

각형 콘크리트충전 강관기둥 부재의 구조설계기준 비교연구

이 철 호^{1)*} · 강 기 용²⁾ · 김 성 용³⁾ · 구 철 회⁴⁾

¹⁾ 교수, 서울대학교, 건축학부 ²⁾ 석사과정, 서울대학교, 건축학과 ³⁾ 박사과정, 서울대학교, 건축학과 ⁴⁾ 대리, 동부건설

Review of Structural Design Provisions of Rectangular Concrete Filled Tubular Columns

Lee, Cheol Ho^{1)*} Kang, Ki Yong²⁾ Kim, Sung Yong³⁾ Koo, Cheol Hoe⁴⁾

¹⁾ Professor, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

²⁾ Graduate student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

³⁾ Doctoral student, Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 151-744, Korea

⁴⁾ Former graduate student, Dongbu Corporation, Seoul, 891-10, Korea

ABSTRACT : The structural provisions of rectangular CFT (concrete-filled tubular) columns in the 2005/2010 AISC Specification, ACI 318-08, and EC4 were comparatively analyzed as a preliminary study for establishing the unified standards for composite structures. The provisions analyzed included those related to the nominal strength, the effect of confinement, plate slenderness, effective flexural stiffness, and the material strength limitations. Small or large difference can be found among the provisions of AISC, ACI, and EC4. Generally, the 2010 AISC Specification provides the revised provisions which reflect up-to-date test results and tries to minimize the conflict with the ACI provisions. For example, the 2010 AISC Specification introduced a more finely divided plate slenderness limits for CFT columns. In seismic applications, the plate slenderness limits required for highly and moderately ductile CFT columns were separately defined. However, the upper cap limitations on material strengths in both the AISC and EC4 provisions are too restrictive and need to be relaxed considering the high-strength material test database currently available. This study found that no provisions reviewed in this paper provide a generally satisfactory method for predicting the P-M interaction strength of CFT columns under various material combinations. It is also emphasized that a practical constitutive model, which can reasonably reflect the stress-strain characteristics of confined concrete of rectangular CFT columns, is urgently needed for a reliable prediction of the P-M interaction strength.

KEYWORDS : CFT, material strength ratio, high strength steel, KBC 2009, 2010 AISC, 2005 AISC, eurocode 4, ACI

1. 서 론

본 연구는 국토해양부의 지원을 받아 한국강구조학회와 한국콘크리트학회의 공동연구에 의해 강구조학회-콘크리트학회

통합 합성기준을 제정하는 연구의 일부로 수행되었다. 일단 모델코드로서 EC4^[1]를 전제로 작업을 수행하고 있다. 그러나 이 기준 역시 미흡한 점이 다수 있으므로 ACI^[2], AISC^[3] 등의 최근 기준 및 최근 실험 연구성적을 참조하여 국내 연구자의 시각을 반영하고 향후 연구방향을 설정하기 위한 기준 간 비교를 양 학회의 여러 연구자가 참여하여 수행 중에 있다. 본 연구는 이 가운데 각형 충전강관(CFT, concrete filled tube) 합성기둥에 중점을 두고 수행된 비교연구이다.

한편, 최근 고층건물의 증가로 합성부재에 대한 관심이 국내에서도 증가되고 있으나(최영환^[4], 김철환 등^[5], 심현주 등^[6]) 현행 강구조설계기준과 콘크리트설계기준은 아직 관련

Note.-Discussion open until February 28, 2014. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on February 28, 2013; revised June 13, 2013; approved on July 29, 2013. © KSSC 2013

* Corresponding author

Tel. +82-2-880-9061 Fax. +82-2-878-9061
E-mail: ceholee@snu.ac.kr

조항이 미흡하거나 불비하여 여러 측면에서 개선의 소지가 있다. 본 연구에서는 ACI 318-2008^[2], 2005/2010 AISC 기준^{[3],[7]}, EC4^[1], 2009 KBC^[8]의 CFT기둥 설계조항을 간략히 요약하고 비교분석하여 향후 기준집필 및 연구방향을 제시하고자 하였다.

2. 각형 CFT기둥 설계기준 비교

2.1 2010 AISC 합성기준의 특징

KBC 2009의 근간이 되는 2005 AISC 기준과 비교할 때, 가장 최근의 2010 AISC 기준은 철골설계와 콘크리트설계의 충돌이 최소화되도록 대폭 개정되었다. 가령, 휨 및 압축재의 강도산정에 있어서 ACI 318-2008(이하 ACI)의 접근법과 동일한 변형률적합법을 도입하였다. 또한 ACI의 합성기준은 다년간 개정되지 않았지만, 2010 AISC 기준은 최근의 실험 및 연구결과를 반영하여 합리적으로 개정코자 노력한 흔적을 볼 수 있다. 좀 더 자세한 사항은 아래에서 살펴보기로 한다(Leon 등^[9]).

2.2 기준간 설계포맷

ACI 및 AISC 기준에서는 재료강도의 불확실성, 해석과 공칭강도 산정식의 부정확성, 부재파괴가 가져오는 결과의 파괴성 등이 종합적으로 고려된 단일의 부재강도감소계수를 적용하나, EC4에서는 재료별 부분강도감소계수를 적용한다. Table 1은 ACI, AISC, EC4에서의 합성기둥의 압괴강도(squash load) 산정식 포맷을 정리한 것이다.

각 기준에서 제시하는 강도산정식의 평가에는 단순한 결정론적 공칭강도의 비교 외에도 적어도 FOSM(First Order and Second Moment) Reliability Analysis에 의한 설계식의 신뢰도 비교가 필요할 것으로 보인다. 이 작업에는 최소한 하중, 강재, 철근, 콘크리트의 평균 및 표준편차 정보가 필요하다. 이는 CFT기둥에 국한된 문제가 아닌 휨재 등 다른 부재에도 해당되는 문제이다. 예를 들어, 특정 적재하중 대 고정하중 비(L/D)에 대한 각 기준의 설계식이 확률론적

Table 1. Comparison of formats in strength calculation

ACI	Single strength reduction factor	$\phi_c P_o = \phi_c (0.85 A_c f_{ck} + A_s F_y + A_{sr} F_{yr})$
AISC		
EC4	Partial safety factor (PSF)	$N_{pl,Rd} = \frac{f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys} A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ya} A}{\gamma_a}$

Note: $\phi = 1.0$, PSF=1.0 (to compute nominal strength)

으로 담보하는 안전확률 또는 파괴확률을 평가할 필요가 있다. 향후 구조신뢰론에 정통한 전문 연구자의 참여가 필요할 것으로 판단된다.

2.3 단면구조성능

2.3.1 공칭강도의 산정

합성단면의 공칭강도를 산정하는 데에는 변형률적합법(Strain Compatibility Method, SCM)과 소성응력분포법(Plastic Stress Distribution Method, PSDM)의 두 가지 옵션이 있다. Table 2는 각 기준의 공칭강도 산정법을 정리한 것이다.

소성응력분포법(PSDM)은 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 압축으로 0.85f_{ck}의 응력에 도달한 소성응력분포를 보이는 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. AISC에서는 AISC P-M curve(Fig. 5 참조), 소성응력분포법(PSDM), 변형률적합법(SCM)에 의해 산정을 하며 소성응력분포법(PSDM)에는 3점 근사 소성응력분포법과 5점근사 소성응력분포법의 2가지 방법이 있다. 변형률적합법(SCM)은 단면춤에 대하여 변형률이 선형적으로 분포하는 것으로 가정하여 각 재료의 응력을 구한 후 단면의 강도를 산정하는 방식으로 콘크리트의 압괴변형률을 통상 $\epsilon_{cc} = 0.003$ 으로 가정한다. 이 방법은 각 재료의 정확한 응력-변형률관계(구성방정식)만 주어지면 적합조건 및 평형조건을 만족시키므로, 모든 경우에 정해에 가까운 결과가 얻어져야 한다. 그러나 이하의 논의에서 보듯이 각 기준에서 제시하는 변형률적합법(SCM)을 따를 경우 실험결과와 상당한 오차를 보이는 경우가 종종 발생한다. 이는 합성기둥의 실제 거동을 반영하는 구성방정식(가령 구속효과를 반영한 강관내부의 콘크리트의 응력-변형률 관계)을 각 기준에서 적절히 고려하지 못하고 있음을 시사한다.

2.3.2 구속효과

각형 CFT 기둥의 콘크리트 강도에 대하여 ACI와 AISC는 0.85f_{ck}를 사용하여 각형강관의 횡구속에 의한 강도증진을 반영하지 않는다. 반면 EC4에서는 1.0f_{ck}를 택하여 횡구속에 의한 강도증진을 인정한다.

Table 2. Comparison of nominal strength calculation

ACI	AISC	EC4
Strain Compatibility Method (SCM)	AISC P-M curve / Plastic Stress Distribution Method (PSDM) / Strain Compatibility Method (SCM)	Plastic Stress Distribution Method (PSDM)

Table 3. Limiting material strength and steel ratios

	Concrete strength	Steel strength	Steel or steel strength ratio
ACI	None		
AISC	$21 \leq f_{ck} \leq 70MPa$	$f_y \leq 525MPa$ (KBC2009: $f_y \leq 440MPa$)	$\rho_s \geq 1\%$
EC4	$f_c \leq 60MPa$	$f_y \leq 460MPa$	$0.2 \leq \delta \leq 0.9$ $\delta = \frac{A_w f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$

2.3.3 재료강도 상한 및 강재비 제한

일반적으로 실험이나 타당한 해석적 고려에 의해 입증되지 않으면 재료강도나 강재비 등에 대한 상/하한을 부과하는 것이 구조기준의 보수성 확보라는 측면에서 타당하다. 그러나 Table 3에서 보듯이 ACI기준의 경우는 이와 관련된 제한이 전혀 없는데 이는 이 기준이 다소 넓은 기준임을 보여준다. 그리고 AISC와 EC4에서의 경우 실험자료 부족을 이유로 들어 콘크리트와 강재의 강도상한을 각각 60~70MPa, 460~525MPa를 아주 보수적으로 제한을 두고 있다. 강도상한 규정은 국내에서 선도적으로 진행되고 있는 고강도 콘크리트, 고강도 강재의 실험결과 그리고 이미 현장에 적용되고 있는 상황을 참고하여 완화되는 방향으로 개정될 필요가 있다. AISC⁽³⁾의 경우 처짐 등 사용성 평가를 위한 강성산정에는 콘크리트강도가 상한을 초과해도 특별한 검증없이 활용할 수 있다.

2.3.4 판-폭 두께비 제한

충전강관의 국부좌굴을 제어하기 위한 제한으로 최근 AISC는 컴팩트/비컴팩트/세장단면 등으로 세분화를 시도하여 가장 발전된 형태의 포맷을 보여주고 있다(Table 4 참고).

ACI와 EC4는 단지 상한만 규정하되 컴팩트단면만 허용하여 너무 보수적으로 제한하고 있어 강관의 경제적 사용에 독소조항으로 작용할 수 있다. ACI와 EC4의 판-폭 두께비 제

Table 4. Limiting width-thickness ratios for rectangular CFT

ACI	$\frac{b_s}{t} \leq \sqrt{\frac{3E_s}{f_y}} = 1.73 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$		
AISC	λ_p	λ_r	Max
	$2.26 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
EC4	$\frac{h}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$		

Table 5. Short rectangular CFT column strength depending upon width-to-thickness ratio

	Nominal strength	Note
ACI	$\phi_c P_{n,max} = 0.85 \times \phi_c P_0$	(0.85) for min. eccentricity
AISC-LRFD	Compact sections $P_{no} = P_p \quad C_2 = 0.85$	$P_p = F_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$
	Noncompact sections $P_p - \frac{P_{po} - P_p}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)$	$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$
	Slender sections $P_p = F_{cr} A_s + 0.7 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$	$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t} \right)^2}$
EC4	$N_{pl,Rd} = \frac{f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys} A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ya} A}{\gamma_a}$	Increased concrete strength permitted

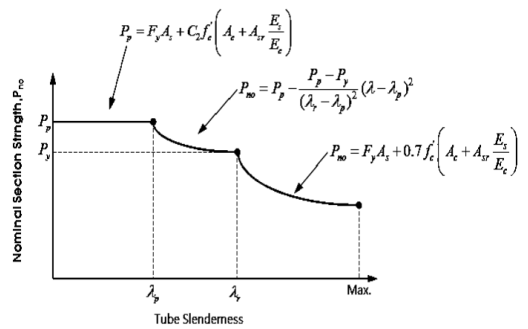


Fig. 1 Nominal axial strength vs. plate slenderness (AISC)

한값은 AISC의 판-폭 두께비 제한값 상한치에 비해 무려 3배 정도의 차이가 있다.

2.3.5 판-폭 두께비에 따른 CFT단면 단주강도

Table 5는 ACI, AISC, EC4에서 규정하는 판-폭두께비에 따른 CFT단면의 단주강도를 나타낸 것이다. AISC가 가장 정교한 형태를 띠고 있다. 비탄성국부좌굴 거동에 속하는 비컴팩트단면에 대해서도 세장비의 제공에 반비례하는 형태를 취하고 있는데 추후 실험자료를 바탕으로 좀 더 단순한 직선근사 방안도 검토할 필요가 있다.

Fig. 1은 판-폭 두께비에 따른 AISC의 CFT단면 단주강도의 변화를 그림으로 나타낸 것이다. 컴팩트단면에서는 세 가지 방법으로서 AISC P-M curve(Fig. 5 참조), 3점 근사 소성응력분포법, 그리고 5점근사 소성응력분포법이 사용 가능하나 비컴팩트단면이나 세장단면에서는 보수적인 AISC P-M curve만 활용할 수 있다.

Table 6. Comparison of effective flexural stiffness

ACI	$EI = \frac{0.2E_cI_g + E_sI_{sc}}{1 + \beta_d} \text{ or } EI = \frac{0.2E_cI_g}{1 + \beta_d} + E_sI_{sx}$ $\beta_d : \text{The ratio of maximum factored axial sustained load to maximum factored axial load}$
AISC	$(EI)_{eff} = E_sI_s + E_sI_{sr} + C_2E_cI_c$ $C_2 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9$
EC4	$(EI)_{eff} = E_aI_a + E_sI_s + 0.6E_{cm}I_c$ $E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,E_d}/N_{E_d})\phi_t}$

2.3.6 유효휨강성

단면기둥의 유효휨강성은 휨좌굴강도(장주/중간주) 산정의 필수정보로서 중요하다. Table 6은 기준별 유효휨강성 산정식을 요약한 것이다. AISC에서는 강관기둥 내의 콘크리트 크립은 그 영향이 미미한 것으로 보고 무시하여 간편한 식을 제시하고 있다. 실무적용의 측면에서 강관 내 콘크리트 크립의 영향이 미미할 경우 이를 무시하거나 간단히 고려할 수 있는 방안의 모색이 바람직하다.

2.3.7 길이효과

휨좌굴을 고려한 합성기둥(장주/중간주)의 축강도 산정식으로서, AISC에서는 강재기둥의 좌굴강도곡선(steel column curve)을 확대적용하여 사용하고, EC4는 Rondal-Maquoi (Rondal and Maquoi^[10]) 방정식에 토대를 두고 단면형상/제작조건 등에 따라 다양한 형태의 좌굴강도곡선을 활용한다. 각 기준식의 적합성 내지 장단점은 후속 추가연구를 통한 비교 및 검토를 요한다.

2.3.8 내진 판-폭 두께비

Table 7은 2010 AISC 내진기준과 KBC 2009에서 규정한 내진 판-폭 두께비를 정리한 것이다.

세 가지 비교기준 가운데 2010 AISC만이 강관기둥의 내

Table 7. Limiting width-thickness ratios of 2010 AISC and KBC 2009 (2005 AISC) in seismic provisions

2010 AISC seismic provisions ⁽⁷⁾	Highly ductile members λ_{bd}	Moderately ductile members λ_{md}
		$\frac{b}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
KBC 2009 ⁽⁸⁾ (2005 AISC ⁽³⁾)	$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{2E_s}{F_y}}$	

진 판-폭 두께비에 대한 규정이 있을 뿐, 타 기준에선 찾아볼 수 없다. 여기에서 고연성과 중간연성 부재의 구분은 소성회전능력 2% rad를 기준으로 구분하고 있다.

3. 실험DB를 통한 각 기준 강도 산정식 비교평가

각 기준이 제시하는 강도산정식의 정확도 평가를 위한 1차 시도로서 우선 다섯 개의 실험논문(Fujimoto 등^[11], Liu and Gho^[12], Lue 등^[13], Varma 등^[14])에 보고된 실험DB를 분석하였다. 본 논문에서는 각형CFT기둥의 실험강도와 각 기준에 의한 예측강도를 중심으로 분석하였다. P-M 상호작용식의 2개의 중요한 기점인 중심축 압축강도와 휨강도를 중심으로 평가하였다. 본 실험DB는 다음과 같이 다양한 실험변수를 포함하고 있어 향후 기준화 작업에 중요한 근거가 될 수 있을 것이다:

- * 기둥단면폭(B): 120~319mm
- * 기둥길이(L): 300~1520mm
- * 단주~중간주를 포괄
- * 판-폭 두께비(B/t): 21~50
- * 콘크리트 강도(f_{ck}): 25.4~110MPa
- * 강재의 항복강도(F_y): 262~834MPa

이하에서는 지면의 제한으로 대표적 비교평가 결과를 선별하여 논의하고자 한다.

3.1 각형 CFT의 단주강도

3.1.1 각형CFT기둥의 압축강도 분석

Liu and Gho^[12]의 결과를 바탕으로 각형 CFT기둥의 단주압축강도에 대한 실험치와 산정식을 비교검토 하였다. 거의 대부분 컴팩트 단면조건을 만족하는 것으로써, 실험체의 조건

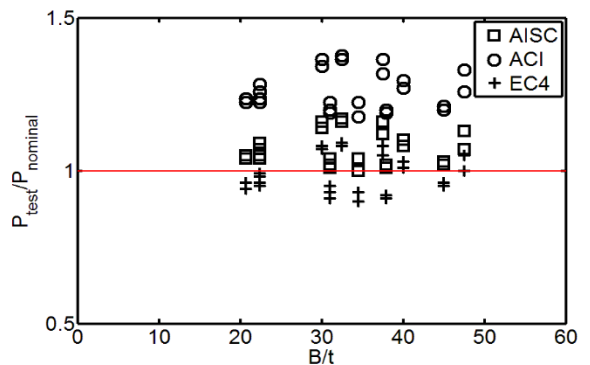


Fig. 2 Comparison of short rectangular CFT columns

은 다음과 같다: $B/t=21\sim47.5$, $L/B=3$, $F_y=300\sim495\text{MPa}$, $f_{ck}=55\sim106\text{MPa}$.

Fig. 2는 실험결과와의 비교결과를 도시한 것이다. 세 가지 기준 모두 수용가능한 정확도를 제공한다고 볼 수도 있지만 EC4는 보수성이 떨어진다(즉 실제 실험강도보다 과대평가한다). 이러한 경향은 각형 CFT의 콘크리트 강도에 대하여 ACI와 AISC는 $0.85f_{ck}$ 를 사용하나 EC4에서는 각형강관의 구속효과를 과도하게 반영하여 $1.0f_{ck}$ 를 사용하는 것과 상관이 있다. AISC가 ACI에 비하여 비보수적인데 이는 AISC는 중심축 축력을 받는 CFT기둥의 길이효과를 세분화하여 반영하고 있는 반면 ACI는 최소 편심효과를 고려하여 0.85 의 저감계수를 도입해 $(0.85)\phi_c P_0$ 로 적용하고 있기 때문이다.

3.1.2 각형CFT단면의 휨강도

Varma 등^[14]의 결과를 바탕으로 고강도 콘크리트에 일반/고강도 강재를 사용한 각형 CFT기둥의 실험치와 각 설계기준식의 휨강도를 비교하여 Fig. 3에 정리하였다. 각 실험체의 조건은 다음과 같다: $B/t=35.5\sim50$, $L/B=5$, $F_y=269\sim660\text{MPa}$, $f_{ck}=110\text{MPa}$.

Fig. 3은 Varma 등^[15]이 P-M 조합강도 실험을 통해 얻은 결과를 그대로 정리한 것이다. 그림에서 보듯이 AISC P-M curve(즉, AISC기준의 이직선 P-M강도식, Fig. 5의 수식 참고)는 지나치게 과소평가(안전측), EC4는 과대평가하는(비안전측) 경향을 보인다. 이와 별개로 비안전측의 결과를 보여주는 경우에 대해서는 변형률적합법에 근거한 평가 등 추가 분석이 필요하다. AISC PSDM(3점근사 소성응력분포법, 5점근사 소성응력분포법)과 EC4는 전체적으로 실험 결과 대비 비보수적인 결과를 보여주고 있다. 양자 모두 거의 동일한 결과를 보여주고 있지만 다소 차이가 나타나는데 이는 각형 CFT 기둥의 콘크리트 강도에 대하여 ACI와 AISC는 $0.85f_{ck}$ 를 사용하여 각형강관의 횡구속에 의한 강도증진

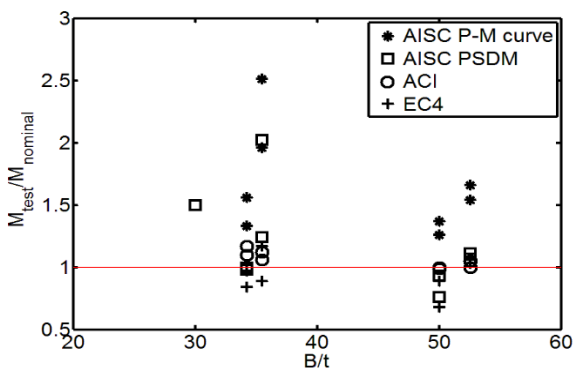


Fig. 3 Comparison of flexural strength of rectangular CFT sections

을 반영하지 않는데 반해, EC4에서는 $1.0f_{ck}$ 를 택하여 횡구속에 의한 강도증진을 인정하기 때문이다. 위 각형 CFT기둥의 압축강도 및 휨강도 분석결과에서 보듯이, 각형강관에 의한 횡구속 효과를 인정하여 $1.0f_{ck}$ 를 사용하는 EC4의 경우에는 대부분 비안전측의 결과를 준다. 이는 각형강관에 의한 횡구속은 P-M 조합응력 상태에서도 유의미한 콘크리트의 강도증진을 가져오지 않음을 시사한다.

3.2 각형 CFT기둥의 실험결과에 대한 P-M 강도 비교

3.2.1 고강도 콘크리트 및 일반/고강도 강재

고강도 콘크리트(110MPa)에 일반/고강도 강재를 사용한 각형 CFT기둥에 대한 P-M 곡선의 비교결과를 Fig. 4에 도시하였다(Varma 등^[14]).

이 그림에서 AISC는 ACI, AIJ, EC4에 비해 가장 보수적인 결과를 보여주고 있으며 비구속 콘크리트의 압괴변형률 $=0.003$ 을 사용한 ACI의 변형률적합법(SCM)이 안전측이면서 가장 정확한 예측을 하고 있다. EC4는 일반강재에 대해서는 비교적 정확히 예측하지만 고강도 강재에 대해서는 비안전측으로 과대평가하고 있다. 이는 EC4가 소성응력분포법(PSDM)에 기반하여 강재와 콘크리트의 충분한 항복을 전제로 하지만, 실제로는 고강도 강재가 항복하지 않을 수 있기 때문이다.

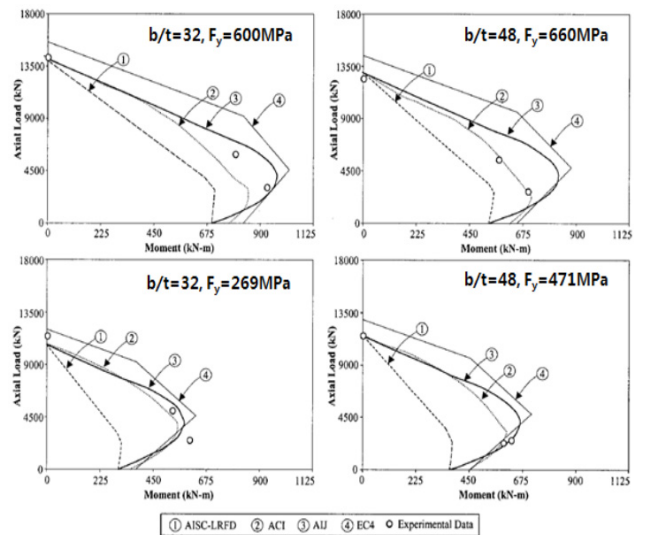


Fig. 4 Comparison of P-M interaction curves for rectangular CFT members

3.2.2 일반 콘크리트 및 일반/고강도 강재

Fujimoto 등^[11]의 실험결과를 바탕으로 일반 콘크리트(25.4MPa)에 일반/고강도 강재(262~834MPa)를 사용한

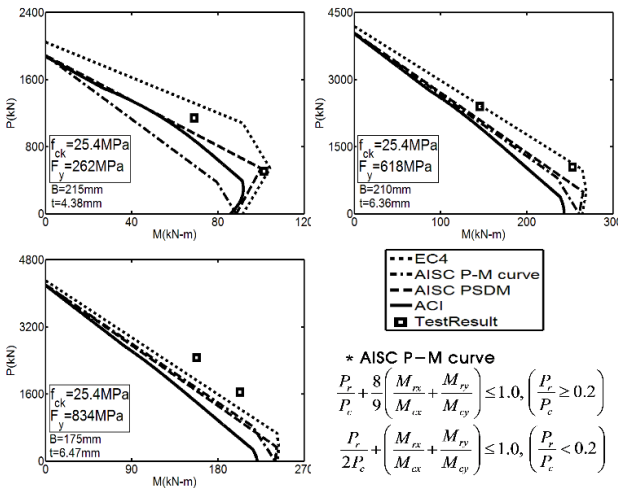


Fig. 5 Comparison of P-M interaction curves for rectangular CFT members

각형 CFT기둥에 대한 P-M 곡선의 비교결과를 Fig. 5에 정리하였다.

Fig. 5에서 AISC P-M curve, AISC PSDM과 ACI는 보수적 성향을 보인다. ACI 변형률적합법(SCM)의 경우 일반 강재에 대해서는 비교적 정확히 예측하고 있으나, 강재의 강도가 클수록 가장 보수적인 경향을 보이며 코드들 중에서 실제 강도를 가장 반영하지 못하는 것을 알 수 있다. 이는 AIC 변형률적합법(SCM)의 경우 콘크리트 콘크리트의 압괴 변형률을 0.003으로 가정함으로써 구속효과를 고려하지 않기 때문이다. EC4의 경우는 코드들 중에서 가장 비보수적인 경향을 보임과 동시에, 강재의 강도가 클 수록 실제 강도를 반영하지 못하는 경향이 있다. 모든 코드들이 고강도강으로 갈수록 구속효과 증대에 대해 보수적 경향을 보이고 있으며, 강재의 강도를 합리적으로 반영할 수 있는 방안이 모색되어야 한다.

3.2.3 고강도 콘크리트 및 일반/고강도 강재

Fujimoto 등⁽⁷⁾의 실험결과를 바탕으로 고강도 콘크리트(80MPa)에 일반/고강도 강재(262~834MPa)를 사용한 각형 CFT기둥에 대한 P-M 곡선의 비교결과를 Fig. 6에 정리하였다.

AISC P-M curve, AISC PSDM과 ACI가 실험치에 비해 보수적인 경향을 보이고 있으며 콘크리트의 구속효과를 반영한 EC4의 경우 실험치에 비해 비보수적인 경향을 보임을 확인하였다. 비교결과 Fig. 5나 Fig. 6을 통해 강재강도와 콘크리트 강도의 비, 즉 상대강도비(F_y/f_{ck})가 클수록 구속효과가 큰 경향을 확인하였다. 이는 구속효과로 인한 압괴 변형률의 증가정도는 상대강도비(F_y/f_{ck})를 기반으로 반영되

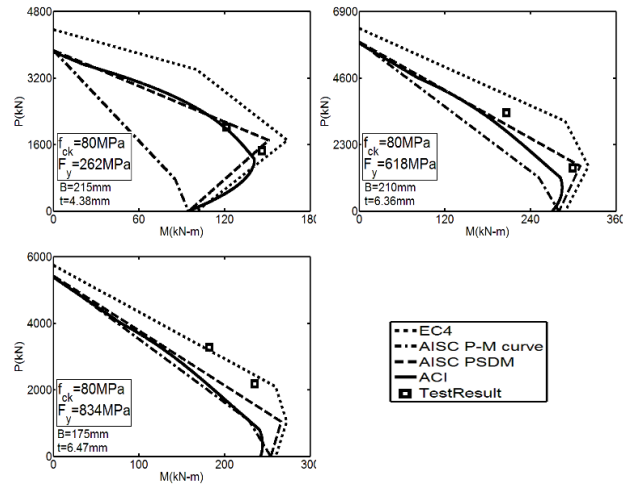


Fig. 6 Comparison of P-M interaction curves for rectangular CFT members

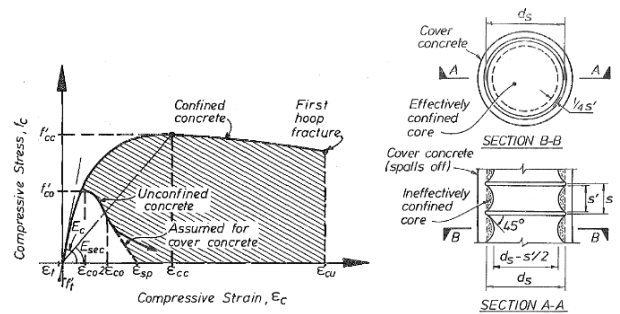


Fig. 7 Theoretical stress-strain model of confined concrete proposed by Mander *et al.*⁽¹⁵⁾

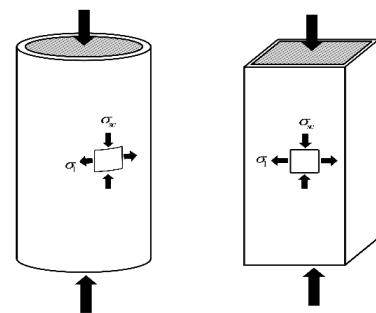


Fig. 8 State of stress of CFT subjected to compressive loading

어야 함을 시사하고 있다.

이상의 논의에서 보듯이 다양한 강도의 재료조합에 대해 P-M 상호작용 강도를 모두 만족스럽게 예측하는 방안이 아직 정립되어 있지 않다. 소성응력분포법(PSDM)은 약산법으로서 원래 근사식으로서 한계를 가지고 있다. 그러나 변형률적합법(SCM)은 정확한 응력-변형률관계(구성방정식)만 주

어지면 적합조건 및 평형조건을 만족시키므로 모든 경우에 정해에 가까운 결과가 얻어져야 한다. 현행 기준의 변형률적합법 부정확성은 강관의 콘크리트 구속효과를 고려하지 않고 비구속 콘크리트의 압괴변형률 $\epsilon_{cc}=0.003$ 을 그대로 사용하는 것과 가장 큰 관계가 있는 바 이의 개선이 필요하다. 즉 각형강관 구속효과를 반영한 콘크리트의 구성방정식을 시험 자료를 근거로 정립하는 것이 시급한 과제라 할 수 있다.

Fig. 7은 횡철근에 의해 구속된 콘크리트의 대표적 구성방정식의 일례이다(Mander 등^[15]). 횡구속 철근은 수직하중을 지지하지 않고 100%가 횡구속재 역할만 한다.

반면 Fig. 8에서 보듯이 강관은 횡구속 기능이전에 수직하중을 지지해야 하므로 횡철근만큼 횡구속효율이 높지 않을 것으로 예상된다. 특히 각형강관은 후프응력보다는 면외 휨강성에 의해 횡구속기능을 발휘하므로 구속효과가 더 떨어질 것으로 예측된다(본 논문의 3.1절의 실험결과분석 참조). 차후 실험결과와 합치하는 각형 CFT기둥의 횡구속 콘크리트의 구성방정식을 개발하고 이를 바탕으로 모든 재료강도의 조합에 활용될 수 있는 변형률적합법을 후속 연구를 통해 제시하고자 한다.

4. 요약 및 결론

본 연구에서는 ACI, AISC, EC4의 각형CFT기둥 설계조항을 중심으로 비교분석하고 구축된 실험DB와 비교하여 강구조학회-콘크리트학회 통합합성기준 기준집필 및 연구방향의 설정에 도움을 주고자 하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 콘크리트 충전(CFT)기둥의 구조설계기준(ACI, AISC, EC4)을 부재강도 산정포맷, 단면구조성능, 구속효과, 재료강도 상한 및 강재비, 판-폭 두께비 제한, 판-폭 두께비에 따른 CFT단면 강도, 유효휨강성, 내진판폭 두께비 등에 대해 비교 및 검토하였다. 전반적으로 2010 AISC가 타 기준에 비해 가장 최근에 연구성과를 반영하고 있어 좀 더 발전된 형태의 방안을 제시하고 있는 것으로 판단된다. 향후 EC4 포맷으로 합성기준을 집필한다고 해도 2010 AISC의 최근 연구성과를 반영한 장점은 적극 반영할 필요가 있다.
- (2) 일반/고강도 콘크리트와 일반/고강도 강재를 사용한 원형, 각형 CFT의 기존 실험결과를 DB화 하였고, 이를 통한 각 기준 강도 예측식(ACI, AISC, EC4)와 비교 검토하였다. 각형 압괴강도와 휨강도는 세 기준 모두 비슷한 정도의 정확도를 주지만 2010 AISC가 보수성이

있고 미소하게나마 정확도가 높다. 실험강도를 과대평가했던 실험DB를 중심으로 추가분석이 필요하다.

- (3) CFT 합성기둥의 P-M 조합강도 산정식의 기준간 정확도 비교평가 결과 세 가지 기준에서 제시하는 어느 방법도 다양한 설계조건(가령 고강도 강재가 포함된 합성기둥)에 대해 만족스런 예측을 제공하지 못하고 있음이 확인되었다. 가장 큰 이유는 합성기둥의 실제 거동을 반영하는 구성방정식(가령 구속효과를 반영한 콘크리트의 압괴변형률의 한계 및 응력-변형률 관계 또는 고강도강의 특유의 응력-변형률 관계)을 각 기준에서 적절히 반영하지 못했기 때문이다. 본 연구의 실험결과분석에 의하면 상대강도비(F_y/f_{ck})가 클수록 구속효과가 증진되는 것이 분명히 확인되었다. 이를 반영한 개선방안을 찾아 향후 합성기준에 반영할 필요가 있다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(11기술표준화09-01)에 의한 성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준개발의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고 문헌(References)

- [1] ECS (2005) *Design of composite steel and concrete structures*, European Committee for standardization, UK.
- [2] ACI (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*, American Concrete Institute, USA.
- [3] AISC (2005) *Specification for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, USA.
- [4] 최영환 (2012) 콘크리트 충전 각형강관 기둥의 폭두께비 제한에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제 24권, 제4호, pp.451-458.
Choi, Y.H. (2012) Limitations on the width-to-thickness ratio of rectangular concrete-filled tubular (CFT), *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 24, No. 4, pp.451 -458 (in Korean).
- [5] 김철환, 김성은 (2010) 콘크리트 충전 각형강관 주각부의 내력 및 변형에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제 22권, 제3호, pp.253-260.
Kim, C.H. and Kim, S.E. (2010) A Study on the behaviors of column-to-footing connections for

Concrete Filled Tube(CFT) System, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 3, pp.253-260 (in Korean).

[6] 심현주, 최병정, 이은택 (2012) 중심압축력을 받는 내진 건축구조용 각형강관 CFT 부재의 구조성능 평가, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제24권, 제4호, pp.443-450.

Shim, H.J., Choi, B.J., and Lee, E.T. (2012) Structural performance evaluation to centrally compressed CFT columns using seismic rectangular steel tube, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 24, No. 4, pp.443-450 (in Korean).

[7] AISC (2010) *Specification for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, USA.

[8] 대한건축학회(2009) 건축구조설계기준 및 해설(KBC 2009), 기문당.
AIK (2009) *Korea building code and commentary - structural*, Architectural Institute of Korea (in Korean).

[9] Leon, R.T., Kim, D.K., and Hajjar, J.F. (2007) Limit state response of composite columns and beam-columns. Part 1: Formulation of design provisions for the 2005 AISC specification, *Engineering Journal*, AISC, no. 4, pp. 341-358.

[10] Rondal, J. and Maquoi, R. (1979) Single equation for SSRC column strength curves, *Journal of the structureal Division*, Vol. 105, No. 1, pp.247-250.

[11] Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004) Behavior of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp.203-212.

[12] Liu, D. and Gho, W. (2005) Axial load behaviour of high strength rectangular concrete filled steel tubular stub columns, *Thin-Walled Structures*, Vol. 43, No. 8, pp.1131-1142.

[13] Lue, D.M., Liu, J., and Yen, T. (2007) Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 1, pp.37-44.

[14] 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.

[15] Mander, J.B., Priestley, M., and Park, R. (1988) Theoretical stress strain model for concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp.1804-1826.

요 약: 본 연구에서는 향후 기준집필 및 연구방향 제시를 위한 선행연구로써, 2005/2010 AISC, ACI 318-08과 EC4 내 각형 CFT 기둥 설계조건 간의 부재강도 산정포맷, 단면구조성능, 구속효과, 재료강도 상한 및 강재비, 판-폭 두께비 제한 등을 간략히 요약하고 비교분석하였다. 전반적으로 2010 AISC는 ACI 기준과의 충돌 완화를 위해 변형률적합법을 도입하는 등 최신 실험 및 연구 결과들을 반영하여 개정하였으며 CFT 기둥에서 세장비를 더욱 세분화하거나 내진 판-폭 두께비를 고연성과 중간연성 부재로 구분하는 등, 타 기준에 비해 발전된 형태의 방안을 제시하고 있다. 하지만 AISC와 EC4에서의 재료강도 상한치는 너무나 제한적이기때문에 현재 사용 가능한 고강도 재료실험 데이터베이스를 고려하여 완화할 필요가 있다. 본 연구를 통해 AISC, ACI, EC4에서 제시하는 각형 CFT 기둥의 P-M 조합강도 산정식은 다양한 설계조건에 대해 만족스러운 강도예측을 하지 못함을 확인하였다. 따라서 각형 CFT 기둥의 신뢰도 높은 P-M 조합강도 산정을 위하여 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 합리적으로 반영할 수 있는 실용적인 구성 방정식이 개발되어야 한다.

핵심 용어: 콘크리트충진 강관기둥, 재료강도비, 고강도강, KBC2009, 2010 AISC, 2005 AISC, Eurocode 4, ACI

부록 1. 본 연구에 사용된 각형 CFT실험 DB

Title	Researcher	Shape (B × H × t)	B / t	L / B	F _y (MPa)	f _c (MPa)	M _{exp} (kN-m)
Experimental behavior of high strength square concrete-filled steel tube columns	Varma, A. H. and Ricles, J. M. (2002)	Rectangular (305 × 305 × 8.6)	35.5	5.0	269	110	606
		Rectangular (305 × 305 × 8.6)	35.5	5.0	269	110	543
		Rectangular (305 × 305 × 8.9)	34.3	5.0	600	110	933
		Rectangular (305 × 305 × 8.9)	34.3	5.0	600	110	806
		Rectangular (305 × 305 × 5.8)	52.6	5.0	471	110	597
		Rectangular (305 × 305 × 5.8)	52.6	5.0	471	110	629
		Rectangular (305 × 305 × 6.1)	50.0	5.0	660	110	700
		Rectangular (305 × 305 × 6.1)	50.0	5.0	660	110	574
Behavior of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns	Fujimoto, T., Mukai, A., Nishiyama, I., and Sakino, K. (2004)	Rectangular (149 × 149 × 4.38)	35.5	5.0	269	110	606
		Rectangular (149 × 149 × 4.38)	35.5	5.0	269	110	543
		Rectangular (215 × 215 × 4.38)	34.3	5.0	600	110	933
		Rectangular (214 × 214 × 4.38)	34.3	5.0	600	110	806
		Rectangular (215 × 215 × 4.38)	52.6	5.0	471	110	597
		Rectangular (215 × 215 × 4.38)	52.6	5.0	471	110	629
		Rectangular (215 × 215 × 4.38)	50.0	5.0	660	110	700
		Rectangular (214 × 214 × 4.38)	50.0	5.0	660	110	574
		Rectangular (215 × 215 × 4.38)	32	5.3	600	110	926
		Rectangular (323 × 323 × 4.38)	32	5.3	600	110	954
		Rectangular (323 × 323 × 4.38)	48	5.1	660	110	645
		Rectangular (144 × 144 × 6.36)	48	5.1	660	110	712
		Rectangular (144 × 144 × 6.36)	32	5.5	269	110	553
		Rectangular (211 × 211 × 6.36)	32	5.5	269	110	606
		Rectangular (210 × 210 × 6.36)	48	5.4	471	110	512
		Rectangular (210 × 210 × 6.36)	48	5.4	471	110	549
		Rectangular (210 × 210 × 6.36)	34.0	4.9	262	40	267
		Rectangular (209 × 209 × 6.36)	33.8	4.9	262	40	823
		Rectangular (210 × 210 × 6.36)	49.1	3.4	262	20	503
		Rectangular (210 × 210 × 6.36)	48.9	3.4	262	20	1141
		Rectangular (319 × 319 × 6.36)	49.1	3.4	262	40	580
		Rectangular (319 × 319 × 6.36)	49.1	3.4	262	40	1028
		Rectangular (121 × 121 × 6.47)	49.1	3.4	262	40	1369
		Rectangular (175 × 175 × 6.47)	48.9	3.4	262	80	1448
		Rectangular (175 × 175 × 6.47)	49.1	3.4	262	80	2014
		Rectangular (175 × 175 × 6.47)	73.7	2.3	262	40	1479
		Rectangular (175 × 175 × 6.47)	73.7	2.3	262	40	3306
		Rectangular (176 × 176 × 6.47)	22.6	5.1	618	40	611
		Rectangular (176 × 176 × 6.47)	22.6	5.1	618	40	1701
		Rectangular (175 × 175 × 6.47)	33.2	3.5	618	20	1040
		Rectangular (265 × 265 × 6.47)	33.0	3.5	618	20	2393
		Rectangular (265 × 265 × 6.47)	33.0	3.5	618	40	858

부록 1. 계속

Title	Researcher	Shape (B × H × t)	B / t	L / B	F _y (MPa)	f _c (MPa)	P _{exp} (kN)
Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete	Lue 등 ^[13]	Rectangular (150 × 100 × 4.5)	33.3	12.4	379.8	-	1059.7
		Rectangular (150 × 100 × 4.5)	33.3	12.4	379.8	29	1328.5
		Rectangular (150 × 100 × 4.5)	33.3	12.4	379.8	63	1722.3
		Rectangular (150 × 100 × 4.5)	33.3	12.4	379.8	70	1885.5
		Rectangular (150 × 100 × 4.5)	33.3	12.4	379.8	84	2089.8
Axial load behaviour of high strength rectangular concrete-filled steel tubular stub columns	Liu and Gho ^[12]	Rectangular (120 × 120 × 5.8)	20.7	3	300	83	1697
		Rectangular (120 × 120 × 5.8)	20.7	3	300	106	1919
		Rectangular (200 × 200 × 5.8)	34.5	3	300	83	3996
		Rectangular (200 × 200 × 5.8)	34.5	3	300	83	3862
		Rectangular (130 × 100 × 5.8)	22.4	3	300	83	1601
		Rectangular (130 × 100 × 5.8)	22.4	3	300	83	1566
		Rectangular (130 × 100 × 5.8)	22.4	3	300	106	1854
		Rectangular (130 × 100 × 5.8)	22.4	3	300	106	1779
		Rectangular (220 × 170 × 5.8)	37.9	3	300	83	3684
		Rectangular (220 × 170 × 5.9)	37.9	3	300	83	3717
		Rectangular (180 × 100 × 5.8)	31.0	3	300	83	2059
		Rectangular (180 × 100 × 5.8)	31.0	3	300	83	2019
		Rectangular (180 × 100 × 5.8)	31.0	3	300	106	2287
		Rectangular (180 × 100 × 5.8)	31.0	3	300	106	2291
		Rectangular (120 × 120 × 4)	30.0	3	495	55	1739
		Rectangular (120 × 120 × 4)	30.0	3	495	55	1718
		Rectangular (150 × 100 × 4)	37.5	3	495	55	1815
		Rectangular (150 × 100 × 4)	37.5	3	495	55	1763
		Rectangular (180 × 90 × 4)	45.0	3	495	55	1725
		Rectangular (180 × 90 × 4)	45.0	3	495	55	1742
		Rectangular (130 × 130 × 4)	32.5	3	495	55	1963
		Rectangular (130 × 130 × 4)	32.5	3	495	55	1988
		Rectangular (160 × 110 × 4)	40.0	3	495	55	1947
		Rectangular (160 × 110 × 4)	40.0	3	495	55	1912
Rectangular (190 × 100 × 4)	47.5	3	495	55	2035		
Rectangular (190 × 100 × 4)	47.5	3	495	55	2138		