

화해를 입은 철근콘크리트 내부기둥의 잔존거동 수치해석 모델

이치돈^{1)*}·신영수²⁾·이승환¹⁾·이창은¹⁾

¹⁾ 중앙대학교 건축공학과, ²⁾ 이화여자대학교 건축학과

(2004년 12월 9일 원고접수, 2005년 12월 9일)

Numerical Modeling of Residual Behavior of Fire-Damaged Reinforced Concrete Interior Columns

Chadon Lee^{1)*}, Yeong-Soo Shin²⁾, Seung-Whan Lee¹⁾, and Chang-Eun Lee¹⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Chung-Ang University, Ansong, 456-756 Korea

²⁾ Dept. of Architecture, Ewha Woman's University, Seoul, 120-750 Korea

(Received December 9, 2004, Accepted December 9, 2005)

ABSTRACT

Reasonable prediction of residual capacity of fire-damaged reinforced columns is important for both the safety measurement and the rehabilitation of the reinforced concrete structures suffered from exposure to extensive fire. In order to predict the residual behavior of fire-damaged reinforced concrete columns, its predictive model must be able to take into account the amount of heat transferred into the column, the level of deterioration of constituent materials and various column geometries. The numerical model presented in this research includes all these factors. The model has been shown to reasonably predict the residual behavior of fire-damaged columns. Parametric studies were performed using this model for the effects of cover thickness, exposure time to fire and column geometries on the residual behavior of reinforced concrete columns. It was found that serious damage on the residual capacity of column resulted from a longer exposure time to fire but only marginal differences from other factors.

Keywords : fire, heat transfer, numerical modeling, reinforced concrete column, residual capacity

1. 서 론

철근콘크리트 구조물에 화재가 발생하면 열에 노출된 콘크리트 및 철근의 물성은 열화현상을 겪게 된다. 그 결과 화재 후, 화재에 노출된 철근콘크리트 부재는 구조적 기능의 일부를 상실하게 된다^{1-3,6-9)}. 특히 보 및 슬래브와 같이 부재의 하단부만이 화재에 노출되는 휨부재와는 달리 기둥의 경우에는 기둥 사면이 화재에 노출되게 되어 철근콘크리트 기둥을 구성하는 피복 콘크리트 뿐 아니라 심부콘크리트 및 중방향 철근, 그리고 띠철근도 열전도에 의하여 쉽게 고온에 노출된다. 화해를 입은 철근콘크리트 기둥의 잔존거동은 콘크리트 강도 및 철근강도, 피복두께, 철근의 배근형상 등과 관련된 기둥의 기하학적 형상, 화해를 입은 시간, 함수율, 기둥 단부의 구속조건 등에 따라 영향을 받는다¹⁻³⁾. 일반적으로 건축물에 화재가 발생할 경우, 1시간에서

2시간, 길게는 3시간까지도 화재가 지속된다. 따라서 화해를 입은 철근콘크리트 기둥에 대한 실험과 이론 연구를 통하여 화해를 입은 기둥의 잔존거동을 규명하고 잔존강도를 예측하며 이에 대한 보강법을 제시하는 것은 매우 중요하다고 할 수 있다. 일반적으로 콘크리트나 철근에 대한 화재 시 물성을 실험적으로 결정하는 방법은 다음 세가지 방법 중 하나를 선택하여 실시한다. 1) 실험체에 하중을 가하지 않은 상태에서 원하는 온도만큼 가열하고 다시 상온으로 냉각한 후에 파괴실험을 실시하는 경우(Unstressed and Room temperature: UR test), 2) 하중을 가하지 않으나 원하는 온도에 이르렀을 때에 파괴실험을 실시하는 경우(Unstressed and Elevated temperature: UE test), 3) 일정한 하중을 가한 상태에서 가열한 후 하중을 가하여 파괴실험을 하는 경우(Stressed and Elevated temperature: SE test)³⁾. UR 형태의 실험은 화재 후 구조물의 거동을 규명하기 위한 실험이며 UE 및 SE 형태의 실험은 화재 시 구조물의 거동을 규명하기 위한 실험이라 할 수 있다.

본 연구에서는 화재 후, 화해를 입은 내부기둥의 잔존거

* Corresponding author

E-mail : cdlee@cau.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

등을 예측하기 위한 이론모델을 제시하고자 하였다. 이를 위하여 비선형 열전달식에 근거하여 화재 시 기둥의 단면에 전달되는 열의 양을 수치해석적으로 계산하였으며 이에 UR test에 근거한 콘크리트와 철근의 잔존강도 모델식들을 적용하여 기둥 단면의 축하중-축변형률 및 모멘트-곡률을 추적할 수 있는 수치해석적 모델을 제시하였다. 개발된 모델에 대하여 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 그 타당성을 검증하였다. 개발된 모델을 이용하여 본 연구에서 설정한 표준기둥단면이 4면 동일한 화재에 따른 축하중-축변형률 및 모멘트-곡률의 변화, 그리고 기둥의 P-M 상관도에 미치는 영향에 대하여 변수고찰을 실시하였다.

2. 모델링

화재로 인하여 철근콘크리트 기둥을 구성하는 철근 및 콘크리트는 물성의 변화를 겪게 된다. 그 결과 기둥 자체의 역학적 성질이 변하게 되며 이는 화재 후 상온에서 외부하중에 따른 기둥의 잔존거동에 변화를 가져오게 된다. 잔존거동의 변화 정도는 화해를 받은 시간, 기둥 단면의 기하학적 형상, 재료의 강도 등에 따라 변하게 된다. 따라서 정확한 잔존강도의 예측을 위하여 기둥 단면에 전달되는 온도를 추적할 수 있는 수치해석적 모델 개발이 선행되어야 하며 이 모델은 콘크리트의 열적변화에 따른 비선형 계수들을 충분히 고려하여야 한다. 특정시간 동안 화재에 노출된 콘크리트 기둥의 단면 내 온도추정이 선행되면 이로부터 냉각 후 실내온도 상태에서의 콘크리트 및 철근의 물성을 각 재료의 UR-test 결과를 이용한 모델을 이용하여 추적할 수 있다. 따라서 이에 구조 모델을 적용하여 기둥의 화재 후 잔존거동을 예측하게 된다. 이때 단면의 응력을 계산하기 위하여 기둥 단면 영역(domain)의 모든 좌표에서 최대가열 온도치를 적용하여야 한다. 본 연구에서는 비선형열전달식으로부터 구해진 단면 영역 내 각 절점의 온도치를 이선형 근사화(bilinear approximation)를 적용하여 연속함수로 근사화하여 단면 내력을 산정하였다.

2.1 열전달식의 수치해석 모델-Review

철근콘크리트 기둥에 대한 단면 내 열전달식은 다음과 같이 Fourier transient heat conduction 2계 비선형 편미분방정식을 적용한다¹⁰⁾.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) = (\rho c + \rho_w c_w \phi_w) \cdot \frac{\partial T}{\partial \tau} \quad (1)$$

여기서, k =콘크리트의 열전도율(W/m^2K), T =온도(K^0), ρ, ρ_w =콘크리트 및 콘크리트 내 잉여수의 밀도(kg/m^3), c, c_w =콘크리트 및 잉여수의 비열(J/kg^0K), ϕ_w =잉여수체적비, τ =시간(sec.)

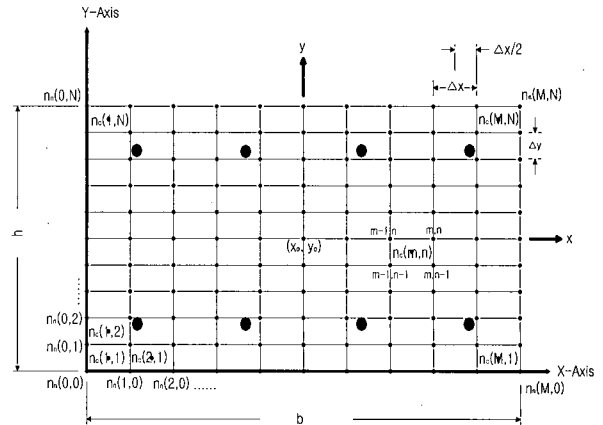


Fig. 1 Division of a concrete column section by rectangular grids

식 (1)에 대한 수치해석적 해법은 크게 유한차분법(finite difference method)과 유한요소법(finite element method)으로 구분된다. 식 (1)에 대한 근사해석은 온도에 따라 변하는 콘크리트의 열전도율(k) 및 비열(ρc), 그리고 단위체적당 잉여수량(ϕ_w)의 변화를 충분히 고려함과 동시에 수치해석적 방법론에 근거하여야 한다. J.Terro⁴⁾, M.Deaghan⁵⁾, T.T.Lie 등^{6,7)}, 강석원⁸⁾, 허은진⁹⁾ 등에 의하여 가열된 철근콘크리트 부재 내 온도변화에 대한 근사해석이 제시되었으나 이들 식들은 앞의 조건들을 모두 만족하지는 않는다. 따라서 기존의 모델의 단점을 극복하고 앞에서 언급한 조건들을 수렴하는 새로운 해석식이 본 저자들에 의하여 제시되었다¹⁰⁾. 본 저자들에 의하여 제시된 식은 양해유한차분법(explicit finite difference method)에 근거한다. Fig. 1은 단면크기가 $b \times h$ 인 장방형 철근콘크리트 기둥의 단면을 나타낸다. 기둥 단면은 $n_m(M, N)$ 개의 절점번호를 갖는 $(M+1) \times (N+1)$ 개의 절점으로 구성되었으며 $M \times N$ 개의 장방형 셀(cell)로서 구성되었다. 각 셀의 크기는 X-방향으로 Δx , Y-방향으로 Δy 를 갖는다.

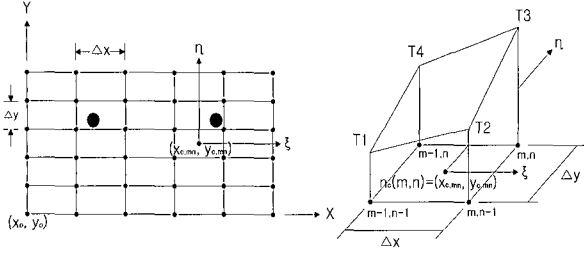
Fig. 1의 기둥단면에 대한 식 (1)의 근사식으로서 기둥 단면 영역(domain) 내에서의 온도 및 잉여수량에 대한 추정식, 그리고 안정수렴조건(stable condition)에 대한 식은 다음 식 (2)와 같다. 온도 및 잉여수량식은 각 시간대에서 분리식(uncoupled equation)으로 적용되어 산정된다. 기타 경계조건에서의 온도 추정식은 본 저자들의 논문(10) 부록에 수록되어 있으므로 여기서는 생략한다. 개발된 식은 화해를 입은 기둥단면 내 온도변화 실험치를 잘 예측하였다¹⁰⁾.

단면 영역 내에서의 온도추정식 :

$$T_{m,n}^{p+1} = T_{m,n}^p + \frac{\Delta \tau}{\rho c_{m,n}^p + \rho_w c_w \phi_w^p} \cdot K_{xygm}^p \quad (2a)$$

단면 영역 내에서의 잉여수량 추정식 :

$$\phi_{m,n}^{p+1} = \phi_{m,n}^p - \frac{\Delta \tau}{\rho_w \lambda_w} \cdot K_{xygm}^p \quad (2b)$$



(a) one quarter of rectangular section of a column (b) bilinear approximation in a cell

Fig. 2 Normalized coordinates and bilinear approximation for temperature distributions

수렴조건 :

$$\frac{2k_{\max} \cdot \Delta\tau}{(\rho c)_{\min} + (\rho_w c_w \phi_w)_{\min}} \left(\frac{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2}{(\Delta x)^2 (\Delta y)^2} \right) \leq 1.0 \quad (2c)$$

여기서,

$$k_{xymn}^p = \frac{1}{4(\Delta x)^2} (k_{x,m+1,n}^p T_{m+1,n}^p - 8k_{m,n}^p T_{m,n}^p + k_{x,m-1,n}^p T_{m-1,n}^p) + \frac{1}{4(\Delta y)^2} (k_{y,m,n+1}^p T_{m,n+1}^p - 8k_{m,n}^p T_{m,n}^p + k_{y,m,n-1}^p T_{m,n-1}^p)$$

$$k_{x,m+1,n}^p = k_{m+1,n}^p + 4k_{m,n}^p - k_{m-1,n}^p$$

$$k_{x,m-1,n}^p = k_{m-1,n}^p + 4k_{m,n}^p - k_{m+1,n}^p$$

$$k_{y,m,n+1}^p = k_{m,n+1}^p + 4k_{m,n}^p - k_{m,n-1}^p$$

$$k_{y,m,n-1}^p = k_{m,n-1}^p + 4k_{m,n}^p - k_{m,n+1}^p$$

ρ_w, λ_w = 물의 비중 및 증발열 (2.3×10^6 J/kg)

k_{\max} = 가장 큰 콘크리트 열전도율

2.2 기둥 잔존거동의 모델

2.2.1 단면 내 축력 및 모멘트 산정

화해 시 기둥단면 내에서의 온도분포는 단면 깊이별 온도차가 발생하게 되나 유한차분법에 의하여 산출된 온도변화는 주어진 이산절점들(discrete nodal points)에 대한 근사값들이다. 한편, 단면 내의 축력이나 모멘트는 단면 내 응력을 적분하여 구하여야 하므로 단면 내 각 절점에서 구하여진 이산형 응력값들을 연속값으로 보완해 주어야 한다. 본 연구에서는 다음 식 (3)과 같이 기둥 단면 내 임의의 셀(cell)을 구성하는 4개의 모서리 절점에서의 온도 (T_1, T_2, T_3, T_4)에 대하여 이선형화(bilinear quadrilateral) 근사법을 적용하여 cell 내부의 온도를 유추하였다(Fig. 2).

$$T(x, y) \approx \sum_{i=1}^4 N_i(x(\xi, \eta), y(\xi, \eta)) \cdot T_i = \sum_{i=1}^4 N_i(\xi, \eta) \cdot T_i \quad (3)$$

여기서, T_i = 각 절점의 온도 ($i = 1, 2, 3, 4$)

$$N_1 = \frac{1}{4} (1 - \xi)(1 - \eta), N_2 = \frac{1}{4} (1 + \xi)(1 - \eta)$$

$$N_3 = \frac{1}{4} (1 + \xi)(1 + \eta), N_4 = \frac{1}{4} (1 - \xi)(1 + \eta)$$

$$\xi = \frac{2}{\Delta x} (x - x_{c, mn}), \eta = \frac{2}{\Delta y} (y - y_{c, mn})$$

$$x_{c, m, n} - \frac{\Delta x}{2} \leq x \leq x_{c, m, n} + \frac{\Delta x}{2}$$

$$y_{c, m, n} - \frac{\Delta y}{2} \leq y \leq y_{c, m, n} + \frac{\Delta y}{2}$$

$x_{c, m, n}, y_{c, m, n}$ = 셀 중심에서의 x, y 좌표값

기둥 내 단면에 대하여 변형률이 산정된 경우, 상기 식 (3)과 같은 임의의 셀 내 온도분포를 가정하여 각 셀의 응력을 구한다. 이로부터 각 셀의 축력($\Delta P_{m,n}$) 및 모멘트($\Delta M_{m,n}$)를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\Delta P_{m,n} = \int_{x_{c, mn} - \frac{\Delta x}{2}}^{x_{c, mn} + \frac{\Delta x}{2}} \int_{y_{c, mn} - \frac{\Delta y}{2}}^{y_{c, mn} + \frac{\Delta y}{2}} \sigma \cdot dx dy \quad (4a)$$

$$\Delta M_{m,n} = \int_{x_{c, mn} - \frac{\Delta x}{2}}^{x_{c, mn} + \frac{\Delta x}{2}} \int_{y_{c, mn} - \frac{\Delta y}{2}}^{y_{c, mn} + \frac{\Delta y}{2}} \sigma \cdot x \cdot dx dy \quad (4b)$$

상기의 식은 가우스점(Gaussian points)를 이용하여 다음과 같이 적분할 수 있다.

$$\Delta P_{m,n} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \sigma(T(x(\xi), y(\eta)), \varepsilon(x(\xi), y(\eta))) \cdot d\xi d\eta \cdot \frac{\Delta x \Delta y}{4} \approx \frac{\Delta x \Delta y}{4} \sum_{k=1}^2 \sum_{l=1}^2 W_{k,l} \cdot \sigma(T(\xi_k, \eta_l), \varepsilon(\xi_k, \eta_l)) \quad (5a)$$

$$\Delta M_{m,n} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \sigma(T(x(\xi), y(\eta)), \varepsilon(x(\xi), y(\eta))) \cdot (x_{c, mn} + \frac{\Delta x}{2} \cdot \xi) \cdot \frac{\Delta x \Delta y}{4} \approx \frac{\Delta x \Delta y}{4} \sum_{k=1}^2 \sum_{l=1}^2 W_{k,l} \cdot \sigma(T(\xi_k, \eta_l), \varepsilon(\xi_k, \eta_l)) \cdot (x_{c, mn} + \frac{\Delta x}{2} \cdot \xi_k) \quad (5b)$$

여기서, $\xi_1 = \eta_1 = -0.577, \xi_2 = \eta_2 = 0.577, W_{k,l}$ = weights for Gaussian quadrature ($k=1,2$ 및 $l=1,2$)

각 셀의 축력($\Delta P_{m,n}$) 및 모멘트($\Delta M_{m,n}$)가 산정되면 이들의 합으로 단면의 축력 및 모멘트 크기를 산정한다.

$$P = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N \Delta P_{i,j} + \sum_{r=1}^{n_s} \sigma_{s,r} \cdot A_{s,r} \quad (6a)$$

$$M = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N \Delta M_{i,j} + \sum_{r=1}^{n_s} \sigma_{s,r} \cdot A_{s,r} \cdot x_r \quad (6b)$$

여기서, $\sigma_{s,r}, A_{s,r}, x_r$ 는 각각 r -번째 철근의 응력, 면적, 좌표이다.

2.2.2 알고리즘

개발된 모델은 화해를 입은 기둥의 축하중-축변형률 및

주어진 축하중에 대한 기둥 단면의 모멘트-곡률 관계를 추적할 수 있다. 알고리즘은 축변형률 또는 곡률을 가정하는 변위제어(displacement control)에 바탕을 두었다. 알고리즘에 적용된 가정은 다음과 같다: 1) 콘크리트와 철근 사이의 변형률 적합성(strain compatibility) 성립, 2) 변형 전 평면의 기둥단면은 변형 후에도 평면 유지, 3) 가열에 의한 철근온도변화는 동일 위치의 콘크리트온도와 동일 Fig. 3은 알고리즘에 대한 흐름도를 나타낸다. 개략적인 알고리즘은 다음과 같다.

- 1) 기둥의 기하학적 형상, 재료특성 및 양, 가열시간, 그리고 축력의 크기 등을 입력한다.
- 2) 식 (1) 및 식 (2)에 근거한 기둥 내 각 절점에서의 온도 ($T_{m,n}$)를 추정한다.
- 3) 축하중-변형률의 관계성이 요구될 경우
 - (1) 축변형률을 증가시킨다.
 - (2) 단면 내 콘크리트와 철근의 변형률을 산정한다.
 - (3) 만일 축변형률이 최종축변형률에 이르면 반복수행을 종료하고 그렇지 않을 경우, 단계 (1)부터 반복한다.
- 4) 주어진 축하중 상태에서 모멘트-곡률의 관계성이 요구될 경우
 - (1) 주어진 축력에 대한 초기 축변형률을 bisection 반복법에 근거하여 산정한다.
 - (2) 곡률을 $\Delta\phi$ 만큼 증가시킨다.
 - (3) 주어진 축력에 이르는 기둥 도심에서의 변형률을 이등분법(bisection) 반복법을 이용하여 산정한다. 이때 수렴조건은 $|\frac{P-P_0}{P_0}| \leq 0.01$ 로 하였다.(여기서 P_0, P =주어진 축하중 및 이등분법에 의한 근 사축하중)
 - (4) 만일 증가된 곡률(ϕ)이 최종곡률에 이른 경우 종료한다. 그렇지 않은 경우, 단계 (2)부터 반복한다.

2.2.3 화해를 입은 재료의 잔존 응력-변형률

화해를 입은 기둥의 잔존거동을 적절히 예측하기 위해서 기둥을 구성하는 콘크리트 및 철근의 화해 후 잔존응력-변형률에 대한 적절한 모델이 필요하다. 본 연구에서는 Nisigakirarou¹³⁾가 제안한 콘크리트 잔존 응력-변형률 모델과 허은진⁹⁾이 제안한 철근의 잔존 응력-변형률 모델을 적용하였다.

(1) 콘크리트의 잔존 응력-변형률¹³⁾

$$\sigma_c(T) = r_{cT} \cdot f_{ck} \cdot \frac{\varepsilon_c(T)}{\varepsilon_{c1}(T)} \cdot \frac{n}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_c(T)}{\varepsilon_{c1}(T)}\right)^n} \quad (7a)$$

$$r_{cT} = 1 + (3.36 \times f_{ck}^{-0.235} - 1) \times \frac{T-20}{380} \quad (7b)$$

(for $20^\circ C \leq T \leq 400^\circ C$)

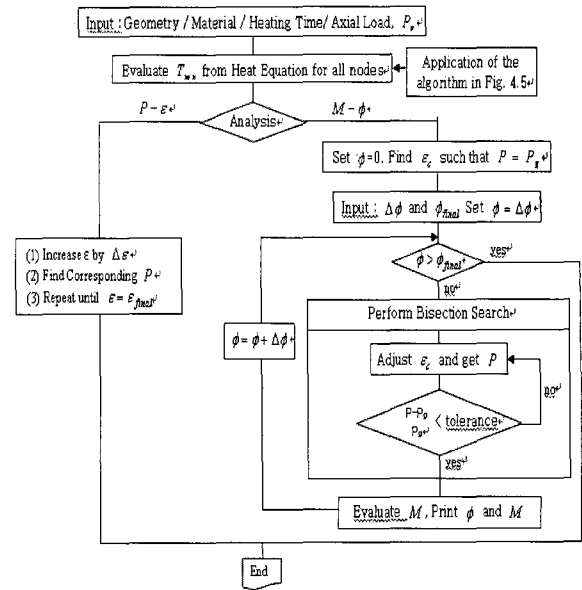


Fig. 3 Flowchart for residual capacity of fire-damaged reinforced concrete column

$$r_{cT} = 3.36 \times f_{ck}^{-0.235} + 0.00158 \times (400 - T) \quad (7c)$$

for $400 < T \leq 750^\circ C$

$$\varepsilon_{c1}(T) = -\frac{4.38}{10^{11}} \cdot T^3 + \frac{5.45}{10^8} \cdot T^2 - \frac{9.06}{10^6} \cdot T + 2.72 \quad (7d)$$

for $T < 750^\circ C$

$$\varepsilon_{c1}(T) = \varepsilon_{c1}(750) \quad \text{for } 750^\circ C \leq T \quad (7e)$$

$$n = 0.058 \cdot f_{ck} + 1 \quad (7f)$$

여기서, r_{cT} = 온도 T에서 콘크리트의 압축 잔존률
 f_{ck} = 온도 20°C 콘크리트 압축 강도(MPa)
 $\varepsilon_c(T)$ = 온도 T에서 콘크리트의 변형률
 $\varepsilon_{c1}(T)$ = 온도 T에서 최대 응력에서의 변형률

(2) 철근의 잔존 응력-변형률⁹⁾

$$\sigma_s = E_{sT} \cdot \varepsilon_s \quad \text{for } \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (8a)$$

$$\sigma_s = f_{yT} + E_{shT} \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_y) \quad \text{for } \varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (8b)$$

여기서, f_y, E_s = 상온에서의 철근항복강도 및 탄성계수(8c)

$$f_{yT} = \text{온도 T에서의 주근의 항복강도(MPa)} ; \quad (8d)$$

$$= r_{sT} \cdot f_y \quad (8e)$$

$$r_{sT} = 1.0 \quad \text{for } 20^\circ C \leq T \leq 600^\circ C \quad (8e)$$

$$r_{sT} = 1.0 - \frac{T-600}{1600} \quad \text{or } T > 600^\circ C \quad (8f)$$

$$\varepsilon_y = f_{yT} / E_{st} \quad (8g)$$

$$E_{sT} = r_E \cdot E_s \quad (\text{MPa}) \quad (8g)$$

$$r_E = 1.01 - 0.0158e^{0.0064T} \quad (8h)$$

$$E_{shT} = \text{온도 T에서의 주근의 비선형 탄성계수} \quad (8i)$$

$$E_{shT} = E_{st} / 100$$

Table 1 Column specimens exposed to fire

Names	f_{ck} (MPa)	Size		Reinforcements		Heating time (min.)
		Width (mm)	Depth (mm)	Rebars	f_y (MPa)	
RC4CP	20.5	350	350	4-D22	392	0
RC4CS1	20.5	350	350	4-D22	392	60
RC5CL2	20.5	350	350	4-D22	392	120
HRC4CP	55	350	350	4-D22	392	0
HRC4CS0.5	55	350	350	4-D22	392	30
HRC4CL0.5	55	350	350	4-D22	392	30

3. 실험치와 비교

실험치와 모델 예측치를 상호 비교하기 전에 모델자체의 셀의 크기에 따른 모델 예측치 상호간 차이에 대하여 조사하였다. 적용된 기둥의 단면크기 및 철근비는 각각 $600 \times 600 \text{ mm}$ 및 $\rho = 0.02$ 이다. ISO 가열곡선¹⁴⁾에 따라 120분 가열한 경우로서 셀 크기에 따른 중심축하중-축변형률 관계를 비교하였다. Fig. 4는 이선형(bilinear quadrilateral) 근사법을 적용한 결과, 제안된 수치해석모델이 주어진 셀의 수(또는 크기)에 관계없이 축하중-축변형률이 모든 경우 유사한 수렴도를 나타냄을 보여준다.

본 연구에서 개발된 모델의 적정성을 검증하기 위하여 화재 입은 기둥의 잔존거동 결과와 모델 예측치를 비교하였다. 실험체들은 일반강도 또는 고강도 콘크리트로 타설한 실물크기 기둥들로서 Table 1에 그 상세를 나타내었다. 이들 실험체들은 ISO 가열곡선에 따라 일정 시간 가열하고 난 후에 냉각시킨 후 육안으로 국부적인 철근의 좌굴이나 부재의 좌굴이 발견되지 않은 실험체들이다¹¹⁾.

Fig. 5는 이들 실험체들에 대한 축하중-축변형률 관계와 모델 예측치를 비교하여 나타내고 있다. 화재 정도에 따라 기둥의 축강성 및 축내력의 저하가 나타나며 개발된 모델은 이들의 잔존 거동을 비교적 잘 예측하고 있음을 알 수 있다. Fig. 5(e)의 HRC4CS0.5 시험체의 경우에는

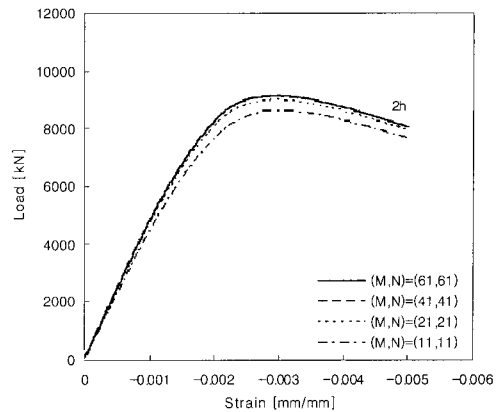


Fig. 4 Effect of grid sizes on residual axial behavior of fire-damaged column

가력 시 부재의 좌굴이 조기에 발생하여 실험이 종료된 경우이다.

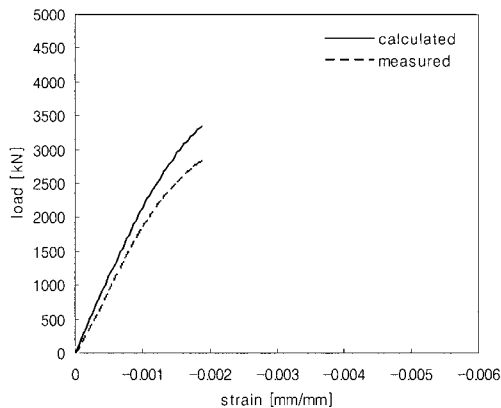
4. 화재 정도에 따른 기둥의 잔존내력

앞장에서 개발된 모델을 이용하여 화재정도에 따른 기둥의 잔존내력 및 이에 영향을 미치는 영향인자를 고찰하기 위하여 Fig. 6과 같은 기둥단면들을 선정하였다. 두 기둥 단면 모두 동일한 기둥 단면적을 가지며 동일한 철근량으로 배근되었다. 사용된 콘크리트의 강도는 $f_{ck}=30 \text{ MPa}$ 이며 철근의 항복강도는 $f_y=400 \text{ MPa}$ 이다. 기둥은 ISO 가열곡선에 따라 이론적으로 가열하였다.

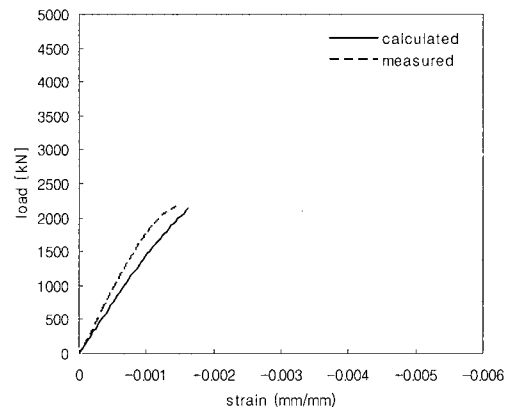
4.1 축하중-축변형률

4.1.1 피복두께

Fig. 6(a)의 단면에 피복두께는 10 mm, 50 mm, 100 mm 를 적용하였다. Fig. 7(a)에 의하면 큰 피복두께를 갖는



(a) RC4CP



(b) RC4CS1

Fig. 5 Comparisons of model predictions with uniaxial compression test results of fire-damaged columns(continue)

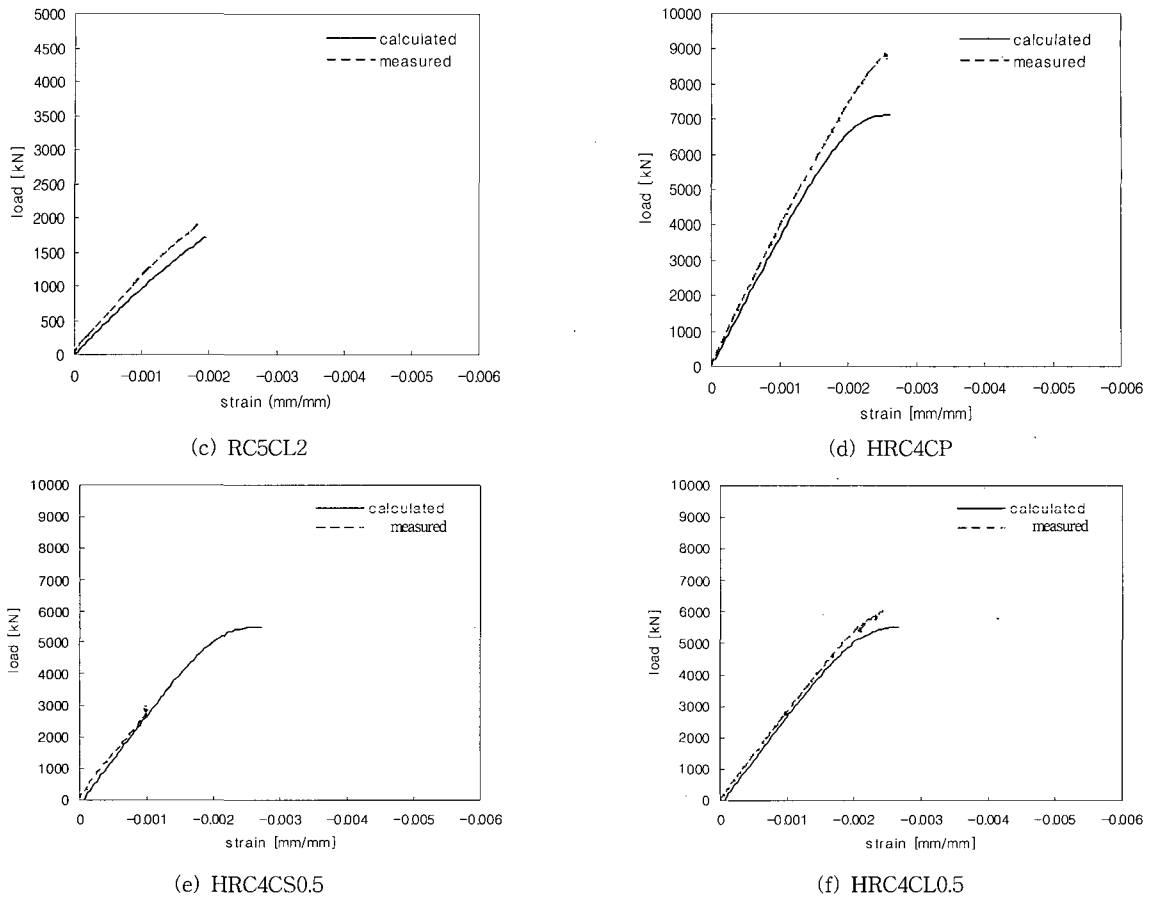
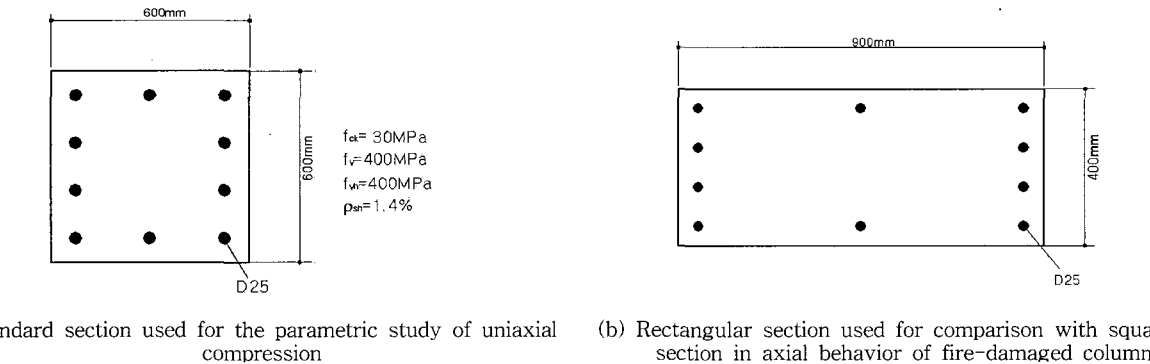


Fig. 5 Comparisons of model predictions with uniaxial compression test results of fire-damaged columns



(a) Standard section used for the parametric study of uniaxial compression

(b) Rectangular section used for comparison with square section in axial behavior of fire-damaged column

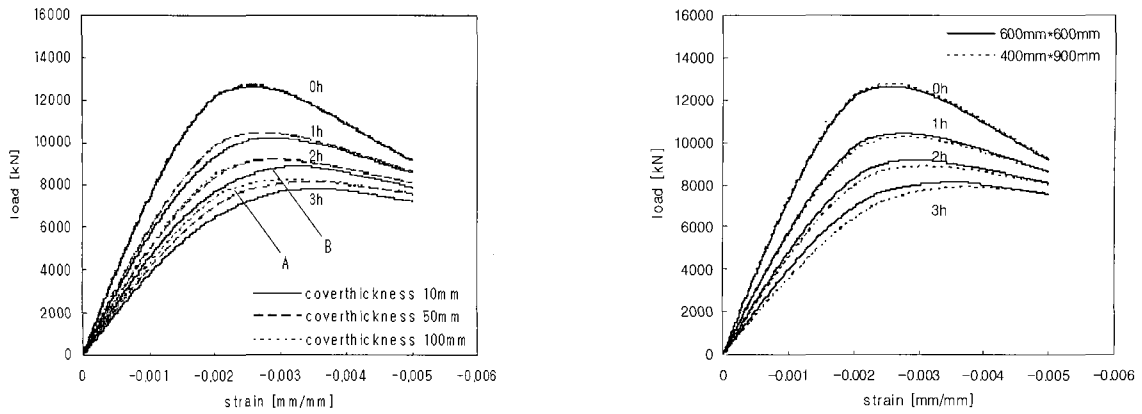
Fig. 6 Reinforced concrete columns selected for parametric studies

기둥의 경우, 화재 시 내력 및 축강성이 덜 감소함을 볼 수 있다. 또한, Fig. 7(a)에서, 축압축변형률 0.002 이하 영역에서 3시간 화해를 입은 100 mm(50 mm) 피복두께 기둥의 잔존거동(곡선 A)은 2.0시간 (2.5시간) 화해를 입은 10 mm 피복두께 기둥의 잔존거동(곡선 B)과 유사함을 나타낸다. 한편, 피복두께 50 mm와 100 mm를 갖는 두 기둥의 잔존거동은 화재시간이 2시간 이하일 경우, 거의 유사함이 관찰되었다. 이는 기존의 실험 연구 결과에서 관찰된 내용과 일치한다¹¹⁾. 따라서 본 연구에서 적용한 기둥단면에 대

하여 50 mm 내외의 피복두께는 ISO 표준가열곡선으로 최대 2시간 가열된 기둥 내 콘크리트에 대한 철근의 상대적 인 기계물성의 저하를 방지할 수 있는 두께라고 판단된다.

4.1.2 화재시간

Fig. 7(a)에 의하면 기둥의 잔존압축강도는 화해를 입지 않은 기둥에 비하여 평균적으로 1시간, 2시간, 3시간 화해를 입을 경우, 82.7%, 73.1%, 65.4% 각각 감소함을 알 수 있다. 또한 초기 축강성은 80.2%, 66.7%, 49.8%로 감소함



(a) Effect of different cover thicknesses on the axial behavior of fire-damaged columns (b) Effect of different column geometry on the axial behavior of fire-damaged columns

Fig. 7 Effects of main parameters on the residual axial behavior of fire-damaged concrete columns

을 알 수 있다. 따라서 600 mm×600 mm 단면의 기둥인 경우에도 화재에 따른 큰 축내력의 저하가 관찰됨으로써 국내건축법규¹²⁾ 제2조 1항7 호의 3절 및 제 3조 8호 별표 1과 관련하여 ‘기둥의 경우, 최소 지름이 250 mm 이상인 철근콘크리트조 기둥에 대해 건물의 층수 등 그 위치에 따라 통상적인 화재 때 30분에서 3시간까지 각각 견딜 수

있는 구조라고 규정된 내용은 수정이 요구된다.

4.1.3 기둥형상

Fig. 6(a)와 (b)의 단면에 대하여 화재시간에 따른 단면 축하중-축변형률을 나타내었다. 기하학적인 특성이 다르므로 단면 내 열전달 정도가 다른 경우이나 Fig. 7(b)에

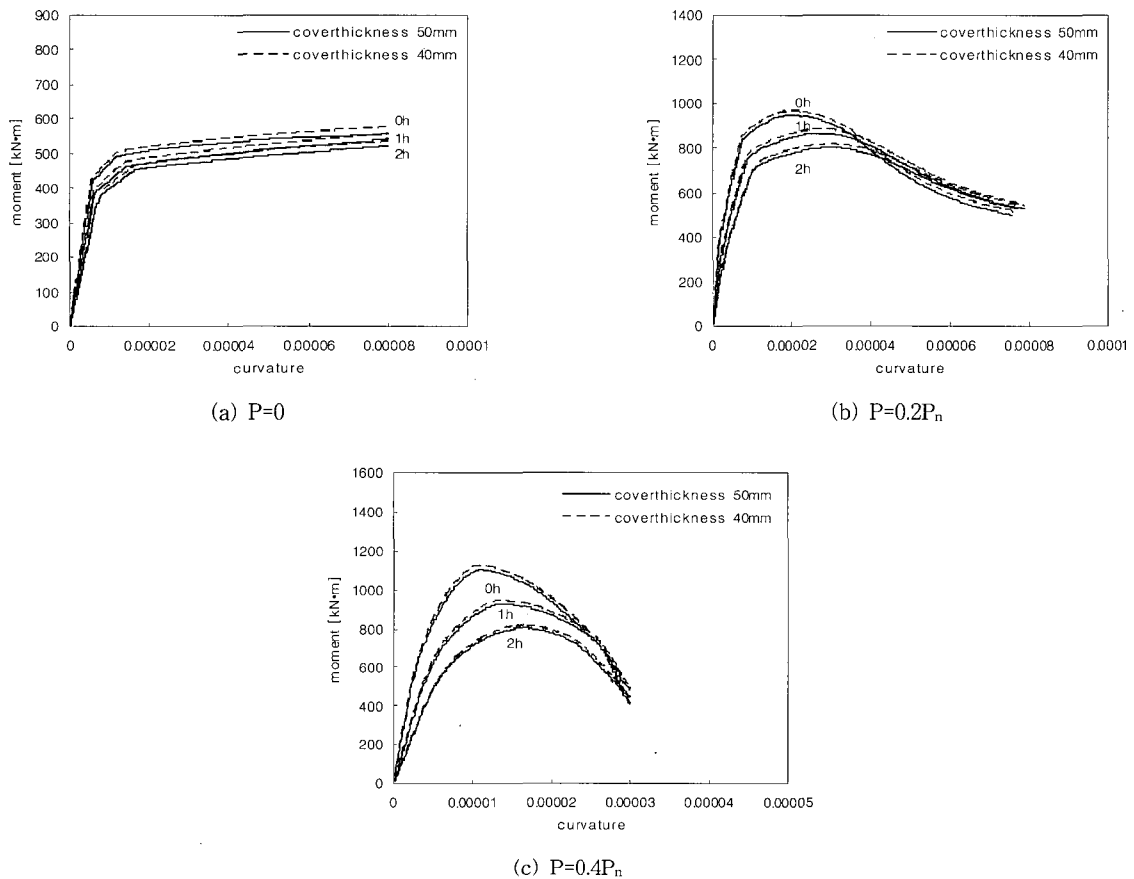


Fig. 8 Moment-curvature relations of square column for different parameters

나타난 것과 같이 두 기둥이 유사한 축하중-축변형률의 변화를 나타내었다. 이는 장방형 기둥의 단변 및 장변으로부터 기둥 심부로 전달되는 열 차이에 따른 콘크리트 열화 정도가 정방형기둥 내 콘크리트 열화 정도와 전단면적으로 거의 동일함을 나타낸다고 볼 수 있다.

4.2 모멘트-곡률

4.2.1 피복두께

Fig. 8은 Fig. 6(a) 기둥에 대하여 축력의 크기 ($P=0, 0.2P_n, 0.4P_n$) 및 화해시간(0, 1시간, 2시간)의 변화에 따른 단면의 잔존모멘트 및 곡률의 변화를 나타낸다. 전체적으로 피복두께가 작은 기둥의 경우, 휨강도가 증가하나 그 증가분은 미비함을 알 수 있다.

4.2.2 화해시간

Fig. 8에 의하면 축하중이 가하여지지 않은 경우 ($P=0$), 상온 시의 기둥단면 성능에 비하여 화해를 1시간 및 2시간 받는 경우, 평균적으로 휨강도가 96.0%, 92.0%로 감소하며 초기 휨강성은 78.4% 및 61.1%로 감소함을 알 수 있다. 한편 축하중이 $P=0.2P_n$ 인 경우, 1시간, 2

시간 화해를 입은 경우에 대하여 휨강도는 90.8%, 84.1%, 초기 휨강성은 69.4%, 54.5%로 감소하며 $P=0.4P_n$ 인 경우, 휨강도는 83.0%, 71.4%, 초기 휨강성은 54.4%, 43.5%로 감소한다. 따라서 화해를 입은 시간이 증가할수록 휨강도 및 초기 휨강성은 저하되며 특히 더 큰 축력이 기둥에 작용하는 경우, 화해를 입지 않은 기둥에 대한 화해를 입은 기둥의 휨강도 및 초기 휨강성의 상대값은 더 감소함을 알 수 있다.

4.2.3 기둥형상

Fig. 9는 Fig. 6(b)의 형상을 갖는 기둥에 대한 모멘트-곡률을 나타낸다. Figs. 8과 9를 비교할 때, 본 연구에서 적용한 단면형상의 기하학적 변화에 따른 기둥의 화해를 입지 않은 기둥에 대한 상대적인 휨강도 및 초기 휨강성의 저하정도는 유사하게 나타남을 알 수 있다.

4.3 P-M 상관도

앞에서 개발된 모델을 이용하여 화해를 입은 기둥의 단면 크기 및 화해시간에 따른 P-M 상관도를 이론적으로 고찰하였다. Fig. 10은 적용된 정방형 기둥단면 형상을 나

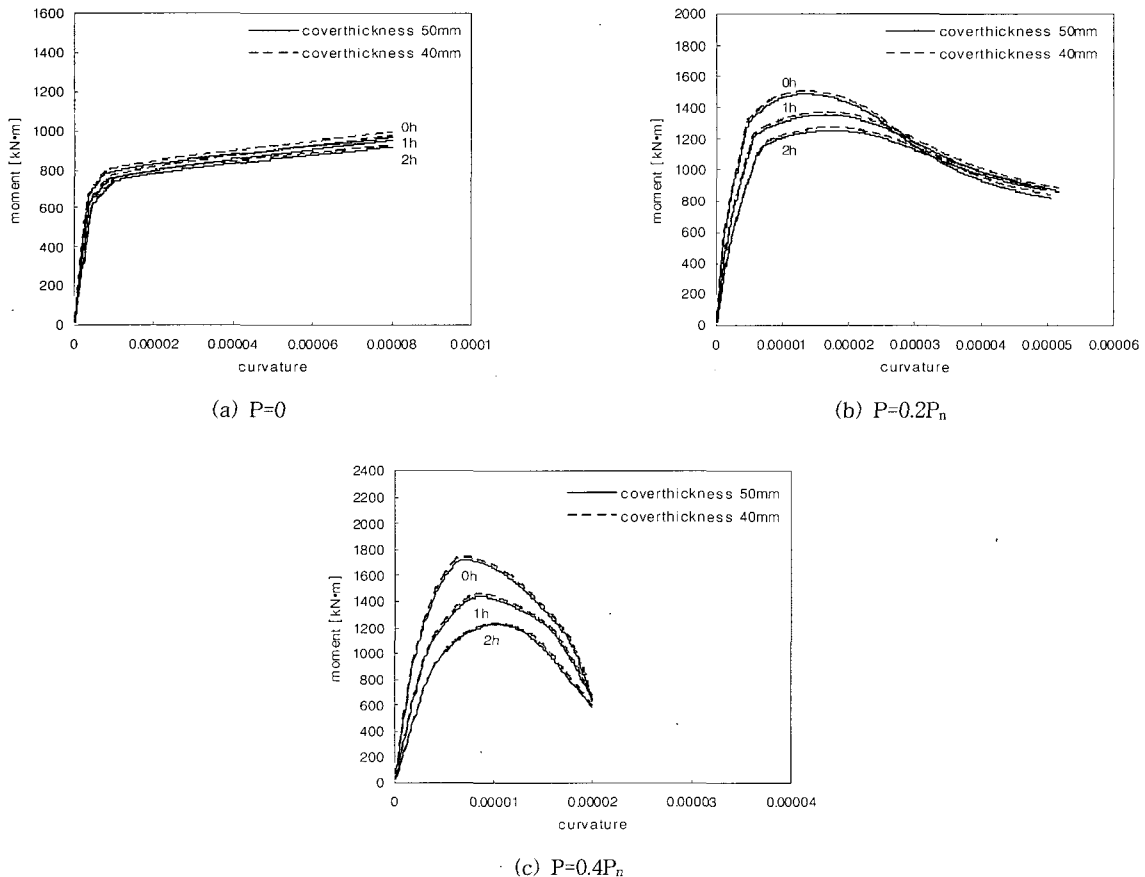


Fig. 9 Moment-curvature relations of rectangular column for different parameters

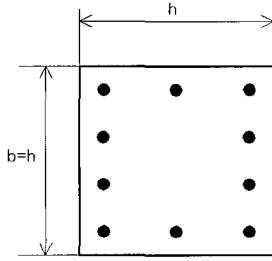


Fig. 10 Square column considered for sectional capacity in terms of P-M interaction curve

타낸다. 콘크리트 압축강도는 $f_{ck} = 23.5 MPa$ 이고 철근의 항복강도는 $f_y = 392 MPa$ 로 하였으며 철근 간격비(γ)는 0.8로 하였다. 기둥단면의 크기는 $A_0 = 250 mm \times 250 mm$ 를 기준으로 하여 $A_1 = 500 mm \times 500 mm$, $A_4 = 1,000 mm \times 1,000 mm$ 단면에 대하여 고찰하였다. 철근비는 $\rho = 0.02$ 및 0.04 두 경우를 고려하였다. 콘크리트의 극한변형률은 0.003으로 하였다.

Fig. 11은 철근비의 차이에 따른 화재 입은 각 기둥의 P-M 상관도를 나타낸다. 화재 받는 시간이 길어질수록 기둥의 조합내력($\sqrt{(\frac{P}{bh})^2 + (\frac{M}{bh^2})^2}$)은 감소하되 특히 단면이 작은 기둥의 경우 이 경향이 두드러지게 나타남을 알 수 있다. 즉, 화해를 입지 않은 기둥의 조합내력에 대하여 기둥 단면 크기가 $1,000,000 mm^2$ 이고 철근비가 $\rho = 0.02$ ($\rho = 0.04$)인 기둥의 경우, 1시간 및 2시간 화재에 대하여 그 조합내력이 평균적으로 89%(95.6%) 및 82%(92.3%) 정도의 감소를 가져오나 기둥 단면의 크기가 $62,500 mm^2$ 인 경우에는 55%(77.7%) 및 28%(45.1%) 정도의 감소를 가져옴을 볼 수 있다. 이는 단면이 작은 기둥의 경우, 화재에 의한 심부 콘크리트가 더 많은 화해를 입는 것에 기인한다. 또한 철근비가 작은 경우, 조합내력이 더 감소함을 알 수 있다.

5. 결 론

본 연구 결과로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 본 연구에서 제안한 화재 후의 철근콘크리트 기둥의 축하중-축변형률 및 휨-곡률에 대한 수치해석적 잔존거동 예측모델은 기둥을 구성하는 콘크리트의 비선형 열전도 및 열용량을 고려한다. 개발된 모델은 실험치를 잘 예측하였다.
- 2) 피복두께가 상대적으로 큰 기둥의 경우, 장시간 화재에 노출되어도 단기간 화재에 노출된 피복두께가 작은 기둥과 동등한 잔존거동을 확보한다. 본 연구에서 적용한 기둥단면에 대하여 50mm 내외의 피복두께는 ISO 표준가열곡선으로 최대 2시간 가열된 기둥 내 콘크리트에 대한 철근의 상대적 인계물성의 저하를 방지할 수 있는 두께라고 판단된다.

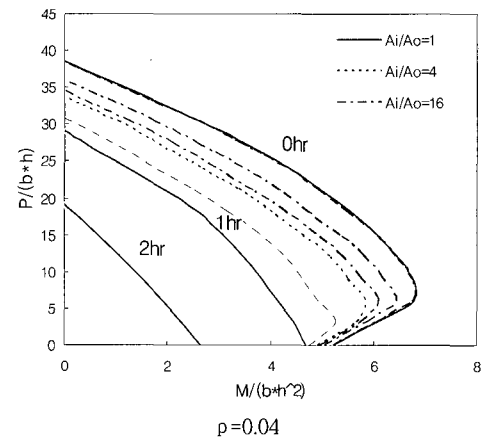
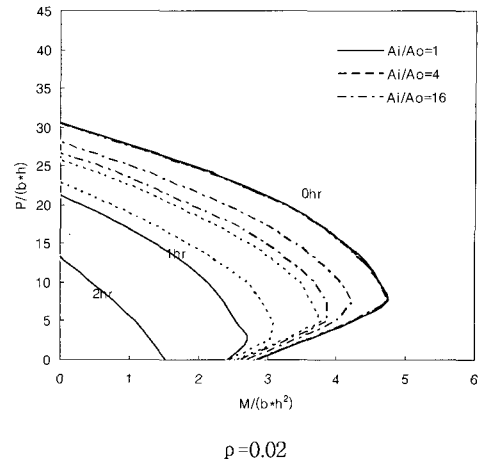


Fig. 11 P-M Interaction curves for different sectional areas and reinforcement ratios

- 3) 단면적이 같은 정방형 및 장방형 기둥의 경우, 동일한 화재 조건에서 유사한 상대내력 감소를 나타낸다.
- 4) 화재 시간이 증가할수록 철근콘크리트 기둥의 휨강도 및 초기 휨강성은 저하된다. 특히 축력이 화재 입은 기둥에 작용하는 경우, 화해를 입지 않은 기둥에 대한 화해를 입은 기둥의 잔존 휨강도 및 초기 휨강성의 상대값은 작용하는 축력이 클수록 감소한다.
- 5) 단면의 크기가 $600 mm \times 600 mm$ 와 같이 비교적 단면이 큰 기둥의 경우에도 3시간 화재 시에 잔존압축강도 및 축강성이 화해를 입지 않은 값의 65.4% 및 49.8% 정도만을 유지하였다.
- 6) 철근콘크리트 기둥의 조합내력($\sqrt{(\frac{P}{bh})^2 + (\frac{M}{bh^2})^2}$)은 화재시간이 증가할수록, 그리고 단면의 크기가 감소할수록 더욱 감소한다. 본 연구에서 단면적 $250 mm \times 250 mm = 62,500 mm^2$ 이고 철근비 $\rho = 0.02$ ($\rho = 0.04$)인 기둥의 화해를 입지 않은 동일 기둥의 조합내력에 대하여 평균적으로 55%(77.7%) 및 28%(45.1%) 정도를 유지함이 고찰되었다.

- 7) 철근비가 작은 경우, 조합내력이 더 감소하는 경향을 나타낸다.
- 8) 상기 5) 및 6)의 결과에 의하면 600mm×600mm 단면 기둥의 경우에도 화재에 따른 큰 축내력의 저하가 관찰됨으로 국내건축법규¹²⁾ 제2조 1항7 호의 3절 및 제 3 조 8호 별표 1과 관련하여 '기둥의 경우, 최소 지름이 250mm 이상인 철근콘크리트 조 기둥에 대해 건물의 층수 등 그 위치에 따라 통상적인 화재 때 30분에서 3시간까지 각각 견딜 수 있는 구조'라고 규정된 내용은 수정이 요구된다.
- 9) 화해를 입은 기둥의 경우, 단기간 화재에도 상당한 내력저하가 우려되므로 화해를 입은 기둥의 보강은 보강 전에 화해 입은 기둥 심부콘크리트 내력에 대한 이론적, 실험적 검증과정이 필수적이라 할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 특정기초연구과제 (과제번호 R01-2004-000-10348-0)의 지원사업으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Harmathy, T. Z., "Thermal Properties of Concrete at Elevated Temperature", *Journal of Material*, JMLSA, Vol.5, No.1, March 1970, pp.47~74.
2. Harmathy, T. Z., *Effect of Moisture on the fire endurance of Building elements*, In *Moisture in Material in Relation to Fire Test*, ASTM STP 385, American Society for Testing and Materials, Philadelphia PA, 1965, 74pp.(Chaps 4, 13).
3. Harmathy, T. Z., *Fire Safety Design and Concrete*, Longman Scientific & Technical, 1993.

4. Mohamad J. Terro, "Numerical Modeling of the Behavior of Concrete Structures in Fire", *ACI Structural Journal*, Mar.-Apr. 1998, pp.183~193.
5. Dehghan, M., "A New ADI Technique for Two-Dimensional Parabolic Equation with an Integral Condition", *Compustes & Mathematics with Applications*, Vol.43, 2002, pp.1477~1488.
6. Lie, T. T., Lin, T. D., Allen, D.E., and Abrams, M. S., *Fire Resistance of Reinforced Concrete Columns*, National Research Council Canada Division of Building Research, Ottawa, 1984.
7. Lie, T. T., "Temperature Distribution in Fire-Exposed Building Columns", *Journal of Heat Transfer 99 Series C 113*, 1977, (Chap. 13).
8. 강석원, *Numerical Analysis of Reinforced Concrete Column and Beam at High Temperature*, 서울대학교 대학원, 건축학과, 2001. 2.
9. 허은진, "철근콘크리트 휨 부재의 내력성능에 관한 해석적 연구", 부산대학교 대학원, 석사학위 논문, 2001.
10. 이승환, "화해를 입은 실물크기 일반강도 철근 콘크리트 기둥의 구조거동", 중앙대학교 대학원, 석사학위논문, 2003. 2.
11. 화재피해를 입은 고강도 및 일반강도 철근 콘크리트 부재의 구조적 성능 규명 및 보수, 건설교통부 한국건설교통기술평가원, 2003, 11.
12. 건축제법규, 건축물의 피난·방화구조등의 기준에 관한 규칙 제3조, 건교부고시 제 2000-93호.
13. Nisigakitarou 外 5 人, "高濃時におけるコンクリートの力學的的特性のモデル化," 日本建築學會大會學術演講梗概集, 1995. 8, pp.71~72.
14. ISO, *Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction*, ISO 834-1975, International Organization for Standardization, 1975.

요 약

화재에 노출된 철근콘크리트 구조물의 안정성 판단 및 보강정도를 결정하기 위하여 화재손상을 입은 철근콘크리트 기둥의 잔존거동을 예측하기 위한 합리적 모델이 필요하다. 화재 손상을 입은 철근콘크리트 기둥의 잔존거동을 예측하기 위한 이론모델은 기둥 내부에 전달되는 열, 구성 재료의 열화 정도, 그리고 여러 형태의 기둥단면 형상을 고려할 수 있어야 한다. 본 연구에서 제안한 수치해석 모델은 이러한 영향인자들을 고려한다. 개발된 모델은 화해를 입은 기둥의 잔존거동을 적절하게 예측하였다. 개발된 모델을 이용하여 피복두께, 화재노출시간, 기둥의 기하학적 형상 등이 철근콘크리트 기둥의 잔존거동에 미치는 영향에 대하여 변수 고찰하였다. 변수고찰 결과, 장기간 화재에 따른 기둥의 잔존내력 감소가 심각하게 나타났으나 기타 변수들의 차이에 따른 잔존거동의 차이는 적은 것으로 나타났다.

핵심용어 : 화재, 열전달, 수치해석모델, 철근콘크리트, 잔존거동