Journal of the Korea Concrete Institute
Vol. 20, No. 2, pp. 221~229, April, 2008

와이어로프와 T 강판으로 비부착 보강된 철근콘크리트 기둥의 중심 축하중 거동

양근혁[1)*] · 심재일[1)] · 변항용[2)]
[1)]목포대학교 건축공학전공 [2)]고려 E&C

Axial Behavior of Reinforced Concrete Columns Externally Strengthened with Unbonded Wire Rope and T-Shaped Steel Plate

Keun-Hyeok Yang[1)*], Jae-Il Sim[1)], and Hang-Yong Byun[2)]
[1)]Department of Architectural Engineering, Mokpo University, Muan-gun 534-729, Korea
[2)]Korea E&C. Co., Ltd., Hwasun-gun 519-807, Korea

ABSTRACT An improved unbonded-type column strengthening procedure using wire rope and T-shaped steel plate units was proposed. Eight strengthened columns and an unstrengthened control column were tested under concentric axial load. The main variables considered were the volume ratio of wire rope and the flange width and configuration of T-shaped steel plates. Axial load capacity and ductility ratio of columns tested were compared with predictions obtained from the equation specified in ACI 318-05 and those of conventionally tied columns tested by Chung et al., respectively. In addition, a mathematical model was proposed to evaluate the complete stress-strain relationship of concrete confined by the wire rope and T-plate units. Test results showed that the axial load capacity and ductility of columns increased with the increase of the volume ratio of wire rope and the flange width of T-plates. In particular, at the same lateral reinforcement index, a much higher ductility ratio was observed in the strengthened columns having the volume ratio of wire rope above 0.0039 than in the tied columns. A mathematical model for the stress-strain relationship of confined concrete using the proposed strengthening procedure is developed. The predicted stress-strain curves were in good agreement with test results.

Keywords : wire rope, T-plate, column, confinement, stress-strain curve

1. 서 론

지진구역의 재설정 및 설계당시 적절한 내진설계에 대한 기준들의 부재로 인해 기존 철근콘크리트 기둥의 내진보강에 대한 필요성이 증가하고 있다. 이에 따라 기존 철근콘크리트 기둥의 내력과 연성 향상을 목적으로 고강도 탄소, 유리 및 아라미드 섬유를 이용한 접착형 보강기술에 대한 많은 연구가 진행되었다[1-3]. 이들 섬유에 의한 보강효과는 섬유의 막 작용 (membrane action)에 의하기 때문에 장방형기둥에서는 원형기둥에 비해 보강 효과가 현저히 떨어진다[4]. 게다가 접착형 보강공법은 콘크리트 부재의 대 변형에서 섬유의 탈락이 쉽게 발생할 수 있기 때문에 횡하중에 대한 연성 능력이 요구되는 기둥에서는 보강 효과가 현저히 감소될 수 있음이 지적되고 있다[5].

이에 따라 최근에는 접착제를 사용하지 않는 비부착형 기둥 보강 기술들이 제시되고 있다. Hussain and Driver[4]는 볼트 조임 또는 용접에 의해 기둥에 설치된 강봉의 구속에 의해 장방형 기둥의 연성이 매우 증가될 수 있음을 보였다. Yang and Ashour[5]는 와이어로프와 강판을 이용한 새로운 보강 기술을 제시하였으며, 보강된 기둥의 내력과 연성이 띠철근으로 구속된 동일 조건의 기둥에 비해 현저히 증가함을 보였다. 하지만 이들 비 부착 보강공법들을 횡 하중을 받는 기둥에 적용하기 위해서는 보강재에 의해 구속된 콘크리트의 역학적 거동을 설명할 수 있는 응력-변형률 관계가 우선 필요하다. 횡하중을 받는 기둥의 휨 내력과 연성은 구속된 콘크리트의 응력-변형률 특성에 의해 중요한 영향을 받기 때문이다.

본 연구에서는 개선된 와이어로프와 T 강판을 이용한 비 부착형 기둥 보강 절차를 제시하였다. 제시된 절차에 의해 보강된 기둥 8개와 동일 단면의 무보강 기둥 1개가 중심 축하중 하에서 실험되었다. 또한 실험 결과로부터 제시된 보강 기술에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 평가하기 위한 모델이 제시되었다.

*Corresponding author E-mail : yangkh@mokpo.ac.kr
Received October 15, 2007, Accepted January 16, 2007
ⓒ2008 by Korea Concrete Institute

2. 비부착형 기둥 보강 절차

Fig. 1에는 철근콘크리트 기둥의 보강을 위해 개발된 와이어로프 유닛 (wire rope unit)과 T 강판 유닛 (T-steel plate unit)을 이용한 비부착형 보강상세를 나타내었다. 기둥의 축 방향을 따라 기둥의 각 입면에 설치되는 T 강판 유닛은 모서리 용 T 강판 (corner T-plate) 2개와 모서리 사이에 설치되는 1개 이상의 내부 T 강판 (intermediate T-plate)으로 구성된다. 이들 모서리와 내부에 설치되는 T 강판들은 설치를 쉽게 하기위해 Fig. 1 (b)에 나타낸 바와 같이 양 단부에서 강봉으로 용접 연결된다. 이때 T 강판들을 연결하는 강봉의 길이는 기둥 폭과 사용 T 강판의 수에 의해 결정된다. 프리스트레스 된 와이어로프에 의해 모든 T 강판들이 충분히 지지될 수 있도록 하기 위해 내부 T 강판의 복부 (web) 높이는 모서리 T 강판의 것의 2배 이상으로 한다. T 강판의 역할은 강연선에 의한 콘크리트의 지압파괴 방지 및 주철근을 따라 발생하는 피복 콘크리트 박리를 지연하는데 있다. 이로 인해 주철근의 좌굴이 지연되고 기존 기둥의 피복 및 코어 콘크리트에 대한 횡구속 효과가 증가될 수 있다. 와이어로프 유닛은 와이어로프, 아이볼트 (eye bolt) 및 너트로 구성된다. 와이어로프의 양 단부에 연결되는 아이볼트는 Fig. 1(b)에 나타낸 바와 같이 내부 강판에 제공된 구멍을 통과하며 너트에 의해 조여진다. 아이볼트는 기둥길이를 따라 양 방향에서 교대로 체결된다. 아이볼트가 체결되는 내부 T 강판에는 와이어로프의 프리스트레스에 의한 T 강판의 횡좌굴을 방지하기 위하여 아이볼트 사이에 강봉이 설치된다.

기둥 외부에 배근된 T형 강판은 와이어로프에 작용된 프리스트레스력에 의해 고정된다. 와이어로프에 작용된 프리스트레스력은 너트의 조임에 의해 얻어지므로 고장력 볼트의 토크제어법[6]과 같이 너트의 토크에 의해 제어된다. 와이어로프에 작용하는 인장력은 아이볼트에 작용하는 인장력과 같으므로 너트에 작용된 토크 T와 이로 인해 볼트에 작용한 인장력의 관계는 토크법[6]으로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

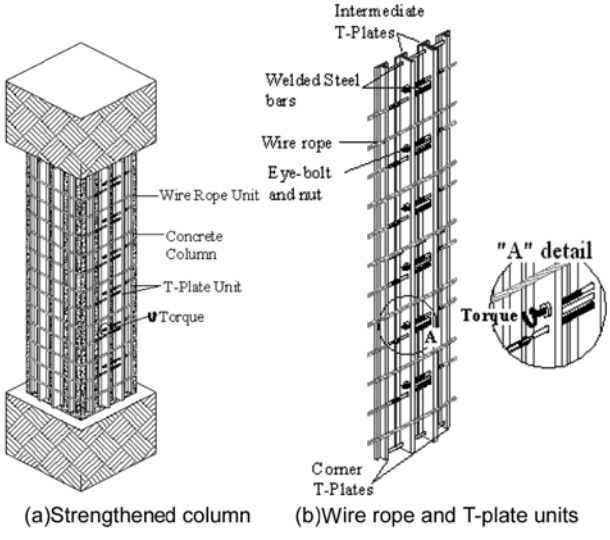

Fig. 1 Details of column strengthening procedure

$$T = kd_bN \quad (1)$$

여기서 k는 볼트와 너트 나사산의 마찰계수 및 기하학적 특성에 의해 영향을 받는 토크계수이며, d_b는 볼트의 직경이다. 본 보강 절차에서 이용된 볼트와 너트의 토크계수를 평가하기 위한 많은 실험[7]으로부터 토크계수는 0.3으로 확인되었다.

3. 실 험

3.1 실험체 상세

Table 1에는 실험체 상세를 Fig. 2에는 기둥 단면 및 배근상세를 각각 나타내었다. 주요 변수로서 와이어로프의 간격, T 강판의 플랜지 폭 및 배치가 선택되었다. T 강판의 배치는 모든 주철근 위치에 T 강판이 설치되는 L형 (Fig. 2 (a))과 모서리 주철근 및 모서리 주철근 사이의 내부 중앙에 배치되는 I형 (Fig. 2 (b))으로 구분되었다. 따라서 L형과 I형의 보강 시험체에서 배치된 T 강판의 수는 각각 16개와 12개이다. T 강판이 L형으로 배치된 기둥에서 와이어로프의 간격 (s_w)은 40 mm에서 120 mm 범위에 있다. 이때의 와이어로프의 체적비 ($\rho_w = (4D_wA_w) / (D^2s_w)$)는 Table 1에 나타낸 바와 같이 0.0078에서 0.0026의 범위에 있다. 여기서, A_w는 와이어로프의 순단면적을, D는 기둥 전체 깊이를, 그리고 D_w는 배근된 와이어로프의 횡 중심간 거리를 나타낸다. T 강판의 플랜지 폭은 와이어로프 간격이 60 mm일 때 25 mm에서 45 mm의 범위에 있다.

모든 실험체의 단면 크기, 주철근 및 내부 띠철근의 배근은 동일하다. 시험체 전체 길이는 1,225 mm로서 실험구간의 길이는 825 mm이며 양 단부의 비 실험 구간 길이는 각각 200 mm이다. 단면크기는 실험 구간에서는 275 × 275 mm이며 비 실험 구간에서는 375 × 375 mm이다. 따라서 실험 구간의 기둥 형상비는 3.0이다. 주철근

Table 1 Detail of specimens

Specimen	f_{ck} (MPa)	Details of wire rope units		Details of T-plates	
		s_w (mm)	ρ_w	b_f (mm)	Type
N	24.4	None			
L40-35	25.9	40	0.0078	35	L
L60-35	25.9	60	0.0052		
L80-35	25.5	80	0.0039		
L120-35	24.4	120	0.0026		
L60-25	25.5	60	0.0052	25	
L60-45	25.7		0.0052	45	
I60-35	26.0		0.0052	35	I
I60-45	25.7		0.0052	45	

Note) f_{ck} = concrete compressive strength, s_w = spacing of wire rope units, ρ_w = volume ratio of wire ropes, and b_f = flange width of T-plates

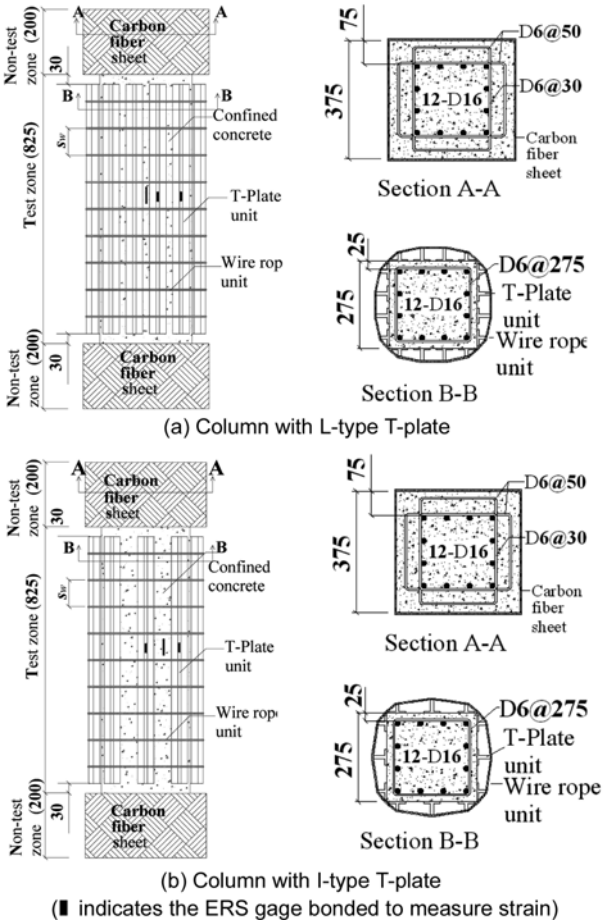

Fig. 2 Details of specimens (unit: mm)

으로서 16 mm 이형철근 12 개가 배근되었으며, 내부 띠철근으로서 직경 6 mm 철근이 기둥 폭과 같은 275 mm 간격으로 배근되었다. T 강판의 두께와 복부 (web) 높이는 AISC 기준[8]에서 제시하는 압축재 판 폭 두께비의 제한을 만족할 수 있도록 선택하였다. 모든 실험체에서 적용된 T 강판의 두께는 5 mm이며, 복부 높이는 모서리에 배근되는 경우 20 mm, 모서리 사이의 내부에 배근되는 경우에는 40 mm이다. 모든 T 강판은 기둥 양 단부에 설치된 스터브의 내부에서 20 mm 간격을 두고 설치되었다.

Yang and Ashour[5]는 와이어로프의 프리스트레스가 클수록 와이어로프의 조기파괴로 인해 보강된 기둥의 연성이 현저히 감소함을 보였다. 본 실험체들에서는 와이어로프의 프리스트레스를 재료 인장강도의 40%로 하였다. 제시된 보강공법에 의해 구속된 콘크리트의 거동을 파악하기 위해 보강재들에 대한 피복 모르타르는 시공하지 않았다.

Table 1에 나타낸 실험체 명은 무보강 실험체 (N)를 제외하고는 3부분으로 구성되었다. 첫 번째 영문자는 T 강판의 배치 형태를 의미하며, 두 번째 수는 와이어로프 간격을 그리고 마지막 수는 T 강판의 플랜지 폭을 의미한다. 예를 들어 L60-35는 플랜지 폭이 35 mm인 T 강판이 L형으로 배치되고 와이어로프의 간격은 60 mm인 실험체를 의미한다.

3.2 재료의 역학적 성질

콘크리트의 설계강도는 24 MPa이며, 굵은골재의 최대 직경은 25 mm이다. 각 실험체의 압축강도는 F150×300 mm의 실린더를 이용하여 측정되었다. 기둥의 가력과 동시에 측정된 콘크리트 압축강도 (f_{ck}) 결과는 Table 1에 나타내었다.

Table 2에는 사용된 철근, 플레이트 및 와이어로프의 역학적 성질에 대한 실험 결과를 나타내었다. 주철근과 T 강판의 항복강도는 각각 391 MPa과 274 MPa이었다. 사용된 와이어로프는 중심 코어에 7개의 스트랜드 (strand)가 나선 형태로 꼬아져 있으며, 각각의 스트랜드는 19개의 소선 (wire)으로 구성되어 있다. 사용된 와이어로프의 순단면적은 17.56 mm^{2}이다. 와이어로프는 명확한 항복점이 나타나지 않았으며, 탄성계수는 철근 탄성계수의 약 60%인 129 GPa 이었다.

3.3 가력 및 측정 방법

모든 기둥은 3,000 kN 용량의 가압기 (universal testing machine, UTM)를 이용하여 1분당 0.15 mm 변위의 속도로 중심축하중을 받았다. 기둥 상부면과 UTM 사이에는 구좌를 설치하였다. 실험 구간에서의 변위는 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 기둥 네 모서리에 설치된 50 mm 용량의 변위계에 의해 측정되었다. T 강판과 콘크리트의 변형률은 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 실험 구간의 중앙에 부착된 전기저항 (ERS) 게이지로부터 기록되었다. 최대 내력시 까지 편심의 영향을 최소화하기 위하여 예상 기둥 최대 내력의 30%까지 기둥 네 모서리에 설치된 LVDT를 모니터링 하였다. 실험은 와이어로프가 파단되거나 하중이 급격히 저하되었을 때 중지되었다. 모든 실험데이터는 데이터로거를 통해 컴퓨터에 자동 저장되었다.

4. 실험 결과 및 분석

4.1 균열 및 파괴모드

Fig. 4에는 와이어로프와 T 강판으로 비부착 보강된 기

Table 2 Mechanical properties of the used metallic materials

Type	Dia. (mm)	f_y (MPa)	ε_y	f_u (MPa)	E_s (GPa)
Reinforcing bar	16	391	0.002	580	191.6
	6*	388	0.00389	423	205.8
Steel plate	-	274	0.00142	377	193.3
Eye-bolt	10*	412	0.00413	491	193.6
Wire rope	6.3	-	-	1796	129.4

Note) f_y, ε_y, f_u, and E_s indicate yield strength, yield strain, tensile strength, and elastic modulus of the metallic materials, respectively.
* The yield strength of 6 mm diameter reinforcement and 10 mm eye-bolt were obtained from 0.2% offset method.

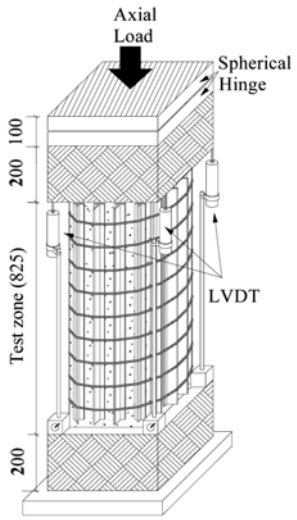

Fig. 3 Test setup (unit: mm)

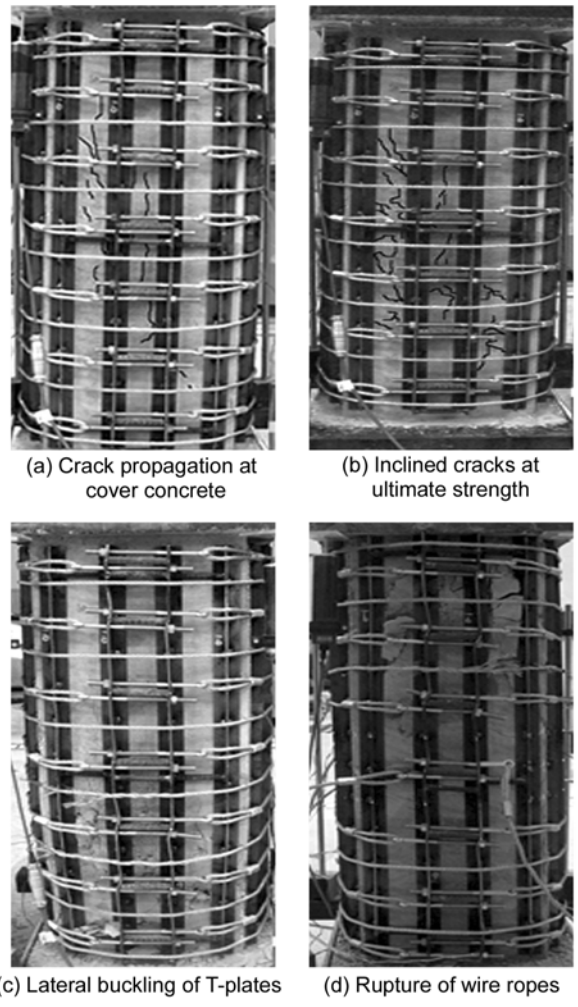

Fig. 4 Typical crack propagation and failure mode (L60-35)

둥의 전형적인 균열진전 및 파괴거동을 나타내었다. 콘크리트에서 초기균열은 Table 3에 나타낸 바와 같이 일반적으로 기둥 최대 내력의 약 80~90%에서 발생하였다. 띠철근 기둥에서 피복 콘크리트의 박리는 기둥 최대 내력 이전에 발생한다[9,10]. 하지만 보강된 기둥들에서 피복

Table 3 Test results and predictions by ACI 318-05

Specimen	Test results				$(P_n)_{ACI}$* (kN)	$\frac{(P_n)_{Exp.}}{(P_n)_{ACI}}$
	P_{cr} (kN)	P_n (kN)	ε_{85}	μ		
N	2204.2	2384.7	0.0030	0.76	2450.2	0.97
L40-35	2434.4	2910.4	0.0208	5.20	2548.5	1.14
L60-35	2377.7	2742.2	0.0149	3.73	2548.5	1.08
L80-35	2307.7	2584.1	0.0080	1.99	2522.4	1.02
L120-35	2352.9	2474.9	0.0047	1.17	2450.2	1.01
L60-25	2357.3	2680.2	0.0071	1.76	2522.4	1.06
L60-45	2430.2	2820.5	0.0159	3.98	2532.3	1.11
I60-35	2245.7	2675.0	0.0067	1.67	2554.1	1.05
I60-45	2335.5	2672.0	0.0072	1.80	2532.3	1.06

Note) P_{cr} = load at which first crack occurred, P_{cr} = axial load capacity, ε_{85} = strain of column corresponding to 0.85 times the axial load capacity in declined curve, and P_{cr} = ductility ratio defined in Eq. (2)

*$(P_n)_{ACI} = 0.85f_{ck}(A_g - A_s) + A_s f_y$, where A_g = gross area of columns, and A_s and f_y = total area and yield strength of longitudinal reinforcement arranged in columns, respectively

콘크리트의 박리는 와이어로프와 T 강판의 구속에 의해 기둥의 최대 내력 시까지 나타나지 않았다. 종방향 균열들의 발생 후, 기둥 축에 대해 약 30~45° 기울기를 갖는 경사균열들이 Fig. 4(b)에 나타낸 바와 같이 기둥 중간 높이에서 갑자기 발생하고 기둥은 최대 내력에 도달하였다. 이들 경사균열의 진전은 중심 축하중 하에서 콘크리트 실린더의 콘 파괴와 비슷하였다. 경사균열의 발생 이후 기둥의 내력은 주로 와이어로프와 T 강판에 의해 제공된 구속력에 의해 결정되었다. 변위의 증가와 함께 구속된 콘크리트는 팽창하였고 이로 인해 T 강판에서는 횡좌굴이 발생하였다 (Fig. 4(c)). T 강판의 횡좌굴과 함께 기둥의 내력은 감소하였고 주철근이 좌굴하였다. 주철근의 좌굴 위치에서 와이어로프들이 파단되었다 (Fig. 5(d)).

4.2 축하중-변형률 관계

Fig. 5에는 작용 하중에 따른 기둥의 축변형률 진전을 나타내었다. 축변형률은 측정 구간의 길이인 825 mm에 대한 기둥 모서리들에 설치된 4개의 변위계로부터 측정된 변위들의 평균값의 비로서 계산되었다. 실험된 기둥들의 초기 강성은 T 강판 플랜지 폭에는 거의 영향을 받지 않지만 와이어로프의 간격이 좁을수록 약간 증가하였다. 실험된 기둥의 축하중 내력 및 T 강판의 횡좌굴 저항력은 Fig. 5(a) 및 Table 3에 나타낸 바와 같이 와이어로프 체적비의 증가와 함께 증가하였다. T 강판의 플랜지 폭도 보강된 기둥의 내력에 영향을 미쳤다. 넓은 T 강판의 플랜지 폭은 효율적으로 구속된 콘크리트의 면적을 증가시킬 수 있기 때문에 기둥의 내력 향상에 유리하였다 (Fig. 5(b)). 게다가 I형 보다는 L형으로 T 강판이 배치된 기둥에서 내력이 향상되었다 (Fig. 5(c)).

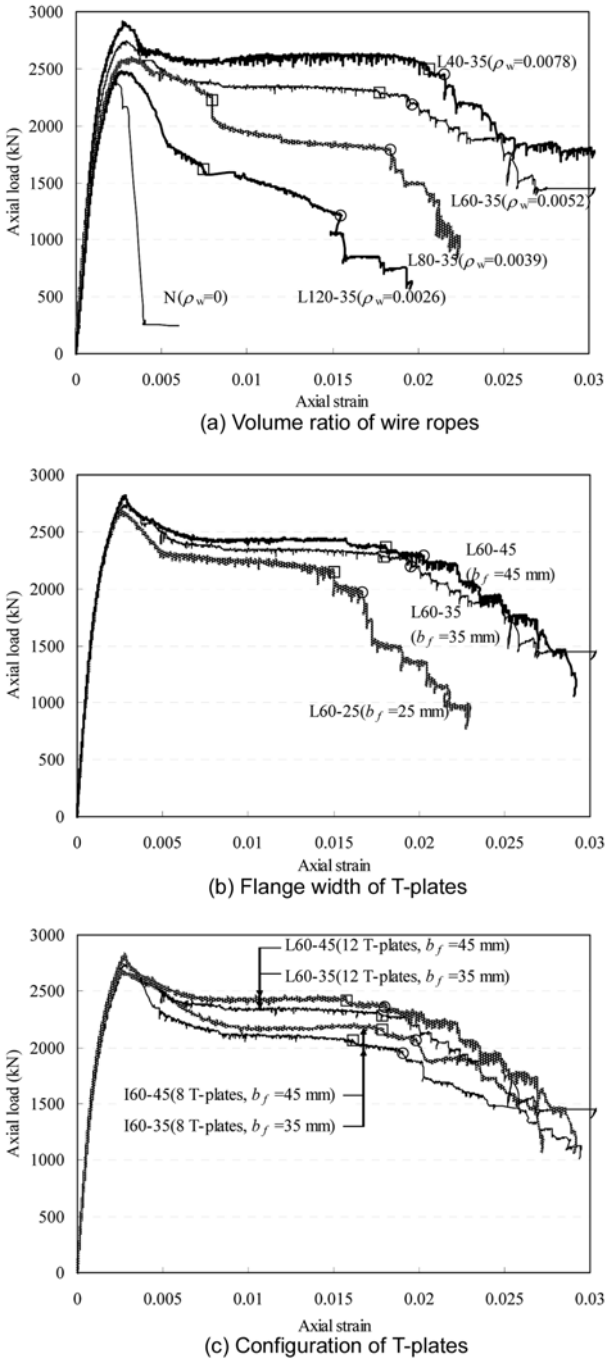

Fig. 5 Axial strain against axial load (symbols □ and ○ indicate that the lateral buckling of T-plates and rupture of wire ropes, respectively)

최대 내력 이후 기둥의 거동은 와이어로프 및 T 강판에 의해 제공된 구속력에 의해 결정되었다. 무보강 기둥 N은 취성파괴 특징을 보였지만 와이어로프 체적비가 0.0039 이상인 보강된 기둥은 최대 내력의 85% 이상을 유지하며 매우 연성적인 거동을 보였다. 게다가 T 강판 플랜지 폭이 넓을수록, 그리고 T 강판의 배치가 I형보다는 L형이 기둥의 연성적 거동에 유리하였다. Saatcioglu and Razvi[9]는 띠철근에 의해 효율적으로 지지된 주철근의 수가 증가할수록 기둥의 내력과 연성이 증가될 수 있음을 보였다. 그러므로 I형보다는 L형으로 배치된 T 강판이 콘크리트의 구속에 더욱 효율적으로 작용할 수 있다고 판단된다. 한편, T 강판의 횡좌굴 저항력은 T 강판의 플렌지 폭과 배치에 거의 영향을 받지 않았다.

4.3 축하중 내력

Fig. 6에는 L60-35 tlf험체의 콘크리트와 T 강판에서 하중 진전에 따른 ERS 게이지로부터 측정된 평균 변형률을 나타내었다. 콘크리트에서 경사균열이 발생할 때까지 콘크리트의 변형률은 축하중의 증가와 함께 증가하였는데 이 증가 기울기는 Fig. 5에 나타낸 바와 같이 실험 구간의 전체 변형률과 비슷하였다. 한편, T 강판의 변형률은 기둥의 최대 내력 시까지 거의 변하지 않았다. 하지만 기둥의 최대 내력 이후 콘크리트의 횡팽창 효과로 인한 휨에 의해 변형률이 증가하면서 횡좌굴 시점에서 항복하였다. 이는 비 부착된 T 강판은 축하중을 전달하지 않으며 콘크리트의 횡팽창을 구속하는 역할만을 하고 있음을 보여준다.

ACI 318-05[11]는 철근콘크리트 기둥의 중심축하중 내력은 콘크리트와 주철근 하중분담의 합으로 제시하고 있다. T 강판은 축하중을 전달하지 않기 때문에 보강된 기둥의 축하중 내력은 ACI 318-05에서 제시하는 식에 의해 평가 될 수 있으며 그 결과를 Table 3에 나타내었다. 무보강 기둥 N의 축하중 내력은 ACI 318-05에 의한 예측값보다 약 3% 낮았다. 하지만 모든 보강된 기둥의 내력은 ACI 318-05의 예측값보다 높았다. 예측값에 대한 실험값의 비는 와이어로프 체적비와 T 강판 플랜지 폭이 증가할수록 증가하였다. 이는 보강된 기둥에서 와이어로프와 T 강판의 횡 구속압에 의한 콘크리트 강도 증가 효과 때문이다.

4.4 연성비

중심 축하중을 받는 기둥의 연성은 일반적으로 연성비에 의해 평가될 수 있다[9].

$$\mu = \frac{0.004}{\varepsilon_{85}} \tag{2}$$

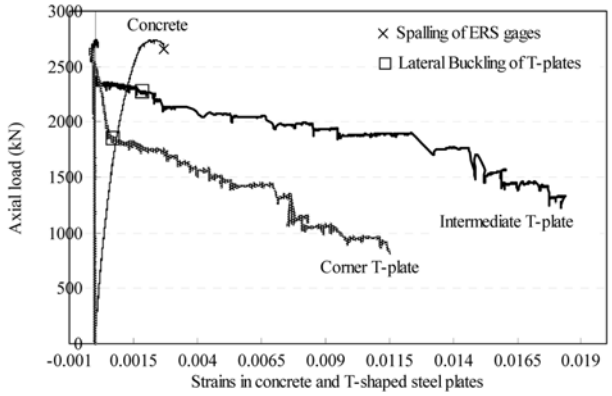

Fig. 6 Axial strain of T-plates and concrete against applied loads (specimen L60-35)

여기서 ε_{85}는 기둥의 하중-축변형률 곡선의 하강 부분에서 최대 내력의 85% 내력에서의 변형률이다. Fig. 7에는 기둥의 연성비에 대한 횡보강지수 (보강기둥의 경우 $\rho_u f_{ws}/f_{co}$, 띠철근기둥의 경우 $\rho_h f_{yh}/f_{co}$)의 영향을 나타내었다. 여기서 $f_{co}=0.85f_{ck}$는 비구속 콘크리트의 압축강도이며, ρ_h와 f_{yh}는 각각 내부 띠철근의 체적비와 항복강도이며, f_{ws}는 기둥의 최대내력 시 와이어로프의 개념적 응력으로서 인장강도 f_{ws}와 초기 프리스트레스의 f_i차로서 가정될 수 있다. Chung et al.[10]에 의해 실험된 띠철근 기둥의 연성비가 Fig. 7에 함께 주어졌다. 동일 횡보강철근지수일 때 와이어로프 체적비가 0.0039 이상인 보강된 기둥의 연성비가 띠철근 기둥에 비해 매우 높았다. 이는 제시된 보강공법이 내부 띠철근보다 효율적으로 콘크리트를 구속하고 있음을 보여준다. 보강된 기둥의 연성비는 Table 3에 나타낸 바와 같이 와이어로프 체적비와 T 강판 플랜지 폭의 증가와 함께 증가하였다. 또한 T 강판의 배치가 I형일 때보다는 L형일 때 연성비 증가에 유리하였다. 이는 T 강판이 I형으로 배치된 기둥의 내력은 경사균열의 발생과 함께 최대내력의 85% 이하로 떨어졌기 때문이다. 하지만 이들 기둥들은 Fig. 5(c)에 나타낸 바와 같이 최대내력의 85% 이후에 매우 연성적인 거동을 보였다.

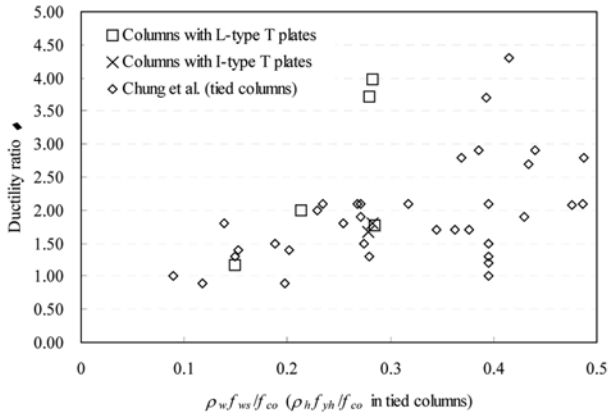

Fig. 7 Effect of lateral reinforcement index on the ductility ratio of columns

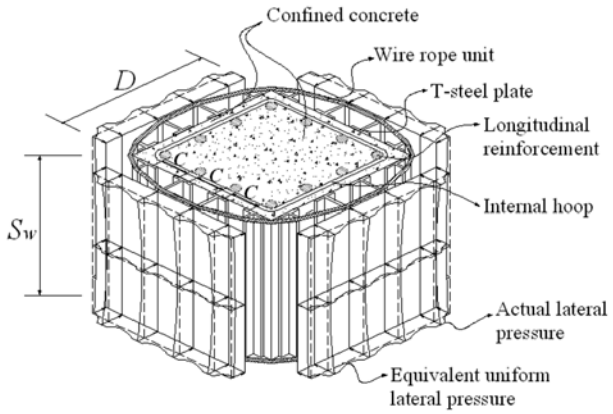

Fig. 8 Idealized equivalent uniform confinement pressure

5. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

5.1 응력-변형률 모델

축하중 또는 축하중과 횡하중을 동시에 받는 기둥의 구조적 거동은 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계를 이용하여 평가되어질 수 있다. 일반적으로 철근은 완전탄·소성으로 가정될 수 있지만 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 구속 조건이 합리적으로 반영되어야만 한다. 본 연구에서는 띠철근 기둥의 실험결과에 근거한 Razvi and Saatcioglu[12]의 응력-변형률 모델을 와이어로프와 T 강판으로 구속된 콘크리트로 확장하였다.

와이어로프와 T 강판은 Fig. 8에 나타낸 바와 같이 콘크리트에 횡구속압을 제공한다. 등가 구속압의 개념[12]으로부터 와이어로프와 T 강판에 의한 유효 횡 구속압 f_{le}은 다음과 같이 가정될 수 있다.

$$f_{le} = k_1 \rho_w f_{wcc} \tag{3}$$

여기서 k_1은 와이어로프의 간격 및 T 강판의 플랜지 폭과 배치의 효율성을 반영하는 계수이며, f_{wcc}는 구속된 콘크리트의 최대 응력 시 와이어로프의 인장응력이다. 와이어로프와 T 강판에 의해 구속된 콘크리트에서, k_1계수는 Razvi and Saatcioglu의 제안식으로부터 다음과 같이 수정될 수 있다.

$$k_1 = 0.15\sqrt{\left(\frac{D}{s_w}\right)\left(\frac{D}{C}\right)}1.0 \tag{4}$$

여기서 C는 Fig. 8에 나타낸 바와 같이 와이어로프에 의해 지지된 T 강판의 내민 플랜지들의 도심사이 거리이다.

구속된 콘크리트의 최대 응력 시 와이어로프의 인장응력 f_{wcc}을 현 단계에서 평가하는 것은 매우 어렵다. 띠철근 기둥의 실험들에서 많은 연구자[10,12,13]들은 고강도 띠철근은 콘크리트의 최대응력 시 항복에 도달하지 않음을 보였다. Sakino and Sun[13]은 f_{wcc}를 700 MPa 이하로 제한하였다. Razvi and Saatcioglu[12] 실험 결과들의 회귀분석으로부터 f_{wcc}는 띠철근 지수 및 콘크리트 강도에 의해 결정될 수 있음을 보였다. 따라서 와이어로프는 1,700 MPa 이상의 고강도이므로 f_{wcc}를 개념적 응력으로 사용할 경우 구속된 콘크리트의 최대응력을 과대평가 할 수 있다. 본 연구에서는 와이어로프의 초기 프리스트레스를 고려하여 Razvi and Saatcioglu의 경험식을 다음과 같이 수정하였다.

$$f_{wcc} = E_w\left(0.0025 + 0.04\sqrt[3]{\frac{k_1\rho_w}{f_{co}}}\right) \le (f_{wu} - f_i) \tag{5}$$

여기서 E_w는 와이어로프의 탄성계수이다.

Fig. 9에 나타낸 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선의 기본 형상은 Popovics[14]의 모델을 이용하여 다음 식으로 표현될 수 있다.

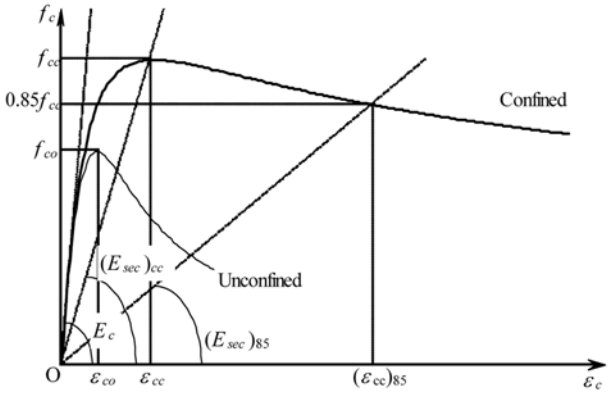

Fig. 9 Skelton for stress-strain curve of concrete

$$f_c = \frac{f_{cc}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)r}{(r-1)+\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r} \tag{6}$$

여기서 f_c와 ε_c는 각각 구속된 콘크리트의 응력과 변형률이며, f_{cc}와 ε_{cc}는 각각 구속된 콘크리트의 최대 응력과 그때의 변형률이며, r은 응력-변형률 곡선의 하강 부분의 기울기에 관련된 계수이다.

구속된 콘크리트의 최대응력 f_{cc}은 일반적으로 $K_s f_{co}$로 표현되는데[9,10], 여기서 K_s는 구속된 콘크리트의 강도증가계수로서 횡보강근에 의한 유효 횡 구속압과 콘크리트 강도의 함수이다. Yang and Ashour[5] 및 본 실험 결과로부터 와이어로프와 T 강판으로 구속된 콘크리트의 최대응력과 그 때의 변형률은 다음처럼 나타낼 수 있다.

$$f_{cc} = K_s f_{co} = \left(1 + 1.2\frac{f_{le}}{f_{co}}\right)f_{co} \tag{7}$$

$$\varepsilon_{cc} = \left(1 + 1.48\frac{f_{le}}{f_{co}}\right)\varepsilon_0 \tag{8}$$

여기서 ε_0는 구속되지 않은 콘크리트의 최대응력 시 변형률로서 Chung et al.[10]에 의해 제시된 다음 식을 이용한다.

$$\varepsilon_0 = (2100 + 11.6f_{ck})\times 10^{-6} \tag{9}$$

콘크리트의 응력-변형률 곡선의 하강 부분 기울기에 대한 유효구속압을 고려하기 위하여 계수 r은 Popovics[14]의 모델을 수정하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$r = \left[\frac{(E_{\sec})_{cc}}{(E_{\sec})_{cc} - (E_{\sec})_{85}}\right]^{k_2} \tag{10}$$

$$k_2 = [K_s]^{-E_c/(E_{\sec})_{cc}} \tag{11}$$

여기서 $(E_{\sec})_{cc} = f_{cc}/\varepsilon_{cc}$와 $(E_{\sec})_{85} = 0.85f_{cc}/(\varepsilon_{cc})_{85}$는 각각 구속된 콘크리트의 최대응력점과 최대응력의 85%점에 대한 할선계수이며, $(\varepsilon_{cc})_{85}$는 구속된 콘크리트의 하강 곡선에서 최대응력의 85%일 때 변형률이며, E_c는 콘크리트의 탄성계수로서 ACI 318-05 기준에 따라 $4700\sqrt{f_{co}}$를 이용한다. 와이어로프와 T 강판으로 구속된 콘크리트의 $(\varepsilon_{cc})_{85}$는 Yang and Ashour[5] 및 본 실험 결과로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$(\varepsilon_{cc})_{85} = \left[3.6\left(\frac{f_{le}}{f_{co}}\right)^{0.24}\right]\varepsilon_{cc} \tag{12}$$

5.2 실험 결과와의 비교

실험된 기둥에서 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 Fig. 5에 나타낸 기둥의 축하중-변형률 관계로부터 얻을 수 있다[9,10]. 응력은 전체하중에서 주철근의 하중 분담을 뺀 하중을 콘크리트 단면적으로 나누어서 산정된다. 구속된 콘크리트의 최대응력 및 그 때의 변형률에 대한 실험값과 예측값들의 비교를 Table 4에 나타내었다. 띠철근 기둥의 실험 결과에 근거하여 제시된 Chung et al.,[10]

Table 4 Comparisons of experimental results and predictions

Specimen	Experimental results		Predictions*								Experiments/predictions							
	f_{cc} (MPa)		f_{cc} (MPa)				ε_{cc}				$(f_{cc})_{Exp.}/(f_{cc})_{Pre.}$				$(\varepsilon_{cc})_{Exp.}/(\varepsilon_{cc})_{Pre.}$			
	f_{cc} (MPa)	ε_{cc}	C	R-S	S-S	This study	C	R-S	S-S	This study	C	R-S	S-S	This study	C	R-S	S-S	This study
L40-35	27.0	0.0029	22.6	24.0	27.7	27.9	0.0043	0.0022	0.0080	27.9	1.196	1.126	0.975	0.967	0.662	1.281	0.357	0.897
L60-35	24.7	0.0027	22.3	23.3	27.1	24.9	0.0039	0.0021	0.0073	24.9	1.105	1.061	0.913	0.990	0.712	1.287	0.374	0.983
L80-35	22.5	0.0027	21.9	22.6	26.3	23.5	0.0036	0.0021	0.0069	23.5	1.030	0.998	0.856	0.961	0.747	1.296	0.393	1.027
L120-35	21.0	0.0026	20.8	21.2	24.9	21.6	0.0034	0.0021	0.0063	21.6	1.011	0.991	0.847	0.975	0.775	1.286	0.422	1.052
L60-25	23.8	0.0027	22.0	22.9	26.6	24.4	0.0039	0.0021	0.0072	24.4	1.085	1.041	0.895	0.976	0.688	1.246	0.368	0.960
L60-45	25.8	0.0028	22.1	23.1	26.8	24.9	0.0039	0.0021	0.0073	24.9	1.165	1.117	0.961	1.035	0.727	1.315	0.386	0.996
I60-35	23.8	0.0028	22.4	23.4	27.2	24.2	0.0039	0.0021	0.0074	24.2	1.061	1.018	0.876	0.981	0.716	1.292	0.375	1.024
I60-45	23.7	0.0028	22.1	23.1	26.8	24.0	0.0039	0.0021	0.0073	24.0	1.073	1.029	0.886	0.988	0.714	1.292	0.379	1.022
Average			-								1.091	1.048	0.901	0.984	0.718	1.287	0.382	0.995
Standard deviation			-								0.063	0.051	0.046	0.023	0.034	0.019	0.020	0.049

* Models proposed by Chung et al., Razvi and Saatcioglu, and Sakino and Sun are represented as C, R-S, and S-S, respectively

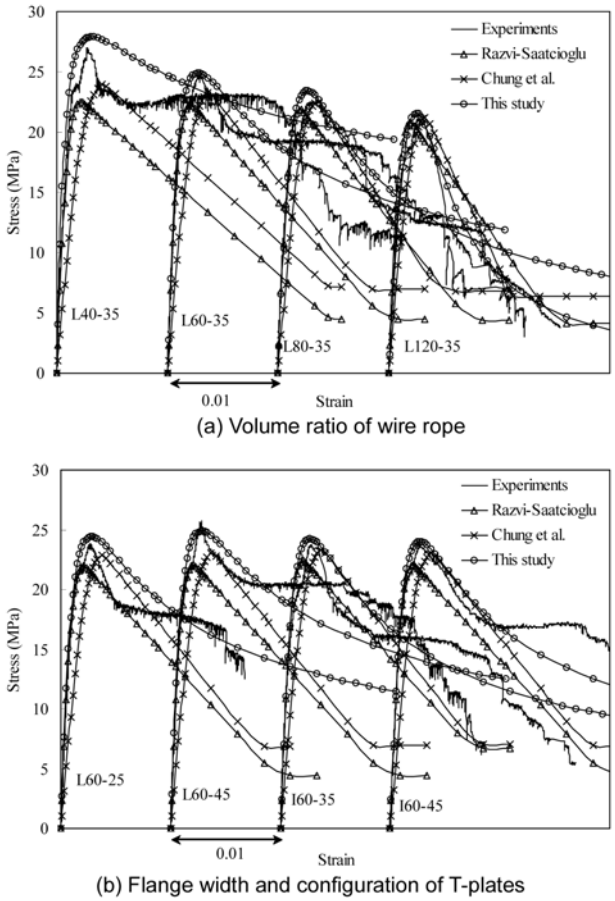

Fig. 10 Comparisons of experimental and analytical stress-strain curves of confined concrete

Razvi and Saatcioglu[12] 및 Sakino and Sun[13]에 의한 제안값들이 Table 4에서 함께 비교되었다. Sakino and Sun의 모델은 f_{wcc}를 700 MPa로 가정함으로써 구속된 콘크리트의 최대 응력을 매우 과대평가하였다. Chung et al. 및 Razvi and Saatcioglu의 제안모델들에 의한 예측값은 실험 결과보다 약 5~10% 낮았다. 한편, 식 (6)과 (7)에 의한 예측값은 실험 결과와 잘 일치하였다.

Fig. 10에는 응력-변형률 관계에 대한 실험 결과와 제안모델들의 비교를 나타내었다. Sakino and Sun의 모델은 최대응력과 그 때의 변형률을 매우 과대평가하였기 때문에 Fig. 10에 나타내지 않았다. Chung et al. 및 Razvi and Saatcioglu의 모델들은 와이어로프와 T 강판으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선에서 하강 부분을 매우 과소평가하였다. 이 과소평가 정도는 강연선 체적비와 T강판 플랜지 폭의 증가와 함께 증가하였다. 게다가 Chung et al.의 모델은 구속된 콘크리트의 상승 부분의 응력-변형률 관계도 과소평가하였다. 한편, 본 연구에서 제시된 응력-변형률 관계는 실험 결과와 잘 일치하였다. 와이어로프와 T 강판에 의한 유효구속압이 본 제안 모델들에서 적절히 고려되고 있다고 판단된다.

6. 결 론

철근콘크리트 기둥의 연성증진을 위하여 와이어로프와 T 강판을 이용한 비부착형 보강 기술이 개발되었다. 개발된 보강 절차에 따라 보강된 기둥의 실험 및 와이어로프와 T 강판으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 보강된 기둥은 경사균열의 발생과 함께 최대 내력에 도달하였으며 이때 피복 콘크리트는 박리하지 않았다.
2) 보강된 기둥의 축하중 내력과 연성은 와이어로프 체적비와 T 강판 플랜지 폭의 증가와 함께 증가하였다.
3) 보강된 기둥의 내력은 보강재의 구속효과로 인해 ACI 318-05의 설계식에 비해 안전측에 있었다.
4) 동일 횡보강 철근지수에서 와이어로프 체적비가 0.0039 이상일 때 보강된 기둥의 연성비는 띠기둥에 비해 매우 높았다.
5) 와이어로프와 T 강판에 의한 유효 횡 구속압을 고려하여 Razvi and Saatcioglu의 모델을 수정하여 제시된 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 실험결과와 잘 일치하였다.

본 연구에서 제시된 보강 절차는 압축하중 하의 기둥에 대한 실험 결과 및 응력-변형률 관계에 대한 해석적 모델을 기반으로 편심 및 횡하중을 받는 기둥의 거동을 평가하기 위한 연구로 확장되어야 할 것이다.

감사의 글

본 논문은 2007년도 중소기업 기술혁신 개발사업 및 2005년도 교육인적자원부 지방연구중심대학 육성사업 전남대학교 바이오하우징연구사업단의 지원에 의해 수행한 결과임.

참고문헌

1. Watson, R. J., “Column Retrofit of Short and Medium Span Bridges and Structures using High Strength Fiber Composites”, *In Proceeding Fourth International Conference on Short and Medium Span Bridges*, 1994, pp.983~994.
2. Neale, K. W. and Demers, M., “Confinement of Reinforced Concrete Columns with Fiber-Reinforced Composite Sheets-An Experimental Study”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.26, 1999, pp.226~241.
3. Sheikh, S. A. and Yau, G., “Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber-Reinforced Polymers”, *ACI Strucutural Journal*, Vol.99, No.1, 2002, pp.72~80.
4. Hussain, M. A. and Driver, R. G., “Experimental Investigation of External Confinement of Reinforced Concrete Columns by Hollow Structural Sectiion Collars”, *ACI Structural Journal*, Vol.102, No.2, 2005, pp.242~251.
5. Yang, K. H. and Ashour, A. F., “Tests of Reinforced Concrete Short Columns Strengthened with Wire Rope Unit”, *Magazine of Concrete Research*, Vol.59, No.8, 2007, pp.547~557.

6. Bickford, J. H., *An Introduction to the Design and Behavior of Bolt Joints*, Marcel Dekker INC, 1990.
7. 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.
8. AISC, *Manual of Steel Construction-Allowable Stress Design*, American Institute of Steel Construction, 1989.
9. Saatcioglu, M. and Razvi, S. R., "Strength and Ductility of Confined Concrete", *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No.6, 1992, pp.1590~1607.
10. Chung, H. S., Yang, K. H., Lee, Y. H., and Eun, H. C., "Strength and Ductility of Laterally Confined Concrete Columns", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.29, 2002, pp.820~830.
11. ACI, *Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, American Concrete Institute, 2005.
12. Razvi, S. and Saatcioglu, M., "Confinement Model for High-Strength Concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.125, No.3, 1999, pp.281~289.
13. Sakino, K. and Sun, Y., "Stress-Strain Curve of Concrete Confined by Rectilinear Hoop", *Journal of Structural and Constructional Engineering, AIJ*, No.461, 1994, pp.95~104.
14. Popovics, S., "Analytical Approach to Complete Stress-Strain Curves", *Cement and Concrete Research*, Vol.3, 1973, pp.583~599.

요 약 와이어로프와 T형 강판을 이용한 개선된 비부착형 기둥보강 공법이 개발되었다. 제시된 절차에 따라 보강된 기둥 8개와 동일한 조건의 무보강 기둥 1개가 중심 축하중 하에서 실험되었다. 주요 변수는 와이어로프 체적비와 T 강판의 플랜지 폭 및 배치 형상이다. 실험된 기둥의 축하중 내력과 연성비는 각각 ACI 318-05의 예측값과 Chung et al.에 의해 수행된 일반 띠기둥의 실험 결과와 비교되었다. 게다가 와이어로프와 T 강판으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계를 평가하기 위한 모델이 제시되었다. 실험 결과로부터 기둥의 축하중 내력과 연성은 와이어로프의 체적비와 T 강판의 플랜지 폭의 증가와 함께 증가하였다. 특히 동일 횡보강근 지수에서 와이어로프 체적비가 0.0039 이상일 때 보강된 기둥의 연성비는 띠철근 기둥에 비해 현저히 높았다. 개발된 보강기술에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계 모델이 제시되었다. 예측된 응력-변형률 관계는 실험 결과와 잘 일치하였다.

핵심용어 : 와이어로프, T 강판, 기둥, 구속, 응력-변형률 관계