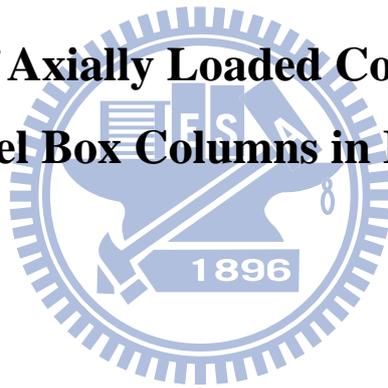


國立交通大學
土木工程學系
碩士論文

火害下內灌混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為

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



研究生：吳易宸

指導教授：陳誠直博士

中華民國一百年七月

火害下內灌混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為

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

研究生：吳易宸

Student : Yi-Chen Wu

指導教授：陳誠直博士

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Science
in
Civil Engineering

July 2011

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一百年七月

火害下內灌混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為

研究生：吳易宸

指導教授：陳誠直 博士

國立交通大學土木工程學系

摘要

本研究以實驗方式與數值分析探討實尺寸內灌混凝土箱型鋼柱受軸壓力於火害下之行為。實驗依規範與試驗爐容量設計製作三組試體。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。噴附二小時防火被覆之試體可達二小時的防火時效。第一支試體於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。更進一步建立數值分析方法，以試體之溫度歷時數據，考慮材料熱膨脹及高溫下材料力學性質之折減，以計算試體之軸向變形。結果發現分析方法可達到與試驗結果良好的吻合。

關鍵字：內灌混凝土箱型鋼柱、高溫、火害試驗、軸向變形

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

Student : Yi-Chen Wu

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

Abstract

This research has been conducted experimentally and numerically to investigate the behavior of full-scale concrete-filled steel box columns (CFBCs) subjected to axial compression load and elevated temperature. Three CFBC specimens 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. The specimens with two hour fire protection can reach two hours fire resistance rating. For the first specimen, 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. Moreover, utilizing the recorded temperature on the specimens, an analytical method was established to predict the axial deformation of the specimens by considering thermal expansion and reduction of the mechanical properties of the materials at elevated temperature. As a result, analytical method can achieve good agreement with test results.

Keywords: concrete-filled steel box column, elevated temperature, fire test, axial deformation

誌謝

韶光荏苒，研究所生涯也將劃下完美的句點，幸蒙恩師 陳誠直博士兩年來的悉心指導與教誨，讓學生在交大求學期間受益匪淺，永難忘懷；恩師學識涵養豐富且治學嚴謹，不僅讓學生如沐春風，更是學生學習的典範，特別於此由衷致上感恩之意。

論文口試期間，承蒙本校 趙文成教授及 鄭復平副教授對於本論文撥冗細心審閱，並於論文疏漏處不吝惠予寶貴的建議與指正，使得論文更臻完備，深致謝忱。

本研究承蒙內政部建築研究所補助研究經費，特此謝忱。實驗期間特別感謝內政部建築研究所防火實驗中心蔡銘儒主任、李鎮宏副研究員及諸位長官與替代役弟兄協助與幫忙；也感謝鴻舜機械周仁財先生及其團隊協助試體製作。

感謝 南交學長及 政億學長在研究上不吝指導與諸多經驗分享與建議；學長孟暉、岳勳、錦輝、顯嘉，學姐霽琳在學業上給予莫大協助；研究室夥伴士庭、偉乾、家毅、政哲、政勳、凡皓的扶持與幫助，在此衷心祝福各位。

另外，感謝摯友育崑、智文、姿帆、因哲的陪伴與相互砥礪，使得研究生生活增添不少樂趣；感謝惠如的鼓勵與支持，以及生活上諸多包容與體諒；感謝交鐵會的前輩們及學弟妹們，使我在課餘之外還能和大家一同研究不同風貌的鐵道趣味；感謝所有曾經幫助過我及陪著我一起成長的人，有了您們的陪伴讓我倍感窩心。

最後，謹以本論文獻給我最摯愛的父母與妹妹，感謝您們長久以來辛苦的栽培與支持，並在精神上給予關懷與鼓勵，讓我可以無後顧之憂的全力衝刺學業，願與您們一同分享這份榮耀與喜悅。

易宸 謹誌於
國立交通大學土木工程研究所
辛卯年 菊月

目錄

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
符號說明.....	x
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	1
1.3 研究方法.....	1
1.4 論文內容.....	2
第二章 國內外相關規範與文獻回顧.....	3
2.1 前言.....	3
2.2 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說.....	3
2.3 國內外耐火試驗規範.....	4
2.3.1 國際標準組織ISO 834 規範.....	4
2.3.2 美國UL 263 規範.....	4
2.3.3 英國BS 476 規範.....	5
2.3.4 國內CNS 12514 規範.....	5
2.4 國內外相關文獻回顧.....	5
2.4.1 高強度混凝土於高溫下之行為.....	5
2.4.2 鋼管混凝土柱於高溫下之行為.....	6
2.4.3 小結.....	8
第三章 耐火性能之試驗.....	9
3.1 試驗規劃.....	9
3.2 試體設計.....	9
3.2.1 箱型鋼柱.....	9
3.2.2 混凝土.....	9
3.2.3 防火被覆.....	10
3.3 試體製作.....	10
3.4 材料性質試驗.....	11
3.5 試驗設置與量測儀器設置.....	12
3.5.1 試驗設備與試體設置.....	12
3.5.2 熱電偶測點設置.....	12
3.5.3 位移計設置.....	13

3.6	試驗步驟.....	13
3.6.1	試驗開始前.....	13
3.6.2	試驗過程.....	13
3.6.3	量測與觀察.....	14
3.6.4	試驗終止條件.....	14
3.7	性能基準與判定.....	15
第四章	試驗結果與討論.....	16
4.1	試體行為.....	16
4.1.1	加溫試驗時各測點溫度歷時比較.....	16
4.1.2	加溫試驗時軸向變位歷時比較.....	19
4.1.3	破壞模式與性能基準判定.....	21
4.2	結果與討論.....	22
4.2.1	不同混凝土強度之影響.....	22
4.2.2	防火被覆有無之影響.....	23
4.2.3	加溫試驗前後軸向勁度之變化.....	23
4.2.4	加溫試驗後溫度之變化.....	24
4.2.5	加溫試驗過程試體施加载重於耐火能力之影響.....	24
第五章	分析模式與結果討論.....	25
5.1	材料性質與參數.....	25
5.1.1	混凝土熱性質.....	25
5.1.2	鋼材熱性質.....	26
5.2	分析模式與步驟.....	28
5.2.1	分析基本假設.....	28
5.2.2	鋼材與混凝土溫度計算.....	29
5.2.3	分析方法.....	30
5.3	分析結果與討論.....	34
5.3.1	試體CFBC-1 分析結果.....	34
5.3.2	試體CFBC-2 分析結果.....	35
5.3.3	試體CFBC-3 分析結果.....	35
第六章	結論與建議.....	37
6.1	結論.....	37
6.2	建議.....	38
	參考文獻.....	39
	附錄一 噴附式防火被覆簡介.....	100
	附錄二 內灌混凝土箱型鋼柱工作載重計算.....	101

表目錄

表 2-1 防火構造建築物其主要構造規定之防火時效	43
表 2-2 各國垂直承重構造耐火試驗規範之比較	43
表 3-1 試體規劃	43
表 3-2 實際強度 59.7 MPa 混凝土配比	44
表 3-3 實際強度 66.0 MPa 混凝土配比	44
表 4-1 試驗結果簡表	45
表 4-2 試體各斷面加溫 2 小時後之溫度	46
表 5-1 高溫下混凝土材料性質之折減	47
表 5-2 高溫下鋼材材料性質之折減	47
表 5-3 試體 CFBC-1 軸向變位實驗值與分析值之比較	47
表 5-4 試體 CFBC-1 鋼材與混凝土所分擔軸向載重比較	48
表 5-5 試體 CFBC-2 軸向變位實驗值與分析值之比較	48
表 5-6 試體 CFBC-2 鋼材與混凝土所分擔軸向載重比較	48
表 5-7 試體 CFBC-3 軸向變位實驗值與分析值之比較	49
表 5-8 試體 CFBC-3 鋼材與混凝土所分擔軸向載重比較	49



圖目錄

圖 3-1 內灌混凝土箱型鋼柱試體斷面示意圖	50
圖 3-2 箱型鋼柱設計圖	50
圖 3-3 CFBC試體內部熱電偶測點安裝圖	54
圖 3-4 箱型鋼柱施工圖	54
圖 3-5 自充填混凝土於灌漿前進行坍流度之量測	55
圖 3-6 CFBC試體表面熱電偶測點安裝圖	55
圖 3-7 鋼網施工	56
圖 3-8 鋼網鋪設完成圖	56
圖 3-9 CFBC試體防火被覆施工(一)	57
圖 3-10 CFBC試體防火被覆施工(二)	57
圖 3-11 柱鋼板SN490-22-1 應力應變曲線	58
圖 3-12 柱鋼板SN490-22-2 應力應變曲線	58
圖 3-13 梁柱樓板複合實驗爐外觀	59
圖 3-14 試驗設置示意圖	59
圖 3-15 爐內噴火孔與試體相關位置圖	60
圖 3-16 現場試體設置圖	61
圖 3-17 柱斷面熱電偶配置圖	62
圖 3-18 標準加熱溫度-時間曲線	63
圖 4-1 試體CFBC-1 加溫爐升溫曲線示意圖	63
圖 4-2 試體CFBC-1 斷面A混凝土之溫度與時間關係圖	64
圖 4-3 試體CFBC-1 斷面B混凝土之溫度與時間關係圖	64
圖 4-4 試體CFBC-1 斷面C混凝土之溫度與時間關係圖	65
圖 4-5 試體CFBC-1 斷面D混凝土之溫度與時間關係圖	65
圖 4-6 試體CFBC-1 斷面A鋼板之溫度與時間關係圖	66
圖 4-7 試體CFBC-1 斷面B鋼板之溫度與時間關係圖	66
圖 4-8 試體CFBC-1 斷面C鋼板之溫度與時間關係圖	67
圖 4-9 試體CFBC-1 斷面D鋼板之溫度與時間關係圖	67
圖 4-10 試體CFBC-2 加溫爐升溫曲線示意圖	68
圖 4-11 試體CFBC-2 之斷面A混凝土之溫度與時間關係圖	68
圖 4-12 試體CFBC-2 之斷面B混凝土之溫度與時間關係圖	69
圖 4-13 試體CFBC-2 之斷面C混凝土之溫度與時間關係圖	69
圖 4-14 試體CFBC-2 之斷面D混凝土之溫度與時間關係圖	70
圖 4-15 試體CFBC-2 斷面A鋼板之溫度與時間關係圖	70
圖 4-16 試體CFBC-2 斷面B鋼板之溫度與時間關係圖	71
圖 4-17 試體CFBC-2 斷面C鋼板之溫度與時間關係圖	71
圖 4-18 試體CFBC-2 斷面D鋼板之溫度與時間關係圖	72

圖 4-19	試體CFBC-3 加溫爐升溫曲線示意圖	72
圖 4-20	試體CFBC-3 斷面A混凝土之溫度與時間關係圖	73
圖 4-21	試體CFBC-3 斷面B混凝土之溫度與時間關係圖	73
圖 4-22	試體CFBC-3 斷面C混凝土之溫度與時間關係圖	74
圖 4-23	試體CFBC-3 斷面D混凝土之溫度與時間關係圖	74
圖 4-24	試體CFBC-3 斷面A鋼板之溫度與時間關係圖	75
圖 4-25	試體CFBC-3 斷面B鋼板之溫度與時間關係圖	75
圖 4-26	試體CFBC-3 斷面C鋼板之溫度與時間關係圖	76
圖 4-27	試體CFBC-3 斷面D鋼板之溫度與時間關係圖	76
圖 4-28	試體CFBC-1 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響	77
圖 4-29	試體CFBC-2 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響	77
圖 4-30	試體CFBC-3 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響	78
圖 4-31	試體CFBC-1 試驗後整體圖	78
圖 4-32	試體CFBC-1 上段試驗後防火被覆裂縫	79
圖 4-33	試體CFBC-1 中段試驗後防火被覆裂縫	79
圖 4-34	試體CFBC-1 下段試驗後防火被覆裂縫	80
圖 4-35	試體CFBC-2 試驗後整體圖	80
圖 4-36	試體CFBC-2 上段試驗後防火被覆開裂	81
圖 4-37	試體CFBC-2 中段試驗後防火被覆開裂	81
圖 4-38	試體CFBC-2 下段試驗後防火被覆開裂	82
圖 4-39	試體CFBC-2 中段試驗後局部挫屈之一(已剝除防火被覆及鋼網)	82
圖 4-40	試體CFBC-2 中段試驗後局部挫屈之二(已剝除防火被覆及鋼網)	83
圖 4-41	試體CFBC-3 試驗後整體圖	83
圖 4-42	試體CFBC-3 局部挫屈情形	84
圖 4-43	試體CFBC-3 上段局部挫屈情形	84
圖 4-44	試體CFBC-3 中段局部挫屈情形	85
圖 4-45	試體CFBC-1 與CFBC-2 高溫試驗時軸向變形比較圖	85
圖 4-46	試體CFBC-1 與試體CFBC-2 鋼板內側平均溫度比較圖	86
圖 4-47	試體CFBC-1 與CFBC-2 不同混凝土深度平均溫度比較圖	86
圖 4-48	試體CFBC-2 與試體CFBC-3 鋼板內側平均溫度比較圖	87
圖 4-49	試體CFBC-2 與CFBC-3 不同混凝土深度平均溫度比較圖	87
圖 4-50	三組試體加熱前軸向加載與軸向變形關係	88
圖 4-51	試體CFBC-1 加熱前後軸向加載與軸向變形關係	88
圖 4-52	CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面A)	89
圖 4-53	CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面B)	89
圖 4-54	CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面C)	90
圖 4-55	CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面D)	90
圖 4-56	三組試體軸向變形與加熱時間之關係	91

圖 5-1 CFBC試體斷面溫度分析示意圖	91
圖 5-2 試體CFBC-1 鋼材平均溫度輸入值	92
圖 5-3 試體CFBC-2 鋼材平均溫度輸入值	92
圖 5-4 試體CFBC-3 鋼材平均溫度輸入值	93
圖 5-5 三組試體之鋼材熱應變示意圖	93
圖 5-6 試體CFBC-1 混凝土平均溫度輸入值	94
圖 5-7 試體CFBC-2 混凝土平均溫度輸入值	94
圖 5-8 試體CFBC-3 混凝土平均溫度輸入值	95
圖 5-9 三組試體之混凝土熱應變示意圖	95
圖 5-10 CFBC軸向變形與試驗時間之關係圖(Lie and Chabot, 1992).....	96
圖 5-11 試體CFBC-1 軸向變形分析值與實驗值之比較.....	96
圖 5-12 試體CFBC-1 鋼材與混凝土承受軸向載重比例之歷時.....	97
圖 5-13 試體CFBC-2 軸向變形分析值與實驗值之比較.....	97
圖 5-14 試體CFBC-2 鋼材與混凝土承受軸向載重比例之歷時.....	98
圖 5-15 試體CFBC-3 軸向變形分析值與實驗值之比較.....	98
圖 5-16 試體CFBC-3 鋼材與混凝土承受軸向載重比例之歷時.....	99



符號說明

A_c : 為混凝土全斷面積 (mm^2)。

A_{ci} : 為混凝土各區域之面積(mm^2)。

A_s : 為鋼板之全斷面積 (mm^2)。

A_{si} : 為鋼板各區域之面積 (mm^2)。

E_c : 混凝土常溫下之彈性模數 (MPa)。

E_{c,T_c} : 為混凝土於溫度 T_c ($^{\circ}\text{C}$) 時之彈性模數 (MPa)。

$E_{ci,T_{ci}}$: 為混凝土各區域之彈性模數 (MPa)。

E_{s,T_s} 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時之彈性模數 (MPa)。

$E_{si,T_{si}}$: 為鋼材各區域之彈性模數 (MPa)。

f_{y,T_s} : 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時之降伏強度(MPa)。

f_{y0} : 為常溫下鋼材之降伏強度 (MPa)。

L : 試體全長 (mm)。

L' : 試體受熱段長度 (mm)。

P : 試驗所施加之載重 (kN)。

P_{c,T_c} : 為混凝土於溫度 T_c ($^{\circ}\text{C}$) 時所承擔之載重 (kN)。

P_{nrc} : 為鋼筋混凝土部份之標稱受壓強度。

P_{ns} : 為鋼骨部份之標稱受壓強度。

P_{s,T_s} : 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時所承擔之載重 (kN)。

T :平均加溫爐溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

T_c :為混凝土溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

T_{ci} :為混凝土各區域之平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

T_s :為鋼材之溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

T_{si} :為鋼板各區域之平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

t :加溫試驗經過時間 (min)。

α_{c,T_c} :為混凝土於溫度 T_c ($^{\circ}\text{C}$) 時之熱膨脹係數 ($1/^{\circ}\text{C}$)。

α_{s,T_s} :為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時之熱膨脹係數 ($1/^{\circ}\text{C}$)。

ΔT_c :混凝土之加溫試驗溫度與常溫之差值 ($^{\circ}\text{C}$)。

ΔT_s :鋼材之加溫試驗溫度與常溫之差值 ($^{\circ}\text{C}$)。

δ :為試體 CFBC 試驗過程承受軸壓力與溫度之軸向變形 (mm)。

δ_p :為試體 CFBC 受到載重下之變形 (mm)。

δ_{pc} :為混凝土受到載重下之變形 (mm)。

δ_{ps} :為鋼材受到載重下之變形 (mm)。

δ_T :試體 CFBC 受溫度影響之熱伸長 (mm)。

δ_{Tc} :為混凝土受溫度影響之熱伸長 (mm)。

δ_{Ts} :為鋼材受溫度影響之熱伸長 (mm)。

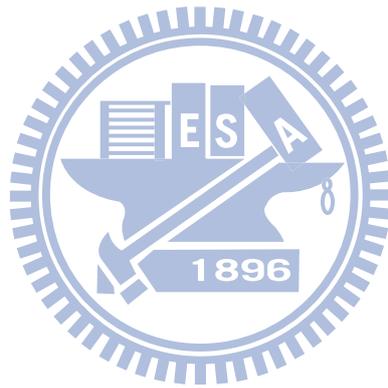
ϵ_s :為高溫下鋼材之應變。

$\epsilon_{s,incl}$:為鋼材高溫下之非彈性應變。

ε_p :為高溫下鋼材之降伏應變。

ϕ_{cs} :為鋼骨部分之強度折減係數， $\phi_{cs}=0.85$ 。

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 $\phi_{crc}=0.75$ 。



第一章 緒論

1.1 研究背景

台灣由於經濟水平的提高與都市的快速發展，高樓層建築儼然成為人口密集都會區的代表，設計上除了建築物外觀與結構主體安全外，相關之耐火設計也日益受到重視。近年來高樓建築設計者採用內灌混凝土箱型鋼柱(Concrete-Filled Steel Box Column, CFBC)，相對於一般鋼骨構造之高樓建築，除了增加主體本身之承重能力外，更能提升建築物的勁度與耐火性能，並於施工上減少鋼材的用量，在工程實務上已逐漸受到青睞。

內灌混凝土箱型鋼柱同時受到軸向載重及高溫條件下之行為相當複雜，先前研究因試驗設備之限制試體大多縮小尺寸進行試驗，以獲得研究成果；若為實尺寸之試驗，僅於常溫下的力學行為有較多的研究成果，於高溫下的力學行為之相關研究仍非常缺乏；此外實尺寸試體噴塗防火被覆進行試驗也略為少見。

因此本研究以國內高樓建築設計大尺寸斷面進行高溫試驗並探討其行為，有助於未來設計者對於內灌混凝土箱型鋼柱之高樓建築物設計時之參考。

1.2 研究目的

本研究之目的為探討四面受火之實尺寸內灌混凝土箱型鋼柱受到軸向壓力之力學行為及其耐火性能，以不同混凝土強度、載重及有無防火被覆的條件下進行高溫試驗，藉此了解內灌混凝土箱型鋼柱之不同時間軸向變形狀況及溫度分布的情形；此外建立合理的分析方法計算 CFBC 軸向變形歷時，並與實驗值做比較。

1.3 研究方法

本研究依據我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」設計三組實尺寸內灌混凝土箱型鋼柱，防火被覆厚度採用美國 UL Design No. Y711 核准厚度之 1.25

倍進行設計，並依照我國「建築物構造部份耐火試驗法」對於垂直承重構造於高溫下的承重能力進行高溫試驗。以不同混凝土強度、防火被覆的有無、工作載重之大小不同以探討其力學行為、耐火性能與破壞模式等；並建立合理的分析方法，以試驗所得之溫度數據計算 CFBC 軸向變形及探討鋼材與混凝土承擔載重之歷時。

1.4 論文內容

本論文一共分為六大章。第一章為研究背景、目的與方法及本文概述。第二章介紹國內外相關規範與文獻回顧，包括我國鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說、國內外相關耐火試驗規範及重要之參考文獻與研究。第三章說明試驗規劃、試體之設計細節與製作、試驗設置、量測儀器設置、試驗步驟及性能基準判定等。第四章為試驗結果與討論，針對高溫下試體行為做完整的分析與歸納。第五章為分析模式及結果討論。第六章為本研究之結論與建議。



第二章 國內外相關規範與文獻回顧

2.1 前言

由於高樓建築物內部多屬密閉空間，一旦發生火災熱空氣無法快速藉由熱對流與熱輻射的方式向外傳遞，使得建築物內部溫度迅速上升，加速樓板梁柱構件的破壞，造成人命安全受到威脅及財產損失，因此高樓建築的防火技術及消防設備一直以來都是人們關注的重點。我國建築技術規則之建築設計施工編對於建築物的防火設計有一定的規範，並規定建築物不同樓層之柱構件需達一定之防火時效，如表 2-1 所示。

目前國內針對高溫下實尺寸內灌混凝土箱型鋼柱相關研究成果非常缺乏，因此本章除了介紹國內外之相關規範外，並回顧與本研究相關之研究成果與文獻。

2.2 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說

「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」適用於國內以鋼骨鋼筋混凝土(Steel reinforced concrete, SRC)設計建造之建築物。其中 SRC 柱斷面配置形式包括包覆型 SRC 柱、填充型鋼管混凝土柱、包覆填充型鋼管混凝土柱等。而本研究之內灌混凝土箱型鋼柱之設計依據亦採用此規範之相關規定。

規範中要求內灌混凝土箱型鋼柱之斷面配置需考慮鋼骨比(Steel ratio)及寬厚比(Width-Thickness ratio)之限制。其中鋼骨比為 SRC 柱斷面之鋼骨面積與全斷面積之比值，必須大於 2%；寬厚比在進行耐震設計時，考慮可能發生塑性變形的狀況下須小於 $\lambda_{pd} = \sqrt{3E_s/F_{ys}}$ ，而結實斷面僅需小於 $\lambda_p = 61$ 。

而內灌混凝土箱型鋼柱受到純軸壓力(Pure axial load)之設計受壓強度採用「強度疊加法」計算之，其公式如下所示：

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc}$$

其中：

P_{ns} 為鋼骨部份之標稱受壓強度。

P_{nrc} 為鋼筋混凝土部份之標稱受壓強度。

ϕ_{cs} 為鋼骨部分之強度折減係數， $\phi_{cs}=0.85$ 。

ϕ_{crc} 為鋼筋混凝土部份之強度折減係數， $\phi_{crc}=0.75$ 。

(填充型鋼管混凝土柱 $\phi_{crc}=0.75$)

2.3 國內外耐火試驗規範

由國內經濟部標準檢驗局所公布的「建築物構造部分耐火試驗法」大多是依據 ISO 834 (International Organization for Standardization) 進行修訂；國外相關的耐火試驗規範主要有 2 種，包括美國 UL 263 (Underwriters Laboratories Inc.) 及英國 BS 476 (British Standards Institution)。國內外對於垂直承重之耐火試驗規範比較如表 2-2 所示。

2.3.1 國際標準組織 ISO 834 規範

ISO 834 規範為國內 CNS 12514 規範訂定時最主要的參考依據。其加熱溫度標準曲線函數式為 $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ 。在垂直承重構造方面，試體的受熱長度並無一定的要求；破壞基準為最大軸向壓縮量不得超過 $C = h/100$ (mm)，或最大軸向壓縮速率不得超過 $dC/dt = 3h/1000$ (mm/min)，其中 t 為加溫試驗經過時間(min)， h 為試體長度(mm)。

2.3.2 美國 UL 263 規範

美國 UL 263 規範的加熱條件為當試驗經過 5 分鐘時，加溫爐內的溫度需達 538°C，30 分鐘時需達 843°C，1 小時需達 927°C，於 2 小時則須達 1010°C，4 小時需達 1093°C。試體長度需 2.7 公尺以上，噴塗防火被覆之鋼柱需達 2.4 公尺

以上，破壞基準依其不同試驗分類來要求。若為具防火被覆之鋼柱，則其中一個熱電偶測點不得超過 649°C 或平均溫度不得超過 538°C。

2.3.3 英國 BS 476 規範

英國 BS 476 規範的加溫標準曲線函數式如同 ISO 834 規範為 $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ 。試體受熱長度要求 3 公尺以上，並以承重能力做為破壞基準，即最大軸向壓縮量不得超過 120 mm 或最大軸向壓縮速率不得超過 25 mm/min。

2.3.4 國內 CNS 12514 規範

本研究採用國內 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」進行加熱試驗，爐內溫度以 $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ 函數式進行數值控制，並由試體四周同時加熱；進行載重試驗時，對於垂直承重構造容許最大軸向壓縮量為 $C = h/100$ (mm)，容許最大軸向壓縮速率為 $dC/dt = 3h/1000$ (mm/min)，其中 t 為加溫試驗經過時間 (min)； h 為試體之初始長度，單位為 mm。

2.4 國內外相關文獻回顧

雖然過去國內外文獻對於高溫下箱型鋼柱之研究報告較為稀少，不過對於高溫下鋼管混凝土柱之行為已有不少研究，尤其以 Kodur 及 Han et al.之研究成果較為豐碩；另外高溫下高強度混凝土柱之熱學性質與力學行為也有不少成果。本節將回顧國內外高溫下高強度混凝土之行為與鋼管混凝土柱相關之重要文獻。

2.4.1 高強度混凝土於高溫下之行為

Kodur and Sultan (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 et al. (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 et al. (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。

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。

2.4.2 鋼管混凝土柱於高溫下之行為

Edwards (1998)進行 6 支含防火被覆鋼管混凝土柱之高溫試驗，鋼柱採用傳統鋼。研究結果發現高溫下變形行為與鋼柱非常相似，當變形自試驗開始膨脹至最大值後，隨即進入壓縮階段直至試體破壞。

Han et al. (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、材料性質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，並保守推導相關公式，且成為中國高樓建築規範之參考。

Han and Huo (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，並建構分析模型進行分析。

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。

Kim et al. (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。

Lie and Irwin (1995)除了以實尺寸鋼管混凝土柱進行耐火試驗外，並發展一連串公式可以解析的方式解出試體內部各節點之溫度，並計算出試體於高溫中軸向變形歷時與強度變化狀況。

Lu et al. (2009)以縮小試體尺寸鋼管自充填混凝土柱載重之偏心與否及大小，探討高溫下不同深度混凝土溫度歷時、軸向變形歷時曲線，並以分析軟體模擬高溫下試體內部溫度傳遞狀況及鋼材與混凝土的力學行為。其中影響軸向變形歷時曲線之原因包含熱應變及受載重下材料性質產生之彈性及非彈性應變，包括高溫下彈性模數的折減與熱潛變的產生。研究成果亦指出高溫下鋼管自充填混凝土柱與傳統鋼管混凝土柱的行為相似，且分析結果可有效預測高樓建築之鋼管自充填混凝土柱之力學行為及耐火時效。

Sakumoto et al. (1994)以 18 組斷面 30 公分見方，高度 3 公尺之矩形鋼管混凝土柱，根據不同的載重、偏心的有無與距離、傳統鋼與耐火鋼、防火被覆的種

類與厚度等條件進行耐火試驗。其重要成果為施加軸壓力之試體必定會產生局部挫屈現象，此時由鋼材分擔之載重將會逐漸轉移至混凝土，直到試體瞬間產生大變形而破壞。

Yang et al. (2008)利用有限元素分析軟體模擬鋼管混凝土柱承受載重下於加溫前、加溫階段、冷卻階段、冷卻至常溫階段之試體行為。研究結果除了說明加溫階段試體軸向變形歷時與極限強度可以有效預測之外；冷卻階段之試體溫度分布也能得到合理結果；而影響高溫試驗後試體承重能力的因素包括載重比、細長比及斷面尺寸，其承重能力將不及未受加溫試驗之鋼管混凝土柱。

林草英(1999)由試驗方式探討不同厚度的防火被覆、延燒時間、冷卻狀況及鋼板厚度於鋼管混凝土柱對於高溫後殘餘強度之影響。試驗結果顯示防火被覆越薄，其強度的折減率越高；鋼管厚度愈薄時，其熱傳導速率越快，且韌性及強度皆會明顯下降；若藉由噴水試驗將高溫下之鋼管混凝土柱冷卻後，其降伏強度亦會隨之下降。

2.4.3 小結

過去文獻對於高溫下高強度混凝土的研究主要著重在材料性質的變化，包括熱學性質與力學性質的衰減；高溫下鋼管混凝土柱的研究僅有少數文獻以實尺寸試體進行試驗，大多還是採用縮小尺寸試體進行試驗與研究，並針對不同強度、不同類型混凝土、有無防火被覆、不同規範、不同的試體尺寸及不同的載重等探討高溫試驗下鋼管混凝土柱之行為，再輔以分析軟體探討其力學性質及推導相關公式，且實際應用於高樓建築結構的防火安全設計中；而內灌混凝土箱型鋼柱之研究依舊較為缺乏。

第三章 耐火性能之試驗

3.1 試驗規劃

本研究規劃三組內灌混凝土箱型鋼柱，於承受軸壓力下的耐火試驗進行研究。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。藉由三組試體除了可探討 CFBC 試體高溫軸向變形狀況，亦可以了解 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。

3.2 試體設計

3.2.1 箱型鋼柱



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，並採用 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，於試體上再設計兩處孔位，以方便 CFBC 試體內部溫度測點之熱電偶線能順利接上爐外的溫度資料擷取器上。

3.2.2 混凝土

在內灌混凝土方面，設計兩種不同強度之混凝土，並採用流動性高的自充填

混凝土(Self-Compacting Concrete, SCC)。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。

3.2.3 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一。

3.3 試體製作

試體製作程序如下：

1. 於鋼鐵廠製作箱型鋼柱。
2. 箱型鋼柱組合成 U 字型時，安裝試體內部熱電偶測點。
3. 確定試體內部熱電偶測點能正常傳輸訊號。
4. 完成箱型鋼柱後進行混凝土灌漿。
5. 混凝土養護。
6. 安裝 CFBC 試體鋼板上之熱電偶測點。
7. 防火被覆施工。
8. 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。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，並於試體之全滲透處進行超音波檢測(Ultrasonic Testing, UT)，檢測後銲道狀況一切良好，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，配比詳細資料如表 3-2、3-3 所示。因本研究採用自充填混凝土，需於灌漿前進行坍流度的試驗，如圖 3-5 所示。兩種不同強度之混凝土之坍流度分別為 63.5 公分及 67 公分，皆符合標準。在灌漿時應避免速度過快，以防熱電偶線脫落。灌漿完成後，則進行混凝土的養護，同時安裝 CFBC 試體鋼板上之熱電偶測點，如圖 3-6 所示。同時製作直徑 10 公分，高度 20 公分之混凝土圓柱試體，除了於混凝土養護 28 天時進行抗壓強度試驗外，並於 CFBC 試體在高溫試驗前進行抗壓強度試驗，以作為施加载重的依據。

防火被覆於施工前，先在 CFBC 試體之鋼板上鋪設一層單位重為 0.92 kg/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，施工完成後進行養護。本次試驗依 CNS 12514 規定，試體放置於室內並使其含水率達到一定平衡，始進行高溫試驗。

3.4 材料性質試驗

本研究進行材料性質試驗，即鋼材之拉力試片試驗和混凝土圓柱試體抗壓強度試驗。在鋼材之拉力試驗方面，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 366.0 MPa；SN490-22-2 測得的降伏強度為 377.5 MPa。因此，柱鋼板的平均降伏強度為 371.8 MPa。

本研究採用自充填混凝土標稱強度分別為 41.2 MPa 及 68.6 MPa 之混凝土經圓柱試體抗壓試驗測得 28 天平均強度分別為 45.1 MPa 和 51.0 MPa；於試驗前所測得的平均強度分別為 59.7 MPa 和 66.0 MPa，齡期分別為 72 天及 77 天。

3.5 試驗設置與量測儀器設置

3.5.1 試驗設備與試體設置

本研究於內政部建築研究所防火實驗中心之梁柱樓板複合實驗爐進行試驗，以模擬內灌混凝土箱型鋼柱高溫下的行為，試驗設備外觀如圖 3-13 所示。

本試驗僅使用梁柱樓板複合實驗爐之柱爐部分，其尺寸為長約 4.5 公尺，寬約 4 公尺，加熱方式由加溫爐內部之噴火孔進行加溫，並於爐內之測溫棒量測其平均溫度，加溫爐內溫度可由控制室進行調整與數值修正。

柱之加載設備則使用容量為 2000 噸之油壓千斤頂。該設備設於複合實驗爐之下方，載重施加方式為由下往上加壓。設定試驗所需之施加载重噸數、加載時間與流程等可藉調整油壓設備內油的進出量來控制。

經養護後的 CFBC 試體，吊裝到加溫爐內後並安置於加載設備中，將熱電偶線包覆防火棉之後則連結到資料擷取器，並測試訊號是否正常。若量測儀器安裝完成則設置中隔板及加溫爐蓋板，再以防火棉確實將空隙填實，防止實驗過程中高溫氣體自加溫爐內散出而造成人員危險，並開啟抽風設備檢查是否有漏氣，之後再插入測溫棒，待高溫試驗時監控爐內溫度。最後進行加載與加溫設備測試，若一切正常即可開始試驗。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。

3.5.2 熱電偶測點設置

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 3-17 所示。

3.5.3 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 CFBC 試體軸向變形量。

3.6 試驗步驟

3.6.1 試驗開始前

依照 CNS 12514 規定，對於 CFBC 試體試驗載重必須在加溫試驗開始前 15 分鐘施加，待試體變形不再變化後記錄軸向變形量。於加溫試驗開始前 5 分鐘內，記錄熱電偶之初始值並檢查一致性，且加溫爐內溫度需小於 50°C 及室內氣溫須在 10°C ~40°C 範圍之內。

3.6.2 試驗過程

當溫度依照標準加熱曲線函數開始之際即視為加溫試驗開始，進行加熱試驗時加溫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 3-18 所示。加熱函數如式(3-1)所示：

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (3-1)$$

其中

T = 平均爐內溫度(°C)

t = 加溫試驗經過時間(min)

加熱試驗過程中維持固定的載重，所施加之工作載重則依據「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」計算，如附錄二所示。

試體 CFBC-1 於試驗開始前施加的工作載重為 15,190 kN，並進行 2 小時的加溫試驗。加溫試驗結束後若試體尚未達到破壞基準，則在未開爐蓋板的條件下試體於爐內進行冷卻 12 小時，此時資料讀取系統仍持續記錄數據，且試驗結束前皆維持此工作載重。當試體冷卻至常溫後進行殘餘強度之加載測試，以觀察高溫試驗前後試體勁度變化

試體 CFBC-2 於試驗開始前施加的工作載重為 15,680 kN，並進行 2 小時的加溫試驗。加溫試驗達 2 小時後若試體尚未達到破壞基準，則持續進行加溫，直到試體破壞，並記錄此試體之耐火時效。

試體 CFBC-3 則施加 8,820 kN 的工作載重，試驗步驟如同試體 CFBC-2。

3.6.3 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，每隔 10 秒量測一次；垂直變形量每隔不超過一分鐘量測一次，垂直變形速率則依垂直變形量推算而得。試驗過程中需記錄試體行為，如爆裂聲等。最後應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 試體之軸向變形，防火被覆之開裂與變色、軟化、挫屈行為等現象並詳實記錄之。

3.6.4 試驗終止條件

本研究根據 CNS 12514，試驗終止之條件如下列所示：

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。

3.7 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施加軸向載重下高溫試驗之試驗結果，試驗結果如表 4-1 所示。

4.1 試體行為

4.1.1 加溫試驗時各測點溫度歷時比較

試體 CFBC-1

試體 CFBC-1 於試驗前所測得的混凝土強度為 59.7 MPa，實際測量防火被覆噴塗的厚度為 15.3 mm。試驗開始前施加軸向載重 15190 kN 後依 CNS 12514 規定維持此載重 15 分鐘，待穩定後進行加溫試驗。加溫爐內升溫曲線如圖 4-1 所示；混凝土各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-2~4-5 所示；鋼材各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-6~4-9 所示。

加熱 30 分鐘時，加溫爐內平均溫度約為 848.4°C。此時鋼板溫度已升高至 103.6°C~157.8°C 間，平均溫度為 133.0°C；混凝土與鋼板交界處的溫度則為 80°C~97.7°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 60 分鐘時，加溫爐內平均溫度已達 943.1°C。此時鋼板的平均溫度為 194.4°C，最高溫度發生在 DS6 測點，溫度為 269.7°C；而混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 148.2°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 34.5°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 30.7°C，最高溫度發生在 BC3 測點，溫度為 32.0°C。

加溫 90 分鐘時，加溫爐內平均溫度為 1005.4°C。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 42.1°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 33.2°C，最高溫度發生在 DC3 測點，溫度為 33.8°C。

加熱至 120 分鐘時試驗結束，且加溫爐內平均溫度為 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。

試體 CFBC-2

試體 CFBC-1 於試驗前所測得的混凝土強度為 66.0 MPa，實際測量防火被覆噴塗的厚度為 14.3 mm。試驗開始前施加軸向載重 15680 kN 後依 CNS 12514 規定維持此載重 15 分鐘，待穩定後進行加溫試驗。加溫爐內升溫曲線如圖 4-10 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，便持續加溫直到試體破壞，混凝土各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-11~4-14 所示；鋼材各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-15~4-18 所示。

當加熱進行至 30 分鐘時，加溫爐內平均溫度約為 837.8°C。此時鋼板的平均溫度為 144.3°C，最高溫度發生在 BS4 測點，溫度為 171.7°C；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；試體內所有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，加溫爐內平均溫度約為 939.2°C。此時鋼板的平均溫度為 245.5°C，最高溫度發生在 BS3 測點，溫度為 315.4°C；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 42.5°C，最高溫度測點於 AC1 處，溫度為 50.3°C；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 30.0°C。

加溫 90 分鐘時，加溫爐內平均溫度為 1006.0°C。而混凝土與鋼板交界處的平均溫度為 241.8°C，最高溫度發生在 BS2 測點，溫度為 301.8°C；於混凝土深度 76 mm 測點的平均溫度為 61.2°C，最高溫度發生在 CC5 測點，溫度為 84.7°C；於混凝土深度 152 mm 測點的平均溫度為 37.8°C，最高溫度發生在 CC4 測點，溫度為 41.5°C；於混凝土中心處的平均溫度為 34.1°C，最高溫度發生在 DC3 測點，溫度為 34.6°C。

當加熱進行至 120 分鐘時，加溫爐內平均溫度約為 1052.5°C，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。

加熱至第 179.83 分鐘時試驗結束，且加溫爐內平均溫度約為 1111.7°C。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。

試體 CFBC-3

試體 CFBC-3 於試驗前所測得的混凝土強度為 66.0 MPa，無噴塗防火被覆，施加軸向載重僅 8820 kN，約為混凝土計算強度的 0.9 倍，待 15 分鐘後進行加溫試驗，加溫爐內升溫曲線如圖 4-19 所示；混凝土各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-20~4-23 所示；鋼材各斷面測點之溫度與時間關係圖如圖 4-24~4-27 所示。

當加溫試驗進行至 27 分鐘時，試體之軸向膨脹量達到最大值，加溫爐之平均溫度為 830.3°C。此時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 49.9°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 36.9°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 32.5°C，最高溫度 35.3°C，發生在 CC3 位置處。

試體 CFBC-3 於加熱至第 43.17 分鐘時，軸向壓縮量及壓縮速率瞬間增加，便停止試驗，而加溫爐內溫度約為 898.2°C。此時鋼板表面之平均溫度約為 758.2°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 549.5°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。

4.1.2 加溫試驗時軸向變位歷時比較

試體 CFBC-1

試體 CFBC-1 於加溫試驗時，其軸向變形與時間的關係如圖 4-28 所示。加熱 30 分鐘時，加溫爐內平均溫度約為 848.4°C，此時試體因受熱膨脹約為伸長

1.3 mm；加熱約 60 分鐘時，加溫爐內平均溫度已達 943.1°C，試體仍持續受熱膨脹，軸向變形較原長伸長 2.6 mm；加溫 90 分鐘時，加溫爐內平均溫度為 1005.4°C，試體仍持續伸長，軸向變形較原長伸長 3.1 mm。

加溫 120 分鐘時，試驗停止，爐內平均溫度為 1047.9°C，軸向變形較原長伸長 3.8 mm。試體 CFBC-1 於加溫試驗過程中，皆為膨脹行為，且尚未進入壓縮階段。

試體 CFBC-2

高試體 CFBC-2 於加溫試驗時，其軸向變形與時間的關係如圖 4-29 所示。加溫試驗進行至 30 分鐘時，加溫爐內平均溫度約為 837.8°C，此時試體因受熱膨脹伸長 1.5 mm；加熱進行至 60 分鐘時，加溫爐內平均溫度約為 939.2°C，試體依舊保持受熱膨脹，軸向伸長量增加為 2.7 mm。

當加熱進行至 120 分鐘時，爐內平均溫度約為 1052.5°C，而試體雖然持續受熱膨脹，但膨脹速率已趨緩且伸長量為 3.9 mm，直到加熱 125 分鐘後停止受熱膨脹，此時最大伸長量為 4.0 mm。當試體加熱超過 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 分鐘時恢復至加熱前的長度，即無伸長量及壓縮量，在第 179.83 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。

試體 CFBC-3

高溫試驗時，試體 CFBC-3 軸向變形與時間的關係如圖 4-30 所示。當加溫試驗進行至 27 分鐘時，此時達到軸向伸長的最大值 17.3 mm，隨後進入壓縮階段，此時加溫爐平均溫度約為 830.3°C。

試體於加熱至第 43.17 分鐘時，由量測儀器觀測軸向壓縮量瞬間增加速度極為快速，試體亦達到破壞基準，便立即停止試驗。

4.1.3 破壞模式與性能基準判定

試體 CFBC-1

當試體 CFBC-1 加熱進行至第 13 分鐘時，聽到一聲爆裂聲，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；加熱約 30 分鐘後於試體西面及南面角隅間，發現高約 2.5 公尺至 3.5 公尺處增加另一道裂縫，並於試體南面高約 0.65 公尺處發現有些微防火被覆剝落的現象。

高溫試驗結束及試體冷卻後，試體在加溫爐內的情況如圖 4-31 所示。觀察到防火被覆於角隅處皆有相當明顯之裂縫，如圖 4-32~4-34 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，軸向變形為伸長 3.8 mm，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。

試體 CFBC-2

當試體 CFBC-2 加熱進行至 15 分鐘時，即發現試體南面與西面角隅間之防火被覆因受高溫裂開，30 分鐘後觀察到南面與東面角隅間亦有防火被覆裂開的現象。此外試體於加熱 99 分鐘陸續聽到爆裂聲，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。

當試驗結束而且試體冷卻後，試體 CFBC-2 在加溫爐內的情況如圖 4-35 所示。除了發現試體表面有許多長短不一的裂縫外，也觀察到試體角隅間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 4-36~4-38 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 4-39、4-40 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，加溫試驗進行至 2 小時，軸向變形為伸長 4.0 mm，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。

試體 CFBC-3

試體 CFBC-3 於試驗加熱 27 分鐘後直至試驗結束持續聽到密集的混凝土爆裂聲，研判亦為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。

試驗結束而且試體冷卻後，試體 CFBC-3 在加溫爐內的情況如圖 4-41 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銲接處無任何銲道開裂的現象。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；而試體於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 4-42~4-44 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 43.17 分鐘，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。

4.2 結果與討論

4.2.1 不同混凝土強度之影響

試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 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 59.7 MPa，CFBC-2 試

體混凝土強度為 66.0 MPa。軸向變形比較，如圖 4-45 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 4-46 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 相對於試體 CFBC-2 略高，其他兩者之平均溫度相差甚為微小，如圖 4-47 所示，兩組試體加溫 2 小時後溫度數據如表 4-2。

4.2.2 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施加軸向載重之不同。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，加溫試驗於同一時間下之溫度也較高，如圖 4-48 及圖 4-49 所示。

4.2.3 加溫試驗前後軸向勁度之變化

於加溫試驗前施加载重，可得到施加载重與軸向變形的關係如圖 4-50 所示，可發現在相同的載重下，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。加溫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。施加载重方式先緩慢加至 15190 MPa 後，再持續加載至 18620 MPa。由圖 4-51 所示，可發現高溫試驗後試體的軸向勁度大於高溫試驗前，由此可推測鋼材或混凝土於高溫試驗結束後其強度有提高的現象。由 Wu et al. (2002) 實驗中可知高強度混凝土於高溫下受到軸向壓力下且受到良好的圍束，混凝土本身的溫度將略為提高，其勁度也會隨之提高，因此可以合理解釋試體 CFBC-1 於高溫試驗後勁度增加的原因。除此之外，亦發現試體 CFBC-1 於施加载重過程中相對於軸向

壓縮變形的關係皆為線性。

4.2.4 加溫試驗後溫度之變化

加溫試驗結束後，惟試體 CFBC-1 尚未破壞，故持續測量其鋼材與混凝土之溫度，以探討停止加溫後溫度變化狀況。由圖 4-52~4-55 所示，可發現鋼材之溫度隨著加溫試驗結束而隨之下降；混凝土之溫度當加溫試驗結束後並未隨之下降，反而是持續上升至其溫度最大值後才緩慢降低，這是因為混凝土的熱容 (thermal capacity) 相當大的緣故，此現象可由 Yang et al. (2007) 之分析成果得到驗證。

4.2.5 加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，施加载重約為混凝土抗壓計算強度的 0.9 倍，而施加载重與試體受壓計算強度之比值為 0.358。由圖 4-56 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，CFBC 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。

第五章 分析模式與結果討論

受到軸向載重下之內灌混凝土箱型鋼柱，隨著溫度升高產生不同的應變，進而發生軸向變形。CFBC 於高溫下產生軸向變形的因素，包括了不同溫度的熱應變、高溫下材料的力學性質衰減、施加载重的大小、鋼材的非彈性應變及潛變。參考 Eurocode 4 (2005)、Lie (1992)、Wu et al. (2002)、陳諺輝(2006)所建議之分析相關參數進行分析。本章將說明分析模式，並將分析結果與試驗資料進行比較與驗證。

5.1 材料性質與參數

5.1.1 混凝土熱性質

熱膨脹係數

本研究採用 Lie (1992)建議不同溫度下混凝土之熱膨脹係數，其公式如下：

$$\alpha_{c,T_c} = (0.008T_c + 6) \times 10^{-6} \quad (\text{m/m}^\circ\text{C}) \quad (5-1)$$

其中

α_{c,T_c} 為混凝土於溫度 T_c ($^\circ\text{C}$) 時之熱膨脹係數 ($1/^\circ\text{C}$)。

T_c 為混凝土溫度 ($^\circ\text{C}$)。

抗壓強度

本研究針對混凝土於高溫下之抗壓強度折減係數採用 Eurocode 4 (2005)之規定，如表 5-1 所示。

彈性模數

Wu et al. (2002)建議高溫下受到圍束之高強度混凝土其彈性模數折減公式計算如下：

當 $20^{\circ}\text{C} \leq T_c \leq 200^{\circ}\text{C}$ 時，

$$E_{c,T_c} / E_c = 1.028 - 0.00039T_c \quad (5-2)$$

當 $200^{\circ}\text{C} \leq T_c \leq 600^{\circ}\text{C}$ 時，

$$E_{c,T_c} / E_c = 1.31 - 0.0018T_c \quad (5-3)$$

當 $600^{\circ}\text{C} \leq T_c \leq 900^{\circ}\text{C}$ 時，

$$E_{c,T_c} / E_c = 0.438 - 0.00033T_c \quad (5-4)$$

其中

E_{c,T_c} 為混凝土於溫度 T_c ($^{\circ}\text{C}$) 時之彈性模數 (MPa)。

E_c 為混凝土常溫下之彈性模數 (MPa)。

5.1.2 鋼材熱性質

熱膨脹係數

本研究採用 Lie (1992) 建議不同溫度下鋼材之熱膨脹係數，其公式如下：

當 $T_s < 1000^{\circ}\text{C}$ 時，

$$\alpha_{s,T_s} = (0.004T_s + 12) \times 10^{-6} \quad (\text{m/m}^{\circ}\text{C}) \quad (5-5)$$

當 $T_s > 1000^{\circ}\text{C}$ 時，

$$\alpha_{s,T_s} = 16 \times 10^{-6} \quad (\text{m/m}^{\circ}\text{C}) \quad (5-6)$$

其中

α_{s,T_s} 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時之熱膨脹係數 ($1/^{\circ}\text{C}$)。

T_s 為鋼材溫度 (°C)。

降伏強度

鋼材於高溫下降伏強度之折減雖然已於歐洲規範 Eurocode 4 (2005) 中規定，但針對不同種類鋼之降伏強度折減係數並不完備。本研究採用 SN490B 鋼材故參考陳諺輝(2006)不同溫度下 SN490B 鋼材降伏強度之折減係數，如表 5-2 所示。

彈性模數

陳諺輝(2006)針對不同溫度下 SN490B 鋼材應力應變曲線關係之材料試驗結果，可得到特定溫度下鋼材彈性模數與常溫之比值，如表 5-2 所示。

非彈性行為

國內雖然已有許多高溫下鋼材應力應變曲線的力學性質研究成果，但大多為特定溫度下之鋼材性質，包括彈性行為及非彈性行為。針對溫度變化之鋼材非彈性行為引用 Lie (1992)建議高溫下之鋼材非彈性應力與應變關係，其計算公式如下：

當 $\varepsilon_s > \varepsilon_p$ 時

$$f_{y,T_s} = \frac{f(T_s, 0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f(T_s, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)) - f(T_s, 0.001) \quad (5-7)$$

其中

$$\varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_{y_0} \quad (5-8)$$

$$f(T_s, 0.001) = (345 - 0.276T_s) \times \left[1 - \exp\left((-30 + 0.03T_s)\sqrt{0.001}\right) \right] \quad (5-9)$$

$$f\left(T_s, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)\right) = (345 - 0.276T_s) \times \left[1 - \exp\left((-30 + 0.03T_s)\sqrt{\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001}\right) \right] \quad (5-10)$$

其中

f_{y,T_s} 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時之降伏強度 (MPa)。

f_{y_0} 為常溫下鋼材之降伏強度 (MPa)。

ε_s 為高溫下鋼材之應變。

ε_p 為高溫下鋼材之降伏應變。

5.2 分析模式與步驟

5.2.1 分析基本假設

以下為計算內灌混凝土箱型鋼柱其軸向變形之假設：

1. 鋼材與混凝土之力學性質與熱性質相關參數參考 5.1 節。
2. 試體之截面於試驗前後均保持平面，試體 CFBC-3 除外。
3. 試驗過程中，鋼板與混凝土接觸面為緊密結合且無任何滑動，試體 CFBC-3 除外。
4. 假設加溫爐內溫度場為均勻分佈。
5. 以鋼材及混凝土之平均溫度執行 CFBC 試體熱膨脹的分析及高溫下材料力學折減之分析。
6. 忽略混凝土高溫下爆裂的影響。
7. 熱應變及鋼材因高溫產生之非彈性應變之影響僅考慮試體受熱段長度，軸向載重產生之應變考慮試體全長。
8. 忽略自重的影響。
9. 忽略熱對流與熱輻射之效應。

5.2.2 鋼材與混凝土溫度計算

由於試驗時所配置的熱電偶測點位皆不相同，為了得到鋼材及混凝土在不同加溫試驗時間之熱膨脹量、高溫下力學折減狀況及施加载重所造成之軸向變位等，以試驗所得之溫度數據分別計算鋼材及混凝土的平均溫度，以利計算相關的熱性質及力學性質。

鋼材溫度之計算，由於鋼材測點有內外側之分別，首先分別計算鋼板內側平均溫度 T_{s1} 及鋼板外側平均溫度 T_{s2} ，分別計算二個平均溫度後，由圖 5-1 所示，計算鋼板內側溫度所影響範圍之面積為 A_{s1} ，鋼板外側溫度所影響範圍之面積為 A_{s2} ，再依其所影響面積的大小來計算鋼材之平均溫度，可得下式。

$$T_s = \frac{\sum_{i=1}^2 T_{si} A_{si}}{A_s} \quad (5-11)$$

其中

A_s 為鋼板之全斷面積 (mm^2)。

A_{si} 為鋼板各區域之面積 (mm^2)。

T_s 為鋼材之平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

T_{si} 為鋼板各區域之平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

經計算之三組試體鋼材溫度輸入值如圖 5-2~5-4 所示，其鋼材之熱應變為圖 5-5 所示。

混凝土溫度之計算，由於試驗時混凝土測點的位置有三種深度之差異，故分別計算混凝土中心點平均溫度 T_{c1} 、混凝土斷面深度 152 mm 平均溫度 T_{c2} 、混凝土斷面深度 76 mm 平均溫度 T_{c3} ，分別計算混凝土三處位置之平均溫度。由圖 5-1 所示，計算混凝土中心處溫度所影響範圍之面積為 A_{c1} ，混凝土斷面深度 152 mm 平均溫度所影響範圍之面積為 A_{c2} ，混凝土斷面深度 76 mm 平均溫度所影響範圍

之面積為 A_{c3} ，再依其所影響面積的大小來計算混凝土平均溫度，可得混凝土平均溫度。

$$T_c = \frac{\sum_{i=1}^3 T_{ci} A_{ci}}{A_c} \quad (5-12)$$

其中

A_c 為混凝土全斷面積 (mm^2)。

A_{ci} 為混凝土各區域之面積(mm^2)。

T_c 為混凝土之平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

T_{ci} 為混凝土各區域之平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)。

經計算之三組試體混凝土溫度輸入值如圖 5-6~5-8 所示，其混凝土之熱應變為圖 5-9 所示。



5.2.3 分析方法

由實驗數據得知，CFBC 試體會因受熱而持續膨脹，膨脹達到最大值後即進入壓縮階段，最後導致試體破壞。Lie and Chabot (1992)研究鋼管內灌混凝土柱火害行為指出，軸向變形行為主要可以分為四個階段，如圖 5-10 所示，第一階段(A-B)為伸長行為，主要由鋼材承擔施加载重；第二階段(B-C)為停止伸長行為並進入壓縮階段，鋼材所承擔的載重逐漸轉移由混凝土承擔；第三階段(C-D)為壓縮階段，主要由混凝土承擔施加载重；第四階段(D-E)壓縮速率突然增加，當混凝土無法承擔軸向載重而破壞。

影響內灌混凝土箱型鋼柱軸向變形的主要因素包括了試體受高溫產生熱膨脹、施加载重的大小、及高溫下材料之力學性質、潛變效應。其中，高溫下力學性質包含材料之彈性行為及非彈性行為。Lu et al. (2009)研究指出，當變形於伸

長行為時，僅受到熱應變及材料彈性行為之影響；當變形進入壓縮階段後，此時材料已進入非彈性階段，則需再考慮材料非彈性行為產生之應變，而高溫下鋼材之潛變效應納入非彈性行為。Dorn (1954)及 Harmathy (1967)發展一套計算鋼材高溫下潛變的公式，Anderberg (1983)針對不同種類鋼材之高溫下潛變行為建議相關之參數。

根據 5.2.1 小節假設鋼材與混凝土接觸面為緊密結合且變形一致下，其平衡關係如(5-13)式所示。

$$\delta = \delta_T - \delta_P = \delta_{Ts} - \delta_{Ps} = \delta_{Tc} - \delta_{Pc} \quad (5-13)$$

其中

δ 為試體 CFBC 試驗過程承受軸壓力與溫度之軸向變形 (mm)。

δ_T 為試體 CFBC 受溫度影響之熱伸長 (mm)。

δ_P 為試體 CFBC 受到載重下之變形 (mm)。

δ_{Ts} 為鋼材受溫度影響之熱伸長 (mm)。

δ_{Ps} 為鋼材受到載重下之變形 (mm)。

δ_{Tc} 為混凝土受溫度影響之熱伸長 (mm)。

δ_{Pc} 為混凝土受到載重下之變形 (mm)。

由(5-13)式平衡關係若僅考慮彈性變形可得(5-14)式，又鋼材及混凝土共同承擔原有施加载重，以(5-15)式表示。

$$\alpha_{s,Ts} (\Delta T_s) L' - \frac{P_{s,Ts} L}{A_s E_{s,Ts}} = \alpha_{c,Tc} (\Delta T_c) L' - \frac{P_{c,Tc} L}{A_c E_{c,Tc}} \quad (5-14)$$

$$P = P_{s,Ts} + P_{c,Tc} \quad (5-15)$$

將(5-14)式、(5-15)式聯立可解出鋼材及混凝土分別承擔載重之大小，如(5-16)

式及(5-17)式所示。

$$P_{s,T_s} = \frac{\left\{ PL + E_{c,T_c} A_c L' \left[\alpha_{s,T_s} (\Delta T_s) - \alpha_{c,T_c} (\Delta T_c) \right] \right\} E_{s,T_s} A_s}{L [E_{s,T_s} A_s + E_{c,T_c} A_c]} \quad (5-16)$$

$$P_{c,T_c} = \frac{\left\{ PL - E_{s,T_s} A_s L' \left[\alpha_{s,T_s} (\Delta T_s) - \alpha_{c,T_c} (\Delta T_c) \right] \right\} E_{c,T_c} A_c}{L [E_{s,T_s} A_s + E_{c,T_c} A_c]} \quad (5-17)$$

其中

L 為試體全長 (mm)。

L' 為試體受熱段長度 (mm)。

ΔT_s 為鋼材之加溫試驗溫度與常溫之差值 ($^{\circ}\text{C}$)。

ΔT_c 為混凝土之加溫試驗溫度與常溫之差值 ($^{\circ}\text{C}$)。

P 為試驗所施加之載重 (kN)。

P_{s,T_s} 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時所承擔之載重 (kN)。

P_{c,T_c} 為混凝土於溫度 T_c ($^{\circ}\text{C}$) 時所承擔之載重 (kN)。

鋼材與混凝土高溫中之彈性模數會有衰減的現象，因此必須分別計算不同位置處(鋼材為內側與外側，混凝土為3個不同深度)於高溫下之彈性模數，最後再乘上該區域之面積並加總，即可分別求出鋼材與混凝土之EA值，如(5-18)式、(5-19)式所示。

$$E_{s,T_s} A_s = \sum_{i=1}^2 E_{s_i,T_{s_i}} A_{s_i} \quad (5-18)$$

$$E_{c,T_c} A_c = \sum_{i=1}^3 E_{c_i}(T_{c_i}) A_{c_i} \quad (5-19)$$

其中

E_{s,T_s} 為鋼材於溫度 T_s ($^{\circ}\text{C}$) 時之彈性模數 (MPa)。

E_{c,T_c} 為混凝土於溫度 T_c ($^{\circ}\text{C}$) 時之彈性模數 (MPa)。

$E_{s_i,T_{s_i}}$ 為鋼材各區域之彈性模數 (MPa)。

$E_{c_i,T_{c_i}}$ 為混凝土各區域之彈性模數 (MPa)。

隨著溫度升高，鋼材所承擔之載重亦相對提高，若鋼材因載重造成之應變超過當時溫度之降伏應變時，則進入非彈性行為。此時試體行為已開始進入壓縮階段，此階段分析模式除了分別考慮兩種材料原有熱膨脹及受到軸向載重所產生的應變外，還需考慮鋼材於高溫下的非彈性應變，此時可由 Lie (1992) 所建議高溫下之鋼材非彈性應力與應變關係，將鋼材溫度歷時、不同溫度下鋼材之降伏強度及鋼材降伏應變代入(5-7)式，可求出不同溫度下鋼材的應變 ϵ_s 。再由此法解出之 ϵ_s 減去降伏應變，則可計算因鋼材非彈性行為所造成之額外應變 $\epsilon_{s,inel}$ 。

此時考慮鋼材於高溫下之非彈性應變下，則(5-14)式可改寫如下：

$$\alpha_{s,T_s} (\Delta T_s) L' - \left(\frac{P_{s,T_s} L}{A_s E_{s,T_s}} + \epsilon_{s,inel} L' \right) = \alpha_{c,T_c} (\Delta T_c) L' - \frac{P_{c,T_c} L}{A_c E_{c,T_c}} \quad (5-20)$$

其中

$\epsilon_{s,inel}$ 為鋼材高溫下之非彈性應變。

上式再與(5-15)式聯立，則鋼材及混凝土分別承擔之載重可由(5-21)式、(5-22)式所示：

$$P_{s,T_s} = \frac{\left\{ PL + E_{c,T_c} \frac{A_c L'}{c} \left[\alpha_{s,T_s} (\Delta T_s) - \alpha_{c,T_c} (\Delta T_c) - \epsilon_{s,inel} \right] \right\} E_{s,T_s} \frac{A_s}{s}}{L \left[E_{s,T_s} \frac{A_s}{s} + E_{c,T_c} \frac{A_c}{c} \right]} \quad (5-21)$$

$$P_{c,Tc} = \frac{\left\{ PL - E_{s,Ts} A_s L' \left[\alpha_{s,Ts} (\Delta T_s) - \alpha_{c,Tc} (\Delta T_c) - \varepsilon_{s,incl} \right] \right\} E_{c,Tc} A_c}{L \left[E_{s,Ts} A_s + E_{c,Tc} A_c \right]} \quad (5-22)$$

由(5-16)式、(5-17)式、(5-21)式、(5-22)式可分別求出於加溫試驗過程中鋼材與混凝土所分擔的軸向載重，並利用(5-13)式求得試體 CFBC 整體軸向變形。惟試體 CFBC-3 於分析過程中發現鋼材之承重超過原有施加载重的現象，與實際狀況不符，故分析時鋼材之最大承重即視為原有施加载重(8,820 kN)，如此一來試體 CFBC-3 就無法滿足變形諧和的條件，故僅以鋼材之變形行為計算試體 CFBC-3 的軸向變形，即 $\delta = \delta_T - \delta_p = \delta_{Ts} - \delta_{Ps}$ 。

5.3 分析結果與討論

本研究依據 5.2 節所述之分析方法建立模型，將每筆時間點之試驗溫度數據值進行運算，求出高溫下各時間點之軸向變形值，以加載後尚未進行加溫試驗前之試體長度作為基準位置繪製軸向變形之歷時曲線，並與加溫試驗之軸向變形歷時曲線進行比較與討論。

5.3.1 試體 CFBC-1 分析結果

試體 CFBC-1 軸向變形於試驗過程皆為伸長行為，而分析過程中鋼材所承擔之載重皆未達到其降伏應變，故僅需考慮熱膨脹分析及彈性狀態下之軸向變形分析。軸向變形歷時分析值與實驗值之比較如表 5-3 及圖 5-11 所示。由圖 5-11 可發現加溫試驗於 0 至 30 分鐘間，軸向變形分析值與實驗值相當接近，惟 30 至 60 分鐘間誤差稍大外，60 分鐘後依舊相當接近，尤其加溫試驗約 75 分鐘後，雖然分析值約略大於實驗值，不過軸向變形曲線斜率略為相同，換言之即軸向變形速率皆相同。試驗終了試體 CFBC-1 軸向變形為 3.80 mm，分析結果則為 4.34 mm。

除了軸向變形的分析外，高溫下鋼材與混凝土承擔軸向載重的行為也值得探討。由表 5-4 及圖 5-12 所示，常溫下鋼材與混凝土承擔軸向載重之比值為 0.552

及 0.448，分析過程中可發現鋼材分擔載重的比例隨著加溫試驗的時間增加而增加，反之混凝土則逐漸減少。試驗結束鋼材承擔大部份軸向載重，比值約為 0.907；而混凝土承擔軸向載重的比值僅 0.093。

5.3.2 試體 CFBC-2 分析結果

試體 CFBC-2 軸向變形於試驗過程先為伸長變形，達到變形最大值後，開始進入壓縮變形，直到試體破壞。軸向變形伸長階段如同試體 CFBC-1 方法分析，當載重對鋼材產生的應變超過降伏應變時即進入壓縮階段，壓縮階段除了進行熱膨脹分析及於載重下產生軸向變形之分析外，還需考慮鋼材降伏後產生之非彈性應變。軸向變形歷時分析值與實驗值之比較如表 5-5 及圖 5-13 所示。由圖 5-13 可發現加溫試驗於 0 至 60 分鐘間，軸向變形分析值與實驗值相當接近，加溫試驗 60 分鐘後，分析值變形速率開始大於實驗值，直到伸長變形達最大值，分析之最大軸向變形為 5.18 mm。加溫試驗達 120 分鐘時，此時試體 CFBC-2 軸向變形為 3.90 mm，分析結果則為 5.09 mm。試驗時發現加溫 125 分鐘後試體變形進入壓縮階段，分析時則發現加溫試驗 134 分鐘時，載重對鋼材造成之應變已超過其降伏應變，故試體開始進入壓縮階段。試體加溫 179.83 分鐘時，實驗值的軸向變形為 -7.20 mm，分析值則為 0.16 mm。

高溫下鋼材與混凝土承擔軸向載重的行為由表 5-6 及圖 5-14 所示，常溫下鋼材與混凝土承擔軸向載重之比值為 0.542 及 0.458。分析過程中可發現鋼材分擔載重的比例隨著溫度的增加而增加，反之混凝土則逐漸減少，直到試體達到伸長變形最大值，鋼材即承擔大部份軸向載重，比值約為 0.980；而混凝土承擔軸向載重的比值僅 0.020。隨後鋼材所承擔之載重逐漸減少並轉換由混凝土承擔，直到混凝土無法承受原有施加载重而破壞。

5.3.3 試體 CFBC-3 分析結果

試體 CFBC-3 分析方法與試體 CFBC-2 完全相同。軸向變形歷時分析值與實

驗值之比較如表 5-7 及圖 5-15 所示。由圖 5-15 可發現加溫試驗於 0 至 30 分鐘間，軸向變形分析值約略為一斜率相等之斜直線，與實驗值差距較大。推估分析值因熱膨脹與受載重下之彈性軸向變形皆為溫度之一次函數，故分析結果為一斜直線；數值相差較大的原因為加溫初期溫度上升只集中在鋼材表面，分析方法並未考量到這點，故分析時加溫約 11 分鐘內較試驗時為高；且因所有鋼板內外側溫度之差值相較於試體 CFBC-1 及試體 CFBC-2 為大，故平均後之鋼板溫度略為低估，亦導致加溫 13 分鐘後試體分析值之伸長量較實驗值為小。試體最大軸向變形於試驗時為加溫第 27 分鐘的 17.30 mm，分析結果則為加溫第 30 分鐘的 14.04 mm。分析值於加溫試驗第 43.17 分鐘時，軸向變形為-3.95 mm。

高溫下鋼材與混凝土承擔軸向載重的行為由表 5-8 及圖 5-16 所示，由於鋼材與混凝土強度皆與 CFBC-2 相同。分析過程中可發現鋼材於加溫第 5 分鐘後即承擔所有載重，直到試體進入壓縮階段才轉由混凝土承擔，於加溫試驗第 41 分鐘時混凝土承擔所有載重，直到試體破壞。



第六章 結論與建議

本研究主要探討火害下內灌混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為，試體參數為不同混凝土強度與不同防火被覆厚度，共進行 3 組實尺寸試體進行高溫試驗，並探討其行為；此外再以本研究建立之分析方法進行驗證。綜合研究結果提出以下結論與建議：

6.1 結論

1. 內灌混凝土箱型鋼柱噴覆二小時防火時效之防火被覆厚度下，並施加試體之 100% 工作載重條件下進行高溫試驗，可超過二小時的防火時效。試體 CFBC-1 於試驗 120 分鐘時僅防火被覆龜裂，並無其他破壞跡象；試體 CFBC-2 試驗過程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，惟因箱型鋼板之圍束作用，並未導致試體立即破壞。於試驗 179 分鐘時無法再承載軸向加壓而達破壞。破壞模式除了防火被覆碎裂外，還有鋼板局部的鼓起與內部混凝土的碎裂。
2. 試體 CFBC-1 冷卻後再進行軸向加載試驗，發現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-3 施加之 56% 工作載重條件下，於 43 分鐘試體破壞。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。
4. 防火被覆可延緩鋼材與混凝土溫度上升之速率，亦可減緩材料性質衰減之速率。有防火被覆之試體，軸向位移由開始受熱時至變形最大值、及變形最大值至破壞的時間皆較無防火被覆之試體長，其耐火能力相對較佳。
5. 試體溫度分布、材料性質的變化與施加载重的大小皆會影響高溫下試體變形之行為。
6. 本研究之分析模式可有效模擬含防火被覆之內灌混凝土箱型鋼柱之軸向變

位，其中又以彈性變形階段較為準確；未含防火被覆之試體亦能模擬其受熱變形趨勢，但較不如含防火被覆之試體準確。

7. 由分析結果可發現，鋼材與混凝土於加溫試驗過程中共同承擔所施加之載重。鋼材之承重比例自加溫後逐漸增加，混凝土則逐漸減少，試體變形膨脹至最大值時，鋼材之承重比例亦為最大值。當試體進入壓縮階段時，鋼材所承擔之載重漸轉由混凝土承擔，直到試體破壞。由此可知，CFBC 的耐火能力除了受到溫度分布影響之外，鋼材與混凝土之承重行為亦是另一關鍵。

6.2 建議

1. 本次研究以「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規劃試體，箱型鋼柱之設計採全滲透銲接而且無設置剪力釘，而實務上箱型鋼柱於非圍束區常採半滲透銲，內部亦有剪力釘之設計，故前揭二項差異對於耐火時效之影響程度尚待進行後續研究予以釐清。
2. 建議後續研究可增加其他試驗參數，如不同種類防火被覆、被覆厚度、鋼材寬厚比、不同受熱面、施加载重比例、軸力與彎矩共同作用等，以探討實尺寸內灌混凝土箱型鋼柱進一步之行為。
3. 本研究無防火被覆試體的軸向變形分析結果與試驗結果相差稍大，建議可以其他分析方法(如：有限元素法)以模擬更正確之試體行為。
4. 本研究之分析模型並未考慮熱對流及熱輻射之影響，建議後續研究可針對此方面做更進一步之討論。

參考文獻

- Anderberg, Y. (1983). "Properties of materials at high temperatures - steel." *RILEM Report*, University of Lund, Sweden.
- 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.
- Dorn, J. E. (1954). "Some fundamental experiments on high temperature creep." *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 5, 86-116.
- Edwards, M. (1998). "The performance in fire of concrete filled SHS columns protected by intumescent paint." *Proceedings of the Nordic steel construction conference 98*, Bergin, Norway, September, 27-38.
- 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.
- 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.
- Harmathy, T. Z. (1967). "A comprehensive creep model." *Journal of Basis Engineering Transactions*, ASME, 396-502.
- 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.
- Lie, T. T. (1992). "Structural fire protection." *Manuals and Reports on Engineering Practice No. 78*, ASCE, New York, NY.
- Lie, T. T., Chabot, M. (1992). "Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete." *Internal Report No 611*, National Research Council of Canada.
- Lie, T. T., Irwin, R. J. (1995). "Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(5), 797-805.
- 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.

UL 263 (2003). “Fire Tests of building construction and materials.” Underwriters Laboratories Inc.

Wu, B., Su, X. P., Li, H., Yuan, J. (2002). “Effect of high temperature on residual mechanical properties of confined and unconfined high-strength.” *ACI Materials Journal*, 99(4), 399-407.

Yang, H., Han, L. H., Wang, Y. C. (2007). “Effects of heating and loading histories on post-fire cooling behaviour of concrete-filled steel tubular columns.” *Journal of Constructional Steel Research*, 64(5), 556-570.

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學系博士論文，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」。

陳諺輝(2006)，「螺栓孔於高溫下承壓行為之量測與數值模擬」，國立成功大學土木工程學系碩士論文，鍾興陽指導。

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

CNS12514。

內政部(2011)，「建築技術規則」。

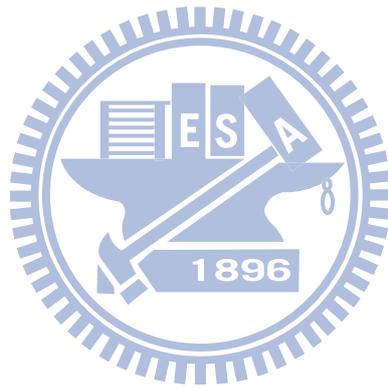


表 2-1 防火構造建築物其主要構造規定之防火時效

層數 主要 構造部份	自頂層起算不超 過四層之各樓層	自頂層起算超過第 四層至第十四層之 各樓層	自頂層起算第 十五層以上之 各樓層
承重牆壁	一小時	一小時	二小時
樑	一小時	二小時	三小時
柱	一小時	二小時	三小時
樓地板	一小時	二小時	二小時
屋頂	半小時		

表 2-2 各國垂直承重構造耐火試驗規範之比較

	ISO 834	UL 263	BS 476	CNS 12514
試體柱 受熱長 度(h)	無一定要求	2.7 公尺以上 (具防火被覆 之鋼柱為 2.4 公尺以上)	3 公尺以上	3 公尺以上
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)	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)	(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)	(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)

表 3-1 試體規劃

試體編號	□ 500 × 500 × 22 × 22 mm，高 4350 mm。			
	鋼材		混凝土	防火被覆
	材質	降伏強度(MPa)	強度(MPa)	厚度(mm)
CFBC-1	SN 490B	371.8	59.7	15.4
CFBC-2			66.0	14.4
CFBC-3			66.0	--

表 3-2 實際強度 59.7 MPa 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 41.2 MPa 2. 設計坍度為 250 mm 3. 坍流度為 635 mm 4. 粗骨材最大粒徑為 19 mm 5. 含氣量為 1.5%						

表 3-3 實際強度 66.0 MPa 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 68.6 MPa 2. 設計坍度為 250 mm 3. 坍流度為 670 mm 4. 粗骨材最大粒徑為 19 mm 5. 含氣量為 1.5%						

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(MPa)	371.8	371.8	371.8
混凝土實際強度(MPa)	59.7	66.0	66.0
防火被覆實際厚度(mm)	15.3	14.3	--
施加载重(MPa)	15190	15680	8820
試驗時間(min)	120	179	43
最大伸長量(mm)	3.8	4.0	17.3
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(°C)	256.0	390.9	758.2
試驗終止時鋼之最高溫度(°C)	286.7	512.0	847.4
試驗終止時混凝土深度 76 mm 之平均溫度(°C)	84.6	129.1	266.8
試驗終止時混凝土深度 76 mm 之最高溫度(°C)	93.4	145.5	470.2
試驗終止時混凝土深度 152 mm 之平均溫度(°C)	52.7	80.7	201.9
試驗終止時混凝土深度 152 mm 之最高溫度(°C)	58.2	92.5	484.1
試驗終止時混凝土中心處之平均溫度(°C)	38.6	73.6	112.5
試驗終止時混凝土中心處之最高溫度(°C)	41.7	76.5	249.4
破壞模式	防火被覆開裂	一處局部挫屈	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

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	CFBC-2	CFBC-3
	(2 小時)	(2 小時)	(43 分鐘)
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

表 5-1 高溫下混凝土材料性質之折減

溫度(°C)	抗壓強度折減	彈性模數折減
20	1.00	1.03
100	1.00	0.99
200	0.95	0.95
300	0.85	0.77
400	0.75	0.59
500	0.60	0.41
600	0.45	0.23
700	0.30	0.21
800	0.15	0.17

表 5-2 高溫下鋼材材料性質之折減

溫度(°C)	降伏強度折減	彈性模數折減
20	1.00	1.00
100	0.92	0.83
200	0.84	0.80
300	0.72	0.71
400	0.67	0.72
500	0.58	0.54
600	0.39	0.33
700	0.17	0.26
800	0.09	0.12

表 5-3 試體 CFBC-1 軸向變位實驗值與分析值之比較

時間 (min)	鋼材 平均溫度(°C)	混凝土 平均溫度(°C)	實驗值 (mm)	分析值 (mm)
0.00	31.2	29.7	0.00	0.00
30.00	110.4	32.3	1.40	1.20
60.00	171.8	41.9	2.60	2.39
90.00	225.8	56.5	3.10	3.48
120.00	267.8	76.3	3.80	4.34

表 5-4 試體 CFBC-1 鋼材與混凝土所分擔軸向載重比較

時間 (min)	鋼材載重 (kN)	混凝土載重 (kN)	鋼材載重比值	混凝土載重比值
0.00	8380	6810	0.552	0.448
30.00	10197	4993	0.671	0.329
60.00	11806	3384	0.777	0.223
90.00	13070	2120	0.860	0.140
120.00	13777	1413	0.907	0.093

※ 鋼材載重比值=鋼材所承擔之載重/原始施加载重

※ 混凝土載重比值=混凝土所承擔之載重/原始施加载重

表 5-5 試體 CFBC-2 軸向變位實驗值與分析值之比較

時間 (min)	鋼材 平均溫度(°C)	混凝土 平均溫度(°C)	實驗值 (mm)	分析值 (mm)
0.00	31.3	29.4	0.00	0.00
30.00	118.0	31.2	1.60	1.29
60.00	207.4	39.7	2.70	2.92
90.00	275.9	55.3	3.30	4.18
120.00	317.9	72.6	3.90	5.09
150.00	337.7	91.7	3.50	4.57
179.83	399.9	116.8	-7.20	0.16

表 5-6 試體 CFBC-2 鋼材與混凝土所分擔軸向載重比較

時間 (min)	鋼材載重 (kN)	混凝土載重 (kN)	鋼材載重比值	混凝土載重比 值
0.00	8495	7185	0.542	0.458
30.00	10560	5120	0.673	0.327
60.00	12973	2707	0.827	0.173
90.00	14542	1138	0.927	0.073
120.00	15441	239	0.985	0.015
150.00	13956	1724	0.890	0.110
179.83	6073	9607	0.387	0.613

※ 鋼材載重比值=鋼材所承擔之載重/原始施加载重

※ 混凝土載重比值=混凝土所承擔之載重/原始施加载重

表 5-7 試體 CFBC-3 軸向變位實驗值與分析值之比較

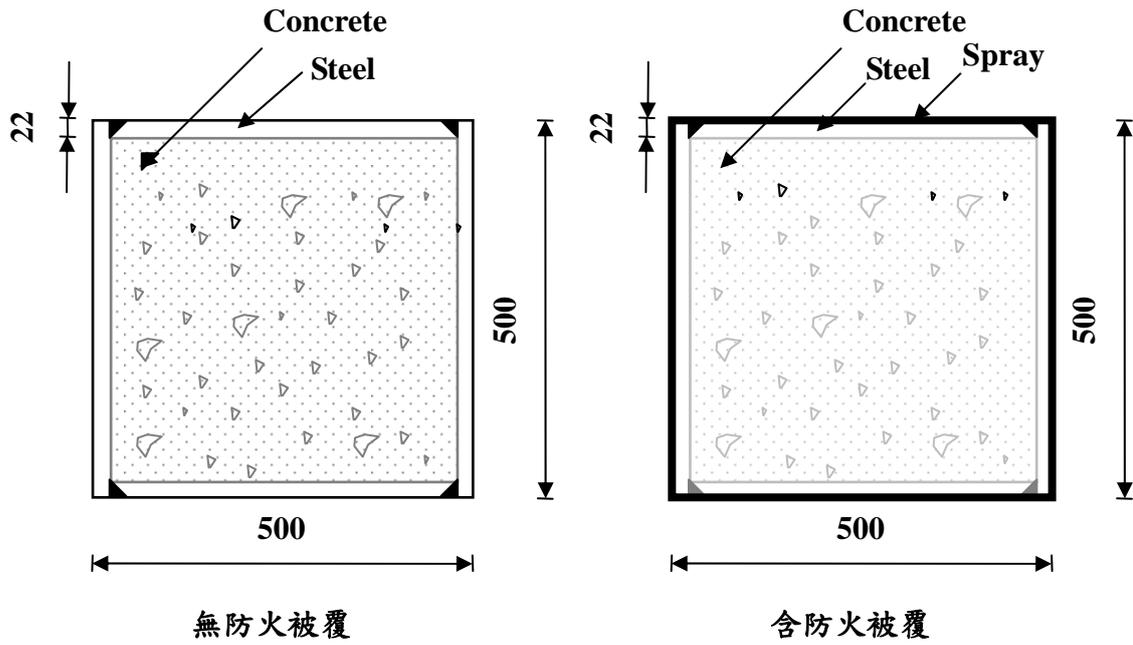
時間 (min)	鋼材 平均溫度(°C)	混凝土 平均溫度(°C)	實驗值 (mm)	分析值 (mm)
0.00	32.4	31.1	0.00	0.00
10.00	238.2	30.2	4.40	5.23
20.00	379.0	37.6	13.90	9.58
30.00	511.8	50.5	16.30	14.04
40.00	614.2	192.2	-1.90	1.16
43.17	656.3	248.1	-26.20	-3.95

表 5-8 試體 CFBC-3 鋼材與混凝土所分擔軸向載重比較

時間 (min)	鋼材載重 (kN)	混凝土載重 (kN)	鋼材載重比值	混凝土載重比 值
0.00	4774	4046	0.541	0.459
10.00	8820	0	1.000	0.000
20.00	8820	0	1.000	0.000
30.00	8820	0	1.000	0.000
40.00	1140	7680	0.129	0.871
43.17	0	8820	0.000	1.000

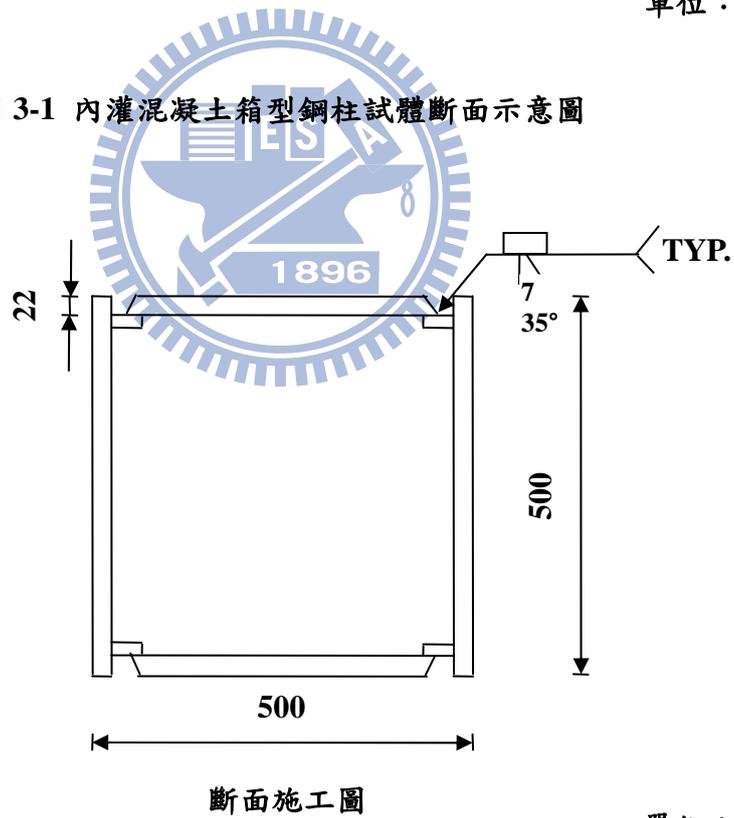
※ 鋼材載重比值=鋼材所承擔之載重/原始施加载重

※ 混凝土載重比值=混凝土所承擔之載重/原始施加载重



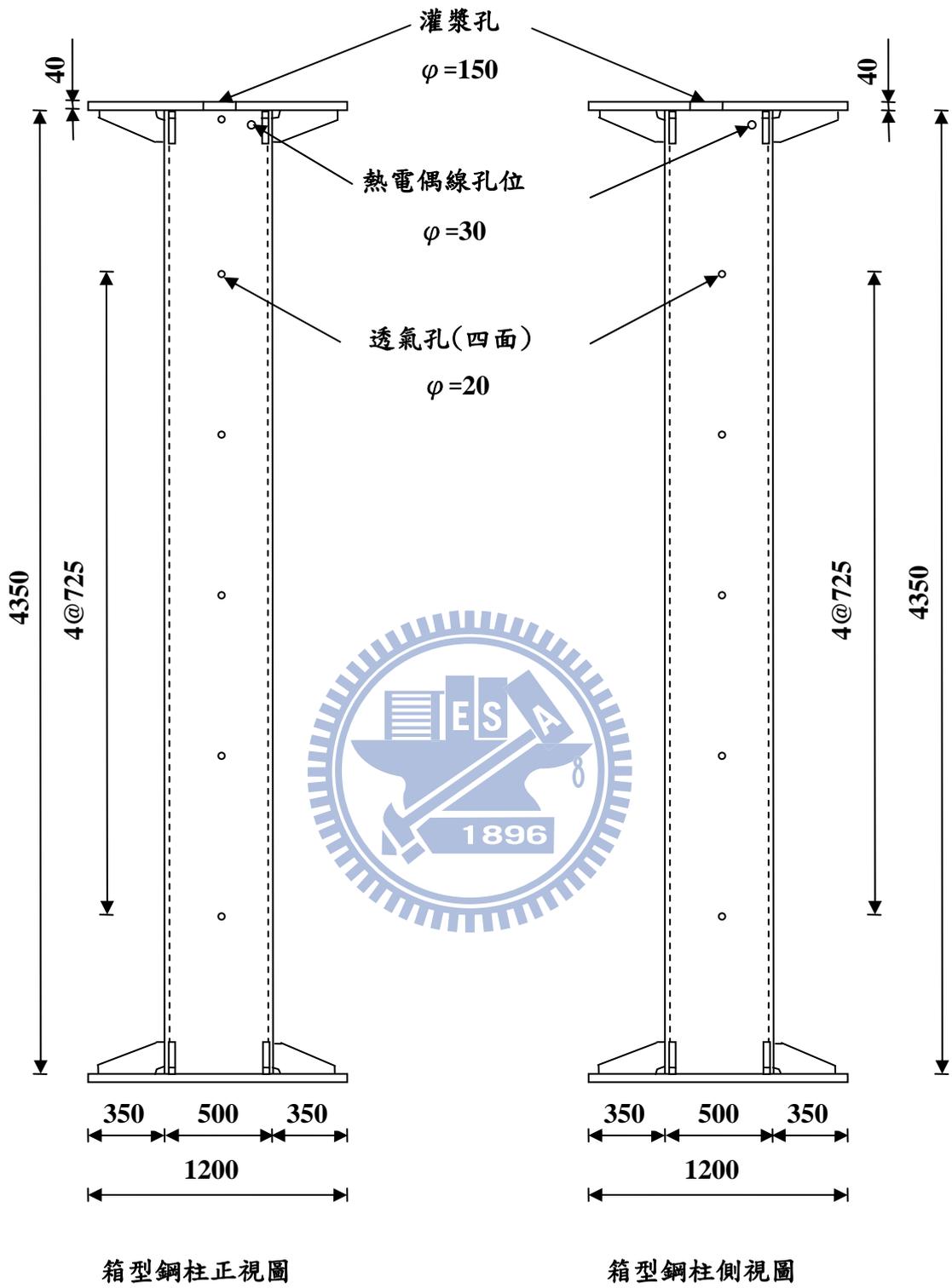
單位：mm

圖 3-1 內灌混凝土箱型鋼柱試體斷面示意圖



單位：mm

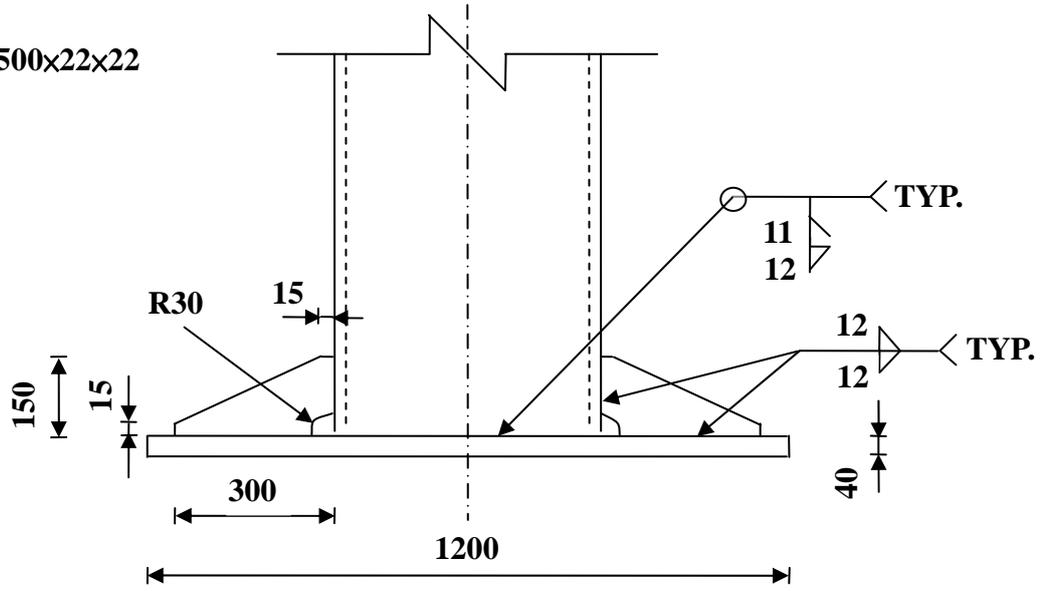
圖 3-2 箱型鋼柱設計圖



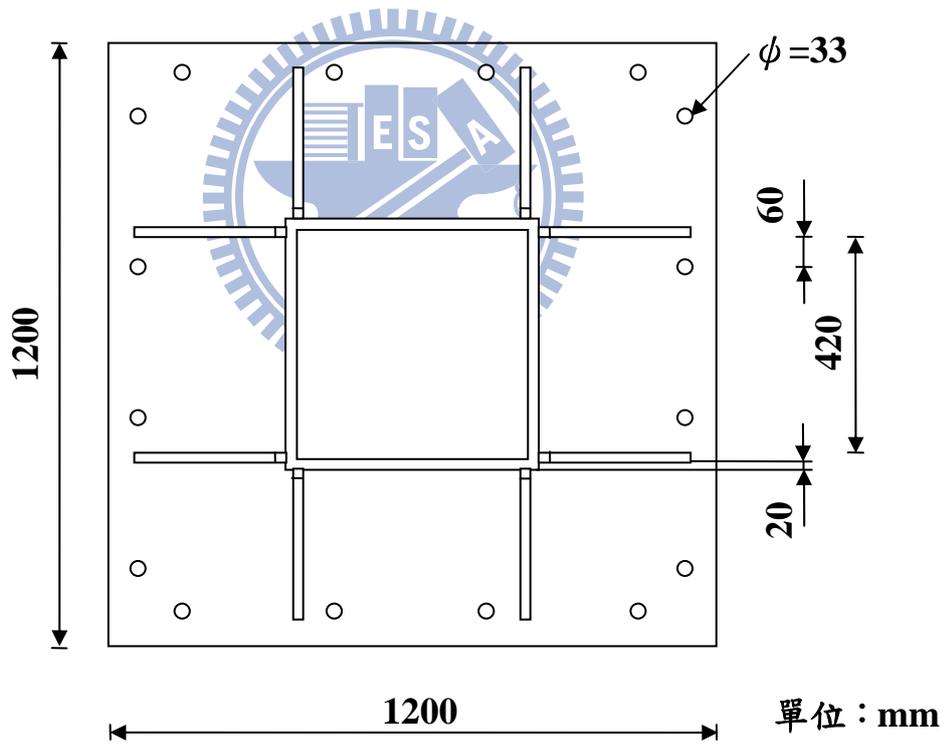
單位：mm

圖 3-2 箱型鋼柱設計圖(續)

□ 500x500x22x22

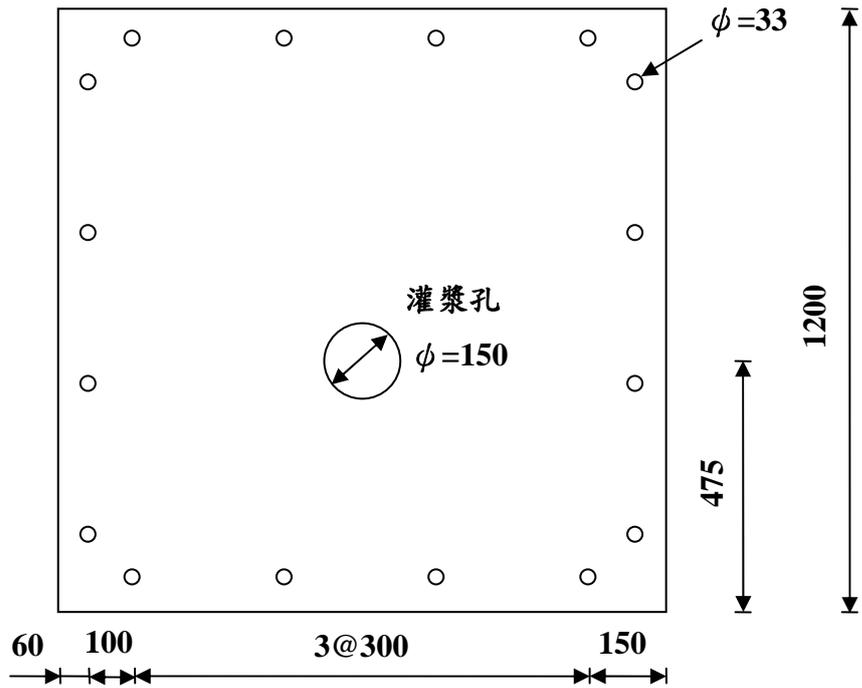


單位：mm



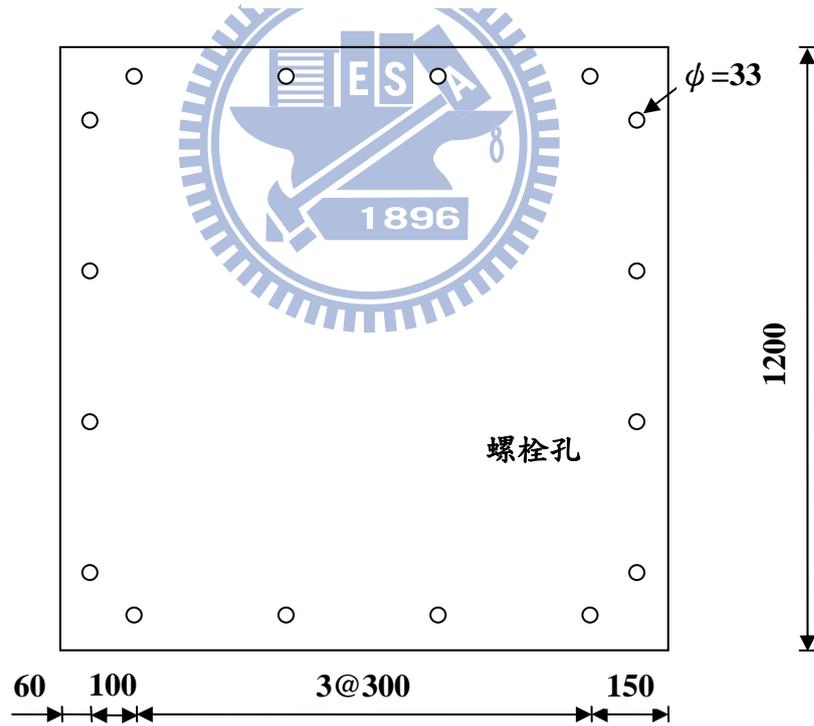
單位：mm

圖 3-2 箱型鋼柱設計圖(續)



上部底板設計圖

單位：mm



下部底板設計圖

單位：mm

圖 3-2 箱型鋼柱設計圖(續)



圖 3-3 CFBC 試體內部熱電偶測點安裝圖



圖 3-4 箱型鋼柱施工圖



圖 3-5 自充填混凝土於灌漿前進行坍流度之量測



圖 3-6 CFBC 試體表面熱電偶測點安裝圖



圖 3-7 鋼網施工



圖 3-8 鋼網鋪設完成圖



圖 3-9 CFBC 試體防火被覆施工(一)



圖 3-10 CFBC 試體防火被覆施工(二)

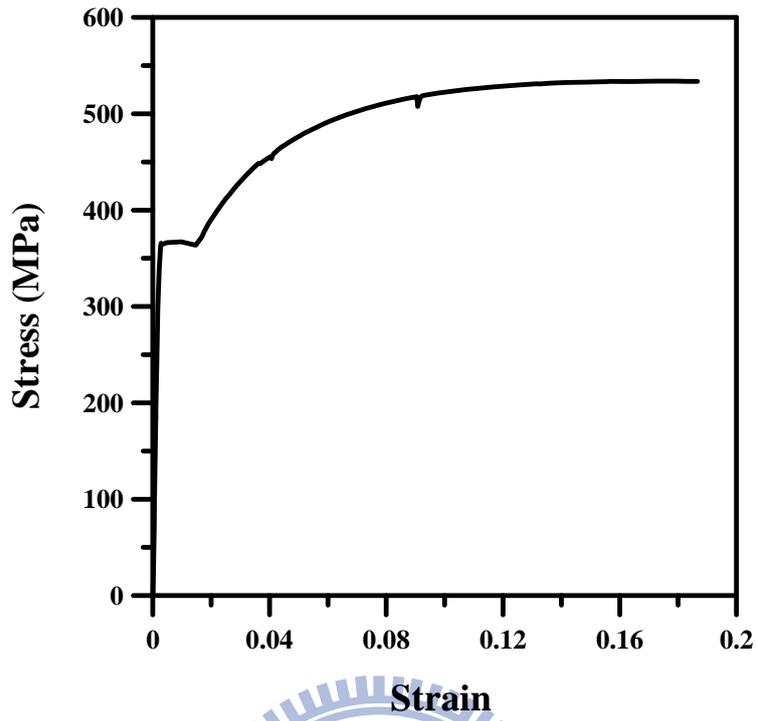


圖 3-11 柱鋼板 SN490-22-1 應力應變曲線

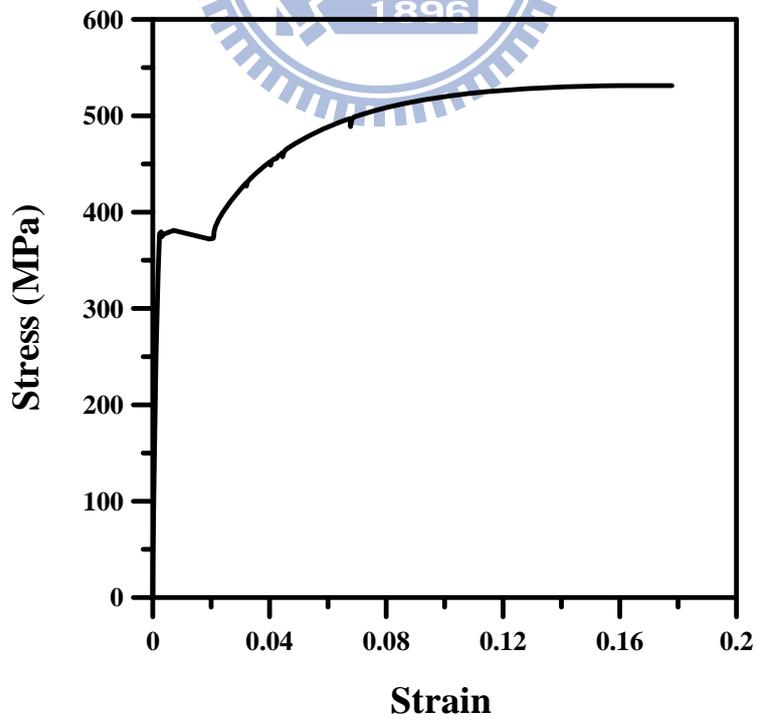


圖 3-12 柱鋼板 SN490-22-2 應力應變曲線



圖 3-13 梁柱樓板複合實驗爐外觀

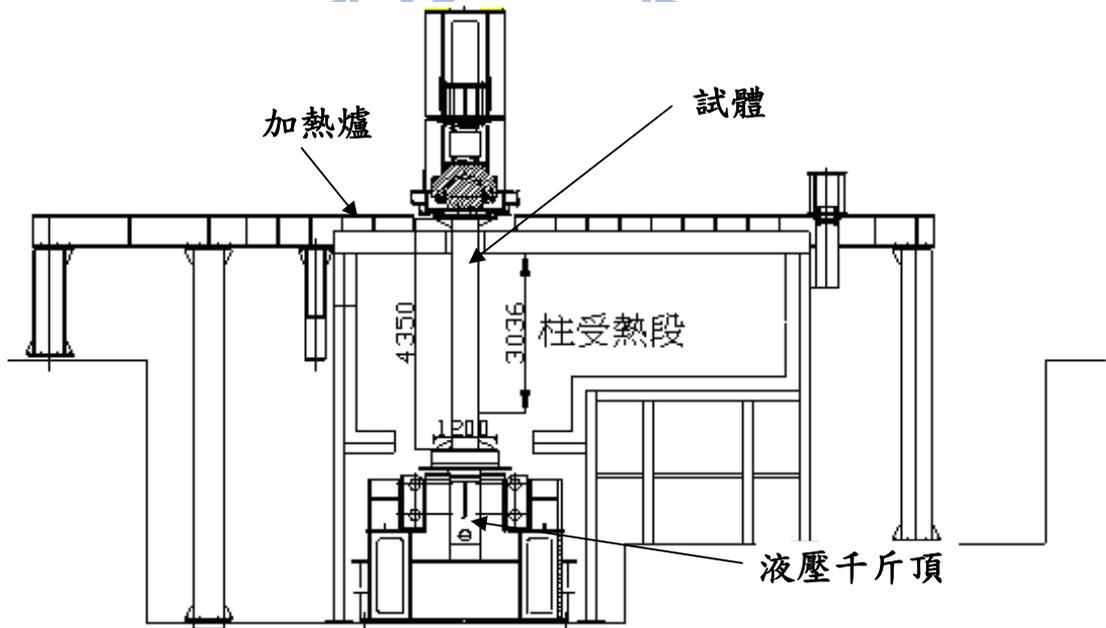


圖 3-14 試驗設置示意圖

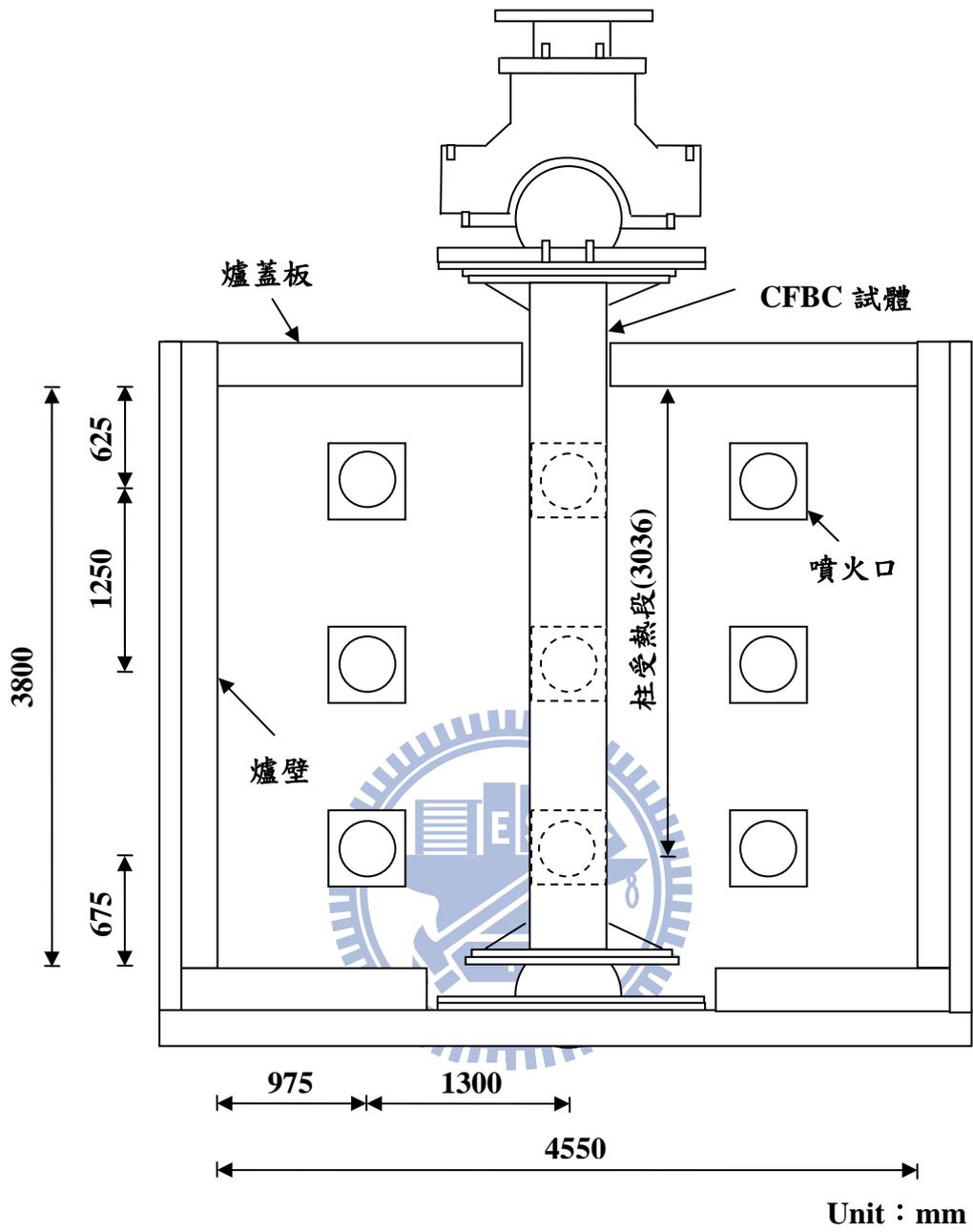
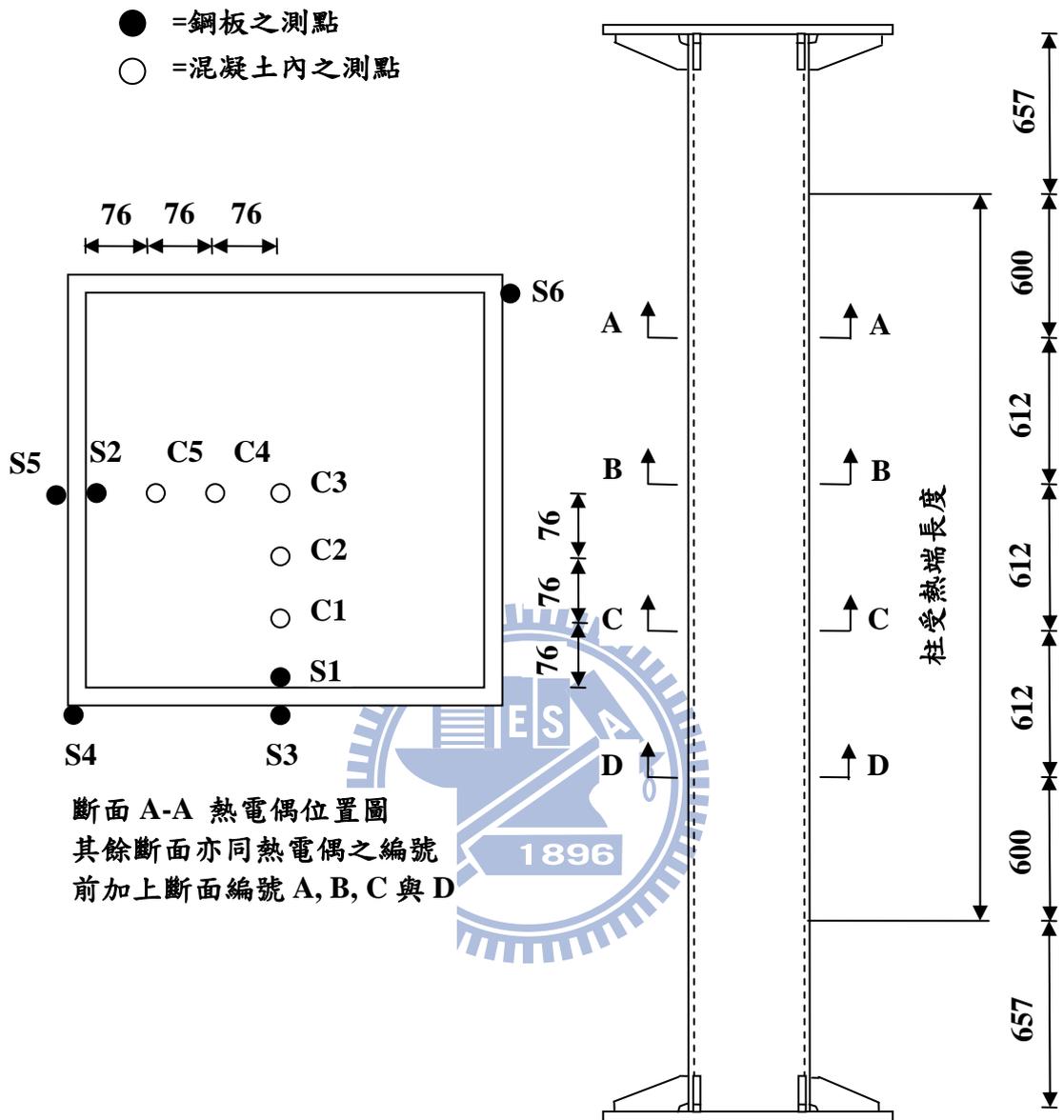


圖 3-15 爐內噴火孔與試體相關位置圖



圖 3-16 現場試體設置圖



Unit: mm

圖 3-17 柱斷面熱電偶配置圖

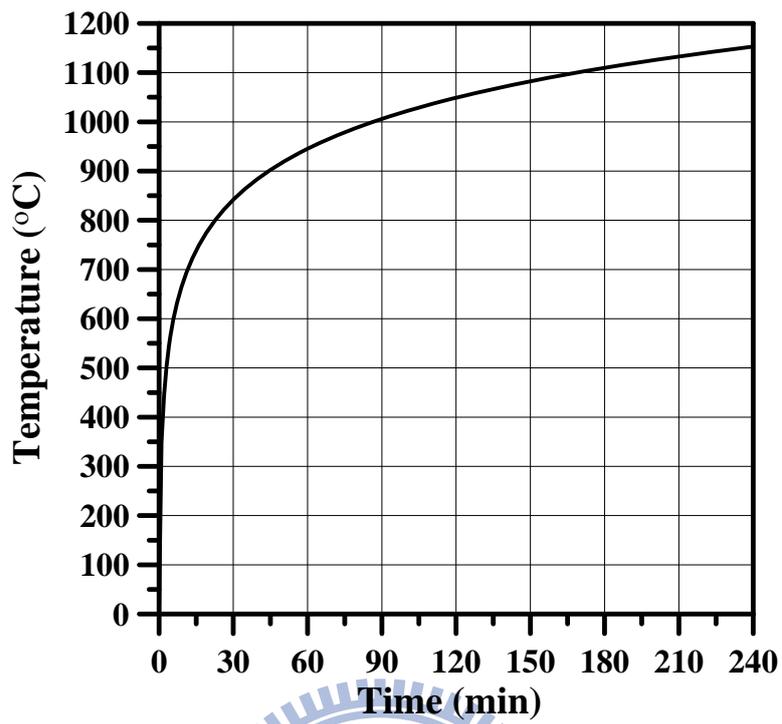


圖 3-18 標準加熱溫度-時間曲線

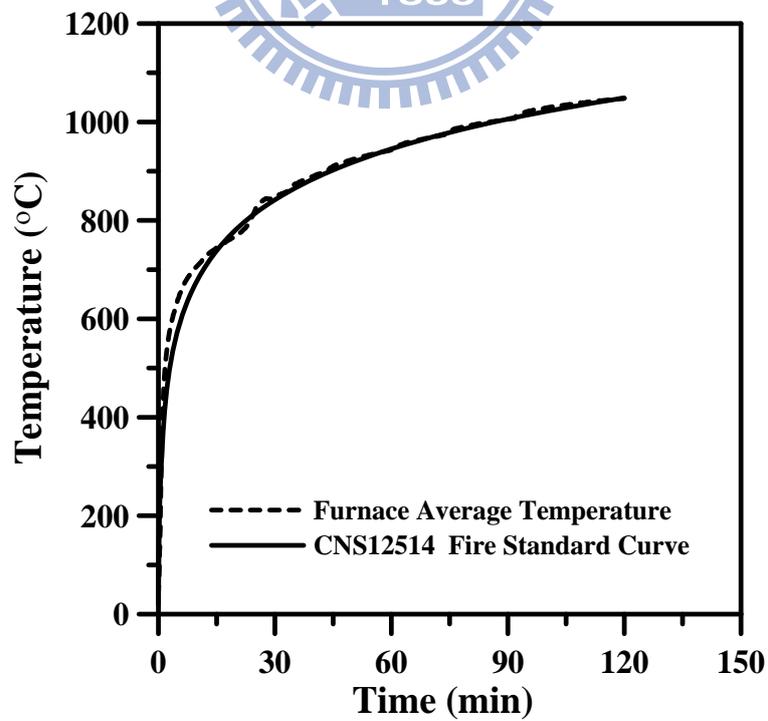


圖 4-1 試體 CFBC-1 加溫爐升溫曲線示意圖

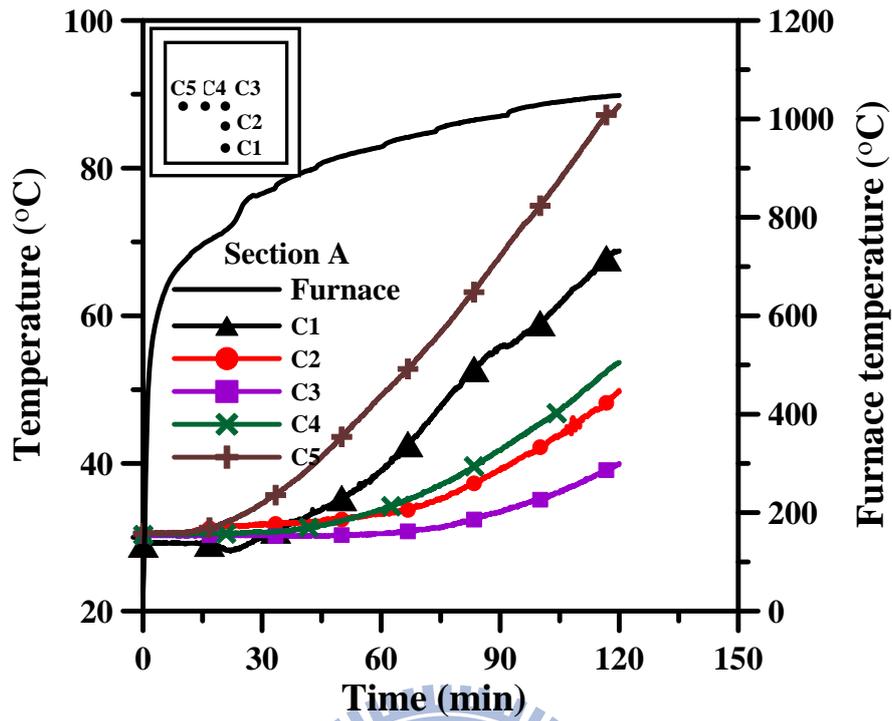


圖 4-2 試體 CFBC-1 斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖

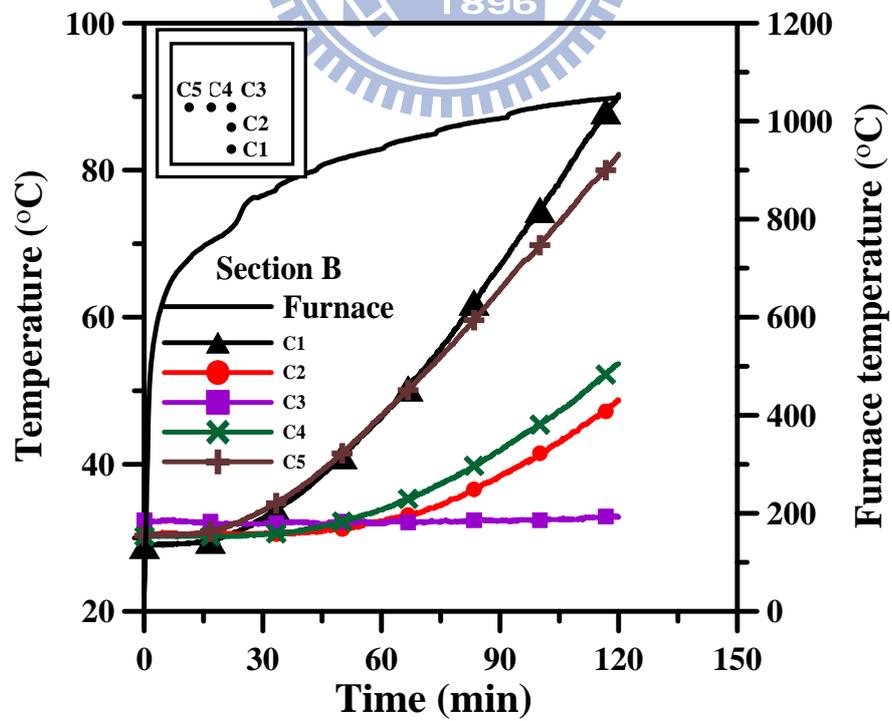


圖 4-3 試體 CFBC-1 斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖

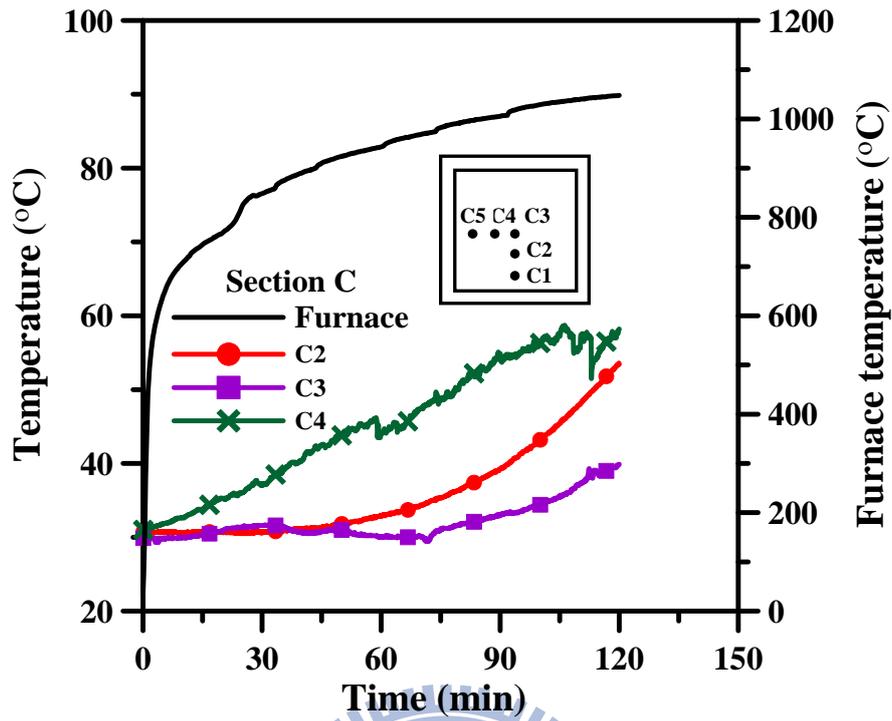


圖 4-4 試體 CFBC-1 斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖

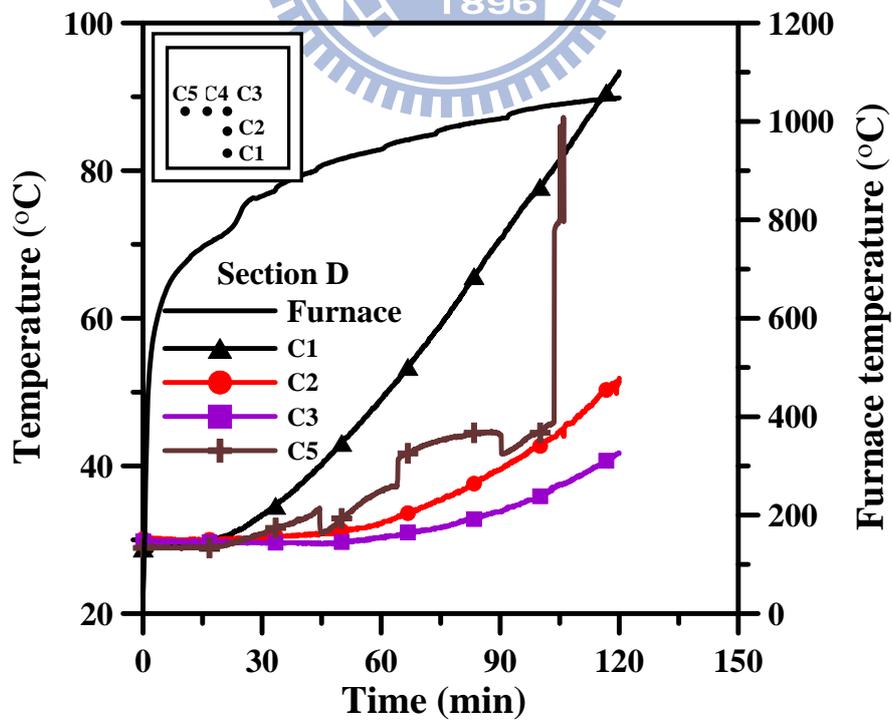


圖 4-5 試體 CFBC-1 斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖

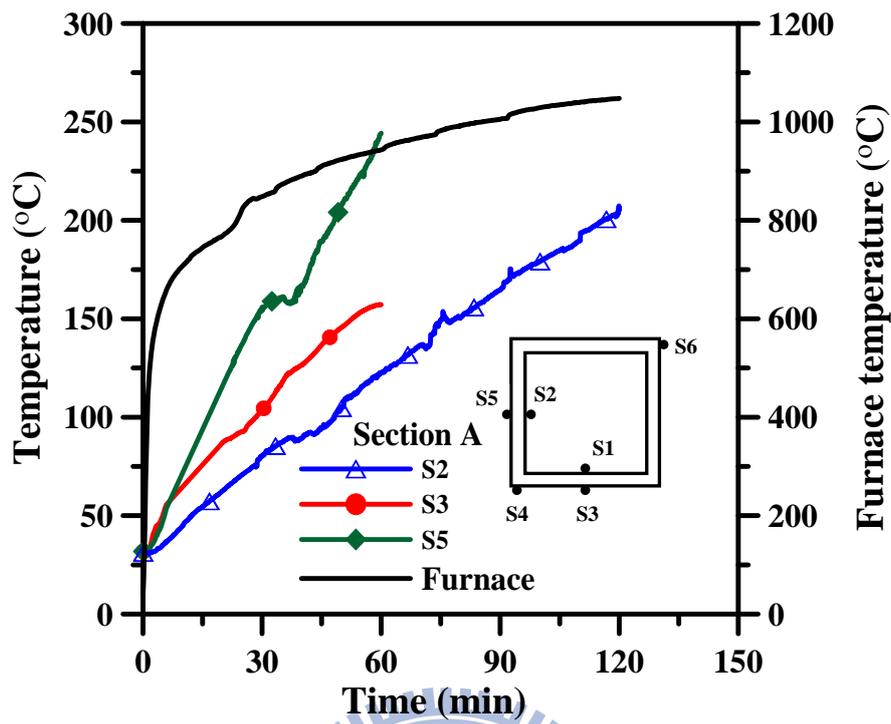


圖 4-6 試體 CFBC-1 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖

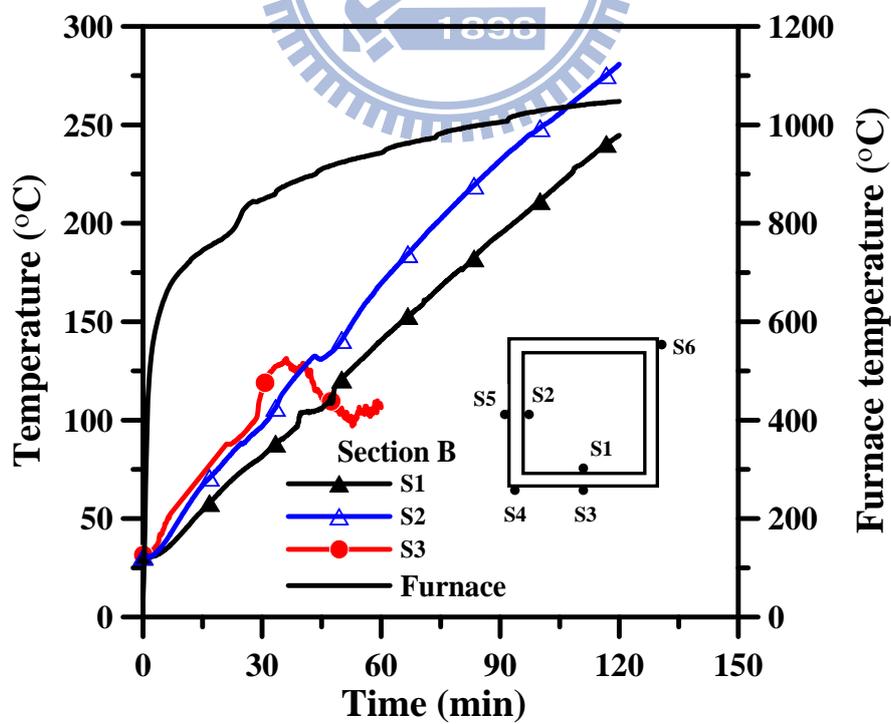


圖 4-7 試體 CFBC-1 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖

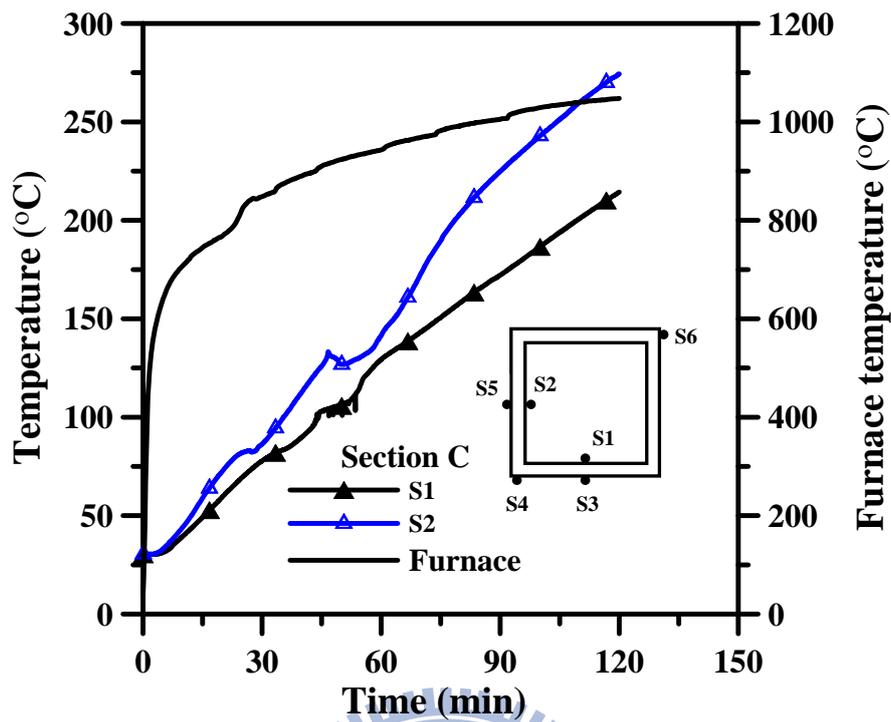


圖 4-8 試體 CFBC-1 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖

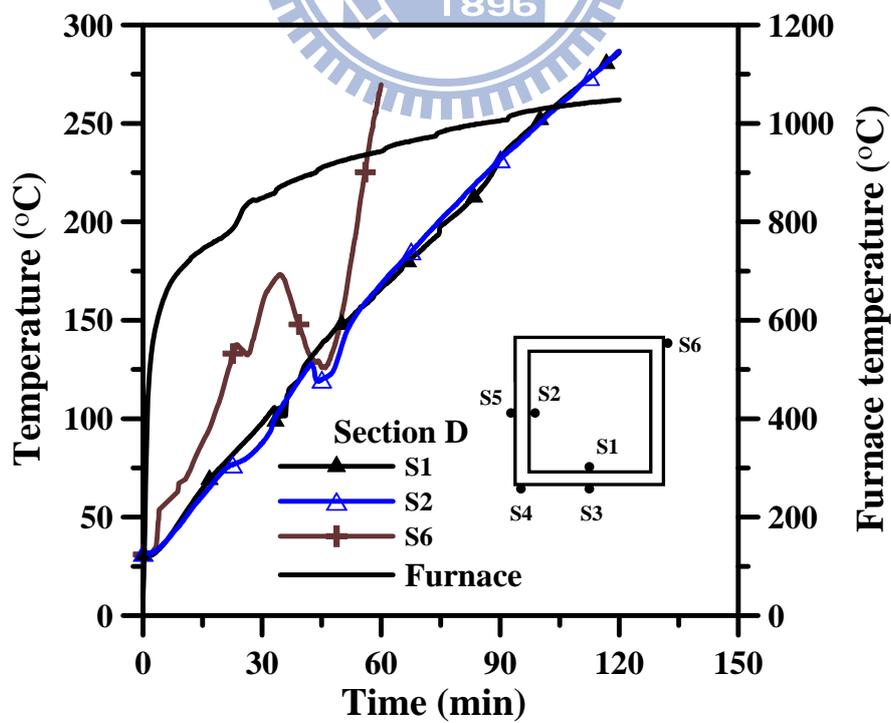


圖 4-9 試體 CFBC-1 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖

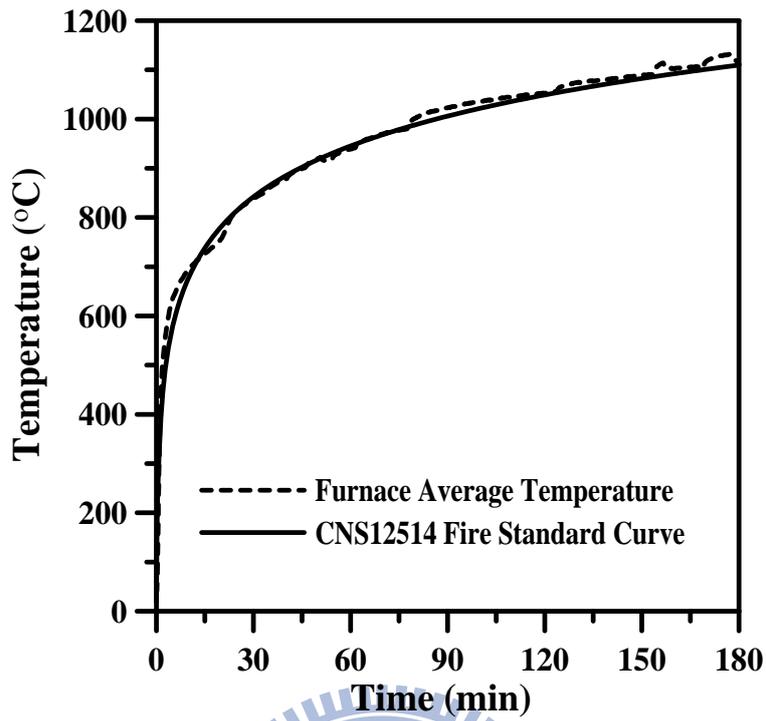


圖 4-10 試體 CFBC-2 加溫爐升溫曲線示意圖

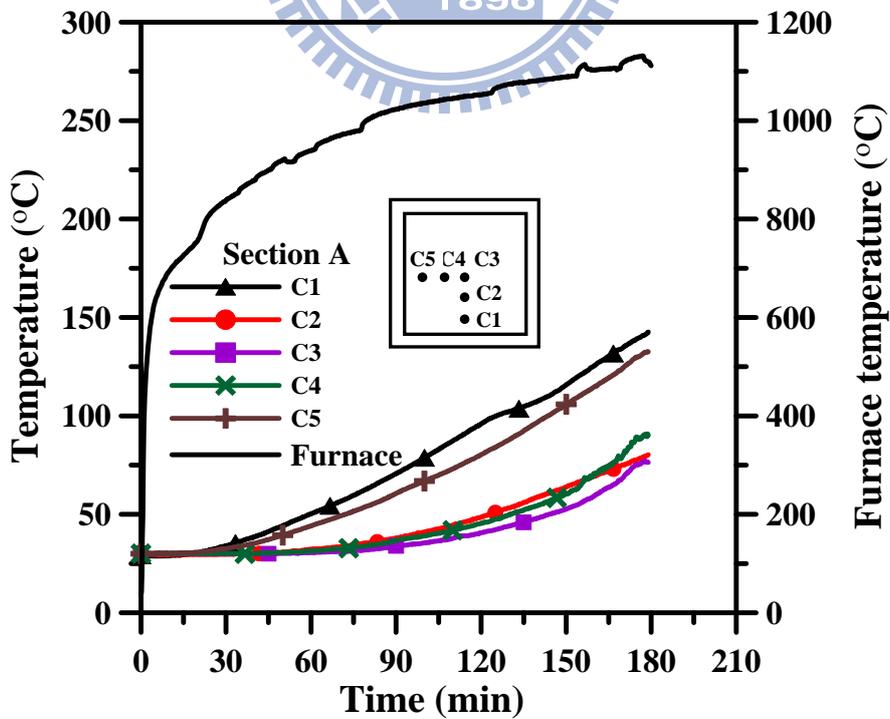


圖 4-11 試體 CFBC-2 之斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖

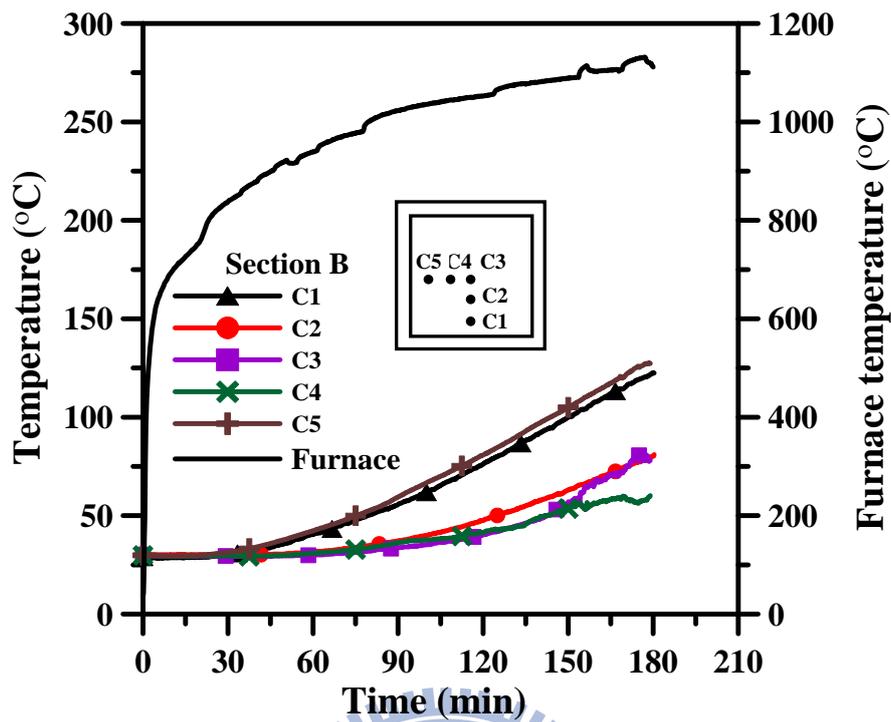


圖 4-12 試體 CFBC-2 之斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖

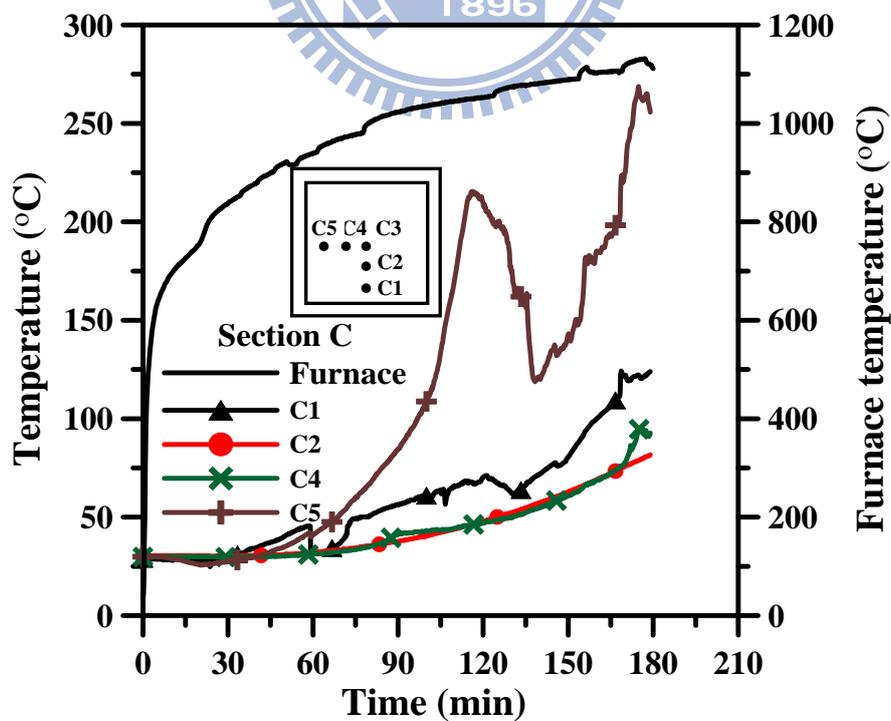


圖 4-13 試體 CFBC-2 之斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖

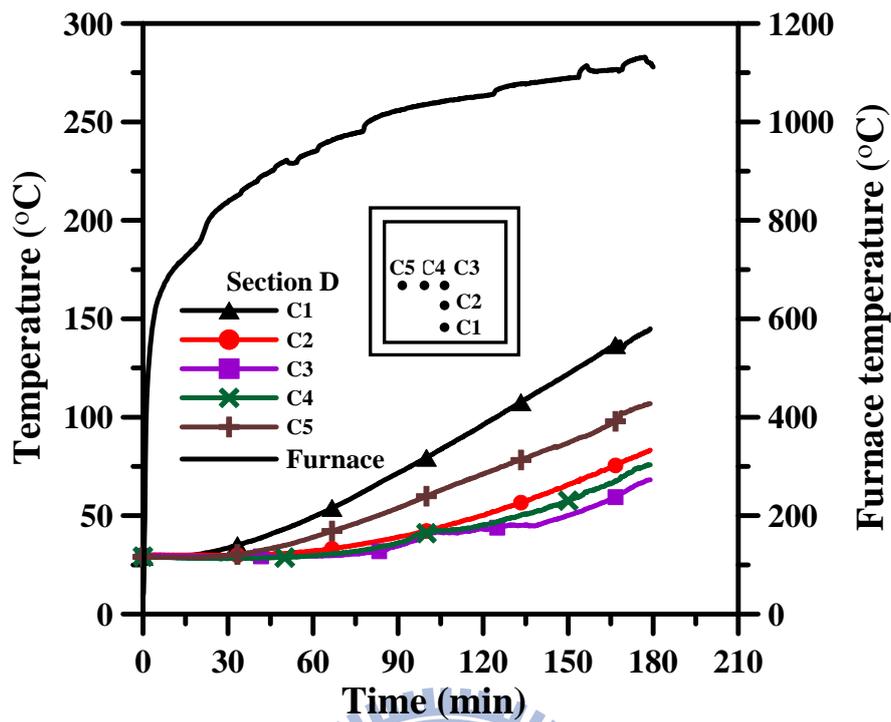


圖 4-14 試體 CFBC-2 之斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖

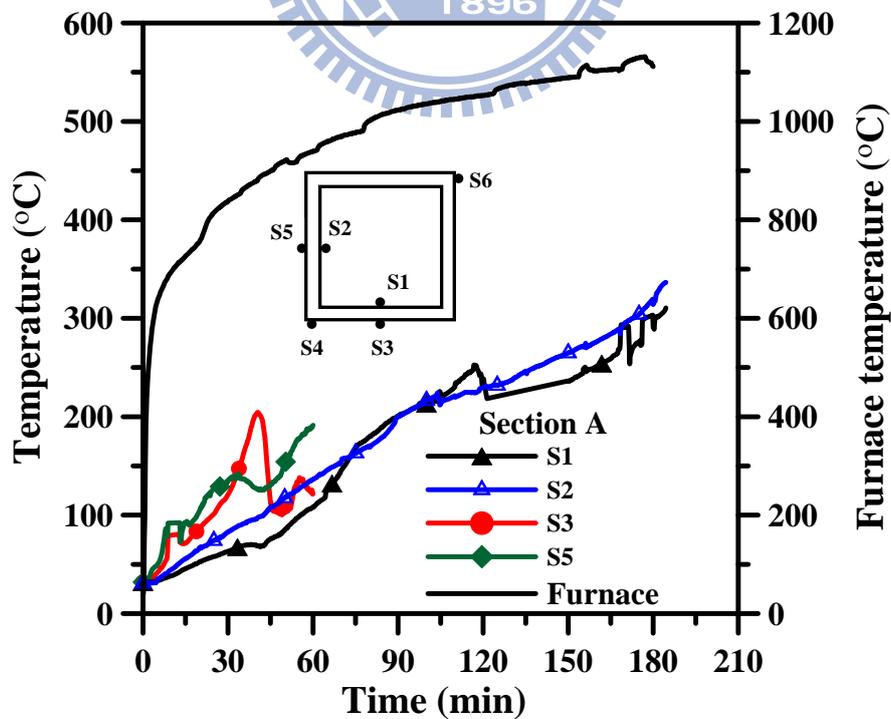


圖 4-15 試體 CFBC-2 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖

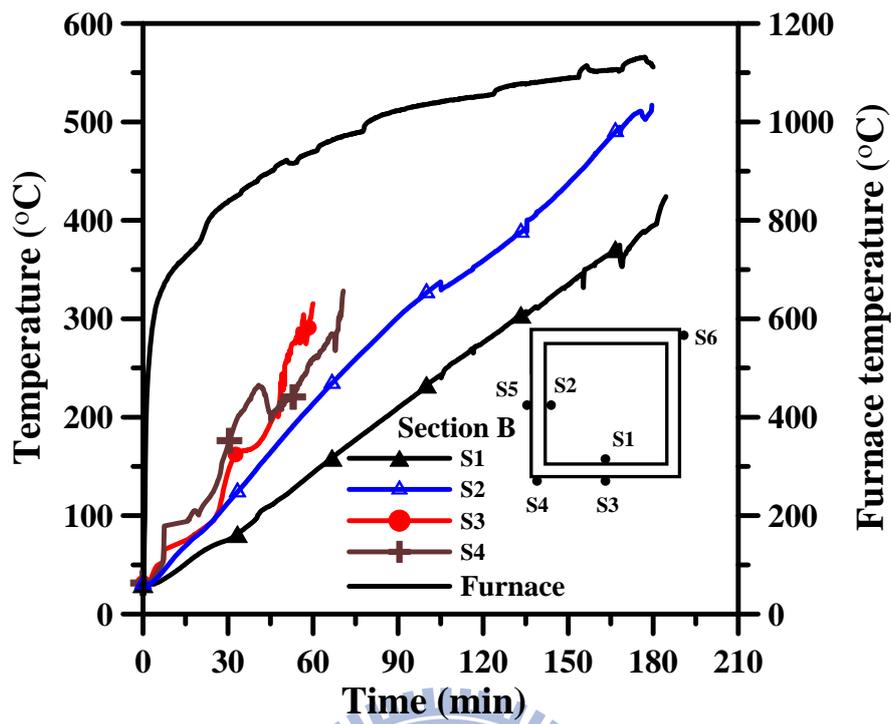


圖 4-16 試體 CFBC-2 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖

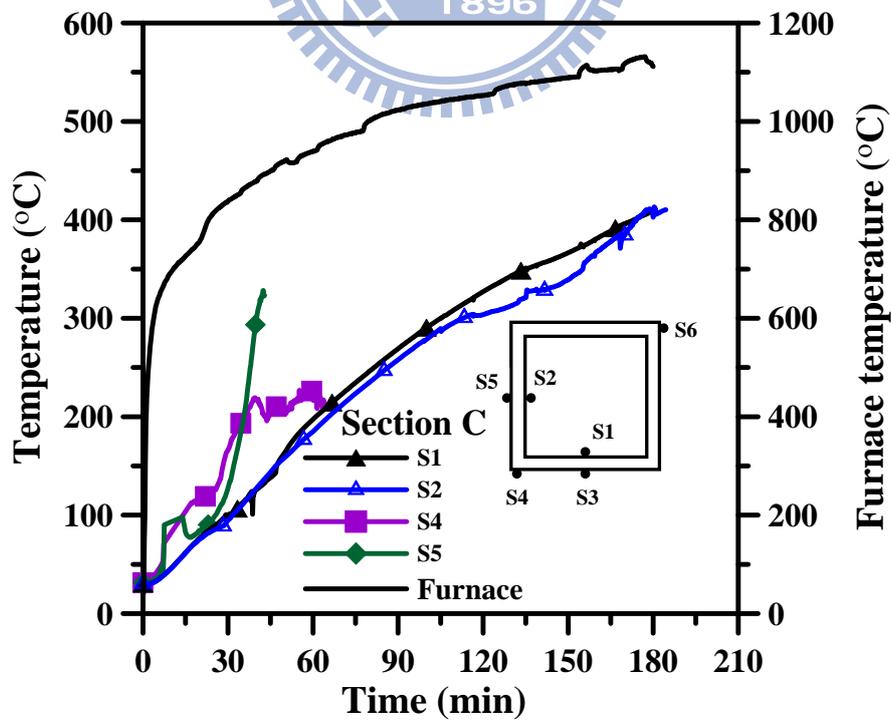


圖 4-17 試體 CFBC-2 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖

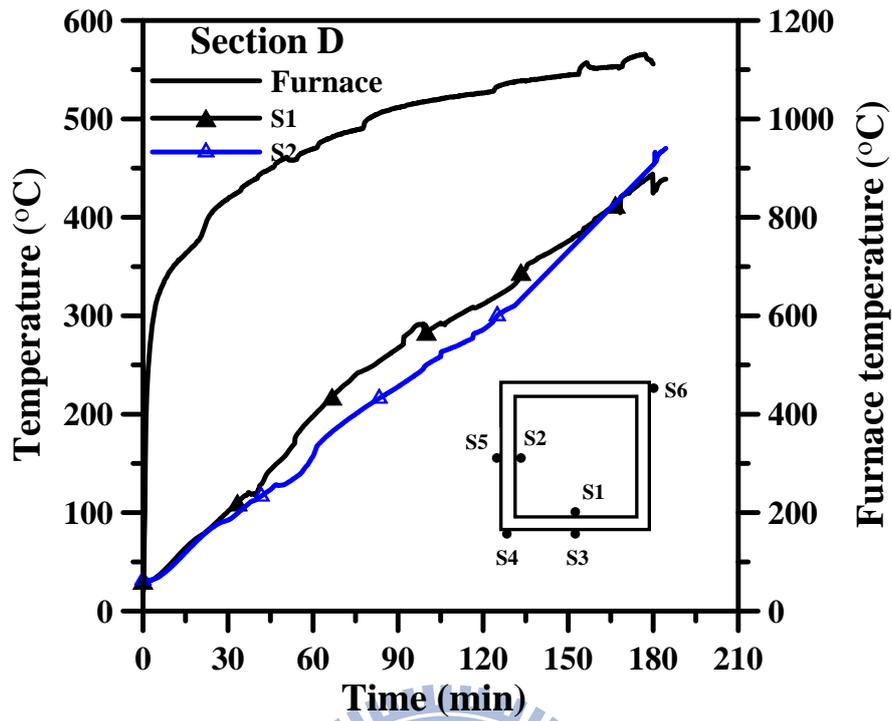


圖 4-18 試體 CFBC-2 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖

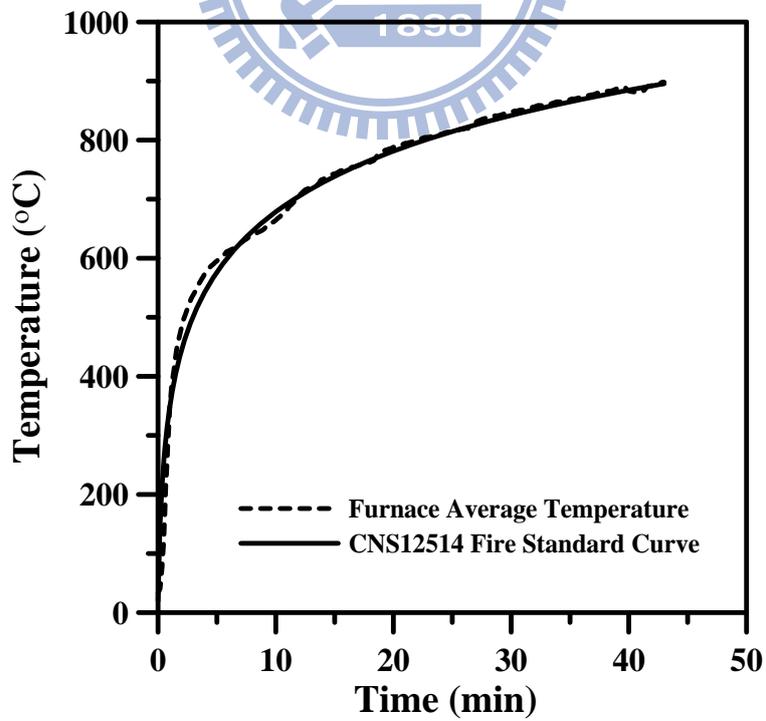


圖 4-19 試體 CFBC-3 加溫爐升溫曲線示意圖

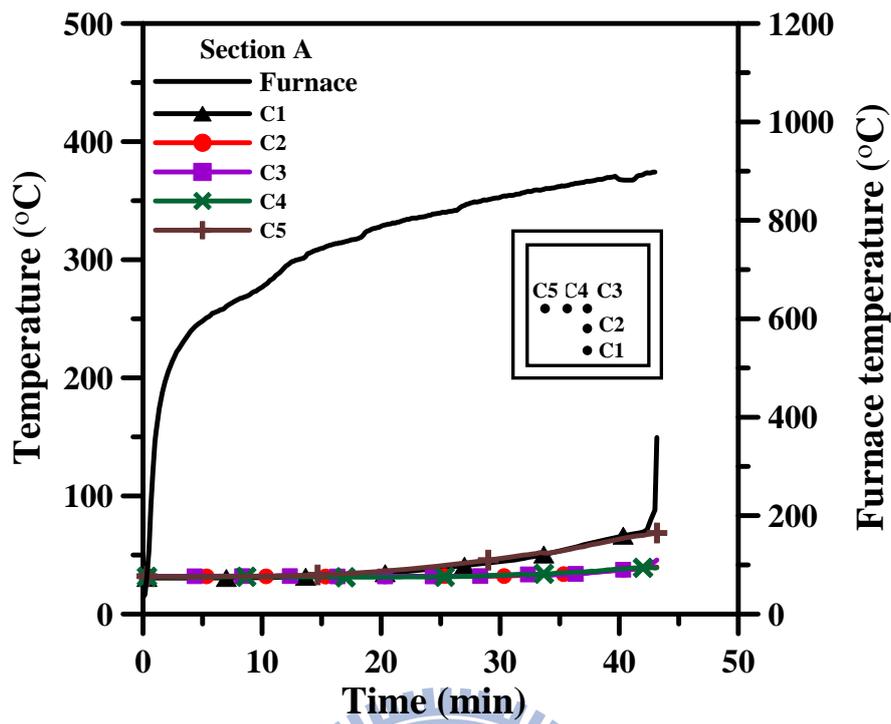


圖 4-20 試體 CFBC-3 斷面 A 混凝土之溫度與時間關係圖

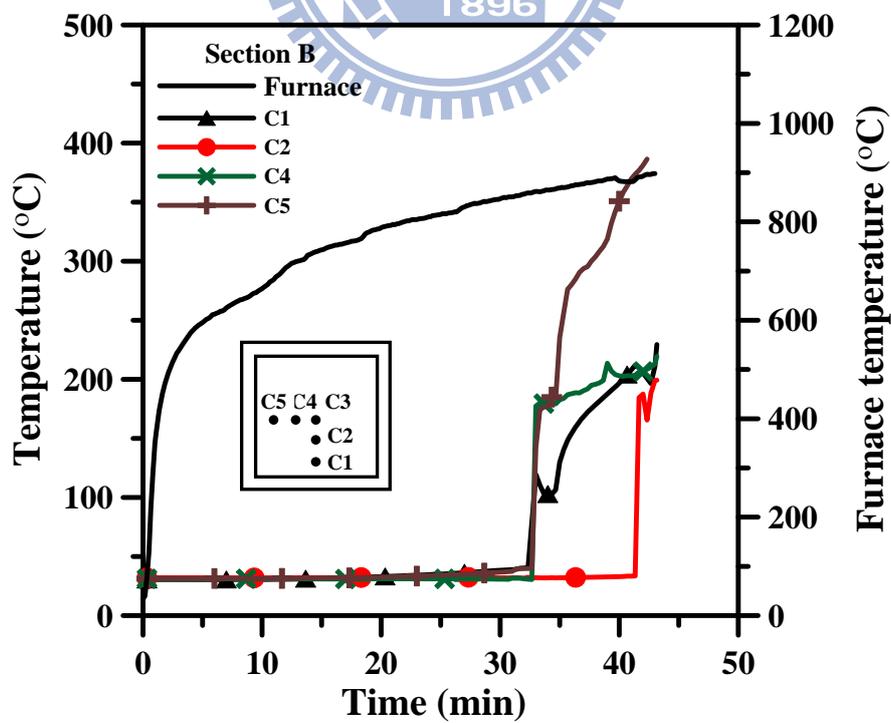


圖 4-21 試體 CFBC-3 斷面 B 混凝土之溫度與時間關係圖

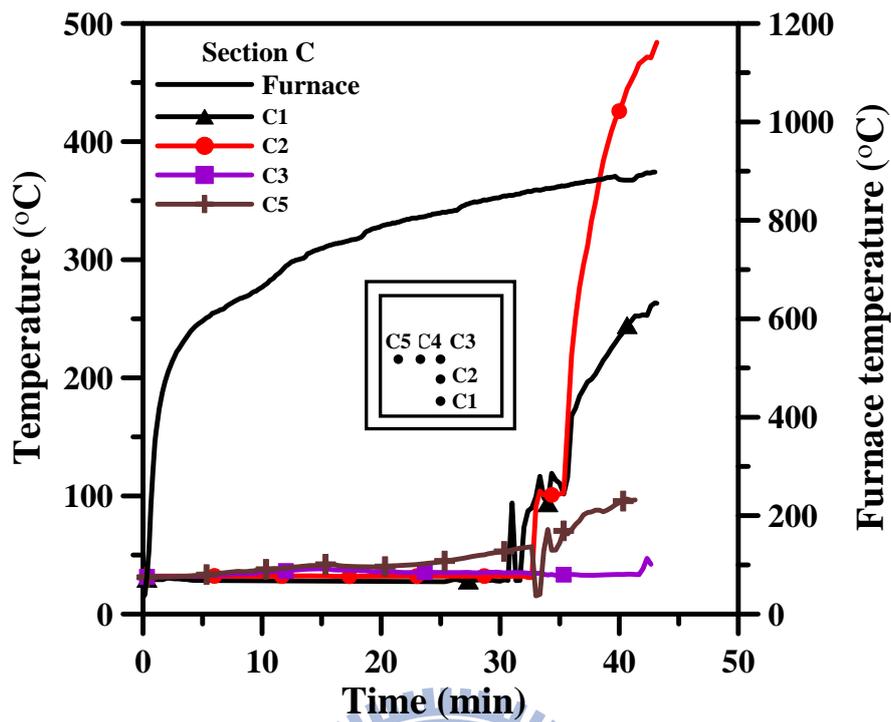


圖 4-22 試體 CFBC-3 斷面 C 混凝土之溫度與時間關係圖

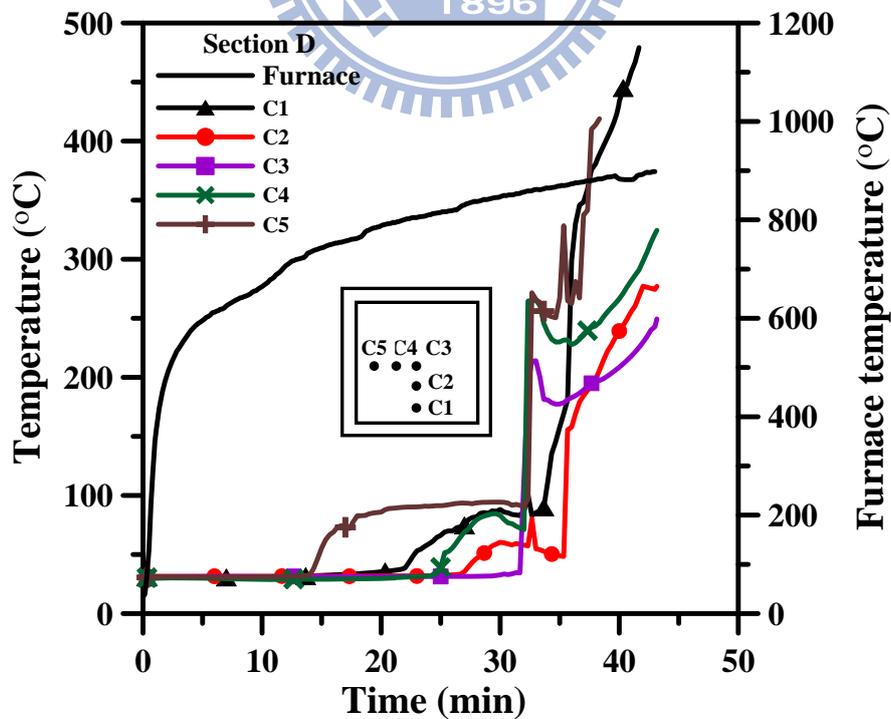


圖 4-23 試體 CFBC-3 斷面 D 混凝土之溫度與時間關係圖

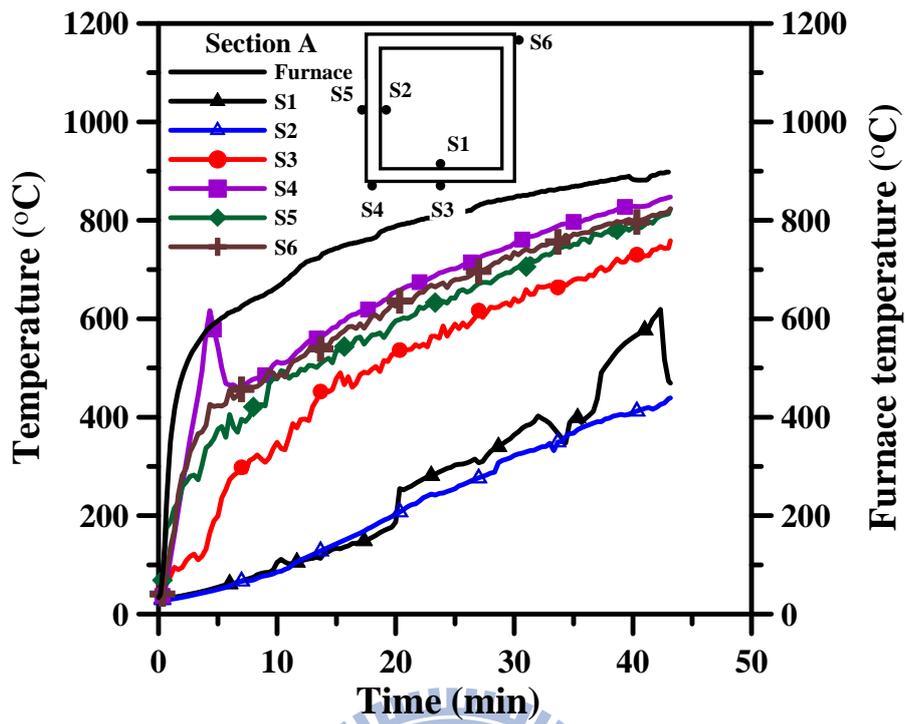


圖 4-24 試體 CFBC-3 斷面 A 鋼板之溫度與時間關係圖

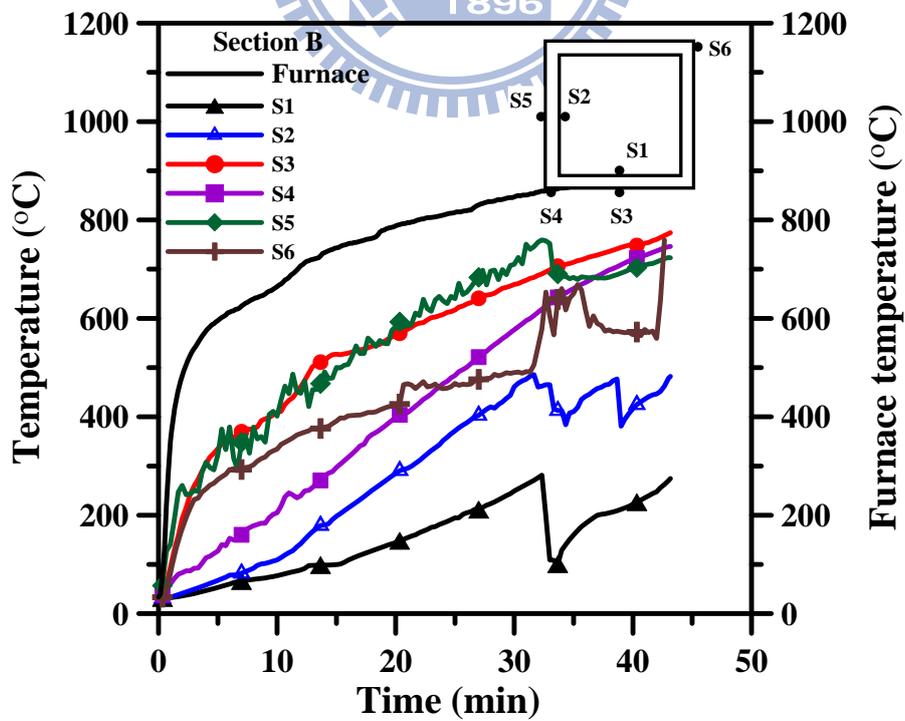


圖 4-25 試體 CFBC-3 斷面 B 鋼板之溫度與時間關係圖

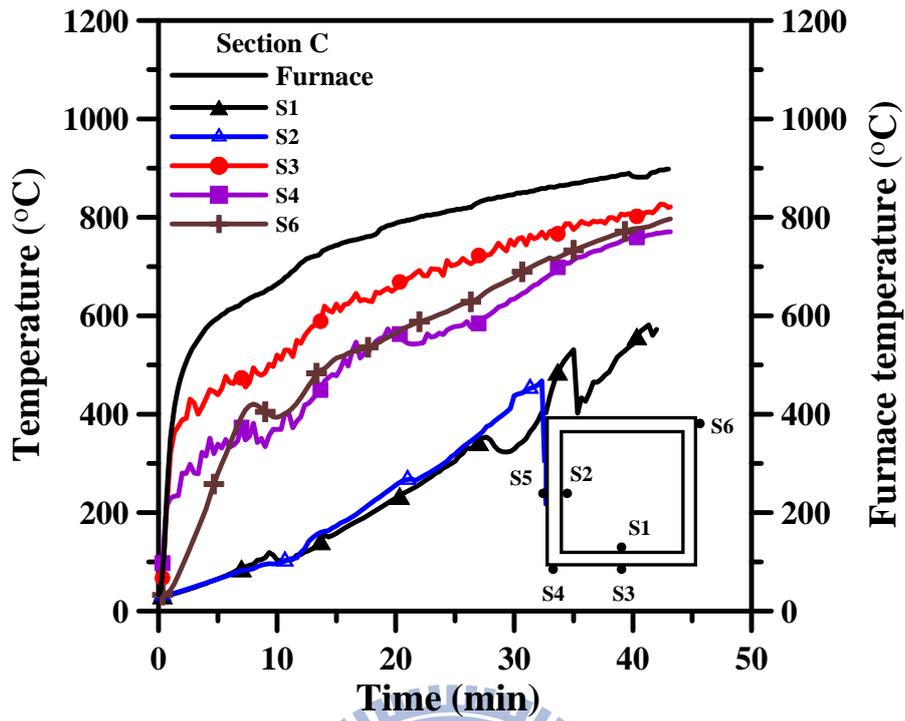


圖 4-26 試體 CFBC-3 斷面 C 鋼板之溫度與時間關係圖

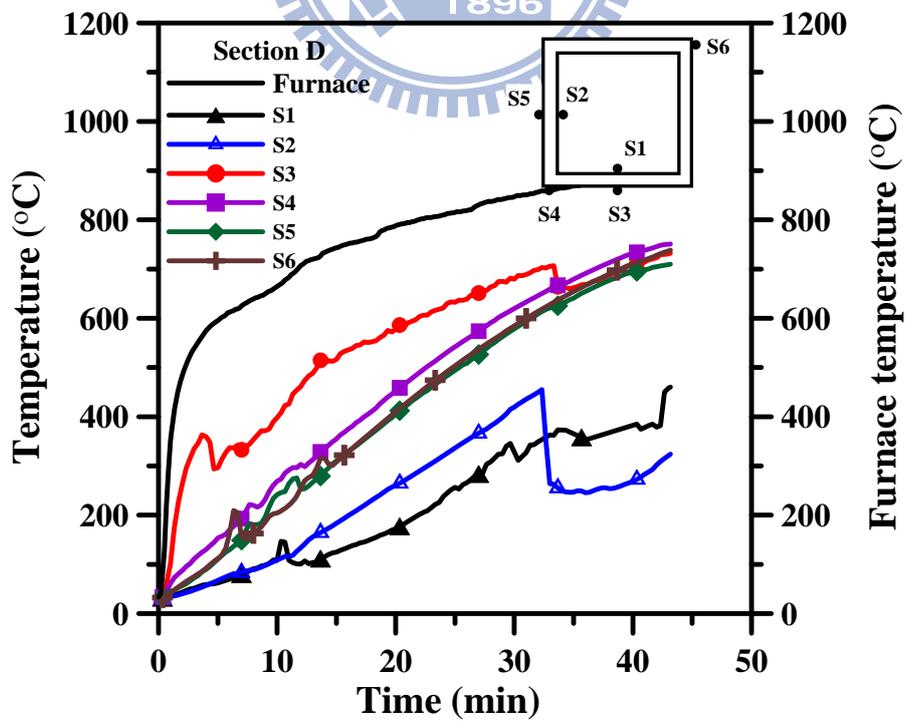


圖 4-27 試體 CFBC-3 斷面 D 鋼板之溫度與時間關係圖

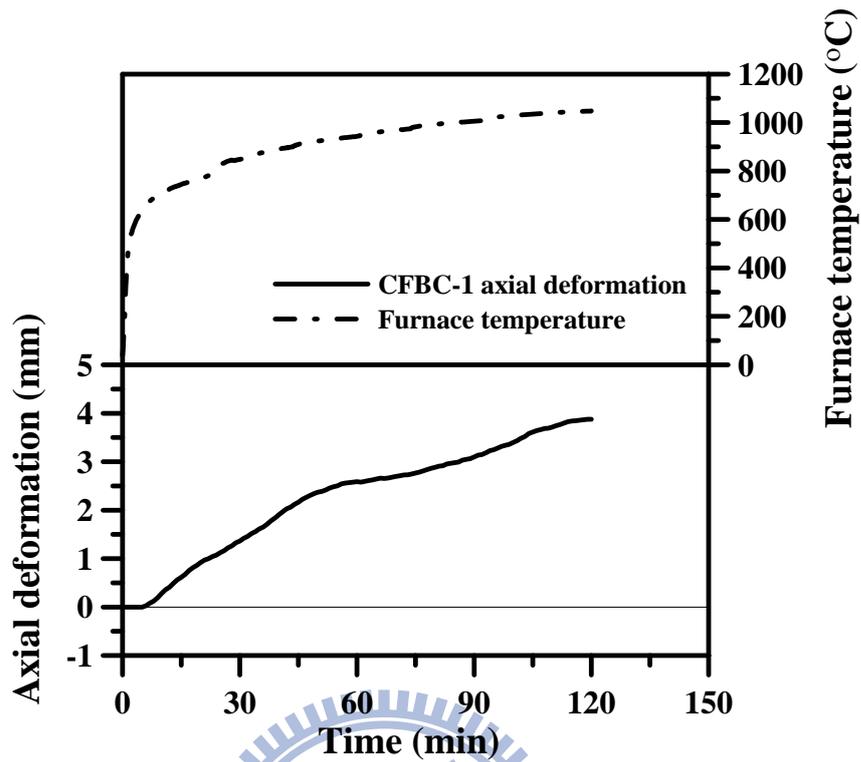


圖 4-28 試體 CFBC-1 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響

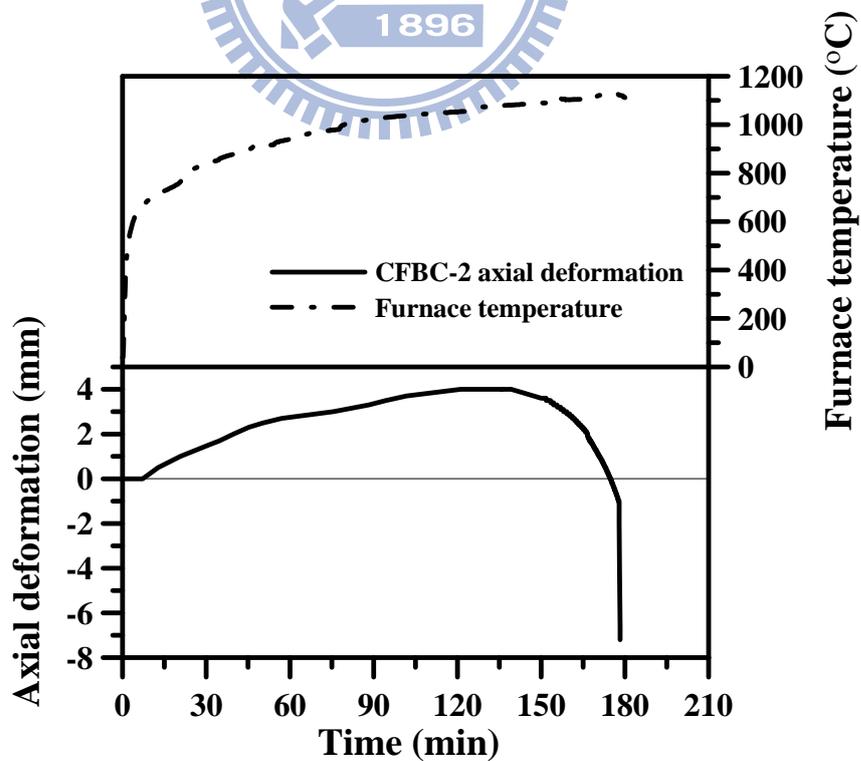


圖 4-29 試體 CFBC-2 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響

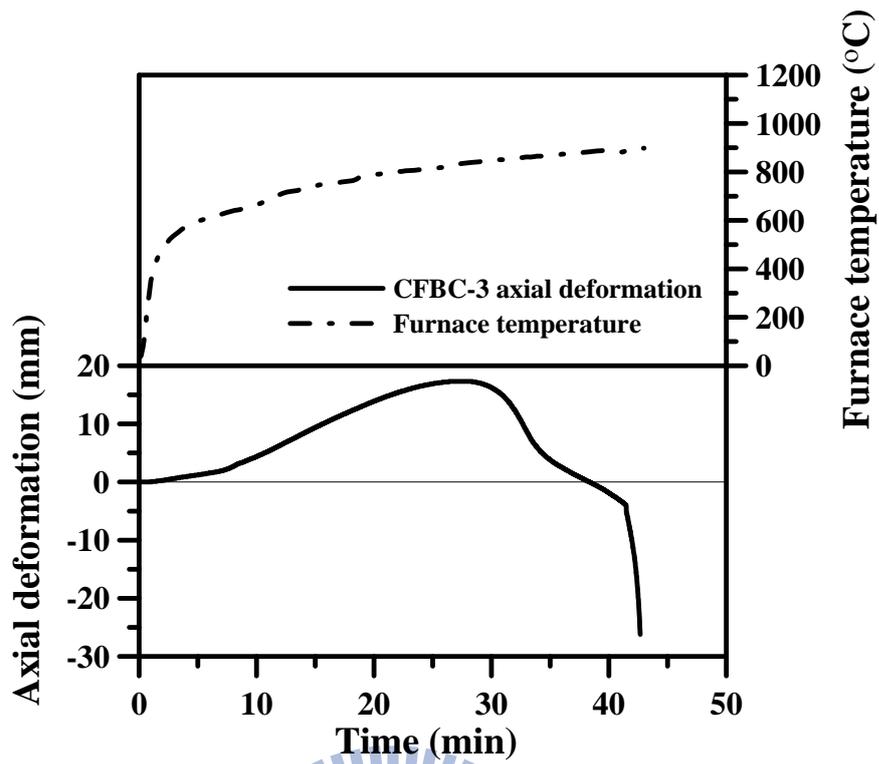


圖 4-30 試體 CFBC-3 高溫試驗時柱加載對軸向變形的影響



圖 4-31 試體 CFBC-1 試驗後整體圖



圖 4-32 試體 CFBC-1 上段試驗後防火被覆裂縫



圖 4-33 試體 CFBC-1 中段試驗後防火被覆裂縫



圖 4-34 試體 CFBC-1 下段試驗後防火被覆裂縫



圖 4-35 試體 CFBC-2 試驗後整體圖



圖 4-36 試體 CFBC-2 上段試驗後防火被覆開裂



圖 4-37 試體 CFBC-2 中段試驗後防火被覆開裂



圖 4-38 試體 CFBC-2 下段試驗後防火被覆開裂



圖 4-39 試體 CFBC-2 中段試驗後局部挫屈之一(已剝除防火被覆及鋼網)



圖 4-40 試體 CFBC-2 中段試驗後局部挫屈之二(已剝除防火被覆及鋼網)



圖 4-41 試體 CFBC-3 試驗後整體圖

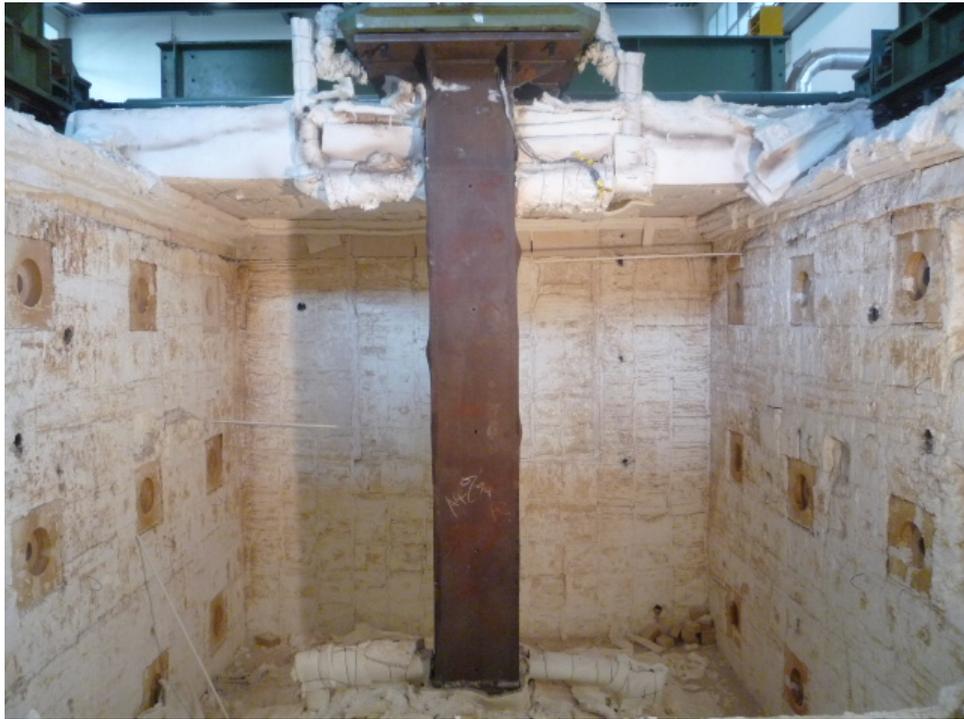


圖 4-42 試體 CFBC-3 局部挫屈情形



圖 4-43 試體 CFBC-3 上段局部挫屈情形



圖 4-44 試體 CFBC-3 中段局部挫屈情形

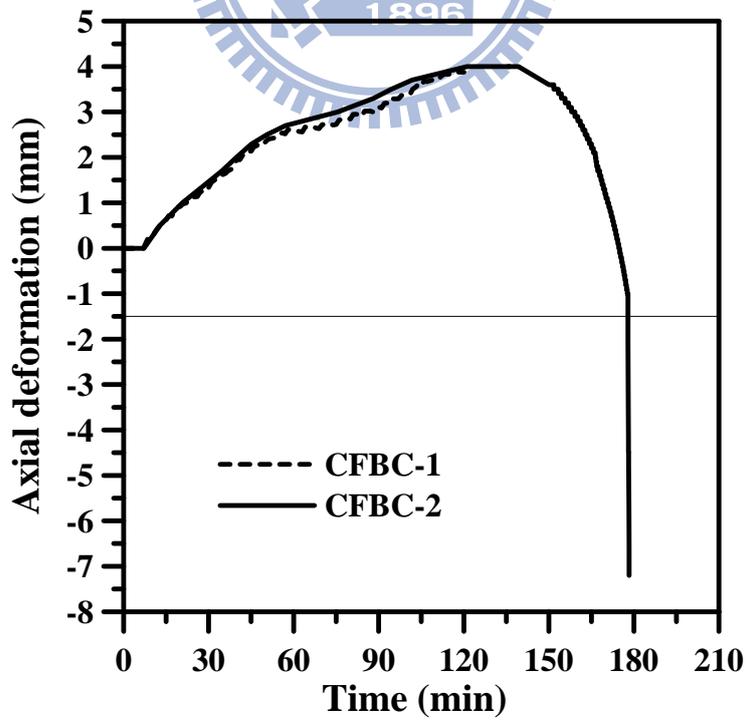


圖 4-45 試體 CFBC-1 與 CFBC-2 高溫試驗時軸向變形比較圖

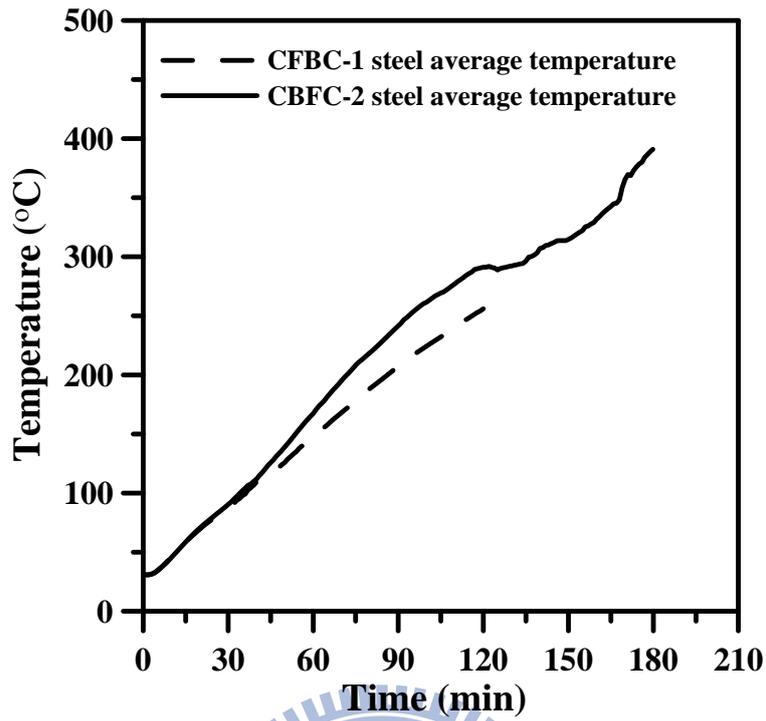


圖 4-46 試體 CFBC-1 與試體 CFBC-2 鋼板內側平均溫度比較圖

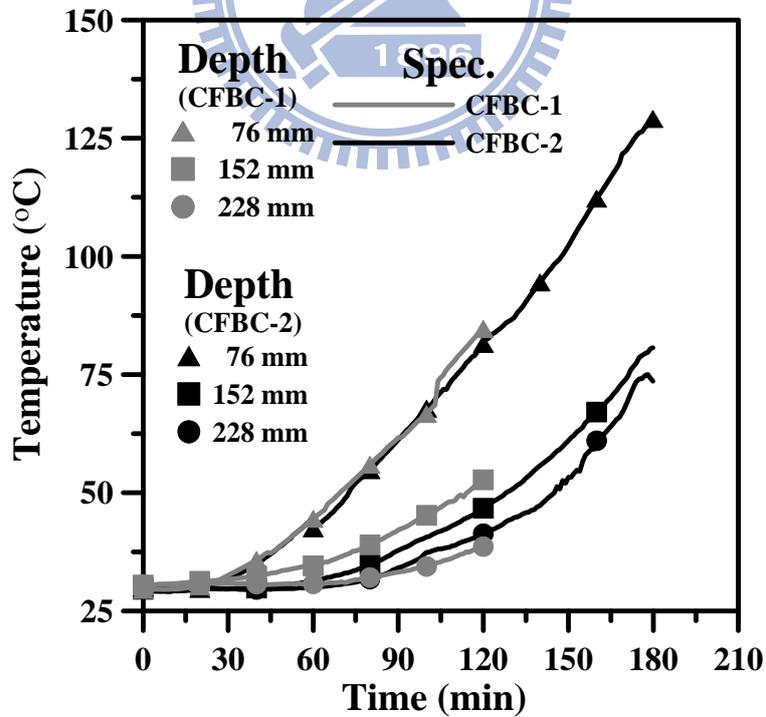


圖 4-47 試體 CFBC-1 與 CFBC-2 不同混凝土深度平均溫度比較圖

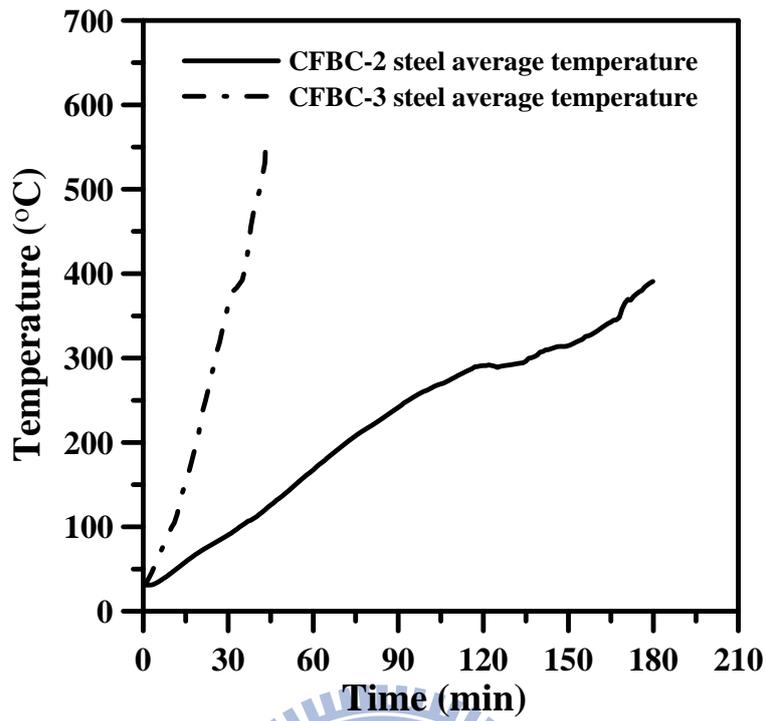


圖 4-48 試體 CFBC-2 與試體 CFBC-3 鋼板內側平均溫度比較圖

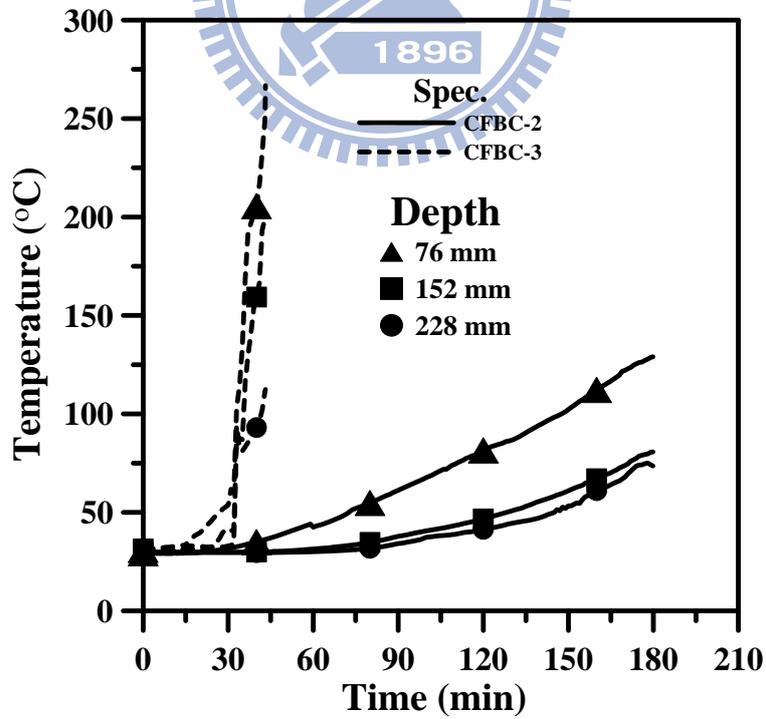


圖 4-49 試體 CFBC-2 與 CFBC-3 不同混凝土深度平均溫度比較圖

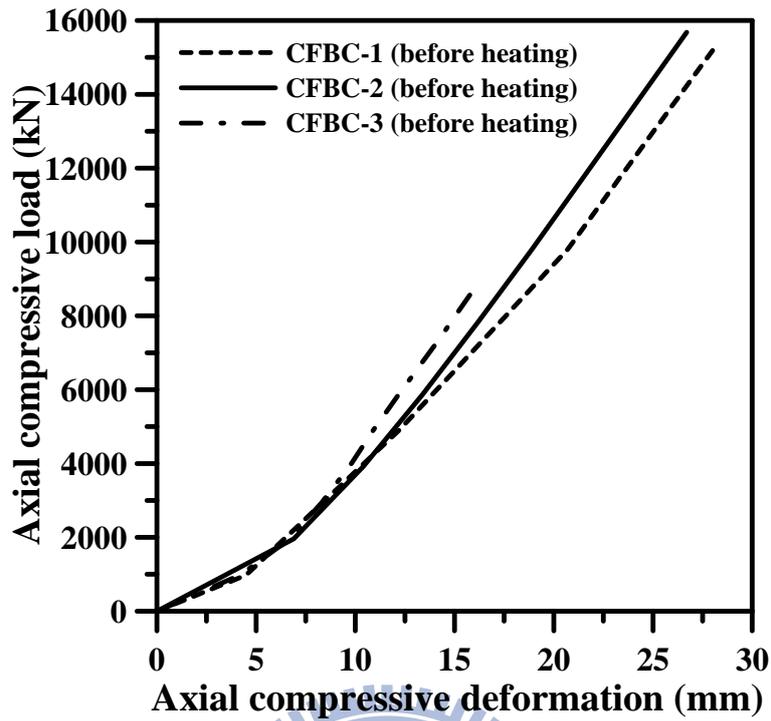


圖 4-50 三組試體加熱前軸向加載與軸向變形關係

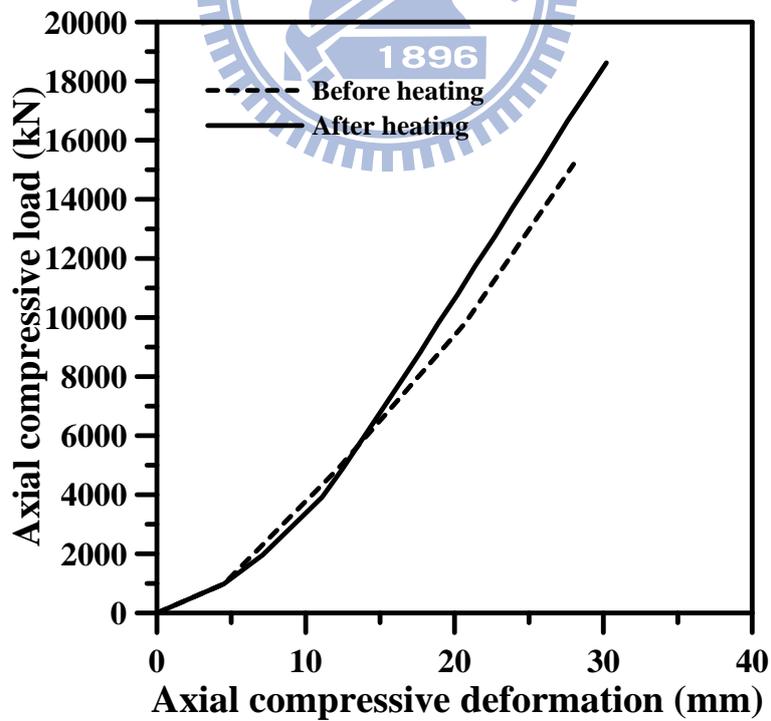


圖 4-51 試體 CFBC-1 加熱前後軸向加載與軸向變形關係

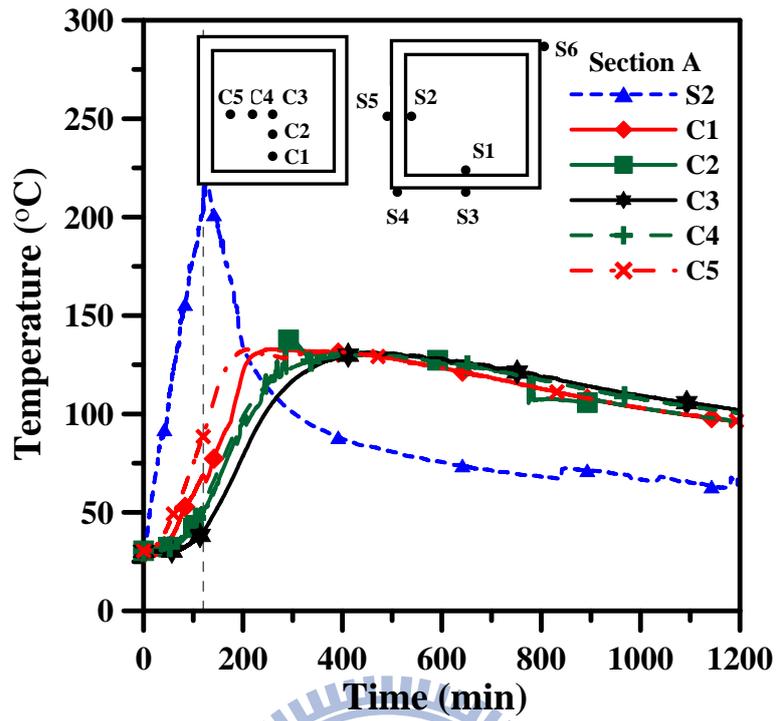


圖 4-52 CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面 A)

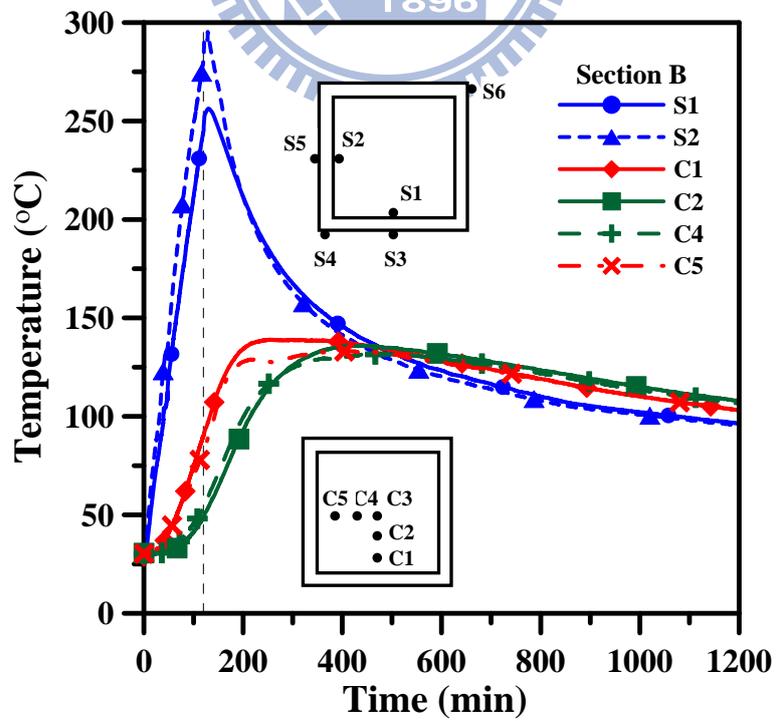


圖 4-53 CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面 B)

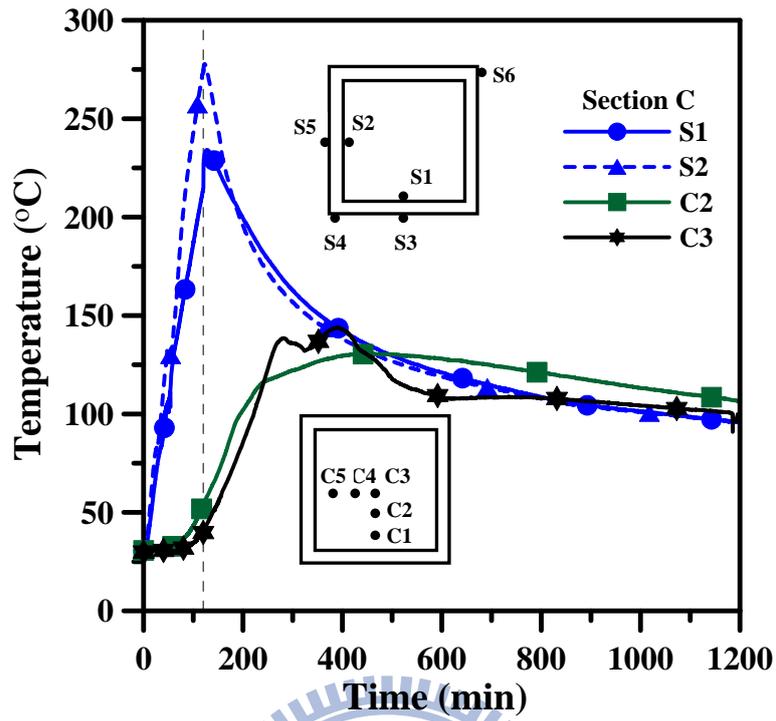


圖 4-54 CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面 C)

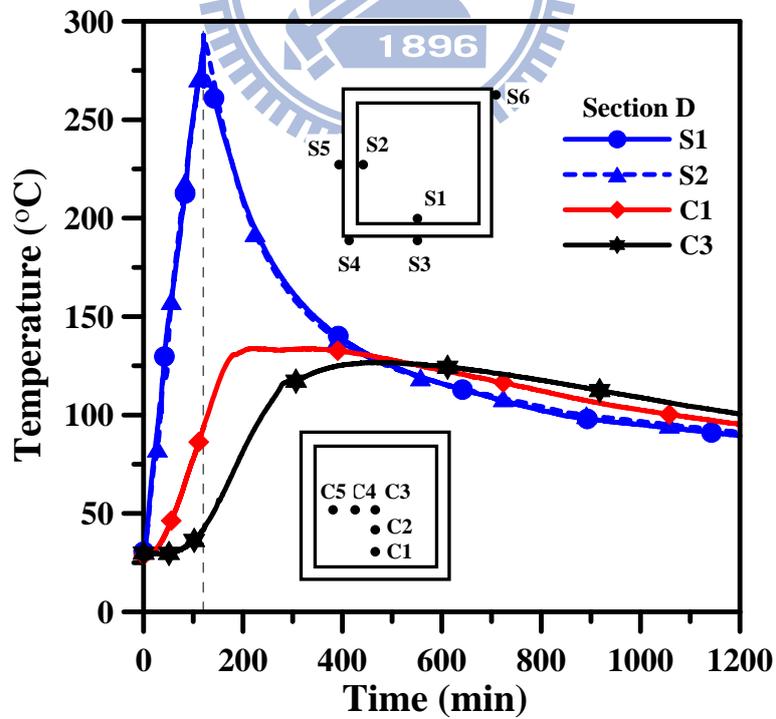


圖 4-55 CFBC-1 加溫試驗後溫度變化關係(斷面 D)

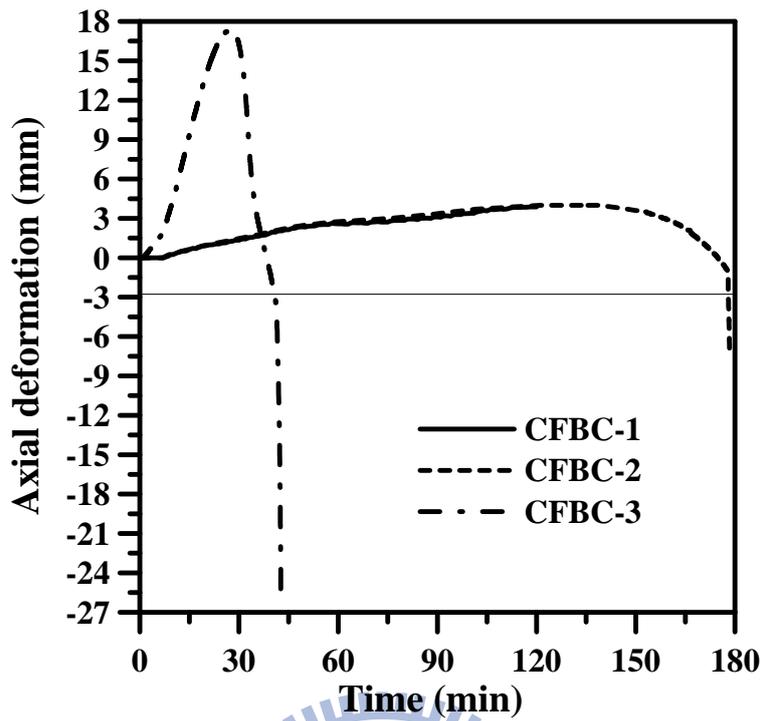


圖 4-56 三組試體軸向變形與加熱時間之關係

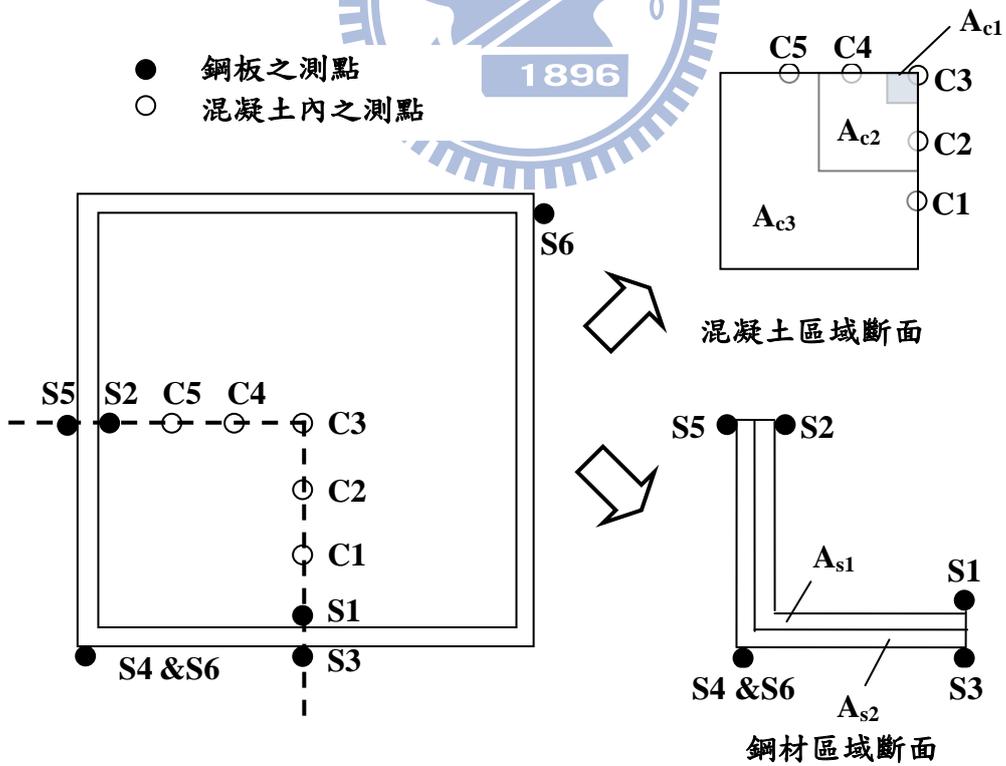


圖 5-1 CFBC 試體斷面溫度分析示意圖

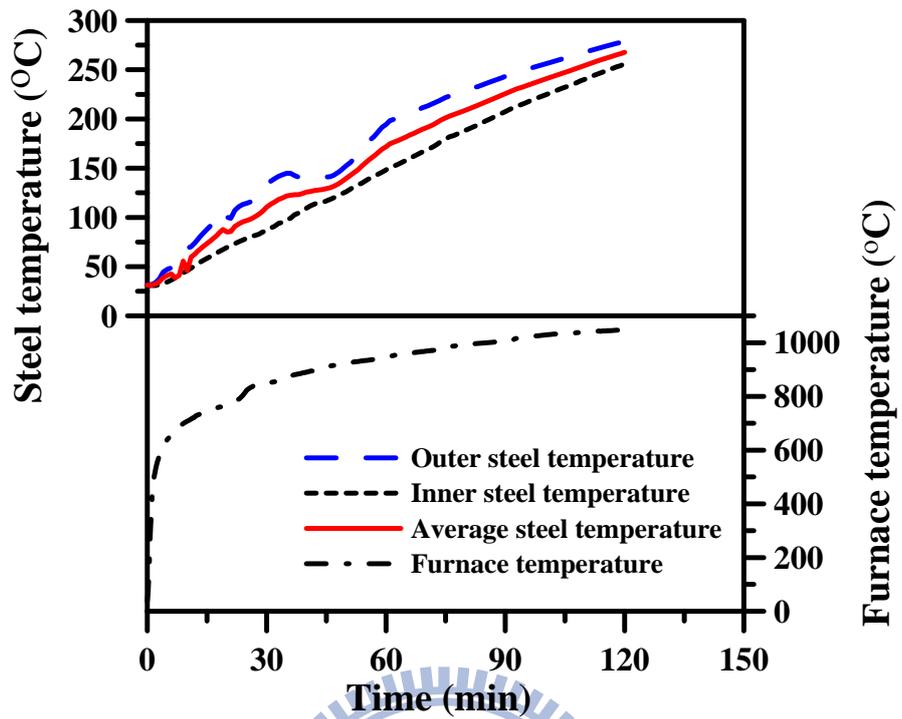


圖 5-2 試體 CFBC-1 鋼材平均溫度輸入值

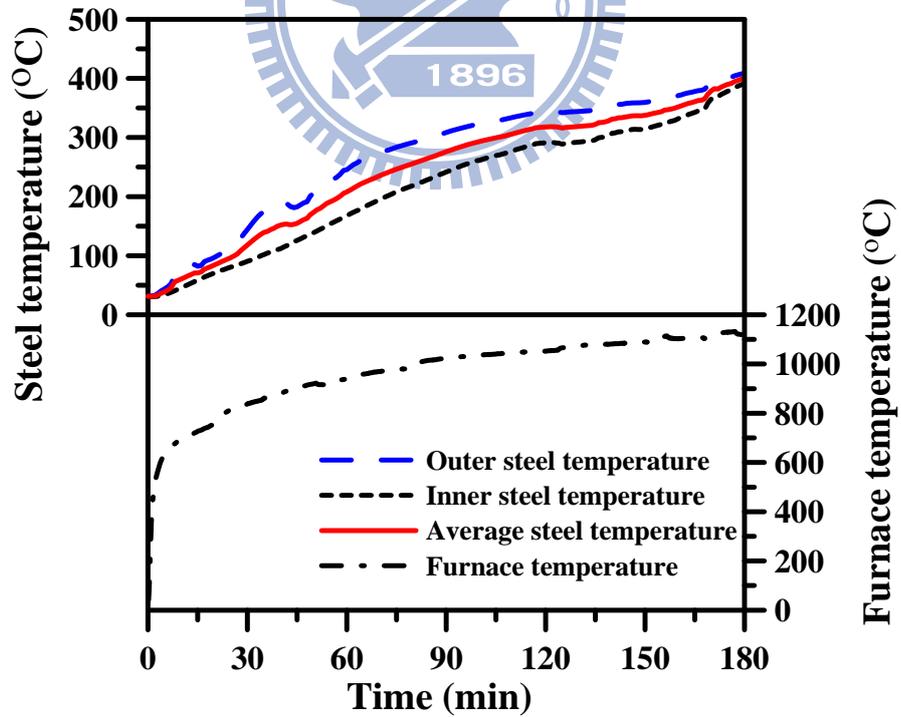


圖 5-3 試體 CFBC-2 鋼材平均溫度輸入值

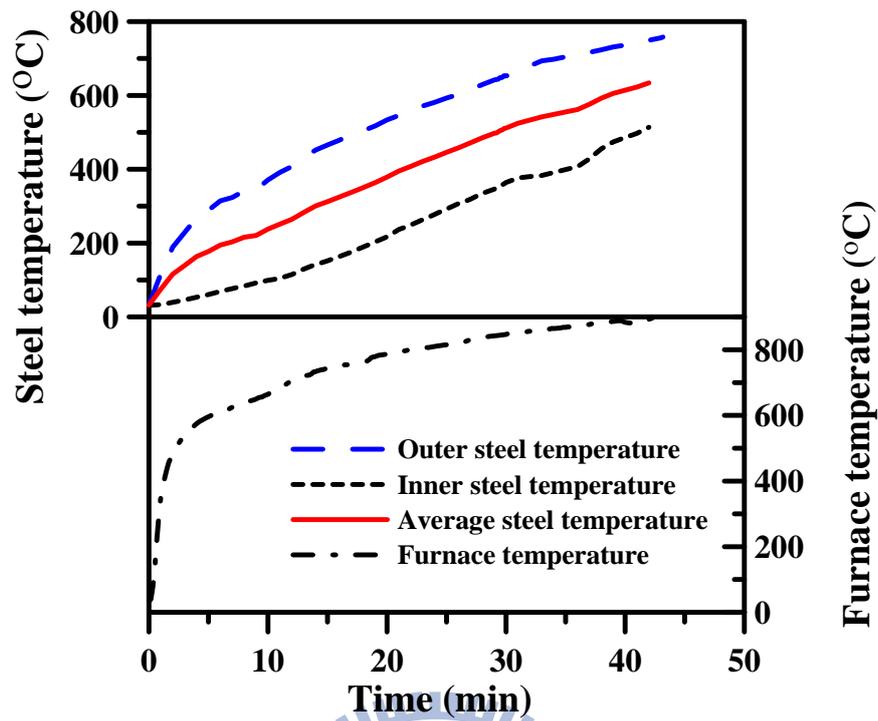


圖 5-4 試體 CFBC-3 鋼材平均溫度輸入值

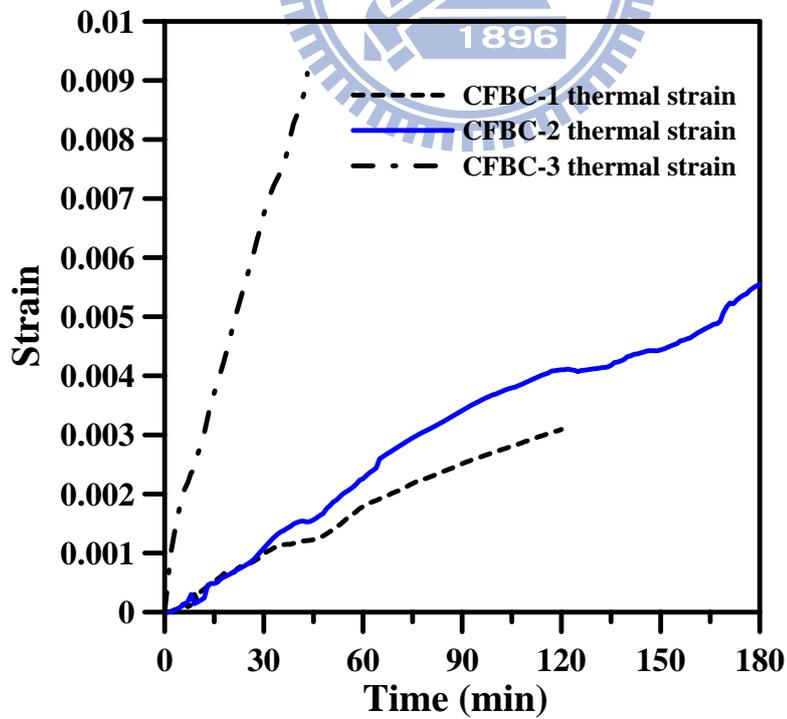


圖 5-5 三組試體之鋼材熱應變示意圖

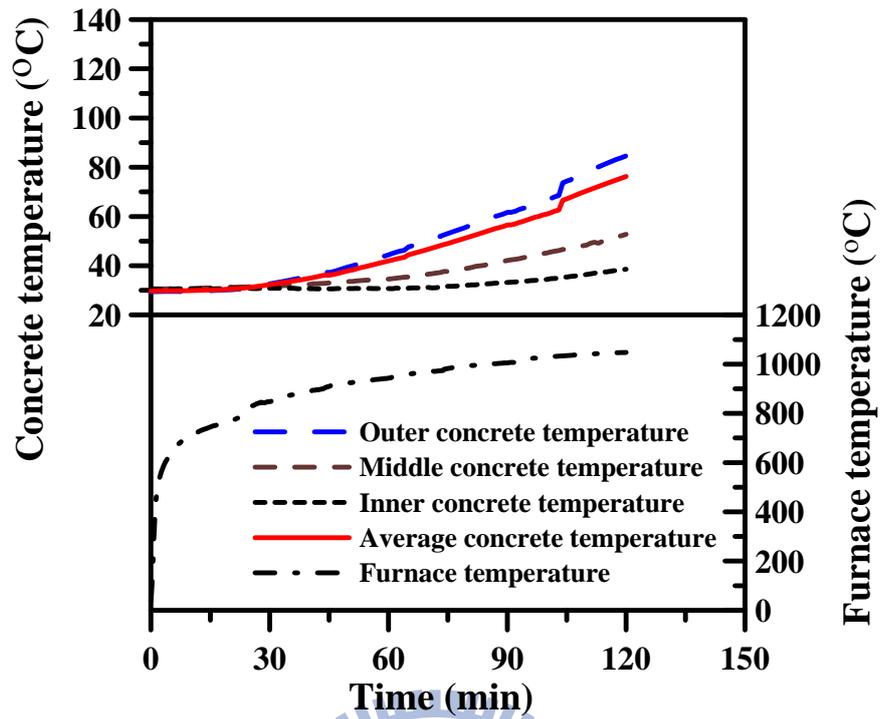


圖 5-6 試體 CFBC-1 混凝土平均溫度輸入值

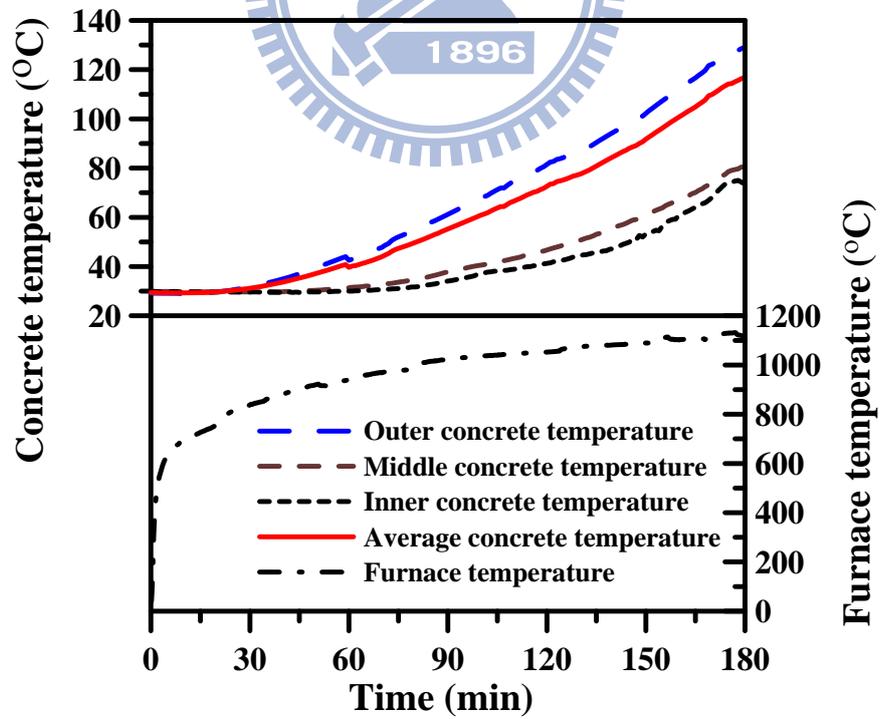


圖 5-7 試體 CFBC-2 混凝土平均溫度輸入值

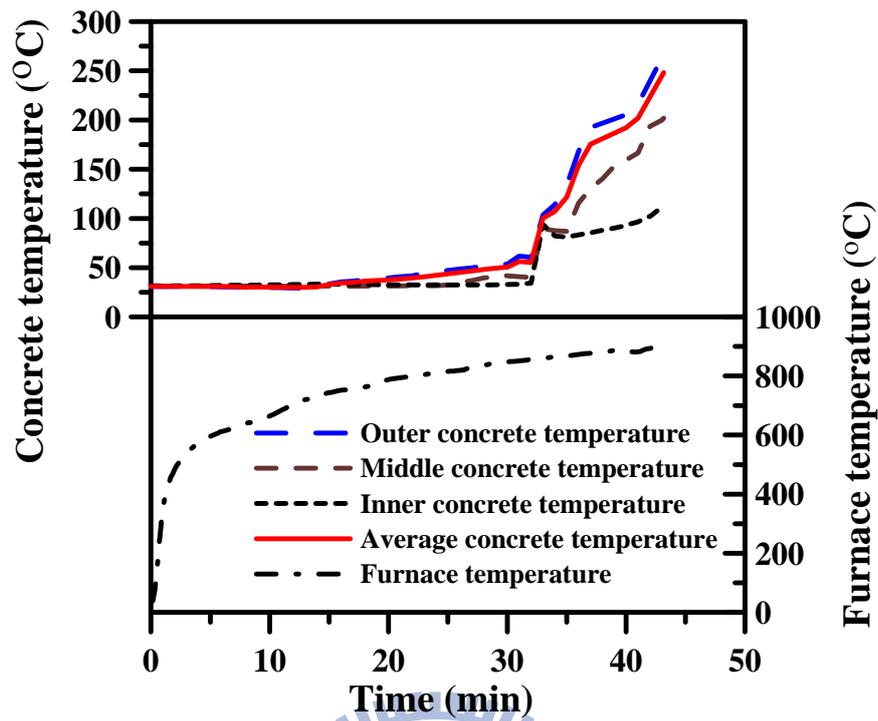


圖 5-8 試體 CFBC-3 混凝土平均溫度輸入值

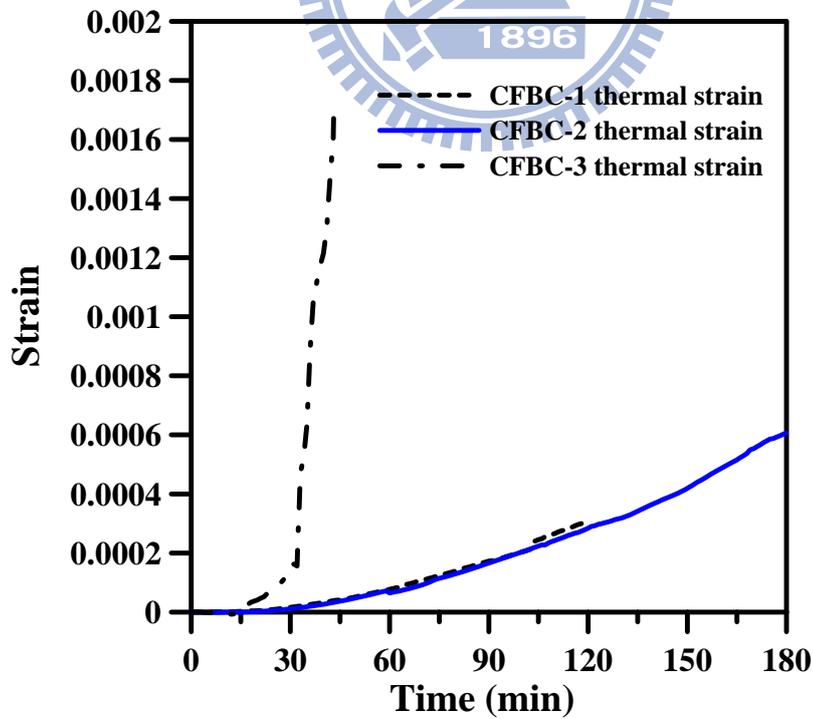


圖 5-9 三組試體之混凝土熱應變示意圖

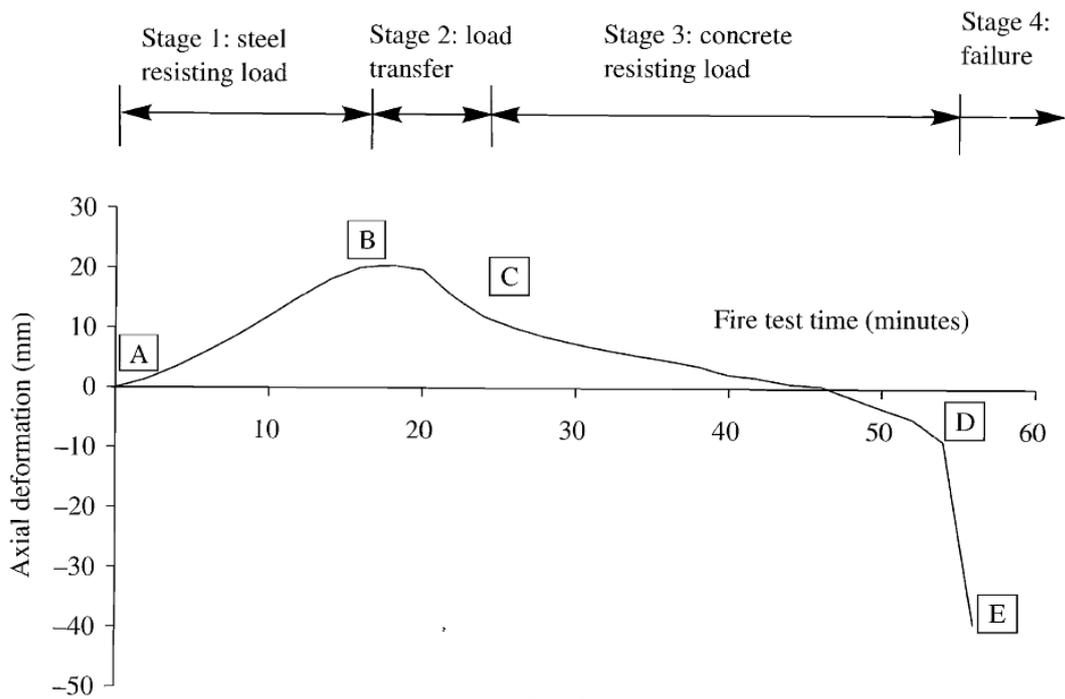


圖 5-10 CFBC 軸向變形與試驗時間之關係圖(Lie and Chabot, 1992)

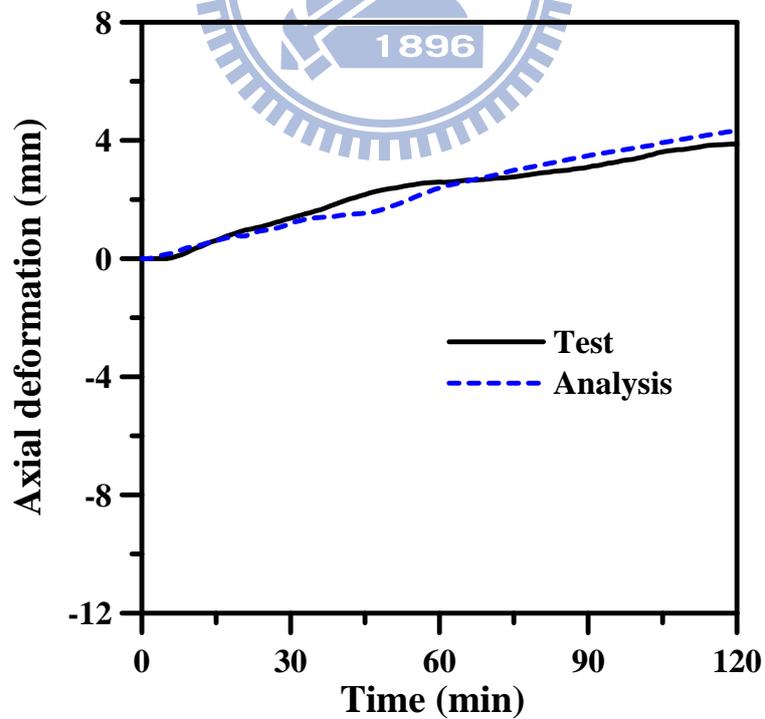


圖 5-11 試體 CFBC-1 軸向變形分析值與實驗值之比較

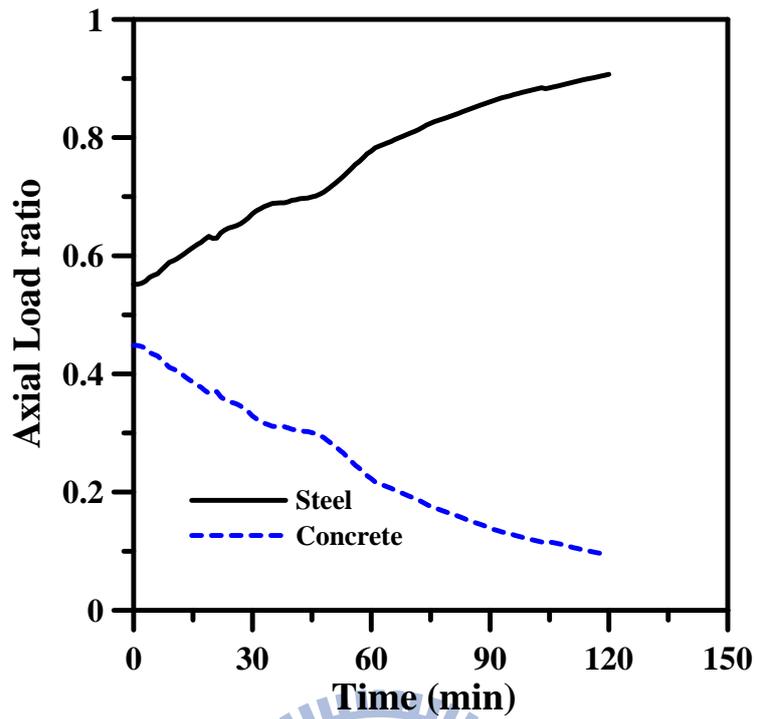


圖 5-12 試體 CFBC-1 鋼材與混凝土承受軸向載重比例之歷時

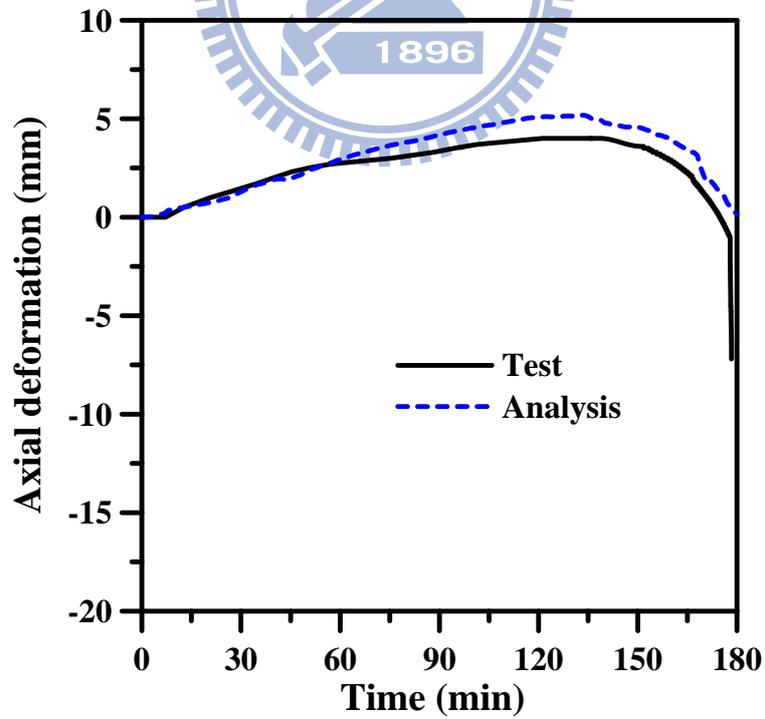


圖 5-13 試體 CFBC-2 軸向變形分析值與實驗值之比較

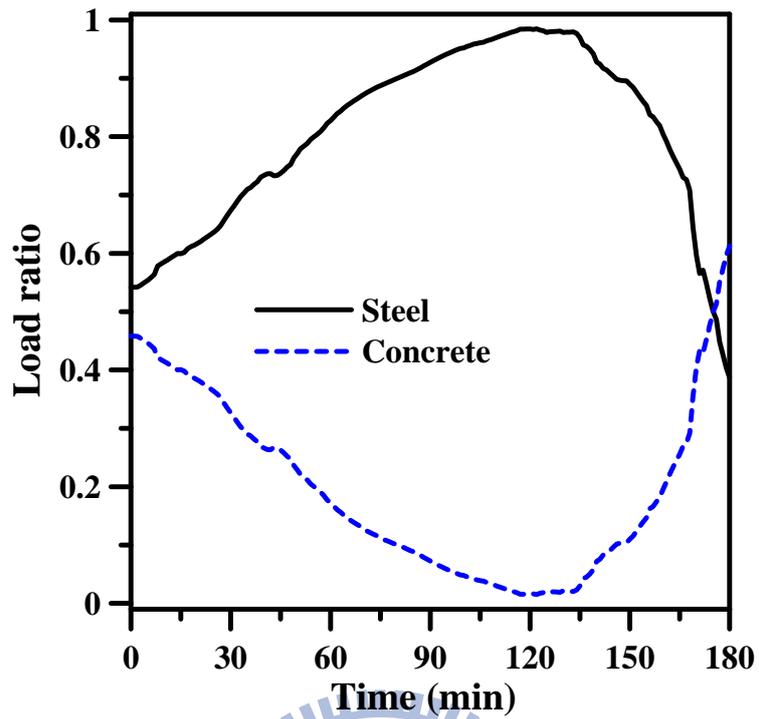


圖 5-14 試體 CFBC-2 鋼材與混凝土承受軸向載重比例之歷時

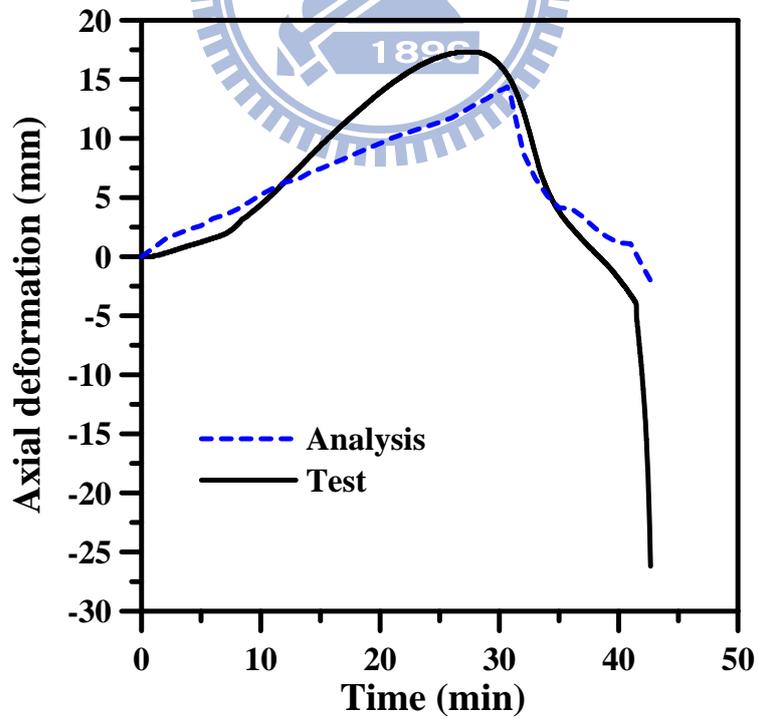


圖 5-15 試體 CFBC-3 軸向變形分析值與實驗值之比較

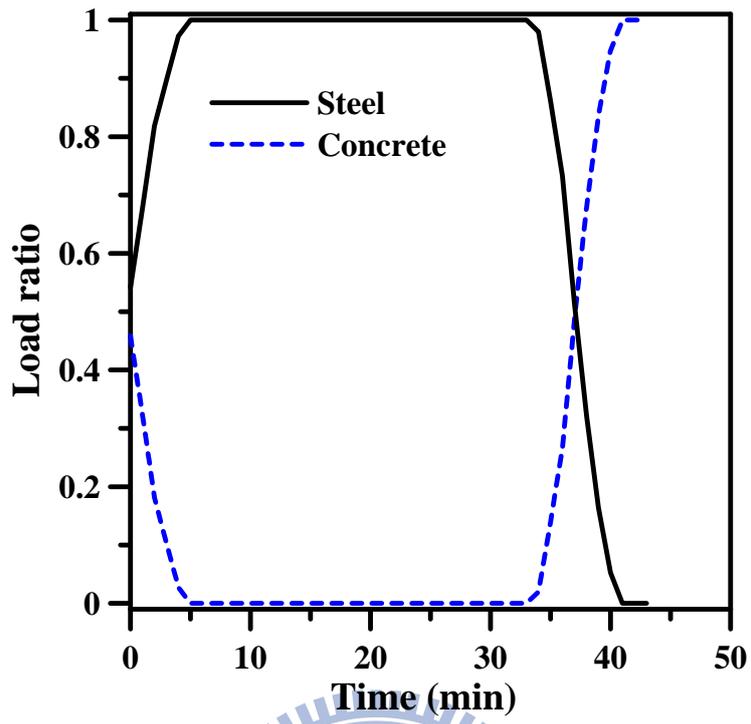
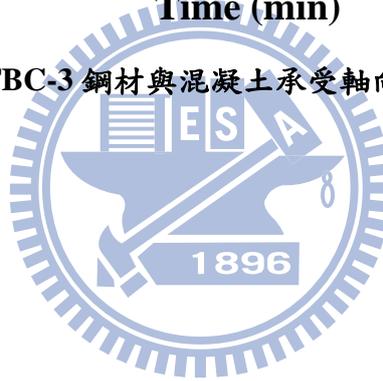


圖 5-16 試體 CFBC-3 鋼材與混凝土承受軸向載重比例之歷時



附錄一 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

附錄二 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 $L=4350$ mm 鋼柱面積 $A_s=42064$ mm²

實際鋼降伏強度 $F_{ys}=371.8$ MPa 實際鋼彈性模數 $E_s=205800$ MPa

$$\text{慣性矩 } I_s = \frac{1}{12} \times 500^3 \times 500 - \frac{1}{12} \times 456^3 \times 456 = 1605218325 \text{ mm}^4$$

$$\text{鋼柱斷面迴轉半徑 } r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1605218325}{42064}} = 195 \text{ mm}$$

$$\text{鋼骨比 } \rho_s = \frac{A_s}{BH} = \frac{42064}{500 \times 500} = 16.8\% \geq 2\% \quad \text{OK}$$

$$\text{寬厚比 } \frac{b}{t} = \frac{500 - 2 \times 22}{22} = 20.73 < \lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_{ys}}} = \sqrt{\frac{3 \times 205800}{371.8}} = 40.75 \quad \text{OK}$$

內灌混凝土箱型鋼柱構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑為

$$r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 195 + 0.1 \times \sqrt{\frac{500^4 / 12}{500^2}} = 209 \text{ mm}$$

(填充型鋼管混凝土柱 $\alpha = 0.1$)

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 4350}{\pi \times 209} \sqrt{\frac{371.8}{205800}} = 0.28 < 1.5$$

箱型鋼柱抗壓計算強度

$$P_{ns} = (0.21\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}A_s = 14,748 \text{ kN}$$

(2) 內灌混凝土柱(59.7 MPa)抗壓計算強度(P_{nrc})

柱斷面最小尺寸 $B=500 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ OK

柱短邊與長邊尺寸之比值 $B/H=500/500=1.0 > 0.4$ OK

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85f'_c A_c + A_r F_{yr}) = 0.85 \times (0.85 \times 59.7 \times 456^2) / 1000 = 8,969 \text{ kN}$$

(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($\phi_c P_n$)

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} = 0.85 \times 14748 + 0.75 \times 8969 = 19,263 \text{ kN}$$

(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

$$1.2DL + 1.6LL \leq \phi_c P_n = 19,263 \text{ kN}$$

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 12,675 kN、活載重為 2,535 kN

設計載重=靜載重+活載重=12675+2535=15,210 kN

實際加載之軸向力為 15,190 kN

2. 試體 CFBC-2

(1) 箱型鋼柱抗壓計算強度(P_{ns})

□ 500×500×22×22 長度 $L=4350 \text{ mm}$ 鋼柱面積 $A_s=42064 \text{ mm}^2$

實際鋼降伏強度 $F_{ys}=371.8$ MPa 實際鋼彈性模數 $E_s=205800$ MPa

$$\text{慣性矩 } I_s = \frac{1}{12} \times 500^3 \times 500 - \frac{1}{12} \times 456^3 \times 456 = 1605218325 \text{ mm}^4$$

$$\text{鋼柱斷面迴轉半徑 } r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1605218325}{42064}} = 195 \text{ mm}$$

$$\text{鋼骨比 } \rho_s = \frac{A_s}{BH} = \frac{42064}{500 \times 500} = 16.8\% \geq 2\% \quad \text{OK}$$

$$\text{寬厚比 } \frac{b}{t} = \frac{500 - 2 \times 22}{22} = 20.73 < \lambda_{pd} = \sqrt{\frac{3E_s}{F_{ys}}} = \sqrt{\frac{3 \times 205800}{371.8}} = 40.75 \quad \text{OK}$$

內灌混凝土箱型鋼柱構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑為

$$r_{\text{eff}} = r_s + \alpha \times \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} = 195 + 0.1 \times \sqrt{\frac{500^4 / 12}{500^2}} = 209 \text{ mm}$$

(填充型鋼管混凝土柱 $\alpha = 0.1$)

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_{\text{eff}}} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}} = \frac{1 \times 4350}{\pi \times 209} \sqrt{\frac{371.8}{205800}} = 0.28 < 1.5$$

箱型鋼柱抗壓計算強度

$$P_{ns} = (0.21\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1)F_{ys}A_s = 14,748 \text{ kN}$$

(2) 內灌混凝土柱(66.0 MPa)抗壓計算強度(P_{nrc})

柱斷面最小尺寸 $B=500 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ OK

柱短邊與長邊尺寸之比值 $B/H=500/500=1.0 > 0.4$ OK

$$P_{nrc} = \phi_e (0.85f'_c A_c + A_r F_{yr}) = 0.85 \times (0.85 \times 66.0 \times 456^2) / 1000 = 9,915 \text{ kN}$$

(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($\phi_c P_n$)

$$\phi_c P_n = \phi_{cs} P_{ns} + \phi_{crc} P_{nrc} = 0.85 \times 14748 + 0.75 \times 9915 = 19,972 \text{ kN}$$

(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

$$1.2DL + 1.6LL \leq \phi_c P_n = 19,972 \text{ kN}$$

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 13,140 kN、活載重為 2,628 kN

設計載重=靜載重+活載重=13140+2628=15,768 kN

實際加載之軸向力為 15,680 kN



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 8,820 kN。