철근콘크리트 보-기둥 접합부의 전단강도 평가

Shear Strength Estimate of Reinforced Concrete Beam-Column Joints

채희대* 이정윤**
Chai, Hyee-Dai Lee, Jung-Yoon

ABSTRACT

An accurate and rational analytical proposal for determining the shear strengths of interior beam-column joints is presented in this paper. The proposed equation is derived using a compatiblity aided truss model theory. The accuracy of the proposed equation was checked by comparing calculated shear strength of joints with experimental results reported papers in literature. The comparison showed that the proposed equation predicted the experimental shear strength of joints with reasonable agreement.

1. 서론

최근 건축물의 초고층화로 인하여 안정성과 경제성에 바탕을 둔 구조부재의 내력을 정확히 평가할 필요성이 커지고 있다. 전단력과 휨모멘트의 지배를 받는 철근콘크리트 접합부의 거동은 일반적으로 콘크리트 압괴에 의한 전단파괴로 이어지기 때문에 부재는 취성적인 파괴를 일으킨다. 구조부재에서 접합부의 파괴는 구조물의 변형을 크게하거나 붕괴를 가져오므로 강도와 변형에 대한 정확한 예측이 필요하다. 현재 접합부에 관한 ACI 318-02 기준[1]은 콘크리트의 강도만을 고려한 실험에 의한 경험식이다. 보다 합리적으로 구조물의 안정성을 평가하기 위해서는 횡하중과 중력하중을 받는 접합부의 내력을 이론적으로 정확하게 평가해야 한다.

본 논문에서는 변형률의 적합조건을 고려한 트러스 이론의 하나인 회전각 트러스모델을 이용하여 접합부 내력 평가식을 유도하였다. 유도된 제안식은 접합부의 전단내력이 인근보의 내력보다 약해져 파괴되는 경우에 대하여 기존의 연구자들[2,3,4]에 의해 실험된 30개의 철근콘크리트 내부접합부 실험결과를 이용하여 제안식을 비교 분석하였다. 콘크리트의 압축강도 이외의 보방향 철근비 및 축력비의 영향을 고려하여 접합부의 전단강도를 평가하였다.

2. 전단강도 평가식 유도

그림 1(a)는 휨모멘트와 전단력에 의하여 균열이 발생한 철근콘크리트 접합부를 나타낸다. 본 연구

* 정회원, 성균관대학교 건축공학과 석사과정
** 정회원, 성균관대학교 건축공학과 조교수

에서는 그림 1(b)와 같은 균열이 발생한 접합부 요소의 응력조건을 이용하여 다양한 변수를 고려한 철근콘크리트 접합부의 전단강도 평가식을 유도하였다. 모어의 원으로부터 그림 1의 콘크리트 요소 A에 작용하는 전단력 τ_{lt}와 주응력 σ_1^c, σ_2^c의 관계식을 식(1)과 같이 구할 수 있다.

$$\tau_{lt}=(\sigma_1^c-\sigma_2^c)\sin\alpha\cdot\cos\alpha \tag{1}$$

여기서, 접합부 콘트리트의 균열각 α는 접합부의 기하학적 형상으로 구할 수 있다. σ_1^c와 σ_2^c는 1과 2 방향에 작용하는 콘크리트 주인장, 주압축응력이다. 반복되는 횡하중 하에서의 파괴는 우선 접합부 콘크리트의 사인장균열 발생 이후 균열의 폭이 증가하면서 접합부의 내력이 감소하게 되며 콘크리트 압괴에 의한 전단파괴가 발생한다. 이때 주 압축응력 σ_2^c는 압괴시 콘크리트의 유효압축강도 νf_{ck}와 같다.

요소 A는 t방향에 대한 평형조건으로부터 식(2a, b)를 유도할 수 있다.

$$f_l=(\sigma_l-\sigma_2^c\cdot\cos^2\alpha-\sigma_1^c\cdot\sin^2\alpha)/\rho_l \tag{2a}$$

$$f_t=(\sigma_t-\sigma_2^c\cdot\sin^2\alpha-\sigma_1^c\cdot\cos^2\alpha)/\rho_t \tag{2b}$$

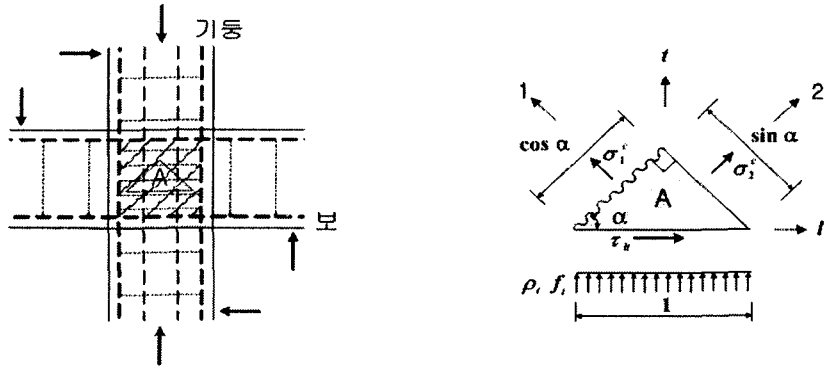
여기서, ρ_l, ρ_t는 각각 l방향과 t방향의 철근비이며, f_l, f_t는 각방향 접합부 철근의 응력이다. 콘크리트의 주인장응력, σ_1^c는 콘크리트의 주압축응력에 비하여 상대적으로 작은값이므로 $\sigma_1^c=0$으로 가정한다.

변형률의 적합조건으로부터 식(3)을 구할 수 있다.

$$\varepsilon_1+\varepsilon_2=\varepsilon_l+\varepsilon_t \tag{3}$$

여기서, ε_1과 ε_2는 각각 1방향과 2방향에 작용하는 콘크리트 주인장 및 주압축 변형률이며, ε_l, ε_t는 각방향 접합부 철근의 평균변형률이다. 이 식에서 ε_2는 ε_l과 ε_t에 비해 상당히 작은 값이므로 $\varepsilon_2=0$이라 가정하고 철근의 변형률을 탄성으로 하면, ε_1에 관한 식(4)를 유도할 수 있다.

$$\varepsilon_1=\frac{\sigma_l-\sigma_2^c\cdot\cos^2\alpha}{\rho_l\cdot E_s}+\frac{\sigma_t-\sigma_2^c\cdot\sin^2\alpha}{\rho_t\cdot E_s} \tag{4}$$



(a) 휨과 전단에 의하여 균열이 발생한 접합부 (b) 요소 A의 좌표계와 응력분포

그림 1. 균열이 발생한 철근콘크리트 접합부의 응력상태

여기서, E_s는 철근의 탄성계수이다. 식(4)는 주인장 변형률 ε_1을 계산하는 식으로 Hsu[5]가 제안했던 콘크리트의 주인장 변형률에 따른 연화계수 계산식을 이용하면, 식(5)와 같이 보통강도와 고강도에 관한 강도저감계수를 얻을 수 있다. 균열각도 $\alpha=45°$로 가정한다.

$$f_{ck}<41.5\,MPa \text{ 일때, } \left(\frac{200f_{ck}\cdot(\rho_l+\rho_t)}{\rho_l\cdot\rho_t\cdot E_s}\right)\nu^3-\left(\frac{400\sigma_t}{\rho_t\cdot E_s}+1\right)\nu^2+0.81=0 \tag{5a}$$

$$f_{ck}\geq 41.5\,MPa \text{ 일때, } \left(\frac{200f_{ck}\cdot(\rho_l+\rho_t)}{\rho_l\cdot\rho_t\cdot E_s}\right)\nu^3-\left(\frac{400f_{ck}\cdot\sigma_t}{\rho_t\cdot E_s}+f_{ck}\right)\nu^2+33.64=0 \tag{5b}$$

철근콘크리트 접합부의 전단강도는 식(5)로부터 계산된 ν값을 식(1)에 대입하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

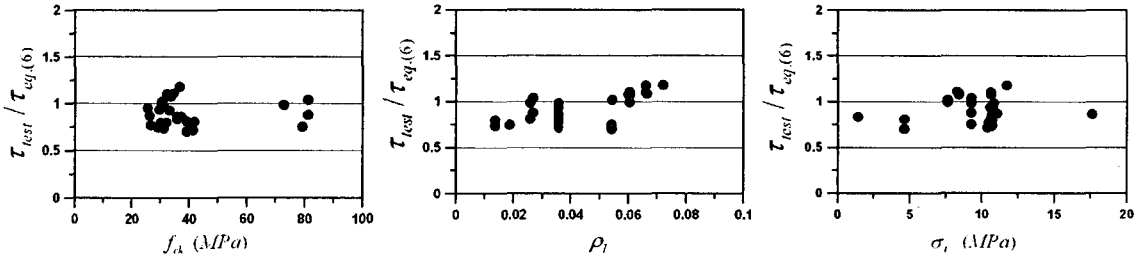
$$\tau_j=\nu f_{ck}\cdot\sin\alpha\cdot\cos\alpha \quad (MPa) \tag{6}$$

3. 제안식의 검증

그림 2는 식(5)로부터 계산된 강도저감계수를 식(6)에 대입하여 얻은 접합부의 전단강도와 기존연구자들의 철근콘크리트 보·기둥 접합부 30개의 실험결과[2,3,4]를 각각의 변수에 대하여 비교분석한 것으로 식(6)은 균열이 발생한 철근콘크리트 접합부의 강도를 평가하는 상세식이다. 그림 2(a)는 콘크리트의 강도 20~100 (MPa)범위 내에서의 접합부 전단강도에 대한 평가를 나타내며, 그림 2(b)는 접합부내부의 보방향 철근비에 대하여, 그림 2(c)는 축력비에 대하여 각각 평가하고 있다. 그러나 식(6)은 강도저감계수, ν에 관한 3차식으로 계산이 복잡하여, 설계식으로 사용하기 어렵다. 따라서 강도저감계수와 이에 영향을 주는 요소 f_c', ρ_l, σ_t와의 관계를 고려하여 다음과 같이 약산화하였다.

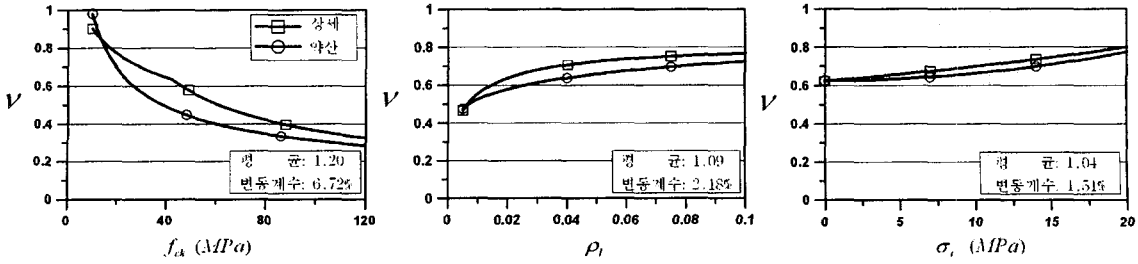
$$\nu_j=f_{ck}^{-0.5}\cdot\rho_l^{0.14}\cdot(0.003\sigma_t^2+5) \tag{7}$$

여기서, f_{ck}, σ_t의 단위는 MPa이다. 철근콘크리트 접합부의 강도저감계수에 대한 제안식(7)은 식(5)에서 고려해 주었던 변수를 모두 포함하며 식(5)에 대하여 보다 간략히 계산할 수 있는 장점이 있다. 그림 3은 각각의 변수에 대하여 식(5)와 식(7)에 의하여 계산된 접합부의 강도저감계수를 나타낸다. 그림 3(a)는 강도가 증가함에 따라 ν값이 크게 감소하는 경향을 나타내며, 식(5)에 대하여 식(7)은



(a) 콘크리트 압축강도 (b) l-방향 철근비 (c) 축력비

그림 2. 변수에 따른 전단강도



(a) 콘크리트 압축강도 (b) l-방향 철근비 (c) 축력비

그림 3. 제안식의 변수별 경향

평균 1.20과 변동계수 6.72 %를 나타내었다. 그림 3(b)는 보방향 철근비에 대한 두 식의 ν값으로 평균 1.09와 변동계수 2.18 %를 나타내었다. 그림 3(c)는 축력비에 대한 두 식의 ν값으로 평균 1.04과 변동계수 1.51 %를 나타내었다. 식(7)에 의한 전단강도 평가는 실험값에 대하여 평균 1.24, 변동계수 10.6%로 적절히 평가하였다.

4. 결론

제안된 식은 변형률의 적합조건을 고려한 트러스 이론에 바탕을 둔 이론식으로 철근콘크리트 접합부의 전단강도를 타당하게 평가하였다. 제안식은 콘크리트의 압축강도뿐만 아니라 보방향 철근비, 축력비를 고려한 합리적인 식으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연C04-01) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. ACI Committee 318, *"Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02),"* ACI, 2002.

2. Shiohara, H., "New Model for Shear Failure of RC Interior Beam-Column Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 2, Feb. 2001. pp. 152-160.

3. Teraoka, M., "Evaluation of Bond Behavior of Beam Reinforcement before Yielding Passing Through Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joint," J. Soc. Mat. Sci.,Japan, Vol. 48, No. 8, Aug. 1999, pp. 927-933.

4. Meinheit, D. F. and Jirsa, J. O., "Shear Strength of RC Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. ST11, Nov. 1981, pp. 2227-2244.

5. Mansour, M., Lee, J. Y., and Hsu, T. T. C., "Cyclic Stress-Strain Curves of Concrete and Steel Bars in Membrane Element," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 12, Dec. 2001, pp. 1402-1411.