

섬유보강 고인장강도 콘크리트를 이용한 이중 콘크리트 보의 휨 거동 해석

박대효¹⁾* · 부준성¹⁾ · 조백순²⁾

¹⁾한양대학교 토목공학과 ²⁾인제대학교 토목공학과

(2001년 5월 26일 원고접수, 2001년 11월 6일 심사완료)

Flexural Behavior of Dual Concrete Beams Using Fiber Reinforced Concrete at Tensile Parts

Tae-Hyo Park¹⁾*, Jun-Seong Bu¹⁾, and Baik-Soon Cho²⁾

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

²⁾ Dept. of Civil Engineering, Inje University, Kimhae, 621-749, Korea

(Received May 26, 2001, Revised November 6, 2001)

ABSTRACT

The cracks are developed in reinforced concrete(RC) beams at the early stage of service load because of the relatively small tensile strength of concrete. The structural strength and stiffness are decreased by reduction of tensile resistance capacity of concrete due to the developed cracks. Using the fiber reinforced concrete that is increased the flexural strength and tensile strength at tensile part can enhance the strength and stiffness of concrete structures and decrease the tensile flexural cracks and deflections. Therefore, the RC beams used of the fiber reinforced concrete at tensile part ensure the safety and serviceability of the concrete structures. In this work, analytical model of a dual concrete beams composed of the normal strength concrete at compression part and the high tension strength concrete at tensile part is developed by using the equilibrium conditions of forces and compatibility conditions of strains. Three groups of test beams that are formed of one reinforced concrete beam and two dual concrete beams for each steel reinforcement ratio are tested to examine the flexural behavior of dual concrete beams. The comparative study of total nine test beams is shown that the ultimate load of a dual concrete beams relative to the RC beams is increased in approximately 30%. In addition, the flexural rigidity, as used here, referred to the slope of load-deflection curves is increased and the deflection is decreased.

keyword : dual concrete beam, reinforced concrete beam, high tension strength concrete, normal strength concrete

1. 서 론

철근콘크리트 구조에서 압축강도에 비해 낮은 인장강도로 인하여 발생하는 콘크리트의 균열은 구조물의 강성을 감소시켜 과도한 처짐을 발생시킨다. 또한 과도한 처짐으로 인한 콘크리트 균열의 진전은 보강철근이 대기와 수분에 노출되는 원인이 되며, 철근 부식의 진전과 철근과 콘크리트의 부착력을 약화시켜 전체적인 구조물의 일체성이 감소하여 구조물의 기능을 심각하게 저하시킨다.

최근 들어 고강도 콘크리트와 고기능성 시멘트 기저재료는 놀라운 발전을 거듭해오고 있다. 시멘트 기저재료의 강도는 공극 다공성에 크게 영향을 받으므로 이를 줄이기 위한 방법으로 Macro-Defect-Free(MDF) 시멘트와 고밀도입자(densified with small particles)를 사용한 고기능성

시멘트 기저재료가 연구되고 있다¹⁾. 고강도 콘크리트와 고기능성 시멘트 기저재료에서의 압축강도는 보통강도 콘크리트에 비해 현저하게 높은 강도를 얻을 수 있으나 휨강도나 인장강도는 상대적으로 압축강도에 비해 여전히 낮은 수준이다. 그러나 최근에 MDF시멘트를 사용하여 파괴계수의 값을 향상시킨 고기능성 시멘트 기저재료의 연구도 활발히 진행되고 있다²⁾. 이러한 압축강도와 파괴계수의 증가에도 불구하고 재료의 낮은 인성으로 인한 취성 파괴 문제는 콘크리트 구조의 가장 큰 취약점 중의 하나이다. 그러나 보통강도 콘크리트 압축강도의 약 10분의 1에 불과한 인장 및 휨강도를 증가시키고 콘크리트의 균열을 억제하기 위하여 유리섬유, 탄소섬유, 강섬유 등을 콘크리트 또는 시멘트 모르타르에 보강함으로써 인장 및 휨강도를 압축강도의 3분의 1까지 증가시킬 수 있다³⁾. 그러나 이러한 고강도 콘크리트 및 고기능성 시멘트기저 재료의 사용은 경제성 및 시공성의 문제로 그 활용 범위가 제한적이다.

* Corresponding author

Tel : 02-2290-0321 Fax : 02-2293-9977

E-mail : cepark@hanyang.ac.kr

Brandt and Glinicki⁴⁾는 섬유보강 콘크리트를 사용한 콘크리트보의 휨시험을 통해 휨강성과 극한강도의 증가를 확인하였으며, 극한강도의 경우 휨강성의 증가에 비해 큰 증가는 없었다. Bayasi⁵⁾는 탄소섬유를 보강한 시멘트 모르타르를 강상판 위에 약 3cm 두께로 타설한 후 다시 보통 콘크리트를 약 8cm 타설한 합성 콘크리트 슬래브를 실험적으로 연구했다. 실험결과에서 휨균열이 강상판 위의 탄소섬유보강 시멘트 모르타르에서부터 시작되지 않고 그 위의 보통콘크리트에서 초기 균열이 발생되었으며, 결과적으로 탄소섬유의 보강이 균열을 억제시키는 효과가 있음을 입증하였다. 그러나 기준이 되는 보통 콘크리트 슬래브의 실험이 누락되고 구조 형상적으로 복잡한 합성 슬래브만으로 실험되어 휨강성의 증가 등 해석적인 결과를 체계적으로 도출하지 못하였다. Dwaranath and Nagaraj⁶⁾는 단철근 콘크리트보의 전체단면과 단면의 하단에서 1/2의 높이까지 강섬유를 함유한 두 경우에 대해서 휨강성을 비교하기 위한 실험을 실시하였다. 섬유보강 철근콘크리트보는 보통 철근콘크리트보에 비해 균열하중과 극한하중이 증가되었으며, 균열의 발생이 억제되고 처짐이 감소하였다. 그리고 강섬유를 1/2높이까지 함유한 단면의 균열하중, 최대하중, 휨강성은 전단면의 강섬유보강 철근콘크리트보에 비해 큰 차이 없이 유사한 결과를 보였다. 이는 전단면이 아닌 인장영역부분에만 강섬유를 포함하는 철근콘크리트보 역시 휨강성을 향상시키는데 효과적으로 활용될 수 있음을 보여주는 결과이다.

본 연구에서는 콘크리트의 약한 인장강도에 의해 발생하는 철근콘크리트보(reinforced concrete beam)의 휨균열을 제어하고 극한하중 및 강성을 향상시키기 위하여 인장영역의 섬유보강 고인장강도 콘크리트와 압축영역의 보통강도 콘크리트의 합성으로 이루어진 이중 콘크리트보(dual concrete beam)의 휨 거동을 해석적 및 실험적으로 비교 분석한다.

2. 이중 콘크리트보의 휨 해석

인장철근의 항복 후 압축부 콘크리트의 변형률이 극한

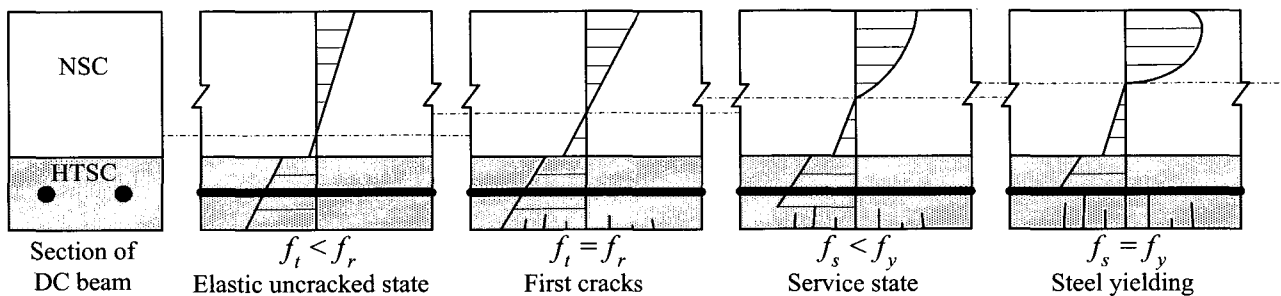


Fig. 1 Stresses and cracks of DC beam for each states (HTSC: High Tension Strength Concrete, NSC: Normal Strength Concrete)

변형률에 도달하면 철근콘크리트보의 인장파괴로 보지만, 이중 콘크리트보의 경우는 인장영역의 고인장강도 콘크리트에서 발생된 휨균열의 진전이 인장철근에 의해 억제된 상태에서 지속적인 하중의 증가에 의해 인장철근이 항복하면 이중 콘크리트보가 파괴되는 것'으로 가정한다. 인장철근의 항복 후 인장영역 휨균열이 확산되어 콘크리트는 점차적으로 인장력을 상실하게 된다.

Fig. 1은 하중증가에 따른 이중 콘크리트보의 응력상태와 균열의 진행상태를 보여준다. 인장균열 발생 이전의 상태에서는 모든 구성재료들은 탄성거동을 하며, 단면의 압축 및 인장응력의 분포는 선형을 유지한다. 하중의 증가로 고인장강도 콘크리트의 인장응력이 휨인장강도에 도달하면 인장균열이 발생되어 중립축 방향으로 진행된다. 고인장강도 콘크리트에서 발생된 균열은 인장철근에 의해 확산이 억제된다. 인장철근이 항복하면 고인장강도 콘크리트에서의 균열이 다시 진행되어 콘크리트는 인장에 대한 저항성을 완전히 상실하게 된다. 이 시점에서 콘크리트의 압축응력이 발생되어 이중 콘크리트보는 파괴에 이르게 된다. 이중 콘크리트보의 휨 거동 해석에 있어 다음의 가정이 적용된다.

- 1) 콘크리트 휨균열 발생시점의 인장응력은 고인장강도 콘크리트의 휨인장강도와 같다.
 - 2) 인장부의 고인장강도 콘크리트는 파괴계수에 도달하기 전까지는 선형거동을 한다.
 - 3) 철근이 항복할 때까지 철근 하단의 고인장강도 콘크리트는 균열로 인해 인장에 저항하지 못하지만 인장철근 상단의 콘크리트는 인장에 저항한다고 가정한다.
 - 4) 철근이 항복할 때 철근부위의 콘크리트의 인장응력이 파괴계수에 도달한다고 가정한다.
 - 5) 압축부 보통강도 콘크리트는 고인장강도 콘크리트의 인장응력이 파괴계수에 도달하기 전에는 선형 거동을 하고, 파괴계수를 초과하면 비선형 거동을 한다.
 - 6) 보통강도와 고인장강도 콘크리트 및 철근은 완전부착되어 일체화 거동을 한다고 가정한다.
- 위의 가정을 바탕으로 하여 고인장강도 콘크리트의 인

장응력이 파괴계수에 도달하기 전의 탄성상태와 인장철근이 항복한 후의 극한상태에 대해서 이중 콘크리트보를 해석한다.

2.1 탄성 해석

철근, 보통강도 콘크리트, 고인장강도 콘크리트의 사용량과 재료적 성질에 따라 중립축의 위치는 두 콘크리트의 계면보다 위에 위치하는 경우와 밑에 위치하는 경우로 나눌 수 있다. 두 경우는 단면의 응력상태가 서로 상이하며, 각각에 대하여 단면해석을 수행하였다. 두 경우 모두 단면 1차 모멘트를 이용하여 중립축의 위치를 구할 수 있다. 이중 콘크리트보의 단면에 대해 탄성계수비에 의한 환산 단면적을 이용하여 탄성상태에서의 중립축 위치는 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$c_e [bh_n + n_c bh_h + (n_s - 1)A_s] = 0.5bh_n^2 + n_c bh_h(H - 0.5h_h) + (n_s - 1)A_s d \quad (1)$$

여기서, b 와 H 는 이중 콘크리트 보 단면의 폭과 전체 높이, h_n 과 h_h 는 각각 보통강도 콘크리트와 고인장강도 콘크리트의 높이를 나타내며, A_s 는 인장철근의 단면적, d 는 압축선단에서 인장철근 중심까지의 거리이다. 그리고 여기서 n_c 와 n_s 는 각각 보통강도 콘크리트의 탄성계수 E_{cn} 에 대한 고인장강도 콘크리트의 탄성계수 E_{ch} 의 비와 철근의 탄성계수 E_s 의 비를 나타내며 다음과 같다.

$$n_c = \frac{E_{ch}}{E_{cn}} \quad (2)$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_{cn}} \quad (3)$$

콘크리트의 인장응력이 파괴계수를 초과하기 전까지는 인장철근과 콘크리트 모두 탄성거동을 하므로 탄성상태에 대한 변형률분포도의 삼각형 닳음비를 이용하면, 인장철근의 변형률 ϵ_s 와 단면 최하단의 고인장강도 콘크리트의 변형률 ϵ_t 를 단면 최상단의 보통강도 콘크리트의 압축변형률 ϵ_c 의 향으로 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d - c_e}{c_e} \quad (4)$$

$$\epsilon_t = \epsilon_c \frac{H - c_e}{c_e} \quad (5)$$

2.1.1 중립축이 보통강도 콘크리트 단면에 위치한 경우
콘크리트의 인장응력이 파괴계수를 초과하기 전까지는

인장철근과 콘크리트 모두 탄성으로 가정하며, Fig. 2는 중립축이 보통강도 콘크리트 단면에 있는 경우에 대한 이중 콘크리트보의 변형률과 응력 분포도를 나타낸다. 이 경우 고인장강도 콘크리트의 단면전체가 인장력을 받게 된다. Fig. 2의 이중 콘크리트 보 단면에 대해서 힘의 평형조건에 의해 아래의 식이 성립된다.

$$C_c = T_s + T_{cn} + T_{ch} \quad (6)$$

여기서, C_c 는 보통강도 콘크리트의 압축력, T_s 는 철근의 인장력, T_{cn} 은 보통강도 콘크리트의 인장력, T_{ch} 는 고인장강도 콘크리트의 인장력을 나타내며, Fig. 2(c)의 응력 분포도로부터 각각 아래와 표현할 수 있다.

$$C_c = \frac{1}{2} f_c b c_e \quad (7)$$

$$T_s = f_s A_s \quad (8)$$

$$T_{cn} = \frac{1}{2} \alpha_1 f_c b (h_1 - c_e) \quad (9)$$

$$T_{ch} = \frac{1}{2} (f_t + \alpha_2 f_t) (b h_2 - A_s) \quad (10)$$

여기서, f_c 는 콘크리트의 압축응력, f_s 는 인장철근의 응력, f_t 는 콘크리트의 인장응력이며, 계수 α_1 과 α_2 는 Fig. 2(b)와 (c)로부터 각각 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\alpha_1 = \frac{h_1 - c_e}{c_e} \quad (11)$$

$$\alpha_2 = n_c \alpha_1 \frac{f_c}{f_t} \quad (12)$$

콘크리트의 압축응력과 인장응력, 철근의 인장응력은 외력에 의한 작용 모멘트 M 에 대해서 각각 다음과 나타낼 수 있다.

$$f_c = \frac{M}{I_{gt}} c_e \quad (13)$$

$$f_t = \frac{M}{I_{gt}} (H - c_e) \quad (14)$$

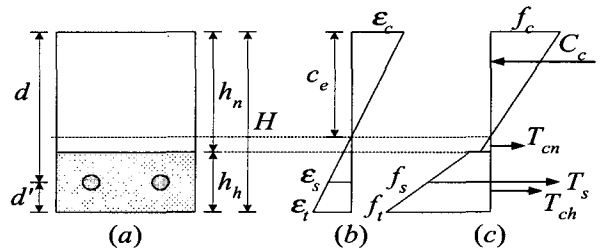


Fig. 2 Dual concrete beam for $c_e < h_n$

(a) Cross section (b) Strains (c) Stresses

$$f_s = \frac{M}{I_{gt}} (d - c_e) \quad (15)$$

콘크리트의 인장응력이 파괴계수 f_r 을 초과하여 균열이 발생될 때의 균열 모멘트 M_{cr} 은 콘크리트의 인장응력을 파괴계수로 치환하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_{gt}}{H - c_e} \quad (16)$$

여기서, I_{gt} 는 Fig. 2(a)의 단면에 대한 환산단면 2차 모멘트이며 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$I_{gt} = \frac{b(h_n^3 + h_h^3)}{12} + bh_n(c_e - \frac{h_n}{2})^2 + bh_h(H - c_e - \frac{h_h}{2})^2 + (n_s - 1)A_s(d - c_e)^2 \quad (17)$$

외력에 의한 작용 모멘트 M 이 균열 모멘트 M_{cr} 보다 크게 되면 균열이 발생하게 되고, 균열이 발생된 콘크리트는 인장에 대한 저항능력을 상실하게 된다. 중립축 거리가 보통강도 콘크리트의 높이보다 큰 경우에 대해서는 다음과 같다.

2.1.2 중립축이 고인장강도 콘크리트 단면에 위치한 경우
중립축이 고인장강도 콘크리트 단면에 위치한 경우는 앞의 경우와는 달리 Fig. 3(c)에서와 같이 중립축 상단의 고인장강도 콘크리트는 압축력을 받게된다. 그리고 보통강도 콘크리트의 단면 전체는 압축력만을 받게된다. Fig. 3의 이중 콘크리트보 단면에 대해서 힘의 평형조건에 아래의 식이 성립된다.

$$C_c + C_{ch} = T_s + T_{ch} \quad (18)$$

여기서, C_{ch} 는 고인장강도 콘크리트의 압축력을 나타낸다. Fig. 3(c)의 응력 분포도로부터 단면에 작용하는 보통강도 콘크리트의 압축력 C_c , 고인장강도 콘크리트의 압축력 C_{ch} , 철근의 인장력 T_s , 고인장강도 콘크리트의 인장력 T_{ch} 는 각각 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$C_c = \frac{1}{2} (f_c + \alpha_3 f_c) b h_1 \quad (19)$$

$$C_{ch} = \frac{1}{2} \alpha_4 f_t b (c_e - h_1) \quad (20)$$

$$T_s = f_s A_s \quad (21)$$

$$T_{ch} = \frac{1}{2} b f_t [(H - c_e) - A_s] \quad (22)$$

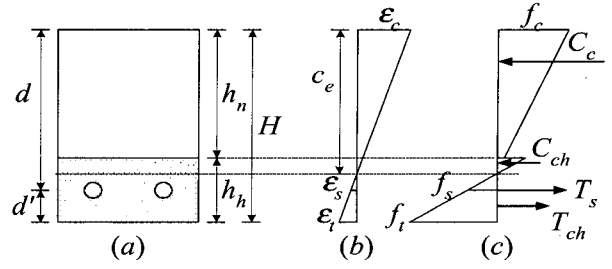


Fig. 3 Dual concrete beam for $c_e > h_n$
(a)Cross section (b)Strains (c)Stresses

여기서, 계수 α_3 과 α_4 는 Fig. 3(b)와 (c)를 이용하여 각각 아래와 같이 표현할 수 있다.

$$\alpha_3 = \frac{c_e - h_1}{c_e} \quad (23)$$

$$\alpha_4 = n_c \alpha_3 \frac{f_c}{f_t} \quad (24)$$

그리고 외력 모멘트 M 에 대한 콘크리트의 압축응력과 인장응력, 철근의 인장응력은 각각 식 (13),(14),(15)를 이용하여 구할 수 있으며, 균열 모멘트 M_{cr} 은 식 (16)과 같다.

2.2 극한 거동 해석

콘크리트 최하단부의 휨인장응력이 파괴계수에 도달하면 균열이 발생하여 인장철근 방향으로 진전되다가 인장철근에 의해 균열의 진행이 억제된다. 지속적인 하중의 증가로 철근이 항복되고 철근주위의 콘크리트 인장응력이 파괴계수에 도달될 때 압축부의 콘크리트의 거동은 비선형 거동을 나타낸다. Fig. 4(a)는 이중 콘크리트보의 단면에 대한 변형률 분포를 나타내며, Fig. 4(b)는 콘크리트의 비선형 응력분포를 등가 직사각형 응력분포로 가정하여 나타낸 것이다. Fig. 4(b)로부터 보통강도 콘크리트의 압축력은 아래와 같이 구할 수 있다.

$$C_c = 0.85 f_c' b a \quad (25)$$

여기서, f_c' 는 보통강도 콘크리트의 압축강도, a 는 등가 직사각형 응력분포의 깊이이다. 인장철근이 항복된 경우의 철근의 인장력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

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

여기서, f_y 는 철근의 항복강도이다. 또한 콘크리트의 인장응력 분포 역시 압축응력 분포와 유사한 등가 직사각형으로 가정하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$T_{ch} = \alpha_5 f_r [b(h_h - d') - A_s] \quad (27)$$

여기서, α_5 는 고인장강도 콘크리트의 파괴계수에 적용되는 상수를 나타낸다. 철근의 인장력과 고인장강도 콘크리트의 인장력의 합력을 인장합력 T_R 로 나타내면 다음과 같다.

$$T_R = A_s f_y + \alpha_5 f_r [b(h_h - d') - A_s] \quad (28)$$

콘크리트의 압축력과 인장합력의 평형조건에 의해 아래의 식이 성립되며,

$$C_c = T_R \quad (29)$$

식 (25)와 (28)을 식 (29)에 대입하여 정리하면 직사각형 압축응력 깊이 a 를 아래와 같이 얻을 수 있다.

$$a = \frac{A_s f_y + \alpha_5 f_r [b(h_h - d') - A_s]}{0.85 f_c' b} \quad (30)$$

극한상태에서의 단면의 저항모멘트 M_u 는 인장합력과 콘크리트의 압축력의 우력에 의해 Fig. 4(c)로부터 아래와 같이 주어진다.

$$M_u = T_R j d \quad (31)$$

또는

$$M_u = C_c j d \quad (32)$$

여기서, $j d$ 는 콘크리트의 압축력과 인장합력 사이의 거리이며, 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$j d = H - 0.5a - d'' \quad (33)$$

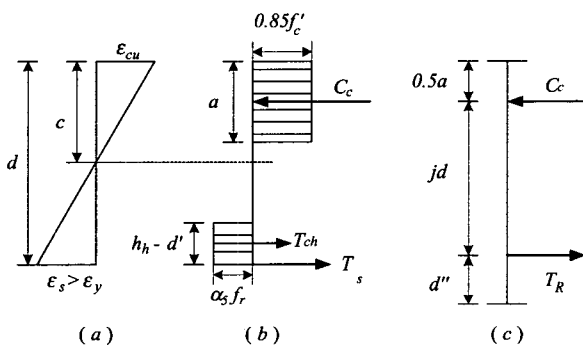


Fig. 4 Dual concrete beam for ultimate state
(a)Strains (b)Stresses (c)Forces

Table 1 Mix proportions of high tension strength concrete

Materials	Water	Cement	Fine aggregate	Coarse aggregate	Silica fume	Plasticizer	Steel fiber
Mix proportions (kg/m ³)	186.5	622.0	718.0	718.0	69.0	18.7	157.0

여기서, d'' 은 단면의 하단에서 인장합력 작용점까지의 거리이며 단면의 모멘트 평형관계에 의해 다음과 같이 구할 수 있다.

$$d'' = \frac{T_s}{T_R} d' + \frac{T_{ch}}{T_R} \left[d' + \frac{(h_h - d')}{2} \right] \quad (34)$$

3. 실험

3.1 재료실험

콘크리트의 압축강도, 휨인장강도, 할렬인장강도와 같은 재료 특성을 파악하기 위하여 Table 1의 배합비를 가지는 콘크리트 공시체를 제작하여 시험하였으며, 시험 결과를 Table 2에 나타내었다. 콘크리트의 압축실험은 ASTM C39의 규정을 준수하여 변위제어방식으로 실험하였다. 지름 10 cm, 높이 20 cm의 공시체 6개를 제작하였으며, 실험 결과 평균 보통강도 콘크리트와 고인장강도 콘크리트의 압축강도는 각각 23.5 MPa, 70.3 MPa이다. 고인장강도 콘크리트의 휨인장강도를 측정하기 위하여 ASTM C78과 ASTM C1018 규정을 준수하여 3등분점 재하시험을 실시하였다. 실험결과 시편 6개의 평균 휨인장강도(파괴계수)는 12.4 MPa이다. 할렬인장실험은 간접적으로 고인장강도 콘크리트의 인장강도를 측정하기 위한 실험으로 ASTM C496의 규정을 준수하여 실험하였다. 시편 6개의 평균 할렬인장강도는 11.8 MPa이다. 콘크리트의 탄성계수는 ACI Code에서 규정한 아래의 식을 이용하였다.

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'} \quad (35a)$$

$$E_c = (3320 \sqrt{f_c'} + 6895) \left(\frac{w_c}{2320} \right)^{1.5} \quad (35b)$$

여기서, w_c 는 콘크리트 단위중량이다. 압축강도가 42 MPa이내일 경우는 식 (35a), 83 MPa이내일 경우는 식 (35b)

Table 2 Mechanical properties of concretes

Property	NSC	HTS
Compression strength	23.5 MPa	70.3 MPa
Flexural tension strength	3.04 MPa	12.4 MPa
Split tension strength	2.86 MPa	11.8 MPa
Modulus of elasticity	22.2 GPa	38.6 GPa

를 사용한다. 실험에 사용된 보통강도 콘크리트와 고인장강도 콘크리트의 단위중량은 각각 2,244.5 kg/m³와 2,489.2 kg/m³이며, 계산된 탄성계수는 각각 22,166 MPa, 38,600 MPa이다.

3.2 시험체 제작

3.2.1 이중 콘크리트의 합성

이중 콘크리트보 시험체의 제작시 콘크리트 타설 순서를 보의 밑 부분에 고인장강도 콘크리트를 타설한 후 특별한 양생과정 없이 적당한 시간간격을 두고 보통 콘크리트를 타설하는 것으로 계획하였다. 적당한 타설시간 간격을 결정하기 위하여 실험실에서 다음과 같은 실험을 행하였다. 콘크리트 휨강도 측정용 철제거푸집(길이40 cm, 폭 10 cm, 높이10 cm)에 3 cm 높이의 고인장강도 콘크리트를 타설한 후 붓다짐을 하였다. 그 후 0, 0.5, 1, 2, 6, 12시간 간격을 두고 각각에 대해 고인장강도 콘크리트 위에 보통강도 콘크리트를 타설한 후 같은 방법으로 붓다짐을 실시하였다. 각각의 시간간격에 대하여 2개의 시편, 총 12개를 제작하였다. 12개의 시험체 중 각각의 시간간격에 대한 6개의 시험체는 단면의 접합상태를 조사하기 위한 시편이며, 나머지 6개는 하중 재하시 재료의 분리현상을 관찰하기 위한 시편이다. 시편은 24시간 후에 거푸집을 제거하였으며, 그 후 6일간 수중양생 하였다.

단면의 접합상태를 관찰하기 위해 시험체의 단면을 절단한 결과, 시간간격이 0, 0.5, 1시간에 대해서는 두 콘크리트의 층이 파형을 이루면서 뚜렷한 층의 구분이 관찰되지 않았으나, 시간간격이 2, 6, 12시간에 대해서는 두 콘크리트의 층이 거의 일직선을 이루면서 층의 구분이 확연히 나타나는 것으로 관찰되었다. Fig. 5에 타설 시간간격 0.5 시간과 6시간에 대한 단면의 접합상태를 나타내었다.

하중 작용시 두 재료의 층이 분리되는 현상을 조사하기 위하여 실험한 결과, 시간간격이 0, 0.5, 1, 2시간인 경우에는 휨실험이 종료될 때까지 두 재료의 층이 분리되지 않는 것으로 관찰되었으나, 시간간격이 6, 12시간인 경우는 층분리 현상이 발생하였다.

시험체를 절단하여 단면의 접합상태를 관찰하고, 외부하중에 대한 두 재료의 층분리현상을 관찰한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다. 층의 구분이 뚜렷이 나타나고 외부하중 작용시 두 재료의 층 분리가 일어나지 않는 고인장강도 콘크리트와 보통강도 콘크리트의 타설 시간간격은 2시간으로 결정하였다.

3.2.2 시험보의 종류 및 실험방법

시험보는 길이 270 cm, 폭 20 cm, 높이 30 cm인 직사각형으로 인장철근은 보의 하단에서 5 cm 떨어진 곳에 배치하였다. 이중 콘크리트보의 강성을 평가하기 위해 다음과

같은 항복강도 343 MPa의 철근에 대해 3가지 인장철근비를 선택하였다.

- 1) 0.50 ρ_{max} 의 철근비 : 철근 D19 2본 ($A_s=573.0 \text{ mm}^2$)
- 2) ρ_{min} 의 철근비 : 철근 D13 2본 ($A_s=253.4 \text{ mm}^2$)
- 3) ①과 ②의 중간값 : 철근 D16 2본($A_s=397.2 \text{ mm}^2$)

각각의 철근비에 대하여 압축강도 23.5 MPa인 철근콘크리트보 1개와 보의 하단에 두께 10 cm의 고인장강도 콘크리트를 타설한 동일한 물성치 및 치수의 이중 콘크리트보 2개, 총 9개의 시험보를 제작하였다. 전단파괴를 방지하기 위하여, 전단보강철근은 철근D10을 10 cm간격으로 중앙부의 순수 휨구간을 제외한 구간에서 수직방향으로 배근하였다. 전단철근의 위치확보를 위하여 보의 상부에 길이 방향으로 전단철근 위치까지 상부철근을 설치하였으며, 시험보의 형상 및 치수는 Fig. 6에 있다.

MTS 액츄에이터(actuator)를 사용하여 휨 실험을 실시하였다. 시험보의 양쪽 단부에서 각각 10 cm 떨어진 곳에 강재로올러를 설치하여 시험보를 지지하였으며, 순수 지지점간의 거리는 250 cm이다. 강재 로올러는 수직방향 변위와 회전에 대한 구속이 없도록 제작되었고, 하중 가력점은 시험보의 중심에서 각각 40 cm씩 떨어진 곳에 위치시켰다. 따라서, 지지점에서 가력점까지 거리는 85 cm이며 두 가력점 사이의 80 cm 구간은 순수 휨 구간이 되도록 설치하였다. 가력중심은 추를 이용하여 유지하였고, 수평기로 시험체의 수평을 유지하여 시험보에 편심이 발생하지 않

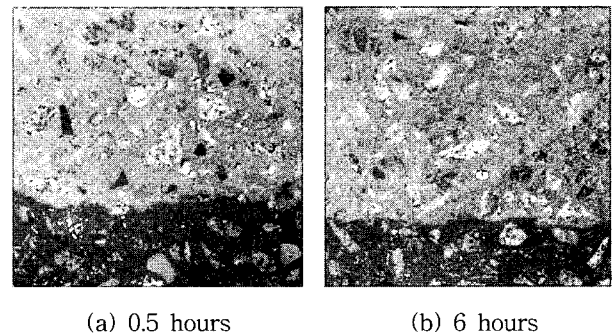


Fig. 5 Bond section of specimens

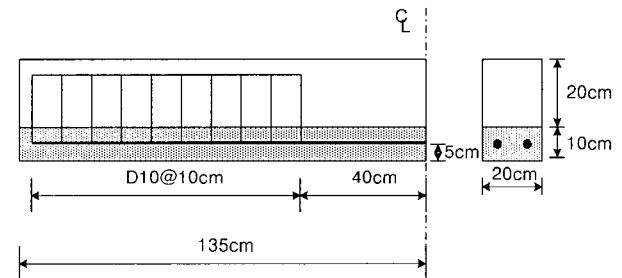


Fig. 6 Dimensions and section of test beam

도록 하였다. 특별히 제작된 강제 가력보를 액츄에이터에 볼트와 너트를 연결하여 하중을 가력하였으며, 하중을 균등하게 분포시키기 위하여 강제 가력점과 시험보 사이에 고무판을 사용하였다. 액츄에이터를 1.0 mm/min 속도의 변위 제어방식으로 가력하였다. 작용하중은 액츄에이터에 부착된 하중계에 의해 측정되었으며, 작용하중에 대한 처짐을 측정하기 위해 보의 중앙부에 변위계(LVDT)를 설치하였다.

3.3 실험결과

보통강도 콘크리트와 고인장강도 콘크리트를 합성한 이중 콘크리트보의 하중-처짐 곡선을 각각의 철근비에 대하여 Fig. 8에 나타내었다. 철근콘크리트보는 항복이전에는 탄성거동을 하며, 항복 후 보의 중앙부 처짐이 20 mm에 도달할 때까지 하중의 변화가 미세한 것으로 나타났다. 이중 콘크리트보는 항복 이전 구간에서는 철근콘크리트보와 마찬가지로 탄성 거동을 하지만, 항복 후에는 처짐의 증가에 대한 하중은 지속적으로 감소하는 것으로 나타나 항복하중이 이중 콘크리트보의 극한하중임을 알 수 있다. 그 이유는 인장철근의 항복 후에는 하중저항 능력이 급속도로 감소하기 때문이다.

Table 3에 실험결과에 의한 항복하중, 극한하중 및 초기휨강성을 나타내었다. Fig. 8에 나타난 바와 같이 D13, D16, D19의 철근비에 대한 이중 콘크리트보의 항복하중과 극한하중은 거의 일치하는 것으로 나타났다. 구조물의 극한하중 증가는 구조물의 안전성을 높여주는 중요한 인자이다. 이중 콘크리트보의 철근콘크리트보에 대한 극한하중 증가량은 철근비가 클수록 높게 나타나며, 극한하중 증가율은 각각의 사용 철근비에 크게 관계없이 약 30% 정도의 증가를 보여 우수한 극한하중 증진 효과를 나타내었다. 초기 휨강성은 하중-처짐곡선의 초기 기울기를 나타내며, 휨강성의 증가는 같은 크기의 외력에 대한 구조물의 변형 감소를 의미한다. 사용 철근비에 따라 18%에서 48%까지 초기 휨강성의 증가를 보여 우수한 휨강성 증진 효과를 나타내었다.

철근콘크리트보의 순수 휨구간에서 발생된 초기 휨균열은 하중이 증가함에 따라 균열폭이 증가하는 반면 새로운 균열은 관측되지 않았다. 그러나, 이중 콘크리트보의 초기 휨균열은 철근콘크리트보의 균열폭보다 작았고, 발생된 균열 간격이 크며, 균열폭의 증가속도도 둔화되는 경향을 보였다. 그리고 고인장강도 콘크리트에 배합되어 있는 강섬유가 균열폭의 증가를 억제시켜 새로운 미세 균열이 기존 균열 사이에 발생하였다. Fig. 7 (a)와 (b)는 D13의 철근콘크리트보와 이중 콘크리트보의 파괴직전의 균열 분포양상을 보여준다. 철근콘크리트보는 다수의 주균열이 압축

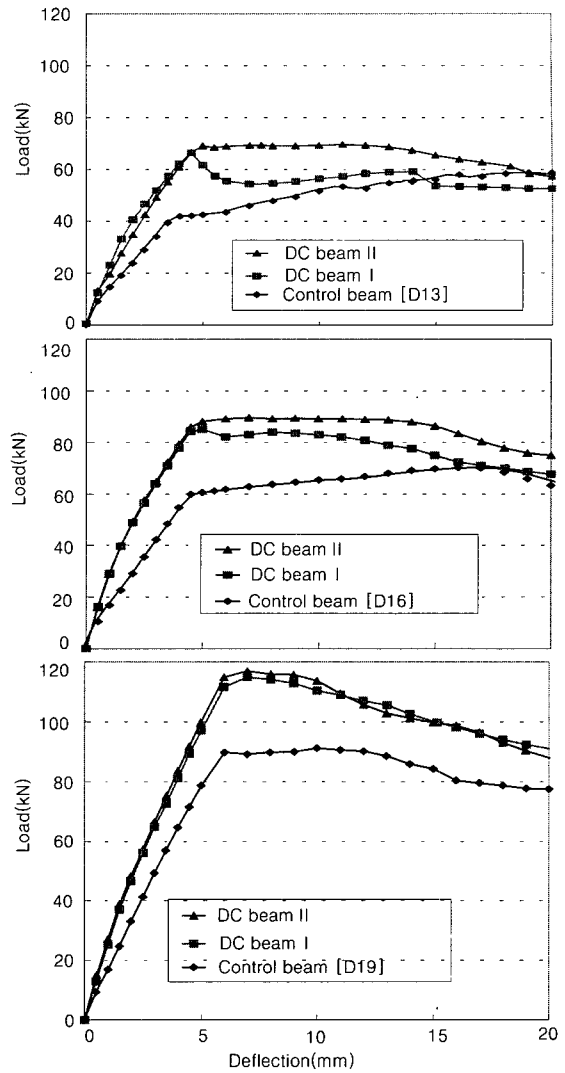
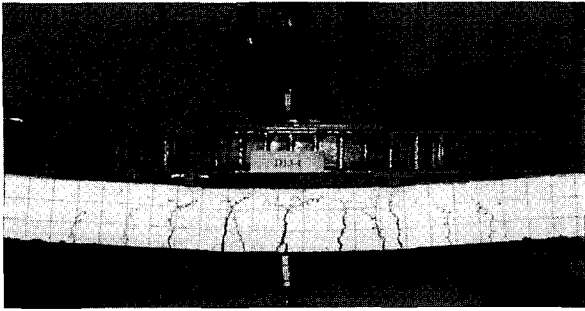


Fig. 8 Load-deflection curve of test beams

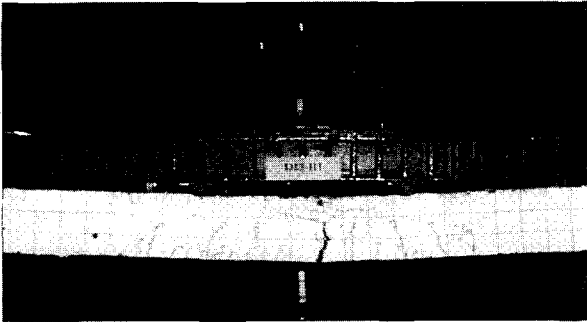
Table 3 Experimental results of test beams

Beam	Yield load (kN)	Max. load (kN)	Flexural rigidity (kN/mm)
D13 RC	42.08	62.84	17.13
D13 DC I	59.35	66.46	24.03
D13 DC II	69.16	69.66	26.46
D16 RC	60.33	70.37	20.35
D16 DC I	87.11	87.11	32.81
D16 DC II	87.31	89.81	32.11
D19 RC	88.78	91.76	17.79
D19 DC I	116.74	116.79	24.74
D19 DC II	115.76	117.55	29.95

부로 진전되어 파괴에 이르는 반면, 이중 콘크리트보는 인장영역에 보강된 강섬유에 의해 억제된 주균열이 극한하중 단계에서 인장철근의 항복에 의해 인장철근 상단의 고인장강도 콘크리트에서 균열이 발생되어 파괴되었다.



(a) RC Beam



(b) DC Beam

Fig. 7 Crack patterns of test beam for group D13

4. 해석과 실험 결과의 비교

인장철근이 항복한 상태에 대해서 앞 절의 극한해석을 이용하여 얻은 하중과 실험결과의 극한하중을 Table 4에 나타내었다. 이중 콘크리트보의 극한해석에 사용된 계수 α_5 는 섬유보강 콘크리트의 이상화된 인장응력-변형률 선도에서 균열이 발생된 후의 인장강도를 파괴계수를 이용하여 표현하기 위해 사용한 계수이다. ACI code⁷⁾에서는 사용된 강섬유의 종류와 부피의 향으로 균열 후 인장강도를 표현하고 있다. 그리고 Hanmant⁸⁾는 이상화한 응력-변형률선도에서 균열 후 섬유보강 시멘트와 콘크리트의 휨인장 강도를 파괴계수의 0.41로 제안하였다. 본 연구에서는 이중 콘크리트보의 극한해석 모델에서 고인장강도 콘크리트의 인장응력 분포를 직사각형으로 가정하고, 인장에 저항하는 두 재료인 인장철근과 강섬유보강 콘크리트의 관계를 파악하기 위해 α_5 를 0.3, 0.4, 0.5로 가정하여 각각의 시험체에 적용하여 해석하였다. 철근비 D13, D16, D19의 이중 콘크리트보의 해석값과 실험값을 비교한 결과, 계수 α_5 가 각각 0.4, 0.3, 0.3일 경우의 계산값이 실험값에 비교적 일치하였다. 이중 콘크리트보의 균열양상은 인장영역의 강섬유 보강에 의해 인장철근아래에서 발생하는 초기 휨 균열 발생이 지연되었다. 그리고 사용하중상태에서 주균열 폭의 감소와 진행이 억제되었으며, 주균열 사이에서 미세 균열이 고르게 분포되었다.

두 콘크리트 재료의 층분리 현상의 발생여부를 검토하

Table 4 Comparison of analytical and experimental results

Beam	Experiment	Analysis	
		α_5	Max. load
D13 DC I	66.46 kN	0.3	65.05 kN
D13 DC II	69.66 kN	0.4	70.28 kN
		0.5	75.43 kN
D16 DC I	87.11 kN	0.3	89.60 kN
D16 DC II	89.81 kN	0.4	94.43 kN
		0.5	99.18 kN
D19 DC I	116.79 kN	0.3	117.71 kN
D19 DC II	117.55 kN	0.4	122.06 kN
		0.5	126.33 kN

기 위해 고인장강도 콘크리트의 타설 후 보통강도 콘크리트의 타설시간간격(0, 0.5, 1, 2, 6, 12시간)에 대해 실험을 수행하였다. 단면의 접합상태를 조사하기 위한 시편 6개와 하중 재하시 재료의 분리현상을 관찰하기 위한 시편 6개를 제작하여 실험한 결과, 외부하중 작용시 이중 콘크리트보에서 층분리 현상이 발생되지 않고 일체화 거동을 나타내는 타설 시간간격을 2시간으로 결정하였으며, 이중 콘크리트보 6개의 4점 휨재하시 시험시 층분리 현상은 전혀 발생되지 않았다.

5. 결 론

인장부의 고인장강도 콘크리트와 보통 콘크리트의 합성으로 이루어진 이중 콘크리트보를 평형방정식을 이용하여 탄성 및 극한 휨 거동의 해석 모델을 유도하였다. 유도된 이중 콘크리트보의 해석모델은 3개의 기준시험체와 6개의 이중 콘크리트를 실험한 결과와 큰 차이 없이 일치하였다. 인장영역에 고인장강도 콘크리트를 합성한 이중 콘크리트보는 철근콘크리트보에 비해 극한하중이 증가되었다. 그리고 인장영역의 보강섬유는 사용하중 상태에서 인장 휨균열의 폭을 줄이고 균열의 진행을 억제시키는 효과를 나타내었다. 그리고 하중-처짐 곡선의 탄성구간에서의 기울기를 나타내는 초기 휨강성과 균열발생 이후의 휨강성이 증가하였다. 이중 콘크리트보의 극한하중의 증가, 균열제어, 휨강성의 증가 효과는 소량의 고인장강도 콘크리트를 인장영역에 배치함으로써 얻어진 결과로 구조적 안전성과 사용성뿐만 아니라 내구성 증대에도 효과적으로 활용될 수 있다.

감사의 글

“이 논문은 1999년도 한국학술진흥재단의 지원에 의하여 연구되었음.(KRF-99-041-E00592)” 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. Jennings, H. M., "Advanced Cement-Based Matrices Composites," High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, Edited by Reinhardt, H.W. and Naaman, A.E., *Proceedings of the International RILEM/ACI Workshop*, E & FN SPON, 1992, pp.3~17.
2. Park, C. K., "Characterization of Fiber Reinforced Macro-Defect-Free Cementitious Materials," *Journal of Ceramic Society of Japan*, Vol. 106, No. 3, 1998, pp.268~271.
3. Lin, W. L., "Toughness Behavior of Fibre-Reinforced Concrete," *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, Edited by Swamy, R.N., E & FN SPON, 1992, pp.299~315.
4. Brandt, A. M., and Glinicki, M. Z., "Flexural Behaviour of Concrete Elements Reinforced with Carbon Fibres," *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Edited by Reinhardt, H.W. and Naaman, A.E., E & FN SPON, 1992, pp.288~299.
5. Bayasi, M. Z., "Application of Carbon Fiber Reinforced Mortar in Composite Slab Construction," *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Edited by Reinhardt, H.W. and Naaman, A.E., E & FN SPON, 1992, pp.507~517.
6. Dwarakanath, H. V. and Nagaraj T.S., "Deformational Behavior of Reinforced Fiber Reinforced Concrete Beams in Bending," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 10, October, 1992, pp.2691~2698.
7. ACI Committee 544, "Design Consideration for Steel Fiber Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, September-October, 1988, pp.563~580.
8. Hannant, D. J., "The Effect of Post Cracking Ductility on Flexural Strength of Fibre Cement and Fibre Concrete," *Fibre-Reinforced Cement and Concrete*, RILEM Symposium, Vol. 2, Construction Press Ltd., 1975, pp.499~508.

요 약

철근콘크리트보(reinforced concrete beam)는 콘크리트의 압축강도에 비해 낮은 인장강도로 인해 사용하중 단계에서 균열이 발생하게 된다. 발생된 균열에 의해 감소된 콘크리트의 휨강성은 전체적인 구조물의 강도와 강성을 감소시킨다. 인장강도 및 휨강도를 증가시킨 섬유보강 콘크리트(fiber reinforced concrete)를 인장영역에 이용함으로써 구조물의 강도와 강성을 증가시킬 수 있을 뿐만 아니라 균열 및 처짐이 감소되는 효과가 있으므로 구조물의 전체적인 안전성과 사용성을 확보할 수 있다. 본 연구에서는 보통강도 콘크리트(normal strength concrete)와 고인장강도 콘크리트(high tensile strength concrete)의 합성으로 이루어진 이중 콘크리트보(dual concrete beam)의 힘의 평형조건과 변형을 적합조건을 이용하여 탄성해석과 극한해석 모델을 제안한다. 세 가지 종류의 철근비에 대해 각각 하나의 철근콘크리트보와 두 개의 이중 콘크리트보를 시험하여 이중 콘크리트보의 구조적 강성을 검토하였다. 이중 콘크리트보는 철근콘크리트보에 비해 약 30%이상의 극한하중의 증가를 나타내었고, 휨강성의 증가와 더불어 처짐이 감소되었다.

핵심용어 : 이중 콘크리트보, 철근콘크리트보, 고인장강도 콘크리트, 보통강도 콘크리트
