

自充填混凝土梁柱複合構件承受高溫之行為研究

方一匡¹ 李其忠² 周禮緯³ 邱柏昇³ 葉治銘³ 劉泰慰³

關鍵詞：火、鋼筋混凝土、梁柱接頭、性能式設計。

摘 要

本文旨在探討自充填混凝土梁柱複合構件在高溫中、後之行為，並與國內之建築結構耐火性能驗證規定相印證。測試三座全尺寸之外柱與梁複合構件試體來模擬一棟七層樓鋼筋混凝土住宅結構受火害時之行為，並預測構件內部之溫度。

依耐震規範設計之試體在 ISO834 昇溫條件燃燒三小時下，仍有良好之承力性能，混凝土爆裂發生在昇溫開始約 25 分鐘內。昇溫結束時，梁之撓度約為試驗前之 10 倍。殘餘強度試驗中，除一座試體發生剪力破壞，其餘兩座試體為梁在正彎矩區之撓曲破壞。以 ANSYS 軟體能合理預測試體內部之溫度。建築結構耐火性能驗證規定之耐火時效預測有待進一步研究。

BEHAVIOR OF SELF-COMPACTING CONCRETE BEAM-COLUMN SUB-ASSEMBLAGE SUBJECTED TO ELEVATED TEMPERATURE

I-Kuang Fang Chi-Chung Lee Li-Wei Chou

Po-Sheng Chiu Jyh-Min Yeh Tay-Wei Liu

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

Key Words: fire, reinforced concrete, beam-column joint, performance-based design.

ABSTRACT

This paper presents the results of reinforced self-compacting concrete beam-column sub-assembly specimens subjected to elevated temperature test. The current proposed guidelines of fire resistant performance-based design of reinforced concrete structures were also discussed. Three full-scale beam-exterior column sub-assembly specimens were tested to simulate the behavior of a seven-story residential building subjected to fire hazard. Analysis was carried out to predict the temperature distribution of specimens.

Test results revealed that specimens designed according to seismic specifications performed satisfactorily after three-hour ISO834 fire exposure. The significant explosive spalling occurred within about 25 minutes after heating. The beam deflection at the end of heating was

¹ 國立成功大學土木工程系教授

² 國立成功大學土木工程系博士班研究生

³ 國立成功大學土木工程系碩士

10 times that before heating. In the residual strength test, two specimens failed in ductile flexural mode at the positive moment region of beam, while another one failed in shear. The temperature distribution of specimens can be reasonably predicted using ANSYS software. The prediction of fire resistance of specimens based on the current specifications of fire resistant performance-based design needs further study.

一、前言

鋼筋混凝土結構一般被認為具有良好之耐火性能，較少有火災時發生整體結構崩塌之案例，結構或構件之相關耐火分析常假設鋼筋保護層存在，由此探討混凝土構件內部因溫度造成材料強度遞減之相關問題。混凝土在高溫下會發生爆裂現象，使版、梁、柱鋼筋之保護層爆裂 (Explosive spalling) 和梁柱角隅混凝土剝落 (Spalling)，造成鋼筋暴露於高溫中，因而降低構件之強度。本節將根據前人所進行高性能混凝土 (HPC)、高強度混凝土 (HSC) 及自充填混凝土 (SCC) 材料及梁、柱構件在高溫中之行為研究，擇要簡介與本研究有關之文獻。

根據 Anderberg 的研究 [1] 以及其介紹瑞典於 1992 年開始高性能混凝土在高溫中的研究，造成混凝土表面爆裂的三大主要因素為蒸氣壓力、熱應力和粒料晶相變化，在大部分的情形下，蒸氣壓力是最主要的因素，當蒸氣區 (Vapor zone) 深入試體某一深度時，便會產生最大的蒸氣壓而爆裂，此一深度對 HPC 而言，大約 5 ~ 10 mm，對普通混凝土 (NSC) 而言，大約為 20 ~ 40 mm，從 HPC 爆裂實驗中可以發現，此剝落深度主要與加熱速率、滲透性、孔隙率有關。熱應力的方向通常在平面上為單向，在角隅處為雙向，如果是在凸面上則為三向，假使熱應力大於混凝土的張力強度，則會發生爆裂。HPC 有外加載重時，則爆裂的風險會提高許多，若升溫速率低於 5°C/min 時，爆裂的風險會相對降低。瑞典的研究同時指出，當 HPC 的水膠比高於 0.32 和相對溼度低於 75% ~ 80% 時，爆裂的風險相對較低。根據 Hertz 之研究 [2]，爆裂對孔隙率較小之混凝土的火害安全是一個重要的議題，經常發生於蒸氣溫度約在 374°C 之處。

根據 Kodur 與 Phan 之研究 [3]，升溫速率太快會引起混凝土構件的表面爆裂，主要原因為試體斷面之高溫度梯度增加了孔隙壓力。根據全尺寸高強度混凝土 (HSC) 柱之耐火測試顯示，當相對濕度超過 80% 時，會有較大的爆裂發生。由於碳酸質粒料 (Carbonate aggregate) 有較高的熱容量 (Specific heat capacity)，在高溫下使用碳酸質粒料比矽質粒料 (Siliceous aggregate) 可提供較佳之防爆裂能力。較高的外加載重會降低柱之耐火時效，在有外加載重情形下，HSC 柱比 NSC 柱易產生爆裂。

根據 Chan 等人 [4] 之研究，混凝土於高溫中抗壓強度的折減程度可分三階段，溫度於 20 至 400°C 時，HSC 的強度幾乎沒有損失，而 NSC 的強度有少許損失；溫度於 400

至 800°C 時，由於混凝土微結構中 C-S-H 膠體的脫水，HSC 及 NSC 皆有大量的強度損失，折減的幅度皆超過 50%；溫度超過 800°C 後，兩種混凝土的強度折減情形漸趨平緩。Kosmas [5] 探討自充填混凝土 (SCC) 與普通混凝土材料發現，爆裂的發生與配比中水泥用量及含水量有關。高溫後的殘餘抗壓強度及超音波試驗結果顯示，強度相近的 SCC 與普通混凝土試體之折減情形相近。

混凝土材料抗壓強度隨溫度衰減之關係為分析鋼筋混凝土結構受高溫作用之重要資料，國內外學者已提出許多相關研究成果，圖 1 為部分相關成果之比較，圖中 EC2 [6] 為 Eurocode 2 針對混凝土在高溫中抗壓強度隨溫度遞減之建議，可供分析結構在高溫中之承載力，其建議式如下：

$$f_{ck}(\theta) = k_c(\theta) \times f_{ck}(20^\circ\text{C}) \quad (1)$$

式中 $f_{ck}(\theta)$ 為混凝土在溫度 θ 時之抗壓強度， $k_c(\theta)$ 為高溫造成之強度折減值，可由式(2)至(5)求得， $f_{ck}(20^\circ\text{C})$ 為混凝土在常溫下之抗壓強度。

$$k_c(\theta) = 1.0, \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \quad (2)$$

$$k_c(\theta) = (1600 - \theta)/1500, \quad 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C} \quad (3)$$

$$k_c(\theta) = (900 - \theta)/625, \quad 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C} \quad (4)$$

$$k_c(\theta) = 0, \quad 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (5)$$

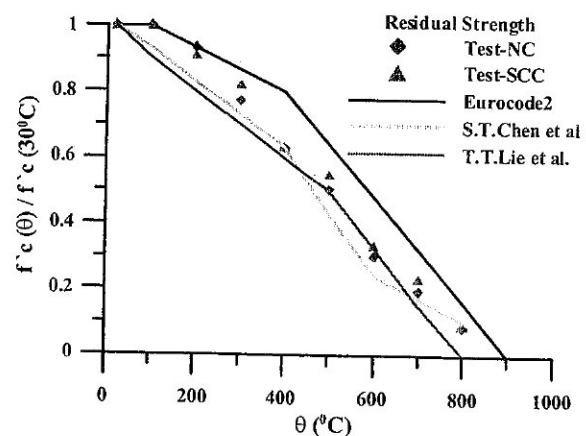


圖 1 混凝土抗壓強度在高溫中、後之折減趨勢 [6-11]

圖中 T. T. Lie 等人 [7] 之曲線與國內陳等人 [8-11] 所建議之曲線係高溫作用冷卻後之預測值，圖中並納入以本研究試體混凝土所製作 15×30 cm 圓柱試體在高溫冷卻後之抗壓強度數據，以供比對，本研究之數據為冷卻 7 天後進行抗壓試驗之結果，每一個數據點代表三個試體之平均值，與陳舜田等人及 T. T. Lie 等人之研究結果相當接近，整體而言，火害後之強度折減程度比 EC2 所建議高溫中之強度折減來的多。根據 EC2 的規定，溫度超過 100°C 時，混凝土抗壓強度才有遞減之現象，加溫到 400°C ，抗壓強度約為常溫的 80%，加溫到 800°C ，抗壓強度約為常溫的 16%，當溫度升到 900°C 以上時，混凝土完全無抗壓強度。

熱的傳遞有三種方式，分別為傳導、對流與輻射，本研究之混凝土試體內部的傳熱機制主要是為熱傳導，其相關熱傳係數如下：

$$\alpha = \frac{k}{\rho c} \quad (6)$$

其中

α ：熱擴散係數 (Heat diffusivity)

k ：熱傳導係數 (Thermal conductivity) ($\text{W}/\text{m}^\circ\text{C}$)

ρ ：密度 (Density) (kg/m^3)

c ：比熱 (Specific heat) ($\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$)

ρc ：熱容比 (Specific heat capacity) ($\text{J}/\text{m}^3^\circ\text{C}$)

EC2 所建議矽質粒料混凝土的熱傳導係數如式(7)，其與溫度之變化關係可表如圖 2(a)，圖中並加入 Ellingwood 與 Shaver [12] 所提出的熱傳導係數以供比對。

$$k(\theta) = 2 - 0.24\theta/120 + 0.012(\theta/120)^2, \quad 20^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (7)$$

EC2 所建議之混凝土熱容比公式如下：

$$\rho c(\theta) = 2300 \times \left[900 + 80 \times \theta / 120 - 4(\theta / 120)^2 \right], \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta < 100^\circ\text{C} \quad (8)$$

$$\rho c(\theta) = 2200 \times \left[900 + 80 \times \theta / 120 - 4(\theta / 120)^2 \right], \quad 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \quad (9)$$

EC2 所建議之熱容比與溫度關係可表如圖 2(b)，圖中並列入 T. T. Lie 等人 [7] 之建議式以供比對，T. T. Lie 等人所建議的熱容比一開始為線性上升，直至 200°C 之後皆保持一個平台，在 500°C 左右有一突峰，但 EC2 所建議的熱容比呈現微幅上升的趨勢，在 $100 \sim 200^\circ\text{C}$ 時比熱 c 會有一尖峰值 $2750 \text{ J}/\text{kg}^\circ\text{C}$ ，在 600°C 以後兩者建議的熱容比相當接近。

有關鋼筋混凝土構件在高溫下之承力行為研究，Ellingwood 與 Lin [13] 探討實尺寸之普通混凝土梁試體在高溫作用下之行為為差異，其中四支試體承受 ASTM E119 高溫之作用，另兩座承受比 ASTM E119 初期更高升溫之作用，在這兩種昇溫作用下，試體在早期就有明顯剪力裂縫出現，但全部試體均為撓曲破壞，影響構件撓曲強度之主要因素為鋼筋受高溫之歷程 (Temperature history)，加溫形式對混凝土內部溫度變化及構件勁度改變之差異較不明顯。

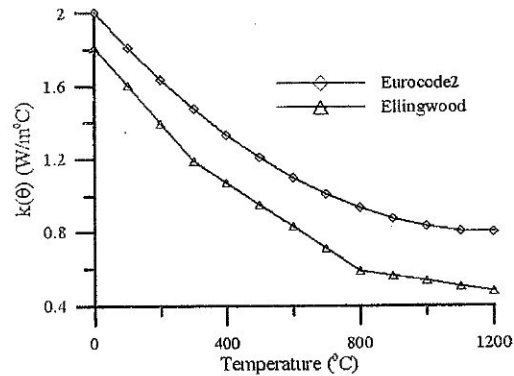


圖 2(a) 混凝土熱傳導係數 k 與溫度之關係

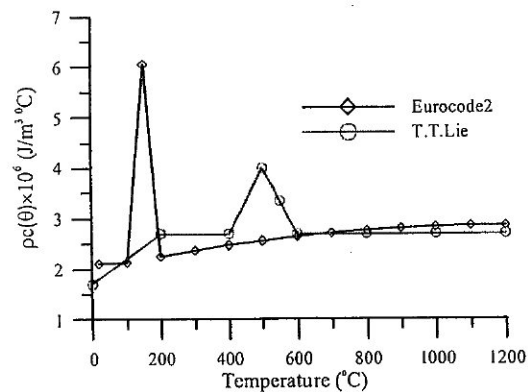


圖 2(b) 混凝土熱容比與溫度之關係

Ali 等人 [14] 根據 54 支 NSC 與 HSC 柱在不同軸向束制條件之高溫行為研究，柱之爆裂行為與其所受之軸壓無明顯關係，昇溫速率會影響混凝土爆裂行為，因高溫造成之軸向束制力不因混凝土種類之差異而有不同，在有束制情況下，普通混凝土柱比高強度混凝土柱容易爆裂，未加軸壓之柱在高溫作用下所產生之束制高於有加軸壓之柱。Kodur 與 McGrath [15] 根據 NSC 與 HSC 柱之測試，在相同之圍束條件下，HSC 柱之耐火性能低於 NSC 柱，在有足夠之圍束設計下，HSC 柱能承受 4 小時之高溫作用，HSC 柱的爆裂主要發生在試驗將結束之際。當火災發生時，柱可能遭受到 1、2、3 或 4 面的火害，一般在鋼筋混凝土柱的設計上，大多是根據查表的方式，Tan 和 Yao [16] 在 2003 年發展出一套方法來預測 RC 柱四面受火的耐火性，並將其延伸到受熱面為 1、2、3 面的鋼筋混凝土柱，並利用 Liege 大學發展的 SAFIR 有限元素軟體來分析模擬。

國內有關鋼筋混凝土構件受高溫作用之研究，早期有高與陳 [17] 探討火害後鋼筋混凝土構架之力學行為，許等人 [18] 進行梁柱接頭內鋼筋握裹行為之研究，林等人 [19] 探討火害後鋼筋混凝土梁之剪力強度，林等人 [18] 進行柱受高溫之測試與有限元素分析研究，黃 [21] 曾探討梁受高溫作用之殘餘剪力強度。近年內之構件耐火研究，Chen 等人 [22] 研究承受單向彎矩與雙向彎矩之全尺寸鋼筋混凝土柱受火害後之強度遞減，受高溫 2 小時與 4 小時，強度分別減少 27% 及 38%，此項強度之折減程度會因熱軋鋼筋在冷卻後強度之回復而減少。柱之撓曲勁度會因冷卻過程

中產生之水平裂縫而減少。Jau 與 Huang [23] 探討鋼筋混凝土角柱在有軸壓下承受單向及雙向彎矩載重，在 2 小時與 4 小時之高溫作用下，其殘餘強度分別為常溫之 67% 及 57%，保護層越厚，表面混凝土愈早發生剝落，柱之殘餘強度主要依賴核心混凝土之大小而定。許與鄭 [24] 曾探討實尺寸鋼筋混凝土梁柱複合構件之火害行為，承受高溫時間為 3 至 4 小時，柱在有加載情況，梁分為加載與不加載之情況，其中有兩座試體在梁有加載情形下，發生梁柱接頭處破壞。Xiao 等人 [25] 測試 1/2 尺寸之鋼筋混凝土門型構架，根據中國國家標準 GB 50011-2001 設計試體，承受高溫試驗時間為 120 分鐘，最高爐溫為 800°C，試體在受火面之最高溫發生在 5 mm 深度處，其值為 500°C，熱震盪所造成之裂縫比垂直載重之作用顯著，在高溫中，梁和柱均會快速產生熱膨脹變形，試體在高溫測試後並探討其承受反覆載重作用之耐震性能。

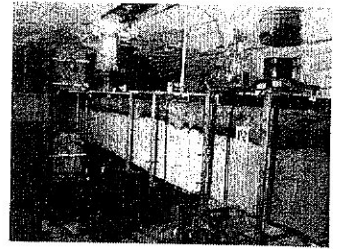
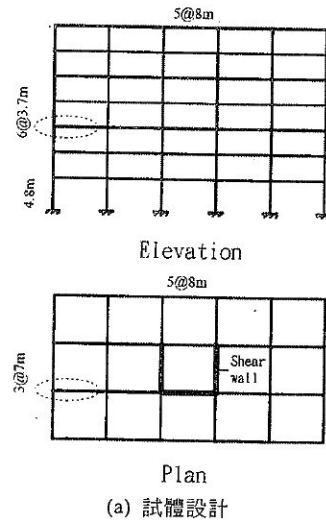
根據我國建築技術規則規定 [26]，依建築物之高度，梁、柱、承重牆及樓板分別應有一至三小時之耐火時效，這些屬於條例式設計 (Prescriptive-based design) [27] 之規定，無法就結構之特殊性規範建物應有之耐火時效。由於構件耐火特性之試驗受限於設備之特殊性，早期之實驗數據及相關規定大部分均根據小模型試體，分別就版、梁、柱等構件加以測試，而且加溫與加載無法同時進行，以此種試驗結果計算實際結構之耐火特性仍有進一步探討之必要。世界各國建築物防火性能法規 (Performance-based design) 訂定之目的在防止建築物內的延燒擴大及建築物主體的損壞，前者稱為防火區劃設計，後者稱為構造耐火設計，二者搭配應用以確保人員與結構物之安全。內政部建築研究所已研訂建築結構耐火性能設計驗證技術手冊 [28]，分就火災室 (Fire compartment) 之燃燒特性及構件之配筋情形，要求版、梁、柱之計算耐火時間應大於火災室之燃燒時間，這些規定在交付實業界使用之前，仍有待更多實驗數據加以佐證。

本研究之目的在探討依耐震規範設計之自充填混凝土外柱、梁複合構件在高溫中、後之耐火特性，同時印證國內建築結構耐火性能驗證之相關規定。

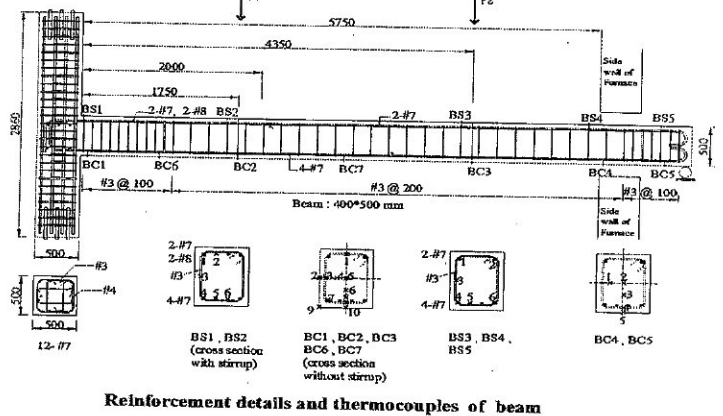
二、實驗規劃

2.1 試體設計與製作

本研究以七層樓的鋼筋混凝土住宅大樓為研究對象，假設在二樓發生火災，如圖 3(a) 所示，模擬的梁柱複合構件為圖中圈選處，旨在探討根據 ACI 318 結構混凝土設計規範中耐震規定 [29] 設計之鋼筋混凝土梁柱構架在火害中、後的力學行為及強度折減。在試體的規劃方面，考慮圖 3(a) 中試體上下柱及梁在服務載重下反曲點之位置，並配合內政部建築研究所防火實驗室之燃燒爐空間 (圖 3(a)~3(c))，將試體尺寸設計為柱高 2.86 m，梁長 6.775 m，在柱的兩側加設邊梁，長度各為 0.6 m，主要是考慮模擬熱流從邊梁傳至梁柱接頭的情況，同時避免讓梁柱接頭直接暴露在高溫中，造成高估其受火害之危險情形，試體與燃燒爐及加載點相關位置如圖 3(b) 所示。



(b) 殘餘強度試驗之試體及量測儀器佈設



(c) 試體配筋及熱耦線佈設位置

圖 3 試體設計及量測儀器配置

本研究試體的配筋如圖 3(c) 所示，梁斷面為 400 mm × 500 mm，在正彎矩區的頂部配置 2-#8 縱向鋼筋貫穿全梁，接近梁柱接頭的負彎矩區頂層增加 2-#7，底部配置 4-#7 鋼筋貫穿全梁，撓曲鋼筋進入梁柱接頭後之錨定按耐震設計規定處理。在梁柱接頭附近之剪力鋼筋為 #3 @ 100 mm，在加載點的正彎矩區配置剪力鋼筋為 #3 @ 200 mm。邊梁斷面為 400 mm × 500 mm，頂部配置 3-#8，底部為 2-#7，箍筋為 #3 @ 100 mm。柱斷面為 500 mm × 500 mm，主筋配置 12-#7，橫箍筋為 #4 @ 100 mm。梁與柱的鋼筋淨保護層均為 40 mm，由混凝土面量至箍筋的外表面。#7、#8 及 #3 鋼筋在常溫之降伏強度分別為 441 MPa、445 MPa 和 412 MPa。

鋼筋籠組立完成後將熱耦線固定於預定之量測位置，如圖 3(c) 所示，梁的部分共選取七個斷面 (BC1 ~ BC7) 供混凝土溫度之量測，熱耦線固定於 7 mm 直徑鋼牙條，另外在五個含箍筋之斷面 (BS1 ~ BS5) 設置熱耦線，用來量測箍筋之溫度。在邊梁部分，共選取兩個對稱斷面，作為混凝土溫度量測之用，柱之熱耦線佈設在柱頂、柱底及梁柱接頭的內部。為模擬梁的上方有樓版的存在，本研究以陶瓷材質厚約 50 mm 的防火綿覆蓋梁之頂部，由梁頂往下約 15 cm 之範圍。為模擬外柱兩側有磚牆之情況，試體之上、下柱外側以防火棉包覆。

本研究之試體採用自充填混凝土 (SCC) 與普通混凝土 (NC) 材料，混凝土配比如表 1 所示，由國產預拌混凝土廠供料。為使試體之製作與實際施工方式相近，梁柱複合構件試體的製作係採直立式綁紮鋼筋及澆置混凝土，同時製作 150×300 mm 的圓柱試體，以供追蹤混凝土抗壓強度之用。

2.2 試驗過程

高溫試驗前，先在柱施加 2021 kN 的軸力，在梁之加載點 P1 與 P2 分別施加載重 98 kN 及 59 kN。P1 與 P2 的位置與相對大小之設計在於使試體梁之彎矩分佈與本研究擬之 3D 實際結構相似，試體在此載重下靜置約一小時，同時檢查高溫爐試運轉之功能，隨後將爐門關閉，依 ISO 834 的標準昇溫方式加溫，同時啟動數據自動量測系統，記錄試體內部溫度之變化及主要位移測試點因高溫及載重造成之位移。試體 SCC5、NC5 及 SCC4 分別在昇溫作用下測試 180、150 及 170 分鐘，在測試過程中，由於儀器異常，為顧及試驗人員安全，部份試體之昇溫時間未達原訂 180 分鐘。

在昇溫試驗結束後，關閉瓦斯，在爐門關閉及繼續加載情形下，以送風方式冷卻約 18 小時，此時之數據自動記錄系統仍繼續運作，主要在測試試體於冷卻階段之變形恢復情形。打開爐門時，同時將試體卸載，並觀察及拍照試體因高溫之開裂情形。因試體及爐壁仍在持續散熱，此時之爐溫還相當高，約須等一天後才能進入爐內安裝儀器，準備試體在高溫後之殘餘強度測試。

由於試體的梁及柱之混凝土有剝落現象，在殘餘強度測試中，為避免試體發生非預期的柱破壞，試體之加載方式依圖 4 方式進行，先施加高溫測試前之載重，測試試體在高溫後之變形，藉以探討在高溫及加載情況下，試體之劣化現象。在超載 (Overload) 測試項目，先增加柱之軸力到高溫前之若干倍，如圖 4 所示，在柱軸力持壓下，依 P1/P2 = 1.6 倍之比例，先後增加 P1 與 P2 之載重，並記錄試體之變位，然後將梁卸載，並量取試體之殘餘變位，隨後將柱之軸力持續增加到更大之載重，在柱軸力持壓下，又將梁之載重依上述方式由零增加到比上階段更大之載重，在柱軸力仍舊持壓下，再將梁卸載，依此方式直至試體破壞，在測試過程中並記錄裂縫之走向。

三、梁柱複合構件內部溫度之分析

高溫中鋼筋混凝土複合構件內部溫度之模擬為探討構件在高溫作用之變形與內部應力很重要之工作。本研究利用 ANSYS 軟體，建構 3D 有限元素分析模型，如圖 5 所示，使用元素 SOLID70 模擬 3-D 熱傳導性能，每一元素有八個節點，每個節點具有溫度之單一自由度，每一元素大小為 $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ ，本研究之試體因模擬梁上方有樓版，柱之外側不受火害，在試體不直接受熱之處，以防火棉覆蓋，在分析模型建立時，也納入相關條件。

表 1(a) 自充填混凝土 (SCC) 之配比

Kg/m ³							
水	水泥	爐石粉	飛灰	粗粒料		細粒料	強塑劑
166	200	160	110	3 分石 790	6 分石 0	160	5
f'_c , MPa				25, 35, 41, 46			
8 天, 36 天, 57 天, test							

表 1(b) 普通混凝土 (NC) 之配比

Kg/m ³							
水	水泥	爐石粉	飛灰	粗粒料		細粒料	減水劑
182	190	114	76	3 分石 657	6 分石 281	823	3.8
f'_c , MPa				22, 29, 35, 39			
9 天, 29 天, 57 天, test							

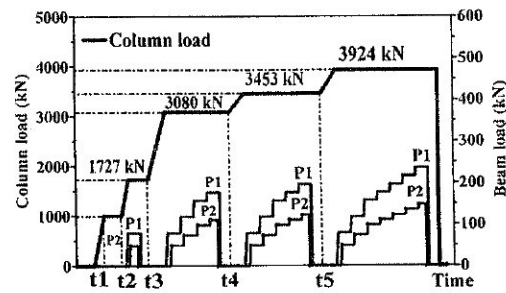


圖 4 殘餘強度試驗加載示意圖
(P1, P2: 梁之載重)

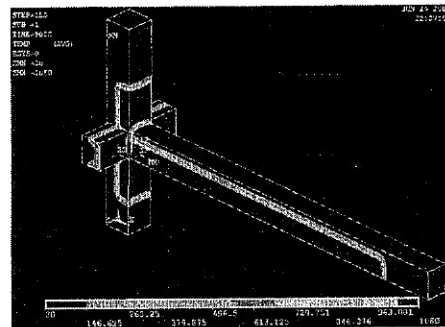


圖 5 梁柱複合構架之有限元素分析模式

輸入之初始條件：

- (1) 常溫之初始溫度設定為 30°C 。
- (2) 幾何條件設定：梁柱複合構件之實尺寸。
- (3) 物理條件：根據 Eurocode 2 輸入混凝土元素之熱傳遞與熱容比數值，詳見本文前言之相關公式。
- (4) 熱邊界條件：採用 ISO 834 標準升溫曲線作為試體表面之熱邊界條件。

在使用 ANSYS 模擬熱對流及熱輻射時，本研究採用 CEB-FIP 所建議之熱學參數公式如下：

$$\alpha_c = 25 (W/m^2 \cdot ^\circ\text{C}) \quad (10)$$

$$\alpha_r = \frac{5.77 \cdot \varepsilon}{T_i - T_{ct}} \left[\left(\frac{T_i + 273}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_{ct} + 273}{100} \right)^4 \right] (W/m^2 \cdot ^\circ\text{C}) \quad (11)$$

ε : 輻射率

α_c : 熱對流係數

α_r : 熱輻射係數

T_i : 升溫曲線 (時間函數)

T_{cs} : 試體表面溫度 (時間函數)

最後採用暫態分析, 分析時間為 3 小時, 設一分鐘為一步階, 求解試體在各步階時間之溫度分佈。

四、結果與討論

4.1 高溫試驗中試體的溫度及剝落現象

本研究的三座試體在高溫測試時的爐溫與 ISO 834 標準昇溫曲線之比較如圖 6 所示, 除剛昇溫的前 15 分鐘稍有偏差外, 平均爐溫與 ISO 834 的設定溫度相當接近。當昇溫時間在 5 至 15 分鐘, SCC4 試體在離柱端約 1.2 m 處之梁頂側有水由小孔隙持續排出的現象, 而 SCC5 試體在接頭部分開始有水向外排出的現象是在試體的表面溫度達到 257 至 477°C。在高溫作用下, 接近試體表面的混凝土內部孔隙水會立即被蒸發, 另一部份孔隙水因高溫作用而汽化, 增加孔隙壓力, [1,2], 在混凝土內部有較大孔隙或裂縫之處使尚未汽化之孔隙水往外流出, 這些孔隙水的來源可能來自水泥水化過程在孔隙中剩餘之水分, 另一部分可能來自養護時之水分。NC5 試體在昇溫 10 分鐘後, 試體出現許多裂縫, 隨著溫度的升高, 裂縫也慢慢延伸。一般試體在昇溫 12 到 17 分鐘後, 因為試體表面部份之溫度梯度較大, 導致混凝土試體開始爆裂, 較嚴重的爆裂情況大約持續 8 到 10 分鐘, 梁側與梁底都有爆裂的情形發生, 直到昇溫時間接近 30 分鐘時停止。

在高溫測試結束並冷卻 18 小時後, 混凝土表面出現非常多的裂紋, 未包覆防火棉的混凝土顏色由灰轉成米黃色, 爆裂情況如圖 7 所示, 三座試體在緊鄰梁柱接頭的梁底部混凝土幾乎全部剝落, 其中尤其是 SCC4 試體與 SCC5 試體特別明顯, 而 NC5 試體則在梁底部有較大範圍之混凝土剝落, 這些混凝土之剝落, 如前所述, 主要發生在昇溫試驗開始後約 30 分鐘內, 從圖 8 可以觀察到 SCC5 試體在 P1 加載點的混凝土斷面 (BC2) 於 40 分鐘內的溫度梯度變化, 在該處梁底混凝土爆裂的深度約為 30 ~ 40 mm, 在此爆裂區因梁底承受壓應力, 在昇溫約 20 左右, 在接近主筋位置之混凝土溫度約為 300 至 400°C, 與 Hertz 論述一般混凝土受高溫發生爆裂之溫度相近 [2]。在本期試驗中, NC5 試體比 SCC4 和 SCC5 試體之表面剝落的範圍稍大。

圖 9(a) 為梁在 P1 與 P2 加載點間及緊鄰梁柱接頭之梁底部撓曲鋼筋位置之混凝土溫度, 最高溫度約在 390 ~ 530°C, 此溫度差異與測溫點附近混凝土是否剝落有關, 根據 EC2 所建議, 鋼筋在此溫度下之降伏強度最大可折減為常溫之 60%。梁在正彎矩區之拉力撓曲鋼筋溫度約在 400 ~ 590°C, 如圖 9(b) 所示, 此項鋼筋溫度與上述鄰近位置混凝土溫度有合理之關聯性, 可佐證在此區域內所量測到相關材料溫度變化之正確性, 在此區之梁頂混凝土溫度約在 100°C, 綜觀上述位置之溫度變化值, 梁在正彎矩區的撓曲

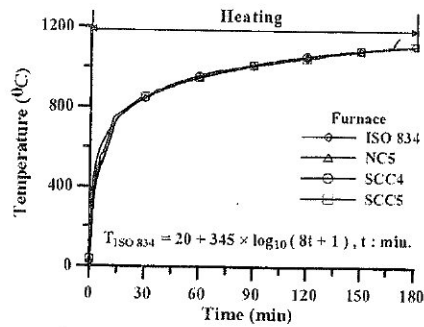


圖 6 平均爐溫與 ISO 834 標準昇溫曲線之比較

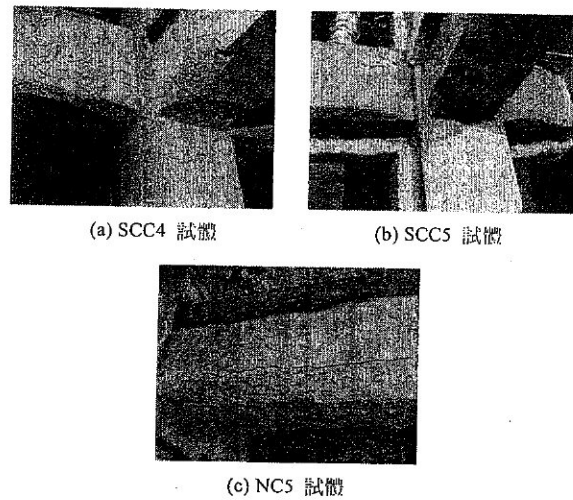


圖 7 高溫後試體混凝土之剝落現象

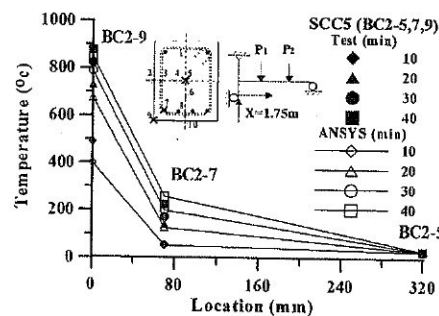


圖 8 SCC5 試體的梁斷面在昇溫時之溫度梯度圖

強度因高溫造成之折減主要在於梁底拉力撓曲鋼筋強度之折減。在 P1 與 P2 加載點附近, 梁之剪力鋼筋溫度約為 510°C, 如圖 9(c) 所示, 依上述 EC2 對鋼筋在高溫下降伏強度之折減建議, 此區剪力鋼筋所提供之剪力強度約折減為常溫之 60%, 同時混凝土所提供之剪力強度也會減少, 因此, 梁之剪力強度在高溫中會有明顯折減現象。

柱與邊梁在高溫中所受之損害主要為角隅及部分表面混凝土之剝落, SCC4 試體之上柱暴露於高溫面之混凝土保護層因高溫剝落, 深度約在 40 mm, 可見到柱箍筋之外側表面。SCC5 與 NC5 試體之下柱在暴露於高溫面之箍筋溫度達 400 ~ 500°C。梁柱接頭內部靠近梁的位置, 由箍筋位置之混凝土所量測之溫度約在 110°C, 如圖 9(d) 所示, 由於該位置有梁及邊梁之保護, 溫度很低, 不構成接頭強度折減。

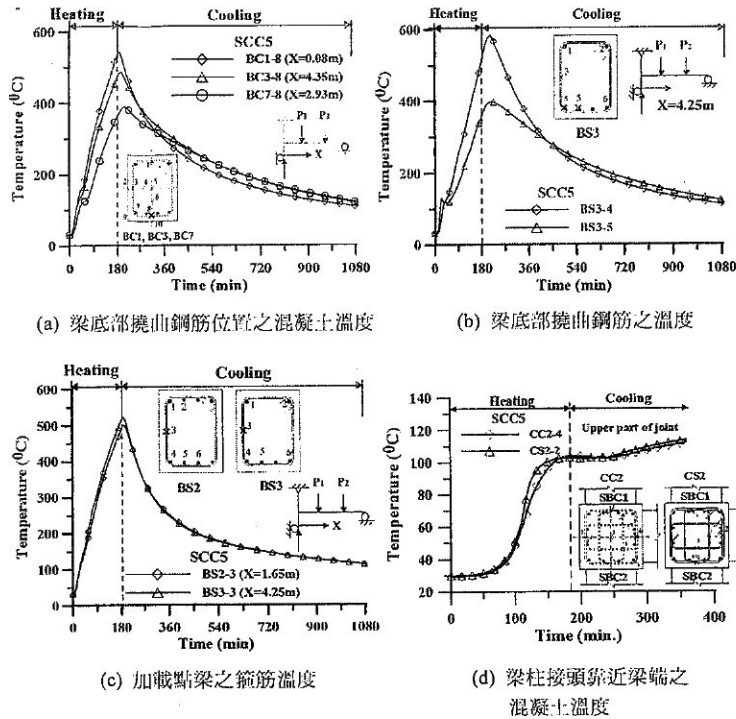


圖 9 試體內部混凝土與鋼筋之溫度

4.2 高溫試驗中試體之變位

在高溫試驗中，NC5、SCC4 及 SCC5 試體的梁在 P1 與 P2 加載點間之 m 點 (距離柱面 3.35 m) 垂直位移變化如圖 10(a) 所示，在昇溫結束時之最大位移分別為 54 mm (150 min)、61 mm (170 min)、59 mm (180 min)，括號中之數字為昇溫測試時間，上述位移相當於常溫加載位移的 7.5、9.6 及 10.2 倍，在昇溫測試過程，因儀器異常，故試體之昇溫時間不同。一般設計規範對建築物構件之耐火時效 (Fire rating) 大都是以 30 分鐘為一等級，若以 150 分鐘時之位移來比較，上述 NC5、SCC4 及 SCC5 試體之位移分別為 54, 54 及 49 mm，相當於常溫時之 7.5, 8.5 及 8.6 倍。由實驗值顯示，鋼筋混凝土梁在高溫中之變形受溫度影響之效應很大，除熱應變外，鋼筋及混凝土材質的劣化及混凝土剝落，均會影響梁的垂直位移。依上述三座試體在昇溫 150 分鐘時之垂直位移與常溫垂直位移之比值，SCC 試體在高溫作用之垂直位移增量比值略大於 NC 試體，本研究 SCC 試體混凝土之水膠比為 0.364，低於 NC 試體之 0.491，SCC 之材料配比含較多膠結材料及低粗骨材用量，此可能造成 NC 與 SCC 兩種材料在高溫之收縮變形有所不同，相關材料特性細節有待進一步之探討。

在昇溫開始的 25 至 60 分鐘間，如圖 10(a) 所示，梁的垂直位移增加率明顯的減慢，此與梁內部混凝土昇溫過程出現昇溫滯滯現象有關，在這段時間，傳入梁內部之熱主要用於混凝土內部孔隙水之相變化。在此梁柱複合構件試體受高溫作用過程，由於本研究之柱是三面受高溫作用，梁與柱因高溫作用會分別影響在接頭處梁往爐內或爐外之水平位移，圖 10(b) 顯示 NC5 試體梁左右兩端的水平

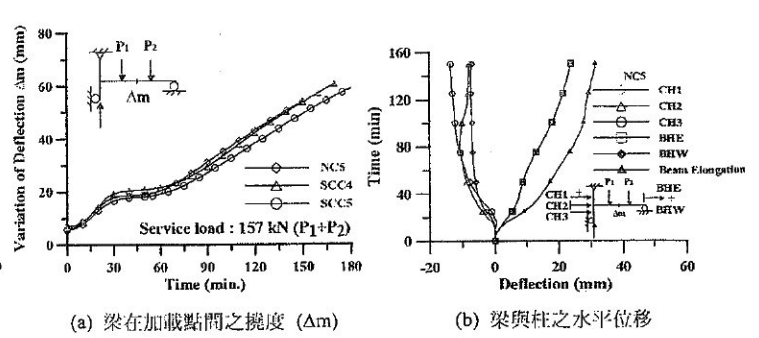


圖 10 在高溫試驗中梁與柱之位移

位移隨昇溫之變化，在開始昇溫的前 20 分鐘，梁柱接頭位置之水平位移很小，水平位移主要發生在自由端，在 40 ~ 80 分鐘時，梁柱接頭往爐外之水平位移量最大，過 80 分鐘後，柱因三面受高溫作用的彎曲變形 (曲率中心在爐外) 造成梁柱接頭向爐內移動，所以梁柱接頭往爐外之水平位移逐漸減少。梁在自由端之水平位移則一直往爐外發展，經過昇溫 150 分鐘，NC5 試體之梁有 30 mm 之伸長量，在實際梁柱結構系統，梁的兩端會有位移與轉動之束制，此項束制效應將對梁的變形及強度有影響，而梁因高溫之伸長變形會對上、下柱端造成水平位移，由此產生柱端之彎矩，此項束制效應在前人之梁或柱單一構件因高溫作用之試驗研究較少見，值得進一步探討。

4.3 殘餘強度試驗中試體之承力行為

在試體之殘餘強度測試中，柱之軸力先加到 2021 kN，然後梁被加載到高溫試驗前之載重，亦即 P1 與 P2 之總和為 157 kN，由圖 11 可明顯看出，因高溫作用，三座試體的梁在加載點之撓度均有明顯增加，亦即撓曲勁度明顯減少。NC5 試體之勁度減少情形相對於 SCC4 與 SCC5 試體明顯來的小，此顯示普通混凝土試體的梁因高溫作用造成之開裂及混凝土強度劣化情形比自充填混凝土試體梁來的少。

圖 12 為上述三座試體分別在柱軸力為 3924 kN (NC5 與 SCC4 試體) 及 4709 kN (SCC5 試體) 時，梁加載至破壞之梁總載重與 m 點撓度關係，三座試體在破壞前均有明顯鋼筋降伏現象。圖 13 為 SCC4 試體在 P2 加載點與接頭端之彎矩-曲率關係，圖 13(a) 為梁斷面曲率變化量測儀器之示意圖，實際架設情形如圖 3(b) 所示，在測試斷面之兩邊相距 20 cm 處架設鋁框，根據架設在鋁框上部與下部之位移計讀數，換算成這 40 cm 範圍梁頂與梁底之平均應變，進而求得梁之曲率變化。圖 13(b) 顯示梁在加載點與接頭端的撓曲鋼筋均有明顯降伏現象，在試體破壞前，梁柱接頭端與 P2 加載點之梁斷面均有明顯撓曲降伏現象，NC5 與 SCC4 試體在 P2 加載點附近之梁頂發生混凝土壓碎，為典型之韌性撓曲破壞。SCC5 試體在 P2 加載點及接頭處的梁端先有明顯鋼筋降伏，然後在 P1 加載點與接頭間發生傾斜開裂之剪力破壞，探究其原因，SCC5 試體之柱在破壞階段施加 4709 kN 之軸力，如圖 4 所示，比其他試體之軸力 3924 kN 來的大，梁受梁柱接頭較大的轉動束制，因此將減少梁尾端之

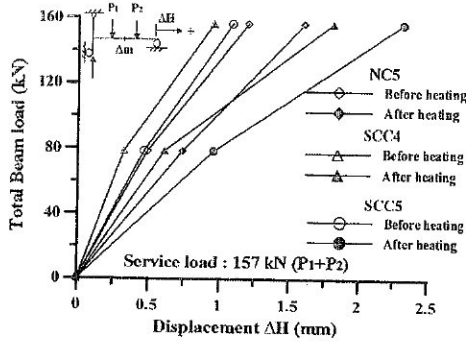


圖 11 高溫試驗前後梁之勁度比較

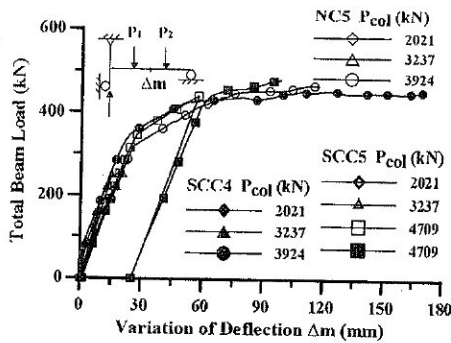


圖 12 殘餘強度試驗中梁之總載重與 m 點垂直位移之關係

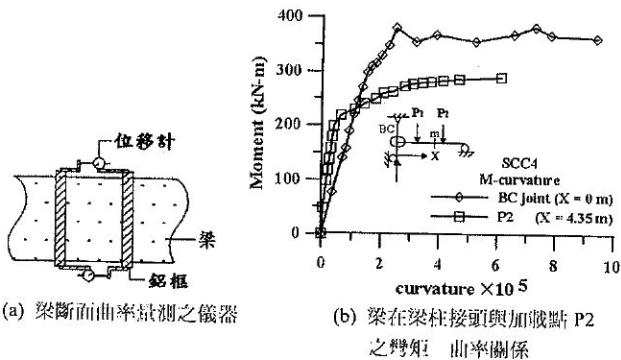


圖 13 SCC4 試體的梁在殘餘強度試驗之彎矩 曲率關係

反力，在相同 P1 與 P2 總載重下，梁柱接頭位置之梁端剪力會增加，在梁之負彎矩區頂部於高溫中開裂情形及梁底部混凝土剝落情形，均將影響梁載重分配到柱及梁尾端滾支承反力之相對大小，而且由於高溫作用，混凝土所提供之剪力強度也隨之減少，此試驗結果提醒我們，在高溫中、後梁構件之剪力強度折減很快，常溫中，撓曲破壞先於剪力破壞之設計原則，在高溫中、後之構件強度可能會有所改變，檢核時應特別注意。

五、建築結構耐火性能驗證規定之印證

內政部建築研究所於 2005 年研訂建築結構耐火性能驗證技術手冊 [28]，分就火災室 (Fire compartment) 之燃燒特性及構件之配筋情形，要求版、梁、柱之耐火時間預測值應大於火災室之燃燒時間預測值，結構耐火性能規定提

供設計者對結構之耐火時效有較具彈性之考量，設計者可根據火災室之火載量 (Fire load) 及燃燒通風條件訂出燃燒時間，另分別根據梁、柱、版及承重牆等構件之斷面大小、配筋與載重條件，求出因高溫之容許斷面劣化深度，藉此求出該構件之耐火時間，若構件之耐火時間大於該火災室之燃燒時間，則該構件不會在燃燒中發生崩塌現象，本文將著重於探討構件在高溫中是否發生破壞之耐火時間。有關上述劣化深度之定義係根據參考文獻 [28] 之規定，將鋼筋混凝土梁、柱、承重牆等構件內部溫度大於 500°C 部分之混凝土強度不計入斷面強度計算，以梁之耐火時效為例，其劣化深度由以下兩因素決定：根據作用在梁之外力計算斷面撓曲強度所需之最小承力面積，由此求得梁之劣化深度，另一方法為以兩倍淨保護層深度為劣化深度，取兩者之較小值為梁之容許劣化深度 d ，據此由式(12)求得梁之耐火時間。由本研究試體之設計，在高溫及加載同時作用情形下，梁發生高溫中破壞之機會較大，因此，以下之分析僅就梁來討論，該手冊對梁的耐火時間以下式計算：

$$t_{fr} = \max \left(\frac{16772(cd)^2}{\alpha^2 \left[\log_e \frac{0.673}{(cd)^{1/3}} \right]^2}, \left[\frac{480}{\alpha} \right]^6 \right) \quad (12)$$

式中 α 為火災室之昇溫係數，須由火災室之通風條件及火載量決定，在本研究因爐溫之昇溫設定採 ISO834 之昇溫曲線規定，當 $\alpha = 460^\circ\text{C} / \text{min}^{1/6}$ ，火災室之溫度與時間關係會很接近 ISO 834 之昇溫情況，如圖 14 所示，利用本研究試體所受高溫作用之結果有助於印證預測式之合理性。式中 d 為構件斷面受高溫作用之劣化深度，相關計算原理如前所述，計算細節詳見參考文獻 [28]，在本研究之 $d = 80 \text{ mm}$ 。在該手冊中規定普通混凝土之熱特性係數 $c = 0.21$ ，由式(12)可求得本研究梁柱複合構件試體在 P1 與 P2 加載作用下之耐火時間為 268 min，本研究之試體 NC5、SCC4 與 SCC5 承受高溫時間分別為 180 min、150 min 及 170 min，經由試驗之觀察，在昇溫結束時，試體並未發生破壞，而梁底部混凝土發生 30~40 mm 剝落之時間約在昇溫 30 分鐘內，此時梁並未發生破壞。如繼續採用 ISO834 昇溫曲線加溫測試，試體之實際破壞時間與預測值之關係，則可得到較明確之印證，惟在實務上，本研究之試體在 150 min 至 180 min 的高溫作用下，應可提供相當多之耐火性能資料供設計者參考，結構耐火性能驗證手冊之相關規定，在送交實業界應用之前，仍有待更多試驗之印證。

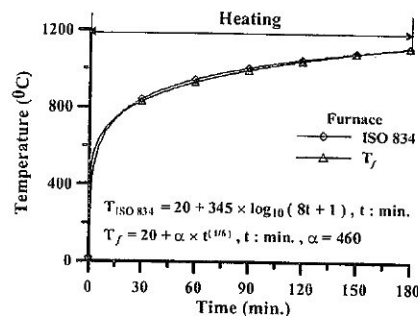


圖 14 ISO834 與性能驗證規定之昇溫曲線比較

上述之結構耐火性能驗證規定主要在針對火害中之結構承載力性能預測，對於鋼筋混凝土結構在火害後之安全評估以及各國之相關評估方法比較，讀者可參閱參考文獻[30,31]。

六、結論與建議

本研究共測試三座全尺寸經耐震規範設計之鋼筋混凝土梁柱複合構件試體之耐火性能，探討其在 ISO834 昇溫條件三小時之高溫中行為與殘餘強度，相關結論如下：

1. 在昇溫階段之前 25 分鐘，試體表面混凝土有明顯爆裂及並有角隅剝落現象，尤其在梁柱接頭附近之梁端壓力側有較多之混凝土保護層脫落，但整體複合構件具有足夠之耐火強度，未發生高溫中崩塌破壞現象。
2. 高溫中，梁之部分拉力撓曲鋼筋與剪力鋼筋溫度分別高達 590°C 及 510°C，將使正彎矩區之撓曲強度折減，剪力強度也會明顯減少。
3. 試體內部測溫點之溫度達到 100°C 時，該位置之溫度增加率會有遲滯現象，此將影響到梁之撓度變化，在昇溫後之 25 ~ 60 分鐘，造成梁之撓度增加率有明顯減緩現象。
4. 梁柱接頭在高溫中之水平位移主要受到梁之水平位移及外柱三面受火彎曲變形之影響，在昇溫之初期，主要受梁之膨脹變形影響，其往爐外位移量將因隨後柱之彎曲變形而減少。梁在同時受固定載重及 ISO834 昇溫作用下，經過 180 分鐘後之撓度約為昇溫試驗前位移之 10 倍。梁之勁度因高溫作用有明顯減少現象，SCC 試體比 NC 試體稍為明顯。
5. 在殘餘強度測試中，梁在正、負彎矩曲之撓曲鋼筋均達降伏階段，除 SCC5 試體先發生撓曲鋼筋降伏後發生剪力破壞外，其餘兩座試體在加載點附近之梁頂混凝土被壓碎，為典型之韌性撓曲破壞。
6. 以 ANSYS 軟體配合 EC2 所建議之材料熱性質預測試體之溫度分佈，預測值與試驗值有良好之關聯性。
7. 根據內政部建研所研訂之建築結構物耐火性能驗證技術手冊之相關分析，本研究試體應有 260 分鐘之耐火時效，因本研究之試體實際受高溫時間最高為 180 分鐘，試體並無立即破壞之現象，在實業界應用前，該驗證手冊之相關規定仍有待更多實驗印證。

誌謝

本研究之主要經費來自國科會專題研究計畫 NSC 97-2211-E-006-359-MY2，謹此致謝，試驗過程中，內政部建築研究所本部及防火試驗室工作同仁之支持與協助，碩士班學生在試體製作及測試過程之參與幫忙，周瑞興先生協助試體模版製作組立，呂中凌先生和劉彥廷先生在試體安裝上之協助，一併致謝。

參考文獻

1. Anderberg, Y., "Spalling phenomena of HPC and OC," *NIST Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete*, February, 5p (1997).
2. Hertz, K.D., "Limits of spalling of fire-exposed concrete," *Fire Safety Journal*, Vol. 38, pp. 103-116 (2003).
3. 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).
4. Chan, Y.N., Peng, G.F., and Anson, M., "Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 21, pp. 23-27 (1999).
5. Kosmas, K.S., "Mechanical characteristics of self-consolidating concretes exposed to elevated temperatures," *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 19, No. 8, pp. 648-654 (2007).
6. *Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 1-2; General Rules - Structural fire design* (1995).
7. Lie, T.T., Rowe, T.J., and Lin, T.D., "Residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns," *SP92-9, American Concrete Institute*, pp. 154-174.
8. 陳舜田，林英俊，沈進發，林建宏，「鋼筋混凝土構件受火害後力學行為之研究 (三)」，國科會研究報告 NSC76-0410-E011-13 (1990)。
9. 陳舜田，林英俊，沈進發，林建宏，「鋼筋混凝土構件受火害後力學行為之研究 (一)」，國科會研究報告 NSC76-0410-E011-04 (1987)。
10. 陳舜田，林英俊，沈進發，林建宏，「鋼筋混凝土構件受火害後力學行為之研究 (二)」，國科會研究報告 NSC-76-0410-E-011-09 (1987)。
11. 楊旻森，陳舜田，林英俊，「混凝土受火害後之乾縮應變及其影響」，中華民國第二屆結構工程研討會論文集 (二)，南投 (1992)。
12. Ellingwood, B. and Shaver, J.R., "Effects of fire reinforced concrete members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 106, No. ST11, pp. 2151-2166 (1980).
13. Ellingwood, B. and Lin, T. D., "Flexure and shear behavior of concrete beams during fires," *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineering, Vol. 117, No. 2, pp. 440-458 (1991).
14. Ali, F., Nadjai, A., Silcock, G., and Abu-Tair, A., "Outcomes of a major research on fire resistance of concrete columns," *Fire Safety Journal*, Vol. 39, pp. 433-445 (2004).
15. Kodur, V. and McGrath, R., "Fire endurance of high strength concrete columns," *Fire Technology*, Vol. 39, pp. 73-87 (2003).
16. Tan, K.H. and Yao, Y., "Fire resistance of reinforced concrete column subjected to 1-, 2-, and 3-face heating," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 11, pp. 1820-1828 (2004).
17. 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 (1996)。
18. 許崇堯，林英俊，陳舜田，「火害後鋼筋混凝土梁柱接頭錨定鋼筋之握裹滑移特性」，中國土木工程學刊，

- 第六卷，第一期，第 31-43 頁 (1994)。
19. 林英俊，陳舜田，林慶榮，「火害後鋼筋混凝土梁之剪力強度」，建築物火害後及災後安全評估法，台灣科大營建工程系列叢書，科技圖書股份有限公司，第 117-135 頁 (1999)。
 20. 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).
 21. 黃世建，廖迪發，陳舜田，沈進發，火害後鋼筋混凝土構造實用安全評估方法，建築物火害後及災後安全評估法，台灣科大營建工程系列叢書，科技圖書股份有限公司，第 185-201 頁 (1999)。
 22. Chen, Y.H., Chang, Y.F., Yao, G.C., and Sheu, M.S., "Experimental research on post-fire behavior of reinforced concrete columns," *Fire Safety Journal*, Vol. 44, pp. 741-748 (2009).
 23. Jau, W.C. and Huang, K.L., "A study of reinforced concrete corner columns after fire," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, pp. 622-638 (2008).
 24. 許茂雄，鄭復平，「鋼筋混凝土梁柱組合體火害行為之研究」，內政部建築研究所委託研究報告 (2003)。
 25. Xiao, J.Z., Li, J., and Huang, Z.F., "Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance," *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 5, pp. 531-540 (2008).
 26. 建築技術規則，詹氏書局出版，283 pp (2006).
 27. *International Building Code*, International Code Council, Inc. 756 pp (2000).
 28. 建築物構造防火性能驗證技術手冊，內政部建築研究所，103 pp (2005)。
 29. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 465 pp (2008).
 30. 沈進發，沈得縣，「鋼筋混凝土結構物火害後安全評估程序之研訂」，內政部建築研究所 86 年度研究計畫聯合研討會論文集，台北，第 801-849 頁 (1997)。
 31. 沈得縣，陳舜田，沈進發，「各國火災後混凝土結構物安全評估方法之比較」，中華民國第四屆結構工程研討會論文集，台北，第 493-502 頁 (1998)。

99 年 2 月 10 日	收稿
99 年 9 月 3 日	修改
99 年 10 月 22 日	接受