

세장 단면의 고강도 강관을 적용한 각형 CFT 기둥의 압축실험

이호준¹ · 박홍근^{2*} · 최인락³

¹박사과정, 서울대학교, 건축학과, ²교수, 서울대학교, 건축학과, ³책임연구원, 포스코, 건축구조연구소

Axial Load Test on Rectangular CFT Columns using High-Strength Steel and Slender Section

Lee, Ho Jun¹, Park, Hong Gun^{2*}, Choi, In Rak³

¹Graduate Student, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

²Professor, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

³Senior Researcher, Building Structure Research Group, POSCO Steel Solution Center, Incheon, 406-840, Korea

Abstract - An experimental study was performed for thin-walled rectangular concrete-filled tubular (CFT) columns. The present study mainly focused on evaluation of the axial load-carrying capacity of concrete-filled tubular columns using high-strength steel and slender section. The test parameters were width-to-thickness ratio, concrete strength, steel yield strength, and the use of stiffeners. Five specimens were tested under monotonic axial loading. Although elastic local buckling occurred in the slender-section specimens with high-strength steel, the specimens exhibited considerable post-buckling reserve. The test results also satisfied the predictions of a current design code. The specimens strengthened with vertical stiffeners exhibited improved strength and ductility when compared with the un-stiffened specimens.

Keywords - Rectangular CFT column, High-strength steel, Slender section, Concentric axial loading, Stiffener

1. 서론

우수한 구조성능, 경제성, 시공성 등의 이유로 합성기둥의 적용이 활성화되고 있다. 향후 다양한 고강도/고성능 재료가 개발됨에 따라 합성기둥의 사용이 보다 더 활성화될 것으로 기대되고 있다. 최근 콘크리트구조기준^[1]에서 단면해석을 수행하는 경우 항복강도 450MPa를 초과하는 고강도 강재의 사용이 허용되었으며, 합성기둥을 위한 보다 합리적인 설계 방법을 개발하기 위한 기준 연구도 활발하게 진행 중이다^{[2],[3]}.

고강도 강재를 적용한 CFT 기둥에 관한 연구는 여러 연구자들^{[4],[5],[6],[7]}에 의해 수행되어 왔으며, 일본에서는 780MPa 급 강재와 150MPa 급 콘크리트를 적용한 각형 CFT 기둥이 현장에 적용된 사례가 있다^[8]. 압축 상태에 있어서, 강관의 구속효과로 인하여 충전 콘크리트의 변형 능력이 개선되고, 콘크리트의 구속효과로 인하여 강관의 국부좌굴이 지연되기 때문에 CFT 부재는 우수한 구조성능을 발휘한다. 또한 강재가 단면의 최외곽에 배치됨에 따라 강재의 활용도가 극대화되므로, CFT 부재는 고강도 강재를 적용하기에 가장 이상적인 구조시스템이다. 시공적인 측면에서는, CFT 기둥에 고강도 강재를 적용할 경우 동일 강도 대비 강관의 두께를 줄일 수 있어서 용접량 및 양중무게를 감소시킬 수 있다. 고강도 콘크리트와 같이 사용하게 된다면 단면의 사이즈를 크게 줄일 수 있어 경제적이다.

CFT 기둥에 고강도 강재를 적용할 경우 예상되는 문제점으로는, 높은 항복변형률로 인하여 강재가 항복하기 전에 강관의 국부좌굴이 먼저 발생할 수 있다는 점이다. 이러한 이

Note.-Discussion open until October 31, 2015. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on May 18, 2014; revised October 25, 2014; approved on February 5, 2015.

Copyright © 2015 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-880-7055 Fax. +82-2-882-7053

E-mail. parkhg@snu.ac.kr

유 때문에 현행 설계기준에서는 판재의 판폭두께비를 항복강도의 함수로서 분류 및 제한하고 있다. 향후 고강도 강재의 유연한 활용도를 고려하였을 때, 이러한 기준들은 고강도 강재의 사용에 장애가 되고 있다.

또 하나의 문제점으로는 콘크리트의 조기 압괴를 들 수 있다. 항복강도가 600MPa를 초과하는 고강도 강재의 경우 항복변형률이 0.003을 초과하여, 콘크리트의 변형 능력이 충분하지 않다면 콘크리트의 압괴가 선행될 수 있다. 이러한 이유 때문에 현행 설계기준에서는 압축 부재 설계 시 강재의 항복강도에 보수적으로 상한선을 두고 있다. 그러나 CFT 기둥의 경우 실제로는 강관에 의한 구속효과로 충전콘크리트의 변형 능력이 향상되기 때문에 이러한 상호작용도 고려되어야 하며, 이로 인해 설계기준의 항복강도 제한이 완화될 여지가 있다.

현재까지 많은 실험연구들이 수행되어 왔지만, 실제로 세장한 단면을 가진 각형 CFT 기둥의 연구는 원형 CFT 기둥에 비하여 매우 제한적이었다. 이유는 비슷한 수준의 단면 세장비를 보유하여도, 콘크리트에 대한 구속효과가 큰 원형 CFT 기둥이 구조성능 면에서 더 우수하기 때문이다. 특히 고강도 강재를 적용한 세장 단면의 각형 CFT 기둥에 대한 연구는 거의 보고된 바가 없다. 홍건호 등^[5]은 기존 실험체의 분석을 통해서, 강관이 항복강도 600~700MPa인 조밀 단면과 비조밀 단면의 경우 설계기준(ANSI/AISC 360-10^[9], 2장에서 설명)이 상당히 보수적임을 나타냈으며, 그 이유는 고강도 강관이 충전 콘크리트에 대한 구속효과를 발휘하기 때문으로 분석하였다.

일반 강재는 강관의 항복이 콘크리트의 압괴보다 먼저 발생함에 따라 콘크리트에 충분한 횡구속력을 제공하지 못하지만, 고강도 강재는 큰 항복변형률로 인하여 보다 더 큰 축변형률에서도 지속적인 횡구속력을 기대할 수 있다. 또한 판재는 탄성국부좌굴 후에도 높은 후좌굴강도(post-buckling reserve)를 발휘한다. 고강도 강재의 경우, 항복 후에도 항복영역(yield plateau) 없이 바로 변형률 경화(strain hardening)를 겪기 때문에, 이러한 재료적 특성이 후좌굴거동에 미치는 영향에 대해서도 고려할 필요가 있다.

한편 세장한 단면을 가진 고강도 CFT 기둥의 구조성능을 개선하기 위한 방법으로 수직 스티프너의 보강을 생각해볼 수 있다. Tao *et al.*^[10]은 일반강재를 적용한 세장 단면의 각형 CFT 기둥에 대하여 압축실험을 수행하였으며, 스티프너의 설계식을 제안한 바 있다. 실험결과, 수직 스티프너의 보

강은 강관의 국부좌굴을 지연함으로써 강도 증진 측면에서 효과적인 것으로 나타났다. 그러나 낮은 항복강도의 강재가 사용되어, 콘크리트의 압괴 후에 취성적인 파괴로 인하여 큰 변형능력이 발휘되지 않았다. 고강도 강재를 적용한 CFT 기둥에 대해서도 스티프너의 사용은 유용할 것으로 보이며, 스티프너를 적용하였을 때의 거동 및 설계방법은 실험을 통해 검증될 필요가 있다.

본 연구에서는 세장 단면의 고강도 강관을 적용한 각형 CFT기둥의 압축성능을 평가하기 위하여 중심압축실험을 실시하였다. 또한, 세장 단면의 국부좌굴 지연을 위하여 수직 스티프너를 보강한 실험체에 대해서도 연구를 수행하였다.

2. 선행 연구

2.1 판폭두께비에 따른 단면분류

KBC 2009^[11] 및 ANSI/AISC 360-10^[9]에서는 CFT 기둥 강관의 판폭두께비에 대하여 제한을 두고 있다. Table 1은 각형 CFT기둥에 대한 각 기준의 분류체계를 나타내고 있다. KBC 2009에서는 강관의 판폭두께비를 단일 규정으로 제한하는 반면, ANSI/AISC 360-10은 강관의 판폭두께비를 조밀 단면, 비조밀 단면, 세장 단면으로 세분화하고 있다. KBC 2009의 제한값은 ANSI/AISC 360-10의 조밀 한계 판폭두께비와 동일하며, KBC 2009가 상당히 보수적임을 알 수 있다. 향후 KBC 2014가 ANSI/AISC 360-10의 포맷을 따르게 될 것이라고 예상되기 때문에, 본 연구에서는 ANSI/AISC 360-10에 의한 단면 분류를 토대로 실험체를 계획하였다.

AISC 기준에 의하면 강관 단면의 조밀도에 따라서 공칭 압축강도를 Fig. 1과 같이 정의하고 있다. 조밀 단면의 경우 합성단면의 소성강도(= P_p)를 인정하고 있지만 비조밀 단면과 세장 단면에 대해서는 강도를 저감시키도록 되어 있다.

Table 1. Limitation of width-to-thickness ratio for RCFT

	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
ANSI/AISC 360-10	$2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
KBC 2009	$2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$		

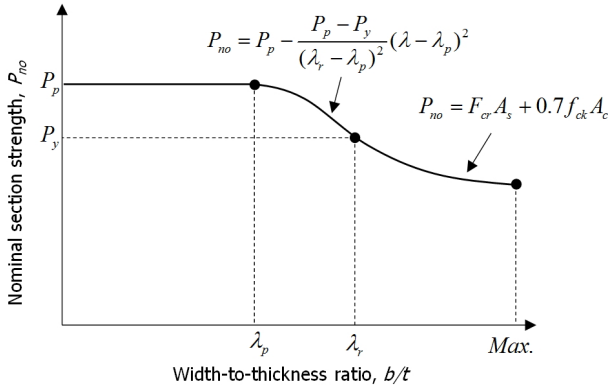


Fig. 1. Nominal axial strength vs. tube slenderness(ANSI/AISC 360-10)

여기서 강재의 항복강도는 525MPa로 제한되어 있다.

판폭두께비의 제한값 λ_p, λ_r 은 다음과 같은 판재의 탄성 좌굴응력 F_{cr} 으로부터 유도할 수 있다.

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E_s}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (1)$$

여기서 k 는 좌굴계수로서 경계조건 및 응력의 분포에 따라 결정된다. E_s 는 강재의 탄성계수, ν 는 포아송비, b 는 강관의 폭, t 는 판재의 두께를 나타낸다. 식 (1)을 판폭두께비 b/t 로 나타내면 다음과 같다.

$$\frac{b}{t} = \sqrt{k \frac{\pi^2 E_s}{12(1-\nu^2) F_{cr}}} \quad (2)$$

여기서 $F_{cr} = F_y$ 를 대입하면 강관이 탄성국부좌굴 없이 항복강도를 발휘하기 위한 최대 판폭두께비를 얻을 수 있다. Uy and Braford^[12]에 따르면 등분포의 압축응력을 받는 강관이 콘크리트에 의해 구속될 경우 k 값은 이론적으로 약 10.3이 된다. 따라서 식 (2)에 $k=10.3, E_s = 205,000\text{MPa}, \nu = 0.3$ 을 대입하면 다음 식이 얻어진다.

$$\frac{b}{t} = 3.05 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (3)$$

이 때 식 (3)은 Table 1의 λ_r 과 거의 유사한 값을 나타낸다. 즉 $b/t < \lambda_r$ 을 만족하도록 t 를 설계하면 이론적으로 탄성

국부좌굴은 발생하지 않으며, 반대로 세장단면($b/t > \lambda_r$)일 경우 CFT 기둥은 탄성국부좌굴이 발생함을 알 수 있다.

하지만 실제로는 잔류응력과 초기결함 등의 영향으로 강관의 국부좌굴이 발생할 가능성은 더욱 높아진다. 조밀 한계 λ_p 는 이러한 영향들을 반영하여 실제 실험결과를 토대로 결정되었다. Tort and Hajjar^[13]에 따르면, 중심축압축을 받는 각형 CFT 기둥에서 강관이 국부좌굴을 시작하는 시점은 판폭두께비가 $b/t = \lambda_r$ 인 경우 항복변형률의 약 62%, 판폭두께비가 $b/t = \lambda_p$ 일 경우에도 항복변형률의 약 94%이다. 따라서 AISC 기준에서 말하는 조밀 단면이란, 실제 초기 결함이나 잔류응력이 반영되었을 때, 강관의 탄성국부좌굴을 방지할 수 있을 정도의 안전 측의 판폭두께비로 이해할 수 있다.

2.2 스티프너 설계

세장한 강관을 적용한 각형 CFT에 수직 스티프너를 보강할 경우, 강관의 국부좌굴을 지연시킴으로써 합성부재의 압축성능을 향상시킬 수 있다. 이 때 세장한 판재의 국부좌굴을 충분히 방지하기 위한 스티프너의 요구 단면2차모멘트 $I_{s,rc}$ 는 Tao *et al.*에 의해서 다음과 같은 경험식으로 제안되었다.

$$I_{s,rc} = 3.1 \times 10^{-4} \left(\frac{w}{t_t}\right)^{3.5} \frac{F_{y,t} t_t^4}{280} \quad (4)$$

식 (4)에서 w 는 스티프너에 의해서 구획된 판재(subpanel)의 폭으로서 스티프너가 한 개 보강될 경우 $w = D/2$ 이며 (D =합성단면의 한 변의 길이), t_t 는 강관의 두께, $F_{y,t}$ 는 강관의 항복강도이다. 여기서 아랫첨자인 t 는 강관을 의미하며, 앞으로 아랫첨자인 s 는 스티프너를 의미하는 것으로 한다. 식 (4)는 실험결과를 토대로 경험적으로 제안되었으며 이때 사용된 강관의 항복강도는 234MPa ($t_t = 2.5\text{mm}$)이며, 사용된 스티프너의 항복강도는 234MPa ($t_s = 2.5\text{mm}$) 및 311MPa ($t_s = 2\text{mm}$)였다.

3. 실험계획

3.1 변수 설정

Table 2와 Fig. 2는 각각 실험 변수와 실험체의 단면 상세

Table 2. Test parameters of specimens

Specimens	Steel tube								Concrete	Stiffener			
	B (mm)	D (mm)	L (mm)	t_t (mm)	$b_t/t_t^{(1)}$	$F_{y,t}^{(2)}$ (MPa)	$\lambda_p^{(2)}$	$\lambda_r^{(2)}$	$f_{ck}^{(2)}$ (MPa)	b_s (mm)	t_s (mm)	$F_{y,s}^{(2)}$ (MPa)	$w/t_t^{(3)}$
C1	300	300	900	5	58.0	746	37.5	49.7	70.5	-	-	-	-
C2	150	300	900	5	58.0	746	37.5	49.7	83.6	-	-	-	-
C3	300	300	900	5	58.0	301	59.0	78.3	70.5	-	-	-	-
C4	300	300	900	5	58.0	746	37.5	49.7	70.5	60	5	301	30.0
C5	150	300	900	5	58.0	746	37.5	49.7	83.6	60	5	301	30.0

⁽¹⁾Width-to-thickness ratio of the slender component, where $b_t = D - 2t_t$

⁽²⁾Actual material strengths and corresponding λ_p and λ_r

⁽³⁾Width-to-thickness ratio of the subpanel, where $w = D/2$

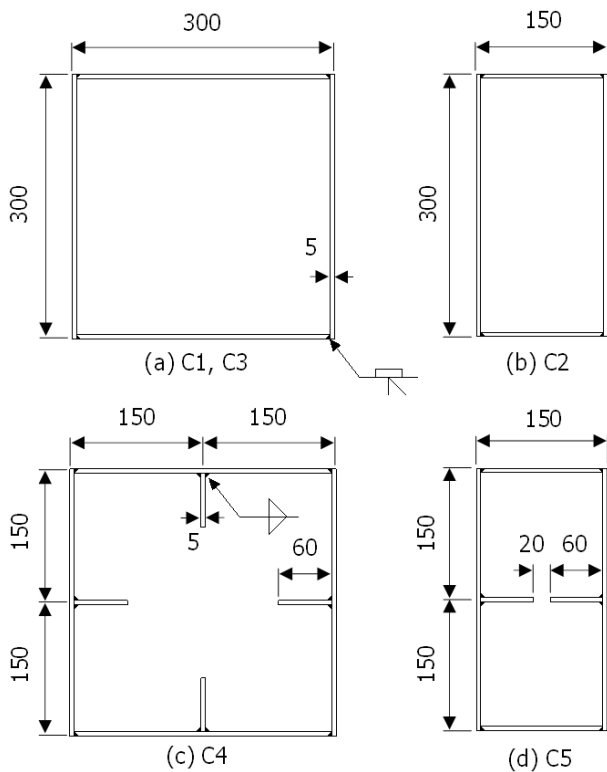


Fig. 2. Sectional dimensions of specimens

를 보여준다. 본 연구의 주요 대상은 세장한 고강도 강관을 적용한 각형 CFT 기둥이다. KS에 등재된 HSA800 강재는 실험이 가능할 정도의 얇은 강관이 생산되지 않기 때문에, 본 연구에서는 인장강도 800MPa 급이고, HSA800 강재와 유사한 재료 성질을 가진 ATOS80 강재를 사용하였다. ATOS80은 통상적으로 자동차에 사용되는 강관으로서, 항복 후 항복점 없이 바로 변형률경화하는 성질 및 항복비 측면에서 HSA800과 매우 유사하다. 한편, 연신율 측면에서는 ATOS80이 일

반적으로 더 우수하다고 알려져 있지만, 본 연구에서와 같은 압축실험에서는 강재의 큰 변형이 발생하지 않기 때문에 HSA800 강재의 대체용으로서 큰 문제는 없다고 판단하였다.

ATOS80 강재의 실제 항복강도는 750MPa 정도로 예상하였으며, 이 때 $\lambda_r = 49.6$ 이므로 이를 기준으로 판폭두께비가 λ_r 을 초과하여 $b_t/t_t = 58$ 이 되도록 세장단면을 산정하였다. 기본 실험체인 C1에는 $t_t = 5\text{mm}$ 인 ATOS80 강재를 적용하여 강관을 정사각형 단면($\square - 300\text{mm} \times 300\text{mm}$, $b_t/t_t = 58$)으로 설계하였다. 콘크리트의 강도는 가력기의 용량을 고려하여 60MPa 급을 선택하였다.

한편 실험체 C2에는 C1과 동일한 두께의 ATOS80 강재를 적용하되 강관을 실무에서의 다양한 활용성을 고려하여 직사각형 단면($\square - 300\text{mm} \times 150\text{mm}$)으로 설계하였다. AISC 기준에 따르면 단면을 구성하는 판재 중 어느 하나라도 세장한 판폭두께비를 가지고 있으면 그 CFT 기둥은 세장단면으로 분류된다. 그러나 이 경우 세장단면에 따른 감소계수를 전체 단면에 반영해야 하므로 실제 강도가 과소평가될 가능성이 있다. 실험체 C2는 하나의 기둥에서 세장요소의 판재와 조밀요소의 판재를 모두 포함시켰을 때, 그 구조성능을 평가하는 것이 목적이다. 이 때 합성단면에서의 강재 기여도를 C1과 유사하게 유지시키기 위해서 콘크리트의 강도는 80MPa로 설계하였다.

실험체 C3는 고강도 강재를 적용한 C1과의 비교를 위하여 SS400 강재를 사용하였다. 순수하게 강재의 항복강도로 인한 차이만을 보기 위해서 강관은 C1과 동일한 두께 및 단면 크기로 설계하였다. SS400의 실제 항복강도를 300MPa 정도로 예상했을 때, $\lambda_p = 59.1$ 로서 $b_t/t_t = 58.0 < \lambda_p$ 이므로 조밀단면으로 볼 수 있다. 콘크리트는 C1과 동일한 60MPa

로 설계하였다.

실험체 C4와 C5는 각각 C1과 C2에 수직 스티프너를 보강한 실험체이다. C4에는 모든 면에 스티프너를 설치하였고, C5는 세장 요소인 두 강판에만 스티프너를 설치하였다. 스티프너를 판재의 중앙에 설치하게 될 경우 강판(subpanel)의 판폭두께비는 약 $w/t_t = 29$ 가 되어 $w/t_t < \lambda_p = 37.4$ 로서 조밀요소가 된다. 스티프너의 두께는 $t_s = 5\text{mm}$ 이며, 폭은 $b_s = 60\text{mm}$ 로 설계하였다. 이는 식 (4)에 따른 $b_s \geq 57\text{mm}$ 를 만족하는 수준이다. 스티프너 재료로는 C3의 강판과 동일한 SS400 강재를 사용하였다.

3.2 실험체 제작

실험체에 사용된 강판은 모두 용접조립(built-up)으로 제작하였다. ATOS80 강재 간의 용접은 인장강도 830MPa급 용접봉인 K-120TG를 사용하여 개선용접을 하였다. 스티프너와 강판은 양면 모살용접으로 접합하였다. 실험체의 기둥 길이는 단면 크기 $D = 300\text{mm}$ 의 3배인 $L = 900\text{mm}$ 로 모두 동일하였다. 한편 강판의 소재가 매우 얇은 관계로, 용접 열로 인한 변형(initial imperfection)이 불가피하게 발생하였다. 특히 내부에서 스티프너를 용접한 판재의 중앙부는 손으로 만졌을 때 면의 방향으로의 치솟음이 확인될 정도로 초기결함이 발생하였다. 스티프너가 용접된 중앙선이 면의 방향으로 돌출된 정도는 약 1~3mm 정도로 계측되었다.

본 연구에서 충전부에 사용된 콘크리트는 모두 보통 콘크리트이다. Table 2에 나타나 있는 콘크리트 강도는 재령 36일째의 공시체 강도로서, 기둥실험은 재령 32~33일째에 모두 수행되었다. 콘크리트 강도는 세 개의 공시체 강도를 평균하여 산정하였다. 정사각형 단면을 가진 C1, C3, C4의 콘

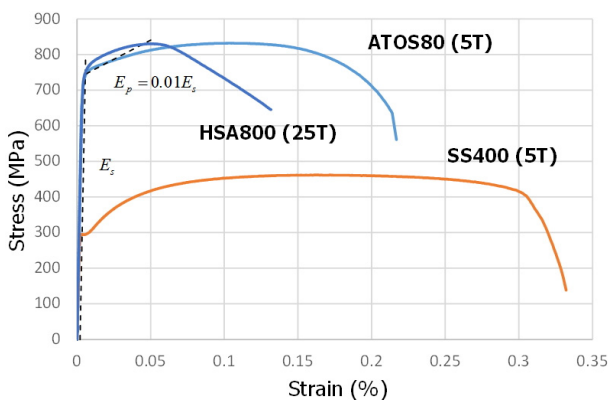


Fig. 3. Stress-strain relationships of tensile coupons

크리트 강도는 70.5MPa였으며, 직사각형 단면의 C2, C5의 콘크리트 강도는 83.6MPa였다.

SS400 강재의 항복강도는 301MPa, 인장강도는 466MPa, 연신율은 33.8%로 나타났다. 한편, ATOS80 강재의 항복강도는 746MPa, 인장강도는 835MPa, 연신율은 21.6%로 나타났다. 강재의 항복강도는 0.2% 영구변형률의 개념으로 정의하였다. Fig. 3은 ATOS80과 SS400, HSA800 강재의 인장시험의 시험결과를 각각 하나씩 나타낸 것이다. ATOS80과 HSA800은 분명한 항복영역 없이 변형 경화하는 특성을 확인할 수 있다.

3.3 실험 방법

실험에는 1,000ton 용량의 UTM을 사용하였으며 기둥 실험체 양단의 엔드플레이트를 직접 가력 하는 형태로 진행하였다. 실험은 변위제어로서 UTM의 가력속도를 0.003mm/sec로 설정하였다. 강판과 충전콘크리트가 동시에 재하 되도록, 상부 엔드플레이트의 콘크리트 타설구에서 발생한 콘크리트의 처짐(수축 현상)을 보완하기 위해 실험 1주일 전에 고강도에 폭시를 타설구에 충전하여 면을 고르게 하였다. 강판은 엔드플레이트에 용접된 반면, 강판 내부에 있는 수직 스티프너는 현실적으로 상하부 엔드플레이트와 모두 용접하는 것이 불가능하였다. 따라서 스티프너가 엔드플레이트와 충분히 맞닿게 제작하여 압축력은 전달 되도록 유의하였다.

4. 실험결과

4.1 축 하중-변위 관계 및 파괴모드

Fig. 4는 모든 실험체들의 축 하중-변위 관계를 보여준다. 초기강성이 작게 나타난 이유는 UTM의 하중과 기계변위를 그대로 사용했기 때문이다. 가력은 실험체의 하중재하 능력이 최대강도의 약 70% 수준으로 저하될 때 종료하였다.

정사각형 단면을 가진 C1, C3, C4의 경우 C4(고강도 강판 + 스티프너), C1(고강도 강판), C3(일반 강판)의 순으로 높은 하중재하능력을 보였다. 반면 직사각형 단면을 가진 C2, C5는 큰 강도차이를 보이지 못하였다. 참고로, 모든 실험체는 충전 콘크리트의 압괴음과 함께 최대강도에 도달하였다. 스티프너를 보강한 C4, C5의 경우 최대하중 이후에도 급격한 하중저하 없이 비교적 연성적인 거동을 나타냈다.

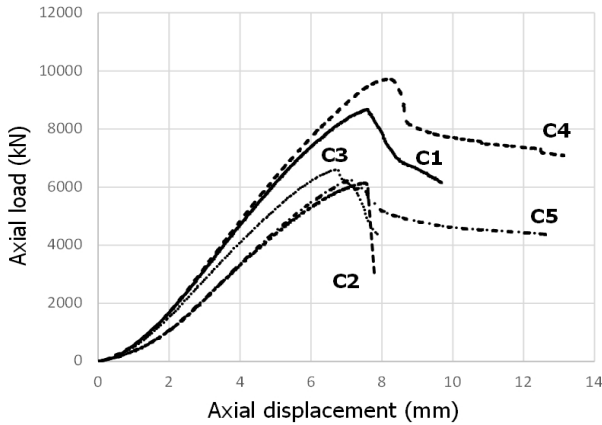


Fig. 4. Axial load-displacement relationship of specimens

Fig. 5는 실험이 종료한 후의 실험체의 파괴양상을 나타낸다. 세장 단면인 C1, C2에서는 콘크리트 압괴 이전에 강관의 탄성국부좌굴이 육안으로 목격되었지만(각각 약 $P=5,000\text{kN}$, $3,000\text{kN}$ 부근) 큰 강성저하 없이 하중이 증가하였다. 한편 직사각형 단면을 가진 C2의 경우 세장한 판재에서만 탄성국부좌굴이 발생하고 조밀한 판재에서는 실험종료 시까지 국부좌굴이 발생하지 않았다. 일반 강재를 적용한 C3도 하중이 약 $P=4,500\text{kN}$ 부근에서 국부좌굴이 육안으로 확인되었으며, 이후에도 완만하게 하중이 증가하였다. 변형률 계측결과에 따르면, C1, C2, C3의 국부좌굴은 모두 축 변형률 0.001~0.0015 구간에서 목격되었는데, 이는 고강도 강관(세장 단면, $F_{y,t} = 746\text{MPa}$)의 탄성국부좌굴응력

$F_{cr} = 548\text{MPa}$ 및 일반 강재(조밀 단면)의 항복강도 $F_{y,t} = 301\text{MPa}$ 에 대응하는 변형률보다 작은 값이다. 조기 국부좌굴의 원인은 강관의 초기결함이나 잔류응력의 영향으로 판단된다.

반면 스티프너를 보강한 C4, C5에서는 최대하중에 도달할 때까지 국부좌굴이 발생하지 않았다. 국부좌굴은 최대하중 후 각각 약 $P=8,000\text{kN}$, $5,000\text{kN}$ 부근에서 목격되었으며(Fig. 6(c) 참조, Fig. 5(d), (e)와 같이 스티프너에 의해 강관의 좌굴모드가 변하였다. 일련의 결과는 일반강재의 스티프너가 항복 후에도 고강도 강관의 국부좌굴에 대하여 충분히 저항할 만큼의 비탄성강성을 보유하고 있음을 나타낸다. 스티프너의 설계에 대한 이론적 고찰은 6장에서 다루고자 한다.

한편 고강도 강관을 적용한 실험체 중 일부에서 용접부의 파단이 발생하였다. C1에서는 최대하중 후 $P=6,200\text{kN}$ 일 때(최대하중의 약 71%), C4에서는 최대하중 후 $P=4,500\text{kN}$ 일 때(최대하중의 약 74%) 강관 용접조립부의 파단이 발생하였다. 파단 시점이 이미 최대하중의 75%를 밑돈 상황이어서 구조성능에 큰 영향을 미치지지는 않았지만, 고강도 강관을 활용 시 충분히 유의해야 되는 사항이다.

비교적 고강도 콘크리트를 적용한 C2는 최대하중에 도달한 직후 큰 소음과 함께 콘크리트의 취성적인 파괴가 발생하였으며, 이로 인해 하중이 급격하게 저하되었다. 이는 콘크리트 압괴 시, 얇은 강관의 구속력이 상당히 부족했기 때문

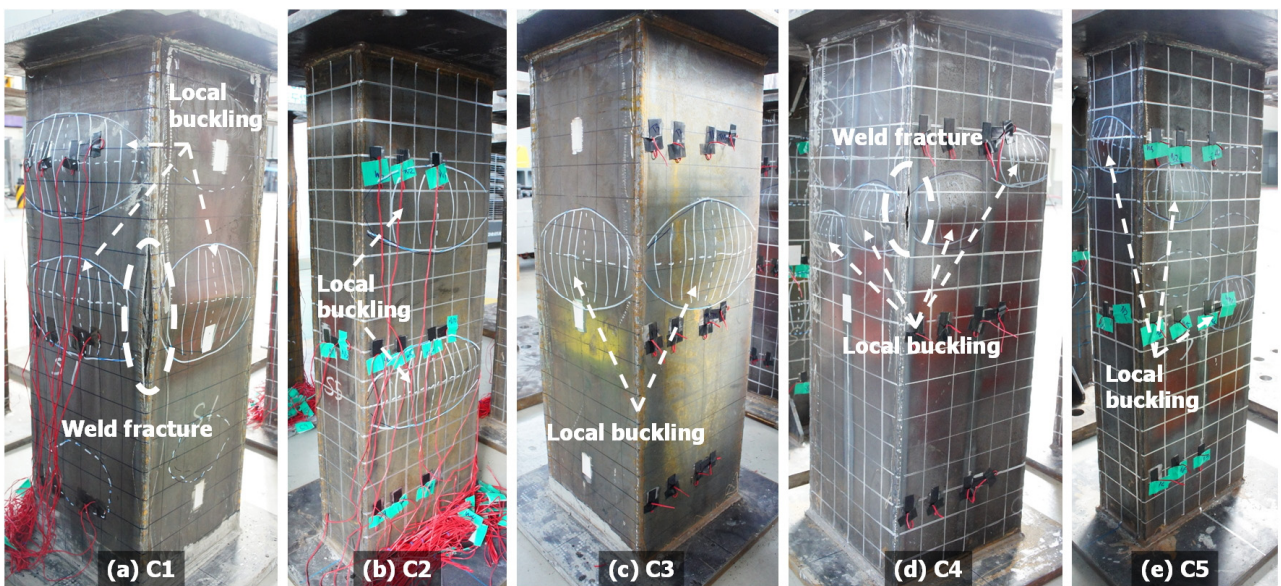


Fig. 5. Failure modes

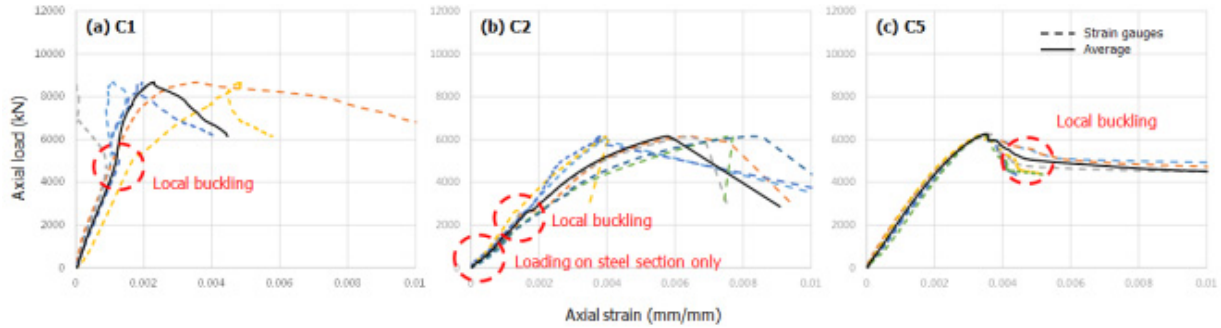


Fig. 6. Axial strains at mid-height sections

으로 판단된다. 따라서 취성적인 고강도 콘크리트를 사용할 때에는 가급적 조밀한 강관을 사용함으로써, 충전콘크리트에 대한 구속력이 충분하도록 특히 유의할 필요가 있다. 혹은 C5처럼 스티프너를 설치하여 국부좌굴을 지연시키는 것도 구속력을 유지하는 하나의 방법이다. 참고로, 스티프너를 보강한 C5에서는 콘크리트의 취성적인 파괴가 제한적이었다.

전반적으로 국부좌굴은 기둥 전길이에 걸쳐 고르게 분포하였으며, 기둥의 특정 위치에서 강관의 국부좌굴이 발생할 경우, 같은 높이의 인근 강관에서도 국부좌굴이 발생하였다. 실험 후의 해체과정에서는 주로 국부좌굴이 발생한 위치에서 콘크리트의 압괴가 발견되었다.

4.2 변형률 계측결과

Fig. 6은 C1, C2, C5의 강관 중간 높이에 부착한 게이지의 수직방향 변형률을 나타낸다. 세장단면을 가진 C1의 경우 초기에 탄성국부좌굴이 발생하였으며, C5에서는 최대하중까지 국부좌굴이 제한적이었음을 알 수 있다. 한편, C2에서는 강성이 초기에 작았으나 이후 다소 증가하고 있는데, 이는 충전콘크리트의 수축으로 하중도입 초기에 하중이 강관에만 재하되었기 때문으로 판단된다. 콘크리트의 압괴변형률보다 항복변형률이 큰 고강도 강재를 적용할 경우, 강재만을 먼저 선재하하는 것이 합성효과를 극대화시킨다는 점에서 유리할 수 있다. 이는 5장에서 C2의 강도가 예상보다 월등히 크게 나온 사실에서도 확인할 수 있다.

5. 설계기준과의 비교

AISC 기준에 의하면 조밀한 각형 CFT 단면의 공칭 압축

강도 P_{no} 는 다음과 같이 계산된다.

$$P_{no} = P_p = 0.85A_c f_{ck} + A_{s,t} F_{y,t} + A_{s,s} F_{y,s} \quad (5)$$

식 (5)에서 P_p 는 모든 재료의 소성강도를 합산한 것이다. $A_c, A_{s,t}, A_{s,s}$ = 각각 콘크리트, 강관, 스티프너의 단면적이고, $f_{ck}, F_{y,t}, F_{y,s}$ = 각각 콘크리트의 압축강도와 강관, 스티프너의 항복강도이다. 스티프너를 보강할 경우 합성 단면을 조밀 단면처럼 취급할 수 있다고 가정하였으며 스티프너의 기여분도 합산하였다. 한편 세장 단면의 CFT 기둥의 경우 공칭강도 P_{no} 는 탄성국부좌굴강도 $F_{cr} = 9E_s / (b_t / t_t) = 548\text{MPa}$ 를 이용하여 다음과 같이 표현된다.

$$P_{no} = 0.7A_c f_{ck} + A_{s,t} F_{cr} \quad (6)$$

식 (6)은 강관의 후좌굴강도를 고려하지 않고 있으며, 콘크리트에 대해서도 구속효과를 발휘하지 못하기 때문에 계수 0.7을 곱하여 기여도를 안전측으로 산정하고 있다.

Table 3은 실험강도를 설계기준에 따른 예측강도와 비교한 것이다. 단, C2의 경우 강재단면만 선재하되었을 의심이 있어 분석에서 제외하였다. 실험체의 최대강도 P_{max} 를 단면 소성강도 P_p 과 비교하면, $P_{max}/P_p = 92\sim 100\%$ 를 나타냈으며 세장단면을 적용한 C1을 제외하면 대체로 소성강도를 발휘하였다. C1의 경우 공칭강도 P_{no} 에 대해서는 $P_{max}/P_{no} = 118\%$ 로서 공칭강도를 크게 상회하였다.

AISC 기준에서는 세장단면에 대하여 후좌굴 강도를 고려하지 않기 때문에 고강도 강재를 사용할 경우 식 (6)은 충분히 보수적이라 판단된다. 현행 설계기준에서 허용하는 C3(일반강재, 조밀단면)에서도 국부좌굴은 초기에 발행하였으나, 최대강도는 소성강도 또는 공칭강도 대비 97%를 나타냈다.

Table 3. Comparison of test results and code predictions

Specimens	Test results	Predictions ⁽¹⁾						
	P_{max} (kN)	P_t (kN)	P_c (kN)	P_s (kN)	P_p (kN)	P_{no} (kN)	$\frac{P_{max}}{P_p}$	$\frac{P_{max}}{P_{no}}$
C1	8,686	4,401	5,040	-	9,441	7,386	0.92	1.18
C2	(6,152)	3,282	2,885	-	6,167	4,789	(1.00)	(1.28)
C3	6,602	1,776	5,040	-	6,816	6,816	0.97	0.97
C4	9,726	4,401	4,968	361	9,730	9,730	1.00	1.00
C5	6,253	3,282	2,842	181	6,305	6,305	0.99	0.99

⁽¹⁾ P_t, P_c, P_s = plastic axial load-carrying capacity of the tube, concrete, and stiffener, respectively

스티프너를 보강한 C4, C5는 소성강도 대비 각각 100%, 99%를 발휘하였다. 이는 스티프너를 보강할 경우, 강관을 조밀 단면으로 취급하여 설계할 수 있음을 가리킨다.

6. 스티프너 설계

스티프너의 설계식 식 (4)은 실험 결과에 의해서 경험적으로 유도되었으며, 이 때 사용된 강관과 스티프너는 모두 낮은 항복강도의 강재이다. 따라서 고강도 강관으로 제작된 CFT 기둥에 식 (4)를 적용하였을 때 스티프너의 강성이 적절하지에 대한 검증이 필요하다. 또한 고강도 강관에 대한 스티프너의 재료로서 일반강재를 사용할 수 있는지 선행연구만으로는 그 타당성 여부가 불분명하다. 스티프너는 주로 순수 강구조의 냉간성형 강재에서 사용되어 왔으며, 스티프

너의 설계법도 이를 전제로 하여 발전하였다. 이에 따라 충전형 강관 내부에 스티프너를 용접하는 경우도 통상적으로 강관과 동일 혹은 더 높은 강도의 강재가 사용되어 왔다.

Fig. 7은 충전콘크리트에 의해 구속된 강관의 좌굴모드를 보여준다. Uy^[14]에 의하면, 각형 충전형 기둥에서 탄성국부 좌굴의 좌굴길이(half wavelength)는 발생 초기에 기둥의 폭과 거의 유사하다. 즉, 그림에서 $2KL = B$ 임을 가정할 수 있다. 한편, 콘크리트에 의해서 면외방향으로의 변형이 구속된 스티프너는 그림의 좌굴모드에 대하여 유효좌굴길이 KL 에 상응하는 저항력 $P_{cr,s}$ 을 갖는다.

$$P_{cr,s} = \frac{\pi^2 E_t I_s}{(KL)^2} \tag{7}$$

식 (7)에서 I_s 는 스티프너의 강축에 대한 단면2차모멘트(= $t_s b_s^3/12$), E_t 는 스티프너의 비탄성 접선계수(tangent modulus)이다. 일반강재인 스티프너는 고강도 강재인 강관보다 먼저 항복한 상태이기 때문에 탄성계수 E_s 대신에 E_t 를 적용하여야 한다. 일반강재의 항복참구간에서 접선계수는 0을 나타내지만, Nadal^[15], Donnell^[16] 등에 의해 제시된 슬립밴드 이론에 따르면, 비탄성계수는 탄성계수 E_s 와 경화접선계수 E_{st} 의 중간 값을 가진다. 예로서, Fig. 8은 SS400 시편의 슬립밴드 이론에 따른 접선계수를 나타낸 것이다.

식 (7)의 좌굴강도가 저항해야 하는 하중은 강관에서 코너의 유효좌굴폭(effective width)를 제외한 중앙부 좌굴구간(buckled region)에 작용하는 압축력이다. 그러나 유효좌굴폭을 정확하게 예측하기란 쉽지 않고, 강관의 변형이 커질수록 유효좌굴폭도 점차 감소하기 때문에 판재 전체에 작용하는 압축력을 고려하는 것이 보수적인 대안이다. 따라서 판

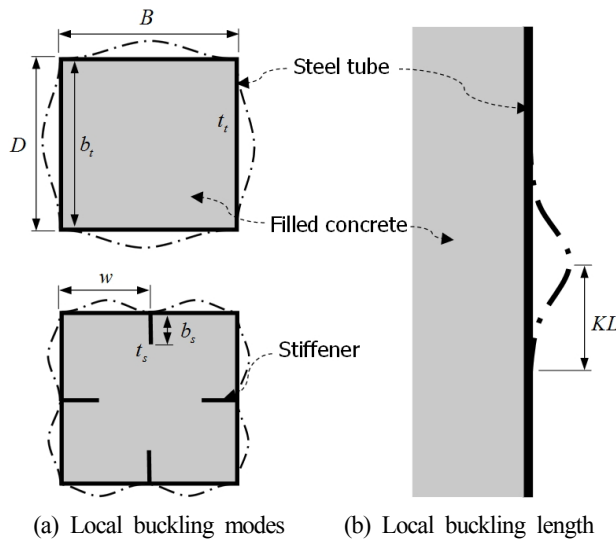


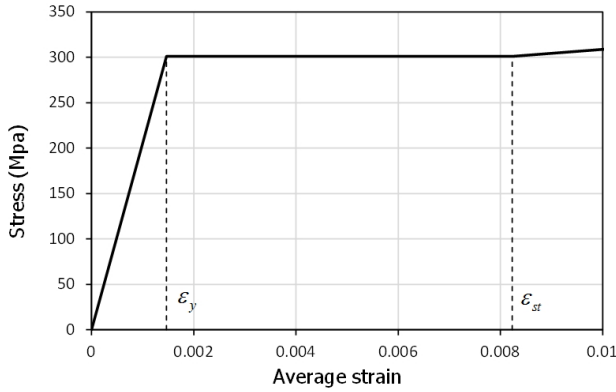
Fig. 7. Deformed shape and length of local buckling

재가 항복강도 $F_{y,t}$ 을 발휘하기 위해 수직 스티프너가 저항해야 하는 좌굴하중은 다음과 같다.

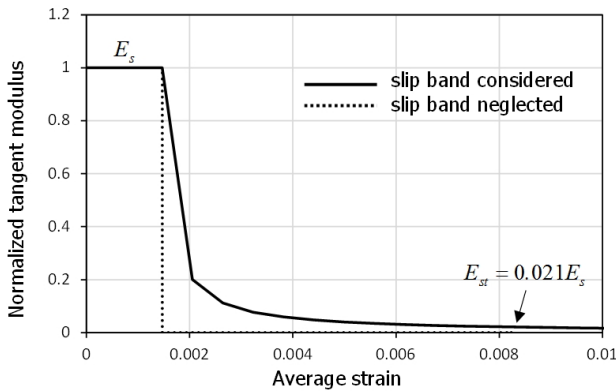
$$P_{demand} = F_{y,t}(Bt_t) \quad (8)$$

식 (8)은 스티프너 자체에 작용하는 압축력을 작으므로 무시하였다. 결국 스티프너의 유효2차모멘트는 다음을 만족하도록 구하면 된다.

$$P_{cr,s} \geq P_{demand} \quad (9)$$



(a) Result of coupon test



(b) Tangent modulus

Fig. 8. Inelastic tangent modulus of SS400 steel

먼저 Tao *et al.*이 식 (4)을 제안하는데 사용된 실험결과를 토대로 접선계수를 역으로 구하면 약 $E_t = 0.134E_s$ 가 얻어진다. 이 때, 식 (9)을 만족하는 스티프너의 요구 단면2차모멘트 $I_{s,rc}$ 는 다음과 같다.

$$I_{s,rc} = 7.38 \times 10^{-6} w^3 F_{y,t} t_t \quad (10)$$

유도된 식 (10)은 경험식인 식 (4)과 동일한 변수로 구성되어 있으며, 각 변수의 지수도 상당히 유사함을 알 수 있다. 이는 간단한 역학적인 규칙으로부터 스티프너의 거동을 설명할 수 있음을 나타낸다. Tao *et al.*의 실험에서 사용된 스티프너의 강성과 식 (4)에 의한 강성, 식 (10)에 의한 강성을 정리하면 Table 4와 같다. 유도된 식 (10)은 Tao *et al.*의 실험체에 대하여 식 (4)과 거의 유사한 예측을 보이고 있다. 단면2차모멘트 I_s 는 스티프너의 폭 b_s 의 세제곱에 비례하기 때문에 실제로 설계될 스티프너의 폭은 더 가까운 값을 나타낸다. 예로서 C4의 스티프너 폭을 계산하면, 식 (1)에 의하면 $b_s \geq 57\text{mm}$ 이고 식 (8)에 의하면 $b_s \geq 61\text{mm}$ 이다. 본 연구에서 $b_s = 60\text{mm}$ 로 설계된 스티프너는 고강도 강관에 충분한 강성을 제공하였다.

그러나 식 (4)은 매우 한정된 실험 결과로부터 유도된 것

Table 4. Comparisons of stiffener rigidities of specimens

Specimens	Properties of specimens									Prediction	
	B (mm)	w (mm)	t_t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	$F_{y,t}$ (MPa)	$F_{y,s}$ (MPa)	I_s (mm ⁴)	Performance of stiffeners ⁽¹⁾	eq.(4) (mm ⁴)	eq.(10) (mm ⁴)
SCFT25-1 ⁽²⁾	250	125	2.5	35	2.5	234	234	8,932	Sufficiently strong	8,960	8,432
SCFT25-2 ⁽²⁾	250	125	2.0	35	2	234	311	7,146	Not strong	8,960	8,432
SCFT19-1 ⁽²⁾	190	95	2.5	25	2.5	234	234	3,255	Sufficiently strong	3,429	3,702
SCFT19-2 ⁽²⁾	190	95	2.0	25	2	234	311	2,604	Not strong	3,429	3,702
SCFT13-3 ⁽²⁾	130	65	2.5	15	2.5	234	234	703	Sufficiently strong	909	1,186
C4	300	150	5	60	5	746	301	90,000	Sufficiently strong	76,339	92,905

⁽¹⁾Whether strains at the stiffener-plate juncture and the corner of the tube were the same when the specimen reached the ultimate strength, that is, the stiffener was sufficiently strong

⁽²⁾Tao *et al.*

이기 때문에, 기존 실험변수에서 벗어나는 범위에 대해서도 효과적이라고 보기는 어렵다. 식 (4) 및 식 (10)의 검증을 위해서 보다 더 광범위한 변수에 대한 실험 및 해석연구가 이루어져야 할 것이다.

7. 결론

세장 단면의 고강도 강관을 적용한 각형 CFT 기둥의 압축 성능을 평가하기 위한 실험연구를 수행하였다. 고강도 강관과의 비교를 위해서 일반 강재를 적용한 실험체의 압축 성능도 평가하였으며, 세장 단면의 국부좌굴을 방지하기 위하여 스티프너를 보강한 실험체의 구조성능도 평가하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 세장 단면의 고강도 강관을 적용한 C1, C2에서는 탄성 국부좌굴이 발생하였지만, 큰 강성저하 없이 높은 후좌굴 강도를 발휘하였다.
- (2) C1은 ANSI/AISC 360-10의 공칭강도 P_{no} 를 18% 초과하였으며, 기준이 충분히 보수적임을 나타냈다. C2의 경우 하중도입 초기에 강재가 먼저 재하된 관계로 공칭강도를 28%나 초과하였다.
- (3) 일반 강재와 조밀단면을 적용한 C3에서도 조기에 국부좌굴이 발생하였지만 공칭강도(또는 소성강도) 대비 97%를 발휘하였다.
- (4) 스티프너를 보강한 C4, C5의 경우 국부좌굴을 효과적으로 지연하였으며, 우수한 변형능력을 나타냈다. 특히 스티프너를 보강할 경우, 고강도 강관을 조밀 단면으로 취급하여 강도를 설계할 수 있었다.
- (5) 본 실험체의 변수가 기존의 스티프너 설계식의 범위를 벗어났기 때문에 스티프너의 설계식을 역학적으로 유도하였다. 제안된 방법은 스티프너의 강성을 적절하게 예측하였다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(11기술표준화09-01) 및 첨단도시개발사업(09 R&D A01)의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌(References)

- [1] 한국콘크리트학회(2012) 콘크리트구조기준(KCI 2012), 기문당.
Korea Concrete Institute (2012) *Concrete Design Code and Commentary*, Kimoonang Publishing Company (in Korean).
- [2] 이철호, 강기용, 김성용, 구철회(2013) 각형 콘크리트충전 강관기둥 부재의 구조설계기준 비교연구, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제25권, 제4호, pp.389-398.
Lee, C.H., Kang, K.Y., Kim, S.Y., and Koo, C.H. (2013) Review of Structural Design Provisions of Rectangular Concrete Filled Tubular Columns, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.25, No.4, pp.389-398 (in Korean).
- [3] 박홍근, 이재훈, 윤현도, 이도형(2013) 합성 압축부재의 설계기준안, 한국콘크리트학회 2013 가을 학술대회 논문집, 한국콘크리트학회, pp.23-24.
Park, H.G., Lee, J.H., Yun, H.D., and Lee, D.H. (2013) Proposal of Design for Composite Compression Members, *Proceedings of Annual KCI Conference*, KCI, pp.23-24 (in Korean).
- [4] 최인락, 정경수, 김진호, 홍건호(2012) 이종강종을 사용한 고강도 CFT 합성부재의 구조성능, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제24권, 제6호 pp.711-723.
Choi, I.R., Chung, K.S., Kim, J.H., and Hong, G.H. (2012) Structural 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).
- [5] 홍건호, 김원기, 조원대, 최인락, 정경수(2013) 합성단면 분류 기준에 따른 CFT 축 압축강도 설계식 평가, 한국콘크리트학회 2013 가을 학술대회 논문집, 한국콘크리트학회, pp.13-14.
Hong, K.H., Kim, W.K., Jo, W.D., Choi, I.R., and Chung, K.S. (2013) Evaluation of Axial Load Capacity on the Class of composite section type in CFT, *Proceedings of Annual KCI Conference*, KCI, pp.13-14 (in Korean).
- [6] Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., and Nishiyama, I. (2004) Behavior of Centrally loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.130, No.2, pp.180-188.
- [7] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., and Lu, L.W. (2002) Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.128, No.3, pp.309-318.

- [8] Matsumoto, M.S., Komuro, K.T., Narihara, N.H., Kawamoto, K.S., Hosozawa, H.O., and Morita, M.K. (2012) Structural Design of an Ultra High-rise Building Using Concrete Filled Tubular Column with Ultra High Strength Materials, *Proceedings of 15th WCEE*, Lisbon, Portugal.
- [9] ANSI/AISC 360 (2010) *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, USA.
- [10] Tao, Z., Han, L.H., and Wang, Z.B. (2005) Experimental Behavior of Stiffened Concrete-Filled Thin-Walled Hollow Steel Structural (HSS) Stub Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, ELSEVIER, Vol.61, No.7, pp.962-983.
- [11] 대한건축학회(2009) 건축구조설계기준 및 해설(KBC 2009), 기문당.
AIK (2009) *Korea Building Code and Commentary - Structural*, Architectural Institute of Korea (in Korean).
- [12] Uy, B. and Bradford, M.A. (1996) Elastic Local Buckling of Steel Plates in Composite Steel-Concrete Members, *Engineering Structures*, ELSEVIER, Vol.18, No.3, pp. 193-200.
- [13] Tort, C. and Hajjar, J.F. (2007) Reliability-Based Performance-Based Design of Rectangular Concrete-Filled Steel Tube (RCFT) Members and Frames, *Structural Engineering Report No. ST-07-1*, Department of Civil Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, August.
- [14] Uy, B. (1998) Local and Post-local Buckling of Concrete Filled Steel Welded Box Column, *Journal of Constructional Steel Research*, ELSEVIER, Vol.47, No.1-2, pp.47-72.
- [15] Nadal, A. (1961) *Theory of Flow and Fracture in Solids*, Vol. 1, McGraw-Hill, New York.
- [16] Donnel, L.H. (1942) Plastic Flow as an Unstable Process, *Journal of Applied Mechanics*, ASME, Vol.9, June, 1942.

요 약 : 각형 CFT 기둥에 대한 실험 연구를 수행하였다. 본 연구는 세장 단면의 고강도 강관을 적용한 CFT 기둥의 압축성능 평가하는 것이 주요 목적이다. 실험 변수는 강관의 판폭두께비, 콘크리트 강도, 강관 항복강도, 그리고 스티프너의 사용여부이다. 총 5개의 기둥 실험체에 대하여 중심압축 실험을 수행하였다. 고강도 강관을 적용한 실험체는 탄성국부좌굴이 발생하였지만, 높은 항복강도로 인하여 상당한 후좌굴강도를 발휘하였다. 또한, 실험결과는 현행 설계기준에 의한 예상강도를 대체로 만족하였다. 세장 단면의 고강도 강관에 스티프너를 보강할 경우 강도와 변형능력 면에서 우수한 구조성능을 발휘하였다.

핵심용어 : 각형 CFT 기둥, 고강도 강재, 세장 단면, 중심압축, 스티프너
