



화해를 입은 보통강도 철근콘크리트 정방형 기둥의 실용 잔존내력식

이차돈^{1)*}·이승환¹⁾·이창은¹⁾

¹⁾중앙대학교 건축공학과

(2004년 12월 15일고접수, 2005년 12월 30일 심사완료)

Practical Predictive Formulas for Residual Strengths of Fire-Damaged Normal Strength Reinforced Concrete Square Columns

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

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

(Received December 15, 2004, Accepted December 30, 2005)

ABSTRACT

The behavior of concrete structures subject to fire is complex, depending on many factors. The factors usually considered in research include the level and endurance of temperatures in concrete and reinforcing bars, the mechanical properties of the steel and concrete, moisture contents, cover thickness, existence of eccentricity, and member geometry among others. Although there are a few sophisticated numerical models which can trace the effects of these important parameters on the residual capacity of reinforced concrete columns damaged by fire, practical predictive formulas are in need for rapid yet reasonable assessment in practice. The practical formulas are developed in this study for fire-damaged normal strength reinforced concrete square columns, which can approximate the predictions of those sophisticated numerical models with ease in use. The formulas take into account the effects of exposure time to fire, concrete strength, reinforcement ratio and sectional area. The developed formulas are seen to correlate with the predictions of numerical model in a reasonable agreement. Some examples are also presented in determining the residual strength, safety and additionally needed strengths for a fire-damaged reinforced concrete column.

Keywords: fire, normal strength, predictive formulas, reinforced concrete column, residual capacity

1. 서 론

일반적으로 철근콘크리트 구조물은 화재에 대하여 내화성이 우수한 것으로 간주되어 왔다. 국내 건축법규¹⁾에서는 최소 지름이 250mm 이상인 철근콘크리트 기둥에 대해 건물의 층수 등 그 위치에 따라 통상적인 화재 때 30분에서 3시간까지 각각 견딜 수 있는 구조라고 규정하고 있다. 이에 따라 화재가 발생한 철근콘크리트 구조물의 경우, 충분한 안정성 검증 없이 보수 또는 보강을 하여 재사용하는 경우가 있다. 콘크리트의 경우, 불연성이며 또한 열전도율이 낮은 것은 사실이다²⁾. 이는 콘크리트 내의 시멘트페이스트가 가열됨에 따라 흡열반응(endothermic reaction)을 나타내어 결과적으로 화재에 노출된 콘크리트의 온도상승을 감하여 주기 때문이다. 그러나 철근콘크리트 구조물이 화재에 노출될 경우, 콘크리트 및 철근의 온도가 상승함에

따라 가력 및 지점조건에 따라 변형의 증가 및 이를 수반한 붕괴가 발생할 수 있다. 특히 내부기둥의 경우, 4면이 화재에 노출됨으로써 화재에 따른 자체적인 내력 감소가 급격히 감소할 수 있으며 기둥과 연결된 수평부재의 가열로 인한 횡방향 변위 증가로 전단 및 좌굴파괴도 발생할 수 있다. 화재에 노출된 철근콘크리트 구조물의 거동은 많은 인자들에 의하여 영향을 받는데 대표적인 것으로는 가열 시 가하여진 축력크기, 가열시간 및 가열정도, 콘크리트와 철근의 기계적 성질, 피복의 탈락정도, 함수율, 피복두께, 편심의 유무, 부재의 단면적과 관련된 형상 등을 들 수 있다. 이들 영향을 규명하기 위하여 화해를 입은 보통강도 및 고강도 철근콘크리트 기둥에 대한 실험 및 이론 연구는 다양하게 진행되어 왔다³⁻⁶⁾. 화재 실험의 경우, 화재에 따른 단면 내 열전달 정도가 단면의 형상(폭-길이 비) 및 크기와 관계가 되므로 현실적인 실험 관찰을 위하여 실물 크기의 실험체가 요구된다. 그러나 이러한 실물 실험은 고가의 실험비가 요구됨에 따라 제한적인 범위 내에서 부분적인 실험만을 실시하여야 하는 단점이 있다. 따라서 이러한

* Corresponding author

E-mail : cdlee@cau.ac.kr

©2006 by Korea Concrete Institute

실험의 한계성을 극복하고 화해에 따른 철근콘크리트 기둥의 거동을 규명하기 위한 이론 연구가 병행되어 왔다. 이론 모델은 주로 유한요소 및 유한차분법 등에 기초하고 있으며⁶⁻⁸⁾ 이들 모델들은 앞에서 기술한 일부 주요 인자들의 영향을 고려할 수 있다. 이론 모델들은 화해 시 기둥의 거동 및 화해 후 상온 상태에서의 잔존강도에 대한 해석 모델들로 구분될 수 있다. 화해 진행에 따른 높은 온도 하에서의 기둥거동에 대한 모델과는 달리 화해 후 상온상태에서의 잔존강도에 대한 모델은 화재 손상을 입은 기둥의 상온에서의 잔존중지능력 능력을 가늠함으로써 추후 구조물의 사용가능성에 대하여 추가적인 보수 및 보강의 정도를 규명함에 적용될 수 있다. 본 연구에서는 선행 연구에서 개발된 잔존강도모델⁸⁾을 적용하여 화해를 입은 철근콘크리트 기둥 단면의 잔존조합내력(잔존축력 및 잔존모멘트강도)을 예측하기 위한 실용식을 개발함에 그 목적을 두었다. 예측식은 실용성을 갖추과 동시에 단면크기, 철근비, 콘크리트 강도, 화해시간 등의 주요인자들의 영향이 고려되도록 하였다. 개발된 예측식은 실무에서 간편히 적용할 수 있는 형태를 갖도록 하였다.

2. 수치해석 모델

화재로 인하여 철근콘크리트 기둥은 축력 및 휨에 대한 내력저하를 가져온다. 이는 철근콘크리트를 구성하는 콘크리트 및 철근이 화해를 입어 재료적 물성의 저하를 가져오기 때문이다. 따라서 화해를 입은 기둥의 거동을 추적하거나 또는 축력 및 휨에 대한 내력저하 정도를 예측하기 위하여 우선적으로 화해 시 기둥 단면에 전달되는 열의 양을 예측할 수 있는 모델이 필요하다. 또한 화해 정도에 따른 기둥의 단면 내력을 예측할 수 있는 구조 모델이 필요하다.

철근콘크리트 기둥에 대한 단면 내 열전달식은 다음과 같이 Fourier transient heat conduction 2계 비선형 편미분 방정식을 적용한다.

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

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

식 (1)에 대한 합리적인 근사 해석은 온도에 따라 변하는 콘크리트의 열전도율(k) 및 비열(ρc), 그리고 단위체적당 잉여수량(ϕ_w)의 변화를 고려하여야 한다. 본 저자들은 이 전의 연구에서 기존의 모델의 단점을 극복하고 앞에서 언급한 조건들을 고려하는 수렴하는 양해유한차분법

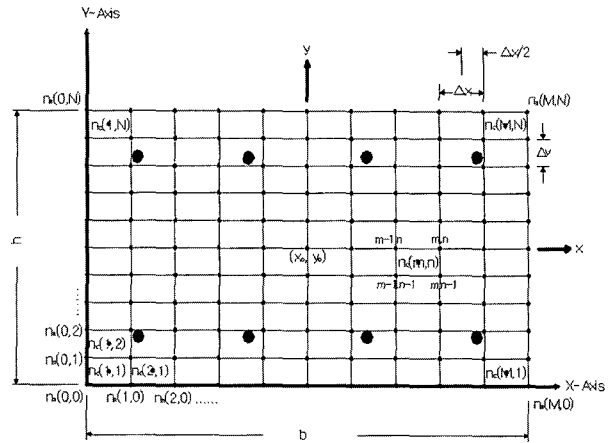


Fig. 1 Division of a concrete column section by rectangular grids

(explicit finite difference method)에 근거한 새로운 수치해석식을 제시하였다⁸⁾. Fig. 1과 같은 직사각형 철근콘크리트 기둥에 대하여 기둥 단면 내 임의 절점(m, n)에 대하여 기존에 제시한 양해유한차분법식은 다음과 같다. 여기서 경계조건에 해당되는 식은 기존의 [참고문헌 8]에 수록되어 있으므로 생략하였다.

$$T_{m,n}^{p+1} = T_{m,n}^p + \frac{\Delta \tau}{\rho c_{m,n} + \rho_w c_w \phi_w} \left\{ \frac{1}{4(\Delta x)^2} [k_{x,m+1,n}^p \cdot T_{m+1,n}^p - 8k_{m,n}^p \cdot T_{m,n}^p + k_{x,m-1,n}^p \cdot T_{m-1,n}^p] + \frac{1}{4(\Delta y)^2} [k_{y,m,n+1}^p \cdot T_{m,n+1}^p - 8k_{m,n}^p \cdot T_{m,n}^p + k_{y,m,n-1}^p \cdot T_{m,n-1}^p] \right\} \quad (2)$$

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

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

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

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

상기의 식 (2)로 기둥 단면 내 온도가 결정되면 화해를 입은 콘크리트 및 철근의 잔존응력-변형률 모델에 근거하여 화해 입은 기둥의 잔존거동 모델 및 이를 이용한 P-M 상관도를 구할 수 있다. 본 연구자들에 의하여 기존에 제시된 화해 입은 기둥의 잔존강도 모델은 상기 식 (2)로 계산된 각 절점의 온도에 대하여 bilinear quadrilateral 근사법을 적용하여 절점 외 임의의 점에서의 내부 온도를 유추함으로써 단면 내력 산정 시 발생할 수 있는 오차를 최소화 하였다⁸⁾. 이 모델은 기본적으로 주어진 일정한 축하중에 대하여 기둥 내 단면의 곡률을 증분하는 형태의 변위제어 방식의 모델이며 주어진 곡률에서 주어진 축력이 산정되도록 변형률을 수치해석적으로 결정하여 단면의 모멘트-곡률을 추적한다. 기둥 내 단면에 대하여 적정의 변형률이

주어진 경우, 각 셀의 축력($\Delta P_{m,n}$) 및 모멘트($\Delta M_{m,n}$)를 다음과 같이 Gaussian points를 이용하여 산정한다.

$$\Delta P_{m,n} = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \sigma(T(x(\xi), y(\eta)), \varepsilon(x(\xi), y(\eta))) \cdot d\xi d\eta \cdot \frac{\Delta x \Delta y}{4}$$

$$\approx \frac{\Delta x \Delta y}{4} \sum_{k=1}^2 \sum_{l=1}^2 W_{k,l} \cdot \sigma(T(\xi_k, \eta_l), \varepsilon(\xi_k, \eta_l))$$

$$\Delta M_{m,n} = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \sigma(T(x(\xi), y(\eta)), \varepsilon(x(\xi), y(\eta))) \cdot d\xi d\eta \cdot (x_{c,mn} + \frac{\Delta x}{2} \cdot \xi) \cdot \frac{\Delta x \Delta y}{4}$$

$$\approx \frac{\Delta x \Delta y}{4} \sum_{k=1}^2 \sum_{l=1}^2 W_{k,l} \cdot \sigma(T(\xi_k, \eta_l), \varepsilon(\xi_k, \eta_l)) \cdot (x_{c,mn} + \frac{\Delta x}{2} \cdot \xi_k) \quad (3)$$

여기서, $\xi_1 = \eta_1 = -0.577$, $\xi_2 = \eta_2 = 0.577$

$$W_{k,l} = 1 (k=1, 2 \text{ 및 } l=1, 2)$$

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

$$P = \sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N \Delta P_{m,n} + \sum_{r=1}^{n_s} \sigma_{s,r} \cdot A_{s,r} \quad (4a)$$

$$M = \sum_{m=1}^M \sum_{n=1}^N \Delta M_{m,n} + \sum_{r=1}^{n_s} \sigma_{s,r} \cdot A_{s,r} \cdot x_r \quad (4b)$$

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

상기에서 제시한 이론식(식 (1)부터 식(4))에 근거하여 개발된 모델들은 화재 시의 철근콘크리트 기둥 내 열전달 및 화재 후 기둥의 잔존축거동을 잘 예측함이 고찰되었다⁸⁾.

3. 화재 입은 기둥의 P-M 상관곡선식

본 장에서는 화해를 입은 철근콘크리트 기둥에 대한 P-M 상관도식의 유도과정에 대하여 설명하였다. 화해를 입은 기둥의 이론적 잔존 P-M 상관곡선들은 앞의 장에서 설명한 모델을 이용하여 구하였다.

이때 모든 기둥은 ISO 가열곡선⁹⁾ 식에 따라 소정의 시간까지 가열되었다. 기둥을 구성하는 콘크리트 및 철근의 화재 후 잔존 응력-변형률 모델은 Nisigakitarou¹⁰⁾ 및 Lie, T.T.¹¹⁾가 제안한 식을 적용하였다. 본 연구자들의 선행연구 결과⁸⁾에 의하면 동일면적을 갖는 정방형기둥의 경우, 철근거리비(γ = 양면 철근중심거리/기둥측면길이) 그리고 피복두께는 화해를 입은 기둥의 잔존내력에 미치는 영향이 미비하므로 실용식을 유도하는데 있어 이들 영향은 제외하였다. 전체적으로 $\gamma = 0.8$, 피복두께 = 40 mm를 적용하였다. 유도한 식은 일축방향으로 배근된 기둥에 한하여 적용 가능하다.

화해를 입은 보통강도 철근 콘크리트 정방형 기둥의 실용 잔존내력식

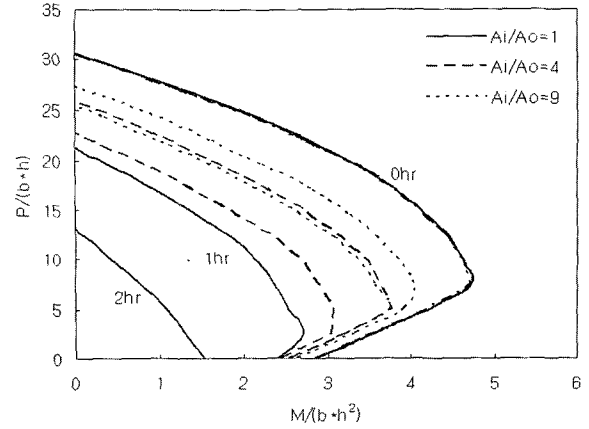


Fig. 2 P-M Interaction curves of square columns with different sectional areas ($f_{ck} = 23.5 \text{ MPa}$, $\rho = 0.02$, $\gamma = 0.8$)

3.1 화해를 입은 기둥의 잔존 P-M 상관곡선 특성

Fig. 2는 앞의 2장에서 설명한 모델을 이용하여 구한 기둥의 화재 후 잔존 P-M 상관곡선을 나타낸다. 기둥단면 크기는 각각 $A_0 = 250 \times 250 \text{ mm}^2$, $A_4 = 500 \times 500 \text{ mm}^2$, $A_9 = 750 \times 750 \text{ mm}^2$ 이다. 모든 기둥은 콘크리트 강도 $f_{ck} = 23.5 \text{ MPa}$ 이며 철근비 $\rho = 0.02$ 로 배근되었으며 기둥 단면 내 휨 방향에 대한 철근중심간 거리비는 기둥깊이에 대하여 $\gamma = 0.8$ 로 하였다. Fig. 2에 의하면 동일한 화해를 받을 경우, 단면적이 작은 기둥일수록 P-M 상관도로 나타내어지는 조합내력이 감소함을 알 수 있다. 이는 동일한 화재조건에서 단면적이 작을수록 상대적으로 기둥심부를 포함한 많은 부분의 콘크리트가 화해를 입기 때문이다. 한편, 화해를 입은 기둥의 P-M 상관도는 화해를 입지 않은 P-M 상관도 형태와 비교하여 1시간 및 2시간 화해를 입은 경우에도 P-M 상관도가 거의 유사한 형태를 나타냄을 볼 수 있다.

Fig. 3에 나타낸 바와 같이 기둥단면이 $A_9 = 750 \times 750 \text{ mm}^2$ 인 기둥에 대하여 $(PM)_{t_f} = \sqrt{\left(\frac{P}{bh}\right)^2 + \left(\frac{M}{bh^2}\right)^2}$ 를 t_f -시간 동안 화해를 입은 기둥의 조합내력합을 나타낸다고 하면 가열시간에 따른 $(PM)_{t_f}/(PM)_0$ 값의 변화는 $\left(\frac{P}{bh}, \frac{M}{bh^2}\right) = \left(0, \frac{M}{bh^2}\right), \left(\frac{P}{bh}, 0\right), \left(\frac{P_b}{bh}, \frac{M_b}{bh^2}\right)$ 에 대하여 Fig. 4와 같이 동일 화재시간대에서 유사한 값을 나타낸다. 여기서 $P_b, M_b =$ 균형상태에서의 축력 및 모멘트 내력이다. 이러한 유사성은 기둥크기가 변하여도 동일하게 관찰되었다. Fig. 5는 기둥 단면의 크기가 A_0 부터 A_{16} 까지 변환에 따른 화재 시간별 $(PM)_{t_f}/(PM)_0$ 의 평균값 변화를 나타낸다. Fig. 5에 의하면 단면이 클수록, 그리고 화재시간이 작을수록 $(PM)_{t_f}/(PM)_0$ 의 값은 1.0에 수렴함을 알 수 있다.

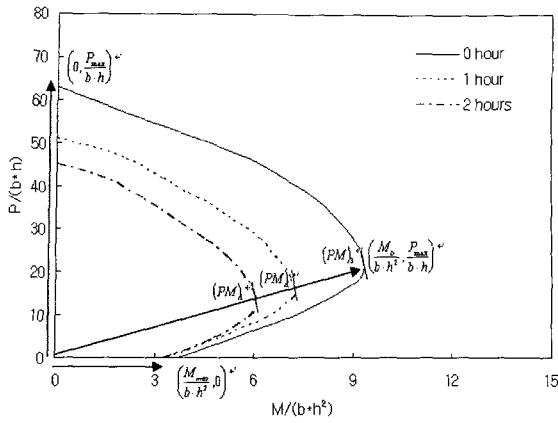


Fig. 3 P-M interaction curves of a fire-damaged column and definition of $(PM)_{t_f}$, $t_f=1$ and 2 hrs. ($f_{ck}=23.5MPa, A_0=750 \times 750mm^2$)

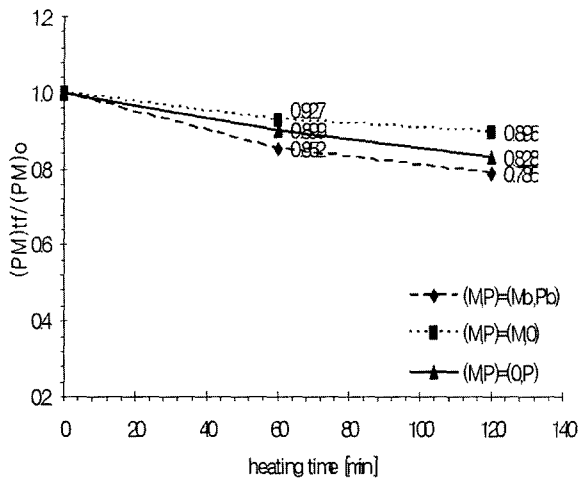


Fig. 4 Values of $(PM)_{t_f}/(PM)_0$ at

$$\left(\frac{M}{b \cdot h^2}, \frac{P}{b \cdot h}\right) = \left(0, \frac{P_{max}}{b \cdot h}\right), \left(\frac{M_b}{b \cdot h^2}, \frac{P_b}{b \cdot h}\right)$$

and $\left(\frac{M_{max}}{b \cdot h^2}, 0\right)$ for different heating time ($f_{ck}=23.5MPa, A_0=750 \times 750mm^2$)

한편, 본 연구자들의 선행 연구 결과에 의하면⁸⁾ 철근콘크리트 기둥이 2시간 이상의 장시간 화재에 노출될 경우, 심각한 내력 손상이 수반됨이 고찰되었다. 그 결과, 이보다 적은 시간에 노출된 기둥의 P-M 상관도와 비교하여 전혀 다른 양상의 P-M 상관도가 고찰되어 P-M 상관도 간의 유사성이 결여됨이 고찰되었다. 따라서 본 연구에서는 최대 화재 시간 2시간으로 한정하여 근사 예측식을 유도하였다.

3.2 화재 입은 기둥의 실용 P-M 상관식 개발

Fig. 5에 나타난 경향에 따라 다음과 같은 식을 적용하여 $\frac{(PM)_{t_f}}{(PM)_0}$ 관계를 근사적으로 나타낼 수 있다.

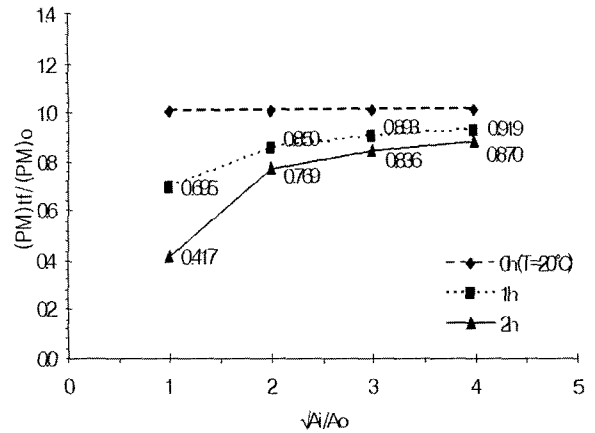


Fig. 5 Average values of $(PM)_{t_f}/(PM)_0$ for different heating time

$$\frac{(PM)_{t_f}}{(PM)_0} = 1.0 + \frac{\alpha_{pt} \cdot t_f}{\sqrt{A_i/A_0}} \quad (5)$$

여기서, α_{pt} = coefficient for best fit

t_f = heating time(hour)

A_0 = reference sectional area of a column
= $250 \times 250 mm^2$

$A_i = i \times A_0$, $i=1, 4, 9$, and 16

콘크리트 강도가 $f_{ck}=23.5MPa$ 이고 철근비 $\rho=0.02$ 의 기둥이 화해를 1시간 입은 경우, 이에 대한 상기 식 (5)의 계수 α_{pt} 는 Fig. 5에 나타난 $(PM)_{t_f}/(PM)_0$ 의 평균값들을 식 (5)에 대입하면 아래와 같다.

$$0.695 = 1 + \frac{\alpha_{pt} \cdot 1}{1}, \quad 0.850 = 1 + \frac{\alpha_{pt} \cdot 1}{2}$$

$$0.893 = 1 + \frac{\alpha_{pt} \cdot 1}{3}, \quad 0.919 = 1 + \frac{\alpha_{pt} \cdot 1}{4} \quad (6)$$

상기 식들을 행렬로 나타내면 아래와 같다.

$$[A] \cdot \bar{\alpha}_{pt} = \bar{c} \quad (7)$$

여기서,

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 \\ 1/2 \\ 1/3 \\ 1/4 \end{bmatrix}_{4 \times 1}, \quad \bar{\alpha}_{pt} = [\alpha_{pt}]_{1 \times 1}, \quad \bar{c} = \begin{bmatrix} 0.695-1 \\ 0.850-1 \\ 0.893-1 \\ 0.919-1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.305 \\ -0.150 \\ -0.107 \\ -0.081 \end{bmatrix}$$

계수 α_{pt} 는 위의 식 (7)에 최소자승법(least square method)을 적용함으로써 (8)과 같이 구할 수 있다.

Table 1 Averaged values of $(PM)_{t_f}/(PM)_o$ for different reinforcement ratios ($f_{ck} = 23.5MPa$)

Heating time(hrs)	$\sqrt{A_f/A_o}$	Reinforcement ratio			
		0.02	0.04	0.06	0.08
1	1	0.695	0.760	0.773	0.803
	2	0.850	0.890	0.909	0.935
	3	0.893	0.941	0.939	0.960
	4	0.919	0.950	0.951	0.971
2	1	0.417	0.450	0.467	0.493
	2	0.769	0.814	0.844	0.875
	3	0.836	0.884	0.902	0.936
	4	0.870	0.914	0.920	0.953

Table 2 Set of α_{pt} obtained by Eq. (8)

ρ	α_{pt} for different heat time(hour)		coefficient of β_t and β_c	
	1.0	2.0	$\alpha_{pt} = \beta_t \cdot t_f + \beta_c$	
			β_t	β_c
0.02	-0.30637	-0.27589	0.03048	-0.33685
0.04	-0.22970	-0.24681	-0.01711	-0.21259
0.06	-0.21482	-0.23290	-0.01808	-0.19675
0.08	-0.17611	-0.21189	-0.03578	-0.14033

$$\alpha_{pt} = (A^T \cdot A)^{-1} \cdot A^T \cdot \bar{c} \quad (8)$$

상기와 같은 동일한 방법으로 화재시간 1시간 및 2시간에 대하여 철근비가 $\rho = 0.04, 0.06, 0.08$ 으로 배근된 기둥에 대하여 α_{pt} 값을 산정할 수 있다. Table 1은 서로 다른 화재시간, 기둥단면적, 철근비를 갖는 기둥에 대한 평균 $(PM)_{t_f}/(PM)_o$ 값들을 나타낸다. Table 2의 첫 번째 및 두 번째 열은 Table 1의 값들을 상기 식 (8)에 적용하여 구한 α_{pt} 값들을 나타낸다.

동일한 철근비에 대하여 화재시간이 $t_f = 1$ 시간 및 2시간에 대하여 각각 두개의 α_{pt} 값들(Table 2)을 적용하여 임의의 화재시간에 노출된 기둥의 α_{pt} 값을 아래와 같이 직선식으로 유추한 후, 최소자승법으로 식 (9)에서의 계수들 (β_t 및 β_c)을 산정하고자 하였다.

$$\alpha_{pt} = \beta_t \cdot t_f + \beta_c \quad (9)$$

한편, 상기 식 (9)에 나타난 β_t 및 β_c 는 Fig. 6에 나타난 바와 같이 철근비에 따라 거의 직선 변화함을 알 수 있다. 따라서 이들 계수값 들을 최소자승법에 근거하여 아래와 같이 철근비에 대한 일차함수로서 근사식을 유도할 수 있다.

$$\beta_t = -1.0\rho + 0.04, \quad \beta_c = 3.027\rho - 0.373 \quad (10)$$

상기에서 구한 식 (9), (10)을 식 (5)에 대입하면 $(PM)_{t_f}/(PM)_o$ 에 대한 다음과 같은 식을 얻는다.

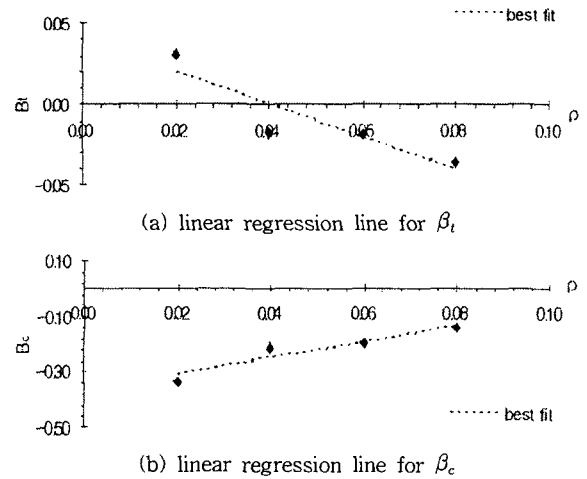


Fig. 6 Linear relations between coefficients (β_t or β_c) and reinforcement ratio(ρ)

$$\frac{(PM)_{t_f}}{(PM)_o} = 1.0 + \frac{\left\{ (-1.0 \cdot \rho + 0.04) \cdot \left[\frac{t_f}{t_o} \right] + (3.027 \cdot \rho - 0.373) \right\} \left[\frac{t_f}{t_o} \right]}{\sqrt{\frac{A_f}{A_o}}} \quad (11)$$

여기서, $t_o =$ reference heating time = 60 minutes

$t_f =$ time exposed to fire(minutes)

상기 식 (11)은 $f_{ck} = 23.5MPa$, $f_y = 392MPa$, $\gamma = 0.8$ 이고 단면적이 $A_g = 750 \times 750mm^2$ 인 기둥의 화재 입지 않은 기둥에 대한 상대 잔존내력비($(PM)_{t_f}/(PM)_o$)가 철근비, 기둥단면적의 크기, 화재시간에 따라 결정됨을 나타낸다. Fig. 7은 이 철근콘크리트 기둥이 서로 다른 배근비로 배근되었을 경우에 대하여 상기 식 (11)에 의한 P-M 상관도와 앞의 2절에서 설명한 이론모델에 의한 P-M 상관도를 비교하여 나타내고 있으며 식 (11)이 정밀해석 모델에 의한 예측치와 비교적 잘 일치하고 있음을 보여준다.

3.3. P-M 상관곡선식의 일반화

상기 식 (11)을 서로 다른 콘크리트 강도($f_{ck} = 20.6, 23.5, 26.5, 29.4MPa$)와 기둥 단면적($1.0 \leq \frac{A_f}{A_o} \leq 16.0$)이 포함될 수 있도록 식 (12)와 같이 미정계수들($\omega_1, \omega_2, \omega_3, \omega_4$)을 포함한 일반형태로 나타내었다. 좀 더 안전측(conservative)인 예측식을 유도하기 위하여 앞의 식 (6)에서 동일 가열 시간에 대하여 평균 $(PM)_{t_f}/(PM)_o$ 값들을 적용하는 대신 가장 작은 값들을 적용하였다. 한편, 기둥 단면적이 상대적으로 작을 경우, 화재의 영향이 크게 되어 단면적이 큰 경우에는 P-M 상관곡선이 다르게 나타나므로 단면적을 두 개의 영역으로 구분하여 식을 유도하였다.

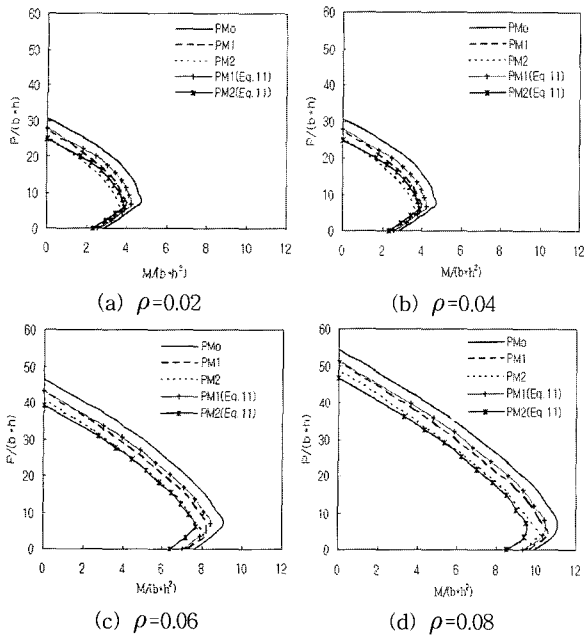


Fig. 7 Comparisons of P-M interaction curves obtained by numerical simulations and predictive formulas (Eq.(11)) for column size of 750×750 mm²($f_{ck}=23.5$ MPa, $\gamma=0.8$)

Table 3 Coefficient values in Eq.(12) for different relative sectional areas and different concrete compressive strengths

f_{ck} (MPa)	Relative areas									
	$1.0 \leq \frac{A_i}{A_o} < 4.0$					$4.0 \leq \frac{A_i}{A_o} < 16.0$				
	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	R^2	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4	R^2
20.6	-1.4	0.07	3.99	-0.50	0.98	-1.34	0.08	5.34	-0.52	0.94
23.5	-1.58	0.11	4.50	-0.60	0.97	-1.17	0.09	5.10	-0.57	0.91
26.5	-1.04	0.09	3.20	-0.56	0.98	-0.31	0.06	2.85	-0.49	0.92
29.4	-1.43	0.11	4.10	-0.62	0.99	-0.66	0.08	4.04	-0.58	0.97
average	-1.36	0.095	3.94	-0.57	0.98	0.87	0.078	4.33	-0.54	0.94

Table 4 Coefficients of the best fit in Eq.(13)

ω_i	Relative areas			
	$1.0 \leq A_i/A_o < 4.0$		$4.0 \leq A_i/A_o < 16.0$	
	a_i	b_i	a_i	b_i
ω_1	0.015	-1.754	0.099	-3.34
ω_2	0.003	0.01	-0.001	0.103
ω_3	-0.034	4.79	-0.21	9.59
ω_4	-0.011	-0.29	0.003	-0.456
R^2	0.96		0.88	

유도한 방법은 앞의 3.1 및 3.2절의 방법과 동일하다.

$$\frac{(PM)_{if}}{(PM)_o} = 1.0 + \frac{[\omega_1 \rho + \omega_2] \cdot \left(\frac{t_f}{t_o}\right) + \omega_3 \rho + \omega_4}{\sqrt{\frac{A_i}{A_o}}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_o}\right) \quad (12)$$

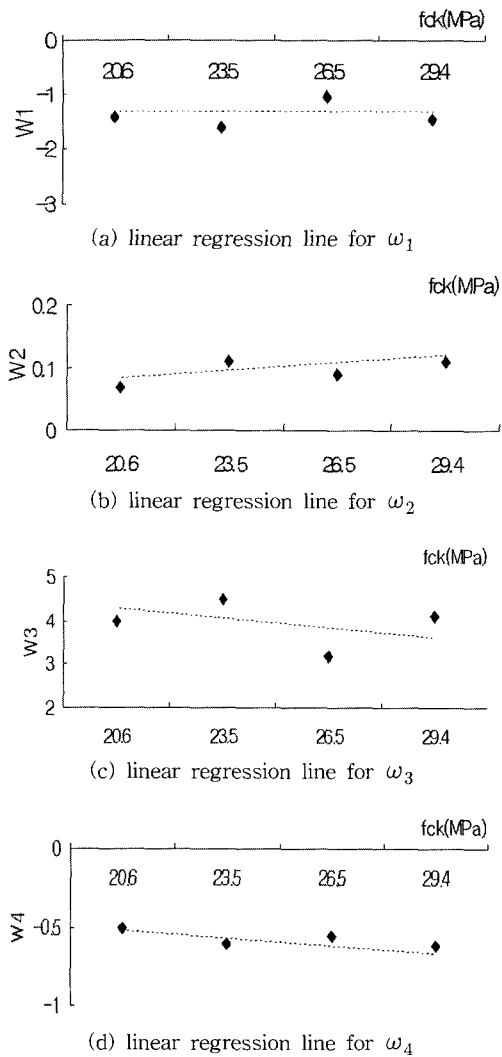


Fig. 8 Variations of coefficients, ω_i s and regression lines for different concrete compressive strengths of concrete, f_{ck}

Table 3은 콘크리트 압축강도 크기 및 상대 단면크기에 따른 상기 식 (12)의 계수와 이들 식에 의한 근사값과 수치해석치와의 상관계수(R^2)를 나타낸다.

상기 식 (12)의 계수들은 Fig. 8에 나타난 바와 같이 서로 다른 값을 나타내지만 콘크리트 강도에 따른 비례적인 변화 경향을 나타낸다. 따라서 상기 식들에 나타난 계수들을 콘크리트 강도에 대한 일차식으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\omega_i = a_i \cdot f_{ck} + b_i, \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (13)$$

식 (13)을 Fig. 8의 데이터에 적용, 최소자승법으로 계수들을 구하면 Table 4의 값과 같다.

Fig. 8에 의하면 상기 식 (13)에서의 콘크리트 강도변화에 따른 w_1, w_2 및 w_3 의 영향은 미소함을 알 수 있다. 따

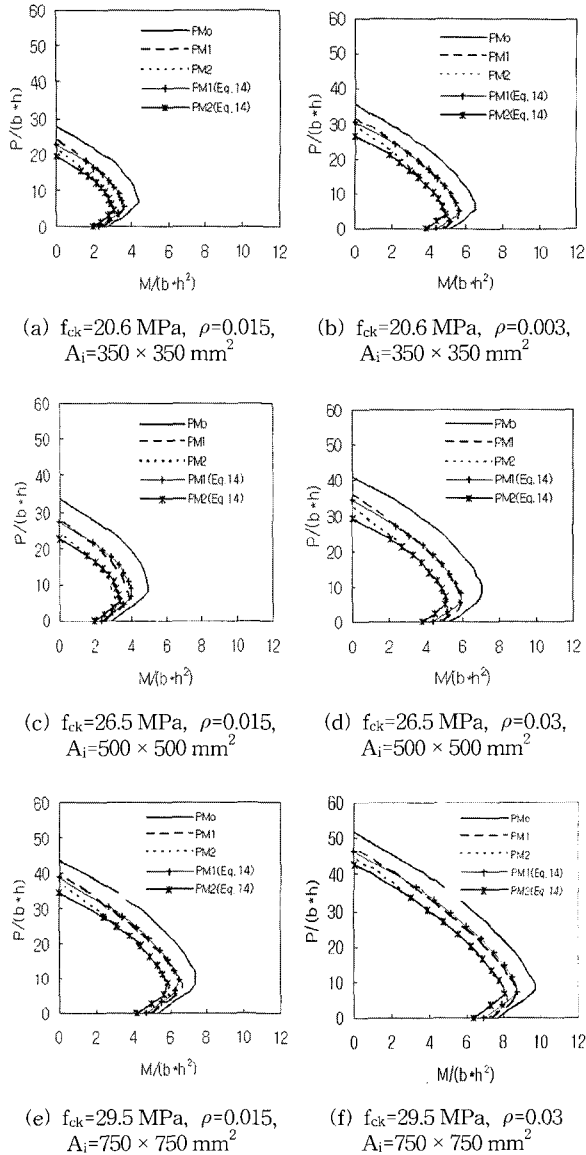


Fig. 9 Comparisons of P-M interaction curves obtained by numerical model⁸⁾ and corresponding predictive formulas (Eq.(14)) for fire-damaged normal strength reinforced concrete columns

라서 실무에서의 적용 편의성 등을 고려하여 콘크리트 강도별 Table 3에 나타난 w_1, w_2 및 w_4 값들의 평균값을 적용하면 식 (12)는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$1.0 \leq \frac{A_i}{A_o} \leq 4.0$ 인 경우($R^2 = 0.95$)

$$\frac{(PM)_{t_f}}{(PM)_o} = 1.0 + \frac{(-1.36\rho + 0.095)\left(\frac{t_f}{t_o}\right) + (-0.034f_{ck} + 4.79)\rho - 0.57}{\sqrt{\frac{A_i}{A_o}}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_o}\right) \quad (14a)$$

화해를 입은 보통강도 철근 콘크리트 정방형 기둥의 실용 잔존내력식

Table 5 Summary of examples

Examples No.	Contents	$\frac{(PM)_{t_f}}{(PM)_o}$	Points on P-M curves	Normalized values on P-M curves(MPa)		Comments
				$\frac{M_n}{bh^2}$	$\frac{P_n}{bh}$	
1	Residual strength	0.716	A_o	2.6	23.5	Ambient condition
			A_{90}	1.87	16.8	90 min. fire
2	Safety	0.716	B	External force 3.9	External force 10.5	3.2<3.9 8.95<10.5 not safe
			B_o	4.5	12.5	
			B_{90}	3.2	8.95	
3	Strength e-ning	-	-	Required additional strength 3.9-3.2 =0.7	Required additional strength 10.5-8.95 =1.55	$\Delta P_n = 387.5kN$ $\Delta M_n = 87.5kN \cdot m$

$4.0 < \frac{A_i}{A_o} \leq 16.0$ 인 경우($R^2 = 0.89$)

$$\frac{(PM)_{t_f}}{(PM)_o} = 1.0 + \frac{(-0.87\rho + 0.078)\left(\frac{t_f}{t_o}\right) + (-0.21f_{ck} + 9.59)\rho - 0.54}{\sqrt{\frac{A_i}{A_o}}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_o}\right) \quad (14b)$$

Fig. 9 는 상기 식 (14)와 본 논문의 2절에 서술한 정밀 해석 이론 모델값을 비교하고 있다. 전체적으로 식 (14)는 이론 모델값들을 잘 모사하고 있음을 볼 수 있다.

4. 화해를 입은 기둥의 내력 산정 예

본 장에서는 상기 식 (14)의 적용 예를 나타내었다. 아래 예에서는 화해를 입지 않은 기둥의 상온에서의 P-M 상관도를 이용한다. 강도감소계수가 적용되지 않은 P-M 상관도를 적용하였으나 일반적으로 실무에서 적용하는 강도 감소계수가 고려된 P-M 상관도도 동일한 원리에서 적용될 수 있다.

단, 이때에 화해를 입은 기둥의 잔존강도에 적용되는 강도감수계수의 값도 상온의 강도감소계수값과 동일한 값을 갖는다고 가정하는 경우이다. 그러나 아직 화해를 입은 기둥에 대한 강도감소계수에 대하여 신뢰성 이론에 근거한 계수 값이 제시된 바 없으므로 이에 대한 가정은 추후 검증될 필요가 있다. 아래 예들에 대한 내용을 Table 5에 간략히 정리하였다.

(예 1) 단면 크기가 $A = 500 \times 500 \text{ mm}$ 인 정방형 철근콘크리트 기둥이 있다. 이 기둥은 콘크리트 강도 및 철근의 항복강도가 각각 $f_{ck} = 23.5 \text{ MPa}$ (240 kgf/cm²) 및 $f_y = 392$

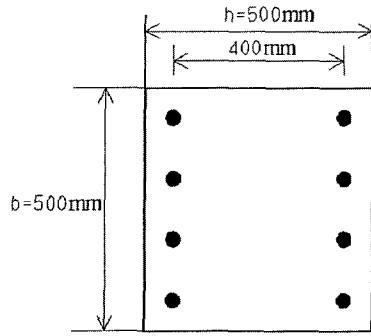


Fig. 10 Column section used in examples($\gamma = 0.8$)

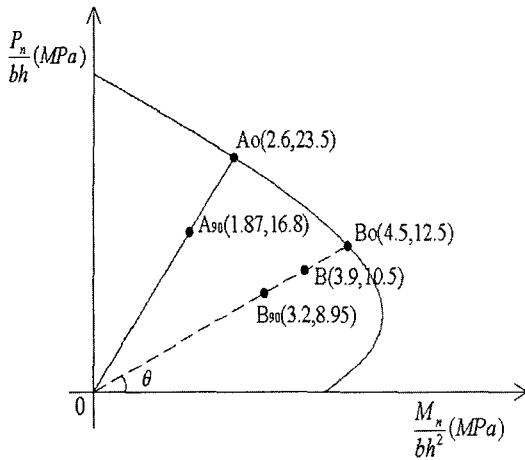


Fig. 11 P-M interaction curve used for examples

MPa($4,000 \text{ kgf/cm}^2$) 이고 철근비 $\rho = 0.02$ 로 배근되었다 (Fig. 10). 이 기둥의 화해를 입지 않은 상태에서의 조합내력은 P-M 상관도의 A_0 점에서 $A_0(\frac{M_n}{bh^2}, \frac{P_n}{bh}) = (2.6 \text{ MPa}, 23.5 \text{ MPa})$ 의 값을 갖는다(Fig. 11). 이 기둥은 건물내부에 위치한 내부기둥이다. 이 기둥이 1시간 30분 동안 화해를 입었을 경우에 대하여 P-M 상관도의 원점에서 A_0 점을 잇는 선상에서의 화해를 입은 이 기둥의 잔존 조합내력의 값을 구하라.

(해 1) $\left(\frac{P_n}{bh}\right)_{tf} = \left(\frac{PM_{tf}}{PM_o}\right) \cdot \left(\frac{P_n}{bh}\right)_o$,
 $\left(\frac{M_n}{bh^2}\right)_{tf} = \left(\frac{PM_{tf}}{PM_o}\right) \cdot \left(\frac{M_n}{bh^2}\right)_o$ 이므로 상기 식 (14a)로부터

$$\frac{(PM)_{tf}}{(PM)_o} = 1.0 + \frac{(-1.36\rho + 0.095)\left(\frac{t_f}{t_o}\right) + (-0.034f_{ck} + 4.79)\rho - 0.57}{\sqrt{\frac{A_t}{A_o}}} \cdot \left(\frac{t_f}{t_o}\right)$$

$$= 1.0 + \frac{(-1.36(0.02) + 0.095)\left(\frac{90}{60}\right) + (-0.034(23.5) + 4.79)(0.02) - 0.57}{\sqrt{\frac{500 \times 500}{250 \times 250}}} \cdot \left(\frac{90}{60}\right)$$

$$= 0.716$$

따라서 $\left(\frac{P_n}{bh}\right)_{90} = \left(\frac{PM_{90}}{PM_o}\right) \cdot \left(\frac{P_n}{bh}\right)_o = 0.716 \times 23.5 = 16.8$ MPa,
 $\left(\frac{M_n}{bh^2}\right)_{90} = \left(\frac{PM_{90}}{PM_o}\right) \cdot \left(\frac{M_n}{bh^2}\right)_o = 0.716 \times 2.61 = 1.87$ MPa이다. Fig. 10에서 이 점은 A_{90} 이다.

(예 2) 상기 (예 1)의 기둥을 화해 후 아무런 보강 조치를 하지 않았다. 만일 외력으로서 축압축력 및 모멘트가 각각 $P = 2,625 \text{ kN}$, $M = 487.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 만큼 작용한다면 이 기둥이 외력에 대하여 안전한지를 검토하라.

(해 2) 가하여진 조합하중점을 B라고 하면
 $B\left(\frac{M}{bh^2}, \frac{P}{bh}\right) = \left(\frac{487,500 \times 1,000}{500 \times 500^2}, \frac{2,625,000}{500 \times 500}\right) = (3.9 \text{ MPa}, 10.5 \text{ MPa})$ 이다. 이 하중조합의 경우, P-M 상관도의 원점에서 하중점까지의 직선에 대한 기울기는 x-축 (또는 $\left(\frac{M}{bh^2}\right)$ 축)에 대하여, $\tan\theta = \frac{P/(bh)}{M/(bh^2)} = \frac{10.5}{3.9} = 2.69$ 이다 (Fig. 11). 화해를 입지 않은 동일 기둥의 P-M 상관도의 원점으로부터 $\tan\theta = 2.69$ 의 기울기를 갖는 직선을 그어 P-M 상관도와 이 직선이 교차하는 점에서의 값 B_o 을 읽으면, $B_o\left(\frac{M_n}{bh^2}, \frac{P_n}{bh}\right) = (4.5 \text{ MPa}, 12.5 \text{ MPa})$ 이다. 상기 (예

1)에서 $\frac{(PM)_{90}}{(PM)_o} = 0.716$ 이므로 이 단면이 이 직선상에서 갖는 잔존내력은,
 $\left(\frac{P_n}{bh}\right)_{90} = \left(\frac{PM_{tf}}{PM_o}\right) \cdot \left(\frac{P_n}{bh}\right)_o = 0.716 \times 12.5 = 8.95 \text{ MPa}$,
 $\left(\frac{M_n}{bh^2}\right)_{90} = \left(\frac{PM_{tf}}{PM_o}\right) \cdot \left(\frac{M_n}{bh^2}\right)_o = 0.716 \times 4.5 = 3.2 \text{ MPa}$ 이다.
 즉 Fig. 11에서 $B_{90}(3.2, 8.95)$ 점이다. 따라서 $8.95 \text{ MPa} < 10.5 \text{ MPa}$ 이고 $3.2 \text{ MPa} < 3.9 \text{ MPa}$ 이므로 안전하지 않다.

(예 3) 상기(예 2)의 경우, 기둥을 보강한다면 추가 보강되어야 할 축력 및 모멘트의 크기는 얼마이어야 하는가? 추가필요 $\left(\frac{P_n}{bh}\right) = 10.5 - 8.95 = 1.55 \text{ MPa}$ 이므로 추가 보강되어야 할 축력의 크기는 $\Delta P_n = 1.55 \times bh = 1.55 \times 500 \times 500 / 1000 = 387.5 \text{ kN}$ 이다. 한편, 추가필요 모멘트의 크기는 $\left(\frac{M_n}{bh^2}\right) = 3.9 - 3.2 = 0.7 \text{ MPa}$ 이므로 추가 보강되어야 할 모멘트의 크기는 다음과 같이 산정된다.

$$\Delta M_n = 0.7 \times bh^2 = 0.7 \times 500 \times 500^2 / 1,000^2 = 87.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5. 결 론

철근콘크리트 건물에 화재가 발생하면 내부 기둥은 사면이 화재에 노출되어 화재에 따른 피해를 입게 된다. 화재 피해를 입은 기둥의 경우, 화재규모 및 화재시간에 따라 콘크리트 및 철근이 고온에 노출되어 구조적 성능에 손상을 입게 되며 이 손상의 정도에 따라 기둥의 잔존내력 여부를 결정하고 또한 필요할 경우, 보수 및 보강을 실시하여야 한다. 본 연구에서는 본 연구의 선행연구로서 개발된 수치해석 이론모델을 이용하여 화해를 입은 보통강도 철근콘크리트의 잔존단면내력을 실용적으로 산정할 수 있는 실용식을 제시하였다.

- 1) 제안된 실용식은 일축 방향으로 $f_y = 392 \text{ MPa}$ 강도의 철근으로 배근된 보통강도 철근콘크리트 정방형 기둥 단면이 2시간 이하의 화해를 입은 경우에 적용 가능하다.
- 2) 제안된 실용식은 화해를 입지 않은 기둥에 대한 화해를 입은 기둥의 조합내력 $\left(\sqrt{\left(\frac{P}{bh}\right)^2 + \left(\frac{M}{bh^2}\right)^2}\right)$ 비를 나타낸다.
- 3) 제안된 실용식은 기둥의 상대적인 크기에 따라 두가지 식으로 제안되었다. 즉, $A_0 = 250 \times 250 \text{ mm}^2$ 의 기준단면에 대하여 $1.0 \leq \frac{A_i}{A_0} \leq 4.0$ 인 경우와 $4.0 < \frac{A_i}{A_0} \leq 16.0$ 인 경우로 구분되었다. 이는 작은 기둥단면에 비하여 큰 단면의 기둥이 상대적으로 동일한 화재조건에 대하여 상대적 내력저하가 감소하기 때문이다. 근사식 유도함에 있어 이를 고려함으로써 수치해석치와 실용식 근사치와의 오차범위를 줄이고자 하였다. 두 식의 경우, 수치해석치와 실용식 근사치와의 상관계수값이 각각 $R^2 = 0.95$ 및 $R^2 = 0.89$ 로서 비교적 상호간 유사한 값을 나타냄을 알 수 있다.
- 4) 각 실용식은 화해시간, 콘크리트강도, 철근비, 상대단면 크기의 함수로 나타내었다. 철근거리비(γ =양면 철근중심거리/기둥축면길이) 및 피복두께는 선행연구 결과, 잔존내력에 미치는 영향이 상대적으로 미비한 것으로 판단되어 실용식 유도 시에 제외하였다.
- 5) 본 연구에서 제안한 실용식은 전체적으로 $\gamma = 0.08$, 피복두께 = 40 mm를 적용하여 유도하였으나 앞의 결론 (4)항과 같은 이유로 이 외의 값을 갖는 정방형 기둥에도 큰 오차 없이 적용할 수 있다고 판단된다.
- 6) 본 연구에서 제안한 실용식은 ISO 가열곡선에 근거하여 유도되었다. 대부분의 화재 시 실내온도 상승률이 ISO 가열곡선보다 적은 것을 감안할 때, 본 실용식은 좀 더 보수적인 안전측에 속하는 식이라 할 수 있다.
- 7) 본 연구에서 제안한 예제에서와 같이 실용식은 화해를 입은 기둥의 잔존내력 크기를 결정하거나 보수, 보강여부를 판정함에 적용될 수 있다.

- 8) 본 연구에서 제안한 실용식은 이론모델에 근거하여 제안된 식임으로 이들 식에 대하여 추후 실험적 검증이 요구된다.

감사의 글

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

참고문헌

1. 건설교통부, “건축제법규”, 건축물의 피난·방화구조 등의 기준에 관한 규칙 제3조, 건교부고시 제 2000-93호.
2. 김진근 외 5명, “콘크리트의 열전도율에 관한 실험적 연구”, 콘크리트학회논문집, 10권 2호, 1998, pp.946~951.
3. Harmathy, T. Z., “Thermal Properties of Concrete at Elevated Temperature”, *Journal of Material*, JMLSA, Vol.5, No.1, March 1970, pp.47~74.
4. 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).
5. Harmathy, T. Z., *Fire Safety Design and Concrete*, Longman Scientific & Technical, 1993.
6. 강석원, “Numerical Analysis of Reinforced Concrete Column and Beam at High Temperature”, 서울대학교 대학원, 건축학과, 2001. 2.
7. 허은진, “철근콘크리트 휨 부재의 내력성능에 관한 해석적 연구”, 부산대학교 석사학위 논문, 2001.
8. 이승환, “화해를 입은 실물크기 일반강도 철근 콘크리트 기둥의 구조거동”, 중앙대학교 대학원, 건축공학과, 2003. 2.
9. ISO, *Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction*, ISO 834-1975, International Organization for Standardization, 1975.
10. Nisigakitarou 外 5 人., “高溫時におけるコンクリートの力學的特性のモデル化”, 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1995. 8, pp.71~72.
11. 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.

요 약

화해를 입은 콘크리트 구조물의 거동은 많은 변수에 따라 영향을 받는 복잡한 현상을 나타낸다. 연구에서 고려되는 변수들은 콘크리트 및 철근이 받는 온도크기 및 가열시간, 콘크리트와 철근의 기계적 물성, 함수율, 피복두께, 편심유무, 기둥단면 형상 등을 들 수 있다. 이러한 주요변수들이 화해를 입은 기둥의 잔존내력에 미치는 영향을 추적할 수 있는 수치해석 모델이 존재하나 실무에서 용이하게, 그러나 어느 정도 정확성을 갖고 화해 입은 기둥의 잔존내력을 예측할 수 있는 실용예측식이 필요하다. 본 연구에서는 이 목적을 위하여 화해를 입은 보통강도 철근콘크리트 정방형 기둥에 대하여 수치해석적 모델에 의한 잔존내력 예측치를 근사적으로 산정할 수 있는 실용예측식을 개발하였다. 개발된 식은 화해시간, 콘크리트강도, 철근비, 기둥단면크기의 영향을 고려한다. 개발된 실용예측식에 의한 잔존내력값은 수치해석 모델에 의한 잔존내력값을 비교적 근접하게 예측하였다. 화해를 입은 보통강도 철근콘크리트 기둥에 대한 잔존내력, 안정성 및 추가 필요내력의 산정 등에 대한 예제를 수록하였다.

핵심용어 : 화재, 보통콘크리트, 예측식, 철근콘크리트 기둥, 잔존내력
