

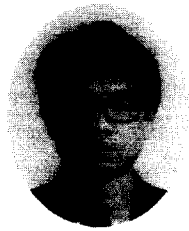
고강도 경량 철근콘크리트보의 전단보강 효과

Effects of Shear Reinforcements on the Reinforced High-Strength Lightweight Concrete Beams



신성우*

Shin, Sung-Woo



이광수**

Lee, Kwang-Soo



안종문***

Ahn, Jong-Mun



최명신****

Choi, Myung-Shin

ABSTRACT

In this study, fifteen reinforced high-strength lightweight concrete(HLC) beams were tested to investigate shear behavior of the specimens according to shear reinforcement ratio. Test variables are shear span to effective depth ratio($a/d=2.5, 3.5, 4.5$) and shear reinforcement ratio($0\sim 1.0\rho_{v,ACI}$). Concrete compressive strength and tensile steel reinforcement ratio are constantly 439kg/cm^2 and 0.0203 , respectively.

Test results for the HLC beams showed that ACI code equation underestimates the shear strength of concrete(V_c), and overestimates the shear strength of shear reinforcements(V_s).

It is revealed that the effectivenesses of shear reinforcements of reinforced HLC beams are lower than those of normal weight concrete beams. Then, the shear strengths of shear reinforcements are increased in proportion not to first degree of shear reinforcement ratio but to square root of them.

keywords : high-strength lightweight concrete beams, shear behavior, shear reinforcement, effectiveness of shear reinforcements

* 정회원, 한양대학교 건축공학과 교수

** 정회원, 여주대학 건축과 조교수

*** 정회원, 한양대학교 대학원 박사과정 수료

**** 정회원, 한양대학교 대학원 박사과정

• 본 논문에 대한 토의를 1999년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 1999년 8월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

경량콘크리트는 경량골재 자체의 강도가 일반 골재보다 작기 때문에 재료역학적, 구조역학적 성능이 다소 떨어지는 것으로 알려져 있으며, 각국의 철근콘크리트구조설계기준⁽¹⁻⁴⁾에서도 이러한 특성을 반영하여 보통중량콘크리트의 경우 보다 더 큰 안전율을 두는 쪽으로 설계의 방향을 맞추고 있다.

이러한 개념에서 경량콘크리트를 사용한 RC보에서는 콘크리트의 전단강도(V_c)를 보통중량콘크리트 보다 대략 15~25% 정도 전단강도가 떨어지는 것으로 보고 추가적인 전단강도저감계수(λ)를 도입하여 사용하고 있다. 그러나 경량콘크리트의 경우에도 고강도화에 따라 전단성능이 향상되어 일정 수준 이상이 되면 이러한 전단강도저감계수의 도입이 비효율적일 수 있으므로 이를 상향조정하여 사용하는 것이 필요할 것으로 보인다.⁽⁵⁾

한편, 경량콘크리트 보에서 콘크리트의 전단부담능력을 보통중량콘크리트 보다 작게 보는 것과는 달리 전단보강근이 부담하는 전단내력(V_s)은 보통중량콘크리트와 동일하게 계산하도록 되어 있어서, 고강도경량콘크리트 보에서 전단보강근의 유효성에 대한 재평가를 통해 보통중량콘크리트와 동일한 식으로 계산이 가능한지 규명할 필요가 있다.

따라서 본 연구에서는 전단스팬비(a/d)가 2.5~4.5인 구간에 대하여 압축강도 270kg/cm² 이상인 고강도경량콘크리트를 사용한 철근콘크리트 보의 실험을 통해 그 전단거동을 고찰하여 적절한 전단설계의 방안을 제시하고자한다.

2. 실험

2.1 실험체 계획

전단보강 비율에 따른 전단거동을 규명하기 위해 단면크기(15×30cm), 주철근비(2.03%)와 압축강도(56일 : 439kg/cm²)를 일정하게 하고, 전단스팬비(a/d)를 2.5~4.5로 변화시키면서 ACI 설계식에 의해 휨과 전단에 의한 파괴가 동

시에 유발되는 전단철근비($ACI\rho_v$)를 구하여 이를 기준으로 각각 0, 25, 50, 75, 100%에 해당하는 전단철근비를 갖는 보를 계획하였다.(Table1)

2.2 사용재료

본연구에서 사용된 경량콘크리트는 굵은골재로 인공경량골재인 팽창점토를, 잔골재로는 세척사를 사용하여 레미콘 B/P에서 생산하였으며 골재의 물리적 성질은 Table 2에 콘크리트의 배합은 Table 3에 나타나있다. 기건공시체의 무게로부터 측정된 콘크리트의 기건단위중량은 1811~1884 kg/m³이다.

Table 4와 Table 5에는 콘크리트와 철근의 재료시험결과가 나타나 있으며, 실험체의 강도는 실험이 실시된 재령 56일에서 측정된 기건공시체의 강도를 기준으로 계산하였다.

Table 1 Test variables and specimen details

Specimens*	a/d	$\frac{\rho_v}{\rho_{v,ACI}}$ (%)	b×h(d) (cm)	ρ	ρ_v	s (cm)		
HLB2.5-0	2.5	0	15× 30(25.2)	0.0203	0	∞		
HLB2.5-25		25			0.295	32		
HLB2.5-50		50			0.590	16		
HLB2.5-75		75			0.885	10.5		
HLB2.5-100		100			1.180	8		
HLB3.5-0	3.5	0			15× 30(25.2)	0.0203	0	∞
HLB3.5-25		25					0.1975	42
HLB3.5-50		50					0.395	24
HLB3.5-75		75					0.593	16
HLB3.5-100	100	0.790					12	
HLB4.5-0	4.5	0	15× 30(25.2)	0.0203			0	∞
HLB4.5-25		25					0.1475	64
HLB4.5-50		50					0.295	32
HLB4.5-75		75					0.4425	21
HLB4.5-100		100					0.590	16

* HLB2.5-50 : High strength Lightweight concrete
Beam with a/d=2.5, $\rho_v/ACI\rho_v=50\%$

2.3 실험방법

실험은 200ton UTM을 이용하여 3점가력으로

실시하였으며, 예상하중의 1/3까지는 하중을 관찰하면서, 그이후에는 변위를 관찰하면서 실험을 진행하였다. Fig. 1에는 실험체의 배근상세를 나타내었다.

Table 2 Physical characteristics of aggregates

aggregate type	unit weight (kg/m ³)	density	absorption (%)	void ratio (%)	solid ratio (%)	F.M. (%)
Fine*	1612	2.59	0.78			2.73
Coarse**	729	1.22	11.01	40.2	59.8	6.82

* Fine aggregate : natural sand

** Coarse aggregate : expanded clay(max.size 19mm)

Table 3 Mix proportions of concrete

designed strength (kg/cm ²)	W/B (%)	S/A (%)	unit weight(kg/m ³)					
			W	C	F/A	S	G	SP
350	33	45	181	523	27	728	378	7.15

Table 4 Mechanical properties of concrete

designed strength (kg/cm ²)	compressive strength* (kg/cm ²)			splitting tensile strength (kg/cm ²)			E _c (kg/cm ² × 10 ⁹)
	7day	28day	56day	7day	28day	56day	
350	337	388	439	23	28	28.6	2.36

* Beam tested at 56th-day

Table 5 Mechanical properties of rebar

bar diameter	E _s (×10 ⁶)	σ _y (kg/cm ²)	ε _y (×10 ⁻⁶)	σ _u (kg/cm ²)	elongation (%)
HD10	2.42	4769	1972	7237	9.38
HD22	2.31	4650	2012	6613	21.02

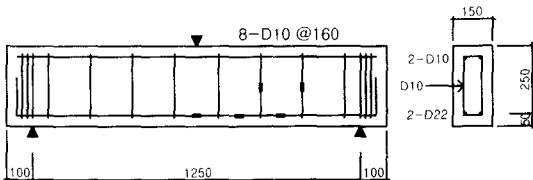


Fig. 1 Details of specimen(HLB2.5-50)

3. 실험결과

3.1 파괴양상

전단보강근비에 따른 전반적인 균열발생 및 파괴양상은 전단스팬비 2.5~4.5의 전구간에 대하여 전단보강근비가 작은 실험체(0, 25, 50%)에서는 최대하중 가까이 도달했을 때 가력점과 지지점 사이를 잇는 사인장균열이 발생하여 균열부위로 응력이 집중되면서 급격히 파괴되는 전단파괴 양상을 보였고, 전단보강근비가 큰 실험체(75, 100%)에서는 스펠 중앙부의 초기 휨균열이 성장하면서 가력점 근처의 콘크리트가 압괴를 일으켜 최종파괴에 이르는 휨·압축파괴의 양상을 보이고 있다.

3.2 하중-변위 특성

Table 6에는 각 실험체의 사인장균열하중과 최대하중이 작용할 때의 중앙부 변위를 측정하여 나타내었다. Fig. 2의 하중-변위 곡선을 보면 전단보강비를 증가에 따라서 최대하중 증가와 함께 처짐에 대한 저항능력도 함께 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 전단보강근비 50% 이상에서는 하중의 증가는 거의 없고, 최대하중이 오래동안 지속되면서 더 많은 처짐이 발생한 후 최종파괴되는 경향을 보였다.

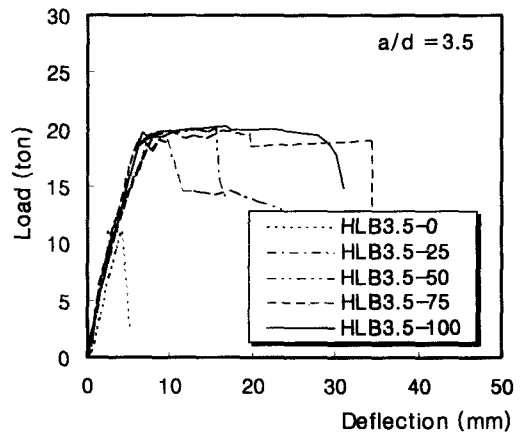


Fig. 2 Typical load-deflection curves(a/d=3.5)

Table 6 Load-deflection relationships and final failure modes

Specimens	a/d	$\frac{\rho_r}{\rho_{r,cr}}$ (%)	Load (ton)		Deflection (mm)		Failure mode
			P_{cr}	P_{max}	Δ_{cr}	Δ_{max}	
HLB2.5 0	2.5	0	13.60	17.56	1.10	2.62	S*
HLB2.5 25		25	13.80	22.40	2.96	5.23	S
HLB2.5 50		50	19.00	28.20	4.10	6.34	S
HLB2.5 75		75	20.80	28.70	3.37	5.55	F
HLB2.5 100		100	16.00	29.14	1.82	16.19	F
HLB3.5 0	3.5	0	10.92	10.92	4.03	4.03	S
HLB3.5 25		25	12.01	19.16	3.27	8.63	S
HLB3.5 50		50	12.10	20.18	3.83	15.41	S
HLB3.5 75		75	12.52	20.00	3.42	16.20	F
HLB3.5 100		100	12.20	20.20	3.75	16.66	F
HLB4.5 0	4.5	0	10.52	10.52	6.97	6.97	S
HLB4.5 25		25	11.54	11.54	6.29	6.29	S
HLB4.5 50		50	12.70	15.60	7.60	16.10	S
HLB4.5 75		75	13.30	16.44	7.70	32.92	F
HLB4.5-100		100	13.90	15.64	8.22	14.04	F

* S : shear failure, F : flexural failure

3.3 전단응력

사균열 전단응력은 가력점과 지지점 사이를 잇는 사인장균열이 발생할 때의 하중으로부터 측정되었으며, 휨에 의한 최종파괴를 일으킨 전단보강근비가 큰 실험체의 경우는 가력점과 지지점 사이에서 발생한 초기 휨균열이 중립축을 지나면서 가력점 방향으로 경사진 균열로 진전하였는데, 이때의 하중을 기준으로 사균열 전단응력을 산정하였다. 그리고, 최대전단응력은 전단파괴된 실험체의 최대하중을 기준으로 하였다.(Table 7)

사균열 전단응력은 전단스팬비가 작을수록 크게 나타났으며(Fig.3) 전단보강근비가 증가할수록 사균열전단응력도 증가하는 경향을 보였다.(Fig.4) 그리고, 전단스팬비가 작을수록 전단보강의 효과가 크게 나타나고 있다. 최대전단응력도 전단스팬비가 작을수록, 그리고 전단보강근비

가 클수록 증가하는 경향을 보였다.

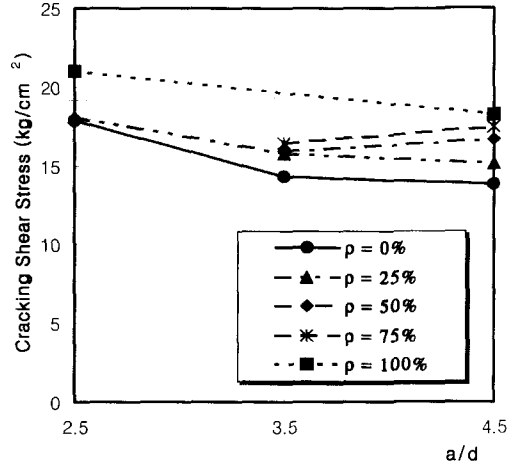


Fig. 3 Effects of a/d on diagonal shear stress

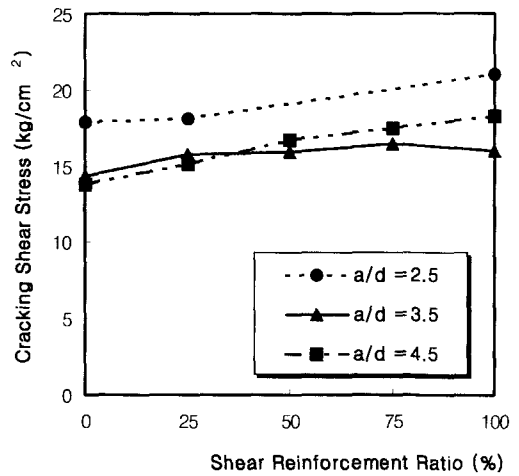


Fig. 4 Effects of shear reinforcements on diagonal shear stress

4. 실험결과의 분석

4.1 사균열전단응력

Fig. 5에서는 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)산정의 기준이 되는 전단보강근이 없는 보의 사균열전단응력 실험결과를 ACI식과 비교하고

있으며, ACI Eq.11-5($\lambda = 0.85$ 적용)에 비해 실험결과가 40% 이상 높게 나타났다. 기존연구결과^{8) 13)}에서도 본 실험과 같이 전단스팬비(a/d)가 2.5에서 4.5 범위이고 압축강도가 270kg/cm² 이상인 고강도-경량콘크리트 보에 대하여 ACI식에 비해 실험결과가 20%~80% 정도 높은 것으로 보고되어 있으며, 따라서 경량콘크리트의 고강도화에 따라 현재 사용하고 있는 전단강도저감계수(sand-lightweight concrete일 때 $\lambda = 0.85$)를 다소 상향조정하여 사용할 필요가 있는 것으로 사료된다.(Fig. 6)

영국의 설계규준 BS 8110⁽³⁾에서도 ACI식과 같은 이유에서 경량콘크리트를 사용할 경우 콘크리트의 전단내력에 대한 강도저감계수 0.8을 도입하여 보통중량콘크리트 보다 20%의 전단강도 저감효과를 고려하고 있다. Clarke⁽⁵⁾의 실험결과도 본 실험과 유사한 경향을 보였으며, 고강도-경량콘크리트에서의 전단강도 상승을 고려하여, 전단보강근이 없는 경우는 전단강도저감계수를 0.9로 상향조정하고, 전단보강근이 있는 경우

에는 전단보강근에 의한 콘크리트의 전단내력 상승효과로 인해 저감계수의 사용이 불필요 한 것으로 제안하고 있다.

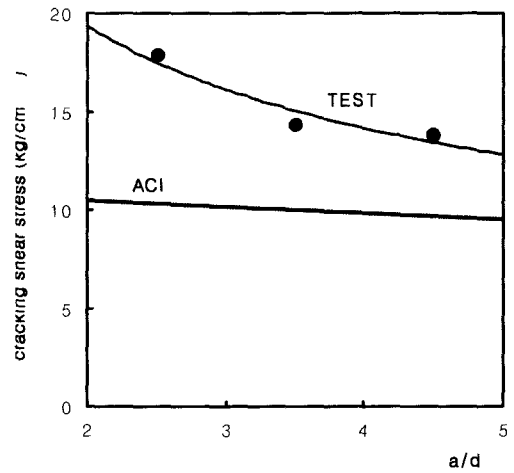


Fig. 5 Comparison of diagonal shear stress with test result and ACI equation ($\rho_s=0$)

Table 7 Test results of each specimens

Specimens	a/d	$\frac{\rho_t}{\rho_{t,aci}}$ (%)	V_{cr} (kg/cm ²)	V_u (kg/cm ²)	V_u/V_{cr}	ACI		TEST / ACI		M_{cr} (t · m)	M_u (t · m)	M_{cr}/M_u
						V_{cr}	V_u	V_{cr}	V_u			
HLB2.5-0	2.5	0	17.85	23.05	1.29	10.33	10.33	1.73	2.23	9.04	14.05	0.64
HLB2.5-25		25	18.11	29.40	1.62		24.40	1.75	1.21	7.52	17.92	0.42
HLB2.5-50		50	N/A*	37.01	N/A		38.47	N/A	0.96	6.64	22.56	0.29
HLB2.5-75		75	N/A	-**	-		52.54	N/A		11.12	22.96	0.48
HLB2.5-100		100	21.00		-		66.60	2.03		9.44	23.31	0.41
HLB3.5-0	3.5	0	14.33	14.33	1.00	9.93	9.93	1.44	1.44	3.43	6.24	0.55
HLB3.5-25		25	15.77	25.14	1.59		19.35	1.59	1.30	3.20	10.95	0.29
HLB3.5-50		50	15.88	26.48	1.67		28.77	1.60	0.92	3.26	11.53	0.28
HLB3.5-75		75	16.43	-	-		38.21	1.66		3.37	11.43	0.30
HLB3.5-100		100	16.01				47.61	1.61		3.43	11.54	0.30
HLB4.5-0	4.5	0	13.81	13.81	1.00	9.70	9.70	1.42	1.42	2.67	4.68	0.57
HLB4.5-25		25	15.14	15.14	1.00		16.73	1.56	0.91	2.62	5.13	0.51
HLB4.5-50		50	16.67	20.47	1.23		23.77	1.72	0.86	2.40	6.93	0.35
HLB4.5-75		75	17.45				30.80	1.80	-	2.40	7.31	0.33
HLB4.5-100		100	18.24	-			37.84	1.88		2.40	6.95	0.35

* NA : not available

** Flexural failure

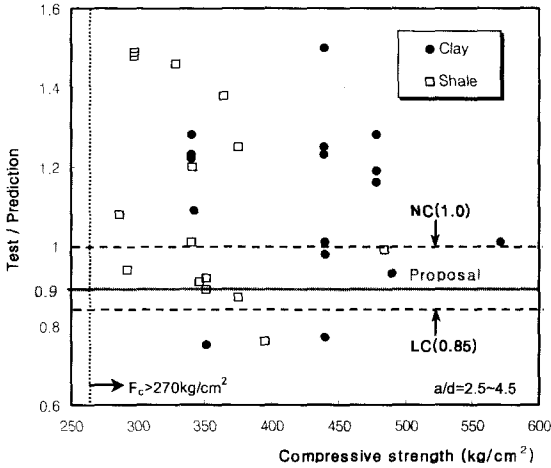


Fig. 6 Test versus Prediction values for evaluating the reduction factor, λ

4.2 최대전단응력

Fig. 7에서는 최대전단응력의 실험결과를 ACI 식과 비교하고 있으며, 전단보강근비가 $0.5A_{ci}\rho_v$ 로 증가하면서 실험결과에 비해 높게 나타났는데, 이는 ACI식이 전단보강근에 의한 전단강도를 과대평가하고 있기 때문인 것으로 판단된다.

4.3 전단과 휨에 의한 동시파괴가 일어나는 전단철근비

전술한 바와 같이 실험체의 파괴유형은, 전단보강근비(ρ_v) 50% 이하에서는 전단파괴를, 75% 이상에서는 휨파괴양상을 나타내고 있으며, 실제로는 50~75% 사이의 전단철근비에서 전단과 휨에 의한 동시파괴가 일어났을 것으로 추정된다.

이러한 경향은 이영재 등⁽⁷⁾의 보통중량콘크리트에 대한 실험결과에서도 동일한 양상을 보여, 보통강도에서는 $0.66A_{ci}\rho_v$, 고강도에서는 $0.56A_{ci}\rho_v$ 에서 전단과 휨에 의한 동시파괴가 나타난 것으로 보고된 바 있다.

따라서 ACI 규준식에 의한 전단설계방법은 전단철근비의 안전을 관점에서 볼 때 매우 안전측임을 알 수 있다.

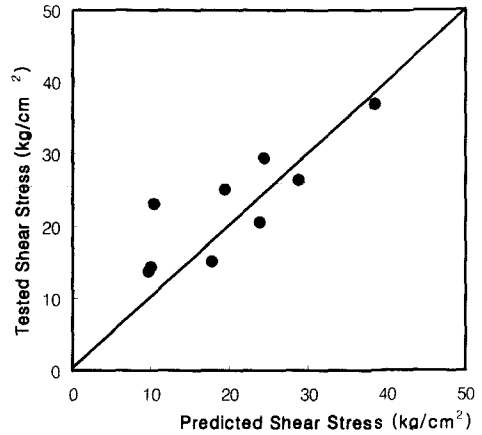


Fig. 7 Comparison of ultimate shear stress with test result and ACI equation

4.4 전단보강근에 의한 전단강도

Table 8에는 전단보강근에 의한 전단강도(V_s)를 실험결과와 각 규준식에 의한 계산값을 비교하여 나타내었다. 실험결과는 각 실험체의 최대전단강도에서 전단보강을 하지않은보의 사균열전단강도를 뺀 값으로하여 전단보강에 의한 사균열전단강도의 상승(Fig.4)도 전단보강효과에 포함시켰다.

Fig. 8에서 보면 스테럽의 유효계수(K)를 1.0으로 하는 ACI식이 가장 높게 나타났고, 영국의 BS8110에서는 $K=0.87$, 일본식의 경우 전단보강근의 제곱근에 비례하는 것으로 보고있어 ACI식 보다 작게 계산된다. 본 실험결과에서는 전단보강비를 증가에 따라 증가폭이 감소하는 일본식과 유사한 양상을 나타내었다.

$$[\text{TEST}] \quad V_s = V_u - V_{cr}^*$$

* V_{cr} 은 전단보강 없는보의 사균열전단강도 기준

$$[\text{ACI}]^2 \quad V_s = 1.0(\rho_v f_y)bd = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$[\text{BS 8110}]^3 \quad V_s = 0.87(\rho_v f_y)bd$$

$$[\text{AIJ}]^4 \quad V_s = 2.7(\rho_v f_y)^{1/2}bd$$

Table 8 Shear strength of shear reinforcement(V_s)

Specimens	a/d	$\frac{\rho_v}{\rho_{v,ACI}}$ $\rho_{v,ACI}$ (%)	TEST (ton)	ACI (ton)	BS (ton)	AJ (ton)
HLB2.5-0	2.5	0	0	0	0	0
HLB2.5-25		25	4.4	5.38	4.68	3.82
HLB2.5-50		50	7.3	10.75	9.35	5.46
HLB2.5-75		75	-	16.38	14.25	6.68
HLB2.5-100		100	-	21.50	18.71	7.72
HLB3.5-0	3.5	0	0	0	0	0
HLB3.5-25		25	4.12	4.10	3.57	3.16
HLB3.5-50		50	4.63	7.17	6.24	4.47
HLB3.5-75		75	-	10.75	9.35	5.37
HLB3.5-100		100	-	14.33	12.47	6.31
HLB4.5-0	4.5	0	0	0	0	0
HLB4.5-25		25	0.51	2.69	2.34	2.73
HLB4.5-50		50	2.54	5.38	4.68	3.86
HLB4.5-75		75	-	8.19	7.13	4.72
HLB4.5-100		100	-	10.75	9.35	5.46

4.5 전단보강근의 유효계수

4.4절에서 언급한 바와 같이 전단보강비를 증가에 따라 전단보강근의 전단강도가 일정하게 증가하는 것이 아니라 증가폭이 점차로 줄어드는 양상을 보이므로, 여기서는 이러한 특성을 반영하여 일본건축학회식과 같은 제곱근 비례관계식으로 회귀분석하여 전단보강근의 유효계수를 구하였으며(Fig.14), 전단스팬비에 따라서 a/d=2.5 일 때 K=1.44, a/d=3.5, 4.5일 때 K=2.0으로 나타났다.

$$V_s = k(\rho_v f_y)^{1/2} b d$$

$$k = 1.44 \text{ for } a/d = 2.5$$

$$k = 2.0 \text{ for } a/d = 3.5 \sim 4.5$$

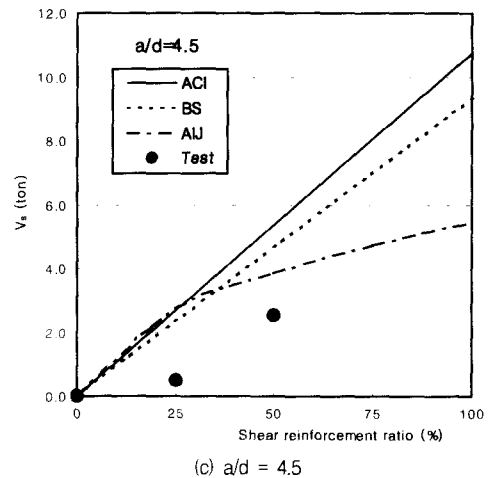
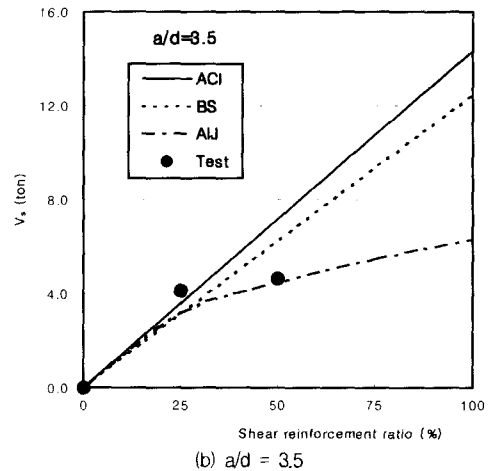
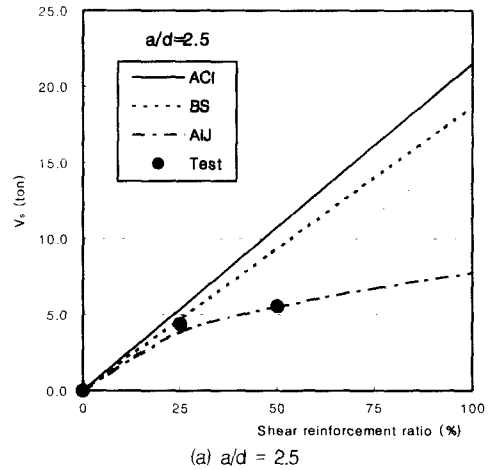


Fig. 8 Shear strength of shear reinforcement

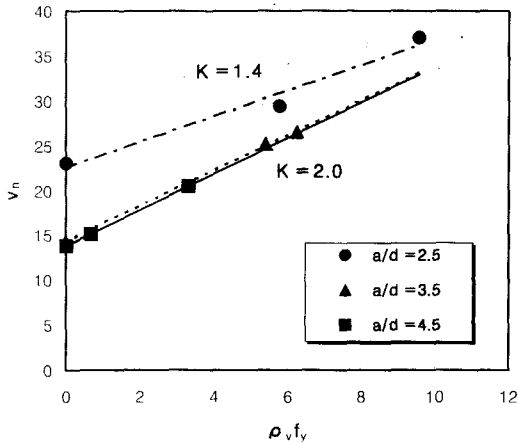


Fig. 9 Effectiveness factor of shear reinforcements

5. 결론

1) 전단보강근비 증가에 따라 $0.5ACI\rho_v$ 까지는, 전단파괴를 일으켰고, $0.75ACI\rho_v$ 이상에서는 휨·압축파괴를 나타내며 더 이상 전단내력이 증가하지 않아서 전단보강의 효과가 없었다. 따라서 ACI규준에 의한 전단설계식은 전단철근비의 안전을 관점에서 볼 때 매우 안전측인 것으로 사료된다.

2) 경량콘크리트보의 전단강도저감계수($\lambda = 0.85$)를 적용한 ACI식(11-5)은 실험결과에 비해 사균열전단강도를 매우 작게 평가하고 있는 것으로 나타나, 고강도경량콘크리트를 사용한 보의 경우 적절한 전단보강설계가 되었을 경우 전단강도저감계수를 상향조정하여 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

3) ACI식은 전단보강근비 증가에 따라서 실험결과에 비해 최대전단강도를 과대평가 하는 것으로 나타났으며, 이는 전단보강근의 유효계수를 1.0으로 고려하여 다른나라의 규준식보다 V_s 를 과대평가하기 때문인 것으로 판단된다.

4) 전단보강근에 의한 전단강도(V_s)는 전단보강비율의 제곱근에 비례하여 증가하는 것으로 나타나며, 이에 따른 전단보강근의 유효계수 K 는 전단스팬비가 2.5일 때 1.44, 3.5와 4.5일 때 2.0으로 회귀분석되었다.

감사의글

본 연구는 건설교통부의 1996년도 건설교통기술연구개발사업의 지원을 받아 수행되었으며, 연구진행과정에서 많은 도움을 주신 한양대학교 초대형구조시스템연구센터와 고려산업개발(주)에 감사드립니다.

참고문헌

1. 대한건축학회, "극한강도설계법에 의한 철근콘크리트구조계산규준 및 해설", 기문당, 1994, pp.29-30.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (318-95)", ACI, Detroit, 1995, pp.131-138.
3. British Standard Institution, "Standard use of concrete, Part1, Code of practice for design and construction, Part2, Code of practice for special circumstances", London, BS 8110, 1985
4. 日本建築學會, "鐵筋콘크리트構造計算規準·同解説", 技報堂, 1988, pp.167-192.
5. J. L. Clarke, "Shear strength of lightweight aggregate concrete beams : design to BS 8110", Magazine of Concrete Research, Vol.39, No.141, Dec.1987, pp.205-213.
6. T. C. Zsutty, " Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data", ACI Journal, Dec.1967, pp.943- 951.
7. 이영재, 서원명, 김진근, 박찬규, "보의 전단거동에서 콘크리트 압축강도가 스티립의 유효성에 미치는 영향", 한국콘크리트학회지, 제8권 6호, 1996.12, pp.173-182.
8. 최명신, 김철환, 안종문, 강훈, 이광수, 신성우, "고강도경량 철근콘크리트 보의 전단거동 및 전단강도 예측에 관한 연구", 대한건축학회 학술발표논문집, 제17권, 제2호, 1997.10.25, pp. 1103-1110.
9. J. A. Hanson, "Shear Strength of Lightweight Reinforced Concrete Beams ", ACI Journal, Sep. 1958, pp.388-403.

10. J. A. Hanson, "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete", ACI Journal, July 1961, pp.1-39.
11. J. L. Clarke, "Shear strength of lightweight aggregate concrete beams : design to BS 8110", Magazine of Concrete Research, Vol.39, No.141, Dec. 1987, pp.205-213.
12. M. A. Salandra, S. H. Ahmad, "Shear Capacity of Reinforced Lightweight High-Strength Concrete Beams", ACI Structural Journal, Nov.-Dec. 1989, pp.697-704.
13. 신중렬, 권우현, 권기혁, 박윤근, 노희일, "경량 고강도 콘크리트보의 전단거동에 관한 연구", 한국콘크리트학회지, 제8권 4호, 1996. 8, pp.149-159.

요 약

본 연구에서는 전단보강비율에 따른 고강도경량 철근콘크리트보의 전단거동을 규명하기 위하여 15개의 실험체를 제작하여 실험하였다. 실험변수는 전단스팬비($a/d=2.5, 3.5, 4.5$)와 전단보강근비($0 \sim 1.0 A_{CI} \rho_v$)이고 콘크리트의 압축강도(439 kg/cm^2)와 주철근비(0.0203)는 일정하게 하였다.

실험결과, ACI 기준식은 고강도경량 철근콘크리트보에서 콘크리트의 전단내력은 과소평가하는 반면 전단보강근의 전단내력은 과대평가하는 것으로 나타났다. 콘크리트의 전단강도(V_{cr})식에서 경량콘크리트에 대한 추가적인 전단강도저감계수 $\lambda=0.85$ 는 경량콘크리트의 고강도화에 대하여 다소 상향조정하여 사용할 필요가 있는 것으로 보인다.

또한, 전단보강근의 전단강도는 보통중량콘크리트보와 같이 전단보강비율에 직선적으로 비례하는 것이 아니라 그 제곱근에 비례하는 경향을 보였으며, 따라서 고강도경량 철근콘크리트보에서 전단보강근의 유효성(전단보강의 효과)은 보통중량콘크리트에 비해 떨어진다고 볼 수 있다.

(접수일자 1998.1.16)