

콘크리트의 비틀림강도를 포함한 RC보의 공칭비틀림강도

Nominal Torsional Moment Strength of RC Beam with Torsional Moment Strength of Concrete

박 창 규*

Park, Chang Kyu

Abstract

Nominal shear strength of concrete beam is the combined strength of concrete shear strength and steel shear strength in current design code. But Torsional moment strength of concrete is neglected in calculation of the nominal torsional moment strength of reinforced concrete beam in current revised code. Tensile stress of concrete strut between cracks is still in effect due to tension stiffening effect. But the tensile stresses of concrete after cracking are neglected in bending and torsion in design.

The torsional behavior is similar to the shear behavior in mechanics. Therefore the torsional moment strength of concrete should be concluded to the nominal torsional moment strength of reinforced concrete beam. To verify the validity of the proposed model, the nominal torsional moment strengths according to CEB, two ACI codes(89, 99) and proposed model are compared to experimental torsional strengths of 55 test specimens found in literature. The nominal torsional moment strengths by the proposed model show the best results.

Keywords : Nominal torsional moment strength, Torsional moment strength of concrete, Tension stiffening, Crack

I. 서 론

휨 부재는 일반적으로 휨과 전단을 받는다. 그러나 배수갑문 등과 같이 슬래브부재의 가장자리 보

와 같은 경우 비틀림까지 받는다.

철근콘크리트의 비틀림 거동은 전단거동과 매우 유사하다. 현재의 콘크리트 구조설계기준에서 철근콘크리트 보의 전단강도는 콘크리트의 전단강도와 전단철근의 전단강도의 합으로 되어있다. 또한 개정되기 전의 콘크리트 구조설계기준에는 콘크리트의 비틀림강도가 포함된 공칭비틀림강도를 제시하고 있다. 그러나 개정된 철근콘크리트 보의 공칭비

* 군산대학교 공과대학 토목환경공학부 교수
* Corresponding author. Tel.: +82-63-469-4757
fax: +82-63-469-4791
E-mail address: ckpark@kunsan.ac.kr

틀림강도는 비틀림철근의 강도만으로 되어있다. 이는 전단과 비틀림에 대한 거동이 불명확한 점이 있기 때문이나 전단과 비틀림의 역학적 거동이 유사함으로 비합리적인 것으로 보인다.

따라서 본 논문의 연구목적은 균열 후 콘크리트의 인장강성으로 인한 콘크리트의 비틀림강도를 구하고, 이를 공칭비틀림강도에 포함시키고자 함에 있다.

II. 공칭비틀림강도

최초의 트러스 이론은 Rausch(1929)가 제안하였다. 이 이론은 축방향과 이루는 균열각을 45°로 가정했기 때문에 45° 공간 트러스 모델이라고 부른다. 그는 다음과 같은 방정식을 유도했다.

$$T_n = 2 \frac{A_{oh} A_{st} f_{yt}}{s} \dots\dots\dots(1)$$

여기서

- T_n : 공칭비틀림강도
- A_{oh} : 횡방향 비틀림철근의 중심선으로 둘러싸인 면적
- A_{st} : 횡방향 비틀림철근의 단면적
- f_{yt} : 횡방향 비틀림철근의 항복강도
- s : 횡방향 비틀림철근의 간격

Rausch의 이론값은 실제의 비틀림강도보다 상당히 크게 나왔다. 그리하여 식(1)을 수정하기 위한 연구들이 계속 이어졌다.

첫째로 철근의 역할을 줄이는 것으로 상수 2를 줄이는 방법이다. 이 부류에 속하는 논문은 최초로 Andersen(1934)에 이어 Cowan(1959), Hsu(1968) 등이며, 그 결과 1971년 ACI (American Concrete Institute) 빌딩설계기준의 토대가 되었다(Hsu et. al 1969). ACI 설계기준은 1995년 개정되기 전까지 과소철근콘크리트 부재의 비틀림강도를 다음과 같이 제시하였다(ACI, 1989).

$$T_n = T_c + \alpha_t \frac{A_{oh} A_{st} f_{yt}}{s} \dots\dots\dots(2)$$

여기서

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} \leq 1.5$$

A_{oh} : 직사각형의 경우 $x_1 y_1$

x_1 : 폐쇄스터럽의 짧은 변

y_1 : 폐쇄스터럽의 긴 변

T_c : 콘크리트의 비틀림강도(= $0.066 x^2 y \sqrt{f_{ck}}$ MPa)

x, y : 직사각형 단면의 짧은 변과 긴 변의 길이
 식(2)에서 보는 바와 같이 α_t 는 2보다 상당히 더 작고, 콘크리트의 비틀림강도 T_c 가 추가되었는데도 불구하고 식(1)의 값보다 훨씬 더 작다.

둘째는 전단흐름으로 둘러싸인 면적 A_o 를 적당히 정함으로써 값을 줄이는 방법이다. 즉, 전단흐름의 중심선을 모퉁이에 있는 종방향철근의 중심을 연결하는 선으로 가정한다. 이 방법은 먼저 Lampert et. al(1969)의 연구를 시작으로 진행되었으며, 다음 식과 같이 CEB(Comité Euro-International du Béton)-FIP(Fédération International de la Précontrainte)(1978) 설계기준에 채택되었다.

$$T_n = T_c + 2 \frac{A_2 A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots(3)$$

여기서

A_2 : 종방향철근의 중심을 연결하는 선으로 둘러싸인 면적

θ : 콘크리트스트럿의 경사각

T_c : $2.5 \tau_R t_d (2A_2)$ ($T_n < 3T_c$) ; $T_c = 0$ ($T_n \geq 3T_c$)

t_d : 전단흐름유효두께(A_2 의 면적에 내접하는 원의 직경의 6분의 1)

$$\tau_R = f'_t / 4 ; f'_t = 0.214 (f'_c)^{2/3} \text{ (MPa)}$$

현행 ACI(1999) 빌딩설계기준은 1995년에 개정되어 다음과 같은 공칭비틀림강도를 갖는 단면을 설계하도록 제시하고 있다.

$$T_n = 2 \frac{A_o A_{st} f_{yt}}{s} \cot \theta \dots \dots \dots (4)$$

여기서 A_o 는 해석에 의하여 계산하되, $A_o = 0.85A_{ob}$ 로 보아도 좋다고 한다. 균열각 θ 는 30° 보다 작거나 60° 보다 크게 취해서는 안 된다. 철근콘크리트 보에서는 45° 로 보아도 좋다.

III. 철근 콘크리트 부재의 비틀림

Fig. 1은 비틀림철근으로 보강된 철근콘크리트 보의 단면을 보인 것이다. 이 보가 균열비틀림모멘트를 받으면, Fig. 2에 보인 바와 같이 나선형 균열을 일으킨다.

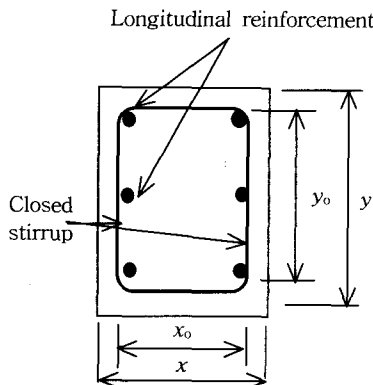


Fig. 1 Cross section of RC beam

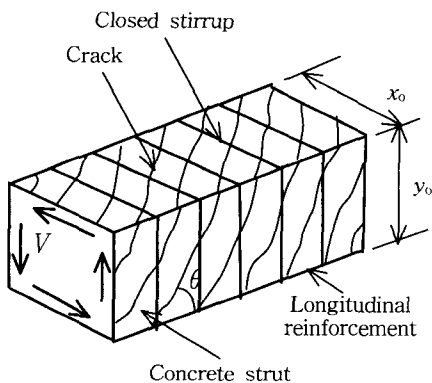


Fig. 2 Space truss model

부재의 비틀림 저항의 해석은 부재를 나선형 콘크리트 사재로 이루어지는 입체트러스로 취급함으로써 이루어진다. 이 경우 횡방향 인장타이는 폐쇄 스테럽에 의해 얻게되고, 인장현은 종방향 철근에 의해 얻어진다. 이것이 박벽관, 입체트러스 이론의 개념이며, Fig. 2에 보인 바와 같이 실제 거동의 단순화를 잘 보여 주고 있다.

1. 평형방정식

전단응력과 수직응력을 받는 2차원 콘크리트요소는 Fig. 3에 보인 바와 같은 막요소 (membrane element)로 볼 수 있다.

작용한 응력(f_t, f_c, v)과 철근(f_{st}, f_{sl}) 및 콘크리트(f_1, f_2)의 내부응력의 평형방정식은 평균응력의 좌표변환을 이용하면 다음과 같은 세 개의 방정식을 얻을 수 있다(Hsu, 1996).

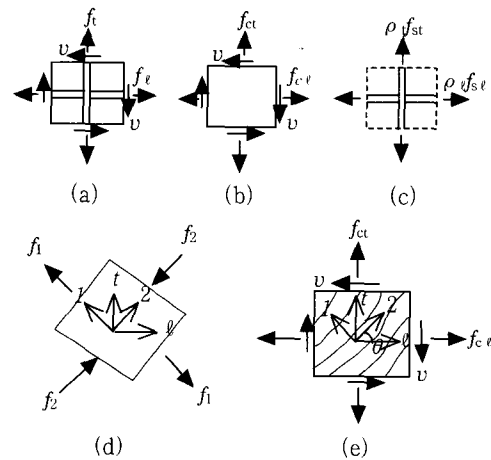


Fig. 3 Reinforced concrete membrane elements subjected to in-plane stresses: (a) Reinforced concrete; (b) Concrete; (c) Reinforcement; (d) Principal axes 2-1 for stresses on concrete; (e) Assumed crack direction in rotating-angle Model

$$f_t = f_2 \cos^2 \theta + f_1 \sin^2 \theta + \rho_v f_{sl} \dots \dots \dots (5)$$

$$f_c = f_2 \sin^2 \theta + f_1 \cos^2 \theta + \rho_v f_{st} \dots \dots \dots (6)$$

$$v = (-f_2 + f_1) \sin \theta \cos \theta \dots \dots \dots (7)$$

여기서

- f_1 : 콘크리트의 주인장응력
- f_2 : 콘크리트의 주압축응력
- f_l, f_t : l, t 방향의 수직응력
- ρ_l, ρ_t : l, t 방향의 철근비
- f_{sl}, f_{st} : l, t 방향의 철근의 인장응력
- v : 전단응력
- θ : 균열각

박벽관이론에 의하면, 전단흐름내의 전단응력은 다음과 같이 구할 수 있다(신현목 외, 2001).

$$v = \frac{T}{2A_o t_d} \dots\dots\dots(8)$$

여기서

- A_o : 전단흐름의 중심선으로 둘러싸인 면적
- t_d : 전단흐름두께

2. 적합방정식

Fig. 3과 같은 전단응력과 수직응력을 받는 2차원 콘크리트 막요소의 적합방정식은 변형률의 좌표 변환을 이용하면 다음과 같은 세 개의 방정식을 얻는다(Hsu, 1996).

$$\epsilon_l = \epsilon_2 \cos^2 \theta + \epsilon_1 \sin^2 \theta \dots\dots\dots(9)$$

$$\epsilon_t = \epsilon_2 \sin^2 \theta + \epsilon_1 \cos^2 \theta \dots\dots\dots(10)$$

$$\gamma = 2(-\epsilon_2 + \epsilon_1) \sin \theta \cos \theta \dots\dots\dots(11)$$

여기서

- ϵ_1, ϵ_2 : 1, 2 방향의 평균주변형률
- ϵ_l, ϵ_t : l, t 방향의 평균수직변형률
- γ : 평균 전단변형률

Bredt의 박판탄성론(薄板彈性論)을 적용하여 다음과 같은 네 개의 적합방정식을 얻을 수 있다(Hsu et. al, 1983).

$$\varphi = \frac{p_o}{2A_o} \gamma \dots\dots\dots(12)$$

$$\psi = \varphi \sin 2\theta \dots\dots\dots(13)$$

$$t_d = \frac{\epsilon_{2s}}{\psi} \dots\dots\dots(14)$$

$$\epsilon_{2s} = 2\epsilon_2 \dots\dots\dots(15)$$

여기서

- φ : 단위길이 당 비틀각
- p_o : 전단흐름의 중심선이 이루는 둘레
- ψ : 콘크리트스트럿의 곡률
- ϵ_{2s} : 콘크리트스트럿 표면의 압축변형률

3. 구성법칙

세 개의 평형 방정식 (5)~(7)과 세 개의 적합 방정식 (9)~(11)은 평균응력과 평균변형률을 기초로 한 것이므로, 이 에 적용할 구성법칙 또한 평균응력과 평균변형률에 대한 것이어야 한다. 이에 대하여 다음과 같은 Belarbi et. al(1995), Pang et. al(1995) 등이 제안한 식을 사용하였다.

콘크리트의 압축응력과 변형률의 관계식은 다음과 같다(Fig. 4).

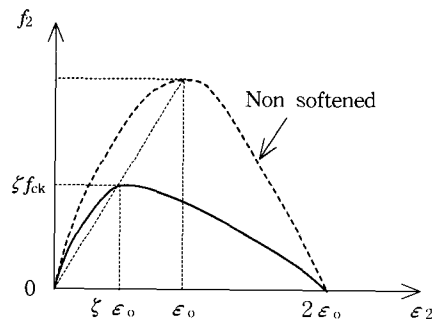


Fig. 4 Softened stress-strain curve of concrete in compression

$$\epsilon_2 / \xi \epsilon_0 \leq 1$$

$$f_2 = \xi f_{ck} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\xi \epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\xi \epsilon_0} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(16a)$$

$$\epsilon_2 / \zeta \epsilon_o > 1$$

$$f_2 = \zeta f_{ck} \left[1 - \left(\frac{\epsilon_2 / \zeta \epsilon_o - 1}{2 / \zeta - 1} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (16b)$$

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\epsilon_1}} \dots\dots\dots (17)$$

여기서

- f_{ck} : 콘크리트 실린더의 압축강도
- ϵ_o : 압축강도에 대한 콘크리트의 변형률(=0.002)
- ζ : 연화계수

콘크리트의 평균인장응력과 평균변형률의 관계식은 다음과 같다(Fig. 5).

$$\epsilon_1 \leq 0.00008$$

$$f_1 = E_c \epsilon_1 \dots\dots\dots (18a)$$

$$\epsilon_1 > 0.00008$$

$$f_1 = f_{cr} \left(\frac{0.00008}{\epsilon_1} \right)^{0.4} \dots\dots\dots (18b)$$

여기서

- E_c : 콘크리트의 탄성계수(=3,875 $\sqrt{f_{ck}}$ MPa)
- f_{cr} : 콘크리트의 균열강도(=0.31 $\sqrt{f_{ck}}$ MPa)

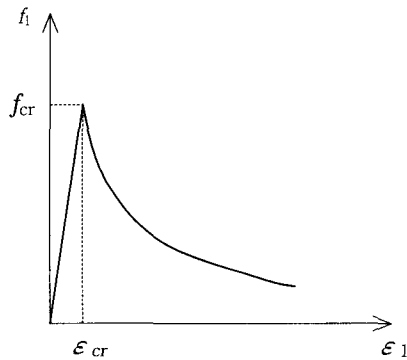


Fig. 5 Average stress-strain curve of concrete in tension

철근의 평균인장응력과 평균변형률의 관계식은 다음과 같다(Fig. 6).

$$\epsilon_s \leq \epsilon_n \quad f_s = E_s \epsilon_s \dots\dots\dots (19a)$$

$$\epsilon_s > \epsilon_n$$

$$f_s = f_y [(0.91 - 2B) + (0.02 + 0.25B) \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y}] \left[1 - \frac{2 - \alpha_2 / 45^\circ}{1,000\rho} \right] \dots\dots\dots (19b)$$

$$\epsilon_n = \epsilon_y (0.93 - 2B) \left(1 - \frac{2 - \alpha_2 / 45^\circ}{1,000\rho} \right) \dots\dots\dots (20)$$

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \dots\dots\dots (21)$$

여기서

- E_s : 철근의 탄성계수
- f_n : 콘크리트 속의 철근의 평균항복강도
- f_s : 철근의 평균응력
- f_y : 철근의 항복강도
- α_2 : 외력에 의한 주압축응력과 종방향철근이 이루는 고정각(固定角) (순수전단의 경우 $\alpha_2 = 45^\circ$)
- ϵ_n : 콘크리트 속 철근의 평균항복변형률
- ϵ_y : 철근의 항복변형률
- ρ : 철근비

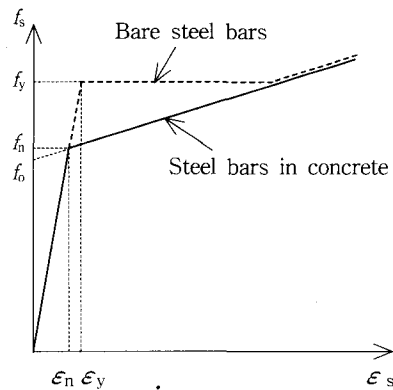


Fig. 6 Average stress-strain curve of mild steel bars in concrete

4. 비선형 연립방정식의 구성

수직응력이 없는 순수전단의 경우는 수직응력이 없으므로 ($f_t = f_l = 0$), 식(6)~(8)로부터 다음 식을

얻을 수 있다.

$$T = A_o t_d (f_1 - f_2) \sin 2\theta \dots\dots\dots(22a)$$

또는

$$T = 2f_1 t_d A_o \cot \theta + \frac{2A_o A_{st} f_{st}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots(22b)$$

식(22b)의 첫 항은 콘크리트의 비틀림저항력을 나타내며, 둘째 항은 비틀림철근의 비틀림저항력을 나타낸다. 식(11)~(15)로부터 다음 식을 얻을 수 있다.

$$p_o t_d (\epsilon_1 - \epsilon_2) \sin^2 2\theta - 4A_o \epsilon_2 = 0 \dots\dots\dots(23)$$

모든 변수는 ϵ_2 , ϵ_1 , θ , t_d 를 알면 구할 수 있다. 즉, ϵ_2 , ϵ_1 , θ , t_d 를 독립변수로 나머지 변수를 종속변수로 간주할 수 있다. 먼저 ϵ_2 를 선정하고 ϵ_1 , θ , t_d 는 식(5), (6), (23)의 연립방정식을 만족시키는 해를 구하면 얻을 수 있다. 그 다음 다른 변수들은 ϵ_2 , ϵ_1 , θ , t_d 들로부터 순차적으로 구할 수 있다.

임의의 주압축변형률 ϵ_2 에 대한 비틀림모멘트는 식(22)로부터 구할 수 있다. 그러므로 주압축변형률 ϵ_2 를 점진적으로 증가시켜가며 그에 상응하는 비틀림모멘트를 구하면 전하중(全荷重) 이력(履歷)에 대한 해를 얻을 수 있다.

IV. 공칭비틀림강도의 계산

공칭비틀림강도는 횡방향 비틀림철근이 항복했을 때를 기준으로 하면, 식(22b)에서 횡방향 비틀림철근의 응력 f_{st} 를 콘크리트내의 횡방향 비틀림철근의 평균항복강도 f_m 로 바꾸면, 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T_n = T_c + T_s \dots\dots\dots(24)$$

$$T_c = 2f_1 t_d A_o \cot \theta \dots\dots\dots(25)$$

$$T_s = \frac{2A_o A_{st} f_{st}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots(26)$$

여기서 T_c : 콘크리트의 비틀림강도

T_s : 철근의 비틀림강도

본 논문에서 제안한 모델의 타당성을 검증하기 위한 해석예제로서 Table 1에 보인 바와 같이 참고문헌(Hsu et. al, 1983)에서 인용한 보 55개를 선정하였다.

CEB, ACI 규정에 따른 공칭비틀림강도와 본 논문이 제안한 모델에 의한 공칭비틀림강도를 실험에 의한 극한비틀림강도와 각각 비교하였다. Table 4에 보인 바와 같이 공칭비틀림강도와 실험에 의한 극한비틀림강도의 평균비는 ACI-99가 0.927, ACI-89가 0.939, 본 논문이 제안한 것이 0.953, CEB-78이 0.961의 순으로 나타났고, 변동계수는 본 논문이 제시한 것이 8.4%, ACI-89가 13.9%, CEB-78이 18.6%, ACI-99가 17.4%의 순으로 나타나 본 논문이 제안한 공칭비틀림강도가 가장 변동성이 낮은 결과를 보이고 있다.

따라서 본 논문이 제안한 모델에 의한 공칭비틀림강도가 ACI-99 설계기준을 따르는 현행 콘크리트구조설계기준에 의한 공칭비틀림강도보다 실험값에 더 가깝다고 할 수 있다.

참고로 콘크리트의 비틀림강도에 기여하는 콘크리트의 평균주인장응력은 콘크리트 인장강도의 평균 25.4%, 변동계수는 7.4%이며, 전단흐름중심선으로 둘러싸인 면적 A_o 는 폐쇄스터립 중심으로 둘러싸인 면적 A_{oh} 의 97.0%, 콘크리트 속의 횡방향 비틀림철근의 평균항복강도 f_m 는 철근의 순항복강도 f_s 의 83.8% 이었다. 그 이유는 콘크리트의 균열면에서는 철근이 인장력을 전부부담하나 균열사이에서는 콘크리트와 철근이 공동으로 인장력을 부담하기 때문이다.

본 논문이 제안한 모델에 의한 콘크리트의 비틀림강도는 보의 공칭비틀림강도의 평균 7.7%, 변동

Table 1 Properties and ultimate torsional moment strengths of 55 beams from reference 12

Beam	Section	y/x	ρ_t %	T_u kgf · m	Tested by	Beam	Section	y/x	ρ_t %	T_u kgf · m	Tested by
B1	Solid	1.5	0.537	2,270	Hsu	T0	Hollow	1.0	1.31	21,080	LT
B3	Solid	1.5	1.170	3,825	Hsu	T1	Hollow	1.0	0.746	13,190	LT
B4	Solid	1.5	1.610	4,827	Hsu	T2	Hollow	1.0	0.746	13,390	LT
B7	Solid	1.5	1.170	2,742	Hsu	T4	Solid	1.0	0.746	13,190	LT
B9	Solid	1.5	0.537	3,042	Hsu	VS2	Solid	1.833	0.36	1,993	LS
B10	Solid	1.5	0.537	3,502	Hsu	VS3	Solid	1.833	0.54	2,915	LS
D1	Hollow	1.5	0.537	2,281	Hsu	VS9	Solid	1.833	0.35	2,200	LS
D3	Hollow	1.5	1.170	3,986	Hsu	VB3	Solid	1.833	0.69	4,735	LS
M1	Solid	1.5	0.549	3,099	Hsu	VB4	Solid	1.833	0.69	4,954	LS
M2	Solid	1.5	0.781	4,136	Hsu	VQ1	Solid	1.0	0.32	2,154	LS
M3	Solid	1.5	1.070	4,470	Hsu	VQ3	Solid	3.118	0.40	2,039	LS
I2	Solid	1.5	0.832	3,675	Hsu	VQ9	Solid	5.757	0.45	2,235	LS
I3	Solid	1.5	1.170	4,654	Hsu	VH1	Hollow	1.0	0.33	2,178	LS
I4	Solid	1.5	1.610	5,922	Hsu	VU2	Solid	1.833	0.67	3,099	LS
I5	Solid	1.5	2.130	7,212	Hsu	VU4	Solid	1.833	0.33	2,650	LS
J1	Solid	1.5	0.537	2,189	Hsu	VM1	Solid	1.838	0.64	1,417	LS
G2	Solid	2.0	0.626	4,113	Hsu	VM2	Solid	1.833	0.62	3,998	LS
G3	Solid	2.0	0.882	5,058	Hsu	VM3	Solid	1.834	0.63	10,290	LS
G4	Solid	2.0	1.200	6,613	Hsu	VM4	Solid	1.833	0.62	28,480	LS
G6	Solid	2.0	0.594	3,986	Hsu	A2	Solid	1.0	1.08	2,304	MR
G7	Solid	2.0	0.938	5,369	Hsu	A3	Solid	1.0	1.21	2,834	MR
N1	Solid	2.0	0.622	922	Hsu	A4	Solid	1.0	1.69	3,514	MR
N1a	Solid	2.0	0.622	922	Hsu	B2	Solid	2.0	1.08	2,120	MR
N2	Solid	2.0	1.130	1,475	Hsu	B3	Solid	2.0	1.26	2,581	MR
N2a	Solid	2.0	1.100	1,348	Hsu	PT4	Hollow	1.0	0.67	7,143	MC
N3	Solid	2.0	0.903	1,244	Hsu	2-1	Solid	1.897	0.62	2,085	MW
K1	Solid	3.25	0.565	1,567	Hsu	R-1	Solid	1.977	1.33	1,078	Brd
K2	Solid	3.25	1.027	2,419	Hsu	T_u : Ultimate torsional moment strength					

Abbrev. : LT : Lampert & Thülimann LS : Leonhardt & Schelling
 MR : McMullen & Rangan MC : Mitchel & Collins
 MW : McMullen & Warwaruk Brd : Bradburn

Table 2 Torsional moment strengths of 55 beams by ACI-89 code

(Unit : kgf·m)

Beam	ACI-89				Beam	ACI-89			
	T_c	$T_c/T_n \times 100$	T_s	T_n		T_c	$T_c/T_n \times 100$	T_s	T_n
B1	874	38	1,419	2,294	T1	4,241	35	7,721	11,962
B3	882	23	2,905	3,787	T2	4,241	35	7,721	11,962
B4	920	19	4,051	4,971	T4	4,241	35	7,721	11,962
B7	849	23	2,893	3,742	VS2	743	33	1,507	2,251
B9	894	39	1,425	2,319	VS3	743	24	2,293	3,036
B10	857	38	1,422	2,279	VS9	714	27	1,962	2,676
D1	859	38	1,405	2,264	VB3	1,064	22	3,694	4,758
D3	887	23	3,024	3,912	VB4	1,202	25	3,690	4,891
M1	910	38	1,499	2,409	VQ1	997	45	1,197	2,195
M2	920	30	2,161	3,081	VQ3	565	23	1,847	2,413
M3	861	24	2,693	3,554	VQ9	469	22	1,686	2,155
I2	1,120	33	2,247	3,366	VH1	945	43	1,232	2,177
I3	1,114	27	3,031	4,144	VU2	753	21	2,909	3,662
I4	1,116	23	3,835	4,951	VU4	734	34	1,421	2,155
I5	1,117	17	5,374	6,491	VM1	316	23	1,085	1,401
J1	631	31	1,435	2,065	VM2	1,024	27	2,720	3,744
G2	1,234	31	2,797	4,030	VM3	2,556	28	6,635	9,191
G3	1,150	23	3,873	5,022	VM4	8,516	28	21,456	29,972
G4	1,180	19	5,171	6,352	A2	686	38	1,101	1,787
G6	1,214	30	2,785	3,999	A3	696	31	1,577	2,273
G7	1,235	23	4,064	5,300	A4	695	24	2,190	2,884
N1	260	30	618	878	B2	479	26	1,363	1,842
N1a	257	29	618	875	B3	473	19	2,027	2,500
N2	264	19	1,109	1,373	PT4	2,004	42	2,794	4,798
N2a	256	18	1,153	1,409	2-1	345	20	1,385	1,730
N3	251	21	923	1,174	R-1	292	36	513	805
K1	426	29	1,054	1,480	Mean		28.2		
K2	431	19	1,827	2,258	Stdev		7.238		
T0	5,042	28	13,116	18,158	Cov		0.257		

Table 3 Torsional moment strengths of 55 beams by the proposed model

(Unit : kgf·m)

Beam	Proposed model				Beam	Proposed model			
	T_c	$T_c/T_n \times 100$	T_s	T_n		T_c	$T_c/T_n \times 100$	T_s	T_n
B1	191	9	2008	2199	T1	990	8	11999	12989
B3	286	7	3937	4224	T2	990	8	11999	12989
B4	326	6	5034	5359	T4	990	8	11999	12989
B7	138	5	2838	2975	VS2	184	9	1797	1981
B9	306	12	2324	2630	VS3	219	8	2591	2810
B10	420	15	2449	2869	VS9	178	8	2162	2340
D1	205	9	2026	2231	VB3	252	5	4466	4718
D3	286	7	4075	4361	VB4	247	5	4662	4909
M1	260	10	2352	2612	VQ1	188	10	1693	1881
M2	293	8	3303	3595	VQ3	174	9	1770	1944
M3	320	8	3835	4154	VQ9	160	8	1833	1993
I2	239	7	3308	3547	VH1	187	10	1701	1888
I3	302	6	4478	4780	VU2	190	7	2746	2936
I4	340	6	5522	5863	VU4	240	12	1843	2083
I5	371	5	7063	7433	VM1	60	5	1192	1252
J1	188	9	1846	2034	VM2	244	7	3328	3572
G2	322	9	3409	3731	VM3	601	7	8280	8882
G3	376	8	4561	4937	VM4	1988	7	26821	28810
G4	423	7	5866	6289	A2	145	7	1829	1974
G6	314	8	3401	3714	A3	168	6	2725	2892
G7	388	7	4859	5247	A4	196	5	3453	3649
N1	72	9	754	826	B2	133	7	1679	1812
N1a	71	9	752	823	B3	150	6	2518	2667
N2	91	7	1283	1374	PT4	553	10	4801	5353
N2a	85	6	1277	1362	2-1	136	6	2109	2244
N3	82	7	1074	1156	R-1	123	13	847	970
K1	119	8	1332	1451	Mean		7.7		
K2	155	7	2215	2370	Stdev		2.0		
T0	1288	6	20302	21590	Cov		0.261		

Table 4 Comparison of nominal torsional moment strengths of 55 beams by 4 different methods based on experimental value

Beam	CEB78	ACI89	ACI99	Proposed Model	Beam	CEB78	ACI89	ACI99	Proposed Model
B1	0.957	1.011	0.898	0.969	T1	1.050	0.907	0.995	0.985
B3	1.105	0.990	1.091	1.104	T2	1.035	0.893	0.980	0.970
B4	1.189	1.030	1.205	1.110	T4	1.050	0.907	0.995	0.985
B7	1.615	1.365	1.515	1.085	VS2	1.075	1.129	0.988	0.994
B9	0.681	0.762	0.673	0.865	VS3	1.099	1.042	1.028	0.964
B10	0.545	0.651	0.583	0.819	VS9	1.270	1.216	1.165	1.064
D1	0.943	0.992	0.884	0.978	VB3	1.081	1.005	1.023	0.996
D3	1.104	0.981	1.089	1.094	VB4	1.032	0.987	0.977	0.991
M1	0.722	0.777	0.695	0.843	VQ1	1.038	1.019	0.945	0.873
M2	0.760	0.745	0.750	0.869	VQ3	1.102	1.183	1.027	0.954
M3	0.853	0.795	0.865	0.929	VQ9	0.877	0.964	0.855	0.892
I2	0.912	0.916	0.878	0.965	VH1	1.057	0.999	0.962	0.867
I3	0.947	0.890	0.935	1.027	VU2	1.317	1.182	1.228	0.947
I4	0.918	0.836	0.930	0.990	VU4	0.741	0.813	0.701	0.786
I5	1.028	0.900	1.070	1.031	VM1	1.068	0.988	1.008	0.884
J1	1.002	0.943	0.940	0.929	VM2	0.951	0.936	0.897	0.893
G2	0.883	0.980	0.839	0.907	VM3	0.898	0.893	0.850	0.863
G3	0.972	0.993	0.944	0.976	VM4	1.053	1.052	0.993	1.012
G4	0.970	0.960	0.965	0.951	A2	0.850	0.776	0.812	0.857
G6	0.928	1.003	0.862	0.932	A3	0.958	0.802	0.946	1.020
G7	0.983	0.987	0.934	0.977	A4	1.039	0.821	1.059	1.039
N1	0.873	0.953	0.828	0.896	B2	0.810	0.869	0.785	0.855
N1a	0.873	0.949	0.828	0.893	B3	0.949	0.969	0.953	1.034
N2	0.942	0.931	0.929	0.932	PT4	0.712	0.672	0.665	0.749
N2a	1.071	1.045	1.056	1.011	2-1	0.737	0.830	0.806	1.076
N3	0.966	0.943	0.917	0.929	R-1	0.518	0.747	0.566	0.900
K1	0.805	0.944	0.762	0.926	Mean	0.961	0.939	0.927	0.953
K2	0.870	0.933	0.856	0.980	Stdev	0.179	0.131	0.162	0.080
T0	1.075	0.861	1.058	1.024	Cov	0.186	0.139	0.174	0.084

계수는 26.1% 이었으며, ACI-89 설계기준에 의한 콘크리트의 비틀림강도는 공칭비틀림강도의 평균 28.2%, 변동계수 25.7%로 큰 차이를 보이고 있다.

또한 CEB-78 설계기준에 의한 공칭비틀림강도는 콘크리트의 비틀림강도의 3배 이상이 되므로 설계기준의 규정에 따라 콘크리트의 비틀림강도는 무시되었다.

V. 결 론

본 연구에서는 비틀림하중을 받는 철근콘크리트 부재에서 콘크리트의 비틀림강도를 공칭비틀림강도에 포함시키기 위하여 콘크리트 균열 후의 인장강성을 고려하였다.

본 논문이 제안한 모델에 의한 공칭비틀림강도의 타당성을 검증하기 위하여 참고문헌에서 발췌한 55개의 공시체의 실험값에 대하여, CEB, ACI 설계기준이 채택하였던 공칭비틀림강도와 비교 검토하였다.

본 논문의 연구결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

1) 비틀림균열 발생 후 콘크리트의 인장저항을 무시한 해석보다 인장저항을 고려한 해석이 실제에 더 가깝다고 할 수 있다.

2) 본 논문이 제안한 공칭비틀림강도가 현행 ACI-99 설계기준에 의한 공칭비틀림강도보다 더 실험값에 가깝다.

3) 전단의 경우와 마찬가지로 공칭비틀림강도의 계산도 콘크리트의 비틀림강도와 비틀림철근의 비틀림강도를 합산하는 것이 일관성 있는 설계개념이라고 생각된다.

4) 현행 ACI-99 설계기준이 종전의 ACI-89 설계기준보다 더 안전하고 변동의 폭이 더 작으나 ACI-89 설계기준이 실험값에 더 가깝다.

5) 종전의 ACI-89 설계기준의 콘크리트의 비틀림강도는 본 논문이 제안한 모델에 의한 콘크리트

의 비틀림강도와 많은 차이를 보이고 있다.

References

1. Shin, Hyun Mook, Byun, Dong Kyun and Moon, Je Gil., 2001, *Reinforced Concrete*, Dong Myung Co., p.149. (in Korean)
2. ACI 318, 1989, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318-89), American Concrete Institute, Detroit.
3. ACI 318, 1999, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318-99), American Concrete Institute, Detroit.
4. Andersen, P., 1935, Experiments with concrete in Torsion, *Transactions, ASCE*, 100, pp.949-983. Also, 1934, *Proceedings, ASCE*, 60, pp.641-652.
5. Belarbi, A., & Hsu, T. T. C., 1995, Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression, *ACI Structural Journal*, 92(5), pp.562-573.
6. CEB-FIP, 1978, *Model Code for Concrete Structures*, CEB-FIP International Recommendations, third edition, Comite Euro-International du Beton, (CEB).
7. Cowan, H. J., 1950, Elastic Theory for Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams, *Magazine of Concrete Research* (London), 2(4), pp.3-8.
8. Hsu, T. T. C., 1968, Torsion of Structural Concrete - Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members, *Torsion of Structural Concrete*, SP-18. American Concrete Institute, Detroit, pp.261-306.
9. Hsu, T. T. C., 1968, Ultimate Torque of Reinforced Rectangular Beams, *Journal of Structural Division, ASCE*, 94(ST. 2), pp.485-510.
10. Hsu, T. T. C. 1996, Toward A Unified Nomenclature for Reinforced-Concrete

- Theory, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112(3), pp.275-283.
11. Hsu, T. T. C. & E. L. Kemp, 1969, Background and Practical Application of Tentative Design Criteria for Torsion, *Journal of the American Concrete Institute*, 66(1), pp.12-23.
 12. Hsu, Thomas T. C., & Mo, Y. L. 1983, Softening of Concrete in Torsional Members, Research Report No. ST-TH-001-83, Dept. of Civil Eng., Univ. of Houston.
 13. Lampert, P. & Thurlimann, B., 1968, Torsionsversuche an Stahlbetonbalken, (Torsion Tests of Reinforced Concrete Beams) Bericht Nr. 6506-2, ; 1969, Torsions-Biege-Versuch an Stahlbetonbalken, (Torsion-Bending Tests on Reinforced Concrete Beams). Bericht Nr. 6506-3, Institut für Baustatik, ETH, Zurich, Switzerland.
 14. Pang, X. B., & Hsu, T. T. C., 1995, Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear, *ACI Structural Journal*, 92(6), pp.665-679.
 15. Rausch, E., 1929, Design of Reinforced Concrete in Torsion, (Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung). Ph. D. thesis. Technische Hochschule, Berlin, 53pp. (in German). A second edition was published in 1938 and a third in 1952. The third edition has the title: "Drillung (Torsion), Schub and Scheren in Stahlbetonbau," Deutscher Ingenieur-Verlag GmbH, Dusseldorf, 168pp.