

순수비틀림을 받는 철근콘크리트 보의 비틀림 강도 예측

이정윤^{1)*} · 박지선¹⁾

¹⁾성균관대학교 건축공학과

(2002년 7월 24일 원고접수, 2002년 10월 14일 심사완료)

Prediction of the Torsional Strength of Reinforced Concrete Beams Subjected to Pure Torsion

Jung-Yoon Lee^{1)*} and Ji-Sun Park¹⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

(Received July 24, 2002, Accepted October 14, 2002)

ABSTRACT

The current ACI design code does not take into account the contribution of concrete for the torsional moment of reinforced concrete(RC) beams subjected to pure torsion. This code is not capable of evaluating the inter-effects between concrete and torsional reinforcement on the torsional resistance of the RC beams. Some test results indicated that the current ACI code was not successful in predicting the observed torsional moment of the RC beams with reasonable accuracy. The research reported in this paper provides an evaluation equation to predict the torsional moment of the RC beams subjected to pure torsion. The proposed equation is derived from the equilibrium as well as compatibility equations of the truss model for the cracked RC beams. Comparisons between the observed and calculated torsional moments of the 66 tested beams, showed reasonable agreement.

Keywords : concrete contribution for torsional moment, pure torsion, compatibility, equilibrium, truss model, reinforced concrete beams

1. 서 론

1960년대까지 간접적으로 반영되었던 철근콘크리트 부재의 비틀림 효과는 1971년 발표된 ACI 규준에 의하여 콘크리트에 의한 비틀림 저항 T_c 와 비틀림 보강근에 의한 비틀림 저항 T_s 의 합에 의하여 평가할 수 있게 되었다. 1971년 발표된 평가식에서 T_c 는 Portland Cement Association(이하, PCA)의 실험 결과¹⁾에 근거하고 있으며, 비틀림 보강근에 의한 비틀림 저항 T_s 는 공간 트러스 이론(space truss theory)²⁾과 유사한 경사 휨 이론(skew-bending theory)³⁾에 근거하여 유도되었다. 따라서, 1971년 ACI 비틀림 규준식은 현재 사용하고 있는 ACI 전단 평가식과 유사한 경우로 실험 결과와 이론적 해석에 근거한 반 경험식이라 할 수 있다.

1971년에 채택된 ACI의 비틀림 평가식은 MacGregor 등의 연구 결과⁴⁾에 근거하여 1995년에 개정⁵⁾되었다. 개정된 비틀림 평가식은 박판 튜브 이론(thin walled theory)과 힘의 평형 조건만을 이용한 공간 트러스 이론에 근거하고

있으며, 1995년 이전의 ACI 규준식과 비교하여 다음과 같은 세 가지 특징을 가지고 있다.

첫째, 콘크리트의 비틀림 저항 T_c 를 배제하였다.

둘째, 비틀림 균열각도 α 를 부재축방향(이하, 종방향) 및 부재축의 직각방향(이하, 횡방향) 비틀림 보강근의 양에 의하여 구하였다. 1995년 이전의 ACI 규준식에서 α 는 재료조건에 무관하게 45° 로 가정되었다.

셋째, 전단흐름 경로로 둘러싸인 총 단면적 A_o 는 해석에 의해 결정하되, 해석을 하지 않을 경우, 폐쇄스터럽의 중심선에 의해 둘러싸인 면적의 0.85배 즉, $0.85 A_{oh}$ 로 하였다.

개정된 ACI 규준식은 MacGregor 등에 의해 180개의 철근콘크리트 부재의 비틀림 실험결과⁴⁾를 통해 비교, 검증되었다.

1995년의 ACI 규준식은 1995년 이전의 ACI 규준식보다 간략하게 철근콘크리트 부재의 비틀림 내력을 평가할 수 있지만, 비틀림 내력에 미치는 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호영향을 효과적으로 평가하지 못한다는 점에서 1995년 이전의 ACI 규준식을 반드시 개선하였다고는 볼

* Corresponding author

Tel : 031-290-7564 Fax : 031-290-7570

E-mail : jylee@yurim.skku.ac.kr

수 없다. 즉, 현행 규준식에서는 콘크리트에 의한 비틀림 저항 모멘트 T_c 를 무시하고 공간 트러스 이론만에 의하여 보다 간략하게 전체 비틀림 저항을 평가하고 있지만, 실제 비틀림 저항은 Fig. 1의 PCA 실험결과¹⁾에서 나타난 바와 같이 콘크리트의 압축강도와 비틀림 보강근비(ρ_{total})의 상대적 차이에 의하여 영향을 받는다. Fig. 1은 단면의 크기가 25.4×38.1 cm인 철근콘크리트 부재의 비틀림 실험 결과이다. 시험체에는 횡방향과 종방향에 동일한 양의 철근이 배근되었다. 시험체의 콘크리트 압축강도는 22.5 MPa에서 30.54 MPa까지 변화하였고, 횡방향과 종방향 비틀림보강근 양의 합 ρ_{total} 은 1.1%에서 5.3%까지 변화하였다. Fig. 1의 비틀림 모멘트와 비틀림 각도의 관계에서 시험체의 철근량이 증가함에 따라 비틀림 저항능력이 증가함을 알 수 있다. 이 때 부재의 비틀림 내력에 대한 콘크리트의 비틀림 저항능력 T_c 는 비틀림 보강근 양이 적은 경우에는 상대적으로 크지만 비틀림 보강근 양이 증가함에 따라 감소하고 있다. 현행 ACI 규준식에서는 부재의 콘크리트에 의한 비틀림 저항을 배제한 채 비틀림 보강근의 저항성능만으로 비틀림 모멘트를 평가하고 있기 때문에 Fig. 1의 실험결과와 같이 콘크리트 강도와 철근량의 차이에 따른 비틀림 모멘트 값의 변화를 평가할 수 없다.

따라서 이 논문에서는 현행 비틀림 규준식에서 고려하고 있지 않은 콘크리트의 압축강도와 비틀림 보강근 양의 상대적 차이의 영향을 고려한 비틀림 평가식을 제안하고자 한다.

2. 공간 트러스 이론에 의한 비틀림 저항

개정된 ACI 규준에서는 박판 튜브 이론과 공간 트러스 이론을 이용하여 순수비틀림을 받는 철근콘크리트 부재의 비틀림 저항 평가식을 유도하였다.

Fig. 2는 순수 비틀림을 받아 각도 α 의 균열이 발생한 철근콘크리트 보의 응력상태를 나타낸다. 그림에서 튜브의 평균전단흐름 q 와 외부 비틀림 모멘트 T 의 관계는 식(1)과 같다.

$$T = 2qA_o \quad (1)$$

여기서, A_o 는 전단흐름 경로로 둘러싸인 총 단면적이다.

종방향에 대한 힘의 평형조건을 이용하여 종방향 비틀림 보강근 $A_i f_i$ 과 전단흐름의 경로 p_o 의 관계를 식(2)와 같이 구할 수 있다.

$$A_i f_i = \Delta N = (q p_o) \frac{1}{\tan \alpha} = \frac{T}{2A_o} p_o \cot \alpha \quad (2)$$

여기서, ΔN 는 종방향 비틀림 보강근에 작용하는 힘이고 A_i 는 종방향 비틀림 보강근의 전체 단면적, f_i 는 종방향 비틀림 보강근의 응력이다.

횡방향에 대한 힘의 평형 조건은 식(3)과 같다.

$$A_i f_i = s q \tan \alpha = \frac{T \cdot s}{2A_o} \tan \alpha \quad (3)$$

여기서, A_i 는 비틀림에 저항하는 폐쇄스터립 횡방향 철근단면적이고, f_i 는 횡방향 비틀림 보강근의 응력, s 는 횡방향 비틀림 보강철근의 간격이다.

식(2)와 식(3)을 비틀림 모멘트 T 및 비틀림 균열각도 α 에 대하여 정리하면 식(4, 5)와 같다.

$$T = 2 \frac{A_o A_i f_i}{s} \cot \alpha \quad (4)$$

$$\cot^2 \alpha = \frac{s A_i f_i}{p_o A_i f_i} \quad (5)$$

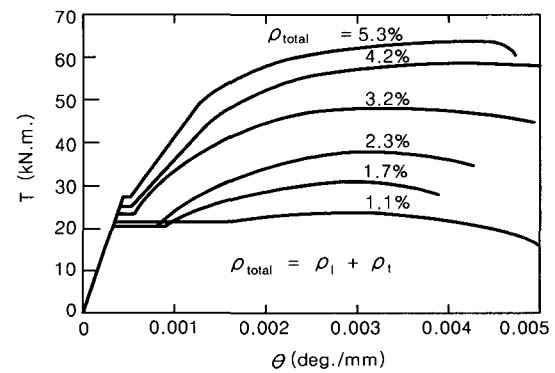


Fig. 1 Torque-twist curves of beams with various percentages of reinforcement¹⁾

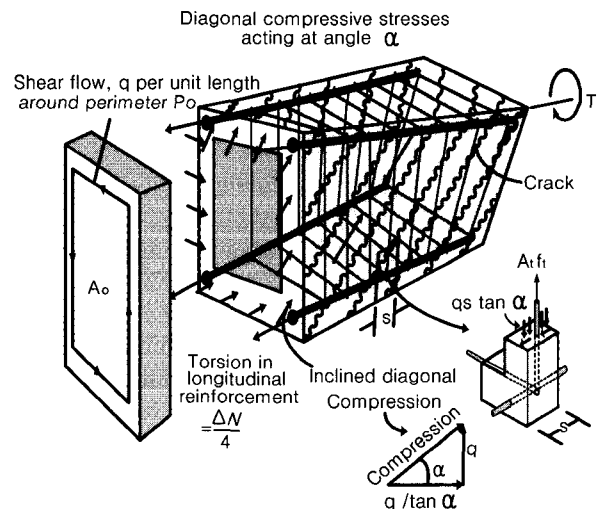


Fig. 2 Equilibrium conditions for cracked beam subjected to torsion⁴⁾

ACI 기준에서는 부재의 비틀림 강도에서 비틀림 보강근은 항복응력에 도달한다고 가정하여 식(4)와 식(5)의 f_t 과 f_c 를 항복응력 f_{bt} 및 f_{bc} 로 대체하였다. 식(5)에 각 방향 철근비 $\rho_l = \frac{A_l}{p_o t_d}$ 및 $\rho_t = \frac{A_t}{s t_d}$ 를 대입하면 균열 각도 α 는 식(6)과 같이 양방향 철근량의 함수로 유도할 수 있다. 공간 트러스 모델을 이루는 단면의 가상 두께 t_d 는 A_{oh}/P_h 로 하였다. P_h 는 최외곽 스테럽의 중심선 둘레 길이, A_{oh} 는 그에 둘러싸인 단면적이다. 대입하면, 균열각도 α 는 식(6)과 같이 양방향 철근량의 함수로 유도할 수 있다.

$$\cot^2 \alpha = \frac{\rho_l f_{bt}}{\rho_t f_{bc}} \quad (6)$$

여기서, f_{bt} 는 종방향 비틀림 보강근의 항복응력, f_{bc} 는 횡방향 비틀림 보강근의 항복응력이다.

3. 콘크리트의 영향을 고려한 비틀림 평가식

2장에서 설명된 식(4)는 다음과 같은 두 가지 특징을 갖고 있는 트러스 이론에 의하여 유도되었다.

- 첫째, 힘의 평형조건만을 이용하였다.
- 둘째, 콘크리트의 인장강도는 무시하였다.

그러나 이와 같이 힘의 평형조건만을 이용할 경우, 부재의 실제 비틀림 거동을 정확히 예측 할 수 없으며 콘크리트의 인장강도가 무시될 경우, 실제의 비틀림 강도를 과소 평가할 수 있다. 따라서 이 논문에서는 콘크리트의 인장강도를 고려한 힘의 평형조건 및 변형률의 적합조건을 이용하여 철근콘크리트 부재의 비틀림 평가식을 제안하고자 한다.

Fig. 3은 콘크리트의 인장응력을 고려한 트러스 모델의 응력상태를 나타낸다. Fig. 3에서 횡방향에 대한 힘의 평형 조건은 식(7)과 같다.

$$A_t f_t + \sigma_1 \cdot s \cdot t_d = \frac{T \cdot s}{2A_o} \tan \alpha \quad (7)$$

여기서, σ_1 는 콘크리트의 인장응력이다.

식(7)을 비틀림 모멘트 T 에 대하여 정리하면 식(8)을 구할 수 있으며 식(8)의 비틀림 균열각도 α 는 식(9)에 의하여 구해진다.

$$T = (\sigma_1 + \rho_t f_t) 2A_o t_d \cot \alpha \quad (8)$$

$$\cot^2 \alpha = \frac{\rho_l f_l + \sigma_1}{\rho_t f_t + \sigma_1} \quad (9)$$

식(8)은 콘크리트의 영향을 고려한 비틀림 평가식으로 식(8)을 이용하여 비틀림 모멘트 T 를 구하기 위해서는, 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달했을 때의 콘크리트 및 철근의 응력 σ_1 , f_t 및 f_l 을 정확히 계산하여야 한다. 이 논문에서는 변형률의 적합조건을 이용한 트러스 모델을 이용하여 σ_1 , f_t 및 f_l 에 영향을 주는 요인들을 검토한 후, 이를 근거로 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달했을 때의 σ_1 , f_t 및 f_l 의 값을 구하였다.

3.1 횡방향 비틀림 보강근의 응력 f_t

현행 ACI 비틀림 기준식에서는 비틀림을 받는 부재의 취성적 파괴를 방지하기 위하여 비틀림 보강근이 항복 한 후 콘크리트의 압괴에 의해 비틀림 내력에 도달할 수 있도록 비틀림 보강근의 양을 제한하고 있다. 따라서 기준식에서는 식(8)의 횡방향 비틀림 보강근의 응력 f_t 를 항복응력 f_{bt} 로 대체하여 비틀림 모멘트 T 를 구한다. 그러나 콘크리트에 묻혀있는 철근의 평균응력과 평균변형률의 관점에서 볼 때 부재가 비틀림 내력에 도달할 때 식(8)의 f_t 가 반드시 항복응력 f_{bt} 와 일치한다고는 할 수 없다.

Fig. 4는 균열이 발생한 철근콘크리트 블록에 대한 재료의 응력분포를 나타낸다. 콘크리트에 묻혀있는 철근에 외력 P 가 작용하여 콘크리트의 균열인장강도 f_{cr} 을 초과

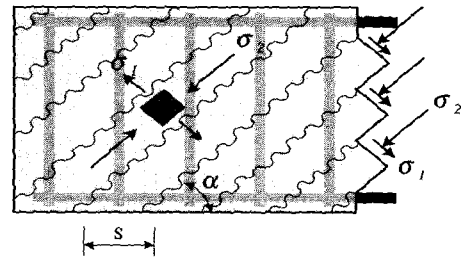


Fig. 3 Truss model considering tensile stress of concrete

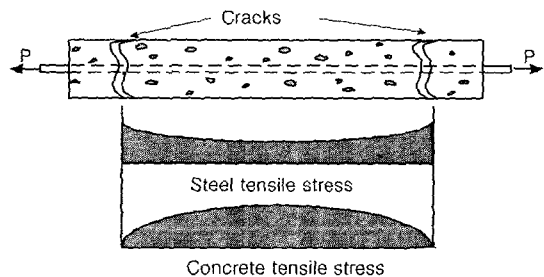


Fig. 4 Stress distributions of steel and concrete

하면 콘크리트에 균열이 발생한다. 균열 발생 후, 철근의 응력은 균열면에서 최대가 되지만 균열 중간에서 최소가 된다. Belarbi 등⁶⁾의 실험결과에 의하면 콘크리트에 묻혀있는 철근의 평균항복응력 f_m 은 보통철근의 항복응력 f_{by} 보다 작으며 f_m 과 f_{by} 의 차이는 철근비 ρ_t , 콘크리트 균열강도 f_{cr} 및 주응력방향과 철근방향과의 각도에 좌우되었다. Belarbi 등은 철근콘크리트 패널실험에 근거하여 Fig. 5와 같은 철근의 평균응력-변형률 곡선을 제안하였다. 그림의 점선은 콘크리트에 묻혀 있지 않는 보통철근 (bare steel)의 응력-변형률 관계를 나타내며 굵은 실선은 콘크리트에 묻혀 있는 철근의 평균응력-변형률 관계를 나타낸다. 그림과 같이 콘크리트 안에 배근되어 인장력을 받는 철근은, 철근과 콘크리트의 부착작용(tension stiffening effect)에 의해 보통철근과 상이한 응력-변형률 관계를 나타낸다.

Belarbi 등은 철근콘크리트 패널실험⁶⁾에 근거하여 Fig. 5의 철근의 평균응력-변형률곡선을 식(10)에 의하여 계산하였다.

$$\epsilon_t \leq \epsilon_n \quad f_t = E_s \epsilon_t \quad (10a)$$

$$\epsilon_t > \epsilon_n \quad f_t = [(0.91 - 2B) f_{by} + (0.02 + 0.25B) E_s \epsilon_t] \quad (10b)$$

여기서, f_t 와 ϵ_t 는 철근의 평균 응력 및 변형률, f_{by} 는 철근의 항복 응력, E_s 는 철근의 탄성 계수, 항복응력 저감계수 $B = 1/\rho_t (f_{cr}/f_{by})^{1.5}$, ρ_t 는 철근비, f_{cr} 는 콘크리트의 균열 발생 강도이다.

식(10)의 철근의 평균응력과 평균변형률 관계를 이용하여 비틀림 내력을 계산할 경우, 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달할 때의 철근의 응력 f_t 는 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 와 철근비 ρ_t 에 좌우된다. 이 논문에서는 최대 비틀림 모멘트 시의 f_t 와 f_{ck} 및 ρ_t 의 관계를 Hsu 등이 제안한 회전각 연화 트러스 모델(Rotation Angle Softened Truss Model 이하, RA-STM)⁷⁾을 이용하여 조사하였다.

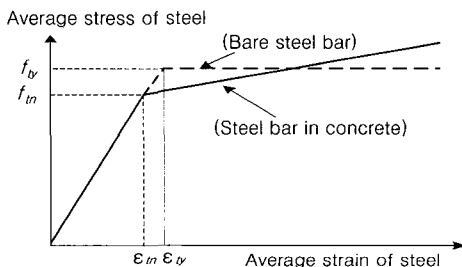


Fig. 5 Average stress-strain relations of steel

RA-STM은 Collins 등이 제안한 수정 압축장 이론 (Modified Compression Field Theory 이하, MCFT)⁸⁾과 더불어 대표적인 변형률 적합조건을 이용한 트러스 모델이다. 두 모델에서는, 콘크리트의 사인장 균열 각도와 콘크리트의 주압축 응력의 각도가 동일하다고 가정한 후, 주압축 응력의 각도를 힘의 평형 조건뿐만 아니라 변형률의 적합조건을 이용하여 구한다. 두 이론의 계산 절차는 힘의 평형조건만을 이용한 트러스 이론보다 복잡하지만 부재의 비틀림 강도와 변형을 동시에 예측할 수 있는 장점이 있다.

예제 부재의 단면크기는 Fig. 6과 같이 30×45cm이며, 두께가 6 cm인 속이 빈 철근콘크리트 보이다. 시험체의 주요 변수는 Table 1과 같이 콘크리트의 압축강도 ($f_{ck} = 30$ MPa, 60 MPa)와 철근의 항복응력 ($f_{by} = 300$ MPa, 500 MPa)이다. 시험체 S3C3T는 종방향과 횡방향의 철근비가 다른 시험체이다.

Fig. 7은 RA-STM에 의하여 계산된 시험체 S3C3의 비틀림 거동을 나타낸다. Fig. 7에서 비틀림 회전각 θ 가 증가함에 따라서 비틀림 모멘트 T , 횡방향 철근 응력 f_t , 콘크리트 주 압축응력 σ_2 및 콘크리트의 유효압축응력 νf_{ck} 가 변화한다. 시험체 S3C3은 ACI 비틀림 설계개념과 동일하게 비틀림 보강근이 항복한 후, σ_2 가 νf_{ck} 에 도달하여 최대 비틀림 모멘트에 도달하였다. 시험체 S3C3의 비틀림 강성은 횡방향철근 응력 f_t 가 평균항복응력 f_m 에 도달한 후에 크게 감소하지만 비틀림 모멘트 T 는 콘크리트의 주압축 응력 σ_2 가 유효압축응력 νf_{ck} 에 도달할 때까지 계속해서 증가하였다. 따라서 최대 비틀림 모멘트 시의 횡방향 철근의 응력 f_t 는 376 MPa로 횡방향 철근의 항복응력 (f_{by} 300 MPa)의 약 1.25배에 도달하였다. 그러나 ACI 비틀림 규준식에서는 횡방향 철근의 항복응력 f_{by} 를 이용하여 비

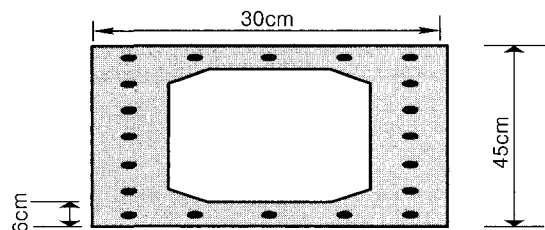


Fig. 6 Beam section

Table 1 Material properties of the specimens

Beam	ρ_t	f_{by} (MPa)	ρ_l	f_{ly} (MPa)	f_{ck} (MPa)
S3C3	0.007	300	0.007	300	30
S3C6	0.007	300	0.007	300	60
S5C3	0.007	500	0.007	500	30
S3C3T	0.007	300	0.014	300	30

틀림 강도를 구하기 때문에 S3C3의 비틀림 강도를 과소 평가하였다.

Fig. 8은 비틀림 회전각 θ 의 변화에 의한 시험체 S3C3($f_{ck}=30$ MPa)와 S3C6($f_{ck}=60$ MPa)의 횡방향 철근 응력 f_t , 콘크리트 주 압축응력 σ_2 및 콘크리트의 유효 압축강도 νf_{ck} 를 비교하고 있다. 해석에 의하면 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 가 증가함에 따라 콘크리트의 유효압축강도 νf_{ck} 도 증가하여 최대 비틀림 모멘트에 대한 철근의 응력 f_t 는 증가하였다. 즉, f_{ck} 가 30 MPa인 S3C3의 최대 f_t 는 376 MPa이지만 f_{ck} 가 60 MPa인 S3C6의 최대 f_t 는 501 MPa로 1.33배 증가하였다.

Fig. 9는 비틀림 회전각 θ 의 변화에 의한 시험체 S3C3($f_{ty}=300$ MPa)와 S5C3($f_{ty}=500$ MPa)의 횡방향 철근 응력 f_t , 콘크리트 주 압축응력 σ_2 및 콘크리트의 유효압축응력 νf_{ck} 를 비교하고 있다. 횡방향 철근의 항복응력이 증가함에 따라 콘크리트의 주 압축응력 σ_2 가 증가하여 시험체 S5C3의 σ_2 는 보통강도 철근을 사용한 시험체 S3C3보다 빨리 νf_{ck} 에 도달하여 부재가 압괴하였다. 따라서 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달할 때의 f_t/f_{ty} 값은 횡방향 철근 항복응력 f_{ty} 가 증가함에 따라 감소하였다. 즉, f_{ty} 가 300 MPa인 S3C3의 최대 f_t/f_{ty} 는 1.25이지만 f_{ty} 가 500 MPa인 S5C3의 f_t/f_{ty} 는 0.98로 감소하였다.

Figs. 8과 9의 해석결과는 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달했을 때의 횡방향철근의 응력 f_t 는 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복응력에 따라서 달라짐을 지적하였다. f_t 는 콘크리트 압축강도 f_{ck} 가 증가함에 따라 증가하지만 ρf_{ty} 가 증가함에 따라 감소하였다.

3.2 콘크리트의 인장응력 σ_1

Fig. 4와 같이 균열이 발생한 콘크리트의 평균인장응력은 균열 중간에서 최대가 되지만 균열면에서는 존재하지 않는다. 이 논문에서는 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달하였을 때의 콘크리트의 인장응력 σ_1 을 평가하기 위하여 변형률의 적합조건을 고려한 RA-STM을 이용하여 Table 1의 시험체를 분석하였다.

Fig. 10은 RA-STM에 의하여 계산된 시험체 S3C3 및 S3C6의 비틀림 회전각 θ , 콘크리트 주압축·인장응력 σ_2 및 σ_1 , 콘크리트의 유효압축응력 νf_{ck} 의 관계를 비교하고 있다. 콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 콘크리트의 유효압축강도 νf_{ck} 가 증가하여 시험체 S3C3의 σ_2 는 시험체 S3C6보다 빨리 νf_{ck} 에 도달하여 부재가 압괴하였다. 따라서 최대 비틀림 모멘트 시의 시험체 S3C3의 σ_1/f_{cr} 값은

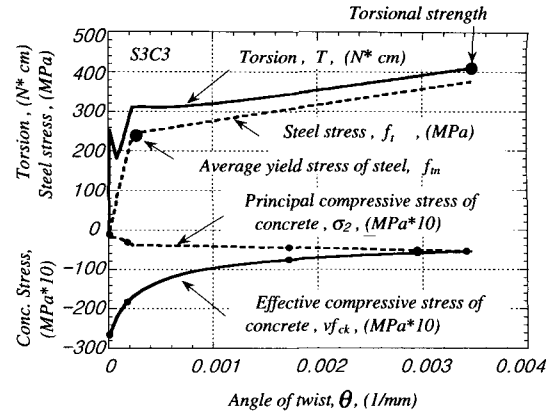


Fig. 7 Behaviors of steel and concrete of S3C3

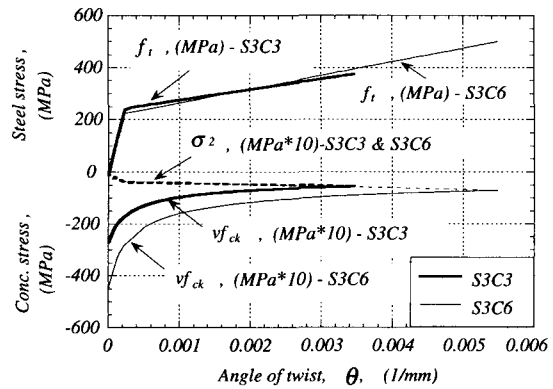


Fig. 8 Comparison of the steel stresses for S3C3 and S3C6

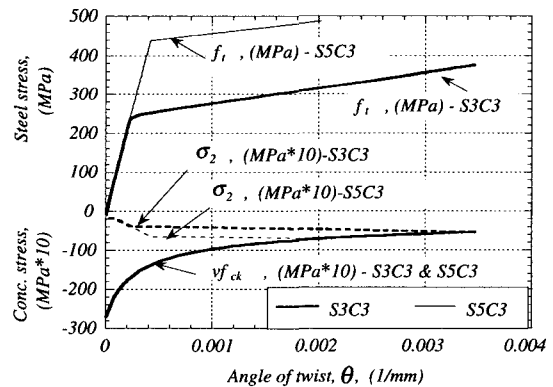


Fig. 9 Comparison of the steel stresses for S3C3 and S5C3

시험체 S3C6의 값보다 크다. 즉, 파괴시의 시험체 S3C6의 σ_1/f_{cr} 는 $0.17/2.56 = 0.066$ 이었지만 콘크리트의 압축강도가 낮은 시험체 S3C3의 σ_1/f_{cr} 는 $0.14/1.81 = 0.077$ 로 1.17배 증가하였다. 여기서, f_{cr} 은 콘크리트 균열강도 ($=0.33\sqrt{f_{ck}}$ MPa)이다.

한편, 철근의 항복응력의 영향을 고려한 시험체 S3C3 ($f_{ty}=300$ MPa)와 S5C3($f_{ty}=500$ MPa)의 비교에 있어서

부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달할 때, 항복응력이 큰 철근을 사용한 시험체 S5C3의 σ_1 ($\sigma_1 = 0.18$ MPa)은 시험체 S3C3의 σ_1 ($\sigma_1 = 0.14$ MPa)보다 컸다(Fig. 11 참조).

3.3 비틀림 균열각도 α

1995년에 개정된 ACI 비틀림 평가식에서는 비틀림 균열각도 α 를 횡방향 및 종방향 비틀림 보강근이 동시에 항복한다고 가정한 후 구하고 있다. 그러나 콘크리트의 인장응력을 고려한 식(9)에서 비틀림 균열각도 α 는 종방향 철근의 양 $\rho_l f_l$, 횡방향 철근의 양 $\rho_t f_t$ 및 콘크리트의 인장강도 σ_t 에 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 식(9)에서 양방향 철근의 양이 동일한 경우($\rho_l f_l = \rho_t f_t$), α 는 45° 이지만 양방향 철근의 양이 달라지면($\rho_l f_l \neq \rho_t f_t$), α 는 45° 를 벗어나게 된다. 이 논문에서는 RA-STM을 이용하여 $\rho_l f_l > \rho_t f_t$ 인 시험체 S3C3T의 비틀림 거동을 조사하였다.

시험체 S3C3T는 Fig. 12에 보여지는 것처럼 철근의 양이 적은 횡방향 철근이 먼저 항복한 후, 철근량이 많은 종방향 철근이 나중에 항복하였다. 양방향 철근의 응력은 콘크리트 주압축응력 σ_2 가 콘크리트의 유효압축응력 νf_{ck} 에 도달할 때까지 증가하지만 먼저 항복한 횡방향 철근의 응력($f_t = 344$ MPa)은 나중에 항복한 종방향 철근의 응력($f_t = 303$ MPa)보다 컸다. 따라서 RA-STM에 의하여 계산한 비틀림 균열각도 α 는 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달했을 때 37.4° 였으며 양방향 비틀림 보강근이 동시에 항복한다고 가정한 ($f_t = f_{ty}$, $f_t = f_{ty}$) 식(6)에 의하여 계산된 비틀림 각도 α 는 35.3° 로 2.1° 의 차가 발생하였다.

4. 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호영향을 고려한 비틀림 평가식

3장에서 지적한 바와 같이 식(8)의 비틀림 모멘트에 대한 변수 σ_1 , f_b , f_t 은 콘크리트의 압축강도와 비틀림 보강근의 양에 따라 변화한다. 그러나 현행 ACI 규준식에서는 부재의 콘크리트에 의한 비틀림 저항을 배제한 채 비틀림 보강근의 응력 f_t 를 항복응력 f_{ty} 로 고정하여 비틀림 보강근의 저항성능을 평가하고 있다. 따라서 현행 ACI 비틀림 규준식은 콘크리트 강도와 철근량의 차이에 따른 비틀림 모멘트값의 변화를 평가할 수 없다. 이 논문에서는 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달했을 때의 σ_1 , f_b , f_t 을 콘크리트의 인장응력을 고려한 트러스 모델의 평형조건과 적합조건을 이용하여 구하고자 한다.

Fig. 3과 같이 비틀림 균열이 발생한 철근콘크리트 부재의 횡방향에 대한 평형조건은 식(11)과 같다.

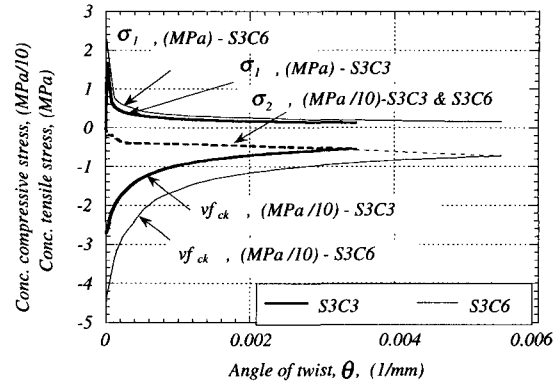


Fig. 10 Comparison of the tensile stresses of concrete for S3C3 and S3C6

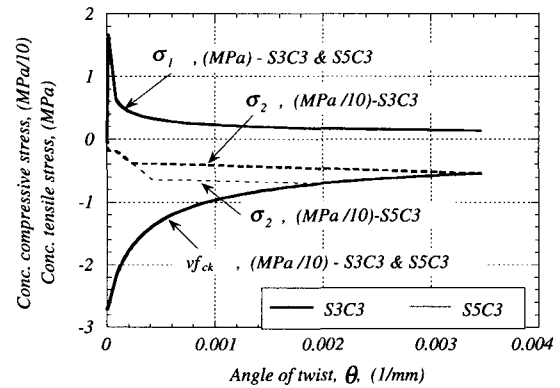


Fig. 11 Comparison of the tensile stresses of concrete for S3C3 and S5C3

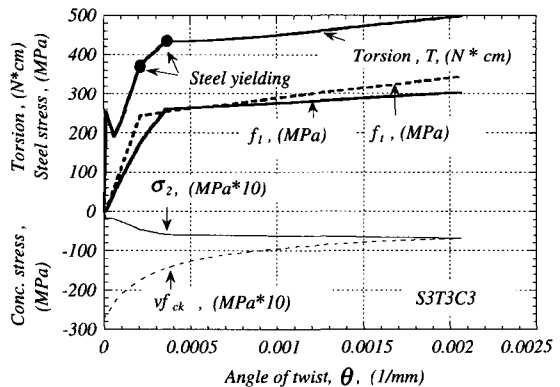


Fig. 12 Behaviors of steel and concrete of S3C3T

$$\sigma_t = \sigma_2 \sin^2 \alpha + \sigma_1 \cos^2 \alpha + \rho f_t \quad (11)$$

여기서, σ_t 는 횡방향에 작용하는 직응력으로 보의 경우 $\sigma_t = 0$ 이다.

Fig. 3에서 횡방향에 대한 적합조건은 식(12)와 같다.

$$\epsilon_t = \epsilon_2 \sin^2 \alpha + \epsilon_1 \cos^2 \alpha \quad (12)$$

여기서, ϵ_t 는 횡방향 철근의 변형률, ϵ_2 와 ϵ_1 은 각각 콘크리트의 주압축 및 주인장 변형률이다.

식(11)과 (12)를 이용하여 콘크리트의 주인장강도 σ_1 및 횡방향 철근응력 f_t 를 구하기 위해서는 콘크리트 및 철근의 구성법칙이 필요하다. 균열이 발생한 콘크리트의 평균 인장응력-변형률관계는 Fig. 13과 같이 균열발생 전/후로 나눌 수 있으며 이 논문에서는 Collins 등⁹⁾이 제안한 식(13)을 이용하였다.

$$0 \leq \epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \quad \sigma_1 = E_c \epsilon_1 \quad (13a)$$

$$\epsilon_1 > \epsilon_{cr} \quad \sigma_1 = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500\epsilon_1}} \quad (13b)$$

여기서, f_{cr} 은 콘크리트 인장균열강도($f_{cr} = 0.33\sqrt{f_{ck}}$ MPa) 이고 ϵ_{cr} 은 인장균열 발생 시의 콘크리트 인장 변형률($\epsilon_{cr} = 0.00008$)이며 E_c 는 콘크리트의 탄성계수이다.

균열이 발생한 콘크리트에 압축력이 작용할 경우 콘크리트의 압축강도 및 변형률은 1축 압축응력을 받는 콘크리트 공시체의 압축강도 및 변형률과 큰 차이를 나타내며, 이와 같은 현상을 연화효과에 의한 콘크리트의 압축강도 및 변형률의 연화라 한다. Robinson과 Demorieux¹⁰⁾, Collins 등⁹⁾, Hsu 등¹¹⁾은 실험을 통하여 연화효과는 균열 수직방향의 콘크리트의 변형률 ϵ_1 과 밀접한 관계가 있음을 지적하였다. 한편 콘크리트 부재는 Fig. 7과 같이 콘크리트 주압축응력 σ_2 가 콘크리트의 유효압축응력 νf_{ck} 에 도달할 때 최대 비틀림 모멘트에 도달하므로 Fig. 14의 A점에서의 σ_2 및 ϵ_2 값은 식(14), (15)가 된다.

$$\sigma_2 = \nu f_{ck} \quad (14)$$

$$\epsilon_2 = \nu \epsilon_0 \quad (15)$$

여기서, ν 는 연화계수이며 이 논문에서는 Collins 등⁹⁾이 제안한 $\nu = \frac{1}{(0.8 + 170 \epsilon_1)}$ 을 이용하였다. ϵ_0 는 콘크리트 압축강도 f_{ck} 에 상응하는 콘크리트 압축변형률로 -0.002 이다.

철근의 평균응력-변형률 관계는 Hsu 등⁶⁾이 제안한 식(10)을 이용하였다. 식(10)~(15)에는 7개의 미지변수(σ_1 , σ_2 , f_t , ϵ_2 , ϵ_1 , ϵ_t , a)가 존재하여 식(8)의 콘크리트의 주인장강도 σ_1 및 횡방향 철근응력 f_t 를 직접적으로 구할 수 없다. 따라서 이 논문에서는 먼저, 부재축 방향과 횡방향의 철근량이 일정할 경우 즉, α 가 45° 인 부재의 σ_1 과 f_t 를 구하였다.

비틀림 각도 α 가 45° 인 경우, 식(10)~(15)에는 6개의

미지변수(σ_1 , σ_2 , f_t , ϵ_2 , ϵ_1 , ϵ_t)가 존재하므로 최대 비틀림 모멘트시의 σ_1 과 f_t 를 구할 수 있다. 그러나 구해진 σ_1 및 f_t 의 값은 비선형으로 실용화하기에는 매우 복잡하다. 식(10)~(15)의 계산과정은 Appendix A에 상세히 설명되었다. 따라서 이 논문에서는 3장에서 설명된 σ_1 및 f_t 에 대한 RA-STM의 해석결과를 기본으로 다음과 같은 간략한 비틀림 평가식을 유도하였다.

콘크리트의 인장응력을 고려한 비틀림 평가식(8)은 식(16)과 같이 전환할 수 있다.

$$T = \left(\frac{\sigma_1 + \rho_t f_t}{\rho_t f_{ty}} \right) \rho_t f_{ty} 2A_o t_d \cot \alpha \quad (16)$$

식(16)의 f_t 는 3장의 Figs. 8, 9에서 콘크리트 압축강도 f_{ck} 가 증가함에 따라 증가하지만 $\rho_t f_{ty}$ 가 증가함에 따라 감소함을 알 수 있다. 또한 σ_1/f_{cr} 는 Figs. 9와 10에서 콘크리트 압축강도 f_{ck} 가 증가함에 따라 감소하지만 $\rho_t f_{ty}$ 가 증가함에 따라 증가하였다. 따라서 이 논문에서는 부재가 최대 비틀림 모멘트에 도달할 때의 σ_1 및 f_t 를 식(17), (18)과 같이 콘크리트 압축강도 f_{ck} 와 철근의 양 $\rho_t f_{ty}$ 의 함수로 표현하였다.

$$\sigma_1 = a \frac{(f_{cr})}{(f_{ck})^b} (\rho_t f_{ty})^c \quad (17)$$

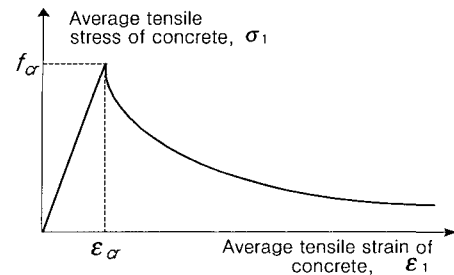


Fig. 13 Average tensile stress-strain relations of concrete

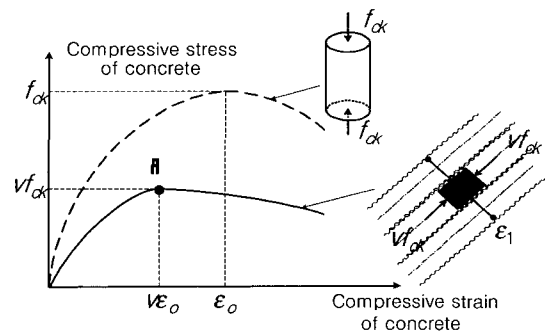


Fig. 14 Effective compressive stress-strain relations of concrete

$$f_t = d(f_{ty}) \frac{(f_{ck})^e}{(\rho_t f_{ty})^f} \quad (18)$$

여기서, a, b, c, d, e, f 는 상수이다. 식(17)의 $\sigma_1 = a \times \frac{(\rho_t f_{ty})^c}{(f_{ck})^b}$ 는 최대 비틀림 내력 시의 σ_1 값과 균열발생 시의 f_{cr} 값의 차이를 나타내며, 식(18)의 $f_t = d \frac{(f_{ck})^e}{(\rho_t f_{ty})^f}$ 는 최대 비틀림 내력 시의 f_t 값과 철근의 항복응력 f_{ty} 의 차이를 나타낸다.

식(17)과 (18)을 식(16)에 대입하여 정리하면 식(19)를 구할 수 있다.

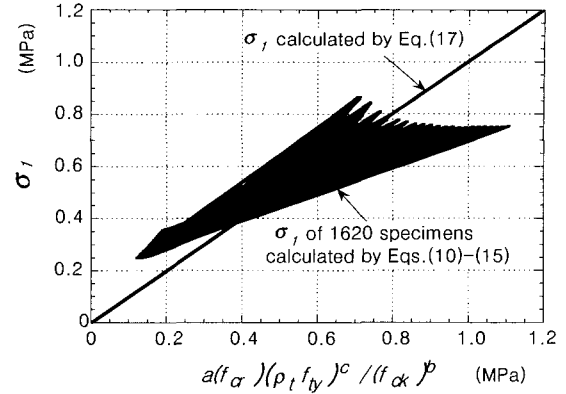
$$T = \left(\frac{a \frac{(f_{cr})}{(f_{ck})^b} (\rho_t f_{ty})^c + d (\rho_t f_{ty}) \frac{(f_{ck})^e}{(\rho_t f_{ty})^f}}{\rho_t f_{ty}} \right) \times 2 \frac{A_0 A_t f_{ty}}{s} \cot \alpha \quad (19)$$

비틀림 각도 α 가 45° 인 경우, 미지수가 6개가되므로 식(10)~(16)을 이용하면 정확한 σ_1 및 f_t 를 구할 수 있다. 이 논문에서는 Appendix A와 같이 간단한 프로그램을 작성하여 식(10)~(15)에 의한 총 1620개의 철근콘크리트 보의 σ_1 및 f_t 를 구한 후, 그 결과를 식(17)과 (18)에 의하여 계산된 σ_1 및 f_t 값과 비교하였다. 프로그램에 사용한 1620개의 철근콘크리트 보의 콘크리트 압축강도는 $f_{ck} = 20$ MPa에서 60 MPa까지 20 MPa의 단계로 변화한다. 또한, 철근의 항복응력 f_{ty} 는 300 MPa에서 600 MPa까지 10 MPa 씩 변화하며, 철근비 $\rho_t = 0.002$ 에서 0.02까지 0.001의 차이로 변화하였다. 해석에서 얻은 σ_1, f_t 와 식(17)과 (18)에 의하여 계산된 결과를 비교하면 Figs. 15(a, b)와 같다.

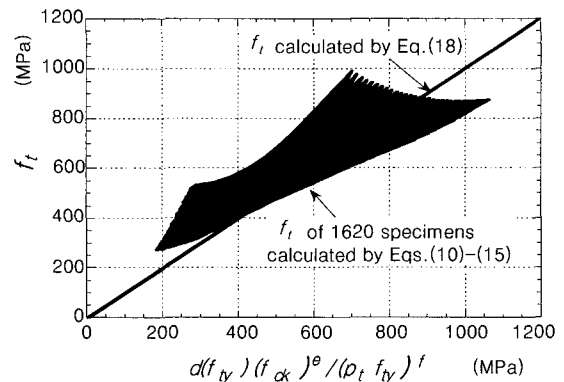
Figs. 15(a, b)의 식(17)과 (18)의 상수 a, b, c, d, e, f 는 Table 2와 같다. 최대 비틀림 모멘트에 도달했을 때의 콘크리트의 인장응력 및 철근의 응력은 f_{ck} 와 $\rho_t f_{ty}$ 에 대하여 식(20)과 (21)의 관계를 가지고 있다. f_t 는 f_{ck} 가 증가함에 따라 증가하지만 $\rho_t f_{ty}$ 가 증가함에 따라 감소하였다. σ_1/f_{cr} 는 f_{ck} 가 증가함에 따라 감소하지만 $\rho_t f_{ty}$ 가 증가함에 따라 증가하였다.

$$\sigma_1 = 0.15 \frac{(f_{cr})}{(f_{ck})^{0.1}} (\rho_t f_{ty})^{0.6} \quad (20)$$

$$f_t = 0.37 \frac{(f_{ck})^{0.4}}{(\rho_t f_{ty})^{0.4}} (f_{ty}) \quad (21)$$



(a) Tensile strength of concrete



(b) Tensile strength of steel

Fig. 15 Strengths of concrete and steel at the torsional strength

Table 2 Calculated values of coefficients

	σ_1		f_t	
a		0.15	d	0.37
b		0.1	e	0.4
c		0.6	f	0.4

식(20)과 (21)에 의하여 구해진 σ_1 과 f_t 은 식(10)~(15)의 평형조건과 적합조건에 의하여 구해진 1620개의 시험체 계산결과와 Figs. 15(a,b)의 관계를 나타낸다. Table 2의 상수와 $f_{cr} = 0.33\sqrt{f_{ck}}$ 를 식(19)에 대입하여 정리하면 식(22)를 구할 수 있다.

$$T = 0.84 \left(\frac{f_{ck}}{\rho_t f_{ty}} \right)^{0.4} \frac{A_0 A_t f_{ty}}{s} \cot \alpha \quad (22)$$

식(22)는 부재축 방향과 횡방향의 비틀림 철근량이 일정할 경우($\rho_{tf} = \rho_t f_{ty}$)의 비틀림모멘트 평가식이다.

부재축 방향과 횡방향의 비틀림 철근량이 다를 경우에는 비틀림 균열각도 α 가 달라지므로 이 논문에서는 Table 2

에서 구한 상수를 식(9)에 대입하여 비틀림 각도를 식(23)과 같이 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복응력으로 나타내었다.

$$\cot \alpha = \sqrt{\frac{0.37 (\rho_t f_{ty})^{0.6} (f_{ck})^{0.4} + 0.05 (f_{ck})^{0.4} (\rho_t f_{ty})^{0.6}}{0.37 (\rho_t f_{ty})^{0.6} (f_{ck})^{0.4} + 0.05 (f_{ck})^{0.4} (\rho_t f_{ty})^{0.6}}} \quad (23)$$

식(23)을 정리하면 식(24)와 같다.

$$\cot \alpha = \sqrt{\frac{\rho_t f_{ty}}{\rho_t f_{ty}}} \times \sqrt{\frac{0.37 (\rho_t f_{ty})^{0.4} (\rho_t f_{ty})^{0.6} + 0.05 (\rho_t f_{ty})^{0.6}}{0.42 (\rho_t f_{ty})^{0.6}}} \quad (24)$$

식(24)를 식(22)에 대입하여 부재축 방향과 횡방향의 비틀림 철근량이 다른 철근콘크리트 부재의 비틀림 모멘트를 구할 수 있지만 식이 복잡해진다. 따라서 이 논문에서는 식(24)의 두 번째 항을 식(22)의 $\rho_t f_{ty}$ 에 추가하여 식(25)와 같이 간략화 하였다.

$$T = 1.11 \left(\frac{f_{ck}}{\rho_t f_{ty} + \rho_t f_{ty}} \right)^{0.4} \frac{A_o A_t f_{ty}}{s} \cot \alpha \quad (25)$$

여기서, $\cot^2 \alpha = \rho_t f_{ty} / \rho_t f_{ty}$ 이다.

식(25)에서 $\rho_t f_{ty}$ 가 $\rho_t f_{ty}$ 와 동일한 경우의 비틀림 모멘트 T 의 값은 식(24)를 식(22)에 대입하여 구한 T 의 값과 동일하다. $\rho_t f_{ty}$ 와 $\rho_t f_{ty}$ 의 차이가 5배인 경우에 대해서도 Table 3과 같이 두 식에서 구한 T 의 오차 범위는 7.8%에 지나지 않아 식(25)와 식(24)를 대입한 식(22)에는 큰 차이가 없음을 알 수 있다.

Table 3에서 $T_{Eq.22}$ 은 식(24)를 식(22)에 대입하여 구한 비틀림 모멘트를 나타내며 $T_{Eq.25}$ 는 식(25)에 의하여 계산한 비틀림 모멘트이다.

이 논문에서는 콘크리트와 철근의 상대적 영향을 평가할 수 있는 비틀림 평가식을 식(26)과 같이 제안하였다. 제안된 식에서는 현행 ACI규준식 (4)의 상수 '2' 대신에 k 를 사용하고 있으며, k 값에 의하여 콘크리트의 압축강도와 철근의 양이 비틀림 내력에 미치는 효과를 평가할 수 있다.

$$T = k \frac{A_o A_t f_{ty}}{s} \cot \alpha \quad (26)$$

Table 3 Comparison of Eqs.(25) and (22)

$\rho_t f_{ty} / \rho_t f_{ty}$	1	2	3	4	5
$T_{Eq.22} / T_{Eq.25}$	0 %	0.2 %	2.7 %	5.4 %	7.8 %

$$\text{여기서, } k = 1.11 \left(\frac{f_{ck}}{\rho_t f_{ty} + \rho_t f_{ty}} \right)^{0.4}, \cot^2 \alpha = \frac{\rho_t f_{ty}}{\rho_t f_{ty}}$$

5. 제안된 비틀림 평가식의 검증

제안된 비틀림 모멘트 평가식인 식(26)을 PCA¹⁾, 토론토 대학¹²⁾ 및 캘거리대학¹²⁾에서 이루어진 총 66개의 철근콘크리트 보의 비틀림 실험결과와 비교, 검토하였다. 비교된 시험체의 콘크리트 압축강도 f_{ck} 는 14 MPa에서 45 MPa까지이며 부재축 방향과 횡방향 비틀림 보강근 양의 차이 $\rho_t f_{ty} / \rho_t f_{ty}$ 는 1.0에서 6.6까지이다.

Figs. 16(a,b,c)에서는 1995년 ACI 규준, 1971년 ACI 규준 및 이 논문에서 제안된 식(26)에서 계산한 비틀림 모멘트와 총 66개의 철근콘크리트 보의 비틀림 실험에서 얻은 비틀림 모멘트를 비교하였다. 그림의 가로축은 총 비틀림 보강근의 양을 콘크리트의 압축강도로 나눈 값, $(\rho_t f_{ty} + \rho_t f_{ty}) / f_{ck}$ 를 나타내며 세로축은 실험에서 구한 비틀림 모멘트를 계산결과로 나눈 값이다.

현행 ACI 비틀림 규준식은 콘크리트에 의한 비틀림 저항 T_c 를 무시하고 비틀림 보강근만에 의하여 비틀림 모멘트를 구하고 있다. 따라서 이 논문의 서론에서 언급된 바와 같이 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호작용에 의한 영향을 평가할 수 없다. Fig. 16(a)는 현행 ACI 규준에 의하여 계산된 비틀림 모멘트를 실험결과와 비교하고 있다. 그림에서 비틀림 보강근이 상대적으로 적은 경우 즉, $(\rho_t f_{ty} + \rho_t f_{ty}) / f_{ck} < 0.3$ 일 때 현행 ACI 규준식은 실제 비틀림 모멘트를 과소 평가하였다. 이는 ACI 규준식에서는 콘크리트의 인장강도를 무시한 채 비틀림 보강근의 응력을 항복응력으로 가정하여 사용하고 있기 때문이다. 실제 보가 비틀림을 받을 경우, 비틀림 보강근의 양이 적으면 비틀림 모멘트에 대한 콘크리트의 인장강도에 의한 영향이 상대적으로 증가하여 최대 모멘트에 도달했을 때의 비틀림 보강근의 응력은 항복응력을 초과하게 된다. 한편, 비틀림 보강근이 상대적으로 많은 경우 즉, $(\rho_t f_{ty} + \rho_t f_{ty}) / f_{ck} > 0.3$ 일때, 현행 ACI 규준식은 실제 비틀림 모멘트를 과대 평가하였다. 이는 그림 Fig. 9의 시험체 S5C3의 철근 거동에서 보여지는 것과 같이 비틀림 보강근의 양이 증가함에 따라 보강근의 응력은 평균항복 응력 f_m 보다는 크지만, 철근항복응력 f_y 보다는 작은 경우가 발생하기 때문이다. 따라서 보다 정확히 비틀림 모멘트를 평가하기 위해서는 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호영향을 고려할 필요가 있다.

1971년 ACI 비틀림 규준식은 콘크리트에 의한 비틀림 저항 T_c 와 비틀림 보강근에 의한 비틀림 저항 T_s 의 합에 의하여 비틀림 모멘트를 구하고 있지만 비틀림 균열각

도 α 는 재료의 조건에 관계없이 45° 로 일정하다. 따라서 콘크리트의 영향이 고려된 1971년 ACI 기준식은 Fig. 16(b)와 같이 $(\rho_t f_{ly} + \rho_l f_{ly})/f_{ck}$ 의 변화에 무관하게 66개의 콘크리트 보의 비틀림 내력을 예측하고 있다. 그러나 실험값과의 변동계수는 19.6%로 20.6%의 1995년 ACI 기준식과 유사하다.

비틀림을 받는 철근콘크리트 보의 트러스 모델에 대한 평형조건과 적합조건을 이용하여 유도된 제안식(26)는 66개의 철근콘크리트 보의 비틀림 모멘트를 Fig. 16(c)와 같이

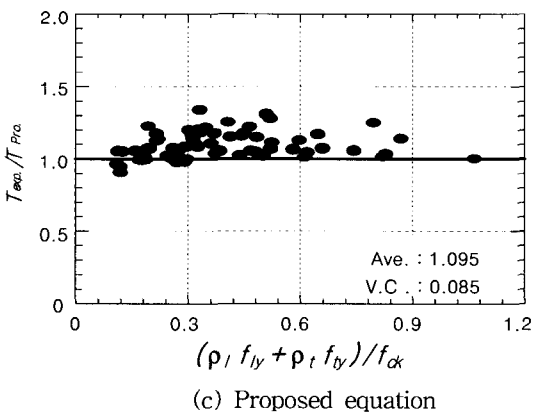
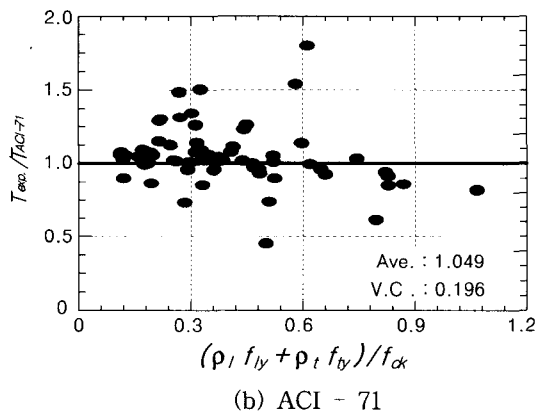
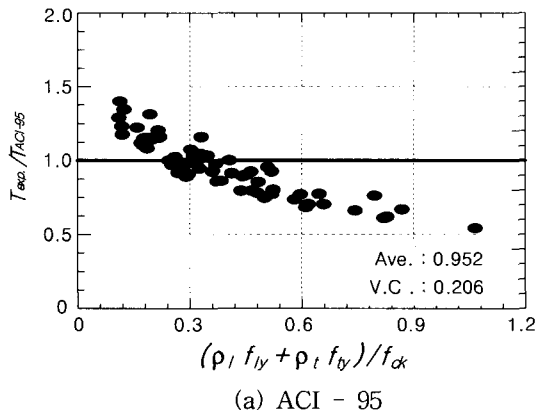


Fig. 16 Comparisons of the observed and predicted torsional moment

예측하고 있다. 콘크리트의 압축강도와 비틀림 보강근의 양을 함수로 하고 있는 제안식은 $(\rho_l f_{ly} + \rho_t f_{ly})/f_{ck}$ 의 변화에 관계없이 매우 정확하게 실제의 비틀림 모멘트를 예측하고 있다. 제안식에서는 $(\rho_l f_{ly} + \rho_t f_{ly})/f_{ck}$ 의 값이 작을 때는 콘크리트에 의한 비틀림 모멘트의 영향이 크지만 값이 증가함에 따라 콘크리트의 영향은 감소하였다. 실제 비틀림 모멘트에 대한 예측된 비틀림 모멘트의 평균값 및 변동계수는 각각 1.1 및 8.5%로 현행 ACI 기준식보다 정확하게 실험값을 예측하였다.

Appendix B에서는 검증에 사용된 66개의 보에 대한 실험결과와 1995년 ACI 기준, 1971년 ACI 기준 및 제안식에 의해 구한 비틀림 모멘트를 비교하였다.

6. 결 론

이 논문에서는 순수비틀림을 받는 철근콘크리트 보의 비틀림 강도를 예측하기 위하여 트러스모델의 평형조건과 적합조건에 근거한 비틀림 모멘트 평가식을 제안하였다. 제안식에서는 현행 기준식의 상수 '2'대신에 k 를 사용하여 비틀림 모멘트에 대한 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호영향을 고려하였다. 총 66개의 철근콘크리트 보의 실험결과와의 비교에서 얻은 결론은 다음과 같다.

1) 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호영향을 무시한 현행 ACI 비틀림 기준식은 콘크리트 압축강도에 대한 비틀림 보강근의 양이 0.3보다 적은 경우 즉, $(\rho_l f_{ly} + \rho_t f_{ly})/f_{ck} < 0.3$ 일 때 실제의 비틀림 모멘트를 과소 평가하였으며, 반대로 콘크리트의 압축강도에 대한 비틀림 보강근의 양이 0.3보다 큰 경우 즉, $(\rho_l f_{ly} + \rho_t f_{ly})/f_{ck} \geq 0.3$ 일 때는 실제의 비틀림 모멘트를 과대 평가 하였다.

2) 콘크리트의 압축강도와 비틀림 보강근의 양을 함수로 하고 있는 제안식은 $(\rho_l f_{ly} + \rho_t f_{ly})/f_{ck}$ 의 변화에 관계없이 현행 ACI 비틀림 기준식보다 정확하게 실제의 비틀림 모멘트를 예측하였으며, 이 때의 평균값 및 변동계수는 각각 1.1 및 8.5%였다.

Appendix A

부재축 방향과 횡방향의 비틀림 보강근의 양이 동일하여 α 가 45° 인 경우, 횡방향에 대한 평형 조건 식(11)과 적합조건인 식(12)는 식(a)와 (b)와 같다.

$$\sigma_2 + \sigma_1 + 2\rho_l f_t = 0 \quad (a)$$

$$2\varepsilon_t = \varepsilon_2 + \varepsilon_1 \quad (b)$$

식(b)에 식(15)를 대입하여 정리하면 식(c)가 된다.

$$\epsilon_1 = 2\epsilon_t - \frac{\epsilon_0}{(0.8 + 170\epsilon_1)} \quad (c)$$

여기서, $\epsilon_0 = -0.002$ 이므로,

$$\epsilon_1 = 2\epsilon_t + \frac{0.002}{(0.8 + 170\epsilon_1)} \quad (d)$$

식(a)에 식(14)를 대입하여 f_t 에 대하여 정리하면 식(e)와 같이 구할 수 있다.

$$f_t = -\frac{\frac{f_{ck}}{(0.8 + 170\epsilon_1)} + \sigma_1}{2\rho_t} \quad (e)$$

식(e)의 σ_1 은 식(13b)에서 구할 수 있으므로, 식(13b)를 식(e)에 대입하면 식(f)가 된다.

$$f_t = -\frac{\frac{f_{ck}}{(0.8 + 170\epsilon_1)} + \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500\epsilon_1}}}{2\rho_t} \quad (f)$$

여기서, $f_{cr} = 0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이므로

$$f_t = -\frac{\frac{f_{ck}}{(0.8 + 170\epsilon_1)} + \frac{0.33\sqrt{f_{ck}}}{1 + \sqrt{500\epsilon_1}}}{2\rho_t} \quad (g)$$

철근의 평균응력-변형률 관계는 식(10b)에서 구할 수 있으므로, 식(10b)를 ϵ_t 에 관하여 정리하면 식(h)가 된다.

$$\epsilon_t = \frac{f_t - (0.91 - 2B) f_{ty}}{(0.02 + 0.25B)E_s} \quad (h)$$

여기서, $B = 1/\rho_t (f_{cr}/f_{ty})^{1.5}$ 이다.

식(d)는 ϵ_1 에 대한 2차 방정식이므로 근의 해를 이용하면 식(i)를 구할 수 있다.

$$\epsilon_1 = \frac{(340\epsilon_t - 0.8) + \sqrt{(0.8 - 340\epsilon_t)^2 + 680(1.6\epsilon_t + 0.002)}}{340} \quad (i)$$

이 논문에서는 먼저 식(i)를 (h)에 대입한 후, 식(h)의 ϵ_t 를 식(g)에 대입하여 철근의 응력 f_t 를 구한다. f_t 가 구해지면 식(h), (i)에서 ϵ_t 와 ϵ_1 을 구한 후, 식(e)에서 σ_1 을 구한다.

Appendix B

(Unit: MPa)

Specimen	$T_{exp.}$	T_{ACI-95}	T_{ACI-71}	$T_{pro.}$
PT4 ¹	700	738	465	642
PT5 ¹	652	710	438	666
P6 ¹	993	1449	552	979
A1 ^c	125	101	121	132
A1R ^c	131	101	123	136
A2 ^c	226	195	173	198
A3 ^c	278	275	220	243
A4 ^c	345	386	280	297
B1 ^c	123	91	117	117
B1R ^c	128	91	119	121
B2 ^c	208	172	180	177
B3 ^c	253	247	245	213
B4 ^c	318	344	318	260
B1 ^p	222	201	224	224
B2 ^p	292	302	286	290
B3 ^p	375	436	370	359
B4 ^p	473	595	486	447
B5 ^p	561	796	606	522
B6 ^p	616	992	725	594
B7 ^p	269	290	366	267
B8 ^p	325	435	717	318
B9 ^p	298	302	227	282
B10 ^p	343	466	223	321
D1 ^p	224	206	221	224
D2 ^p	277	310	289	282
D3 ^p	391	454	383	369
D4 ^p	479	613	498	456
M1 ^p	304	263	236	269
M2 ^p	405	377	301	337
M3 ^p	438	486	348	372
M4 ^p	496	642	436	438
M5 ^p	557	840	539	525
M6 ^p	601	982	639	590
I2 ^p	360	321	329	362
I3 ^p	456	456	405	444
I4 ^p	580	593	509	521
I5 ^p	707	775	635	613
I6 ^p	767	992	760	715
G1 ^p	268	227	297	295
G2 ^p	403	350	394	388
G3 ^p	496	503	491	455

Specimen	$T_{exp.}$	T_{ACI-95}	T_{ACI-71}	$T_{pro.}$
G4 ^P	648	665	621	550
G5 ^P	719	897	801	645
G6 ^P	391	350	391	383
G7 ^P	526	514	518	489
G8 ^P	734	733	681	584
N1 ^P	91	79	85	85
N1A ^P	90	79	85	83
N2 ^P	145	138	132	120
N2A ^P	132	143	138	119
N3 ^P	122	118	113	104
N4 ^P	157	184	168	136
K1 ^P	153	117	177	125
K2 ^P	237	204	278	177
K3 ^P	285	298	385	217
K4 ^P	350	459	568	279
C1 ^P	113	92	108	107
C2 ^P	152	168	152	152
C3 ^P	200	251	196	194
C4 ^P	253	359	254	241
C5 ^P	297	481	324	288
C6 ^P	342	629	418	340
J1 ^P	215	207	203	176
J2 ^P	291	315	277	227
J3 ^P	352	455	367	301
J4 ^P	407	606	473	356

^P : PCA, ^T : University of Toronto
^C : University of Calgary

참고문헌

1. Thomas T. C. Hsu, "Torsion of Structural Concrete-Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members," *Torsion of Structural Concrete, SP-18*, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp.261~306.
2. E. Rausch, "Design of Reinforced Concrete in Torsion," PhD. thesis, Technische Hochschule, Berlin, 1928, 53 pp. (in German).
3. Thomas T. C. Hsu, "Torsion of Structural Concrete Plane Concrete Rectangular Members,"

Torsion of Structural Concrete, SP-18, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp.203~238.

4. J. G. MacGregor and M. G. Ghoneim, "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 2, Mar.-Apr. 1995, pp.211~218.
5. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(318-99) and Commentary (318R-99)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1999, pp.149~155.
6. Belarbi, A. and Thomas T. C. Hsu, "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, July-Aug. 1994, pp.465~474.
7. Thomas T. C. Hsu, "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, Nov.-Dec. 1988, pp.624~635.
8. Frank J. Vecchio and Michael P. Collins, "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp.219~231.
9. Michael P. Collins and Denis Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall, Inc., 1991, p.347.
10. J. R. Robinson and J.M. Demorieux, "Essais de Traction-Compression Sur Modèles d'âme de Poutree en Beton Arme," IRABA Report, IRABA, June 1968, p.44.
11. A. Belarbi and Thomas T. C. Hsu, "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-compression," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 5, 1995, pp.562~573.
12. Khaldoun N. Rahal and Michael P. Collins, "Simple Model for Predicting Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Sections," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, Nov.-Dec 1996, pp.658~666.

요 약

1995년에 개정된 현행 ACI 규준식은 콘크리트의 비틀림 저항을 무시하여, 콘크리트와 비틀림 보강근이 비틀림 내력에 미치는 상호영향을 평가할 수 없다. 실험에서는 현행 ACI 규준식이 콘크리트와 비틀림 보강근의 차이에 따라 철근콘크리트 보의 비틀림 내력을 과소/과대 평가하고 있음을 지적하였다. 이 논문에서는 트러스 모델의 힘의 평형조건과 변형의 적합조건을 이용하여 콘크리트의 비틀림 저항을 고려한 비틀림 평가식을 제안하였다. 제안식에서는 현행 규준식의 상수 '2' 대신에 k 를 사용하여 비틀림 모멘트에 대한 콘크리트와 비틀림 보강근의 상호영향을 고려하였다. 제안식은 순수비틀림을 받는 총 66개의 철근콘크리트 보의 실험결과와 비교되었다. 제안식은 콘크리트의 압축강도와 비틀림 보강근의 양의 변화에 관계없이 현행 ACI 비틀림 규준식보다 정확하게 실제의 비틀림 모멘트를 예측하였으며, 이 때의 평균값 및 변동계수는 각각 1.1 및 8.5%였다.

핵심용어 : 콘크리트의 비틀림 저항, 순수 비틀림, 적합조건, 평형조건, 트러스 모델, 철근콘크리트 보