

비 부착형 와이어로프로 보강된 철근콘크리트 보의 전단 거동

김선영¹⁾ · 변항용²⁾ · 심재일³⁾ · 정현수⁴⁾ · 양근혁^{3)*}

¹⁾전남대학교 바이오하우징연구사업단 ²⁾고려 E&C ³⁾목포대학교 건축공학전공 ⁴⁾중앙대학교 건축공학과

Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Unbonded-Type Wire Rope Units

Sun-Young Kim¹⁾, Hang-Yong Byun²⁾, Jae-Il Sim³⁾, Heon-Soo Chung⁴⁾, and Keun-Hyeok Yang^{3)*}

¹⁾BHRI, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

²⁾Korea Engineering & Consultant, Jeollanamdo 519-807, Korea

³⁾Dept. of Architectural Engineering, Mokpo University, Chonnam 534-729, Korea

⁴⁾Dept. of Architectural Engineering, Chung-Ang University, Seoul 156-756, Korea

ABSTRACT The present study reports a simple unbonded-type shear strengthening technique for reinforced concrete beams using wire rope units. Fifteen beams failed in shear were repaired and strengthened with wire rope units, and then retested to failure. Influence of the prestressing force, orientation and spacing of wire rope units on the shear behavior of strengthened beams having shear span-to-depth ratios of 1.5, 2.5, or 3.25 were investigated. Test results showed that beams strengthened with wire rope units exhibited a higher shear strength and a larger post-failure deformation than the corresponding original beams. Inclined wire rope units was more effective for shear strength enhancement than vertical wire rope units. The increase of the prestressing force in wire rope units causes the decrease of the principal tensile stress in concrete, as a result, the diagonal tensile cracking strength of strengthened beams was higher than that of the corresponding original beams. Shear capacity of strengthened beams is compared with predictions obtained from ACI 318-05 and EC 2. Shear capacity of strengthened beams having shear span-to-depth ratio below 2.5 is reasonably predicted using ACI 318-05 formula. On the other hand, EC 2 overestimates the shear transfer capacity of wire rope units for beams having shear span-to-depth ratio above 2.5.

Keywords wire rope, shear strength, strengthening, prestress

1. 서 론

손상된 콘크리트 구조물의 성능 복구 및 리모델링에 대한 사회적 관심의 증가로 강판과 고강도의 탄소, 유리 및 아라미드 섬유를 이용한 접착형 전단보강에 대한 많은 연구가 진행되었다¹⁻⁶⁾. 에폭시 수지와 같은 접착제를 사용하는 이들 접착형 보강 방법은 부재의 내력향상에는 효율적이지만 환경적 그리고 내구성 측면에서 단점을 갖고 있다. 모재인 콘크리트, 보강재료 및 접착제들 사이의 상이한 열팽창계수, 그리고 다공성인 콘크리트와 차수성이 높은 에폭시 수지 사이의 원활하지 못한 수분전달 등의 영향으로 인해 장기거동에서 보강재의 탈락이 쉽게 일어날 수 있다. 또한 부착된 보강재는 손상을 입은 콘크리트 면의 검사를 힘들게 할 뿐만 아니라 화재 시 독가스를 유발할 수 있다.

최근 공사기간, 경제성, 구조적 성능, 유지관리 및 친환경 기술을 고려하는 효율적인 보강을 위해 비 부착형 보강기술들이 제시되고 있다. Teng et al.⁷⁾은 강봉으로 외부 보강된 깊은 보의 실험으로부터 비 부착 외부 전단보강 방법이 경제적이며 구조적 성능도 우수함을 보였다. 양근혁 등⁸⁾은 와이어로프로 보강된 개구부를 갖는 깊은 보의 하중 수용 능력은 보강 전 부재의 내력 이상으로 있으며 전단파괴임에도 불구하고 연성적인 파괴 거동을 유도할 수 있음을 보였다.

본 연구에서는 비 부착형 보강 기술의 장점을 고려하여 와이어로프를 이용한 외부 전단보강 기술을 제시하였다. 15개의 시험체가 전단파괴 된 후 보수, 보강되었으며 재 실험되었다. 주요 변수는 전단경간비와 와이어로프의 초기 인장력, 간격 및 배근 형태이다. 와이어로프의 초기 인장력이 사인장 균열 내력에 미치는 영향을 평가하였으며 보강된 보의 전단 내력은 ACI 318-05⁹⁾ 및 EC 2¹⁰⁾ 기준과 비교되었다.

*Corresponding author E-mail : yangkh@mokpo.ac.kr

Received August 28, 2006, Accepted December 8, 2006

©2007 by Korea Concrete Institute

2. 실험

2.1 비부착 보강 방법

건축, 토목, 기계 등의 다양한 분야에서 사용되는 와이어로프는 경량이면서도 고강도 및 높은 유연성의 장점을 갖고 있다. 이들 와이어로프의 장점을 이용하여 비 부착형 외부 전단보강법을 개발하였다. Fig. 1에는 이들 보강 상세를 나타내었다. 와이어로프 한 단위는 I형의 강관, U형의 와이어로프 2개, 4개의 아이볼트(eye-bolt)와 너트 및 L형의 코너비드로 구성된다. 와이어로프는 유연성이 우수한 GAC (Galvanized Aircraft Cable)를 이용하였다. 콘크리트 보의 상부 면에 설치되는 강관은 복부의 폭 60 mm, 두께는 20 mm이며 단부에 아이볼트 설치를 위한 4개의 구멍이 있다. U형의 와이어로프 단부는 아이볼트에 연결되며 강관 상부 면에서 너트에 의해 체결된다. 너트의 조임력에 의해 와이어로프에 인장력이 작용될 수 있는데 이는 고장력 볼트의 토크관리법¹¹⁾과 같은 개념이다. 인장력이 도입된 와이어로프에 의한 콘크리트의 지압 파괴를 방지하기 위해 L형의 코너비드가 설치된다. 와이어로프에 작용된 초기인장력은 콘크리트를 구속할 수 있으며 사인장 균열 발생 이후에는 균열 제어 및 전단력 전달을 위한 스트립과 같은 역할을 기대할 수 있다.

2.2 토크-인장력의 관계

와이어로프의 초기 인장력은 너트에 작용되는 토크에 의해 제어될 수 있다. 볼트와 너트 사이의 마찰계수가 일정하다고 가정하면 아이볼트에 작용하는 토크(T)와 아이볼트를 통해 와이어로프에 전달되는 인장력(N)의 관계는 다음과 같이 나타낼 수 있다¹⁰⁾.

$$T = kd_b N \quad (1)$$

여기서, d_b 는 아이볼트 직경이고, k 는 마찰계수와 아이볼

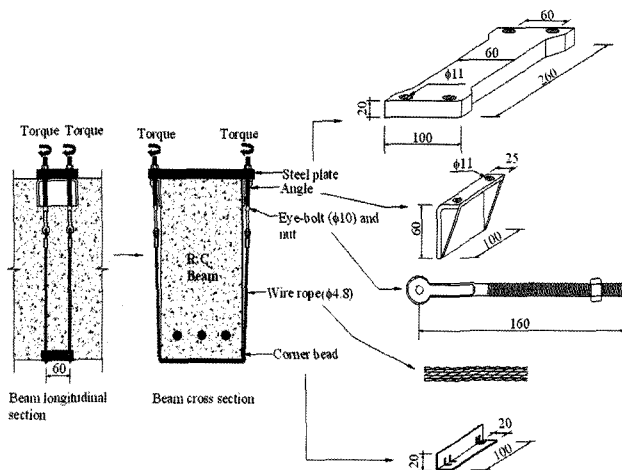


Fig. 1 Details of developed wire rope units and strengthening technique (unit: mm)

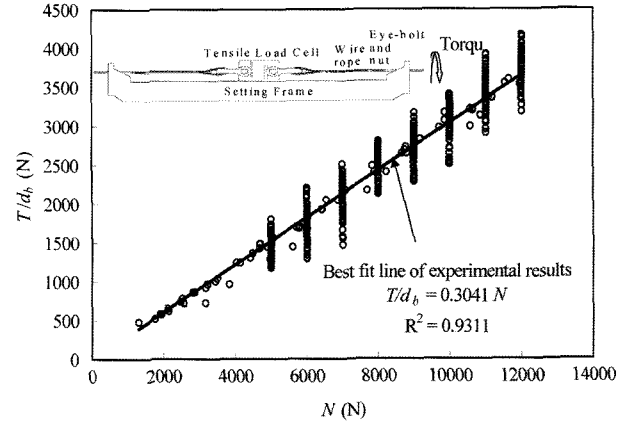


Fig. 2 Relationship of N and T/d_b in wire rope units

트 및 너트의 나사산의 기하학적 특성에 의해 결정되는 토크계수이다.

개발된 와이어로프 보강공법의 토크계수를 평가하기 위해서 40개의 시험에 대해서 Fig. 2에 나타난 바와 같이 실험을 수행하였다. 시험체의 설치에 아이볼트, 너트, 그리고 로드셀을 장착한 GAC 와이어로프로 구성되어 있다. Fig. 2로부터 토크계수와 아이볼트의 인장력과의 관계는 식 (1)에 나타난 바와 같이 선형관계로 나타낼 수 있었으며 0.931의 높은 상관계수를 보였다. 따라서 제시된 와이어로프 단위에서 토크계수는 0.3으로 가정될 수 있었다.

2.3 시험체 상세

철근콘크리트 보 15개가 제작되었으며 전단파괴 후 보수, 제시된 보강 절차에 따라 보강되었으며 재실험되었다.

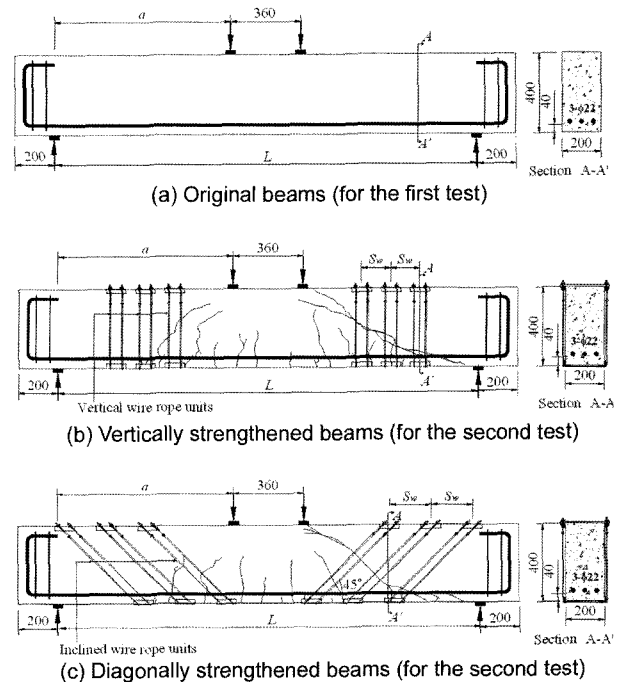


Fig. 3 Beam tested details and arrangement of wire rope units (unit: mm)

Table 1 Detail of test specimens

Beam no.	f_{cu} (MPa)	a/d	Details of wire rope unit					
			Configuration	s_w (mm)	F_i (kN)	T (Nm)	f_i/f_{pu}	ρ_w (%)
1	24.5	1.5	Only repair	None				
2	24.5		Vertical	150	46.4	35	0.53	0.064
3	22.5		Inclined					0.090
4	24.7	2.5	Only repair	None				
5	24.7		Vertical	150	46.4	35	0.53	0.064
6	24.5		Inclined					0.090
7	24.1		Vertical					0.064
8	22.5		Inclined	60	45	0.69	0.090	
9	22.5		Vertical				0.064	
10	20.6	Inclined	0.090					
11	24.7	3.25	Only repair	None				
12	24.5		Vertical	150	46.4	35	0.53	0.064
13	22.5		Inclined					0.090
14	24.8		Vertical	100	46.4	26	0.4	0.096
15	20.6		Vertical	200				52

Note : f_{cu} =compressive strength of concrete, a =shear span, d =effective section depth, s_w =spacing of wire rope unit, F_i =total prestressing force in a wire rope unit, T =initial torque, f_i =initial prestress in wire rope, f_{pu} =tensile strength of wire rope, ρ_w =wire rope unit ratio, $\{=4A_{w1}(\sin\beta + \cos\beta)/b_w s_w\}$, A_{w1} =clear area of wire rope, β =angle of wire rope to longitudinal beam axis, b_w =beam width

시험체의 기하학적 특성은 Fig. 3에, 보강상세는 Table 1에 각각 주어졌다. 전단경간비 (a/d)는 1.5, 2.5 및 3.25로 하였다. 와이어로프의 배근은 수직보강 (Fig. 3(b)) 그리고 부재축에 대해 45° 기울기를 갖는 경사보강 (Fig. 3(c))으로 하였다. 전단경간비가 1.5인 보들에서 와이어로프 단위의 간격은 150 mm이고 작용된 초기 인장력은 46.4 kN이었다. 전단경간비 2.5인 보들에서는 Table 1에 나타난 바와 같이 초기 인장력이 33.2 kN, 46.4 kN 및 60 kN으로 변화되었다. 전단경간비가 3.25인 보에서는 초기 긴장력을 46.4 kN으로 고정시키고 와이어로프 단위의 간격을 100, 150, 200 mm로 변화시켰다.

외부보강에 의한 내력증가효과를 평가하기 위해 각 전단경간비에서 에폭시 수지로 균열 면들만 보수된 보들의 전단거동도 확인하였다. 균열 면의 보수 후 보강은 전단경간비에 관계없이 와이어로프 단위 3개가 초기 사인장 균열면에 계획된 간격으로 집중 배근되었다. 경사 방향으로 보강된 경우, 강판과 콘크리트 상부면 사이의 일체를 위해 55 MPa의 압축강도를 갖는 시멘트 모르타르가 이용되었다.

모든 보는 200×400 mm의 단면을 가지며 유효깊이(d)는 360 mm이다. 휨파괴를 방지하기 위해 주철근으로서 3-D22가 배근되었으며 주철근비는 0.016이다. 주철근의

Table 2 Mechanical properties of metallic materials

Type	f_y (MPa)	ϵ_y	f_{su} (MPa)	E_s (MPa)
Reinforcement (D22)	445	0.00244	620	182
Seel plate	307	0.00157	448	195
Eye-bolt (D10)	355	0.00187	465	190
GAC wire rope ($\phi 4.8$)	-	-	2,145	120

정착을 위해 Fig. 3에 나타난 바와 같이 단부 지점 밖에서 90° 갈고리를 두었다. 와이어로프의 전단전달 능력을 평가하기 위해 내부 전단철근은 배근하지 않았다. 오래된 기존 건물에 사용된 콘크리트의 압축강도를 고려하여 콘크리트 설계강도는 21 MPa로 하였다.

2.4 재료 특성

사용된 콘크리트는 25 mm의 굵은골재, 모래, 보통포틀랜드시멘트를 사용한 일반 레미콘으로 하였다. 콘크리트 압축강도 측정을 위해 100×200 mm의 원주형 공시체가 제작되었으며 이들의 압축강도 실험 결과가 Table 1에 주어졌다.

Table 2에는 와이어로프, 철근, 아이볼트, 그리고 강판의 역학적 특성을 나타내었다. 사용된 GAC 와이어로프는 직경이 4.8 mm이며 순 단면적은 10.83 mm²이다. 중심코어 (core)에는 6개의 스트랜드 (strand)가 나선 형태로 꼬아져 있으며, 각각의 스트랜드는 19개의 소선(wire)으로 구성되어 있다. GAC 와이어로프는 명확한 항복점이 나타나지 않았으며 탄성계수는 120 GPa로서 강재 탄성계수의 약 60% 수준이었다. Raof와 Kraincanie¹²⁾는 와이어로프의 유효탄성계수는 꼬임각도, 소선들의 접촉면에서의 마찰계수의 의해 영향을 받으며 이들의 유효탄성계수는 일반적으로 재료 자체 탄성계수의 50~60%에 있음을 보였다.

2.5 실험 방법

가력은 3,000 kN 용량의 UTM을 이용하였으며 가력속도는 5 kN/min이었다. 처짐은 보 경간의 중앙에 설치된 LVDT (linear variable differential transducer)에 의해 측정되었다. 균열 진전을 쉽게 파악하기 위하여 보 표면은 백색 페인트로 도색되었으며 4명의 보조원에 의해 균열 발생과 그때의 하중이 기록되었다.

첫 번째 실험된 보들에서 전단파괴가 발생하면 최대 내력의 30~40%에서 작용 하중을 제거하였다. 모든 균열과 파괴면은 에폭시 수지를 주입하여 보수하고 사인장 균열 파괴면은 3개의 와이어로프 단위에 의해 보강되었다. 보수, 보강된 보의 재 가력은 전단파괴 전의 첫 번째 실험과 동일조건에서 수행되었다. 모든 실험 데이터는 데이터 로거(TDS 303)와 컴퓨터에 의해서 자동으로 저장하였다.

Table 3 Details of test results

Beam no.	Original			After repair and strengthening			
	V_{fl} (kN)	V_{cr} (kN)	V_n (kN)	V_{cr} (kN)	V_n (kN)	$\frac{(V_{cr})_S}{(V_{cr})_F}$	$\frac{(V_n)_S}{(V_n)_F}$
1	63.3	100.5	163.0	87.5	135.5	0.871	0.831
2	64.1	102.9	152.5	137.0	234.3	1.331	1.541
3	62.6	99.9	149.5	107.0	259.0	1.071	1.732
4	28.4	89.2	90.4	79.0	80.0	0.886	0.885
5	33.3	81.1	83.3	96.0	118.5	1.184	1.321
6	39.2	80.3	82.3	91.5	129.7	1.139	1.482
7	33.3	85.7	87.9	95.0	125.5	1.109	1.428
8	34.3	80.8	81.0	99.0	131.0	1.225	1.617
9	34.4	76.9	76.9	85.2	133.1	1.108	1.731
10	37.2	70.9	72.0	106.0	138.2	1.495	1.917
11	25.8	70.8	71.1	64.2	64.1	0.907	0.900
12	26.5	75.9	76.8	82.0	90.0	1.080	1.172
13	28.9	70.7	71.8	70.0	93.5	0.990	1.302
14	26.0	75.1	76.7	90.3	100.1	1.202	1.304
15	23.1	67.6	70.5	66.5	82.8	0.984	1.174

Note : V_{fl} =flexure crack shear strength, V_{cr} =diagonal shear crack strength, V_n =ultimate shear strength.

Subscripts F and S indicate original beams and repaired or strengthened beams, respectively.

3. 실험 결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴모드

Table 3에는 첫 번째 및 보수, 보강 후의 사인장 균열과 최대내력에 대한 실험 결과를 나타내었다. Fig. 4에는 보수만 된 보 또는 보수, 보강된 보의 균열진전을 나타내었다. 와이어로프 단위의 간격과 초기 인장력은 균열 하중, 최대하중 및 파괴 후 거동에는 중요한 영향을 미쳤지만 하중 진전에 따른 균열 진전에는 큰 영향이 없었기 때문에 와이어로프 단위 간격이 150 mm이고 초기 인장력이 46.4 kN인 보강된 보들의 경우만 Fig. 4에 나타내었다. Fig. 4에서 “+++” 표시는 첫 번째 실험에서 사인장 균열에 의한 파괴면을 나타낸다.

첫 번째 실험에서 보의 파괴면은 전단경간비에 의해 결정되었다. 전단경간비 1.5인 경우 깊은 보의 거동과 같이 가력점과 지점을 연결하는 경사면을 따라 파괴면이 형성되었다. 전단경간비 2.5와 3.25인 경우에는 부재 축과 약 30~45°를 이루는 사인장 균열면을 따라 파괴가 발생하였다. 특히 전단경간비 3.25인 경우 사인장 균열과 함께 주철근을 따라 부착할렬 파괴도 발생하였다.

보수 또는 보수, 보강된 보들의 파괴면은 전단경간비 3.25의 경우를 제외하고는 첫 번째 파괴면과 거의 동일하였다. 보수만 된 보의 경우 Fig. 4(a), (d) 및 (g)에서 보이는 바와 같이 첫 번째 실험과 비교해서 추가적인 균

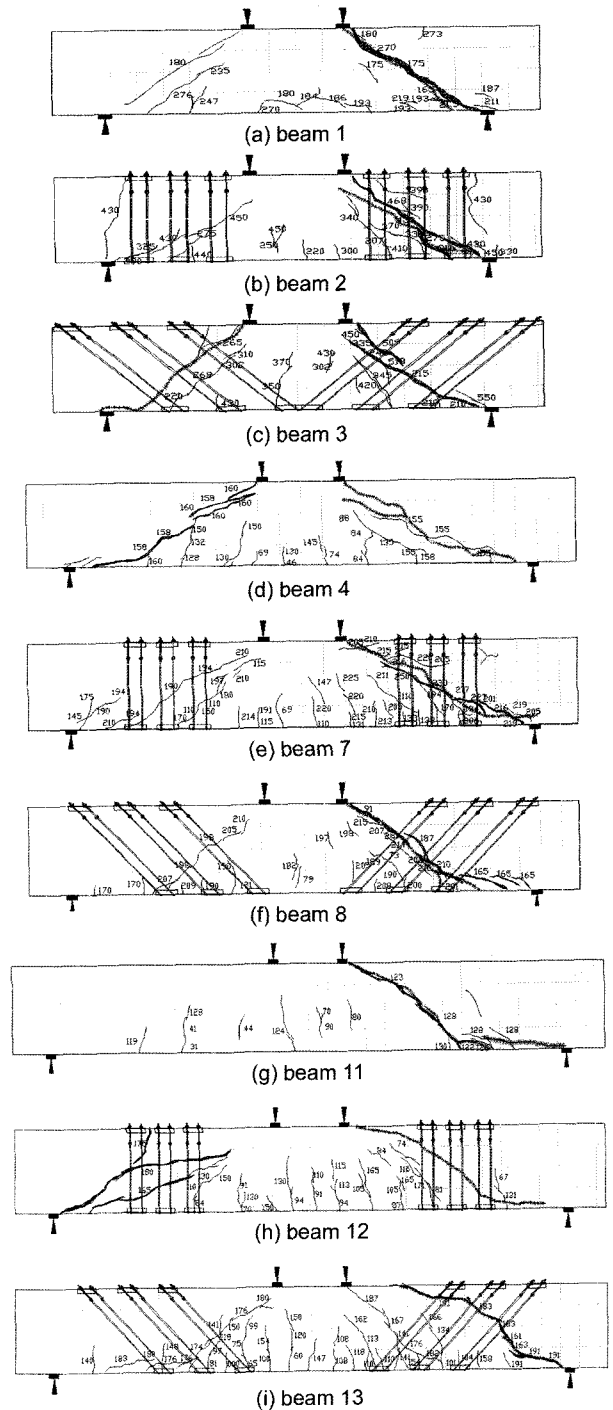
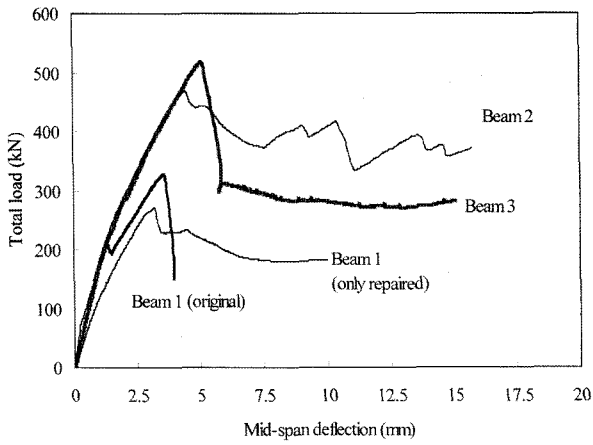
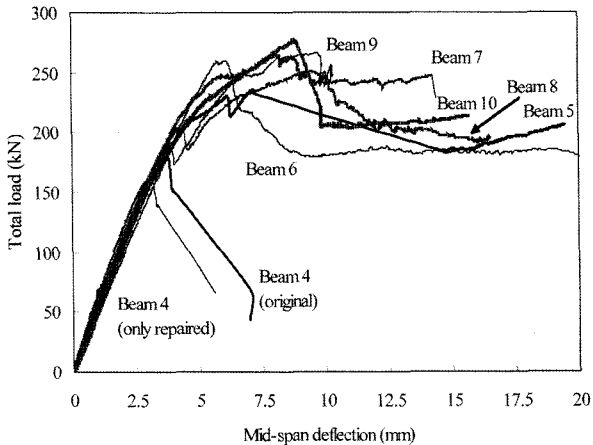


Fig. 4 Crack patterns and failure plane of repaired only or repaired and strengthened beams (+++ indicates the failure plane of original beams)

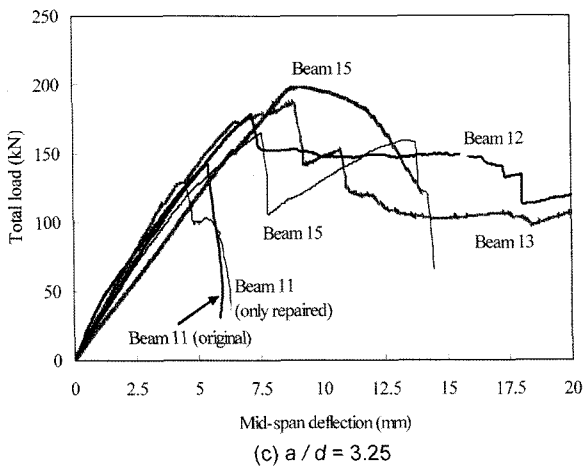
열이 거의 발생하지 않고 원래 보의 파괴면과 동일하였다. 반면 와이어로프로 보강된 보들의 경우 보수된 균열 부분 이외의 영역에서 다수의 휨 균열과 사인장 균열이 나타났으며 일부 보에서는 파괴면이 첫 번째일 때와는 다른 곳에서 형성되었다. 전단경간비 3.25인 보강된 보의 경우 첫 번째 실험 때의 경우와 같이 파괴시에 사인장 균열과 함께 주철근을 따라 부착할렬 균열도 나타났다. 이는 배근된 와이어로프 단위가 기존 파괴면에서 단지 3개만 배근됨으로서 전단경간 전체에 대하여 보강 효과를 발휘하지 못하였기 때문이라 판단된다.



(a) $a/d = 1.5$



(b) $a/d = 2.5$



(c) $a/d = 3.25$

Fig. 5 Mid-span deflection against applied total load

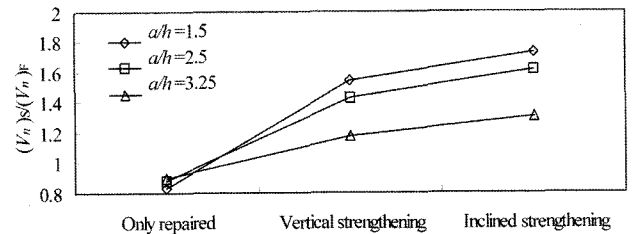
3.2 하중-처짐 관계

전체 작용하중에 대한 경간중양의 처짐을 Fig. 5에 나타내었다. 전단경간비가 같은 보의 첫 번째 실험의 하중-변위 관계는 매우 비슷하였기 때문에 Fig. 5에서 사용된 첫 번째 보의 하중-변위 관계는 Beam 1, 4 및 11의 결과를 이용하였다. 보수 또는 보강한 보의 초기 강성은 보 복부 중앙에서 초기 사인장 균열이 발생할 때까지는 첫 번째 실험의 강성과 거의 유사하였다. 초기 사인장 균열 발생 후 전단경간비 2.5 및 3.25의 보강한 보들

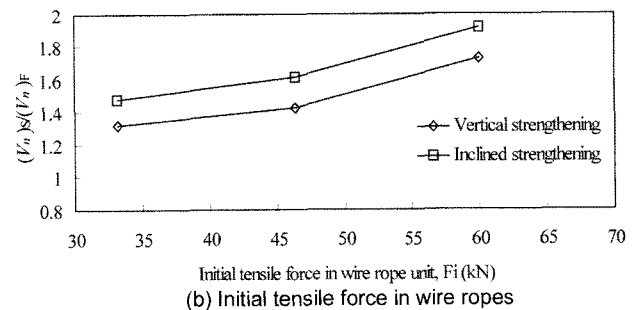
의 처짐은 급격히 증가하지만 하중 전달능력 또한 크게 증가하였다. 특히 최대하중 이후의 변형 능력은 첫 번째 또는 에폭시 수지로 보수만 한 보의 경우와는 매우 다르며 전단파괴임에도 불구하고 연성능력이 매우 개선되었다.

3.3 극한전단강도

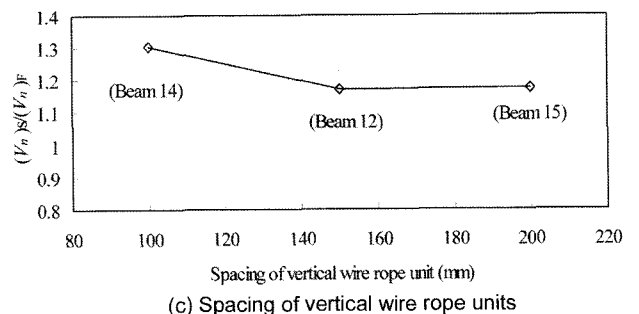
보강 전 첫 번째 실험과 보강 후 두 번째 실험의 극한 전단강도를 Table 3에 나타내었으며 각 변수에 따른 첫 번째 실험의 전단내력($(V_n)_F$)에 대한 보수 또는 보강한 보의 전단내력($(V_n)_S$)의 비인 상대강도를 Fig. 6에 나타내었다. 에폭시 수지로 보수된 보의 전단 내력은 전단경간비에 관계없이 원래 보의 전단 내력의 약 80% 수준이었다. 반면, 와이어로프 단위로 보강된 보들의 전단 내력은 원래 보의 것보다 높았으며 전단경간비가 작을수록 상대강도는 증가하였다. 와이어로프 배근 방향이 내력에 미치는 영향은 내부 스테럽에서와 같이 수직보다는 경사 방향이 유리하였다. 와이어로프에 도입된 초기 인장력도 내력증가에 중요한 역할을 하였다. Fig. 6(b)에 나타내었듯이 초기 인장력이 클수록 상대강도는 증가하였다. 반면 Fig. 6(c)에서 나타내었듯이 와이어로프 간격은 내력



(a) Repaired only of orientation of wire rope units



(b) Initial tensile force in wire ropes



(c) Spacing of vertical wire rope units

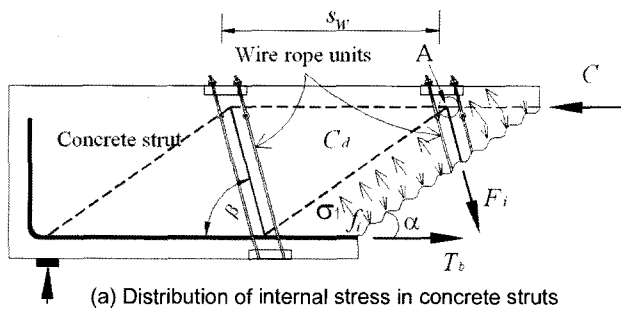
Fig. 6 Influence of different variables on relative strength

증가에 큰 영향을 미치지 않았다. 이는 Fig. 4(h)와 (i)에서 나타낸 바와 같이 3개의 와이어로프 단위의 보강 범위가 전체 파괴면을 제어하지 못하여 비 보강영역에서 파괴가 발생하였기 때문이다. 하지만 100 mm의 보강 간격을 갖는 보의 경우 파괴면이 좁게 형성되었기 때문에 와이어로프가 전체 파괴면을 제어할 수 있었다. 결과적으로 이때 상대강도는 1.3으로 높았다.

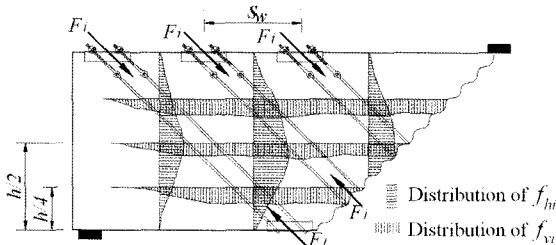
3.4 사인장 균열 내력에 대한 와이어로프의 영향

보강된 보의 사인장 균열내력은 Table 3에 나타낸 바와 같이 와이어로프 배근형상 및 프리스트레스에 의해 영향을 받는다. Fig. 7에는 와이어로프에 작용된 프리스트레스에 의한 콘크리트 스트럿에서의 이상화된 응력 분포를 나타내었다. 보강된 보의 복부는 와이어로프에 도입된 초기 인장력으로 인해 2축 압축응력 상태가 된다. 선형 2차원 유한요소해석으로부터 얻은 2축 압축응력 상태의 응력 분포 결과가 Fig. 7(b)에 주어졌다. Fig. 7(c)는 외부 하중에 의한 휨 응력 f 와 전단응력 v , 와이어로프에 도입된 프리스트레스에 의한 수평응력 f_{hi} 와 수직응력 f_{vi} 를 받는 요소를 나타내었다. 전단응력 v 에 대한 주 인장응력의 비 σ_1 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

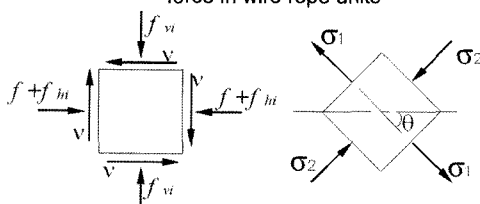
$$\frac{\sigma_1}{v} = \frac{f_{vi} + (f + f_{hi})}{2v} + \sqrt{\left(\frac{f_{vi} - (f + f_{hi})}{2v}\right)^2} \quad (2)$$



(a) Distribution of internal stress in concrete struts



(b) Distribution of bi-axial stress due to prestressing force in wire rope units



(c) Principal stresses in concrete struts

Fig. 7 Idealized distribution of stress in concrete struts due to prestressing force in wire rope units

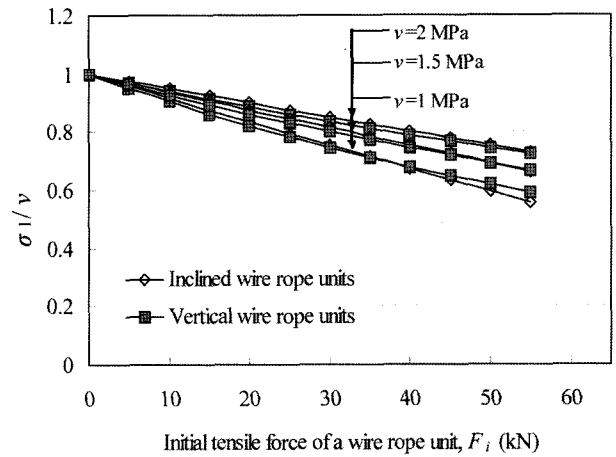


Fig. 8 Principal tensile stress in concrete struts against prestressing force of wire rope units

와이어로프에 작용된 프리스트레스에 의한 수직응력 f_{vi} 와 수평응력 f_{hi} 는 콘크리트 스트럿에서 압축응력으로 작용하기 때문에 이들의 응력은 각각 $\lambda_1(F_i \sin \beta / b_w s_w)$ 와 $\lambda_2(F_i \cos \beta / b_w h)$ 로 나타낼 수 있다. 여기서 β 는 부재 축에 대한 와이어 로프 배근각도이며 F_i 는 와이어 로프 단위에 작용된 전체 초기인장력이다. 보 경간, 복부의 중앙에서 균열 발생 전의 계수 λ_1, λ_2 는 선형 2차원 유한요소해석으로부터 결정될 수 있다. 실험된 보들에서의 선형 2차원 유한요소해석 결과 경사 방향의 와이어 로프의 경우 λ_1, λ_2 는 각각 0.75와 0.85이었으며, 수직 전단보강의 경우에는 각각 0.9와 0.0 (푸아송 효과 무시)이었다.

와이어로프 간격이 150 mm일 때 와이어로프에 작용된 초기 인장력과 전단응력의 변화에 따른 주 인장응력의 변화를 Fig. 8에 나타내었다. 콘크리트 스트럿에 작용하는 주 인장응력은 와이어로프에 작용하는 프리스트레스의 증가와 함께 감소하였다. 이는 와이어로프 단위로 보강된 보의 사인장 균열 내력을 향상시킬 수 있음을 의미한다. Table 3에 나타낸 바와 같이 보강된 보의 사인장 균열 내력은 보강 전 보의 것보다 높았으며 결과적으로 콘크리트의 전단 전달 능력을 향상시킬 수 있다.

3.5 설계기준과의 비교

3.5.1 ACI 318-05

ACI 318-05는 일반 보의 전단 내력을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$V_n = V_c + V_w \quad (3)$$

여기서 V_c 는 콘크리트의 전단 전달 능력이며 V_w 는 와이어로프의 전단 전달 능력으로서 내부 전단 철근의 전단 전달 능력 V_s 를 대신한 것이다. 사인장 균열 내력에 근거한 일반 보의 전단 전달 능력은 다음과 같이 제시하고 있다.

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17 \rho \frac{V_n d}{M_n}\right) b_w d \leq 0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4)$$

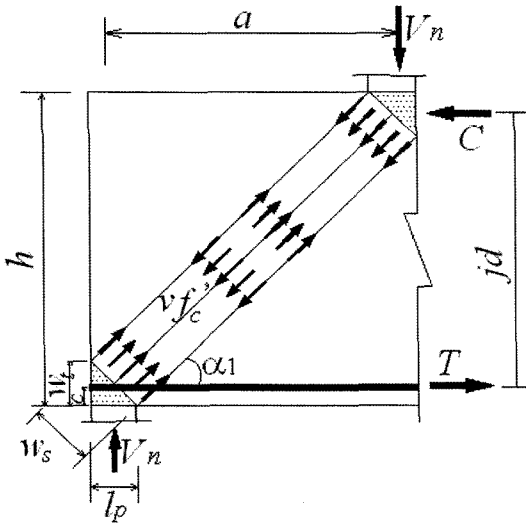


Fig. 9 Strut-and-tie model based on ACI 318-05

여기서 M_n 는 위험단면에서의 모멘트이며 ρ 는 주철근 비이다. ACI 318-05는 45° 트러스 모델에 의해 전단철근의 전단 전달 능력을 제시하고 있다. 따라서 와이어로프의 전단전달능력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_w = A_w f_{sw} d \sin \beta (1 + \cot \beta) / s_w \leq 0.66 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (5)$$

전단철근 항복 전의 콘크리트 스트럿의 파괴를 방지하기 위하여 전단철근의 최대응력은 420 MPa로 제한하고 있기 때문에 식 (5)에서 와이어로프의 인장응력 f_{sw} 은 f_{pu} - $f_i \leq 420$ MPa로 가정될 수 있다.

전단경간비 2.0 이하의 깊은 보에 대해서는 스트럿-타이 모델에 전단설계를 제시하고 있다. Fig. 9에 나타낸 스트럿-타이 모델로부터 깊은 보의 전단내력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_n = v_e f_{ck} b_w w_s \sin \alpha_1 \quad (6)$$

여기서 w_s 는 스트럿의 폭으로서 $w_s \cos \alpha_1 + l_p \sin \alpha_1$ 이며, α_1 은 부재 축에 대한 스트럿의 기울기로서 $\tan^{-1}(jd/a)$ 로 나타낼 수 있으며, w_s 는 하부 절점의 깊이이며 l_p 는 지점판의 폭이다. 유효계수 v_e 는 수평, 수직 전단철근이 일정한 한계 값 이하인 경우 0.6으로 제시하고 있다. ACI 318-05의 스트럿-타이 모델에서 전단철근의 하중전달능력은 고려하지 않고 있기 때문에 깊은 보에서 와이어로프의 하중전달능력은 식 (5)에 주어진 트러스 모델에 의한 하중전달을 함께 고려하였다.

3.5.2 EC 2

EC 2에서도 철근콘크리트 보의 전단내력은 식 (3)과 같으며 콘크리트의 전단전달능력은 각각 일반 보와 깊은 보에서 식 (7a)와 (7b)로 제시하고 있다.

$$V_c = [C_{Rd} k_1 (100 \rho f_{ck})^{1/3}] b_w d \geq 0.035 k_1^{1.5} f_{ck}^{0.5} b_w d \quad (7a)$$

$$V_c = [\beta_d C_{Rd} k_1 (100 \rho f_{ck})^{1/3}] b_w d \geq 0.5 v_e f_{ck} b_w d \quad (7b)$$

여기서 C_{Rd} 는 실험상수로서 0.18이며, k_1 은 크기 효과를 반영하기 위한 계수로서 $1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$ 이며, ρ 는 주철근의 영향을 반영하는 것으로서 $A_s/b_w d \leq 0.02$ 이며, β_d 는 깊은 보에서 상승된 전단내력을 고려하기 위한 계수로서 $a_v/d \leq 2.0$ 이며, a_v 는 순 전단경간이며, v_e 는 콘크리트 유효계수로서 $0.6(1 - f_{ck}/250)$ 이다. 전단철근의 전단전달능력은 45° 트러스 모델에 근거하고 있으므로 식 (5)에서 유효깊이 d 대신 압축합력과 인장합력 사이의 거리인 jd 를 사용하면 산정될 수 있다. EC 2에서 jd 는 0.9 d 를 제시하고 있다. EC 2도 연성파괴를 유도하기 위하여 전단철근지수 ($A_w f_{yh}/b_w s_w$)가 $(0.5 v_e f_{ck}/\sin \beta)$ 이하로 있도록 제한하고 있다. 여기서 A_w , f_{yh} 및 s_w 는 각각 전단철근의 단면적, 항복강도 및 간격이다. 따라서 최대내력 시 와이어로프에서 발휘된 응력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{sw} = f_{pu} - f_i \leq \frac{0.5 v_e f_{ck}}{\sin \beta} \cdot \frac{b_w s_w}{A_w} \quad (8)$$

3.5.3 설계기준과 실험 결과의 비교

Table 4에는 보강된 보들의 최대 전단 내력에 대해 설계기준과 실험 결과의 비교를 나타내었다. 전단경간비 3.25인 보들의 전단 내력은 배근된 3개의 와이어로프 단위가 파괴면을 모두 제어하지 못함으로서 기준식들보다 낮게 나타났다. 하지만 전단경간비 2.5 이하의 보강된 보들의 전단 내력은 ACI 318-05에 의해 합리적으로 평가될 수 있었다. 전단경간비 2.5 이상의 보강된 보들에서 EC 2의 와이어로프 전단 전달 능력 평가는 ACI 기준식과 매우 비슷함에도 불구하고 EC 2에 의해 평가된 와이어로프의 초기 인장력이 낮은 Beam 5, 6, 12, 13 및 14들의 전단내력은 ACI 318-05보다 현저히 높았다. 이는 와이어로

Table 4 Comparisons of experimental and predicted shear strength of strengthened beams

Beam no.	V_n (kN)			$\frac{(V_n)_{Pre.}}{(V_n)_{Exp.}}$	
	Exp.	ACI 318-05	EC 2	ACI 318-05	EC 2
1	135.5	149.0	100.3	1.100	0.741
2	234.3	192.7	181.3	0.822	0.774
3	259.0	198.6	212.0	0.767	0.819
4	80.0	65.1	75.5	0.814	0.943
5	118.5	108.8	199.9	0.989	1.817
6	129.7	126.7	251.3	1.038	2.059
7	125.5	108.1	155.8	0.861	1.241
8	131.0	124.3	187.6	0.949	1.432
9	133.1	106.2	135.4	0.798	1.017
10	138.2	121.9	159.0	0.884	1.152
11	64.1	63.3	75.5	0.989	1.179
12	90.0	106.8	156.2	1.186	1.736
13	93.5	153.3	244.9	1.640	2.619
14	100.1	128.9	256.2	1.289	2.562
15	82.8	91.1	101.1	1.100	1.222

프의 전단 전달 능력에 대한 두 기준식에서 와이어로프의 최대응력 제한에 대한 차이 때문이다. 따라서 와이어로프 단위로 보강된 보들에서 와이어로프의 전단 전달 능력은 ACI 318-05에서 제시한 바와 같이 와이어로프의 최대응력은 420 MPa 이하로 있음을 가정하여 45° 트러스 모델에 의해 적절히 평가될 수 있다고 판단된다.

4. 결 론

전단 파괴된 철근콘크리트 보 15개를 제시된 비부착 보강 공법을 이용하여 외부 보강한 후 재 실험을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 와이어로프로 보강된 보는 보강 전 보에 비해 다수의 휨 균열과 경사 균열의 분포를 보였다. 와이어로프는 균열 분산에 효과적이었다.
- 2) 보강된 보의 초기 강성은 초기 사인장 균열의 발생 전까지는 원래 보의 것과 매우 비슷하였지만 최대 내력 이후 보강된 보의 파괴 거동은 전단파괴임에도 불구하고 연성 거동을 보였다.
- 3) 보강된 보의 전단 내력은 원래 보의 것에 비해 증가하였다. 수직 와이어로프보다는 경사 와이어로프가 내력증가에 유리하였으며 와이어로프에 도입된 초기 프리스트레스가 높을수록 전단 내력은 증가하였다.
- 4) 와이어로프에 작용된 초기 프리스트레스는 콘크리트 스트럿에서의 주 인장응력 크기를 감소시켰으며 이는 보강된 보의 사인장 균열 내력을 향상시켰다.
- 5) 전단경간비 2.5 이하의 보강된 보들의 전단 내력은 ACI 318-05의 예측값과 잘 일치하였다. 하지만 전단경간비 3.25인 보들에서는 3개의 와이어로프 단위가 전체 파괴면을 모두 제어하지 못함으로써 ACI 318-05 및 EC 2에 의한 예측값보다 낮았다.

감사의 글

본 연구는 “2006년도 교육인적자원부 지방연구중심대학 육성사업(바이오하우징연구사업단) 및 2006년도 중소기업기술혁신개발사업”의 일환으로 수행되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

1. Al-Sulaimani, G.J., Sharif, A., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., and Ghaleb, B.N., “Shear Repair of Reinforced Concrete by Fiberglass Plate Bonding”, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.3, 1994, pp.458-464.
2. Basunbul, I.A., Sharif, A.M., Al-Sulaimani, G.J., and Baluch, M.H., “Repair of Shear Cracked RC Beams with Bonded External Steel Plates”, *Proceedings of the ICSF 93, Fourth International Conference on Structural Failure and Retrofitting, Singapore, July 1993*, pp.629-634.
3. Islam, M.R., Mansur, M.A., and Maalej, M., “Shear Strengthening of RC Deep Beams using Externally Bonded FRP System”, *Cement & Concrete Composites*, Vol.27, 2005, pp.413-420.
4. Malek, M. and Saadatmanesh, H., “Ultimate Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Fiber-Reinforced Plastic Plates”, *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.4, 1998, pp.391-399.
5. Paramasivam, P., Ong, K.C.G., and Lim, C.T.E., “Repair of Damaged RC Beams using Ferrocement Laminates”, *Proceedings of ICSF 93, Fourth International Conference on Structural Failure and Retrofitting, Singapore, July 1993*, pp.613-620.
6. Triantafillou, T.C., “Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites”, *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.2, 1998, pp.107-115.
7. Teng, S., Kong, F. K., Poh, S. P., Guan, L. W., and Tan, K. H., “Performance of Strengthened Concrete Deep Beams Predamaged in Shear”, *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.2, 1996, pp.159-171.
8. 양근혁, 김선영, 변항용, 정현수, “전단파괴 된 개구부를 갖는 연속 깊은 보의 외부 강연선 보강에 의한 역학적 거동”, *대한건축학회논문집*, 22권 2호, 2006, pp.67-74.
9. ACI Committee 318: *Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-05) and Commentary(ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, 2005.
10. The European Standard EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, British Standards Institution, 2004.
11. Bickford, J. H., *An Introduction to the Design and Behavior of Bolt Joints*, Marcel Dekker INC., 1990.
12. Raouf, M. and Kraincanic, I., “Analysis of Large Diameter Steel Ropes”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.121, No.6, 1995, pp.667-675.

요 약 본 연구에서는 와이어로프 단위를 이용한 철근콘크리트 보의 비 부착형 보강 공법을 제시하였다. 전단에서 파괴된 15개의 보가 제시된 보강 공법에 의해 보수, 보강 된 후 재 실험되었다. 주요 변수는 전단경간비, 와이어로프 단위의 초기 프리스트레스력, 배근 방법 및 간격이다. 실험 결과 제시된 와이어로프로 보강된 보들의 전단강도와 파괴 후 연성 거동이 원래 보의 것들에 비해 매우 향상되었다. 또한 수직 와이어로프보다는 경사 와이어로프가 내력 향상에 유리하였으며 와이어로프에 작용된 초기 프리스트레스의 증가는 콘크리트 스트럿에서 주 인장응력의 크기를 감소시킴으로서 사인장 균열내력을 향상시켰다. 보강된 보의 전단내력과 ACI 318-05 및 EC 2 설계기준과의 비교로부터 전단경간비 2.5 이하의 보강된 보들의 전단내력은 ACI 318-05 기준에 의해 적절히 평가될 수 있었다. 한편 EC 2는 전단경간비 2.5 이상인 보강된 보들에서 와이어로프의 전단 전달 능력을 과대평가하였다.

핵심용어 와이어로프, 전단강도, 보강, 프리스트레스