

# 鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為 初探



內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 97 年 10 月

(國科會 GRB 編號)

PG9710-0031

(本部計畫編號)

097-301070000-G2012

# 鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為 初探



研究人員：李其忠副研究員

王天志助理研究員

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 97 年 10 月

**ARCHITECTURE AND BUILDING RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF THE INTERIOR  
RESEARCH PROJECT REPORT**

**Estimate for the Reinforced Concrete  
Beam-Column Joints after Exposed to Fire**



**BY**

**Lee, Chi-Chung**

**Wang, Tien-Chih**

**OCTOBER, 2008**

# 目次

表次	II
圖次	III
摘要	IX
第一章 緒論	1
第一節 研究計劃背景與目的	1
第二節 研究範圍	2
第三節 研究方法及進行步驟	2
第二章 文獻回顧	3
第一節 混凝土高溫下特性	3
第二節 混凝土火害後的力學行為	11
第三節 鋼筋火害後之力學性質	14
第四節 火害鋼筋混凝土柱的力學行為	16
第五節 火害鋼筋混凝土梁的力學行為	17
第三章 試驗規劃與試驗方法	19
第一節 試驗設備	19
第二節 升溫曲線	23
第三節 梁柱接頭試體製作	25
第四節 試驗方法	27
第四章 試驗結果	47
第一節 定載加熱試驗	47
第二節 未受火害及火害後加載試驗	88
第五章 結論與建議	103
第一節 結論	103
第二節 建議	104
附錄 期初及期中審查紀錄	105
參考書目	111



## 表次

表 3-1	鋼筋的降伏強度及極限強度·····	31
表 3-2	普通混凝土配比 ·····	31
表 3-3	自充填混凝土配比表 ·····	32
表 3-4	實驗規劃表·····	33



## 圖次

圖2.1	骨材與水泥漿體之熱應變圖	4
圖2.2	骨材與水泥漿體界裂縫示意圖	5
圖2.3	混凝土熱傳導率	5
圖2.4	混凝土比熱	6
圖2.5	表面剝離	8
圖2.6	粒料劈裂	9
圖2.7	角隅剝離	9
圖2.8	不同骨材之混凝土抗壓強度折減與溫度的關係	11
圖2.9	受高溫及冷卻後混凝土抗壓強度隨時間回復之情形	12
圖2.10	#4鋼筋受高溫後鋼筋降伏強度折減情形	15
圖3.1	小型多功能耐火爐裝置	19
圖3.2	試體、加載設備與小型高溫爐裝置	20
圖3.3	柱端鉸接連接頭裝置	20
圖3.4	柱上端鉸接連接頭及抗水平力桿裝置	21
圖3.5	梁端傳力桿及抗水平力桿裝置	21
圖3.6	梁端滾支承裝置	22
圖3.7	試體防止傾倒鋼架	23
圖3.8	標準加熱溫度—時間曲線	24
圖3.9	梁柱試體配筋立面圖	34
圖3.10	主梁配筋圖 (bxh=25 cmx35 cm)	34
圖3.11	柱配筋圖 (35 cmx35 cm)	35
圖3.12	邊梁配筋圖 (bxh=25 cmx35 cm)	35
圖3.13	梁柱試體熱電偶線配置圖	36
圖3.14	柱上下端斷面混凝土熱電偶配置圖	36
圖3.15	柱上端斷面鋼筋熱電偶配置圖	37
圖3.16	柱下端斷面鋼筋熱電偶配置圖	37

圖3.17	主梁斷面混凝土熱電偶配置圖	38
圖3.18	主梁斷面鋼筋熱電偶配置圖	38
圖3.19	梁柱接頭區混凝土熱電偶配置圖	39
圖3.20	梁柱接頭區鋼筋熱電偶配置圖	39
圖3.21	梁柱鋼筋籠完成照片	40
圖3.22	熱電耦線埋設照片	40
圖3.23	應變計黏貼照片	41
圖3.24	模板組立照片	41
圖3.25	梁柱試體拆模	42
圖3.26	圓柱試體熱電耦線埋設位置	42
圖3.27	位移量測計畫圖(高溫與常溫)	43
圖3.28	常溫試驗試體安裝於耐火爐照片	43
圖3.29	常溫試驗試體位移量測裝置完成照片	44
圖3.30	高溫試驗試體安裝於耐火爐照片	44
圖3.31	高溫試驗前量取相對濕度照片	45
圖4.1 (a)	爐內平均試驗溫度與 CNS 12514 升溫曲線比較	56
圖4.1 (b)	爐內溫度時間許可差圖	57
圖4.1 (c)	爐內壓力許可差圖	57
圖4.2 (a)	NC2 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖	58
圖4.2 (b)	NC2 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	58
圖4.3 (a)	NC2 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	59
圖4.3 (b)	NC2 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	59
圖4.4 (a)	NC2 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	60
圖4.4 (b)	NC2 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	60
圖4.5 (a)	NC2 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖	61
圖4.5 (b)	NC2 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖	61
圖4.6 (a)	NC3 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖	62
圖4.6 (b)	NC3 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	62



圖4.7 (a) NC3 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	63
圖4.7 (b) NC3 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	63
圖4.8 (a) NC3 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	64
圖4.8 (b) NC3 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	64
圖4.9 (a) NC3 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖	65
圖4.9 (b) NC3 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖	65
圖4.10 (a) SCC3 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖	66
圖4.10 (b) SCC3 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	66
圖4.11 (a) SCC3 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	67
圖4.11 (b) SCC3 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	67
圖4.12 (a) SCC3 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	68
圖4.12 (b) SCC3 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	68
圖4.13 (a) SCC3 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖	69
圖4.13 (b) SCC3 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖	69
圖4.14 (a) SCC5 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖	70
圖4.14 (b) SCC5 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	70
圖4.15 (a) SCC5 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	71
圖4.15 (b) SCC5 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	71
圖4.16 (a) SCC5 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖	72
圖4.16 (b) SCC5 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖	72
圖4.17 (a) SCC5 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖	73
圖4.17 (b) SCC5 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖	73
圖4.18 NC2 試體主梁端變形-時間圖	74
圖4.19 (a) NC2 試體柱上端垂直變形-時間圖	74
圖4.19 (b) NC2 試體柱下端垂直變形-時間圖	75
圖4.20 NC3 試體主梁端變形-時間圖	75
圖4.21 (a) NC3 試體柱上端垂直變形-時間圖	76
圖4.21 (b) NC3 試體柱下端垂直變形-時間圖	76

圖4.22	NC3 試體邊梁垂直變形-時間圖	77
圖4.23	SCC3 試體主梁端變形-時間圖	77
圖4.24(a)	SCC3 試體柱上端垂直變形-時間圖	78
圖4.24(b)	SCC3 試體柱下端垂直變形-時間圖	78
圖4.25	SCC3 試體邊梁垂直變形-時間圖	79
圖4.26	SCC5 試體主梁端變形-時間圖	79
圖4.27(a)	SCC5 試體柱上端垂直變形-時間圖	80
圖4.27(b)	SCC5 試體柱下端垂直變形-時間圖	80
圖4.28	SCC5 試體邊梁垂直變形-時間圖	81
圖4.29	NC2 試體火害後照片	81
圖4.30(a)	NC2 試體柱下端火害後表面裂縫	82
圖4.30(b)	NC2 試體主梁火害後表面裂縫	82
圖4.31	NC3 試體火害後照片	83
圖4.32(a)	NC3 試體柱下端火害後表面裂縫	83
圖4.32(b)	NC3 試體主梁火害後表面裂縫	84
圖4.33	SCC3 試體火害後照片	84
圖4.34(a)	SCC3 試體柱下端火害後表面裂縫	85
圖4.34(b)	SCC3 試體主梁火害後表面裂縫	85
圖4.35	SCC5 試體火害中主梁端滲水照片	86
圖4.36	SCC5 試體火害後照片	86
圖4.37(a)	SCC5 試體柱下端火害後表面裂縫	87
圖4.37(b)	SCC5 試體主梁火害後表面裂縫	87
圖4.38	常溫極限承載試驗試體裂縫發展情形	91
圖4.39(a)	常溫極限承載試驗試體破壞照片(1)	91
圖4.39(b)	常溫極限承載試驗試體破壞照片(2)	92
圖4.39(c)	常溫極限承載試驗試體破壞照片(3)	92
圖4.40	NC1 試體主梁載重-垂直變形圖	93
圖4.41	SCC1 試體主梁載重-垂直變形圖	93

圖4.42	NC2 試體主梁載重-垂直變形圖	94
圖4.43	NC3 試體主梁載重-垂直變形圖	94
圖4.44	NC1、NC2 與 NC3 主梁載重-垂直變形圖比較	95
圖4.45	SCC3 試體主梁載重-垂直變形圖	95
圖4.46	SCC5 試體主梁載重-垂直變形圖	96
圖4.47	SCC1、SCC3 與 SCC5 主梁載重-垂直變形圖比較	96
圖4.48	NC2 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形	97
圖4.49 (a)	NC2 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)	97
圖4.49 (b)	NC2 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)	98
圖4.50	NC3 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形	98
圖4.51 (a)	NC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)	99
圖4.51 (b)	NC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)	99
圖4.52	SCC3 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形	100
圖4.53 (a)	SCC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)	100
圖4.53 (b)	SCC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)	101
圖4.54	SCC5 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形	101
圖4.55 (a)	SCC5 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)	102
圖4.55 (b)	SCC5 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)	102



## 摘 要

**關鍵詞：火害、鋼筋混凝土梁柱接頭**

### 一、研究緣起

遭受火災後鋼筋混凝土結構物，其受損情況隨火場之情況而異，為了維護使用上之安全，應進行結構之安全評估。英國混凝土學會（The Concrete Society）曾調查遭受嚴重火災的混凝土建築物之實際損傷程度與重建使用狀況，並於 1978 年提出處理火害後混凝土結構物評估與修補建議，A. K. Tovey 等人根據前述資料表示：混凝土建築物在嚴重火災中仍具有良好的結構耐火性能，且火害後多可補強繼續使用，台灣建築物多為鋼筋混凝土造，火害中倒塌案例尚未所聞，可考慮利用補強而繼續居住或使用，不過高溫後混凝土材料性能會有所劣化，使建築物承載能力降低，因此如何對火害後鋼筋混凝土建築物作安全評估是不可或缺的。

### 二、研究方法及過程

本研究計畫擬利用梁柱接頭試體，其柱斷面為 35 cm×35 cm，高度 220 cm，主梁斷面 25 cm×35 cm，跨度 125 cm，兩端翼梁斷面 25 cm×35 cm，跨度 42.5 cm，柱與梁保護層厚度均依規範規定為 4 cm，探討梁柱接頭在不同混凝土材料（普通及自充填），邊/內柱型態下，於

鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為初探

高溫下耐火性能及高溫後殘餘強度與勁度，以補充鋼筋混凝土結構物火害後實驗資料與分析。

### 三、重要發現

目前本研究獲得以下結論：

(一)、未受火害及火害後極限承載試驗結果發現：(1) 普通

混凝土試體，火害及未受火害之開裂載重差異不大，

受火害之降伏載重較低，即 $NC1 > NC2 > NC3$ ，柱體為三

面受熱或四面受熱，兩者梁的載重—位移圖差異不明

顯。(2) 自充填混凝土試體，火害及未受火害之開裂

載重差異不大，受火害之降伏載重較低，即 $SCC1 > SCC3$

$> SCC5$ 。SCC5為柱體四面受熱，由於加熱時發生全面

性爆裂，保護層混凝土幾乎脫落，其降伏載重及極限

載重較低。梁的勁度比較，受火害試體變差，即 $SCC1$

$> SCC3 > SCC5$ 。(3) 火害對梁的負彎矩影響不大。

(二)、由火害試驗前所量測得試體相對濕度知，混凝土的含

水量對火害有相當程度的影響，由於含水量的存在會使

混凝土 在高溫高壓下，產生爆裂現象，造成混凝土斷

面減少及增加鋼筋暴露於高溫下之危險，因而降低柱、

梁及梁柱接頭的抗火能力及火害後殘餘能力。

- (三)、當柱承受彎矩，由於火害時保護層爆裂後，鋼筋直接曝露在高溫下，使其抗拉強度降低，易使柱的耐火能力急速降低，承受軸力及彎矩之柱必須注意。
- (四)、加熱、冷卻期間試體內各測點的最高溫度非發生在加熱結束時，反而在冷卻過程中延緩出現，主要係因試體表面溫度在加熱結束時開始下降，但仍高於近中心處溫度，部份熱量仍會往內部傳送，致使內部溫度繼續上升，加重內部材料損傷。
- (五)、由試體內部溫度分佈發現柱下端所受的熱量最大，依序向柱上端遞減，以 SCC3 試體為例，柱斷面中心點最高溫度，柱下端為 201.4°C，梁柱接頭區 129.6°C，柱上端 94.7°C。

#### 四、主要建議事項

##### 建議一

鋼筋混凝土梁柱接頭火害後耐震行為研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署

本所近幾年研究，針對鋼筋混凝土梁柱複合構件火害中及火害後行為已有相當成果，但對於受火害後結構之耐震能力，則仍未進行探討，

鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為初探

而事實上，在台灣火害後建築物遭受地震侵襲之可能性相當的高，此方面仍缺少實驗資料，值得進一步探討。

## 建議二

鋼筋混凝土梁柱接頭火害行為之電腦數值模擬分析：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署

目前國內外有關 RC 受火災影響之電腦數值模擬軟體，僅針對單一構進行數值模擬分析，但是對於梁柱接頭受高溫影響之行為，則是少見，所以亟需建立一套電腦數值模擬模式，以利梁柱複合接頭受高溫之結構行為分析。



## ABSTRACT

**Keywords : fire ,reinforced concrete, beam-column joint**

During the life cycles, reinforced concrete buildings frequently suffer various degrees of damage due to natural or human causes, especially after several catastrophic earthquake strikes in the recent years in Taiwan. Considering safety and economic reasons, the method of repairing and reinforcing was broadly introduced to those buildings in order to prolong the service lives.

The behavior of structure suffering fire damage is so complex and it is impossible to analysis this behavior by analytical method. Full scale beam-column joint testing is very costly and time consuming. The use of empirical equation from testing and numerical technique is feasible way to investigate the behavior of structure suffering fire damage. 10 Beam-column joint specimens have been studied in this research. According to Chapter 21 in ACI 318-05 ,and the heating curve in CNS 12514,the influences of high temperature on the normal concrete and self-compacting concrete are discussed.



## 第一章 緒論

### 第一節 研究計畫背景與目的

遭受火災後鋼筋混凝土結構物，其受損情況隨火場之情況而異，為了維護使用上之安全，應進行結構之安全評估。英國混凝土學會（The Concrete Society）曾調查遭受嚴重火災的混凝土建築物之實際損傷程度與重建使用狀況，並於1978年提出處理火災後混凝土結構物評估與修補建議【14】，A. K. Tovey【15】等人根據前述資料表示：混凝土建築物在嚴重火災中仍具有良好的結構耐火性能，且火災後多可補強繼續使用，台灣建築物多為鋼筋混凝土造，火災中倒塌案例尚未所聞，可考慮利用補強而繼續居住或使用，不過高溫後混凝土材料性能會有所劣化，使建築物承載能力降低，因此如何對火災後鋼筋混凝土建築物作安全評估是不可或缺的。

國內外研究機構的加熱爐大多為單獨之柱爐或梁爐，無法進行梁柱複合構件試驗，以梁柱構件為探討主題之文獻資料相當缺乏，許崇堯【1】曾探討火災後鋼筋握裹衰退及其對梁柱接頭特性影響，不過受限實驗設備僅能先對梁柱接頭加熱後降至室溫再進行加載實驗，並不是同時加熱及加載實驗。鄭復平等【2】利用內政部建築研究所防火實驗中心之梁柱複合爐，進行鋼筋混凝土梁柱組合體火災行為研究，其研究成果顯示，混凝土是很好的隔熱材料，柱體內部的溫度與外部溫度有很大的差異，保護層對鋼筋發揮很大功效，如果沒有承受彎矩下，單純承受軸力時，大尺寸柱子的耐火能力絕對比小尺寸大很多，故由小尺寸的試驗結果要直接應用到實際結構物上，預測結果會顯得非常保守。如果柱子承受彎矩，由於在保護層破裂後，鋼筋直接曝露在高溫下，使其

抗拉能力降低，柱子的耐火能力會急速降低，承受軸力及彎矩之柱子必須特別注意。混凝土柱中的含水量對柱的受損也有相當程度的影響，由於含水量的存在會使混凝土產生爆裂現象，因而降低柱子的耐火能力。

## 第二節 研究範圍

本計畫主要研究項目在討論依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定及內政部所頒布之建築技術規則有關耐震設計規定之鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為，包括接頭破壞模式、梁柱接頭轉角、梁端剩餘強度及勁度變化，希望藉由實驗的結果了解梁柱接頭在火害後的受損程度，以為爾後實際應用參考。

## 第三節 研究方法及進行步驟

利用梁柱接頭試體，其柱斷面為 35 cm×35 cm，高度 220 cm，主梁斷面 25 cm×35 cm，跨度 125 cm，兩端翼梁斷面 25 cm×35 cm，跨度 42.5 cm，柱與梁保護層厚度均依規範規定為 4 cm，探討梁柱接頭在不同混凝土材料（普通及自充填），邊/內柱型態下，於高溫下耐火性能及高溫後殘餘強度與勁度，以補充鋼筋混凝土結構物火害後實驗資料與分析。

## 第二章 文獻回顧

### 第一節 混凝土高溫下特性

一、混凝土高溫下的化學反應綜合如下【3，4】：

- (1) 溫度達 105°C 時，混凝土中的毛細孔及吸附水逐漸散失。
- (2) 溫度達 200°C 時，CSH 膠體開始失去鍵結水，混凝土內部發生化學變化。
- (3) 溫度在 250°C 至 350°C 之間，混凝土內含  $Al_2O_3$  或  $Fe_2O_3$  的水化物內之鍵結水，將大部分喪失。而 CSH 膠體的鍵結水也會喪失約 20%。
- (4) 溫度在 400°C 至 700°C 之間，CSH 膠體內保有的 80% 鍵結水，將在此階段完全分解。但在 500°C 左右，漿體中的水分已分解殆盡。
- (5) 溫度在 440°C 至 580°C 之間，水泥漿體中的  $Ca(OH)_2$  開始分解，但該反應為可逆。另外，矽質骨材約在 573°C 時， $SiO_2$  會由  $\alpha$  相轉成  $\beta$  相，由於熱震動能量的增加，使體積產生約 0.4% 的熱膨脹量。
- (6) 溫度達 750°C 時，石灰質骨材中的碳酸鈣開始分解，釋放出二氧化碳，該高溫吸熱產生的生石灰 ( $CaO$ )，在冷卻後吸收空氣中的水氣會產生體積膨脹，可能造成混凝土的再次龜裂。
- (7) 溫度在 800°C 至 1000°C 之間，水泥的水化物將再被重新燒結成  $C_2S$ 、 $C_3S$ 、 $C_4AF$  等水泥主要成分。
- (8) 溫度達 1425°C，剩餘水泥水化物，可能進一步熔解生成  $C_3S$ 。

## 二、混凝土的熱膨脹係數

混凝土之熱膨脹係數，隨著含水量、水灰比及混凝土之材齡而變。由於水泥砂漿和骨材間之熱膨脹係數不同，故熱膨脹係數約為其二者之合成，且為拌合骨材數量及骨材熱膨脹係數的函數。另外此係數亦包含了熱膨脹與乾縮之相互影響。不同骨材混凝土的熱膨脹係數如下【16】：

砂質骨材混凝土：0.000018 / °C

碳酸岩骨材混凝土：0.000012 / °C

## 三、混凝土的體積變化

混凝土受熱的潛應變及瞬間應變有密切的相關性。混凝土的體積變化包含水泥漿體與骨材之共同影響，且體積變化隨溫度變化及有無加載而有明顯的不同。一般骨材其體積均隨溫度增高而膨脹；但水泥漿體在較低溫時，體積變化亦隨溫度升高而膨脹，但約在 150°C 以上時，體積變化改脹為縮，如圖 2.1。在此腫脹縮不和諧情況下，骨材與水泥漿體界面間會產生脹縮差異之內張應力，當此應力超過極限時，界面即產生破裂或使原有裂縫再擴大延伸，如圖 2.2【17】。

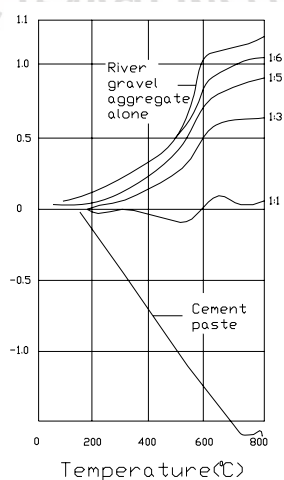


圖 2.1 骨材與水泥漿體之熱應變圖【17】

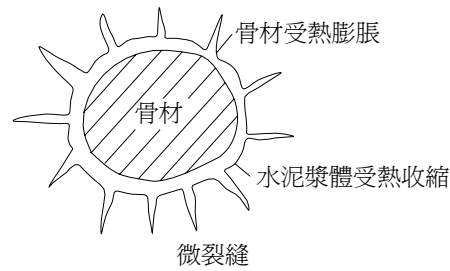


圖 2.2 骨材與水泥漿體界裂縫示意圖【17】

#### 四、混凝土的熱傳遞

熱傳遞方式，主要有輻射、對流及傳導三種方式。熱傳遞時往往是三種方式同時進行，將熱由高溫處傳至低溫處，在低溫時是以傳導及對流為主，而在高溫則以輻射為主。在有溫差的系統中，就有熱能的傳遞，而其傳遞的難易就由熱傳導率控制。影響混凝土的熱傳導率之主要因素有骨材礦物性質、硬固水泥漿體、孔隙量、飽和度及環境溫度等因數。一般言之在低溫時，混凝土有較高的熱傳係數，但當溫度達  $100^{\circ}\text{C}$  以上時，孔隙水逐漸蒸發，骨材與硬固水泥漿體間，因熱應變不諧和而產生微裂縫，增長熱傳導的路徑，傳導能力減弱，熱傳係數逐漸下降，當溫度約達  $800^{\circ}\text{C}$  以上時，熱傳係數逐漸穩定，因此時主要以輻射方式傳熱，使的傳熱能力維持穩定。文獻【16】歸納出分析使用之混凝土熱傳導率，如圖 2-3 所示。

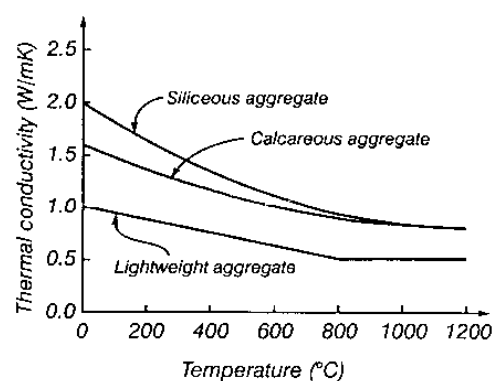


圖 2.3 混凝土熱傳導率【16】

## 五、混凝土的比熱

比熱是表示混凝土之熱容量，混凝土之比熱受骨材礦物之影響較小，而與孔隙、水灰比，含水量及溫度等的關係較密切。混凝土的含水量增加時比熱亦隨之增加，且溫度升高時，比熱亦隨之升高。文獻【16】歸納近期成果，提供參考分析使用之混凝土比熱，如圖 2-4 所示。另外與混凝土相關材料之比熱如下：【18】

水：4000 焦耳 /  $\text{kg}^\circ\text{C}$

骨材：約 800 焦耳 /  $\text{kg}^\circ\text{C}$

水泥漿：約 1600 焦耳 /  $\text{kg}^\circ\text{C}$

混凝土，約 800—1200 焦耳 /  $\text{kg}^\circ\text{C}$

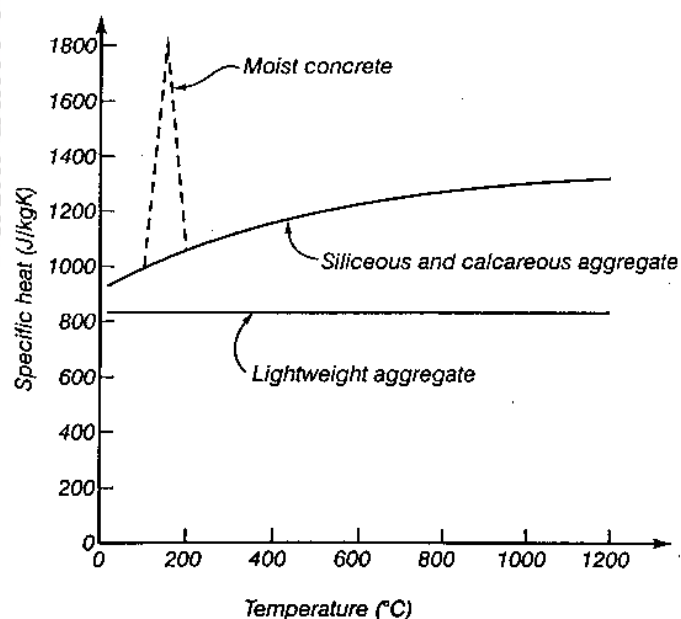


圖 2.4 混凝土比熱【16】

## 六、混凝土之外觀破壞模式【5】

混凝土的耐火性能，與鋼筋距混凝土受熱面距離（保護層）具有絕對的影響關係，該距離之增加，可保護鋼筋使其遭受較低溫度的侵



害，這對鋼筋力學性質的損壞程度，具有降低的功能。在火災中，鋼筋在有限的溫度下具有相當之承受力，因此，為確保鋼筋之強度，必須保持混凝土之保護層避免受損。在調查火害後之鋼筋混凝土構造物時，通常以觀察混凝土表面的損害狀況，作為概略研判損壞程度之依據。

#### (一) 粉刷層之剝落

粉刷層為混凝土構件之外表，係於混凝土硬化後以水泥砂漿等材料所施作之裝修工程。因粉刷層在施工前，混凝土即已硬化兩者間形成「冷縫」，使粉刷層之附著力降低。在火災中粉刷層最先受熱，水泥漿體的熱膨脹先脹後縮之變化及水化產物受熱分解之現象，使粉刷層很容易與混凝土之附著力喪失，而產生剝離脫落現象。

#### (二) 變色 (Discolored)：

混凝土遭受火害時，加熱溫度如未超過 300°C，其表面會形成燻黑狀。加熱若超過 300°C，則混凝土所使用的粒料會因化學變化而改變顏色。300°C~600°C 呈粉紅色，600°C~950°C 呈灰白色，950°C 以上，呈現淡黃色，1200°C 以上，有熔融的危機。

#### (三) 裂縫 (Cracking)：

因粒料與水泥漿體之熱應變不相容，硬固水泥漿體受熱收縮，限制了粒料體積膨脹，而在兩者界面產生應力，當溫度小於 300°C 時，該應力尚不足造成傷害。但若溫度上升，則因應力作用增大而產生裂縫。

#### (四) 爆裂 (Spalling)

混凝土構件在受熱的環境中，其表面附近之材質與構件分離的

情形。最常發生在受軸壓力或具軸向束制的細長構件中，爆裂模式的分類如下：

1、全面性爆裂 (General or destructive spalling)：

在受熱初期發生廣泛且劇烈的混凝土塊剝落，常發生在具軸向束制或壓縮載重的細長或板構件（如牆、樓板、柱等）。

2、局部性爆裂 (Local spalling)：

(1) 表面剝離 (Surface spalling)：

如圖 2.5 所示混凝土受熱時，接近受熱面產生雙軸向壓力而引起平行受熱面的裂縫，裂縫中充滿水份受熱蒸發後的高壓蒸氣，使裂縫與受熱面之間的材質分離，這種情形包括材質之分離、起泡。

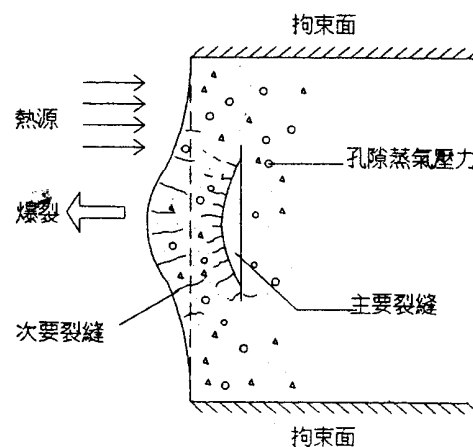


圖 2.5 表面剝離

(2) 粒料劈裂 (Aggregate splitting)：

當版狀之混凝土牆、樓板單面迅速受熱時，因混凝土接近受熱面產生雙軸向壓力，這種熱應力作用在粒料上，使較大粒料產生拉力破壞，並沿著平行受熱面劈裂，如圖 2.6 所示，通常發生在粒料級配較

大粒徑者。

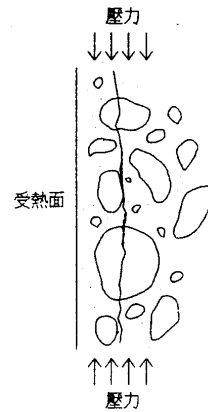


圖 2.6 粒料劈裂

### (3) 角隅剝離 (Corner separation)

通常發生在梁或柱構件之角隅，如圖 2.7 所示，由於拉力之分力作用，使角隅混凝土剝落，混凝土受熱距表面愈近溫度愈高，強度亦隨之降低，直至距表面一定距離，混凝土強度降至與熱應力相同時，即形成角隅剝離之裂開面。

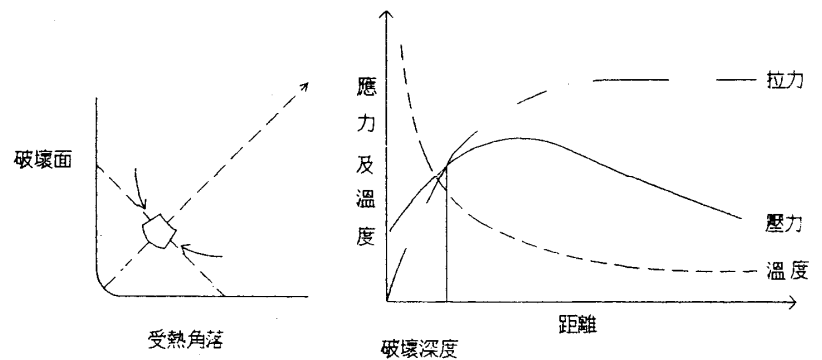


圖 2.7 角隅剝離

### (4) 脫落 (Slough off)

脫落發生於長時間之受熱，在梁底或柱腳因長而不規則的裂縫，而發生表面材料的層式分

離，可能是由於長期的受熱引起的應力釋放，當開始受熱時，柱或版的表面因熱產生高壓力，使熱貫入構件中，接近外部之材料形成減載（Unload）、開裂、乾縮裂縫、潛變現象，長期受熱後即產生應力轉變或拉力裂縫。

有關爆裂之原因歸納如下所述：

- a、 混凝土濕度：濕度大，在加熱過程中造成孔隙壓力愈大，故愈容易破壞。
- b、 加熱速率：加熱速率愈快，混凝土表面與中心部份之溫差愈大，伴隨著剝落與爆裂的危險增大。
- c、 混凝土厚度：厚度減小，則兩邊飽和層較接近，水份不易消散，較易產生爆裂。
- d、 加熱方式：若單面加熱時，水份可從另一面排除，降低了爆裂之危險，雙面加熱時，因水份不易散去，會增加爆裂之危險。
- e、 預受壓力：較少或無預施壓應力時，混凝土內部較易產生裂紋，水份可藉由裂縫消散，反之，受壓應力較大之混凝土，因其壓力限制裂縫之發展，在高含水量且升溫速率快的情況下，水份無法在短時間內排出，因而易造成爆裂現象。
- f、 鋼筋存在與否：有鋼筋存在時，因鋼筋之圍束作用，較不易產生裂縫，水份因無消散途徑，致使保護層較易剝落。

## 第二節 混凝土火害後的力學行為

Abrams【19】針對矽酸鹽、碳酸鹽與輕質骨材之 3x6in 混凝土圓柱試體，先預加不同的軸壓力再分別加熱至不同的溫度後，進行高溫中及待其冷卻至常溫七天後之抗壓試驗；其實驗結果如圖 2.8 所示

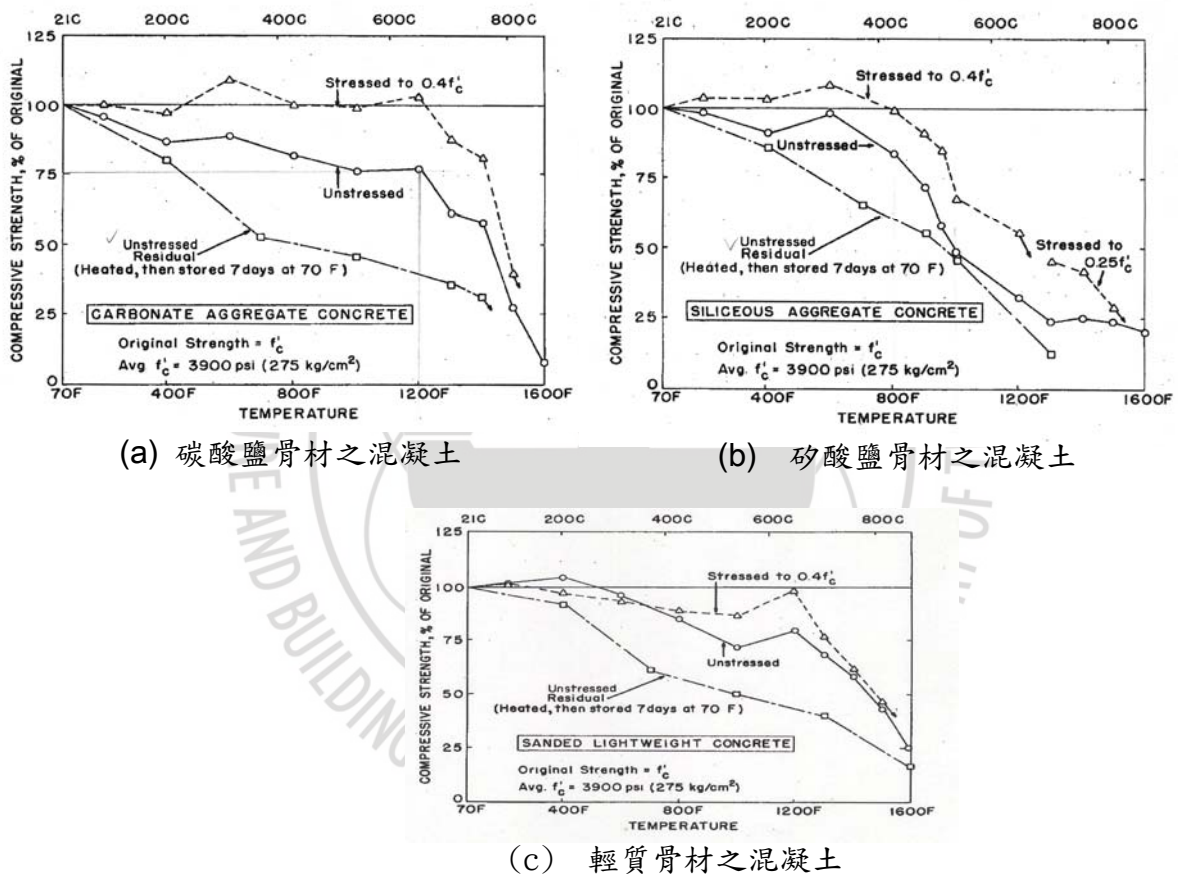


圖 2.8 不同骨材之混凝土抗壓強度折減與溫度的關係  
(資料來源：參考書目【19】)

Abrams 並沒有作火害中有預壓力的加熱試體，待其冷卻至常溫時的殘餘抗壓強度試驗。

Lie, T. T. 等人【20】指出混凝土在火害後之殘餘強度將隨時間有所改變，如圖 2.9 所示，殘餘強度最低之時期約在火害後 45 天

左右，此乃混凝土吸收空氣中水份後再重新水化作用。並利用 Abrams 的試驗資料，提供計算一般混凝土受高溫後殘餘抗壓強度與彈性模數折減的公式如下：

抗壓強度  $f'_c$  折減

$$f'_{c\theta}(\theta) = \alpha(\theta) \times f'_c$$

$$\alpha(\theta) = 1 - 0.001\theta \quad \text{for } 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 500^\circ\text{C}$$

$$\alpha(\theta) = 1.375 - 0.00175\theta \quad \text{for } 500^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\alpha(\theta) = 0 \quad \text{for } \theta \geq 700^\circ\text{C}$$

其中

$f'_{c\theta}$ ：火害後混凝土圓柱試體之抗壓強度

$f'_c$ ：常溫混凝土圓柱試體之抗壓強度

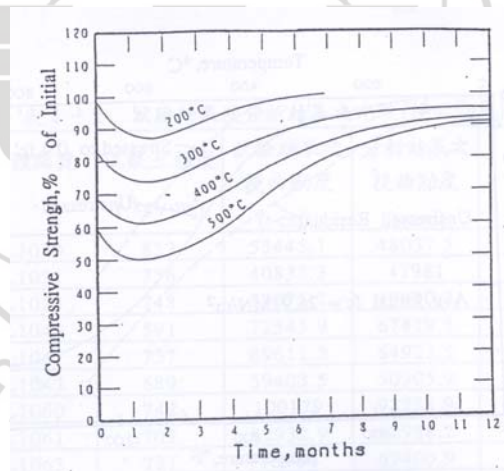


圖 2.9 受高溫及冷卻後混凝土抗壓強度隨時間回復之情形【20】

1990 年，國內陳舜田等人【6】在國科會支助下，研究軸壓力作用下混凝土火害後之力學行為，此研究在加熱過程中分別施加不同的固定軸壓力，待冷卻至常溫後遂進行圓柱試體的抗壓試驗，根據實驗結果提出火害後混凝土的應力—應變曲線關係，如下所示。

$$\sigma_c = \begin{cases} f_r \left[ 1 - \frac{(\varepsilon_{\max} - \varepsilon_c)^2}{\varepsilon_{\max}} \right] & , \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{\max} \\ f_r \left[ 1 - \frac{2 \cdot (\varepsilon_{\max} - \varepsilon_c)^2}{3 \cdot \varepsilon_{\max}^2} \right] & , \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{\max} \end{cases}$$

式中，

$$f_r = \begin{cases} f_c' \cdot (1.0053 - 0.000217T) \cdot \left( 0.98 + 0.2 \frac{f_a}{f_c'} \right) \leq f_c' & , \quad T \leq 500^\circ C \\ f_c' \cdot (2.7000 - 0.003607T) \cdot \left( 0.98 + 0.2 \frac{f_a}{f_c'} \right) \leq f_c' & , \quad 500^\circ C < T \leq 750^\circ C \\ 0 & , \quad 750^\circ C < T \end{cases}$$

該研究【6】亦提出火害後混凝土的彈性模數計算公式，如下所示。

$$E_{cr} = \begin{cases} E_c \left[ (1.0355 - 0.001377T) + (0.002T - 0.055) \cdot \frac{f_a}{f_c'} \right] & , \quad T \leq 500^\circ C \\ E_c \left[ \left( 0.001402 + 0.00378 \frac{f_a}{f_c'} \right) \cdot (750 - T) \right] & , \quad 500^\circ C < T \leq 750^\circ C \\ 0 & , \quad 750^\circ C < T \end{cases}$$

式中，

$f_c'$  : 常溫混凝土 28 天標稱抗壓強度

$f_{cr}$  : 預施軸壓力的混凝土在火害後的殘餘抗壓強度

$f_a$  : 預施壓應力

$\sigma_c$  : 火害後混凝土的應力

$T$  : 火害時曾遭受的最高溫度(°C)

$\varepsilon_c$  : 火害後混凝土的應變

$\varepsilon_{\max}$  : 火害後混凝土的殘餘抗壓強度所對應的應變。

$E_c$  : 常溫時混凝土彈性模數

$E_{cr}$  : 火害後混凝土的殘餘彈性模數

楊旻森【7】等人提出火害中無預壓力的加熱混凝土圓柱試體，待其冷卻至常溫時的應力—應變曲線，如下所示。

$$\sigma_c = \begin{cases} f_r \left[ 1 - \left( \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_c}{\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] & , \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{\max} \\ f_r \left[ 1 - \frac{(\epsilon_{\max} - \epsilon_c)}{\eta * \epsilon_{\max}} \right] & , \quad \epsilon_c > \epsilon_{\max} \end{cases}$$

式中，

$\epsilon_{\max}$  : 火害後混凝土的殘餘抗壓強度所對應的應變。

$$\epsilon_{\max} = 0.0022 + (2.5T + 0.15T^2) \cdot 10^{-7}$$

$$\eta = \begin{cases} 2.5 & , \quad T \leq 400^\circ C \\ 3.0 & , \quad T > 400^\circ C \end{cases}$$

$f_{cr}$  : 混凝土在火害後的殘餘抗壓強度

$$f_r = \begin{cases} f'_c \cdot (1.02 - 0.0017T) \leq f'_c & , \quad 25^\circ C \leq T \leq 400^\circ C \\ f'_c \cdot (1.38 - 0.00197T) & , \quad 400^\circ C < T \leq 600^\circ C \\ f'_c \cdot (0.66 - 0.00077T) \geq 0.05 f'_c & , \quad T > 600^\circ C \end{cases}$$

### 第三節 鋼筋火害後之力學性質

Stecich, J. P. 等人【21】試驗#11 鋼筋，加熱至 820°C 冷卻後做抗彎試驗及拉力試驗，發現降伏強度折減 4.2%，極限強度折減 7.2%~13.7%。Edward, W. T. 等人【22】取 16 支 ASTM A615 Grade60



之#4鋼筋進行試驗，其中1支不加熱，另15支分別置於電爐內加熱 $500^{\circ}\text{C}\sim 802^{\circ}\text{C}$ ，達試驗溫度後維持1小時，再緩慢冷卻至室溫時，進行拉力試驗，試驗結果如圖2.10所示，發現火害後鋼筋的彈性模數並不會改變，但降伏與極限強度在 $500^{\circ}\text{C}$ 以上會隨溫度上升而下降，但至 $750^{\circ}\text{C}$ 時兩種強度皆會稍微回升。此研究只以圖說顯示折減情形並未提出降伏與極限強度折減公式，劉靖國碩士論文【8】根據上述研究資料提出火害後鋼筋的殘餘降伏與極限強度計算公式，如下所示。

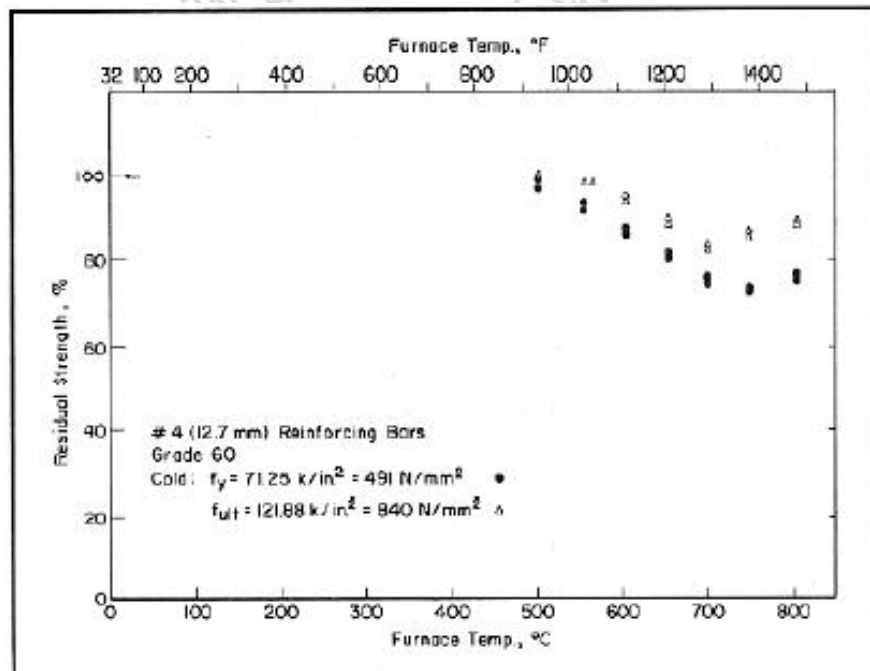


圖 2.10 #4 鋼筋受高溫後鋼筋降伏強度折減情形(資料來源：參考書目【22】)

$$f_{yr} = \begin{cases} f_y & , T \leq 500^{\circ}\text{C} \\ (-0.108T + 154.217) \cdot 10^{-2} \cdot f_y & , 500^{\circ}\text{C} < T \leq 750^{\circ}\text{C} \\ (0.196T - 73.863) \cdot 10^{-2} \cdot f_y & , 750^{\circ}\text{C} < T \leq 800^{\circ}\text{C} \\ 0.83f_y & , 800^{\circ}\text{C} < T \end{cases}$$

$$f_{ur} = \begin{cases} f_u & , T \leq 500^\circ C \\ (-0.09T + 145) \cdot 10^{-2} \cdot f_u & , 500^\circ C < T \leq 750^\circ C \\ (0.08T + 26) \cdot 10^{-2} \cdot f_u & , 750^\circ C < T \leq 800^\circ C \\ 0.9f_u & , 800^\circ C < T \end{cases}$$

式中，

- $f_y$  : 常溫鋼筋的降伏強度
- $f_{yr}$  : 火害後鋼筋的殘餘降伏強度
- $f_u$  : 常溫鋼筋的極限強度
- $f_{ur}$  : 火害後鋼筋的殘餘極限強度
- $T$  : 火害時曾遭受的最高溫度( $^\circ C$ )

#### 第四節 火害鋼筋混凝土柱的力學行為

1986 年，Lie, T. T. 等人【20】曾進行兩支鋼筋混凝土柱 (305x305x3810mm) 的火害試驗，研究火害後鋼筋混凝土柱的殘餘軸向強度。試驗時柱 A 的預壓力固定為 992kN，柱 B 為 1022kN，分別加熱 1 小時與 2 小時，待柱中心冷卻至室溫時，不解除預壓力直接以每分鐘 12.5kN 的速率加壓直至破壞。此研究利用數學模式、超音波檢側與實驗驗證，提出一個評估火害後鋼筋混凝土柱的殘餘軸向強度的方法。

國內台科大陳舜田與林建宏教授曾進行一系列有關火害後鋼筋混凝土柱的殘餘強度與剛度研究；1988 年，製作 25 支試驗柱，研究鋼筋混凝土柱在火害 0、0.5、1、2、4 小時後，在無偏心與單向偏心軸力作用下的殘餘強度與勁度【9】；1990 年，製作 12 支試驗柱，研究不同軸向預壓應力 0、10%、20% 之混凝土強度作用下的鋼筋混凝土柱，火害後在無偏心與單向偏心軸力作用下的殘餘強度與剛度【10】；同年亦製作 11 支試驗柱，研究火害 0、1、2、3

小時後鋼筋混凝土柱，火害修補後在單向偏心軸力作用下之殘餘強度與剛度【11】。

內政部建築研究所於 2003 年委託成功大學許茂雄教授進行火害鋼筋混凝土內柱耐震性能研究【12】，該研究建立一套分析模式與試驗進行驗證，據以準確、預測火害後單向偏心或雙向偏心鋼筋混凝土柱之強度與剛度。另同年亦委託交通大學趙文成教授進行鋼筋混凝土結構邊柱火害行為之研究【13】，探討邊柱在受軸力及雙向彎矩下受火害之行為，試驗發現相同混凝土應力比值 ( $0.15f'_c$ ) 預載下，斷面溫度分布與保護層厚度、混凝土強度、鋼筋用量及偏心大小等變數，並無明顯之差異。另由火害後之強度殘餘率發現：

- (1) 偏心大小對強度殘餘率之影響並不明顯。
- (2) 火害延時對強度殘餘率差異並不明顯。
- (3) 較大之保護層，強度殘餘率較低。
- (4) 鋼筋用量對強度殘餘率之影響並不明顯。
- (5) 混凝土強度較低，殘餘強度較低。

### 第五節 火害鋼筋混凝土梁的力學行為

近年來火害鋼筋混凝土梁研究大多著重在數值分析，如 2008 年 Kodur, V. K. R. 等人【23】建立一個鋼筋混凝土梁之數值模型，將梁斷面切割成均勻的網格，假設暴露於火場中的梁三面受火，用規範所建議的標準升溫曲線進行熱分析，得到梁斷面內部溫度的分佈。進行混凝土斷面強度分析時，先假設斷面為平面保持平面、鋼筋與混凝土間有良好的握裹關係、在高溫中混凝土抗拉強度是採用 Eurocode 2 所建議的折減係數及根據混凝土爆裂的程度推導出混凝土斷面上每一個元素的強度；進行強度分析時，需考慮混凝土在高溫中造成的熱應變、熱潛變、暫態的熱應變及力學的應變，也需考慮鋼筋在高溫中造成的熱應變、熱潛變及力學的

應變。在高溫作用下，假設混凝土的壓應變及曲率，透過斷面的溫度分佈與力平衡關係，可得到鋼筋及混凝土的力學應變，利用已知的應力與應變關係，可得到斷面上的作用力，再利用作用力檢查是否滿足原先假設的混凝土的壓應變及曲率。由以上的分析程序，可得到暴露於高溫梁在任何時間點的彎矩-曲率關係，可透過彎矩-曲率關係得知梁上斷面的勁度，利用斷面的勁度推導出在高溫中梁變形的情形。2007年 Saje, M. 等人【24】採用以時間為變數的非線性的四個節點為四邊形型的有限元素法原理，進行斷面的熱分析。在構架分線性的力學分析是採用以應變為基礎的平面梁有限元素原理進行結構分析。先由熱分析得知斷面的溫度分佈，在分成四種應變模式進行結構分析，分別為只考慮熱應變、熱應變加混凝土的熱潛變、熱應變加混凝土的熱潛變加混凝土的暫態應變及熱應變加混凝土的熱潛變加混凝土的暫態應變加鋼筋的熱潛變等結構分析的結果，與試驗的結果進行比較加以探討。其結論：當鋼筋溫度超過  $400^{\circ}\text{C}$ ，需考慮鋼筋造成的熱潛變。靜定結構上的耐火時效，受到混凝土熱潛變及暫態的熱應變的影響較小。耐火性的預測，主要受到鋼筋黏滯係數的影響。

## 第三章 試驗規劃與試驗方法

### 第一節 試驗設備

本研究使用本所防火實驗中心小型多功能高溫爐及 100 噸之油壓機。

#### 3-1-1 小型多功能耐火爐：

耐火爐加熱尺寸為 120W×120H×120L (cm)，兩側各有 2 個噴火孔，共 4 個燃燒機提供熱能，使用燃料為液化石油瓦斯 (LPG)，每一個燃燒機配備瓦斯、空氣控制閥、點火變壓器、高壓導線、火星塞及 UV 火焰監視器，如圖 3.1 所示。

#### 3-1-2 油壓機：

本研究將同時使用位於小型多功能耐火爐上方加載能力為 100 噸之油壓機及位於梁端上方加載能力為 100 噸之油壓機，該兩部油壓機可獨立控制，分別施加不同的力量，其油壓缸行程 60 cm，且分別在柱端上方設置 100 噸荷重計；梁端上方設置 50 噸荷重計，以便實驗時控制加載力大小，如圖 3.2 所示。

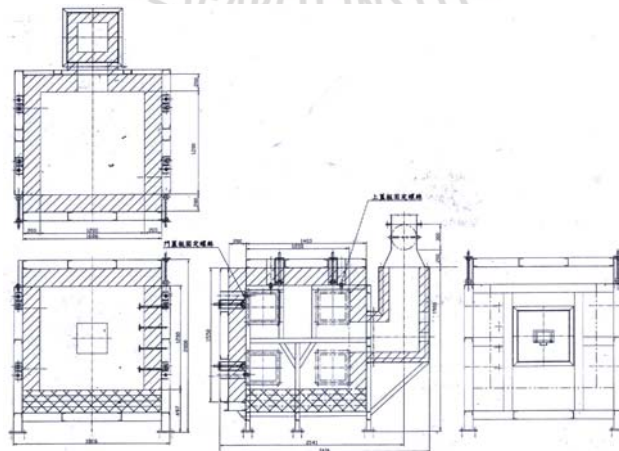


圖 3.1 小型多功能耐火爐裝置

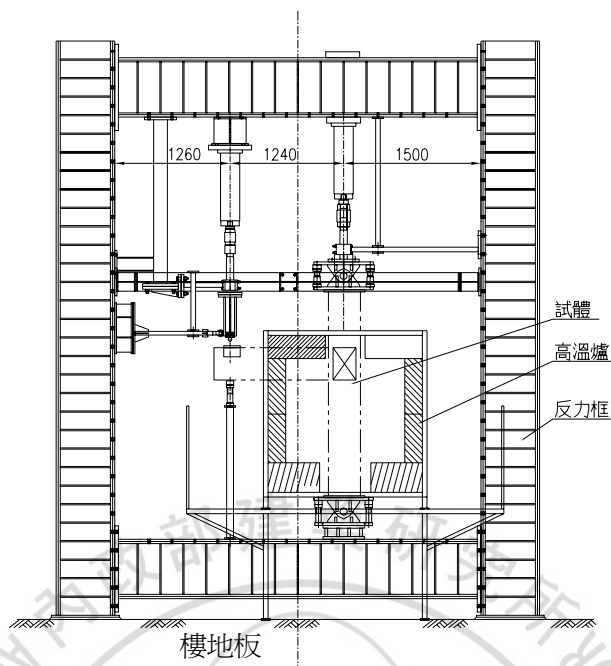


圖 3.2 試體、加載設備與小型多功能耐火爐裝置

### 3-1-3 柱端鉸接連接頭及抗水平力桿

本試驗柱試體兩端與油壓機及反力框架的連接，因應試驗要求必須以鉸接方式固定，如圖 3.3 所示。另由於有本試驗會產生水平力，在柱上端鉸接連接頭與油壓缸間裝置抗水平力桿，將水平力傳至反力框架，以免油壓缸及荷重計受到損壞，如圖 3.4 所示。

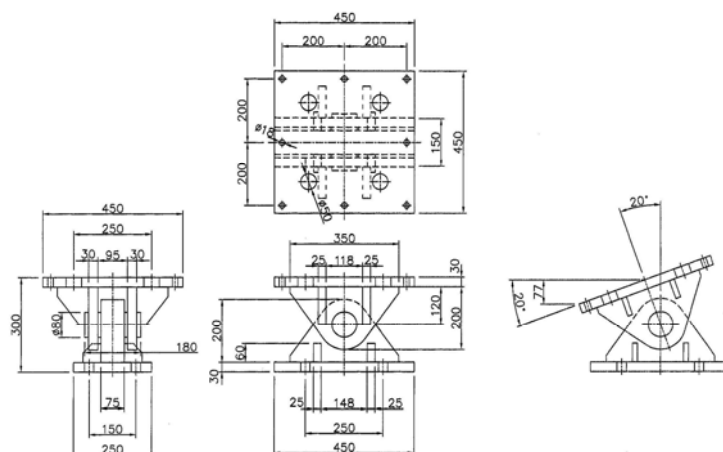


圖 3.3 柱端鉸接連接頭裝置

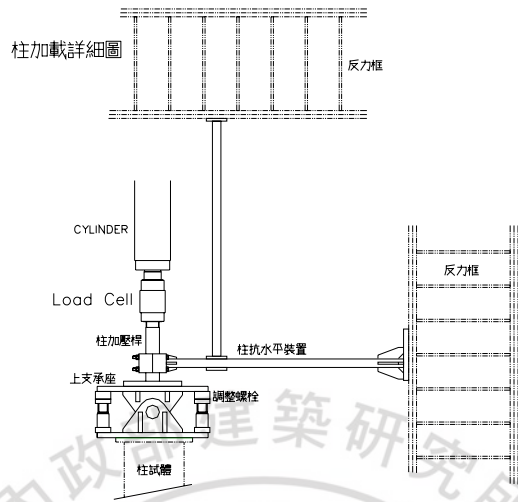


圖 3.4 柱上端鉸接連接頭及抗水平力桿裝置

### 3-1-4 梁端傳力桿及抗水平力桿

由於梁柱接頭試體，距離梁端油壓缸之最大行程所能到達之高度仍然有相當大距離，因此必須設計一傳力桿，將梁上油壓缸所施加之力，傳達至試體梁端。另由於有本試驗會產生水平力，在梁端傳力桿與油壓缸間裝置抗水平力桿，將水平力傳至反力框架，以免油壓缸及荷重計受到損壞，如圖 3.5 所示。

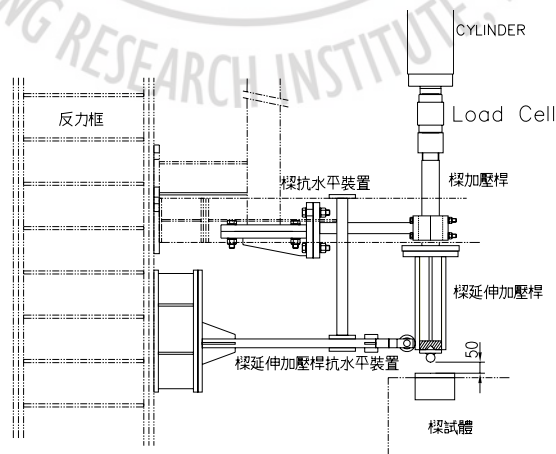


圖 3.5 梁端傳力桿及抗水平力桿裝置

### 3-1-5 梁端滾支承

當梁傳力桿施加力量於梁端時，梁會產生變位，導致傳力桿施加於梁之加載點位置隨之而變，同時加載點的面積也會跟著改變，為改善此現象，在梁端以一支半圓形鋼棒銲接於鋼板上，並固定於梁傳力桿，以承接來自梁傳力桿之力量且模擬為滾支承，使得受力現象近似於滾支承，如圖 3.6 所示。另外試驗時，由於試體非完全如理想狀態的直線，斷面也非完全相同，試體可能在試驗時產生水平方向的側向變位，為避免此現象發生，於梁端加載點設計一門字型鋼板套住。

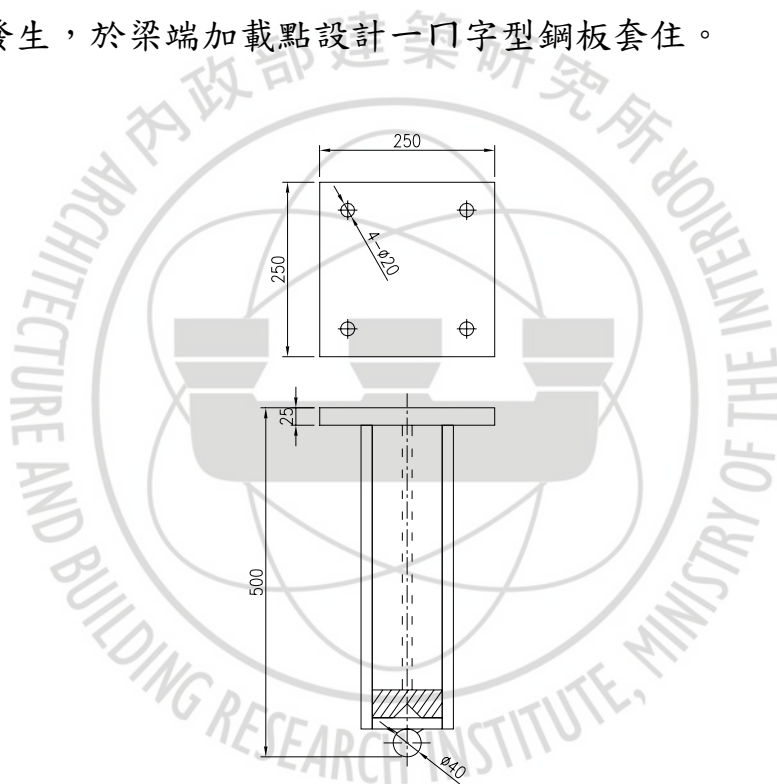


圖 3.6 梁端滾支承裝置

### 3-1-6 試體防止傾倒裝置

為避免實驗時試體發生面外傾倒，於柱上端安裝防止傾倒鋼架，如圖 3.7 所示。



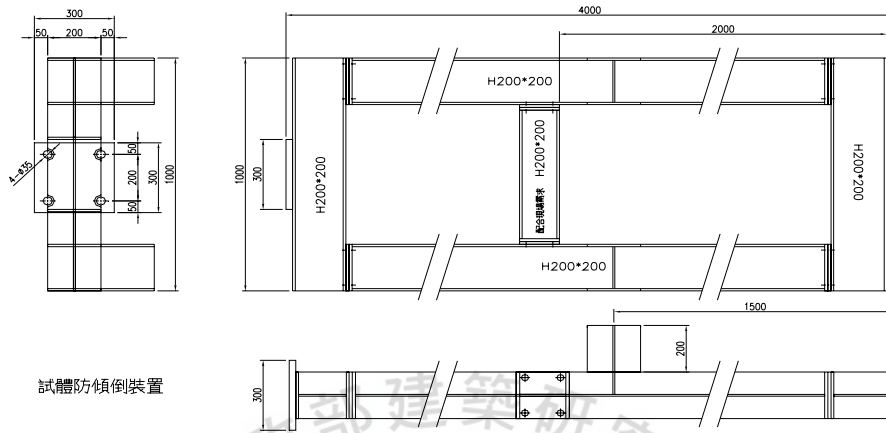


圖 3.7 試體防止傾倒鋼架

### 3-1-7 資料蒐集器

本研究試驗需蒐集溫度及位移兩種，溫度的量測採用本所 YOKOGAWA DA-100，位移的量測採用成功大學土木系的 NEC 7V-14 和工業電腦，可自動記錄供後續分析及數據整理。

## 第二節 升溫曲線

建築物之耐火試驗標準國內有中國國家標準 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法 (Method of Fire Resistance Test for Structural Parts of Buildings)」，國外有 ASTM (美國材料試驗協會) E119「Standard Tests Methods for Fire Tests of Buildings Construction and Materials (建築構造及材料燃火試驗標準試驗法)」、NFPA (美國防火協會) 251「Standard Methods of Tests of Fire Endurance of Buildings Construction and Materials (建築構造及材料耐火試驗標準方法)」、BSI(英國標準制定)476「Fire tests on buildings materials and structures (建築材料及結構燃火試驗)」、UL (Underwriters

Laboratories) 263 「Fire Tests of Building Construction and Materials (建築構造及材料耐火試驗)」、ISO (國際基準) 834 「Fire-resistance tests-Elements of building construction (基本建築構造耐火試驗法)」、JIS (日本國家標準) A1304 「建築物構造部分耐火試驗法 (Method of fire resistance test for structural parts of buildings)」，這些規範所模擬火場之升溫曲線大致相同，差異甚小，本研究採用 CNS 12514 之曲線，此曲線與 ISO 834 實際上是相同。

CNS 12514 之加熱曲線如下式求得，並如圖 3.8 表示。

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

式中  $T$  = 平均爐內溫度 ( $^{\circ}\text{C}$ )

$t$  = 試驗經過時間 (分)

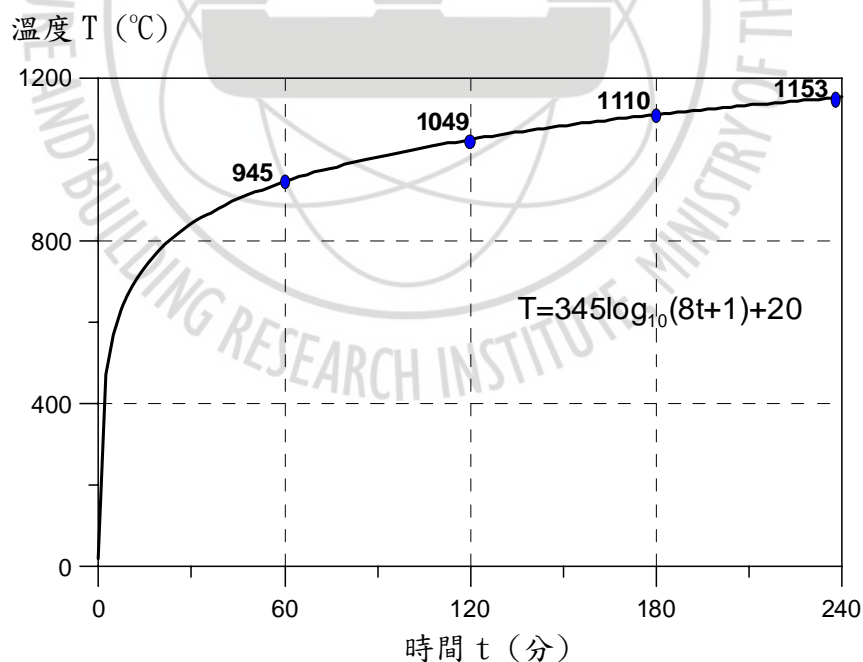


圖 3.8 標準加熱溫度—時間曲線

### 第三節 梁柱接頭試體製作

本研究共製作 10 根梁柱接頭試體，其中 5 根為普通強度混凝土(NC)梁柱接頭，其餘 5 根為自充填混凝土(SCC)，試體製作係依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定及內政部所頒布之建築技術規則有關耐震設計規定。

#### 3-3-1 試體尺寸：

本研究梁柱接頭試體模擬邊柱火害行為，然受限加熱爐空間的尺寸及加載設備能力，柱斷面為 35 cm×35 cm，高度 220 cm，主梁斷面 25 cm×35 cm，跨度 125 cm，兩端邊梁斷面 25 cm×35 cm，跨度 42.5 cm，柱與梁保護層厚度均依規範規定為 4 cm，柱端板鋼板尺寸為 45 cm×45 cm×2.5 cm，試體及柱端板尺寸如圖 3.9。

#### 3-3-2 鋼筋：

主筋及箍筋試體配筋如圖 3.10~3.12 所示柱鋼筋比為 2.8%，撓曲鋼筋採用 12—#6(SD420 竹節鋼筋， $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ )，箍筋為 #4(SD280 竹節鋼筋， $f_y=2800\text{kgf/cm}^2$ )，圍束區箍筋間距 7 cm，非圍束區箍筋間距 9.5 cm，主梁鋼筋比為 1.8%，撓曲鋼筋 6—#5(SD420 竹節鋼筋， $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ )、壓力筋比 1.18%，撓曲鋼筋 4—#5(SD420 竹節鋼筋， $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ )，箍筋為 #3(SD280 竹節鋼筋， $f_y=2800\text{kgf/cm}^2$ )，圍束區箍筋間距 6.5 cm，非圍束區箍筋間距 12 cm，邊梁上、下層撓曲鋼筋各用 2—#5(SD420 竹節鋼筋， $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ )，鋼筋比為 0.59%。為了解鋼筋力學性質，各型號鋼筋均進行拉力試驗，其試驗結果如表 3-1 所示。

#### 3-3-3 熱電耦線配置

為量測試體內部混凝土及鋼筋之溫度，於加熱試體內預先埋設 K-Type 型式的熱電耦線，其埋設位置為主梁、柱上下端及梁柱接頭內，以量測試體加熱期間混凝土與鋼筋溫度變化及分佈情形，可提供後續數值分析及其他相關研究用，如圖 3.13~圖 3.20。

#### 3-3-4 應變計配置

由於應變計無法承受高溫，僅在 2 根未加熱試體內鋼筋黏貼應變計，量測鋼筋受力情形，其黏貼位置分別於主梁、柱上下端及梁柱接頭之主筋和箍筋，每根未加熱試體配置 28 個應變計。

#### 3-3-5 混凝土配比

為探討普通強度混凝土與自充填混凝土受高溫影響，其詳細配比內容，如表 3-2 及 3-3 所示。

#### 3-3-6 試體製作

為與實際鋼筋混凝土結構製作一致及避免泌水和析離現象，造成一面較為脆弱現象，在加載時保護層較易有整片脫落的可能，本計畫梁柱接頭試體係先製作試體支撐架以便柱的鋼筋籠垂直組立、梁的鋼筋籠水平組立，在混凝土澆置時柱為垂直澆置，梁為水平澆置，另實尺寸梁柱接頭要在高溫加載下作試驗，柱兩端必須設置鋼板以便傳遞載重及做為與加載設備固定之用，此兩片鋼板必須與柱主筋銲接在一起，鋼板尺寸大於柱斷面尺寸，故只能先銲一邊，另一端則預留鋼筋孔，等混凝土澆置完成後，鋪設高強度石膏，再將鋼板套上，用電銲將鋼板和鋼筋銲接牢固，並將銲道磨平。試體製作流程簡述如後，(1) 鋼筋籠組立 (2) 應變計、熱電耦線之貼置 (3) 模板組立 (4) 混凝土澆置 (5) 養護及拆模，如圖 3.21~圖 3.25。

由於試驗時軸力加載是依據混凝土強度及評估混凝土火害後強度

折減之需要，因此隨著每批試體的製作，必須製作 15 cm 直徑、30 cm 高的圓柱試體，藉以評估 28 天抗壓強度是否符合要求；在試驗前進行抗壓強度試驗以做為加載計算依據，及火害後混凝土強度評估（製作圓柱試體時，已將熱電偶線埋置於圓柱試體中心，如圖 3.26 放入高溫電爐加熱至所需溫度後待冷卻取出，進行抗壓強度試驗，以獲得其應力-應變關係）。

#### 第四節 試驗方法

本研究包含二大類試驗：（一）梁柱接頭常溫的極限承載試驗（二）梁柱接頭受火害後的殘餘極限承載試驗，整理如表 3-4 所示。

3-4-1 試驗條件如下：

- （1）火害時間：3 小時。
- （2）柱端加載： $0.1 \times f_c'$  × 柱斷面 ( $b \times h = 35 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$ ) (約 70 噸)。
- （3）梁端加載：2.5 噸。
- （4）探討普通強度混凝土與自充填混凝土受高溫影響。
- （5）試體的柱在上、下端均用鉸接，在高溫測試中柱、梁均施加載重。
- （6）柱四面受熱與三面受熱影響。

3-4-2 試體位移量測

本研究為量測加熱及加載時柱的兩端轉角變位、梁柱接頭轉角變位、柱的水平位移及梁的垂直與水平變位，分別在柱上、下端板裝置各

4 個錶型測微計，藉以獲得柱頭轉角變位及軸向變位，在柱上端、接頭區、下端裝置 4 個錶型測微計，以獲得柱的水平位移，在主梁裝置 2 個線性差動儀 (LVDT) 及 1 個錶型測微計，以量取垂直變位，在主梁端水平方向裝置 1 個線性差動儀，以量取水平變位，在兩側邊梁分別裝置 2 個錶型測微計，以觀測邊梁的轉角變化，如圖 3.27 所示。

### 3-4-3 試驗流程

本研究使用本所防火實驗中心 100 噸反力框架及加載設備，由於該框架及加載設備以承受 100 噸垂直力為主，然進行梁柱接頭加載實驗時，反力框架需同時承受平面內 (in-plane) 及平面外 (out-plane) 水平力、垂直力，為抵抗實驗產生之平面內、平面外水平力及確保實驗安全，於反力框架設計抗水平力機構，且為確認加載設備、位移量測裝置及抗水平力機構是否可正常使用，高溫試驗前先進行梁柱接頭常溫極限承載試驗。

(一) 常溫試驗過程如下：

- (1) 將試體吊入耐火爐內如圖 3.28 所示。
- (2) 荷重計及位移計校正。
- (3) 安裝柱端鉸接連接頭及抗水平力桿。
- (4) 安裝梁端傳力桿、抗水平力桿及於梁端加載點口字型鋼板。
- (5) 試體位移量測裝置，並將位移計及應變計依編號接上資料蒐集器，如圖 3.29 所示。
- (6) 加載試驗前進行圓柱試體抗壓強度試驗，取其平均值作為計算柱加載之依據。
- (7) 加載試驗先由柱加載開始，分成 10 噸、25 噸、40 噸、55 噸、70 噸等階段，每個階段記錄載重及各位移計之讀數，柱持壓 70 噸穩

定後，再進行梁加載，加載每 1.5 噸記錄載重及各位移計之讀數，並觀察試體表面裂縫，以奇異筆描繪其上，同時加註載重大小，藉以瞭解裂縫之發展情形。

- (8) 由電腦螢幕上的載重—位移圖發現其曲線斜率逐漸減少，即表示試體將發生破壞，此時記錄間隔縮小，以便記錄載重最大點，當載重—位移曲線迅速下降時，則認定試體已達破壞，停止試驗。

(二) 高溫測試前的準備工作及試驗過程如下：

- (1) 試驗前之準備工作除與常溫試驗部份相同外，進行試驗前，在試體梁端鑽洞，利用儀器深入試體內量取相對濕度以估計試體含水量，做為判斷試體在高溫下爆裂可能性依據，並進行圓柱試體抗壓強度試驗，作為計算柱加載之依據，如圖 3.30 及圖 3.31 所示。
- (2) 安裝高溫爐之爐頂蓋板，以耐火陶瓷纖維保溫材填補試體與高溫爐體間縫隙，避免高溫實驗時，熱氣洩漏造成人員受傷及量測儀器損壞。
- (3) 高溫試驗前先將柱的軸力由 10 噸、25 噸、40 噸、55 噸、70 噸等階段依序增加，每個階段記錄梁柱的載重及各位移計之讀數，柱軸力加到 70 噸後持壓穩定，然後進行梁加載至 2.5 噸保持一定不變，所有變形達於穩定，開始點火加熱。
- (4) 以 CNS 12514 規定之升溫曲線加熱，每隔一分鐘記錄一次所有熱電耦線傳送來的溫度資料及位移計傳送來的變形資料。
- (5) 直到 3 小時的預定加熱時間到達後，停止加熱及利用爐內進行自然冷卻，此時柱及梁端仍維持原加載力量，並持續記錄試體溫度與變形資料。

(三) 高溫測試後的準備工作及試驗過程如下：

- (1) 試體經冷卻 24 小時後，解除柱及梁端加載。
- (2) 將高溫爐蓋移離及重新安裝位移量測裝置，並將位移計依編號接上資料蒐集器。
- (3) 加載時，依前述方法，將柱軸力加到 70 噸後持壓穩定，然後進行梁加載，約每 1.5 噸記錄載重及各位移計之讀數，並觀察試體表面裂縫，以奇異筆標示其走向，同時加註載重大小，藉以瞭解裂縫之發展過程。
- (4) 由電腦螢幕上的載重—位移圖發現其曲線斜率逐漸減少時，即表示試體將發生破壞，此時記錄間隔縮小，以便記錄載重最大點，當載重—位移曲線迅速下降時，表示試體已達破壞，為安全起見，即停止試驗。





表 3-1 鋼筋的降伏強度及極限強度

鋼筋 號數	降伏荷重 (kgf)	極限荷重 (kgf)	降伏應力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	極限應力 (kgf/cm <sup>2</sup> )
# 3	3266	4026	4579	5644
# 4	5446	6652	4298	5250
# 5	9863	13803	4966	6950
# 6	15624	21664	5453	7652

表 3-2 普通混凝土配比 ( $f_c' = 280 \text{kgf/cm}^2$ )

粒料標稱最大粒徑 (mm)	13	(水+膠結料+空氣含量)所佔體積 (m <sup>3</sup> )	0.334
細粒料細度模數 F.M	2.7	膠結料用量 (kg)	380
細粒料面乾內飽和 比重	2.62	粒料所佔體積 (m <sup>3</sup> )	0.666
粗粒料面乾內飽和 比重	2.65	化學添加物 (kg)	3.80
水泥比重	3.15	細粒料所佔體積 (m <sup>3</sup> )	0.326
水泥廠牌	台灣水泥	細粒料用量 (kg)	855
空氣含量	1.0%	粗粒料所佔體積 (m <sup>3</sup> )	0.340
水膠比	0.49	粗粒料用量 (kg)	900
坍度 (cm)	18	單位重量 (kg)	2320
用水量 (kg)	185		

表 3-3 自充填混凝土配比表

水膠比 W/ (C+P)	各成分的量 (kg/m <sup>3</sup> )						
	SP	水	水泥	爐石	飛灰	細骨材	粗骨材
0.34	5.04	167	253	91	162	798	822
1. $V_g = 0.31$ , $V_s/V_m = 0.46$ 。 坍度：25.5cm，坍流度：60cm×55.5cm。							



表 3-4 實驗規劃表

試體編號	混凝土型式	試驗條件
NC1	NC	室溫+服務載重→極限載重 目的：為獲得梁柱試體常溫的極限承载力，以做為受高溫作用後梁柱試體極限承载力比較 量測項目：(1) 梁的位移及 moment-curvature (2) 柱的軸向及側向位移、梁與柱主筋、箍筋受力及應變 (3) 梁柱接頭轉角
NC2	NC	1、柱四面受標準升溫 3hr+服務載重 2、冷卻至室溫+極限載重 目的：為獲得受高溫作用之梁柱試體的殘餘極限承载力，以做為以後補強試體評估之用。 量測項目：(1) 試體溫度分佈 (梁、柱的上下端、梁柱接頭區) 驗證分析模式所得溫度分佈準確性 (2) 梁的加熱中及加熱後的位移及 moment-curvature (3) 加熱中及加熱後柱的軸向及側向位移 (4) 加熱中及加熱後之梁柱接頭轉角
NC3	NC	1、柱三面受標準升溫 3hr+服務載重 2、冷卻至室溫+極限載重 目的：為獲得受高溫作用之梁柱試體的殘餘極限承载力，以做為以後補強試體評估之用。 量測項目：(1) 試體溫度分佈 (梁、柱的上下端、梁柱接頭區) 驗證分析模式所得溫度分佈準確性 (2) 梁的加熱中及加熱後的位移及 moment-curvature (3) 加熱中及加熱後柱的軸向及側向位移 (4) 加熱中及加熱後之梁柱接頭轉角
SCC1	SCC	室溫+服務載重→極限載重 目的：為獲得梁柱試體常溫的極限承载力，以做為受高溫作用後梁柱試體極限承载力比較 量測項目：(1) 梁的位移及 moment-curvature (2) 柱的軸向及側向位移、梁與柱主筋、箍筋受力及應變 (3) 梁柱接頭轉角
SCC5	SCC	1、柱四面受標準升溫 3hr+服務載重 2、冷卻至室溫+極限載重 目的：為獲得受高溫作用之梁柱試體的殘餘極限承载力，以做為以後補強試體評估之用。 量測項目：(1) 試體溫度分佈 (梁、柱的上下端、梁柱接頭區) 驗證分析模式所得溫度分佈準確性 (2) 梁的加熱中及加熱後的位移及 moment-curvature (3) 加熱中及加熱後柱的軸向及側向位移 (4) 加熱中及加熱後之梁柱接頭轉角
SCC3	SCC	1、柱三面受標準升溫 3hr+服務載重 2、冷卻至室溫+極限載重 目的：為獲得受高溫作用之梁柱試體的殘餘極限承载力，以做為以後補強試體評估之用。 量測項目：(1) 試體溫度分佈 (梁、柱的上下端、梁柱接頭區) 驗證分析模式所得溫度分佈準確性 (2) 梁的加熱中及加熱後的位移及 moment-curvature (3) 加熱中及加熱後柱的軸向及側向位移 (4) 加熱中及加熱後之梁柱接頭轉角

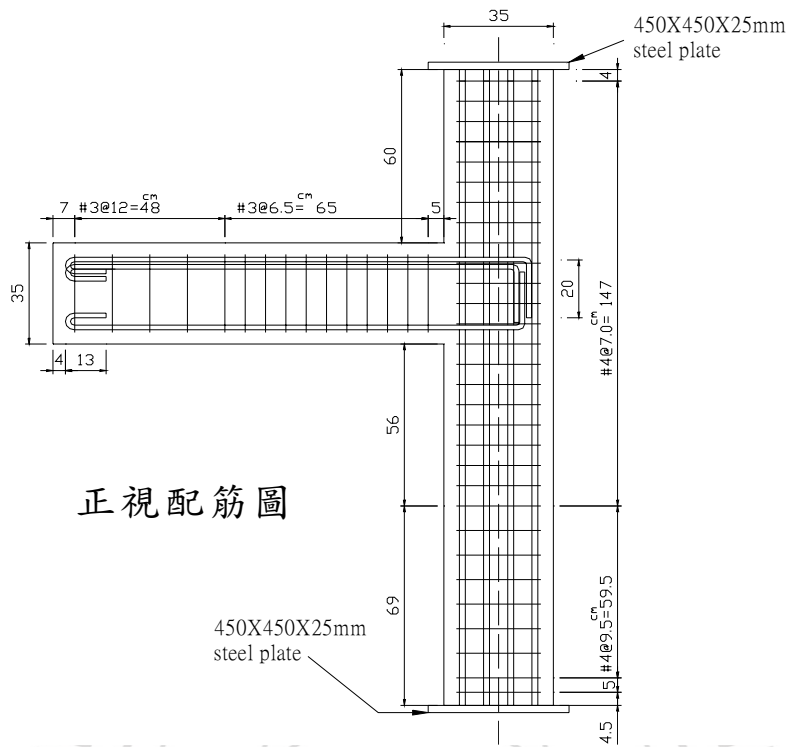


圖 3.9 梁柱試體配筋立面圖

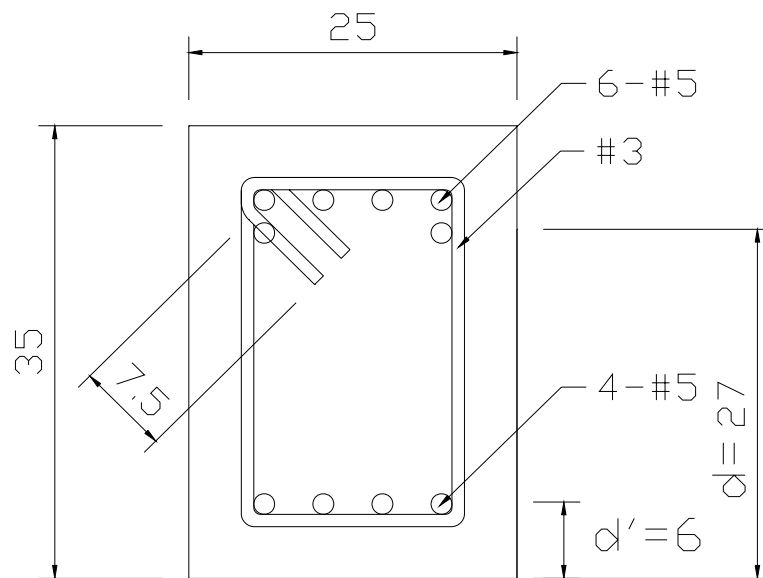


圖 3.10 主梁配筋圖 (bxh=25 cmx35 cm)

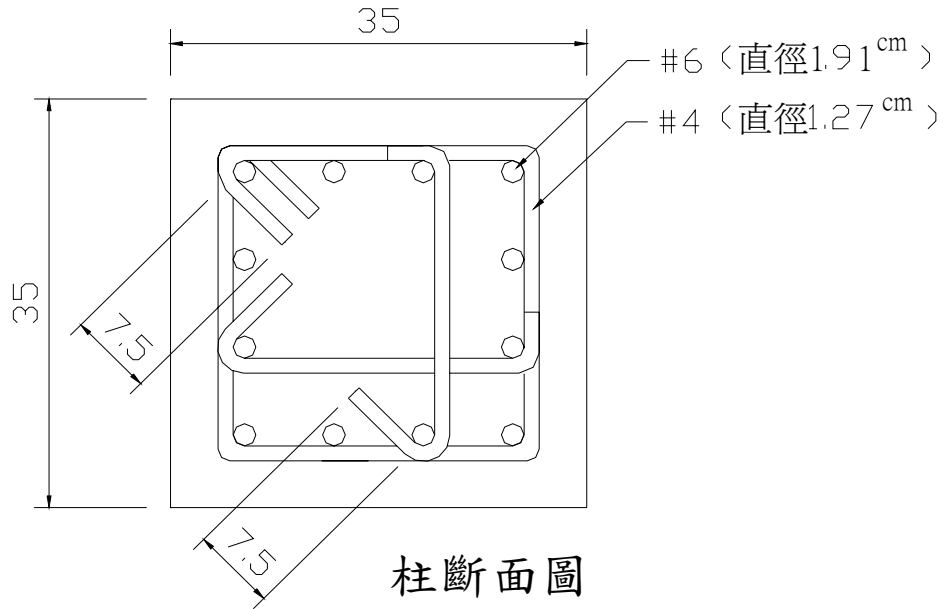


圖 3.11 柱配筋圖 (35 cm×35 cm)

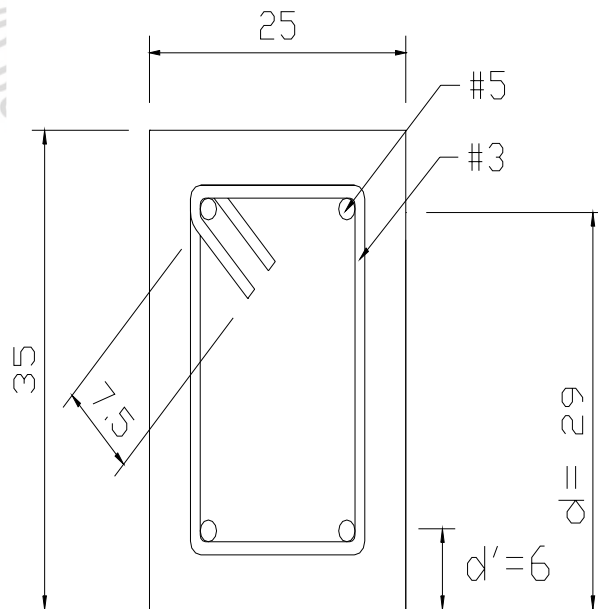


圖 3.12 邊梁配筋圖 (bxh = 25 cm×35 cm)

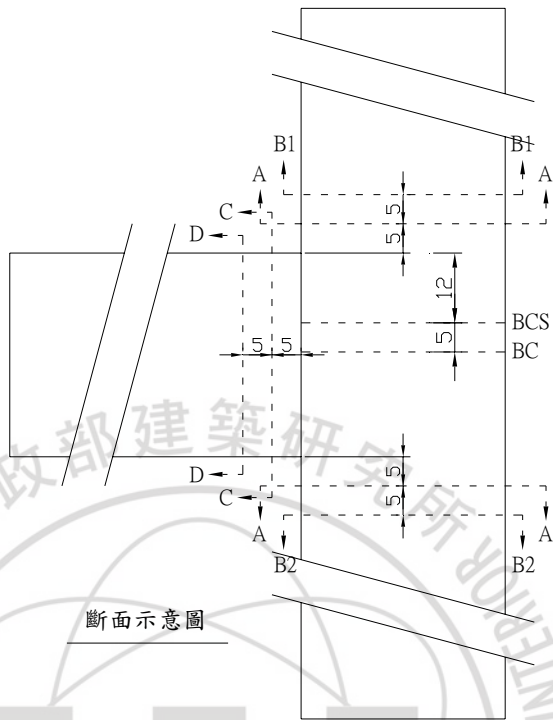


圖 3.13 梁柱試體內部熱電偶線配置圖

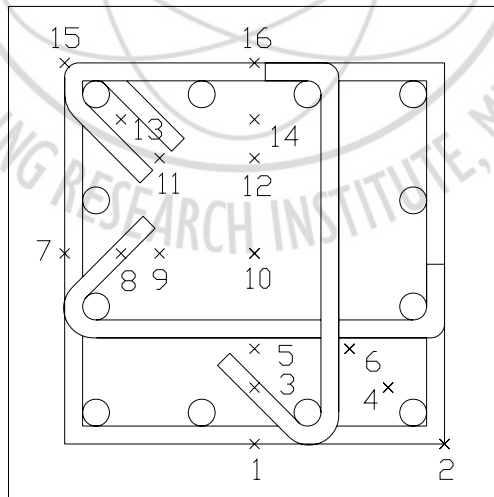


圖 3.14 柱上下端斷面混凝土熱電偶配置圖

x：熱電偶

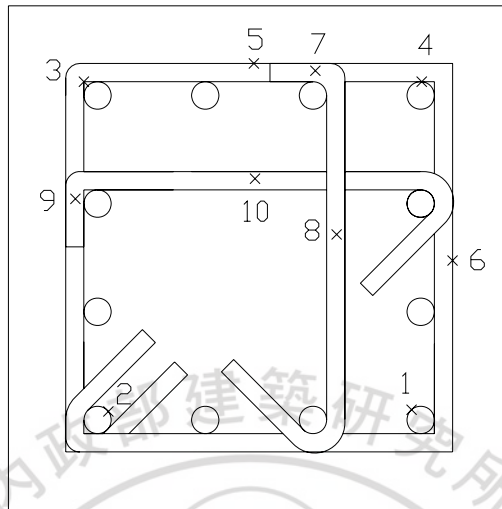


圖 3.15 柱上端斷面鋼筋熱電偶配置圖

x : 熱電偶

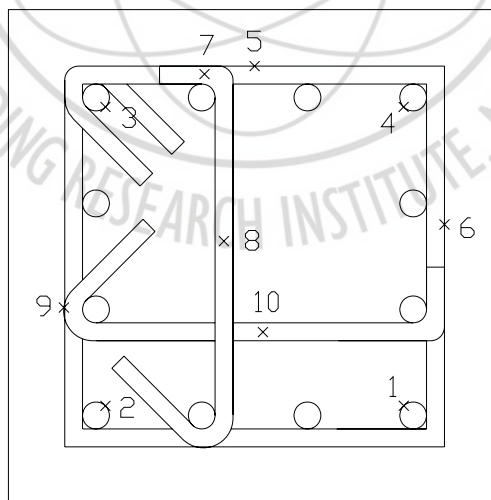


圖 3.16 柱下端斷面鋼筋熱電偶配置圖

x : 熱電偶

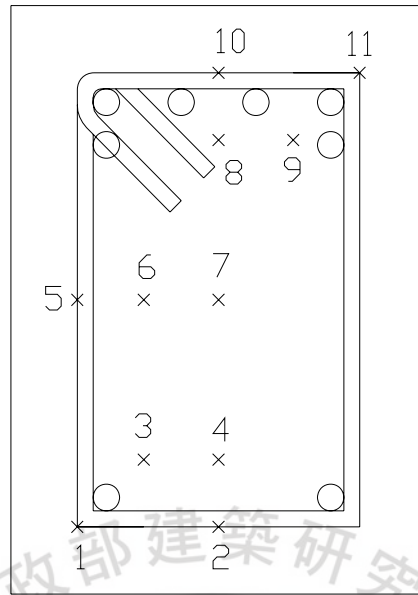


圖 3.17 主梁斷面混凝土熱電偶配置圖

x：熱電偶

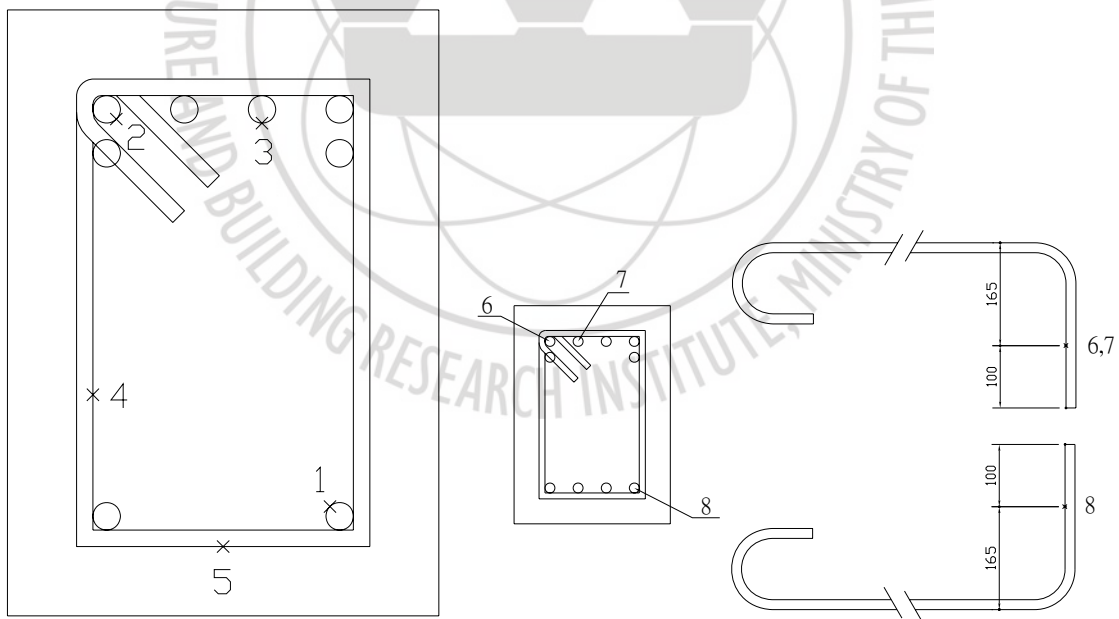


圖 3.18 主梁斷面鋼筋熱電偶配置圖

x：熱電偶



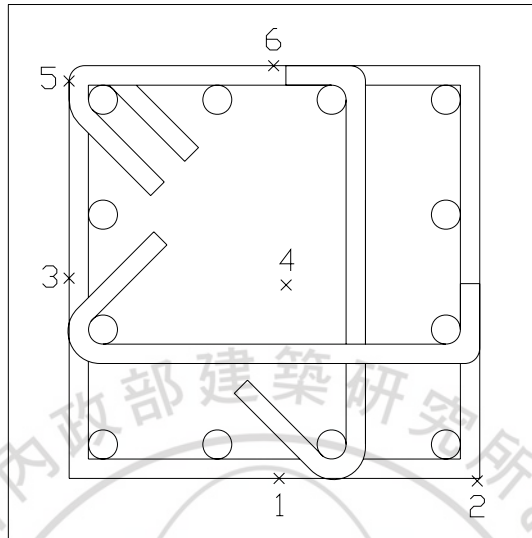


圖 3.19 梁柱接頭區混凝土熱電偶配置圖

x：熱電偶

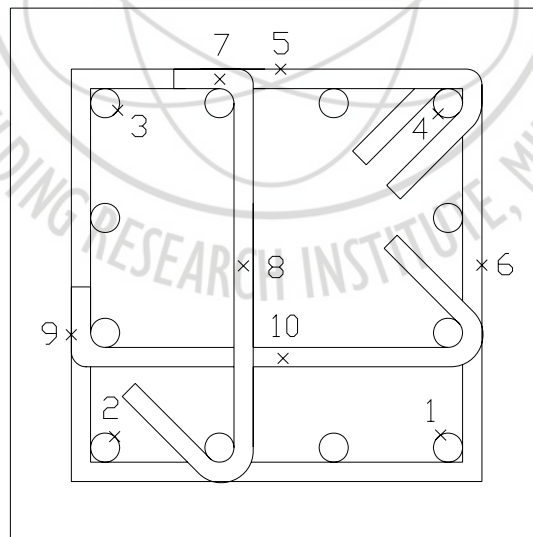


圖 3.20 梁柱接頭區鋼筋熱電偶配置圖

x：熱電偶



圖 3.21 梁柱鋼筋籠完成照片

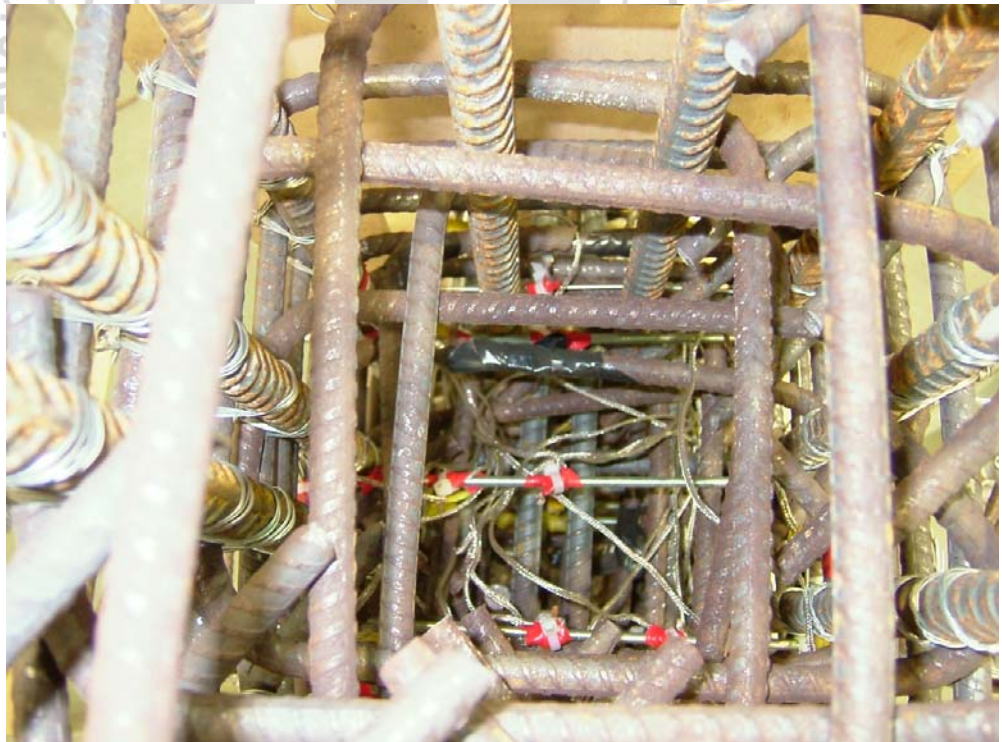


圖 3.22 熱電耦線埋設照片



圖 3.23 應變計黏貼照片



圖 3.24 模板組立照片



圖 3.25 梁柱試體拆模

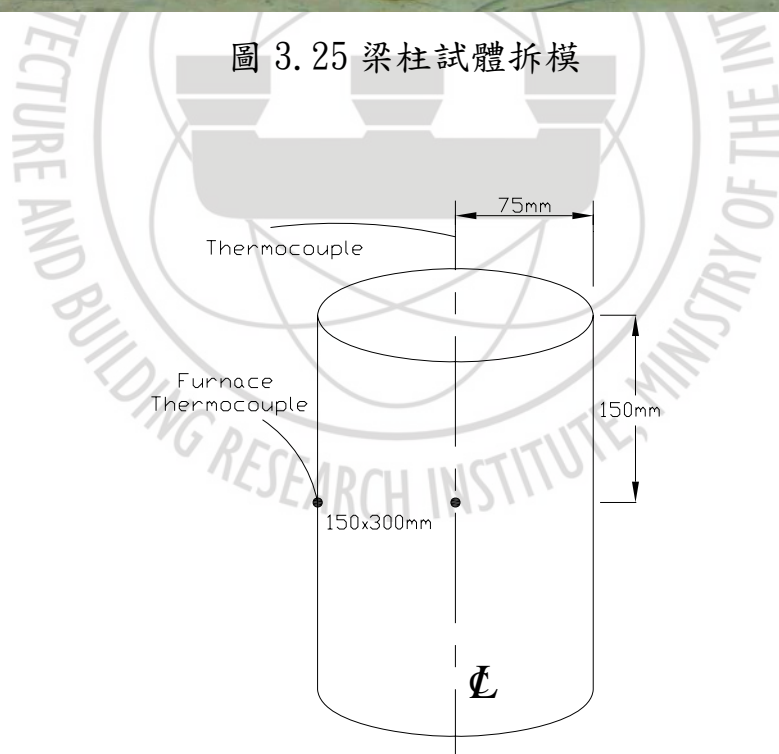
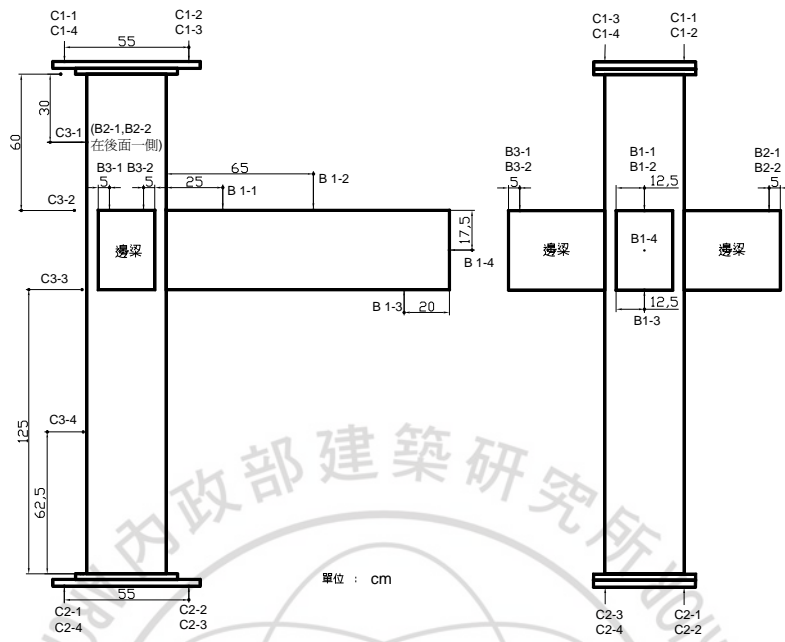


圖 3.26 圓柱試體熱電耦線埋設位置



註：C3-2、C3-3、C3-4 在高溫試驗時撤除  
圖 3.27 位移量測計畫圖（高溫與常溫）



圖 3.28 常溫試驗試體安裝於耐火爐照片

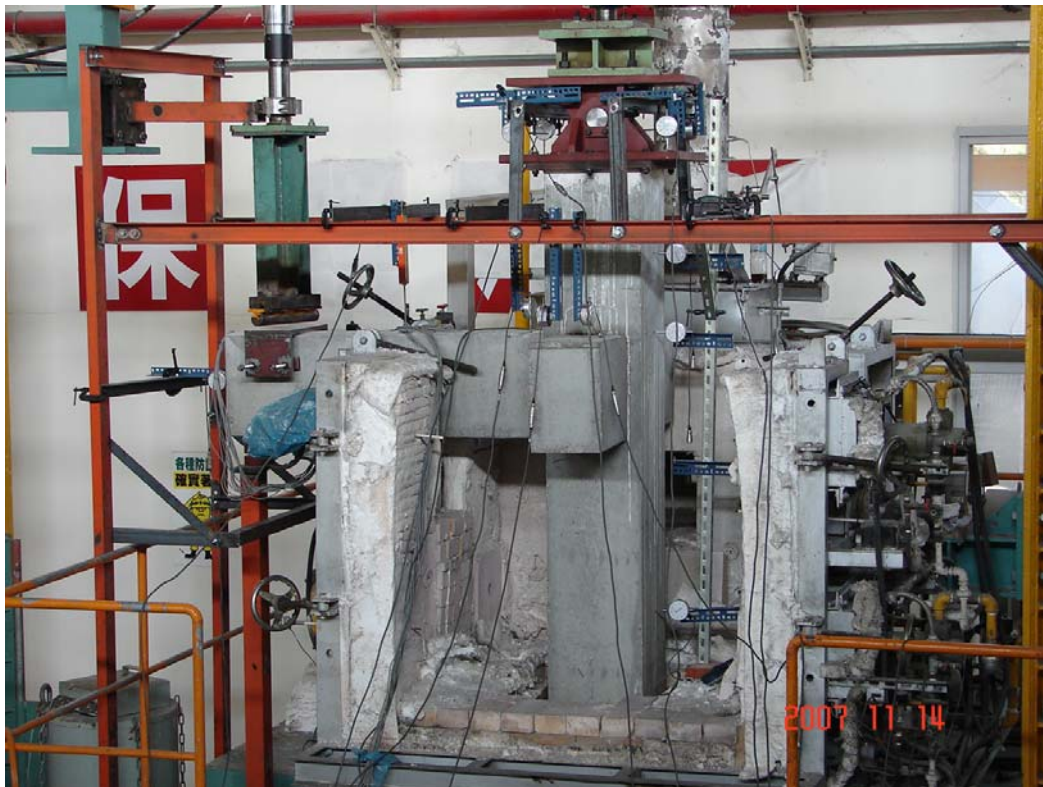


圖 3.29 常溫試驗試體位移量測裝置完成照片



圖 3.30 高溫試驗試體安裝於耐火爐照片

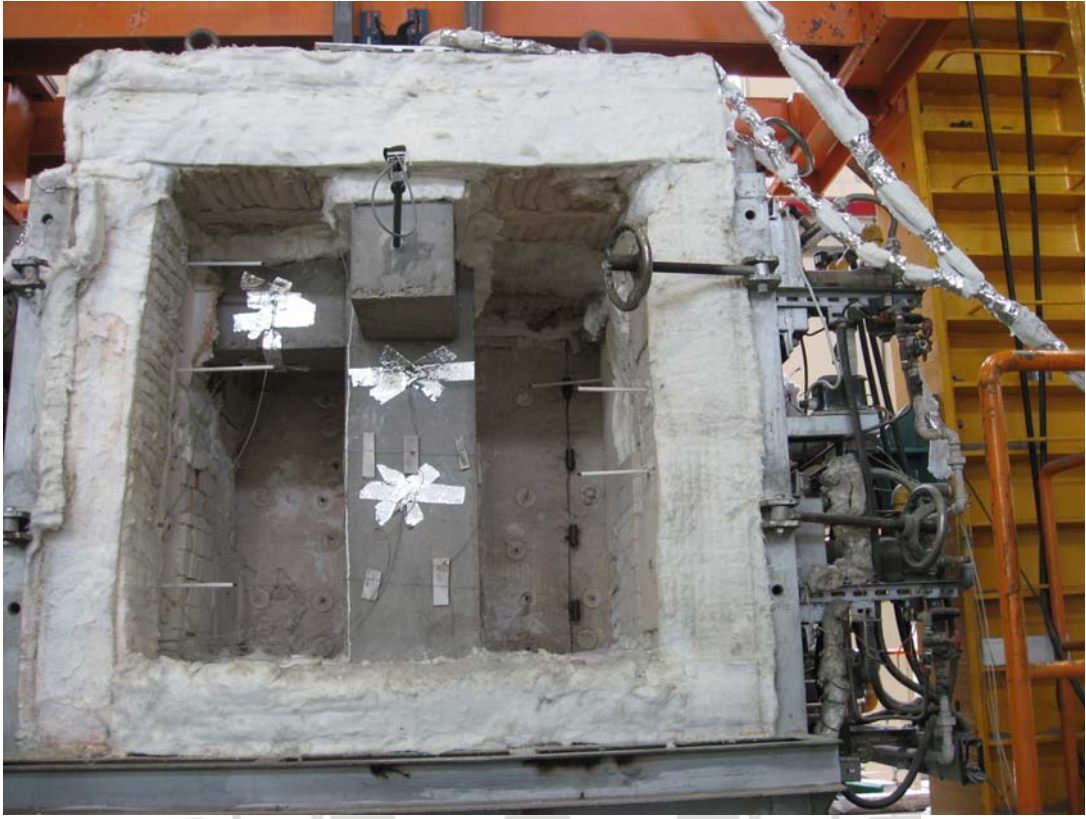


圖 3.31 高溫試驗前量取相對濕度照片







## 第四章 試驗結果

### 第一節 定載加熱試驗

#### 4-1 耐火爐溫度及爐壓

小型多功能耐火爐依據 CNS 12514 之標準加熱曲線進行加熱，爐內平均試驗溫度與標準升溫曲線比較，如圖 4.1 (a) 所示，兩者十分接近，所得溫度時間許可差未超過規範規定，如圖 4.1 (b) 所示。另爐內壓力控制，由於該規定僅適用單一構件，本研究試體為梁柱接頭，參考梁與柱之規定，爐壓控制設定為 20Pa，試驗爐壓未超過規範規定之許可差，如圖 4.1 (c) 所示。

#### 4-2 試體內部溫度分佈

##### 4-2-1 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC2)

本試體模擬內柱型態，即柱體四面受熱，加熱試驗中由埋設試體內部熱電耦線所量測混凝土及鋼筋溫度之變化，發現在加熱、冷卻期間試體內各測點的最高溫度非發生在加熱結束時，反而在冷卻過程中延緩出現，主要係因試體表面溫度在加熱結束時開始下降，但仍高於近中心處溫度，部份熱量仍會往內部傳送，致使內部溫度繼續上升，加重內部材料損傷，現分為主梁、柱上下端及梁柱接頭區說明其變化及分佈。

##### (1) 主梁端

在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於梁底側保護層 4 cm 之角隅處 (編號 B1) 最高溫度為 689°C，斷面中心點 (編號 B7) 最高溫度發生於加熱結束，冷卻 100 分鐘時為 404°C，且梁頂側 (編號 B10 及 B11) 受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為 214°C~247°C，鋼筋溫度於梁底側保護層 4 cm 之角隅處主筋 (編號 BS1) 最高為 702°C，梁頂側拉力筋 (編

號 BS2) 最高溫度為 321°C，如圖 4.2 (a) 及 4.2 (b) 所示。

## (2) 柱下端

加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於保護層 4 cm 處 (編號 CD1) 最高為 623°C，斷面中心點 (編號 CD10) 最高溫度發生於加熱結束，冷卻 190 分鐘時為 365°C，鋼筋溫度於保護層 4 cm 處箍筋 (編號 CDS5) 最高溫度為 593°C，繫筋中央處 (編號 CDS10) 最高溫度為 386°C，如圖 4.3 (a) 及 4.3 (b) 所示。

## (3) 柱上端

由於未直接受熱，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於加熱結束，冷卻 500 分鐘時最高為 135°C~117°C，鋼筋最高溫度發生於加熱結束，冷卻 540 分鐘時為 110°C~100°C，如圖 4.4 (a) 及 4.4 (b) 所示。

## (4) 梁柱接頭區

由於柱為四面受熱，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於靠近柱側保護層 4 cm 之角隅處 (編號 CB2) 最高為 458°C，斷面中心點 (編號 CB4) 最高溫度發生於加熱結束，冷卻 30 分鐘時為 298°C，靠近梁側則受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為 337.9°C (編號 CB5)，鋼筋最高溫度發生於保護層 4 cm 處箍筋 (編號 CBS6) 為 284°C，如圖 4.5 (a) 及 4.5 (b) 所示。

### 4-2-2 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC3)

本試體模擬邊柱型態，即柱體三面受熱。

## (1) 主梁端

在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於梁底側保護層 4 cm 之處 (編號 B2) 最高溫度為 975°C，斷面中心點 (編號 B7) 最高溫

度發生於加熱結束，冷卻 85 分鐘時為  $339.5^{\circ}\text{C}$ ，且梁頂側（編號 B10 及 B11）受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為  $141^{\circ}\text{C}\sim 158^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋於梁底側保護層 4 cm 之角隅處主筋（編號 BS1）最高溫度為  $682^{\circ}\text{C}$ ，梁底側保護層 4 cm 處箍筋（編號 BS5）最高溫度為  $687^{\circ}\text{C}$ ，梁頂側拉力筋（編號 BS2）最高溫度為  $187^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.6 (a) 及 4.6 (b) 所示。

## (2) 柱下端

加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於受熱側之保護層 4 cm 處（編號 CD16）最高為  $647^{\circ}\text{C}$ ，斷面中心點（編號 CD10）最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 252 分鐘時為  $205.7^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋溫度亦於受熱側之保護層 4 cm 處為最高，箍筋（編號 CDS5）為  $536^{\circ}\text{C}$ 、主筋（編號 CDS3）為  $446^{\circ}\text{C}$ ，非受熱側主筋（編號 CDS2）最高溫度為  $189.7^{\circ}\text{C}$ ，繫筋中央處（編號 CDS8）最高溫度為  $224^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.7 (a) 及 4.7 (b) 所示。

## (3) 柱上端

由於未直接受熱，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度發生於保護層 4 cm 之角隅處（編號 CP2）最高為  $227^{\circ}\text{C}$ ，斷面中心點（編號 CP10）最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 134 分鐘時為  $105.3^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 107 分鐘時，保護層 4 cm 處箍筋（編號 CPS6）為  $106.3^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.8 (a) 及 4.8 (b) 所示。

## (4) 梁柱接頭區

由於柱為三面受熱，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於靠近梁側保護層 4 cm 之角隅處（編號 CB5）最高為  $348.7^{\circ}\text{C}$ ，斷面中心點（編號 CB4）最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 325 分鐘時為  $159.8^{\circ}\text{C}$ ，遠離梁側（編號 CB1 及 CB2）則受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為  $150^{\circ}\text{C}\sim 158^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋最高溫度發生於保護層 4 cm 之角隅處主筋（編

號 CBS4) 為  $302.6^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.9 (a) 及 4.9 (b) 所示。

#### 4-2-3 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC3)

本試體模擬邊柱型態，即柱體三面受熱。

##### (1) 主梁端

在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於梁底側保護層 4 cm 之處 (編號 B2) 最高溫度為  $685.3^{\circ}\text{C}$ ，斷面中心點 (編號 B7) 最高溫度發生於加熱結束，冷卻 108 分鐘時為  $241.2^{\circ}\text{C}$ ，且梁頂側 (編號 B10 及 B11) 受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為  $114.2^{\circ}\text{C}\sim 132.9^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋於梁底側保護層 4 cm 之角隅處主筋 (編號 BS1) 最高溫度為  $529^{\circ}\text{C}$ ，梁底側保護層 4 cm 處箍筋 (編號 BS5) 最高溫度為  $608^{\circ}\text{C}$ ，梁頂側拉力筋 (編號 BS3) 最高溫度為  $124^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.10 (a) 及 4.10 (b) 所示。

##### (2) 柱下端

加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於受熱側之保護層 4 cm 之角隅處 (編號 CD15) 最高為  $620^{\circ}\text{C}$ ，斷面中心點 (編號 CD10) 最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 214 分鐘時為  $201.4^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋溫度亦於受熱側之保護層 4 cm 處為最高，箍筋 (編號 CDS5) 為  $484^{\circ}\text{C}$ 、主筋 (編號 CDS4) 為  $509^{\circ}\text{C}$ ，非受熱側主筋 (編號 CDS2) 最高溫度為  $194.4^{\circ}\text{C}$ ，繫筋中央處 (編號 CDS8) 最高溫度為  $231.8^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.11 (a) 及 4.11 (b) 所示。

##### (3) 柱上端

由於未直接受熱，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度發生於保護層 4 cm 處 (編號 CP1) 最高為  $101^{\circ}\text{C}$ ，斷面中心點 (編號 CP10) 最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 220 分鐘時為  $94.7^{\circ}\text{C}$ ，鋼筋最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 45 分鐘時，保護層 4 cm 處主筋 (編號 CPS2) 為  $102.1^{\circ}\text{C}$ ，如圖 4.12 (a) 及 4.12 (b) 所示。

#### (4) 梁柱接頭區

由於柱為三面受熱，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於靠近梁側保護層 4 cm 之角隅處（編號 CB5）最高為 281.8°C，斷面中心點（編號 CB4）最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 358 分鐘時為 129.6°C，遠離梁側（編號 CB1 及 CB2）則受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為 124.9°C~127.6°C，鋼筋最高溫度發生於保護層 4 cm 之角隅處主筋（編號 CBS4）為 176.5°C，如圖 4.13 (a) 及 4.13 (b) 所示。

#### 4-2-4 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC5)

本試體模擬內柱型態，即柱體四面受熱。

##### (1) 主梁端

在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於梁底側保護層 4 cm 之角隅處（編號 B1）最高溫度為 712.5°C，斷面中心點（編號 B7）最高溫度發生於加熱結束，冷卻 138 分鐘時為 327.2°C，且梁頂側（編號 B10 及 B11）受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為 192.2°C~208°C，鋼筋於梁底側保護層 4 cm 之角隅處主筋（編號 BS1）最高溫度為 620.8°C，梁底側保護層 4 cm 處箍筋（編號 BS5）最高溫度為 678.2°C，梁頂側拉力筋（編號 BS2）最高溫度為 206.6°C，如圖 4.14 (a) 及 4.14 (b) 所示。

##### (2) 柱下端

由於加熱中混凝土爆裂，致加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度發生於保護層 4 cm 處（編號 CD1）最高為 885.8°C，斷面中心點（編號 CD10）最高溫度發生於加熱結束後，冷卻 132 分鐘時為 467.4°C，鋼筋溫度於保護層 4 cm 處箍筋（編號 CDS5）最高溫度為 907.3°C，繫筋中央處（編號 CDS10）最高溫度為 523.4°C，如圖 4.15 (a) 及 4.15 (b)

所示。

### (3) 柱上端

雖然未直接受熱，但是加熱中混凝土爆裂，致在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度發生於遠離梁側之保護層 4 cm 處（編號 CP1）最高為 768.7°C，鋼筋發生於遠離梁側之保護層 4 cm 處主筋（編號 CPS2）最高溫度為 402°C，如圖 4.16 (a) 及 4.16 (b) 所示。

### (4) 梁柱接頭區

由於柱為四面受熱且加熱中混凝土爆裂，在整個加熱、冷卻過程中所量測記錄的混凝土溫度於遠離梁側保護層 4 cm 處（編號 CB1）最高為 951.1°C，斷面中心點（編號 CB4）最高溫度發生於加熱結束，冷卻 201 分鐘時為 310.5°C，靠近梁側則受熱最遠，溫度上升較緩，最高溫度為 352.6°C（編號 CB5），鋼筋最高溫度發生於遠離梁側保護層 4 cm 處主筋（編號 CBS2）為 662.7°C，如圖 4.17 (a) 及 4.17 (b) 所示。

## 4-3 試體變形

本研究試體變形量均以開始加載時為基準起算點。

### 4-3-1 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC2)

- (1) 主梁垂直變形於加熱開始發生向上變形，其原因係柱體受熱膨脹柱子長度變長及梁本身溫度分佈不均（即梁底部溫度高，梁頂部溫度低）造成，最大變形量為 9 mm（編號 B1-3），冷卻過程中則受柱體因收縮柱子長度變短及梁本身溫度分佈不均（即梁底部溫度低，梁頂部溫度高），造成有 14~17 mm 變形量，如圖 4.18 所示。
- (2) 主梁水平變形（編號 B1-4）於加熱開始發生伸長變形，最大變形量為 2.7 mm，冷卻過程中則轉為收縮，造成有 3 mm 縮短

變形量，如圖 4.18 所示。

- (3) 柱體受熱膨脹柱子長度變長，柱上端伸長變形量為 5~5.5 mm，柱下端伸長變形量為 0.3 mm，冷卻過程中則轉為收縮，造成柱上端有 5.5~5.9 mm 縮短變形量，柱下端有 0.5 mm 縮短變形量，如圖 4.19 (a) 及 4.19 (b) 所示。

#### 4-3-2 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC3)

- (1) 主梁垂直變形，最大向上變形量為 15.4 mm (編號 B1-3)，冷卻過程中有 7.8~26 mm 變形量，如圖 4.20 所示。
- (2) 主梁水平變形 (編號 B1-4) 於加熱開始發生伸長變形，最大變形量為 4.3 mm，冷卻過程中則轉為收縮，造成有 4.6 mm 縮短變形量，如圖 4.20 所示。
- (3) 由於柱體三面受熱膨脹，柱子長度變長但不一致，柱上端編號 C1-2、C1-3 伸長變形量為 4.5 mm，編號 C1-1、C1-4 伸長變形量為 1.9 mm，柱下端編號 C2-1、C2-4 伸長變形量為 1.8~1.3 mm，編號 C2-2、C2-3 縮短變形量為 1.9~2.1 mm，冷卻過程中，柱上端編號 C1-2、C1-3 有 4.3~4.4 mm 縮短變形量，編號 C1-1、C1-4 有 1.6~1.8 mm 縮短變形量，柱下端編號 C2-1、C2-4 有 2.3~2.5 mm 縮短變形量，編號 C2-2、C2-3 有 2.5~2.9 mm 伸長變形量，如圖 4.21 (a) 及 4.21 (b) 所示。
- (4) 邊梁垂直變形，向上變形量為 2.7~5.2 mm，冷卻過程中有 2.7~5.2 mm 變形量，如圖 4.22 所示。

#### 4-3-3 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC3)

- (1) 主梁垂直變形，最大向上變形量為 16.2 mm (編號 B1-3)，冷卻過程中有 24.1 mm 變形量，如圖 4.23 所示。

- (2) 主梁水平變形 (編號 B1-4) 於加熱開始發生伸長變形, 最大變形量為 6.1 mm, 冷卻過程中則轉為收縮, 造成有 7.7 mm 縮短變形量, 如圖 4.23 所示。
- (3) 由於柱體三面受熱膨脹, 柱子長度變長但不一致, 柱上端編號 C1-2、C1-3 伸長變形量為 4.4~4.5 mm, 編號 C1-1、C1-4 伸長變形量為 2.4~2.6 mm, 柱下端編號 C2-1、C2-4 伸長變形量為 1.7~1.9 mm, 編號 C2-2、C2-3 縮短變形量為 1.8~2.5 mm, 冷卻過程中, 柱上端編號 C1-2、C1-3 有 5.6~5.9 mm 縮短變形量, 編號 C1-1、C1-4 有 2.3~2.4 mm 縮短變形量, 柱下端編號 C2-1、C2-4 有 2.8~2.9 mm 縮短變形量, 編號 C2-2、C2-3 有 2.7~3.3 mm 伸長變形量, 如圖 4.24 (a) 及 4.24 (b) 所示。
- (4) 邊梁垂直變形, 向上變形量為 4.1~4.3 mm, 冷卻過程中有 3.9~5.8 mm 變形量, 如圖 4.25 所示。

#### 4-3-4 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC5)

- (1) 主梁垂直變形, 由於試體發生混凝土爆裂, 致柱體混凝土保護層幾乎脫落, 編號 B1-3 向上變形量於加熱時間 90 分鐘達最大為 3.8 mm, 之後開始收縮有 30 mm 變形量, 編號 B1-2 向上變形量於加熱時間 110 分鐘達最大為 4 mm, 之後開始收縮有 20.8 mm 變形量, 編號 B1-1 向上變形量於加熱時間 140 分鐘達最大為 3.8 mm, 之後開始收縮有 17.6 mm 變形量, 如圖 4.26 所示。
- (2) 主梁水平變形 (編號 B1-4) 於加熱開始發生伸長變形, 最大變形量為 3.4 mm, 冷卻過程中則轉為收縮, 造成有 2.4 mm 縮短變形量, 如圖 4.26 所示。
- (3) 柱體受熱膨脹柱子長度變長, 柱上端伸長變形量為 4.8~9 mm,



柱下端伸長變形量為 0.1~4.2 mm，冷卻過程中則轉為收縮，造成柱上端有 7.6~18.6 mm 縮短變形量，柱下端有 0.1~2.7 mm 縮短變形量，如圖 4.27 (a) 及 4.27 (b) 所示。

(4) 邊梁垂直變形，向上變形量為 6.1~13.1 mm，冷卻過程中有 9.4~14.8 mm 變形量，如圖 4.28 所示。

#### 4-4 火害後試體表面觀察

加熱試驗前量測 NC2 試體相對濕度為 83.4%，NC3 試體相對濕度為 86.9%，SCC5 試體相對濕度為 80.9%，當加熱試驗結束後 3~6 小時，將爐門打開後觀察火害後試體表面現象。

##### 4-4-1 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC2)

試體表面顏色為黃色，梁端裂縫分佈呈現網格狀，梁底部發角隅剝離及脫落，梁腹部有表面剝離現象，柱體裂縫則多為垂直向，如圖 4.29、圖 4.30 (a) 及圖 4.30 (b) 所示。

##### 4-4-2 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC3)

試體表面顏色為黃色，梁端裂縫分佈大致呈現網格狀，梁腹部底端裂縫為水平向，梁底部發生混凝土表面剝離，柱體裂縫則多為垂直向，柱體發角隅剝離及粒料劈裂，邊梁混凝土脫落，如圖 4.31、圖 4.32 (a) 及圖 4.32 (b) 所示。

##### 4-4-3 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC3)

試體表面顏色為淡黃色，梁端裂縫分佈呈現網格狀且主要裂縫為水平向，梁底部發角隅剝離及水平向裂縫，柱體裂縫則多為垂直向，柱體發角隅剝離及粒料劈裂，如圖 4.33、圖 4.34 (a) 及圖 4.34 (b) 所示。

##### 4-4-4 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC5)

試體加熱時梁端發生大量水滲出，如圖 4.35 所示，加熱後試體表面顏色為淡黃色，梁端裂縫分佈呈現網格狀且主要裂縫為水平向，梁底部表面剝離，柱體裂縫則多為垂直向，柱體發生全面性爆裂及粒料劈裂，保護層幾乎脫離，已可見柱箍筋，如圖 4.36、圖 4.37 (a) 及圖 4.37 (b) 所示。

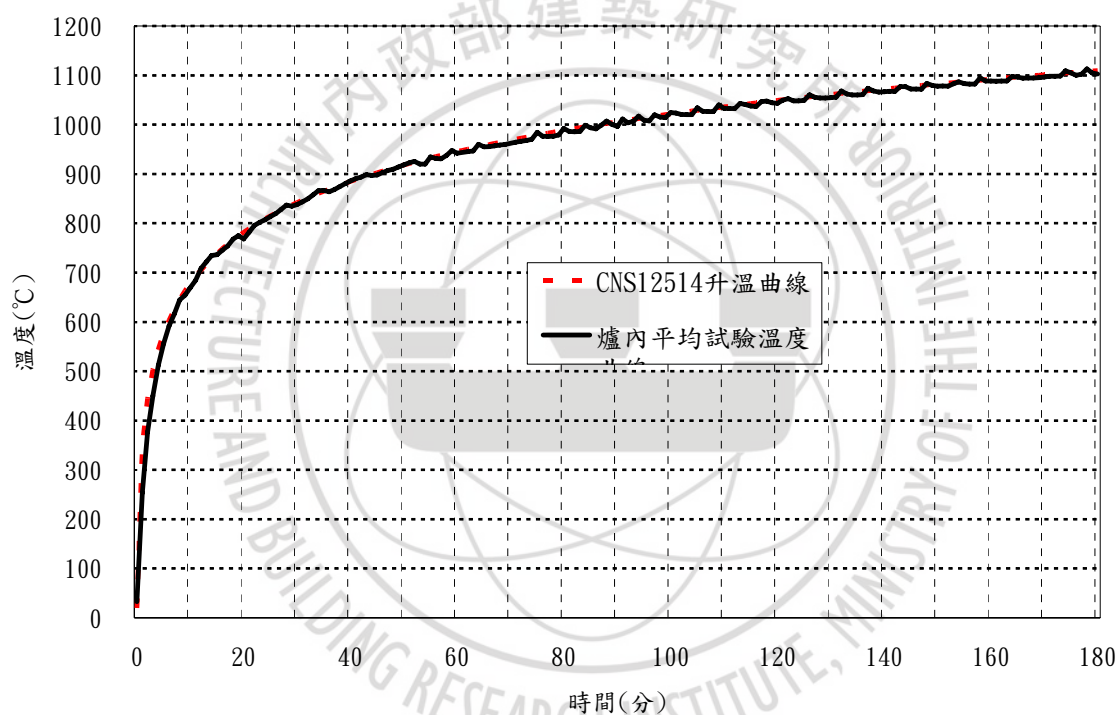


圖 4.1 (a) 爐內平均試驗溫度與 CNS 12514 升溫曲線比較

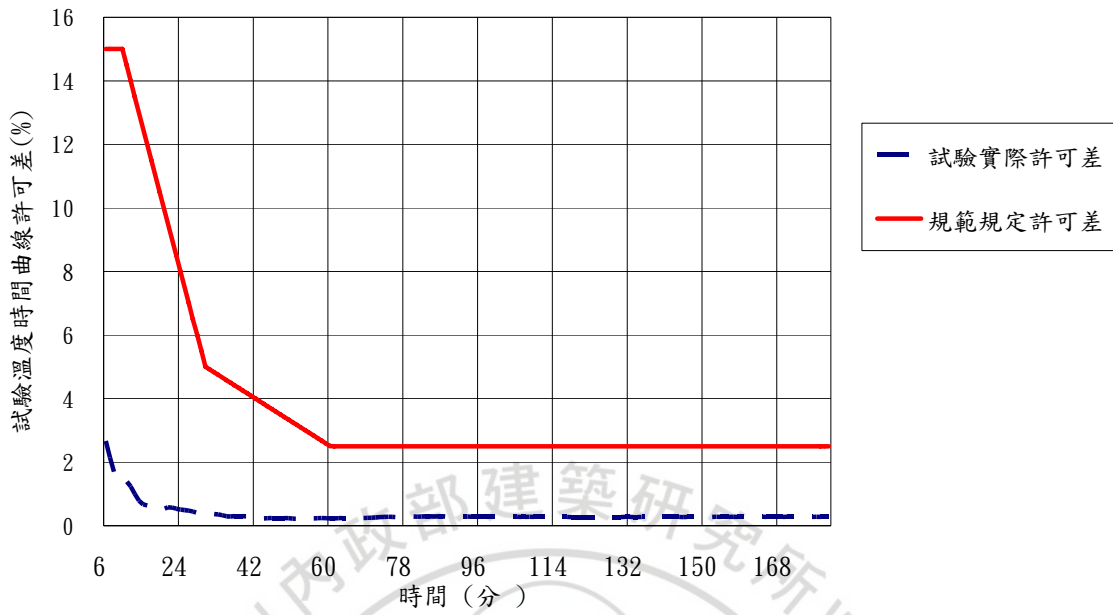


圖 4.1 (b) 爐內溫度時間許可差圖

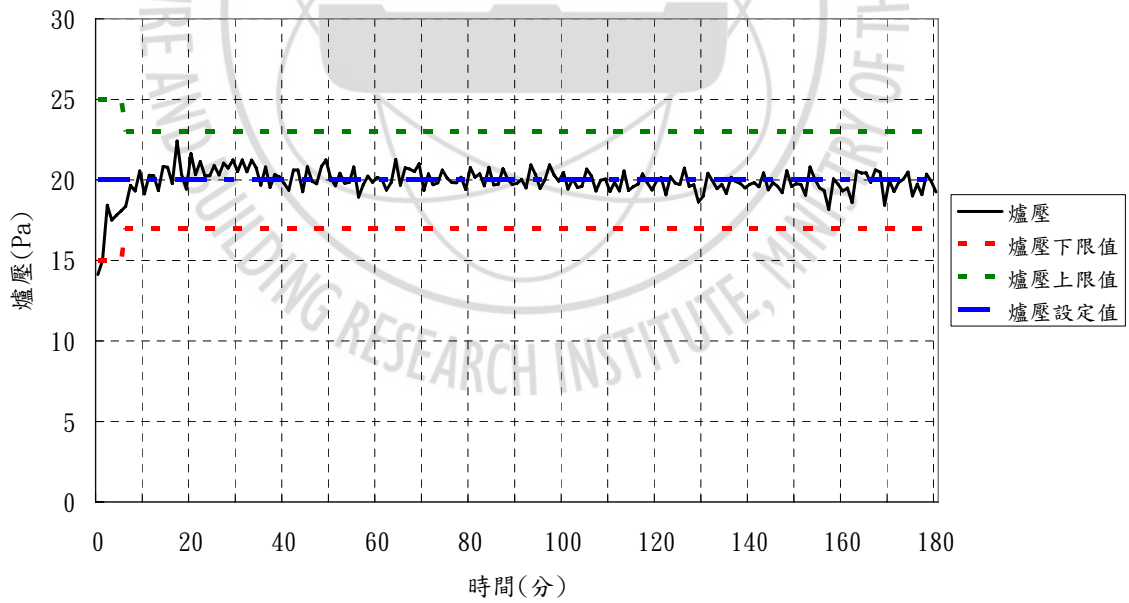


圖 4.1 (c) 爐內壓力許可差圖

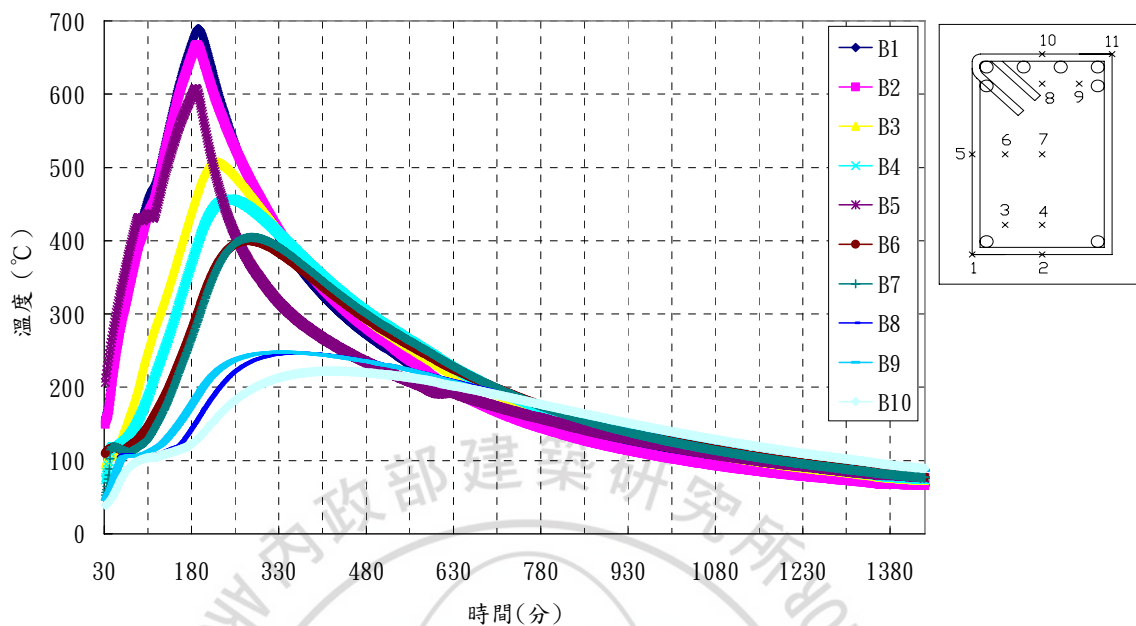


圖 4.2 (a) NC2 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖

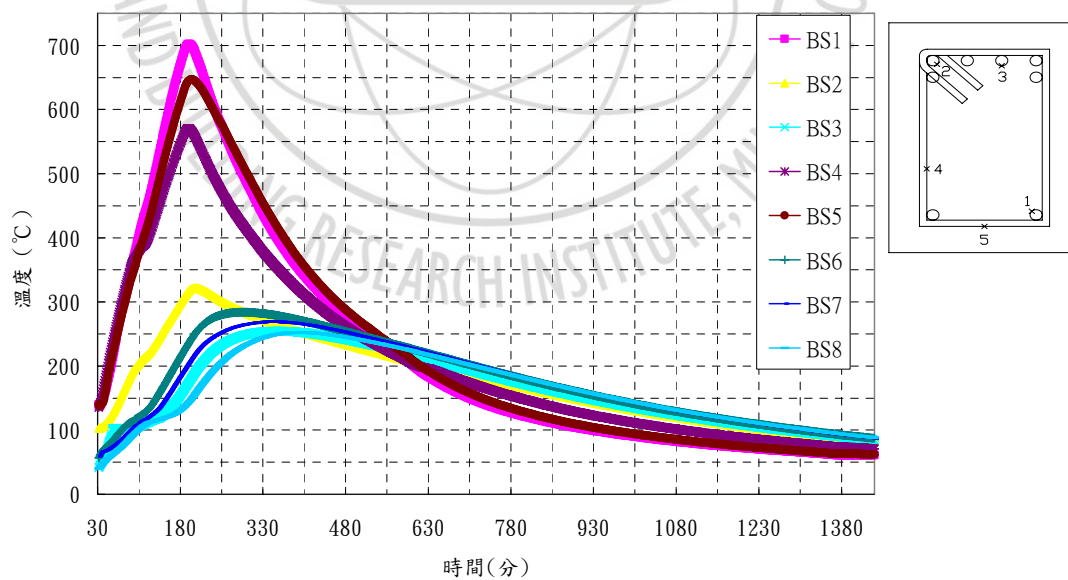


圖 4.2 (b) NC2 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

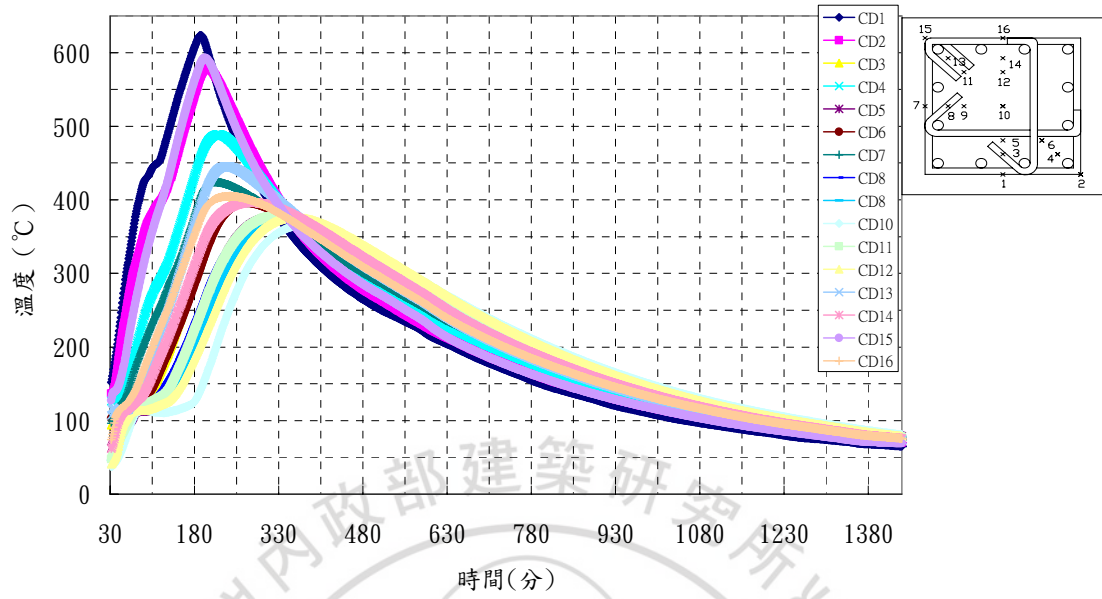


圖 4.3 (a) NC2 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

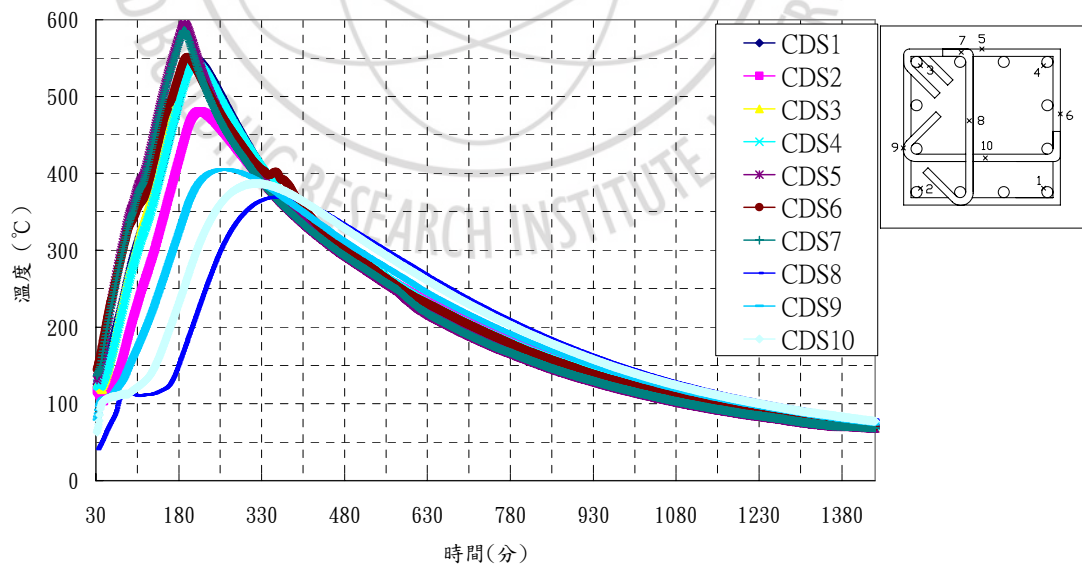


圖 4.3 (b) NC2 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

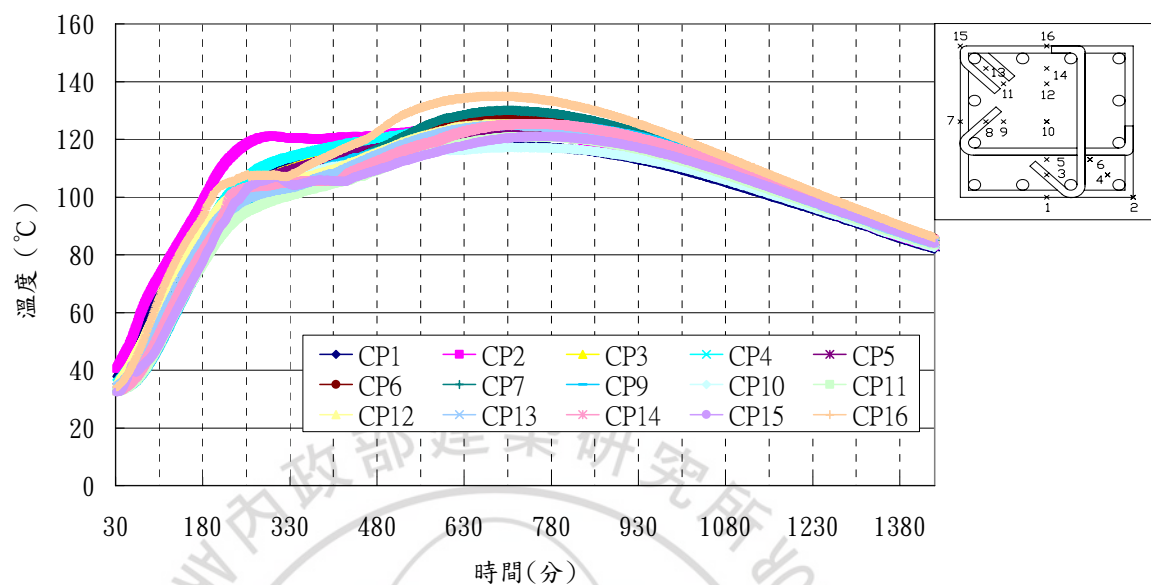


圖 4.4 (a) NC2 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

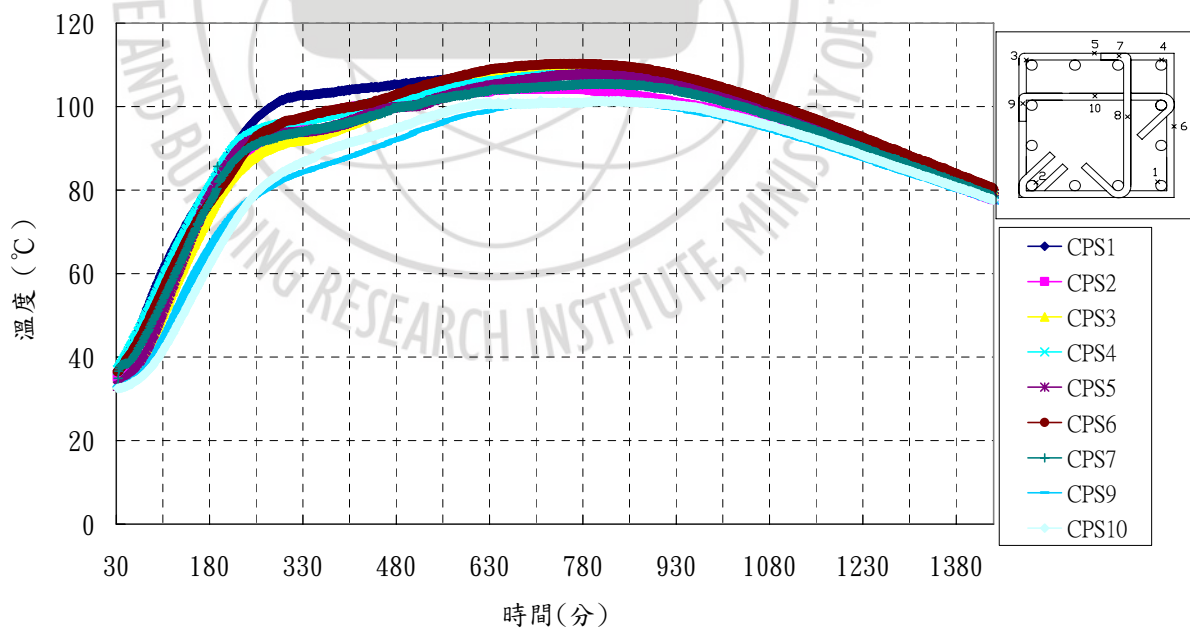


圖 4.4 (b) NC2 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

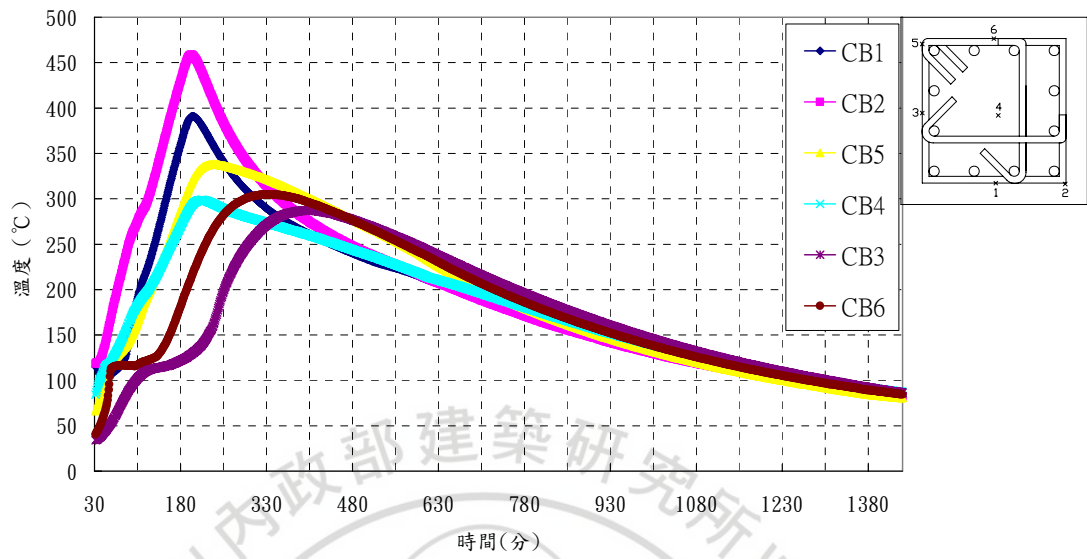


圖 4.5 (a) NC2 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖

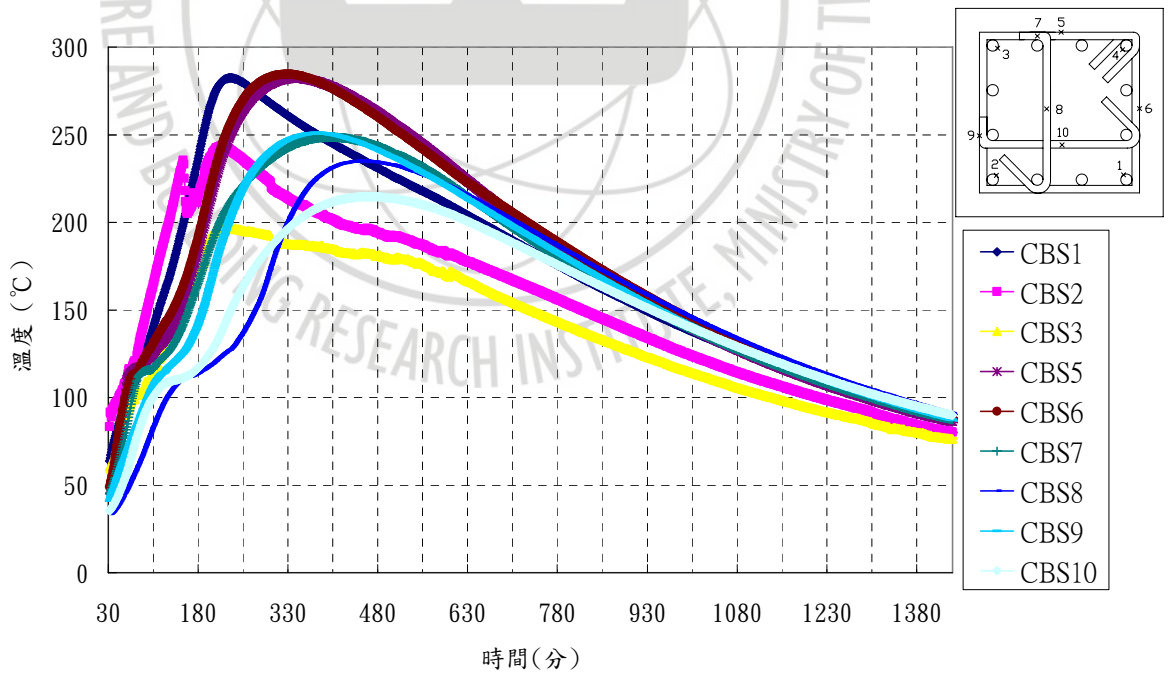


圖 4.5 (b) NC2 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖

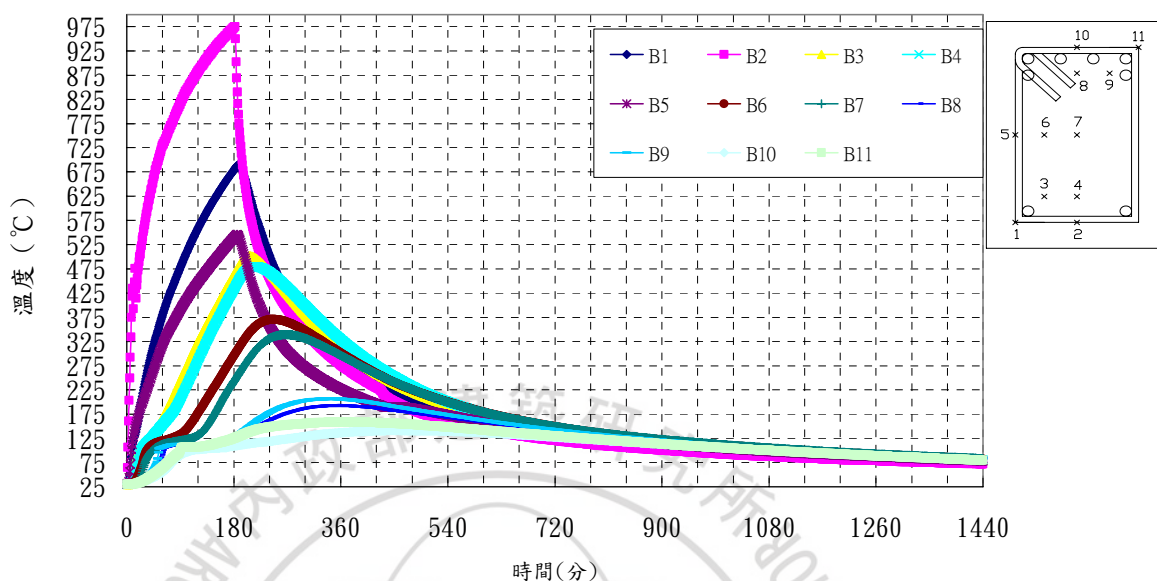


圖 4.6 (a) NC3 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖

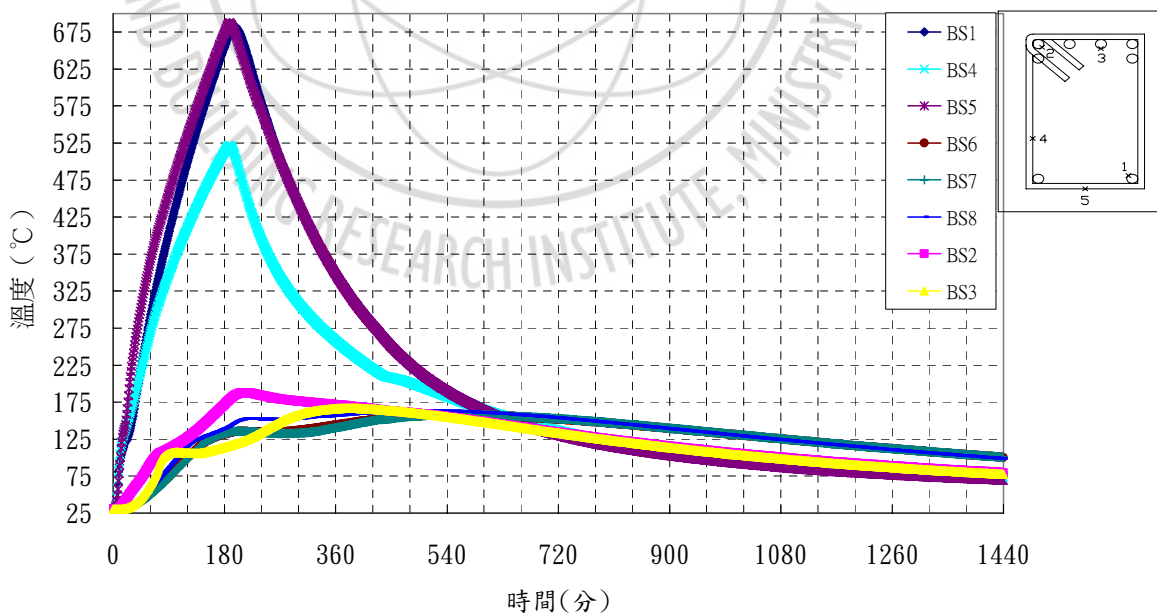


圖 4.6 (b) NC3 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖



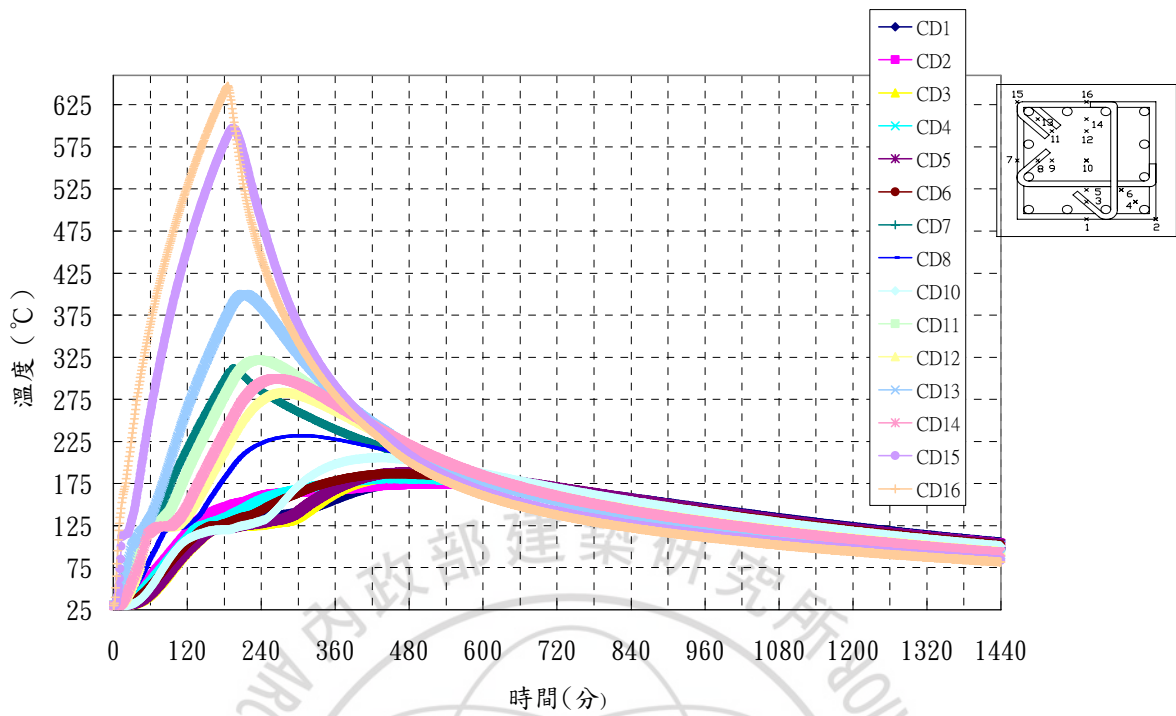


圖 4.7 (a) NC3 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

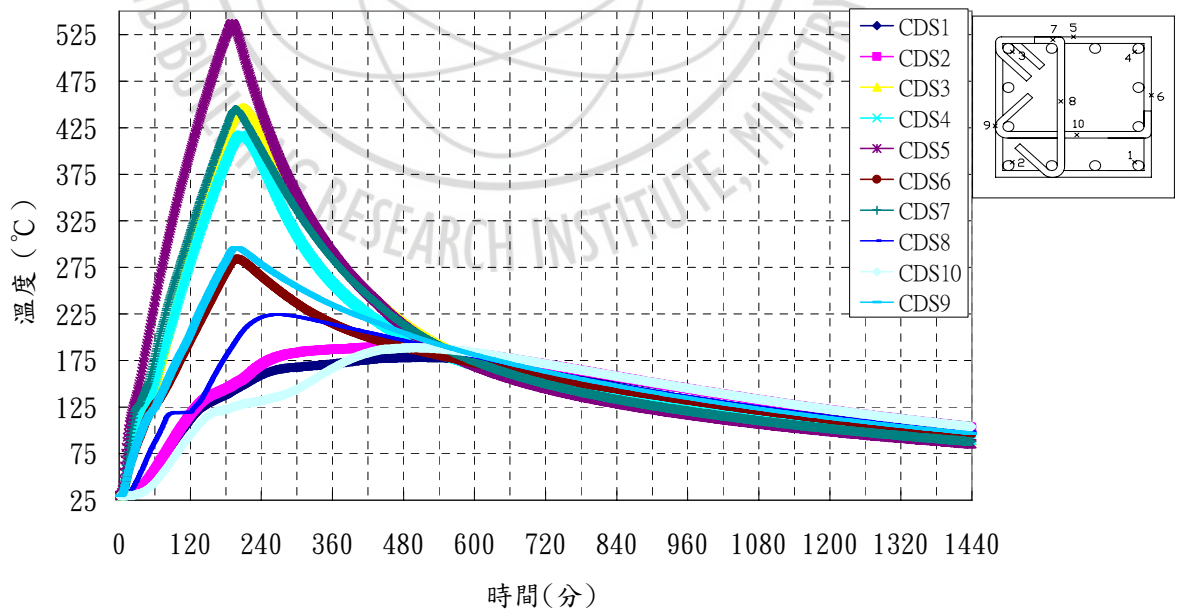


圖 4.7 (b) NC3 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

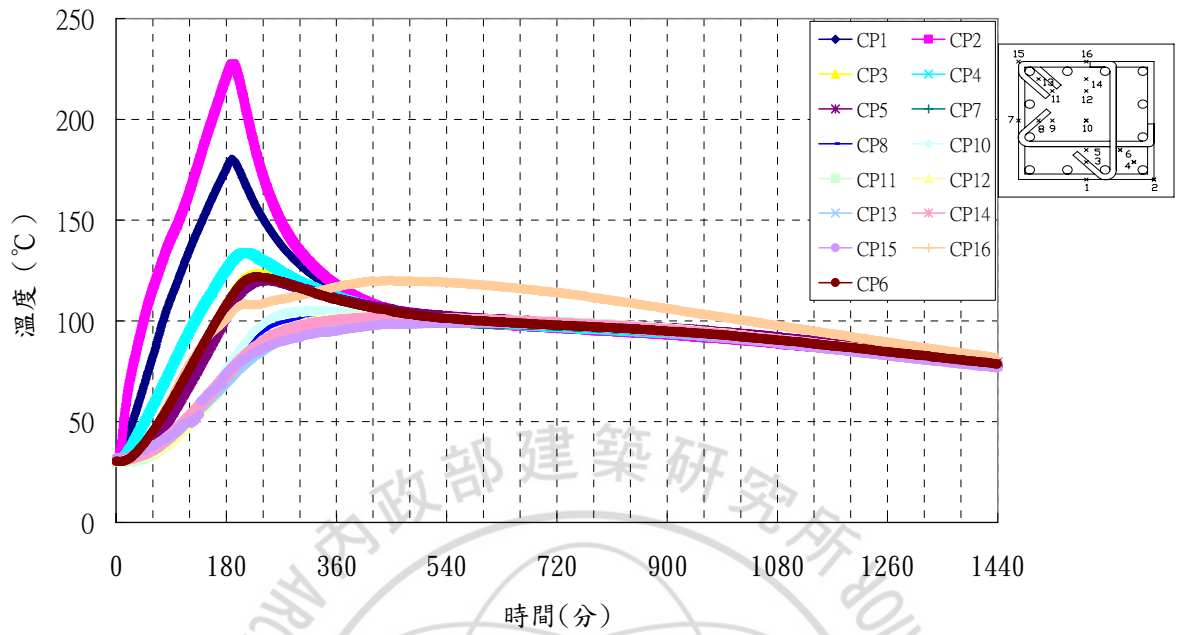


圖 4.8 (a) NC3 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

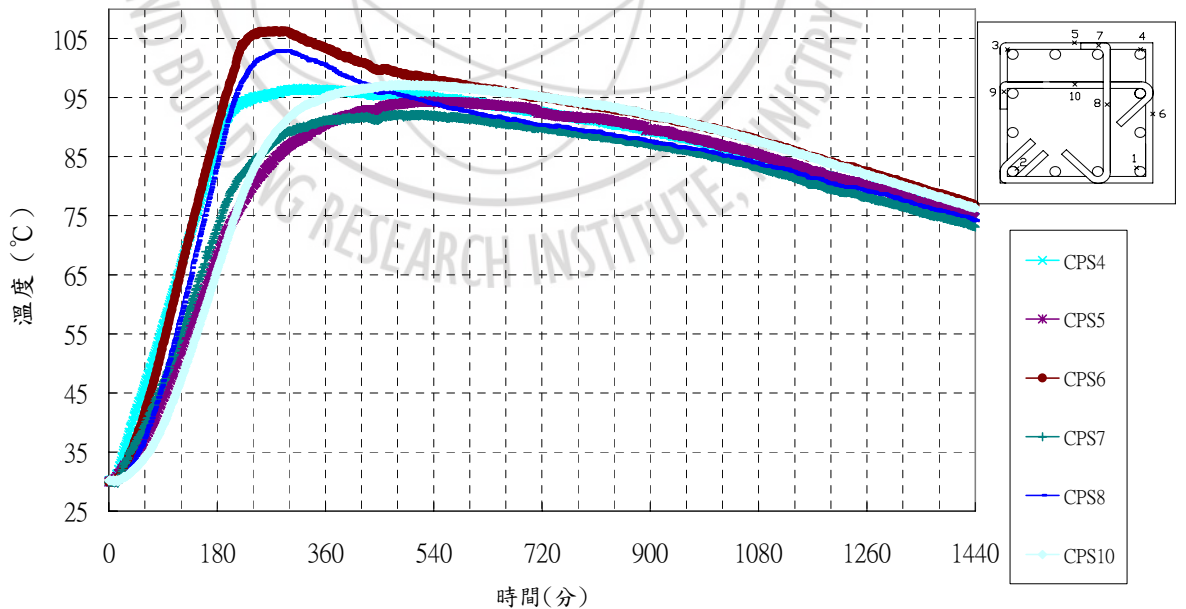


圖 4.8 (b) NC3 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

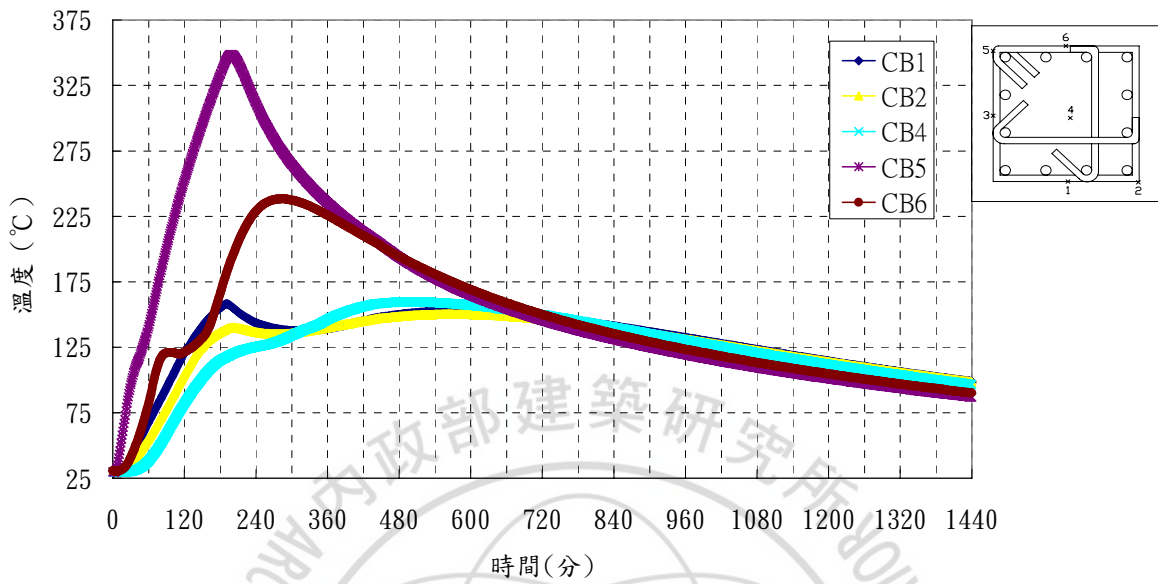


圖 4.9 (a) NC3 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖

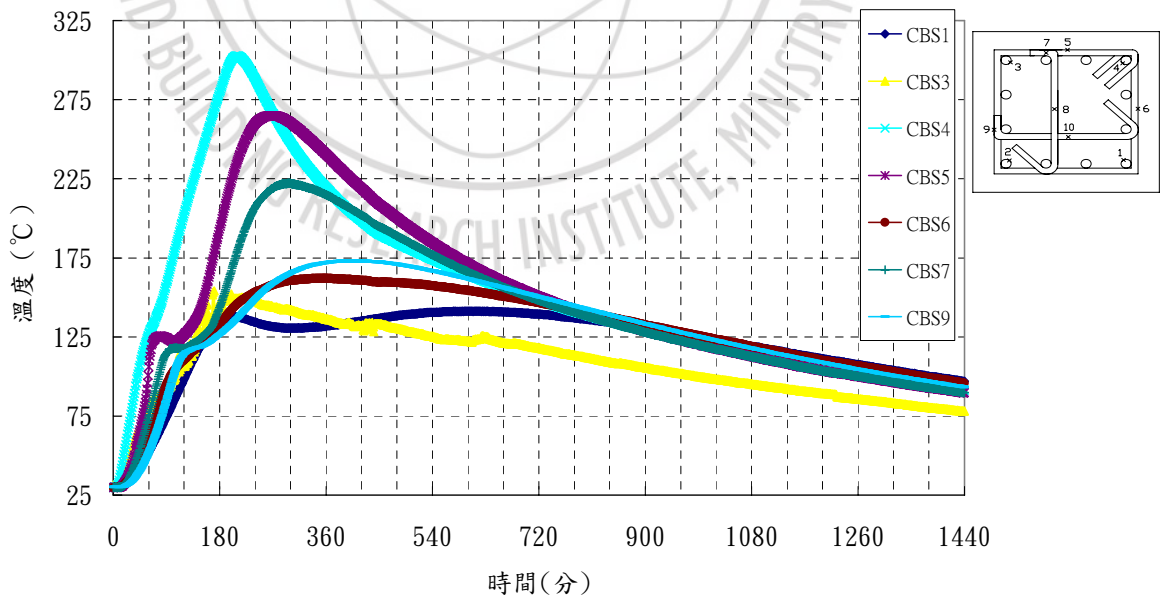


圖 4.9 (b) NC3 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖

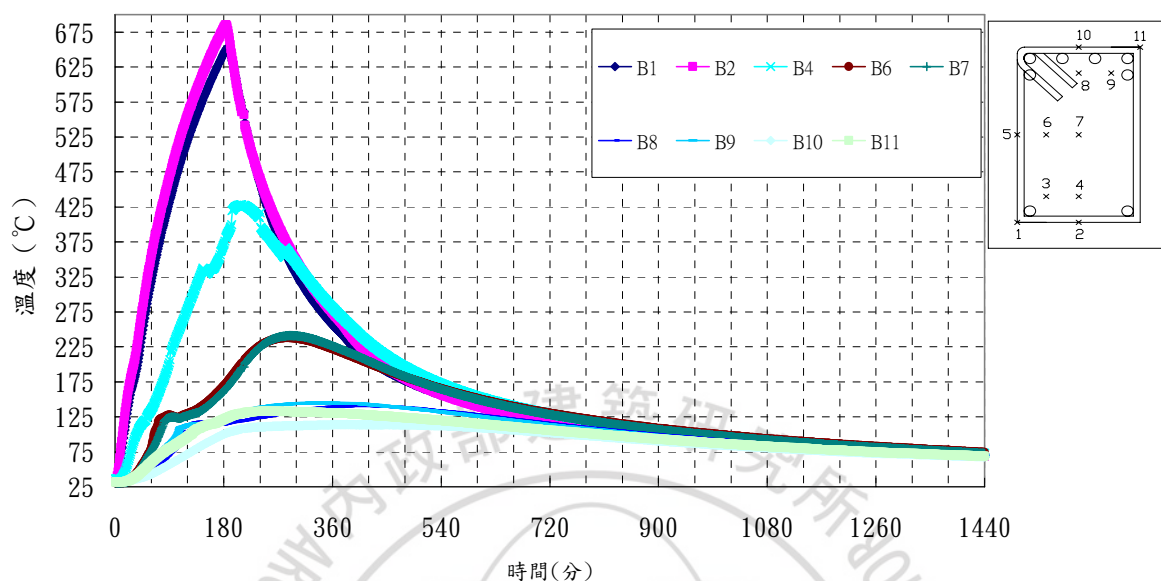


圖 4.10 (a) SCC3 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖

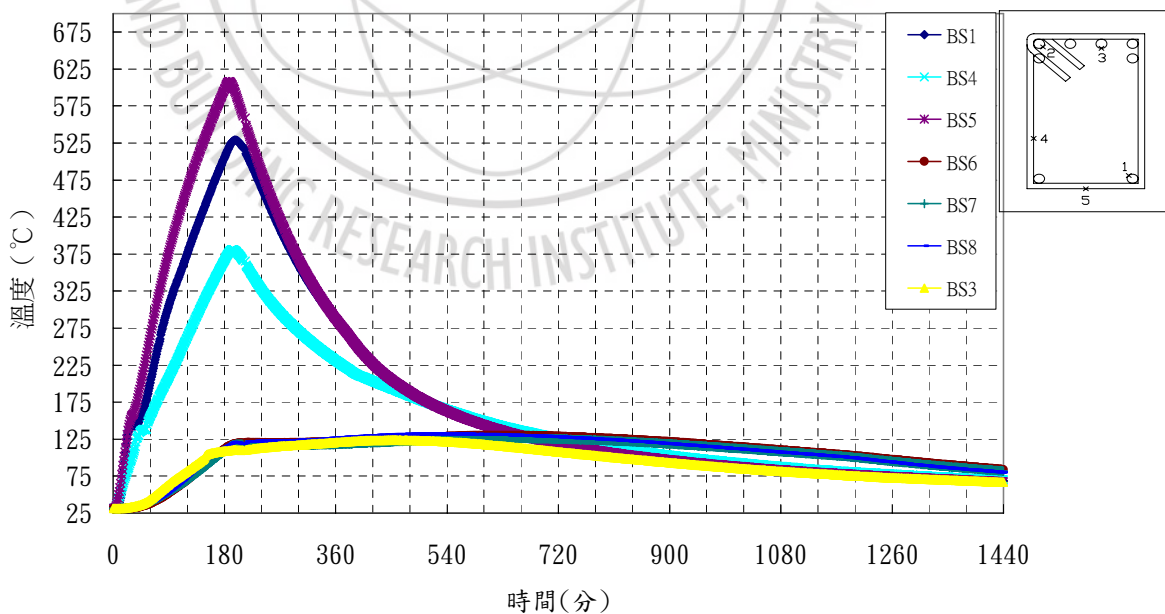


圖 4.10 (b) SCC3 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

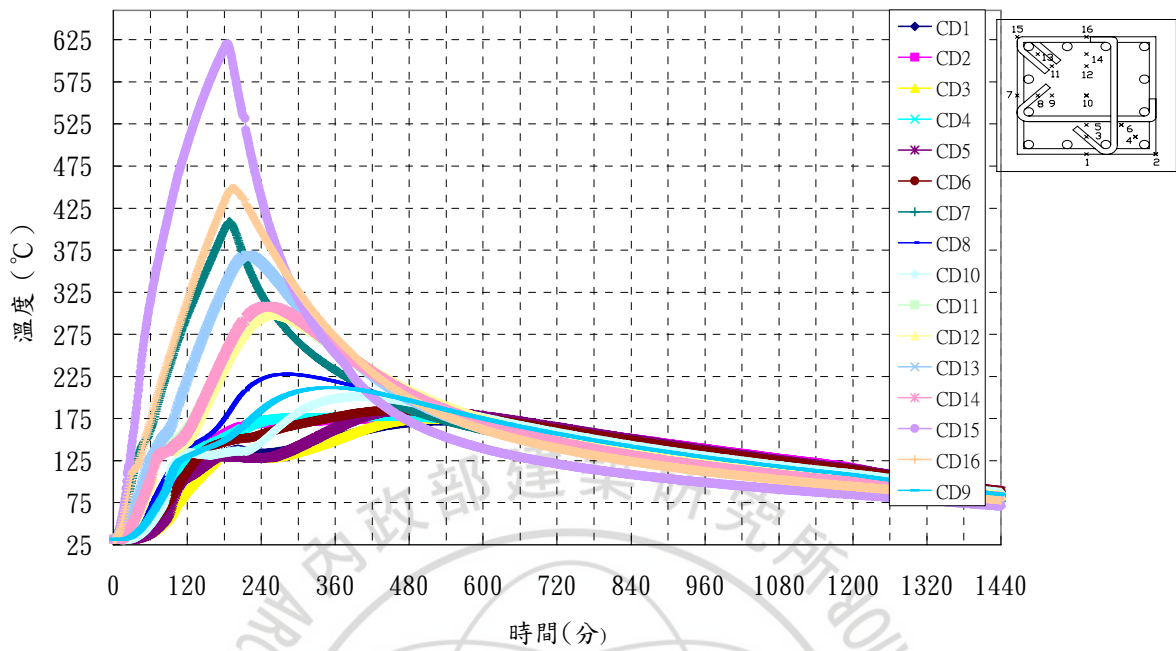


圖 4.11 (a) SCC3 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

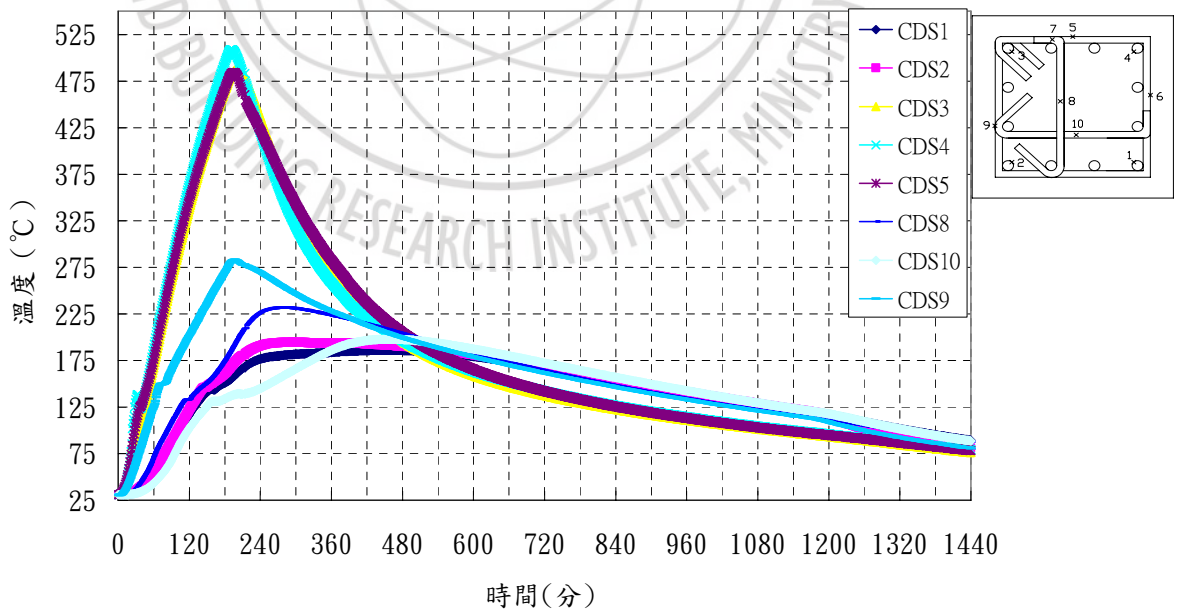


圖 4.11 (b) SCC3 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

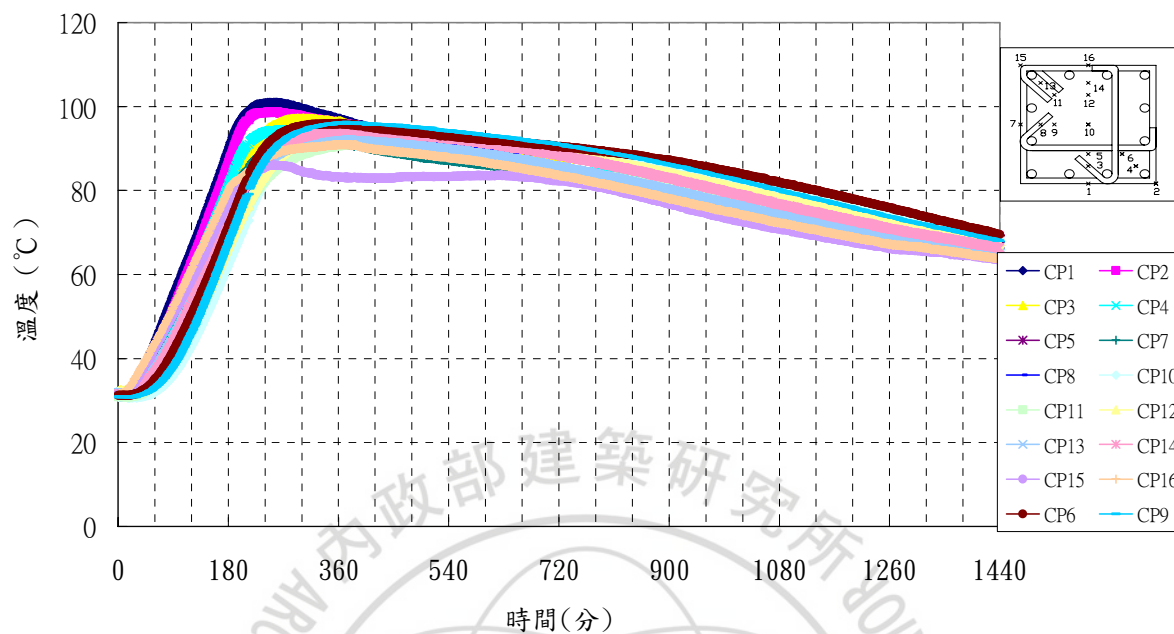


圖 4.12 (a) SCC3 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

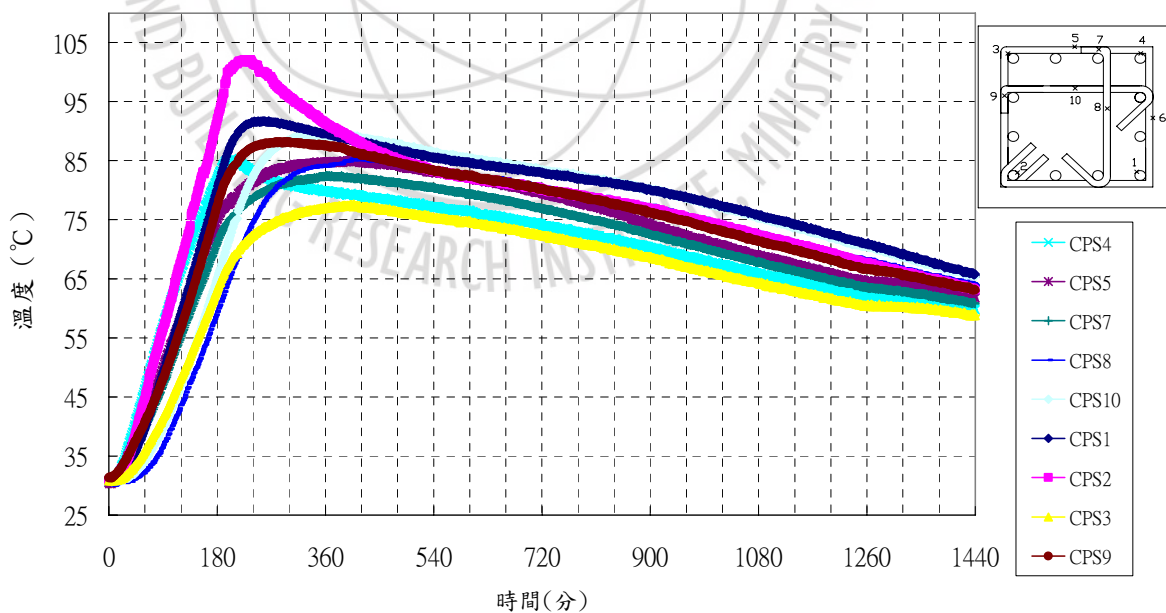


圖 4.12 (b) SCC3 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

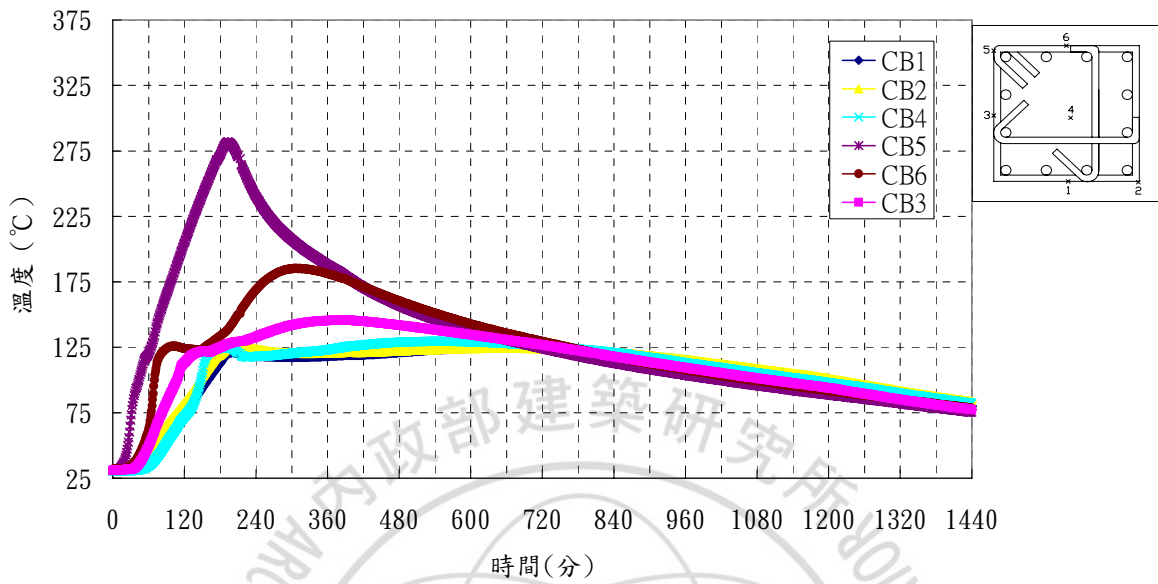


圖 4.13 (a) SCC3 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖

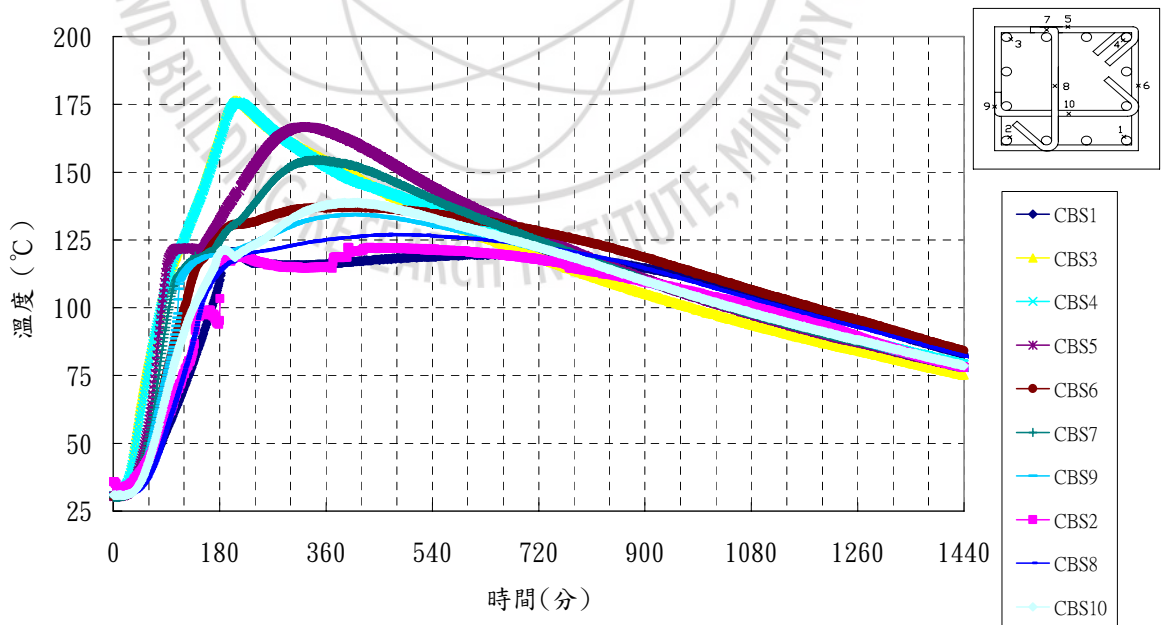


圖 4.13 (b) SCC3 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖

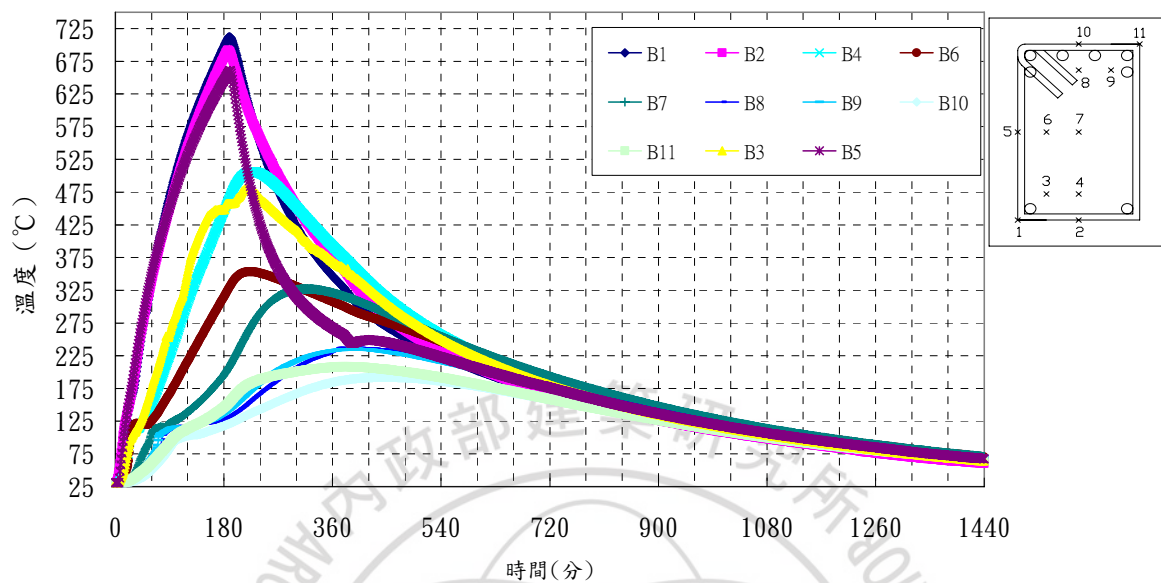


圖 4.14 (a) SCC5 試體主梁斷面混凝土溫度-時間曲線圖

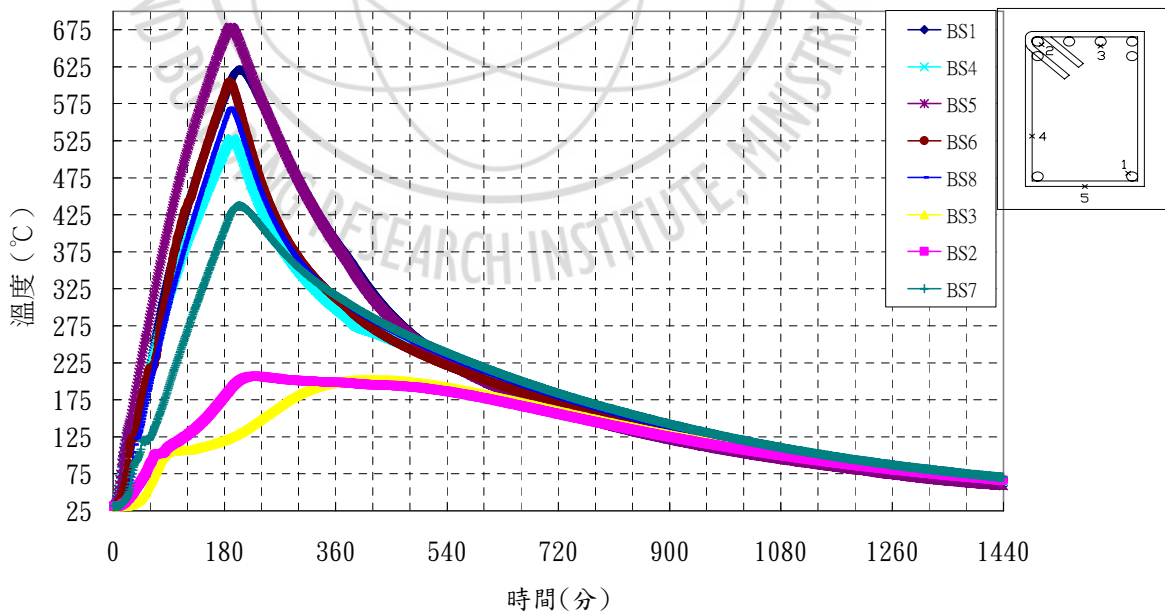


圖 4.14 (b) SCC5 試體主梁斷面鋼筋溫度-時間曲線圖



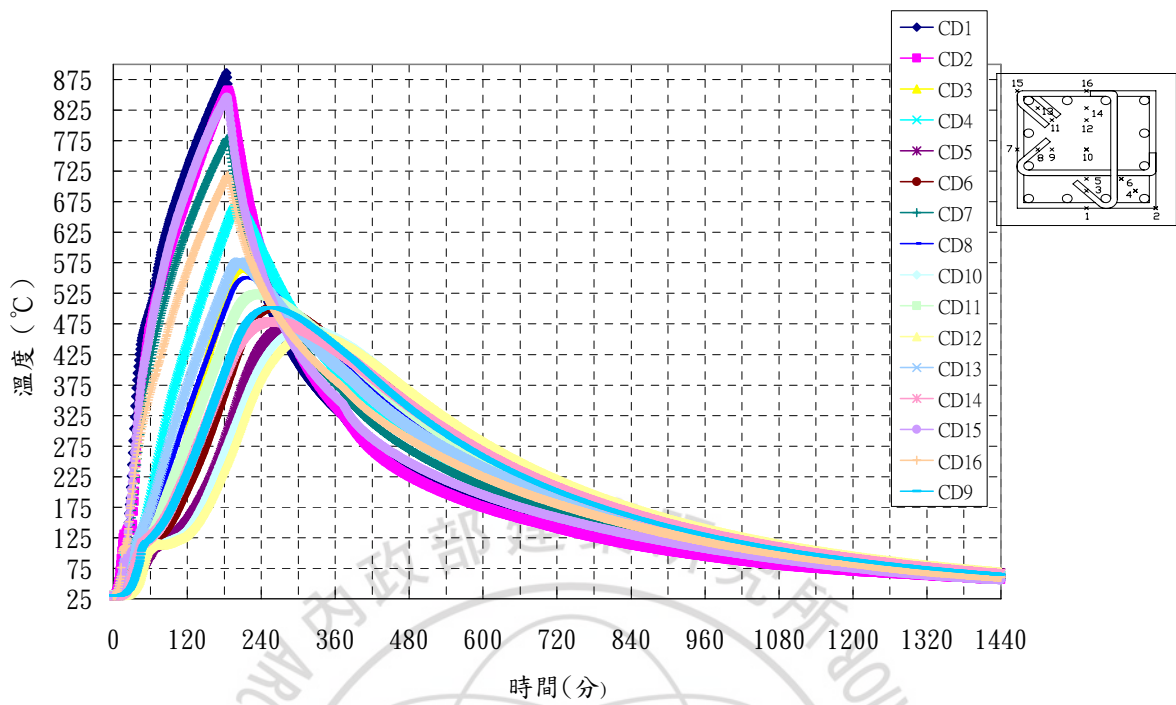


圖 4.15 (a) SCC5 試體柱下端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

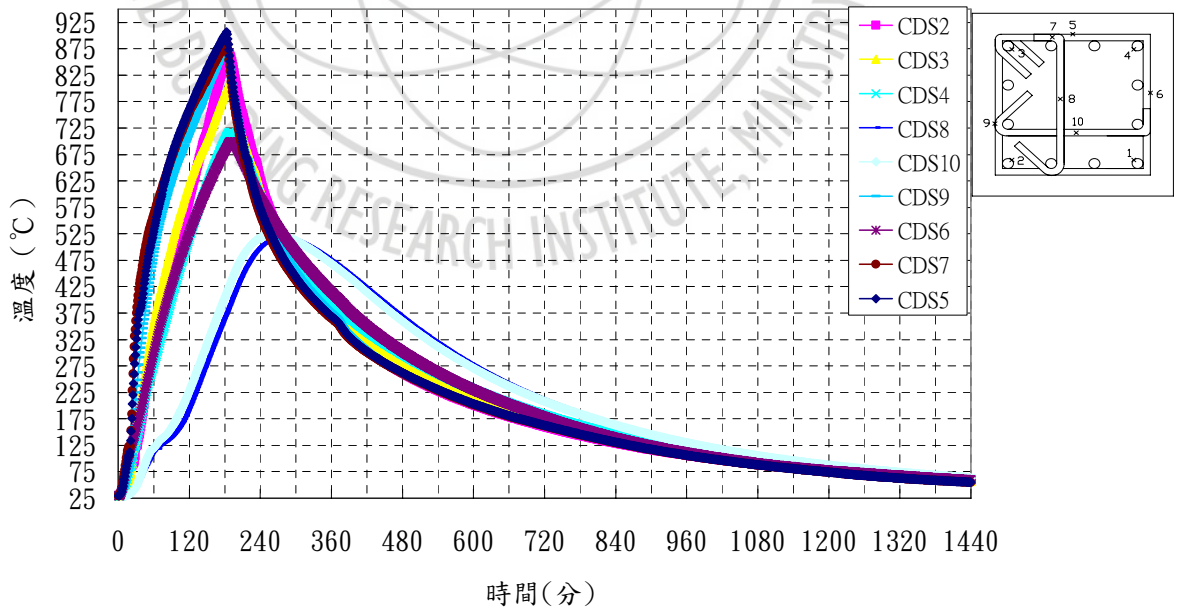


圖 4.15 (b) SCC5 試體柱下端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

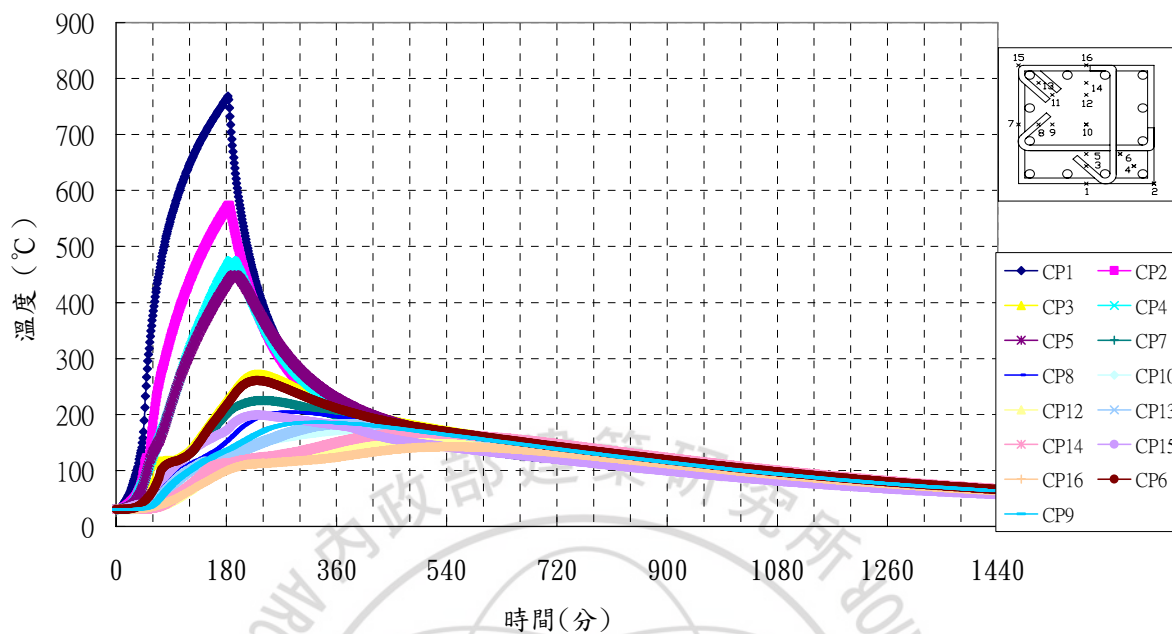


圖 4.16 (a) SCC5 試體柱上端斷面混凝土溫度-時間曲線圖

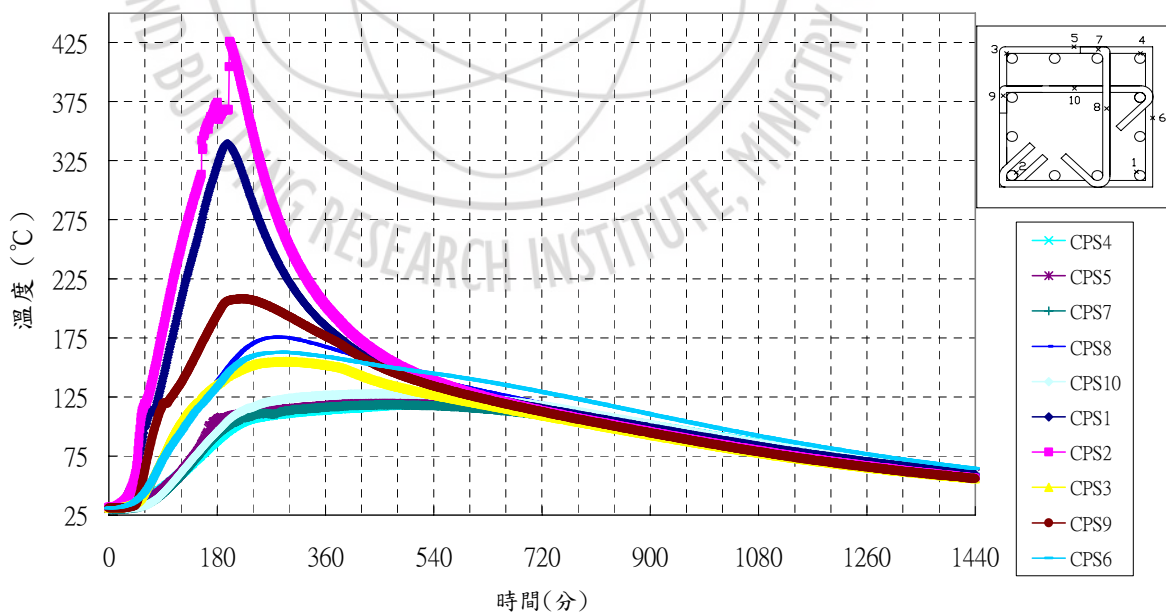


圖 4.16 (b) SCC5 試體柱上端斷面鋼筋溫度-時間曲線圖

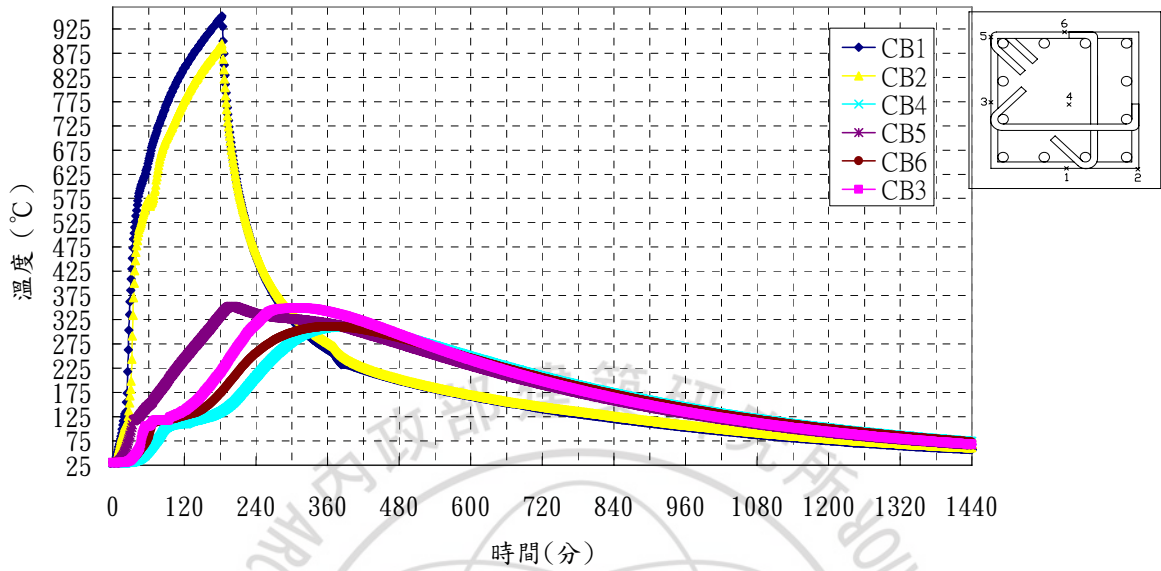


圖 4.17 (a) SCC5 試體梁柱接頭區混凝土溫度-時間曲線圖

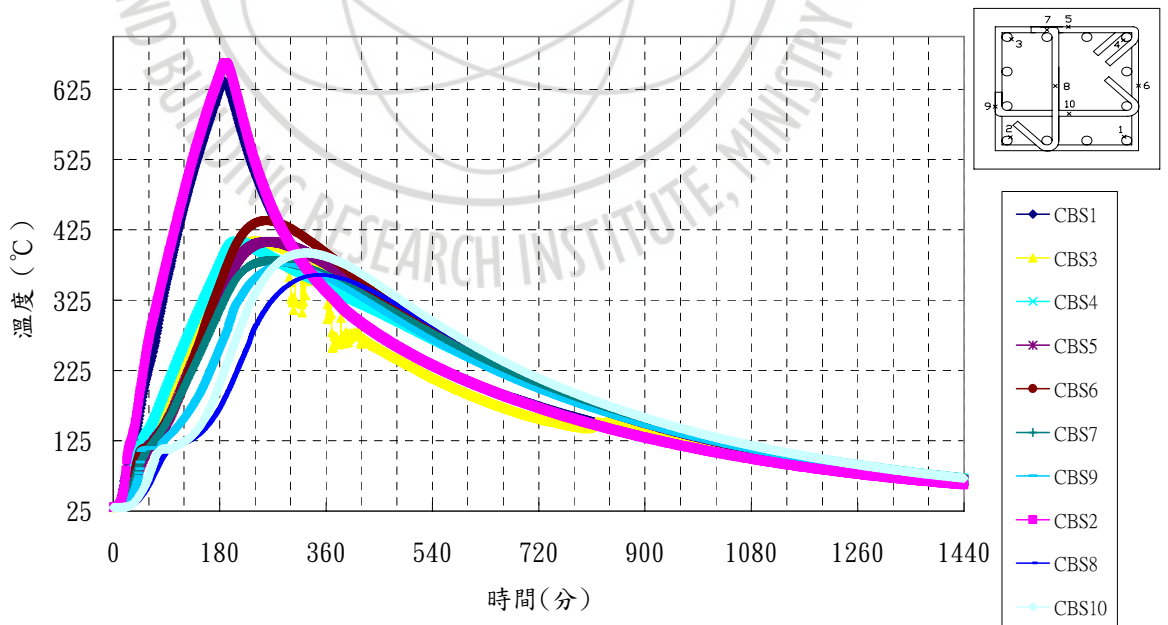


圖 4.17 (b) SCC5 試體梁柱接頭區鋼筋溫度-時間曲線圖

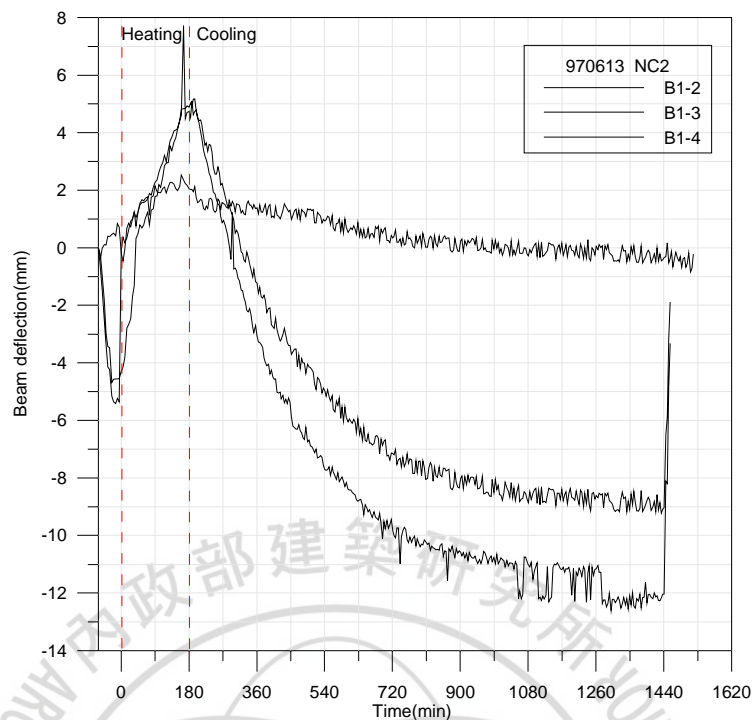


圖 4.18 NC2 試體主梁端變形-時間圖

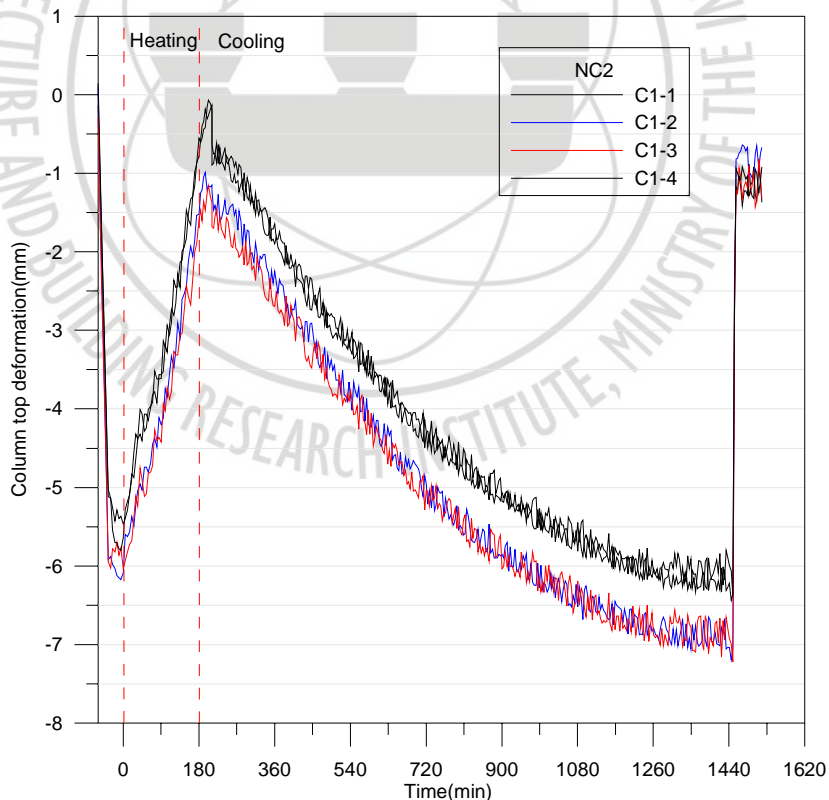


圖 4.19 (a) NC2 試體柱上端垂直變形-時間圖

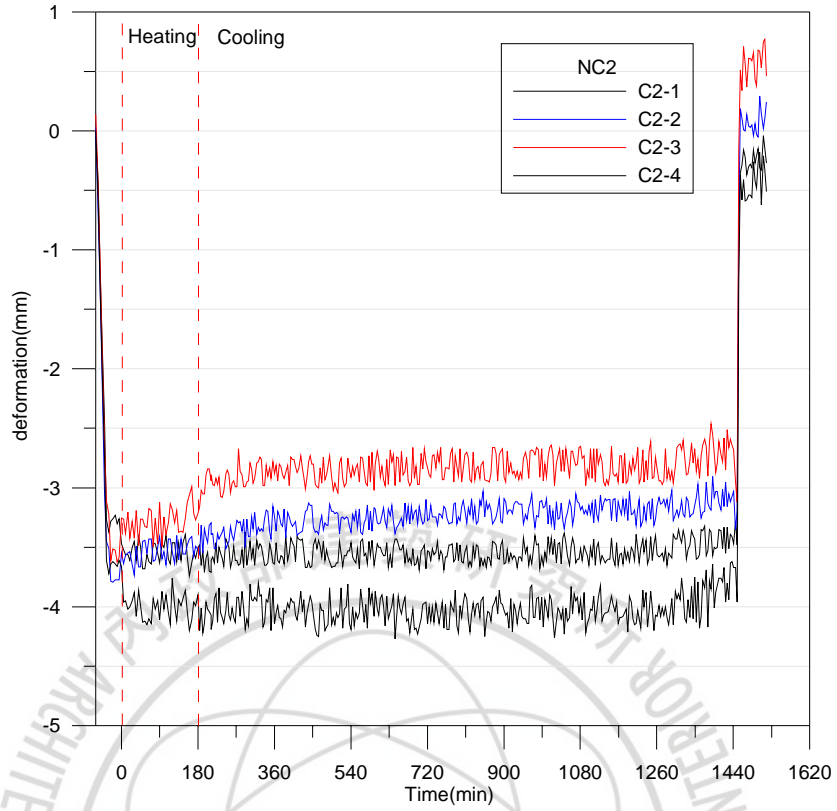


圖 4.19 (b) NC2 試體柱下端垂直變形-時間圖

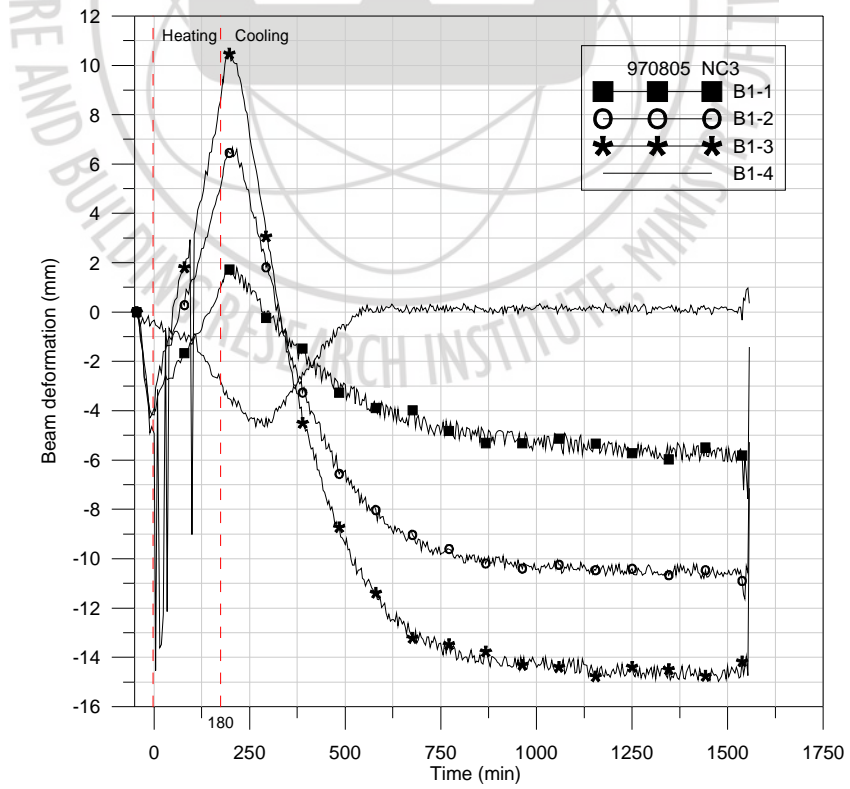


圖 4.20 NC3 試體主梁端變形-時間圖

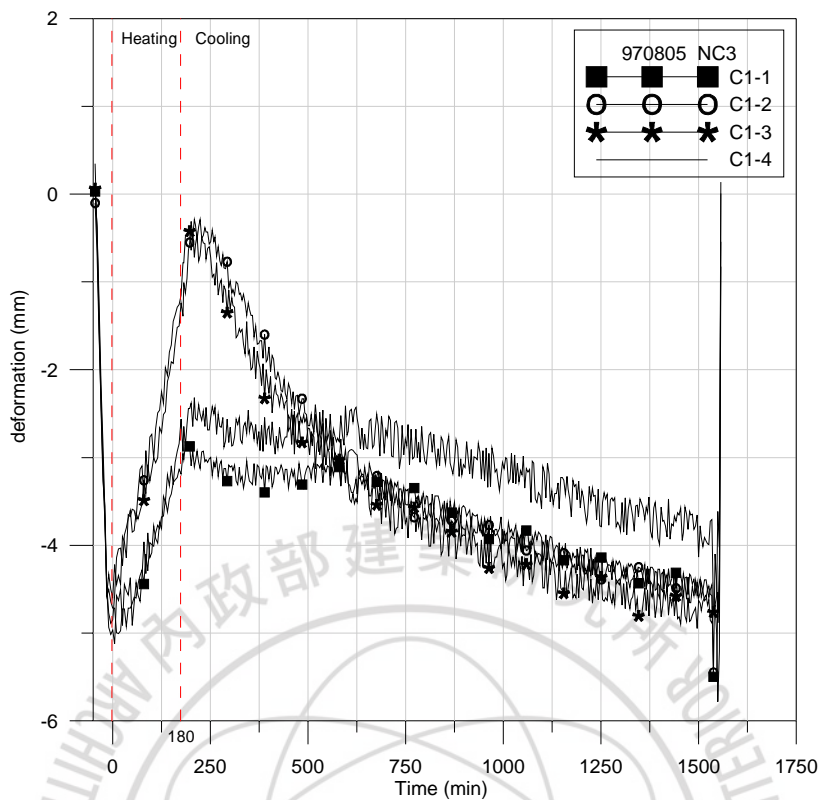


圖 4.21 (a) NC3 試體柱上端垂直變形-時間圖

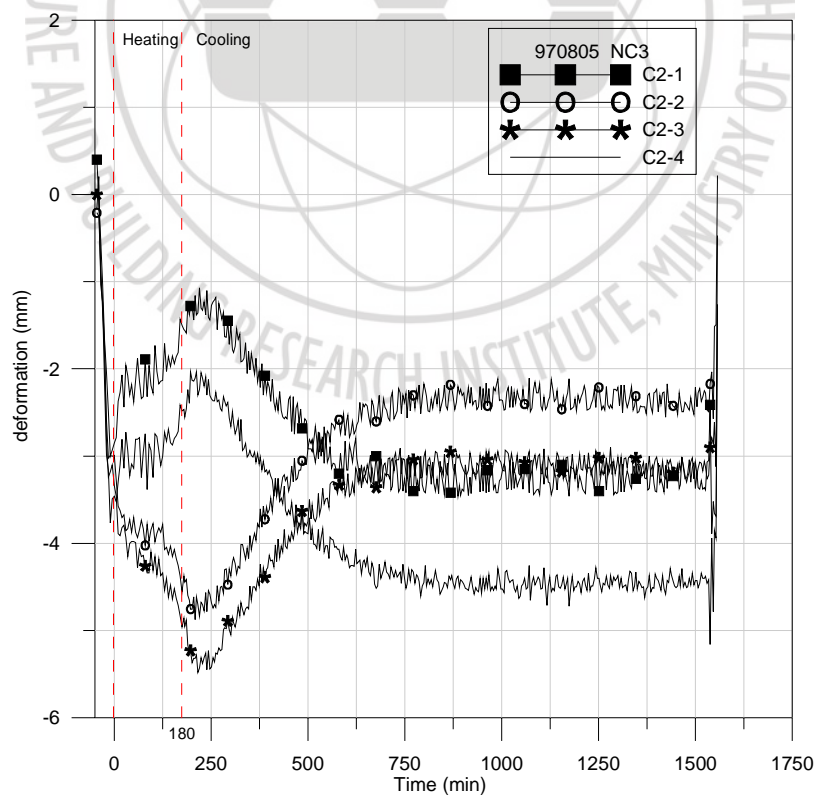


圖 4.21 (b) NC3 試體柱下端垂直變形-時間圖

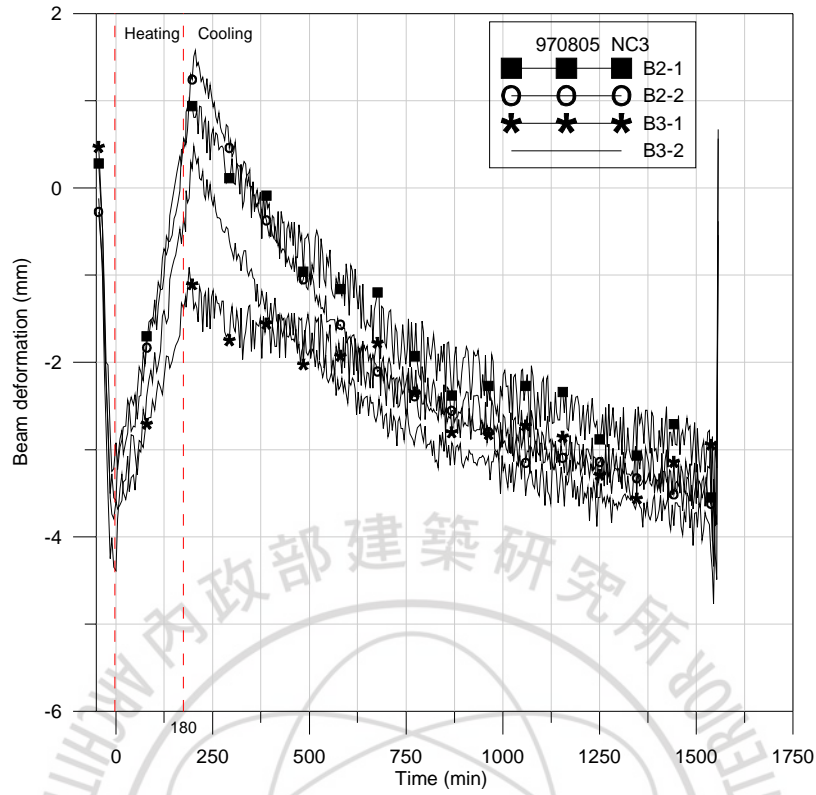


圖 4.22 NC3 試體邊梁垂直變形-時間圖

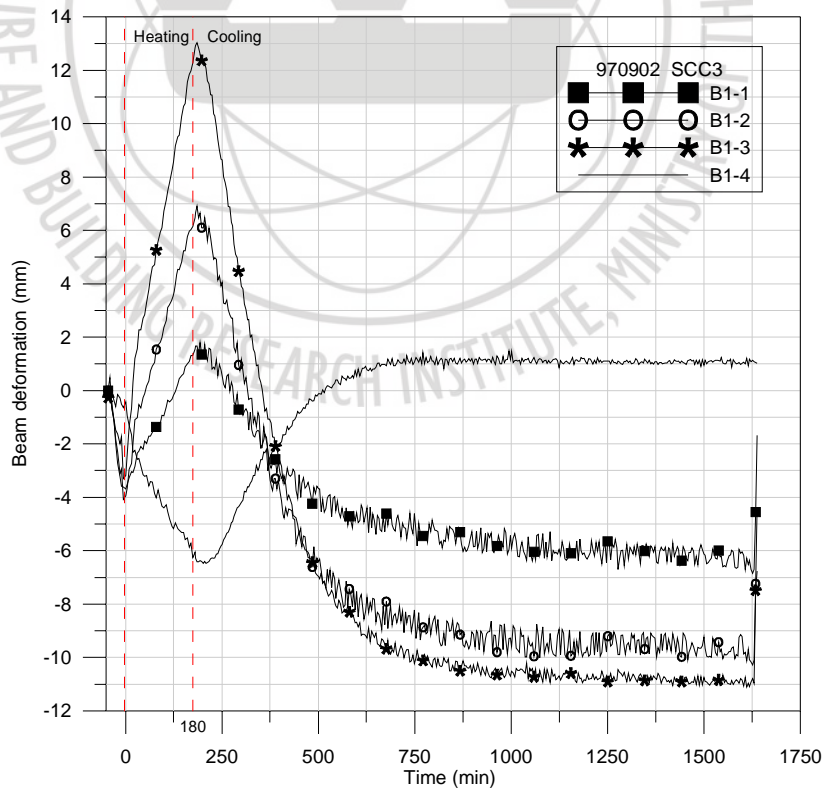


圖 4.23 SCC3 試體主梁端變形-時間圖

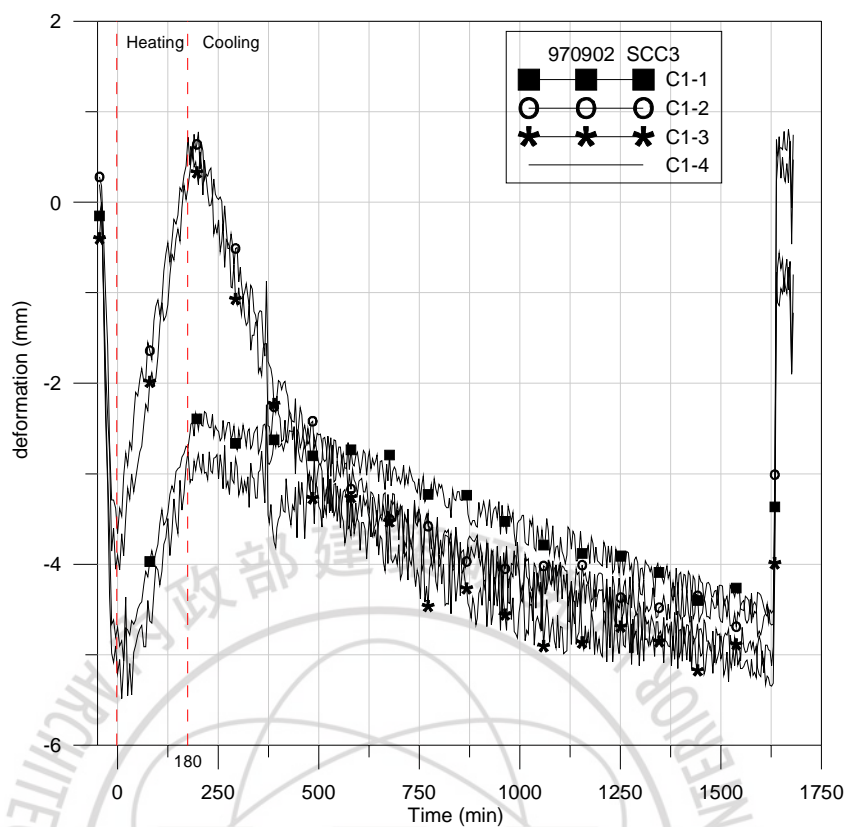


圖 4.24 (a) SCC3 試體柱上端垂直變形-時間圖

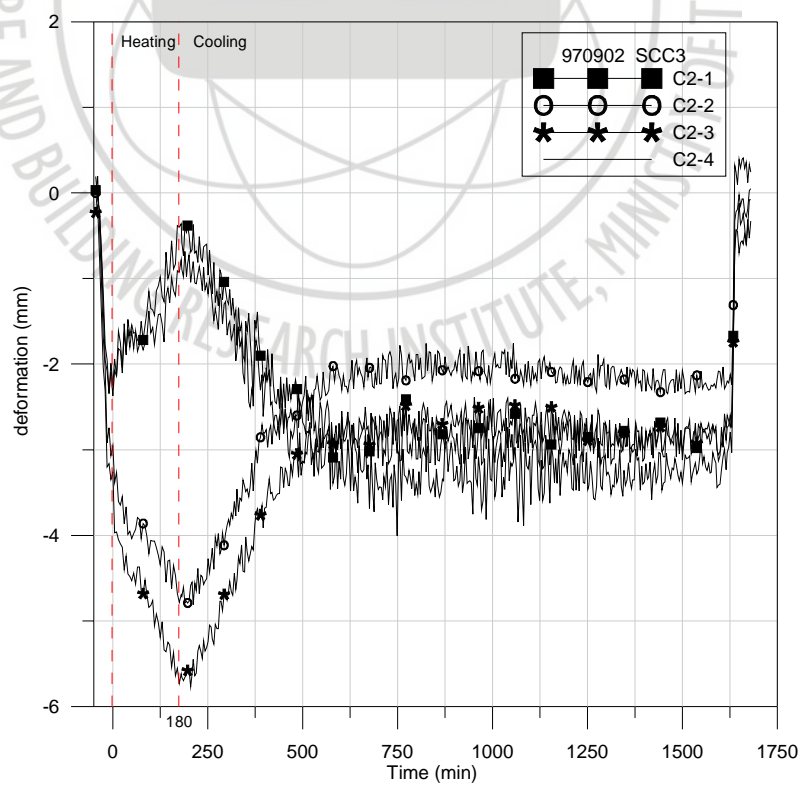


圖 4.24 (b) SCC3 試體柱下端垂直變形-時間圖



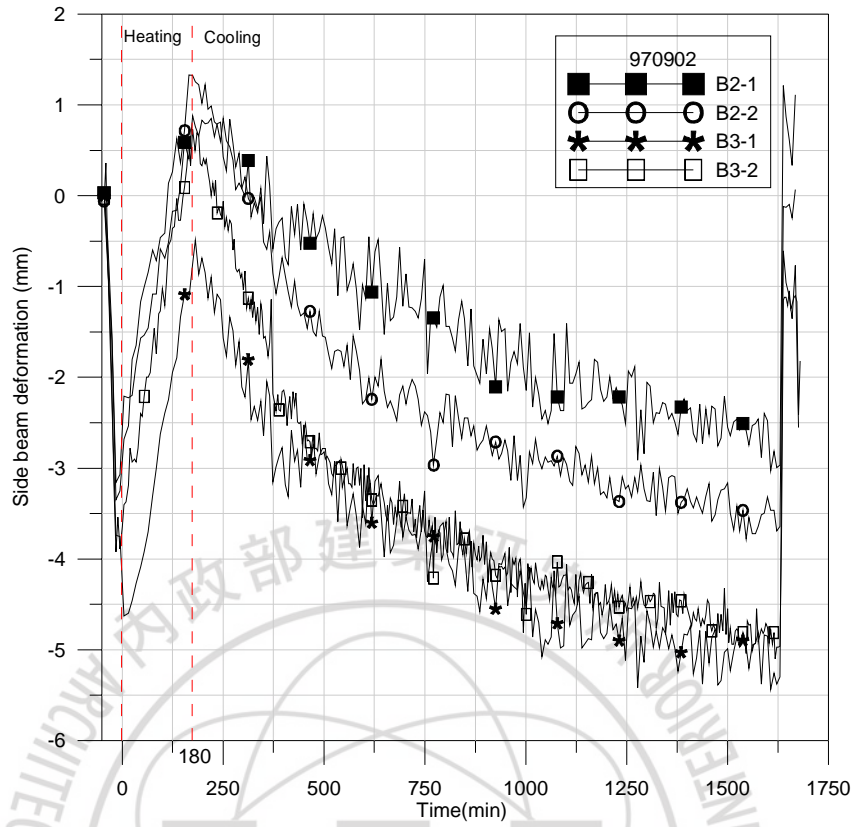


圖 4.25 SCC3 試體邊梁垂直變形-時間圖

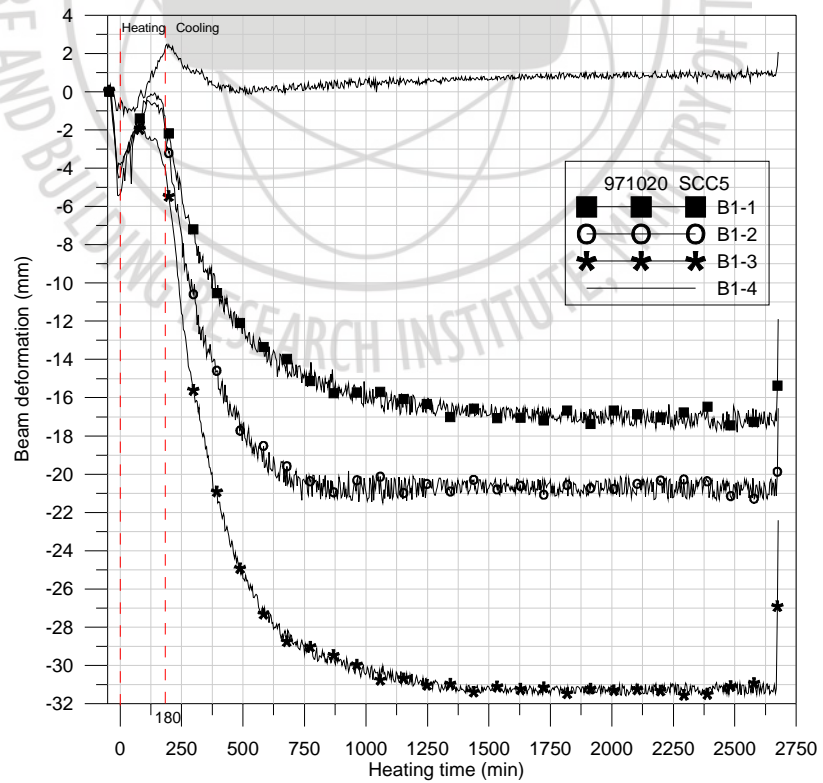


圖 4.26 SCC5 試體主梁端變形-時間圖

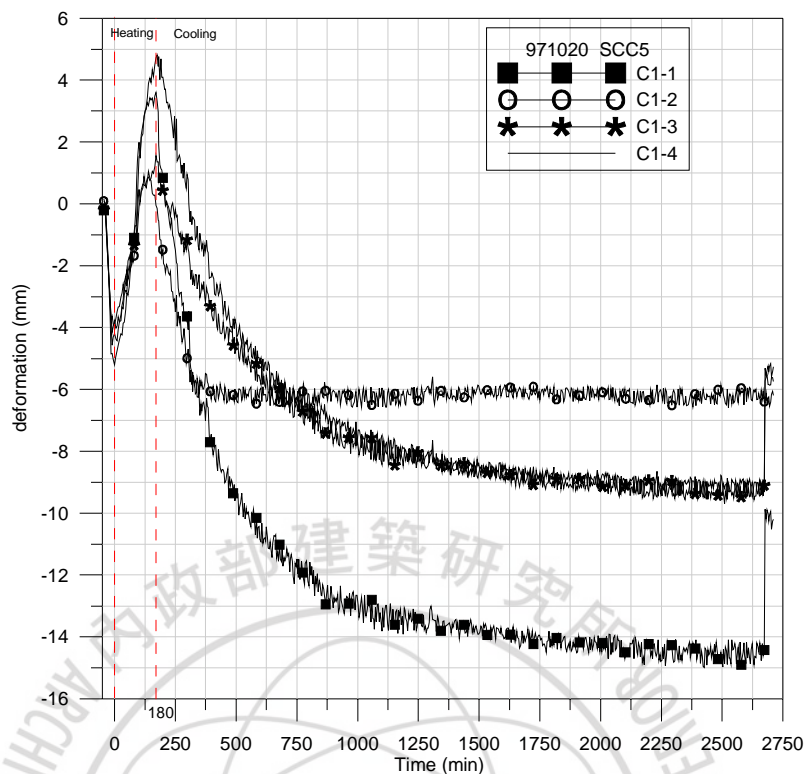


圖 4.27 (a) SCC5 試體柱上端垂直變形-時間圖

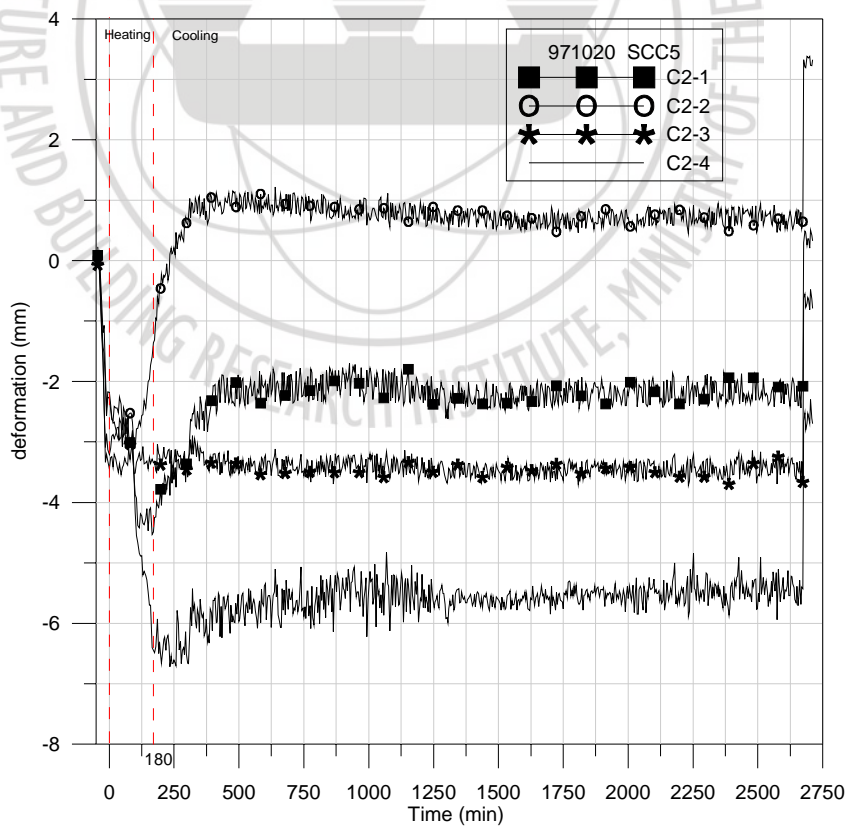


圖 4.27 (b) SCC5 試體柱下端垂直變形-時間圖

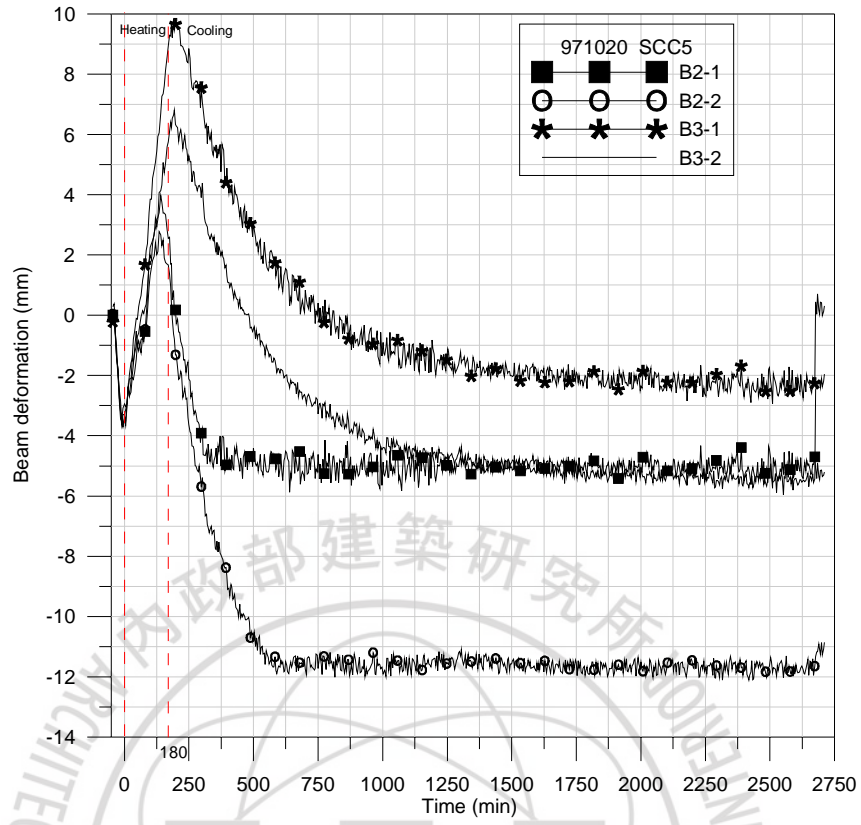


圖 4.28 SCC5 試體邊梁垂直變形-時間圖

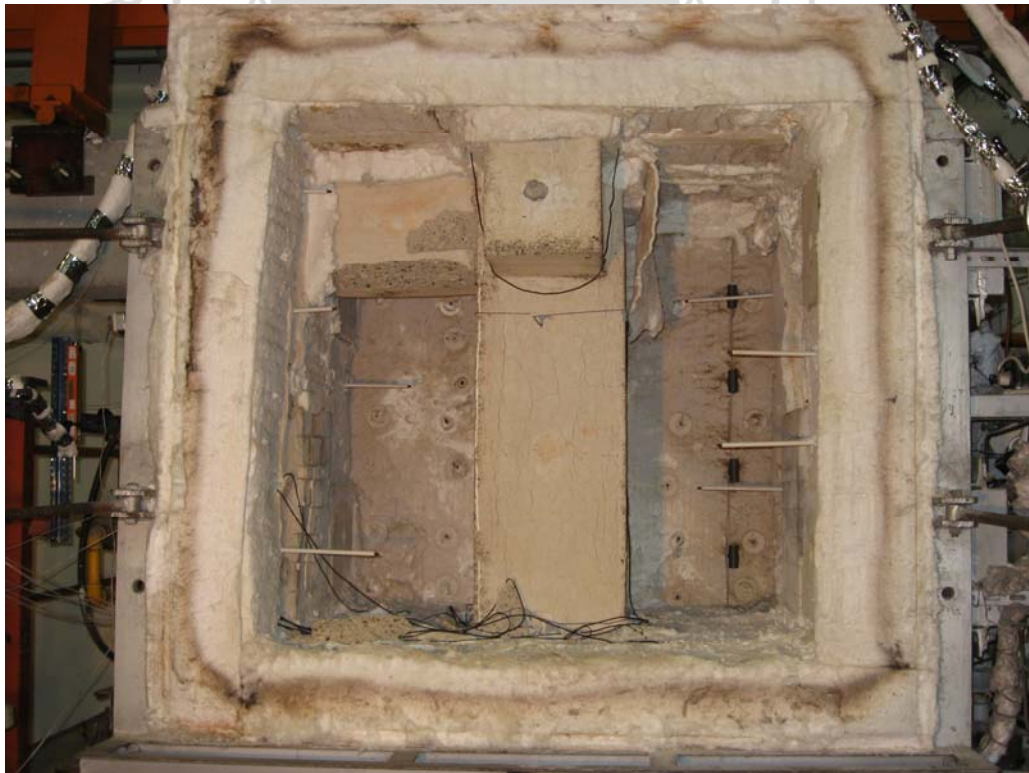


圖 4.29 NC2 試體火害後照片



圖 4.30 (a) NC2 試體柱下端火害後表面裂縫



圖 4.30 (b) NC2 試體主梁火害後表面裂縫

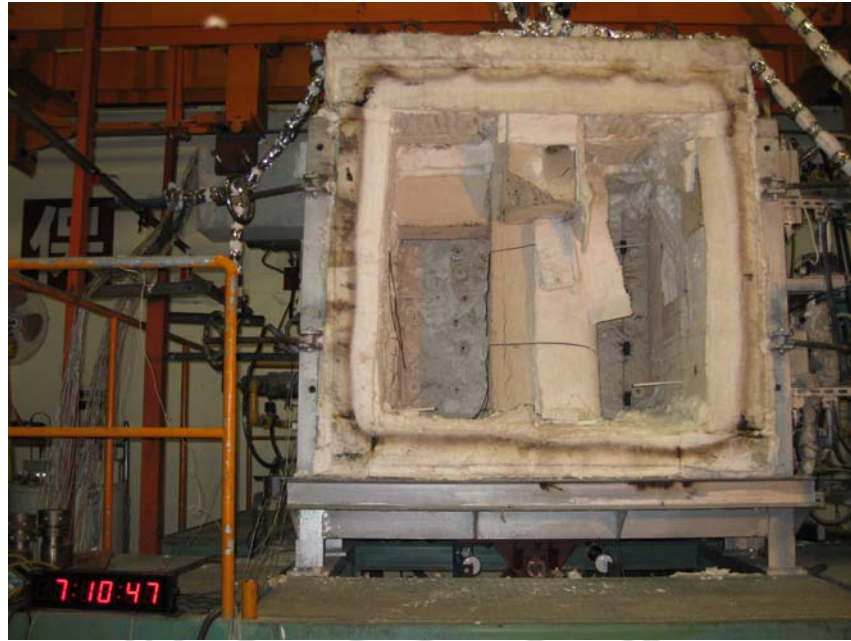


圖 4.31 NC3 試體火害後照片



圖 4.32 (a) NC3 試體柱下端火害後表面裂縫



圖 4.32 (b) NC3 試體主梁火害後表面裂縫



圖 4.33 SCC3 試體火害後照片



圖 4.34 (a) SCC3 試體柱下端火害後表面裂縫



圖 4.34 (b) SCC3 試體主梁火害後表面裂縫

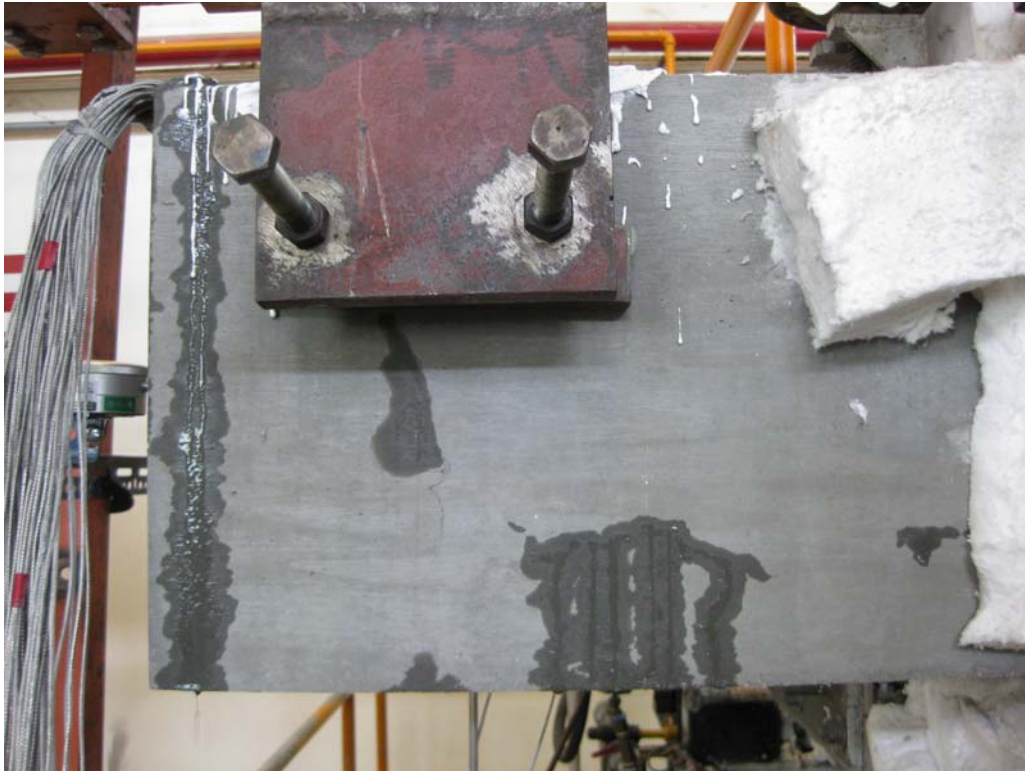


圖 4.35 SCC5 試體火害中主梁端滲水照片



圖 4.36 SCC5 試體火害後照片





圖 4.37 (a) SCC5 試體柱下端火害後表面裂縫



圖 4.37 (b) SCC5 試體主梁火害後表面裂縫

## 第二節 未受火害及火害後加載試驗

為了解試體經歷火害後的殘餘極限承载力，必須有未經歷火害試體的比較才有客觀標準，本研究各安排一支普通強度混凝土(NC)及自充填混凝土(SCC)未受火害之試體進行極限承载力試驗，於試驗前先進行圓柱試體抗壓試驗，測得其平均值分別為  $514\text{kgf/cm}^2$  (NC)、 $549\text{kgf/cm}^2$  (SCC)，經計算柱加載為 70 噸，梁開裂彎矩分別為 2.3 噸-公尺 (NC)、2.4 噸-公尺 (SCC)，極限彎矩分別為 12.4 噸-公尺 (NC)，12.5 噸-公尺 (SCC)。

### 4-1 常溫極限承載試驗

柱持壓 70 噸穩定後，再進行梁加載，觀察試體表面裂縫，以奇異筆描繪其上，同時加註載重大小，藉以瞭解裂縫之發展情形，如圖 4.38 所示。試體破壞模式為梁在靠近接頭附近發生拉力破壞，梁底部靠近接頭附近部份呈現 V 字形狀保護層壓碎(見圖 4.39 (a))，在梁的頂部出現多條垂直於梁軸線而幾近平行的裂縫(見圖 4.39 (b))，裂縫的寬度相當大，裂縫的深度也很大(見照片圖 4.39 (c))，此破壞模式是典型的彎矩拉力破壞模式。

#### (1) 普通強度混凝土梁柱接頭 (NC1) 試體

圖 4.40 為主梁載重-垂直變形圖，由該圖可知：當梁端載重為 4.9 噸，梁產生開裂，開裂彎矩為 5.1 噸-公尺，梁加載至 14.7 噸，梁發生降伏，梁加載至 16.3 噸，梁已達到破壞。

#### (2) 自充填混凝土梁柱接頭 (SCC1) 試體

由圖 4.41 知：當梁端載重為 5 噸，梁產生開裂，開裂彎矩為 5.25 噸-公尺，梁加載至 16.5 噸，梁發生降伏，梁加載至 18.3 噸，梁已達到破壞。

### 4-2 梁柱接頭受火害後的殘餘極限承載試驗

試體受火害後 3~7 天即進行殘餘極限承載試驗，當柱持壓 70 噸穩定後，再進行梁加載，觀察試體表面裂縫，以奇異筆描繪其上，同時加註載重大小，藉以瞭解裂縫之發展情形，如圖 4.48、圖 4.50、圖 4.52 及圖 4.54 所示。試體破壞模式與常溫試驗相似，為梁在靠近接頭附近發生拉力破壞，梁底部靠近接頭附近部份呈現 V 字形狀保護層壓碎(見圖 4.49 (a)、圖 4.51 (a)、圖 4.53 (a) 及圖 4.55 (a))，在梁頂部出現垂直梁軸線幾近平行的裂縫(見圖 4.49 (b)、圖 4.51 (b)、圖 4.53 (b) 及圖 4.55 (b))，是典型的彎矩拉力破壞模式。

(1) 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC2)

由圖 4.42 可知：當梁端載重為 4.4 噸，梁產生開裂，開裂彎矩為 4.62 噸-公尺，梁加載至 13.7 噸，梁發生降伏，梁加載至 17.2 噸，梁已達到破壞。

(2) 火害 3 小時梁柱接頭試體 (NC3)

由圖 4.43 可知：當梁端載重為 4.8 噸，梁產生開裂，開裂彎矩為 5 噸-公尺，梁加載至 12 噸，梁發生降伏，梁加載至 17.8 噸，梁已達到破壞。

(3) NC1、NC2 及 NC3 比較：由圖 4.44 知，火害及未受火害之開裂載重差異不大，受火害之降伏載重較低，即  $NC1 > NC2 > NC3$ ，柱體為三面受熱或四面受熱，兩者梁的載重-位移圖差異不明顯。

(4) 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC3)

由圖 4.45 可知：當梁端載重為 4.3 噸，梁產生開裂，開裂彎矩為 4.5 噸-公尺，梁加載至 14.7 噸，梁發生降伏，梁加載至 18.5 噸，梁已達到破壞。

(5) 火害 3 小時梁柱接頭試體 (SCC5)

由圖 4.46 可知：當梁端載重為 4.5 噸，梁產生開裂，開裂彎矩為 4.7 噸-公尺，梁加載至 12.8 噸，梁發生降伏，梁加載至 17 噸，梁已達到破壞。

- (6) SCC1、SCC3 及 SCC5 比較：由圖 4.47 知，火害及未受火害之開裂載重差異不大，受火害之降伏載重較低，即  $SCC1 > SCC3 > SCC5$ 。SCC5 為柱體四面受熱，由於加熱時發生全面性爆裂，保護層混凝土幾乎脫落，其降伏載重及極限載重較低。梁的勁度比較，受火害試體變差，即  $SCC1 > SCC3 > SCC5$ 。



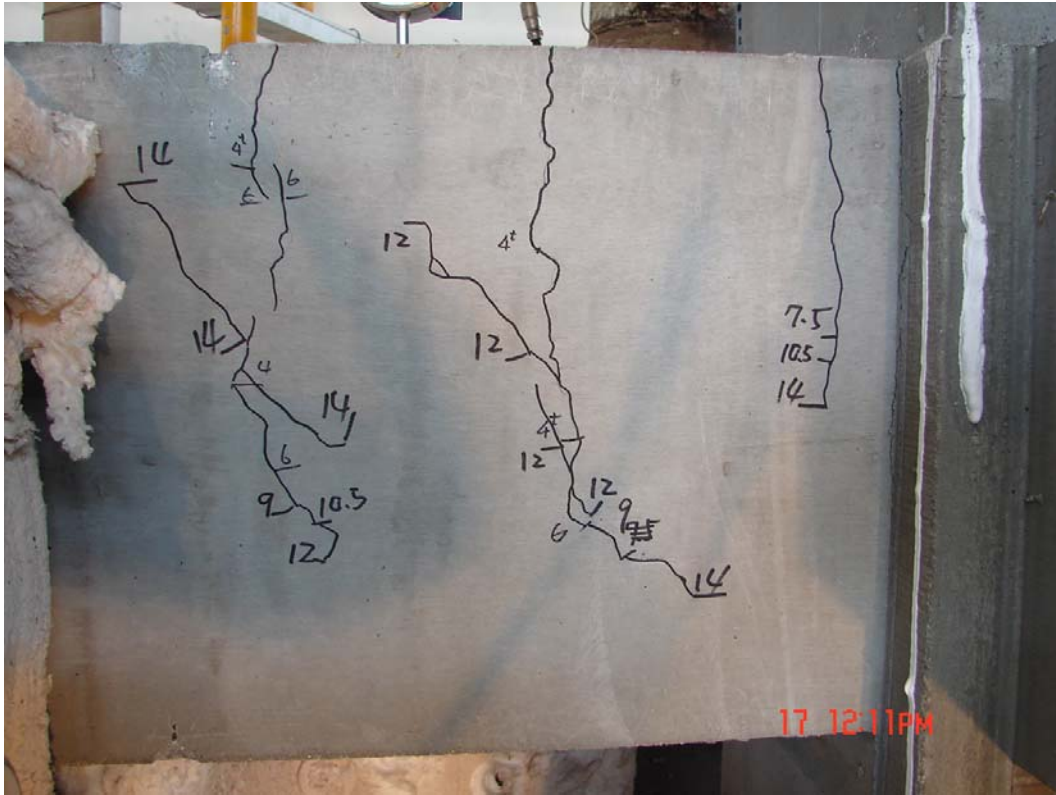


圖 4.38 常溫極限承載試驗試體裂縫發展情形



圖 4.39 (a) 常溫極限承載試驗試體破壞照片 (1)



圖 4.39 (b) 常溫極限承載試驗試體破壞照片 (2)



圖 4.39 (c) 常溫極限承載試驗試體破壞照片 (3)

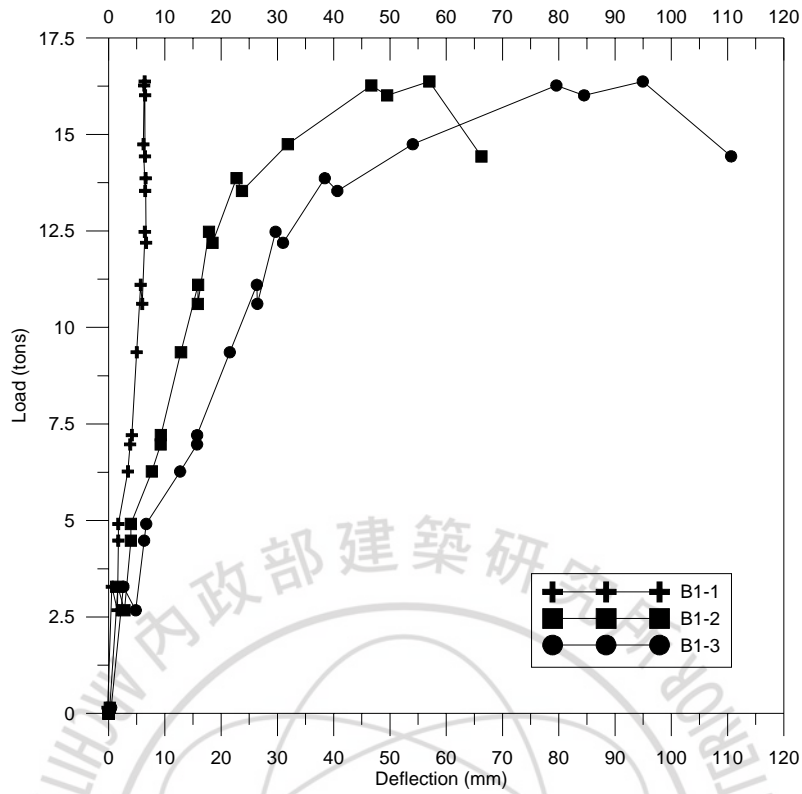


圖 4.40 NC1 試體主梁載重-垂直變形圖

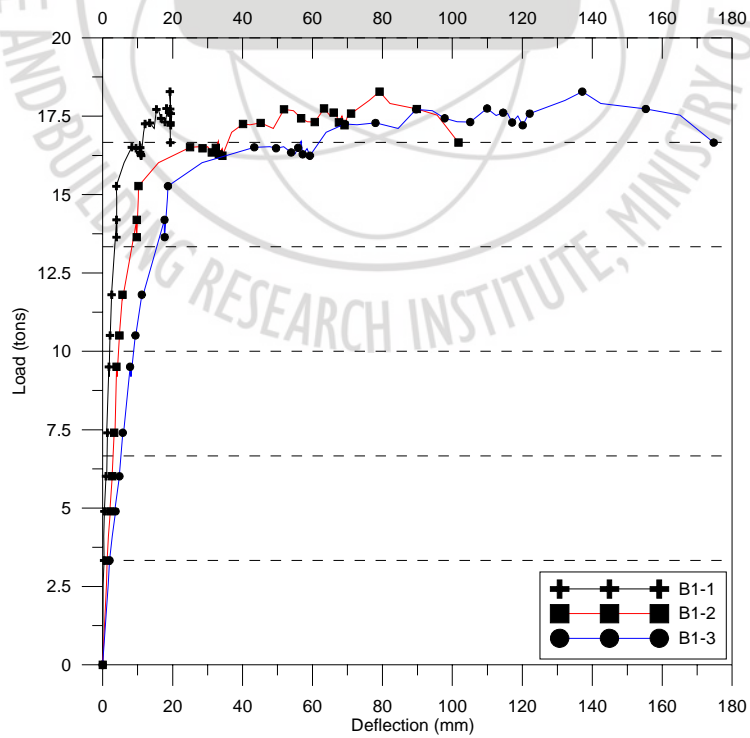


圖 4.41 SCC1 試體主梁載重-垂直變形圖

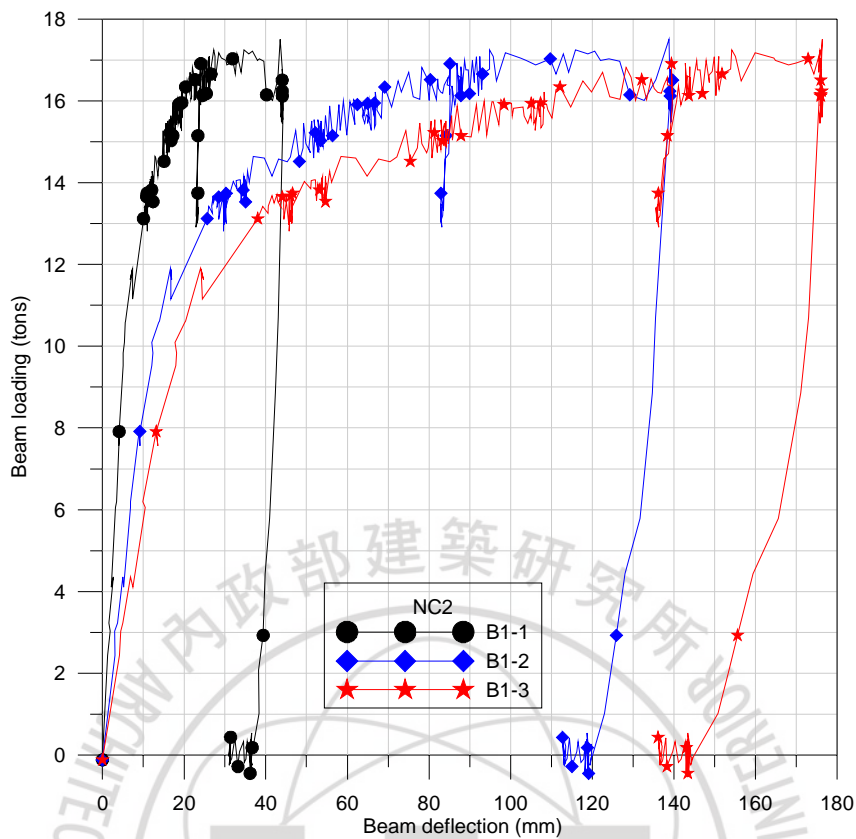


圖 4.42 NC2 試體主梁載重-垂直變形圖

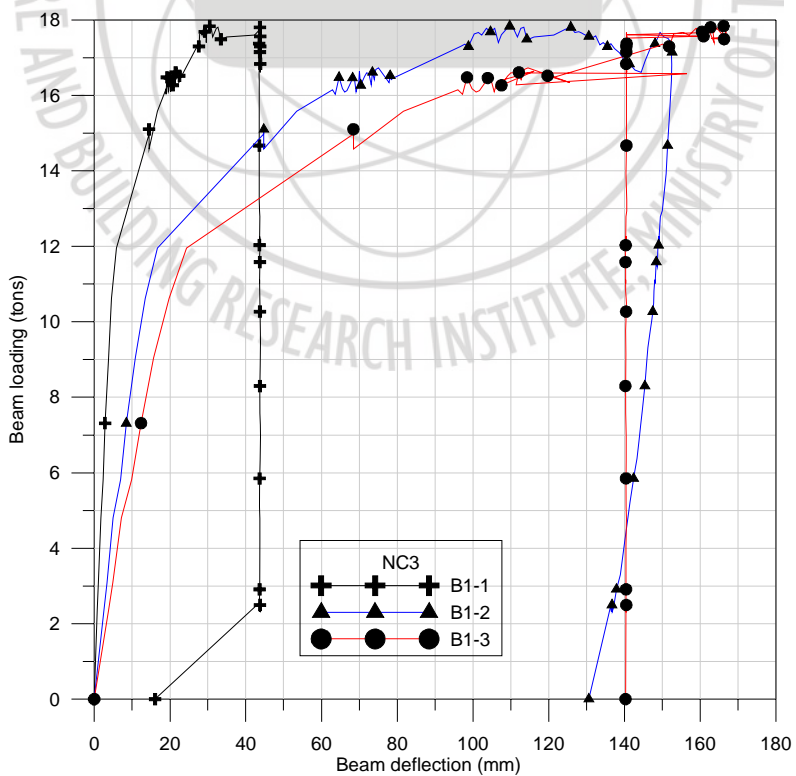


圖 4.43 NC3 試體主梁載重-垂直變形圖



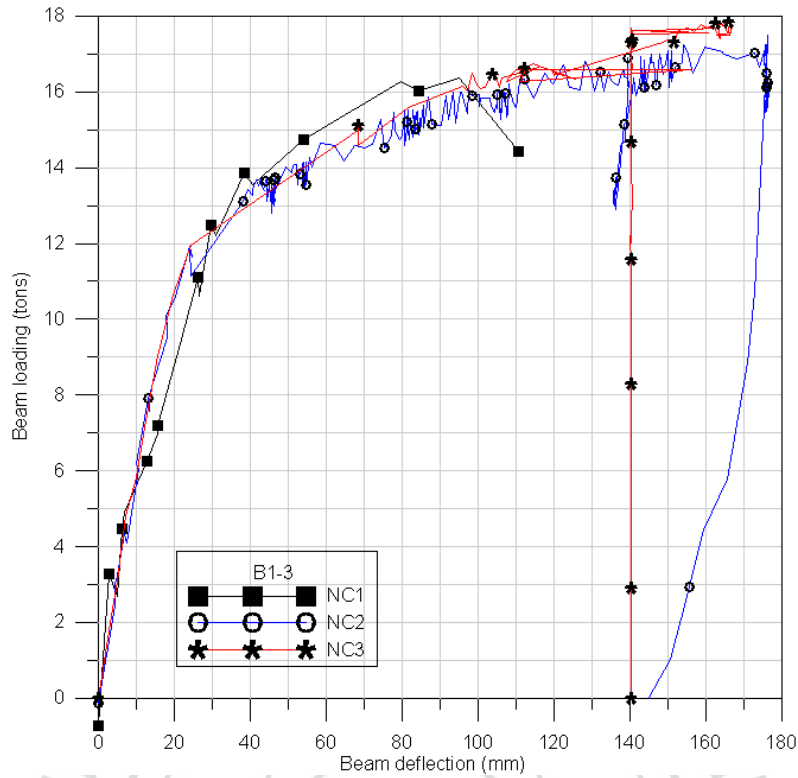


圖 4.44 NC1、NC2 與 NC3 主梁載重-垂直變形圖比較

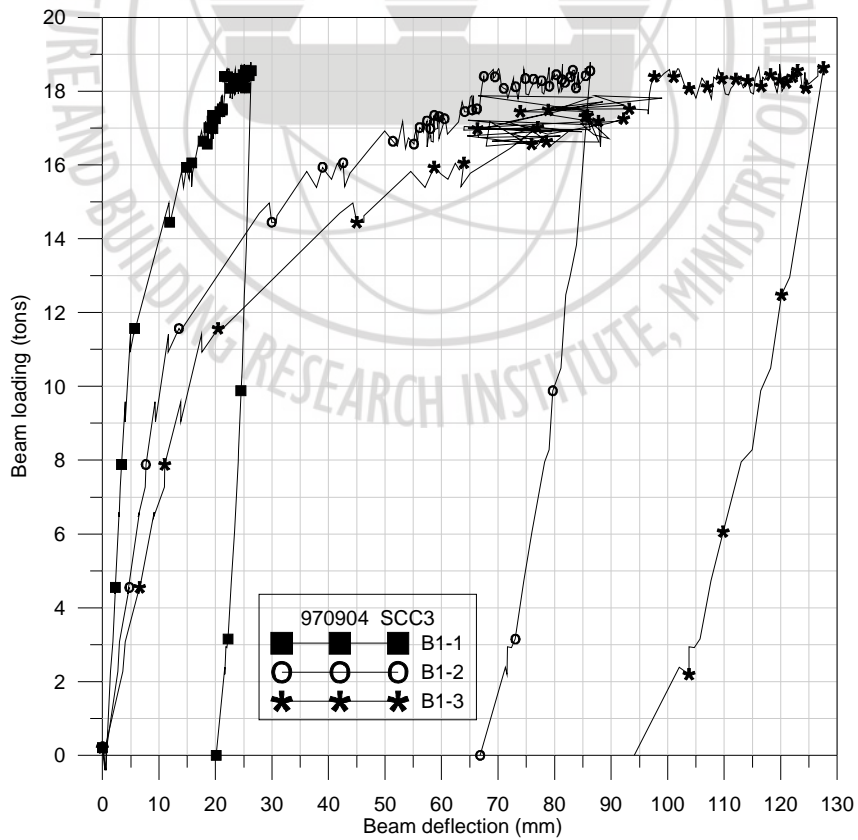


圖 4.45 SCC3 試體主梁載重-垂直變形圖

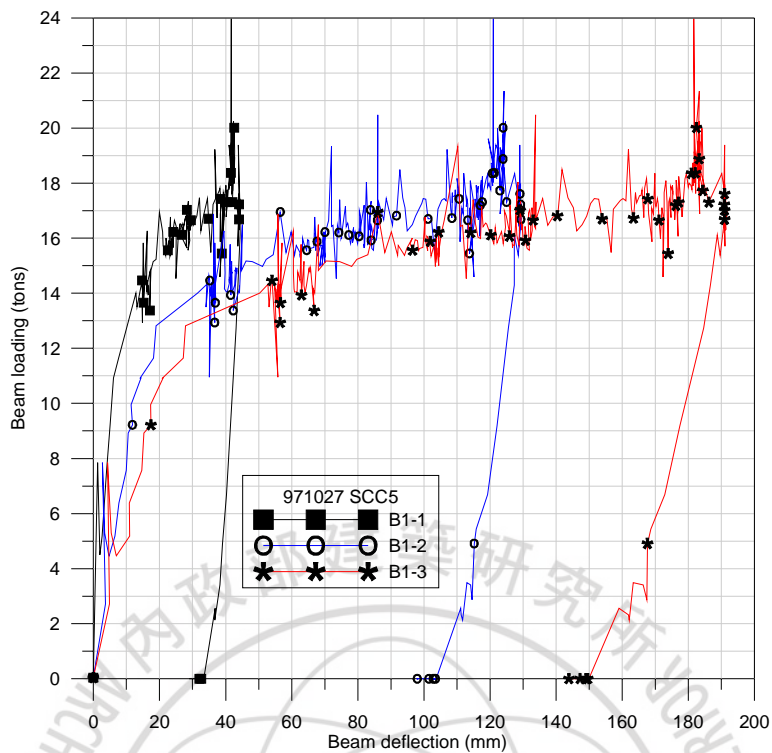


圖 4.46 SCC5 試體主梁載重-垂直變形圖

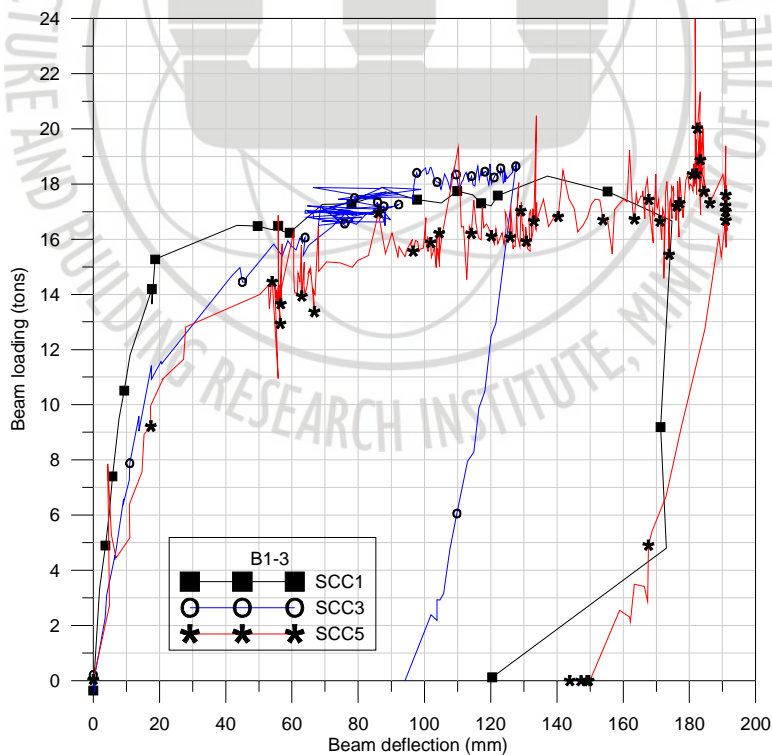


圖 4.47 SCC1、SCC3 與 SCC5 主梁載重-垂直變形圖比較



圖 4.48 NC2 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形



圖 4.49 (a) NC2 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)



圖 4.49 (b) NC2 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)



圖 4.50 NC3 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形



圖 4.51 (a) NC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)



圖 4.51 (b) NC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)

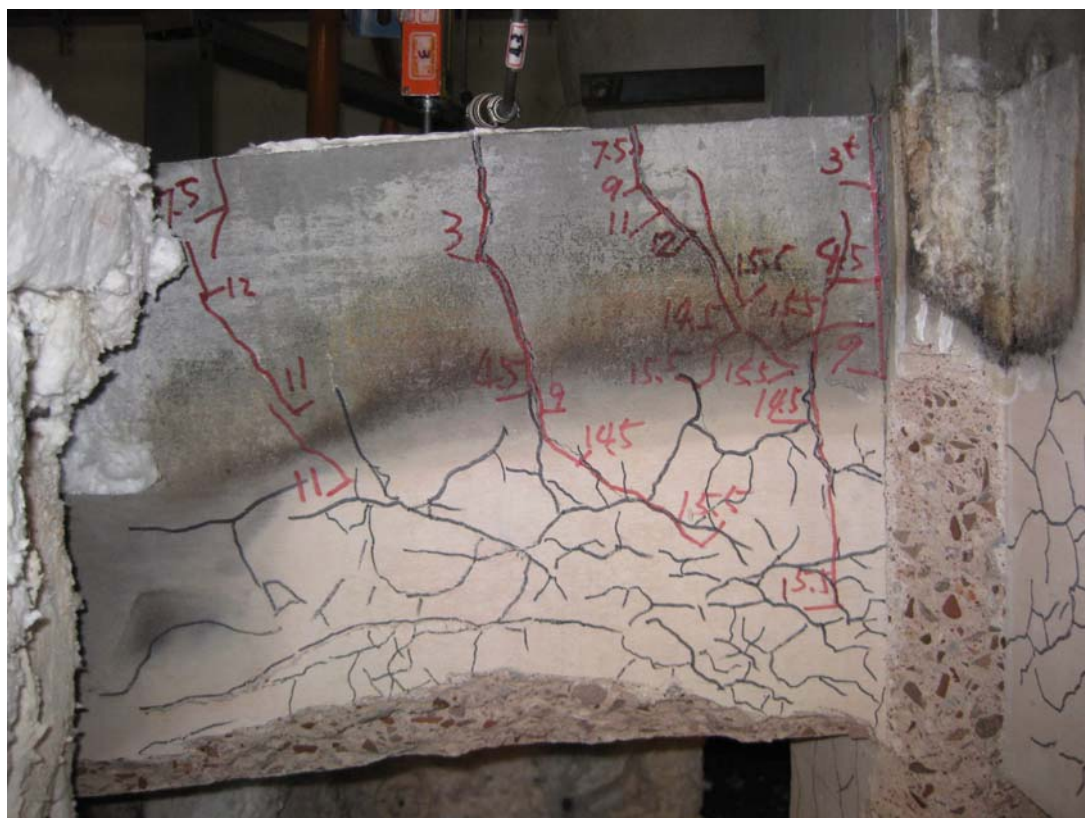


圖 4.52 SCC3 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形



圖 4.53 (a) SCC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)



圖 4.53 (b) SCC3 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)



圖 4.54 SCC5 殘餘極限承載試驗試體裂縫發展情形



圖 4.55 (a) SCC5 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (1)



圖 4.55 (b) SCC5 殘餘極限承載試驗試體破壞照片 (2)



## 第五章 結論與建議

### 第一節 結論

目前本研究獲得以下結論：

- 一、未受火害及火害後極限承載試驗結果發現：（1）普通混凝土試體，火害及未受火害之開裂載重差異不大，受火害之降伏載重較低，即 $NC1 > NC2 > NC3$ ，柱體為三面受熱或四面受熱，兩者梁的載重—位移圖差異不明顯。（2）自充填混凝土試體，火害及未受火害之開裂載重差異不大，受火害之降伏載重較低，即 $SCC1 > SCC3 > SCC5$ 。SCC5為柱體四面受熱，由於加熱時發生全面性爆裂，保護層混凝土幾乎脫落，其降伏載重及極限載重較低。梁的勁度比較，受火害試體變差，即 $SCC1 > SCC3 > SCC5$ 。（3）火害對梁的負彎矩影響不大。
- 二、由火害試驗前所量測得試體相對濕度知，混凝土的含水量對火害有相當程度的影響，由於含水量的存在會使混凝土在高溫高壓下，產生爆裂現象，造成混凝土斷面減少及增加鋼筋暴露於高溫下之危險，因而降低柱、梁及梁柱接頭的抗火能力及火害後殘餘能力。
- 三、當柱承受彎矩，由於火害時保護層爆裂後，鋼筋直接曝露在高溫下，使其抗拉強度降低，易使柱的耐火能力急速降低，承受軸力及彎矩之柱必須注意。
- 四、加熱、冷卻期間試體內各測點的最高溫度非發生在加熱結束時，反而在冷卻過程中延緩出現，主要係因試體表面溫度在加熱結束時開始下降，但仍高於近中心處溫度，部份熱量仍會往內部傳送，致使內部溫度繼續上升，加重內部

鋼筋混凝土梁柱接頭火害後之行為初探

材料損傷。

五、由試體內部溫度分佈發現柱下端所受的熱量最大，依序向柱上端遞減，以 SCC3 試體為例，柱斷面中心點最高溫度，柱下端為 201.4℃，梁柱接頭區 129.6℃，柱上端 94.7℃。

## 第二節 建議

### 建議一

鋼筋混凝土梁柱接頭火害後耐震行為研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署

本所近幾年研究，針對鋼筋混凝土梁柱複合構件火害中及火害後行為已有相當成果，但對於受火害後結構之耐震能力，則仍未進行探討，而事實上，在台灣火害後建築物遭受地震侵襲之可能性相當的高，此方面仍缺少實驗資料，值得進一步探討。

### 建議二

鋼筋混凝土梁柱接頭火害行為之電腦數值模擬分析：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部營建署

目前國內外有關 RC 受火災影響之電腦數值模擬軟體，僅針對單一構進行數值模擬分析，但是對於梁柱接頭受高溫影響之行為，則是少見，所以亟需建立一套電腦數值模擬模式，以利梁柱複合接頭受高溫之結構行為分析。

## 附錄 期初及期中審查會議紀錄

### 一、期初審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應
<p>1. 本案要能掌握單一構件火害數值分析，並請注意梁柱接頭火害力學行為。</p> <p>2. 請考量試體製作品質與現場施作差異性對實驗結果之影響。</p> <p>3. 建議本研究加熱時間為建築技術規則規定之最高防火時效 3 小時，其所獲得實驗數據可具較大應用範圍。</p> <p>4. 本研究係探討梁柱接頭火害中或火害後之力學行為？與以往研究有何不同？</p> <p>5. 請確認實驗試體簡化方式是否可模擬實際結構行為，以及梁柱接頭火害中之位移量測方法。</p>	<p>1. 納入後續研究。</p> <p>2. 會納入參考。</p> <p>3. 本研究實驗為受火害 3 小時。</p> <p>4. 本研究係探討梁柱接頭火害中行為變化及火害後殘餘極限承載影響，以往研究大多為單一構件。</p> <p>5. 本研究實驗加載方式可模擬實際結構行為，另試體位移量測位置於加熱爐外，於加熱實驗時進行量測。</p>

### 二、期中審查會議紀錄與回應

審查意見	研究回應
<p>嚴技正定萍：</p> <p>1. 國內以往做建材之火害測試研究很少有加載項目，本研究在火災研究方面可</p>	<p>1. 謝謝指教。</p> <p>2. 依據文獻建議相對濕度 75% 以下較不易發</p>

<p>說是一個重要的里程碑。</p> <p>2. 報告中提到混凝土的含水量對火害有很大之影響，是否對含水量之百分比大小做出評估建議，並請說明為何柱端加載 70 噸？</p> <p>3. 未來是否有規劃大型複合爐測試研究。</p>	<p>混凝土爆裂，另受限柱加載設備能力（100 噸），致柱端加載 70 噸。</p> <p>3. 納入後續研究。</p>
<p>郭教授詩毅：</p> <p>1. 期中已完成 10 組試體準備，其中 4-5 組已完成實驗，進度符合規劃的時程。</p> <p>2. 加熱結束時，高溫爐尚未打開，爐溫及混凝土表面溫度仍高於斷面中心點溫度，此部分熱能仍由外部向內部傳遞，中心部分最高溫度出現，隨時間增長，表面溫度降低，混凝土內部熱能始能漸次向外釋放。</p> <p>3. 試驗難度較大，受溫加載過程宜多留意現場安全。</p>	<p>1. 謝謝指教。</p> <p>2. 謝謝指教。</p> <p>3. 謝謝指教。</p>
<p>鄭教授復平：</p> <p>1. 軸重使用 0.1fc' 似乎有點小，請根據實際情況，加以推估使用。</p> <p>2. 加溫後勁度反而較大，似乎有誤，建議加以檢討。</p> <p>3. 使用力量控制試驗，破壞時會有風險，建議使用位移控制。</p>	<p>1. 受限柱加載設備能力（100 噸），致柱端加載 70 噸。</p> <p>2. 謝謝指教。</p> <p>3. 加載設備目前僅能以力量控制。</p>
<p>鍾教授興陽：</p> <p>1. 研究報告撰寫相當詳實，小節標題可以粗體表示，圖之標題宜在圖之下方。</p> <p>2. 火害實驗所得之資料，如斷面熱傳分</p>	<p>1. 已修改。</p> <p>2. 謝謝指教。</p> <p>3. 本實驗為力控制實驗。</p>

<p>佈、變形 …等等相當寶貴，可供未來數值模型建立之用。</p> <p>3. 第四章大部分實驗結果為「力控制」實驗，但圖 4-36 似為「位移控制」實驗，請說明。</p> <p>4. 可將破壞後之試體(火害後)取其鋼筋與混凝土鑽心試體，進行材料實驗以探究火害後試體勁度折減之原因。</p> <p>5. 由於在試體保護層 4cm 處埋設熱電耦線，所得最高溫度發生於該處，但實際最高溫度應在試體表面。</p> <p>6. 建議期末報告時試體圖能標示方向(東西南北)。</p> <p>7. 可探討 RC 柱裂紋，即 NC2 為垂直向、SCC2 為水平向的原因。</p>	<p>4. 納入後續研究。</p> <p>5. 謝謝指教。</p> <p>6. 謝謝指教。</p> <p>7. 已納入討論。</p>
<p>趙教授文成：</p> <p>1. 本研究主要探討梁柱接頭火害後行為，但未發現梁柱接頭破壞，顯與目的不合，宜修正試體規劃。</p> <p>2. 對混凝土之配合比及力學特性宜加說明。</p> <p>3. 經高溫後之試體其強度高於未受火害者，宜加詳細探討說明。</p> <p>4. 梁內溫度分佈接近線性變化，請再確認。</p>	<p>1. 本研究試體設計為強柱弱梁，試體破壞應由梁先破壞。</p> <p>2. 會納入參考。</p> <p>3. 已納入討論。</p> <p>4. 由於量測梁內溫度測點數不多，故所得分佈接近線性變化。</p>
<p>吳教授傳威：</p> <p>1. 本研究之定位似較籠統，宜請在文獻回</p>	<p>1. 會納入參考。</p> <p>2. 會納入參考。</p>

<p>顧及研究目的方面提出更明確的關聯，以使本研究之重要性更加顯著，也更能明瞭所應獲取之數據。</p> <p>2. 目前所實驗試體的結果，受熱與未受熱試體的強度，如開裂載重、降伏載重互有高低，如與保護層爆裂，鋼筋曝露等因素相關或有其他可能原因，宜請在定性定量方面設法適當說明。</p> <p>3. 本案使用設備乃國內獨一無二，不論目標為何，宜請盡量蒐集數據，就算本研究無用，亦可提供其他研究參考。</p>	<p>3. 謝謝指教。</p>
<p>陳教授永祥：</p> <p>1. 梁柱斷面溫度分佈大致合理。</p> <p>2. 梁柱變形亦大致合理。</p> <p>3. 只有試驗結果，最好能有其他相關結果（包括理論模擬與試驗），以資比較，以確認本研究結果之可靠性。</p> <p>4. 宜加強破壞模式之解釋與說明。</p> <p>5. 宜加強研究所得結論之說明及應用性。</p> <p>6. 鋼筋混凝土火害物理性質複雜，宜加混凝土參數對火害之影響。</p>	<p>1. 謝謝指教。</p> <p>2. 謝謝指教。</p> <p>3. 謝謝指教。</p> <p>4. 會納入參考。</p> <p>5. 會納入參考。</p> <p>6. 會納入參考。</p>
<p>財團法人台灣建築中心（林副執行長杰宏）：</p> <p>1. 請對研究邏輯、試驗規劃設計及試驗參數做一具體詳細說明，以利研究成果的呈現。</p> <p>2. 可將混凝土的齡期因素納入實驗結果討論。</p>	<p>1. 謝謝指教。</p> <p>2. 會納入參考。</p>

<p>高雄市土木技師公會（許技師資生）：</p> <p>1. 後續研究建議增加數值模擬分析，火害後混凝土抗壓強度及應力應變關係曲線及混凝土熱傳導計算公式之研究。</p>	<p>1. 納入後續研究。</p>
<p>中華民國結構技師公會全聯會（陳技師正平）：</p> <p>1. 初步結論，未考慮尺寸效應，致普通混凝土試體差異不大之結論，對小尺寸構件恐不能符合。</p> <p>2. 實務火害溫度有上升現象，在梁底及柱上半部受熱較嚴重，與實驗模式不符。</p> <p>3. 研究結果尚未能歸納出具應用價值之結論。</p>	<p>1. 謝謝指教。</p> <p>2. 由實驗結果發現柱下端受熱較高，柱上端未受熱其溫度較低，與實際建築物內部火災受熱情形一致。</p> <p>3. 謝謝指教。</p>
<p>陳組長建忠：</p> <p>1. 有關試體內各測點最高溫發生在加熱後，是受到部分熱量仍往內部傳遞，此原因是猜測或推估？請查明傳遞時間、試體表面溫度、爐內溫度，以瞭解實際原因。</p> <p>2. 文獻請補陳述單一梁、柱構件之火害後的影響。</p>	<p>1. 試體內各測點最高溫發生在加熱後，是受到表面溫度高於內部，致部分熱量仍往內部傳遞，造成各測點溫度上昇。</p> <p>2. 遵照辦理。</p>





## 參考書目

### 壹、中文部分

1. 許崇堯，「火害後鋼筋握裹衰退及其對梁柱接頭特性影響之探討」，國立台灣科技大學營建工程技術研究所博士論文，1991年7月。
2. 鄭復平等，「鋼筋混凝土梁柱組合體火害行為研究」，內政部建築研究所委託研究報告，台北，2003年12月。
3. 沈進發、陳舜田、林尚賢，「以X射線繞射試驗法推測混凝土受火害程度之研究」，NSC 80-0410-E011-08，國科會專題研究計劃報告，台北，1991。
4. 沈進發、陳舜田、張郁慧，「火害延時對混凝土材料性質之影響」，NSC 82-0410-E011-079，國科會專題研究計劃報告，台北，1993。
5. 台灣省建築師公會，「建築物結構安全評估專輯」，p. 2-22~2-25，1997。
6. 陳舜田等人，「壓力作用下混凝土材料火害後之力學行為」，國家科學委員會專題研究計畫報告NSC78-0410-E011-3，1990。
7. 楊旻森，「火害後鋼筋混凝土桿件之扭力行為」，國立台灣科技大學營建工程技術研究所博士論文，1996年6月。
8. 劉靖國，「高強度鋼筋混凝土梁火害後撓曲行為之研究」，國立台灣科技大學營建工程技術研究所碩士論文，1992年6月。
9. 蔡秋雄，「鋼筋混凝土柱火害之行為」，國立台灣科技大學營建工程技術研究所碩士論文，1989年6月。
10. 黃東開，「受軸力鋼筋混凝土柱火害後之力學行為」，國立台灣

科技大學營建工程技術研究所碩士論文，1990年6月。

11. 楊鎮安，「火害後鋼筋混凝土柱之補強研究」，國立台灣科技大學營建工程技術研究所碩士論文，1990年6月。
12. 許茂雄等人，「火害RC內柱之耐震性能試驗與分析」，內政部建築研究所委託研究報告，台北，2003年12月。
13. 趙文成等人，「鋼筋混凝土結構邊柱火害行為之研究」，內政部建築研究所委託研究報告，台北，2003年12月。

## 貳、英文部分

14. The Concrete Society, “Assessment and Repair of Fire Damaged Concrete Structures and Repair by Guniting” , Report of a Concrete Society Working Party, London, 28pp, 1978.
15. Tovey A. K., “ Assessment and Repair of Fire Damaged Concrete Structures—an Update” ACI. Special Publication Sp-92, Evaluation and Repair of Fire Damaged to Concrete , Edited by T. Z. Harmathy , 1986.
16. EC2, , 1993 , “Eurocode 2: Design of Concrete Structures. ENV 1992-1-2: General Rules – Structural Fire Design” . European Committee for Standardization, Brussels, Belgium .
17. Rixom M. R. & Mailvaganan , N. P. , 1986, ” Chemical Admixtures for Concrete” , E , & F. N. Spon , London , 2<sup>nd</sup> edition , p. 306 .
18. Dodson , V. H. , 1990, “Concrete Admixture” , Van Nostrand Reinhold , PP. 39~42 .
19. Abrams, M. S. , 1968, “Compressive Strength of Concrete at Temperature to 1600°F” , Research and Development Bulletin No. RD016, Portland Cement Association, 1973.

20. Lie, T. T. , Rowe, T. T. and Lin, T. D. , 1987, ” Residual Strength of Fire Exposed Reinforced Concrete Columns” , ACI Special Publication SP-92.
21. Stecich, J. P. , Hanson, J. M. , and Rice, P. F. , 1984, ” Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars” , Concrete International, Vol. 6, No. 8, pp. 14-23.
22. Edwards, W. T. , et al. , 1986, ”Strength of Grade 60 Reinforcing Bars after Exposure to Fire Temperatures” , Concrete International, pp. 17-19.
23. Kodur, V. K. R. , and Dwaikat, M. , “A numerical model for predicting the fire resistance of reinforced concrete beams,” Cement and Concrete Composites, Vol. 30, No. 5, May 2008, pp. 431-443.
24. Saje, M. ; Bratina, S. ; and Planinc, I. , “The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire,” Engineering Structures, Vol. 29, No. 3, March 2007, pp. 418-430.