철근콘크리트 보의 최대 전단철근비에 대한 평가

황현복¹⁾ · 문초화¹⁾ · 이정윤^{1)*}

¹⁾성균관대학교 건축공학과

Evaluations of the Maximum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams

Hyun-Bok Hwang,¹⁾ Cho-Hwa Moon,¹⁾ and Jung-Yoon Lee^{1)*}

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

ABSTRACT The requirements of the maximum shear reinforcement in the EC2-02 and CSA-04, which are developed based on the truss model, are quite different to those in the ACI-08 code and AIJ-99 code, which are empirical equations. The ACI 318-08, CSA-04, and EC2-02 codes provide an expression for the maximum amount of shear reinforcement ratio as a function of the concrete compressive strength, but Japanese code does not take the influence of the concrete compressive strength into account. For high strength concrete, the maximum amount of shear reinforcement calculated by the EC2-02 and CSA-04 is much greater than that calculated by the ACI 318-08. Ten RC beams having various shear reinforcement ratios were tested and their corresponding shear stress-shear strain curves and failure modes were compared to the predicted ones obtained by the current design codes.

Keywords : percentage of shear reinforcement, shear strength, reinforced concrete beams, shear failure modes, compatibility aided truss model

1. 서 론

현행 콘크리트 구조설계기준¹⁾의 철근콘크리트 부재에 대한 전단설계법에서는 최소 전단보강철근비에 대한 규정, 전단보강철근의 최대 간격에 대한 규정 및 최대 전단보강철근비에 대한 규정 등이 있다. 최소 전단보강철근비 및 최대 전단보강철근의 간격에 대한 규정은 부재의 복부에 최초의 사인장균열이 발생할 때의 외력을 철근이 지지하지 못하게 되어 사인장균열이 발생함과 동시에 부재가 파괴되는 것을 방지 하며, 사인장균열이 최소한 한 개 이상의 전단보강철근을 관통하여 취성적으로 파괴되지 않고 균열의 폭이 사용성 한계 이상으로 커지는 것을 방지하기 위함이다. 한편, 최대 전단보강철근비에 대한 규정은 아래와 같이 크게 세 가지 요인에 기인한다.

1) 콘크리트의 압축파괴 방지 : 전단보강철근비가 균형철근비보다 많은 경우, 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압축파괴. 이 경우에는 전단보강철근이 항복하지 않으므로 소성설계에 기본을 둔 현행 전단보강철근 내력평가식에서 전단보강철근의 항복응력을 사용할 수 없다.

2) 사용성 : 전단내력은 콘크리트에 의한 저항력과 전단보강철근에 의한 저항력으로 구분할 수 있다. 콘크리트에 의한 저항분이 일정한 상태에서 전단보강철근만에 의한 저항 성분이 증가할 경우에 사인장균열의 폭이 증가할 우려가 있다.

이 밖에도 경제적인 관점에서 최대철근비를 제한하기도 한다. 즉 하계소성이론에 의한 전단설계법²⁾에 의하면 전단보강철근비가 균형철근비보다 적어서 전단보강이 항복응력에 도달한 후 콘크리트가 압축파괴하는 경우에도 전단저항력은 전단보강철근의 양에 비례하여 증가하지 않는다. 전단저항력은 원에 가까운 형태로 증가하여 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 전단저항력의 증가분이 감소한다. 이는 전단보강철근이 증가함에 따라서 콘크리트 압축대의 경사각이 커지기 때문이다.

ACI 318-02 이전의 최소 전단보강철근비 평가식에는 콘크리트의 압축강도의 영향이 고려되어 있지 않았다. 이에 대하여 Yoon 등,³⁾ Jonhson 등,⁴⁾ Roller 등,⁵⁾ Lee 등⁶⁾은 평가식의 불합리성을 지적하였고 콘크리트의 압축강도를 변수로 하는 실험을 통하여 이를 증명하였다. 2002년에 개선된 ACI318-02 설계식에는 콘크리트 압축강도의 영향이 고려된 최소전단보강철근비 평가식이 제안되었다.

최소 전단보강철근비에 대한 연구에 비하여 최대 전단보강철근에 대한 연구는 미비하다. 이 연구에서는 ACI 318-08 기준식⁷⁾ 및 KCI-07 기준식¹⁾에서 사용되고 있는

*Corresponding author E-mail : jylee@skku.ac.kr

Received April 6, 2009, Revised July 10, 2009

Accepted July 30, 2009

©2009 by Korea Concrete Institute

최대 전단보강철근비를 재검토하고, 전단 파괴모드 경계점에서의 전단보강철근과 콘크리트의 응력 상태를 이용하여 최대 전단보강철근비를 평가하였다. 또한 10개의 철근콘크리트 보 실험결과와 기준식을 비교·검토하였다.

2. 최대 전단보강철근비

2.1 철근콘크리트 보의 전단파괴모드

콘크리트의 전단파괴모드는 휨에 의하여 지배를 받는 철근콘크리트 부재와 동일하게 철근과 콘크리트의 상호관계에 의하여 다음과 같이 4가지 파괴모드로 구분할 수 있다.

① 최소 전단보강률파괴 : 전단보강철근의 양이 매우 적은 경우, 철근콘크리트 부재에 사인장균열이 발생함과 동시에 부재가 파괴

② 인장파괴 : 전단보강비보다 최소 전단보강비보다 크지만 균형철근비보다 적은 경우, 전단보강이 항복응력에 도달한 후 콘크리트의 압괴에 의하여 부재가 파괴

③ 균형파괴 : 전단보강철근이 항복함과 동시에 콘크리트가 압괴

④ 압축파괴 : 전단보강비가 균형철근비보다 많은 경우, 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압괴

설계에서는 전단력에 지배를 받는 철근콘크리트 부재의 취성파괴 및 비효율적 설계를 방지하기 위해 설계영역을 인장파괴구간에 국한하여 전단보강철근량의 최대값 및 최소값을 제한하고 있다. ACI 318-08 기준식(KCI-07 기준식과 동일)⁷⁾, EC2-02 기준식,⁸⁾ CSA-04 기준식⁹⁾ 및 AIJ-99 기준식¹⁰⁾에서 제한하고 있는 최대 전단보강철근비(ρ_{max})는 다음과 같다.

$$\text{ACI 318-08 } \rho_{max} \leq \frac{2}{3} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yt}} \quad (1)$$

$$\text{EC2-02 } \rho_{max} \leq \frac{v f_{ck}}{f_{yt}} \sin^2 \theta \quad (2)$$

$$\text{CSA-04 } \rho_{max} \leq 0.25 \frac{f_{ck}}{f_{yt}} - \beta \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yt}} \tan \theta \quad (3)$$

$$\text{AIJ-99 } \rho_{max} \leq 0.012 \quad (4)$$

여기서 f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도, f_{yt} 는 전단보강철근의 항복강도, θ 는 콘크리트 압축대의 각도, β 는 CSA-04 기준의 콘크리트 전단 저항성분 계수, v 는 EC2-02기준의 콘크리트 압축강도 저감계수이다. 이와 같은 4가지의 기준식의 최대 전단보강철근비와 콘크리트 압축강도의 관계를 나타내면 Fig. 1과 같다. 최대 전단보강철근비는 설계의 안전계수를 고려하지 않고 계산한 값이며 CSA-04 기준식의 경우는 축방향 변형률을 0.001로 가정하여 계

Fig. 1 Maximum amount of shear reinforcement with various compressive strength of concrete

산하였다. 그림에서 콘크리트의 압축강도가 약 20 MPa 정도의 보통강도 일 때 AIJ-99 기준식에 의한 ρ_{max} 값이 최대이며 이 값은 ACI 318-08 기준식의 ρ_{max} 값보다 2배 이상 크다는 것을 알 수 있다. 그러나 50 MPa 이상의 고강도 콘크리트에 대하여 CSA-04 기준식과 EC2-02 기준식에 의하여 계산된 ρ_{max} 값은 ACI 318-08 기준식과 AIJ-99 기준에 의하여 계산된 ρ_{max} 보다 2배 이상 크다. 이것은 ACI 318-08 기준식은 콘크리트 압축강도의 제곱근에 비례하여 증가하지만 CSA-04 기준식과 EC2-02 기준식의 ρ_{max} 값은 콘크리트의 압축강도에 비례하여 증가하기 때문이다. 한편 AIJ-99식의 ρ_{max} 값은 콘크리트의 압축강도와 무관하게 일정하다. 이와 같이 각 기준식에 의하여 계산된 ρ_{max} 값에는 큰 차이가 있어 이에 대한 검토가 필요하다.

2.2 변환각 트러스모델에 의한 최대 전단보강철근량의 계산

앞에서 설명한 네 가지 기준식 중에서 ACI 318-08 기준식과 AIJ-04 기준식은 실험과 경험적 결과에 근거한 제한식이지만 CSA-04 기준식과 EC2-02 기준식은 변환각트러스모델에 근거하여 유도된 평가식이다. 이 논문에서는 최대 스티럽량을 CSA-04 기준식 및 EC2-02 기준식과 같이 변환각트러스모델에 근거하여 전단균형파괴시의 재료의 응력상태에 의하여 구하였다.

이 논문에서는 전단균형파괴를 웨브의 콘크리트가 압축파괴함과 동시에 전단보강철근이 항복할 때로 정의하였다. 트러스모델을 이용하여 균열이 발생한 철근콘크리트 보의 부재축과 직각방향(전단보강철근의 방향)의 힘의 평형식을 식 (5)와 같이 유도할 수 있다.

$$0 = \sigma_2^c \sin^2 \theta + \sigma_1^c \cos^2 \theta + \rho_t f_t \quad (5)$$

여기서 σ_2^c , σ_1^c 는 콘크리트의 주압축 및 주인장응력, f_t 는 t 방향(부재축과 직각방향) 철근의 인장응력(전단보강철근

의 응력), θ 는 콘크리트 압축대와 부재축의 각도, ρ_l 은 l 방향의 철근비(전단보강철근비)이다.

보가 전단균형파괴할 때의 보의 응력과 변형률 상태를 표시하면 Fig. 2와 같다. 콘크리트의 주응력 σ_2^c 는 유효 압축강도 νf_{ck} 에 도달하고 전단보강철근은 항복강도 f_{yt} 에 도달하였다. 또한 전단보강철근의 변형률은 항복변형률 ε_{ty} 에 도달한다. 콘크리트의 인장강도와 압축변형률은 매우 작은 값이므로 무시할 수 있다. 따라서 전단균형파괴시의 균형전단보강철근비(ρ_b)는 최대 전단보강철근비(ρ_{max})가 되며 식 (6)과 같다.

$$\rho_b = \rho_{max} = \frac{1}{f_{yt}}(\nu f_{ck} \sin^2 \theta) \quad (6)$$

식 (6)에서 유도된 최대 전단보강철근비를 구하기 위해서는 콘크리트 압축대의 각도(θ)와 콘크리트 강도저감계수(ν)를 계산하여야 한다.

전단균형파괴시의 콘크리트 압축대의 각도(θ)는 트러스 모델에서 부재축과 이루는 콘크리트 주압축응력의 경사각이다. 균열 각도는 트러스 모델에 대한 평균변형률의 관계와 Fig. 2의 Mohr의 변형률 원을 이용하여 구할 수 있다. Mohr의 변형률 원을 이용하여 변형률의 관계를 정리하면 식 (7)과 같다.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_l + \varepsilon_t - \varepsilon_2 \quad (7)$$

여기서 ε_l , ε_t 는 각각 l -방향과 t -방향의 평균변형률을 나타내며, ε_1 , ε_2 는 콘크리트의 주인장 및 압축 변형률이다. 식 (7)에서 콘크리트의 주압축변형률(ε_2)은 다른 변형률에 비하여 매우 작으므로 $\varepsilon_2 = 0$ 로 가정할 수 있다.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_l + \varepsilon_{ty} \quad (8)$$

Fig. 2 Mohr's stress and strain circles at shear balanced failure

Mohr의 변형률 원에서 식 (9)와 같이 균열각도를 구할 수 있다.

$$\cos^2 \theta = \frac{-\varepsilon_l + \varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \quad (9)$$

식 (9)에서 $\varepsilon_2 = 0$ 로 가정하고 식 (8)을 대입하면 각도 θ 는 다음 식과 같다.

$$\cos^2 \theta = \frac{\varepsilon_{ty}}{\varepsilon_l + \varepsilon_{ty}} \quad (10)$$

철근콘크리트 보의 최종적인 파괴는 콘크리트의 주압축응력(σ_2^c)이 콘크리트의 유효압축강도(νf_{ck})에 도달함으로써 발생한다. 주압축응력(σ_2^c)은 전단변형률이 증가할수록 증가하지만 유효압축강도(νf_{ck})는 전단변형률이 증가함에 따라서 감소한다. 따라서 보는 어느 시점에서 σ_2^c 가 νf_{ck} 에 도달하여 파괴하게 된다. 압축파괴에서는 $\sigma_2^c = \nu f_{ck}$ 이며 $\varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$ 이다. 그러나 압축파괴와 인장파괴의 경계점은 철근이 항복함과 동시에 콘크리트가 압축파괴하는 점이다. 그러므로 콘크리트 압축대에 발생한 주압축응력(σ_2^c)은 콘크리트의 유효압축강도(νf_{ck})에 도달하게 된다. 또한 전단보강철근은 항복강도에 도달하여 $\varepsilon_t = \varepsilon_{ty}$ 가 된다.

콘크리트의 유효압축강도는 여러 연구자들에 의하여 균열과 직각방향의 변형률(주인장변형률)과 밀접한 관계가 있어서 주인장변형률이 증가함에 따라서 콘크리트의 유효압축강도는 감소함이 지적되었다. Collins 등¹¹⁾에 의하여 제안된 평가식을 사용할 경우에 식 (11)을 이용할 수 있다.

$$\sigma_2^c = \nu f_{ck} = \frac{1}{0.8 + 170 \varepsilon_1} f_{ck} \quad (11)$$

여기서 ν 는 콘크리트의 유효압축강도계수이다.

사인장균열이 발생한 철근콘크리트 보의 부재축방향에 대한 힘의 평형을 트러스모델을 이용하여 식 (12)와 같이 유도할 수 있다.

$$0 = \sigma_2^c \cos^2 \theta + \sigma_1^c (1 - \cos^2 \theta) + \rho_l f_l \quad (12)$$

여기서 f_l 은 l 방향(부재축방향) 철근의 인장응력, ρ_l 은 l 방향의 철근비이다. 전단파괴는 주인장철근이 항복하기 이전에 발생하므로 식 (12)의 f_l 은 탄성계수(E_s)와 부재축방향 변형률(ε_l)로 표현할 수 있다.

$$0 = \cos^2 \theta (\sigma_2^c - \sigma_1^c) + \sigma_1^c + \rho_l E_s \varepsilon_l \quad (13)$$

식 (13)에 식 (10), (11)을 대입하여 정리하면 아래와 같이 부재축방향 변형률(ε_l) 계산식을 유도할 수 있다.

$$\frac{\varepsilon_{ty}}{\varepsilon_l + \varepsilon_{ty}} \left(\frac{f_{ck}}{0.8 + 170(\varepsilon_l + \varepsilon_{ty})} - f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_l + \varepsilon_{ty}} \right)^{0.4} \right) + f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_l + \varepsilon_{ty}} \right)^{0.4} + \rho_l E_s \varepsilon_l = 0 \quad (14)$$

부재가 전단파괴할 때 콘크리트의 주인장변형률은 균열발생변형률(ε_{cr})보다 매우 크므로 식 (14)의 주인장응력(σ_l^c)은 0에 가까워진다. 따라서 식 (14)의 σ_l^c 에 대한 항목을 무시할 수 있다.

$$\frac{\varepsilon_{ty}}{\varepsilon_l + \varepsilon_{ty}} \left(\frac{f_{ck}}{0.8 + 170(\varepsilon_l + \varepsilon_{ty})} \right) + \rho_l E_s \varepsilon_l = 0 \quad (15)$$

따라서 식 (6)의 최대 균형철근비(ρ_{max}) 평가식은 식 (10), (11) 및 (15)를 대입하여 식 (16)과 같이 계산할 수 있다.

$$\rho_{max} = \left(-\frac{f_{ck}}{0.8 + 170(\varepsilon_l + \varepsilon_{ty})} \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_l + \varepsilon_{ty}} \right) \frac{1}{f_{yt}} \quad (16)$$

식 (16)에서 최대 균형철근비(ρ_{max})는 콘크리트의 압축강도(f_{ck})에 비례하며 전단보강철근의 항복강도(f_{yt})에 반비례함을 알 수 있다.

식 (16)에서 ρ_{max} 를 구하기 위해서는 식 (6)과 (11)에서 균열각도와 강도저감계수를 계산한 후에 최대 철근비를 계산하여야 하므로 계산과정이 다소 번거롭다. 따라서 EC2-02 기준식에서는 균열의 각도(θ)를 약 38.5도로 가정하며 강도저감계수(ν)를 $\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250)$ 의 식을 사용하여 계산한다. 한편, CSA-04 기준식에서는 수정압축장이론¹¹⁾에 근거하여 도표화된 균열의 각, 주인장응력 및 강도저감계수를 사용하여 ρ_{max} 를 계산한다.

3. 실험 계획

최대 전단철근비는 2장에서 설명한 것과 같이 기준식

에 따라서 큰 차이를 나타낸다. 이 연구에서는 콘크리트의 압축강도와 전단보강철근의 양($\rho_l f_{yt}$)을 변수로 하는 10개의 실험체를 제작하여 최대 전단보강철근비를 검토하였다.

3.1 실험체 형상

철근콘크리트 보의 최대 전단철근비를 검토하기 위하여, 총 10개의 철근콘크리트 보 실험체를 제작하였다. 실험체는 콘크리트의 압축강도를 26.8 MPa로 하는 F-20 시리즈와 압축강도를 63.0 MPa로 하는 F-60 시리즈 실험체로 구분된다. 각 시리즈에는 각각 5개의 실험체로 구성되어 있다. 각 시리즈의 실험체는 동일한 형상을 갖고 있지만 전단보강철근비가 Table 1에 정리된 것과 같이 서로 다르다. 배근된 전단 보강철근비는 Table 1에 표시되어 있으며, Table 1에서 음영이 진 실험체는 ACI 318-08에서 요구하는 전단보강철근비 이상의 철근이 배근된 실험체이다. 모든 실험체는 휨파괴에 앞서 전단파괴 할 수 있도록 보에 주철근을 배근하였다. 실험체의 단면의 크기는 F-20시리즈의 경우는 350 mm × 450 mm로 하였으며 F-60시리즈의 경우는 200 mm × 300 mm로 하였다. 단면의 차이를 둔 이유는 고강도콘크리트 보의 경우 전단 내력이 증가하여 보유하고 있는 실험시설을 사용하여 재하하는데 어려움이 있었고, 전단파괴를 유도하는데 철근 배근에 어려움이 있었기 때문이다. 모든 실험체의 전단 경간비는 3.0으로 하여 실험체를 제작하였다. 실험체의 크기 및 철근 배근 상세는 Fig. 3과 같다.

3.2 가력 및 측정 장치

가력은 실험체 중앙 상부에서 3~5 kN/min의 재하속도로 1점 가력하였다. 실험체의 가력면 상부에 시멘트 모르타르를 바르고, 폭 100 mm인 가력판과 지점판을 설치하여 지압파괴를 방지하였으며, 지점과 지점판 사이에 얇은 고무판을 설치하여 재하시의 편심을 최소화시켰다.

실험체의 중앙 하부에 LVDT를 설치하여 중앙부 처짐

Table 1 Specification of specimens and material properties¹²⁾

Beams		f'_c (MPa)	Longitudinal tensile bars		Shear steel bars			ρ_{max} (%)			
			ρ_l (%)	f_{ly} (MPa)	s (mm)	ρ_t (%)	f_{yt} (MPa)	ACI 318-08	CSA-04	EC2-02	AIJ-99
Group-F20	F20-1	26.8	1.44	525	360	0.201	508	0.679	0.839	1.099	1.200
	F20-2	26.8	2.40	525	180	0.402	508	0.679	0.839	1.099	1.200
	F20-3	26.8	3.35	525	120	0.603	508	0.679	0.839	1.099	1.200
	F20-4	26.8	3.83	525	90	0.804	508	0.679	0.839	1.099	1.200
	F20-5	26.8	4.79	525	70	1.034	508	0.679	0.839	1.099	1.200
Group-F60	F60-1	63.0	2.55	1068	250	0.507	508	1.042	2.628	2.454	1.200
	F60-2	63.0	2.55	1068	120	1.056	508	1.042	2.628	2.454	1.200
	F60-3	63.0	3.82	1068	90	1.408	508	1.042	2.628	2.454	1.200
	F60-4	63.0	5.54	1068	65	1.949	508	1.042	2.628	2.454	1.200
	F60-5	63.0	5.54	1068	50	2.534	508	1.042	2.628	2.454	1.200

Fig. 3 Overall dimensions of beams, F20-3 and F60-2¹²⁾

을 측정하였다. 수직 전단보강철근과 주인장철근 및 주 압축철근에 철근 변형률게이지를 부착하여 철근의 변형률을 측정하였다.

4. 실험 결과

실험체 F60-5를 제외한 총 9개의 철근콘크리트 보 실험체는 주인장철근이 항복하기 이전에 전단 파괴하였다. F60-5는 주인장철근이 항복한 이후에 전단파괴하였다. 모든 실험체는 휨균열이 먼저 발생한 이후에 하중이 증가함에 따라서 사인장균열이 바뀌었고 그 수는 하중이 증가함에 따라서 증가하였다.

전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 비교적 작은 F20-1, F20-2, F60-1 실험체에서는 가력적과 지점의 중간 부분에 큰 폭의 사인장균열이 발생하고 파괴가 이 균열에 집중하여 파괴되었다. 그러나 전단보강철근의 양이 비교적 많은 실험체에서는 파괴가 어느 한 균열에 집중하지 않고 비교적 많은 수의 사인장균열이 발생한 후에 파괴되었다. 사인장균열의 수는 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 증가하였다.

Fig. 4는 F-20과 F-60 실험체의 하중과 처짐 곡선을 나타낸다. 그림에서 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 실험체의 최대 하중 및 이에 상응하는 처짐(이하, 최대 처짐)은 거의 일정하게 증가함을 알 수 있다. 예를 들어 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 2.58 MPa인 실험체 F60-1의 최대 하중 및 최대 처짐은 각각 484.44 kN과 9.89 mm이었지만 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 9.90 MPa인 실험체 F60-4의 최대 하중 및 최대 처짐은 각각 982.67 kN과 15.30 mm이었다. 각 실험체의 최대 하중 및 최대 처짐은 Table 2에 표기하였다.

5. 실험에 대한 분석

5.1 전단파괴모드

이 논문의 서론에서도 언급한 것과 같이 최대 전단보강철근비를 제한하는 이유는 크게 3가지로 구분할 수 있다. 이 세 가지 이유 중에서 가장 중요한 이유 중의 하나는 전단보강철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압축

(a) F-20 series

(b) F-60 series

Fig. 4 Load-deflection curves of test beams

Table 2 Test results of RC beams

Beams		$\rho_t f_{yt} / f_{ck}$	P_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)
Group -F20	F20-1	0.038	377.00	11.08
	F20-2	0.076	844.40	12.50
	F20-3	0.114	1250.0	18.41
	F20-4	0.152	1333.3	20.45
	F20-5	0.196	1672.2	21.75
Group -F60	F60-1	0.041	484.44	9.89
	F60-2	0.085	708.90	15.0
	F60-3	0.114	874.22	15.29
	F60-4	0.157	982.67	15.30
	F60-5	0.204	995.11	19.69

파괴를 일으키는 것을 방지하는 것이다. 이 연구에서는 ACI 318-08기준에서 요구하는 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)보다 매우 많은 양의 전단보강철근을 배근하였을 경우의 부재의 전단파괴모드를 측정하였다. 실험에서는 Fig. 4에 표시한 것과 같이 전단보강철근에 변형률게이지를 측정하여 하중과 보강근의 변형의 관계를 측정하였다.

Fig. 5는 하중의 단계를 4-5단계로 구분한 후에 변화하는 전단보강철근의 변형률을 나타낸다. 그림에서 x축은 지점에서부터 부착한 게이지의 위치를 나타내며, y-축은

Fig. 5 Strain distribution of stirrups

전단보강철근의 변형률을 나타낸다. Fig. 5에서 전단보강철근의 변형률은 하중이 증가함에 따라서 증가하며 F60-5실험체를 제외하고 모든 실험체의 전단보강철근은 최대 하중에 도달하기 이전에 항복하고 있음을 알 수 있다. 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 매우 많은 F20-5와 F60-4실험체는 최대하중에 도달했을 때 전단보강철근이 항복하기는 하였지만 약 12% 정도 항복변형률을 상회하여 전단보강철근이 항복함과 동시에 거의 부재가 파괴되었음을 알 수 있다. Fig. 5에서 ACI 318-08 기준식이나 AIJ-99에서 요구하는 최대 전단보강철근비보다 최대 약 1.9배까지 전단보강철근을 많이 배근하였음에도 불구하고 실험 결과는 전단보강철근이 항복한 이후에 부재가 최대 내력에 도달함을 보여 주었다. 한편, 모든 실험체에 배근된 전단보강철근비는 EC2-02나 CSA-04에서 제한하는 전단보강철근비보다는 작기 때문에 EC2-02나 CSA-04 기준식은 ACI 318-08 기준식이나 AIJ-99 기준식보다 실제

의 파괴모드를 보다 정확하게 예측함을 알 수 있다.

5.2 전단내력의 증가

전단보강철근을 제한하는 또 다른 이유 중의 하나는 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 증가함에 따라서 전단내력이 선형적으로 증가하지 않는다는 것이다. 실험에서는 Fig. 6과 같이 전단보강철근의 양과 전단 내력의 증가를 평가하였다. 그림에서 전단내력은 F60-5을 제외하고 전단보강철근의 양이 약 8 MPa을 넘으면서 다소 증가의 비율은 감소하지만 거의 선형적으로 증가함을 알 수 있다. F60-5는 전단파괴하기 이전에 휨파괴한 실험체이며 F60-5 실험체의 내력은 F60-4 실험체의 내력과 유사하다. 하계소성이론 등에 따르면 전단내력이 선형적으로 증가하지 않는 이유 중의 하나는 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 콘크리트의 사인장균열각도가 증가하기 때문

Fig. 6 Load-deflection curves of test beams

이다. 실험 후에 측정된 전단균열의 각도는 대략 35도 전후로 전단보강철근의 양에 따라서 특별한 변화는 없었다. 다만, 이 연구에서 실시된 전단보강철근의 양과 콘크리트 압축강도의 비율($\rho_t f_{yt} / f_{ck}$)은 약 0.15정도로 이 값 이상의 전단보강철근의 양이 배근될 경우의 각도의 변화에 대해서는 추후의 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5.3 사인장균열의 폭 및 수

전단보강철근을 제한하는 세 번째 이유 중의 하나는 사용성(사인장균열의 폭과 수)과 관련이 있다. 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 많아 질 경우에 사인장균열의 수 및 폭이 증가할 가능성이 높다. 실험에서는 0.02 mm까지 측정이 가능한 균열측정기를 이용하여 보의 복부 부분의 사인장 균열의 폭과 수를 측정하였다. Fig. 7은 실험체의 좌·우 측에서 측정된 사인장균열의 수와 폭의 관계를 나타낸다. 사인장균열은 지점에서 가력점 사이의 콘크리트의 복부에 발생한 사인장균열의 수이다. 그림에서 사인장균열의 수는 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 증가함을 알 수 있다. 예를 들어 전단보강철근의 양이

Fig. 7 Numbers of diagonal cracks

2.58 MPa인 실험체 F60-1의 사인장균열의 수는 5개이었지만 전단보강철근의 양이 9.90 MPa인 실험체 F60-4의 사인장균열의 수는 12개였다.

Fig. 8은 F-60 실험체의 전단보강철근의 양과 사인장균열의 폭의 관계를 나타낸다. 그림의 x축은 각 실험체의 하중을 최대 하중에 의하여 나눈값을 나타내며, y축은 실험체 좌·우에서 측정한 사인장균열의 최대 폭을 나타낸다.

그림에서 사인장균열의 폭은 하중비가 증가함에 따라서 증가함을 알 수 있다. 또한 약간의 차이는 있지만 하중의 관점에서 보면 균열의 폭이 달라지지만, 하중비의 관점에서 보았을 때에 모든 실험체는 전단보강철근의 양과 무관하게 거의 일정한 균열의 최대 폭을 나타내었다. 균열의 수 및 균열의 최대 폭은 전단보강철근의 양과 함께 전단보강철근의 간격, 주인장철근비 등과 밀접한 관련이 있으므로 이 실험 만에 의하여 사인장균열의 수와 폭의 관계를 명확하게 규명할 수 없지만 이 연구에서 실시한 10개의 실험체에 의한 실험 결과에 의하면 전단보강철근의 양이 증대함에 따라서 균열의 수는 증가하였지만 최대 균열폭은 거의 일정하였다.

5.4 구조설계기준의 최대 전단보강철근의 양

이 논문의 서론에서도 언급한 것과 같이 여러 기준에서 정하고 있는 최대 전단보강철근비에는 큰 차이가 있다. 일반적으로 트러스모델에서 최대 전단보강철근비를 유도하는 EC2-02기준이나 CSA-04 기준의 최대 전단보강철근비는 반경험적인 방법에서 최대 전단보강철근비를 규정하는 ACI 318-08 기준이나 AIJ-99 기준보다 매우 크다. 이 연구에서는 실험적인 방법에 의하여 4개의 기준식의 파괴모드를 비교하였다.

Fig. 9는 실험에서 측정된 전단강도와 전단보강철근의 양과 콘크리트의 압축강도의 비율($\rho_t f_{yt} / f_{ck}$)의 관계를 나타낸다. 또한 그림에서는 네 가지 기준식에서 제한하고 있는 최대 전단보강철근비를 표시하고 있다. 그림에서 콘

Fig. 8 Width of diagonal cracks

Fig. 9 Comparisons of design codes

크리트의 압축강도가 낮을 경우에는 AIJ-09 기준식에서 제한하고 있는 최대 전단보강철근비가 가장 크다는 것을 알 수 있다. 그러나 콘크리트의 압축강도가 고강도일 때는 AIJ-09 기준식의 최대 전단보강철근비는 일정하지만 CSA-04 기준과 EC2-02 기준식의 최대 전단보강철근비가 증대한다. 그림에서 휨파괴한 실험체 F60-5를 제외하고 모든 실험체는 전단보강철근비가 항복한 이후에 파괴하였다.

ACI 318-08에서 요구하는 전단보강철근보다 더 많은 전단보강철근을 배근한 실험체 F20-4, 5 및 F60-3, 4의 경우도 전단보강철근이 항복한 이후에 파괴하여 ACI 318-08 기준에서 규정하고 있는 최대 전단보강철근비는 안전측에 있다는 것을 알 수 있다.

실험적 결과에 근거한 AIJ-99 기준식은 보통강도 콘크리트의 전단파괴모드는 정확하게 예측하였지만 고강도콘크리트의 전단파괴모드는 예측하지 못하였다. 그 이유는 AIJ-99의 최대 전단철근비는 콘크리트의 강도의 영향과 무관하게 0.12%로 일정하기 때문이다.

변환각 트러스모델에 근거한 EC2-02 기준식 및 CSA-04 기준식은 비교적 정확하게 전단파괴모드를 예측하고 있다. 두 식에서는 최대 전단보강철근비가 콘크리트의 압축강도에 비례하여 변화하며 두 기준식과 ACI 318-08 기준식은 최대 약 2배 정도의 차이를 나타내고 있다.

6. 결 론

현행 4가지 기준식(ACI 318-08, EC2-02, CSA-04, AIJ-99)에서 규정하고 있는 최대 전단보강철근비는 상이하다. 콘크리트의 압축강도에 따라서 달라지기는 하지만 변환각 트러스모델에 근거한 EC2-02 기준식 및 CSA-04 기준식과 반경험적 방법에 의하여 제안된 ACI 318-08 기준식은 최대 약 2배 정도의 차이를 나타내고 있다. 이 연구에서는 최대 전단보강철근비를 변형률적합조건을 이용한 트러스모델에 의하여 유도하고 콘크리트의 압축강도와 전단보강철근의 양을 변수로 하는 10개의 철근콘

크리트 보 실험을 통하여 네 가지 기준에서 규정하고 있는 최대 전단보강철근비를 검토하였다.

ACI 318-08기준식이나 AIJ-99 기준식에서 요구하는 최대 전단보강철근비보다 최대 약 1.9배까지 전단보강철근을 많이 배근하였음에도 불구하고 실험 결과는 전단보강철근이 항복한 이후에 부재가 최대 내력에 도달하였다. 한편, 트러스모델에 근거하여 최대 전단보강철근비를 제한하는 EC2-02나 CSA-04은 고강도콘크리트를 사용한 부재의 균형파괴 이전의 전단파괴모드를 비교적 정확하게 예측하였지만, 보통강도 콘크리트 부재의 최대 전단철근비는 정확하게 예측하지 못하였다.

이 논문의 2장에서 설명한 적합조건을 이용한 트러스모델을 활용할 경우에 보다 합리적인 방법으로 최대 전단철근비의 유도가 가능할 것으로 판단된다. 다만, 계산과정이 복잡하므로 이에 대한 단순화가 필요하며 단순화한 과정에 대한 해석 및 실험적 검증이 필요하다.

감사의 글

이 논문 또는 저서는 2008년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구이며 (KRF-2008-313-D01127 (I01351)), 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준, 한국콘크리트학회, 2007, 328 pp.
2. Nielsen, M. P., *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, CRC Press, 1999, 908 pp.
3. Yoon, Y. S., Cook, W. D., and Mitchell, D., "Minimum Shear Reinforcement in Nominal, Medium, and High-Strength Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 5, 1996, pp. 576~584.
4. Johnson, M. K. and Ramirez, J. A., "Minimum Shear Reinforcement in Beams with High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, 1989, pp. 376~382.

5. Roller, J. J. and Russell, H. G., "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 2, 1990, pp. 191~198.
6. Lee, J. Y. and Kim, U. Y., "Effect of Longitudinal Tensile Reinforcement Ratio and Shear Span-to-Depth Ratio on Minimum Shear Reinforcement in Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 2, 2008, pp. 134~144.
7. ACI Committee 318-08, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACT 318-08/ACI 318R-08)," American Concrete Institute, Detroit, 2008, 465 pp.
8. Comete European de Normalisation (CEN), "Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-General Rules and Rules for Buildings," prEN 1992-1, 2002, 211 pp.
9. CSA Committee A23.3-04, "Design of Concrete Structures for Buildings CAV3-A23.3-04," Canadian Standards Association, Canada, 2004, 232 pp.
10. Architectural Institute of Japan, *Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures*, Architectural Institute of Japan, 1999, 412 pp.
11. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1991, 766 pp.
12. Lee, J. Y. and Hwang, H. B., "Maximum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal* (submitted).

요 약 변환각트러스모델에 근거한 EC2-02 기준식이나 CSA-04 기준식의 최대 전단보강철근비는 반경험적 방법에 근거한 ACI 318-08 기준식이나 AIJ-99 기준식에서 요구하는 최대 전단보강철근비와 많은 차이가 있다. ACI 318-08 기준식, CSA-04 기준식 및 EC2-02 기준식은 콘크리트의 압축강도에 따라서 최대 전단보강철근비가 증가하지만 AIJ-99 기준식은 일정한 값이 적용된다. 고강도콘크리트에 대하여 EC2-02 기준식이나 CSA-04 기준식이 요구하는 최대 전단보강철근비는 ACI 318-08 기준식이 요구하는 최대 철근비에 비하여 매우 크다. 이 연구에서는 10개의 철근콘크리트 보 실험을 통하여 전단보강철근의 양과 콘크리트의 압축강도가 최대 전단보강철근비에 미치는 영향을 파악하였다. 실험에 의하면 ACI 318-08 기준식이나 AIJ-99 기준식에서 요구하는 최대 전단보강철근비보다 최대 약 1.9배까지 전단보강철근을 많이 배근하였음에도 불구하고 실험 결과는 전단보강철근이 항복한 이후에 부재가 최대 내력에 도달하였다.

핵심용어 : 전단보강철근비, 전단강도, 철근콘크리트 보, 전단파괴모드, 변형률적합조건을 이용한 트러스모델