Journal of the Korea Concrete Institute
Vol. 19, No. 6, pp. 773~783, December, 2007

와이어로프로 외부 보강된 철근콘크리트 연속 T형 보의 전단내력

양근혁[1)*] · 심재일[1)] · 변항용[2)]

[1)]목포대학교 건축공학전공 [2)]고려 E&C

Shear Capacity of Reinforced Concrete Continuous T-Beams Externally Strengthened with Wire Rope Units

Keun-Hyeok Yang[1)*], Jae-Il Sim[1)], and Hang-Yong Byun[2)]

[1)]Dept. of Architectural Engineering, Mokpo University, Chonnam 534-729, Korea

[2)]Korea E&C. Co. Ltd, Chonnam 519-807, Korea

ABSTRACT A simple unbonded-type shear strengthening technique for reinforced concrete beams using wire rope units is developed. Six two-span continuous T-beams externally strengthened with wire rope units and an unstrengthened control beam were tested. The main variables investigated were the amount and prestressing force of wire rope units. All specimens had the same geometrical dimension and arrangement of internal reinforcement. Influence of the distribution of vertical stresses in beam web owing to the prestressing force of wire rope units on the diagonal shear cracking load and the ultimate shear capacity of beams tested is presented. Based on the current study, it can be concluded that the amount and initial prestress of wire rope should be limited to be above 2.5 times the minimum shear reinforcement ratio specified in ACI 318-05 and below 0.6 times its own tensile strength, respectively, to ensure the enhancement of shear capacity and ductile failure mode of the strengthened beams. A numerical analysis based on the upper-bound theorem is developed to assess the shear capacity of continuous T-beams strengthened with wire rope units. From the comparisons of measured and predicted shear capacities, a better agreement is achieved in the proposed numerical analysis than in empirical equations recommended by ACI 318-05.

Keywords : wire rope unit, shear capacity, continuous T-beams, strengthening, prestress

1. 서 론

기존 철근콘크리트 구조 부재의 전단내력을 향상시키기 위하여 강판, 고강도 탄소, 유리 및 아라미드섬유를 이용한 접착형 보강 기술에 대한 많은 연구[1-4]가 진행되었다. 이들 접착형 보강 기술은 철근콘크리트 보의 전단내력을 향상시키는데 효율적이지만 Kim 등[5]에 의해 지적된 바와 같이 보강재 단부에서의 응력 집중 및 장기거동에서 보강재와 콘크리트의 상이한 선팽창계수로 인해 보강재의 탈락이 쉽게 일어날 수 있음이 지적되고 있다. 이에 따라 최근에는 프리스트레스를 이용한 비 부착형 전단 보강 기술들이 제시되고 있다[5,6].

일반적으로 철근콘크리트 보는 연속으로 시공되며 T형 단면을 갖지만, 연속 T형 보의 전단 거동에 대해 유용한 자료는 미미하다. 부착형 공법으로 보강된 보의 실험도 대부분 장방형 단순지지 보에 집중되어 있다. El-Refaie 등[7]은 탄소섬유합성섬유 (CFRP)로 보강된 2경간 연속보의 내력은 하중 재분배 효과로 인하여 단순보의 내력보다 높게 있음을 보였다. Giaccio 등[8]은 보의 유효깊이에 대한 플랜지 깊이 비가 0.25 이상일 때, 단순 T형 보의 전단내력은 플랜지 폭의 증가와 함께 증가함을 보였다. 특히 부착형 공법으로 보강된 보는 보의 플랜지와 복부의 경계면에서 응력 집중으로 인하여 보강재의 인장파괴 또는 탈락이 발생할 수 있다[4]. 이와 같이 보강된 연속 T형 보의 전단 거동은 플랜지의 전단 전달 및 플랜지와 복부 경계면에서 보강재의 접착 상태 등에 의해 중요한 영향을 받으므로 단순 장방형 보의 거동과는 매우 다를 수 있다. 따라서 철근콘크리트 보의 전단 보강 기술은 연속 T형 보에서 그 효율성이 평가될 필요가 있다.

본 연구에서는 와이어로프로 외부 보강된 연속 T형 보의 전단 거동이 평가되었다. 주요 변수는 와이어로프 양과 와이어로프에 작용된 초기 프리스트레스이다. 와이어로프의 초기 프리스트레스로 인한 2축 응력 상태의 콘크리트 스트럿이 보의 전단내력에 미치는 영향이 평가되었다. 또한 소성론의 상계치 이론을 이용한 수치해석 모델이 제시되었다. 파괴 경간에서 보의 전단내력은 ACI 318-05의 전단내력 식 및 제안 모델과 비교되었다.

*Corresponding author E-mail : yangkh@mokpo.ac.kr
Received July 2, 2007, Accepted September 4, 2007
©2007 by Korea Concrete Institute

2. 실 험

2.1 와이어로프 단위를 이용한 비부착형 보강 기술

와이어로프는 경량이면서도 고강도 및 높은 유연성의 장점을 갖고 있다. 이 와이어로프를 T형 보에서 외부 전단철근으로 이용하기 위한 보강 기술이 연구되었다. 와이어로프 단위는 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 I형 강판, U형의 와이어로프 2개, 4개의 아이볼트 (eye-bolt)와 너트 및 L형의 코너비트로 구성된다. 콘크리트 보의 상부 면에 설치되는 강판은 복부의 폭 60 mm, 두께는 10 mm이며 단부에 아이볼트 설치를 위한 4개의 구멍이 제공된다. U형의 와이어로프 단부는 아이볼트에 연결되며 강판 상부 면에서 너트에 의해 체결된다. 너트의 조임력에 의해 와이어로프에 인장력이 작용될 수 있는데 이는 고장력 볼트의 토크관리법[9]과 같은 개념이다. 인장력이 도입된 와이어로프에 의한 콘크리트의 지압파괴를 방지하기 위해 L형의 코너비드가 설치된다. 와이어로프에 작용된 초기인장력은 콘크리트를 구속할 수 있으며 사인장 균열발생 이후에는 균열 제어 및 전단력 전달을 위한 스터럽과 같은 역할을 기대할 수 있다. 와이어로프 단위는 초기 프리스트레스에 의해 비 부착형으로 보에 설치된다.

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 있다[9].

$$T = kd_bN \tag{1}$$

여기서, d_b는 아이볼트 직경이고, k는 마찰계수와 아이볼트 및 너트 나사간의 기하학적 특성에 의해 결정되는 토크계수이다. 본 보강 기술에서 이용된 볼트와 너트의 토크-인장력 실험으로부터 토크계수 k는 0.3으로 확인되었다[5].

2.2 시험체 상세

Table 1에는 시험체 상세를 Fig. 2에는 보 단면 및 배근상세를 각각 나타내었다. 와이어로프 단위로 보강된 6개의 연속 T형 보와 1개의 동일 단면 및 철근 배근을 갖는 무보강 시험체가 전단 실험 되었다. 보강된 보에서 와이어로프 비 (ρ_w)는 ACI 318-05에서 제시하는 최소 전단철근 비 (ρ_{min})의 2배에서 4.5배로 변하였다. Fig. 2에 나타낸 보에서 ρ_{min}은 0.00083이었다. 이에 따라 와이어로프 단위의 간격 (s_w)은 Table 1에 나타낸 바와 같이 223 mm

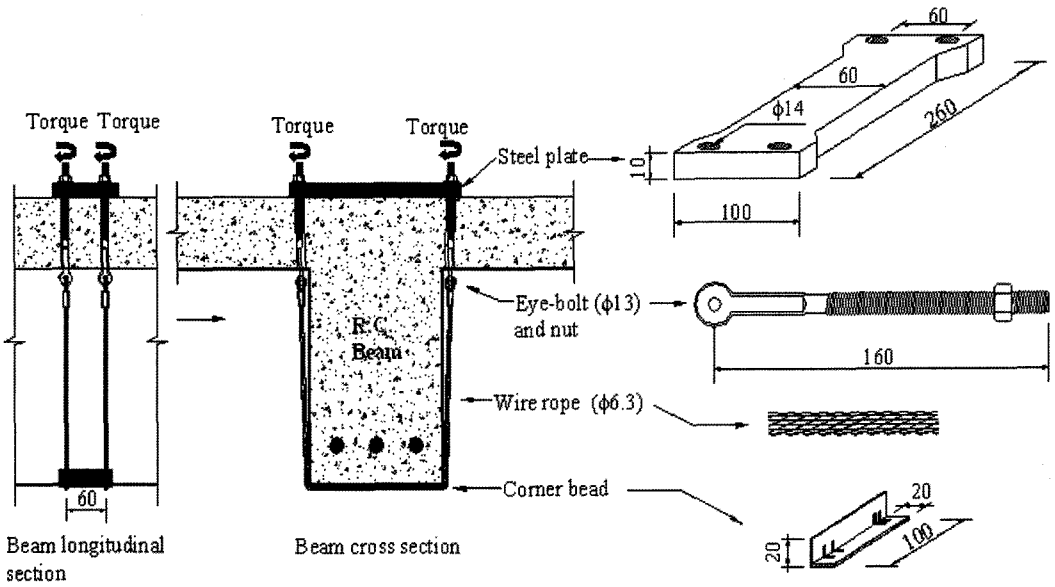


Fig. 1 Details of wire rope units and strengthening procedure (unit : mm)

Table 1 Detail of specimens

Specimen	f_{ck} (MPa)	Details of wire rope units					
		ρ_w	ρ_w/ρ_{min}	s_w (mm)	f_i/f_{wu}	N_i (kN)	T_i (N·m)
N	26.8	0.0	0.0	-	-	-	-
2.0-0.6	25.9	0.0017	2.0	223	0.6	78.8	37.5
2.5-0.6	25.9	0.0021	2.5	178			
3.5-0.6	26.4	0.0029	3.0	127			
4.5-0.6	26.4	0.0038	4.5	100			
2.5-0.45	25.0	0.0021	2.5	178	0.45	59.1	28.1
2.5-0.75	26.4	0.0021	2.5	178	0.75	98.5	47.5

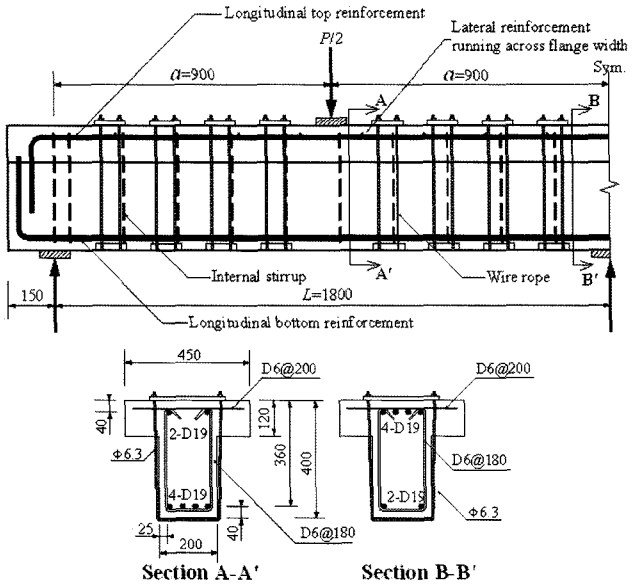


Fig. 2 Details of specimens and arrangement of reinforcement and wire rope units (unit : mm)

에서 100 mm로 변하였다. 이에 따라 와이어로프에 의해 전달될 수 있는 전단력은 ACI 318-05에서 제한하는 콘크리트의 전단전달력의 4배 이하로 있도록 하였다. 초기 토크 (T_i)에 의한 와이어로프 단위에 작용하는 초기 프리스트레스력 (N_i)은 와이어로프 비가 2.5 ρ_{min}일 때 59.1 kN, 78.8 kN, 그리고 98.5 kN으로 변하였다. 초기 프리스트레스력이 59.1 kN, 78.8 kN 및 98.5 kN일 때 와이어로프의 인장강도 (f_{wu})에 대한 초기 프리스트레스 (f_i)의 비는 각각 0.45, 0.6 및 0.75이다.

시험체 단면은 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 T형으로서 플랜지 폭 (b_f)과 복부 폭 (b_w)은 각각 450 mm와 200 mm이며, 플랜지 깊이 (h_f)와 단면 전체 깊이 (h)는 각각 120 mm와 400 mm이다. 단면 유효깊이 (d)는 360 mm로서 유효깊이에 대한 플랜지 깊이 비는 0.33이다. 전단경간비 (a/d)는 2.5이다. 각 경간에서 전단경간 (a)과 경간길이 (L)는 각각 900 mm와 1,800 mm이다.

보강된 철근콘크리트 보의 전단파괴 이전에 주철근의 항복을 방지하기 위하여 ATENA 프로그램[10]에 의한 비선형 유한요소 해석으로부터 인장철근비를 결정하였다. 정·부모멘트 영역에서 인장철근비는 1.6%로서 19 mm 이형철근 4본 (4-D19)이 배근되었다. 이들 인장철근은 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 ACI 318-05에서 제시하는 정착·이음길이를 만족할 수 있도록 인장철근 양의 1/2은 보 전체길이에서 배근되었으며 나머지 양은 변곡점을 지나 절단되었다. 결국 압축철근비는 인장철근비의 1/2로서 0.8%이다. 내부 전단철근은 6 mm 이형철근이 d/2인 180 mm 간격으로 배근되었다. 또한 플랜지 상부에 횡 보강철근으로서 6 mm 이형철근이 200 mm 간격으로 배근되었다.

Table 1에 나타낸 시험체 명에서 무보강 보는 N으로, 보강된 보는 두 숫자로서 정의되었다. 보강된 보의 명에서 첫 번째 수는 ACI 318-05의 최소전단철근 양 (ρ_{min})에 대한 배근된 와이어로프 양의 비이며, 두 번째 수는 와이어로프의 인장강도 (f_{wu})에 대한 초기 프리스트레스의 비를 의미한다. 예를 들어 2.5-0.6 시험체는 배근된 와이어로프의 비가 2.5 ρ_{min}이고 와이어로프에 작용된 초기 프리스트레스가 0.6f_{wu}인 시험체를 의미한다.

2.3 재료의 역학적 성질

콘크리트의 설계강도는 24 MPa이며, 굵은골재의 최대직경은 25 mm이다. 각 시험체의 압축강도는 Φ150×300 mm의 실린더를 이용하여 측정되었다. 보의 가력과 동시에 측정된 콘크리트 압축강도 (f_{ck}) 결과는 Table 1에 나타내었다.

Table 2에는 사용된 철근, 플레이트 및 와이어로프의 역학적 성질에 대한 실험 결과를 나타내었다. 이들 금속재료의 응력-변형률 관계는 KS B 0801[11]의 금속재료 인장시험 방법에 따라 수행되었다. 사용된 와이어로프는 중심코어에 7개의 스트랜드 (strand)가 나선 형태로 꼬아져 있으며, 각각의 스트랜드는 19개의 소선 (wire)으로 구성되어 있다. 와이어로프는 명확한 항복점이 나타나지 않았으며, 탄성계수는 Raoof와 Kraincanie[12]에 의해 제시된 바와 같이 강재 탄성계수의 약 60%인 120 GPa 이었다. 보의 상, 하부에 배근된 주철근의 항복강도는 486 MPa 이었다.

2.4 가력 및 측정 방법

시험체의 가력 및 측정 상세는 Fig. 3에 나타내었다. 2경간 연속 보 시스템으로 구성된 시험체의 각 경간은 N-경간과 S-경간으로 구분되었다. 가력은 3,000 kN 용량의

Table 2 Mechanical properties of the used metallic materials

Type	Dia. (mm)	A_{net} (mm^2)	f_y (MPa)	ε_y	f_u (MPa)	E_s (GPa)
Reinforcing bar	19	287	486	0.003	665	202.9
	6*	28.3	388	0.0037	433	205.8
Steel plate	-	600	267	0.0014	353	195.5
Eye-bolt	13*	119.3	492	0.0044	706	205.3
Wire rope	6.3	18.6	-	-	1765	123.5

* The yield strength of 6 mm diameter reinforcement and 13 mm eye-bolt were obtained from 0.2% offset method.
Note) A_{net}, f_y, ε_y, f_u, and E_s indicate net area, yield strength, yield strain, tensile strength, and elastic modulus of the metallic materials, respectively.

만능구조시험기 (UTM)를 이용하여 각 경간의 중심에서 상부 집중 가력되었다. 가력은 0.3 mm/min의 속도로 변위제어 되었다. 하중 및 각 경간에서의 전단력을 평가하기 위하여 가력점, 양 단부 지점, 그리고 중앙 지점에 각각 3,000 kN, 1,000 kN 및 2,000 kN 용량의 로드셀이 설치되었다. 또한 하중점에서의 지압파괴를 방지하기 위하여 가력점, 양 단부 지점, 그리고 중앙 지점에 각각 75 mm, 50 mm 및 100 mm의 폭을 갖는 플레이트들이 제공되었다. 가력점의 플레이트 길이는 450 mm로서 보의 플렌지 폭과 같다.

보의 처짐은 보 길이의 중심인 가력점 하부와 선형 유한요소해석으로부터 최대 처짐점으로 평가된 단부지점으로부터 0.45 L의 거리에서 측정되었다. 시험체의 양 측면은 균열진전 확인을 쉽게 하기 위하여 흰 페인트로 도색되었다. 와이어로프의 응력을 측정하기 위하여 Fig. 3에 보이는 바와 같이 내부 전단경간에서 50 mm 측정 구간을 갖는 인장변위계 (extensor meter)가 설치되었으며 부재의 최대 내력 이후 제거되었다. 실험은 와이어로프의 파단 시 또는 최대 내력의 70% 이하로 하중이 떨어졌을 때 중단되었다. 모든 실험데이터는 데이터로거 (TDS 303)를 통해 자동 저장되었다.

3. 실험 결과 및 분석

3.1 균열 및 파괴모드

Table 3에는 균열 및 최대 내력과 그 때의 전단내력에 대한 실험 결과를 나타내었다. Fig. 4에는 무보강 및 보강된 보의 전형적인 균열 진전 및 파괴 모드를 나타내었다. Fig. 4(b)에 나타낸 보강된 보는 와이어로프 비가 2.5 ρ_{min}이고 와이어로프에 작용된 초기 프리스트레스가 0.6f_{wu}인 경우이다. 파괴 전 S-경간과 N-경간의 균열 진전은 거의 비슷하였다. 최초의 균열은 부모멘트 영역의 플랜지 상부에서 수직 휨균열이 발생하였으며 곧 정모멘트 영역의 복부 하부에서 휨균열이 뒤 따랐다. 정·부모멘트에서 발생하는 휨균열 내력은 Table 3에 나타낸 바와 같이 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 거의 영향을 받지 않았다. 하중의 증가와 함께 내부 전단경간의 복부에서 경사균열이 발생하였다. 보강된 보에서는 내부 전단경간에서 다수의 경사균열이 진전하였으며 외부 전단경간에서도 경사균열이 발생하였다. 보강된 보는 무보강 보에 비해 균열 분산이 좋았다.

모든 보의 정·부모멘트 영역에서 측정된 최대 모멘트

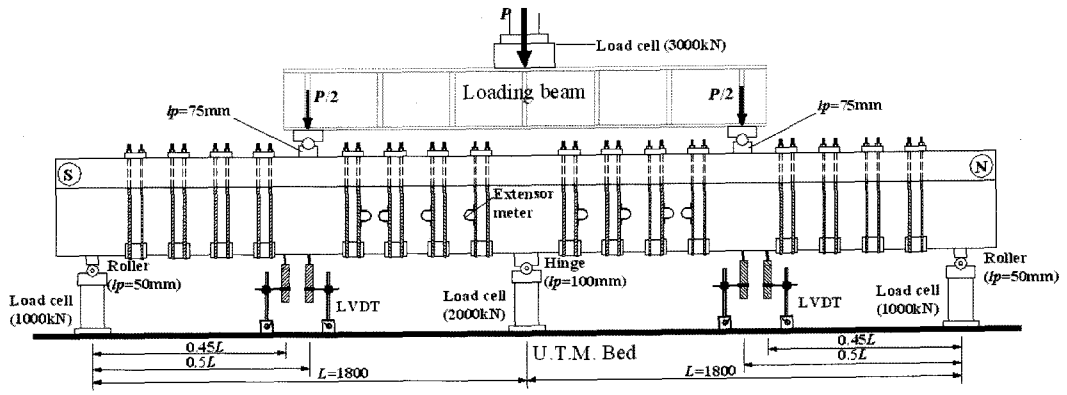


Fig. 3 Test setup

Table 3 Summary of test results

Specimen	Initial flexural cracking load P_{fl} (kN)		Diagonal cracking load (P_{cr}) and shear force (V_{cr}) (kN)				Ultimate load (P_n) and the corresponding shear force (V_n) at failed span (kN)			Moment (M_n) at the ultimate load (kN·m)		$\frac{(M_n)_N}{(M_{fl})_N}$	$\frac{(M_n)_P}{(M_{fl})_P}$
			Interior shear span		Exterior shear span								
	$(P_{fl})_N$	$(P_{fl})_P$	$(P_{cr})_I$	$(V_{cr})_I$	$(P_{cr})_E$	$(V_{cr})_E$	P_n	$(V_n)_I$	$(V_n)_E$	$(M_n)_N$	$(M_n)_N$		
N	166.6	215.0	390.3	126.1	547.9	97.9	580.1	182.0	108.0	66.6	97.2	0.37	0.52
2.0-0.6	178.2	197.2	411.5	131.6	555.9	103.3	707.2	214.9	138.5	68.9	124.7	0.39	0.67
2.5-0.6	170.6	210.3	417.4	133.1	564.7	104.1	799.9	239.7	159.6	72.7	143.6	0.41	0.77
3.5-0.6	176.9	218.9	431.6	137.8	565.8	103.7	966.5	308.2	174.9	120.1	157.4	0.67	0.84
4.5-0.6	187.7	222.5	437.6	141.3	608.2	111.2	1063.7	341.6	190.5	135.8	171.5	0.76	0.92
2.5-0.45	160.2	212.8	424.5	130.9	564.7	104.7	756.8	218.8	160.2	52.2	144.2	0.29	0.78
2.5-0.75	181.6	220.2	418.6	135.7	575.9	103.4	868.5	269.3	165.8	92.4	149.2	0.52	0.80

Note) indicates the nominal moment capacity of beam section obtained from ACI 318-05.
Subscripts N and P mean the negative moment and positive moment regions, respectively.
Interior and exterior shear spans are identified by subscripts I and E, respectively.

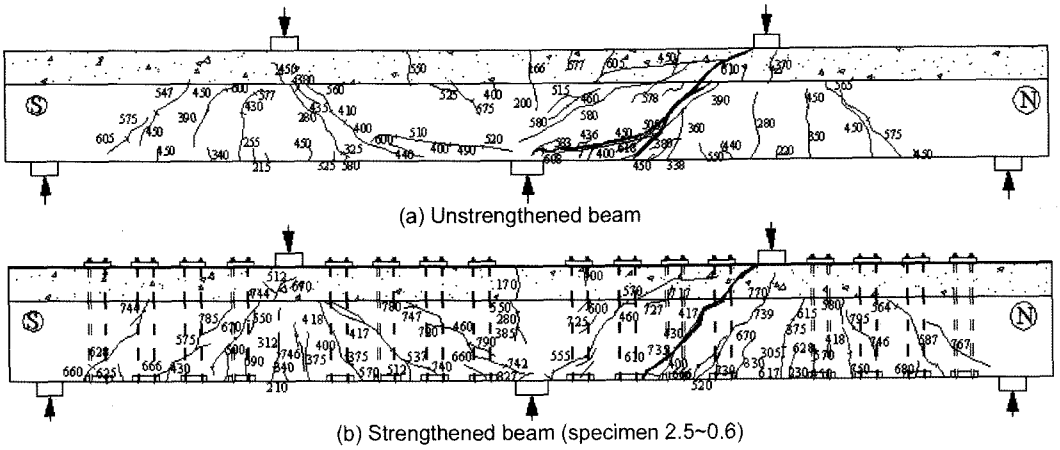


Fig. 4 Typical crack propagation and failure plane

는 Table 3에 나타낸 바와 같이 ACI 318-05에 따라 산정된 공칭모멘트 내력에 비해 작았다. 이는 모든 보가 전단파괴 되었음을 의미하며 주철근의 항복에 의한 내부 응력의 재분배 효과가 하중 분배에 미치는 영향은 무시할 수 있음을 의미한다. 모든 보의 파괴면은 가력점의 플레이트 모서리와 중앙 지점으로부터 임의의 거리가 떨어진 점을 연결하는 경사균열면을 따라 발생하였다. 이 경사균열면은 보 복부와 플랜지 폭 전체에 걸쳐 발생하였다. 무보강 보에서는 파괴 시 경사균열 면과 함께 하부 주철근을 따르는 부착 할렬 균열이 함께 발생하였지만 보강된 보에서는 부착 할렬 균열이 발생하지 않았다. 파괴 시 경사균열 면을 경계로 보는 두 강체 (rigid block)로 분리되었다.

3.2 하중-변위 관계

내부 전단경간에서 경사균열이 발생하기 전까지는 보 경간 중앙점에서 보다 단부지점에서 0.45 L 위치에서의 처짐이 컸다. 하지만 경사균열의 발생과 함께 보 경간 중앙점에서의 처짐이 증가하였다. Fig. 5에는 하중 진전에 따른 보 경간 중앙에서 측정된 변위의 진전을 나타내었다. 보의 초기 강성은 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 의해 영향을 받지 않았다. 또한 정모멘트와 부모멘트 영역에서 발생한 초기 휨균열도 보의 강성 저하에 영향을 거의 미치지 않았다. 하지만 내, 외부 전단경간에서 경사균열의 발생과 함께 보의 강성 저하로 인한 보 처짐이 급격히 증가하였다.

경사균열의 발생 후 보 강성 감소는 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 의해 영향을 받았다. 와이어로프 양과 초기 프리스트레스가 증가할수록 경사균열발생 후 보의 강성 감소는 작았다. 최대 내력 이후 내력 감소 기울기도 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 의해 중요한 영향을 받았다. 와이어로프 비가 2.5 ρ_{min}이상 일 때 보의 파괴는 콘크리트 스트럿의 파괴에 의한 전단파괴임에도 불구하고 매우 연성적인 거동을 보였다. 이들 보에서는 최대 내력 이후 와이어로프의 파단에 의해 내력이 점차 감소하였다. 와이어로프비가 2.5 ρ_{min}일 때 와이어로프의 초기 프리스트레스가 0.75 f_{wu}인 보는 최대 내력 직후 와이어로프의 파단에 의해 Fig. 5(b)에 나타낸 바와 같이 무보강 보에 비해 더욱 취성적인 거동을 보였다. 따라서 본 보강 기술에 의해 보강된 보의 연성적 파괴를 유도하기 위해서는 와이어로프의 비와 초기 프리스트레스는 각각 2.5 ρ_{min}이상, 0.6 f_{wu} 이하로 제한될 필요가 있다.

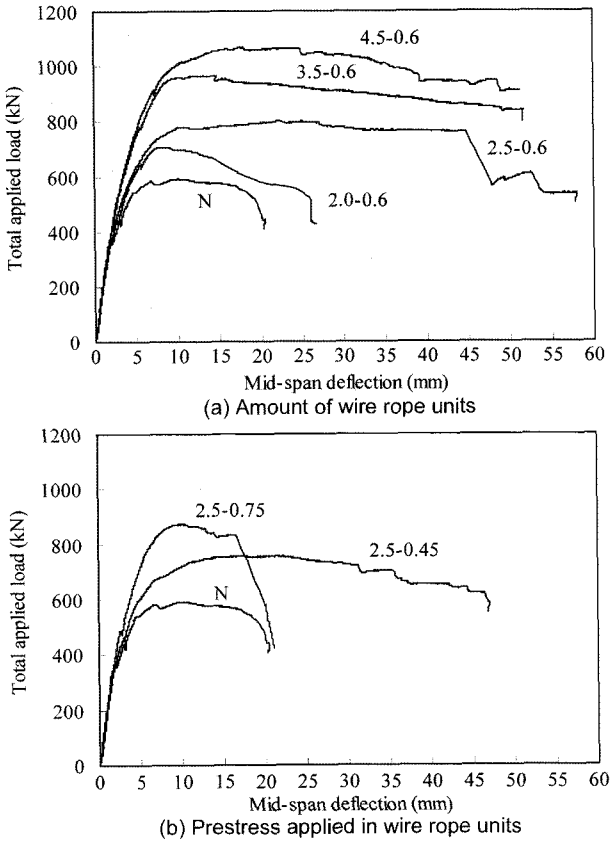


Fig. 5 Total load versus mid-span deflection

3.3 하중-반력 관계

Fig. 6에는 작용하중에 대한 지점 반력의 관계를 나타

내었다. 동일 그림에 선형유한요소해석에 의한 무보강 보의 하중-반력의 관계를 함께 나타내었다. Table 3에서 나타낸 바와 같이 최대 내력 시 내·외부 경간의 전단내력 합은 작용 하중의 1/2과 거의 같다. 이는 지점의 부등 침하가 하중 분배에 미치는 영향이 무시될 수 있음을 의미한다. 모든 시험체에서 내부 전단경간의 경사균열이 발생하기 전까지 지점의 반력은 선형유한요소해석 결과와 잘 일치하였다. 하지만 내부 전단경간의 경사균열발생 후에는 중앙부 지점으로 전달되는 하중은 선형유한요소해석 결과에 비해 낮았으며 최대 내력 시에는 평균 11%의 차이를 보였다. 최대 내력 이후에는 중앙 지점의 반력은 감소하고 단부 지점의 반력은 증가하였다. 보강된 보의 하중 분배는 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 의해 영향을 받지 않았다.

3.4 와이어로프의 거동

Fig. 7에는 보강된 보의 최대 내력 시 까지 작용 하중에 대한 와이어로프의 응력 발휘를 나타내었다. 와이어로프의 응력 산정을 위해 초기 프리스트레스는 0으로 상쇄하였으며, 내부 전단경간의 경사균열 면과 교차하는 와이어로프의 평균 변위를 측정 거리인 50 mm로 나누어 평균 변형률을 산정 한 후, 와이어로프의 응력-변형률 실험 결과에 의해 응력으로 환산되었다.

와이어로프의 응력 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 관계없이 경사균열의 발생과 함께 급격히 증가하였다. 보강된 보의 최대 내력 시 와이어로프의 초기 프리스트레스 이후의 응력은 390 MPa에서 510 MPa의 범위에 있었는데, 와이어로프 양의 증가와 함께 와이어로프의 최대응력도 증가하였다.

3.5 전단내력에 대한 와이어로프의 영향

Fig. 8은 ATENA 해석프로그램[10]을 이용한 비선형 3차원 유한요소해석으로부터 얻은 와이어로프의 초기 프리스트레스로 인한 수직응력분포를 나타내었다. ATENA 해석 기법은 양근혁[13]이 제시한 상세를 따라 콘크리트는 비선형 응력-변형률 관계와 이축 파괴기준이 고려되었다. 콘크리트는 와이어로프의 초기 프리스트레스에 의한 수직 압축력에 의해 균열이 발생하지 않기 때문에 콘크리트 모델링에서 균열과 관련되는 내용들은 선택하지 않았다. 철근과 와이어로프는 일방향 부재로서 철근은 콘크리트와 상호 계면 접착력을 고려하였다. 반면 와이어로프는 콘크리트 요소와 분리시켜 모델링하였으며 콘크리트와의 계면부착 계수는 0으로 하여 비부착을 적용하였다. Kim 등[5]에 의해 제시된 바와 같이 와이어로프로 인해 구속된 콘크리트에서의 수직응력 (f_{vi})은 $\lambda_1 \frac{N_i}{b_w s_w}$ 로 근사적으로 나타낼 수 있다. 이때 보의 복부에서 평균 수직응력분포 계수 (λ_1)는 Kim 등의 제안값 및 ATENA 해석 결과에 근거하여 0.9로 근사화 될 수 있었다.

와이어로프의 초기 프리스트레스 및 작용 하중은 구속된 콘크리트를 2축 응력 상태로 만든다. 이축 압축응력을 받는 콘크리트의 압축강도는 일축강도보다 높게 있음이 실험적으로 증명되었다[14,15]. 또한 콘크리트 스트럿에서 주 인장응력은 f_{vi}의 증가와 함께 반비례하여 감소한다. 따라서 와이어로프의 초기 프리스트레스로 인한 수직 압축응력 및 구속 효과는 콘크리트 스트럿에서 주인장 응력을 감소시켜 보의 경사균열 내력 및 최대 전단내력을 향상시킬 수 있다.

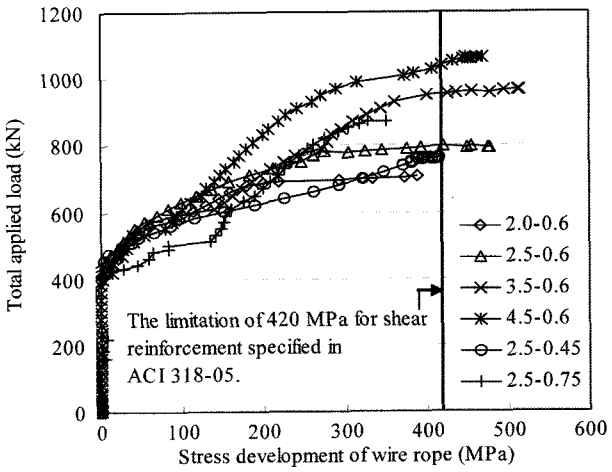


Fig. 7 Stress development of wire rope against total load

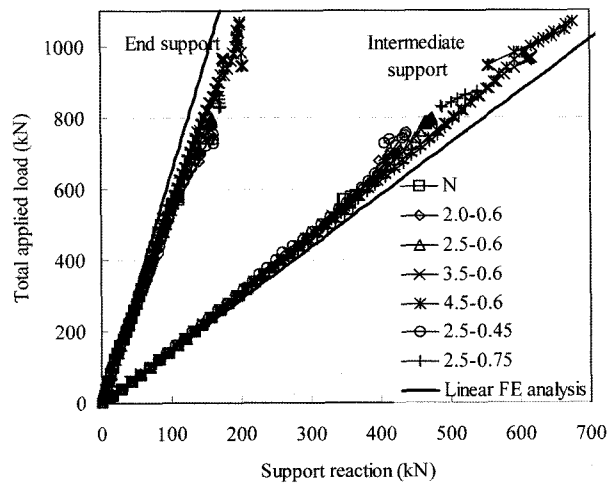


Fig. 6 Support reaction against total applied load

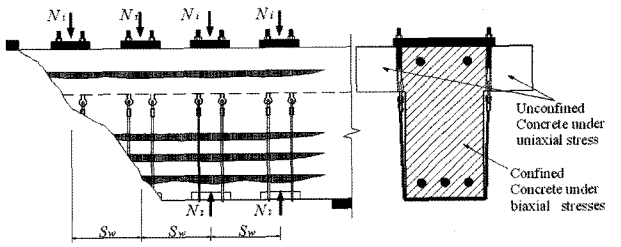


Fig. 8 Distribution of vertical compressive stress due to prestress of wire ropes

Fig. 9에는 f_{vi}와 보의 상대 전단내력 ($V_w/V_{w/o}$)의 관계를 나타내었다. 여기서 V_W는 와이어로프로 보강된 보의 전단내력을, $V_{W/o}$은 무보강 보의 전단내력을 나타낸다. 와이어로프 단위로 보강된 보의 경사균열 전단내력 및 최대 전단내력은 f_{vi}의 증가와 함께 증가하였다. 보강된 보의 경사균열 전단내력은 f_{vi}가 2.79 MPa 이상일 때 거의 일정하며 무보강 보에 비해 약 12% 증가하였다. 반면 보강된 보의 최대 전단내력은 와이어로프의 트러스 작용에 의한 하중 전달 효과로 인해 f_{vi}의 증가와 함께 매우 급격하게 증가하였다. 시험체 4.5-0.6의 최대 전단내력은 무 보강보에 비해 약 1.9배나 증가하였다. 특히 Fig. 5 (b) 및 Table 3에 나타낸 바와 같이 동일 와이어로프 비에서 와이어로프의 초기 프리스트레스의 증가는 보의 최대 내력을 향상시켰다.

4. 제안 모델과의 비교

4.1 ACI 318-05

ACI 318-05에서 제시된 일반 보의 실험 결과에 근거한 전단내력 식은 와이어로프로 보강된 보의 최대 전단내력 평가를 위해 다음과 같이 수정될 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s + V_w \tag{2}$$

여기서 V_c는 콘크리트의 전단전달 능력이며, V_s와 V_w는 각각 내부 전단철근과 와이어로프의 전단전달 능력이다. 일반 보의 사인장균열 내력에 근거한 콘크리트의 전단전달 능력은 다음과 같이 제시하고 있다.

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f_{ck}} + 17\rho\frac{V_n d}{M_n}\right) b_w d \le 0.29\sqrt{f_{ck}} b_w d \tag{3}$$

여기서 M_n는 고려된 단면에서 V_n과 동시에 발생하는 모멘트이며 ρ는 주철근 비이다. 횡 보강근의 전단전달 능력은 45° 트러스 모델에 의해 제시되므로 내부 전단철근과 외부 와이어로프의 하중 전달은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_s + V_w = A_v f_{yh} d/s_v + A_w f_{ws} d/s_w \tag{4}$$

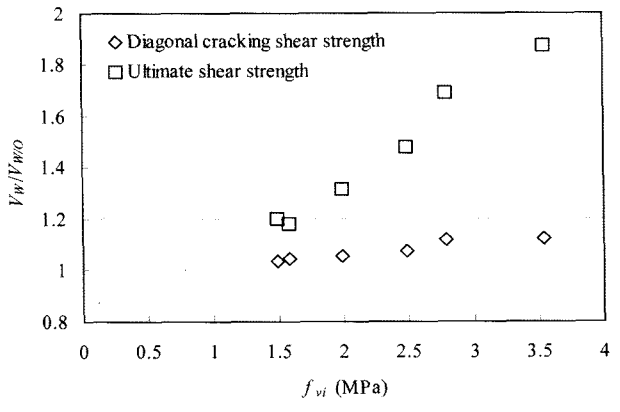


Fig. 9 Effect of f_{vi} on the relative shear strength

여기서 A_v, f_{yh}, s_v는 각각 내부 전단철근의 단면적, 항복강도 및 간격을 나타내며, f_{ws}는 최대 전단내력 시 와이어로프의 응력이다. ACI 318-05는 보의 경사균열 폭의 제어 및 연성파괴를 유도하기 위하여 전단철근의 항복강도를 420 MPa로 제한하고 있다. 따라서 와이어로프의 개념적 응력 ($(f_{ws})_N$)은 다음과 같이 가정될 수 있다.

$$(f_{ws})_N = f_{wu} - f_i \le 420 \text{ (MPa)} \tag{5}$$

4.2 상계치 해석을 이용한 수치해석 모델

Fig. 10에는 실험 결과에 근거하여 2경간 연속 T형 보의 이상화된 비대칭 파괴모드를 나타내었다. 콘크리트 소성론의 상계치 모델에서 파괴면은 선형의 항복선으로 이상화된다[16]. 파괴 시, 연속 보는 항복선에 의해 두 강체로 분리된다. Fig. 10(a)에 나타낸 바와 같이 강체 II는 중앙 지점과 단부 지점 상에서 고정되며 강체 I은 IC (instantaneous center)에 대해 회전 변위를 한다.

4.2.1 재료 모델링

일반적으로 콘크리트 소성론에서 콘크리트는 수정된 Coulomb 파괴 기준[15]을 따르는 완전 소성강체로 가정된다. 따라서 와이어로프로 구속된 이축응력 상태의 콘크리트 유효압축강도 (f_c^*)는 다음과 같이 가정될 수 있다.

$$f_c^* = \xi V_e f_{ck} \tag{6}$$

여기서 ξ는 이축압축응력 상태에서 콘크리트의 강도증가계수이며, V_e는 균열 콘크리트의 유효강도계수이다.

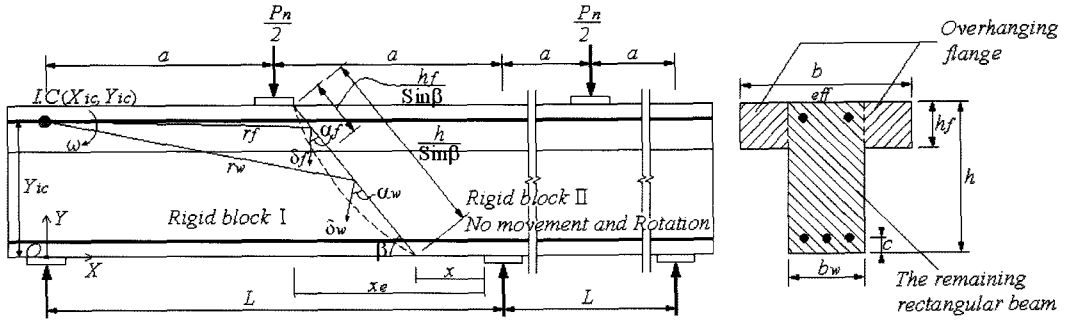
인장 또는 압축력을 전달하는 보강 철근도 항복강도 (f_y)를 갖는 완전 소성체로 가정된다. 하지만 Yang 등[17]이 보여준 바와 같이 고강도 주철근은 콘크리트 스트럿의 파괴 시 항복에 도달하지 않으므로 420 MPa 이하로 제한될 필요가 있다. 보의 파괴 시 와이어로프의 잠재적인 응력 발휘는 와이어로프의 인장강도와 초기 프리스트레스의 차이인 $f_{wu} - f_i$로서 나타낼 수 있다. Fig. 7에 나타낸 와이어로프의 응력 발휘 및 ACI 318-05의 제한을 고려할 때 와이어로프의 개념적 응력 발휘는 식 (5)와 같이 가정될 수 있다. 따라서 본 해석 모델에서 철근 및 와이어로프의 응력은 실제 응력 값이 측정되지 않았을 경우 최대 420 MPa로 제한된 개념적 응력을 적용하였다.

4.2.2 균열 콘크리트의 유효강도계수

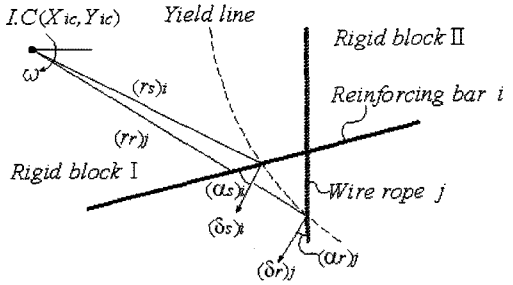
콘크리트는 대표적인 취성재료이지만 소성론에서는 완전 소성체로서 가정된다. 이 개념적 차이를 보완하기 위하여 일반적으로 유효강도계수 (V_e)를 적용 한다[15]. Zhang[18]은 경사균열을 따라 콘크리트 스트럿이 파괴하는 일반 보에서 V_e를 다음과 같이 제안하였다.

$$V_e = V_o V_s \tag{7}$$

여기서 V_s는 균열면에서의 미끄러짐 저항 감소계수로서



(a) Concrete blocks and a yield line



(b) Reinforcing bar and wire rope crossing the yield line

Fig. 10 Idealized failure mechanism for two-span continuous T-beams

Zhang은 0.5를 제시하였다. 그리고 V_o는 비균열 콘크리트의 유효계수로서 실험 결과에 근거하여 다음과 같이 제시되었다[17].

$$V_o = \frac{0.548}{\sqrt{f_{ck}}}\left(1+\frac{1}{\sqrt{h}}\right)(0.259\rho+1) \quad (8)$$

여기서, h = 단면 전체 깊이 (m)

4.2.3 이축응력에 의한 콘크리트 강도증가계수

일축 압축강도에 대한 이축 응력 하의 콘크리트 압축강도는 일반적으로 이축 응력 비에 따라 결정된다. Kupfer 등[13]은 이축 압축응력을 받는 콘크리트의 압축강도는 일축 강도에 비해 27%까지 증가할 수 있으며, 이축 인장응력을 받는 콘크리트의 인장강도는 일축 인장강도와 거의 비슷하게 있음을 보였다. Liu 등[14]은 콘크리트의 이축강도를 평가하기 위한 실험적 모델을 제안하였으며, 이축 압축응력비가 0.2일 때 콘크리트의 강도는 최대 1.2배까지 증가할 수 있음을 보였다.

와이어로프로 보강된 보의 콘크리트 스트럿은 외부 작용 하중과 와이어로프의 초기 프리스트레스에 의해 이축응력 상태로 있게 된다. 따라서 와이어로프로 보강된 콘크리트 스트럿의 강도는 일축 실험으로부터 얻은 강도에 비해 높을 것이다. 하지만 구속된 콘크리트 스트럿에서 작용 하중과 와이어로프의 초기 프리스트레스에 의한 이축응력의 비는 적절하게 평가하기 어렵다. 본 연구에서는 Fig. 9에 나타낸 수직응력과 상대 경사균열 내력의 관계를 회귀분석하여 이축응 력에 의한 콘크리트 강도증가계수를 다음과 같이 가정하였다.

$$\xi = 0.0334 f_{vi} + 1 \quad (9)$$

일축응력 상태인 비구속콘크리트의 경우 f_{vi}는 0이므로 ξ는 1.0이다.

4.2.4 에너지 평형

상계치 이론은 내부 분산된 전체 에너지는 외부 하중이 한 일과 같다는 에너지 평형에 기본을 둔다. 전체 내부 분산 에너지는 항복선에서의 콘크리트 응력 상태 및 항복선과 교차하는 보강근의 양에 의해 결정된다. Fig. 10 (a)에 나타낸 바와 같이 상대변위 (δ)는 $\omega \cdot r$로 나타낼 수 있기 때문에 항복선에서 콘크리트의 분산된 에너지 (W_c)는 Nielsen의 상계치 모델로부터 다음과 같이 수정될 수 있다.

$$W_c = \frac{b_w f_c^*}{2}\omega r_w(1-\sin\alpha_w)\frac{h}{\sin\beta} + \frac{(b_f-b_w)f_c^*}{2}\omega r_f(1-\sin\alpha_f)\frac{h_f}{\sin\beta} \quad (11)$$

여기서 r은 IC와 항복선 중심 간의 거리이며, ω는 강체 I의 회전 변위이며, α는 항복선과 항복선의 중심에서 상대회전변위 사이의 각이며, β는 보 종방향 축과 항복선이 이루는 각이다. 식 (11)에서 아래첨자 w와 f는 Fig. 10 (a)에 나타낸 바와 같이 각각 와이어로프에 의해 구속된 콘크리트의 폭과 비구속된 플랜지 날개 부분의 폭을 의미한다. 전단철근을 갖는 보의 균열 미끄러짐 해로부터 Hoang[19]은 지점의 플레이트 단부로부터 항복선의 시작점인 x를 전단철근 지수의 함수로 제시하였다. 이 제시된 모델은 Cho[20]에 의해 전단경간비 2.5인 보의 실험결과로부터 확인되었다. 항복선의 시작점인 x는 수직 전단철근 지수의 함수이므로 와이어로프를 고려하여 다음

과 같이 수정될 수 있다.

$$x = x_e - (\sqrt{0.118 v_o / (\Psi_v + \Psi_w)})h \quad (12)$$

여기서, x_e는 순 전단경간이며 $\Psi_v (= \rho_v f_y / f_{ck})$는 내부 전단철근 지수이며, $\Psi_w (= \rho_w f_{ws} / f_{ck})$는 와이어로프 지수이다. 따라서 각 β는 $\tan^{-1}[h/(x_e - x)]$에 의해 산정된다.

내부 철근의 상대변위 (δ_s)는 Fig. 10 (b)에 나타낸 바와 같이 $\omega \cdot r_s$로 나타낼 수 있기 때문에 항복선과 교차하는 철근의 분산에너지 (W_s)는 다음과 같다[16].

$$W_s = \sum_{i=1}^{n} \omega (A_s)_i (f_y)_i (r_s)_i \cos(\alpha_s)_i \quad (13)$$

여기서, n은 항복선과 교차하는 내부 철근의 수이며, $(A_s)_i$와 $(f_y)_i$는 각각 항복선과 교차하는 철근 i의 단면적과 항복강도이며, $(r_s)_i$는 철근 i와 IC의 거리이며, $(\alpha_s)_i$는 IC에 대한 δ_s와 철근 i의 각이다. 와이어로프의 상대변위 (δ_w)도 $\omega \cdot r_w$ 나타낼 수 있으므로 항복선과 교차하는 와이어로프에서 분산된 에너지 (W_w)는 다음과 같다.

$$W_w = \sum_{j=1}^{m} \omega (A_w)_j (f_{ws})_j (r_r)_j \cos(\alpha_r)_j \quad (14)$$

여기서, m는 항복선과 교차하는 와이어로프의 수이며, $(A_w)_j$와 $(f_{ws})_j$는 각각 항복선과 교차하는 와이어로프 j의 단면적과 응력이며, $(r_r)_j$는 와이어로프 j와 IC의 거리이며, $(\alpha_r)_i$는 IC에 대한 δ_w와 와이어로프 j의 각이다.

강체 I에서 수직하중 $P_n/2$에 의해 한 외부 일 (W_E)은 다음과 같다.

$$W_E = \frac{P_n}{2} \omega a \quad (15)$$

외부의 일은 전체 내부 분산 에너지와 같다고 하면 와이어로프로 보강된 연속 T형 보의 최대 내력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_n = \frac{b_w h}{a} \left[\begin{array}{l} f_c^* r_w (1 - \sin\alpha_w) \dfrac{1}{\sin\beta} + \\ (b_f / b_w - 1) f_c^* r_f (1 - \sin\alpha_f) \dfrac{h_f}{h \sin\beta} + \\ 2 \displaystyle\sum_{i=1}^{n} (\rho_s)_i (f_y)_i (r_s)_i \cos(\alpha_s)_i + \\ 2 \displaystyle\sum_{j=1}^{m} (\rho_w)_j (f_{ws})_j (r_r)_j \cos(\alpha_r)_j \end{array} \right] \quad (16)$$

여기서 $(\rho_s)_i (= (A_s)_i / b_w h)$는 와이어로프로 구속된 콘크리트 면적에 대한 철근 i의 면적비이며, $(\rho_w)_j (= (A_w)_j / b_w h)$는 와이어로프 j의 면적비이다.

2경간 연속 보에서 내부 경간에서의 전단력 (V_n)은 선형유한요소해석으로부터 $11P_n/32$으로 나타낼 수 있다. 하지만 2경간 연속보는 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 내부 전단경간에서 경사균열의 발생과 함께 하중의 재분배가 발생한다. 이에 따라 중앙 지점에서의 반력은 선형유한요소해석 결과에 비해 평균 11% 낮았다. 따라서 와이어로프로 보강된 연속 T형 보의 전단내력은 경사균열발생 후 하중의 재분배를 고려하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$V_n = 0.306 P_n \quad (17)$$

4.2.5 해석 절차

식 (16)에 나타낸 최대 내력은 IC 위치의 함수이다. 강체 II에 대한 강체 I의 상대 수직 변위는 단부 지점에서 0이기 때문에 IC의 수평좌표 (X_{ic})는 강체 I을 지지하는 단부 지점에 위치한다. 상계치 이론에 따르면 부재의 파괴는 내부 분산 에너지가 최소일 때 발생한다. 따라서 최대 내력은 IC의 수직좌표 (Y_{ic}) 변화에 따라 산정된 내력들 중 최소값을 선택한다. 수직좌표 (Y_{ic})의 시스템적 변화에 따라 식 (16)에 의한 내력들을 평가하고 그 중 최소값을 선택하기 위한 최적의 수치해석 과정이 Matlab을 이용하여 작성되었다. 만일 상부 주철근이 항복하지 않도록 충분한 양이 배근되었다면 IC의 수직좌표는 상부철근 위치에 있게 된다. 이 경우 최대 내력 및 전단내력은 최소 P_n을 구하는 반복 과정이 필요 없이 간단히 계산된다.

4.3 제안 모델과 실험 결과의 비교

ACI 318-05 및 제안된 수치해석 모델에 의한 예측값과 실험 결과의 비교를 Table 4에 나타내었다. 와이어로프 단위에 의해 전달된 전단력의 평가는 실험으로부터 측정된 실제 와이어로프의 응력 ($(f_{ws})_R$)및 식 (5)의 개념적 응력 ($(f_{ws})_N$)을 각각 적용하였다. ACI 318-05에 의한 예측값에 대한 실험값의 비의 평균과 표준편차는 와이어로프의 개념적 응력을 적용할 경우 각각 1.45와 0.13이며 와이어로프의 실제 응력을 적용할 경우에는 각각 1.43과 0.14이었다. 반면 제안된 수치해석 모델에 의한 예측값과 실험에 의한 최대 전단내력의 비의 평균과 표준편차는 와이어로프의 개념적 응력을 적용할 경우 각각 0.97과 0.1이며 와이어로프의 실제 응력을 적용할 경우에는 각각 0.96과 0.09 이었다. 와이어로프로 보강된 연속 T형 보의 최대 전단내력 평가는 적용된 와이어로프의 응력에 거의 영향을 받지 않았다. 또한 와이어로프로 보강된 보의 전단내력은 ACI 318-05에 의해 안전측에서 평가될 수 있으며 제시된 수치해석 모델에 의해 보다 정확하게 예측될 수 있다.

4. 결 론

철근콘크리트 보의 전단내력과 연성을 향상시키기 위하여 와이어로프 단위를 이용한 비부착형 보강 기술이 개발되었다. 개발된 보강 기술에 따라 실험된 2경간 연속 T형 보 및 상계치 이론을 이용한 내력 평가 모델로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 내 · 외부 전단경간에서 경사균열의 발생 후 보의

Table 4 Comparisons of experimental results and predictions

Specimen	Experiments		Predictions (kN)				Exp./Pre.			
			ACI 318-05		Numerical analysis		ACI 318-05		Numerical analysis	
	f_{ws} (MPa)	V_n (kN)	$(V_n)_R$	$(V_n)_N$	$(V_n)_R$	$(V_n)_N$	$\frac{(V_n)_{Exp.}}{(V_n)_{R-pre}}$	$\frac{(V_n)_{Exp.}}{(V_n)_{N-pre}}$	$\frac{(V_n)_{Exp.}}{(V_n)_{R-pre}}$	$\frac{(V_n)_{Exp.}}{(V_n)_{N-pre}}$
N	-	182.0	112.5	112.5	185.0	185.0	1.62	1.62	0.98	0.98
2.0-0.6	388	214.9	158.1	162.0	235.0	238.8	1.36	1.33	0.91	0.90
2.5-0.6	478	239.7	183.5	174.8	277.0	267.6	1.31	1.37	0.87	0.90
3.5-0.6	513	308.2	220.3	200.7	308.8	289.1	1.40	1.54	1.00	1.07
4.5-0.6	468	341.6	237.5	224.6	316.3	305.4	1.44	1.52	1.08	1.12
2.5-0.45	415	218.8	173.0	173.8	265.5	266.4	1.26	1.26	0.82	0.82
2.5-0.75	350	269.3	164.8	175.3	256.8	268.8	1.63	1.54	1.05	1.00
Mean							1.43	1.45	0.96	0.97
Standard deviation							0.14	0.13	0.09	0.1

Note) $(V_n)_R$ and $(V_n)_N$in predictions refer to the ultimate shear capacities calculated from the actual stress of wire ropes measured in the current study and the notational stress of wire ropes given in Eq. (5), respectively.

강성 저하는 와이어로프 양과 초기 프리스트레스가 증가할수록 작았다.

2) 와이어로프 비가 ACI 318-05에서 제시하는 최소 전단철근 양의 2.5배 이상 일 때 보의 파괴는 콘크리트 스트럿의 파괴에 의한 전단파괴임에도 불구하고 매우 연성적인 거동을 보였다. 반면 와이어로프의 초기 프리스트레스가 재료 인장강도의 0.75배 이상일 때에는 최대 내력 직후 와이어로프의 파단에 의해 무보강 보 보다 취성파괴 하였다.
3) 와이어로프의 응력은 와이어로프의 양과 초기 프리스트레스에 관계없이 경사균열의 발생과 함께 급격히 증가하였으며, 보의 최대 내력 시 초기 프리스트레스 이후의 와이어로프 응력은 390 MPa에서 510 MPa의 범위에 있었다.
4) 보강된 보의 경사균열 전단내력 및 최대 전단내력은 와이어로프의 초기 프리스트레스에 의한 콘크리트 스트럿에서의 수직응력 크기 증가와 함께 증가하였다.
5) 제시된 보강 기술에 의해 보강된 보의 전단내력은 ACI 318-05의 제안식에 의해 안전측에서 예측될 수 있었다. 또한 상계치 이론에 근거하여 제시된 수치해석 모델은 이들 보의 전단내력을 보다 정확하게 평가하였다.

감사의 글

본 논문은 2007학년도 목포대학교 학술연구비 및 2005년도 교육인적자원부 지방연구중심대학 육성사업 전남대학교 바이오하우징연구사업단의 지원에 의해 수행한 결과임.

참고문헌

1. 이원호, 임재형, "탄소섬유시트로 보강된 RC 보의 전단보강효과에 대한 실험적 연구", 대한건축학회논문집 구조계, 20권 11호, 2004, pp.51~58.
2. ACI Committee 440, *State-of-the Art Report on Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (ACI 440R-96)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 196, 65pp.
3. Vilnay, O., "The Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates", *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Vol.10, No.2, 1988, pp.391~399.
4. 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.
5. Kim, S. Y., Yang, K. H., Byun, H. Y., and Ashour, A. F., "Tests of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Wire Rope Units", *Engineering Structures*, Vol.29, No.10, 2007, pp.2711~2722.
6 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.
7. El-Refaie, S. A., Ashour, A. F., and Garrity, S. W., "Sagging and Hogging Strengthening of Continuous Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Sheets", *ACI Structural Journal*, Vol.100, No.4, 2003, pp.446~453.
8. Giaccio, C., Al-Mahaidi, R., and Taplin, G., "Experimental Study on the Effect of Flange Geometry on the Shear Strength of Reinforced Concrete T-Beams subjected to Concentrated Loads", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.29, No.6, 2002, pp.911~918.
9. Bickford, J. H., *An Introduction to the Design and Behavior of Bolt Joints*, Marcel Dekker INC. 1990.

10. Cervenka, V. and Cervenka, J., *ATENA Computer Program for Non-Linear FEM Analysis of Reinforced Concrete Structures, Cervenka Consultant*, 2003.
11. 한국표준협회, 금속재료인장시험편-KS B 0801, 한국산업규격, 1981, pp.1~10.
12. Raoof, M. and Kraincanic, I., "Analysis of Large Diameter Steel Ropes", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol.121, No.6, 1995, pp.667~675.
13. 양근혁, "장방형 개구부를 갖는 철근콘크리트 연속 깊은 보의 전단설계 개발", 학술진흥재단 보고서, 2006, 121pp.
14. Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., and Rusch, H., "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses", *ACI Journal, Proceedings*, Vol.66, No.8, 1969, pp.656~666.
15. Liu, T. C. Y., Nilson, A. H., and Slate, F. O., "Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Uniaxial and Biaxial Compression", *ACI Journal, Proceedings*, Vol.69, No.3, 1972, pp.291~295.
16. Nielsen, M. P., *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1984.
17. Yang, K. H., Chung, H. S., and Ashour, A. F., "Influence of Section Depth on the Structural Behavior of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams", *Magazine of Concrete Research*, Vol.59, No.8, 2007, pp.575~586.
18. Zhang, J. P., "Diagonal Cracking and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", *Magazine of Concrete Research*, Vol.49, No.178, 1997, pp.55~65.
19. Hoang, L. C., *Shear Strength of Lightly Shear Reinforced Concrete Beams*, Series R, No.65, Dept. of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, 2000, 172pp.
20. Cho, S. H., "Shear Strength Prediction by Modified Plasticity Theory for Short Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.100, No.1, 2003, pp.105~112.

요 약 와이어로프 단위를 이용한 단순한 비 부착형 전단보강 기술이 개발되었다. 제안된 보강 기술에 의해 보강된 연속 T형 보 6개와 동일한 무 보강 시험체가 실험되었다. 고려된 주요 변수는 와이어로프의 양과 프리스트레스이다. 모든 시험체의 기하학적 특성 및 철근 배근을 동일하다. 와이어로프의 프리스트레스로 인한 콘크리트 복부에서의 수직응력 분포가 보의 경사균열 전단내력 및 최대 전단내력에 미치는 영향이 또한 제시되었다. 본 연구의 실험 결과로부터 제안된 보강 기술을 이용하여 철근콘크리트 보의 전단내력 향상 및 연성을 확보하기 위해서는 와이어로프 비는 ACI 기준에서 제시하는 최소 전단철근비의 2.5배 이상, 그리고 프리스트레스는 와이어로프 인장강도의 0.6배 이하로 있어야 함이 제안될 수 있었다. 와이어로프 단위로 보강된 연속 T형 보의 전단내력을 평가하기 위하여 상계치 이론을 이용한 수치해석 모델이 제시되었다. 제시된 수치해석 모델은 ACI 318-05의 전단내력 식에 비해 실험 결과와 잘 일치하였다.

핵심용어 : 와이어로프 단위, 전단내력, 연속 T형 보, 보강, 프리스트레스