

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行為之研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國九十九年十二月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

(國科會 GRB 編號)

099301070000G1007

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行爲之研究

受委託者：國立交通大學

研究主持人：陳誠直 教授

協同主持人：趙文成 教授

研究助理：林政億 吳易宸

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國九十九年十二月

(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.....	IV
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.....	1
第三節 研究方法.....	2
第四節 報告內容.....	3
第二章 國內外規範與文獻回顧.....	5
第一節 前言.....	5
第二節 國內外耐火試驗規範.....	5
第三節 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範.....	7
第四節 不同性質混凝土及鋼管混凝土柱於火害下之行為.....	8
第五節 火害下構件之有限元素分析.....	12
第三章 含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力之試驗.....	15
第一節 試驗規劃.....	15
第二節 試體規劃.....	15
第三節 試體製作.....	21
第四節 量測儀器設置.....	28
第五節 試驗設置.....	30
第六節 試驗步驟.....	32
第七節 試驗終止條件.....	34
第八節 性能基準與判定.....	34
第四章 試驗結果與討論.....	35
第一節 試體行為.....	36
第二節 試驗結果討論.....	65
第五章 有限元素分析與結果討論.....	73
第一節 鋼材之性質.....	73

第二節 混凝土之性質.....	79
第三節 ABAQUS 軟體分析方法.....	84
第四節 CFBC 試體受高溫下之模擬.....	85
第五節 有限元素分析結果與討論.....	89
第六章 結論與建議.....	105
第一節 結論.....	105
第二節 建議.....	106
附錄一 內灌混凝土箱型鋼柱工作載重計算.....	109
附錄二 噴附式防火被覆簡介.....	113
附錄三 審查意見與答覆.....	115
參考書目.....	135

表次

表 2-1 承重柱耐火規定與評定	7
表 3-1 試體規劃	16
表 3-2 設計強度 420 kgf/cm ² 混凝土配比	22
表 3-3 設計強度 700 kgf/cm ² 混凝土配比	22
表 4-1 試驗結果簡表	35
表 4-2 試體各斷面加溫 2 小時後之溫度	67
表 5-1 高溫下鋼材應力應變關係	74
表 5-2 受溫度影響之鋼材力學性質折減係數	76
表 5-3 受溫度影響之混凝土應變建議值	80
表 5-4 受溫度影響之混凝土抗壓強度折減與對應之應變	81
表 5-5 比較 SN 490B 與 Eurocode 4 之鋼材受溫影響力學性質折減	87
表 5-6 試體 CFBC-1 試驗值與分析值之溫度比較	90
表 5-7 試體 CFBC-2 試驗值與分析值之溫度比較	94
表 5-8 試體 CFBC-3 試驗值與分析值之溫度比較	98
表 5-9 內政部核可之防火時效與被覆厚度之關係	101
表 5-10 防火被覆摻料比例	103
表 5-11 不同摻料比例之防火被覆熱傳導係數	104

圖次

圖 1-1 研究步驟流程圖	2
圖 2-1 CNS 與 UL 加溫曲線示意圖	7
圖 3-1 含混凝土箱型鋼柱試體斷面示意圖	16
圖 3-2 箱型鋼柱設計圖	17
圖 3-3 CFBC 試體內部熱電偶測點安裝圖	23
圖 3-4 箱型鋼柱施工圖	23
圖 3-5 自充填混凝土於灌漿前進行坍流度之量測	24
圖 3-6 CFBC 試體表面熱電偶測點安裝圖	24
圖 3-7 鋼網施工	25
圖 3-8 鋼網鋪設完成圖	25
圖 3-9 CFBC 試體防火被覆施工(一).....	26
圖 3-10 CFBC 試體防火被覆施工(二).....	26
圖 3-11 柱鋼板 SN490-22-1 應力應變曲線.....	27
圖 3-12 柱鋼板 SN490-22-2 應力應變曲線	27
圖 3-13 柱斷面熱電偶配置圖	29
圖 3-14 試驗設置示意圖	30
圖 3-15 爐內噴火孔與試體相關位置圖	31
圖 3-16 現場試體設置圖	32
圖 3-17 標準加熱溫度-時間曲線.....	33
圖 4-1 試體 CFBC-1 加溫爐升溫曲線示意圖	38
圖 4-2 試體 CFBC-1 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響.....	38
圖 4-3 試體 CFBC-1 爐內平均溫度與軸向變形變化圖	39
圖 4-4 試體 CFBC-1 斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖	39
圖 4-5 試體 CFBC-1 斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖	40
圖 4-6 試體 CFBC-1 斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖	40
圖 4-7 試體 CFBC-1 斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖	41
圖 4-8 試體 CFBC-1 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖	41

圖 4-9 試體 CFBC-1 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖	42
圖 4-10 試體 CFBC-1 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖	42
圖 4-11 試體 CFBC-1 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖	43
圖 4-12 試體 CFBC-1 試驗後整體圖	43
圖 4-13 試體 CFBC-1 上段試驗後防火被覆裂縫.....	44
圖 4-14 試體 CFBC-1 中段試驗後防火被覆裂縫.....	44
圖 4-15 試體 CFBC-1 下段試驗後防火被覆裂縫.....	45
圖 4-16 試體 CFBC-2 加溫爐升溫曲線示意圖	47
圖 4-17 試體 CFBC-2 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響.....	48
圖 4-18 試體 CFBC-2 爐內平均溫度與軸向變形變化圖	48
圖 4-19 試體 CFBC-2 之斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖	49
圖 4-20 試體 CFBC-2 之斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖	49
圖 4-21 試體 CFBC-2 之斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖	50
圖 4-22 試體 CFBC-2 之斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖	50
圖 4-23 試體 CFBC-2 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖	51
圖 4-24 試體 CFBC-2 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖	51
圖 4-25 試體 CFBC-2 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖	52
圖 4-26 試體 CFBC-2 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖	52
圖 4-27 試體 CFBC-2 試驗後整體圖	53
圖 4-28 試體 CFBC-2 上段試驗後防火被覆開裂.....	53
圖 4-29 試體 CFBC-2 中段試驗後防火被覆開裂.....	54
圖 4-30 試體 CFBC-2 下段試驗後防火被覆開裂.....	54
圖 4-31 試體 CFBC-2 中段試驗後局部挫屈(已剝除防火被覆及鋼網)	55
圖 4-32 試體 CFBC-2 中段試驗後局部挫屈(已剝除防火被覆及鋼網)	55
圖 4-33 試體 CFBC-3 加溫爐升溫曲線示意圖	57
圖 4-34 試體 CFBC-3 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響.....	58
圖 4-35 試體 CFBC-3 爐內平均溫度與軸向變形變化圖	58
圖 4-36 試體 CFBC-3 斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖	59
圖 4-37 試體 CFBC-3 斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖	59

圖 4-38 試體 CFBC-3 斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖	60
圖 4-39 試體 CFBC-3 斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖	60
圖 4-40 試體 CFBC-3 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖	61
圖 4-41 試體 CFBC-3 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖	61
圖 4-42 試體 CFBC-3 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖	62
圖 4-43 試體 CFBC-3 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖	62
圖 4-44 試體 CFBC-3 試驗後整體圖	63
圖 4-45 試體 CFBC-3 局部挫屈情形	63
圖 4-46 試體 CFBC-3 上段局部挫屈情形	64
圖 4-47 試體 CFBC-3 中段局部挫屈情形	64
圖 4-48 試體 CFBC-1 與 CFBC-2 高溫試驗時柱軸向變形比較圖	65
圖 4-49 試體 CFBC-1 與試體 CFBC-2 鋼板內側平均溫度比較圖	66
圖 4-50 試體 CFBC-1 與 CFBC-2 不同混凝土深度平均溫度比較圖	66
圖 4-51 試體 CFBC-2 與試體 CFBC-3 鋼板內側平均溫度比較圖	69
圖 4-52 試體 CFBC-2 與 CFBC-3 不同混凝土深度平均溫度比較圖	69
圖 4-53 三組試體加熱前柱軸向加載與軸向變形關係	70
圖 4-54 試體 CFBC-1 加熱前後柱軸向加載與軸向變形關係	70
圖 4-55 三組試體軸向變形與加熱時間之關係	71
圖 5-1 高溫下鋼材應力應變關係	75
圖 5-2 溫度變化下鋼材考慮應變硬化之應力應變關係	75
圖 5-3 受溫度影響之鋼材力學性質折減係數	77
圖 5-4 受溫度影響之鋼材熱傳導	78
圖 5-5 受溫度影響之鋼材比熱	79
圖 5-6 高溫下混凝土應力應變關係	80
圖 5-7 溫度變化下混凝土應力應變關係	81
圖 5-8 受溫度影響之混凝土抗壓強度折減係數	82
圖 5-9 受溫度影響之混凝土熱傳導	83
圖 5-10 受溫度影響之混凝土比熱	84
圖 5-11 CFBC 試體斷面示意圖	86

圖 5-12 CFBC 試體之有限元素分析模型	89
圖 5-13 試體 CFBC-1 試驗值與分析值之溫度比較	91
圖 5-14 分析試體 CFBC-1 加溫 30 分鐘之斷面溫度分佈情形	91
圖 5-15 分析試體 CFBC-1 加溫 60 分鐘之斷面溫度分佈情形	92
圖 5-16 分析試體 CFBC-1 加溫 90 分鐘之斷面溫度分佈情形	92
圖 5-17 分析試體 CFBC-1 加溫 120 分鐘之斷面溫度分佈情形	93
圖 5-18 試體 CFBC-2 試驗值與分析值之溫度比較	94
圖 5-19 分析試體 CFBC-2 加溫 30 分鐘之斷面溫度分佈情形	95
圖 5-20 分析試體 CFBC-2 加溫 60 分鐘之斷面溫度分佈情形	95
圖 5-21 分析試體 CFBC-2 加溫 90 分鐘之斷面溫度分佈情形	96
圖 5-22 分析試體 CFBC-2 加溫 120 分鐘之斷面溫度分佈情形	96
圖 5-23 分析試體 CFBC-2 加溫 150 分鐘之斷面溫度分佈情形	97
圖 5-24 分析試體 CFBC-2 加溫 180 分鐘之斷面溫度分佈情形	97
圖 5-25 試體 CFBC-3 試驗值與分析值之溫度比較	99
圖 5-26 分析試體 CFBC-3 加溫 10 分鐘之斷面溫度分佈情形	99
圖 5-27 分析試體 CFBC-3 加溫 20 分鐘之斷面溫度分佈情形	100
圖 5-28 分析試體 CFBC-3 加溫 30 分鐘之斷面溫度分佈情形	100
圖 5-29 分析試體 CFBC-3 加溫 43 分鐘之斷面溫度分佈情形	101
圖 5-30 分析試體 CFBC-2 以不同被覆厚度之分析結果	102
圖 5-31 模擬不同防火被覆厚度之斷面測點溫度關係	103
圖 5-32 不同防火被覆材分析模型之時間-溫度關係	104

摘要

關鍵詞：混凝土、箱型鋼柱、火害

一、 研究緣起

國內中高樓建築頗多採用內灌混凝土箱型鋼柱(Concrete-Filled Box Column, CFBC)，因其具有多樣優點：強度勁度高、以鋼柱取代施工模板大幅簡化施工程序、箱型鋼柱對混凝土有圍束效應等。CFBC 的鋼骨材料具有良好的強度、延展性，然而具較高的熱傳導係數且於受高溫時強度會大幅度衰減。混凝土材料則有良好的抗壓性能，屬熱傳導係數較低之材質，耐火性較鋼骨材料佳。CFBC 須承受軸向壓力，於高溫影響下之結構行為複雜，且大尺寸試體之研究仍甚為缺乏；故本研究針對大尺寸內灌混凝土箱型鋼柱受軸向載重於火害下的行為深入探討。

二、 研究方法及過程

本研究以實驗方式與有限元素分析探討內灌混凝土箱型鋼柱受軸壓力於火害下之行為。實驗規畫三組 CFBC 試體，內灌自充填混凝土。依據國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，並考量防火實驗設備容量設計製作試體。二組試體噴附二小時防火時效之被覆。實驗時三組試體分別施加試體 100%、100%、56%之工作載重，進行加熱試驗，以探討 CFBC 試體的耐火性能與破壞行為。有限元素分析採熱傳分析與非線性應力分析，再以接續性耦合分析將溫度及載重效應結合，以模擬試驗結果，並用以進行參數分析。

三、 重要發現

內灌混凝土箱型鋼柱噴附二小時防火被覆之試體可達二小時的防火時效，高溫後冷卻再進行軸向加載試驗，發現試體能恢復軸向勁度並於工作載重範圍內呈現線彈性行為。試體的高溫破壞試驗時持續有混凝土爆裂的聲音，因鋼板的圍束未導致立即的破壞，最終破壞模式為鋼板局部的鼓起與內部混凝土的碎裂。實驗顯示內灌混凝土箱型鋼柱有可接受的防火性能。有限元素分析可合理的預測試體斷面於各時間歷時的溫度分布，且可用以探討防火被覆材參數的影響。

四、 主要建議事項

1. 建議一

立即可行建議

主辦機關：行政院國家科學委員會

協辦機關：內政部建築研究所

內灌混凝土箱型鋼柱之結構性能優異，其防火性能亦佳，惟因礙於實驗設備，國外鮮少有實尺寸試體的研究成果。本研究僅進行三組試體之試驗。然而內灌混凝土箱型鋼柱之耐火性能尚須更進一步有系統的探討其行為，諸如防火被覆厚度、加載比例、軸力與彎矩共同作用等，以兼顧經濟、安全的防火設計與火害後的修復與評估等實務設計上的應用所需。

2. 建議二

長期性建議

主辦機關：行政院國家科學委員會

協辦機關：內政部建築研究所

國內於中高樓層建築物使用鋼骨鋼筋混凝土構造之設計頗多，然而國外除日本外較少見，故鋼骨鋼筋混凝土構造之耐火性能研究成果亦較為缺乏。以實驗與分析研究鋼骨鋼筋混凝土構造受火害之行為有其必要性。

3. 建議三

長期性建議

主辦機關：行政院國家科學委員會

協辦機關：內政部建築研究所

本次試體係以內政部公佈之「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規劃，

箱型鋼柱試體採全滲透銲接而且無需設置剪力釘，惟於該規範中容許局部採半滲透銲，另實際設計施工上亦有於鋼柱內設置剪力釘之考量，故前揭二項差異對於本次耐火時效之影響程度尚待進行研究予以釐清。

Behavior of Axially Loaded Concrete-filled Steel Box Columns in Fire

Cheng-Chih Chen, Wen-Chen Jau, Jheng-Yi Lin, Yi-Chen Wu

Abstract

Keywords: concrete, box column, concrete-filled box column, in fire

The concrete-filled box columns (CFBCs) are frequently used for medium- and high-rise buildings in this country because of their advantages, such as high strength and stiffness, using box column to replace formwork greatly simplifying the construction process, and providing confinement for the concrete by the box column. The steel material of the CFBCs possesses high strength and ductility, but with higher thermal conductivity, and the strength will be significantly decrease at high temperature. Concrete has good compression strength, and low thermal conductivity, and has better fire resistance than the steel material. The CFBCs must subject to axial compression, and the structural behavior is complex under elevated temperature. Moreover, the study for large-scale specimens is still very lacking. The purpose of this study is to investigate the behavior of the large-scale concrete-filled box columns subjected to axial load under fire.

This study was conducted experimentally and numerically to explore the behavior of axially loaded concrete-filled box columns in fire. In the experimental program, three CFBC specimens, filled with self-compacting concrete, were designed and constructed according to the current design code and capacity of the furnace. Two of the specimens had been sprayed with fire protection coating for two hours fire resistance rating. During the test, axial compression, corresponding to 100%, 100% and 56%, respectively, of the nominal compression strength of the specimens, was applied to these three specimens, and the specimens were proceeded the fire test to study their behavior and failure in fire. Finite element analyses were performed for both heat transfer and nonlinear static analyses, and subsequently used sequentially coupled thermal stress analysis to combine the effects from temperature and loading. The analysis models were used to simulate the test results and furthermore used to proceed parameter study.

The specimens with two hour fire protection can reach two hours fire resistance

rating. Axial compression test was performed again after the specimen had been cooled. Within the range of the design load, the axial stiffness of the specimen was recovered and the specimen behaved linearly elastic. During the specimen tested under elevated temperature, sound of the concrete bursting was continued heard which did not cause immediate failure of the specimen due to the confinement of the column steel plate. The final failure mode was the bulge of the column steel plate and inner concrete crushing. The experimental results indicate that concrete-filled box columns possess acceptable fire resistance. Finite element analysis reasonably predicted the temperature distribution in time history on the specimen cross section, and could be used to study the parameter effects of the fire protection.

According to the research results, this study can provide the following suggestions for the fire resistance of the concrete-filled box columns.

For immediate strategy:

Concrete-filled box columns possess excellent structural behavior, and also the fire resistance. However, research results based on full-scale specimens are very few due to the limitation of the test equipment. This study conducted the test for three specimens only. Nevertheless, the fire resistance of the concrete-filled box columns needs further, systematic study, such as the fire protection thickness, load ratio, combination of axial load and bending moment, to implement the design in practice for taking into account the economic and safe fire protection design and the repairing and assessment after fire.

For long-term strategy:

The concrete-filled box columns are frequently used for medium- and high-rise buildings in domestic. However, the use of CFBCs is few in the foreign countries except for Japan. Therefore, few research results of fire resistance for steel reinforced concrete structures are available. Systematically investigating, experimentally and analytically, the behavior of steel reinforced concrete structures under elevated temperature is necessary.

The tested specimens were fabricated using full penetration weld and without

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行為之研究

shear studs. Research is needed for specimens designed by using partial penetration weld as well as with shear studs.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

台灣屬地狹人稠的國家，且科技進步和經濟成長，促使人口逐漸增加；然而有效利用限有的土地，以滿足社會發展之需求，故建築物已朝向高樓或超高樓層發展。近十年內發生數起高樓建築受火害造成結構損壞或倒塌事件，無法保障財產與人員生命之安全，因此防火工程已成為建築結構重要的一部分。

高樓建築物普遍採用箱型鋼柱(Box Column)或內灌混凝土之箱型鋼柱(Concrete Filled Box Column, CFBC)等。CFBC 優點有具有高強度可縮小斷面尺寸；以鋼柱取代施工模板，大幅簡化施工程序；混凝土受箱型鋼圍束效果和鋼骨材受混凝土側向支撐，提升構材之強度與韌性，已逐漸成為國內外高樓建築結構工程實務及研究發展的趨勢。

國內高樓建築普遍採用內灌混凝土銲接組合箱型鋼柱，其鋼骨材料具有較良好的強度、延展性和較高的熱傳導係數，然而受高溫時強度會大幅度衰減；混凝土材料抗壓性能優良，且屬熱傳導係數較低之材質，耐火性較鋼骨材料佳。再者，承重 CFBC 受高溫影響下之結構行為複雜，且大尺寸試體之研究仍甚為缺乏，故本研究將對大尺寸箱型鋼柱內灌混凝土之火害下受軸向載重作用的行為、耐火性能和耐火時效深入探討；藉由大尺寸試驗建立合理的設計方法，以利內灌混凝土之銲接組合箱型鋼柱於國內之推廣。

第二節 研究目的

本研究目的主要為探討內灌混凝土銲接組合箱型鋼柱於承受軸向壓力在高溫下的行為。藉由實驗方式與分析方法探討內灌混凝土箱型鋼柱(CFBC)於火害下，其強度與勁度之變化；探討 CFBC 在高溫下之變形行為(變形與變形速率)與破壞模式；建立合理的分析模型，以探討不同被覆材厚度與不同被覆材參數於溫度分布之影響。

第三節 研究方法

在建築結構遭受火災高溫破壞，柱構件為支撐結構體之垂直靜載重，其重要程度最為顯著。因此本研究將根據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，設計承重混凝土灌入鉸接組合箱型鋼柱試體；且為模擬試體火災高溫情況，將依據我國 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」相關規定進行三組試體實驗研究。對於三組試體，分別以不同強度混凝土與有、無防火被覆為變數，比較 CFBC 試體於高溫環境下，鉸接組合箱型鋼和核心混凝土之力學行為與溫度傳遞情況。

再者，本研究將利用有限元素分析軟體，模擬 CFBC 試體受軸向載重與實驗加溫爐之加溫曲線時，試體溫度分佈情形、溫度傳遞狀態和 CFBC 試體破壞模式，並與實驗結果比對，以確定分析模型之正確性。研究計畫之流程圖，如圖 1-1 所示。

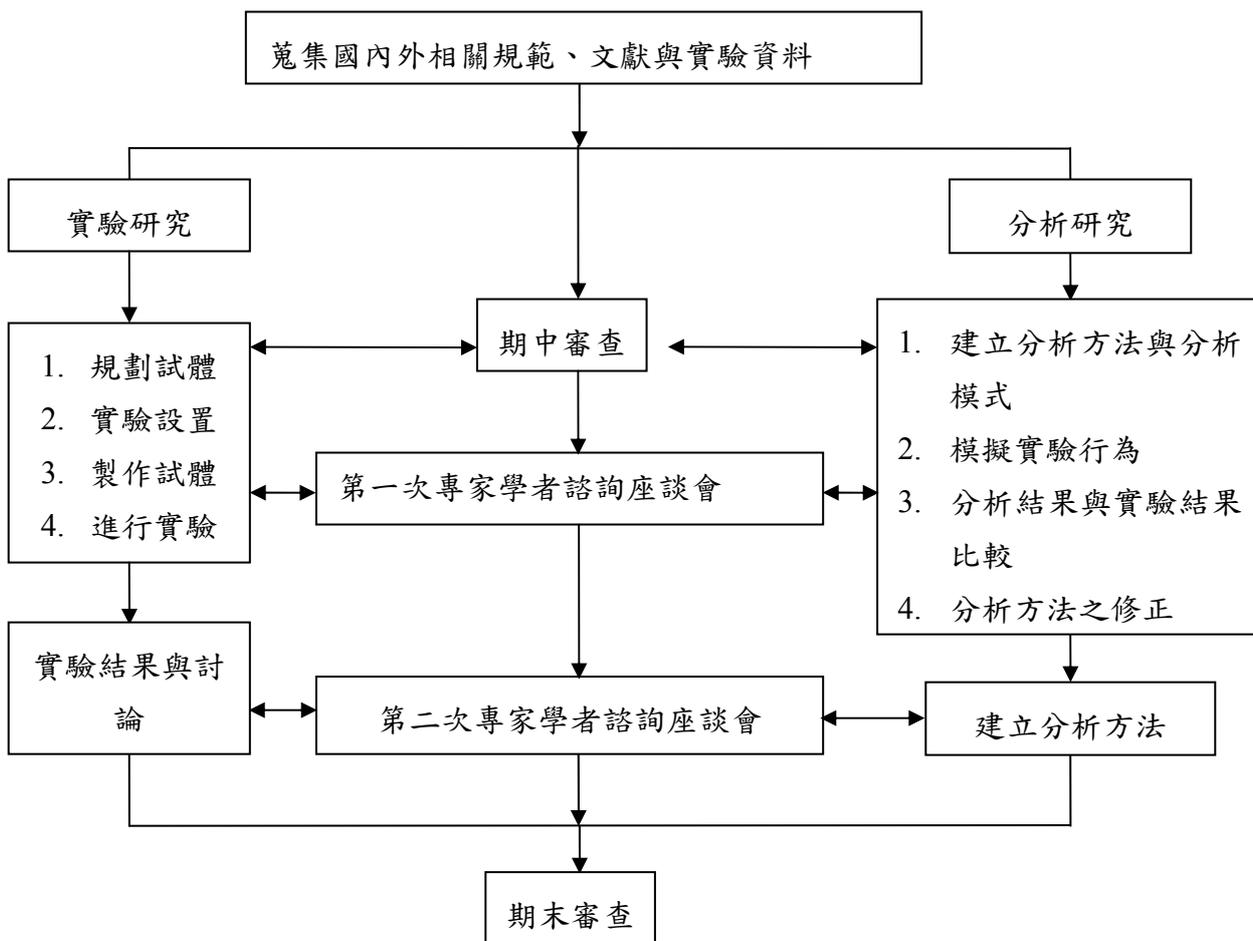


圖 1-1 研究步驟流程圖

(資料來源：本研究整理)

第四節 報告內容

本報告主要內容如下。第一章介紹本研究以 CFBC 試體之研究動機與研究方法。第二章回顧國內外耐火之相關規範及與本研究相關之文獻。第三章介紹試驗規劃、試體設計和製作、試驗設置、試驗步驟與破壞判定準則。第四章試驗結果與討論。第五章介紹 CFBC 試體之有限元素分析，包括材料的力學性質和熱參數、分析方法、試體模擬相關設定和分析步驟與討論分析結果。第六章為本研究之結論與建議。

第二章 國內外規範與文獻回顧

第一節 前言

火災的產生可概略分為天然災害和人為因素兩部分，然而建築物突然發生意外性的火災，往往造成莫大的損失。為降低損失並保障人員生命安全，使之能有充足時間逃離火場，因此瞭解建築構件的耐火能力與有效耐火時效是重要的研究之一。

目前各國對結構構件受火害已有相當程度之研究，但對於大尺寸結構柱構件試驗常受設備能力之限制；且 CFBC 構件為鋼骨和混凝土材料所組合成，當其受高溫與載重之雙重影響下，各材料的結構行為甚為複雜，因此本章節將回顧國內外相關規範和研究成果。

第二節 國內外耐火試驗規範

對於受軸向載重之柱構件，國外已制定耐火試驗規範，包括 ISO 834 (International Organization for Standardization)、英國標準 BS 476 (British Standards Institution) 及美國 UL 263 (Underwriters Laboratories Inc.)。我國耐火試驗須符合 CNS 12514 「建築物構造部分耐火試驗法」之相關規定。

壹、ISO 834 與 CNS 12514 規範

國際標準組織 ISO 834 規範之標準升溫曲線為 $T=345\log_{10}(8t+1)+20$ ，其中 T 為平均爐內溫度(°C)、t 為試驗經過時間(min)；柱試體受熱長度，並無要求。對於柱之性能基準評定以構件承重能力判別，其規定承重構造破壞條件為超過最大軸向壓縮量(C)， $C=h/100$ (mm)，與超過最大軸向壓縮速率(dC/dt)， $dC/dt=3h/1000$ (mm/min)。

我國 CNS 12514 規範主要參考 ISO 834 規範修訂。對於上述各項規定，除柱試體受熱長度至少 3 公尺之規定與 ISO 834 規範不同，其餘皆相同。

貳、BS 476 規範

BS 476 規範之標準升溫曲線為 $T=345\log_{10}(8t+1)+20$ ；柱試體受熱長度要求至少 3 公尺；以承重能力規定破壞條件為最大軸向壓縮量超過 120 mm 與最大軸向壓縮速率超過 25 mm/min。

參、UL 263 規範

UL 263 規範之加熱條件要求 5 分鐘須達到 538°C，10 分鐘須達到 704°C，30 分鐘須達 843°C，1 小時須達到 927°C，2 小時須達到 1010°C，4 小時須達到 1093°C。對於試體受熱長度要求柱長至少 2.7 公尺，而具防火被覆之柱長至少 2.4 公尺。關於性能基準評定，其柱試體乃根據不同試驗分類來要求；但具防火被覆之柱試體則要求熱電偶測點溫度超過 649°C 或平均溫度超過 538°C，即判定試體破壞。

相關耐火規定與評定之比較如表 2-1 所示；CNS 與 UL 加溫曲線如圖 2-1 所示。由表 2-1 得知試體受熱長度，僅 ISO 834 規範無要求；載重試驗破壞基準，僅 UL 263 規範以有、無防火被覆之試體分別規定。由圖 2-1 得知，加溫 1 小時後 CNS 標準升溫曲線之溫度明顯高於 UL 規定。

表 2-1 承重柱耐火規定與評定

	CNS 12514	ISO 834	BS 476	UL 263
試體受熱長度	≥ 3 m	無要求	≥ 3 m	≥ 2.7 m (具防火被覆之柱長 ≥ 2.4 m)
載重試驗破壞基準	(1) 最大軸向壓縮量超過 h/100 (mm) (2) 最大軸向壓縮速率超過 3h/1000 (mm/min)	(1) 最大軸向壓縮量超過 h/100 (mm) (2) 最大軸向壓縮速率超過 3h/1000 (mm/min)	(1) 最大軸向壓縮量超過 120 (mm) (2) 最大軸向壓縮速率超過 25 (mm/min)	以不同試驗分類要求。 (具防火被覆試體採熱電偶測點溫度超過 649°C 或平均溫度超過 538°C)

(資料來源：本研究整理)

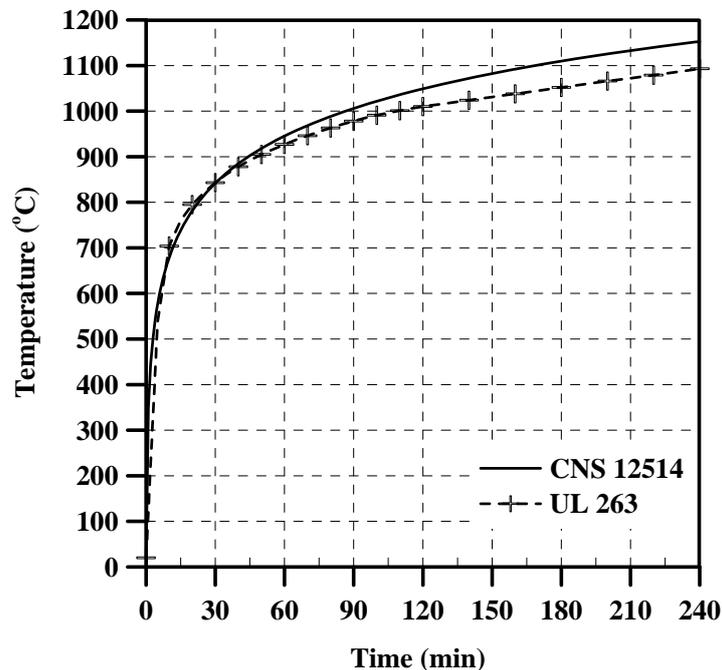


圖 2-1 CNS 與 UL 加溫曲線示意圖

(資料來源：本研究整理)

第三節 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範

我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(SRC 規範)適用範圍是以鋼骨

鋼筋混凝土為主所建造的一般建築物，而本計劃所採用銲接組合箱型鋼柱內灌混凝土亦適用。

對於 CFBC 鋼骨比規定，若試體斷面鋼骨比大於全斷面積之 2%，則參照 SRC 規範設計；反之，小於 2%，則依據我國「混凝土工程設計規範與解說」設計試體。對於填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比(b/t)規定，塑性設計斷面須小於 $\lambda_{pd} = \sqrt{3E_s/F_{ys}}$ ，結實斷面須小於 $\lambda_p = 61$ 。對於柱試體設計受壓強度 $\phi_c P_n$ 採用「強度疊加法」， $\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc}$ ；其中 ϕ_{cs} 為鋼骨部分強度折減係數(0.85)； P_{ns} 為鋼骨部份標稱受壓強度； ϕ_{crc} 為鋼筋混凝土部份之強度折減係數(填充型鋼管混凝土柱為 0.75)； P_{nrc} 為鋼筋混凝土部份標稱受壓強度。

第四節 不同性質混凝土及鋼管混凝土柱於火害下之行為

壹、自充填混凝土於高溫下之行為

Fares 等人(2009)以實驗之方式探討自充填混凝土在高溫時的機械性質。研究發現殘餘抗壓強度於 20°C~150°C 會略為降低，於 150°C~300°C 反而會增加，300°C 時增加為原來之 25%，之後逐漸降低，至 600°C 殘餘抗壓強度僅剩原來之 20%。殘餘彎曲強度於加溫至 300°C 時約還有 80%之強度，隨後則快速折減，至 600°C 僅剩原來之 10%。體積彈性模數折減狀況約略呈線性，300°C 時約為原來之 50%，於 600°C 試體幾乎達破壞。質量損失於 20°C~300°C 時速率為最快，於 300°C 時體積損失約為原來之 6.5%，隨後體積損失速率趨緩，於 600°C 時損失約為原來之 8%。滲透率會因溫度的提高而以指數的方式成長。

Sideris (2007)分別將 4 組不同強度等級的傳統混凝土及自充填混凝土進行高溫試驗。這二種混凝土在相同的強度等級下，有相同之爆裂趨勢，強度較低的二組試體(SCC 與 CC 之抗壓強度分別為 33.7、43.4 Mpa 及 29.5、39.6 MPa)於試驗超過 700°C 時皆未發生爆裂現象；強度較高的試體(SCC 與 CC 之抗壓強度分別為 53.5 Mpa 及 45.2 MPa)約於 500°C~580°C 發生爆裂；強度最高的試體(SCC 與 CC 之抗壓強度分別為 73.2 Mpa 及 67.0 MPa)約於 380°C~458°C 發生爆裂，試驗結果發現強度相似的混凝土其爆裂溫度也相近，推測水泥用量與含水量是爆裂主要原因。

貳、高強度混凝土於高溫下之行為

Kodur 等人(2003)以實驗的方式將高強度混凝土之熱性質如熱傳導、比熱、熱膨脹...等，發展一系列公式以做為模擬時的輸入參數。其中熱傳導將會隨著溫度的升高而遞減；比熱則是約超過 600°C~850°C 時會有顯著之變化；熱膨脹則是隨著溫度的升高而遞增；超過 600°C 時，高強度混凝土含碳酸鹽之質量損失最大到 30%，而矽酸鹽者無明顯的變化。

Noumowé 等人(2006)將不同性質的高強度混凝土：傳統混凝土、自充填混凝土、含聚丙烯混凝土進行高溫試驗。試驗結果顯示傳統混凝土與自充填混凝土於火害後之材料性質極為相近，但後者較前者容易有爆裂的狀況發生；含聚丙烯混凝土可改善高溫下之材料特性，減少熱應力的產生，增加其穩定性並延長耐火時效。

Wu 等人(2002)將有圍束及無圍束高強度混凝土進行軸壓試驗，並探討其高溫後的力學行為，並推導抗壓強度及彈性模數折減之參考公式。其中由彈性模數折減公式可發現混凝土溫度約為 70°C 內，其值會略為上升，之後則開始遞減。

抗壓強度折減公式：

$$f_c(T)/f_c = \begin{cases} A + B \times T & (0 \leq T \leq 300^\circ\text{C}) \\ C + D \times T + E \times T^2 & (300 \leq T \leq 900^\circ\text{C}) \end{cases}$$

其中

$$A = 1.0013 + 1.1173\lambda_{sv} + 6.8678\lambda_{sv}^2$$

$$B = (-2.0396 + 9.9025\lambda_{sv} - 49\lambda_{sv}^2) \times 10^{-4}$$

$$C = 0.687 + 21.104\lambda_{sv} - 93.6033\lambda_{sv}^2$$

$$D = 0.00247 - 0.1058\lambda_{sv} + 0.5275\lambda_{sv}^2$$

$$E = (-5.5422 + 136.583\lambda_{sv} - 670.204\lambda_{sv}^2) \times 10^{-6}$$

$$0 \leq \lambda_{sv} \leq 0.14 \quad \lambda_{sv} = \rho_{sv} \times \frac{f_y}{f_c} \quad \rho_{sv} = \rho_{svx} + \rho_{svy} = \frac{4 \times A_{sh}}{S_t h}$$

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行為之研究

$f_c(T)$ = 火害後混凝土之抗壓強度

f_c = 常溫下混凝土之抗壓強度

ρ_{sv} = 橫向鋼筋比

ρ_{svx} & ρ_{svy} = 於 x 向及 y 向之橫向鋼筋比

A_{sh} = 橫向鋼筋截面積

S_t = 橫向鋼筋間距

h = 斷面尺寸

彈性模數折減公式：

$$E_c(T)/E_c = \begin{cases} 1.028 - 0.00039T & (20 \leq T \leq 200^\circ\text{C}) \\ 1.31 - 0.0018T & (200 \leq T \leq 600^\circ\text{C}) \\ 0.438 - 0.00033T & (600 \leq T \leq 900^\circ\text{C}) \end{cases}$$

其中

$E_c(T)$ = 火害後混凝土之彈性模數

E_c = 常溫下混凝土之彈性模數

王天志(2002)以實尺寸高性能混凝土柱進行火害試驗，探討高性能混凝土柱於高溫下的力學性質與熱學性質。發現偏心載重無法模擬實際火場建築物的行為，且試體含水量越高，越容易發生爆裂的情形，降低柱的耐火能力。文獻並建立數值分析模型，預測高性能混凝土柱的耐火時效。

參、鋼管混凝土柱於高溫下之行為

Chung 等人(2008)以四種不同之分析模型進行熱傳分析及非線性熱應力分析，並與實驗結果比對，藉以探討鋼管混凝土柱受軸力下之機械性質，如材料性質、溫度變化、軸向變形…等。分析結果發現混凝土之性質對於鋼管混凝土柱之

耐火時效有較顯著的影響，並合理預測實際狀況鋼管混凝土柱受軸力下之耐火時效。

Han 等人(2003)以 11 支矩形鋼管混凝土柱試體，依據不同之斷面尺寸、防火被覆厚度、偏心位置、加載強度...等參數在軸壓下進行耐火試驗，並建立數值模型做比對。結果顯示較厚之防火被覆以及較小加載力能延長耐火時效，且使用矩形鋼管混凝土柱較鋼柱減少約 25%~70% 的防火被覆厚度，並保守推導相關公式，且成為中國高樓建築規範之參考。同年，亦依照相同方法將 13 支圓形鋼管混凝土柱試體進行耐火試驗。結果顯示使用圓形鋼管混凝土柱較鋼柱可減少 50% 的防火被覆厚度，同時也依據實驗與分析結果發展相關公式。

Han 等人(2003)分別以 6 支方形及圓形鋼管混凝土柱試體，依照 ISO 834 耐火試驗規範，進行一系列受軸心及偏心載重試驗，並建構模型進行分析。結果顯示除了增加試體的韌性行為外，並發現材料強度、延燒時間、鋼骨比、偏心位置與試體之寬度或半徑之比、斷面尺寸等參數對試體的殘餘強度有一定程度的影響；並依據實驗結果合理推導相關公式。

Han 等人(2005)以實驗和理論推導公式計算比較方型、圓型鋼管內灌自充填混凝土受軸向載重之變形破壞行為。依據 ACI、AISC-LRFD、AIJ、BS5400 和 EC4 等 5 種規範計算預測，並與實驗、理論公式相互比較。由結果得知，以方型鋼管內灌混凝土之設計規範，計算方型鋼管內灌混凝土的強度是可行的。

Kim 等人(2005)進行 20 組未施作防火被覆的方形與圓形鋼管混凝土柱於軸向受力之耐火試驗。探討載重力之大小、斷面積的尺寸、混凝土的強度、加熱長度...等因素對耐火時效的影響；在分析結果顯示，歐洲 EC4 規範及日本 AIJ 規範在耐火時效之預測值與實驗值相當接近，能有效預測試體之耐火時效。

Kodur (1998)為了解鋼管柱灌入不同性質混凝土對耐火時效的影響，以普通混凝土、高強度混凝土、含鋼纖維高強度混凝土，3 種不同混凝土分別進行耐火試驗。經實驗發現，鋼管柱內灌高強度混凝土的耐火時效較普通混凝土還短，含鋼纖維混凝土鋼管柱的耐火時效為這三種試體最長者。因此建議以含鋼纖維混凝土鋼管柱用於防火安全的建築結構上。

林草英(1999)由試驗方式探討鋼管混凝土柱在不同厚度的防火被覆、延燒時

間、冷卻狀況及箱型鋼柱之厚度對於火害後殘餘強度之影響。試驗結果顯示防火被覆越薄，其強度的折減率越高；鋼管厚度越薄時，其熱傳速率越快，且強度及韌性均會明顯下降；高溫下之鋼管混凝土柱經噴水試驗冷卻後，其降伏強度亦會隨之下降。

第五節 火害下構件之有限元素分析

本節回顧構件受載重及高溫環境下，利用有限元素分析軟體之相關研究成果。

目前國內外相關分析研究大部份應用於火害梁與柱構件、CFT (Concrete Filled Tube)構件等。Ding 與 Wang (2008)採用 ANSYS 有限元素分析軟體模擬無防火被覆 CFT 柱受高溫之結構和熱行為；鋼和混凝土接觸介面間以空氣間隙(air gap)的方法模擬，因而得知兩材料之間的滑動對構件位移影響較大。

Espinós 等人(2009)採 ABAQUS 分析軟體，並參考 Ding 等人(2008)空氣間隙模擬之概念；此由研究得知考慮材料熱膨脹之分析結果與實驗結果接近，但不考慮材料熱膨脹之分析結果與 Eurocode 4 之分析結果接近。

Hong 與 Varma (2009)利用 ABAQUS 分析軟體模擬受高溫和載重 CFT 柱之行為，結果得知柱斷面之熱反應、加溫歷程各時間點之軸向與側向變位等均與實驗結果接近。

Lu 等人(2009)採自充填混凝土灌入鋼管柱，進行實驗並以 ABAQUS 軟體分析，瞭解混凝土破裂能量和兩材料介面間之接觸行為。對於高強度自充填混凝土之力學性質，作者採用 Kodur (1998)研究建議。對於高強度自充填混凝土之熱性質，作者依據 Kodur (2007)和 Lie (1994)研究建議。由結果得知，試體試驗之時間-撓度關係和熱電偶測點量測結果皆與分析結果接近。

Schaumann 等人(2009)以 BoFIRE 有限元素分析軟體，研究 CFT 柱在火害下之行為，其破壞模式為局部挫屈。探討不同溫度鋼及混凝土材質變化；考慮混凝土含水率、斷面形狀、細長比對構件強度的影響。對於試體溫度分佈與傳遞，方形柱其溫度傳遞集中於四角處，因此造成鋼材強度降低，進而提早破壞；圓形柱之溫度分佈均勻，且呈放射狀傳遞溫度。

Song 等人(2010)研究承重 CFT 柱歷經昇溫至冷卻過程，並瞭解應力-應變和變形-時間之行為；由結果得知，採用有限元素分析可準確預測結果。

李鎮宏和蔡銘儒(2008)分析鋼結構梁柱接頭受火害之行為，其參數應用、接觸問題和分析步驟等，皆有詳細探討；且分析預測與實驗結果接近。

王奕程(2008)以 ANSYS 軟體分析實尺寸鋼筋混凝土梁柱複合構件於高溫中、冷卻過程和高溫後試體之行為。對於混凝土材料使用一般混凝土和自充填混凝土，其兩者之分析皆與試驗結果接近，並也印證混凝土熱參數的可用性。

葉治銘(2009)以 ANSYS 軟體分析，研究一般混凝土與自充填混凝土之鋼筋混凝土梁柱複合構件受高溫下試體變形行為；高溫後試體殘餘強度。由結果得知，分析模擬之試體溫度分佈與實驗接近。

內政部建築研究所之相關研究成果，包括陳建忠等人(2007)、李鎮宏和蔡銘儒(2008)與李鎮宏(2009)等研究顯示，以 ABAQUS 有限元素分析火害鋼結構是可行的；或先以 FDS 進行溫度場分析，再將溫度結果輸入至 ABAQUS 依序進行熱傳、結構應力與耦合分析，其分析結果與實驗結果接近。

第三章 含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力之試驗

第一節 試驗規劃

本計劃規劃三組含混凝土箱型鋼柱在承受軸力進行耐火試驗，根據「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」設計 CFBC 試體；對於模擬火災高溫情況，將依據 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」之相關規定，規劃 2 小時的耐火試驗以進行研究，試體的參數包括不同混凝土強度及防火被覆的有無，如表 3-1 所示。其中兩組試體在相同的防火被覆下，針對不同混凝土的強度，探討在不同混凝土強度對於 CFBC 試體耐火時效的影響；另外一組試體可以與有防火被覆試體比較。藉此三組試體，可探討 CFBC 試體於高溫下整體強度折減的狀況，並可以了解 CFBC 試體有無防火被覆的情況下對試體防火時效的影響，以作為未來耐火設計之參考。

第二節 試體規劃

壹、試體設計

中高層建築普遍採用箱型鋼柱(Box column)或內灌混凝土箱型鋼柱(CFBC)。在 CFBC 方面，近年來設計者常採用高強度混凝土填充箱型鋼柱。本計劃規劃 3 組含混凝土箱型鋼柱，試體斷面如圖 3-1 所示。以 4 片厚度為 22 mm 之鋼板以全滲透開槽銲接(Complete Joint Penetration Weld, CJP Weld)方式組合成長寬為 500 mm，高為 4350 mm 的箱型鋼柱，採用 SN490B 規格之鋼材。其開槽銲接形式採用單斜槽銲接，開槽角度為 35 度，根部間隙為 7 mm，並於試體上下端分別組立基座底板及加勁板，如圖 3-2 所示。柱鋼板上預設直徑 20 mm 的小孔，其目的為使內部混凝土於養護時更容易使水分自試體內蒸發，避免未來試體於高溫加熱期間產生爆裂的危險。另外，於柱試體再設計兩處熱電偶線孔，方便 CFBC 試體內部測點之熱電偶線能順利接上爐外的溫度資料擷取器上。

在內灌混凝土方面，採用流動性高的自充填混凝土，其中一支箱型鋼柱試體灌注標稱抗壓強度為 420 kgf/cm² 的普通強度混凝土；其餘兩支則灌注標稱抗壓強度為 700 kgf/cm² 的高強度混凝土。使用自充填混凝土的優點在於灌漿時不需

搗實，施工較為簡便，其材料的特性在高溫時與一般混凝土的性質相近；缺點則是在高溫時，自充填混凝土較一般混凝土容易發生爆裂的情形。

表 3-1 試體規劃

試體編號	試體尺寸	鋼柱材質	標稱混凝土強度	防火被覆
CFBC-1	□ 500×500 ×22×22×4350 mm	SN 490B	420 kgf/cm ²	12 mm
CFBC-2	□ 500×500 ×22×22×4350 mm	SN 490B	700 kgf/cm ²	12 mm
CFBC-3	□ 500×500 ×22×22×4350 mm	SN 490B	700 kgf/cm ²	無

(資料來源：本研究整理)

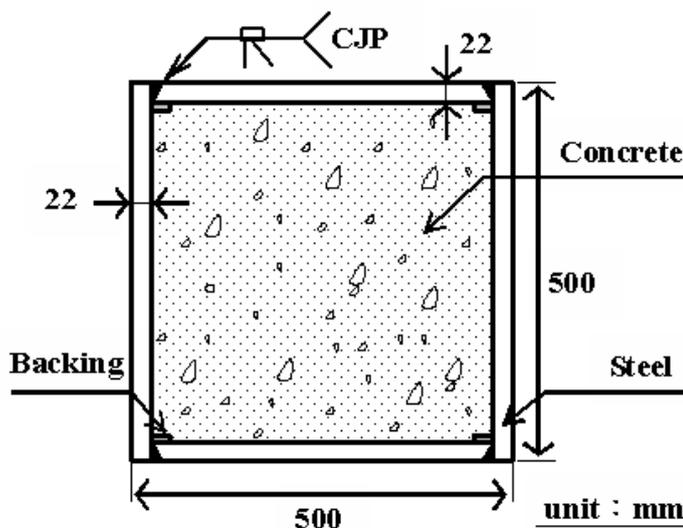


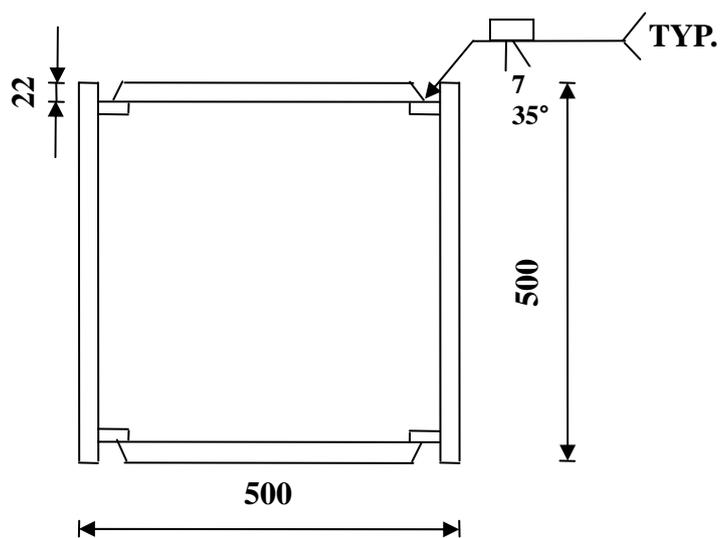
圖 3-1 含混凝土箱型鋼柱試體斷面示意圖

(資料來源：本研究整理)

貳、防火被覆

防火被覆是屬於一種耐熱性良好的特殊材質，能減緩溫度在鋼材傳遞的速度，依其不同之厚度可以達到不同防火時效的要求。本計畫將採用國內鋼構造建築廣泛應用之噴覆式防火被覆材料。施工方式是以隔熱性佳且質量甚輕的防火材料直接噴覆於 CFBC 試體上，於試體表面產生一絕熱層。其優點為成本低廉、施

工快速、設計彈性大及效果佳，是本試驗優先考量的原因。在被覆厚度方面，本試驗所採用廠商之材料 2 小時防火時效要求依據內政部核可之最小噴覆的厚度為 12 mm，為美國 UL Design No. Y711 認證 2 小時防火時效之 1.25 倍。噴覆式防火被覆簡介如附錄二。

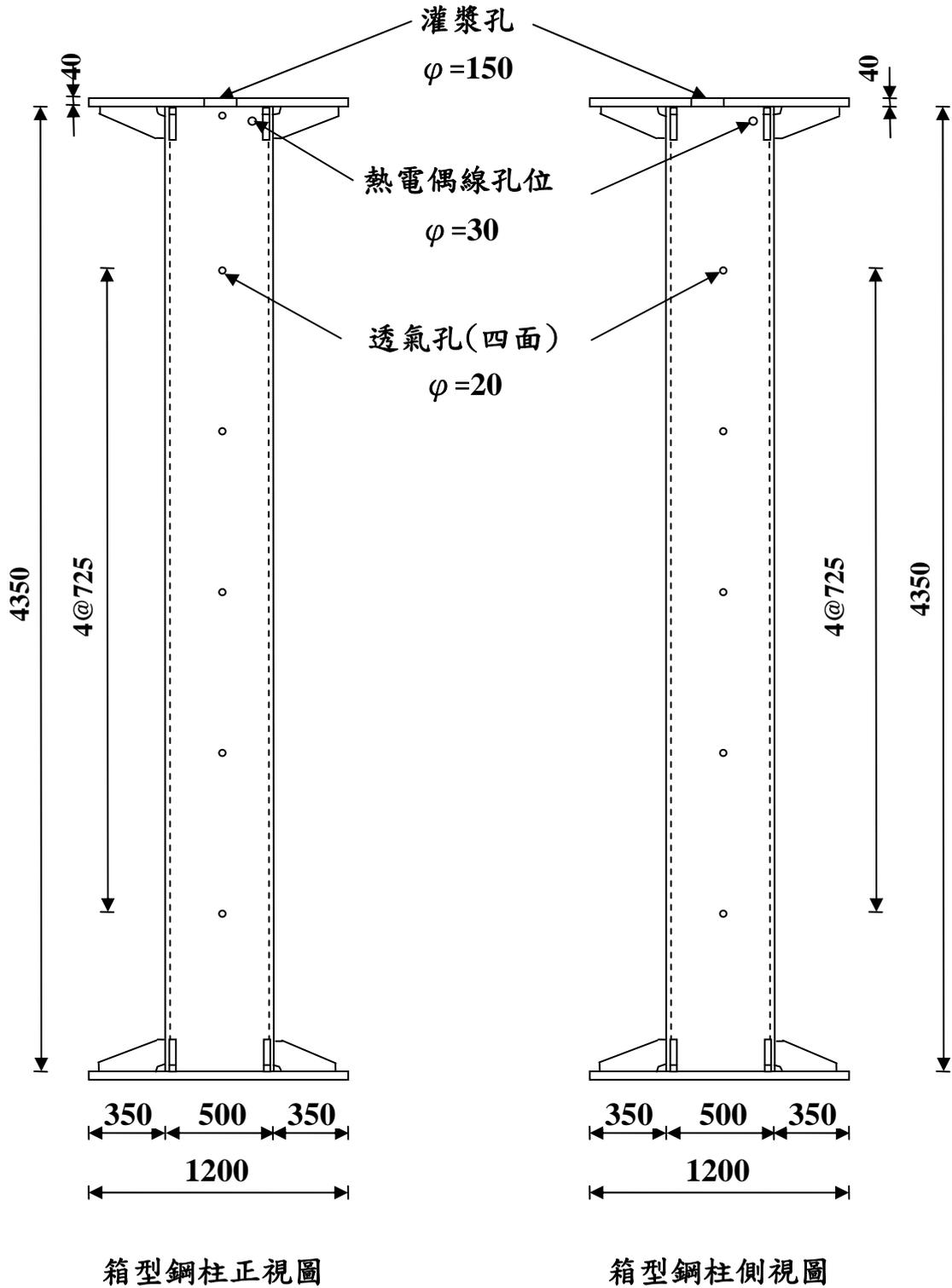


斷面施工圖

單位：mm

圖 3-2 箱型鋼柱設計圖

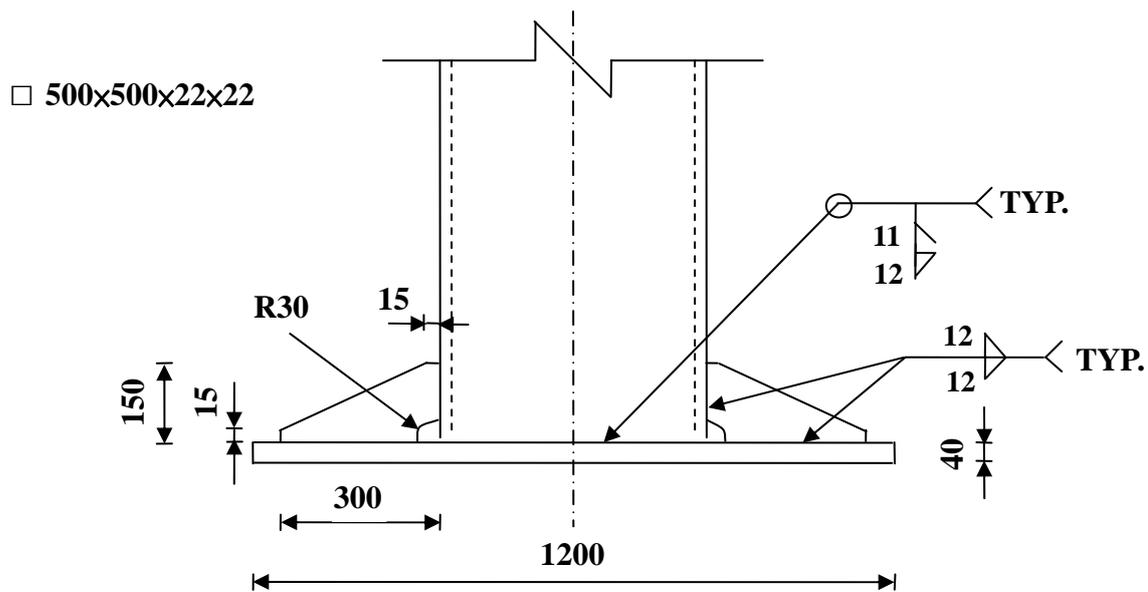
(資料來源：本研究整理)



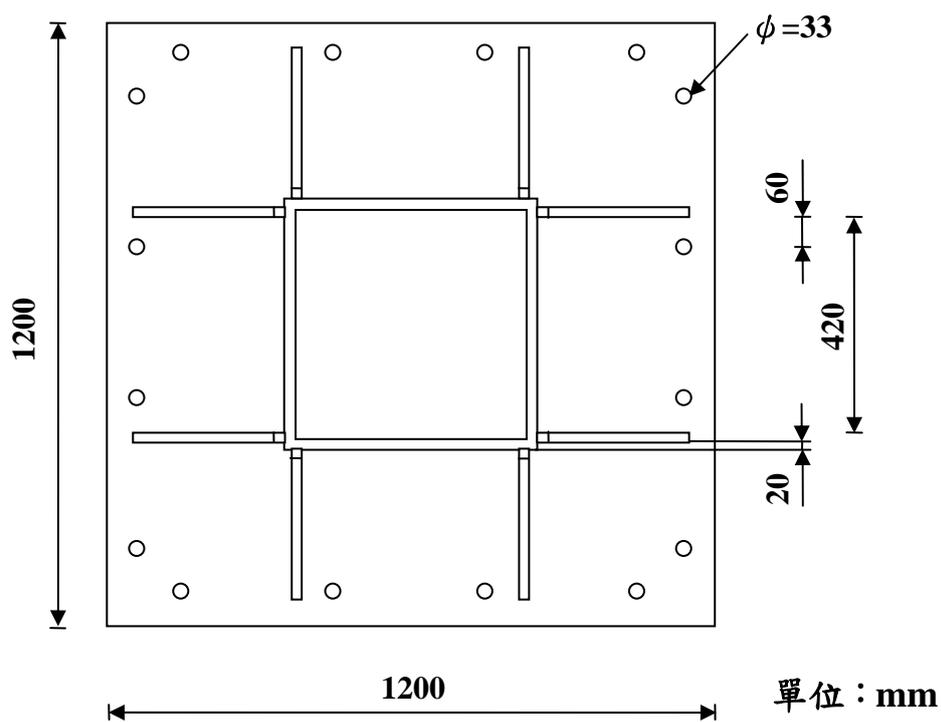
單位：mm

圖 3-2 箱型鋼柱設計圖(續)

(資料來源：本研究整理)



單位：mm



單位：mm

圖 3-2 箱型鋼柱設計圖(續)

(資料來源：本研究整理)

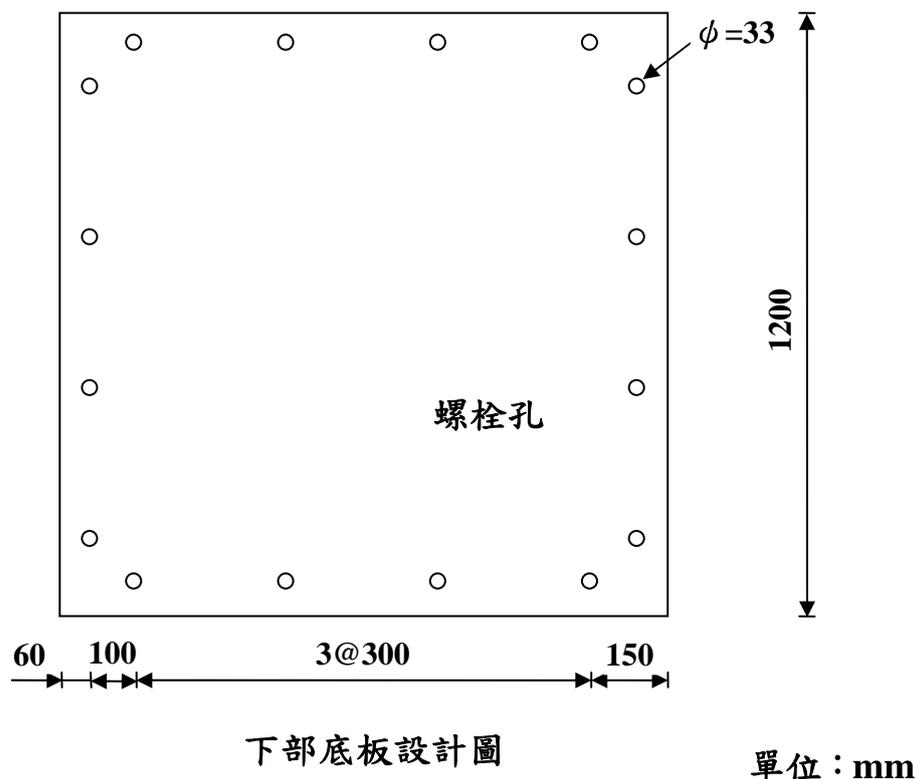
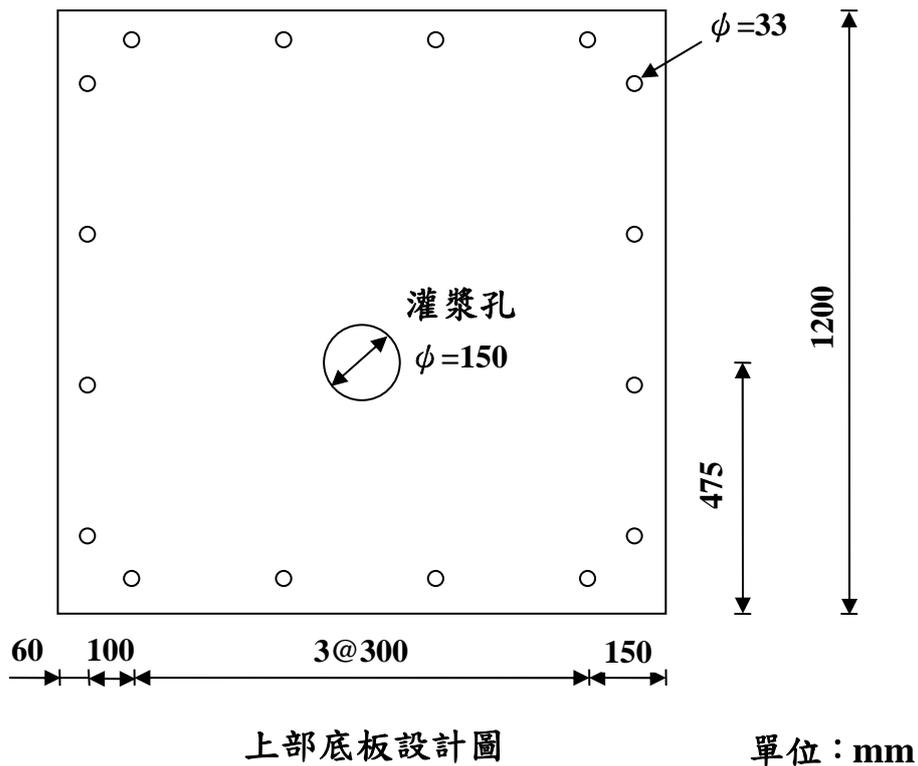


圖 3-2 箱型鋼柱設計圖(續)

(資料來源：本研究整理)

第三節 試體製作

試體製作程序如下：

1. 於鋼鐵廠製作箱型柱。
2. 當柱組立成 U 字型時，安裝熱電偶線於柱內。
3. 進行混凝土灌漿。
4. 混凝土養護。
5. 安裝 CFBC 試體柱面之熱電偶測點。
6. 防火被覆施工。
7. 防火被覆養護。

當鋼板組立成 U 字型的試體及基座底板後，將熱電偶測點安裝於柱體欲進行量測的點位，如圖 3-3 所示(熱電偶測點詳述於第四節)。安裝完成後並進行檢測，以確定能正常傳輸訊號，之後組立柱側面鋼板於 U 字型上形成一箱型鋼柱，試體之全滲透處電鍍進行超音波檢測(Ultrasonic Testing, UT)，檢測後鍍道狀況一切良好，箱型鋼柱施工圖如圖 3-4 所示。

箱型鋼柱完成後，進行混凝土的澆置，並且皆採用流動性高的自充填混凝土，於灌漿前進行坍流度的量測，如圖 3-5 所示，配比詳細資料如表 3-2、3-3 所示，在灌漿時應避免速度過快，以防熱電偶線脫落。澆置完成後，則進行混凝土的養護，同時安裝 CFBC 試體柱面欲量測點位的熱電偶測點，如圖 3-6 所示。此外，製作直徑 10 公分，高度 20 公分之混凝土圓柱試體，於混凝土養護 28 天時進行抗壓強度試驗，且於 CFBC 試體加載與高溫試驗時進行抗壓強度試驗以作為加載軸壓強度的依據。

於防火被覆施工前，在 CFBC 試體之鋼板上鋪設一層單位重為 0.92 kgf/m^2 菱形鋼網，如圖 3-7 與 3-8 所示，藉以增加附著力及避免防火被覆脫落與分離，隨後進行防火被覆施工，如圖 3-9、3-10 所示，並進行養護。本次試驗依 CNS 12514 規定，試體置於室內使其含水率達到一定平衡，始進行高溫試驗。

此外，本計畫進行材料性質試驗，即柱鋼板之拉力試驗和混凝土圓柱試體抗

壓試驗。在柱鋼板之拉力試驗方面，兩組試片編號分別為 SN490-22-1 及 SN490-22-2，其應力應變曲線圖為如圖 3-11 及 3-12 所示。SN490-22-1 測得的降伏強度為 3.735 tf/cm^2 ；SN490-22-2 測得的降伏強度為 3.852 tf/cm^2 。因此，柱鋼板的平均降伏強度為 3.794 tf/cm^2 。對於本研究試體所使用兩種不同強度之內灌混凝土，其混凝土圓柱試體抗壓試驗測得 28 天平均強度分別為 460 kgf/cm^2 和 520 kgf/cm^2 。

表 3-2 設計強度 420 kgf/cm^2 混凝土配比

水灰比	水膠比	各成分用量(kg/m^3)						
		水	水泥	爐石	飛灰	附加劑	粗中骨材	細骨材
77.8%	0.364	175	225	235	40	7	770	883
配比(%)		18	7	8	2	1	29	34
備註		1. 設計強度為 420 kgf/cm^2 2. 設計坍度為 25 cm 3. 坍流度為 63.5 cm 4. 粗骨材最大粒徑為 19 mm 5. 含氣量為 1.5%						

(資料來源：本研究整理)

表 3-3 設計強度 700 kgf/cm^2 混凝土配比

水灰比	水膠比	各成分用量(kg/m^3)						
		水	水泥	爐石	飛灰	附加劑	粗中骨材	細骨材
61.3%	0.293	160	261	294	25	9.86	820	801
配比(%)		16	8	10	1	1	31	31
備註		1. 設計強度為 700 kgf/cm^2 2. 設計坍度為 25 cm 3. 坍流度為 67 cm 4. 粗骨材最大粒徑為 19 mm 5. 含氣量為 1.5%						

(資料來源：本研究整理)



圖 3-3 CFBC 試體內部熱電偶測點安裝圖

(資料來源：本研究整理)



圖 3-4 箱型鋼柱施工圖

(資料來源：本研究整理)



圖 3-5 自充填凝土於灌漿前進行坍流度之量測

(資料來源：本研究整理)



圖 3-6 CFBC 試體表面熱電偶測點安裝圖

(資料來源：本研究整理)



圖 3-7 鋼網施工

(資料來源：本研究整理)



圖 3-8 鋼網鋪設完成圖

(資料來源：本研究整理)



圖 3-9 CFBC 試體防火被覆施工(一)

(資料來源：本研究整理)



圖 3-10 CFBC 試體防火被覆施工(二)

(資料來源：本研究整理)

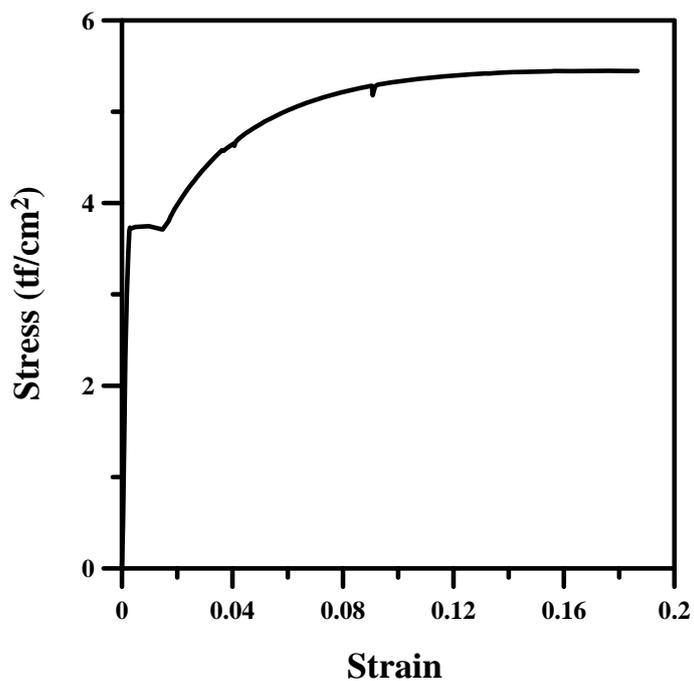


圖 3-11 柱鋼板 SN490-22-1 應力應變曲線

(資料來源：本研究整理)

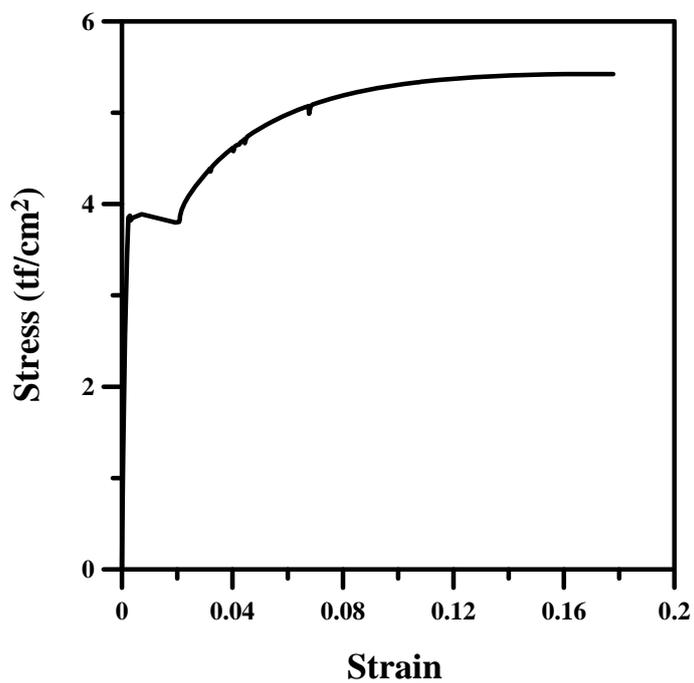


圖 3-12 柱鋼板 SN490-22-2 應力應變曲線

(資料來源：本研究整理)

第四節 量測儀器設置

壹、熱電偶設置

依照 CNS 12514 規定，試體需設置熱電偶監測溫度，並使用 0.75 級性能以上及直徑 0.65 mm 之 K 型熱電偶線，以確保良好的熱接觸。受制於實驗設備之限制，試體上、下端距離底板各保留 657 mm 未受熱，試體熱電偶測點分別位於 4 個高度，其中兩處熱電偶測點斷面高度分別位於試體受熱段上、下端部算起 600 mm 處；另兩處高度則平均等分上述測點高度。在每處高度上，箱型鋼柱共有 6 個熱電偶測點；而內部混凝土則規劃 5 個熱電偶測點，故單一斷面的熱電偶測點共有 11 處，整支 CFBC 試體則共有 44 處熱電偶測點。試體熱電偶之配置位置如圖 3-13 所示。

貳、位移計設置

根據 CNS 12514 規定，對於垂直承重試體，應量測軸向變形量或中心點水平方向變形量。在軸向變形量方面，由加載設備直接量測柱整體軸向變形量。

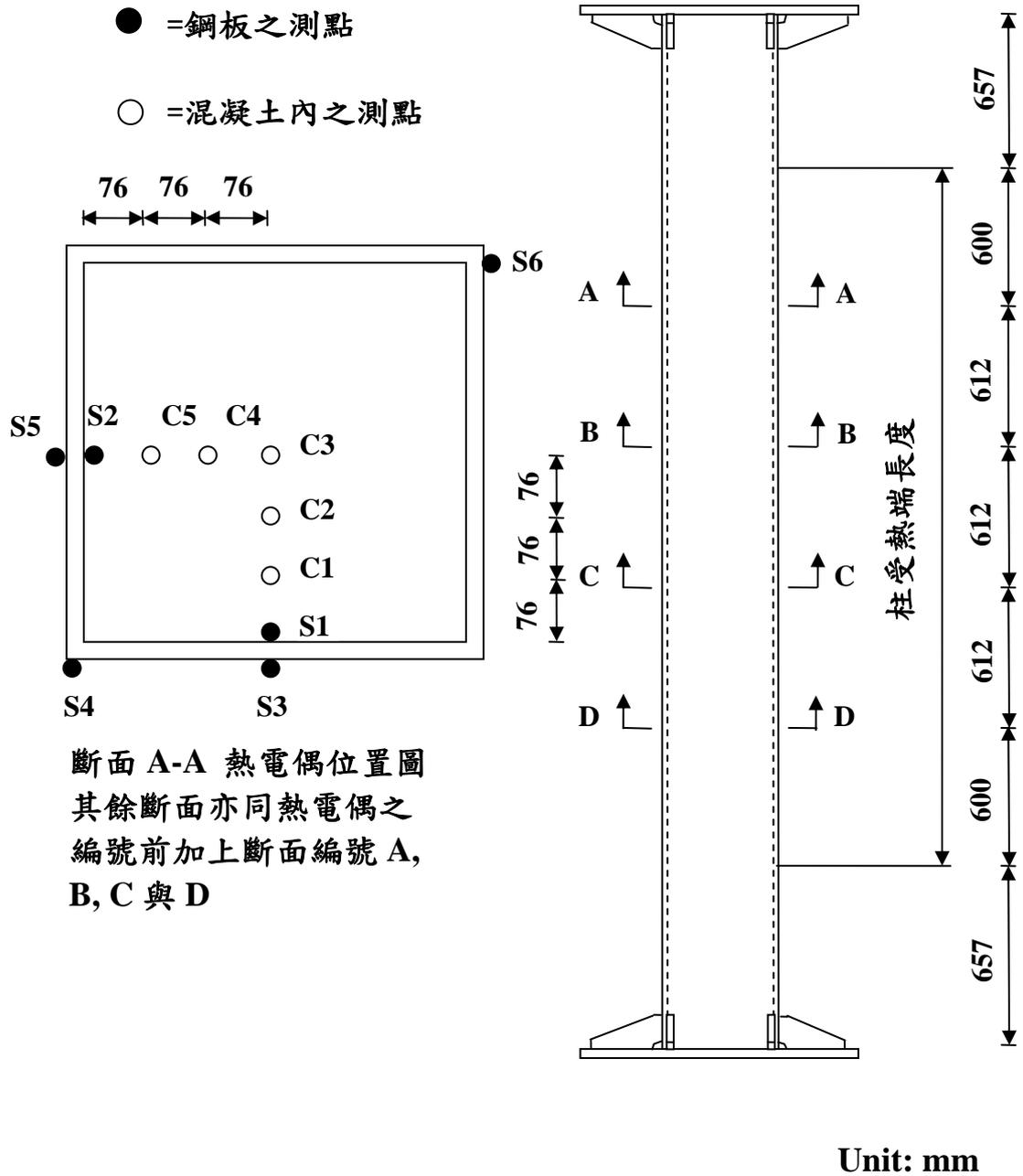


圖 3-13 柱斷面熱電偶配置圖

(資料來源：本研究整理)

第五節 試驗設置

經養護後的 CFBC 試體，吊裝到加溫爐內，設置於加載設備中，將熱電偶線連結到資料擷取器，最後測試確定訊號正常，並將熱電偶線包覆防火棉。最後蓋上加溫爐蓋板，並以防火棉將空隙填實，防止實驗過程中高溫氣體自爐內散出而造成人員危險。試驗設置如圖 3-14 所示，爐內噴火孔與試體的相關位置如圖 3-15 所示，現場試體設置如圖 3-16 所示。

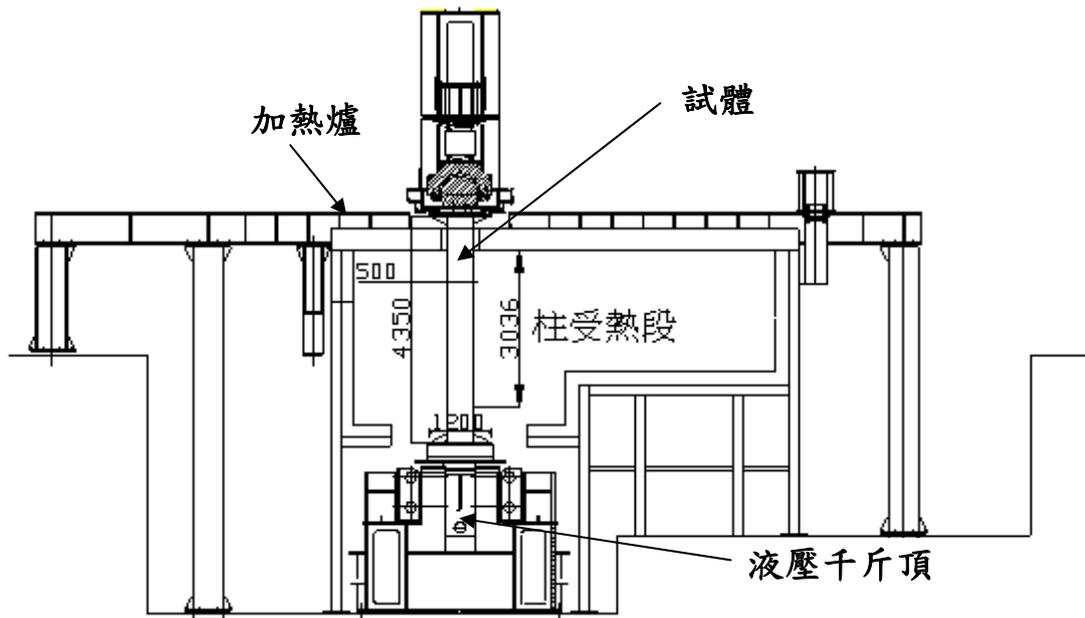


圖 3-14 試驗設置示意圖

(資料來源：本研究整理)

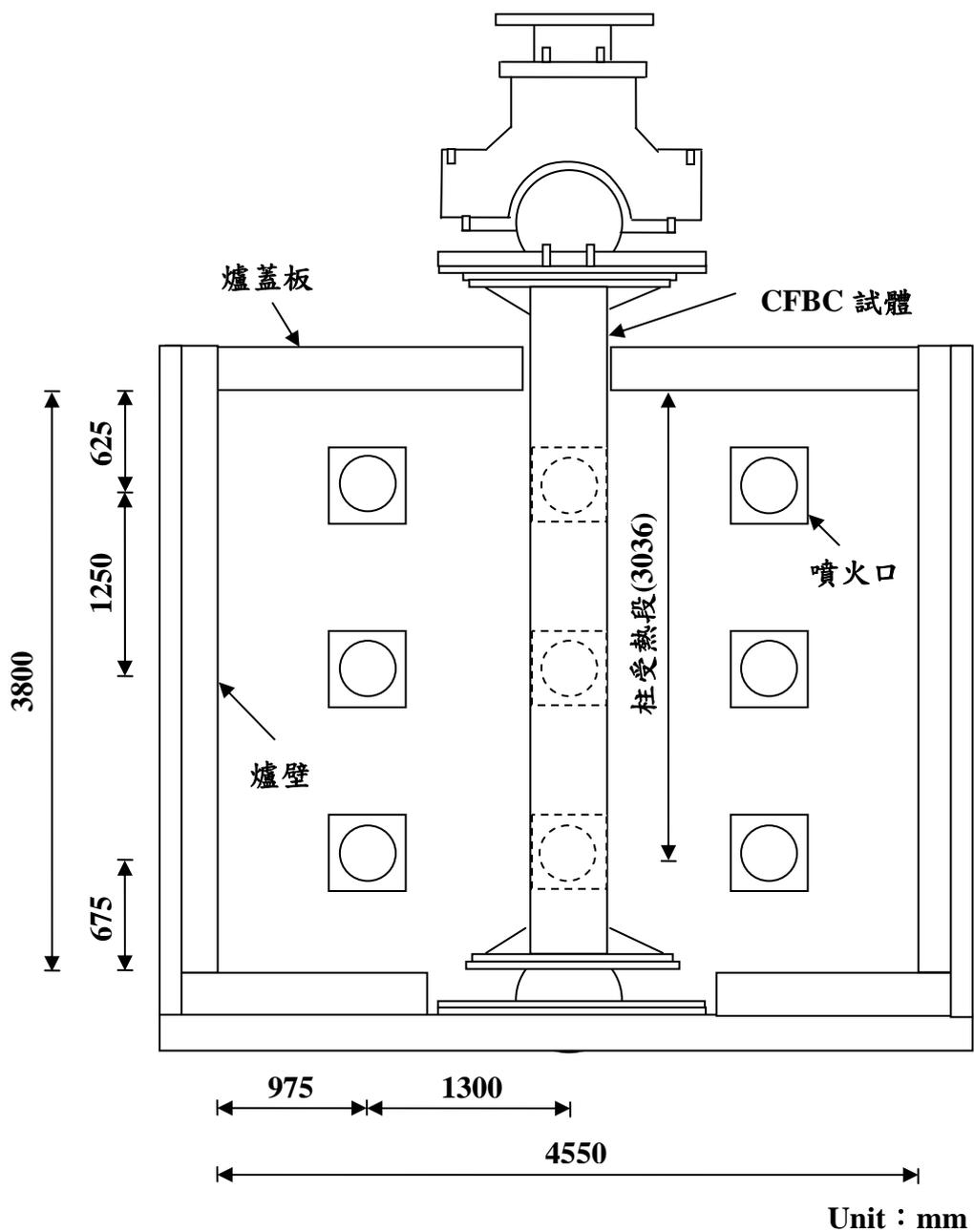


圖 3-15 爐內噴火孔與試體相關位置圖

(資料來源：本研究整理)



圖 3-16 現場試體設置圖

(資料來源：本研究整理)

第六節 試驗步驟

依照 CNS 12514 規定，試驗步驟如下所示：

壹、試驗開始前

對於 CFBC 試體，試驗載重必須在試驗開始前 15 分鐘加載至試體，在加載力量不變時試體變形應不再變化，並記錄軸向變形量。於試驗開始前 5 分鐘內，記錄熱電偶之初始值並檢查一致性，且爐內溫度需小於 50°C 及室內氣溫須在 10°C ~40°C 範圍之內。

貳、試驗過程

當溫度依照標準加熱曲線函數開始之際即視為試驗開始，進行加熱試驗時爐

內之溫度變化應根據 CNS 12514 規定進行控制，其標準加熱溫度-時間曲線如圖 3-15 所示。其中加熱函數為 $T = 345 \log_{10}(8t+1) + 20$ 。式中， T = 平均爐內溫度(°C)； t = 試驗經過時間(分)。

加熱試驗過程中維持固定的加載，加載之工作載重則依據「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」計算，如附錄一。試體 CFBC-1 須施加的工作載重為 1550 噸；而試體 CFBC-2 需施加 1600 噸的載重；試體 CFBC-3 則施加 900 噸的載重。

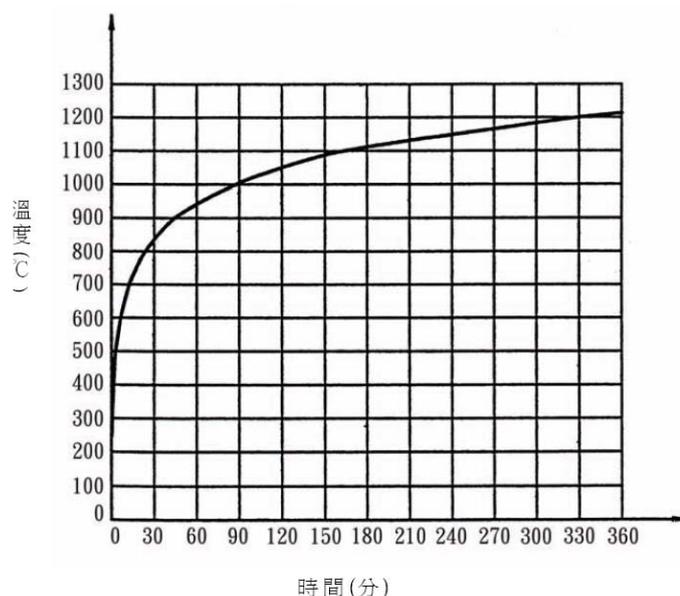


圖 3-17 標準加熱溫度-時間曲線

(資料來源：CNS 12514)

參、量測與觀察

當試驗開始時，即開始記錄試驗經過時間。在熱電偶量測方面，應每隔不超過一分鐘量測一次；垂直變形量視實驗設備狀況，每間隔一段時間進行量測，變形速率則依垂直變形量推算而得。最後應觀察注意試體是否能於試驗 2 小時後持續支承試驗載重，若否須記錄其試體破壞的時間。

試驗結束後，須觀察 CFBC 試體之軸向與水平變形，防火被覆之開裂與變色、軟化...等現象並詳實記錄之。

第七節 試驗終止條件

本研究計畫根據 CNS 12514，試驗終止之條件如下列：

1. 試驗中試體已達到性能基準。
2. 試驗時間已達預定時間。
3. 若人員安全或設備可能遭受破壞，試驗須立即停止。

第八節 性能基準與判定

依據 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」有以下兩種方法進行性能基準與判定：

1. 若垂直承重構造主要由鋼材部分所支承，則得以無載重方式進行破壞溫度判定。若鋼材溫度最高值超過 550°C 及平均溫度超過 500°C，則視為此試體承重能力失敗。
2. 若垂直承重構造以有載重的方式進行加熱試驗，則以最大軸向壓縮量及最大軸向壓縮速率進行判定。若試驗量測結果發現超過上述兩項性能標準，亦視為試體承重能力失敗。

最大軸向壓縮量(mm)， $C = h/100$

最大軸向壓縮速率(mm/min)， $dC/dt = 3h/1000$

式中，h=試體之初始高度，(mm)

對於本次試驗 CFBC 試體所容許的最大軸向壓縮量不得超過 30.4 mm；且最大軸向壓縮速率不得超過 9.1 (mm/min)。

第四章 試驗結果與討論

本章節將呈現三組試體於軸力加載下高溫試驗之試驗結果。試體 CFBC-1 內灌混凝土於齡期 72 天時強度為 609 kgf/cm^2 ，試體表面噴塗防火被覆；試體 CFBC-2 內灌混凝土於齡期 77 天時強度為 673 kgf/cm^2 ，表面噴塗防火被覆；試體 CFBC-3 內灌混凝土於齡期 77 天時強度 673 kgf/cm^2 ，表面無防火被覆。本次試驗結果彙整於表 4-1。

表 4-1 試驗結果簡表

試體編號	CFBC-1	CFBC-2	CFBC-3
鋼材實際拉力強度(tf/cm^2)	3.794	3.794	3.794
混凝土實際強度(kgf/cm^2)	609	673	673
防火被覆實際厚度(mm)	15.3	14.3	--
施加载重(tf)	1550	1600	900
試驗時間(min)	120	179	43
最大伸長量(mm)	3.8	4.0	17.3
達最大伸長量之 平均伸長速率(mm/min)	0.033	0.032	0.641
最大軸向應變(10^{-4} mm/mm)	8.74	9.20	39.77
試體達最大伸長量之時間(min)	114	125	27
試驗終止時鋼之平均溫度($^{\circ}\text{C}$)	256.0	390.9	559.2
試驗終止時鋼之最高溫度($^{\circ}\text{C}$)	286.7	512.0	847.4
試驗終止時混凝土深度 76 mm 之平均溫度($^{\circ}\text{C}$)	84.6	129.1	266.8
試驗終止時混凝土深度 76 mm 之最高溫度($^{\circ}\text{C}$)	93.4	145.5	470.2
試驗終止時混凝土深度 152 mm 之平均溫度($^{\circ}\text{C}$)	52.7	80.7	201.9
試驗終止時混凝土深度 152 mm 之最高溫度($^{\circ}\text{C}$)	58.2	92.5	484.1
試驗終止時混凝土中心處 之平均溫度($^{\circ}\text{C}$)	38.6	73.6	112.5
試驗終止時混凝土中心處 之最高溫度($^{\circ}\text{C}$)	41.7	76.5	249.4
破壞模式	僅防火被覆 開裂	試體一處局 部挫屈	試體多處局 部挫屈
是否滿足 CNS12514 判定 2 小時之防火時效	通過	通過	不通過

(資料來源：本研究整理)

第一節 試體行為

壹、試體 CFBC-1

本組試體於試驗前所測得的混凝土強度為 609 kgf/cm^2 ，並依據內政部核可 2 小時防火時效規定噴塗厚度至少 12 mm 之防火被覆，實際噴塗的厚度為 15.3 mm。軸向力加載至 1550 噸，並持壓 15 分鐘，隨後進行加溫試驗。爐內升溫曲線如圖 4-1 所示；高溫試驗時柱試體軸向變形與時間的關係如圖 4-2 所示；試體於爐內溫度與軸向變形的關係如圖 4-3 所示；混凝土各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-4~4-7 所示；鋼各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-8~4-11 所示。

當加熱進行至 13 分鐘時，聽到一聲爆裂聲，此時爐內平均溫度約為 733°C 。於加熱約 16 分鐘時，發現試體於西面及南面角隅間產生一道長約 75 cm 的明顯裂縫，此時混凝土與鋼板交界處的溫度(包括 S1 及 S2 測點)約介於 $55^\circ\text{C} \sim 70^\circ\text{C}$ 間，而其他混凝土測點尚未有太大變化，約在 30°C 左右。

加熱約 30 分鐘後，此時爐內平均溫度約為 848.4°C ，除了於試體西面及南面角隅處高約 2.5 公尺至 3.5 公尺處發現一道裂縫外，並於柱試體南面高約 0.65 公尺處發現有些微被覆剝落的現象，此時柱試體軸向變形因受熱膨脹約為伸長 1.3 mm，平均伸長速率為 0.043 mm/min 。此時混凝土與鋼板交界處的溫度已升高至 $80^\circ\text{C} \sim 97.7^\circ\text{C}$ 間，平均溫度為 86.8°C ；其他混凝土測點所測得的溫度依舊相近，並無太大的變化，平均溫度為 31.8°C 。

加熱約 60 分鐘後，爐內平均溫度已達 943.1°C ，柱試體持續受熱膨脹，軸向變形較原長伸長 2.6 mm，平均伸長速率為 0.043 mm/min 。而混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 148.3°C ，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 169.5°C ；於混凝土深度 76 mm 的平均溫度為 44.5°C ，最高溫度發生在 AC5 測點，溫度為 49.1°C ；於混凝土深度 152 mm 測點的平均溫度為 34.8°C ，最高溫度發生在 CC4 測點，溫度為 43.9°C ；於混凝土中心處的平均溫度為 30.3°C ，最高溫度發生在 AC3 測點，溫度為 30.5°C 。

加溫 90 分鐘後，此時加熱爐內平均溫度為 1005.4°C ，柱試體之軸向變形持續伸長，軸向變形較原長伸長 3.1 mm，平均伸長速率為 0.017 mm/min 。而混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 207.5°C ，最高溫度發生在 DS1 測點，溫度為

232.4°C；於混凝土深度 76 mm 測點的平均溫度為 61.7°C，最高溫度發生在 DC1 測點，溫度為 70.8°C；於混凝土深度 152 mm 測點的平均溫度為 40.8°C，最高溫度發生在 CC4 測點，溫度為 54.9°C；於混凝土中心處的平均溫度為 33.5°C，最高溫度發生在 DC3 測點，溫度為 33.8°C。

加熱至 120 分鐘時，爐內平均溫度為 1047.9°C，並於停止加熱的瞬間聽到一聲巨大爆裂聲。混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 256.0°C，最高溫度發生在 DS2 測點，溫度為 286.7°C；於混凝土深度 76 mm 處的平均溫度為 84.6°C，最高溫度發生在 DC1 測點，溫度為 93.4°C；於混凝土深度 152 mm 處的平均溫度為 52.7°C，最高溫度發生在 CC4 測點，溫度為 58.2°C；於混凝土中心處的平均溫度為 38.6°C，最高溫度發生在 DC3 測點，溫度為 41.7°C。鋼板表面的熱電偶測點於試驗 60 分鐘後陸續損壞，故僅能由鋼板內部之測點來做鋼溫度與時間的討論。

試體於爐內溫度與軸向變形的關係可發現當爐內平均溫度約 650°C 時，試體開始有膨脹伸長的現象，並於爐溫達 1000°C 時停止膨脹伸長，至試驗結束保持此軸向變位。

高溫試驗結束及試體冷卻後，試體在爐內的情況如圖 4-12 所示。觀察到柱角隅處的防火被覆皆有相當明顯之裂縫，如圖 4-13~4-15 所示，研判在同一斷面下，試體角隅處的溫度較其他區域溫度為高，也發現試體有相當多大小不一的裂縫分布於柱受熱段四周表面，同時在試體的南、北、東面發現有被覆整塊剝落的現象，而顏色無明顯變化。此外，試體本身並無明顯水平變形或鋼板挫屈的現象。

依據 CNS 12514 規範規定以承重能力為破壞基準，當加溫試驗進行至 2 小時，柱試體軸向變形為拉伸 3.8 mm 及最大拉伸速率為 0.043 mm/min，上述值均合乎容許之要求，且皆未達到規範所定義之破壞基準，試體滿足 2 小時之防火時效。

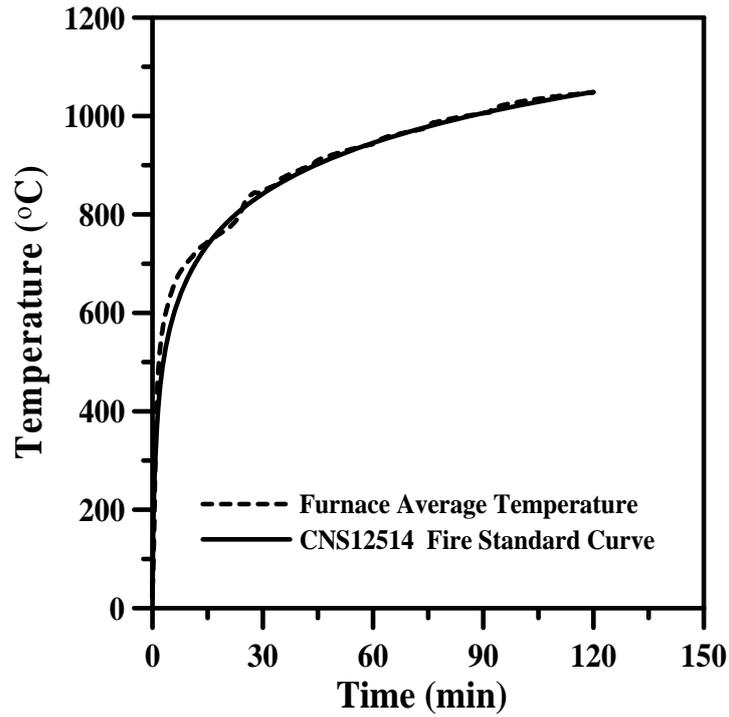


圖 4-1 試體 CFBC-1 加溫爐升溫曲線示意圖

(資料來源：本研究整理)

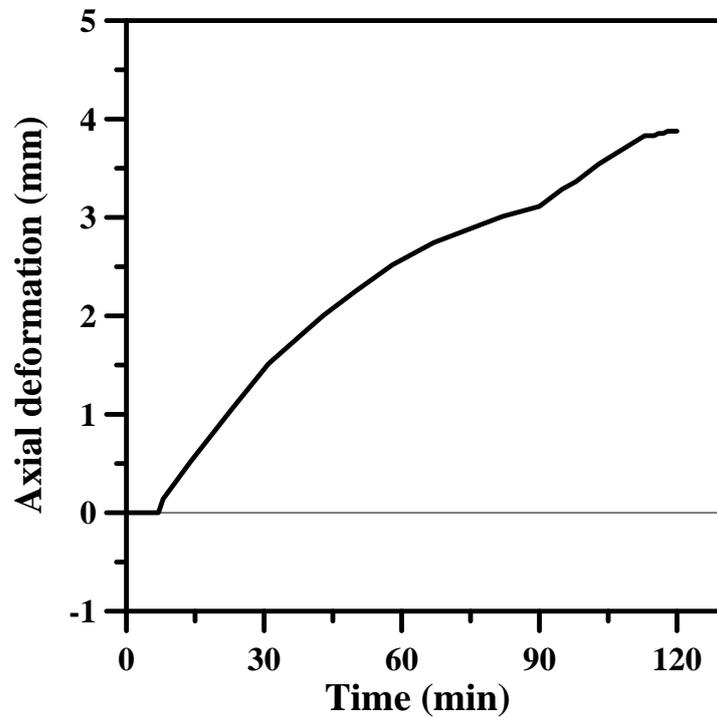


圖 4-2 試體 CFBC-1 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響

(資料來源：本研究整理)

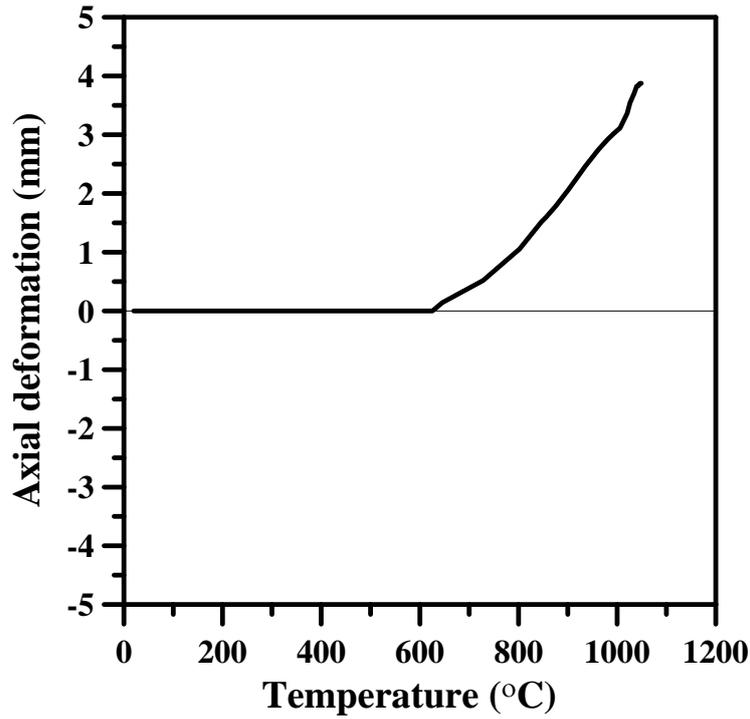


圖 4-3 試體 CFBC-1 爐內平均溫度與軸向變形變化圖

(資料來源：本研究整理)

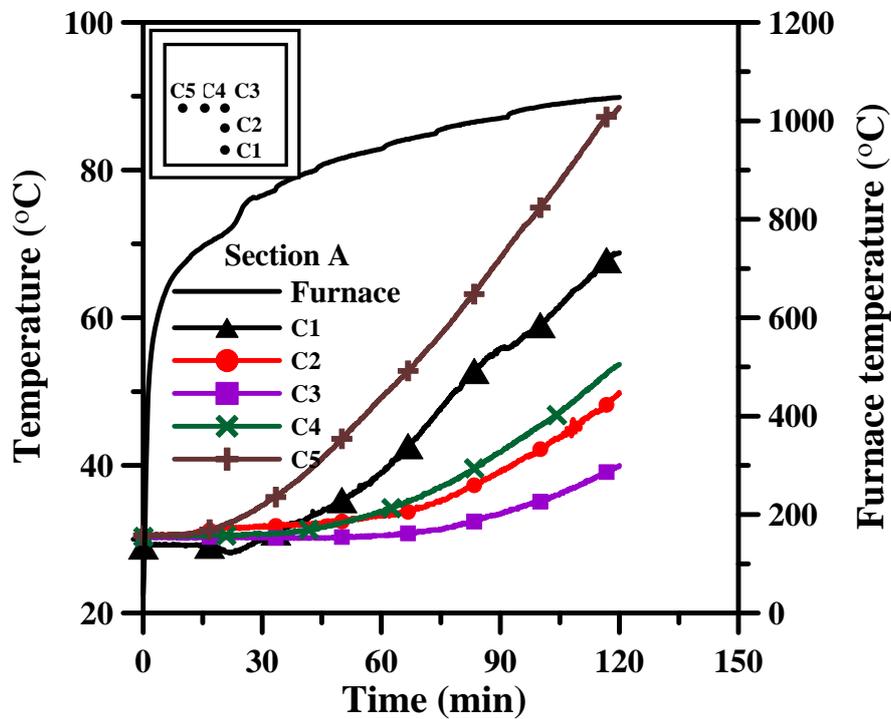


圖 4-4 試體 CFBC-1 斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

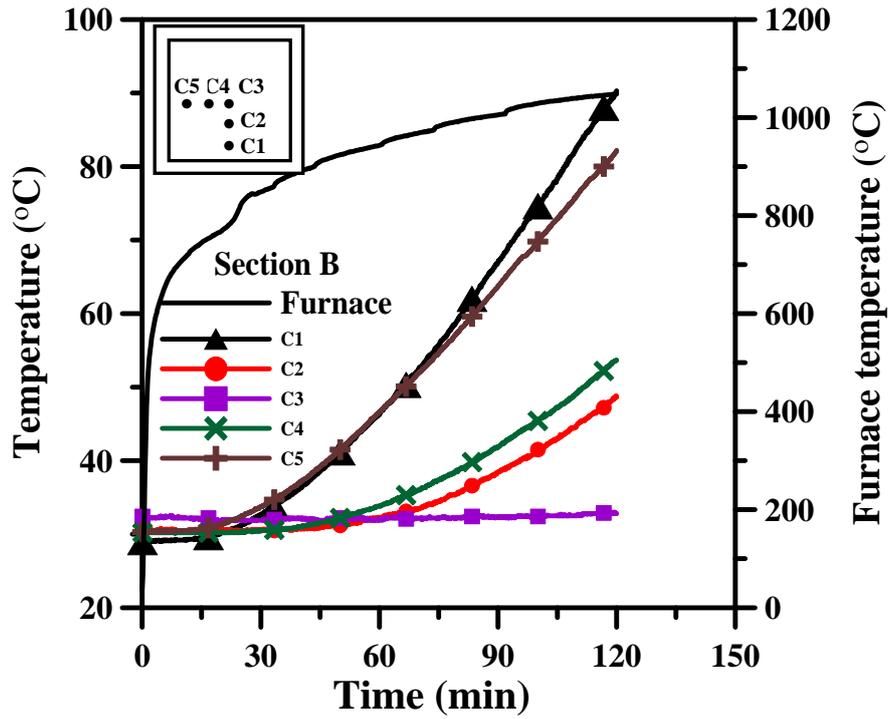


圖 4-5 試體 CFBC-1 斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

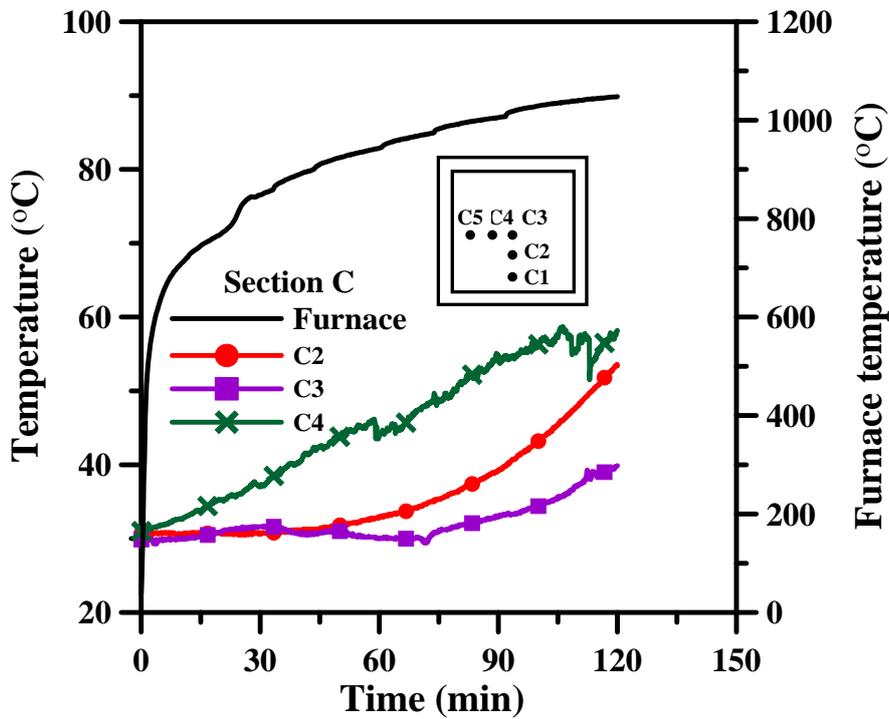


圖 4-6 試體 CFBC-1 斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

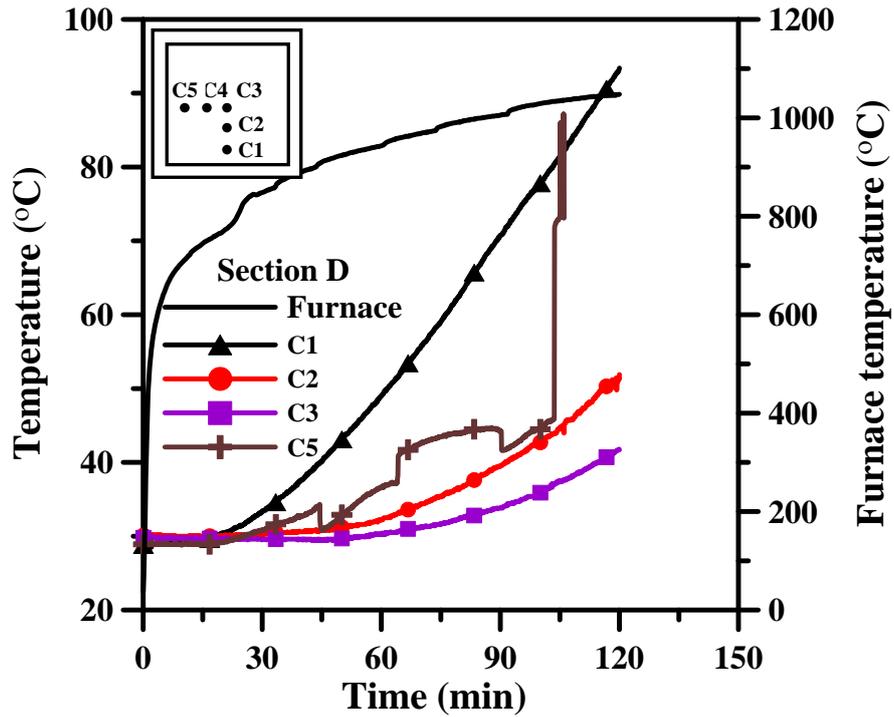


圖 4-7 試體 CFBC-1 斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

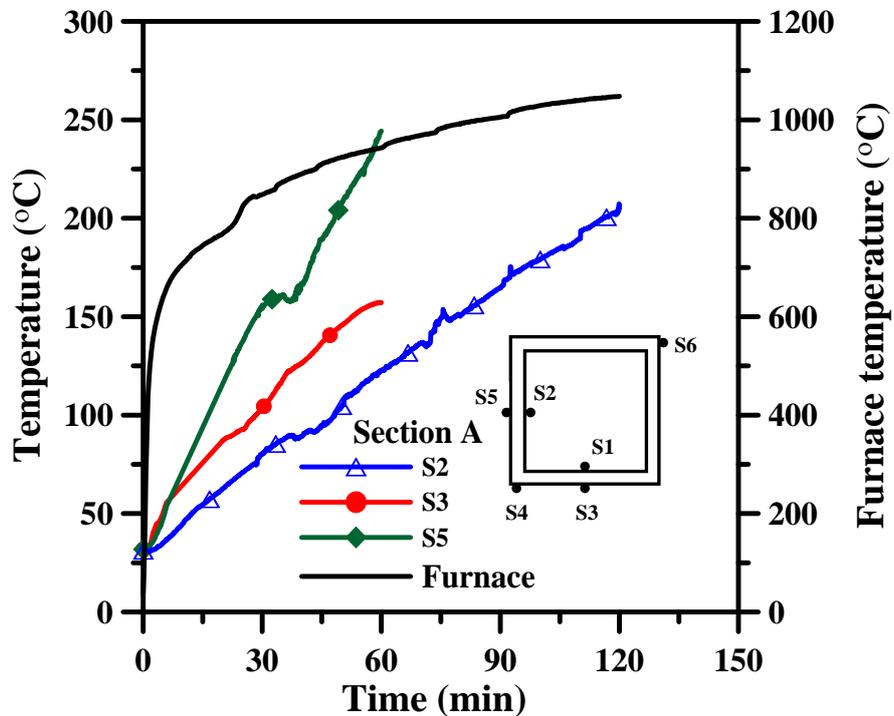


圖 4-8 試體 CFBC-1 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

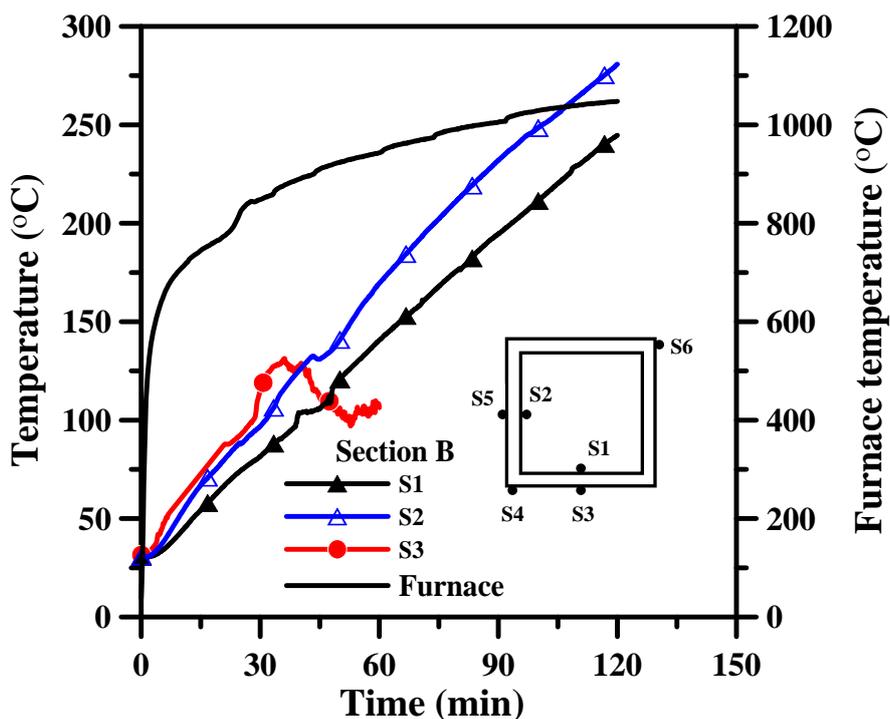


圖 4-9 試體 CFBC-1 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

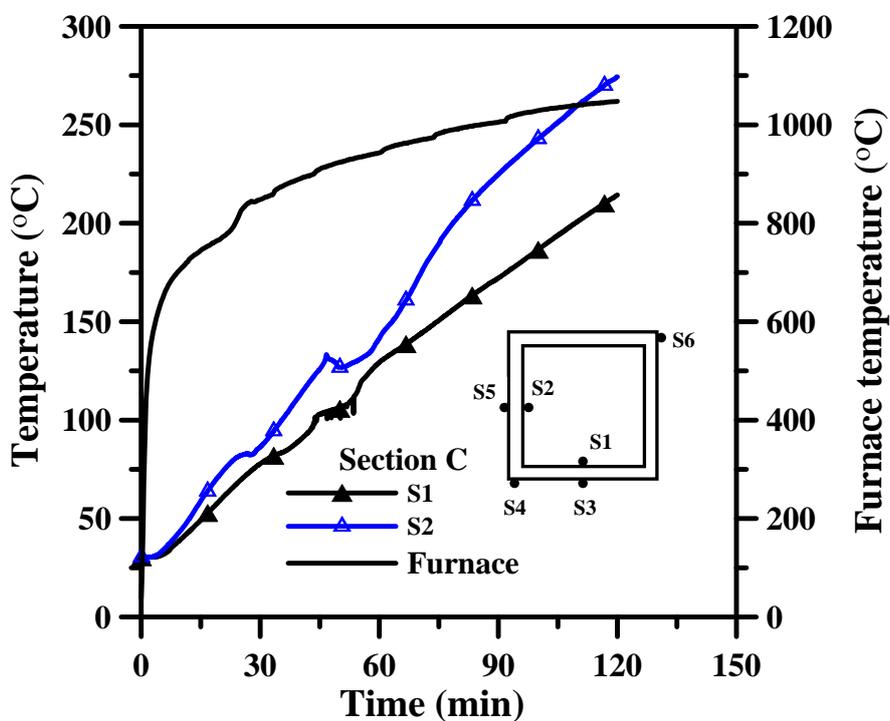


圖 4-10 試體 CFBC-1 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

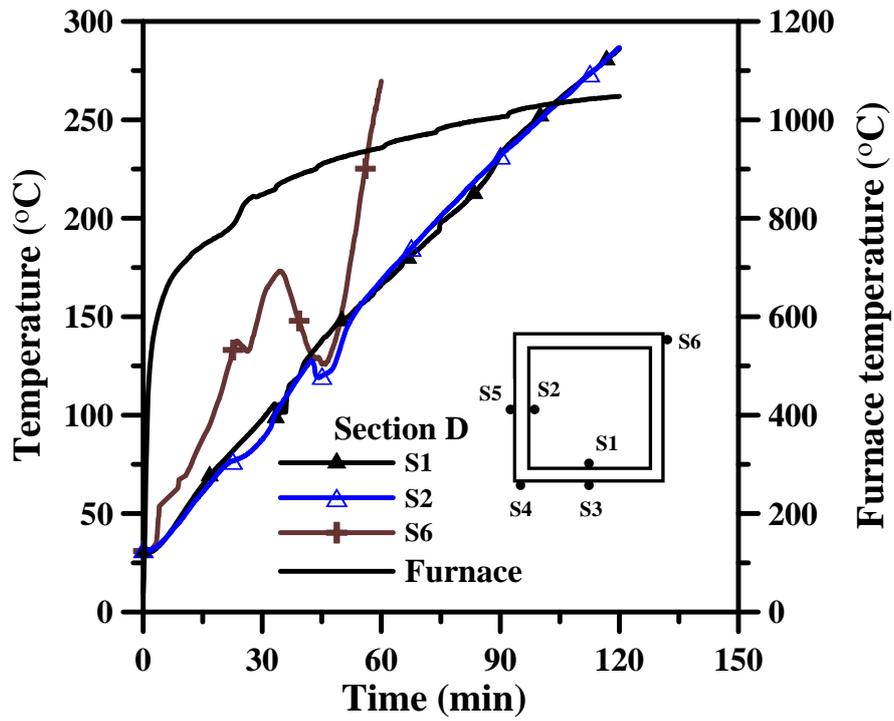


圖 4-11 試體 CFBC-1 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)



圖 4-12 試體 CFBC-1 試驗後整體圖

(資料來源：本研究整理)



圖 4-13 試體 CFBC-1 上段試驗後防火被覆裂縫

(資料來源：本研究整理)



圖 4-14 試體 CFBC-1 中段試驗後防火被覆裂縫

(資料來源：本研究整理)



圖 4-15 試體 CFBC-1 下段試驗後防火被覆裂縫

(資料來源：本研究整理)

貳、試體 CFBC-2

本組試體於試驗前所測得的混凝土強度為 673 kgf/cm^2 ，防火被覆厚度 2 小時防火時效應至少為 12 mm，實際防火被覆厚度為 14.3 mm。軸向力加載至 1600 噸，並持壓 15 分鐘，隨後進行加溫試驗，爐內升溫曲線如圖 4-16 所示。為了更進一步探討此試體於加溫超過 2 小時耐火時效之行為，便持續加溫至試體破壞，高溫試驗時柱試體軸向變形與時間的關係如圖 4-17 所示；試體於爐內溫度與軸向變形的關係如圖 4-18 所示；混凝土各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-19~4-22 所示；鋼材各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-23~4-26 所示。

當加熱進行至 15 分鐘時，即發現試體南面與西面之角隅處之防火被覆因受高溫裂開，30 分鐘後觀察到南面與東面之角隅處之防火被覆亦有裂開的現象，此時爐內平均溫度約為 837.8°C ，而試體柱軸向變形因受熱膨脹而伸長 1.5 mm，平均伸長速率為 0.050 mm/min 。在試體溫度分布方面，混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 90.4°C ，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 113°C ；此時試體內混凝土測點溫度尚未有太大的起伏變化，平均溫度約為 30.3°C 。

當加熱進行至 60 分鐘時，爐內平均溫度約為 939.2°C，試體柱依舊持續受熱膨脹，軸向伸長量增加為 2.7 mm，平均伸長速率為 0.02 mm/min。在試體溫度分布方面，混凝土與鋼板交界處的平均溫度已升高至 167.4°C，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 213.6°C；混凝土深度 76 mm 處的溫度已有些微變化，平均溫度為 42.3°C，最高溫度測測點於 AC1 處，溫度為 50.3°C；此時發現混凝土深度 152 mm 處及混凝土中心的溫度尚未有太大的起伏變化，平均溫度分別約為 31.4°C 及 29.6°C。

此外，試體於加熱 99 分鐘後聽到一聲爆裂聲，研判是 CFBC 內部混凝土受高溫使得水分不易自試體內部蒸發而產生的爆裂現象。當加熱進行至 120 分鐘時，爐內平均溫度約為 1052.5°C，此時由觀視窗發現柱試體表面防火被覆已有相當多大小不一的裂縫及局部剝落的現象，而試體雖然持續受熱膨脹，但膨脹速率已趨緩。在試體溫度分布方面，混凝土與鋼板交界處的平均溫度已升高至 291.1°C，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 358.8°C；於混凝土深度 76 mm 處的平均溫度為 81.5°C，最高溫度測測點於 DC1 處，溫度為 96.1°C；而混凝土深度 152 mm 處之平均溫度約為 46.7°C，最高溫度發生在 DC2 位置處，溫度為 50.2°C；混凝土中心的平均溫度分別約為 41.3°C，最高溫度 43.2°C，發生在 DC3 測點處。柱試體於加熱 125 分鐘後停止受熱膨脹，而此時柱試體之軸向最大伸長量為 4.0 mm。

當柱試體加熱超過 130 分鐘後開始出現許多大小不一的爆裂聲，軸向變形自加熱 140 分鐘後開始進入壓縮階段，於 176 分鐘時柱試體恢復至加熱前的長度，即無伸長量及壓縮量。在第 179 分鐘時，發現軸向壓縮速率瞬間加快，且油壓機施加载重已無法達到設定的軸向力量，便停止試驗。此時加溫爐內平均溫度約為 1111.7°C。在試體溫度分布方面，混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 390.9°C，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 512°C；混凝土深度 76 mm 處的平均溫度為 129.1°C，最高溫度測點於 DC1 處，溫度為 145.5°C；而混凝土深度 152 mm 處之平均溫度約為 80.7°C，最高溫度發生在 CC4 位置處，溫度為 92.5°C；混凝土中心的平均溫度分別約為 73.6°C，最高溫度 76.5°C，發生在 BC3 位置處。鋼板表面的熱電偶測點於試驗 60 分鐘後陸續損壞，故僅能由鋼板內部之測點來做鋼溫度與時間的討論。

試體於爐內溫度與軸向變形的關係可發現當爐內平均溫度約 650°C 時，試體開始有膨脹伸長的現象，並於爐溫達 1050°C 時停止膨脹伸長，隨即進入壓縮階段，直到試體破壞。

試驗結束且試體冷卻後，試體 CFBC-2 在爐內的情況如圖 4-27 所示。除了發現試體表面有許多長短不一的裂縫外，也觀察到角隅處之防火被覆均產生嚴重的開裂，且四面皆發現被覆剝落的情形，顏色略微呈現皮膚色，主要是在透氣孔的位置上，如圖 4-28~4-30 所示。此外，試體於柱高(自下端板算起)約 2.35~2.55 公尺處有局部挫屈的現象，如圖 4-31、4-32 所示，此位置的鋼網及防火被覆皆向外突起並與鋼板分離。

依據 CNS 12514 規範規定以承重能力為破壞基準，高溫試驗進行至 2 小時，柱試體軸向變形為拉伸 4.0 mm 及最大拉伸速率為 0.05 mm/min，上述值均合乎容許之要求，且皆未達到規範所定義之破壞基準，因此試體滿足 2 小時之防火時效。

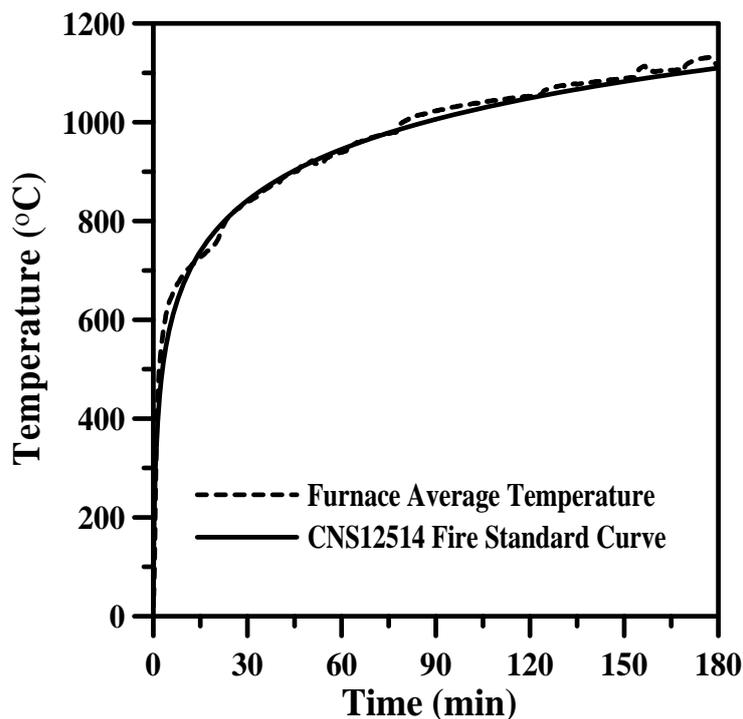


圖 4-16 試體 CFBC-2 加溫爐升溫曲線示意圖

(資料來源：本研究整理)

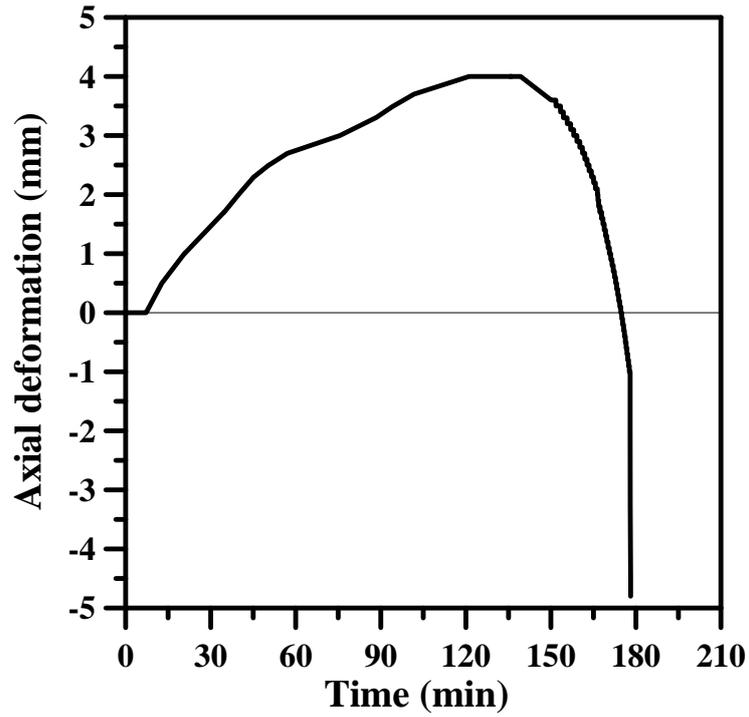


圖 4-17 試體 CFBC-2 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響

(資料來源：本研究整理)

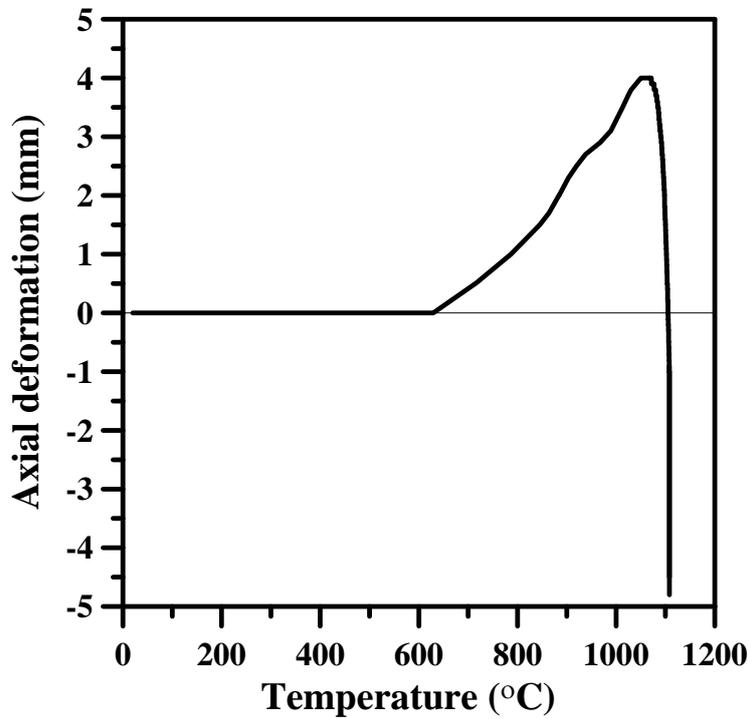


圖 4-18 試體 CFBC-2 爐內平均溫度與軸向變形變化圖

(資料來源：本研究整理)

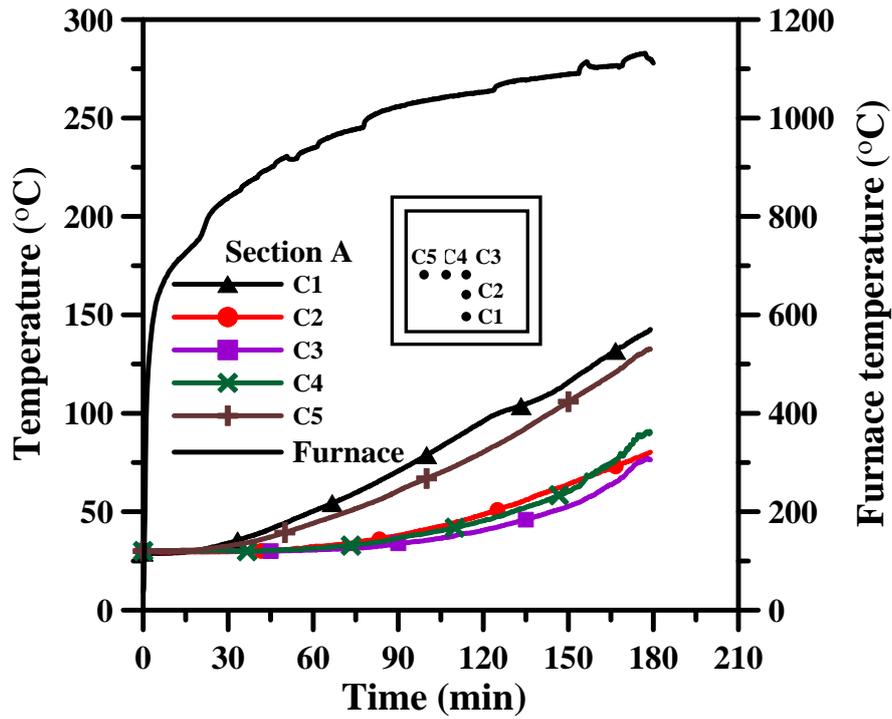


圖 4-19 試體 CFBC-2 之斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

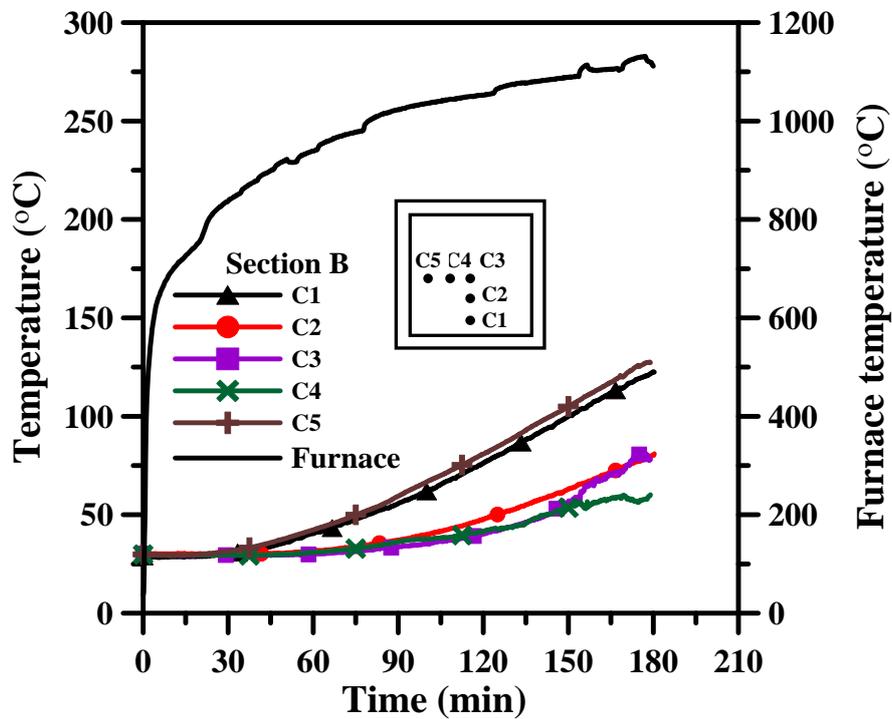


圖 4-20 試體 CFBC-2 之斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

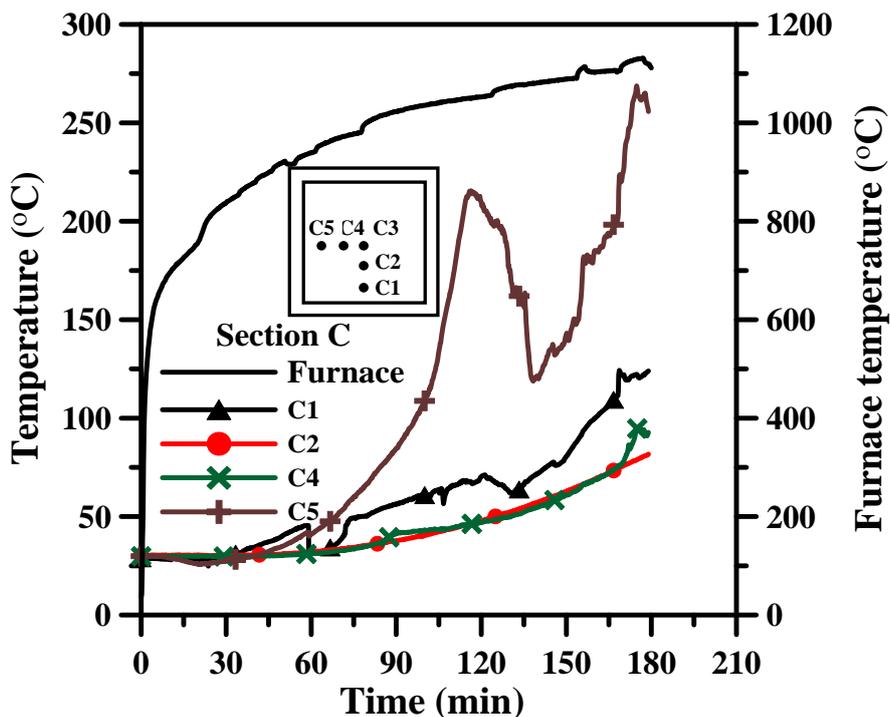


圖 4-21 試體 CFBC-2 之斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

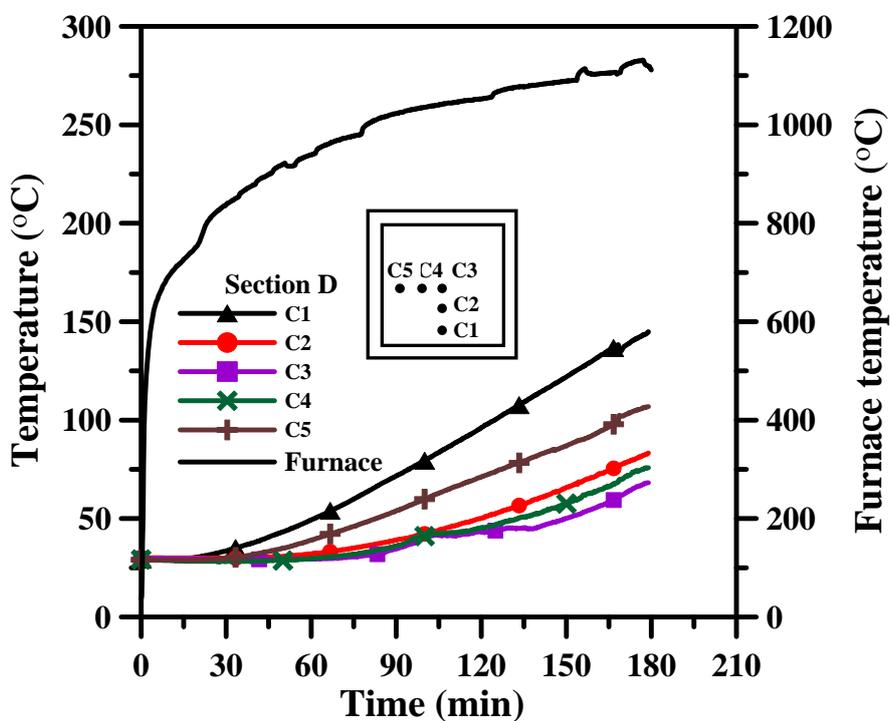


圖 4-22 試體 CFBC-2 之斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

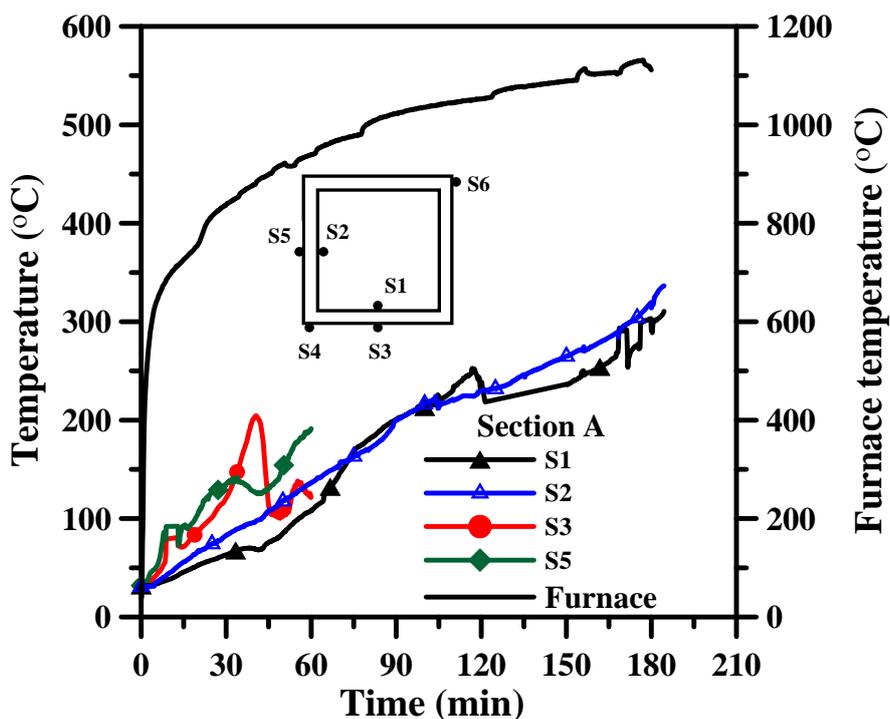


圖 4-23 試體 CFBC-2 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

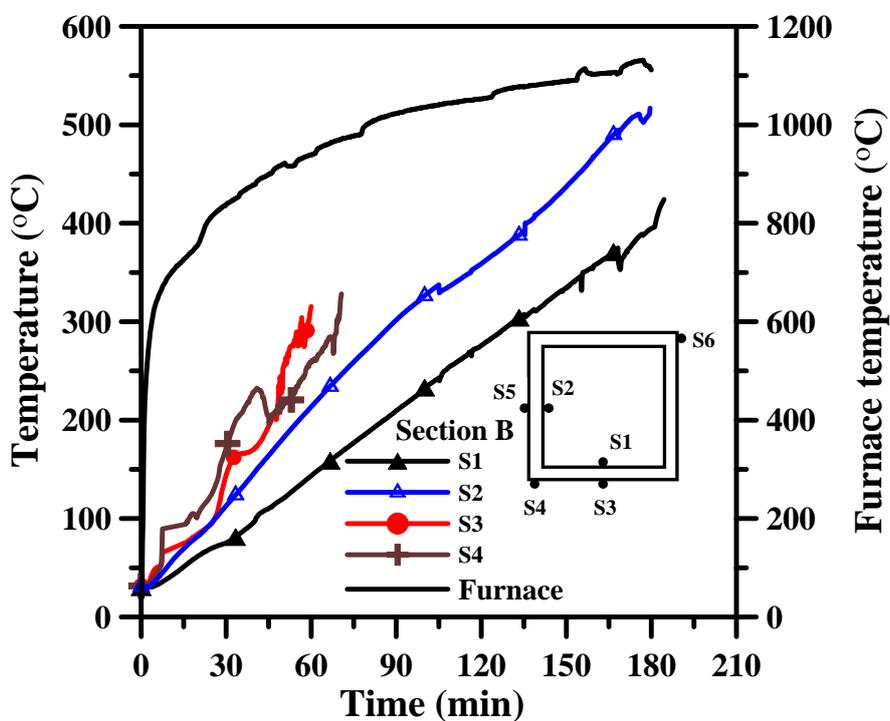


圖 4-24 試體 CFBC-2 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

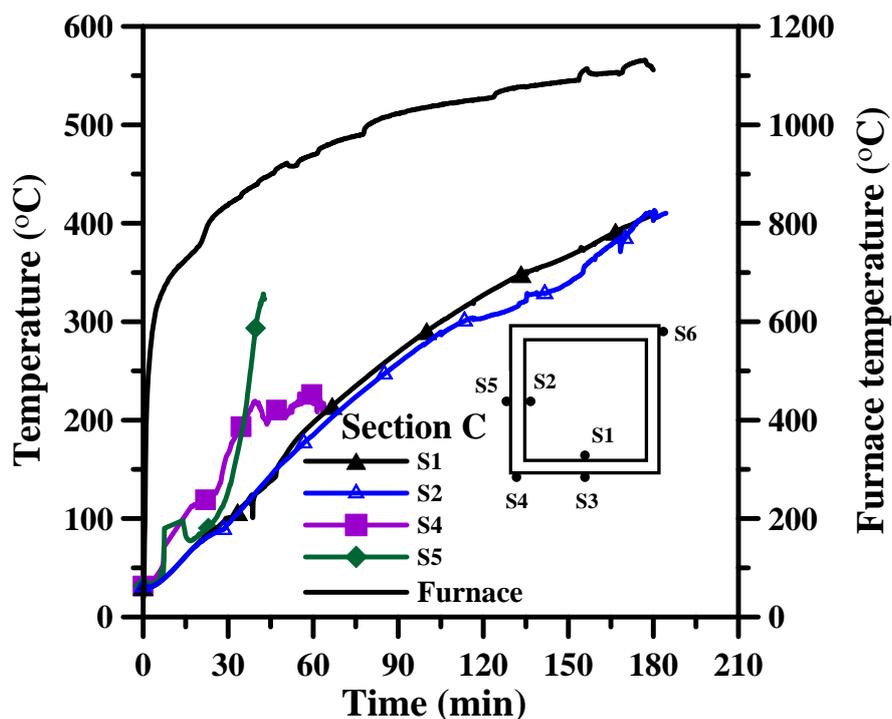


圖 4-25 試體 CFBC-2 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

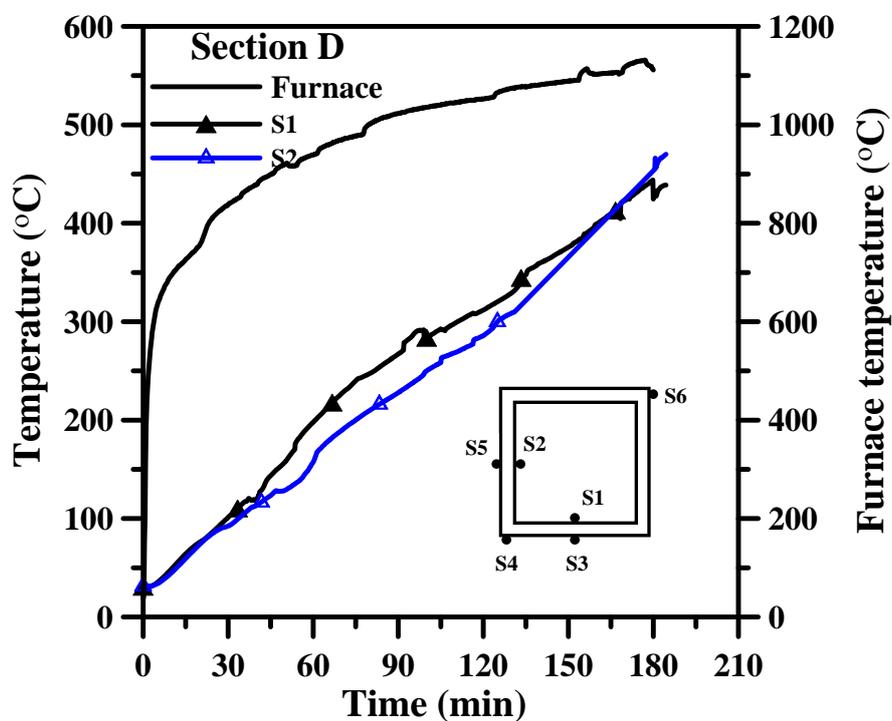


圖 4-26 試體 CFBC-2 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)



圖 4-27 試體 CFBC-2 試驗後整體圖

(資料來源：本研究整理)

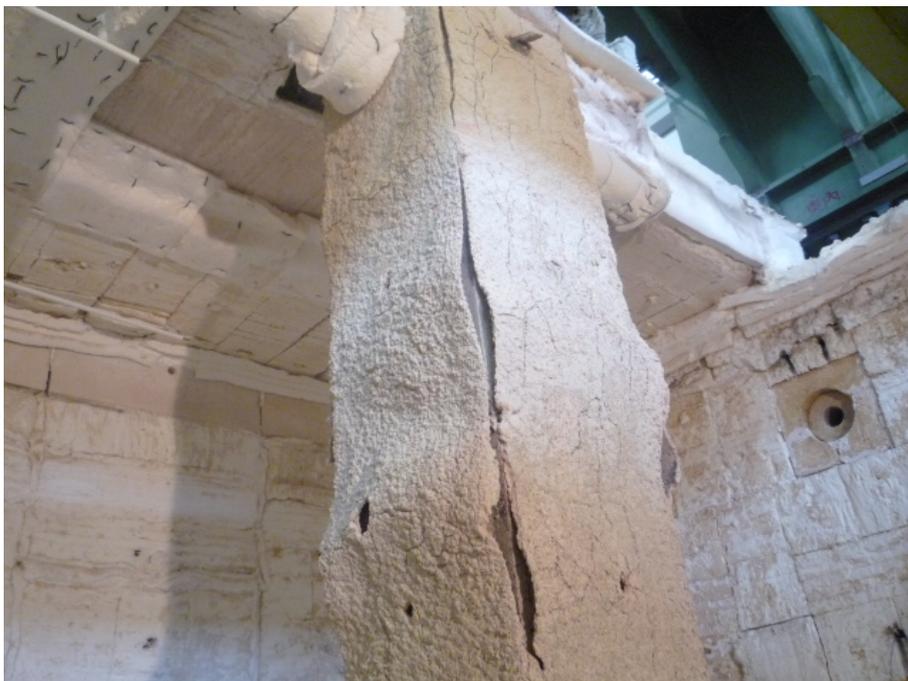


圖 4-28 試體 CFBC-2 上段試驗後防火被覆開裂

(資料來源：本研究整理)



圖 4-29 試體 CFBC-2 中段試驗後防火被覆開裂

(資料來源：本研究整理)

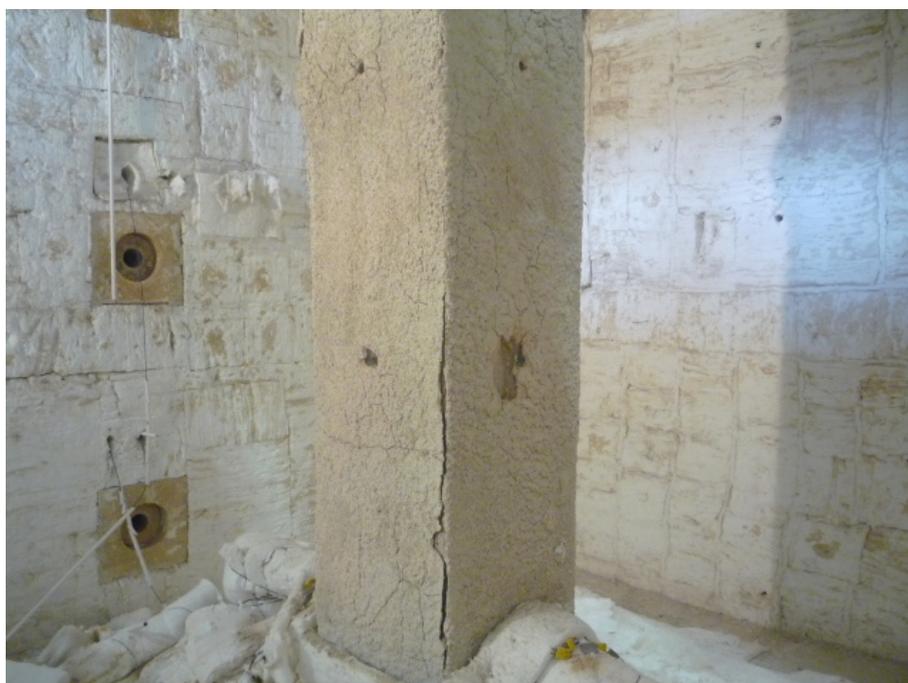


圖 4-30 試體 CFBC-2 下段試驗後防火被覆開裂

(資料來源：本研究整理)



圖 4-31 試體 CFBC-2 中段試驗後局部挫屈(已剝除防火被覆及鋼網)
(資料來源：本研究整理)



圖 4-32 試體 CFBC-2 中段試驗後局部挫屈(已剝除防火被覆及鋼網)
(資料來源：本研究整理)

參、試體 CFBC-3

本組試體於試驗前所測得的混凝土強度為 673 kgf/cm^2 ，無噴塗防火被覆。軸向力僅加載至 900 噸，約為內灌混凝土柱抗壓強度之 0.9 倍，持壓 15 分鐘後進行加溫試驗，爐內升溫曲線如圖 4-33 所示；高溫試驗時柱試體軸向變形與時間的關係如圖 4-34 所示；試體於爐內溫度與軸向變形的關係如圖 4-35 所示；混凝土各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-36~4-39 所示；鋼各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-40~4-43 所示。

當高溫試驗進行至 27 分鐘時，此時到達試體軸向伸長的最大值 17.3 mm，推算平均伸長速率為 0.641 mm/min，之後進入壓縮階段，爐內平均溫度約為 830.3°C 。在試體溫度分布，鋼板表面之平均溫度約為 617.5°C ，最高溫度位於 AS4 測點，溫度為 723.8°C ；混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 318.6°C ，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 403.1°C ；混凝土深度 76 mm 處的平均溫度為 50.0°C ，最高溫度測點於 DC5 處，溫度為 93.5°C ；而混凝土深度 152 mm 處之平均溫度約為 37.7°C ，最高溫度發生在 DC4 位置處，溫度為 69.1°C ；混凝土中心的平均溫度分別約為 32.9°C ，最高溫度 35.3°C ，發生在 CC3 位置處。同時試驗加熱 27 分鐘後持續聽到密集的混凝土爆裂聲，直至試驗結束。

柱試體於加熱至第 43 分鐘時，軸向壓縮量及軸向壓縮速率瞬間變大，便停止試驗，此時爐內溫度為 898.2°C 。在試體溫度分布，鋼板表面之平均溫度約為 741.4°C ，最高溫度位於 AS4 測點，溫度為 847.4°C ；混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 377.0°C ，最高溫度發生在 AS1 測點，溫度為 469.3°C ；混凝土深度 76 mm 處的平均溫度為 266.8°C ，最高溫度測點於 DC1 處，溫度為 470.2°C ；而混凝土深度 152 mm 處之平均溫度約為 201.9°C ，最高溫度發生在 CC2 位置處，溫度為 484.1°C ；混凝土中心的平均溫度分別約為 112.5°C ，最高溫度 249.4°C ，發生在 DC3 位置處。

試體於爐內溫度與軸向變形的關係可發現當爐內平均溫度約達 350°C 時，試體開始有膨脹伸長的現象，約 830°C 時停止膨脹伸長，即進入壓縮階段。由於試體 CFBC-3 施加載重較小，故膨脹量較試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 為大。

試驗結束且試體冷卻後，試體 CFBC-3 在爐內的情況如圖 4-44 所示。試體

多處位置產生局部挫屈的現象，挫屈處鋼板面外突起且無銲道開裂的現象。而柱試體於南側及北側有 3 處明顯局部挫屈現象，分別位於距離受熱端下緣約 0.8、0.85、0.89 公尺處，發生位置約略對稱；而試體西側位於距離受熱端下緣約 0.8、0.85 公尺處，試體東側則是位於距離受熱端下緣約 0.8、0.89 公尺處。試體局部挫屈現象如圖 4-45~4-47 所示。

依據 CNS 12514 規範規定以承重能力為破壞基準，高溫試驗進行至 43 分鐘，柱試體軸向變形已超過容許之要求，已達到規範所定義之破壞基準，因此試體 CFBC-3 並不滿足 2 小時之防火時效。

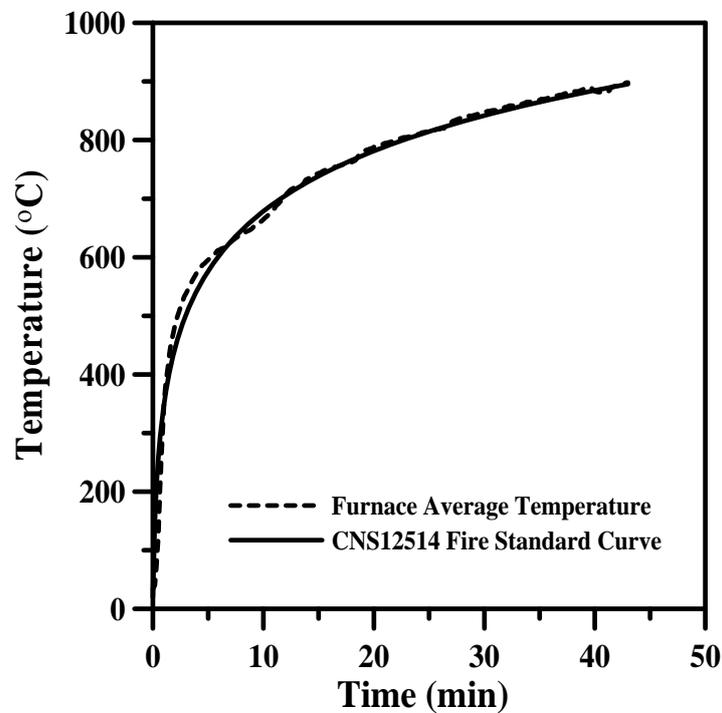


圖 4-33 試體 CFBC-3 加溫爐升溫曲線示意圖

(資料來源：本研究整理)

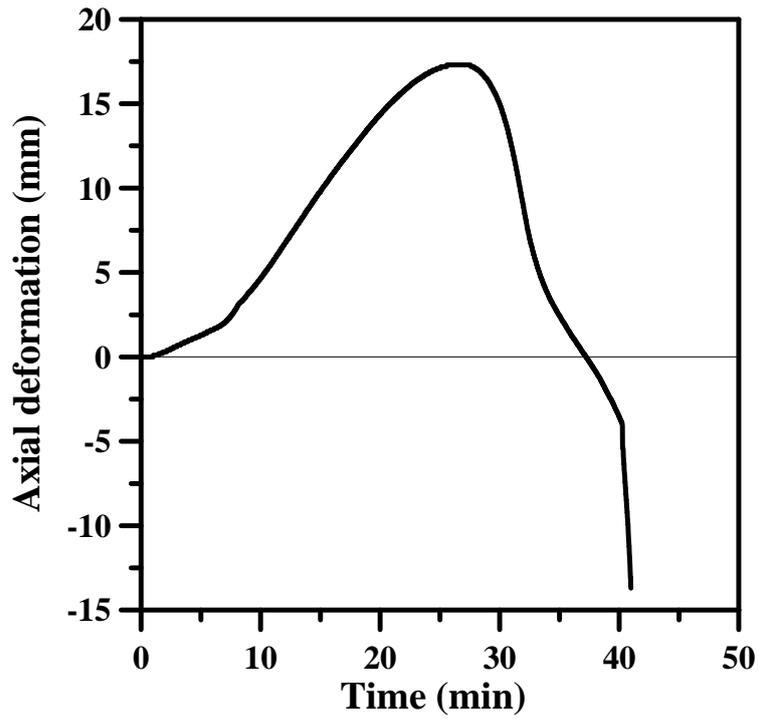


圖 4-34 試體 CFBC-3 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響

(資料來源：本研究整理)

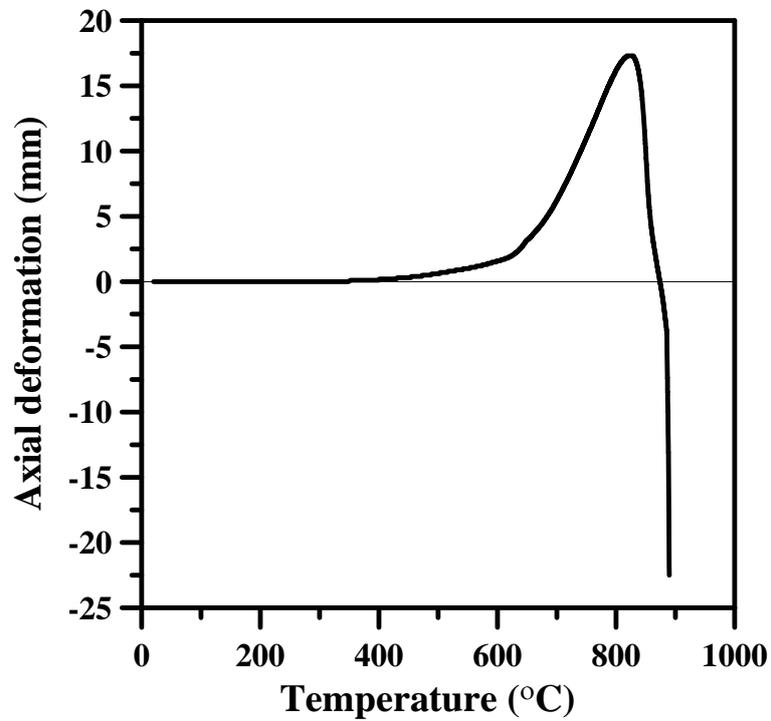


圖 4-35 試體 CFBC-3 爐內平均溫度與軸向變形變化圖

(資料來源：本研究整理)

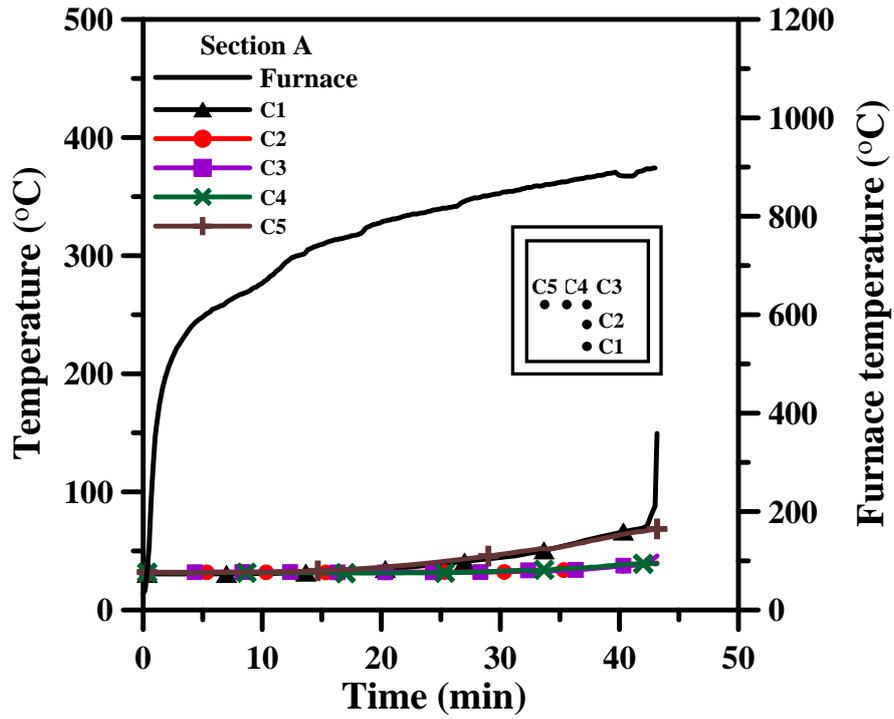


圖 4-36 試體 CFBC-3 斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

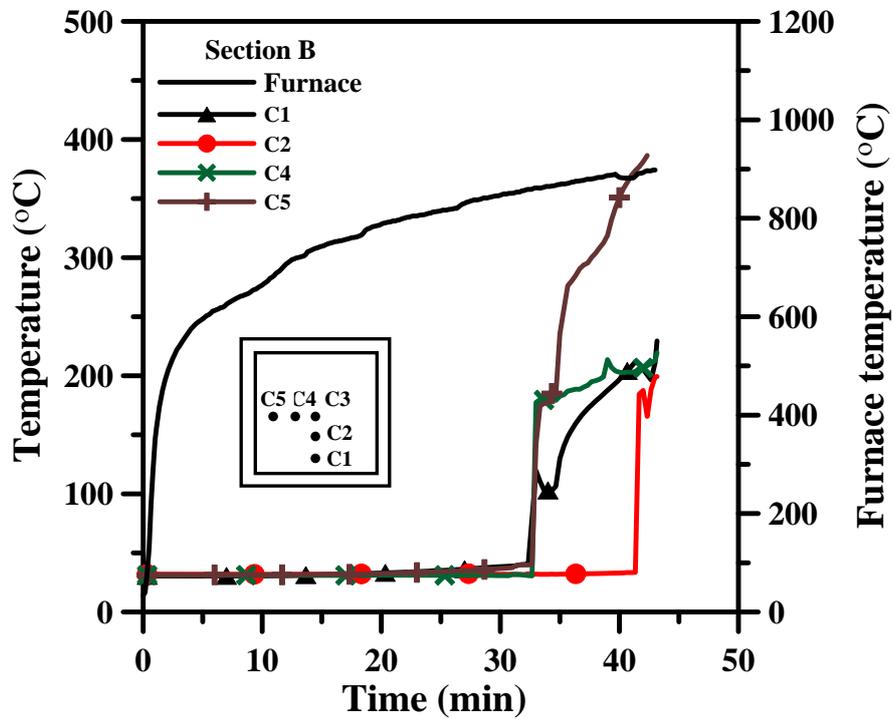


圖 4-37 試體 CFBC-3 斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

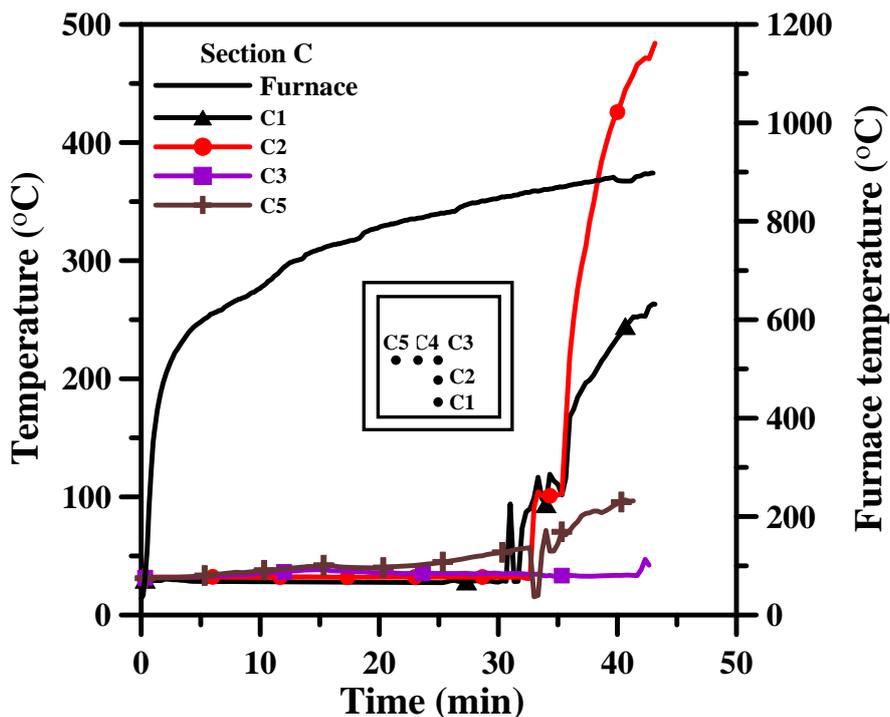


圖 4-38 試體 CFBC-3 斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

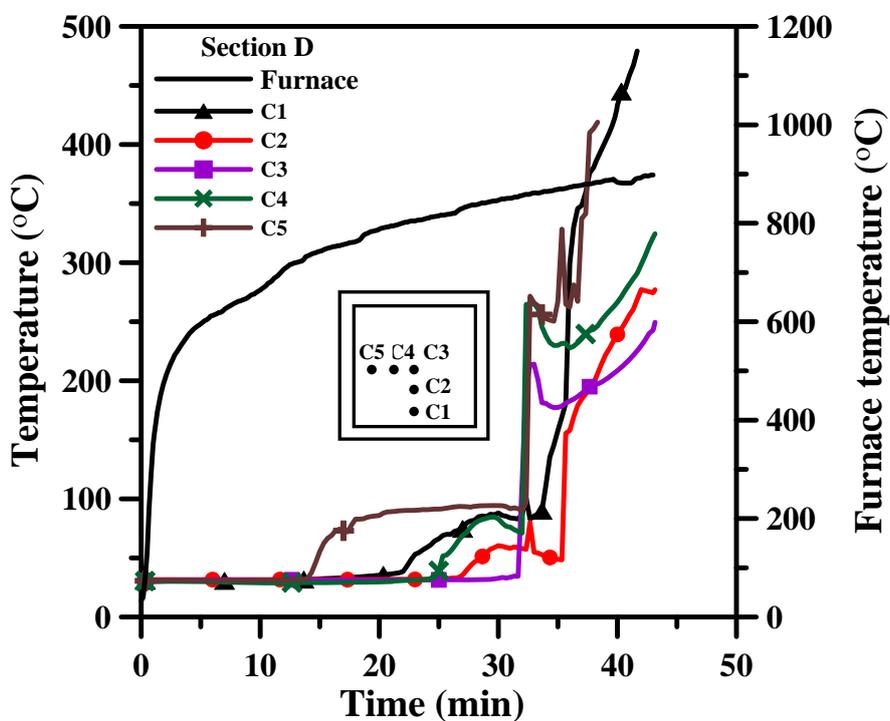


圖 4-39 試體 CFBC-3 斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

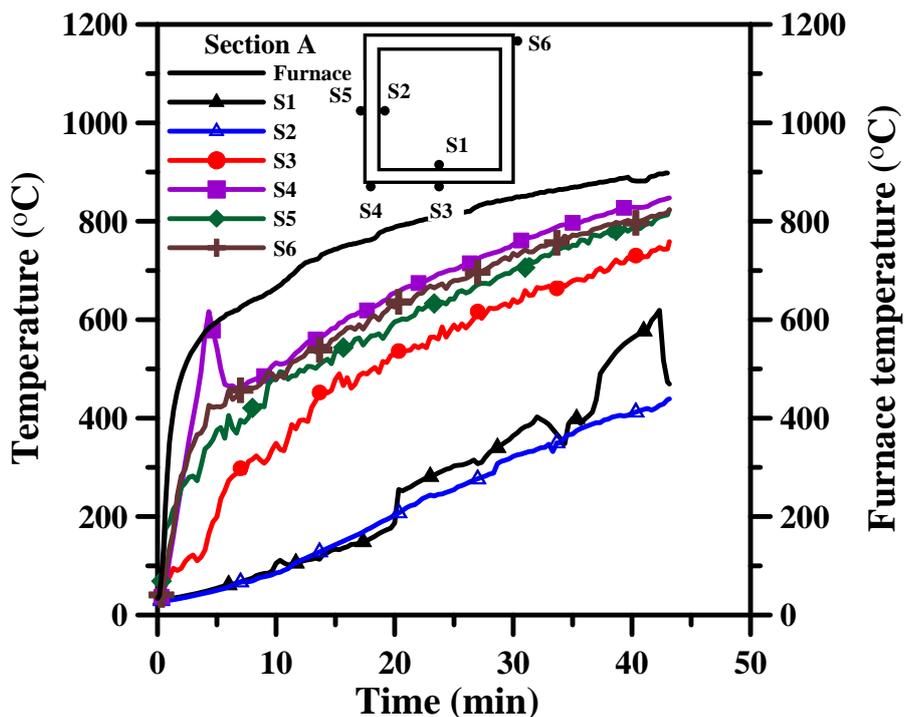


圖 4-40 試體 CFBC-3 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

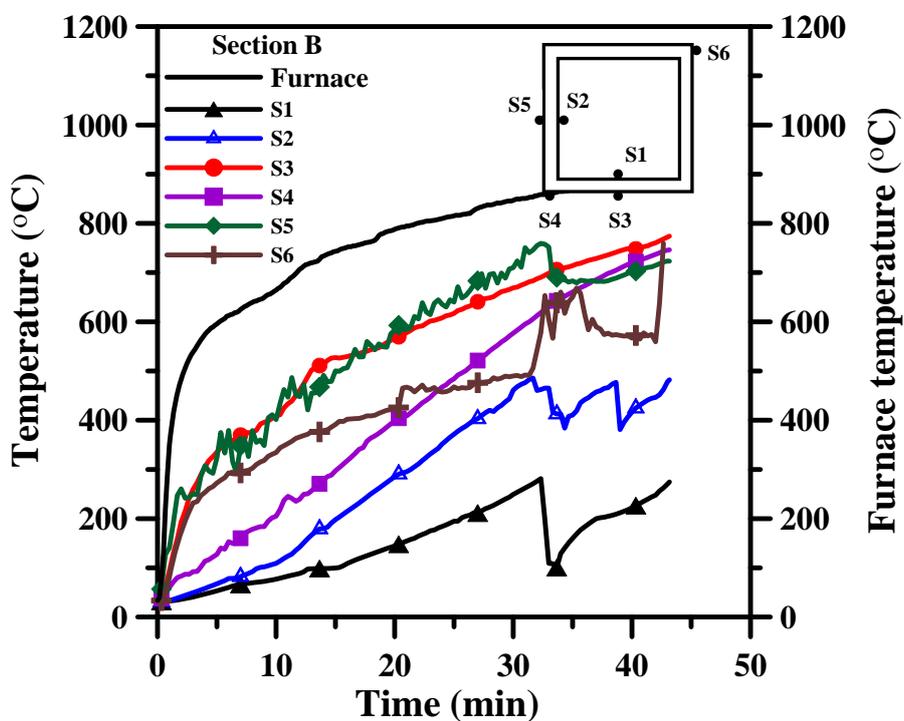


圖 4-41 試體 CFBC-3 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

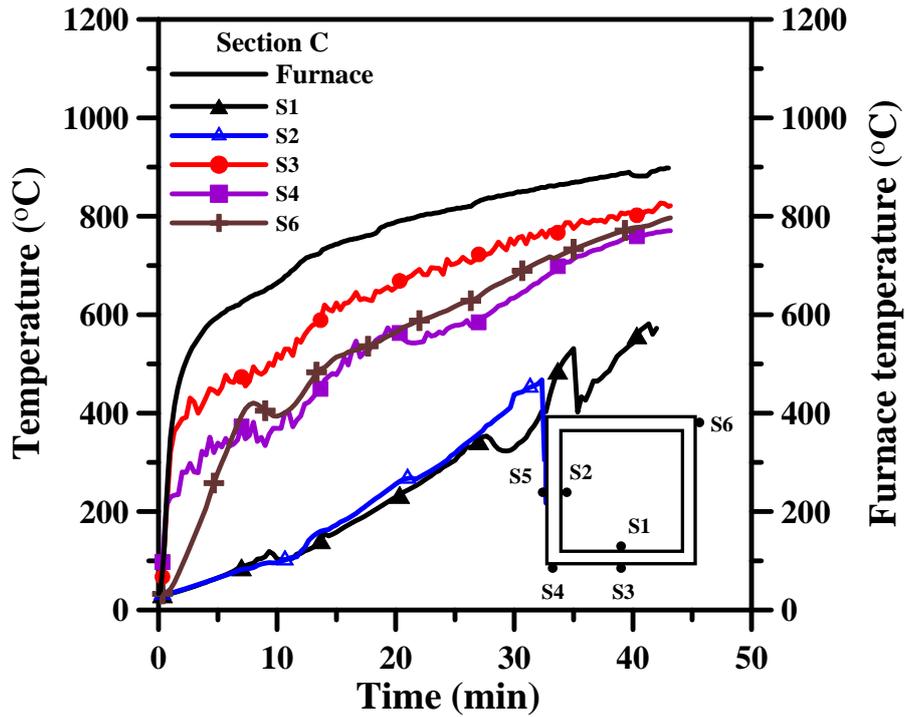


圖 4-42 試體 CFBC-3 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)

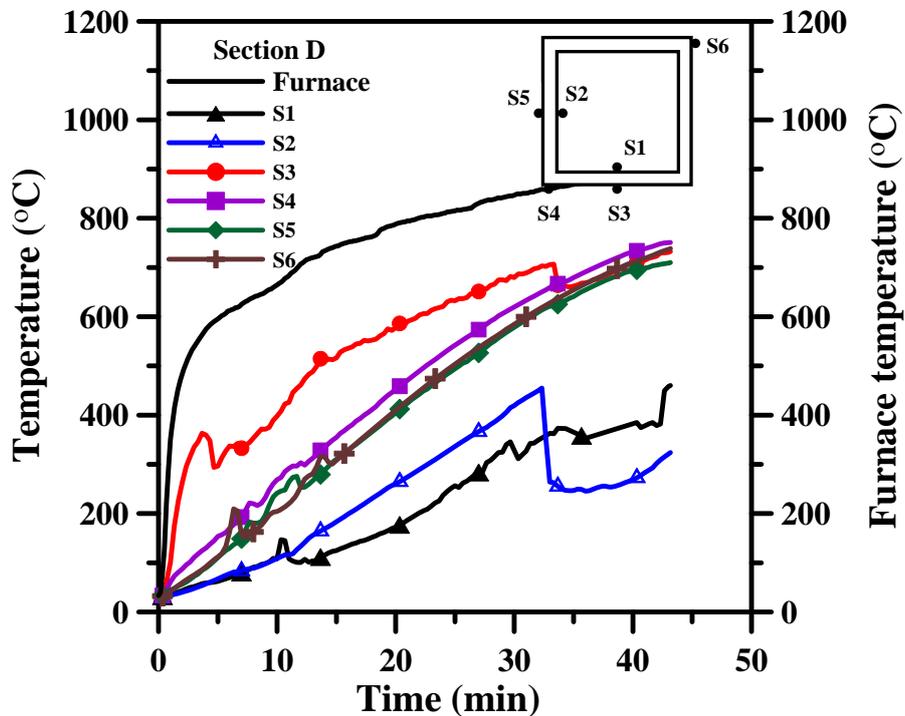


圖 4-43 試體 CFBC-3 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖

(資料來源：本研究整理)



圖 4-44 試體 CFBC-3 試驗後整體圖

(資料來源：本研究整理)

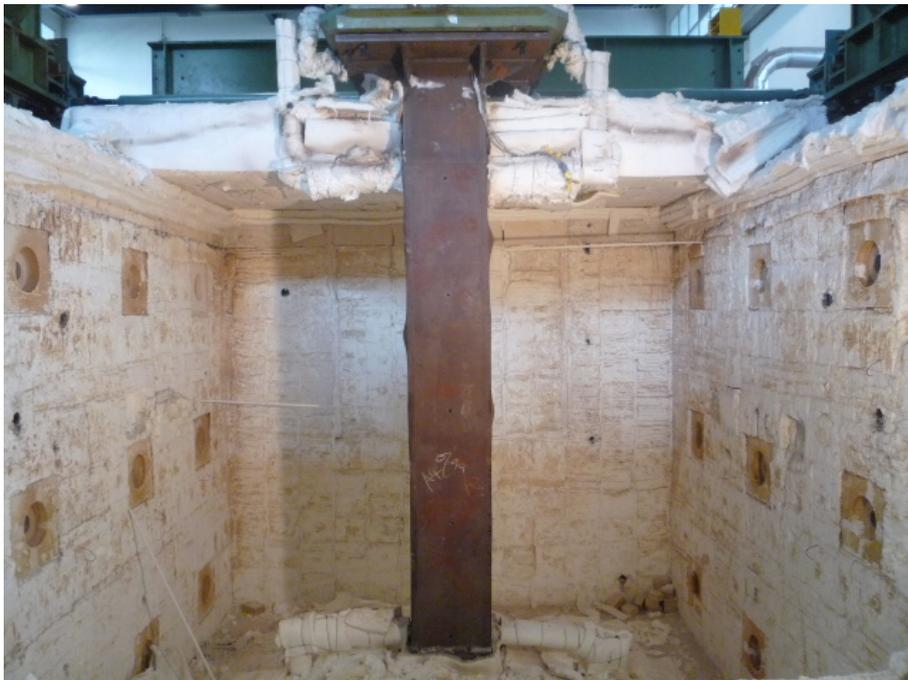


圖 4-45 試體 CFBC-3 局部挫屈情形

(資料來源：本研究整理)



圖 4-46 試體 CFBC-3 上段局部挫屈情形

(資料來源：本研究整理)



圖 4-47 試體 CFBC-3 中段局部挫屈情形

(資料來源：本研究整理)

第二節 試驗結果討論

壹、不同混凝土強度之影響

試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 皆噴塗相近厚度防火被覆，不同的試體條件在於箱型鋼柱內灌混凝土之強度，試體 CFBC-1 混凝土強度為 609 kgf/cm^2 ，CFBC-2 試體混凝土強度為 673 kgf/cm^2 。在柱軸向變形比較，如圖 4-48 所示，試體 CFBC-2 在伸長時變形趨勢約略大於試體 CFBC-1。在鋼板溫度方面，試體 CFBC-2 在加熱後 30 分鐘後的平均溫度高於試體 CFBC-1，如圖 4-49 所示，原因是混凝土強度差異不大的情況下，試體 CFBC-1 所量測的平均防火被覆厚度為 15.3 mm 大於試體 CFBC-2 所量測的平均防火被覆厚度為 14.3 mm 所致；試體混凝土測點溫度除了於深度 152 mm 試體 CFBC-1 較試體 CFBC-2 些微高外，其他兩者之平均溫度相差甚為微小，如圖 4-50 所示，兩組試體加溫 2 小時後溫度數據整理於表 4-2。

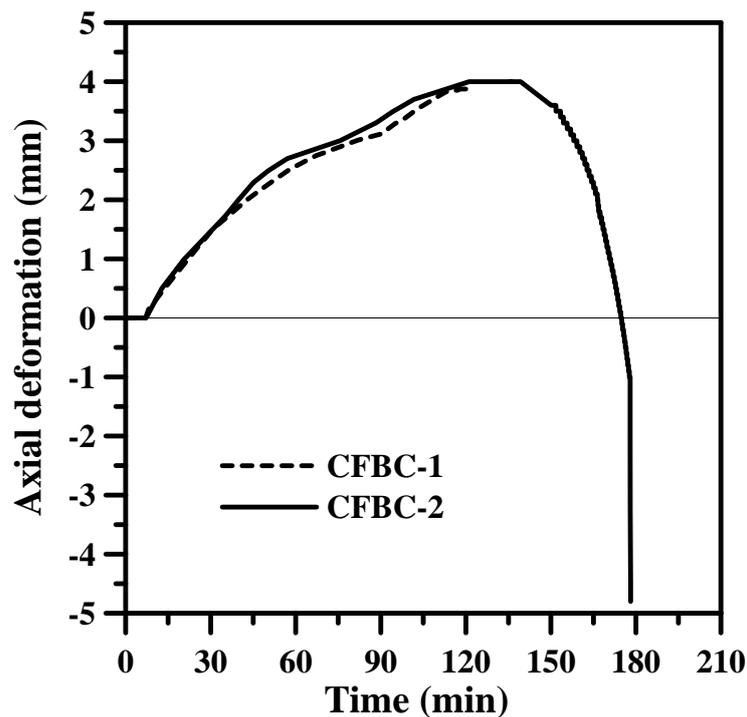


圖 4-48 試體 CFBC-1 與 CFBC-2 高溫試驗時柱軸向變形比較圖

(資料來源：本研究整理)

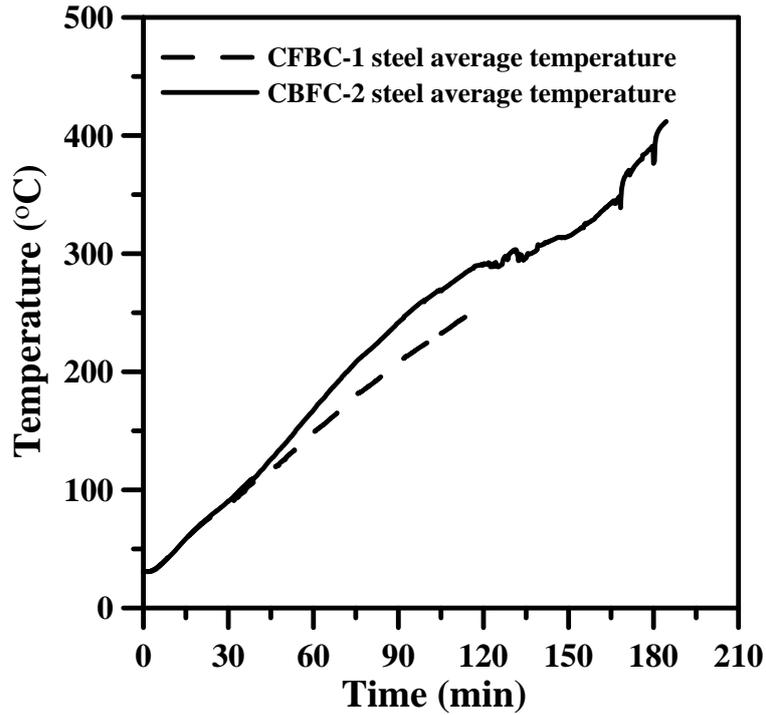


圖 4-49 試體 CFBC-1 與試體 CFBC-2 鋼板內側平均溫度比較圖

(資料來源：本研究整理)

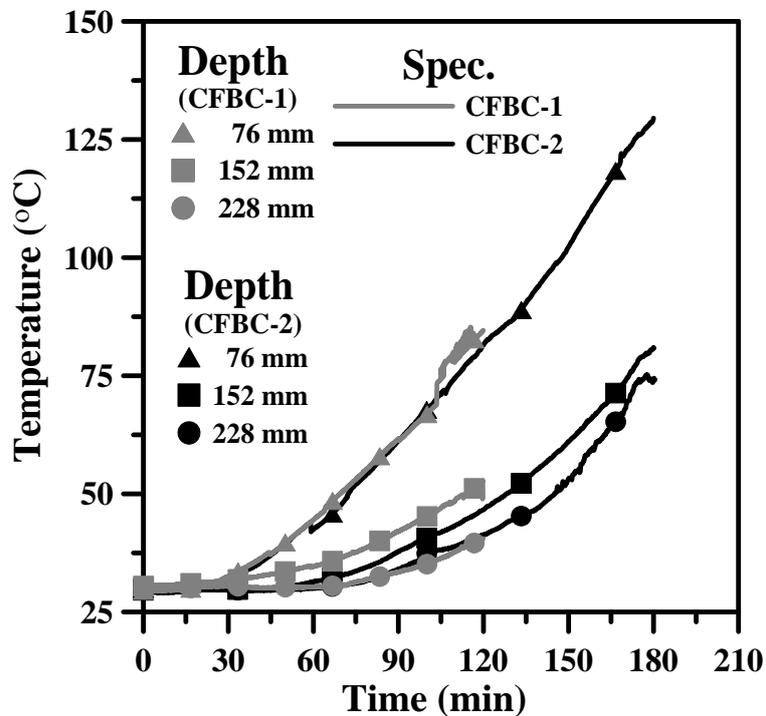


圖 4-50 試體 CFBC-1 與 CFBC-2 不同混凝土深度平均溫度比較圖

(資料來源：本研究整理)

表 4-2 試體各斷面加溫 2 小時後之溫度

試體各斷面加溫 2 小時後之溫度(°C)			
熱電偶線編號	CFBC-1 (2 小時)	CFBC-2 (2 小時)	CFBC-3 (43 min)
AS1	--	236.3	469.3
AS2	205.2	229.5	439.1
AC1	68.4	95.9	149.5
AC2	49.7	48.5	39.9
AC3	40.0	40.6	45.8
AC4	53.7	45.4	39.2
AC5	88.6	80.2	68.7
BS1	244.3	275.9	274.7
BS2	280.8	358.8	482.0
BC1	90.3	76.1	229.5
BC2	48.6	47.8	199.3
BC3	--	40.2	--
BC4	53.7	41.6	219.4
BC5	82.2	80.8	265.3
CS1	214.4	327.0	312.5
CS2	274.4	303.8	254.2
CC1	--	70.2	263.1
CC2	53.4	47.8	484.1
CC3	39.9	--	42.2
CC4	58.2	46.9	32.0
CC5	--	209.3	--
DS1	286.0	311.8	460.5
DS2	286.7	286.0	323.9
DC1	93.4	96.1	470.2
DC2	51.9	50.2	277.1
DC3	41.7	43.2	249.4
DC4	--	45.5	324.5
DC5	84.6	71.0	421.3

※ 鋼表面熱電偶測點於加溫 2 小時皆損壞。

(資料來源：本研究整理)

貳、防火被覆有無之影響

試體 CFBC-2 及試體 CFBC-3 之內灌混凝土的強度皆相同，不同的試體條件在於防火被覆的有無與軸向加載之不同。在溫度的比較方面，不論是鋼材或是混凝土的溫度，無防火被覆的試體 CFBC-3 因鋼材熱傳導較優，其升溫速率皆較有防火被覆的試體 CFBC-2 為快，同一時間下之溫度也較高，如圖 4-51 及圖 4-52 所示。

參、高溫試驗前後試體 CFBC-1 軸向勁度之變化

於高溫試驗前進行加載，可得到加載與軸向變形的關係如圖 4-53 所示，可發現在相同的軸力下，試體 CFBC-2 及試體 CFBC-3 會有較大的軸向勁度，其關鍵在於較高混凝土強度有較大的彈性模數。試驗結束後由於試體 CFBC-1 尚未破壞，待試體冷卻後進行再次加載，以探討其高溫前後試體軸向勁度的變化。加載方式先緩慢加至 1550 噸後，再持續加載至 1900 噸。由圖 4-54 所示，可發現高溫試驗後柱試體的軸向勁度大於高溫試驗前，由此可推測鋼或混凝土於火害後其強度有變強的現象。由 Wu 等人(2002)實驗中可知高強度混凝土受軸壓下且有到良好的圍束，若火害後混凝土本身的溫度僅略為提高，其勁度也會隨之提高，因此可以合理解釋本試體於火害後勁度增加的原因。除此之外，發現試體柱於加載過程中對軸向壓縮變形的關係皆為線性。

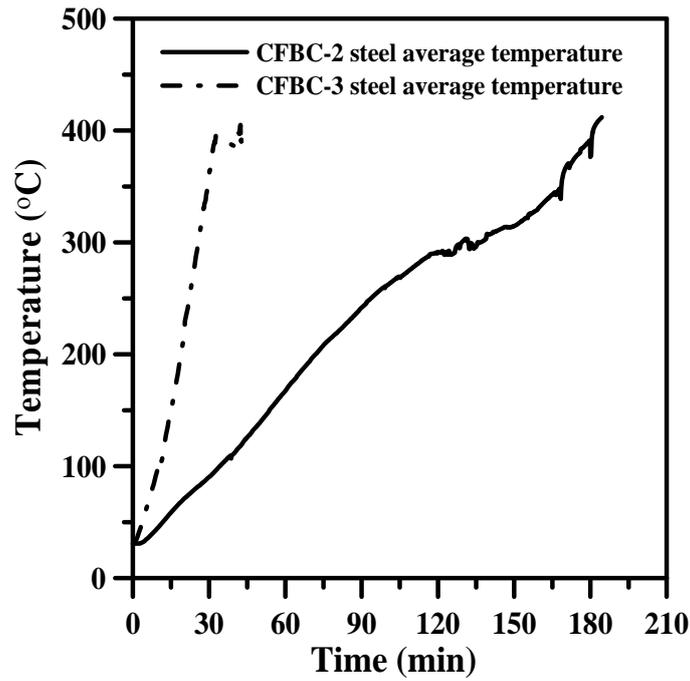


圖 4-51 試體 CFBC-2 與試體 CFBC-3 鋼板內側平均溫度比較圖

(資料來源：本研究整理)

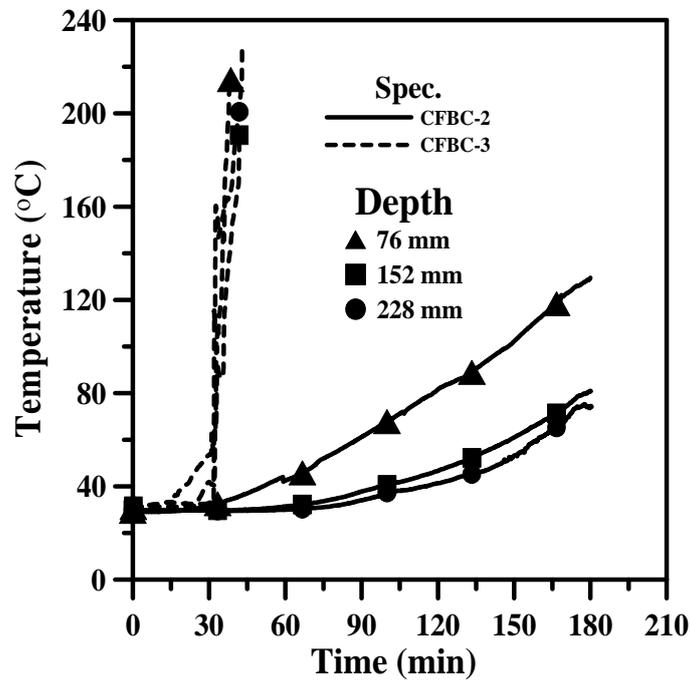


圖 4-52 試體 CFBC-2 與 CFBC-3 不同混凝土深度平均溫度比較圖

(資料來源：本研究整理)

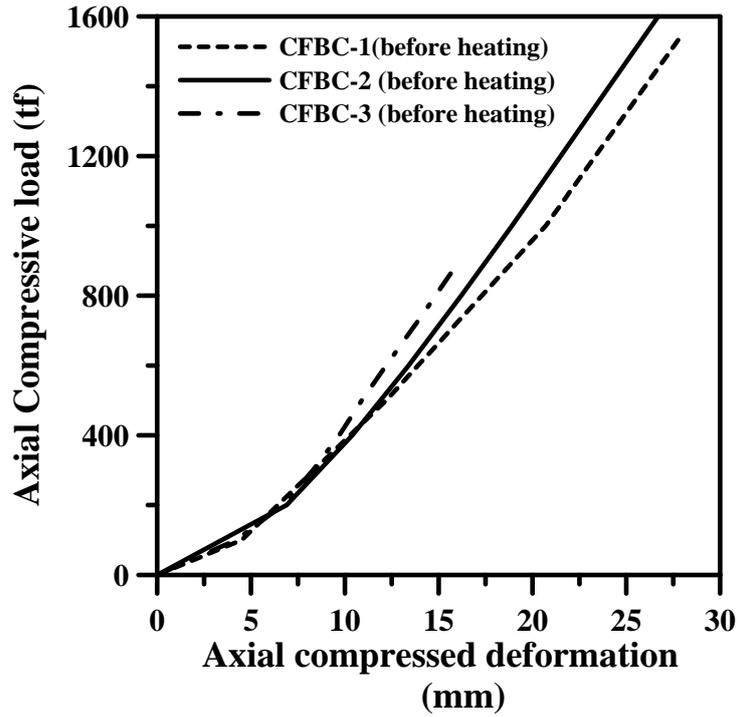


圖 4-53 三組試體加熱前柱軸向加載與軸向變形關係

(資料來源：本研究整理)

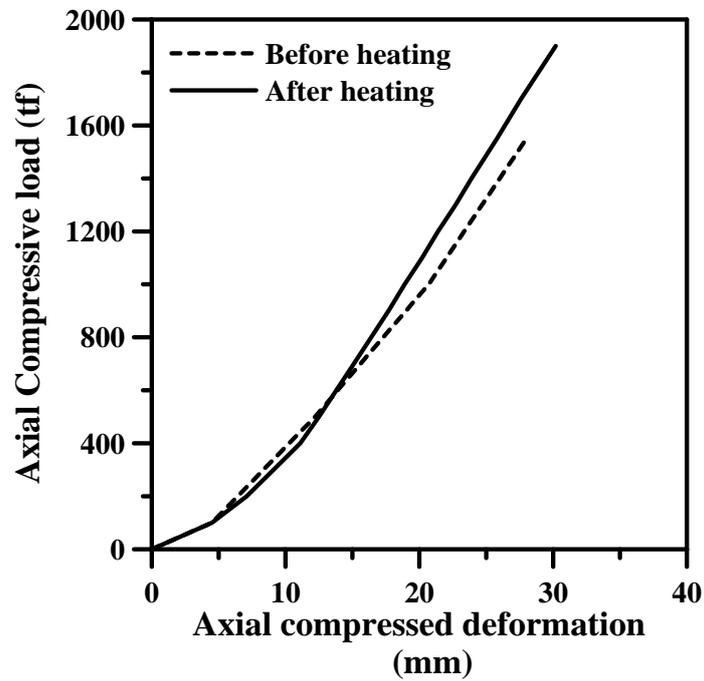


圖 4-54 試體 CFBC-1 加熱前後柱軸向加載與軸向變形關係

(資料來源：本研究整理)

肆、高溫試驗過程試體施加载重於耐火能力之影響

試體 CFBC-1 與試體 CFBC-2 之施加载重皆為工作載重，其施加载重與柱試體受壓計算強度之比值分別為 0.640 和 0.636；為進一步探討試體 CFBC-3 內部混凝土於高溫試驗中，鋼柱損壞後內部混凝土的承重能力與行為，施加载重約為 0.9 倍之混凝土柱抗壓計算強度，而施加载重與柱試體受壓計算強度之比值為 0.358。由圖 4-55 所示，由於試體 CFBC-3 之施加载重為最小，故最大軸向伸長量為三者之冠。試體 CFBC-2 自最大軸向伸長量至試體破壞尚約需 39 分鐘；而試體 CFBC-3 僅需 16 分鐘，原因為試體 CFBC-2 有防火被覆存在，鋼板溫度較試體 CFBC-3 無防火被覆為低，其鋼材勁度及承重能力皆較佳，因此至試體膨脹伸長到軸向變形最大值至試體破壞的時間較長。由此可知，柱試體的耐火能力受到施加载重的大小與柱體溫度分布狀況的影響。

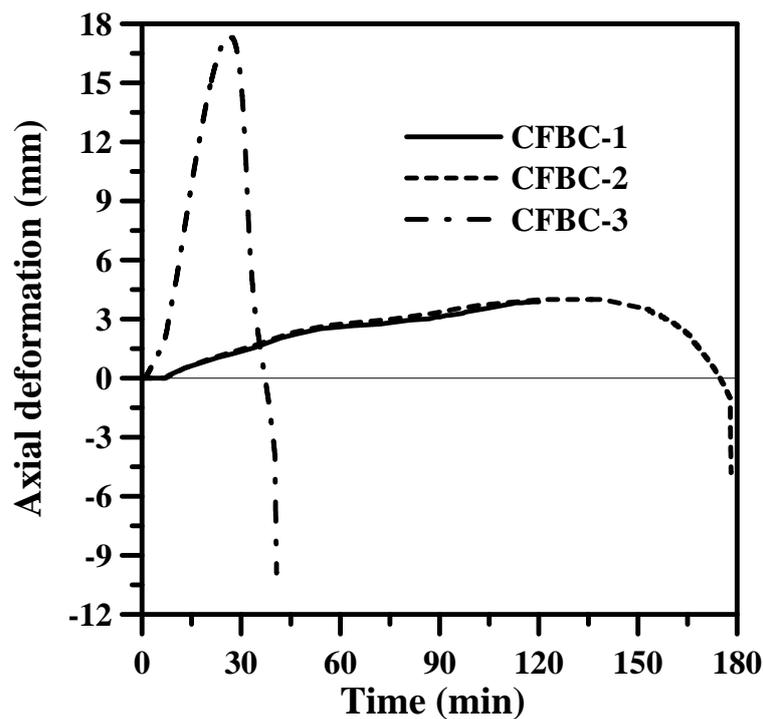


圖 4-55 三組試體軸向變形與加熱時間之關係

(資料來源：本研究整理)

第五章 有限元素分析與結果討論

本計畫除了以實驗研究火害承重 CFBC 試體行為外，並利用 ABAQUS 有限元素分析軟體模擬火害承重 CFBC 試體力學行為與熱傳行為，將分析結果與實驗結果比對，以調整與修改分析模型，建立可供後續研究使用之分析模型。

採用有限元素分析軟體分析時，需瞭解鋼骨與混凝土材料之性質。一為力學性質(Mechanical property)：常溫與受溫度影響下，材料之有效降伏強度、彈性模數、極限拉力強度與抗壓強度等折減參數；另一為熱性質(Thermal property)：材料於不同溫度下之比熱(Specific heat)、熱傳導性(Thermal conductivity)與熱膨脹性(Thermal expansion)等參數。國內規範無明確規定鋼骨與混凝土材料受熱影響之參數資料，因此分析研究之材料性質將根據歐洲規範 Eurocode 4 (composite structures)相關規定與文獻資料。以下兩節說明 Eurocode 有關鋼材和混凝土受熱性質。

第一節 鋼材之性質

壹、受溫度影響之力學性質

根據歐洲規範 Eurocode 4 之規定，鋼材受每分鐘 2 至 50 K 加溫速率之溫度影響，而應力應變關係可分成四個區域，如表 5-1 和圖 5-1 所示。第一區為應變小於等於受溫度影響之比例限度應變($\epsilon_{ap,\theta}$)；第二區為應變介於受溫度影響之比例限度應變與降伏應變($\epsilon_{ay,\theta}$)之間；第三區為應變介於受溫度影響下之降伏應變與極限降伏應變($\epsilon_{au,\theta}$)之間；第四區為應變介於受溫度影響下之極限降伏應變與極限應變($\epsilon_{ac,\theta}$)之間。

對於鋼材溫度小於 400°C，且應變已進入第三區域時，將考慮應變硬化之影響，而應變硬化區域介於應變為 0.02 到 0.04 之間，如圖 5-2 所示；對應圖 5-2 的參數如公式(5-1)至(5-7)所示。其中 θ_a 為鋼材溫度(°C)， f_{ay} 為常溫下之鋼材降伏強度， $f_{ay,\theta}$ 為受溫度影響下之有效降伏強度， $f_{au,\theta}$ 為受溫度影響下之鋼材極限張力強度， $\epsilon_{a,\theta}$ 為受溫度影響下之鋼材應變， $\sigma_{a,\theta}$ 為受溫度影響下之鋼材應力。

1. 張力強度

$$\text{當 } \theta_a \leq 300^\circ\text{C} ; \quad f_{au,\theta} = 1.25f_{ay} \quad (5-1)$$

$$\text{當 } 300 < \theta_a \leq 400^\circ\text{C} ; \quad f_{au,\theta} = f_{ay} (2 - 0.0025\theta_a) \quad (5-2)$$

$$\text{當 } \theta_a \geq 400^\circ\text{C} ; \quad f_{au,\theta} = f_{ay,\theta} \quad (5-3)$$

2. 應力

$$\begin{aligned} \text{當 } 2\% < \varepsilon_{a,\theta} < 4\% ; \quad \sigma_{a,\theta} &= \left[(f_{au,\theta} - f_{ay,\theta}) / 0.02 \right] \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} \\ &+ 2f_{ay,\theta} \end{aligned} \quad (5-4)$$

$$\text{當 } 4\% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15\% ; \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \quad (5-5)$$

$$\text{當 } 15\% < \varepsilon_{a,\theta} < 20\% ; \quad \sigma_{a,\theta} = \left[1 - ((\varepsilon_{a,\theta} - 0.15) / 0.05) \right] f_{au,\theta} \quad (5-6)$$

$$\text{當 } \varepsilon_{a,\theta} \geq 20\% ; \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \quad (5-7)$$

表 5-1 高溫下鋼材應力應變關係

應變範圍	應力	切線模數
I $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
II $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ay,\theta}$	$(f_{ap,\theta} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}$	$\frac{b(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III $\varepsilon_{ay,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{ay,\theta}$	0
IV $\varepsilon = \varepsilon_{ae,\theta}$	0	-
註：	$a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta})$ $b^2 = E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta}(\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$	

(資料來源：本研究整理)

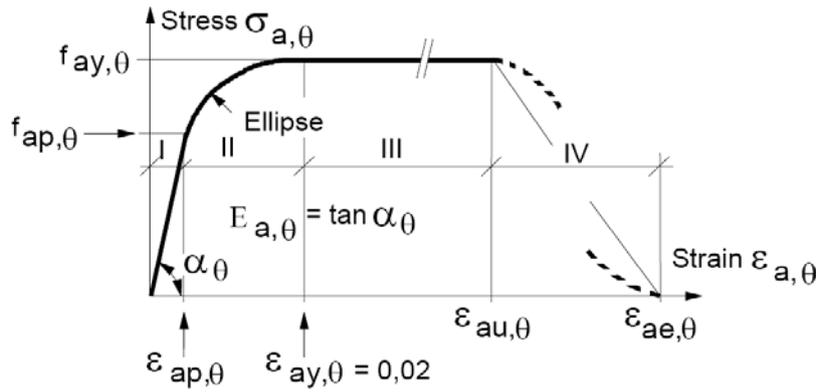


圖 5-1 高溫下鋼材應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

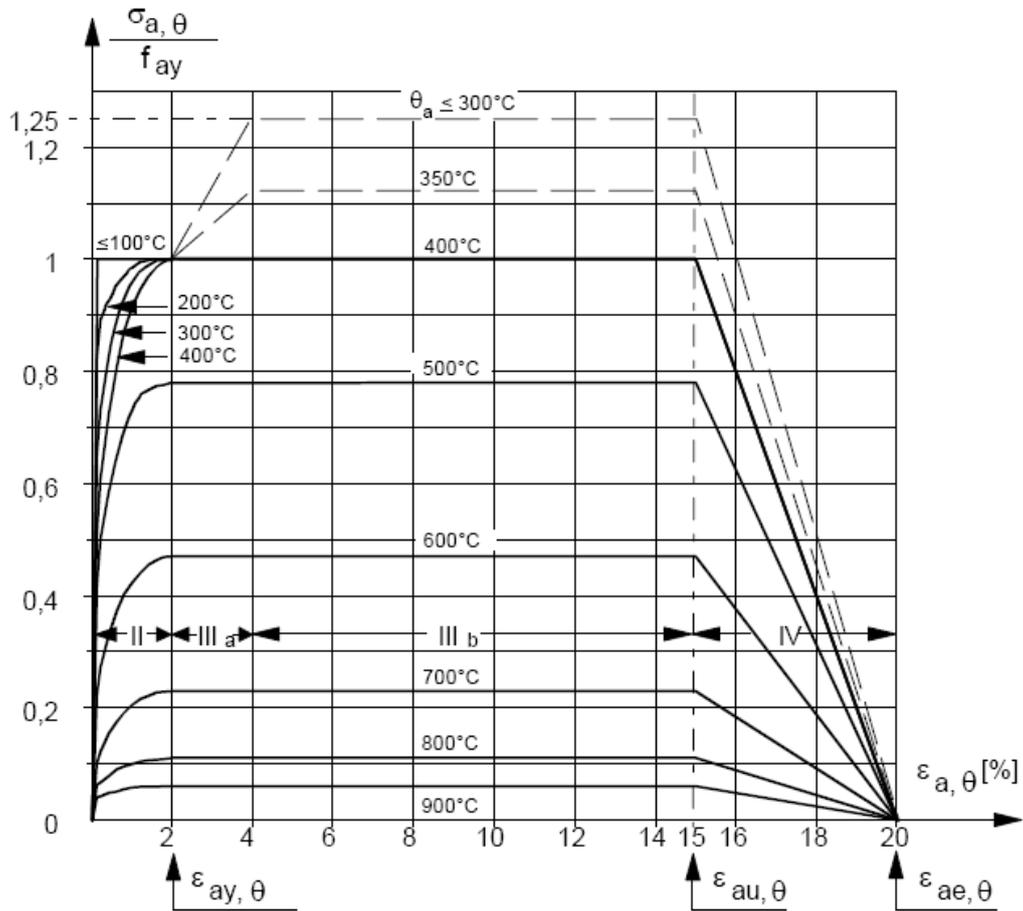


圖 5-2 溫度變化下鋼材考慮應變硬化之應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

由前述應力應變關係得知，鋼材應力明顯受溫度影響而折減。依據 Eurocode 4 之規定，受溫度影響下鋼材之彈性模數、降伏強度與極限張力強度等與常溫下

力學性質之比值為折減係數，其折減係數如表 5-2 與圖 5-3 所示。可得知鋼材溫度在 500°C 至 600°C 之間折減係數驟降；鋼材溫度於 800°C 後，折減係數小於 0.1 且其值緩降。

表 5-2 受溫度影響之鋼材力學性質折減係數

鋼材溫度 θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1.00	1.00	1.00	1.25
100	1.00	1.00	1.00	1.25
200	0.90	0.807	1.00	1.25
300	0.80	0.613	1.00	1.25
400	0.70	0.420	1.00	
500	0.60	0.360	0.78	
600	0.31	0.180	0.47	
700	0.13	0.075	0.23	
800	0.09	0.050	0.11	
900	0.0675	0.0375	0.06	
1000	0.0450	0.0250	0.04	
1100	0.0225	0.0125	0.02	
1200	0.00	0.00	0.00	

註： $k_{E,\theta}$ 為相對於 E_a 之切線模數折減係數；
 $k_{p,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之比例限度折減係數；
 $k_{u,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之極限張力折減係數。

(資料來源：本研究整理)

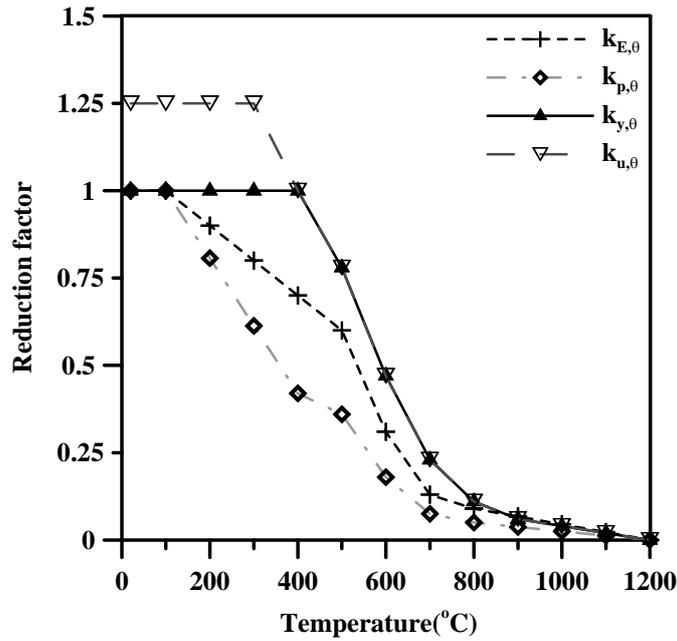


圖 5-3 受溫度影響之鋼材力學性質折減係數

(資料來源：本研究整理)

貳、熱伸長

熱伸長(Thermal elongation)為材料溫度每上升 1 度造成材料之伸長。依據 Eurocode 4 規定，簡易計算鋼材伸長率為 $14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$ ；各階段溫度變化，造成不同伸長率可由公式(5-8)至(5-10)計算。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 < \theta_a \leq 750^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l &= -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5} \theta_a \\ &\quad + 0.4 \times 10^{-8} \theta_a^2 \end{aligned} \quad (5-8)$$

$$\text{當 } 750 < \theta_a \leq 860^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l = 11 \times 10^{-3} \quad (5-9)$$

$$\text{當 } 860 < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \Delta l / l = -6.2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta_a \quad (5-10)$$

參、熱傳導

熱傳導(Thermal conductivity)為物質傳導熱能之性能。由 Eurocode 4 規定，簡易計算鋼材熱傳導為 45 W/mK；而隨溫度變化，其熱傳導也隨之不同，可由公式(5-11)至(5-12)計算；溫度由 20°C 至 1200°C 之鋼材熱傳導(λ_a)，亦如圖 5-4

所示。

$$\text{當 } 20 \leq \theta_a \leq 800^\circ\text{C} ; \quad \lambda_a = 54 - 3.33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (5-11)$$

$$\text{當 } 800 \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \lambda_a = 27.3 \quad (5-12)$$

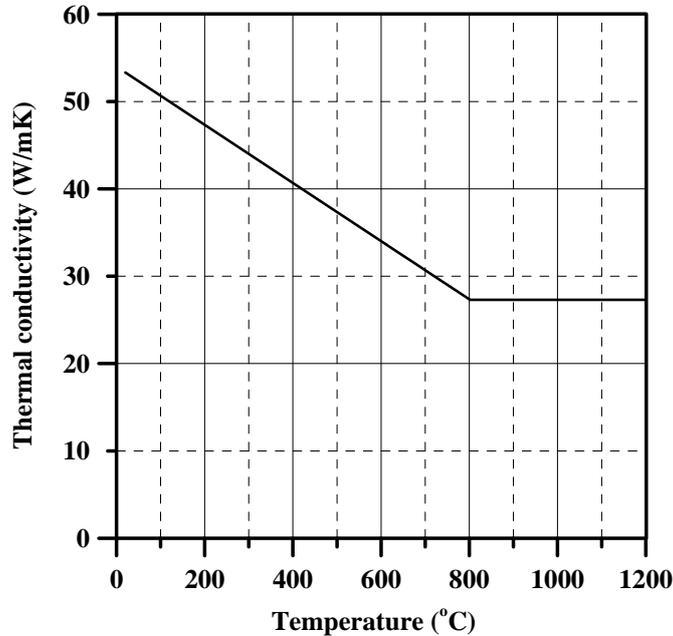


圖 5-4 受溫度影響之鋼材熱傳導

(資料來源：本研究整理)

肆、比熱

比熱(Specific heat)為單位物質升溫 1°C 所需之熱能。Eurocode 4 規定鋼材平均比熱為 600 J/kgK ；鋼材之比熱隨溫度變化，可由公式(5-13)至(5-16)計算；溫度由 20°C 至 1200°C 之鋼材比熱(c_a)，亦如圖 5-5 所示。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C} ; \quad c_a = & 425 + 7.73 \times 10^{-1} \theta_a - 1.69 \times 10^{-3} \theta_a^2 \\ & + 2.22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \end{aligned} \quad (5-13)$$

$$\text{當 } 600 < \theta_a \leq 735^\circ\text{C} ; \quad c_a = 666 - \left(\frac{13002}{\theta_a - 738} \right) \quad (5-14)$$

$$\text{當 } 735 < \theta_a \leq 900^\circ\text{C} ; \quad c_a = 545 + \left(\frac{17820}{\theta_a - 731} \right) \quad (5-15)$$

$$\text{當 } 900 < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad c_a = 650 \quad (5-16)$$

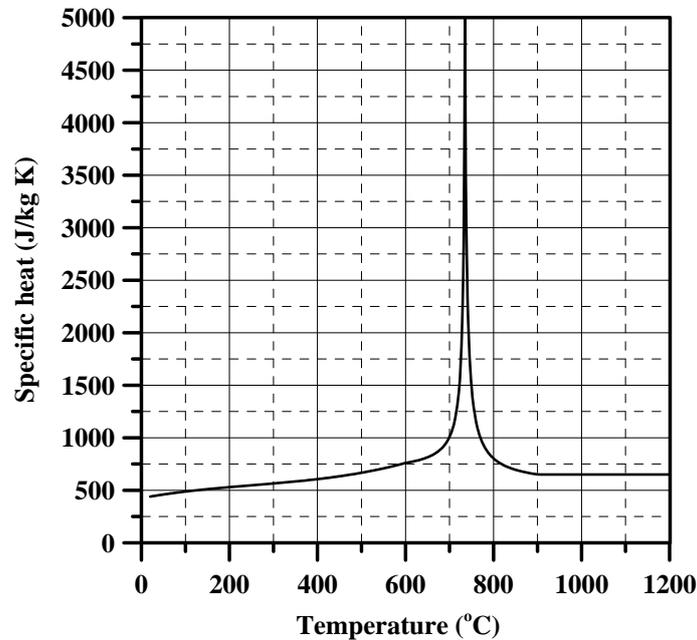


圖 5-5 受溫度影響之鋼材比熱

(資料來源：本研究整理)

伍、密度

密度(Density)為單位體積之質量。依 Eurocode 4 規定，鋼材密度為 7850 kg/m³。

第二節 混凝土之性質

壹、受溫度影響下之應力應變關係

根據 Eurocode 4 規定，混凝土受每分鐘 2 至 50 K 加溫速率之溫度影響。本研究所用混凝土為常重混凝土，應力應變關係可分成二個區域。

第一區為應變小於等於受溫度影響之抗壓應變($\epsilon_{cu,0}$)，其受溫度影響之應力($\sigma_{c,0}$)計算如公式(5-17)所示，其中 $f_{c,0}$ 為混凝土抗壓強度；第二區為應變介於受

溫度影響之抗壓應變與最大應變($\epsilon_{ce,\theta}$)之間，如圖 5-6 所示。表 5-3 為溫度 20°C 至 1200°C 之抗壓應變與最大應變建議值，抗壓應變須符合圖 5-6 所對應之受溫度影響抗壓強度。圖 5-6 第二區之應力應變曲線採表 5-3 抗壓應變與最大應變建議值，以線性取代非線性線段，如圖 5-7 所示。

$$\sigma_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[3 \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right) / \left\{ 2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right] \quad (5-17)$$

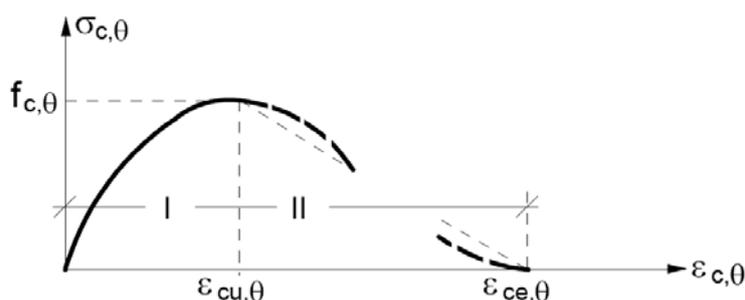


圖 5-6 高溫下混凝土應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

表 5-3 受溫度影響之混凝土應變建議值

混凝土溫度 θ_c [°C]	$\epsilon_{cu,\theta} \times 10^3$	$\epsilon_{ce,\theta} \times 10^3$
20	2.5	20.0
100	4.	22.5
200	5.5	25.0
300	7	27.5
400	10	30.0
500	15	32.5
600	25	35.0
700	25	37.5
800	25	40.0
900	25	42.5
1000	25	45.0
1100	25	47.5
1200	—	—

(資料來源：本研究整理)

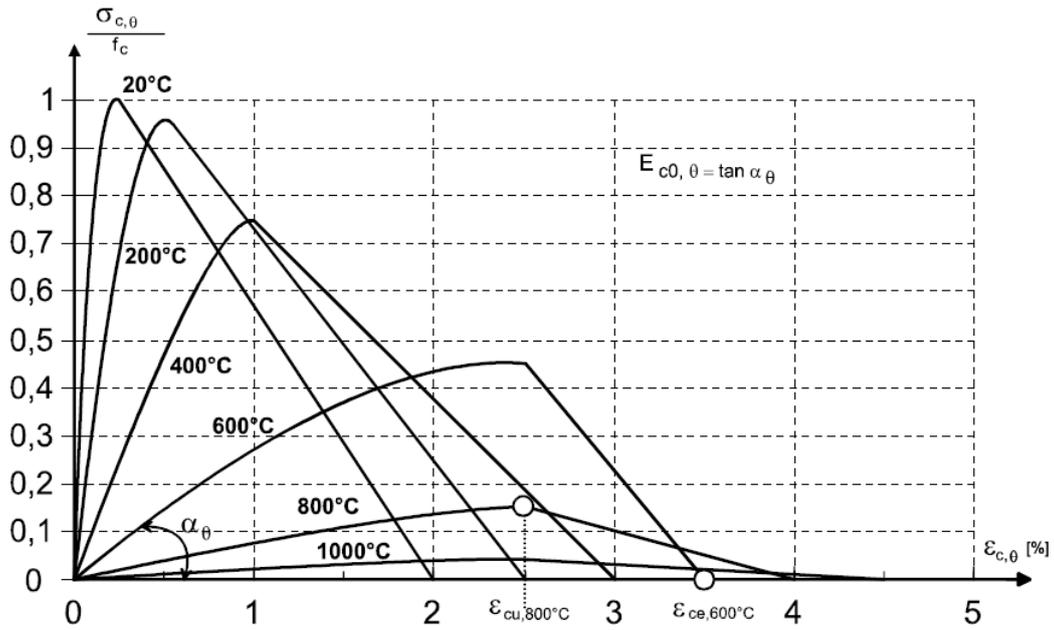


圖 5-7 溫度變化下混凝土應力應變關係

(資料來源：Eurocode 4)

貳、受溫度影響之抗壓強度

根據 Eurocode 4 規定，常重混凝土之受溫度影響的抗壓強度與常溫抗壓強度 (f_c) 之比值為折減係數，其折減係數 ($k_{c,θ}$) 與對應之應變如表 5-4 與圖 5-8 所示。

表 5-4 受溫度影響之混凝土抗壓強度折減與對應之應變

混凝土溫度 θ_c [$^{\circ}\text{C}$]	$k_{c,θ} = f_{c,θ} / f_c$	$\epsilon_{cu,θ} \times 10^3$
20	1.00	2.5
100	1.00	4
200	0.95	5.5
300	0.85	7
400	0.75	10
500	0.60	15
600	0.45	25
700	0.30	25
800	0.15	25
900	0.08	25
1000	0.04	25
1100	0.01	25
1200	0	—

(資料來源：本研究整理)

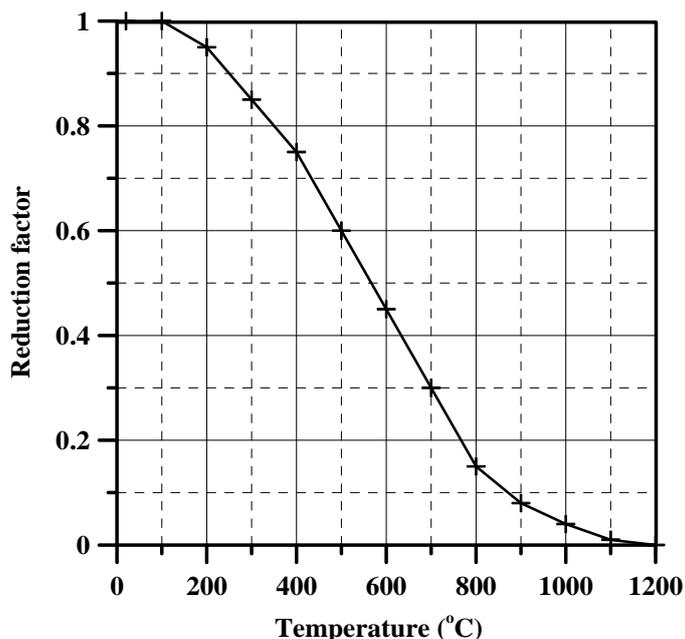


圖 5-8 受溫度影響之混凝土抗壓強度折減係數

(資料來源：本研究整理)

參、熱伸長

依 Eurocode 4 規定，簡易計算常重混凝土熱伸長率為 $18 \times 10^{-6}(\theta_a - 20)$ ；受溫度影響，各溫度階段伸長率可由公式(5-18)與(5-19)計算。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 700^\circ\text{C} ; \quad \Delta l/l &= -1.8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c \\ &+ 2.3 \times 10^{-11} \theta_c^3 \end{aligned} \quad (5-18)$$

$$\text{當 } 700 < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \Delta l/l = 14 \times 10^{-3} \quad (5-19)$$

肆、熱傳導

根據 Eurocode 4 規定，受溫度影響之常重混凝土熱傳導(λ_c)乃由上、下限值決定，其分別為公式(5-20)與(5-21)，亦如圖 5-9 顯示；如以簡易計算時，熱傳導可取 1.6 W/mK。

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \lambda_c &= 2 - 0.2451(\theta_c/100) \\ &+ 0.0107(\theta_c/100)^2 \end{aligned} \quad (5-20)$$

$$\begin{aligned} \text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad \lambda_c &= 1.36 - 0.136(\theta_c/100) \\ &+ 0.0057(\theta_c/100)^2 \end{aligned} \quad (5-21)$$

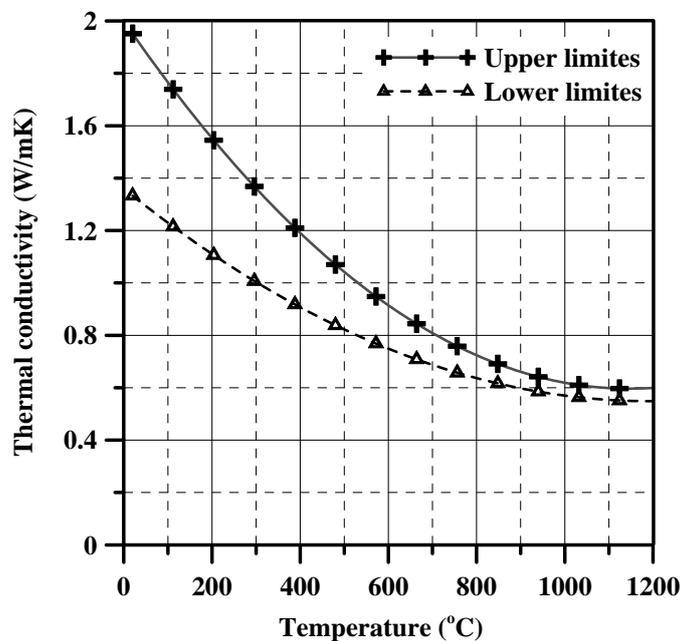


圖 5-9 受溫度影響之混凝土熱傳導

(資料來源：本研究整理)

肆、比熱

對於常重混凝土之比熱(c_c)依照 Eurocode 4 之規定。若以簡易計算方法時，比熱取 1000 J/kg K；或以公式(5-22)至(5-25)計算不同溫度範圍下之比熱參數；或以公式(5-26)計算溫度變化之比熱近似值，如圖 5-10 所示。然而當溫度介於 100 至 200°C 之間，混凝土濕度會影響比熱，使其產生尖峰值。

(1) 條件計算：

$$\text{當 } 20 \leq \theta_c \leq 100^\circ\text{C} ; \quad c_c = 900 \quad (5-22)$$

$$\text{當 } 100 < \theta_c \leq 200^\circ\text{C} ; \quad c_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad (5-23)$$

$$\text{當 } 200 < \theta_c \leq 400^\circ\text{C} ; \quad c_c = 1000 + (\theta_c - 200)/2 \quad (5-24)$$

$$\text{當 } 400 < \theta_c \leq 1200^\circ\text{C} ; \quad c_c = 1100 \quad (5-25)$$

(2) 近似計算：

$$c_{c,\theta} = 890 + 56.2(\theta_c/100) - 3.4(\theta_c/100)^2 \quad (5-26)$$

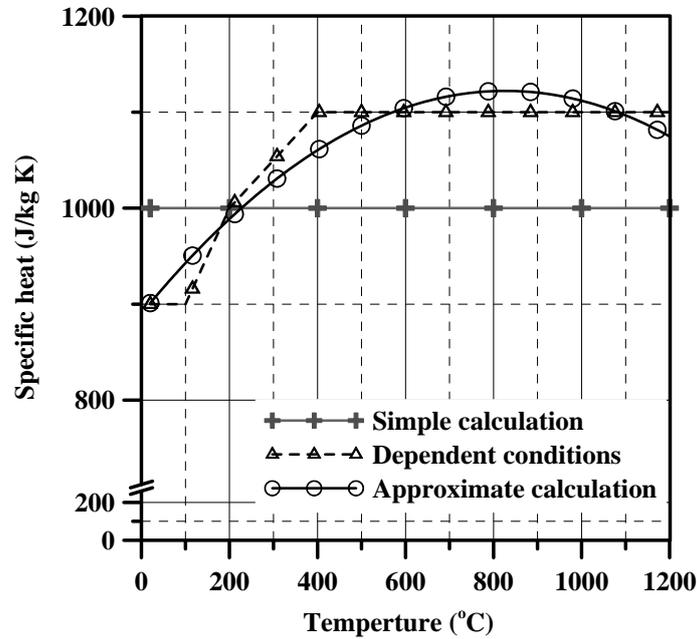


圖 5-10 受溫度影響之混凝土比熱

(資料來源：本研究整理)

伍、密度

對於混凝土密度(ρ_c)依照 Eurocode 4 之規定。常重混凝土於靜態載重下且不考慮溫度影響，其常重純混凝土之密度($\rho_{c,NC}$)為 2300 kg/m^3 ；若常重混凝土考慮溫度影響，則以近似公式計算，如公式(5-27)所示。

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23.47(\theta_c/100) \quad (5-27)$$

第三節 ABAQUS 軟體分析方法

根據國內外 CFBC 試體受載重和高溫之研究得知，採用 ABAQUS 分析軟體模擬 CFBC 試體須依序進行熱傳分析、結構應力分析和耦合分析。

本研究分析方法如下：

1. 依照實際情況簡化並做適當且合理之基本假設。
2. 受溫度影響之鋼與混凝土材料性質將參考相關規範規定及相關研究成果。
3. 熱傳分析：以實驗加溫爐內量測之平均溫度。
4. 結構應力分析：以實驗試體實際加载之力量。
5. 耦合分析：結合熱傳分析和結構應力分析結果。

第四節 CFBC 試體受高溫下之模擬

本節將說明以 ABAQUS 軟體模擬承重 CFBC 試體受高溫下之行為，包括基本假設、試體邊界設定、材料力學性質與熱參數等。本研究軟體分析所輸入之參數採用 SI 單位系統。

壹、分析基本假設

以分析軟體進行試體分析模擬，基本假設如下：

1. 忽略箱型鋼柱於製作或銲接過程中產生殘留應力之影響。
2. 承重 CFBC 試體於高溫環境下，防火被覆與箱型鋼材為完全握裹(CFBC-1 與 CFBC-2 試體)。
3. 假設加溫爐內溫度均勻分佈。
4. 忽略防火被覆材開裂後之影響。
5. 忽略混凝土和防火被覆材內部含水份汽化對溫度之影響。

貳、CFBC 試體模擬之邊界條件

模擬 CFBC 試體受軸向力與高溫熱影響下，其邊界條件設定可分為柱兩端支承邊界、載重施加邊界與溫度等。為增加分析效率，本研究以 1/4 斷面對稱分析，如圖 5-11 所示。

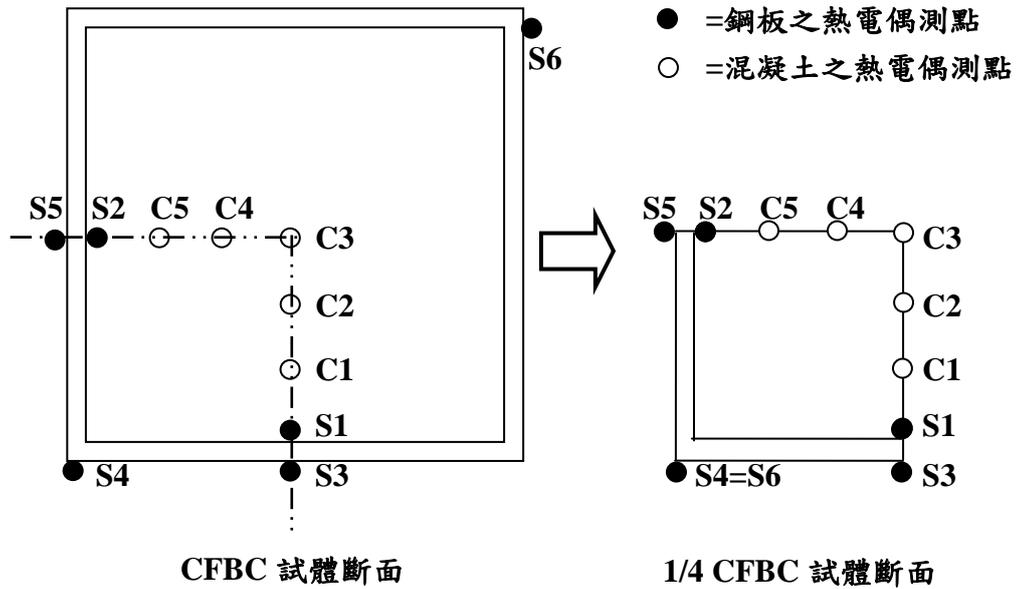


圖 5-11 CFBC 試體斷面示意圖

(資料來源：本研究整理)

模擬 CFBC 試體之設定與說明：

1. 支承邊界條件

為考慮實際試體於加溫爐中之支承，故模擬試體頂端設置鉸支承；試體底端設置可上、下移動支承。

2. 載重邊界條件

承重試體之軸向力將以實際實驗載重為依據，以均佈載重施加於試體底端，其力量方向朝上。

3. 溫度

材料受高溫而傳遞熱能，先將試體初始溫度設為實驗當天實際室溫，再根據加溫爐量測之平均爐溫，輸入至模型表面(如：具防火被覆試體表面為防火被覆；未具防火被覆試體表面為箱型鋼)之受熱段部位施加溫度歷時。

參、材料參數

本研究試體所使用之材料為鋼骨、混凝土和防火被覆材，其各個材料又包括力學性質與熱性質。

1. 鋼骨材料參數

SN490B 鋼材之力學性質，採用林子賓(2006)與陳諺輝(2006)針對各溫度下 SN490B 鋼材應力-應變關係之材料試驗數據，再根據本研究鋼材拉伸試驗數據修正；熱性質將參考 Eurocode 4 相關建議。對於國內 SN 490B 鋼材和 Eurocode 4 規定，其鋼材受溫度影響之力學性質折減係數，如表 5-5 所示。

表 5-5 比較 SN 490B 與 Eurocode 4 之鋼材受溫影響力學性質折減

溫度 (°C)	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$		$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$		$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$	
	SN 490B	EC 4	SN 490B	EC 4	SN 490B	EC 4
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.52	1.25
100	0.83	1.00	0.92	1.00	1.37	1.25
200	0.80	0.90	0.84	1.00	1.46	1.25
300	0.71	0.80	0.72	1.00	1.48	1.25
400	0.72	0.70	0.67	1.00	1.32	1.00
500	0.54	0.60	0.58	0.78	0.92	0.78
600	0.33	0.31	0.39	0.47	0.48	0.47
700	0.26	0.13	0.17	0.23	0.20	0.23
800	0.12	0.09	0.09	0.11	0.15	0.11
900	—	0.0675	—	0.06	—	0.06
1000	—	0.0450	—	0.04	—	0.04
1100	—	0.0225	—	0.02	—	0.02

註： $k_{E,\theta}$ 為相對於 E_a 之切線模數折減係數。

$k_{y,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之降伏強度折減係數。

$k_{u,\theta}$ 為相對於 f_{ay} 之極限張力折減係數。

SN 490B 為依據林子賓(2006)與陳諺輝(2006)之文獻數據。

EC 4 為 Eurocode 4 建議鋼材受溫影響之力學性質折減係數。

(資料來源：本研究整理)

2. 混凝土材料參數

本研究試體內灌混凝土採自充填混凝土，其自充填混凝土之力學和熱性質將參考 Eurocode 4 相關規定，根據 Eurocode 4 規定，設計和計算合成構件之混凝土

土強度適用範圍：一般混凝土介於 C20/25 至 C60/75 等級；輕質混凝土介於 LC20/22 至 LC60/66 等級。本研究使用之混凝土符合 Eurocode 4 規定 C60/75 等級，因此分析之混凝土力學性質採 Eurocode 4 規定。對於自充填混凝土之熱性質，本研究採 Eurocode 4 規定。

3. 防火被覆材料參數

防火被覆材主要用途為降低高溫火害熱能傳遞至鋼骨材料，避免鋼骨材之機械性能因高溫影響而強度大幅折減。本研究使用之防火被覆主要成分與成分配比為：波特蘭水泥(40%)、蛭石(50%)、纖維及添著劑(10%)；何奇鈺(2008)研究不同防火被覆之熱傳導特性，而本研究取其一與本研究使用之防火被覆成分與配比相近者，其採用防火被覆之成分與配比为：水泥(42%)、蛭石(44%)、耐火材及其他(14%)；因此防火被覆材之熱傳導為參考何奇鈺(2008)研究建議。

肆、分析元素種類

模擬 CFBC 試體之分析步驟分為熱傳分析、非線性應力分析和接續性耦合分析，然而在執行不同分析步驟將使用不同分析元素。對於熱傳分析，銲接箱型鋼柱和自充填混凝土使用 DC3D8 元素；非線性應力和接續性耦合分析，銲接箱型鋼柱和自充填混凝土使用 C3D8I 元素。C3D8 元素為三維實體八個節點之元素，而 DC3D8 元素為溫度分析使用之元素；C3D8I 元素為非協調性元素，可用於力學分析，也可將溫度導入進行溫度影響下之力學分析。有限元素模型如圖 5-12 所示。

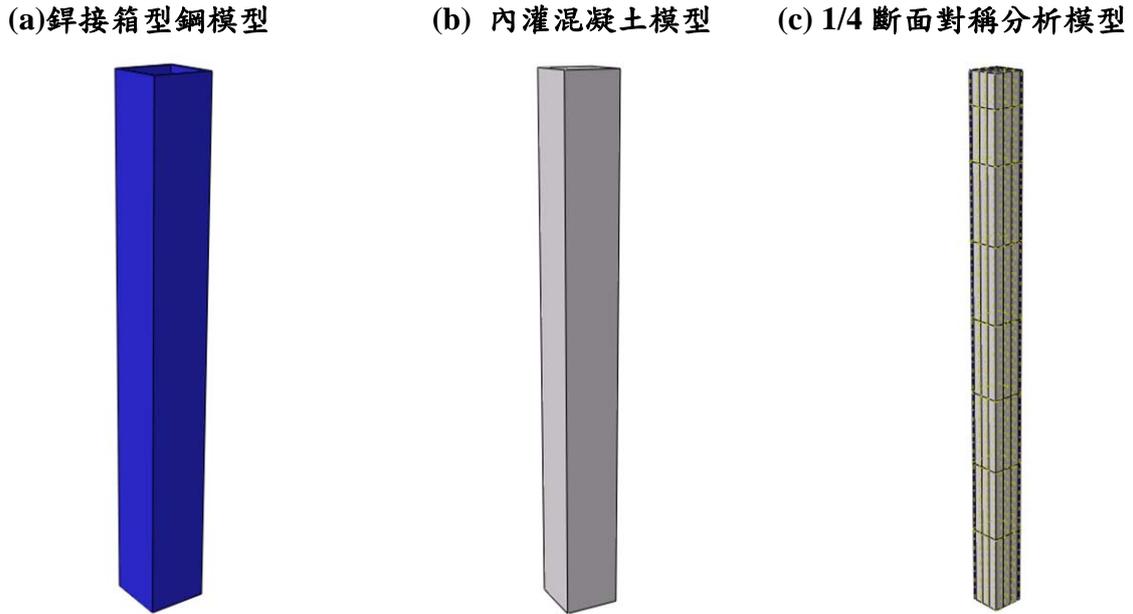


圖 5-12 CFBC 試體之有限元素分析模型

(資料來源：本研究整理)

第五節 有限元素分析結果與討論

以 ABAQUS 有限元素分析軟體模擬受載重和高溫下之有、無防火被覆 CFBC 試體。具防火被覆 CFBC 試體之分析，以試驗量測之平均爐溫輸入至試體受熱段之防火被覆；由熱傳分析結果與試驗量測值比對鋼骨和混凝土各測點溫度，驗證材料熱性質之正確性，更可進一步瞭解試體斷面溫度分佈情形。對於防火被覆的模擬，其厚度以實際量測試體各面之平均值。無防火被覆 CFBC 試體之分析，以試驗量測之平均爐溫或鋼表面溫度，輸入至受熱段鋼表面進行熱傳分析。其他相關模擬 CFBC 試體之說明，如本章第四節所示。

壹、試體 CFBC-1

試體 CFBC-1 具防火被覆受高溫 2 小時，其防火被覆厚度為 15.3 mm，實際混凝土強度為 609 kgf/cm²，試體軸向加載 1550 噸，試驗當天室溫為 30°C。表 5-6 和圖 5-13 顯示試體各熱電偶測點之試驗值與分析值。在加熱 30 分鐘，混凝土中心溫度(熱傳分析與試驗量測值結果)與室溫相同，而分析之鋼外側表面溫度

約為 110°C 且箱型鋼角隅處溫度較高(約 136°C)；試驗之 S4 測點溫度較分析值高。加熱 60 分鐘，混凝土中心溫度仍為室溫，分析之鋼外側表面溫度升至 187°C 且角隅處溫度為 218°C；試驗之 S4 與 S5 測點溫度分別較分析值高 199°C 和 52°C。加熱 90 分鐘，分析之混凝土中心溫度為 36°C，鋼外側表面溫度升至 256°C 且角隅處溫度為 294°C；試驗之鋼外側表面測點(S3 和 S5)和角隅處測點(S4)溫度分別較分析值高 353°C、395°C 和 769°C。加熱 120 分鐘，分析之混凝土中心溫度為 46°C，而鋼外側表面溫度約為 322°C 且角隅處溫度達 365°C；試驗之鋼外側表面測點(S3 和 S5)和角隅處測點(S4)溫度分別較分析值高 669°C、429°C 和 698°C。

比較結果發現，試體於加熱 60 分鐘後防火被覆材開裂或剝離，被覆材開裂或剝落將造成鋼表面溫度上昇，導致鋼外側表面量測溫度較分析值高；試驗之鋼角隅處熱電偶測點約於加熱 60 分鐘後損壞，故僅能以分析溫度推測。由上述得知，試體於加熱期間，混凝土溫度之分析結果與試驗結果接近，試體斷面詳細溫度分布情形，如圖 5-14~5-17 所示。

表 5-6 試體 CFBC-1 試驗值與分析值之溫度比較

(°C)	30 min		60 min		90 min		120 min	
	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM
C1	32	37	45	58	65	86	84	117
C2	31	30	33	34	40	43	51	58
C3	31	30	31	31	33	36	39	46
C4	33	30	37	34	46	43	55	58
C5	33	37	44	58	58	86	85	117
S1	86	108	145	184	202	253	248	318
S2	88	108	105	184	216	253	262	318
S3	109	110	132	187	609	256	*	322
S4	351	132	417	218	*	294	*	365
S5	110	110	239	187	651	256	751	322

註：

1. 試驗測點溫度為試體縱向各斷面相同位置測點之平均值。
2. S4 之試驗溫度為試體各斷面 S4 和 S6 之平均值。
3. *表示為試驗溫度為熱電偶線故障，而量測到爐溫。

(資料來源：本研究整理)

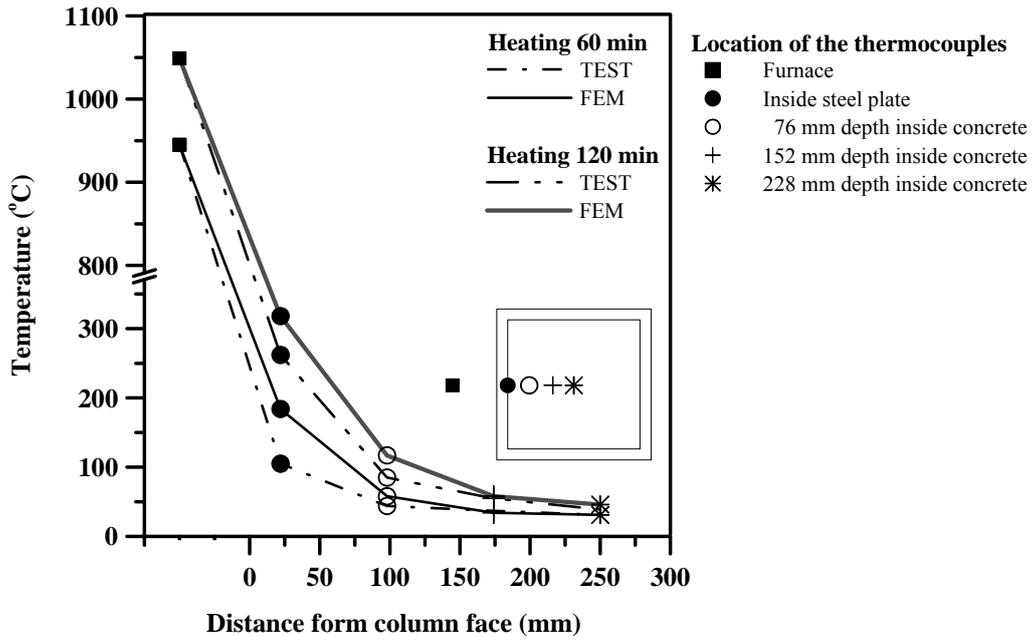


圖 5-13 試體 CFBC-1 試驗值與分析值之溫度比較

(資料來源：本研究整理)

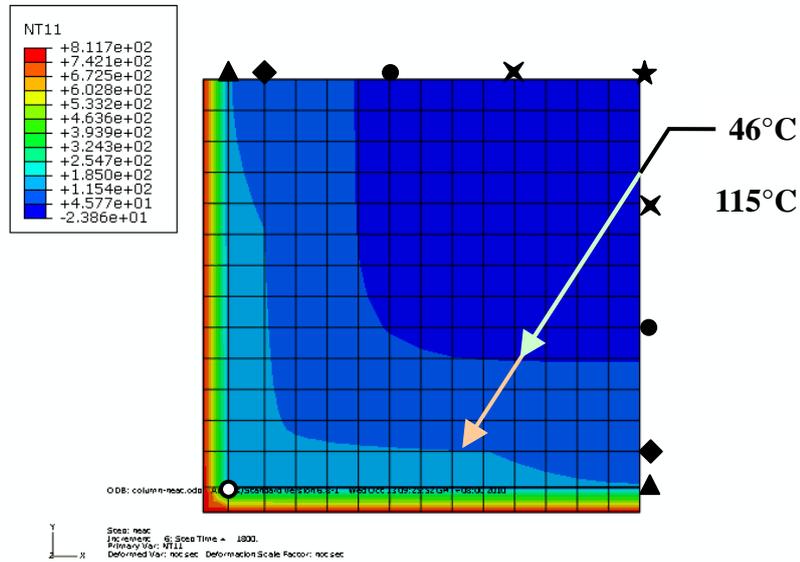


圖 5-14 分析試體 CFBC-1 加溫 30 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

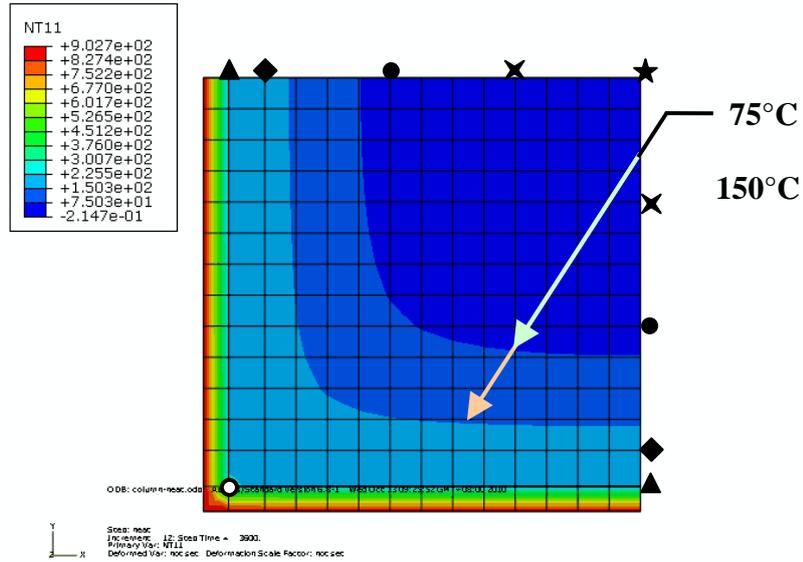


圖 5-15 分析試體 CFBC-1 加溫 60 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

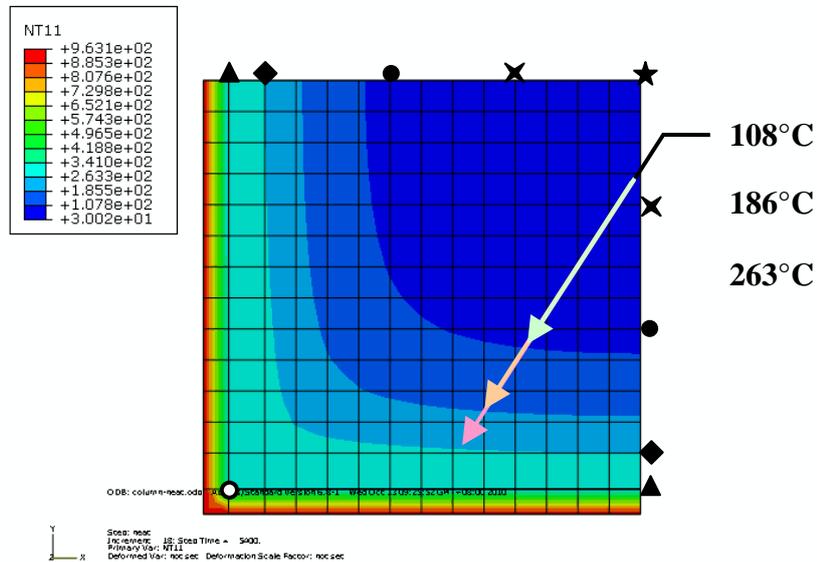


圖 5-16 分析試體 CFBC-1 加溫 90 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

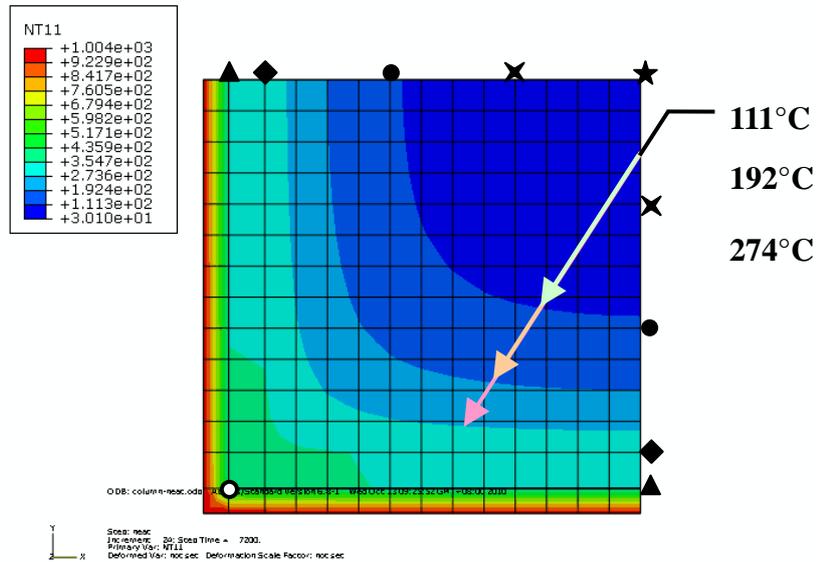


圖 5-17 分析試體 CFBC-1 加溫 120 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

貳、試體 CFBC-2

試體 CFBC-2 具防火被覆受高溫 3 小時，其防火被覆厚度為 14.3 mm，混凝土強度約為 673 kgf/cm²，而試體軸向加載 1600 噸，試驗當天室溫為 30°C。熱傳分析和試驗量測溫度之結果如表 5-7 和圖 5-18 所示。在加熱 30 分鐘後，熱傳分析與試驗量測值結果之混凝土中心溫度與室溫相同，分析之鋼外側表面溫度為 114°C 且箱型鋼角隅處溫度較高(136°C)；試驗之鋼外側表面和鋼角隅處溫度較分析值些為偏高。加熱 90 分鐘，分析之混凝土中心溫度為 36°C，鋼外側表面溫度升至 269°C 且角隅處溫度為 309°C；試驗之鋼外側表面和角隅處測點損壞而量測到爐溫，因此與分析值差異很大；加熱 180 分鐘，分析之混凝土中心溫度為 82°C，而鋼外側表面溫度約為 452°C 且角隅處溫度達 507°C；試驗之混凝土中心溫度較分析值低 8°C，而鋼外側表面和角隅處測點溫度與爐溫接近。

由分析和試驗結果比較得知，試驗之鋼外側表面和角隅處測點溫度較分析值高，可能是因為防火被覆材龜裂或剝落所造成；試驗之鋼外側表面和角隅處熱電偶測點約於加熱 90 分鐘後損壞，故僅能以分析推測；試體於加溫期間，鋼內側表面和混凝土之分析與試驗量測溫度接近，試體斷面詳細溫度分布情形，如圖

5-19~5-24 所示。

表 5-7 試體 CFBC-2 試驗值與分析值之溫度比較

(°C)	30 min		60 min		90 min		120 min		150 min		180 min	
	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM
C1	32	37	43	59	64	88	85	120	105	154	134	187
C2	30	31	32	34	38	44	49	59	64	80	82	103
C3	30	30	30	31	34	36	41	47	53	62	74	82
C4	30	31	31	34	38	44	45	59	58	80	80	103
C5	30	37	42	59	65	88	110	120	110	154	152	187
S1	85	111	162	190	237	266	288	335	328	396	377	452
S2	96	111	173	190	247	266	295	335	301	396	376	452
S3	133	114	219	194	*	269	*	339	*	401	*	456
S4	247	136	339	226	*	309	*	384	*	449	*	507
S5	134	114	164	194	*	269	*	339	*	401	*	456

註：

1. 試驗測點溫度為試體縱向各斷面相同位置測點之平均值。
2. S4 之試驗溫度為試體各斷面 S4 和 S6 之平均值。
3. *表示為試驗溫度為熱電偶線故障，而量測到爐溫。

(資料來源：本研究整理)

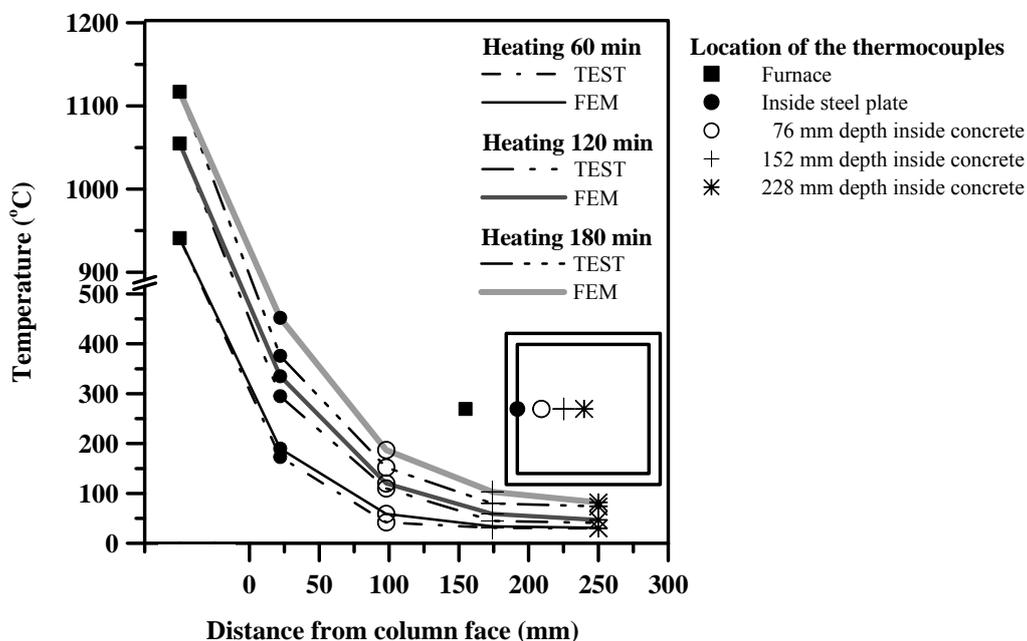


圖 5-18 試體 CFBC-2 試驗值與分析值之溫度比較

(資料來源：本研究整理)

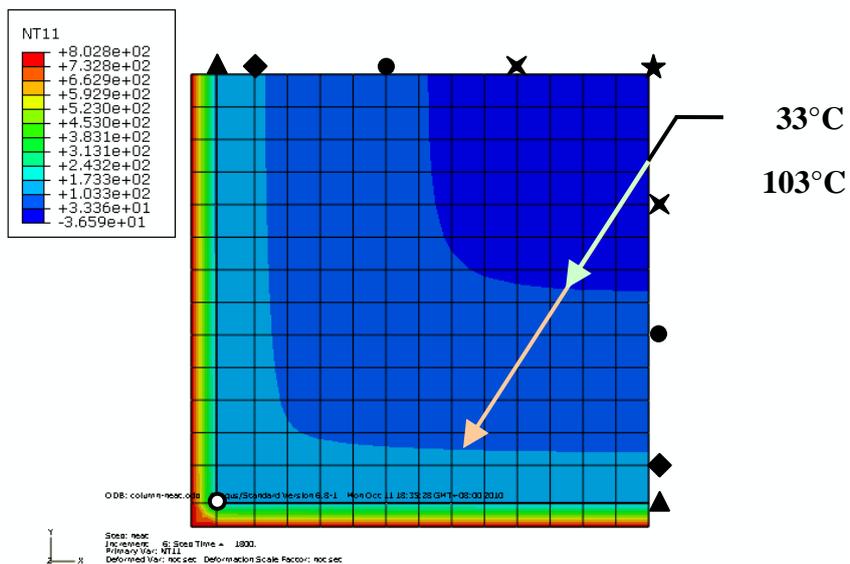


圖 5-19 分析試體 CFBC-2 加溫 30 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

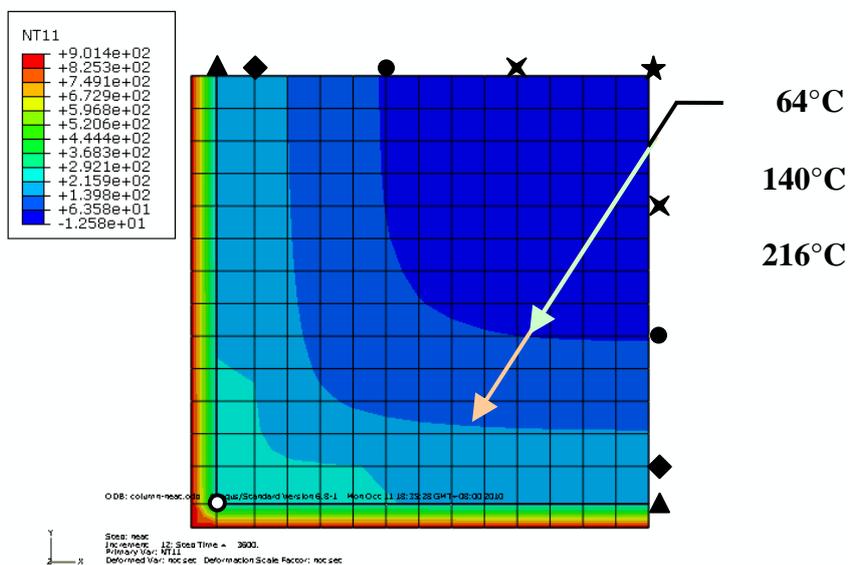


圖 5-20 分析試體 CFBC-2 加溫 60 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

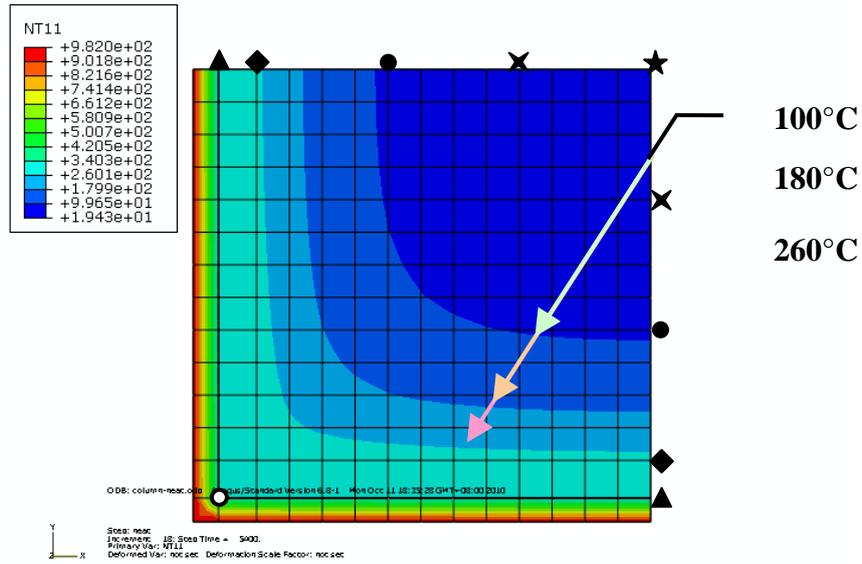


圖 5-21 分析試體 CFBC-2 加溫 90 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

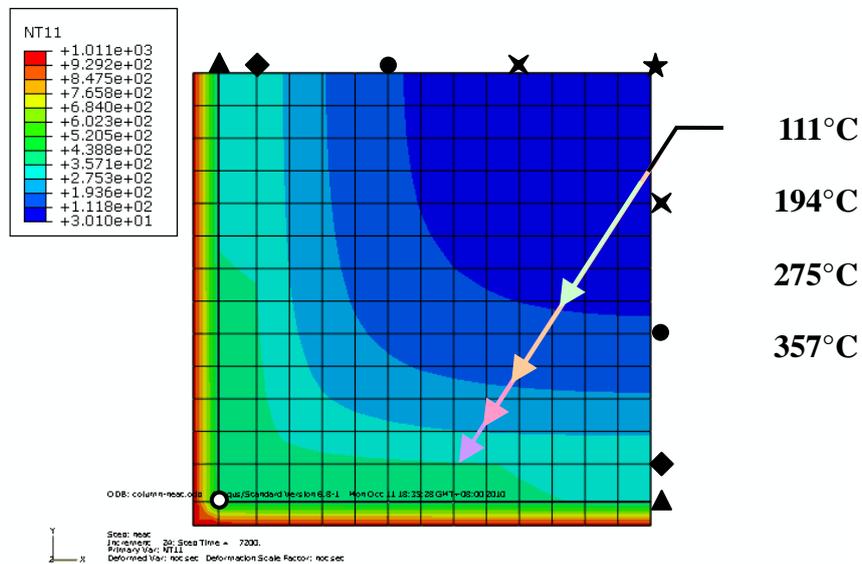


圖 5-22 分析試體 CFBC-2 加溫 120 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

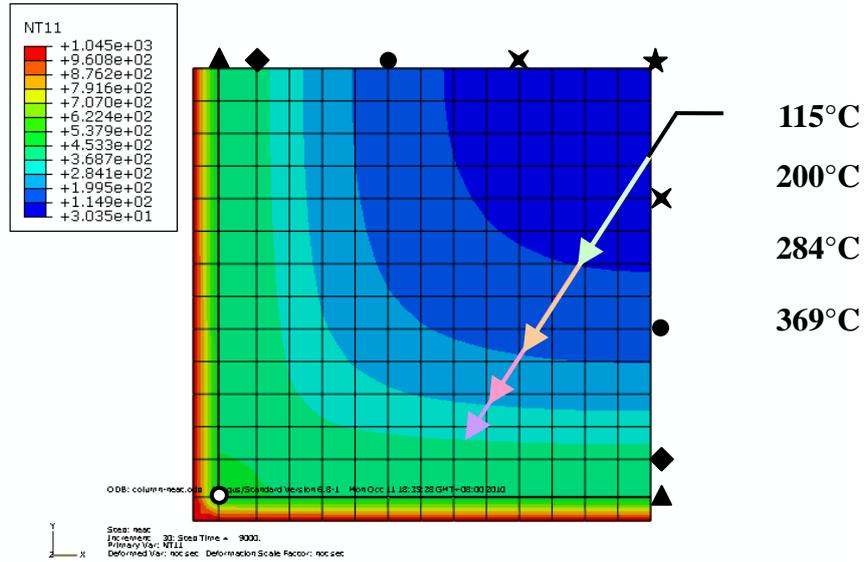


圖 5-23 分析試體 CFBC-2 加溫 150 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

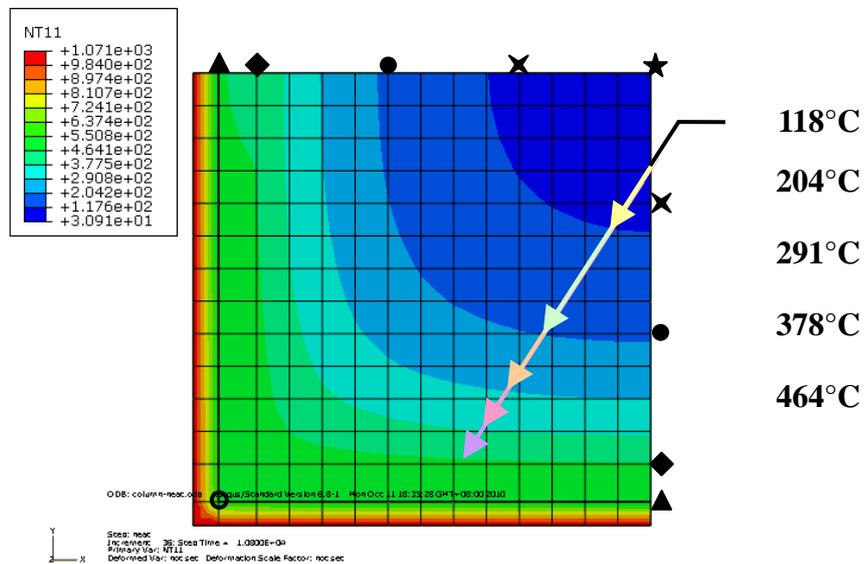


圖 5-24 分析試體 CFBC-2 加溫 180 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

參、試體 CFBC-3

試體 CFBC-3 無防火被覆受高溫 43 分鐘，其混凝土強度約為 673 kgf/cm²，

試體軸向加載 900 噸，試驗當天室溫為 30°C。由表 5-8 和圖 5-25 得知試體於加溫 10、20、30 與 43 分鐘下，試體熱電偶測點之試驗值與分析值。對於試體加熱 10 分鐘，平均爐溫為 666°C，分析之混凝土中心溫度與室溫相同，而鋼外側表面和鋼角隅處溫度分別為 567°C 和 606°C；試驗之鋼外側表面(S3 和 S5)和鋼角隅處(S4)溫度分別較分析值低 148°C、126°C 和 188°C。加熱 20 分鐘，平均爐溫為 791°C，分析之混凝土中心溫度仍與室溫相同，而鋼表面和鋼角隅處溫度分別為 715°C 和 742°C；試驗之鋼外側表面(S3 和 S5)和鋼角隅處(S4)溫度分別較分析值低 133°C、125°C 和 176°C。模擬加熱 30 分鐘，平均爐溫為 850°C，分析之混凝土中心溫度為 31°C，而鋼表面和鋼角隅處溫度分別為 787°C 和 807°C；試驗之鋼外側表面(S3 和 S5)和鋼角隅處(S4)溫度分別較分析值低 104°C、82°C 和 150°C。模擬加熱 43 分鐘，平均爐溫為 902°C，分析之混凝土中心溫度為 33°C，而鋼表面和鋼角隅處溫度分別為 846°C 和 861°C；試驗之鋼外側表面(S3 和 S5)和鋼角隅處(S4)溫度分別較分析值低 79°C、78°C 和 103°C。

對於試體試驗量測值與軟體模擬分析值之比較結果發現，分析混凝土與鋼材之測點平均溫度較試驗量測值高；熱電偶測點 S1 與 S2 之分析值與試驗值差異大，其可能原因為試驗試體熱電偶測點位置不正確，而量測到混凝土溫度；對於試體斷面詳細溫度分布情形，如圖 5-26~5-29 所示。

表 5-8 試體 CFBC-3 試驗值與分析值之溫度比較

(°C)	10 min		20 min		30 min		43 min	
	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM	TEST	FEM
C1	30.6	41.3	34.1	65.5	57.1	94.3	88.2	131.4
C2	31.9	30.2	32.0	31.6	32.1	35.0	39.6	42.6
C3	31.6	30.0	31.6	30.2	32.3	30.9	44.5	33.2
C4	31.2	30.2	31.2	31.6	31.6	35.0	39.0	42.6
C5	33.1	41.3	32.3	65.5	45.4	94.3	68.4	131.4
S1	105.7	527.4	196.2	684.5	340.7	763.4	465.8	827.7
S2	99.9	527.4	251.3	684.5	410.3	763.4	457.9	827.7
S3	419.0	566.7	582.0	714.5	683.1	786.8	766.5	845.7
S4	418.0	605.6	565.6	742.0	657.9	807.0	758.3	860.8
S5	439.7	566.7	589.9	714.5	705.4	786.8	768.2	845.7
註：								
1. 試驗測點溫度為試體縱向各斷面相同位置測點之平均值。								
2. S4 之試驗溫度為試體各斷面 S4 和 S6 之平均值。								

(資料來源：本研究整理)

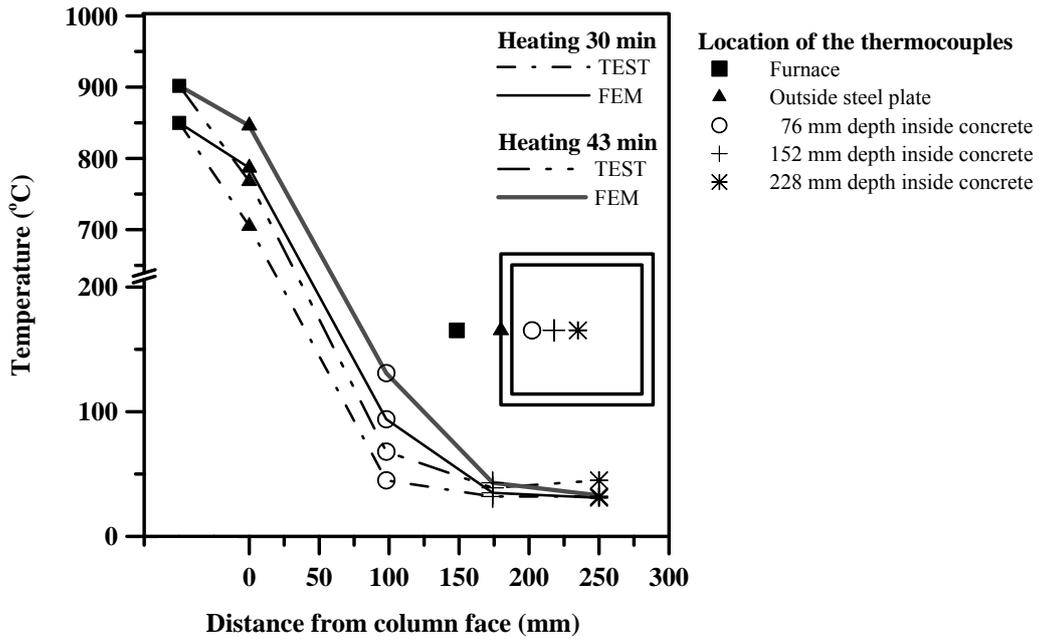


圖 5-25 試體 CFBC-3 試驗值與分析值之溫度比較

(資料來源：本研究整理)

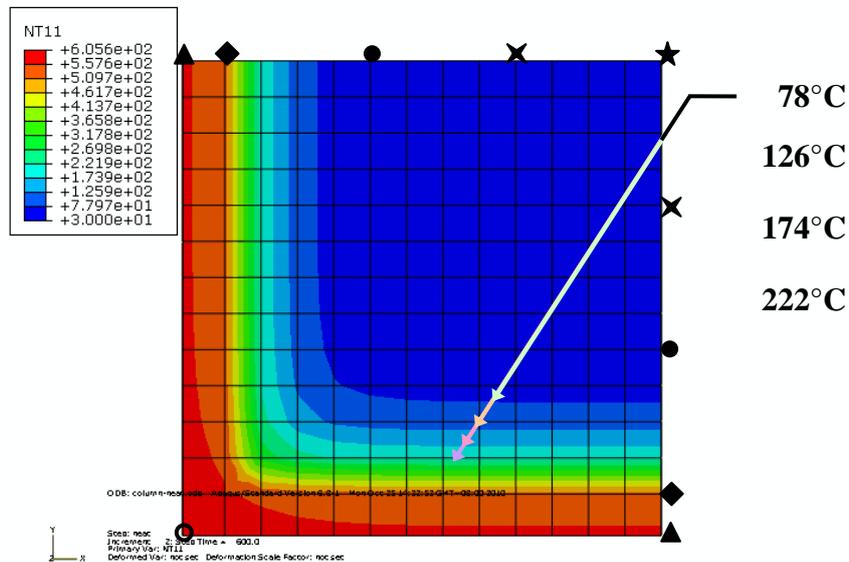


圖 5-26 分析試體 CFBC-3 加溫 10 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

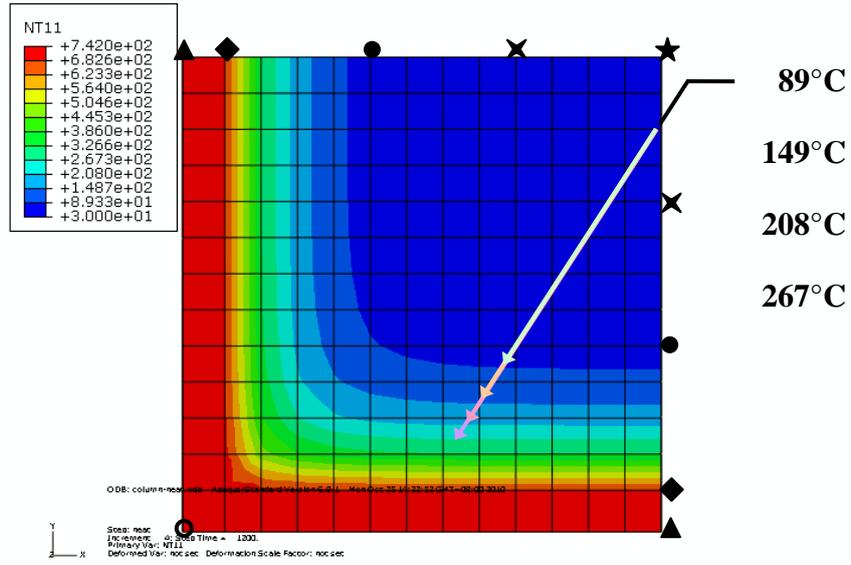


圖 5-27 分析試體 CFBC-3 加溫 20 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

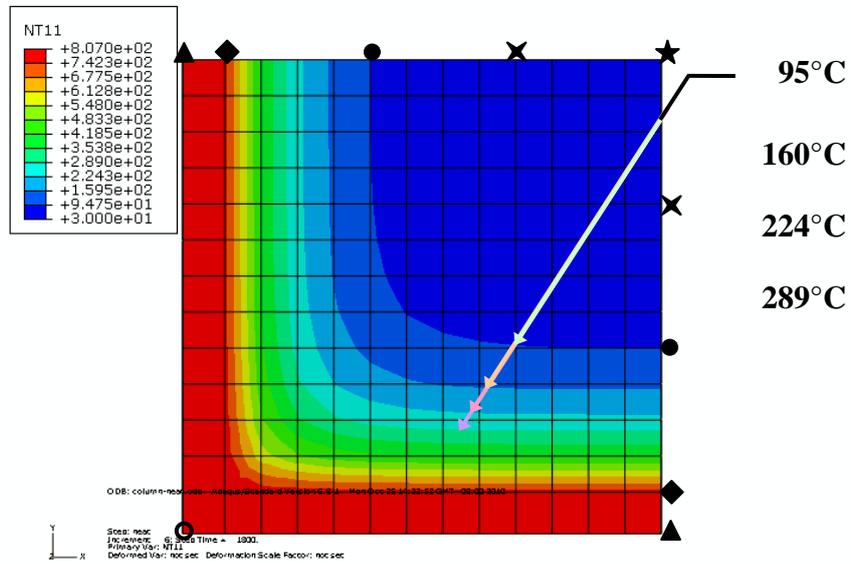


圖 5-28 分析試體 CFBC-3 加溫 30 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

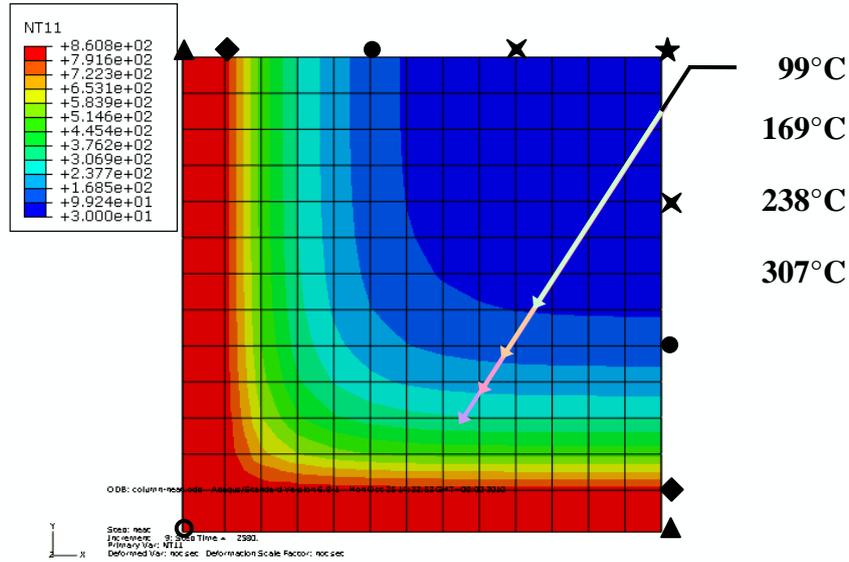


圖 5-29 分析試體 CFBC-3 加溫 43 分鐘之斷面溫度分佈情形

(資料來源：本研究整理)

肆、防火被覆材不同厚度之分析

由上述模擬具防火被覆試體 CFBC-1 和具防火被覆試體 CFBC-2 分別受高溫 2 小時與 3 小時，其分析斷面溫度與試驗量測溫度接近，故驗證本分析所採用之防火被覆材參數是可行的。為瞭解防火被覆材厚度對試體斷面溫度傳遞之影響，因此防火被覆厚度之改變將依據內政部核可廠商材料之最小噴覆的厚度，為美國 UL Design No. Y711 認證之防火時效之 1.25 倍，如表 5-9 所示。

表 5-9 內政部核可之防火時效與被覆厚度之關係

防火時效(hr)	最小被覆厚度(mm)
1	12
2	12
3	16

(資料來源：本研究整理)

以分析具防火被覆試體 CFBC-2 之模型，依照表 5-9 防火時效對應之防火被覆厚度，改變分析試體之防火被覆厚度，並模擬試體受高溫 2 小時，其分析結果

與分析試體 CFBC-2 之結果比較。防火被覆厚度分別為 12 mm (防火時效 1 小時和 2 小時)、14.3 mm(試體 CFBC-2)與 16 mm(防火時效 3 小時)。

圖 5-30 與圖 5-31 為加溫 2 小時之不同厚度防火被覆試體分析結果。在加溫 120 分鐘，分析被覆厚度為 12 mm、14.3 mm 和 16 mm 之試體，其 S2 分析點溫度分別為 377°C、335°C 和 310°C；分析被覆厚度為 12 mm、14.3 mm 和 16 mm 之試體，其 C5 溫度分別為 131°C、120°C 和 114°C。對於相同加溫時間下，被覆厚度較厚則較能抵抗溫度傳遞至材料，使試體不會太快受到高溫影響而降低材料強度。

圖 5-31 (a)和(b)分別為為加溫 60 分鐘和 120 分鐘，分析比較 3 種防火被覆厚度試體之溫度傳遞情形。由爐溫至鋼材之曲線顯示，防火被覆阻隔約 700°C 傳遞至鋼材，且被覆材厚度也影響溫度的傳遞；由鋼材至混凝土中心之曲線得知，混凝土為低導熱材，其溫度隨距離而降低。因此高溫傳遞至試體受到防火被覆的阻礙並也顯示防火被覆的厚度對溫度傳遞造成影響。

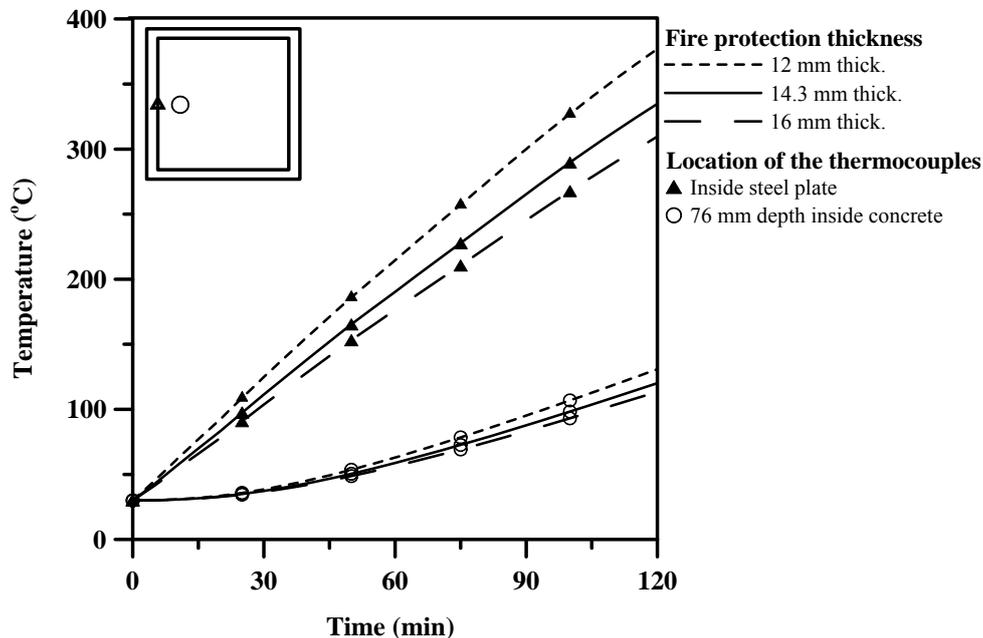


圖 5-30 分析試體 CFBC-2 以不同被覆厚度之分析結果

(資料來源：本研究整理)

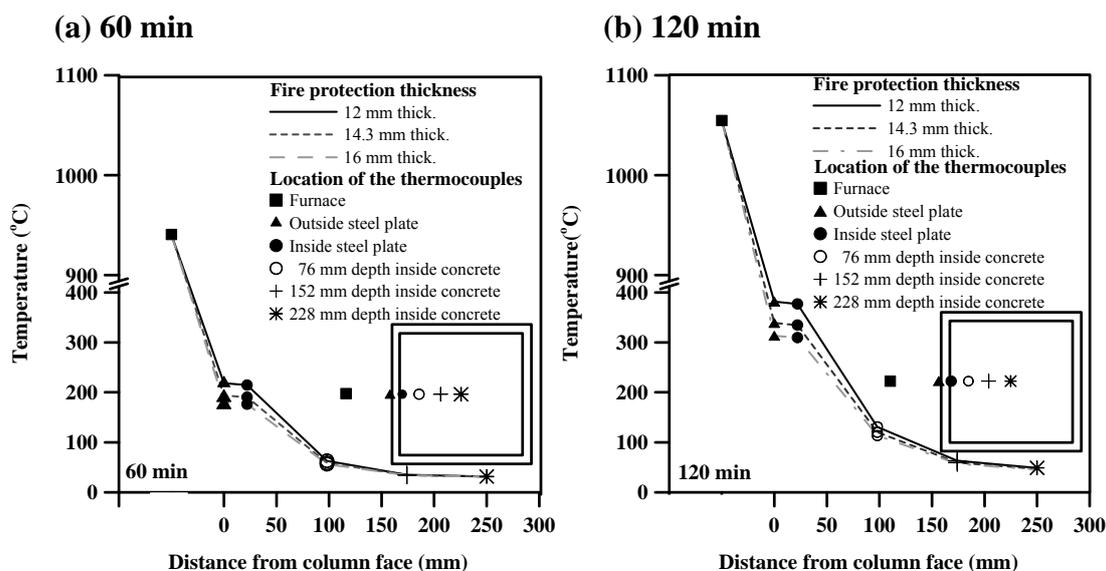


圖 5-31 模擬不同防火被覆厚度之斷面測點溫度關係

(資料來源：本研究整理)

伍、不同防火被覆材之分析

本研究將以具外覆材分析試體 CFBC-2 為模型，以何奇鈺(2008)研究建議之不同防火被覆熱傳係數，輸入至分析模型被覆材進行熱傳分析。何奇鈺(2008)之防火被覆摻料配比與熱傳導係數，如表 5-10 和表 5-11 所示。

由圖 5-32 顯示加溫 2 小時分析模型，其 Type 2 與分析模型 Type 3 之斷面 S2 點溫度接近，而分析模型 Type 1 之 S2 點之溫度較低。由此發現水泥配比比例將些微影響溫度的傳遞；以不同防火被覆材之熱傳導係數進行熱傳分析，其分析模型相同位置之測點溫度差異很小。

表 5-10 防火被覆摻料比例

	水泥(%)	耐火材(%)	蛭石(%)	其它(%)
Type 1	42	12	44	2
Type 2	32	22	44	2
Type 3	22	32	44	2

(資料來源：何奇鈺(2008))

表 5-11 不同摻料比例之防火被覆熱傳導係數

溫度 ^{°C}	Type 1	Type 2	Type 3
30	0.129	0.120	0.115
200	0.106	0.112	0.107
600	0.150	0.176	0.184
1000	0.269	0.271	0.269

(資料來源：何奇鈺(2008))

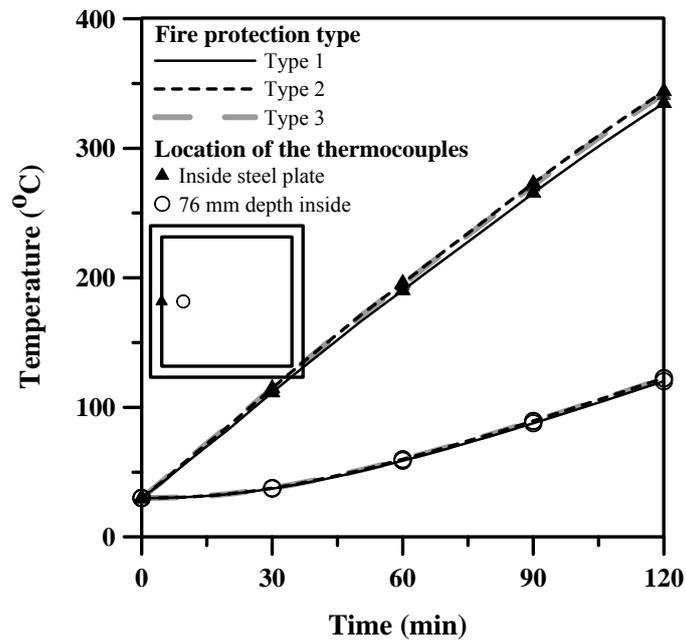


圖 5-32 不同防火被覆材分析模型之時間-溫度關係

(資料來源：本研究整理)

第六章 結論與建議

第一節 結論

本研究共進行三組內灌混凝土箱型鋼柱於承受軸向加載工作載重，依據 CNS 12514 升溫曲線進行高溫爐火害試驗，並以有限元素分析探討其行為，綜合研究結果提出以下結論：

1. 試體 CFBC-1 內灌 609 kgf/cm^2 強度自充填混凝土並噴覆二小時防火時效防火被覆，於施加試體之 100% 工作載重條件下(即 1550 噸) 進行高溫爐火害試驗，可達二小時的防火時效。試體於加熱過程持續軸向伸長後轉為穩定直到二小時，箱型鋼柱內最高溫度達 290°C 。試體除防火被覆龜裂外無任何破壞跡象。
2. 試體 CFBC-1 冷卻再進行軸向加載試驗，發現試體軸向勁度稍微增大且仍呈現線彈性行為，顯示內灌混凝土箱型鋼柱優良的防火性能。
3. 試體 CFBC-2 內灌 673 kgf/cm^2 強度自充填混凝土，其餘條件與試體 CFBC-1 相同。於施加試體之 100% 工作載重條件下(即 1600 噸) 進行高溫爐火害試驗，試驗過程中試體軸向伸長持續增大至 140 分鐘，之後則呈現軸向壓縮的現象且變形速率增快，於 179 分鐘時試體無法再承載軸向加壓而達破壞。
4. 試體 CFBC-2 於加溫 99 分鐘後，持續有混凝土爆裂的聲音，惟因箱型鋼板提供圍束未導致試體立即破壞，直到最終鋼板內側最高溫度達 512°C ，混凝土達 146°C 。試體破壞模式為鋼板局部的鼓起與內部混凝土的碎裂。
5. 試體 CFBC-3 施加之 56% 工作載重條件下(即 900 噸)，於 43 分鐘試體破壞，箱型鋼柱最高溫度超過 800°C ，混凝土最高溫度超過 400°C 。破壞模式為鋼板發生多處局部面外凸起及內部混凝土碎裂，鋼板鼓起處之防火被覆也因此脫落。
6. 使用有限元素分析軟體模擬試體於高溫下之溫度分布，並以試驗時平均爐溫進行熱傳分析，可得試體斷面於各時間歷時的溫度分布，且與實驗值接近。
7. 有限元素熱傳分析可用以探討不同防火被覆厚度與不同防火被覆材參數，如熱傳導於溫度分布之影響。

第二節 建議

1. 建議一

立即可行建議

主辦機關：行政院國家科學委員會

協辦機關：內政部建築研究所

內灌混凝土箱型鋼柱之結構性能優異，其防火性能亦佳，惟因礙於實驗設備，國外鮮少有實尺寸試體的研究成果。本研究僅進行三組試體之試驗。然而內灌混凝土箱型鋼柱之耐火性能尚須更進一步有系統的探討其行為，諸如防火被覆厚度、加載比例、軸力與彎矩共同作用等，以兼顧經濟、安全的防火設計與火害後的修復與評估等實務設計上的應用所需。

2. 建議二

長期性建議

主辦機關：行政院國家科學委員會

協辦機關：內政部建築研究所

國內於中高樓層建築物使用鋼骨鋼筋混凝土構造之設計頗多，然而國外除日本外較少見，故鋼骨鋼筋混凝土構造之耐火性能研究成果亦較為缺乏。以實驗與分析研究鋼骨鋼筋混凝土構造受火害之行為有其必要性。

3. 建議三

長期性建議

主辦機關：行政院國家科學委員會

協辦機關：內政部建築研究所

本次試體係以內政部公佈之「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規劃，

箱型鋼柱試體採全滲透銲接而且無需設置剪力釘，惟於該規範中容許局部採半滲透銲，另實際設計施工上亦有於鋼柱內設置剪力釘之考量，故前揭二項差異對於本次耐火時效之影響程度尚待進行研究予以釐清。

附錄一 內灌混凝土箱型鋼柱工作載重計算

依據國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，分別計算箱型鋼柱及混凝土抗壓強度，並採用強度疊加法求得。

1. 試體 CFBC-1

(1) 箱型鋼柱抗壓計算強度(P_{ns})

□ 500×500×22×22 長度 $L=435$ cm 鋼柱面積 $A_s=420.6$ cm²

實際鋼降伏強度 $F_{ys}=3.794$ tf/cm² 實際鋼彈性模數 $E_s=2100$ tf/cm²

$$\text{慣性矩 } I_s = \frac{1}{12} \times 50^3 \times 50 - \frac{1}{12} \times 45.6^3 \times 45.6 = 160521.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{鋼柱斷面迴轉半徑 } r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{160521.8}{420.6}} = 19.5 \text{ cm}$$

$$\text{鋼骨比 } \rho_s = \frac{A_s}{BH} = \frac{420.6}{50 \times 50} = 16.8\% \geq 2\% \quad \text{OK}$$

$$\text{寬厚比 } \frac{b}{t} = \frac{50 - 2 \times 2.2}{2.2} = 20.73 < \lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_{ys}}} = \sqrt{\frac{3 \times 2100}{3.794}} = 40.75 \quad \text{OK}$$

內灌混凝土箱型鋼柱構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑為

$$r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 19.5 + 0.1 \times \sqrt{\frac{50^4 / 12}{50^2}} = 20.9 \text{ cm}$$

(填充型鋼管混凝土柱 $\alpha = 0.1$)

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 435}{\pi \times 20.9} \sqrt{\frac{3.794}{2100}} = 0.28 < 1.5$$

箱型鋼柱抗壓計算強度

$$P_{ns} = (0.21 \lambda_c^3 - 0.57 \lambda_c^2 - 0.06 \lambda_c + 1) F_{ys} A_s = 1505 \text{ tf}$$

(2) 內灌混凝土柱(609 kgf/cm²)抗壓計算強度(P_{nrc})

柱斷面最小尺寸 B=50 cm > 30 cm OK

柱短邊與長邊尺寸之比值 B/H=50/50=1.0 > 0.4 OK

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85f'_c A_c + A_r F_{yr}) = 0.85 \times (0.85 \times 609 \times 45.6^2) / 1000 = 915 \text{ tf}$$

(因混凝土受到箱型鋼柱良好的圍束，故 ϕ_e 值可以取為 0.85)

(3) 內灌混凝土箱型鋼柱抗壓設計強度($\phi_c P_n$)

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} = 0.85 \times 1505 + 0.75 \times 915 = 1965 \text{ tf}$$

(鋼骨部分之強度折減係數 $\phi_{cs}=0.85$ ；填充型鋼管混凝土柱之混凝土強度折減係數 $\phi_{crc}=0.75$)

(4) 工作載重計算(靜載重+活載重，DL+LL)

考慮因數化載重組合

$$1.2DL + 1.6LL \leq \phi_c P_n = 1965 \text{ tf}$$

假設靜載重約等於 5 倍的活載重

則 DL=5×LL 並代入上式

則求得 靜載重為 1293 tf、活載重為 259 tf

設計載重=靜載重+活載重=1293+259=1552 tf

實際加載之軸向力為 1550 tf

2. 試體 CFBC-2

(1) 箱型鋼柱抗壓計算強度(P_{ns})

□ 500×500×22×22 長度 L=435 cm 鋼柱面積 A_s=420.6 cm²

實際鋼降伏強度 $F_{ys}=3.794 \text{ tf/cm}^2$ 實際鋼彈性模數 $E_s=2100 \text{ tf/cm}^2$

$$\text{慣性矩 } I_s = \frac{1}{12} \times 50^3 \times 50 - \frac{1}{12} \times 45.6^3 \times 45.6 = 160521.8 \text{ cm}^4$$

$$\text{鋼柱斷面迴轉半徑 } r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{160521.8}{420.6}} = 19.5 \text{ cm}$$

$$\text{鋼骨比 } \rho_s = \frac{A_s}{BH} = \frac{420.6}{50 \times 50} = 16.8\% \geq 2\% \quad \text{OK}$$

$$\text{寬厚比 } \frac{b}{t} = \frac{50 - 2 \times 2.2}{2.2} = 20.73 < \lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_{ys}}} = \sqrt{\frac{3 \times 2100}{3.794}} = 40.75 \quad \text{OK}$$

內灌混凝土箱型鋼柱構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑為

$$r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 19.5 + 0.1 \times \sqrt{\frac{50^4/12}{50^2}} = 20.9 \text{ cm}$$

(填充型鋼管混凝土柱 $\alpha = 0.1$)

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 435}{\pi \times 20.9} \sqrt{\frac{3.794}{2100}} = 0.28 < 1.5$$

箱型鋼柱抗壓計算強度

$$P_{\text{ns}} = (0.21\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}A_s = 1505 \text{ tf}$$

(2) 內灌混凝土柱(673 kgf/cm²)抗壓計算強度(P_{nrc})

柱斷面最小尺寸 $B=50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ OK

柱短邊與長邊尺寸之比值 $B/H=50/50=1.0 > 0.4$ OK

$$P_{\text{nrc}} = \phi_e (0.85f'_c A_c + A_r F_{yr}) = 0.85 \times (0.85 \times 673 \times 45.6^2) / 1000 = 1011 \text{ tf}$$

(因混凝土受到箱型鋼柱良好的圍束，故 ϕ_e 值可以取為0.85)

(3) 內灌混凝土箱型鋼柱抗壓設計強度($\phi_c P_n$)

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{\text{ns}} + \phi_{crc} P_{\text{nrc}} = 0.85 \times 1505 + 0.75 \times 1011 = 2038 \text{ tf}$$

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行爲之研究

(鋼骨部分之強度折減係數 $\phi_{cs}=0.85$;填充型鋼管混凝土柱之混凝土強度折減係數 $\phi_{crc}=0.75$)

(4) 工作載重計算(靜載重+活載重, DL+LL)

考慮因數化載重組合

$$1.2DL + 1.6LL \leq \phi_c P_n = 2038 \text{ tf}$$

假設靜載重約等於 5 倍的活載重

則 $DL = 5 \times LL$ 並代入上式

則求得 靜載重為 1341 tf、活載重為 268 tf

設計載重=靜載重+活載重=1341+268=1609 tf

實際加載之軸向力為 1600 tf

3. 試體 CFBC-3

內灌混凝土箱型鋼柱抗壓設計強度計算如同試體 CFBC-2, 而實際加載之軸向力為 0.56 倍之工作載重, 即 900 噸。

附錄二 噴附式防火被覆簡介

顏色(施工乾燥後)	: 灰白色
成分	: 水泥、蛭石及抗裂纖維
水灰比	: 1.13~1.40 L/kg
乾密度 (ASTM E 605)	: 26 PCF/28 PCF(Min. Ind./Avg.)
燃燒測試 (560°C/ 30 mins)	: 無 CO、CO ₂ 氣體產生
抗壓強度 (ASTM E 761)	: Min. Avg. 5,000 PSF
附著強度 (ASTM E 736)	: Min. Avg. 500 PSF
抗撓曲 (ASTM E 759)	: Pass
抗衝擊 (ASTM E 760)	: Pass
抗銹蝕 (ASTM E 937)	: 0.00 gm/mm ²
落塵量 (ASTM E 859)	: 0.000 gm/ft ²
火焰擴散率 (ASTM E 84)	: 0 (上塗 1 道透明漆仍為零)
煙發展量 (ASTM E 84)	: 0 (上塗 1 道透明漆仍為零)
不燃性 (ASTM E 136)	: 不燃
熱傳導係數 (JIS A 1412)	: 0.079 kcal/mh°C at Avg.30°C
吸音係數 (ASTM C 423)	: NRC = 0.60 at 25 mm
不垂流厚度 (噴覆一道)	: 每道 15mm 以上
PH 值(加水攪拌)	: 12 左右
施工方法	: 噴塗、手工鏝塗
適用底材	: 鋼材或混凝土
硬化時間 (20°C/50% RH)	: 粗凝 : 2~6 小時
達 50%強度	: 5~7 天
達 70%強度	: 10~12 天
達 98%強度	: 28 天以上

附錄三 審查意見與答覆

壹、期初審查意見與答覆

會議日期：99年2月1日下午3時30分

地點：內政部建築研究所簡報室

台北縣新店市北新路三段聯合開發大樓

毛昭剛委員

1. 本研究旨在研究箱型鋼柱在火害下軸向強度的變化，建議實驗規畫及試驗方法能儘量模擬實際火場的現況。對於防火被覆的形式與厚度等設計規範的建立，方有助益。故服務建議書內標準加熱溫度與時間之關係曲線圖恐不切實際。

回覆：為使試驗之加溫有所依據，本研究採 CNS 12514 規定之加溫曲線，並適當的討論規定之加溫曲線與實際火場情況可能有所差異。

2. 預計委託何單位進行耐火試驗，其是否可模擬火場實際狀況。

回覆：考量試體之尺寸，耐火試驗委託建築研究所防火實驗中心執行。委託單位之加溫爐將依 CNS 12514 相關規定加溫。

謝照明委員

1. SRC 構造是目前高層樓建築使用最多的方式，是以 RC 包覆鋼骨做為防火被覆，本次研究是 RC 僅在箱型柱內部，柱子外圍再做防火噴塗及不做防火噴塗，此不同的做法各有其優、缺點。建研所此次提出本議題，在業界是很需要的，也希望建研所能在將來繼續從事其他不同種類合成柱受火害影響之研究，俾提供業者依其需要選擇自己需要的最佳化選擇。

回覆：本研究採鋼柱內灌混凝土並噴塗防火被覆，其他不同種類合成柱受火害影響之研究有待後續之研究。

2. 此次投標的交大團隊，陳教授和趙教授在此方面均有很多很好的研究成績，

此次提出的服務建議書也是非常完備，應是很好的團隊。

回覆：銘謝指教。

胡裕輝委員

1. CNS 12514 為「耐火試驗法」之標準，與本計劃「受力行為之研究」，有些不同，故試驗體量測宜增加，以免遺漏部分真相。如服務建議書中之溫度量測，除鋼柱外部量測外，其鋼柱內部與混凝土接觸面、混凝土內部 1/4 深度處、混凝土內部 1/2 深度處，宜多增設量測點。

回覆：遵照辦理，本研究視研究需要增加熱電偶測點與試體行為量測，請詳見圖 3-13。

2. 實際加載可能是關鍵性之參數，故宜多變化幾組，如 $0.4F_y$ 一組、 $0.6F_y$ 一組... 等。

回覆：實驗之加載為工作載重，將影響實驗結果，本研究將以國內「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」計算試體之抗壓設計強度及工作載重，試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 加載採最大工作載重，試體 CFBC-3 加載之軸向力為 0.56 倍之工作載重，以探討軸壓力之影響。

3. 試體透氣孔設置之必要性宜注意，以消除柱內空氣膨脹產生之應力。

回覆：遵照辦理，試體之鋼材已設置透氣孔。

陳建忠委員

1. 試體數量終究有限，如何來說服外界一再要求增加試體數量來試驗以提升統計效果，或是否有相關學理支持。

回覆：本研究能提供少數試體研究成果，亦能有所貢獻。

2. 試體斷面只有 50 公分，則應用於中低層建築。對高層的建築反而以 SRC 居多，如何推估。

回覆：高層建築之更大尺寸斷面 SRC 柱之試體有賴於更大容量的試驗機，其耐

火試驗有待後續更寬裕研究經費來執行。

3. 箱型柱內充填不同強度混凝土(420 kgf/cm^2 及 700 kgf/cm^2)的差異有何不同。

回覆：採用不同強度混凝土旨在探討混凝土強度於含混凝土箱型鋼柱火害行為之影響， 700 kgf/cm^2 ($10,000 \text{ psi}$)高強度混凝土之彈性模數、極限強度皆異於普通強度混凝土，且其達極限強度後強度陡降之行為值得進一步研究其影響。

4. 試驗之試體只做「有」、「無」防火被覆為控制變因。如何達到預期成果 3 有關「被覆材料不同厚度」及「不同被覆材」之參數分析。

回覆：此參數研究以有限元素分析探討其影響。

5. 每一次出爐的鋼材，其熱性質(如：溫度與變形量)可能都不同。僅用歐規如何來整合調整。

回覆：本研究採用 SN490B 之鋼材，國內已有此鋼材高溫之行為，將引用之以符合所採用之鋼材。

貳、期中審查意見與答覆

會議日期：99 年 7 月 8 日上午 9 時 30 分

地點：內政部建築研究所 十五樓會議室

台北縣新店市北新路三段聯合開發大樓

李伊平委員

1. 建議修正期中報告第四頁圖 1-1。

答覆：已修正。

2. 鋼柱內混凝土之強度擬採用圓柱試體之強度，請說明圓柱試體之養護法。

答覆：依據 CNS 1230 相關規定執行。試體自製作完成後須以 $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ 之濕養護直到試驗齡期。在初期的 48 小時的儲存濕養期間須無振動干擾，此濕養狀態可藉養護水槽或濕養室達成。當使用養護水槽時，試體需浸於氫氧化鈣水溶液中，以防止氫氧化鈣自試體內析出。本試驗之圓柱試體之濕氣狀態採用養護水槽來達成。

3. 期中報告第四章有限元素分析章節中未列示高強度混凝土與防火被覆受熱後之材料性質，未來應如何模擬？

答覆：於成果報告第五章內說明。

吳建忠委員

1. 以國內高層建築而言，本研究有其市場性及必要性。

答覆：銘謝指教。

2. 試驗規畫僅以三組試體進行試驗，而試驗進行時有其不確定性及失真性，其模型樣數似乎嫌少，如何補強理論分析以使行為模式趨於實際狀況。

答覆：加載高溫試驗之理論分析不易，本研究將儘可能以有限元素分析模擬其行為。

黃進興委員

1. 建議題目修改為「火害下含混凝土箱型鋼柱軸向受力行為之研究」。

答覆：謝謝指教，目前題目已能充分表示且因行政上問題，故不修改。

2. 建議修改期中報告第四頁之研究步驟流程圖。

答覆：已修改。

3. 此試體在結構設計一般情況下，大約是幾層樓的住宅？若為辦公大樓，約為幾層樓？

答覆：柱的尺寸大約模擬 6~8 樓之中低層建築物之底層柱。

4. 防火被覆的厚度應為多少？

答覆：依據內政部防火被覆核可厚度規定，所採用廠商之材料 2 小時防火時效的噴覆厚度至少為 12 mm。

5. 加勁板的尺寸對本實驗有無影響？

答覆：試體設計之加勁板位於非加熱段，並不會影響實驗結果。

6. 因為僅三組 CFBC 試體，若考慮加入鋼筋有何差異？

答覆：於混凝土內加入鋼筋將增加柱軸力與彎矩強度，本研究依實務常用之設計不考慮加入鋼筋。

吳玉祥委員

1. 依照 CNS 12514 的加溫曲線，如要升溫至 1200°C 需 360 分鐘(6 小時)，實際上是否依此時間加熱？而在此長時間加熱時，鋼材是否會軟化變形？

答覆：依據 CNS 12514 加溫曲線，本研究加溫 2 小時後溫度約為 1050°C，試體 CFBC-3 加溫至約 3 小時。試驗後發現試體 CFBC-2 及試體 CFBC-3 之鋼材有軟化變形之行為。

2. 防火被覆材料的性質是否會影響軸向應力的不同？防火被覆是否有一定的規範？

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行爲之研究

答覆：本計畫之試體皆為噴覆式防火被覆，防火被覆材質輕於柱軸向應力將無影響。防火被覆須經內政部營建署核准，使用厚度與防火時效有一定的規定。

3. 熱電偶位置的擺放是否能完全顯示出各位置的真實溫度情形？

答覆：熱電偶的配置已依據 CNS 12514 之規定，並增加測點，應可顯示出各位置的真實溫度情形。

4. 為何混凝土強度 420 kgf/cm^2 沒有做「無被覆」的試驗？並說明無被覆的理由與時機。

答覆：礙於經費問題，無混凝土強度為 420 kgf/cm^2 而無被覆之試體進行試驗，因無防火被覆且混凝土強度為 700 kgf/cm^2 的行為過去文獻資料較為缺乏，可值得探討。

湯潔新委員

1. 預期成果較偏重學術研究，在建立實務貢獻上，若能在期末報告中詳加描述應更有價值。

答覆：本試驗研究之含混凝土箱型鋼柱的尺寸大約模擬 6~8 樓之中低層建築物之底層柱，試驗結果顯示有噴塗防火被覆者(即試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2)具有優良之防火性能。

2. 期中報告第十五頁試體選擇原因，與實務上箱型柱使用頻率宜加以說明。

答覆：中高層建築普遍採用箱型鋼柱(Box column)或內灌混凝土箱型鋼柱(CFBC)。在 CFBC 方面，近年來設計者常採用高強度混凝土填充箱型鋼柱。

陳建忠委員

1. 請就本人提出之期初審查意見第 2、4、5 項於本案能納入進行，以及其詳細做法加以說明。

答覆：期初審查意見的第 2 項，由於高樓建築較多採用 SRC 柱，而本案試體採

用內灌混凝土之箱型柱，為依據委託計畫之需求，兩者行為差異大，於本研究實無法合理推估 SRC 柱在火害下的行為，期待後續更寬裕的研究經費來執行。對於第 4 項，由研究分析與實驗結果比對並建立正確之分析模型後，可改變被覆厚度與不同被覆材參數，再探討其影響，已於第五章內呈現研究成果。第 5 項，本研究採用 SN490B 之鋼材，國內已有此鋼材高溫之行為，將引用之以符合所採用之鋼材。。

2. 本案係以自充填混凝土來進行研究，期待提出該材料於高溫條件下與一般混凝土的優缺點加以比較。

答覆：使用自充填混凝土的優點在於灌漿時不需搗實，施工較為簡便，其材料的特性在高溫時與一般混凝土的性質相近；缺點則是在高溫時，自充填混凝土較一般混凝土容易發生爆裂的情形。

參、期末審查意見與答覆

會議日期：99 年 11 月 12 日下午 2 時 30 分

地點：內政部建築研究所 簡報室

台北縣新店市北新路三段聯合開發大樓

陳純森委員

1. 期末報告 P.17 中圖 3-1 箱型鋼柱內側有無施作剪力釘？四角隅之全滲透電鍍有無進行非破壞檢測？請補充說明。

答覆：依據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」並未明確要求箱型鋼柱內側必需施作剪力釘，故本研究之試體均無設計剪力釘來進行試驗。試體有無剪力釘將會影響受熱膨脹伸長的行爲，值得後續研究探討。試體四角隅之全滲透處電鍍皆進行超音波檢測(Ultrasonic Testing, UT)，檢測後鍍道狀況一切良好，且高溫試驗後鍍道並未發現開裂之現象。

2. 期末報告 P.22 中表 3-2 之備註欄混凝土實際強度為 609 kgf/cm^2 ，表 3-3 之備註欄混凝土實際強度為 673 kgf/cm^2 。惟 P.27 文中最後一列之圓柱試體抗壓試驗測得 28 天平均強度分別為 460 kgf/cm^2 和 520 kgf/cm^2 ？請澄清說明。

答覆：本次試驗採用之混凝土設計抗壓強度分別為 420 kgf/cm^2 及 700 kgf/cm^2 ；養護 28 天實際抗壓強度分別為 460 kgf/cm^2 及 520 kgf/cm^2 ；因混凝土於養護 28 天後依舊有所增長，故於高溫試驗前再進行圓柱抗壓試驗，以作為施加载重之依據。試體 CFBC-1 之混凝土齡期為 72 天，實際強度為 609 kgf/cm^2 ；試體 CFBC-2 及 CFBC-3 之混凝土齡期為 77 天，實際強度為 673 kgf/cm^2 。

3. 期末報告 P.41 中圖 4-2 試體 CFBC-1 高溫試驗加載之最大變形約 1.5 mm，是否僅量測鋼材之變形？有無涉及混凝土之變形？混凝土之應變與鋼材不同時，混凝土之受壓強度有無貢獻，或本試驗僅討論防火時效不管混凝土之受力行爲？若不管混凝土之受力行爲，內灌混凝土之意義與防火貢獻請予以補充說明。

答覆：由試驗結果推論，試體 CFBC-3 鋼板與混凝土於試體高溫膨脹伸長時兩者伸長量並不一致，因此很可能只量測到鋼板之軸向變形，此時混凝土的承壓能力並無貢獻。內灌之混凝土非熱之良導體，可延緩熱的傳遞作用，文獻中顯示 CFBC 較純空心鋼柱有較長之耐火時效。

4. 期末報告 P.57 中圖 4-27 試體 CFBC-2 中段試驗後防火被覆之開裂現象十分顯著，是否屬於正常之毀損，其他參考文獻有無類似之毀損，建請比較說明。本試體之抗拉纖維、黏著摻料與試體 CFBC-1 之實際配比有無檢測管制。

答覆：試體 CFBC-2 防火被覆開裂嚴重乃因高溫試驗約 3 小時，試體軸向變形大且發生局部挫屈導致鋼網及防火被覆向外突起；此外試體角隅處也因溫度較高而發生防火被覆開裂之情形，皆屬於正常毀損之現象。防火被覆之抗拉纖維及黏著摻料...等之配比實屬商業機密，故本報告未提供詳細資料。

5. 期末報告 P.64 中圖 4-34 及圖 4-35 加熱前後軸向加載之變形，請加註伸長或縮短之變形。

答覆：遵照辦理。

6. 期末報告 P.66 中圖 4-36 及圖 4-37 兩個試體之材質條件幾乎相同，僅混凝土強度稍有差異，軸向變形之差異卻甚懸殊，請予補充討論。

答覆：經詳細檢討後兩組試體於 2 小時之軸向變形約略相同。

7. 期末報告 P.104 中結論第 6 點軟體分析之結果與實際試驗結果相近，可否列舉圖表比較說明。

答覆：已於成果報告第五章內補上說明。

8. 期末報告 P.111 中防火被覆之成分配比是否適合本試驗使用，建請供料廠商補提技術資料佐證。美規 UL 之防火被覆成規比較適合熱軋鋼料，內灌混凝土之箱型鋼柱是否適用，請補充說明。

答覆：此防火被覆適用鋼骨結構 H 型鋼梁(UL Design No. N768)；H 型鋼柱、圓形鋼柱、方型鋼柱(UL Design No. Y701,Y703&Y706)、內灌混凝土箱型(圓形)鋼柱(UL Design No. Y711)及鋼骨結構 H 型鋼梁與樓板組合之構件體(UL Design No. D778)...等。本次試驗之試體依照 UL Design No. Y711 相

關規定進行設計與施工，惟 2 小時防火時效被覆厚度為其規定之 1.25 倍，即至少為 12 mm。

胡裕輝委員

1. 混凝土之角色是強度之提供者(44%~45%)，抑或是鋼板的保護者(溫度及變形保護)? 由鋼材表面高溫高伸長量研判可能在火災後期，混凝土之強度提供可能很小，而混凝土在火災過程中之載重分擔比例值得探討。期末報告 P.65 第四項小標題中最後結論再行斟酌。

答覆：混凝土之角色是強度之提供者，混凝土與鋼板在火災過程中載重分擔比例值尚待進一步之研究。

2. 期末報告 P.60 中圖 4-31 為何兩試體於加熱 120 分鐘時，在幾乎是相同的溫度下，會有如此大的變形差異，值得探討。數值預測值又是多少？

答覆：經詳細檢討後兩組試體於 2 小時之軸向變形約略相同。

陳正平委員

1. 期末報告 P.60 中圖 4-31 缺銲接符號(只有背墊板)。

答覆：遵照辦理。

2. 圖 4-16 及圖 4-37 最後破壞速度快速，實際上不能發生此種破壞模式，在後續研究應如何應用建議，請補充構想。

答覆：在這次試驗發現當 CFBC 於高溫試驗下，當軸向變形達最大伸長量後即開始進入壓縮階段，快速達到試體破壞。實際上 CFBC 於火害下的行為及破壞模式不易改變，改變其破壞模式有待後續之研究。

黃仁鋼委員

1. 試體 CFBC-1 於高溫試驗前後之軸力與變形的關係維持線性，在防火時效內火害後不需補強作業依舊可承重是否多作說明。將來同材料之火害現場，受

災如在防火時效內，可否繼續使用。

答覆：當受軸力下之混凝土溫度升高時，勁度確實會有增加的現象，使得內灌混凝土箱型鋼柱整體勁度提高。實際上房屋結構之柱構件除了承受軸力外，亦有偏心載重及彎矩的存在，而各樓層之柱承受載重亦有所不同，柱於火害後可否繼續使用需專業判斷及後續相關之研究。

2. 期末報告 P.11 第五節漏字，請更正。

答覆：遵照辦理。

3. 試體 CFBC-1 與試體 CFBC-2 混凝土強度接近，使得實驗結果接近，可否推估不同強度混凝土之對應關係。

答覆：本次研究因混凝土強度接近，無法合理推估不同混凝土強度之關係。

4. 結論部分關於有限元素分析是否可針對結構應力(應變)分析及耦合分析多做補充。

答覆：CFBC 試體於高溫環境下，兩種材料受熱之結構行為不同，且材料接觸介面之情況不明與高強度自充填混凝土受高溫爆裂的行為，以軟體模擬將增加分析之困難度，因此結構應力(應變)分析及耦合分析有待後續之研究。

許宗熙委員

1. 預期成果均已提出。

答覆：銘謝指教。

2. 加載重量是否為一般建物之荷重，若無限加載意義不大。

答覆：試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 之加載力為試體之最大工作載重，符合結構設計之理念。

3. 載重與耐火時效是否有相關？

答覆：若施加载重越大，則耐火時效會越短；反之若施加载重越小，則耐火時效相對增加。

4. 是否可明確指出本構造方式之耐火時效，可否僅保護鋼構部分即可？

答覆：由試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 試驗結果可知有良好之防火被覆包覆於試體外可達 CNS 12514 所定義之 2 小時防火時效，依據防火被覆廠商之送驗資料顯示，CFBC 與鋼構之防火被覆厚度相差不大。

顏振嘉委員

1. 可否列出多少時間之燃燒，會造成鋼柱之損壞。

答覆：鋼材在承受軸壓力下於溫度升高後，會有強度及勁度的折減，其折減關係請參考表 5-5 所示。

陳建忠委員

1. 文獻多僅列學術論文且格式亦不符，本所亦有多項 SRC 及火害研究請參酌。

答覆：銘謝指教。

2. 本次被覆材料與防火時效與前期即本所去年之研究結果不同(去年的成果大略是厚度大致與防火時效相符，今年是 2 小時防火時效之厚度卻有 3 小時之效果)，請說明？

答覆：試體 CFBC-2 噴覆 2 小時防火時效之被覆厚度達 14.3 mm，規定之最小厚度為 12 mm，此為影響防火時效之主因。

3. 有關第 6 章建議未列標題，主辦機關皆列本所，協辦機關皆列研究單位，如是未來研究之主題，請就背景內容預期成果陳述，並另附提案單，並就應用面提出建議。請具體陳述作法，耐火鋼既要列入，請補充詳細資料。

答覆：遵照辦理。

4. 期末報告 P.39 及 P.49 鋼板表面熱電偶於試驗後 60 分鐘後皆陸續損壞的原因及往後改善補救的原因請檢討。

答覆：熱電偶於試驗後 60 分鐘後皆陸續損壞可能原因為防火棉施作有所缺失，往後之試驗將針對熱電偶與接點處加強防火措施。

5. 本次研究是否採用高強度自充填混凝土，其受火災高溫時有何性質？

答覆：已補充於第二章文獻回顧內。

6. 試驗若為空心柱，試體是否會提早破壞？

答覆：文獻顯示內灌混凝土鋼管柱之耐火性能優於鋼管柱，惟文獻之研究皆以小尺寸試體進行試驗，應會有尺寸效應的問題，國內常用尺寸的研究有待後續之研究。

7. 試體破壞之機制是否因混凝土爆裂而導致？

答覆：試體破壞機制應為鋼材漸失去其承重能力後轉由混凝土承擔，又因混凝土本身爆裂行為，使得試體無法承受施加载重，導致破壞。

肆、第一次專家學者諮詢座談會意見與答覆

會議日期：99 年 9 月 8 日下午 2 時 00 分

地點：國立交通大學工程二館 329 會議室

新竹市大學路 1001 號

鄭復平委員

1. 試驗前是否已確定複合爐相關尺寸使得試體能順利安裝於爐內？

答覆：已確定複合爐相關尺寸，並確定試體能順利安裝於加熱爐內。

2. 本次試驗試體的邊界條件為何？

答覆：試體柱上下兩端的邊界條件皆為鉸支承。

3. 普通強度混凝土及高強度混凝土熱分析性質為何，未來應如何模擬？

答覆：對於混凝土熱性質設定將參考相關文獻研究，模擬方法已於第五章說明之。

4. 如何測量 CFBC 試體內部混凝土的溫度？

答覆：當試體柱以鋼板組立成 U 字型時，即安裝熱電偶測點於柱內，以測量試體 CFBC 內部混凝土的溫度。

5. CFBC 試體內部熱電偶線之走向是否會有問題？

答覆：本次試驗所使用之熱電偶線應可耐約 1000°C 以上之高溫，於 CFBC 試體內部之熱電偶線可順利傳輸訊號。

6. 建議測量試體內部混凝土含水量，以利數值分析。

答覆：銘謝指教。

邱志銘委員

1. 建議了解混凝土含水率相關問題，避免因試體內部水蒸氣太高，而造成實驗結果會有極大誤差。

答覆：銘謝指教。

2. CFBC 試體內部熱電偶測點是否會在受軸壓力過程中遭到損壞？

答覆：在受軸力過程皆有量測到資料，未有損壞狀況。

3. 本次試驗熱電偶溫度測點較多，是否符合防火實驗中心實驗設備的容量限制？

答覆：熱電偶測點符合實驗設備之容量限制。

4. 建議於實驗後可將試體剖開，以觀察混凝土於火害後的狀況。

答覆：試驗後將試體突起處剖開，除發現鋼板局部挫屈處鋼板與混凝土有分離的現象，還有局部的混凝土碎裂。

楊國珍委員

1. 研究團隊對研究內容有充分之了解，應足以達到預期之成果。

答覆：銘謝指教。

2. 計畫名稱與研究內容及預期成果差異較大且易有誤導，建議重新修改計畫名稱。

答覆：謝謝指教，目前題目已能充分表示且因行政上問題，故不修改。

3. 鉸接箱型柱之寬厚比及強度計算方式與 H 型鋼不同，建議參照國內鋼結構設計規範重新檢討。

答覆：遵照辦理。

4. 建議實驗前，實驗儀器須設定試體達破壞準則時之停損點。

答覆：遵照辦理。

5. 建議可依試驗結果探討所採用判定基準之適用性。

答覆：遵照辦理。

陳鴻輝委員

1. 實務上諸多火災現場常會有火害主要起火點，因此附近之溫度常高達 500°C，甚至更高 1000°C，另外火害通常約 1 小時受到控制，因此須對不同被覆厚度下，以實務背景作一些檢討分析，對實務上有所助益。

答覆：不同被覆厚度於行爲上之影響將於分析中探討，其實驗行爲將有待後續之研究。

2. 火害後混凝土箱型鋼柱受軸向力影響，對鋼構造變形或裂縫等宜略加分析。

答覆：已於第四章描述。

3. 本研究可行，且可達到預期成果。

答覆：銘謝指教。

伍、第二次專家學者諮詢座談會意見與答覆

會議日期：99 年 11 月 5 日上午 10 時 00 分

地點：內政部建築研究所會議室

台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

楊國珍委員

1. 環境溫度對結構溫度分布影響甚鉅，建議加入熱源位置與試體位置相對關係，及補充爐溫變化於試體各測點溫度歷時圖中。

答覆：遵照辦理。

2. 破壞準則在本研究中之相關性與適用性為何，是否有建議？

答覆：本研究以最大軸向壓縮量及最大軸向壓縮速率進行試體承重能力之判定，以反映 CFBC 承受軸向壓力在高溫下的行為。

3. 釐清本研究之目的，是為驗證防火被覆之可靠性或為探討鋼柱內灌高強度混凝土在軸力作用下之火害行為？報告之結論部分建議能與研究案標題有所呼應。

答覆：本研究目的主要為探討內灌混凝土鉸接組合箱型鋼柱於承受軸向壓力在高溫下的行為，針對研究成果提出結論。

陳正平委員

1. 表 2-1 載重試驗破壞基準應加上單位。

答覆：已修改。

2. 箱型鋼柱的製作須強調以全滲透開槽鉸接而成。

答覆：遵照辦理。

3. 箱型鋼柱內灌混凝土於高溫後，因鋼材軟化，載重移轉部分到內灌混凝土，此時混凝土產生側壓力，此側壓力可能引發外側鋼板挫屈。故破壞現象是鋼

板本身強度不足挫屈，或是內灌混凝土側壓產生，值得探討。

答覆：試驗後將柱試體挫屈處的鋼板切除，發現該處的混凝土有碎裂的現象，並且與挫屈處的鋼板分離，混凝土因受熱膨脹的狀況並不明顯。由此可知，此破壞應為鋼板受高溫後本身勁度不足，而產生局部挫屈的現象。

4. 以上問題若加繫桿應可減低上述現象。

答覆：試體內繫桿設計之影響有待後續相關研究計畫執行之。

5. 由此次之研究亦突顯現行 SRC 規範對箱型鋼柱內灌混凝土之情形其繫桿的需求並未規定。

答覆：繫桿是否會影響試體之行爲待後續相關研究。

蘇晴茂委員

1. 建議後續研究於試體內加入繫桿。

答覆：銘謝指教。

2. 試體目前採用鋼板寬厚比為 21，建議後續試驗寬厚比採 SRC 規範之寬厚比，如 $\lambda_{pd}=41$ 或甚至 $\lambda_p=61$ 來做設計。

答覆：銘謝指教。

3. 後續研究建議考慮承受軸力與彎矩作用下之行爲。

答覆：銘謝指教。

邱志銘委員

1. 依據 UL Design No. Y711 實際鋼柱內灌注混凝土的火焰測試，由於混凝土含水率會影響其膨脹，所以透氣孔的數量與大小會影響其防火性能。

答覆：銘謝指教。

2. 不同防火被覆材料的研究，可以藉由該項被覆材的比熱值了解。

答覆：銘謝指教。

張培璋委員

1. 混凝土附加劑請說明成份。

答覆：試驗所採用二種設計強度的混凝土所摻入之化學藥劑皆為 TYPE-G 型，即高效能減水及緩凝劑。在礦物摻料方面，加入飛灰、爐石及矽灰，如報告內表 3-2、3-3 所示。

2. 請加述試驗時混凝土的齡期。

答覆：試體 CFBC-1 之混凝土齡期為 72 天；試體 CFBC-2 及試體 CFBC-3 之混凝土齡期為 77 天。

3. 是否可多增述單獨高性能混凝土於高溫或火害後之性質改變。

答覆：於本報告文獻回顧中有詳細之說明。

4. 相關裂縫若為防火被覆，請述明。

答覆：防火被覆裂縫分布情形已於報告內詳述。

5. 建議後續研究可考量外力條件之改變(可考量彎矩)。

答覆：銘謝指教。

崔希仲委員

1. 內灌混凝土箱型鋼柱應用於高樓施工是否一定需要透氣孔？

答覆：是的。鋼柱表面設計透氣孔，以利內部混凝土之水分自此孔蒸散，實際高樓建築亦有此一設計。

2. 高溫試驗後造成鋼柱本身挫屈，防火被覆隨著鋼網剝落，下次建議採用不加鋼網的方式，或許可延長耐火時效。

答覆：鋪設鋼網可增加防火被覆與柱面的附著力及避免高溫試驗時大面積防火被覆剝落的情形。

參考書目

- ABAQUS (2000). “ABAQUS/Explicit User’s Manual.” Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Version 6.1.
- BS 476 (1987). “Fire tests on building materials and structures, Part 20, Method of determination of the fire resistance of elements of construction (general principles).” *BS 476-20:1987*, British Standards Institution, London.
- BS 476 (1987). “Fire tests on building materials and structures, Part 21, Method for determination of the fire resistance of load bearing elements of construction.” *BS 476-21:1987*, British Standards Institution, London.
- Chung, K., Park, S., Choi, S. (2008). “Material effect for predicting the fire resistance of concrete-filled square steel tube column under constant axial Load.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64(12), 1505-1515.
- Ding, J., Wang, Y. C. (2008). “Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1086-1102.
- Espinós, A., Hospitaler, A., and Romero, M. L. (2009). “Fire resistance of axially loaded slender concrete filled steel tubular columns.” *Acta Polytechnica*, 49(1), 39-43.
- Eurocode 2. (1996). “Design of Concrete Structures, Part 1.2, General rules-structural fire design.” *Eurocode 2 DD ENV 1992-1-2:1996*, British Standards Institution, London.
- Eurocode 3. (2005). “Design of Steel Structures, Part 1.2, General rules-structural fire design.” *Eurocode 3 DD ENV 1993-1-2:2005*, British Standards Institution, London.
- Eurocode 4. (2005). “Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.2, General rules-structural fire design.” *Eurocode 4 DD ENV 1994-1-2:2005*, British Standards Institution, London.
- Fares, H., Noumowe, A., and Remond, S. (2009). “Self-consolidating concrete subjected to high temperature mechanical and physicochemical properties.” *Cement and concrete Research*, 39, 1230-1238.

- Han, L. H., Huo, J. S. (2003). "Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard." *Journal of Structural Engineering*, 129(1), 68-78.
- Han, L. H., Yang, Y. F., Xu, L. (2003). "An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns." *Journal of Constructional Steel Research*, 59(4), 427-452.
- Han, L. H., Zhao, X. L., Yang, Y. F., Feng J. B. (2003). "Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns." *Journal of Structural Engineering*, 129(3), 346-356.
- Han, L. H., Yao, G. H., Zhao, X. L. (2005). "Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC)." *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 1241-1269.
- Hong, S., Varma, A. H. (2009). "Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns." *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 54-69.
- ISO. (1999). "Fire resistance tests-elements of building construction, Part 1, General requirements." *International Standard ISO 834*, Geneva.
- Kim, D. K., Choi, S. M., Kim, J. H., Chung, K.S., Park, S. H. (2005). "Experimental study on fire resistance of concrete-filled steel tube column under constant axial loads." *Steel Structural*, 5(4), 305-313.
- Kodur, V. K. R. (1998). "Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, 975-981.
- Kodur, V. K. R., Sultan, M. A. (2003). "Effect of temperature on thermal properties of high-strength concrete." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(2), 101-107.
- Kodur, V. K. R. (2007). "Guidelines for Fire Resistant Design of Concrete-Filled Steel HSS Columns-State-of-the-Art and Research Needs." *Steel Structures*, 7, 173-182.
- Lie, T. T. (1994). "Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120(5), 1489-1509.
- Lu, H., Zhao, X.-L., Han, L.-H. (2009). "Fire behaviour of high strength

- self-consolidating concrete filled steel tubular stub columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1995-2010.
- Noumowé, A., Carré, H., Daoud, A., Toutanji, H. (2006). “High-strength self-compacting concrete exposed to fire test.” *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(6), 754-758.
- Sakumoto, Y., Okada, T., Yoshida, M., Tasaka, S. (1994). “Fire Resistance of Concrete-Filled Fire-Resistant Steel-Tube Columns.” *Journal of Materials in Civil Engineering*, 6(2), 169-184.
- Schaumanna, P., Kodur, V., and Bahr, O. (2009). “Fire behavior of hollow structural section steel columns filled with high strength concrete.” *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1794-1802.
- Sideris, K. K. (2007). “Mechanical characteristics of self-consolidating concretes exposed to elevated temperatures.” *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(8), 648-654.
- Song, T.-Y., Han, L.-H., and Yu, H.-X. (2010). “Concrete filled steel tube stub columns under combined temperature and loading.” *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 369-384.
- UL 263 (2003). “Fire Tests of building construction and materials.” Underwriters Laboratories Inc.
- Wu, B., Su, X. P., Li, H., Yuan, J. (2005). “Effect of high temperature on residual mechanical properties of confined and unconfined high-strength .” *ACI Materials Journal*, 99(4), 399-407.
- 林草英(1999)，「鋼管混凝土柱火害後之強度評估」，國科會專題研究成果報告。
- 王天志(2002)，「高性能混凝土柱耐火性能之研究」，國立交通大學土木工程研究所博士論文，鄭復平指導。
- 內政部營建署(2004)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計與解說」。
- 林子賓(2006)，「高溫下螺拴孔承壓能力之研究」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，鍾興陽指導。
- 陳諺輝(2006)，「螺拴孔於高溫下承壓行為之量測與數值模擬」，國立成功大學

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行爲之研究

土木工程研究所碩士論文，鍾興陽指導。

陳建忠、邱耀正(2007)，「鋼結構 H 型梁-箱型柱接頭之火害行爲研究」，內政部建築研究所研究報告。

李鎮宏、蔡銘儒(2008)，「鋼結構梁柱組合火害行爲數值分析與驗證研究」，內政部建築研究所自行研究成果報告。

何奇鈺(2008)，「鋼結構用防火被覆材料之熱傳特質研究」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，賴維祥指導。

王奕程(2008)，「鋼筋混凝土梁柱複合構件於高溫中、後之行爲研究—自充填混凝土梁之承力行爲」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，方一匡指導。

葉治銘(2009)，「鋼筋混凝土房屋構架在高溫中、後之行爲研究—普通混凝土與自充填混凝土外柱接頭之行爲」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，方一匡指導。

李鎮宏(2009)，「火災熱傳遞與鋼結構安全性能評估之分析研究」，內政部建築研究所自行研究成果報告。

中華民國國家標準 CNS12514 (2010)，「建築物構造部分耐火試驗法」，經濟部標準檢驗局。

含混凝土箱型鋼柱火害下軸向受力行為之研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：陳誠直、趙文成

出版年月：99 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-02-5999-5(平裝)

ISBN : 978-986-02-5999-5