

# 전단보강철근이 없는 철근콘크리트 연속보의 전단강도

## Shear Strength of Continuous Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement

김준성\*                      김대중\*\*                      김 우\*\*\*  
Kim, Joon-seong              Kim, Dae-joong              Kim, Woo

### ABSTRACT

Most of the predicted shear strength of continuous R.C. beam without web reinforcement were accepted by testing simple beams. But the experimental results may show that a differential behavior on simple and continuous R.C. beam. In this study, estimated shear strength of continuous R.C. beam without web reinforcement with internal force state factors by test as purpose to apply available predicted equation to normal continuous R.C. beam. This equation is applied to experimentally tested data and the results were compared with those predicted by the codes. Predicted shear strength using force state factor can provide a tested data rather than codes which like ACI

### 1. 서론

전단파괴를 하는 대부분의 보에서 전단응력은 콘크리트의 직접전단강도보다 훨씬 작은 수준인데도 불구하고 전단파괴를 한다. 이것은 이미 잘 알려진 바와 같이 철근콘크리트의 전단파괴메커니즘이 전단력과 휨모멘트의 상호작용에 의해서 변화하기 때문이다. 대표적인 설계기준 ACI 와 CEB-FIP의 전단강도 예측식은 단순보의 실험을 통해 얻은 경험식으로서, 전단력과 휨모멘트의 상호작용을 각각 다음과 같이 고려하고 있다. ACI의 전단강도식은  $V_c = \left(0.16\sqrt{f_{ck}} + 17 \rho_w \frac{V_w d}{M_w}\right) b_w d$ ,  $l_w/d > 5$ 로서 우변의  $M_w/V_w d$  항을 이용하여 이를 고려하고 있으며, CEB-FIP의 전단강도 예측식은  $V_c = \left(0.15 \left(\frac{3d}{a}\right)^{1/3} (100 \rho f_{ck})^{1/3} (1 + \sqrt{200/d})\right) b d$ 로서 집중하중을 받는 단순보에서  $M_w/V_w d$  와 동일한 의미인  $a/d$  항을 이용하여 이를 고려하고 있다. 그런데 그림 1과 같이 동일한 조건을 갖는 단순보와 연속보를 비교하여 볼 때  $M_{max}/Vd$ 가 2미만인 단순보는 경간길이가 짧아짐에 따라 전단강도가 비교적 크게 증가하는 반면, 연속보에서는 경간길이 감소에 따른 전단강도 증가현상이 단순보에 비하여 현저히 작아짐을 알 수 있다.

\* 정회원, 전남대학교 박사과정

\*\* 정회원, 남도대학 조교수

\*\*\* 정회원, 전남대학교 교수

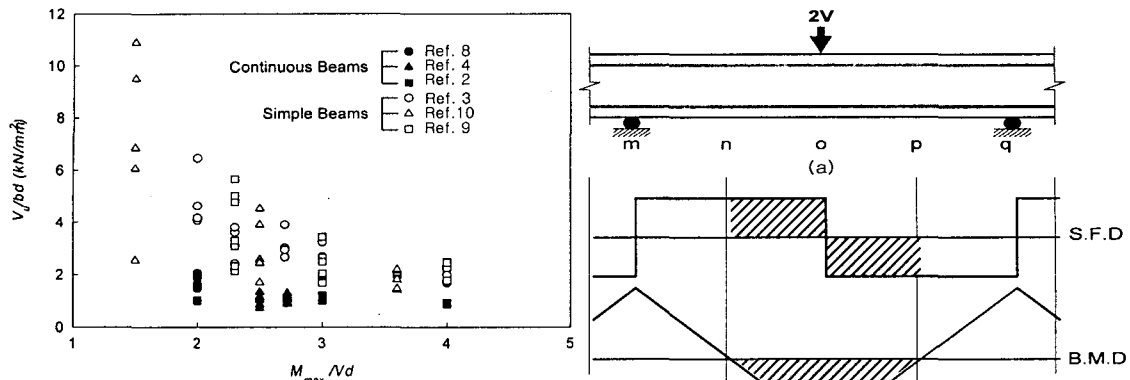


그림 1  $M_u/V_u d$ 에 따른 단순보와 연속보의 거동

그림 2(a)에서 경간 중앙에 집중하중을 받는 단면 n-o-p에 해당하는 연속보와 동일한 전단력과 휨모멘트를 받는 단순보를 모델링하면 그림 2(b)와 같다.

그림 2 단순보와 연속보의 모델링

연속보에서 변곡점(0 모멘트 단면)에 해당하는 단면 n과 p는 동일한 경간길이( $M_{max}/V$ )를 갖는 단순보에서 지점에 해당된다. 그림 2(b)와 같이 동일한 전단력과 휨모멘트를 받는 일반적인 철근콘크리트 단순보나 연속보에 사인장균열이 발생하면 균열의 한쪽은 하중점쪽으로 향하고, 다른 한쪽은 지점쪽으로 향하는 수평전단균열로 발전한다(그림 3(a) 참조). 이 때 주인장철근의 상면을 따라 발생하는 수평전단균열은 하중단계가 높아짐에 따라 지점쪽으로 진전된다. 그런데 단순보에서는 그림 3(b)와 같이 지점과 콘크리트 경사압축대 사이에 발생하는 압축력으로 인하여, 균열은 더 이상 진전되지 못하고 안정화된다. 반면에 단순보와 동일한  $M_u/V_u d$ 를 갖는 연속보에서는 단순보의 지점에 해당하는 단면이 변곡점(0 모멘트 단면)이므로 지점의 압축력이 없어진다. 그러므로 그림 3(b)와 같은 압축력에 의한 균열 억제 효과가 없기 때문에 수평전단균열은 계속 진전하게 된다.

위에서 살펴본 바와 같이 연속보의 전단파괴 거동은 단순보의 거동과는 다르게 나타날 수도 있는데 현재 사용중인 여러나라 설계기준에서 제시하는 연속보의 전단강도 예측식은 단순보의 실험자료에 근거를 두고 있다. 더욱이 대부분의 철근콘크리트 구조물은 구조적 유리함 때문에 연속보의 형태로 설계되고, 시공되어지고 있음에도 불구하고 철근콘크리트 연속보의 전단강도에 관한 식들은 대부분 단순보의 실험자료에 의존한 경험식을 바탕으로 얻은 값들이다. 따라서 현재 사용중인 대표적인 여러나라의 설계기준식으로 일반적인 연속보의 전단거동에 접근하는 것은 많은 한계가 있으며, 이에 대한 연구가 필요한 실정이다.

본 연구에서는 김 우의 2인(2000)이 최근에 연구 발표한 철근콘크리트 단순보의 전단강도 예측식과 휨균열이 발생한 보에서 내력의 흐름을 포괄적으로 표현할 수 있는 내력상태계수(internal force state factor)를 이용하여 복부전단철근이 없는 연속보의 전단강도를 평가하고자 한다. 이 모델을 이용하여 예측한 철근콘크리트 연속보의 전단강도와 기존의 실험자료와 비교하였으며, 현재 사용중인 대표적인 여러나라의 설계기준들에서 제안하는 전단강도식과 비교하였다.

2. 철근콘크리트 보의 거동

철근콘크리트보에 균열이  $z$  발생하고 난 후의 응력분포는 그림 4(a)와 같이 고전이론에 의한 응력분포와는 크게 상이하며, 압축력 합력점의 위치는 지점쪽에 가까울수록 아래로 이동

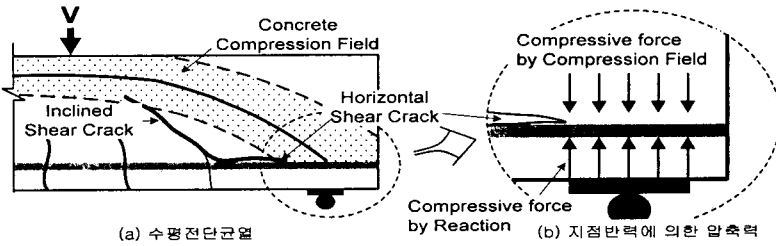


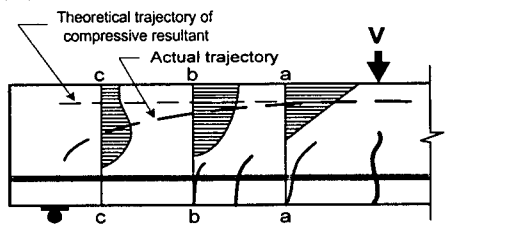
그림 3 수평전단균열 및 지점반력에 의한 압축력효과

하게 된다. 이것은 이미 잘 알려진 아치현상으로서 철근콘크리트 보의 아치현상은 오래 전부터 알려졌다(Kani, 1964), 최근에는 Kim, et al.(1998)이 실험적 연구를 통해 철근콘크리트 단순보의 전단경간에서 내부모멘트팔길이를 그림 4(b)와 같이 아치형태로 가정하여 다음과 같은 지수함수 형태의 아치모델을 제안하였다.

$$j_{(x)}d = \left(\frac{x}{a}\right)^{\alpha} j_0d, \quad 0 \leq \alpha \leq 1.0 \quad (1)$$

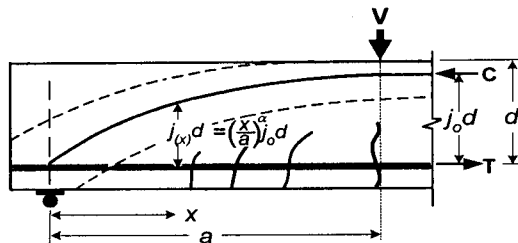
여기서  $j_{(x)}d$ 와  $j_0d$ 는 각각 지점에서  $x$ 만큼 떨어진 단면의 실제 내부모멘트팔길이와 선형탄성이론으로 계산한 값이고,  $\alpha$ 는 전단경간이며,  $d$ 는 유효깊이이다.

이 때  $\alpha$ 의 지수  $\alpha$ 는 0과 1.0사이의 값을 갖는데, 아치현상의 정도를 나타내 주는 상태지수의 역할을 하고 있다. 만약  $\alpha=0$ 이면 전체 경간에서  $j_{(x)}=j_0$ 가 되는데, 이것은 선형 탄성 보이론을 적용한 결과와 같으며, 위에서 살펴본 경간길이가 상대적으로 긴 경우에 해당한다. 반면에  $\alpha$ 가 1.0인 경우는 내력이 하중점에서 지점을 직선으로 연결한 경사압축대(diagonal strut)를 통해 전달되는 상태를 의미하는데, 경간이 짧은 보에서 주철근의 부착이 모두 소실되고 단부만 정착되어 완전 타이드-아치 거동을 하는 소성상태에 해당한다.



(a) 압축응력 실제분포와 압축합력점의 귀적

위에서 살펴본 바와 같이  $\alpha$  계수는 철근콘크리트 보의 실제 내력계를 포괄적으로 표현할 수 있는 중요한 성질을 갖는 계수이며, 이를 이용하여 최근 김우 외 2인(2000)은 휨과 전단을 받는 철근콘크리트 단순보의 전단균열장도  $V_c$ 에 대해 다음과 같이 발표하였다.



(b) 아치모델(Kim et al., 1998)

그림 4 철근콘크리트보에서 휨균열 발생이후의 거동

$$V_c = \left(\frac{M_{cr}}{a}\right)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \left(j_0 b_w d \frac{f_t}{k}\right)^{\frac{1}{\alpha+1}} \quad (2)$$

여기서  $M_{cr}$ 은 단면의 균열 모멘트이고,  $a$ 는 전단경간 길이이며,  $j_0d$ 는 순수휨구간에서 선형 탄성이론으로 계산한 모멘트 팔길이이다. 그리고  $b_w$ 는 단면의 복부폭이고,  $f_t$ 는 콘크리트 직접 인장강도이며,  $k$ 는

응력집중계수(=  $v_{max}/v_{avg}$ )이다. 우변의 지수항인  $\alpha$ 는 내력상태계수로서 식(1)의 우변항 지수와 동일한 값이다.

식 (2)에서 우변항의 지수  $\alpha$ 는 아치현상의 정도를 나타내주는 상대지수의 역할을 하고 있다.

김준성의 2인(2001)은 실험적 연구를 통해  $M_{max}/V$ (경간길이)가 2.5이상인 연속보에서는 0 모멘트 단면에서 철근 인장력이 발생하지 않고,  $M_{max}/Vd$ 가 2.5 이상인 연속보의 압축력경로는 하중점(또는 반력점)에서 0 모멘트 단면으로 향하는 아치로 나타낼 수 있으며, 전단경간에서 변화하는 내부모멘트 팔길이를 0 모멘트단면으로부터 거리  $x$ 에 따른 지수함수인 다음과 같은 식으로 나타내었다.

$$j_{(x)}d = \left( \frac{x}{M_{max}/V} \right)^{\alpha} j_0 d \quad (3)$$

여기서  $\alpha$ 는 아치현상의 정도를 나타내는 내력상태계수이며, 제한적인 실험을 통해 구한 값으로서 전단보강철근이 없는 보에 대해  $\alpha = 0.33 [d/(M_{max}/V)]^{0.2} (\rho)^{-0.2}$ 으로 나타내었다.

### 3. 복부보강이 안된 철근콘크리트 연속보의 전단강도

철근콘크리트 보의 실제 내력계를 포괄적으로 표현할 수 있는 내력상태계수를 이용하여 철근콘크리트 단순보의 전단강도를 평가한 식 (2)를 복부보강이 안된 철근콘크리트 연속보에 적용하면, 식 (2)에서  $a$ 대신 동일한 의미인  $M_{max}/V$ 로 대체하고, 내력상태계수인 식 (2)의 우변항  $\alpha$ 를 연속보의 실험을 통하여 얻은 값으로 치환하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_c = \left( \frac{M_{cr}}{M_{max}/V} \right)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \left( j_0 b_w d \frac{f_t}{k} \right)^{\frac{1}{\alpha+1}} \quad (4)$$

여기서 내력상태계수인 우변항 지수  $\alpha$ 는 전단보강철근이 없는 보의 실험을 통해 구한 값인  $\alpha = 0.33 [d/(M_{max}/V)]^{0.2} (\rho)^{-0.2}$ 이다.

식 (4)의 신뢰성을 검토하기 위하여  $M_{max}/Vd$ 가 2 이상인 연속보 26개 자료를 현재 사용중인 대표적인 여러나라의 설계규준에서 제시하는 전단강도 예측값과 직접 비교하였다. 여기서 이용한 자료는 CEB(1997), Moody et al.(1955)의 연속보 실험자료 및 본 연구에서 수행한 실험자료이다.

식 (4)에서 내력상태계수  $\alpha$ 는 집중하중을 받는 연속보중  $M_{max}/Vd$ 가 2, 3, 4인 시험체의 제한된 실험결과만을 이용하여 구한 값이며,  $k$ 값은 아직 알려진 자료가 없기 때문에 탄성이론에 의한 직사각형 단면의 최대 전단응력과 평균 전단응력의 비인 1.5를 사용하였다.  $j_0$ 는 선형탄성이론에 의한 균열 단면의 모멘트팔길이 값을 사용하였다. 그리고 균열모멘트  $M_{cr}$ 은 통상의  $Sf_r$ 을 사용하였으며, 여기서  $S$ 는 단면계수이고, 콘크리트 휨인장강도(파괴계수)  $f_r$ 과 직접 인장강도  $f_t$ 는  $0.62\sqrt{f_{ck}}$  MPa와  $0.40\sqrt{f_{ck}}$  MPa를 각각 적용하였다.

각 실험값과 위의 식 (4)에 의한 값 및 대표적인 시방서에 의한 예측값의 비교결과를 표 1에 나타냈다. 표 1을 살펴보면 ACI 318 식으로 예측한 극한전단강도비는 1.03으로 3% 정도 과대 평가되어

비교적 정확하지만 표준편차가 0.32로서 분산이 심함을 알 수 있다. CEB 와 JSCE 식으로 예측한 값은 분산이 각각 0.2와 0.18로서 분산은 비교적 적게 나타나는 반면 예측값/실측값 비의 평균값이 0.9와 0.79로서 정확도가 떨어지는 것으로 나타났다. 반면에 식 (4)에 의한 예측값/실측값 비의 평균이 0.94로서 약 6% 정도 과소 평가되는 것으로 나타났으며, 표준편차는 0.18로서 비교적 정확하게 실측값을 예측하는 것으로 나타났다.

시험체		b mm	d mm	$\frac{M_{max}}{Vd}$	$f_{ck}$ MPa	$\rho$ %	$\alpha$	시험 값 kN ①	계산값 kN				계산값/실험값			
참고 문헌	시험 체명								JSCE ②	CEB ③	ACI ④	식 (4) ⑤	② ①	③ ①	④ ①	⑤ ①
1	VI-g	178	305	2	23	0.95	0.729	80	39.1	47.2	45.8	65.4	0.49	0.59	0.57	0.81
	VI-h	178	305	2	26	1.47	0.668	89.0	47.2	56.5	50.3	70.7	0.53	0.64	0.57	0.79
	VI-i	178	305	2	24	2.10	0.622	84.5	51.6	61.8	51.6	68.9	0.61	0.74	0.61	0.82
	VI-j	178	305	2	25	2.86	0.585	105.4	57.4	69.8	56.0	70.7	0.55	0.66	0.53	0.67
	VI-k	178	305	2	25	3.76	0.554	111.7	63.6	76.5	60.5	71.6	0.57	0.69	0.54	0.64
	VI-l	178	305	2	27	4.76	0.528	102.8	70.3	85.0	66.3	75.2	0.69	0.83	0.64	0.73
2	a-45	295	920	2.5	50	1.03	0.686	200.8	197.3	235.9	319.8	268.4	0.98	1.17	1.59	1.34
	a-83	295	920	2.5	86	1.03	0.686	303.2	236.4	282.8	413.4	350.6	0.78	0.93	1.36	1.16
	b-45	295	920	2.5	50	1.36	0.649	281.0	216.5	258.9	325.9	277.7	0.78	0.92	1.16	0.97
	b-83	295	920	2.5	86	1.36	0.649	364.8	259.4	310.2	419.6	363.3	0.71	0.85	1.15	1.00
	83'	295	920	2.5	86	1.36	0.649	364.1	259.4	310.2	419.6	363.3	0.71	0.85	1.15	1.00
	50a-45	169	459	2.72	53	1.03	0.675	68.6	68.4	75.7	93.5	76.3	0.99	1.10	1.36	1.11
	50a-83	169	459	2.72	91	1.03	0.675	92.9	81.9	90.7	120.9	99.7	0.89	0.98	1.30	1.07
	83'	169	459	2.72	91	1.03	0.675	73.1	81.9	90.7	120.9	99.7	1.12	1.24	1.65	1.36
	50b-45	169	459	2.72	53	1.16	0.659	86.5	71.2	78.8	94.1	77.4	0.82	0.91	1.09	0.89
	50b-83	169	459	2.72	91	1.16	0.659	100.8	85.3	94.3	121.6	101.1	0.85	0.94	1.21	1.00
3	4NC1	100	400	2	29.4	0.72	0.771	40	26.6	32.4	36.4	36.8	0.67	0.81	0.91	0.92
	4NC2	100	400	2	29.4	1.27	0.688	41	32.1	39.1	38.3	39.6	0.78	0.96	0.94	0.95
	6NC1	105	320	3	29.4	0.85	0.687	32	25.0	26.4	30.2	27.8	0.78	0.83	0.94	0.87
	6NC2	105	320	3	29.4	1.51	0.613	39	30.3	31.9	31.4	30.0	0.78	0.82	0.81	0.78
	8NC1	100	320	4	29.4	0.89	0.642	28	24.2	23.2	28.4	24.5	0.87	0.83	1.01	0.88
	8NC2	100	320	4	29.4	1.58	0.573	30	29.3	28.1	29.4	25.7	0.98	0.94	0.98	0.86
평 균												0.79	0.90	1.03	0.94	
S. D.												0.18	0.20	0.32	0.18	

#### 4. 결론

현재 사용되고 있는 여러나라의 설계기준들에서 제안하는 철근콘크리트 연속보의 전단강도 예측식은 근본적으로 단순보의 실험 자료에 바탕을 두고 있다. 그런데 휨과 전단을 동시에 받는 연속보의 거동은 단순보의 거동과는 다르게 나타날 수 있다. 따라서 본 연구에서는 제한된 실험을 통해 구한 연속보의 내력상태계수를 이용하여 일반적인 연속보의 전단강도를 평가하였다. 이 값을 기존의 실험 자료와 비교 분석하였으며, 대표적인 기준들에서 제안하는 전단강도식과 비교한 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 경간 길이 및 전단력과 휨모멘트가 동일한 단순보와 연속보의 전단거동은 다르게 나타날 수 있다.
- 2) 휨균열이 발생한 보에서 탄성 보 거동부터 타이드-아치 거동인 소성거동까지 내력의 흐름을 표현

할 수 있는 내력상태계수를 이용하여 철근콘크리트 연속보의 전단강도를 예측할 수 있다.

- 3) 내력상태계수를 이용하여 구한 철근콘크리트 연속보의 전단강도 예측값의 평균값은 기존 실험자료의 0.94로 약 6% 정도 과소 평가되는 것으로 나타났으며, 표준편차는 0.18로서 다른 기존의 설계 기준에 비하여 비교적 정확하게 실측값을 예측하는 것으로 나타났다. 이 식에 사용된 내력상태계수는 제한된 실험을 통해 구한 값으로서 이에 대한 충분한 연구가 필요하다.

#### 감사의 글

이 연구는 한국과학재단 특정기초연구(과제번호 1999-1-311-004-3) 지원으로 수행된 결과의 일부이며, 이에 감사 드립니다.

#### 참고문헌

1. 김 우, 김준성, 박대성 (2000), 내력상태계수 개념을 도입한 철근콘크리트 보의 전단파괴 가설(I) - 전단강도 일반식 유도를 중심으로, *대한토목학회논문집*, 20권, 5-A호, pp. 823-830.
2. 김준성, 김대중, 김 우 (2001), 아치작용을 고려한 R/C 연속보의 철근인장력 계산방법에 대한 연구, *대한토목학회논문집*, 21권, 1-A호, pp. 123-131.
3. Ahmad, S.H., Khaloo, A.R., and Poveda, R., "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams," *ACI Journal*, V.83, No.2, Mar.-Apr. 1986, pp.297-305.
4. CEB (1997), *Concrete Tension and Size Effects*, Comité Euro-International du Béton, Lausanne., 253 pp.
5. Ferguson, P.M. (1973) *Reinforced Concrete Fundamentals*, John Wiley and Sons, New York, N. Y. 750 pp.
6. Kani, G. N. J., "Basic Facts Concerning Shear Failure", *ACI Journal*, Vol. 63, No. 6, June 1966, pp. 675-692.
7. Kim, D.J. Kim, W., and White, R.N. (1998) Prediction of Reinforcement Tension Produced by Arch Action in RC Beams, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 6, pp. 611-622.
8. Moody, K.G., Viest, I.M., Elstner, R.C., and Hognestad, E. (1955) Shear Strength of Reinforced Concrete Beams-Part 2, *ACI Journal*, Vol. 51, No. 5, pp. 417-434.
9. Rajagopalan, K.S. and Ferguson, P.M., "Exploratory Shear Tests Emphasising Percentage of Longitudinal Steel," *ACI Journal*, V.65, No.8, Aug. 1986, pp.634-638
10. Thorenfeldt, E., and Drangsholt, G., "Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams," *High Strength Concrete-Second International Symposium*, SP-121, American Concrete Institute, Detroit, 1990, pp.129-154