비부착 프리스트레스트 경량 콘크리트 보의 휨 거동에 대한 부착 철근과 유효 프리스트레스의 영향

문주현^{1)*} · 양근혁²⁾ · 변항용³⁾

¹⁾목포대학교 건축공학전공 ²⁾경기대학교 건축공학전공 ³⁾고려 E&C

The Effect of Mild Tensile Reinforcement and Effective Prestress on the Flexural Performance of the Prestressed Lightweight Concrete Beams with Unbonded Tendons

Ju-Hyun Mun,^{1)*} Keun-Hyeok Yang,²⁾ and Hang-Yong Byun³⁾

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

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Kyonggi University, Suwon 443-760, Korea

³⁾Korea E&C Co., Jeonnam, Hwasun-gun 519-807, Korea

ABSTRACT Seven post-tensioned lightweight concrete (LWC) beam specimens were tested under a symmetrical two-point top loading system. The parameters investigated were the amounts of mild longitudinal reinforcement and effective prestressing. The design compressive strength and dry density of the LWC tested were 30 MPa and 1,770 kg/m³, respectively. Similar to post-tensioned normal weight concrete (NWC) beams, the crack propagation and stress increase of the unbonded tendons were significantly affected by the amounts of mild longitudinal reinforcement and effective prestressing. With the increase in the amounts of mild longitudinal reinforcement and effective prestressing, the serviceability and flexural capacity of the beams were enhanced whereas the stress increase in the unbonded tendons decreased. To control the crack width in post-tensioned LWC beams, a minimum amount of mild longitudinal reinforcement specified in ACI 318-08 provision is required. The flexural behavior of post-tensioned LWC beams and stress increase of the unbonded tendons could be rationally predicted by the proposed non-linear two-dimensional analysis. On the other hand, ACI 318-08 flexure provision was too conservative about the post-tensioned LWC beams.

Keywords : post-tensioned beams, lightweight concrete, ACI 318-08, flexural capacity, stress of unbonded tendons

1. 서 론

재료 자체의 경량화를 위해 사용되는 경량 콘크리트(lightweight concrete, LWC)는 낮은 비중으로 인해 전체 부재의 자중 및 면적을 줄일 뿐만 아니라 각 부재의 응력을 감소시켜 유효면적을 증가시키는 효과가 있다.¹⁾ 또한 경량 콘크리트의 열전도율은 보통 중량 콘크리트(normal-weight concrete, NWC)의 1/6~1/8 수준으로서 건축물의 에너지 소비 효율성을 높여 온실가스 저감에 유리하다.²⁾ 하지만 경량 콘크리트의 낮은 탄성계수와 인장강도는 구조 부재의 처짐과 균열 폭 제어에 불리하다.

프리스트레스트 구조는 사용 하중하에서 발생하는 콘크리트 휨 부재의 처짐과 균열의 제어에 매우 효과적이다. 양근혁 등³⁾은 경량 콘크리트의 낮은 사용성을 프리

스트레스 도입을 통하여 효과적으로 보완될 수 있음을 보였다.

프리스트레스트 구조는 크게 프리텐션과 포스트텐션으로 구분될 수 있는데 현장 적용성이 우수한 포스트텐션 구조의 적용이 증가하고 있다. 비부착 긴장재를 사용하는 포스트텐션 구조의 휨 설계에서 가장 중요한 요소는 균열제어를 위한 부착 철근의 사용 및 부재의 최대 내력 시 비부착 긴장재의 응력 평가이다. Tam and Pannell⁴⁾과 Mattock et al.⁵⁾은 포스트텐션 콘크리트 부재에서 균열 분산 및 균열 폭 제어를 위한 부착 인장 철근의 필요성을 지적하였다. 이에 따라 ACI 318은 포스트텐션 콘크리트 부재에서 최소 부착 철근 양을 제시하고 있다. 한편 비부착 긴장재를 갖는 휨 부재에서는 단면 적합 조건이 성립하지 않기 때문에 부재의 휨 내력 평가를 위해서는 비부착 긴장재의 응력 산정이 매우 중요하다. 기존 연구 결과⁴⁻¹²⁾들은 부재의 최대 내력 시 비부착 긴장재의 응력이 콘크리트 강도, 부착 철근 및 긴장재의 양, 경간-깊이 비, 작용 하중 형태, 및 긴장재 배근 형상에 의

*Corresponding author E-mail: mjh352002@nate.com

Received April 15, 2011, Revised June 1, 2011,

Accepted June 13, 2011

©2011 by Korea Concrete Institute

해 영향 받음을 지적하고 있다. 하지만 이들 결과들은 보통 중량 콘크리트를 사용한 포스트텐션 보의 실험 결과에 근거하고 있다. ACI 318-08 기준¹³⁾도 보통 중량 콘크리트를 사용한 Mattock et al.⁵⁾의 실험 결과에 근거하여 콘크리트 압축강도 및 긴장재 양의 함수로서 비부착 긴장재의 응력을 제시하고 있다.

포스트텐션 경량 콘크리트 휨 부재의 안전한 설계를 위해서는 보통 중량 콘크리트를 사용한 실험 결과에 근거한 설계기준에서 제시하는 휨 설계의 안전성 평가가 우선 필요하다. 이 연구에서는 포스트텐션 경량 콘크리트 보에 대한 설계기준의 적용성을 평가하기 위해서 상부 2점 하중을 받는 포스트텐션 경량 콘크리트 보 7개를 실험하였다. 주요 변수는 부착 인장 철근 양 및 긴장재에 도입된 유효 프리스트레스력이다. 포스트텐션 경량 콘크리트 보의 휨 균열 및 최대 휨 내력 그리고 비부착 긴장재 극한응력의 실험값들은 ACI 318-08의 설계기준¹³⁾과 비교하였다. 포스트텐션 경량 콘크리트 보의 하중-변위 관계 및 비부착 긴장재의 응력 증가를 합리적으로 예측하기 위하여 Yang and Kang⁶⁾에 의해 개발된 비선형

해석 모델을 수정하였다.

2. 실험

2.1 실험체 상세

이 실험에서는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 상부 2점 하중을 받는 7개의 포스트텐션 경량 콘크리트(LWC) 보의 휨 거동을 평가하였다. 주요 변수는 Table 1에 나타난 바와 같이 부착 인장 철근 양(A_s)과 유효 프리스트레스(f_{pe})이다. 부착 인장 철근 양은 ACI 318-08¹³⁾에서 규정하고 있는 최소 부착 철근 양($A_{s,min} = 0.004A_{ct}$)을 0.5~2배로 변화시켰다. 여기서 A_{ct} 는 단면의 환산 단면 도심에서 휨 인장축까지의 단면적이다. 유효 프리스트레스는 긴장재 인장강도의 0.4~0.7배로 변화하였다. 부착 철근양의 변화 시 유효 프리스트레스는 인장강도의 0.6배로 일정하며, 유효 프리스트레스의 변화에서는 부착 인장 철근 양을 최소 부착 철근 양으로 일정하게 고정하였다.

모든 보 시험체는 동일한 크기를 가지고 있으며, 단면

Fig. 1 Details of beam geometry and arrangement of reinforcement (unit : mm)

Table 1 Details of beam specimens and summary of test results

Specimen	A_s (mm ²)	$\frac{f_{pe}}{f_{pu}}$	w_p	A_p (mm ²)	w	ρ_p (%)	ρ_s (%)	PPR	f_{pe} (MPa)	d_e (mm)	d_p (mm)	L/d_p	f'_c (MPa)	P_{cr} (kN)	P_n (kN)	Δf_{ps} (MPa)	Δ_y (mm)	Δ_n (mm)	μ	w_{cr} (mm)
As-0.5	71	0.62	0.076	79.28	0.096	0.14	0.12	0.86	1270	274.5	270	19.6	29.0	25.7	54.2	679.5	13.2	214.6	16.26	0.292
As-1.0	142	0.61	0.075		0.107		0.23	0.75	1249	278.1			29.0	24.5	60.2	620.9	14.4	181.6	12.61	0.212
As-1.5	213	0.61	0.072		0.113		0.35	0.67	1249	280.9			30.6	25.5	70.1	550.9	13	136.9	10.53	0.195
As-2.0	284	0.62	0.073		0.127		0.46	0.60	1270	283.0			30.6	29.1	76.1	524.3	15.6	101.5	6.51	0.182
F-0.4	142	0.41	0.052		0.092		0.23	0.75	840	278.6			31.3	23.4	57.3	862.0	35.3	175.5	4.97	0.225
F-0.5		0.50	0.066		0.105		0.23	0.75	1024	278.4			28.1	26.4	60.6	736.0	22.8	204.6	8.99	0.222
F-0.7		0.70	0.081		0.103		0.23	0.75	1434	278.0			30.5	32.1	60.7	456.0	9.2	104.8	11.39	0.194

Note) The beam notation includes two parts; the former and the latter refer to the type of parameter and the range of parameters

designed in the each group, respectively. f_{pu} = tensile strength of strand, $w_p = \left(\frac{A_p f_{ps}}{b d_p f'_c} \right)$ prestressing strand index, A_p = area of the prestressing strands, $w = \left(\frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A_s' f'_y}{b d_e f'_c} \right)$ reinforcing index, $\rho_p = \left(\frac{A_p}{b d_p} \right)$ ratio of prestressing strands, $\rho_s = \left(\frac{A_s}{b d_s} \right)$ ratio of longitudinal tensile reinforcement, $PPR = \left(\frac{A_p f_{pu}}{A_p f_{pu} + A_s f_y} \right)$ partial prestressing ratio, $d_e = \left(\frac{A_p f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_p f_{ps} + A_s f_y} \right)$ effective depth, f'_c = concrete compressive strength, P_{cr} = first flexural crack load, P_n = ultimate load, Δ_y and Δ_n = deflections at the yielding of the longitudinal tensile reinforcement and the ultimate state of beam, respectively, and μ = displacement ductility ratio. w_{cr} = maximum crack width at yielding of the mild longitudinal tensile reinforcement of beam.

폭(b)과 전체 깊이(h)가 각각 205 mm와 330 mm이었다. 양 정착 단부 사이의 보 전체 길이(L_a)는 5,730 mm이고, 지점 중심간 길이(L)는 5,310 mm이었다. 공칭 직경 2.9 mm인 3연선인 긴장재는 비부착을 위해, 그리스로 채워진 쉬스로 코팅되었으며, 부재 길이를 따라 직선으로 배근하였다. 배근된 긴장재 비는 0.14%로 모든 시험체에서 동일하였다. 긴장재의 유효 깊이(d_p)는 270 mm이었으며, 경간-깊이 비는 19.6 수준에 있었다. 압축 철근과 부착 인장 철근은 단부 지점을 지나 90° 후크로 정착되었다. ACI 318-08에서 규정하고 있는 최대 전단 철근 간격을 만족하기 위해 폐쇄형의 전단 철근을 300 mm 간격으로 배근하였으며, 단부에서는 지압 및 할렬 파괴를 방지하기 위해 전단 철근을 정착판과 단부 지점 사이에 50 mm 간격으로 배근하였다.

2.2 재료 특성

모든 시험체는 레미콘 배합으로 타설되었으며, Table 2에 나타난 바와 같이 설정된 배합은 예비 실내 실험을 통해 결정되었다. 계획된 슬럼프와 압축강도는 각각 150 mm와 35 MPa이었다. 배합 시 사용된 조건으로 물-시멘트 비는 32%, 잔골재율은 46%이었다. 사용된 인공 경량 골재는 팽창 점토를 이용한 환약 형상의 골재로, 굵은 골재 및 잔골재의 최대 치수가 각각 20 mm와 5 mm이며, 비중은 각각 1.21과 1.30이었다. 인공 경량 골재의 표준 입도 분포 곡선의 범위내의 입도를 준수하기 위해 천연 모래가 인공 경량 잔골재의 30 %로 치환되었다. 압축강도는 $\Phi 150 \times 300$ mm 몰드를 이용하여 모든 시험체와 동일한 환경에서 양생되어 보 시험체 가력 즉시 측정하여 그 결과를 Table 1에 나타내었다. 경량 콘크리트의 건조 단위 용적 중량은 $1,770 \text{ kg/m}^3$ 이었다.

비부착 긴장재로 이용된 3연선은 직경 및 공칭 단면적이 각각 2.9 mm, 19.82 mm^2 이었다. 직경 10 mm의 이형 철근은 부착 인장 철근으로, 직경 6 mm의 철근은 압축 및 전단 철근으로 사용되었다. 사용된 강재들의 역학적 특성은 Table 3에 나타내었다. 3연선의 긴장재의 항복강도는 뚜렷한 항복점이 없는 관계로 ASTM¹⁴⁾ 기준을 따라 1% 변형률의 응력인 1,741 MPa을 사용하였는데, 이는 인장강도의 약 85% 수준이었다. 철근은 직경 10 mm와 6 mm에서 항복강도가 각각 383 MPa과 399 MPa이었다. 직경 6 mm의 철근 항복강도는 항복점이 뚜렷하지 않

Table 2 Mixing proportion of lightweight concrete

W/C	S/a	Unit weight (kg/m^3)					
		C	W	S	L_f	L_G	S_p
0.32	0.46	185	578	215	330	386	5.78

Note) W/C = water(W)-to-Cement(C) ratio by weight, S/a = fine aggregate-to-total aggregate ratio by volume, S = normal-weight aggregate (natural sand), L_f = lightweight fine aggregate, L_G = lightweight coarse aggregate and S_p = poly-carboxylic-based water-reducing admixture.

Table 3 Mechanical properties of metallic materials

Type	Diameter (mm)	Net area (mm^2)	Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)
Deformed bar	6	28.26	399	445	204
	10	71.0	383	570	205
3-wire strand	2.9	19.82	1741	2048	202

아 0.2% off-set 방법을 이용하여 구하였다.

2.3 가력 및 측정 방법

모든 시험체는 3,000 kN 용량의 만능시험기(UTM)을 이용하여 1.25 mm/min의 변위 제어로 상부 2점 대칭 하중 가력되었다. 보의 중앙 및 가력점 하부의 치짐은 300 mm 용량의 변위계(LVDT)를 사용하여 측정하였다. 최대 휨 모멘트 구간에서의 균열 폭의 진전은 5 mm 용량의 변위계를 사용하여 측정하였다. 부착 인장 철근의 변형률 거동은 전기 저항 게이지를 사용하여 측정하였다.

모든 시험체는 가력 직전 긴장재에 프리스트레싱력이 가해진 후 웨지 정착셋을 이용하여 보 양단부에 정착되었다. 긴장재의 정착은 독일의 P사에서 제작된 3연선용 정착구를 이용하여 긴장재의 손실을 방지하였다. 프리스트레싱력과 긴장재 응력은 정착판과 웨지 정착셋 사이에 설치된 로드셀에 의해 측정되었다.

3. 실험 결과 및 분석

3.1 균열 진전 및 파괴 모드

Fig. 2에 나타난 바와 같이 모든 시험체는 휨 거동에 의해 지배되었다. 전단 경간에서 사인장 균열은 나타나지 않았다. 최종 파괴는 최대 모멘트 구간에서 압축측 콘크리트의 압괴에 의해 결정되었다.

첫 균열은 최대 휨 모멘트 구간에서 발생하였고, 하중이 증가함에 따라 균열이 상부로 진전하였다. 휨 균열 분포는 부착 인장 철근양(A_s)에 의해 큰 영향을 받았다. 최소 부착 철근양의 0.5배 변수를 갖는 시험체 As-0.5는 휨 균열이 최대 모멘트 구간에서 550 mm의 평균 간격으로 서너개가 발생하여, 최대 하중에서 시험체 높이의 95%까지 진전되었다. 반면에 최소 부착 철근양의 1.0배 이상의 변수를 갖는 시험체들은 A_s 양이 증가함에 따라 최대 하중에서 균열 진전의 높이가 낮아졌고, 200~90 mm의 간격으로 휨 균열이 잘 분포되었다. 휨 균열 분포에 대한 유효 프리스트레스(f_{pe})의 영향은 거의 없었다. f_{pe} 가 증가함에 따라 최대 하중에서의 균열 진전 높이가 다소 줄어들었으나 휨 균열 분포는 각 시험체에서 비슷한 균열 진전을 보였다.

시험체 파괴 직전의 휨 균열 진전 형태는 A_s 의 양에 의해 달라졌다. A_s 가 적은 시험체인 As-0.5과 As-1.0은

Fig. 2 Crack propagation of the beam specimens

최대 모멘트 도달 직전 최대 모멘트 구간에서의 휨 균열이 두세개의 갈래가 발생하기 시작하여 수평으로 진전되다가 다른 갈래에서 진전된 균열과 연결되었다. 이렇게 갈래로 진전된 균열들은 최종적으로 압축측 콘크리트 압괴로 발전하였다. 반면, A_s 가 많은 시험체인 As-2.0은 갈래된 균열이 발생하지 않았다.

3.2 하중-처짐 거동

포스트텐션 LWC 보의 하중-처짐은 Fig. 3에 나타내었다. 모든 시험체는 첫 균열이 발생하기 전까지 선형 거동하였다. 첫 균열 하중(P_{cr}) 이전의 초기 강성은 A_s 와 f_{pe} 에 의해 미소하게 영향을 받았다. Table 1에 나타낸 바와 같이 P_{cr} 은 A_s 보다 f_{pe} 에서 큰 영향을 받았는데, f_{pe} 가 증가할수록 P_{cr} 은 상당히 증가한 반면, A_s 에 의한 P_{cr} 의 영향은 거의 없었다. 이는 설계 시 도입되는 프리스트레스트력의 증가는 보 시험체들의 균열의 저항성을 향상하는데 효과적임을 의미한다. 처짐 증가 속도는 첫 휨 균열의 발생과 함께 A_s 와 f_{pe} 가 증가함에 따라 처짐 증가 속도가 작았다. 하중-처짐 관계의 강성은 부착 인장철근의 항복 시점부터 급격히 변하였다. 부착 인장 철근의 항복 이후의 거동은 일정한 하중 상태에서 처짐이 급격히 증가하는 소성 흐름의 영역으로 특성화 될 수 있었다. 소성 흐름 영역은 최대 모멘트 구간에서 압축측 콘크리트의 첫 압괴가 일어날 때까지 지속되었는데, A_s 가 증가함에 따라 소성 흐름 영역이 짧아진 반면, f_{pe} 가 증가함에 따라 소성 흐름의 영역이 뚜렷하였다. f_{pe} 가 $0.5f_{pu}$ 이한 F-

(a) Effect of the amount of mild longitudinal tensile reinforcement

(b) Effect of effective prestress

Fig. 3 Mid-span deflection against total applied load

0.4와 F-0.5 시험체는 소성 흐름 영역이 뚜렷하게 나타나지 않았다.

3.3 최대 휨 균열 폭

최대 휨 균열 폭은 모든 시험체에서 부착 인장 철근이 항복하는 시점까지 측정되었다. Fig. 4는 부착 인장 철근 및 비부착 긴장재의 응력 증가에 따른 휨 균열 폭의 크기를 나타내었다. 부착 인장 철근의 응력은 휨 균열 발생점에서 0으로 오프셋하였다. 휨 균열 폭은 부착 인장 철근 및 비부착 긴장재의 응력이 증가함에 따라 증가하였으며, 부착 인장 철근의 항복 시점에서 급격히 증가하였다. 동일한 균열폭에서의 부착 인장 철근 응력 증가는 A_s 가 증가함에 따라 감소하였다. 사용 하중에서 최소 부착 철근량 이하로 배근된 As-0.5 시험체의 부착 인장 철근 응력 증가는 일정한 균열 폭에서 급격히 증가하는 다소 불안한 거동을 보이며, 부착 인장 철근 항복 시점에서 균열 폭의 크기가 약 0.3 mm까지 도달하였다. 반면, 최소 부착 철근량 이상으로 배근된 As-1.0과 As-2.0의 부착 인장 철근 응력 증가에 따른 균열 폭의 크기는 선형적으로 증가하는 안정적인 거동을 보여주었으며, 균열 폭의 크기가 0.2 mm 이하였다. 동일한 균열 폭에서 비부착 긴장재 응력 증가는 A_s 가 증가함에 따라 증가하는데, 특히 As-2.0 시험체에서 102 MPa까지 증가하였다. 이는 최소 부착 철근량 이상의 변수를 갖는 시험체들의 비부착 긴장재가 부착 인장 철근과 함께 인장응력을 잘 분담하고 있음을 의미한다.

Table 1에 나타난 바와 같이 As-2.0와 F-0.7의 최대 균열 폭이 As-0.5와 F-0.4보다 작아지는데 이는 부착 인장 철근 및 프리스트레스트력에 의한 압축응력이 포스트텐션 LWC 보에서의 휨 균열 폭의 크기를 줄이는데 효과적임을 암시한다. 따라서 프리스트레스트 보통 중량 콘크리트(NWC) 보에서의 휨 균열을 제어하기 위한 최소 부착 철근량($A_{s,min}$)¹³⁾ 기준이 포스트텐션 LWC 보에서도 적용될 수 있음을 의미한다.

3.4 비부착 긴장재의 응력 증가

Fig. 5에는 하중에 따른 비부착 긴장재 응력 증가의 관계를 나타내었다. 모든 시험체에서 첫 균열이 발생하기

Fig. 4 Crack width according to the stress increase of reinforcement

(a) Effect of the amount of mild longitudinal tensile reinforcement

(b) Effect of effective prestress

Fig. 5 Stress of unbonded tendons against total applied load

전까지 긴장재의 응력 증가는 변함이 없었으며, 첫 균열 발생 후, 하중이 증가함에 따라 긴장재의 응력이 점진적으로 증가하였다. 또한 부착 인장 철근의 항복 이후, 긴장재의 응력 증가가 급격히 증가하며, 최대 하중 이후에는 서서히 속도가 감소하였다. 첫 균열 발생 이후의 긴장재의 응력 증가 속도는 A_s 에 의해 미미하게 영향을 받는 반면, f_{pe} 에 의해 많은 영향을 받았다. f_{pe} 가 낮을수록 하중에 따른 긴장재의 응력 증가 속도는 빨랐다. 전반적으로 하중-긴장재 응력 증가 관계 곡선은 하중-처짐 관계 곡선과 비슷하였다.

Table 1에 나타난 바와 같이 비부착 긴장재 극한 응력 증가(Δf_{ps})는 A_s 와 f_{pe} 가 증가함에 따라 감소하였다. 이는 기존 문헌에서 실험된 포스트텐션 NWC 보⁴⁻¹²⁾의 경향과 같았다.

3.5 휨 내력 및 연성

Table 4에 나타난 바와 같이 포스트텐션 LWC 보의 휨 내력(M_n)은 f_{pe} 보다 A_s 에 의해 많은 영향을 받았다. M_n 은 A_s 가 증가함에 따라 증가하였는데, 시험체 As-2.0의 휨 내력이 As-1.0 보다 1.26배 컸다. 반면, F-0.4의 휨 내력은 F-0.7 보다 1.06배 증가되어 f_{pe} 에 의한 영향이 미미하였다.

보 시험체의 휨 연성을 평가하기 위해 변위 연성비($\mu = \Delta_n / \Delta_y$)¹⁵⁾를 측정하였는데, 여기서 Δ_n 과 Δ_y 는 각각 최대 하중과 부착 인장 철근 항복 시점의 처짐이다. 포스

Table 4 Comparisons of test results and predictions for flexural moments and stress of unbonded tendons

Specimen	Experiments				Non-linear analysis				ACI 318-08				Exp./Pre.							
	M_{cr}^* (kN·m)	M_n^* (kN·m)	Δf_{ps} (MPa)	f_{ps} (kN·m)	M_{cr} (kN·m)	M_n (kN·m)	Δf_{ps} (MPa)	f_{ps} (kN·m)	M_{cr} (kN·m)	M_n (kN·m)	Δf_{ps} (MPa)	f_{ps} (kN·m)	(1) (5)	(2) (6)	(3) (7)	(4) (8)	(1) (9)	(2) (10)	(3) (11)	(4) (12)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)								
As-0.5	26.9	52.1	679.5	1949.3	24.3	52.7	561.0	1833.2	26.2	39.1	272.5	1542.3	1.11	0.99	1.21	1.06	1.02	1.33	2.49	1.26
As-1.0	25.8	57.4	620.9	1870.2	24.5	54.9	566.2	1818.1	26.4	46.1	272.5	1521.8	1.05	1.05	1.10	1.03	0.98	1.25	2.28	1.23
As-1.5	26.7	66.2	550.9	1800.2	25.0	62.9	560.1	1811.7	27.1	53.7	283.6	1532.9	1.07	1.05	0.98	0.99	0.98	1.23	1.94	1.17
As-2.0	29.9	71.5	524.3	1794.1	27.1	69.9	530.9	1802.3	27.8	61.3	283.6	1553.4	1.10	1.02	0.99	1.00	1.07	1.17	1.85	1.16
F-0.4	24.8	54.8	862	1701.7	24.6	56.2	972.0	1815.3	21.5	38.6	288.5	1128.2	1.01	0.97	0.89	0.94	1.15	1.42	2.99	1.51
F-0.5	27.5	57.7	736	1760.0	25.5	55.0	763.1	1811.8	23.4	41.6	266.2	1290.2	1.08	0.98	0.96	0.97	1.18	1.39	2.77	1.36
F-0.7	32.5	57.8	456	1889.6	29.5	55.2	396.1	1824.7	29.0	49.9	282.9	1716.5	1.10	0.98	1.15	1.04	1.12	1.16	1.61	1.10
Mean	-												1.07	1.01	1.04	1.00	1.07	1.28	2.28	1.26
Standard deviation	-												0.04	0.03	0.12	0.04	0.08	0.10	0.51	0.14

Note) * The measured M_{cr} and M_n include the moments due to the applied load and self-weight of the beams.

트렌션 LWC 보의 변위 연성비는 A_s 가 증가함에 따라 감소한 반면, f_{pe} 가 증가함에 따라 증가하였다. As-0.5와 As-2.0 시험체를 비교하면, A_s 가 4배 증가되는데 μ 는 0.6배 정도 감소되었고, F-0.4와 F-0.7 시험체를 비교하면, f_{pe} 가 1.75배 증가되는데, μ 는 2.3배 증가하였다. 이는 포스트텐션 LWC 보의 연성을 향상시키기 위해서는 A_s 보다 f_{pe} 를 증가시키는 것이 효과적임을 암시한다.

4. 해석 모델

4.1 ACI 318-08 설계기준

4.1.1 휨 균열 내력

탄성 이론을 근본으로 한 프리스트레스트 콘크리트 보의 휨 균열 내력(M_{cr})은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} + f_{pe} A_p \left(\frac{I_g}{A_g y_t} + e_p \right) \quad (1)$$

여기서, f_r 은 콘크리트 파괴계수를, y_t 는 단면 도심에서 인장축 연단까지의 거리를, I_g 와 A_g 는 보 환산 단면의 2차 모멘트와 단면적을, e_p 는 위험 단면에서의 긴장재의 편심 거리를 나타낸다. 파괴계수는 ACI 318-08에서 규정된 전 경량에서 $0.465 \sqrt{f_{ck}'}$ 를 제시하고 있다.

4.1.2 최대 휨 내력 및 비부착 긴장재 응력

ACI 318-08에서 규정하고 있는 등가 응력 블록을 기반한 포스트텐션 LWC 보의 휨 내력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A_s' f_y' \left(d_s' - \frac{a}{2} \right) \quad (2)$$

여기서, d_s' 는 압축 철근 유효 깊이를, a 는 등가 응력 블록의 깊이를 나타낸다. 비부착 긴장재의 응력(f_{ps})은 유

효 프리스트레스(f_{pe})와 응력 증가(Δf_{ps})의 합이다. ACI 318-08은 보의 최대 내력 시 비부착 긴장재의 응력 증가를 Mattock et al.⁵⁾의 실험 결과에 근거하여 다음과 같이 제시하고 있다.

$L / d_p \leq 35$ 일 경우

$$\Delta f_{ps} = 70 + \frac{f_c'}{100 \rho_p} \leq \text{Min}[f_{py} - f_{pe}, 420] \quad (4.a)$$

$L / d_p > 35$ 일 경우

$$\Delta f_{ps} = 70 + \frac{f_c'}{300 \rho_p} \leq \text{Min}[f_{py} - f_{pe}, 210] \quad (4.b)$$

여기서, ρ_p 는 긴장재 비를 나타낸다. ACI 318-08에서 제시하는 비부착 긴장재의 응력은 콘크리트 압축강도와 긴장재 양의 함수인 반면 L / d_p 가 35를 경계로 불연속적이며, 부착 철근 양을 고려하지 않고 있다.

4.2 비선형 해석 모델

4.2.1 해석 방법

일반적으로 포스트텐션 휨 부재의 긴장재는 콘크리트와의 계면이 비부착이므로, 휨 설계시 단면기반 적합 조건으로 예측할 수 없다. 이에 따라 비부착 긴장재 응력 상태는 단면 기반 적합 조건이 아닌 부재 기반 적합 조건을 적용하여 결정된다. 하지만 부재 기반 적합 조건을 적용한 비부착 긴장재의 응력 예측은 복잡하고 어려울 뿐만 아니라, 특히 사용 재료의 구성 방정식에 의해서도 달라진다. 따라서 비부착 긴장재 응력을 합리적으로 평가하기 위해서는 콘크리트, 부착 인장 철근, 그리고 긴장재의 응력-변형률 관계를 고려한 해석 모델이 적용되어야 한다.

이 연구에서는 포스트텐션 LWC 보의 하중-변위 관계와 비부착 긴장재의 응력을 평가하기 위하여 Yang and Kang⁶⁾에 의해 제시된 프리스트레스트 콘크리트 단순보

Fig. 7 Generalized distributions of strains and stresses for non-linear analysis

Fig. 8 Flow chart for non-linear 2-D analysis

의 비선형 2차원 해석 모델을 수정하였다. Fig. 7(a)에 나타난 바와 같이 부재를 길이 방향으로 n 개의 요소로 분할하여, Fig. 7(b),(c)에 나타난 바와 같이 분할된 각 n 요소는 압축 연단 변형률에 따라 단면 분할법에 의해 해석되었다. 해석 순서도 개요는 Fig. 8에 나타내었다.

4.2.2 재료의 구성 방정식

경량 콘크리트의 응력-변형률 관계는 보통 중량 콘크리트에 비해 낮은 강성과 최대 내력 이후 응력 감소 기

울기가 더 크다. 이를 고려하여 다음에 나타난 Yang and Kang⁶⁾에 의해 제안된 LWC의 응력-변형률 관계 모델을 이용하였다.

$$f_c = \frac{n(\varepsilon_c/\varepsilon_0)}{n-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_0)^{nr}} f_{ck} \quad (5a)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{f_{ck}}{E_c} \frac{n}{n-1}, n = \left(0.8 + \frac{f_{ck}}{17.2}\right) \frac{1}{\eta_E} \quad (5a)$$

$$E_c = 0.043 \rho^{1.5} \sqrt{f_{ck}}, \eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \leq 1.0 \quad (5b)$$

$$r = 1.0 \quad \text{for } \varepsilon_c/\varepsilon_0 \leq 1.0$$

$$r = 0.67 + f_{ck}/62 \geq 1.0 \quad \text{for } \varepsilon_c/\varepsilon_0 > 1.0 \quad (5c)$$

여기서, f_c 는 임의의 변형률 ε_c 에서의 콘크리트 응력을, f_{ck} 는 콘크리트 압축강도를, E_c 는 탄성계수를, ρ 는 단위 용적 중량을 나타낸다. 또한 경량 콘크리트의 최대 인장 응력을 고려하였는데, 그 값은 Slate et al¹⁶⁾에 의해 제시된 $0.3\sqrt{f_{ck}}$ 로 가정하였다. 경량 콘크리트의 응력-변형률 관계에 대한 식 (5)의 예측값과 실험값의 비교를 Fig. 9(a)에 나타내었다. 식 (5)에 의한 경량 콘크리트의 초기 강성, 최대 내력 시 변형률 및 최대 내력 이후 기울기는 실험 결과와 잘 일치하였다.

철근의 응력-변형률 관계는 다음과 같이 변형률 경화

Fig. 9 Stress-strain curve of materials

Fig. 10 Comparisons of measured and predicted load-deflection relationships of beam specimens

를 고려한 Wang¹⁷⁾의 제안 모델을 이용하였다.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \text{for } \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (6a)$$

$$f_s = f_y \quad \text{for } \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (6b)$$

$$f_s = f_y + E_{sh}(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \left[1 - \frac{E_{sh}(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{4(f_u - f_y)} \right] \quad \text{for } \varepsilon_s > \varepsilon_{sh} \quad (6c)$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.0187, \quad E_{sh} = 4500$$

여기서, f_s 는 임의의 변형률 ε_s 에서의 철근 응력을, f_y 는 항복 변형률 ε_y 에서의 철근 응력을, E_s 는 탄성계수를, E_{sh} 는 경화 구간 상승부의 기울기를, ε_{sh} 는 경화 구간의 첫 변형률을, f_u 는 최대 인장강도를 나타낸다. ε_{sh} 와 E_{sh} 는 Fig. 9(b)에 나타난 바와 같이 이 실험에서 사용된 철근의 응력-변형률 관계로부터 결정되었다.

긴장재의 응력-변형률 관계는 다음과 같이 Menegotto와 Pinto¹⁸⁾의 제안 모델을 따랐다.

$$f_{pi} = \varepsilon_{pi} E_p \left[Q + \frac{1 - Q}{(1 + \varepsilon_{p*}^R)^{1/R}} \right] \leq f_{pu} \quad (7a)$$

$$\varepsilon_{p*} = \frac{\varepsilon_{pi} E_p}{K f_{py}} \quad (7b)$$

$$K = 1.1, \quad Q = 0.019, \quad R = 3.9$$

여기서, f_{pi} 는 임의의 변형률 ε_{pi} 에서의 긴장재 응력을, E_p 는 긴장재의 탄성계수를, f_{py} 는 긴장재의 항복강도를, f_{pu} 는 긴장재의 인장강도를 나타낸다. K , Q , R 계수는 실험 상수로서 Fig. 9(b)에 나타난 바와 같이 이 실험에서 사용된 3연선의 응력-변형률 관계로부터 결정되었다.

4.3 실험 결과와 해석 모델의 비교

4.3.1 하중-변위 관계

Fig. 10에는 하중-변위 관계에 대해서 Yang and Kang⁶⁾에 의해 제시된 프리스트레스트 콘크리트 단순보의 비선

형 2차원 해석 모델과 실험 결과의 비교를 나타내었다. 비선형 해석 모델에 의한 하중-변위 관계는 모든 시험체에서 첫 균열 발생 전까지 실험 결과와 비슷한 강성을 나타내었다. 첫 균열 발생 이후 강성 저하는 대체적으로 실험 결과가 비선형 해석 모델보다 작았다. 부착 인장철근의 항복 이후, 일정한 하중 상태에서 처짐이 증가하는 소성 흐름의 영역은 모든 시험체에서 실험 결과가 비선형 해석 모델보다 다소 짧았다. 최대 휨 내력은 모든 시험체에서 비교적 잘 일치하였으며, 최대 휨 내력 이후의 거동은 유효 프리스트레스스트레스트 변수를 갖는 F-0.4와 F-0.7을 제외한 시험체의 실험 결과와 비선형 해석 모델이 비교적 잘 일치하였다. 따라서 Yang and Kang⁶⁾에 의해 제시된 프리스트레스트 콘크리트 단순보의 비선형 2차원 해석 모델은 포스트텐션 경량 콘크리트 단순보의 휨 거동을 예측하는데 적합하게 이용될 수 있다.

4.3.2 휨 균열 내력

보의 자중을 포함한 작용 하중으로부터 산정된 휨 균열 내력(M_{cr})은 비선형 해석 모델 및 ACI 318-08의 예측값과의 비교를 Table 4에 나타내었다. 비선형 해석 모델에 의한 M_{cr} 값은 실험값과의 비교에서 평균 1.07, 표준편차 0.04 수준으로 다소 낮았다. 이는 비선형 해석 모델에 의한 M_{cr} 값이 모든 시험체에서 실험값을 안전측에서 예측하고 있음을 보여준다. ACI 318-08에 의한 M_{cr} 값은 실험값과의 비교에서 평균 1.07, 표준편차 0.08 수준으로 안전측에서 예측하고 있다. 그러나 As-1.0과 As-1.5 시험체에서 실험값보다 높게 예측되어 실험값을 불안전측에서 예측하고 있어 ACI 318-08에서 제시하고 있는 전경량 콘크리트의 f_r 은 설계 개념 측면에서 과대평가되는 것으로 판단된다. 따라서 포스트텐션 LWC 보의 f_r 은 다소 감소된 계수를 적용하여 그 안전성이 평가될 필요성이 있다.

4.3.3 최대 휨 내력

보의 자중을 포함한 최대 휨 내력(M_n)에 대한 실험 결과와 비선형 해석 모델 및 ACI 318-08의 예측값과의 비교를 Table 4에 나타내었다. 비선형 해석 모델에 의한 M_n 값은 실험값과의 비교에서 평균 1.01, 표준편차 0.03 수준으로 매우 잘 일치하였다. ACI 318-08에 의한 M_n 값은 실험값과의 비교에서 평균 1.28 수준으로 안전측에 있었다. 보통 중량 콘크리트의 실험 결과에 기반하고 있는 비부착 긴장재의 응력 및 응력 블록에 대한 ACI 318-08 기준은 LWC의 특성을 반영하여 보완될 필요가 있다고 사료된다.

4.3.4 비부착 긴장재 극한응력 증가

Fig. 11에는 하중-비부착 긴장재 극한응력 증가 관계에 대해서 비선형 해석 모델과 실험 결과의 비교를 나타내었다. 하중에 따른 비부착 긴장재 극한응력 증가 곡선의 기울기는 첫 균열 전까지 실험 결과와 해석 모델이 비

Fig. 11 Comparisons of measured and predicted load-stress increases of unbonded tendons

슷하였다. 첫 균열 및 부착 인장 철근의 항복 이후에 비부착 긴장재 응력 증가 속도가 점차 증가하는데, 전반적으로 실험값 보다 비선형 해석값이 그 속도가 다소 빨랐다. 하지만 전반적인 거동 측면에서 해석값은 실험 결과와 잘 일치하였다.

Table 4에는 비부착 긴장재 응력 증가(Δf_{ps})에 대한 비선형 해석 모델 및 ACI 318-08의 예측값과 실험값의 비교를 나타내었다. 비선형 해석 모델의 Δf_{ps} 예측값은 실험값과의 비교에서 평균 1.04, 표준편차 0.12의 수준으로 매우 잘 일치하였다. ACI 318-08의 Δf_{ps} 예측값은 실험값과의 비교에서 평균 2.28, 표준편차 0.51 수준으로 안전측에 있었다. 비선형 해석 모델의 Δf_{ps} 예측값은 A_s 및 f_{pe} 가 증가함에 따라 감소하여 실험값과 비슷한 경향을 나타내는 반면, ACI 318-08의 Δf_{ps} 예측값은 뚜렷한 경향이 없었다. 이는 ACI 318-08의 Δf_{ps} 예측 모델이 A_s 에 의한 변수를 고려하고 있지 않기 때문이다. 한편 비선형 해석 모델에 의한 Δf_{ps} 예측 모델은 A_s 에 의한 변수가 고려되어 실험값을 안전측에서 예측할 수 있어 이를 통한 포스트텐션 LWC 보의 Δf_{ps} 를 적합하게 평가할 수 있을 것으로 기대된다.

4. 결 론

포스트텐션 경량 콘크리트(LWC) 보의 휨 거동 및 비부착 긴장재 응력에 대한 부착 인장 철근 양 및 유효 프리스트레스의 영향을 평가한 결과 다음과 같은 결론은 얻었다.

- 1) 휨 균열 폭은 부착 인장 철근(A_s)양과 유효 프리스트레스(f_{pe})가 증가함에 따라 감소하였다. 포스트텐션 보통 중량 콘크리트(NWC) 휨 부재에서 휨 균열을 제어하기 위한 최소 부착 철근양($A_{s,min}$)은 포스트텐션 LWC 보에서도 적용이 가능하다고 판단된다.
- 2) 포스트텐션 LWC 보의 휨 균열 내력(M_{cr}) 및 최대 휨 내력(M_n)은 A_s 와 f_{pe} 가 증가함에 따라 증가하였다. 그러나 연성(μ)은 f_{pe} 가 증가함에 따라 증가한 반면, A_s 에 대해서는 감소하는데, 부착 인장 철근양이 4배 증가시 μ 는 60% 감소하였다.

- 3) 포스트텐션 LWC 보의 비부착 긴장재 응력 증가(Δf_{ps})는 A_s 와 f_{pe} 가 증가함에 따라 감소하였다.
- 4) ACI 318-08의 휨 균열 내력 모델은 이 연구에서 수행된 포스트텐션 LWC 보에서 다소 불안전측이 존재한 반면, 비선형 해석의 M_{cr} 은 안전측에서 예측될 수 있었다. 따라서 ACI 기준에서 제시하는 파괴계수는 더욱 다양한 변수에 따른 실험을 통해 경량 콘크리트에 대한 합리적인 계수가 평가될 필요가 있다.
- 5) 최대 휨 내력 및 비부착 긴장재의 응력 증가에 대한 ACI 기준은 이 실험 결과에 대해 안전측에 있지만 경간-깊이 비, 작용 하중 형태 및 비부착 긴장재 양 등의 변화에 의한 경량 콘크리트 보에서의 안전성을 평가할 필요가 있다.

감사의 글

이 논문은 교육과학기술부와 한국산업기술재단의 지역 혁신 인력 양성사업 및 2011년 교육과학기술부(지역거점 연구단육성사업/바이오하우징연구사업단)로부터 지원 받아 수행된 연구이다.

참고문헌

1. 심재일, 양근혁, “굳지 않은 경량 골재 콘크리트의 공기량, 유동성 및 블리딩 특성,” 콘크리트학회 논문집, 22권, 4호, 2010, pp. 559~566.
2. Kayali, O., “Fly Ash Lightweight Aggregates in High Performance Concrete,” *Construction and Building Materials*, Vol. 22, No. 12, 2008, pp. 2393~2399.
3. 양근혁, 문주현, 변항용, “프리스트레스 경량 콘크리트 보의 휨 거동에 대한 부분 프리스트레싱 비와 유효 프리스트레스의 영향,” 콘크리트학회 논문집, 23권, 1호, 2011, pp. 39~48.
4. Tam, A. and Pannell, F. N., “The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Partially Prestressed Reinforced Concrete Beams,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 28, No. 97, 1976, pp. 203~208.
5. Mattock, A. H., Yamakazi, J., and Kattula, B. T., “Comparative Study of Beams with and without Bond,” *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 68, No. 2, 1971, pp. 116~125.
6. Yang, K. H. and Kang, T. H.-K., “Equivalent-Strain Distribution Factor for Unbonded Tendon Stress at Ultimate,” *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 2, 2011, pp. 217~226.
7. Warwaruk, J., Sozen, M. A., and Siess, C. P., *Investigation of Prestressed Concrete for Highway Bridges, Part : Strength and Behavior in Flexure of Prestressed Concrete Beams*, Bulletin No. 464, Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1962, 105 pp.
8. Naaman, A. E., Burns, N., French, C., Gamble, W. L., and Mattock, A. H., “Stresses in Unbonded Prestressing Tendons at Ultimate: Recommendation,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, 2002, pp. 518~529.
9. Au, F. T. K. and Du, J. S., “Prediction of Ultimate Stress in

- Unbonded Prestressed Tendons,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 56, No. 1, 2004, pp. 1~11.
10. Harajli, M. H., “On the Stress in Unbonded Tendons at Ultimate: Critical Assessment and Proposed Changes,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, 2006, pp. 803~812.
 11. Ozkul, O. K., Nassif, H. N., Tanchan, P. D., and Harajli, M. H., “Rational Approach for Predicting Stress in Beams with Unbonded Tendons,” *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 3, 2008, pp. 338~347.
 12. Du, G. and Tao, X., “Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams,” *PCI Journal*, Vol. 30, No. 6, 1985, pp. 72~91.
 13. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 473 pp.
 14. ASTM A 416, *Standard Specifications for Steel Strand, “Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete,”* America Society for Testing and Materials, 1996, pp. 572~575.
 15. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall, USA, 1991, 766 pp.
 16. Slate, F. O., Nilson, A. H., and Martinez, S., “Mechanical Properties of High-Strength Lightweight Concrete,” *ACI Journal*, Vol. 83, No. 4, 1986, pp. 606~613.
 17. Wang, P. T., *Complete Stress-Strain Curve of Concrete and its Effect on Ductility of Reinforced Concrete Members*, PhD thesis, University of Illinois, 1977, 257 pp.
 18. Menegotto, M. and Pinto, P. E., *Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames*, IABSE Preliminary Report for Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, 1973, pp. 15~22.

요 약 포스트텐션 경량 콘크리트(LWC) 보 시험체 7개가 상부 대칭 2점 집중 하중 하에서 실험되었다. 주요 변수는 부착 주철근 양 및 유효 프리스트레스 양이다. 경량 콘크리트의 설계강도 및 단위 용적 중량은 각각 30 MPa와 1,770 kg/m³이다. 포스트텐션 보통 중량 콘크리트에서와 같이 균열 진전과 비부착 긴장재의 응력은 부착 철근 및 유효 프리스트레스 양에 의해 영향을 받았다. 부착 철근 및 유효 프리스트레스 양의 증가와 함께 보의 사용성과 휨 내력은 향상되는 반면 비부착 긴장재의 응력은 감소하였다. 포스트텐션 경량 콘크리트 보의 균열 제어를 위해서는 ACI 318-08에서 제시하는 최소 부착 철근이 요구되었다. 포스트텐션 경량 콘크리트 보의 휨 거동 및 비부착 긴장재의 응력 증가는 제시된 비선형 해석 모델에 의해 적절하게 예측될 수 있었다. 반면 ACI 318-08 기준은 포스트텐션 LWC 보의 휨 내력 및 비부착 긴장재의 응력 증가에 대해 지나치게 안전측에 있었다.

핵심용어 : 포스트텐션 보, 경량 콘크리트, ACI 318-08, 휨 내력, 비부착 긴장재의 응력