

# 일정축력과 반복 수평력을 받는 콘크리트충전 각형강관 기둥의 변형성능 평가

## Evaluation on Deformation Capacity of CFT Square Columns subject to Constant Axial and Cyclic Lateral Loads

지 구 현<sup>1)</sup> · 최 성 모<sup>2)</sup> · 김 동 규<sup>3)</sup>  
*Ji, Ku Hyun Choi, Sung Mo Kim, Dong Kyu*

요 약 : 콘크리트충전 강관구조는 합성효과에 의해 강관과 콘크리트의 단점을 상호보완하여 역학적으로 우수한 성능을 발휘할 수 있다. 그래서, 최근에는 초고층구조물시스템의 하나로 주목을 받고 있다. 본 연구의 목적은 일정축력과 반복 수평력을 받는 콘크리트 충전 각형강관기둥의 내력 및 변형성능을 평가하는 것이다. 이 실험의 변수로는 강관의 폭두께비, 축력비, 콘크리트 강도, 하중가력방법과 콘크리트의 충전유무로 정하여 총 16개의 실험체를 제작하여 실험하였다. 실험결과로부터 실험체의 최대내력, 초기강성 및 변형성능에 대해 검토하였다.

ABSTRACT : Concrete Filled steel Tube(CFT) Column has an excellent structural capacities in accordance with an interaction effect between the steel tube and concrete. Recently, CFT structure has been focussed on a structural system for a high-rise buildings. The purpose of this study is to evaluate a strength and deformation capacity of CFT square columns subjected to constant axial and cyclic lateral load. The test parameters are diameters to thickness ratio of steel tube, axial load ratios, concrete strengths, load applying types and whether or not filled concrete. Total sixteen specimens are fabricated to clarify the energy absorbtion capacity of CFT columns. Experimental results are summarized for maximum strength, initial stiffness and deformation capacity.

핵심용어 : 콘크리트충전 각형강관, 변형능력, 폭두께비, 축력비

KEYWORDS : CFT square column, Deformation capacity, Diameter to thickness ratio, Axial load ratio

1) 정회원, 강구조기술사 사무소  
2) 정회원, 경민대학 건축과 조교수, 공학박사  
3) 정회원, 서울시립대 건축공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2000년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

현재 국내에는 인구증가와 도시의 인구집중에 의한 구조물의 고층화 추세에 따라 가능한 한 저렴하고 공간의 효율성을 높이며 쾌적한 환경을 실현할 수 있는 합성구조에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 합성구조 중에서도 기둥은 가장 중요한 구조부재로서 일반적인 형태는 콘크리트 피복형 강관구조와 콘크리트충진 강관(CFT, Concrete Filled steel Tube)구조가 있다. 콘크리트충진 각형강관은 높은 연성과 반복하중 하에서의 낮은 강도저감으로 인하여 지진지역에서는 구조부재로 널리 쓰여지고 있으며, 콘크리트충진 강관의 특성은 두 물성이 상호작용을 함으로 인하여 기둥의 안정성과 강도의 증대를 기대할 수 있다.

이런 충전강관 합성구조의 장점을 이유로 선진국에서는 활발한 연구활동을 통해 콘크리트충진 강관에 대해 체계화가 되어 가고 있는 실정이다. 이러한 관점에서 관심있는 학자들에 의해 많은 연구결과가 발표<sup>1)~8)</sup> 되었으며, 국내에서도 충전강관을 이용한 건물이 실제로 시공되었다.

이에 본 연구에서는 일정 축력하에서 반복수평력을 받는 하부층 중앙라멘의 응력분포를 기준으로 하여 모델화된 실험체를 대상으로 콘크리트충진 각형강관 기둥의 강성 및 변형성능을 규명하고자 실험을 진행한다.

## 2. 실험

### 2.1 실험계획

일정축력과 반복수평력을 받는 콘크리트충진 각형강관에 대한 변형능력을 조사하기 위해, 상기의 하중조건을 대표하는 그림 1과 같은 고층라멘 구조물의 최하단 기둥의 응력분포를 고려하여 그림 2와 같이 캔틸레버 상태로 모델화하였다.

기둥 부재의 길이는  $L_k/D = 10$  ( $L_k$ , 유효

좌굴길이)을 기준으로 실험 1/3크기로 실험체를 제작하였다.

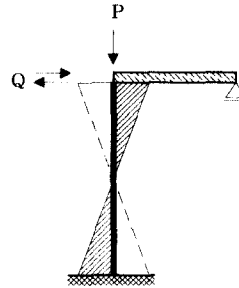


그림 1. 축력(P)과 반복횡력(Q)을 받는 골조의 하중상태

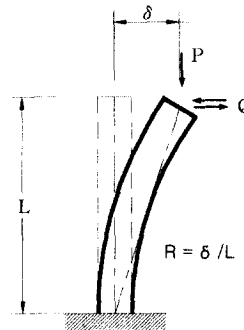
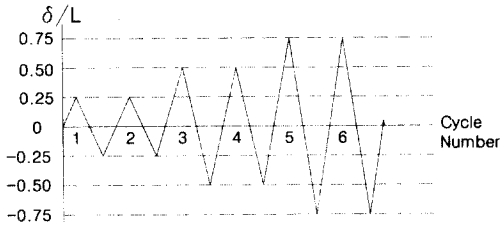


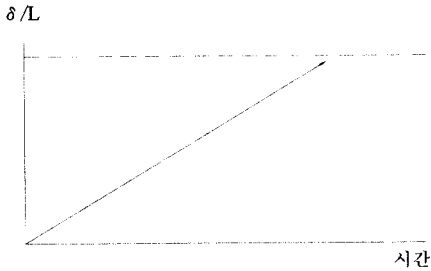
그림 2. 하중조건

실험체의 지점조건은 일단고정 타단자유로 하며, 하중의 재하는 단조 및 점증반복가력방법으로 실험을 행하여 합성기둥으로서의 변형능력을 파악하였다. 하중조건은 그림 2와 같으며, 수평력(Q)의 재하는 일정축력을 가한 후, 부재각(R)을 이용하여 0.25%씩 점진적으로 증폭하여 반복가력하였다(그림 3). 또한, 반복재하시에는 동일변위시의 강성 및 내력저하를 고려하여 각변위를 2회씩 반복재하하였으며, 축력비(n)가 0.3인 실험체에 대해서는 대변형 영역의 거동을 파악하기 위해 단조재하를 병행하였다.

본 실험의 실험체 형상 및 치수는 그림 4와 같으며, 실험체 일람은 표 1에 나타나 있다. 실험체에 사용된 강재의 인장시험결과와 콘크리트의 공시체압축강도는 각각 표 2와 표 3에 나타내었으



(a) 반복재하



(b) 단조재하

그림 3. 하중재하 프로그램

표 1. 실험체 일람표

실험체명	D (mm)	t (mm)	축력비 (n)	폭두께비 (D/t)	F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
RF3C41	125	3.2	0.1	39	500	
RF3C43			0.3			
RF3C45			0.5			
RF3M43			0.3			
RF3C23			0.3			
RN3C03			0.3			
RF4C41		4.5	4.5	0.1	28	500
RF4C43				0.3		
RF4C45				0.5		
RF4M43				0.3		
RF4C23				0.3		
RN4C03				0.3		
RF6C41		6.0	6.0	0.1	21	500
RF6C43				0.3		
RF6C45				0.5		
RF6C23				0.3		

\* RF3C41:

- └─ 축력비(1:0.1, 3:0.5, 5:0.5)
- └─ 콘크리트 강도(4:500, 2:240)
- └─ 가력방법(C:반복, M:단조)
- └─ 강관두께(3:3.2, 4:4.5, 6:6.0mm)
- └─ 콘크리트 충전여부(F:충전, N:비충전)

며, 콘크리트의 배합표는 표 4에 나타내었다. 실험체 양끝단의 30mm 엔드플레이트와 만나는 면은 양면 모살용접을 하였다.

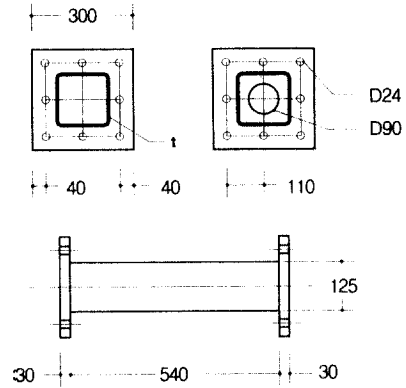


그림 4. 실험체 형상

표 2. 강재의 인장강도 시험결과

강관두께 (mm)	F <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (t/cm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> /F <sub>u</sub> (%)	ε <sub>y</sub> (x 10 <sup>-6</sup> )	Elo (%)
3.2	3.26	3.74	87	1788	19
4.5	3.73	4.49	83	2253	28
6.0	3.11	3.54	88	2191	25

표 3. 콘크리트 공시체 압축강도

설계압축강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	3일 강도	7일 강도	28일 강도
500	270	306	499
240	—	143	228

표 4. 콘크리트의 배합표

설계압축강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	w/c (%)	잔골재율 (%)	단위 재료량(kg/m <sup>3</sup> )				슬럼프
			시멘트	물	잔골재	굵은골재	
500	30	39	567	170	659	1031	12
240	57	46.8	337	192	853	969	22

## 2.2 실험방법

본 실험은 서울시립대학교 건축공학과 구조실

험동에서 실시되었으며, 실험체 설치 및 가력상황은 그림 7과 같이 실험체 및 가력도구를 각각 스트롱 프레임에 설치하고 200ton급 유압잭(Oil Jack)으로 소정의 일정축력(P)을 재하한 후, 50ton급 액추에이터로 수평력(Q)을 반복가력하였다.

변위의 측정위치 및 변위계 설치위치는 그림 5와 같다. 기둥의 수평변위( $\delta$ )는 변위계(③)를 이용하여 측정하였고, 액추에이터의 변위계를 이용하여 부재각을 제어하였다. 우측 힌지에 설치한

①변위계는 힌지의 이동량, 실험체에 설치한 변위계②는 실험체의 축압축량을 측정하였다.

변형게이지(Strain Gauge)의 부착위치는 그림 6과 같이 강관의 상하부 연단변형도 및 반복가력에 의한 기둥의 누적소성변형량을 측정하기 위하여 총 6개를 부착하였다. 변형게이지의 부착위치는 강관의 폭을 기준으로 하여 예상국부좌굴 위치인  $D/2$ ,  $D$ 에 설치하여 강관의 변형도를 관찰하였으며, 수평력에 의해 단부에 소성힌지가 형성되는 과정을 관찰하였다.

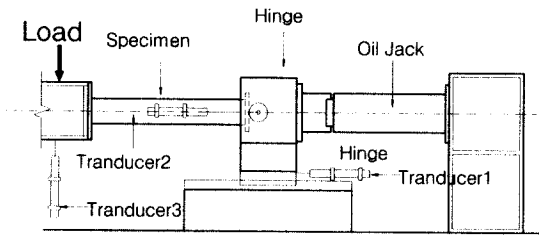


그림 5. 변위계 설치위치

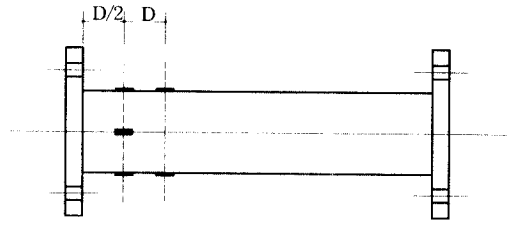


그림 6. 변형게이지(Strain Gauge) 부착위치

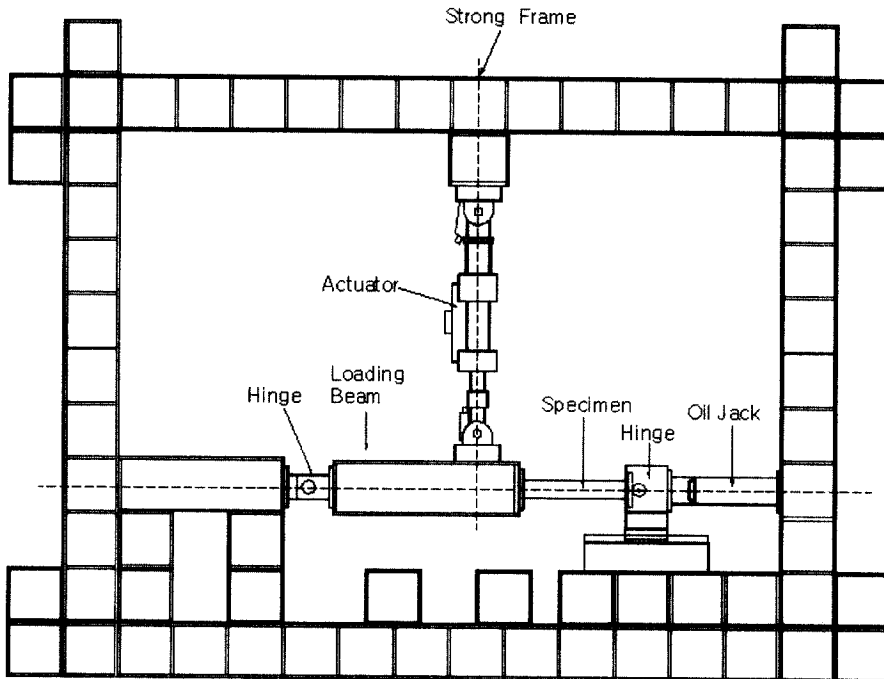


그림 7. 하중가력상황

### 3. 실험결과 및 고찰

#### 3.1 하중-변형관계

본 연구의 실험체에 작용한 전단력(Q)와 모멘트의 산정은 그림 8과 같은 실험진행시의 실험체의 변형상황을 가정하여 아래의 (1)~(4)식을 이용하여 구하였다.

실험결과에 대해 그림 9는 실험에 의한 전단력(Q)-부재각(R) 관계를 나타내었으며, 그림 10은 모멘트(M)-부재각(R) 관계를 나타내었다.

$$N = N_p \cdot \cos \beta + \frac{L_b}{L_{ab} - \nu} \cdot Q_p \cdot \sin \beta \quad (1)$$

$$Q = \frac{L_b}{L_{ab} - \nu} \cdot Q_p \cdot \cos \beta - N_p \cdot \sin \beta \quad (2)$$

$$\text{여기서, } \beta = \tan^{-1} \frac{\delta}{L_c} \quad (3)$$

$$M = Q \cdot L + N \cdot \delta \quad (4)$$

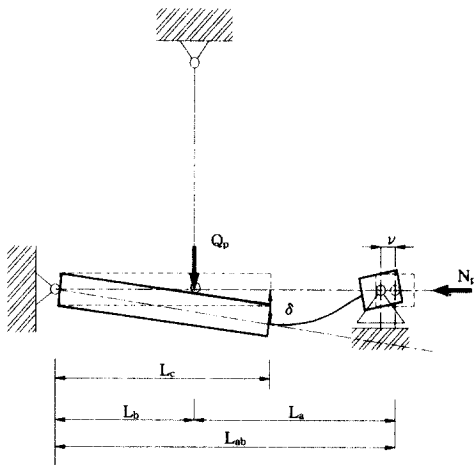
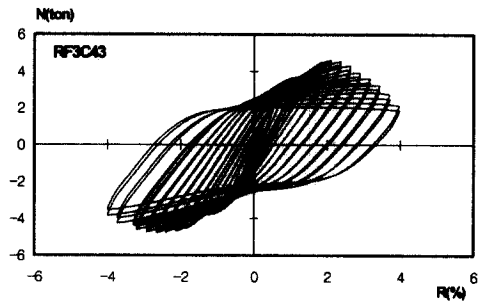


그림 8. 하중가력과 변형상황

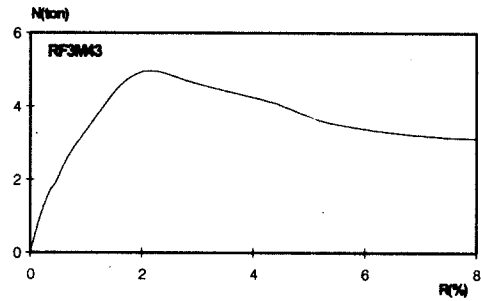
본 실험에서 실험체의 파괴양상은 최대내력 부근에서 엔드플레이트로부터 5~8cm 떨어진 지점에 국부좌굴이 발생하여 사이클이 증가함에 따라

좌굴영역이 확대된후 급격히 내력이 저하되었다.

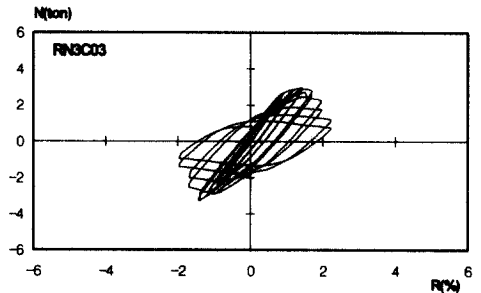
콘크리트를 충전하지 않은 실험체(RN4C03, RN3C03)는 최대내력점에서 국부좌굴이 발생하여 급격한 내력저하가 나타난 후 강관이 축력에 의하여 압괴하여 그 내력을 다하였다. 콘크리트를 충전한 실험체의 경우에는 국부좌굴이 확인 후 완만한 내력저하를 나타냈으며, 좌굴부분이 점차로 증가하는 것을 관찰할 수 있었다.



(a) RF3C43

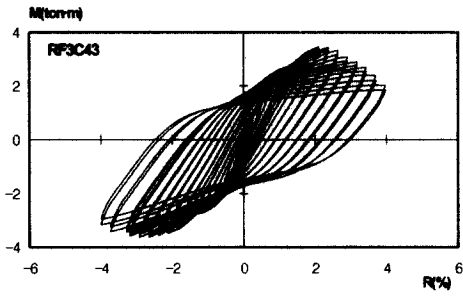


(b) RF3M43

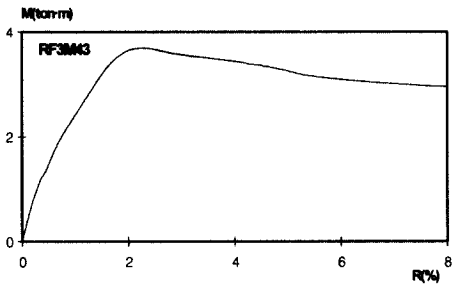


(c) RN3C03

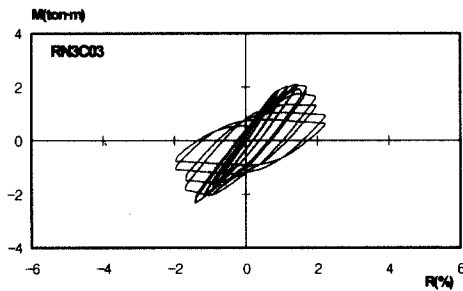
그림 9. 전단력-부재각 관계



(a) RF4C4



(b) RF4M43



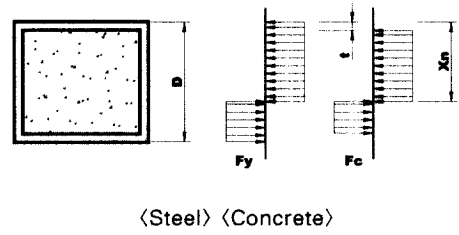
(c) RN3C03

그림 10. 모멘트-부재각 관계

### 3.2 휨내력평가

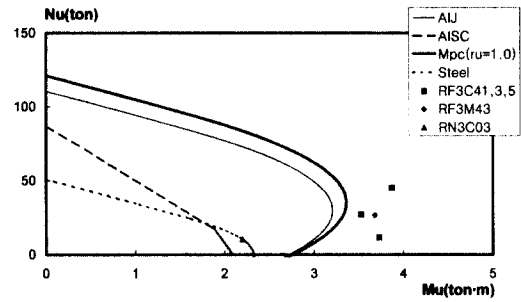
강관의 항복응력도와 콘크리트의 강도를 이용하여 산출한 전소성휨내력(그림 11)과 일본의 중국내력식(AIJ)<sup>9)</sup>, AISC-LRFD<sup>8)</sup> 식을 이용하여 실험에 의한 휨내력과 비교하였으며 이 내용을 표 5에 정리하였다.

그림 12는 축력비에 따른 실험결과를 상기의

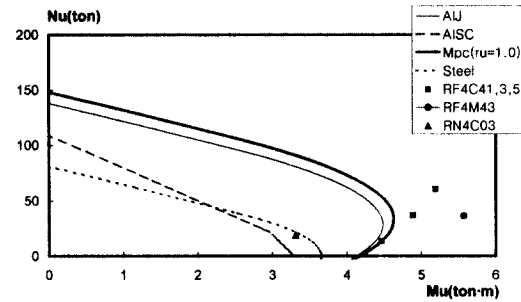


〈Steel〉 〈Concrete〉

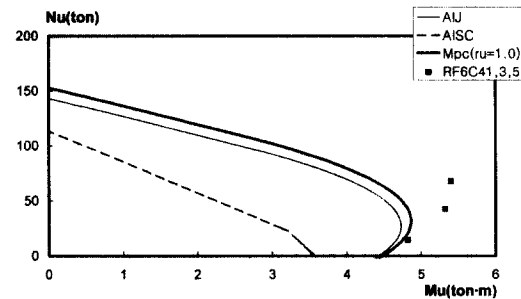
그림 11. 각형강관과 콘크리트의 응력가장 ( $\gamma_u = 1.0$ )



(a) D/t = 39



(b) D/t = 28



(c) D/t = 21

그림 12. 이론식과 실험결과와의 비교

이론식과 비교하여 그래프로 나타낸 것으로, 전소성 상태를 가정한 휨내력이 실험값의 0.98~1.23으로 가장 근사하게 평가되는 것으로 나타났으며, AISC-LRFD의 등가단면에 의한 것보다는 일본의 중국내력식(AIJ)이 보다 실험결과에 근사하게 나타났다.

그림 13은 실험결과를 전소성모멘트로 무차원화한 것으로 축력비가 0.1인 경우에는 0.99~1.21, 0.3인 경우에는 1.06~1.11, 0.5인 경우에는 1.18~1.24로 나타나 축력비가 클수록 합성효과가 큰 것으로 나타났다. 그림 14는 폭두께비에 따른 무차원화한 내력이며, 폭두께비에 따른 내력의 변화는 두드러지게 나타나지 않았다.

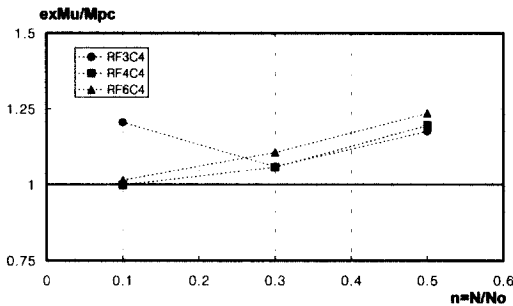


그림 13. 축력비에 따른 무차원내력 관계

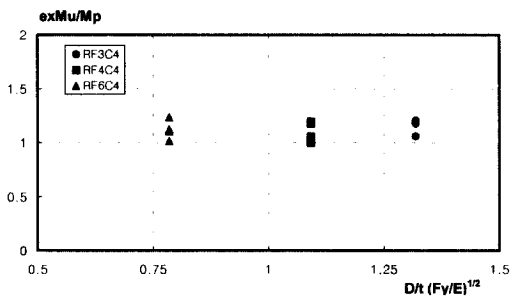


그림 14. 폭두께비에 따른 무차원내력 관계

그림 15는 콘크리트의 강도증가에 대한 기둥재의 내력증가비를 나타낸 것으로 콘크리트의 강도증가에 따른 휨내력의 증가는 3.7%~8.4%로 미소하게 나타났다.

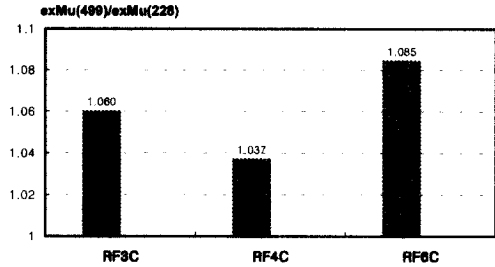


그림 15. 콘크리트 강도에 의한 내력증가 관계

표 5. 실험결과에 대한 휨내력 평가

실험체명	$exM_u$	$Q_{ex}$ (t)	$cM_{pc}$	$M_{pc}$	$exM_u/cM_{pc}$	$exM_u/M_{pc}$
RF3C41	3.725	5.24	3.03	3.09	1.229	1.205
RF3C43	3.525	4.69	3.2	3.33	1.101	1.058
RF3C45	3.87	4.95	3.05	3.29	1.268	1.176
RF3M43	3.68	4.96	3.2	3.29	1.15	1.118
RF3C23	3.325	4.81	2.7	2.79	1.231	1.191
RN3C03	2.195	3.115	-	2.19	-	1.0
RF4C41	4.465	6.215	4.39	4.47	1.017	0.998
RF4C43	4.885	6.45	4.43	4.62	1.102	1.057
RF4C45	5.19	6.685	4.04	4.34	1.284	1.195
RF4M43	5.57	7.33	4.45	4.62	1.251	1.205
RF4C23	4.71	6.315	3.89	4.0	1.21	1.177
RN4C03	3.31	4.605	-	3.38	-	0.979
RF6C41	4.82	6.74	4.66	4.75	1.034	1.014
RF6C43	5.32	6.95	4.63	4.81	1.149	1.106
RF6C45	5.4	6.775	4.06	4.37	1.33	1.235
RF6C23	4.905	6.585	4.09	4.2	1.199	1.167

\*  $exM_u$  = 실험에 의한 최대 휨내력( $t \cdot m$ )

$cM_{pc}$  = 일본건축학회 규격식에 의한 휨내력( $t \cdot m$ )

$M_{pc}$  = 전소성모멘트(계산내력,  $t \cdot m$ )

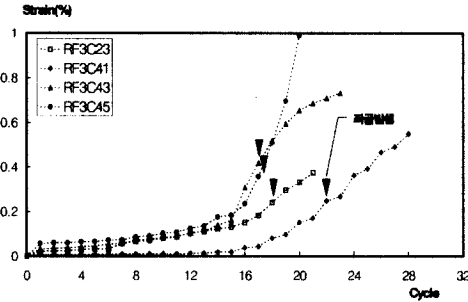
### 3.3 중심축변형거동

반복재하를 받는 실험체에서는 중심축 변형도의 누적이 발생하게 된다. 축변형의 누적은 강관의 항복, 국부좌굴, 콘크리트의 균열에 의해서 발생하기 때문에 부재의 변형성능을 평가하는 하나의 지표로 사용될 수 있다.

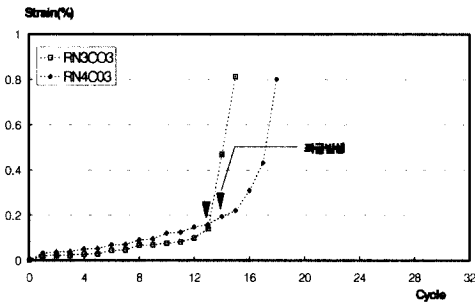
그림 16은 실험시 중심축변형도의 누적을 각

사이클 종료시의 누적량으로 구하여 그래프로 나타낸 것으로 그림 7의 측면에 설치된 변형계이지 값의 평균값을 사용하였다.

중심축변형도의 누적은 콘크리트충전 실험체의 경우 국부좌굴발생 이전에 변형도누적이 발생하였으며, 콘크리트비충전 실험체의 경우에는 국부좌굴과 축변형도 누적이 거의 동시에 발생하였다.



(a) 충전실험체의 각 사이클 종료시의 변형도누적



(b) 비충전실험체의 각 사이클 종료시의 변형도누적

그림 16. 각 사이클 종료시 누적중심축변형도

중심축변형도의 누적발생시작점은 폭두께비, 축력비와 관계없이 강관의 항복변형도인 0.2%의 변형도에서 발생하는 것으로 나타났다.

## 4. 변형성능 평가

### 4.1 초기강성평가

본 연구에서는 실험의 초기강성평가를 위해서 일본건축학회에서 제시한 강관의 강성과 콘크리트

의 강성을 누가하여 구한 (5)식을 이용하였다.

$$K_{cal} = \frac{Q}{\delta_{R.L}} = {}_c K_{cal} + {}_s K_{cal} \quad (5)$$

축력비가 1.0일 경우에는 콘크리트의 강성은 100%유효하지만 축력비가 0인 경우에는 콘크리트의 강성은 전단강성이 지배적이 된다. 따라서, 이에 대해 축력비를 고려한 콘크리트충전 각형강관 기둥의 초기강성에 대해서는 아래의 (6)<sup>9)</sup>식과 같이 축력비를 고려하여 제시하고 있다.

$${}_n K_{cal} = (0.8 \frac{N}{N_o} + 0.2) {}_c K_{cal} + {}_s K_{cal} \quad (6)$$

따라서, 본 연구에서는 축력의 영향을 고려한 경우와 그렇지 않은 경우로 실험에 의한 초기강성을 무차원화하여 비교하여 표 6에 나타내었다. 축력비를 고려하지 않은 경우에는 축력비를 고려한 경우에 비해 모든 축력비에 대해 초기강성을 다소 높게 평가하는 것으로 나타났다. 또한, 축력비를 고려한 계산 초기강성과 비교한 결과 축력비가 작을수록, 폭두께비가 작을수록 초기강성이 과대평가되는 것으로 나타났다.

그림 17은 실험강성과 (6)식에 의한 계산강성을 비교한 것으로 실험강성이 계산강성의 평균 0.876정도로 나타나, (6)식의 계산식에 수정계수 ( $\beta=0.85$ )를 적용하는 것이 합리적으로 판단된다.

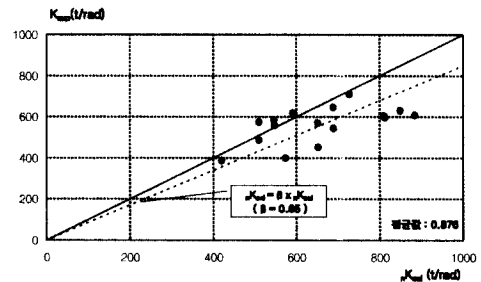


그림 17. 실험강성과 계산강성의 비교



표 6. 초기강성 평가

실험체명	$K_{exp}$	$K_{cal}$	$nK_{cal}$	$K_{exp}/nK_{cal}$	$K_{exp}/nK_{cal}$
RF3C41	487	723	510	0.674	0.956
RF3C43	558	723	547	0.771	1.020
RF3C45	618	723	591	0.855	1.046
RF3M43	584	723	546	0.808	1.070
RF3C23	575	625	510	0.920	1.128
RN3C03	387	420	420	0.923	0.923
RF4C41	452	851	652	0.530	0.693
RF4C43	545	851	689	0.640	0.790
RF4C45	710	851	727	0.833	0.976
RF4M43	647	851	688	0.760	0.940
RF4C23	570	761	651	0.748	0.875
RN4C03	399	574	574	0.695	0.695
RF6C41	605	989	810	0.611	0.747
RF6C43	630	989	849	0.636	0.741
RF6C45	608	989	884	0.615	0.687
RF6C23	597	908	813	0.657	0.734

\*  $K_{exp}$ : 실험에 의한 초기강성 ( $t \cdot rad$ )

$K_{cal}$ : 축력을 고려하지 않은 초기강성 ( $t \cdot rad$ )

$nK_{cal}$ : 축력을 고려한 초기강성 ( $t \cdot rad$ )

#### 4.2 한계부재각 및 소성변형능력 평가

앞의 그림 10의 모멘트(M)-부재각(R) 관계 곡선에서 최대내력점을 이어 실험결과를 단순화한 것은 특성 내력점평가 및 변형능력 평가방법의 하나로 사용되어진다. 이는 그림 9의 전단력(Q)-부재각(R) 관계곡선보다 주각부의 P- $\delta$ 효과를 고려할 수 있어 보편적으로 많이 사용된다. 이렇게 단순화된 포락선은 반복가력에 의해 사이클이 진행됨에 따른 최대내력의 변화를 평가할 수 있으며, 항복모멘트( $M_y$ ), 종국모멘트( $M_u$ ), 항복부재각( $R_y$ ), 종국변형각( $R_u$ )를 각각 평가할 수 있다. 그림 18은 항복부재각 및 한계부재각을 정의한 것으로, 단순화된 포락선에서 최대내력이후 내력이 5%저감되었을 때의 부재각을 한계부재각으로 정의하여 각 실험체의 변형능력을 평가하였다.

또한, 소성변형능력평가방법의 하나인 누적소성변형율(식 7)의 개념을 도입하여 각 실험체의 소성변형능력을 평가하였다. 표 7은 각 실험결과에 대한 한계부재각( $R_u$ ) 및 누적소성변형율( $\bar{\mu}$ )에 대해 나타낸 것이다.

$$\bar{\mu} = \frac{R_u - R_y}{R_y} \quad (7)$$

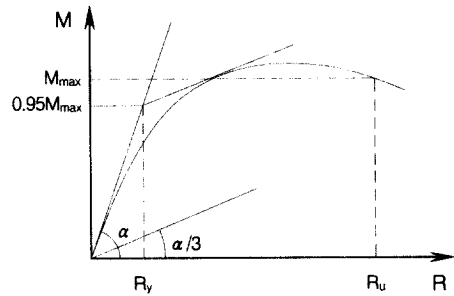


그림 18. 항복점, 항복 부재각 및 한계 부재각 정의

실험결과 축력비가 증가할수록 한계부재각은 감소하는 것으로 나타났으며, 폭두께비가 감소할수록 증가하는 경향을 나타내었다. 축력비가 0.5인 실험체의 경우 한계부재각이 2.52~2.81%로 나타났으며, 비충전 실험체를 제외하면 한계부재각은 2.52~5.43%로 나타나 충분한 변형능력을 보유하고 있는 것으로 나타났다.

표 7에 나타나 있듯이 계산에 의해 구한 한계부재각은 축력비가 0.5인 실험체를 제외하고는 실험결과와의 근사값을 나타내고 있어, 평가식이 축력비 0.5에 대해 과대평가하고 있는 것으로 나타났다.

누적소성변형률은 폭두께비가 39인 실험체는  $\bar{\mu}=2.65\sim3.76$ , 폭두께비가 28인 경우에는  $\bar{\mu}=2.23\sim2.50$ , 폭두께비가 21인 실험체는  $\bar{\mu}=1.50\sim3.01$ 으로, 폭두께비가 클수록 높게 나타났으며, 폭두께비가 21인 실험체에서 축력비가 증가할수록 누적소성변형률은 현저히 감소하는 것

으로 나타나 일정 폭두께비를 기준으로 축력비가 중요한 영향을 미치는 것으로 나타났다.

콘크리트 강도변화에 따른 소성변형능력은 228kg/cm<sup>2</sup>인 실험체가 499kg/cm<sup>2</sup>인 실험체보다 8~24% 정도 높게 나타났다. 또한, 단조가력 실험체가 반복가력 실험체보다 33~123% 정도로 다소 높게 나타났다.

표 7. 부재각 및 소성변형능력

실험체명	$R_y$	$R_u$	$R_{cat}$	$\bar{\mu}$
RF3C41	0.854	3.127	3.257	2.659
RF3C43	0.696	2.806	2.552	3.030
RF3C45	0.623	2.528	1.735	3.054
RF3M43	0.675	3.401	2.552	4.036
RF3C23	0.668	3.184	-	3.764
RN3C03	0.826	1.854	-	1.243
RF4C41	1.111	3.592	3.738	2.231
RF4C43	1.055	3.455	3.214	2.274
RF4C45	0.819	2.653	2.609	2.238
RF4M43	0.891	5.430	3.214	5.089
RF4C23	0.961	3.372	-	2.505
RN4C03	0.801	2.509	-	2.129
RF6C41	0.902	3.699	2.536	3.101
RF6C43	1.002	3.372	2.282	2.364
RF6C45	1.124	2.812	1.988	1.501
RF6C23	0.976	3.477	-	2.560

\*  $R_y$  : 실험에 의한 항복 부재각

$R_u$  : 내력이 최대내력의 95%시의 부재각

$R_{cat}$  : 이론식에 의해 산정된 한계부재각

$\bar{\mu}$  : 누적소성변형률

## 5. 결 론

일정축력과 반복 수평력을 받는 콘크리트충전 각형강관 기둥의 변형성능평가에 관한 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 전소성상태를 가정한 휨내력의 해석은 콘크리트충전 각형강관 기둥 실험결과의 휨내력을 0.99~1.2배 정도로 비교적 정확히 평가하는 것으로 나타났다.

- (2) 콘크리트를 강관에 충전함으로써  $D/t=39$ 인 실험체는 51~60%,  $D/t=28$ 인 실험체는 42~47% 정도의 내력상승이 있었으며, 콘크리트강도 증가에 대한 내력상승은 3.7~8.4% 정도의 다소 작은 내력증가를 보였다.

- (3) 본 실험에서 기둥의 변형능력을 고려할 수 있는 지표의 하나인 중심축변형도의 누적은 폭두께비, 축력비와 관계없이 강관의 항복변형도에서 시작되는 것으로 나타났다.

- (4) 기둥의 초기강성평가는 축력비를 고려하여 평가하는 것이 합리적인 것으로 나타났으며, 초기강성평가식에 대해 수정계수( $\beta$ )를 적용하는 것이 합리적으로 사료된다.

- (5) 한계부재각( $R_u$ )은 콘크리트의 강도보다 축력비와 폭두께비가 중요한 변수로 판단되며, 한계부재각 평가식은 축력비가 0.5 이상인 경우 한계부재각을 과대평가하는 것으로 나타났다.

- (6) 변형능력의 중요한 평가지표인 누적소성변형률( $\bar{\mu}$ )은 폭두께비가 클수록 높게 나타났다.

## 참 고 문 헌

- (1) 최성모, 김동규 외, "콘크리트충전 강관기둥의 기하학적 성상에 관한 연구", 대한건축학회 논문집(1993.9)
- (2) 최성모, 김동규 외, "구속효과를 고려한 콘크리트충전 원형강관 보-기둥의 내력에 관한 실험적 연구", 대한건축학회 논문집(1994.4)
- (3) 최성모, 김동규 외, "콘크리트충전 원형강관 보-기둥의 탄소성 거동에 관한 연구", 대한건축학회 학술발표대회 논문집(1994.5)
- (4) 최성모, 김동규 외, "구속효과를 고려한 콘크리트충전 원형강관기둥의 변형성능에 관한 연구", 대한건축학회논문집(1994.5)
- (5) 정경수, "구속효과를 고려한 콘크리트충전 원형강관 기둥의 구조특성에 관한 이론적 연

- 구", 서울시립대학교 석사학위논문(1994)
- (6) 최성모, "콘크리트충전 원형강관 기둥 및 접합부의 특성에 관한 연구", 서울시립대학교 박사학위논문(1995)
- (7) 이명우, "연직하중을 받는 콘크리트충전 원형강관 기둥의 접합부 내력에 관한 연구", 서울시립대학교 석사학위논문(1998)

- (8) 김종욱, "일정축력과 반복수평력을 받는 콘크리트충전 원형강관 기둥의 변형성능평가", 서울시립대학교 석사학위논문(1999)
- (9) 콘크리트充填鋼管構造設計施工指針, 日本建築學會(1997.10)
- (10) 鋼管コンクリート構造設計規準・同解説, 日本建築學會

(접수일자 : 1999년 12월 15일)