

# 고강도 철근콘크리트 기둥의 좌굴 거동에 관한 연구

## Buckling Behavior of Slender Reinforced High-Strength Concrete Columns

김진근\* 양주경\*\*  
Kim, Jin Keun Yang, Joo Kyoung

### 요약

본 연구에서는 철근콘크리트 기둥의 거동을 예측하기 위하여 층상화 방법을 이용한 유한요소 해석방법이 제안되었다. 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도와 거동에 미치는 영향을 규명하기 위하여 세장비가 10, 60, 100인 정방형 단면(80x80mm)을 갖는 30개의 기둥에 대하여 실험을 수행하였다. 이때, 콘크리트의 강도는 25.5, 63.5, 86.2MPa로, 철근비는 1.98, 3.95%로 변화시켰다. 또한, 단부조건은 양단힌지로 하고, 편심량은 기둥의 양단에서 같은 방향으로 24mm로 동일하게 하였다.

본 연구에서 제안된 해석방법은 철근콘크리트 기둥의 거동을 잘 예측하며, ACI의 모멘트 확대계수법은 고강도 콘크리트 장주에 대해서는 안전측이 아닌 것으로 나타났다. 콘크리트의 강도가 기둥의 극한강도에 미치는 영향은 기둥의 세장비가 증가할수록 감소하였으며, 콘크리트의 강도가 커질수록 세장 기둥의 좌굴과괴 가능성은 증가하였다. 또한, 철근비를 증가시킬 경우, 기둥의 축력이 최대가 될 때의 모멘트가 증가되었으며, 기둥의 극한강도 증가량은 단주보다는 장주에서 더 크게 나타났다. 철근비 증가에 의해 나타나는 이러한 기둥의 극한강도 증가량과 모멘트 증가량은 콘크리트의 강도가 커질수록 증대되었다.

### Abstract

In this paper, a numerical method for predicting the buckling behavior of reinforced concrete columns is proposed by layered finite element method. To investigate the effects of concrete strength and longitudinal steel ratio on the ultimate load and the column behavior, a series of tests were carried out for thirty tied reinforced concrete columns with 80mm square cross section and three slenderness ratios of 10, 60 and 100. Three different concrete strengths of 25.5, 63.5 and 86.2MPa, and two different longitudinal steel ratios of 1.98 and 3.95% were used. The

\* 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 부교수  
\*\* 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

• 본 논문에 대한 토의를 1993년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 1994년 3월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

boundary conditions at the ends were both hinged and end eccentricities(24mm) were equal and of the same sign.

The behavior of concrete columns by the numerical method proposed in this study showed a good agreement with test results, meanwhile the moment magnifier method showed that it might be unconservative for slender high-strength concrete columns. The effect of concrete strength on the ultimate load of column was decreased with increasing slenderness ratio. The effect of longitudinal steel ratio on the ultimate load was more evident for slender columns than for short ones and the heavier reinforcement for slender column led to a more stable column. These tendencies due to increase of longitudinal reinforcement were more pronounced with increasing concrete strength.

**Keywords :** high-strength concrete, ultimate load, behavior of column, slenderness ratio, concrete strength, longitudinal steel ratio, layered finite element method.

## 1. 서 론

철근콘크리트 장주의 해석을 위한 연구가 많이 이루어져 왔으나<sup>(1,6)</sup>, 이러한 해석방법들은 기둥 부재의 변형된 모양을 가정하여 미분방정식을 푸는 근사적인 방법을 주로 사용하였다. Bazant 등<sup>(6)</sup>은 기둥의 중앙에서 평형을 고려한 철근콘크리트 기둥을 해석하는 방법을 제안하였으나, 기둥의 전 길이에 걸쳐서 발생하는 균열의 변화를 고려하지는 않았다. 실제로 철근콘크리트 기둥에서는 기둥의 길이 방향으로 부재의 강성이 변하며, 특히 탄성한계를 넘어서면 기둥의 변형모양은 가정된 변형모양과는 상이해진다. 이러한 단점은 근래에 구조물을 해석하기 위해 많이 이용되는 유한요소법을 적용하면 해결될 수 있다. 최근에 El-Metwally와 Chen<sup>(7)</sup>은 기하학적 비선형성을 고려하여 철근콘크리트 골조를 해석하는데 유한요소법을 적용하였다. 그러나, 장주에서는 같은 단면 내에서도 단면의 어떤 점에서는 제하(unloading)가 발생할 수 있음에도 불구하고 이를 고려하지 않았다. 본 연구에서는 이러한 하중이력을 고려하기 위해 단면을 여러개의 층으로 세분화하는 층상화 방법을 사용하였으며, 축력과 횡변위의 상호 작용에 의해 발생하는 2계 거동의 영향을 고려할 수 있는 강성행렬을 사용하였다.

그리고, 지금까지 철근콘크리트 기둥에 대한 실

험 연구<sup>(8,12)</sup>는 상당히 많이 수행되었으나, 대부분 보통강도 콘크리트 기둥에 한정되었으며, Saenz와 Martin<sup>(12)</sup>은 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도에 미치는 영향에 대하여 연구하였다. 그러나, 이들의 실험에서는 콘크리트의 강도가 최대 34.5 MPa였으며, 기둥의 세장비는 최대 43이었다. 또한, Broms와 Viest<sup>(3)</sup>는 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도에 미치는 영향을 해석적으로 분석하였으나, 이들도 콘크리트의 강도와 기둥의 세장비를 각각 41.3MPa와 60으로 한정하였다. 따라서, 본 연구에서는 고강도 콘크리트를 포함한 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도와 거동에 미치는 영향을 파악하기 위하여 콘크리트의 강도를 25.5, 63.5, 86.2MPa로, 철근비를 1.98, 3.95%로, 기둥의 세장비를 10, 60, 100으로 변화시켜 실험을 수행하였다.

따라서, 본 연구의 주된 목적은 고강도 콘크리트를 기둥에 사용할 때 단주와 장주에서의 압축 저항능력에 중점을 두어 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도와 거동에 미치는 영향을 실험에 의해 규명하고, 실험결과를 해석결과와 비교하여 본 연구에서 이루어진 해석방법의 타당성을 증명하며, 현재 장주 설계에 많이 이용되고 있는 ACI의 모멘트 확대계수법(moment magnifier method)의 결과와 비교·검토하는 데 있다.

## 2. 재료의 응력-변형도 관계

### 2.1 콘크리트의 응력-변형도 관계

해석을 위해 본 연구에서는 횡보강 효과도 고려하고 있는 다음 식(1), (2)의 콘크리트 응력-변형도 관계를 사용하였다.<sup>(13)</sup>

상승부분

$$\sigma_c = f_o \left[ A \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right) - (A-1) \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^{A(A-1)} \right] \quad (1)$$

하강부분

$$\sigma_c = f_o \exp[-B(\epsilon_c - \epsilon_o)^C] \quad (2)$$

여기서,

$$A = \frac{E_c \epsilon_o}{f_o}, \quad B = \left( 260 + \frac{100}{f_c'} \right) \exp \left( -30 \frac{f_{dt}'}{f_c'} \right),$$

$$C = 1.2 - 0.006 f_c', \quad E_c = 3320 \sqrt{f_c'} + 6900,$$

$$f_o = f_c' + 4.2 f_{dt},$$

$$\epsilon_o = 7 \times 10^{-4} \sqrt[3]{f_c'} + 0.06 \frac{f_{dt}'}{f_c'},$$

$$f_{dt} = \frac{\rho_s f_{sy}}{2} \left( 1 - \sqrt{\frac{s}{d_c}} \right)$$

여기서,  $f_o$ 와  $\epsilon_o$ 는 횡보강시 콘크리트의 강도(MPa)와 그때의 변형도,  $f_c'$ 은 콘크리트의 1축 압축강도(MPa),  $f_{dt}$ 은 횡보강응력(MPa),  $f_{sy}$ 는 횡보강근의 항복강도(MPa),  $\rho_s$ 는 횡보강 철근비,  $d_c$ 와  $s$ 는 각각 콘크리트 코아의 지름(mm)과 횡보강근의 간격(mm)이다.

제하와 하중재제하시의 1축압축 응력-변형도 관계에 대하여 Otter와 Naaman<sup>(14)</sup>의 모델을 사용하였으며, 제하와 재제하시의 관계를 포함한 콘크리트의 1축압축 응력-변형도 관계는 Fig. 1(a)와 같

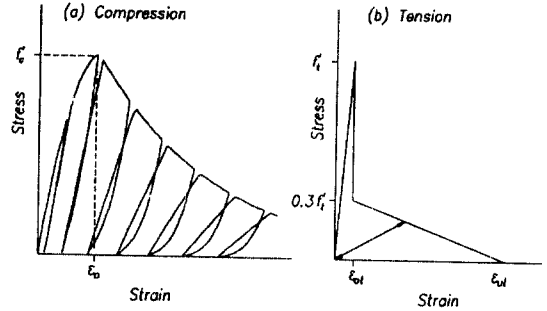


Fig.1 Uniaxial stress-strain relationships of concrete

다.

인장에 대해서는 인장강성 증진효과를 고려하였으며, 응력-변형도 이력곡선은 응력이 없는 상태에서 잔존 변형도인 소성변형도가 없는 것으로 하여 직선식을 사용하였다. 인장에 대한 응력-변형도 곡선은 Fig. 1(b)와 같으며, 각 변수에 대하여 다음과 같이 사용하였다.

$$f_t' = 0.62 \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa단위}) \quad (3)$$

$$\epsilon_{ot} = \frac{f_t'}{E_c} \quad (4)$$

$$\epsilon_{ou} = 9.2 \epsilon_{ot} \quad (5)$$

여기서,  $f_t'$ 과  $\epsilon_{ot}$ 는 각각 콘크리트의 인장강도(MPa)와 이에 대응하는 변형도이고,  $\epsilon_{ou}$ 는 파단 인장변형도이다.

### 2.2 철근의 응력-변형도 관계

철근은 완전 탄-소성 거동을 하며, 축방향으로만 저항하고 철근과 콘크리트 사이에서는 부착슬립(bond slip)이 발생하지 않는 것으로 가정하였으며, 반복재하에 따른 기울기는 초기탄성기울기와 동일한 것으로 하였다.

## 3. 해석방법

### 3.1 부재의 강성행렬

Fig. 2(a)와 같은 보요소에서 평면유지의 법칙

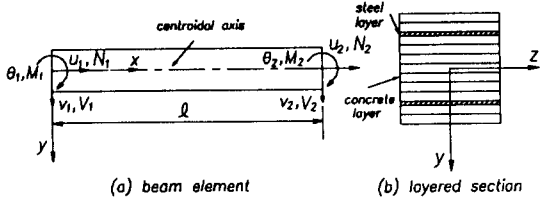


Fig.2 Notations for beam element and layered section

이 성립한다고 할 때, 단면의 임의의 점에서의 변형도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.<sup>(15)</sup>

$$\varepsilon = u' - yv'' + \frac{1}{2}(v')^2 \quad (6)$$

여기서, u와 v는 각각 x와 y 방향 변위를 나타내며, 위첨자는 x에 대한 미분을 나타낸다. 변위 u와 v에 대해서 각각 1차와 3차의 형상함수를 사용하고 가상일의 원리를 적용하면, 다음과 같은 힘과 변위와의 관계를 얻을 수 있다.

$$([k] + P[k_G])(U) = (F) \quad (7)$$

여기서,

$$[k] = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & -ER/l & -EA/l & 0 & ER/l \\ & 12EI/l^3 & 6EI/l^2 & 0 & -12EI/l^3 & 6EI/l^2 \\ & & 4EI/l & ER/l & -6EI/l^2 & 2EI/l \\ & & & EA/l & 0 & -ER/l \\ & & sym. & & 12EI/l^3 & 6EI/l^2 \\ & & & & & 4EI/l \end{bmatrix}$$

$$[k_G] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 6/5l & 1/10 & 0 & -6/5l & 1/10 \\ & & 2l/15 & 0 & -1/10 & -l/30 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & sym. & 6/5l & -1/10 \\ & & & & & 2l/15 \end{bmatrix}$$

$$(U) = (u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2)^T,$$

$$(F) = (N_1, V_1, M_1, N_2, V_2, M_2)^T,$$

$$P = \int_A \sigma dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i,$$

$$M = \int_A \sigma y dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i y_i,$$

$$EA = \int_A E dA = \sum_{i=1}^n E_i A_i,$$

$$ER = \int_A E y dA = \sum_{i=1}^n E_i A_i y_i,$$

$$EI = \int_A E y^2 dA = \sum_{i=1}^n E_i A_i y_i^2$$

이고,  $\sum$ 는 응력-변형도 경로를 고려하기 위해 단면을 n개의 층으로 나누어 층상화 방법을 사용했다는 것을 나타내며, i는 각 층을 나타낸다. [k]는 재료의 강성행렬을 나타내며,<sup>(16)</sup> [k<sub>G</sub>]는 기하학적 강성행렬을 나타낸다.

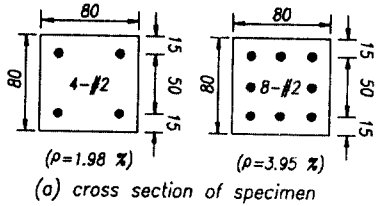
### 3.2 비선형 해석방법

강성행렬이 미지의 값을 포함하지 않는 경우에는 반복해석을 할 필요가 없으나 강성행렬이 미지의 변위벡터 및 부재력 벡터의 함수인 경우에는 반복해석을 통하여 구해야 한다. 이와 같은 비선형 문제를 풀기 위해 본 연구에서는 여현강성법을 사용하였다. 또한, 최대하중 이후의 변형연화 현상까지를 해석하기 위하여 변위제어법을 사용하였다. 구조물의 각 절점의 좌표값의 변화를 고려하기 위하여 매 반복단계마다 각 절점의 좌표값을 바꾸어 주었으며, 현재 반복단계에서의 구조물의 평형은 바로 전 반복단계의 좌표값을 이용하여 구하였다.

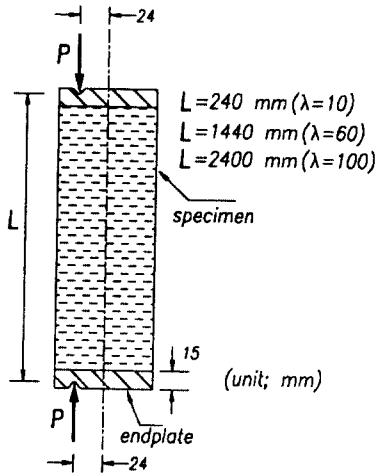
## 4. 실험

### 4.1 실험변수 및 실험상수

본 연구에서는 콘크리트의 강도와 철근비 그리고 기둥의 세장비를 변수로 하였다. 콘크리트의 강도는 25.5, 63.5, 86.2MPa로, 철근비는 1.98 (4-D6), 3.95% (8-D6)로 변화시켰으며, 기둥의 세장비는 10(240mm), 60(1440mm), 100(2400mm)으로 변화시켰다(Fig.3 참조).



(a) cross section of specimen



(b) eccentricity and length of specimen

Fig.3 Details of specimens and loading

단면은 Fig. 3과 같이 80x80mm 정방형 단면으로 하고, 피복두께는 콘크리트의 표면으로부터 철근 중심까지 15mm로 고정하였다. 또한, 편심량은 기둥의 양단에서 동일하게 단면의 0.3배(24mm)로 하고 편심의 부호는 기둥의 양단에서 같도록, 즉 변형되는 모양이 단곡률이 되도록 하였으며, 단부조건은 양단힌지로 하였다.

#### 4.2 재료 및 시험체 제작

시멘트는 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하였으며, 잔골재는 조립율이 2.89인 금강유역의 대평리산 강모래를 사용하였고, 굵은골재는 조립율 6.08, 최대크기 13mm인 곡성산 쇄석을 사용하였다. 고강도 콘크리트의 작업성을 확보하기 위하여 ASTM C494 Type F의 규정을 만족시키는 고성능 감수제를 사용하였다. 각 배합비 및 콘크리트의 강도와 활렬인장강도는 Table 1과 같다.

주철근으로는 항복강도가 387MPa인 D6을 사용

Table 1 Mix proportions and test results of concrete

proportions (kg / m <sup>3</sup> )					S.P.	Slump	f <sub>sp</sub>	f <sub>c'</sub>
C	W	S	G	S.F.	(%)	(mm)	(MPa)	(MPa)
290	232	764.3	934.3	0.0	0.0	150.0	3.4	25.5
520	182	627.5	1023.5	0.0	1.5	234.0	5.5	63.5
442	156	632.8	1032.3	78.0	2.0	72.0	6.2	86.2

하였고, 띠철근으로는  $\phi$ 3mm인 철사를 사용하였다. 띠철근의 간격은 기둥 중앙부에서는 60mm로, 단부 부근에서는 30mm로 하였으며, 단부를  $\phi$ 1mm인 철사를 사용하여 보강하였다. 거푸집은 합판을 사용하여 제작되었으며, 시험체는 콘크리트의 강도가 동일한 경우에 대하여 같은 날 타설하여 제작되었다. 모든 시험체를 타설 직후 비닐로 덮어 수분의 증발을 방지하였으며, 24시간이 지난 후에 탈형하여 양생실(온도  $23 \pm 1^\circ\text{C}$ , 습도 99%)에서 습윤양생을 실시하였다.

#### 4.3 가력장치 및 재하방법

일정한 편심을 주기 위하여 중심으로부터 편심 거리에 홈이 파여 있는 철판을 제작한 후, 이 철판을 시험편 단부에 볼트를 사용하여 부착하고 knife-edge를 통해 편심하중을 가하였다(Fig. 3 참조).

하중가력은 세장비가 10, 60인 기둥에 대해서는 250톤 용량의 Closed-Loop Servo-Hydraulic Dynamic Material Testing System(INSTRON 8506)을 사용하였으며, 세장비 100인 기둥에 대해서는 INSTRON 8506의 높이의 제한 때문에 가력 프레임에 유압잭을 설치하여 사용하였다. INSTRON 8506을 사용하는 경우에는 변위제어를 통해 하중을 가하였으며, 최대하중에 이르는 시간이 약 20분이 되도록 하였다. 유압잭을 사용하는 경우에는 하중제어를 통해 하중을 가하였으며, 하중증분은 예상극한하중의 약 45%까지는 예상극한하중의 약 15%, 75%까지는 10%, 그 이후에는 5% 정도로 하였다.

기둥 중앙부에서의 횡변위의 측정에 대해서는 LVDT를, 콘크리트의 변형도와 철근의 변형도의 측정에 대해서는 변형도 게이지를 사용하였으며, 이에 대한 준비는 실험을 하기 직전에 완료하였

다.

## 5. 결과 및 분석

### 5.1 파괴양상 및 축력-횡변위 관계

#### 5.1.1 파괴양상

세장비가 10인 대부분의 기둥은 기둥 중앙에서의 횡변위가 작게 발생되고, 기둥 중앙에서 압축축의 변형도가 크게 증가되어 파괴되었다. 그러나, 10L2-1과 10L2-2는 타설시 단부부분이 다짐이 잘 이루어지지 않아 단부에서 파괴가 일어났다. 세장비가 60, 100인 시편은 초기하중 단계에서는 시편의 양단을 제외한 내부에 균열이 분포하다가 하중이 점차 증가됨에 따라 시편의 중앙부분 이외의 균열은 더 이상 진전되지 않고 중앙부분의 균열이 계속 진전되었으며, 세장비가 10인 기둥에서와는 달리 기둥 중앙 부분에서 인장축의 변형도가

크게 증가되어 결국 파괴에 이르렀다. 그러나, 60M2-2는 균열이 중앙부분으로부터 조금 떨어진 부분에서 발생되어 파괴되었다. 파괴 후, 세장비 60, 100인 기둥에 대해서는 균열이 집중된 중앙부분을 경계로 거의 직선으로 이루어진 기둥 부재가 큰 각을 이루었다.

#### 5.1.2 축력-횡변위 관계

Fig. 4는 실험과 해석에 의한 기둥의 축력-횡변위 관계를 보여주며, Table 2의 다섯번째 열은 축력이 최대가 될 때의 횡변위를 보여준다. Fig. 4로부터 본 연구에서 제안된 해석방법은 기둥의 축력-횡변위 관계를 전반적으로 잘 예측함을 알 수 있다. Fig. 4에서 보이는 바와 같이 콘크리트의 강도가 커질수록 기둥의 극한강도 이후의 축력의 값은 더욱 급격하게 감소되는 경향을 보이며, 축력이 최대가 될 때의 횡변위는 세장비가 10인 경우에는 약간 증진되는 반면, 세장비가 100인 경우에는

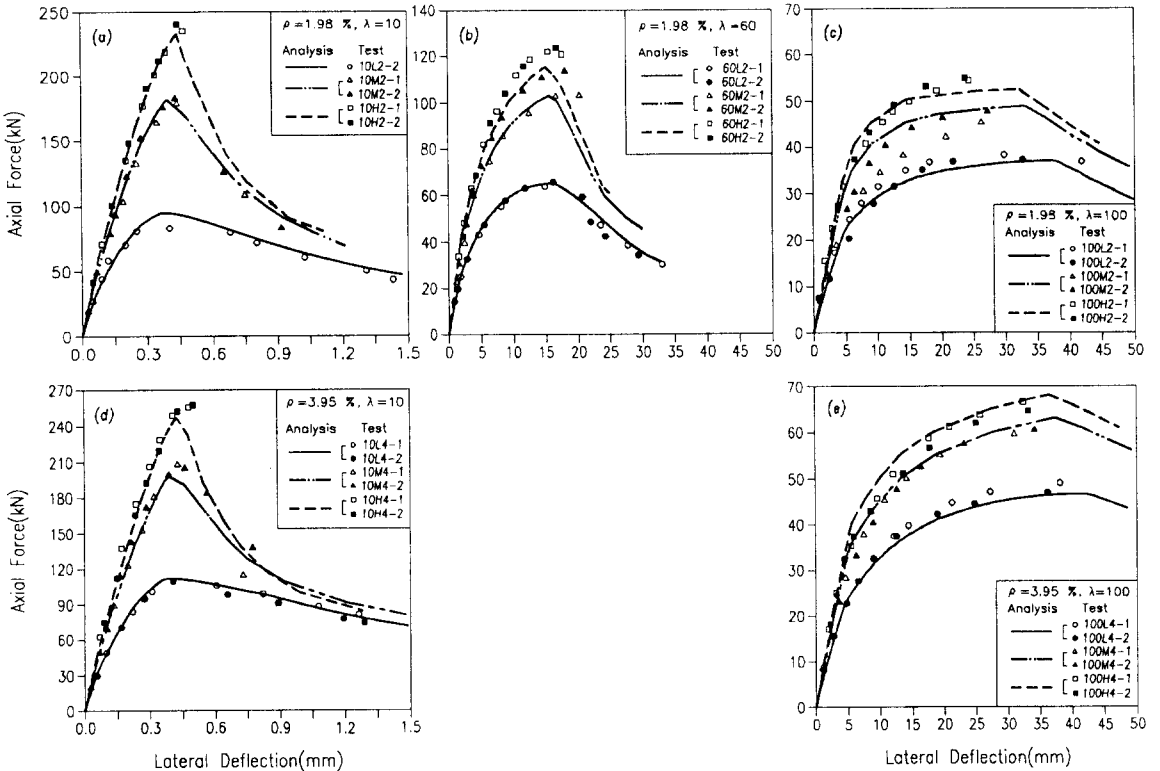


Fig.4 Axial force-lateral deflection relations of columns

Table 2 Results of test and analysis

specimen no.	$f_c'$ (MPa)	$\lambda$	$\rho$ (%)	lateral deflection at ultimate load (mm)	$P_{u,t}^{**}$ (kN)	$P_{u,a}^{***}$ (kN)	$P_{u,t}/P_{u,a}$	
10L2-1	25.5	10	1.98	—	52.7*	95.0	0.555	
10L2-2				0.403	83.1*		0.875	
10L4-1			3.95	0.407	109.5	111.8	0.979	
10L4-2				0.407	109.3		0.978	
60L2-1		60	1.98	14.88	63.7	65.1	0.978	
60L2-2				16.20	65.7		1.009	
100L2-1		100	1.98	29.84	38.2	37.0	1.032	
100L2-2				32.72	35.0		0.946	
100L4-1			3.95	38.20	49.0	46.6	1.052	
100L4-2				36.24	47.0		1.009	
10M2-1		63.5	10	1.98	0.440	179.0	182.0	0.984
10M2-2					0.433	182.8		1.004
10M4-1	3.95			0.430	207.7	198.2	1.048	
10M4-2				0.462	204.6		1.032	
60M2-1	60		1.98	20.32	102.8	103.0	0.998	
60M2-2				18.08	113.5		1.102	
100M2-1	100		1.98	26.24	45.2	48.8	0.926	
100M2-2				27.24	47.6		0.975	
100M4-1			3.95	31.08	59.6	63.1	0.945	
100M4-2				34.24	60.5		0.959	
10H2-1	86.2		10	1.98	0.469	235.3	232.9	1.010
10H2-2					0.442	240.4		1.032
10H4-1		3.95		0.480	255.8	246.9	1.036	
10H4-2				0.500	257.7		1.044	
60H2-1		60	1.98	15.40	122.1	115.5	1.057	
60H2-2				16.72	123.7		1.071	
100H2-1		100	1.98	24.30	54.3	52.3	1.038	
100H2-2				23.68	54.9		1.050	
100H4-1			3.95	32.44	66.6	68.1	0.978	
100H4-2				33.32	64.7		0.950	

\* 단부의 다짐 불량으로 파괴가 단부에서 발생되었다.  
 \*\*  $P_{u,t}$ 는 실험에 의한 최대하중  
 \*\*\*  $P_{u,a}$ 는 해석에 의한 최대하중

는 오히려 감소하는 경향을 보인다. 또한, 축력이 최대가 될 때의 횡변위는 모든 세장비에서 철근비가 증가함에 따라 커지는 경향을 보여주고 있다.

## 5.2 실험 및 해석 결과 분석

### 5.2.1 극한강도

Table 2의 마지막 열은 실험에 의한 기둥의 극한강도와 해석에 의한 극한강도와의 비를 보여 준

다. 각각의 기둥에서의 오차를 고려해 볼 때, 실험과 해석에 의한 결과는 잘 일치하므로 본 연구에서 제안된 해석방법은 기둥의 극한강도를 잘 예측한다고 볼 수 있다.

#### (1) 콘크리트 강도의 영향

고강도 콘크리트 기둥의 극한강도는 저강도 콘크리트 기둥과 비교하여 세장비가 작을 때는 크게 증가되나, 세장비가 클 때는 세장비가 작은 경우에 비하여 크게 증가되지 않는다. 즉, 철근비가 1.98%이고 세장비가 10인 경우, 콘크리트의 강도를 25.5MPa에서 86.2MPa로 증가시키면 기둥의 극한강도가 186% 증가되는 반면, 세장비가 100인 경우에는 49%만이 증가되었다. 또한, 철근비가 3.95%인 경우에서의 이 값은 세장비가 10일 때는 135%이고 세장비가 100일 때는 37%로 나타났다. Fig. 5 (a), (c)에 보이는 바와 같이 세장비가 10인 경우에는 콘크리트의 강도가 86.2MPa인 기둥과 25.5MPa인 기둥의  $P_u/P_n$  값이 큰 차이를 보이지 않으나, 세장비가 100인 경우에는 콘크리트의 강도가 86.2MPa인 기둥의  $P_u/P_n$  값이 콘크리트의 강도가 25.5MPa인 기둥의 경우에 비하여 크게 감소되는 경향이 해석과 실험결과에서 모두 나타나고 있다. 이때, 그림에서  $P_n$ 는 기둥의 극한강도이며,  $P_n$ 은 주어진 편심에서 기둥 단면의 극한강도로 해석을 통하여 구한 것이다. Fig. 5 (a), (c)에서 세장비가 10이고 콘크리트의 강도가 25.5MPa일 때, 기둥의 극한강도가 특히 작게 측정된 이유는 이 시편이 단부에서 파괴되었기 때문이다. 그리고 고강도 콘크리트 장주의  $P_u/P_n$  값이 크게 감소되는 경향은 Fig. 5 (b), (d)에서 보이는 바와 같이 철근비가 3.95%인 경우에도 나타나고 있다. 이로부터 단주의 경우 일정한 크기의 극한강도를 얻기 위하여 고강도 콘크리트를 사용하면 기둥의 단면을 크게 감소시킬 수 있으나, 장주에서는 단주에서와 같은 단면 감소효과를 볼 수 없음을 알 수 있다.

ACI에서는 세장비를 고려하여 기둥을 설계하기 위하여 모멘트 확대계수법을 제안하고 있다.<sup>(17)</sup> 1계탄성 골조해석을 수행하였을 때 계산된 기둥의 극한하중과 모멘트를  $P_u$ 와  $M_u(=P_u \times \text{편심량})$ 라

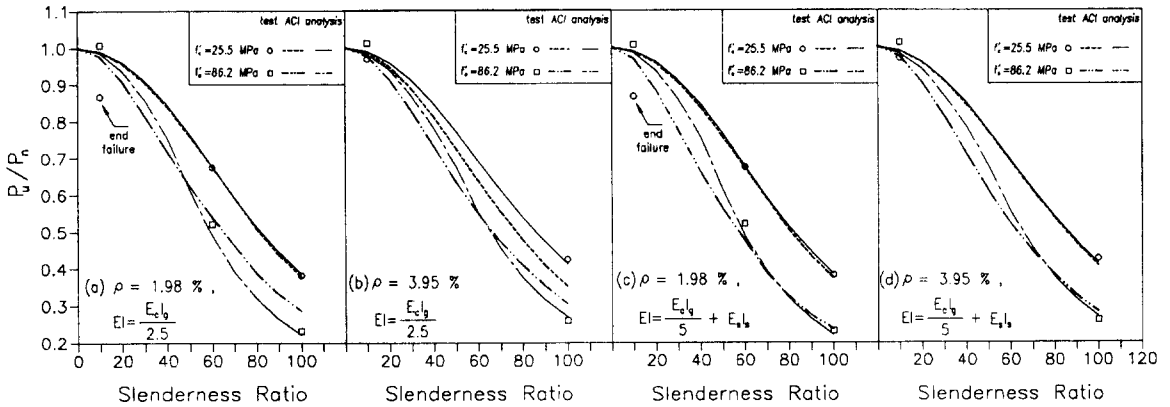


Fig.5 Effect of concrete strength on the ultimate load of columns

하면 단면설계에 사용하는 축하중과 모멘트는 각각  $P_u$ 와  $\delta M_u$ 이며, 여기서  $\delta$ 는 모멘트 확대계수로 다음과 같이 표현된다.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_{cr}} \geq 1 \quad (8)$$

여기서,  $C_m$ 은 단부효과계수,  $\phi$ 는 강도감소계수,  $P_{cr}(=\pi^2 EI / (kl_u)^2)$ 은 Euler 좌굴하중,  $k$ 는 유효길이계수,  $l_u$ 는 기둥의 비지지장,  $EI$ 는 단면의 휨강성이다. 또한 ACI에서는 단면의 휨강성을 정확히 모르는 경우에는 다음의 식들을 사용하도록 권장하고 있다.

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5} \frac{1}{1 + \beta_d} \quad \text{또는} \quad (9)$$

$$EI = \left( \frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s \right) \frac{1}{1 + \beta_d}$$

여기서,  $E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수로  $4730\sqrt{f'_c}$  (MPa 단위)이며,  $I_g$ 는 철근을 무시한 콘크리트 단면의 단면2차모멘트,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  $I_s$ 는 기둥의 도심축에 대한 철근의 단면2차모멘트,  $\beta_d$ 는 콘크리트의 크리이프를 고려한 계수이다. 본 연구에서는 실험실에서 단시간에 행해진 결과이므로 콘크리트의 크리이프를 무시하여  $\beta_d=0$ 으로 하고, 강도감소계수는  $\phi=1$ 로 하여 실험과 해석결과와 비교하였다.

Fig. 5(a),(c)에 보이는 바와 같이 콘크리트의 강도가 25.5MPa이고 철근비가 1.98%일 때는 식 (9)의 어떤 식을 사용하더라도 ACI의 모멘트 확

대계수법은  $P_u/P_n$ 값을 잘 예측한다. 그러나, Fig.5 (b), (d)에서 보이는 바와같이 콘크리트의 강도가 25.5MPa이고 철근비가 3.95%인 경우에는 식 (9)의 두번째 식에 의한 결과는  $P_u/P_n$ 값을 잘 예측하나 첫번째 식에 의한 결과는  $P_u/P_n$ 값을 과소평가한다. 따라서, 철근비가 커지면 두번째 식을 사용하는 것이 타당하며, 모멘트 확대계수법은 항상 안전측에 있음을 알 수 있다. 콘크리트의 강도가 86.2MPa인 경우에는 어느 정도의 세장비 이하에서는 사용된 철근비에 관계없이  $P_u/P_n$ 값을 과소평가하다가 기둥의 세장비가 커지면 오히려  $P_u/P_n$ 값을 과대평가하는 경향을 보인다. 따라서, ACI의 모멘트 확대계수법은 고강도 콘크리트 장주에 대해서는 안전측이 아님을 알 수 있다.

### (2) 철근비의 영향

Fig. 6은 철근비가 기둥의 극한강도에 미치는 영향을 보여준다. 그림에서 보이는 바와 같이 세

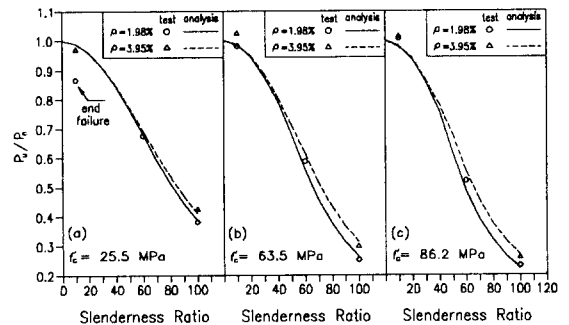


Fig.6 Effect of longitudinal steel ratio on the ultimate load of columns



장비가 작은 경우에는 철근비가 변화함에 따라  $P_u/P_n$  값은 작은 차이를 보이나, 세장비가 큰 경우에는 이 값의 차이가 커지고 있다. 즉, 세장비가 증가함에 따라 철근비가 3.95%인 기둥의  $P_u/P_n$  값이 철근비가 1.98%인 기둥의 경우보다 더욱 커지고 있다. 또한, 세장비가 커짐에 따라 철근비 증가에 의한  $P_u/P_n$  값의 차이가 증가되는 경향은 콘크리트의 강도가 커질수록 현저해진다. 따라서, 철근비를 증가시키면  $P_u/P_n$  값이 증가되며, 이러한 증가효과는 세장비와 콘크리트의 강도가 커질수록 증대되므로 고강도 콘크리트 장주에서 더욱 증대될 수 있다.

### 5.2.2 축력-모멘트 관계

Fig. 7은 실험과 해석에 의한 축력과 기둥 중앙에서의 모멘트 거동을 비교한 것이다. 그림에서, 단면의 축력-모멘트 상관도는 2절에서 설명한 콘

크리트와 철근의 응력-변형도 관계를 이용한 해석을 통하여 구해진 것이다. 전반적으로 볼 때, 본 연구에서 제안된 해석방법은 기둥의 축력-모멘트 관계를 잘 예측한다고 볼 수 있다.

#### (1) 콘크리트 강도의 영향

기둥의 파괴는 크게 재료파괴(material failure)와 좌굴파괴(stability failure)로 구분된다. 재료파괴는 기둥의 축력-모멘트 거동의 최고점이 단면의 축력-모멘트 상관도와 양(positive)의 기울기로 만나서 파괴되는 경우이며, 좌굴파괴는 기둥의 축력-모멘트 거동의 최고점이 단면의 축력-모멘트 상관도 내부에 존재하여 파괴되는 경우이다. 세장비가 60인 경우에 대하여, 콘크리트의 강도가 25.5MPa이고 철근비가 1.98%인 경우(Fig.7(a))와 콘크리트의 강도가 86.2MPa이고 철근비가 1.98%인 경우(Fig. 7(e))를 비교하여 볼 때, 콘크리트의 강도가 25.5MPa인 경우에는 축력-모멘트 거동의 최고점이 평형점(balanced failure point)

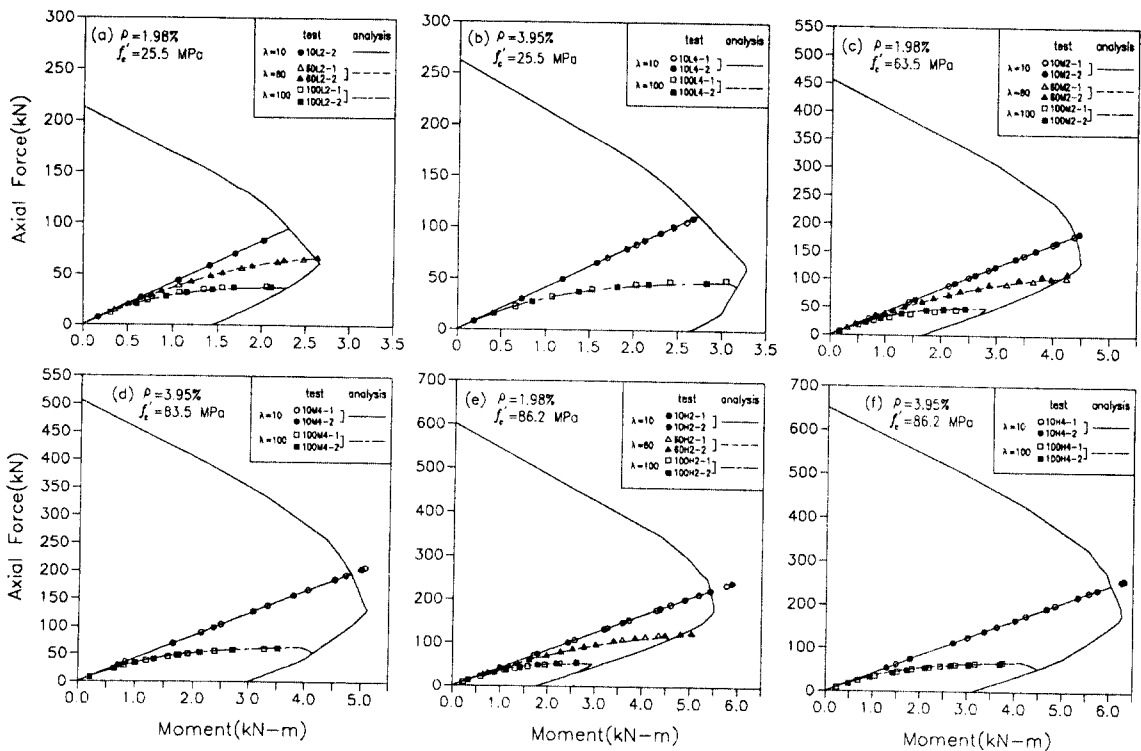


Fig.7 Axial force-bending moment interaction diagrams of columns

위에 존재하나 콘크리트의 강도가 86.2MPa인 경우에는 평형점 아래에 존재한다. 세장비가 100인 경우에는 강도가 86.2MPa인 콘크리트를 사용하더라도 강도가 25.5MPa 인 기둥의 경우와 비교하여 축력이 최대가 되는 점에서의 모멘트 값이 크게 증가되지 않는다. 또한, 콘크리트의 강도가 커질수록 축력-모멘트 기둥의 최고점이 점차 단면의 축력-모멘트 상관도로부터 떨어져 발생하므로 콘크리트의 강도가 커질수록 좌굴파괴의 가능성이 증가됨을 알 수 있다. 이상에서 언급된 현상들은 철근비가 3.95%일 때도 나타나고 있다(Fig. 7(b), (d), (f)).

### (2) 철근비의 영향

세장비가 100인 기둥에 대하여, 콘크리트의 강도가 25.5MPa이고 철근비가 1.98%인 경우(Fig. 7(a))와 콘크리트의 강도가 25.5MPa이고 철근비가 3.95%인 경우(Fig. 7(b))를 비교하여 볼 때, 철근비가 3.95%로 증가되면 축력이 최대가 될 때의 모멘트 값이 크게 증가된다. 그러나, 철근비 증가에 의한 모멘트 증가는 콘크리트의 강도가 25.5MPa이고 세장비가 100인 경우에는 약 34%인데 반해, 콘크리트의 강도가 86.2 MPa이고 세장비가 100인 경우에는 약 44%이다. 따라서, 철근비 증가에 의한 모멘트 증가는 콘크리트의 강도가 커질수록 증가된다(Fig. 7(a),(b)와 Fig. 7(e),(f)). 이로부터 장주에서 철근비를 증가시키면 축력이 최대가 될 때의 모멘트가 커지므로 더 안정한 기둥의 거동을 얻을 수 있으며, 이러한 경향은 콘크리트의 강도가 커질수록 더욱 현저해짐을 알 수 있다.

## 6. 결 론

1) 충상화 방법을 이용하여 철근콘크리트 기둥을 해석할 수 있는 유한요소 해석방법을 제안하였으며, 해석에서는 재료의 비선형성과 기하학적 비선형성을 고려하였다. 제안된 해석방법은 기존의 해석적 방법에서 고려될 수 없었던 기둥의 전길이에 걸친 균열의 변화를 고려할 수 있으며, 특히 응력경로를 고려할 수 있는 장점이 있다. 해석결과를 실험결과

와 비교한 결과, 본 연구에서 제안된 해석방법은 철근콘크리트 기둥의 극한강도와 거동을 잘 예측하는 것으로 나타났다.

- 2) ACI의 모멘트 확대계수법은 콘크리트의 강도가 작은 경우에는 세장비에 관계없이 기둥의  $P_u/P_n$  값을 잘 예측하나, 콘크리트의 강도가 큰 경우에는 세장비가 점차 증가함에 따라  $P_u/P_n$  값을 과소평가하다가 과대평가하는 경향을 나타내었다. 따라서, ACI의 모멘트 확대계수법은 고강도 콘크리트 장주에 대해서는 안전측이 아닌 것으로 판단된다.
- 3) 콘크리트의 강도가 기둥의 극한강도에 미치는 영향은 세장비가 커질수록 감소되었으며, 콘크리트의 강도가 커질수록 장주의 좌굴파괴 가능성은 증가되었다. 철근비 증가에 의한  $P_u/P_n$ 의 증가량은 기둥의 세장비가 커질수록 증가되었으며, 장주의 축력-모멘트 곡선에서 축력이 최대가 되는 점에서의 모멘트 값은 철근비가 증가함에 따라 커졌다. 그러나, 철근비 증가로 인한  $P_u/P_n$  값의 증가량과 모멘트의 증가량은 콘크리트의 강도가 커질수록 증가되었다. 따라서, 철근비 증가로 인한  $P_u/P_n$  값과 모멘트 증가효과는 저강도 콘크리트 단주에서보다 고강도 콘크리트 장주에서 더 효과적인 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 1991년 과학재단 목적기초 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. Brooms, B. and Viest, I.M., "Ultimate Strength Analysis of Long Restrained Reinforced Concrete Columns", Proceedings, ASCE, Vol. 84. No. ST3, May, 1958, pp.1635-1 to 1635-30.
2. Brooms, B. and Viest, I.M., "Ultimate Strength Analysis of Long Hinged Reinforced Concrete Columns", Proceedings, ASCE,

- Vol. 84. No. ST1, Jan., 1958, pp.1510-1 to 1510-30.
3. Broms, B. and Viest, I.M., "Long Reinforced Concrete Columns-A Symposium", Transactions, ASCE, Vol. 126, Part 2, 1961, pp.308-400.
  4. Pfrang, E.O. and Siess, C.P., "Behavior of Restrained Reinforced Concrete Columns", Proceedings, ASCE, Vol. 90, No. ST5, Oct., 1964, pp.113-135 : Discussion, Vol. 91, No. ST3, June, 1965, pp.280-287.
  5. Pfrang, E.O., "Behavior of Reinforced Concrete Columns with Sidesway", Proceedings, ASCE, Vol. 92, No. ST3, June, 1966, pp. 225-252.
  6. Bazant, Z.P., Cedolin, L., and Tabbara, M.R., "New Method of Analysis for Slender Columns", ACI Structural Journal, Vol.88, No. 4, Jul.-Aug., 1991, pp.391-401.
  7. El-Metwally, S.E. and Chen, W.F., "Nonlinear Behavior of R/C Frames", Computers and Structures Journal, Vol.32, No.6, 1989, pp. 1203-1209.
  8. Chang, W. F. and Fergusson, P. M., "Long Hinged Reinforced Concrete Columns", Proceedings, ACI, Vol. 60, No. 1, Jan., 1963, pp.1-26.
  9. Breen, J.E. and Fergusson, P.M., "The Restrained Long Concrete Columns as a Part of a Rectangular Frames", Proceedings, ACI, Vol. 61, No. 5, May, 1964, pp.563-587.
  10. Furlong, R.W. and Fergusson, P.M., "Tests of Frames with Columns in Single Curvature", Symposium on Reinforced Concrete Columns, SP-13, ACI, Detroit, 1966, pp.55-74.
  11. Martin, I. and Olivieri, E., "Tests of Slender Reinforced Concrete Columns Bent in Double Curvature", Symposium on Reinforced Concrete Columns, SP-13, ACI, Detroit, 1966, 121-138.
  12. Saenz, L. and Martin, I., "Test of Reinforced Concrete Columns with High Slenderness Ratios", Proceedings, ACI, Vol. 60, No. 5, Nov., 1963, pp.589-615.
  13. Kim, J.K. and Lee T.G., "Failure Behavior of Reinforced Concrete Frames by The Combined Layered and Nonlayered Method", Computers and Structures Journal, (Submitted).
  14. Otter, D.E., and Naaman, A.E., "Model for Response of Concrete to Random Compressive Loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No. 11, 1989, pp.2794-2809.
  15. Goto, Y. and Chen, W.F., "Second-Order Elastic Analysis for Frame Design", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 7, July, 1987, pp.1501-1519.
  16. Bazant, Z.P., Pan, J., and Cabot, G.P., "Softening in Reinforced Concrete Beams and Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 12, 1987, pp.2333-2347.
  17. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-89)", ACI, Detroit, 1989.

(접수일자 : 1993. 2. 16)