目視鑑定結果

624

鑑定空間	構件編號及名稱	樹種	
屋架層	編號 A 架陸樑	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 A 架添板繼手	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 A 架真束	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 A-B 架垂木	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 A-B 架屋面板	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 A-B 架筋違	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 A-B 架火打	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 D 架吊束	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 D 架方丈	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 D-E 架母屋	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>

資料來源：本計畫彙整

表 4.3.4 汽罐室編號 A 架陸樑取樣鑑定結果

鑑定照片	
	
橫斷面 (50X)	橫斷面 (200X)
鑑定特徵	<ol style="list-style-type: none"> 1. 木材弦切面不具山水紋理 2. 平均年輪寬小 (心材) 3. 春秋材移形劇烈 4. 新鮮切面具柳杉香氣
樹種鑑定：柳杉 (<i>Cryptomeria japonica</i>)	

資料來源：本計畫彙整



圖 4.3.13 屋面板為柳杉

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.14 母屋構件為柳杉

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.15 合掌構件為柳杉

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.16 添板繼手為柳杉

資料來源：本計畫拍攝

(2)木構件現況調查

汽罐室洋小屋組及母屋等均使用柳杉，其天然耐久性(Natural Durability)並不特別優越，因而容易造成生物性因子危害如腐朽劣化及白蟻危害等。

本次調查結果發現，木屋架層及室內各樓層木質材料幾乎皆有白蟻危害或蟻道分布，彙整汽罐室木屋架及各樓層白蟻危害分布，繪製圖 4.3.17 至圖 4.3.20。洋小屋組的柳杉構件白蟻危害，都為取食春材而留存秋材(圖 4.3.21)，造成木材空洞而強度嚴重損失；其他結構構件如真束、合掌及陸樑等(圖 4.3.22 及圖 4.3.23)，也遭受白蟻嚴重蛀蝕。調查人員以刺針進行調查發現，遭蛀蝕構件其危害深度達 3 公分(圖 4.3.24)。調查人員於棟架與牆面交接處發現白蟻副巢(圖 4.3.25 及圖 4.3.26)及分飛孔(圖 4.3.27)，及室內多處發現白蟻生殖蟻蟻翅(圖 4.3.28)等，由木構件危害結果及蟻翅特徵，判斷為家白蟻屬(*Coptotermes* spp.)白蟻危害。而屋頂或牆體的滲漏水也造成木質屋面板危害而掉落(圖 4.3.29)或更新成合板，由裸露處可見原使用的瀝青防水紙(圖 4.3.30)也脫落或脆化。

汽罐室保留的木屋層現已無結構使用，雖不致影響本建物使用安全，但因未能進行檢修或白蟻防治處理，導致本建築群僅存日治時期木構架全數損毀外，甚為可惜；檢測結果顯示，本建物白蟻危害甚久，且族群量大已具有繁殖能力，以藉由分飛(Swarming)另築新族群，危害本建築群其他建物。

626

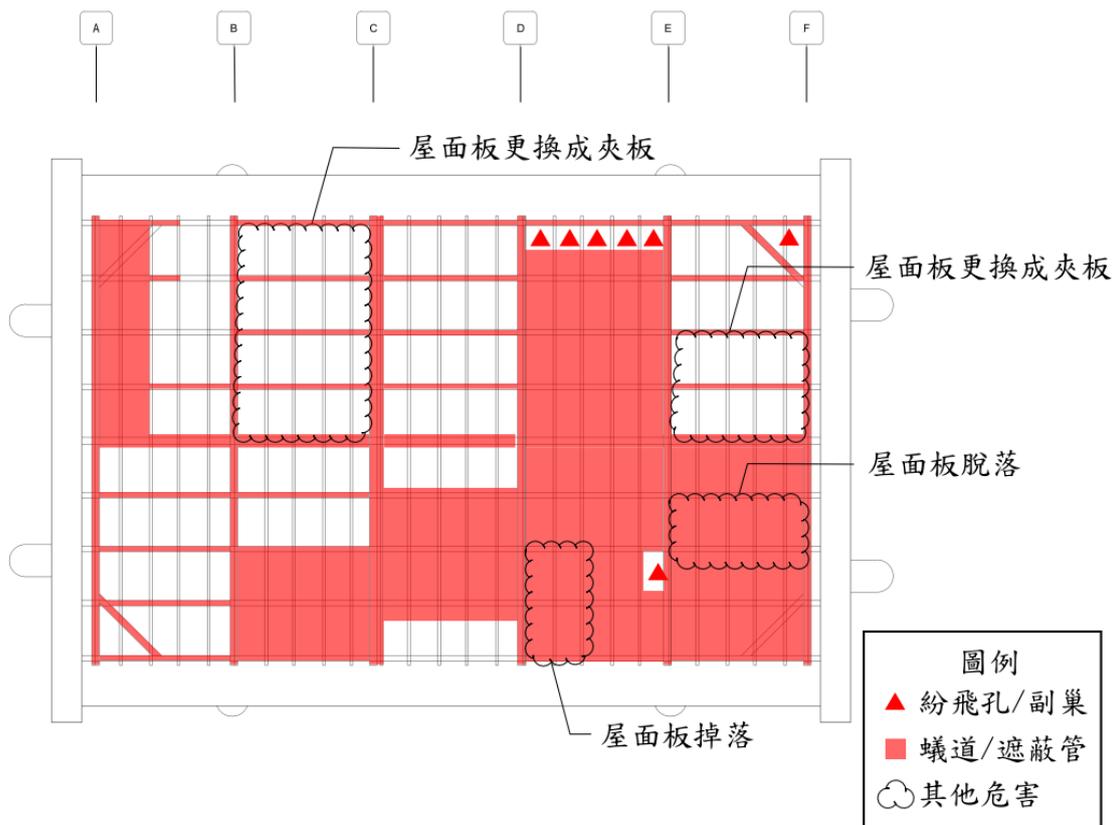


圖 4.3.17 汽罐室屋架層(屋頂)木構件白蟻危害分布圖

資料來源：本計畫繪製

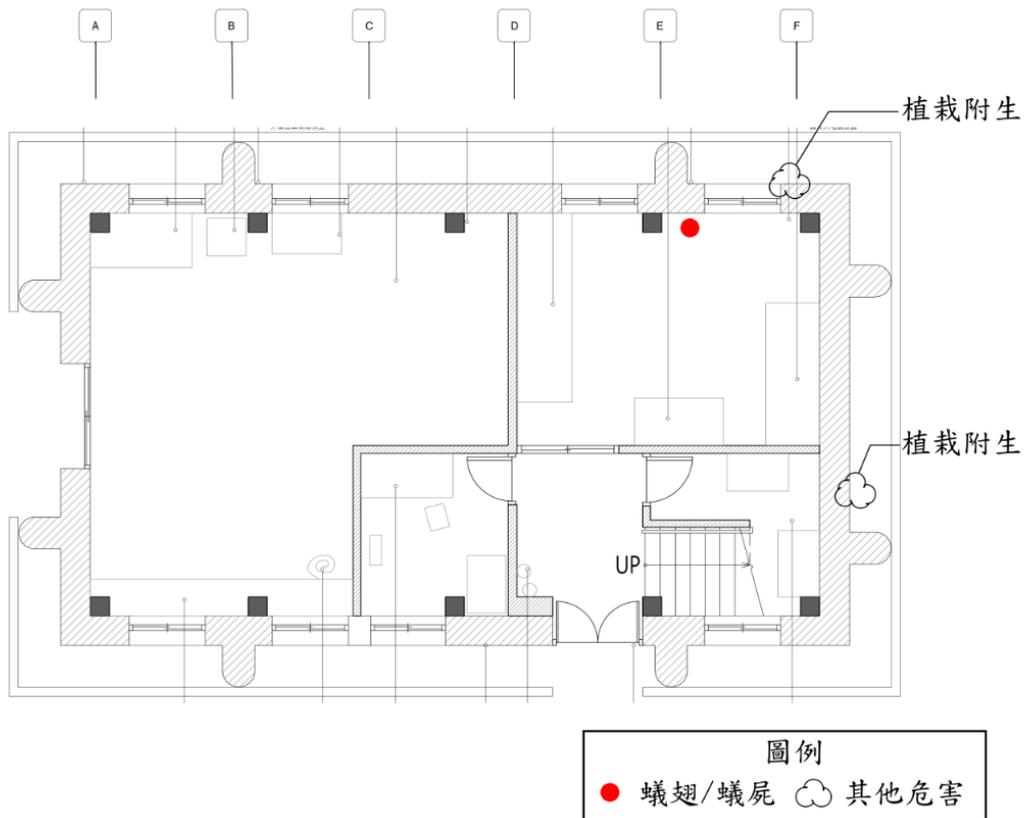


圖 4.3.18 汽罐室 1 樓木構件白蟻危害現況圖
 資料來源：本計畫繪製

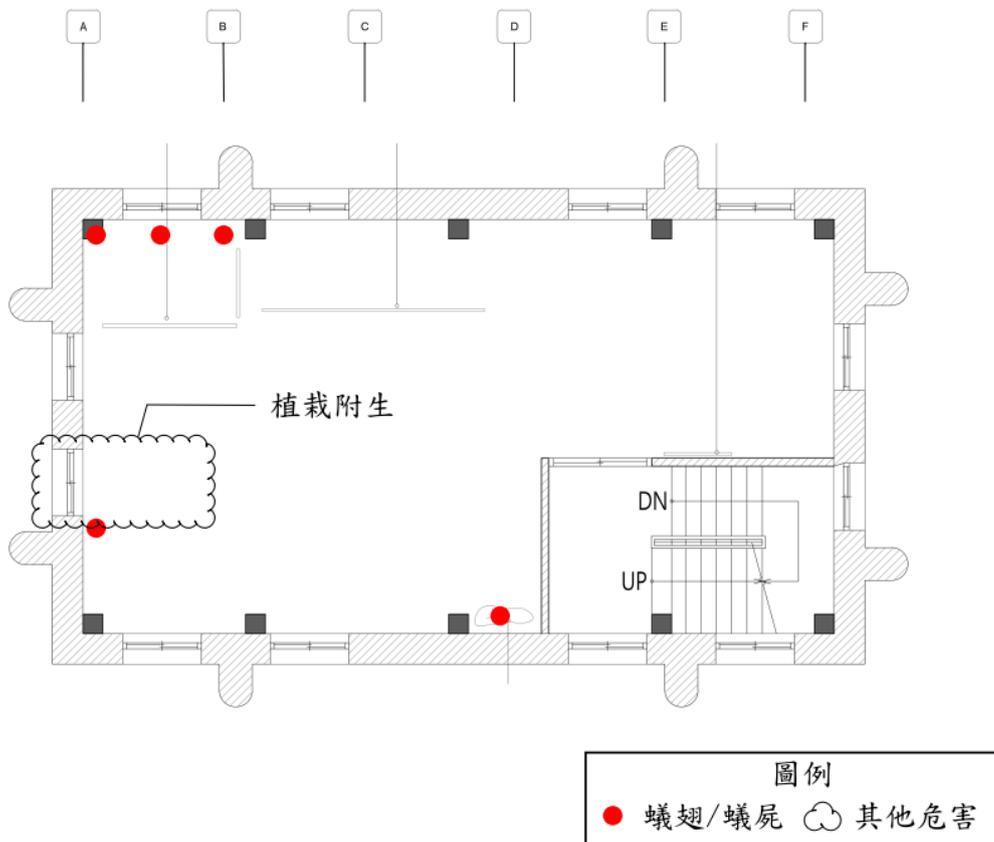
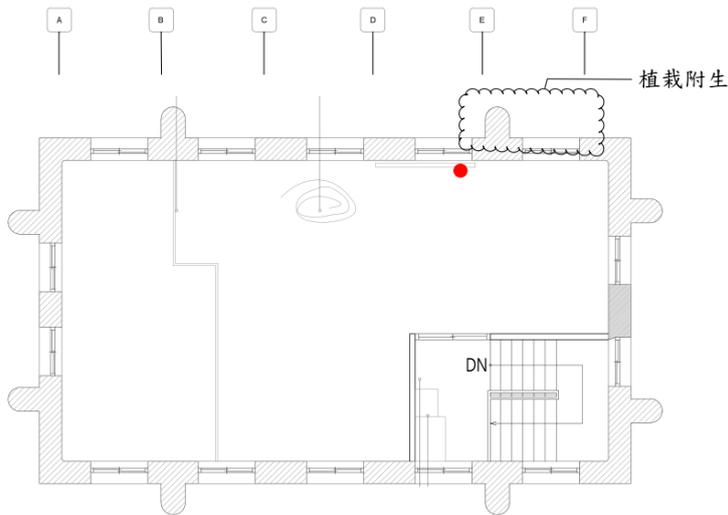


圖 4.3.19 汽罐室 2 樓木構件白蟻危害現況圖
 資料來源：本計畫繪製



圖例
● 蟻翅/蟻屍 ☁ 其他危害

圖 4.3.20 汽罐室 3 樓木構件白蟻危害現況圖
資料來源：本計畫繪製



圖 4.3.21 編號 E 架吊束遭白蟻蛀蝕僅存秋材



圖 4.3.22 編號 C 架真束遭白蟻蛀蝕毀損



圖 4.3.23 編號 A 架人字樑遭白蟻嚴重蛀蝕



圖 4.3.24 編號 B 架陸樑遭蛀蝕程度深達 3 公分



圖 4.3.25 編號 F 架合掌近牆面發現白蟻副巢
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.26 編號 D、E 架間發現副巢



圖 4.3. 27 編號 D、E 架間敷桁發現白蟻分飛孔
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3. 28 室內窗邊發現白蟻蟻翅
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3. 29 編號 D、E 架間屋面板掉落
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3. 30 屋面板脫落可見上方防水層
資料來源：本計畫拍攝

(3)小結

汽罐室建造於日治時期，現存木屋架層仍維持興建形式、材料及工藝，為採用日本進口柳杉構築的中柱式洋小屋組。

汽罐室遭受家白蟻嚴重危害，推測家白蟻由地底蟻巢，藉由持續覓食行為，經過牆面裂隙及管線入侵，逐步蔓延至各樓層並危害木質門窗等；而本建築物滲漏水，也造成木建物腐朽及提供白蟻需要的水分，導致洋小屋組遭受家白蟻嚴重危害進。而各樓層內部皆有分飛蟻翅，說明危害白蟻族群個數龐大，已藉由分飛傳播，建立新蟻巢，持續危害廠區內各建築群。

建物外側牆面及屋頂有生長快速之植栽附生，建議移除，以避免植栽根系生長而造成牆面開裂或崩落，進而雨水滲入，產生白華危害（Efflorescence）加劇。

2. 康樂室

康樂室為 1949-1952 年興建的木造建築，原作為臺灣菸酒公司辦公廳使用，建築木構造可分為軸組、牆體和屋架等三個部分。

康樂室木造建築原有構造型式、結構工法及木工工藝等，充分保有日治時期木造產業的建築風貌。屋頂由東、西兩座木屋架組並排，成為 M 形屋根³，以達到寬廣使用空間，可避免因屋架層跨距過大，降低施工困難或材料供給不易等。東、西兩座木屋架均為中柱式洋小屋組(King Post)，小屋組構件及母屋等採用鐵件如尺板鐵、螞蝗釘及螺栓等作為搭接及固定，如真束與周圍構件連接時採用尺板鐵、方丈連接合掌及陸樑處採用螞蝗釘、吊束及挾方丈採用螺栓等。兩座屋頂銜接處則設有天溝做為排水設施，建物南側兩庇則有片流小屋形式的單斜式屋架(Single-pitch Roof⁴)。二坡水屋面採用木質材料的土居葺及瀝青防水紙做為防水層，為日治時期木造建築工法及材料應用，目前部分水泥瓦吉屋面板已破損，以合板及金屬浪板修補。使用空間的軸組梁柱構件架設於及磚造基礎上，柱端以軒桁及敷桁連接，牆體為竹小舞壁，牆體室外設有雨淋板及扶壁構造，但室內牆體目前以合板包覆竹小舞壁及木柱等，僅能由屋架層了解外圍木柱位置及使用材料。而東、西兩座銜接處的敷桁下方有木柱支撐，目前有一支木柱更換為鋼構。目前室內空間局部有使用合板及柳桉角材作為隔間牆，應為後期使用時增設。

本次調查過程由木屋架層包括東、西座屋架層(編號東座 1 至 7 架及編號西座 1 至 7 架)及南側兩庇，室內空間的軸組及牆體，與室外空間的雨淋板及扶壁，分別進行說明。

(1) 使用樹種調查

A. 調查結果

康樂室使用木質建材包含洋小屋屋架構件、軸組構件及屋面板等。調查人員進行目視及取樣鑑定的位置及結果，分別如圖 4.3.31、圖 4.3.32 及表 4.3.5、表 4.3.6。調查結果說明，康樂室使用樹種有檜木⁵(*Chamaecyparis* spp.)及柳杉。檜木使用於土居葺的木片(圖 4.3.33)、屋架層構件如母屋、陸樑(圖 4.3.34)火打(圖 4.3.35)等，及軸組構柱(圖 4.3.36)、檐口樑等，門窗框及窗扇，及室外側翼控柱等；柳杉使用於板材的雨淋板(圖 4.3.37)及角材的竹小舞壁貫木(圖 4.3.38)。

³ 許經中(2009)，日治時期菸草產業建築之研究-以臺中支局葉煙草收納場為例。國立雲林科技大學空間設計系碩士班，碩士論文。164 頁。

⁴ 郭俊沛建築師事務所(2014)，歷史建築「太平買菸場」調查研究及修復再利用計畫，臺中市太平區公所。260 頁。

⁵ 本節檜木特指紅檜(*Chamaecyparis formosensis*)及臺灣扁柏(*Chamaecyparis obtusa* var. *formosana*)二種。

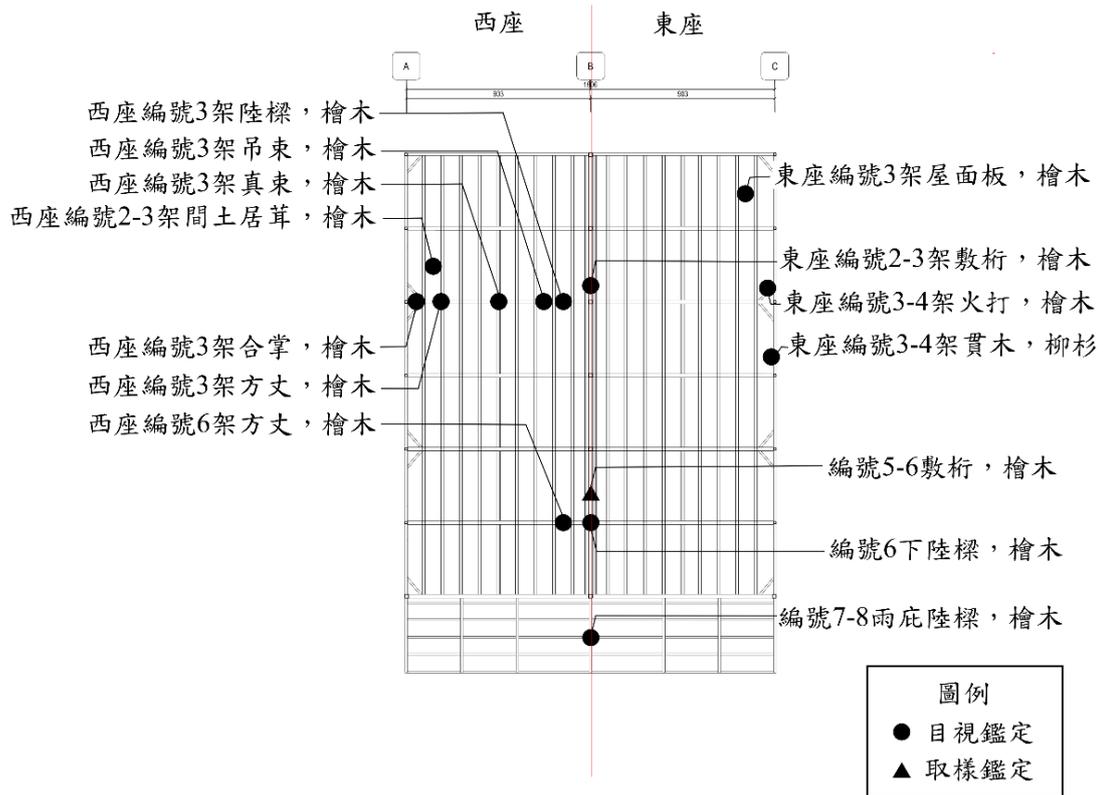


圖 4.3.31 康樂室木屋架層編號使用樹種鑑定位置及結果
 資料來源：本計畫繪製

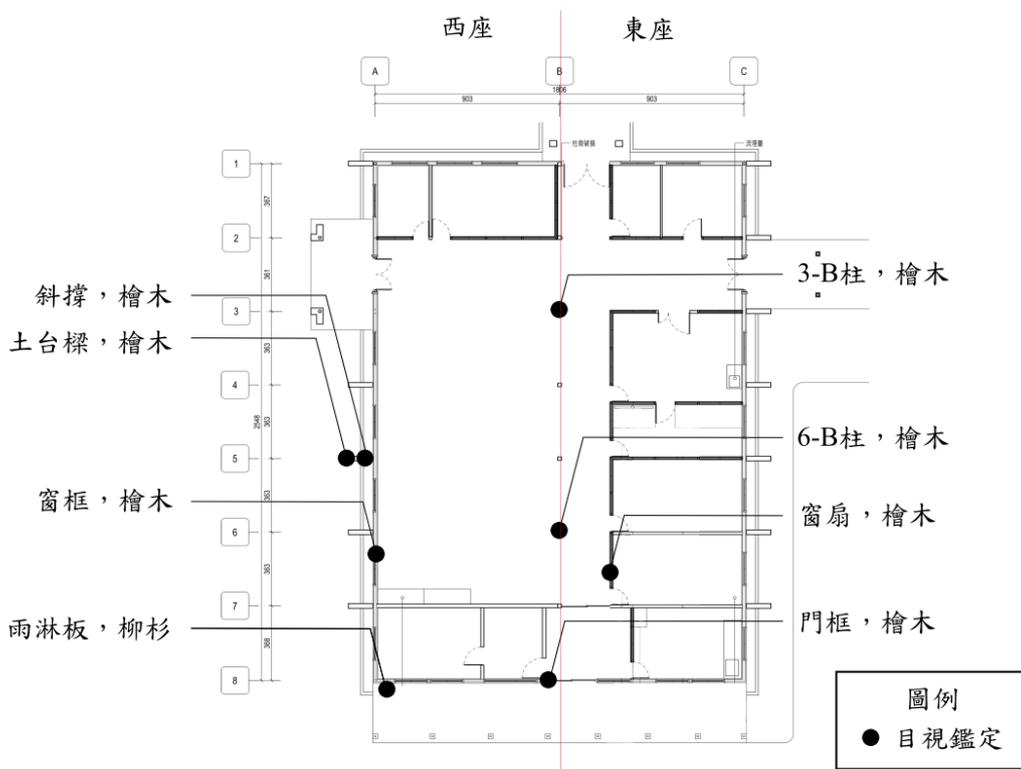


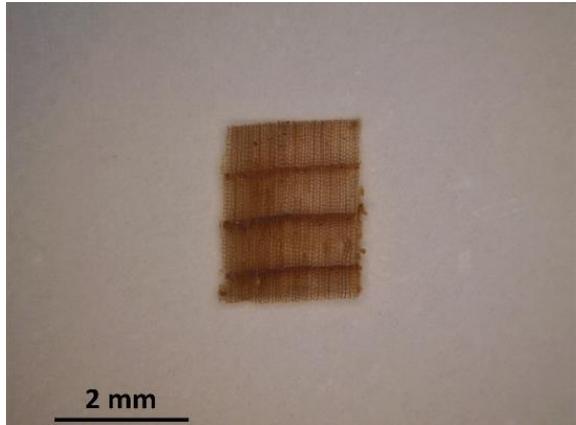
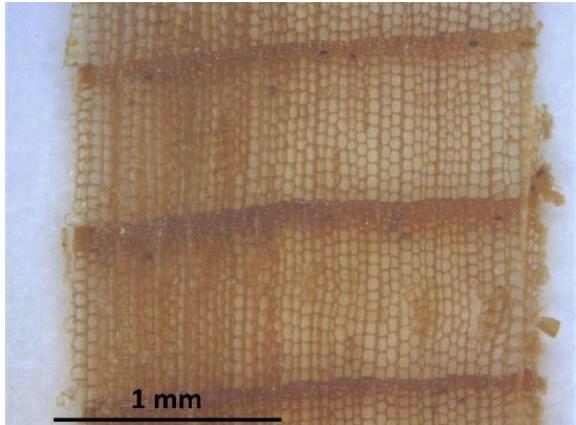
圖 4.3.32 康樂室平面空間使用樹種鑑定位置及結果
 資料來源：本計畫繪製

表 4.3.5 康樂室使用樹種鑑定位置及結果

鑑定空間	構件編號及名稱	樹 種	
屋架層	西座編號 2-3 架土居葺	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	西座編號 3 架合掌	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	西座編號 3 架方丈	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	西座編號 3 架真束	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	西座編號 3 架吊束	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	東座編號 3 架屋面板	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	東座編號 3 架陸樑	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	東座編號 2-3 架敷桁	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	東座編號 3-4 架火打	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	東座編號 3-4 架貫木	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	西座編號 6 架方丈	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	編號 5-6 架敷桁	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	編號 6 架陸樑	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	編號 7-8 架兩庇陸樑	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
平面空間	斜撐	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	土台樑	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	窗框	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	編號 3-B 柱	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	編號 6-B 柱	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	窗扇	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	門框	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
	雨淋板	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>

資料來源：本計畫彙整

表 4.3.6 康樂室編號 5-6 架敷桁取樣鑑定結果

鑑定空間：屋架層		構件名稱：敷桁	
鑑定照片			
			
橫斷面 (50X)		橫斷面 (200X)	
鑑定特徵	<ol style="list-style-type: none"> 1. 細胞細緻 2. 秋材帶窄 3. 具輪圓狀薄壁細胞 4. 無聚合木質線·木質線呈單列 		
樹種鑑定：紅檜 (<i>Chamaecyparis formosensis</i>)			

資料來源：本計畫彙整



圖 4.3.33 土居葺木片為檜木

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.34 陸樑為檜木

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.35 火打構件為檜木

資料來源：本計畫拍攝

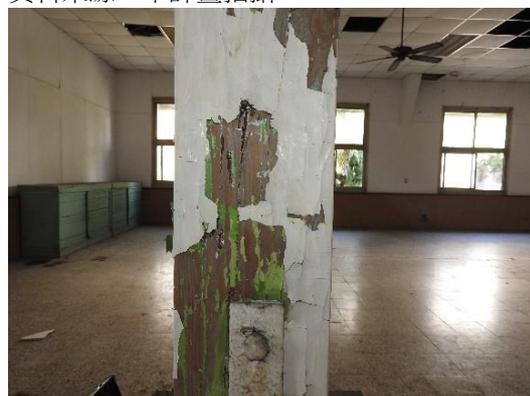


圖 4.3.36 柱構件為檜木材質

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.37 屋面板使用檜木

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.38 竹小舞壁內貫木為柳杉

資料來源：本計畫拍攝

B. 用材說明

日治時期木造建築大量使用檜木作為建材，主因於總督府林業試驗所研究發現檜木具有良好的耐久性及美麗外觀，而三大林場的開發也提供建築市場需求，因而成為當時木造建築主要使用樹種。

二戰結束後，國民政府接收大量日產後，島內資源已大量耗盡，民國 34 年(1945)林務局成立後，於隔年成立林產物管理委員，並於民國 36 年成立林產管理局管理配售制度以調節木材市場需求，由於復員百廢待舉而物資匱乏，因而以政府機關及公營機構為優先考慮⁶。因而推測當時為公營機構的臺灣菸酒公司，得以順利取得大量木材進行廠房興建。

本木造建築則延續日治時期產業木造廠房設計如寬廣使用空間、較少隔間及木柱等軸組，及構造型式、結構工法及木工工藝等。但調查也發現，部分木質製材的品質欠佳，如合掌(圖 4.3.39)、陸樑、敷桁及吊束(圖 4.3.40)等構件，製材節徑比大於 50%，也反映當時物資困難，無法依循平常時期的要求水準。



圖 4.3.39 合掌螞蝗釘連接處有木節

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.40 吊束有有木節等天然缺陷

資料來源：本計畫拍

⁶ 洪國榮、蔡育林 (1995)，傳統建築中有關臺灣林業發展之研究。中興大學實驗林研究彙刊 20 (1)，頁 49-55。

(2)木構件危害現況調查

康樂室目前可進行木構件現況調查包含木屋架層、軸組構件、門窗及室外扶壁與雨淋板。調查結果依序說明。

A.木屋架層木構件現況

康樂室木質構材洋小屋組及軸組等都使用檜木，雖具有優良天然耐蟻性，但調查顯示本建物白蟻危害極為嚴重，保存現況不佳，因而已有部分構材進行緊急修復或補強作業。本建築由東、西兩座洋小屋組合 M 字型屋頂，形成大跨距空間，調查結果，分敘如下。

(A)西座屋架

調查發現，西座木屋架層生物危害以白蟻危害為甚，共有 7 組洋小屋組皆受白蟻危害，構件表面普遍有白蟻遮蔽管分布或構材破損或斷裂(圖 4.3.41 及圖 4.3.42)。調查人員以敲擊或刺針檢測結果，受白蟻蛀蝕構件多數已深入構件內部而造成空洞，如西座編號 3 架木屋架組方丈，白蟻危害深度達構件厚度 50%(圖 4.3.43)，西座編號 6 架方丈(圖 4.3.44)因遭蛀蝕而造成貫穿開裂等。東、西座屋架層連接的天溝處，普遍有水漬痕跡，發現有白蟻遮蔽管及蛀蝕痕跡，連接之柱子上端也有發現白蟻危害，並向下延伸。



圖 4.3.41 西座編號 3 架表面白蟻遮蔽管延伸



圖 4.3.42 西座編號 3 架表面白蟻遮蔽管延伸



圖 4.3.43 西座編號 3 架方丈遭白蟻嚴重蛀蝕

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.44 西座編號 6 架方丈遭白蟻蛀蝕導致構件貫穿割裂

由於屋架層母屋普遍遭白蟻嚴重蛀蝕，甚而斷裂毀損(圖 4.3.45)，西座編號 3 已更換成 C 型鋼(圖 4.3.46)及金屬浪板(圖 4.3.47)。同時白蟻危害也造成大面積危害而毀損及脫落(圖 4.3.48)，並可由裸露屋面板可觀察，康樂室屋頂採用瀝青防水紙做為防水層，但因使用年限及天候因素，多已脆化而不具功能。



圖 4.3.45 西座編號 2、3 架間母屋遭白蟻危害斷裂



圖 4.3.46 西座編號 6、7 架間母屋增加 C 型鋼支撐



圖 4.3.47 西座編號 6、7 架間更換為金屬浪板

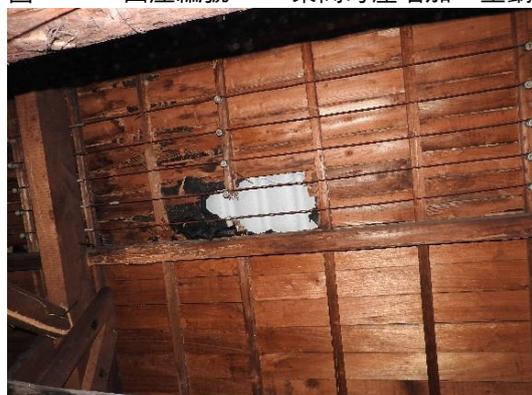


圖 4.3.48 西座編號 4、5 架間屋面板遭白蟻蛀蝕

資料來源：本計畫拍攝

西座洋小屋組白蟻危害經由白蟻持續性覓食行為，而擴展到筋違及樑挾等，除構件表面佈滿遮蔽管及蟻道痕跡外，嚴重者已毀損或斷裂(圖 4.3.49 至圖 4.3.52)。調查人員發現，西座編號 6、7 組間筋違斷裂於構件中心位置，而使筋違及樑挾喪失其承受剪力的功能，除說明白蟻危害嚴重外，也應就造成斷裂原因及對於木屋架安全使用之影響分析。



圖 4.3.49 西座編號 3、4 架間樑挾斷裂

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.50 西座編號 4、5 架間樑挾斷裂



圖 4.3.51 西座編號 6、7 架筋違白蟻蛀蝕
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.52 西座編號 3、4 架筋違白蟻蛀蝕

(B)東座屋架層

東座屋架層雖未若西座嚴重，但仍可發現多有屋頂滲漏水及白蟻遮危害，如東座屋架編號 2 屋面因滲漏及附壁遭白蟻蛀蝕(圖 4.3.53)而導致屋面破損。鄰近中心天溝處的構件，普遍發現白蟻遮蔽管及蟻道痕跡，且沿木柱子像往下延伸危害(圖 4.3.54)。

東座屋架層的筋違及樑挾構件，也同樣遭受白蟻危害(圖 4.3.55 及圖 4.3.56)，如東座編號 1、2 架筋違及東座編號 3、4 架樑挾等，雖現況未發現斷裂發生，但經加強觀察。



圖 4.3.53 東座編號 2 架漏水及白蟻蟻道



圖 4.3.54 3-B 白蟻蛀蝕



圖 4.3.55 東座編號 3、4 架間樑挾白蟻蛀蝕
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.56 東座編號 1、2 架間筋違白蟻蛀蝕

(C)南側雨庇

南側雨庇為片流小屋屋架，同樣因屋頂嚴重漏水及嚴重白蟻蛀蝕而損毀。調查人員除於附壁處發現白蟻蟻道(圖 4.3.57)，小屋架陸樑與方丈也都遭受白蟻危害、表面佈滿蟻道及遮蔽管(圖 4.3.58)；利用刺針檢查時，發現木構件內部多為空洞(圖 4.3.59)；其東側的桁架因遭白蟻蛀蝕損毀，部分已更換 C 型鋼，屋面板多處也因遭受蛀蝕而脫落，裸露出上方金屬浪板(圖 4.3.60)。



圖 4.3.57 附壁柱可見白蟻蟻道



圖 4.3.58 方丈遭白蟻蛀蝕嚴重



圖 4.3.59 刺針檢查內部空洞

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.60 屋面板遭白蟻蛀蝕掉落

B.室內空間

康樂室室內空間由軸組梁柱架構及牆體構成，因軸組構件多包覆牆內並未外露，僅有東、西座屋架銜接處的木柱可進行調查，其他木質材料僅有門窗及少許隔間角材等。經目視調查結果，銜接處的木柱已有白蟻蟻道(圖 4.3.61)，柱基部也有有白腐及褐腐菌危害(圖 4.3.62 及圖 4.3.63)，編號 4-B 柱已經更換至金屬構柱(圖 4.3.64)，主要危害仍以白蟻危害為主，推測與天溝處滲漏水有關。



圖 4.3.61 柱表面白蟻遮蔽管



圖 4.3.62 2-B 編號 3-B 柱白腐劣化及白蟻危害



圖 4.3.63 編號 5-B 柱褐腐劣化及白蟻危害
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.64 編號 4-B 更換至金屬構件

檢視現有門窗及框等普遍有白蟻遮蔽管及蟻道(圖 4.3.65)，活體少數窗扇骨架已遭白蟻嚴重蛀蝕破壞，玻璃隨時可能掉落(圖 4.3.66)；而門框發現白蟻活體、隔間用角材發現白蟻副巢(圖 4.3.67)，及多處牆角及柱子上發現有白蟻分飛孔(圖 4.3.68)、蟻翅殘留(圖 4.3.69)，甚至在電器孔外部發現白蟻遮蔽管(圖 4.3.70)等，顯示危害康樂室的白蟻危害時間已久，族群現仍具有旺盛活動，仍持續危害木構件，而族群數量龐大具有分飛繁殖能力，擴散為新族群，持續危害本建築群。

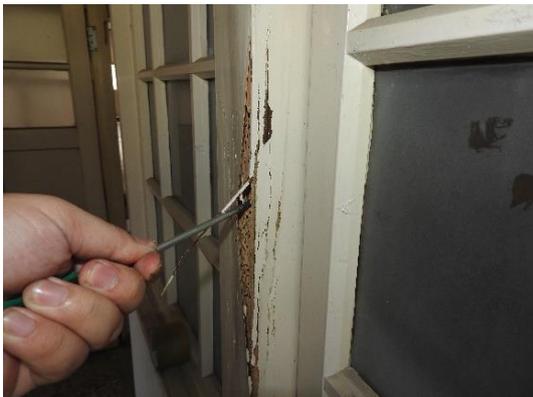


圖 4.3.65 利用刺針調查門窗白蟻蟻道
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.66 窗扇骨架遭白蟻蛀蝕破壞



圖 4.3.67 隔間角材內白蟻副巢



圖 4.3.68 門框發現白蟻分飛孔



圖 4.3.69 蟻道內出現白蟻活體

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.70 遮蔽管由電器孔延伸

調查人員於康樂室門框蟻道採集白蟻活體(圖 4.3.71)時，觀察到兵蟻在進行防禦攻擊，頭部分泌乳白色液汁；活體攜回實驗室經放大鏡觀察，兵蟻頭部成水滴狀且大顎平滑無齒凸(圖 4.3.72)，上述特徵均為家白蟻屬的特徵。家白蟻為主蟻巢位於地下的巢食連結型族群，巢內族群數量龐大，工蟻經常利用建築物牆壁縫隙、水電設施管線建立蟻道入侵，由持續性的隨機取食，危害木質建物、文物等，並逐步擴大危害範圍，嚴重時並可建立副巢，加快危害；或生殖蟻經由分飛建立新族群，使得白蟻危害防治處理難以完全根除，為臺灣古蹟及歷史建物危害最甚的危害因子。



圖 4.3.71 門框蟻道內大量白蟻活體

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.72 白蟻活體顯微照片

C. 室外空間

康樂室建築物室外木質建材有柳杉雨淋板及扶壁木屋架。調查發現，雨淋板則有多處破損，尤其以北面東側雨淋板，整面嚴重損毀內部竹小舞壁滑落(圖 4.3.73)，並可以發現白蟻蟻道蛀蝕、分飛孔(圖 4.3.74)及副巢(圖 4.3.75)，且於處雨淋板及牆面基部遭到褐腐菌入侵(圖 4.3.76)，產生腐朽破壞，雨淋板現況不良，多處需整修。



圖 4.3.73 北面東側雨淋板嚴重損毀



圖 4.3.74 室外柱旁白蟻分飛孔



圖 4.3.75 室外牆面白蟻副巢
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.76 牆面木料褐腐菌腐朽

(3) 非破壞儀器檢測

為了解滲漏處木構件現況，本團隊針對編號 2-B 柱及屋架編號 6 東側合掌（近中央天溝處）進行鑽孔阻抗儀檢測，結果如下：

A. 編號 2-B 柱

利用鑽孔阻抗儀進行檢測，測點分別為距柱基 35 公分及 70 公分處，由構件西側向東側鑽孔，檢測圖譜如圖 4.3.77 及圖 4.3.78)，說明本柱於兩個測點內部皆有明顯空洞，如圖譜紅色區位，說明編號 2-B 柱內部因白蟻蛀蝕，造成空洞。

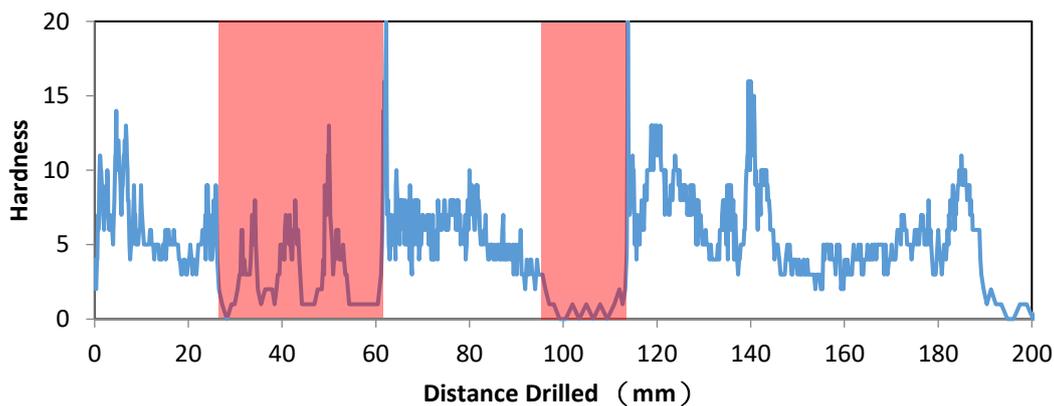


圖 4.3.77 康樂室編號 2-B 柱距柱基 35cm 處鑽孔阻抗儀檢測圖譜
資料來源：本計畫檢測彙整

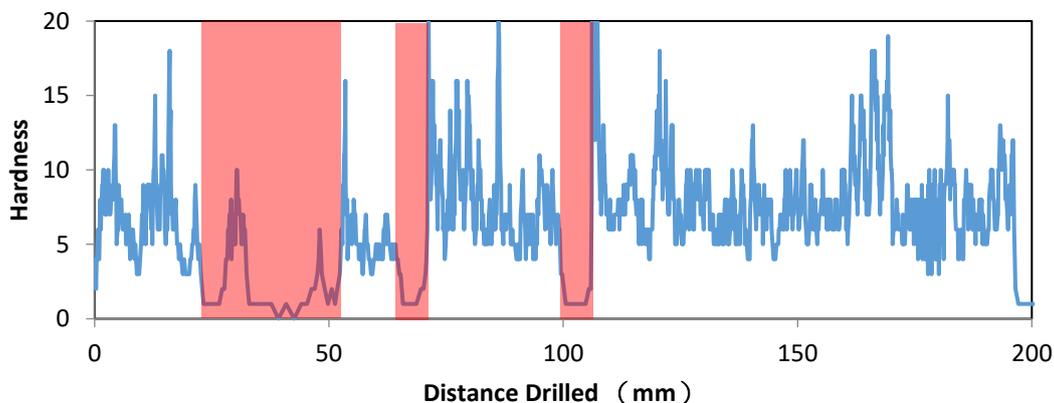


圖 4.3.78 康樂室編號 2-B 柱距柱基 70cm 處鑽孔阻抗儀檢測圖譜
資料來源：本計畫檢測彙整

B. 東座編號 6 架合掌

鑽孔阻抗儀測點為距端部(近天溝)35 公分處，檢測圖譜如圖 4.3.79，結果顯示合掌內部有多處空洞發生，如圖譜紅色區位。推測東座編號 6 架合掌因靠近中央天溝處，易受到水份影響而有嚴重的白蟻危害。

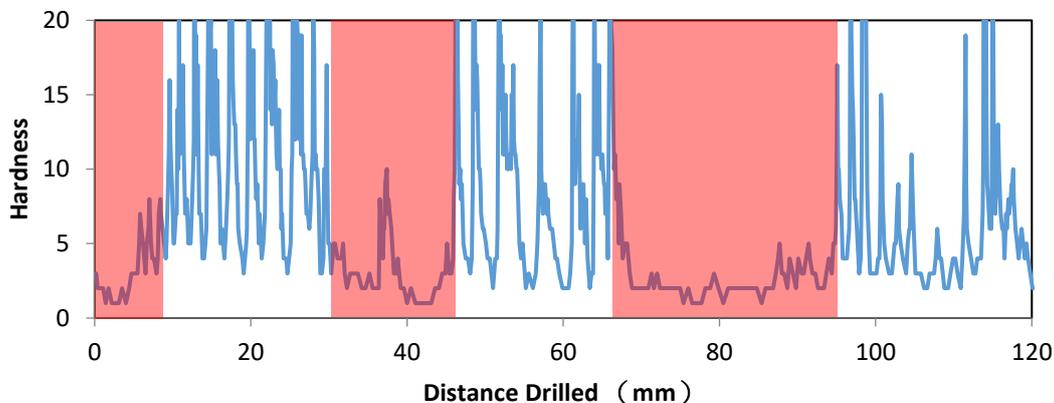


圖 4.3.79 東座標號 6 架合掌鑽孔阻抗儀檢測圖譜
資料來源：本計畫檢測彙整

(4)小結

康樂室興建於 1949-1952 年，為戰後初期的公營單位所興建，其建築形式、採光、通風、防水、使用建材及營造工法如木屋架、軸組及牆體構造、雨淋板牆面及鐵件連結等，均沿襲日治時期產業工廠的木造建築。

木構件主要使用檜木及柳杉，應為戰後林產管理局統一配售及管制，但普遍品質不佳，多數構材有較大木節等天然缺陷。

本建築由兩座屋架合併成 M 型構造，成為較大使用空間，而雨水匯聚於中央處天溝，因年久失修或缺乏日常維護等原因，造成屋面損害而雨水滲漏到木屋架層。由於過多水分可造成木構材腐朽劣化外，也可降低檜木抗蟻成分，導致屋架層的檜木建材仍發生嚴重白蟻危害。

彙整調查資料，將康樂室屋架層與平面空間木構件危害現況，繪製成(圖 4.3.80 及圖 4.3.81)。

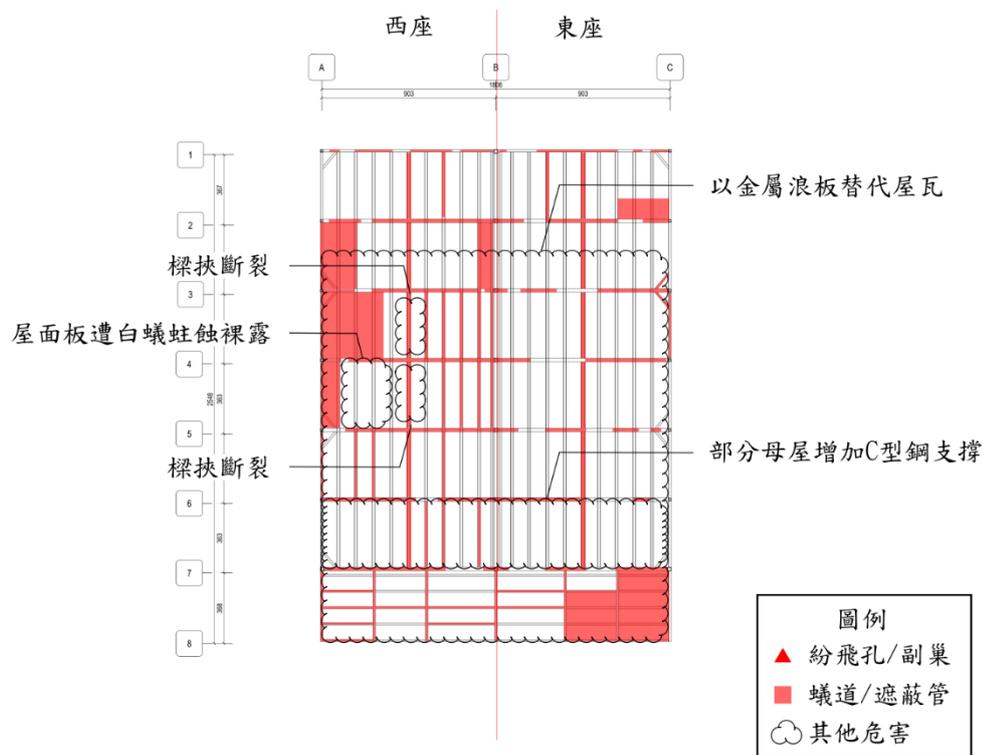


圖 4.3.80 康樂室屋架層木構件危害現況圖

資料來源：本計畫檢測彙整

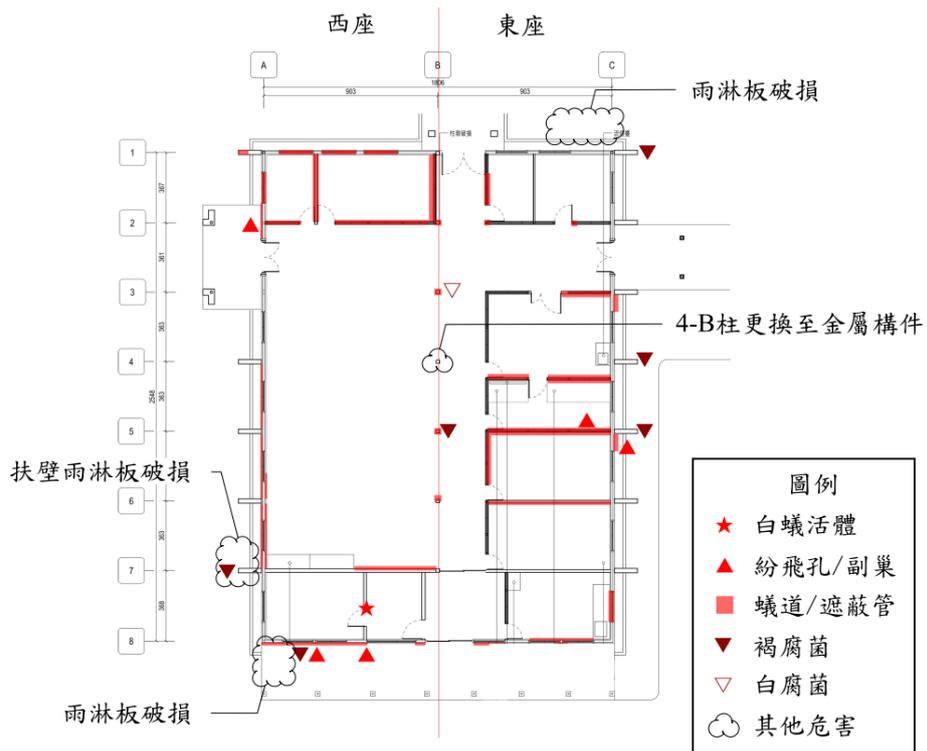


圖 4.3.81 康樂室平面空間木構件危害現況圖
資料來源：本計畫檢測彙整

由上圖可明瞭，康樂室的木屋架及木門窗等普遍遭受白蟻危害，並發現白蟻活體及多處殘留蟻翅及紛飛孔等白蟻紛飛特徵，顯示白蟻仍持續危害本建物定且族群已藉由分飛建立新族群，持續危害本建築群其他建物。

本建築物周圍花園土壤地應是白蟻生存、繁衍的主要場所，推測白蟻應於土壤地建立蟻巢，族群沿著牆體內竹小舞壁，蔓延至建築物空間及屋架層，危害木質建材。

本建物木質構件及建材，主要危害為白蟻危害及屋頂漏水危害，經由長時間加乘危害效性，造成嚴重危害。

3.大禮堂

大禮堂原建於民國 42 年(1953 年)，建築木構造可分為木屋架、平面空間和室內地表含講台等三個部分。

木屋架層為偶柱式洋小屋組(Queen Post)，室內空間由大跨距的陸樑陸樑由三段木構材以添板繼手延長至兩側敷桁，其他構材如母屋、垂木及屋面板等亦為木質構件，整體屋架接合部位採用鐵件搭接。

平面空間構成與康樂室類似，由磚牆上的軸組梁柱連接敷桁；牆體外側有木質雨淋板，內牆面現多鋪設則矽酸鈣板，僅於西側廁所可發現原牆體為竹小舞壁，同時室外雨淋板破損處可觀察到柱構件及斜撐等，整體柱構件受矽酸鈣板及後期裝修合板遮蔽而無法檢視，僅能由屋架層及西側廁所周邊觀察構造形式及現況。門窗扇皆更換為鋁質，僅廁所門扇仍維持木質構件。

室內地表為磨石子地坪，設有講台一座，其床組構造為木質構件，床東下方具有鋪設兩塊紅磚作為東石以隔絕水氣，大引間有斜撐作為剪力構件，面鋪木質地板。

大里堂木構件調查過程分別以屋架層(屋架由東至西編號 A 至 M)、平面空間和講台床組，進行說明。

(1)使用樹種調查

使用樹種調查結果整理如下。

645

A.樹種調查結果

大禮堂使用木質建材包含木屋架層、軸組構件、屋面板及門窗框等。調查人員進行現場目視鑑定及取樣鑑定，鑑定位置整理如圖 4.3.82 及圖 4.3.83，目視鑑定結果列表如表 4.3.7，取樣鑑定結果如 4.3.8 至表 4.3.10。調查結果說明，大禮堂使用樹種有檜木(*Chamaecyparis* spp.)、柳杉(*Cryptomeria japonica*)及鐵杉(*Tsuga chinensis* (Franch.) Pritz. ex Diels var. *formosana* (Hayata) H. L. Li & H. Keng，後稱為 *Tsuga formosana*)等；檜木使用於屋面板(圖 4.3.84)、雨淋板等板料及方柱(圖 4.3.85)等處；柳杉使用於母屋(圖 4.3.86)及垂木(圖 4.3.87)等圓形構材；鐵杉使用於屋架合掌(圖 4.3.88)、陸樑、真束、方丈(圖 4.3.89)、對束、吊束、筋違、火打及挾方丈等方形構材。

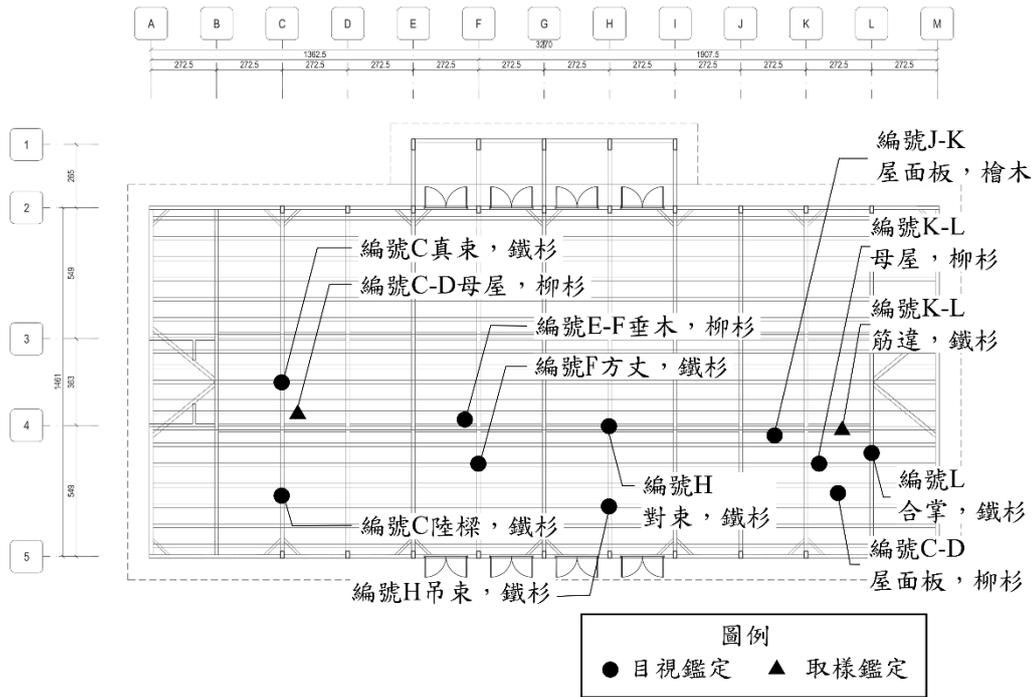


圖 4.3.82 大禮堂屋架層使用樹種鑑定位置及結果

資料來源：本計畫彙整

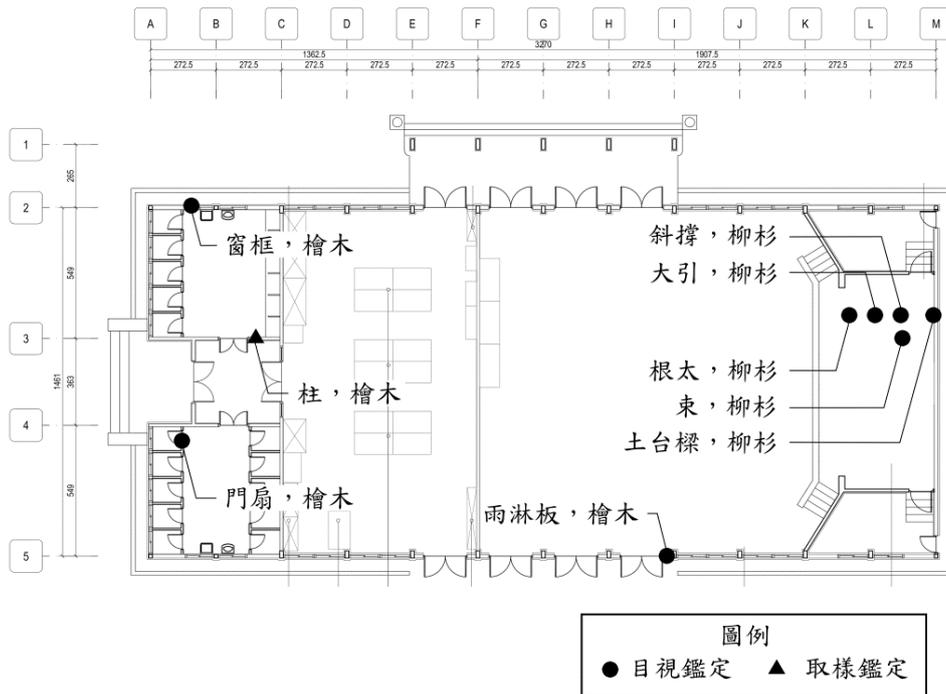


圖 4.3.83 大禮堂平面空間使用樹種鑑定位置

資料來源：本計畫彙整

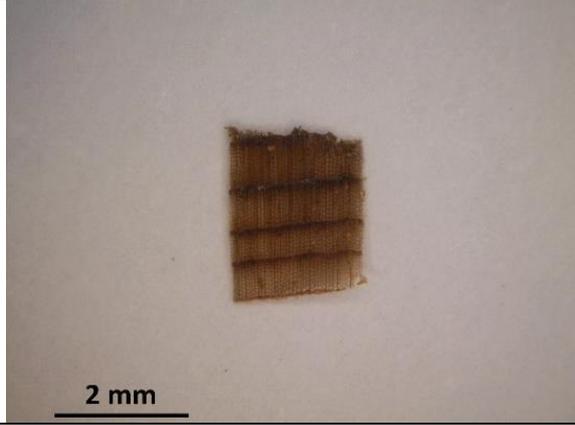
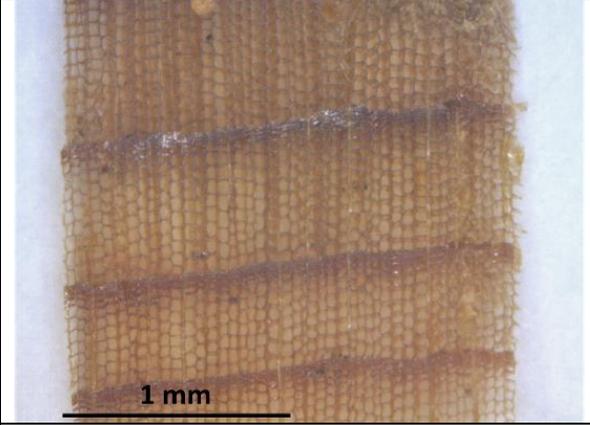
表 4.3.7 大禮堂使用樹種鑑定結果

鑑定空間	構件編號及名稱	樹種	
屋架層	編號 L 合掌	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>
	編號 C 陸樑	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>
	編號 H 吊束	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>

鑑定空間	構件編號及名稱	樹 種	
	編號 C 真束	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>
	編號 H 對束	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>
	編號 F 方丈	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>
	編號 K-L 筋違	臺灣鐵杉	<i>Tsuga formosana</i>
	編號 C-D 母屋	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 K-L 母屋	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 E-F 垂木	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	編號 J-K 屋面板	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
講台床組	根太	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	大引	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	束	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	斜撐	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
	土台樑	柳杉	<i>Cryptomeria japonica</i>
廁所	柱	紅檜	<i>Chamaecyparis formosensis</i>
廁所	門扇	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
廁所	窗框	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.
南面外牆	雨淋板	檜木	<i>Chamaecyparis</i> spp.

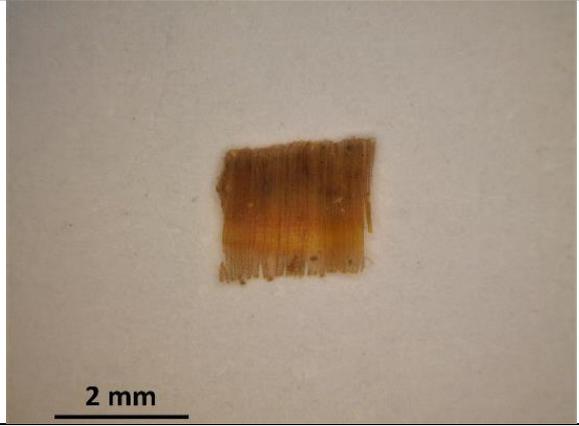
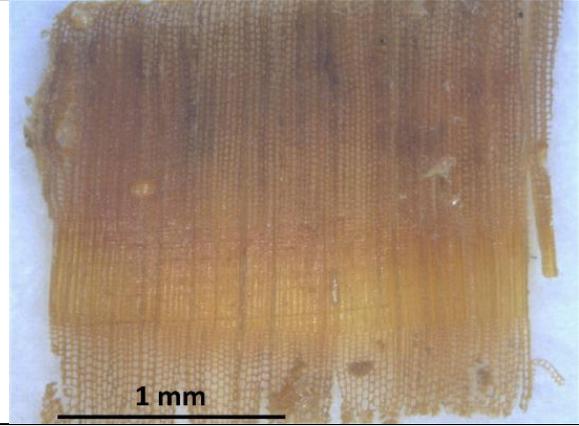
資料來源：本計畫彙整

表 4.3.8 大禮堂廁所柱取樣鑑定結果

鑑定照片	
	
橫斷面 (50X)	橫斷面 (200X)
鑑定特徵	<ol style="list-style-type: none"> 1. 細胞細緻 2. 秋材帶窄 3. 具輪圓狀薄壁細胞 4. 無聚合木質線·木質線呈單列
樹種鑑定：紅檜 (<i>Chamaecyparis formosensis</i>)	

資料來源：本計畫彙整

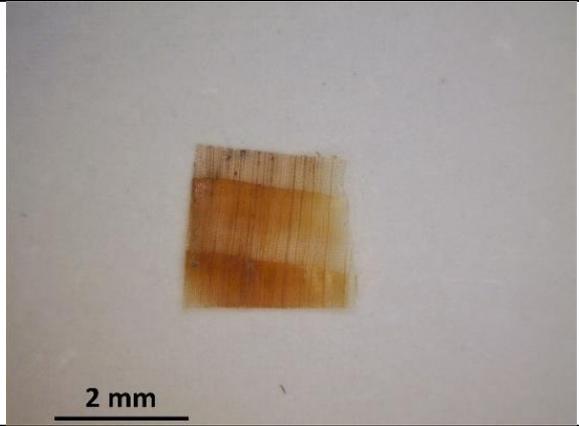
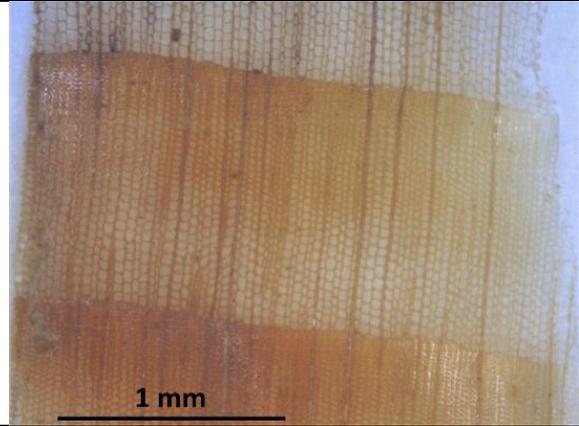
表 4.3.9 大禮堂屋架編號 C-D 母屋取樣鑑定結果

鑑定照片	
	
橫斷面 (50X)	橫斷面 (200X)
鑑定特徵	<ol style="list-style-type: none"> 1. 木材弦切面不具山水紋理 2. 平均年輪寬小 (心材) 3. 春秋材移行劇烈
樹種鑑定：柳杉 (<i>Cryptomeria japonica</i>)	

資料來源：本計畫彙整

648

表 4.3.10 大禮堂屋架編號 K-L 筋違取樣鑑定結果

鑑定照片	
	
橫斷面 (50X)	橫斷面 (200X)
鑑定特徵	<ol style="list-style-type: none"> 1. 細胞細緻 2. 秋材帶寬 3. 春秋材移行漸進 4. 無聚合木質線·木質線呈單列 5. 可於材面發現少量傷癒樹脂
樹種鑑定：臺灣鐵杉 (<i>Tsuga formosana</i>)	

資料來源：本計畫彙整



圖 4.3.84 使用檜木作為屋面板



圖 4.3.85 使用紅檜作為柱



圖 4.3.86 母屋為柳杉



圖 4.3.87 使用柳杉作為垂木

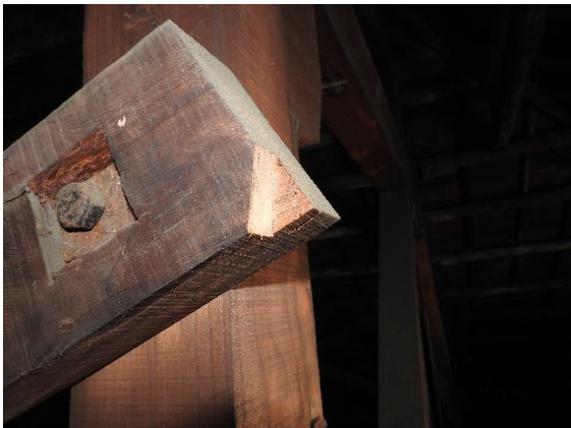


圖 4.3.88 L 架筋違使用鐵杉

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.89 合掌使用鐵杉（傷癒樹脂溝）

B. 用材說明

大禮堂興建於康樂室完成後，為戰後興建的木構造建築，採用洋式屋架的結構，雖保留日治時期木造產業建築的構造型式、結構工法及木工工藝，但木構材使用樹種已有明顯不同，如屋架層未使用檜木而改用臺灣鐵杉。

臺灣鐵杉為臺灣特有樹種，日治時期稱為「拇」，天然林海拔分布主要於 2,100 至 3,000 公尺，分布上界與臺灣冷杉交會，下部界與檜木、闊葉林交會。由於三大林場主要開發樹種為紅檜、扁柏，而臺灣鐵杉也經常夾雜於其中，

其產量少，與亞杉(現稱為臺灣杉)、姬子松合占當時整體官營材不到一成⁷；此外臺灣鐵杉是臺灣產針葉樹種中材質最為堅硬，不易使用，其天然耐久性低，遇濕易腐，因而日治時期顯少使用。推測本建築物木質材料來源應與康樂室相同，由林產管理局採取配售辦法，優先提供政府機關及公營機構所需，但檜木建材或因外銷賺取外匯等原因，取得不易，而改採用臺灣鐵杉代替。

大禮堂屋架層使用的臺灣鐵杉，多數紋理通直且尺寸大，但材面仍有較大木節；檜木屋面板則有更多、更大節徑比的木節(圖 4.3.90)，因此易造成開裂、脫節等；母屋選用小徑木且未去皮的柳杉(圖 4.3.91)，推測可能為臺灣種植的小徑木或日本進口的疏伐木。由上述選料可以推測，受到二戰結束後，經濟蕭條及建築材料匱乏等影響，本建物木料使用已有不同，品等普遍較差。



圖 4.3.90 屋面板選用木節較多且大的板材
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.91 母屋選用小直未完整去皮的柳杉

650

(2)木構件現況調查

A.木屋架層

調查發現，大禮堂洋小屋組使用鐵杉為構材，其耐朽性偏低，遇水易發生腐朽劣化，但大禮堂屋頂滲漏水較為輕微，雖多處木構材表面有水漬遺痕，但未發現嚴重腐朽；使用柳杉小徑木的母屋，則普遍有較嚴重白蟻蛀蝕危害。

大禮堂木屋架層使用臺灣鐵杉及柳杉為構材，兩個樹種製材的天然耐久性均低於日式木造建築經常使用的檜木製材。但調查結果，洋小屋組臺灣鐵杉構材表面雖有水漬但未發現嚴重腐朽，推測與屋頂僅有輕微滲漏水有關，但白蟻危害則於臺灣鐵杉洋小屋組、檜木屋面板及柳杉母屋皆有發現(圖 4.3.92)，尤以母屋蛀蝕危害為嚴重，部分構件白蟻蛀蝕深度達 3 公分以上(圖 4.3.93)，屋面板與少數構件則遭受蛀蝕後脫落(圖 4.3.94)，並於構件交接處發現有白蟻副巢(圖 4.3.95)，顯示白蟻危害為大禮堂木屋架層主要危害因子，且已長時間危害。

⁷ 蔣亦麟 (2009)，日治時期臺灣木材的供給、銷售與統制。國立臺灣師範大學歷史學系，碩士論文。152 頁。



圖 4.3.92 母屋及 L 架白蟻蛀蝕



圖 4.3.93 L 架連結母屋白蟻蛀蝕嚴重



圖 4.3.94 J、K 架間屋面板脫落
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.95 L 架與母屋交界有白蟻副巢

B. 平面空間

651

大禮堂的建築牆體主要為磚造牆基，西側辦公室與廁所隔間則保留舊有編竹夾泥牆，調查過程中有多處門窗框皆發現明顯蟻道及遮蔽管。於東南側門框上發現白蟻活體(圖 4.3.96)，附壁的柱子及牆面亦有多處發現蟻道，其中可發現有多處白蟻分飛孔(圖 4.3.97)，並於室內空間發現多處殘留蟻翅(圖 4.3.98)，顯示該白蟻危害時間長，白蟻族群已達一定數量，具有分飛繁殖能力。軸組及牆體中腐朽菌危害輕微(圖 4.3.99)，僅於室內窗框發現兩處褐腐菌危害。



圖 4.3.96 門框上白蟻活體
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.97 牆面上白蟻分飛孔



圖 4.3.98 室內窗台殘留蟻翅
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.99 窗框發現褐腐

C. 講台床組

講台之床組空間，亦可發現白蟻遮蔽管自磚牆侵入痕跡(圖 4.3.100)，與牆面連結的床組發現白蟻副巢(圖 4.3.101)，並有多處床組木構件遭受白蟻蛀食(圖 4.3.102)。外牆面雨淋板僅零星部位破損及白蟻蛀蝕(圖 4.3.103~圖 4.3.105)，但整體結構仍屬完整。



圖 4.3.100 遮蔽管自磚牆延伸



圖 4.3.101 床組與磚牆交界白蟻副巢



圖 4.3.102 床下斜撐遭白蟻蛀食
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.103 雨淋板破損



圖 4.3.104 雨淋板遭白蟻蛀蝕
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.105 雨淋板整體完整

另於大禮堂西側廁所，其軸組結構使用樹種為檜木，未遭受嚴重白蟻及腐朽危害(圖 4.3.106)，僅廁所室內附壁柱，可見零星白蟻蛀蝕痕跡(圖 4.3.107)。



圖 4.3.106 軸組現況良好
資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.107 附壁柱白蟻蛀蝕

(3)小結

大禮堂為興建於 1953 年，為戰後初期的公營單位所興建，其建築形式均沿襲日治時期的產業建築，整體木構件構成與康樂室相似，但屋架無大跨距的偶柱式洋小屋，且無扶壁等構造。

木構件主要使用鐵杉、柳杉及檜木，木構件材面可見有大尺寸木節等天然缺陷，顯示材等不佳。

屋瓦、屋面板及雨淋板等防水構件有零星損壞，建議修復避免滲漏情形加劇，導致構件產生腐朽或白蟻等生物劣化。

彙整調查資料，屋架層木構件危害現況繪製成圖 4.3.108，平面空間木構件危害現況，繪製成圖 4.3.109。

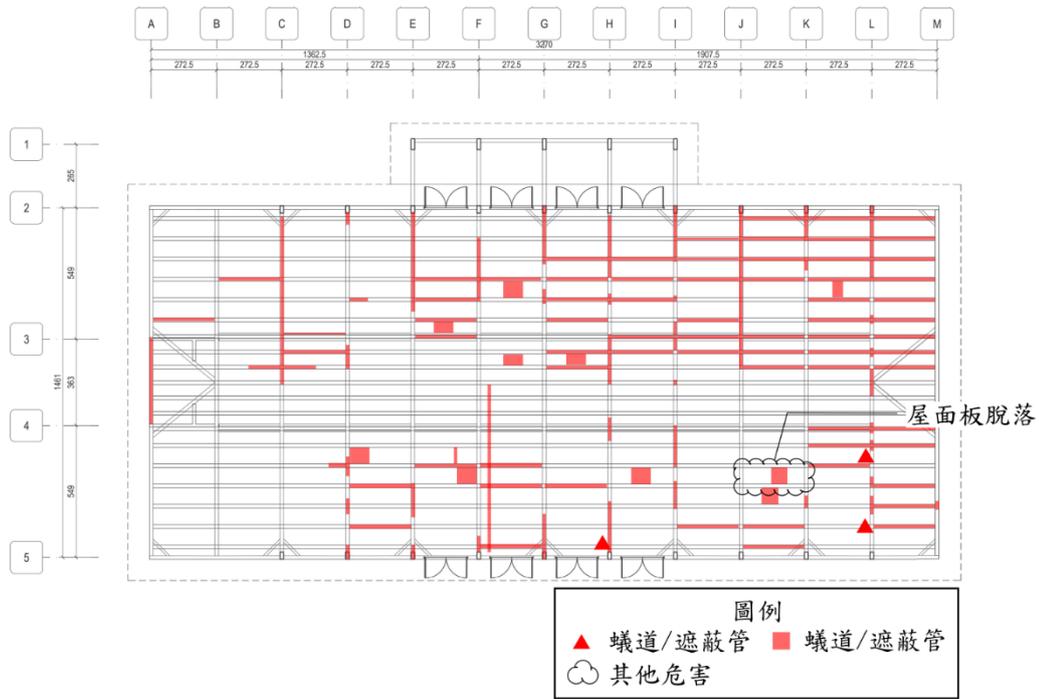


圖 4.3.108 大禮堂屋架層木構件危害現況圖

資料來源：本計畫彙整

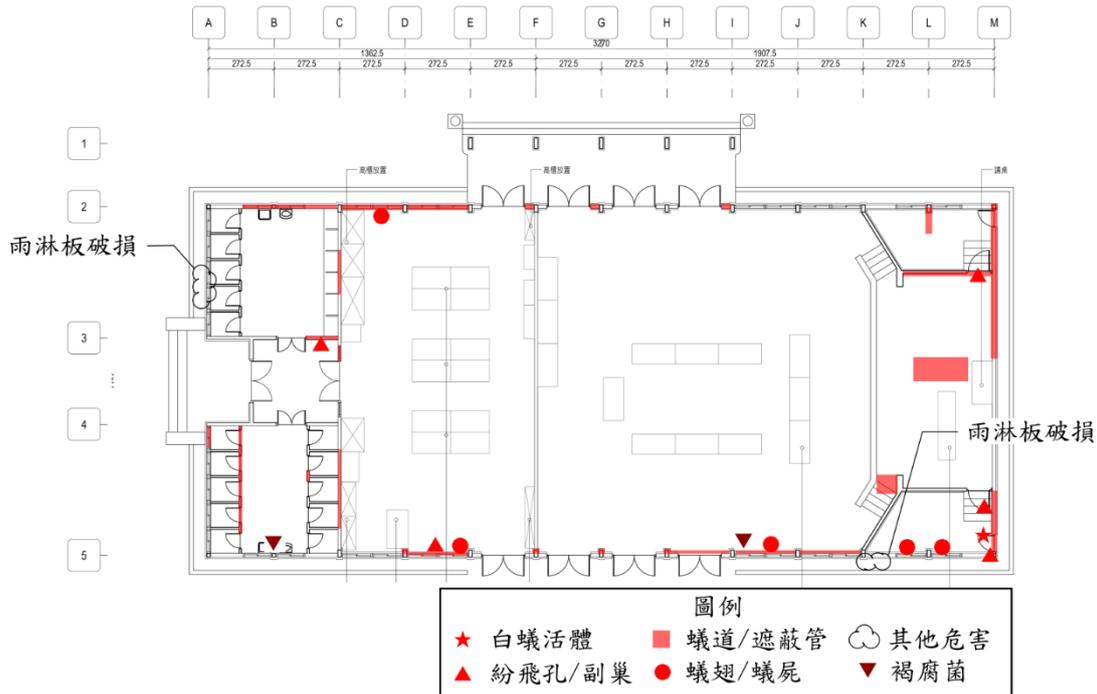


圖 4.3.109 大禮堂平面空間木構件危害現況圖

資料來源：本計畫彙整

大禮堂木構調查採集到之白蟻活體(圖 4.3.110)，特徵與康樂室採集到的白蟻相同，兵蟻頭部會分泌乳液，經顯微檢視，呈現水滴狀頭部且大顎平滑無齒凸(圖 4.3.111 及圖 4.3.112)，為家白蟻屬白蟻特徵。家白蟻危害嚴重，且自土壤地坪及利用分飛繁殖入侵，現大禮堂周圍也為土壤植栽(圖 4.3.113)，室內具殘留蟻翅，顯示白蟻族群已開始分飛傳播，一樣須注意後續防治與日常管理維護，避免危害加深以及白蟻族群傳播擴散。



圖 4.3.110 採集活體白蟻



圖 4.3.111 家白蟻兵蟻顯微外觀



圖 4.3.112 家白蟻兵蟻頭部特徵

資料來源：本計畫拍攝



圖 4.3.113 大禮堂周圍為土壤植栽

