

내부앵커형 콘크리트 충전 기둥의 내력 및 변형능력에 관한 연구

김 선 희¹⁾ · 염 경 수²⁾ · 최 성 모^{3)*}

¹⁾ 박사수로, 서울시립대학교, 건축공학부 ²⁾ 소장, (주)하모니구조엔지니어링 ³⁾ 교수, 서울시립대학교, 건축공학부

A Study on the Load Carrying Capacity and Deformation Capacity of the Internal Anchors Welded Cold Formed Concrete Filled Columns

Kim, Sun Hee¹⁾ Yom, Kong Soo²⁾ Choi, Sung Mo^{3)*}

¹⁾ Doctor's course, Department of Architectural Engineering, University of Seoul, Seoul, 130-743, Korea

²⁾ Project Manager, Harmony Structural Engineering, Seoul, 152-748, Korea

³⁾ Professor, Department of Architectural Engineering, University of Seoul, Seoul, 130-743, Korea

ABSTRACT : Recently, In recognition of outstanding structural performance the use of Concrete Filled steel Tube(CFT) columns has been increased. Research is ongoing that effective use of cross-sectional because steel strength development and rising prices. In this Lab, suggests new shape by Thin steel plates bent to be L-channel welded to form square steel tube to maximize efficiency of the cross section. In addition, since the rib placed at the center of the tube width acts as an anchor; higher load capacity of buckling is acceptable. we have developed New shape welded built-up square tube for broader usability which were bent to be L-shaped and thin Plate each unit member were welded. In order to apply the new shape built-up square columns, we predicted structure behavior, stress distribution with parameter Width thickness ratio. The experimental results presented in standards and even exceed the b/t of the rib anchors installed in the role due to exert enough strength and deformation to improve performance was favorable.

KEYWORDS : concrete filled steel tube column, internal anchors, rib, axial capacity, width of thickness

1. 연구배경 및 목적

강관 내부에 콘크리트를 충전하여 이질 된 건설재료가 하나의 구조체로서 작용한 콘크리트 충전강관 기둥(Concrete Filled Steel Tube : 이하 CFT)은 90년대 후반부터 지속적인 연구가 이어져 오고 있다. 기존 CFT구조는 강관의 두께에 따라 용접부위가 Fig. 1과 같이 구분될 수 있다. 근래에 들어서는 강재 가격의 상승과 고강도 콘크리트의 개발로 효율적으로 재료를 활용하고자 강재량을 절감하는 방법이 연구되고 소개되고 있다^{[1][2][3]}. 연구결과에 의하면 CFT기둥의 압축력 대부분을 콘크리트가 부담하도록 설계된 기둥에 얇은

두께의 강관을 이용하면 매우 경제적인 것으로 보고하였다^[4]. 그럼에도 각형CFT 기둥에 두께가 얇은 강관이 사용될 때 국부좌굴 발생이 우려되며, 일단 국부좌굴이 발생하면 강관은 콘크리트에 대한 구속효과를 발휘할 수 없게 되므로 단면의 효율성을 높이기 어렵다. 얇은 플레이트를 사용할 경우 강관 자체만으로 합성효과를 기대하기 어려우므로 콘크리트 충전 전에 내부에 스티드 볼트 또는 앵커볼트를 사용하여 합성효과를 유도하였다.

이와 관련하여 1990년대 초반부터 강관 내부 또는 외부에 스티프너를 설치한 CFT 기둥에 대한 연구가 시작되었다.

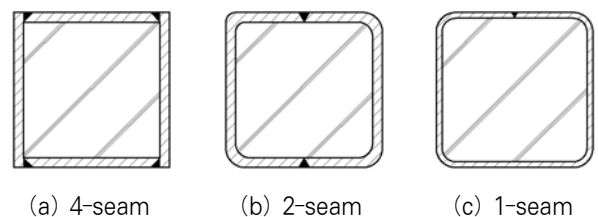


Fig. 1 Joint of square steel pipe

Note.-Discussion open until February 28, 2014. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on March 4, 2013; revised June 27, 2013; approved on July 23, 2013. © KSSC 2013

* Corresponding author

Tel. +82-2-6490-2759 Fax. +82-2-6490-2749
 E-mail: smc@uos.ac.kr

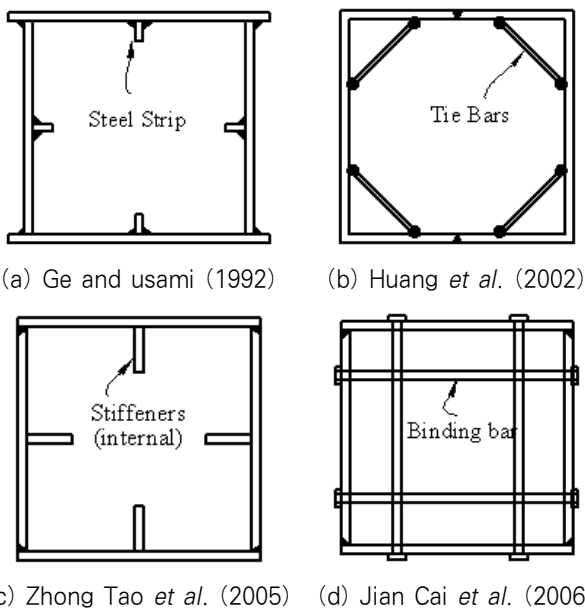


Fig. 2 Reinforced CFT cross section

Ge and Usami(1992)^[5]는 Fig. 2(a)와 같은 내부 스티프너가 기둥형상으로 압축재하 실험을 통해 축 강성과 내력을 증가시키는 것을 확인하였다. 또한 Huang 등(1998)^[6]은 Fig. 2(b)와 같이 구속력을 증가시키고자 각형 강관 네 모서리에 타이 바(Tie bar)를 설치하여 일반 각형 CFT기둥과 축 내력과 거동을 비교하였다. 타이 바에 의해 콘크리트는 효과적인 구속효과를 발휘하며 폭두께비가 큰 각형 CFT기둥에 효율적인 내력과 연성발휘가 가능하다고 평가하고 있다.

Zhong 등(2005)^[7]는 Fig. 2(c)와 같이 강관 내부에 스티프너를 설치한 Stub CFT 기둥 실험체는 길이방향 스티프너가 강관의 국부좌굴 뿐 아니라 콘크리트 코아에 대한 횡 구속효과를 향상시키며 내부와 외부에 설치된 스티프너가 거의 동일한 성능을 발휘하는 것으로 확인하였다.

Cai and He(2006)^[8]은 Fig. 2(d)와 같이 강관 내 Binding Bar(바인딩 바)를 교차하여 결속력을 높인 형상을 제안하였다. 바인딩 바가 없는 일반 각형 CFT기둥과 비교한 결과 최대내력이후 완만하게 내력이 유지되며 우수한 연성적 거동을 나타내는 것을 실험적으로 고찰되었다.

Mursi and Uy(2003)^[9] 강관 내외부에 스티프너를 설치한 실험결과를 이론식과 비교하였다. 각형 CFT 기둥의 국부 좌굴내력은 기둥을 구성하는 플레이트의 세장비와 구속효과에 영향을 받으며 스티프너 보강은 단면의 효율을 증대시키는 것으로 평가하였다.

Ellobody(2007)는 앞서 Fig. 2(c)와 같은 내부 스티프너가 설치된 각형CFT 장주기둥에 대한 유한요소해석을 수행하여 내부 스티프너가 CFT 기둥의 강도와 연성을 향상시키



Fig. 3 Alireza bahrami (2011)

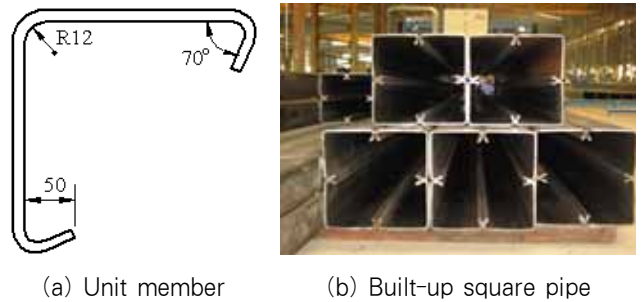


Fig. 4 ACT (Advanced Construction Technology Column I)

는 것을 확인하였다. 이때의 폭두께비 변수는 60~160까지이며, 콘크리트 압축강도는 20~100MPa까지 범위를 두었다.

내부에 설치된 스티프너 형상에 따라 내력성능을 분석하고자 Bahrami 등(2011)^[10]은 Fig. 3과 같이 5가지(V,T,L, line, Triangular)의 스티프너 형상을 갖는 각형CFT를 해석적으로 검증하였다. 그 결과 스티프너로서 효과적으로 거동하는 형상은 V → T → L → Line → Triangular순으로 평가 되었으며 콘크리트와의 스티프너는 앵커작용을 할수록 더 효율적인 내력발휘가 된다고 분석하였다.

앞서 정리했듯이 얇은 강관 내부에 스티프너를 설치함으로써 콘크리트 충전강관 기둥은 단면을 보다 효율적인 사용이 가능하다. 본 연구실에서는 콘크리트와 강관의 합성효과를 적극적으로 유도하기 위해 Fig. 4(a)와 같이 4개의 강관을 ㄱ형으로 절곡하는 방식을 제안하였다. 제작성을 높이고 모서리의 응력집중을 피하기 위해 기둥 중앙부에 용접부를 위치시킴으로서 전체 기둥형상은 Fig. 4(b)와 같다. 일반각형 CFT 기둥 대비하여 축압력을 평가하고자 단주 30개, 장주 6개를 제작하여 실험을 수행하였다. 실험 결과 일반 각형 CFT기둥에 비해 상당한 국부좌굴을 지연시켜 단면의 효율성을 높이는 것을 확인하였다. 또한 용접크기 결정을 위한 수압실험과 해석을 통해 구조적 안정성과 시공성을 해결하였다^[11]. 한편 현장적용 시 고려될 콘크리트 타설압력의 영향에 관해서는 지속적인 연구가 필요한 시점이다.

일련의 연구로 앞서 수행된 ACTI(Advanced Construction Technology Column I : 이하 ACT I) 기둥의 활용범위를 넓히고 얇은강관으로 조립된 기둥의 구조적 성능을 내부 리브에서 해결가능한지를 정량적으로 재평가하고자 ACT II기둥 단면을 제안하며 이를 중점적으로 고찰해 보고자 한다. 절

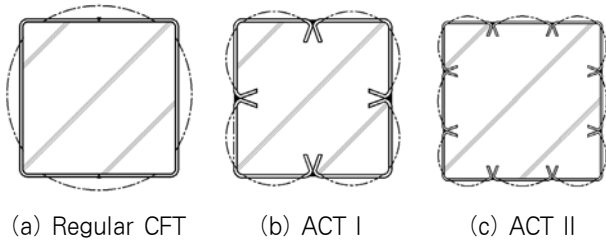


Fig. 5 Buckling mode of composite column

곡된 리브로 인해 일반 CFT기둥에 비해 우수한 콘크리트와의 합성효과를 기대할 수 있으며 강관의 좌굴모드를 Fig. 5와 같이 예측했을 때 상당한 국부좌굴을 지연시킬 것으로 판단된다. 절곡된 리브에 대한 효율을 평가하기 위해 일반 각형 CFT, ACT I, ACTII 단면을 갖는 기둥부재의 축 내력 비교 및 변형능력 분석이 요구된다. 따라서, 본 연구에서는 합성 기둥부재로 효율성을 극대화방안으로 용접조립각형 강관 기둥의 내력 및 변형능력을 구조실험을 통해 고찰해 보고자 한다.

2. 폭두께비 제한

합성구조는 2가지 이상의 서로 다른 재료를 사용하여 각각의 재료가 지니고 있는 특성을 살려 성능을 향상시킨다. 각 나라의 규정마다 합성구조의 대한 설계지침을 제시하고 있으며, 다음 Table 1과 같이 국내외^{[12],[13],[14]}의 합성부재 적용 범위를 정리 하였다.

AISC-1999는 콘크리트 단면을 강재의 단면으로 환산하여 합성단면적으로 이용하는 방법으로 강재 단면적은 충전강관 전체 단면적 4%이상, (KBC는 3%) 강재의 항복강도는 415MPa이하, 콘크리트의 압축강도는 보통 콘크리트의 경우 21MPa~55MPa, 경량 콘크리트는 28MPa이상이 되도록 하고 있다. 특히 강재 단면적이 충전강관 전체 단면적의 3% 미만일 경우 ACI 규준으로 설계해야 한다. AISC-2005는 AISC-1999에서 유효 휨 강성을 고려하도록 변경한 설계식으로 강재 단면적은 충전강관 전체 단면적의 1%이상, 강재의 항복강도는 440MPa, 콘크리트 압축강도는 보통 콘크리트의 경우 21MPa~70MPa, 경량 콘크리트는 21MPa~42MPa가 되도록 하고 있다. 국내에서도 건축구조설계(Korea Building Code) 기준이 2009년에 새로 개정 되었다. 합성부재(7장 강구조)는 최소 철근비(A_s), 압축강도(f_{ck}), 인장강도(F_y)와 폭두께비(b/t)로 설계기준은 개정될 때마다 적용범위가 순차적으로 완화되고 있다. 그중 폭두께비의 제한은 압축응력을 받는 판요소의 국부좌굴을 방지하기 위한 사항이다. 다음 Table 2는 적용되는 강종에 따라 각형강관의 폭두께비 한계

Table 1. Range of application by composite members

Content	KBC 또는 (AISC)				Eurocode-4	
	2005 (1999)	2009 (2005)			□	○
$A_{s\min}$	3 % A_y	1 % A_y				
f'_c	21~	21-70MPa				
$F_{y\max}$	415 MPa	440 MPa				
Shape	□	○	□	○	□	○
$B(D)/t_{\max}$	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}}$	$\sqrt{\frac{8E}{F_y}}$	$\sqrt{\frac{5.1E}{F_y}}$	$\frac{0.15E}{F_y}$	$52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$90\sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Table 2. Limit of width-thickness ratio according to steel grade (Unit :mm)

강종	F_y (MPa)	AISC-1999와 KBC-2005	AISC-2005와 KBC-2009	Eurocode4
SS400	235	51.15	66.70	52
SM490	325	43.50	56.71	44.2
SM570	440	37.38	48.74	38

치를 정리하였다. 폭두께비가 큰 압축재의 경우 국부좌굴을 일으키면 압축재는 소성강도에 도달하지 못하고 강도가 감소한다. 따라서 폭두께비의 제한은 충분한 강도에 도달하고 압축력에 의한 충분한 변형이 생길 수 있도록 보장하기 위함이다.

Eurocode-4는 다른 규준식에 비해 폭두께비 한계가 강화된 것을 알 수 있으며, 강종의 항복강도에 따른 폭두께비 한계치를 Table 2에 정리하였다.

3. 신 형상 용접조립각형 기둥의 실험

3.1 실험개요

기존 규준에서 규정하고 있는 합성기둥의 폭두께비 제한치를 내부의 스티프너로 인한 내력증감율을 검증하고자 폭두께비(B/t)를 주 변수로 실험을 계획하였다. 일반적으로 SS400 강재의 실측 항복강도가 SM490강재의 공칭항복강도와 거의 비슷한 수준인 300MPa 정도의 항복강도를 나타내기 때문에 이를 반영하여 본 연구에서는 SS400강종으로 시험체를 계획하였다. 현재 제한하고 있는 폭두께비가 SM490강재의 경우 57이기 때문에 이 보다 다소 큰 78, 96, 107를 갖는 변수를 설정하였다. 시험체 일람은 Table 3에 정리되었다. 내부의 스티프너의 유무와 개수에 따라 일반각형 CFT, ACT I, ACT II 기둥으로 크게 구분될 수 있다. ACT II 기둥의 합성효과를 비교하고자 비충전 ACT II 기둥(A2C96N) 하나를 추가로 제작하였다. 폭두께비가 100이나 되므로 가력장치

Table 3. Specimens list

Specimen	Shape	L (mm)	B (mm)	t (mm)	b/t
A0 C78	Regular CFT	892	255	3.2	78
A0 C96		1102	315		96
A0 C107		1225	350		107
A1 C78	ACT I	892	255		78
A1 C96		1102	315		96
A1 C107		1225	350		107
A2 C78	ACT II	892	255		78
A2 C96		1102	315		96
A2 C107		1225	350		107
A2 C96N		1102	315		96

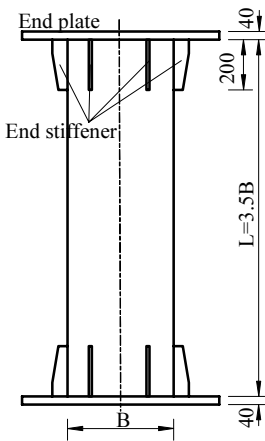


Fig. 6 Detail of specimen

의 용량을 고려하여 다소 얇은 3.2mm의 강재를 사용하였다. 강재의 두께는 동일하며 폭을 증가시켜 폭두께비 변화를 주었으며, 실험체의 길이는 전체좌굴의 영향을 최소화하기 위하여 실험체 폭의 3.5배로 하였다. 실험체 명 앞의 숫자는 스티프너 갯수이다. '0'은 일반 CFT기둥이며, '2'의 경우 ACT II에 해당한다. 다음의 두 자리 숫자는 폭두께비를 말하며 뒤에 'N'이 붙인 것은 콘크리트가 충전되지 않은 실험체를 말한다. 실험체 형상은 Fig. 6에 나타내었다.

실험체의 양단부에는 단부에서의 하중 불균형과 이로 인한 단부에서의 국부좌굴을 방지하기 위해 부재 상·하부에 두께 40mm의 엔드 플레이트와 두께 9mm의 엔드 스티프너를 부착하였다. 상부의 엔드플레이트에는 콘크리트 타설을 위한 충전구멍(직경 150mm)을 가공하였다.

본 실험은 포항산업과학연구원(RIST)의 구조실험실에서 수행하였으며, 10,000kN용량의 UTM을 사용하였다. 가력속도는 0.05mm/s로 압축 단조가력 하였으며 실험체가 최대하중에 도달한 이후 최대내력의 80~60%로 떨어질 때까지 재하한 후 재하에 따른 실험체의 변형속도와 상태에 따라 실험

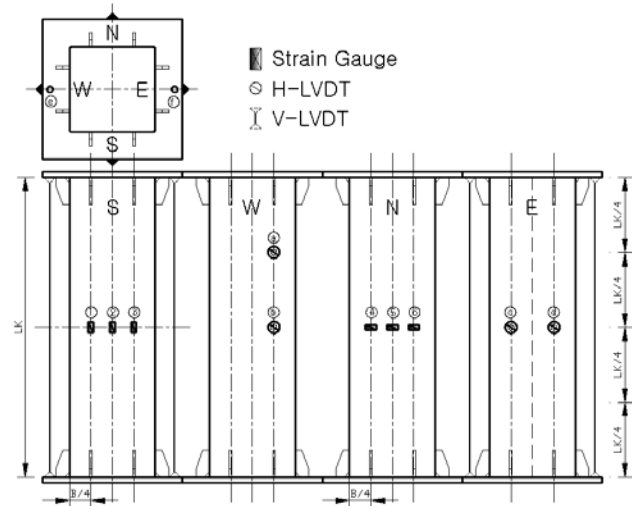


Fig. 7 Location of strain gauge and LVDTs



Fig. 8 Boundary condition

을 종료하였다. 실험체의 변형은 스트레인게이지와 변위계(LVDT)를 사용하여 측정하였다. 축하중에 따른 강관의 변형률측정을 위해 Fig. 7(a),(b)와 같이 1축 Strain Gauge를 부착하였다. 각 실험체에는 수직방향 3개(①-③) 수평방향 3개(④-⑥) 등 총 6곳을 측정하였다. 변위측정은 횡방향으로 Fig. 6(a)~(d)와 같이 축방향 중앙부와 Lk3/4위치에 설치하였다. 실험체의 편심이 작용하는지 여부를 판단함과 축 변위를 측정하고자 좌우로 2개의 LVDT(⑦, ⑧)를 설치하였다. 측정장치가 완료된 실험체는 Fig. 8과 같다. 모든 실험은 동일 경계조건으로 갖는 것으로 설정하였다.

3.2 재료시험결과

강재의 재료시험은 KS D 0801⁽¹⁵⁾ 5호 시험편을 이용하여 수행하였으며, Table 4와 같이 3.2t 강재에 대해 $F_y=350\text{MPa}$, $F_u=440\text{MPa}$ 를 나타내었다. 또한 Table 5와 같이 콘크리트 압축강도는 $f_{ck}=41\text{Ma}$ 로 다소 높게 측정되었다.

Table 4. Results of coupon test (SS400)

No.	단면적 (mm ²)	탄성계수 (GPa)	항복강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	항복비	연신율 (%)
1	74.88	190	341	426	0.80	31%
2	74.46	198	353	447	0.79	33%
3	74.80	200	357	452	0.79	30%
AVE	74.71	196	350	440	0.79	31.3%

Table 5. Result of concrete compressive strength (28 days)

No.	지름 (mm)	높이 (mm)	단면적 (mm ²)	압축강도 (MPa)	보정강도 (MPa)
1	100	200	7850	42.14	40.87
2	100	200	7850	46.55	45.15
3	100	200	7850	37.70	36.57
4	100	200	7850	43.16	41.86
5	100	200	7850	41.10	39.87
AVE	100	200	7850	42.13	40.87

3.3 파괴모드

실험체의 파괴형상은 강관의 형상과 콘크리트 충전유무에 따라 구분될 수 있다. 일반각형CFT 기둥의 경우 Fig. 9와 같이 항복이전에 기둥 상부층부터 좌굴이 발생되었으며 최대 내력 이후 중앙부까지 면외방향의 볼록한 좌굴이 발생되었다. 한 면에 좌굴이 발생되면 바로 붙어 있는 측면에서 연이어 발생하는 것을 확인하였다.

ACT I 기둥의 실험종료 상태는 Fig. 10과 같다. 항복시점 이후 좌굴현상을 육안으로 확인할 수 있었으며, 최대내력 이후에는 강관전체에 산발적으로 좌굴모드를 나타냈다. 좌굴 위치는 리브를 중심으로 양쪽 강관에 좌굴이 발생한 것을 봤을 때 리브가 내부 콘크리트와의 앵커역할을 한 것으로 판단된다.

한편 ACTII 기둥의 파괴 후 사진은 Fig. 11에 나열했으며, 일반 CFT기둥과 ACT I기둥과 상이한 점은 강관을 구성하고 있는 각 강관의 국부좌굴 형상이 독립적으로 나타났다. 육안으로 확연하게 가름하기 까지는 비교적 좌굴크기가 작아



(a) A1 C78 (b) A1 C96 (c) A1 C107

Fig. 10 Failure Mode of ACT I



(a) A2_C78 (b) A2_C96 (c) A2_C107

Fig. 11 Failure mode of ACT II



(a) A0 C78 (b) A0 C96 (c) A0 C107

Fig. 9 Failure Mode of Regular CFT



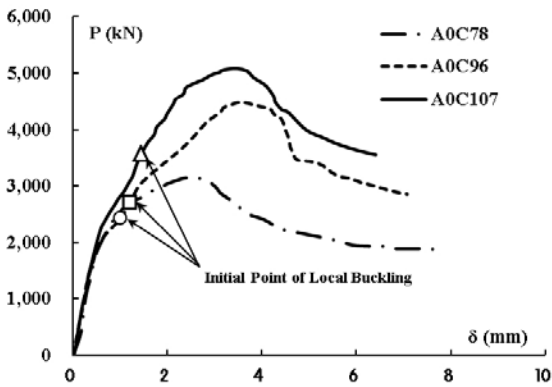
Fig. 12 Failure mode of A2 C96N

그 위치에 선을 그어 표현하였다.

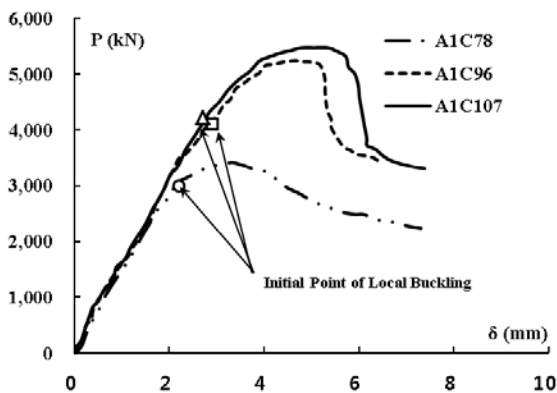
콘크리트가 타설되지 않은 A2 C96N은 항복이전부터 좌굴발생을 확인할 수 있었으며 초기 발생된 좌굴지점을 시작으로 주변플레이트가 전체적으로 면내·외 방향에 걸쳐 좌굴모드가 형성되었다. 최종좌굴모드는 Fig. 12에 정리되었다.

3.4 하중-변위 관계

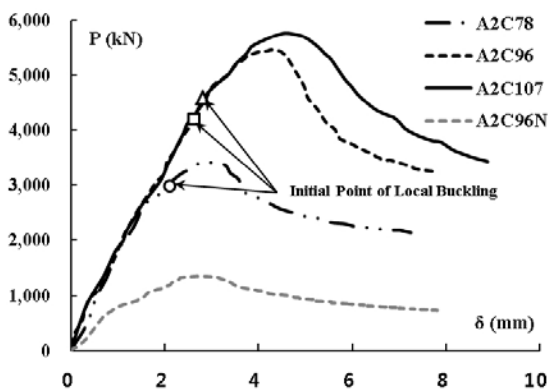
하중-축 변위관계는 측정된 변위를 평균 값으로 환산하여



(a) CFT Column



(b) ACT I



(c) ACT II

Fig. 13 Load-Displacement curve

Fig. 13과 같이 각 강관 형상 별로 하중-변위관계를 나타내었다. 각 실험체의 초기강성 및 최대내력, 최대변위는 Table 6에 정리 하였으며 초기강성은 최대내력의 1/3 내력까지의 변위로 평가하였다.

강관 형상에 따라 구분된 하중-변위 관계를 보면 폭두께비가 기준 허용치에 초과했음에도 최대내력 이후 완만한 거동을 보이고 있다. 기둥 폭이 커질수록 단면적이 증가하므로 상승된 압축내력을 갖고 있으며 증가율을 폭두께비 78의 최대내력을 기준으로 폭두께비가 96, 107로 증가됐을때의 내력을 비교하였다. 일반 CFT인 경우 43%, 62%의 내력이 증가되어 평가 되었으며 ACT II 기둥의 경우 60%, 69%의 증가하는 것으로 나타났다. 초기강성의 경우 폭두께비 관계없이 비교적 유사한 양상을 보이고 있다. 부착한 스트레인게이지만으로 좌굴하중(P_b)을 판별하는 것은 무리가 있어 좌굴시점을 확인하기 위해 본 실험에서는 3방향에서 비디오 촬영을 실시하였다. 비디오에서 판독한 좌굴하중을 Table 7과 같이 정리하여 최대내력(P_n)과 비교하였다.

평균적으로 최대하중의 약 77%하중을 받을 때 국부좌굴

Table 6. Result of Initial Stiffness and Maximum Load

실험체	초기강성 (kN/mm)		최대내력 (kN)		최대내력 시 변위 (mm)
A0C78	2478	100%	3146	100%	2.39
A0C96	2135	86%	4483	143%	3.55
A0C107	2796	113%	5083	162%	3.47
A1C78	1418	100%	3414	100%	3.34
A1C96	1585	112%	5241	153%	4.66
A1C107	1613	114%	5471	160%	4.79
A2C78	1742	100%	3411	100%	2.93
A2C96	1778	102%	5458	160%	4.27
A2C107	1797	103%	5764	169%	4.59
A2C96N	686	39%	1353	40%	2.80

Table 7. Comparison of buckling load and maximum load

Specimen	P_b (kN)	P_n (kN)	P_b/P_n	P_b/A_s
A0 C78	2440	3146	0.78	767
A0 C96	2720	4483	0.61	689
A0 C107	3584	5083	0.71	815
A1 C78	2998	3414	0.88	1,016
A1 C96	4112	5241	0.78	1,105
A1 C107	4220	5471	0.77	1,013
A2 C78	3002	3411	0.88	1,103
A2 C96	4213	5458	0.77	1,207
A2 C107	4586	5764	0.80	1,164

이 발생되며, 리브가 보강된 ACT기둥에서 좌굴하중이 비교적 높게 측정되었다. 또한 좌굴하중 시점에서 강관의 응력상태를 확인하고자 강관면적을 나눠 비교한 결과 리브가 보강된 ACT기둥에 많은 응력 발현을 보이고 있다. 따라서, ACT기둥은 얇은 플레이트로 구성된 폭두께비가 큰 단면임에도 충분한 내력이 발휘되었으며, 리브는 콘크리트와 합성거동에

의해 효과적인 좌굴강도를 나타낸 것으로 평가된다. Fig. 14는 P_y 를 최대내력으로 무차원하여 각 실험체 별로 도식화 하였다.

4. 분석 및 고찰

4.1 기둥단면의 효율성

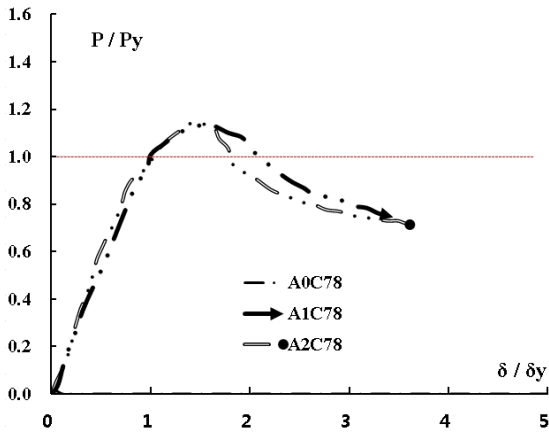
실험결과를 근거로 단면의 효율을 2가지 방법에 의해 검토하고자 한다. 첫 번째 방법은 실험에 의한 최대내력(P_{test})을 국부좌굴이 발생하지 않는다는 가정하에 산정한 단면의 강도 식1 (P_o)로 무차원하여 결과를 Table 8에 정리하였다. 이때 식 (1)에 있는 재료강도는 소재시험에서 얻은 결과를 적용하였다. 이때 리브하나 당 면적은 172.4mm^2 이므로 ACT I인 경우 리브의 면적(A_{ss})은 689mm^2 이 된다.

$$\frac{P_{test}}{A_s F_y + A_c f_{ck} + A_{ss} F_y} \quad (1)$$

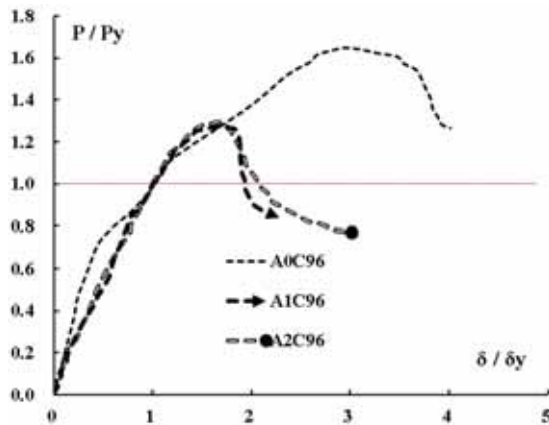
두 번째 방법으로 실험에 의한 최대내력(P_{test})에 내부의 리브가 차지하는 누가강도($A_{ss} F_y$)를 제외한 내력으로 무차원하여 비교하였다. 언급한 내용을 수식으로 표현하면 식 (2)와 같다.

$$\frac{P_{test}}{P_{test} - A_{ss} F_y} \quad (2)$$

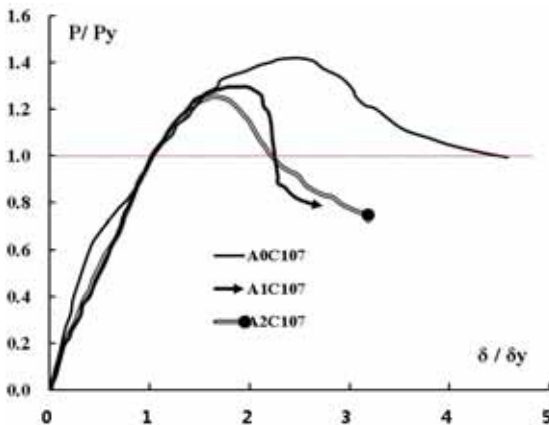
첫 번째 방법을 통해 실험결과와 단면내력을 비교했을 때 전체적으로 약 5% 내외의 차를 보이고 있다. 규준의 허용하는 폭두께비가 54.6임을 감안했을 때 39~89%까지 폭두께비가 초과된 시험체의 내력저하는 크게 발생되지 않았다. 오



(a) b/t = 78



(b) b/t = 96



(c) b/t=107

Fig. 14 Load-displacement non-relationship

Table 8. Comparison of cross-section effectiveness

실험체	A_s (mm^2)	A_c (mm^2)	A_{ss} (mm^2)	P_{test} (kN)	Eq 1	Eq 2
A0C78	3181.2	61771	-	3,146	0.96	-
A0C96	3946.2	95203	-	4,483	0.95	-
A0C107	4397.2	118030	-	5,083	0.90	-
A1C78	2951.9	61180.4	689.7	3,414	1.00	1.08
A1C96	3719.9	94612.4	689.7	5,241	1.08	1.05
A1C107	4167.9	117439.4	689.7	5,471	0.94	1.05
A2C78	2722.6	60589.7	1379.4	3,411	0.96	1.16
A2C96	3490.6	94021.7	1379.4	5,458	1.10	1.10
A2C107	3938.6	116848.7	1379.4	5,764	0.97	1.09

히려 ACT I과 ACT II의 경우 단면내력에 비해 8~10%이상 증가되는 결과가 나타나고 있다. 내부에 설치된 리브가 콘크리트와의 앵커역할로 인해 얇은 강판의 좌굴을 지연시켜 효과적인 내력발휘가 가능한 것으로 판단된다.

두 번째 방법은 내부 설치된 리브를 배제하고 단면내력과 비교하는 경우로 약 9% 차를 보이고 있다. 이는 리브가 전체 내력에 미치는 영향으로 볼 수 있는데 ACT I 기둥의 경우 7%, ACT II 시험체의 경우 9~16%의 내력의 영향을 미치고 있다고 평가된다. 결과적으로 전체단면에 대한 효율이 일반 CFT기둥에 비해 우수한 것으로 평가되고 있다.

4.2 리브에 의한 영향

내부에 리브로 인한 합성효과를 내력으로 무차원하여 비교하고자 한다. Fig. 15는 일반 CFT기둥의 내력을 기준으로 대응되는 ACTI 과 ACTII기둥 내력을 폭두께비 별로 무차원하였다.

일반 CFT기둥에 비해 ACT기둥은 약 10%이상의 내력증진 효과를 보이고 있다. 또한 ACT I 보다는 ACT II인 경우 약 5% 이상 효과적인 것으로 평가되었다. 이러한 결과는 강판 좌굴모드에서 알 수 있듯이 얇은 플레이트에서 발생될 좌굴 영역구간이 중앙에 위치한 리브로 인해 구속되므로 플레이트가 받을 수 있는 좌굴내력을 향상시킨 것으로 판단된다.

리브에 의한 내력검토를 위해 기존연구에서 언급된 Zhong tao(2005)의 실험(Fig. 2(c))을 본 실험결과와 비교검토하고자 한다. 비교대상은 총 9개로 실험에 대한 일람은 Table 9와 같다. 선정된 원인은 본 실험체와 비교적 유사한 강관두께, 콘크리트 압축강도, 폭두께비를 갖고 있기 때문이다.

비교방법은 식 (1)에 의해 내력을 무차원하여 비교하였다. Fig. 16은 비교대상과 본 실험결과를 폭두께비 별로 정리하였다. 두 총 18개의 실험결과를 정리해 보면 비교적 유사한 양상을 나타내고 있다. 또한 폭두께비가 초과되었음에도 단면강

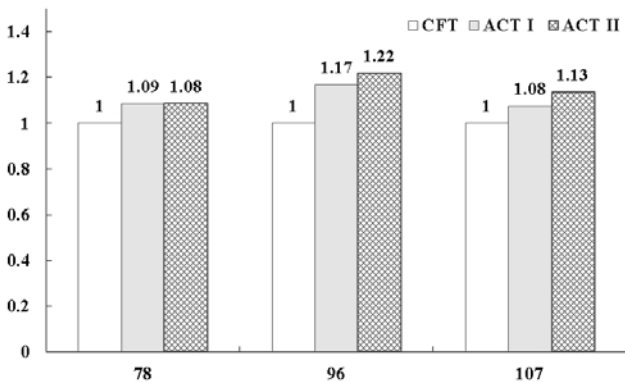


Fig. 15 Effect of strength increases by ribs

Table 9. Comparison specimens (Zhong tao,2005)

Specimen	B (mm)	D (mm)	L (mm)	D/t	bs x ts (mm)	Is (mm ⁴)	f'c (MPa)
SCFT25-1	249.9	250.2	750	100	35×2.5	8932	50.1
SCFT25-2	248.0	251.0	750	100	35×2.0	7146	50.1
SCFT25-3	248.7	252.3	750	100	25×2.5	3255	50.1
SCFT19-1	190.1	190.2	570	76	25×2.5	3255	54.8
SCFT19-2	189.1	190.3	570	76	25×2.0	2604	54.8
SCFT19-3	189.5	190.9	570	76	15×2.5	703	54.8
SCFT13-1	129.7	130.5	390	52	20×2.5	1667	54.8
SCFT13-2	129.6	130.5	390	52	20×2.0	1333	54.8
SCFT13-3	129.7	130.2	390	52	15×2.5	703	54.8

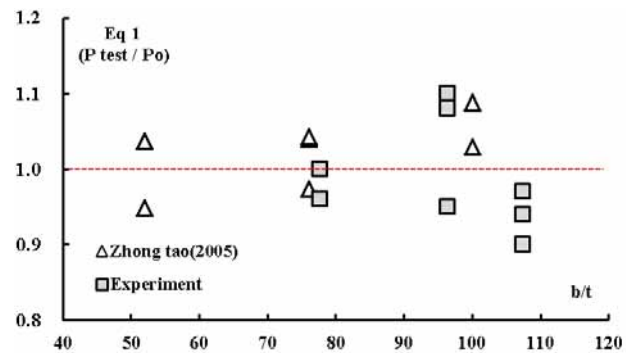


Fig. 16 Comparison with previous research

도 대비 약 90~110% 사이에 위치해 있음을 알 수 있다. 따라서, 폭두께비가 커짐에 따라 쉽게 유발되는 국부좌굴은 내부 스티프너 설치로 충분한 앵커역할을 기대할 수 있음을 알 수 있다.

4.3 콘크리트 파괴영역에 따른 내력검토

ACTI, ACTII기둥은 일반 CFT기둥과 달리 단면 내 리브가 존재하고 있으며 전체 면적에 차지하는 비율을 확인할 필요가 있다. ACT I기둥의 경우 강재(As+Ass)는 전체면적(Ag)에 약 4%를 차지하고 있으며 그 중 리브면적(Ass)은 강재면적(As+Ass)에 약 1.6% 면적을 갖고 있다. ACT II의 경우도 같은 방법으로 평가해보면 리브(Ass)는 강재면적에 약 2.8%의 면적을 갖고 있다. 리브의 효과를 분석하기 위해 리브로 부터 발휘될 수 있는 인장력을 검토하고자 한다. 이 때 콘크리트 파괴영역은 Fig. 17과 같이 양측면의 전단저항력(A)과 리브단부의 인장저항력(B)의 합으로 산정할 수 있다. 콘크리트의 저항력 산정을 위한 면적 산정시의 수직길이는 리브의 수평간격으로 하였다. 플레이트의 국부 좌굴을 방지하기 위한 리브의 저항력은 플레이트 단면이 최대로 받을 수 있는 수직력의 2%를 저항하는 것으로 검토하였다.

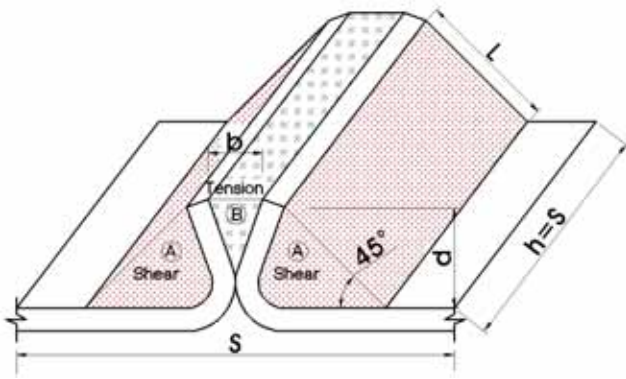


Fig. 17 Failure zone of concrete by ribs

인장 및 전단저항력은 식 (3), (4)와 같다. 콘크리트 압축 강도와 강제 항복강도는 재료시험을 통해 얻은 결과값을 적용하였다. 또한 Fig. 17과 같이 b,d구간은 모든 실험체에 동일한 반면, 전체 폭에 따라 리브가 받을 수 있는 유효 폭 (s)과 축방향 길이(h=S)가 달라진다. 즉 ACT I의 경우 전체 폭(B)의 반이 S=h가 된다.

① 인장 저항력

$$\phi f_t = \phi 0.42 \sqrt{f_{ck}} bh (\phi = 0.55) \quad (3)$$

② 전단 저항력

$$\phi V_s = \phi 2 \left(\frac{\sqrt{f_{ck}}}{6} \sqrt{2} dh \right) (\phi = 0.75) \quad (4)$$

③ Pate 단면의 최대내력 및 좌굴저항하중

$$\phi P_{ns} = \phi A_s F_y \times 0.02 (\phi = 0.90) \quad (5)$$

식 (3)~(5)에 대해 ACT I과 ACT II기둥의 저항력 및 좌굴저항하중 내력비교는 Table 10에 정리 하였다. 플레이트

Table 10. Comparison of buckling strength and Tensile strength by ribs

Name	Ⓐ	Ⓑ	n(Ⓐ+Ⓑ) (N)	Eq. 5 (N)	$\frac{Eq3+4}{Eq5}$	검토
	Eq 3	Eq 4				
A1C78	2,081	5,311	29,568	18,597	0.6	O.K
A1C96	2,571	6,561	36,525	23,435	0.6	O.K
A1C107	2,856	7,290	40,583	26,258	0.6	O.K
A2C78	1,428	3,645	40,583	17,152	0.4	O.K
A2C96	1,795	4,582	51,019	21,991	0.4	O.K
A2C107	2,081	5,311	59,135	24,813	0.4	O.K

n : 리브 수 (ACT I : 4개, ACT II : 8개)

트 단면의 좌굴저항하중의 산정방법은 최대를 받을 수 있는 내력의 2%로 설정하였다. 좌굴저항 하중을 저항력(인장+전단)으로 나누어 평가하였으며 그 결과 플레이트 단면의 좌굴 하중은 리브가 받을 수 있는 저항력에 약 40~60% 범위내로 평가 되었다. 검토한 ACT I, ACT II 모든 경우가 플레이트의 좌굴저항하중에 대해 리브는 충분히 앵커효과를 발휘하고 있음을 확인되었다.

5. 결론

신형상 용접조립각형 CFT기둥의 구조적 성능과 거동분석을 목적으로 총 10개의 단주실험을 수행하였으며 다음의 결과를 도출하게 되었다.

- (1) 신형상 용접조립 각형 CFT기둥은 실험체는 규준에서 제시하고 있는 폭두께비를 초과하고 있음에도 내부에 설치된 리브의 앵커역할로 인해 충분한 내력을 발휘하며 최대내력 이후에도 완만한 거동을 보이고 있어 구조적 안정성을 실험적으로 평가되었다.
- (2) 실험결과를 기준으로 단면강도에 단순적용하여 비교한 결과, 내력저감율이 미비했으며, ACT I, ACT II 기둥의 경우 오히려 실험결과가 상위한 것으로 나타났다. 이는 폭두께비 한계치를 초과했음에도 국부좌굴에 의한 내력손실 없이 내력발휘가 가능한 것으로 리브의 앵커역할에 의한 내력 증대효과에 기인한 것으로 판단된다.
- (3) 일반 CFT기둥과 ACTI, II 기둥을 폭두께비(b/t 78, 96, 107) 타입별로 비교한 결과, 내부에 리브가 있을 때 약 10% 이상의 내력이 향상되어 평가 되었다. 이는 강관의 좌굴 영역구간이 일반 CFT기둥에 비해 ACT 기둥은 리브지점이 구속되어 좌굴내력향상에 영향을 미친 것으로 판단된다. 즉 압축부재로써 내부 앵커형 조립각형강관은 효과적인 단면구성이라 평가된다.
- (4) ACT I, II의 리브는 전체 면적에 2~3%의 면적율을 갖고 있으며 리브의 효과를 분석하기 위해 앵커로부터 발휘되는 인장력을 좌굴내력과 비교한 결과 리브의 최대 인장력이 좌굴내력을 충분히 상회하는 것으로 나타났다.
- (5) 실험체의 크기는 실험장비의 한계를 고려하여 Scale Down해서 산정되었음에도 기대 이상의 내력향상 결과를 보여주고 있다. 실제 구조물에 적용되어 사용되는 경우 본 실험결과 이상의 충분한 앵커력 발휘가 가능할 것으로 판단된다.

색 인(Symbols)

- A_s : 강재의 단면적(mm²)
- A_c : 콘크리트의 단면적(mm²)
- A_{ss} : 리브의 단면적(mm²)
- F_y : 강재의 항복강도(MPa)
- F_u : 인장강도(MPa)
- f_{ck} : 콘크리트 압축강도(MPa)
- f_t : 인장저항력(N)
- V_s : 전단저항력(N)
- P_{ns} : 플레이트 단면의 좌굴저항 하중(N)

감사의 글

본 논문은 중소기업청에서 지원하는 2013년도 산학연공동 기술개발사업 (No. C0113078)의 연구수행으로 인한 결과 물임을 밝힙니다.

참 고 문 헌(References)

[1] 김창수, 박홍근, 최인락, 정경수, 김진호 (2010) 800강재 및 100MPa 콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 구조성능, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제22권, 제5호, pp.497-509.
Kim, C.S., Park, H.K., Choi, I.R., Chung, K.S., and Kim, J.H. (2010) Strength performance on concrete-encased steel column using 800MPa steel and 100MPa concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 5, pp. 497-509 (in Korean).

[2] 최익락, 정경수 김진호 홍건호 (2012) 이종강종을 사용한 고강도 CFT합성부재의 구조성능, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제24권, 제6호, pp.711-723.
Choi, I.R., Chung, K.S., Kim, J.H., and Hong, G.H. (2012) Strength performance of high-strength concrete filled steel tube steel columns using different strength steels. *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 24, No. 6, pp.711-723 (in Korean).

[3] 김선희, 최영환 최성모 (2012) HSB600원형 강관기둥의 거동에 대한 실험적 연구, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제24권, 제6호 pp.743-751.
Kim, S.H., Choi, Y.H., and Choi, S.M. (2012) Experimental study on the behavior of circular steel tube columns using HSB600 steel, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC,

Vol. 24, No. 6, pp.743-751 (in Korean).

[4] O'Shea, M.D. and Bridge, R.Q. (1997) Behaviour of thin-walled box sections with lateral restraint. *Department of Civil Engineering Research Report* No. R739, The University of Sydney, Sydney, Australia.

[5] Ge, H. and Usami, T. (1992) Strength of Concrete-Filled Thin-Walled Steel Box Columns : Experiment, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 11, pp.3036-3053.

[6] Huang, C.S., Cheung, L.L., Yeh, Y.-K., Yeh, C.K., Lu, L.Y., and Liu, G.-Y. (1998) Review of researches on concrete-filled steel tubes. Rep. of National Center for Research on Earthquake Engineering, No.NCREE-98-012, Taipei, Taiwan (in Chinese).

[7] Zhong, T., Lin, H.H., and Zhibin, W. (2005), Experimental Behaviour of stiffened concrete filled thin walled hollow steel structural (HSS) stub Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No 7, pp.962-983.

[8] Cai, J. and He, Z.Q. (2006) Axial load behavior of square CFT stub column with binding bars. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp.472-483.

[9] Mursi, M. and B. Uy. (2003) Strength of concrete filled steel box columns incorporating interaction buckling, Vol. 129, No. 5, pp.626-639.

[10] Bahrami, A, Badaruzzaman, W.H.W., and Osman, S.A. (2011) Nonlinear analysis of concrete-filled steel composite columns subjected to axial loading, *Structural Engineering and mechanics*, Vol. 39, No. 3, pp.383-398.

[11] Lee, S.H., Kim, S.H., Kim, Y.H., Zhong, T., and Choi, S.M. (2011) Water pressure test and analysis for concrete steel square columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, No. 7, pp.1065-1077.

[12] 대한건축학회 (2009) 건축구조 설계 기준(KBC-2009). AIK (2009) *Korea Building Code and Commentary (KBC-2009)*, Architectural Institute of Korea, Korea (in Korean).

[13] AISC (2005) *Steel Construction Manual*, American Institute of Steel Construction Ins.

[14] European 4 (1992) Design of Composite Structures, Part1.1: General Rules of Building, *ENV 1994-1-1*, CEN, Brussel.

[15] KS B 0801 (2005) 금속재료 인장시험편, 산업자원부 기술표준원.
KS B 0801 (2007) *Test Pieces for Tensile test for Metallic Materials*, Korea Agency for Technology and Standards (in Korean).

요 약: 최근, 콘크리트 충전강관 기둥(CFT)은 우수한 구조성능을 인정받아 현장적용이 활발하게 이뤄지고 있다. 한편 강재개발과 가격 상승으로 인해 단면을 효율적으로 사용하고자 하는 연구가 지속적으로 진행되고 있다. 본 연구실에서는 단면의 효율을 극대화 하기 위해 얇은 L형 플레이트 4개를 각형강관으로 형성한 단면을 제안한다. 이로 인해 강관 내부에 형성된 리브는 폭 중앙에 위치하고 있어 콘크리트와의 앵커역할이 가능하다. 또한 동일한 단면적을 갖는 일반 CFT기둥에 비해 우수한 좌굴내력과 변형성능이 발휘됨을 실험으로 평가되었다. 본 연구에서는 활용범위를 넓히고자 얇은 강관으로 조립된 신형상 기둥을 제안하며 구조적 성능을 재평가 하고자 한다. 실험 주요변수 폭두께비 (b/t : 78,96,107) 이다. 실험결과 규준에서 제시하고 있는 폭두께비를 초과했음에도 내부에 설치된 리브의 앵커역할로 인해 충분한 내력을 발휘하며, 변형성능 향상에 유리한 것으로 분석되었다.

핵심 용어: 콘크리트충전 강관기둥, 내부앵커, 리브, 축 내력, 폭-두께비