

## 철근콘크리트 부재의 최소전단보강근비의 평가

이정윤<sup>1)\*</sup> · 윤성현<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> 성균관대학교 건축공학과 <sup>2)</sup> (주)건설기술네트워크

(2003년 6월 10일 원고접수, 2003년 12월 1일 심사완료)

### Evaluation of the Minimum Shear Reinforcement Ratio of Reinforced Concrete Members

Jung-Yoon Lee<sup>1)\*</sup> and Sung-Hyun Yoon<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

<sup>2)</sup> Construction Engineering Service Network Co., Seoul, Korea

(Received June 10, 2003, Accepted December 1, 2003)

#### ABSTRACT

The current Korean Concrete Design Code(KCI Code) requires the minimum and maximum content of shear reinforcement for RC beams in order to prevent brittle and noneconomic design. However, the required content of the steel reinforcement in KCI Code is quite different to those of the other design codes such as fib-code, Canadian Code, and Japanese Code. Furthermore, since the evaluation equations of the minimum and maximum shear reinforcement for the current KCI Code were based on the experimental results, the equations can not be used for the RC members beyond the experimental application limits. The concrete tensile strength, shear stress, crack inclination, strain perpendicular to the crack, and shear span ratio are strongly related to the lower and upper limits of shear reinforcement. In this research, an evaluation equation for the minimum content of shear reinforcement is theoretical proposed from the Navier's three principals of the mechanics of materials.

**Keywords :** minimum shear reinforcement ratio, truss model, reinforced concrete beams, compressive strength

#### 1. 서 론

전단력에 지배를 받는 철근콘크리트 부재의 파괴모드는 힘에 의하여 지배를 받는 철근콘크리트 부재와 동일하게 철근과 콘크리트의 상호관계에 의하여 Fig.1과 같이 4가지 파괴모드로 구분할 수 있다.

- ① 최소전단보강근파괴 : 전단보강근의 양이 매우 적은 경우, 철근콘크리트 부재에 사인장균열이 발생함과 동시에 부재가 파괴
- ② 인장파괴 : 전단보강근비가 최소전단보강근비보다 크지만 균형철근비보다 적은 경우, 전단보강이 항복응력에 도달한 후 콘크리트의 압괴에 의하여 부재가 파괴
- ③ 균형파괴 : 전단보강근이 항복함과 동시에 콘크리트가 압괴
- ④ 압축파괴 : 전단보강비가 균형철근비보다 많은 경우, 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압괴

이와 같은 4가지 파괴 중 최소전단보강근파괴와 압축파괴는 콘크리트에 의하여 부재거동이 결정된다. 따라서 부재는 취성적이며 국부적인 파괴를 일으킨다. 특히 최소전단보강근파괴를 일으키는 부재는 Fig. 1과 같이 부재의 복부에 최초의 사인장 균열이 발생할 때의 외력을 철근이 지지하지 못하게 되어 균열이 발생함과 동시에 부재가 파괴되며 균열의 폭도 한곳에 집중되어 매우 커지게 된다. 따라서 현행 설계기준에서는 최소전단보강근을 사인장균열 발생이후의 여유 내력과 사인장균열 폭의 억제에 대한 관점에서 제한하고 있다. 여유 내력에 대해서는 Table 1과 같이 각 기준에서 최소전단보강근비( $\rho_{min}$ )를 제한하여 사인장균열 발생과 동시에 부재가 파괴되는 것을 방지한다. 사인장균열의 폭의 억제에 대해서는 균열에 적어도 한 개 이상의 전단보강근이 배근될 수 있도록 단면유효높이( $d$ )의 1/2 또는 1/4과 30cm 또는 60cm의 값 중에서 최소값 이하로 전단보강근을 배근하도록 하고 있다.

과대한 전단보강근이 배근되는 압축파괴의 경우에도 철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압괴하여 매우 취성적인 파괴를 일으키며 전단보강근의 양이 증가해도 전단강

\* Corresponding author

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

E-mail : jylee@skku.ac.kr

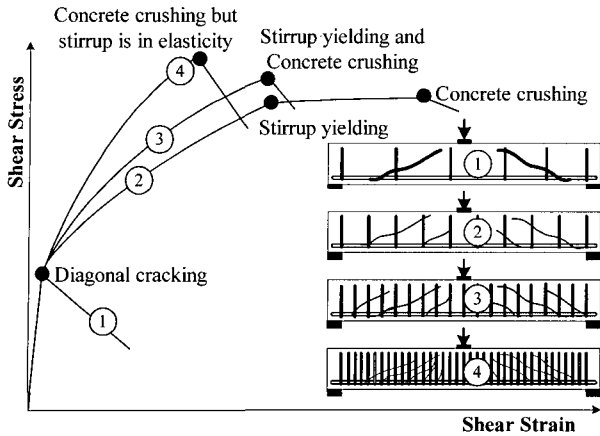


Fig. 1 Four shear failure modes of reinforced concrete beams

도는 증가하지 않아 비경제적인 설계가 된다. 따라서 설계에서는 전단력에 지배를 받는 철근콘크리트 부재의 취성과파괴 및 비효율적 설계를 방지하기 위해 설계영역을 인장파괴구간에 국한하여 전단보강근 양의 최대값 및 최소값을 제한하고 있다.

근년, 철근콘크리트 보 실험<sup>12)</sup>에 의하면 현행 기준식에 근거하여 최대 간격( $s_{max}$ ) 이하로 전단보강근이 배근된 부재의 경우에도 사인장균열 발생 이후의 전단 여유내력이 부족할 경우, 그 부재는 취성적 파괴를 일으킴이 지적되었다. 이는, 현행 기준식이 정하고 있는 전단보강근량의 최소값은 각 기준식마다 다르며, 모든 기준식이 실험결과에 근거하여 결정되었기 때문에 채택된 기준식이 근거로 하고 있는 실험범위를 벗어 날 경우 실제의 최소값을 예측하지 못하는 경향이 있기 때문이다. ACI 318-71 규준에서는 1971년 이후 철근콘크리트 보의 최소전단보강근량( $\rho_{min}f_y$ )을 요구하기 시작하였으며, 1989년 69MPa 이상의 고강도콘크리트에도 적용할 수 있도록 전단보강근량에 관한 식을 개정하였다(ACI 318-89<sup>3)</sup>). 또한 최근에 개정된 ACI 318-02<sup>4)</sup>에서는 콘크리트의 영향을 고려하여 캐나다 규준과 매우 유사한 평가식이 사용되고 있다(Table 1). 1994년 개정된 캐나다 규준<sup>5)</sup>(CSA-94)에서는 철근콘크리트 보의 최소전단보강근량( $\rho_{min}f_y$ )를 콘크리트의 인장강도  $\sqrt{f_{ck}}$ 의 함수로 구하고 있으며, 유럽규준<sup>6)</sup>(FIB-90)에서도  $\rho_{min}f_y$ 는 콘크리트의 균열발생강도( $f_{cr}$ )의 함수로 나타낸다.

일본건축학회 규준<sup>7)</sup>(AIJ-91)의 철근콘크리트 보의 최소전단보강근비( $\rho_{min}$ )는 철근의 항복응력과 콘크리트의 균열발생강도와 무관하게 0.002로 일정하다. 한국콘크리트학회와 대한건축학회의 통합 콘크리트구조설계기준<sup>8)</sup>에서 채택된  $\rho_{min}f_y$ 는 ACI 318-89의 기준식과 동일하여 콘크리트 압축강도 69MPa를 전후로 변화한다. 이와 같은 4개 설계

Table 1 Comparisons of current design codes about minimum shear reinforcement ratio

Code	Minimum shear reinforcement
ACI 318-02	$\rho_{min} = 0.063 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \geq \frac{0.35}{f_y}$ (MPa)
CSA-94	$\rho_{min} = 0.06 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y}$ (MPa)
FIB-90	$\rho_{min} = \frac{f_{cr}}{5} \left( \frac{1}{f_y} \right)$
AIJ-91	$\rho_{min} = 0.002$
KCI-99	$\rho_{min} = \frac{0.35}{f_y}$ , ( $f_{ck} \leq 69 \text{ MPa}$ )
	$\rho_{min} = \frac{f_{ck}}{35} \left( \frac{0.35}{f_y} \right)$ , ( $f_{ck} \geq 69 \text{ MPa}$ )

Note:  $\rho_{min}$  = minimum shear reinforcement ratio,  
 $f_y$  = yield stress of shear reinforcement,  
 $f_{ck}$  = compressive strength of concrete, In FIB-90 code,  
 $f_{cr} = 1.4 (f_{ck}/10)^{2/3}$

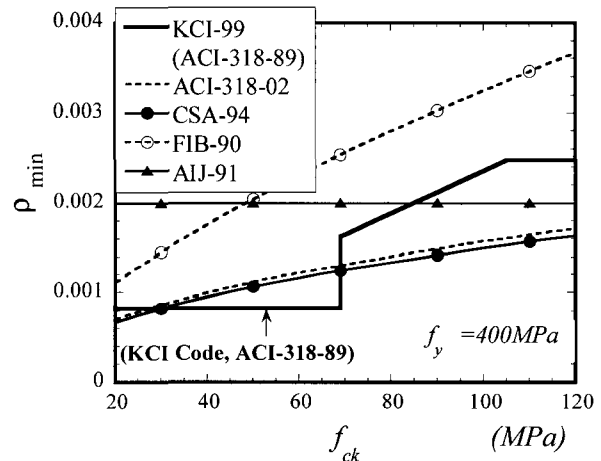


Fig. 2 Minimum shear reinforcement ratio vs. compressive strength of concrete calculated by the current design codes

기준의 철근콘크리트 보의  $\rho_{min}f_y$ 에 관한 규정정리하면 Table1과 같다.

Table 1에 소개된 각 규준의 최소전단보강근비( $\rho_{min}$ )에 관한 식을 비교하여 나타내면 Fig. 2와 같다. Fig. 2는 전단보강근 항복응력이 400MPa로 일정한 철근콘크리트 보의 최소전단보강근비( $\rho_{min}$ )와 콘크리트의 실린더 압축강도( $f_{ck}$ )관계를 나타낸다. Fig. 2에서  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ 일 때, KCI규준의  $\rho_{min}$  값이 0.000825로 최소이며 일본건축학회 규준(AIJ-91)의  $\rho_{min}$  값이 0.002로 최대로 그

차이가 2배 이상임을 알 수 있다. 고강도 콘크리트인  $f_{ck}=80\text{MPa}$ 에 대한 4개 설계기준을 비교해 보면 캐나다 기준(CSA-94)에 의하여 계산된  $\rho_{\min}$ 의 값과 유럽기준(FIB-90)에 의하여 계산된  $\rho_{\min}$ 의 값의 차이가 2배 이상이다. 또한, KCI 기준은  $f_{ck}=69\text{MPa}$ 를 전후로  $\rho_{\min}$ 의 값이 급격히 변화하여 불연속을 이루고 있다.

철근콘크리트 벽체에 대해서 KCI-99 및 ACI 318-02 기준에서는 수평 및 수직방향 최소철근비를 콘크리트와 철근의 항복응력에 무관하게 각각 0.20 - 0.25%, 0.12 - 0.15%로 규정하고 있다.

1980년 이후에 발표된 선행연구에서 Yoon<sup>9)</sup>, Ozcebe<sup>10)</sup>, Jonhson<sup>1)</sup>, Roller<sup>11)</sup>은 콘크리트의 압축강도를 주요 변수로 하는 철근콘크리트 보의 실험을 통하여 ACI 318-89<sup>3)</sup> 및 CSA-94<sup>3)</sup> 기준식을 검토하였다. Yoon<sup>9)</sup>은 콘크리트의 압축강도가 36, 67, 87MPa로 증가하는 12개의 철근콘크리트 보의 실험을 통하여 ACI 318-89 및 CSA-94 기준식을 검토하였다. 실험결과와 두 기준식을 비교한 결과에 의하면 CSA-94 기준식에 의하여 설계된 철근콘크리트 보의 균열발생 이후에도 안정된 전단거동을 보였다. 그러나, 콘크리트 압축강도  $f_{ck}=69\text{MPa}$ 를 전후로 불연속한 ACI 기준에 의하여 설계된 철근콘크리트 보의 균열발생 이후에 전단강도 여유내력이 충분하지 못하였다. ACI Code에서는 1989년에 Roller<sup>11)</sup>의 실험결과에 근거하여 콘크리트 압축강도가 69MPa 이상인 고강도 콘크리트에도 적용할 수 있도록  $\rho_{\min}f_y$ 에 관한 식을 개정하였다. Roller<sup>11)</sup>은 ACI 318-83 기준식의 최소전단철근비 및 최대전단철근비 조건을 만족하는 10개의 철근콘크리트 보를 제작하였다. 실험에 의하면 ACI 318-83 기준식에 의하여 계산된 전단강도는  $f_{ck}\geq 120\text{MPa}$ 인 보의 전단강도를 과대평가하였다. 따라서 ACI 318-83 기준식의 최소전단철근비( $\rho_{\min}$ )는 고강도콘크리트에 적용하기에는 부적합하다는 것이 지적되었다.

철근콘크리트 부재의 전단설계에 있어서 전단보강근비의 중요성에 비하여, 최소전단보강근비에 대한 연구는 극히 적은 실정이다. 이와 같이 연구의 수가 극히 적은 이유가 현행 설계기준이 실제의 철근콘크리트 부재의 최소철근비를 정확하게 예측하고 있기 때문이라고 생각하기는 어렵다. 그것은 Fig. 2의 기준식에 대한 비교에서 알 수 있는 것처럼 각국의 전단보강근비 예측식은 서로 상이하여 어느 기준식이 맞을 경우에 반드시 다른 기준식은 비경제적 또는 위험하게 설계된다. 실제로 이러한 문제점은 문헌<sup>9-11)</sup>에서도 지적되었다.

우리나라에서 현재 사용되고 있는 철근콘크리트 구조설계기준의 최소전단철근비( $\rho_{\min}$ )에 대한 기준식은 Fig. 2와 같이 동일한 콘크리트의 실린더 압축강도( $f_{ck}$ )에 대하

여 다른 기준식의  $\rho_{\min}$  값에 대하여 최대 2배 이상의 차이가 있다. 또한, 각 기준의  $\rho_{\min}$  평가식은 실험결과에 근거하여 결정되었기 때문에 채택된 기준식이 근거로 하고 있는 실험범위를 벗어 날 경우 실제의  $\rho_{\min}$  값을 정확히 예측하지 못한다<sup>9-11)</sup>. 따라서 이 연구에서는 트러스 모델에 근거한 이론적인 방법에 의하여 철근콘크리트 부재의 최소전단보강근비를 예측하고자 한다.

## 2. 최소전단보강근 평가식

### 2.1 트러스 모델에 의한 식의 유도

최소전단보강근비는 인장내력이 약한 콘크리트에 사인장 균열이 발생할 경우, 최초균열발생시의 외력을 전단보강근이 지지해야 한다. 사인장 균열이 발생한 순간 철근콘크리트 부재의 요소는 Fig. 3(a)와 같은 트러스 모델에 의하여 힘의 흐름을 나타낼 수 있다. Fig. 3(a)에서 균열이 발생한 전단위험단면의 요소는 Fig. 3(b)와 같은 응력상태를 나타낸다. Fig. 3(b)에서  $l$ ,  $t$ 는 부재축 방향, 부재축과 직각방향을 나타내며, 1, 2는 콘크리트의 주인장 및 주압축 방향을 나타낸다. Fig. 3에서 콘크리트의 압축대는 부재축 방향에 대하여 각도  $\alpha$ 를 이루고 있다. 트러스 요소의 응력상태에 대한 힘의 평형조건에서 식(1), (2)를 유도할 수 있다.

$$\sigma_2^c \cos^2 \alpha + \sigma_1^c \sin^2 \alpha + \rho_l f_l = \sigma_t \quad (1)$$

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

$$\tau_{tt} = (-\sigma_2^c + \sigma_1^c) \sin \alpha \cos \alpha \quad (3)$$

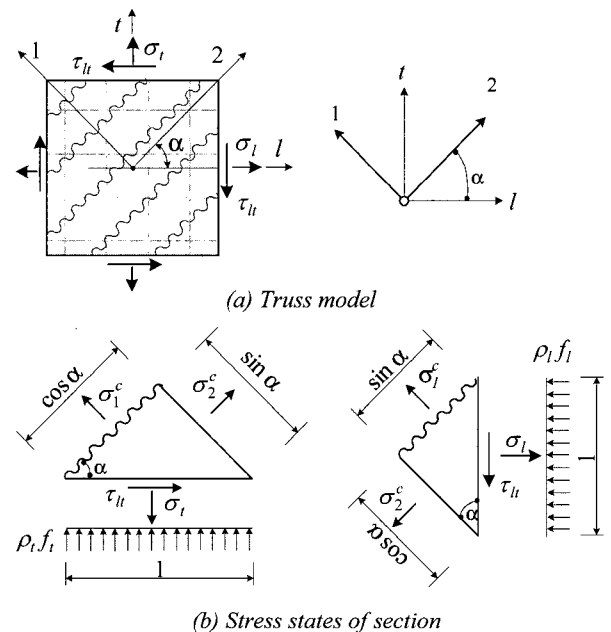


Fig. 3 Truss model and stress states of section

여기서,  $\sigma_2^c, \sigma_1^c$  : 2와 1방향의 콘크리트의 주응력,  
 $\sigma_l, \sigma_t$  :  $l$ 과  $t$ 방향의 철근의 직응력,  
 $\tau_u$  :  $l$ 과  $t$ 방향의 전단 응력,  
 $f_l, f_t$  :  $l$ 과  $t$ 방향의 철근의 평균 인장 응력,  
 $\rho_l, \rho_t$  :  $l$ 과  $t$ 방향의 철근비

철근콘크리트 부재의 사인장균열이 발생하기 직전과 직후의 요소의 응력은 Fig. 4와 같다. 철근콘크리트 요소에 대한 실험 또는 현재 널리 사용되고 있는 트러스 모델인 MCFT<sup>12)</sup> 또는 RA-STM<sup>13)</sup> 해석에 의하면 순수전단을 받는다( $\sigma_l = \sigma_t = 0$ ) 철근콘크리트 요소는 사인장균열이 발생하기 직전에 콘크리트의 주압축 및 주인장응력이 거의 동일하며, 균열 각도( $\alpha$ )는 45도에 가깝다.

따라서 Fig. 4(a)와 같이  $l$ 과  $t$ 방향의 전단 응력( $\tau_u$ )은 콘크리트 주압축응력( $\sigma_2^c$ ), 또는 콘크리트 주인장응력( $\sigma_1^c$ )과 거의 동일하다.  $\sigma_l^c$  및  $\sigma_t^c$ 는 식(1)과 (2)의 두 번째까지의 항의 합,  $\sigma_l^c = \sigma_2^c \cos^2 \alpha + \sigma_1^c \sin^2 \alpha$ ,  $\sigma_t^c = \sigma_2^c \sin^2 \alpha + \sigma_1^c \cos^2 \alpha$  이며 '0'에 가깝다. 또한, 사인장균열이 발생하기 직전의 철근이 받는 응력은 Fig. 4(b)와 같이 작으며( $\rho_l f_l \approx 0$ ), 각 재료의 응력-변형률 관계를 개략적으로 나타내면 Fig. 5와 같다. Fig. 5에서 사인장균열이 발생하기 직전의 콘크리트 주인장응력( $\sigma_1^c$ )은 균열 발생강도( $\sigma_{cr}$ )에 도달함을 알 수 있다. 따라서 식(1)-(3)에  $\sigma_l = \sigma_t = 0$ ,  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\rho_l f_l = \rho_t f_t \approx 0$ 을 대입하여 사인장균열이 발생하기 직전의 전단 응력( $\tau_u$ )을 구하면 식(4)와 같다.

$$\tau_u = \sigma_1^c = \sigma_{cr} \quad (4)$$

사인장균열이 발생한 직후, 콘크리트의 주인장응력( $\sigma_1^c$ )은 Fig. 5와 같이 급감하게 되며, 콘크리트가 저항하지 못하는 인장력을 철근이 부담하게 되므로 철근의 응력은 Fig. 4(b)와 같이 급증한다. 사인장균열이 발생한 직후 균열각도( $\alpha$ )는  $\sigma_2^c$ 와  $\sigma_1^c$ 의 차이에 의하여 Fig. 4(a)의 균열발생 이후와 같이 감소한다. 따라서 식(1)-(3)에  $\sigma_l = \sigma_t = 0$ ,  $\alpha \neq 45^\circ$ ,  $\rho_l f_l \neq 0$ ,  $\rho_t f_t \neq 0$ 을 대입하여 사인장균열이 발생한 직후의 전단 응력( $\tau_u$ )을 구하면 식(5)가 된다.

$$\tau_u = \frac{\rho_l f_l + \sigma_1^c}{\tan \alpha} \quad (5)$$

식(4)와 (5)에서 사인장균열 발생시의 전단 응력( $\tau_u$ )은 동일하며, 균열 발생후의 외력을 전단보강근이 지지하게 되므로 식(5)의 전단보강근 응력( $f_t$ )은 항복응력( $f_{ty}$ )으로 대체할 수 있다. 따라서 최소철근비( $\rho_{\min}$ )는 식(6)과 같다.

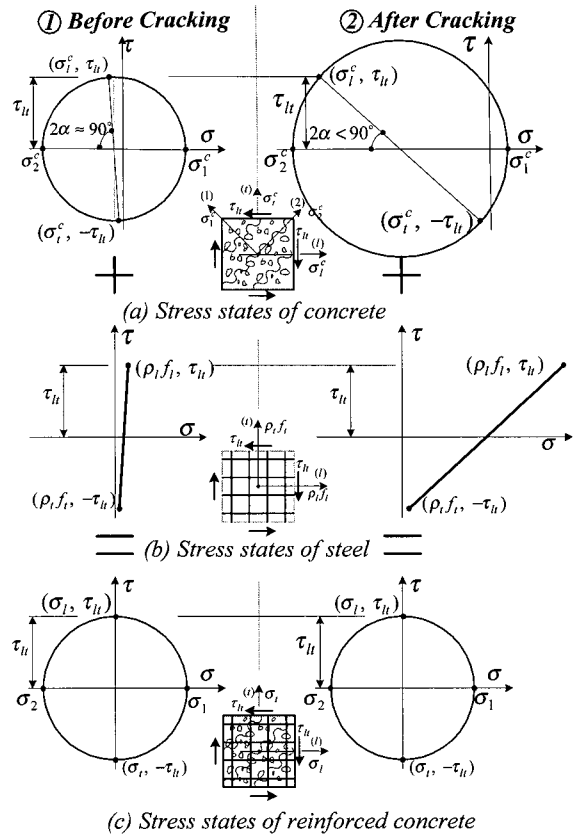


Fig. 4 Mohr's stress circles of RC elements before cracking or after cracking

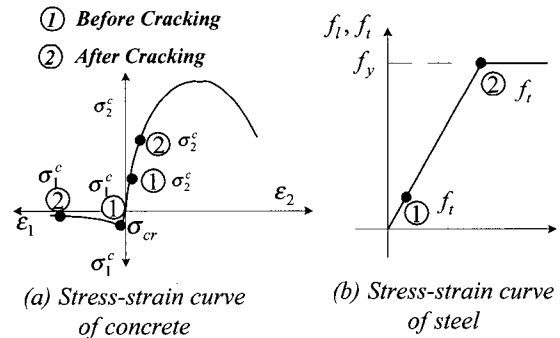


Fig. 5 Stress-strain curves of materials

$$\rho_{\min} = \frac{1}{f_{ty}} (\sigma_{cr} \tan \alpha - \sigma_1^c) \quad (6)$$

## 2.2 사인장균열 발생시의 균열각도( $\alpha$ )

사인장균열 발생시의 균열각도( $\alpha$ )는 트러스 모델에서 부재축과 이루는 콘크리트 주압축응력의 경사각이다. 따라서 균열 각도( $\alpha$ )는 Fig. 3의 트러스 모델의 위험요소에 대한 평균변형률의 관계에 의하여 구할 수 있다. Fig. 6(a)는 위험요소에 작용하는 평균변형률을 나타내며, Fig. 6(b)는 Mohr

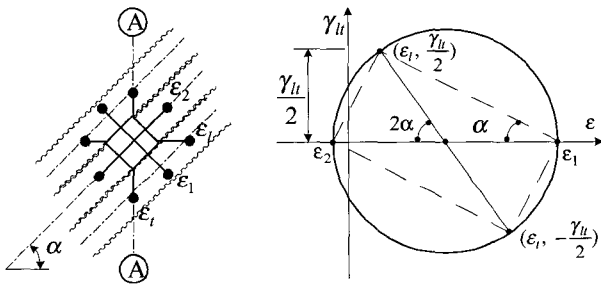
의 변형률 원을 나타낸다.

Fig. 6에서,  $\epsilon_l$ ,  $\epsilon_t$ 는 각각 l-방향과 t-방향의 평균변형률을 나타내며,  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$ 는 콘크리트의 주인장 및 압축변형률이다. 또한,  $\gamma_{ll}$ 는 l-t-방향의 평균 전단변형률을 나타낸다. Figs. 6(a)와 (b)를 이용하여 균열 각도( $\alpha$ )를 구하면 식(7)과 같다.

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{\epsilon_l - \epsilon_2}{\epsilon_t - \epsilon_2}} \quad (7)$$

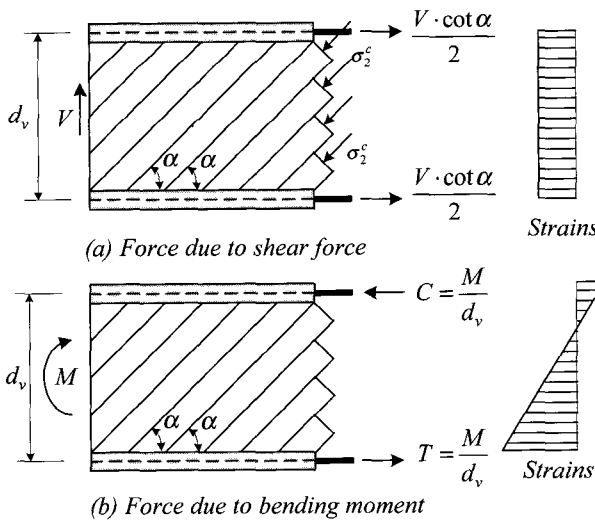
식(7)에서 콘크리트의 주압축변형률( $\epsilon_2$ )은 Fig. 6(b)의 Mohr의 원과 같이 상당히 작으므로  $\epsilon_2 = 0$ 로 가정할 수 있으며, 사인장 균열 발생시에 철근은 항복응력에 도달하므로 부재축과 수직되는 방향의 변형률( $\epsilon_t$ )은 철근의 항복변형률( $\epsilon_{ty}$ )로 대체할 수 있다.

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ty}}} \quad (8)$$



(a) Strain states of section (b) Mohr's strain circle

Fig. 6 Strain states of section and Mohr's strain circle



(b) Force due to bending moment

Fig. 7 Forces of upper and lower steel bars

### 3. 철근콘크리트 보의 최소전단보강근에 영향을 주는 요소

#### 3.1 사인장 균열발생 강도

순수전단을 받는 철근콘크리트 막요소의 사인장균열강도( $\sigma_{cr}$ )는 콘크리트의 인장강도의 함수로써 Collins 등<sup>12)</sup>, Hsu 등<sup>14)</sup>은 철근콘크리트 패널실험에 근거하여  $\sqrt{f_{ck}}$ 의 함수인  $\sigma_{cr}$ 예측식을 제안하였다. 그러나 철근콘크리트 패널과는 다르게 철근콘크리트 보의 사인장균열강도는 콘크리트의 인장강도와 함께 전단경간비( $a/d$ ) 및 주근비( $\rho_l$ )의 영향을 받아 변화한다. 즉, 현행 전단기준식의 콘크리트 전단저항내력( $\tau_c$ )을 철근콘크리트 보의 사인장균열강도( $\sigma_{cr}$ )로 간주할 수 있다.

$\tau_c$ 에 대한 여러 평가식 중 ACI 기준식은 전단보강근비가 작은 경우 실제 전단강도를 과대평가하는 경향<sup>15)</sup>이 있으므로, 이 논문에서는 Zsutty식<sup>16)</sup>을 채택하였다.

$$\sigma_{cr} = \tau_c = 2.1 \left( f_{ck} \rho_l \frac{d}{a} \right)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

#### 3.2 휨모멘트 및 전단경간비의 영향

Fig. 3과 같이 순수전단을 받는 철근콘크리트 막요소의 트러스 모델을 철근콘크리트 보에 적용하기 위해서는 보에 작용하는 휨모멘트의 영향이 평가되어야 한다.

Fig. 7은 휨모멘트와 전단력이 작용하는 철근콘크리트 보의 상, 하철근이 받는 힘을 나타낸다. 인장철근(하부 철근)에 작용하는 인장력은 전단과 휨모멘트에 의한 힘의 합이다. 사인장균열 발생시에 인장철근은 탄성상태이므로 인장철근의 변형률( $\epsilon_{ll}$ )는 식(10)이 된다.

$$\epsilon_{ll} = \frac{M/d_v + 0.5 V \cot \alpha}{A_l E_s} \quad (10)$$

여기서,  $V$ 는 전단력,  $M$ 은 휨모멘트,  
 $A_l$ 은 l-방향 주인장철근의 단면적,  
 $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  
 $d_v$ 는 상, 하 철근중심간의 거리

이 논문에서는 기존의 연구<sup>17,18)</sup>를 이용하여 철근콘크리트 보의 전단위험단면을 최대전단력이 발생하는 위치에서  $d_v$ 만큼 떨어진 단면으로 하였다. 즉, 지점 또는 가력점과 같은 D구역(응력교란구간)에서는 콘크리트 압축대의 각도( $\alpha$ )가 증가하여 부채꼴 형태의 응력장(2-3-5)을 형성하

며 가력점에 가까워질수록 콘크리트는 썩기 효과에 의하여 2축 압축력을 받아 전단 저항 내력이 커지기 때문이다 (Fig. 8). 따라서 부재 중앙부에서 집중하중을 받는 단순보의 경우, 전단력이 일정하며 부재 중앙부에 최대 휨모멘트가 작용하므로 전단위험단면은 Fig. 8(a)와 같이 부재 중앙에서  $d_v$ 만큼 떨어진 위치가 된다.

이 논문에서는 1-방향의 변형률( $\epsilon_l$ )을 압축철근과 인장철근의 평균값으로 정하였으며, 압축철근의 변형률은 인장철근의 변형률( $\epsilon_t$ )에 비하여 매우 작으므로 이를 무시하였다. 따라서  $\epsilon_l = \epsilon_t/2$ 이며, 이를 식(8) 및 (10)에 대입하면, 사인장균열이 발생한 철근콘크리트 보의  $\epsilon_l$ 은 식(11)과 같다.

$$\epsilon_l = \frac{V(a-d_v)}{d_v} + 0.5 V \sqrt{\frac{\epsilon_{ty}}{\epsilon_l}}}{2A_l E_s} \quad (11)$$

식(11)에서  $V$ 를 전단응력( $\tau_c$ )으로 변환하고,  $d_v$ 를 단면유효높이( $d$ )로 가정하여 식(12)를 구할 수 있다.

$$\epsilon_l = \frac{\tau_c b(a-d) + 0.5(\tau_c b d) \sqrt{\epsilon_{ty}/\epsilon_l}}{2A_l E_s} \quad (12)$$

식(12)에서의 미지수  $\epsilon_l$ 은 Newton-Raphson법을 이용하여 정해를 구하거나 식(13)과 같이 근의 해를 이용한 근사해를 구할 수 있다.

$$\epsilon_l = \frac{\tau_c b(a-d)(2+\sqrt{2})}{4A_l E_s} \quad (13)$$

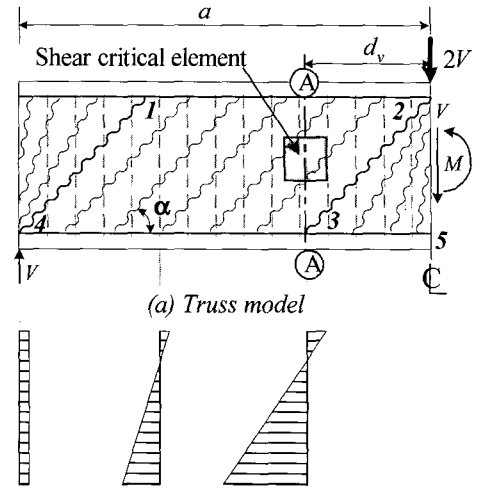
### 3.3 콘크리트 주인장응력

콘크리트의 주인장응력( $\sigma_1^c$ )은 Fig. 9와 같이 사인장균열이 발생한 직후 급격히 감소한다. 주인장응력( $\sigma_1^c$ )에 대해서 Collins 등<sup>12)</sup>, Hsu 등<sup>14)</sup>이 철근콘크리트 패널실험에 근거한 평가식을 제안하였다. 패널실험에 의하면  $\sigma_1^c$ 는 균열 발생 이후 주인장변형률( $\epsilon_1$ )이 증가함에 따라서 급격하게 감소한다. 이 논문에서는 사인장 균열 발생 이후의  $\sigma_1^c$ 를 Hsu등의 제안식(14)를 적용하여 구하였다.

$$\sigma_1^c = f_{cr} \left( \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_1} \right)^{0.4} \quad (14)$$

여기서,  $f_{cr} = \tau_c$  : 균열발생강도,

$\epsilon_{cr} = 0.00008$  : 균열발생 변형률



(b) Longitudinal strain distributions

Fig. 8 Critical shear section of RC beams

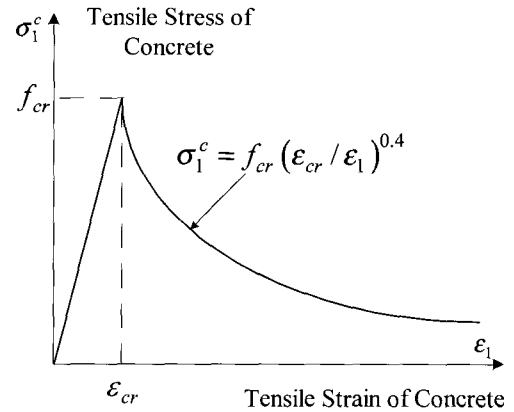


Fig. 9 Tensile stress vs. tensile strain curve of concrete

## 4. 철근콘크리트 보의 최소전단보강률 평가식 및 평가식의 분석

### 4.1 철근콘크리트 보의 최소전단보강률 평가식

식(6)에 제안된 최소전단보강률 평가식은 2, 3장에서 설명된 식(8), (9), (12) 및 (14)를 대입하여 구할 수 있다. 따라서 5개의 식을 이용하여 정확한 철근콘크리트 보의 최소전단보강률 비( $\rho_{min}$ )를 구할 수 있지만, 이러한 식을 설계에 적용하기에는 계산식이 너무 복잡하다. 이 논문에서는 식(8), (9), (13) 및 (14)을 식(6)에 대입하여 식(15)와 같이 간략화 하였다. 식(15)에는  $\rho_{min}$ 에 영향을 주는 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ ), 전단보강률의 항복응력( $f_{ty}$ ), 주인장철근비( $\rho_l$ ), 전단경간비( $a/d$ )의 영향이 고려되었다.

$$\rho_{\min} = 0.035 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ty}} \left( \frac{a}{\rho_l d} \right)^{0.1} \quad (\text{MPa}) \quad (15)$$

약산식(15)와 식(8), (9), (12) 및 (14)을 식(6)에 대입하여 구한 정해(正解)의 차이를 비교하여 정리하면 Figs. 10(a)-10(c)와 같다. Fig.10(a)는  $\rho_l=0.03$ ,  $a/d=3$ ,  $f_{ty}=400$  MPa에 대하여  $f_{ck}$ 를 20 MPa에서 120 MPa로 증가시켰을 때의 정해와 근사해의 차이를 나타낸다. 그림에서 식(15)는 정해와 최대 5.1%의 차이가 있음을 알 수 있다. 특히,  $f_{ck}=70$  MPa 전후에서의 차이는 1%에 지나지 않는다.

Fig.10(b)는  $f_{ck}=40$  MPa,  $a/d=3$ ,  $f_{ty}=400$  MPa로 고정한 후  $\rho_l$ 을 0.01에서 0.06으로 증가시켰을 때의 정해와 근사해의 차이를 나타낸다. 그림에서 식(15)는 정해와 최대 3.7%의 차이가 있음을 알 수 있다. 특히,  $\rho_l \geq 0.03$ 에서의 차이는 최대 2.5%에 지나지 않는다.

Fig.10(c)는 전단경간비( $a/d$ )의 영향을 나타낸다. 정해와 근사해는  $f_{ck}=40$  MPa,  $\rho_l=0.03$ ,  $f_{ty}=400$  MPa를 고정한 후 비교하였다. Fig.10(c)에서 두 값의 차이는 최대 2.3%로 매우 유사함을 알 수 있다.

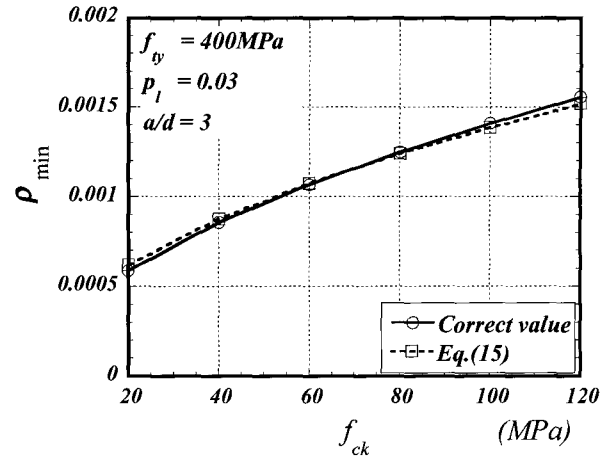
따라서 식(8), (9), (12) 및 (14)을 식(6)에 대입하여 구한 정해는 식(15)와 같이,  $f_{ck}$ ,  $f_{ty}$ ,  $\rho_l$ ,  $a/d$ 의 함수로 간략화 할 수 있다.

#### 4.2 제안된 최소전단평가식과 현행기준식의 비교

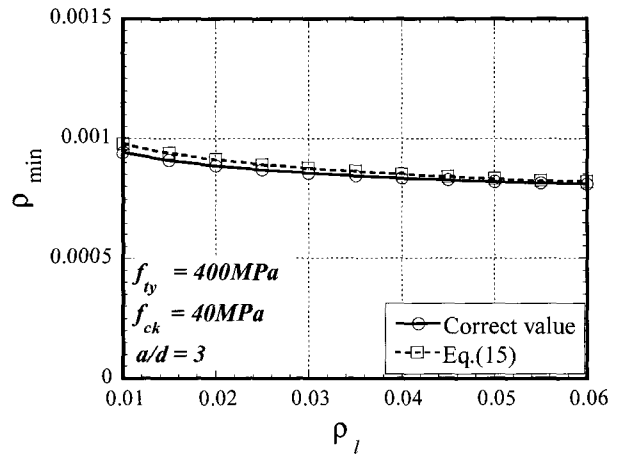
트러스 모델에 의하여 유도된 식(15)는 흥미롭게도 Roller등<sup>11)</sup>의 실험에 근거하여 새롭게 개정된 ACI 319-02 기준식(Table 1)과 매우 유사하였다. ACI 319-02 기준식은 콘크리트의 압축강도의 영향을 실험을 통하여 평가한 후, 이를 새롭게 반영한 식이다. 한편, 트러스 모델에 의하여 유도된 제안식(15)는 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ ), 전단보강근의 항복응력( $f_{ty}$ )과 함께 주근비( $\rho_l$ ), 전단경간비( $a/d$ )의 영향을 포함하고 있다. 이러한 주근비와 전단경간비가 최소전단보강근비에 미치는 영향은 Figs. 11(a) ~ 11(c)와 같다. Fig.11(a)는 전단보강근의 항복응력( $f_{ty}$ )을 400 MPa; 주근비( $\rho_l$ )를 0.03, 전단경간비( $a/d$ )를 3으로 고정한 후, 콘크리트의 압축강도의 증가에 따라서 변화하는 최소전단보강근비( $\rho_{\min}$ )를 나타낸다. 주어진 값에 대하여 콘크리트 압축강도의 영향을 고려하고 있는 ACI 318-02 규준과 제안식(15)는 거의 일치하고 있음을 알 수 있다. 즉, 두 식의  $\rho_{\min}$ 은  $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례하여 증가하였다. 한편, KCI-99 기준식은  $f_{ck} \leq 69$  MPa에서는  $f_{ck}$ 에 무관하게 일정하였으며,  $f_{ck} > 69$  MPa에서는  $f_{ck}$ 에 비례하여 증가하여 ACI

318-02 및 제안식(15)와 큰 차이를 나타내었다.

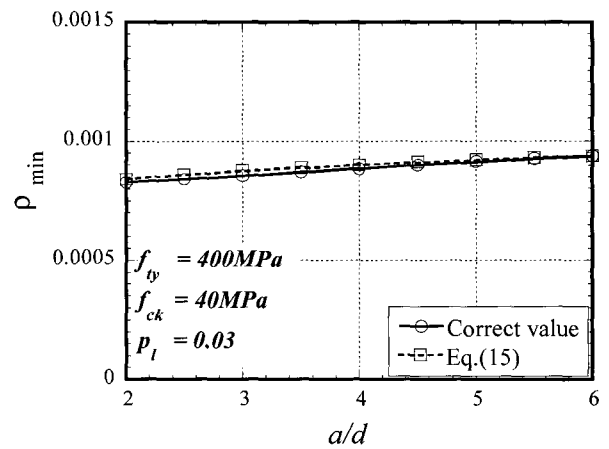
Fig.11(b)는  $f_{ty}=400$  MPa,  $f_{ck}=40$  MPa,  $a/d=3$ 으로 일정한 실험체의 주인장철근비( $\rho_l$ )의 증가에 따라서 변화하는 최소전단보강근비( $\rho_{\min}$ )를 나타낸다.



(a)  $f_{ck} - \rho_{\min}$  relationship



(b)  $\rho_l - \rho_{\min}$  relationship



(c)  $a/d - \rho_{\min}$  relationship

Fig. 10 Comparison of the correct and simplified minimum shear reinforcement ratio

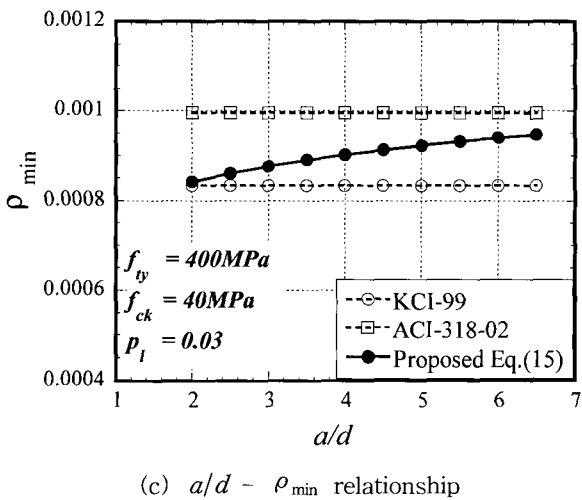
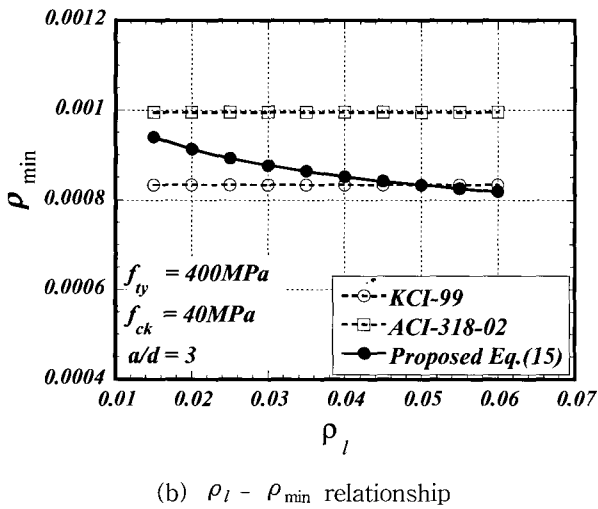
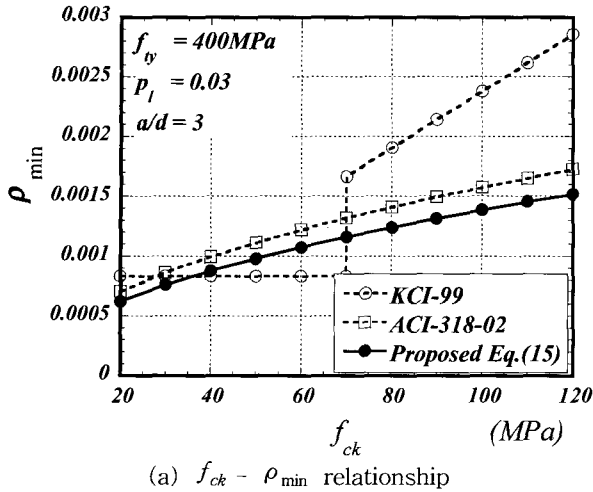


Fig. 11 Comparison of the predicted and observed minimum shear reinforcement ratio

주어진 값에 대하여 주인장철근비의 영향을 고려하고 있는 제안식(15)는  $\rho_l$ 이 증가함에 따라서  $\rho_{min}$ 은 감소하였다. 그러나 KCI-99기준식 및 ACI 318-02 기준에서는  $\rho_l$ 의

영향을 무시하여  $\rho_l$ 의 변화에 무관하게  $\rho_{min}$ 은 일정하였다.

Fig.11(c)는  $f_{ty} = 400$  MPa,  $f_{ck} = 40$  MPa,  $\rho_l = 0.03$ 인 실험체에 대하여 전단경간비( $a/d$ )의 증가에 따라서 변화하는 최소전단보강근비( $\rho_{min}$ )를 나타낸다. 주어진 값에 대하여 전단경간비의 영향을 고려하고 있는 제안식(15)는  $a/d$ 가 증가함에 따라서  $\rho_{min}$ 도 증가하였다. 그러나 KCI-99기준식 및 ACI 318-02 기준에서는  $a/d$ 의 영향을 무시하여  $a/d$ 의 변화에 무관하게  $\rho_{min}$ 은 일정하였다.

#### 4.3 철근콘크리트 보의 최소전단보강근에 영향을 주는 요소의 상호관계

Figs. 10(a)에서 최소전단보강근비( $\rho_{min}$ )는 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ )의 증가와 함께 증가하였다.  $\rho_{min}$ 에 대한  $f_{ck}$ 의 영향을 식(6)의 보의 사인장균열강도( $\sigma_{cr}$ ), 균열각도( $\alpha$ ) 및 콘크리트의 주인장응력( $\sigma_1^c$ )로 분리하여 살펴보면 Fig. 12(a)~12(c)와 같다.

Fig. 12(a)에서  $f_{ck}$ 가 증가함에 따라  $\sigma_{cr}$ ,  $\alpha$  및  $\sigma_1^c$ 가 모두 증가함을 알 수 있다. 한편, Fig. 10(b)에서  $\rho_{min}$ 은 주근비( $\rho_l$ )의 증가에 의하여 감소하지만 그 차이는 크지 않다. 이는  $\rho_l$ 이 보의 균열발생강도( $\sigma_{cr}$ ), 균열각도( $\alpha$ ) 및 콘크리트의 주인장응력( $\sigma_1^c$ )에 상반된 영향을 미치기 때문이다.

Fig.12(b)는  $f_{ck} = 40$  MPa,  $f_{ty} = 400$  MPa,  $a/d = 3$ 으로 고정한 후,  $\rho_l$ 의 증가에 의하여 변화하는  $\sigma_{cr}$ ,  $\alpha$  및  $\sigma_1^c$ 의 관계를 나타낸다. 그림에서  $\rho_l$ 이 증가함에 따라  $\sigma_{cr}$  및  $\sigma_1^c$ 는 증가하지만,  $\alpha$ 는 감소함을 알 수 있다. 결과적으로  $\rho_{min}$ 은 Fig. 10(b)와 같이  $\sigma_{cr}$ ,  $\alpha$  및  $\sigma_1^c$ 의 상호영향에 의하여  $\rho_l$ 의 증가에 의하여 감소하지만 그 차이는 크지 않다.

Fig. 12(c)는  $f_{ck} = 40$  MPa,  $f_{ty} = 400$  MPa,  $\rho_l = 0.03$ 으로 고정한 후, 전단경간비( $a/d$ )의 증가에 의하여 변화하는  $\sigma_{cr}$ ,  $\alpha$  및  $\sigma_1^c$ 의 관계를 나타낸다.  $\rho_l$ 의 영향과는 상반되게  $a/d$ 가 증가함에 따라  $\sigma_{cr}$  및  $\sigma_1^c$ 는 감소하지만,  $\alpha$ 는 증가하였다. 따라서  $a/d$ 는 Fig. 10(c)와 같이  $\sigma_{cr}$ ,  $\alpha$  및  $\sigma_1^c$ 의 상호영향에 의하여  $a/d$ 의 증가에 의하여 증가하지만 그 차이는 크지 않다.

철근콘크리트 보와는 다르게 휨모멘트의 영향이 비교적 작은 철근콘크리트 벽체에서는  $f_{ck}$ ,  $\rho_l$  및  $a/d$ 가  $\sigma_{cr}$ ,  $\alpha$  및  $\sigma_1^c$ 에 미치는 영향이 달라져 철근콘크리트 벽체에 대한 최소전단보강근비의 값도 달라진다.



## 5. 제안된 최소전단보강률 평가식과 실험결과의 비교

철근콘크리트 보의 최소전단보강률( $\rho_{min}$ )에 대한 기존 실험의 대부분은 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ )를 변수로

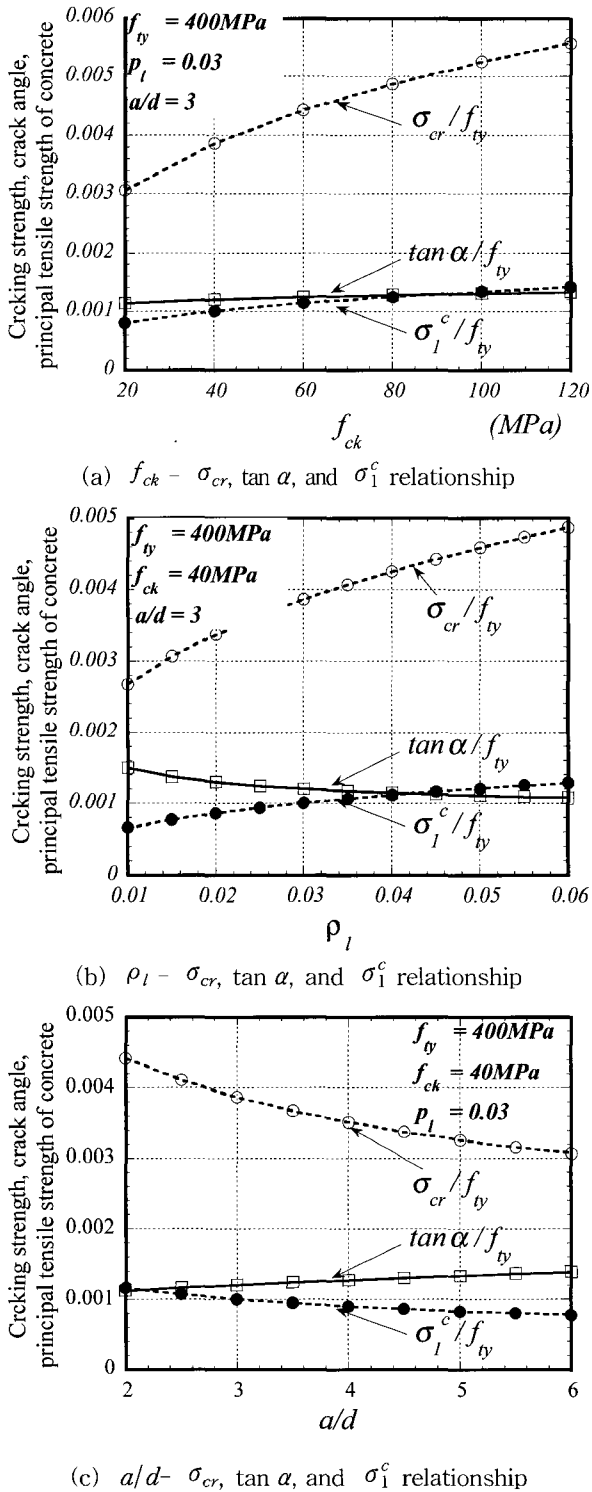


Fig. 12 Effects of  $\sigma_{cr}$ ,  $\tan \alpha$ , and  $\sigma_1^c$  to minimum shear reinforcement ratio

하고 있다. 이 논문에서는 철근콘크리트 보의 기존 실험결과 중에서 제안된 최소전단평가식(15), 현행 콘크리트 기준식, 또는 ACI-318-02 기준식에 의하여 계산된 최소전단보강률( $\rho_{min}$ )을 사용하고 있는 실험값을 선정한 후, 이를 제안식 및 기준식과 비교하였다. 비교된 철근콘크리트 실험체의 재료물성은 Appendix에 상세히 설명되어 있다.

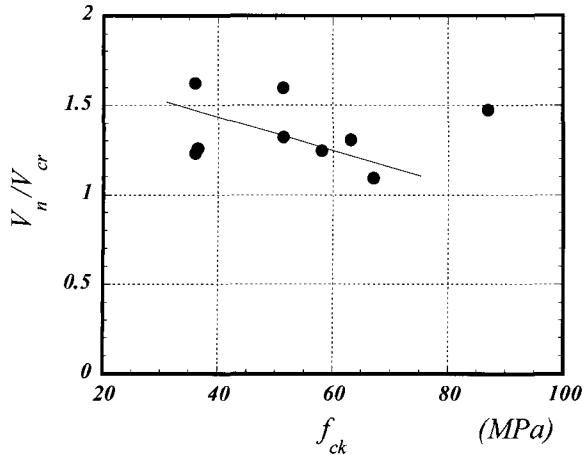
Fig. 13(a)는 현행 우리나라 콘크리트 기준식(KCI-99)에 의하여 계산된 최소전단보강률을 사용한 철근콘크리트 보의 전단 여유내력-콘크리트 압축강도 관계를 나타낸다. 그림의 y축은 전단강도( $V_n$ )를 콘크리트 사인장균열 강도( $V_{cr}$ )로 나눈 값이며, 이 논문에서는  $V_n/V_{cr}$ 을 전단 여유내력으로 하였다. Fig. 13(a)에서  $f_{ck} \leq 69\text{MPa}$ 에서 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ )가 증가함에 따라  $V_n/V_{cr}$ 은 감소하여 부재는 사인장균열이 발생함과 거의 동시에 파괴하였다. 이는 현행 기준식이  $f_{ck} \leq 69\text{MPa}$ 에서는  $f_{ck}$ 의 영향을 무시하고  $\rho_{min} = 0.35/f_{ty}$ 에 의하여  $\rho_{min}$ 을 정하기 때문이다.  $f_{ck} > 69\text{MPa}$ 에서 KCI-99의  $\rho_{min}$ 이 증가하여 전단 여유내력도 증가하였다.

Figs. 13(b)와 (c)는 ACI 318-02 및 제안식(15)에 의하여 계산된 최소전단보강률을 사용한 철근콘크리트 보의 전단 여유내력-콘크리트 압축강도 관계를 나타낸다. ACI 318-02 및 제안식(15)의  $\rho_{min}$ 은  $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례하여 증가하므로, Figs. 13(b), (c)와 같이 전단 여유내력( $V_n/V_{cr}$ )은 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ )와 무관하게 약 1.5의 일정한 값을 보유하였다. 따라서  $\rho_{min}$ 은  $f_{ck}$ 의 영향을 고려하여 평가되어야 함을 알 수 있다. 제안식(15)에서 고려하고 있는  $\rho_{min}$ 에 대한 주인장철근비( $\rho$ ) 및 전단경간비( $a/d$ )를 변수로 하는 기존의 실험결과는 매우 부족하여 이에 대한 평가는 이루어지지 못하였다. 따라서 이에 대한 실험적 검증이 요구된다.

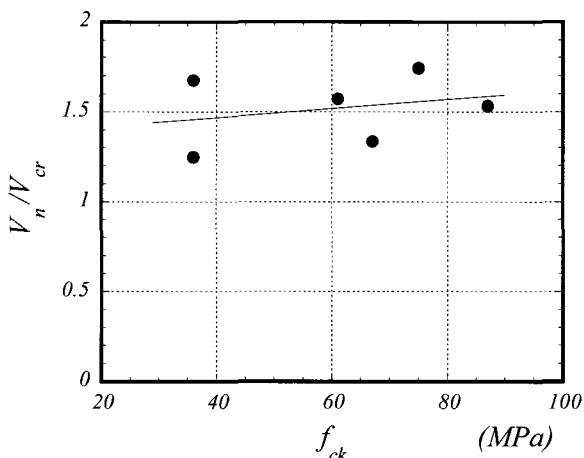
## 6. 결론

우리나라, 일본 및 유럽에서 현재 사용되고 있는 철근콘크리트 구조설계기준의 최소전단철근비( $\rho_{min}$ )에 대한 기준식은 동일한 콘크리트의 실린더 압축강도에 대하여 최대 2배 이상의 차이가 있다.

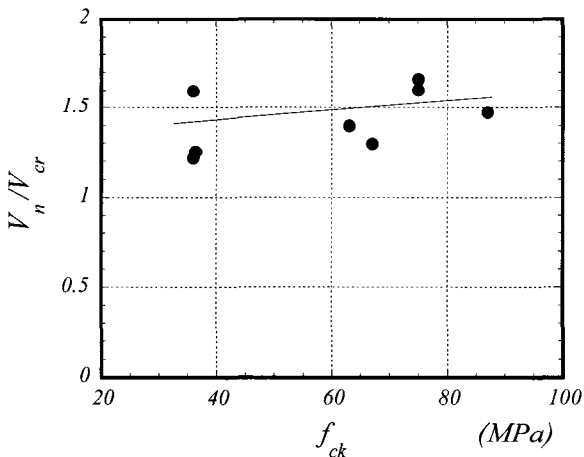
또한, 각 규준의  $\rho_{min}$  평가식은 실험결과에 근거하여 결정되었기 때문에 채택된 기준식이 근거로 하고 있는 실험범위를 벗어 날 경우 실제의  $\rho_{min}$  값을 정확히 예측하지 못한다. 이 논문에서는 트러스 모델과 모멘트 효과를 이용하여 철근콘크리트 보의 최소전단철근비 식을 이론적으로 유도하였다. 이 연구에서 제안한  $\rho_{min}$ 에 대한 평가식의 특징은 다음과 같다.



(a) KCI-99 Code



(b) ACI-318-02 Code



(c) Proposed Eq.(15)

Fig. 13 Rate of shear strength to diagonal shear cracking strength

- 1) 제안식에 의하여 계산된  $\rho_{min}$  은 콘크리트 압축강도 ( $f_{ck}$ )에 따라 변화하며,  $\rho_{min}$ 의 변화는 ACI 318-02 및 캐나다 규준과 비슷한 분포를 나타냈다.
- 2) KCI-99 및 ACI 318-02의  $\rho_{min}$  은 주인장철근비( $\rho_l$ )에 관계없이 일정하지만 본 논문에서 제안된 식(15)에

의한  $\rho_{min}$  은 주인장철근비가 증가할수록 줄어드는 양상을 보였다.

- 3) 전단경간비에 따른 최소전단철근비에 대하여 KCI-99 및 ACI 318-02에 의한  $\rho_{min}$  은 전단경간비( $a/d$ )에 관계없이 일정한 값을 보였지만 제안식(15)에 의한  $\rho_{min}$  은 전단경간비가 증가할수록 증가하는 양상을 보였다.
- 4) 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ )가 변화하는 기존 철근콘크리트 보의 실험결과에 대한 비교에서, KCI-99기준식의 전단 여유내력( $V_n/V_{cr}$ )은  $f_{ck}$ 가 증가함에 따라 감소하여 부재는 사인장균열이 발생함과 거의 동시에 파괴하였다.
- 5) ACI-318-02 및 제안식(15)의  $\rho_{min}$  은  $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비례하여 증가하므로, 고강도 콘크리트에 대해서도 전단 여유내력( $V_n/V_{cr}$ )이 약 1.5의 값을 나타냈다.

### 감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구(R05-2002-000-00120-0) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

### 참고 문헌

1. Johnson, M. K. and Ramirez, J. A., "Minimum Shear Reinforcement in Beams with High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.4, July-Aug. 1989, pp.376~382.
2. Krauthammer, T., "Minimum Shear Reinforcement Based on Interfere Shear Transfer," *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.1, Jan.-Feb. 1992, pp.99~382.
3. ACI Committee 318-89, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACT 318-89/ACI 318R-89)," American Concrete Institute, Detroit, 1989, 389pp.
4. ACI Committee 318-02, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACT 318-02/ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Detroit, 2002, 443pp.
5. CSA Committee A23.3, "Design of Concrete Structures for Buildings," CAV3-A23.3-M94, Canadian Standards Association, Canada, 1994, 199pp.
6. CEB-FIP, "CEB-FIP Model Code 1990," Committee Euro-International du Beton, London, 1991, 437pp.
7. Architectural Institute of Japan, "Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," Architectural Institute of Japan, Japan, 1991, 654pp.

8. 한국콘크리트학회, 대한건축학회, “콘크리트 구조설계 기준”, 한국콘크리트학회, 대한건축학회, 1999, 319pp.

9. 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, Sep.-Oct. 1996, pp.576~584.

10. Ozcebe, G., Ersoy, U., and Tankut, T., “Evaluation of Minimum Shear Reinforcements for High Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.3, May-Jun. 1999, pp.361~368.

11. Roller, J. J. and Russell, H. G., “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol.87, No.2, Mar.-Apr. 1990, pp.191~198.

12. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., “The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,” *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2. Mar.-Apr. 1989, pp.219~231.

13. Hsu, T. T. C., “Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion,” *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No.6, Nov.-Dec. 1988, pp.624~635.

14. Belarbi, A. and Hsu, T.T.C., “Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, Jul.-Aug. 1994, pp.465~474.

15. MacGregor, J.G., “*Reinforced Concrete Mechanics and Design*,” Prentice Hall, New Jersey, 1997, 939pp.

16. Zsutty, T. C., “Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests,” *ACI Structural Journal*, Vol.68, No.2, Feb. 1971, pp.138~143.

17. Watanabe, F and Lee, J.-Y., “Theoretical Prediction of Shear Strength and Failure Mode of Reinforced Concrete Beams,” *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.6, Nov.-Dec., 1998, pp.749~757.

18. Vecchio, F. J. and Collins, M. P. “Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression-Field Theory,” *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.3, May-Jun., 1988, pp.258~268.

Appendix

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)	$\rho_l$ (%)	$f_{ly}$ (MPa)	$\rho_t$ (%)	$f_{ty}$ (MPa)	$a/d$	$V_{cr}$ (kN)	$V_n$ (kN)
N1-S <sup>(9)</sup>	36.0	2.8	430	0.0	430	3	245	245
N1-N <sup>(9)</sup>	36.0	2.8	430	0.0814	430	3	260	320
N2-S <sup>(9)</sup>	36.0	2.8	430	0.0814	430	3	200	325
N2-N <sup>(9)</sup>	36.0	2.8	430	0.1163	430	3	254	349
M1-S <sup>(9)</sup>	67.0	2.8	430	0.0	430	3	289	289
M1-N <sup>(9)</sup>	67.0	2.8	430	0.0814	430	3	289	316
M2-S <sup>(9)</sup>	67.0	2.8	430	0.1163	430	3	289	383
M2-N <sup>(9)</sup>	67.0	2.8	430	0.1628	430	3	289	463
H1-S <sup>(9)</sup>	87.0	2.8	430	0.0	430	3	311	311
H1-N <sup>(9)</sup>	87.0	2.8	430	0.0814	430	3	311	334
H2-S <sup>(9)</sup>	87.0	2.8	430	0.1395	430	3	311	480
H2-N <sup>(9)</sup>	87.0	2.8	430	0.2326	430	3	334	516
2 <sup>(1)</sup>	36.4	2.49	525	0.072	479	3.1	177	222
7 <sup>(1)</sup>	51.3	2.49	525	0.072	479	3.1	177	281
8 <sup>(1)</sup>	51.3	2.49	525	0.072	479	3.1	196	258
ACI56 <sup>(10)</sup>	58.0	3.46	450	0.139	255	5	75.0	93.6
TH56 <sup>(10)</sup>	63.0	3.46	450	0.167	255	5.2	75.4	103.5
TS56 <sup>(10)</sup>	61.0	3.46	450	0.239	255	5	75.6	129.2
TH59 <sup>(10)</sup>	75.0	4.43	450	0.187	255	5	75.0	119.3
TS59 <sup>(10)</sup>	82.0	4.43	450	0.279	255	5	74.6	125.4
TS36 <sup>(10)</sup>	75.0	2.59	450	0.239	255	3	85.2	155.9

요 약

철근콘크리트 부재가 취성적이며 국부적으로 파괴되지 않도록 하기 위하여 각 기준식에서는 철근콘크리트 부재의 최소전단보강근비를 요구하고 있다. 우리나라에서 현재 사용되고 있는 철근콘크리트 구조설계기준의 최소전단철근비에 대한 기준식과 캐나다 기준식, 유럽 기준식, 일본건축학회 기준식을 비교하면 각 기준식에 의하여 계산된 최소전단보강근비 값에는 많은 차이가 있어 그 신뢰성에 의문을 갖게 한다.

즉, 동일한 콘크리트의 실린더 압축강도에 대하여 각 기준식의 최소전단보강근비 값은 최대 2배 이상의 차이가 있다. 또한, 최소전단보강근비에 영향을 주는 요소가 각 기준식마다 다르며, 이에 대한 연구도 그 중요성에 비하여 극히 적은 실정이다. 이 연구에서는 트러스 모델에 근거한 이론적인 방법에 의하여 철근콘크리트 부재의 최소전단보강근비를 예측하였다. 제안식에는 최소전단철근비에 영향을 주는 콘크리트의 압축강도, 전단보강근의 항복응력, 주근비, 전단경간비의 영향이 고려되었다. 제안식에 의하여 계산된 최소전단철근비는 콘크리트 압축강도에 따라 변화하며, ACI 318-02 및 캐나다 규준과 비슷한 분포를 나타냈다. KCI-99 및 ACI 318-02의 최소전단철근비는 주인장철근비에 관계없이 일정하지만 제안식에 의한 최소전단철근비는 주인장철근비가 증가할수록 줄어드는 양상을 보였다. 또한, 전단경간비에 따른 최소전단철근비에 대하여 KCI-99 및 ACI-318-02에 의한 최소전단철근비는 전단경간비에 관계없이 일정한 값을 보였지만 제안식에 의한 최소전단철근비는 전단경간비가 증가할수록 증가하는 양상을 보였다.

**핵심용어** : 최소전단보강근비, 트러스모델, 철근콘크리트 보, 압축강도, 주인장철근비, 전단경간비