

第壹章 緒論

1-1 研究動機與目的

近年來，台灣經濟快速成長，都市人口集中，因此高樓建築有如雨後春筍般的在都會地區興起，但因民眾對防火意識的缺乏，僅重視大樓的使用機能，對防火設施任意更改或對逃生路徑予以堵塞，因此常造成不少人命的喪生及財產的損失。許多大型建築在火害後之安全評估，也常常在需要拆除重建或僅需補強間發生爭議。

內政部建築研究所在過去一、二十年來，已陸續推動一系列有關建築物火害之研究，至目前已完成之項目包括：混凝土材料的熱學性質，混凝土材料(含高性能、高強度混凝土)在高溫下及高溫後的力學性質，縮小尺寸及部分實尺寸結構構件之耐火試驗，另外也發展構件耐火性能之數值模擬。

綜合過往之研究成果及因應台灣加入世貿組織之產業競爭，國內法規有關建築防火的規定，有必要加以修改，以提供業界更多的設計選擇，達到促進經濟發展與安全兼顧的目標。近年來建築研究所積極推動消防性能法規的研究與訂定，對於建築物在火災中的抗火能力更須進一步的了解。

在與加拿大國家防火實驗室有關高性能混凝土實尺寸柱高溫加載之抗火能力試驗合作計畫後，發現混凝土實尺寸柱在高溫再加上 2.5 公分的偏心載重之抗火能力，會使原本只承受軸向載重時有超過 4 小時甚至於到 5 小時的抗火能力，呈現大幅度的降低到只有不到 1.5 小時的抗火能力，其影響實在太大。然而現實結構物在設計時，偏心載重或可避免，但不平衡載重產生之彎矩卻很難加以避免，事實上偏心載重試驗也是在模擬不平衡載重產生之彎矩，但因受限於試驗設備只好以偏心載重

試驗模擬。在實際情形下，樑柱組合體的行為因會受到梁的束制，其行為又未必與偏心載重相同。國外試驗單位之火爐大多為單獨之柱爐或梁爐，無法進行樑柱組合體的試驗，建築研究所最近在台南成立防火實驗室，設置有可加載之合併柱爐與梁爐之樑柱爐，正好可以執行混凝土樑柱組合體在高溫加載之行為試驗，此試驗屬開創性之試驗，具有相當困難度。

建築物在承受火災後，首先面對的問題便是其安全性問題，如果建築物強度嚴重受損，無法經由修復補強的方法，恢復原來的強度，或者修復補強的費用高昂，超過拆除重建的費用，建築物便要面臨拆除重建的命運。台灣位處環太平洋地震帶上，幾乎所有建築物的結構設計都是由地震力產生的水平力所控制，因此在評估建築物在承受火災後，到底還剩下多少強度，其能承受之水平力的能力，便是評估建築物能否經由修復補強的重要指標。依據以往研究成果顯示，混凝土在承受火災後雖然強度急速下降，但是只要不承受很高的溫度，經過適當的再養護可以恢復部份強度，由於混凝土是很好的隔熱材料，如果受火災時間不是很長，通常受很高的溫度都侷限在表面部份，如果將此部份移除後，加以再養護後，將表面部份經過修補或許可以免除拆除的命運，不但可以減少損失，也可以快速復原。

混凝土建築結構受火災行為非常複雜，要用理論或數值分析相當困難，結果是否正確更受質疑，因此以實體試驗作為正確瞭解其行為及驗證數值分析結果是必要的，但是試驗工作從試體規畫，製作及執行試驗工作相當費時，再加上其所需費用也相當龐大，要大規模實施有其困難，因此使用數值方法分析有其必要性。

如上所述，即便是數值方法分析方法也不多，目前使用較成功之分析軟體為加拿大國家防火實驗室所發展，使用於應用軟體 firecam 中，該程式使用簡化之二維度有限差分法，其中有關熱容量、熱傳導係數，

水份蒸發量及混凝土應力—應變關係等公式也都是根據試驗資料所得之經驗公式，以避開複雜但未必正確的理論分析。雖然如此但仍然可以得到相當準確的結果。

以二維度有限差分法分析單純柱子承受無偏心軸載重尚屬可行，要分析偏心載重，即使是單純的柱子都不可行，更不用說是有梁存在之梁柱組合體，因此本計畫採用三維度之有限元素法建立分析模式，所有有關熱容量、熱傳導係數，水份蒸發量及混凝土應力—應變關係等公式仍然採用加拿大國家防火實驗室所發展之經驗公式，但必須調整部份參數，期以試驗資料相符。

三維元素有限元素法分析非常耗時，在平常設計並不適合使用，因此希望後續能利用此分析模式進行參數分析，以參數分析的結果回歸分析與設計公式，供性能設計規範之用。



1-2 研究範圍與方法

本研究計畫共有三部份：(1)抗火能力試驗：此部份為測試鋼筋混凝土樑柱組合體在承受火災時仍然可以保持完整的抗火能力；(2)災後殘餘抵抗水平力之能力：此部份主要目的在試驗鋼筋混凝土樑柱組合體承受火災侵襲後，到底還保持多少原有抵抗地震、風力等水平力之能力；(3)建立鋼筋混凝土樑柱組合體在承受火災抗火能力之數值分析模式。

一般對結構物的抗火能力都是定義為結構物受火災侵襲時能夠維持其完整性的時間，但是此時間與所加外力成反比，於是必須訂定施加载重才有意義，一般結構物設計時都有載重係數等安全係數考量，在火災又碰上強烈地震等機會實在太少，都是以服務載重為考量，因此大多數是以一半混凝土強度 $0.5f_c'$ 乘以柱斷面積為所施加之柱軸力。加拿大國家防火實驗室因受制於設備能力所限及顧慮試驗安全性，以產生變位速度超過每分鐘 76mm 時視同破壞，並未真正試到試體破壞。在本計畫因使用懸臂梁加載，可使偏心量加大，並試驗至柱子產生破壞為止。其柱軸力相同，將分別以施加梁自重及相當於 5cm 與 6cm 偏心載重之彎矩載重(包含梁自重)，本研究以集中載重方式施加於懸臂梁端點上產生彎矩，以測試其在同時承受柱軸力與彎矩下之抗火能力。

台灣地區屬環太平洋地震帶，地震頻仍，能夠抵抗地震力是設計的重要考量，柱子承受火災後，混凝土強度大減，到底還保有多少抵抗地震力的能力是建築物決定拆除或補強的重要因素，建築物在承受水平力作用時，大都可以假設其柱子的反曲點發生在柱子中點，也就是在柱子中點處只有剪力沒有彎矩，此剪力將造成梁柱接頭的彎矩，基於此理念，如果將柱子中點以鉸接模擬，只有剪力沒有彎矩之情況，並在梁柱接頭製造彎矩，將可更貼切的模擬建築物在承受水平力作用時柱子的受力狀況，因此本試驗將以在梁端施加载重，產生梁柱接頭彎矩。臺灣地

區建築物之耐火時效都規定在 3 小時以內，本計畫便以此作為加熱時間，在試體冷卻以後，在懸臂梁端施加外力，直到試體破壞為止，以試驗其抵抗水平力的能力，為測驗其與未經火害時抵抗水平力的能力之差別，同樣的試驗方法將進行一支未經火害試體以作為比較。

本計畫所執行之試驗不但需要龐大的經費，同時經歷試體規劃、製作、養護及試驗也非常耗時，無法全面性的試驗，因此計畫針對抗火能力以有限元素法進行數值分析。



第貳章 文獻回顧

在執行研究之前，宜對執行中各種影響因素進行瞭解，因此必須有資料收集之工作，以便對各種材料之特性有所瞭解，以便進行試驗工作之規劃，因此必須要有文獻之回顧。

2-1 水泥

2-1-1 水泥組成成份及其性質

水泥基本上是由約 4 份的石灰質材料及約 1 份的黏土質材料經研磨、燒結、再加石膏研磨的程序生產而成。其主要組成成份矽酸三鈣 (C3S)、矽酸二鈣 (C2S)、鋁酸三鈣 (C3A) 和鋁鐵酸四鈣 (C4AF)。水泥的品種即以 C3S、C2S、C3A 和 C4AF 等四種熟料礦物的水化特徵來區分，(見表 2-1, 2-2 及 2-3) 【1】。這四種主要成份在加水拌合產生水化作用後，會生成各種水化產物，而影響混凝土之工程品質。基本上，C3S 及 C3A 為主要水化熱的來源，而 C3S 及 C2S 為影響強度的主要因素，由圖 2-1、2-2 【2, 3】 可看出其強度發展的特性。C3S 發展強度較快，早期強度大部份由其產生，但後期強度貢獻較少，而 C2S 之強度發展較慢，但後期強度的增加，大部份由其提供。

2-1-2 水泥漿體與水泥砂漿受熱之變化

水泥漿體硬化後之主要水化產物為鈣矽水化物(C-S-H)和氫氧化鈣(C-H)，根據文獻 【4】 在掃瞄式電子顯微鏡 (SEM) 觀察下，C-S-H 和 C-H 分別呈針刺球狀及六角薄板層狀排列。而當水泥漿體受熱達到 200°C 時，C-S-H 及 C-H 膠體之外觀並無改變，如溫度繼續升高，C-S-H 膠體結構中所含藏之孔隙水將隨溫度升高而逐漸逸出，且膠體孔隙增多，到 400°C 時膠體孔隙更多，C-S-H 針刺球狀外觀變成珊瑚狀，而 C-H

之外觀則一直未改變。當溫度續升至 500°C 時，C-S-H 膠體外觀仍為珊瑚狀，而 C-H 平滑之平面外觀部分開始有斑點產生，表示 C-H 之結晶水已分解。溫度達 600°C 時，C-S-H 膠體之外觀與 500°C 時相似，而 C-H 整齊之層狀排列結構已不復見，取而代之的是不規則叢狀結構。而到 700°C 時，C-H 之外觀與 600°C 時相似仍為叢狀，而部份珊瑚狀之 C-S-H 膠體，其孔隙則大增，且開始有顆粒化傾向，表示膠體原本針刺網狀聯結構已破壞，引致水泥漿體承壓能力之降低。當溫度繼續升至 800°C 時，部分 C-H 仍為叢狀結構，而部分 C-H 薄板平滑之外觀，則因 H 之揮發形成顆粒狀粗糙表面，另有部分碳化之 C-H，其碳鍵也開始分解，其外觀形成矩形顆粒狀，而 C-S-H 膠體之外觀也呈現多樣化，有仍呈珊瑚狀者，也有已開始鎔蝕成粗糙平面者。最後當溫度達 1000°C 時，片狀之 C-H 已不復見，形成圓形顆粒狀，而 C-S-H 膠體則呈圓柱或球形顆粒，由此可知 1000°C 之高溫使水泥漿體各組織均有顆粒化傾向，且極為鬆散，部分漿體甚至有鎔融現象發生。

另外在文獻也有提到加熱延時對水泥漿體之影響，當加熱 600°C 延時 6 小時和加熱 800°C 延時 3 小時所產生 C-H、C-S-H 膠體之外觀均呈顆粒狀，可見加熱溫度與加熱時間對水泥漿體之破壞有交互影響之可能。

當水泥漿體加入細骨材而成為水泥砂漿，則其受熱後之行為和細骨材之種類有關，由圖 2-3 【1，4】 可看出，若砂為矽質骨材，其含量越多則熱膨脹係數越大；反之，若砂為石灰質骨材，其含量越多則熱膨脹係數反而越小。新拌水泥漿體之熱膨脹係數受相對溼度之影響，由圖 2-4 【4，5】 可知相對溼度在約 70% 時有最大之熱膨脹係數。硬固水泥漿體之熱膨脹係數會隨齡期之增加而漸趨下降，如圖 2-5 【4，5】 所示。

2-2 骨材

混凝土之強度和其所用之骨材有很大之關係，故必須慎選骨材，骨材依其所含成分可分為矽質骨材(Siliceous Aggregate)和石灰質骨材(又稱碳酸岩骨材, Carbonate Aggregate)，其主要熱學性質如下:【6-11】

矽質骨材(Siliceous Aggregate)，主要成分為石英，其平均熱膨脹係數為 $0.000012/^\circ\text{C}$ ，石英加熱至 500°C 會產生 2.8% 左右之體積膨脹，加熱至 573°C 時，石英會由 alpha 相轉變成 beta 相，突然產生約 2.4% 的體積膨脹，在 $573^\circ\text{C}\sim 900^\circ\text{C}$ 時，體積不再變化，在 900°C 以上，產生不規則之體積變化。

石灰質骨材(碳酸岩骨材, Carbonate Aggregate)，平均之熱膨脹係數約為 $0.00005/^\circ\text{C}$ ，若黑雲母(Biotite)含量較高，則在 650°C 以上有較高之熱膨脹係數，若白雲石(Dolomite)含量較高，則約在 900°C 以上，會有收縮之現象發生，當溫度在 700°C 以上，碳酸鈣分解成氧化鈣及二氧化碳。

2-3 強塑劑

2-3-1 強塑劑的分類

強塑劑早期稱高性能減水劑(High-range water-reducing admixture)在 ASTM C494 稱為 Type-F，或高性能減水緩凝劑(High-range water-reducing retarding admixture)在 ASTM C494 稱為 Type-G，也稱為超級可塑劑或流動化劑(Fluidifier)【12】。若是以化學成分來分，大致可分成四類：【13】

- 1 磺酸化三聚氰胺—甲脞縮合物(Sulfonated melamine - formaldehyde condensates)簡寫;SMF。
- 2 磺酸化奈—甲脞縮合物(Sulfonated

naphthalene - formaldehyde condensates) 簡寫為 SNF。

3 改良木質磺酸鹽類 (Modified lignosulphonates) 簡寫為 MLS。

4 其他包括磺酸酯 (Sulphonic acid esters) 及糖酯 (Carbohydrates esters) 等符合規範者。

2-3-2 強塑劑的塑性作用

混凝土中的水分供水泥水化，理論上只需約 26~28% 水泥重量，如此低的水量，應可達很高強度。但實務上，這種混凝土無法澆置及生產，為了有適當的工作度，常以加水來改善，但加水又造成強度降低、泌水、增加乾縮、凝結時間延長等不良副作用。因混凝土中水泥並不會完全與水產生水化反應，Dodson 【14】指出，水泥顆粒遇水後，顆粒表面帶有殘留電荷，可能是正，亦可能是負，或二者兼有，相鄰帶相反電荷的水泥顆粒會產生靜電吸力，使水泥顆粒互相凝集，形成水泥凝集體，如圖 2-6。部份水分被包在水泥凝集體之間，使這些水分無法對混凝土的工作度及水化作用有所貢獻。加入減水劑後，減水劑環繞於水泥顆粒四周，中和表面電荷，或使其表面帶同樣電荷，而使水泥顆粒互相排斥，而成為分散狀態，並釋出原本被包圍的水分，使其對工作度及水化作用有所幫助，如圖 2-7。

2-4 混凝土的熱學性質

混凝土之熱學性質主要包括熱膨脹、熱傳遞及比熱等，各性質間有相當之關連，而影響這些熱學性質之因素，主要為骨材及水泥漿。

2-4-1 熱膨脹係數

混凝土之熱膨脹係數，隨著含水量、水灰比及混凝土之材齡而變。由於水泥砂漿和骨材間之熱膨脹係數不同，故熱膨脹係數約為其二者之合成，且為拌合骨材數量及骨材熱膨脹係數的函數。各材料的熱膨脹係數如下：

水泥砂漿： $0.000011—0.000002 / ^\circ\text{C}$

砂質骨材： $0.000012 / ^\circ\text{C}$

石灰質骨材： $0.000005 / ^\circ\text{C}$

2-4-2 體積變化

由於水泥漿體與骨材之熱膨脹係數不同，且隨溫度升高而有明顯差異，使體積變化隨溫度變化而有明顯的不同，如圖 2-8。一般骨材其體積均隨溫度增高而膨脹，且溫度越高其膨脹量越大；但水泥漿體在較低溫時，體積變化亦隨溫度升高而膨脹，但約在 150°C 以上時，體積變化改脹為縮，如圖 2-9。在此種脹縮不和諧情況下，骨材與水泥漿體界面間會產生脹縮差異之內張應力，當此應力超過極限時，界面即產生破裂或使原有裂縫再擴大延伸，如圖 2-10。【15】

2-4-3 熱傳遞

熱傳遞方式，主要有輻射、對流及傳導三種方式。熱傳遞時往往是三種方式同時進行，將熱由高溫處傳至低溫處，在低溫時是以傳導及對流為主，而在高溫則以輻射為主。在有溫差的系統中，就有熱能的傳遞，而其傳遞的難易就由熱傳導率控制。影響混凝土的熱傳導率之主要因素

有骨材礦物性質、硬固水泥漿體、孔隙量、飽和度及環境溫度等因數。一般言之在低溫時，混凝土有極高的熱傳係數，但當溫度達 100°C 以上時，孔隙水逐漸蒸發，骨材與硬固水泥漿體間，因熱應變不諧和而產生微裂縫，增長熱傳導的路徑，傳導能力減弱，熱傳係數逐漸下降，當溫度達 600°C 時，熱傳係數逐漸回升，因此時主要以輻射方式傳熱，使的傳熱能力提高。

2-4-4 比熱

比熱是表示混凝土之熱容量，混凝土之比熱受骨材礦物之影響較小，而與孔隙、水灰比，含水量及溫度等的關係較密切。混凝土的含水量增加時比熱亦隨之增加，且溫度升高時，比熱亦隨之升高。與混凝土相關材料之比熱如下：【14】

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

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

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

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

2-4-5 外觀變化

試體外觀變化最明顯者不外顏色及裂縫。最高溫度在 400°C 以下外觀並無明顯變化， 400°C ~ 600°C 表面有少量縱裂痕，顏色由深灰變為淡灰色， 600°C 以上時顏色改變越趨明顯，表面有白色粉末出現，其應為氫氧化鈣 (CaOH) 或其生成物碳酸鈣 (CaCO_3)，且試體表面產生連續之縱向裂縫。

2-4-6 爆裂行為

混凝土在高溫下產生爆裂行為的真正機制並不是已經研究得非常清楚，但其對柱子的抗火能力卻有很大的影響，由於混凝土產生爆裂行

為，造成柱子斷面積減小，更使得鋼筋直接曝露於火害之中，更造成鋼筋的軟化，以致於造成柱子的抗火能力嚴重降低。

雖然產生爆裂行為的真正機制並不是十分清楚，但是一般都認為是內部產生的氣壓及束制所造成，經過試驗結果與使用混凝土之強度與密度、含水量、骨材種類、載重大小與形式、火害強度、添加纖維及桿件尺寸有關【16, 17, 18, 19】。混凝土強度高通常密度也高，由於密度高透氣性差，造成的內部氣壓會較大，產生爆裂的機會也較大。混凝土內部含水量高在受到火害時，內部產生的氣壓當然會較大，因此產生爆裂的機會也較大。矽質骨材受熱會產生不規則體積變化，產生爆裂的機會也較大。柱子受到載重本身即可能產生裂縫，尤其是受到偏心載重，因此受到較大之載重或是偏心載重，更容易產生爆裂。爆裂即是因火害而產生，當然火害的強度越大，產生爆裂的機會也較大。在混凝土中添加聚丙烯纖維，由於聚丙烯纖維燃點甚低，在高溫下聚丙烯纖維會消失，產生許多孔洞，等於是增加氣壓宣洩的管道，也因而有效降低內部氣壓，所以添加聚丙烯纖維可以降低產生爆裂的機會。既然束制影響爆裂，大尺寸柱子產生爆裂的機會也就較大。

在文獻【16】該研究中，高性能混凝土烘乾後之試體在高溫高壓作用過程中並未有爆裂行為出現，而氣乾之試體在約 400°C 左右就發生爆裂，然而柱子經過加溫會影響其抗火能力【20】，不宜使用較高之溫度烘乾，但是如果使用低於 100°C 時，不會有烘乾效果，因此烘乾試體的溫度宜在略高於 100°C。

2-5 混凝土受火害後的應力—應變關係

2-5-1 強度降低

混凝土在承受高溫後，其抗壓強度會降低，但與所承受溫度不同而有所不同。在承受 100°C 時，其抗壓強度會損失約 1/4，但溫度升高

至 200°C 時，抗壓強度會稍為回升，溫度繼續升高至 400°C 時，又稍為下降，但在 100°C 至 400°C 間抗壓強度變化並不大，超過 400°C 以後，其抗壓強度會急遽降低，600°C 時其抗壓強度只剩下一半，至 800°C 時其抗壓強度更只剩下兩成(見圖 2-11)【21, 22, 23, 24】。

2-5-2 楊氏模數降低

混凝土的楊氏模數會隨著所承受之火害溫度之增高而降低，但其降低之速度卻有隨著所承受之火害溫度之增高而稍微減少，但其變化值並不是很大，溫度升高至 200°C 時，楊氏模數降低至大約六成，增加到 400°C 時，楊氏模數降低至大約四成多，溫度升高到 600°C 時，楊氏模數只剩下兩成，溫度達到 800°C 時，更剩下不到一成(見圖 2-12)。

2-5-3 應力—應變關係

高強度混凝土應力—應變圖形在常溫試體破壞後變得非常陡峭，不易量測得到其值，其破壞形態為兩端錐形破壞，而中間裂成兩片(見照片一)。但是隨著溫度的增高其脆性逐漸消失，高溫時其應力—應變圖形呈現出良好之延展性，破壞時整個試體有鬆散之現象(見照片二)，最大強度時之應變值之七倍之多，使碳酸岩骨材之混凝土更超過八倍之多(見圖 2-13, 2-14)。

2-6 混凝土強度恢復

混凝土在受到高溫冷卻以後之強度恢復程度，主要視其初始受到多高之溫度、加熱延時有多長、試體冷卻方式及養護方式等影響，而由水泥漿體吸收周遭環境水分進行重新水化之程度如何來決定【25】。

混凝土受高溫後，如果不給予足夠水份，使得產生再水化作用，其強度在短時間內，強度仍持續下降，過一段時間才緩慢回升，即使因空氣中仍然有水份，可使其經過一段時間以後，仍然可以恢復部份強度，

但是開始恢復期間較長，恢復量也十分有限，如果在承受火害以後，施以充足水份，不但很快就能逐漸開始恢復強度，最後也都能增加剛承受火害後強度的一半。而再養護的方法並不須完全浸泡在水中，只要能讓其充分獲得水份即可。

2-7 柱高溫加載試驗

柱子在承受火害時，一般都有承受載重的情況，因此模擬柱子承受火害的試驗，多是以固定之軸力施加於其上，直到變形達到穩定狀態以後，才開始加溫，美加地區都是以 ASTM E-119 升溫曲線加熱，直到柱子破壞時所能維持的時間，稱之為柱子的抗火能力【26-33】。

2-7-1 溫度分佈情形

柱子在承受高溫下，溫度隨著時間逐漸升高，越往柱子內部溫度越低，柱子外部的溫度變化梯度相當高，此溫度變化梯度越往柱內部越小，同時此內外溫度變化梯度的不同，隨著延時增長，外部加溫的減小，逐漸減少，另外在內部接近 100°C 時，會有一短暫時間溫度不會增加，此現象為當溫度增高超過 100°C 時，水份會被汽化，部份水氣向外釋出，部份水氣向內移動，因此內部到達 100°C 時，會耗費相當的能量去汽化此水份，直到所有水份都被汽化以後，溫度才會繼續增高(見圖 2-15, 2-16)。

2-7-2 軸向變形

柱子在剛加溫時，由於熱膨脹的關係，柱子長度會逐漸增長，但是隨著時間過去，溫度逐漸增高，雖然溫度仍然在增高，但其增加速度卻逐漸減慢，同時由於溫度增高，混凝土及鋼筋的楊氏模數逐漸降低，載重維持固定之下，產生的變形也逐漸增大，因此柱子長度的增加逐漸減少，更有一段時其長度維持不變，隨後柱子長度開始縮短，且縮短速度逐漸加快，最後柱子發生破壞。(見圖 2-17, 2-18)

第參章 試驗計劃

本計畫之試驗具有高度的困難度而且是首次試驗，無法得到完全相同的參考資料，僅能得到相似但仍然有相當大的差異性。所以在試驗之前，必須有非常詳盡的規畫，以下就試驗設備、試體製作、試驗方法及試驗步驟規畫如下：

3-1、試驗設備

本計畫使用之主要設備為建築研究所最近在台南縣歸仁鄉國立成功大學歸仁校區之防火實驗室內建造完成之可加載合併梁爐與柱爐功能之梁柱爐。

3-1-1 梁柱爐



梁柱爐包括一個長寬各為 4.75 公尺高 5.5 公尺之柱爐，由兩側各有 12 個噴火孔，共 24 個噴火孔提供熱能，在底部中央部份有一個長寬各為 1.8 公尺之基板，可以提供柱子試體固定之用。在沒有噴火孔方向之中一端，連一個長為 4.75 公尺，寬為 4.0 公尺，高 2.1 公尺之梁爐，由兩側各有 6 個噴火孔，共 12 個噴火孔提供額外熱能。進行梁試驗時兩爐相通，構成一長 8.75 公尺，寬 4.75 公尺之梁爐。如果進行柱子試驗時，柱爐與梁爐可以用隔板加以隔開，形成單獨的柱爐以節省能源。如果執行梁柱組合體試驗時，也可將隔板移除，同時對梁柱組合體進行高溫加載試驗，本計畫雖為梁柱組合體試驗，但梁為懸臂梁僅接頭區受熱，其餘部份梁只作為傳力之用，因此僅利用柱爐試驗並使用隔板將梁爐隔開，但仍然需要梁爐空間作為對梁加載之用(見圖 3-1~3-4)。

3-1-2 油壓機

本計畫將同時使用位於柱爐上方加載能力為 500 公噸之油壓機及

位於梁爐上方加載能力為 35 公噸之油壓機。此兩部油壓機必須能夠獨立控制，分別施加不同的力量。目前兩部油壓機均為力量控制之油壓機，但希望能修改成也能作位移控制，在變位過大或是速度過快時，都有控制迴路可以停止加壓的安全措施，以策試驗安全。

3-1-3 應變計

本試驗必須量取柱子在試驗過程中，柱子的軸向變位及梁柱接頭轉角變位，但是接頭在火爐內，要量其轉角量是一項不可能的任務，因而改在柱頭區柱頭連接板裝置四支線性差動儀(LVDT)量取變位，以其平均值為軸向變位，以兩支線性差動儀之差為柱頭轉角。另外為量出梁端變位，在梁端及隔板外兩邊各設置一支線性差動儀，以量取量變位及推算接頭區變位情況。

3-1-4 資料擷取器

由於本試驗必須量取 24 個熱電耦線所測出之溫度資料及 10 支線性差動儀所測出之變位資料，因此資料擷取器至少必須有 34 個頻道，本試驗將使用建築研究所提供之 60 頻道資料擷取器。

3-1-5 熱電耦線

本試驗將採用 K-Type 型式的熱電耦線，導線前端纏繞點用銀焊，以免纏繞點在高溫下分開，影響溫度的量測，這些熱電耦線將在試體製作時事先埋置於梁柱接頭區，以量測試驗當中梁柱接頭區溫度變化及分佈情況，可提供後續數值分析及其他相關研究之用。

3-1-6 鉸接連接頭

本試驗柱子兩端與油壓機及爐底柱墩的連接，因應試驗要求必須

以鉸接方式固定，由於柱子軸力需求高達近 300 公噸，力量相當大，故以球形座較為適宜，但是本試驗會產生水平力，有可能造成接頭分離現象造成危險，故在球形座上方設置栓接，以抵抗水平力，但為避免安裝困難，栓孔分別為圓孔及上下方向的橢圓形孔(見圖 3-6、圖 3-7 及圖 3-8)。另外由於有水平力的發生，在此鉸支接頭必須要與裝置油壓機之反力鋼架固定，將水平力傳至此鋼架，以免油壓機受到損壞。至於梁端施力之接頭則須使用滾支接頭，因此梁上部份以鋼版上加焊圓棒處理，梁端高度與油壓機距離相當大，必須設置傳力棒以傳遞油壓機所施加之力，並須防止梁端發生側向位移，於是傳力棒與滾支接頭連接部份必須設置導軌，以防止梁發生側向位移。並在側向裝置固定桿，固定於裝置油壓機之反力鋼架上。

3-1-7 柱墩



由於柱爐高達 5.5 公尺，本試驗規劃試體柱子長度只有 3.6 公尺，因此必須設置柱墩，將油壓機施加之軸力傳遞到爐底基座，除此之外柱墩必須提供足夠的隔熱保護措施，來保護鉸接連接頭，以避免此接頭因受到高溫後軟化而喪失傳遞軸力及水平力的功能，同時此柱墩也必須有足夠的抗火能力，因此本柱墩將採用鋼骨鋼筋混凝土設計(見圖 3-9)，另外必須再額外設計抵抗水平力的設施，以免柱墩受到水平力發生傾倒現象。

3-1-8 梁傳力桿

本梁柱組合體試驗之試體位於柱體中央部份，在梁柱爐中其位置距離油壓機之最大行程所能到達之高度仍然有一段相當大的距離，因此必設計一支傳力桿，將梁上油壓機所施加之力，傳達至試體梁端。另外在試驗時，可能由於試體並非完全如理想狀態的直線，斷面也不可能是完全相同，因此在試體可能產生水平方向

的側向變位，為避免此現象發生，此傳力桿並設計有側向導板束制試體梁端的側向變位(見圖 3-10)。

3-1-9 梁端滾支承

當梁傳力桿施加力量於梁端時，梁會產生變位，於是傳力桿施加於梁上的施力點位置會跟著改變，同時施力點之面積也會跟著改變。為改善此缺點，在梁端以一支半圓形鋼棒焊接於鋼板上，並固定於梁端，以承接來自於傳力桿的力量並模擬為滾支承，使得承力現象近似於滾支承(見圖 3-11)。

3-1-10 梁柱爐間隔板

原本梁柱爐間有隔板，但此隔板並沒有開孔，無法讓梁穿過此隔板，因此必須在梁柱爐間設置一個臨時隔熱牆，此牆必須預留一開孔，以容納梁從此開孔穿過，此開孔的大小為寬度只要比梁寬稍大即可，深度就必須較大，必須是梁深度加上梁在此開孔處的預期變形量，以容許梁的變形。由於隔板開孔較梁斷面大，柱爐內爐火會往梁爐擴散，因此必須另外設計阻絕措施，在本計畫採用一兩個鋼板製成門字形阻絕板，內部填以隔熱棉，上下隔熱棉厚度均大於梁在此開孔處的預期變形量，將此門字形阻絕板固定於梁上，並與隔板緊密接觸(見圖 3-12)。

3-2 試體製作

本研究計畫所採用之混凝土強度，都是採用目前營建市場上普遍使用的 280 kgf/cm^2 混凝土(配比見表 3-1)，在所有試驗中以三支作為抗火試驗，要求的軸力為最大，參考目前文獻中有關柱子的抗火試驗，大都使用沒有安全係數的服務載重，也就是以 $0.5f_c'$ 乘以柱斷面作為施加之柱軸力，構想使用 40 公分 x 40 公分之柱斷面，經計算

($40 \times 40 \times 280 \times 0.5 / 1000 = 224$) 為 224 公噸，但實際混凝土強度都會高於設計強度，預估將會達到 300 公噸，建研所柱爐使用之油壓機容量為 500 公噸，大約是油壓機設備容量的六成，為一理想之斷面。

臺灣地區建築物高度一般都是在 3 公尺左右，考慮加載必須在爐外，梁柱爐蓋板厚度為 45 公分，及柱子兩端都必須使用鉸接裝置，此裝置必須加以隔熱保護，以免受高溫作用下軟化，失去其傳力的功能，因此柱子長度設計為 3.6 公尺，參考國外相關柱子高溫加載使用的鋼筋量，大都使用 2% 附近的鋼筋比，這個鋼筋量也是一般結構設計所常使用的鋼筋量，本計畫使用 8 支 7 號鋼筋，其鋼筋使用量為 1.94% 鋼筋比，與加拿大合作使用之柱子鋼筋量相近。考慮耐震之韌性設計，全柱長使用 4 號箍筋以 10 公分間距排列(見圖 3-13)，在梁柱接頭區仍然使用相同之柱箍筋。

本計畫之主要目的在探討柱子在高溫加載下之行為，不希望有梁在柱子破壞之前發生破壞，因此刻意使用 30 公分 X 50 公分之較大斷面以避免梁先行破壞。配合柱爐及梁爐油壓機之位置，梁之長度從柱子中心起算，長度為 4.6 公尺，此距離約略為一般建築物常用跨距的一半，也是配合梁柱爐油壓機位置而設計。上部鋼筋使用 3 支 8 號鋼筋，底部使用 2 支 8 號鋼筋，全梁長使用 4 號箍筋以 10 公分間距排列。

試體要與梁柱爐之油壓機及基座相連接，通常都是用鋼板與之連接，最完美的方式是將鋼筋與連接鋼板直接焊在一起，但是如此做法每支試體要兩片鋼板，費用較為昂貴，在本計畫將採用將主鋼筋之長度加長，使其兩端均 5 公分的外露部份，並將鋼筋外露部份車牙，以螺絲鎖定方式連接鋼板，並以連接鋼板與油壓機連接之螺絲孔作為試體吊卸之用。在梁端另外埋置 4 支鋼筋，並將其部份長度外露並車牙，以作為連接滾支及試體吊卸之用。

在試驗結果的取得上，試體內部溫度是一項很重要的資訊，尤其是在接頭附近，對於試驗結果的解釋更為重要，由於斷面為雙對稱，所以只要在 1/4 斷面安置熱電耦線就可以，分別在梁柱接頭區外的第一個箍筋位置各裝設 9 個熱電耦線。在梁柱之斷面中心裝設一個，另外在斷面對稱線與箍筋圍成之方形角落裝設一個，在中心與箍筋間再裝設一個，在混凝土設置共 6 個熱電耦線。在鋼筋上另外設置三個熱電耦線，每個斷面裝設 9 個熱電耦線(見圖 3-14)。另外在梁柱接頭區內，於梁柱中心線交點處設一個熱電耦線，並在梁柱平面上之梁柱平面上中心點與兩個裝有熱電耦線箍筋所形成之象限內，與在箍筋處所佈設的方式相同，在混凝土中裝置 6 個熱電耦線，在鋼筋上另外設置三個熱電耦線，總共柱子及梁上一個試體安置 24 個熱電耦線(其編號見圖 3-17)。

由於試體要準確的安裝在梁柱爐中，因此試體鋼筋及試體尺寸必須十分精確，否則將無法將試體安裝在梁柱爐中，更不用說進行試驗，因此必須依照下列施工程序進行試體製作：

1. 首先完成底模組立，並應確定其為水平。
2. 豎立柱一端預先鑽孔之模版，並輔以有鋼筋孔之鋼板以確保鋼筋有正確位置，並在底板鋪設混凝土塊，以確保有正確的保護層。
3. 將主鋼筋穿過已經豎立柱一端之模板及鋼板。
4. 將箍筋穿入柱主鋼筋，並將柱接頭區與非柱頭鋼筋分開，以確保梁柱接頭區箍筋數量。
5. 豎立柱另一端之模版及鋼板，將主鋼筋穿過模板及鋼板，鎖緊兩端固定螺絲以確保主鋼筋位置。
6. 按照固定位置綁紮非柱頭柱箍筋。
7. 裝入梁主筋，再裝入梁箍筋。
8. 按照固定位置綁紮梁箍筋及柱頭柱箍筋。
9. 固定鋼筋與模板之間距，以保持固定之保護層厚度。

10. 組裝側模並加以固定。
11. 裝上梁端模板，並裝設鎖滾支用的螺絲。
12. 裝置固定熱電耦線用之鐵絲架，並裝設熱電耦線。
13. 澆置混凝土。(澆置混凝土時，在熱電耦線左右十公分內混凝土必須特別注意，宜用人工夯實，不得用振動棒直接振動以避免在使用振動棒直接振動時會造成熱電耦線位置產生移位，此將造成量測資料的誤差)。

由於在試驗時之軸力加載是根據混凝土強度，因此隨著每批試體的製作，必須額外製作 6 個 15 公分直徑，30 公分高的圓柱試體，其中 3 個圓柱試體在 28 天進行抗壓強度試驗，以驗證試體強度是否符合要求，另外 3 個圓柱試體在進行試驗的前一天進行抗壓強度試驗，以作為軸力加載計算的根據。

3-3 試驗方法

本計畫總共包含二大類之試驗：(1)鋼筋混凝土樑柱組合體抗火能力試驗、(2)鋼筋混凝土樑柱組合體承受火害後剩餘承受水平力能力。

3-3-1 鋼筋混凝土樑柱組合體抗火能力試驗

試體在經過適當的養護，達到預計的強度以後。在進行試驗前一天，將剩餘三顆 15 公分直徑 30 公分高之圓柱試體進行抗壓強度試驗，取其平均值作為計算柱軸重用之混凝土抗壓強度。以此抗壓強度之一半乘以柱子斷面積之力量，作為試驗時施加之軸力。在進行試驗之前，在試體梁端鑽洞，利用儀器深入試體內量取相對濕度以估計試體含水量，以此數據對於判斷試體在高溫下爆裂可能性的判決依據。

試驗開始前將柱墩吊入火爐內，固定於底部基座上，在未將柱墩吊入火爐之前先將鉸支接頭與柱墩相連接部份，事先用螺栓使之與柱墩連

結在一起，在固定於底部基座之前必須先校正其中心線位置。在吊運試體之前，在試體兩端將主鋼筋穿入接合鋼板(見圖 3-15)預留之孔洞之中，並以螺栓將此接合鋼板與試體固定。同時將鉸支接頭與試體相接部份，用螺絲將鉸支接頭與接合鋼板固結。再將試體吊入爐內，吊試體時必須使用兩台天車，一台天車吊柱端，另一台天車吊梁端，調整位置使得試體端鉸接接頭可以用螺絲與柱墩頂端鉸接接頭結合形成鉸接接頭。在柱墩頂端鉸接接頭上及其周圍以隔熱棉塞住，以保護鉸接接頭不受高溫而發生軟化的現象。

在柱爐與梁爐間用一道隔熱牆，在梁周圍使用預留一開孔，此開孔在梁下方必須預留梁可能產生變形的空間，梁兩側及上方就不須要留太大空間。梁端必須設有梁的臨時支撐，此臨時支撐必須具備有調整高度的能力，將試體位置調整妥當後，就可以鬆掉天車。利用天車吊入柱爐頂蓋，將柱爐蓋住。最後吊入柱爐上之油壓機及其反力鋼架，調整試體位置與油壓機高度，使得柱頂鉸接接頭能與油壓機利用鉸接接頭與油壓機相接。在梁端將滾支與梁相接部份利用螺絲固定，再裝上承力桿與梁之油壓機固定。在試體露出柱爐頂蓋周圍再以隔熱棉塞住，以避免爐內高熱向外擴散。在梁上柱梁爐隔熱牆邊，將兩個門字形阻絕板內部以隔熱綿填塞並固定於梁上，以避免因為梁變形後爐內高熱從此縫隙中逸出。在試體柱頂部裝設 4 支線性差動儀，在梁端及梁柱爐間隔熱牆邊的梁上各裝設 2 支線性差動儀，柱墩在承受高溫及高壓下也會有變形產生，因此必須在柱底裝置 4 支熱膨脹較小之陶瓷棒，以便作為量取柱底變位(其裝設位置見圖 3-16)，在陶瓷棒頂端再裝設 4 支線性差動儀，並將 10 支線性差動儀與 24 條熱電耦線與資料擷取設備連線，經測試無誤後，此時將支撐梁的臨時支撐拆除，試體安裝才算完成。陶瓷棒的熱膨脹雖然較小，仍然會對試驗結果產生影響，因此在試驗之前仍然須使用與試驗相同的加熱狀態進行陶瓷棒熱膨脹試驗，試驗陶瓷棒在試驗過程產生之熱膨脹量，將柱頂所量到的變位量扣除柱底所量到的變位量即為

柱在試驗過程中之變位量。但因柱底所量到的變位量會受到陶瓷棒在試驗過程產生之熱膨脹量影響，因此必須進行受陶瓷棒熱膨脹量影響的校正。柱子的轉角可以利用柱子兩端的變位量差值除以柱子寬度計算出來。

在所有試驗設定完成後，先施加經由圓柱試體抗壓強度所計算之柱軸力，再施加梁端壓力以產生彎矩，此力量將保持一定不變，直到試體破壞試驗終止。柱爐在油壓機施力時並不點火加熱，直到施加外力一個小時以後，所有變形達於穩定，開始點火加熱，以 CNS 12514(ISO 834) 規定之升溫曲線加熱，每隔一分鐘記錄一次所有熱電耦線傳送來的溫度資料及線性差動儀傳送來的變形資料，直到試體已經破壞，進行卸壓及熄火停止加熱，從開始加熱到試體破壞，停止試驗所經歷時間，稱為此試體的抗火能力。

試驗完成後爐內溫度仍然非常高，並不能立即打開爐蓋取出試體，否則將會發生危險，必須在火爐完全冷卻後，才可以打開爐蓋取出試體，通常至少必須等待六小時以上，一般作業都是試驗完成後隔天才進行拆卸作業。

3-3-2 承受火害後剩餘承受水平力能力

本試驗之試體裝設作業及前置作業均與抗火能力試驗完全相同，所不同的是施加軸力大小與彎矩不同及加熱時間也不同。在本試驗加熱時間固定為三小時，時間一到立即停止加熱。同時施加之軸力也較小，兩支試體預計施加之軸力分別為 $0.5f_c'$ 及 $0.3f_c'$ 乘以柱斷面積。

試驗開始先施加預定之軸力，維持此軸力不變一小時，直到所有變形達於穩定後，開始點火加熱，以 CNS 12514(ISO 834) 規定之升溫曲線加熱，每隔一分鐘記錄一次所有熱電耦線傳送來的溫度資料及線性差動儀傳送來的變形資料，直到三小時的預定加熱時間到達後，將施加之軸

力維持並停止加熱動作及利用爐內進行自然冷卻，在 24 小時後進行梁端加載動作，此時必須使用位移控制來進行試驗，才不會發生危險，也才能得到真正的極限抗水平能力。試驗時是以一定之變位速度，每次增加之變位固定，直到試體破壞為止，此時即可得到其所能抵抗的水平力。

為了印證試體在承受高溫作用之後，對於抵抗水平力能力之減少，必須有所比較，因此在同樣軸力之下，使用兩支試體在常溫下，施加梁端載重直到柱子破壞為止，此能力與上述試驗結果作比較，便可得到因承受高溫作用之後所損失之抵抗水平力能力。



第肆章 數值分析模式

數值分析模式的建立分成兩部份進行，有關經驗公式方面仍然以加拿大國家防火實驗室之經驗公式為主，將利用其分析模式中之經驗公式加以修改利用，但其分析模式為 2D 有限差分法，要使用於梁柱組合體並不可行，因此本計畫將以 3D 立體元素模擬混凝土，以梁元素模擬鋼筋，以有限元素法進行數值分析，由於要使用經驗公式加入分析中，現成之商業軟體並不可行，因此必須自行設計程式，此為另外一部份。

4-1 假設條件

由於混凝土在高溫下的行為十分複雜，部份行為甚至還沒辦法完全瞭解，為使計畫順利進行，必須做某些簡化與假設，茲將本計畫所作之假設分列於下：

- (a) 梁柱爐內與試體接觸之溫度完全均勻，而且試體表面溫度與梁柱爐內溫度相同，也就是與標準升溫曲線相同。
- (b) 分析以每一個實驗記錄資料之時間進行分析，假設在此分析時段內構件材料性質為線性。
- (c) 試體假設沒有爆裂行為發生。
- (d) 試體內水蒸氣經混凝土的滲透係數相同，於是水份蒸發後流動之量與其至試體外部之最短距離成正比。
- (e) 水份達到攝氏 100 度開始蒸發，水份未蒸發前溫度不繼續升高，直到水份蒸發完後溫度才繼續升高。
- (f) 元素溫度以各節點之平均代表，並以此溫度修正該元素之材料性質。

(g) 元素所受之外力超過其強度時，將此元素從分析模式中移除，其初始抗壓強度依照實施試驗前之圓柱試體強度與所受之溫度。

4-2 溫度傳播公式

混凝土的溫度傳播與混凝土的力學性質息息相關，混凝土的抗壓強度及楊氏模數及應力—應變關係都會隨著溫度變化而改革，將使用於加拿大國家防火實驗室預測鋼筋混凝土柱抗火能力分析軟體 FIRECAM 中有關溫度傳播公式加以修正後，可以下列公式表示

$$\begin{aligned}
 T_{m,n,l}^{j+1} = & T_{m,n,l}^j + \frac{\Delta t}{\left[(\rho_c c_c)_{m,n,l}^j + \rho_w c_w \phi_{m,n,l}^j \right] (\Delta \xi)^2} \left\{ \left(\frac{k_{(m-1),n,l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right) \right. \\
 & \left(T_{(m-1),n,l}^j - T_{m,n,l}^j \right) + \left(\frac{k_{(m+1),n,l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right) \left(T_{(m+1),n,l}^j - T_{m,n,l}^j \right) \\
 & + \left(\frac{k_{m,(n+1),l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right) \left(T_{m,(n+1),l}^j - T_{m,n,l}^j \right) \\
 & + \left(\frac{k_{m,(n-1),l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right) \left(T_{m,(n-1),l}^j - T_{m,n,l}^j \right) \\
 & + \left(\frac{k_{m,n,(l+1)}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right) \left(T_{m,n,(l+1)}^j - T_{m,n,l}^j \right) \\
 & \left. + \left(\frac{k_{m,n,(l-1)}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right) \left(T_{m,n,(l-1)}^j - T_{m,n,l}^j \right) \right\}
 \end{aligned}$$

式中

$T_{m,n,l}^j$ 為在 x 方向上自原點計算第 m 行,y 方向上自原點計算第 n 行及自原點計算第 l 列之交點在 $j \times \Delta t$ 時之溫度。

$k_{m,n,l}^j$ 為在 x 方向上自原點計算第 m 行,y 方向上自原點計算第 n 行及 z 方向自原點計算第 l 列之交點在 $j \times \Delta t$ 時之熱傳導係數。

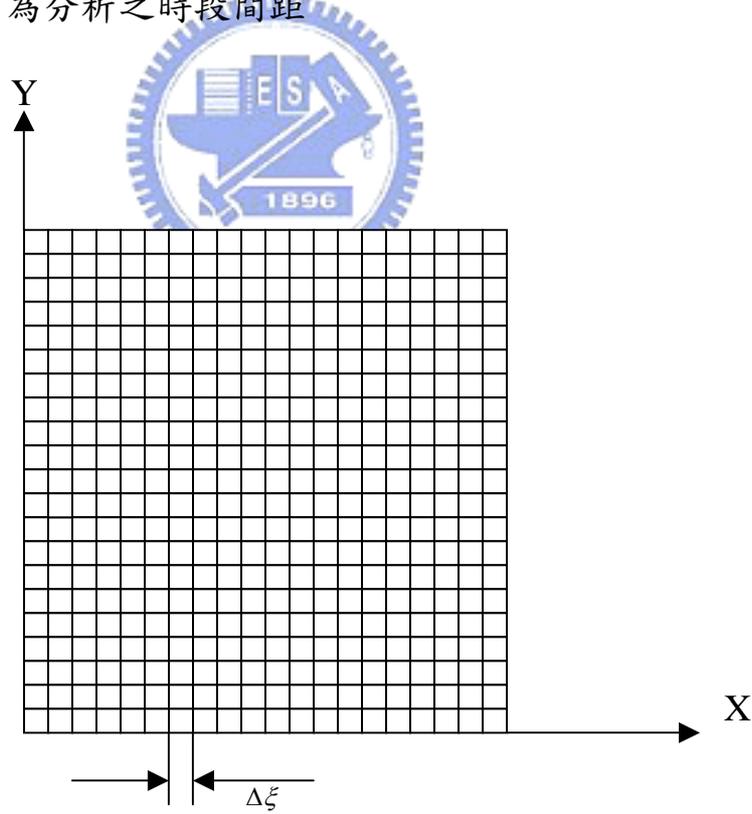
ρ 為質量

c 為比熱

ϕ 為混凝土中含水量百分比(以體積計算)

$\Delta\xi$ 為節點間距離

Δt 為分析之時段間距



斷面元素切割圖

4-3 熱容量之計算

任何材料在受熱以後都會升高溫度，然而升高溫度之多少與材料有關，其中與其密度與比熱關係最大，此二變數之乘積稱之為熱容量，此熱容量不但與混凝土使用的骨材有關，也會隨著溫度的變化而改變，將其變化之公式分述於下：

矽質骨材

$$\text{for } 0 \leq T \leq 200^\circ C \quad \rho_c c_c = (0.005T + 1.7) \times 10^6$$

$$\text{for } 200^\circ C \leq T \leq 400^\circ C \quad \rho_c c_c = 2.7 \times 10^6$$

$$\text{for } 400^\circ C \leq T \leq 500^\circ C \quad \rho_c c_c = (0.13T - 2.5) \times 10^6$$

$$\text{for } 500^\circ C \leq T \leq 600^\circ C \quad \rho_c c_c = (-0.13T + 10.5) \times 10^6$$

$$\text{for } T \geq 600^\circ C \quad \rho_c c_c = 2.7 \times 10^6$$

碳酸岩骨材

$$\text{for } 0 \leq T \leq 400^\circ C \quad \rho_c c_c = 2.45 \times 10^6$$

$$\text{for } 400^\circ C \leq T \leq 475^\circ C \quad \rho_c c_c = (0.026T - 12.85) \times 10^6$$

$$\text{for } 475^\circ C \leq T \leq 650^\circ C \quad \rho_c c_c = (0.0143T - 6.295) \times 10^6$$

$$\text{for } 650^\circ C \leq T \leq 735^\circ C \quad \rho_c c_c = (0.1894T - 120.11) \times 10^6$$

$$\text{for } 735^\circ C \leq T \leq 800^\circ C \quad \rho_c c_c = -(0.263T + 212.4) \times 10^6$$

$$\text{for } T \geq 800^\circ C \leq 1000^\circ C \quad \rho_c c_c = 2.0 \times 10^6$$

4-4 熱傳導係數 k

混凝土在受熱後，其熱量除了因材料熱容量影響外，其熱量的傳播速度更與傳導係數有關，由於混凝土熱傳播方式會因為溫度的不同而不同，因此傳導係數必然與溫度有關，使用不同的骨材當然也會有不同的傳導係數。

矽質骨材

$$0 \leq T \leq 1000^\circ C \quad k_c = (2.0 - 0.0011T) \times 0.85$$

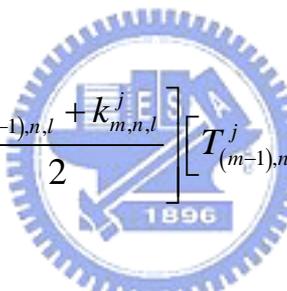
碳酸岩骨材

$$0 \leq T \leq 300^\circ C \quad k_c = (2.0 - 0.0013T) \times 0.85$$

$$300^\circ C \leq T \leq 1000^\circ C \quad k_c = (2.21 - 0.002T) \times 0.85$$

4-5 水份蒸發公式

混凝土中含有不少水份，當混凝土受熱達到攝氏 100 度時，水份便開始吸收大量的熱量而轉變成水蒸氣，在水份完全轉化為水蒸氣前，溫度不會繼續升高，因此水份的蒸發會對混凝土的溫度產生影響。



$$\Delta V_{m,n,l} = \frac{\Delta t}{\rho_w \lambda_w} \left\{ \left[\frac{k_{(m-1),n,l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right] [T_{(m-1),n,l}^j - T_{m,n,l}^j] + \left[\frac{k_{(m+1),n,l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right] \right.$$

$$\left. [T_{(m+1),n,l}^j - T_{m,n,l}^j] + \left[\frac{k_{m,(n-1),l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right] [T_{m,(n-1),l}^j - T_{m,n,l}^j] \right.$$

$$+ \left[\frac{k_{m,(n+1),l}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right] [T_{m,(n+1),l}^j - T_{m,n,l}^j] \right.$$

$$+ \left[\frac{k_{m,n,(l-1)}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right] [T_{m,n,(l-1)}^j - T_{m,n,l}^j] \right.$$

$$\left. + \left[\frac{k_{m,n,(l+1)}^j + k_{m,n,l}^j}{2} \right] [T_{m,n,(l+1)}^j - T_{m,n,l}^j] \right\}$$

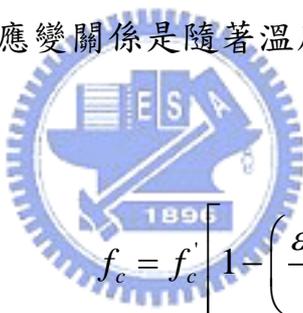
式中

$\Delta V_{m,n,l}$ 在 x 方向上自原點計算第 m 行，y 方向上自原點計算第 n 行及 z 方向上自原點計算第 l 行之交點在 $j \times \Delta t$ 時之蒸發體積。

λ 為水份蒸發所需熱量。

4-6 應力—應變關係

應力—應變關係可分為兩部份，由最大應力處分為前半部的應力上升部份及後半部的應力下降部份。混凝土的應力—應變關係受到溫度影響非常大，其最大抗壓強度及楊氏模數會隨著溫度的升高而降低，同時對應於最大抗壓強度之應變也隨著溫度的升高而逐漸變大，因此其應力—應變關係是隨著溫度變化而改變。


$$\begin{aligned} \text{for } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{\max} \quad & f_c = f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon}{\varepsilon_{\max}} \right)^H \right] \\ \text{for } \varepsilon_c \geq \varepsilon_{\max} \quad & f_c = f'_c \left[1 - \left(\frac{30(\varepsilon_{\max} - \varepsilon)}{(130 - f'_{co})\varepsilon_{\max}} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{where} \quad H &= 2.28 - 0.12 f'_{co} \\ \varepsilon_{\max} &= 0.018 + (6.7 f'_{co} + 6T + 0.03T^2) \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$\text{for } T < 100^\circ C \quad f'_c = f'_{co} [1.0625 - 0.003125(T - 20)]$$

$$\text{for } 100^\circ C \leq T < 400^\circ C \quad f'_c = 0.75 f'_{co}$$

$$\text{for } T > 400^\circ C \quad f'_c = f'_{co} (1.33 - 0.00145T)$$

4-7 分析流程

本分析模式將首先依據爐溫由試體表面向內傳播，根據溫度傳播公式計算出各節點溫度，檢驗溫度是否超過攝氏 100 度及含水量，如果超過攝氏 100 度及含水量大於零，則開始計算含水量之蒸發量，並依據分配水氣流動量，向外流動之水氣認為已經消失，向內流動則累計其含水量，並將溫度設定為攝氏 100 度，直到所有水量蒸發完畢，溫度才再繼續升高。將元素各節點溫度平均，代表元素之溫度，依據此溫度計算出此元素材料性質(包括鋼筋及混凝土之楊氏彈性係數，混凝土強度，鋼筋降服強度)，進行分析求各節點變位及元素所承受之應力，檢驗各元素之應力，如果超過其極限強度則認定此元素已破壞，將其楊氏彈性係數設為接近零之很小數字，於下一時段開始，將變位量加入原節點座標，成為新的座標，重新計算溫度分佈進行下一時段之分析，直到桿件達到破壞標準為止(見圖 4-1)。



第五章 試驗結果與討論

本計畫研究成果有抗火能力試驗、數值分析模式建立及殘餘水平抵抗能力等部份，抗火能力試驗共有溫度分佈之數據及試體變位之實驗數據。本章將就溫度分佈，試體變位及破壞的模式與現象進行探討。

5-1 抗火能力試驗

5-1-1 溫度分佈

在剛開始加熱十分鐘內，位於保護層附近的熱電耦尚未感應溫度的增高，這表示從混凝土表面經由混凝土傳播到鋼筋大約要十分鐘左右，一旦開始增溫後，其增溫速度相當快，大約在半小時，又停止溫度繼續上升 15 分鐘至半小時，溫度維持在稍微高於攝氏 100 度，在靠近表面部份可高達 120 度左右，在混凝土較內部份維持攝氏 100 度，此現象是因為混凝土中含有不少水份，當水份達到攝氏 100 度開始蒸發，水份蒸發時需要吸收大量的熱量，因此外部提供的熱量被用來蒸發水份之用，只有將混凝土中含水量蒸發完畢，溫度才會繼續增高，因此這一段時間的長短與試體中的含水量成正比。一旦水份蒸發完畢後，溫度繼續增高，其增加速度已經較前段為慢，而且隨著時間的經過，溫度增加之速度有稍微減緩的趨勢。

位於混凝土較深之熱電耦感應溫度增高的時間更晚，由於其距離熱源較遠，溫度增加的速度相對於位於混凝土保護層附近的熱電耦慢很多，同樣的在稍微高於攝氏 100 度時，也會停止溫度繼續增高，此一停留時間會比保護層附近長很多，這是因為水份蒸發為水蒸氣以後，不只向外移動而消失，也會向內移動，由於內部溫度較低，水蒸氣會吸熱凝結成水份，因此其含水量會增加，也因而延長此停留時間，等到水份蒸發完畢後溫度繼續增高，但其行為與外部不同，剛開始速度相當緩慢，隨著時間經過，速度逐漸加快(見圖 5-1 至 5-8)。

5-1-2 變形

梁柱組合體在加載後，柱體因承受柱軸力而縮短，在載重一小時後變形趨於穩定，此一常溫彈性變形並不在本計畫考慮範圍內，所有變形量均以開始加熱時為基準起算點，由於梁及柱之油壓機使用相同油路，本試驗之梁柱載重相差懸殊，因而梁之油壓機採用另外一個油壓系統，試體試驗時，使用僅有梁自重的較小加載重量及使用等同於 5 公分偏心與 6 公分偏心之彎矩(包含梁自重)，以油壓加載於梁端。

一般柱子在高溫高壓的抗火能力試驗中，大都有如下的變形行為，在加熱初期由於溫度增高試體產生膨脹現象，柱子長度會隨著溫度的增高而增長，但是隨著溫度的增高，混凝土的抗壓強度及楊氏模數逐漸降低，也就是說柱子逐漸變軟，在定壓之下，因載重而產生的變形量不再像常溫一樣保持一定不變的變形量，而是隨著溫度的增高因載重而產生的變形量逐漸變大，在前期因為溫度增加迅速，而混凝土材料性質變化較小，膨脹產生的增長量大於因載重而產生的變形增加量，柱子長度持續增加，但隨著時間的增加，溫度增高的速度逐漸減小，材料性質變化卻快速增大，增長量持續減小，直到兩項長度變化量相同而不增長，接著柱子長度逐漸縮短，且縮短的速度逐漸加快，直到破壞為止。

僅加梁自重之試體，其變形行為與軸心載重相似(見圖 5-12)，也是一開始柱子長度逐漸增長，但是在加熱後約 30 分鐘到 60 分鐘之間柱子長度並沒有增加，後續又開始增加，此現象與之前與加拿大國家防火實驗室合作計畫之結果有所不同，經研判應該是此時加熱之熱能正在被用於蒸發混凝土中的含水量，此現象可由溫度分佈得到印證，在台灣有以下兩種原因可使此現象更明顯：(1)與加拿大合作計畫之試體，在加拿大試驗是在運抵加拿大後，在室內放置超過一年，加拿大氣候也較乾燥，因此含水量較低。本計畫試體因置放室外，且台灣氣候潮濕，放置時間

又較短，因而含水量較高是可以理解。(2)本計畫試體較大，當柱子承受高溫，柱子內部混凝土溫度較低，外部混凝土含水蒸發後，部份往外逸出，也有部份往內部走，重新凝結成水份，延長蒸發水份的時間，而使得此現象更明顯。本試驗柱子並沒有縮短及破壞的現象發生，是因為此試驗使用之梁柱爐當初設計之加熱時間為 4 小時，為安全起見在 4 小時停止加熱，因此仍然未發生柱子縮短的現象。再觀察梁的變形，初期是有些許的往上提升，這是因為柱子長度增長，沒多久就停止，此因為梁位移量測點離開柱接頭分別為 2.2 及 4.3 公尺，由於柱子接頭的旋轉會放大其位移量，梁之旋轉可由兩個量測點變位差得到印証，到後段時間其位移量更有逐漸快速增加的趨勢。

梁端載重相當於 5cm 偏心之試體在接頭區產生較大彎矩，其變形行為有很大的差異（見圖 5-13）。在加熱初期過程中，所有 LVDT 所量測之變位全是向上，隨著時間經過，靠近梁端這邊的 LVDT 所量測之變位開始轉變成向下移動，最大超過 10cm，而遠離梁端另一面 LVDT 所量測之變位則繼續向上移動，即使在開始加熱後 3 小時 47 分一聲巨響後破壞，所量測到的變位仍然只有些許向下移動，由此可見轉角相當大，可以由照片得到印証。梁的變位則完全沒有向上移動，所有變位也數倍於載重較小之試體。

梁端載重相當於 6cm 偏心之試體（見圖 5-14）在接頭區產生更大彎矩，由於破壞並不發生在柱子上，而是發生在梁上，時間更縮短至 3 時 5 分，雖然軸向變形與 5cm 偏心之試體相類似，但產生向下移動的變形量更小，接頭的旋轉角也較小。

5-1-3 破壞模式

梁柱組合體試體在不承受梁端載重僅承受梁自重時，由於經由梁自重產生的彎矩較小，受限於爐體加溫延時 4 小時之設計，於加熱 4 小時後停止加熱，試體並沒有發生破壞，因此就沒有探討破壞模式的問題。

第二支試體在增加梁端加載重量，造成相當於 5 公分偏心載重之梁端載重，於試驗加至 3 小時 47 分時，一聲鉅響下，試體產生破壞，在試體冷卻後，打開爐蓋進入爐內觀察並拍下照片存證。

以單純偏心載重之柱破壞大都是挫曲產生，位置大都發生在柱子近中央處，其破壞模式大都是混凝土大片剝落，破壞範圍較大，其產生破壞時危險性較高，一般試驗較少做到真正破壞，而用變位速度控制。本計畫使用梁端加載，破壞區域侷限於梁柱接頭區，破壞範圍較使用偏心載重小，除了接頭區外，梁柱大部份都還是完整無缺，而且可以發現其破壞程度較為嚴重。

一般來說梁寬度都比柱寬來得小，在彎矩作用下，在梁柱接頭的側面會有側向張力產生，如果再加上高溫作用下，其強度嚴重下降，因此其保護層非常容易剝落(見照片 25~27)。在柱子沒有接梁的一端，由於是直接承受張力，其破壞程度最為嚴重，不但保護層完全掉落外，部份鋼筋內部混凝土也有破碎現象，箍筋甚至於承受不了所受張力而拉斷，由於箍筋斷裂進而造成柱子主筋有挫曲發生(見照片 28~29)，整個接頭區因而產生相當大的旋轉角。柱子在與梁相接的一面，梁上方由於承受張力，也有相當程度的損壞(見照片 27)，在梁的下方，由於承受壓力並無損壞跡象。由以上的現象說明在接頭區的箍筋不但在耐震設計上很重要，在防火設計上也很重要。

再增加梁端加載力量達到相當於 6 公分偏心載重時，試體發生破壞的時間更從 3 小時 47 分進一步縮小到 3 時 5 分，破壞時也沒有巨大聲響發生，此試體之破壞模式與偏心載重較小時有所不同，僅是梁有相當大的變形產生，柱子雖然有部份保護層剝落，但大致上仍然沒有嚴重損壞(見照片 30 及照片 31)，梁則於先前試驗呈現完全不同的景象，先前兩支試體梁幾乎沒有損傷，此次試驗梁在與柱相接處之上方，可以明顯的發現有裂縫產生(見照片 32)，將保護層敲除後，更發現有二支主鋼筋

已經斷裂(見照片 33 及照片 34)，由此可見梁柱接頭在承受火害時，如果彎矩很小時，柱子有較強之抗火能力，隨著彎矩加大，其抗火能力急速降低，但破壞點仍然發生在柱子上，如果彎矩繼續加大，破壞點就會轉移到梁上。

5.2 抗火能力數值分析

5-2-1 溫度分佈

裝設於試體內之熱電耦線雖然多達 24 條之多，但是分屬三個斷面，要用這少數資料繪製斷面溫度分佈圖仍然嚴重不足，這些資料僅能提供驗證之用，要繪製斷面溫度分佈圖仍然必須借用數值分析方法，依據第四章之數值分析模式於一小時、二小時及三小時之斷面溫度分佈圖(見圖 5-9 至圖 5-11)。在剛開始加熱時，由於爐溫升高速度相當快，熱量傳播速度較慢，近試體表面溫度梯度較大，試體內部溫度不高，因此內部溫度梯度較小，隨著加熱時間延長，熱量逐漸往內部傳播，爐溫升高速度逐漸緩慢，表面溫度梯度逐漸變小，內部溫度梯度卻逐漸加大。

於加熱一小時爐溫在攝氏 950 度左右時，在保護層附近大約可以上升到攝氏 200 度左右，距離混凝土表面 10 公分深度處，大約可以上升到攝氏 100 度，而中心附近則維持在大約攝氏 50 度，當加熱二小時爐溫在攝氏 1050 度左右時，在保護層附近大約可以上升到攝氏 250 度左右，距離混凝土表面 10 公分深度處，大約可以上升到攝氏 150 度，而中心附近則維持在大約攝氏 100 度，當加熱三小時爐溫在攝氏 1100 度左右時，在保護層附近大約可以上升到攝氏 650 度左右，距離混凝土表面 10 公分深度處，大約可以上升到攝氏 250 度，而中心附近則維持在大約攝氏 150 度。

5-2-2 軸向變形

抗火能力試驗之柱軸向變形量測靠四支 LVDT，第一支試體由於受限

於設備只能加熱四小時，於試驗四小時即熄火，距離試體破壞時間尚早，無法作為比較，第二支試體雖然試驗到破壞，但在最重要的最後半小時，資料擷取器發生故障，同樣的無法得到完整的資料，僅有第三支試體得到完整的資料，數值模式就以此數據作為比較。

從數值模式與試驗結果比較發現（見圖 5-15），大體上趨勢相近，破壞產生時間也相差不多。但試驗結果變形量較小，這原因是本試體為梁撓曲破壞，當梁上部產生裂縫且裂縫達到鋼筋時，鋼筋直接曝露在高溫下，鋼筋溫度急速上升，強度也跟著降低，這些因素在數值分析模式中並未加以考慮，因此數值分析模式分析結果是在沒有上述因素下分析，破壞時的軸向變形自然較大，實際上在沒有上述因素下數值分析模式分析結果應該較試驗結果保守。

5.3 殘餘水平抵抗力試驗

要知道試體經歷火害後的殘餘水平抵抗力，必須有未經歷火害試體的比較才有客觀標準，本計畫也安排一支未受火害之試體進行水平抵抗力試驗，於試驗前先進行圓柱試體抗壓試驗，測得其抗壓強度為 383.2 kgf/cm^2 ，經換算施加於柱軸力為 306.5 Ton ，依據 ACI 公式推估梁及柱在此柱軸力下能承受之彎矩為 17 Ton-M ，實際試驗結果在 24.5 Ton-M 時，破壞行為發生。破壞的模式為梁在靠近接頭附近發生拉力破壞，梁底部靠近接頭附近部份呈現 V 字形狀保護層壓碎（見照片 35），在梁的頂部出現多條垂直於梁軸線而幾近平行的裂縫（見照片 36），裂縫的寬度相當大，裂縫的深度也很大（見照片 37），此破壞模式是典型的彎矩拉力破壞模式。

第一支承受火害的試體仍然使用 $0.5f'_c$ 為基礎施加 288.4 Ton 的柱軸力及梁自重產生的彎矩進行 3 小時的加熱，在完成 3 小時的加熱後，維持載重不變進行冷卻。未在梁端加載前，試體基本上是相當完整，僅有少數與梁柱軸向平行的微細裂縫。在梁端以每分鐘 1 公噸的加載速度施

加載重，當載重達到 22.5 Ton-M 時，載重不但無法增加，反而逐漸減少，也就是已經達到破壞的程度。此時梁端有很大的變位，但是柱子仍然保持相當的完整性並沒有嚴重損壞情況(見照片 38)，梁在靠近接頭附近底部仍然出現有部份之壓碎現象(見照片 39)，但是並沒有參考試體嚴重，在靠近接頭附近頂部也出現垂直於梁軸線而幾近平行的裂縫(見照片 40)，裂縫寬度及深度也沒有參考試體嚴重，此乃經過火害後之試體其混凝土彈性模數已經降低，同時其脆性也跟著降低。

第二支承受火害的試體仍然使用 $0.3f_c$ 為基礎施加 183.9 Ton 的柱軸力及梁自重產生的彎矩進行 3 小時的加熱，在完成 3 小時的加熱後，維持載重不變進行冷卻。由於此試體之含水量較高。未在梁端加載前，試體基本上已經有爆裂現象發生(見照片 41)，有相當部份柱子的混凝土保護層已經掉落。在梁端以每分鐘 1 公噸的加載速度施加载重，當載重達到 20.7 Ton-M 時，載重不但無法增加，反而逐漸減少，也就是已經達到破壞的程度，此時可以發現柱子在梁柱接頭區已經有相當程度的破壞(見照片 42)。

從以上的結果發現，如果試體含水量較高時，柱子在承受火害時較容易有爆裂現象的發生，此現象與之前學者之研究結果吻合，也因而使得原本是梁彎矩拉力破壞模式轉換成柱子破壞模式，也因而降低試體對水平力的抵抗能力。由於混凝土是非常好的隔熱材料，即使加熱三小時，在保護層深度之溫度也僅攝氏 500~600 度，再往內部延伸溫度更低，再從文獻得知混凝土受高溫後抗壓強度在攝氏 400 度以下時，其損失的強度並不大，因此柱子受加熱三小時之損害，僅在保護層以外區域強度折減較大，內部混凝土抗壓強度折減不大，因此即使柱子產生爆裂，其殘餘抵抗水平力之能力也只減少 15% 而已，但如果在混凝土產生爆裂後繼續加熱，鋼筋直接受熱則相當危險。

5.4 再養護水平抵抗能力之恢復

從以往的試驗結果顯示，普通混凝土在受高溫時，如果所承受之溫度在攝氏 200 度以下，對於其抗壓強度的損害微乎其微，加以適當養護絕對可以恢復原來強度，當所受之溫度達到攝氏 400 度時，在冷卻後強度會損失兩成，如果不加養護，強度還會稍微降低，但是如果經過適當養護，抗壓強度也幾乎可以恢復，但是如果是在高溫時急速冷卻，強度會降更多，但是如果經過適當養護，抗壓強度也可以恢復到原有強度的 95%。當溫度再升高到攝氏 600 度時，強度便只剩下四成左右，如果不加養護，強度便無法恢復，但是如果經過適當養護，抗壓強度也可以恢復到原有強度的 90%，如果是在高溫時急速冷卻，強度就只能恢復到五成左右，溫度再升高到攝氏 800 度時，強度便只剩下兩成左右，如果不加養護，強度無法恢復，即使作適當養護，抗壓強度也只能恢復到五成左右，如果是在高溫時急速冷卻，強度就只能恢復到三成左右。

從試體承受三小時之火害溫度分佈分析，在保護層以內的溫度都在攝氏 600 度以下，如果將保護層敲除後加以適當養護，混凝土的抗壓強度大都可以恢復，如果再將保護層修補幾乎即可恢復到原來的強度，但是如果超過三小時之火害，就較難恢復到原來的強度。

第陸章 結論與建議

6-1 結論

從試驗的結果可以作以下之結論：

- (1) 混凝土是很好的隔熱材料，柱體內部的溫度與外部溫度有很大的差異，保護層對鋼筋發揮很大功效，如果沒有承受彎矩下，單純承受軸力時，大尺寸柱子的耐火能力絕對比小尺寸大很多，因此由小尺寸的試驗結果要直接應用到實際結構物上，由於尺寸效應有很大的誤差，顯得非常保守。
- (2) 如果柱子承受彎矩，由於在保護層破裂後，鋼筋直接曝露在高溫下，使其抗拉能力降低，因此柱子的抗火能力急速降低，因此承受軸力及彎矩之柱子必須特別注意。
- (3) 從試體破壞的模式發現，使用偏心載重的高溫加載試驗並無法完全模擬真正結構物受火害行為。
- (4) 從試驗中發現箍筋繃斷的現象，接頭附近的箍筋不但在耐震設計所必需，在火害時緊密箍筋的存在也有其必要性。
- (5) 柱子承受火害的破壞模式會因為彎矩大小有所不同，彎矩不大時破壞發生於柱子的接頭附近，彎矩增大後破壞模式轉移成為梁破壞。
- (6) 混凝土柱中的含水量對火害也有相當程度的影響，由於含水量的存在會使混凝土產生爆裂現象發生，因而降低柱子的抗火能力及抵抗水平力的殘餘能力。
- (7) 在僅受火害三小時的情況下，試體抵抗水平力的殘餘能力降低並不會很大。

6-2 建議

在執行本計畫後。對於後續研究有如下之建議：

- (1) 真實的梁載重大多為均佈載重，後續希望能有均佈載重之梁柱組合體試驗，但其難度更高。
- (2) 除了邊柱外，柱子都是兩邊都有梁，且都有樓板存在，希望能有雙向 T 形梁之梁柱組合體試驗。
- (3) 尺寸效應在抗火能力影響很大，希望在梁柱爐更新計畫完成後，能夠進行。
- (4) 數值分析模式可考慮加入裂縫產生後，鋼筋溫度上升的影響。



參考文獻

1. Mindess, S. and J.F. Young, "Concrete" Prentice - Hall Inc, N. J. (1981)
2. "Concrete Manual", 8th, Ed., U. S. Department of Interior Bureau of Reclamation (1980)
3. Soroka, I. , "Portland Cement Paste and Concrete" , the Macmillan Press Ltd., London (1979)
4. 張宏如, "噴水對混凝土燒失量之影響", 國立台灣工業技術學院碩士論文, (1993)
5. 林炳炎, " 混凝土的耐火性能及熱性質 " , 營建世界, 1986。
6. Nikolai G. Zoldners , "Thermal Properties of Concrete Under Sustained Elevated Temperatures" , Temperature And concrete , Publication SP25 , PP1~31
7. Endell , K. " Influence of High Temperatures on Hardened Cement , Aggregate , and Concrete (Über die Einwirkung Hoher Temperaturen auf Erharteten Zement , Zuschlagstoffe und Beton)" , Zement (Berlin) , No. 45 , 1926 , PP. 823-929 。
8. Rusch , H. , "Effect of Fire on Non-Combustible Building Materials and Constructions (Feuereinwirkung auf nicht brennbare Baustoffe und Baukonstruktionen) " , Zementverlag Gmbh , Berlin-charlottenburg 2 , , (1938) 。
9. Dodd , A. E. , "The Forms of Silica" , Ceramics , Symposium Published by the British Ceramic Society , London , (1953) 。

- 10 Hanes, F.E. and Soles, J. A., "Effect of Elevated Temperatures on Two Anorthositic Rock", Mines Branch Investigation Report IR 65-39, Department of Mines and Technical surveys, Ottawa, Canada, pp. 18, (1965) .
- 11 Grainger B.N., Private communication, Central electricity Research Laboratories, UK (1980) .
- 12 Zonsveld, J.J. and Salmons, R.F. British Patent Specification, No.1, 1968, pp.612 .
- 13 Zonsveld, J.J. "The Marriage of Concrete and Plastics (Amstelveen)", No.10, October 1970, pp. 1-12 .
- 14 Dodson, V.H., "Concrete Admixture", Van Nostrand Reinhold, 1990, pp. 39-42 .
- 15 Rixom M.R. & Mailvaganan, N.P. "Chemical Admixtures for Concrete", E. & F.N. Spon, London, 1986, 2nd edition, p. 306 .
- 16 Neville, A.M., "properties of Concrete", London, Pitman 1975 .
- 17 Kodur, V. K. R. (2000) "Spalling in high strength concrete exposed to fire concerns, causes, critical parameters and cures." Proceedings: ASCE Structures Congress, pp. 1-8 Philadelphia, USA.
- 18 Copier, W. J. (1980) "The Spalling of Normal Weight and Lightweight Concrete." ACI Special Publication, SP 80-7, pp. 219-236.
- 19 Lankard, D. R. Birkimer, D. L., Fondfriest, F. F. and Synder, M. J. (1971). "Effects of Moisture Content on the Structure

- Properties of Portland Cement Concrete Exposed to Temperature up to $500^{\circ}F$ ” Temperature and Concrete, SP-25, American Concrete Institute, Detroit, pp. 59-102.
- 20 Abrams, M. S. and Orals, D. L. “Concrete Drying Methods and Their Effect on Fire Resistance” Portland Cement Association, Research and Development Laboratory
- 21 Khoury, G. A. (1992) “Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: a Reassessment “ Magazine of Concrete Research, Vol. 44, No. 161, pp. 291-309.
- 22 Dias, W. P. S. et al. (1990) “Mechanical Properties of Harfened Cement Paste Exposed to Temperature up to $700^{\circ}C$ ” ACI Material Journal, 87, pp. 160-166.
- 23 Schneider, U. Editor (1985) “Properties of Materials at High Temperatures - Concrete.” RILEM, Department of Civil Engineering, Kassel University, Kassel, Germany, 108 pp.
- 24 林銅柱，沈得縣，“高等混凝土耐火性能之探討”，內政部建築研究所籌備處專題研究計劃成果報告，台北，1995。
- 25 ohamedbhai, G. T. G. (1983) “The Residue Strength of Concrete Subjected to Elevated Temperatures” Concrete, Dec. 1983 pp. 22-27.
- 26 Mohamedbhai, G. T. G. (1983) “The Residue Strength of

- Concrete Subjected to Elevated Temperatures” Concrete, Dec. 1983 pp. 22-27.
- 27 Kodur, V. R. and Lie, T. T. (1998) “Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns: Test Result” Internal Report, No. 569, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, ON, 302 pp.
- 28 Kodur, V. R. and Lie, T. T. (1996) “A Computer Program to Calculate the Fire Resistance of Rectangular Reinforced Concrete Columns.” Third Canadian Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Ottawa, Canada, pp. 11-20.
- 29 Allen, D. E. and Lie, T. T. (1974) “Further Studies of the Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns.” NRCC 14047, National Research Council of Canada. Div. Of Building Research, Ottawa, Canada.
- 30 Lie, T. T. (1977) “Temperature Distributions in Fire-Exposed Building Columns.” Journal of Heat Transfer, 99(1), pp. 113-119.
- 31 Lie, T. T. , Lin, T. D. , Allen, D. E. and Abrams, M. S. (1984) “Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns.” National Research Council of Canada, Division of Building Research, NRCC 23065, Ottawa, 32 pp.
- 32 Lie, T. T. and Irwin R. J. (1993) “Method to Calculate the Fire Resistance of Reinforced Concrete with Rectangular Cross Section” ACI Structural Journal, Jan.-Feb. 1993, pp. 53-60.

33 Standard Methods of Fire Tests on Building Construction and Materials, ASTM E119-88, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA. USA, 1990



表 2-1 標準卜特蘭水泥的典型成分及性質【1】

化學成份	I 普通	II 中度抗硫及水 化熱	III 早強	IV 低熱	V 抗硫
C3S	50	45	60	25	40
C2S	25	30	15	50	40
C3A	12	7	10	5	4
C4AF	8	12	8	12	10
石膏 $C\bar{S}H_2$	5	5	5	4	4
細度 (m^2/kg)	350	350	450	300	350
抗壓強度，1 天 (psi)	1000	900	2000	450	900
水化熱，7天 (J/g)	330	250	500	210	250

表 2-2 水泥熟料礦物的水化特徵【1】

成分	反應速率	放熱量	對水泥的貢獻	
			強度	水化熱
C3S	中度	中度	高	高
C2S	慢	低	初期低，末期 高	低
C3A+ $C\bar{S}H_2$	快	甚高	低	非常高
C4AF+ $C\bar{S}H_2$	中度	中度	低	中等

表 2-3 水泥成份

	化學名稱	含量 (%)
化學性質	二氧化矽 (S_iO_2)	20.68
	氧化鋁 (Al_2O_3)	5.41
	氧化鐵 (Fe_2O_3)	3.23
	氧化鈣 (CaO)	63.95
	氧化鎂 (MgO)	1.98
	氧化硫 (SO_3)	2.43
	燒失量 (LOI)	0.9
物理性質	細度 (cm^2 / g)	3310
	比重 (25°C)	3.14

表 3-1 $280\text{kg}/\text{cm}^2$ 混凝土配比

粒料標稱最大粒徑 (mm)	20
細粒料細度模數 F.M.	2.8
細粒料面乾內飽和比重	2.62
粗粒料面乾內飽和比重	2.65
水泥比重	3.15
水泥廠牌	臺灣水泥
空氣含量	2.0 %
水膠比	0.554
坍度 (cm)	18
用水量 (Kg)	180
水+膠結料+空氣含量所佔體積 (m^3)	0.307
膠結料用量 (Kg)	325
粒料所佔體積 (m^3)	0.693
化學添加物 (Kg)	2.6
細粒料所佔體積 (m^3)	0.329
細粒料用量 (Kg)	862
粗粒料所佔體積 (m^3)	0.364
粗粒料用量 (Kg)	964
單位重量 (Kg)	2331

表 3-2 140kg/cm² 混凝土配比

粒料標稱最大粒徑 (mm)	20
細粒料細度模數 F.M.	2.8
細粒料面乾內飽和比重	2.62
粗粒料面乾內飽和比重	2.65
水泥比重	3.15
水泥廠牌	臺灣水泥
空氣含量	2.0 %
水膠比	0.804
坍度 (cm)	18
用水量 (Kg)	185
水+膠結料+空氣含量所佔體積 (m ³)	0.277
膠結料用量 (Kg)	230
粒料所佔體積 (m ³)	0.723
化學添加物 (Kg)	1.61
細粒料所佔體積 (m ³)	0.373
細粒料用量 (Kg)	976
粗粒料所佔體積 (m ³)	0.351
粗粒料用量 (Kg)	930
單位重量 (Kg)	2321

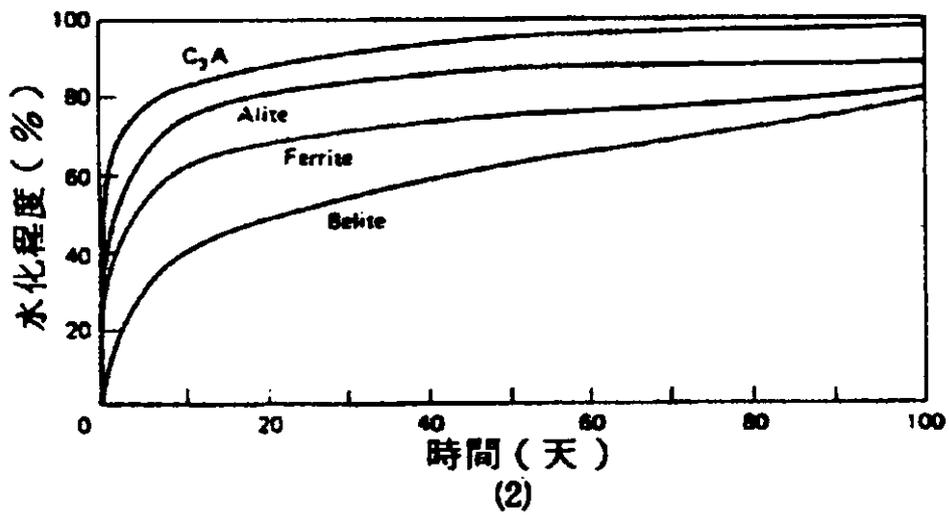
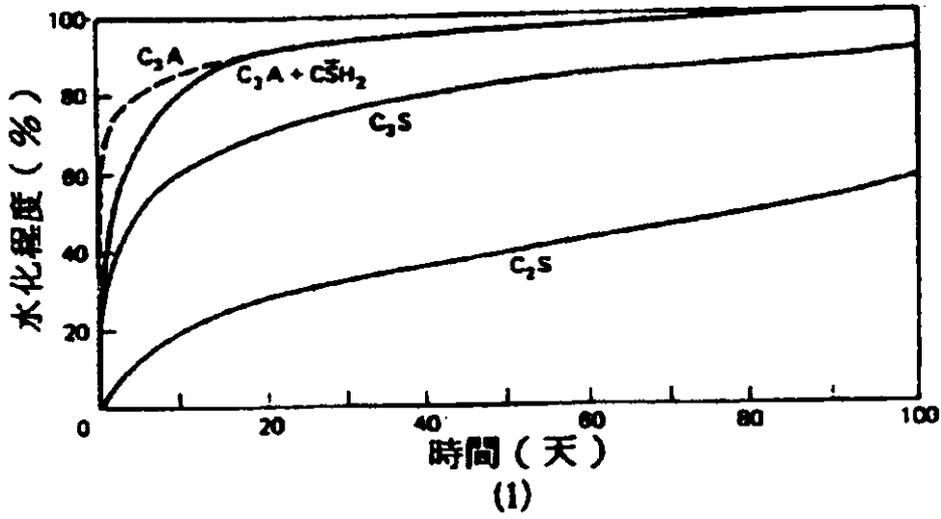


圖 2-1 水泥成分之水化速率 【2,3】
 (1) 在純水泥單礦物漿 (2) 在第一種水泥漿體

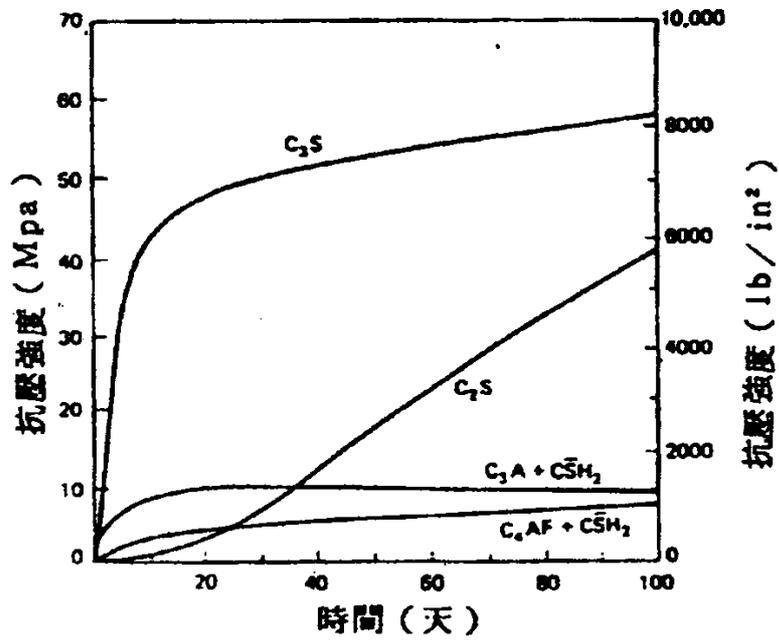


圖 2-2 純水泥礦物漿體的強度發展 【2,3】

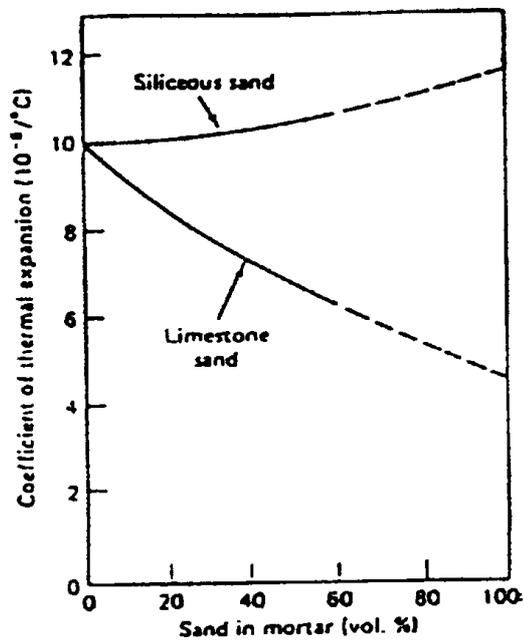


圖 2-3 水泥砂漿中不同細骨材所含體積百分比與膨脹係數關係圖 【1,4】

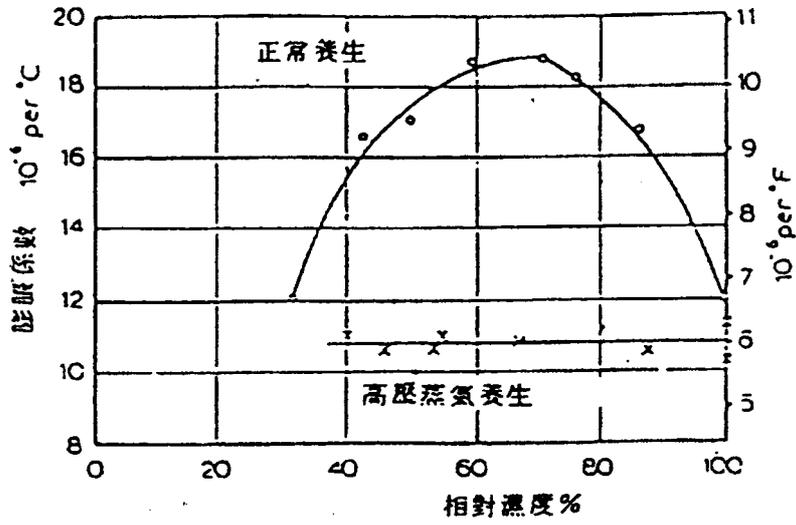


圖 2-4 水泥砂漿熱膨脹係數與相對溼度之關係圖 【4,5】

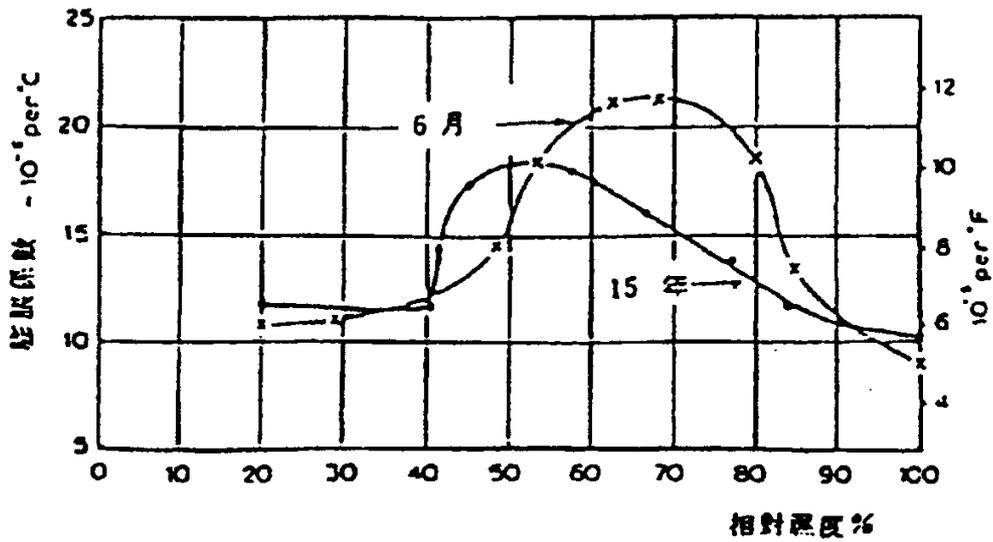


圖 2-5 不同齡期水泥砂漿之熱膨脹係數 【4,5】

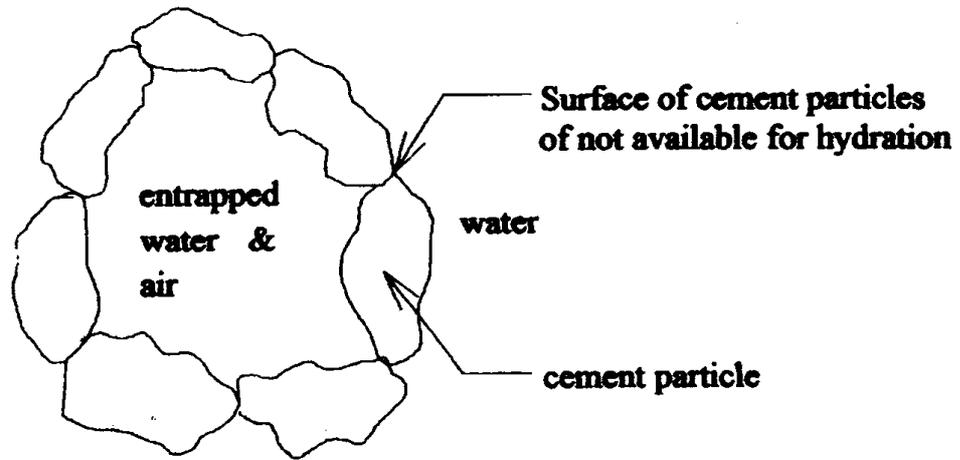


圖 2-6 水泥顆粒凝結情形之示意圖 【14】

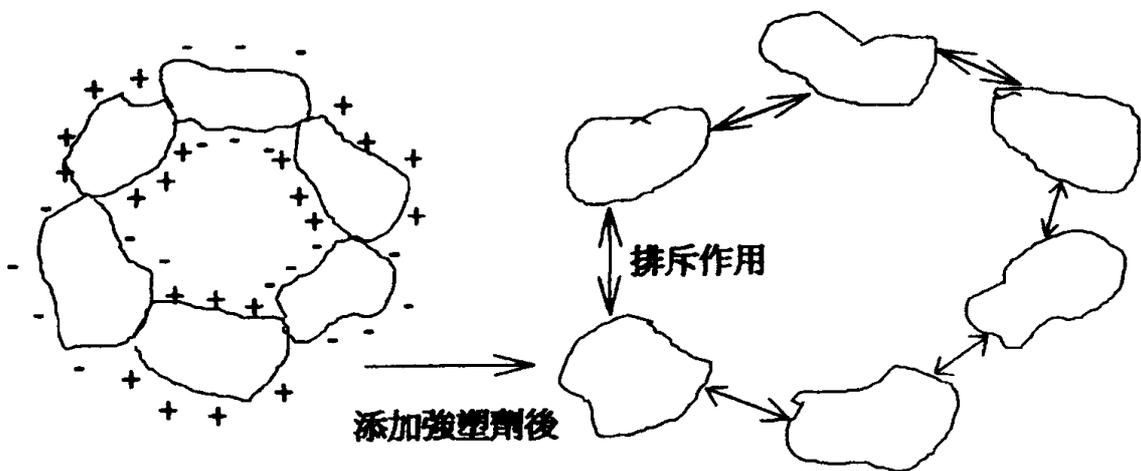


圖 2-7 強塑劑使聚集之水泥顆粒分散 【14】

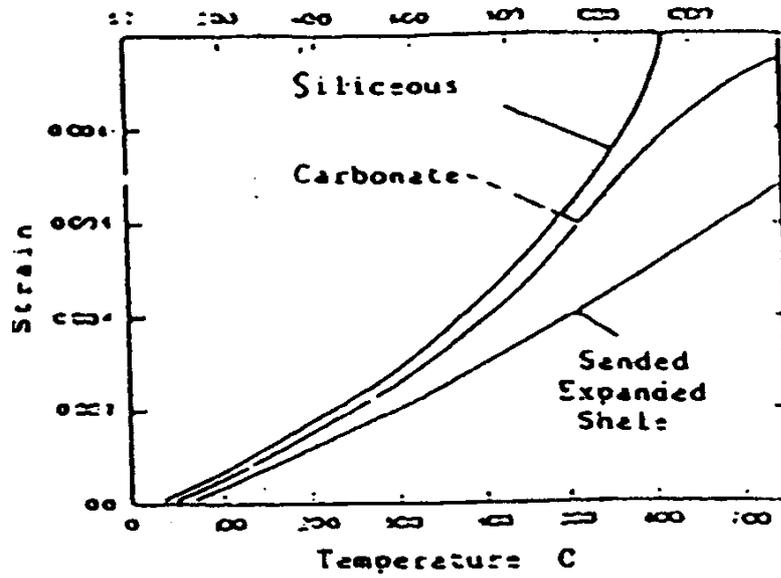


圖 2-8 混凝土熱膨脹 【15】

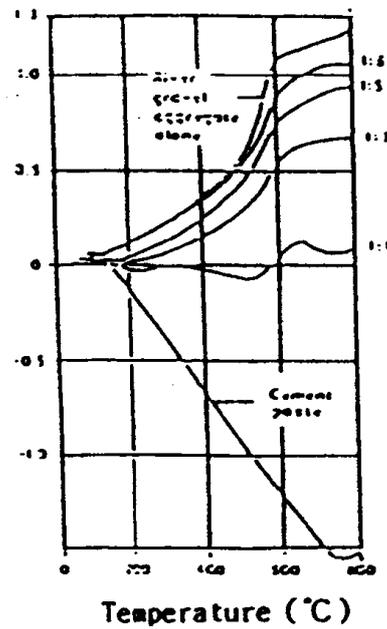


圖 2-9 骨材與水泥漿體之熱應變圖 【15】

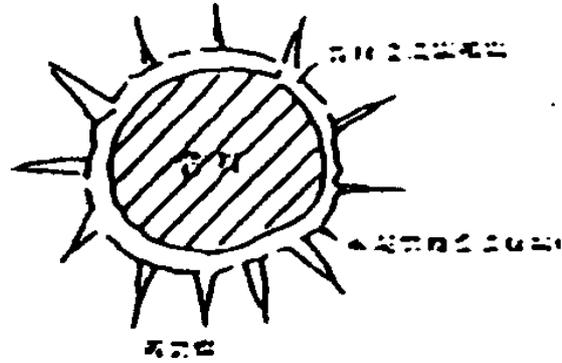


圖 2-10 骨材與水泥漿體界面裂縫示意圖

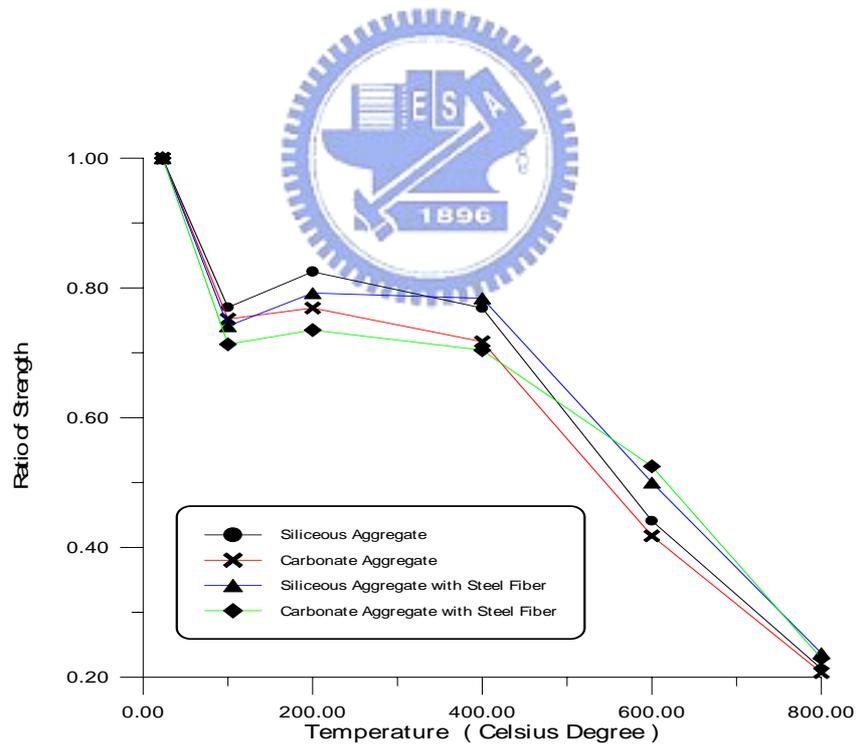


圖 2-11 混凝土強度與溫度之關係

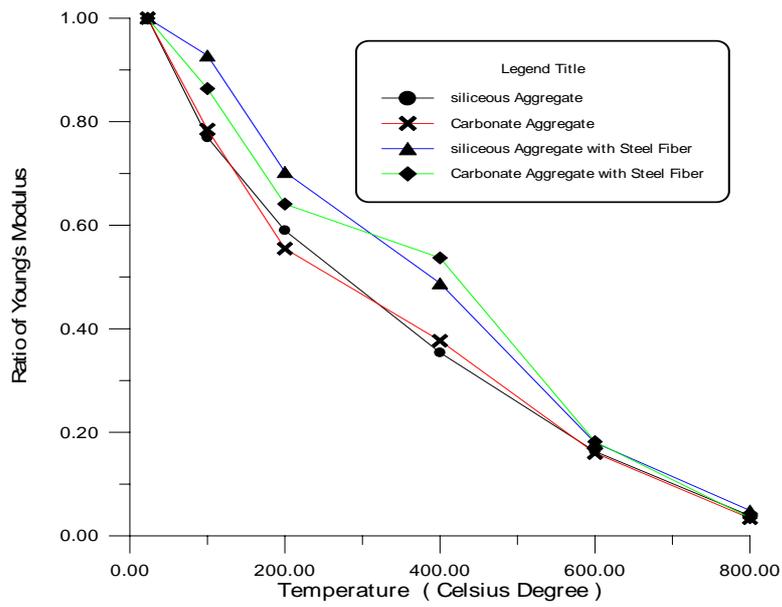


圖 2-12 混凝土彈性模數與溫度之關係

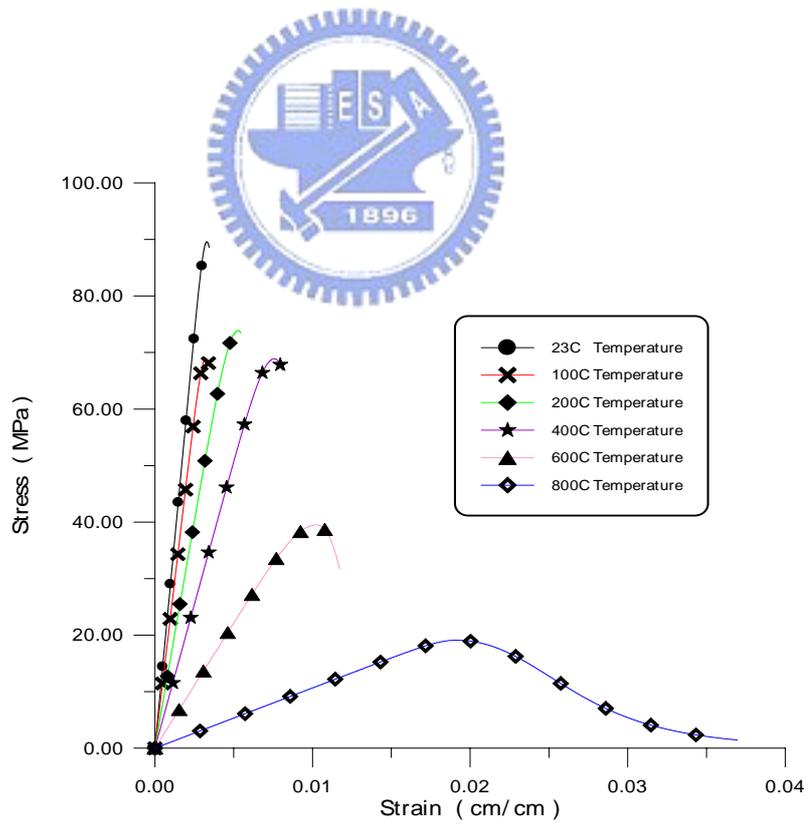


圖 2-13 矽質骨材混凝土應力—應變曲線

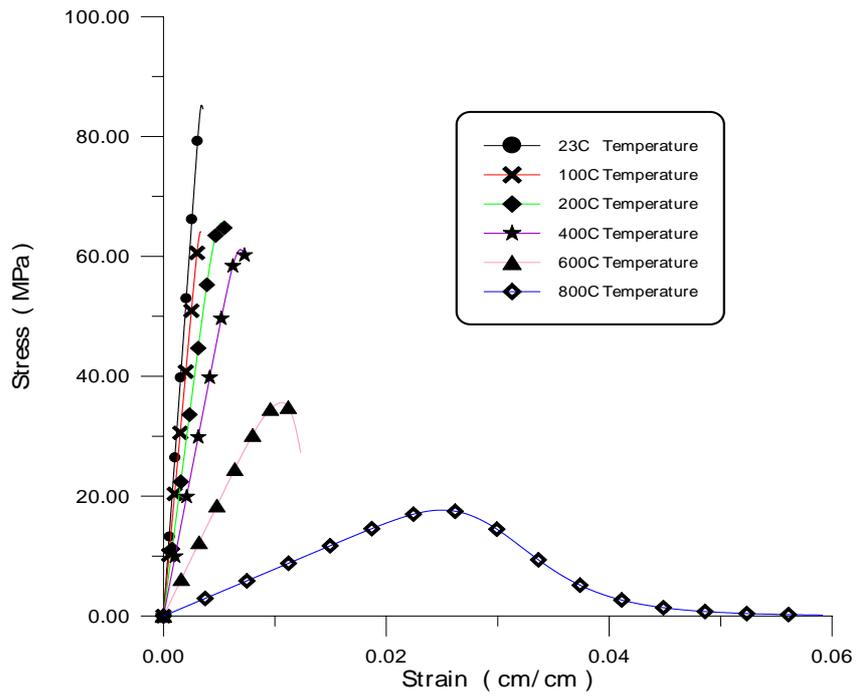


圖 2-14 碳酸岩骨材混凝土應力—應變曲線

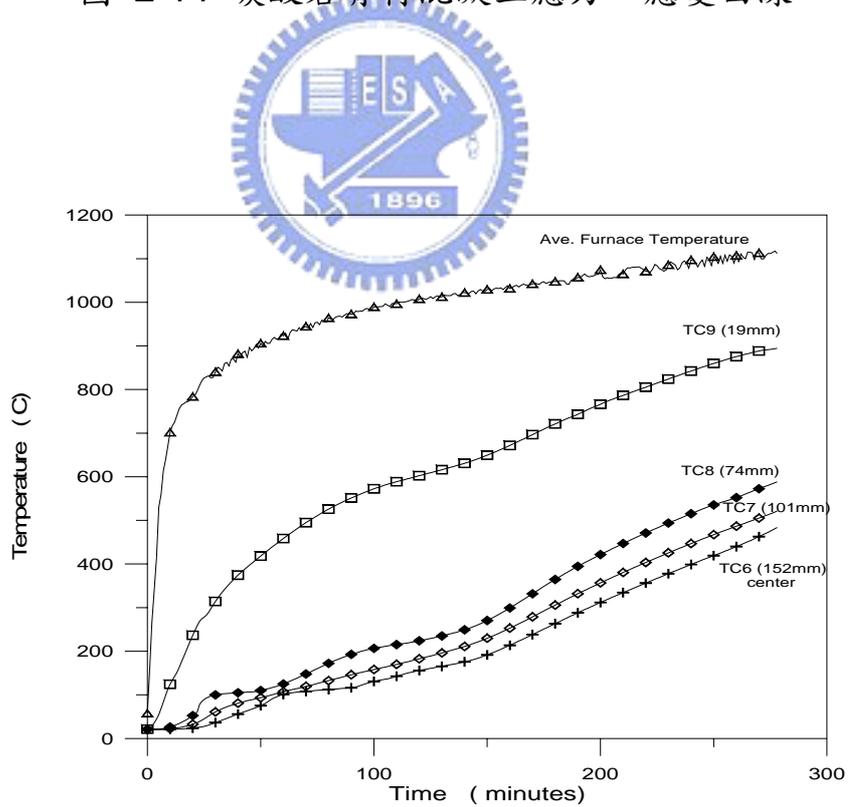


圖 2-15 柱子高溫高壓試驗溫度歷時

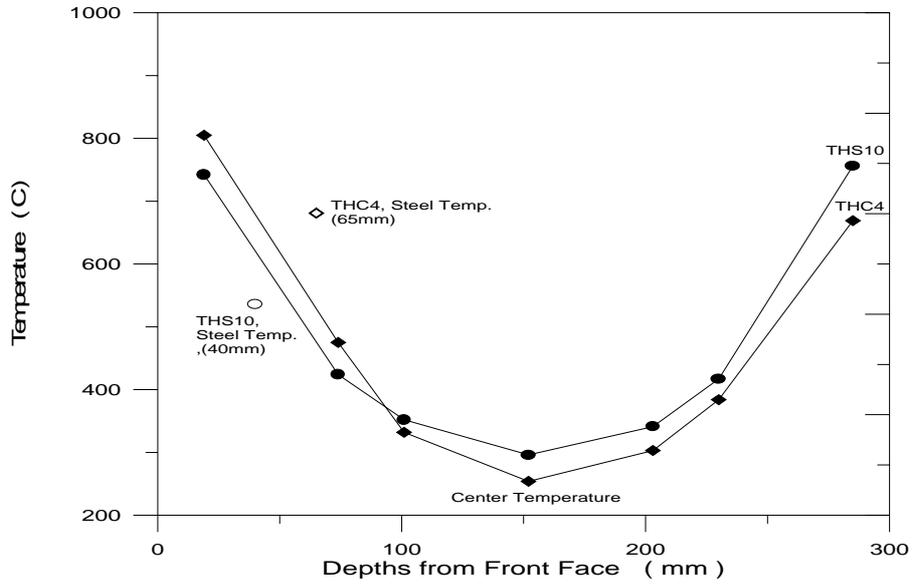


圖 2-16 柱子高溫高壓試驗內部溫度分佈

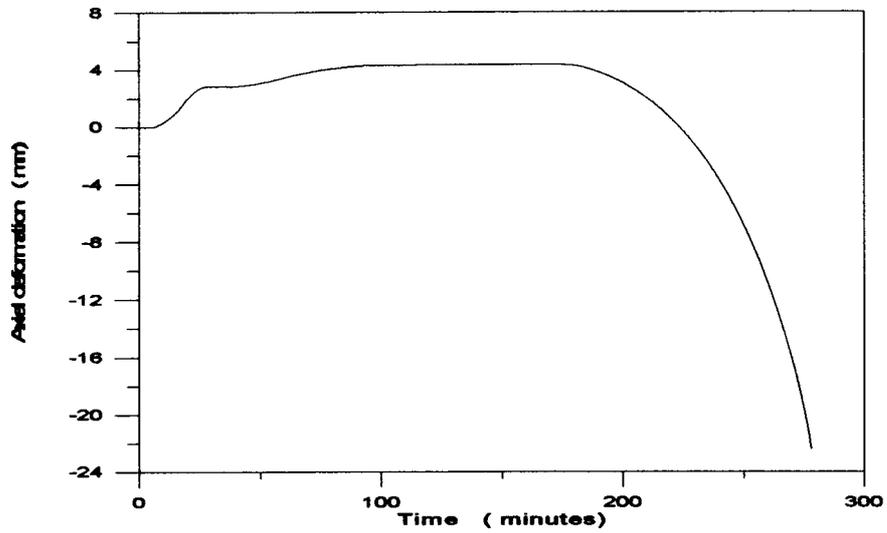


圖 2-17 普通混凝土柱子高溫高壓試驗軸變形歷時

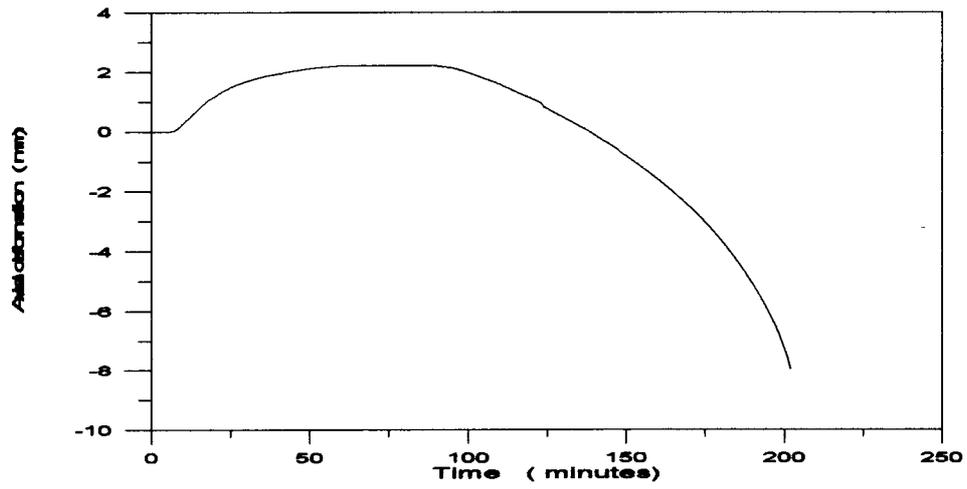


圖 2-18 高強度混凝土柱子高溫高壓試驗軸變形歷時



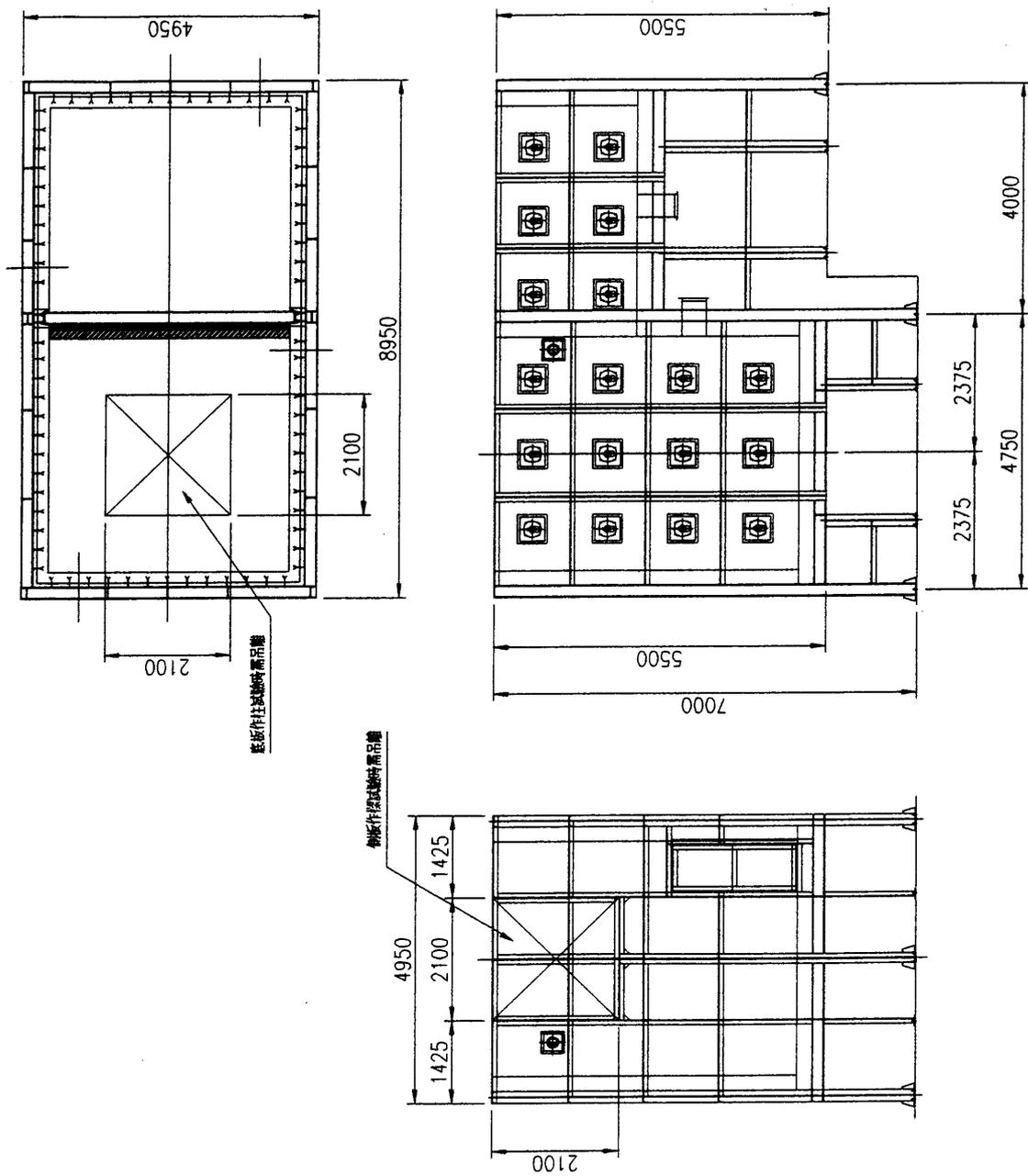


圖 3-1 梁柱爐設計圖

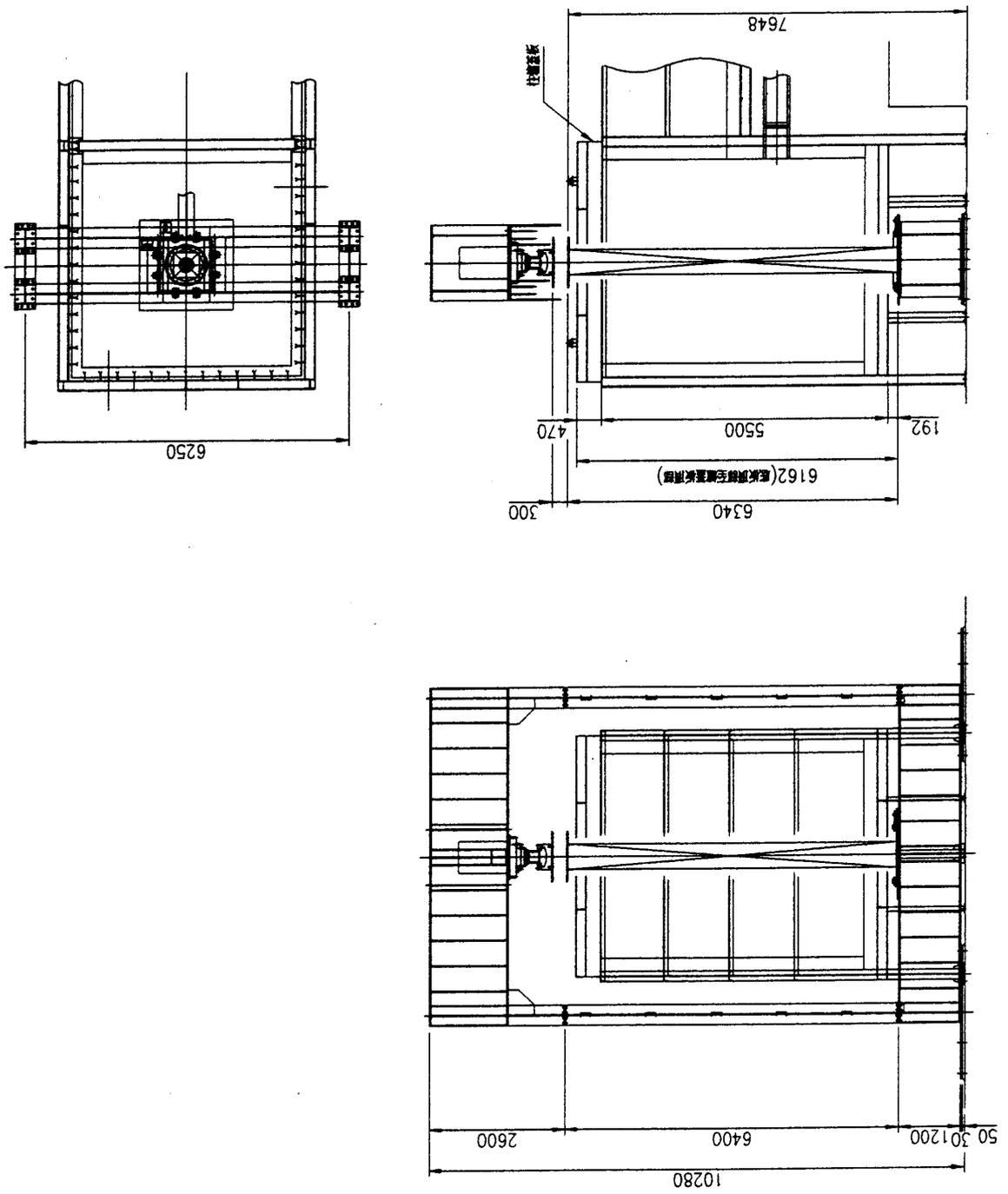


圖 3-2 梁柱爐柱子油壓機設計圖

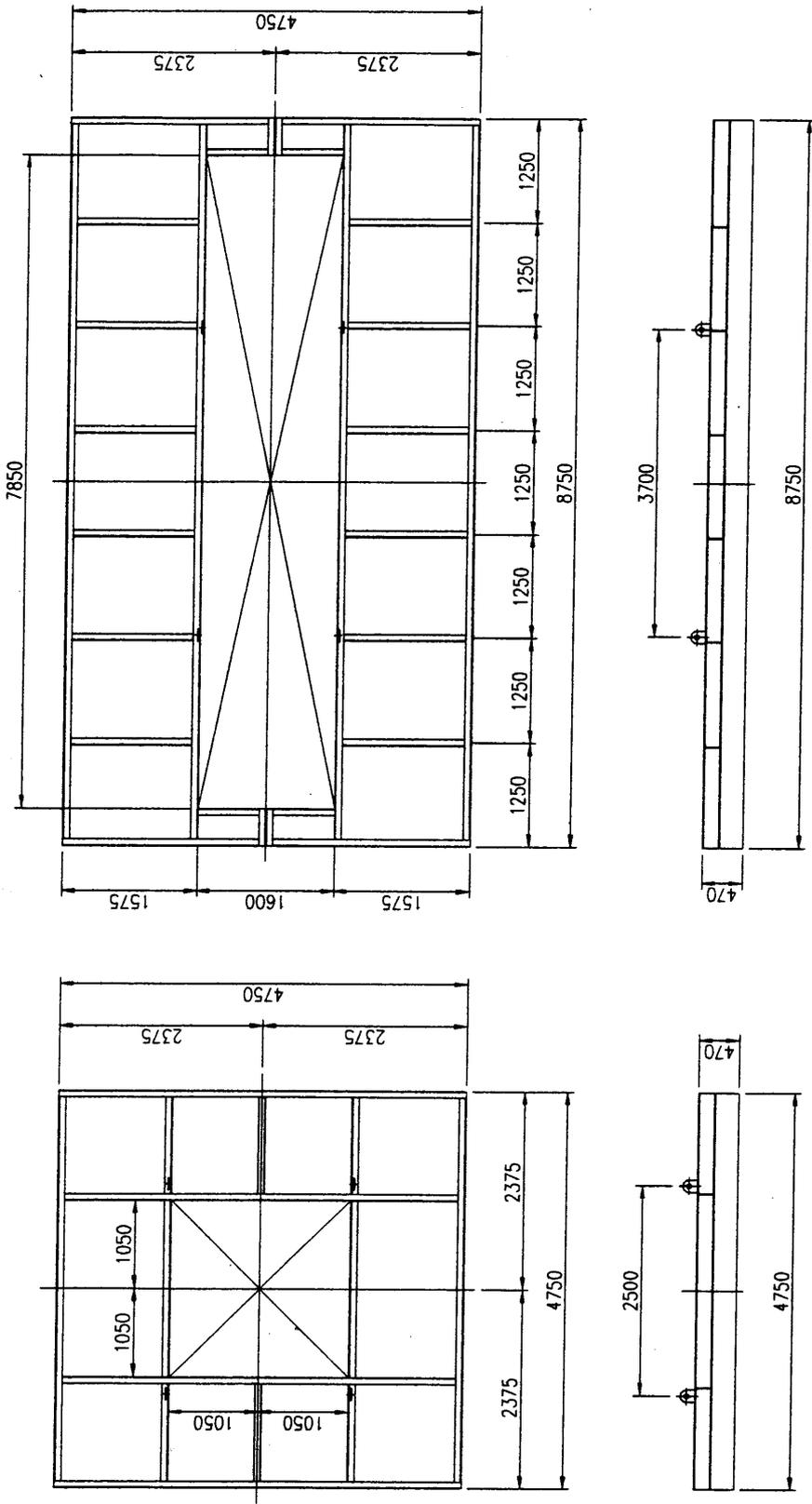


圖 3-3 梁柱爐蓋板圖

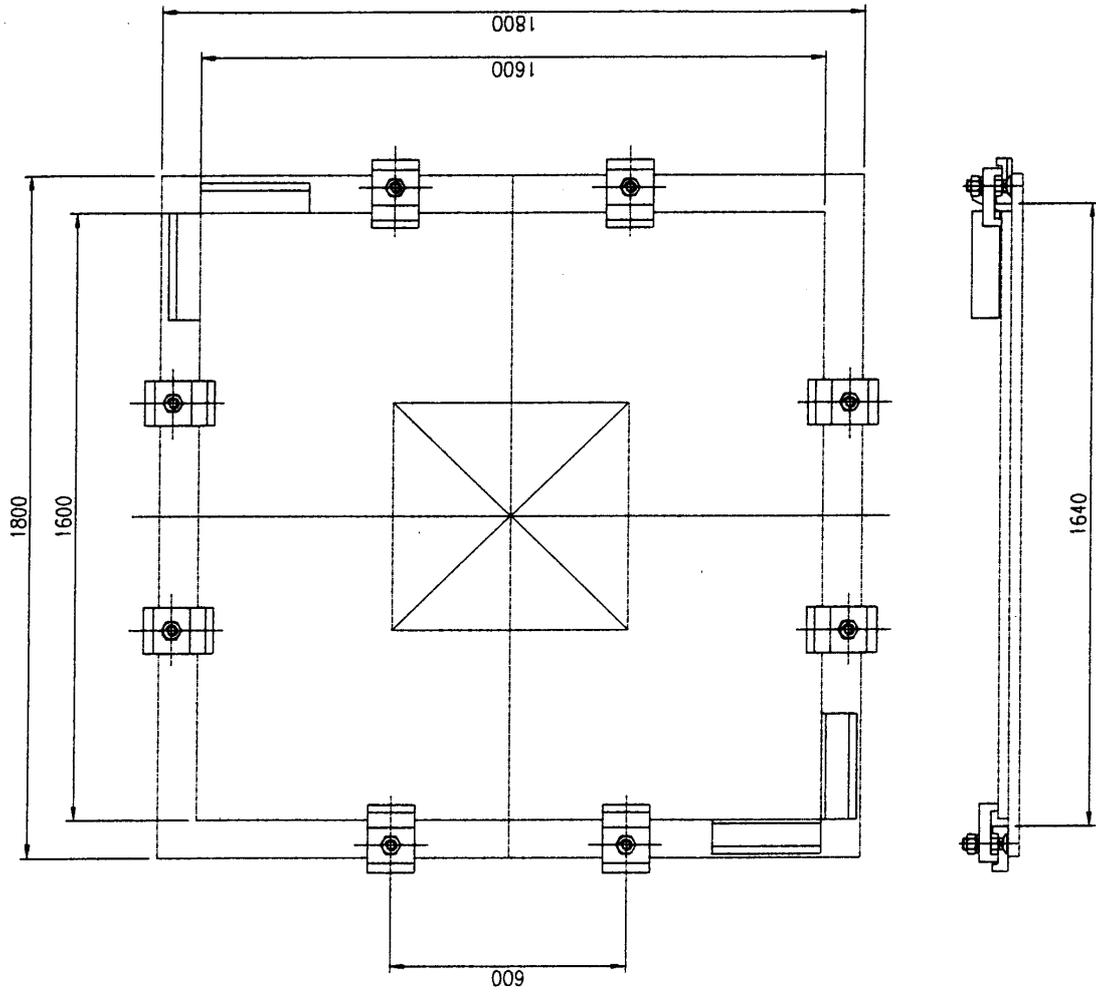


圖 3-4 梁柱爐柱底支承板詳圖

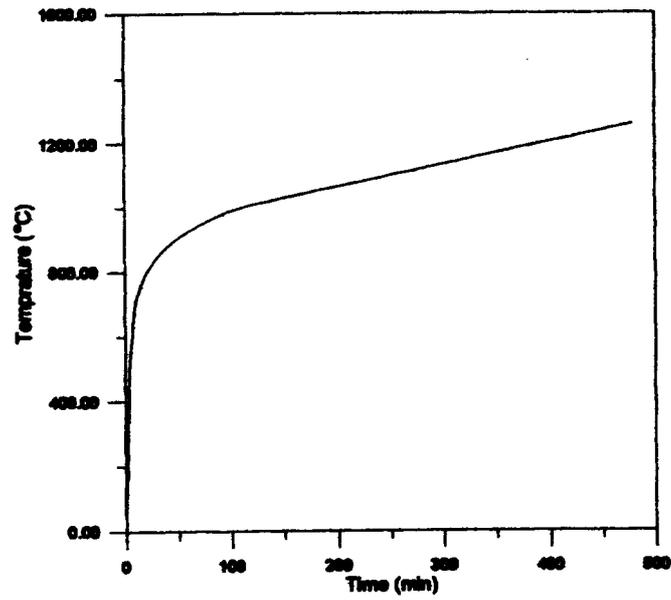
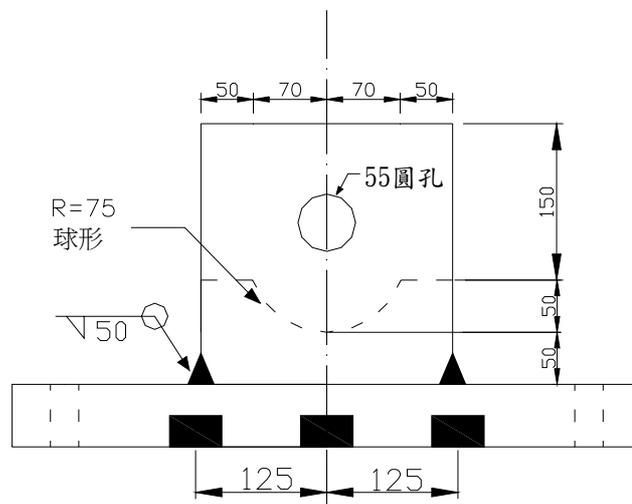
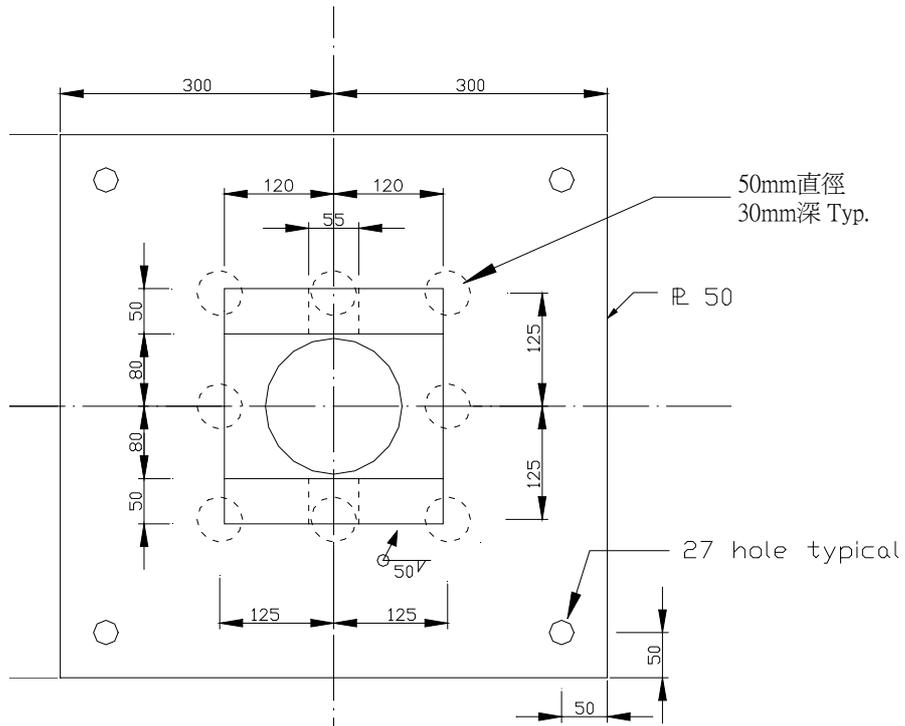


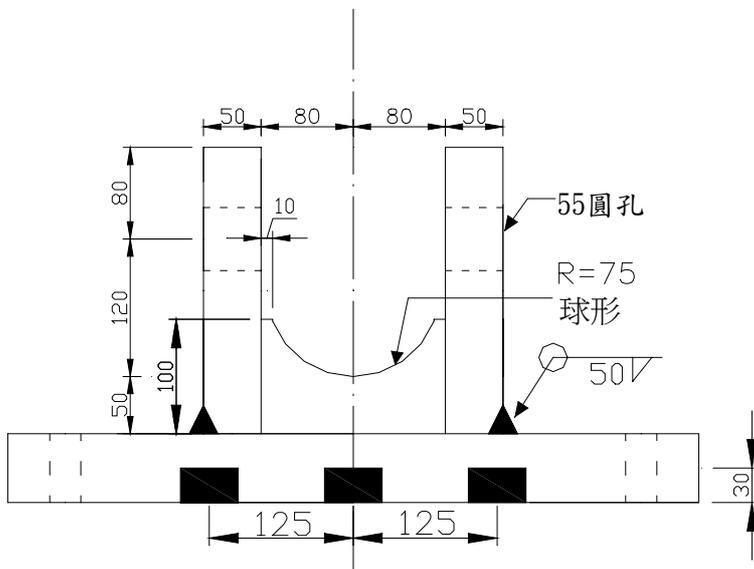
圖 3-5 CNS 12514(ISO 834) 升溫曲線



正面圖

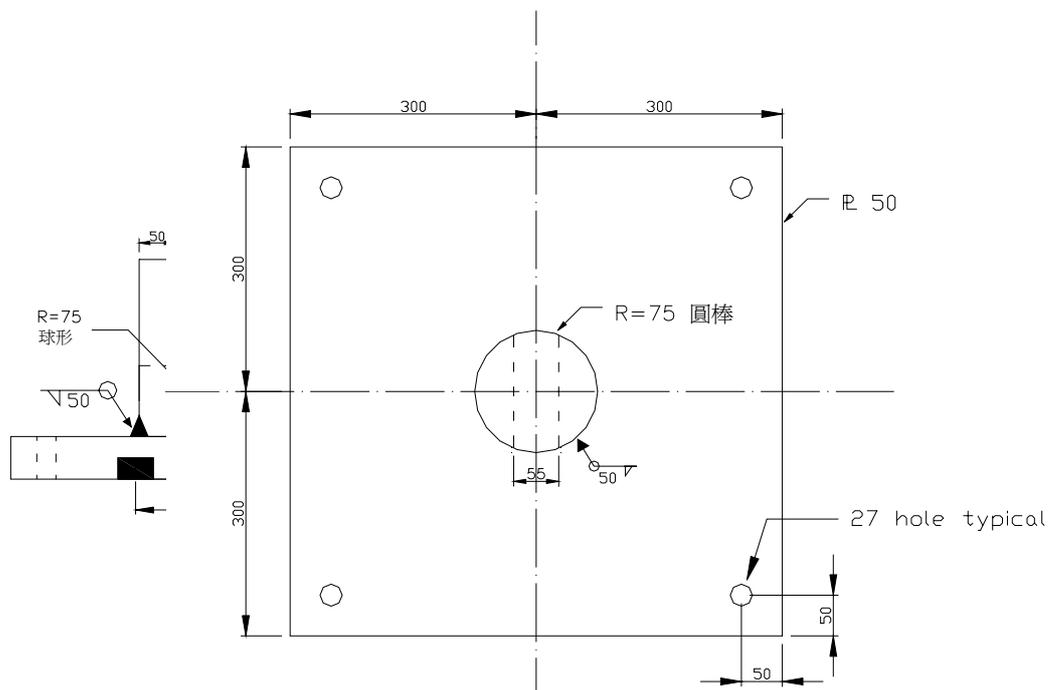


平面圖

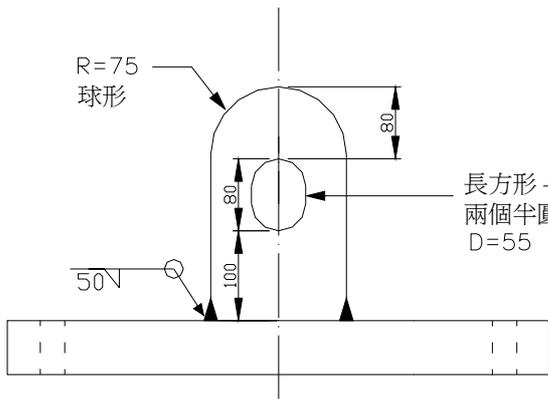


側面圖

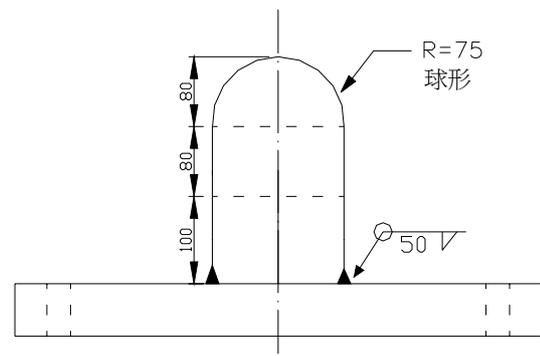
圖 3-6 鉸接接頭
(與試體相接部份)



平面圖

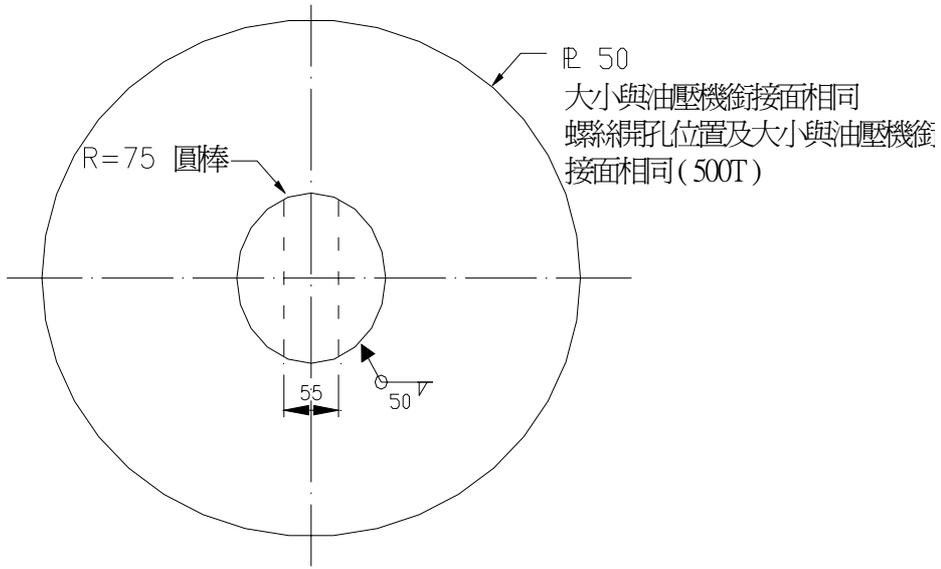


正面圖

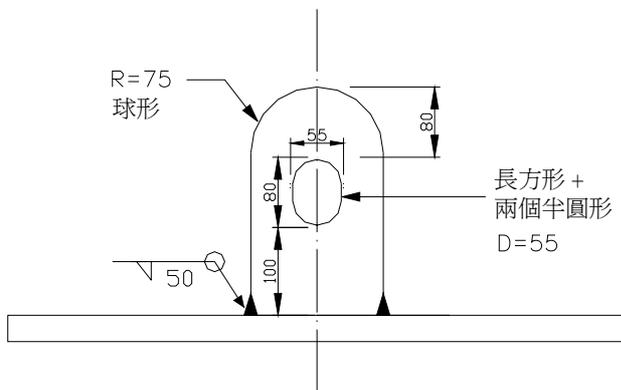


側面圖

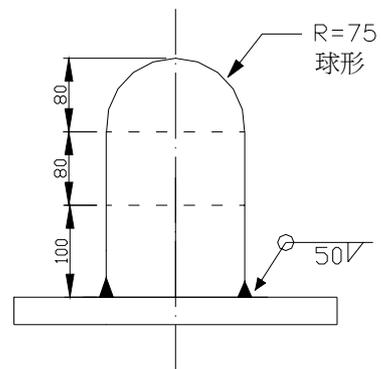
圖 3-7 鉸接接頭
(與柱墩相接部分)



平面圖



正面圖



側面圖

圖 3-8 鉸接接頭
(與油壓機相接部分)

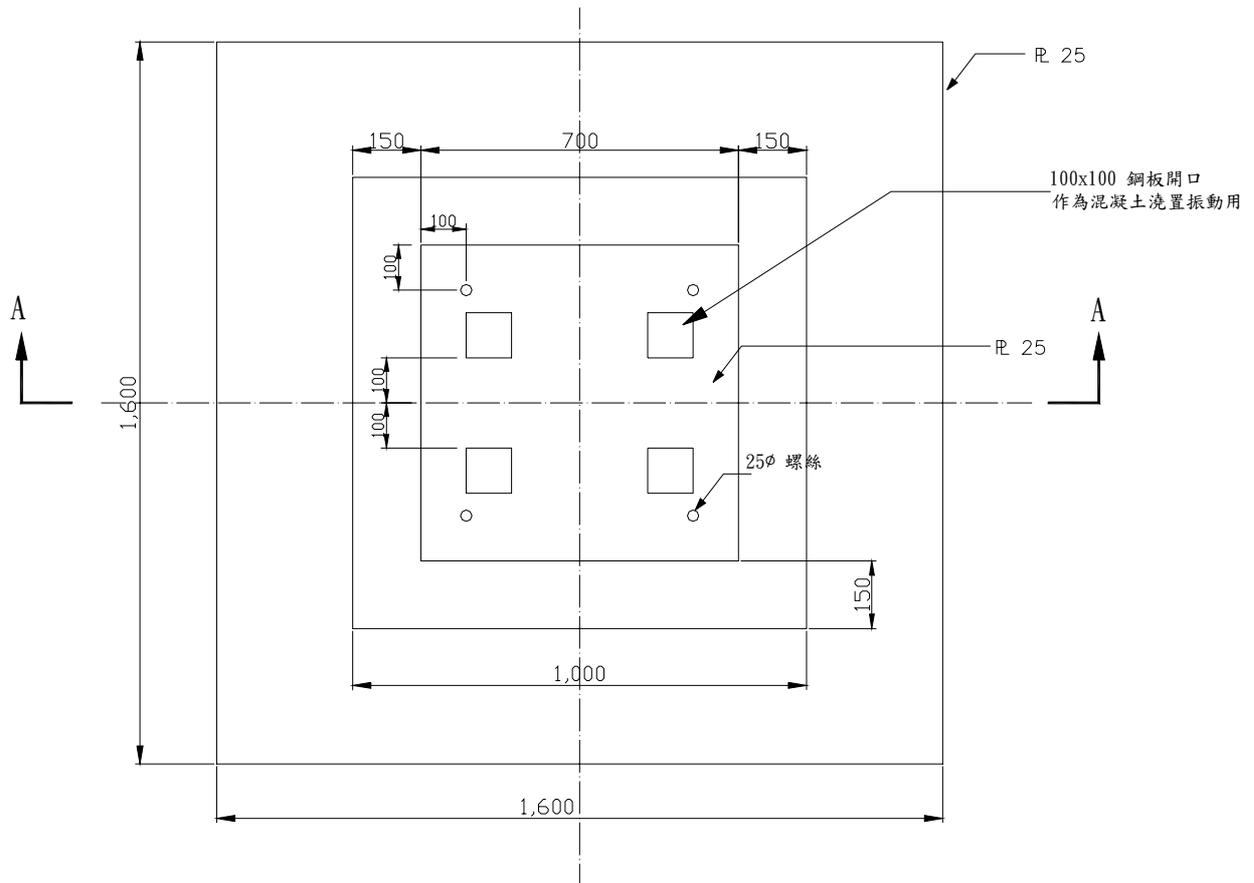
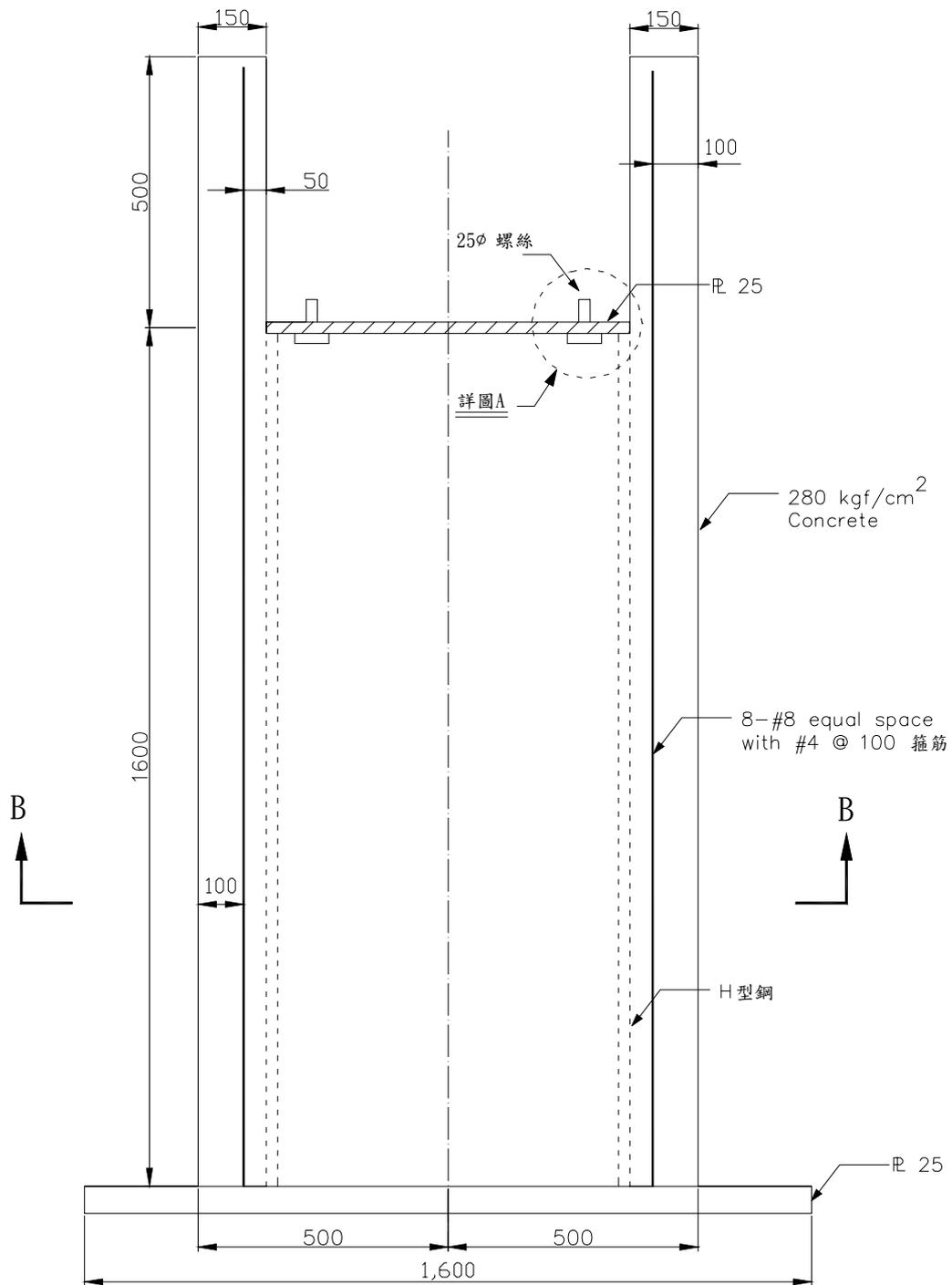
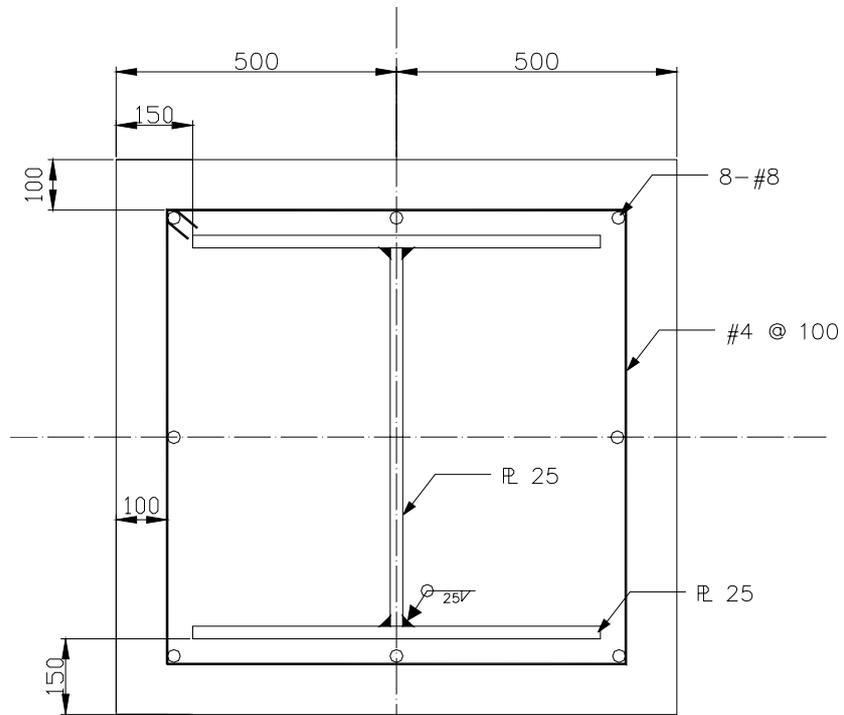


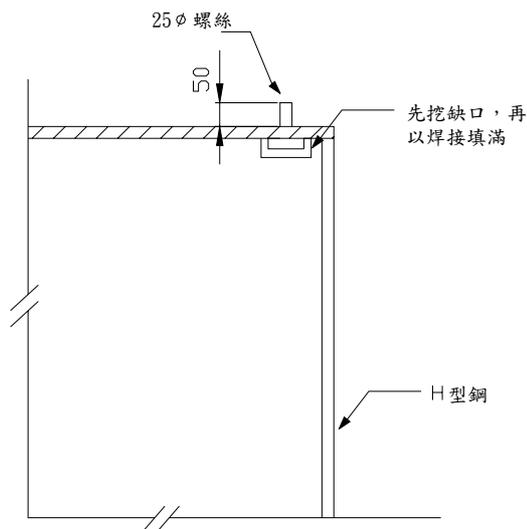
圖 3-9 柱墩平面圖



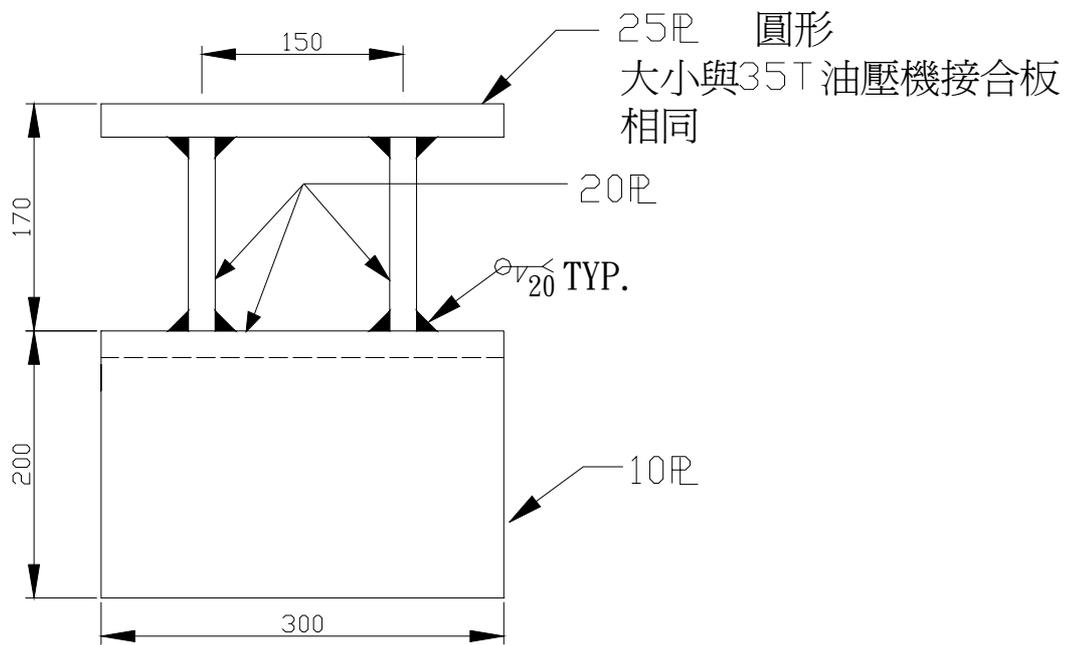
斷面 A — A



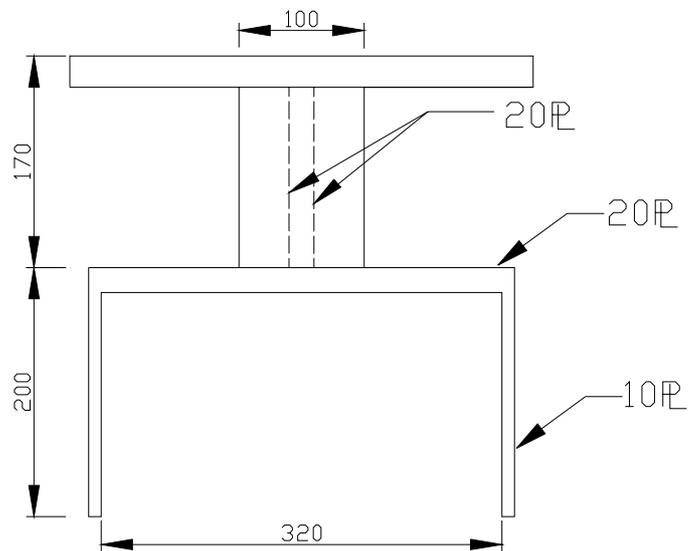
斷面 B—B



詳圖 A

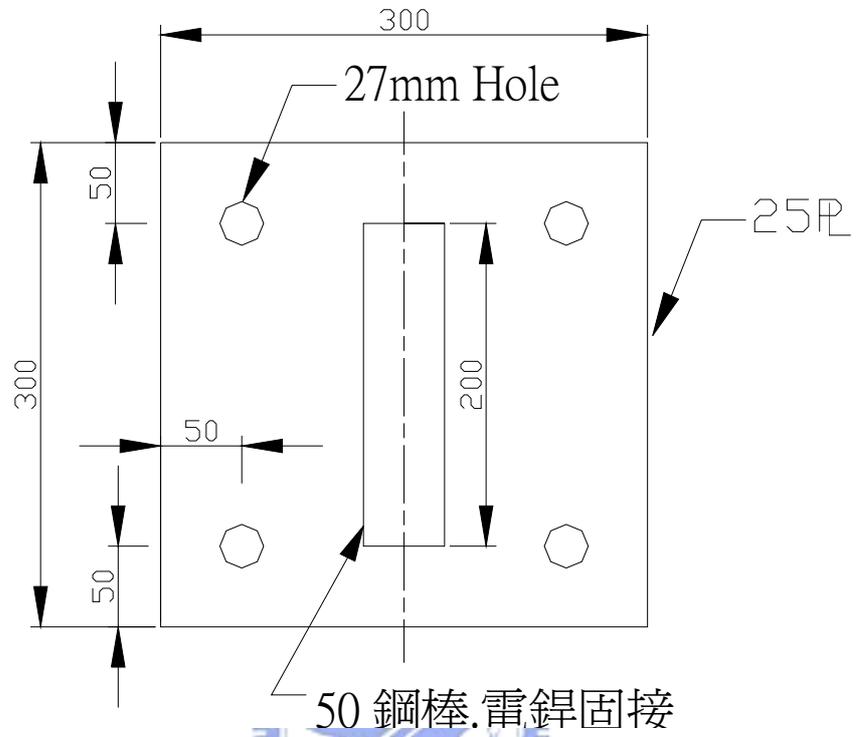


正面圖

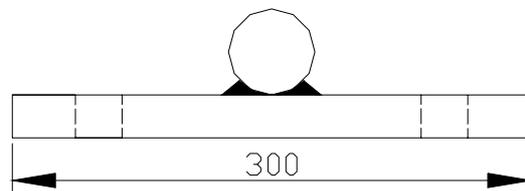


側面圖

圖 3-10 梁傳力桿

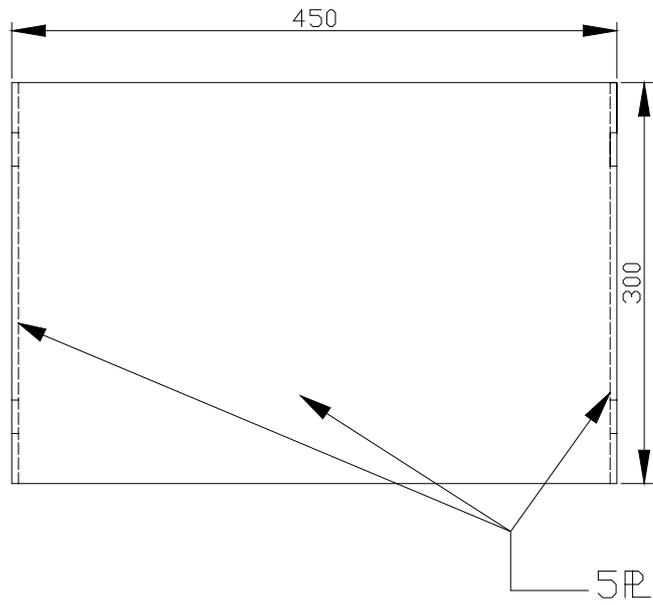


平面圖

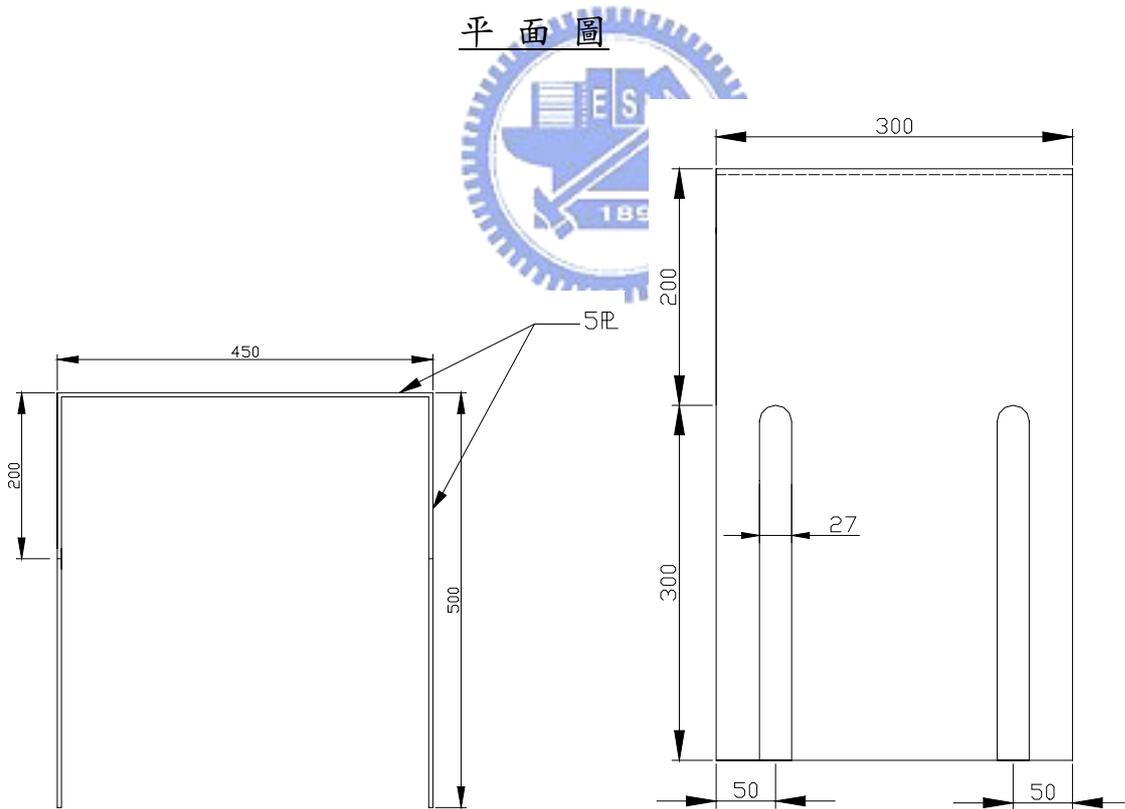


側面圖

圖 3-11 梁端滾支承



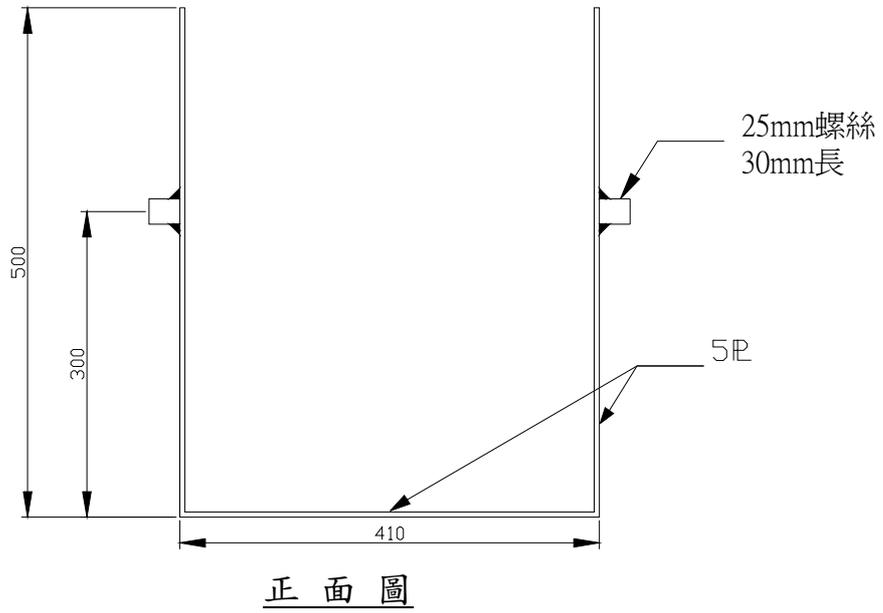
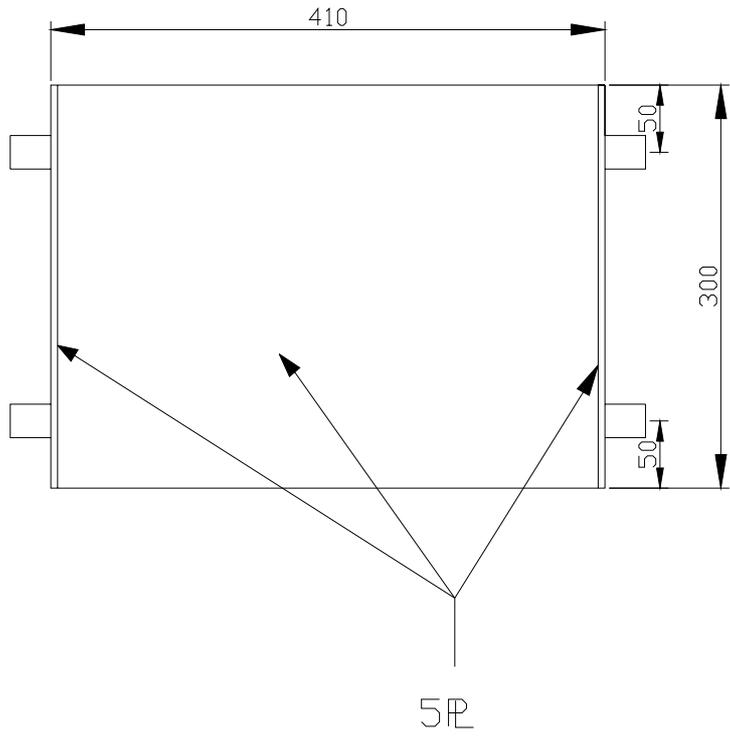
平面圖



正面圖

側面圖

梁封口上半部



梁封口上半部

圖 3-12 梁封口

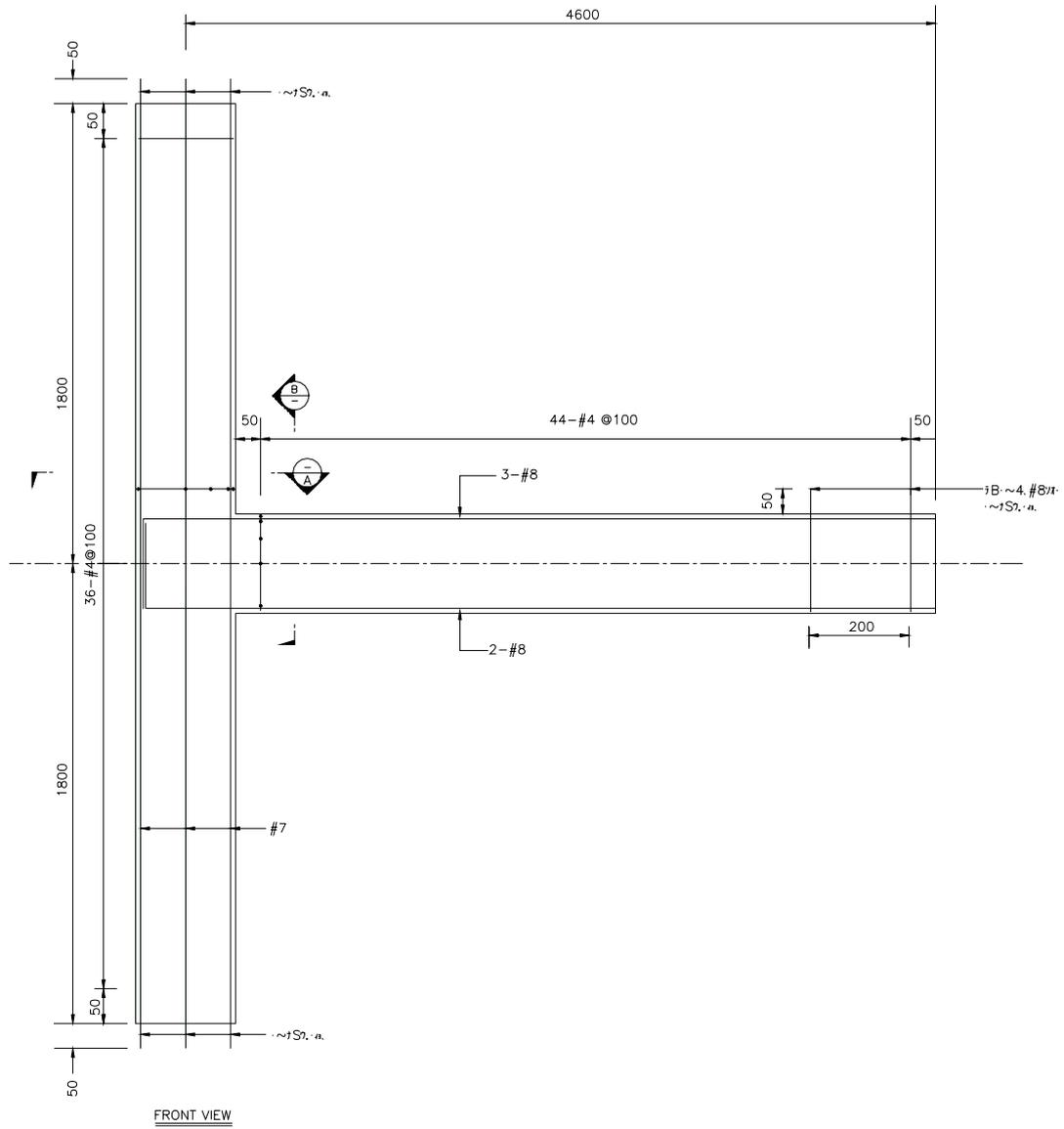
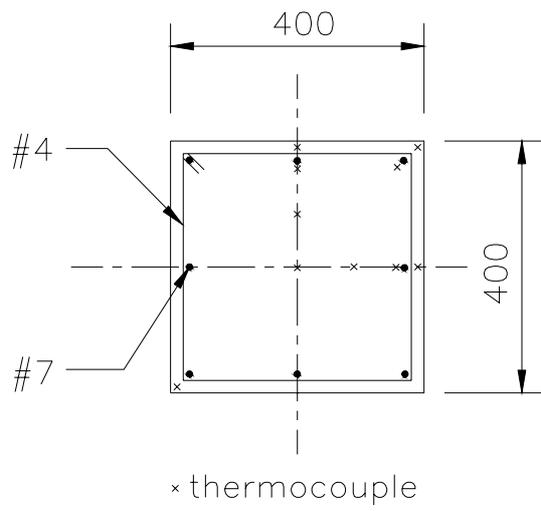
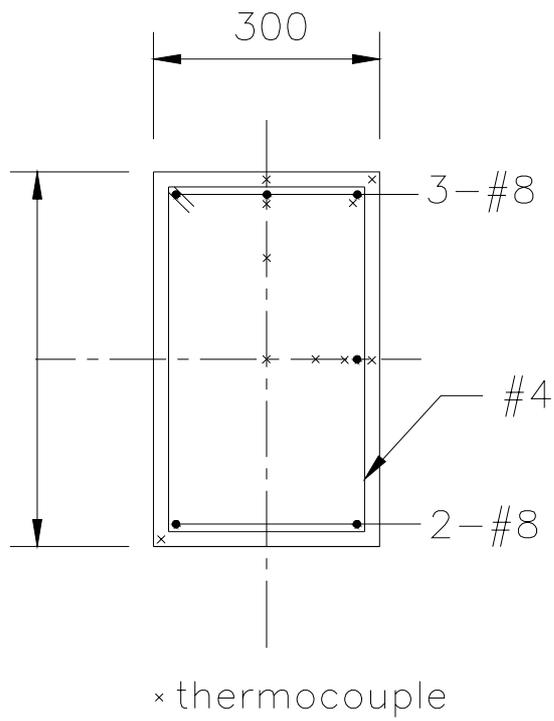


圖 3-13 梁柱組合體鋼筋圖



柱 斷 面



梁 斷 面

圖 3-14 梁柱斷面及熱電耦線位置圖

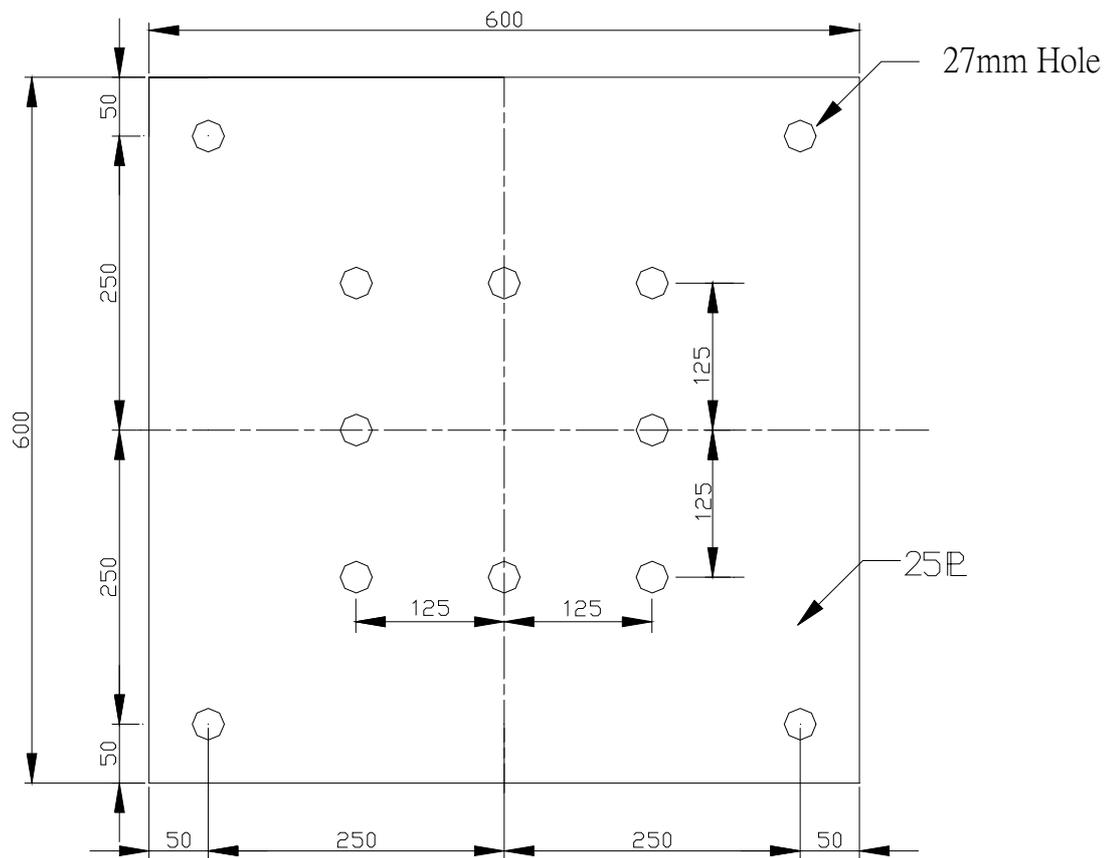


圖 3-15 柱端接合鋼板

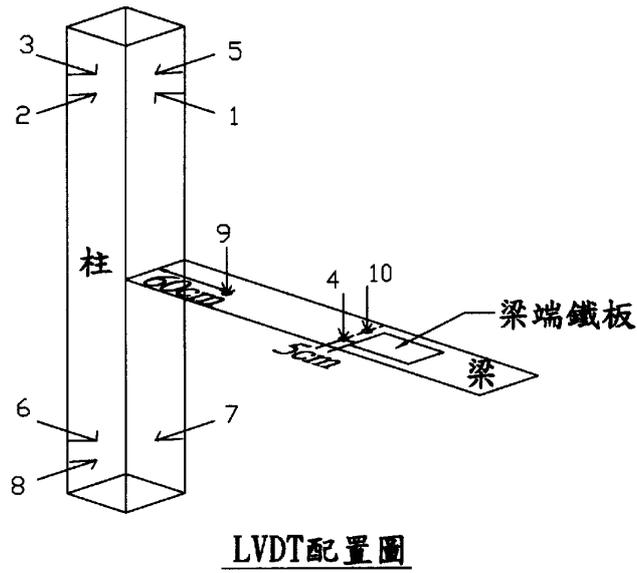


圖 3-16 LVDT 設置位置圖

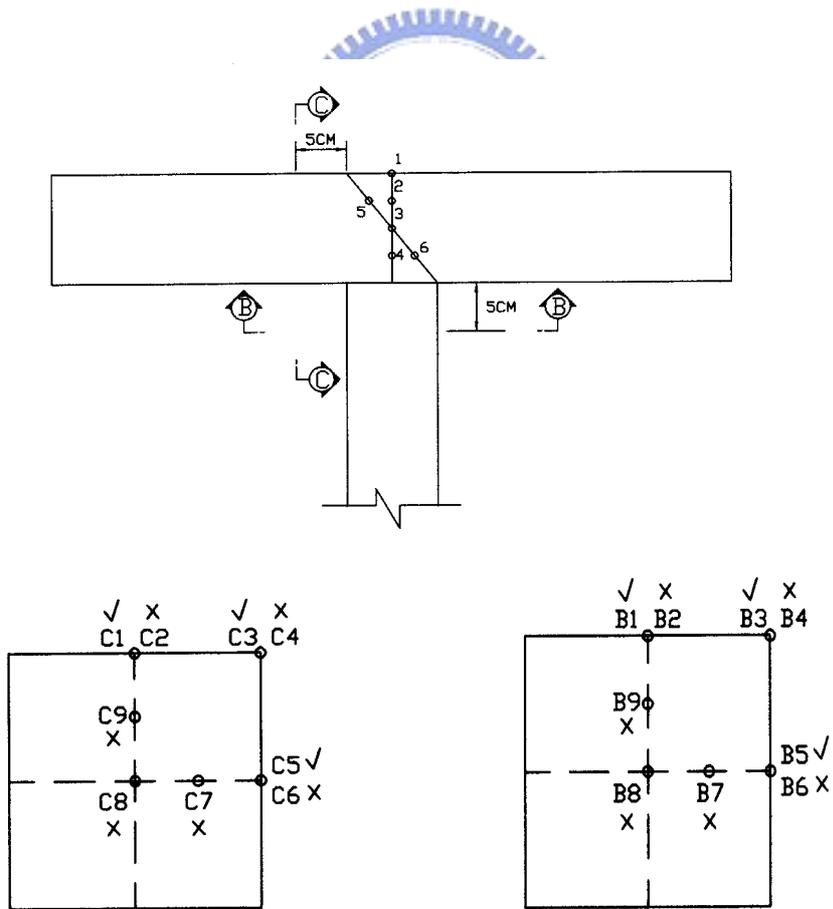


圖 3-17 熱電耦線安裝編號圖

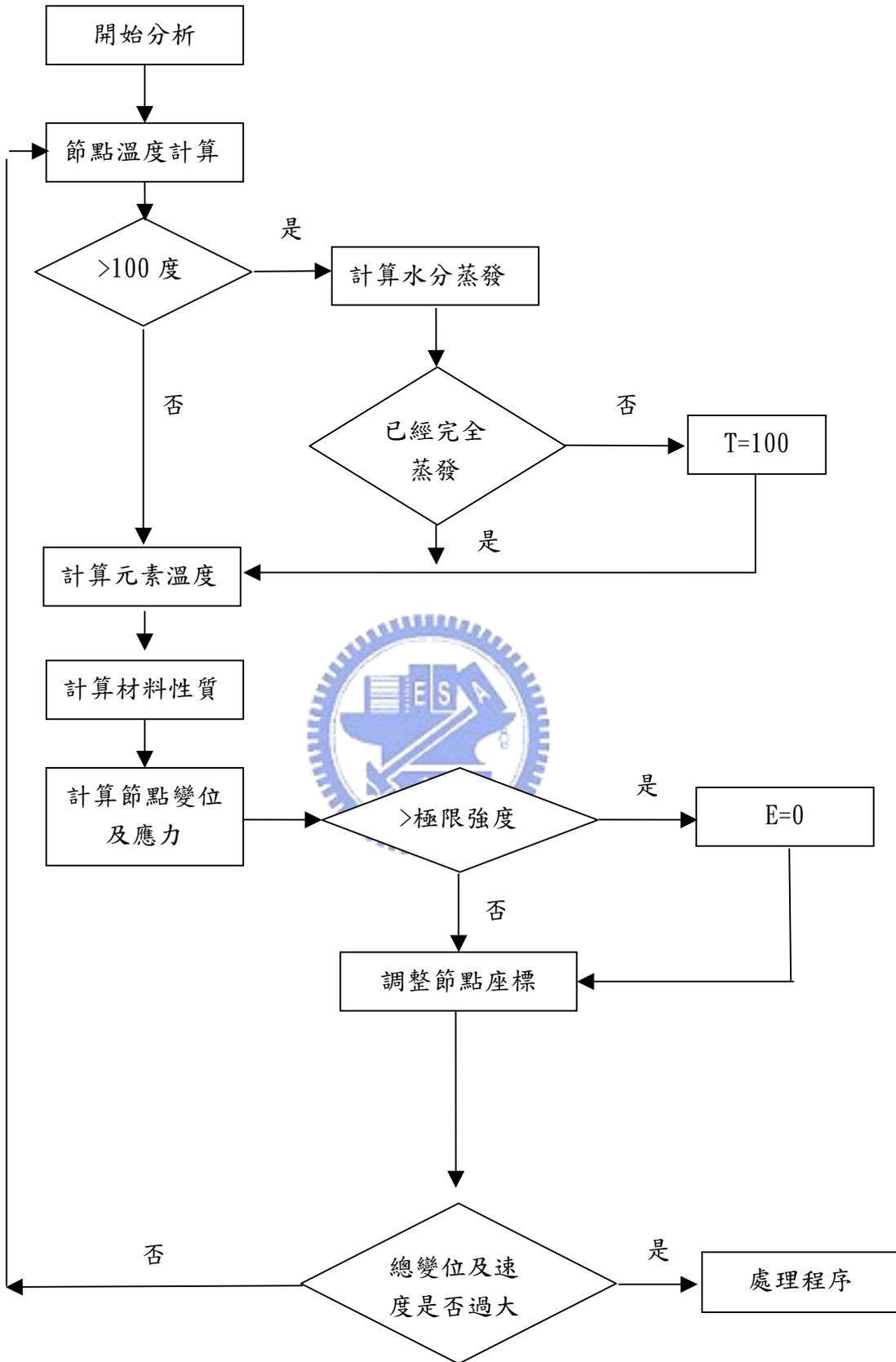


圖 4-1 分析模式流程圖

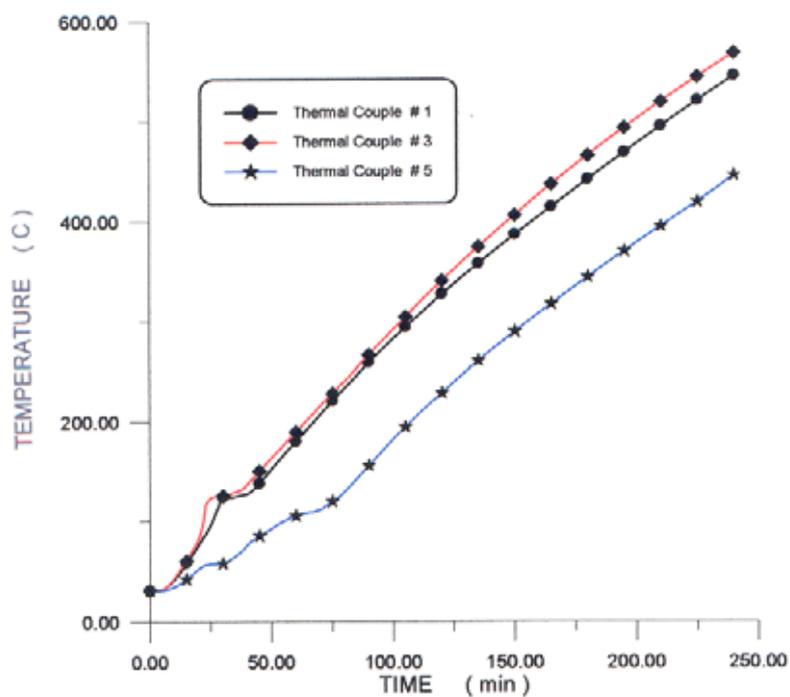


圖 5-1 1.5cm 偏心試體柱體內鋼筋溫度歷時

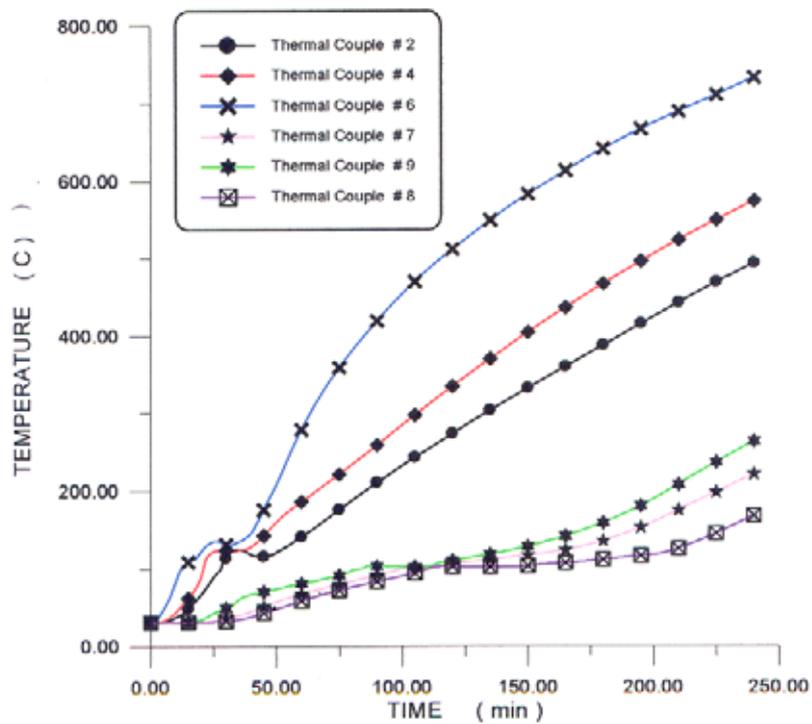


圖 5-2 1.5cm 偏心試體柱體內混凝土溫度歷時

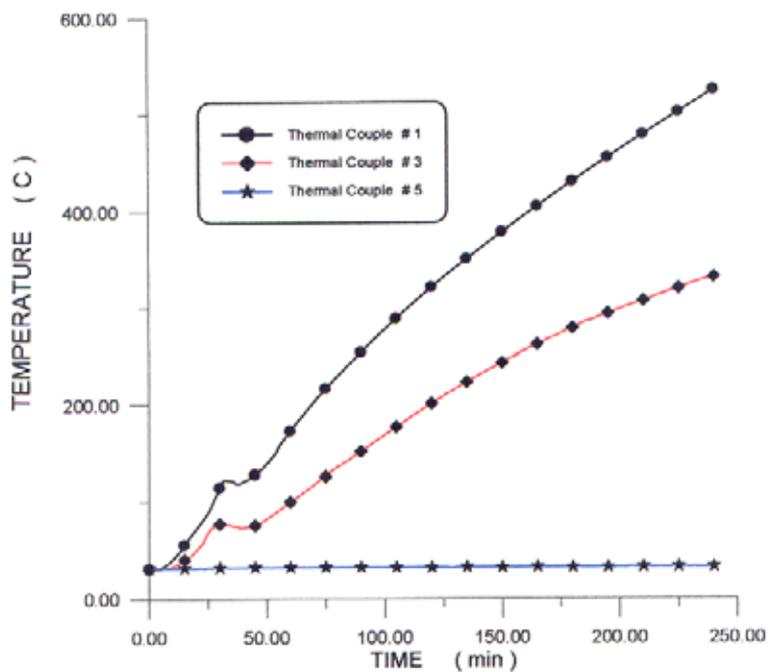


圖 5-3 5cm 偏心試體柱體內鋼筋溫度歷時

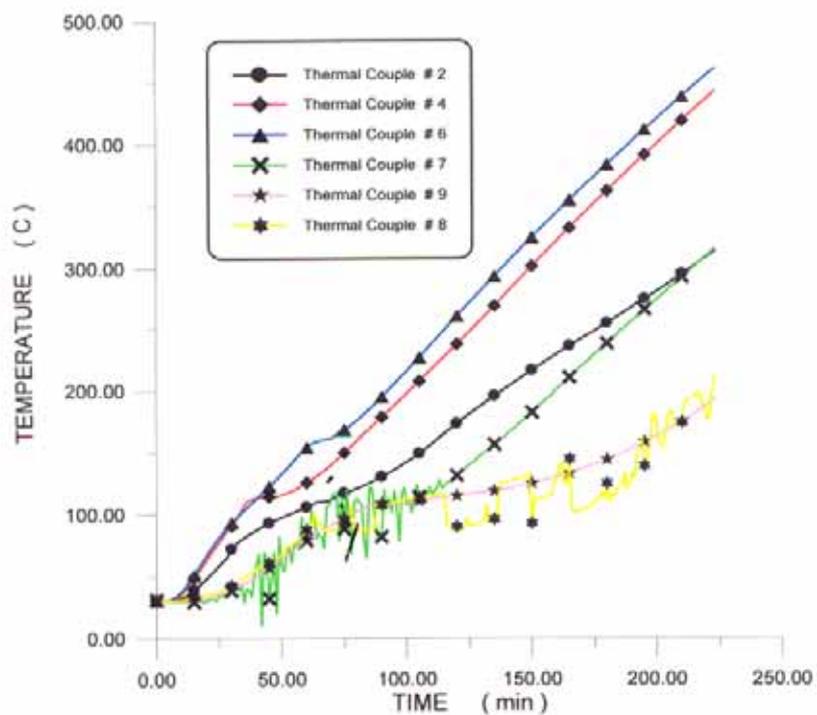


圖 5-4 5cm 偏心試體柱體內混凝土溫度歷時

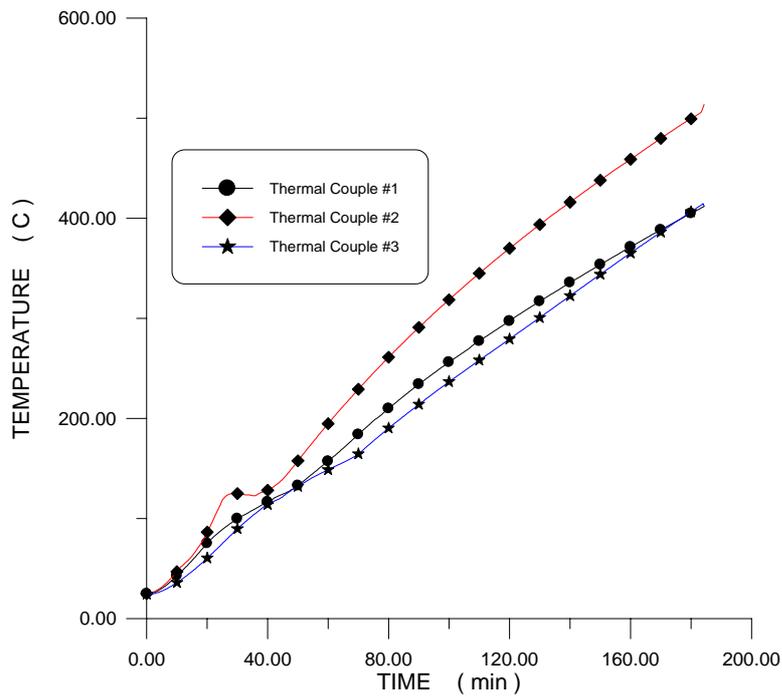


圖 5-5 6cm 偏心試體柱體內鋼筋溫度歷時

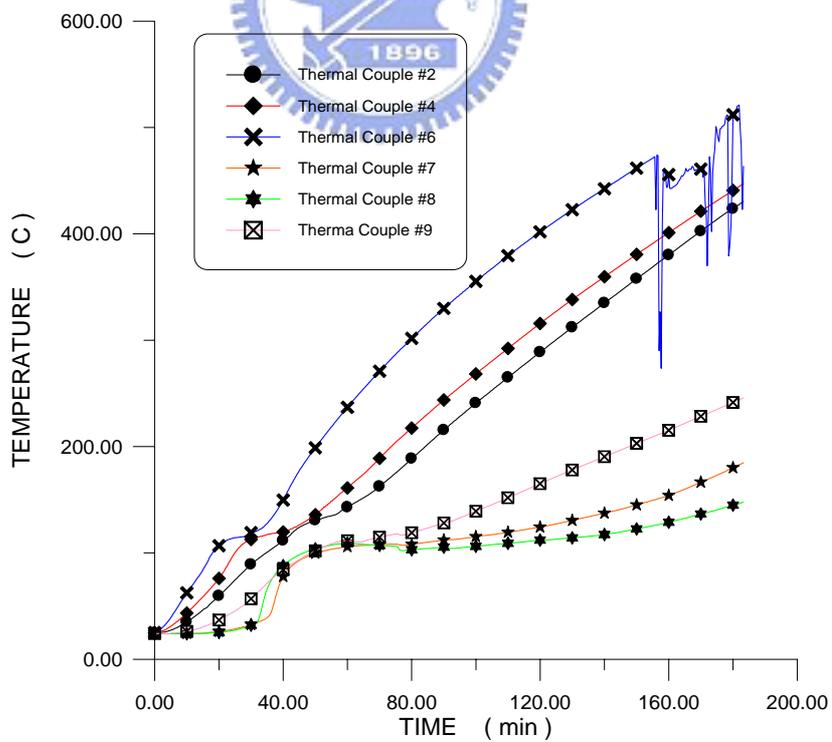


圖 5-6 6cm 偏心試體柱體內混凝土溫度歷時

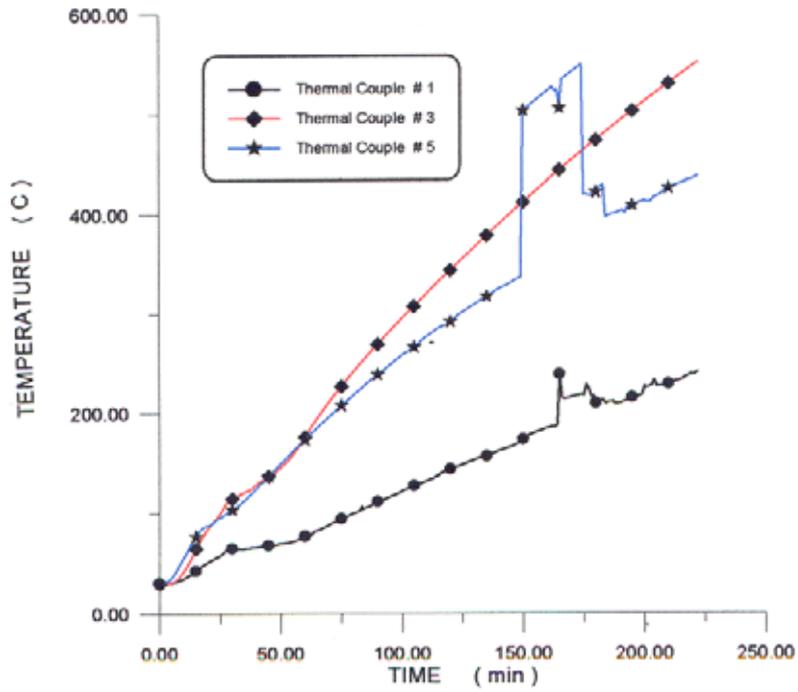


圖 5-7 5cm 偏心試體梁體內鋼筋溫度歷時

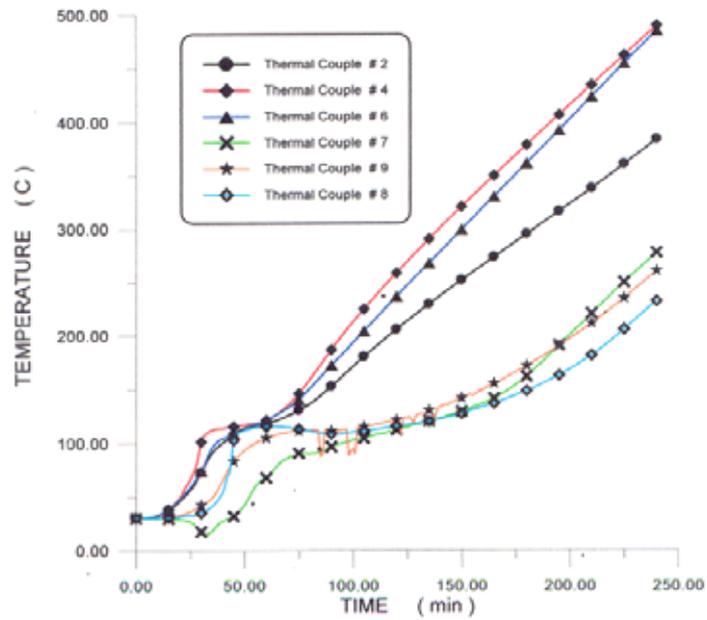


圖 5-8 5cm 偏心試體梁體內混凝土溫度歷時

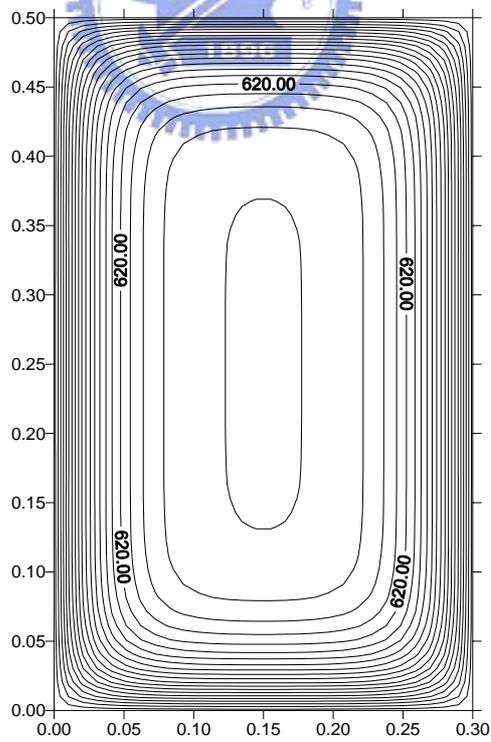
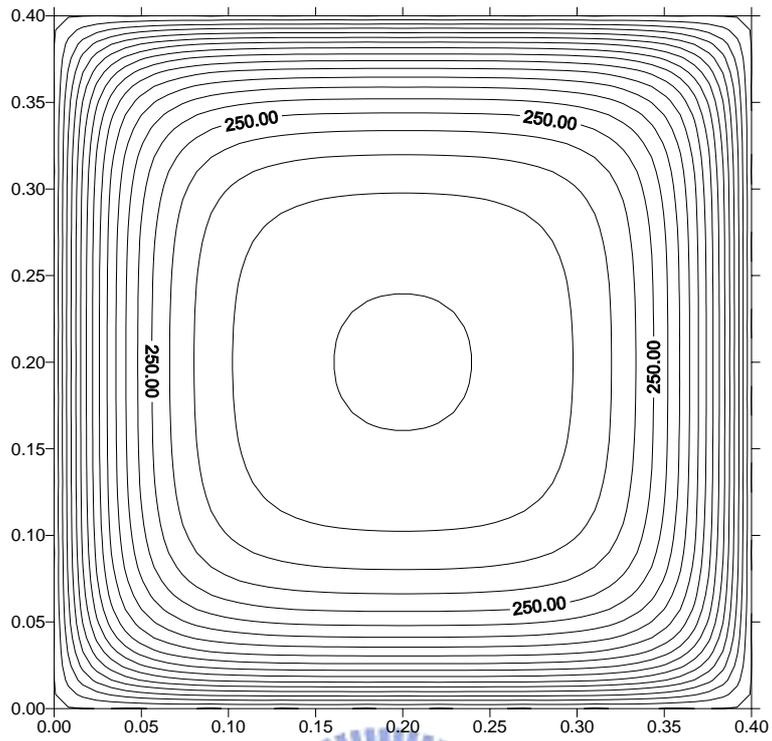


圖 5-9 一小時加熱之斷面溫度分佈圖

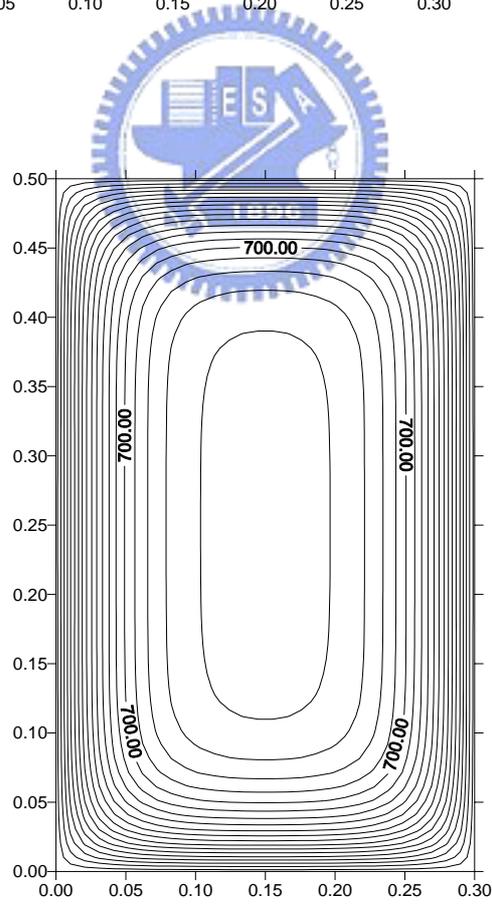
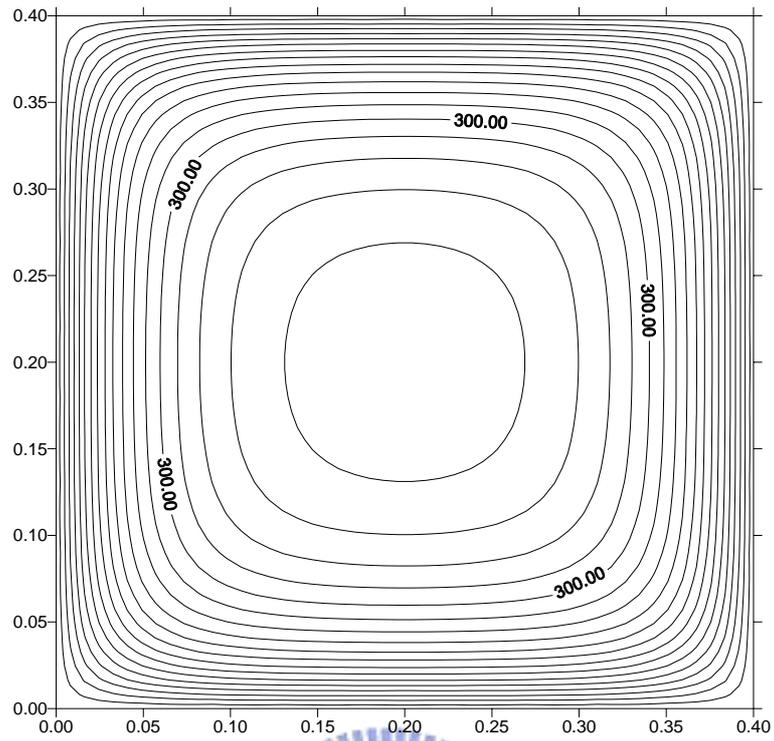


圖 5-10 二小時加熱之斷面溫度分佈圖

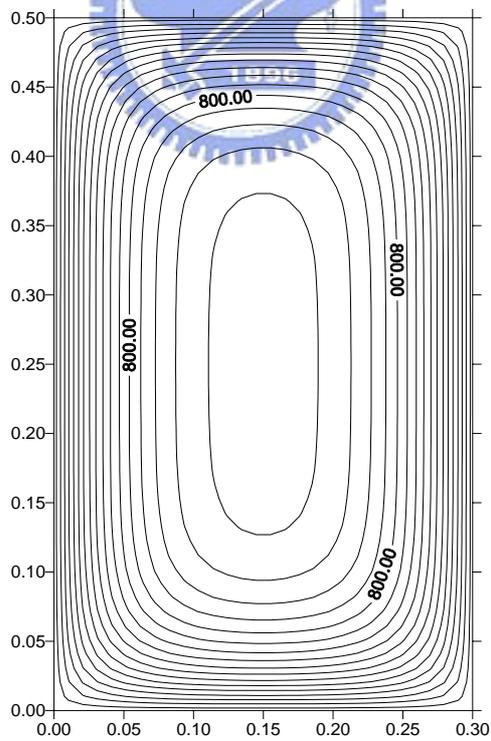
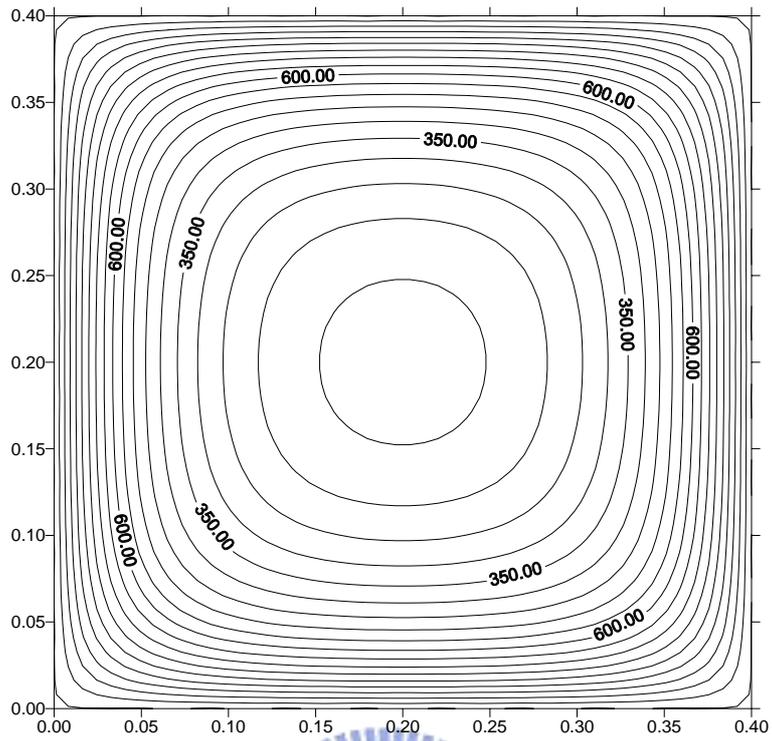


圖 5-11 三小時加熱之斷面溫度分佈圖

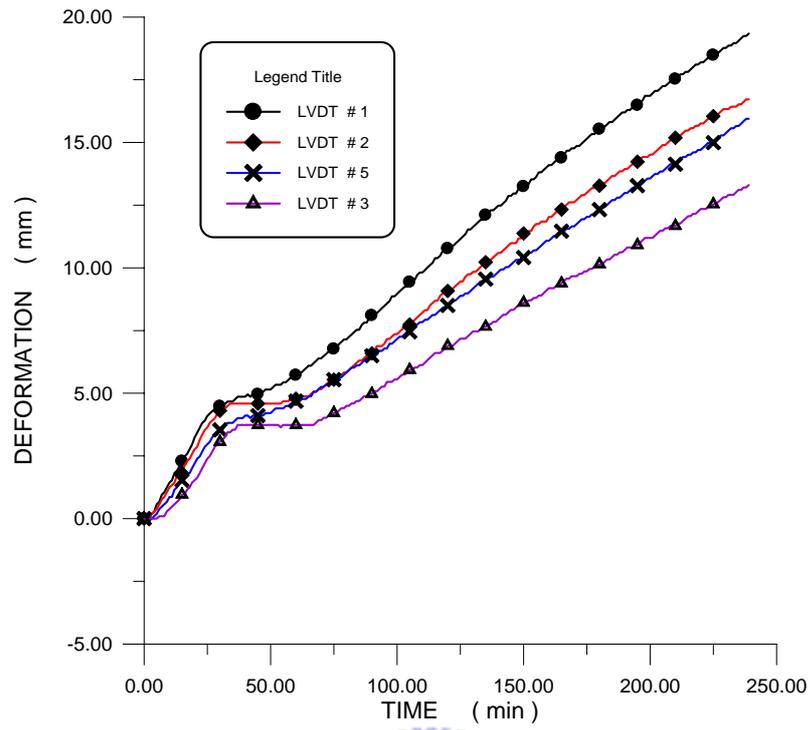


圖 5-12 1.5cm 偏心試體柱之變位歷時

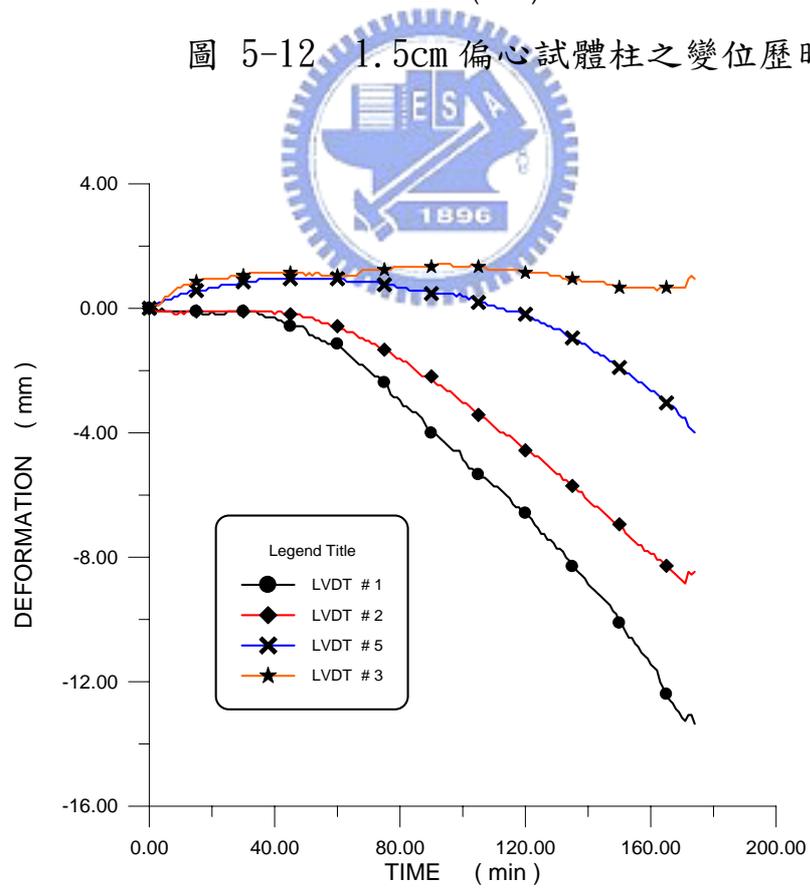


圖 5-13 5cm 偏心試體柱之變位歷時

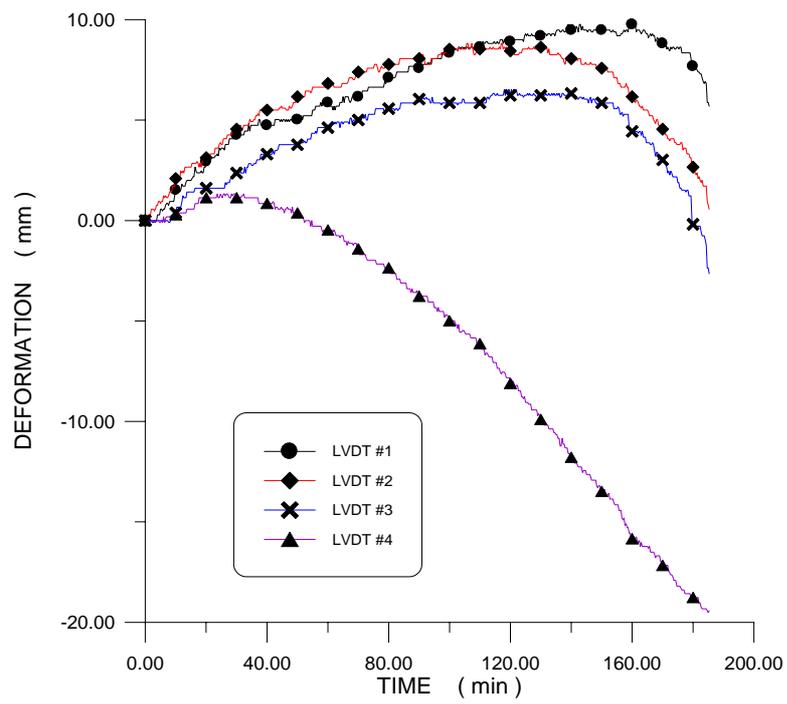


圖 5-14 6cm 偏心試體柱之變位歷時

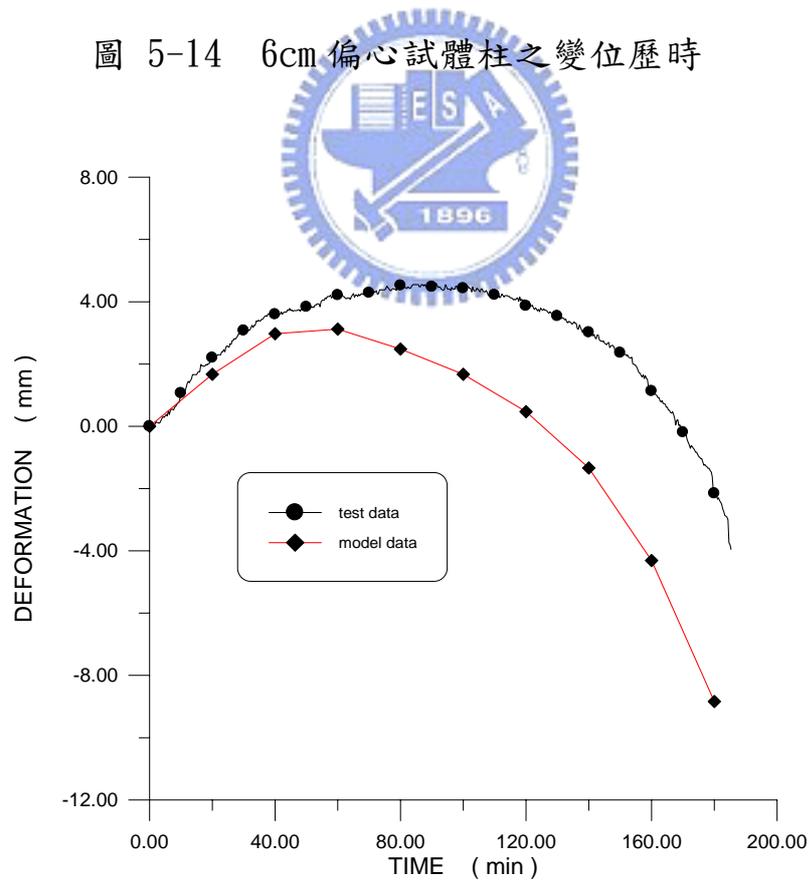


圖 5-15 6cm 偏心數值模擬變位歷時



照片 一 低溫圓柱試體破壞模式



照片 二 高溫圓柱試體破壞模式



照片 三 柱主筋穿過柱端部模板



照片 四 穿入柱子箍筋



照片 五 穿入另一柱端模板



照片 六 固定柱子箍筋



照片 七 穿入梁主鋼筋



照片 八 綁紮梁箍筋



照片 九 裝置熱電耦線



照片 十 固定鋼筋籠位置



照片 十一 豎立側模



照片 十二 澆置混凝土



照片 十三 養護中試體



照片 十四 拆模前試體



照片 十五 拆模



照片 十六 拆模後繼續養護



照片 十七 試體吊離



照片 十八 完成後試體



照片 十九 製作圓柱試體



照片 二十 梁柱爐全景



照片 二十一 油壓機水平力保護裝置



照片 二十二 鉸接裝置



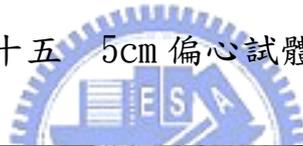
照片 二十三 梁端傳力桿



照片 二十四 試驗中的試體



照片 二十五 5cm 偏心試體破壞側視圖 (一)



照片 二十六 5cm 偏心試體破壞側視圖 (二)



照片 二十七 5cm 偏心試體破壞正視圖



照片 二十八 5cm 偏心試體破壞區放大圖 (一)



照片 二十九 5cm 偏心試體破壞區放大圖 (二)



照片 三十 6cm 偏心試體柱在試驗後之側視(一)



照片 三十一 6cm 偏心試體柱在試驗後之側視(二)



照片 三十二 6cm 偏心試體梁在試驗後之頂部



照片 三十三 6cm 偏心試體梁主鋼筋斷裂(一)



照片 三十四 6cm 偏心試體梁主鋼筋斷裂(二)



照片 三十五 水平殘餘抵抗力試驗參考試體破壞 (一)



照片 三十六 水平殘餘抵抗力試驗參考試體破壞 (二)



照片 三十七 水平殘餘抵抗力試驗參考試體破壞 (三)



照片 三十八 水平殘餘抵抗力試驗試體一之柱



照片 三十九 水平殘餘抵抗力試驗試體一之梁底



照片 四十 水平殘餘抵抗力試驗試體一之梁頂



照片 四十一 水平殘餘抵抗力試驗試體二加壓前之柱



照片 四十二 水平殘餘抵抗力試驗試體二加壓後



