

## 고온을 받은 철근콘크리트 휨 부재의 강도 평가

이상호<sup>1)</sup> · 한상훈<sup>1)\*</sup> · 변규철<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>부산대학교 건축공학과

(2002년 1월 8일 원고접수, 2002년 9월 25일 심사완료)

## Estimation of Strength for Flexural Members in Reinforced Concrete after High Temperature

Sang-Ho Lee<sup>1)</sup>, Sang-Hoon Han<sup>1)\*</sup>, and Gyu-Chil Pyen<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Pusan National University, Busan, 609-735, Korea

(Received January 8, 2002, Accepted September 25, 2002)

### ABSTRACT

The purpose of this study is to investigate the flexural strength for reinforced concrete beam members after high temperature. In order to investigate the strength of flexural members, we tested twelve reinforced concrete beam members with three reinforcement ratios ( $\rho_{max}$ ,  $0.5\rho_{max}$ ,  $\rho_{min}$ ) and four heating conditions (non-heating,  $400^{\circ}\text{C}$ -2hr/4hr and  $800^{\circ}\text{C}$ -4 hr). The experimental results show that failure mode, load-displacement relationship, initial stiffness, moment-curvature relationship and moment-strain relationship are affected on reinforcement ratios and heating conditions. And we analyzed reinforced concrete beam members varying heating conditions with proposed sectional analytical method.

The results of this study can be summarized as follows: (1) The specimens showed various failure modes following to the reinforcement ratios and heating conditions. At the same heating conditions, the higher reinforcement ratio, the lower the resistance load and initial stiffness of beam members. And the higher temperature, the higher strain at the same moment. (2) The values which are compared with the nominal strength and the experimental maximum load are 0.85~1.05 at  $400^{\circ}\text{C}$  and 0.44~0.64 at  $800^{\circ}\text{C}$ . (3) After comparing analytical value with experimental result about maximum moment of members, its average (experimental value / analytical value) shows 0.95 and we proved trustability about proposed analytical method. (4) We proposed flexural strength equation of various heating conditions for reinforced concrete beam members.

**Keywords :** reinforced concrete flexural members, flexural strength, reinforcement ratios, heating conditions

### 1. 서 론

경제성장과 인구집중으로 의한 도시 건축물의 고층화·다양화에 동반하여, 화재로 인한 구조물의 피해는 대형화 되고, 손해액과 인명손실은 점점 증대해가고 있는 실정이다. 국내의 통계자료<sup>1)</sup>에 의하면 2000년도의 화재발생 건수는 총 34,844건이었고, 2001년 초부터 8월말까지는 24,513건으로 주택, 아파트, 차량, 공장 등의 순서로 발생하였고, 이로 인해 142명 정도의 인명의 사상 피해가 있었다. 이 중에서도 건축물에 대한 화재발생 건수가 매년 증가하는 경향이 있어 최근 화재에 대한 건축물의 구조적 성능평가가 중요하게 대두되고 있다.

철근콘크리트 구조물의 내화문제에 대한 연구의 경향으

로서 재료적으로는 고온하의 콘크리트 응력-변형률 관계에 관한 연구<sup>2)</sup> 및 고온하의 콘크리트 잔존 압축강도에 관한 연구<sup>3)</sup> 등이 실험적 및 해석적으로 비교적 많이 수행되어 왔다. 그러나 구조적으로는 부재의 휨 및 전단 거동, 축력-모멘트의 상관관계 등에 대해서는 부분적으로 해석적인 접근<sup>4)</sup>은 이루어지고 있으나, 실험적인 연구결과가 거의 없어 건축물의 내화성능에 관한 정확한 평가를 위해서는 가열조건 등을 고려한 체계적인 실험적 및 해석적 연구가 절실히 필요한 실정이다.

한편, 허은진<sup>5)</sup>은 해석적인 방법을 통하여 철근콘크리트 보 부재의 내화성능에 관한 가열온도 및 지속시간, 철근비가 휨 부재의 구조적인 성능에 많은 영향을 미친다는 연구결과를 얻었다.

본 연구에서는 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재를 대상으로 하여 가열온도 및 지속시간, 철근비를 변수로 한 부재의 휨 거동을 실험적 및 해석적 방법으로 파악하고

\* Corresponding author

Tel : 051-510-1522 Fax : 051-514-2230

E-mail : earth.man@hanmail.net

휨 강도의 평가방법을 정립하여 화재를 입은 구조물의 안전성 및 보수·보강에 대한 기초자료를 제시하고자 한다.

## 2. 실험 개요

### 2.1 시험체 계획

본 실험에 사용된 시험체는 총 12개이며, 각 변수에 따른 시험체 일람은 Table 1에 나타내고, 시험체의 철근은 국내 극한강도 규준<sup>6)</sup>에 의해 Fig. 1과 같이 배근하였다. 철근비에 대해 A 시리즈(series)는 1.80% ( $\rho_{max}$ ), B 시리즈는 0.9% ( $0.5\rho_{max}$ ), C 시리즈는 0.57% ( $\rho_{min}$ )로 하여 시험체 시리즈의 단면을 3종류로 구분하였고, 가열온도 및 지속시간의 가열조건(비가열, 400°C-2시간/4시간, 800°C-4시간)에 대해 시험체를 4종류로 구분해서 각각의 철근비 및 가열조건을 고려하였다.

각 시험체의 단면은 180×300 mm로 일반 철근콘크리트 보 부재의 단면을 1/4정도 축소시킨 것으로 하였고, 시험체의 길이는 전기로의 크기를 고려하여 1300 mm로 하였다.

시험체의 하부주근과 스테리프(stirrup) 배근을 A 시리즈는 2-D22와  $\phi 6@40$ , B 시리즈는 2-D16과  $\phi 6@80$ , C 시리즈는 2-D13과  $\phi 6@120$ 으로 하였고, 가열조건 및 인장철근비에 따른 보 부재의 휨 거동을 파악하기 위하여 휨과괴가 전단과괴보다 먼저 발생하도록 시험체를 계획하였다. 그리고 시험체 중앙부의 곡률을 측정하기 위해서 시험체의 중앙에서 양쪽으로 60 mm 떨어진 위치에 인서트(insert)를 시험체의 상, 하부 동일한 위치에 모두 4개 설치하였다.

### 2.2 가열 및 가력방법

#### 2.2.1 가열방법

가열은 철근비가 다른 A, B, C 시리즈의 시험체 1개씩

Table 1 Specifications of test specimen

Beam	Factors of experiment			
	Tension steel	Reinforcement ratio (%)	Stirrup (mm)	Heating condition
A-1	2-D22 ( $\rho_{max}$ )	1.80	$\phi 6@40$	non-heating
A-2				400°C-2hr
A-3				400°C-4hr
A-4				800°C-4hr
B-1	2-D16 ( $0.5\rho_{max}$ )	0.90	$\phi 6@80$	non-heating
B-2				400°C-2hr
B-3				400°C-4hr
B-4				800°C-4hr
C-1	2-D13 ( $\rho_{min}$ )	0.57	$\phi 6@120$	non-heating
C-2				400°C-2hr
C-3				400°C-4hr
C-4				800°C-4hr

과 공시체 3개, 철근 3개를 각각 넣어 가열하였으며, 연구에 사용된 가열로의 단면을 Fig. 2에 나타낸다. 가열로의 온도조건은 온도 컨트롤러(Hanyoung사 제작, HY-P100)를 이용해서 가열로의 성능과 시험체의 폭열방지 등을 고려하여 일정시간내에 가열 목표온도(400°C, 800°C)에 도달시키고, 해당 온도를 지속시간(400°C-2 hr/4 hr, 800°C-4 hr)만큼 유지시킨 다음 상온에서 2주 이상 냉각시켰다. 본 실험의 가열곡선과 표준내화가열곡선(KS F 22577)을 Fig. 3에 나타낸다.

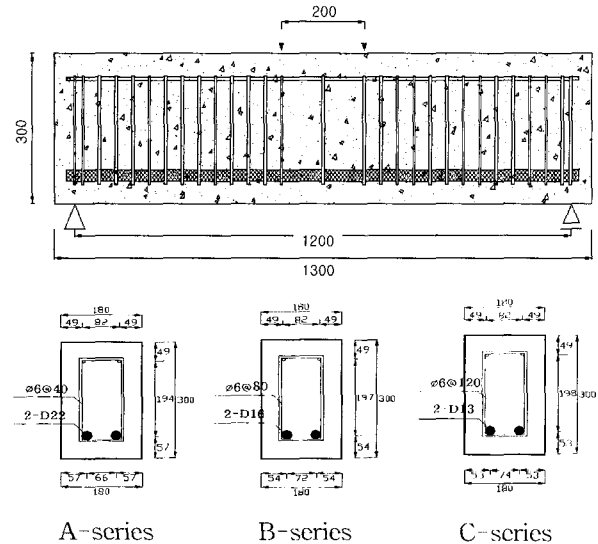


Fig. 1 Details of test specimen (unit : mm)

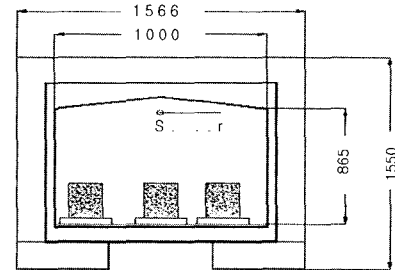


Fig. 2 Heating machine (unit : mm)

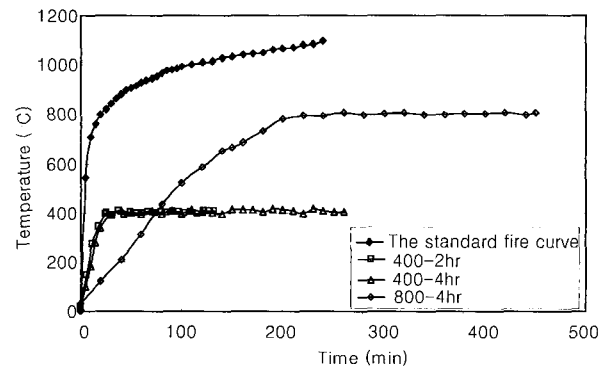


Fig. 3 Heating temperature curves on heating machine

### 2.2.2 가력방법

가력 장치는 Fig. 4와 같으며, 철골 프레임에 Actuator (MTS사 제품의 가력기, 용량 : 50 tonf)를 사용해 보 부재에 하중제어(0.5 tonf/min) 및 변위제어(1 mm/min)로 실험 종료시까지 일정하게 가력하였다.

## 2.3 재료특성

### 2.3.1 콘크리트

시험체 제작에 사용된 콘크리트의 설계 기준강도는 240 kgf/cm<sup>2</sup>으로, 슬럼프 값이 15 cm인 레미콘을 사용하였으며, 배합표는 Table 2와 같다. 콘크리트의 압축강도 시험을 실시하기 위하여 공시체(φ100×200 mm)를 사용하여 KS F 2405<sup>8)</sup>에 따라 제작하였으며, 시험체와 동일한 조건에서 양생하였다. 비가열과 가열후의 콘크리트의 강도는 공시체 3개의 평균값으로 Table 3에 나타낸다.

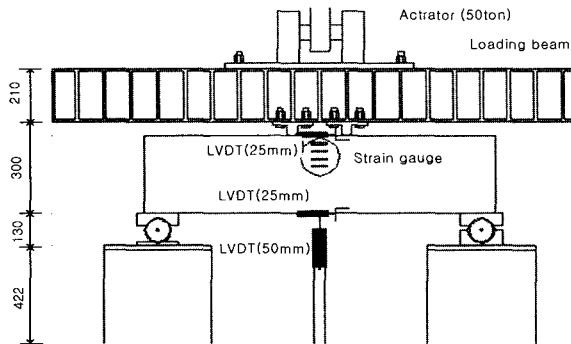


Fig. 4 Loading and measurement (unit : mm)

Table 2 Proportion of mixture

W/C (%)	S/A (%)	AIR (%)	Water (kgf/m <sup>3</sup> )	Cement (kgf/m <sup>3</sup> )	Sand (kgf/m <sup>3</sup> )	Gravel (kgf/m <sup>3</sup> )	AE (kgf/m <sup>3</sup> )
48.9	48.1	4.5	171	380	842	910	2.47

W/C : Water cement ratio, S/A : Sand aggregate ratio

Table 3 Average compressive strength of concrete

Heating condition	Compressive strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Modulus of elasticity (×10 <sup>9</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )
non-heating	250	3.09
400°C-2 hr	219	3.02
400°C-4 hr	180	1.44
800°C-4 hr	69	0.29

Table 4 Average strength of reinforcing bar

Size of reinforcing bar	Yield strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tensile strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Modulus of elasticity (×10 <sup>9</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	Residual rate of yield strength on 800°C-4hr(%)
D22	5037	7097	1.62	80
D16	5251	7312	2.49	79
D13	5524	7682	2.18	87
φ6	8719	9417	2.36	-

### 2.3.2 철근

시험체에 사용된 보의 주근은, A 시리즈는 D22, B 시리즈는 D16, C 시리즈는 D13, 전단보강근은 모두 φ6을 사용하였다. 철근의 특성과 가열 후(800°C-4 hr)의 항복강도 잔존율을 철근 종류별 3개씩에 대한 평균값으로 Table 4에 나타낸다. 400°C조건에서 철근은 가열 후 항복강도를 거의 100% 회복하였다.

## 3. 실험결과 및 고찰

### 3.1 균열 및 파괴양상

가열 후 가력 전의 가열조건 400°C-2 hr, 4 hr인 시험체는 부분적으로 미세한 균열이 표면에 발생되었다. 800°C-4 hr의 시험체는 전 표면에 불규칙한 균열이 많이 발생되었고, 표면 전체가 붉게 변하였다.

가력 후의 모든 시험체의 최종적인 균열형태를 Fig. 5에 나타낸다. 주근을 최대철근비로 배근한 A시리즈에서, 시험체 A-1은 초기 휨 균열이 시험체 중앙부에서 발생하여 확장하였고, 주근의 항복 후에 현저한 하중의 증가 없이 연성적인 거동을 지속하다가 압축 연단의 콘크리트가 파괴되었다. 이에 비해, 시험체 A-2, A-3, A-4의 휨 균열 발생 수는 시험체 A-1보다 비교적 적었고 취성적인 거동을 보였으며, 최종적으로 시험체의 휨전단 구간에서의 전단균열의 확장으로 함께 그 부분에서의 콘크리트가 압축되어 파괴하였다. 이는 가열 후 냉각상태에서 철근은 어느 정도 항복강도를 회복하나 콘크리트는 강도가 저하된 상태(특히 고온시에 현저하게 저하됨)에서 부재의 전단내력이 휨 내력보다 작아진 것으로 생각되어 진다.

주근을 최소철근비의 절반으로 배근한 B시리즈에서, 시험체 B-1, B-2, B-3은 휨 균열이 중앙부 인장측에서 발생하여 압축단으로 확장되었고, 시험체 하부의 최종 휨 균열폭은 3 mm 정도이었으며, 시험체 A-1과 같이 휨으로 파괴되었다. 시험체 B-4는 초기에 휨 균열이 약간 발생하였고, 최종적으로는 시험체 A-2~A-4와 같이 전단으로 파괴되었다.

주근을 최소철근비로 배근한 C시리즈에서, 시험체 C-1, C-2, C-3의 휨 균열은 중앙부 인장측에서 발생하여 압축단으로 확장되었고, 최종 휨 균열폭은 2~4 mm 정도로 나타났다. 시험체 C-4의 휨 균열 발생 수는

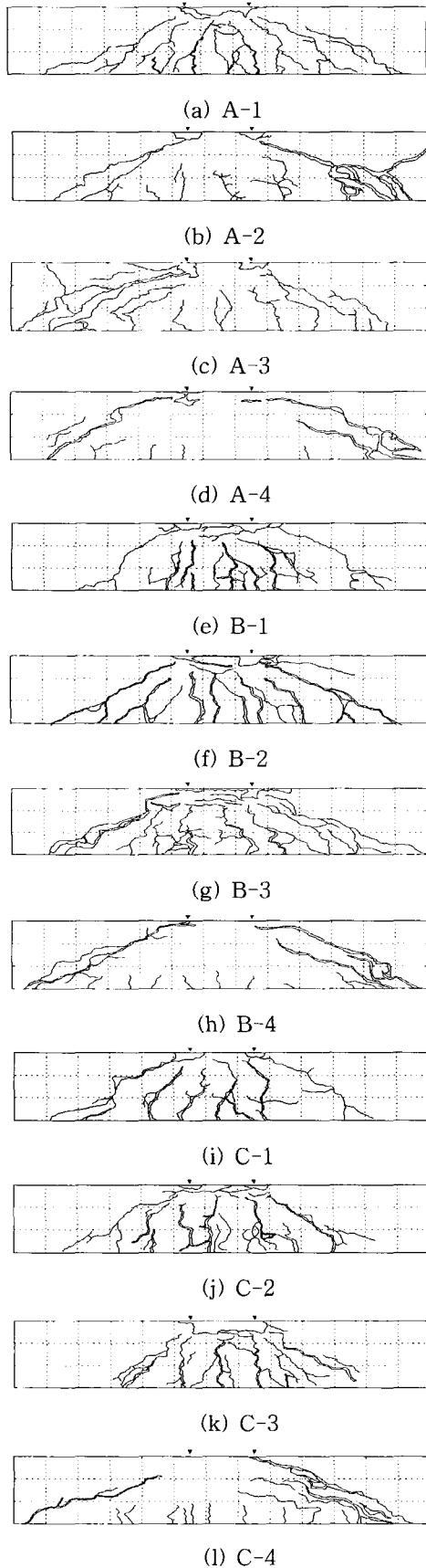


Fig. 5 Crack patterns of specimen

적었고, 최종적으로 전단으로 파괴되었다.

### 3.2 하중-처짐 관계

철근비 및 가열조건에 따른 각 시험체에 대하여 균열, 항복 및 최대하중시의 하중 및 처짐을 Table 5에, 하중-처짐 관계를 Fig. 6에 나타낸다. A시리즈에서는, 시험체 A-1에 비해 시험체 A-2, A-3은 각각 20%정도의 최대하중 저하와 초기강성 저하를 보였고, 시험체 A-4는 59%의 최대하중 저하와 66%의 초기강성 저하를 보였다. B시리즈에서는, 시험체 B-1에 비해 시험체 B-2는 9%의 최대하중 저하와 15%의 초기강성 저하를 보였고, 시험체 B-3은 6%의 최대하중 저하와 22%의 초기강성 저하를 보였다. 시험체 B-4는 52%의 최대하중 저하와 62%의 초기강성 저하를 보였다. C시리즈에서는, 시험체 C-1에 비해 시험체 C-2, C-3은 각각 4%정도의 최대하중 저하와 25%정도의 초기강성 저하를 보였고, 시험체 C-4는 42%의 최대하중 저하와 57%의 초기강성 저하를 보였다. 최대하중의 저하면에서 보면, 온도 400°C에서는 주근의 철근비가 크면 클수록 강도 저하가 현저하며, 온도가 800°C가 되면 그 경향은 비슷하나 강도저하의 정도가 비가열시보다 절반정도가 된다. 또한 강성면에서 보면, 철근비의 대소에 크게 관계없이 온도 400°C에서는 20%정도, 온도 800°C에서는 60% 전후로 초기강성이 저하된다.

### 3.3 모멘트-콘크리트의 변형률 관계

Fig. 7은 부재에 최대로 작용하는 모멘트 값과 중앙부 압축단에서 부재축으로 6 cm 떨어진 위치에서의 콘크리트 변형률의 관계를 나타낸 것이다. 모든 시험체의 콘크리트 변형률은 비가열 시험체에 비해 온도조건 400°C-2 hr, 4 hr

Table 5 Load and displacement at cracking, yielding and maximum value

Beam	$P_{cr}$ (tonf)	$\delta_{cr}$ (mm)	$P_y$ (tonf)	$\delta_y$ (mm)	$P_{max}$ (tonf)	$\delta_{max}$ (mm)
A-1	2.0	0.4	30.5	5.3	32.5	29.3
A-2	3.0	0.7	-	-	26.1	6.1
A-3	3.6	0.9	-	-	25.5	7.0
A-4	9.6	4.4	-	-	13.3	9.0
B-1	3.0	0.6	13.5	2.7	18.5	17.3
B-2	1.6	0.3	11.0	3.3	16.8	32.5
B-3	2.0	0.5	12.0	2.9	17.4	30.2
B-4	5.1	2.7	-	-	8.9	7.0
C-1	3.5	0.7	13.5	3.4	14.1	15.6
C-2	2.0	0.6	11.5	3.5	13.6	34.8
C-3	2.5	0.8	12.1	3.4	13.5	43.9
C-4	1.1	0.5	-	-	8.2	7.1

인 시험체에서 약간 증가하였으나, 800°C-4 hr의 시험체에서는 철근비의 대소에 거의 관계없이 현저하게 증가하였다.

### 3.4 실험값과 계산값의 비교

각 시험체의 최대하중 및 초기강성에 대한 실험값과 계산값을 비교하여 Table 6에 나타내었다. 최대하중의 계산값은 “극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조설계 기준 및 해설<sup>6)</sup>”에 따라 구하였고, 초기강성은 탄성이론을 이용해 구하였다.

가열조건에 따른 각 시험체의 최대하중 및 초기강성의 저하를 각 시리즈에서 400°C보다 800°C에서 더 크고, 400°C의 2시간과 4시간에서는 거의 차이가 없었다. 최대하중의 저하를 계산값에 대한 실험값의 비로 나타낸 값은 시험체 A-1이 1.08로 실험값이 높게 나타났지만 계산값과 거의 일치하였고, 시험체 A-2, A-3은 각각 0.87, 0.85, 시

험체 A-4는 0.44로 실험값 보다 계산값이 높게 나타났다. 시험체 B-1, B-3은 1.01로 실험값과 계산값이 거의 일치하였고, 시험체 B-2는 0.92로 계산값이 높게 나타났으며, 시험체 B-4는 0.49로 계산값이 높게 나타났다. 시험체 C-1은 1.10, C-2, C-3은 1.05로 실험값이 높게 나타났고, 시험체 C-4는 0.64로 계산값이 높게 나타났다. 초기강성의 저하를 계산값에 대한 실험값의 비로 나타낸 값은 각각 A 시리즈가 0.28~0.83, B 시리즈가 0.28~0.75, C 시리즈가 0.28~0.66으로 실험값이 계산값 보다 낮게 나타났다.

## 4. 해석개요 및 결과

### 4.1 해석 방법

#### 4.1.1 휨 부재의 모멘트-곡률 관계 해석

휨 부재의 모멘트-곡률 관계를 해석하기 위해서는 먼저

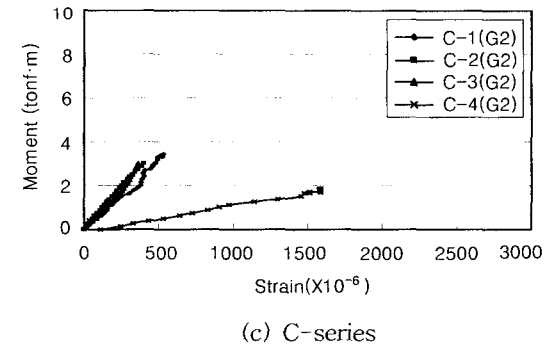
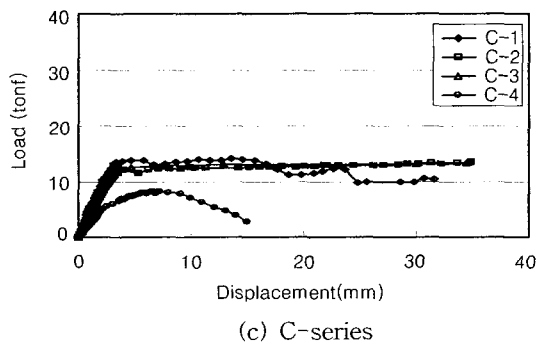
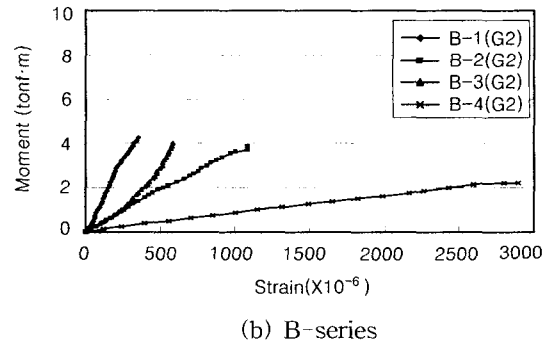
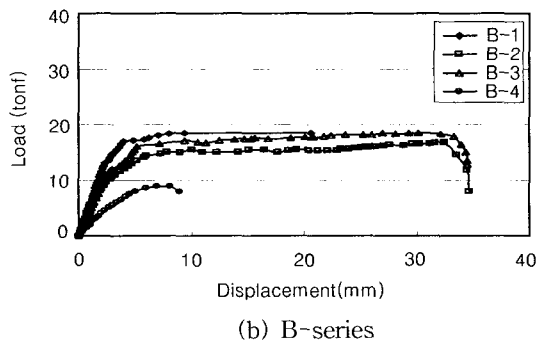
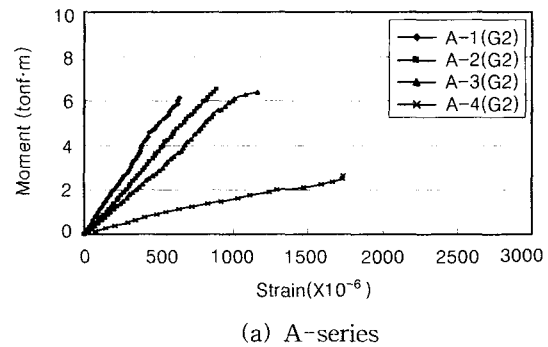
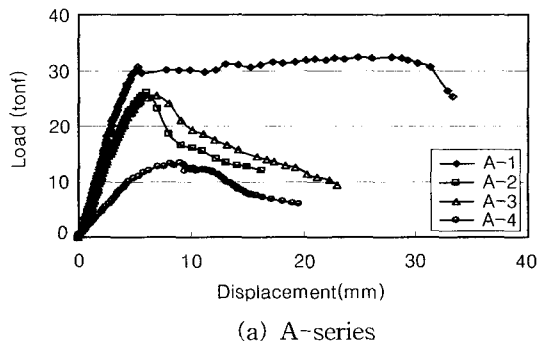


Fig. 6 Load-displacement relationships

Fig. 7 Moment-strain relationships

Table 6 Comparisons of maximum load and initial stiffness for heating conditions

Beam	Maximum load(tonf)		Reduction of load (heating/non-heating)	Exp/Cal	Initial stiffness(tonf/mm)		Reduction of stiffness (heating/non-heating)	Exp/Cal
	Experiment	Calculation			Experiment	Calculation		
A-1	32.5	30.0	1.00	1.08	6.6	7.9	1.00	0.83
A-2	26.1		0.80	0.87	5.2		0.80	0.66
A-3	25.5		0.79	0.85	5.2		0.79	0.66
A-4	13.3		0.41	0.44	2.2		0.34	0.28
B-1	18.5	18.3	1.00	1.01	5.7	7.5	1.00	0.75
B-2	16.8		0.91	0.92	4.8		0.85	0.64
B-3	18.5		1.00	1.01	4.4		0.78	0.59
B-4	8.9		0.48	0.49	2.1		0.38	0.28
C-1	14.1	12.8	1.00	1.10	4.9	7.3	1.00	0.66
C-2	13.6		0.96	1.05	3.6		0.75	0.50
C-3	13.5		0.96	1.05	3.6		0.74	0.49
C-4	8.2		0.58	0.64	2.1		0.43	0.28

부재 단면의 온도 분포의 산정 및 곡률 증분, 중립축 위치를 가정한다. 그 때의 곡률에 대한 임의 구간의 변형률 및 구간 내 각 블록의 온도에 대하여 콘크리트의 응력-변형률 관계를 적용하여 임의 구간의 응력을 산출한다(Fig. 8). 철근의 경우에는 배근 단 수 및 각 단의 위치와 갯수를 파악하여 각각의 위치에서의 곡률에 대한 변형률과 온도를 철근의 응력-변형률 관계에 적용하여 응력을 산출한다. 그리고 이들 응력으로 가정된 중립축에 대한 축력 및 곡률에 대한 모멘트를 산정한다.

4.1.2 부재 단면 내의 온도분포 해석

부재 단면 내의 온도분포 산정은 부재의 휨 거동 해석 시 콘크리트 및 철근의 각 위치별 온도를 파악하고, 그 때의 응력-변형률 관계를 적용함으로써 보다 정확한 해석이 가능하다.

부재 단면 내의 온도분포 산정은 식(1)의 2차원 비정상 열전도 방정식(unsteady state heat transfer equation)을 사용한다<sup>9)</sup>. 여기서, 콘크리트의 열전도율  $K$ 는 2.35 kcal/mh r°C, 비열  $c$ 는 0.22 kcal/kg°C, 밀도  $\rho$ 는 2.3 t/m<sup>3</sup>로 가정하여 적용하며, 콘크리트에서는 발열이 없다고 가정한다.

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{K}{\rho c} \left[ \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right] \quad (1)$$

임의 위치  $(i, j)$ 에서의 온도는 식(2)와 같이 시간에 대해 전진차분, 거리에 대해 중심차분하여 각 단위 시간별로 반복하여 구할 수 있다.

$$\frac{T_{i,j}^{n+1} - T_{i,j}^n}{\Delta t} = \frac{K}{\rho c} \left\{ \frac{T_{i+1,j}^n - 2T_{i,j}^n + T_{i-1,j}^n}{\Delta x^2} + \frac{T_{i,j+1}^n - 2T_{i,j}^n + T_{i,j-1}^n}{\Delta y^2} \right\} \quad (2)$$

여기서,  $T_{i,j}^{n+1}$ 는 임의 위치  $(i, j)$ 에서 구하고자 하는 온도이다.

4.1.3 콘크리트의 응력-변형률 관계

본 연구에는 兩軸式<sup>10)</sup>을 고온에 대한 콘크리트의 응력-변형률 관계의 기본 모델로서 설정하였고, 제안된 식은 다음과 같다.

$$\sigma_c(T) = f_{cT} \cdot \frac{\epsilon_c(T)}{\epsilon_{cd}(T)} \cdot \frac{n}{(n-1) + \left( \frac{\epsilon_c(T)}{\epsilon_{cd}(T)} \right)^n} \quad (3)$$

여기서,  $f_{cT} = \gamma_{cT} \cdot f_{ck}$ , ( $\gamma_{cT}$ : T°C 시의 압축강도잔존율)

$\epsilon_c(T)$  : 콘크리트의 변형률 (T°C)

$\epsilon_{cd}(T)$  : 콘크리트의 최대강도시 변형률 (T°C)

$n = 0.0057 \cdot f_{ck} + 1$ , ( $n$  : 콘크리트 압축강도의 계수)

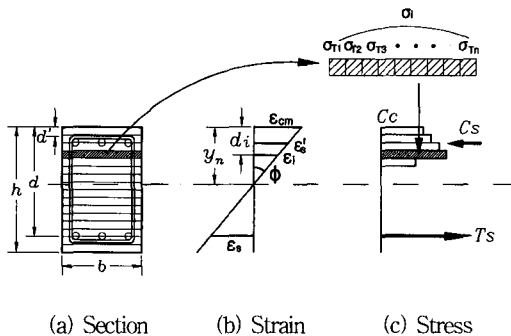


Fig. 8 Theoretical moment-curvature determination

식(3)의  $f_{cT}$ 에 적용되는  $r_{cT}$ 는 400°C를 전후로 하여

식(4), (5)와 같이 나타낸다.

$$20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 400^{\circ}\text{C};$$

$$r_{cT} = 1 + \left( \frac{3.36}{f_{ck}^{0.235}} - 1 \right) \times \frac{T-20}{380} \quad (4)$$

$$400^{\circ}\text{C} < T;$$

$$r_{cT} = 3.36 \times f_{ck}^{-0.235} + 0.00158 \times (400 - T) \quad (5)$$

온도  $T^{\circ}\text{C}$  일 때의 콘크리트의 압축강도에 대한 변형률은  $750^{\circ}\text{C}$  이하에서는 식(6)을 사용하며,  $750^{\circ}\text{C}$  이상에서는  $750^{\circ}\text{C}$  일 때의 변형률을 사용한다.

$$T < 750^{\circ}\text{C};$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{cl}(T) = & -4.38 \times 10^{-8} T^3 + 5.45 \times 10^{-5} T^2 \\ & - 9.06 \times 10^{-3} T + 2.72 \quad (6) \end{aligned}$$

$$750^{\circ}\text{C} \leq T;$$

$$\epsilon_{cl}(T) = \epsilon_{cl}(750) \quad (7)$$

#### 4.1.4 철근의 응력-변형률 관계

가열온도의 영향을 받는 철근의 강도 잔존율은 어느 정도 파악되어 있으나, 응력-변형률 관계에 대한 모델화는 아직 정립되어 있지 않다. 따라서, 온도의 영향을 받는 철근의 응력-변형률 관계를 Bi-linear 모델로서, 경화역의 강성을 탄성계수의 1/100로 가정하면 식(8), (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$0 \leq \epsilon_T \leq \epsilon_{yT};$$

$$f_{sT} = E_{sT} \cdot \epsilon_T \quad (8)$$

$$\epsilon_{yT} < \epsilon_T;$$

$$f_{sT} = f_{yT} + \frac{E_{sT}}{100} \cdot (\epsilon_T - \epsilon_{yT}) \quad (9)$$

여기서,  $f_{sT}$ : 온도  $T^{\circ}\text{C}$ 에서의 철근의 응력

$\epsilon_T$ : 응력  $f_{sT}$ 에 대한 변형률

$\epsilon_{yT}$ : 응력  $f_{yT}$ 에 대한 변형률

온도에 대한 철근의 항복강도  $f_{yT}$  및 탄성계수  $E_{sT}$ 는 식(10) 및 식(11)과 같다.

$$f_{yT} = r_s \cdot f_y \quad (10)$$

$$E_{sT} = r_E \cdot E_s \quad (11)$$

여기서,  $f_y$ : 상온에서의 철근의 항복강도

$E_s$ : 상온에서의 철근의 탄성계수

$r_s$ : 항복강도 잔존율

$r_E$ : 탄성계수 잔존율

가열 후에 대해서는  $600^{\circ}\text{C}$  정도까지의 온도를 받은 철근에 대하여 강도가 거의 회복되므로 그 때의 항복강도 잔존율은 식(12)과 식(13)으로 가정한다<sup>11)</sup>.

$$20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600^{\circ}\text{C};$$

$$r_s = 1.0 \quad (12)$$

$$600^{\circ}\text{C} < T;$$

$$r_s = 1.375 - 6.25 \times 10^{-4} T \quad (13)$$

탄성계수의 잔존율  $r_E$ 는 식(14)를 사용하며, 가정된 온도 범위를 초과하는 경우는 제로로 가정한다<sup>12)</sup>.

$$0^{\circ}\text{C} \leq T \leq 649^{\circ}\text{C};$$

$$r_E = 1.01 - 0.0158 e^{0.0064 T} \quad (14)$$

#### 4.2 해석방법의 신뢰성 검증

2차원 비정상 열전도 방정식(unsteady state heat transfer equation)을 기초로 한 해석 프로그램의 신뢰성을 검증하기 위하여 시험체의 실험 결과와 비교하였다. 각 시험체에 대한 모멘트-곡률 관계를 Fig. 9, Fig. 10, Fig. 11에 나타내고, 각 시험체의 해석을 통하여 구한 극한 모멘트의 값을 실험 결과와 비교하여 Table 7에 나타낸다.

해석값은 부재가 완전히 소성과피 되기 전까지의 휨 거동만을 고려하였으며, 시험체의 휨 내력은 해석값에 대한 실험값의 비로 나타내면 전체 평균 0.95로 양호한 대응을 나타내었다. 곡률의 값은 해석 결과와 실험 결과가 다소 차이를 보였다.

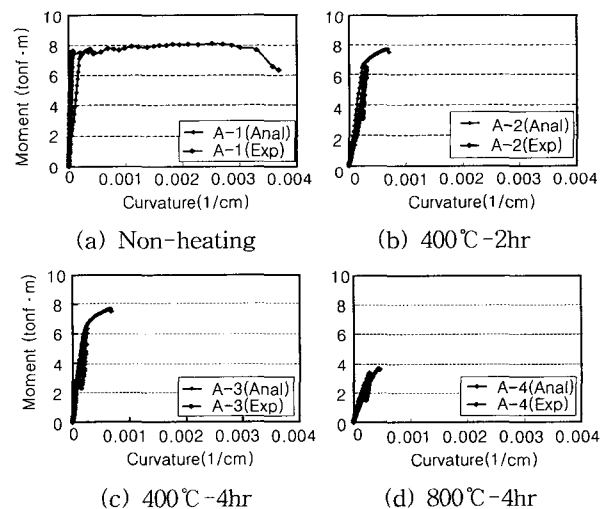


Fig. 9 Moment-curvature for maximum reinforcement ratio

### 4.3 변수해석

#### 4.3.1 변수해석의 개요

본 연구 및 기존의 연구<sup>5)</sup>에서 신뢰성이 입증된 해석방법을 이용하여 고온에 대한 철근콘크리트 부재의 휨 거동에 영향을 주는 화재 조건 등 각종 변수들의 영향을 파악

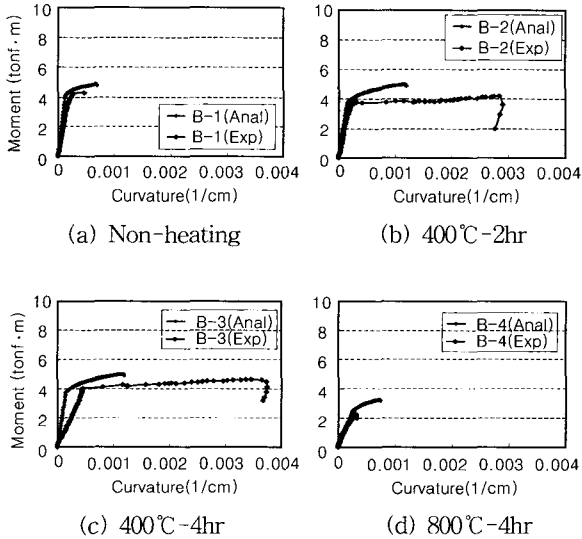


Fig. 10 Moment-curvature for half of max. reinforcement ratio

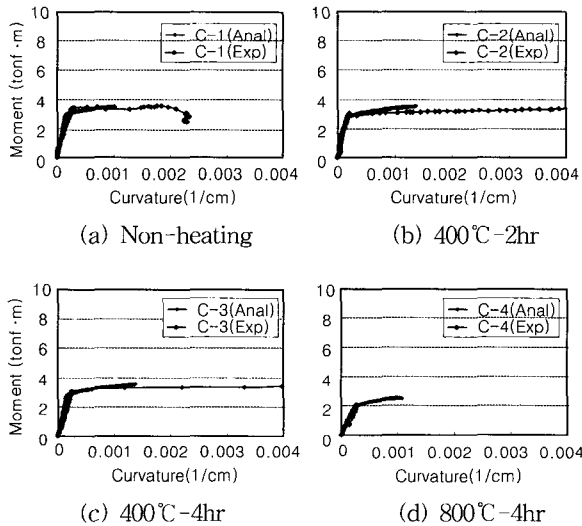


Fig. 11 Moment-curvature for minimum reinforcement ratio

Table 8 Specifications of analysis specimen

Series	Width(b) (cm)	Depth(D) (cm)	Effective depth(d) (cm)	Total cross-sectional area of tension steel (cm <sup>2</sup> )	Tension steel ratio (%)
A	40	70	63	40.56 (8-D25)	1.6
B	40	70	63	20.28 (4-D25)	0.8
C	40	70	63	10.14 (2-D25)	0.4

하여 합리적인 내화설계방법을 제안하기 위한 기초자료로 활용하고자 한다.

해석대상 모델에 대해서는 극한강도설계법<sup>6)</sup>을 바탕으로 중층 정도의 철근콘크리트 건물에 사용되는 휨 부재에 대해 설계하였다. 변수해석에는 가열조건과 단면조건의 2종류에 대하여, 가열조건에서는 일정 가열온도를 지속시킨 후 냉각된 상태를 고려하고 단면조건에 대해서는 인장철근비에 대하여 고려하였다.

가열조건에서는 각 가열방식에 대해 고온의 지속시간 3시간을 최대로 하여 각 단위시간별로 해석하였다. 또한, 단면조건에서는 인장철근비에 대해 최소철근비( $\rho_{min}$ ), 최대철근비의 50%( $0.5\rho_{max}$ ), 최대철근비( $\rho_{max}$ )의 3종류로 하였다.

그리고 상온에 대해 각 가열조건에 따른 내력저하의 정도를 비교하기 위해 상온에 대해서도 해석하였다. 부재 단면의 크기( $40 \times 70$  cm) 및 사용 재료의 강도( $f_{ck} = 240$  kgf/cm<sup>2</sup>,  $f_y = 4000$  kgf/cm<sup>2</sup>)를 동일하게 하여 이들 변수의 영향이 없도록 한 총 48개의 해석모델을 대상으로 하며, 이에 적용한 변수일람을 Table 8에 나타내었다.

#### 4.3.2 최대내력의 비교

본 절에서는 가열 후에 대하여 가열온도(Fig. 12) 및 지속시간(Fig. 13)에 대해 부재의 휨 강도가 저하하는 경향

Table 7 Comparisons of analytical moment with test results

Beam	Experiment $M_{max}$ (tonfm)	Analysis $M_{max}$ (tonfm)	Exp/Anal	Failure mode (test)
A-1	8.1	7.8	1.04	Bending failure
A-2	6.5	7.7	0.84	Shear failure
A-3	6.4	7.7	0.83	"
A-4	3.4	3.7	0.92	"
B-1	4.3	4.9	0.94	Bending failure
B-2	4.2	5.0	0.84	"
B-3	4.6	5.0	0.92	"
B-4	2.2	3.3	0.67	Shear failure
C-1	3.5	3.5	1.00	Bending failure
C-2	3.4	3.5	0.97	"
C-3	3.4	3.5	0.97	"
C-4	2.0	2.6	0.77	Shear failure



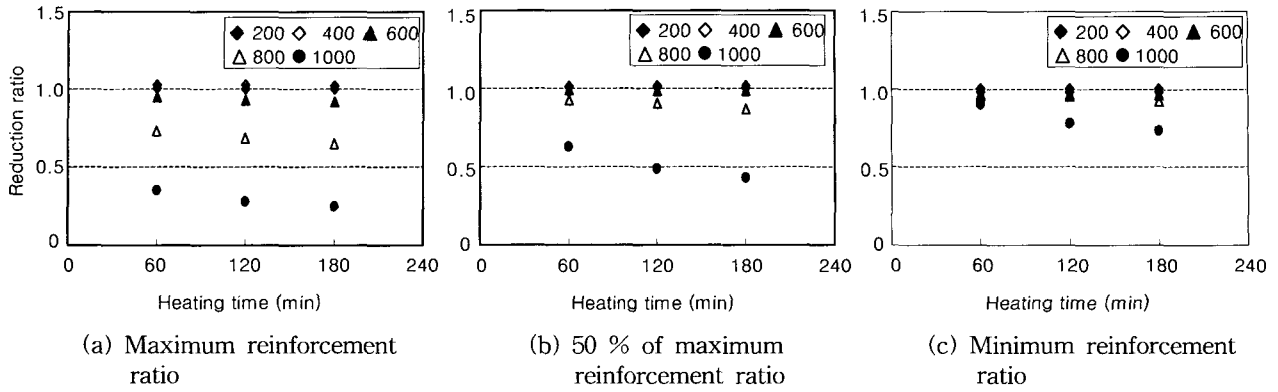


Fig. 12 Reductions of bending strength for heating temperature

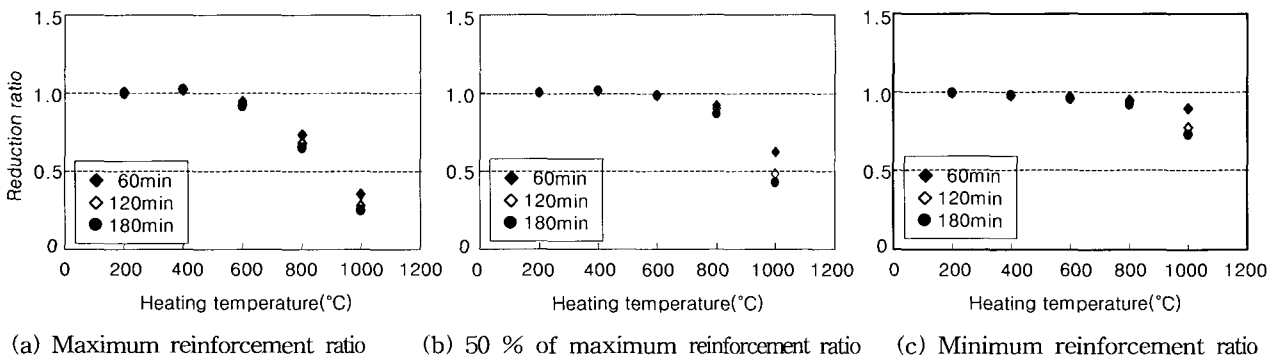


Fig. 13 Reductions of bending strength for heating time

을 상온의 휨 강도를 기준으로 하여 나타내었다.

가열시간에 따른 각 해석모델의 최대내력 저하는 크지 않았지만, 가열온도에 따라서는 해석모델의 인장철근비가 클수록 최대내력의 저하가 크게 나타났다. 이는 가열 후 상온으로 온도가 회복됨으로써 철근은 어느 정도 강도를 회복되나 콘크리트는 거의 강도가 회복되지 않으므로써 철근의 항복전에 콘크리트가 먼저 압축 파괴되는 취성적인 경향을 나타내기 때문이라 할 수 있다.

### 5. 휨 강도의 평가

가열방식 및 고온의 지속시간을 상온상태와 단면조건에 대하여 변수해석을 한 결과, 가열 후의 휨 부재의 거동이 상온시에 비해 상당히 차이가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 실제 화재를 입은 철근콘크리트 구조물의 화재 후의 구조적 성능의 평가가 중요하나, 이들 화재를 입은 건축물의 구조적 성능을 정확하게 평가하는 방법에 대한 연구는 아직 부족한 실정이다. 따라서, 본 연구의 해석방법 및 해석결과를 바탕으로 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재에 대한 휨 강도의 평가방법을 제안하고자 한다.

철근콘크리트 보 부재에 대하여 상온에 대한 부재 단면의 저항모멘트는 중립축을 중심으로 인장력과 압축력이 같다는 힘의 평형조건에 따라 나타나게 되며, 철근의 인장항복이 콘크리트의 압축파괴보다 선행될 때의 인장력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

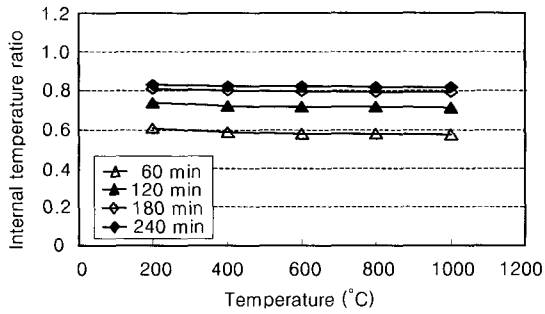
$$T = A_{st} \cdot f_y \quad (15)$$

부재가 고온을 받게 되면, 단면 내부의 철근이 받는 온도 및 그 때의 항복강도 또한 달라지게 된다. 따라서, 식(15)를 고온을 받는 부재에 대하여 표현하게 되면, 다음과 같다.

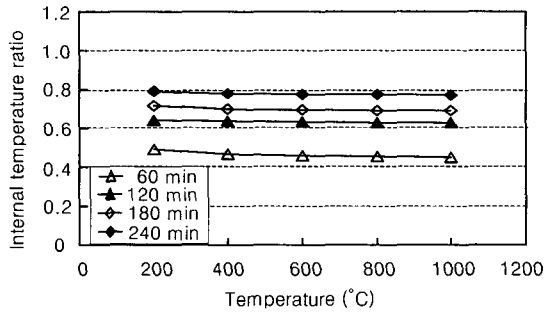
$$T = A_{st} \cdot f_{yT} \quad (16)$$

식(16)의  $f_{yT}$ 는 온도  $T$ °C에 대한 철근의 항복강도로서, 철근의 위치에 따라, 즉 인장단에서 철근중심까지의 거리 ( $d_c = D - d$ )에 따라 철근이 받는 온도가 달라지므로 단면에 작용하는 가열온도 및 지속시간, 인장단에서 철근중심까지의 거리( $d_c$ )에 대하여 철근이 받는 온도를 산

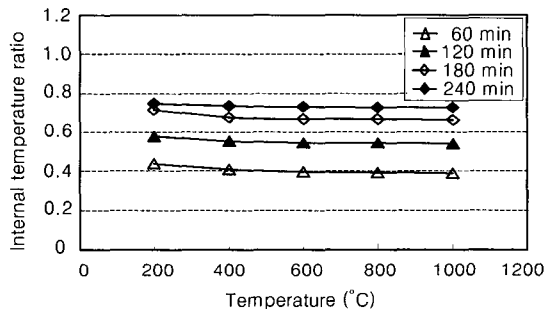
정해야 한다. 따라서, 가열온도 및 지속시간, 철근중심까지의 거리에 따른 철근의 온도를 산정하기 위하여 인장철근은 단면의 밑면에 작용하는 온도의 영향을 받는 것으로 가정한다. 단면 폭의 중심에서 철근중심까지의 거리 위치별로 외부온도에 대한 내부온도의 비로 나타내면 Fig. 14와 같고, 이를 회귀 분석하여 다음의 식(17)로 추정할 수 있다.



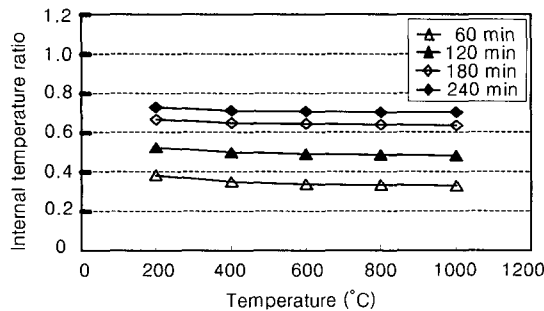
(a)  $d_c = 4$  cm



(b)  $d_c = 5$  cm



(c)  $d_c = 6$  cm



(d)  $d_c = 7$  cm

Fig. 14 Internal temperature ratios

$$T_s = \left\{ 0.8998 - 0.0903d_c + \frac{3d_c + 2}{10^4} H + \left( \frac{3d_c - 3}{10^8} H - \frac{0.7d_c + 2}{10^5} \right) T_0 \right\} T_0 \quad (17)$$

여기서,  $T_s$  : 임의 위치에서의 철근의 온도 ( $^{\circ}\text{C}$ )

$d_c$  : 인장단에서 철근중심까지의 거리 (cm)

$H$  : 지속시간 (min)

$T_0$  : 부재에 작용하는 외부온도 ( $^{\circ}\text{C}$ )

식(17)의 신뢰성을 검증하기 위하여 본 연구에서 적용한 단면 내부의 온도 분포 산정의 해석결과와 제안값을 비교 검토한 결과를 Fig. 15에 나타내고, 그 수치적인 결과는 해석값/제안값의 평균이 0.96, 표준편차가 0.073으로 근사한 값을 나타내었다.

식(16)에서 인장철근의 온도와 그 때의 항복강도를 구하기 위해서는 식(17)을 이용하여 철근의 온도를 구할 수 있으며, 그 때의 인장철근의 항복강도는 본 연구에서 적용한 기존의 식<sup>11)</sup>을 이용하여 구할 수 있다. 가열 후에 대한 기존의 식을 정리하면 다음과 같다.

$$20^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 600^{\circ}\text{C};$$

$$f_{yT} = f_y \quad (18)$$

$$600^{\circ}\text{C} < T_s;$$

$$f_{yT} = f_y \cdot (1.375 - 6.25 \times 10^{-4} T_s) \quad (19)$$

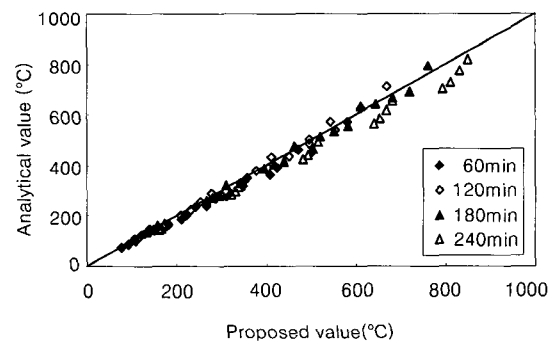
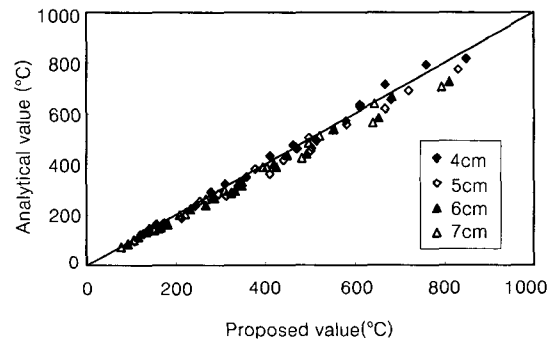


Fig. 15 Comparison of analytical value with proposed value of internal temperature

식(18), (19)를 사용하여 산정된 철근의 항복강도  $f_{yT}$ 를 식(16)에 적용하면 가열조건에 대한 단면 내부의 인장력을 구할 수 있다. 콘크리트의 압축강도는 단면 외부에 작용하는 온도 및 지속시간에 대하여 가열조건에 대한 콘크리트의 평균 압축강도로 가정하고, 그 때의 압축력을 구하면 다음과 같다.

$$C = \alpha f_{cT} a_T b \quad (20)$$

여기서,  $\alpha$  : 극한상태일 때의 콘크리트 강도감소계수 ( $\alpha=0.85$ 로 가정)  
 $f_{cT}$  : 가열조건에 대한 콘크리트의 평균 압축강도  
 $a_T$  : 온도  $T$ 에 대하여 가정된 압축응력블록의 깊이  
 $b$  : 부재단면의 폭

단면 외부에 작용하는 온도 및 지속시간에 대한 콘크리트의 압축강도인  $f_{cT_o} (\leq 1.0f_{ck})$ 는 온도  $400^\circ\text{C}$ 를 전후로 하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$20^\circ\text{C} \leq T_o \leq 400^\circ\text{C};$$

$$f_{cT_o} = f_{ck} \cdot \left\{ 1.005 - \frac{(2.868 + 0.0351H)T_o}{10^4} + \frac{6.67H}{10^5} \right\} \geq 0 \quad (21)$$

$$400^\circ\text{C} < T_o;$$

$$f_{cT_o} = f_{ck} \cdot \left\{ 1.2304 - \frac{(8.5023 + 0.0301H)T_o - H}{10^4} \right\} \geq 0 \quad (22)$$

여기서,  $T_o$  : 외부온도 ( $^\circ\text{C}$ )  
 $H$  : 지속시간 (min)

식(20)에서의 콘크리트의 압축강도인  $f_{cT}$ 는 온도  $80^\circ\text{C}$ 를 전후로 하여 다음의 식으로 나타낸다.

$$f_{cT} = k(f_{cT_o} + f_{ck})$$

$$\text{여기서, } k = 1/1.73 \quad (26^\circ\text{C} \leq T_o < 800^\circ\text{C}) \quad (23)$$

$$k = 1/3.21 \quad (800^\circ\text{C} \leq T_o < 1000^\circ\text{C}) \quad (24)$$

힘의 평형조건에 따라서 부재단면의 중립축을 중심으로 인장력과 압축력이 동일하므로, 다음의 식이 성립한다.

$$A_{st}f_{yT} = \alpha f_{cT} a_T b \quad (25)$$

식(25)의 콘크리트 압축응력블록의 깊이인  $a_T$ 값을 산정하면 다음과 같다.

$$a_T = \frac{A_{st}f_{yT}}{0.85 f_{cT} b} \quad (26)$$

식(26)을 이용하여  $a_T$ 값을 산정하면, 압축응력의 합력의 작용위치는  $0.5 a_T$ 로서 인장력 및 압축력의 응력중심간 거리  $jd$ 를 구할 수 있게 된다. 따라서, 식(16)~(26)의 해석과정을 바탕으로 본 연구에서는 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재의 단면 외부의 여러 가지 가열조건에 대한 휨 강도의 평가식은 다음과 같이 나타낸다.

$$M_{nT} = T \cdot jd = T \left( d - \frac{a_T}{2} \right) \quad (27)$$

여기서,  $d$  : 압축단에서 인장축 철근중심까지의 거리

식(27)의 휨 강도 평가식의 신뢰성을 검증하기 위하여 가열온도 및 지속시간을 변수로 하여 철근의 인장파괴가 콘크리트의 압축파괴보다 선행되어 나타난 조건에 대해 비교 검토한다. 가열온도는  $200^\circ\text{C}$ ,  $400^\circ\text{C}$ ,  $600^\circ\text{C}$ ,  $800^\circ\text{C}$ 의 4종류, 가열의 지속시간은 단위시간으로 하여 3시간까지 하였으며, 최대철근비, 최대철근비의 50%, 최소철근비의 3종류에 대하여 해석결과와 제안식을 비교 검토한다. 그리고 기존의 실험결과와 제안식과의 결과를 비교하여 제안식의 타당성을 입증한다. 본 연구에서 철근콘크리트 보 부재는  $800^\circ\text{C}$ 를 초과하면 인장축의 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 먼저 파괴되어  $C = T(A_s \cdot f_y)$ 가 성립하지 못하게 된다.

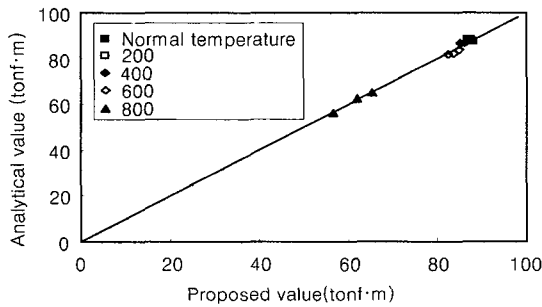
이에, 철근의 인장파괴가 콘크리트의 압축파괴보다 선행되어 나타나는 조건에 대해서만 비교 검토하였으므로  $800^\circ\text{C}$ 이상의 온도에 대해서는 콘크리트의 압축파괴가 선행함으로서 비교 대상에서는 제외하였다.

최소철근비는 평균이 1.01, 표준편차가 0.015로 해석결과와 제안된 휨 강도의 평가결과가 거의 일치하였다. 해석결과 및 제안식과의 비교 검토한 결과를 Table 9 및 Fig. 16에 나타낸다.

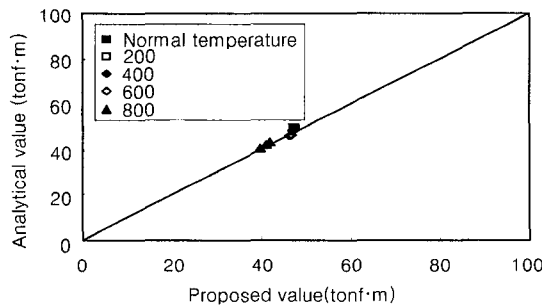
온도조건에 따른 최대내력에 대한 실험값/제안값의 비교결과는 휨 강도의 평가를 파악한 것이므로 전단파괴 한 시험체는 대상에서 제외하였다. 시험체 A-1은 1.04, B-1, 2, 3은 0.92~1.01, C-1, 2, 3은 1.05~1.08을 나타냄으로서 실험값/제안값의 전체 평균은 1.02, 표준편차가 0.12로 근사한 값을 나타내었다. 실험결과 및 제안식과의 비교 검토한 결과를 Table 10 및 Fig. 17에 나타낸다.

Table 9 Comparisons of analytical moment with proposed moment (unit : tonfm)

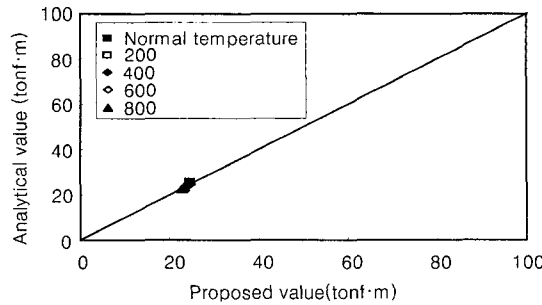
Factor	Maximum reinforcement ratio		Anal/Prop	Half of Maximum reinforcement ratio		Anal/Prop	Minimum reinforcement ratio		Anal/Prop	
	Anal	Prop		Anal	Prop		Anal	Prop		
Temperature	87.5	88.2	0.99	49.6	47.7	1.03	25.5	24.7	1.03	
200°C	1hr	88.2	87.6	1.01	49.5	47.5	1.04	25.5	24.7	1.03
	2hr	88.1	87.3	1.01	49.4	47.4	1.04	25.5	24.7	1.03
	3hr	88.1	87.0	1.01	49.4	47.3	1.04	25.5	24.6	1.03
400°C	1hr	86.9	86.8	1.00	48.3	47.3	1.04	25.0	24.6	1.01
	2hr	86.7	86.1	1.01	48.3	47.1	1.02	25.0	24.6	1.01
	3hr	86.7	85.2	1.02	48.0	46.9	1.02	24.9	24.5	1.01
600°C	1hr	83.7	84.9	0.99	46.0	46.8	1.02	24.3	24.5	0.99
	2hr	82.0	83.8	0.98	45.8	46.5	0.98	24.3	24.4	1.00
	3hr	81.6	82.5	0.98	45.8	46.2	0.99	24.3	24.4	1.00
800°C	1hr	65.0	65.3	1.00	43.0	41.9	0.99	23.2	23.3	1.00
	2hr	52.4	61.9	1.01	41.8	41.1	1.02	23.0	23.1	1.00
	3hr	56.3	56.7	0.99	40.4	39.8	1.01	22.5	22.8	0.99
Total	Average	1.00		1.01		1.01		1.01		
	Standard deviation	0.012		0.11		0.015		0.015		



(a) Maximum reinforcement ratio



(b) 50 % of maximum reinforcement ratio



(c) Minimum reinforcement ratio

Fig. 16 Comparisons of analytical value with proposed value

Table 10 Comparisons of experimental moment with proposed moment

Beams	Exp (tonfm)	Prop (tonfm)	Exp/Prop	Average	Standard deviation
A-1	8.10	7.75	1.04	1.02	0.12
B-1	4.63	4.64	1.00		
B-2	4.20	4.57	0.92		
B-3	4.60	4.51	1.01		
C-1	3.53	3.24	1.08		
C-2	3.40	3.21	1.05		
C-3	3.40	3.18	1.06		

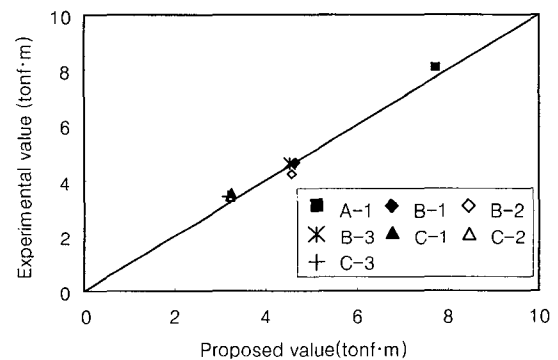


Fig. 17 Comparisons of experimental value with proposed value

## 6. 결 론

본 연구는 화재와 같이 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재에 대한 휨 거동의 파악 및 휨 강도의 평가를 목적으로, 고온에 노출된 후의 보 부재에 대한 휨 거동을 실험적으로 파악한 후, 검증된 해석방법을 이용한 해석결과와 실험결과를 비교 검토하였다. 또한, 가열조건 및 철근비를

변수로 한 변수해석을 수행하고 그 결과를 바탕으로 보 부재의 휨 강도 평가방법에 대해 검토한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 가열온도를 높게 받은 시험체일수록 취성적인 파괴와 콘크리트 표면의 변형률이 커지는 경향을 나타내었고, 동일한 온도조건에서는 인장철근비가 커질수록 최대하중 및 초기강성의 저하율이 크게 나타났다.

2) 최대하중의 비교에서, 비가열의 계산값에 대한 온도조건별 실험값의 비는 가열온도가 400°C인 경우에는 0.85~1.05이고, 800°C인 경우에는 0.44~0.64 정도로 평가됨으로서, 고온을 받을 경우 극한강도식은 과대평가될 가능성이 있다.

3) 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재에 대하여 기존의 연구에서 제안된 해석방법을 적용한 해석값과 실험값을 비교한 결과, 시험체의 휨 내력에 대해 해석값에 대한 실험값의 비가 평균 0.95로 평가됨으로서, 제안된 해석방법에 대한 신뢰성을 입증하였다.

4) 실험결과 및 해석결과를 바탕으로 하여 화재와 같이 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재의 휨 강도를 평가하는 방법을 제안하였다.

### 감사의 글

이 논문은 2001년도 한국과학재단의 연구비에 의하여 연구되었음(2001-1-31000-002-2).

### 참고문헌

1. 행정자치부, “2001統計年報,” 2001.

2. R. Baldwin and M. A. North, “A Stress-Strain Relationship for Concrete at High Temperatures,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 25, No. 85, pp.208~212, 1973.
3. R. Felicetti and P. G. Gambarova, “Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes,” *ACI Materials Journal*, Vol. 95, No. 4, pp.95~406, 1998.
4. B. Ellingwood and J. R. Shaver, “Effects of Fire on Reinforced Concrete Members,” *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. ST11, pp.2151~2166, November, 1980.
5. 허은진, 이상호, “가열조건에 따른 철근콘크리트 부재의 휨강도에 관한 해석적 연구,” 한국콘크리트학회 논문집, 제13권 3호, pp.195~205, 2001. 6.
6. 대한건축학회, “극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조 설계기준 및 해설,” 1994.
7. 한국표준협회, “건축구조부분의 내화시험방법(KS F 2257),” 1993. 8.
8. 한국표준협회, “한국산업규격,” 1997.
9. K. A. Hoffmann and S. T. Chiang, “*Computational Fluid Dynamics for Engineers*,” Engineering Education System (EES), 1993.
10. 西垣太郎 外 5人, “高温時におけるコンクリートの力学的特性のモデル化,” 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.71~72, 1995. 8.
11. 마춘경, “화재건축물의 구조내력조사법,” 대한건축학회 논문집, 제16권 47호, pp.37~44, 1972. 8.
12. T. Z. Harmathy, “*Fire Safety Design and Concrete*,” Longman Scientific & Technical, 1993.

### 요 약

본 연구의 목적은 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재에 대한 휨 강도를 평가하는 것이다. 휨 부재의 강도를 평가하기 위해서, 주요 변수를 철근비( $\rho_{max}$ ,  $0.5\rho_{max}$ ,  $\rho_{min}$ )와 온도조건(비가열, 400°C-2 hr/4 hr, 800°C-4 hr)으로 한 12개의 철근콘크리트 보 부재를 실험하였다. 실험결과로 파괴모드, 하중-변위 관계, 초기강성, 모멘트-곡률 관계, 그리고 모멘트-콘크리트 변형률 관계를 나타내었다. 그리고 제안된 단면 해석 방법으로 다양한 가열조건에 대한 보 부재의 모델을 해석하였다.

본 연구의 결과는 다음과 같이 요약될 수 있다; (1) 가열온도를 높게 받은 시험체 일수록 취성적인 파괴와 콘크리트 표면의 변형률이 커지는 경향을 나타내었고, 동일한 온도조건에서는 인장철근비가 커질수록 최대하중 및 초기강성의 저하율이 크게 나타났다. (2) 최대하중의 비교에서, 비가열의 계산값에 대한 온도조건별 실험값의 비는, 가열온도가 400°C인 경우에는 0.85~1.05이고, 800°C인 경우에는 0.44~0.64 정도로 나타남으로서, 고온을 받을 경우 극한강도식은 과대평가될 가능성이 있다. (3) 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재에 대하여 기존의 연구에서 제안된 해석방법을 적용한 해석값과 실험값을 비교한 결과, 시험체의 휨 내력에 대해 해석값에 대한 실험값의 비가 평균 0.95로 나타나, 제안된 해석방법에 대한 신뢰성을 입증하였다. (4) 실험결과 및 해석결과를 바탕으로 하여 화재와 같이 고온을 받은 철근콘크리트 보 부재의 휨 강도를 평가하는 방법을 제안하였다.

**핵심용어** : 철근콘크리트 보 부재, 휨 강도, 철근비, 가열조건