

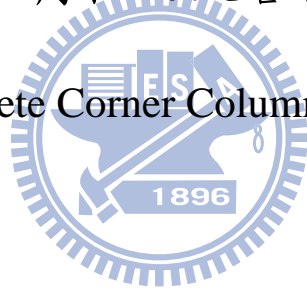
國立交通大學

土木工程學系

博士論文

鋼筋混凝土角柱之火害行為研究

A Study of Reinforced Concrete Corner Columns under High Temperature



研究生：黃國立

指導教授：趙文成 博士

中華民國 九十八年 十一月

鋼筋混凝土角柱之火害行為研究

A Study of Reinforced Concrete Corner Columns under High Temperature

研究生：黃國立

Student : Kuo-Li Huang

指導教授：趙文成

Advisor : Wen-Chen Jau

國立交通大學
土木工程學系
博士論文



Submitted to Department of Civil Engineering

National Chiao Tung University

for the Degree of

Doctor of Philosophy

in

Civil Engineering

November 2009

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十八年十一月

鋼筋混凝土角柱之火害行為研究

學生：黃國立

指導教授：趙文成博士

國立交通大學土木工程學系（研究所）博士班

摘要

建築物之結構體中，柱為主要之構件，其結構性能關係到整個建築物之安全，因此鋼筋混凝土柱火害行為之研究非常重要，以往之研究均僅針對內柱（四面）火害行為，很少針對角柱（二面）火害行為進行研究。

由於角柱通常比內柱具有較大之偏心距離且有僅二面受到火害高溫之特性，與內柱四面受到火害高溫之模式不同，角柱受火害後，形成混凝土材料非對稱，將使結構行為更複雜，本研究提出一套模擬鋼筋混凝土角柱同時受軸壓、雙向彎矩及非對稱火害之試驗方法，並對於其火害行為進行討論。

本研究試驗及分析後發現：

- (1) 混凝土角柱（30公分×45公分）在相同混凝土壓應力 $0.2f_c'$ 下，4小時火害延時內之斷面溫度分佈與保護層厚度（5公分、7公分）、混凝土強度（140kgf/cm²、280kgf/cm²）、鋼筋比（2%、3%）及偏心大小（0公分、7.5公分）等變數，並無明顯之差異。此行為與混凝土

內柱相同。

- (2) 火害影響混凝土角柱表面產生裂縫或剝落之因素，按嚴重程度依序為火害延時、保護層厚度、鋼筋比及混凝土強度。
- (3) 混凝土角柱之火害後極限強度殘餘率比較發現：(a) 合力偏心距離大於平衡偏心距後，即合力點位於拉力破壞區，極限強度折減變化明顯，隨著合力偏心距離之增加，極限強度殘餘率由小而大，合力偏心距離越大，極限強度殘餘率越高；合力偏心距離小於平衡偏心距後，即合力點位於壓力破壞區，極限強度殘餘率變化並不明顯；(b) 火害延時較長，極限強度殘餘率較低，但火害延時對強度影響較嚴重在前 2 小時，火害延時 2 小時後之極限強度殘餘率下降速率將減緩；(c) 鋼筋比大者，極限強度殘餘率較鋼筋比小者高，但兩者差異不明顯；(d) 保護層大者，極限強度殘餘率較保護層小者低，經 4 小時火害延時試驗，保護層 7 公分將使極限強度殘餘率僅餘 57%，而保護層 5 公分則強度殘餘率仍有 77%；(e) 混凝土強度(280kgf/cm²) 高者，極限強度殘餘率較混凝土強度 (140kgf/cm²) 低者低，經 4 小時火害延時試驗，280kgf/cm² 強度之極限強度殘餘率 60.8%，140kgf/cm² 強度之極限強度殘餘率極限強度殘餘率 76.05%，兩者極限強度殘餘率相差約 15%。
- (4) 混凝土內柱 (40 公分×40 公分) 與角柱 (30 公分×45 公分) 之火害

後極限強度殘餘率比較：(a) 混凝土 280kgf/cm^2 以下強度，內柱經 2 小時火害延時，混凝土強度 (248kgf/cm^2) 極限強度殘餘率約 77.5%，混凝土強度 (198kgf/cm^2) 極限強度殘餘率約 86%，顯示混凝土強度高者，極限強度殘餘率低，故內柱與角柱在此特性顯示相同之趨勢；

(b) 內柱經火害延時 2 小時之極限強度殘餘率約 53.9%，火害延時 4 小時之極限強度殘餘率約 39.4%，而角柱在火害延時 2 小時之極限強度殘餘率約 60%，火害延時 4 小時之極限強度殘餘率約 50%，顯示火害延時對內柱極限強度殘餘率影響較角柱明顯；(c) 保護層 7 公分內，內柱之試驗顯示火害延時 4 小時之強度殘餘率均約 64%，沒有明顯之差異，但角柱經 4 小時火害延時試驗，保護層 7 公分之極限強度殘餘率約 57%，而保護層 5 公分則強度殘餘率約 77%，有明顯之差異，故保護層對角柱極限強度殘餘率影響較內柱明顯。

(5) 混凝土內柱 (40 公分×40 公分) 與角柱 (30 公分×45 公分) 之火害試驗後，其色澤、裂縫及爆裂現象，無明顯之差異。

(6) 混凝土內柱 (40 公分×40 公分) 與角柱 (30 公分×45 公分) 於破壞試驗後，外觀均有類似之破壞情形。

關鍵詞：火害、內柱與角柱、彎矩與軸力、鋼筋混凝土

A Study of Reinforced Concrete Corner Columns under High Temperature

Student : Kuo-Li Huang

Advisors : Dr. Wen-Chen Jau

Department (Institute) of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

Columns are the most important members of structure. The strengths of the columns in general determine the strengths of the structure. Therefore, the study of the strengths of columns under high temperature is very important. Many studies have investigated the strength of interior (four faces fire loading) columns under high temperatures; however, there has been little research on the strength of corner (two faces fire loading) columns under high temperatures.

Corner columns are usually under high biaxial eccentricity than interior columns. Furthermore, during a fire, only the interior two faces of corner columns are exposed to fire in contrast to interior columns of which all four faces are exposed. The material asymmetry of concrete after fire further complicated the behavior of the corner columns. This study investigated the behavior of corner columns under axial loading, biaxial bending and asymmetric fire loading.

This study shows :

- (1) The corner column under the same stress ratio, the temperature distribution across the section is similar to interior columns and is not affected by concrete cover thickness, concrete strength or steel ratio.

- (2) The factors affecting the initiation of the cracks under high temperature on corner column in the order of importance are fire duration, concrete cover thickness, steel ratio, concrete strength and eccentricity.
- (3) A further examination on the residual strength rates of the corner columns after fire loading shows : (a) in the tension failure zone, the higher the eccentricity, the higher the residual strength; in the compression zone, the residual strength did not change significant, (b) the longer the fire, the less the residual strength, (c) the higher the steel ratio, the higher the residual strength, (d) the thicker the cover, the less the residual strength, and ,(e) the higher the concrete strength, the less the residual strength.
- (4) After the fire test, the color, crack and burst, observed from the surface are similar for both interior and corner columns.
- (5) After the strength test, failure surfaces are similar for both the interior and corner columns.
- (6) A further examination on the residual strength rates of the interior and corner columns after fire loading shows : (a) the higher the concrete strength, the less the residual strength rate, the interior and corner columns yield same trend, (b) the effect of fire duration on the residual strength rate is more pronounced for interior columns, and ,(c) the effect of concrete cover is more important for exterior columns.

Keyword: fire damage, interior or corner column, bending or axial force, reinforced concrete

誌謝

民國 84 年自本校土木系碩士班畢業後，有幸獲得機會回到系上攻讀博士學位，由於天生資質並不聰穎，因此在求學及研究的道路備感艱辛，但不敢回首，生怕辜負師長及朋友的期盼，只有一步一步努力慢慢往前進，歷經數個寒暑，終於完成本論文。

論文得以完成，首要感謝恩師趙文成博士不棄不捨的指導，由碩士班至博士班，十餘年來在求學及研究的過程中，不時的教誨與協助，但從他那裡所領受到的不只是專業知識及研究方法的傳授，收獲更大的是恩師身教上為人處世的態度與豁達的人生觀，謹在此獻上由衷的謝忱。

求學期間，除了恩師的教誨，還要感謝本系彭耀南教授、鄭復平副教授等師長在學業上的指導，奠定研究能力之基礎，另本論文也感謝內政部建築研究所計畫的支持，使試驗能順利的進行，本論文才得以完成，對於內政部建築研究所前所長蕭江碧所長、陳建中組長及防火實驗室蔡銘儒研究員等人士之協助，在此一併深深感謝。

在職進修期間，感謝高雄市政府捷運工程局諸多長官的關懷，對於好友李國榮博士、吳大川先生、翁榮德先生之幫忙，亦深深感謝，最後對本局所有同仁對本人之支持與通融，一併致謝。

本論文得以付梓，承蒙口試委員林建宏教授、黃然教授、張大鵬教授、

李釗教授、鄭復平副教授及林昌佑副教授在初稿審查及口試期間，以豐富的學養，提供寶貴之意見及建議，使本論文更加完備，謹致上最誠摯的敬意與謝意。

求學期間如果沒有家人在精神上的支持與鼓勵，不可能有此論文之完成，對於父母的寬容，筆墨難以形容，最後要感謝一直陪伴在身旁的內人黃美玲女士，使本人無後顧之憂，將此榮耀與喜悅與他們共享。個人的能力有限，研究並非一人之力能夠完成，感謝所有給予幫助的人，畢業是另一段研究之路的開始，希望所有的人能繼續支持我往研究之路走下去。



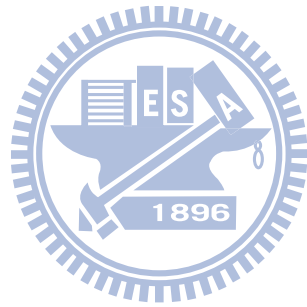
目錄

	頁次
中文摘要	i
英文摘要	iv
誌謝	vi
目錄	viii
表目錄	xi
圖目錄	xiii
符號說明	xvi
第一章 緒論	
1.1 前言	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究方法	4
1.4 本文內容	5
第二章 文獻回顧	
2.1 耐火試驗	7
2.2 熱力學	9
2.3 混凝土火害後之影響	10
2.4 火害高溫對鋼筋之影響	20
2.5 鋼筋混凝土柱構體火害行為	21
第三章 試驗計畫	
3.1 試驗設備	25



	頁次
3.2 試驗材料	26
3.3 試驗規劃	27
3.4 火害試驗	29
3.5 載重試驗	31
第四章 理論分析	
4.1 分析方法	35
4.2 軸向極限載重分析	40
4.3 偏心極限載重分析	41
4.4 壓應力影響分析	43
第五章 試驗結果與討論	
5.1 溫度傳遞與設計參數之關係	45
5.2 火害與載重試驗後試體表面觀察	47
5.3 載重試驗之應變、曲率與側向位移	49
5.4 載重試驗之極限強度衰減	51
5.4.1 偏心之影響	51
5.4.2 火害延時之影響	53
5.4.3 鋼筋比之影響	54
5.4.4 保護層之影響	56
5.4.5 混凝土強度之影響	57
5.4.6 壓應力之影響	59
5.5 內柱與角柱火害行為之比較	61
5.5.1 火害試驗與載重試驗後試體表面比較	61
5.5.2 火害後之極限強度殘餘率比較	62

	頁次
第六章 結論與建議	
6.1 結論	64
6.2 建議	68
參考文獻	70
表	75
圖	92
自傳	124



表目錄

	頁次
表 1 水泥漿體受高溫性質	75
表 2 混凝土高溫體積變化情形	76
表 3 軸向載重柱之耐火試驗資料	76
表 4 偏心載重柱之耐火試驗資料	76
表 5 混凝土材料性質	77
表 6 試驗規劃	78
表 7 試體編碼	79
表 8 熱電耦佈設座標	79
表 9 各試體之熱電耦佈設	80
表 10 斷面之熱傳導理論值與試驗值之比較	80
表 11 軸向載重—斷面中心溫度與歷時關係	81
表 12 偏心載重—斷面中心溫度與歷時關係	81
表 13 斷面歷時溫度(°C) (A2214)	82
表 14 偏心載重破壞應變狀態表	83
表 15 軸向載重破壞應變狀態表	83
表 16 對照組(無火害)之試驗值與分析值比較表	84
表 17 偏心載重試驗值與分析值比較表	84
表 18 軸向載重試驗值與分析值比較表	85
表 19 殘餘強度比率表 (Pult)	86
表 20 鋼筋比差異之案例計算	87

	頁次
表 21 混凝土強度差異之案例計算	87
表 22 壓應力對偏心內柱極限強度之影響	88
表 23 壓應力對偏心角柱極限強度之影響	88
表 24 鋼筋混凝土柱火害外觀行為	89
表 25 柱試體極限強度殘餘率	90



圖目錄

	頁次
圖 1 標準加熱溫度—時間曲線	92
圖 2 不同粒料混凝土熱膨脹關係	92
圖 3 普通混凝土及高強度混凝土火害後抗壓強度變化	93
圖 4 重質粒料混凝土火害後抗壓強度變化	93
圖 5 火害後壓應力對抗壓強度之影響	94
圖 6 火害後不同冷卻條件之混凝土抗壓強度衰減	95
圖 7 600°C 火害後不同混凝土孔隙體積總量	95
圖 8 火害溫度之應力與應變關係	96
圖 9 火害後混凝土應力應變關係	96
圖 10 火害後之混凝土強度衰減	97
圖 11 火害後不同粒料混凝土彈性模數衰減	97
圖 12 火害對不同強度混凝土彈性模數衰減	98
圖 13 火害中鋼筋抗拉強度衰減	98
圖 14 火害中鋼筋彈性模數衰減	98
圖 15 火害後鋼筋抗拉強度折減	99
圖 16 樑柱樓版複合實驗爐	99
圖 17 墩柱設備	100
圖 18 量測設備	101
圖 19 試體規劃圖	102
圖 20 熱電偶溫度量測配置	103

	頁次
圖 21 熱電偶佈設現況	104
圖 22 爐溫控制曲線	104
圖 23 火害試驗示意圖	105
圖 24 角柱火害試驗現況	105
圖 25 火害試驗偏心加載平面圖	106
圖 26 球座設備	106
圖 27 偏心載重之加載點示意圖	107
圖 28 LVDT 安裝相片	107
圖 29 LVDT 安裝示意及變形幾何關係圖	108
圖 30 兩側應變示意圖	109
圖 31 斷面分割示意圖	109
圖 32 理論分析流程圖	110
圖 33 切割尺寸與極限載重之敏感度分析	111
圖 34 不同混凝土強度試體內部之歷時溫度（軸向載重）	111
圖 35 不同混凝土強度試體內部之歷時溫度（偏心載重）	112
圖 36 不同鋼筋比試體內部之歷時溫度（軸向載重）	112
圖 37 不同鋼筋比試體內部之歷時溫度（偏心載重）	113
圖 38 不同火害延時試體內部之歷時溫度	113
圖 39 2 小時火害延時之溫度分佈圖	114
圖 40 4 小時火害延時之溫度分佈圖	114
圖 41 火害後試體表面觀察	115
圖 42 火害後試體之偏心載重試驗後之表面觀察	116
圖 43 火害後試體之軸向載重試驗後之表面觀察	116

	頁次
圖 44 X 軸-偏心載重-中心應變圖	117
圖 45 X 軸-軸向載重-中心應變圖	117
圖 46 Y 軸-偏心載重-中心應變圖	118
圖 47 Y 軸-軸向載重-中心應變圖	118
圖 48 X 軸-偏心載重-曲率圖	119
圖 49 X 軸-軸向載重-曲率圖	119
圖 50 Y 軸-偏心載重-曲率圖	120
圖 51 Y 軸-軸向載重-曲率圖	120
圖 52 X 軸-偏心載重-側向位移圖	121
圖 53 X 軸-軸向載重-側向位移圖	121
圖 54 Y 軸-偏心載重-側向位移圖	122
圖 55 Y 軸-軸向載重-側向位移圖	122
圖 56 不同火害延時之角柱軸力彎矩圖	123
圖 57 不同火害延時之內柱軸力彎矩圖	123

符號說明

f_c	混凝土抗壓強度 (kgf/cm ²)
f_r	混凝土火害後殘餘極限抗壓強度 (kgf/cm ²)
f_c'	28 天齡期混凝土極限抗壓強度 (kgf/cm ²)
f_o	壓應力(kgf/cm ²)
ϵ_c	混凝土應變 (mm/mm)
ϵ_{\max}	溫度對應之混凝土最大應變 (mm/mm)
ϵ_o	f_c' 所對應極之應變 (mm/mm)
E_c	溫度 T°C 時混凝土彈性模數 (kgf/cm ²)
E_{co}	常溫 (20°C) 時混凝土彈性模數 (kgf/cm ²)
f_{yr}	火害後鋼筋殘餘降伏強度 (kgf/cm ²)
f_y	常溫鋼筋降伏強度 (kgf/cm ²)
f_{ur}	火害後鋼筋殘餘極限強度 (kgf/cm ²)
f_u	常溫鋼筋極限強度 (kgf/cm ²)
Δ_{ax}	沿 X 軸上由 a 點 LVDT 量測之變形量 (mm)
Δ_{bx}	沿 X 軸上由 b 點 LVDT 量測之變形量 (mm)
ϵ_{ax}	沿 X 軸上由變形量 Δ_{ax} 所計算相對之應變 (mm/mm)
ϵ_{bx}	沿 X 軸上由變形量 Δ_{bx} 所計算相對之應變 (mm/mm)
ϵ_{fx}	沿 X 軸上斷面火害側之應變 (mm/mm)
ϵ_{ux}	沿 X 軸上斷面未火側之應變 (mm/mm)
ϕ_x	沿 X 軸之曲率
P_0	無偏心標稱軸向強度 (Ton)

P_{n0} 考慮意外偏心效應之無偏心標稱軸向強度 (Ton)

P_{ni} 雙向偏心標稱軸向強度 (Ton)

P_{nx} 偏心標稱軸向強度 (X 軸)

P_{ny} 偏心標稱軸向強度 (Y 軸)



第一章、緒論

1.1、前言

建築物之結構體中，柱為主要之構件，其結構性能關係到整個建築物之安全，故結構設計特別強調「強柱弱梁」之概念，因為柱的構件一但發生斷裂、挫曲等破壞行為，除將導致建築物塌損外，更嚴重的是對於建築物內的人員，在幾乎沒有逃生避難時間之存在下，結果將導致重大生命及財產之傷亡。

近年來，建築物的火害行為相關之研究成為重要課題，研究領域包括理論分析與試驗驗證二大主軸，有關理論分析之部份，主要係利用有限元素法等數學模式，求解熱傳導溫度及受其影響之結構分析；至於試驗驗證之部份，則包括材料、構件等之試驗，材料試驗包括混凝土（主要是粒料）及鋼筋等材料之熱傳導行為及材料之火害行為，構件試驗則包括鋼筋混凝土構件之耐火行為（主要是耐火時效之研究）及鋼筋混凝土構件火害後之行為（主要是強度之衰減研究），有關這些過去研究的成果將詳述於第二章文獻回顧內。

1.2、研究目的

綜觀過去的研究，顯示混凝土材料之外部受到高溫，其溫度傳遞至內部的速率並不快，但是高溫卻將使材料性質產生改變，此改變又影響了抗壓強度、彈性模數及應力應變關係等性質，前述性質對力學性質會有相當程度之折減，致使結構強度與勁度將降低，導致結構物安全產生危害。

在過去對普通強度混凝土火害行為的認知，臚列如下：

- (1) 就混凝土斷面受高溫而言，其四面受熱時，溫度將由四受熱面以平行方式傳遞至內面，二面受熱時，溫度將由二受熱面以平行之方式傳遞至內面。內柱四分之一斷面之溫度分佈將近似於角柱斷面之溫度分佈，以高溫之影響面積而言，內柱遠大於角柱。
- (2) 就混凝土結構之耐火時效而言，內柱為四面受熱，其受無偏心之軸向載重，耐火時效均可達 3 小時，受偏心之軸向載重柱，除兩端鉸接之內柱時效低於 3 小時，餘支承均有 3 小時之耐火時效。至於角柱因多受偏心載重，耐火時效應將較低，但尚無文獻研究。
- (3) 就混凝土結構之殘餘極限強度而言，內柱火害延時 0.5 小時約為火害前之 89%，火害延時 1 小時約為火害前之 87%，火害延時 2 小時約為火害前之 78%，火害延時 4 小時約為火害前之 61%，至於角柱因受火害面積較小，相同斷面積之角柱殘餘極限強度比例應內柱較

高，但尚無文獻研究。

- (4) 就偏心對普通強度混凝土火害之影響，理論上當偏心距離越大，混凝土開裂後，此時鋼筋的影響將大於混凝土的影響，此時無論四面火害或二面火害之剩餘承壓面積會約相同，即均為火害部份面積，故其結論應接近，但並無文獻研究。


綜上，本研究選擇二面暴露在高溫之鋼筋混凝土角柱作為研究範圍，考慮建築物之外圍角柱時受到偏心載重，設定偏心距離 7.5 公分，考慮室內隔間角柱時則受到軸向（無偏心）載重，設定偏心距離 0 公分。

鋼筋混凝土柱對於火害後行為之研究，以往之研究均僅針對內柱（四面）火害行為，並無針對角柱（二面）火害行為之研究，主要原因受限於實驗室設備，另外如何適當的模擬亦有困難，本研究提出一套模擬鋼筋混凝土角柱同時受軸壓及高溫之試驗方式，對於其火害後之行為進行討論，並推演理論分析模式以適用其它狀態。本研究探討的內容包括：

- (1) 受偏心（或軸向）壓應力之鋼筋混凝土角柱，其斷面於火害時溫度之傳遞變化。
- (2) 受偏心（或軸向）壓應力之鋼筋混凝土角柱，其外觀於火害後之觀察。
- (3) 火害後，復受偏心（或軸向）載重之鋼筋混凝土角柱，其外觀破壞之觀察。

- (4) 火害後，復受偏心（或軸向）載重之鋼筋混凝土角柱，其中間區段之曲率、側向位移及應變變化。
- (5) 火害後，復受偏心（或軸向）載重之鋼筋混凝土角柱，其極限強度與極限強度殘餘率變化之探討。
- (6) 火害後，受偏心（或軸向）載重之鋼筋混凝土角柱，其極限強度理論分析模式推導。
- (7) 鋼筋混凝土角柱與內柱（過去文獻）火害行為之比較。

1.3、研究方法



本研究共規劃了 22 支角柱試體試驗，分別承受偏心載重或軸向載重，其中規劃 16 支試體受火害（8 支偏心載重及 8 支軸向載重），6 支試體不受火害（3 支偏心載重及 3 支軸向載重）。研究內容如 1.2 節所述，規劃變數包括二種偏心距、二種火害延時、二種鋼筋比、二種混凝土強度及二種保護層厚度。

本研究除進行鋼筋混凝土角柱火害試驗，求得相關數據加以分析探討，一系列探究鋼筋混凝土角柱火害後之行為變化，並推演理論分析方法，互相配合驗證及討論。

本研究第一階段為火害試驗，模擬角柱受到高溫時之情形，試驗將四支試體（每一支試體斷面為 30 公分×45 公分）複合一起，置入梁柱樓板複

合實驗爐，配合所規劃之火害延時加熱。火害試驗前於試體與試體接觸縫隙處注入陶瓷土隔熱材，以隔絕高溫接觸原被試驗設計為不受火害之表面，而使高溫大量傳導入混凝土內，本試驗設計使角柱試體受火害面為接觸試驗爐外界之二面，俾以模擬室內角柱受到火害之情形。

第二階段為載重試驗，獲得角柱火害後之試體仍可承受之極限強度為若干，此時所規劃之加載位置仍同火害試驗，將火害試驗後（或未受火害）之試體施加载重，量測角柱試體之中間區段相對變形量及側移量，並記錄試體強度至破壞，並據以進行分析比較。

最後，第三階段進行理論分析，分析模式採用美國混凝土協會（America Concrete Institute，ACI）鋼筋混凝土設計規範之假設，並考慮高溫對鋼筋及混凝土材料應力應變之折減，以分析鋼筋混凝土角柱於火害後之極限強度。因為試驗規劃為雙向偏心，因此極限強度計算採用了 Bresler 倒數法理論進行理論分析。上述較詳細之說明將分別在第三章與第四章來報告。

1.4、本文內容

本論文包括六個章節，第一章緒論，包括前言、研究目的、研究方法及本文內容四個小節，針對本文全貌做一概況性之說明。第二章文獻回顧，包括耐火試驗、熱力學、混凝土火害後之影響、火害高溫對鋼筋之影響及鋼筋混凝土柱構體火害行為五個小節，整理過去相關之文獻，綜合整理予

以禪述。第三章試驗計畫，包括試驗設備、試驗材料、試驗規劃、火害試驗及載重試驗五個小節，敘述本研究試驗部份之規劃與設計，材料之準備與試驗器材及試驗之過程細節。第四章理論分析，包括分析方法、軸向極限強度分析流程、偏心極限強度分析及壓應力影響分析四個小節，敘述配合本研究驗證之分析程序與理論公式。第五章試驗結果與討論，包括溫度傳遞與設計參數之關係、火害與載重試驗後試體表面觀察、載重試驗之應變、曲率與側向位移及載重試驗之極限強度衰減四個小節，結合本研究之試驗與理論分析結果加以討論，解析角柱火害後之行為，其中載重試驗之極限強度衰減包括偏心之影響、火害延時之影響、鋼筋比之影響、保護層之影響、混凝土強度之影響及壓應力之影響六個小節。第六章結論與建議，包括結論及建議二個小節，對於本研究獲致之結果整理結論並做建議。文末並說明參考文獻之來源。

第二章、文獻回顧

2.1 耐火試驗

在國內或國外，進行火害試驗的大型實驗室並不多，目前在國內最大之火害試驗場為內政部建築研究所設於台南縣歸仁鄉之防火實驗室，本研究即在此實驗室進行。本研究整理國內、外相關火害實驗室如下：

- (1) NBS (National Bureau of Standards, NIST 前身)
- (2) NIST (National Institute of Standards and Technology)
- (3) PCA (Portland Cement Association)
- (4) NFPA (National Fire Protection Association)
- (5) 內政部建築研究所 (門、牆、柱、樑試驗)
- (6) 財團法人建築研究中心 (門、牆試驗)
- (7) 中山科學研究院化學研究所 (牆、樓版、樑試驗)
- (8) 國立成功大學防火安全研究中心 (門、牆試驗)
- (9) 台灣科技大學 (牆、柱、樑試驗)

在國內、外有許多耐火試驗規範，在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)」，國外有美國材料試驗協會 (ASTM E119) 「Standard Test

Methods for Fire Tests of Buildings Construction and Materials (建築構造及材料燃火試驗標準試驗方法)」、美國防火協會(NFPA 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)」、國際標準(ISO 834-1)「Fire Resistance test(耐火試驗)」及英國標準(BS 476)「Fire Tests on Buildings Materials and structures (建築材料及結構燃火試驗)」等，均可做為研究之參考。

上述規範中，將會定義一條模擬火場之昇溫狀態曲線，稱之為標準加熱溫度—時間曲線，此曲線提供實驗室加熱爐溫度上升與時間之關係。國內目前採用之規範為經濟部標準檢驗局 91 年 8 月 CNS 12514 修訂版，其標準加熱溫度—時間曲線如圖 1 所示，CNS 12514 之加熱溫度與時間的關係與其他國家之標準升溫曲線來比較，曲線上升趨勢均相當接近且部份係相同，例如 CNS 2514 與 ISO 834 是相同的。

但這些昇溫曲線，代表的是一種被各界接受之火害昇溫狀態，並不能代表所有火場昇溫狀態；因為實際火場昇溫狀態，必須考慮防火區劃之邊界條件與火載量等因素，也因為每一火場均有不同的火載量及通風條件，故每一個火場溫度並不會相同，因此研究課題如為特殊之情形時，必須另外定義適合之升溫曲線，例如化學工廠或具有高度易燃物之工廠發生火災時，短時間內溫度將驟升，此時碳氫升溫曲線(HC fire curve)就較為適當來模擬。

2.2 熱力學

建築物發生火災之過程，溫度的變化差異主要是由熱傳導所造成的結果，而所謂熱傳導，係指在一個有溫度差的系統中或兩個不同溫度的系統相接觸時，發生能量的傳送。熱傳導可以說由於有溫差存在，而產生能量由一區域傳到另一區域的現象，宇宙各地均會有溫差存在，因此熱傳導現象的發生可以說無處不有。

一般而言，熱傳導的方式可區分為傳導、對流和輻射[1]。傳導 (Conduction) 可視為因粒子之間的交互作用，而使能量由高能量粒子傳遞至低能量粒子。液體及氣體傳導效應相同，當溫度越高時，分子之能量也越高，兩相鄰分子相互碰撞時，能量會由較高能量之分子傳遞至能量較低之分子，但液體中分子間之距離較氣體小，彼此之間的交互作用較頻繁且強；在固體中，因係由自由電子和束縛於晶格內的原子所組成，因此熱能的傳導源於自由電子的移動及晶格振動波兩種效應。對流 (Convection) 的現象，係因流體溫度之不同而密度改變，藉分子熱源振動的同時，攜熱移動造成流體位置的改變，對流的數學理論比較複雜，原因在於某一溫度的流體與另一溫度的面接觸，所造成的能量轉移與許多因素有關，包括接觸面的表面形狀、接觸面是水平或是垂直、與面接觸的流體種類、流體密度、黏滯性 (Viscosity)、比熱及熱傳導係數、流體的速度大而造成亂流或是速

度小造成層流及是否有揮發或凝結的現象等。輻射 (Radiation) 是指自有限溫度之物質放射出能量的熱傳過程，其與前述兩種熱傳方式均為不同，自然界中所有物體只要溫度高於絕對零度，其內部原子會因熱擾動而發出電磁輻射，此即為熱輻射，由於輻射熱本身具有電磁波之特性，所以它的熱傳遞是不需透過介質的。

混凝土之熱傳導性質，受到含水量、粒料種類及加熱方式等因素影響，一般而言，混凝土在低溫時，因為內部含有水份，除固體本身提供傳導外，水份亦具有傳導能力，此時具有極高之傳導係數且含水量越高傳導係數越高，隨溫度上升至 100°C 時，混凝土有最高之傳導係數，約 $1.0\sim 2.0\text{ W/m}\cdot\text{k}$ 。超過 100°C 後，因孔隙水逐漸蒸發使熱傳係數由減緩而逐漸下降，達到 300°C 後，因粒料與水泥漿體界面不協調且 CSH 開始分解，熱傳係數加速下降。直至溫度至 600°C 以上，孔隙體積增加且大孔隙增多，傳導方式在孔隙間以輻射方式為主來傳導，此時熱傳係數反轉向上，將逐漸增加。

2.3 混凝土火害後之影響

混凝土由水泥漿體及粒料組成，因為水泥漿體及粒料受火害高溫，二者反應並不相同，導致其行為相對複雜。就水泥漿體微觀性質而言，區分為固相及非固相，固相主要指的是晶體，例如 CSH、CH、Afm、Aft 及未水化水泥，非固相指的是水化後存在於內部的水分及孔隙，例如毛細孔水、

吸附水、層間水、毛細孔隙及膠孔隙。水泥漿體受高溫時，主要影響的因素為晶體的體積變化與水蒸氣的壓力消散，水泥漿體隨著溫度的上升而使化學成分產生變化，如表 1 所示。水泥漿體的溫度反應區主要在 $400^{\circ}\text{C}\sim 800^{\circ}\text{C}$ ，當溫度超出 800°C 以後，水泥漿體幾乎將分解回水泥之原化學成分，如果溫度再升高，水泥漿體則將產生反轉之現象，重新再燒結成水泥。至於粒料對於高溫的反應則較水泥漿體單純，主要影響的因素在於不同粒料之熱膨脹效應，如圖 2 所示。

混凝土使用之粒料可分為石灰質粒料或矽質粒料二類，石灰（鹼）質粒料的溫度特性，在 750°C 以上會分解並吸熱，粒料體積膨脹減少，因此穩定性較佳，至於矽（酸）質粒料的溫度特性，因在 573°C 會產生晶相改變，粒料體積膨脹而破裂，因此粒料穩定性差。在耐火能力上，通常石灰質粒料被認為優於矽質粒料[2-4]。

而當水泥漿體與粒料拌合而水化硬固結合成混凝土，其火害行為將與前述之物理、化學與界面反應相關，茲分述如下：

(1) 抗壓強度

混凝土火害後抗壓強度與高溫所導致之材料界面反應相關，當溫度上升至約 $200^{\circ}\text{C}\sim 300^{\circ}\text{C}$ ，CSH 膠體體積發生變化，抗壓強度開始下降，隨著溫度繼續上升達 700°C 時，抗壓強度將喪失 50% 以上。

混凝土火害後抗壓強度之下降，除與最高溫度有關，亦與最高溫延時及升溫速率有關。最高溫延時以最初之 2 小時，影響抗壓強度折損最為明顯，不同高溫在延時內對抗壓強度造成之折減，又以較低之高溫（約 400 °C）時抗壓強度折減為明顯，差異約為 15%以內。至於升溫速率對於抗壓強度造成之影響，主要係水泥砂漿與粒料之界面區反應，因二者之熱膨脹係數不同，溫差引起界面不協調而使抗壓強度折減，此反應亦以較低之高溫時對抗壓強度折減為明顯。

有關普通混凝土及高強度混凝土火害後抗壓強度影響之比較[5]，如圖 3 所示，可分成三個階段：(1) 20°C~400°C：高強度混凝土抗壓強度維持不降低，而普通混凝土抗壓強度已開始衰減。(2) 400°C~800°C：二者之行為約略相同，但高強度混凝土之抗壓強度因初始維持較高之抗壓強度，故此時較普通混凝土抗壓強度之下降速率快，以 600°C 時抗壓強度下降最大。(3) 800°C~1200°C：二者均已喪失原有之抗壓強度，行為沒有明顯不同。

另碎石（Gravel）、重晶石（Barite）及鈦鐵礦（Ilmenite）三種重質粒料混凝土曾進行耐火試驗[6]，如圖 4 所示。結果顯示常溫時三種粒料混凝土之基本性質差異不大，但加溫後三者各有不同之抗壓強度折減，其中以鈦鐵礦粒料混凝土具有較佳耐火性能，至 950°C 尚有 26%之抗壓強度，但碎石混凝土至此高溫已無抗壓強度。

另輕質粒料混凝土進行之耐火試驗[7]，分別採用了 ISO fire 曲線與

Hydrocarbon fire 曲線 (ISO fire 曲線與 Hydrocarbon fire 曲線之差別，在於 Hydrocarbon fire 曲線初期溫度較高[8])，以 ISO fire 升溫曲線之試驗結果顯示，輕質粒料混凝土耐火能力優於普通混凝土，相同試驗如採用碳氫火害 (Hydrocarbon fire, HC-fire) 升溫曲線，試驗卻顯示不同之結果，輕質粒料混凝土之保護層將產生爆裂，耐火性能反不如普通混凝土，因此瞭解到較高之初始溫度將不利於輕質粒料混凝土之耐火性能。對於輕質粒料混凝土在 Hydrocarbon fire 曲線之試驗容易爆裂，原因係：(1) 輕質粒料混凝土具有較低滲透性及高含水量，較高之初始溫度，產生高額水蒸氣壓力。(2) 輕質粒料混凝土具低熱傳導係數，較高之初始溫度，導致梯度溫度上升快。(3) 輕質粒料混凝土抗拉強度低，因此較高之初始溫度，易產生拉力開裂。

相同高溫下，火害後抗壓強度之折減與壓應力亦有關，壓應力被認為可以抑制裂縫的成長，因此提升耐火性能，火害下受壓應力之混凝土，破裂的情形可較無壓應力之混凝土減輕，因此抗壓強度之折減將較少；如圖 5 所示，以 40% 壓應力之殘餘抗壓強度最高[9]，但此結論並不適用於高強度或高性能混凝土。

高強度或高性能混凝土在火害後，壓應力與抗壓強度之折減關係，卻顯示不同於普通混凝土之結果，由於高性能混凝土內部水化發展較普通混凝土緻密，火害時因壓應力抑制了裂縫的成長，反不利於高強度或高性能混凝土內部水壓力之消散，在內部壓力增加之情形，造成了混凝土易爆裂，

因此抗壓強度反而降低，降低了耐火性能[10]。

當混凝土火害後，隨著齡期增加，因為吸收空氣中之水分，導致可能發生再水化之現象，此時抗壓強度將略為增加，另根據文獻研究，抗壓強度之回升發生於開始自然冷卻後之 1 個月，而在 1 年後強度可達原強度之 90%，但亦有研究指出，高溫時混凝土內部已有破裂及裂縫現象，實際上抗壓強度之回復很難超過 50%。

另有研究指出，火害後混凝土之強度，隨著不同之冷卻條件，抗壓強度變化亦會不同，如圖 6 所示，以水中及空氣中冷卻下抗壓強度折減最多，主要原因是在此冷卻環境下，混凝土發生二次龜裂現象所導致[11]。

普通混凝土及高性能混凝土，火害後內部孔隙關係亦將產生變化[12]，如圖 7 所示，試驗結果發現，火害後混凝土內部孔隙將變大，如在無爆裂之情形，孔隙率與抗壓強度同常溫下之混凝土，仍具有一定之關係。

另混凝土無論在未受火害或火害後之狀態，孔隙體積之總量，普通混凝土均高於高強度混凝土，但就孔隙體積增加比例，高強度混凝土係高於普通混凝土。而為何在上述高強度混凝土孔隙體積增加比例高於普通混凝土之情形，孔隙體積之總量仍低於普通混凝土，原因係因高強度混凝土之初始孔隙體積約僅普通混凝土初始孔隙體積之 0.3 倍，故縱然火害後高強度混凝土孔隙比例增加（4.26 倍）高於普通混凝土孔隙比例增加（2.88 倍）情況下，最終高強度混凝土孔隙體積之總量仍低於普通混凝土。

火害後混凝土之殘留應變試驗，結果顯示溫度在 400°C 高溫以下時，混凝土的殘留應變為收縮應變[13]，收縮量隨高溫增加而增加，但溫度在 500°C 高溫以上時，由於混凝土裂縫大增，殘留應變反縮為脹，但若以軸壓力束制混凝土之開裂，則所量得之殘留應變可為收縮應變。而為何壓應力之存在，受到火害之混凝土不易產生開裂，文獻指出係因過渡潛變（Transient creep, 又稱 load-induced thermal strain, LITS）之存在，如圖 8 所示，在壓應力下，過渡潛變抑制了混凝土的熱膨脹，導致整體應變減小，如以普通混凝土、高強度混凝土及高性能混凝土之過渡潛變來看，以高性能混凝土最大，普通混凝土較小[14-18]。

對於火害中混凝土之殘餘強度，一般將比火害後混凝土之殘餘强度高，原因係火害後之混凝土會有冷卻效應，冷卻時混凝土發生二次裂縫，因此火害後之混凝土殘餘強度會較低於火害中之混凝土殘餘強度。

(2) 應力應變關係

如圖 9 所示，火害溫度對混凝土火害後應力應變之行為有極大影響 [19]，混凝土火害後之應力應變關係，陳舜田教授及謝滄海先生[20]綜合了 Schneider U. & Haksever A. 研究火害中混凝土之應力應變關係 [21]及 Lie T. T. 研究火害溫度與混凝土殘餘極限強度之關係[22]，推論出火害後混凝土應力應變之關係，如下式：

$$f_c = f_r \times \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_c}{\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c < \epsilon_{\max} \quad (1)$$

$$f_c = f_r \times \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{\max}}{3\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] \quad \epsilon_{\max} < \epsilon_c \quad (2)$$

$$f_r = (1 - 0.001T) \times f_c' \quad 0^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \quad (3.a)$$

$$f_r = (1.375 - 0.00175T) \times f_c' \quad 500^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C} \quad (3.b)$$

$$f_r = 0 \quad 700^\circ\text{C} \leq T \quad (3.c)$$

$$\epsilon_{\max} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6} \quad (4)$$

式中：

f_c ：混凝土抗壓強度 (kgf/cm²)

f_r ：混凝土火害後殘餘極限抗壓強度 (kgf/cm²)

f_c' ：混凝土 28 天齡期抗壓強度 (kgf/cm²)

ϵ_c ：混凝土應變 (mm/mm)

ϵ_{\max} ：溫度對應之混凝土最大應變 (mm/mm)

其後亦有楊旻森等進行相關試驗[13]，迴歸分析得到火害後混凝土應力應變關係，如下式：

$$f_r = (1 - 0.001T) \times f_c' \quad 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \quad (5.a)$$

$$f_r = (1.38 - 0.0019T) \times f_c' \quad 400^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \quad (5.b)$$

$$f_r = (0.66 - 0.0007 T) \times f_c' \quad 600^\circ\text{C} \leq T \quad (5.C)$$

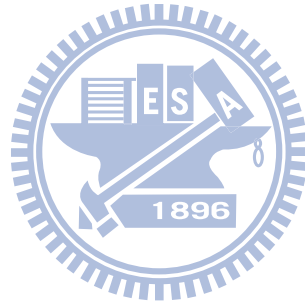
因 500°C 以上之火害溫度，混凝土仍應具有殘餘強度，趙文成教授針對此溫度研究混凝土應力應變關係[23]，依據試驗結果修正 Schneider & Haksever (1976) and Lie (1986) 之公式，獲得 500°C 以上之凝土應力應變關係公式如下：另可將上述三者曲線之趨勢繪製比較圖，如圖 10 所示。

$$f_r = [1.6046 + (1.3T^2 - 2817T) \times 10^{-6}] \times f_c' \quad 500^\circ\text{C} \leq T \quad (6)$$

$$\varepsilon_{\max} = [1.01 + (0.02T^2 - 200T) \times 10^{-6}] \times \varepsilon_o \quad (7)$$

式中：

ε_o ： f_c' 所對應之應變



(3) 彈性模數

高溫對混凝土彈性模數之影響，與粒料種類關聯最大，如圖 11 所示，矽質粒料於 573°C 將產生晶相變化，體積膨脹造成破裂，此時彈性模數將加速下降。普通混凝土在火害時，彈性模數隨著溫度增加而減少，高溫在 400°C 時，彈性模數約有 40% 之折減，火害溫度與彈性模數之關係[24]，如下式：

$$E_c = E_{co} \left[1 - 1.012 \left(\frac{T - 20}{1000} \right) - 0.2158 \left(\frac{T - 20}{1000} \right)^3 \right] \quad (8)$$

式中：

E_c ：火害溫度 $T^{\circ}\text{C}$ 時混凝土彈性模數

E_{c0} ：常溫 (20°C) 時混凝土彈性模數

高性能混凝土火害後彈性模數之衰減類似於普通混凝土，如圖 12 所示，較大之不同在於高性能混凝土在 400°C 以下之溫度，具有較明顯之彈性模數衰減，高於 400°C 以後，則彈性模數趨於緩和。以普通混凝土與高性能混凝土之彈性模數衰減比例做比較，火害後高性能混凝土彈性模數之折減大於普通混凝土。彈性模數同抗壓強度之影響，與粒料種類有關，亦具有火害後回昇之性質，約於 1 個月後回復，當然其火害後之混凝土彈性模數，亦因二次裂縫效應會較低於火害中之混凝土彈性模數。

(4) 外觀變化

混凝土火害表面外觀變化與水泥之化學反應有關，溫度未達 300°C ，混凝土主要為水分之喪失，因此表面色澤變化不大，溫度在 300°C 至 600°C 之間，因 CSH 與 CH 產生分解，表面顏色逐漸粉紅色化，溫度繼續升溫至 800°C ，因水泥分解之氧化鈣 (CaO) 吸收空中之水分，形成碳酸鈣，表面顏色此時轉為灰色，溫度仍繼續升溫時，因混凝土分解之水化物將因高溫重新燒結，將回復成水泥之顏色，此時表面將形成黃褐色至淺黃色。

(5) 裂縫及爆裂行為

混凝土火害裂縫形成主要在界面處，隨著火害溫度之增加，裂縫不斷延伸及擴大。當溫度未達 300°C，外觀上無裂縫發生，溫度在 300°C 至 600°C 之間，裂縫開始形成，溫度繼續升溫至 900°C，形成均勻且龜裂狀之裂縫，溫度繼續升溫，則多條大裂縫將發生。

混凝土火害爆裂的原因並非單一，包括了內部含水量、界面區之體積脹縮協和、受溫之升溫速率、加熱方向、混凝土試體之大小、混凝土之緻密性、壓應力、粒料等，一般而言，影響程度為正面性，例如含水量越高，越容易爆裂，但影響因素中之加熱方向、混凝土試體之大小、混凝土之緻密性及壓應力又與含水量之消散能力有關，所以內部含水量可說是影響爆裂之主要因素。因此混凝土耐火性能試驗進行時，試體之含水量要降至一定程度，以避免試體受火害高溫爆裂，影響試驗結果。

(6) 體積變化

混凝土受火害高溫的體積變化，與水泥砂漿與粒料之自身體積變化與界面有關，其變化情形可整理如表 2，約於溫度 100°C 至 400°C 時，混凝土體積開始收縮，溫度繼續升溫至 500°C 至 750°C 時，混凝土將因體積回脹而破裂。

2.4 火害高溫對鋼筋之影響

鋼筋並非很好的耐火材料，如圖 13、14 所示，當火害中溫度高於 400 °C 時，鋼筋材料之抗拉強度即明顯下降，至溫度超過 750 °C，鋼筋將繼續軟化，此時抗拉強度幾乎完全喪失，有關彈性模數之關係亦同。

溫度高低對於鋼材強度之影響遠大於火害延燒時間的長短，由於鋼筋在火害高溫下將喪失抗拉強度，因此在 RC 耐火設計中，須具有較一般 RC 設計標準為大之保護層厚度，目的係藉由熱傳距離之增加以降低鋼筋遭受火害之溫度，減少抗拉強度之損失。

雖然火害作用中之鋼筋，幾近喪失抗拉強度，但經退溫後卻能恢復相當之抗拉強度性能[25]，火害高溫 800 °C 之鋼筋，火害後經退溫降服抗拉強度可恢復至 83% 原有降服抗拉強度，極限強度可恢復 90% 極限抗拉強度，這項特性與混凝土強度幾乎無法回復之性能大大不同。

鋼筋火害後之降服強度，如下式[26]，其曲線繪製如圖 15 所示：

$$f_{yr} = f_y \quad T \leq 500^\circ\text{C} \quad (9.a)$$

$$f_{yr} = (-0.108T + 154.217) \times 10^{-2} \times f_y \quad 500^\circ\text{C} < T \leq 750^\circ\text{C} \quad (9.b)$$

$$f_{yr} = (0.196T - 73.863) \times 10^{-2} \times f_y \quad 750^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (9.c)$$

$$f_{yr} = 0.83 \times f_y \quad 800^\circ\text{C} < T \quad (9.d)$$

式中：

f_{yr} ：火害後鋼筋殘餘降伏強度 (kgf/cm²)

f_y ：常溫鋼筋降伏強度 (kgf/cm²)

T ：火害最高溫度 (°C)

至於鋼筋火害後之極限強度與溫度之關係，如下式：

$$f_{ur} = f_u \quad T \leq 500^\circ\text{C} \quad (10.a)$$

$$f_{ur} = (-0.09T + 145) \times 10^{-2} \times f_u \quad 500^\circ\text{C} < T \leq 750^\circ\text{C} \quad (10.b)$$

$$f_{ur} = (0.08T + 26) \times 10^{-2} \times f_u \quad 750^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (10.c)$$

$$f_{ur} = 0.9 \times f_u \quad 800^\circ\text{C} < T \quad (10.d)$$

式中：

f_{ur} ：火害後鋼筋殘餘極限強度 (kgf/cm²)

f_u ：常溫鋼筋極限強度 (kgf/cm²)

T ：火害最高溫度 (°C)

2.5 鋼筋混凝土柱構體火害行為

對於鋼筋混凝土構體的火害行為研究，區分為二類研究方向，第一類為構體之耐火行為，構體在設定之昇溫曲線條件下，例如 ASTM E119、ISO 834 或火場模擬昇溫曲線等，測試構體可耐火之時效及變形等資料，此類研究屬高溫（火害）中之研究；第二類則著重於構體結構之力學行為，同樣

依照特定或選擇之昇溫曲線，測試規劃火害延時後之力學行為及變形能力等，此類研究多為高溫（火害）後之研究。

鋼筋混凝土構體受火害高溫，基本上仍遵循鋼筋及混凝土之材料特性，以下分別敘述相關文獻研究成果：

(1) 鋼筋混凝土結構柱火害中結構行為

針對矽酸質粒料混凝土（4,900 psi）、石灰質粒料混凝土（4,960 psi）及輕質粒料混凝土（6,460 psi）之方柱進行試驗[27]，共計有 31 支試體，試體高度 3.8 公尺，依照 ASTM E119 昇溫曲線，研究承受軸向載重之柱強度折減趨勢，試驗結果顯示在 304x304 公釐之試體，耐火時效均可達 3 小時，此時服務載重約為 ACI 標稱載重之 0.4~0.6，另試驗結果顯示石灰質粒料之耐火時效優於矽酸質粒料，發現斷面越大，耐火時效越優，二種粒料混凝土之耐火試驗結果經迴歸分析之公式，所計算耐火時效如表 3。

延續上述試驗後，復進行六支偏心載重柱之試驗[28]，仍採用矽酸質粒料混凝土（4,900 psi）、石灰質粒料混凝土（4,960 psi），偏心載重試驗之耐火時效與軸向載重試驗之耐火時效比較，如表 4 所示，顯示：(1) 相同束制條件，載重強度比越小者，下降越大。(2) 相同載重強度比，束制越少者，下降越大。(3) 相同載重強度比、相同束制條件，石灰質粒料下降較矽酸質粒料明顯。(4) 所有變數之 RC 偏心柱，除兩端鉸接之石灰質粒料混

凝土耐火時效低於 3 小時，餘均有 3 小時之耐火時效，但因實際上 RC 端兩端不可能沒有束制，此情形將不會發生。

針對高強度混凝土（12,000 psi~17,000 psi）柱耐火行為之試驗[29]，文獻試驗變數包括了斷面尺寸、主筋尺寸、繫筋間距及彎折角度，試驗時試體之溼度介於 50%~56%，試驗結果顯示：（1）雖然高強度混凝土之耐火性能劣於普通混凝土，但在良好圍束下，亦有 4 小時以上之時效，耐火效果仍優。（2）在高強度混凝土中，繫筋彎折角度 135 度之耐火時效優於繫筋角度 90 度，間距較密者，耐火時效較優。（3）在高強度混凝土中，初期受溫階段並沒有爆裂之現象，爆裂現象發生在試驗末期。（4）粒料性質、相對溼度、孔隙比、載重強度及繫筋間距對高強度混凝土爆裂均有影響。

另採用五種不同配比之混凝土製作鋼筋混凝土柱，分別為普通混凝土（4,000 psi）一支及高強度混凝土（8,500 psi）四支（使用矽質粒料及石灰質粒料，其中二支高強度混凝土又加入鋼纖維及聚丙烯纖維）進行試驗[30]，結果顯示：（1）高強度混凝土耐火性能低於普通混凝土。（2）石灰質粒料之混凝土之耐火性能較佳。（3）加入纖維之鋼筋混凝土，改善了鋼筋混凝土之韌性及耐火性能。（4）加入聚丙烯纖維之鋼筋混凝土，減少剝離之現象和改善耐火性能。

（2）鋼筋混凝土結構柱火害後結構行為

當火害時未施壓應力之 RC 方柱 (3,000 psi)，而火害後承受軸向載重之力學試驗[31]，試驗結果發現：(1) 火害延時對剩餘強度之影響最大，火害延時 0.5 小時約為火害前之 0.89，火害延時 1 小時約為火害前之 0.87，火害延時 2 小時約為火害前之 0.78，火害延時 4 小時約為火害前之 0.61。(2) 超音波或反彈錘試驗在火害後之試驗結果並不理想，誤差甚大。(3) 保護層參數對火害後之剩餘強度影響不明顯。(4) 箍筋間距對火害後剩餘強度之影響不明顯。

火害時未施壓應力之方柱 (3,000 psi)，火害後承受軸向載重柱或偏心載重柱之剩餘強度及勁度試驗[32]，試驗結果發現：(1) 火害後以柱的撓曲勁度折減最為嚴重，再來依序為軸向勁度、偏心強度及軸向強度。(2) 不同斷面在相同之火害狀態，受損程度有明顯之差距，溫度之傳遞與斷面尺寸有極大之關係。

火害時施軸向壓應力 ($0 f'_c$ 、 $0.1 f'_c$ 、 $0.2 f'_c$) 之方柱 (3,000psi)，火害後仍承受此壓應力之軸向柱與偏心柱之力學試驗[33]，結果發現，相同火害延時下，承受壓應力之 RC 柱：(1) 其極限強度較未施壓應力者高。(2) 對軸向勁度影響不大，對撓曲勁度有較大之影響。(3) 受影響大小順序為撓曲勁度、偏心強度、軸向勁度，且斷面較小者更明顯。

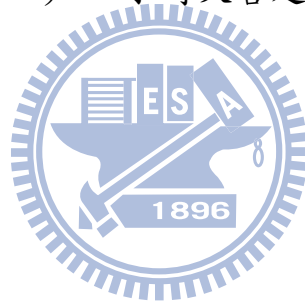
第三章、試驗計畫

3.1 試驗設備

本研究之試驗於建築研究所台南歸仁防火實驗室進行(圖 16)，火害溫度上昇係依照中國國家標準 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」之昇溫曲線。

昇溫曲線公式如式(11)，2 小時火害延時昇溫至 1,049°C，4 小時火害延時昇溫至 1,153°C。

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (11)$$



式中：

T：平均爐內溫度 (°C)

t：試驗經過時間 (分)

試驗時採用試體立燒方式進行，在高溫爐中需配合試體尺寸於試驗爐裝設工作墩基，墩基高度配合柱之設計高度來計算，以試驗時柱頂能微微接觸油壓缸為原則。墩基以鋼骨製成，下端固定於試驗爐，上端與試驗柱組之鐵板以焊接固定，周圍並以防火陶瓷棉包覆以阻絕高溫造成鋼骨墩基

影響。墩基由二段鋼骨組立而成，如圖 17 所示，第一段鋼骨與試驗爐下側固定，高度為 240 公分，第二段鋼骨與第一段鋼骨焊接，上部與組立後之試體下端焊接，高度為 170 公分。鋼骨表面加設防火處理，以防高溫造成鋼骨軟化。第二段鋼骨上端加焊鐵板於試體外框形成帽端，火害試驗時填塞入陶瓷棉隔熱，保護柱體下端 60 公分不受高溫影響。本試驗上下端以螺絲鎖固定並加以點鉸固定，故邊界條件將接近於固定端，但仍有少量之轉動。

另試驗設備包括試驗爐之 500 噸油壓缸及監控室儀器與測讀溫度之 D-100 軟體等，如圖 18 所示，所需耗材包括了防火棉及熱耦線等用品，試驗時並於監控室同步紀錄試驗爐內各處溫度與壓力。



3.2 試驗材料

本研究為模擬國內一般建築工程，採用廠製預拌混凝土，混凝土供應商為國產實業大湖廠，使用之材料性質示如表 5 所列；水泥採用台灣水泥公司供應之波特蘭第一型水泥；粗粒料來源為東港溪，性質屬於矽質粒料。

混凝土澆置時依照國家標準程序製造圓柱試體，並於齡期屆滿時進行抗壓強度試驗，混凝土 28 天齡期設計抗壓強度為 140 kgf/cm^2 及 280 kgf/cm^2 ，實際 28 天齡期抗壓強度試驗為 183 kgf/cm^2 及 342 kgf/cm^2 ，二者比例約於 1.22~1.29。鋼筋降服強度為 4200 kgf/cm^2 ，柱體主筋使用號數分

別為#8 及#10，箍筋號數為#4，間距 10 公分。細部設計將詳述於次一節。

3.3 試驗規劃

本研究共規劃 22 支矩形試體，16 支試體分成 4 組（軸向預壓 8 支、偏心預壓 8 支），每組 4 支試體拼接，分組組合置入試驗爐內進行火害試驗，餘 6 支試體規劃為不受火害之對照組（軸向預壓 3 支、偏心預壓 3 支），最後再以單支試體方式進行載重試驗。

試體斷面為 30 公分×45 公分，長度為 270 公分，由於上、下端需各預留 60 公分為未受火害長度，故火害試驗時，火害長度僅為中間 150 公分，偏心位置為雙向 7.5 公分，偏向火害之一側，如圖 19 所示。試驗變數包括下述 5 種參數：（1）混凝土保護層：5 公分、7 公分。（2）混凝土強度：140kgf/cm²、280kgf/cm²。（3）鋼筋比：2%（4—#8，4×5.08cm²）、3%（4—#10，4×8.14cm²）。（4）偏心距：無偏心 0 公分、雙向偏心 7.5 公分。（5）火害延時：0 小時、2 小時、4 小時。

依照本研究所訂之參數，試體數應有 48 支，惟再分析之，部分試體間行為將接近或已有瞭解，故並不需要重複製作。首先，由對照組來看，由於試體不受火害時，即與一般鋼筋混凝土柱無異，基於我們對其行為已有充分之瞭解，並不需要一一製作，故僅取其中 6 支製作試體。再來，在火害組內，考慮保護層厚度僅為承壓面積之影響，故相關行為在不同試體組

差異不大，另本研究所擇之混凝土強度均為中低強度混凝土，相關行為在不同試體組差異也不大，基於上述之考慮，二種火害延時內各擇取 8 支製作試體。本研究共製作 22 支試體，涵蓋本研究所考慮之參數。

變數編碼方式為 5 碼，第一碼代表混凝土保護層，第二碼代表混凝土強度，第三碼代表鋼筋比，第四碼代表偏心距，第五碼代表火害延時，詳細說明示如表 7。例如試體編碼 A2214，表示保護層 5 公分、混凝土強度 280 kgf/cm^2 、鋼筋比 3%、偏心距 7.5 公分、火害延時 4 小時。

試體澆置前需預先埋置 K-type 熱耦線 (Thermal couple) 在指定之位置，其佈設位置，選擇中間斷面為量測高度，試驗時量測斷面上各指定位置之溫度，熱耦線依據 CNS 5534 之規範，選擇 0.75 級以上之 CA 熱電偶，可測定至 $1,200^\circ\text{C}$ 。

溫度量測位置之規劃，區分為二種型態之佈設，如圖 20 所示，座標原點假設為兩火害面之交差點，其相對位置之座標列如表 8。但受限於火害試驗時測溫儀器之測點數目，儀器僅容許擷取 60 組溫度資料，因此無法所有試體均以全斷面位置佈設。僅可容許一支試體佈設全斷面測溫點，其餘試體則佈設部分測溫點。試體測溫點之配置列如表 9，共計「X 型」4 支、「+ 型」4 支、「\ 型」1 支、「/ 型」3 支、「— 型」2 支、「| 型」2 支，另 K-type 熱耦線於現場綁紮之情況如圖 21 所示。

3.4 火害試驗

本研究於建築研究所台南歸仁防火實驗室進行試驗，依照中國國家標準 CNS 12514「建築物構造部分耐火試驗法」決定昇溫曲線。爐溫即依照此昇溫曲線設定，2 小時昇溫至 1,049°C，4 小時昇溫至 1,153°C，實際控制爐溫如圖 22 所示。

試驗將四支試體（每一支試體斷面為 30 公分×45 公分）複合一起，置入梁柱樓板複合實驗爐，配合所規劃之火害延時加熱。火害試驗前於試體與試體接觸縫隙處注入陶瓷土隔熱材，以隔絕高溫接觸原被試驗設計為不受火害之表面，而使高溫大量傳導入混凝土內，本試驗設計為使試體受火害面為接觸試驗爐外界之二面，俾以模擬室內角柱受到火害之情形。當火害試驗進行時，接觸高溫之火害面將為每一支試驗柱之兩外側，如此即與角柱之火害情形相符合，如圖 23 所示。但於試驗進行時。高溫及軸壓將造成隔熱陶瓷土材料劣化，實際火害仍會侵入造成影響。

火害試驗時，油壓缸載重可經由四個距離相等之球座加載於試體，如圖 24 所示。火害試驗時，由油壓缸施加軸壓 200 噸（偏心或無偏心），再經由球座分配載重到每一支試體，因此每一支試體承受軸壓 50 噸（ 183 kgf/cm^2 為 $0.2 f'_c$ 及 342 kgf/cm^2 為 $0.1 f'_c$ ），此壓應力於火害試驗時將持續加載於試體。本研究考慮壓應力之目的，係為模擬建築物樓層上方之載重，

反應實際建築物之柱於使用載重下將有受軸壓之行為。

球座位置為壓應力之位置（亦為偏心距離），如圖 25 所示，圖示係偏心 7.5 公分之試體火害試驗之壓應力位置，如為無偏心之試體（或可稱偏心距為零），球座位置即在角柱中心線上。由於後續載重實驗時需將每組 4 支試體吊離，安排為單一試體進行載重試驗，於預定火害延時到達後壓應力需解除。偏心位置之設置為靠火害之一側，係因建築物之偏心在靠室內側，此室內側即受火害高溫側。

火害試驗進行，特別需考慮試體受火害時可能之爆裂行為，如發生爆裂恐將影響試驗結果與實驗室安全；過去的研究發現烘乾之試體在高溫高壓下並不至於有爆裂行為，但氣乾之試體在約 400°C 左右則可能發生爆裂 [34]。因此火害試驗前，需盡量將試體內部含水量降低，以減少試驗時試體爆裂之機率。

本研究之試體從澆置完成至火害試驗進行前，已靜置於實驗室內約一年半之時間，火害試驗前經量測試體之溼度值約為 71%，又據過去之研究，普通混凝土爆裂機率低於高強度混凝土，故本研究並無爆裂之疑慮，此於後續之火害試驗亦顯示本研究之試體於火害試驗時並無爆裂現象。

火害試驗前，需先施加壓應力於試體並等待約 30 分鐘，其目的在使試體體積達到穩定狀態。當火害試驗進行時，此時壓應力須持續加載，並監控試驗爐之爐溫及爐壓之變化，以確保試驗時能在標定之溫度、壓力之狀

態。火害試驗進行時，將由 D-100 儀器記錄各測溫點之歷時變化，試驗者須隨時注意測點溫度是否異常，如發生測點溫度異常，試驗者須前往檢視查線，確定是否為測線接觸造成短路現象，如仍無法判斷異常原因，則將之記錄下來，作為未來判讀數據時之參考。

火害試驗結束後，等待 6-12 小時之自然冷卻，俟試驗爐降至可工作之環境溫度時，將爐蓋緩緩的吊離，並將試驗組柱吊離開試驗爐，吊裝作業時必須非常小心，避免造成撞擊或墜落或外力造成結構受損。本階段於試驗後應仔細觀察試體之表面龜裂及裂縫走向等現象。

3.5 載重試驗



火害試驗後，將拆除組裝之 4 支試驗柱，後續以單支柱之形態進行載重試驗。載重試驗前需先於試驗柱上、下表面進行石膏蓋平之作業，石膏蓋平之目的係考量試驗進行時，因混凝土表面粗糙而導致集中應力，蓋平可使力量較均勻的傳遞至試體表面，俾以減少試驗誤差。

載重試驗時球座設備仍裝置於試驗柱頂面，如圖 26 所示，此時油壓缸萬向接頭配合球座設備，可以確保載重仍能垂直施加於試驗柱，載重加載點位置為火害試驗之壓應力位置，如圖 27 表示偏心作用點為雙向（靠火害側），距離試體中心 7.5 公分之載重位置圖。

本載重試驗係將火害試驗後（或未受火害）之試體施加载重，載重位

置為 0 公分或雙向偏心 7.5 公分，量測角柱火害後之殘餘強度；載重試驗時，油壓缸依設定速率施加载重，過程中量測柱體中間區段位置之軸向相對變形及側向變形。

為了量測柱體中間區段位置之軸向相對變形及側向變形，試驗規劃 6 支線性差動變壓器（Linear Variable Differential Transducer，簡稱 LVDT）於試體表面，量測試驗過程中試體變位之數據，但因試體火害後，表面受高溫已粉化，高溫面無法安置鋼架，故儀器係架設於未受火害之兩側面，如圖 28 所示架設位置。

LVDT 中間段上下距離為 80 公分，兩側左右距離為 40 公分，如圖 29 所示，研究仍基於平面保持平面之幾何關係之假設，據以計算 X 軸之曲率及中心應變，並繪製 X 軸之火害延時與曲率、側向位移及中心應變之關係圖。應變幾何關係如圖 30 所示，至於 Y 軸之 Δ_{ay} 、 Δ_{by} 、 ϵ_{ay} 、 ϵ_{yx} 、 ϵ_{fy} 、 ϵ_{uy} 及 ϕ_y ，亦可由相同的邏輯解析。

試驗結果發現 ϵ_{ux} 及 ϵ_{uy} 計算值是接近的，證明平面保持平面之幾何假設尚屬合理；本研究由同試體（B2214）之試驗資料計算，X 軸上所量測 LVDT 之變形量 Δ_{ax} 及 Δ_{bx} 分別為 1.047 公釐及 1.973 公釐，計算 ϵ_{ux} 為 0.0025，另外，LVDT 所量測 X 軸上之變形量 Δ_{ay} 及 Δ_{by} 分別為 -1.651 公釐及 2.14 公釐，計算 ϵ_{uy} 為 0.0021，二者誤差僅約 16%，其誤差原因，可能係高溫下材料之變化，導致量測上有所誤差。

計算如 (12) 式至 (16) 式：

$$\varepsilon_{ax} = \frac{\Delta_{ax}}{800}; \varepsilon_{bx} = \frac{\Delta_{bx}}{800} \quad (12)$$

$$d = \left[\frac{\varepsilon_{ax}}{\varepsilon_{ax} + \varepsilon_{bx}} \right] \times 400 \quad (13)$$

$$\varepsilon_{fx} = \frac{\varepsilon_{ax}}{d} \times [d + 25]; \quad (14)$$

$$\varepsilon_{ux} = \frac{\varepsilon_{bx}}{400 - d} \times [450 - d - 25] \quad (15)$$

$$\varphi_x = \left(\frac{\varepsilon_{fx} + \varepsilon_{ux}}{450} \right) \quad (16)$$

式中：

800：中間段上下 LVDT 之距離，80 公分（800 公釐）

Δ_{ax}, Δ_{bx} ：沿 X 軸上由 a 點與 b 點之 LVDT 量測之變形量（公釐）

$\varepsilon_{ax}, \varepsilon_{bx}$ ：沿 X 軸上由變形量 Δ_{ax} 與 Δ_{bx} 所計算相對之應變

$\varepsilon_{fx}, \varepsilon_{ux}$ ：沿 X 軸上斷面二側之應變

φ_x ：沿 X 軸之曲率

載重試驗過程中，必須注意測試方法對試驗爐可能造成之破壞，例如因柱頂的旋轉角度太大，造成油壓千斤頂損壞，故試驗設施必須安置球座支承來控制轉角。

試體於載重試驗施加载重，當極限破壞時試體可能斷裂或噴射，因此應隨時監控試體表面之變化，避免損壞試驗設備，另為防止試體墜落，試

體必須安裝防墜鋼索；另吊放作業需注意安全，需由具證照之合格人員操作吊車。



第四章、理論分析

4.1 分析方法

火害相關之理論分析相當複雜，應用在熱傳導方程式及結構分析上，需要大量的計算，過去的研究發展了一些工具或方法，例如 FRCP[35]、SAFE-RCC[36]、SAFIR[37]、European standards[38,39]、Extended ACI code[40,41,42]及數值分析法[43,44]，其中以數值分析法最常被應用，常被用來進行理論分析並與實驗結果比較，例如 Lie, T.T.、林建宏等教授，研究者可以透過這種方法自行撰寫程式分析，此方法也被本研究採用。

數值分析法之主要理論是將結構斷面切割成矩形元素若干格，如圖 31 所示，則元素上形成若干平面交叉的節點，由理論分析或試驗可求得節點之溫度，透過節點上的溫度可以平均得知元素中心點之溫度。另由溫度與材料應力應變折減後之關係，可計算火害中或火害後之應力，由應力與矩形元素之乘積，再求得強度。並基於疊加元素強度關係之後，找出軸力與彎矩。詳細之分析流程將在下二節敘述。

分析過程雖區分為無偏心載重與偏心載重，但無偏心載重實為偏心載重之特例，即其偏心值為零之例子，為均勻應變之情形。偏心載重分析流程圖如圖 32，使用試誤法 (try-error method)，求出特定應變下，平衡之中

性軸位置及軸力與彎矩，再由不同應變之軸力與彎矩，逼近找出極限狀態，極限狀態對應之軸力即為及線強度，此時對應之中性軸即為平衡中性軸，如圖 31 所示 c 值。

數值分析法仍然沿用 RC 理論，維持平面保持平面之應變關係及混凝土不承受拉力等基本假設，這些原理在許多教科書均有記載，因此不加贅述。

為決定分析時矩形元素的大小，以本研究之一試體資料 (A2214) 做敏感度分析，擇取了 5 公釐、10 公釐、30 公釐、50 公釐及 150 公釐等尺寸計算單軸方向之極限軸力變化，如圖 33，結果顯示 50 公釐與 10 公釐所計算之極限軸力結果僅差 2%，而且其對於未來分析具保守性，故本研究採用之矩形元素以 50 公釐為元素寬度。

一般於數值分析法中解析混凝土內部溫度，可以透過熱傳導方程式計算，有關熱傳導方程式如下式：

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{k}{c\rho} \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) \quad (17)$$

式中：

T ：溫度(°C)

t ：時間(minute)

k :熱傳導係數($\text{Wm}^{-1}\text{C}^{-1}$)

ρ : 密度(kgm^{-3})

c : 比熱($\text{Jkg}^{-1}\text{C}^{-1}$)

但據過去研究顯示，由熱傳導方程式雖然可以模擬實際混凝土之內部溫度，但仍有差距。根據本研究之條件，改寫文獻 30 附錄提供之程式，計算預測值如表 10，結果顯示接近試體外側之預測值高於試驗值，內側預測值低於試驗值，不過誤差約略 100°C ，如反應到應力上尚屬容許誤差範圍內。有關預測值與試驗值之誤差雖已被許多研究所接受，但本研究為去除溫度預測時所導致之影響，分析時仍以試驗結果由內插方式取得節點溫度。

綜上，本研究依據美國混凝土協會 (America Concrete Institute, ACI) 鋼筋混凝土設計規範之基本假設，並考慮火害溫度對鋼筋及混凝土材料之性能折減，分析載重下鋼筋混凝土柱火害後之極限強度。

火害後混凝土之應力應變關係，本研究認為 500°C 以上溫度，混凝土仍有殘餘應力，應予考慮，因此採用趙文成博士 (2001) 修正 Schneider & Haksever (1976) and Lie (1986) 之研究成果[23]，至於 500°C 以下，仍採用 Schneider & Haksever (1976) and Lie (1986) 之研究成果，公式如下：

$$f_r = (1 - 0.001T) \times f_c' \quad 0^{\circ}\text{C} \leq T \leq 500^{\circ}\text{C} \quad (18)$$

$$f_r = [1.6046 + (1.3T^2 - 2817T) \times 10^{-6}] \times f_c' \quad 500^{\circ}\text{C} \leq T \quad (19)$$

$$\varepsilon_{\max} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6} \quad (20)$$

$$f_c = f_r \times \left[1 - \left(\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_c}{\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c < \epsilon_{\max} \quad (21)$$

$$f_c = f_r \times \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{\max}}{3\epsilon_{\max}} \right)^2 \right] \quad \epsilon_{\max} < \epsilon_c \quad (22)$$

式中：

T ：溫度 (°C)

f'_c ：混凝土 28 天齡期抗壓強度(kgf/cm²)

f_r ：火害後混凝土極限抗壓強度(kgf/cm²)

ϵ_{\max} ：溫度相對之混凝土極限應變(mm/mm)

ϵ_c ：基於 ϵ_0 所計算之混凝土元素中心之應變(mm/mm)

f_c ：混凝土抗壓強度(kgf/cm²)

另火害後鋼筋之應力關係，依據過去的研究顯示，鋼筋應力於火害後可回復接近原來之強度，其折減並不明顯[22][45]，仍可採用材料原來之性質，故本研究並不考慮火害對鋼筋應力之影響，採用公式如下：

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (23)$$

$$f_s = f_y \quad \epsilon_s > \epsilon_y \quad (24)$$

式中：

ϵ_s ：鋼筋應變(mm/mm)

ε_y : 鋼筋降服應變(mm/mm)

E_s : 鋼筋彈性模數(kgf/cm²)

f_s : 鋼筋應力 (kgf/cm²)

當分析無偏心載重之角柱極限強度計算，本研究採用 ACI 公式如下：

$$P_0 = 0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \quad (25)$$

$$P_{n0} = 0.8 \times P_0 \quad (26)$$

式中：

P_0 : 無偏心標稱軸向強度 (Ton)

P_{n0} : 考慮意外偏心效應之無偏心標稱軸向強度 (Ton)

0.8 : 意外偏心效應係數

當分析雙向偏心之角柱極限強度計算，本研究採用 Bresler 倒數法理

論，公式如下：

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_0} \quad (27)$$

式中：

P_{ni} : 雙向偏心標稱軸向強度 (Ton)

P_{nx} : 偏心標稱軸向強度 (X 軸) (Ton)

P_{ny} ：偏心標稱軸向強度（Y 軸）（Ton）

4.2 軸向極限載重分析

對於火害後，軸向載重角柱之極限強度分析流程，條列如下：

1. 分割混凝土柱之斷面為 $M \times N$ 個元素元素。
2. 經過溫度內插法，定義每一元素元素之四個節點溫度。
3. 由步驟（2）獲得之元素四個節點溫度，求其平均值為代表溫度（ T_{av} ）。
4. 將元素元素平均溫度（ T_{av} ）代入溫度 T 值，由前節公式（18）~（20），計算火害後混凝土極限應力（ f_r ）及火害後混凝土極限應變（ ϵ_{max} ）。
5. 假設火害側外緣之初始應變（ $\epsilon_0 = 0.001$ ），由於軸向載重之應變型態為均佈之矩形，此時任一位置之混凝土元素及鋼筋中心之應變均為 ϵ_0 。
6. 依據 f_r 、 ϵ_{max} 及混凝土應變 ϵ_0 ，由前節公式（21）~（22）計算火害後混凝土元素元素之殘餘應力 f_c 。
7. 依據鋼筋中心位置之應變，由前節公式（23）~（24）計算火害後鋼筋殘餘應力 f_s 。
8. 由步驟（6）所得混凝土之殘餘應力 f_c ，乘以元素元素對應之面積，累積求得混凝土元素元素合力值；另由步驟（7）所得鋼筋之殘餘應力 f_s ，乘以鋼筋面積，求得鋼筋作用力。
9. 累加混凝土元素元素合力值及鋼筋作用力，可得一平衡之軸向強度

(P_n)。

10. 再增加一微小應變 ($\Delta\varepsilon$) 於前一假設火害側外緣應變 ε_0 ，設定為新的火害側外緣應變 ε_0 ，重複步驟 (5) ~ 步驟 (9)，可取得另一組平衡之極限強度 (P_n)。
11. 實際極限軸向強度 (P_n) 分析值，為步驟 (10) 所得各組軸向強度之最大值。

4.3 偏心極限載重分析

對於火害後，偏心載重角柱之極限強度分析流程，相較於軸向極限載重分析流程，將較為複雜，條列如下：

1. 分割混凝土柱之斷面為 $M \times N$ 個元素元素。
2. 經過溫度內插法，定義每一元素元素之四個節點溫度。
3. 由步驟 (2) 獲得之元素四個節點溫度，求其平均值為代表溫度 (T_{av})。
4. 將元素元素平均溫度 (T_{av}) 代入溫度 T 值，由前節公式 (18) ~ (20)，計算火害後混凝土極限應力 (f_r) 及火害後混凝土極限應變 (ε_{max})。
5. 先假設火害側外緣之初始應變 ($\varepsilon_0=0.001$)，由於應變形態已非常數，需再計算此時之平衡中心距。此時假設由該火害側起算之某一中性軸距離 c ，由線性應變分佈，混凝土元素元素及鋼筋中心之應變值可以依比例計算。

6. 依據 f_r 、 ε_{\max} 及混凝土應變 ε_o ，由前節公式 (21) ~ (22) 計算火害後混凝土元素元素之殘餘應力 f_c 。
7. 依據鋼筋中心位置之應變，由前節公式 (23) ~ (24) 計算火害後鋼筋殘餘應力 f_s 。
8. 由步驟 (6) 所得混凝土之殘餘應力 f_c ，乘以元素元素對應之面積，累積求得混凝土元素元素合力值；另由步驟 (7) 所得鋼筋之殘餘應力 f_s ，乘以鋼筋面積，求得鋼筋作用力。
9. 累加混凝土元素元素合力及鋼筋作用力，檢核內、外力作用位置是否平衡；如力量不平衡，返回步驟 (5)，增加微小中性軸距離 (Δc)，設定為另一中性軸距離 c 重新計算，直至內、外力作用位置平衡。
10. 由平衡之中性軸距離 c 及火害側外緣之應變，可得一組平衡狀態之偏心強度 (P_n) 及彎矩 (M_n)。
11. 另再增加一微小應變 ($\Delta\varepsilon$) 於前一假設火害側外緣應變，重複步驟 5~ 步驟 10，可得另一平衡之中性軸距離 c ，得一組平衡狀態之偏心強度 (P_n) 及彎矩 (M_n) ($M_n = P_n \times \text{eccentricity}$)。
12. 實際偏心極限強度 (P_n) 及彎矩 (M_n) 分析值，為步驟 (11) 所得之最大值。

上述計算流程，僅為單軸之極限偏心強度，然因本研究為雙向偏心，實際分析載重時，需將二軸向偏心軸及無偏心之極限強度求出，應用公式

(25) 及 (27) 以 Bresler 倒數法理論分析之。

分析過程雖區分為無偏心載重與偏心載重，但無偏心載重實為偏心載重之特例，即其偏心值為零之例子，為均勻應變之情形。偏心載重分析流程圖使用試誤法 (try-error method)，求出應變下，平衡之中性軸位置及軸力與彎矩，再由不同應變之軸力與彎矩，逼近找出極限狀態，極限狀態對應之軸力即為極限強度，此時對應之中性軸即為平衡中性軸，如圖 31 所示 c 值。

此分析流程可以分析出固定偏心距下，各應變下所對應之軸力與彎矩，由應變與中性軸距離可以求出曲率，同時亦可以得出彎矩 (M) - 曲率 (ϕ) 曲線；另外如依本分析流程，找出不同偏心距下之極限軸力與彎矩，亦可得出軸力 (p) - 彎矩 (M) 曲線。故本研究之分析功能，同時可做為彎矩 (M) - 曲率 (ϕ) 曲線及軸力 (p) - 彎矩 (M) 曲線之應用。

4.4 壓應力影響分析

本研究火害試驗時，當載重平均分載至每一單柱，設計抗壓強度 140 kgf/cm² 及 280 kgf/cm² 之試體，二者混凝土試體所受之壓應力並不相同，此差異對於分析之討論是否有影響，本研究將與黃東開(林建宏教授指導)[32]之試驗結果對此議題加以探討，本研究討論時並將採用楊旻森之建議公式

如下：

$$f_r = (1.0053 - 0.00021T) \times (0.98 + 0.2 \times \frac{f_o}{f_c}) \times f_c' \leq f_c' \quad 500^\circ\text{C} \leq T \quad (28)$$

$$f_r = (2.7 - 0.0036T) \times (0.98 + 0.2 \times \frac{f_o}{f_c}) \times f_c' \quad 500^\circ\text{C} \leq T \leq 750^\circ\text{C} \quad (29)$$

$$f_r = 0 \quad 750^\circ\text{C} < T \quad (30)$$

式中：

T ：溫度($^\circ\text{C}$)

f_c' ：混凝土 28 天齡期抗壓強度(kgf/cm^2)

f_r ：火害後混凝土極限抗壓強度(kgf/cm^2)

f_o ：壓應力(kgf/cm^2)



第五章、試驗結果與討論

5.1 溫度傳遞與設計參數之關係

本研究之參數包括了混凝土偏心距、火害延時、鋼筋比、保護層及混凝土強度。火害試驗時，初始環境溫度約 30°C，火害試驗時量測斷面之各測溫點溫度(測溫點位置請參閱表 8)，就參數與溫度傳遞之關係討論如下。

圖 34、35，顯示軸向與偏心壓應力下之火害試驗，不同混凝土強度(140 kgf/cm² 及 280 kgf/cm²) 內部測溫點之火害延時與溫度傳遞關係，顯示除軸向壓應力下之 Y2 位置(22.5 公分,8 公分)有較明顯之差異，餘在 4 小時之火害延時內並無明顯之差異，研判該影響係個別試體試驗時之差異，並非基於混凝土強度參數之影響。

圖 34、35 顯示軸向與偏心壓應力下之火害試驗，不同鋼筋比(2%及 3%) 內部測溫點之火害延時與溫度傳遞關係，顯示在 4 小時之火害延時內並無明顯之差異。圖 36 顯示相同設計參數下，不同火害延時之試體，Y2 位置(22.5 公分,8 公分)之內部溫度傳遞，顯示前 2 小時之火害延時，數據非常接近，由此結果可以瞭解，除非混凝土澆置或養護過程異常，否則同一批料源下，溫度傳遞之差異將在一定之誤差範圍內，此論點也可由本試驗被證實。

表 11、12 表示不同偏心位置壓應力下之火害試驗，4 小時火害延時內斷面中心位置之溫度變化，結果顯示火害延時內，中心位置溫度並無明顯之差異，就以平均溫度而言，2 小時火害延時（100.2°C 與 102.2°C）與 4 小時火害延時（139.1°C 與 149.4°C）之溫度差距僅約 40-50°C。

由圖 34-38 及表 11-12 之量測結果發現，保護層厚度、混凝土強度、鋼筋比與壓應力位置等設計變數在火害時，對溫度傳遞並無明顯影響。

以 A2214 試體內部測溫點之溫度分佈數值，示如表 13，發現當火害試驗停止後，溫度仍繼續向內部傳導，試體內部之溫度仍將繼續上昇，其繼續昇溫之時間需視離火害面之距離而定，接近火害面之位置將停止溫度之上升，先開始降溫；此時離火害面較遠處之位置，溫度仍會繼續上昇，例如在外緣處（8.61 公分,7.06 公分）約於火害試驗停止 1 小時後開始降溫，但斷面中心點處（22.5 公分,15 公分）則至火害試驗停止約 2~3 小時後，才會開始降溫。

另可依各試體不同測溫點於火害延時之溫度資料，基於前述所得保護層厚度、混凝土強度、鋼筋比與壓應力位置等設計變數在火害時，對溫度傳遞並無明顯影響之結論，將相同測溫點之平均溫度，共計有 21 點之資料，以內插方式繪製等溫曲線圖，如圖 39（2 小時火害延時）及圖 40（4 小時火害延時）所示，討論如下：

（1）4 小時火害延時，此時位置（5 公分,15 公分）之混凝土溫度約 700°C

及距火害面約 1/3 柱寬位置 (15 公分,15 公分) 之溫度約 250°C ; 2 小時火害延時, 此時位置 (5 公分,15 公分) 之混凝土溫度約 600°C 及距火害面約 1/3 柱寬位置 (15 公分,15 公分) 之溫度約 100°C。發現 60% 以上的高溫發生於 1/3 柱寬內, 即大部分高溫存在於保護層內。

- (2) 火害試驗進行中, 高溫由二火害側開始傳遞至試體內部, 雖然試驗設計已於試體與試體間縫處填補隔熱材料, 但因高溫會令試體產生脹縮之變形, 導致仍會有高溫由間縫處進入另二側原預設試驗時不受火害之側, 這部分的影響可由圖 39 及圖 40 之等溫曲線圖可以觀察, 由圖上觀察, 距離火害面約 1/3 柱寬 (15 公分,30 公分) 之位置, 該實際溫度與假設平行延伸溫度之間, 差距約僅 100 °C, 影響面積約占 3.4%。如依據公式 (3) 計算結果, 僅約 10% 混凝土強度之影響, 此影響試體之極限強度並不大。而且實際上之建築物, 當發生火災時, 角柱之室外側, 因為空氣環繞流動之影響, 亦會受到火災溫度之影響, 此條件與實際建築物火害環境是相同的。

5.2 火害與載重試驗後試體表面觀察

火害試驗後觀察試體表面, 如圖 41 所示, 發現下列現象:

- (1) 試體表面呈現黃褐色, 隨火害延時增加而顏色加深。試體表面呈現網狀細裂紋。

- (2) 試體之劈裂方向平行於柱身，位置約在混凝土與鋼筋之交界位置，長度約 300 公釐-750 公釐不等(火害長度 1500 公釐)，其中在試體 B2214 呈現較長且深的開裂，其餘試體僅有前述長裂縫，開裂深度與長度都相對的小。
- (3) 試體受火害之兩側角隅有少量剝離現象，表面亦有剝離現象，但是此狀態並非爆裂現象，而係高溫下材料劣化後，受力而剝落。此剝離深度約 2 公釐，面積約占火害面積 3%，剝離與裂縫之間並不發生在一起。
- (4) 試體裂縫或剝落之情形，按嚴重程度依序為火害延時、保護層厚度、鋼筋號數及混凝土強度。同時比較發現：(a) 鋼筋比小者，開裂較少。
(b) 保護層小者，開裂較少。(c) 火害延時少者，開裂較少

載重試驗後，觀察角柱之破壞現象，發現偏心載重加載後，試體上原有裂縫開始加寬且試體開始明顯彎曲，接續裂縫開始延伸並產生連續性，一直至破壞。試體原火害處開始粉碎及剝落，最後破壞約發生在火害與未火害處交界面位置，如圖 42 相片所示。至於軸向載重加載後之試體破壞現象，類似於偏心載重試體，但試體無明顯之彎曲現象，如圖 43 相片所示。

本研究設計雙向偏心距離為 7.5 公分，此偏心距離與長邊之比例為 0.17，短邊之比例為 0.25，試體受力後破壞模式屬於壓力破壞，在偏心彎矩作用下，加載側（火害側）之壓力筋將降服，但抗拉筋則未降服，在混凝土

土受壓側（火害側）形成壓碎破壞，背部形成拉力裂縫之現象，此一現象於火害試體破壞時更為明顯。

5.3 載重試驗之應變、曲率與側向位移

載重試驗中，LVDT 所量測之變位方向，可參考圖 29，定義 X 軸向右變位為正，Y 軸向前變位為正，縱軸受壓向下變位為正，曲率逆時針為正。依據公式 (12) 由量測到 LVDT 所在位置的變形量計算相對應變，復依據公式 (14)~(16) 依距離比例計算沿 X (或 Y) 軸二側、中心應變與 X (或 Y) 軸旋轉曲率，將關係繪製成圖。圖形顯示部分試體呈現不規則之變化，其原因可能係混凝土材料火害後產生材料局部變異所致，但仍可判斷其趨勢。

繪製載重—中心應變圖，如圖 44 至圖 47，載重—曲率圖，如圖 48 至圖 50，及載重—側向位移圖，如圖 52 至圖 55，討論如下：

- (1) 圖 44、45 顯示 X 軸偏心與軸向載重下中間應變之變化，圖 46、47 顯示 Y 軸偏心與軸向載重下中間應變之變化，發現角柱受火害後，中性軸向火害側移動；另 2 小時及 4 小時之火害延時後，中性軸之移動並不明顯，係因 2 小時及 4 小時火害延時下，雖經熱傳遞溫度，但斷面溫度差異並不大，此部份在 5.1 節已被討論。
- (2) 圖 48、49 顯示 X 軸偏心與軸向載重下曲率之變化，圖 50、51 顯示

Y 軸偏心與軸向載重下中間應變之變化，發現火害後之角柱，將產生材料偏心，此為材料受火害性質改變，所產生之偏心效應；另火害延時較長者，試體產生之彎曲較明顯，即曲率較大。

- (3) 圖 52、53 顯示 X 軸偏心與軸向載重下側向位移之變化，圖 54、55 顯示 Y 軸偏心與軸向載重下側向位移之變化，發現火害後偏心載重有較明顯之側移量，主要來自偏心彎矩及火害後材料受損之偏心彎矩，最終側移量約在 10 公釐-15 公釐，至於軸向載重因為僅有火害後材料受損之偏心彎矩，側移量較小，最終側移量約在 5 公釐以內。

本研究依據所計算沿 X (或 Y) 軸二側、中心應變，將試體破壞時應變狀態列如表 14、15。

- (1) 偏心載重下之試體於火害前後，X 軸左側、中間及右側均為拉應變，Y 軸左側為壓應變、中間由壓應變轉而拉應變及右側為拉應變，代表 (1) 中間由壓應變轉而拉應變，表示試體受火害後，中性軸位置向火害側移動。(2) X 軸均為拉應變，表示 X 軸之側向位移 (Y 方向之移動) 大於 Y 軸之側向位移。
- (2) 軸向載重下之試體於火害前後，X 軸左側為壓應變、中間及右側由壓應變轉而拉應變，Y 軸左側、中間為壓應變及右側為壓應變轉而拉應變，代表：(1) 中間或右側由壓應變轉而拉應變，表示試體受火害後，中性軸向火害側移動。(2) 雖然有火害偏心，但距離不大，

因此二邊側向位移並不大。

在研究中同時也發現：(1) 在相同的設計條件下，較長的火害延時及較高的溫度下，將會使彈性模數 (E) 及撓曲勁度 (EI) 降低，基於對材料力學的瞭解，構件之曲率及變形將增加。(2) 在相同的火害延時下，保護層較大者意味火害後具有較小的核心面積，將會使慣性矩 (I) 及撓曲勁度 (EI) 降低，基於對材料力學的瞭解，構件之曲率及變形將增加。

5.4 載重試驗之極限強度衰減

本研究先將對照組 (無火害) 之極限強度試驗值與分析值予以比較，列如表 16，試驗值與分析值比值之平均為 0.92，表示載重試驗之設計正確，試驗結果尚稱合理。以下分別就偏心、火害延時、鋼筋比、混凝土強度、保護層及壓應力之影響討論，分述如下：

5.4.1 偏心之影響

由表 17 所示，所有偏心載重試體之試驗值與分析值極限強度之平均誤差為 4%，顯示研究之分析方法與 Bresler 倒數法可應用於偏心角柱之分析。但由表 18 所示，卻發現所有軸向載重試體之試驗值與分析值之誤差均非常大，原因在於二面火害之軸向載重角柱試體會產生火害偏心，會使本已不

確定之意外偏心所造成之影響，更具不確定性，增加分析之困難性，但是由於結構設計上角柱並不常有無偏心之狀態，故本研究並不再深入探討，將著重偏心載重之探討。

二面角柱受火害後，導致材料偏心為多少呢，火害前混凝土一般假設為均質性材料，此時塑性中心可以說是在形心位置，即（22.5 公分,15 公分）處，當火害後因材料將不均質，將使塑性中心偏移，此偏移距離即為火害偏心距，而每支試體之偏移量並不相同。

以 A2202 試體為例，火害後塑性中心位置偏移至（24.3 公分,16.85 公分），偏心距為（1.8 公分,1.85 公分），佔各邊比例為（4%,6%），以 A2204 試體為例，火害後塑性中心位置偏移至（24.75 公分,17.05 公分），偏心距為（2.25 公分,2.05 公分），佔各邊比例為（5%,7%），可瞭解火害偏心約為 5% 軸距。

可由表 19 (a) 來討論，究竟偏心效應對於角柱之火害影響為何，由於軸向載重試驗之不穩定性，由殘餘強度試驗值比例並無法觀察影響，但可分析值比例之角度觀察，發現在相同火害延時下，偏心距離 7.5 公分之試體殘餘強度比例低於軸向載重試體（偏心距離 0 公分）之殘餘強度比例值，表示偏心距離大者，極限強度殘餘率低，但二者僅 5% 之差距，亦即偏心距離對於殘餘強度似乎沒有影響。

但由於本研究僅有 7.5 公分偏心距離，結論是否適用所有偏心並不確

定，本研究再藉由個案分析來進一步確認。復以火害試驗所得之溫度分佈及斷面尺寸為計算案例之基準，進行案例研究，基於個案分析之簡化，分析時僅以單軸方式計算，其混凝土內部之溫度，採用圖 39 及圖 40 之分佈，分析方法如 4.3 節所述，可求得極限強度、彎矩及平衡中性軸。

當以不同之偏心距進行分析，火害延時分別為 0 小時、2 小時及 4 小時，由本研究計算之結果，如圖 56，及參考沈進發教授之研究成果[1,pp157]，如圖 57，發現前述之討論須有所修正。

本研究分析後得到以下討論：(1) 偏心距離大於平衡偏心距後，在所謂拉力破壞區，極限強度折減變化明顯，殘餘率由小而大，偏心距離越大，極限強度殘餘率越高。(2) 偏心距離小於平衡偏心距後，在所謂壓力破壞區，極限強度殘餘率變化並不明顯，但此時之殘餘率較拉力破壞區影響為大。

5.4.2 火害延時之影響

再如表 19 (b) 所示，當火害延時 2、4 小時，由試驗值觀察約僅 10% 之極限強度殘餘率差距（例如 A2112 為 71.2% 至 A2114 為 60.8%），由理論值觀察約僅 7% 之極限強度殘餘率差距（例如 A2112 為 60.56% 至 A2114 為 53.24%），二者極限強度殘餘率之影響其實並不明顯，原因為角柱具有相當多之斷面積不受火害溫度影響，且因本研究採用試體斷面尺寸（30 公分×45

公分)較過去之研究偏大,雖經4小時火害延時,但內部溫度仍不高所致,例如中心點平均溫度2小時與4小時只相差 $40^{\circ}\text{C}\sim 50^{\circ}\text{C}$ 。

另外角柱承受火害後,隨著火害延時增長,極限強度殘餘率將降低,火害延時2小時之極限強度殘餘率約60%(約降低40%),火害延時4小時之極限強度殘餘率約50%(約降低50%)。

5.4.3 鋼筋比之影響

如表19(b)所示,由試驗值觀察,2小時火害延時,鋼筋比2%極限強度殘餘率為71.2%(A2112),鋼筋比3%極限強度殘餘率為66.4%(A2212)。4小時火害延時試驗值,鋼筋比2%極限強度殘餘率為60.8%(A2114),鋼筋比3%極限強度殘餘率為76.8%(A2214),由於二者結果相反,鋼筋比對極限強度殘餘率影響並不確定,需進一步再分析。

再由分析值觀察,2小時火害延時,鋼筋比2%極限強度殘餘率為60.56%(A2112),鋼筋比3%極限強度殘餘率為63.29%(A2212)。4小時火害延時試驗值,鋼筋比2%極限強度殘餘率為53.24%(A2114),鋼筋比3%極限強度殘餘率為56.81%(A2214),顯示鋼筋比較大者,極限強度殘餘率較高。

以火害試驗所得之溫度分佈及斷面尺寸為計算案例之基準,進行案例研究,基於個案分析之簡化,分析時僅以單軸方式計算,其混凝土內部之溫度,採用圖39及圖40之分佈,分析方法如4.3節所述,可求得極限強度

及平衡中性軸。採長軸（45 公分）偏心距離 7.5 公分進行個案分析，由表 20 計算結果，觀察極限強度折減之情形，發現火害前鋼筋比 3%（A2210）之試體，中性軸為 42.54 公分，抗壓鋼筋作用力為 68.382 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 9.72 噸壓力，鋼筋作用力合力 78.10 噸壓力；鋼筋比 2%（A2110）中性軸為 41.68 公分，抗壓鋼筋作用力為 42.59 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 4.39 噸壓力，鋼筋作用力合力 46.98 噸壓力。2 小時火害後，中性軸向火害側移動，鋼筋比 3%（A2212）之試體，中性軸為 37.36 公分，抗壓鋼筋作用力為 68.38 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 -11.90 噸拉力，鋼筋作用力 56.48 噸壓力（殘餘率 72%）；鋼筋比 2%（A2112）之試體，中性軸為 36.38 公分，抗壓鋼筋作用力為 42.59 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 -17.37 噸拉力，鋼筋作用力合力 25.22 噸壓力（殘餘率 54%）。研判影響火害後鋼筋鋼筋作用力殘餘率之主要影響原因，在於中性軸因火害移動後，抗拉鋼筋拉力之增加率。

比較案例中，2 小時火害延時後試體之鋼筋作用力合力、混凝土作用力合力及極限強度殘餘率變化，鋼筋比 3%之鋼筋作用力合力殘餘率 72%較鋼筋比 2%之鋼筋作用力合力殘餘率 54%為高，鋼筋比 3%之混凝土作用力合力殘餘率 65%與鋼筋比 2%之混凝土作用力合力殘餘率 64%約略相同，總和後，鋼筋比 3%之極限強度殘餘率 66%較鋼筋比 2%之極限強度殘餘率 63%為高，亦可證得鋼筋比較大，極限強度殘餘率較高之結論。

由上述研究發現，鋼筋比較大，極限強度殘餘率較高之原因，係因火

害後，混凝土強度降低，經軸力彎矩平衡後，中性軸向火害側移動，因此鋼筋比較大之試體，火害後鋼筋作用力合力相對折減較鋼筋比低者少，於是最終整體極限強度殘餘率將較高。

惟由案例亦發現，雖然鋼筋比較大者，極限強度殘餘率較高，但是極限強度殘餘率僅相差約 3%，差異並不大，此應為本研究在試驗誤差下，試驗結果出現相反現象之原因。

5.4.4 保護層之影響

如表 19 (b) 所示，由試驗值觀察，2 小時火害延時，保護層 7 公分極限強度殘餘率為 48.89% (B2112)，保護層 5 公分極限強度殘餘率為 71.2% (A2112)。而另一組變數之試驗結果，4 小時火害延時，保護層 7 公分極限強度殘餘率為 57.3% (B2214)，保護層 5 公分極限強度殘餘率為 76.8% (A2214)，保護層較大，極限強度殘餘率較低。

由分析值觀察，2 小時火害延時，保護層 7 公分極限強度殘餘率為 58.89% (B2112)，保護層 5 公分極限強度殘餘率為 60.56% (A2112)。而另一組變數之分析結果，4 小時火害延時，保護層 7 公分極限強度殘餘率為 56.96% (B2214)，保護層 5 公分極限強度殘餘率為 56.81% (A2214)，雖亦為保護層較大，極限強度殘餘率較低之結果，但似乎二者差距並不如試驗組大，究其原因，因係理論分析值尚未考慮混凝土有效核心承壓面積減少

之影響。

保護層較大，極限強度殘餘率較低之原因，應係火害時，由於試體熱膨脹係數及熱傳導係數不同，導致保護層鋼筋與混凝土界面處握裹損失，並在此界面形成裂縫，因此對於保護層較大之試體，形成混凝土有效核心承壓面積有較多之減少，英國規定混凝土保護層不得大於 5 公分，即在避免火害後，極限強度折減過多。依據本研究之結論，建議一般柱設計斷面之耐火設計保護層宜控制在 5 公分，但較大斷面時可酌予增加，相反而言，當火載量較高時，有較多火危害之機率之結構，柱斷面不宜太小，必須在保護鋼筋與確保足夠核心面積之考量下設計斷面，建議未來建築設計規範內應增加耐火核心面積之檢核。



5.4.5 混凝土強度之影響

如表 19 (b) 所示，由試驗值觀察，2 小時火害延時，混凝土強度 342 kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 66.4% (A2212)，183 kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 77.8% (A1212)。而另一組變數之試驗結果，4 小時火害延時試驗值，混凝土抗壓強度 342 kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 60.8% (A2114)，183kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 76.05% (A1114)，混凝土強度較高者，極限強度殘餘率較低。

由分析值觀察，2 小時火害延時，混凝土強度 342 kgf/cm² 之極限強度

殘餘率為 63.29% (A2212)，183 kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 69.24% (A1212)。而另一組變數之試驗結果，4 小時火害延時，混凝土抗壓強度 342 kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 53.24% (A2114)，183 kgf/cm² 之極限強度殘餘率為 58.9% (A1114)，亦為混凝土強度較高者，極限強度殘餘率較低。

以火害試驗所得之溫度分佈及斷面尺寸為計算案例之基準，進行案例研究，基於個案分析之簡化，分析時僅以單軸方式計算，其混凝土內部之溫度，採用圖 39 及圖 40 之分佈，分析方法如 4.3 節所述，可求得極限強度及平衡中性軸。由表 21 計算結果觀察極限強度殘餘之情形，發現火害前混凝土強度 342 kgf/cm² (A2210) 之試體，中性軸為 42.54 公分，抗壓鋼筋作用力為 68.38 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 9.72 噸壓力，鋼筋作用力合力為 78.1 噸壓力；混凝土強度 183 kgf/cm² (A2212) 之試體，中性軸為 43.78 公分，抗壓鋼筋作用力為 68.38 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 12.27 噸壓力，鋼筋作用力合力為 80.64 噸壓力。2 小時火害後，中性軸向火害側移動，混凝土強度 342 kgf/cm² (A2212) 中性軸為 37.36 公分，抗壓鋼筋作用力為 68.38 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 -11.90 噸拉力，鋼筋作用力合力 56.48 噸壓力(殘餘率 72%)；混凝土強度 183 kgf/cm² (A2212) 中性軸為 38.54 公分，抗壓鋼筋作用力為 68.38 噸壓力，抗拉鋼筋作用力為 1.56 噸壓力，鋼筋作用力合力 69.93 噸壓力(殘餘率 87%)。影響鋼筋力作用力合力折減大小之主要原因在中性軸移動後，抗拉筋拉力之增加率。

比較 2 小時火害延時後試體之鋼筋合力、混凝土作用力合力及極限強度之殘餘率變化，混凝土強度 342kgf/cm^2 之鋼筋作用力合力殘餘率 72% 較混凝土強度 183kgf/cm^2 之鋼筋作用力合力殘餘率 87% 為低，混凝土強度 342kgf/cm^2 之混凝土作用力合力殘餘率 65% 與混凝土強度 183kgf/cm^2 之混凝土作用力合力殘餘率 65% 相同，總和後，混凝土強度 342kgf/cm^2 之極限強度殘餘率 66% 較混凝土強度 183kgf/cm^2 之極限強度殘餘率 72% 為低，可得混凝土強度較高，極限強度殘餘率較低之結論。

由上述瞭解，混凝土強度較高，極限強度殘餘率較低，應係因試體火害後，混凝土強度降低，經軸力彎矩平衡後，中性軸向火害側移動，因此混凝土強度較高之試體，火害後鋼筋合力相對折減較混凝土強度較低者多，於是最終整體極限強度殘餘率將較低。

5.4.6 壓應力之影響

火害試驗時，在相同壓應力下，對 183kgf/cm^2 為 $0.2f'_c$ 及 342kgf/cm^2 為 $0.1f'_c$ 之壓應力，5.4.4 節討論對不同混凝土強度極限殘餘率之結論是否有影響，以下予以探討。

首先由黃東開（林建宏教授指導）[33]之研究結果，如表 22 所示，顯示偏心內柱在 2 小時火害延時，該研究二試驗組之分析值， $0.2f'_c$ 壓應力之極限強度均為 $0.1f'_c$ 壓應力之極限強度的 1.02 倍，斷面 40 公分×40 公分之

試驗值， $0.2 f_c'$ 壓應力之極限強度為 $0.1 f_c'$ 壓應力之極限強度的 1.04 倍，斷面 30 公分×30 公分之試驗值， $0.2 f_c'$ 壓應力之極限強度為 $0.1 f_c'$ 壓應力之極限強度的 1.12 倍。顯示壓應力 $0.2 f_c'$ 與 $0.1 f_c'$ 壓應力對於極限強度之影響，理論分析上沒有明顯之差距，但是試驗結果上有較大之差異。

復採用楊旻森建議公式，以公式 (28) ~ (30)，同 5.4.3 節之案例分析，考慮壓應力對火害後極限強度之影響，計算結果如表 23 所示，結果顯示在 2 小時或 4 小時火害延時後，試體在 $0.2 f_c'$ 壓應力之極限強度為 $0.1 f_c'$ 壓應力之極限強度的 1.01 倍，理論分析上沒有明顯之差異。

依上述理論分析之結果，無論從過去之文獻分析或本研究之案例分析，壓應力 $0.2 f_c'$ 與 $0.1 f_c'$ 之試驗條件對於火害後極限強度之影響不大，可以被忽略。

由表 22 之試驗值，顯示當斷面 30 公分×30 公分時，壓應力 $0.2 f_c'$ 較 $0.1 f_c'$ 增加 12% 極限強度且當斷面越大時，壓應力之影響越小，因為本研究採用斷面為 30 公分×45 公分，此斷面較 30 公分×30 公分為大，如仍取其最大極限強度增加率 12% 來估算，推估 342 kgf/cm^2 之極限強度在 $0.2 f_c'$ 之試驗條件，將較 $0.1 f_c'$ 之試驗條件增加 12% 之極限強度，依此預測試驗組在相同壓應力 ($0.2 f_c'$) 下，混凝土強度 342 kgf/cm^2 (A2212) 之極限強度殘餘率為 74.37% ($66.4\% \times 1.12$)， 183 kgf/cm^2 (A1212) 之極限強度殘餘率為 77.8%，而另一組變數之試驗。4 小時火害延時試驗值，混凝土抗壓強度 342 kgf/cm^2

(A2114)之極限強度殘餘率為 68.1% (60.8%×1.12)，183 kgf/cm² (A1114)之極限強度殘餘率為 76.05%，則 5.4.5 節討論得之混凝土強度較高，極限強度殘餘率較低之結論，仍可被接受。

5.5 內柱與角柱火害行為之比較

本研究將過去對於內柱之研究資料加以整理，與本研究角柱之研究資料做比較，雖然在各文獻中，斷面尺寸、升溫曲線、最高溫度、壓應力大小、施載方式與偏心位置與本研究並不完全相符，而這些因素將影響斷面溫度分佈、火害後之行為、載重下之行為及其極限強度，因此在定量上無法作比對，但在性質之比較，仍可供一定之參考，整理如表 24、25 所列，並討論如下。

5.5.1 火害試驗與載重試驗後試體表面比較

火害試驗後，影響內柱與角柱外觀變化之因素包括火害延時、壓應力及偏心位置，敘述如下：

- (1) 火害延時越長，表面溫度越高且維持越久，使得水泥產生化學分解，顏色變化主要為混凝土化學反應後之變化。
- (2) 施加壓應力之試體受到壓應力，試體受到壓縮之力量，抑制了試體

內、外裂縫之產生。

- (3) 偏心載重使試體承受較大之彎矩，柱體產生側向位移且因混凝土強度下降，容易使壓力側混凝土壓碎或脫落。

另對於內柱與外柱火害後外觀之行為予以比較，討論如下：

- (1) 火害試驗後，色澤、裂縫及爆裂，內柱與角柱火害側之外觀，原則上無明顯之差異，但如有壓應力、偏心位置及斷面大小等不同變數，仍將有些微之差異。
- (2) 載重試驗後，內柱與角柱有類似之外觀情形，最大之不同在於角柱之受拉側係未受火害，不會有混凝土開裂或脫落，但最後之破壞模式，仍需視偏心距離大小而定。



5.5.2 火害後之極限強度殘餘率比較

鋼筋混凝土柱火害後之極限強度殘餘率影響，討論如下：

- (1) 影響 RC 柱極限強度殘餘率，主要在柱面尺寸，較小尺寸者，較高的溫度在短延時內將傳導入核心且溫度產生疊加效果，極限強度殘餘率將低。此外開裂亦會影響極限強度殘餘率，但爆裂受含水量及試體製作等影響，較不易控制。
- (2) RC 內柱與角柱在混凝土強度參數，顯示了相同之影響趨勢，混凝土強度較高，極限強度殘餘率將較低。

- (3) RC 內柱與角柱在相同火害延時後，極限強度殘餘率影響行為不同，內柱之極限強度衰減較角柱嚴重。4 小時火害延時後，角柱因為二側未受火害面無溫度之貢獻，仍有約 1/4 面積未受到火害影響，但內柱大部份面積已受火害，因此內柱極限強度殘餘率較角柱低。
- (4) RC 內柱與角柱在火害延時內，極限強度殘餘率下降速度影響不同，同上述討論第三點，角柱無論在 2 或 4 小時火害延時下，因僅兩面受火害，混凝土內部仍有約相當之截面積未受到火害影響，但內柱因為四面受火害，內部不僅均受火害影響且溫度有疊加之貢獻，相較之下，長時間火害延時後，內柱極限強度殘餘率下降速率將大於角柱。
- (5) 在本研究之結果，保護層較大者，受載重時混凝土脫落嚴重，承受載重面積將遠少於保護層較小者，因此保護層較大者極限強度殘餘率將較保護層較小者低；但在過去的內柱文獻試驗結果，卻顯示保護層對於極限強度殘餘率影響並不明顯。在保護層的影響上，角柱較內柱明顯。

第六章、結論與建議

6.1 結論

本研究經由 RC 角柱之火害試驗與載重試驗，將試驗結果歸納分析，並與 RC 內柱之文獻做一比較，獲致以下之結論：

- (1) 混凝土內部溫度之傳遞，理論上與骨材之熱傳導係數、密度及比熱有關，惟是否與結構設計參數有關，並沒有相關文獻探討。本研究試驗後發現使用相同之材料，混凝土角柱（30 公分×45 公分）在相同混凝土壓應力（ $0.2f_c'$ ）下，4 小時火害延時內之斷面溫度分佈與保護層厚度（5 公分、7 公分）、混凝土強度（ 140kgf/cm^2 、 280kgf/cm^2 ）、鋼筋比（2%、3%）及偏心大小（0 公分、7.5 公分）等變數，對於溫度傳遞並無明顯之影響。
- (2) 混凝土角柱於火害試驗停止（4 小時火害延時）後，外部雖然停止加溫，但混凝土斷面內部溫度仍將持續上升，1-3 小時後才陸續降溫。因混凝土與鋼筋熱傳導性質不同且混凝土內部因火害開裂之位置並不規律，使柱構件火害後之應變、曲率、側移呈現不規則，增加火害之不確定性。
- (3) 混凝土柱斷面積（30 公分×45 公分）相同，但保護層不同（5 公分、

7公分)之角柱，其殘餘強度將不同，主因保護層通常隨著火害將剝離，剝離後導致核心面積不同，較大的保護層，剝離後剩餘之柱核心面積較小，因此殘餘強度較低。可知核心面積對於火害後之殘餘強度影響非常重要，核心面積越大，殘餘強度越高。本研究保護層7公分(核心面積比65%，強度殘餘率57.3%)較保護層5公分(核心面積比74%，強度殘餘率76.8%)之核心面積差異9%，但所造成之強度殘餘率差異達約20%。

(4) 火害影響混凝土角柱(30公分×45公分)表面產生裂縫或剝落之因素，按嚴重程度依序為火害延時(4小時)、保護層厚度(5公分、7公分)、鋼筋比(2%、3%)及混凝土強度(140kgf/cm²、280kgf/cm²)，但表面裂縫之多少與極限強度殘餘率無直接之關係。

(5) 混凝土角柱(30公分×45公分)火害後之極限強度殘餘率比較：

(a) 合力偏心距離大於平衡偏心距後，即合力點位於拉力破壞區，極限強度折減變化明顯，隨著合力偏心距離之增加，極限強度殘餘率由小而大，合力偏心距離越大，極限強度殘餘率越高；合力偏心距離小於平衡偏心距後，即合力點位於壓力破壞區，極限強度殘餘率變化並不明顯(約10%-12%)，但此時之極限強度殘餘率較拉力破壞區大。

(b) 火害延時較長，極限強度殘餘率較低，但火害延時對強度影響

較嚴重在前 2 小時，火害延時 2 小時後之極限強度殘餘率下降速率將減緩。在火害延時 2 小時之極限強度殘餘率約 60% (折減 40%)，火害延時 4 小時之極限強度殘餘率約 50% (折減 50%)，亦即 2-4 小時火害對強度之影響差異僅 10%，為 0-2 小時火害對強度之影響之 25%。

(c) 鋼筋比 (3%) 大者，極限強度殘餘率較鋼筋比 (2%) 小者高，但兩者差異不明顯，極限強度殘餘率僅相差約 3%。

(d) 保護層 (7 公分) 大者，極限強度殘餘率較保護層 (5 公分) 小者低，經 4 小時火害延時試驗，保護層 7 公分將使極限強度殘餘率僅餘 57%，而保護層 5 公分則強度殘餘率仍有 77%。

(e) 混凝土強度 (280kgf/cm^2) 高者，極限強度殘餘率較混凝土強度 (140kgf/cm^2) 低者低，經 4 小時火害延時試驗， 280kgf/cm^2 強度之極限強度殘餘率 60.8%， 140kgf/cm^2 強度之極限強度殘餘率極限強度殘餘率 76.05%，兩者極限強度殘餘率相差約 15%。

(6) 混凝土內柱 (40 公分×40 公分) 與角柱 (30 公分×45 公分) 火害及破壞後外觀行為之差異：

(a) 火害試驗後，色澤、裂縫及爆裂，角柱與內柱火害面之現象，無明顯之差異。

(b) 載重試驗後，角柱與內柱有類似之外觀情形。

(7) 混凝土之內柱受到火害時，其特性為受到四面火源之情形，而角柱無論是建築物角落或是室內之角落，其特性為受到鄰近兩面火源之情形，因此在長短邊長度接近之矩形內柱與角柱，內柱四分之一斷面之溫度分佈將近似於角柱斷面之溫度分佈，以火害影響面積而言，內柱遠大於角柱。就混凝土內柱（40 公分×40 公分）與角柱（30 公分×45 公分）火害後之極限強度殘餘率比較：

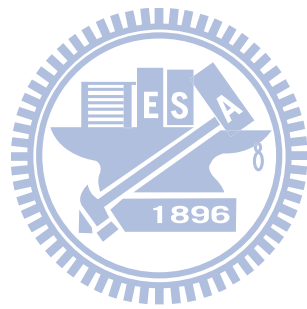
- (a) 混凝土 280kgf/cm^2 以下強度，內柱經 2 小時火害延時，混凝土強度（ 248kgf/cm^2 ）極限強度殘餘率約 77.5%，混凝土強度（ 198kgf/cm^2 ）極限強度殘餘率約 86%[30]，顯示混凝土強度高者，極限強度殘餘率低，故內柱與角柱在此特性顯示相同之趨勢。
- (b) 內柱經火害延時 2 小時之極限強度殘餘率約 53.9%，火害延時 4 小時之極限強度殘餘率約 39.4%[31]，而角柱在火害延時 2 小時之極限強度殘餘率約 60%，火害延時 4 小時之極限強度殘餘率約 50%，顯示火害延時對內柱極限強度殘餘率影響較角柱明顯。
- (c) 保護層 7 公分內，內柱之試驗顯示火害延時 4 小時之強度殘餘率均約 64% [31]，沒有明顯之差異，但角柱經 4 小時火害延時試驗，保護層 7 公分之極限強度殘餘率約 57%，而保護層 5 公分則強度殘餘率約 77%，有明顯之差異，故保護層對角柱極限強度殘餘率影響較內柱明顯。

6.2 建議

本研究提供以下幾點建議，作為未來火害設計之參考：

- (1) 保護層不要太大，以免火害後，因保護層剝離，承壓面積減小，較少之核心承壓面積，降低極限強度。建議一般柱設計斷面之耐火設計保護層宜控制在 5 公分，但較大斷面時可酌予增加。相反而言，當火載量較高時，而有較多火害危害機率之結構，柱斷面不宜太小，必須在保護鋼筋與確保足夠核心面積之考量下設計斷面，建議未來建築設計規範內應增加耐火核心面積之檢核。
- (2) 適當之壓應力及 135° 彎折箍筋方式，有助於火害時抑制裂縫發生並提昇極限強度，建議必須加強現場施工查核。
- (3) 混凝土強度越高者，火害後造成之影響越大，故混凝土強度設計用於柱時，建議需特別注意強度之選擇，尤其是高強度混凝土之使用。
- (4) 角柱僅有二面受到火害，其極限強度殘餘率普遍高於內柱，尤其在較長之火害延時，仍能具有較少之極限強度損失率，但保護層之影響，對於角柱之影響又大於內柱，因此角柱設計時，建議保護層設計之尺寸要慎選。
- (5) 偏心距離對於火害後之 RC 柱之影響，壓力破壞區之影響大於拉力破壞區，因此建議如屬壓力破壞柱，設計時要特別加強耐火檢核。

- (6) 各設計參數之組合，例如偏心距離、斷面尺寸、受火害表面數等，其所導致之火害行為，彼此有互相影響之作用，建議設計時亦應特別注意。



參考文獻

1. 沈進發、沈得縣等，「鋼筋混凝土結構物火害後之安全評估程序」，MOIS860001，內政部建築研究所專題研究計劃報告，台北，民國 86 年。
2. Cruz, Carlos R., “Thermal expansion of portland cement paste, mortar, and concrete at high temperatures” , Fire and Materials, Vol. 4, No2, 1980.
3. Abrams, M.S., “Performance of concrete of structures exposed to fire” , 9th National SAMPE Technical conference, V9, 1977.
4. Cruz, Carlos R., “Elastic properties of concrete at high temperatures” , PCA Research Bulletin 191.
5. Chan, Y.N., “Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength after exposure to high temperature” , Cement and Concrete Composites, V21, pp 23-27, 1999.
6. Sakr, K., “Effect of high temperature or fire on heavy weight concrete properties” , Cement and Concrete Research, V35, pp 590-596, 2005.
7. Jan, L., “Fire resistance of structural lightweight aggregate concrete a literature survey with focus on spalling” , Nordic Concrete Research, <http://www.itn.is/ncr/publications/abstract-21-5.htm>.
8. Danielsen, U., “Marine concrete structures exposed to hydrocarbon fires” , SINTEF-report no STF65 A88064, pp 26, 1989.
9. Abrams, M.S., “Compressive strength of concrete at temperature to 1,600

- °F” , Temperature and Concrete, ACI publication SP-25, 1968.
10. 陳建忠、鄭復平，「高性能混凝土柱耐火性能之評估」，NOIS-902010，內政部建築研究所，台北，民國 90 年。
 11. Xiao J., “Study on concrete at high temperature in China-an overview” , Fire Safety Journal, V39, pp 89-103, 2004.
 12. Chan, Y.N., “ Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after exposure to high temperature up to 800 °C” , Cement and Concrete Research, V30, pp 247-251, 2000.
 13. 楊旻森、陳舜田，「混凝土火害後之乾縮應變及其影響」，中華民國第一屆結構工程研討會，第 33-44 頁，南投，民國 81 年。
 14. Khoury, G.A., “Strain of concrete during first heating to 600°C under load” , Magazine of Concrete Research, V37, pp 195-215, 1985.
 15. Khoury, G.A., “Effect of fire on concrete and concrete structures” , Prog. Struct. Engng Mater, pp 429-447, 2000.
 16. Thienel, K.C., “Transient creep of concrete under biaxial stress and high temperature” , Cement and Concrete Research, V26, pp 1409-1422, 1996.
 17. Colina, H., “Transient thermal creep of concrete in service conditions at temperatures up to 300°C” , Magazine of Concrete Research, V56, pp 539-574, 2004.
 18. Khoury, G.A., “Modeling of heated concrete” , Magazine of Concrete Research, V54, pp 77-101, 2002.
 19. Abrams, M.S., “Behavior of inorganic material in fire” , ASTM STP 685,

- 1979.
20. 陳舜田，「有限元素法分析鋼筋混凝土構件受火害後之力學行為」，NSC78-0410-E011-13，國科會專題研究計畫報告，台北，民國 78 年。
21. Schneider, “Bestimmung der äquivalenten branddauer von statisch bestimmt gelagerten stahlbetonbalken bei natürlichen branden”, Bericht des institutes for baustoffkunde und stahlbeton bau der technischen university at Braunschweig, 1976.
22. Lie, T.T., “Residual strength of fire exposed reinforced concrete columns”, ACI publication SP 92-9, 1986.
23. 張俊鴻（趙文成教授指導），「火害後混凝土圍束補強之研究」，國立交通大學，碩士論文，民國 90 年。
24. Rostasy, F.S., “Compressive Strength and Deformation of Steel Fiber Reinforced Concrete under High Rate of Strain”, J. of Cement and Lightweight Concrete, Vol 7-No1, pp 21-28, 1985.
25. 林英俊，「高強度混凝土梁火害後撓曲行為之研究」，NSC81-0410-E011-09，國科會專題研究計畫報告，台北，民國 81 年。
26. 劉靖國，「高強度鋼筋混凝土梁火害後撓曲行為之研究」，國立台灣工業技術學院，碩士論文，民國 81 年。
27. Lin, T.D., “Fire resistance of reinforced concrete columns”, Portland Cement Association, RD 101B, 1992.
28. Lin, T.D., “Fire resistance of eccentrically-loaded reinforced concrete columns”, Portland Cement Association, Part 2, RD 101B, 1992.

29. Kodur, V.K.R., “Fire endurance of high strength concrete columns” , Fire Technology, V39, pp 73-87, 2003.
30. Kodur, V.K.R., “Effect of strength and fiber reinforcement on fire resistance of high-strength concrete columns” , J. of structural engineering, V129, pp 253-259, 2003.
31. 黃自立 (林建宏教授指導), 「鋼筋混凝土柱火害後之剩餘強度」, 國立台灣工業技術學院, 碩士論文, 台北, 民國 77 年。
32. 蔡秋雄 (林建宏教授指導), 「鋼筋混凝土柱火害後之行為」, 國立台灣工業技術學院, 碩士論文, 民國 79 年。
33. 黃東開 (林建宏教授指導), 「受軸力鋼筋混凝土柱火害後之力學行為」, 國立台灣工業技術學院, 碩士論文, 民國 79 年。
34. Neville A.M., Properties of Concrete, London, Pitman, 1975.
35. Ng AB, Mirza MS, Lie TT., “Fire endurance analysis of reinforced concrete columns” , Canadian Journal of Civil Engineering, V16(3), pp290-299, 1989.
36. Purkiss JA, Weeks NJ., “Computer study of reinforced concrete columns in fire” , Structural Engineer, Part B, 65B(1), pp22-28, 1987.
37. Dotreppe JC, Franssen JM, Vanderzeypen Y., “Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions” , ACI Structural Journal, V96(1), pp9-18, 1999.
38. Franssen JM, Dotreppe JC., “Fire tests and calculation methods for

- circular concrete columns” , Fire Technology, V39, pp89-97, 2003.
39. Bratina S, Cas B, Saje M., “Numerical modeling of behavior of reinforced concrete columns in fire and comparison with Euro code 2” , International Journal of Solids and Structures, V42 (21-22), pp5715-5733, 2005.
40. Tan KH, Yao Y., “Fire resistance of four-face heated reinforced concrete columns ” , Journal of Structural Engineering, ASCE, V129 (9), pp1220-1229, 2003.
41. Tan KH, Tang CY., “Interaction formula for reinforced concrete columns in fire conditions” , ACI Structural Journal, V101 (1), pp19-28, 2004.
42. Tan KH, Yao Y., “Fire resistance of reinforced concrete columns subjected to 1-, 2-, and 3-face heating” , Journal of Structural Engineering, ASCE, V130 (11), pp1820-1828, 2004.
43. Yunus AC., Heat Transfer: a practical approach, McGraw-Hill, 1998.
44. Hsu JH. (Advisor: Lin CS.), Numerical modeling of mechanical properties for reinforced concrete beam exposed to fire, PH. D. thesis, Institute of Mechanical Engineering, Yuan-Ze University, Chungli, Taiwan, 2005.
45. Malhotra, H. L., Design of fire-resisting structures, Chapman & Hall, New York, 1982.

表 1 水泥漿體受高溫性質

溫度	現象
常溫至 105°C	水泥漿體的晶相並不致因熱釋出水分子，反而有微量之體積膨脹，此時主要是毛細孔水之蒸發
超出 105°C	水泥漿體中的毛細孔及吸附水逐漸繼續散失，CSH 因溫度將高，釋放水分子而體積收縮
達 200°C	水泥漿體中 CSH 膠體開始失去鍵結水，混凝土內部發生化學變化
250°C 至 350°C	水泥漿體中含 Al_2O_3 或 Fe_2O_3 的水化物內之鍵結水，將大部分喪失；CSH 膠體的鍵結水喪失約 20%
400°C 至 700°C	水泥漿體中 CSH 膠體內保有的 80% 鍵結水，將在此階段完全分解
500°C 左右	水泥漿體中的水分全部喪失，漿體因分解而收縮
440°C 至 580°C	水泥漿體中的 CH 分解，但該反應為可逆
600°C 至 1000°C	石灰質粒料中的碳酸鈣開始分解，高溫吸熱產生的生石灰（CaO），冷卻後吸收空氣中的水氣會產生體積膨脹，造成水泥漿體的龜裂
800°C 至 1000°C	水泥漿體水化物將再被重新燒結成成 C_2S 、 C_3S 、 C_4AF 等水泥主要成分
達 1425°C	剩餘水泥漿體水化物，可能進一步熔解生成 C_3S

表 2 混凝土高溫體積變化情形

溫度	體積變化			備註
	水泥漿體	粒料	混凝土	
常溫-100°C	—	膨脹	膨脹	
100°C-400°C	收縮	膨脹	開始收縮	強度開始降低
400°C-580°C	收縮至最大	膨脹	繼續收縮	
580°C-750°C	CaO 吸水回脹	膨脹、破裂	回脹、破裂	強度明顯

表 3 軸向載重柱之耐火試驗資料[24]

粒料種類	LOAD/STRENGTH RATIO	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
		矽酸質粒料	耐火時效 (分)	246	230	213	197	181
石灰質粒料	耐火時效 (分)	532	468	404	340	276	212	148

表 4 偏心載重柱之耐火試驗資料[24]

試驗編號	束制條件	LOAD/STRENGTH RATIO	耐火時效 (分)		耐火時效改變率	
			偏心	軸向	時間(分)	百分比
1	鉸接/鉸接	0.46	182	430	-248	-58%
3	初始旋轉束制	0.45	225	222	3	1%
4	初始旋轉束制	0.33	210	241	-31	-13%
5	鉸接/鉸接	0.46	165	220	-55	-25%
6	鉸接/固定	0.56	183	204	-21	-10%

1 號為石灰質粒料，餘為矽酸質粒料

表 5 混凝土材料性質

f'_c	140 kgf/cm ²	280 kgf/cm ²
水膠比(W/C)	0.8	0.55
最大粗粒料粒徑	20 公釐	20 公釐
坍度	15 公分	15 公分
細度模數	2.8	2.8
粗粒料比重	2.65	2.65
細粒料比重	2.62	2.62
水泥比重	3.15	3.15
細粒料率	51%	46%
用水量	187kg	187kg
膠結料用量	235kg	340kg
化學摻料	1.13kg	1.63kg
細粒料用量	963kg	826kg
細粒料用量	935kg	980kg
單位重量	2320kgf/cm ³	2333kgf/cm ³

配比來源：國產實業建設股份有限公司台南廠

表 6 試驗規劃

Group No.	試體	保護層 (cm)	混凝土強度 (kgf/cm ²)	鋼筋比 (%)	偏心距 (cm)	火燒延時 (hr)
1	A2102	5	280	2	0	2
	A2202	5	280	3	0	2
	A1102	5	140	2	0	2
	B2202	7	280	3	0	2
2	A2104	5	280	2	0	4
	A2204	5	280	3	0	4
	B2104	7	280	2	0	4
	A1204	5	140	3	0	4
3	A2112	5	280	2	7.5	2
	A2212	5	280	3	7.5	2
	B2112	7	280	2	7.5	2
	A1212	5	140	3	7.5	2
4	A2114	5	280	2	7.5	4
	A2214	5	280	3	7.5	4
	A1114	5	140	2	7.5	4
	B2214	7	280	3	7.5	4
對照組	A2100	5	280	2	0	0
對照組	B2110	7	280	2	7.5	0
對照組	A2110	5	280	2	7.5	0
對照組	B2200	7	280	3	0	0
對照組	A2200	5	280	3	0	0
對照組	A2210	5	280	3	7.5	0

表 7 試體編碼

編碼 1	保護層厚 度(cm)	編碼 2	混凝土強度 (kgf/cm ²)	編碼 3	鋼筋比 (%)	編碼 4	偏心距 (cm)	編碼 5	火害 延時 (hr)
A	5	1	140	1	2	0	0	0	0
B	7	2	280	2	3	1	7.5	2	2
								4	4

表 8 熱電耦佈設座標

	保護層 5 公分		保護層 7 公分	
	X (公分)	Y (公分)	X (公分)	Y (公分)
X1	8.5	15	8.5	15
X2	15.5	15	15.5	15
X3	29.5	15	29.5	15
X4	36.5	15	36.5	15
Y1	22.5	3	22.5	3
Y2	22.5	8	22.5	8
Y3	22.5	22	22.5	22
Y4	22.5	27	22.5	27
M1	8.61	7.06	12.28	8.08
M2	15.56	11.03	15.56	11.03
M3	29.45	18.97	29.45	18.97
M4	36.4	22.94	33.12	21.9
N1	8.61	22.94	12.28	21.9
N2	15.56	18.97	15.56	18.97
N3	29.45	11.03	29.45	11.03
N4	36.4	7.06	33.12	8.02
C	22.5	15	22.5	15
S1	5	5	7	7
S2	5	25	7	28
S3	40	25	38	28
S4	40	5	38	7

註：請參考圖 19 平面配置圖

表 9 各試體之熱電耦佈設

試體	編號	數量	型式
A2102	X1-X4、Y1-Y4、C、S1-S4	13	+
A2202	Y1-Y4、C、S1-S4	9	
A1102	X1-X4、Y1-Y4、C、S1-S4	13	+
B2202	X1-X4、C、S1-S4	9	-
A2104	X1-X4、Y1-Y4、C、S1-S4	13	+
A2204	Y1-Y4、C、S1-S4	9	
B2104	X1-X4、C、S1-S4	9	-
A1204	X1-X4、Y1-Y4、C、S1-S4	13	
A2112	M1-M4、N1-N4、C、S1-S4	13	X
A2212	N1-N4、C、S1-S4	9	\
B2112	M1-M4、C、S1-S4	9	/
A1212	M1-M4、N1-N4、C、S1-S4	13	X
A2114	M1-M4、N1-N4、C、S1-S4	13	X
A2214	M1-M4、C、S1-S4	9	/
A1114	M1-M4、N1-N4、C、S1-S4	13	X
B2214	M1-M4、C、S1-S4	9	/

註：請參考圖 19 平面配置圖

表 10 斷面之熱傳導預測值與試驗值之比較(°C)

座標 (X,Y)		1 hr.	2 hr.	3 hr.	4 hr.
86.01mm,70.6mm	試驗值	106.2	215.2	318.0	425.4
	預測值	239.73	447.75	586.53	692.83
155.6mm,110.3mm	試驗值	94.5	128.9	204.9	294.3
	預測值	79.82	200.43	307.47	396.07
225mm,150mm	試驗值	57.8	101.9	115.4	151.9
	預測值	36.84	97.78	165.16	229.58
294.5mm,189.7mm	試驗值	45.2	88.7	101.2	106.6
	預測值	24.22	51.12	90.178	131.33
364mm,229.4mm	試驗值	41.1	80.3	96.5	101.6
	預測值	21.21	32.42	54.86	82.19

表 11 軸向載重—斷面中心溫度與歷時關係

試體	1 hr (°C)	2 hr (°C)	3 hr (°C)	4 hr (°C)
A1102	52.1	100.9	/	/
A2102	73.3	108.4		
A2202	—	104.4		
B2202	52.1	90.3		
A1204	51.6	—	101.0	113.3
A2104	65.5	108.5	122.9	172.1
A2204	58.9	98.1	113.6	139.6
B2104	51.6	90.5	110.8	131.2
平均溫度	57.9	100.2	112.1	139.1

表 12 偏心載重—斷面中心溫度與歷時關係

試體	1 hr (°C)	2 hr (°C)	3 hr (°C)	4 hr (°C)
A1212	—	103.3	/	/
A2112	66.0	107.8		
A2212	50.8	103.8		
B2112	53.9	95.1		
A1114	67.3	103.4	102.0	142.0
A2114	51.5	95.1	113.5	132.7
A2214	66.6	109.4	124.3	173.4
B2214	—	100.0	108.5	149.6
平均溫度	59.4	102.2	112.1	149.4

註：試體編號詳表 6

表 13 斷面歷時溫度(°C) (A2214)

	混凝土測溫點					鋼筋測溫點			
	8.61	15.56	22.5	29.45	36.4	5	5	40	40
X 向距離	8.61	15.56	22.5	29.45	36.4	5	5	40	40
Y 向距離	7.06	11.03	15	18.97	22.94	25	5	5	25
0 hr	27.4	27.3	26.8	27.3	27.2	26.9	27.6	27.0	26.7
1 hr	102.7	88.0	66.6	42.6	39.9	108.1	168.9	150.7	36.7
2 hr	209.2	128.9	109.4	82.9	72.6	200.3	365.5	255.8	64.1
3 hr	338.5	216.6	124.3	106.3	104.0	292.8	523.9	336.9	96.3
4 hr	452.2	308.7	173.4	117.1	111.2	378.2	644.9	407.8	106.3
5 hr	508.3	377.1	221.5	145.1	130.2	409.9	593.8	389.5	125.0
6 hr	464.3	389.3	257.2	177.8	159.0	367.9	479.0	321.4	147.5
7 hr	409.9	367.6	268.6	196.1	175.3	326.6	400.4	275.8	160.9
註：X 代表長邊上距受溫面之距離，Y 代表短邊上距受溫面之距離									

註：4 小時後為停止加溫後，自然冷卻時測得之試體內部溫度

表 14 偏心載重破壞應變狀態表

試體	X 軸			Y 軸		
	ϵ_{fx}	ϵ_{cx}	ϵ_{ux}	ϵ_{fy}	ϵ_{cy}	ϵ_{uy}
A2210	拉應變	拉應變	拉應變	壓應變	壓應變	拉應變
A2212	拉應變	拉應變	拉應變	壓應變	拉應變	拉應變
A2214	拉應變	拉應變	拉應變	壓應變	拉應變	拉應變
A2110	拉應變	拉應變	拉應變	壓應變	壓應變	拉應變
A2112	拉應變	拉應變	拉應變	壓應變	拉應變	拉應變
A2114	拉應變	拉應變	拉應變	壓應變	拉應變	拉應變

表 15 軸向載重破壞應變狀態表

試體	X 軸			Y 軸		
	ϵ_{fx}	ϵ_{cx}	ϵ_{ux}	ϵ_{fy}	ϵ_{cy}	ϵ_{uy}
A2200	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變
A2202	壓應變	壓應變	拉應變	壓應變	壓應變	壓應變
A2204	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變
A2100	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變
A2102	壓應變	拉應變	拉應變	壓應變	壓應變	拉應變
A2104	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變	壓應變

註 1： ϵ_{fx} 、 ϵ_{cx} 、 ϵ_{ux} 、 ϵ_{fy} 、 ϵ_{cy} 、 ϵ_{uy} 之定義請參閱圖 28

註 2：粗斜體表示試驗值異常

表 16 對照組（無火害）之試驗值與分析值比較表

試體	試驗值 (Ton)	分析值 (Ton)	試驗值/分析值
A2100	328.00	377.38	0.87
A2200	393.60	415.78	0.95
B2200	339.20	415.78	0.82
A2110	200.00	212.27	0.94
A2210	200.00	235.43	0.85
B2110	216.00	196.94	1.10
Avg.			0.92

表 17 偏心載重試驗值與分析值比較表

試體	試驗值 (Ton)	分析值 (Ton)	試驗值/分析值
A2110	200.00	212.27	0.94
A2112	142.40	128.55	1.11
A2114	121.60	113.02	1.08
A2210	200.00	235.43	0.85
A2212	132.80	148.99	0.89
A2214	153.60	133.75	1.15
B2110	216.00	196.94	1.10
B2112	105.60	115.97	0.91
B2214	121.60	120.88	1.01
A1212	120.00	106.80	1.12
A1114	100.80	78.06	1.29
Avg.			1.04

註：粗斜體表示試驗值異常

表 18 軸向載重試驗值與分析值比較表

試體	試驗值 (Ton)	分析值 (Ton)	試驗值 /分析值
A2100	328.00	377.38	0.87
A2102	174.40	246.87	0.71
A2104	236.80	221.31	1.07
A2200	393.60	415.78	0.95
A2202	166.40	288.13	0.58
A2204	166.40	262.57	0.63
B2200	339.20	415.78	0.82
B2202	153.60	288.13	0.53
B2104	147.20	221.31	0.67
A1102	136.00	163.78	0.83
A1204	158.40	191.36	0.83
Avg.			0.77

註：粗斜體表示試驗值異常

表 19 (a) 殘餘強度比率表 (Pult)

偏心影響		
試體	試驗值比率	分析值比率
A2104	72.20%	58.64%
A2114	60.80%	53.24%
A2102	53.17%	65.42%
A2112	71.20%	60.56%

表 19 (b) 殘餘強度比率表 (Pult)

火害延時影響			鋼筋比影響		
試體	試驗值比率	分析值比率	試體	試驗值比率	分析值比率
A2112	71.20%	60.56%	A2112	71.20%	60.56%
A2114	60.80%	53.24%	A2212	66.40%	63.29%
A2212	66.40%	63.29%	A2114	60.80%	53.24%
A2214	76.80%	56.81%	A2214	76.80%	56.81%
A2102	53.17%	65.42%	A2102	53.17%	65.42%
A2104	72.20%	58.64%	A2202	42.28%	69.30%
A2202	42.28%	69.30%	A2104	72.20%	58.64%
A2204	42.28%	63.15%	A2204	42.28%	63.15%
保護層影響			混凝土強度影響		
試體	試驗值比率	分析值比率	試體	試驗值比率	分析值比率
A2112	71.20%	60.56%	A1212	77.80%	69.24%
B2112	48.89%	58.89%	A2212	66.40%	63.29%
A2214	76.80%	56.81%	A1114	76.05%	58.90%
B2214	57.30%	56.96%	A2114	60.80%	53.24%
A2202	42.28%	69.30%	A1102	58.22%	70.11%
B2202	45.28%	69.30%	A2102	53.17%	65.42%
A2104	72.20%	58.64%	A1204	57.95%	70.01%
B2104	39.01%	58.64%	A2204	42.28%	63.15%

註：粗斜體表示試驗值異常

表 20 鋼筋比差異之案例計算

編號	鋼筋比	抗壓筋力 (Ton)	抗拉筋力 (Ton)	鋼筋合力 (Ton)	混凝土合力 (Ton)	極限強度 (Ton)
A2210	3%	68.38	9.72	78.10 (100%)	294.57 (100%)	372.66 (100%)
A2212	3%	68.38	-11.9	56.48 (72%)	190.29 (65%)	246.78 (66%)
A2110	2%	42.59	4.39	46.98 (100%)	289.40 (100%)	336.38 (100%)
A2112	2%	42.59	-17.37	25.22 (54%)	186.63 (64%)	211.86 (63%)

『+』表示壓力，『-』表示拉力

註：根據 5.4.3 節流程分析

表 21 混凝土強度差異之案例計算

編號	混凝土強度 (kgf/cm ²)	抗壓筋力 (Ton)	抗拉筋力 (Ton)	鋼筋合力 (Ton)	混凝土合力 (Ton)	極限強度 (Ton)
A2210	342	68.38	9.72	78.10 (100%)	294.57 (100%)	372.66 (100%)
A2212	342	68.38	-11.9	56.48 (72%)	190.29 (65%)	246.78 (66%)
A1210	183	68.38	12.27	80.64 (100%)	162.83 (100%)	243.51 (100%)
A1212	183	68.38	1.56	69.93 (87%)	105.74 (65%)	175.67 (72%)

『+』表示壓力，『-』表示拉力

註：根據 5.4.3 節流程分析

表 22 壓應力對偏心內柱極限強度之影響[33]

試體尺寸	壓應力	試驗值 (Ton)	分析值 (Ton)	縱向鋼筋 (cm ²)	箍筋間距	偏心 (cm)
30cm×30cm	0.1 f'_c	69.1 (100%)	67.86 (100%)	4-#7 (15.5)	23cm	15
	0.2 f'_c	77.3 (112%)	69.12 (102%)	4-#7 (15.5)	23cm	15
40cm×40cm	0.1 f'_c	129.2 (100%)	127.4 (100%)	6-#7 (23.2)	24cm	20
	0.2 f'_c	134.5 (104%)	129.8 (102%)	6-#7 (23.2)	24cm	20

$f'_c = 214 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 3710 \text{ kg/cm}^2$, 保護層 = 5.5 公分

火害延時 2 小時，長度 150 公分

表 23 壓應力對偏角柱極限強度之影響 (本研究分析)

試體編號	壓應力	分析值 (Ton)
A2212	0.1 f'_c	271.19 (100%)
	0.2 f'_c	274.68 (101%)
A2114	0.1 f'_c	222.13 (100%)
	0.2 f'_c	225.54 (101%)

註：根據 5.4.3 節流程分析

表 24 鋼筋混凝土柱火害外觀行為

	內柱[31-33]	角柱[本研究]
色澤（火害後）	<ol style="list-style-type: none"> 1. 火害延時 2 小時，表面呈土黃稍帶些粉紅色。 2. 火害延時 4 小時，表面呈焦黃色或鐵黑色。 3. 延燒後，吸收空氣中的水分，恢復些許混凝土顏色。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 表面呈現黃褐色，隨火害延時增加而加深。 2. 外露粒料表面處呈鐵黑色。 3. 延燒後，吸收空氣中的水分，恢復為土黃色之顏色。
裂縫、爆裂（火害後）	<ol style="list-style-type: none"> 1. 火害延時 2 小時，裂縫往內延伸與加寬約 1.3 公釐。火害延時 4 小時，裂縫約 2 公釐，保護層內之混凝土粒料與水泥砂漿之握裹力，幾乎被破壞。 2. 未受軸向壓應力柱之剝落情形，遠較受軸向壓應力嚴重，其表面已有整塊混凝土爆裂之情形。 3. 受壓應力偏心柱之爆裂情形遠較受壓應力軸向柱嚴重，且屬整塊混凝土之爆裂。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 火害延時 2 小時，表面呈現網狀細裂紋，火害延時 4 小時，部分試體已有較寬裂縫。 2. 裂縫寬度約略 1-2 公釐，裂縫方向平行於柱身，位置約在鋼筋與混凝土之交界位置。 3. 火害角隅有少量剝離，火害延時 2 小時剝離較少，火害延時 4 小時剝離較多。 4. 混凝土自保護層脫落，保護層大者更為明顯。
破壞模式（破壞後）	<ol style="list-style-type: none"> 1. 未加壓應力時之軸向柱，由於保護層已為火害所破壞，因此最早發生破壞為表面裂縫延伸與擴大，接著是保護層整片的脫落或粉碎。 2. 受壓應力之軸向柱，原先之裂縫逐漸擴張與加大，接近最大載重，裂縫急速延伸致使保護層整片剝落，最後主筋開始挫曲。 3. 受壓應力之偏心柱，當載重逐漸加壓時，在柱件之壓力側，柱中央混凝土先行壓碎，再往柱中央上，下延伸，整塊保護層剝落，最後主筋挫曲而達破壞。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 偏心受力加載後，原有裂縫開始加寬且柱身開始明顯彎曲，接續裂縫開始延伸並連續。 2. 破壞前，柱身原火害處開始粉碎及剝落，最後約在火害與未火害處交界面位置產生破壞。

表 25 柱試體極限強度殘餘率

	柱斷面 cm×cm	2 小時	4 小時	試驗條件
文獻 [30]	40×40	86%	64%	無偏心內柱、無壓應力、混凝土強度 198 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3677 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 3.8cm、5.1cm、6.4cm
文獻 [30]	40×40	77.5%	—	無偏心內柱、無壓應力、混凝土強度 248 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3677 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 3.8cm
文獻 [30]	40×40	—	55%	無偏心內柱、無壓應力、混凝土強度 196 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3616 kgf/cm ² (6-#6)、保護層 3.8cm
文獻 [31]	30×30	62%	31.6%	無偏心內柱、無壓應力、混凝土強度 198 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3620 kgf/cm ² (4-#7)、保護層 4cm
文獻 [31]	20×20	44.9%	16.4%	無偏心內柱、無壓應力、混凝土強度 209 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3510 kgf/cm ² (6-#4)、保護層 4cm
文獻 [31]	40×40	53.9%	39.4%	單向偏心 20cm 內柱、無壓應力、混凝土強度 198 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3620 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 5cm
文獻 [31]	30×30	56.2%	29.15%	單向偏心 15cm 內柱、無壓應力、混凝土強度 209 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3620 kgf/cm ² (4-#7)、保護層 5cm
文獻 [31]	20×20	44.1%	21.2%	單向偏心 10cm 內柱、無壓應力、混凝土強度 170 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3510 kgf/cm ² (4-#7)、保護層 4.6cm
文獻 [32]	30×30	64.8%	54.5%	單向偏心 15cm 內柱、無壓應力、混凝土強度 214 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3710 kgf/cm ² (4-#7)、保護層 5.5cm
文獻 [32]	30×30	79%	62%	偏心 15cm 內柱、0.1f _c ' 壓應力、混凝土強度 214 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3710 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 5.5cm
文獻 [32]	30×30	81%	63%	單向偏心 15cm 內柱、0.2f _c ' 壓應力、混凝土強度 214 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3710 kgf/cm ² (4-#7)、保護層 5.5cm

文獻 [32]	40×40	74.2%	60.9%	單向偏心 20cm 內柱、無壓應力、混凝土強度 214 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3710 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 5.5cm
文獻 [32]	40×40	82.7%	72%	單向偏心 20cm 內柱、0.1 f_c' 壓應力、混凝土強度 214 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3710 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 5.5cm
文獻 [32]	40×40	85.8%	73.7%	單向偏心 20cm 內柱、0.2 f_c' 壓應力、混凝土強度 214 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 3710 kgf/cm ² (6-#7)、保護層 5.5cm
本研究	30×45	77.8%	76.05%	雙向偏心 7.5cm 角柱、0.2 f_c' 壓應力、混凝土強度 183kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 4200 kgf/cm ² (前者 4-#10、後者 4-#8)、保護層 5 公分
本研究	30×45	71.2%	60.8%	雙向偏心 7.5cm 角柱、0.1 f_c' 壓應力、混凝土強度 342kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 4200 kgf/cm ² (4-#8)、保護層 5 公分
本研究	30×45	66.4%	76.8%	雙向偏心 7.5cm 角柱、0.1 f_c' 壓應力、混凝土強度 342kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 4200 kgf/cm ² (4-#10)、保護層 5 公分
本研究	30×45	48.89%	57.3%	雙向偏心 7.5cm 角柱、0.1 f_c' 壓應力、混凝土強度 342 kgf/cm ² 、鋼筋降服強度為 4200 kgf/cm ² (前者 4-#8、後者 4-#10)、保護層 7 公分

註：粗斜體表示試驗值異常

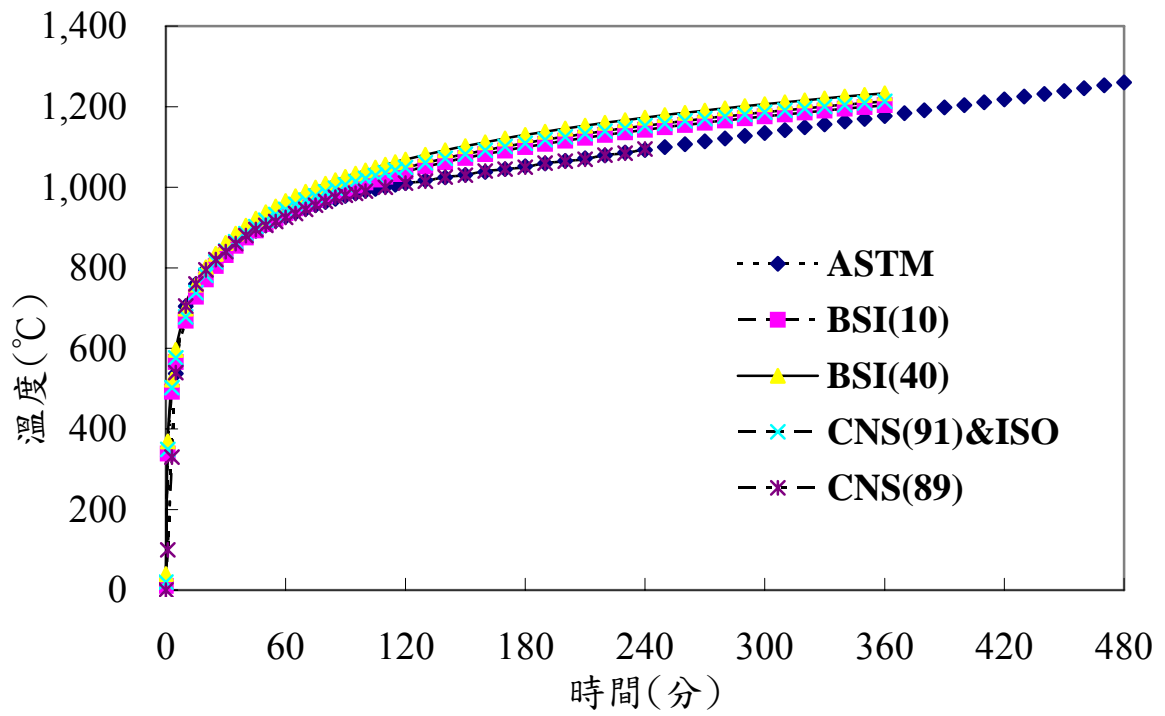


圖 1 標準加熱溫度—時間曲線

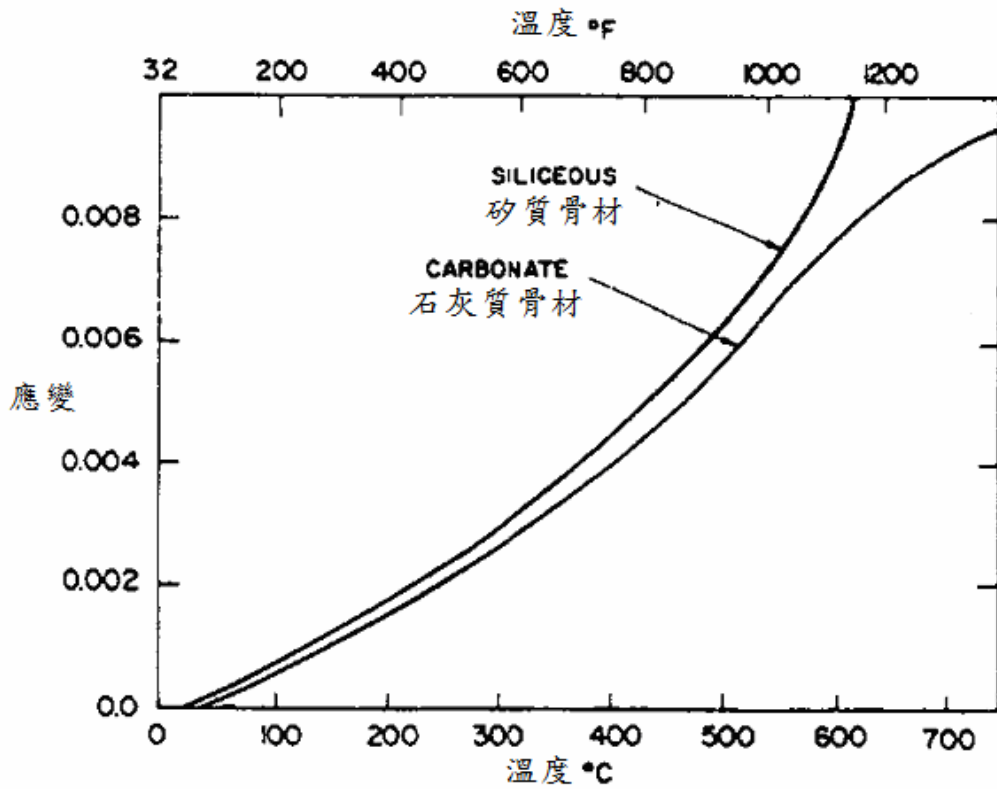


圖 2 不同粒料混凝土熱膨脹關係[2]

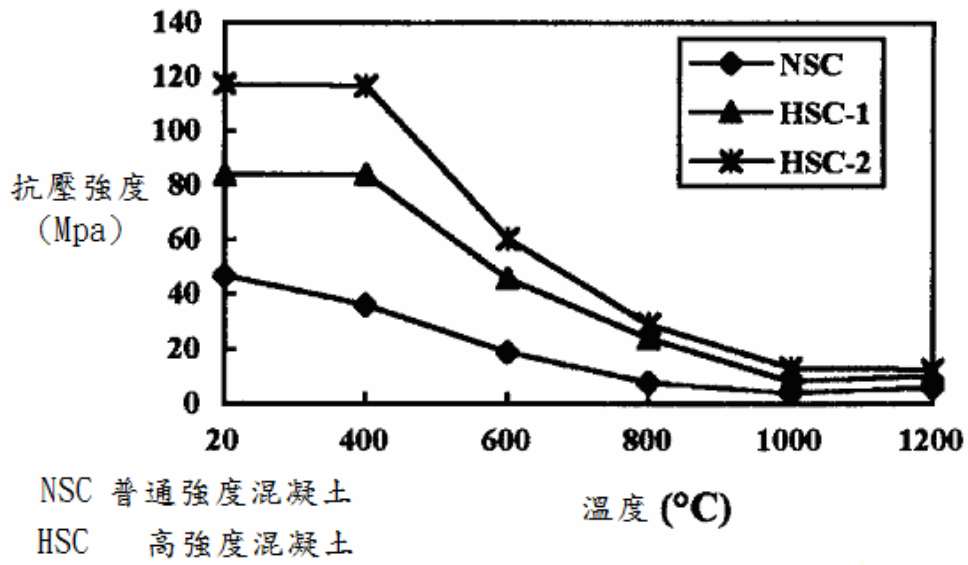


圖 3 普通混凝土及高強度混凝土火害後抗壓強度變化[5]

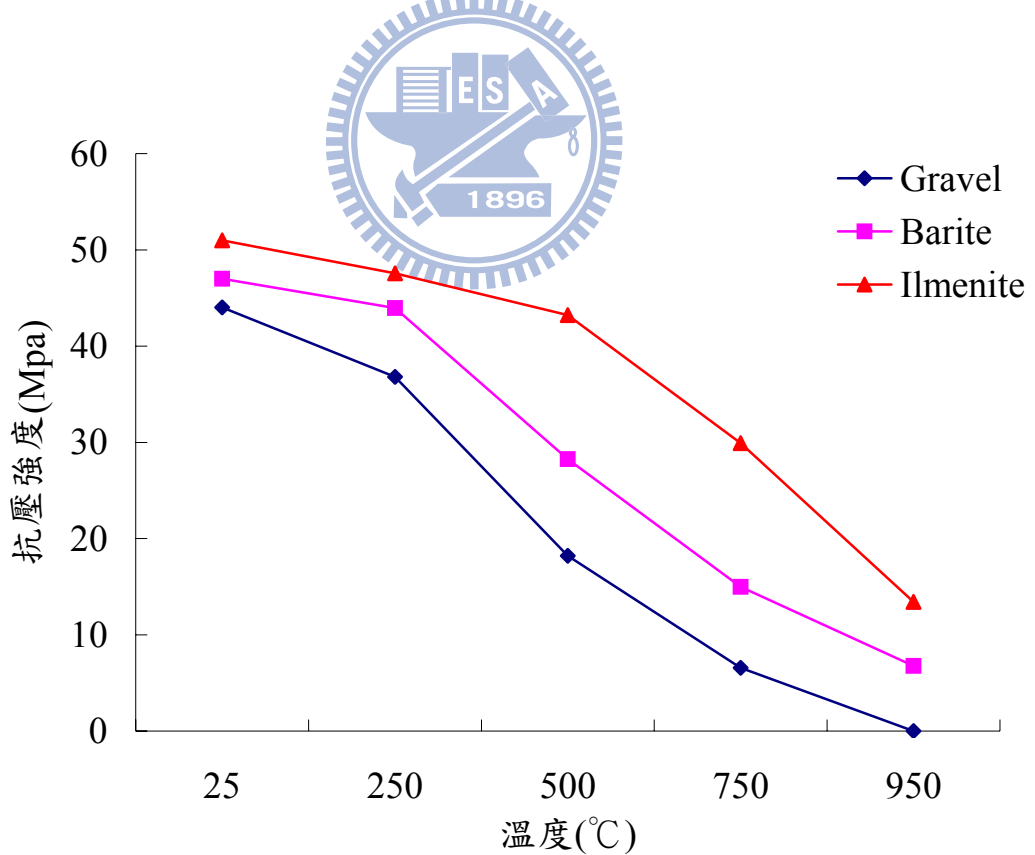


圖 4 重質粒料混凝土火害後抗壓強度變化[6]

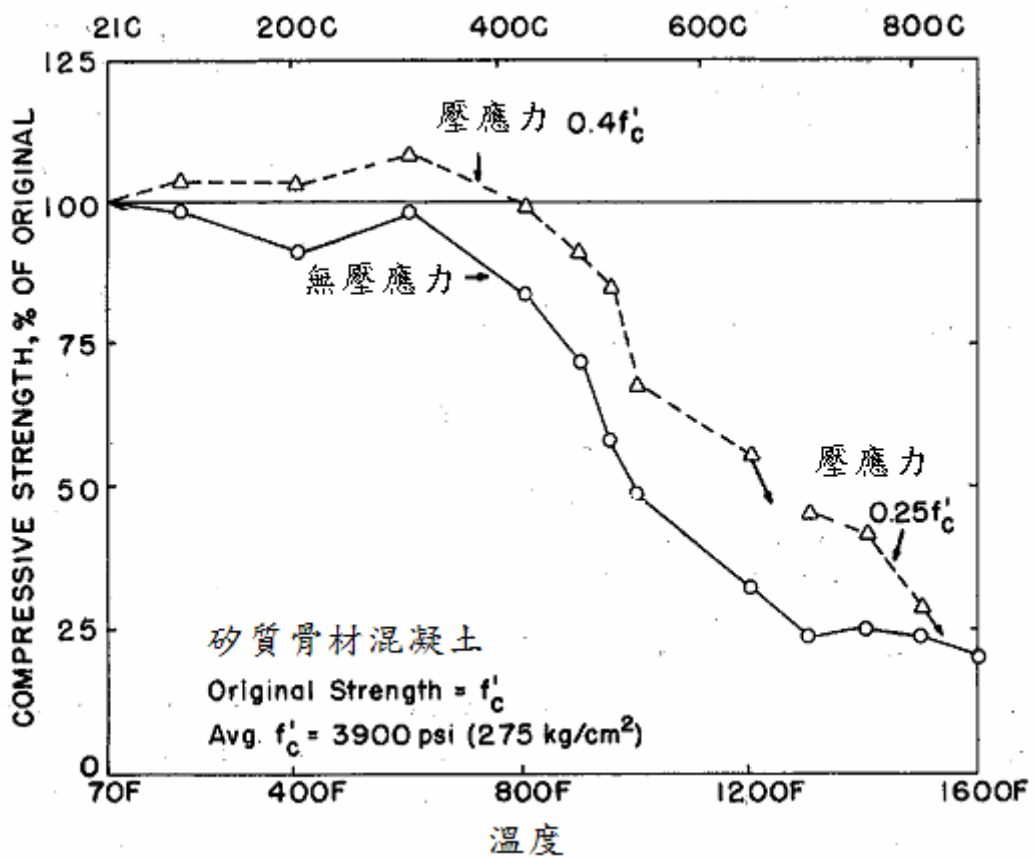
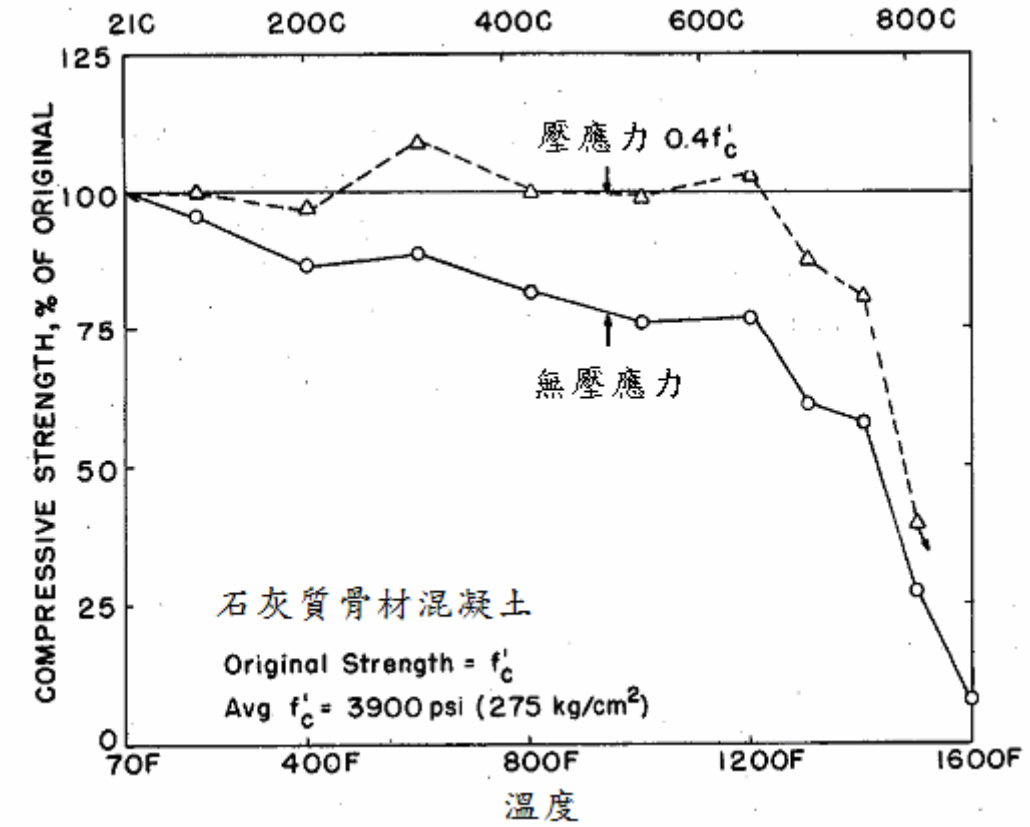


圖 5 火害後壓應力對抗壓強度之影響[9]

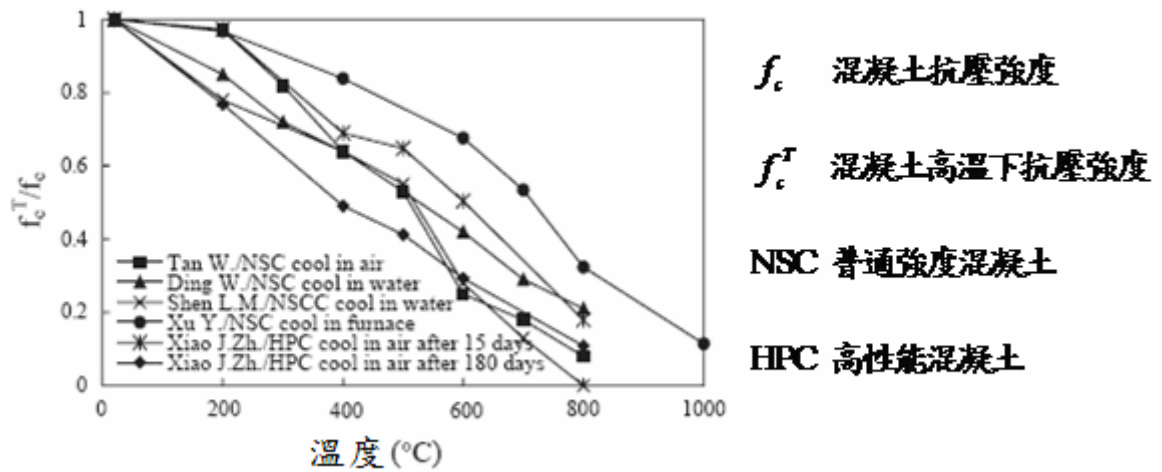


圖 6 火害後不同冷卻條件之混凝土抗壓強度衰減[11]

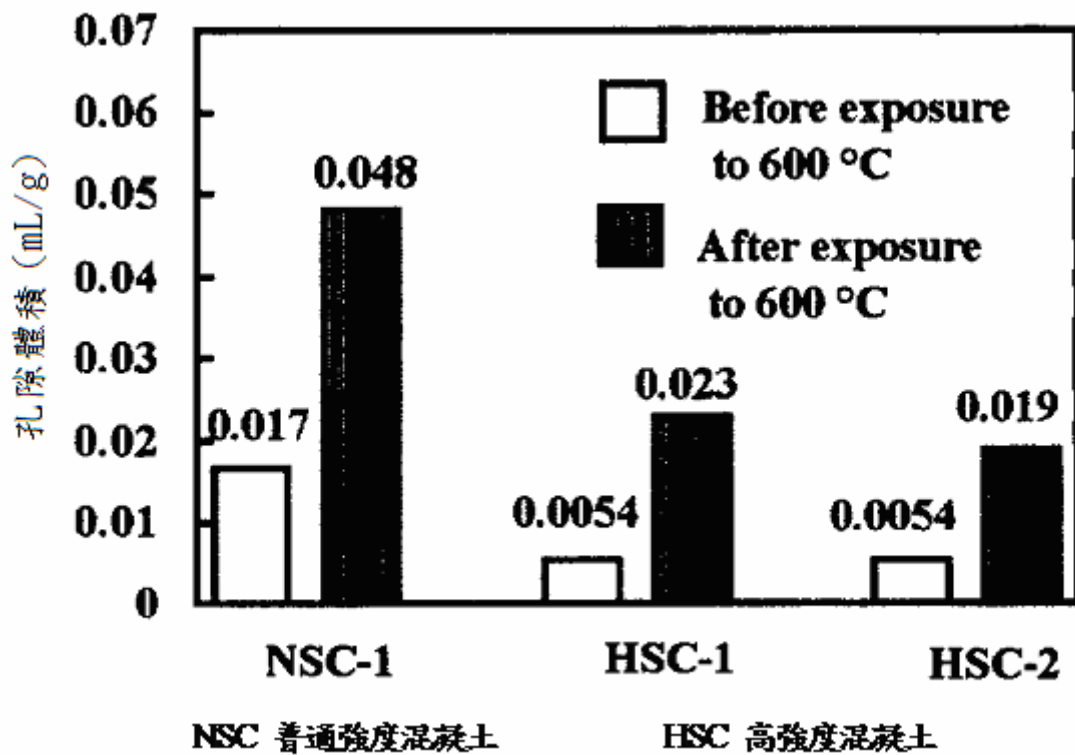


圖 7 600°C 火害後不同混凝土孔隙體積總量[5]

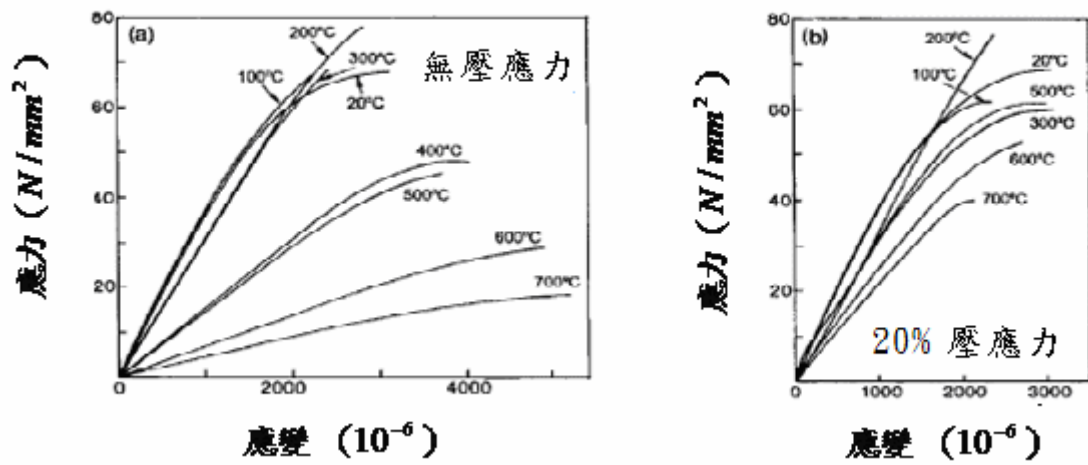


圖 8 火害溫度之應力與應變關係 (0% 與 20% 壓應力) [14]

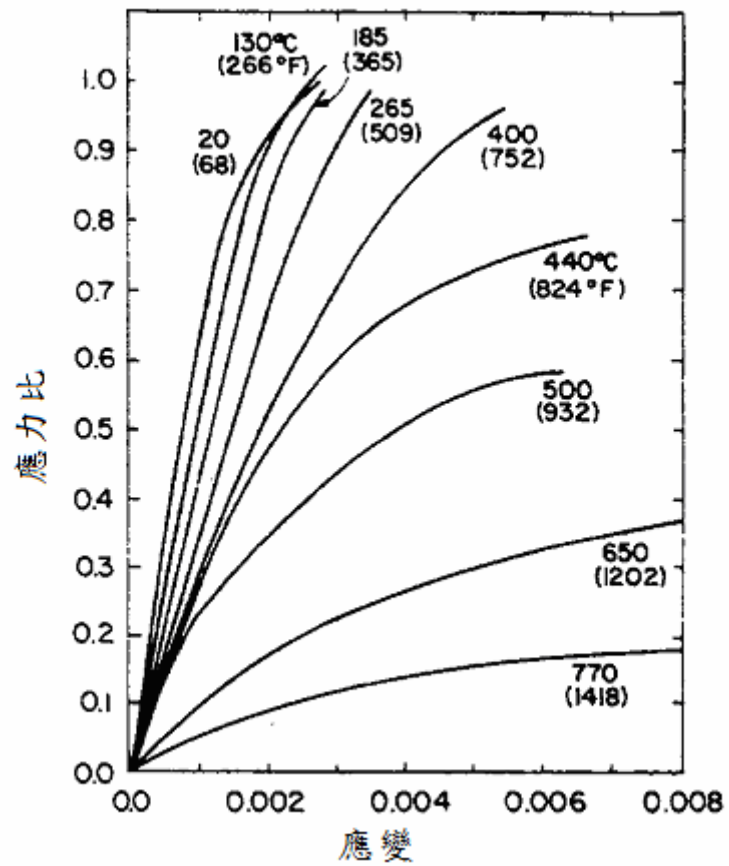


圖 9 火害後混凝土應力應變關係[14]

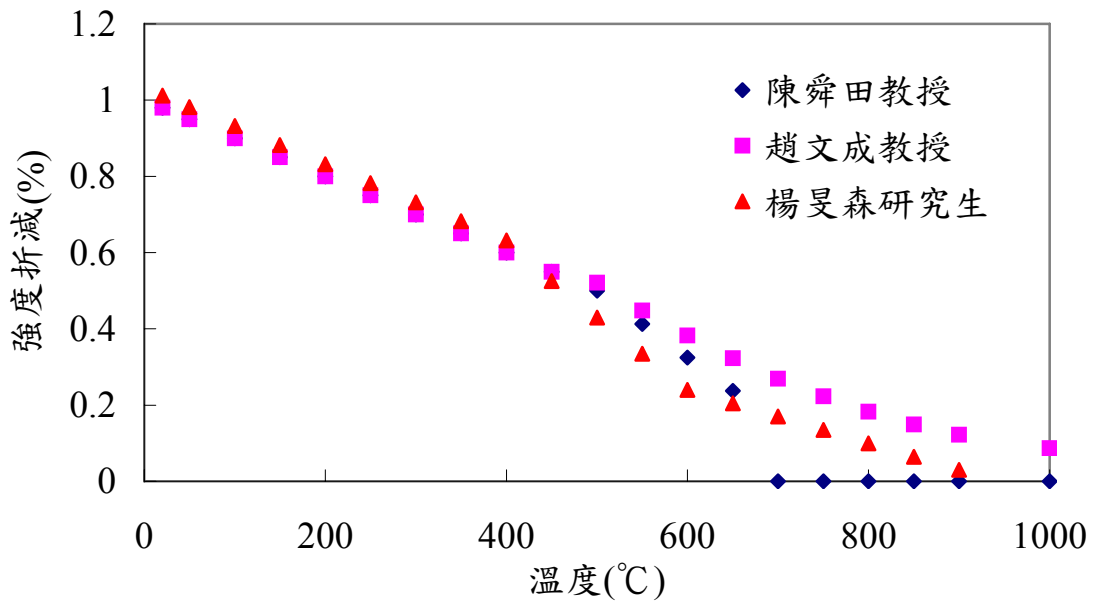


圖 10 火害後之混凝土強度衰減

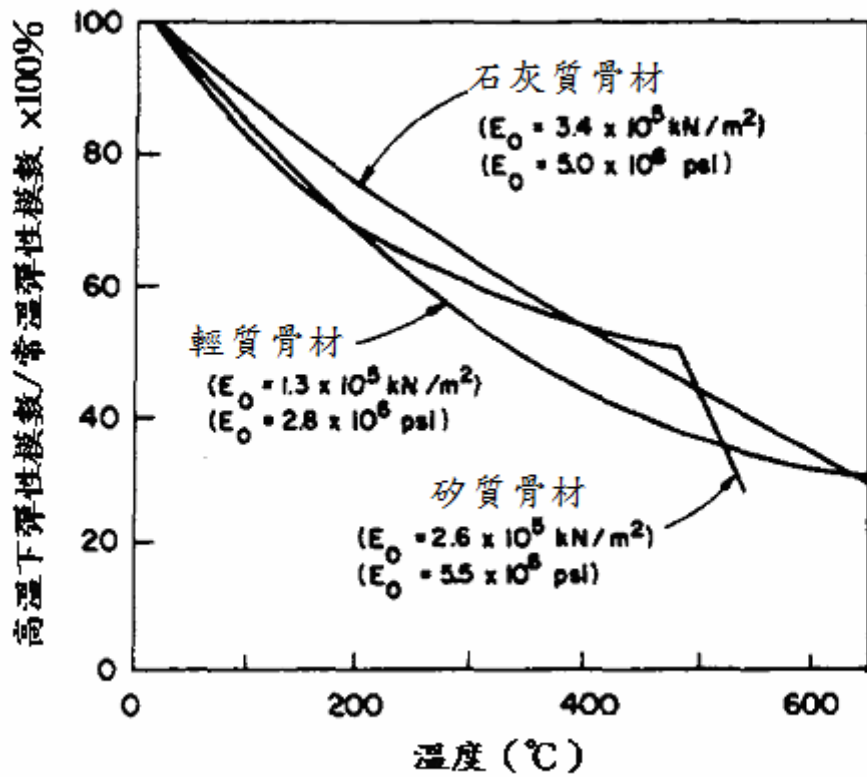
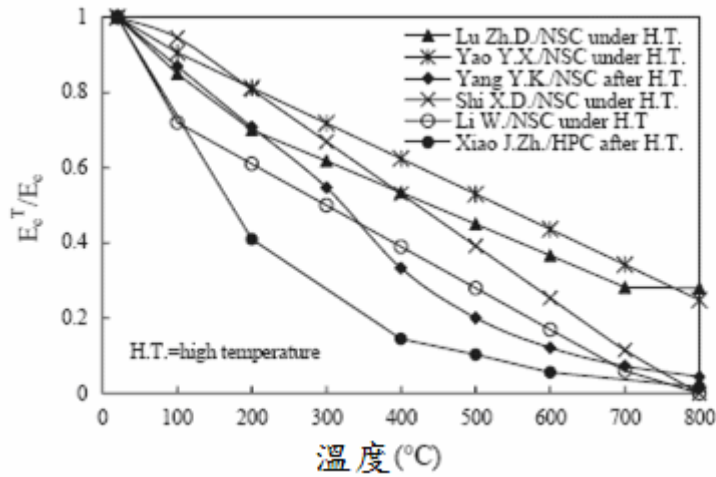
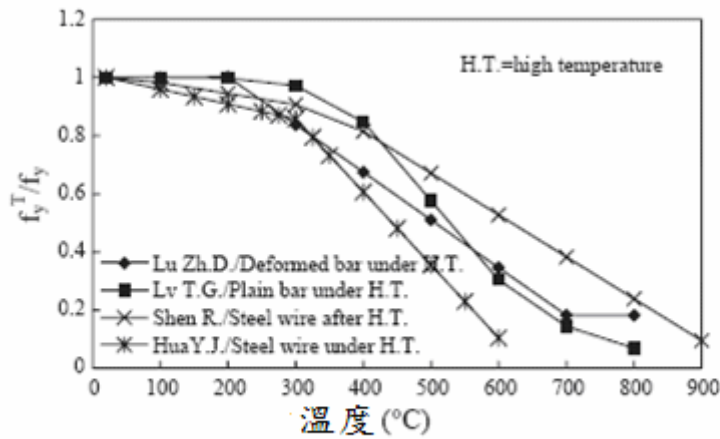


圖 11 火害後不同粒料混凝土彈性模數衰減[3]



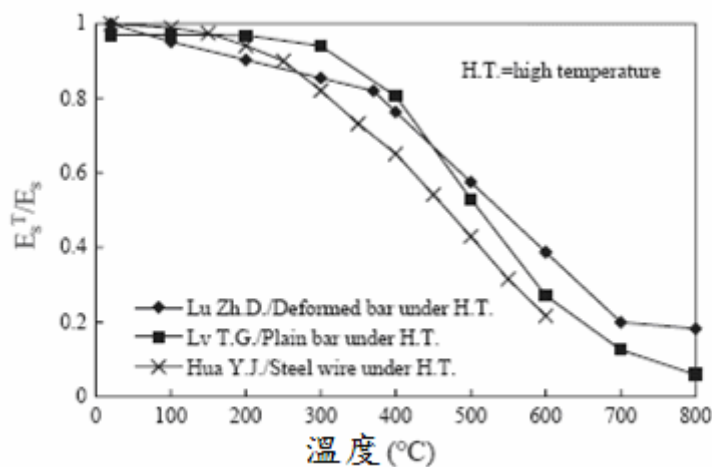
E_c 彈性模數
 E_c^T 高溫下彈性模數
 NSC 普通強度混凝土
 HPC 高性能混凝土
 H.T. 高溫

圖 12 火害對不同強度混凝土彈性模數衰減[10]



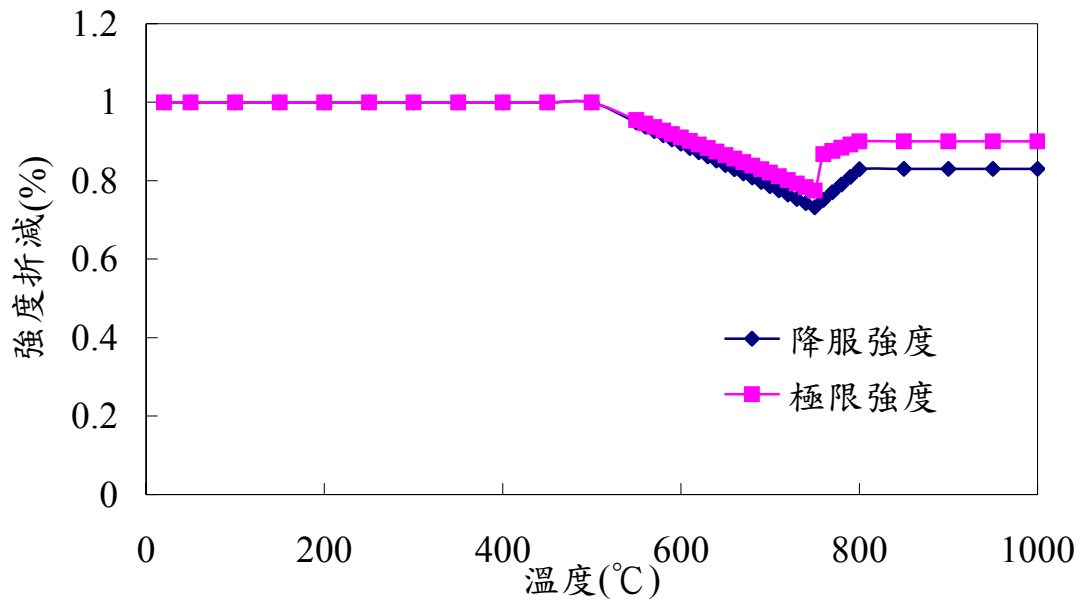
f_y 降伏強度
 f_y^T 高溫下降伏強度
 H.T. 高溫

圖 13 火害中鋼筋抗拉強度衰減[10]



E_c 彈性模數
 E_c^T 高溫下彈性模數
 H.T. 高溫

圖 14 火害中鋼筋彈性模數衰減[6]



註：本圖由公式(9)(10) 繪製

圖 15 火害後鋼筋抗拉強度折減



圖 16 樑柱樓版複合實驗爐



圖 17 墩柱設備



圖 18 量測設備

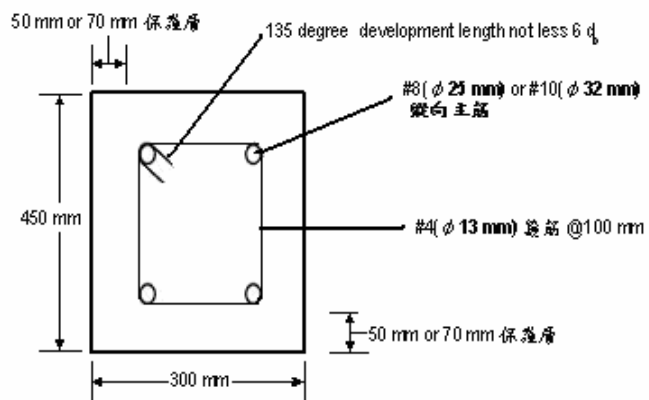
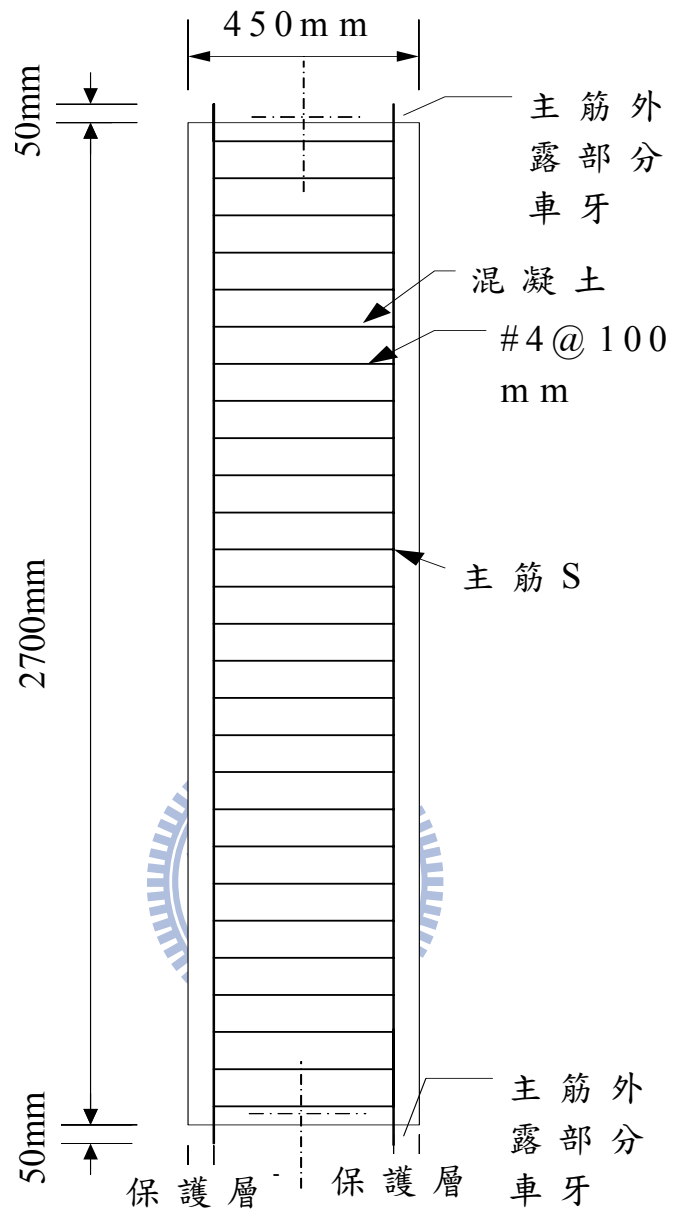
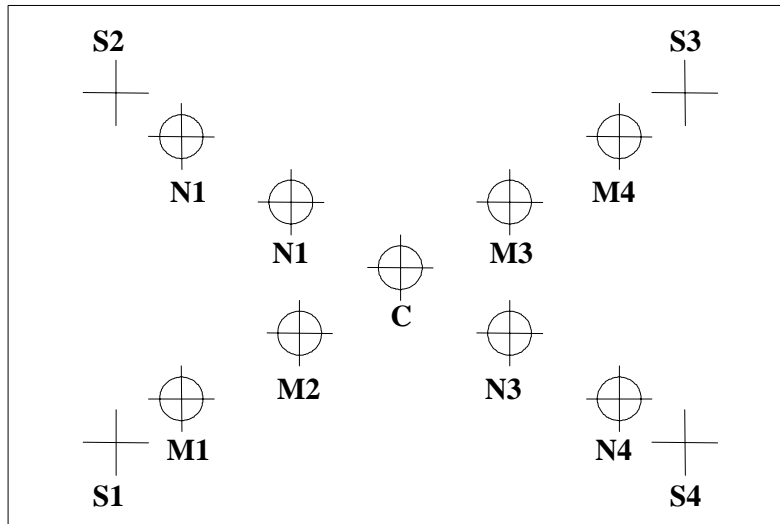
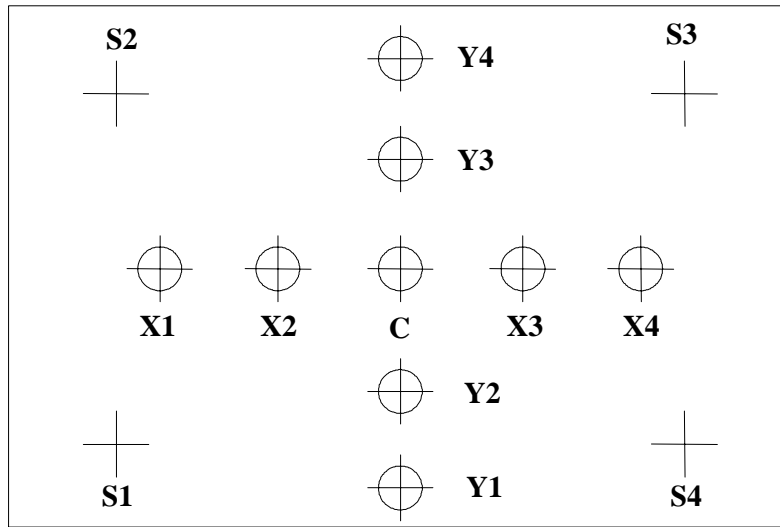


圖 19 試體規劃圖



 steel
  concrete

圖 20 熱電偶溫度量測配置



圖 21 熱電偶佈設現況

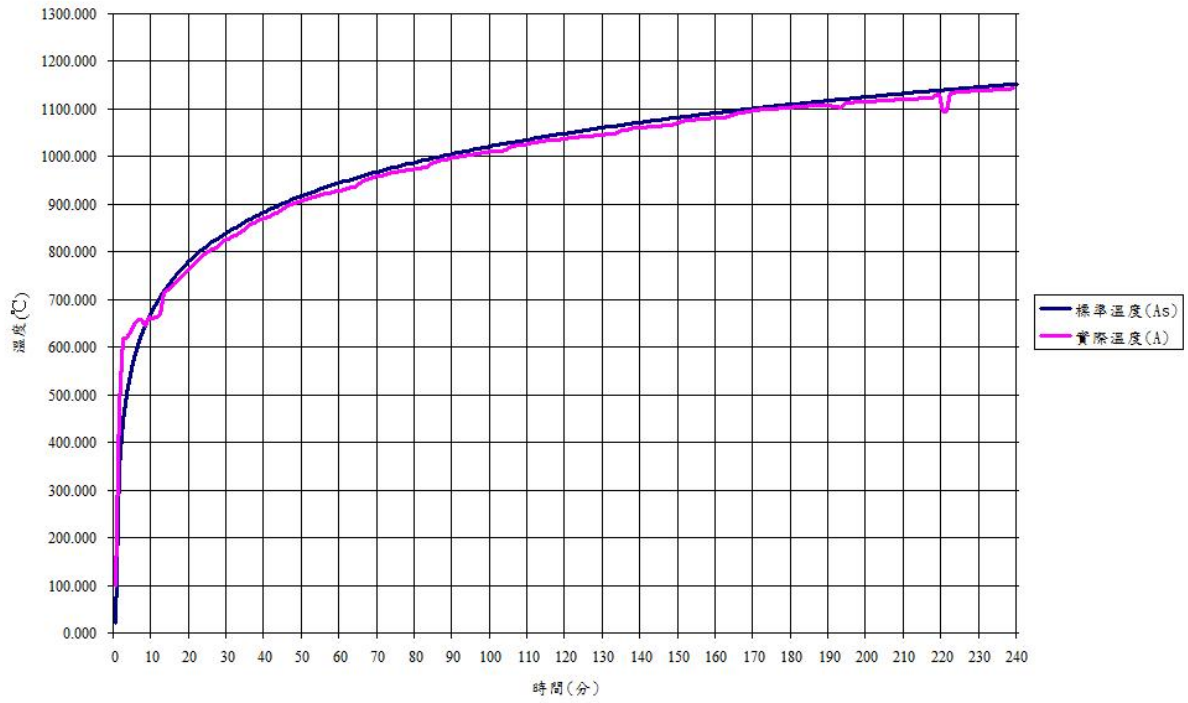


圖 22 爐溫控制曲線

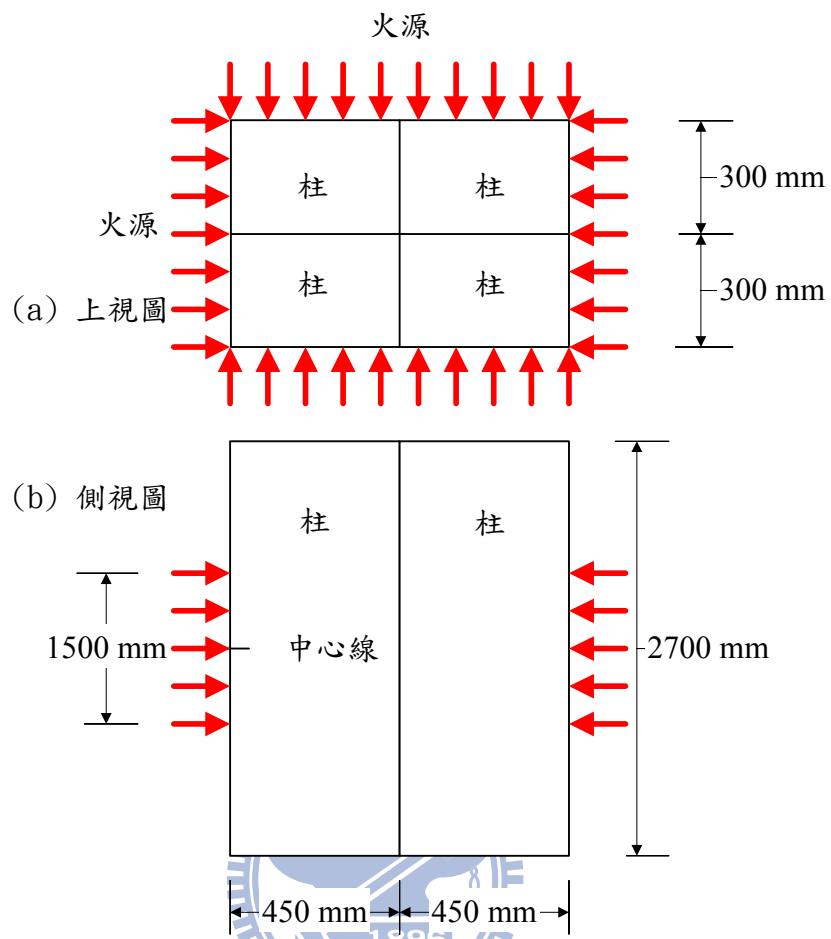


圖 23 火害試驗示意圖



圖 24 角柱火害試驗現況

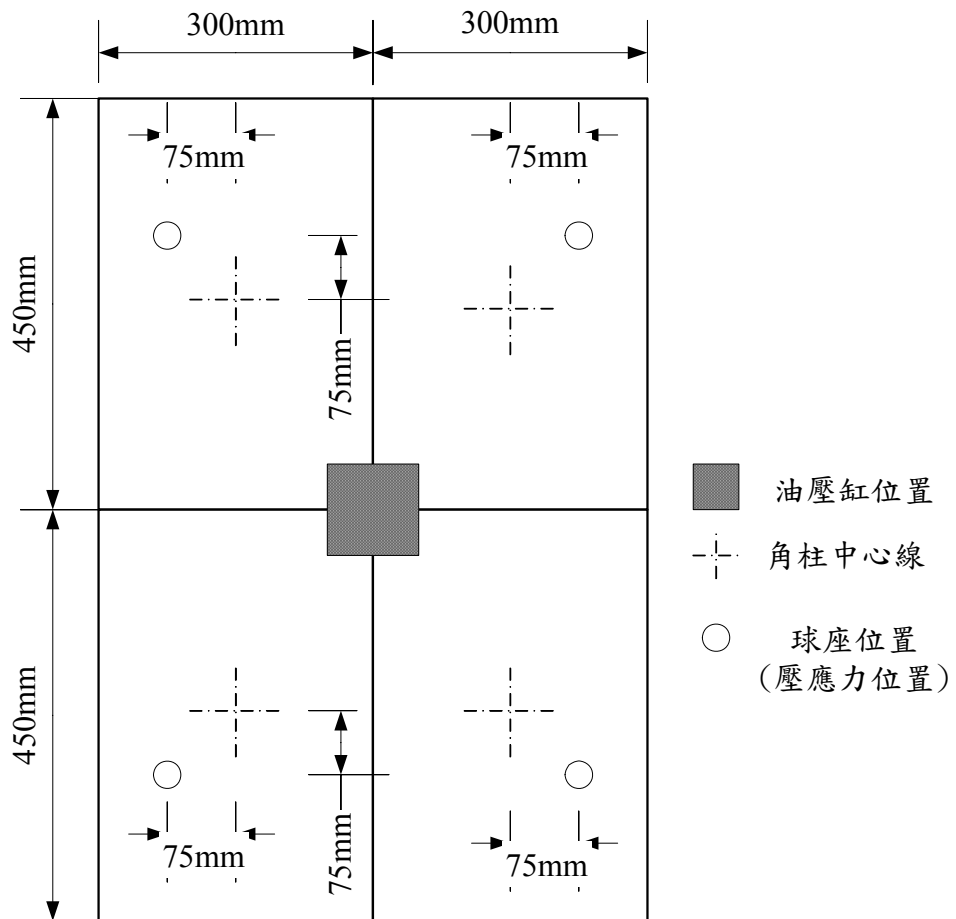


圖 25 火害試驗偏心加載平面圖



圖 26 球座設備

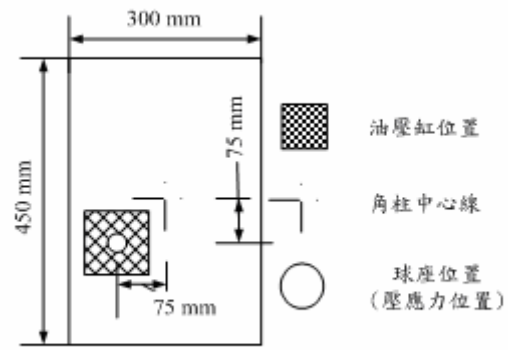


圖 27 偏心載重之加載點示意圖



圖 28 LVDT 安裝相片

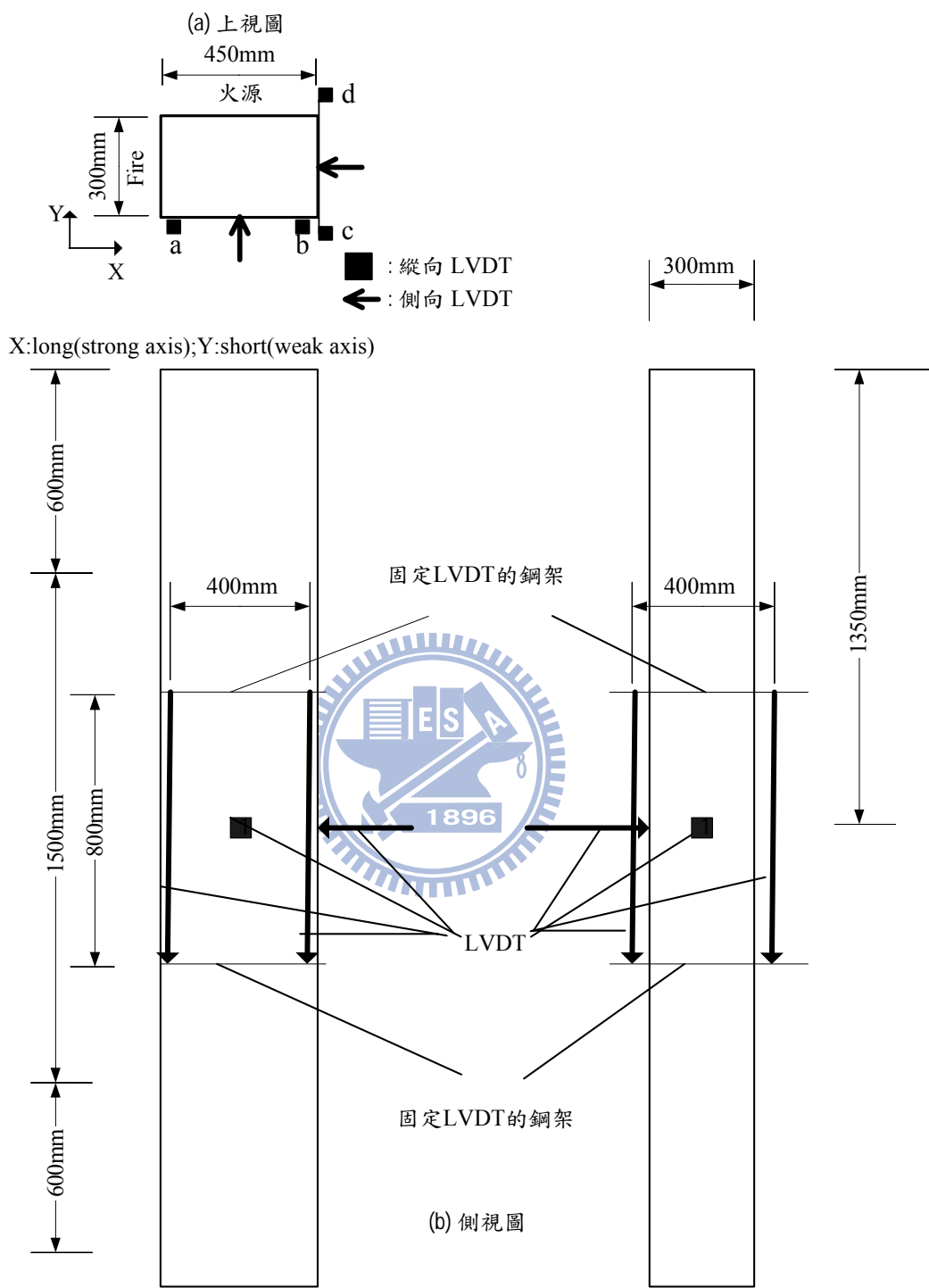


圖 29 LVDT 安裝示意及變形幾何關係圖

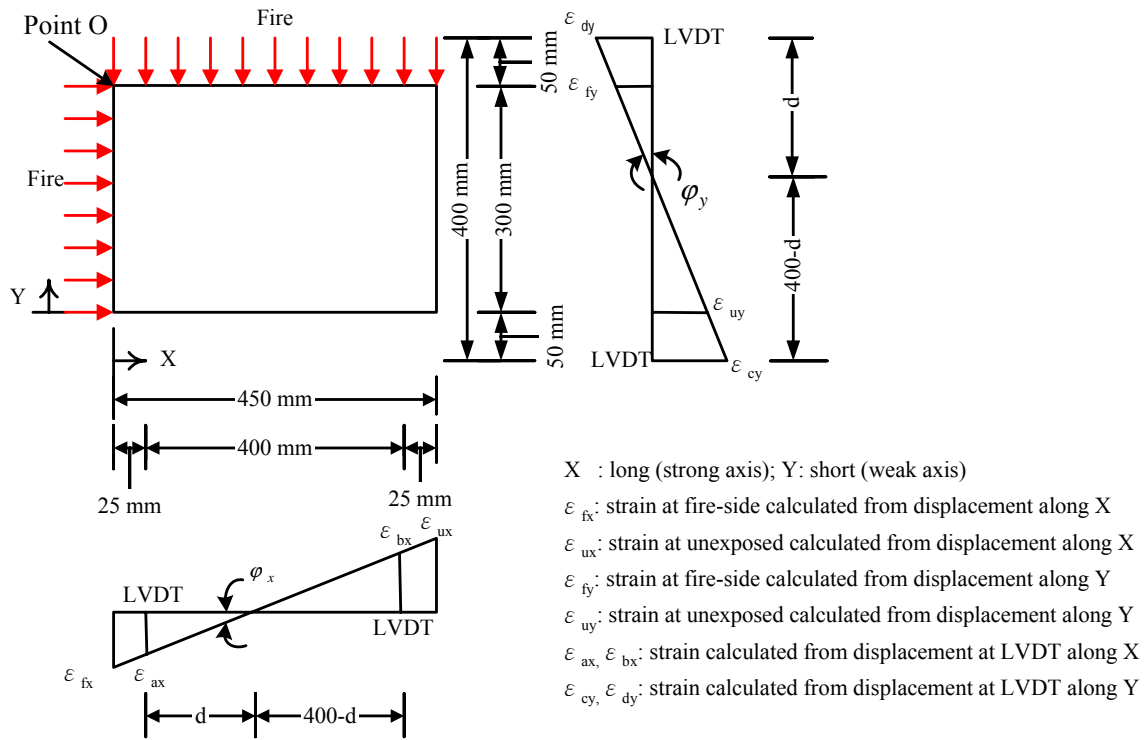


圖 30 兩側應變示意圖

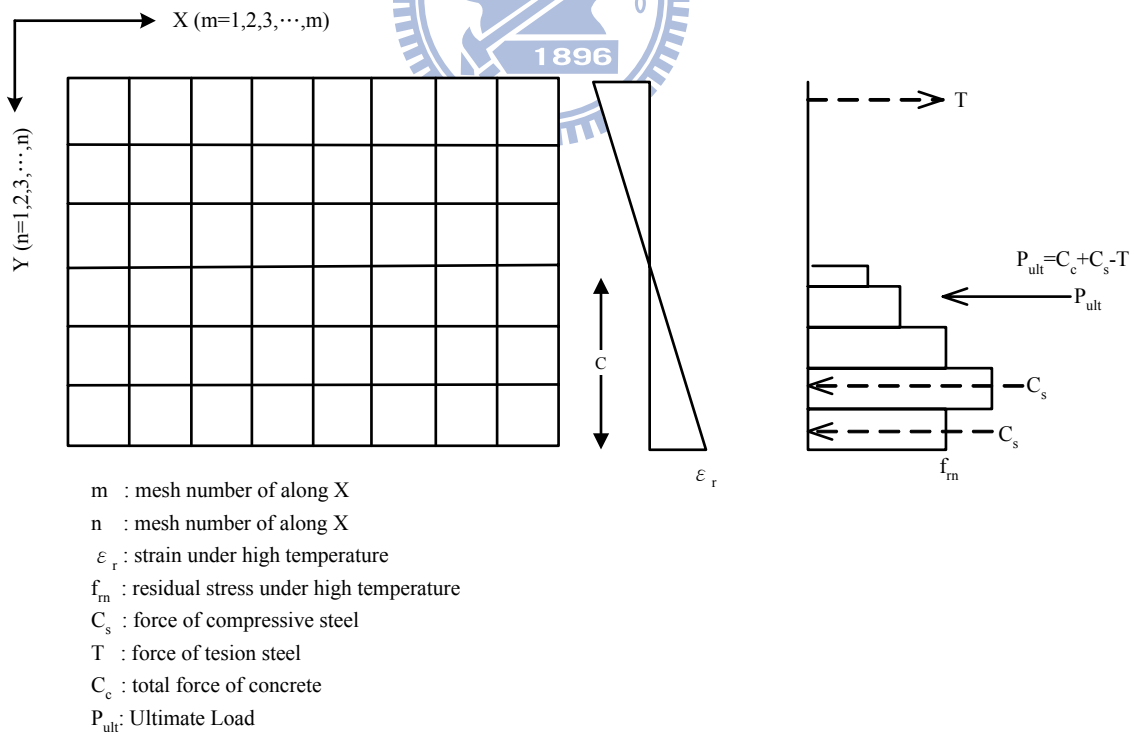


圖 31 斷面分割示意圖 (本研究)

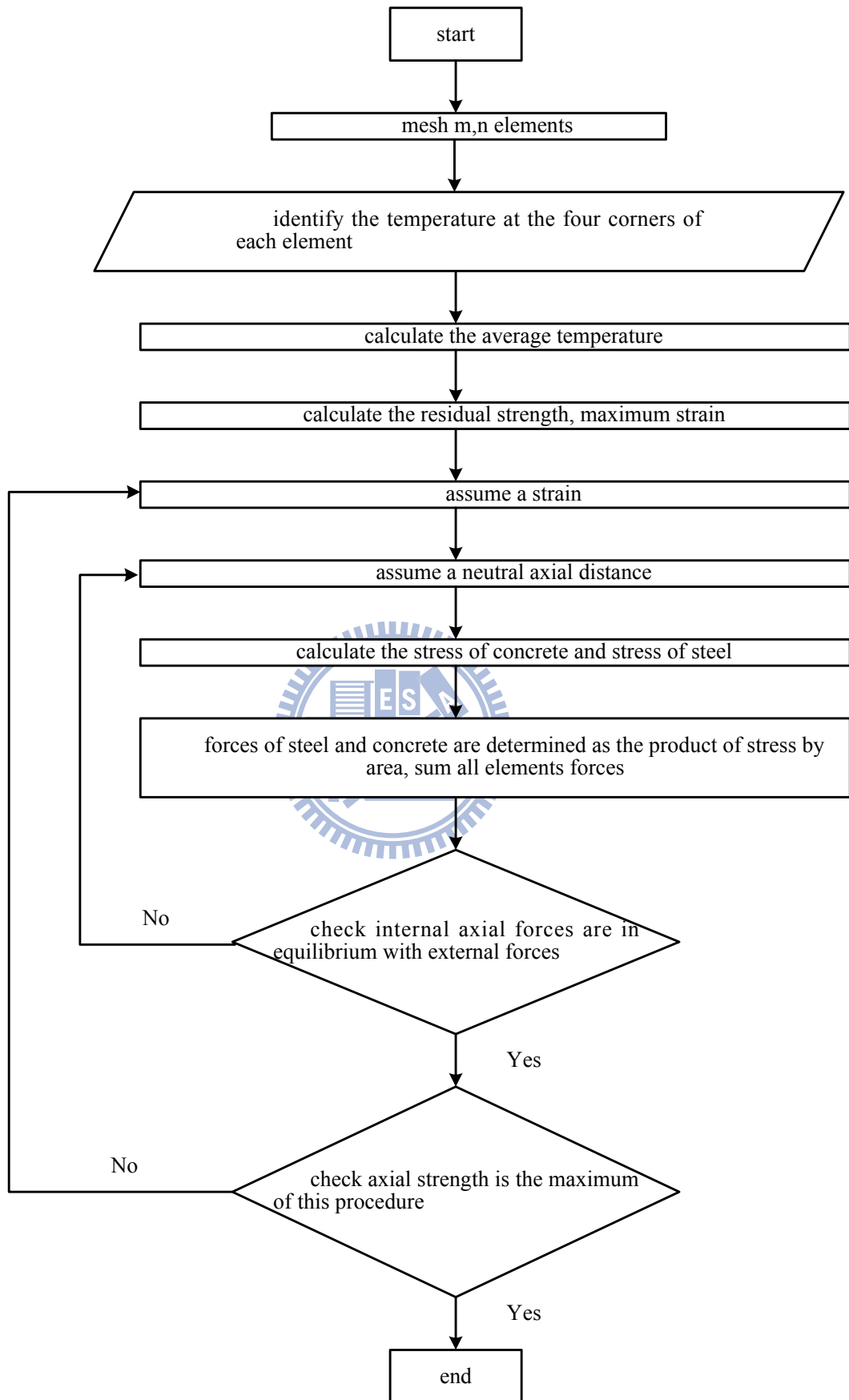


圖 32 理論分析流程圖（本研究）

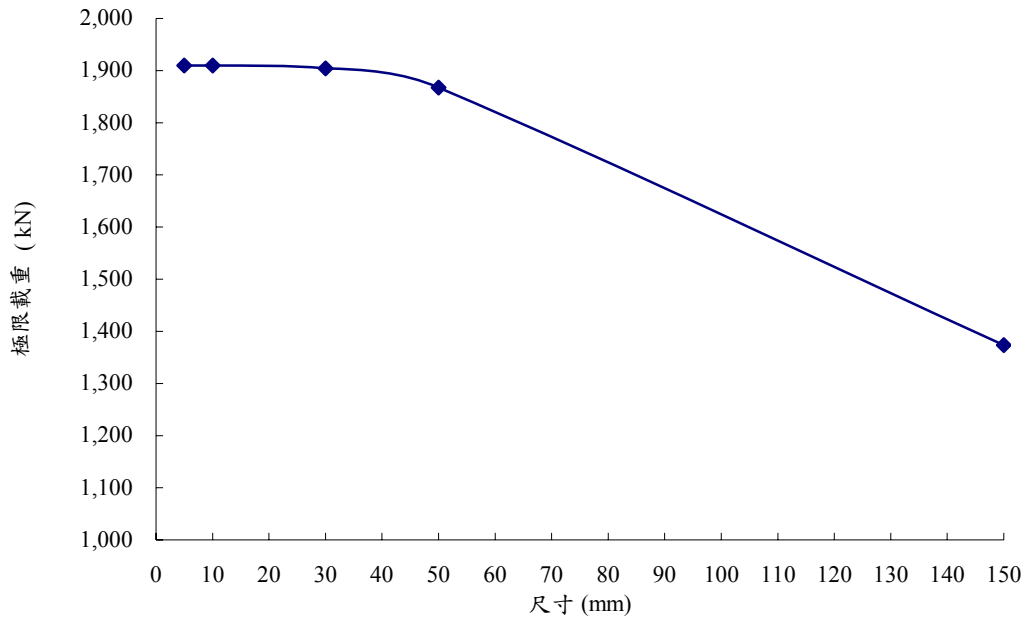


圖 33 切割尺寸與極限載重之敏感度分析

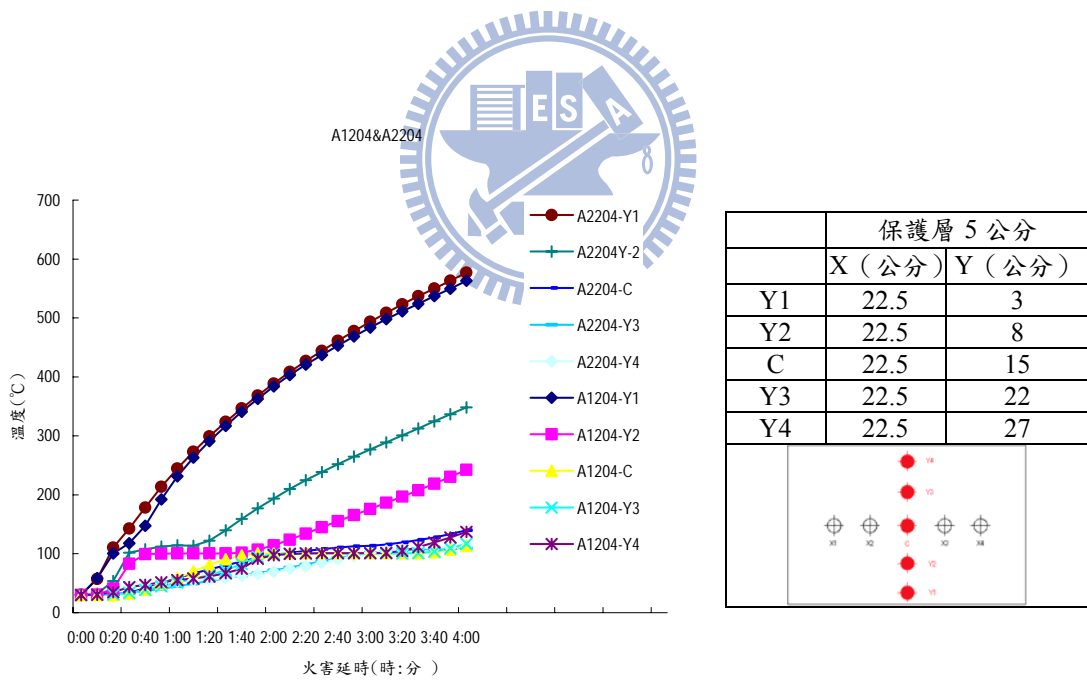


圖 34 不同混凝土強度試體內部之歷時溫度 (軸向載重)

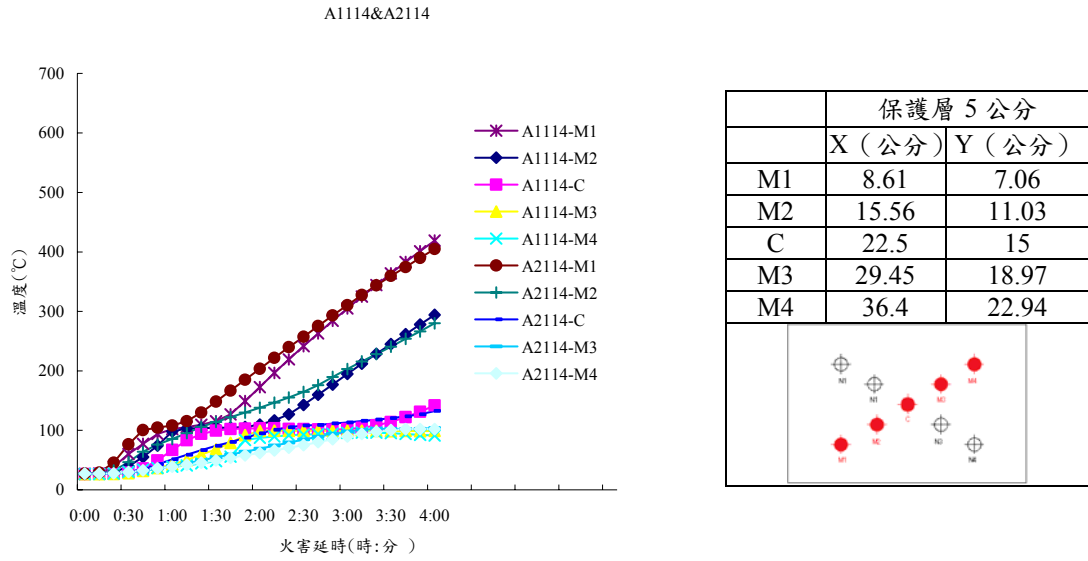


圖 35 不同混凝土強度試體內部之歷時溫度 (偏心載重)

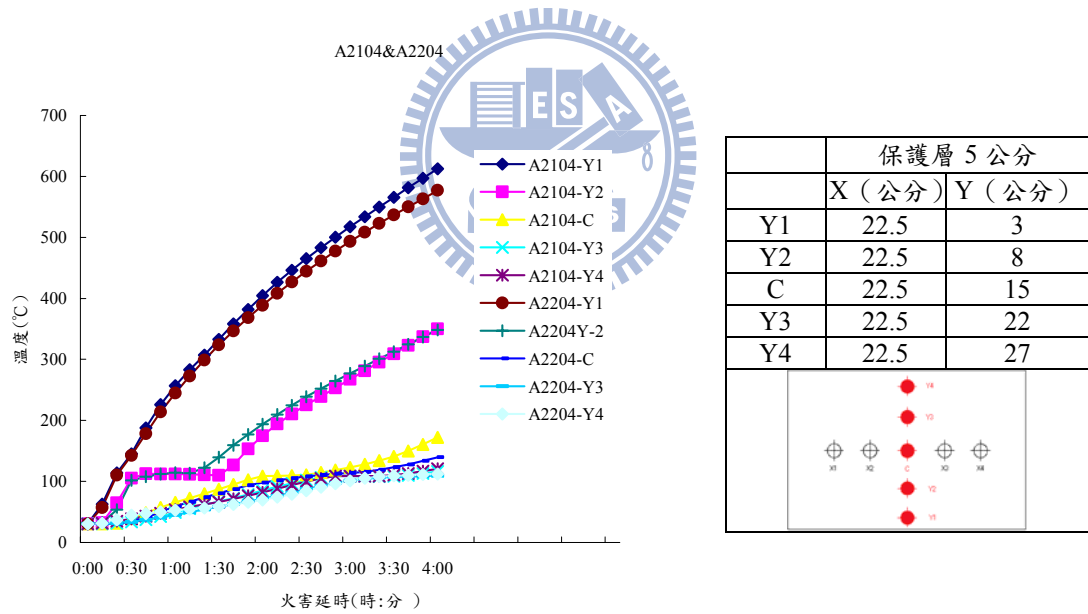


圖 36 不同鋼筋比試體內部之歷時溫度 (軸向載重)

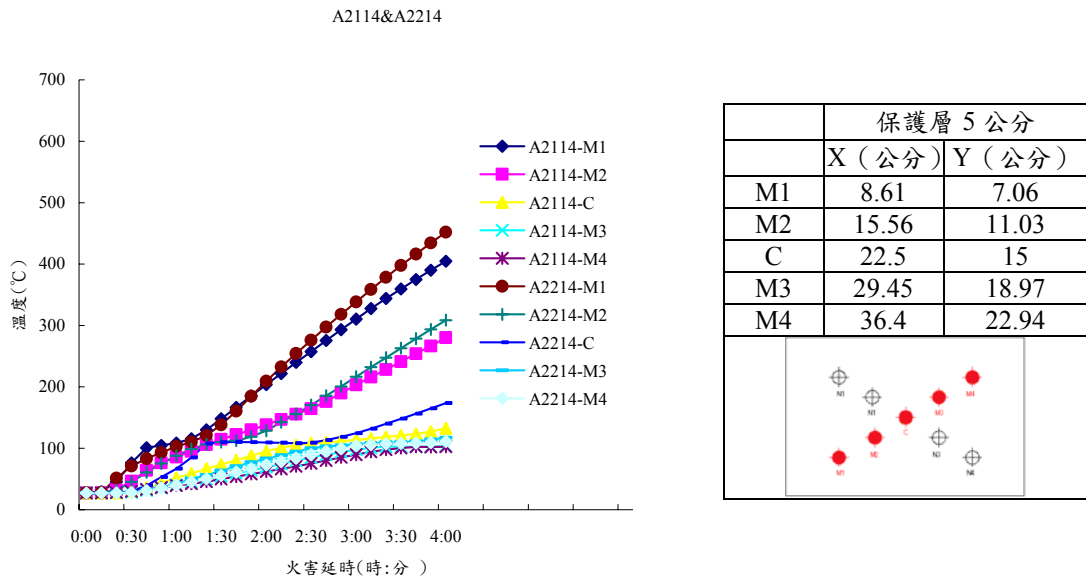


圖 37 不同鋼筋比試體內部之歷時溫度 (偏心載重)

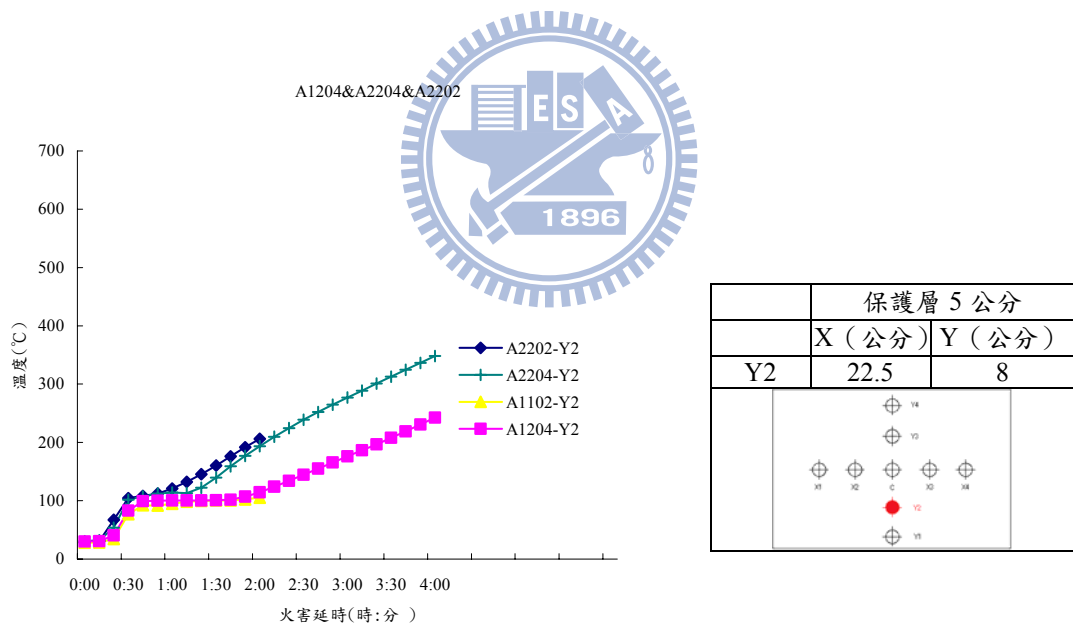


圖 38 不同火害延時試體內部之歷時溫度

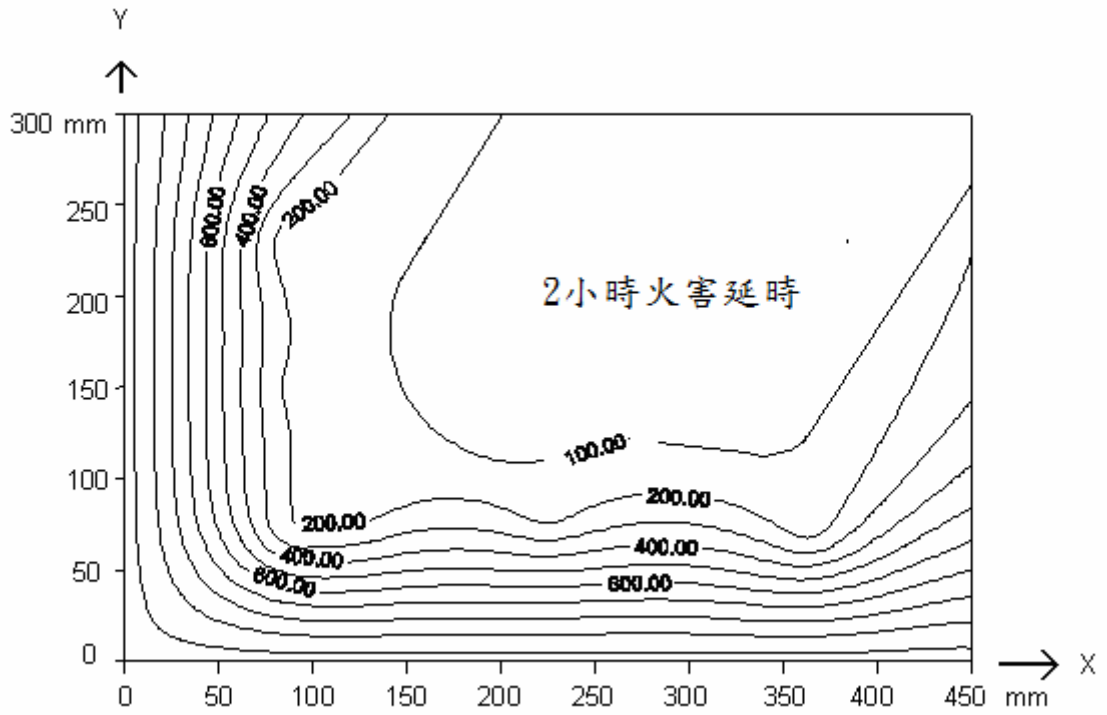


圖 39 2 小時火害延時之溫度分佈圖

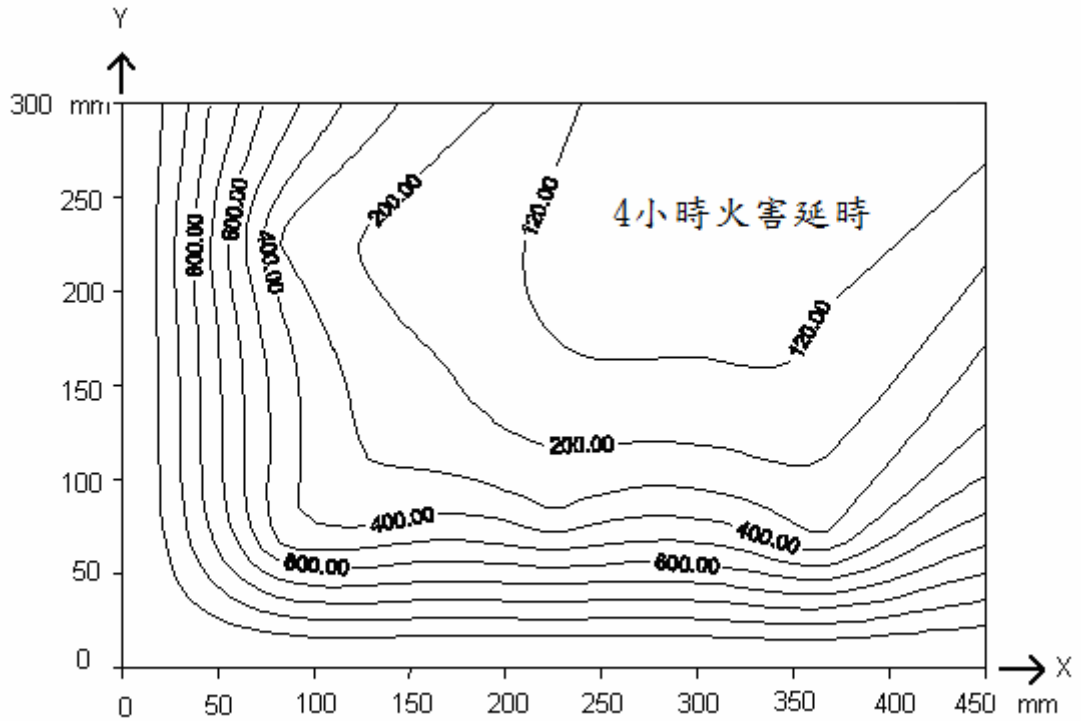
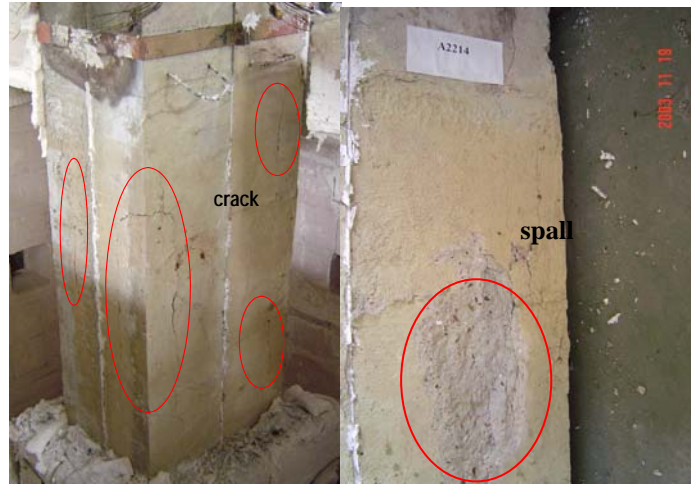


圖 40 4 小時火害延時之溫度分佈圖



火害後試體表面觀察（4 小時火害延時）



圖 41 火害後試體表面觀察（左為 2 小時火害延時，右為 4 小時火害延時）



(左為 2 小時火害延時，右為 4 小時火害延時)

圖 42 火害後試體之偏心載重試驗後之表面觀察



(左為 2 小時火害延時，右為 4 小時火害延時)

圖 43 火害後試體之軸向載重試驗後之表面觀察

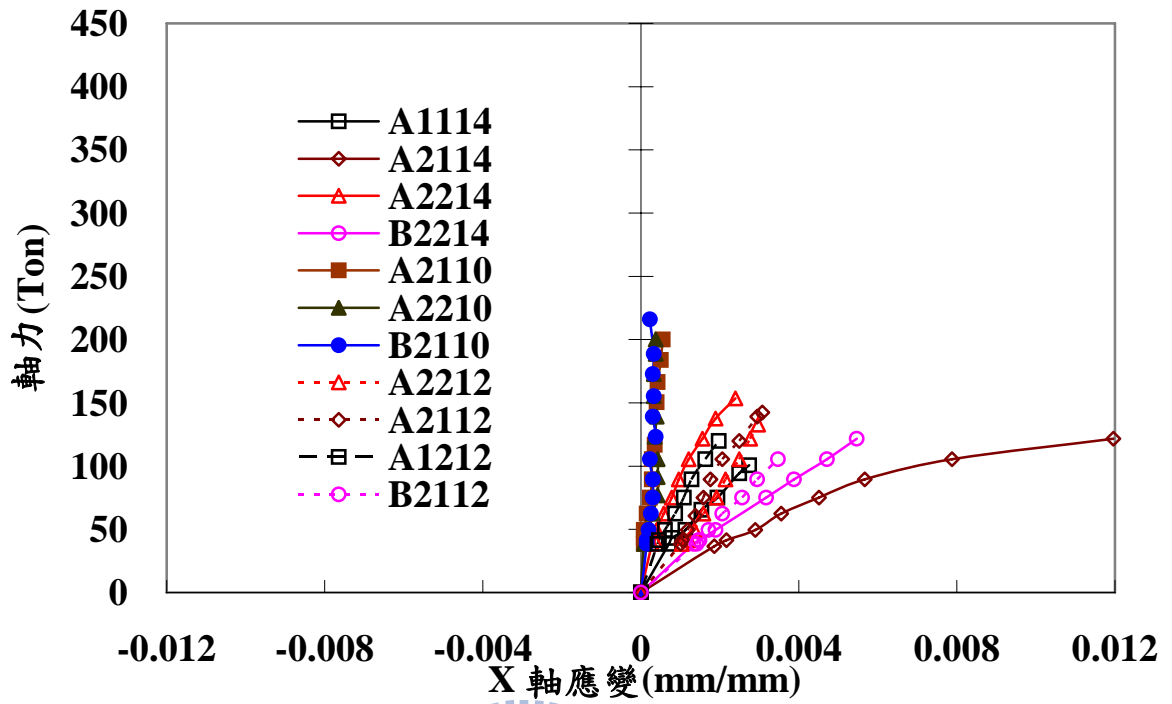


圖 44 X 軸-偏心載重-中心應變圖

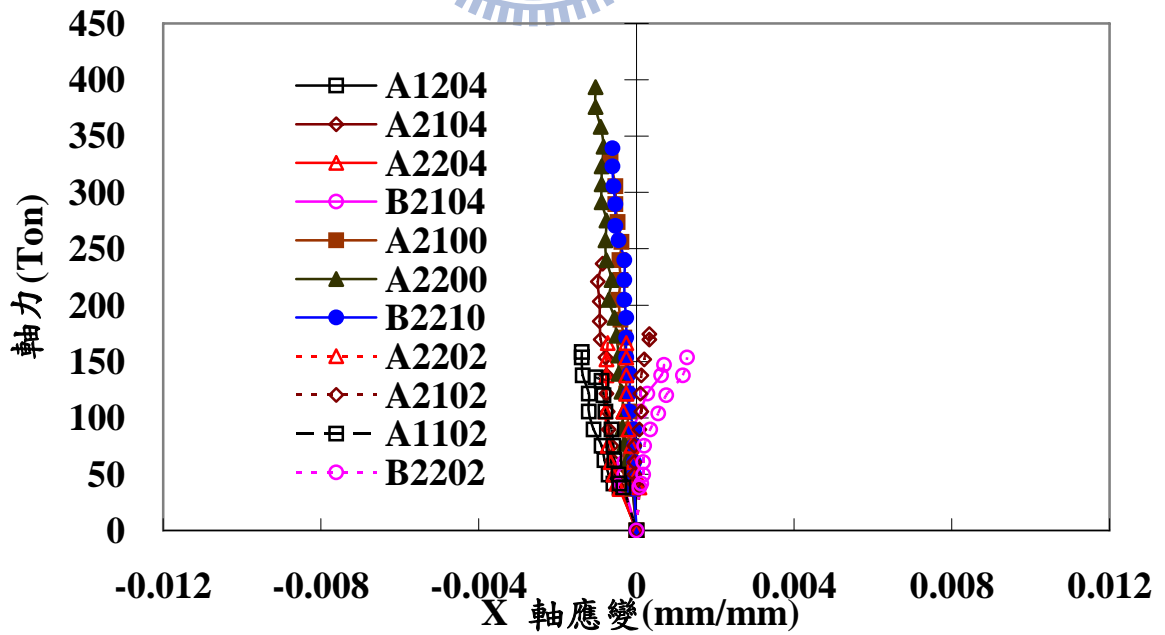


圖 45 X 軸-軸向載重-中心應變圖

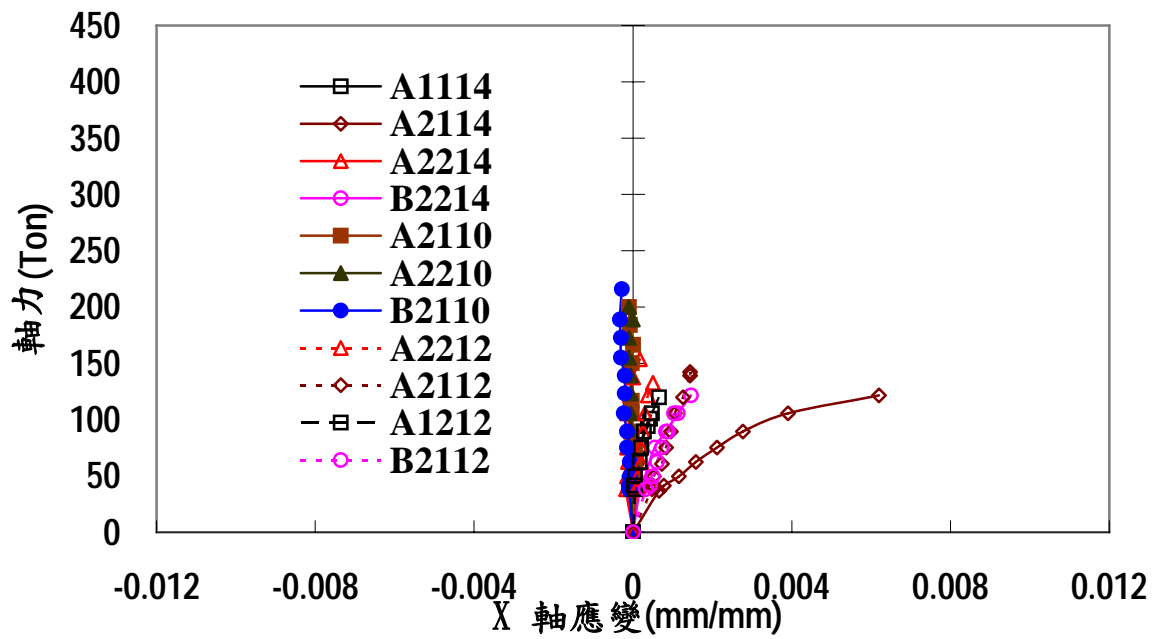


圖 46 Y 軸-偏心載重-中心應變圖

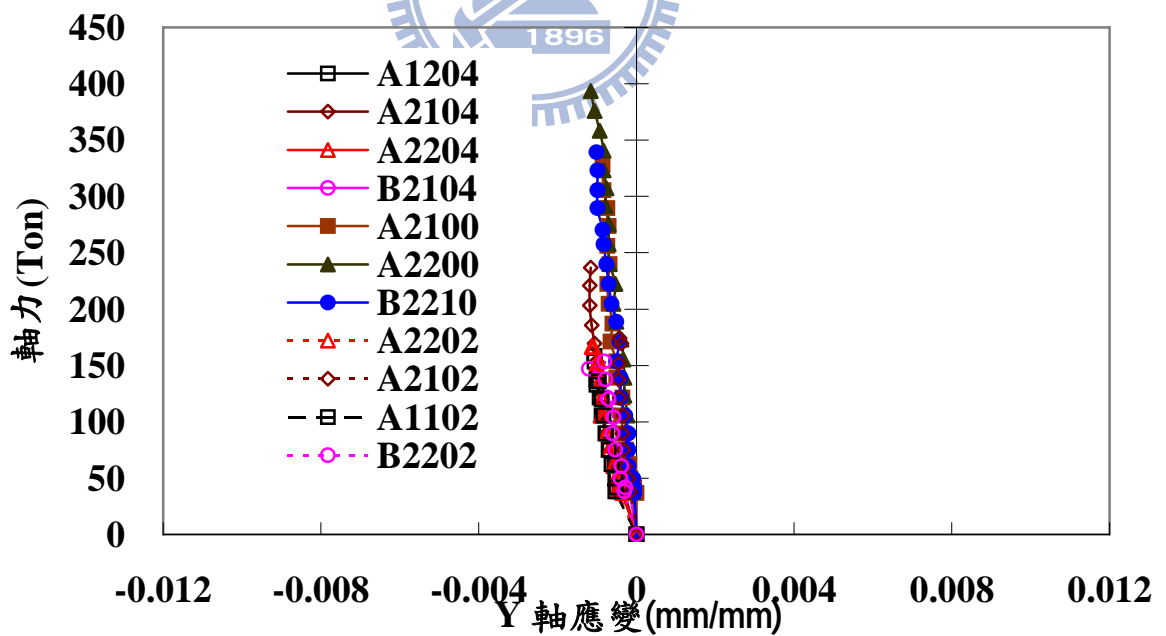


圖 47 Y 軸-軸向載重-中心應變圖

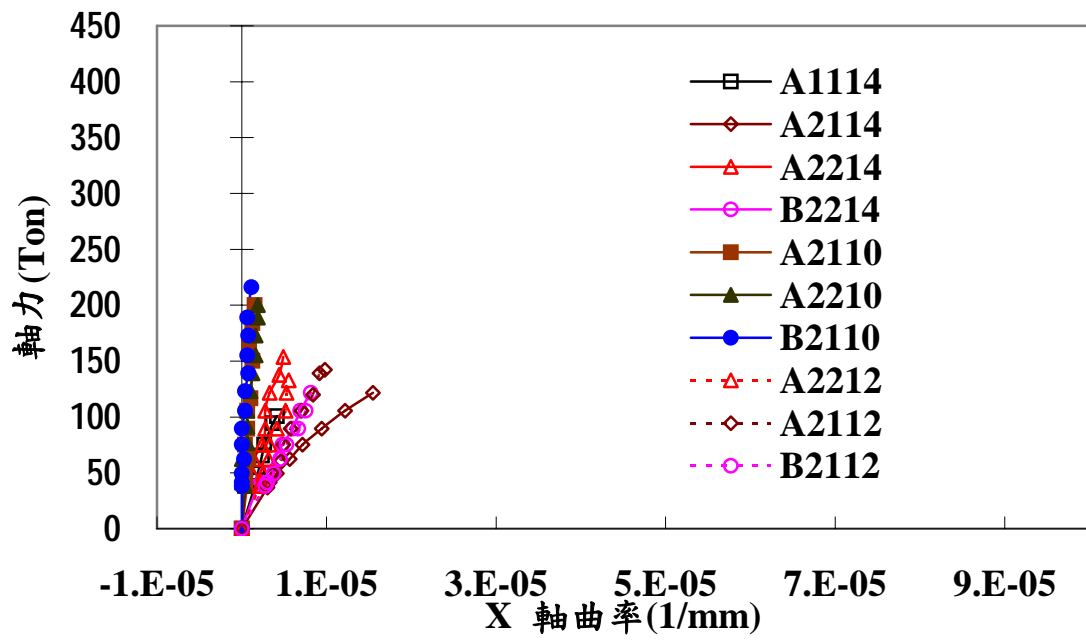


圖 48 X 軸-偏心載重-曲率圖

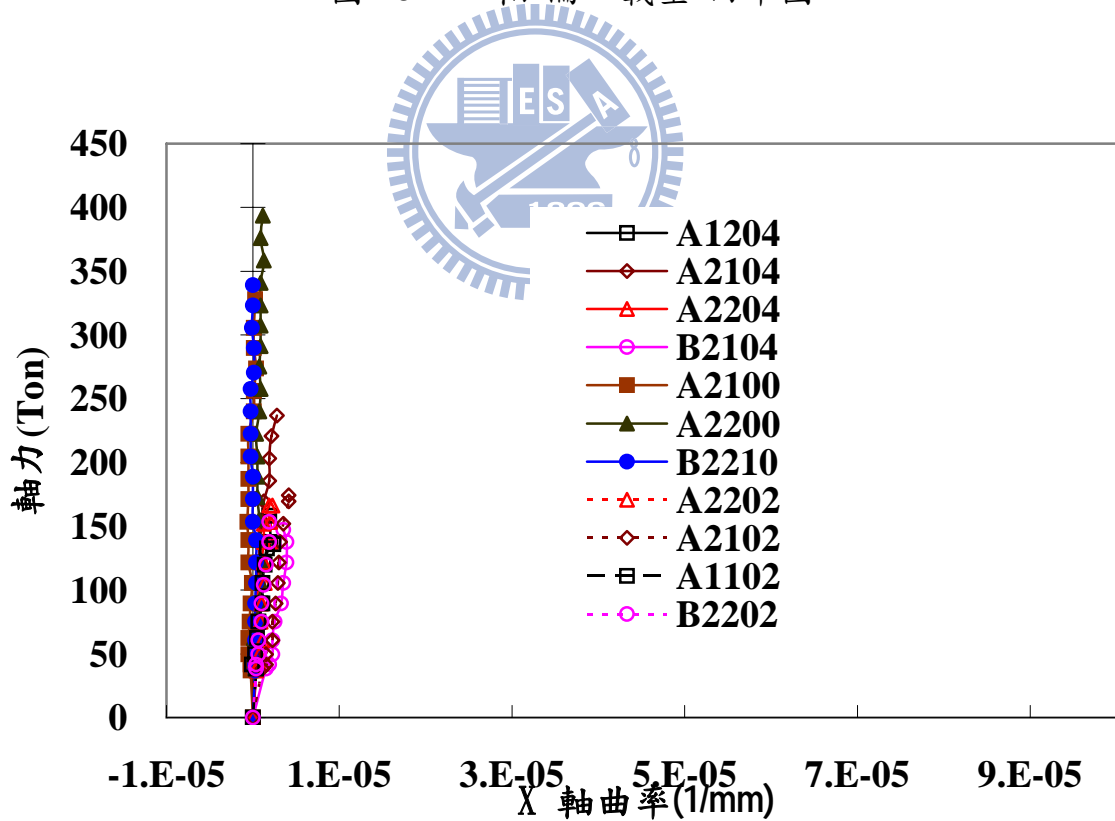


圖 49 X 軸-軸向載重-曲率圖

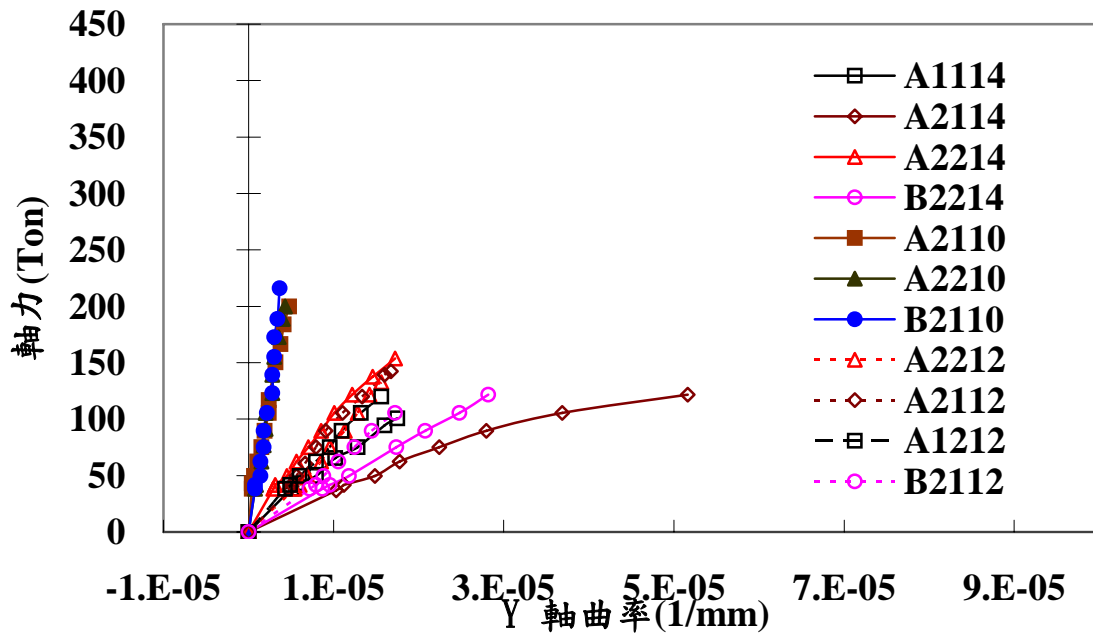


圖 50 Y 軸-偏心載重-曲率圖

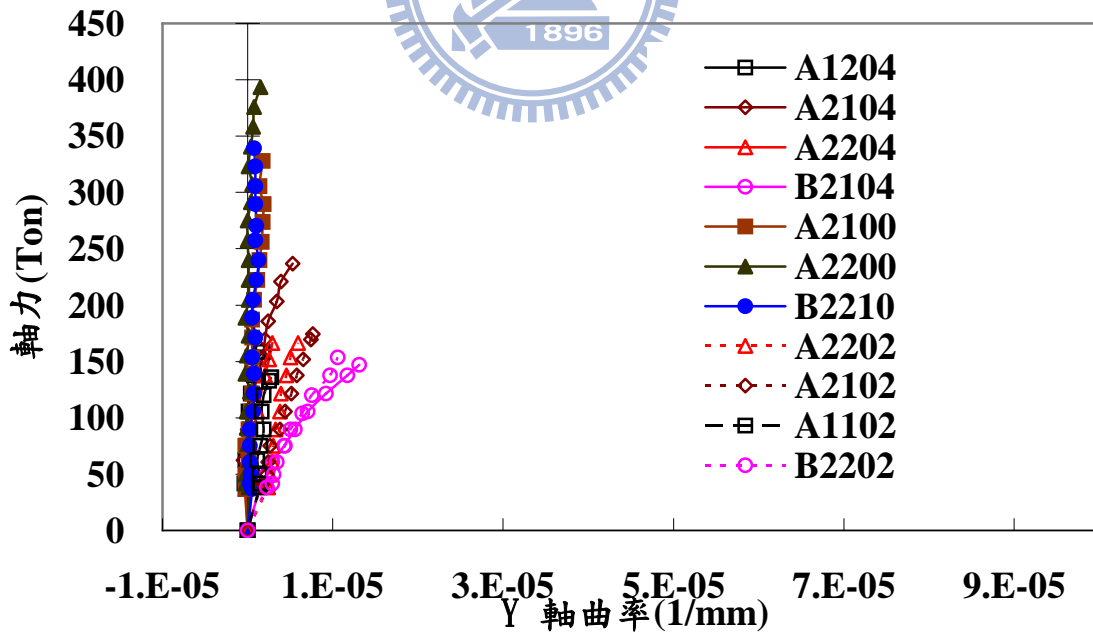


圖 51 Y 軸-軸向載重-曲率圖

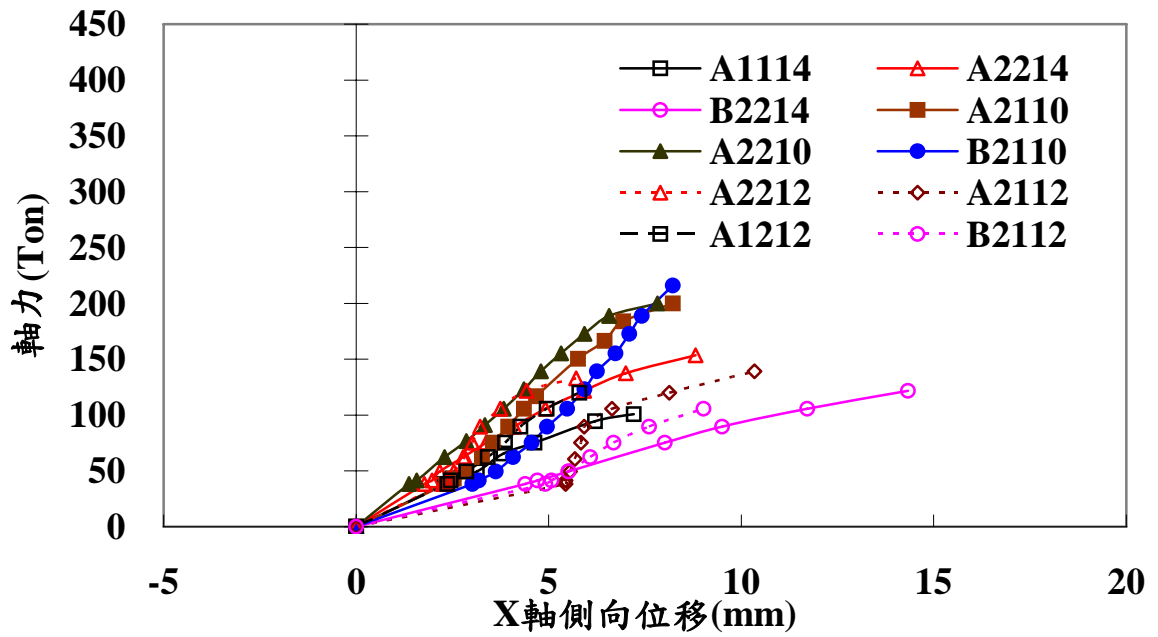


圖 52 X 軸-偏心載重-側向位移圖

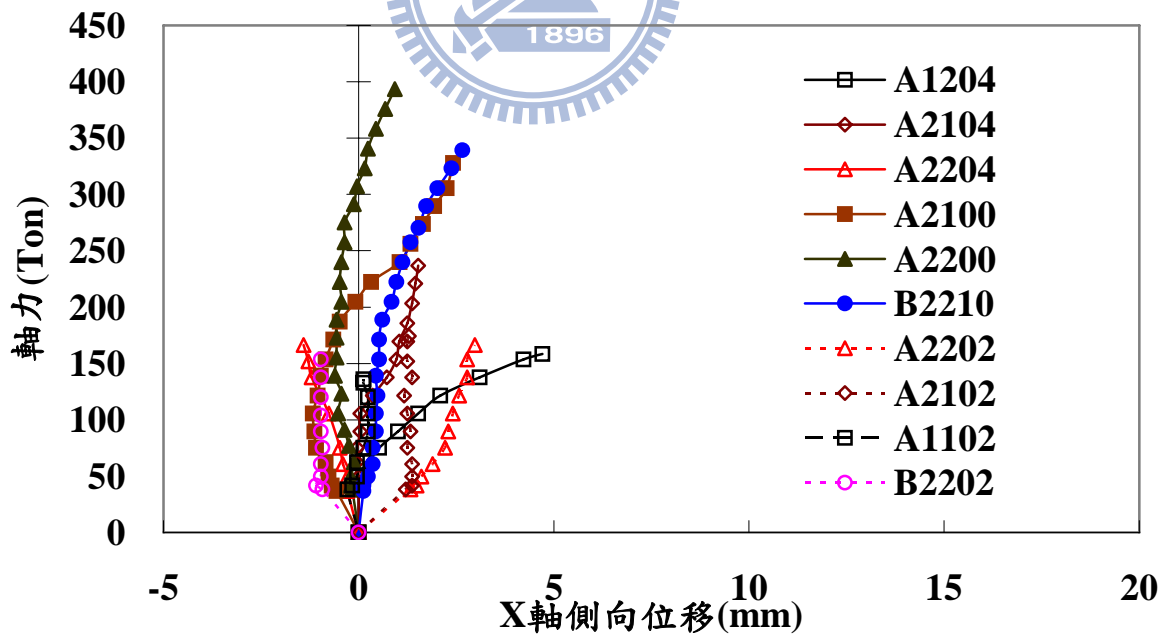


圖 53 X 軸-軸向載重-側向位移圖

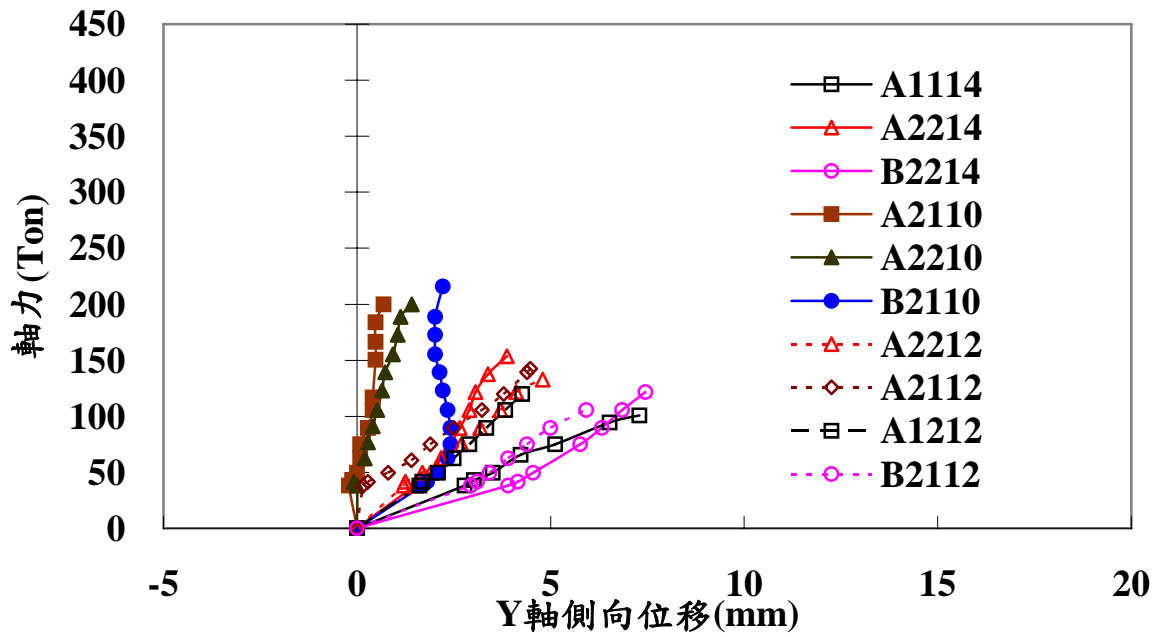


圖 54 Y 軸-偏心載重-側向位移圖

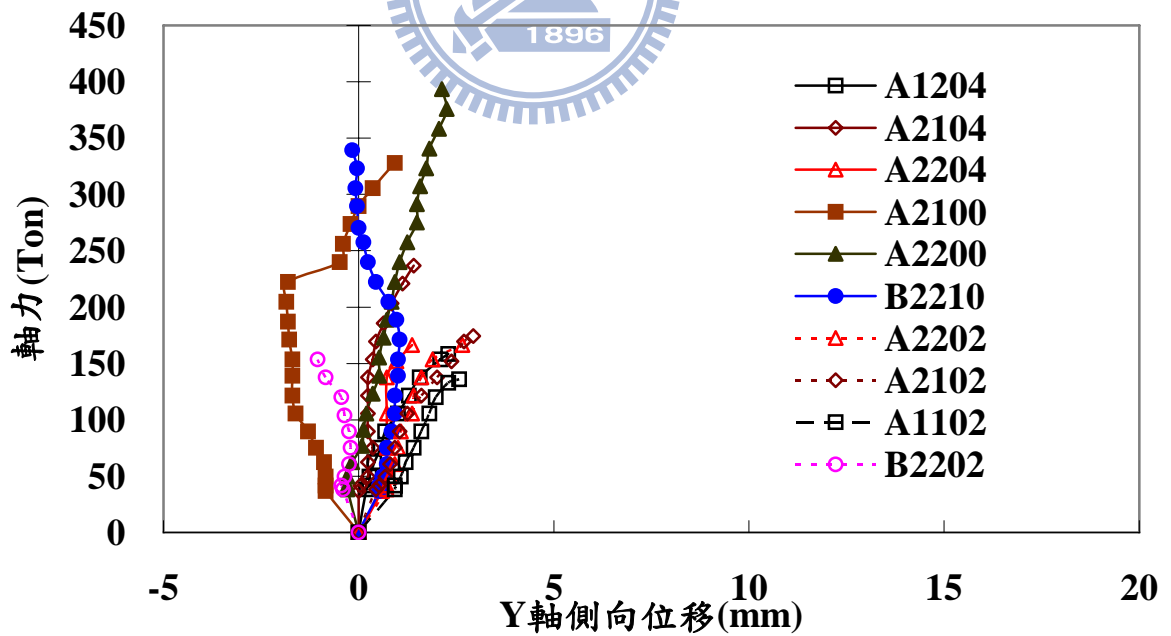


圖 55 Y 軸-軸向載重-側向位移圖

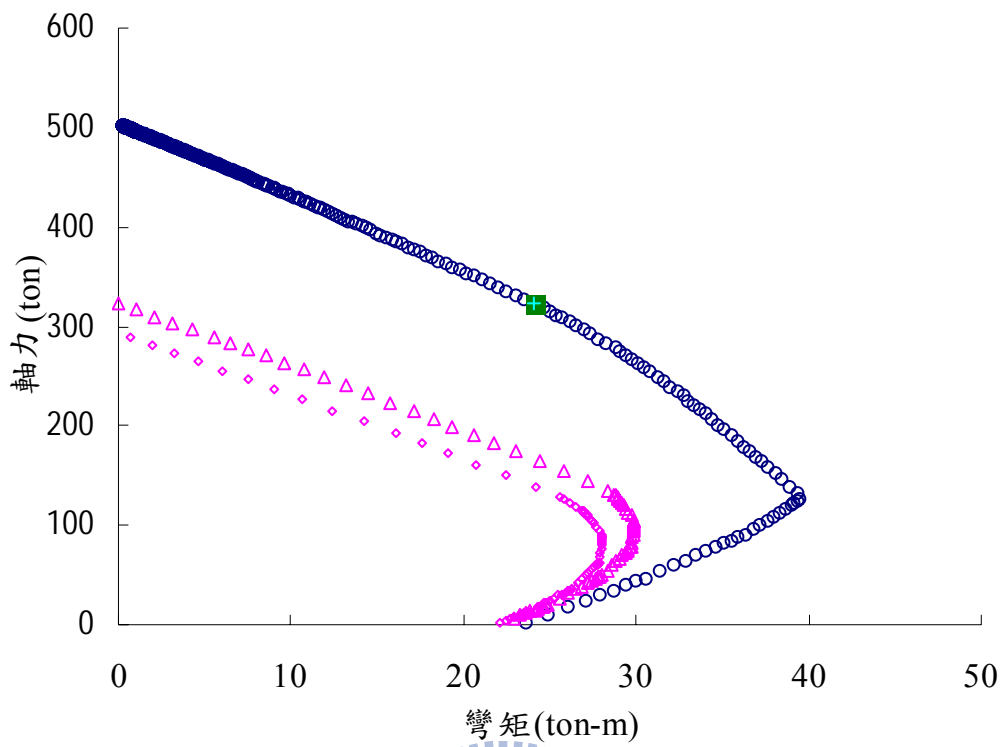


圖 56 不同火害延時之角柱軸力彎矩圖 (P-M Curve) [本研究]

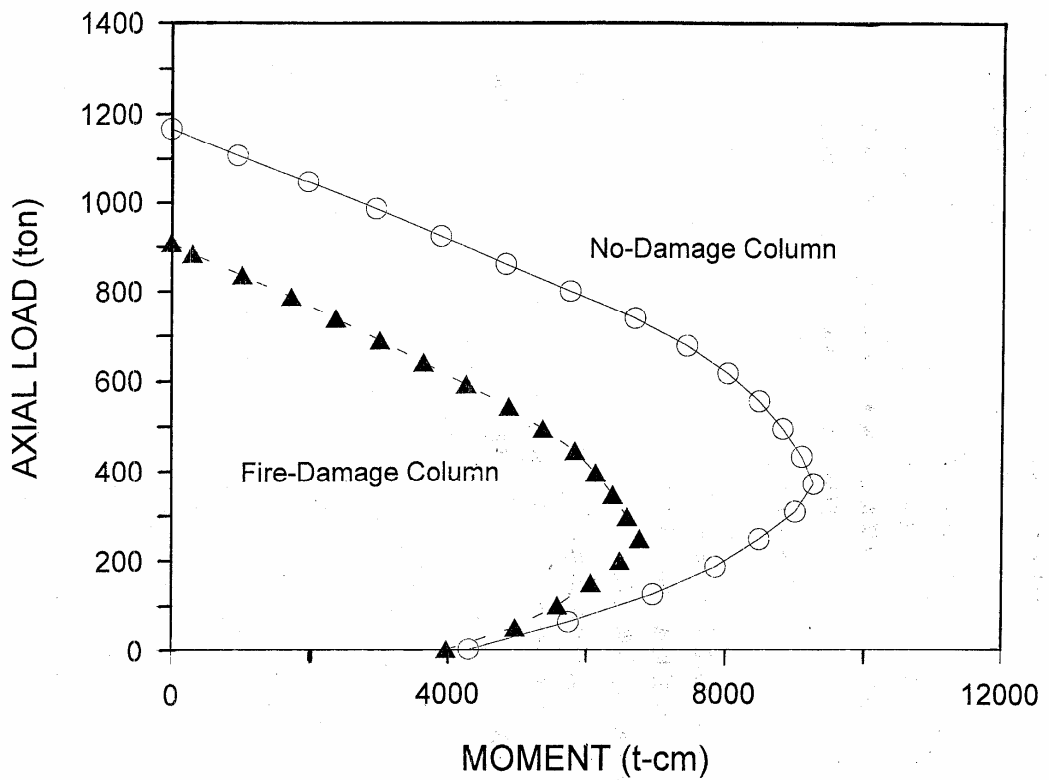


圖 57 火害不同火害延時之內柱軸力彎矩圖 (P-M Curve) [1]

自傳

姓名：黃國立

性別：男

出生年月日：民國 55 年 4 月 29 日

出生地：台灣省屏東縣

婚姻：已婚

最高學歷：國立交通大學土木工程研究所碩士

學歷：

私立正修工業專科學校土木工程科畢業	1981.7-1986.7
私立淡江大學土木工程系畢業	1988.7-1991.7
國立交通大學土木工程研究所（碩士班）畢業	1993.7-1995.7
國立交通大學土木工程學系博士班肄業	1997.7-2007.7

經歷：

台北市政府工務局建築管理處助理工程員	1990.7-1992.8
台灣省新竹縣新埔鎮公所技士	1994.1-1996.5
高雄市政府捷運局幫工程司、副工程司、股長	1996.5-迄今
私立南榮技術學校土木系兼任講師	2002.8-2003.9
私立正修科技大學建築系兼任講師	2005.8-迄今

國家考試：

七十八年全國公務人員普通考試臨時考試建築工程科及格

八十二年特種考試基層公務人員考試乙等考試土木工程科及格

八十三年全國公務人員高等考試二級考試（舊制）土木工程科及格

八十四年全國公務人員高等考試一級考試（舊制）土木工程科及格

證照：

土木工程技師（經濟部工業局 83.6.14 台工登字第 11874 號）

品管工程師（公共工程委員會 85.12.9 工程管字第 2742 號）

混凝土品管師（台灣營建研究院 89.11.8R10440 號）

主要著作：

- 1、趙文成、黃國立，鋼筋混凝土角柱與內柱火害行為探討，土木水利工程學刊，第 18 卷第 3 期，民國 95 年 9 月，第 363-375 頁
- 2、Wen-Chen Jau, Kuo-Li Huang, “A study of reinforced concrete corner columns under high temperature,” Cement and Concrete Composites, Volume 30, Issue 7, August 2008, pp622-638.

研究計畫：（計劃主持人—趙文成博士，研究人員—黃國立）

- 1、鋼筋混凝土樑柱耐火耐震性能之研究（一）—鋼筋混凝土結構邊柱火害行為之研究，內政部建築研究所，2003.2-2003.12
- 2、建築結構體耐火耐震性能之研究（二）—鋼筋混凝土結構邊柱火害行為之研究（二），內政部建築研究所，2004.2-2004.12

參考著作：

- 1、高雄捷運系統地下設施之防蝕措施，防蝕工程，第 17 卷，第 3 期，第 289-296 頁（2003.08）
- 2、混凝土技術之演進，中興工程，第 83 期，第 87-99 頁（2004.04）
- 3、蒸氣養護方法對混凝土強度行為之影響，中興工程，第 87 期，第 37-46 頁（2005.04）
- 4、鋼筋混凝土柱火害行為，技師月刊，第 38 期，第 21-28 頁（2005.10）

研討會：

- 1、高雄捷運系統雜散電流初步研究，防蝕工程學會九十二年度會員大會暨論文發表會，A-10，第 1-8 頁，(2003.8)
- 2、預鑄潛盾環片廠品質管理作業，中華民國品質學會第 39 屆年會暨第九屆全國品質管理研討會，087，第 1-11 頁，(2003.11)
- 3、The Behavior of Reinforced Concrete Corner Columns under High Temperature, Joint Taiwan-Canada Workshop on Construction Technologies，第 89-98 頁，(2004.04)
- 4、蒸氣養護溫度影響高爐石混凝土強度之個案研究，第七屆結構工程研討會，D0003，第 1-8 頁，(2004.08)
- 5、潛盾隧道環片性能測試之研究，2004 海峽兩岸地工技術研討會，台灣卷，第 385-392 頁，(2004.11)
- 6、由個案探討蒸氣養護下高爐石混凝土之強度發展，第九屆營建工程與管理研究成果聯合發表會，(2005.5)
- 7、雙向火害下鋼筋混凝土角柱斷面溫度傳遞行為，第八屆結構工程研討會，A-001，第 1-9 頁，(2006.09)