

複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋 結構行為研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 104 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

PG10402 - 0031

複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋 結構行為研究

受委託者：財團法人成大研究發展基金會

研究主持人：朱聖浩

共同主持人：朱世禹

研究員：施健泰

研究助理：劉品瑄、古堯文、呂勉吾、翁玉倫、
余耀宇、張齊、陳麗貞

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 104 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

表次	III
圖次	V
摘要	IX
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的與方法	3
第三節 研究步驟流程與進度說明	4
第二章 資料蒐集與文獻回顧	7
第一節 鋼結構於高溫火害中後之行為研究	7
第二節 鋼結構試體耐震能力評估	11
第三節 實尺寸複合性災害相關研究趨勢	14
第三章 複合性災害實尺寸鋼構屋實驗設施之設計與施工	17
第一節 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施	17
第二節 實尺寸鋼構實驗屋上部結構設施	29
第四章 實尺寸鋼構實驗屋高溫下之結構分析模型	33
第一節 基本假設	33
第二節 材料參數	34
第三節 三維非線性有限元素模型之建立	43
第四節 數值模擬結果	52
第五章 實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施之規畫評估	61
第一節 實尺寸鋼構實驗屋整體設施模型假設	61
第二節 實尺寸鋼構實驗屋整體設施與滑動支承材料參數	

· · · · ·	62
第三節 強迫振動加載外力形式 · · · · ·	63
第四節 強迫振動加載評估結果 · · · · ·	66
第六章 結論與建議 · · · · ·	73
第一節 結論 · · · · ·	73
第二節 建議 · · · · ·	75
附錄一 期初審查會議記錄 · · · · ·	77
附錄二 期中與期末審查會議記錄 · · · · ·	81
附錄三 專家學者座談意見回應 · · · · ·	89
附錄四 實尺寸鋼構實驗屋之基礎設施設計圖 · · · · ·	97
附錄五 實尺寸鋼構實驗屋之上部結構設施設計圖 · · ·	107
參考書目 · · · · ·	109

表次

表 1-1 工作規劃甘特圖與進度概述	6
表 3-1 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部筏式基礎尺寸表	24
表 3-2 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 底座尺寸表	24
表 3-3 基礎設施設計階段地上各層梁柱版尺寸表	24
表 3-4 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施之施工項目	28
表 3-5 壹層樓鋼構造實驗屋之構件尺寸	31
表 4-1 SN490B 鋼構造實驗屋之鋼材表	45
表 5-1 實尺寸鋼構實驗屋整體設施與滑動支承材料參數	62
表 5-2 實尺寸鋼構實驗屋整體設施系統自然振動頻率	62
表 5-3 強迫振動加載外力作用時間	63
表 5-4 不同之作動頻率所產生之強迫振動加載形式	64
表 5-5 設施空台時採用靜摩擦係數 $\mu_s = 0.015$ 之強迫振動反應	66
表 5-6 設施空台時採用靜摩擦係數 $\mu_s = 0.015$ 之強迫振動反應 歷時	66
表 5-7 設施空台時採用靜摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應	

..... 68

表 5-8 設施空台時採用靜摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應

歷時..... 68

表 5-9 設施負載時採用靜摩擦係數 $\mu_s = 0.015$ 之強迫振動反應

..... 69

表 5-10 設施負載時採用靜摩擦係數 $\mu_s = 0.015$ 之強迫振動反應

歷時..... 70

表 5-11 設施負載時採用靜摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應

..... 70

表 5-12 設施負載時採用靜摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應

歷時..... 71

圖次

圖 1-1 研究流程 5

圖 3-1 實尺寸鋼構造實驗屋之柱位配置規劃設計示意圖 . 17

圖 3-2 實尺寸鋼構造實驗屋與實驗場址之平面比例關係圖 .
. 19

圖 3-3 基礎設施規畫五層樓實尺寸鋼構造實驗屋之平立面模
型圖 19

圖 3-4 基礎設施規畫五層樓實尺寸鋼構造實驗屋之 3D 模型圖
. 19

圖 3-5 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部 RC 基礎結構平面圖
. 20

圖 3-6 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 底座結構平面圖
. 21

圖 3-7 基礎設施規畫五層樓鋼構屋之地上各層結構平面圖 . .
. 21

圖 3-8 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施之剖視圖 22

圖 3-9 盤式支承上視圖 23

圖 3-10 盤式支承 A-A 剖面圖 23

圖 3-11 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部 RC 基礎建築平面

圖	25
圖 3-12 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 基礎建築平面圖	26
圖 3-13 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施防落拉耳剖視圖	26
圖 3-14 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施實尺寸支點基座剖視圖	27
圖 3-15 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施縮尺寸支點基座剖視圖	27
圖 3-16 上部結構設施所規畫壹層樓鋼構造實驗屋之立面設計圖	30
圖 3-17 上部結構設施所規畫壹層樓鋼構造實驗屋之平面設計圖	30
圖 3-18 壹層樓鋼構造實驗屋與基礎設施和激振器之平面關係圖	31
圖 4-1 SN490B 鋼材各溫度之彈性模數比較	34
圖 4-2 混凝土材料($f_c'=27.5\text{MPa}$)在各溫度下之彈性模數	35
圖 4-3 SN490B 鋼材各溫度之工程應力-應變圖	35
圖 4-4 SN490B 鋼材各溫度之真實應力-應變曲線	36
圖 4-5 混凝土材料($f_c'=27.5\text{MPa}$)各溫度之工程應力-應變曲線	

.....	37
圖 4-6 混凝土材料($f'_c=27.5\text{MPa}$)各溫度之真實應力-應變曲線	
.....	37
圖 4-7 鋼材各溫度下之柏松比	38
圖 4-8 鋼材各溫度下之熱傳導係數	39
圖 4-9 混凝土材料各溫度下之熱傳導係數	40
圖 4-10 鋼材各溫度下之比熱	41
圖 4-11 混凝土材料各溫度下之比熱	42
圖 4-12 SN490B 鋼構造實驗屋立面示意圖	43
圖 4-13 SN490B 鋼構造實驗屋平面示意圖	44
圖 4-14 SN490B 鋼構造實驗屋結構平面設計圖	44
圖 4-15 整體鋼構屋模型	45
圖 4-16 模型 X-Y 立面邊界條件示意圖	48
圖 4-17 SG1 內梁之載重比例分配	48
圖 4-18 SC2 內柱之載重比例分配	50
圖 4-19 ISO-834 升溫曲線	51
圖 4-20 整體鋼構架變形圖	53
圖 4-21 整體鋼構架變形圖(隱藏樓板)	54
圖 4-22 樓板 A-A 斷面之垂直向變位圖於破壞溫度 654.8°C	

..... 55

圖 4-23 樓板 B-B 斷面之垂直向變位圖於破壞溫度 654.8°C ·
..... 55

圖 4-24 內梁 SB1 變形 ····· 56

圖 4-25 外梁 SG1 變形圖 ····· 57

圖 4-26 外側小梁 Sg1 中點垂直向變位與溫度關係圖 ··· 58

圖 5-1 實尺寸鋼構實驗屋整體設施單自由度數學模型示意圖
..... 61

圖 5-2 激振器運作原理 ····· 63

摘要

關鍵詞：複合性災害、實尺寸鋼構造、火災、地震

一、研究緣起

「複合性災害」通常指一個主要災害事件的發生，所造成之損失極少侷限為單一災害，往往會直接或間接衍生其他次要的災害，形成一種鏈結的關係。本研究之「複合性災害」係定義為火災與震災的交互影響，即建築物受火害後尚未修復又遭受地震災害，或遭受地震災害後尚未修復又受火害，並先從火害後之耐震影響進行研究。國內外有關建築構件於火害下之耐火結構行為之試驗，鮮少進一步再對其進行耐震能力評估，而主要是以單獨構件的形式來進行耐火試驗，將單獨構件以標準升溫曲線加熱，藉以評估此單獨構件之耐火時效與其在火害下之結構行為與破壞模式，通常實際建築的構件皆相互連接與接合，因此單獨構件的耐火試驗方法無法反應此種實際構件的邊界條件，且傳統耐火試驗方法與實際建築結構受火害與地震複合性災害侵襲時，其內部構件的耐火行為是否有所不同，值得做更深入之研究。因此，最符合實際建築構件的複合性災害評估方式應該是在真實火災場景下，利用實尺寸實驗屋配合振動源進行火災實驗來加以驗證與評估。本研究以設計與建構複合性災害實驗用實尺寸(full-scale)鋼構屋，及研究災害前後鏈結影響之結構行為為主要目標。針對火災與地震交互作用之複合性災害特性，規劃經濟可行之基礎設施與部分上部結構設施，並著重火害後耐震行為現地試驗，分析模擬對基礎設施及上部結構設施之外載需求，進行配套之鋼構實驗屋尺寸與構件之分析與設計，同時進行建構施工及監造事宜。以期建立實尺寸鋼構實驗屋之結構分析模型並完成實尺寸鋼構實驗屋之設計及施工。建構日後鋼構建築複合性災害作用下耐火科技研發計畫多層次研究需求之基礎實驗設施與測試平台。

二、研究方法及過程

基於火災與地震交互作用之複合性災害特性，並於有限的經費限制下，規劃經濟可行之基礎設施與部分上部結構設施，並著重火害後耐震行為之現地試驗相關模擬與研究，分析模擬對基礎設施及上部結構設施之外載需求，進行配套之鋼構實驗屋尺寸

與構件之分析與設計，並探討經濟有效的外力加載方式，以配合未來進行火害後耐震能力評估之可行性研究，同時進行建構施工及監造事宜。

三、重要發現

本研究團隊在有限的經費限制下，根據兩次專家學者座談之委員建議事項，規劃興建經濟可行之基礎設施與上部結構設施，並完成實尺寸壹層樓鋼構實驗屋火害前與火害下的結構分析，亦完成實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施之規畫評估，本研究之重要發現如下：

- (1) 針對複合性災害實驗用試驗平台基礎設施的規劃，本研究團隊以未來研究案最大可能構築之實尺寸五層樓鋼構造實驗屋做為需求，設計與興建基礎設施，基礎設施上之柱位配置採用 4x3 的柱位配置(即：3 跨x2 跨，12 根柱子)。
- (2) 本研究在有限的經費下，設計與興建實尺寸壹層樓鋼構實驗屋。
- (3) 本研究已建立實尺寸壹層樓鋼構實驗屋的三維非線性有限元素數值分析模型，並完成實尺寸壹層樓鋼構實驗屋於高溫下之結構分析，在內梁承受 0.5 之彎矩載重比與內柱承受 0.3 之軸力載重比下，此壹層樓鋼構實驗屋的破壞由內柱的挫屈破壞來決定，其破壞溫度為 654.8°C。
- (4) 本研究完成實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施之規畫評估，初步研究發現在空台時，當摩擦係數為 0.015 時，其產生最大的位移極值約為 92cm，當摩擦係數為 0.004 時，其最大的位移極值約為 157cm；負載時，當摩擦係數為 0.015 時，其產生最大的位移極值約為 1cm，當摩擦係數為 0.004 時，其最大的位移極值約為 18cm。

四、主要建議事項

建議一

實尺寸鋼構屋之火害結構行為實驗：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、中鋼結構公司

國內外有關鋼構建築中的構件於火害下結構行為之試驗，主要是以單獨鋼構件來進行耐火試驗，將單獨鋼構件以標準升溫曲線加熱，藉以評估此單獨鋼構件之耐火時效與其結構行為，然而，最符合實際鋼構建築構件之耐火評估方式應該是在真實火災場景下。

建議二

建立實尺寸鋼構屋火害前後識別參數及損壞指標研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、國家地震工程研究中心

無論是實驗室火害研究或是現場實尺寸實際火場試驗，傳統均以設計載重進行火害前後之性能研究，惟該結構之耐震性能評估，可藉由複合性災害實驗用試驗平台，進行火害前後之實尺寸鋼構屋參數識別，以釐清重要之動態參數與火害之關係，同時可作為未來實尺寸鋼構屋火害後耐震補強研究之參考依據，並進而擴充至火害後鋼結構安全評估準則研議。

Abstract

Keywords: Complex Disasters, Full-Scale Steel-Framed Building, Fire, Earthquake

The definition of “complex disasters” generally refers to that the occurrence of a main disaster rarely causes the damages from a single disaster but usually from the direct disaster or the subsequent secondary disasters. The damages of “complex disasters” are from the chained-related multi-disasters. In this research, “complex disasters” refer to the interaction of fire and earthquake, such as the post-fire buildings subjected to an earthquake or the post-earthquake buildings subjected to fire. Taiwan locates in the earthquake zone of the Pacific Rim. The post-earthquake buildings are usually subjected to the followed fires. Fast assessment mechanism is needed to understand the usabilities of this kind of buildings subjected to complex disasters in order to reduce the secondary damages. The fire-resistant behaviors of building components in fire are mainly tested by single structural component subjected to the fire according to the standard elevating temperature-time curve. For more complicated buildings and fire scenarios, this kind of fire tests usually cannot provide the fire responses of the whole building. Besides, the temperature distribution of the heat flow field for a building in fire varies due to different fire ignition methods, fire spreading speeds and fire spreading scenarios. The temperature distribution of a structural component, such as beam or column, is not uniform in a building fire because of its relative location to floor and wall, and its exposed surfaces to fire. This special kind of thermal-stress condition causes the strength variation of a building structure after fire, and has a large influence for the structural safety of a post-fire building structure. Therefore, the best fire assessment method is to use the full-scale building structure subjected to the real fire scenarios for verification.

Based on the complex disaster characteristic of fire-earthquake interaction and limited budget, this project planned the economical and feasible base facility and superstructure, and focused on the in-situ test related simulations and studies of the components’

earthquake-resistant behaviors. This project analyzed the loading requirements for the base facility and superstructure, proceeded the dimensions and member analysis and design for the related steel framed experimental house, and discussed the economical and effective loading methods to perform the feasibility study of the future earthquake-resistance evaluation after fire.

The important findings of this research project are as follows:

(1) For the needs of complex disaster experiments, a base facility, on which a full-scale five-story steel framed experimental building could be built in the future, was designed and constructed.

(2) With the limit budget, a one-story steel framed experimental house was designed and constructed.

(3) This research has developed the 3-D nonlinear finite-element numerical analysis model for the full-scale one-story steel framed experimental house, and completed the structural analysis of the one-story steel framed experimental house in high temperatures.

(4) This research has completed the planning evaluation of the static and forced vibration loading facility for the full-scale steel framed building.

This project comes to two immediate strategies.

For the first immediate strategy:

1. Fire test for a full-scale steel framed building.
2. The fire-resistant behaviors of building components in fire are mainly tested by single structural component subjected to the fire according to the standard elevating temperature-time curve.
3. The fire-resistant time and behavior of a single component are evaluated by this method.
4. However, the best fire assessment method is to use the full-scale building

structure subjected to the real fire scenarios for verification.

For the second immediate strategy:

1. Vibration characteristic study for a full-scale steel framed building before and after fire.
2. Typical performance evaluations of scale-down components or full-scale structures under fire damage are based on design or ultimate loading demands.
3. However, the seismic resistant performance of the full-scale steel model building of current research subject can be evaluated through system identification of dynamic characteristics based on the established multi-hazard outdoor experimental facilities.
4. The relationships between those dynamic factors and the degradation of material properties subjected fire damage are important to perform seismic rehabilitation.
5. Furthermore, they can be expanded to be the evaluation guidelines for safety evaluation of fire-damaged steel structures.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

臺灣位處環太平洋地震帶，地震後常伴隨重要設施如發電廠、醫療院所、重要維生管線等場所火災之災情，且火害後結構之耐震能力亦需快速之評估機制，以早期掌握複合性災害災後重建之能力評估，降低後續餘震造成之二次災損。「複合性災害」通常指一個主要災害事件的發生，所造成之損失極少侷限為單一災害，往往會直接或間接衍生其他次要的災害，形成一種鏈結的關係。本研究之「複合性災害」係定義為火災與震災的交互影響，即建築物受火害後尚未修復又遭受地震災害，或遭受地震災害後尚未修復又受火害，並先從火害後之耐震影響進行研究。國內外有關建築構件於火害下之耐火結構行為之試驗，鮮少進一步再對其進行耐震能力評估，而主要是以單獨構件的形式來進行耐火試驗，將單獨構件以標準升溫曲線加熱，藉以評估此單獨構件之耐火時效與其在火害下之結構行為與破壞模式，通常實際建築的構件皆相互連接與接合，因此單獨構件的耐火試驗方法無法反應此種實際構件的邊界條件，且傳統耐火試驗方法與實際建築結構受火害與地震複合性災害侵襲時，其內部構件的耐火行為是否有所不同，值得做更深入之研究。因此，最符合實際建築構件的複合性災害評估方式應該是在真實火災場景下，利用實尺寸實驗屋配合振動源進行火災實驗來加以驗證與評估。

本研究以設計與建構複合性災害實驗用實尺寸(full-scale)鋼構屋，及研究災害前後鏈結影響之結構行為為主要目標。針對火災與地震交互作用之複合性災害特性，規劃經濟可行之基礎設施與部分上部結構設施，並著重火害後耐震行為現地試驗，分析模擬對基礎設施及上部結構設施之外載需求，進行配套之鋼構實驗屋尺寸與構件之分析與設計，同時進行建構施工及監造事宜。以期建立實尺寸鋼構實驗屋之結構分析模型並完成實尺寸鋼構實驗屋之設計及施工。建構日後鋼構建築複合性災害作用下耐火科技研發計畫多層次研究需求之基礎實驗設施與測試平台。

國內外有關建築構件於火害下之耐火結構行為之試驗，主要是以單獨構件的形式來進行耐火試驗，將單獨構件以標準升溫曲線加熱，藉以評估此單獨構件之耐火時效與其在火害下之結構行為與破壞模式，然而，此種耐火試驗方法與實際建築結構受火

害侵襲時，其內部構件的耐火行為是否有所不同，值得做更深入之研究，通常實際建築的構件皆相互連接與接合，因此單獨構件的耐火試驗方法無法反映此種實際構件的邊界條件，此外，實際建築受到火害侵襲時，不同的延燒方式與延燒速度將造成建築內部空間熱流場分布之變化，因而對建築構件所受到的火害溫度分布造成影響，此與單獨構件以標準升溫曲線加熱的耐火試驗方法不同。因此，最符合實際建築構件的火害評估方式應該是在真實火災場景下，利用實尺寸實驗屋進行火災實驗來加以驗證與評估。

另外，受過火害高溫侵襲而倖存的鋼結構建築是否耐震？一直是工程界與學界想要解決的研究課題，尤其是在鋼結構建築數量日益增加且地震頻繁的我國，此研究課題更顯重要。特別值得注意的是，鋼構建築的梁柱接頭處在受到火害高溫侵襲後，由於鋼材、鋁材、螺栓性質的改變，這些梁柱接頭在火害後是否仍能保有其韌性，更值得做進一步的研究與探討。而如何在實尺寸實驗屋的條件限制下，進行火害後之耐震能力評估，囿於傳統耐震評估與相關實驗的設施限制，國內、外鮮少有相關之研究與實證，對於單獨實尺寸鋼構架屋之火害時驗，1998 年英國 BRE (British Research Establishment) 於 Cardington 所進行的八層樓實尺寸鋼構架屋火害實驗，為目前全球所進行過最大型的實尺寸構架屋火害實驗，而火害後之耐震能力測試相關試驗，亦甫於 2011 年由加州州立大學聖地牙哥分校(UC San Diego)，利用其全球獨特之戶外振動台，進行五層樓實尺寸鋼筋混凝土構架屋，相關非結構構件及維生管線火害後之耐震實驗。顯然本研究主題所陳述之複合性災害相關研究議題，正逐漸被國際所重視。本研究計畫相關設施之設計與建構，恰可提供國內外相關研究主題所需之測試平台。

第二節 研究目的與方法

基於火災與地震交互作用之複合性災害特性，並於有限的經費限制下，本研究主要目的為規劃經濟可行之基礎設施與部分上部結構設施，並著重火害後耐震行為現地試驗相關模擬與研究，分析模擬對基礎設施及上部結構設施之外載需求，進行配套之鋼構實驗屋尺寸與構件之分析與設計，並探討經濟有效的外力加載方式，以進行火害後耐震能力評估之可行性研究，同時進行建構施工及監造事宜。本研究計畫之具體研究目的可歸納如下：

- (1) 建置實尺寸鋼構屋實驗設施。
- (2) 模擬分析實尺寸鋼構實驗屋火災前之結構行為。
- (3) 建構實尺寸鋼構實驗屋高溫下之結構分析模型。
- (4) 完成實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施之規畫評估。

基於以上之目的，本研究將先對「實尺寸鋼構實驗屋」之基地進行研究與調查，向本校與建研所相關單位蒐集興建基地的地質鑽探報告，透過專業單位鑽探取得基地的地質鑽探報告，以作為實尺寸鋼構實驗屋基礎設施設計使用。同時召開二次專家學者座談會，密集與貴所長官與同仁討論以獲得此鋼構實驗屋的實際需求，即獲得此鋼構實驗屋的構造方式、用途空間別、日後欲進行的實驗項目、實驗屋尺寸、結構基本配置…等，之後再依貴所的需求設計此「實尺寸鋼構實驗屋」，以符合貴所日後的實驗與研究需求，開展火害、震害、複合災害之相關實尺寸實驗與研究，以求其完善。

於建置試驗平台與鋼構實驗屋的同時，本研究亦同時開展鋼構實驗屋及其試驗平台於火災前之結構行為分析，並建構實尺寸鋼構實驗屋於高溫火害前後結構行為之數值分析模型，配合靜態及強迫振動加載設施之規畫評估，以事先模擬預估實驗屋之可能行為，提供後續實際火害試驗之規劃參考。

第三節 研究步驟流程與進度說明

本研究之進行步驟流程如圖 1-1 所示，其對應之工作規劃甘特圖與進度概述如表 1-1。目前除了已針對蒐集之文獻資料加以研讀整理，同時也分別於 104 年 4 月 24 日及 104 年 5 月 29 日，舉辦了兩場之專家學者座談會，邀集國內專家學者及產官學界先進，根據研討之結論，針對複合性災害實驗用試驗平台，及其未來可能進行之實尺寸鋼構屋規模與尺寸，進行定案討論與分析設計，本研究規劃之基礎設施已於 104 年 8 月 18 日順利發包，並於 104 年 9 月 14 日開始施工，預計於 104 年 12 月 31 日完成，基礎設施中的下半部筏式基礎與上半部 RC 底座中間的 12 顆隔震系統裝置(雙向滑動支承)亦獲得國內廠商贊助，本研究規劃之壹層樓鋼構造實驗屋之興建工程分為兩期，第一期工程預計於 104 年 12 月 31 日完成，第二期工程俟後續核定經費與合作單位合作情形再進行興建。

有關數值分析研究部分，目前已建立並完成鋼構實驗屋於高溫火害中結構行為之數值模型與分析，並完成強迫振動加載設施之規畫評估與耐震結構分析模型。詳細內容請參考本報告第四章及第五章說明。

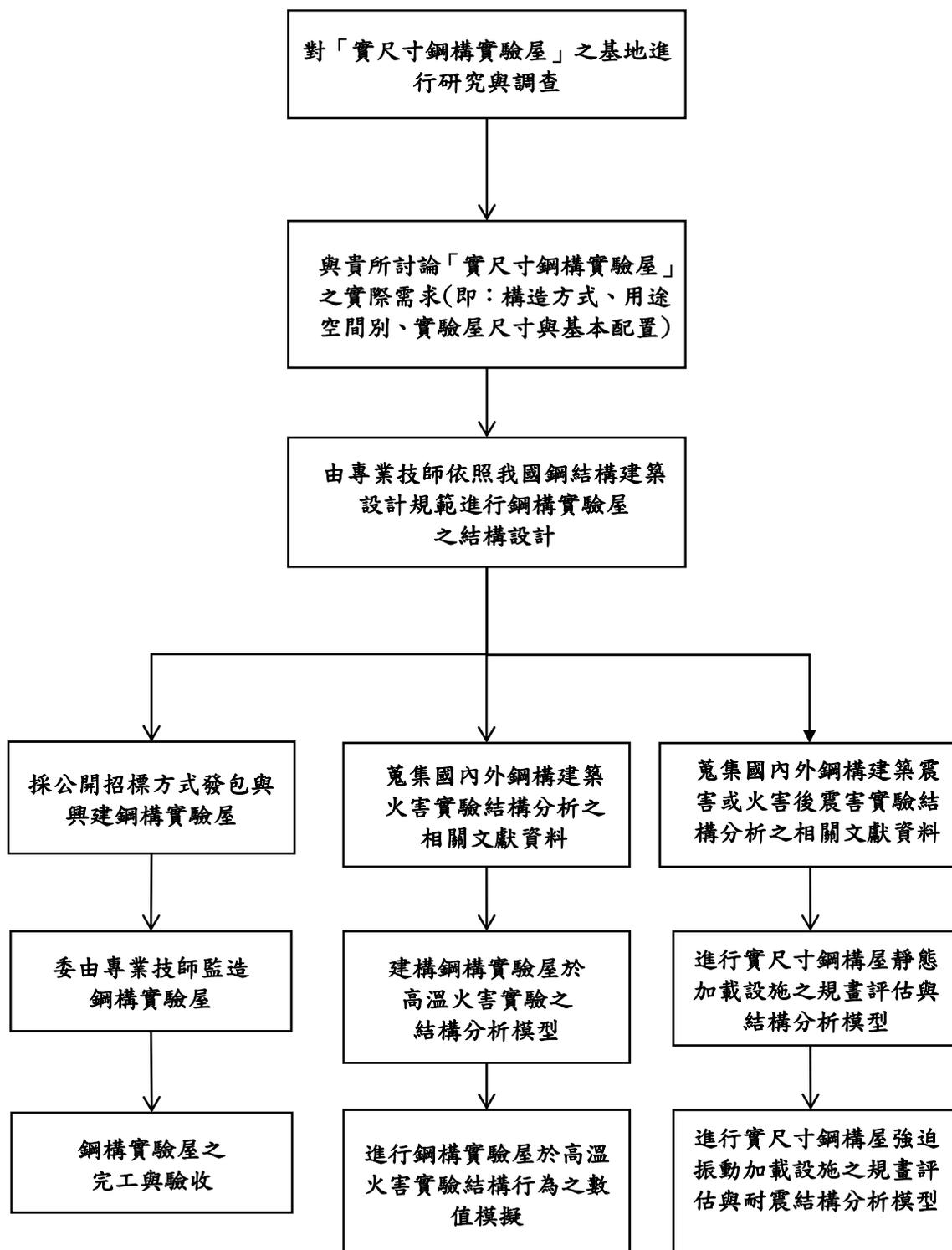


圖 1-1 研究流程

(本研究整理)

表 1-1 工作規劃甘特圖與進度概述

工作項目	月次	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	工作內容進度概述
蒐集國內外鋼構建築火害實驗結構分析相關文獻資料		●	●	●	●	●							蒐集相關文獻資料
蒐集國內外鋼構建築複合性災害實驗結構分析相關文獻資料		●	●	●	●	●							蒐集相關文獻資料
進行基地研究與調查		●											場址調查與研究
第 1 次座談會				●									研討實尺寸鋼構屋之實際需求
鋼構實驗屋之結構設計			●	●	●	●							鋼構實驗屋結構設計
第 2 次座談會					●								研討實尺寸鋼構屋之施工界面
鋼構實驗屋之招標與發包					●	●	●	●					鋼構實驗屋開標
基礎設施施工									●	●	●	●	施作鋼構實驗屋基礎
期中報告撰寫					●	●							
函送期中報告書(6/30, 20 冊)						●							
期中報告審查會議							●						
上部結構施工											●	●	施作鋼構實驗屋上部結構
建構鋼構實驗屋於高溫火害實驗之結構分析模型					●	●	●	●	●	●			模型建立與研析
靜態加載設施之規畫評估與結構分析模型					●	●	●	●	●	●			模型建立與研析
鋼構實驗屋於高溫火害實驗結構行為之數值模擬					●	●	●	●	●	●			模型模擬
強迫振動加載設施之規畫評估與耐震結構分析模型					●	●	●	●	●	●			模型建立與研析
期末報告撰寫									●	●			
函送期末報告書(10/15 初稿, 20 冊)										●			
期末報告審查會議										●			
函送成果報告書(12/21 60 冊成果報告, 2 份光碟)										●	●	●	
預定進度 (累積進度)		5%	10%	16%	33%	49%	59%	67%	77%	92%	97%	100%	

(本研究整理)

第二章 資料蒐集與文獻回顧

第一節 鋼結構於高溫火害中後之行為研究

目前國內外有關鋼結構建築受火害在結構行為的實驗與研究，仍著重在鋼結構建築之構件層級或次構件層級，研究有關柱、梁、樓版、梁柱接頭等重要構件在火害高溫下的結構行為：Ng 和 Gardner【1】進行多組鋼柱試體於高溫下之挫屈試驗，其鋼柱試體分別採用碳鋼與不鏽鋼，試驗後亦使用有限元素軟體進行數值模擬分析，並將數值分析結果與試驗結果比較，以探討有限元素數值分析的準確度，結果顯示，由於不鏽鋼內含耐高溫合金，故不鏽鋼柱之強度與勁度於高溫下皆較碳鋼柱為高，此外，有限元素分析所得鋼柱臨界破壞溫度與試驗值相比較，誤差皆在 10%內；Uppfeldt 等人【2】研究冷軋不鏽鋼箱型短柱在高溫下的臨界破壞溫度，亦進行實驗與相關數值模擬，並於數值模擬中考慮兩種幾何瑕疵，採用殼元素 (S4R) 以不同網格大小進行收斂性分析，研究發現數值模擬的臨界破壞溫度值與實驗值的誤差在 10%內；Wang 和 Li【3】對於受束制並有部分防火被覆損壞的鋼柱，採用 ANSYS 有限元素軟體建立其數值分析模型，並給予鋼柱初始擾動來進行其耐火性分析。

Leston-Jones 等人【4】、Al-Jabri 等人【5】和 Wang 等人【6】的研究主要著重在梁柱螺栓接頭在高溫火害中的行為；Qian 等人【7】以 400°C、550°C、700°C 三種高溫來測試六組梁柱十字接頭試體，而部分試體在梁的部分施加壓力來模擬梁所受的軸向束制；Yu 等人【8】利用特殊的實驗裝置在高溫下施加剪力與軸力於梁柱接頭試體的剪力片上，用以模擬鋼梁在火害高溫時所形成的懸垂效應；Chung 等人【9】亦進行兩組實尺寸耐火鋼與普通鋼梁柱接頭次構件試體之火害實驗，實驗結果顯示耐火鋼接頭在火害高溫中確實較普通鋼接頭擁有較佳的耐火能力；Choe 等人【10】進行了 11 組實尺寸 H 型鋼柱的火害實驗，用以瞭解 H 型鋼柱在不斷上升的高溫下之非彈性挫屈行為和軸壓力-變形的反應；Ding 和 Wang【11】利用 H 形的梁柱次構件試體的火害實驗來研究四種鋼梁與 CFT 圓管柱接合的接頭，採用 H 形梁柱次構件試體，主要可以用來更真實地模擬高溫時鋼梁所產生的軸向束制。

構件或次構件層級的火害實驗雖然可以獲得獨立的構件或次構件在火害高溫下的行為與強度，但這些構件或次構件在鋼結構建築中與其他構件相連接，其真實的邊

界條件所造成之影響難以在構件或次構件層級的火害實驗中顯現，因此利用實尺寸鋼構架實驗屋來進行真實的火害實驗，實有其必要性，但由於實尺寸鋼構造屋的火害實驗所費不貲，規模甚大，需要縝密地設計、安排與規劃，英國 BRE (British Research Establishment) 於 Cardington 所進行的八層樓實尺寸鋼構架屋火害實驗【12-13】為目前全球所進行過最大型的實尺寸構架屋火害實驗，此大型火害實驗發現：由於此八層樓鋼構建築在結構上所擁有超靜定，使其在所測試的火場情境中能展現穩定的結構行為，此外，構件在實尺寸鋼構架屋火害實驗中的結構行為亦不同於傳統設計方法的理解，此項發現顯示出實尺寸構造屋火害實驗之必要性與重要性。

Varma 等人【14】利用有限元素軟體，對於一棟平面配置為 3 跨 5 跨的 10 層樓鋼構大樓受高溫火害下之結構行為，進行三維非線性有限元素數值模擬，數值模型中使用梁元素模擬梁柱構件，並以殼元素模擬混凝土樓板，所考慮的火場情境有兩種：一為五樓整層樓一起升溫的火場，一為五樓的角落局部升溫的火場，數值模擬結果顯示：由於內柱載重較大，因此挫屈破壞皆發生在內柱，在角落局部升溫的火場下，並非全部內柱一起達到挫屈破壞，當部分內柱達挫屈破壞時，力量即重新分配到其餘未破壞之鋼柱上，使得整棟大樓結構不致於崩塌。陳柏均【15】以三維非線性有限元素軟體模擬一棟 5 跨 X 3 跨的 7 層樓的鋼構大樓在一樓受高溫火害下之結構行為，並對該鋼構架建築以耐火鋼的梁、柱構件進行不同的結構配置，藉以探討不同的耐火鋼構件配置對提升構架耐火性能之效益，數值模擬結果顯示：整體鋼構大樓在高溫火害下，因為力量的重新分配，可以大幅提升構架耐火能力，且能避免內柱崩潰式的破壞，整體構架模型中所測試之兩種耐火鋼構件配置方法均能有效提升整體構架破壞溫度，其中，以「內柱內梁採用耐火鋼」具有最佳的經濟效益。李祈安【16】利用三維非線性有限元素軟體來模擬並探討受固定載重作用之鋼構架於火害高溫侵襲下，其箱型鋼柱的高溫補強問題，研究結果顯示：鋼構架之箱型柱高溫補強，以耐火鋼加勁肢在箱型柱內部呈十字形狀排列，所提升的溫度最多，但是若以經濟效益來看，以普通鋼加勁肢在箱型柱內部呈十字形狀排列為最佳，而經由整體三維鋼構架的數值模擬結果驗證了採用十字形排列加勁肢的可行性，並且發現整體三維鋼構架均為內梁與內柱達到破壞。

目前國內外有關鋼結構於火害後行為的實驗與研究，仍著重在材料與構件層級或

次構件層級，Smith 等人【17】為瞭解鋼構架受火害後的使用性能，將 BS4360 Grade 43A 低強度鋼材與高強度鋼材、ASTM A572 Grade 50 鋼材與鍛鐵等鋼材製作成試體，每種鋼材分別加熱至 100°C、200°C、300°C、400°C、500°C、600°C、700°C、800°C、900°C、1000°C，然後自然冷卻至室溫，再進行單軸拉伸試驗與衝擊試驗，實驗結果顯示：鋼材在加溫超過 600°C 時再冷卻至室溫後，鋼材內部組織可能改變造成強度降低，並可能影響鋼結構的安全性。Qiang 等人【18】為了瞭解 S460 與 S690 高強度鋼在受到火害後的機械性質變化，將兩種鋼材製作成單軸拉伸試驗用試體後，每種鋼材亦分別加熱至 100°C、200°C、300°C、400°C、500°C、600°C、700°C、800°C、900°C、1000°C，然後在空氣中冷卻至室溫，再進行單軸拉伸試驗，試驗結果顯示：受火害溫度 650°C 以上之試體降伏強度與拉伸曲線開始有明顯的折減，受 700°C 溫度之試體降伏強度與拉伸曲線應力值折減更為明顯，同時也發現到強度較高的 S690 鋼材折減更明顯。林志宏【19】探討 SM490 鋼板在有無防火被覆之下受火害後的材質變化，而火害溫度為 538°C 與 649°C，再將火害後的鋼材進行衝擊、硬度與標準拉伸試驗等的巨觀試驗以及微觀的金相組織觀察，實驗結果顯示：不論鋼材是否有被覆，其受火害後鋼材的硬度、降伏強度、抗拉強度都降低，但是衝擊值與延伸率都增加。

林世平【20】針對鋼結構的防火披覆進行研究，以常見之高強度鋼材與低強度鋼材分別各以兩種厚度之防火披覆施作，並製成試體進行火害後與火害中的拉伸試驗，結果顯示防火披覆雖能有效減低火害對鋼材的影響，但依舊可能因為藍脆現象使鋼材脆化。王士銘【21】將實尺寸箱型柱與 H 型梁之梁柱銲接接頭，加工製作成小型之梁柱接頭十字試體來進行火害後的拉力實驗，除了對照組試體(未受火害試體)以外，其餘製作好的試體將放入高溫爐中加熱至 900°C 後，再分別以「空氣冷卻」及「水中冷卻」來模擬梁柱銲接接頭火害後之兩種冷卻情形，三種溫度處理的試體，分別進行標準拉伸試驗、硬度試驗和拉力實驗，藉以瞭解梁柱銲接接頭受火害後，鋼材機械性質與破壞模式的變化，研究結果顯示：空氣冷卻試體均在母材處斷裂，與未受火害試體破壞模式類似，水中冷卻試體均在梁翼板與柱翼板銲接之 FCAW 銲道處斷裂，此與火害前銲材的碳含量比鋼材少，但在銲道高溫淬火後，其內部形成的麻田散鐵組織較母材為少，故水冷後銲道強度亦母材為低。李旋瑋【22】建立三維非線性有限元素數值模型來模擬與分析火害後梁柱接頭受到反覆載重作用下之結構行為，梁柱接頭所

採用的型式相同，皆為國內常見的三種梁柱接頭(即：標準型梁柱接頭、側板補強型梁柱接頭、梯形切削減弱型梁柱接頭)，數值分析結果顯示：在受到 800°C 以上高溫火害空氣冷卻後，梁柱接頭的柱面彎矩強度皆較火害前有明顯的下降，但仍能符合 2010 年 AISC 耐震規範的規定，在受到 800°C 高溫以上的火害水冷後，梁柱接頭的柱面彎矩強度皆較火害前有非常顯著的提升，但由於梁翼板與柱板接合處所受之應力過高，可能造成鉸道斷裂，無法符合 4%層間位移角的規定。

第二節 結構試體耐震能力評估

目前常見的結構耐震試驗方法大概有下列幾種：(一)擬靜態載重試驗(Quasi-static loading test method, QST)，(二)振動臺試驗(Shaking table testing method, STT)，(三)擬動態試驗(Pseudo-dynamic testing method, PDT)及(四)即時擬動態試驗(Real-time pseudo-dynamic testing method, RTPDT)。在結構試驗技術中，擬靜態載重試驗(QST)是最常見的，利用連續加載和卸載來觀察材料消能特性、韌性和極限強度等行為，但無法反應結構或材料之動態行為。而振動臺試驗(STT)最大好處為提供結構在地震力作用下真實行為，但若採用縮小尺寸的模型，受尺寸效應影響，會有無法模擬實尺寸結構耐震行為的缺陷。但當採用大尺寸試體時，又需要大容量的千斤頂及油壓供應設備，設置成本相當高。而且，大型或縮尺寸模型振動台試驗所需投入之資金及人力成本相當龐大，所獲得資料型態與有完整量測佈設之真實結構量測所得相似，除非有進一步針對每一根桿件進行損壞模式之控制，否則也不易獲得量化之比對基礎。

有鑑於此，1969年Hakuno【23】，1992年Takanashi【24】及Nakashima【25】等人先後提出擬動態試驗(PDT)的觀念，其優點為將實驗分為子結構實驗和主結構數值模擬兩種要件，其中子結構部分為數學模型尚未能準確掌握之軟弱(critical)構件，數值模擬部分為剩下的線性模型，並應用油壓千斤頂來對子結構施加變形，由荷重計(Load cell)量測對應之反力，並回饋至數值積分模型以進行下一步階(time step)之位移命令計算，由於試驗設備精度、油壓運作時間及數值積分的平衡與收斂種種因素的限制，往往必須放慢實驗的速度，故又稱為慢速動態試驗。然而目前許多的隔減震系統，多應用了阻尼器等高阻尼比構件，這些構件之反力和加載速率相關，必須即時完成整段實驗，傳統擬動態試驗技術往往無法滿足這樣的需求。為了解決這樣的問題，開始有即時擬動態試驗(RTPDT)的發展，即時擬動態試驗的方式和傳統的擬動態試驗基本原理是相同的，唯一的不同是即時擬動態試驗並不放慢試驗的加載速率，簡單來說，在數值積分流程中所使用的結構恢復力(restoring force)，直接由即時運動中之試體所量測而得，在求解完本步階結構反應及下一步階結構位移後，即命令動態致動器將試體在要求的時間下移動到目標位移，反覆此流程直到分析歷時結束。

鑒於地震對建築結構造成之損壞評估需求，許多時間域之識別方法已被廣泛應用

於土木結構物健康狀況之識別中【26-27】。為測試目前已發展之結構損害識別和監測技術，美國土木工程協會(ASCE)之結構健康診斷小組，亦曾經建立第一階段標竿鋼結構(Phase-I Benchmark)振動台實驗資料庫，以供學者測試使用【28】。並於Journal of Engineering Mechanics期刊中出版特刊，在此特刊中介紹了許多利用該資料庫於時間域進行識別之結果【29】。並利用實驗所得結果進行分析以了解識別方法是否可行(Bernal 和 Gunes【30】，Caicedo【31】，Lus【32】)。針對時變系統，時間域之遞迴最小平方法(recursive least -square estimation，簡稱RLS)識別理論漸趨成熟，Chu 和 Lo【33】並已成功應用於一系列鋼結構標竿模型之振動臺量測資料之參數識別，以及臺東縣消防局大樓之損壞評估。

近年來，根據中央氣象局於結構物地震監測系統所量測之動態反應訊號，已有不少的學者利用此數據進行震害後結構物強度變化與損壞評估等相關研究【34】。由於加速度訊號量測較容易且直接，因此在識別方法之研究上多以加速度之量測為主，藉由加速度訊號進行結構物模態特性之識別，觀察模態振動頻率或模態向量變化，據以評估結構物之損壞程度。然而由結構動力理論可知，振動頻率為勁度除以質量開根號，必須在勁度折減至相當程度時，模態振動頻率之改變才會明顯，因此對於較輕微之損壞識別不易。尤其結構受到環境溫度及強風影響，或因材料非線性特性，結構模態振動頻率或模態向量亦容易產生變化【35】，因此損壞誤判的狀況也必須特別注意。目前根據結構物真實量測資料所進行之各種系統識別及損壞評估方式，若該建築在某一地震序列作用下結構構件沒有明顯損壞，往往無法有具體量化的比對依據，僅能等待該建築已有中等至嚴重的損壞時，依據真實勘災的結果，才能予以定性的參考及比對；就好比病人已經中風住院，醫生才知道因為腦部血管受阻，造成血壓上升，引致身體機能受損。由於結構內部各個構件以至於整體結構的損壞有一定的損壞模式，若能進一步根據真實量測資料，於地震序列作用下反應出的動態特性變化模式予以量化研究，應能提供該建築物更完整之損傷資料；亦即若能平時注意身體血壓變化，就能早期發現病癥，早期予以適當的補救。

有鑑於此，許多時間域之識別模式亦大量被應用【36-38】；羅俊雄教授等【36】應用振動台試驗資料，採用自適應式最小平方遞迴識別方法(Adaptive Fading Kalman Filter, AFKF)，針對非線性遲滯系統進行等值勁度與阻尼參數之時變特性識別，並以

類神經網路來修正非線性自我迴歸移動平均識別模式(Nonlinear AutoRegressive Moving Average, NARMA) 【37】之準確性。而洪李陵教授針對建築結構強震監測資料於損壞識別的研究中【39】，建築物受震損壞時，若以時變系統來模擬與識別，可以藉由地震作用之初動、強動及餘動階段的勁度衰減指標SSRI(Story Stiffness Reduction Index)，來觀察建築物受損的狀況；這些研究結果均說明了觀察建築物破壞模式的重要性。由於簡化之數值模擬所提供的驗證，礙於實際強震加速度感應器裝設位置及數量的限制，往往無法完全反應實際結構破壞的行為及程度；而真實結構長期觀測之紀錄正可以提供觀察結構動態行為變化的依據，但是，未破壞之定量參考基準卻不易界定。而對於損壞之程度及位置往往僅能藉由實際發生破壞的案例來驗證，多屬於定性之描述。為達到量化分析及找出與破壞模式相關之動態特性參數，在人為可控制破壞條件的實驗室進行大量的試驗可以提供所需的資料，用以驗證數值分析所獲得的識別方式及損壞敏感指標【36】。

第三節 鋼結構建築火害後之結構系統識別

而針對火害後之耐震能力之複合性災害相關試驗，甫於2011年由加州州立大學聖地牙哥分校(UC San Diego) Hutchinson【40】等人，利用其全球獨特之戶外振動台，進行五層樓實尺寸鋼筋混凝土構架屋，相關非結構構件及維生管線火害後之耐震實驗。董毓利【41】以2跨x2跨之兩層鋼框(構)架樓在固定荷重與火災影響的共同作用下進行試驗，發現：(1)鋼柱在四面受火時，翼板和腹板溫度皆無明顯差異，故分析時可採單一溫度做計算，但是單面受火的鋼柱其翼板和腹板溫度有明顯差異，故須按照熱傳導作分析，較為複雜，(2)由於鋼的比熱較混凝土小，故混凝土樓板對鋼梁有約束作用，如升溫時限制鋼梁膨脹、降溫時限制鋼梁收縮，也因此試驗後發現混凝土樓板中有許多裂縫，(3)組合梁的抗火能力較鋼柱來得好，故在考慮火災情形下應針對鋼柱以及梁柱節點進行保護。

呂俊利【42】認為以往鋼結構受火害之試驗大多只考慮單一構件，如門型柱、簡支梁等，這樣的試驗得出的結果過於保守，而實際上須考慮整體的相互影響，例如梁端的約束情形、樓板的剛性造成柱的側向束制，以及柱單向受火及四面受火的不同。本研究為3跨x3跨之三層鋼框(構)架樓在正常使用載重和火災影響的共同作用下的試驗，研究結果顯示：鋼梁在火災初期變形發生反拱向上位移的現象，隨著溫度提高，鋼梁向下變形慢慢恢復，但最後仍產生殘留向上的變形；鋼柱在火災初期軸向應變為正，隨著溫度升高，應變慢慢變小，最後應變為負；四面受火鋼柱產生了扭轉破壞，單面受火鋼柱及角柱則無明顯破壞。

Kamath等人【43】以1跨x1跨之一層實尺寸鋼筋混凝土RC結構為試驗研究對象，目的為探討地震災害後的火災對RC結構所造成的影響。研究中發現所研究RC結構的第一個塑性鉸發生於大梁之梁端，此RC結構之整體損壞不嚴重，其整體應力及勁度並無大幅下降，整體RC構架未崩塌，屋頂板受到最大的火災損傷，其次是柱子，屋頂板下方梁，地梁，位於隔間後方的梁和柱所受到的損害大於位於隔間前方的梁和柱，地震對RC構件所造成的裂縫並未在火災中惡化，然而這些裂縫讓梁柱構件於火災中加速高溫的傳導，梁構件與柱構件的中段受到較高的溫度侵襲，因為較靠近火源，另

外，在實際火場中，其構件所受之溫度於各個時間點皆為非均勻的，因此採用構件均勻升溫的假設來做分析較為粗略。

第三章 複合性災害實尺寸鋼構屋實驗設施之設計與施工

第一節 對於擬設場址之瞭解

本研究在蒐集數個國內外具有代表性的鋼構造案場後，進行相關研究與分析，在考量未來實尺寸鋼構造實驗屋的興建成本、研究經費及實驗場址的面積限制(24.5m × 90m)等因素下，初步發現採用 4x3 的柱位配置(即：3 跨×2 跨，12 根柱子)，最適合本計畫所需實尺寸鋼構造實驗屋之柱位配置，如圖 3-1 所示。圖 3-2 則顯示 4x3 柱位配置的實驗屋設置於實驗場址的平面比例關係圖。經過研析，實驗屋若採用 4x3 的柱位配置，其在結構上的柱系統能形成基本的內柱、外柱、角柱的區分，而在梁系統能形成基本的內梁、外梁的分別。由於內柱、外柱、角柱和內梁、外梁所受的結構束制條件與垂直載重不同。因此，採用 4x3 的柱位配置的實驗屋在火害時，將能觀測到柱系統與梁系統不同的高溫火害行為與破壞模式。

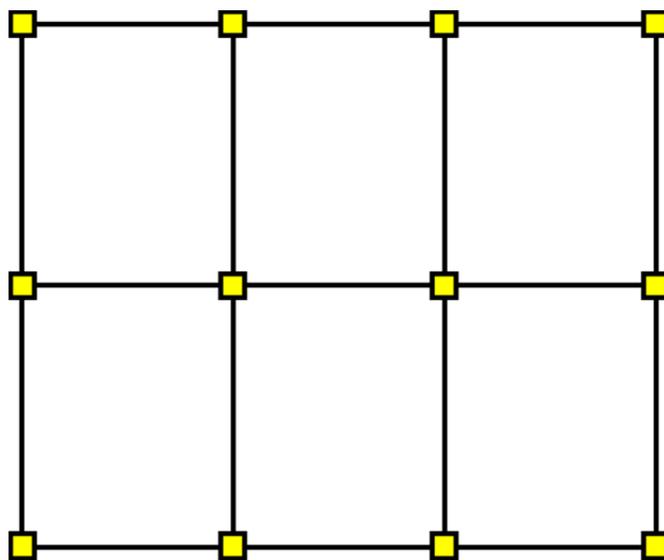


圖 3-1 實尺寸鋼構造實驗屋之柱位配置規劃設計示意圖

(本研究整理)

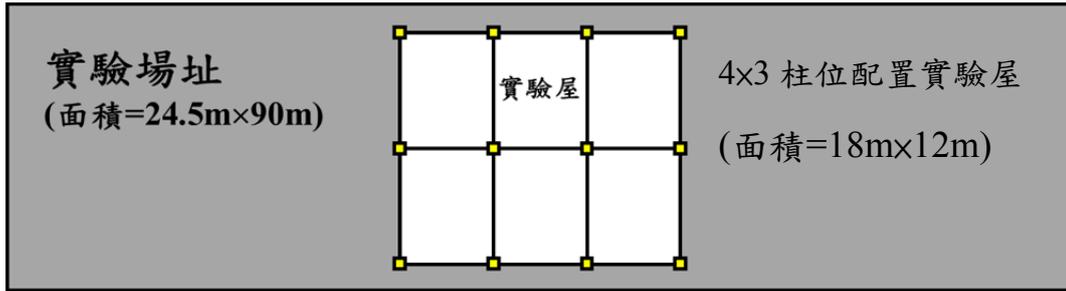
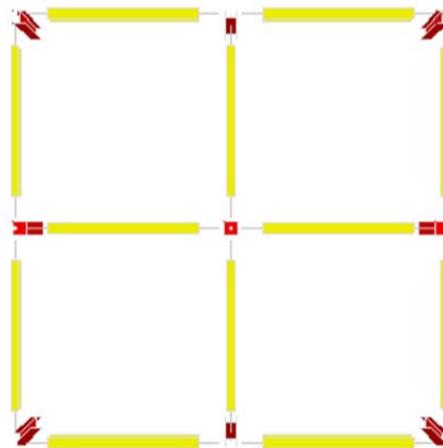


圖 3-2 實尺寸鋼構造實驗屋與實驗場址之平面比例關係圖

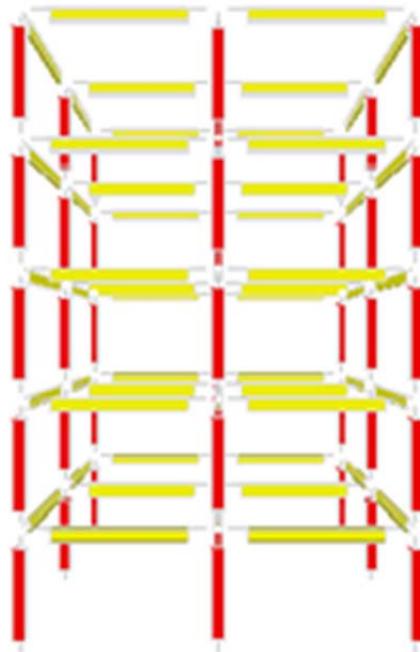
(本研究整理)

3.1.1 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施之設計

本研究以設計與建構複合性災害實驗用實尺寸(full-scale)鋼構屋與試驗平台，及研究災害前後鏈結影響之結構行為為主要目標。針對火災與地震交互作用之複合性災害特性，規劃經濟可行上部構架屋與 RC 底座。為了使實尺寸鋼構造實驗屋的梁柱尺寸具有代表性，針對實尺寸鋼構實驗屋基礎設施之規畫，本研究團隊依照國內建築法規、鋼結構規範、耐震規範以及國內常用之鋼構建築型式，以未來研究案可能所需之實尺寸鋼構造，採最大需求五層實驗屋模擬分析與設計。圖 3-3 顯示由五層樓實尺寸鋼構造實驗屋的平立面模型示意圖，圖 3-4 為五層樓實尺寸鋼構造實驗屋的 3D 模型圖。



(a)平面圖



(b)立面圖

圖 3-3 基礎設施規畫五層樓實尺寸鋼構造實驗屋之平立面模型圖

(本研究整理)

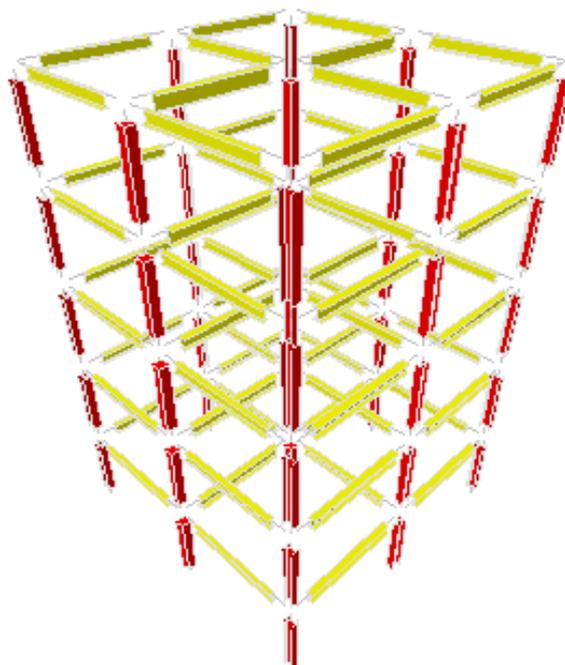


圖 3-4 基礎設施規畫五層樓實尺寸鋼構造實驗屋之 3D 模型圖

(本研究整理)

圖 3-5 及圖 3-6 為實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部 RC 基礎及上半部 RC 底座結構平面圖。圖 3-7 為基礎設施規畫時最大需求：五層樓實尺寸鋼構造實驗屋各層結構平面圖，X 方向有 2 跨，每跨 6 m，X 方向總長 12m；Y 方向有 2 跨，每跨 6m，Y 方向總長 12 m。圖 3-8(a)及圖 3-8(b)為實尺寸鋼構實驗屋基礎設施的剖視圖，其中隔震系統裝置設於下半部筏式基礎與上半部 RC 底座之間，基礎設施規畫時最大需求之各層樓的樓高均為 4.0 m。隔震系統裝置（150T 雙向滑動支承）之上視圖及剖面圖如圖 3-9 及圖 3-10。表 3-1 及表 3-2 為實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部基礎與上半部底座 RC 之梁、柱、版斷面尺寸，表 3-3 為基礎設施規畫時最大需求之五層樓實尺寸鋼構造實驗屋各層結構梁、柱、版斷面尺寸。

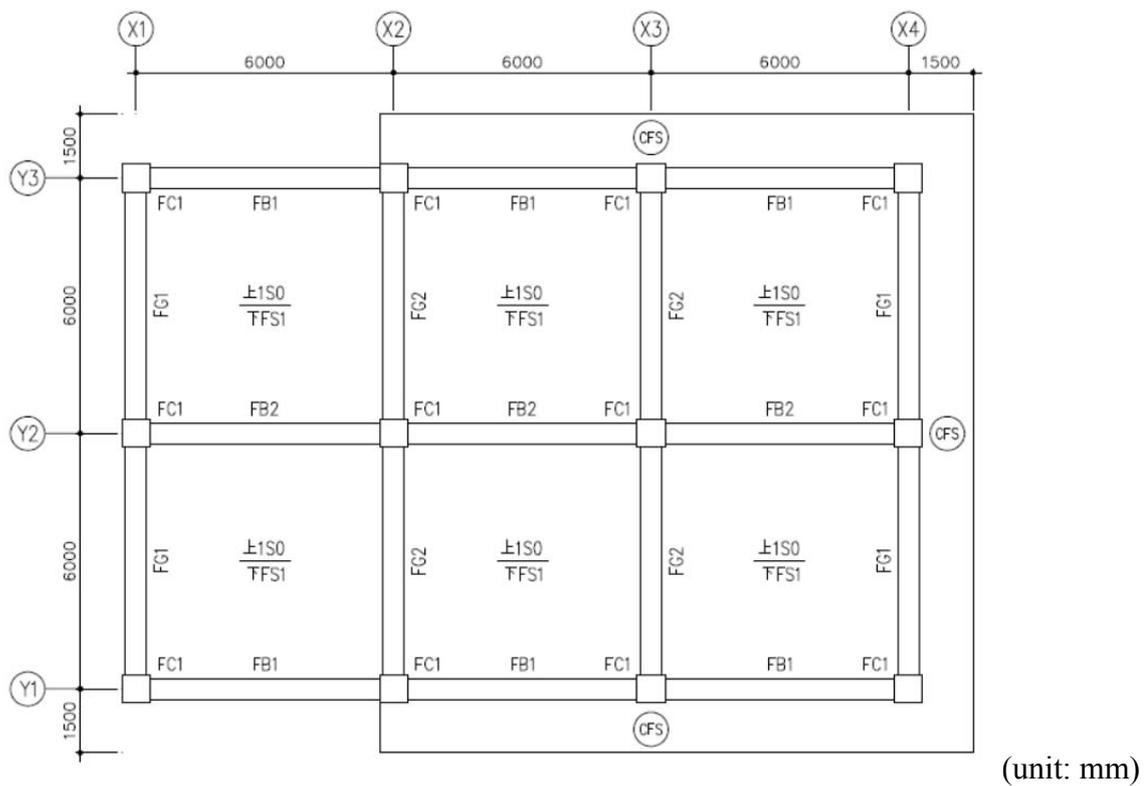


圖 3-5 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部 RC 基礎結構平面圖

(本研究整理)

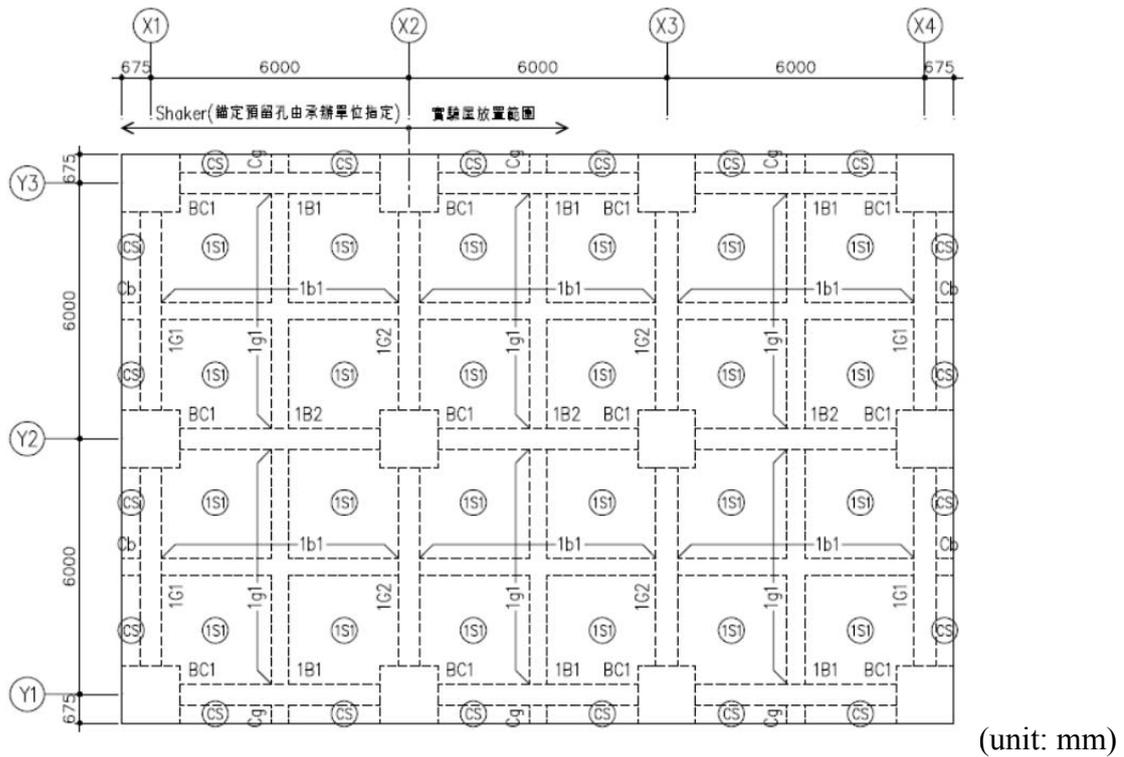


圖 3-6 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 底座結構平面圖

(本研究整理)

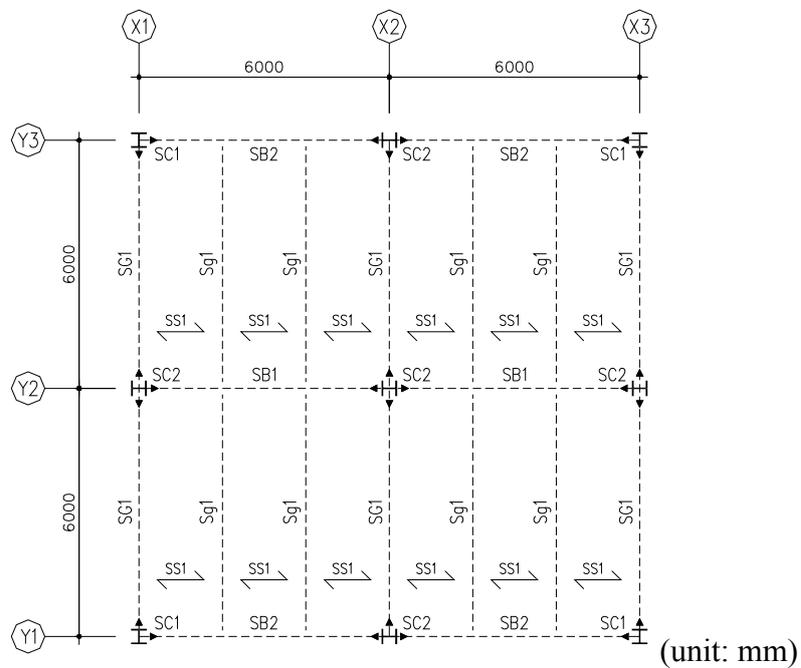
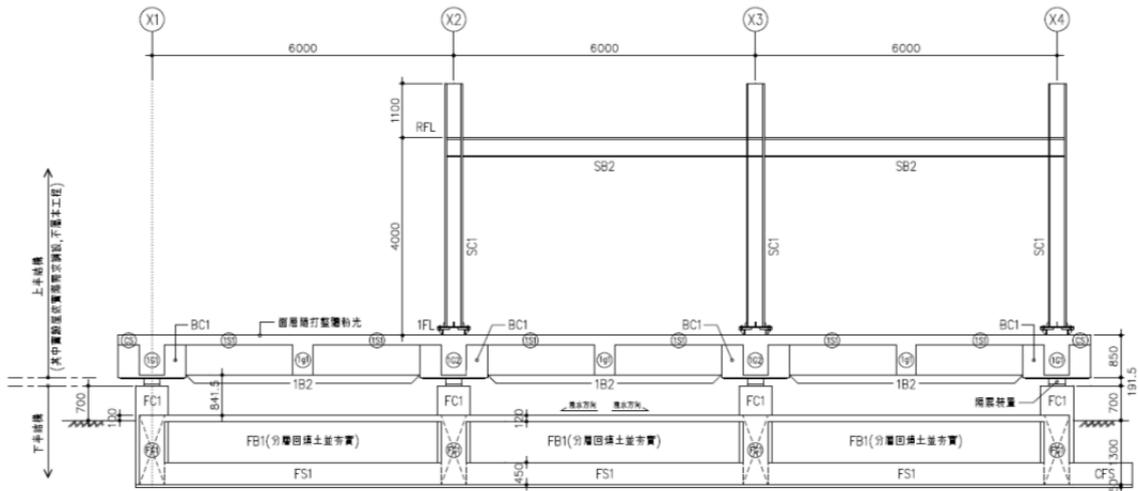


圖 3-7 基礎設施規畫五層樓鋼構屋之地上各層結構平面圖

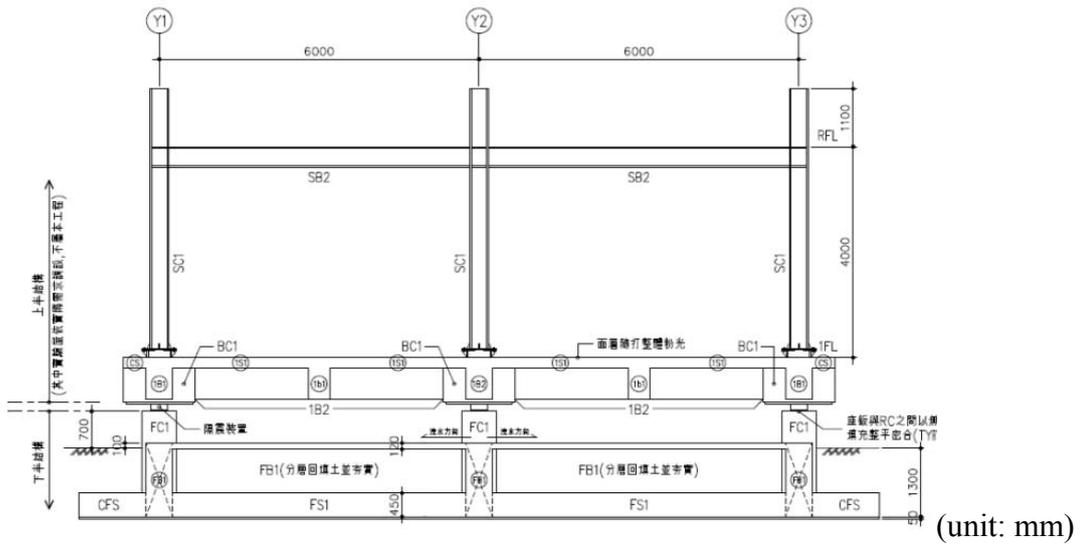
(本研究整理)

複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究



(unit: mm)

(a) X 向剖視圖



(unit: mm)

(b) Y 向剖視圖

圖 3-8 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施之剖視圖

(本研究整理)

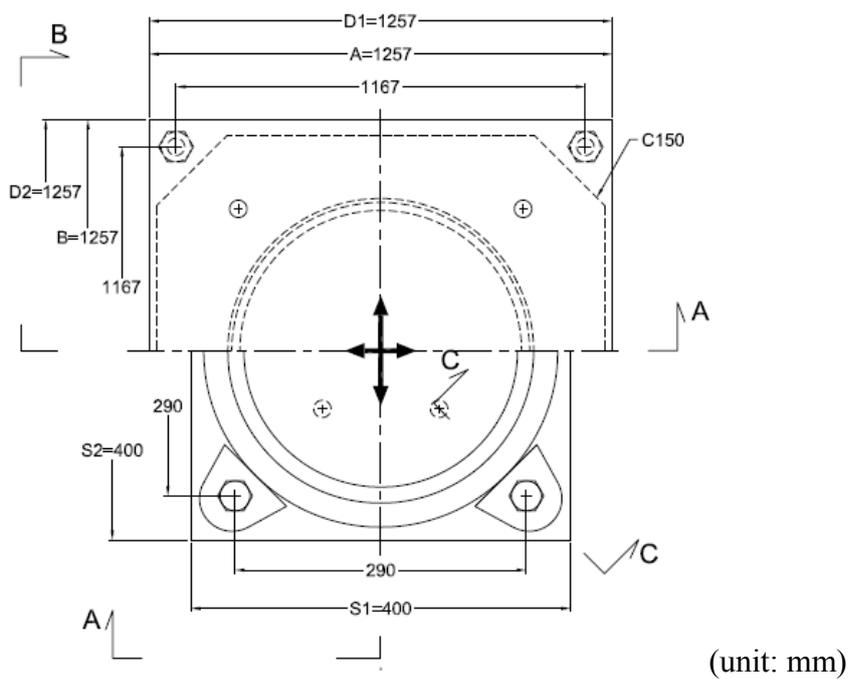


圖 3-9 盤式支承上視圖

(本研究整理)

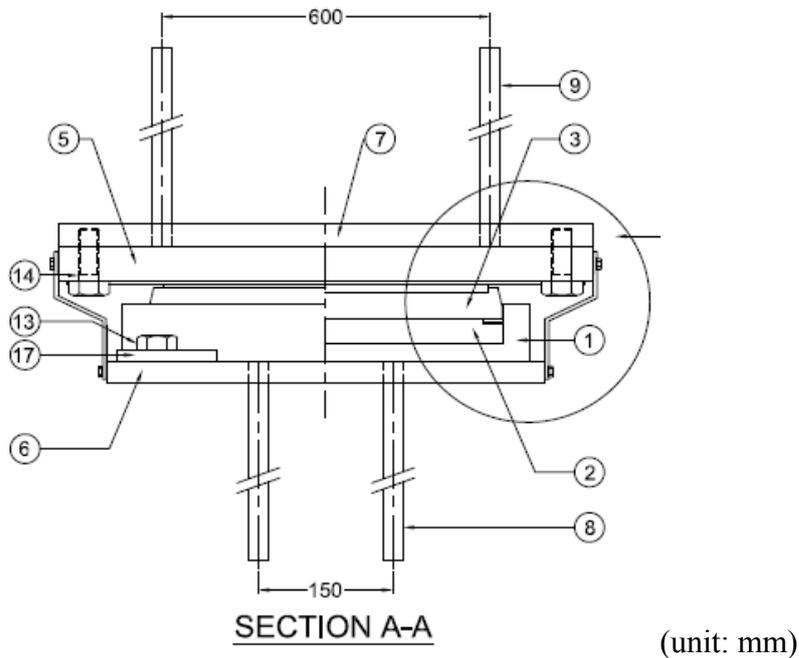


圖 3-10 盤式支承 A-A 剖面圖(unit: mm)

(本研究整理)

表 3-1 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部筏式基礎尺寸表

構件	編號	尺寸 (mm)	f'_c (kgf/cm ²)
柱	FC1	RC 650×650	280
基礎樑	FB1,FB2	RC 500×1400	280
	FG1,FG2	RC 500×1400	280
版	1S0	RC T: 120	280
	FS1,CFS	RC T: 450	280

(本研究整理)

表 3-2 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 底座尺寸表

構件	編號	尺寸 (mm)	f'_c (kgf/cm ²)
柱	BC1	RC 1350×1350	350
樑	1B1,1B2	RC 500×800	350
	1G1,1G2	RC 500×800	350
	1g1,1b1,Cb,Cg	RC 400×800	350
版	1S1,CS	RC T: 200	350

(本研究整理)

表 3-3 基礎設施設計階段地上各層梁柱版尺寸表(LL=500kgf/m²)

構件	編號	尺寸 (mm)	材質
柱	SC1	RH -350×350×12t×19t	SN490B
	SC2	RH -350×350×12t×19t	SN490B
梁	SB1	RH -482×300×11t×15t	SN490B
	SB2	RH -390×300×10t×16t	SN400
	SG1	RH -400×200×8t×13t	SN400
	Sg1	RH -300×150×6.5t×9t	SN400 或 A36
版	DS1	3W-Deck T:150	

(本研究整理)

為確保未來上半部 RC 底座與下半部筏式基礎間之滑動範圍，不致超出滑動支承之設計位移，基礎設施規畫時設置防落拉耳於上半部 RC 底座與下半部筏式基礎間；

同時為配合上部實尺寸鋼構造實驗屋之安裝，於上半部 RC 底座規畫設計兩種支承基座，分別配置於上半部 RC 底座之柱位及大梁與小梁和小梁與小梁之交接處，如圖 3-11 及圖 3-12 之建築平面圖所示。

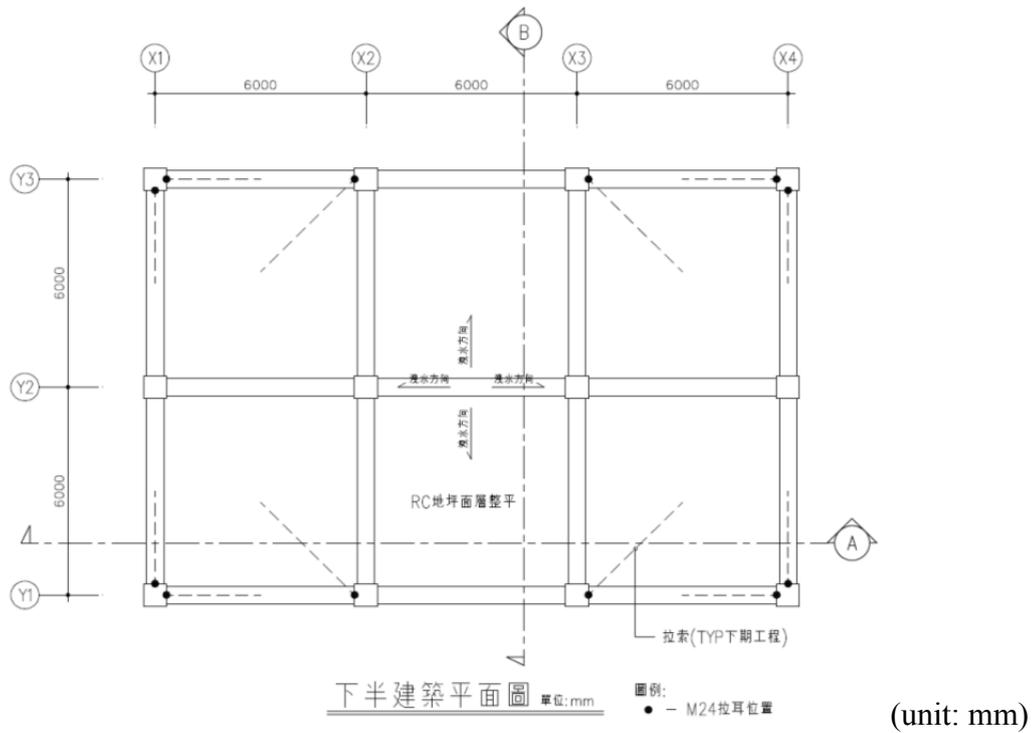


圖 3-11 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施下半部 RC 基礎建築平面圖

(本研究整理)

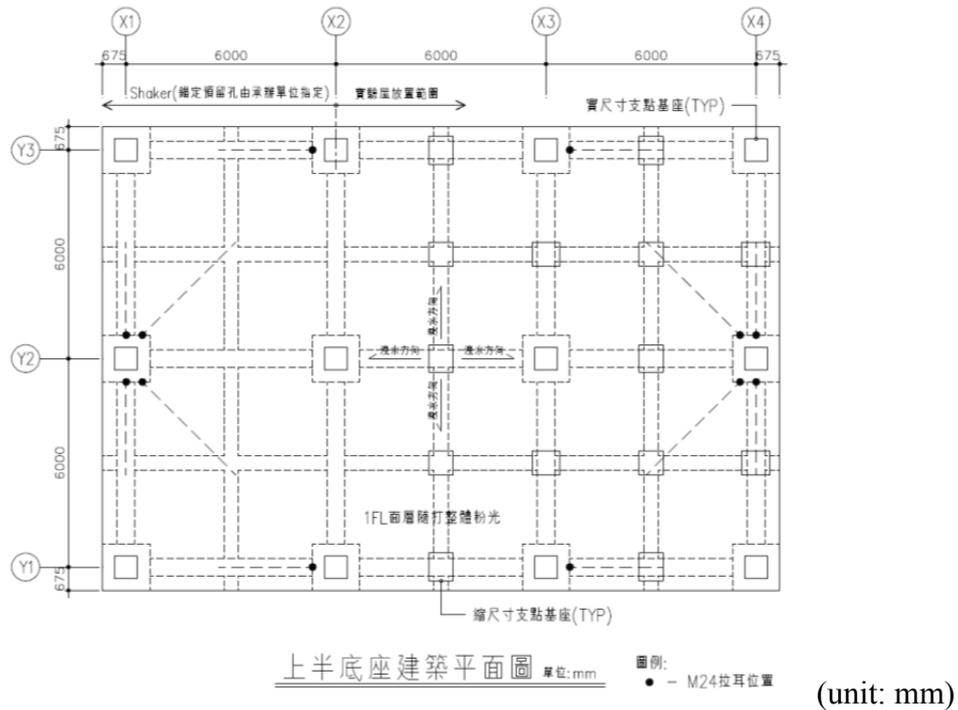


圖 3-12 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 底座建築平面圖

(本研究整理)

上述之防落拉耳之分別預埋於下半部筏式基礎之 FC1，以及上半部 RC 底座之 BC1，其詳圖如圖 3-13 所示。而兩種支承基座，分別以實尺寸支點基座(如圖 3-14)及縮尺寸支點基座(如圖 3-15)代表。

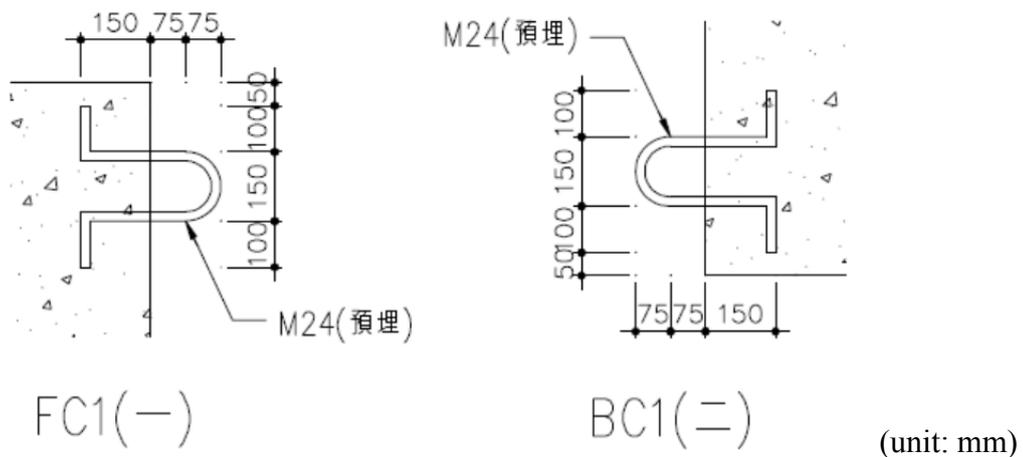


圖 3-13 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施防落拉耳剖視圖

(本研究整理)

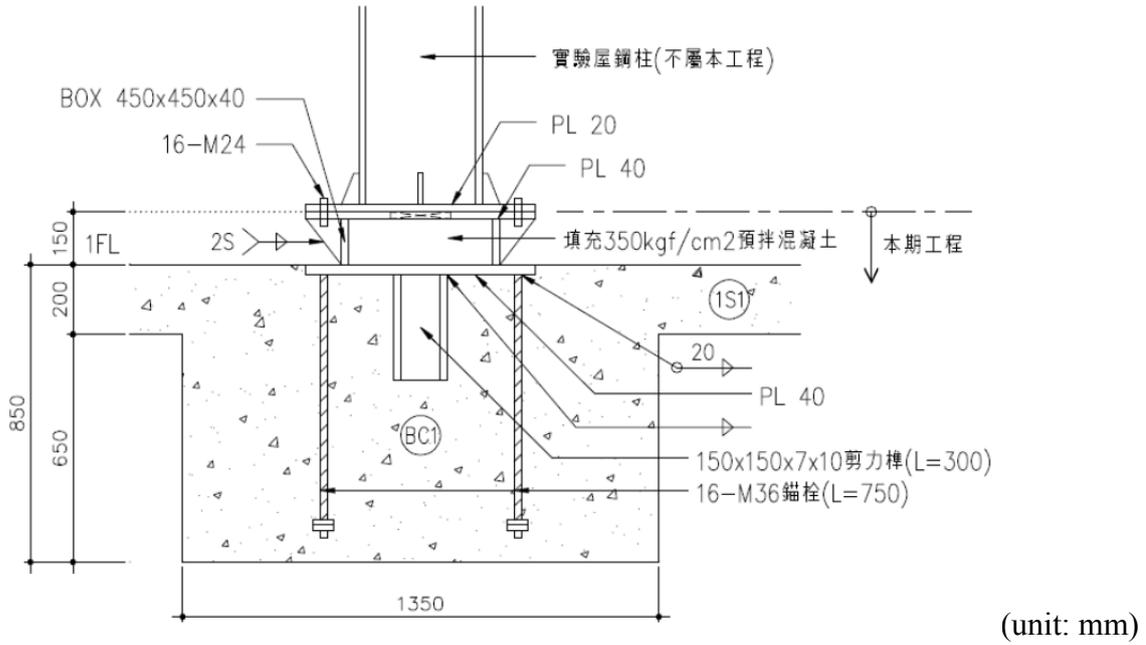


圖 3-14 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施實尺寸支點基座剖視圖

(本研究整理)

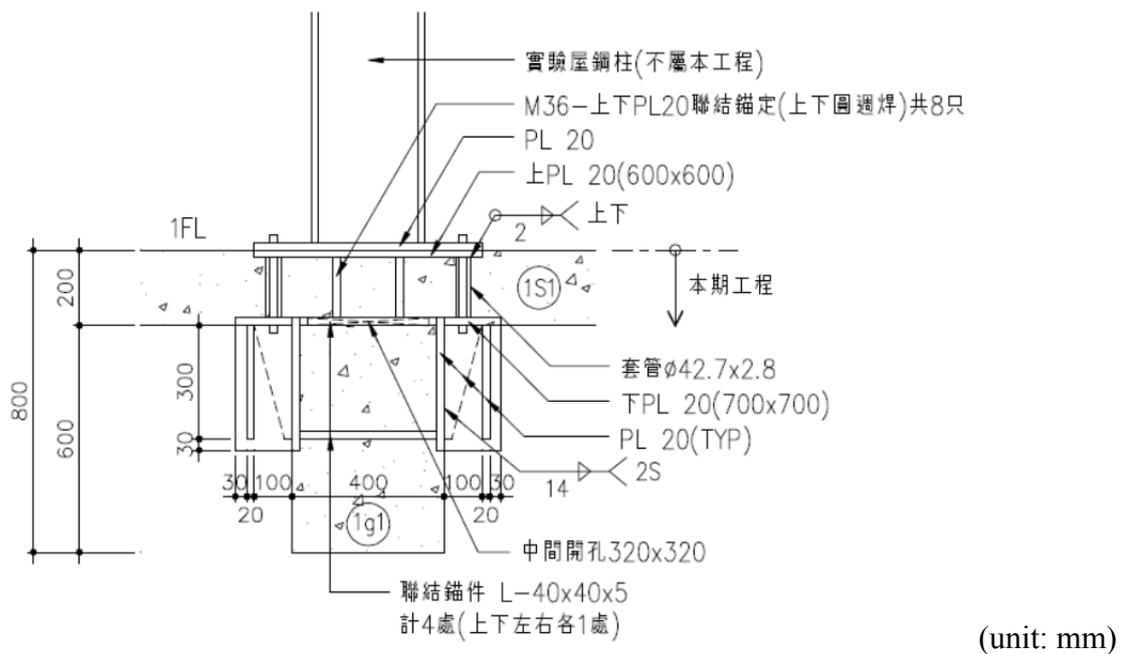


圖 3-15 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施縮尺寸支點基座剖視圖

(本研究整理)

3.1.2 實尺寸鋼構實驗屋基礎設施之施作

前一小節所規劃設計之基礎設施工程，其詳細之施工項目如表 3-4 所示，歷經財團法人成大研究發展基金會分別於 104 年 7 月 30 日、104 年 8 月 11 日及 104 年 8 月 18 日進行三次公開招標過程，於 104 年 8 月 18 日順利發包，本案基礎設施工程於 104 年 9 月 14 日順利開工，隨後即按照既定之施工項目與進度進行，進行：基地之放樣、土方開挖、基礎設施大底之鋼筋綁紮、模板組立、大底混凝土之澆置、地梁放樣、地梁鋼筋綁紮、地梁模板組立、地梁灌漿、FB1 回填土並夯實、1S0 地坪 PC 澆置、1S0 地坪鋼筋綁紮、隔震器(滑動支承)安裝、FC1 柱頭模板組立、FC1 柱頭灌漿、FC1 柱頭拆模、上半部梁柱鋼筋綁紮、上半部 M36 錨錠螺栓安裝、上半部梁柱模板組立、1S1 地坪鋼筋綁紮、1S1 地坪灌漿、1S1 地坪粉光、回填整理場地。本案基礎設施工程中之隔震器(滑動支承)共計十二座，由荔承精密股份有限公司贊助提供。施工過程中，皆有專業技師與研究助理進行現場之監造事宜，本案基礎設施工程預計於 104 年 12 月 31 日完成。

表 3-4 實尺寸鋼構實驗屋基礎設之施工項目

項次	施工項目	項次	施工項目
1	基地放樣	15	1S0 地坪 PC 澆置
2	開挖土方	16	1S0 地坪鋼筋綁紮
3	澆置 PC	17	隔震器按裝
4	大底放樣	18	FC1 柱頭模板組立
5	鋼筋綁紮	19	FC1 柱頭灌漿
6	大底模板組立	20	FC1 柱頭拆模
7	大底灌漿	21	上半部梁柱鋼筋綁
8	地梁放樣	22	上半部 M36 錨錠螺栓安裝
9	地梁腰筋綁紮	23	上半部梁柱模板組立
10	地梁模板組立	24	1S1 地坪鋼筋綁紮
11	地梁灌漿	25	1S1 地坪灌漿
12	地梁拆模	26	1S1 地坪粉光
13	靜置養護	27	回填整理場地
14	FB1 回填土並夯實	28	申報完工

(本研究整理)

第二節 實尺寸鋼構實驗屋上部結構設施

本計畫所興建的上部結構設施，即實尺寸鋼構造實驗屋本體係以 2 跨×2 跨、9 根柱子、每跨 6m 的兩層樓鋼構屋所受之載重與外力進行結構設計，再以此結構設計結果，取其第一層樓之梁、柱、版，興建壹層樓的實尺寸鋼構實驗屋，此壹層樓的鋼構實驗屋之梁柱尺寸與前一節(3.1 節)中為了設計基礎設施所假想的五層樓鋼構屋之梁柱尺寸(表 3-3)不同，由於此壹層樓的鋼構實驗屋之梁柱尺寸來自兩層樓鋼構屋的結構設計，因此其梁柱尺寸較五層樓鋼構屋之梁柱尺寸為小。

本研究團隊中的專業技師依照國內建築法規、鋼結構規範、耐震規範以及國內常用之鋼構建築型式，所設計之壹層樓鋼構實驗屋的立面圖與平面圖如圖 3-16 與圖 3-17 所示，此鋼構造實驗屋為 2 跨×2 跨的 1 層樓建築，樓層高度 4m，其平面 X 方向有 2 跨，每跨 6m，總長 12m，其平面 Y 方向有 2 跨，每跨 6m，總長 12 m。所有鋼柱下端底板將以高強度錨定螺栓固定於上半結構 RC 底座，鋼柱上端將延伸至 1 樓頂版上方 1.1m 處，以利後續增建與加載之用。此壹層樓鋼構實驗屋之梁、柱、版構件尺寸如表 3-5 所示。鋼構造實驗屋與基礎設施、激振器的相對關係如圖 3-18 所示。

此壹層樓鋼構造實驗屋之興建工程分為兩期，如圖 3-16 與圖 3-17 所示，第一期工程預計於 104 年 12 月 31 日完成，第二期工程俟後續核定經費與合作單位合作情形再進行興建。

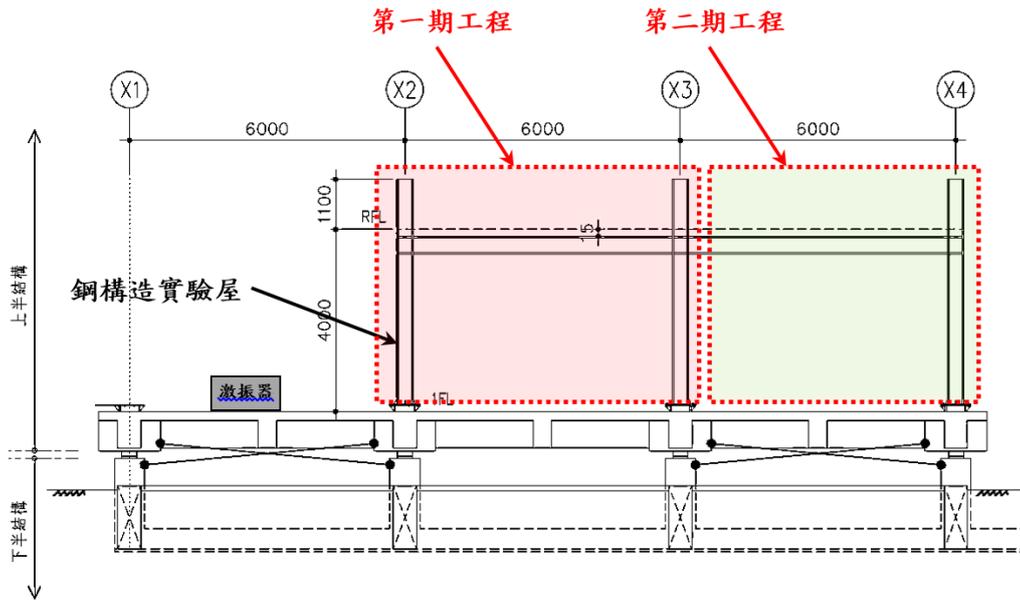


圖 3-16 上部結構設施所規畫壹層樓鋼構造實驗屋之立面設計圖

(本研究整理)

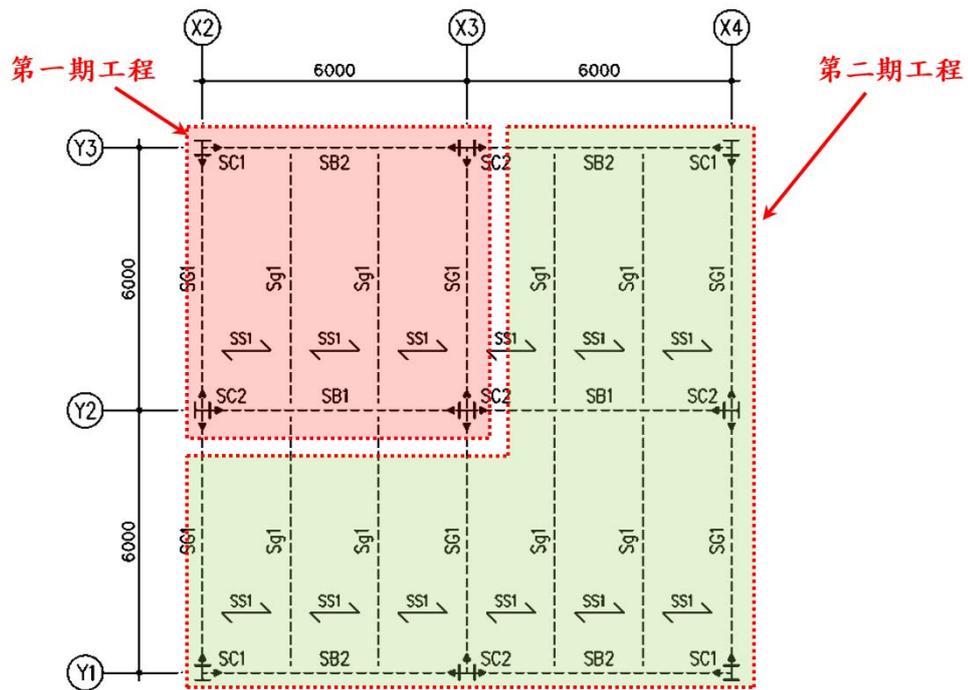


圖 3-17 上部結構設施所規畫壹層樓鋼構造實驗屋之平面設計圖

(本研究整理)

表 3-5 壹層樓鋼構造實驗屋之構件尺寸

構件	編號	構件尺寸(mm)	材質
柱	SC1	RH-300×300×10×15	CNS SN490B 或同等級鋼材
	SC2		
梁	SB1	RH-390×300×10×16	CNS SN490B 或同等級鋼材
	SB2	RH-400×200×8×13	CNS SN490B 或同等級鋼材
	SG1	RH-294×200×8×12	CNS SN490B 或同等級鋼材
	Sg1	RH-300×150×6.5×9	CNS SN490B或A572 或同等級鋼材
版	SS1	t = 150	
備註	上半實驗屋係以2F建物分析所得斷面， 本階段僅取地上壹層樓梁柱結構。		

(本研究整理)

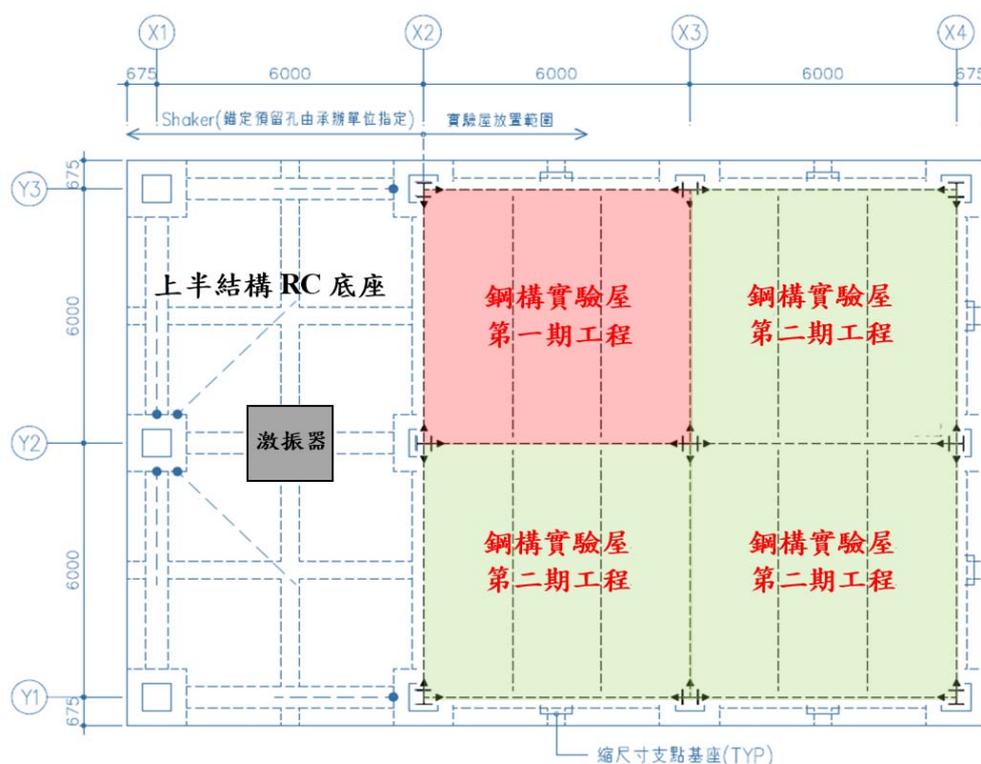


圖 3-18 壹層樓鋼構造實驗屋與基礎設施和激振器之平面關係圖

(本研究整理)

第四章 實尺寸鋼構實驗屋高溫下之結構分析模型

第一節 基本假設

本模型為單層兩跨 \times 兩跨之鋼結構實驗屋，包含了鋼構架與混凝土樓板。其基本假設如下：

- 鋼材為均質性、均向性材料。
- 不考慮鋼材施工過程中產生之殘餘應力。
- 不考慮熱傳導、熱對流與熱輻射之影響於力學分析中。
- 所有的銲接行為皆以束縛約束(Tie)來模擬。例如梁柱接頭、大梁與小梁之連接板銲接。
- 假設鋼構架均為裸鋼。
- 火場模擬是以 ISO-834 升溫曲線來進行溫度模擬，並且整體結構亦以 ISO-834 升溫曲線進行定載升溫。
- 升溫過程忽略熱對流與熱輻射等影響。
- 初步數值模型先假設混凝土之熱膨脹係數與鋼材相等，以克服收斂問題。
- 混凝土樓板與鋼梁之連結以束縛約束(Tie)來模擬，且忽略剪力釘。

第二節 材料參數

本研究使用兩種材料，SN490B 鋼材與抗壓強度為 27.5MPa 的混凝土材料。

4.2.1 彈性模數

SN490B 鋼材於不同溫度下之彈性模數，使用陳諺輝【48】文獻中試驗所得之楊式模數為依據，如圖 4-1 所示。

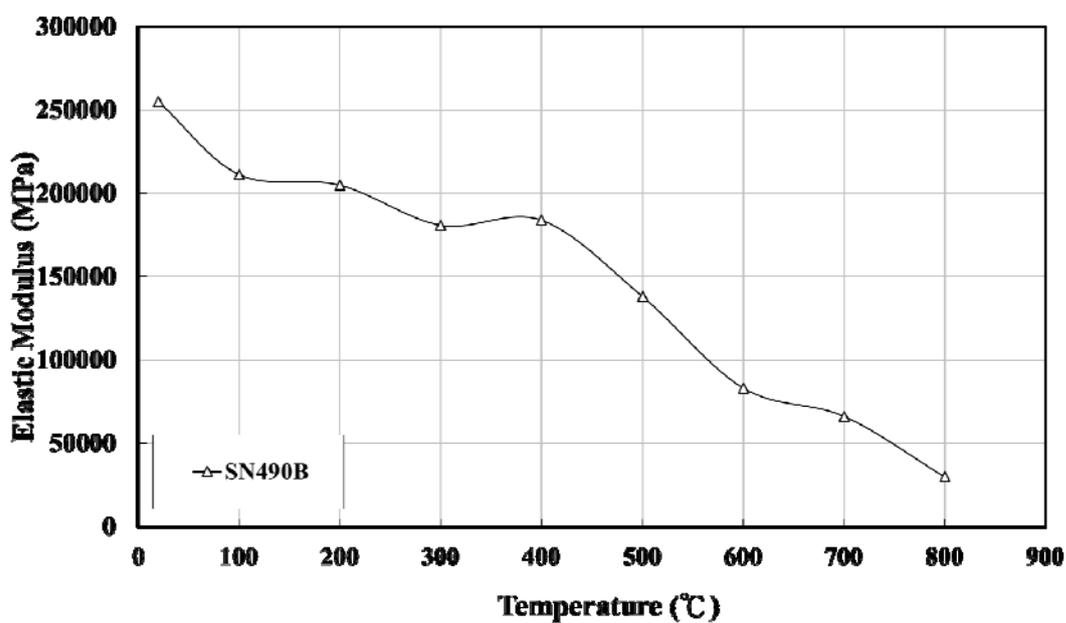


圖 4-1 SN490B 鋼材各溫度之彈性模數比較【48】

(本研究整理)

混凝土材料 $f_c^f = 27.5\text{MPa}$ ，使用 Eurocode-2【44】建議之公式，得到混凝土於不同溫度下之彈性模數，如圖 4-2 所示。

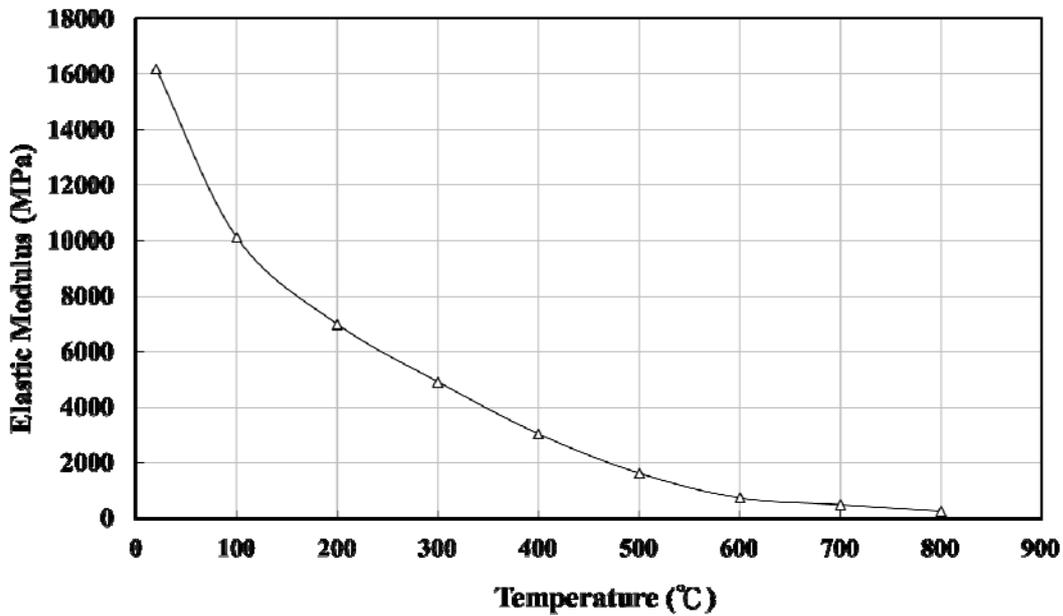


圖 4-2 混凝土材料($f_c = 27.5\text{MPa}$)在各溫度下之彈性模數【44】
(本研究整理)

4.2.2 塑性應力-應變曲線

本研究之 SN490B 鋼材的應力應變曲線，參考陳諺輝【48】文獻中之試驗所得知工程應力應變曲線，如圖 4-3 所示。

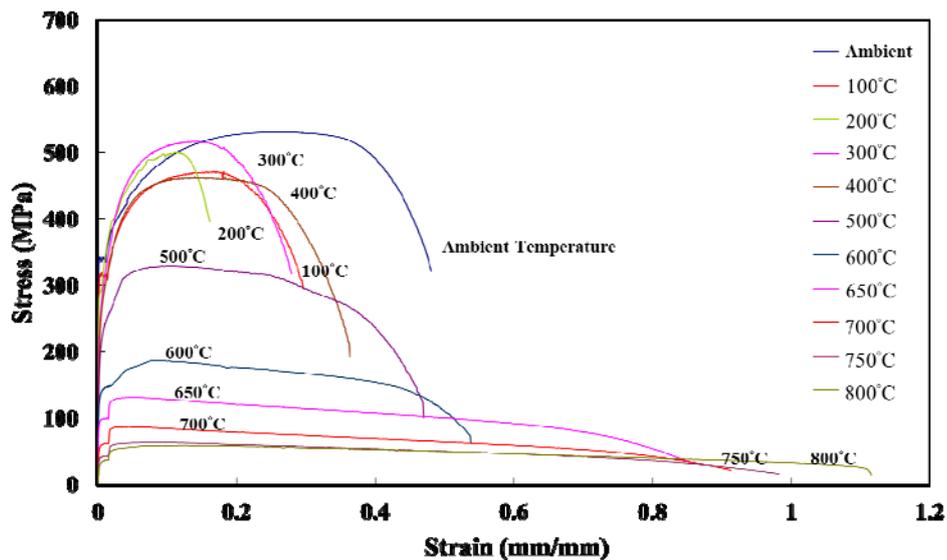


圖 4-3 SN490B 鋼材各溫度之工程應力-應變圖【48】
(本研究整理)

但使用程式模擬須把工程應力-應變曲線，透過材料力學公式轉換為真實應力-應變曲線如圖 4-4，方能於有限元素軟體中使用。

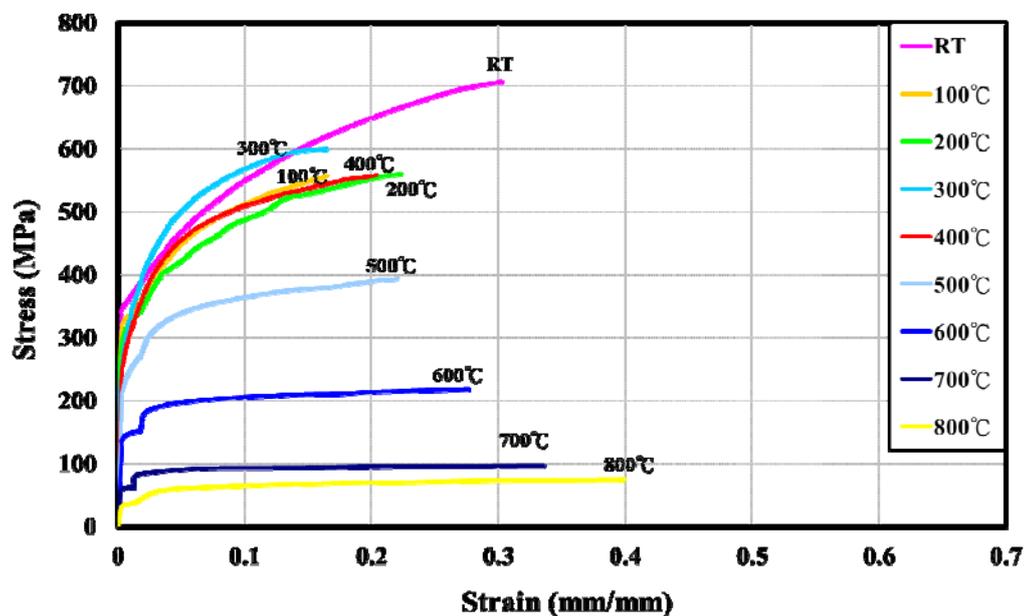


圖 4-4 SN490B 鋼材各溫度之真實應力-應變曲線【48】

(本研究整理)

混凝土材料 $f_c^i = 27.5\text{MPa}$ ，透過 Eurocode-2 中之建議公式，換算混凝土材料在不同溫度下的工程應力應變曲線，如圖 4-5 所示。

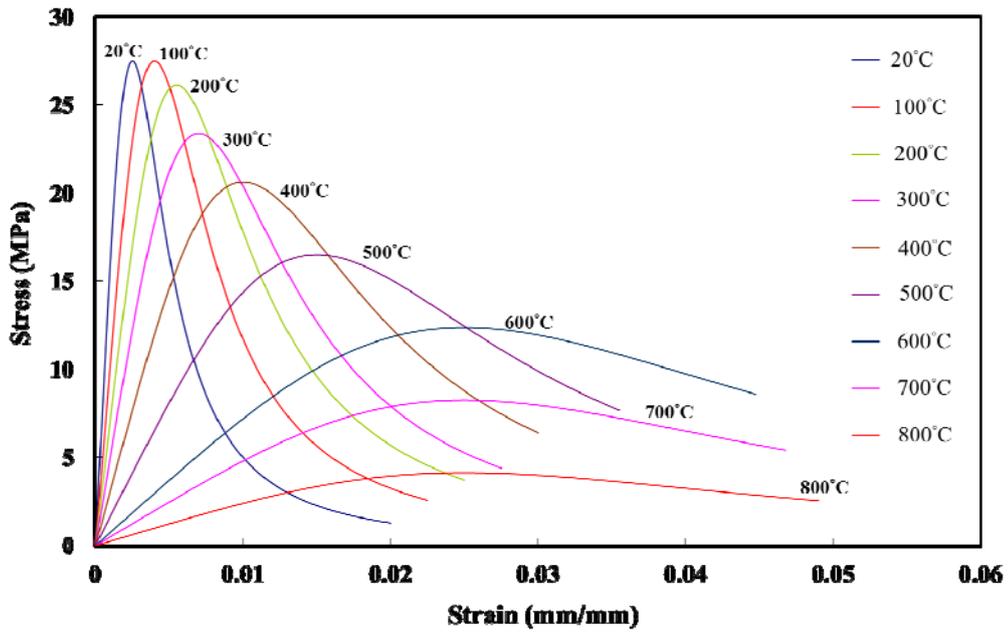


圖 4-5 混凝土材料($f_c^i = 27.5\text{MPa}$)各溫度之工程應力-應變曲線【44】

(本研究整理)

透過材料力學公式把工程應力-應變曲線轉換成真實應力-應變曲線，如圖 4-6。

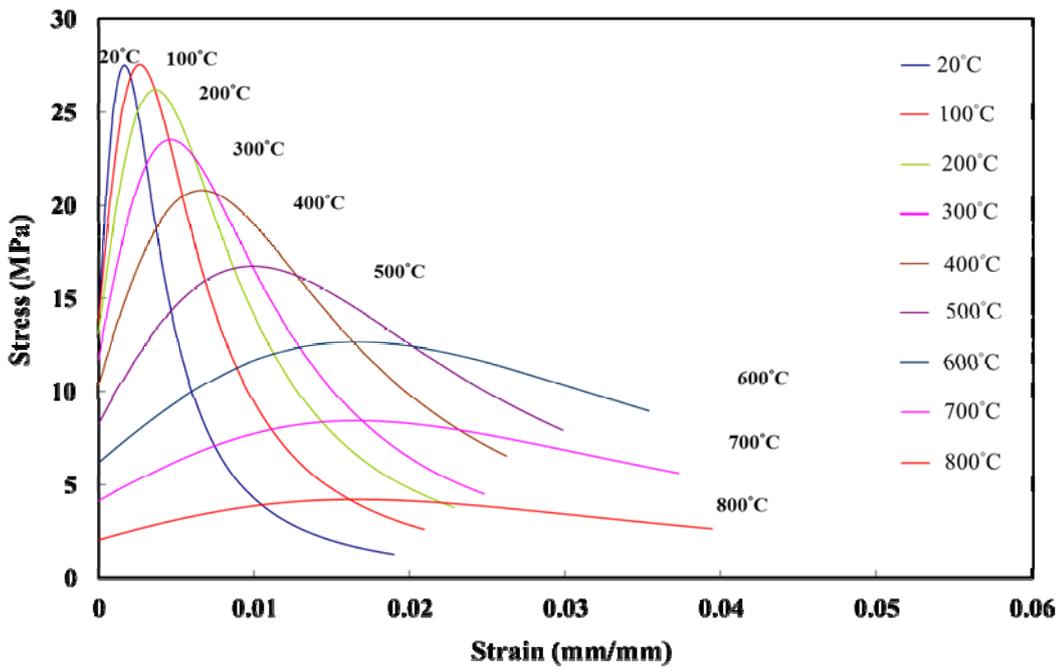


圖 4-6 混凝土材料($f_c^i = 27.5\text{MPa}$)各溫度之工程應力-應變曲線【44】

(本研究整理)

4.2.3 柏松比

本研究使用之 SN490B 鋼材於不同溫度下的柏松比 ν ，是依據 Luecke 【46】所作之鋼材在高溫環境下之柏松比試驗。文獻把鋼材之柏松比與溫度 T 關係近似為一四次多項式表示如下。

$$\nu(T) = n_0 + n_1T + n_2T^2 + n_3T^3 + n_4T^4 \quad (4-1)$$

其中， $n_0 = 0.28737362$

$$n_1 = 2.5302417 \times 10^{-5} \text{ (}^\circ\text{C}^{-1}\text{)}$$

$$n_2 = 2.6333384 \times 10^{-8} \text{ (}^\circ\text{C}^{-2}\text{)}$$

$$n_3 = -9.9419588 \times 10^{-11} \text{ (}^\circ\text{C}^{-3}\text{)}$$

$$n_4 = 1.261779 \times 10^{-13} \text{ (}^\circ\text{C}^{-4}\text{)}$$

如圖 4-7 所示。

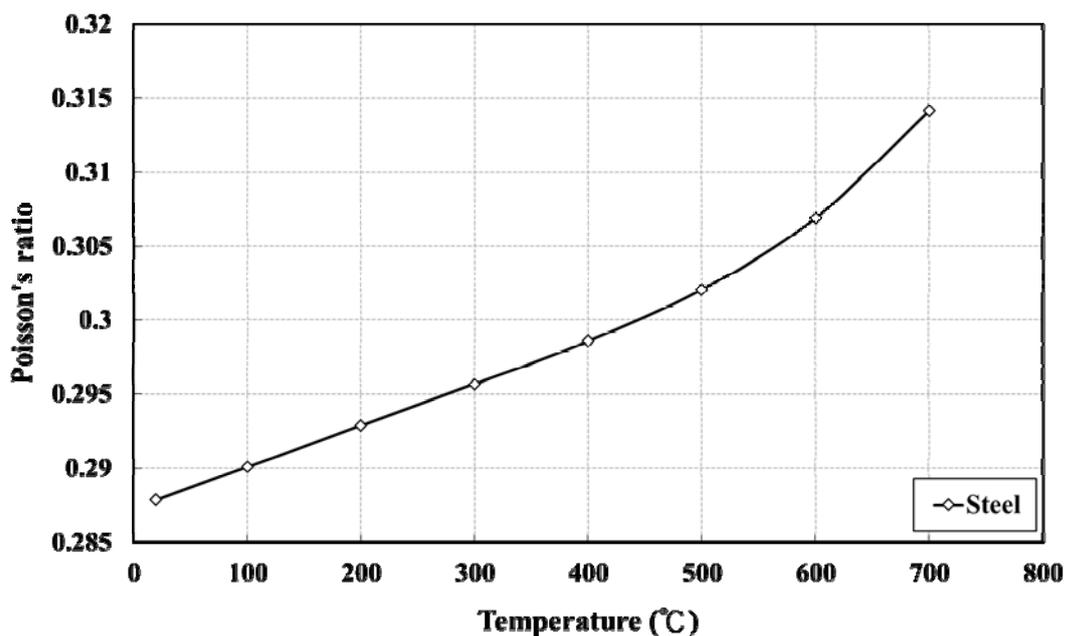


圖 4-7 鋼材各溫度下之柏松比 【46】

(本研究整理)

4.2.4 熱膨脹係數

本研究使用 SN490B 鋼材之熱膨脹係數為 $\alpha = 1.4 \times 10^{-5} (\text{°C}^{-1})$ ，參考 Eurocode-3 【45】 規範中之建議值。

混凝土之熱膨脹係數不同種類不一，其值約在 0.6×10^{-5} 與 $1.4 \times 10^{-5} (\text{°C}^{-1})$ 之間。但使用有限元素軟體做三維空間分析複合材料，如果兩材料之膨脹程度不同，會導致收斂問題。所以本研究初步數值模型之混凝土的熱膨脹係數先採用與鋼材相同的 $\alpha = 1.4 \times 10^{-5}$ 來做分析。

4.2.5 熱傳導係數

本研究使用之 SN490B 鋼材，在不同溫度下的熱傳導係數 k ，使用 Eurocode-3 規範 【45】 中之公式建議如下。

$$\text{當 } 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 800^{\circ}\text{C}, k = 54 - 3.33 \times 10^{-2} T \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-2)$$

$$\text{當 } 800^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C}, k = 27.3 \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-3)$$

如圖 4-8 所示。

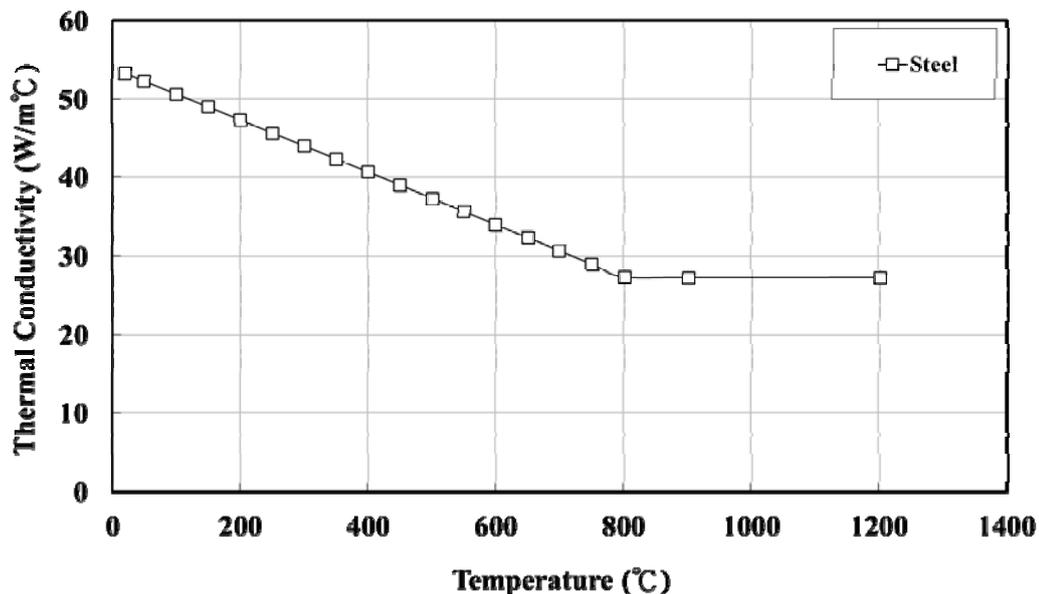


圖 4-8 鋼材各溫度下之熱傳導係數 【45】

(本研究整理)

混凝土之熱傳導係數依 Eurocode-2 規範 【44】 詳列上下限建議公式。

當溫度 $20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C}$

上限:

$$k = 2 - 0.2451(T/100) + 0.0107(T/100)^2 \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-4)$$

下限:

$$k = 1.36 - 0.136(T/100) + 0.0057(T/100)^2 \quad (\text{W/m}^{\circ}\text{C}) \quad (4-5)$$

由以上公式得到混凝土在各溫度下之熱傳導係數，如圖 4-9 所示。

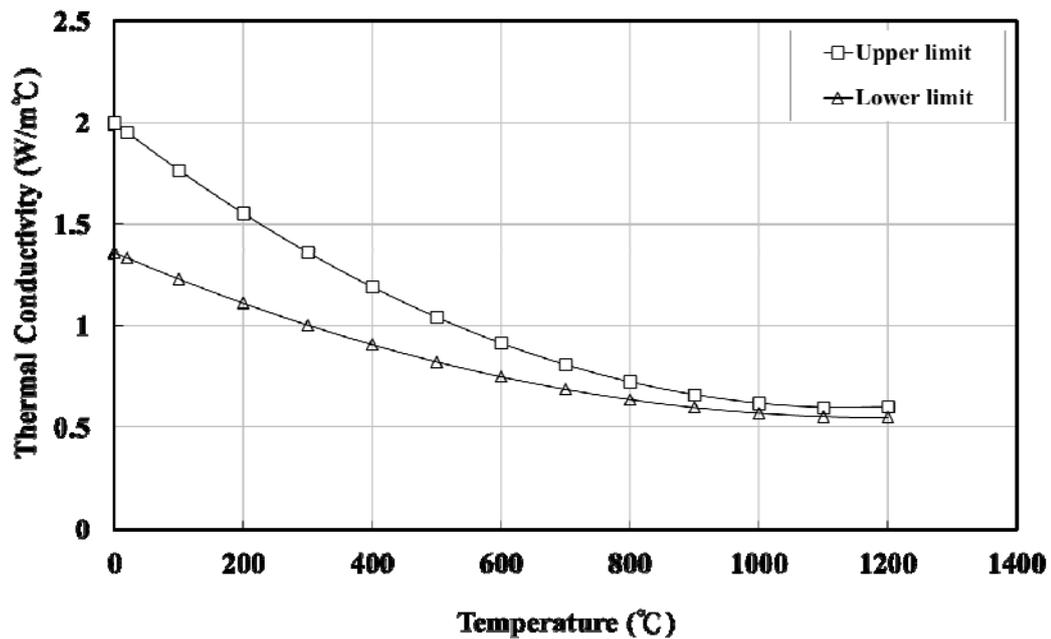


圖 4-9 混凝土材料各溫度下之熱傳導係數【44】

(本研究整理)

4.2.6 比熱

本研究之 SN490B 鋼材，其比熱參考 Eurocode-3 規範【45】，不同溫度下之鋼材比熱 C_s 與溫度關係建議公式，如下：

$$C_s(T) = 425 + 7.73 \times 10^{-1}T - 1.69 \times 10^{-3}T^2 + 2.22 \times 10^{-6}T^3 \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C}) \quad (4-6)$$

其中 T 為鋼材溫度($^{\circ}\text{C}$)

上述公式所得之鋼材比熱與溫度關係，如圖 4-10。

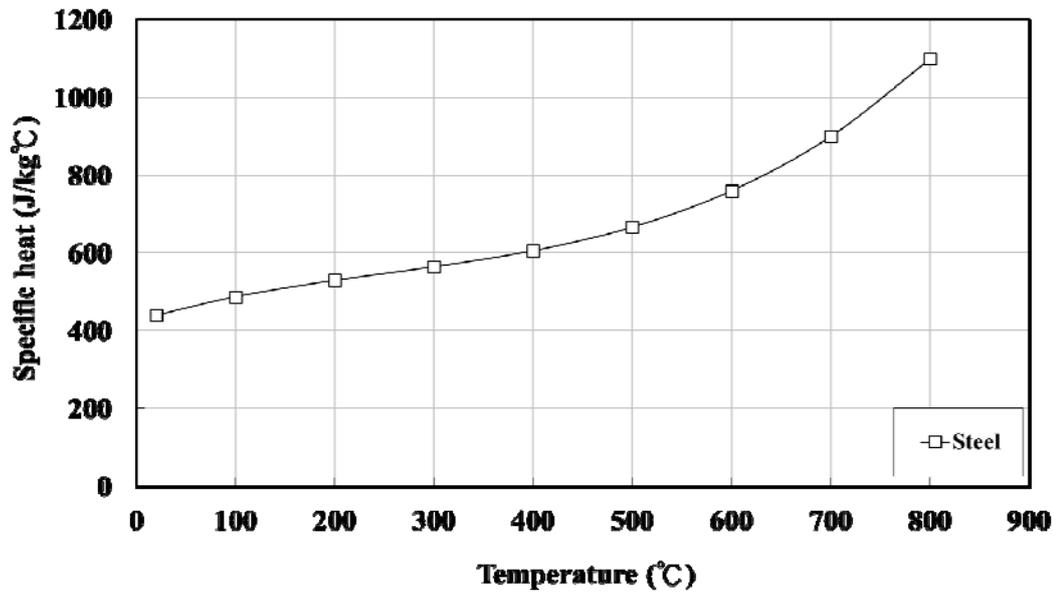


圖 4-10 鋼材各溫度下之比熱【45】

(本研究整理)

混凝土在各溫度下之比熱 C_c ，使用 Eurocode-2【44】中建議之公式計算求得，分成四部份，公式如下：

$$\text{當 } 20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 100^{\circ}\text{C} \text{ , } C_c(T) = 900 \text{ (J/kg}^{\circ}\text{C)} \quad (4-7)$$

$$\text{當 } 100^{\circ}\text{C} \leq T \leq 200^{\circ}\text{C} \text{ , } C_c(T) = 900 + (T - 100) \text{ (J/kg}^{\circ}\text{C)} \quad (4-8)$$

$$\text{當 } 200^{\circ}\text{C} \leq T \leq 400^{\circ}\text{C} \text{ , } C_c(T) = 1000 + (T - 200)/2 \text{ (J/kg}^{\circ}\text{C)} \quad (4-9)$$

$$\text{當 } 400^{\circ}\text{C} \leq T \leq 1200^{\circ}\text{C} \text{ , } C_c(T) = 1100 \text{ (J/kg}^{\circ}\text{C)} \quad (4-10)$$

其中， T 為混凝土之溫度(°C)

經由上述公式計算所得混凝土在各溫度下之比熱，如圖 4-11 所示。

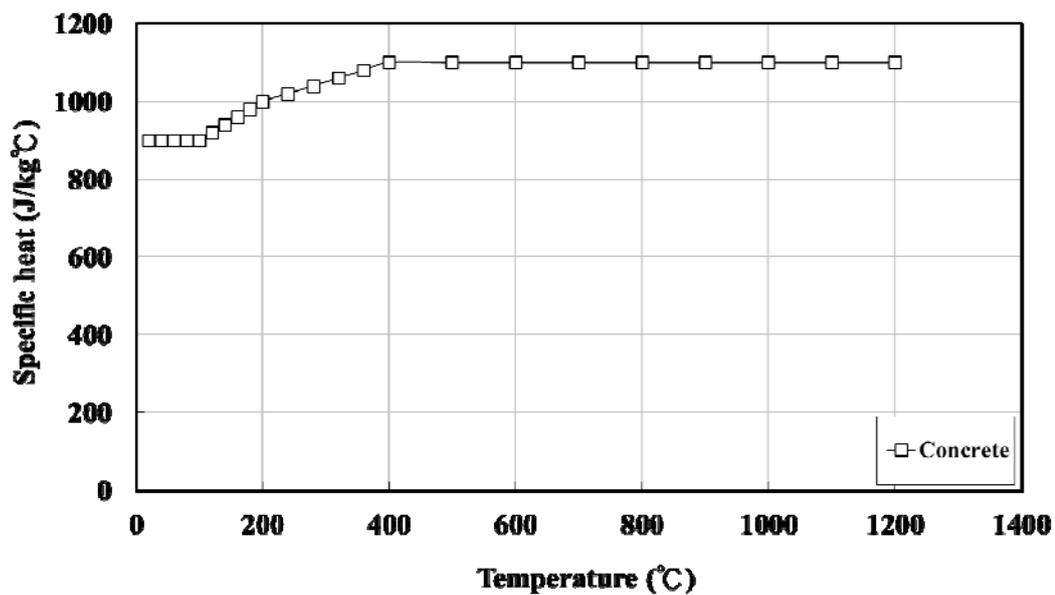


圖 4-11 混凝土材料各溫度下之比熱【44】

(本研究整理)

第三節 三維非線性有限元素模型之建立

4.3.1 實驗用鋼構屋之設計尺寸

圖 4-12 與圖 4-13 為此鋼構造實驗屋之立面圖與平面圖，此 SN490B 鋼構造實驗屋為 2 跨×2 跨的 1 層樓建築，樓層高度 4m，其平面 X 方向有 2 跨，每跨 6m，總長 12m，其平面 Y 方向有 2 跨，每跨 6m，總長 12 m。所有鋼柱下端底板將以高強度錨定螺栓固定於上半結構 RC 底座，鋼柱上端將延伸至 1 樓頂版上方 1.1m 處，以利後續增建與加載之用。

圖 4-14 為 SN490B 鋼構造實驗屋的結構平面設計圖，表 4-1 為此鋼構造實驗屋所需鋼材尺寸表，所有梁柱皆採用 SN490B 高強度鋼材製成 RH 梁柱斷面。

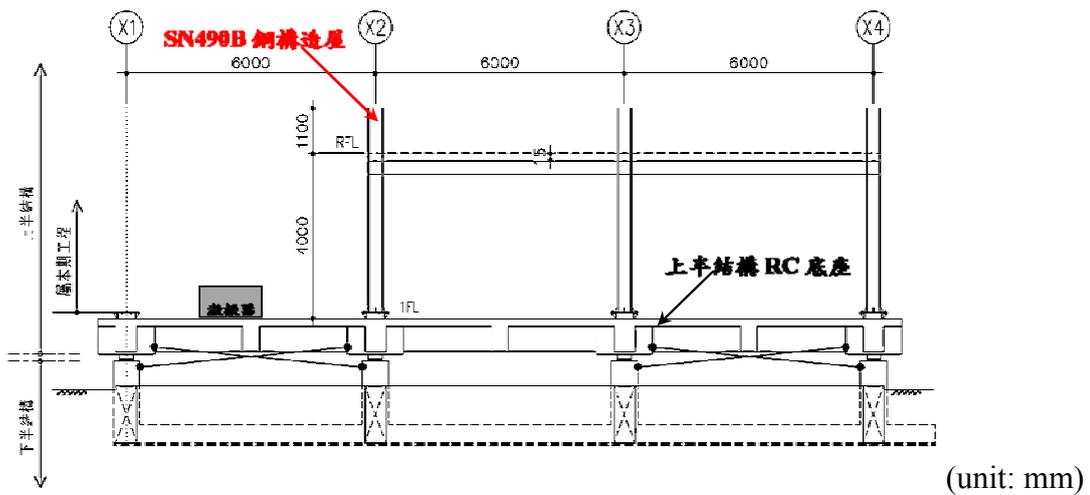


圖 4-12 SN490B 鋼構造實驗屋立面示意圖

(本研究整理)

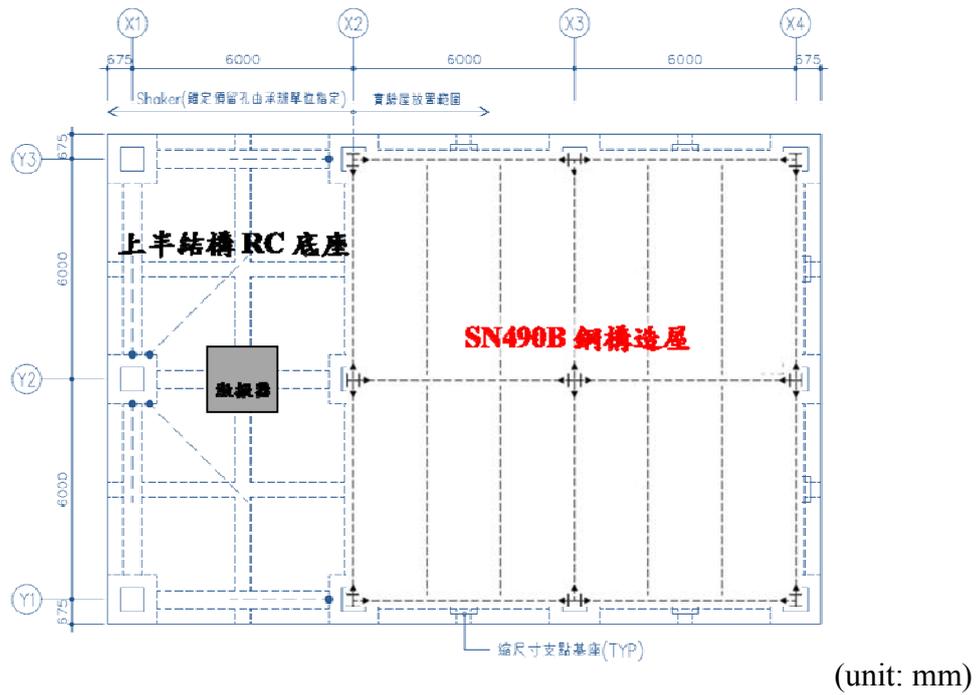


圖 4-13 SN490B 鋼構造實驗屋平面示意圖

(本研究整理)

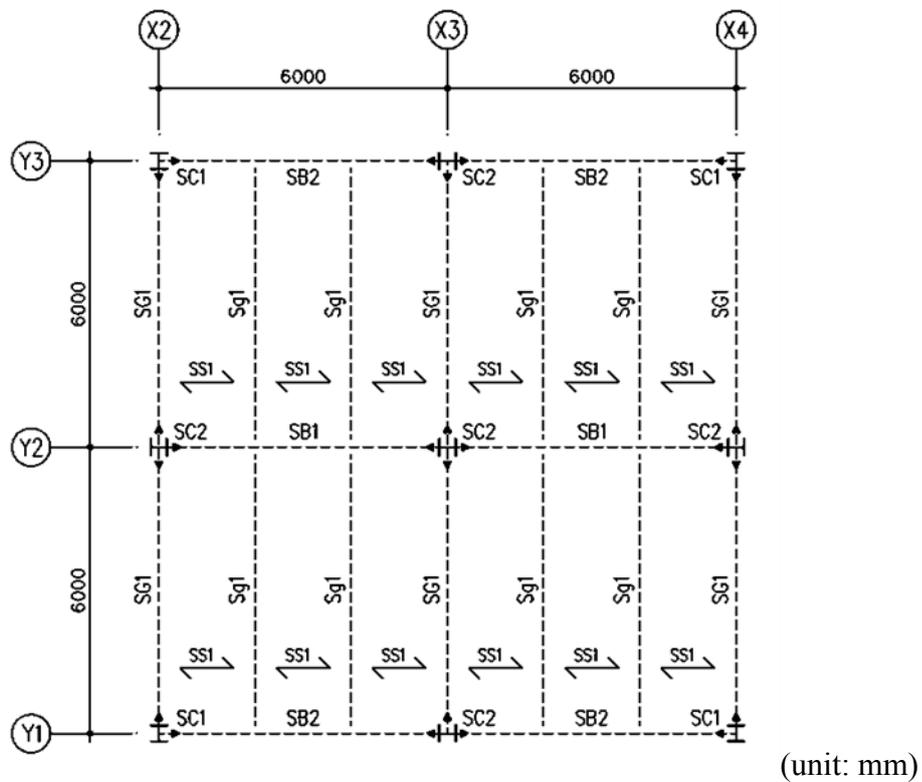


圖 4-14 SN490B 鋼構造實驗屋結構平面設計圖

(本研究整理)

表4-1 SN490B鋼構造實驗屋之鋼材表

構件	編號	構件尺寸(mm)	材質
柱	SC1	RH-300×300×10×15	CNS SN490B
	SC2		
梁	SB1	RH-390×300×10×16	CNS SN490B
	SB2	RH-400×200×8×13	CNS SN490B
	SG1	RH-294×200×8×12	CNS SN490B
	Sg1	RH-300×150×6.5×9	CNS SS400或 A36
版	SS1	t = 150	
備註	上半實驗屋係以2F建物分析所得斷面， 本階段僅取地上壹層樓梁柱結構。		

(本研究整理)

4.3.1 實驗用鋼構屋之設計尺寸

圖 4-12 為 3×3 柱位配置之方案二的實尺寸鋼構架屋初步設計之立面圖，共 4 層樓，由於此 4 層樓為原 9 層樓樣板鋼構大樓的第 6 層樓至第 9 層樓，故方案二實尺寸鋼構架屋的第 1 層樓和第 4 層樓的樓高皆為 3.2m，總高度為 12.8 m。

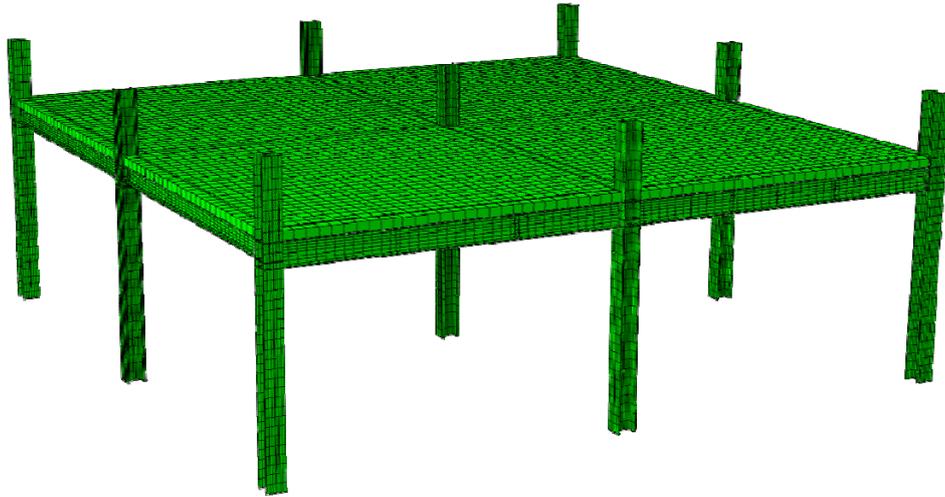


圖 4-15 整體鋼構屋模型

(本研究整理)

本模型採用三維有限元素軟體建立 2 跨×2 跨的 1 層樓建築，每跨 6m，樓高 4m，如圖 4-15 所示。鋼柱 SC1、SC2 為 RH-300×300×10×15 型鋼，總長為 5.05m；大梁 SB1、SB2、SG1 分別為 RH-390×300×10×16、RH-400×200×8×13、RH-294×200×8×12 型鋼；小梁 Sg1 為 RH-300×150×6.5×9 型鋼；混凝土板為厚度為 150mm。

4.3.2.1 元素種類

本模型使用 C3D8I 非協調一階三維實體元素，此種元素可解決剪力自鎖(Shear Locking)、體積自鎖(Volumetric Locking)與沙漏現象(Hourglassing)等問題。

4.3.2.2 元素數量與自由度

本模型共有 39,418 個 C3D8I 元素，C3D8I 元素為一 8 節點的三維實體元素，每個節點具有 3 個自由度，另外 C3D8I 元素還具有額外的 13 個自由度用以模擬元素非協調的變形。林日增論文【49】中建議採用 C3D8I 元素模擬幾何形狀較規律之鋼構架，其結果與二階元素之準確性相當。且 C3D8I 較二階實體元素花費較小計算成本，因此本模型採用非諧調一階三維實體元素 C3D8I。

4.3.2.3 元素網格劃分

模型中所有 H 型鋼之翼板與腹板以及大梁與小梁間之剪力板採用單層元素排列；而所有 H 型鋼之腹板之垂直向切畫網格數量在 6 至 8 個用以較準確的模擬撓曲行為。鋼柱 SC1、SC2 採用 150mm×32mm 之元素大小，腹板網格數量為 8；大梁 SB1 採用 150mm×53mm 之元素大小，腹板網格數量為 7；大梁 SB2 採用 150mm×57mm 之元素大小，腹板網格數量為 8；大梁 SG1 採用 150mm×45mm 之元素大小，腹板網格數量為 6；小梁 Sg1 採用 150mm×64.5mm 之元素大小，腹板網格數量為 6；混凝土樓板採用 200mm×200mm 之元素大小。

4.3.2.4 構件組合方式

本模型之連接部分分別為柱與大梁、大梁與小梁、混凝土樓板與梁翼板上方，為簡化模擬因此在連接的部分皆採用束縛連接(Tie)，以模擬銲接行為以及樓板與梁翼板上方之複雜交互作用。

4.3.2.5 邊界條件

本模型只在在 9 個柱底邊界條件設定 $U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0$ 的固定端，其邊界條件與加載方式如圖 4-16 所示。

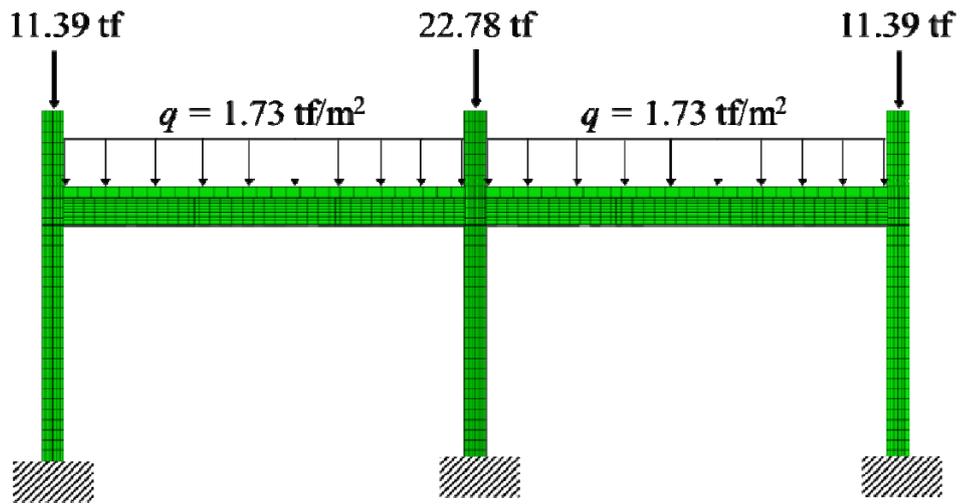


圖 4-16 模型 X-Y 立面邊界條件示意圖

(本研究整理)

4.3.2.5 邊界條件

本數值模型之樓板所承受之均佈力為 1.73 tf/m^2 ，其內梁所承受之彎矩載重比為 0.5，其計算方式如下：

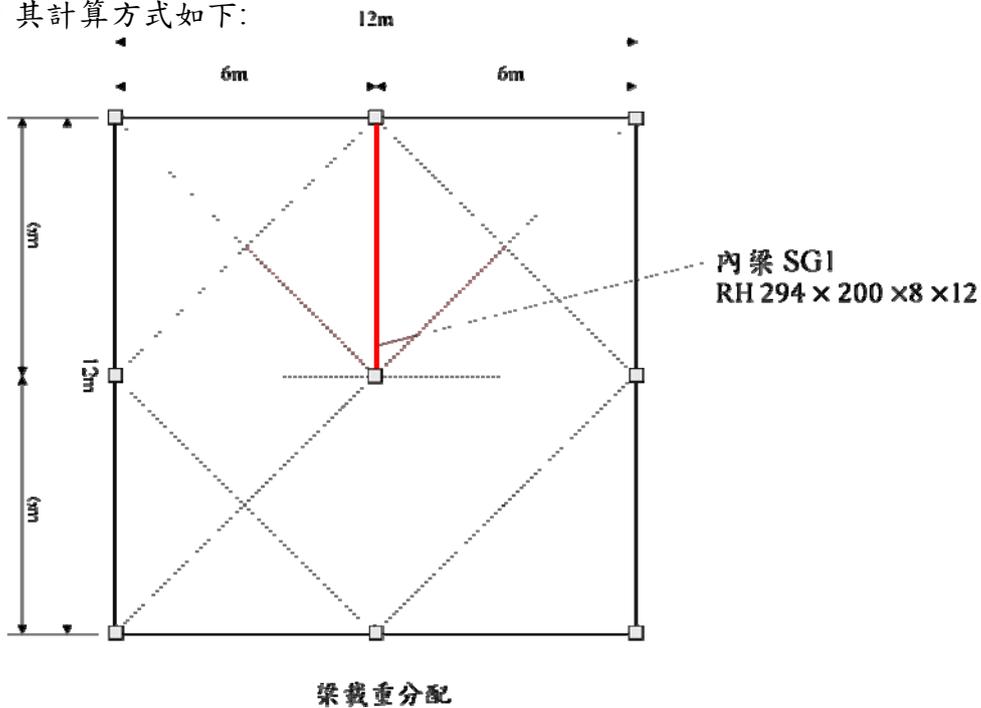


圖 4-17 SG1 內梁之載重比例分配

(本研究整理)

內梁分別有 SG1 以及 SB1 兩種，其中 SG1 之 M_p 較小故載重比由 SG1 控制。

$$\text{內梁載重比} = M_u/M_n \quad (4-11)$$

$$M_n = M_p = (Z_x)(F_y) \quad (4-12)$$

$$M_u = wL^2/12 \quad (4-13)$$

其中，SG1 之斷面性質如下：

$$Z_x = 842000 \quad (\text{mm}^2)$$

$$F_y = 343.96 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$L = 5700 \quad (\text{mm}) \text{ 為內梁 SG1 長度}$$

4-13 式中， w 為線均佈力， $q = 1.73 \text{ tf/m}^2$ 為面均佈力

$$\text{梁總載重} = wL = qA_l \quad (4-14)$$

其中 A_l 為 18m^2 ，為 SG1 之載重分配面積，如圖 4-17 所示。

代入 4-14 式中可得 w

$$w = qA_l/L = 5.45 \quad (\text{tf/m}) \quad (4-15)$$

代入 4-13 式中得

$$M_u = wL^2/12 = 14.76 \quad (\text{tf-m}) \quad (4-16)$$

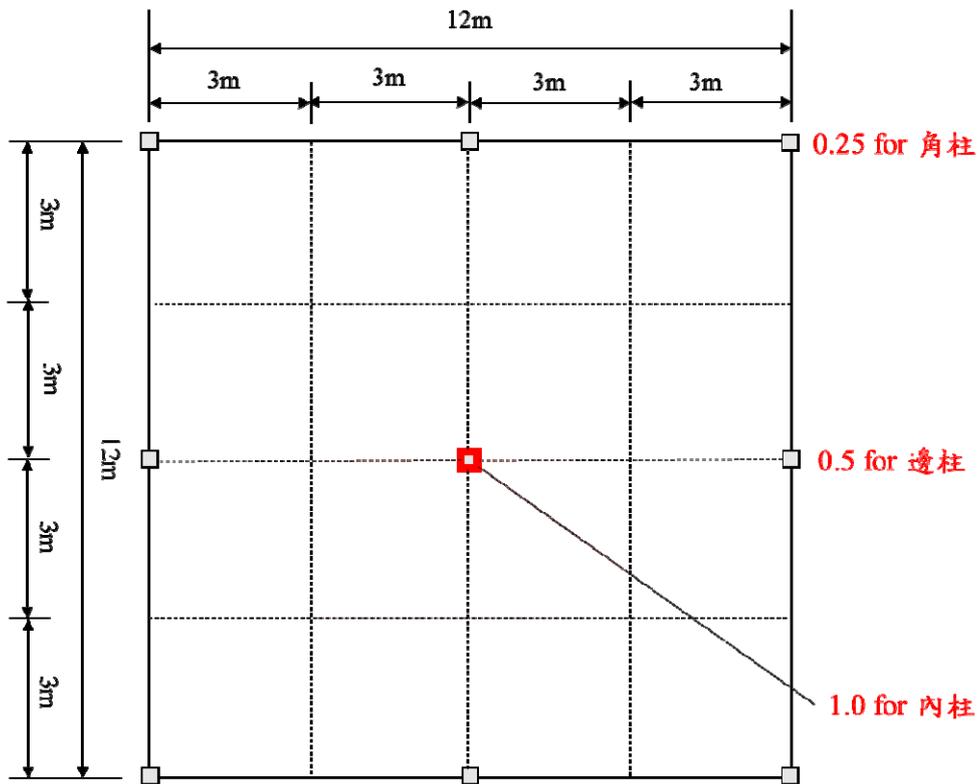
代入 4-12 式中得

$$M_n = M_p = (Z_x)(F_y) = 29.52 \quad (\text{tf-m}) \quad (4-17)$$

代入 4-11 式中

$$\text{內梁載重比} = M_u/M_n = 0.5 \quad (4-18)$$

本數值模型之內柱、邊柱、角柱之柱頂加載分別為 45.56 tf、22.78 tf 以及 11.39 tf，其內柱所承受之載重比為 0.3，其計算方式如下：



柱載重分配

圖 4-18 SC2 內柱之載重比例分配

(本研究整理)

$$\text{內柱載重比} = P_u/P_n \quad (4-19)$$

$$P_n = P_{cr} = e^{-0.419\lambda_c^2} F_y A_g \quad \text{為非彈性挫屈極限強度} \quad (4-20)$$

$$\text{，其中 } \lambda_c = \frac{kL}{r} \sqrt{F_y/E} \text{ 若是小於 1.5 為非彈性挫屈} \quad (4-21)$$

$$P_u = A_2 \times q + \text{柱頂加載} \quad (4-22)$$

，其中 A_2 為 35.91m^2 ，為內柱 SC2 之載重分配面積，如圖 4-18 所示。

SC2 之斷面性質如下：

$$I_y = 67500000 \quad (\text{mm}^2)$$

$$F_y = 343.96 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$L = 3780 \quad (\text{mm}) \text{ 為一層樓之高度}$$

代入式 4-21 中得 λ_c

$$\lambda_e = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{F_y E} = \frac{(1.0)(3780)}{(75.63)(3.14)} \sqrt{(343.96)(254916)} = 0.58 < 1.5$$

判斷為非彈性挫屈 (4-23)

代入式 4-20 中得 P_{cr}

$$P_{cr} = e^{-0.419(0.58)^2} (343.96)(1180) = 358.52 \text{ (tf)} \quad (4-24)$$

代入式 4-22 得內柱 P_u

$$P_u = 35.91 \times 1.73 + 45.56 = 107.68 \text{ (tf)} \quad (4-25)$$

代入式 4-19 得

$$\text{內柱載重比} = P_u/P_n = 0.3 \quad (4-26)$$

4.3.2.6 定載升溫

本模型採用整體結構給予定載升溫，並無考慮熱傳導。升溫採用 ISO-834 之升溫曲線，如圖 4-27，計算公式如下：

$$T = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (4-27)$$

其中，T：溫度(°C) t：時間(min)

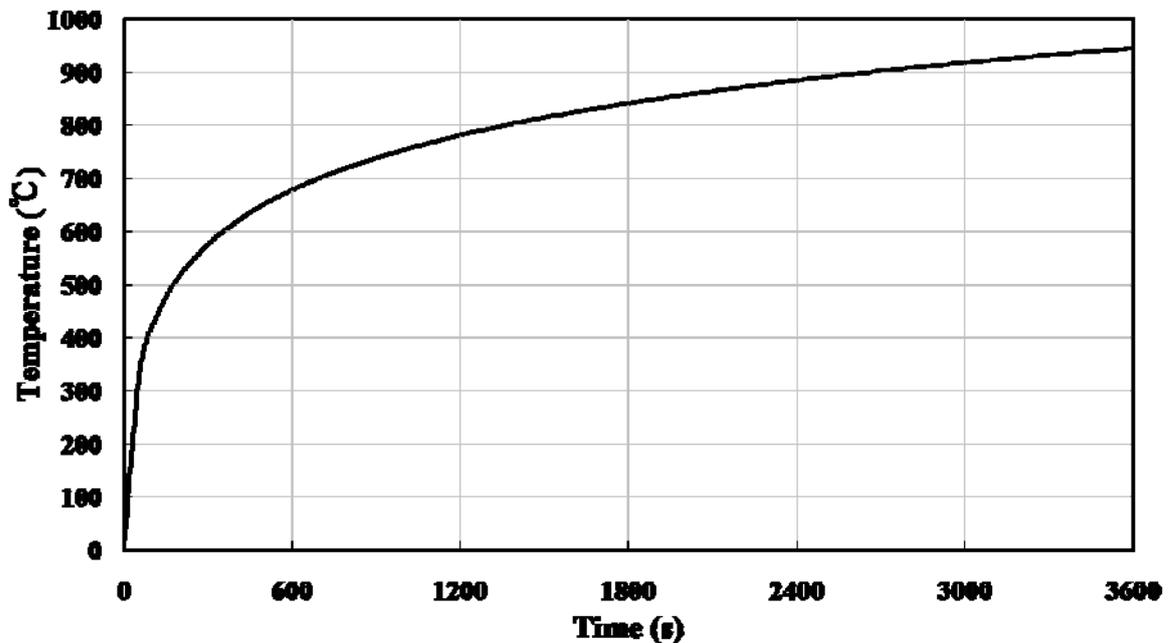


圖 4-19 ISO-834 升溫曲線

(本研究整理)

第四節 數值模擬結果

4.1 整體鋼構架於高溫下之變形行為

本模型整體鋼構架破壞決定於內柱的挫屈破壞，其破壞溫度為 654.8°C ，圖 4-20 呈現溫度分別為常溫 20°C 、 400°C 、 600°C 以及破壞溫度 654.8°C 之結構變形圖。觀察圖 4-20 整體鋼構架變形圖，模型在常溫下受均佈力樓板載重產生些微的樓板變形；進入到 600°C 觀察圖 4-20(c)，樓板中央開始出現的下凹變形；在 654.8°C 時，內柱已到達破壞溫度，內柱產生挫屈後並發生崩潰的現象，而樓板也隨著內柱之崩潰有下沉的情形。

模型整體變形圖（隱藏樓板）如圖 4-21 所示，由於隱藏混凝土樓板，可以更清楚的觀察小梁、大梁以及柱的變形行為。模型在常溫 20°C 時僅受樓板均佈力使大梁與小梁有些微的垂直向變形；當模型達到 600°C 時，可以觀察到小梁已略有垂直向變形行為產生，呼應了圖 4-21(c) 樓板之垂直向變形；觀察圖 4-21(d)，模型達到破壞溫度 654.8°C 時，內柱挫屈崩潰後內梁亦隨之下沉。

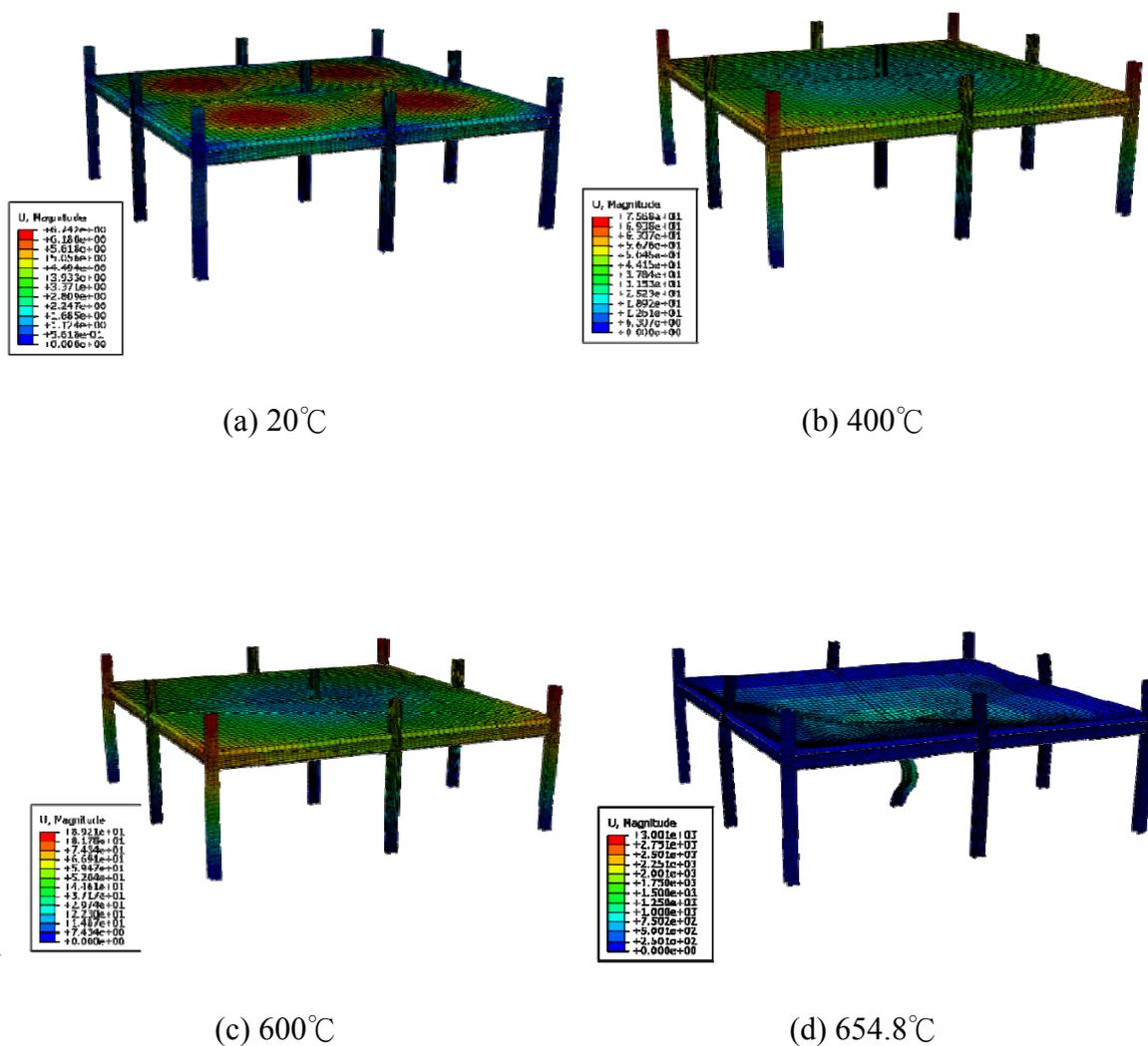


圖 4-20 整體鋼構架變形圖

(本研究整理)

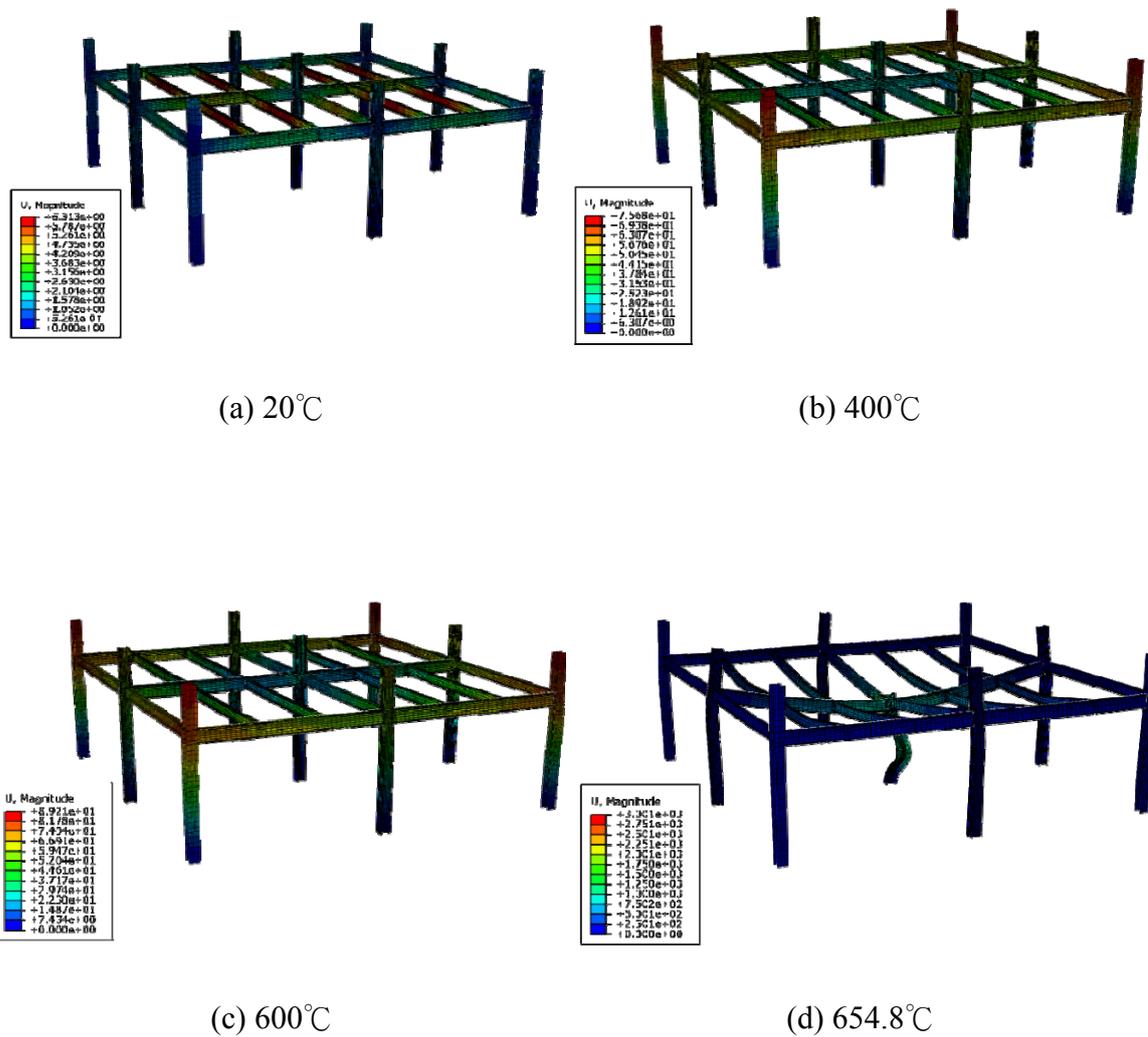


圖 4-21 整體鋼構架變形圖(隱藏樓板)

(本研究整理)

4.2 混凝土樓板於高溫下之變形行為

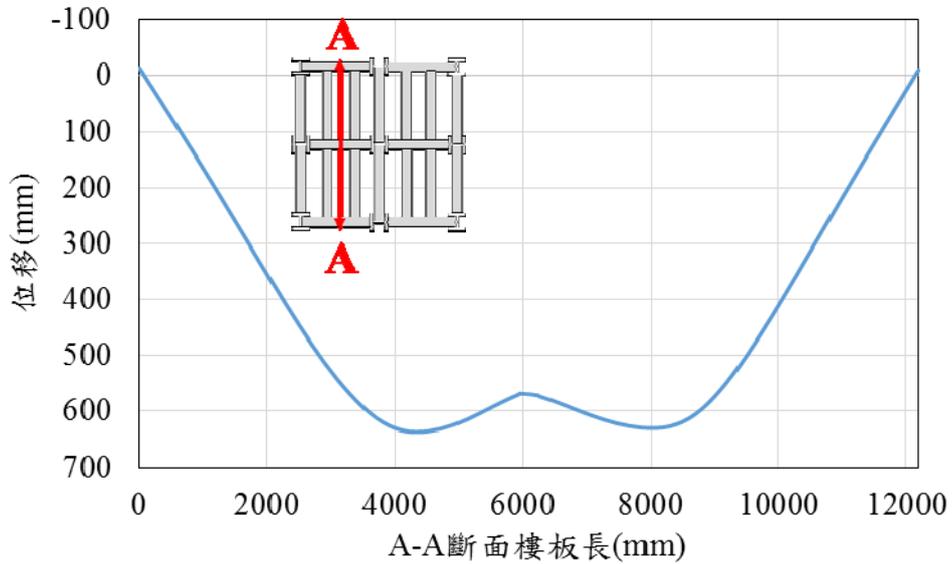


圖 4-22 樓板 A-A 斷面之垂直向變位圖於破壞溫度 654.8°C

(本研究整理)

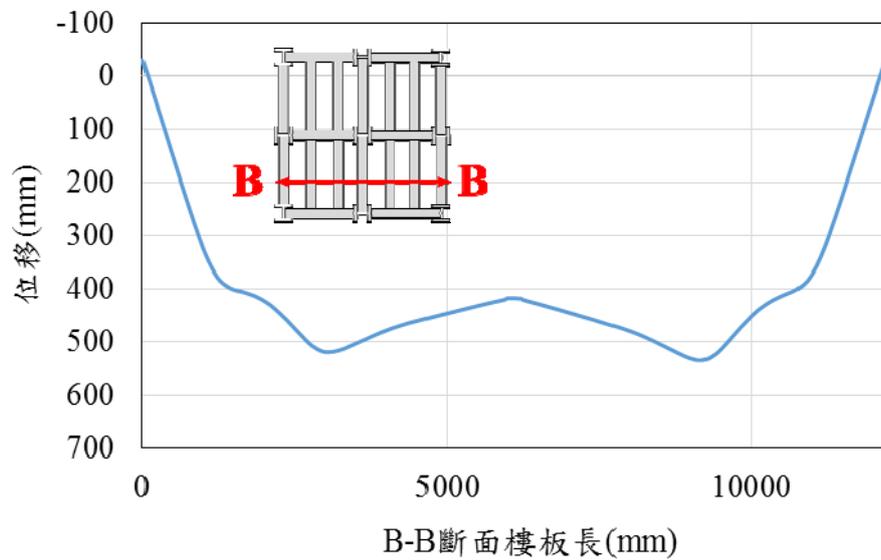


圖 4-23 樓板 B-B 斷面之垂直向變位圖於破壞溫度 654.8°C

(本研究整理)

樓板於破壞溫度 654.8°C 之變形圖如圖 4-22 與圖 4-23 所示。A-A 斷面最大垂直向位移 636.7mm ，而 B-B 斷面最大垂直向位移約為 534.68mm ，造成 A-A 斷面位移較 B-B 斷面大的原因是 A-A 斷面的方向為小梁的軸向，而 B-B 斷面的方向為小梁的橫向，小梁橫向會抵抗樓板的變形，因此樓板在小梁橫向之垂直位移較小。

4.3 鋼梁於高溫下之變形行為

圖 4-24 與圖 4-25 分別為內梁 SB1 與外梁 SG1 的高溫變形圖。呈現內梁 SB1 與外梁 SG1 在常溫 20°C 、 400°C 、 600°C 以及破壞溫度 654.8°C 的變形情況。

如圖 4-24 所示，SB1 鋼梁在 600°C 時因勁度下降與樓板均佈載重有些微的下凹；於破壞溫度 654.8°C 時可以明顯看出隨著內柱的挫屈崩潰而下沉。

觀察圖 4-25，進入 600°C 時整體鋼梁有些微的垂直向下變形；到達破壞溫度 654.8°C 時，型鋼斷面因樓板下沉而有向內側之扭轉變形。

小梁中點垂直向位移與溫度關係如圖 4-26 所示，在升溫前因有樓板均佈載重使得初始垂直向變位為向下 6.07mm ，在 20°C 至 400°C 為升溫膨脹階段，小梁中點抬昇至 -8.5mm ，此時之中點垂直向往下的變位隨著溫度上升而漸減；而在約 400°C 以後，鋼梁因高溫而造成勁度下降，使得垂直向往下的位移迅速增加；達破壞溫度 654.8°C 時中點變位約為 419.202mm 向下。

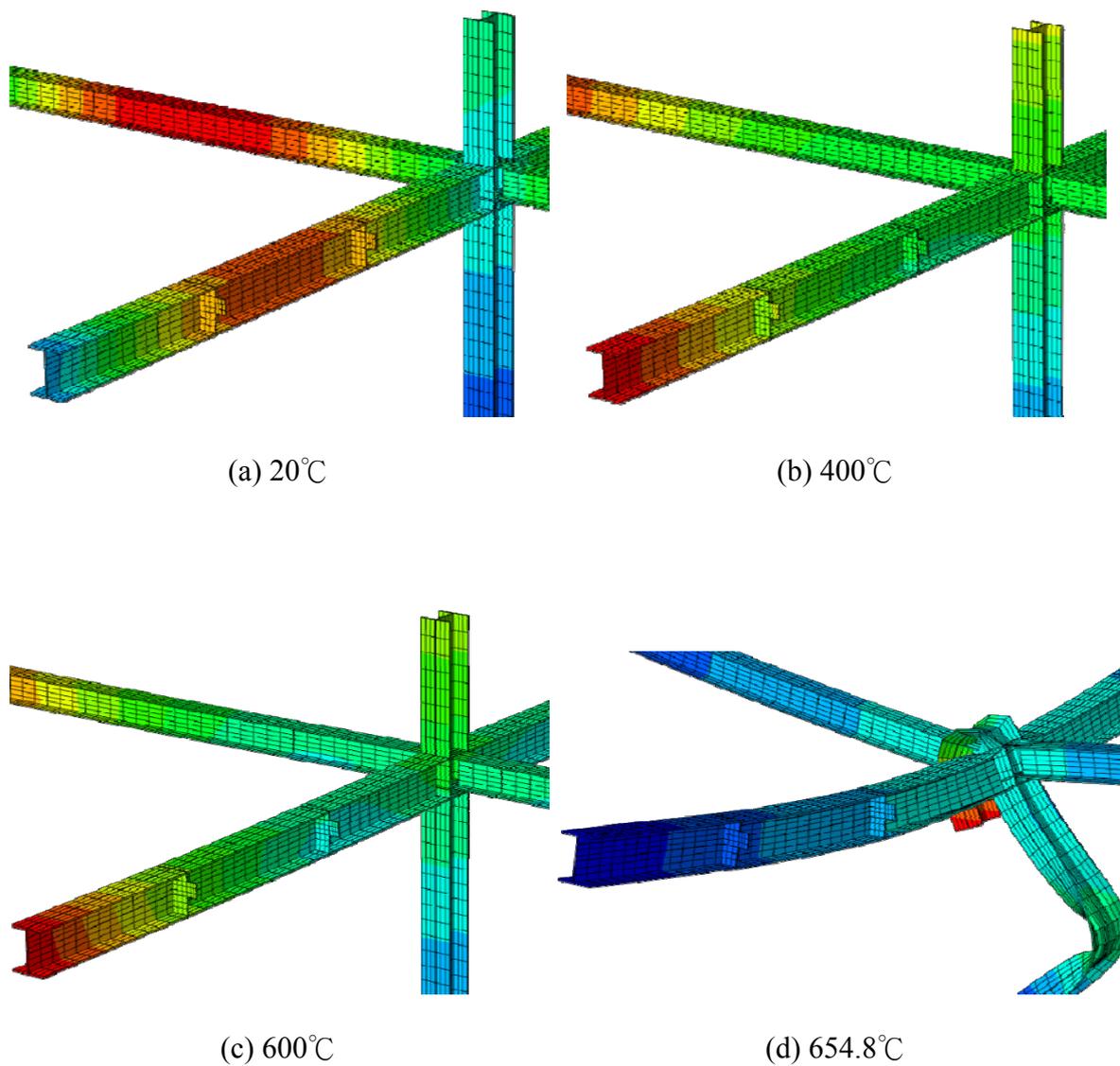


圖 4-24 內梁 SB1 變形圖

(本研究整理)

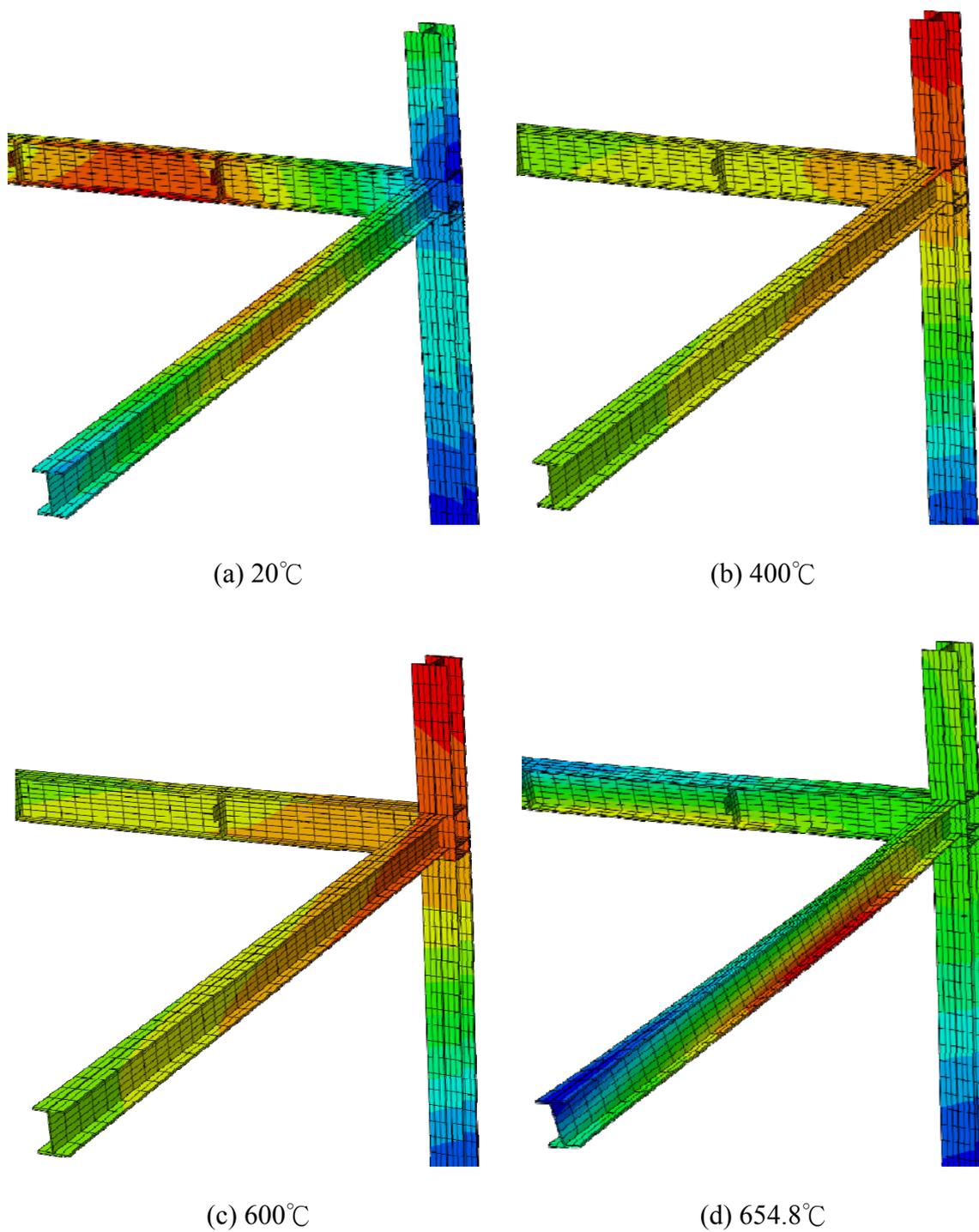


圖 4-25 外梁 SG1 變形圖

(本研究整理)

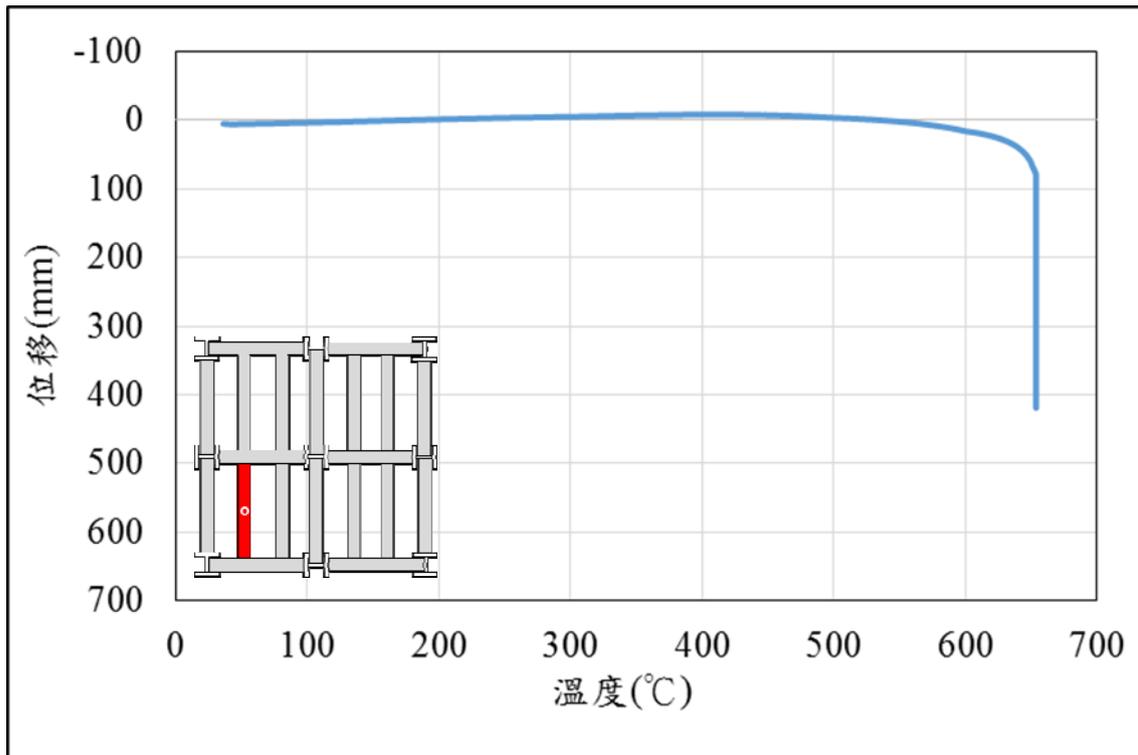


圖 4-26 外側小梁 Sg1 中點垂直向變位與溫度關係圖

(本研究整理)

第五章 實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施之規畫評估

第一節 實尺寸鋼構實驗屋整體設施模型假設

未來為進行實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載，本研究已於第三章之規畫設計階段，針對靜態加載進行設計與規畫。而對於強迫振動加載，未來將裝設一激振器於前述之實尺寸鋼構實驗屋基礎設施上半部 RC 底座，同時為事先評估裝設激振器時整體設施之行為，本研究將歸仁校區之內政部建築研究所複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋，假設為一簡單的單自由度系統，假設上半部 RC 底座與上部結構整體質量為一分佈均勻之質量塊，根據滑動支承之機制，假設其與地面接觸之間有極微小勁度與摩擦係數，如圖 5-1 所示。此整體結構分為鋼構屋與上半部 RC 底座，因此在模擬時，將質量分為空台與負載，空台即是只有上半部 RC 底座時之質量，負載則為鋼構屋與上半部 RC 底座之質量。

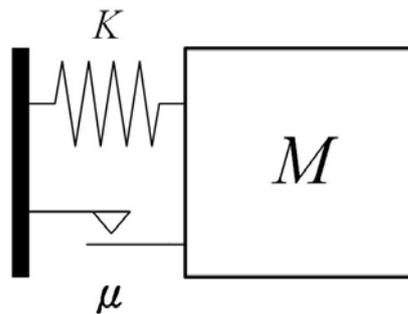


圖 5-1 實尺寸鋼構實驗屋整體設施單自由度數學模型示意圖
(本研究整理)

第二節 實尺寸鋼構實驗屋整體設施與滑動支承材料參數

根據第三章設計資訊，可以得到初估之空台質量與負載鋼構屋質量，鋼構屋之初始設計為五層樓。由於設計時是以盤式支承來連接上下部結構，故將勁度假設趨近於零。盤式支承是由彞承精密股份有限公司贊助提供之產品，其摩擦係數根據 SGS 試驗報告可得最大靜摩擦與動摩擦係數。茲將各項後續模擬之參數整理至表 5-1，盤式支承之容許隔震位移為±50cm。根據單自由度公式，可以計算出微小勁度時，系統之自然振動頻率，如表 5-2。

表 5-1 實尺寸鋼構實驗屋整體設施與滑動支承材料參數

M		K	μ	
質量(tons)			摩擦係數	
空台	負載鋼構屋	勁度(N/m)	靜摩擦 μ_s	動摩擦 μ_k
232.44	755.21		1	0.015

(本研究整理)

表 5-2 實尺寸鋼構實驗屋整體設施系統自然振動頻率

	空台	負載鋼構屋
自然振動頻率(Hz)	0.00034	0.00018
自然振動週期(sec)	3061.7	5478.3

(本研究整理)

第三節 強迫振動加載外力形式

根據激振器運作原理，其所提供之強迫振動加載外力可由 $P(t) = 2mr\omega^2 \sin \omega t$ 表示。

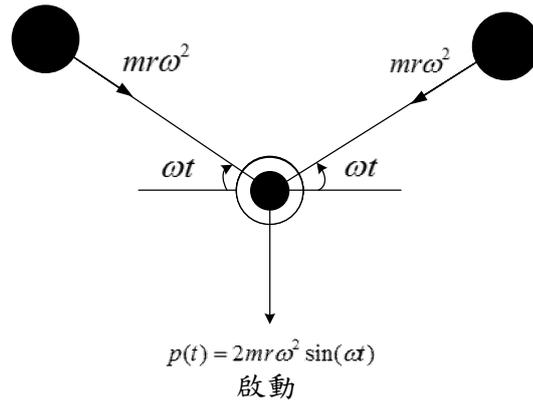


圖 5-2 激振器運作原理

(本研究整理)

其中 $m = 2.5(\text{tons})$ 為激振器質量塊， r 為偏心距， ω 激振器之作動頻率。在初期評估中設定偏心距 $r = 1(\text{m})$ 。假設整段外力作用時間設定為 200 秒，模擬時間間隔為 0.05 秒，激振器作用外力時間為前 99.95 秒，而後面之時間令外力作用為零，以觀察後續之自由振盪行為，外力作用時間如表 5-3 所示。由於模擬時其激振器質量塊與偏心距皆已固定，因此控制外力極值大小的參數為激振器之作動頻率 ω ，表 5-4 呈現了不同之作動頻率 ω 所產生之外力形式，細部之部分取外力前 10 秒藉此觀察外力之振動情形。

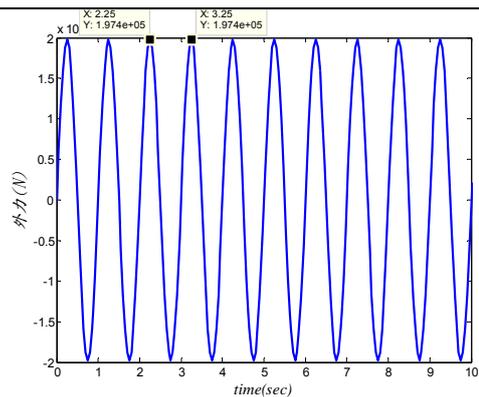
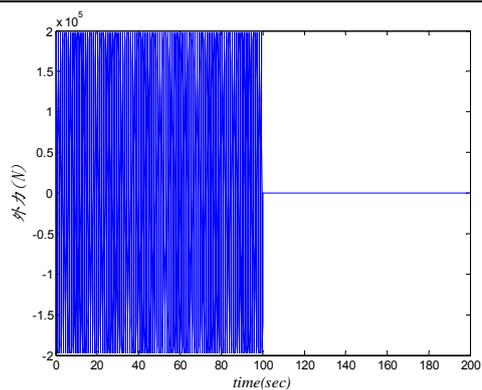
表 5-3 強迫振動加載外力作用時間

	t_1 (sec)		t_2 (sec)	
	起始時間	時間終點	起始時間	時間終點
		0	99.95	100
時間間隔 dt (sec)	0.05		0.05	
使用外力 $P(t)$	$P(t_1) = 2mr\omega^2 \sin \omega t_1$		$P(t_2) = 0$	

表 5-4 不同之作動頻率所產生之強迫振動加載形式

ω	整體外力	細部
0.3		
0.5		
0.7		
0.9		

1.0



第四節 強迫振動加載評估結果

以空台與負載鋼構屋分別利用不同之摩擦係數、模擬其反應行為，記錄最大外力與 RC 底座之最大位移等極值反應，並且在時間點結束時記錄其 RC 底座之殘餘變位。

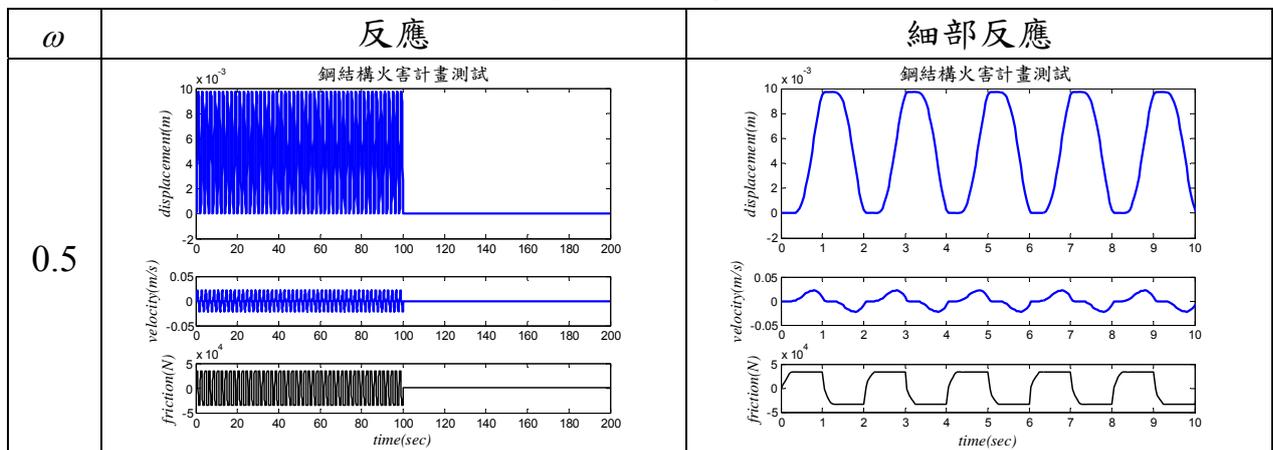
5.4.1 實尺寸鋼構實驗屋設施空台之強迫振動行為

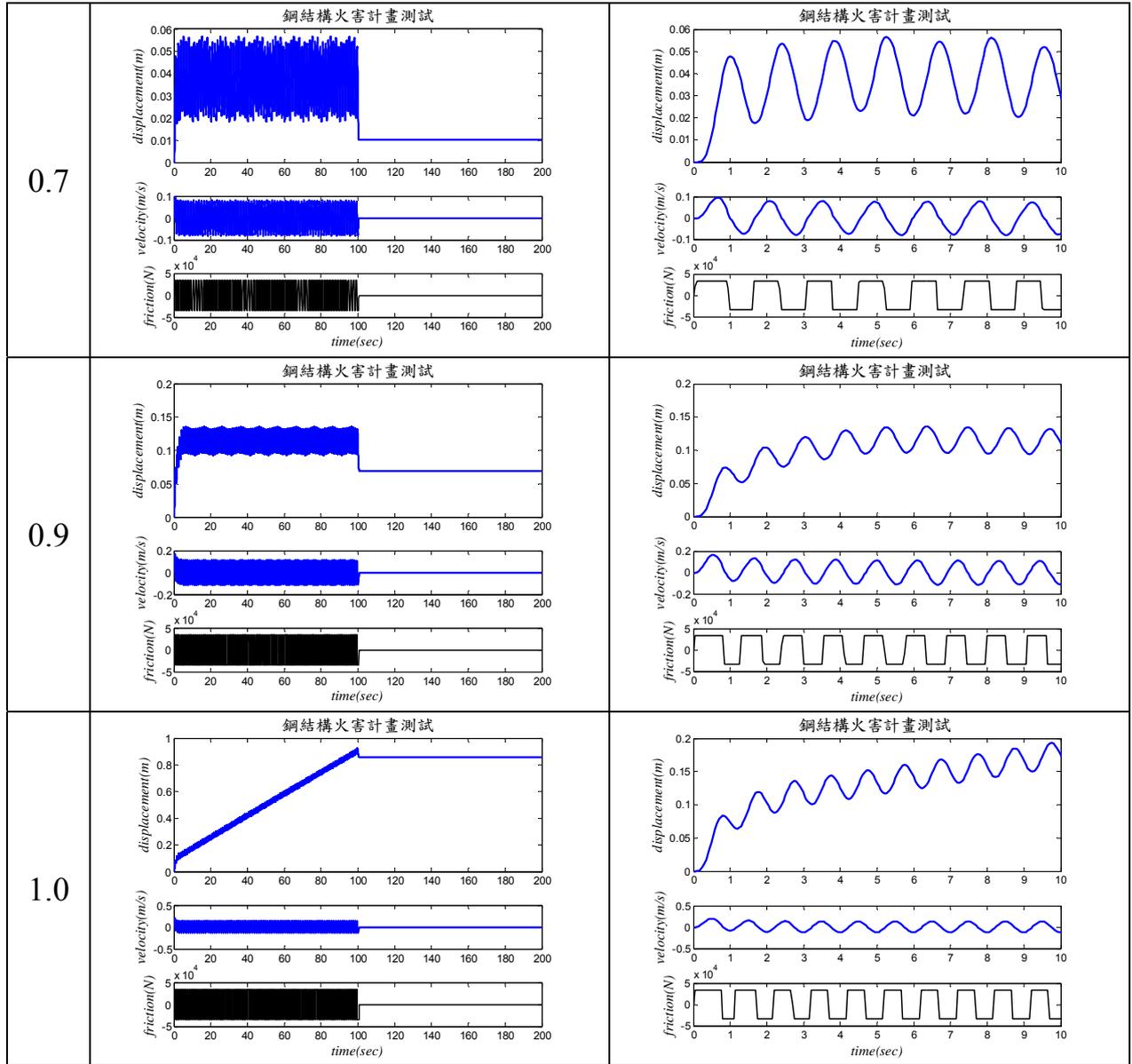
針對空台利用靜摩擦係數 $\mu_s=0.015$ 模擬其行為，記錄不同之作動頻率下之最大外力與上半部 RC 底座之最大位移等極值反應，並且在時間點結束時記錄其 RC 底座之殘餘變位。茲將評估模擬結果列表於表 5-5，其對應之反應歷時整理於表 5-6，細部之部分取前 10 秒藉此觀察空台時之強迫振動行為。

表 5-5 設施空台時採用靜摩擦係數 $\mu_s=0.015$ 之強迫振動反應

設施空台 $\mu_s = 0.015$			
ω	P_{max}	u_{max}	Residual
頻率	最大外力 (N)	最大位移 (m)	殘餘變位 (m)
0.3	17765.3	0.000	0.000
0.5	49348.0	0.009	0.000
0.7	96722.1	0.057	0.010
0.9	159887.6	0.136	0.069
1.0	197392.1	0.923	0.857

表 5-6 設施空台時採用靜摩擦係數 $\mu_s=0.015$ 之強迫振動反應歷時



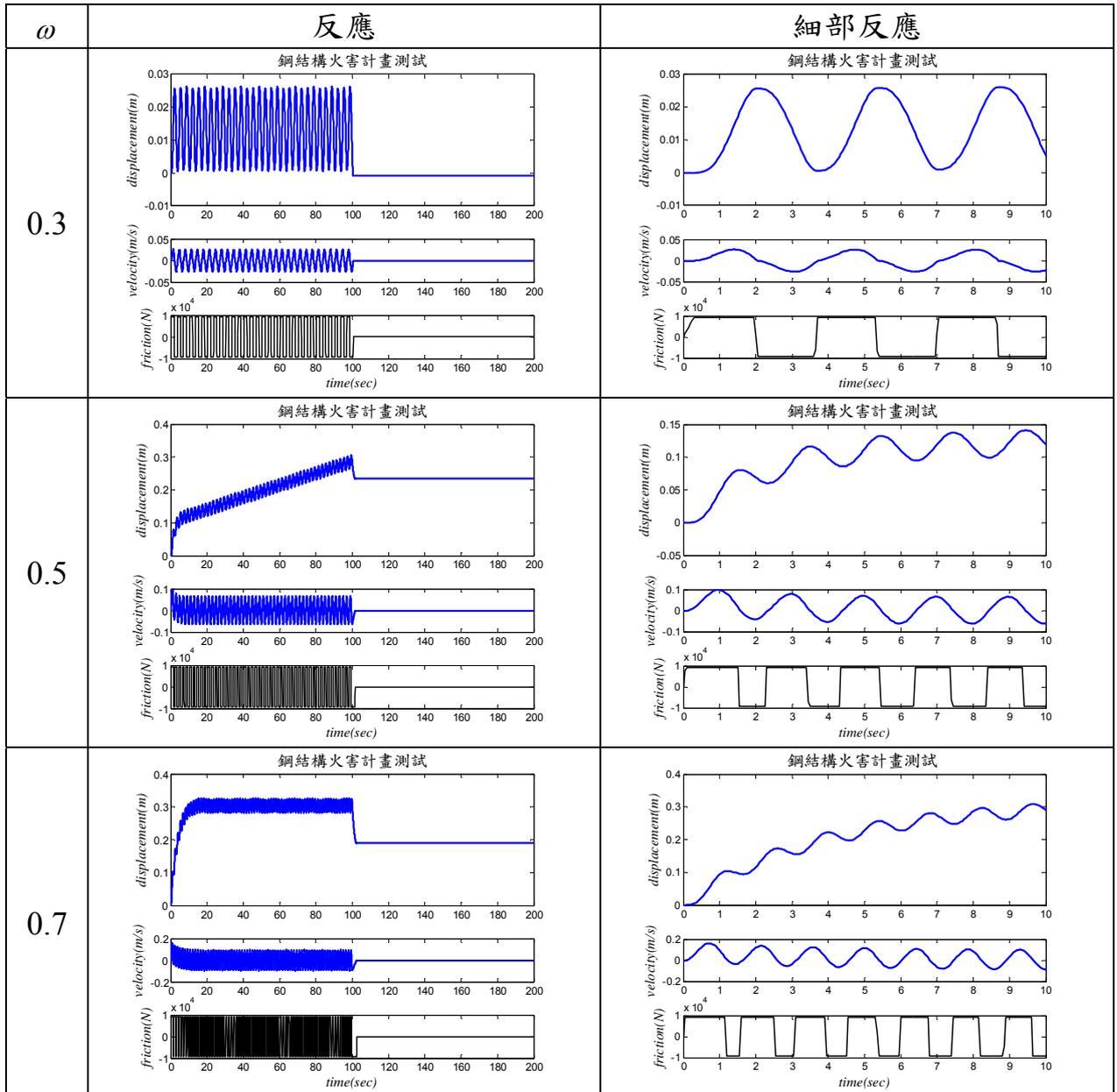


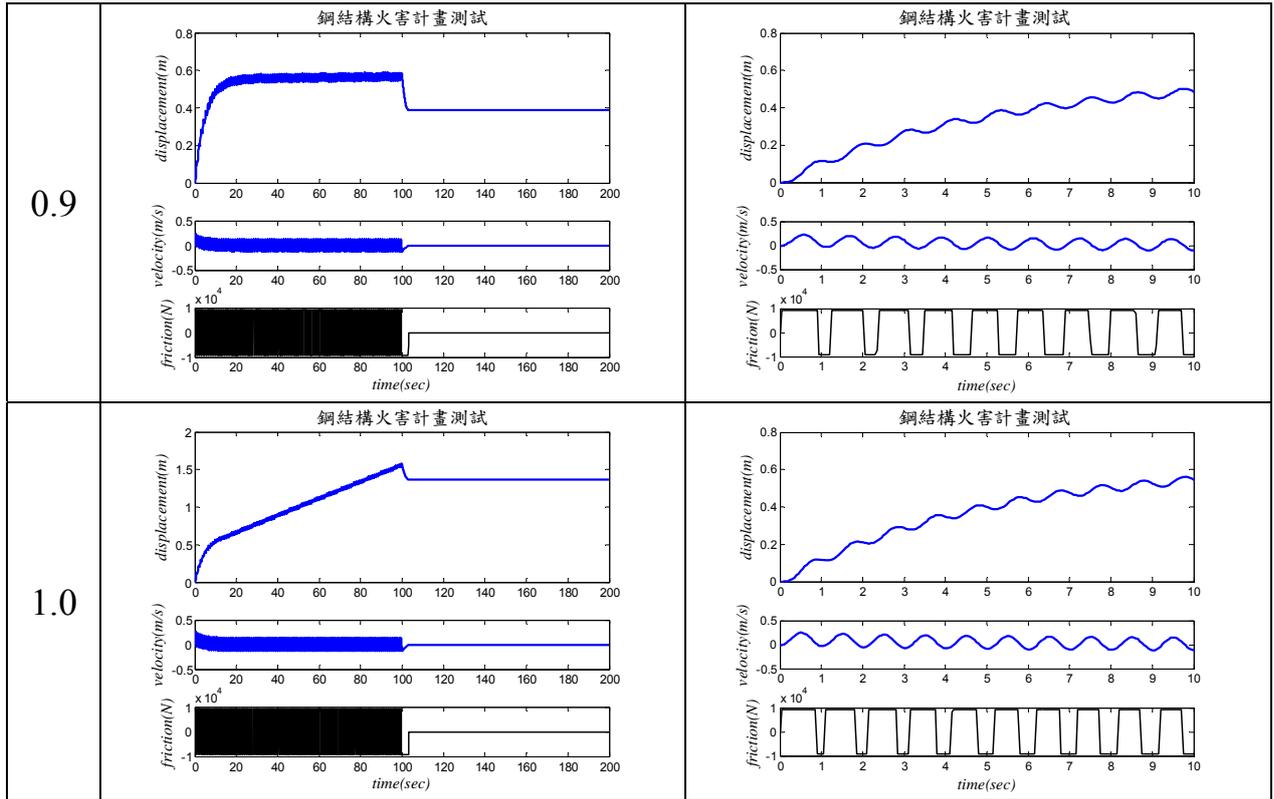
針對空台利用動摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 模擬其行為，記錄不同之作動頻率下之最大外力與上半部 RC 底座之最大位移等極值反應，並且在時間點結束時記錄其 RC 底座之殘餘變位。茲將評估模擬結果列表於表 5-7，其對應之反應歷時整理於表 5-8，細部之部分取前 10 秒藉此觀察空台時之強迫振動行為。

表 5-7 設施空台時採用動摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應

設施空台 $\mu_k = 0.004$			
ω	P_{\max}	u_{\max}	Residual
頻率	最大外力 (N)	最大位移 (m)	殘餘變位 (m)
0.3	17765.3	0.026	0.001
0.5	49348.0	0.306	0.235
0.7	96722.1	0.326	0.190
0.9	159887.6	0.589	0.388
1.0	197392.1	1.579	1.370

表 5-8 設施空台時採用動摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應歷時





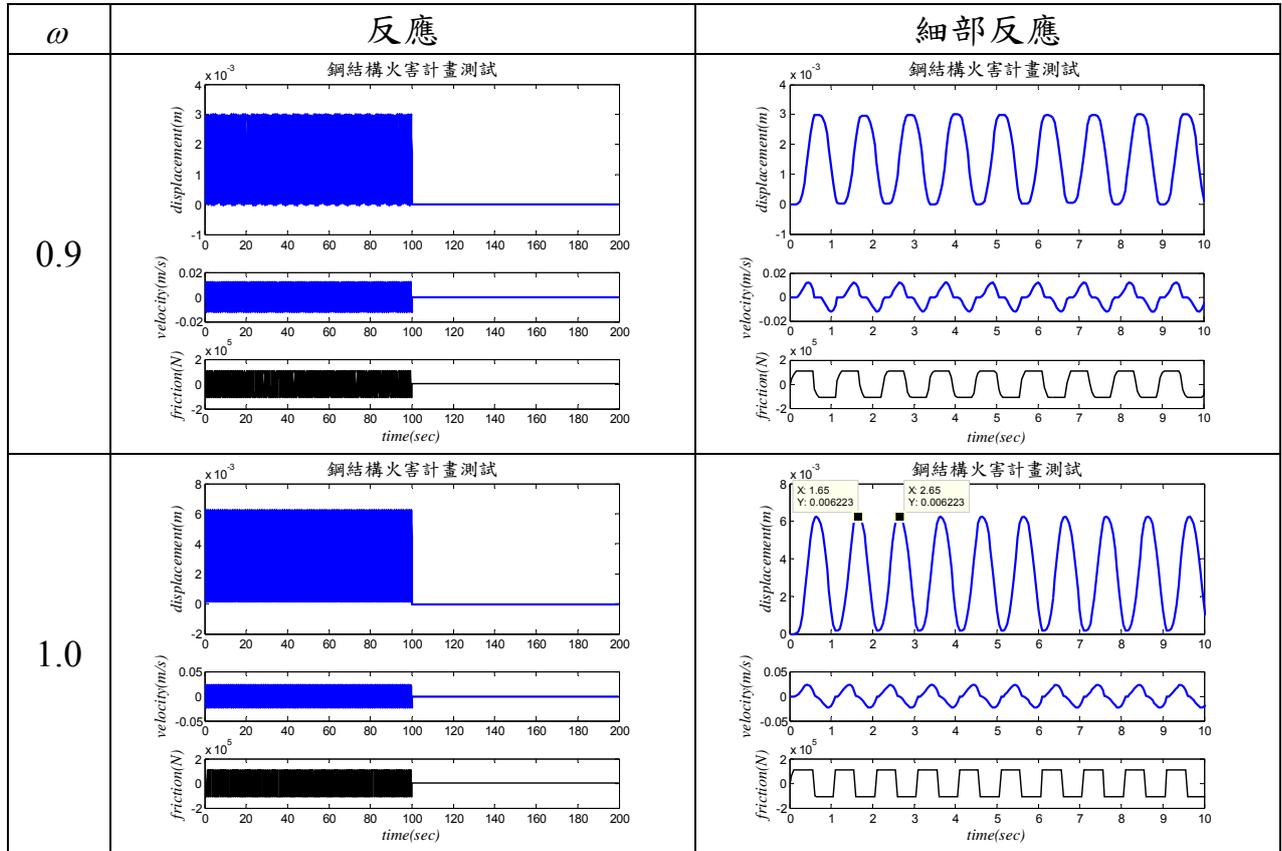
5.4.2 實尺寸鋼構實驗屋設施負載之強迫振動行為

針對負載時利用靜摩擦係數 $\mu_s=0.015$ 模擬其行為，記錄不同之作動頻率下之最大外力與上半部 RC 底座之最大位移等極值反應，並且在時間點結束時記錄其 RC 底座之殘餘變位。茲將評估模擬結果列表於表 5-9，其對應之反應歷時整理於表 5-10，細部之部分取前 10 秒藉此觀察空台時之強迫振動行為。

表 5-9 設施負載時採用靜摩擦係數 $\mu_s=0.015$ 之強迫振動反應

設施負載 $\mu_s = 0.015$			
ω	P_{\max}	u_{\max}	Residual
頻率	最大外力 (N)	最大位移 (m)	殘餘變位 (m)
0.3	17765.3	0.000	0.000
0.5	49348.0	0.000	0.000
0.7	96722.1	0.000	0.000
0.9	159887.6	0.003	0.000
1.0	197392.1	0.006	0.000

表 5-10 設施負載時採用靜摩擦係數 $\mu_s=0.015$ 之強迫振動反應歷時



針對設施負載時利用動摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 模擬其行為，記錄不同之作動頻率下之最大外力與上半部 RC 底座之最大位移等極值反應，並且在時間點結束時記錄其 RC 底座之殘餘變位。茲將評估模擬結果列表於表 5-11，其對應之反應歷時整理於表 5-12，細部之部分取前 10 秒藉此觀察空台時之強迫振動行為。

表 5-11 設施負載時採用動摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應

振動台負載 $\mu_k = 0.004$			
ω	P_{\max}	u_{\max}	Residual
頻率	最大外力 (N)	最大位移 (m)	殘餘變位 (m)
0.3	17765.3	0.000	0.000
0.5	49348.0	0.005	0.000
0.7	96722.1	0.026	0.010
0.9	159887.6	0.046	0.022
1.0	197392.1	0.182	0.158

表 5-12 設施負載時採用動摩擦係數 $\mu_k = 0.004$ 之強迫振動反應歷時

ω	反應	細部反應
0.5	<p>鋼結構火害計畫測試</p>	<p>鋼結構火害計畫測試</p>
0.7	<p>鋼結構火害計畫測試</p>	<p>鋼結構火害計畫測試</p>
0.9	<p>鋼結構火害計畫測試</p>	<p>鋼結構火害計畫測試</p>
1.0	<p>鋼結構火害計畫測試</p>	<p>鋼結構火害計畫測試</p>

5.4.3 實尺寸鋼構實驗屋設施強迫振動行為討論

根據表 5-5、表 5-7、表 5-9、表 5-11 之極值表，可以知道當外力足夠大時，結構突破摩擦力限制後，其外力極值越大，其位移反應極值也會越來越大，根據所模擬之外力，在空台時，當摩擦係數為 0.015 時，其產生最大的位移極值約為 92cm，當摩擦係數為 0.004 時，其最大的位移極值約為 157cm；負載時，當摩擦係數為 0.015 時，其產生最大的位移極值約為 1cm，當摩擦係數為 0.004 時，其最大的位移極值約為 18cm。

因此可以看出在 5 層樓鋼結構負載時，由於重量較重，激振器作動產生之極限位移皆不會超過盤式支承之容許隔震位移 50cm；空台時由於本身重量約為負載時之 1/3，可以預期位移反應會比負載時劇烈，激振器作動頻率約為 0.9Hz，位移極值反應會超過容許隔震位移。

而此系統之勁度趨近於零，故沒有回復力作用，其 RC 底座無法歸回原位，會有殘餘變位的產生，而外力極值越大，殘餘變位就越大。而勁度趨近於零，根據單自由度的計算所得到之系統自然振動週期趨近於無限大，造成位移圖形發生往上攀升的現象。

第六章 結論與建議

第一節 結論

基於火災與地震交互作用之複合性災害特性，並於有限的經費限制下，本研究目前根據兩次專家學者座談之委員建議事項，規劃經濟可行之基礎設施與上部結構設施，並完成基礎設施與上部結構設施之分析、設計與施工。有關數值模擬分析部分，本研究已建立實尺寸壹層樓鋼構實驗屋的三維非線性有限元素數值分析模型，並完成壹層樓鋼構實驗屋火害前與火害中的結構分析，另外，本研究亦完成實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施規畫評估，本研究所得結論如下：

1. 針對複合性災害實驗用試驗平台基礎設施的規劃，本研究以未來研究案最大可能構築之實尺寸五層樓鋼構造實驗屋做為需求，依照國內建築法規、鋼筋混凝土規範、鋼結構規範、耐震規範，完成基礎設施的分析、設計與施工；此基礎設施包含下半部 RC 基礎及上半部 RC 底座，兩層之間以隔震系統（雙向滑動支承）連接，若配合激振器裝設於上半部 RC 底座，可進行實尺寸鋼構造實驗屋之動態荷載相關試驗項目。
2. 針對複合性災害實驗所需，本研究依照國內鋼結構規範，完成壹層樓實尺寸鋼構實驗屋的分析、設計與施工；此壹層樓的鋼構實驗屋之梁柱尺寸來自兩層樓實尺寸鋼構屋的結構設計。
3. 本研究建立實尺寸一層樓鋼構實驗屋的三維非線性有限元素數值分析模型，配合 Eurocode-2 及 Eurocode-3 與相關研究者之建議材質，並採用 ISO-834 之升溫曲線，進行此實尺寸一層樓鋼構實驗屋高溫下之結構分析，數值分析結果發現：在內梁承受 0.5 之彎矩載重比與內柱承受 0.3 之軸力載重比下，此一層樓鋼構實驗屋的破壞由內柱的挫屈破壞來決定，其破壞溫度為 654.8 °C。
4. 本研究完成實尺寸鋼構屋靜態及強迫振動加載設施之規畫評估，初步研究發現在空台時，當摩擦係數為 0.015 時，其產生最大的位移極值約為 92cm，當摩擦係數為 0.004 時，其最大的位移極值約為 157cm；負載時，當摩擦係

數為 0.015 時，其產生最大的位移極值約為 1cm，當摩擦係數為 0.004 時，其最大的位移極值約為 18cm。

第二節 建議

建議一

實尺寸鋼構屋之火害結構行為實驗：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、中鋼結構公司

國內外有關鋼構建築中的構件於火害下結構行為之試驗，主要是以單獨鋼構件來進行耐火試驗，將單獨鋼構件以標準升溫曲線加熱，藉以評估此單獨鋼構件之耐火時效與其結構行為，然而，最符合實際鋼構建築構件之耐火評估方式應該是在真實火災場景下。

建議二

建立實尺寸鋼構屋火害前後識別參數及損壞指標研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立成功大學、國家地震工程研究中心

無論是實驗室火害研究或是現場實尺寸實際火場試驗，傳統均以設計載重進行火害前後之性能研究，惟該結構之耐震性能評估，可藉由複合性災害實驗用試驗平台，進行火害前後之實尺寸鋼構屋參數識別，以釐清重要之動態參數與火害之關係，同時可作為未來實尺寸鋼構屋火害後耐震補強研究之參考依據，並進而擴充至火害後鋼結構安全評估準則研議。

內政部建築研究所 104 年度
「複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究」
委託研究計畫案

審查意見及廠商回應一覽表

項次	審查委員意見	廠商回應
1	火害後再受地震之機會甚少，因為法令上火害後之建物須得有關機關之認可方可再使用。	根據歷年勘災紀錄，強震引致之火災發生機率極大，結構或重要設施於後續餘震下之堪用性往往是災後復建的關鍵，因此本案後續之相關研究可提供主管單位於勘災時快速評估之參考。
2	建置實驗屋中，如何考量量測變形之 sensor 效能影響。	由於本案主要在興建複合災害實驗用之鋼構實驗屋，有關 sensor 的架設問題，研究團隊將於工作會議與專家座談會討論未來研究案的需求與位置，以納入鋼構實驗屋設計之考量。
3	本案為高溫加地震力之外載，各種材料參數如何放入分析模型，以及是否會用實驗數據驗證。	本研究團隊已蒐集多組國內外鋼材與混凝土於高溫下之材料參數以供有限元素分析之用，將與現有文獻中火害實驗之數據相比對，找出最正確的材料參數以供本案之分析使用。
4	實體屋研究不多，已有的，其結論為何？本案加溫模型及載重如何考量？	英國 Cardington 火害實驗為目前文獻中可蒐集到最大的實尺寸鋼構建築火害實驗，然其鋼構梁柱接頭型式與我國不同，其最主要結論為鋼構建築在高溫火害侵襲下因鋼梁的懸垂效應，造成力量重分配，使得整體建築不至於崩塌，但是

		梁柱接頭在高溫中需有足夠的強度抵抗懸垂力，本案模型加溫將採用 ISO-834 升溫曲線進行，模型載重將採用實際設計的服務載重 (D+L)。
5	試驗屋預定是幾層樓，與高樓建築間之差異如何模擬？	本研究實驗試體之樓層與規模，將於工作會議與專家座談會討論，視經費規劃擬定可行方案。如基礎採用預計之浮式基礎，可將高樓建築上部結構置於浮式基礎加以模擬。
6	本案請研究團隊先確認鋼構屋之建置，是屬多次性使用，還是一次性使用，因為其建置之邏輯與需求均不同。	本計畫實驗屋將以永續使用為規劃設計之目標，所以對於相關主要構件之更換細部規劃，將於工作會議中妥適討論。
7	鋼構屋未來是否會置於 8x8m 之震動台進行後續實驗，若是則鋼構規模即已有所限制，若為否則其規模則可採擴大規模之考量。	感謝委員意見，本研究團隊將於工作會議與專家座談會討論此鋼構實驗屋的規模與日後可能進行震動台實驗的連結性。
8	本案基礎設施中之鑽探與基樁，其必要性請研究團隊再考量。	本研究團隊將先向執行單位與成大調取本案基地附近既有的地質資料，經專業技師分析後，如有必要，會再進行鑽探。
9	鋼構實驗屋是否有必須符合建管規定之需求，請承辦與執行單位應儘早納入考量。	感謝委員建議，本研究團隊會納入規劃考量。
10	未來鋼構屋相關試驗之量測規劃，應先予以納入考量，並且應於設計與建置階段，即應將測計架設位置納入，以免爾後再發生二次施工及	感謝委員建議，本研究團隊會納入規劃項目。

	修改結構體之情形。	
11	本構架屋可能進行的研究組合及其使用年限為何？	有關本構架屋可能進行的研究組合與使用年限，本研究團隊將於工作會議與專家座談會討論，配合未來規劃的研究為主。
12	複合型災害的設計如何貼近實際情境，一般如震災後繼而發生火災，及火災後修復使用再遇到地震，兩者之間可能遭遇的機率及實際使用實況，可再考量。	感謝委員意見，本研究團隊在設計與分析此實驗屋時將納入此兩種複合災害情境。
13	若此研究為國際間少數研究，如何讓它的研究成果發揮國際研究交流的效果。	藉由構架屋的建置及後續之研究主題，本研究團隊將積極發表於國際會議或期刊，並配合國家地震工程研究中心於成大歸仁校區之第二設施完工期程，參與舉辦國際研討會。

廠商簽章：財團法人成大研究發展基金會



業務單位審查簽章：

副研究員 李其忠

李其忠

附錄二 期中與期末審查會議記錄

「複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究」案

期中審查會議回應表

專家學者意見	研究團隊回應
<p>邱顧問昌平:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫參考英、美之作法，做實尺寸鋼構屋之火害試驗研究及配合相關結構分析研究。本研究在今年度之重點為 3D 非線性有限元素分析模型之建立，目前已有一些初步成果。 2. 期中報告書已有火害下之結構行為分析，似乎鋼構所連結之“上部 RC 結構”(含 RC 梁及版)，應設有防火棉等阻熱保護，請在期末報告中予以交代清楚。 	<p>答：感謝肯定。</p> <p>答：本研究於報告書補充說明“上部 RC 結構(含 RC 梁及版)”在日後進行火害實驗時，應有防火棉保護，以免受到損傷。</p>
<p>方教授一匡:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 請在期末報告中補充說明試驗所用火載量之代表性。 	<p>答：綜合方教授之兩個問題回答，本研究於報告書建議實尺寸鋼構實驗屋試體之火載量設計，可採用實際用途(如辦公室、住宅)或 CNS12514-1 升溫曲線來計算，另外，梁、柱、版等各主要構件在火害實驗時量測重點(如位移與溫度)及相關法規的關聯性，將於報告書一併說明。</p>

<p>2. 請補充說明梁、柱、版等各主要構件在火害中的量測特點及其與相關法規的關聯性。</p>	
<p>彭組長朋畿:</p> <p>1. 火害試驗與試驗條件有關，建議考慮溫度量測之佈放，以符合實務需求。</p>	<p>答：感謝建議，研究團隊會納入考量。</p>
<p>林研究員克強:</p> <p>1. 本研究為建構火害與地震複合災害之研究平台，極有意義。</p> <p>2. 是否考慮或評估此研究平台所需之地震與高溫之施加容量，請說明。</p> <p>3. 有限元素分析之載重考慮 $DL=0.38$ t/m², $LL=0.5$ t/m² 是否合理，請說明。</p>	<p>答：感謝肯定。</p> <p>答：研究團隊已做相關之評估與考慮。</p> <p>答：此載重係依照專業技師之原設計載重來設定。</p>
<p>中華民國土木技師公會聯合會</p> <p>林技師增吉:</p> <p>1. 本案為試體試驗，建議於結論增加在工程實務上可供應用之具體結論與建議。</p>	<p>答：遵照辦理。</p>
<p>臺北市結構工程工業技師公會 夏技師:</p> <p>1. 建議 RC 平台之隔震系統仍需進行歷時分析，檢核相關震波所需的盤式支承系統規格，以符合未來擴充試驗需求。</p>	<p>答：綜合夏技師之兩個問題回答，有關 RC 平台之隔震系統，本研究已進行相關分析，且在設計上採取對應措施，以利 RC 平台在振動實驗後回復原位，另外，在數值分析模擬時會考慮 Deck 樓</p>

<p>2. Deck 樓版實務加載與電腦分析加載情形不同，分析時須考慮。</p>	<p>版實務加載與電腦分析加載之不同性。</p>
<p>中國鋼鐵股份有限公司陳竹勝先生：</p> <p>1. 鋼結構梁柱接頭一般採用焊接或螺栓接合，建議將兩者受火害與震害的影響納入研究規劃。</p>	<p>答：遵照辦理。</p>
<p>業務單位：</p> <p>1. 請將美國 NIST 之相關研究納入文獻回顧。</p> <p>2. 數值模擬分析所採用 Eurocode 2 的混凝土之熱性質參數，建議改採較新版本(2004 年)。</p>	<p>答：遵照辦理。</p> <p>答：遵照辦理。</p>

「複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究」案

期末審查會議回應表

專家學者意見	研究團隊回應
<p>彭組長朋畿:</p> <p>1. 實尺寸建置相當不易，未來災後可做其他實驗，如 UT、現場金相等 NDT 技術，以利相關研究。</p>	<p>答：感謝建議，研究團隊會建議建研所納入考量。</p>
<p>邱顧問昌平:</p> <p>1. 本計畫經詳細規劃後完成上、下半結構之設計圖，並進行發包施工，下半結構(基礎設施)將於 2015 年 11 月開始施工。</p> <p>2. 高溫下之結構分析、強迫振動、加載設施之規劃評估皆有初步成果。</p> <p>3. 鋼構屋仍須有一座大鐵皮圍封以避風雨及閒人之妨礙，器材、工具、吊車、假設工程、廢棄物堆置所等之空間，場址 24.5m×90m 上蓋鐵皮屋及 RC 反力座、油槽等要如何施做?</p> <p>4. 文字修正建議:</p> <p>(1) ①本案之工程主要為基礎設施(下半部 RC 基礎結構或下半結構)含隔震器及②上半結構之 RC 底座③上半結構之鋼構柱、梁、板。報告書第三章有關之本文、圖、表中之文字請統一描述。</p>	<p>答：本研究規劃之基礎設施已於 104 年 9 月 14 日開始施工。</p> <p>答：感謝肯定。</p> <p>答：感謝建議，研究團隊會納入考量。</p> <p>答：感謝指正，研究團隊已修正。</p>

<p>(2) ①第五章第四節中表 5-4 應為表 5-5，此之後至第 5.4.3 節止，所有的表皆須修正之(第 75 頁止)。②表 5-5、5-7、5-9、5-11 中加字:設施空台時。</p>	
<p>方教授一匡:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 實尺寸鋼構屋受地震與火災交互作用之研究，目前已發表之文獻尚不多見，本研究之預期成果可供學術及實務之參考。 2. 預期成果的設定特別是火害部分與現行法規適用性之檢討，建請補充說明。 	<p>答：感謝肯定。</p> <p>答：報告書文字將統一定，依據內政部規定格式撰寫，且加以修正相關圖表編號與內容對照符合。並同時補充火害部分與現行法規適用性之檢討，並與業務單位確認建議事項。</p>
<p>陳教授生金:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本案乃建置複合性試驗基礎結構 2. 報告書第 54 頁鋼構實驗屋，在 654.8 °C 結構屋已破壞，請說明往後實驗時所需之破壞溫度。 	<p>答：感謝肯定。</p> <p>答：此鋼構實驗屋可進行多次火害結構實驗，本研究數值模擬的建立將可提供建研所後續火害結構實驗所需，654.8 °C 的破壞溫度係反應內梁承受彎矩載重比為 0.5 與內柱承受載重比為 0.3 之破壞溫度，後續之研究可利用此數值模型進行不同載重比之破壞溫度分析。</p>

<p>3. 如地震災害加上火災，通常地震先發生，再隨之火災，此時的火災，一般地震已停止，可針對災害發生前後之影響。</p>	<p>答：本案未來將設置的激振器(Shaker)，僅供震後火災或面對餘震時非破壞檢測評估之激振源，尚無法達到人工地震的水平加速度需求，未來如果經費允許，可購置油壓及油壓致動器(Actuator)設備，並增建反力座，即可進行耐震能力測試。</p>
<p>林教授宜清：</p> <p>1. 研究經費應合理增加以利計畫執行。</p> <p>2. 請說明試驗時之監測量測規劃。</p>	<p>答：感謝建議，研究團隊會建議建研所納入考量。</p> <p>答：此監測量測規劃應由後續使用單位進行規劃。</p>
<p>林研究員克強：</p> <p>1. 滑動隔震元件的基本特性應先確認其力學性質，以做為後續試驗設施之試驗條件。</p> <p>2. 試驗設施於上半部底座應配置相關的固定孔位。</p>	<p>答：遵照辦理。</p> <p>答：遵照辦理。</p>
<p>中華民國全國建築師公會</p> <p>張建築師士華：</p> <p>1. 建議本案於報告書中補充未來可進行之實驗項目、相關儀器設備材料及使用者注意事項。</p>	<p>答：感謝建議，此建議可由後續使用單位進行規劃與注意。</p>

<p>臺北市結構工程工業技師公會</p> <p>夏技師沛禹：</p> <p>1. 建議增加描述激振器所引發的人工地盤水平加速度值，是否能符合預估五層鋼構屋之設計水平力需求。</p>	<p>答：本案未來將設置的激振器 (Shaker)，僅供震後火災或面對餘震時非破壞檢測評估之激振源，尚無法達到人工地震的水平加速度需求，未來如果經費允許，可購置油壓及油壓致動器 (Actuator)設備，並增建反力座，即可進行耐震能力測試。</p>
<p>業務單位：</p> <p>1. 報告書格式請依內政部規定格式撰寫，另建議事項，宜再重新檢討，並與業務單位確認。</p> <p>2. 數值模擬分析僅考量升溫階段，可否將火災降溫段 (ISO 834, 1980) 考慮在內，以利未來實驗參數規劃參考。</p>	<p>答：遵照辦理，報告書文字將統一律定，依據內政部規定格式撰寫，且加以修正相關圖表編號與內容對照符合。</p> <p>答：鋼構實驗屋高溫下之數值模擬，目前先考慮整體結構定載升溫之行為，配合未來部分構件之火載實驗，將先與實驗結果加以比對確認相關模擬參數的合宜性，接下來再進行降溫段的模擬與驗證。</p>

附錄三 專家學者座談意見回應

(1) 第一次專家學者座談會

內政部建築研究所委辦案

「複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究」

第 1 次專家學者座談會 簽到簿

時間：104 年 4 月 24 日（星期五）下午 2 時正	
地點：內政部建築研究所簡報室（新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓）	
主席：朱聖浩教授 紀錄：朱世禹	
出席人員	簽到處
蔡綽芳組長	蔡綽芳
蔡銘儒研究員	蔡銘儒
李其忠副研究員	李其忠
李俊龍副總經理	
陳錦村副理	陳錦村
陳正誠教授	陳正誠
蔡克銓教授	蔡克銓
鍾立來組長	鍾立來
朱聖浩教授	朱聖浩
朱世禹副教授	朱世禹
鍾興陽副教授	鍾興陽
相關人員	陳福端

第一次專家學者意見	回應
<p>陳正誠教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 建議先預估未來試驗構架的大小、重量，並據以評估 RC 基礎結構及上半部實驗屋 RC 底座之強度及勁度需求。 火害實驗應該會有火源，這些火源有可能對上半部實驗屋 RC 底座及隔震器會有損傷，若 RC 底座及隔震器要重複使用，則應有保護措施。 實驗場應該有設備或各項實驗材料的儲存空間。 	<p>答：上層 RC 底座厚度當初設計依據為兩跨乘兩跨五層樓高之鋼結構建築之樓重，以進行底座強度與勁度之設計值。</p> <p>答：謝謝委員的提醒，設施建造時將依照防火規定進行保護措施。</p> <p>答：感謝委員提醒與建議，未來將可租賃櫃屋來擺放及儲存儀器設備。</p>
<p>蔡克銓教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 實驗屋之火害研究可考慮非結構方面的功能性能評估，包括自動灑水、隔間牆等的功能探討。能在計劃中列出，並邀請廠商參加。 	<p>答：後續試驗項目已有初步規劃，可參考建築研究所前期研究之研究報告書，未來會再加入委員所建議之相關議題。</p>

<p>2. 實驗屋的設計應考慮模組化，以便未來可擴充面積或層數。</p>	<p>答：目前上部實驗屋設計為單跨一層 6m*6m，基礎不動，未來上部模組可以擴充。</p>
<p>鍾立來組長：</p> <p>1. 實驗對象為隔震?非隔震?應有所界定。</p> <p>2. 地震發生後，多起火災，不易一一撲滅，燃燒時間相當長。</p> <p>3. 經費與場地取得不易，可思考更多試驗項目(非破壞)，如阻尼比與震度之關係、週期與震度之關係及非結構的影響。</p>	<p>答：本案之隔震設施並非主要火害研究對象，僅作為使激振器之效能最大化之工具，也提供未來設施擴充的基礎。</p> <p>答：感謝委員提醒，爾後之試驗規劃將先界定較單純之境況與研究範疇，使得初期能有成果，以提供後續進階研究參考使用。</p> <p>答：後續試驗項目已有初步規劃，可參考建築研究所前期研究之研究報告書，未來會再加入委員所建議之相關議題。</p>
<p>陳錦村副理：</p> <p>1. 若能與產業界實際需求配合更佳。</p>	<p>答：歡迎高科技廠參與，作為長期合作夥伴，並成為防火效</p>

	能驗證之公正機構。
2. 長期與業界合作防火實驗。	答：對於防火門、防火材料之防火效能驗證，歡迎廠商參與，共同進行測試與效能統計。
3. 廠房對中小型地震敏感，怕低頻震動，改善結構以降低地震帶來影響，可在平台上做結構體縮尺模型振動測試。	答：本案所規畫之戶外試驗平台，將可進行大跨度 truss-beam 廠房之縮尺模型之振動測試。

(2) 第二次專家學者座談會

內政部建築研究所委辦案

「複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構行為研究」

第 2 次專家學者座談會 簽到簿

時間：104 年 5 月 29 日（星期五）上午 10 時 30 分	
地點：內政部建築研究所防火中心會議室（台南市歸仁區中正南路一段 2500 號）	
主席：朱聖浩教授 紀錄：朱世禹	
出席人員	簽到處
蔡綽芳組長	
蔡銘儒研究員	蔡銘儒
李其忠副研究員	李其忠
李俊龍副總經理	李俊龍
李建和主任技師	李建和
姚昭智教授	姚昭智
蔡武松經理	蔡武松
朱聖浩教授	朱聖浩
朱世禹副教授	朱世禹
鍾興陽副教授	鍾興陽
施健泰研究員	施健泰
相關人員	

第二次專家學者意見	回應
<p>姚昭智教授：</p> <p>1. 本計畫的鋼構平台建立起來之後，可以進行建築防火、防煙各項設備的防震能力檢討。透過大型起振機造成的結構震動，可以檢視不同設施(如：梁穿孔、防煙垂壁、電梯門等等)在地震後的消防能力是否有受到折損，並透過人造煙之傳播予以確認。</p>	<p>答：感謝委員的肯定。未來會建議進行建築防火、防煙各項設備防震能力檢討相關研究議題之研究規劃，以擴大複合性災害實驗平台之使用率。</p>
<p>蔡武松經理：</p> <p>1. 如能得到中鋼協助，則中鋼構或聯鋼施工上的協助，可將施工費用以鋼板材料抵用，但此抵用材料將為目前常用的材質。</p> <p>2. 通常狀況於地震後造成火災，因地震後防火披覆的厚度將有變化，受火害的狀況將受此情況的影響。</p>	<p>答：目前已將合作建議書送至中鋼公司，後續將持續與中鋼接觸確認合作細節。待定案後再請中鋼構或聯鋼協助施工作業。</p> <p>答：謝謝委員的建議，未來將規劃剛構架屋部分構件塗上防火披覆，以進行震後披覆變化狀況之相關研究議題。</p>

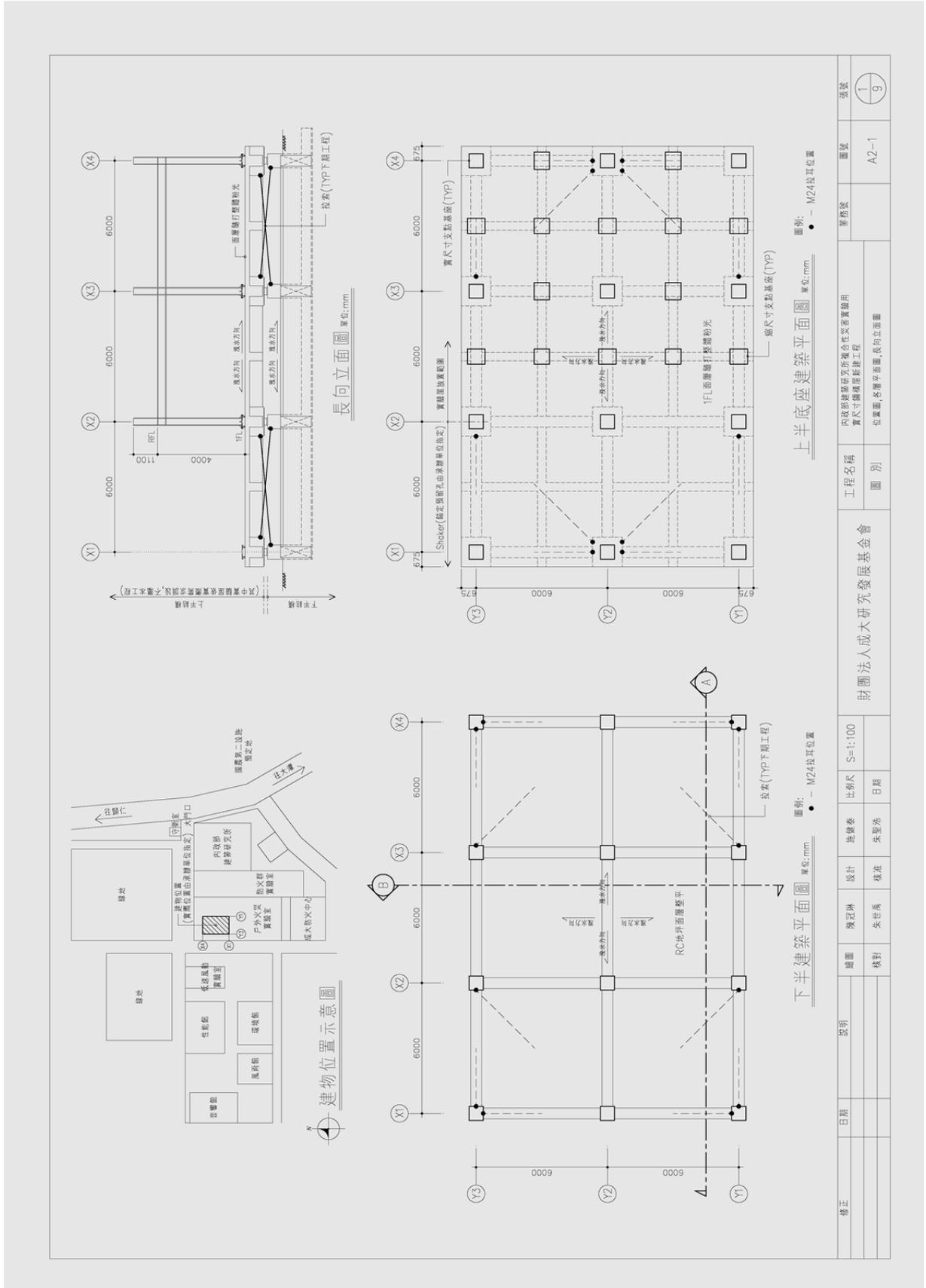
<p>3. 鋼小梁和 RC 樓板結合後是否能認為屬束制構件，若能驗證為束制構件，則對防火時效的爭議有助益。</p> <p>4. 鋼結構接頭最好將目前實際使用的接頭應用在實驗中。</p>	<p>答：謝謝委員的建議，目前實尺寸剛構架屋之規畫將可進行小梁與 RC 樓板實際束制條件之模擬與驗證。</p> <p>答：謝謝委員的建議，會將目前實際使用的接頭應用在實尺寸剛構架屋之規畫設計中。</p>
<p>李建和技師：</p> <p>1. 地上層鋼結構部份與基礎螺絲部份的結合，是否有考慮重複使用。</p> <p>2. 上、下部結構施工空間需考量其拆模施工是否足夠。</p>	<p>答：目前設計之鋼構基礎接合部分均會考慮重複使用且易於進行防火保護措施。</p> <p>答：謝謝委員的建議，目前設計之施工空間已考量拆模施工之鋼構基礎接合部分均會考慮重複使用且易於進行防火保護措施。</p>
<p>李俊龍副總經理：</p> <p>1. 如果隔震層採用的 Roller 支承型式可以變更的話，建議在隔震層的上下部結構加上轉接板，於建置時一起與混凝土灌注起來，以利將來支承的變</p>	<p>答：謝謝委員的建議，目前設計將遵照辦理，進行轉接板之規畫。</p>

更。

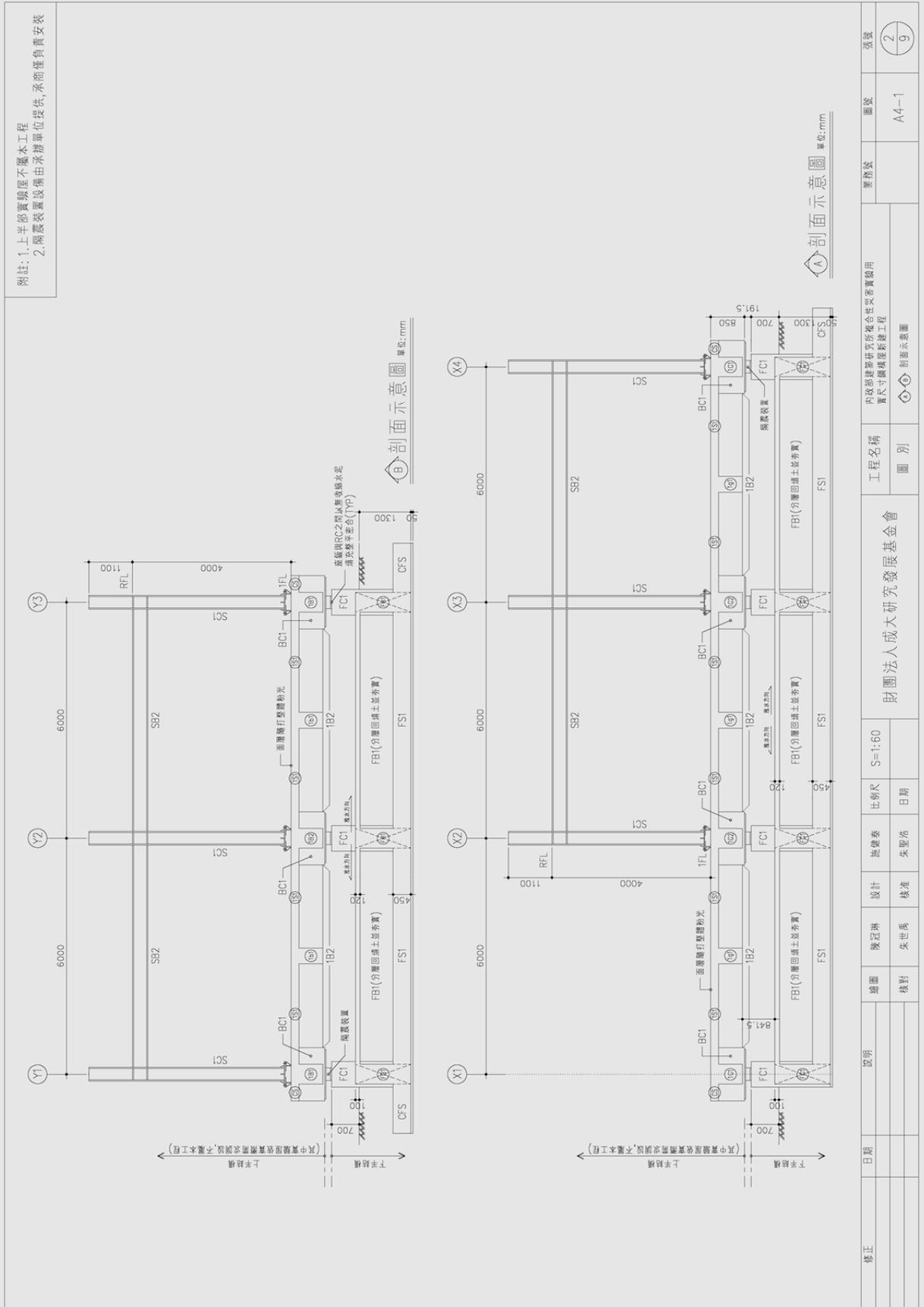
2. 建議制震設備受火害的評估亦可納入研究。

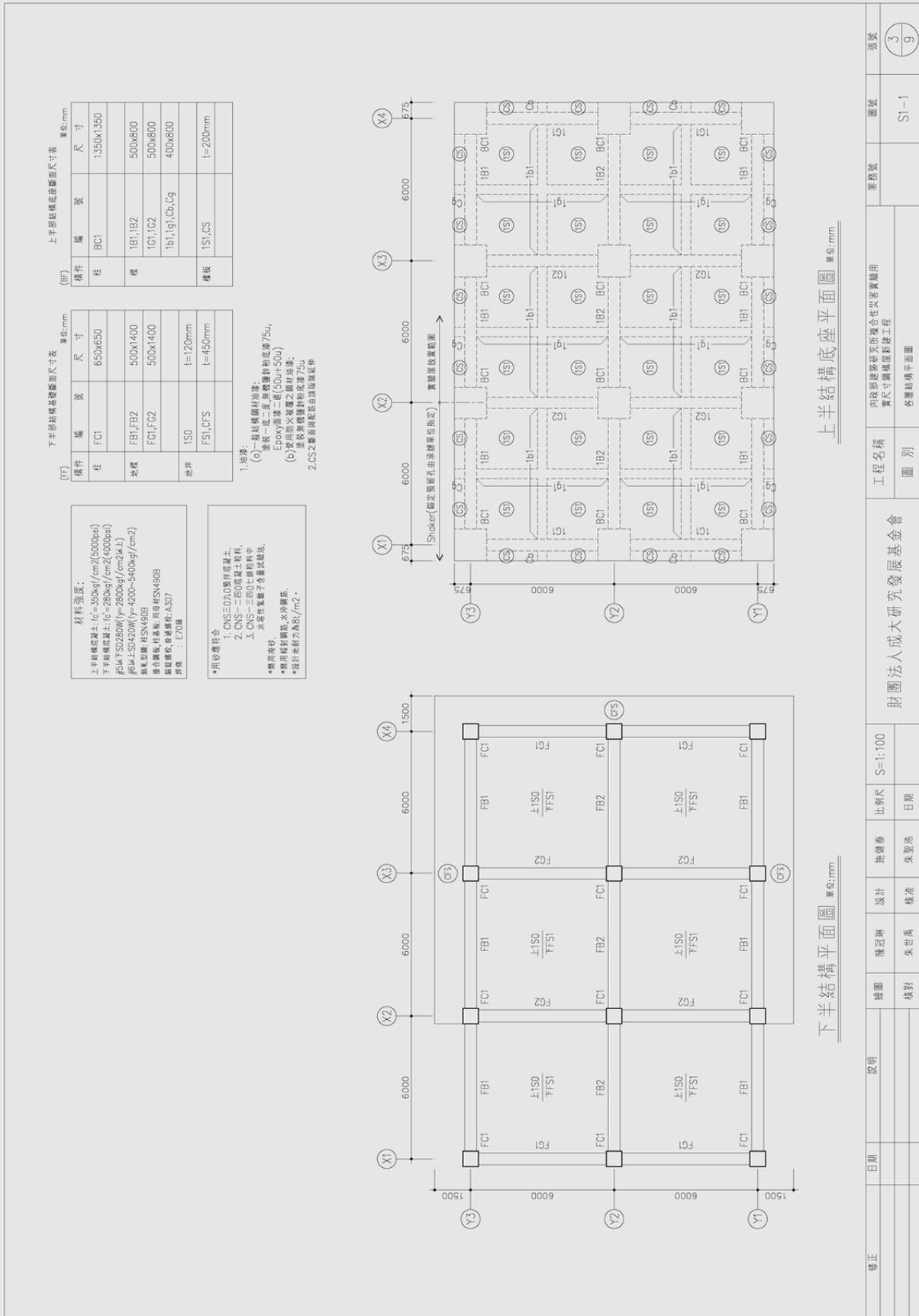
答：謝謝委員的建議，未來會建議進行制震設備受火害評估之相關研究議題規劃，以擴大複合性災害實驗平台之使用率。

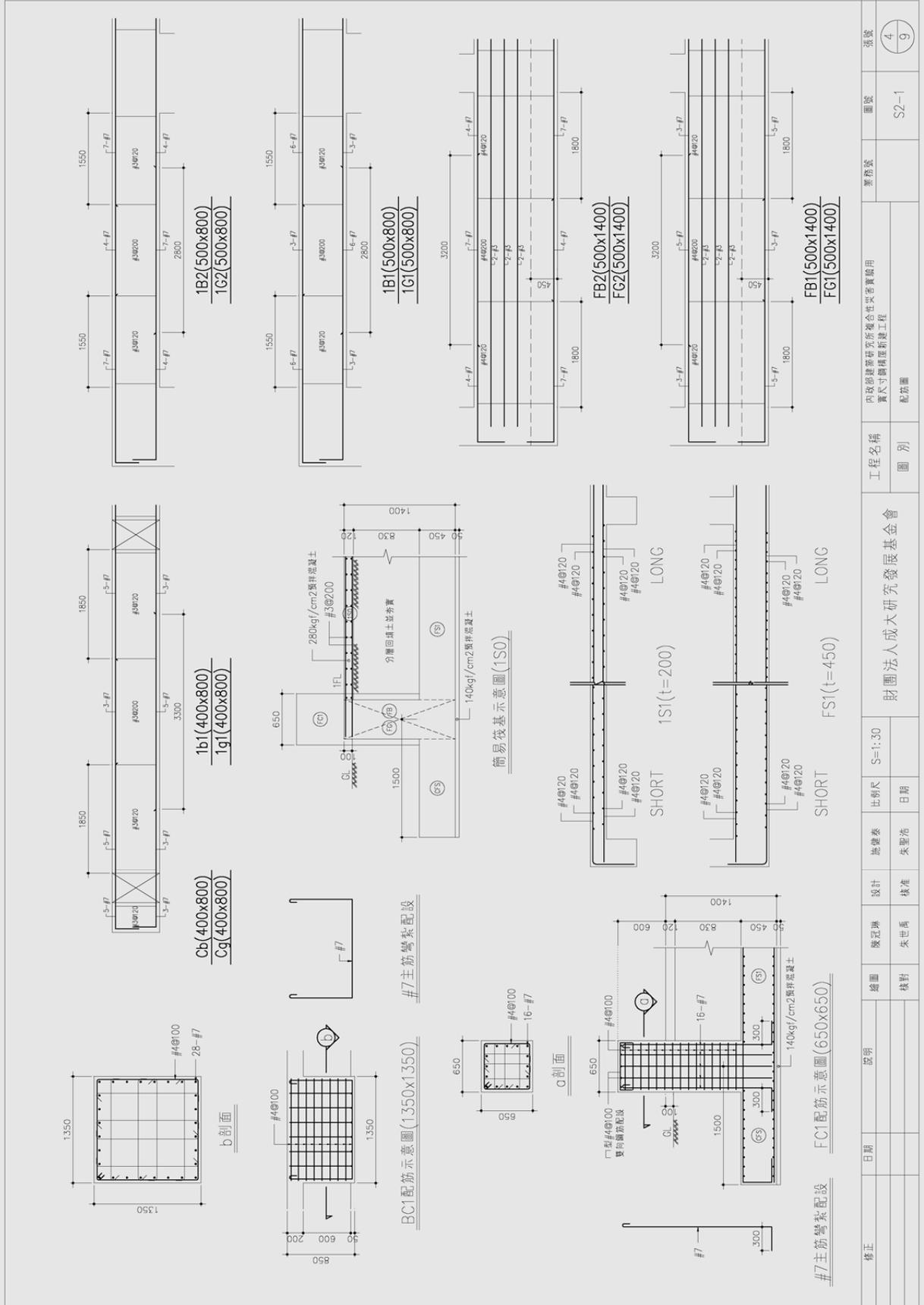
附錄四 實尺寸鋼構實驗屋之基礎設施設計圖



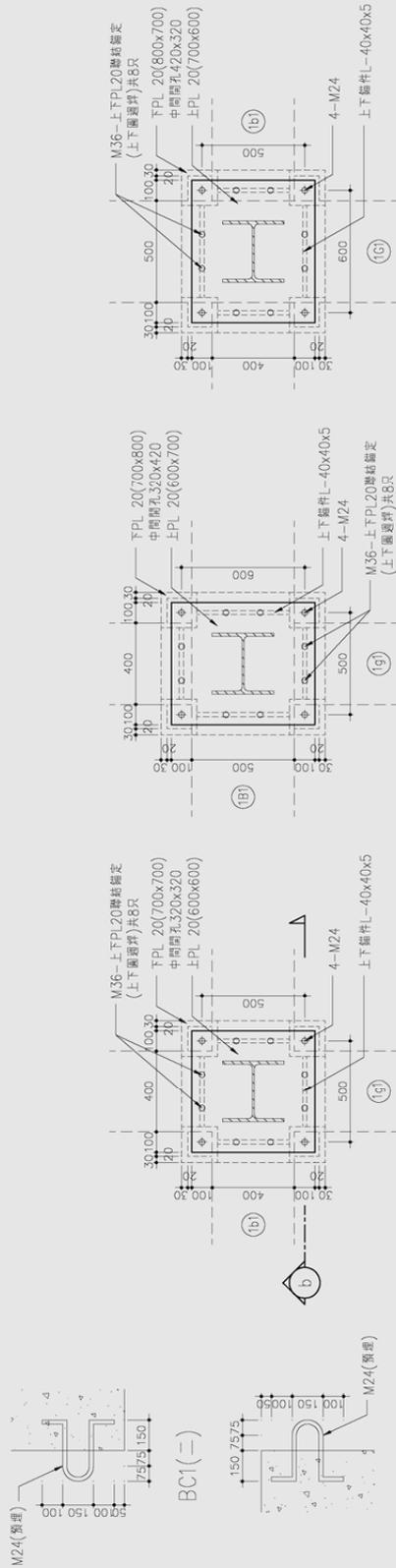
修正	日期	說明	繪圖	陳冠淋	設計	朱聖浩	校對	朱聖浩	日期	比例尺	S=1:100	財團法人成大研究發展基金會	工程名稱	內政部建築研究所性能化災害實驗屋 實尺寸鋼構屋架工程	圖別	位置圖, 各層平面圖, 長向立面圖	圖號	A2-1	圖章	張宏
												財團法人成大研究發展基金會								1/9







修正	日期	說明	繪圖	陳冠琳	設計	朱聖浩	校對	朱世禹	校核	朱聖浩	出圖尺	S=1:30	財團法人成大研究發展基金會	工程名稱	內政部建築研究所複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋結構工程	圖別	配筋圖	圖號	S2-1	圖號	S2-1	張數	4	9
----	----	----	----	-----	----	-----	----	-----	----	-----	-----	--------	---------------	------	----------------------------	----	-----	----	------	----	------	----	---	---

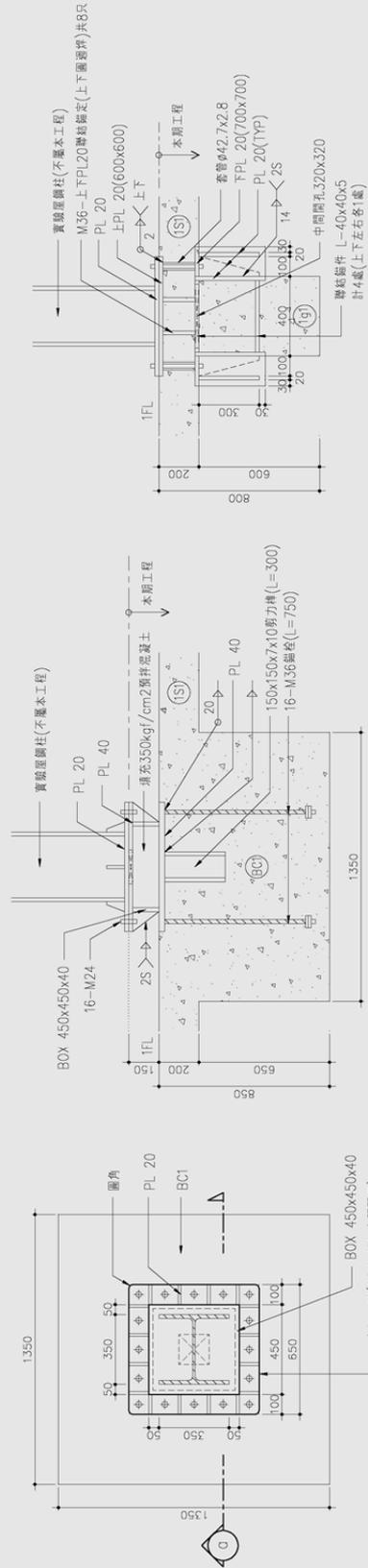


防落拉耳剖視圖 (計12處)

支點栓孔配設平面圖(一) (計4處)

支點栓孔配設平面圖(二) (計6處)

支點栓孔配設平面圖(三) (計4處)



支點栓孔配設平面圖

實尺寸實驗屋支點基座 (計12處)

縮尺寸實驗屋支點基座

修正	日期	說明	繪圖	校對	設計	審核	比例尺	S=1:15	財團法人成大研究發展基金會		工程名稱	圖別	圖號	張數
											內政部建築研究所複合性公共建築設備實尺寸鋼構屋新建工程	實驗屋支點基座及防止滑移拉耳	S2-2	5

竹節鋼筋受拉伸長度 (La)														
		鋼筋直徑												
		頂層受拉鋼筋												
fy	f'c	D10 (#3)	D13 (#4)	D16 (#5)	D19 (#6)	D22 (#7)	D25 (#8)	D29 (#9)	D32 (#10)	D36 (#11)	單位: cm, kgf/cm ²			
2800	245	41	55	69	83	117	134	151	170	189	2800	245		
	280	38	51	64	77	108	124	140	157	175			4200	280
	350	32	45	53	64	91	104	117	132	146				
4200	245	62	83	103	124	176	201	227	255	283	4200	245		
	280	57	76	96	115	163	186	210	236	262			280	280
	350	54	71	89	108	152	174	197	221	245				
(a) 一般受拉鋼筋														
(b) 一般受拉鋼筋														
竹節鋼筋受拉接長度 (乙級搭接)														
fy	f'c	D10 (#3)	D13 (#4)	D16 (#5)	D19 (#6)	D22 (#7)	D25 (#8)	D29 (#9)	D32 (#10)	D36 (#11)	單位: cm, kgf/cm ²			
2800	245	54	72	90	108	152	174	197	221	245	2800	245		
	280	50	66	83	100	141	161	182	204	227			4200	280
	350	42	55	69	83	118	135	152	171	190				
4200	245	81	107	134	161	228	261	295	331	368	4200	245		
	280	75	99	124	149	211	242	273	307	341			280	280
	350	62	83	104	125	177	202	229	257	285				
(c) 頂層受拉鋼筋														
(d) 一般受拉鋼筋														
2800	245	41	55	69	83	117	134	151	170	189	2800	245		
	280	38	51	64	77	108	124	140	157	175			4200	280
	350	32	43	53	64	91	104	117	132	146				
4200	245	62	83	103	124	176	201	227	255	283	4200	245		
	280	57	76	96	115	163	186	210	236	262			280	280
	350	54	71	89	108	152	174	197	221	245				

修正		日期	說明	繪圖	陳冠琳	設計	施慶泰	校核	日期	比例尺	S=1:40
				核對	朱世禹	核准	朱聖浩		日期		

財團法人成大研究發展基金會			
工程名稱	圖別	內政部建築研究所複合性災害實驗用實尺寸鋼構屋新建工程	標準配筋圖(一)
葉務竣	圖號	S2-3	張號
			6 9

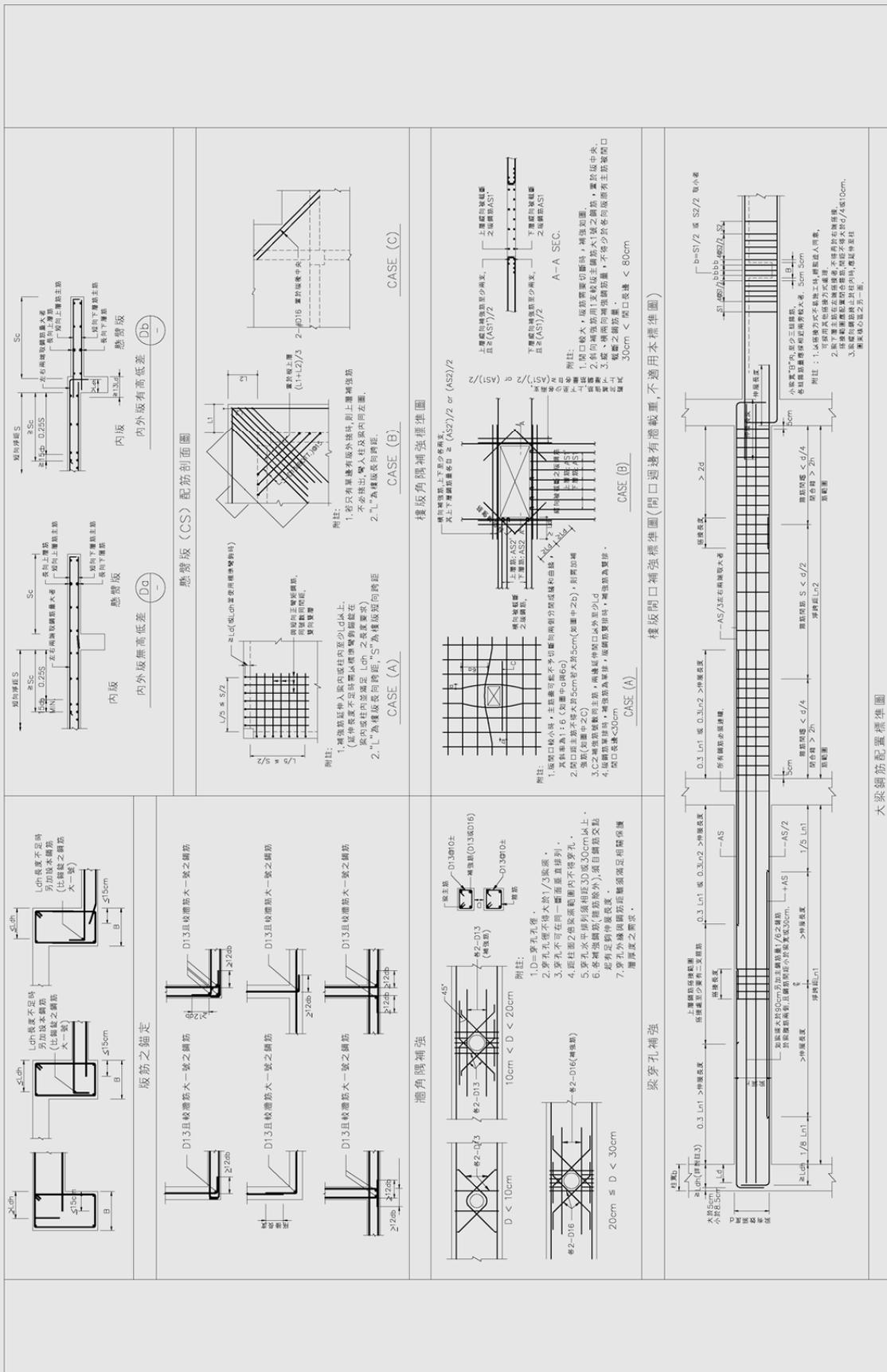
竹節鋼筋受拉伸長度 (La)										
fy	f'c									
2800	245	41	55	69	83	117	134	151	170	189
	280	38	51	64	77	108	124	140	157	175
	350	32	45	53	64	91	104	117	132	146
4200	245	62	83	103	124	176	201	227	255	283
	280	57	76	96	115	163	186	210	236	262
	350	54	71	89	108	152	174	197	221	245

竹節鋼筋受拉接長度 (乙級搭接)										
fy	f'c									
2800	245	54	72	90	108	152	174	197	221	245
	280	50	66	83	100	141	161	182	204	227
	350	42	55	69	83	118	135	152	171	190
4200	245	81	107	134	161	228	261	295	331	368
	280	75	99	124	149	211	242	273	307	341
	350	62	83	104	125	177	202	229	257	285

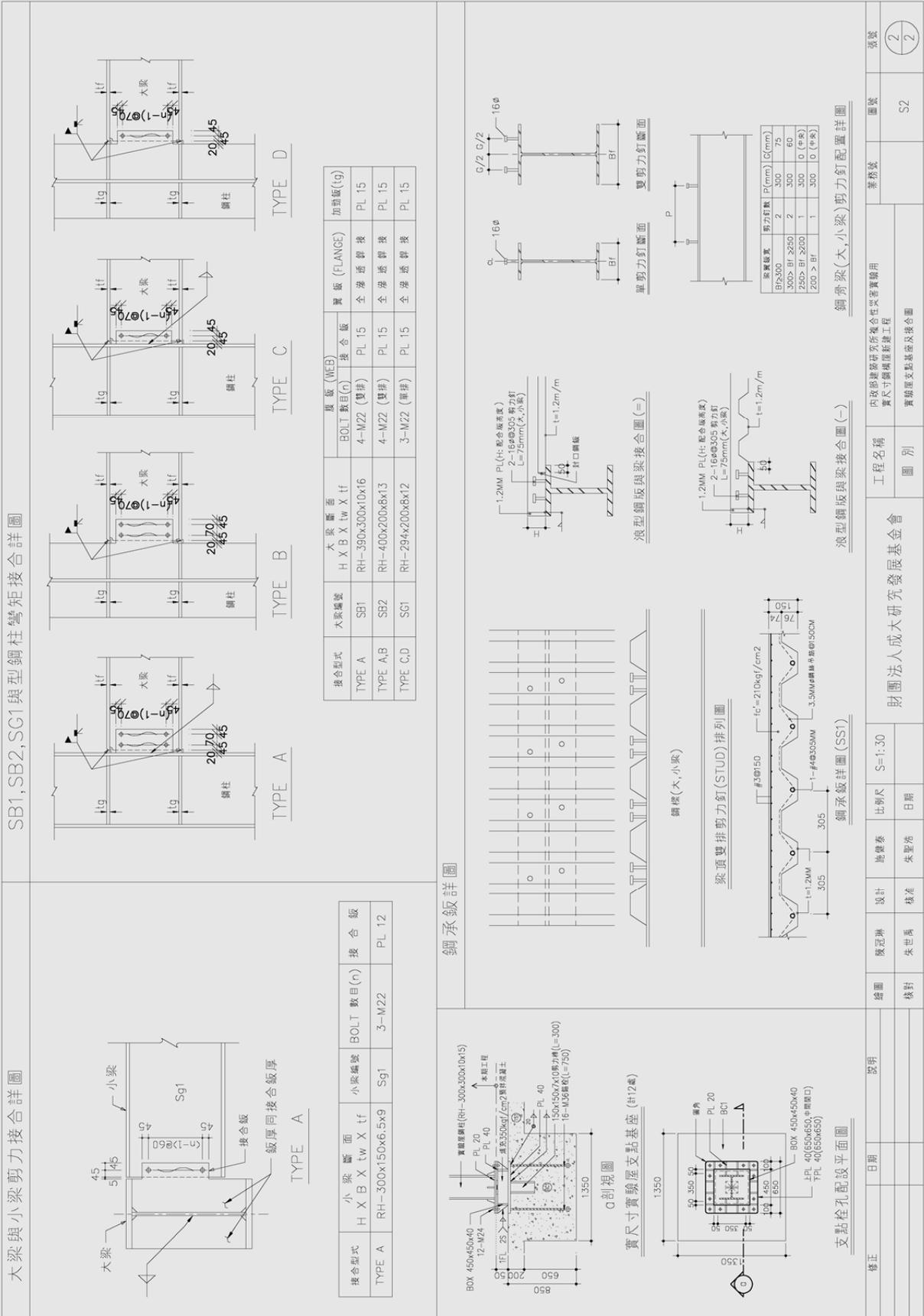
鋼筋最小保護層厚度	
狀況	單位: cm
不受風雨侵襲且直接接觸土質者	≤ D16: 2.0 D19~D36: 4.0
受風雨侵襲或與土直接接觸者	≤ D16: 4.0 D19~D36: 5.0
直接埋置於土中或岩石或與水及土直接接觸者	7.5
與海水或腐蝕性環境接觸者	10.0

標準彎鉤	
彎鉤種類	主筋
彎鉤 (90°)	D=6db(D10~D25) =8db(D29~D36)
彎鉤 (165°)	箍筋或肋筋 D=4db(D10~D16) =6db(D19~D25) A2=6db(D10~D16) =12db(D19~D25)

附註	
1. 使用本表時鋼筋須有防銹處理, 鋼筋淨間距需 1.0db 以上, 並達最低鋼筋量之要求。	
2. 若符合下列條件時, 上述值可再乘下列係數:	
a. 若淨間距可達 2db 以上或採用 fy=4200 之箍筋者, kgf/cm ² 2..... 0.89(0.67/0.75)	
b. 轉彎鋼筋 1.30
c. 鋼筋塗布環氧樹脂者 1.20
3. 所謂頂層鋼筋即水平鋼筋下之混凝土厚度大於 30cm 者。	
4. 鋼筋伸入長度除本表所列者外, 可依實際狀況另參照設計規範 G.3.4 節詳細計算個別之伸入長度。	
5. 本表所列搭接長度為乙級搭接長度, 若符合規範 5.16.1.2 之單端搭接標準, 上述值可乘以 1.3 (即 1.0La), 但不得小於 30cm。	
6. 應依現場狀況檢核搭接後, 其施工性能不佳者, 應採用其它之鑄定或鑄接 (如鑄接或銲接等) 方式。	
7. 伸入或搭接長度採用於該處者, 若鋼筋淨間距可達 2db 以上時, 其伸入或搭接長度依本表表家以 0.89 採用之, 但不得小於 30cm。	



修正	日期	說明	繪圖	陳冠琳	設計	施健泰	比例尺	S=1:40	圖別	財團法人成大研究發展基金會	工程名稱	內政部建築研究所複合性災害實用實尺寸鋼構屋新建工程	圖號	S2-6	張數	9
			核對	朱世馬	核淮	朱聖浩	日期		標準配筋圖(四)							



參考書目

- 【1】 Ng, K.T. and Gardner, L., “Buckling of Stainless Steel Columns and Beams in Fire,” *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 3, pp. 717-730, 2006.
- 【2】 Uppfeldt, B., Outinen, A. T., Veljkovic, M., “A Design Model for Stainless Steel Box Columns in Fire,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, Issue 4, pp. 1294-1301, 2008.
- 【3】 Wang, W.Y. and Li, G.Q., “Fire-resistance Study of Restrained Steel Columns With Partial Damage to Fire Protection,” *Fire Safety Journal*, Vol. 44, pp. 1088-1094, 2009.
- 【4】 Leston-Jones LC, Lennon T, Plank RJ, Burgess IW. Elevated temperature moment-rotation tests on steelwork connections. *Proc Inst Civ Engr Structs Bldgs* 1997;122:410-9.
- 【5】 Al-Jabri KS, Lennon T, Burgess IW, Plank RJ. Behaviour of steel and composite beam-column connections in fire. *J Const Steel Res* 1998;46(1-3) [Paper no. 180].
- 【6】 Wang WY, Li GQ, Dong YL. Experimental study and spring-component modelling of extended end-plate joints in fire. *J Const Steel Res* 2007; 63(8): 1127-1137.
- 【7】 Qian ZH, Tan KH, Burgess IW. Behavior of Steel Beam-to-Column Joints at Elevated Temperature: Experimental Investigation. *J Struct Eng* 2008; 134(5): 713-726.
- 【8】 Yu H, Burgess IW, Davison JB, Plank RJ. Experimental investigation of the behaviour of fin plate connections in fire. *J Const Steel Res* 2008; doi:10.1016/j.jcsr.2008.02.015
- 【9】 Chung, H. Y., Lee, C. H., Su, W. J. and Lin, R. Z. (2010), “Application of Fire-Resistant Steel to Beam-to-Column Moment Connections at Elevated Temperatures,” *Journal of Constructional Steel Reserach*, 66, 289-303.
- 【10】 Choe, L., Varma, A.H., Anil Agarwal and Surovek, A., “Fundamental Behavior of Steel Beam-Columns and Columns under Fire Loading: Experimental Evaluation,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 9, pp. 954-966, (2011).
- 【11】 Ding J, Wang YC. Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints.

Engineering Structures 2007;29(12):3485-3502.

- 【12】 “Behaviour of steel framed structures under fire conditions.” Main Report, DETR-PIT Project, School of Civil and Environmental Engineering, University of Edinburgh, 2000.
- 【13】 O'Connor, M. A. and Martin D. M., “Behaviour of a Multi-Storey Steel Framed Building Subjected to Fire Attack,” Journal of Constructional Steel Research, 1998, 46:1-3, Paper No. 169.
- 【14】 Varma, A., Agarwal, A., Hong, S. and Prasad, K., “Behavior of Steel Building Structures with Perimeter MRFs Under Fire Loading Effects,” Proceedings of the Fifth International Conference on Structures in Fire, 2008.
- 【15】 陳柏均，「利用耐火鋼增進鋼構建築耐火能力之實例研究」，碩士論文，國立成功大學土木工程學系，台南（2010）。
- 【16】 李祈安，「實尺寸箱型鋼柱高溫補強之數值模擬」，碩士論文，國立成功大學土木工程學系，台南（2010）。
- 【17】 Smith, C.I., Kirby, B.R., Lapwood, D.G., Cole, K.J., Cunningham, A.P. and Preston, R.R., “The Reinstatement of Fire Damaged Steel Framed Structures,” Fire Safety Journal, Vol. 4, Issue 1, pp. 21-62, (1981).
- 【18】 Qiang, X., Bijlaard, F.S. and Kolstein, H., “Post-fire mechanical properties of high strength structural steels S460 and S690,” Engineering Structures, Vol. 35, pp. 1-10, (2012).
- 【19】 林志宏，「火害後鋼鐵材料微巨觀行為探討」，碩士論文，國立台灣工業技術學院營建工程技術研究所，台北（1997）。
- 【20】 林世平，「鋼鐵材料耐火被覆在火害中微巨觀行為研究」，碩士論文，國立台灣科技大學，台北（2001）。
- 【21】 王士銘，「火害後梁柱接頭銲接區拉力實驗之研究」，碩士論文，國立成功大學土木工程系，台南（2011）。
- 【22】 李旋瑋，「火害後耐火鋼與普通鋼梁柱接頭反覆載重行為之數值模擬」，碩士論文，國立成功大學土木工程系，台南（2013）。
- 【23】 Hakuno, M., Shidawara, M. and Hara, T. (1969), “Dynamic destructive test of a cantilever beam controlled by an analog-computer” , Transactions Japan Society of Civil Engineers, 171, 1-9. (In Japanese.)

- 【24】 Takanashi K. (1993), “Development Of on-line test and it’ s roles in structural engineering study” , 擬動態實驗研究講習會, 台灣。
- 【25】 Nakashima M. (1992), “Extensions of hybrid structural testing” , 擬動態實驗研究講習會, 台灣。
- 【26】 Shinozuka M, Yun CB, Imai H. Identification of linear structural dynamic system. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 1982; 108:1371-1390.
- 【27】 Ghanem R, Gravin H, Shinozuka M. Experimental verification of a number of structural system identification algorithms, Technical Report NCEER-91-0024, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1991.
- 【28】 Johnson EA, Lam HF, Katafygiotis LS, Beck JL. Phase I IASC-ASCE structural health monitoring benchmark problem using simulated data. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 2004; 130(1):3-15.
- 【29】 Bernal D, Beck J. Preface to the special issue on Phase I of the IASC-ASCE structural health monitoring benchmark. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 2004; 130(1):1-2.
- 【30】 Bernal D, Gunes B. Flexibility based approach for damage characterization: a benchmark application. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 2004; 130(1), 61 – 70.
- 【31】 Caicedo JM, Dkye SJ, Johnson EA. Natural excitation technique and eigensystem realization algorithm for Phase I of the IASC-ASCE benchmark problem: simulated data. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 2004; 130(1):49-60.
- 【32】 Lus H, Betti R, Yu J, Angelis MD. Investigation of a system identification methodology in the context of the ASCE benchmark problem. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 2004; 130(1):71-84.
- 【33】 S.Y. Chu and S.C. Lo, Application of the On-Line Recursive Least-Squares Method to Perform Structural Damage Assessment, *Structural Control and Health Monitoring* (2011) ; 18(3), 241-264.
- 【34】 姚昭智、林其璋、洪李陵、朱世禹,「建築物在強震時之反應預估模式(II)」, 中央氣象局技術報告, 編號MOTC-CWB-93-E-12, (2005)。
- 【35】 Y.Q. Ni and J.M. Ko (2006), “Structural Health Monitoring and Condition Assessment of Cable-Supported Bridges” , International Workshop on Structural

Health Monitoring and Damage Assessment, National Chung-Hsing University, pp. V-1~V-18, Taichung, Taiwan, 14-15 December.

- 【36】 C.H. Loh, C.Y. Lin, and C.C. Huang (2000), “Time Domain Identification of Frames under Earthquake Loadings” , Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 126(7), pp.693-703.
- 【37】 Loh, C. H., and Duh, J. Y. (1996). ‘ ‘Analysis of nonlinear system using NARMA models.’ ’ J. Struct. Engrg. and Earthquake Engrg., Tokyo, 13(1), pp.11 - 21.
- 【38】 Loh, C. H., and Lin, H. M. (1996). ‘ ‘Application of off-line and on-line identification techniques to building seismic response data.’ ’ Earthquake Engrg. and Struct. Dyn., 25, pp. 269 - 290.
- 【39】 L.L. Hong and L.H Huang (2006), “Parametric Identification and Damage Evaluation of Buildings ” , International Workshop on Structural Health Monitoring and Damage Assessment, National Chung-Hsing University, pp. IX-1~IX-24, Taichung, Taiwan, 14-15 December.
- 【40】 Full-Scale Structural and Nonstructural Building System Performance during Earthquakes & Post-Earthquake Fire.<http://nees.ucsd.edu/projects/2011-five-story/>
- 【41】 董毓利,「兩層兩跨組合鋼框架抗火性能的試驗研究」,建築鋼結構進展,第11卷第3期(2009)
- 【42】 呂俊利,「整體鋼框架中梁柱抗火性能的研究」,博士論文,哈爾濱工業大學土木工程學院(2013)
- 【43】 Kamath, P., Sharma, U. K., Kumar, V., Bhargava, P., Usmani, A., Singh, B., Singh, Y., Torero, J., Gillie, M. and Pankaj, P., “Full-Scale Fire Test on an Earthquake-Damaged Reinforced Concrete Frame,” Fire Safety Journal, Vol. 73, pp. 1-19, (2015)
- 【44】 Eurocode-2, “Design of Concrete Structures-Part1.2: General Rules-Structural Fire Design,” ENV1992-1-2, (1995).
- 【45】 Eurocode-3, “Design of Steel Structure-Part1.2:General Rules-Structural Fire Design,” ENV1993-1-2, (1995).
- 【46】 Luecke, W. E., McCowan, C.N. and Banovic, S.W., “Mechanical Properties of Structural Steels,” Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster, National institute of Standards and Technology, (2005).

- 【47】 Okabe, T., “Constitutive Model and Finite Element Procedure for the Analysis of the Inelastic Behavior of Steel Columns in Fire,” *Journal of Temporal Design of Architecture and the Environment*, Vol. 9, No. 1, pp. 85-88, (2009)
- 【48】 陳諺輝，「螺栓孔於高溫下承壓行為之量測與數值模擬」，碩士論文，國立成功大學土木工程學系，台南 (2006)。
- 【49】 林日增，「H型梁-箱型柱耐火彎矩接頭高溫行為之數值模擬」，碩士論文，國立成功大學土木工程學系，台南 (2008)。

實尺寸構架屋火害行為先期規劃研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：朱聖浩、朱世禹、施建泰

出版年月：104年12月

版次：第1版

I S B N：978-986-04-7002-4

ISBN: 978-986-04-7002-4 (平装)