

구속효과를 고려한 콘크리트 충전 원형강관 기둥의 비틀림 거동

Torsional Behaviour of Concrete Filled Circular Steel Tube Column Considering Confinement Effect

윤복희¹⁾ · 이은택²⁾ · 박지영³⁾ · 장경호⁴⁾
Yun, Bok Hee · Lee, Eun Taik · Park, Ji Young · Jang, Kyong Ho

요약: 콘크리트 충전 강관에 대한 기존의 연구는 단일 압축상태, 휨모멘트 상태, 편심 압축력 상태의 연구만이 행해 졌을 뿐 압축력과 비틀림이 조합된 응력 상태에 대한 연구는 거의 이루어지지 않고 있다. 따라서 본 연구에서는 압축력과 비틀림을 받는 원형 CFT 부재의 거동에 대한 특성을 살펴보고 합리적인 해석법을 연구하였다. 원형 CFT부재가 압축력과 비틀림을 받을 경우의 압축 강도와 비틀림 강도를 결정하는데 중요 요소인 구속효과와 부착 응력에 의한 스파이럴 효과를 본 모델에 고려하였다. 이를 위하여 단일 압축응력을 받을 경우 원형 강관에 의해 구속된 콘크리트 코어에 대한 연구가 선행되었다. 또한 비틀림을 받을 경우는 비틀림에 의한 크랙이 콘크리트의 표면을 따라 발생하게 된다. 크랙 발생이후 비틀림을 계속 받게 되면 크랙은 나선형태로 진전되어 콘크리트가 솟아 나오려 하나 강관과 콘크리트 사이의 부착 응력에 의해 억제 되게 된다. 이러한 이유 때문에 코어 콘크리트는 압축응력을 받게 되고 강관만 인장응력을 받게 되는데 이러한 영향 효과를 실제적으로 고려하였다. 연구 결과는 기존의 실험결과와 비교하였으며 제안된 이론은 압축력과 비틀림을 받는 원형 CFT부재의 실제 거동을 합리적으로 설명하고 있다.

ABSTRACT: Concrete filled steel tube structures were recently used in constructing high-rise buildings due to their effectiveness. Studies on concrete filled steel tubes have been focused on the experiments of uni-axial compression and bending and eccentric compression. There were also a few studies that investigated CFT member behavior under combined compression and torsion. The behavior of a circular CFT column under combined torsion and compression was theoretically investigated, considering the confinement of steel tubes on the concrete, the softening of the concrete, and the spiral effect, which were the dominant factors that influenced compression and torsion strength. The biaxial stress effects due to diagonal cracking were also taken into account. By applying those factors to compatibility and equilibrium conditions, the basic equation was derived, and the equation could be used to incorporate the torsional behavior of the entire loading history of the CFT member.

핵심용어: 콘크리트 충전 강관 기둥, 비틀림, 구속된 콘크리트, 스파이럴 효과, 공간트러스, 비틀림강도, 구성방정식, 경사균열

KEYWORDS: concrete filled steel tube column, torsion, confined concrete, spiral effect, space truss, torsional strength, constitutive equation, diagonal crack

1. 서론

콘크리트 충전강관 (Concrete Filled Steel Tube = CFT)구조는 원형 혹은 각형 단면의 강관내부에 콘크리트를 충전한 구조로 강관이 내부의 콘크리트를 구속하고 있기 때문

에 강성, 내력, 변형성능, 내화, 시공 등의 측면에서 우수한 특성을 발휘하는 구조시스템이다. 또한 경제성이 우수하며 범용성도 높아 저층의 건축물에서 초고층 건축물, 주거용 건축물은 물론 업무용 건축물, 대가구(大架構) 건축물에 이르기까지 작은 기둥단면으로 높은 층고 및 장스팬이 가능한 구조이

1) 정회원, 마이다스아이티 건축구조팀, 공학석사
(Tel. 031-789-2070, Fax. 031-789-2100, E-mail : bhyun@midasit.com)
2) 정회원, 중앙대학교 건축학부 조교수, 공학박사(etlee@cau.ac.kr)
3) 정회원, 대한주택공사 책임연구원, 공학석사
4) 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 조교수, 공학박사(changkor@cau.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2005년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

다. 이러한 CFT의 구조적 이점과 요즘의 추세에 따라 많은 실험적, 이론적 연구가 수행되고 있다. 하지만 이와 같은 CFT에 대한 연구는 대부분의 분야가 축력이나 휨을 받는 부재가 주를 이루고 있다. 이에 반해 비틀림이 재하 되는 CFT 기둥에 관한 연구는 Xu et al.(1991), Beck(2003)등 몇몇의 연구자에 의해서만 연구가 진행되었다. 구조물에 있어서 큰 비틀림이 발생하는 경우는 매우 드물다. 따라서 구조설계 시 비틀림에 대해서는 고려되지 않는 경우가 많다. 하지만 지진으로 발생하는 횡력이 작용할 경우 빌딩이나 다리의 하부구조물에는 비대칭 하중이 발생하여 큰 비틀림이 발생하게 된다. 게다가 무른 지반의 경우 지반의 부등침하로 인한 비대칭 하중을 받게 되면 큰 규모의 해양구조물의 경우에 있어서도 경사 방향으로 파도에 의한 하중을 받게 되거나 지진이나 선박으로부터 편심을 하중을 받게 된다. 따라서 최근에 비틀림에 대한 중요성이 대두되고 있다.

CFT기둥에 비틀림이 재하 되면 CFT기둥은 철근콘크리트 구조와 유사한 거동을 한다. 하지만 CFT기둥은 외부 강관의 구속으로 인해 철근콘크리트구조보다 강도와 연성의 측면에서 더 유리한 거동을 하게 된다. 이러한 상태의 CFT기둥에 비틀림이 가해지면 철근콘크리트구조에서처럼 내부콘크리트는 압축력을 받게 되고 강관은 인장력을 받는 spiral 효과가 발생하게 된다. 또한 코어콘크리트가 저항하는 비틀림 하중의 대부분은 가장자리부분에서 저항을 하게 된다. 따라서 비틀림 하중을 받는 코어 콘크리트 부재는 단면의 주변에 전단흐름을 형성하여 부재의 단면은 전단흐름과 등가 하는 가상의 박판 튜브(thin plate tube)로 간주하게 된다. 또한 이 가상의 튜브 요소는 전단응력으로 인하여 경사 방향으로 주압축응력과 이와 직교하는 방향으로 주인장응력을 받는다. 그리고 콘크리트의 주압축응력 방향으로 사인장 균열이 형성되며, 외부 강관은 인장응력을 콘크리트는 대각선 방향으로 압축력을 받는 트러스 작용을 형성한다.

따라서 본 논문에서는 CFT부재의 비틀림 특성을 파악하고 사용하중 상태뿐만 아니라 전하중 상태까지 전 하중이력에 대한 거동을 해석하기 위해 원형 CFT 단주의 압축력 재하시 발생하는 구속효과를 고려한 구성 방정식을 제안하고 순수 비틀림 상태의 CFT기둥의 비틀림모델을 제시하기 위해 철근콘크리트의 비틀림 모델인 공간트러스 모델을 수정 적용하여 순수비틀림 상태의 극한 비틀림 강도를 구한 후 이를 이용하여 축력비에 따른 CFT기둥의 비틀림 강도를 예측할 수 있는 모델을 제안하였다.

2. 원형 CFT기둥의 구성모델

원형 콘크리트충전 강관에 압축력이 재하되어 강관과 콘크리트에 하중이 작용하면 강관은 압축변형도가 0.001이 될 때까지 구속력을 발휘하지 않는다(Furlong, 1967). 이러한 이유는 콘크리트 코어와 강관의 포아송비의 차이 때문으로 콘크리트의 포아송비는 스틸보다 낮아서 덜 팽창하기 때문이다. 계속 하중이 재하되면 콘크리트의 미세균열은 증가하고 포아송비는 0.6에 이르게 된다. 이 결과 구속되지 않은 콘크리트의 횡방향 팽창이 강관의 변형도에 이르게 되어 강관에서 후프 인장력이 발생하고 코어 콘크리트가 억제되는 원주 방향의 응력이 발생하게 된다. 일반적으로 구속하는 강관이 존재하지 않으면 콘크리트는 실린더 강도에 도달한 이후 부서지고 파괴된다. 그러나 만약 강관이 콘크리트의 항복 강도에 도달하기 이전에 좌굴 된다면 콘크리트는 더 이상 하중 지지능력을 상실하게 된다. 콘크리트는 변형도가 0.002정도에서 부피의 팽창이 시작되고 콘크리트의 압축강도의 약 95%수준의 응력수준에서 구속력이 작용하게 된다. 이때 강관은 이축, 콘크리트는 삼축응력 상태가 된다(Knowles and Park, 1969). 강관과 콘크리트사이의 상호작용에 의한 상승효과로 인해 CFT기둥의 능력은 강관과 콘크리트 코어 개개의 강도를 합한 것보다 더 뛰어나게 된다(Kilpatrick and Rangan, 1999).

2.1 이론적 배경

2.1.1 구속된 콘크리트의 구성모델

구속된 콘크리트의 응력-변형도 모델은 많은 사람들에 의해 연구가 되어 왔으며 현재 최고점 이전의 응력-변형도 모델에 대해서는 그 형태가 정형화 되어 가고 있다. 하지만 최고점 이후의 거동에 대해서는 아직까지도 정확하게 밝혀 내지 못하고 있다. 일본건축학회(1997)에서는 구속된 콘크리트의 응력-변형도 모델로 다음 (1)과 같은 식을 적용하고 있다.

$$Y = \frac{VX + (W-1)X^2}{1 + (V-2)X + WX^2} \quad (1)$$

여기서, $X = \epsilon_c / \epsilon_{c0}$

$$Y = \sigma_c / f'_{cc}$$

$$V = E_c \cdot \epsilon_{c0} / f'_{cc}$$

$$W = 1.50 - 17.1 \times 10^{-3} \cdot f'_{cs} + 2.39 \sqrt{\sigma_{rc}}$$

σ_c, ϵ_c : 각각 콘크리트의 응력과 변형도

f'_{cc}, ϵ_{c0} : 각각 구속된 콘크리트의

최대 응력과 이때의 변형도

E_c : 콘크리트의 탄성계수
 (= $0.69 + 0.33\sqrt{f'_{cc}} \times 10^4$)

σ_{re} : 유효구속인자 = $\frac{f'_{cc} - f'_{cs}}{k_e}$

k_e : 유효구속계수로 (= 23)

$f'_{cs} = \gamma_u \cdot f'_c$

γ_u : 크기효과를 고려한 콘크리트 강도감소계수

(= $1.67 \cdot (D - 2t)^{-0.112}$)

D : 강관의 직경, t : 강관의 두께

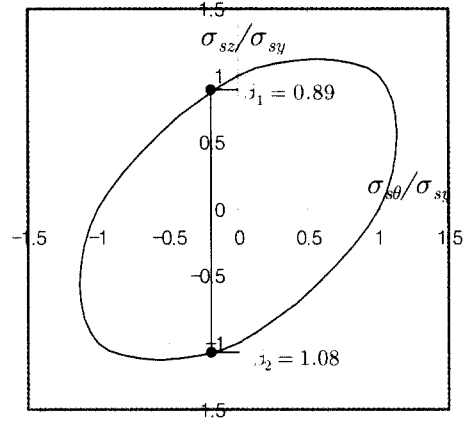


그림 1. 항복면에서의 원형강관의 응력상태

본 모델은 처음 후프철근에 의해 구속된 콘크리트의 모델이었으나 후에 Nakahara(1998), Sakino(1994) 등에 의해 강관에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형도 모델로 수정되었다.

식 (1)에서 f'_{cc} 는 구속효과를 고려한 콘크리트의 압축강도로 식 (2)와같이 표현된다.

$$f'_{cc} = f'_{cs} + k \cdot \sigma_{rr} \quad (2)$$

여기서 σ_{rr} 은 강관에 의해 제공되는 구속력으로 강관과 콘크리트 사이의 힘의 평형조건에 의해 식 (3)과 같이 구할 수 있으며 σ_{sy} 는 강관의 항복강도이다.

$$\sigma_{rr} = \frac{2t}{D-2t} \cdot \alpha \cdot \sigma_{sy} \quad (3)$$

식 (2), (3)에서 계수 k 와 α 는 각각 구속계수와 강관의 원주방향 응력 분포비로 일본건축학회에서 제시하는 값인 4.1과 0.19를 선택하였다.

ϵ_{c0} 는 응력이 f'_{cc} 에 도달 하였을 때의 변형도로 식 (4)와 같은 Sakino and Sun의 모델을 사용한다.

$$\frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_{r0}} = \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases} \quad (4)$$

여기서, $\epsilon_{r0} = 0.94 (f'_{cs})^{1/4} \times 10^{-3}$

$$K = f'_{cc}/f'_{cs}$$

2.1.2 강관의 구성모델

강관의 항복(yield surface)면을 정의하기 위해서 그림 1과 같이 von Mises의 항복영역이 사용되었으며 강관의 응력-변형률 곡선은 압축응력과 인장응력이 다른 탄성-완전소성(elastic-perfect plastic) 관계로 정의된다.

그림 1에서 σ_{sx} 는 강관의 축방향 응력, σ_{sy} 는 강관의 원주방향 응력이며 $\alpha = \sigma_{sx}/\sigma_{sy}$, $\beta = \sigma_{sy}/\sigma_{sy}$ 이다. 여기서 α 값은 0.19로 일본건축학회(9)에서 정하고 있다. 따라서 그림 1과 같이 $\beta_1 = 0.89$, $\beta_2 = -1.08$ 가 되게 되어 강관의 응력-변형도 곡선은 탄성-완전소성의 관계로 압축강도가 $0.89F_{sy}$, 인장강도가 $1.08F_{sy}$ 가 되게 된다.

2.2 구속된 콘크리트의 응력-변형도 모델 제안

본 논문에서는 구속된 콘크리트의 응력-변형도 곡선의 최고점 이전의 모델로는 일본건축학회에서 제시되고 있는 식을 적용하였으며 최고점 이후의 모델을 제시하기 위해 US-Japan Cooperative Earthquake Research Program(2002)의 일환으로 수행된 실험과 Tomii et al.(1977)에 의해 수행된 실험 중 단주의 원형강관에 대해 수행된 44개의 실험결과를 바탕으로 회귀분석을 통해 그림 2와 같이 기울기 β 를 갖는 선형모델을 제안하였다.

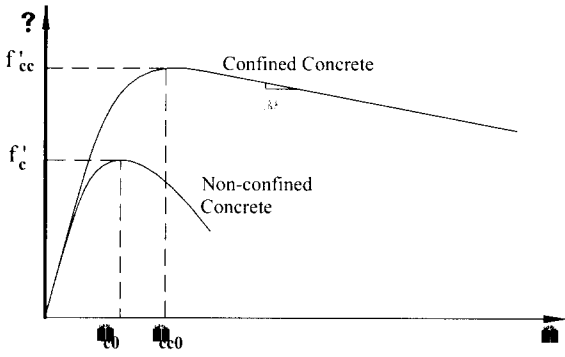


그림 2. 구속된 콘크리트의 응력-변형도 곡선

2.2.1 최고점 (f'_{cc}) 이전의 응력-변형도 모델

식 (1)에서 W 는 구속된 콘크리트의 최대 강도 이후의 응력-변형도 곡선의 거동을 나타내게 된다. 본 연구에서는 비틀림 해석 시 식의 단순화를 위해 최대 강도이후의 응력-변형도

곡선을 직선으로 단순화 하여 사용하였다. 따라서 최대강도 이전의 응력-변형도 곡선으로 식 (1)에 $W = 0$ 을 대입하여 식 (5)와 같이 표현하였다.

$$Y = \frac{VX - X^2}{1 + (V-2)X} \quad (5)$$

2.2.2 최고점 (f'_{cc}) 이후의 응력-변형도 모델

최고점 이후의 응력-변형도 모델을 결정하기 위해 총 44개의 단주 (길이/직경 ≤ 4) 실험체의 실험결과를 회귀분석 하여 최고점 이후에서의 기울기를 결정하는 식을 적용하여 모델을 제시하였다. 회귀분석시 응력-변형도 곡선에서의 최대 변형도는 0.004까지로 정한다. 본 회귀분석을 위해 사용된 실험체의 재료 특성은 표 1과 표 2와 같다.

표 1과 표 2의 압축실험결과의 응력 변형도 곡선 결과에서

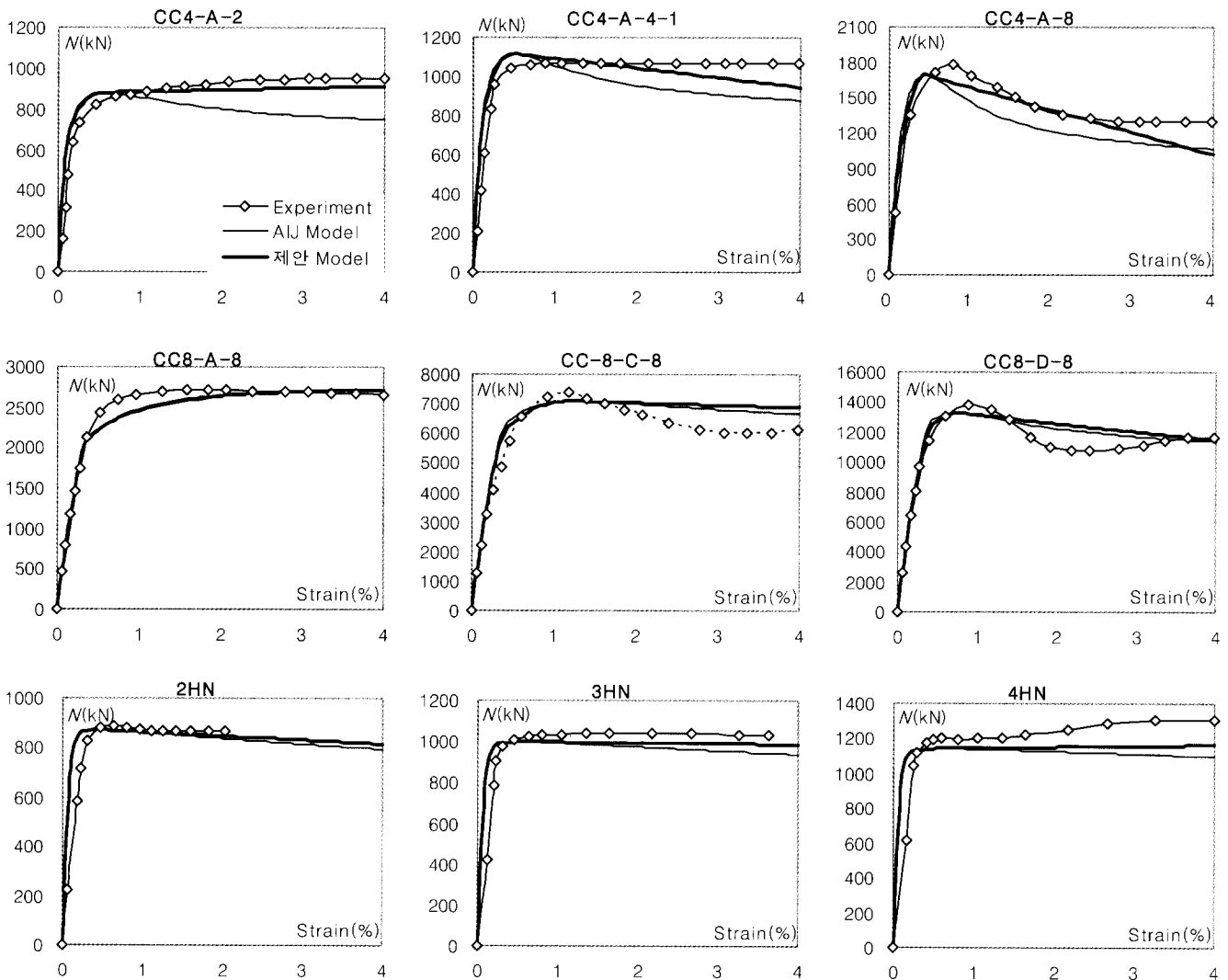


그림 4. 이론값과 실험값의 단일 압축하중-변형 곡선비교

최고점 이후에서의 기울기(β)를 구하기 위해 (f'_{cc} , ϵ_{cc0})를 원점으로 f'_{cc}/ϵ_{cc0} 을 변수로 하는 각 시험체별 기울기를 회귀분석으로 구하였으며 표 1과 표 2의 데이터 값 중 편차가

심한 시험체를 제외하고 총 21개의 시험체에 대하여 그림 3과 같이 회귀분석을 하였으며 최고점 이후의 응력-변형도 곡선의 기울기를 f'_{cc}/ϵ_{cc0} 의 함수로 식 (6)과 같이 제안하였다.

$$\beta = -0.0913 \times 10^{-2}x + 5.8738 \quad (6)$$

여기서, β : 최고점 이후의 기울기

$$x = f'_{cc}/\epsilon_{cc0}$$

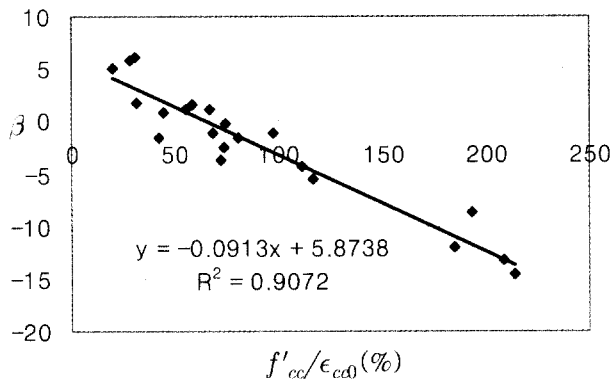


그림 3. 최고점(f'_{cc}) 이후의 응력-변형도 모델

따라서 최고점 이후의 압축응력-변형도 곡선은 식 (7)과 같이 표현 된다.

$$\sigma_c = f'_{cc} + \beta(\epsilon_c - \epsilon_{cc0}) \quad (7)$$

2.3 재료구성모델의 검증

제안된 모델의 검증을 위해 단일 압축하중(N)-변형도 곡선에 대한 실험결과와 제안모델의 비교 검토가 이루어 졌다. 실험체는 표 1과 2의 실험체에 대해 행해졌으며 이중 CC4계열, CC8계열의 일부와 HN 계열에 대한 비교 결과를 그림 4에 나타냈다. 여기서 심볼(\diamond)은 실험결과를 굵은 실선(—)은 본 논문에서 제안한 모델, 가는 실선(—)은 일본건축학회에서 제안된 모델로 계산된 결과이다. 제안모델에 의해 구해진 하중-변형도 곡선은 실험결과와 거의 동일한 거동을 하고 있으며 CC4-A-8, CC8-C-8과 같이 콘크리트의 연화현상이 큰 실험체를 제외한다면 일본건축학회에서 제안한 모델보다 더 정확하게 단일 압축 변형 거동을 예측하고 있다. 따라서 제안된 강관과 구속된 콘크리트의 응력-변형도 곡선은 CFT 기둥의 비틀림 거동을 예측하기 위한 주응력 모델로의 적용이 가능하리라 판단된다.

표 1. US-Japan 공동 프로젝트 실험의 재료 특성

Specimens	Basic Dimension			Steel Properties		Concrete Properties	
	D (mm)	t (mm)	D/t	F_{sy} (MPa)	E_s (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)
CC4-A-2	149	2.96	50.3	283	222588	25.4	25400
CC4-A-4-1	149	2.96	50.3	283	222588	40.7	32100
CC4-A-4-2	149	2.96	50.3	283	222588	40.7	32100
CC4-A-8	149	2.96	50.3	283	222588	78.1	36300
CC4-C-2	301	2.96	101.7	283	223086	25.4	25400
CC4-C-4-1	300	2.96	101.4	283	222344	40.7	32100
CC4-C-4-2	300	2.96	101.4	283	222344	40.7	32100
CC4-C-8	301	2.96	101.7	283	223086	78.1	36300
CC4-D-2	450	2.96	152.0	283	222920	25.4	25400
CC4-D-4-1	450	2.96	152.0	283	222920	40.7	32100
CC4-D-4-2	450	2.96	152.0	283	222920	40.7	32100
CC4-D-8	450	2.96	152.0	283	222920	85.1	38500
CC6-A-2	122	4.54	26.9	579	228809	25.4	25400
CC6-A-4-1	122	4.54	26.9	579	228809	40.7	32100
CC6-A-4-2	122	4.54	26.9	579	228809	40.7	32100
CC6-A-8	122	4.54	26.9	579	228809	78.1	36300
CC6-C-2	239	4.54	52.6	579	227466	25.4	25400
CC6-C-4-1	238	4.54	52.4	579	228217	40.7	32100
CC6-C-4-2	238	4.54	52.4	579	228217	40.7	32100
CC6-C-8	238	4.54	52.4	579	228217	78.1	36300
CC6-D-2	361	4.54	79.5	579	227918	25.4	25400
CC6-D-4-1	361	4.54	79.5	579	227918	40.7	32100
CC6-D-4-2	360	4.54	79.3	579	227287	40.7	32100
CC6-D-8	360	4.54	79.3	579	227287	85.1	38500
CC8-A-2	108	6.47	16.7	835	217784	25.4	25400
CC8-A-4-1	109	6.47	16.8	835	219801	40.7	32100
CC8-A-4-2	108	6.47	16.7	835	217784	40.7	32100
CC8-A-8	108	6.47	16.7	835	217784	78.1	36300
CC8-C-2	222	6.47	34.3	835	217051	25.4	25400
CC8-C-4-1	222	6.47	34.3	835	217051	40.7	32100
CC8-C-4-2	222	6.47	34.3	835	218708	40.7	32100
CC8-C-8	222	6.47	34.3	835	217051	78.1	36300
CC8-D-2	337	6.47	52.1	835	217461	25.4	25400
CC8-D-4-1	336	6.47	51.9	835	217906	40.7	32100
CC8-D-4-2	337	6.47	52.1	835	218554	40.7	32100
CC8-D-8	337	6.47	52.1	835	218554	85.1	38500

표 2. Tomii et al.의 실험 재료 특성

Specimens	Basic Dimension			Steel Properties		Concrete Properties	
	D (mm)	t (mm)	D/t	F_{sy} (MPa)	E_s (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)
2HN	150	2	75	336.37	211823	29.62	24900
3HN	150	3.2	46.9	287.63	190249	29.62	24900
4HN	150	4.3	34.9	279.78	209862	29.62	24900
2MN	150	2	75	336.37	211823	22.65	21800
3MN	150	3.2	46.9	287.63	190249	22.65	21800
4MN	150	4.3	34.9	279.78	209862	22.65	21800
2LN	150	2	75	336.37	211823	18.60	19700
3LN	150	3.2	46.9	287.63	190249	18.60	19700
4LN	150	4.3	34.9	279.78	209862	18.60	19700

여기서, F_{sy} : 강관의 항복강도, f'_c : 콘크리트의 압축강도

3. CFT기둥의 비틀림 거동모델 제안

콘크리트 충전강관의 비틀림 거동은 철근 콘크리트 보의 비틀림 거동과 매우 유사한 거동을 한다. 철근콘크리트에 비틀림 하중이 재하 되면 콘크리트는 인장-압축의 이축응력 상태가 된다. 이후 주 인장응력이 콘크리트의 인장강도에 도달 하게 되면 경사균열이 발생하게 되는데 이때 철근이 콘크리트의 균열을 억제 시키게 된다. CFT기둥에 있어서도 콘크리트의 균열을 억제하는 역할을 강관이 하게 된다. 하지만 철근콘크리트의 비틀림 예측 모델에서는 철근은 전단에 저항할 때 축방향의 응력만 받는 요소로 간주하나 CFT기둥의 경우 강관은 주인장과 주압축응력을 받는 요소로 가정하였으며 재료의 구성방정식에 있어서도 구속효과를 고려하여 모델화 하였다. 따라서 CFT부재의 비틀림 내력의 해석을 위한 모델은 그림 5와 같이 Rausch(11)의 공간트러스 모델을 수정하여 택하고 비틀림 경사각은 α 로 가정하였다. 또한 콘크리트 스트럿의 유효벽두께(t_d) 개념을 도입하여 비틀림에 발생하는 전단흐름의 중심선은 유효벽두께의 중심선과 일치한다고 보았으며 강관에서도 강관의 두께인 t 를 폭으로 하는 전단흐름이 발생하며 이 전단흐름의 중심은 강관의 중심과 일치한다고 보았다.

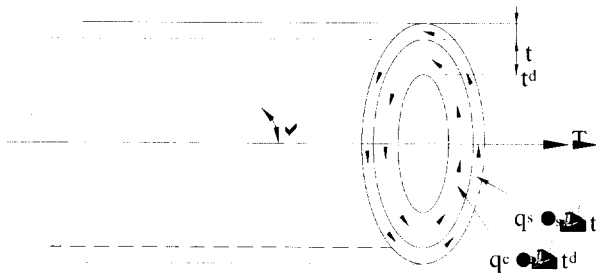


그림 5. 비틀림이 재하되는 CFT의 비틀림 해석모델

3.1 재료의 구성방정식

3.1.1 콘크리트의 압축응력-변형관계

콘크리트의 압축응력-변형도 관계식은 2장에서 제안한 구속된 콘크리트의 응력-변형도 곡선에 이축응력상태에 따른 영향을 고려하여 Vecchio and Collins(1986)에 의해 제안된 연화계수 ζ 를 도입하여 다음과 같이 표시하였다.

$\epsilon_c \leq \epsilon_{c0}$ 인 경우

$$\sigma_c = \zeta f'_{cc} \frac{VX - X^2}{1 + (V-2)X}$$

$$= \zeta f'_{cc} \frac{\epsilon_c (E_c \cdot \epsilon_{c0}^2 - \epsilon_d f'_{cc})}{\epsilon_{c0} (f'_{cc} \cdot \epsilon_{c0} + \epsilon_c \cdot E_c \cdot \epsilon_{c0} - 2\epsilon_d f'_{cc})}$$

$\epsilon_c > \epsilon_{c0}$ 인 경우

$$\sigma_c = \zeta (f'_{cc} + \beta \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{c0}))$$

여기서, ζ : 콘크리트의 연화계수(Softening coefficient)

콘크리트의 연화계수 ζ 는 Vecchio and Collins가 제안한 식에서 인장변형도 대신에 주인장변형도 ϵ_r 을, ϵ_{c0} 대신 구속된 콘크리트의 최대 압축응력시 변형도인 ϵ_{c0} 를 대입하여 식 (10)과 같이 표현하였다.

$$\zeta = \frac{f_{l2max}}{f'_c} = \frac{1}{0.80 + 0.34 \epsilon_r / \epsilon_{c0}} \leq 1 \quad (10)$$

3.1.2 콘크리트의 주압축응력-변형 관계

그림 6에 보인 바와 같이 콘크리트 부재가 비틀림을 받으면 콘크리트 표면에서 전단흐름두께 내부까지 힘을 받는다. 이때 콘크리트 표면에서부터 전단흐름두께 내부까지의 응력

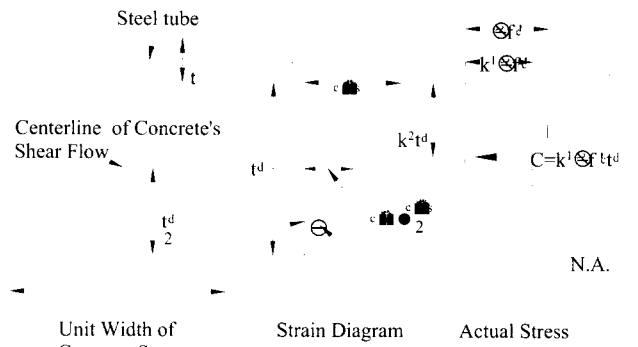


그림 6. 콘크리트 스트럿의 압축응력-변형분포

분포가 비선형으로 분포한다. 본 모델에서는 비틀림 해석의 편의를 위해 콘크리트 스트럿의 주압축응력은 전단흐름두께내의 평균응력으로 가정하여 다음과 같이 구한다.

$$\sigma_d = \zeta k_1 f'_{cc} \quad (11)$$

여기서, σ_d : 콘크리트 스트럿의 주압축응력

k_1 : 콘크리트의 등가압축응력 계수

콘크리트의 등가 압축응력계수(k_1)은 식 (12)와 같이 큰

콘크리트 스트럿의 전단흐름두께 t_d 내의 응력의 합은 평균 압축응력의 합과 같으므로 식 (13)에 의해서 구해진다.

$$k_1 \zeta f'_{cc} = \frac{1}{\epsilon_{ds}} \int_0^{\epsilon_{ds}} \sigma_d d \epsilon_d \quad (12)$$

$$k_1 = \frac{\text{average stress}}{\text{peak strength}(f'_{cc})} \quad (13)$$

따라서 등가 압축응력 계수 k_1 은 식 (12)와 (13)에 의해서 다음과 같이 구해진다.

$$\begin{aligned} & \epsilon_{ds} \leq \epsilon_{cd} \text{인 경우} \\ k_1 = & \frac{1}{\epsilon_{ds}} \left(\frac{(V-1)^2 \epsilon_{ds}}{(V-2)^2} - \frac{1}{2} \frac{\epsilon_{ds}^2}{\epsilon_{cd}(V-2)} \right. \\ & \left. + \frac{\epsilon_{cd}(V-1)^2(a_1 - b_1)}{(V-2)^3} \right) \quad (14) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \epsilon_{ds} > \epsilon_{cd} \text{인 경우} \\ k_1 = & \frac{1}{\epsilon_{ds}} \left(\frac{(V-1)^2 \cdot \epsilon_{cd}}{(V-2)^2} \right. \\ & - \frac{1}{2} \frac{\epsilon_{cd}^2}{\epsilon_{cd}(V-2)} + \frac{\epsilon_{cd}(V-1)^2(a_2 - b_2)}{(V-2)^3} \\ & \left. + \frac{1}{2f'_{cc}} (\epsilon_{ds} - \epsilon_{cd})(\beta \epsilon_{ds} - \beta \epsilon_{cd} + 2f'_{cc}) \right) \quad (15) \end{aligned}$$

$$\text{여기서, } a_1 - b_1 = \ln \left(\frac{\epsilon_{cd}}{\epsilon_{cd} + \epsilon_{ds} V - 2 \epsilon_{ds}} \right)$$

$$a_2 - b_2 = \ln \left(\frac{1}{V-1} \right)$$

ϵ_d : 콘크리트 스트럿의 주압축변형도

ϵ_{ds} : 콘크리트 스트럿 표면에서의 주압축변형도

3.1.3 콘크리트의 주인장응력-변형관계

콘크리트의 평균 주인장응력은 Hsu(1998)가 제안한 다음과 같은 식을 적용하였다.

$$\epsilon_r \leq \epsilon_{cr} \text{인 경우 } \sigma_r = E_c \cdot \epsilon_r \quad (16)$$

$$\epsilon_r > \epsilon_{cr} \text{인 경우 } \sigma_r = 0.31 \sqrt{f'_c} \left(\frac{0.00008}{\epsilon_r} \right)^{0.4} \quad (17)$$

여기서, ϵ_{cr} : 콘크리트 실린더의 최대 인장응력 시 변형도

(= 0.00008)

σ_r, ϵ_r : 각각 콘크리트의 주인장응력, 변형도

E_c : 콘크리트의 탄성계수 ($E_c = 3875 \sqrt{f'_c}$)

3.1.4 강관의 주응력-변형 관계

강관의 응력-변형도 관계는 2장에서 언급된 이축응력상태인 강관의 응력-변형도 관계가 사용되었으며 주압축, 주인장응력으로 표현된다.

1) 주압축응력

$$s\epsilon_d \leq \frac{0.89 F_{sy}}{E_s} \text{ 일 경우 } s\sigma_d = E_s \cdot s\epsilon_d \quad (18)$$

$$s\epsilon_d > \frac{0.89 F_{sy}}{E_s} \text{ 일 경우 } s\sigma_d = 0.89 \cdot F_{sy} \quad (19)$$

여기서, $s\sigma_d, s\epsilon_d$: 각각 강관의 주압축응력, 주압축변형도

E_s : 강관의 탄성계수

F_{sy} : 강관의 항복강도

2) 주 인장응력

$$s\epsilon_r \leq \frac{1.09 F_{sy}}{E_s} \text{ 일 경우 } s\sigma_r = E_s \cdot s\epsilon_r \quad (20)$$

$$s\epsilon_r > \frac{1.09 F_{sy}}{E_s} \text{ 일 경우 } s\sigma_r = 1.09 \cdot F_{sy} \quad (21)$$

여기서, $s\sigma_r, s\epsilon_r$: 각각 강관의 주인장응력, 주인장변형도

3.2 평형방정식

비틀림을 받는 CFT부재에는 강관과 콘크리트에 각각 그림 7과 같은 응력을 받게 된다. 따라서 다음과 같은 평형 방정식을 얻을 수 있다.

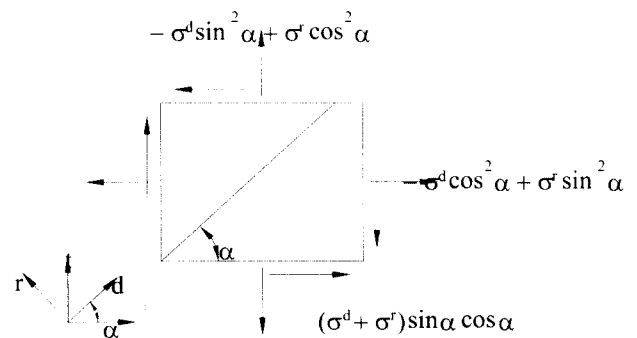


그림 7. 강관과 콘크리트에서의 평면 응력

- 부재 축방향에 대해서

$$P_0 t_d (\sigma_d \cos^2 \alpha - \sigma_r \sin^2 \alpha) + A_s (\sigma_d \cos^2 \alpha - \sigma_r \sin^2 \alpha) = 0 \quad (22)$$

- 부재 축방향에 직각인 횡방향에 대해서

$$t_d (\sigma_d \sin^2 \alpha - \sigma_r \cos^2 \alpha) + t (\sigma_d \sin^2 \alpha - \sigma_r \cos^2 \alpha) = 0 \quad (23)$$

여기서, P_0 : 콘크리트의 전단흐름이 이루는 변장

$$= \pi (D_c - t_d)$$

D_c : 코어 콘크리트의 직경

t_d : 콘크리트 전단흐름의 두께

A_s : 강관의 단면적

전단응력은 콘크리트와 강관에 대해서 각각 다음과 같은 평형방정식을 얻을 수 있다.

$$c\tau_{lt} = (c\sigma_d + c\sigma_r) \sin \alpha \cos \alpha \quad (24a)$$

$$s\tau_{lt} = (s\sigma_d + s\sigma_r) \sin \alpha \cos \alpha \quad (24b)$$

여기서, $c\tau_{lt}$, $s\tau_{lt}$: 각각 콘크리트와 강관의 전단응력

Bredt의 박관이론(Thin Tube Theory)에 의하면 전단흐름내의 전단응력과 비틀림 모멘트의 관계식은 콘크리트와 강관에 대하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T_c = 2 c A_0 t_d \cdot c\tau_{lt} \quad (25a)$$

$$T_s = 2 s A_0 \cdot t \cdot s\tau_{lt} \quad (25b)$$

여기서, cA_0 , sA_0 : 각각 콘크리트 강관의 전단흐름이 이루는 단면적

3.3 적합조건식

적합조건식은 강관과 콘크리트는 일체로 거동한다는 가정 하에 Hsu(1984)가 철근콘크리트의 비틀림모델인 변환각 트러스 모델에 적용한 적합조건식 식 (26)~(32)를 사용하였으며 강관의 변형도에 관한 적합조건식을 추가하였다. Hsu가 제안한 적합조건식은 그림 8과 같이 Mohr의 변형도원을 만족시키며 다음과 같다.

$$\epsilon_l = -\epsilon_d \cos^2 \alpha + \epsilon_r \sin^2 \alpha \quad (26)$$

$$\epsilon_t = -\epsilon_d \sin^2 \alpha + \epsilon_r \cos^2 \alpha \quad (27)$$

$$\gamma_{lt} = 2 (\epsilon_r + \epsilon_d) \sin \alpha \cos \alpha = (\epsilon_r + \epsilon_d) \sin 2\alpha \quad (28)$$

$$\theta = \frac{P_0}{2 c A_0} \gamma_{lt} \quad (29)$$

$$\psi = \theta \sin 2\alpha \quad (30)$$

$$t_d = \frac{c \epsilon_{ds}}{\psi} \quad (31)$$

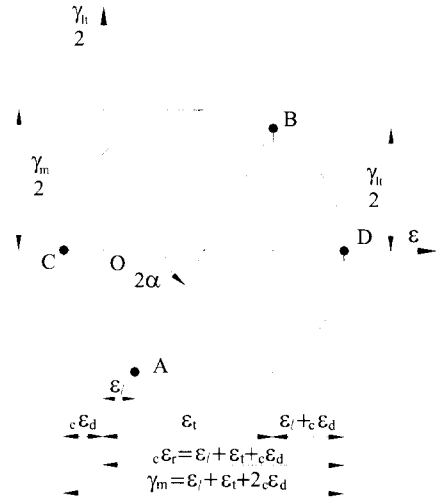


그림 8. 패널의 평균 변형도에 대한 Mohr의 원

$$c\epsilon_{ds} = 2 c\epsilon_d \quad (32)$$

여기서, ϵ_l , ϵ_t : 각각 축방향, 축직각방향 변형도

γ_{lt} : $l-t$ 좌표계에서의 전단변형도

θ : 비틀림각

ψ : 콘크리트 스트럿의 곡률

강관에 대한 적합조건식은 그림 9로부터 식 (33)~(36)과 같이 표현 할 수 있다.

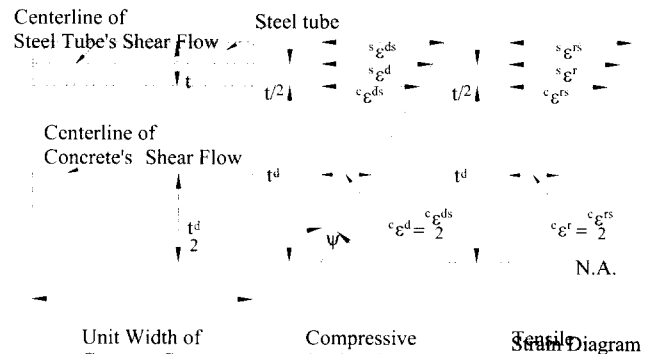


그림 9. 비틀림이 재하되는 CFT부재의 변형도 분포

$$s\epsilon_{ds} = 2s\epsilon_d \cdot \frac{t_d + t}{t_d} \quad (33)$$

$$s\epsilon_d = \frac{s\epsilon_{ds} + \epsilon_{ds}}{2} \quad (34)$$

여기서, $s\epsilon_{ds}$: 강관 표면에서의 주압축변형도

주인장변형도에 대해서도 주압축변형도와 동일하게 적용한다.

$$s\epsilon_{rs} = 2s\epsilon_r \cdot \frac{t_d + t}{t_d} \quad (35)$$

$$s\epsilon_r = \frac{s\epsilon_{rs} + \epsilon_{rs}}{2} \quad (36)$$

여기서, $s\epsilon_{rs}$: 강관 표면에서의 주인장변형도

ϵ_{rs} : 콘크리트 표면에서의 주인장변형도

3.4 해석방법

이상에서 비틀림 해석을 위한 재료방정식, 평형방정식, 변형도 적합조건식을 통해 다음과 같은 절차로 순수비틀림 상태의 CFT기둥의 비틀림모멘트- 비틀림 각의 관계를 구할 수 있다. 비선형 연립방정식의 해를 구하기 위해 Newton 해법을 사용하였으며 전산해석 프로그램의 순서와 순서도는 다음과 같다.

- 1) 콘크리트의 주압축변형도 ϵ_{ds} 를 선정한다.
- 2) 콘크리트의 주인장변형도 ϵ_r , 주압축방향각 α , 전단흐름두께 t_d 를 가정한다.
- 3) 적합조건식 식 (33)~(36)으로부터 강관의 주압축변형도 $s\epsilon_d$, 주인장변형도 $s\epsilon_r$ 값을 구한다.
- 4) 구해진 변형도를 통해 콘크리트와 강관의 주응력을 구한다.
- 5) 변형도와 응력값을 식 (22), (23), (28)~(32)에 대입해서 허용 오차 범위내의 값이 될 때 까지 반복 수행한다.
- 6) 식 (24)를 통해 강관과 콘크리트의 전단응력을 계산한다.
- 7) 식 (25)를 통해 강관과 콘크리트의 비틀림 모멘트를 계산한다.
- 8) 식 (28), (29)를 통해 비틀림각 θ 를 구한다.
- 9) 콘크리트의 표면 주압축변형도인 ϵ_{ds} 가 0.04가 될 때 까지 (1)~(8)까지 반복 수행한다.

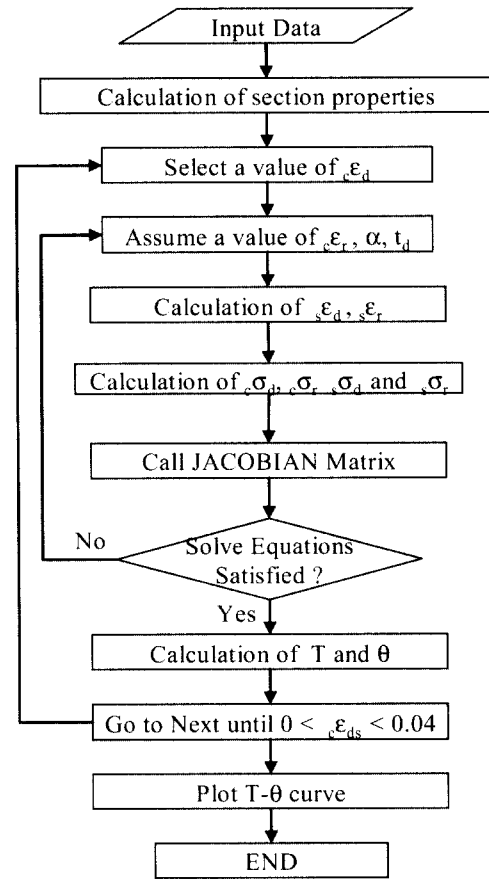


그림 10. 전산해석 프로그램 순서도

3.5 압축력과 비틀림을 받는 CFT기둥의 비틀림 강도

3.5.1 압축력 재하시 콘크리트의 비틀림 강도

콘크리트의 압축응력(σ_c)과 전단응력(τ_c)의 관계는 연화 현상을 고려한 Xu et al.(1991)13)이 제안한 식을 적용하였다.

$$\frac{\tau_c}{f'_c} = \frac{1}{\left(\frac{f'_c}{f'_t}\right)} \sqrt{1 + \left(\frac{f'_c}{f'_t}\right) \frac{\sigma_c}{f'_c}} \cdot \left\{ 1 - 0.98 \left(\frac{\sigma_c}{f'_c}\right)^{4.5} \right\} \quad (37)$$

식 (37)은 비틀림 재하시 콘크리트의 파괴 전단응력은 콘크리트의 인장응력과 같을 때 파괴가 일어난다고 가정하고 있다. 따라서 식 (37)에서 인장응력 대신 제안된 비틀림모델을 통해 구해진 순수비틀림 상태의 극한 전단응력(τ_u)을 대입하고 콘크리트의 압축강도 f'_c 대신 구속된 콘크리트의 최대 압축강도인 f'_{cc} 를 대입하여 코어 콘크리트의 전단응력과 압

축강도의 관계를 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\tau_c = {}_cT_u \sqrt{1 + \left(\frac{f'_{cc}}{{}_cT_u}\right) \frac{\sigma_c}{f'_{cc}}} \cdot \left\{ 1 - 0.98 \left(\frac{\sigma_c}{f'_{cc}}\right)^{4.5} \right\} \quad (38)$$

여기서, ${}_cT_u$: 순수비틀림 상태의 콘크리트의 극한 전단응력
 σ_c/f'_{cc} : 축력비(= N/N_u)

따라서 코어콘크리트의 축력비(N/N_u)에 따른 극한 비틀림 강도(T_c)는 다음과 구할 수 있다.

$$T_c = {}_cT_u \sqrt{1 + \left(\frac{f'_{cc}}{{}_cT_u}\right) \frac{N}{N_u}} \cdot \left\{ 1 - 0.98 \left(\frac{N}{N_u}\right)^{4.5} \right\} \quad (39)$$

여기서, ${}_cT_u$: 순수 비틀림 상태의 콘크리트의 극한 비틀림 강도

3.5.2 압축력 재하시 강관의 비틀림 강도

그림 11과같이 비틀림모멘트(T), 압축력(N)과 내부압력(Q)을 받는 강관의 압축응력(σ_s)과 전단응력(τ_s)의 관계는 von Mises의 항복영역이론에의해 식 (40)과같이 표현된다.

$$\sigma_{s0}^2 + (\sigma_{s0} - \sigma_s)^2 + \sigma_s^2 + 6\tau_s^2 = 2\sigma_{sy}^2 \quad (40)$$

여기서 최대 압축 응력시 $\sigma_{s0}/\sigma_{sy} = 0.19$ 로 정의 되었으며, 만약 σ_{s0}/σ_{sy} 와 σ_s/σ_{sy} 의 관계를 선형으로 가정하면 식 (40)은 다음과 같이 표현된다.

$$\tau_s = \sqrt{\frac{1}{3}\sigma_{sy}^2} \sqrt{1 - 0.8461 \frac{\sigma_s^2}{\sigma_{sy}^2}} \quad (41)$$

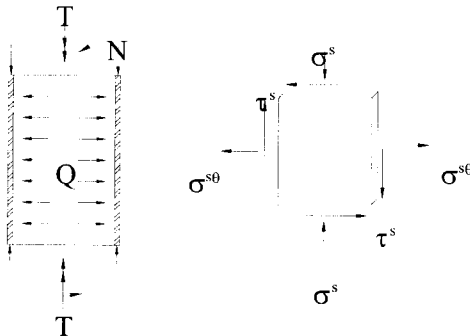


그림 11. 강관의 응력상태

von Mises의 항복영역 이론에 의하면 비틀림 재하시 전단 응력이 $\sqrt{1/3 \cdot \sigma_{sy}^2}$ 일 때 파괴가 발생한다고 가정하고 있다. 따라서 식 (4.50)에서 $\sqrt{1/3 \cdot \sigma_{sy}^2}$ 대신 ${}_sT_u$ 를 대입하여 강관의 파괴전단응력과 압축응력과의 관계를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\tau_s = {}_sT_u \cdot \sqrt{1 - 0.8461 \frac{\sigma_s^2}{\sigma_{sy}^2}} \quad (42)$$

여기서 ${}_sT_u$: 순수 비틀림 상태의 강관의 극한 전단응력

따라서 강관의 축력비 N/N_u 에 따른 극한 비틀림 강도(T_s)는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T_s = {}_sT_u \cdot \sqrt{1 - 0.8461 \left(\frac{N}{N_u}\right)^2} \quad (43)$$

여기서, ${}_sT_u$: 순수 비틀림 상태의 강관의 극한 비틀림 강도

4. 제안모델의 검증

순수비틀림 상태의 CFT기둥의 비틀림 거동 예측 모델과 압축력에 따른 비틀림 강도예측식의 검증을 위해 실험결과와 비교·분석과정을 통해 그 타당성을 평가하였다. 순수비틀림 해석모델의 검토는 중국의 Xu et al.과 일본의 Beck에 의해 수행된 실험결과 4개가 적용되었으며 압축력 재하시 비틀림 강도에 대한 비교 실험체는 Xu에 의해 행해진 CS1 실험체가 적용되었으며 각각의 실험체 재료 특성은 표 3과 같다.

표 3. CFT의 비틀림 거동 비교 실험체 특성

	Specimens	D (mm)	t (mm)	D/t	F_{sy} (MPa)	E_s (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)
	Xu	CS1	114.0	4.5	25.3	280	200000	27
Beck		CH35	139.8	3.5	40.0	323	205939	33
		CH40	139.8	4.0	35.0	330	205939	32
		CH45	139.8	4.5	31.0	348	205939	31

4.1 순수비틀림을 받는 CFT기둥의 거동

각 실험체별 실험결과와 제안모델에 의해 계산된 비틀림모멘트-비틀림각 곡선은 그림 12에 표현하였으며 극한 비틀림 강도의 비교가 표 4에 제시되고 있다. 제안된 비틀림 모델의 곡선은 실험결과와 흡사한 곡선을 그리고 있으며 전체적으로 좋은 일치를 보이고 있다. 표 4에 제시된 극한 비틀림 강도에 있어서도 CH40 실험체를 제외한 전체 실험체에 대한 오차는

10% 이내로 극한 비틀림 강도를 잘 예측하고 있다.

표 4. 실험과 제안된 모델의 극한 비틀림 강도 비교

Specimens	(단위 kN.m)						$T_u(\text{Cal}) / T_u(\text{Exp})$
	Experiment			Calculation			
	${}_c T_u$	${}_s T_u$	T_u	${}_c T_u$	${}_s T_u$	T_u	
CS1			19.80	16.29	5.26	21.55	1.09
CH35	1.19	23.0	33.43	10.41	24.05	34.46	1.03
CH40	1.19	25.4	42.01	10.42	26.52	36.94	0.88
CH45	1.19	30.6	40.09	10.80	30.56	41.36	1.03

여기서, ${}_c T_u$: CFT의 콘크리트만의 극한 비틀림 강도

${}_s T_u$: CFT의 강관만의 극한 비틀림 강도

T_u : CFT의 극한 비틀림 강도

표 5에서는 Beck에 의해 실험된 강관과 콘크리트 개개의 비틀림 실험결과와 합과 제안모델의 의해 계산된 비틀림 강도를 비교하고 있다. CFT기둥의 극한 비틀림 강도가 강관과 콘크리트 개개의 비틀림 강도를 합한 비틀림 강도보다 1.3~1.4배정도 높게 나타나고 있으며 이는 강관의 구속효과로 인해 코어 콘크리트의 비틀림 강도가 증가했기 때문이다.

표 5. 단순누가 값과 제안된 모델의 극한 비틀림 강도 비교

Specimens	(단위 kN.m)						$T_u(\text{Cal}) / T_u(\text{Exp})$
	Experiment			Calculation			
	${}_c T_{uc}$	${}_s T_{uc}$	T_{uc}	${}_c T_u$	${}_s T_u$	T_u	
CH35	1.19	23.0	24.19	10.41	24.05	34.46	1.42
CH40	1.19	25.4	26.59	10.42	26.52	36.94	1.39
CH45	1.19	30.6	31.79	10.80	30.56	41.36	1.30

여기서, ${}_c T_{exp}$: 콘크리트의 극한 비틀림 강도

${}_s T_u$: 강관의 극한 비틀림 강도

T_{uc} : 강관과 콘크리트의 비틀림 강도를 단순누가한 값

4.2 압축력과 비틀림을 받는 CFT기둥의 강도

그림 11는 실험과 제안된 식을 통해 구해진 축력비와 극한 비틀림 강도의 관계를 비교하여 보여주고 있다.

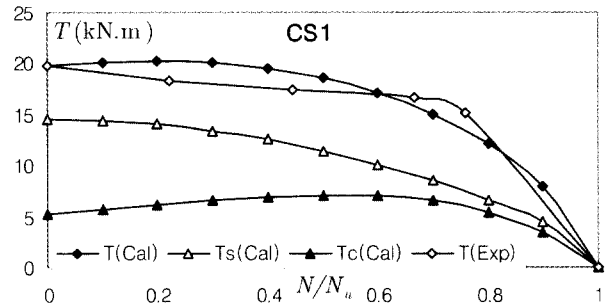


그림 11. 축력비에 따른 비틀림 강도 비교

표 6은 축력비에 따라 제안된 식으로 구해진 비틀림 강도를 실험결과와 비교하여 오차를 확인하였다. 최대오차는 11%정도이며 축력비가 0.75에서 큰 오차를 보이며 축력비가 0.1~0.5사이에서도 10%안팎의 오차를 보이고 있다. 또한 축력비가 1일 경우 강관과 콘크리트의 비틀림 모멘트가 0보다 큰 값으로 나오지만 이론상 0으로 가정하였다.

제안된 축력비와 비틀림 모멘트사이의 관계식은 실험결과와의 비교를 통해 전체 10%안팎의 오차를 보이며 좋은 일치율을 보이고 있다.

표 6. 축력비에 따른 비틀림 강도 비교

N/N_u	(단위 kN.m)				$T_u(\text{Cal}) / T_u(\text{Exp})$
	Experiment	Calculation			
	T_u	T_u	T_s	T_c	
0.000	19.8	21.55	16.29	5.26	1.08
0.222	18.3	20.19	13.89	6.30	1.10
0.444	17.4	19.10	12.08	7.02	1.10
0.666	16.6	15.80	9.06	6.74	0.95
0.758	15.1	13.42	7.45	5.97	0.89
1.000	0.0	2.41	2.23	0.18	

5. 결 론

본 논문에서는 CFT기둥의 비틀림 거동을 예측하기위해 강관의 구속효과를 고려한 축압축상태의 CFT기둥의 재료방정식을 제안하고 철근콘크리트의 비틀림 예측 모델인 공간 트러스 이론에 구속효과를 고려한 CFT기둥의 재료방정식을 적용하여 순수비틀림 상태의 CFT기둥의 거동을 사용하중 상태뿐만 아니라 전하중 상태에 대한 거동을 예측할 수 있는 모델을 제안하였다. 또한 순수비틀림 상태의 극한 비틀림 강도를 이용하여 축력비와 비틀림 모멘트 관계식을 제안하였다.

본 연구를 통하여 얻어진 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 구속효과를 고려한 CFT기둥의 재료 방정식을 통해 순수 비틀림 상태의 거동을 예측한 모델은 극한 비틀림

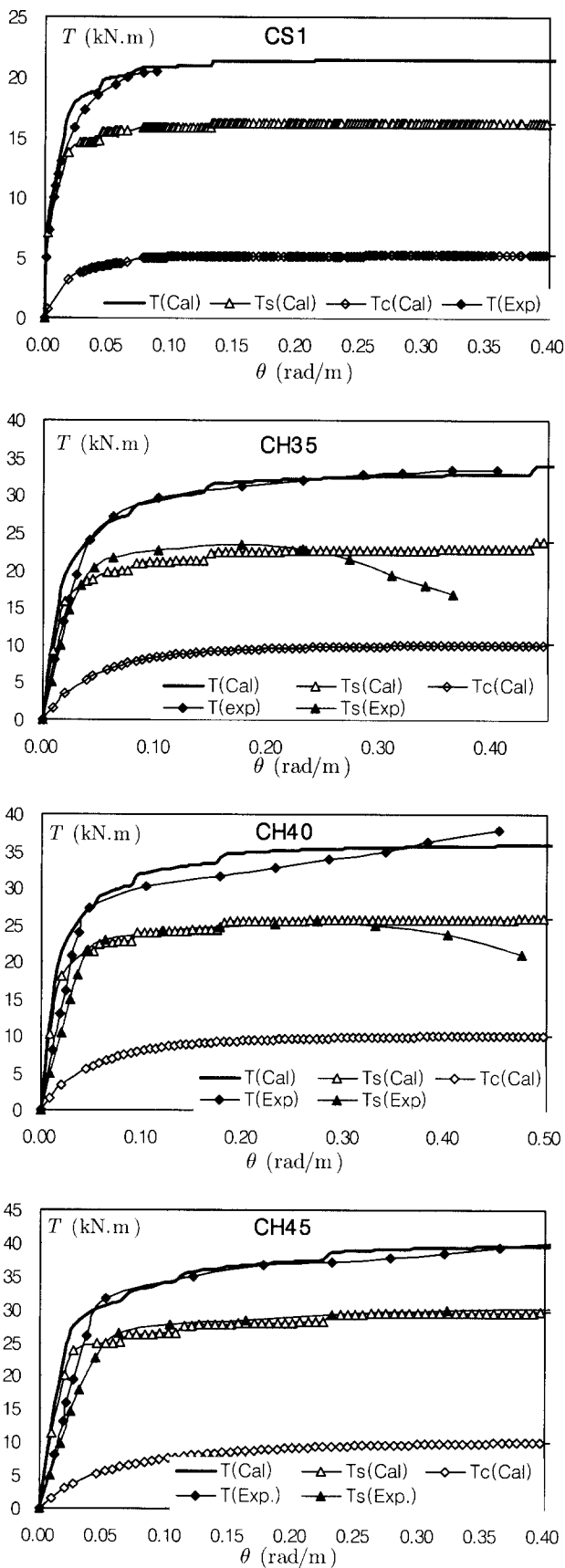


그림 12. 비틀림 거동비교

강도의 오차가 10%이내로 실험결과와 비슷한 거동을 하고 있으며 구속된 콘크리트의 극한 비틀림 강도는 구속되지 않은 콘크리트에 비해 10배 이상의 강도를 발휘한다. 또한 전체 비틀림 강도에 있어서도 강관과 콘크리트 개개의 비틀림 강도를 합한 비틀림 강도보다 1.3~1.4배정도 높게 나타나고 있다.

- (2) CFT기둥의 강관은 비틀림 재하시 내부 코어콘크리트 로 인해 국부좌굴이 방지되어 강관이 항복한 이후 강도의 감소 없이 큰 소성변형 능력을 갖게 된다.
- (3) 강관에 의해 구속된 콘크리트의 경우 전단응력이 콘크리트의 인장강도에 도달한 후 균열이 발생하게 되지만 강관의 구속으로 인해 균열 폭의 증가가 억제되게 된다. 따라서 더 큰 비틀림 각에서도 비틀림에 저항할 수 있게 된다.
- (4) 축력을 받는 CFT기둥의 비틀림 강도는 코어콘크리트의 경우 축력비가 증가함에 따라 비틀림강도가 증가하다 일정 축력비(0.6)에서 최대값을 갖은 후 감소하게 된다. 강관의 경우는 축력비의 증가와 함께 비틀림 강도는 감소하게 되며 축력비가 커질수록 강도 감소폭은 더욱 커지게 된다. 제안된 축력비-비틀림 모멘트 관계식은 실험결과와 10%내외의 오차를 보이고 있으며 전체적으로 좋은 일치를 보이고 있지만 보다 많은 실험결과와의 비교검토를 통해 수정이 이루어져야 한다고 판단된다
- (5) 본 논문에서 제안된 CFT의 압축응력-변형도 곡선과, 순수비틀림 재하시의 비틀림 거동예측모델, 축력비와 비틀림 모멘트와의 관계식은 그 구조적 장점으로 수요가 늘어가고 있는 CFT기둥의 비틀림 특성에 대한 기초 자료가 될 수 있으리라 판단되며 보다 정확한 이론을 위해 실험을 통한 제안모델의 수정이 이루어져야 되리라고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(C103A104001-03A0204-00110)에 의한 것입니다. 연구비 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

Xu, J., Lee, G. and Zhang, K. C.(1991), Experimental studies of concrete filled steel tubular short

- columns under compression and torsion, *Proc. of 3rd Inter. Conf. on ASCCS*, Japan, pp. 159-164
- Beck, J. H.(2003), Study on Mechanical Properties of Concrete Filled Steel Tube Subjected to Torsion, Ph. D. dissertation, Waseda University
- Furlong, R. W.(1967), Strength of steel encased concrete beam-columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 93(ST5), pp. 113 - 124
- Knowles, R. B. and Park, R. (1969), Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns, *Journal of the Structural Division, Proc. ASCE*, Vol. 95(12), pp. 2565-2587
- Kilpatrick and Rangan(1999), Influence of Interfacial Shear Transfer on Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Columns, *ACI Journal*, Vol. 96(4), pp.642-648
- Architectural Institute of Japan(AIJ), (1997), Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures
- Nakahara, H., Sakino, K. and Inai, E.(1998), Analytical model for axial compressive behavior of concrete filled square steel tubular columns, *Proc. of the JCI*, Vol. 20(3), pp. 812-822
- Sakino, K. and Sun, Y.(1994), Stress-Strain Curve of Concrete Confined by Rectilinear Hoop, *J. Struct. Constr. Eng. AIJ*, No. 461, Jul. 1994, pp. 95-104
- BRI Research Paper(2002), Summary of Research on Concrete-Filled Steel Tube Columns System Carried out Under The US-Japan Cooperative Research Program on Composite Hybrid Structures, No. 147
- Tomii, M., Yoshimura, K. and Morishita, Y.(1977), Experimental Studies on Concrete Filled Steel Tubular Columns under Concentric Loading, *Proc. Int. Colloquium on Stability of Structures Under Static and Dynamic Loads*, pp.718-741
- Thomas T. C. Hsu(1984), Torsion of Reinforced Concrete, Van Nostrand Reinhold Company
- Vecchio, F. J. and Collins, M. P.(1986), The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Journal*, 83(22), Mar.-Apr., pp. 219-231
- Thomas T. C. Hsu(1998), Unified Approach to Shear Analysis and Design, *Cement and Concrete Composites*, 20(6), pp. 419-435

(접수일자 : 2004. 6. 15 / 심사일 2004. 6. 30 /
심사완료일 2004. 8. 2)