

석탄회 인공경량골재를 사용한 고강도 콘크리트 보의 전단성능

Shear Performance of High-Strength Reinforced Concrete
Beams using Fly-Ash Artificial Lightweight Aggregate

정수영* 윤현도* 박완신**
Chung, Soo-Young Yun, Hyun-Do Park, Wan-Shin

Abstract

This study is to investigate experimentally the shear capacity of high-strength lightweight-aggregate reinforced concrete beams subjected to monotonic loading. Ten beams made of fly-ash artificial lightweight high-strength concrete were tested to determine their diagonal cracking and ultimate shear capacities. The variables in the test program were longitudinal reinforcement ratio; which varied (between 0.83 and 1.66 percent), shear span-to-depth ratio ($a/d=1.5, 2.5$ and 3.5), and web reinforcement ($0, 0.137, 0.275$ and 0.554 percent). Six of the test beams had no web reinforcement and the other six had web reinforcement along the entire length of the beam. Most of beams failed brittly by distinct diagonal shear crack, and have reserved shear strength due to the lack of additional resisting effect by aggregate interlocking action after diagonal cracking. Test results indicate that the ACI Building Code predictions of Eq. (11-3) and (11-5) for lightweight concretes are unconservative for beams with tensile steel ratio of 1.66, a/d ratios greater than 2.5 without web reinforcement. Through a more rational approach to compute the contribution of concrete to the shear capacity, a postcracking shear strength in concrete is observed.

keywords : Fly-Ash, Lightweight Concrete, Shear Span-Depth Ratio, Reserved Shear Strength

1. 서론

콘크리트는 구조재료로서 우수한 성질과 성능을 지

닌 반면, 단위중량에 비하여 낮은 강도 때문에 부재단면이 증대되어 자중의 증가 및 사용면적의 감소라는 기본적인 문제점을 갖고 있다.

* 정회원, 충남대 공과대학 건축공학과 교수, 공학박사

** 정회원, 충남대 대학원 박사과정

E-mail : chung_sy@hanbat.chungnam.ac.kr 042-821-6573

• 본 논문에 대한 토의를 2002년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 2003년 4월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

또한, 국제사회에서도 환경보호 차원에서 그린리운드림약 및 그린피스운동을 전개하는 등 환경 오염물질을 줄이는 데 국내외적으로 총력을 기울이고 있는 현실에서 화력발전소 화석연료의 부산물인 석탄회의 재활용 방안에 관한 연구도 요구되고 있다.

전술한 바와 같이 중요한 두가지 사회적인 요구에 따라 석탄회를 이용한 인공경량골재 콘크리트에 대한 연구가 시작되었으며 일반적인 경량콘크리트에 대한 연구는 1950년대 후반 포틀랜드 시멘트 협회에서 시작되어 Kaar⁽¹⁰⁾ 및 Wang⁽¹¹⁾ 등은 경량콘크리트 부재의 압축응력하에서의 응력-변형률 곡선의 이론식 등을 제안하였고, Hanson^{(3),(4)}, Ivey⁽⁵⁾, Hamadi⁽⁶⁾, Berge⁽⁷⁾, Lambert⁽⁸⁾, Ahmad⁽⁹⁾ 등은 구조실험을 통하여 경량콘크리트 보의 전단거동에 관한 연구내용을 발표하였다. 그러나, 국내에서는 보통중량 골재를 사용한 콘크리트 보에 대한 연구가 다수 진행되었으나 부재거동에 대한 골재의 영향이 클 것으로 판단되는 경량골재를 사용한 콘크리트 보의 전단성능에 대한 연구^{(1),(2)}는 일부 진행되었으나 아직 미비한 실정이다. 특히 석탄회 인공경량골재를 사용한 콘크리트 보의 전단기구 및 특성에 대한 연구자료는 전무한 실정이다.

이에 본 연구에서는 주근비, 전단경간비 및 이론적으로 휨파괴와 전단파괴가 동시에 발생하는 시점의 전

단보강근량에 대하여 비율을 주요변수로 석탄회 인공경량골재를 사용한 고강도 콘크리트 보의 전단성능을 규명하고 실험결과를 현행 규준식과 비교·검토함으로써 석탄회 인공경량골재를 사용한 고강도 콘크리트를 실제 구조체에 적용하기 위한 기초적인 자료를 제시하고자 한다.

2. 시험체 계획

2.1 시험체 제작

본 연구에서는 주근비($\rho_f = 0.83, 1.66\%$), 전단경간비($a/d = 1.5, 2.5, 3.5$) 및 전단보강근량(휨파괴와 전단파괴가 동시에 발생하는 전단보강근비를 기준으로 0, 45%, 90%)을 주요 변수로 하여 Table 1 과 같이 12개의 시험체를 계획하였다.

본 연구에서 계획된 시험체의 상세는 Fig. 1과 같고 Fig. 1에서 나타난 바와 같이 시험체의 단면 170mm×300mm, 길이는 선정된 전단경간비에 따라 1,280mm, 1,820mm, 2,360mm로 시험체를 계획되었다. 시험체 제작 시 부재의 양끝단에는 받침점 부근의 국부적인 응력집중에 의한 전단파괴가 발생하지 않도록 전단보강근을 조밀하게 배근하여 시험시 충분한 강성을 갖도록 하였다.

Table 1 Properties of specimens

Beam type	Aggregate type	Section (mm×mm)		Compressive strength f_{ck} (MPa)	Yielding strength f_y , (MPa)		Tensile steel ratio $\rho_f(\%)$	Web steel ratio $\rho_w(\%)$	Shear span-to-Depth ratio (a/d)	
		Width (b)	Depth (d)		Tensile steel	Web steel				
L Series	1L1.5-N	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	0.83(0.29)	-	1.5
	1L2.5-N	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	0.83(0.29)	-	2.5
	1L3.5-N	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	0.83(0.29)	-	3.5
	2L1.5-N	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	-	1.5
	2L1.5-W1	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	0.275(45%)	1.5
	2L1.5-W2	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	0.554(90%)	1.5
	2L2.5-N	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	-	2.5
	2L2.5-W1	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	0.137(45%)	2.5
	2L2.5-W2	Lightweight	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	0.275(90%)	2.5
N Series	2N2.5-N	Natural	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	-	2.5
	2N2.5-W1	Natural	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	0.126(45%)	2.5
	2N2.5-W2	Natural	170	270	39.2	431.2	537.4	1.66(0.58)	0.254(90%)	2.5

*1L1.5-N : 1,(주근비, 1=0.83%, 2=1.66%); L(L=경량골재 콘크리트, N=천연골재 콘크리트); 1.5(전단경간비); N(전단보강근비, N=0, W1=45%, W2=90%)

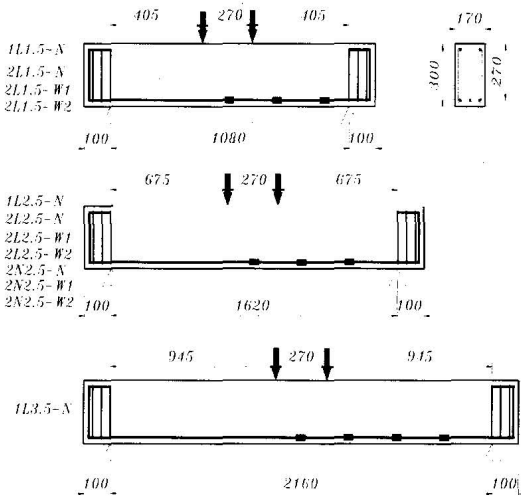


Fig. 1 Details of specimens (Unit : mm)

2.2 재료 시험

2.2.1 콘크리트

시험체 제작에 사용된 석탄회 인공경량콘크리트에서 골재의 최대치수는 15mm, 슬럼프는 200mm, 콘크리트의 설계기준강도는 39.2MPa이며, KSF 2403 및 2405 규정에 준하여 제작 및 양생된 표준 공시체에 대한 1축 압축하에서 응력-변형률 관계 및 탄성계수는 Fig. 2 및 Table 2와 같다.

2.2.2 철근

본 연구에서는 보의 주근 및 전단보강근으로 각각 D13과 $\phi 6$ 의 고강도 철근을 사용하였으며, 사용된 철근의 재료특성을 파악하기 위하여 KSD 0801의 금속재료 인장시험편 규정에 따라 시험편을 제작하였으며, KSD 0802의 금속재료 인장시험 방법에 따라 시험편

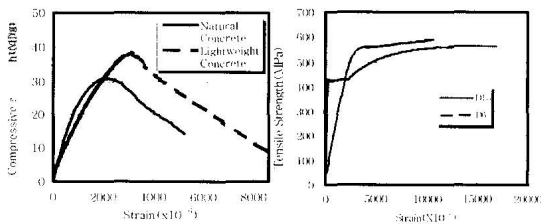


Fig. 2 Stress-strain relationship of concrete and steel

Table 2 Properties of concrete

Aggregate type	Compressive strength (MPa)	Ultimate Strain ϵ_u	Elastic modulus E_c (104MPa)
Natural	31.36	0.0058	2.00
Lightweight	37.24	0.0086	2.97

Table 3 Mechanical properties of steel

Steel type	Yield strength σ_y (MPa)	Tensile strength σ_u (MPa)	Yield strain ϵ_c	Ultimate strain ϵ_u	Elastic modulus E_s (104MPa)
D13	431.2	565.3	0.00307	0.169	14.3
$\phi 6$	537.4	589.5	0.0036	0.106	15.1

을 제작하였으며, KSD 0802의 금속재료 인장시험 방법에 따라 인장시험을 실시하였다. 철근의 인장시험 결과는 Fig. 2 및 Table 3과 같다.

2.3 실험방법

실험은 Fig. 3과 같은 구조실험용 가력프레임을 이용하였다. 가력방법은 단순지지된 상태에서 전단경간비에 따라 전경간을 3등분하여 각 등분점에서 부재의 최대하중에 이를때까지 4.9kN씩 재하하중을 증가시키는 하중조절방식(Load control system)으로 가력하였고, 최대하중 이후부터는 중앙부 변위를 관찰하면서 재하하중을 제어하는 변위조절방(Deflection control system)으로 가력하였다

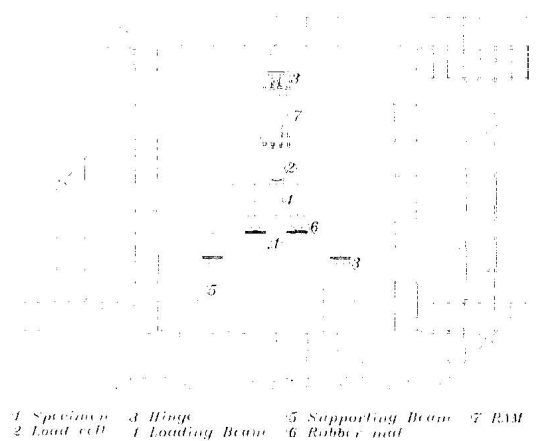


Fig. 3 Test setup and loading condition

측정장치는 중앙부와 가력점 하단에서의 처짐을 제어하기 위하여 변위측정기 3개를 설치하였으며, 철근과 콘크리트 변형률을 측정하기 위하여 스트레인 게이지를 실험체의 선정된 위치에 각각 부착하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴양상

Photo 1은 석탄회 인공경량골재를 사용한 고강도 경량콘크리트 L계열 및 천연골재 콘크리트를 사용한 N계열 보의 최종파괴 형태를 전단경간비에 따라 비교하여 나타낸 것이다.

전단보강되지 않은 경량콘크리트 보 시험체의 경우, 최대 휨모멘트 구간에서 초기 휨균열이 발생한 후 점

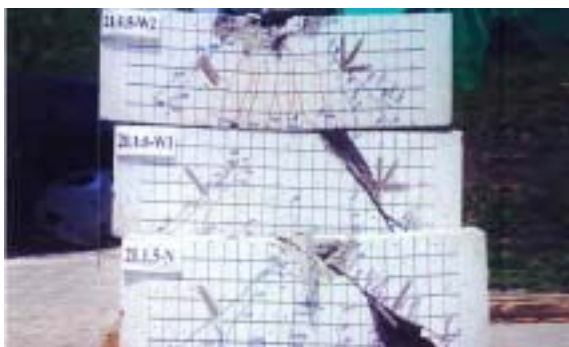
차 하중이 증가됨에 따라 가력점과 받침점 사이에 발생한 휨균열이 사인장 균열로 발전되었다. 이후, 최대 하중에 도달된 시점에서 가력점과 받침점 사이를 잇는 사인장 균열의 폭이 증가되면서 급격하게 파괴되는 취성파괴 양상을 보였다. 그러나 전단보강된 시험체의 경우 최대모멘트 구간에서 초기 휨균열이 발생한 후, 하중이 증가됨에 따라 이미 발생한 휨균열이 중립축 상부까지 전진되었다. 또한 받침점과 가력점 사이에서 받침점에 인접된 부위에 발생한 휨균열은 사균열로 발전되었으나 전단보강근비가 증가됨에 따라 전단보강되지 않은 시험체와 다르게 연성적인 파괴양상을 보였다. 고강도 경량콘크리트 보의 초기 휨균열하중은 전단경간비가 감소하고 주근비가 증가됨에 따라 증가되었으나, 전단보강근비에 의한 영향은 크지 않은 것으로 나타났다.



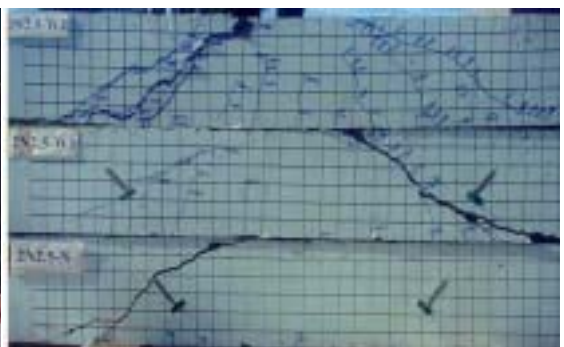
(a) 1L1.5-N, 1L2.5-N, 1L3.5-N



(b) 2L2.5-N, 2L2.5-W1, 2L2.5-W2



(c) 2L1.5-N, 2L2.5-W1, 2L2.5-W2



(d) 2N2.5-N, 2N2.5-W1, 2N2.5-W2

Photo 1 Failure modes of test beams

Table 4 Test results for specimens

Beam type	Compressive strength f_{cu} (MPa)	Tensile strength f_{sp} (MPa)	Load (kN)			Inclined crack shear strength f_{cr} (MPa)	Ultimate shear strength f_{t1} (MPa)	+Angle of critical crack (deg.)	*Failure modes	
			Initial flexural crack V_i	Initial Inclined crack V_{cr}	Ultimate V_{max}					
L Series	1L1.5-N	37.24	2.78	57.23	95.45	195.41	1.04	2.13	40-50	S-C
	1L2.5-N	37.24	2.78	30.77	65.56	80.16	0.17	0.87	35-45	S-T
	1L3.5-N	37.24	2.78	16.46	71.93	71.93	0.78	0.78	25-35	S-T
	2L1.5-N	37.24	2.78	99.37	122.89	219.52	1.34	2.39	40-50	S-C
	2L1.5-W1	37.24	2.78	92.32	131.91	265.48	1.44	2.89	45-55	S-C
	2L1.5-W2	37.24	2.78	101.23	161.99	285.57	1.76	3.11	45-55	F-S
	2L2.5-N	37.24	2.78	57.23	76.05	112.99	0.83	1.23	25-40	S-T
	2L2.5-W1	37.24	2.78	53.51	94.08	186.79	1.03	2.03	30-45	S-C
N Series	2N2.5-N	31.36	3.23	57.82	110.15	115.64	1.20	1.26	40-50	S-T
	2N2.5-W1	31.36	3.23	59.19	99.18	154.35	1.08	1.68	45-55	S-C
	2N2.5-W2	31.36	3.23	65.95	95.45	196.20	1.04	2.14	50-60	F-S

+Angle of inclined crack with horizontal axis * S-C; Shear Compression, S-T; Shear Tension, F-S; Flexure Shear

사균열 하중은 전단보강되지 않은 경량콘크리트 보의 경우 71.93(1L3.5-N)~122.89kN(2L1.5-N)의 범위로 최대하중의 49~100%범위로 전단경간비가 감소됨에 따라 사균열 하중은 증가되었으며, 또한 주근비가 증가할수록 사인장균열 하중과 극한하중은 증가되었다. 특히 전단경간비가 2.5이하인 전단보강되지 않은 보 시험체는 사균열이 발생된 후에도 급격히 파괴되는 양상을 보이지 않았으며, 이는 보에 사균열이 발생된 이후 압축대에 의해 형성된 압축지주가 아치거동을 하며 외력에 저항했기 때문인 것으로 판단된다. 반면, 동일 조건에서 전단경간비가 증가됨에 따라 사인장균열 발생과 동시에 급격히 파괴되는 양상을 보였다. 전단보강된 보 시험체의 사균열 하중은 94.08(2L2.5-W1)~161.99kN (2L1.5-W2)으로 최대하중의 50~57% 범위에서 발생되었으며 전단보강근량이 증가되고 전단경간비가 감소됨에 따라 사균열 하중과 극한하중은 증가되는 경향을 보였다. 또한 전단보강되지 않은 시험체에 비하여 사균열 하중과 최대하중은 높게 나타났다.

부재축에 대한 사균열 각은 전단보강되지 않은 시험체의 경우 전단경간비가 증가됨에 따라 감소되는 경향을 보였으며 이는 주근비와는 무관한 것으로 나타났다. 그러나 전단보강된 시험체의 경우 전단보강근비가 증가됨에 따라 사균열 각이 증가되는 경향을 보였으며

천연골재 콘크리트를 사용한 시험체에서도 유사한 경향을 보였다.

균열의 형태를 비교하여 보면 고강도 경량콘크리트 보 시험체의 경우가 천연골재 콘크리트 시험체에 비하여 균열면에 요철이 적게 나타났으며 보다 직선적인 형태를 띄고 있다. 이는 경량골재 콘크리트에서 골재의 강도가 시멘트 페이스트의 강도보다 낮아 골재를 관통하는 직선균열이 발생된 반면, 천연골재에서는 골재의 강도가 페이스트 강도를 초과하므로 골재 계면에 균열이 발생되었기 때문으로 판단된다. 또한 균열폭은 주근비 및 전단보강근비가 증가되고 전단경간비가 감소됨에 따라 감소되는 경향을 보였다.

3.2 하중-변위 관계

Fig. 4는 전단보강근 유무에 따른 석탄회 인공경량골재와 천연골재를 사용한 보 시험체의 하중-처짐 관계곡선을 비교하여 나타낸 것이다.

휨균열 발생이전의 경우, 모든 보 시험체의 하중-변위곡선은 재하하중에 따라 선형적으로 증가되는 경향을 보였다. 이는 콘크리트와 철근의 변형이 상대적으로 작아 두 재료가 탄성적인 성질을 갖기 때문인 것으로 판단된다.

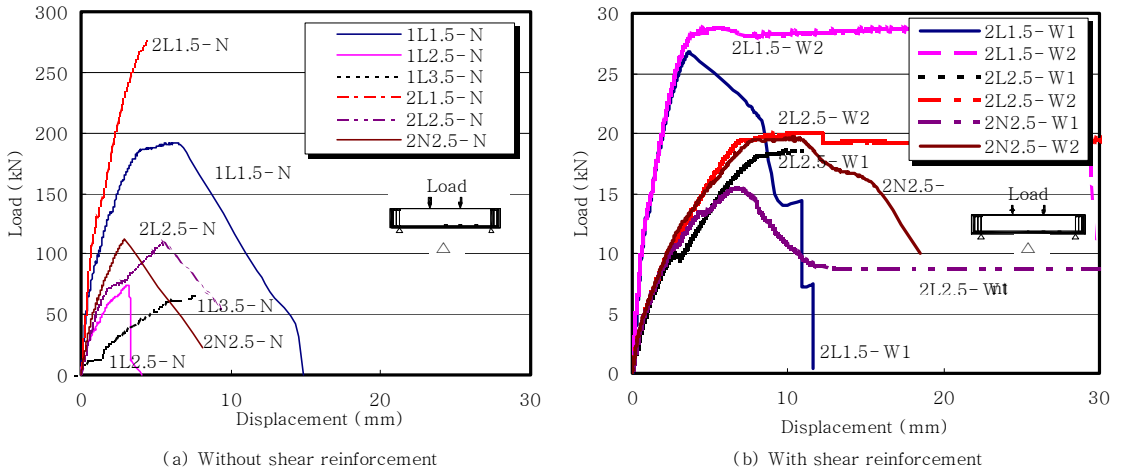


Fig. 4 Comparison of load-displacement relationship curve

Fig. 4(a)와 같이 전단보강되지 않은 6개의 보 시험체는 주근비가 크고 전단경간비가 작으며 천연골재를 사용한 보가 휨균열 발생 이전 단계에서 부재단면 강성(Moment of inertia)이 크기 때문에 높은 강성을 보이고 있다.

Fig. 4(b)와 같이 전단보강된 6개의 보 시험체는 전단경간비가 감소됨에 따라 높은 강성을 보이고 있으나 전단보강근량 및 골재종류는 휨균열 발생이전 단계의 강성에는 큰 차이를 보이지 않고 있다. 모든 시험체에서 휨균열 발생 이후, 휨균열 발생에 따른 보의 유효 강성 (Effective moment of inertia)의 감소로 인하여 하중-변위 관계 곡선의 기울기는 변화되었다. 휨균열 발생후 최대내력에 이를 때까지 변위는 선형적으로 증가되었으나 최대하중이후의 거동은 전단보강근 유무 및 전단경간비에 따라 큰 차이를 보였다.

전단보강되지 않은 경우 전단경간비, 주근비 및 골재의 종류와 무관하게 급격한 강도저하를 보였다. 또한 전단보강된 시험체의 경우에 있어서도 이론적으로 휨 및 전단파괴가 동시에 발생하는 전단보강근량의 45%만으로 전단보강된 시험체의 경우 최대내력이후 급격한 강도저하특성을 보이고 있으나 90%의 전단보강근량으로 전단보강시 최대내력 이후에도 안정된 거동을 보였다.

3.3 전단강도

3.3.1 사균열 전단강도

Table 5는 각 시험체에 대한 사균열 강도와 극한전단강도에 대한 실험값과 각국의 기준 및 경험식에 의한 계산결과를 비교하여 나타낸 것이다.

Fig. 5(a)와 같이 전단보강되지 않은 경량콘크리트 보 시험체의 경우, 사균열 강도는 전단경간비에 따라 0.81~1.04MPa범위로 주근비가 증가됨에 따라 0.83~1.34MPa범위로 증가되는 경향을 보이고 있다.

보에 발생한 사균열은 휨 및 전단응력에 의해 보의 복부(Web)에 유발되는 주인장 응력이 콘크리트의 인장강도를 초과할 때 발생되므로 주근량이 증가됨에 따라 보의 복부콘크리트에 전달되는 휨응력이 감소되기 때문에 사균열 강도는 증가되는 것으로 판단된다.

특히 전단경간비가 1.5인 경우, 주근비가 증가됨에 따라 사균열 강도의 증가폭이 0.30MPa로 전단경간비 2.5인 경우에 비해서 현저하게 나타났다. 이는 전단경간비가 감소할수록 아치작용이 지배적이고, 이러한 아치작용에 주근량이 크게 기여하기 때문인 것으로 판단된다.

전단보강된 L계열 시험체의 경우, 사균열 강도는 동일 경간비(a/d=1.5, 2.5)에서 1.03~1.76MPa의 범위로 전단보강근이 증가됨에 따라 증가되는 경향을 보였으며, 이러한 경향은 전단경간비가 감소됨에 따라 현저하게 나타났다.

천연골재 콘크리트 보 시험체의 경우도 경량골재 콘크리트 보와 유사한 경향을 보이고 있으며, 특히 부재 실험 시점에 천연골재 콘크리트의 압축강도가 경량골재 콘크리트의 압축강도에 비하여 18.8% 낮게 나타났으나 사균열 강도는 이와 상반된 결과를 보이고 있다. 이는 경량골재가 천연골재에 비해 입형이 둥글고 입도의 분포가 고르기 때문에 골재와 시멘트 페이스트의 부착강도가 감소하였기 때문으로 판단된다.

3.3.2 극한 전단강도

Fig. 5 (b)와 같이 전단보강되지 않은 L계열의 보 시험체에 있어 전단경간비에 따른 극한전단강도는 0.87~2.39MPa범위로 주근비가 증가됨에 따라 증가되는 경향을 보이고 있으며 이는 인장철근의 장부작용

에 의한 기여에 따른 것으로 판단된다. 사균열 강도와는 다르게 전단경간비에 따른 극한전단강도의 변화는 큰 차이를 보이지 않고 있으며 이러한 결과를 근거로 판단하여 볼 때 아취작용이 지배적인 전단보강되지 않은 보의 극한전단강도는 주근량에 의해 큰 영향을 받지 않는 것으로 사료된다. 또한 전단경간비가 증가됨에 따라 극한 전단강도는 현저히 증가되었으며 이는 전단경간비가 증가함에 따라 전단저항 기구가 보작용에서 아취작용으로 전이되기 때문인 것으로 판단된다.

Table 5 및 Fig. 6에 나타난 바와 같이 전단보강된 L계열 시험체의 극한전단강도는 전단경간비에 따라 2.03~3.11MPa로 전단보강근비가 증가되고 전단경간비가 감소됨에 따라 증가되는 경향을 보이고 있다. 이러한 결과와 Photo 1 (b) 및 (c)와 같은 파괴 양상을 근거로 판단하여 볼 때 경량골재 콘크리트의 전단보강근량은 이론적으로 휨과 전단파괴가 동시에 발생하는 전단보강근량의 90%정도라도 취성적인 전단파괴를 억제할 수 있을 것으로 판단된다.

Table 5 Comparison of experimental results and code prediction

Beam type	Exp. V_{cr} (MPa)	Exp. V_u (MPa)	V_u/V_{cr} (MPa)	Exp. V_{cr}^* (MPa)	Exp/ACI (Eq.11.3)		Exp/ACI (Eq.11-5)		Exp/ACI (Mod)		Exp/Zsutty Eq.		Exp/JCI Eq	Exp/CEB FIP	Exp/BS8110	Exp/Mathey & Wastain
					$\lambda=0.85$	$\lambda=1.0$	$\lambda=0.85$	$\lambda=1.0$	$\lambda=0.85$	$\lambda=1.0$	$\lambda=0.85$	$\lambda=1.0$				
1L1.5 N	1.04	2.13	1.09	-	1.21	1.03	1.15	0.99	1.37	1.19	0.58	0.50	1.84	0.94	0.79	0.82
1L2.5 N	0.81	0.87	0.07	-	0.94	0.80	0.93	0.80	1.12	0.96	0.89	0.76	2.31	0.86	0.61	0.95
1L3.5 N	0.36	0.36	0.00	-	0.91	0.77	0.92	0.79	1.11	0.95	0.97	0.83	3.11	0.94	0.60	1.16
2L1.5 N	1.34	2.39	1.05	-	1.56	1.32	1.34	1.17	1.57	1.38	0.60	0.51	2.02	0.96	0.81	0.89
2L1.5 W1	1.44	2.89	1.45	1.55	1.24	1.16	1.17	1.10	1.24	1.18	0.78	0.70	1.71	1.01	0.97	0.97
2L1.5 W2	1.76	3.11	1.35	1.77	0.81	0.78	0.78	0.75	0.81	0.79	0.60	0.55	1.47	0.71	0.72	0.70
2L2.5 N	0.83	1.23	0.40	-	0.96	0.82	0.89	0.77	1.07	0.93	0.73	0.62	2.03	0.71	0.75	0.77
2L2.5 W1	1.03	2.03	1.00	1.20	1.27	1.16	1.22	1.13	1.35	1.25	1.09	0.98	1.79	1.07	0.88	1.12
2L2.5 W2	1.22	2.18	0.96	1.35	0.93	0.87	0.91	0.85	0.97	0.92	0.83	0.77	1.51	0.82	0.73	0.85
2N2.5 N	1.20	1.26	0.06	-	1.29	1.29	1.29	1.21	1.18	1.18	0.95	0.95	3.29	1.08	0.77	1.17
2N2.5 W1	1.08	1.68	0.60	0.48	1.05	1.05	1.01	1.01	0.99	0.99	0.87	0.87	1.58	0.94	0.78	0.98
2N2.5 W2	1.04	2.14	1.10	0.94	0.93	0.93	0.91	0.91	0.90	0.90	0.81	0.81	1.58	0.86	0.77	0.89

(1) ACI Code 318-99 (11.3)

$$V_{cr} = 0.85 \cdot 2.0 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{psi})$$

(2) ACI Code 318-99 (11.5)

$$V_{cr} = (0.85 + 1.9\sqrt{f_{ck}} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) \quad (\text{psi})$$

(3) ACI Code 318-99 (Hanson, Both)

$$V_{cr} = 2.0 \frac{f_{cu}}{1.8} \quad (\text{psi})$$

$$V_{cr} = (2.0 \frac{f_{cu}}{1.8} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) \quad (\text{psi})$$

(4) Zsutty's Eq.

$$V_{cr} = 59(f_{ck}^{0.11} \rho_w \frac{d}{a})^{0.7} \quad (\text{psi})$$

2. 전단경간비 (a/d) ≤ 2.5

$$V_{cr} = (2.5 \frac{d}{a})^{0.5} \cdot 59(f_{ck} \cdot \rho_w \cdot \frac{d}{a})^{0.7} \quad (\text{psi})$$

(5) JCI Code

$$V_{cr} = 0.05 \rho_w^{0.2} \left\{ (f_{ck} - 180) / (\sqrt{a/d} + 1.15) \right\} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

(6) CEB FIP Code

$$V_{cr} = 0.15(3d/a)^{1/3} (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \rho_w f_{ck})^{1/3} \quad (\text{psi})$$

(7) BS 8110

$$V_{cr} = \frac{0.79}{\sqrt{M_u}} \cdot 100A_s/bd \cdot (400/d)^{1/3} (f_{ck}/25)^{1/3} \cdot 1.25 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

Mathey & Wastain

$$V_{cr} = (0.816\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{d}{a} + 281 \rho_w) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

* V_{cr} 및 v_u 의 psi 및 kgf/cm² 단위를 MPa 단위로 환산

v_u 는 사인장 균열이 발생하는 시점의 사균열 강도 기준, V_{cr}^* 는 전단보강되지 않은 시험체의 사균열 강도 기준

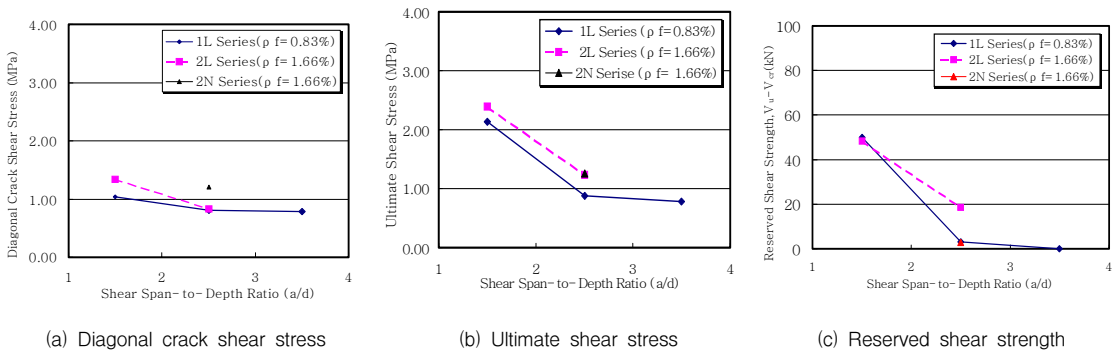


Fig. 5 Variation of shear stress vs shear span to depth ratio (for beams without shear reinforcement)

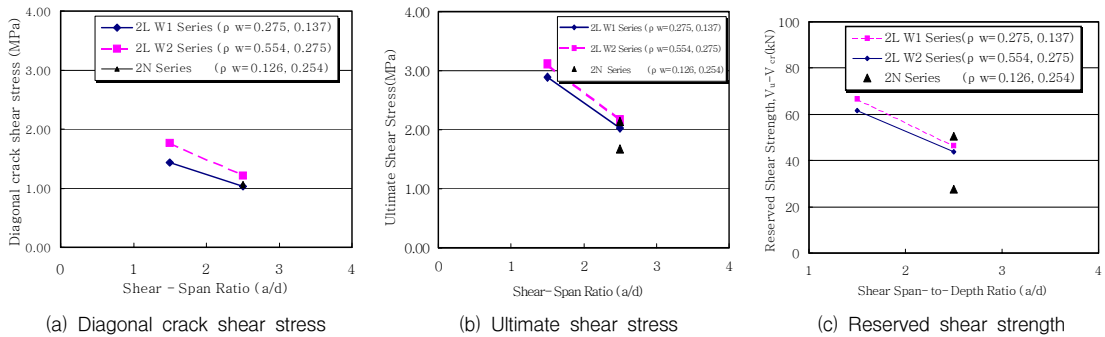


Fig. 6 Variation of shear stress vs shear span to depth ratio (for beams with shear reinforcement)

천연골재 콘크리트 보 시험체에 있어서 극한전단강도가 1.26~1.14MPa범위로 실험시 천연골재 콘크리트의 압축강도가 18.8% 낮게 나타났으나, 경량골재 콘크리트 시험체와 대등하고 유사한 경향을 보이고 있는 것으로 나타났다.

3.4 보유전단내력

철근콘크리트 보의 보유전단내력(Reserved shear strength)은 "처음 사인장균열이 발생하였을 때, 전단에 의한 취성파괴를 어느 정도 연장시켜 주는가 하는 것을 지표화한 것을 부재의 보유전단능력"으로 표현할 수 있으며 Johnson과 Ramirez12)는 이러한 보유전단내력을 극한전단강도와 사균열강도의 차 ($V_u - V_{cr}$)의 정량적인 개념으로 정의하였다.

Fig. 5 (c)에 나타난 바와 같이 전단보강되지 않은

보 시험체에서 보유전단내력은 전단경간비가 감소되고 주근비가 증가됨에 따라 증가되는 경향을 보이고 있다. 특히 전단경간비가 1.5인 경우 보유전단내력이 크게 증가되었으며 이는 압축대(strut)의 형성으로 인한 아취작용에 기인한 것으로 판단된다. 그러나, 전단경간비가 1.5인 시험체를 제외하고는 사인장균열의 발생과 동시에 파괴에 이르러 전단보강되지 않은 보의 특성상 보유전단내력은 매우 낮게 나타났다.

Fig. 6 (c)에 나타난 바와 같이 전단보강된 L계열 시험체의 경우에 있어서도 전단보강비와 전단경간비가 감소됨에 따라 보유전단내력은 증가되는 경향을 보이고 있었다.

4. 실험결과와 계산결과의 비교

Fig. 7 및 8은 전단보강되지 않은 L계열 시험체의

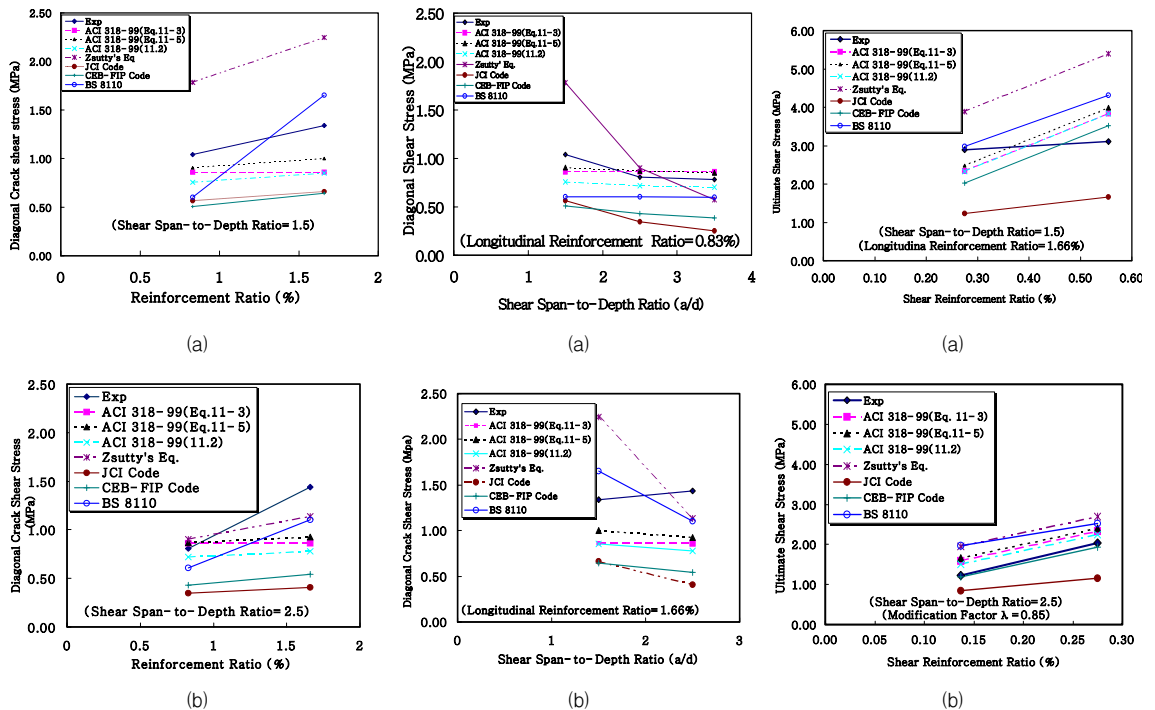


Fig. 7 Effect of ρ_f on shear cracking strength Fig. 8 Effect of a/d on cracking strength Fig. 9 Effect of ρ_v on ultimate strength

주근비와 전단경간비에 따른 사균열강도를 비교하여 나타낸 것이다.

경량골재 콘크리트 보의 전단강도에 대한 보정계수 ($\lambda=0.8$)를 고려한 ACI 318-99 (Eq.11-3) 규준식은 대체로 실험값에 근접하거나 20~50%의 안전율이 확보된 것으로 나타났으나, 전단경간비가 증가될수록 과소평가하는 경향이 있는 것으로 나타났다.

경량콘크리트의 평균 쪼갬인장강도(f_{sp})를 고려하여 보정계수를 적용한 ACI 규준식은 ACI 318-99 (Eq. 11-3, 11-5) 규준식에 비해서 1.07~1.57의 범위로 높은 안전율을 갖는 것으로 나타났으며, 이는 규준식에서 $f_{sp}/1.8$ 값이 $\sqrt{f_{ck}}$ 에 비해 훨씬 작게 나타났기 때문에 판단된다. 즉 1.8의 수치가 $f_{sp}/\sqrt{f_{ck}}$ 의 값으로서 천연골재 콘크리트의 실험결과에 기인한 것이기 때문에 상대적으로 큰 안전율을 갖는 것으로 사료된다.

Zsutty의 제안식은 보정계수($\lambda=0.85$)를 고려할

경우 2L 2.5-W1 시험체를 제외하고 규준식이 실험값을 3~42%범위에서 과대평가하는 것으로 나타났다. 특히 전단경간비가 1.5인 경우에는 이러한 경향이 현저하게 나타났다. 따라서 석탄회 인공경량골재 콘크리트의 전단강도 산정에 적용되고 있는 보정계수에 대한 재고가 요망된다.

그러나 일본규준식은 $\lambda=1$ 을 적용한 경우에도 1.84~3.29로 전반적으로 안전율이 다소 높게 나타났으며, 이는 규준식 자체가 압축강도와 주근비, 전단경간비의 영향에 따른 전단강도의 기여분을 다른 규준식에 비해 작게 보고 있기 때문으로 판단된다. Fig. 9는 전단보강된 L계열 보 시험체의 전단보강근비와 전단경간비에 따른 극한전단강도를 비교하여 나타낸 것이다. 그림에서 나타난 바와 같이 ACI 318-99 (Eq. 11-3) 규준식은 0.81~1.27의 범위로 전단보강근비가 증가됨에 따라 과대평가하는 경향을 보이고 있다. 반면 JCI 규준식은 다소 안전측으로 평가되었다.

5. 결 론

본 연구에서는 주근비, 전단경간비 및 전단보강근비 주요변수로 12개의 시험체를 계획하여 석탄회 인공경량골재를 사용한 고강도 콘크리트 보의 전단성능을 규명하고, 현행 규준식과 실험결과를 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 석탄회 인공경량골재를 사용한 보 시험체의 파괴양상은 대부분 초기 휨균열 발생 후, 하중이 증가됨에 따라 받침점과 가력점사이에 휨균열이 사인장균열로 발전되어 균열폭이 증가되면서 갑작스럽게 파괴되는 취성파괴 양상을 보였으며 N계열의 보통콘크리트 보와 유사한 양상을 보이고 있었다.
- 2) 골재의 종류와 무관하게 전단보강되지 않은 보 시험체는 사균열 발생 이후 급격한 파괴양상을 보였으나, 전단보강된 보에 있어서 이론적으로 휨 및 전단파괴가 동시에 발생하는 전단보강근량의 90% 전단보강근량으로 전단보강시 최대내력 이후에도 연성적인 거동을 보였다.
- 3) 보유전단내력은 동일한 조건에서 주근비가 증가하고 전단경간비가 감소할수록 크게 나타났으나, 전단보강근비가 증가됨에 따라 감소하였다.
- 4) 전단강도에 보정계수를 고려한 ACI 규준식뿐만 아니라 CEB-FIP, BS 8110 규준식 및 Zsutty 제안식도 역시 과대평가되는 경향을 보였으나, 일본 규준식은 안전측인 것으로 나타났다.

참고문헌

1. 박윤근, 신종렬, 권우현, 권기혁, 노희일, "경량 고강도 콘크리트 보의 전단거동에 관한 연구", 콘크리트 학회지 제 8권 4호, 1996. 8, pp. 149-159.
2. 서치호, "경량콘크리트의 재료적 특성", 콘크리트 학회지 제 10권 4호, 1998. 8, pp. 27-37.

3. Hanson, J. A., "Shear Strength of Lightweight Reinforcement Concrete Beams", ACI Journal Proceedings, V. 55, No. 3, Sep. 1958, pp. 387-403.
4. Hanson, J. A., "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete", ACI Journal Proceedings, V. 58, No. 1, July 1961, pp. 1-37.
5. Ivey, D. L. and Eugene Buth, "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams", ACI Journal, V 64. No. 5, Oct. 1967, pp. 634-643.
6. Hamadi, Y. D. and Regan, P. E., "Behaviour of Normal and Lightweight Aggregate Beams with Shear Cracks", The Structural Engineer, V. 54B, No. 4, Dec. 1980. pp. 7-19.
7. Berge, O., "Reinforced Structures and Behavior of Structural Lightweight(Ltype/and) Concrete", Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, 1981, pp. 373.
8. Lambert, G. H., "Properties and Behaviour of Structural Lightweight(Ltype/and) Concrete", PhD Thesis, Sheffield University, 1982.
9. Ahmad, S. H., "Shear Capacity of Reinforced Lightweight High Strength Concrete Beams", ACI Journal, V. 86, No 6, Nov-Dec. 1989, pp. 697-704.
10. Kaar, P. H. : Hanson, N. W. : and Capell, H. T., "Stress-Strain Characteristic of High-Strength Concrete", Douglas McHenry International Symposium in Concrete and Concrete Structure, SP-55, American Concrete institute, Detroit, 1978, pp. 161-185.
11. Wang. P. T., Shah. S. P., Naaman. A. E., "Stress-Strain Curve of Normal and Lightweight Concrete in Compression", ACI Journal Proceedings, V. 75, No. 11, Nov. 1978, pp. 603-613
12. Johnson, M. K. and Ramirez, J. A., "Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete". ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 4, July. Aug. 1989, pp. 376-382.

(접수일자 : 2002년 8월 8일)