

# 聚丙烯纖維自充填混凝土修復火害鋼筋混凝土柱 在高溫中後之行為研究

李其忠<sup>1</sup> 方一匡<sup>2\*</sup> 何明錦<sup>3</sup> 王天志<sup>4</sup> 蔡銘儒<sup>5</sup>

關鍵詞：聚丙烯纖維、自充填混凝土、火害、修復。

## 摘 要

鋼筋混凝土建築物於火害後若經過適當的修復或補強可繼續使用，然而目前對於受火害結構物修復或補強後再受高溫之影響研究則很少見。本研究以自充填混凝土及聚丙烯纖維自充填混凝土修復 4 根受火害後的鋼筋混凝土柱，並依據 CNS 12514 進行耐火試驗，實驗結果發現 4 根柱均具有 4 小時防火時效，自充填混凝土修復柱受高溫時，發生混凝土爆裂，其深度可見箍筋，影響柱的耐火性能，聚丙烯纖維自充填混凝土修復柱在高溫中無明顯發生混凝土爆裂。由火害後修復柱之殘餘強度試驗結果顯示，柱的殘餘強度與核心混凝土強度有關。

## REPAIR OF FIRE-DAMAGED COLUMNS USING SELF-COMPACTING CONCRETE WITH POLYPROPYLENE FIBRES EXPOSED TO FIRE

Chi-Chung Lee

*Department of Civil Engineering  
Nation Cheng Kung University  
Tainan, Taiwan 70101, R.O.C.*

*Architecture and Building Research Institute  
Ministry of the Interior  
New Taipei City, Taiwan 23143, R.O.C.*

I-Kuang Fang

*Department of Civil Engineering  
Nation Cheng Kung University  
Tainan, Taiwan 70101, R.O.C.*

Ming-Chin Ho Tien-Chih Wang Ming-Ju Tsai

*Architecture and Building Research Institute  
Ministry of the Interior  
New Taipei City, Taiwan 23143, R.O.C.*

*Key Words* : columns, polypropylene fibres, self-compacting concrete, fire, repair.

## ABSTRACT

The experimental results on repairing fire-damage concrete columns during and after the elevated temperature environment are studied. Four fire damaged columns were repaired with self-compacting concrete (SCC) and self-compacting concrete mixed with polypropylene fibres.

The experimental results show that the repaired columns, after being further subjected to the CNS 12514 standard fire exposure, had over 4 hours fire resistance rating. The columns repaired with SCC

<sup>1</sup> 國立成功大學土木工程所博士班研究生、內政部建築研究所副研究員

<sup>2\*</sup> 通訊作者，國立成功大學土木系教授

<sup>3</sup> 內政部建築研究所所長

<sup>4</sup> 內政部建築研究所研究員

<sup>5</sup> 內政部建築研究所研究員

material had more and deeper spalling of concrete. This led to the fire resistance of column reduction. Polypropylene fibres repairing columns exhibited less spalling of concrete during heating stage. The results of residual strength test revealed that the columns strength are related to core strength.

## 一、前言

鋼筋混凝土結構在火災中具有良好的結構耐火性能，英國混凝土學會 (The Concrete Society) [1] 曾調查遭受火災的混凝土建築物之實際損傷程度與重建使用狀況，於 1978 年提出處理火災後混凝土結構物評估與修補建議，A.K. Tovey [2] 等人根據前述資料表示：混凝土建築物火災後多可補強繼續使用，台灣建築物多為鋼筋混凝土造，火災中倒塌案例尚不多見，可考慮修復補強而繼續使用，但結構物修復補強後，如再遭受火災或環境處於高溫情況時，是否仍處於安全狀態，值得進一步探討，目前相關文獻多著重於常溫中修復補強技術及材料方面的研究，倘若能於受火災結構物修復補強後再加入受高溫之研究，將使現有的修復補強技術更臻完善，也對修復補強後之結構物於使用年限中之安全性有更清楚的了解。

有關鋼筋混凝土修復補強受高溫之研究，大多為探討修復補強後之耐火性能或受高溫後進行補強之研究，國外 Kodur 等人 [3-5] 進行具有防火被覆之 FRP 補強鋼筋混凝土 T 形梁及矩形梁的耐火性能試驗，探討碳纖維及玻璃纖維複合材料、不同防火被覆材料、梁的束制條件等參數對其防火時效影響，並進行火災後殘餘強度試驗，及提出數值模擬程式評估 FRP 補強材料受高溫時黏結性降低的影響。Haddad 等人 [6,7] 探討受火災鋼筋混凝土單向板及 T 形梁，將受火災較嚴重部份之混凝土敲除，補以 FRP，試驗結果顯示經火災受損試體補強後大致尚能恢復未受火災前之情形。Yaqub 等人 [8,9] 則探討受火災鋼筋混凝土方形 (20 cm × 20 cm) 及圓形 (直徑 20 cm) 柱，將受火災較嚴重部份之混凝土敲除，以不同 FRP 材料進行補強，補強後柱試體多可恢復大部份強度及勁度。

國內陳等人 [10] 及 Lin 等人 [11] 探討鋼筋混凝土柱受火災後的修復問題，將受火災較嚴重部份之混凝土敲除，補以添加膨脹劑之混凝土，試驗結果顯示經火災受損之柱試體 (三種方形斷面尺寸 20 cm、30 cm、40 cm，長度 180 cm) 補強後之強度及勁度大致尚能恢復未受火災前之情形。趙等人 [12] 探討鋼筋混凝土柱受火災後，以碳纖維與玻璃纖維貼布纏繞方式，外層塗以環氧樹脂固定進行補強，試驗結果得知，補強後之試體皆能恢復未受火災前之強度。林 [13] 及周等人 [14] 探討鋼筋混凝土梁使用鋼板貼片補強後遭受高溫之行為，梁尺寸為 30 cm × 50 cm × 950 cm，補強採用鋼板貼覆於梁底以補強彎矩強度之作法。由試驗結果發現，補強試體之強度隨受熱增高而降低，另補強試體在預載加熱階段中之最大撓度與跨度比遠大於常溫補強試體，且補強試體受熱後之破壞最大撓度與跨度比明顯較常溫之補強試體大，應於設計過程中對此撓度影響詳加考慮。

建築物的柱構件可分為內柱、邊柱及角柱，內柱主要

承受軸向壓力，於火災中為四面受熱，所受火災影響較邊柱與角柱大，以往鮮少對火災柱修復後再進行火災行為研究，本研究之目的在探討自充填混凝土及添加聚丙烯纖維自充填混凝土修復受火災鋼筋混凝土內柱，在火災中、後的力學行為，其中包括火災中修復界面溫度變化量測、修復柱在加載與高溫同時作用下之變形、試體之表面修復材料剝落等，火災後之行為包括試體受力變形、殘餘強度與破壞模式之測試等。

## 二、實驗規劃與實驗方法

### 2.1 試體設計與製作

本文將前期研究受火災後鋼筋混凝土梁柱接頭試體 [15]，如圖 1 所示，拆除已破壞的梁，進行 4 根柱體修復，在前期研究中，試體 NC3-SC 與 SCC3-SC 承受三面高溫作用，模擬邊柱行為，試體 NC2-SCP 與 SCC4-SCP 承受四面高溫作用，模擬內柱行為，柱承受軸壓力為  $0.1 f_c' A_g$ ，經由 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」[16] 高溫測試，柱具有 3 小時以上防火時效，如表 1 所示，柱試體斷面為 350 mm × 350 mm，高度 2200 mm，保護層厚度依規範規定為 40 mm，試體材料採用普通混凝土 (NC) 與自充填混凝土 (SCC)，混凝土配比資料，如表 2 所示，試體配筋係依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定配置 [17]，柱之主筋採用 12-#6，其鋼筋比為 2.8%，箍筋為 #4，柱端圍束區之箍筋間距為 70 mm，非圍束區之間距為 95 mm，如圖 2 所示。各型號鋼筋經拉力試驗結果，#4 與 #6 鋼筋之降伏強度分別為 422 MPa 與 535 MPa，柱端鋼板尺寸為 450 mm × 450 mm × 25 mm。

試體修復範圍參考 Anderberg [18] 建議火災溫度 800°C 以上超過 60 分鐘，保護層混凝土已受損害，須置換新的混凝土，CEB-FIP [19] 則建議混凝土溫度超過 300°C 以上須移除置換，陳等人 [10] 及 Lin 等人 [11] 以混凝土溫度達 500°C 時，其殘餘強度約為常溫的 60%，建議將超過 500°C 以上的混凝土敲除，綜合前述文獻及評估梁柱接頭試體加熱時間為 3 小時，試體所受火災溫度 800°C 以上超過 60 分鐘，依據 Anderberg [18] 的建議，將保護層混凝土置換新的混凝土，試體修復範圍，如圖 2 所示，4 根試體連同未受火災部分的柱體保護層混凝土一併移除至箍筋約 5 cm，修復長度 190 cm，修復方法參考陳等人 [10] 及 Lin 等人 [11] 建議方式，修復材料選用自充填混凝土及添加聚丙烯纖維 (polypropylene fibres) 自充填混凝土，以組立模板澆置方式修復。



圖 1 火害後鋼筋混凝土梁柱接頭試體

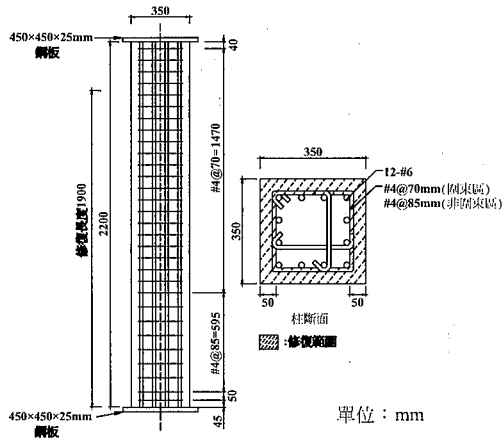


圖 2 柱試體之修復範圍及配筋圖

表 1 試體試驗資料

試體編號	修復前核心混凝土型式	修復前受火害時間及加熱面	修復材料	測試時之試體齡期(天)	修復材料強度(MPa)	加熱時柱端加載(kN)	殘餘極限載重(kN)	加熱時間
NC3-SC	NC	3面受熱 3小時	SCC	134	44.8	2747	5266	4小時
SCC3-SC	SCC	3面受熱 3小時	SCC	141	44.8	2963	5914	4小時
NC2-SCP	NC	4面受熱 3小時	SCC+PP	148	48.3	2747	5310	4小時
SCC4-SCP	SCC	4面受熱 3小時	SCC+PP	154	47.9	2963	5749	4小時

- 註：1. 試體上、下端為固定端。  
 2. 柱鋼筋比：2.8%。  
 3. 修復前核心混凝土型式：NC為普通混凝土，SCC為自充填混凝土。  
 4. 試體編號定義，如 NC2-SCP，NC2：修復前核心混凝土型式及原來試體編號，SCP：修復材料為聚丙烯纖維自充填混凝土。

表 2 混凝土配比

	水膠比 W/ (C+P)	各成分的含量 (kg/m <sup>3</sup> )							
		水	水泥	爐石	飛灰	細粒料	粗粒料	聚丙烯纖維	化學添加物
普通混凝土	0.49	185	190	114	76	855	900	-	3.8 (減水劑)
自充填混凝土	0.34	167	253	91	162	798	822	-	5.04 (強塑劑)
聚丙烯纖維自充填混凝土	0.34	167	253	91	162	798	822	0.8	5.04 (強塑劑)

為量測修復後試體內部混凝土及鋼筋在加熱及冷卻期間之溫度變化及分佈情形，於試體內預先埋設 K-Type 的熱電偶，其埋設位置為柱加熱範圍中間處斷面，在混凝土埋設 4 個熱電偶，用來量測試體表面與保護層之溫度，在柱主筋埋設 4 個熱電偶，相關細節如圖 3 所示。

本研究之自充填混凝土配比採用受火害鋼筋混凝土梁柱接頭試體之原配比，由國產預拌混凝土廠供應，粗骨材為台灣常見之矽質骨材，水泥為台灣水泥公司生產之波特蘭水泥第 1 型，強塑劑使用佑聲企業股份有限公司之 SUPERPLAST 3000HS，主要成份為羧酸 (polycarboxylic acid) 高分子化合物，詳細配比內容，如表 2 所示。聚丙烯纖維 (polypropylene fibres) 使用 Grace 公司所生產 MicroFiber，如表 3 所示。

試體修復時，使用電動手提鑽及切割機先將火害後鋼筋混凝土梁柱接頭試體破壞的梁拆除後，移除柱體保護層的混凝土，為避免移除保護層後之混凝土表面細砂及灰塵影響新舊混凝土黏結力，先利用空氣壓縮機將移除保護層後之混凝土表面細砂及粉塵去除，再用高壓水槍清除，以利新舊混凝土之接合，有關混凝土修復規定可參考 ACI 546 [20]。接著在試體內部埋設 K-Type 型式的熱電偶線。本研究以組立模板澆置自充填混凝土及添加聚丙烯纖維 (polypropylene fibres) 自充填混凝土方式進行修復。其施作過程簡述如下：柱試體修復時採平躺方式，先進行模板組立，並將混凝土接著層所需之海菜 (主要成份為甲基纖維素 (Methyl Cellulose)，運用在水泥或砂漿中時，可增強附著性、保水性及工作性) 與水混合調配 (海菜 = 0.1 kg，水 = 17 kg) 靜置一天，在混凝土澆置前，再將水泥 (37 kg) 加入海菜水拌合，並對試體表面灑水，接著進行混凝土接著層塗抹，將試體移入模板內。另為確保纖維均勻分佈於混凝土內，將聚丙烯纖維 (本試驗添加 800 g/m<sup>3</sup>) 與混凝土放入拌合機內旋轉 70 次以上後，將拌合後混凝土澆置時，在修復位置的試體底部予以震動搗實。混凝土澆置後拆模養護，並於試體修復時製作 15 × 30 cm 的圓柱試體，藉以評估 28 天抗壓強度是否符合要求，在柱試驗前進行抗壓強度試驗做為評估加載依據。另為避免加熱試驗過程因試體內部濕度過高而發生混凝土爆裂現象，試體修復完成後，置放於室內養護約 134 ~ 154 天，才進行高溫測試。

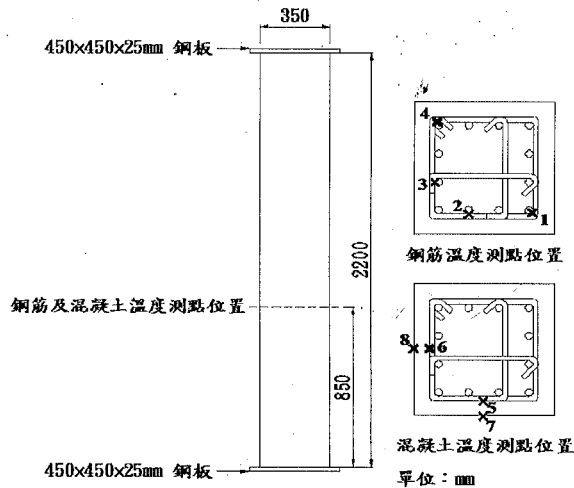


圖 3 柱試體內部熱電偶線配置圖

表 3 聚丙烯纖維性質

長度	等效直徑	長徑比	比重	吸水性	熔點	燃點	抗酸鹼	彈性模數
20 mm	0.022 mm	909	0.91	無	160 °C	590 °C	高	3448 MPa

## 2.2 實驗裝置

本研究使用內政部建築研究所防火試驗中心梁柱複合耐火爐(柱爐區)及 19620 kN 加載系統。柱爐區加熱尺寸為 400 W × 400 H × 360 L (cm)，兩側各有 9 個噴火孔，共 18 個燃燒機提供熱能，使用燃料為液化石油瓦斯 (LPG)，每一個燃燒機配置 UV 火焰監視器，火焰熄火時自動切斷瓦斯供應，即時停止燃燒。並配置瓦斯配管緊急遮斷閥、燃燒器前電磁閥、點火控制器、瓦斯及空氣用壓力指示器等。耐火爐爐溫控制由可程式數值控制器 (PLC)，經伺服馬達，控制空氣控制閥的開度，再利用管內空氣壓力，控制燃料瓦斯比例控制閥開度，達成燃料瓦斯與空氣配比的控制。爐內溫度，則經由爐內的熱電偶，回饋至前述之可程式數值控制器內，構成一閉迴路控制，並使用位於梁柱複合耐火爐下方 19620 kN 的油壓千斤頂提供柱試體軸向的加載，模擬結構物在火災下受載重的受力及變形行為，其加載控制方式與爐溫控制相同，以日本油研 (YUKEN) 的伺服閥控制油壓千斤頂作動、液壓油流量及壓力大小，透過在柱端上方 19620 kN 荷重計所量測的加載值，回饋至可程式數值控制器，以控制加載力大小，油壓千斤頂行程為 500 mm，試體、耐火爐及加載點位置如圖 4 所示。

## 2.3 實驗方法

本研究之試驗分成二部分，(1) 試體在高溫中的行為試驗，(2) 試體在火害後的承力行為及殘餘強度試驗。試體的加載與加熱規劃，如表 1 所示。

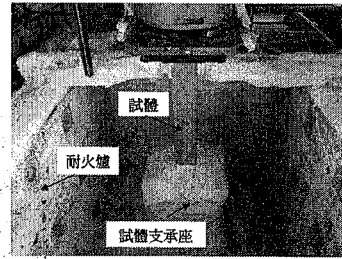


圖 4 試體、加載設備與耐火爐裝置

### 2.3.1 高溫試驗

高溫試驗前將柱墩安裝於耐火爐內，以墊高柱試體，為重複使用，以耐火陶瓷纖維保溫材覆蓋，避免高溫試驗時破壞，影響試驗時安全。試體吊入耐火爐內，如圖 4 所示，試體暴露在高溫作用之長度為 1.7 m。安裝耐火爐之爐頂蓋板及中隔板，以耐火陶瓷纖維保溫材填補試體與耐火爐體間縫隙，避免高溫試驗時，熱氣洩漏造成人員受傷及量測儀器損壞。並安裝溫度及位移量測儀器，與資料蒐集器聯線。加載試驗前先進行修復混凝土材料之圓柱試體抗壓強度試驗，取 3 個試體的平均值作為評估柱加載之依據。

高溫試驗前先将柱的軸力由 491 kN、981 kN、1472 kN、1962 kN、2453 kN、2747 (或 2963) kN 等階段依序增加，每個階段記錄柱的載重及各位移計之讀數，柱軸力加到 2747 (或 2963) kN 後持壓，此時柱之平均軸壓力為  $0.45 f'_c A_g$ ， $f'_c$  為修復前核心混凝土抗壓強度，普通混凝土 (NC) 及自充填混凝土 (SCC) 分別為 49.6 MPa 及 53.7 MPa， $A_g$  為柱斷面積  $350 \times 350$  mm，並穩定 30 分鐘以上，當所有變形達於穩定，開始點火加熱。根據 CNS 12514 「建築物構造部分耐火試驗法」 [16] 升溫曲線加熱，並記錄所有熱電偶傳送來的溫度資料及位移計傳送來的變形資料。直到柱發生破壞或達 4 小時的預定加熱時間後，停止加熱及讓柱在爐內自然冷卻，此時柱端仍維持原加載力量，並持續記錄試體溫度與變形資料。

### 2.3.2 殘餘強度試驗

試體經冷卻 20 小時以上後，解除柱端之載重。將耐火爐蓋移離及重新安裝量測儀器。加載時，依高溫試驗方法，將柱加載至破壞。

## 三、實驗結果與討論

### 3.1 高溫試驗過程與試體之行為

#### 3.1.1 耐火爐溫度及爐壓

本研究之高溫試驗依據 CNS 12514 「建築物構造部分耐火試驗法」 [16] 之標準加熱曲線進行加熱，該標準為判定建築物之牆壁、柱、梁、樓板、屋頂等構件之防火時效試驗方法，其加熱曲線為  $T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20$ ， $t$  為昇溫時間，以分為單位，本文 4 支試體在加熱試驗的爐內平均溫度與標準升溫曲線比較，如圖 5 所示，爐內平均溫度

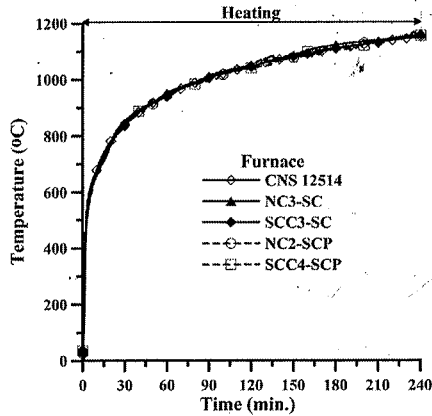


圖 5 爐內平均試驗溫度與標準升溫曲線比較

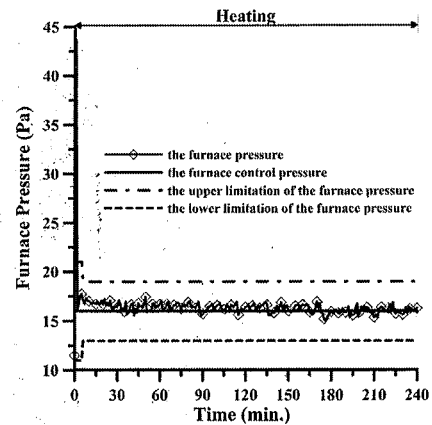


圖 6 爐內壓力許可差圖

與 CNS 12514 設定溫度相當接近，符合規範要求。為模擬建築物起火的室內可燃物燃燒所產生之正壓力，CNS 12514 亦規定耐火爐之爐內壓力，試體上端壓力不得大於 20 Pa，平均壓力許可差，在試驗開始初期 5 分鐘須保持  $\pm 5$  Pa，在試驗開始 10 分鐘後須保持在  $\pm 3$  Pa，本研究爐壓控制設定為 16 Pa，試驗爐壓未超過規範規定之許可差，以試體 NC2-SCP 為例，如圖 6 所示。

### 3.1.2 高溫試驗中之觀察

試體在加熱開始之前 30 分鐘因為爐內溫度快速增加，試體表面部分之溫度梯度較大，導致自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 表面混凝土剝落、角隅剝離及混凝土爆裂，其爆裂深度可見箍筋，如圖 7(a) 所示，此現象與方等人 [21] 之全尺寸梁柱複合試體實驗觀察相同，聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP)，由於添加聚丙烯纖維之故，在加熱試驗中並未發生如自充填混凝土修復試體之混凝土爆裂現象，僅出現縱向裂縫，如圖 7(b) 所示，前述現象尤以昇溫 10 至 40 分鐘內最為明顯。

當加熱試驗結束並冷卻 20 小時後，將爐蓋打開後觀察火害後試體表面現象，如圖 8 所示，自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 表面顏色為淡黃色及灰白色，柱角隅剝離及粒料劈裂，表面出現粒料膨脹之咖啡色突出物，裂縫則多為縱向，NC3-SC 試體柱上端全面性爆裂，聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 表面顏色為淡黃色及灰白色，柱角隅些許剝離，表面也出現粒料膨脹之咖啡色突出物，裂縫則多為縱向，SCC4-SCP 試體柱有一側修復的聚丙烯纖維混凝土剝離脫落，可能是高溫對新舊混凝土黏接強度的影響，加熱結束時修復界面處溫度平均約為  $632^{\circ}\text{C}$ ，將造成新舊混凝土黏接劈裂強度及剪力強度分別減低約為常溫的 78% 及 57% [22]，有關高溫對新舊混凝土黏接性能的影響，值得進一步探討。

自充填混凝土的熱學性質與高強度混凝土相似，因具低滲透性，混凝土內部水分不易乾燥，致高溫中發生爆裂可能性較高 [23]。一般混凝土爆裂發生的溫度範圍為  $300 \sim 600^{\circ}\text{C}$  [24]，依據 Kodur 和 Phan [25]、Hertz [26] 的研究，升溫速率太快會引起混凝土構件的表面爆裂，主要因為試體表面附近之高溫度梯度增加孔隙壓力，另在有壓應力

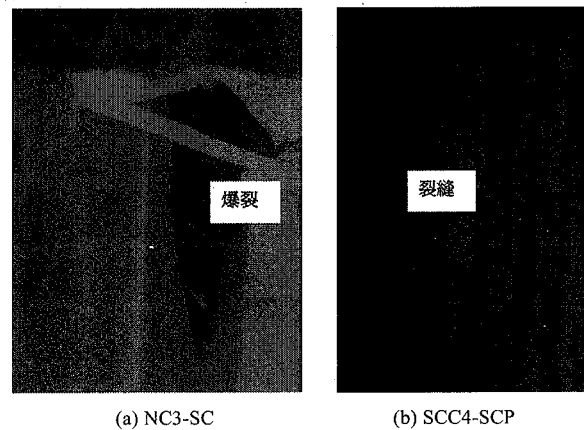


圖 7 試體在火害中之爆裂現象

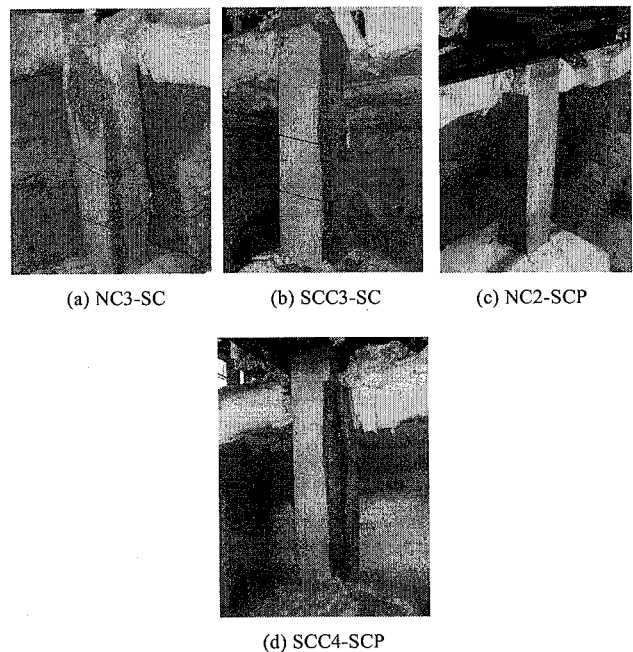


圖 8 試體在高溫試驗後現象

作用下，混凝土易產生爆裂，耐火爐於昇溫 10 分鐘時平均溫度約為 668°C，此時柱試體表面溫度平均約為 440°C，修復界面處平均約為 48°C，造成試體表面部份之溫度梯度較大，導致內部水分蒸發膨脹但又無法迅速排解，增加孔隙水蒸氣壓力，當超過混凝土的張力強度 [27]，混凝土就開始產生爆裂，爆裂範圍及程度侷限於保護層，根據 Kodur 及 McGrath [28] 之研究，箍筋彎鉤角度為 135 度時，可阻擋或減緩爆裂繼續往柱核心部位發展。

自充填混凝土加入聚丙烯纖維未發生爆裂之原因，係聚丙烯纖維的熔點一般為 160 ~ 168°C，在高溫時聚丙烯纖維熔化讓混凝土形成多孔隙，增加混凝土孔隙連通性，提供混凝土內部水分蒸發通道，舒解混凝土內部水蒸氣壓力，降低爆裂的產生 [29-31]，此現象與 Persson 之研究結果相同 [32]。

試體表面裂縫多為縱向，其原因可解釋如下：因混凝土受熱過程中，骨材與水泥漿體熱膨脹不一致，高溫使得粗骨材界面上微裂縫持續發展，隨著溫度上升，裂縫增多和擴張至細骨材與水泥漿間，構成不規則裂縫 [33,34]，然而由於試體承受軸壓力作用，橫向裂縫受到束制，裂縫走向呈現平行軸壓力方向，此現象與 [33,35,36] 所觀察相同，冷卻解壓時，由於主筋在高溫中最高到達 683°C，幾乎已無握裹應力，與周圍混凝土分離，無水平裂縫產生 [33,37]。

### 3.1.3 試體內部溫度

本研究模擬內柱型態，即柱四面受熱，加熱試驗中由埋設試體內部熱電偶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並非發生在

加熱結束時，而是在冷卻過程中出現，如表 4 所示，主要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。試體內部混凝土及軸向鋼筋於加熱及冷卻期間之溫度變化情形，如圖 9 及圖 10 所示。

#### (1) 混凝土之溫度變化

圖 9 顯示自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 與聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 之混凝土溫度升高趨勢大致相同，與其位置有關，當試體內部溫度到達 110 ~ 125°C 左右時，試體內部孔隙水吸熱之相變化會造成升溫遲滯之現象，如保護層測點 (T5、T6)，且因溫度梯度小，造成所吸收的熱能較小，致孔隙水汽化之反應時間長，升溫遲滯現象明顯，試體表面測點 (T7、T8) 直接受熱，其溫度梯度大，無出現孔隙水汽化的熱遲滯現象，比爐溫略低，溫度上升趨勢相似，此外部分試體表面測點溫度異常，係因熱電偶埋置試體表面，其訊號易受爐內高溫影響，呈現上下波動，也可能因為澆置混凝土時熱電偶偏離原來位置，導致溫度量測值較低。加熱及冷卻期間試體內最高溫度不是發生在加熱結束時，而是在冷卻過程中出現，主要因混凝土為熱惰性材料，在加熱結束時試體表面溫度開始下降，但仍高於非加熱面處之溫度，部份熱量仍會往內部傳送，致使試體內部溫度繼續上升，如表 4 所示。

#### (2) 鋼筋之溫度變化

圖 10 為柱軸向鋼筋溫度變化及分佈情形，本研究於柱的四個主筋設置測點，分別為測點 (T1、T2、T3、T4)，角隅主筋測點 T1 及 T4 因柱角隅兩面受熱，造成溫度偏高，

表 4 試體溫度紀錄

溫度測點編號	加熱停止時溫度 (1) (°C)				最高溫度 (2) (°C)				(2) - (1) (°C)				最高溫度發生時間 (分)			
	NC3-SC	SCC3-SC	NC2-SCP	SCC4-SCP	NC3-SC	SCC3-SC	NC2-SCP	SCC4-SCP	NC3-SC	SCC3-SC	NC2-SCP	SCC4-SCP	NC3-SC	SCC3-SC	NC2-SCP	SCC4-SCP
T1	678.5	NA	578.0	661.5	712.9	NA	585.1	687.1	34.4	NA	7.1	25.6	253	NA	246	253
T2	155.7	438.3	529.7	605.4	161.4	474	558.1	642.6	5.7	35.7	28.4	37.2	257	260	245	253
T3	450	609.3	516.1	594.4	511.3	621	NA	605.0	61.3	11.7	NA	10.6	280	248	NA	249
T4	606.9	683.4	636.4	596.8	649.4	683.4	647.9	608.2	42.5	0	11.5	11.8	248	240	250	249
T5	753.9	565.7	538.9	601.1	782.4	575.1	559.0	619.9	28.5	9.4	20.1	18.8	245	246	250	249
T6	616.7	629	698.2	662.1	635.3	646.4	702.5	675.5	18.6	17.4	4.3	13.4	241	248	245	246
T7	1103	NA	1027	802.6	1131	NA	NA	840.9	28	NA	NA	38.3	234	NA	NA	246
T8	NA	NA	787.8	1046	NA	NA	791.2	1117	NA	NA	3.4	71	NA	NA	243	215

註：NA 代表測得的資料不可靠

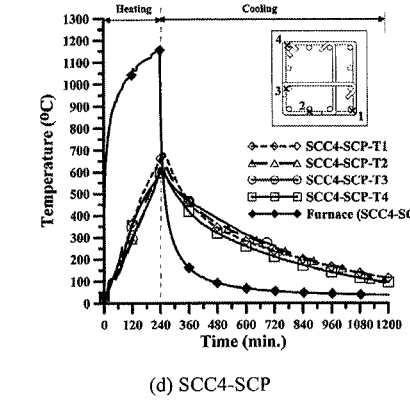
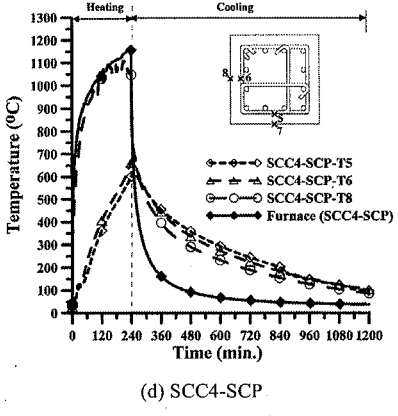
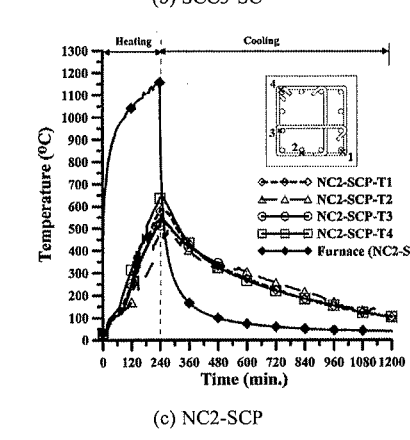
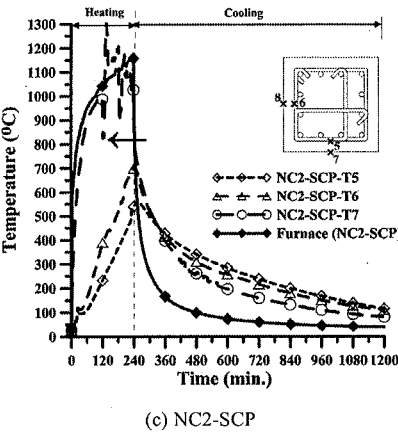
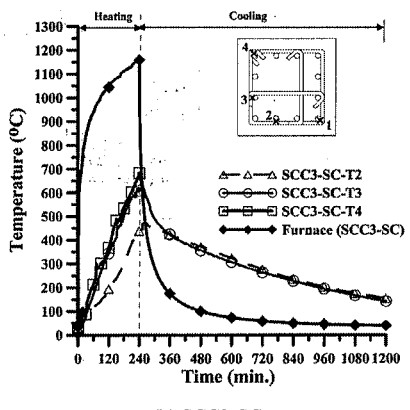
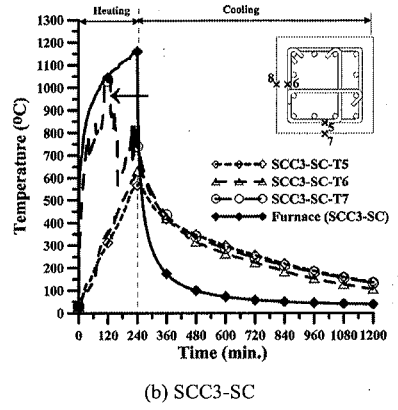
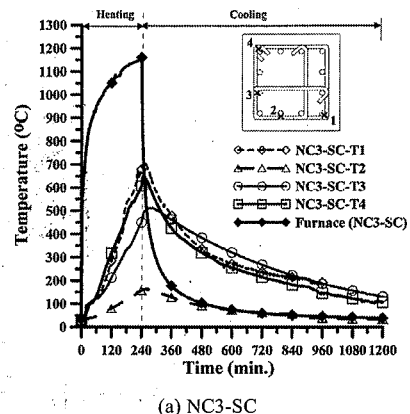
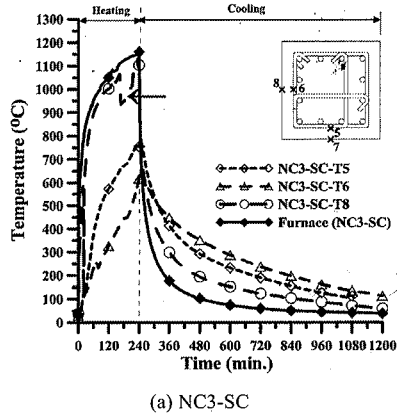


圖 9 試體混凝土之溫度與時間關係圖 (←: 熱電偶訊號異常)

圖 10 試體軸向鋼筋之溫度與時間關係圖

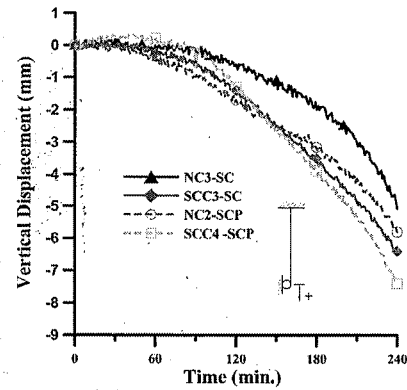
另圖 10(a) 中 T2 的鋼筋溫度異常低之原因可能是澆置混凝土時熱電偶偏離原來位置，導致溫度量測值較低。自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 與聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 於加熱停止時，角隅之柱主筋最高溫度分別為 678.5°C、683.4°C、636.4 及 661.5°C，依 EC2 [38] 之建議，該處鋼筋之降伏強度將衰減至常溫降伏強度的 15%、14%、25%、19%，由以上各測點溫度的分佈情形觀察，柱的軸力強度因高溫造成之折減主要在於柱角隅混凝土剝落、混凝土及主筋強度折減。

3.1.4 試體的變位

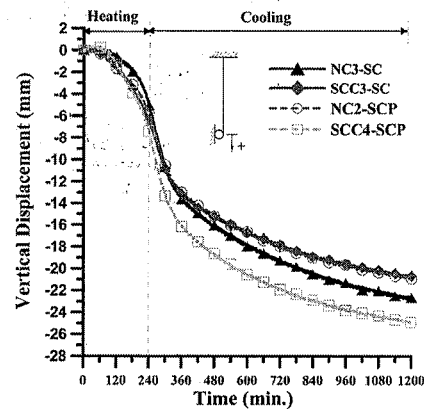
本研究試體在加熱及冷卻期間之位移係以開始加熱時為基準點，圖 11 為試體之軸向位移變化，試體在加熱期間之變位，如圖 11(a) 所示，自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 在加熱 90 分鐘，NC3-SC 試體軸向位移不明顯，SCC3-SC 則在加熱 60 分鐘時，軸向壓縮位移平均分別維持在 0.2 mm 及 0.21 mm，NC3-SC 在 90 分鐘後，軸向壓縮位移明顯增加，SCC3-SC 則在 60 分鐘後，平均每分鐘分別增加 0.032 mm 及 0.034 mm，加熱結束時，軸向壓縮位移分別為 5.07 mm 及 6.4 mm。聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 在加熱 60 分鐘，NC2-SCP 試體軸向位移不明顯，軸向壓縮位移平均維持在 0.13 mm，60 分鐘後，軸向壓縮位移明顯增加，平均每分鐘增加 0.03 mm。加熱結束時，軸向壓縮位移為 5.8 mm。SCC4-SCP 試體在加熱 73 分鐘，軸向位移呈現膨脹現象，加熱 44 分鐘軸向膨脹位移達到最大為 0.33 mm，之後開始緩慢壓縮，加熱結束時，軸向壓縮位移為 7.4 mm，如表 5 所示。

混凝土在高溫中的熱應變主要為自由熱應變 (free thermal strain) 與載重引起之熱應變 (load-induced thermal strain, LITS) 的合 [39]，影響 LITS 的主要因素為溫度和載重比，載重比為施加载重與柱試體標稱強度之比值，隨溫度愈高和載重比愈大，LITS 愈大。加熱初期，隨爐溫的快速提升，柱試體內部溫度升高而產生熱膨脹，柱試體長度跟著伸長，但由於本研究柱試體所受軸力較大 ( $0.45 f_c' Ag$ )，導致 LITS 較大，柱試體軸向位移的膨脹現象不明顯，隨著加熱時間的增加，由於混凝土爆裂及微裂縫 (micro crack) 或大裂縫 (macro crack) 產生，導致承載斷面減少，LITS 逐漸增加，鋼筋降伏強度及彈性模數也隨著降低，導致柱試體軸向位移轉為壓縮，直到加熱結束。

比較自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 及聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 在加熱中之軸向位移，自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 軸向位移分別在加熱時間 51 分及 47 分約略呈現膨脹現象，聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 在加熱時間 33 分，NC2-SCP 出現壓縮膨脹現象，SCC4-SCP 則在加熱 73 分鐘軸向位移呈現膨脹現象，此現象與材料熱學性質有關，依據 Khaliq 及 Kodur [40]，聚丙烯纖維自充填混凝土熱膨脹量較自充填混凝土大，自充填混凝土熱學性質與高強度混凝土相似，由 EC2 [38] 之建議，高強度混凝土熱膨脹量較普通混凝土大，所以 SCC4-SCP 軸向位移的膨脹現象較為明顯。



(a) 加熱期間



(b) 加熱及冷卻期間

圖 11 試體之軸向位移與時間圖

表 5 試體軸向位移紀錄

試體編號	加熱停止時軸向位移 (1) (mm)	加熱停止 2 小時軸向位移 (2) (mm)	加熱停止 16 小時軸向位移 (3) (mm)	(2) - (1) (mm)	(3) - (1) (mm)	最大軸向膨脹位移 (mm) / 發生時間 (分)
NC3-SC	-5.07	-13.67	-22.67	-8.6	-17.6	0.27/20
SCC3-SC	-6.4	-13.17	-20.69	-6.77	-14.29	0.11/24
NC2-SCP	-5.8	-12.99	-20.93	-7.19	-15.13	0.08/10
SCC4-SCP	-7.4	-16.14	-24.91	-8.74	-17.51	0.33/44

註：所有試體之高溫測試時間均為 240 分鐘，試體位移正負號方向如圖 11 所示。

加熱結束時，聚丙烯纖維自充填混凝土修復的 SCC4-SCP 軸向壓縮位移最大，達 7.4 mm，其次是自充填混凝土修復的 SCC3-SC 為 6.4 mm。冷卻期間試體持續壓縮變形，在加熱結束後 2 小時內發生較大軸向壓縮速率，此時自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 及聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 軸向壓縮位



移分別達到 13.67 mm、13.17 mm、12.99 mm 及 16.14 mm，較加熱結束時，軸向壓縮位移增加 8.6 mm、6.77 mm、7.19 mm 及 8.74 mm，之後隨試體溫度逐漸下降，軸向壓縮速率變緩，於加熱結束後 16 小時，試體軸向壓縮位移分別達到 22.67 mm、20.69 mm、20.93 mm 及 24.91 mm，較加熱結束時，軸向壓縮位移增加 17.6 mm、14.29 mm、15.13 mm 及 17.51 mm，比較修復試體在加熱及冷卻期間之軸向位移，聚丙烯纖維自充填混凝土修復的 SCC4-SCP 為最大，達 24.91 mm 之軸向壓縮位移，自充填混凝土修復的 NC3-SC 其次，為 22.67 mm，如圖 11(b) 及表 5 所示。

受預壓力作用的混凝土在火害後，無法完全復原，而有殘餘壓縮變形 [33,41,42]，此與溫度及載重比有關，隨溫度及載重比增加而變大 [33,41]，SCC4-SCP 因發生一側混凝土保護層脫離，導致承載斷面減少，試體所受壓力及溫度較高，殘餘壓縮變形最大。實際建築物大多為部份區域發生火災，受熱鋼筋混凝土構件因高溫產生膨脹或壓縮變形，會造成對周圍未受火害鋼筋混凝土構件之力學行為改變，火害後，混凝土會有殘餘變形，無法完全復原，混凝土受到鋼筋束制將產生裂縫 [42,43]。進行火害後鋼筋混凝土構件力學行為分析時，必需考量混凝土殘餘變形影響 [44]。

### 3.2 試體之耐火性能

建築防火設計主要在於防止建築物內火災擴大延燒及建築物主體損壞倒塌，為避免火災中建築物塌毀，規定建築物主要構造部分如柱、梁、樓板需具備耐火性能，而建築結構耐火性能除依據我國建築技術規則之建築設計施工編第三章規定 [45] 外，亦可經由 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」 [16] 判定其防火時效，本研究柱試體之耐火性能及防火時效判定係參考 CNS 12514 第 9 節性能基準與判定規定，該規定之耐火性能分為承重能力 (load bearing capacity)、遮焰性 (fire integrity) 及阻熱性 (fire insulation)，柱構件僅須考慮其承重能力，承重能力定義為在標準耐火試驗下，承重構件支撐其試驗載重而未超過變形量及變形速率的規定值，此時柱所能承受之載重，稱之為承重能力，防火時效則是承重構件支撐其試驗載重而不塌毀之時間。其承重能力基準要求如下：

$$C \leq \frac{h}{100} \text{ (mm)} \quad (1)$$

$$\frac{dC}{dt} \leq \frac{3h}{1000} \text{ (mm/min)} \quad (2)$$

式中 C 為最大軸向壓縮量 (limiting axial contraction)， $dC/dt$  為最大軸向壓縮速率 (limiting rate of axial contraction)， $h$ (mm) 為試體之初始高度。

本研究試體柱高  $h = 2200$  mm，受熱尺度為 1700 mm，依 CNS 12514 之規定可求得， $C \leq 17$  mm， $dC/dt \leq 5.1$  mm/min，在加熱結束時，柱呈現壓縮變形，自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 及聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 分別為 5.07 mm、

6.4 mm、5.8 mm 及 7.4 mm，均未超過最大軸向壓縮量之規定，測試結果與 CNS 12514 之基準比較如表 6 所示，柱在試驗初期之載重由混凝土及鋼筋一起分擔，隨著試體內部溫度增加，鋼筋的承載力開始下降，此時混凝土所承受的載重逐漸增加，但混凝土的抗壓強度隨溫度上升而下降，當混凝土強度持續衰減至再也無法承受載重時，混凝土即為破壞，試驗柱從開始加熱到試體破壞的時間定義為該柱的耐火時效。本研究之自充填混凝土及聚丙烯纖維自充填混凝土修復柱於 4 小時加熱試驗結束，仍可支撐試驗載重而未發生塌毀，表示該等試體具有 4 小時防火時效。

### 3.3 殘餘強度試驗

修復柱試體在受高溫試驗後 1~2 天即進行殘餘強度試驗，試體破壞模式均為混凝土保護層整片壓碎脫落，靠近柱下端主筋挫屈及箍筋斷裂，導致破壞，如圖 12 所示。圖 13 為修復柱試體加載至破壞過程中軸向變形變化，由該圖發現自充填混凝土修復試體 (NC3-SC、SCC3-SC) 及聚丙烯纖維自充填混凝土修復試體 (NC2-SCP、SCC4-SCP) 之破壞載重分別為 5266 kN、5914 kN、5310 kN 及 5749 kN，對應之軸向位移分別為 23.56 mm、22 mm、21.07 mm 及 20.18 mm，SCC3-SC 的破壞載重最大，NC3-SC 則為最小。

經由修復柱殘餘強度試驗結果發現，修復柱的破壞載重與核心混凝土強度有關，如 SCC3-SC 與 SCC4-SCP 之核心混凝土為自充填混凝土，其未受火害時的常溫抗壓強度較普通混凝土高，所以有較大破壞載重。修復前核心混凝土受火害影響不明顯，原因可能是混凝土受火害後，吸收空氣中的水分而重起水化作用，抗壓強度可恢復部分強度。Harade 等人 [46] 表示混凝土受 500°C 高溫作用後，殘餘抗壓強度在一年後可回復至原有未受火害強度的 90% 以上。本文試體核心混凝土受火害後到進行修復試驗已超過 3 年，以致原來柱加熱面為三面或四面對修復柱的破壞載重影響不顯著。另修復材料的影響，自充填混凝土修復界面處最高溫度為 753°C，自充填混凝土抗壓強度將衰減至常溫抗壓強度的 21% [32]，聚丙烯纖維自充填混凝土修復界面處最高溫度為 698.2°C，聚丙烯纖維自充填混凝土抗壓強度將衰減至常溫抗壓強度的 38~50% [47,48]，兩種修復材料對於修復柱的殘餘載重影響不大。

表 6 試體承重能力

試體編號	CNS12514承重能力規定		試驗量測值	
	柱		柱	
	最大軸向壓縮量 C (mm)	最大軸向壓縮速率 $dC/dt$ (mm/min)	最大軸向壓縮量 C (mm)	最大軸向壓縮速率 $dC/dt$ (mm/min)
NC3-SC	17	5.1	5.07	0.1
SCC3-SC			6.4	0.21
NC2-SCP			5.8	0.065
SCC4-SCP			7.4	0.086

註：所有試體之高溫測試時間均為 240 分鐘。

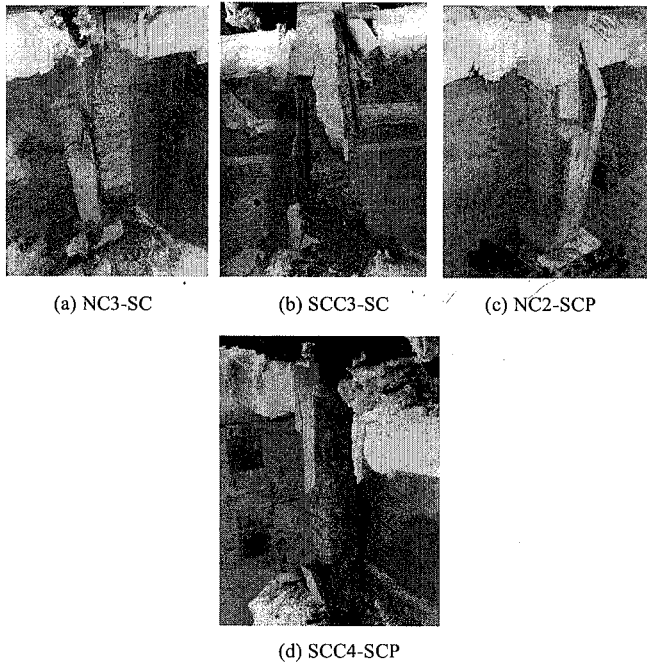


圖 12 殘餘強度試驗中試體之破壞模式

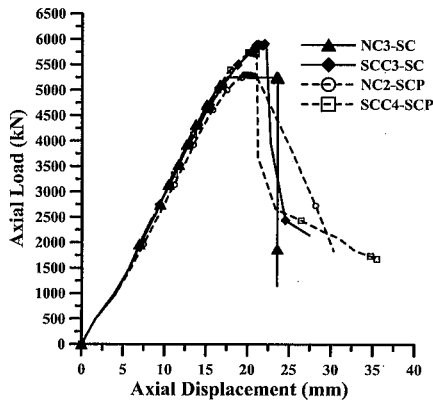


圖 13 殘餘強度試驗中柱之載重與軸向位移關係

#### 四、結論與建議

本研究採用自充填混凝土及聚丙烯纖維自充填混凝土作為受火害柱之修復材料，修復後的柱施以軸壓力為  $0.45 f'_c A_g$ ，並經 4 小時 CNS 12514 的高溫測試，根據測試結果，得到以下結論。

- 1、本研究之自充填混凝土及聚丙烯纖維自充填混凝土修復柱均具有 4 小時防火時效，可供建築物修復時之參考。以自充填混凝土為修復材料時，須注意其高溫爆裂行為。高溫對新舊混凝土黏接性能的影響，有待更多探討。
- 2、火害後修復柱之殘餘強度試驗結果顯示，柱的殘餘強度主要與核心混凝土強度有關，修復材料及原來受火害影響的柱加熱面數影響不明顯。

- 3、藉由添加聚丙烯纖維在自充填混凝土，可降低高溫中混凝土爆裂機率，在加熱試驗中並未發生如自充填混凝土修復試體之混凝土爆裂現象，僅出現縱向裂縫。
- 4、加熱試驗中，試體在軸向變形膨脹現象不明顯，大多呈現壓縮情形，與受高軸力、鋼筋高溫潛變及混凝土 LITS 有關。冷卻期間試體持續壓縮變形，形成殘餘壓縮變形，對周圍未受火害鋼筋混凝土構件之力學行為之影響，有待進一步探討。
- 5、本研究柱試體配筋係依據 ACI 318-05 第 21 章耐震設計規定設計梁柱接頭進行配置，僅承受軸向壓力，未承受彎矩，有關箍筋配置及彎矩作用，對柱在火害中、後的影響，尚待進一步探討。

#### 誌謝

本文為內政部建築研究所 101301070000G0036 研究計畫之部分研究成果，感謝內政部建築研究所防火實驗中心提供完善設備。

#### 參考文獻

1. The Concrete Society, "Assessment and repair of fire damaged concrete structures and repair by gunite," Report of a Concrete Society Working Party, London, p. 28 (1978).
2. Tovey, A. K., *Assessment and Repair of Fire Damaged Concrete Structures—An Update*, ACI Publication SP-92, Evaluation and Repair of Fire Damaged to Concrete, Edited by Harmathy, T. Z. (1986).
3. Williams, B., Kodur, V. K. R., Green, M. F., and Bisby, L. A., "Fire endurance of fiber-reinforced polymer strengthened concrete T-beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 1, pp. 60–67 (2008).
4. Chowdhury, E. U., Bisby, L. A., Green, M. F., and Kodur, V. K. R., "Residual behavior of fire-exposed reinforced concrete beam prestrengthened in flexure with fiber-reinforced polymer sheets," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 12, No. 1, pp. 61–68 (2008).
5. Ahmed, A. and Kodur, V. K. R., "The experimental behavior of FRP-strengthened RC beams subjected to design fire exposure," *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 2201–2211 (2011).
6. Haddad, R. H., Shannag, M. J., and Hamad, R. J., "Repair of heat-damaged reinforced concrete T-beams using FRC jackets," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 59, No. 3, pp. 223–231 (2007).
7. Haddad, R. H., AL-Mekhlafy, N., and Ashteyat, A. M., "Repair of heat-damaged reinforced concrete slabs using fibrous composite materials," *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 1213–1221 (2011).
8. Yaqub, M., Bailey, C. G., and Nedwell, P., "Axial capacity of post-heated square columns wrapped with FRP composites," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 33, pp. 694–701 (2011).
9. Yaqub, M. and Bailey, C. G., "Repair of fire damaged circular reinforced concrete columns with FRP composites," *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 359–370 (2011).
10. 陳舜田等人，「火害後鋼筋混凝土柱之補強研究」，國家科學委員會專題研究計畫報告，NSC78-0410-E011-13，臺北 (1990)。

11. Lin, C. H., Chen, S. T., and Yang, C. A., "Repair of fire-damaged reinforced concrete columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 4, pp. 406–411 (1995).
12. 趙文成等人, 「鋼筋混凝土柱件火害後修補技術之研究」, MOIS 891003, 內政部建築研究所研究計劃成果報告, 臺北 (2000)。
13. 林慶元, 「鋼筋混凝土結構梁貼片補強火害後之耐火性能研究」, 內政部建築研究所委託研究報告, 臺北 (2003)。
14. 周逢霖、郭詩毅、涂耀賢、林慶元, 「鋼筋混凝土樑鋼板貼片補強後再受溫之性能研究」, 建築學報, 第 63 期, 第 115–129 頁 (2008)。
15. 李其忠、方一匡、王天志、陳建忠、蔡銘儒, 「鋼筋混凝土梁一邊柱接頭在高溫中後之行為研究」, 中國土木工程學刊, 第二十四卷, 第一期, 第 41–52 頁 (2012)。
16. CNS 12514, 建築物構造部分耐火試驗法, 中華民國國家標準, 經濟部標準檢驗局, p. 29 (2010).
17. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, Michigan, p. 430 (2005).
18. Anderberg, Y., "Assessment of fire-damaged concrete structures and the corresponding repair measures," *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, Alexander et al. Eds., pp. 631–636 (2009).
19. CEB-FIP, "Fire design of concrete structures-structural behaviour and assessment," *fib Bulletin 46* (2008).
20. ACI Committee 546, *Concrete Repair Guide (ACI 546R-04)*, American Concrete Institute, Michigan, p. 53 (2004).
21. 方一匡、李其忠、周禮緯、邱柏昇、葉治銘、劉泰慰, 「自充填混凝土梁柱複合構件承受高溫之行為研究」, 中國土木工程學刊, 第二十三卷, 第一期, 第 55–64 頁 (2011)。
22. 郭進軍, 「高溫后新老混凝土粘結的力學性能研究」, 大連理工大學博士論文, 大連 (2003)。
23. RILEM Technical Committee, "Final report RILEM TC 205-DSC: Durability of self-compacting concrete," *Materials and Structures*, Vol. 41, pp. 225–233 (2008).
24. 傅宇方, 黃玉龍, 潘智生, 唐春安, 「高溫條件下混凝土爆裂機理研究進展」, 建築材料學報, 第 9 卷, 第 3 期, 第 323–329 頁 (2006)。
25. Kodur, V. K. R. and Phan, L., "Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems," *Fire Safety Journal*, Vol. 42, pp. 482–488 (2007).
26. Hertz, K. D., "Limits of spalling of fire-exposed concrete," *Fire Safety Journal*, Vol. 38, pp. 103–116 (2003).
27. Diederichs, U., Jumppanen, U. M., and Schneider, U., "High temperature properties and spalling behavior of high strength concrete," *Proceedings of Fourth Weimar Workshop on High Performance Concrete*, HAB Weimar, Germany, pp. 219–235 (1995).
28. Kodur, V. and McGrath, R. "Fire endurance of high strength concrete columns," *Fire Technology*, Vol. 39, pp. 73–87 (2003).
29. Ye, G., Liu, X., Schutter, G. De., Taerwe, L., and Vandeveldel, P., "Phase distribution and microstructural changes of self-compacting cement paste at elevated temperature," *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, pp. 978–987 (2007).
30. Sidors, K. K. and Manita, P., "Residual mechanical characteristics and spalling resistance of fiber reinforced self-compacting concretes exposed to elevated temperatures," *Construction and Building Materials*, Vol. 41, pp. 296–302 (2013).
31. Bangi, M. R. and Horiguchi, T., "Pore pressure development in hybrid fibre—Reinforced high strength concrete at elevated temperatures," *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, pp. 1150–1156 (2011).
32. Persson, B., "Fire resistance of self-compacting concrete, SCC," *Materials and Structures*, Vol. 37, pp. 575–584 (2004).
33. 張雲妃, 「火害後雙軸彎曲鋼筋混凝土柱之試驗與分析」, 國立成功大學建築研究所博士論文, 臺南 (2006)。
34. Hertz, K. D., "Concrete strength for fire safety design," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 57, No. 8, pp. 445–453 (2005).
35. 王天志, 「高性能混凝土柱耐火性能之研究」, 國立交通大學土木工程研究所博士論文, 新竹 (2003)。
36. 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-E011-13, 台北 (1990)。
37. 許崇堯、林英俊、陳舜田, 「火害後構件內鋼筋之局部握裹衰退行為」, 中國土木工程學刊, 第二卷, 第四期, 第 357–368 頁 (1990)。
38. Eurocode 2, 1992-1-2: *Design of Concrete Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design* (2004).
39. Khoury, G. A., Grainger, B. N., and Sullivan, P. J. E., "Strain of concrete during first heating to 600°C under load," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37, No. 133, pp. 195–215 (1985b).
40. Kodur, V. K. R. and Khaliq, K., "Effect of temperature on thermal properties of different types of high-strength concrete," *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, Vol. 23, No. 6, pp. 793–801 (2011).
41. Khoury, G. A., Grainger, B. N., and Sullivan, P. J. E., "Strain of concrete during first cooling from 600°C under load," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 38, No. 134, pp. 3–12 (1986).
42. 楊旻森、陳舜田、林英俊, 「火害後混凝土之殘留應變」, 中國土木工程學刊, 第九卷, 第二期, 第 327–333 頁 (1997)。
43. 陳舜田、何象鏞, 「鋼筋混凝土梁火害後力學行為之研究」, 國家科學委員會專題研究計畫報告, NSC77-0410-E011-09, 臺北 (1989)。
44. 高金盛、陳舜田, 「火害後鋼筋混凝土梁強度與勁度之衰減」, 中國土木工程學刊, 第八卷, 第三期, 第 371–386 頁 (1994)。
45. 建築技術規則, 營建雜誌社編印, 第 51–64 頁 (2010).
46. Harada, T., Takeda, J., Yamane, S., and Furumura, F., *Strength, Elasticity and Thermal Properties of Concrete Subject to Elevated Temperature*, ACI Publication SP-34, Concrete for nuclear reactors, American Concrete Institute, Michigan, pp. 377–406 (1972).
47. Tao, J., Yuan, Y., and Taerwe L., "Compressive strength of self-compacting concrete during high-temperature exposure," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 22, No. 10, pp. 1005–1011 (2010).
48. Khaliq, K. and Kodur V., "Thermal and mechanical properties of fiber reinforced high performance self-consolidating concrete at elevated temperatures," *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, pp. 1112–1122 (2011).

102 年 11 月 21 日	收稿
103 年 1 月 27 日	修改
103 年 8 月 19 日	接受