Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection
Vol. 19, No. 2, March 2015, pp.010-021
http://dx.doi.org/10.11112/jksmi.2015.19.2.010

pISSN 2234-6937
eISSN 2287-6979

유한요소해석에 의한 고강도 강재를 사용한 각형 콘크리트 충전 강관 기둥의 설계인자 분석

Parametric Study on design Variables of Rectangular Concrete Filled Tubular Columns with High-Strength Steel

최 현 기[1)] 배 백 일[2)*] 최 윤 철[3)] 최 창 식[4)]
Hyun-Ki Choi Baek-Il Bae Yun-Cheol Choi Chang-Sik Choi

Abstract

For the safe design of steel-concrete composite structure, usable yield strength of steels are limited in most of design standard. However, this limitation sometimes cause the uneconomical design for some kind of members such as slender columns which was affected by elastic buckling load. For the economical design for slender columns, parametric study of RCFT (Rectangular CFT) with high-strength steel is conducted, especially investigating the limitation of yield strength of high-strength steels. Using ABAQUS, finite element analysis program, the finite element model was constructed and calibrated with experimental study for RCFT with high strength steel which have yield strength up to 680MPa. Investigated design parameters are yield strength of steel, compressive strength of concrete, steel thickness and slenderness ratio. The effect of desgn parameters were compared with design standard, KBC-09. From the parametric study with 54 models and previous test specimens, RCFT can be safely design with higher yield strength of steels than currently limited by KBC for large range of slenderness ratio.

Keywords : Concrete filled tubular column, High strength steel, HSB800, Buckling, Slenderness ratio, Finite element analysis

1. 서 론

현재 구조용 고강도 강재로는 기존에 사용되던 SM490, SS400의 항복강도를 초과하는, 설계기준 항복강도가 440MPa인 SM570TMC와 680MPa인 HSB, HSA800과 같은 강재들이 사용되고 있다. 강재의 가용 설계기준 항복강도의 증가는 높은 축력 및 휨모멘트에 대해 부재 단면의 크기 감소의 효과가 있다. 그러나 현재 건축구조기준 (KBC-09)은 SM570TMC 강재의 항복강도인 440MPa의 사용까지만 허용하고 있으며 그 이상의 항복강도를 가진 강재에 대해서는 한계 항복강도인 440MPa을 사용하도록 하고 있어 항복강도 680MPa 급의 강재를 사용할 경우 고강도 강재를 사용함에도 불구하고 두꺼운 강재를 사용해야 하는 상황이다. 따라서, 현행 구조기준을 적용할 경우 고강도 강재의 경제적 설계는 어려운 실정이다.

그러나 최근에 수행된 연구들에 의하면 현행 설계기준의 제한 설계기준 항복강도 이상의 강도를 보유한 강재를 사용한 CFT가 사용 가능한 것으로 나타나고 있다. Uy의 연구로부터 440MPa 이상의 항복강도를 가진 고강도 강재가 사용된 CFT 단주에 대한 실험을 수행하여 제한 항복강도 이상의 강도가 발현이 가능하다는 것을 확인하였다. 이철호 등은 HSA800의 단주에 대한 연구를 통해 현행 설계기준 하에서의 중심압축 및 편심압축하에서의 안전성을 확보할 수 있는 것을 확인하였으며, 최인락과 홍건호는 보강된 CFT의 성능이 현행 설계기준에 의한 설계에 의해서도 적절한 강도를 발휘할 수 있음을 확인하였다. 이와 같이 고강도 강재가 사용된 CFT 단주에 대한 연구는 중심압축강도 및 휨강도에 집중되어 있는 것을 확인할 수 있었다.

1) 정회원, 경남대학교 소방방재공학과 교수
2) 정회원, 한양대학교 산업과학연구소 POST DOC, 교신저자
3) 정회원, 청운대학교 건축설비소방학과 교수
4) 정회원, 한양대학교 건축공학부 교수

* Corresponding author : reise101@gmail.com
• 본 논문에 대한 토의를 2015년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 2015년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

Copyright ⓒ 2015 by The Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection. This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0)which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

www.kci.go.kr

이에 본 연구에서는 고강도 강재를 적용한 직사각형 콘크리트충전 강관 장주 (Rectangular Concrete Filled Tube slender column : RCFT 장주)의 실험을 수행하여 현행설계기준의 적합성평가와 설계기준항복강도의 상향 조정에 대한 가능성을 검토하였다. 또한, 설계기준항복강도의 상향조정이 좌굴하중에 미치는 영향을 파악하기 위해 유한요소 해석을 수행하였으며 기 수행된 실험 결과들을 활용하여 현행 설계기준에의 고강도 강재 적용의 적합성을 재검토하였다.

2. 직사각형 콘크리트 충전 강관기둥의 설계강도

2.1 KBC 2009

현행 건축구조기준 (KBC, 2009)에 따르면 충전형 합성기둥의 압축강도는 기둥세장비에 따른 휨좌굴한계상태로부터 다음 식을 통해 산정할 수 있다.

$$P_u = \phi_c P_n \tag{1}$$

$$P_e \geq 0.44P_0 \text{일 때, } P_n = P_0\left[0.658^{(P_0/P_e)}\right] \tag{2}$$

$$P_e < 0.44P_0 \text{일 때, } P_n = 0.877P_e \tag{3}$$

여기서 P_0는 단면의 누가강도로서 다음과 같이 각 요소의 극한강도의 합으로 구할 수 있다.

$$P_0 = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_{ck} \tag{4}$$

또한, P_e는 기둥의 탄성좌굴 강도로서 다음과 같은 식으로 산정할 수 있다.

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff})/(KL)^2 \tag{5}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_2 E_c I_c \tag{6}$$

$$C_2 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) < 0.9 \tag{7}$$

여기서 A_s는 강재의 단면적 (mm^2), A_c는 콘크리트의 단면적 (mm^2), A_{sr}은 연속된 길이방향철근의 단면적 (mm^2), E_c는 콘크리트의 탄성계수 (MPa), E_s는 강재의 탄성계수 (MPa), f_{ck}콘크리트의 설계기준압축강도 (MPa), F_y는 강재의 설계기준항복강도 (MPa), I_c는 콘크리트단면의 단면2차모멘트 (mm^4), I_s는 강재단면의 단면2차모멘트 (mm^4), I_{sr}는 철근단면의 단면2차모멘트 (mm^4), K는 부재의 유효좌굴길이계수 그리고 L은 부재의 횡지지길이 (mm)이며 EI_{eff}는 합성단면의 유효강성 (N・mm^2)이다. 강도감소계수 ϕ는 0.75를 사용한다.

재료의 강도 및 형상에 대한 제한 사항은 다음과 같다. 강관의 단면적은 합성기둥 총단면적의 1% 이상이어야 하며, 각형강관의 판폭두께비 (b/t)는 $2.26\sqrt{E/F_y}$ 이하이어야 한다. 더 큰 판폭두께비의 사용은 실험 또는 해석에 의해 그 정당성이 증명되어야 한다. 여기서 E는 강재의 탄성계수 (MPa)를 의미한다. KBC2009 0709.1.2.에서는 재료강도의 제한을 명시하고 있다. 콘크리트의 설계기준압축강도는 21MPa 이상이어야 하며 70MPa를 초과할 수 없어야 한다. 구조용 강재 및 철근의 설계기준항복강도는 440MPa를 초과할 수 없으며 실험과 해석을 통해 정당성이 증명된다면 설계기준항복강도가 440MPa를 초과하는 고강도강을 사용할 수 있다.

2.2 AISC-LRFD 2010

AISC-LRFD 2010에서도 부재강도의 산정시 부재의 세장비를 고려하여 부재의 강도를 산정할 수 있도록 제시하고 있다. 부재의 세장비를 나타내는 탄성임계좌굴하중에 대한 단면누가강도의 비가 2.25 이하일 때에는 식 (2)를 사용하여 강도를 계산하고, 2.25를 초과할 경우에는 식 (3)을 사용하도록 정하고 있다. KBC 2009의 산정방법과 같은 방법을 사용하고 있다. KBC 2009에서는 비콤팩트 요소가 사용된 단면을 사용하지 못하도록 정의하였으나, AISC에서는 비콤팩트 단면내 요소의 국부좌굴 여부를 통해 구분하여 합성기둥의 압축강도 산정을 하도록 하고 있다. 강재의 판폭-두께비를 사용하여 단면의 세장여부를 판단하고 있으며, 직사각형단면을 가진 CFT에 대해 다음과 같은 분류기준을 적용한다. 이에 따라 단면이 보유한 압축강도를 요소의 세장비에 따라 다르게 산정하게 된다. 콤팩트단면은 단면에 사용된 강재의 판폭-두께비가 $2.26\sqrt{E/F_y}$ 보다 작은 경우로 다음 식을 통해 단면의 강도를 산정할 수 있다.

$$P_{n0} = P_p = F_y A_s + C_2 f_c{}' \left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right) \tag{8}$$

www.kci.go.kr

여기서, P_{n0}는 단면의 공칭강도를 의미한다. P_p는 단면의 누가강도를 의미하며, F_y는 강재의 항복강도 (MPa)를 의미하며, A_s는 강재의 단면적 (mm^2), f_c'은 콘크리트의 압축강도 (MPa), A_c는 콘크리트의 단면적 (mm^2), A_{sr}은 철근의 단면적 (mm^2)을 의미하며, E_s와 E_c는 각각 강재와 콘크리트의 탄성계수 (MPa)를 의미한다. C_2는 극한상태에서 콘크리트가 저항할 수 있는 응력의 크기를 의미하며 직사각형단면의 경우 0.85를 사용할 수 있다.

비콤팩트단면은 단면에 사용된 강재의 판폭-두께비가 $2.26\sqrt{E/F_y}$을 초과하고 $3.00\sqrt{E/F_y}$보다 작거나 같을 때의 단면을 의미하는 것으로, 비콤팩트단면의 압축강도는 다음 식을 사용하여 산정할 수 있다.

$$P_{n0} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)}(\lambda - \lambda_p)^2 \tag{9}$$

여기서 λ는 요소의 세장비, λ_r은 콤팩트요소의 한계세장비 ($2.26\sqrt{E/F_y}$), λ_p는 비콤팩트요소의 한계세장비 ($3.00\sqrt{E/F_y}$)를 의미한다. P_y는 단면의 축방향 항복강도 (N)를 의미하며 다음 식을 통해 산정할 수 있다.

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{10}$$

세장한 단면은 단면에 적용된 강재의 판폭-두께비가 $3.00\sqrt{E/F_y}$보다 크거나 $5.00\sqrt{E/F_y}$보다 작거나 같을 때를 의미하는 것으로 다음 식을 통해 단면의 공칭누가강도를 산정할 수 있다.

$$P_{n0} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \tag{11}$$

여기서, F_{cr}은 임계응력을 의미하며 직사각형단면에 대해 다음 식을 통해 계산할 수 있다.

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{12}$$

여기서, b는 압축을 받는 요소의 폭을 의미하며, t는 판의 두께를 의미한다.

강도감소계수는 0.75를 사용해야하며, 콘크리트의 설계기준압축강도는 보통중량콘크리트일 경우 21MPa 이상이어야 하며, 70MPa를 초과하지 않아야 한다. 경량콘크리트가 사용될 경우 42MPa을 초과하지 않아야 한다. 구조용 강재의 설계기준항복강도의 최대값은 525MPa으로 제한되어 있으며 더 높은 압축강도를 보유한 콘크리트나 항복강도를 보유한 구조용 강재가 사용될 경우 해석이나 실험을 통해 그 정당성을 확보해야 한다. 단면 내에서 강재가 차지하는 면적은 1%를 초과해야 한다.

2.3 강도의 제한과 세장비의 영향

현행 국내 설계기준 (KBC, 2009)에서는 RCFT와 같은 합성구조의 설계에 있어 재료의 성능을 안전하게 발휘하기 위해 재료의 설계기준강도에 제한을 두고 있다.

강재의 최대 항복강도 제한은 440 MPa이며, 콘크리트의 압축강도 제한은 70MPa이다. 설계기준의 한계치 이상의 강도를 가지는 재료를 사용할 경우 한계 강도값을 사용하도록 정해져 있다. 이에 따라 높은 강도를 보유한 새로운 재료를 사용할 경우 재료의 성능을 모두 발휘하지 못하고 더 큰 단면을 사용해야 하며 이는 더욱 비경제적인 단면설계가 진행되도록 하는 결과를 유발한다. 국내의 현행 설계기준 외에도 AISC-LRFD 2010에서도 콘크리트와 강재의 설계기준강도의 한계값을 정의하고 있으며 강재의 설계기준항복강도 한계값은 525MPa로 정의되어 있다.

세장비가 반영된 합성단면의 설계식에 대한 강도의 영향을 국내현행기준 (KBC, 2009)과 AISC-LRFD에 기반하여 평가하였다. 평가 결과, Fig. 1에 나타난 바와 같이 강재의 항복강도가 상승함에 따라 세장비 상승에 따른 강도 하락의 비율이 커짐을 알 수 있었으며 강재의 항복강도의 영향이 더 크게 반영되는 것이 나타났다. 즉, 설계기준항복강도의 제한에 따라 고강도 강재의 높은 항복강도에 따른 세장비의 영향을 고려하지 못하는 상황이 될 경우, 좌굴에 의한 영향을 과소평가하게 될 우려가 있는 것이다.

특히, AISC-LRFD는 KBC 2009에서는 고려하지 않고 있는 폭두께비에 따른 단면요소의 세장비를 고려하고 있다. 단면요소의 세장비는 판폭-두께비로 정의되며 이에 대한 제한사항은 2.2절에 제시된 바와 같이 강재의 탄성계수와 항복강도를 통해 결정된다. Fig. 1에 나타난 바와 같이, 일반적으로 사용하는 강재의 항복강도를 사용할 경우 큰 영향을 받지 않

www.kci.go.kr

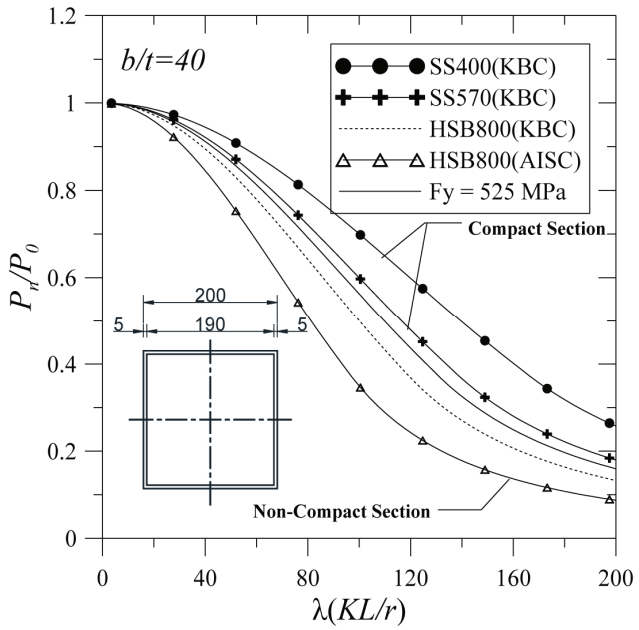


Fig. 1 Influence of steel yield strength to RCFT according to the slenderness ratio(KL/r)

지만, 강재의 설계기준항복강도가 증가할 경우 Fig. 1에 나타난 바와 같이, 누가강도에 대한 설계강도의 비율이 크게 떨어지는 것을 확인할 수 있다. 그러나 설계기준의 항복강도 제한 사항에 해당 설계기준항복강도의 감소폭은 적용되지 않게 된다.

이에 따라 본 연구에서는 강재의 설계기준 항복강도 증가에 따른 설계기준항복강도 제한 해제의 적용 가능성을 평가하기 위해 고강도 강재를 사용하였으며 세장비가 커 전체 좌굴이 발생할 수 있는 각형 RCFT 기둥의 실험을 수행하였으며 변수분석을 위한 유한요소해석을 수행하였다.

3. 고강도 강재를 사용한 RCFT의 성능 평가

3.1 실험체 계획

강재의 항복강도 상향에 따른 합성기둥 설계기준의 적용 가능성을 평가하기 위해 본 연구에서는 고강도 강재를 사용한 RCFT 기둥의 실험을 수행하였다. 항복강도 상승에 따른 강도 발현비율을 평가하기 위해 항복강도가 다른 두 가지의 강재 SM490과 HSB800을 사용하였다. 또한 콘크리트 타설에 의한 좌굴 방지에 대한 영향을 평가하기 위해 설계기준압축강도가 30MPa인 콘크리트를 타설한 실험체와 강관 실험체로 구성하였다.

Table 1 Mechanical Properties of Structural Steel

	t (mm)	F_y (MPa)	ϵ_y	F_u (MPa)	ϵ_u	E_s (MPa)	F_y/F_u
SM490	15	402	0.0021	512	0.0944	211000	0.79
HSB800	15	880	0.0042	944	0.667	214000	0.93

t : steel thickness, F_y : yield strength of steel, ϵ_y : yield strain of steel, F_u : tensile strength of steel, ϵ_u : tensile strain of steel, E_s : elastic modulus of steel

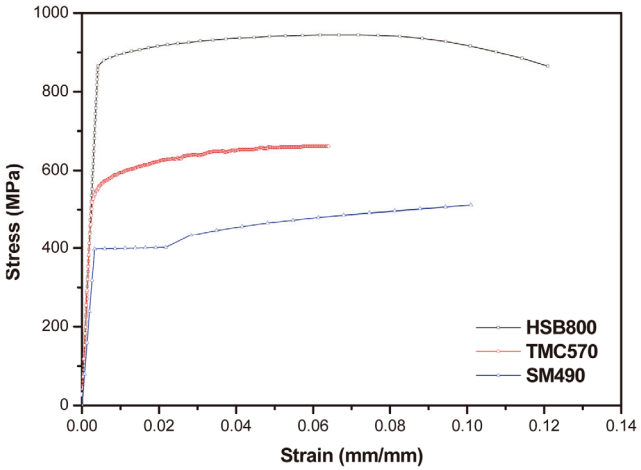


Fig. 2 Stress-strain relation of steel

사용된 강재의 재료 시험 결과를 Table 1에 나타내었으며, Fig. 2에는 고강도 강재인 HSB800의 응력-변형률 관계를 SM490과 SM570TMC와 비교하여 나타내었다.

Fig. 2에 나타난 바와 같이 강재 HSB800은 SM570TMC 강재와 같이 명확한 항복점이 나타나지 않는 무항복점 강재이며, SM490에 비하여 큰 항복비를 보유하고 있다. 따라서 일반적인 고강도 강재의 항복강도를 정의하는데 사용되는 0.2% offset 방법을 사용하여 항복강도를 산정하였다.

좌굴에 의한 강도 저하 현상을 평가하기 위해 실험체들의 세장비 (KL/r)를 좌굴이 발생하도록 25로 설정하였으며 네 개의 실험체의 제원은 Table 2에 나타내었다. 좌굴발생시 실험체 단부에서의 파단이 발생하지 않도록 실험체 단부를 추가 보강하였으며 HSB800 강재의 사용을 위해 특수 제작된 용접봉을 사용하여 실험체를 제작하였다.

실험에 사용된 콘크리트는 KS F 2405에 의거한 시험을 통해 진행되었으며, 최대강도의 80% 이상이 발현된 이후 변위 제어를 수행하여 최대강도 발현 이후의 응력-변형률 관계를 도출하였다. 실험에 사용된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 Fig. 3에 나타내었다.

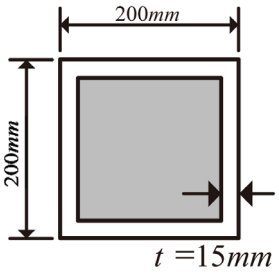
실험은 실험체의 축강도를 고려하여 10,000kN 용량의 만

www.kci.go.kr

Table 2 List of Test Specimens

specimen	Type	t (mm)	B (mm)	B/t	L (mm)	KL/λ	f_{ck} (MPa)	F_Y (MPa)
LS-490-0	Hollow	15	200	13.3	5000	86.8	-	325
LS-490-3	Composite	15	200	13.3	5000	86.8	30	325
LS-800-0	Hollow	15	200	13.3	5000	86.8	-	800
LS-800-3	Composite	15	200	13.3	5000	86.8	30	800

t : Steel Thickness, B : Width of test specimens, L : Length of test specimens,
f_{ck} : Specified Compressive strength of concrete, F_Y : Specified Yield strength of steel



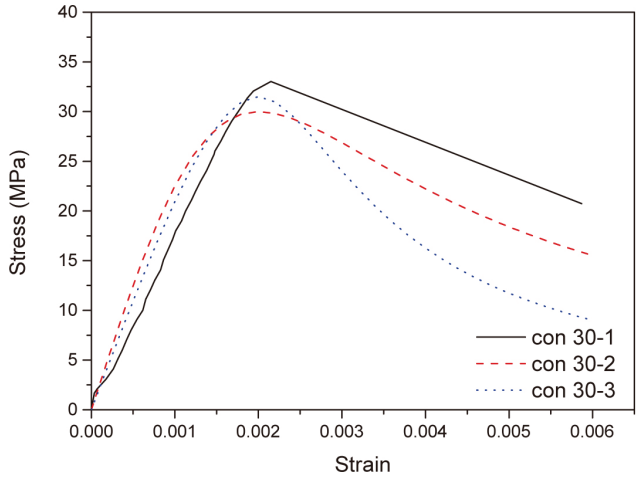


Fig. 3 Stress-strain relation of concrete

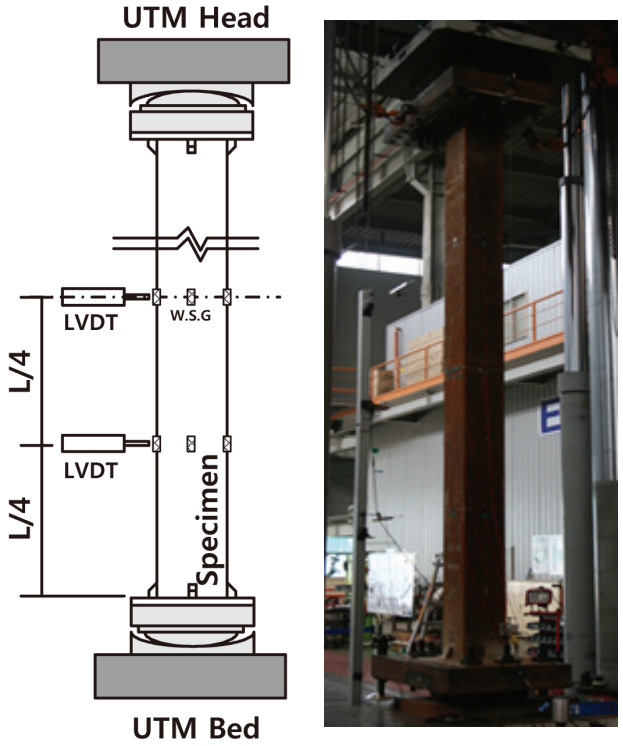


Fig. 4 Setting of test specimen

능시험기 (Universal Testing Machhine; UTM)를 사용하였으며 좌굴시의 회전을 용이하도록 하기 위해 상·하부 구면 힌지를 사용하여 설치하였다. 강재의 변형량을 측정하기 위해 실험체의 중심부와 1/4 지점의 각 면에 변형률 측정 게이지를 설치하였다. 변형률 측정 지점에서의 변위를 측정하여 좌굴의 발생 시점을 특정할 수 있도록 계획하였으며 실험체의 설치 및 계측 계획은 Fig. 4에 나타내었다.

3.2 실험 결과

각 실험체에 대한 수직변위-하중 관계를 Fig. 5에 나타내었다. 모든 실험체가 최대하중을 발현함과 동시에 급격한 강도의 저하를 경험하였으므로 모든 실험체가 큰 세장비로 인해 좌굴에 의한 파괴가 일어났음을 추정할 수 있다. 네 개의 실험체 모두 중앙부에서 좌굴이 발생하는 형태가 나타났으며, 중앙부에서의 축방향 변형률을 측정한 결과를 Fig. 6에 나타내었다. 속빈 강관 실험체는 모두 중앙부에서의 변형률이 항복 변형률을 경험하지 못하였으나, 콘크리트가 충전된

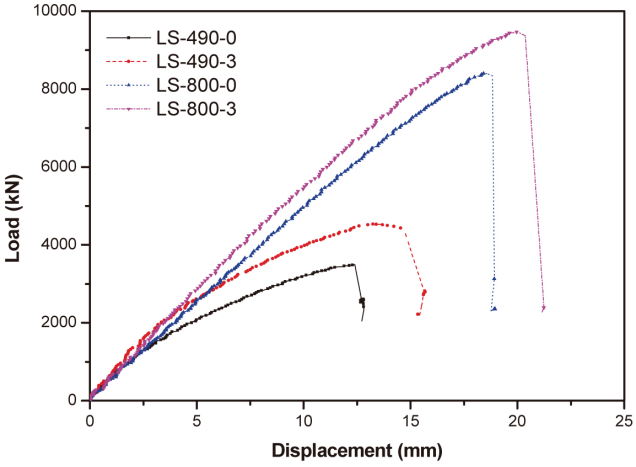


Fig. 5 Test Results (Load-Axial Displacement Relation)

www.kci.go.kr

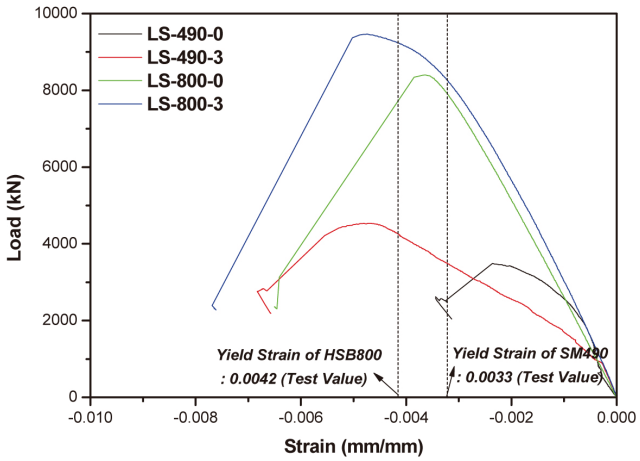


Fig. 6 Test Results (Load-Axial Strain Relation)

두 개의 실험체는 실험체 중앙부에서 측정한 변형률이 시편의 시험 결과로 나타난 항복 변형률에 도달하는 것으로 나타났다.

고강도 강재인 HSB800이 사용된 실험체의 콘크리트 충전에 따른 항복강도의 발현 형태가 SM490을 사용하여 제작한 실험체와 유사한 형태로 나타나며 항복을 경험했으므로 RCFT기둥에서도 고강도 강재를 사용할 수 있을 것으로 판단되며, 현행 설계기준에 의거한 설계가 안전측이 될 수 있을 것으로 예상된다.

3.3 설계기준의 적용성 평가

현행 설계기준에의 고강도 강재의 적용 가능성을 평가하기 위해 실험 결과로 나타난 최대 하중과 현행 설계기준을 사용한 강도 평가 결과를 정리하여 Table 3에 나타내었다. 실험 결과는 현행 설계기준을 통한 공칭강도 값과 비교되었으며 2장에서 언급되었던 두 설계기준이 보수적인 평가를 하고 있음을 알 수 있었다. SM490을 사용한 강재의 경우 모든 설계기준에서 발현강도의 공칭강도에 대한 비가 1.5 이하로 산정되는데 반하여 고강도 강재가 적용된 LS-800-0과 LS-800-3 실험체의 경우 설계기준에 의한 공칭강도에 비해 2배가 넘는 강도가 발현됨으로써 고강도 강재를 사용할 경우 비경제적 설계를 유발할 수 있음을 알 수 있었다. 이는 AISC2010이 항복강도의 제한에 있어 KBC 2009보다 덜 보수적인 것에 비추어 볼 때, 최대 제한 항복강도의 차이에 의해 발생하는 현상인 것으로 판단된다. 따라서 고강도 강재의 경제적 사용을 위해서는 설계기준 상에서 항복강도의 제한을 제거했을 경우의 효과에 대해 살펴볼 필요가 있다.

Table 3 Test Results

ID	P_Y	P_u	P_0	P_u/P_Y	P_u/P_0
	[kN]				
LS-490-0	1886	3493	4462	1.85	0.78
LS-490-3	2538	4532	5404	1.79	0.84
LS-800-0	7547	8403	9757	1.11	0.86
LS-800-3	8526	9447	10711	1.11	0.88

P_{u1} [kN]	$\frac{P_u}{P_{u1}}$	P_{u2} [kN]	$\frac{P_u}{P_{u2}}$
3493	1.26	3493	1.26
4532	1.43	4532	1.43
8403	2.45	8403	2.20
9447	2.52	9447	2.31

P_Y : Yielding load of test specimens,
P_u : Ultimate load of test specimens,
P_0 : Pure compressive strength of secton,
P_{u1} : Nominal strength calculated by KBC 2009,
P_{u2} : Nominal strength calculated by AISC-LRFD 2010

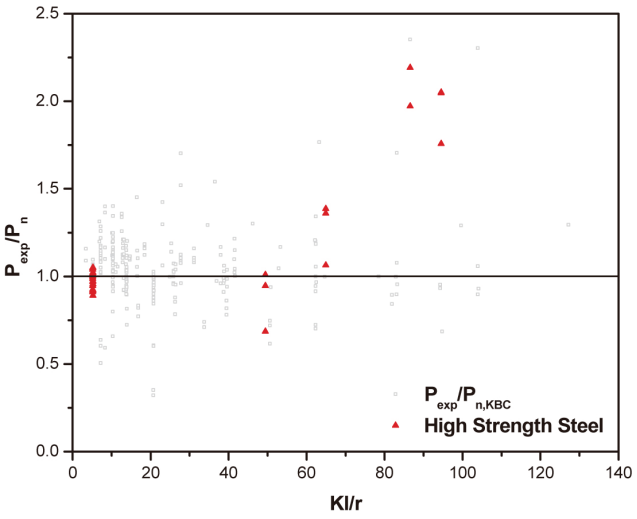


Fig. 7 Strength of test specimens compared with KBC

강재 설계기준항복강도의 증가에 따른 설계기준의 적합성 여부를 판단하기 위하여 총 23개의 연구문헌으로부터 실험체를 수집하여 세장비와 강재의 강도에 따른 강도발현 비율을 검토하였다. 현행 기준의 강도 제한 기준을 벗어나는 실험체는 총 34개였으며 시편 인장 시험시 항복강도는 616~879 MPa로 분포되어 있었다. 고강도 강재를 사용하였을 경우 설계 강도에 대한 실험체의 강도 비는 최대 두 배 이상으로, SM490이나 SM570TMC강을 사용했을 때에 비하여 크게 나타나고 있음을 확인할 수 있었다. 이는 Fig. 7에 표현되어있다. 특히, 이 현상은 세장비가 클수록 크게 나타나고 있어 고

www.kci.go.kr

강도 RCFT를 설계함에 있어 고강도 재료의 항복강도를 설계식에 반영해주지 않을 경우 비경제적인 단면의 설계가 예상되므로 이에 대한 보완이 필요할 것으로 판단된다.

4. 유한요소해석

현행 기준식의 제한치인 440MPa의 항복강도를 초과하는 강재를 사용한 RCFT의 좌굴 강도 발현 비율을 검토하기 위해 기존에 연구된 실험체들을 사용하였으나, 세장비와 판폭두께비, 콘크리트 강도 등에 제한이 있어 이에 대한 연속성을 확보하기 위해 유한요소해석을 통한 변수 분석을 실시하였다. 유한요소해석에 사용된 모델은 세장비 (KL/r)를 기준으로 총 두 개의 실험체를 대상으로 검증하였다.

4.1 유한요소모델

유한요소해석 프로그램은 ABAQUS를 사용하였으며 비탄성 범위까지 해석을 수행하였다. 콘크리트에 대한 모델링은 3차원 Solid 요소를 사용하였으며 강재의 경우 현재까지도 모델링 방법에 많은 논란이 있기 때문에 3차원 Shell 요소와 3차원 Solid 요소 모두를 사용하여 비교하였다.

Solid 요소는 ABAQUS에서 제공하는 8개의 절점을 가진 선형 요소인 C3D8R요소를 사용하였으며, Shell 요소로는 네 개의 절점을 가지며 복곡률의 표현이 가능한 S4R 요소를 사용하여 국부좌굴에 의해 발생하는 변형을 표현해줄 수 있도록 모델을 구축하였다. 구성법칙으로는 강재의 경우 Isotropic Hardening rule을 따르도록 결정하였으며 단축 응력-변형률 관계는 Fig. 2에 나타난 바와 같은, 각 실험체에서 제시한 시편 시험 결과를 사용하였다.

콘크리트의 구성법칙은 Concrete Damaged Plasticity Mode을 사용하여 모델링하였다. Concrete Damaged Plasticity Model은 연속체의 소성기반 콘크리트 손상을 묘사하기 위한 모델로서 콘크리트의 주요 파괴 현상은 인장균열과 압축파괴로부터 발생하는 것으로 가정한다. 소성흐름을 비연관 법칙을 사용하며 unsymmetric stiffness matrix를 구성할 수 있기 때문에 암석계열 취성 재료를 비교적 잘 표현하는 것으로 알려져 있으며, 균열을 직접적으로 표현하지 못하지만 본 연구에서는 균열의 표현이 중요한 바가 아니기 때문에 본 모델을 선택했다.

콘크리트의 재료 거동은 단축 압축 또는 인장 상태의 응력-변형률 관계를 입력시켜줌으로써 완성되는데, 콘크리트의

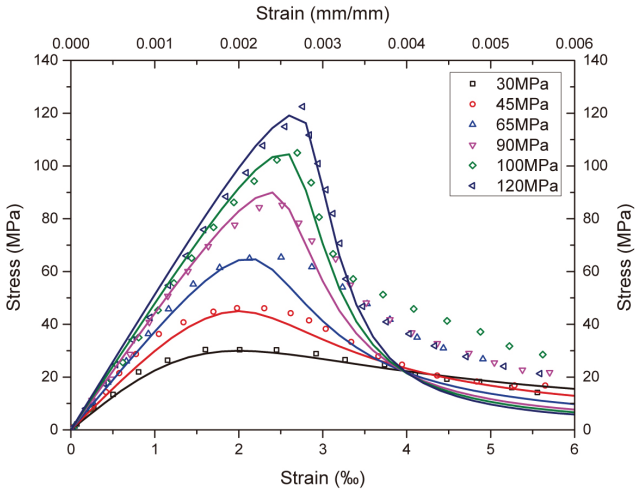


Fig. 8 Uniaxial stress–strain relation of concrete

경우 강도의 변화를 반영하기 위해 Collins의 압축응력-변형률 모델을 사용하여 고강도 콘크리트를 적용할 수 있도록 하였다. 인장 모델로는 널리 사용되고 있는 Okamura-Maekawa 모델을 사용하였으며, 각각의 응력-변형률 관계는 Fig. 8에 표현하였다. 콘크리트의 탄성 계수는 KBC2009와의 연계를 고려하여 콘크리트구조기준에 의거하여 산정하였다. 콘크리트와 강재의 계면에는 Contact Element를 사용하여 모델링하였다. 접선 방향으로는 콘크리트와 강재 사이의 마찰력을 Ehab Ellobody의 연구에서 제안한 마찰계수 0.25를 입력하여 모델링하였으며, 법선 방향으로는 Hard Contact 조건으로 콘크리트와 강재 상호간의 절점이 투과하지 못하도록 설정하였다. 이를 통해 강재와 콘크리트 사이의 프아송비의 차이에 따라 발생하는 구속효과를 모델링하였다.

강재는 압축력을 받을 때 국부 좌굴이 일어나게 된다. 이는 본 연구에서는 Nonlinear Geometry Option을 사용함으로써 하중의 집중 현상 및 집중된 대변형을 고려할 수 있도록 하였다. 세장비가 작은 경우에는 국부좌굴을 모사할 수 있도록 하는 것에 만족할 수 있으나, 세장비가 클 경우 Global buckling이 일어날 수 있으므로 이에 대한 고려를 해주기 위해 모드 해석을 수행하여 1차 모드 형태의 변위를 취득하였으며, 이 결과를 연계시켜 Imperfection을 입력하였다. Imperfection은 해석 수행시 해석 대상 모델에 모드 해석 결과 나타날 수 있는 형상이 나타날 수 있는 최소치를 입력하는 것으로 좌굴해석에 일반적으로 사용되는 해석 방법이다.

가력 방식은 일반적인 세장 기둥에 사용하는 방법과 같이 Post Buckling 상태의 데이터 취득이 가능하도록 변위 제어 방법을 사용하였으며 해석 대상 기둥의 양 끝단은 핀상태로

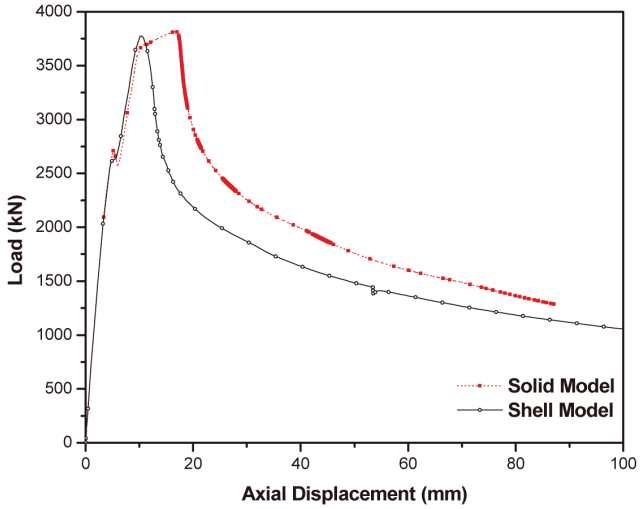
www.kci.go.kr

경계조건 입력을 하였다.

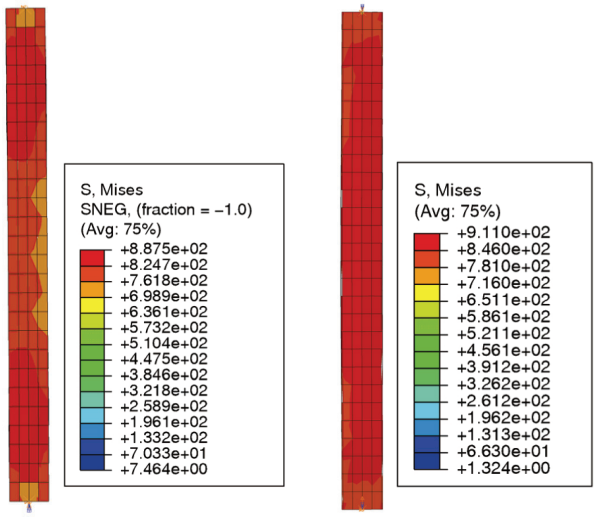
4.2 유한요소 해석 모델의 검증

전술한 바와 같이 RCFT의 유한요소해석에서는 강재의 모델링시 사용하는 요소에 대한 정의가 중요하다. 이에 따라 직접 유한요소해석을 수행하여 두 모델 사이의 차이점을 통해 변수분석에 사용할 해석 모델을 결정하였다.

두 해석 모델은 최대하중의 발현에 있어 유사한 형태를 나타내었으나, 최대 강도 발현 이후의 강도 저하 현상에서 Shell Element가 더 현실적으로 반영하는 것으로 나타났다. 두 해석 모델의 하중-변위 관계, 응력 분포도는 Fig. 9에 나타나있다.



(a) Load-displacement relation



(b) Von Mises Stress Distribution (Left:Shell Element, Right:Solid Element, unit : MPa)

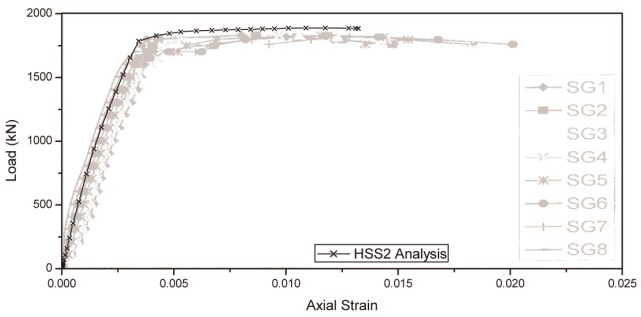
Fig. 9 Comparison between Shell Elements and Solid Elements

고강도 강재의 적용성 평가를 위해 본 연구에서 적용한 방법인 유한요소해석을 통한 변수 분석과정에는 제안된 모델의 검증이 필수적이다. 이에 기존에 수행된 실험 연구 중 800MPa를 초과하는 실험체와 본 연구에서 수행된 실험 연구 결과에 대한 해석을 수행하여 그 적용성을 평가하였다. 해석대상 실험체의 제원은 Table 4에 나타내었다. 해석 결과는 Fig. 10에 실험결과와 비교하여 나타내었다. 실험체는 세장비의 변화에 따른 좌굴의 영향이 적절히 반영되는지 검토하기 위해, 세장비가 다르며 강재의 항복강도가 다른 실험체들을 대상으로 총 두 개의 실험체를 선정하였다. 각 실험체의 실험 결과와 해석 결과의 비교한 결과, 단주인 HSS2 실험체의 경우 실험결과에 대한 해석 결과의 최대하중의 비는 1.02였으며 LS-800-3의 경우는 1.08로 나타났다. 최대 하중을 모사하는 데에는 10% 미만의 오차를 나타내어 고강도 재료를 사용한 CFT의 거동을 분석하는 데에 유한요소해석 모

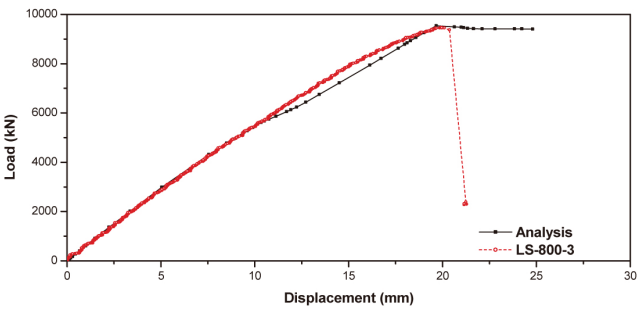
Table 4 List of verification test

Specimen ID	F_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	t (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	kL (mm)
HSS2	750	28	5	110	110	300
LS-800-3	879	32.6	15	200	200	5000

F_y : Yield strength of steel, f_{ck} : Compressive strength of concrete, t : Steel thickness, h_1, h_2 : Member width, kL : Effective length



(a) HSS2 Validation (Stress-strain relation)



(b) L-RCFT-800 validation (load-displacement relation)

Fig. 10 Verification of FE model

www.kci.go.kr

델을 적용할 수 있을 것으로 나타났다.

5. 유한요소해석을 통한 변수분석

5.1 변수 설정

세장비와 재료의 강도에 따른 RCFT의 좌굴 강도 평가 및 이에 대한 강재의 항복강도 제한 사항의 적합성 여부 판단 및 설계 요소의 영향 범위를 판단하기 위해 변수분석을 계획하였다. 변수분석에 사용된 주요 변수는 강재의 항복강도, 부재의 길이, 강재의 두께, 콘크리트의 강도로 설정하여 현행 KBC에서 고려하는 변수의 영향을 분석하였다. 변수분석에 사용된 해석모델의 제원은 총 54개로 Table 5에 간략하게 정리하였다.

5.2 강재 항복강도의 영향

좌굴에 따른 RCFT 기둥의 강도저감에 대한 가장 큰 요인은 강재의 항복강도이다. 강재의 강도 기여분을 확대하여 강재에 더 큰 영향을 받을 수 있도록 설계기준 압축강도 $30MPa$의 콘크리트를 사용한 RCFT에 대한 해석을 수행하였다. 또한 강재가 좌굴에 쉽게 영향을 받을 수 있도록 얇은 판재인 $t=5mm$인 RCFT의 해석 결과를 사용하였다.

강재의 강도와 세장비에 따른 해석 결과를 Fig. 11에 나타내었다. 세장비 증가에 따른 강성 감소가 뚜렷하게 나타났으며, 강재의 항복 강도가 상승함에 따라 부재의 강도가 더 큰 폭으로 감소하였다. 고강도 강재의 최종 파괴는 주어진 재료모델에 따라 다를 수 있지만 본 연구에서 수행된 고강도 강재의 인장시험 결과를 사용할 경우 콘크리트의 압괴와 맞물려 SM490과 유사한 최종파괴 시점을 보이는 것으로 나타나 고강도 강재의 사용에 큰 문제가 없을 것으로 판단된다.

Table 5 Plan of parametric study

S-30-490-05
- S-30-490-05 → Steel thickness
- S-30-490-05 → Steel Type
- S-30-490-05 → Compressive Strength of Concrete
- S-30-490-05 → Type of Columns(slenderness)

Range	Column length	$1.5b$, $12.5b$, $25b$ (b : column width)
	Compressive strength of concrete	30, 100 MPa
	Types of Steel	SM490, SM570TMC, HSB800
	Thickness of steel	5, 8, 15 mm

본 연구에서 수행한 변수분석은 강재항복강도가 주요 변수이기 때문에 항복강도의 영향을 무차원화하기 위하여 세장비 (KL/r)이 아닌 세장 효과를 나타내는 ($\lambda = P_0/P_e$)를 사용하여 변수분석을 수행하였다. 변수분석 결과, 강재의 강도증진에 따라 강재의 강도 분담 비율의 상승에 의해 좌굴에 의한 강도 하락 현상이 크게 나타나고 있음을 알 수 있었다. 그러나 현행 기준에 HSB800과 SM570의 항복강도인 680MPa과 440MPa을 대입하여 세장비와 강도 발현 비율을 산정해 본 결과 Fig. 12에 나타난 바와 함께 세장비의 영향을 고려하여도 안전한 설계가 가능함을 알 수 있었다.

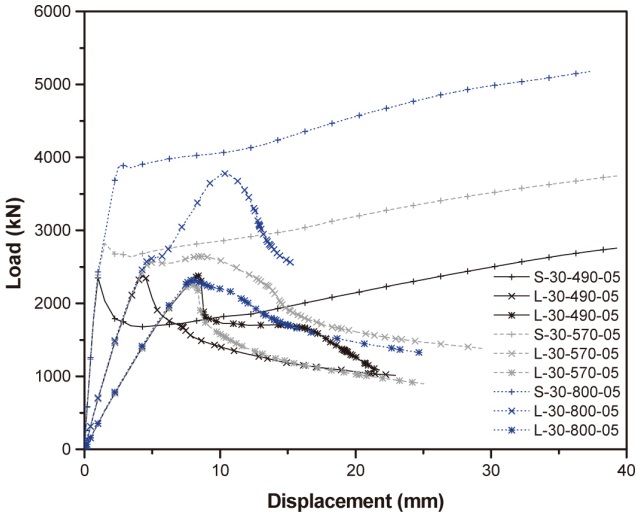


Fig. 11 Load-displacement relation according to the yield strength of steel

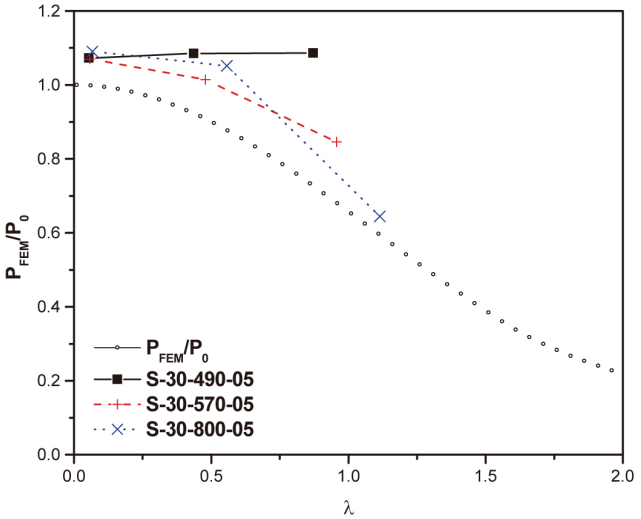


Fig. 12 Effect of yield strength and slenderness effects on column strength

www.kci.go.kr

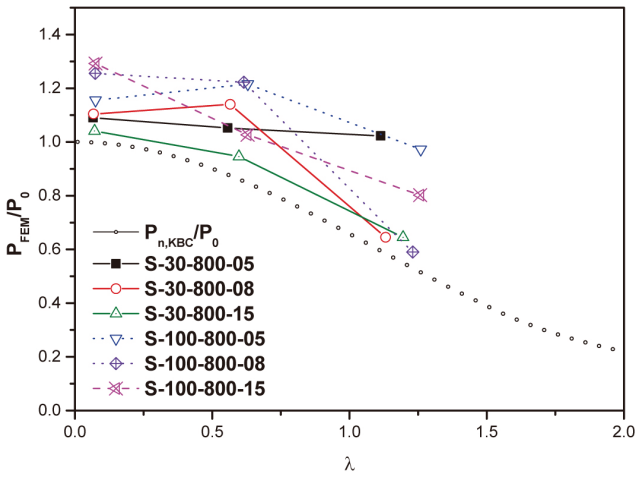


Fig. 13 Effect of steel thickness and slenderness effects

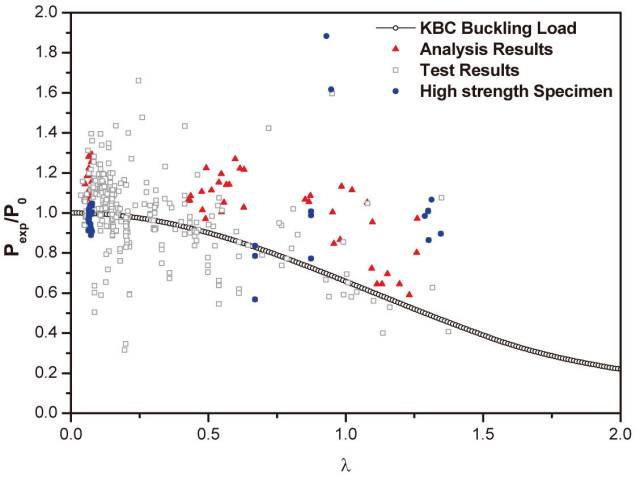


Fig. 14 Column strength – slenderness effect relation

5.3 판 두께의 영향

고강도 강재의 사용에 있어서 판 두께가 세장비에 따른 강도 발현에 미치는 영향을 파악하기 위해 콘크리트강도와 판 두께를 변수로하는 해석 결과를 비교하였다. Fig. 13에 고강도 강재를 사용한 RCFT에 대한 세장 효과 ($\lambda = P_0/P_e$)와 판 두께의 영향을 나타내었다. 저강도 콘크리트와 고강도 강재가 함께 사용될 경우 판두께가 두꺼워짐에 따라 누가강도에 대한 좌굴강도의 비율이 낮아졌다. 고강도 콘크리트가 사용될 경우에도 같은 현상이 나타남을 알 수 있었다. 이는 콘크리트와 강재의 강도 분담비율의 차이에 의해 나타나는 것으로 구속효과의 증가분보다 누가강도에 대한 기여분이 강재가 고강도화됨에 따라 강도의 발현에 더 큰 영향을 끼침을 뜻한다.

5.4 세장비에 따른 RCFT의 좌굴 강도

세장비와 구성 재료의 고강도화에 따른 RCFT의 좌굴 강도산정에서의 설계기준항복강도의 적용에 대한 적합성을 판단하기 위해 기존 연구 결과와 본 연구에서 수행된 변수해석 결과를 사용하여 검토하였다. 해석 결과의 도입을 통해 Fig. 14에 나타난 바와 같이 기존 실험체가 설명하지 못하는 세장 효과 ($\lambda = P_0/P_e$) 영역에 대한 추가적인 검토가 가능하였다.

현재 구조설계기준의 항복강도 제한을 벗어나며 세장효과가 50% 이상의 감소비율을 가질 경우인 17개 실험결과 중 두 개의 실험체를 제외하고는 항복강도로 제안된 값 (440MPa 이상)을 사용하였을 때에도 안전한 설계가 가능한 것으로 나타났다. 또한, 해석 결과 역시 실험 결과와 비슷한 양상을 보이고 있음을 통해 현행기준에 따라 RCFT의 설계를 수행할 경우 항복강도에 제한을 두지 않아도 안전한 설계가 가능함을 알 수 있었다.

6. 결 론

고강도 강재를 사용한 RCFT 사용시에 발생하는 항복강도 제한 기준의 문제점에 대한 본 연구의 결과는 다음과 같다.

(1) 기존 연구 결과를 통해 구축한 RCFT에 대한 DB를 통한 분석 결과 현행 구조설계기준에서 정하고 있는 항복강도 제한 기준 (440MPa) 이상의 강도를 가진 강재를 사용할 경우 세장비를 고려함에도 불구하고 설계강도를 초과하는 강도가 발현되었다.

(2) 고강도 강재를 사용한 RCFT의 실험 결과 현행 설계기준에 대비해 지나치게 보수적인 설계를 수행함이 확인되었다. 강재의 제한 항복강도 수준이 높은 설계기준 (AISC-LRFD, 2010)을 적용한 결과 SM490강재를 사용한 실험체의 수준으로 경제적 설계가 가능했다.

(3) 고강도 강재가 적용된 CFT의 실험결과와 해석결과에 따르면 콘크리트의 압축강도 증가에 따라 강재의 좌굴현상이 지연되는 현상이 현행 설계기준 범위 내에서의 항복강도를 보유한 강재가 사용된 CFT와 같이 나타나는 것을 확인할 수 있었다.

(4) 현행 설계기준에 의한 제한 항복강도 이상의 고강도 강재가 사용될 경우에도 강재 두께가 증가할 경우 세장비에 더 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 이는 누가

www.kci.go.kr

강도에 대한 콘크리트와 강재의 기여분의 차이에 따른 것으로 판단된다.

(4) 강재의 항복강도 및 인장강도가 증가함에 따라 세장비의 증가에 따라 좌굴에 의한 강도의 하락 현상이 더 뚜렷하게 나타났다. 그러나 현행 기준에서 제안하는 항복강도 제한 (440MPa) 이상의 항복강도에 대해서 안전한 설계가 가능한 것으로 평가되었다.

감사의 글

이 논문은 2014년도 정부 (교육부)의 재원과 한국연구재단 (No. 2013R1A1A2010717) 지원으로 수행되었고 이에 감사드립니다.

References

1. AISC (2010), Specification for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.
2. Architectural Institute of Korea (2009), Korean Building Code, 421-645.
3. Bridge, R. Q. (1976), Concrete filled steel tubular columns, Research Rep. No. R 283, The Univ. of Sydney, Australia.
4. Choi, I. R., Hong, G. H. (2012), Experimental tests on eccentrically loaded high-strength hybrid concrete-filled steel tube columns, *Proceedings of Korean Concrete Institute*, 639-640.
5. Collins, M. P., and Porasz, A. (1989), Shear Design for High Strength Concrete, CEB Bulletin d'Information, No. 193, 77-83.
6. Ehab Ellobody, Ben Youngb,. Dennis Lam (2006), Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tubecircular stub columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 62(7), 706-715.
7. Fujimoto, T., Nishiyama, I., Mukai, A., Baba, T. (1995), Test results of eccentrically loaded short columns-square CFT columns, *Proceedings of the second joint technical coordinating committee meeting on composite and hybrid structures*.
8. Furlong, R. W. (1988), Strength of steel-encased concrete beam columns, J. Struct. Div. ASCE, 93(5), 113-124.
9. Grauers, M. (1993), Composite columns of hollow sections filled with high strength concrete. Research report. Chalmers University of Technology, Goteborg.
10. H. Shakir-Khalil and J. Zeghiche (1989), Experimental behaviour of concrete filled rolled rectangular hollow-section columns. Structural Engineer, 67(19), 346-353.
11. H. Shakir-Khalil and M. Mouli (1990), Further tests on concrete-filled rectangular hollow-section columns. Structural Engineer, 68(20), 405-413.
12. Han, L., and Yao, G. (2000), Influence of Concrete Compaction on the Strength of Concrete-filled Steel RHS Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 59(6), 751-767.
13. Hibbit (2010), Karrlson & Sorensen, Inc., ABAQUS Theory Manual Ver. 6.10.1.
14. Jung, H. S., Choi, C. S. (2011), An experimental study on the behavior of square concrete-filled high strength steel tube columns, *Journal of iron and steel research international*, 18, Supplement 1-2.
15. Kang, C. H., Oh, Y. S., and Moon, T. S. (2001), Strength of Axially Loaded Concrete filled Tubular Stub Column, *International Journal of Steel Structures*, Korean Society of Steel Construction, 13(3), 279-287.
16. Kang, H. S., Lim, S. H., Moon, T. S. (2001), An Experimental Study on the CFT Stub Columns Filled With High Strength Concrete, *Journal of Architectural Institute of Korea*, 17(4), 29-36.
17. Knowles, R. B., and Park, R. (1969), Strength of concrete-filled steel columns, J. Struct. Div. ASCE, 95(2), 2265-2587.
18. Korea Concrete Institute (2012), Concrete Design Requirements, 75~77.
19. KS F 2405 (2010), STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE, Korean Agency for Technology and Standards, 1-16.
20. Lee, C. H., Kim, D. K., Han, K. H., Kim, J. H., Lee, S. E., Ha, T. H. (2012), Compressive Strength and Residual Stress Evaluation of Stub Columns Fabricated of High Strength Steel, Korean Society of Steel Construction, 24(1), 23-34.
21. Lee, J. H., and Gregory L. Fenves (1998), A Plastic-Damge Concrete Model for Earthquake Analysis of Dams, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27(9), 937-956.
22. Lee, M. J. (2008), The Specified Minimum Yield Stress of SM570TMC in CFT Composite Columns, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, 20(1), 205-213.
23. Matsui, C., Mitani, I., Kawano, A., Tsuda, K. (1997), AIJ Design Method for Concrete Filled Steel Tubular Structure, ASCCS Seminar.
24. Okamura, H., Maekawa, K. (1991), Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete, Gihodo-Shuppan Co., Tokyo, 1-182.
25. Schneider, P. S. (1998), Axially Loaded Concrete-filled Steel Tubes, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124(10), 1125-1138.
26. Seo, S. Y., and Chung, J. A. (2002), An Experimental Study on Strength of Slender Square Tube Columns Filled with High Strength Concrete, *International Journal of Steel Structures*, Korean Society of Steel Construction, 14(4), 471-479.
27. Shim, J. S., Kim, K. S. (2000), A Study on the Axial Compression Behavior of Rectangular Steel Tubular Stub Columns Infilled with High Strength Concrete, *Journal of Architectural Institute of Korea*, 16(2), 75-82.
28. Song, J. Y., and Kwon, Y. B. (1997), Structural Behavior of Concrete-filled Steel Box Sections, IABSE reports, Innsbruck, Austria, September 16-18, 765-800.
29. Uy, B. (2001), Strength of Short Concrete-filled High Strength Steel Box Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, 57(2), 113-134.

www.kci.go.kr

30. Uy, B. (2002), Strength of Slender Concrete-filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling, *Journal of Constructional Steel Research*, 58(2), 341-352.
31. Yang, Y. S., and Seo, J. H. (2001) Structural Behavior of High Strength Concrete Filled Steel Tubular Columns, *Journal of the Architectural Institute of Korea*, 17(1), 67-74.

Received : 06/30/2014
Revised : 09/18/2014
Accepted : 10/06/2014

요 지

합성구조의 안전성의 보장을 위해 대부분의 설계기준은 경험적 사실을 기반으로 강재의 설계기준항복강도의 상한선을 제시하고 있다. 그러나 세장비가 큰 콘크리트충전강관기둥과 같이 탄성 좌굴하중에 영향을 받는 부재의 경우 설계강도를 크게 낮게 평가함에 따라 비경제적 설계가 수행될 경우가 발생한다. 따라서 세장한 기둥의 경제적 설계를 위해 현행 설계기준에서 제시하고 있는 강재의 설계기준항복강도 이상의 항복강도를 보유한 강재가 사용될 경우 설계기준의 안전성에 대한 평가를 수행하였다. 다양한 경우에서의 높은 설계기준항복강도의 적용성 평가를 위하여 유한요소해석을 사용한 변수분석을 계획하였으며, 680MPa 급의 항복강도를 보유한 강재가 적용된 세장한 직사각형 콘크리트 충전 강관기둥의 실험을 수행하여 유한요소해석 모델의 적합성 평가와 고강도 강재의 적용성 평가를 수행하였다. 변수분석에 적용된 변수는 강재의 항복강도, 콘크리트의 설계기준압축강도, 강재의 두께와 세장비로 구성되었다. 각 변수들은 KBC 2009에 의한 강도와 비교되었다. 54개의 모델에 대한 변수분석 결과와 기 수행 연구결과들을 통해 세장한 직사각형 콘크리트 충전 강관기둥은 KBC에서 제안하고 있는 강재항복강도의 제한을 초과할 경우에도 안전하게 설계될 수 있는 것으로 나타났다.

핵심 용어 : 콘크리트 충전 강관 기둥, 고강도 강재, HSB800, 좌굴, 세장비, 유한요소해석

www.kci.go.kr