



## 축력이 재하된 원형 콘크리트 충전강관 기둥의 최대 저항능력

곽효경<sup>1)\*</sup> · 곽지현<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>한국과학기술원 건설 및 환경공학과

## Ultimate Resisting Capacity of Axially Loaded Circular Concrete-Filled Steel Tube Columns

Hyo-Gyoung Kwak<sup>1)\*</sup> and Ji-Hyun Kwak<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>Dept. Civil and Environmental Engineering, Korea Advanced Institute of Science and Technology, Daejeon 305-701, Korea

**ABSTRACT** The axial load on the concrete-filled steel tube (CFT) column produces confinement stress, which enhances strength of the core concrete. The amount of strength increase in concrete depends on the magnitude of produced confinement stress. From nonlinear analyses, the ultimate resisting capacity of the CFT columns subjected to axial loads was calculated. Non-linear material properties such as Poisson's ratio and stress-strain relation were considered in the suggested model, and the maximum confining stress was obtained by multi axial yield criteria of the steel tube. This proposed model was verified by comparing the analytical results with experimental results. Then, regression analyses were conducted to predict the maximum confining stress according to D/t ratio and material properties without rigorous structural analysis. To ensure the validity of the suggested regression formula, various empirical formulas and Eurocode4 design code were compared.

**Keywords** : CFT column, confinement effect of concrete, bi-axial yield of steel tube, ultimate resisting capacity

### 1. 서 론

콘크리트 충전강관(이하 CFT)은 기존 철근콘크리트 구조에 비하여 강도와 연성에 큰 이점이 있어 최근 시공 사례가 증가하는 추세이다.<sup>1)</sup> 이는 강관 내부에 콘크리트를 충전함으로써 인하여 강관에서 발생하는 국부 좌굴을 지연시키는 효과와 내부 콘크리트의 팽창을 구속하는 강관의 구속응력에 의한 것으로, 특히 강관이 유발하는 구속응력에 따라 콘크리트의 강도 및 연성이 증가하기 때문이다. 구속응력의 크기에 따른 콘크리트의 재료특성의 변화에 대해서는 CFT의 등장 이전부터 활발한 연구가 이루어진 반면<sup>2-5)</sup> CFT 구조물에서 강관과 콘크리트의 상호작용에 따라 발생하는 구속응력의 크기에 대한 연구<sup>6-8)</sup>는 상대적으로 부족한 실정이다. 강관과 콘크리트에 동시에 축하중이 재하된 CFT 기둥의 최대 저항능력은 콘크리트의 강도와 강관의 항복강도에 의존하는 값으로 일반적으로 구속응력의 증가에 따라 콘크리트의 1축 강도는 증가하고 강관의 1축 항복강도는 감소하는 것으로 알려져 있으며,<sup>9)</sup> 이는 Eurocode4<sup>10)</sup> 설계 기준에도 반영되

어 있다. 따라서 축하중이 재하된 CFT 기둥의 최대 저항능력을 산정하기 위해서는 정확한 구속응력의 산정이 반드시 선행되어야 한다.

탄성상태의 콘크리트와 강관에 동시에 축 하중이 재하되는 경우 일반적으로 콘크리트의 포아송비가 강관보다 작기 때문에 강관은 내부 콘크리트보다 크게 팽창하게 되어 구속응력이 발생하지 않는다.<sup>1)</sup> 그러나 콘크리트의 포아송비는 하중의 증가에 따른 미세균열의 발달과 더불어 점차 상승하여 강관의 포아송비보다 커지게 되면 구속응력이 발생하게 되는데 이 시점에서 강관은 항복강도에 인접한 응력을 받게 되므로 종국에 강관이 제공하는 구속응력의 크기는 제한된다. 따라서 기존의 구속응력의 크기에 대한 연구는 축 하중에 따라 증가하는 구속응력의 관계를 제시하기 보다는 CFT 기둥의 파괴시 최대 구속응력의 크기를 정의하는데 초점이 맞추어져 있다. Tang 등<sup>7)</sup>은 CFT 기둥과 강재의 포아송비의 차이를 이용하여 구속응력의 크기를 정의하였으며, 해석을 통하여 CFT 시편의 포아송비를 재료 강도 및 강관 단면의 직경-두께(D/t)비에 대한 관계식으로 제시하였다. 그러나 이 방법은 설계에 적용하기에는 상당히 복잡한 형태이며, 구속응력을 과대평가하는 경향이 있다.<sup>11)</sup> 또한 Hu 등<sup>8)</sup>은 상용 해석 프로그램을 이용하여 축하중이 재하된 CFT 기

\*Corresponding author E-mail : khg@kaist.ac.kr

Received February 23, 2012, Revised June 18, 2012,

Accepted June 26, 2012

©2012 by Korea Concrete Institute

등의 3차원 구조해석을 수행하였으며 시행착오 방식으로 콘크리트의 재료성질을 역추적하여 구속응력의 크기를 제안하였으나 오직 6개의 시편에 대한 해석 결과를 이용하여 관계식을 구성하였다는 한계가 있다. 황원섭 등<sup>11)</sup>은 갭(gap) 요소를 이용한 2차원 구조해석을 수행하여 구속응력의 크기를 규명하였으나 구속응력의 발생에 따라 변화하는 재료성질을 반영하지는 않았으며 Sakino 등<sup>6)</sup>은 36개의 원형 CFT 시편에 대한 압축 실험을 수행한 후 회귀분석을 통하여 최대 저항능력의 크기를 공칭강도 및 강관의 항복강도와 단순 선형관계로 제안하였다. 그러나 개개의 설계변수의 영향을 포괄시키는 과정에서 실험 결과와 제시된 방법과의 오차가 상당량 발생하는 등 개선의 여지가 필요한 것으로 판단된다.

앞서 설명한 바와 같이 구속응력의 발생 메커니즘에 있어서 포아송비의 영향이 가장 중요한 인자이나 기존의 해석적 연구에서는 상용 해석 프로그램의 특성상 이를 적절히 반영하기 곤란하다. 이를 극복하기 위하여 이 논문에서는 축하중이 재하된 CFT 기둥의 구속응력을 산정하기 위하여 기존 연구를 통하여 밝혀진 콘크리트의 포아송비, 비선형 재료 모델, 강관의 항복 이론 등에 근거하여 지배방정식 및 수치해석 모델을 제안하였으며 다양한 실험체와의 비교를 통하여 제시된 해석모델의 타당성을 검증하고자 한다. 나아가 강관의 D/t비 및 항복강도와 같은 주요 설계변수가 구속응력에 미치는 영향을 검토하여 이를 고려한 CFT 기둥의 최대 저항능력의 산정 방법을 제안하고자 한다.

## 2. 재료 모델

### 2.1 콘크리트

CFT 기둥의 거동은 구성재료의 응력-변형률 관계에 크게 의존하기 때문에 구속효과를 고려한 정밀한 재료 모델이 필요하다. 축방향 하중을 받는 압축부재는 하중에 따른 중심부 콘크리트의 축방향 변형과 포아송 효과에 따른 횡방향 변형이 발생하게 되는데 이때 횡방향 보강에 따른 구속이 발생하게 되면 구속에 따른 압축응력이 유발되어진다. 이러한 구속력에 의하여 양방향 압축응력 작용으로 인한 중심부 콘크리트의 강도증가 효과를 나타내게 된다.<sup>5)</sup>

기존 철근콘크리트 부재에서는 스티럽과 같은 횡보강 철근이 주로 구속응력을 제공하며, 이러한 효과를 고려하기 위한 관계식으로 스티럽의 배근 간격 등을 고려하여 Kent와 Park<sup>3)</sup>이 제안한 식과 다축상태의 파괴기준을 토대로 실험을 통하여 구속된 콘크리트의 압축강도와 그에 따른 변형률을 구속력의 크기와의 관계식으로 나타낸 Mander 등<sup>2)</sup>의 제안식을 들 수 있다. 강재에 의해 횡방향 변형에 구속이 발생하는 CFT 기둥의 경우 수동 구속력이 발생한다는 점에서 횡보강된 철근콘크리트와 거동이 유사하다고 볼 수 있으나, 길이 방향의 구속력 분포가

불균등한 스티럽과 달리 균등한 분포를 보인다는 차이점이 있다. 따라서 횡보강 효과가 구속응력에 대한 함수로 표현되어 CFT의 경우로 확장이 용이한 Mander 등의 제안식이 CFT를 대상으로 하는 수치해석에서 널리 쓰이고 있다.<sup>9,12-15)</sup> 특히 Susantha 등<sup>12)</sup>을 통하여 다양한 형태의 CFT 내부의 콘크리트에 대한 Mander 등의 제안식의 정확성이 입증되었으므로, 이 논문에서는 Mander 등의 제안식을 기반으로 CFT의 횡방향 구속에 따른 콘크리트의 강도 및 연성의 증가효과를 고려하였다.

$$f'_{cc} = f'_c \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_r}{f'_c} - 2 \frac{\sigma_r}{f'_c}} \right) \quad (1)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c \left\{ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right\} \quad (2)$$

한편, Razvi 등<sup>16)</sup>에 따르면 압축강도 30~130 MPa 범위의 고강도 콘크리트의 경우 구속효과로 인한 콘크리트의 강도 증가는 다음과 같다.

$$f'_{cc} = f'_c + 6.7 \sigma_r^{0.83} \quad (3)$$

여기서,  $f'_{cc}$ 는 구속상태 콘크리트의 압축강도,  $f'_c$ 는 비구속 콘크리트의 압축강도,  $\sigma_r$ 은 구속응력,  $\epsilon_{cc}$ 는 구속상태 콘크리트의 압축강도에 해당하는 변형률,  $\epsilon_c$ 는 비구속 상태 콘크리트의 압축강도에 해당하는 변형률이다.

식 (1) 및 식 (3)에 의하면 구속된 콘크리트의 압축강도는 구속응력의 크기와 양의 상관관계를 가지는 함수의 형태이므로 이를 이용하여 CFT 내부의 콘크리트 강도를 산정하기 위해서는 적절한 구속응력의 크기를 결정할 필요가 있다.

또한 콘크리트의 균열거동을 파악하기 위해서는 응력-변형률 관계를 정의할 필요가 있는데, Mander 등<sup>2)</sup>은 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 다음과 같이 제안하였으며, 이 식은 구속응력의 크기에 관계없이 초기 탄성계수가 동일하도록 구성되어 있다.

$$\sigma_c = f'_{cc} \frac{x\gamma}{\gamma - 1 + x^\gamma} \quad (4)$$

여기서,  $\gamma = E_c / (E_c - f'_{cc} / \epsilon_{cc})$ ,  $x = \epsilon / \epsilon_{cc}$ ,  $E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수,  $\sigma_c$ 는 콘크리트의 응력,  $\epsilon$ 는 콘크리트의 변형률이다.

탄성 영역에서의 콘크리트의 포아송비는 일반적으로 0.16~0.2 정도로 강관의 포아송비인 0.3보다 작기 때문에 CFT 기둥에 가해지는 축하중의 크기가 작을 경우에는 강관은 콘크리트를 효과적으로 구속하지 못하게 된다. 그러나 하중의 증가로 내부 콘크리트에 미세 균열이 발생함에 따라 콘크리트의 포아송비는 증가하게 되며, 강관과 동일해지기 시작하면 비로소 강관이 콘크리트를 구속하기 시작하여 콘크리트에 구속응력이 발생하게 된다.<sup>1)</sup> 한편 Kupfer 등<sup>17)</sup>이 수행한 콘크리트의 이축압축 실험

결과에 따르면 포아송비는 축방향 변형률과 양의 상관관계를 지니고 있으므로, 이 결과를 토대로 Madas 등<sup>18)</sup>은 포아송비와 축방향 변형률의 관계를 식 (5)와 같은 함수의 형태로 제시하였다. Furlong에 따르면 이축응력상태에서 유도된 축방향 변형률의 함수로 표현된 포아송비는 삼축응력상태에도 큰 오차없이 적용될 수 있으므로, Madas의 제안식은 CFT의 내부 콘크리트에도 적용가능한 것으로 판단된다.

$$\nu = \nu_0(1 + 1.3763\varepsilon_R - 5.36\varepsilon_R^2 + 8.586\varepsilon_R^3) \leq 0.5 \quad (5)$$

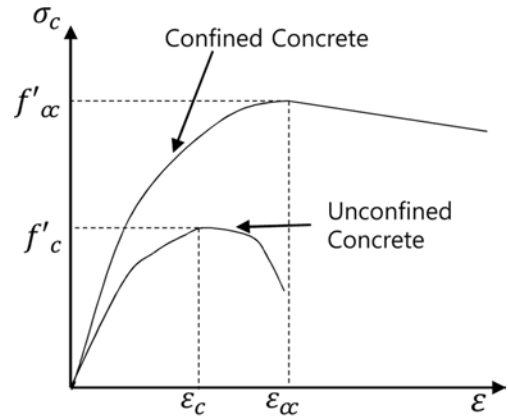
여기서,  $\varepsilon_R = \varepsilon_{1c}/\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_{1c}$ 는 축방향 변형률,  $\varepsilon_c$ 는 임계변형률,  $\nu_0$ 는 콘크리트의 초기 포아송비다. 구조재료의 대표적인 값인 강관의 포아송비  $\nu_s=0.3$ , 콘크리트의 초기 포아송비  $\nu_0=0.2$ , 콘크리트의 임계변형률  $\varepsilon_c=0.002$ 를 식 (5)에 대입하면, 강관과 콘크리트의 포아송비가 동일해지는 시점의 콘크리트의 축방향 변형률은 0.001 정도로, 콘크리트의 포아송비는 축방향 변형률이 0.0011보다 증가하는 경우에 크게 증가하게 된다는 Chen<sup>19)</sup>의 실험결과와 일치한다. 또한 강관의 탄성계수를 200 GPa이라 가정한다면, 항복강도 200 MPa 이하의 강관을 사용한 CFT는 구속응력이 발생하기 이전에 강관이 먼저 항복하여 결국 구속응력이 발생하지 않음을 알 수 있다. 그러나 구속응력이 발생하기 시작하는 시점에서 강관에 가해진 축 응력의 크기는 강관의 항복강도에 조금 못 미치는 수준이며, 구속응력 발생 이후 CFT 기둥의 항복까지 저항할 수 있는 추가적인 축하중의 크기는 작은 편이다. 따라서 콘크리트의 발생하는 최대 구속응력의 크기를 과대평가하지 않도록 하기 위한 정확한 지배방정식의 구성이 요구된다.

## 2.2 강관

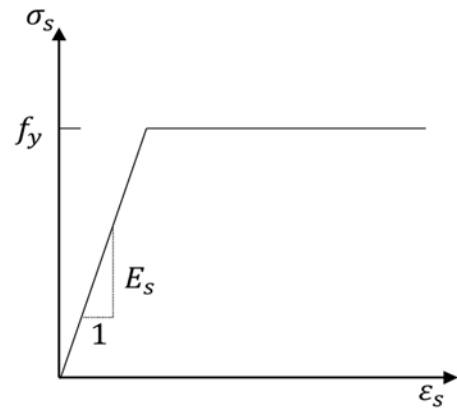
강관은 항복하기 전까지 선형 탄성 거동을 보이다 항복 이후 변형률의 급격한 증가를 보이는 소성거동을 하므로 이 논문에서는 Fig. 1(b)에 나타낸 바와 같이 elastic-perfectly plastic 재료 형태로 강관의 응력-변형률 관계를 정의하였다. CFT의 경우 강관이 항복하게 되면 더 이상 콘크리트의 구속응력을 제공하지 못하기 때문에 강관의 항복 시점에서의 구속응력이 곧 콘크리트의 최대 구속응력에 대응하게 된다. 강관은 축하중에 의한 축방향 압축응력과 동시에 콘크리트를 구속하기 위한 횡방향 인장응력(hoop stress)의 2축 응력을 받게 되므로 이 논문에서는 2축 응력상태에서 강관의 항복조건을 정의하기 위하여 식 (6)과 같은 von-mises 항복조건을 적용하였다.

$$F = \sqrt{3J_2} = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_{1s} - \sigma_{\theta})^2 + \sigma_{\theta}^2 + \sigma_{1s}^2} = f_y \quad (6)$$

여기서,  $\sigma_{1s}$ 는 축방향 응력이며,  $\sigma_{\theta}$ 는 후프응력,  $f_y$ 는 강관의 항복강도이다. 하중 재하시 후프응력 발생에 따라



(a) Stress-strain relation of concrete



(b) Stress-strain relation of steel

Fig. 1 Stress-strain relation of concrete and steel

$\sigma_{1s}$ 와  $\sigma_{\theta}$ 의 부호가 서로 반대가 되므로 식 (6)에 따르면,  $\sigma_{1s} < f_y$ 가 되어 강관의 축방향 저항능력이 공칭 항복강도에 비하여 일부 감소하게 된다.

## 3. 지배방정식의 구성 및 구속응력 산정

### 3.1 지배방정식의 구성

CFT에 축하중을 재하하면 강관과 콘크리트의 포아송비 차이에 의하여 강관이 콘크리트를 구속하게 되며, 강관과 콘크리트는 각각 2축 응력과 3축 응력 상태가 된다. 따라서 CFT 기둥 내부에 발생하는 응력을 계산하기 위하여 각 방향에 따른 응력과 변형률 성분을 기반으로 하였으며, 계산 과정의 단순화를 위해 다음과 같은 사항을 가정하였다. 1) 편심이 없고, 전 단면에 균일한 연직응력이 발생한다. 2) 좌굴은 발생하지 않고, 단부 효과는 고려하지 않는다. 3) 콘크리트와 강관은 완전히 부착되어 모든 방향의 변형률은 서로 동일하다.

3차원 좌표계에서의 1축을 축방향으로, 2, 3축을 횡방향으로 지정후, 콘크리트의 횡방향 변형률 및 응력을  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_c$ ,  $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$ 라 하면 연직방향 1과 횡방향  $r$ 에 대한 콘크리트의 응력과 변형률의 관계는 Hooke's law에 따라 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\varepsilon_{1c} = \frac{\sigma_{1c}}{E_c} - 2\nu_c \frac{\sigma_{rc}}{E_c} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{rc} = (1 - \nu_c) \frac{\sigma_{rc}}{E_c} - \nu_c \frac{\sigma_{1c}}{E_c} \quad (8)$$

여기서,  $E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수,  $\nu_c$ 는 콘크리트의 포아송비다. 그러나 콘크리트의 비선형 재료성질을 고려하면 콘크리트의 응력과 변형률의 관계는  $\sigma = E\varepsilon$  형태가 아닌,  $\sigma = f(\varepsilon)$ 과 같은 함수의 형태를 갖게 되므로 편의상 응력  $\sigma$ 에 해당하는 변형률을  $\sigma/E$ 가 아닌  $\bar{\varepsilon} = f^{-1}(\sigma)$ 로 표기하면 식 (7)과 (8)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{1c} = \bar{\varepsilon}_{1c} - 2\nu_c \bar{\varepsilon}_{rc} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{rc} = (1 - \nu_c) \bar{\varepsilon}_{rc} - \nu_c \bar{\varepsilon}_{1c} \quad (10)$$

강관은 2축 응력 상태이므로, 강관의 축방향 및 횡방향 변형률을  $\varepsilon_{1s}$ ,  $\varepsilon_{\theta}$ 로, 응력을  $\sigma_{1s}$ ,  $\sigma_{\theta}$ 라 한다면, 콘크리트와 마찬가지로 Hooke's law에 따라 강관의 응력과 변형률의 관계 또한 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_{1s} = \frac{1}{E_s} (\sigma_{1s} - \nu_s \sigma_{\theta}) \quad (11)$$

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1}{E_s} (\sigma_{\theta} - \nu_s \sigma_{1s}) \quad (12)$$

나아가 콘크리트와 강관의 모든 방향 변위는 서로 동일하다는 가정으로부터  $\varepsilon_{1c} = \varepsilon_{1s}$ ,  $\varepsilon_{rc} = \varepsilon_{\theta}$ 의 관계식을 구성할 수 있다. 뿐만 아니라 축력이 작용하게 되면 CFT 기둥 단면의 콘크리트는 팽창하고 강관은 이를 억제하기 때문에, 콘크리트에는 압축응력이 강관에는 인장응력이 각각 발생하게 되므로 단면에 발생하는 힘 사이의 평형 관계를 식으로 표현하면 다음과 같다(Fig. 2 참조).

$$2\sigma_{\theta}t + \sigma_{rc}(D - 2t) = 0 \quad (13)$$

여기서,  $t$ 는 강관의 두께,  $D$ 는 강관의 지름,  $\sigma_{\theta}$ 는 강관의

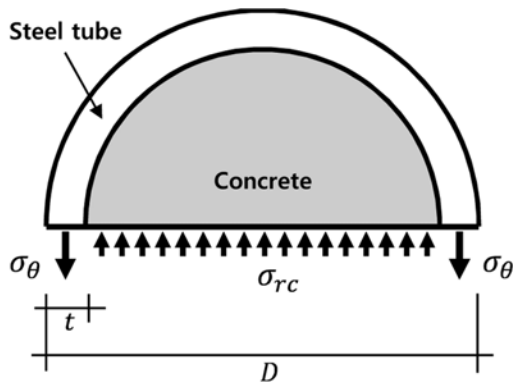


Fig. 2 Free body diagram of circular CFT section

후프응력,  $\sigma_{rc}$ 는 콘크리트의 구속응력을 의미한다.

앞서 정의한 CFT 기둥에서의 콘크리트와 강관의 응력 변형률 관계식 (9)~(12)), 적합 조건( $\varepsilon_{1c} = \varepsilon_{1s}$ ,  $\varepsilon_{rc} = \varepsilon_{\theta}$ ), 평형 조건식 (13))의 7개 관계식에서 미지수에 해당하는 변수는 강관과 콘크리트의 응력 및 변형률로써 총 8개가 존재하게 되므로 정의된 7개의 방정식을 연립하면 다음과 같은 하나의 방정식으로 표현할 수 있게 된다.

$$\varepsilon_{1c} = \frac{1}{\nu_c - \nu_s} \left\{ (1 - \nu_c - 2\nu_c^2) \bar{\varepsilon}_{rc} + \frac{(D - 2t)}{2tE_s} (1 - \nu_s^2) \sigma_{rc} \right\} \quad (14)$$

여기서,  $\bar{\varepsilon}_{rc} = f^{-1}(\sigma_{rc})$ 이므로, 식 (14)는  $\varepsilon_{1c}$ 와  $\sigma_{rc}$ 의 2개의 미지수를 갖는 방정식이라 할 수 있다. 한편 강관이 항복하면 더 이상 콘크리트를 구속하지 못하게 되므로 강관 항복시의 구속응력  $\sigma_{rc}$ 가 결국 축 하중 재하시 콘크리트에 발생하는 최대 구속응력이라 할 수 있다. 따라서 Von-mises 항복 조건식 (6)을 연립한다면 방정식의 수와 미지수가 동일하게 되어 해를 구할 수 있으며 여기서 구한 해 중 콘크리트의 구속응력  $\sigma_{rc}$ 가 곧 최대 구속응력에 해당된다. 또한 식 (14)와 (6)을 살펴보면 최종해와 콘크리트의 강도는 무관함을 알 수 있으며 황원섭<sup>11)</sup>의 검토 결과인 콘크리트의 압축강도가 구속응력에 미치는 영향이 거의 발생하지 않는다는 서술과도 일치한다. 따라서 콘크리트의 최대 구속응력에 영향을 미치는 인자는 D/t 비율, 강관의 탄성계수, 강관의 항복강도임을 알 수 있다.

### 3.2 구속응력의 산정

앞의 식 (14)로부터 주어진 임의의  $\varepsilon_{1c}$ 에 대한 구속응력  $\sigma_{rc}$ 가 결정되면 나머지 관계식으로부터 콘크리트의 축방향 응력, 횡방향 변형률, 강관의 축방향 응력, 후프응력 등을 결정할 수 있게 된다. 그러나 콘크리트의 재료 비선형성을 고려하게 되면  $\bar{\varepsilon}_{rc} = f^{-1}(\sigma_{rc})$ 항이 존재하므로 이 방정식을 풀기 위해서는 Bisection method와 같은 수치해석적 방법을 이용하게 된다. 한편 콘크리트의 포아송비  $\nu_c$ 는 축방향 변형률  $\varepsilon_{1c}$ 의 함수이므로(식 (5) 참조), 식을 푸는 과정에서 이를 고려해야 하는데 이 논문에서는 축방향 변형률  $\varepsilon_{1c}$ 를 만족할 만한 수준의 좁은 간격으로 증가(increment)시키면서 그에 따른 포아송계수를 새로 계산하여 반영하는 방식의 반복적인 알고리즘을 사용하였다.

이 논문은 강관으로 인해 콘크리트에 발생하는 최대 구속응력을 산정하여 CFT 기둥의 축 하중에 대한 저항능력 변화를 정확히 평가하는데 그 목적이 있는 관계로, 산출된 강관의 응력을 Von-mises 항복 조건식 (6)에 따라 검토하여 강관 항복시점에서 반복 해석을 중단하여 이때의 구속응력을 최대 구속응력으로 정의한다. 최대 구속응력이 정해지면 이때의 강관의 축방향 항복강도  $\sigma_{1s}$

및 구속된 콘크리트의 강도  $f'_{cc}$ (식 (1) 및 (3))을 산정할 수 있으므로,  $N = A_s \sigma_{1s} + A_c f'_{cc}$ 의 관계식으로부터 CFT 기둥의 축방향 저항능력을 계산할 수 있다. 여기서  $A_s$ 는 강관의 단면적,  $A_c$ 는 콘크리트의 단면적이다. 이와 같은 해석과정을 Fig. 3에 나타내었으며, Bisection method 및 미소 변위 증가에 따른 반복 계산과정을 포함한다.

#### 4. 실험 결과와의 비교

강관에 의한 구속효과를 고려하기 위해 제안된 해석모델의 타당성을 검증하기 위하여 다양한 범위의 설계변수를 가진 총 60개의 축하중이 재하된 CFT 기둥의 실험 결과와 비교하였다. 비교연구를 위해 사용한 실험 결과로 Sakino 등<sup>6)</sup>이 제안한 36개(Table 1의 1참조)를 비롯하여 Schneider<sup>1)</sup>에 의한 2개(Table 1의 2참조), Huang 등<sup>20)</sup>에 의한 3개(Table 1의 3참조), Tomii 등<sup>21)</sup>에 의한 6개(Table 1의 4참조), Tanaka 등<sup>22)</sup>에 의한 1개(Table 1의 5참조), Han 등<sup>23)</sup>에 의한 6개(Table 1의 6참조) 및 O'Shea 등<sup>9)</sup>에 의한 6개(Table 1의 7참조)로 구성되어 있으며 이와 관련한 단면의 재원과 실험 결과는 Table 1에서 살펴볼 수 있다. 한편 세장비가 큰 장주의 경우 불안정 파괴 및 국부좌굴의 효과에 따라 구속응력 발생 메커니즘이 단주의 경우와 상이하므로 이 연구의 범위에서 제외하였으며, 이러한 세장효과를 피하기 위하여 상대적으로 짧은 길이의 시험체를 선택하였다. 실험체에 사용된 강관의 지름은 108~450 mm, 강관의 두께는 1.52~7.9 mm, D/t 비는 17~

152, 강관의 항복강도는 256~853 MPa, 콘크리트의 강도는 18.1~85.1 MPa의 범위를 나타내고 있음을 알 수 있다. 또한 설계 변수의 종류는  $D$ ,  $t$ ,  $f_y$ ,  $f'_c$ 의 4개로 구성되어 있으며 이들은 실용적 범위 이상으로 충분히 산개되어 있음을 볼 수 있다. Table 1에서 볼 수 있는 바와 같이 수치해석 결과(해석 결과 참조)는 실험 결과와 평균 1.2%의 오차를 보이며, 오차 0%를 대표값으로 하였을 때의 오차의 표준편차는 4.5% 수준으로 전반적으로 고른 정확도를 보여준다. 따라서 제안된 해석 모델은 신뢰할 수 있는 것으로 판단된다.

#### 5. 구속응력 산정을 위한 제안식

##### 5.1 최대 후프응력 $\sigma_{\theta,max}$ 의 결정

주어진 CFT 기둥 시편에 대하여 콘크리트의 최대 구속응력  $\sigma_{rc}$ 가 정해지면 Mander 등 혹은 Razvi 등의 제안식(식 (1) 및 식 (3) 참조)을 이용하여 콘크리트의 축방향 강도를 산정할 수 있으며, 평형방정식 (13) 및 항복조건식 (6)을 이용하여 강관의 축방향 항복강도 또한 산정할 수 있게 된다. 나아가 구성재료의 수정된 강도와 단면적을 곱하여 CFT 기둥의 축방향 저항능력을 산정할 수 있게 된다. 따라서 다양한 크기와 재료성질을 지닌 CFT 기둥에 대하여 그에 해당하는 콘크리트의 최대 구속응력  $\sigma_{rc,max}$ 를 결정할 수 있다면 앞에서 언급한 반복 과정에 의한 해석과정 없이 CFT 기둥의 축방향 저항능

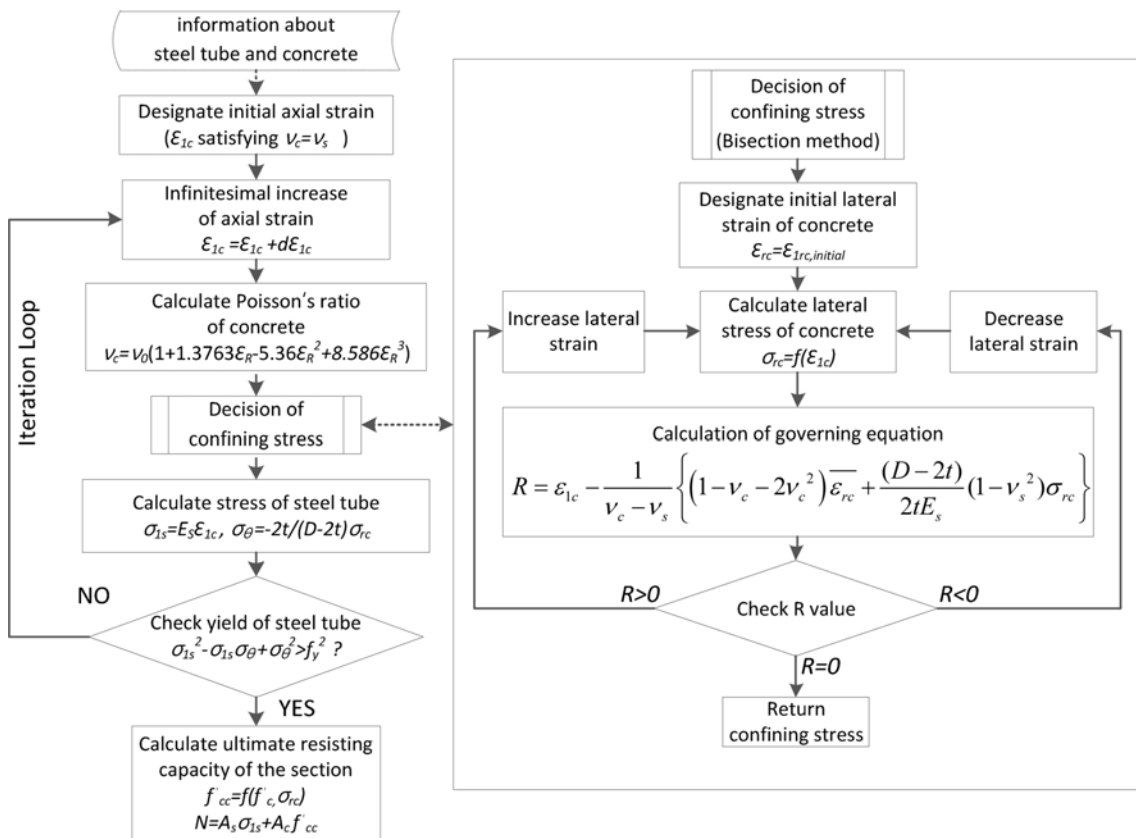


Fig. 3 Analysis procedure

**Table 1** Ultimate resisting capacity of axially loaded CFT columns

Ref.	Specimen	Specimen properties					Exp. results (kN)	Analysis results (kN)	Predicted resisting capacity (kN)			
		D (mm)	t (mm)	D/t	$f_y$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)			Proposed method	Sakino	Tang	EC4
1	CC4A2	149	3.0	50	308	25.4	941	918	982	985	1044	971
	CC4A41	149	3.0	50	308	40.5	1,064	1156	1226	1233	1365	1190
	CC4A42	149	3.0	50	308	40.5	1,080	1156	1226	1233	1365	1190
	CC4A8	149	3.0	50	308	77.0	1,781	1714	1785	1811	NA	1721
	CC4C2	301	3.0	102	279	25.4	2,382	2422	2522	2670	2588	2607
	CC4C41	300	3.0	101	279	41.1	3,277	3354	3455	3612	3624	3496
	CC4C42	300	3.0	101	279	41.1	3,152	3354	3455	3612	3624	3496
	CC4C8	301	3.0	102	279	80.3	5,540	5787	5896	6008	NA	5800
	CC4D2	450	3.0	152	279	25.4	4,415	4649	4792	5040	4573	4918
	CC4D41	450	3.0	152	279	41.1	6,870	6702	6847	7103	6685	6906
	CC4D42	450	3.0	152	279	41.1	6,985	6702	6847	7103	6685	6906
	CC4D8	450	3.0	152	279	85.1	11,665	12553	12728	12847	NA	12498
	CC6A2	122	4.5	27	576	25.4	1,509	1471	1468	1466	1429	1486
	CC6A41	122	4.5	27	576	40.5	1,657	1684	1678	1673	1684	1621
	CC6A42	122	4.5	27	576	40.5	1,663	1684	1678	1673	1684	1621
	CC6A8	122	4.5	27	576	77.0	2,100	2047	2038	2099	2239	1941
	CC6C2	239	4.5	53	507	25.4	3,035	3257	3241	3275	3284	3218
	CC6C41	238	4.5	52	507	40.5	3,583	3885	3864	3902	4101	3726
	CC6C42	238	4.5	52	507	40.5	3,647	3885	3864	3902	4101	3726
	CC6C8	238	4.5	52	507	77.0	5,578	5275	5252	5353	5957	4990
	CC6D2	361	4.5	80	525	25.4	5,633	5812	5788	5901	5675	5721
	CC6D41	361	4.5	80	525	41.1	7,260	7239	7207	7341	7420	6974
	CC6D42	360	4.5	79	525	41.1	7,045	7210	7178	7310	7392	6944
	CC6D8	360	4.5	79	525	85.1	11,505	11011	10977	11128	11884	10421
	CC8A2	108	6.5	17	853	25.4	2,275	2156	2161	2169	NA	2210
	CC8A41	109	6.5	17	853	40.5	2,446	2417	2415	2418	2329	2337
	CC8A42	108	6.5	17	853	40.5	2,402	2388	2386	2388	2300	2310
	CC8A8	108	6.5	17	853	77.0	2,713	2769	2754	2797	2768	2540
	CC8C2	222	6.5	34	843	25.4	4,964	5332	5325	5379	NA	5264
	CC8C41	222	6.5	34	843	40.5	5,638	6048	6028	6088	6013	5715
	CC8C42	222	6.5	34	843	40.5	5,714	6048	6028	6088	6013	5715
	CC8C8	222	6.5	34	843	77.0	7,304	7352	7315	7521	7871	6753
CC8D2	337	6.5	52	823	25.4	8,475	8900	8867	9004	NA	8663	
CC8D41	337	6.5	52	823	41.1	9,668	10354	10301	10462	10446	9731	
CC8D42	337	6.5	52	823	41.1	9,835	10355	10301	10461	10446	9731	
CC8D8	337	6.5	52	823	85.1	13,776	13754	13682	14018	15060	12604	
2	C1	141	3.0	47	285	28.2	881	893	873	913	985	766
	C2	141	6.5	22	313	23.8	1,344	1378	1415	1413	1406	1194
3	CU-040	200	5.0	40	266	27.2	1,694	1693	1694	1862	1993	1695
	CU-070	280	4.0	70	273	31.2	2,829	2797	2788	2993	3197	2722
	CU-150	300	2.0	150	342	27.2	2,552	2592	2585	2607	2336	2389
4	4HN	150	4.0	38	280	28.7	1,118	1087	1089	1073	1234	1048
	3MN	150	3.2	47	290	22.0	865	885	896	879	980	847
	4MN	150	4.0	38	280	22.0	992	966	970	972	1069	945
	2LN	150	2.0	75	337	18.1	700	691	688	644	680	623
	3LN	150	3.2	47	288	18.1	700	714	723	667	775	690
	4LN	150	4.0	38	280	18.1	1,100	1106	1112	1122	1200	1097

**Table 1** Ultimate resisting capacity of axially loaded CFT columns (Continued)

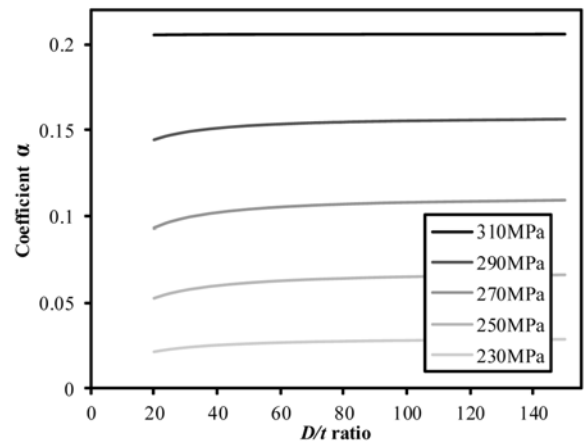
Ref.	Specimen	Specimen properties					Exp. results (kN)	Analysis results (kN)	Predicted resisting capacity (kN)			
		D (mm)	t (mm)	D/t	$f_y$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)			Proposed method	Sakino	Tang	EC4
5	CF4CC40	319	7.9	40	358	47.5	6,700	6637	6614	6280	7319	5862
6	Sp1	159	5.0	32	390	36.6	2,040	1909	1901	1900	1988	1672
	Sp2	319	7.9	40	358	47.5	7,000	6868	6842	6931	7573	6111
	Sp3	165	2.8	59	363	48.3	1,662	1679	1673	1672	1842	1486
	Sp4	204	6.1	34	389	22.9	2,462	2546	2535	2549	2555	2307
	Sp5	204	6.3	32	405	29.9	2,932	2916	2907	2923	2980	2597
	Sp6	121	3.7	33	295	21.1	695	722	732	747	766	687
7	S30CS50B	165	2.8	59	363	48.3	1,662	1756	1748	1730	1912	1491
	S20CS50A	190	1.9	98	256	41.0	1,678	1462	1469	1558	1584	1413
	S16CS50B	190	1.5	125	306	48.3	1,695	1724	1747	1743	1661	1599
	S30CS80A	165	2.8	59	363	80.2	2,295	2365	2359	2379	NA	2112
	S20CS80B	190	1.9	98	256	74.7	2,592	2391	2398	2480	NA	2320
	S16CS80A	190	1.5	125	306	80.2	2,602	2606	2626	2622	NA	2470
Average error (%)								1.2	1.9	3.2	6.4	-2.8
Standard deviation (%)								4.5	5.3	6.5	9.8	7.5
Correlation coefficient								0.9978	0.9975	0.9973	0.9977	0.9945

력을 간단히 예측할 수 있게 된다. 특히 평형방정식 (13)에 의하면 강관의 후프응력과 콘크리트의 구속응력은 서로 비례하므로 콘크리트의 최대 구속응력 대신 강관의 최대 후프응력을 제시하는 것 역시 CFT 기둥의 최대 저항능력을 판단하기 위한 필요충분조건이 될 수 있다. 따라서 이 논문에서는 식 (15)와 같이 계수  $\alpha$ 를 이용하여 축하중이 재하된 CFT 기둥 외부 강관의 항복시(최대) 후프응력을 나타내고자 한다. 그 이유는 계수  $\alpha$ 는 곧 최대 후프응력의 지표로, 이 값을 이용하여 CFT 기둥의 축방향 최대 저항능력을 예측할 수 있다는 대표성을 지니기 때문이다.

$$\sigma_{\theta, max} = -\alpha f_y \quad (15)$$

먼저 강관의 지름  $D$  및 두께  $t$ 와 관련하여 지배방정식 (14)에 나타난 항은  $(D - 2t)/t$ 이며, 이 항은  $D/t$  비와 선형관계에 있다. 따라서 CFT 기둥의 축방향 최대 저항능력 및 그 대표값  $\alpha$ 에 대한 영향인자로  $D$ 와  $t$ 를 분리하여 살펴보는 것보다는 그 비율인  $D/t$ 에 대한 영향을 검토하는 것이 타당하다. Fig. 4는 20부터 150까지의  $D/t$ 비에 따른 계수  $\alpha$ 의 영향을 나타낸 것이며 수치해석에 사용된 강관의 항복강도는 일반적으로 널리 사용되는 230 MPa부터 310 MPa의 값을 기준으로 하였다.

이 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 계수  $\alpha$ 는  $D/t$ 비의 증가에 따라 점차 증가하는 경향을 보이고 있으나 그 차이는 크지 않으며, 특히 강관의 항복강도가 310 MPa일 경우에는 전혀 차이가 없음을 알 수 있다. 항복강도 250 MPa와 270 MPa인 경우의 계수  $\alpha$ 의 변화가 가장 크며, 일



**Fig. 4** Coefficient  $\alpha$  corresponding to  $D/t$  ratio

반적으로 사용되는  $D/t$ 비 26~48 사이의 계수  $\alpha$ 의 차이는 0.07을 나타내고 있다. 그러나 이 차이에 의해 발생하는 축하중이 재하된 CFT 기둥의 최대 저항능력의 차이는 0.8% 정도로 무시할 수 있는 수준이라 판단된다. 그럼에도 불구하고 계수  $\alpha$ 와  $D/t$ 비 사이에는 관계가 없다고 하여 콘크리트의 구속응력  $\sigma_c$ 과  $D/t$ 비 역시 무관한 것은 아니며, 이 영향은 제안된 해석모델의 경우 평형방정식 (13)을 통하여 반영되고 있다.

그러나 Fig. 4에서 볼 수 있는 바와 같이 설계변수 가운데  $D/t$ 비보다는 오히려 강관의 항복강도가 계수  $\alpha$ 에 더욱 큰 영향을 주게 된다. 따라서 이에 대한 영향을 평가하기 위해 해석을 통해 강관의 항복강도에 따른 계수의 변화를 살펴보았다. Fig. 5에서 볼 수 있는 바와 같이 강관의 항복강도가 작으면 계수  $\alpha$  역시 작아서 0이 되

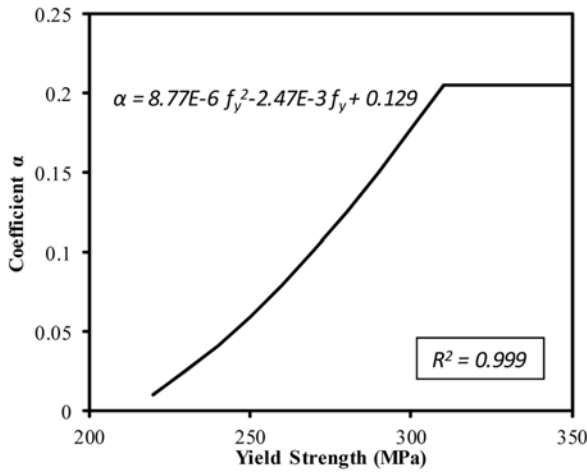


Fig. 5 Coefficient  $\alpha$  corresponding to yield strength

는데 그 이유는 구속응력이 발생하기 위한 조건인 콘크리트와 강관의 포아송비의 역전이 발생하는 1축 변형률이 0.001 정도로 강관의 항복강도 200 MPa의 항복 변형률에 해당하기 때문이다. 나아가 항복강도의 증가에 따라 계수  $\alpha$  역시 점차 증가하여, 강관의 항복강도가 310 MPa 부근에 이를 경우  $\alpha$ 는 특정한 값 0.206으로 수렴하는 것을 볼 수 있다. 이는 포아송비를 정의한 식 (5)를 통해 살펴볼 수 있듯이 콘크리트는 1축 변형률 0.00146에서 최대 포아송비 0.5에 도달하며 그 이상의 변형률에 대해서는 최대값인 0.5를 유지하게 되고 포아송비는 변수가 아닌 상수가 되어 지배방정식 (14)을 기반으로 하는 반복해석에 변화를 주지 못하게 된다. 이에 해당하는 강관의 항복강도는 292.6 MPa이며, 이러한 원인으로 수치해석 결과가 310 MPa 이상의 항복강도에서 더 이상 변하지 않는 것으로 판단된다.

앞의 설계변수 검토에서 알 수 있듯이  $D/t$ 는 계수  $\alpha$ 에 영향을 주지 않는 반면 강관의 항복강도  $f_y$ 와는 밀접한 관계를 지니는 것으로 판단할 수 있으므로 Fig. 5의 결과를 토대로 회귀분석을 통한 다음의 경험식을 구성할 수 있다.

$$\alpha = 8.77 \times 10^{-6} f_y^2 - 2.47 \times 10^{-3} f_y + 0.129 \leq 0.206 \quad (16)$$

여기서, 강관의 항복강도  $f_y$ 의 범위는 220 MPa 이상, 310 MPa 이하로 제한한다. 220 MPa 미만의 강관에 대해서는 구속응력이 발생하지 않으며, 310 MPa 초과인 강관을 사용한 경우  $\alpha = 0.206$ 의 고정된 값으로 한다. 따라서 식 (16)을 통하여 제안된 계수  $\alpha$ 를 이용하면  $\sigma_{\theta, \max} = -\alpha f_y$  (식 (15))에 의하여 강관의 최대 후프응력이 계산되며, 이를 Von-mises 항복 조건식  $\sigma_{1s}^2 - \sigma_{1s} \sigma_{\theta} + \sigma_{\theta}^2 = f_y^2$  (식 (6))에 대입하여 강관의 1축 항복강도  $\sigma_{1s}$ 를 산정할 수 있다. 한편 평형방정식  $\sigma_{rc} = -2t\sigma_{\theta}/(D-2t)$  (식 (13))에 따라 콘크리트의 구속응력이 계산되면, Mander 등 혹은 Razvi 등의 제안식(식 (1) 및 식 (3))에 따라 증가된 콘크리트의 강도  $f'_{cc}$ 를 산정할 수 있으며,  $N = A_s \sigma_{1s} + A_c f'_{cc}$ 의 관계식

을 통하여 CFT 기둥의 저항능력을 산정할 수 있다. 이 방법을 이용하면 3.2장에서 제시한 복잡한 반복과정 없이 강관의 지름( $D$ ), 두께( $t$ ), 강관의 항복강도( $f_y$ ), 콘크리트의 강도( $f'_c$ ) 정보를 이용하여 간단히 CFT 기둥의 저항능력을 산정할 수 있게 된다.

## 5.2 기존 제안식과의 비교

Sakino 등<sup>6)</sup>은 강관의 최대 후프응력은  $D/t$ 비율이나 강관의 항복강도와 관계없이 후프응력이  $\sigma_{\theta} = -0.19f_y$ 일 때 강관이 항복하는 것으로 제안하였다. 이것은 이 논문에서 310 MPa 이상의 항복강도를 지닌 강관에 대한 계수  $\alpha = 0.206$ 와 유사한 결과를 주고 있음을 알 수 있다.

Tang 등<sup>7)</sup>은 실험을 통하여 식 (17)과 같이 최대 구속응력을 제안하였는데 여기서,  $\beta = v_e - v_s$ ,  $v_s$ 는 강관의 최대 포아송비로 0.5이며,  $v_e$ 는 CFT의 포아송비로 식 (18) 및 (19)로 표현된다.

$$f_{rp} = \beta \frac{r}{t} f_y \quad (17)$$

$$v_e = 0.2312 + 0.3582v'_e - 0.1524 \frac{f'_c}{f_y} + 4.843v'_e \frac{f'_c}{f_y} - 9.169 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)^2 \quad (18)$$

$$v'_e = 0.881 \times 10^{-6} \left( \frac{D}{t} \right)^3 - 2.58 \times 10^{-4} \left( \frac{D}{t} \right)^2 + 1.953 \times 10^{-2} \left( \frac{D}{t} \right) + 0.4011 \quad (19)$$

상기 제안식은  $(f'_c/f_y)$ 비가 0.04~0.02의 범위 내로 제한한다는 한계가 있으며, 이 논문에서 검토한 다양한 시험체 중 해당 범위에서 벗어나는 시험체가 등장하기 때문에 Table 1에 등장하는 Tang의 예측 결과에서는 해당 시험체에 대한 예측 결과에 대하여 NA(not available)로 나타내었다.

한편 Eurocode 4<sup>10)</sup>는 합성구조에서 콘크리트의 구속효과를 직접적으로 고려하고 있는 유일한 설계 기준으로 계수  $\eta_a$ 와  $\eta_c$ 를 이용하여 강관의 항복강도를 감소, 콘크리트의 강도를 증가하는 방법으로 축방향 극한 강도를 다음 식 (20)과 같이 평가하고 있다. 여기서  $\eta_a$ 와  $\eta_c$ 는 편심과 세장비를 고려하는 계수를 나타낸다. Eurocode 4의 경우 콘크리트의 구속응력을 직접적으로 제시하지 않으므로 기존 제안식과의 비교를 위해 Richart 등<sup>5)</sup>이 제안한 구속된 콘크리트의 강도 산정 방법인  $f'_{cc} = f'_c + 4.1\sigma_r$ 에 준하여  $\sigma_r = (\eta_c/4.1)(t/D)f_y$ 로 가정하였다.

$$N_{EC4} = \eta_a A_s f_y + A_c f'_c \left( 1 + \eta_c \frac{t}{D} \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (20)$$

이 논문에서 제안한 방법 및 Sakino, Tang, Eurocode 4에서 제안한 방법을 이용하여 축하중이 재하된 CFT 기둥의 최대 저항능력을 계산한 결과를 Table 1에 나타내



었다(Table 1의 저항능력 예측 결과 참조). 제안된 회귀 분석식을 이용한 경우의 평균 오차는 1.9%, 오차의 표준 편차는 5.3%, 실험 결과와 예측치의 상관계수는 0.9975로 다른 제안식보다 높은 정확도로 CFT 기둥의 축방향 저항능력을 산정하고 있음을 알 수 있다. 반면 Eurocode 4의 결과는 -2.8%의 평균오차를 보여주어 과소평가하는 경향이 있으나 오차의 표준 편차는 7.5%, 상관계수는 0.9945로 오차의 분포가 비교적 크다. Tang의 제안식은 15% 이상 과대평가하는 경우가 6개 정도이며, 일부 시편의 경우 25% 이상 과대평가하는 것으로 보아 상당한 위험성을 내재한 것으로 판단된다. Sakino가 제안한 방법은 이 논문에서 제안한 방법과 유사하나 계수  $\alpha$ 의 값을 항상 동일한 것으로 간주한다. 그 크기는 이 논문에서 310 MPa에 대해 제안한 고정적인 값 0.206보다 다소 작은 0.19이며 절반 이상의 시편의 강관 항복강도가 310 MPa 이상이기 때문에 전반적으로 제안식과 유사한 결과를 보인다. 그러나 강관의 항복강도가 작을 때는 구속응력의 크기를 과대평가할 것임을 예견할 수 있다. 구속응력의 크기를 과대평가하면 콘크리트의 강도 역시 과대평가하는 반면 강관의 1축 저항능력은 과소평가하게 되나 일반적으로 콘크리트가 분담하는 하중의 크기가 더욱 크기 때문에 전반적인 CFT 기둥의 저항능력을 과대평가하게 된다. Fig. 6은 이 논문의 제안식과 Sakino의 제안식에 의해 산정된 CFT 기둥의 최대 저항능력을 실험 결과

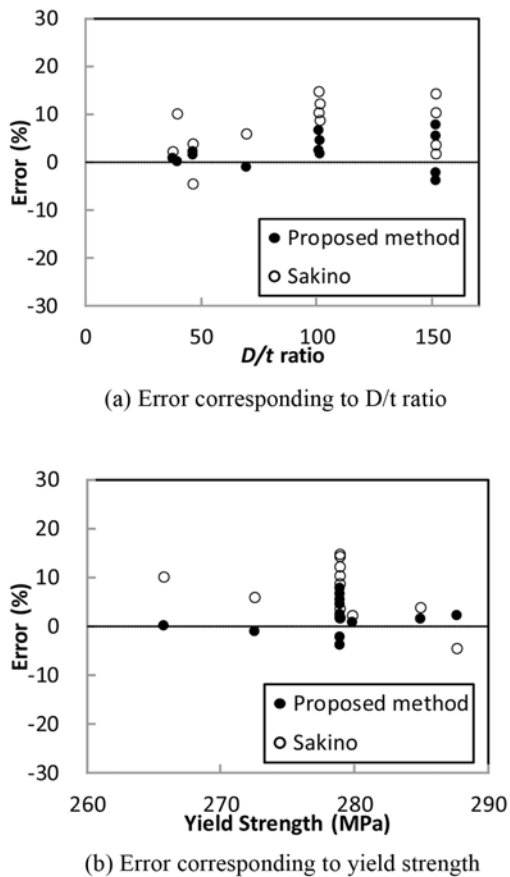


Fig. 6 Comparison of errors between experimental data and empirical formulas

와 비교한 오차를 나타낸 것으로 두 결과의 구분을 위해 강관의 항복강도가 310 MPa보다 작은 경우에 대해서 도시하였다. 앞서 설명한 바와 같이 강관의 항복강도가 작은 경우 Sakino의 예측 결과는 저항능력을 과대평가하는 경향이 있음을 이 그림을 통해서도 확인할 수 있다.

나아가 Fig. 7은 각 제안식을 이용해 산정된 콘크리트의 구속응력을  $D/t$ 비에 따라 도시한 것이다. 상대적인 평가를 위해 콘크리트의 강도는 Table 1에 등장한 모든 시험체의 평균인 44 MPa로 가정하였으며 강관의 항복강도는 310 MPa 이상부터는 이 논문의 제안식과 Sakino의 제안식이 유사하므로 이를 구분하기 위하여 280 MPa로 가정하였다.

Fig. 7에 따르면 Tang이 콘크리트의 구속응력을 가장 큰 것으로 산정하고 있으며, Eurocode 4 설계 기준, Sakino, 이 논문의 제안식 순서로 보수적으로 평가하고 있다. 또한  $D/t$ 비가 커짐에 따라 구속응력이 감소하는 경향은 전부 일치하며 이는 두께가 얇은 강관을 사용할 경우 구속효과를 기대하기 어렵기 때문이다.

또한 앞에서 살펴본 바와 같이 구속응력의 발생에 따라 콘크리트의 강도가 증가하고 강관의 1축 항복강도가 감소하기 때문에 구속응력의 크기가 너무 크거나 작을 경우 구속응력에 의한 CFT 기둥의 축방향 저항능력 증가는 제한된다. 이와 같이 CFT 기둥의 강도는 콘크리트의 구속응력 크기에 종속적이다. 콘크리트의 구속응력은 단면의  $D/t$ 비가 커짐에 따라 점차 감소하므로, CFT 기둥의 축방향 저항능력과  $D/t$ 비는 상관관계가 있다. CFT 기둥의 공칭 강도인  $N_0 = A_s f_y + A_c f'_c$ 와 구속효과를 고려한 강도인  $N = A_s \sigma_s + A_c f'_{cc}$ 의  $N/N_0$ 비는 CFT 기둥의 상대적 효율성을 나타내므로  $D/t$ 비에 따른 CFT 기둥의 효율성을 Fig. 8에 나타내었다. 여기서 콘크리트의 강도는 25 MPa 및 44 MPa, 강관의 항복강도는 280 MPa 및 310 MPa, 강관의 지름은 300 mm이며 두께는 2 mm부터 300 mm까지 변화하도록 하였다.

Fig. 8의 결과를 살펴보면 강관의 항복강도가 클수록, 콘크리트의 강도가 작을수록 구속효과에 따른 CFT 기둥의 강도 효율성 증가하는 경향이 있음을 알 수 있다. 한

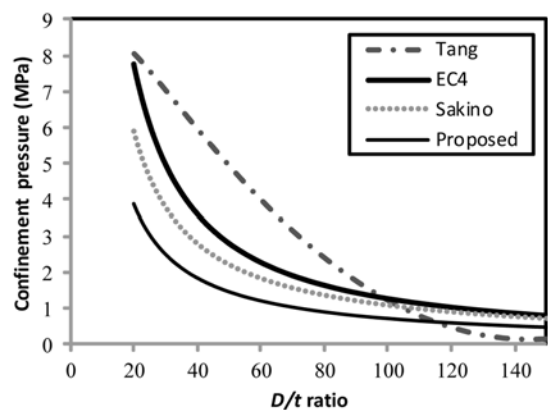


Fig. 7 Comparison of confining stress corresponding to  $D/t$  ratio

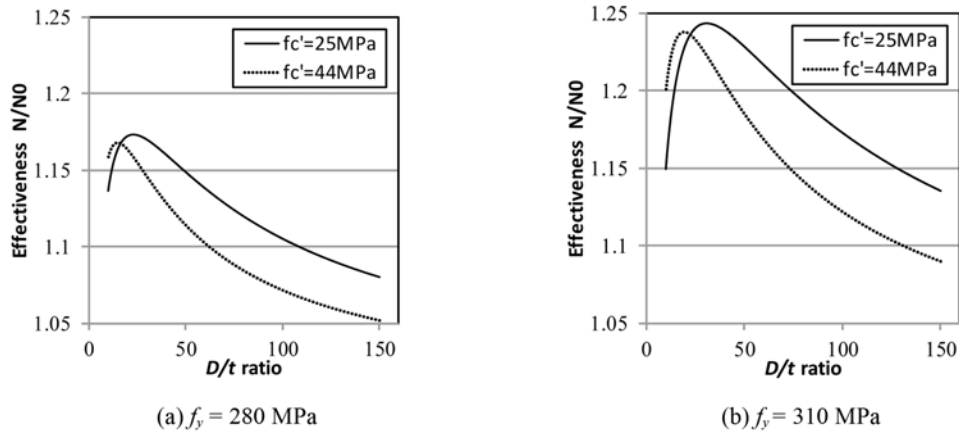


Fig. 8 Effectiveness of CFT columns corresponding to  $D/t$  ratio

편 CFT 기둥의 강도 효율성은 공통적으로  $D/t$ 비에 더욱 민감한 영향을 받기 때문에 효율적인 설계를 위해서는 강관의 항복강도나 콘크리트의 압축강도와 같은 재료 성질뿐만 아니라 적절한  $D/t$ 비에 대한 검토가 필요함을 알 수 있다.

## 6. 결 론

콘크리트 충전 강관에 축하중이 재하된 경우 구속효과의 발생에 따라 최대 저항능력이 증가하게 되는데 구속응력에 의하여 콘크리트의 강도가 증가하는 한편 강관의 1축 항복강도는 감소하게 되므로 최대 저항능력을 예측하기 위해서는 정밀한 강도 평가가 이루어져야 한다. 이 논문에서는 구속응력이 콘크리트와 강관의 포아송비 차이에 의하여 발생한다는 전제 하에 재료의 비선형적 특성을 고려한 수치해석방법을 제시하였으며, 제안된 해석방법을 이용하여 예측한 CFT 기둥의 저항능력을 총 60개의 실험 결과와 비교한 결과 1.2%의 평균 오차, 4.5% 오차의 표준편차 및 0.9978의 상관계수를 나타내어 해석방법의 타당성이 검증되었다.

단면특성에 따른 설계변수 중에서 중요한 변수로 검토된 직경-두께비의 변화에 따른 영향을 분석한 결과, 직경-두께비의 증가에 따라 강관의 최대 후프응력이 인장력 기준으로 일부 상승하는 경향을 확인하였으나, 그 차이는 무시할 수 있는 수준으로 판단된다. 그러나 직경-두께비에 관계없이 강관의 최대 후프응력의 일정하다는 결과를 평형방정식에 대입하면 콘크리트의 최대 구속응력은 직경-두께비와 반비례함을 알 수 있다. 재료특성에 따른 설계변수 중에서 중요한 변수로 검토된 강관의 항복강도의 영향을 분석한 결과, 310 MPa 이하의 항복강도를 지닌 강재의 사용은 항복강도가 커짐에 따라 구속효과 역시 증진되며 그 이상 크기의 항복강도에 대해서는 항복강도 대비 동일한 수준의 최대 후프응력이 발생하는 것으로 나타났다. 축하중이 재하된 CFT 기둥의 저항능력은 이때 발생하는 최대 후프응력의 크기로 대표될 수 있으며, 이 논문에서는 최대 후프응력을 항복강도의

비로 나타내는 계수  $\alpha$ 를 도입하여 강관의 항복강도에 따른 회귀분석식을 제시하였다.

제안된 회귀분석식의 타당성을 검토하기 위하여 선행 연구자들이 제안한 방법 및 합성구조에서 콘크리트의 구속효과를 직접적으로 고려하고 있는 유일한 설계규준인 Eurocode 4의 강도 산정방법과 비교하였다. 그 결과 제안된 방법은 평균 오차 1.9% 정도로 Sakino 등의 평균 오차 3.2% 및 Tang 등의 6.4%보다 CFT 기둥의 축방향 저항능력을 정확히 산정하는 것을 확인할 수 있었으며, 설계규준인 Eurocode 4의 경우 평균 오차가 -2.8%로 안전측에 해당하긴 하나 오차의 표준편차가 7.5%, 상관계수는 0.9945로 산포도가 큰 경향이 있어 주의가 요구된다.

## 감사의 글

이 연구는 국토해양부 첨단도시개발사업의 연구비지원 (07첨단도시 A01)에 의해 수행되었습니다.

## 참고문헌

1. Schneider, S. P., "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 10, 1998, pp. 1125~1138.
2. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804~1826.
3. Park, R., Kent, D. C., and Sampson, R. A., "Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading," *Journal of the Structural Division*, Vol. 98, No. 7, 1972, pp. 1341~1360.
4. Popovics, S., "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete," *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 5, 1973, pp. 583~599.
5. Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L., *A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses*, Bulletin No. 185, Engineering Experimental Station, University of Illinois, 1928, pp. 54~62.
6. Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., and Nishiyama, I.,

- “Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, 2004, pp. 180~188.
7. Tang, J., Hino, S., Kuroda, I., and Ohta, T., “Analytical Study on Elasto-Plastic Flexural Behavior of Concrete-Filled Circular Steel Tubular Columns,” *Memoirs of the Faculty of Engineering*, Kyushu University, Vol. 57, No. 1, 1997, pp. 39~52.
  8. Hu, H. T., Huang, C. S., Wu, M. H., and Wu, Y. M., “Non-linear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 10, 2003, pp. 1322~1329.
  9. O’Shea, M. D. and Bridge, R. Q., “Design of Circular Thin-Walled Concrete Filled Steel Tubes,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 11, 2000, pp. 1295~1303.
  10. Eurocode 4 - European Committee for Standardisation, EN 1994-1-1, *Design of Composite Steel and Concrete Structures*, Part 1.1 General Rules and Rules for Buildings, European Union, 2004, pp. 59~62.
  11. 황원섭, 김동조, 정대안, “콘크리트 구속 효과를 고려한 CFT 단주의 극한강도,” 대한토목학회 논문집, 23권, 5A 호, 2003, pp. 1011~1018.
  12. Susantha, K. A. S., Ge, H., and Usami, T., “Uniaxial Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Various Shaped Steel Tubes,” *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 10, 2001, pp. 1331~1347.
  13. Elremaily, A. and Azizinamini, A., “Behavior and Strength of Circular Concrete-Filled Tube Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, No. 12, 2002, pp. 1567~1591.
  14. Fam, A., Qie, F. S., and Rizkalla, S., “Concrete-Filled Steel Tubes Subjected to Axial Compression and Lateral Cyclic Loads,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 4, 2004, pp. 631~640.
  15. Liang, Q. Q. and Fragomeni, S., “Nonlinear Analysis of Circular Concrete-Filled Steel Tubular Short Columns under Axial Loading,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, No. 12, 2009, pp. 2186~2196.
  16. Razvi, S. and Saatcioglu, M., “Confinement Model for High-Strength Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 3, 1999, pp. 281~288.
  17. Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., and Rusch, H., “Behavior of Concrete under Biaxial Stresses,” *ACI*, Vol. 66, No. 8, 1969, pp. 656~666.
  18. Madas, P. and Elnashai, A., “A New Passive Confinement Model for the Analysis of Concrete Structures Subjected to Cyclic and Transient Dynamic Loading,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, No. 5, 1992, pp. 409~431.
  19. Chen, W. F., “Plasticity in Reinforced Concrete,” 1<sup>st</sup> Edition, McGraw-Hill, 1982, pp. 26~41.
  20. Huang, C. S., Yeh, Y. K., Liu, G. Y., Hu, H. T., Tsai, K., Weng, Y., Wang, S., and Wu, M. H., “Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 9, 2002, pp. 1222~1230.
  21. Tomii, M., Yoshimura, K., and Morishita, Y., “Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Stub Columns under Concentric Loading,” *International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads*, Washington, D. C., 1977, pp. 718~741.
  22. Tanaka, K., Kanoh, Y., Teraoka, M., and Sasaki, A., “Axial Compressive Behaviour of Composite Short Column Using High Strength Concrete,” *Proc. Japan Concrete Institute*, Vol. 12, No. 2, 1990, pp. 83~88.
  23. Han, L. H. and Zhao, X. L., “Tests and Mechanics Model for Concrete-Filled SHS Stub Columns, Columns and Beam-Columns,” *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, No. 1, pp. 51~74.

**요 약** 콘크리트 충전 강관 기둥은 축하중 재하시 콘크리트에 구속응력이 발생함에 따라 콘크리트의 강도가 증가한다. 콘크리트의 강도 증가분은 발생된 구속응력의 크기에 종속되므로 비선형 해석을 통하여 원형 콘크리트 충전 강관의 축방향 하중에 대한 최대 저항능력을 산정하였다. 콘크리트의 포아송비 및 응력-변형률 관계와 같은 비선형 재료 특성을 고려하였으며, 강관의 다축 항복조건을 기준으로 최대 구속응력을 산정하였다. 실험 결과와의 비교를 통하여 제안된 모델을 검증하였으며, 회귀분석을 통하여 D/t 비율 및 재료성질에 따른 최대 구속응력 산정법을 단순화하였다. Eurocode 4 설계 기준 및 기존에 제안된 다양한 경험식과의 비교를 통하여 제안된 회귀분석식의 타당성을 검증하였다.

**핵심용어** : CFT 기둥, 콘크리트 구속효과, 강관의 2축 항복, 최대 저항능력