

프리스트레스트 이중 콘크리트 보의 휨 거동 해석

박대호^{1)*} · 윤성환²⁾ · 김희대¹⁾

¹⁾ 한양대학교

(2004년 12월 30일 원고접수, 2005년 5월 30일 심사완료)

Flexural Behavior of Prestressed Dual Concrete Beams

Tae-Hyo Park^{1)*}, Sung-Hwan Yun¹⁾, and Hee-Dae Yun¹⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Hanyang University, Seoul, 133-791, Korea

(Received December 30, 2004, Accepted May 30, 2005)

ABSTRACT

Cracks due to low tensile strength in prestressed concrete (PC) beams may decrease rigidity and structural performance, resulting in excessive deflection. In an effort to solve this problem, in this research, prestressed dual concrete (PDC) has been proposed, consisting of normal strength concrete in compression zone, and high performance steel fiber reinforced concrete(HPSFRC) with a partial depth in tensile zone. Three PDC beams with different depths of HPSFRC and two PC beams were cast for experiments. Analytical models at each stage, i.e., precracking, postcracking, and ultimate, were proposed for analysis of flexural behavior in PDC beams. The experimental results agree well to the analytical ones. Crack formation and its propagation are controlled by the HPSFRC in PDC beams. The initial cracking and service limit loads are increased along with the load carrying capacity and flexural stiffness.

Keywords : high performance steel fiber reinforced concrete, prestressed dual concrete beams, analysis of flexural behavior

1. 서 론

최근 들어 장대 교량, 고층 빌딩 및 기타 대형 구조물들이 점점 특수화 및 기능화 되어지면서 고강도 콘크리트(high strength concrete, 이하 HSC)의 개발 및 실용화가 활발히 진행되고 있다. HSC는 조기강도 증가, 수밀성을 통한 내구성 향상, 건조수축 및 불리딩의 감소 등 역학적 특성이 개선됨에 따라 보통강도 콘크리트에 비해 높은 압축강도가 발현되지만, 압축강도에 대한 인장강도비는 고강도화될수록 작아지며 취성적인 파괴특성을 나타낸다. 이러한 단점을 보완하기 위해 HSC에 섬유를 첨가한 섬유보강 콘크리트(fiber reinforced concrete, 이하 FRC)는 섬유의 균열 제어 작용으로 급격한 균열 진전을 억제하여 연성과 인성을 증가시킬 수 있다.

Park et al.¹⁾은 낮은 콘크리트 인장강도로 발생하는 균열을 제어하고 극한하중 및 강성을 향상시키기 위하여 인장부 일부분을 FRC로, 압축부를 보통강도 콘크리트(normal strength concrete, 이하 NSC)로 합성한 이중 콘크리트 보의 휨 거동에 관한 실험을 수행하였다. 이중 콘크리트

보의 일반 철근콘크리트 보에 비해 초기균열 및 극한하중이 증가되었고, 휨 강성이 증가됨을 보였다. 또한 인장부에 적용된 강섬유는 사용하중 상태에서 휨 인장 균열의 폭을 줄이고 균열의 진행을 억제시키는 효과를 나타내었다. Swamy and Al-Ta'am^{2,3)}은 휨 철근의 종류와 FRC에 보강된 강섬유의 양에 따라, FRC를 전체단면과 하단에서 1/2 깊이까지 적용한 철근 콘크리트 보에 대해서 휨 강성을 비교하기 위한 실험을 수행하였다. 섬유보강 철근 콘크리트 보의 보통 철근 콘크리트 보에 비해 초기 균열 하중과 극한하중이 증가되었고, 균열 발생의 진전이 억제되고 강성이 증가됨을 보였다. FRC가 콘크리트 하단에서 1/2 깊이까지 적용된 철근 콘크리트 보의 균열 및 극한하중, 휨 강성이 전체단면에 강섬유가 적용된 철근 콘크리트 보와 비교하여 큰 차이 없이 유사한 결과가 나타남을 보였다. 이는 강섬유를 전체단면에 적용하지 않고 인장부에만 적용한 철근콘크리트 보 역시 내하력과 휨 강성이 향상되고, 휨 균열이 억제되는데 효과적으로 활용될 수 있음을 보여주는 결과이다.

Padmarafaiyah and Ramaswamy^{4,5)}는 FRC가 전체단면에 적용된 경우와 하단에서 1/2 깊이까지 적용된 경우의 프리스트레스트 콘크리트 보의 휨 시험 결과 프리스트레스트 콘크리트 보에 비해 초기 균열 및 극한하중이 증가됨

* Corresponding author

E-mail : ccpark@hanyang.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

을 보였다. 또한 FRC가 하단에서 1/2 깊이까지 적용된 프리스트레스트 콘크리트 보와 전체단면에 적용된 프리스트레스트 콘크리트 보의 초기 균열 및 극한하중이 유사함을 보였다. 그러나 지금까지 수행된 연구에서는 FRC가 전체 단면이나 하단에서 1/2 깊이까지만 적용되었고, 보통 콘크리트에 섬유만을 적용하여 압축 및 인장강도가 효과적으로 증진되지 않았다. 따라서 본 연구에서는 실리카폼(silica fume)과 고로슬래그(blast-furnace slag)와 같은 미세 광물 혼화재(mineral admixture)를 시멘트와 함께 적절하게 혼합하여 치밀성을 유도하였다. 이를 통해 골재 및 보강 섬유와 매트릭스간의 부착강도를 높여 내하력(load carrying capacity)을 유지하도록 함으로써 강도가 증진되고 초기 균열 이후 콘크리트 강성 저하를 억제하는 고성능 강섬유 보강 콘크리트(high performance steel fiber reinforced concrete, 이하 HPSFRC)가 적용되었다.

즉, 인장부의 HPSFRC와 압축부의 NSC의 합성으로 이루어진 프리스트레스트 이중 콘크리트(prestressed dual concrete, 이하 PDC) 보의 초기균열 및 한계 사용하중, 휨 강성을 효과적으로 향상시키고, 휨 균열을 제어하기 위해 HPSFRC가 프리스트레스트 콘크리트 보의 전단면이나 단면의 1/2 깊이가 아닌 인장부 일부분에 각각 다른 깊이별(200 mm, 300 mm, 400 mm)로 적용되었다. 실험을 통한 PDC 보와 프리스트레스트 콘크리트(prestressed concrete, 이하 PC)보의 초기 균열 및 한계 사용하중, 휨 강성, 하중-처짐 응답 곡선 등과 해석적 모델이 적용된 휨 해석을 통하여, PC 및 PDC 보의 휨 거동이 비교·분석된다.

2. 실험계획

2.1 사용재료

2.1.1 콘크리트

본 연구에서 제작한 시편의 시멘트는 1종 보통 포트랜드 시멘트(비표면적 3,290 cm²/g, 비중 3.15)가 사용되었고, 콘크리트의 유동성을 발휘하기 위해 굵은 골재 최대치수가 13 mm인 강자갈(비중 2.64, 조립률 6.75)이 사용되었다. HPSFRC를 개발하기 위하여 미세 광물 혼화재인 고로슬래그(비표면적 5,962 cm²/g, 비중 2.91)와 실리카폼(비표면적 20,000 cm²/g, 비중 2.05)이 사용되었고, 각각 바인더(시멘트 + 광물혼화재)의 20%와 5%의 중량비로 치환하여 사용되었다. 낮은 물-시멘트비로 인한 워커빌리티를 개선하기 위해 액상 폴리카보산계 고성능 감수제(비중 1.2±0.05, pH 7.0±3.0, 감수율 26.1%, 블리딩 46.0%)가 사용되었다.

2.1.2 강섬유

본 연구에서는 길이(L_f) 30 mm, 직경(D_f) 0.5 mm, 형상비(L_f/D_f) 60, 인장강도 687 MPa인 번들형 강섬유가 사용되었다.

Table 1 Mix design of HPSFRC

Materials		Mix proportions
Gmax [mm]		13
Slump [mm]		210
Air [%]		3.7
W/B [%]		25
S/a [%]		46
Steel fiber Vf [%]		1.5
Unit weight (kg/m ³)	W	170
	C	490
	BFSa	131
	SFb	33
	S	678
G	805	
SPc (C× 2%) (kg/m ³)		9.81

^a BFS: blast-furnace slag, ^b SF: silica fume, ^c SP: superplasticizer

Table 2 Mechanical properties of concretes

Mechanical properties	NSC	HPSFRC
Compressive strength (MPa)	39.2	84
Flexural tensile strength (MPa)	5.5	14.3
Split tensile strength (MPa)	3.6	11.2
Modulus of elasticity (GPa)	29.6	37.3

2.2 배합비 및 콘크리트 역학적 특성

섬유 체적비는 ASTM C39, C78, C496의 규정을 준수한 재료 시험을 통하여 가장 적절한 강도와 워커빌리티를 나타내는 1.5%로 선정되었고 이를 PDC 보에 적용하였다. HPSFRC의 기본 배합비는 Table 1에 나타나 있다.

KS F 2405, 2403, 2408 규정에 준수하여 압축강도, 할렬 인장강도, 휨 인장강도가 측정되었고 두 콘크리트의 역학적 특성이 Table 2에 나타나 있다.

2.3 균열 후 HPSFRC의 인장강도

매트릭스 균열 이후 휨 해석에서, NSC는 압축강도에 비해 현저히 낮은 인장강도로 인하여 인장부 휨 저항 능력이 무시되지만, 섬유가 첨가된 FRC는 섬유에 의해 일정한 휨 저항 능력이 유지된다. 본 연구에 적용된 골재 및 강섬유와의 부착성능을 높인 HPSFRC는 매트릭스 균열 이후에도 FRC보다 뛰어난 휨 저항 능력이 유지됨으로써, 매트릭스 내하력(load carrying capacity)이 향상되고, 일정한 인장응력이 초기균열 발생 후에도 파괴시점까지 지속적으로 유지된다.

Fig. 1(a)는 일반 콘크리트의 인장응력-변형률 곡선을 나타내고, Fig. 1(b)는 FRC와 HPSFRC의 실제 매트릭스 내에서 섬유의 뽑힘(pull-out)에 의한 균열 제어 작용이

고려된 인장응력-변형을 곡선을 나타낸다. 해석모델 곡선에 나타나 있는 f_{cu} 는 해석에 적용된 HPSFRC의 균열 발생 이후 인장강도를 나타내고 강섬유의 길이, 방향, 인장응력 등 물리적 특성과 매트릭스와의 부착특성에 의해 결정된다. 방향성을 갖고 일정하게 소산된 강섬유를 포함하는 복합재의 강도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{cu} = f_m V_m + f_f V_f \quad (1)$$

여기서, f_m : 매트릭스 인장응력

V_m : 매트릭스 체적비

f_f : 강섬유의 인장응력

V_f : 강섬유의 체적비

균열 이후 복합재의 인장강도는 강섬유에 의해서만 유지된다고 가정하고, 강섬유의 파괴강도에 의해 복합재의 극한강도가 결정된다. f_f 는 Henager and Doherty⁶⁾에 의해 다음과 같이 제안된다.

$$f_f = \left(\frac{2\tau_{fu} f_b l_f}{d_f} \right) \quad (2)$$

여기서, τ_{fu} : 강섬유와 콘크리트 사이의 부착강도

f_b : 강섬유의 부착 효율 계수

l_f : 강섬유의 길이

d_f : 강섬유의 직경

섬유보강 콘크리트의 인장강도는 Swamy and Mangat⁷⁾에 의해 다음과 같이 다시 제안된다.

$$f_{cu} = 2\tau_{fu} \eta_b \eta_o \eta_l V_f \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \quad (3)$$

여기서, η_b : 강섬유의 부착 효율 계수

η_o : 강섬유의 방향 효율 계수

η_l : 강섬유의 길이 효율 계수

부착 효율 계수는 강섬유의 형상에 따라 달라지는데, 완전 부착일 때 직선 강섬유에 대해 1.0으로 가정되고, 방향 효율 계수는 Romualdi and Mandel⁸⁾에 의해 0.41~0.64로 제안되며, 길이 효율 계수는 Cox's⁹⁾에 다음과 같이 제안된다.

$$\eta_l = 1 - \frac{\tanh(\beta_1 l_f / 2)}{\beta_1 l_f / 2} \quad (4)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{2\pi G_m}{E_f A_f \log(S/r_f)}} \quad (5)$$

$$G_m = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (6)$$

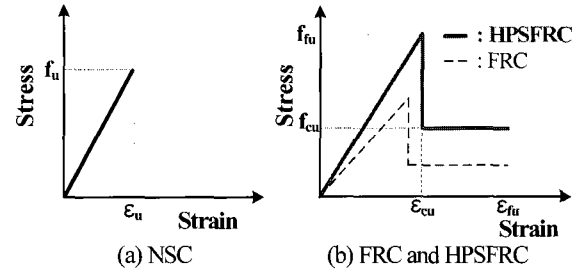


Fig. 1 Tensile stress-strain curve

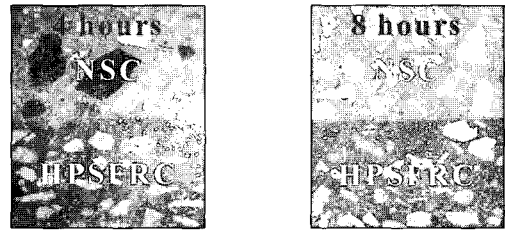


Fig. 2 Dual concrete beam section state after casting interval, 4 and 8 hours.

$$S = 25 \sqrt{\frac{d_f}{V_f l_f}} \quad (7)$$

여기서, G_m : 매트릭스와 강섬유의 경계면에서 매트릭스의 전단 계수

E_f : 강섬유의 탄성 계수

A_f : 강섬유의 단면적

S : 매트릭스 내에서 강섬유의 평균 간격

r_f : 강섬유 단면적의 반경

2.4 이중 콘크리트의 부착특성

NSC와 HPSFRC 사이의 균일 층 형성과 계면 부착 파괴가 발생되지 않는 일체화 거동을 확보하기 위해, HPSFRC가 타설된 후 특별한 양생없이 0, 1, 2, 4, 6, 8, 12시간 간격을 두고 각각에 대해 NSC를 타설한 공시체들을 절단하여 단면을 관찰하였다.

그 결과 4~12시간의 타설 시간간격으로 제작된 공시체들은 균일 층이 형성되었고, 0~8시간의 타설 간격으로 제작된 공시체들은 외부 하중 작용 시 두 층간의 층 분리 현상이 발생되지 않았다.

이중 콘크리트의 균일 층 형성과 부착 파괴가 발생되지 않는 일체화 거동을 위한 HPSFRC와 NSC의 타설 시간 간격은 4~8시간이 가장 적합하고, 4시간과 8시간 타설 간격으로 제작한 공시체의 단면 모습이 Fig. 2에 나타나 있다.

Table 3 Experimental programs

Beam	Length	Cross-section(b×h)	Stirrup	Tendon	HPSFRC depth
PC	12 m	0.6 m×1.1 m	Minimum	SWPC 7B 12.7 mm 4-wires × 2 tendons	-
PDC I					200 mm
PDC II					300 mm
PDC III					400 mm

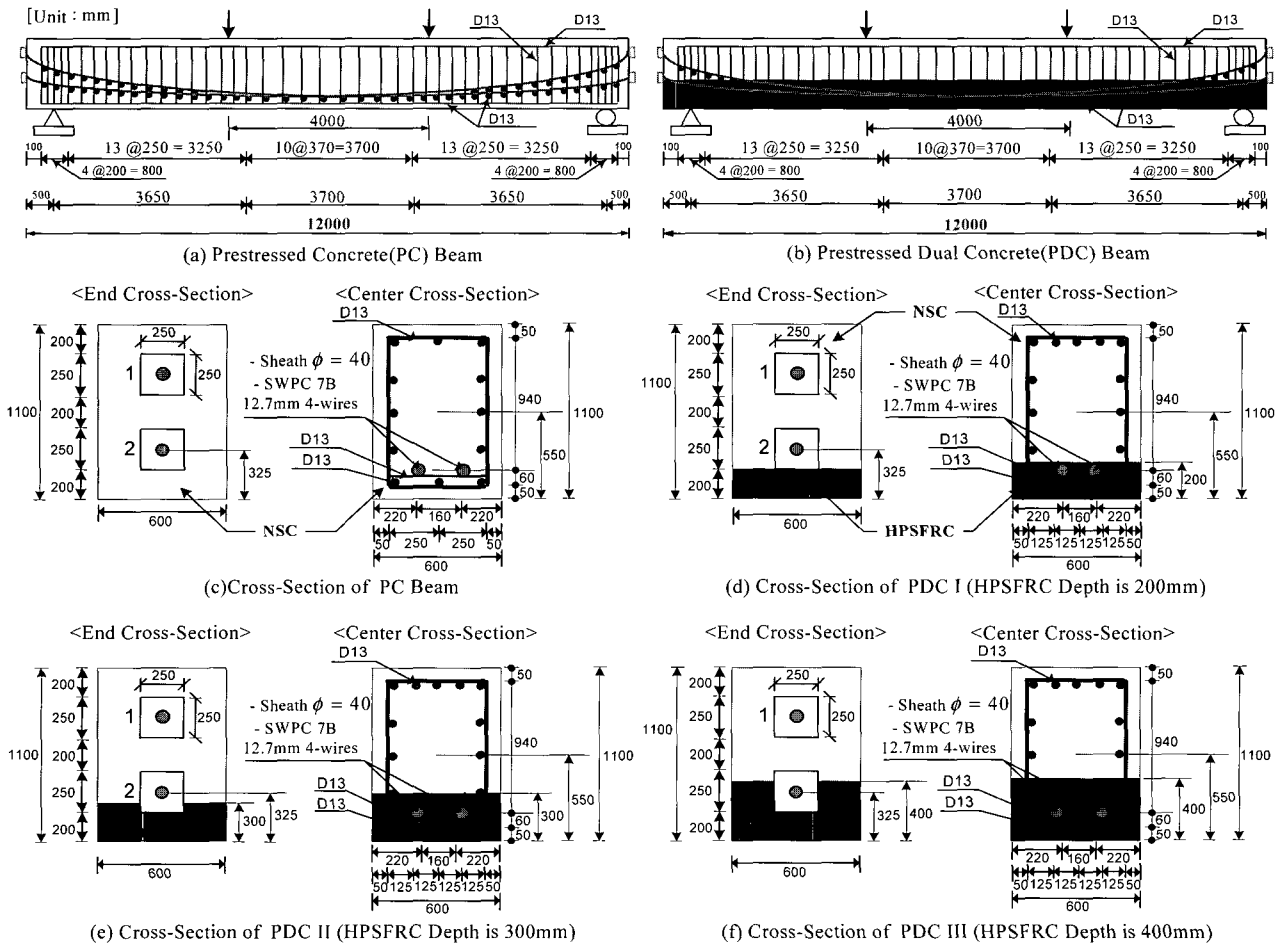


Fig. 3 Shapes and dimensions of beam specimens

2.5 시편 재원 및 실험 방법

직사각형 단면(폭 0.6m, 높이 1.1m)을 갖는 길이 12m인 포스트 텐션된 프리스트레스트 콘크리트 보는 HPSFRC가 각각 하단에서 200mm, 300mm, 400mm 깊이별로 적용된 3개의 PDC 보와 2개의 PC 보가 제작되었다. D 13의 전단보강철근이 250mm간격으로 최소 전단배근되었고 시편의 형상 유지와 전단철근의 위치 확보를 위해 보의 상부 및 하부에 길이 방향으로 인장철근이 배근되었으며, 스리판의 위치를 고정시키기 위해 중앙부 철근이 폭 방향으로 배근되었다. PC 보와 PDC 보의 개요와 형상 및 치수가 Table 3과 Fig. 3에 상세히 나타나 있다.

공칭직경 12.7mm의 강연선(SWPC 7B 7연선 12.7mm)이 KS D 7002-1988 규정에 준수하여 긴장에 사용되었다. 각 긴장재(tendon)는 4개의 강연선(strand)으로 구성되어 2개씩 각 시편에 적용되었다. 각 긴장재 헤드부분에 긴장력을 확인하기 위한 하중계가 설치되었고, 유압식 인장기를 이용하여 긴장이 실시되었다. 각 긴장재당 항복하중의 81%인 480 KN의 유효 긴장력이 작용되었다.

9,810 KN 용량의 유압식 만능 시험기(U.T.M)를 통해 4점 휨 재하 실험이 실시되었다. 시편의 양쪽 단부에서 각각 500mm 떨어진 지점에, 수직방향 변위와 회전에 대해 구속이 없도록 강제 로울러가 설치되었다. 시편의 중심에서 각각 2m씩 떨어진 곳에 하중 가력점을 위치시켰고 지

점에서 가력점까지 거리는 350mm이며, 두 가력점 사이의 4m구간이 순수 휨 구간이 되도록 설치되었다. 하중을 균등하게 분포시키고 지압파괴를 피하기 위하여 특별히 제작된 강제 가력 보와 시편 사이에 고무판을 위치시키고, 그 위에 직사각형 단면(200mm×200mm)의 지지점이 설치되었다. 제작된 강제 가력 보에 3.0mm/min 속도의 변위 제어 방식으로 가력되었고, 작용하중은 액추에이터에 부착된 하중계에 의해 측정되었다. 휨 시험을 하는 동안 각 하중에 따라 균열양상과 진행과정이 하중단계에 따라 시편에 표시되었다. 휨 시험 방법 및 전경이 Fig. 4에 나타나 있다.

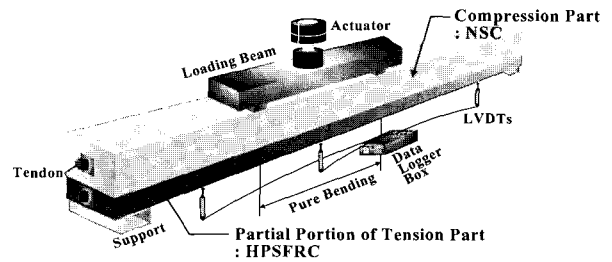


Fig. 4 PDC beam specimen and experimental set-up

3. 해석적 모델

PC 보에서는 인장철근과 텐던의 항복 후 압축부 콘크리트 변형률이 극한 변형률에 도달되면 인장파괴로 보지만, PDC 보에서는 인장부 HPSFRC의 매트릭스 균열 이후에도 강섬유에 의해 인장응력에 대한 저항성이 유지되고, 이후 지속적인 하중 증가에 의해 인장철근과 PS 긴장재가 항복되면 인장부의 휨 균열이 점점 확산되어 HPSFRC는 점차적으로 인장력을 상실하게 되며, PDC 보가 파괴되는 것으로 가정한다. PDC 보의 하중-처짐에 따른 응력 분포와 각 구간별 응력 분포에 대한 균열 진행 상태가 Figs. 5와 6에 나타나 있다. 각 구간은 Region I, II, III로 구분되고, 각 구간은 Precracking, Postcracking, Ultimate stage이다. 일반적으로 초기균열 이전의 콘크리트와 인장철근, PS 긴장재는 모두 탄성 거동을 하므로, 단면의 압축 및 인장응력 분포가 선형을 나타낸다.

콘크리트의 전체단면은 유효하다고 보고 응력과 처짐이 탄성이론에 의해 계산된다. 지속적인 하중 증가로 HPSFRC의 인장응력이 파괴계수에 도달되면 인장균열이 발생되고, 단면의 응력 분포는 비선형을 나타낸다. 모든 재료들은 완벽히 부착되어 일체화 거동이 유지되고, 인장부 HPSFRC는 인장응력에 대해 일정한 저항성이 유지된다고 가정한다.

3.1 Precracking stage 해석

단면의 비균열 상태인 Precracking Stage에서는 HPSFRC 인장응력이 파괴계수에 도달되기 전에는 콘크리트와 인장철근, PS 긴장재는 모두 탄성 거동으로 가정되므로 HPSFRC 단면의 응력 분포는 선형을 나타내고, 이 단계에서의 환산단면과 응력-변형률 분포도가 Fig. 7에 나타나 있다. PDC 거더의 최상단에서 중립축까지의 거리 c 는 환산단면을 이용하여 다음과 같이 구해진다.

$$c = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} \quad (8)$$

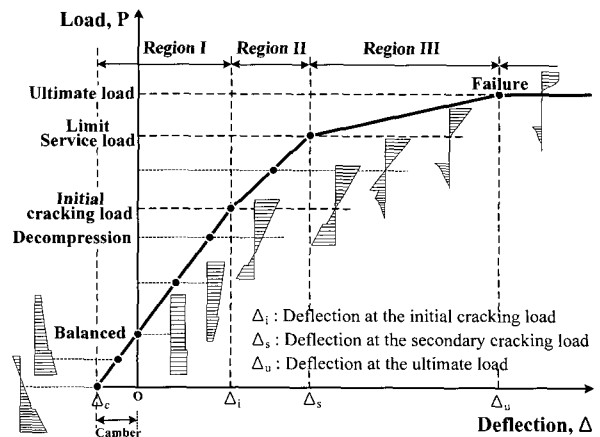


Fig. 5 Typical load-deflection curve of PDC beam

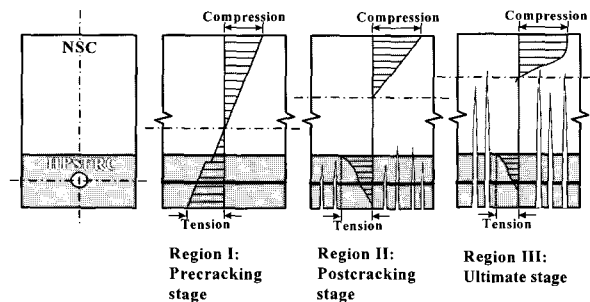


Fig. 6 Stress distribution and crack propagation of PDC beam for each region

여기서, A_i 는 각 환산단면의 단면적, y_i 는 최상단에서 각 환산단면의 중립축까지의 거리이고, 이들은 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sum A_i = bh_n + n_c bh_h + (n_s - 1)A_s + (n_p - 1)A'_s + (n_p - 1)A_{ps} \quad (9)$$

$$\sum y_i A_i = 0.5bh_n^2 + n_c bh_h (H - 0.5h_h) + (n_s - 1)A_s d + (n_s - 1)A'_s d + (n_p - 1)A_{ps} d_p \quad (10)$$

여기서, b : 단면의 너비
 H : 단면의 전체깊이
 h_n : NSC의 깊이
 h_h : HPSFRC의 깊이
 d : 최상단에서 인장철근 중심까지의 거리
 d' : 최상단에서 압축철근 중심까지의 거리
 d_p : 최상단에서 PS 긴장재 중심까지의 거리
 A_s : 인장철근의 단면적
 A'_s : 압축철근의 단면적
 A_{ps} : PS 긴장재의 단면적
 E_{cn} : NSC의 탄성계수
 E_{ch} : HPSFRC의 탄성계수
 E_s : 철근의 탄성계수
 E_{ps} : PS 긴장재의 탄성계수
 n_c : E_{cn} 에 대한 E_{ch} 의 비
 n_s : E_{cn} 에 대한 E_s 의 비
 n_p : E_{cn} 에 대한 E_{ps} 의 비

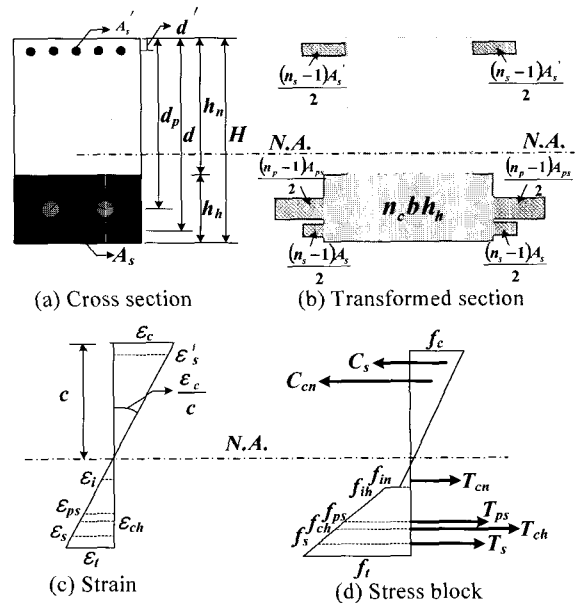


Fig. 7 Transformed stress-strain distribution on the cross sections at precracking stage

Fig. 7(d)의 응력 분포도로부터 PDC 보 단면에 대해서 힘의 평형 조건에 의해 다음 식이 성립된다.

$$C_s + C_{cn} = T_{cn} + T_{ps} + T_{ch} + T_s \quad (11)$$

여기서, C_s 는 압축철근의 압축력, C_{cn} 은 NSC의 압축력, T_{cn} 은 NSC의 인장력, T_{ps} 는 PS 긴장재의 인장력, T_{ch} 는 HPSFRC의 인장력, T_s 는 인장철근의 인장력이고, 이들은 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_s = A'_s f'_s \quad (12)$$

$$C_{cn} = \frac{1}{2} f_c b c \quad (13)$$

$$T_{cn} = \frac{1}{2} f_{\in} b (h_n - c) \quad (14)$$

$$T_{ps} = A_{ps} f_{ps} \quad (15)$$

$$T_{ch} = \frac{1}{2} (f_{ih} + f_t) b h_h \quad (16)$$

$$T_s = A_s f_s \quad (17)$$

여기서, f_c : 최상단 NSC의 압축응력
 f'_s : 압축철근의 압축응력
 f_s : 인장철근의 인장응력
 f_{ps} : PS 긴장재의 인장응력
 f_t : 최하단 HPSFRC의 인장응력
 f_{\in} : 두 콘크리트의 계면에서 NSC의 응력
 f_{ih} : 두 콘크리트의 계면에서 HPSFRC의 응력

인장부 하단의 균열은 HPSFRC 응력이 파괴계수에 도달할 때 발생되고, M_1 과 δ_1 은 다음과 같이 구해진다.

$$M_1 = \frac{2}{3} C_{cn} c + C_s (c - d') + \frac{2}{3} T_{cn} (h_n - c) + T_{ps} (d_p - c) \quad (18)$$

$$+ T_s (d - c) + T_{ch} \left[H - c - \frac{h_h (2f_{ih} + f_{rh})}{3(f_{ih} + f_{rh})} \right]$$

$$(EI)_1 = \frac{M_1}{\phi} = \frac{M_1 c}{\epsilon_c} \quad (19)$$

$$\delta_1 = \frac{P_1 a}{48(EI)_1} (3l^2 - 4l_a^2) \quad (20)$$

여기서, M_1 : Precracking stage에서의 초기 균열 모멘트
 $(EI)_1$: Precracking stage에서의 휨 강성
 P_1 : Precracking stage에서의 초기균열 하중
 δ_1 : Precracking stage에서의 중앙 처짐
 ϕ : 곡률
 l : 거더의 순경간
 l_a : 지점에서 작용하중까지의 거리

3.2 Postcracking stage 해석

단면의 균열 발생 상태인 Postcracking Stage에서는 HPSFRC의 인장응력이 파괴계수에 도달되면 균열이 발생되고, 단면의 응력 분포는 비선형을 나타낸다. 이 단계에서의 응력-변형률 분포도가 Fig. 8에 나타나 있고, HPSFRC의 비선형 응력 분포는 Fig. 8(d)와 같이 등가 직사각형 응력 분포로 가정된다. PDC 보 단면에 대해서 힘의 평형 조건에 의해 다음 식이 성립된다.

$$C_s + C_{cu} = T_{ps} + T_{cu} + T_s \quad (21)$$

여기서, T_{cu} 은 HPSFRC의 균열 발생 이후 인장력이고, 식 (21)은 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_s = A'_s f'_s \quad (22)$$

$$C_{cu} = \frac{1}{2} f_c b c \quad (23)$$

$$T_{ps} = A_{ps} f_{ps} \quad (24)$$

$$T_{cu} = f_{cu} b h_h \quad (25)$$

$$T_s = A_s f_s \quad (26)$$

여기서, f_{cu} : HPSFRC의 균열 발생 이후 인장강도

PDC 거더의 최상단에서 중립축까지의 거리 c 는 단면에 작용하는 각각의 힘을 식 (19)에 대입하여 다음과 같이 구해진다.

$$c = \frac{2A'_s E_s d' + 2A_s E_s d + bh_n^2 E_{cn} + 2A_{ps} E_{ps} d + \frac{2f_{cu} b h_h d}{\epsilon_{rh}}}{2A'_s E_s + 2A_s E_s + 2bh_n E_{cn} + 2A_{ps} E_{ps} + \frac{2f_{cu} b h_h}{\epsilon_{rh}}} \quad (27)$$

Postcracking Stage에서 M_2 와 δ_2 는 다음과 같이 구해진다.

$$M_2 = \frac{2}{3} C_{cu} c + C'_s (c - d') + T_{ps} (d_p - c) + T_s (d - c) + T_{cu} \left(h_n - c + \frac{h_h}{2} \right) \quad (28)$$

$$(EI)_2 = \frac{M_2}{\phi} = \frac{M_2 c}{\epsilon_c} \quad (29)$$

$$\delta_2 = \frac{(P_2 - P_1) a}{48(EI)_2} (3l^2 - 4a^2) + \delta_1 \quad (30)$$

여기서, M_2 : Postcracking stage에서의 단면의 모멘트

$(EI)_2$: Postcracking stage에서의 휨 강성

δ_2 : Postcracking stage에서의 중앙 처짐

3.3 Ultimate stage 해석

균열 발생 이후 지속적인 하중 증가로 균열 폭 및 균열 진행이 증가되고, 압축부와 중립축이 상단으로 상승된다. 인장철근과 PS 긴장재의 응력은 항복강도를 넘어서고, 콘크리트 변형률은 한계에 도달되어 파괴된다. 이 단계에서의 응력-변형률 분포도가 Fig. 9에 나타나 있고, 단면의 압축 및 인장응력 분포는 Fig. 9(c)와 같이 비선형을 나타낸다. 비선형 응력 분포는 Fig. 9(d)와 같이 등가 직사각형 응력 분포로 가정되고, PDC 보 단면에 대해서 힘의 평형 조건에 의해 다음 식이 성립된다.

$$C_s + C_{cu} = T_{ps} + T_{cu} + T_s \quad (31)$$

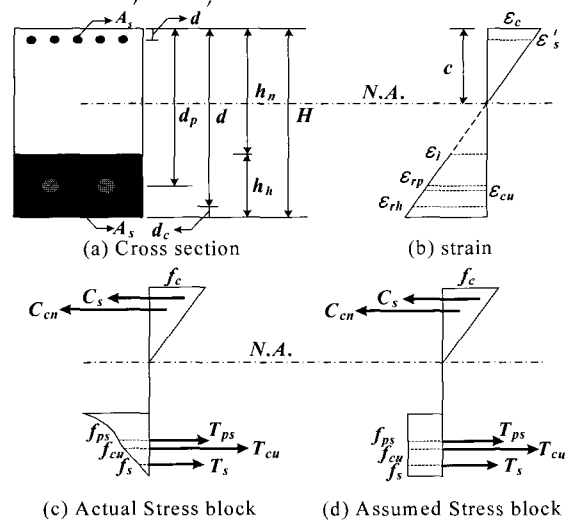


Fig. 8 Stress-strain distribution on the cross sections at postcracking stage

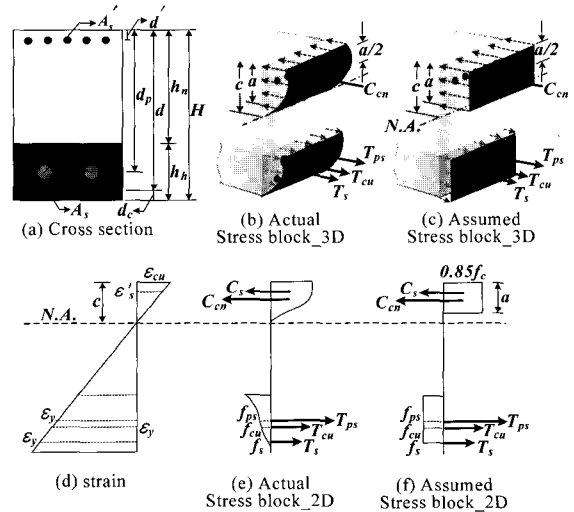


Fig. 9 Stress-strain distribution on the cross sections at ultimate stage

균열 발생 이후 단면에 작용하는 힘은 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_s = A'_s f'_s \quad (32)$$

$$C_{cu} = 0.85 f_c b a \quad (33)$$

$$T_{ps} = A_{ps} f_{py} \quad (34)$$

$$T_{cu} = f_{cu} b (h_n - d_c) \quad (35)$$

$$T_s = A_s f_y \quad (36)$$

최상단으로부터 중립축까지의 거리 c 는 단면에 작용하는 각각의 힘을 식 (31)에 대입하여, 다음과 같이 c 에 관한 2차 방정식이 구해진다.

Table 4 Comparison of Ex.(experiment) and An.(analysis) results for PC beam and PDC beam specimens

	Precracking stage						Postcracking stage						Ultimate stage					
	Initial cracking load (kN)			Deflection at midspan (mm)			Limit service load (kN)			Deflection at midspan (mm)			Ultimate load (kN)			Deflection at midspan (mm)		
	Ex.	An.	$\frac{Ex}{An}$	Ex.	An.	$\frac{Ex}{An}$	Ex.	An.	$\frac{Ex}{An}$	Ex.	An.	$\frac{Ex}{An}$	Ex.	An.	$\frac{Ex}{An}$	Ex.	An.	$\frac{Ex}{An}$
PC I	331.4	339.4	0.98	4.61	4.8	0.96	437.9	445	0.98	6.85	7.21	0.95	705	658	1.07	32.1	33	0.97
PC II	328	339.4	0.97	4.34	4.8	0.91	450	445	1.01	6.42	7.21	0.89	734	658	1.12	35.8	33	1.08
PDC I	410	418	0.98	4.63	5.21	0.89	560	640	0.88	7.05	9.15	0.77	745	820	0.91	24.1	21.3	1.13
PDC II	503	429	1.17	5.68	5.27	1.08	620	620	1.0	8.8	8.6	1.02	830	912	0.91	23.3	24.1	0.97
PDC III	550	445	1.23	6.13	5.3	1.15	660	650	1.02	8.34	8.8	0.95	950	1012	0.94	22.1	25.4	0.87

$$Q_1 c^2 + Q_2 c + Q_3 = 0 \quad (37)$$

$$Q_1 = -0.85 f_c b \beta_1 \quad (38)$$

$$Q_2 = 0.85 f_c b \beta_1 d + A_s' E_s \epsilon_y + f_{cu} b (h_h - d) + A_s f_y + A_{ps} f_{py} \quad (39)$$

$$Q_3 = -A_s' E_s \epsilon_y d - f_{cu} b (h_h - d) d - A_s f_y d - A_{ps} f_{py} d \quad (40)$$

Ultimate Stage에서 M_3 와 δ_3 은 다음과 같이 구해진다.

$$M_3 = C_{cn} \left(c - \frac{a}{2} \right) + C_s (c - d) + T_{ps} (d_p - c) + T_s (d - c) + T_{cu} \left(h_n - c + \frac{h_h}{2} \right) \quad (41)$$

$$(EI)_3 = \frac{M_3}{\phi} = \frac{M_3 c}{\epsilon_c} \quad (42)$$

$$\delta_3 = \frac{(P_3 - P_2) a}{48(EI)_3} (3\beta^2 - 4a^2) + \delta_2 \quad (43)$$

여기서, M_3 : Ultimate stage에서의 단면의 극한 모멘트
 δ_3 : Ultimate stage에서의 중앙 처짐

4. 결과 및 고찰

실험 및 해석 결과가 비교·분석된 PC 보와 PDC 보의 초기균열 및 한계사용하중, 극한하중, 각 하중상태에서의 처짐이 Table 4에 나타나 있다.

4.1 실험 결과

Precracking stage에서 초기 균열하중이 PC 보와 비교하여 PDC 보 I에서 24%, PDC 보 II에서 52%, PDC 보 III에서 67% 증가되었고, Postcracking stage에서 한계사용하중이 PC 보와 비교하여 PDC 보 I에서 29%, PDC 보 II에서 43%, PDC 보 III에서 52%가 증가되었다. PC 보와 PDC 보에 대한 실험결과의 하중-처짐 곡선이 Fig. 10에 나타나 있다. 초기 휨 강성은 초기 균열 이전의 하중-처짐 곡선 기울기를 나타내고, 휨 강성의 증가는 동일 크기의 하중에 대한 구조물의 변형 감소를 나타낸다. 초기 휨 강성은 HPSFRC 적용 깊이에 따라 PDC 보 I에서 20%, PDC 보 II에서 20%, PDC 보 III에서 22%가 증가되었다.

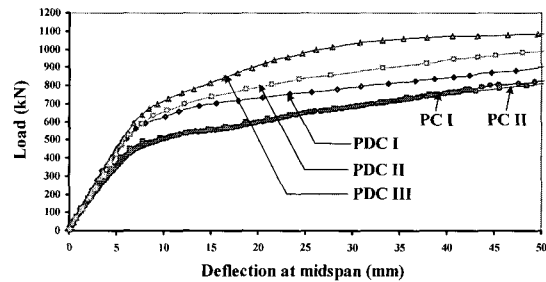


Fig. 10 Experimental load-deflection curves of total beam specimens

PDC 보 사용성면에서 같은 처짐에 대한 내하력(load carrying capacity)은 PC 보와 비교하여 PDC 보 I에서 18%, PDC 보 II에서 30%, PDC 보 III에서 52%로 확연하게 증가되었다.

4.2 실험 및 해석 결과의 비교

각각의 PDC 보에 대한 실험 및 해석 결과의 하중-처짐 곡선이 Figs. 11~13에 나타나 있다. HPSFRC 적용 깊이가 각각 다른 PDC I, PDC II, PDC III에서 초기 균열까지 휨 강성이 비슷하게 증가되나, 이후 한계사용 및 항복까지 휨 강성이 확연하게 증가됨을 볼 수 있고, 특히 PDC III에서 가장 크게 증가되었다. HPSFRC 해석 모델을 통한 각각의 PDC 보 해석 결과와 실험결과가 비교적 잘 일치된다.

4.3 균열 양상

HPSFRC가 인장부에 부분적으로 적용된 PDC 보의 초기 균열 및 한계사용하중은 증가되고, 휨 균열의 진전은 억제된다. Fig. 14에서 보이는 바와 같이 PC 및 PDC 보가 파괴에 도달될 때 하중 수준은 PDC 보가 PC 보에 비해 높다. 또한 PC 보의 균열양상은 파괴에 도달될 때 주균열이 압축부까지 상당히 진전되어 있으나, PDC 보는 PC 보에 비해 주균열의 진전이 억제되는 것을 보여준다. 이는 HPSFRC에 적용되어 있는 강섬유가 균열을 제어함으로써, 주균열 폭을 줄이고 주균열의 진전을 억제시키기 때문이다.

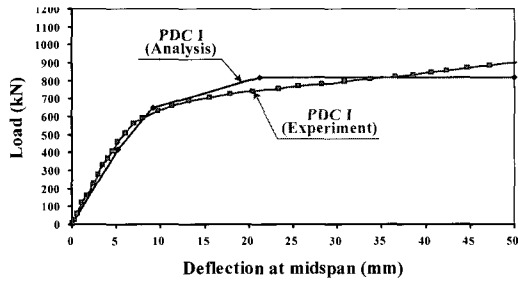


Fig. 11 Comparison of experiment and analysis results for PDC I

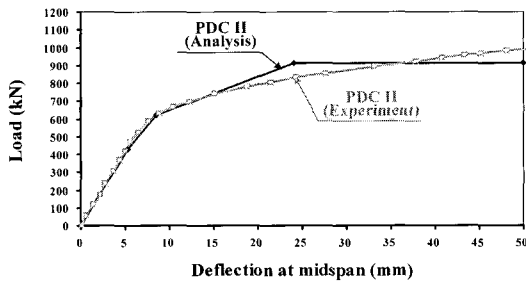


Fig. 12 Comparison of experiment and analysis results for PDC II

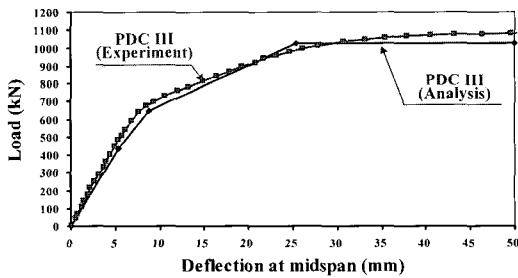
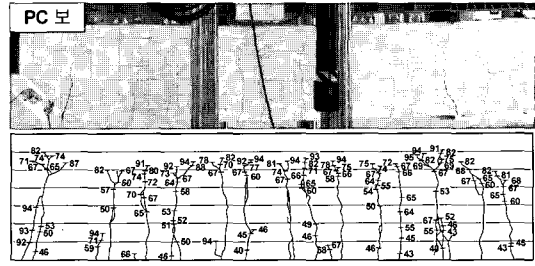


Fig. 13 Comparison of experiment and analysis results for PDC III

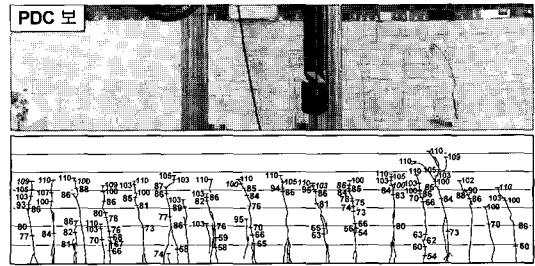
5. 결 론

프리스트레스트 이중 콘크리트 보와 프리스트레스트 콘크리트 보와의 실험 및 해석적 비교 연구를 통해 도출된 결과는 다음과 같다.

- 1) 인장부 일부분에 각각 다른 깊이의 HPSFRC를 적용한 프리스트레스트 이중 콘크리트 보는 프리스트레스트 콘크리트 보에 비해 Precracking stage에서 초기 균열 하중이 증가되었고, Postcracking stage에서도 프리스트레스트 이중 콘크리트 보의 한계사용하중이 현저히 증가되었다. 인장부에 적용된 HPSFRC에 의해 균열이 제어됨으로써, 주균열 폭을 줄이고 주균열 진전이 억제되는 효과를 나타내었다.



(a) PC beam specimen



(b) PDC beam specimen

Fig. 14 Crack pattern of specimens

- 2) 프리스트레스트 이중 콘크리트 보의 하중-처짐 곡선에서 초기 휨 강성이 증가되었고, 초기균열 이후 항복까지의 휨 강성은 확연하게 증가되었다. 그 중 HPSFRC 적용깊이가 400mm인 프리스트레스트 이중 콘크리트 보의 경우 초기균열 이후 휨 강성이 가장 크게 증가되었다. 사용성면에서 같은 처짐에 대한 내하력(load carrying capacity)이 프리스트레스트 콘크리트 보에 비해 월등히 향상되었고, 철근과 PS 긴장재가 항복될 때까지의 처짐도 현저히 감소되었다.
- 3) 프리스트레스트 이중 콘크리트 보의 휨 거동을 정확히 이해하기 위해 HPSFRC의 해석 모델이 제안되었고, 각각의 프리스트레스트 이중 콘크리트 보 해석 결과와 실험 결과가 잘 일치되었다.
- 4) 프리스트레스트 콘크리트 보에 부분적으로 HPSFRC가 적용됨으로써 초기균열 및 한계사용하중의 증가, 균열 제어, 휨 강성 증가의 효과를 얻을 수 있었고, 이는 구조물의 사용성 및 안전성이 향상되어, 향후 교량의 장경간화와 지하구조물의 공간 확보에 활용 가치가 높을 것으로 보인다.

감사의 글

본 연구는 “건설교통부의 건설교통기술혁신산업(02 산학연A03-01)”의 일환으로 수행되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 박대효, 부준성, 조백순, “섬유보강 고인장강도 콘크리트를 이용한 이중 콘크리트보의 휨 거동 해석”, 콘크리트학회논문집, 13권, 6호, 2001, pp.584~592.
2. Swamy, R. N. and Al-Taa'n S. A., “Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete”, *ACI Journal*, Vol.78, No.5, 1981, pp.395~405.
3. Swamy, R. N., Al-Taa'n S. A., and Ali, Sami A. R., “Steel Fibers for Controlling Cracking and Deflection”, *Concrete International: Design and Construction*, Vol.1, No.8, 1979, pp.41~49.
4. Padmarajaiah, S. K and Ramaswamy, A., “Crack-Width Prediction for High-Strength Concrete Fully and Partially Prestressed Beam Spectimens Containing Steel Fibers”, *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.6, 2001, pp.852~861.
5. Padmarajaiah, S. K and Ramaswamy, A., “Flexural Strength Predictions of Steel Fiber Reinforced High-Strength Concrete in Fully/Partially Prestressed Beam Specimens”, *Cement & concrete composites*, Vol.26, No.4, 2002, pp.275~290.
6. Henager, C. H and Doherty, T. J., “Analysis of Reinforced Fibrous Concrete Beams”, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.12, No.1, 1976, pp.177~188.
7. Swamy, R. N. and Mangat, P. S., “The interfacial Bond Stress in Steel Fiber Cement Composites”, *Cement and Concrete Research*, Vol.6, No.5, 1976, pp.641~649.
8. Romualdi, James P. and Mandel, James A., “Tensile Strength of Concrete as Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement,” *ACI Journal*, Vol.61, No.6, 1964, pp.657~671.
9. Cox, H. L., “The Elasticity and Strength of Paper and Other Fibrous Materials”, *British Journal of Applied Physics*, Vol.3, No.3, 1952, pp.72~79.

요 약

프리스트레스트 콘크리트 구조는 압축강도에 비해 낮은 인장강도로 인하여 콘크리트의 균열이 발생되고, 구조물의 강성이 저하되며, 과도한 처짐으로 인한 구조물의 기능이 저하된다. 본 연구에서는 이러한 단점을 보완하기 위해 인장부 일부분의 고성능 강섬유 보강 콘크리트와 압축부의 보통강도 콘크리트의 합성으로 이루어진 새로운 구조형식의 프리스트레스트 이중 콘크리트 보가 제안되었고, 3개의 프리스트레스트 이중 콘크리트 보와 2개의 프리스트레스트 콘크리트 보가 제작되었다. 프리스트레스트 이중 콘크리트 보의 휨 거동 분석을 위해 각 구간별(pre-cracking stage, post-cracking stage, ultimate stage) 해석적 모델이 제안되었고, 해석 결과와 실험 결과가 비교적 잘 일치되었다. 프리스트레스트 이중 콘크리트 보는 인장부 일부분에 적용된 고성능 강섬유 보강 콘크리트에 의해 균열의 생성과 성장이 억제되었고, 초기균열 및 한계사용하중이 증가되었으며, 내하력 및 휨 강성이 확연하게 증가되었다.

핵심용어 : 고성능 강섬유 보강 콘크리트, 프리스트레스트 이중 콘크리트 보, 휨 거동 해석
