

매립형 SRC 기둥재의 변형성능에 대한 축력의 영향

Effects of Axial Force on Deformation Capacity of Steel Encased Reinforced Concrete Beam-Columns

정진안¹⁾ · 양일승²⁾ · 최성모³⁾

Chung, Jin-An · Yang, Il-Seung · Choi, Sung-Mo

요약 : 본 논문은 매립형 SRC기둥의 축력과 변형능력과의 관계를 찾아내기 위하여 해석적인 연구를 수행하였다. 해석 모델은 캔틸레버 기둥으로 한정하였으며 SRC 기둥의 비탄성 거동에 영향을 미치는 변수들인 철골비, 매립철골형상과 전단스팬과 층과의 비에 대하여 검토하였다. 일정회전각하에 축력과 반복수평력을 받는 SRC기둥의 안정적 거동을 보장하기 위한 최대한계축력이 있다는 것을 해석결과들은 보여 주고 있다. 반복 횡하중을 받는 기둥이 저항할 수 있는 최대축력은 소요회전각을 보장하는 안정한계축력으로서 정의된다. 해석결과에 따르면 안정한 계축력비는 강재의 강도가 증가함에 따라 콘크리트의 강도가 감소함에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 또한 I형 단면이 매립형 철골로 사용될 때 철골 단면적이 증가함에 따라 안정한계 축력비는 증가하며, 십자형 단면이 사용되는 경우에는 단면적에 의한 영향이 거의 없었다.

ABSTRACT : In this paper, an analytical approach has been conducted to clarify the relationships between the axial force and the deformation capacity of steel-encased reinforced-concrete beam-columns. The analytical model was defined as a cantilever. Several parameters influencing the inelastic performance of the beam-columns were selected, as follows: including encased steel area ratios, and sectional shapes of the encased steel, material strengths, and shear-span-to-depth ratios. The Analytical results of the analysis showed that the axial force had to have a maximum limit to ensure the stable behavior of a steel-encased reinforced-concrete beam-column when it was subjected to both axial and repeated lateral loading under a constant rotation angle amplitude. The maximum axial force of the beam-column to be resisted under cyclic lateral loading was defined as the stable-limit axial force to ensure the required rotation angle amplitude. The Analytical results of the analysis indicate that the stable-limit axial load ratio increases as the steel strength increases or as the compressive strength of the concrete decreases. The stable-limit axial load ratio decreases as the encased steel's sectional area increases in the case of a I-shaped sections and it is almost not influenced by the steel sectional area in the case of a cross-shaped section.

핵심용어 : 보-기둥, 비탄성거동, 안정한계축력, 변형능력

KEYWORDS : Beam-Column, Inelastic Behavior, Stable Limit Axial Force, Deformation Capacity

1. 서론

철골철근콘크리트(Steel Reinforced Concrete, SRC)기둥은 내력이 뛰어나며, 변형능력과 에너지흡수능력이 있어서도 다른 구조와 비교해서 월등한 성능을 발휘하므로 고층건물에도 폭 넓게 사용되고 있다.

고축력하에서의 기둥은 휨파괴를 하는 경우에도 변형능력이

작아 취성적인 거동을 보인다는 것은 이미 알려져 있다. 한편, 건물의 고층화에 따라 저층부에서의 기둥은 축력비가 증가하게 되고, 구조물의 취성파괴의 원인이 될 수 있다. 특히 최하 저층 기둥은 건물의 고층화에 따라, 고 축력의 부담능력 및 항복기구를 보장하기 위한 특별한 변형능력이 요구되고 있다.

따라서 현행의 일본건축학회 철골철근콘크리트 구조계산규준에서는 단기하중시 인성을 기대하는 기둥에 대해서는 기둥

1) 정회원, 일본 후쿠오카대학, 강사(전임교원), 공학박사
(Tel. +81-092-651-3019, Fax. +81-092-642-3329, E-mail:chung@fukuoka-u.ac.jp)
2) 정회원, 일본건축연구소 특별연구원, 공학박사 (yang1698@hanmail.net)
3) 정회원, 서울시립대학교 건축공학과 교수, 공학박사 (smc@uos.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2003년 12월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

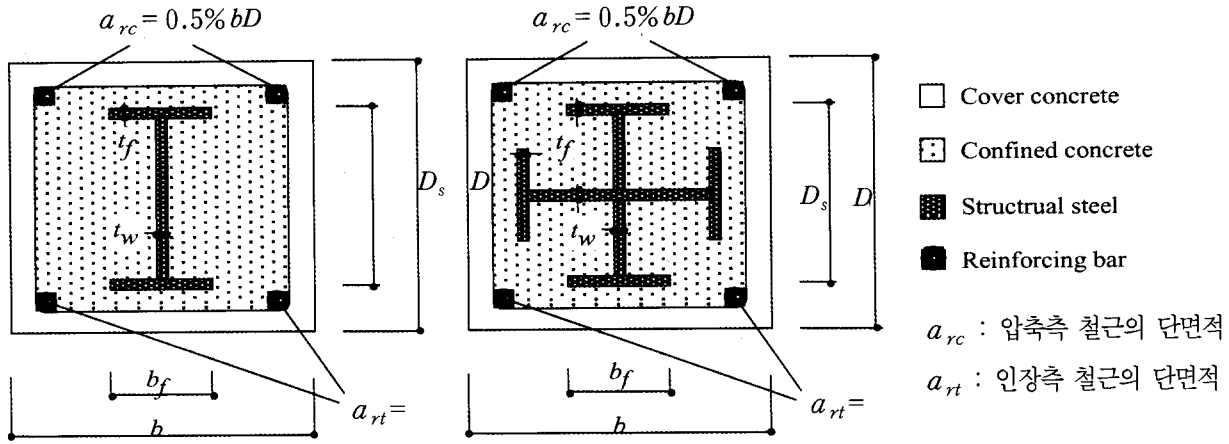


그림 1. 철골철근콘크리트 보-기둥 부재의 단면

표 1. 해석대상 단면일람 및 재료특성

No.	b(1)	D(2)	steel(3)	Ds(4)	bf(5)	tw(6)	tf(7)	ps(%) (8)	Bars(9)	Material properties
1	800	800	I	492	198	8	12	1.33	12-D28	Compressive strength of concrete: F _c = 29.4MPa 58.8MPa
2	800	800	C	492	198	8	12	2.65	12-D28	
3	800	800	B	492	198	16	25	2.65	12-D28	
4	800	800	I	500	199	9	16	1.65	12-D28	
5	800	800	C	500	199	9	16	3.29	12-D28	
6	800	800	B	500	199	19	32	3.28	12-D28	
7	800	800	I	512	201	11	22	2.19	12-D28	
8	800	800	C	512	201	11	22	4.35	12-D28	
9	800	800	B	512	201	28	40	4.40	12-D28	
10	800	800	I	518	203	13	25	2.54	12-D28	
11	800	800	C	518	203	13	25	5.05	12-D28	
12	800	800	I	524	204	14	28	2.81	12-D28	
13	800	800	C	524	204	14	28	5.59	12-D28	
14	800	800	I	482	300	11	15	2.18	12-D28	
15	800	800	C	482	300	11	15	4.35	12-D28	
16	800	800	I	494	302	13	21	2.90	12-D28	
17	800	800	C	494	302	13	21	5.77	12-D28	
18	1000	1000	I	412	202	10	19	1.14	12-D35	Yield stress of structural steel: F _y = 323MPa (보통강) 440MPa (고성능강)
19	1000	1000	C	412	202	10	19	2.27	12-D35	
20	1000	1000	B	412	202	28	31	2.23	12-D35	
21	1000	1000	I	598	199	10	16	1.20	12-D35	
22	1000	1000	C	598	199	10	16	2.40	12-D35	
23	1000	1000	B	598	199	22	30	2.38	12-D35	
24	1000	1000	I	622	203	14	28	1.93	12-D35	
25	1000	1000	C	622	203	14	28	3.84	12-D35	
26	1000	1000	B	622	300	32	35	3.87	12-D35	
27	1000	1000	I	706	201	14	25	1.92	12-D35	
28	1000	1000	C	706	201	14	25	3.83	12-D35	
29	1000	1000	B	706	201	36	38	3.80	12-D35	
30	1000	1000	I	668	303	28	37	3.91	12-D35	
31	1000	1000	C	668	203	14	28	3.97	12-D35	

(1) b : width of column section (mm) (2) D : depth of column section (mm) (3) shape of encased steel

I: I-section steel C: Cross-section steel B: Built-up I-section steel

(4) D_s : depth of encased steel (mm) (5) b_f : width of steel flange (mm)

(6) t_w : web thickness of encased steel (mm) (7) t_f : thickness of steel flange (mm)

(8) p_s : encased steel area ratio (9) Bars : longitudinal reinforcement, number of steel bars and its diameter (mm)

의 부재각으로 1%정도의 변형능력을 확보할 수 있도록 축력의 한계값을 정하고 있다.

기둥 부재의 붕괴는 건물의 붕괴에 직접적인 영향을 미치므로, 기둥재의 축력에 대한 상한기준을 아래와 같이 정하고 있다.

$$N \leq \frac{1}{3} bd \cdot F_{c+} + \frac{2}{3} A_s \cdot F_y$$

그러나 상기 축력제한식에서는 기둥재의 변형능력에 대해서는 고려되어 있지 않다.

축력과 휨을 동시에 받는 기둥부재의 경우, 그 변형능력은 축력비에 영향을 받는 것으로 널리 알려져 있다. 일정축력과 반복 횡하중을 받는 기둥의 탄소성거동과 안정한계축력에 대한 몇몇의 실험적인 연구와 수치적인 해석(Matsui 등, 1989)들이 행하여 졌지만, 축력과 변형능력의 관계에 대한 연구는 아직까지 수행된 바 없었다. 안정한계 축력이라 함은 수평력의 반복가력에 의하여도 저항력의 저하가 거의 생기지 않는 축력의 상한값을 안정한계축력이라 정의하였다.

이 논문의 목적은 주어진 일정회전각에서 축력과 횡하중을 받는 SRC기둥의 거동과 안정한계축력을 찾아내는 것이다. 또한 SRC기둥의 변형능력과 안정한계축력의 관계에 있어서 재료강도, 매립된 철골의 단면적과 형태, 전단스팬과 층의 비의 영향을 명확히 하는 것이다.

1.2 연구의 범위

본 연구는 SRC기둥의 안정한계축력에 영향을 미치는 요소를 이론해석을 통하여 파악하고자 한다. 영향인자들은 기둥의 단면치수, 매립된 철골의 단면비, 매립된 철골의 단면형태, 재료강도, 그리고 전단스팬과 층의 비(M/QD)이다. 기둥의 단면은 800x800(mm)과 1000x1000(mm)이다, 내부 철골의 형태는 그림 1에서 나타낸 바와 같이, 건물의 외부기둥을 상정한 I형 단면(단, 모서리의 기둥은 제외)과 내부기둥을 상정한 십자형 단면을 선택하였다.

매립된 철골의 항복강도는 323MPa (보통강재, SN490급, JIS규격)과 440MPa (고성능강재, SA440급, JIS규격)이다. 철근은 철근비가 1.0%가 되도록 800x800(mm)의 단면은 12-D28, 그리고 1000x1000 (mm)의 단면은 12-D35을 사용하였다. 콘크리트의 압축강도는 29.4MPa와 58.8MPa를 사용하였다. 그리고 전단스팬과 층의 비는 3과 5이다. 해석에 사용된 모든 보-기둥의 치수, 매립된 철골특성, 콘크리트의 압축강도(Fc), 철골의 항복강도(Fy), 그리고 철근의 항복강도(Fyr)는 표 1과 같다.

2. 이론해석

2.1 해석모델

매립형 SRC기둥의 해석모델로서 캔틸레버를 선택하였다. 보-기둥은 그림 2에서 보는 바와 같이 휨부분과 강성부분으로 나누어진다. 휨부분에 있어서 단면의 곡률(ϕ)은 균일하게 분포한다고 가정한다. 곡률은 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\phi = \frac{\delta}{L_p(L - L_p/2)} \tag{1}$$

여기서, δ : 캔틸레버기둥 상부의 횡변위

L : 캔틸레버 기둥의 길이

Lp : 휨부분의 길이

휨부분의 길이(Lp)는 부재의 상부에서 횡변위가 완전탄성 캔틸레버의 변위($\delta_e = ML^2/(3EI) = \phi L^2/3$)와 같다고 가정함으로써 구한다. 휨부분의 길이는 기둥 길이(L)의 0.422배가 된다.

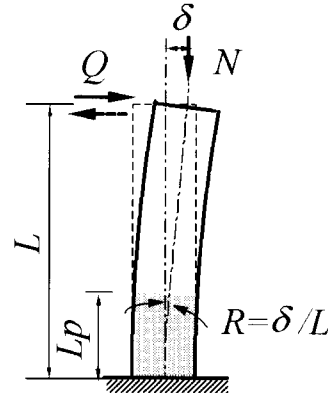


그림 2. 해석모델

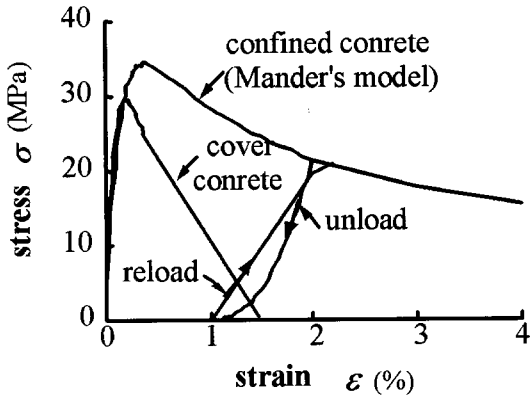
2.2 응력과 변형도 관계

해석에 사용한 응력-변형도 관계는 그림 3과 같다. 기본적으로 콘크리트와 횡보강근에 의한 보강효과를 고려한 Popovics(1973)의 응력-변형도 관계가 Mander 등(1988)에 의해 제안된 규정에 따라 고려되었다.

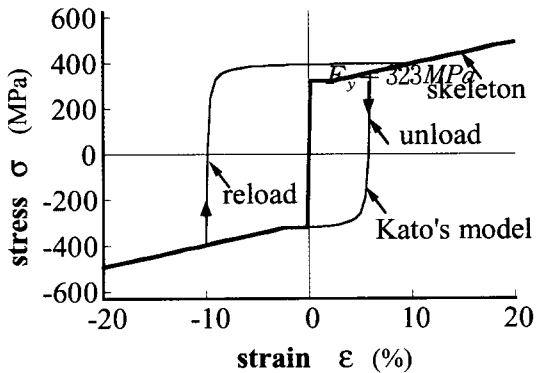
철골과 콘크리트의 합성단면에서 구속된 콘크리트와 피복 콘크리트는 그림 1과 같다. 보통강에는 전형적인 탄성-완전소성경화효과 모델을 사용된다.

한편, 고성능강에 대해서는 일본건축학회(1994)에서 제안한 모델을 사용한다. 제하와 재가력의 분기점에 대해서는

Kato 등(1973)의 반복 응력-변형도 곡선을 보통강과 고성능강에 사용한다.



(a) 콘크리트



(b) 보통강

$$F_y = 440 MPa$$

(c) 고성능강

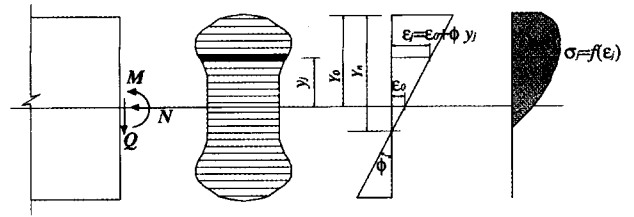
그림 3. 응력-변형도 관계

2.3 해석방법

2.3.1 단면의 휨모멘트 M과 곡률 φ와의 관계

기둥의 단면을 재료의 종류별로 분할한 후, 평면유지의 가정에 의해 단면내의 변형도를 결정한다. 각 요소의 응력은 변형이력에 의해 단면내의 축력(내력)을 각 요소의 응력합으로 구해진다. 축력에 대한 내력과 외력의 평형을 만족하는 단면 중심 변형도와 곡률 φ를 이용하여 휨모멘트를 구한다. 기둥의 모멘트-곡률 관계를 일반화하기 위해 다음과 같은 가정을 사용한다.

- 부재단면의 평면유지를 가정한다.
- 철골 혹은 철근과 주변의 콘크리트 사이에 슬립은 발생하지 않는다.
- 철골의 잔류응력 효과는 고려하지 않는다.
- 보강근에 의한 콘크리트 구속효과는 고려한다.
- 구조적인 철골과 철근의 좌굴은 발생하지 않는다.



이러한 가정하에

$$\epsilon = \epsilon_o + \phi \cdot y_i$$

$$\sigma_j = f(\epsilon_j)$$

를 구할 수 있으며 축력과 모멘트는 이들의 합으로 구하여진다.

$$N = \sum_{i=1}^m \sigma_i A_i$$

$$M = \sum_{i=1}^m \sigma_i A_i y_i$$

2.3.2 부재의 하중-변형 관계

부재각 R과 곡률 φ의 관계는 식 (2)와 같다. 부재의 휨모멘트는 힘의 평형에 의하여 식 (3)에 수평력 Q와 부재 각 R의 관계로 나타낼 수 있다.

$$R = \delta/L = \phi \cdot Lp \cdot (L - Lp/2)/L \quad (2)$$

$$Q = (M - N \cdot R \cdot L)/L \quad (3)$$

여기서, δ: 자유단의 수평변위 (그림 2 참조)

2.3.3 해석 절차

- 단면은 수많은 스트립으로 구획된다.

- 각각의 스트립, 코어, 피복 그리고 철골부분의 응력은 각각의 응력-변형도 곡선에서 변형도의 함수로 계산된다.
- 캔틸레버의 자유단에 주어진 변위와 주어진 축하중에 대해서 중립축의 위치는 $N_{computed} = N_{applied}$ 의 평형조건을 만족할 때까지 반복한다.
- 곡률에 관련된 모멘트와 단면의 중심에서의 변형도를 계산한다.
- 캔틸레버 상부의 변위를 바꾸면서 점진법을 반복함으로써 모멘트-곡률관계를 일반화된다.

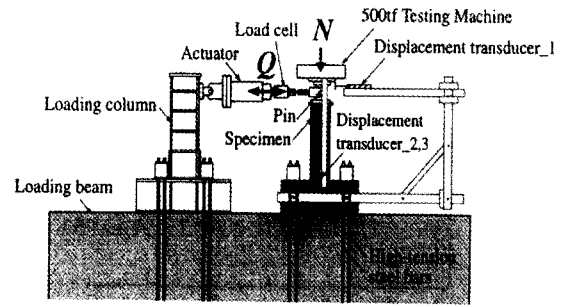
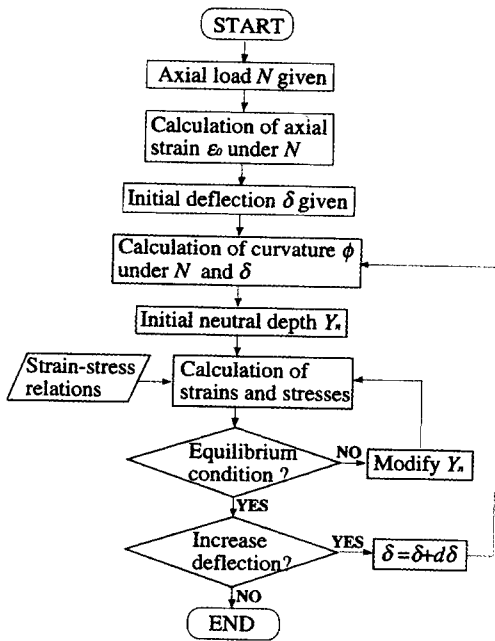


그림 4. 가력장치

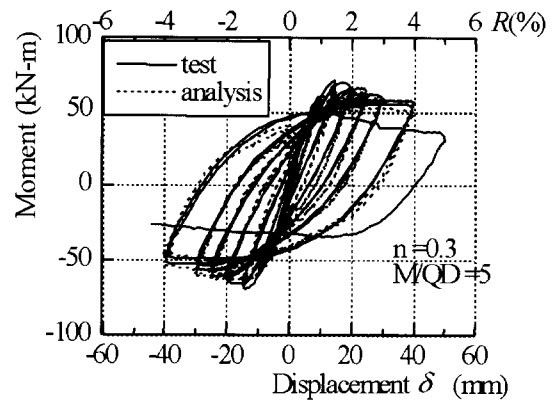


2.4 해석법의 검증

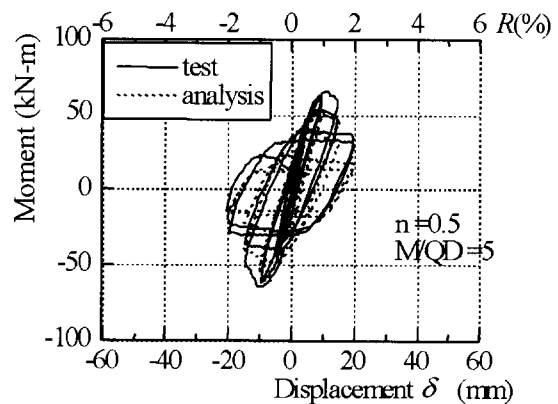
본 절에서는 해석의 검증을 위하여 기존 실험결과와 비교하고자 한다. 실험결과는 큐슈대학에서 행하여진 일정축력에 반복 횡하중을 재하한 실험(Ikeda 등, 1999)이고 가력장치는 그림 4와 같다. 실험체의 하부는 고정, 상부는 핀 지지 조건으로 500tonf 만능 시험기로 주두부에 압축 축력을 재하하여 일정하게 유지한 상태에서 수평력을 재하한 실험이다. 실험변수는 전단스팬과 춤의 비(M/QD)와 축력비이며, 전단스팬과 춤의 비는 2, 3, 4, 5, 6에 대하여 H-125x60x6x8를 매립한 200x200의 단면으로 실험이 행하여졌다.

이 중 본 논문에서는 전단스팬과 춤의 비 3과 5의 경우에 대하여 해석하였다. 전단스팬과 춤의 비가 5인 실험체의 실험결과 및 이론해석결과를 그림 5에, 전단스팬과 춤의 비가 3인 경우를 그림 6에 나타낸다. 실험치에 대한 해석치의 비교한 결과 초기강성, 최대내력, 그리고 최대내력 후의 거동에 대해

여 거의 일치하고 있음을 알 수가 있다. 그림 5와 그림 6에서 각각 전단스팬과 춤의 비에 관계없이, 실험값 및 이론 해석값 모두 축력비 $n=0.3$ 에 대해서는 안정적인 거동을 보여주는 반면, 축력비 0.5에 대해서는 불안정적인 거동을 보여주고 있다. 즉, 안정한계축력은 0.3과 0.5사이에 존재함을 예측할 수 있다.

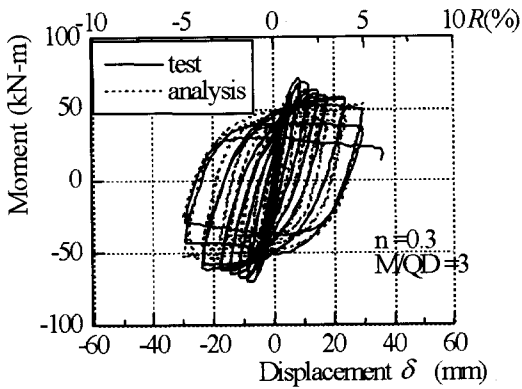


(a) 축력비 $n=0.3$

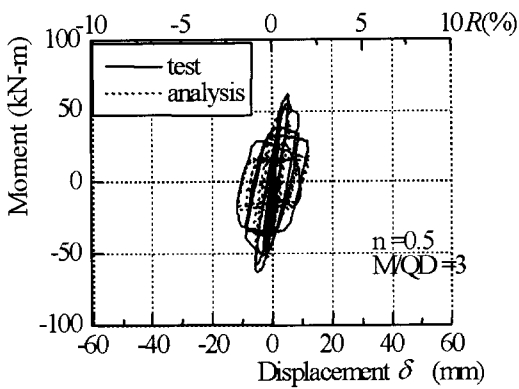


(b) 축력비 $n=0.5$

그림 5. 전단스팬과 춤의 비 5



(a) 축력비 n=0.3



(b) 축력비 n=0.5

그림 6. 전단스팬과 춤의 비 3

되지 않는 축력을 안정한계축력으로 정의하였다.

그림 7에는 축하중 n=0.49와 n=0.50의 축하중 레벨에서 SRC기둥의 해석 예를 나타낸다.

부호 n은 축하중 N과 일본건축학회 철골철근 콘크리트규준에 따라서 계산된 축하중내력 Nu의 비이다.

$$N_u = r_{cu} \cdot b \cdot D \cdot F_c + A \cdot F_y \quad (4)$$

여기서,

$$r_{cu} = 0.85 - 2.5 \cdot b_f \cdot t_f / (b \cdot D), a_{rc} + a_{rt}$$

a_{rc} : 압축축 철근의 단면적

a_{rt} : 인장축 철근의 단면적

그림 7의 두 개의 곡선은 회전각 1%에서 축력비 0.49, 0.5에 대한 해석 결과를 나타낸다. 축력비 n=0.49의 캔틸레버의 이력곡선은 안정적이고 횡하중이 20회 정도 반복된 후에도 내력저하는 최대강도의 15%이내였다. 한편, n=0.50의 기둥은 반복 횡하중에 의하여 불안정한 거동을 보였고, 내력이 급격히 저하했다. 이러한 결과, 축력비 n=0.49는 회전각 $R(= \delta/L)$ 의 식으로 1.0%의 변형을 확보할 수 있는 기둥의 안정한계축력 비(nc1)로 결정되어질 수 있다.

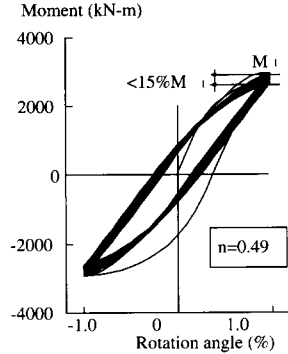
3. 분석 및 고찰

본 장에서는 안정한계축력비의 영향인자를 파악하기 위하여 표1에 나타난 총 31개의 해석대상단면에 대하여 해석한 결과를 파라메타별로 비교평가하며 영향 정도를 분석하고자 한다.

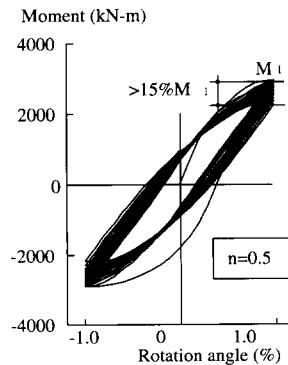
3.1 SRC기둥의 안정한계축력비

기존의 연구결과, 고층건물의 내부기둥에 작용하는 축하중은 지진 하중하에서도 변하지 않는다는 사실이 동적해석을 통해서 증명되었다(Yukino, 1998). 또한 축하중과 횡하중의 복합하중을 받는 기둥에 대해서 휨내력이 최대내력 도달 이후, 내력이 저하하지 않는 축력의 한계값인 안정한계축력이 존재한다는 것도 입증되었다(Matsui 등, 1989).

본 연구에서는 안정한계축력을 평가하기 위하여 반복하중에 의한 내력저하가 첫 번째 사이클의 최대 휨내력의 15% 이내에 존재할 경우로 정의하였다. 즉, 일정 변형각에 대하여 20회 이상 반복해석 후, 그 값이 최대내력의 15% 이하로 저감



(a) 안정 (Stable)



(b) 불안정 (Unstable)

그림 7. 일정축력하의 기둥의 거동

3.2 콘크리트 및 강재의 강도

그림 8과 9는 표1에서 전단스팬과 춤의 비가 5인 기둥 No.1-17의 안정한계축력비(n_{cl})와 회전각(R)의 관계를 나타낸다. 그림 8에는 두 종류의 콘크리트 압축강도와 같은 강재(SS400등급)를 사용한 기둥의 결과를 나타낸다. 원은 해석결과를 나타내며, 선과 점선은 회귀선을 나타낸다. 콘크리트강도의 증가에 따라 안정한계축력비가 감소함을 보여주고 있다. 그림 9는 이러한 기둥에 대한 매립된 강재 강도의 효과를 나타낸다. 안정한계축력비는 고성능 강재를 사용할수록 증가한다.

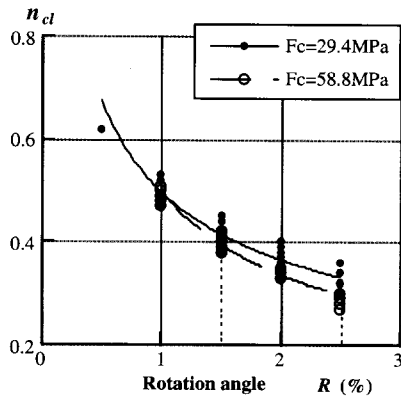


그림 8. 콘크리트 강도의 영향
(column No.1~17, $M/QD=5$, 보통강)

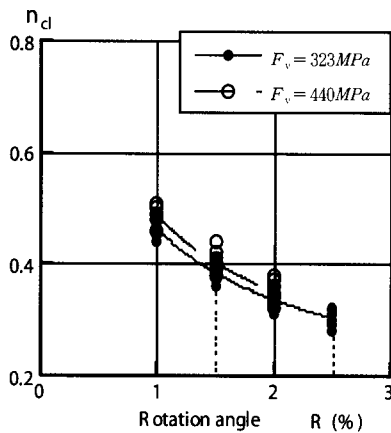


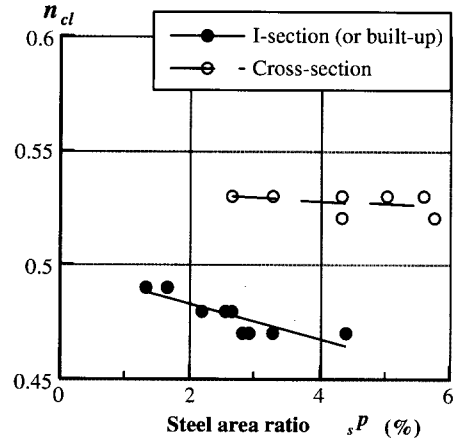
그림 9. 강재강도의 영향
(column No.1~17, $M/QD=5$, $F_c=29.8MPa$)

3.3 매립된 철골의 단면형상

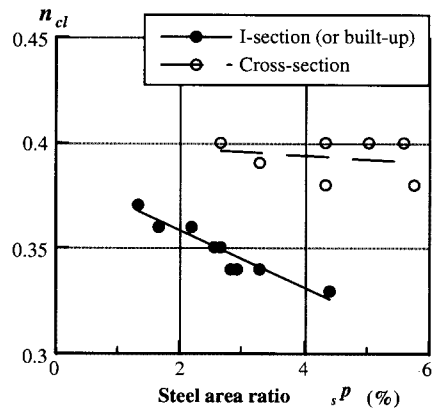
그림 10에는 안정한계축력에 대한 매립된 강재의 형태와 단면적의 효과에 대한 두 개의 그래프를 나타낸다. 강재 형태는 다르지만 단면적이 같은 기둥의 비교에서 십자형 단면의

철골을 사용한 기둥의 안정한계축력비가 I형 단면(Built-Up)을 포함)을 사용한 기둥보다 크다. 한편, 십자형 단면을 사용한 기둥에 있어서 매립된 철골의 단면적에 의한 차이는 나타나지 않았다.

한편, I형단면의 기둥에서는 강재의 단면적이 증가함에 따라 안정한계축력비는 감소함을 보여주고 있다.



(a) 회전각 $R=1.0\%$



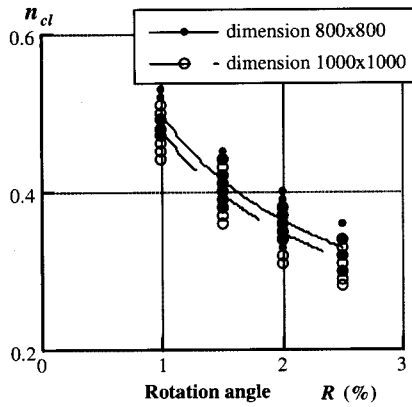
(b) 회전각 $R=2.0\%$

그림 10. 매립된 철골의 영향
(column No.1~17, $M/QD=5$, $F_c=29.8MPa$, 보통강)

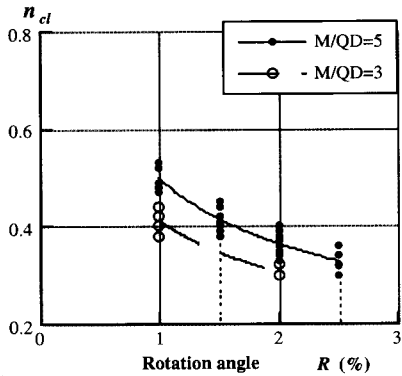
3.4 기둥 단면의 크기

그림 11(a)는 안정한계축력비에 대한 기둥 단면 크기의 효과를 나타내고 있으며, 기둥의 단면이 커질수록 안정한계 축력비가 감소하는 것을 알 수가 있다.

전단스팬과 춤의 비가 3과 5에 대한 해석결과와의 비교에서 기둥의 전단스팬과 춤의 비가 3인 경우에 안정한계축력비가 20% 저하되는 것을 알 수 있다(그림 11(b)).



(a) 단면치수 (M/QD=5)



(b) 전단스팬과 춤의 비 (column No.1~17)

그림 11. 기둥치수의 영향 (F_c=29.8MPa, 보통강)

3.5 SRC 기둥 한계축력

AIJ SRC규준의 지진하중에서 기둥에 작용하는 압축력은 식 (5)에 의해 명시된 값보다 적어야 한다.

$$N_l \leq \frac{1}{3} \cdot b \cdot D \cdot F_c + \frac{2}{3} A_s \cdot F_y \quad (5)$$

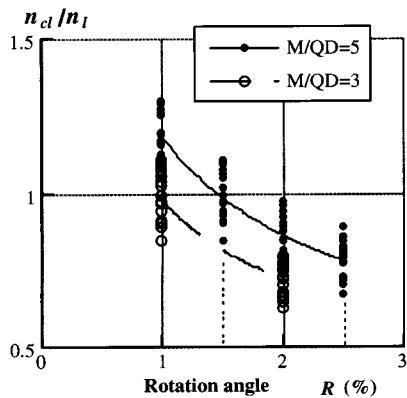


그림 12. n_{cl} / n_l R의 관계 (column No.1~17, F_c=29.8MPa, 보통강)

그림 12에서 종축은 계산에 의한 안정한계축력비(n_{cl})와 AIJ SRC규준 축력비(n_l=N_l/N_u)의 비를 나타낸다. 즉, n_{cl}/n_l이 1이상인 경우, AIJ-SRC규준의 축력 제한식이 안전 축으로 평가됨을 의미하며, 1이하의 위험축으로 평가됨을 의미한다. 전단스팬과 춤의 비가 3인 경우, 회전각 1%에서도 위험축으로 평가되고 있음을 보여주고 있다.

4. 결 론

- (1) 일정축력과 반복된 횡하중을 받는 SRC기둥은 안정된 거동을 확보하기 위해서는 축하중의 최대 한계치가 필요하다.
- (2) 기둥의 단면치수, 매립된 철골의 단면적비와 형태, 재료강도 그리고 전단스팬과 춤의 비를 포함한 여러 변수들에 대해 조사하였다. 그 결과, 안정한계축력비는 강재의 강도가 높을수록 그리고 콘크리트의 강도가 낮을수록 증가하는 것을 알았다.
- (3) I형단면에 있어서는 단면적이 증가함에 따라 안정한계축력비가 감소하였으나, 십자형 단면에서는 단면적의 영향을 거의 받지 않았다. 전단스팬과 춤비는 다른 변수들과 비교해서 안정한계축하중비에 가장 큰 영향을 미친다.
- (4) 전단스팬과 춤의 비가 3인 보-기둥은 AIJ규준의 축력 한계를 만족할지라도 1.0% 라디안 회전각을 보장할 수 없다.

참 고 문 헌

Architectural Institute of Japan (1987), *Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures*, 4th Edition

Architectural Institute of Japan (1994), *New Materials and Structural Characteristics of Steel Structures*, symposium on new steel materials, 5pp.

Ikeda, T., Sakai, J., Matsui, C. and Li, L., (1999), "Study on hysteresis characteristic of steel reinforced concrete columns", *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ*

Kato, B., Akiyama, H., and Yamaguchi, Y., (1973), "Cyclic stress-strain relations for steel based on experimental results", *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ*, 937pp.

Matsui, C., Tsuda, K. and Jiang, G. H., (1989),

- "Stability limit axial force of SRC beam-columns under repeated bending", *Proceedings of the Fourth International Colloquium on Structural Stability, Asian Session*, Beijing, China, 495pp.
- Mander, J. B., Pristtley, M. J. N. and Park, R., (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 114(8), 1804pp.
- Popovics, S., (1973), "A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete", *Cement and Concrete Research*, 3(5)
- Yukino, T., (1998), "Analytical study on dynamic response of multi-story SRC frames subjected to strong ground motion", *a masters thesis*, Kyushu University, Japan
- (접수일자 : 2003. 3. 7 / 심사일 2003. 3. 17 /
심사완료일 2003. 4. 3)