

2축 편심 축력을 받는 고강도 콘크리트 기둥의 수정 등가응력블럭

유석형¹⁾ · 반병열²⁾ · 신성우^{1)*}

¹⁾한양대학교 건축공학과 ²⁾대전대학교 건축공학과

(2003년 1월 27일 원고접수, 2003년 3월 21일 심사완료)

Modified Rectangular Stress Block for High Strength RC Columns to Axial Loads with Bidirectional Eccentricities

Suk-Hyeong Yoo¹⁾, Byong-Youl Bahn²⁾, and Sung-Woo Shin¹⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 133-791, Korea

²⁾ Dept. of Architectural Engineering, Daejeon University, Daejeon, 300-716, Korea

(Received January 27, 2003, Accepted March 21, 2003)

ABSTRACT

In the previous experimental study, it is verified that the ultimate strain of concrete ($\epsilon_{cu}=0.003$) and coefficient of equivalent stress block (β_1) can be used for the analysis of RC beams under biaxial and uniaxial bending moment. However, the characteristics of stress distribution of non rectangular compressed area in the RC columns are different to those of rectangular compressed area. The properties of compressive stress distribution of concrete have minor effect on the pure bending moment such as beams, but for the columns subjected to combined axial load and biaxial bending moment, the properties of compressive stress distribution are influencing factors. Nevertheless, in ACI 318-99 code, the design tables for columns subjected to axial loads with bidirectional eccentricities are based on the parameters recommended for rectangular stress block(RSB) of rectangular compressed areas. In this study the characteristics of stress distribution through both angle and depth of neutral axis are observed and formulated rationally. And the modified parameters of rectangular stress block(MRSB) for non rectangular compressed area is proposed. And the computer program using MRSB for the biaxial bending analysis of RC columns is developed and the results of MRSB are compared to RSB and experimental results respectively.

Keyword : biaxial bending, ultimate strain, equivalent stress block, plastic analysis

1. 서 론

2축 편심 축력을 받는 철근콘크리트 기둥단면의 정밀한 해석은 1축 휨 해석과 달리 중립축 각도와 깊이를 결정하기 위하여 반복적인 계산을 수행하여야 하므로 시간이 오래 걸리고 번거롭다. 따라서 설계 기준에서 제시하는 PCA 등하중선법은 근사적인 해법으로서 2축 휨모멘트를 등가의 1축 휨모멘트로 환산하여 설계할 수 있도록 사각형 등가응력블럭(RSB)을 이용한 단면해석을 통하여 β 계수를 제시하고 있다. 그러나, 사각형 등가응력블럭계수(β_1) 및 콘크리트 극한변형률($\epsilon_{cu}=0.003$)은 보와 같은 휨 부재의 1축 및 2축 휨 해석 시 유용하게 사용될 수 있는 것으로 Mattock¹⁾, Lawrence²⁾ 등에 의하여 검증되었으나, 2축 편심 축력을 받는 기둥단면의 해석에 적합한 방법인가에

관한 연구가 부족한 실정이다. 2축 편심 축력을 받는 직사각형 단면의 기둥과 같이 압축영역이 직사각형이 아닌 경우 1축 휨 해석 시 적용하는 사각형 응력블럭을 그대로 사용할 수 없으며, 그 이유는 다음과 같다.

첫째, 비직사각형 압축영역의 단면중심이 중립축에 가까워 이곳에서 압축응력이 최대일 때 내력 모멘트의 크기가 최대가 되므로 압축단면의 극한 변형률은 직사각형 압축영역일 때보다 더 커진다³⁾.

둘째, 등가응력블럭의 계수 β_1 은 직사각형 압축영역일 때 단순히 중립축 깊이에 대한 등가응력블럭의 깊이의 비(a/c)를 의미하지만, 비직사각형 압축영역일 때는 중립축으로 구분되는 압축 단면적에 대한 등가응력분포 면적의 비(A_e/A_c)를 의미하므로 압축영역의 형태에 따라 등가응력블럭 계수가 달라진다.

이와 같은 비직사각형과 직사각형 압축영역의 응력분포 특성의 차이는 보와 같이 인장 철근이 먼저 항복하도록

* Corresponding author

Tel : 031-400-5132 Fax : 031-400-4095

E-mail : swshin@ihanyang.ac.kr

설계된 부재에서는 큰 영향이 없으나, 기둥과 같이 큰 압축하중을 받는 부재에 있어서 압축응력의 분포 특성은 휨 강도에 중요한 영향을 미친다. 그럼에도 불구하고 현재 국내의 실무에서 사용하는 기둥단면의 2축 휨 해석은 기존의 직사각형 등가응력블럭을 그대로 적용하고 있다. 따라서 본 연구는 2축 편심 축력을 받는 기둥 단면의 응력분포 특성을 파악하여, 수정 소성해석 모델을 구성하고 이를 기존의 소성해석 모델 및 실험결과와 비교하고자 한다.

2. 실험

실험체는 단면조건과 하중조건에 따라 Table 1과 같이 총 21개의 기둥을 제작하였다. 단면의 조건은 정사각형과 형상비(B/H) 1.5와 2를 갖는 직사각형 단면의 기둥으로서 콘크리트 압축강도는 각각 350, 585, 650kgf/cm²를 사용하였다. 하중 조건은 P-M상관도 상에서 인장, 균형 및 압축과피 시 휨 강도를 관찰하기 위하여 편심거리를 산정하였고, 1축 및 2축 휨 강도의 상관관계를 비교하기 위하여 편심각도를 결정하였다. Table 1에서 편심거리와 편심각도에 대한 단면 내 좌표는 Fig. 1과 같다. 실험체의 설치는 Fig. 2와 같이 축력을 가하는 동안 기둥 하부에서 비틀림 구속이 발생하지 않도록 반구형의 철물로서 핀지지를 구현하였고, 상부 가력점은 철물 꺾에 구멍을 뚫어 가력점의 위치가 휨 변형 후에도 미끄러지지 않고 일정한 편심거리를 유지하도록 하였다. 계측은 기둥의 중간높이에

서 횡변위와 각 모서리에 배근된 주근의 변형률 및 콘크리트 표면의 변형률에 대하여 수행되었다.

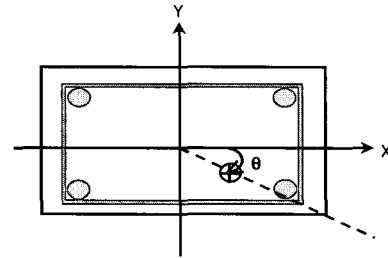


Fig. 1 Section of column

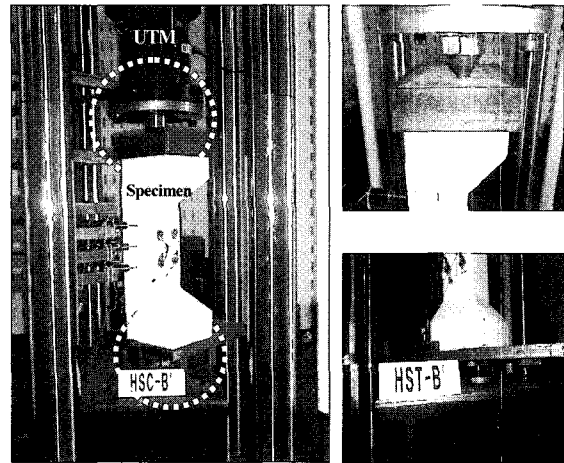


Fig. 2 Testing setup

Table 1 Sectional properties of specimens and observed strength

Section size (cm)	f_{ck} (kgf/cm ²)	Rebar	Eccentric angle	Eccentric distance (cm)			Pu (tf)	Mu (tf · m)		Failure mode	Specimen
				ex	ey	e	Pmax	Mux	Muy		
20×20	350	4-D13	0°	13.05	0	13.05	25.9	0	3.38	T*	NST-Ux
				8.46	0	8.46	52.7	0	4.46	B	NSB-Ux
				5.32	0	5.32	70.6	0	3.76	C	NSC-Ux
			8.245	8.245	11.66	32.3	2.66	2.66	T	NST-B	
			5.141	5.141	7.27	54.9	2.82	2.82	B	NSB-B	
			3.345	3.345	4.73	77.6	2.6	2.6	C	NSC-B	
	585		0°	10.76	0	10.76	52.3	0	5.63	T	MST-Ux
	4.83			0	4.83	123.7	0	5.97	C	MSC-Ux	
	6.965			6.965	9.85	56.2	3.91	3.91	T	MST-B	
	45°		4.483	4.483	6.34	98.6	4.42	4.42	B	MSB-B	
			3.076	3.076	4.35	131.6	4.05	4.05	C	MSC-B	
			7.22	0	7.22	91	0	6.57	C	HSB-Ux	
650	22.5°	9.377	3.884	10.15	61.5	2.39	5.77	T	HST-B		
		6.153	2.549	6.66	107.2	2.73	6.6	C	HSB-B		
		4.185	1.734	4.05	132.8	2.3	5.56	C	HSC-B		
20×30	350	4-D19	0°	24.29	0	24.29	39.2	0	9.52	T	NR1T-Ux
			33.69°	16	10.67	19.23	48.6	5.19	7.78	T	NR1T-B
	0°		18.89	0	18.89	77.71	0	14.68	T	HR1T-Ux	
	33.69°		11.51	7.67	13.83	94.3	7.23	10.85	T	HR1T-B	
650	0°	33.82	0	33.82	55.84	0	18.89	T	NR2T-Ux		
	26.57°	23.86	11.93	26.68	49.95	5.96	11.92	T	NR2T-B		

* T : tension failure, B : balanced failure, C : compressive failure

3. 해 석

3.1 비선형 해석

해석에 사용된 모델은 Fig. 3과 같이 DRAIN-3DX의 fiber beam-column element로서 한 개의 요소를 여러 개의 segment로 나누고 각 segment는 여러 fiber로 구성되어진다.

단면의 변형벡터 d_s 와 힘벡터 F_s 는 다음 식(1), (2)와 같이 정의된다.

$$d_s = \{ \varepsilon_0 \quad \phi_y \quad \phi_z \}^T \quad (1)$$

$$F_s = \{ P \quad M_y \quad M_z \}^T \quad (2)$$

단면은 n 개의 화이버로 나뉘어지고 각각의 화이버는 콘크리트 또는 철근을 나타낸다. 각 화이버의 변형률벡터 d_f 와 응력벡터 f_f 는 다음과 같이 정의된다.

$$d_f = \{ \varepsilon_1 \quad \dots \quad \varepsilon_k \quad \dots \quad \varepsilon_n \}^T \quad (3)$$

$$f_f = \{ \sigma_1 \quad \dots \quad \sigma_k \quad \dots \quad \sigma_n \}^T \quad (4)$$

각 화이버의 변형률은 모멘트가 계산되는 중심축에 대하여 각 화이버의 좌표(y_k, z_k)와 임의의 하중에 대한 단면에서의 변형($\varepsilon_0, \phi_y, \phi_z$)이 주어지면 다음 식 (5)로 구해진다.

$$\varepsilon_k = \varepsilon_0 + \phi_y \cdot z_k + \phi_z \cdot y_k \quad (5)$$

즉, $d_f = l d_s$

$$l = \begin{bmatrix} 1 & z_1 & y_1 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & z_k & y_k \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & z_n & y_n \end{bmatrix} \quad (6)$$

각 화이버의 변형률이 결정되면 이에 대응하는 화이버

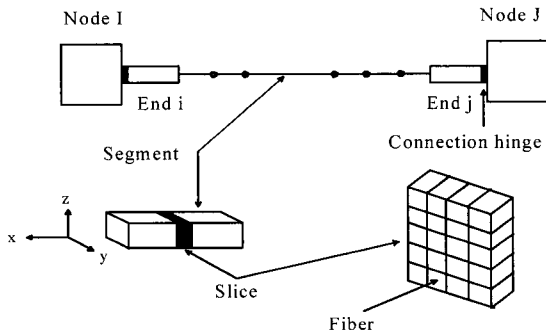


Fig. 3 Fiber beam-column element

의 응력은 재료 구성방정식에서 구할 수 있다. 각 화이버의 강성이 구해지면 이로부터 단면의 강성과 저항력들을 구할 수 있다. 단면력 증분 Δf_s 는 화이버의 변형률증분 Δd_f 로부터 다음 식(7)과 같이 구해진다.

$$\Delta f_s = l^T [A_f \quad E_f] \Delta d_f \quad (7)$$

위 식에 $\Delta d_f = l \Delta d_s$ 를 대입하면 단면력증분과 단면 변형증분 사이의 관계는 다음 식 (8)과 같다.

$$\Delta f_s = l^T [A_f \quad E_f] l \Delta d_s \text{ or } \Delta f_s = K_s \Delta d_s \quad (8)$$

화이버 변형률에 대하여 화이버 응력들이 계산되면, 다음 식에 의하여 단면의 저항력을 구할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} P^R \\ M_y^R \\ M_z^R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_{k=1}^n \sigma_k A_k \\ \sum_{k=1}^n \sigma_k A_k z_k \\ \sum_{k=1}^n \sigma_k A_k y_k \end{Bmatrix} \quad (9)$$

위에서 만들어진 강성 행렬(K_s)은 국부좌표계에 의한 것이므로 이것을 전체 좌표계에 대한 것으로 변환하면 부재 강성행렬이 구성된다.

3.2 재료 구성방정식

콘크리트는 Ahmad와 Shah가 제안한 응력-변형률 모델을 사용하였으며 압축 영역을 묘사하기 위한 식은 다음과 같다.

$$Y = \frac{AX + (B-1)X^2}{1 + (A-2)X + BX^2} \quad (10)$$

$$A = E_c(\varepsilon_0 / f_{ck}), \quad B = 0.876A - 0.8164$$

또한, 콘크리트의 인장 응력-변형률은 인장강화(tension stiffening)모델을 채택하였다. 콘크리트 응력-변형률 모델은 Fig. 4와 같다.

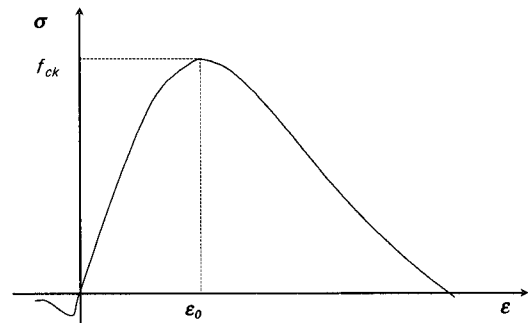


Fig. 4 Stress-strain relationship of concrete

철근은 인장 및 압축영역에서 동일하게 항복 이후 초기 강성 보다 감소된 강성을 가지고 선형으로 변화하는 변형 경화(strain hardening) 재료로 모델링 하였는데, Fig. 5에 나타낸 이 모델은 간단하면서도 이전의 여러 철근콘크리트 구조물의 해석에서 성공적으로 적용되어 왔다.

3.3 해석 및 실험결과

3.3.1 P-M 상관도

DRAIN의 fiber 모델에 의한 FEM 해석, 사각형 등가응력블럭(RSB)을 이용한 소성해석 및 실험결과를 Fig. 6에 나타내었다. 전체적으로 FEM해석이 RSB에 의한 해석보다 실험치에 가깝게 나타나고 있으며, RSB에 의한 해석은 실험치보다 안전치 이내의 값을 나타내고 있다. 그러나 1축 휨($\theta=0^\circ$) 보다 2축 휨($\theta=45^\circ, 33.69^\circ, 26.57^\circ$)을 받을 때 RSB에 의한 해석은 실험값과 더 큰 오차를 나타내고 있는데, 이는 RSB에 의한 2축 휨 해석시 1축 휨과 동일한 등가응력 블록계수(β_1) 및 극한 변형률(ϵ_{cu})을 사용하기 때문인 것으로 판단된다.

3.3.2 극한변형률 및 등가응력블럭 계수 검토

FEM 비선형 해석결과로부터 구한 단면내 임의 위치에서의 변형률과 응력결과를 바탕으로 사각형 압축영역일 경우(1축 휨)와 비사각형 압축영역일 경우(2축 휨)의 극한 변형률 및 등가응력블럭 계수를 비교하였다.

1) 극한변형률

비선형 해석결과로부터 구한 콘크리트 압축연단의 극한 변형률은 축력비(P_n/P_o), 콘크리트 강도, 단면형상비 및 중립축각도에 따라 변화하였다. 축력비에 따른 변화는 평형과괴 부근에서 극한변형률이 최대로 나타났으며, 콘크리트 강도에 따른 영향은 미소하였다. 중립축 각도에 따른 극한변형률의 변화를 비교하기 위하여 Fig. 7과 같이 극한변형률을 무차원화 하였다. Fig. 7에서 HS 및 HR2는 콘크리트 강도 및 단면형상비를 15, 30, 45, 60, 75는 축력

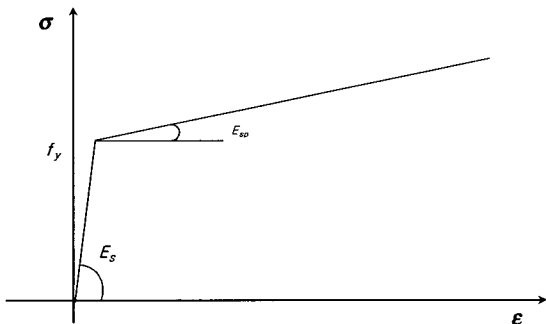


Fig. 5 Stress-strain relationship of reinforcing bar

비를 의미한다. 2축 휨 단면의 극한변형률이 1축 휨 단면의 극한변형률에 비하여 각도에 따라 점차적으로 증가하는 경향이 뚜렷하게 나타났다. 1축 휨단면의 극한변형률은 0.0034~0.0042의 분포를 나타내었으며, 2축 휨단면에서는 최대 0.0059까지 증가하였다. 이와 같은 수치는 철근 콘크리트 보와 기둥에 대한 Hognestad⁴⁾의 실험에서 측정된 값과 비슷한 범위를 나타내고 있으나, Hognestad의 연구에서는 축력비 및 중립축각도에 따른 콘크리트 극한 변형률의 변화를 고찰하지 않고 있다. ACI 설계기준에서는 이와 같은 실험결과를 바탕으로 안전을 고려하여 하한치 0.003을 채택하고 있으며, 이를 기둥 및 보의 1, 2축 휨 해석시 동일하게 적용하도록 하고 있다. 또한 Lachance⁵⁾의 연구에서는 콘크리트 극한변형률이 0.003에서 0.004로 증가할 경우 부재의 1축 휨강도는 9%, 2축 휨 강도는 4%증가하는 것으로 보고되었다.

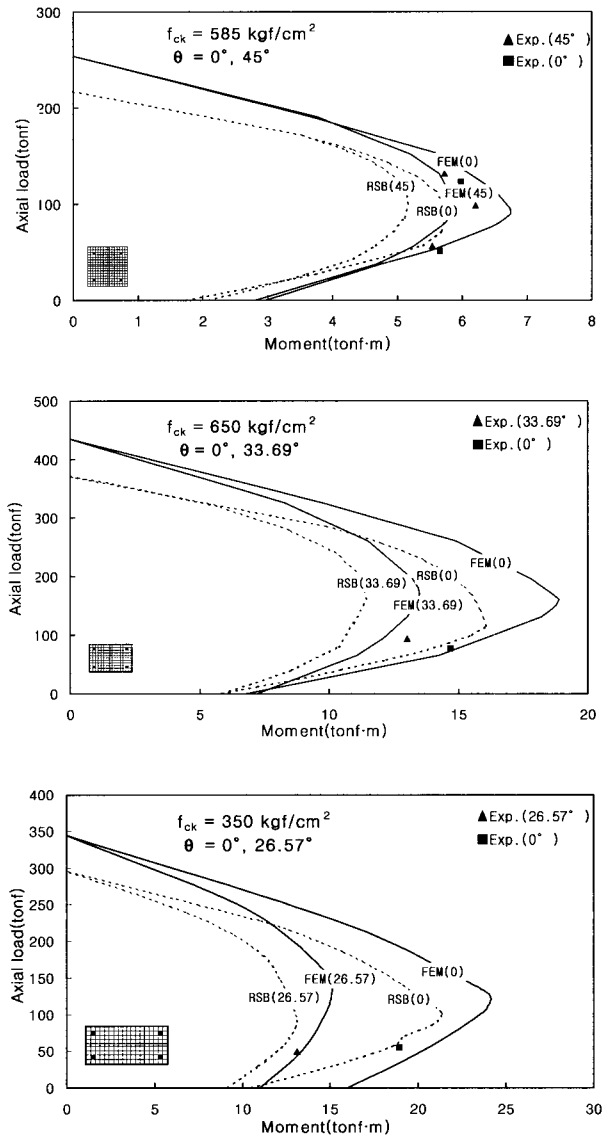


Fig. 6 P-M relationship of RSB, FEM and experiment

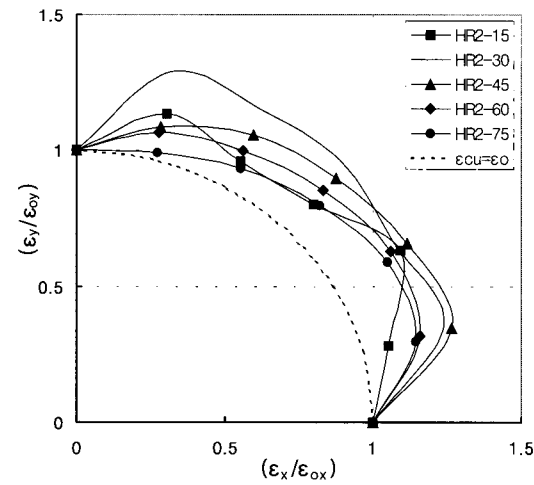
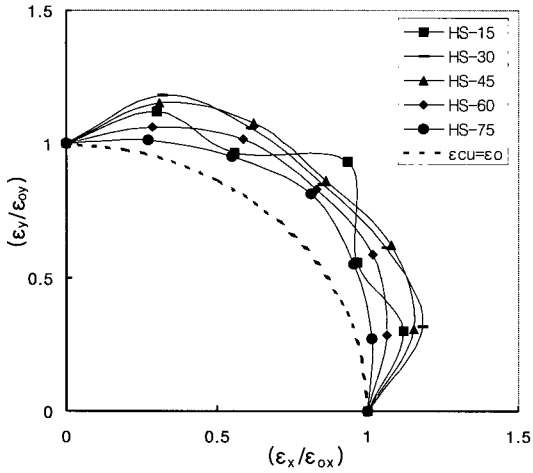


Fig. 7 Nondimensional ultimate strain

Fig. 7에 나타난 바와 같이 축력비 및 중립축각도에 따른 극한 변형률의 변화를 고려하기 위하여 다음 식 (11), (12)와 같이 간단한 수식으로 나타낼 수 있으며, 이는 Fig. 8과 같이 2개의 불연속 직선을 표현하는 식으로서 축력비와 중립축 각도 변화에 따른 극한변형률의 변화추세를 표현 할 수 있다.

$$\begin{aligned} \epsilon_{cu} &= 0.003 + \frac{\epsilon_{0.45} - 0.003}{0.45} \frac{P_n}{P_o} & ; \frac{P_n}{P_o} \leq 0.45 \\ &= 0.003 + \frac{\epsilon_{0.45} - 0.003}{0.55} \left(1 - \frac{P_n}{P_o}\right) & ; \frac{P_n}{P_o} > 0.45 \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{0.45} &= 0.003 + \frac{0.0025}{\tan^{-1}(H/B)} \theta & ; 0 \leq \theta \leq \tan^{-1}(H/B) \\ &= 0.003 + \frac{0.0025}{90 - \tan^{-1}(H/B)} (90 - \theta) & ; \tan^{-1}(H/B) \leq \theta \leq 90 \end{aligned} \quad (12)$$

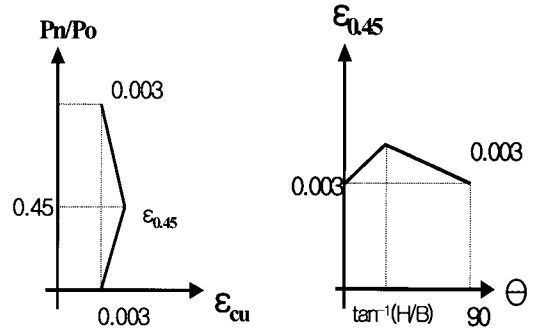


Fig. 8 Transformation of ultimate strain according to axial force ratio and neutral axis

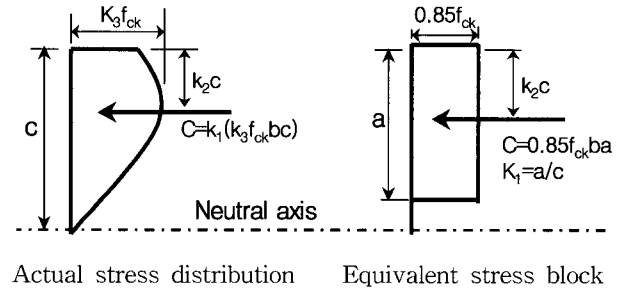


Fig. 9 Stress distribution of uniaxial bending section

2) 등가응력블럭 계수(β₁)

힘을 받는 단면에서 비선형적으로 나타나는 콘크리트의 실제 압축응력 분포를 등가의 사가형 응력분포(RSB)로 치환하기 위하여 콘크리트 압축력이 같고 압축력의 중심 위치가 동일해야 한다. 따라서 압축영역이 직사각형인 경우 Fig. 9와 같이 콘크리트 평균 응력 $k_1 k_3 f_{ck}$ 는 $0.85(a/c) f_{ck}$ 와 같다. 즉, $k_1 k_3 = 0.85(a/c)$, $k_2 = 1/2(a/c)$ 가 된다. k_3 는 콘크리트 표준공시체 강도와 부재 내에서 최대압축강도와의 비로서 0.85로 결정되므로 $k_1 = a/c (= \beta_1)$ 가 된다. 그러나 압축영역이 비직사각형인 경우 $k_1 k_3 = 0.85(A_e/A_c)$ 이고(A_e : 등가응력분포면적, A_c : 압축영역면적) k_3 는 압축단면의 형상에 따라 달라지는 계수가 아니므로 0.85를 그대로 적용하면 $k_1 = A_e/A_c$ 즉, 압축영역의 형태에 따라 $k_1 (= \beta_1)$ 이 달라진다.

압축영역의 형태에 따른 등가응력블럭 계수의 변화를 고찰하기 위하여 비선형 응력분포를 나타내는 FEM해석 결과의 압축력과 가정된 등가응력블럭을 통하여 산정된 압축력을 Matlab을 이용하여 비교하였다. 비선형 FEM단면 해석결과로부터 구한 콘크리트 압축력 C_{vm} 는 식 (13)을 통하여 구하여지며, 등가응력블럭을 통한 단면의 등가 압축력 C_{eq} 은 Fig. 10과 같이 등가응력블럭의 깊이(a)를 미지수로 하는 식 (14)를 통하여 산출될 수 있다.

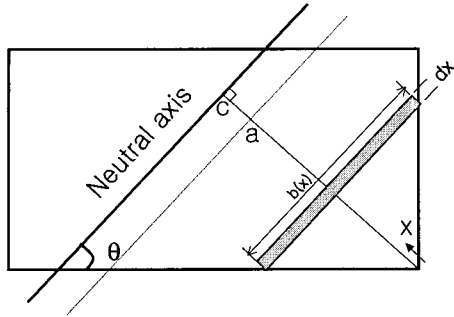


Fig. 10 Neutral axis and equivalent compressed area of biaxial bending section

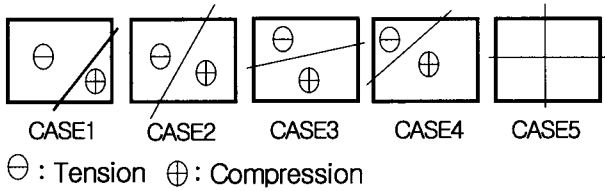


Fig. 11 Shapes of compressed area

$$C_{vm} = \sum f_i A_i \quad \text{식 (13)}$$

$$C_{eq} = 0.85 f_{ck} \int_0^a b(x) dx \quad \text{식 (14)}$$

여기서 a 는 $C_{vm} = C_{eq}$ 조건에서 결정할 수 있고 식 (14)의 $b(x)$ 는 압축연단에서 중립축에 수직인 직선거리 x 의 함수이며, 다음 Fig. 11과 같이 압축영역의 단면형태에 따라 기하학 적으로 구할 수 있다.

이와 같이 구한 압축영역의 형태와 β_1 의 관계를 나타내는 Fig. 12의 그래프에서 보면 casel은 0.83, case2와

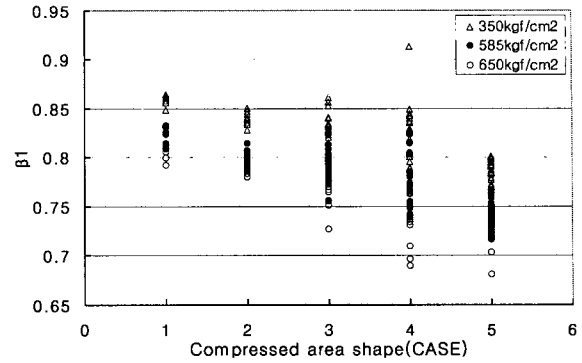


Fig. 12 Transformation of β_1 according to the shape of compressed area

case4는 서로 동일한 경우로서 평균 0.8, case3도 0.8 그리고 case5는 압축영역이 직사각형으로서 1축 휨 단면의 경우에 해당되며 평균 0.73을 나타내고 있다. 따라서 등가응력블럭 계수가 콘크리트 강도 뿐 만 아니라 압축단면의 형태에 따라 달라지고 있음을 알 수 있다.

따라서, 등가응력블럭의 계수를 기존의 개념과 달리 콘크리트 강도와 압축영역 형태의 영향을 동시에 고려하여 다음 식 (15)와 (16)과 같이 수정 제안 할 수 있다.

$$\begin{aligned} \beta_m &= \beta_1 + 0.1 && ; \text{ case 1} \\ &= \beta_1 + 0.07 && ; \text{ case 2, 3, 4} \\ &= \beta_1 && ; \text{ case 5} \end{aligned} \quad \text{식 (15)}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 && ; f_{ck} \leq 280 \text{ kgf/cm}^2 \\ &= 0.85 - 0.007 \frac{f_{ck} - 280}{10} \geq 0.65 && ; f_{ck} > 280 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned} \quad \text{식 (16)}$$

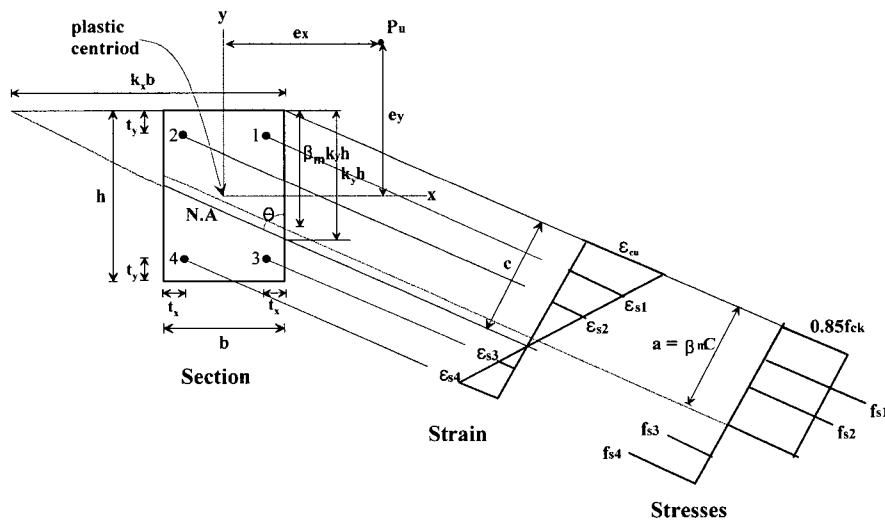


Fig. 13 RC section subjected to axial load and biaxial bending

4. MRSB의 검토

4.1 소성해석

기존의 극한변형률 및 등가응력블럭(RSB)을 이용한 단면 소성해석과 수정된 극한변형률과 등가응력블럭계수(MRSB)를 적용한 단면 소성해석 프로그램을 개발하였다.

Fig. 13과 같이 MRSB에 의한 소성해석은 먼저 RSB에 의한 해석과 동일하게 중립축의 각도와 깊이를 변화시켜가면서 수정된 극한변형률에 의한 적합조건과 수정된 등가응력블럭 계수를 적용한 힘의 평형조건을 이용하여 단면의 소성중심에서 내력을 계산하였다.

이와 같이 구한 내력(P_n , M_{nx} , M_{ny})을 실험결과와 비교하기 위하여 각 실험체 최대 축력과 동일한 축력(P_n) 레벨에서 등하중선(M_{nx} , M_{ny})을 구하여 Fig. 14와 같이 비교하였다. 그래프에서 보면 MRSB에 의한 해석이 RSB에 의한 해석보다 실험치에 가깝게 나타나고 있음을 알 수 있다. Table 2에서 보면 동일한 방법으로 해석을 수행하는 1축 휨에 대하여는 실험치와 계산치의 오차가 평균 3%를 나타내었으며, 2축 휨에 대하여 기존의 RSB는 실험치와 평균 18% 오차가 있으나 MRSB는 평균 13%의 오차를 나타내었다.

Table 2 Flexural strength of RSB, MRSB and experimental results

Classification	Specimen	Mn(tf · m)			Exp. RSB	Exp. MRSB
		RSB	MRSB	Exp.		
Uni-axial	NST-Ux	3.39	3.38	3.38	1.00	
	NSB-Ux	4.17	4.46	4.46	1.07	
	NSC-Ux	3.87	3.76	3.76	0.97	
	MST-Ux	5.26	5.63	5.63	1.07	
	MSC-Ux	5.36	5.97	5.97	1.11	
	HSB-Ux	6.36	6.57	6.57	1.03	
	NR1T-Ux	9.91	9.52	9.52	0.96	
	HR1T-Ux	14.42	14.68	14.68	1.02	
	NR2T-Ux	18.89	18.89	18.89	1.00	
		Ave.				1.03
Bi-axial	NST-B	3.31	3.39	3.76	1.14	1.11
	NSB-B	3.51	3.71	3.99	1.14	1.08
	NSC-B	3.32	3.52	3.68	1.11	1.05
	MST-B	4.6	4.84	5.53	1.20	1.14
	MSB-B	5.16	5.4	6.25	1.21	1.16
	MSC-B	4.86	5.04	5.73	1.18	1.14
	HST-B	5.23	5.4	6.25	1.20	1.16
	HSB-B	5.83	6.07	7.14	1.22	1.18
	HSC-B	5.71	5.85	6.02	1.05	1.03
	NR1T-B	7.39	7.55	9.35	1.27	1.24
	HR1T-B	10.42	11.04	13.04	1.25	1.18
	NR2T-B	11.64	12.01	13.33	1.15	1.11
		Ave.			1.18	1.13

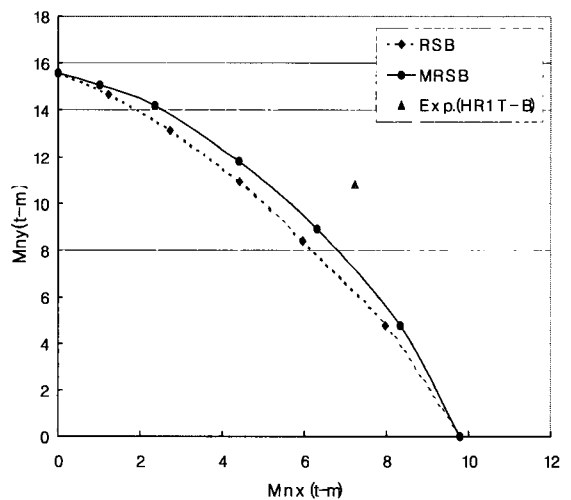
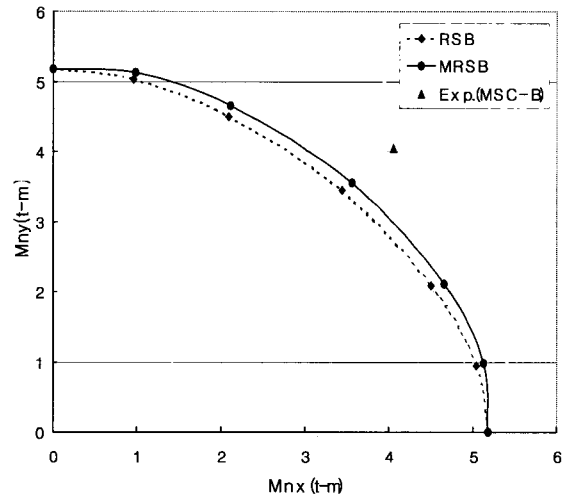
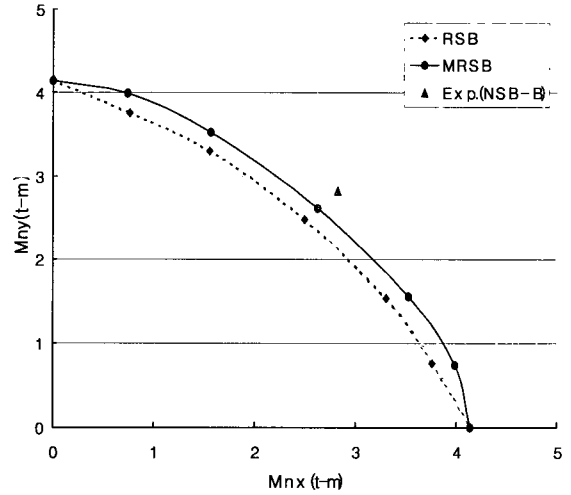


Fig. 14 Comparison of load contour by RSB, MRSB and experimental results

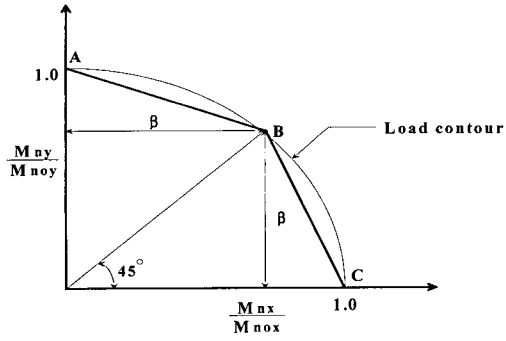


Fig. 15 Nondimensional load contour

Table 3 Properties of analysed section

Classification	N	M	H
f_{ck} (kgf/cm ²)	300	400	670
Rebar As(cm ²)	4-D19 (11.48)	4-D22 (15.48)	4-D29 (25.68)
ρ	0.013	0.017	0.029
ω ($\rho \frac{f_y}{f_{ck}}$)	0.17	0.17	0.17
Section	30×30(cm×cm)		
f_y	4,000(kgf/cm ²)		

4.2 PCA 등하중선법 검토

ACI 기준의 PCA 등하중선법⁶⁾에서 설계도표로서 제시하는 β 계수는 콘크리트 강도가 6000psi(420kgf/cm²)까지의 범위 이내에서 적용 가능하다. 따라서 본 연구의 실험체에 적용된 콘크리트 강도 650kgf/cm²까지의 범위에 대한 β 계수를 검토하고 RSB와 MRSB에 의한 해석의 차이를 검토하기 위하여 Fig. 15와 같이 무차원화한 Load Contour를 구성한 후 β 계수를 산출하였다. 해석에 적용된 단면조건은 Table 3과 같이 β 계수에 주요 영향을 미치는 주근의 항복강도와 철근지수를 동일하게 하고 콘크리트 강도를 변화시켜 가면서 단면을 선정하였다.

이와 같이 구하여진 β 계수를 축력비에 따라 나타내면 Fig. 16 및 17과 같은 형태를 갖는다. 일반적으로 평형과 피 부근에서 β 계수가 작아져 2축 휨 강도가 상대적으로 작아짐을 알 수 있다. Fig. 16과 Fig. 17을 비교하면 전체적으로 RSB가 MRSB보다 β 계수를 작게 평가하고 있어 1축휨 강도에 비하여 상대적으로 2축 휨 강도를 낮게 평가하고 있음을 알 수 있다. 콘크리트 강도에 따른 β 계수의 변화는 인장파괴와 압축파괴 시 서로 다른 경향을 나타냈는데, 인장파괴 시에는 콘크리트 강도가 높을수록

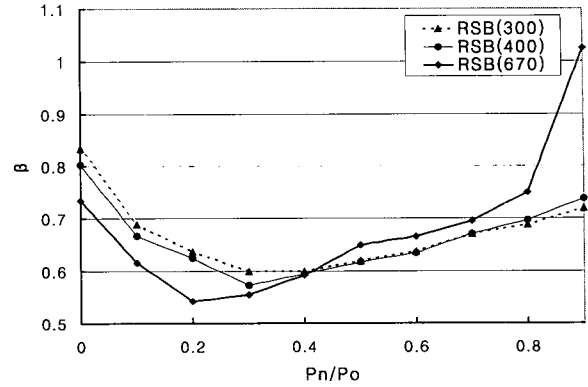


Fig. 16 β coefficients estimated by RSB

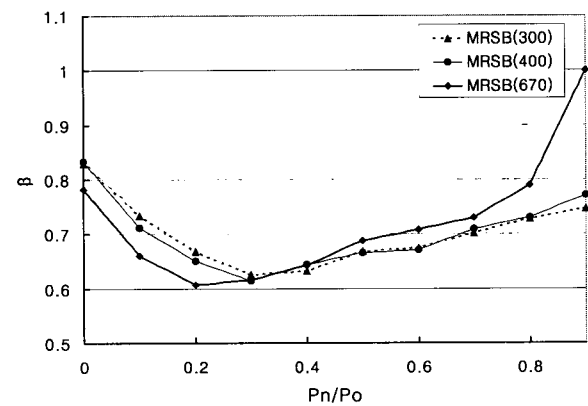


Fig. 17 β coefficients estimated by MRSB

β 계수가 낮아지고 압축파괴 시에는 콘크리트 강도가 높을수록 β 계수가 높게 나타났다. 따라서 고강도 콘크리트는 압축력이 큰 경우 2축 휨 강도에 더욱 유리한 것으로 판단된다.

5. 결 론

- 1) 사각형 등가응력 블록(RSB)에 의한 기둥단면의 소성해석은 상대적으로 1축 휨보다 2축 휨강도를 작게 평가하고 있음을 실험을 통하여 확인 하였다.
- 2) 축력과 2축 휨을 받는 직사각형 기둥단면에서 극한변형률은 중립축각도가 $\tan^{-1}(H/B)$ 일 때 최대로 증가하고 등가응력블럭 계수는 압축영역의 형태에 따라 증가하였다.
- 3) 수정 등가응력블럭(MRSB)에 의한 기둥단면의 소성해석은 기존의 사각형 등가응력블럭(RSB)에 의한 해석보다 2축 휨 강도산출에 더 합리적인 것으로 판단된다.
- 4) 철근 콘크리트 기둥은 축력비가 작은 경우 콘크리트 강도가 증가할수록 2축 휨 강도에 효과가 작지만 축력비가 큰 경우 콘크리트 강도가 증가할수록 2축 휨 강도에 유리한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 과학재단 지정 한양대학교 초대형구조시스템 연구센터(STRESS)의 연구비 지원으로 수행되었음.

참고문헌

1. Alan H. Mattock and Ladislav B. Kritz, "Ultimate Strength of Nonrectangular Structural Concrete Members," *Journal of ACI*, V. 57, January 1961, pp. 737-766.
2. Lawrence F. Kahn and Karl F. Meyer, "Rectangular Stress Block for Nonrectangular Compression Zone," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June 1995, pp. 304-310.
3. Hurbert Rusch, "Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete," *Journal of ACI*, V. 57, July 1960, pp. 1-28.
4. Hognestad E., "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Member," Bulletin No. 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Nov. 1951, pp. 128
5. L. Lachance, "Stress Distribution in Reinforced Concrete Section Subjected to Biaxial Loading," *ACI Journal*, V. 77, No. 2, March-April 1980, pp. 116-123.
6. Alfred L. Parme, Jose M. Nieves and Albert Gouwens, "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending," *ACI Journal*, V. 63, No. 9, September, 1966, pp. 911-923.

요 약

철근 콘크리트 보의 휨 해석 시 적용되는 콘크리트 압축연단의 극한변형률(ϵ_{cu}) 과 등가응력블럭 계수(β_1)는 1축 뿐 만 아니라 2축 휨 해석에도 적용될 수 있는 것으로 여러 실험결과를 통하여 검증되었다. 그러나 2축 휨을 받는 기둥 단면에서와 같이 압축영역이 비직사각형인 경우 극한변형률과 등가응력블럭 계수는 압축영역이 직사각형인 경우와 달라지게 되고, 이와 같은 압축영역 형태에 따른 콘크리트 응력분포 특성의 변화는 기둥과 같이 고축력을 받는 경우 단면의 휨 강도에 중요한 영향을 끼치게 된다. 그러나 ACI318-99에서 제시하는 기둥의 2축 휨 설계도표는 1축과 2축 휨 해석에 동일한 응력분포 특성치를 적용하여 산출되었다. 본 논문에서는 중립축 각도와 깊이에 따른 응력분포 특성을 파악하고 이를 합리적으로 수식화 함으로써 수정된 단면 소성해석 모델을 제시하였다. 또한 제시된 소성해석 모델을 적용한 기둥 단면해석 Program을 개발하고 해석 결과를 기존의 소성해석 모델 및 실험결과와 비교하였다.

핵심용어 : 2축 휨, 극한변형률, 등가응력블럭 계수, 소성해석
