

내부 구속 중공 CFT 기둥의 비선형 해석

Nonlinear Analysis of Internally Confined Hollow CFT Columns

한 택 희¹⁾ · 원 덕 희²⁾ · 강 영 종^{3)†}
Han, Taek Hee Won, Deok Hee Kang, Young Jong

요약 : 내부구속 중공 콘크리트 충전 강관(ICH CFT: Internally Confined Hollow Concrete Filled Tube) 기둥의 비선형 해석 모델을 제안하고 기존 연구자의 실험 결과를 이용하여 검증하였다. 제안된 모델은 콘크리트의 구속효과와 재료비선형성을 고려하였다. 검증결과, 제안된 해석 모델은 ICH CFT 기둥의 거동을 예측하는데 합리적이고 신뢰할 수 있는 결과를 보여주었다. 제안된 모델을 이용하여 매개변수 연구를 수행하였으며, 기둥의 거동에 영향을 미치는 주요인자로서 콘크리트의 강도, 중공비, 내부강관의 두께를 매개변수로 선택하였다. 해석결과, 콘크리트 강도와 내부강관의 두께는 기둥의 축강도와 모멘트 저항능력에 큰 영향을 주었으나, 중공비의 변화는 축강도에만 영향을 미치는 결과를 보여주었다.

ABSTRACT : A nonlinear analysis model for internally confined hollow concrete-filled tube (ICH CFT) columns was suggested and was verified by the test results obtained by the previous researchers. The suggested model considered the confining effect and nonlinearity of concrete. The verified results showed that the suggested model was reasonable and reliable for predicting the behavior of an ICH CFT column. Additionally, a simple parametric study was carried out. The strength of concrete, the hollow ratio of a column, and the thickness of an inner tube were selected as parameters affecting the behavior of an ICH CFT column. The analysis results showed that the concrete strength and the thickness of the inner tube affect the axial strength and moment capacity of the column while the hollow ratio affects only its axial strength.

핵심용어 : 합성기둥, 구속효과, 연성, 콘크리트, 비선형

KEYWORDS : composite column, confining effect, ductility, concrete, nonlinear

1. 서론

철근콘크리트(RC: Reinforced Concrete) 기둥이 토목건설 분야에서 활발히 사용되는데 비하여, 콘크리트 충전 강관(CFT: Concrete Filled (Steel) Tube) 기둥은 그렇지 않은 실정이다. 이는 토목건설에서 주를 이루는 교각의 경우 대 단면을 필요로 하기 때문에 판단된다. 따라서 CFT 기둥의 단면 축소와 자중 경감을 실현할 수 있다면, CFT 기둥의 교각에의 적용성을 높일 수 있을 것이다.

CFT 기둥은 콘크리트로 강관의 내부를 완전히 충전하는 구조로서, 중실 RC 기둥과 같이 자중이 크고 비경제적일 수 있다. 이러한 CFT 기둥의 단점을 극복하기 위해 1980년대 후반에 Shakir-Khalil과 Illouli에 의해 그림 1과 같은 내부

구속 중공(ICH: Internally Confine Hollow) CFT 기둥이 제시되었다.

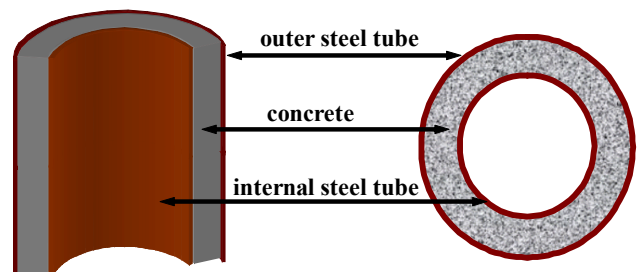


그림 1. ICH CFT 기둥의 구조

ICH CFT 기둥은 동일 중심을 갖는 (concentric) 두 강

1) 한국해양연구원 연안개발·에너지연구부 선임연구원, 공학박사(taehchan@gmail.com)
2) 고려대학교 건축사회환경공학과 박사과정, 공학석사(thekeyone@korea.ac.kr)
3) 교신저자, 고려대학교 건축사회환경공학과 교수, 공학박사
(Tel: 02-3290-3317, Fax: 02-921-5166 E-mail: yjkang@korea.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2012년 2월 29일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

관 사이에 콘크리트를 충전한 기둥이다. 이후, Wei 등(1995), Zhao와 Grzebieta(2002), Tao 등(2004)에 의해 ICH CFT 기둥의 축강도에 대한 연구가 이루어져 왔다. Wei 등(1995)은 ICH CFT 기둥의 축강도가 내부강관과 외부강관, 콘크리트 각각의 강도의 합보다 10~30% 정도 크다고 보고하였으며, ICH CFT 기둥의 축강도(P_0)에 대해 식(1)과 같은 경험식을 제안하였다. 여기서 σ_{zzp} 는 Wei 등(1995)이 제안한 ICH CFT 기둥 내 콘크리트의 최대 강도이다.

$$P_0 = A_{it}f_{iyt} + A_{ot}f_{oty} + A_{cc}\sigma_{zzp} \quad (1)$$

$$\sigma_{zzp} = f_{co} + 3.5f_{oty} \times B \quad (2)$$

$$B = \left(\frac{t_o}{2D} + \frac{t_o}{2t_c} \right) \left(0.09 + 0.14 \log \frac{t_c f_{co}}{t_o f_{oty}} \right) \quad (3)$$

Zhao와 Grzebieta(2002), Tao 등(2004)은 구형단면 ICH CFT 기둥의 축강도와 연성에 대해 연구를 수행하였으며, 최근에는 Teng 등(2006)과 Yu 등(2006)과 같은 연구자들에 의해서, 강도-중량 비와 내부식성이 우수한 섬유보강 폴리머 (FRP; Fiber Reinforced Polymer)관을 적용한 하이브리드 기둥에 대한 연구도 수행되고 있다. 하지만 이러한 국외 연구에서는 모두 콘크리트의 구속효과를 고려하지 않았고, 모두 축강도에 대한 실험 연구로서 휨강도에 대한 연구는 이루어지지 않았다. 구속효과를 고려한 ICH CFT 기둥의 휨강도에 대한 연구는 국내의 한택희 등(2007)에 의해 수행되었으며, 그들은 ICH CFT 기둥의 파괴모드와 콘크리트의 재료모델을 제안하고 횡하중을 받는 ICH CFT 기둥의 거동에 대한 실험적 연구를 수행하여, ICH CFT 기둥이 동일 직경의 RC 기둥에 비하여 두 배의 모멘트 저항능력을 가짐을 보여주었다. 이후, 원덕희 등(2009)에 의해 ICH CFT 기둥의 내화성능에 대한 연구가 수행되었다.

본 연구에서는 한택희 등(2007)에 의해 제안된 ICH CFT 기둥의 비선형 콘크리트 재료모델을 이용하여, 횡하중을 받는 ICH CFT 기둥의 거동을 예측할 수 있는 재료비선형 해석 모델을 개발하였다. 개발된 해석 모델은 축력-모멘트 (P-M) 상관관계 해석과 횡하중-횡변위(F-Δ) 관계 해석을 수행하도록 개발되었다. ICH CFT 기둥의 축강도의 해석 모델은 Wei 등(1995)의 실험 결과와 비교하여 검증하였으며, 휨강도의 해석결과는 한택희 등(2007)의 실험결과와 비교하여 일반강관을 삽입한 경우와 파형강관을 삽입한 경우의 두 가지에 대해 검증하였다. 해석모델의 검증과 함께 콘크리트 강도, 중공비 및 내부강관의 두께에 대한 간략한 매개변수 연

구를 수행하여, 각각의 매개변수 변화에 따른 ICH CFT 기둥의 거동 변화를 살펴보았다.

2. 재료 모델

2.1 ICH CFT 기둥의 파괴 모드

ICH CFT 기둥에 하중이 작용할 때, 기둥 내의 콘크리트는 구속 정도에 따라, 3축 구속 상태, 2축 구속 상태, 1축 구속 상태인 비구속 상태의 3가지로 분류되며, 이는 ICH CFT 기둥의 파괴 모드에 의존한다 (한택희 등, 2007). ICH CFT 기둥 내의 콘크리트에 축력이 작용할 때, 포아송 효과에 의해 콘크리트는 횡방향으로 팽창하려고 하며, 내부강관과 외부 강관에 수동 구속 응력을 발생시키게 된다. 따라서 축력, 구속응력 및 아치 효과에 의한 원주방향 응력에 의해 콘크리트는 3축 구속응력 상태에가 된다. 하지만, 내부강관이 파괴되어 구속응력을 발휘하지 못하는 경우에는 축력과 아치 효과에 의한 원주방향 응력만이 작용하여 콘크리트는 2축 구속 상태로 존재하게 된다. 또한, 외부 강관이 파괴된 경우에는 비구속 콘크리트 상태가 되어 기둥 전체가 파괴된다. 따라서 내부 강관의 파괴 여부에 따라 ICH CFT 기둥의 파괴 모드를 결정할 수 있으며, 이 때, 내부 강관의 항복강도와 좌굴강도, 그리고 포아송 비에 의해 팽창하는 콘크리트에 의해 강관에 작용하는 응력을 비교함으로써 ICH CFT 기둥의 파괴 모드를 결정할 수 있다. 이러한 관계를 이용하여 식 (4)와 같이 파괴 모드가 정의된다 (한택희 등, 2007).

$$f_{it} > f_{lim} = smaller(f_{iy}, f_{bk}) : \text{파괴모드 I} \quad (4a)$$

$$f_{it} < f_{lim} = smaller(f_{iy}, f_{bk}) : \text{파괴모드 II} \quad (4b)$$

$$f_{it} = f_{lim} = smaller(f_{iy}, f_{bk}) : \text{파괴모드 III} \quad (4c)$$

파괴모드 I은 외부 강관의 파괴 이전에 내부 강관이 좌굴 또는 항복 파괴되는 경우이다. 이 경우에 콘크리트는 내부 강관이 파괴되기 전에는 3축 구속 상태로 존재하게 되나, 내부 강관이 파괴된 후에는 2축 구속 상태로 존재하게 된다. 파괴모드 II는 외부 강관이 파괴될 때까지 내부 강관이 파괴되지 않는 경우로서, 콘크리트는 전체 기둥의 파괴 시점까지 3축 구속 상태를 유지한다. 파괴모드 III은 내부 강관과 외부 강관이 동시에 파괴되는 경우로서, 파괴모드 II와 유사한 결과를 보인다.

내부 강관의 항복 조건과 파괴 조건에 따라 파괴 모드가

결정되며, 외부 강관이 파괴되기 전에 내부 강관이 좌굴파괴 또는 항복 파괴되지 않기 위한 조건은 각각 식(5)와 식(6)으로 표현된다. 내부 강관은 강관의 내측 방향으로 변형이 발생 가능하지만 외측 방향으로 콘크리트에 의해 변형이 구속되는 일방향 구속 상태(unilaterally restrained)이므로, 좌굴 형상이 유사한, 낮은 아치의 snap-through 좌굴 형상으로 가정하여 산정하였다. 따라서 내부 강관이 조기에 좌굴 또는 항복 파괴되지 않기 위한 최소 두께는 식(7)과 식(8)로 나타낼 수 있다.

$$f_{it} < f_{bk} = \frac{2.27}{3} \frac{t_i^2 E_{it}}{D_i^2} \tag{5}$$

$$f_{it} = \frac{t_o D_i}{t_i D} f_{oty} < f_{ity} \tag{6}$$

$$t_{bk} = \sqrt{\frac{6}{2.27} \frac{D_i^2 f_{oty} t_o}{D E_{it}}} \tag{7}$$

$$t_{yt} = \frac{f_{oty} D_i}{f_{ity} D} t_o \tag{8}$$

내부 강관으로 그림 2와 같은 Sine형태의 파형을 갖는 강관을 사용한 경우에는, 파형의 형상에 상응하는 등가의 단면 이차모멘트를 갖는 일반강관으로 가정하여, 좌굴 방지를 위한 최소 두께를 정의할 수 있다. 파형 강관의 경우, 자체의 기하학적 특성으로 인하여, 방사방향의 하중에 대하여, 일반 강관보다 상당히 큰 좌굴 강도를 갖는다. 따라서 내부 강관으로, 파형 강관이 삽입될 경우, 더 얇은 파형 강관으로 일반 강관과 동일한 구속력을 제공할 수 있다. 따라서 파형 강관은 동일 두께를 갖는 일반 강관보다 큰 좌굴강도 값을 갖기 때문에 좌굴에 의한 파괴 조건식은 수정되어야한다. 내부 강관이 파형일 경우에는 Timoshenko와 Woinowsky-Krieger (1959)의 연구를 적용하여, 파형 강관은 등가의 두께를 갖는 일반 강관으로 해석될 수 있다.

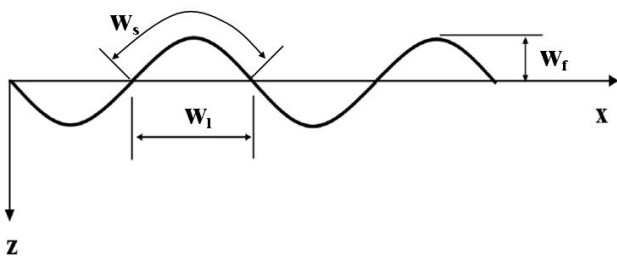


그림 2. 파형의 형상

$$z = w_f \sin \frac{\pi x}{w_l} \tag{9}$$

$$D_x = \frac{w_l}{w_s} \cdot \frac{E_{it} t_i^3}{12(1-\nu^2)} \tag{10}$$

$$D_y = EI \tag{11}$$

그림 2와 같은 파형을 갖는 판에 대하여 파형의 형상이 식 9와 같이 Sine 함수로 표현될 때, x방향의 휨강성 D_x 와 y방향의 휨강성 D_y 는 식(10)과 식(11)로 나타내어진다. 여기서 E_{it} 는 파형 판, 즉 내부 강관의 탄성계수, ν 는 포아송 비, w_s 는 파형이 반주기일 때의 호의 길이, t_i 는 내부 강관인 파형 판의 두께, w_l 은 파형 반주기의 길이(파형의 길이), w_f 는 파형의 높이이다. 근사적으로 파형의 반주기에 해당하는 호의 길이 w_s 와 파형 판의 단면 이차 모멘트 I 는 식(12)와 식(13)과 같이 구해진다. 따라서 파형 판과 같은 단면2차 모멘트를 갖는 평판의 두께인 등가 두께를 t_{eq} 라 하면, 단면 이차 모멘트는 식(14)와 같이 나타낼 수 있으며, 등가 두께 t_{eq} 는 식(15)와 같이 유도된다(Timoshenko and Woinowsky-Krieger, 1959).

$$w_s = w_l \left(1 + \frac{\pi^2 w_f^2}{4w_l^2} \right) \tag{12}$$

$$I = \frac{w_f^2 t_i}{2} \left[1 - \frac{0.81}{1 + 2.5 \left(\frac{w_f}{2w_l} \right)^2} \right] \tag{13}$$

$$I = \frac{w_f^2 t}{2} \left[1 - \frac{0.81}{1 + 2.5 \left(\frac{w_f}{2w_l} \right)^2} \right] = \frac{t_{eq}^3}{12} \tag{14}$$

$$t_{eq} = \sqrt[3]{6w_f^2 t \left[1 - \frac{0.81}{1 + 2.5 \left(\frac{w_f}{2w_l} \right)^2} \right]} \tag{15}$$

2.2 응력 변형을 관계

한택희 등(2007)은 Mander 등(1984)의 연구결과를 이용하여, ICH CFT 기둥 내 콘크리트의 비선형 재료 모델을 제안하였다. Mander 등(1984)이 제안한 콘크리트 모델은 Popovics(1973)의 제안 모델에 기초하고 있으며, 이 모델은

일정 구속 압력에 기초하고 있다. 이 모델에서의 종국파괴는 외부 강관이 극한변형률에 도달하여 파괴되는 시점이다. 3축 구속된 콘크리트에 대해서, 콘크리트의 최대 강도(f_{cc})는 식(16)에 의해 계산되며 (Mander 등, 1984), 2축 구속된 콘크리트의 최대 강도는 식(17)에 의해 계산된다 (한택희 등, 2007). 최대 강도를 발휘할 때의 변형률(ϵ_{cc})은 식(18)에 의해 계산된다(Mander 등, 1984). 식(18)에서 ϵ_{co} 의 값으로는 0.002를 적용하였다(콘크리트구조설계기준 해설, 2007). 그림 3과 그림 4는 적용된 콘크리트와 강재의 응력-변형률 관계를 나타낸다. 강재의 응력-변형률 관계는 식(19)와 같이 가정하여 강재의 재료비선형성을 고려하였다.

$$f_{cc} = f_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_{co}} - \frac{2 f_l}{f_{co}}} - 1.254 \right) \quad (16)$$

$$f_{cc} = -2.75 \frac{f_l^2}{f_{co}} + 1.835 f_l + f_{co} \quad (17)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (18)$$

$$f_s = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\epsilon_s - 1.5\epsilon_y}{\epsilon_u - 1.5\epsilon_y}} \quad (19)$$

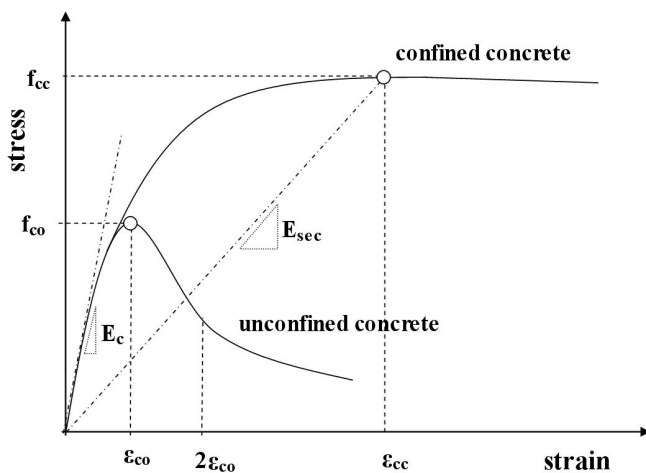


그림 3. 콘크리트의 응력-변형률 관계

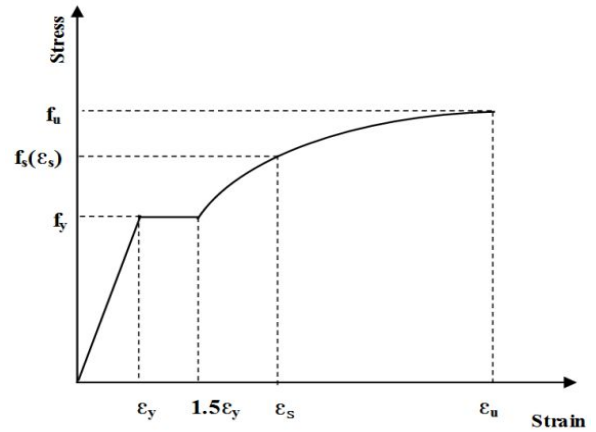


그림 4. 강재의 응력-변형률 관계

3. 기둥 모델

ICH CFT 기둥의 거동을 예측하기 위하여, 기둥 해석 모델을 개발하였으며, 축력-모멘트 상관관계 해석 및 횡하중-횡변위 해석을 수행하도록 작성되었다. RC 기둥의 비선형 해석 방법으로 많은 유한요소해석 방법이 제시되었으며, 화이버요소를 이용한 비선형 해석 기법 (박봉식 등, 2009), 등가일축 응력-변형률 관계를 사용하는 비선형 모델 (Cervenka and Gerstle, 1971)과 소성모델 (Park and Klinger, 1997) 등의 미소모델이 있다. 또한 철근콘크리트 부재의 비탄성해석을 위한 거시모델로서 스트럿-타이 모델 (Schlaich et al., 1987), 수정압축장 이론 (Vecchio and Collins, 1986), 트러스 모델 (엄태성과 박홍근, 2006) 등이 있으나, 본 연구에서는 유한요소해석 기법을 사용하지 않고, 내부 관과 콘크리트가 완전 합성되었다고 가정하여, 기둥의 단면을 n 개의 층으로 분할하여, 층별로 해석하여 적분하는 방법인 단면해석 (Kilpatrick and Ranagan, 1997)을 적용하였다. 해석 프로그램은 구속효과를 고려한 경우와 그렇지 않은 경우의 두 가지에 대해 해석이 가능하도록 하였으며, 콘크리트 뿐 아니라, 내부 관이나 횡철근에 대해 적용되는 강재에 대해 재료비선형을 고려하였으며, 기하비선형은 고려되지 않았다. 본 해석 방법은 유한요소해석이 아니고, 단면을 10,000개 이상의 충분한 수의 층으로 분할하였기에 수렴되지 않는 경우는 없었다.

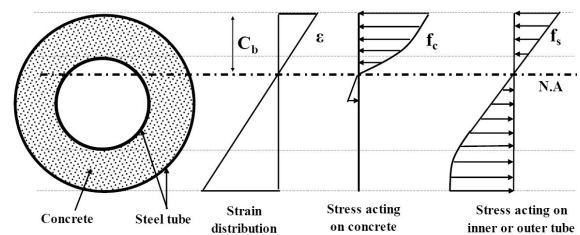


그림 5. 단면해석 방법

그림 5에 이상화 된 단면해석 개요를 나타내었으며, 해석은 그림 6과 같은 변형률 분포 단계에 따라 이루어진다. i 번째 변형률 분포 단계에서 중립축과 인접 외측면 사이의 거리 ($C_{b,i}$)는 식(20)과 같이 계산되며, 곡률은 식(21)과 같이 계산할 수 있다. 각각의 변형률 분포 단계에서 콘크리트, 중방향 철근 및 내부 관에 작용하는 각각의 응력이 계산된다.

$$C_{b,i} = D \frac{\epsilon_{R,i}}{\epsilon_{R,i} - \epsilon_{L,i}} \quad (20)$$

$$\phi_i = \frac{\epsilon_{cc}}{C_{b,i}} \quad (21)$$

콘크리트와 내부강관, 외부강관에 작용하는 축력은 각각 식(22), 식(23), 식(24)와 같이 계산되며, 기둥 전체에 작용하는 축력은 식(25)와 같이 계산된다. 콘크리트와 내부강관, 외부강관에 각각 작용하는 모멘트는 식(26)과 식(27), 식(28)과 같이 계산되며, 전체 기둥에 작용하는 모멘트는 식(29)과 같이 계산된다.

$$P_i^{CC} = \sum_{j=1}^n P_{i,j}^{CC} = \sum_{j=1}^n A_{i,j}^{CC} \cdot f_{i,j}^{CC} \quad (22)$$

$$P_i^{IT} = \sum_{j=1}^n P_{i,j}^{IT} = \sum_{j=1}^n A_{i,j}^{IT} \cdot f_{i,j}^{IT} \quad (23)$$

$$P_i^{OT} = \sum_{j=1}^n P_{i,j}^{OT} = \sum_{j=1}^n A_{i,j}^{OT} \cdot f_{i,j}^{OT} \quad (24)$$

$$P_i = P_i^{CC} + P_i^{IT} + P_i^{OT} \quad (25)$$

$$M_i^{CC} = \sum_{j=1}^n M_{i,j}^{CC} = \sum_{j=1}^n P_{i,j}^{CC} \cdot x_{i,j}^{CC} \quad (26)$$

$$M_i^{IT} = \sum_{j=1}^n M_{i,j}^{IT} = \sum_{j=1}^n P_{i,j}^{IT} \cdot x_{i,j}^{IT} \quad (27)$$

$$M_i^{OT} = \sum_{j=1}^n M_{i,j}^{OT} = \sum_{j=1}^n P_{i,j}^{OT} \cdot x_{i,j}^{OT} \quad (28)$$

$$M_i = M_i^{CC} + M_i^{IT} + M_i^{OT} \quad (29)$$

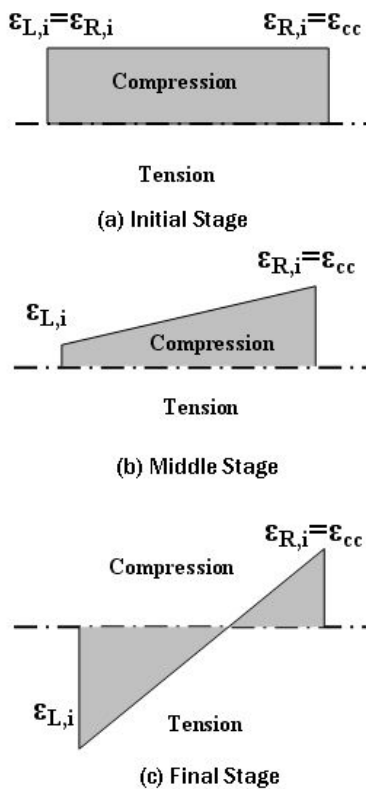


그림 6. 변형률 분포 단계

각 변형률 단계에서, 횡력($F_{L,i}$)은 산출된 모멘트를 이용하여 식(30)과 같이 계산되며, 기둥 최하단부의 곡률(ϕ_i)은 식(31)과 같이 계산할 수 있다. 기둥의 높이에 따른 모멘트 분포는 그림 7과 같이, 소성힌지 구간에서 최대의 모멘트가 발생하고, 기둥 상부로 갈수록 선형적으로 감소하여, 기둥 최상단에서는 모멘트가 0이 된다. 단면해석을 통한 모멘트-곡률 해석 결과를 이용하여 기둥의 항복 모멘트를 결정할 수 있으며, 각각의 변형률 분포단계에서, 항복 모멘트(M_y) 이상의 모멘트가 작용하는 구간인 소성힌지의 길이($L_{p,i}$)는 식(32)와 같이 나타내었다. 곡률은 기둥의 높이(h)의 함수로 표현되며, 소성힌지 부분은 각 변형률 분포 단계에서 계산된 곡률(ϕ_i)을 유지하며, 이후에는 선형으로 감소하여 기둥 최상단의 곡률은 0이 된다고 가정하여, 식(33)과 같이 나타내었다(한택희 등, 2009).

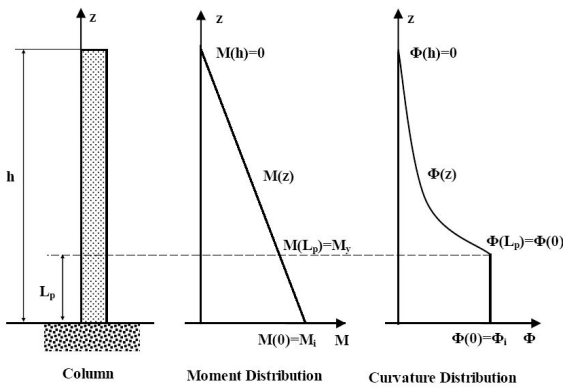


그림 7. 모멘트 및 곡률 분포 가정

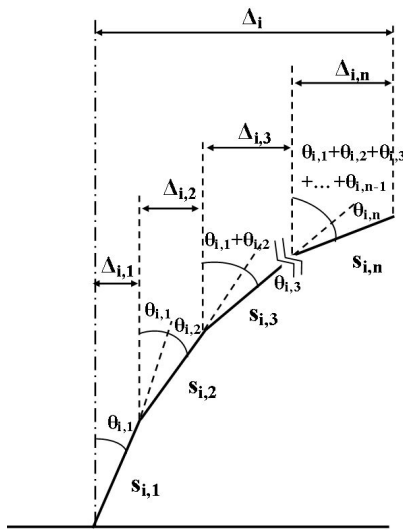


그림 8. 변위 계산 방법

$$F_{L,i} = \frac{M_i}{h} \quad (30)$$

$$\phi_i = \frac{\epsilon_{cc}}{C_{b,i}} \quad (31)$$

$$L_{p,i} = h \left(\frac{M_i - M_y}{M_i} \right), (M_y < M_i) \quad (32)$$

$$\phi(z) = \phi_i, (0 \leq z \leq L_{p,i}) \quad (33a)$$

$$\phi(z) = \frac{\phi_i}{(h - L_{p,i})^2} (z - h)^2, (z > L_{p,i}) \quad (33b)$$

곡률과 변위의 관계는 그림 8과 같은 방법으로 계산하였다. 그림 8에서와 같이 i 번째 변형률 분포 단계에서의 기둥을 높이에 따라 n 개의 요소로 분할하고, 분할된 각 요소의 길이를 $S_{i,j}$ 라 하여, j 번째 요소의 자체 곡률에 의한 순수 회전각을 $\theta_{i,j}$ 라 정의하였다. 따라서 j 번째 요소의 실제 회전각은 전단계의 회전각 값이 누적되어 j 번째 요소까지의 누적 회전각이 되며, 이로부터 각각의 요소에 대한 횡변위 $\Delta_{i,j}$ 를 구할 수 있으며, i 번째 변형률 단계에서의 기둥 최상단의 횡변위 (Δ_i)는 각 요소 횡변위의 합으로 나타낼 수 있다. 이를 식으로 나타내면, 식(34)와 식(35)로 나타낼 수 있다. 또한 초기 축력에 의한 응력을 계산한 후, 이에 상응하는 초기 변형률을 갖도록 하는 방법으로 초기 축력의 영향을 고려하였으며, 초기축력에 의한 2차 모멘트 효과는 고려되지 않았다. 해석 시, 1) 외부 강관이 좌굴과괴 되는 경우, 2) 외부 강관의 축방향 변형률이 강재의 극한 변형률에 도달하는 경우, 3) 콘크리트의 축방향 변형률이 극한 변형률에 도달하는 경우 중 한 가지에 해당하면 기둥의 파괴로 판단하고, 해석을 종료하도록 하였다.

$$\theta_{i,j} = \phi(z) \cdot S_{i,j} \quad (34)$$

$$\Delta_i = \sum_{j=1}^n \Delta_{i,j} = \sum_{j=1}^n \left(S_{i,j} \sum_{k=1}^j \theta_{i,k} \right) \quad (35)$$

외부 강관의 좌굴 파괴 여부는 콘크리트구조설계기준(한국 콘크리트학회, 2007)에서 제시된 식(36)에 의해 판단된다. 콘크리트의 극한 변형률은 구속응력에 따라 다르게 계산되며, 재료모델로부터 산출된다. 재료모델에서 콘크리트의 극한변형률은 구속응력에 의해 강관의 횡방향 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 콘크리트 축방향 변형률로 정의하였다. 유도된 식을 이용하여 ICH CFT 기둥 해석 프로그램을 작성하였다. 프로그램은 FORTRAN을 이용하여 작성되었으며, 그림 9는 작성된 프로그램의 순서도이다.

$$t_o > (D + t_o) \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}} \quad (36)$$

4. 검증 및 매개변수 해석

4.1 해석 모델의 검증

기존에 수행된 ICH CFT 기둥에 대한 실험연구의 결과와 비교하여, 개발된 해석 프로그램을 검증하였다. ICH CFT 기둥의 축강도는 Wei 등(1995)의 실험 결과와 비교하여 검증하였으며, 휨강도는 한택희 등(2007)의 실험결과와 비교하여 일반강관을 삽입한 경우와 파형강관을 삽입한 경우의 휨강도에 대해 검증하였다.

Wei 등(1995)은 실험적으로 ICH CFT 기둥의 축강도를 산정하였으며, ICH CFT 기둥을 구성하는 내부 및 외부강관, 콘크리트의 각각 강도의 합과 제작된 ICH CFT 기둥의 축강도를 비교하였다. 이 비교 실험을 통하여 Wei 등(1995)은 ICH CFT 기둥의 축강도는 각각 재료 강도의 합보다 약 10~30% 정도 크다고 보고하였다. 따라서 본 연구에서는 개발프로그램에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도 해석결과(N_p)와, Wei 등(1995)의 실험에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도

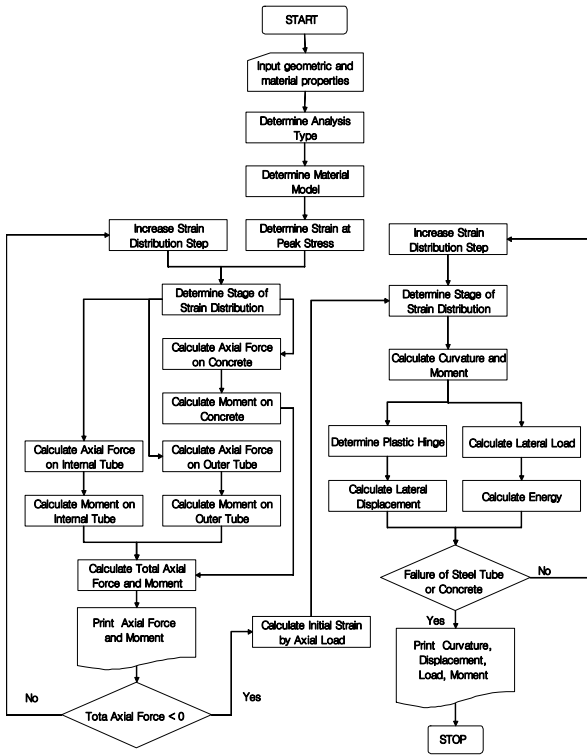


그림 9. 기둥 해석 프로그램 순서도

표 1. ICH CFT 기둥의 축강도 비교

	Specimen									
	SP-01	SP-02	SP-03	SP-04	SP-05	SP-06	SP-07	SP-08	SP-09	SP-10
D' (mm)	80.10	80.13	80.39	80.36	99.11	99.19	99.20	87.25	99.84	112.66
D_i (mm)	63.00	62.94	63.84	63.33	80.85	81.17	74.62	64.66	64.55	77.24
t_i (mm)	1.00	0.94	1.14	1.13	0.55	0.67	0.62	1.16	1.15	1.14
t_o (mm)	0.90	0.87	1.11	1.14	0.59	0.71	0.70	1.55	1.56	1.64
F_{ity} (MPa)	470.00	470.00	470.00	470.00	474.00	474.00	512.00	216.00	216.00	235.00
F_{oty} (MPa)	524.00	524.00	524.00	524.00	409.00	409.00	409.00	286.00	255.00	262.00
E_{ity} (GPa)	212.00	212.00	212.00	212.00	214.00	214.00	219.00	197.00	197.00	169.00
E_{oty} (GPa)	210.00	210.00	210.00	210.00	193.00	193.00	193.00	209.00	211.00	195.00
N_t (kN)	330.00	335.00	386.00	395.00	283.00	357.00	380.00	357.00	477.00	551.00
N_s (kN)	302.75	293.86	347.75	349.56	237.82	274.62	301.59	318.75	425.89	491.96
N_e (kN)	339.00	351.00	384.00	387.00	302.00	333.00	371.00	358.00	452.00	540.00
N_p (kN)	331.29	324.88	364.36	373.79	297.55	321.82	391.86	339.41	501.60	502.60
N_s/N_t (%)	91.74	87.72	90.09	88.50	84.03	76.92	79.37	89.29	89.29	89.29
$(N_s - N_t)/N_t$ (%)	-8.26	-12.28	-9.91	-11.50	-15.97	-23.08	-20.63	-10.71	-10.71	-10.71
N_e/N_t (%)	102.73	104.78	99.48	97.97	106.71	93.28	97.63	100.28	94.76	98.00
$(N_e - N_t)/N_t$ (%)	2.73	4.78	-0.52	-2.03	6.71	-6.72	-2.37	0.28	-5.24	-2.00
N_p/N_t (%)	100.39	96.98	94.39	94.63	105.14	90.14	103.12	95.07	105.16	91.22
$(N_p - N_t)/N_t$ (%)	0.39	-3.02	-5.61	-5.37	5.14	-9.86	3.12	-4.93	5.16	-8.78

- 1) N_s : strength summation of each component (inner tube, outer tube, concrete)
- 2) N_t : measured strength from test (Wei et al., 1995)
- 3) N_e : strength by empirical model (Wei et al., 1995)
- 4) N_p : analytical strength by suggested model (present)

(N_t) 및 실험식에 의한 축강도(N_e), 각각 구성요소 강도의 합(N_s)을 서로 비교하였으며, 이를 각 실험체의 제원 및 물 성치와 함께 표 1에 나타내었다. 표 1에 나타낸 바와 같이, 내부강관의 축강도, 외부강관의 축강도, 콘크리트의 축강도를 단순히 합산한 축강도는, Wei 등(1995)의 실험 결과에 비해, ICH CFT 기둥의 축강도 결과를 8~23% 정도 과소평가하고 있으며, 평균적으로 약 13.38%의 오차를 갖는다. 하지만, 구속효과를 고려하여 개발된 해석 모델에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도는, 실험결과에 비해 0.4~9% 정도의 오차를 보이며 평균적으로 5.14%의 오차를 가져, 실제 실험값에 근접한 결과를 보여주고 있으며, 평균적으로 3.34%의 오차를 갖는 Wei 등(1995)의 실험식 결과와 큰 차이를 보이지 않았다. 이 결과는 ICH CFT 기둥의 해석 및 설계 시에 콘크리트의 구속효과를 고려해야 한다는 것을 의미한다.

ICH CFT 기둥의 휨강도는 한택희 등(2007)에 의해 수행된 ICH CFT 기둥의 실험결과와 비교하여 검증을 수행하였다. 한택희 등(2007)은 높이 2,250mm, 외경 558.8mm를 갖는 2가지 종류의 ICH CFT 기둥에 대해 준정적 실험을 수행하여 기둥의 거동을 분석하였다. 하나의 시험체는 일반 강관을 내부강관으로 적용한 ICH CFT 기둥(ICH CFT-ST)으로서, 직경 406.4mm와 두께 9mm를 갖는 전기저항용접 강관 파일(KSF4602)을 내부 강관으로 사용하였다. 다른 하나의 시험체는 파형강관을 내부 강관으로 적용한 시험체(ICH CFT-CT)로서, 파형강관의 외경은 406.4mm, 두께는 2mm이며, 파형의 형상은 68mm의 피치, 13mm의 높이, 17.5mm의 회전반경을 갖는다. 각 시험체 기둥의 외부강관 두께는 10mm이며, 콘크리트의 28일 강도는 21.72MPa 이었다. 내부에 삽입된 파형강관의 항복강도는 206.0MPa, 일반강관(KSF4602)의 항복강도는 250.0MPa이었으며, 외부강관의 항복강도는 250.0MPa이다.

휨하중-휨변위 관계에 대한 실험결과와 개발된 해석 프로그램에 의한 해석 결과를 그림 10과 표 2에 나타내어 비교하였다. 그림 10에 나타난 바와 같이, ICH CFT-ST 기둥과 ICH CFT-CT 기둥에 대한 실험결과와 해석결과는 초기에 근사한 기울기를 가지며, 해석결과는 실제 ICH CFT 기둥의 거동에 근접한 결과를 보여주었다. 표 2에서 나타난 바와 같이, ICH CFT-ST 기둥의 경우에는 실험에 의한 극한강도는 848.51kN, 해석 값은 839.01kN으로 나타나, 해석값이 실험값 보다 1.12% 작게 산출되어 거의 일치하였다. 항복변위는 실험값과 해석값이 각각 47.00mm와 41.14mm로 산출되었으며, 12.47%의 오차를 나타내었다. 극한변위에 대한 실험값은 180.50mm, 해석값은 206.50mm로 산출되어 해석값이 실험값 보다 14.4% 크게 산출되었다.

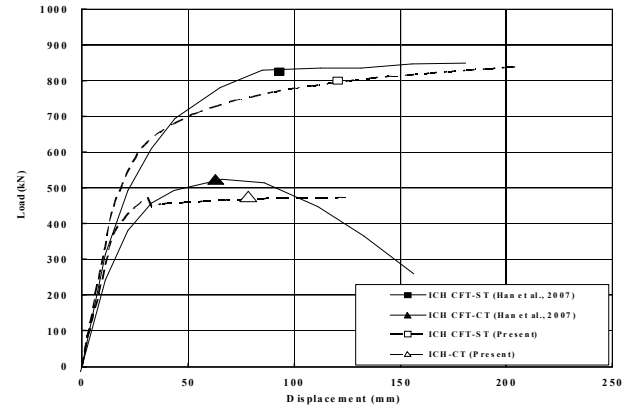


그림 10. 휨하중-휨변위 관계 비교

표 2. 해석결과와 실험결과 비교

	ICH CFT-ST			ICH CFT-CT		
	Analysis result	Test result	Ratio (%)	Analysis result	Test result	Ratio (%)
극한강도 (kN)	839.01	848.51	98.88	473.41	523.63	90.41
항복변위 (mm)	41.14	47.00	87.53	19.02	32.00	59.44
극한변위 (mm)	206.50	180.50	114.40	124.49	119.00	104.61

ICH CFT-CT 기둥에 대해서는, 항복변위의 경우에는 해석결과(19.02mm)가 실험결과(32.00mm)보다 상당히 작게 계산되어(59.44%) 매우 보수적인 값을 산출하였으나, 해석에 의한 최대하중 값(473.41kN, 90.41%)과 극한변위 값(124.49mm, 104.61%)은 실험에 의한 결과와 10% 이내의 차이를 보여주었다. ICH CFT-CT 기둥의 경우 실제 실험 보다 값이 작게 나온 것은, 해석 모델은 내부 파형 강관이 조기에 파괴되는 파괴모드 I로 판단하여 해석하였으나, 실제로는 내부 파형 강관이 파괴되지 않고 파괴모드 II로 거동했기 때문으로 판단된다. 이러한 결과는 내부 강관의 좌굴식이 보수적으로 적용되었기 때문으로 판단된다. 해석상 내부 파형강관이 파괴되는 시점은 그림 10에서 하중에 급격히 감소하는 부분(변위 약 30mm)으로 확인할 수 있다. 하지만, 극한변위와 극한강도는 10% 이내의 오차를 보여, 제안된 해석모델은 실제 기둥의 거동을 합리적으로 반영하고 있다고 판단된다.

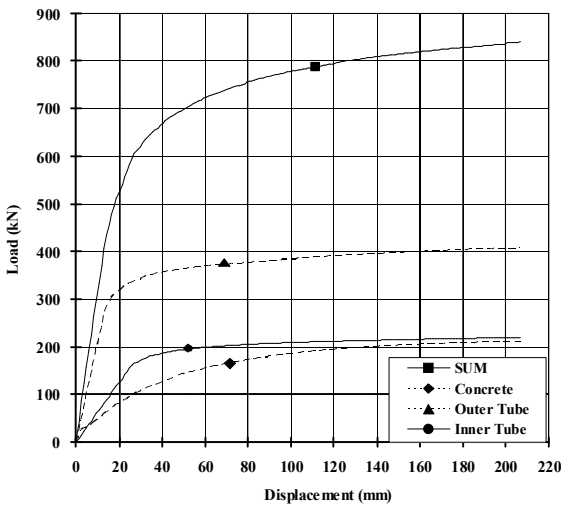


그림 11. 기둥 구성 요소별 하중 분담량 (ICH CFT-ST)

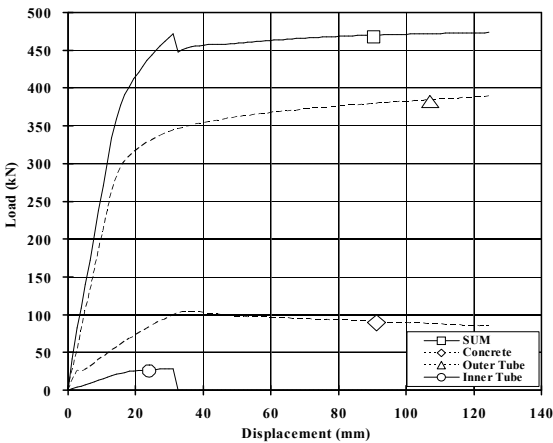


그림 12. 기둥 구성 요소별 하중 분담량 (ICH CFT-CT)

그림 11과 그림 12에 각각 ICH CFT-ST 기둥과 ICH CFT-CT 기둥을 구성하는 요소인, 내부·외부강관 및 콘크리트가 각각 부담하는 하중 분담 정도를 나타내었다. 중공비가 약 73%로 콘크리트부의 단면적이 상대적으로 작고, 외부강관의 두께가 9mm로 두꺼운 경우이기 때문에, 외부강관의 하중 분담이 가장 큰 것을 알 수 있다. 또한 그림 12에서 해석상 내부 파형 강관이 조기 파괴되어 더 이상 하중에 저항하지 못하는 것을 확인할 수 있다. 외와는 달리 그림 11에서는 ICH CFT-ST 기둥은 해석상 내부강관이 기둥의 파괴 시까지 계속 하중에 저항하고 있음을 확인할 수 있다.

4.2 매개 변수 해석

개발된 해석프로그램을 이용하여 ICH CFT-ST 기둥에 대한 간략한 매개변수 해석을 수행하였으며, ICH CFT-CT 기둥의 경우에는 파형을 갖는 내부 강관을 제외하면 기본적인

거동은 ICH CFT-ST 기둥과 유사하므로 매개변수 해석을 수행하지 않았다. ICH CFT-ST 기둥의 거동에 영향을 주는 주요 인자로서, 콘크리트의 압축강도, 중공비, 내부 강관의 두께를 선정하여 매개변수 연구를 수행하였다. 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 기둥의 축강도는 증가하나, 연성도는 감소할 것으로 예상되기 때문에 이의 영향을 보기 위하여, 콘크리트의 압축강도를 첫 번째 매개변수로 선정하였으며, 중공비는 축강도 및 모멘트 성능에 큰 영향을 미치고, 특히 재료 절감에 따른 경제성을 판단하는 주요 인자이므로 두 번째 매개변수로 선정하였다. 또한, 내부강관의 두께에 따라 ICH CFT 기둥의 파괴 모드가 결정되고, 이는 기둥의 거동에 지대한 영향을 미치므로 내부강관의 두께를 세 번째 매개변수로 선정하였다. 해석대상기둥의 높이는 2,500mm로 설정하였으며, 중공비는 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9의 5가지로 설정하였다. 해석 대상 기둥의 기하특성과 재료특성을 표 3에 나타내었다.

표 3. 해석대상 기둥의 기하특성 및 재료특성

항 목	외부 강관	내부 강관	콘크리트
외경 (mm)	500	250, 300, 350, 400, 450	-
두께 (mm)	8	1, 3, 5, 7, 9	-
항복강도 (MPa)	300	350	-
극한 또는 최대 강도 (MPa)	450	500	20, 23, 25, 27, 30
탄성계수 (MPa)	210,000	210,000	-
극한변형률	0.16	0.16	0.003

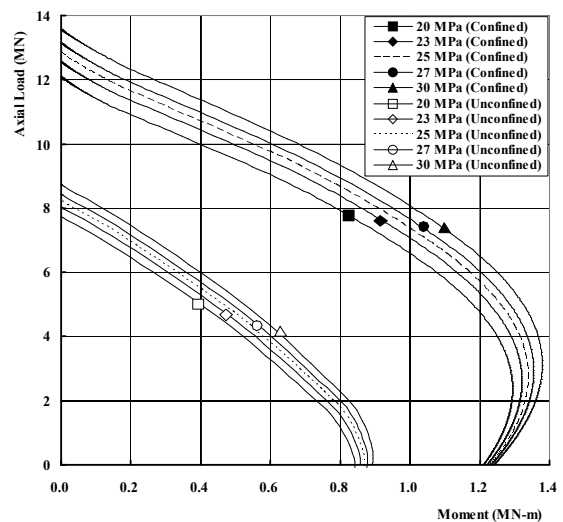


그림 13. 콘크리트 강도 변화에 따른 축력-모멘트 상관관계 ($t_i=5\text{mm}$, 중공비=0.7)

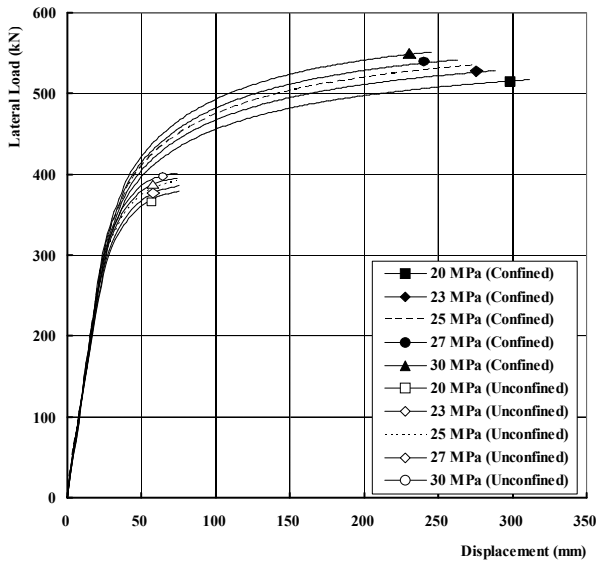


그림 14. 콘크리트 강도 변화에 따른 하중-변위 관계 ($t_i = 5\text{mm}$, 중공비=0.7)

본 매개변수 연구에서는 초기 축하중은 고려되지 않았으며, 콘크리트의 구속효과를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대해 모두 해석을 수행하여 결과를 비교하였다. 그림 13과 그림 14는 각각 내부강관의 두께가 5mm이고 중공비가 0.7일 때에, 콘크리트 강도 변화에 따른 ICH CFT 기둥의 축력-모멘트 상호작용 해석 결과와 횡하중-횡변위 관계 해석 결과를 보여준다. 그림 13에 나타난 바와 같이, 콘크리트의 구속효과를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에는 기둥의 강도에 큰 차이를 보이고 있음을 알 수 있으며, 그림 14에서 나타난 바와 같이 콘크리트의 구속효과를 고려하지 않은 경우에는 기둥의 연성능력이 과소평가되고 있음을 알 수 있다. 또한 그림 13으로부터, 기둥에 타설된 콘크리트의 강도가 증가함에 따라, 기둥의 축강도와 휨강도가 모두 증가함을 알 수 있다. 그림 14는 콘크리트 강도가 증가함에 따라, 기둥의 휨강도는 증가하나, 연성은 조금씩 감소하는 경향을 보여준다. 그림 13과 14의 해석 대상 기둥 모델에서, 내부강관이 외부강관보다 먼저 항복파괴 되거나 좌굴파괴 되지 않도록 하기 위한 최소 두께는 각각 4.80mm와 2.72mm로 계산된다. 따라서 해석대상 기둥은 파괴모드 II를 갖는다. 표 4에 모든 해석 대상 기둥에 대하여, 내부강관의 조기 항복 및 조기 좌굴 파괴를 방지하기 위한 최소 두께를 정리하여 나타내었다.

표 4. 내부강관의 최소 요구 두께

해석 대상 기둥			t_{yt} (mm)	t_{bk} (mm)	파괴모드
t_i (mm)	중공비	f_{co} (MPa)			
5	0.7	20	4.800	2.720	II
5	0.7	23	4.800	2.720	II
5	0.7	25	4.800	2.720	II
5	0.7	27	4.800	2.720	II
5	0.7	30	4.800	2.720	II
5	0.5	25	3.428	1.943	II
5	0.6	25	4.114	2.332	II
5	0.8	25	5.486	3.109	I
5	0.9	25	6.171	3.498	I
1	0.7	25	4.800	2.720	I
3	0.7	25	4.800	2.720	I
7	0.7	25	4.800	2.720	II
9	0.7	25	4.800	2.720	II

그림 15와 그림 16은 각각 내부강관의 두께가 5mm이고 타설된 콘크리트의 비구속 강도가 25MPa일 때의 중공비 변화에 따른 ICH CFT-ST 기둥의 축력-모멘트 상호작용 해석 결과와 횡하중-횡변위 관계 해석 결과이다. 각 해석대상 기둥의 내부강관에 대한 최소요구두께는 표 4에 나타난 바와 같으며, 이에 따라 중공비가 0.8, 0.9인 경우에는 내부강관이 조기에 파괴되어 파괴모드 I의 형태를 보여준다. 또한, 중공비가 0.5~0.7인 경우에는 파괴모드 II의 형태를 보여준다. 그림 15와 그림 16에 나타난 바와 같이, 파괴모드에 따라 기둥의 휨강도와 압축강도는 큰 차이를 보이며, 파괴모드 I을 갖는 기둥은 중국변위도 상대적으로 작아, 매우 작은 연성을 보인다. 중공비가 0.5~0.7인 경우에는 최대축력은 중공비가 작을수록 증가하는 경향을 보이나, 최대 휨강도는 거의 같게 나타난다. 이는 파괴모드 II를 갖는 동일한 조건에서 중공비가 증가할 경우, 콘크리트 단면적은 감소하나, 내부강관의 직경증가로 인하여, 내부강관의 단면이차모멘트와 단면적이 증가하기 때문으로 판단된다. 이 경우에는 극한 변위 또한 거의 유사한 경향을 보인다.

표 5. 균형 축강도와 균형 모멘트

해석 대상 기둥			P_o (kN)	M_o (kN-m)	P_b (kN)	M_b (kN-m)	e_b (mm)
t_i (mm)	중공비	f_{co} (MPa)					
5	0.7	20	12091	1210	2428	1293	533
5	0.7	23	12558	1220	2606	1320	507
5	0.7	25	12857	1226	2778	1337	482
5	0.7	27	13146	1231	2915	1354	465
5	0.7	30	13568	1239	3146	1379	438
5	0.5	25	15196	1137	4239	1354	320
5	0.6	25	14150	1184	3582	1352	378
5	0.8	25	9913	1104	1259	1137	903
5	0.9	25	8356	1096	406	1100	2705
1	0.7	25	7624	764	723	784	1085
3	0.7	25	9526	927	1396	974	697
7	0.7	25	13697	1324	2736	1424	520
9	0.7	25	14528	1418	2735	1508	552

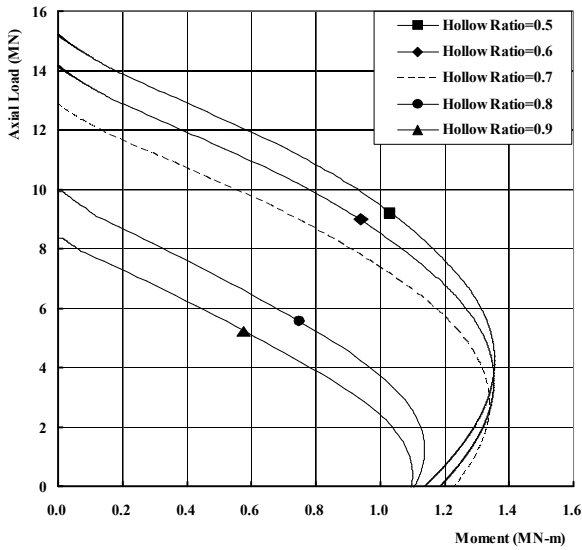


그림 15. 중공비 변화에 따른 축력-모멘트 상관관계 ($t_i = 5\text{mm}$, $f_{co} = 25\text{MPa}$)

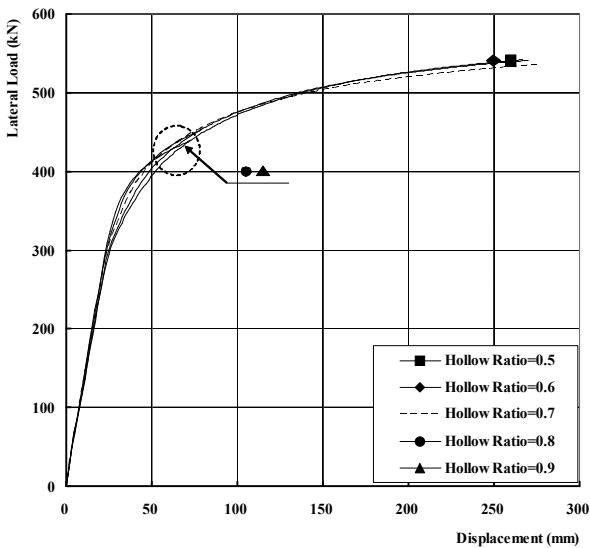


그림 16. 중공비 변화에 따른 하중-변위 관계 ($t_i = 5\text{mm}$, $f_{co} = 25\text{MPa}$)

표 5에 모든 해석 대상 기둥에 대한, 균형 편심(e_b), 균형 축강도(P_b)와 균형 모멘트(M_b), 그리고 축력이 작용하지 않을 때의 공칭 모멘트(M_o), 편심이 없는 경우의 공칭 축강도(P_o)를 정리하여 나타내었다. 기둥의 콘크리트 강도가 증가함에 따라 P_b , M_b , P_o , M_o 모두 증가하는 경향을 보이며, e_b 는 감소함을 알 수 있다. 중공비가 증가하는 경우에는, 파괴모드 II를 갖는 기둥에서, e_b 와 M_b 는 증가하나 P_b , P_o , M_o 는 감소하는 경향을 보인다.

그림 17과 그림 18은 각각 중공비가 0.7이고 타설된 콘크리트의 비구속 강도가 25MPa일 때, 내부강관의 두께 변화에 따른 ICH CFT-ST 기둥의 축력-모멘트 상호작용 해석 결과와 횡하중-횡변위 관계 해석 결과이다. 내부강관의 두께는 1mm~9mm 까지 2mm 간격으로 변화시켰으며, 표 3에 나타난 바와 같이, 내부강관의 최소요구두께는 4.80mm이다. 따라서 내부강관의 두께가 5mm 이상인 경우에는 파괴모드 II의 거동을 보이나, 5mm 미만인 경우에는 파괴모드 I의 거동을 보여 강도와 연성에 큰 차이를 보인다.

그림 17과 표 5에 나타난 바와 같이 내부강관의 두께가 증가함에 따라 축력과 모멘트에 대한 저항능력이 증가함을 알 수 있다. 파괴모드 II의 경우에는 내부강관의 두께가 증가할수록 e_b 는 감소하며, 파괴모드 I의 경우에는 e_b 가 증가하는 경향을 보인다. 그림 18에서와 같이, 파괴모드 II를 갖는 경우에는 내부강관의 두께가 증가함에 따라 휨강도가 증가하지만, 극한변위는 거의 일정한 경향을 보인다. 파괴모드 I인 경우에는 내부강관의 두께가 증가함에 따라 휨강성과 극한변위가 함께 증가하지만 파괴모드 II를 갖는 경우에 비하면, 휨강도와 극한변위 모두 매우 작으며, ICH CFT-ST 기둥은 반드시 파괴모드 II로 유도되도록 설계되어야 함을 알 수 있다.

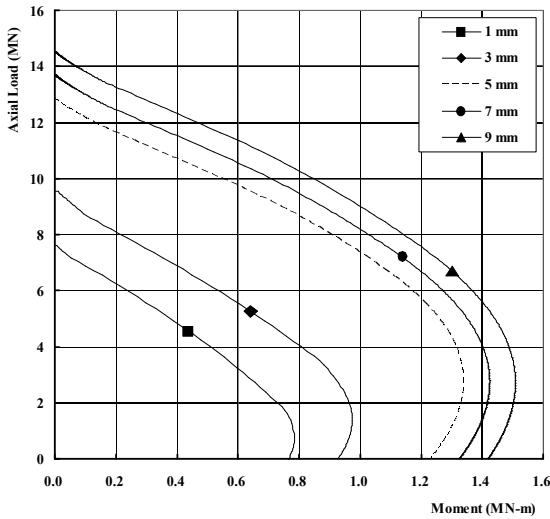


그림 17. 내부강관 두께 변화에 따른 축력-모멘트 상관관계 (중공비=0.7, $f_{co} = 25\text{MPa}$)

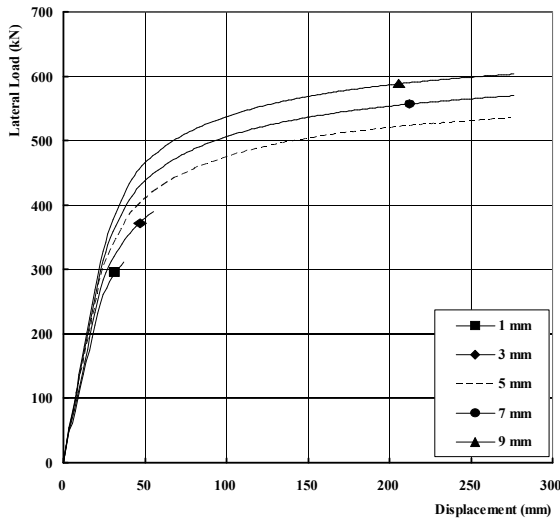


그림 18. 내부강관 두께 변화에 따른 하중-변위 관계 (중공비=0.7, $f_{co} = 25\text{MPa}$)

표 6에 각 매개변수 변화에 따른 ICH CFT-ST 기둥의 에너지 연성도와 변위 연성도 결과를 정리하였다. 동일 중공비와 동일 내부강관 두께를 갖는 경우에는 콘크리트 강도 증가에 따라 에너지 연성도와 변위 연성도가 감소하는 경향을 보인다. 이는 에너지 연성도의 경우에는 콘크리트 강도 증가에 따라 항복에너지는 증가하나 극한에너지는 감소하는 경향을 보이고, 변위 연성도의 경우에는 극한변위와 항복변위가 대체로 함께 감소하는 경향을 보이나, 항복변위의 감소율보다 극한변위의 감소율이 상대적으로 더 크기 때문이다. 동일한 콘크리트 강도와 내부강관 두께를 갖는 상태에서 중공비를 변화시킨 경우에는, 중공비가 증가함에 따라 항복에너지와 항

복변위는 감소하나, 극한에너지와 극한변위는 증가하는 경향을 보여, 최종적으로 중공비 증가에 따라 에너지 연성도와 변위 연성도 모두 증가하는 경향을 보인다. 이는 모두 파괴모드 II를 갖는 경우에 대한 결과이며, 파괴모드 I을 갖는 경우는 ICH CFT-ST 기둥이 취성 파괴되는 경우이기 때문에 분석에서 제외하였다. 동일 콘크리트 강도 및 동일 중공비를 갖고 내부강관의 두께가 증가하는 경우에는, 유사한 항복변위와 극한변위 값을 갖게 되어, 거의 동일한 변위 연성도를 보여주었다($t_i = 5\text{ mm}$ 기준 3.57%). 내부강관 두께 증가는 기둥의 강성을 증가시켜, 항복에너지와 극한에너지 모두 증가하는 결과를 나타내었으며, 에너지 연성도 또한 증가하였다. 하지만 그 차이는 $t_i = 5\text{ mm}$ 일 때를 기준으로 $t_i = 9\text{ mm}$ 일 때, 4.49% 증가하여 증가정도가 미미하였다.

표 6. 에너지 연성도 및 변위 연성도

해석 대상 기둥			에너지 연성도			변위 연성도		
t_i (mm)	중공비	f_{co} (MPa)	항복 에너지 (kN-m)	극한 에너지 (kN-m)	연성도	항복 변위 (mm)	극한 변위 (mm)	연성도
5	0.7	20	17.4	139.1	7.975	60.3	311.6	5.170
5	0.7	23	18.3	130.6	7.145	62.0	288.6	4.655
5	0.7	25	18.4	125.2	6.811	61.8	274.8	4.448
5	0.7	27	18.5	120.8	6.517	61.6	263.1	4.267
5	0.7	30	18.6	113.6	6.098	61.2	245.3	4.009
5	0.5	25	22.3	120.8	5.416	72.4	266.7	3.686
5	0.6	25	20.3	123.1	6.059	67.0	270.0	4.031
5	0.8	25	Brittle failure			Brittle failure		
5	0.9	25	Brittle failure			Brittle failure		
1	0.7	25	Brittle failure			Brittle failure		
3	0.7	25	Brittle failure			Brittle failure		
7	0.7	25	19.7	134.2	6.825	62.1	276.4	4.448
9	0.7	25	20.0	142.3	7.117	60.0	276.4	4.607

5. 결론

본 연구에서는 ICH CFT 기둥의 재료모델(한택희 등, 2007)을 이용하여, ICH CFT 기둥의 비선형 해석 모델을 개발하였다. 개발된 기둥 해석 모델은 선행 연구자의 실험 연구 결과(한택희 등, 2007)와 비교하여 검증되었으며, 개발 프로그램을 이용하여 매개변수 연구를 수행하였다. 매개변수로서 충전된 콘크리트의 강도, 중공비, 내부 강관의 두께를 선정하여 ICH CFT 기둥의 축력-모멘트 상호작용 해석과 횡하중-횡변위 관계 해석을 수행하고, 변위 연성도와 에너지 연

성도를 분석하였다. 해석 결과 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

- (1) ICH CFT 기둥의 성능 발휘를 위해서는 반드시 기둥이 파괴모드 II로 유도되도록 설계되어야 한다. ICH CFT 기둥이 파괴모드 II를 갖는 경우 다음과 같은 결론을 도출할 수 있다.
- (2) 동일 중공비와 동일 내부 강관 두께를 갖는 ICH CFT 기둥은, 충전된 콘크리트의 강도가 증가함에 따라, 축강도와 모멘트 성능이 증진된다. 하지만, 균형 편심(e_b)는 감소하며, 이는 증가된 콘크리트의 강도가 모멘트 성능보다 축강도의 증진에 더 큰 기여를 하기 때문인 것으로 판단된다. 콘크리트의 강도가 증가함에 따라 항복에너지는 증가하나 극한에너지는 감소하는 경향을 보여, 전반적으로 에너지 연성도가 감소하는 경향을 나타내었다.
- (3) 동일한 강도의 콘크리트와 동일한 내부 강관 두께를 갖는 ICH CFT 기둥은, 중공비의 변화에 관계없이 거의 유사한 극한변위와 모멘트 성능을 보인다. 이러한 결과는 중공비가 증가함에 따라, 콘크리트 단면적은 감소하나, 내부강관의 직경이 증가하여, 내부강관의 단면적 차 모멘트와 단면적이 증가하기 때문으로 판단된다.
- (4) 동일한 강도의 콘크리트와 동일한 중공비를 갖는 ICH CFT 기둥에서, 내부강관의 두께 증가는 축력과 모멘트에 대한 저항능력을 증가시킨다. 하지만, 내부강관의 두께가 증가하여도, 유사한 항복변위와 극한변위 값을 갖게 되어 연성도의 증가 정도는 크지 않았다. 하지만 기둥의 외경 증가 없이 내부강관의 두께 조절만으로 강도를 증진시킬 수 있다.

기호 색인

A_{cc} : 콘크리트 부분의 단면적
 A_{it} : 내부 강관의 단면적
 A_{ot} : 외부 강관의 단면적
 $A_{i,j}^{CC}$: i 번째 변형을 분포 단계에서 j 번째 콘크리트 요소의 단면적
 $A_{i,j}^{IT}$: i 번째 변형을 분포 단계에서 j 번째 내부 강관 요소의 단면적
 $A_{i,j}^{OT}$: i 번째 변형을 분포 단계에서 j 번째 외부 강관 요소의 단면적
 B : 활중 계수

C_b : 중립축과 인접 외측면 사이의 거리
 $C_{b,i}$: i 번째 변형을 분포 단계에서 중립축과 인접 외측면 사이의 거리
 D : 구속 콘크리트의 직경
 D_i : 중공면의 직경
 D_x : 파형 판의 x방향 휨강성
 D_y : 파형 판의 y방향 휨강성
 E_c : 비구속 콘크리트의 접선탄성계수
 E_{it} : 내부 강관의 탄성계수
 E_s : 강재의 탄성계수
 E_{sec} : 비구속 콘크리트의 활선탄성계수
 e_b : 균형 편심
 F : 횡력 또는 횡하중
 $F_{L,i}$: i 번째 변형을 분포단계에서의 횡력
 f_{bk} : 내부 판의 좌굴강도 (radial direction)
 f_c : 콘크리트에 작용하는 응력
 f_{cc} : 구속콘크리트의 최대 강도
 f_{co} : 비구속 콘크리트의 최대 강도
 $f_{i,j}^{CC}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 콘크리트 요소에 작용하는 응력
 $f_{i,j}^{IT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 내부 강관 요소에 작용하는 응력
 $f_{i,j}^{OT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 외부 강관 요소에 작용하는 응력
 f_{it} : 내부 판에 작용하는 응력
 f_{ity} : 내부 판의 항복강도
 f_l : 구속응력
 f_{lim} : 내부 판의 항복강도와 좌굴강도 중 작은 값
 f_{ot} : 외부 판에 작용하는 응력
 f_{oty} : 외부 판의 항복강도
 f_s : 강재에 작용하는 응력
 $f_s(\epsilon_s)$: 강재의 응력 함수
 f_u : 강재의 극한강도
 f_y : 강재의 항복강도
 h : 기둥의 높이

- I : 단면이차모멘트
- L_p : 소성힌지의 길이
- $L_{p,i}$: i 번째 변형을 분포단계에서의 소성힌지 길이
- M : 모멘트
- M_o : 축하중이 작용하지 않는 상태에서의 기둥의 공칭모멘트
- M_b : 평형상태에서의 기둥의 공칭모멘트
- M_i : i 번째 변형을 분포단계에서의 모멘트
- M_i^{CC} : i 번째 변형을 분포단계에서 콘크리트에 작용하는 모멘트
- M_i^{IT} : i 번째 변형을 분포단계에서 내부 관에 작용하는 모멘트
- M_i^{OT} : i 번째 변형을 분포단계에서 외부 관에 작용하는 모멘트
- $M_{i,j}^{CC}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 콘크리트 요소에 작용하는 모멘트
- $M_{i,j}^{IT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 내부 관 요소에 작용하는 모멘트
- $M_{i,j}^{OT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 외부 관 요소에 작용하는 모멘트
- M_u : 기둥의 최대 모멘트
- M_y : 기둥의 항복 모멘트
- $M(z)$: 모멘트 함수
- N_e : 실험식에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도
- N_p : 제안 모델에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도
- N_s : 내부강관, 외부강관, 콘크리트의 각 구성요소 축강도를 합산에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도
- N_t : 실험에 의한 ICH CFT 기둥의 축강도
- P : 축력
- P_o : 편심이 없는 경우의 공칭 축강도
- P_b : 평형상태에서의 공칭 축강도
- P_i : i 번째 변형을 분포단계에서의 축하중
- P_i^{CC} : i 번째 변형을 분포단계에서 콘크리트에 작용하는 축하중
- P_i^{IT} : i 번째 변형을 분포단계에서 내부 관에 작용하는 축하중
- P_i^{OT} : i 번째 변형을 분포단계에서 외부 관에 작용하는 축하중
- $P_{i,j}^{CC}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 콘크리트 요소에 작용하는 축하중
- $P_{i,j}^{IT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 내부 관 요소에 작용하는 축하중
- $P_{i,j}^{OT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 외부 관 요소에 작용하는 축하중
- $S_{i,j}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 기둥요소의 길이
- t_c : 콘크리트 층의 두께
- t_{bk} : 내부 관이 좌굴 파괴되지 않기 위한 최소 요구 두께
- t_{eq} : 파형 내부 관의 등가 두께
- t_i : 내부 관의 두께
- t_o : 외부 관의 두께
- t_{yt} : 내부 관이 항복 파괴되지 않기 위한 최소 요구 두께
- w_f : 파형의 파고
- w_l : 파형 반주기 (pitching wave)
- w_s : 파형 반주기 호의 길이
- $x_{i,j}^{CC}$: i 번째 변형을 분포단계에서 중립축과 j 번째 콘크리트 요소 도심 사이의 거리
- $x_{i,j}^{IT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 중립축과 j 번째 내부 관 요소 도심 사이의 거리
- $x_{i,j}^{OT}$: i 번째 변형을 분포단계에서 중립축과 j 번째 외부 관 요소 도심 사이의 거리
- z : 기둥 최하단으로부터의 거리
- Δ : 횡변위
- Δ_i : i 번째 변형을 분포단계에서 기둥 가력점의 횡변위
- $\Delta_{i,j}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 기둥요소의 횡변위
- ε : 콘크리트의 축방향 변형률
- ε_{cc} : 구속 콘크리트 최대 강도 시의 축방향 변형률
- ε_{co} : 비구속 콘크리트 최대 강도 시의 축방향 변형률
- $\varepsilon_{L,i}$: i 번째 변형을 분포단계에서 기둥 단면 좌단의 변형률
- $\varepsilon_{R,i}$: i 번째 변형을 분포단계에서 기둥 단면 우단의 변형률
- ε_s : 강재의 변형률
- ε_u : 강재의 극한변형률
- ε_y : 강재의 항복변형률
- ν : 포아송 비
- $\theta_{i,j}$: i 번째 변형을 분포단계에서 j 번째 기둥요소의 순수 회전각
- σ_{zzp} : Wei 등(1995)이 제안한 ICH CFT 기둥 내 콘크리트의 최대 강도
- ϕ : 곡률

ϕ_i : i 번째 변형률 분포단계에서 기둥의 곡률
 $\phi(z)$: 곡률 함수

감사의 글

본 연구는 국토해양부에서 시행한 2009년도 R&D정책, 인 프라사업 중 기술창업화 사업의 연구비 지원(과제번호 : 09TRPI-C054442-01)에 의하여 수행되었습니다.

참 고 문 헌

박봉식, 조재열, 박종범(2009) 화이버요소를 이용한 철근콘크리트부재의 비선형 해석기법, 한국콘크리트학회 봄 학술대회 논문집, 한국콘크리트학회, pp.201-202.

염태성, 박홍근(2006) 트로스 모델을 이용한 철근콘크리트 부재의 비선형 해석, 한국콘크리트학회 논문집, 한국콘크리트학회, 제18권, 제2호, pp.177-188.

원덕희, 한택희, 박종섭, 강영중(2009) 내부 구속 중공 CFT 기둥의 내화 성능에 대한 해석 연구, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제21권, 제5호, pp.461-470.

한국콘크리트학회 (2007) 콘크리트구조설계기준 해설.

한택희, 김성남, 강영중(2007) 내부 구속 중공 CFT 기둥의 내진 성능 평가, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제1호, pp.53-65.

한택희, 염응준, 한상윤, 강영중(2007) 구속효과를 고려한 내부 구속 중공 CFT 부재의 비선형 콘크리트 모델 개발, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제1호, pp.43-52.

한택희, 원덕희, 이규세, 강영중(2009) 내부 구속 중공 RC 기둥의 거동 특성, 한국콘크리트학회 논문집, 한국콘크리트학회, 제21권, 제5호, pp.649-660.

Hsu, T.T.C. (1996) Toward a Unified Nomenclature for Reinforced-Concrete Theory, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 3, pp.275-283.

Cervenka, V. and Gerstle, K.H. (1971) Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Pannels: Theory, *Publications of the IABSE*, Vol. 31, No. 11, pp.31-45.

Kilpatrick, A.E. and Ranagan, B.V. (1997) *Deformation-Control Analysis of Composite Concrete Columns*, Research Report No. 3/97, School of Civil Engineering, Curtin University of Technology, Perth, Western Australia, pp.76-89.

Mander, J.B., Priestly, M.J.N., and Park, R. (1984) *Seismic design of bridge piers*, Research Report

No. 84-2, Univ. of Canterbury, New Zealand, pp.47-95.

Park, H. and Klingner, R.E. (1997) Nonlinear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp.643-651.

Popovics, S. (1973) A Numerical Approach to the Complete stress-strain curves of concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 5, pp.583-599.

Schlaich, J., Schäfer, K., and Jennewein, M. (1987) Toward a Consistent Design of Structure Concrete, *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, pp.74-150.

Shakir-Khalil, H. and Illouli, S. (1987) Composite Columns of Concentric Steel Tubes, *Proceeding of Conference on the Design and Construction of Non Conventional Structures*, pp.73-82.

Tao, Z., Han, L.H., and Zhao, X.L. (2004) Behavior of Concrete-Filled Double Skin (CHS Inner and CHS Outer) Steel Tubular Stub Columns and Beam Columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp.1129-1158.

Teng, J.G., Yu, T., Wong, Y.L., and Dong, S.L. (2006) Hybrid FRP-Concrete-Steel Tubular Columns: Concept and Behavior, *Construction and Building Materials*, Vol. 21, pp.846-854.

Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S. (1959) *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill, Inc., Singapore.

Vecchio, F. and Collins, M.P. (1986) The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subject to Shear, *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 83, No. 2, pp.219-231.

Wei, S., Mau, S.T., Vipulanandan, C., and Mantrala, S.K. (1995) Performance of New Sandwich Tube under Axial Loading: Experiment, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp.1806-1814.

Wei, S., Mau, S.T., Vipulanandan, C., and Mantrala, S.K. (1995) Performance of New Sandwich Tube under Axial Loading: Analysis, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp.1815-1821.

Yu, T., Wong, Y.L., Teng, J.G., Dong, S.L., and Lam, E.S.S. (2006) Flexural Behavior of Hybrid FRP-Concrete-Steel Double-Skin Tubular Members, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 10, No. 5, pp.443-452.

Zhao, X-L. and Grzebieta, R. (2002) Strength and Ductility of Concrete Filled Double Skin (SHS Inner and SHS Outer) Tubes, *Thin-Walled Structures*, Vol. 40, pp.199-213.

(접수일자 : 2010. 3. 18 / 심사일 2010. 4. 24 /
심사완료일 2011. 4. 8)