

강합성 2거더교 PSC 바닥판의 정적 거동

김영진^{1)*} · 주봉철¹⁾ · 이정우¹⁾ · 김병석¹⁾ · 박성용¹⁾

¹⁾ 한국건설기술연구원 토목연구부 구조시스템연구그룹
(2001년 12월 20일 원고접수, 2002년 6월 14일)

Static Behavior of the Prestressed Concrete Deck Slab for Steel-Concrete Composite Two-Girder Bridges

Young-Jin Kim^{1)*}, Bong-Chul Joo¹⁾, Jung-Woo Lee¹⁾, Byung-Suk Kim¹⁾, and Sung-Yong Park¹⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Korea Institute of Construction Technology, Koyang, 411-712, Korea

(Received December 20, 2001, Accepted June 14, 2002)

ABSTRACT

Generally, the girder spacing of the two-girder composite bridge is from 5m up to 15m. To ensure the structural safety according to Korean Bridge Design Specification, the deck depth should be from 33 cm upto 73 cm. Using the transversal prestressing strands in concrete deck, we can reduce its depth about 10%. However, there is little experience on the design and construction of prestressed concrete(PSC) decks in Korea. This paper focuses on the behaviors of PSC deck. A literature survey is performed widely. Considering the characteristics of the two-girder bridge and the construction conditions in Korea, a cast-in-place PSC deck is recommended for the two-girder bridge with 6m girder spacing. To examine its structural behaviors and safety, three partial model deck specimens(3 m×5 m) with real scale are fabricated and tested. One(PS34-RS) is 34cm depth with the stiffness restraint in longitudinal edges for simulating the real bridge deck. Another(PS34-NS) is same depth without the stiffness restraint, and the other(PS28-NS) is 28cm depth with the stiffness restraint. Under the static patch loading, each specimen had a larger ultimate flexural strength than the design value. Specimens with the stiffness restraint (PS34-RS and PS28-RS) showed the punching shear failure mode and specimen without that(PS34-NS) showed the flexural failure mode.

Keywords : two-girder bridges, PSC deck slab, static patch loading test, flexural failure, punching shear failure

1. 서 론

전통적인 강합성 판형교는 2.5~3.5m 간격으로 강재 거더를 설치하고 그 위에 콘크리트 바닥판을 타설하는 형식으로, 거더와 보강재의 개수가 많아 용접개소가 증가하게 되며, 이로 인해 공사비 상승 요인인 노무비의 증가를 불러와서 결국 타 형식에 비해 경쟁력을 잃게 되는 문제점이 있다. 이와 같은 단점을 보완하기 위해서는 부재의 개수를 최소화하여 노무비를 줄이고, 시공성을 향상시켜 전체 공사비를 절감하여 경제성을 확보할 수 있도록 해야 한다.

Fig. 1에서 기존의 판형교와 강합성 2거더교의 단면 구성 특징을 비교하여 보여주고 있다.

이와 같은 강합성 2거더교는 스위스와 프랑스 등 유럽에서는 이미 보편화되어 있는 형식이며, 일본에서도 최근

에 많은 연구¹⁻⁴⁾를 진행하여 현장에 적용하고 있고, 국내에서는 이제 도입을 검토하고 있는 단계이다.

강합성 2거더교와 기존 판형교의 가장 큰 차이점은 거더의 개수가 감소하므로써 거더간 간격이 넓어졌다는 점이다. 이는 바닥판의 지간이 기존의 판형교에서는 3.5m 이하가 일반적이지만, 강합성 2거더교에서는 최소 5m 이상에서 15m에 이르고 있다⁵⁾. 바닥판 지간 7.2m이하를 주요 대상으로 하는 도로교 설계기준⁶⁾은 재검토가 필요한 시점이 되었다. 특히 장지간 바닥판의 설계모멘트와 최소 두께 규정은 반드시 보완되어야 한다.

도로교 설계기준의 보완과 경제적인 바닥판 설계를 위해 많은 관련 연구가 필요하지만, 국내에서는 아직까지 많이 부족한 실정이다. 더구나 강합성 2거더교에 필요한 포스트텐션 프리스트레스트 콘크리트 바닥판에 대한 국내 연구는 거의 없어, 그 거동 특성을 해외 연구결과^{1,4,7,8)}에 의존하여 유추할 수밖에 없다. 그런데 국내 교량의 바닥판은 콘크리트 재료 및 시공 특성이 외국과 상이할 뿐만 아니라, 과적차량 통행 및 동절기 염화칼슘 살포 등 외국

* Corresponding author

Tel : 031-9100-609 Fax : 031-9100-121

E-mail : yjkim@kict.re.kr

과는 다른 환경적인 요인의 지배를 받는다. 그러므로 그 거동 특성은 동일하지 않을 수 있다.

따라서, 본 연구에서는 국내 포스트텐션 프리스트레스트 콘크리트 바닥판에 대하여 정적실험을 실시하고, 정적인 초기거동 및 극한거동 특성을 파악하여 PSC바닥판에 대한 기초 자료를 제공하고자 실시되었다.

2. 시험체의 설계 및 제작

지간이 40 m이고, 교폭이 12 m인 2차선 교량을 대상으로 PSC바닥판을 현행 도로교 설계기준⁶⁾에 따라 설계한 후 실험모델을 선택하였다. 대상 교량의 표준 횡단면은 Fig. 2와 같다.

거더 간격은 6 m이고, 바닥판 두께는 도로교 설계기준의 최소두께기준을 만족하도록 선택되었다. 단순판 규정을 적용한 경우에는 34 cm이고, 연속판인 경우에는 28 cm가 된다.

본 연구의 실험 대상 교량과 같이, 거더가 2개인 경우는 단순판의 규정에 따르도록 하고 있지만, 캔틸레버 길이가 길고 거더의 상부플랜지와 가로보가 비교적 크며 수직보 강재의 영향으로 활하중에 의한 바닥판 지점부의 부모멘트가 작지 않은 구조이다. 그래서, 실제로는 단순판과 연속판의 사이에 있다고 볼 수 있다.

그리고, 현행 설계기준의 바닥판 최소두께는 지간의 1차 함수(4L+13)로 규정되어 있기 때문에, 장지간에서 유럽 등 외국에 비해 상당히 두꺼워져^{5,6)}, 강합성 2거더교의 경제성을 저해하고 있다. 여기서 경제적인 강합성 소수거더교를 설계하기 위해서는 바닥판 최소두께 규정의 합리적인 재검토가 필요함을 인식하게 되었다.

따라서, 본 연구에서는 바닥판의 두께를 실험변수로 설정하여, 현행 바닥판 최소두께를 만족하는 34 cm와 동일 조건에서 두께를 줄인 28 cm를 시험체로 제작한 후 두께 차이에 대한 초기 거동과 극한 거동을 비교·분석하였다.

실제 교량 전체를 대상으로 한 실험이 가장 이상적이지만, 실험장비 및 실험공간의 제약으로 인하여 축소 모형 모델과 실물 부분 모델을 비교·검토하였다.

본 연구의 목적이 국내 장지간 포스트텐션 프리스트레스트 바닥판의 전체 거동 특성을 파악하는데 있으므로, 축소 모델을 통하여 바닥판의 휨과 전단 거동 등 전체적인 거동을 파악하는데는 한계가 있을 것으로 보인다. 그러나, 기존 연구⁴⁾에 의하면 부분모델로도 판으로서의 거동을 충분히 파악할 수 있음을 나타내고 있다.

따라서, 본 연구에서도 교축직각방향으로 양쪽 거더 사이의 중앙 5 m를 취하고, 교축방향으로는 지간 중앙부의 3 m만을 취하여 부분 모델을 제작하기로 하였다. Fig. 3에서 부분모델의 횡방향 위치와 철근 및 텐던의 배치 상태

를 나타내고 있다.

Fig. 4와 Fig. 5는 실험 대상교량과 시험체 바닥판 중앙에 9.6 tonf의 하중을 재하하고 각각 해석을 수행한 결과이다. 실험량 바닥판을 보면, 교축직각방향 모멘트가 0(zero)이 되는 위치가 거더복부 바로 위가 아니고 바닥판 지간내에 있음을 알 수 있다. 정모멘트는 4.7 m 범위 내에 주로 분포하게 된다. 결국 정모멘트가 0(zero)이 되는 위치를 기준으로 절단하여 단순지지로 설정하고 구조해석 결과를 이용하여 경계조건을 만족하는 탄성받침으로 지지하는 것으로 하였다.

한편, 바닥판의 지간이 6 m인 경우, 중앙부에 집중하중을 재하했을 때, 휨 모멘트가 교축방향으로 12 m이상 분포하는 것으로 나타난다(Fig. 4와 Fig. 5). 교축방향으로 3 m만을 선택할 경우 시험체에서 교축방향 연속성이 상실된다. 그래서, 기존 연구⁴⁾를 참고하여 교축방향 연속성 확보를 위한 자유변의 H형강을 설치하는 것으로 하고 그 강

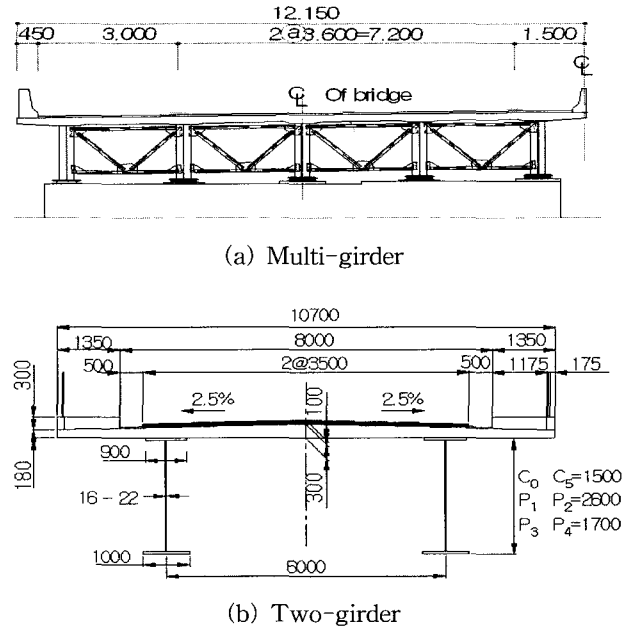


Fig. 1 The types of the steel-concrete composite bridges

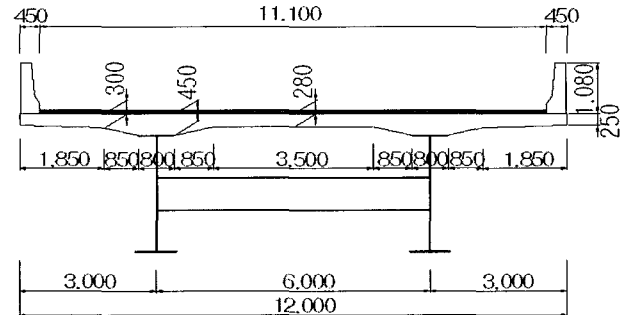


Fig. 2 Typical cross section of two-girder composite bridge in this study (in case of t=28 cm)

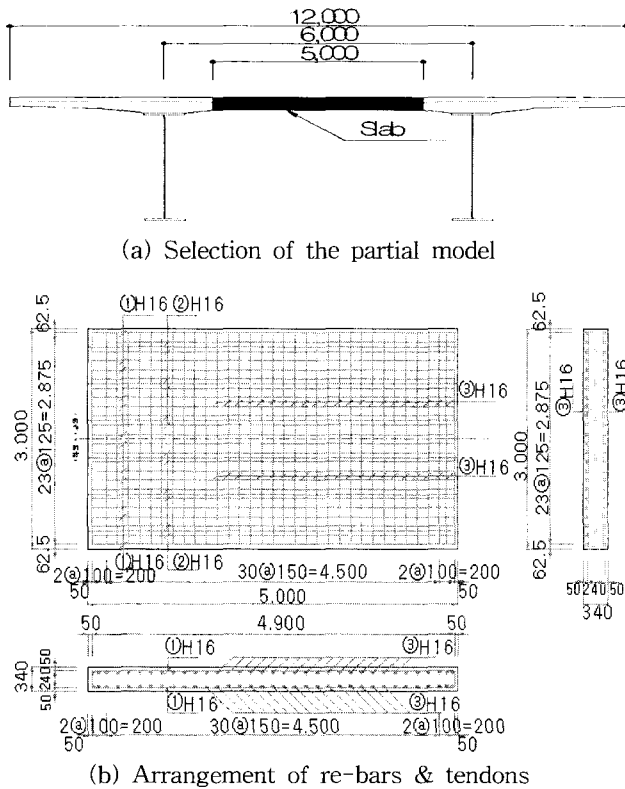


Fig. 3 Details of the specimen(in case of $t=34$ cm)

성을 시행 착오법으로 계산하였다. 바닥판은 쉘요소를, H형강은 보요소를 사용하였으며, 두 요소사이에는 강체 연결하고 탄성해석을 실시하였다. 여기서, 바닥판 부분모델 시험체의 교축 및 교축직각방향 최대 모멘트가 실 교량과 거의 동일하도록 H-156 × 200 × 10 × 12의 재원을 갖는 H형강이 결정되었다(Fig. 4와 Fig. 5 참고).

본 연구에서는 위와 같이 결정된 H형강을 설치하지 않은 $T=34$ cm인 시험체를 추가하여 강성보강에 따른 거동 특성 차이를 비교하였다.

이상과 같이 바닥판 두께 및 교축방향 자유변 보강유무를 실험변수로 하여 시험체를 모두 3개를 제작하였다 (Table 1 참조). 각 시험체는 50 cm 간격으로 교축직각방향 단면 도심에 직선으로 15.2 mm 4가닥의 강선을 배치하였으며, 사용된 강선의 특성 및 초기 긴장력을 Table 2에서 나타내었다. Fig. 6은 시험체에 설치한 계측용 센서의 위치를 보여주고 있다.

3. 시험 결과 분석

도로교설계기준⁶⁾에 따라 DB24 후륜하중의 작용압력을 기준으로 계산하여, 교축방향 23.1 cm와 교축직각방향 57.7 cm인 재하판을 제작하고 액추에이터 하면에 설치하고 정적 재하시험을 실시하였다. 바닥판 지간이 6 m인 경우 Fig. 7과 같이 트럭이 재하되었을 때 최대 정모멘트가

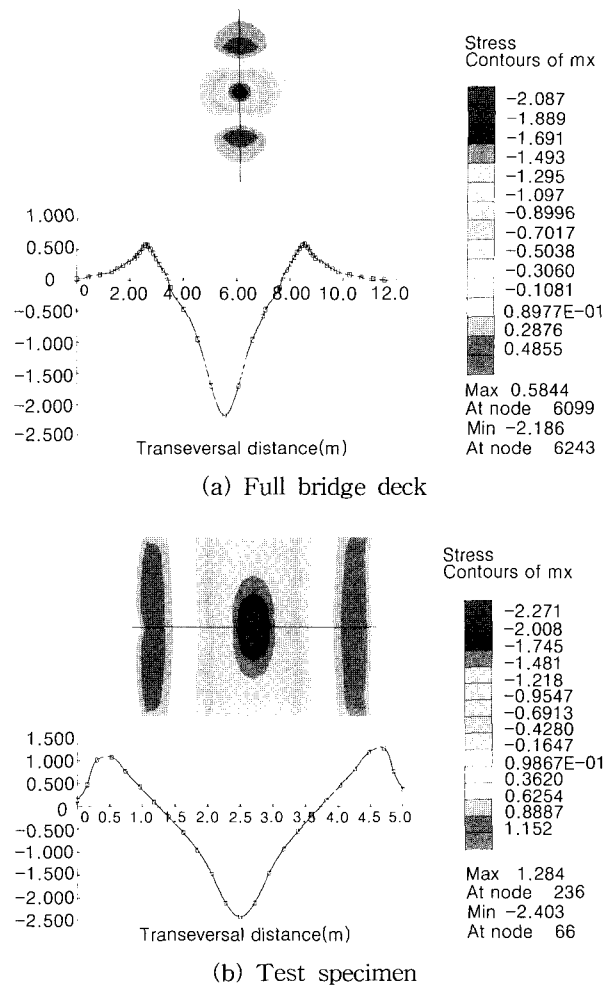


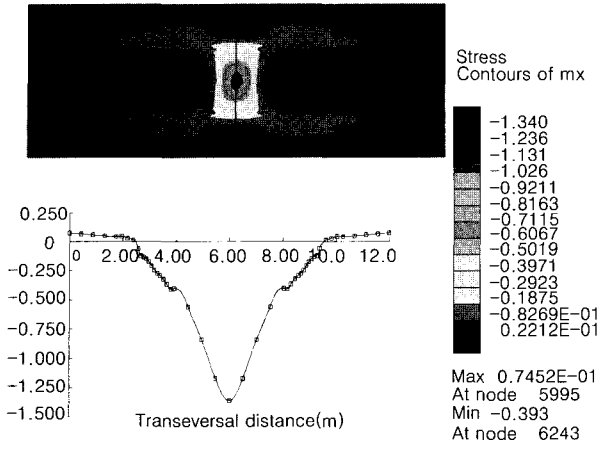
Fig. 4 Transverse moment distribution

바닥판에 발생할 것으로 예상된다¹⁾. 그러나 실험 여건상 4점 재하가 용이하지 않고 앞서 기술하였듯이 정모멘트 구간만 대상으로 하므로, 정중앙에 단일 집중하중으로 치환하여 정적으로 재하하기로 한다. Fig. 8은 베이스블럭과 재하프레임, 강성보강 H형강을 포함한 정적재하 실험 장면을 보여주고 있다.

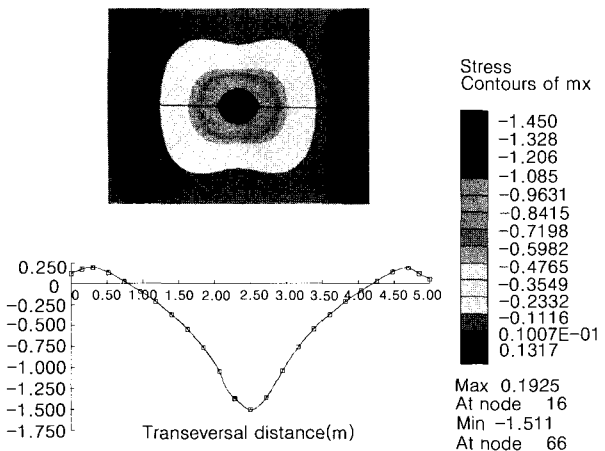
3.1 균열

균열이 발생하면 구조체의 저항능력은 급격히 감소한다. 초기 균열하중 이전의 조사는 구조물의 탄성 거동을 파악하는데 중요하다.

하중을 단계별로 증가시키면서 육안조사와 미리 설치한 게이지를 통해 얻어진 변형률 그래프를 조사하여 초기 균열이 발생하는 시점을 파악하였다. 콘크리트에 균열이 발생하면 콘크리트의 인장응력이 순간적으로 해방되어 변형률 곡선에 변화가 생긴다. Fig. 9에서와 같이 변형률 곡선에서 변형률 역전이 발생한 것은 바닥판에 균열이 발생하였음을 나타내는 것이다.



(a) Full bridge deck



(b) Test specimen

Fig. 5 Longitudinal moment distribution

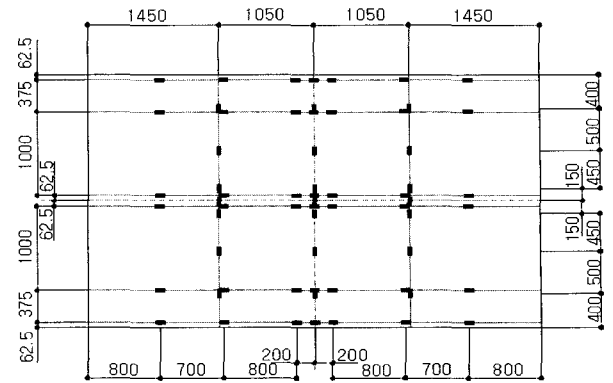
Table 1 Summary of the test specimens

Classification	Thick-ness (cm)	Spacing of re-bars (mm)		Concrete strength f_{ck} (kgf/cm ²)	Rigidity-Stiffener
		Main	Distribution		
PS34-RS*	34				Yes
PS34-NS**	34	125	150	350	No
PS28-RS***	28				Yes

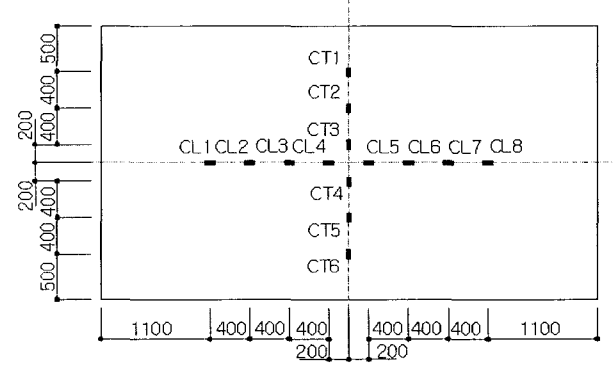
* Prestressed concrete slab, $t = 34$ cm, Rigidity-Stiffener
 ** Prestressed concrete slab, $t = 34$ cm, Non Rigidity-Stiffener
 *** Prestressed concrete slab, $t = 28$ cm, Rigidity-Stiffener

Table 2 Properties of the prestressing steel

Classification	Property
Ultimated strength (f_{pu})	19,000 kgf/cm ²
Yield strength (f_{py})	16,000 kgf/cm ²
Elastic modulus (E_p)	2,000,000 kgf/cm ²
Effective length (l)	4.65 m
Cross section (A_p)	1.387 cm ²
Wobble coefficient (k)	0.0066
Coefficient of curvature friction (μ)	0.19
Variation of angle (α)	0.0
Initial prestressing force (P_i)	18.62 tonf



(a) Steel gauges



(b) Concrete gauges

Fig. 6 Position of strain gauges

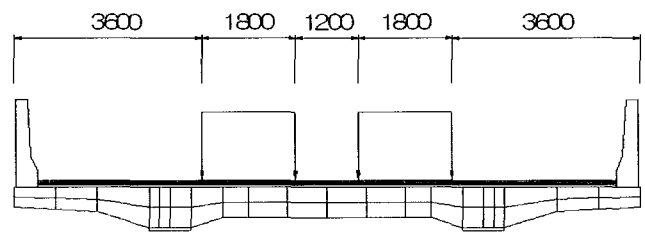


Fig. 7 Truck transverse position when maximum transverse moment happens at the center of the deck

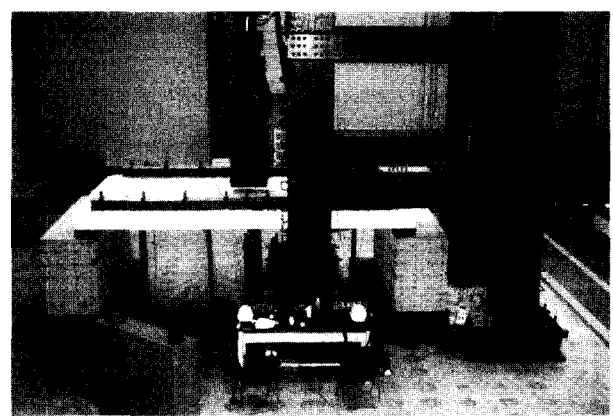


Fig. 8 Static loading test

해석적인 방법에 의한 균열하중은 텐던에 의한 압축응력과 시험체 자중에 의한 응력을 고려하여 시험체에 발생하는 최대 인장응력이 이론적인 콘크리트 휨인장강도^{9,10}에 도달하기 위해 필요한 추가 하중을 구한 것이다. 즉, 셀요소와 보요소를 이용하여 시험체 자중 및 집중하중을 재하하고 탄성해석을 수행하였으며, 이때 구한 응력과 긴장력에 의한 압축응력을 조합하여 바닥판 하면의 응력이 이론적인 콘크리트 인장강도^{9,10} ($2.0\sqrt{f_{ck}} = 2.0\sqrt{350} = 37.4 \text{ kgf/cm}^2$)에 도달하는 하중을 균열하중으로 결정하였다.

Table 3에는 해석적인 방법을 통해 구한 균열하중과 실험을 통해 얻어진 균열하중의 크기를 비교하여 나타낸 것이다. 여기서, 해석적인 방법과 실험결과에 따른 균열하중이 거의 일치하고 있는 것을 알 수 있다.

PS34-RS와 PS28-RS는 모두 파괴하중의 20%인 24 tonf과 20 tonf의 하중을 가했을 때 Fig. 10(a)에서 보는 바와 같이 중앙부에서 대각선 방향으로 발생하였다. 초기 균열이 긴장력 도입방향과 평행한 방향으로 발생하지 않고, 교축방향에 다소 치우친 방향으로 균열이 발생하였다.

PS34-NS는 최대하중의 약 22%에서 초기균열이 발생하였으며, RS계열과는 달리 교축직각방향에 수직한 휨균열이 발생하였다(Fig. 10(b)). 이는 강성보강을 하지 않아 교축방향 모멘트가 거의 발생하지 않으므로 폭이 넓은 보와 유사한 거동을 보인 것으로 판단된다.

3.2 처짐 특성

최대 처짐이 발생할 것으로 예측되는 하중 재하점 하면에 처짐계를 설치하여 하중-변위 관계를 측정하였다. Fig. 11를 보면, 바닥판의 두께가 더 큰 PS34-RS가 PS28-RS보다 강성이 커서 동일하중에서 변위는 작게 나타났고, 두 시험체 모두 최대하중에서 갑작스런 파괴로 이어지는 전형적인 편칭 전단파괴 양상을 나타내었다. 그러나, PS34-NS는 인장철근의 항복이후 최종파괴에 도달하는 구간이 상대적으로 긴 전형적인 휨파괴양상을 나타내고

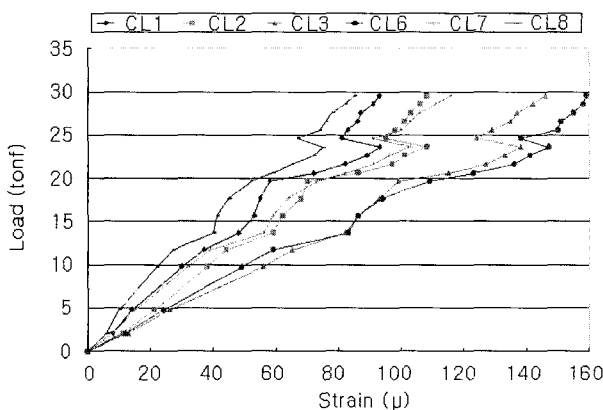


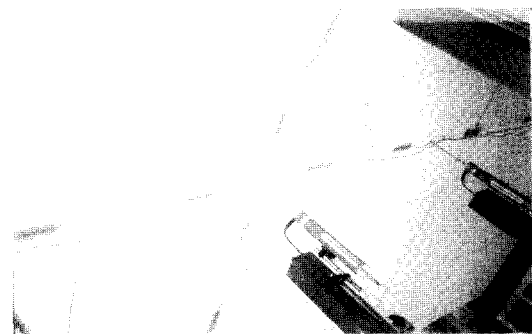
Fig. 9 Load-concrete strain curves (P34-RS)

있다. 따라서, 최대 하중단계에서 강성보강재가 파괴양상에 상당한 역할을 하고 있음을 알 수 있었다.

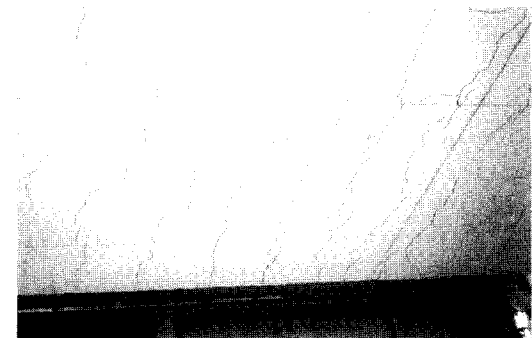
균열하중 이전에 하중을 제거하면 변위가 회복되고, 인장철근 항복직후 하중을 제거한 경우에도 처짐이 상당히 복원되는 프리스트레스 부재의 전형적인 특징을 잘 보여

Table 3 Comparison of analysis and test for initial crack load(unit : tonf)

Classification	Analysis	Test	
		Check by eyes	Strain curve
PS34-RS	20.4	24	24
PS34-NS	29.6	27	25
PS28-RS	20.2	20	20



(a) PS34-RS



(b) PS34-NS

Fig. 10 Initial crack pattern

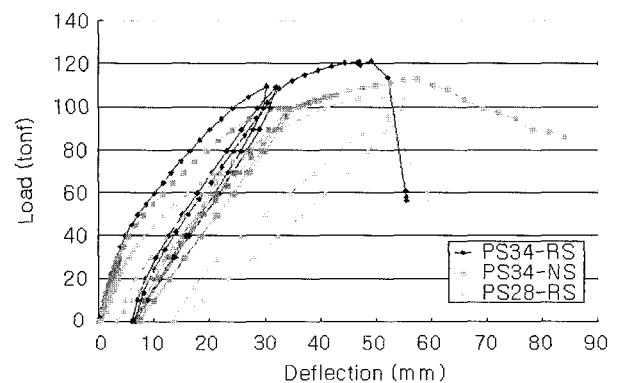


Fig. 11 Load-deflection diagram

주고 있다.

콘크리트에 균열이 발생하기 전인 초기 하중단계에서는 시험체 PS34-RS와 PS34-NS는 1 tonf당 0.1 mm정도, PS28-RS는 1 tonf당 0.14 mm정도의 처짐이 발생하고 있다. 바닥판 두께가 20 %정도 작은 PS28-RS 시험체가 약 40 %정도 큰 처짐을 나타냄을 알 수 있다. 또한 하중을 제거하면 잔류변형이 거의 없는 선형탄성거동을 보이고 있다.

균열이 발생한 후에는 하중-처짐 곡선의 기울기가 변하는데, 1 tonf당 PS34-RS가 0.34 mm, PS34-NS가 0.41 mm, 그리고 PS28-RS가 0.43 mm로 증가한다.

인장철근이 항복한 후 파괴까지의 거동특성을 평가하기 위해 연성지수¹⁰⁾ ($\mu = \phi_u / \phi_y$)를 사용하여 연성도를 평가하였다. 각각의 연성도는 PS34-RS가 2.36, PS28-RS는 2.51, 그리고 PS34-NS는 3.5 이상으로 평가되었다. ϕ_y 는 인장철근 항복시점의 처짐으로 교축직각방향으로 배치된 인장철근의 하중-변형률 곡선을 통해 결정하였으며, ϕ_u 는 파괴시점의 처짐으로 파괴 직전의 처짐량으로 결정하였다.

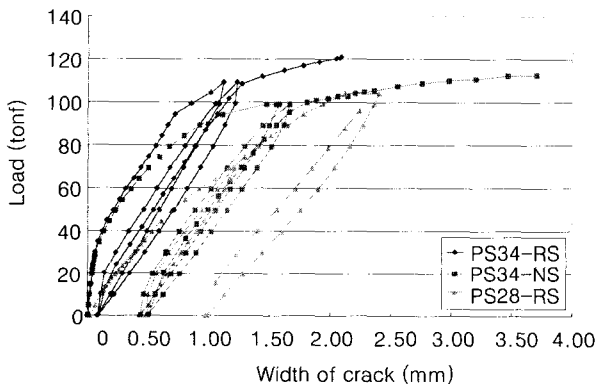


Fig. 12 Load-crack width diagram

3.3 균열폭 특성

Fig. 12는 하중증가에 따른 균열폭 관계를 나타낸 것으로 하중-처짐 관계곡선과 매우 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉, 균열폭은 하중 증가량에 비례하고 있으며, 하중이 커질수록 하중 증가량보다 균열폭 증가량이 커지는 것을 알 수 있다.

처짐량에 대한 균열폭 관계를 나타내면 Fig. 13과 같다. 처짐량과 균열폭의 관계는 거의 선형적인 비례관계를 보이고 있다.

3.4 휨곡률특성

Fig. 14~Fig. 16에서는 처짐계로 측정한 하중단계별 시험체의 교축방향과 교축직각방향에 대한 처짐을 보여주고 있다. 이로부터 재하 하중단계별로 전체적인 휨응력 분포와 그 특성을 파악할 수 있다.

하중이 증가할수록 휨곡률은 증가하고 있으며, 교축직각 방향의 휨곡률이 교축방향보다 상당히 크게 나타나고 있다. 그러므로, 대부분의 휨모멘트를 교축직각방향에서 부담

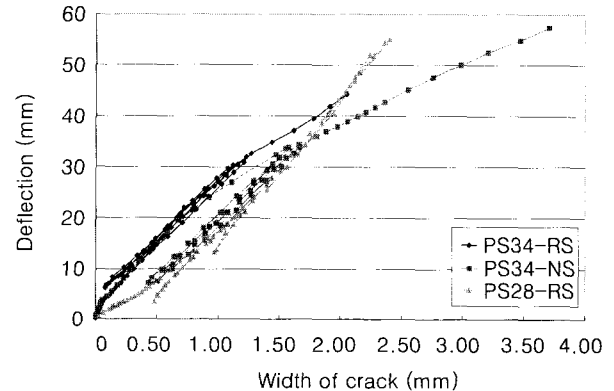


Fig. 13 Deflection-crack width diagram

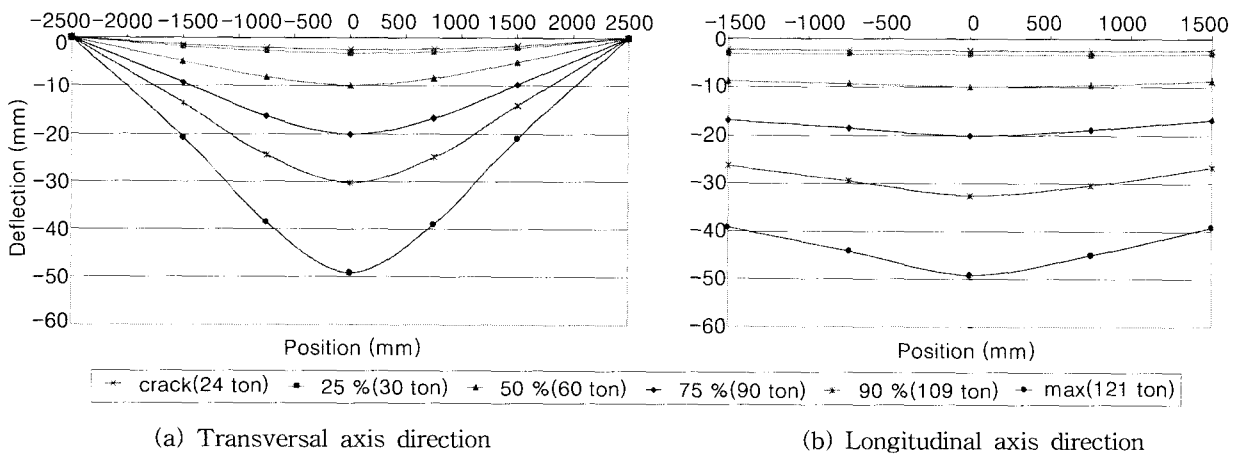


Fig. 14 Displacement at each load-step (PS34-RS)

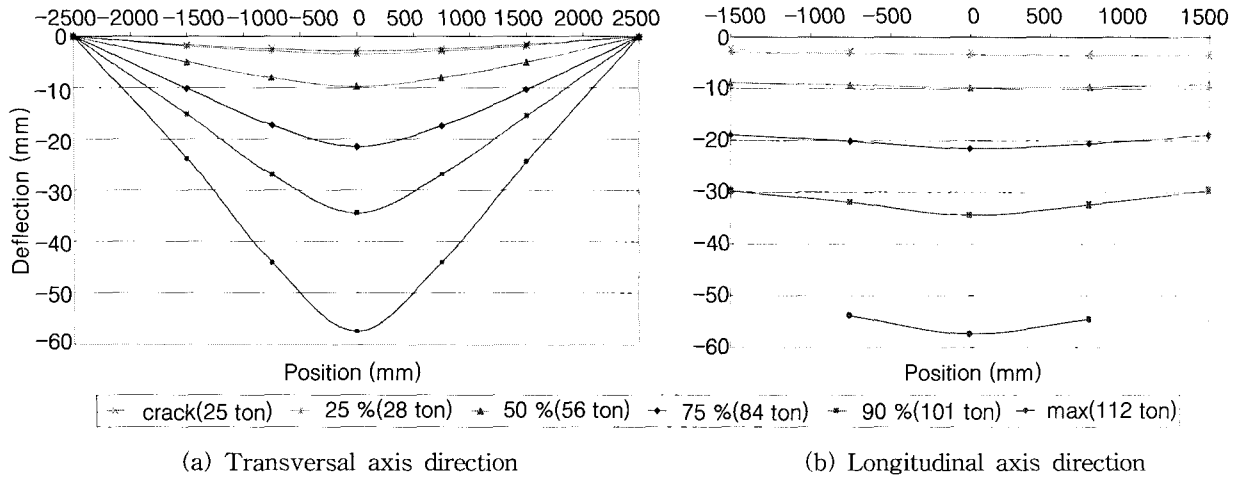


Fig. 15 Displacement at each load-step (PS34-NS)

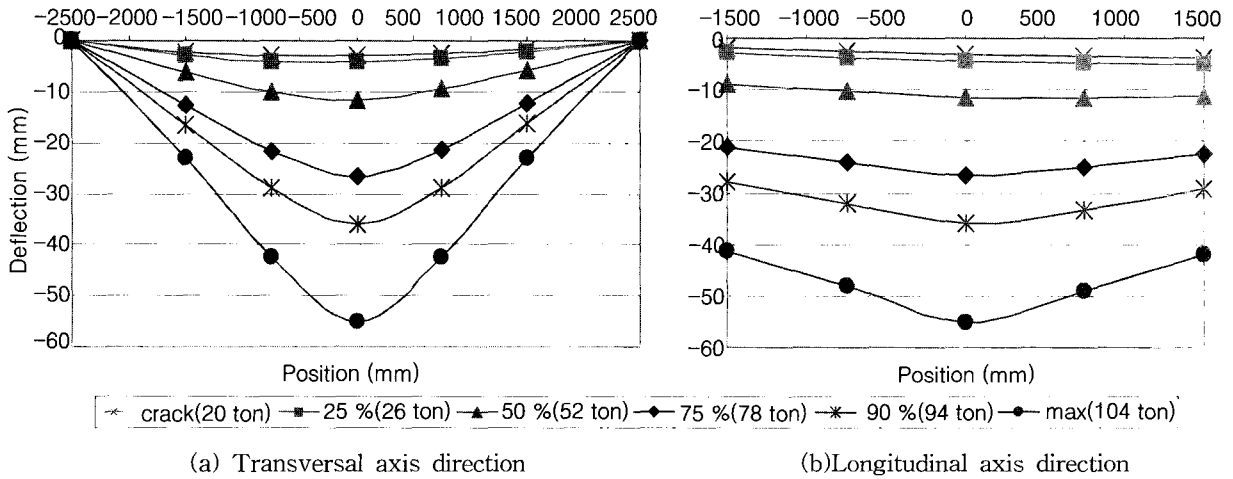


Fig. 16 Displacement at each load-step (PS28-RS)

하고 있음을 알 수 있다.

최대하중의 50%까지는 동일한 거동특성을 보이는 PS34계열은 최대하중의 75%부터 강성보강을 하지 않은 PS34-NS의 교축직각방향 휨곡률이 PS34-RS보다 크게 나타나며, 강성보강재의 영향으로 PS34-RS는 PS34-NS보다 처짐은 작으나 교축방향 휨곡률이 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

상대적으로 두께가 얇은 PS28-RS는 동일 하중단계에서 PS34-RS보다 큰 휨곡률을 나타내고 있으며, 최대하중의 50%를 초과하면서 휨곡률이 갑작스럽게 증가하는 양상을 보였다.

교축직각방향의 인장철근이 항복한 이후, 교축방향의 휨응력부담이 갑자기 증가하면서 교축방향의 인장철근도 항복에 도달하게 된다. 따라서, 교축직각방향 인장철근의 항복 시점인 최대하중의 약 75%에서 교축방향의 휨응력 부담이 증가하여 휨곡률이 급격히 커지고 있음을 알 수 있다.

3.5 파괴 양상

각 시험체의 최종 파괴모드는 앞서 언급한 바와 같이 강성보강을 실시한 PS34-RS와 PS28-RS는 편칭전단파괴 양상을 나타내었고, 강성보강을 하지 않은 PS34-NS는 휨압축파괴 양상을 나타냈다. Fig. 17은 각 시험체의 바닥판 하부의 최종 균열 모습을 나타낸 것이다.

RS계열은 하중초기에 휨균열이 중앙에서 대각선 방향으로 발생하여 교축방향 양단으로 진전되다가 하중이 증가함에 따라 이 균열들을 직각으로 잇는 균열이 발생하여, 결과적으로 그림과 같은 거북등 모양의 균열 양상을 나타낸다. 그리고, 바닥판 하면의 파괴 면적은 PS28-RS가 PS34-RS보다 작음을 알 수 있다. PS34-NS는 전체적인 휨균열이 교축방향으로 평행하게 진행하여 폭이 넓은 보와 유사한 양상을 나타내고 있다. 실험을 완료한 후, 시험체 내부의 균열 상황을 파악하기 위해 시험체를 절단하고 내부 균열 상태를 Fig. 18에 나타냈다.

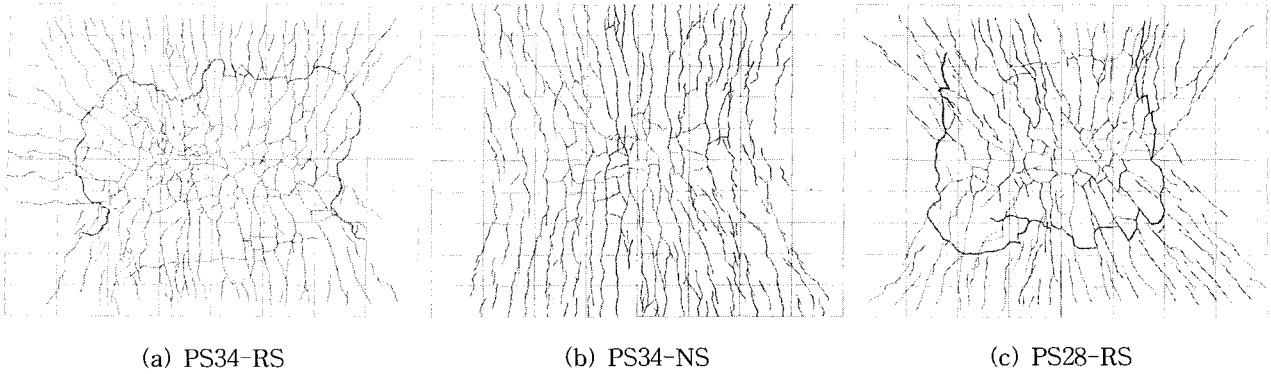
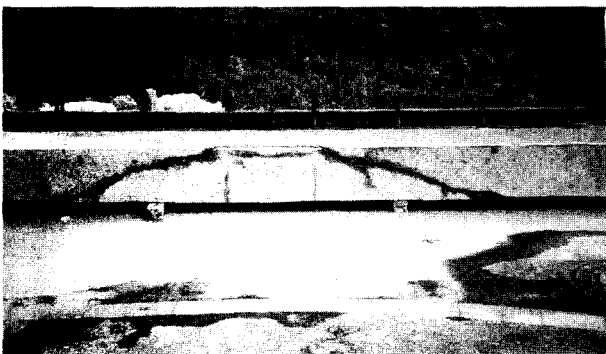
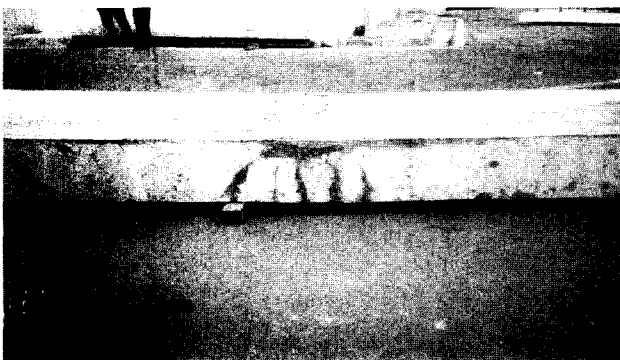


Fig. 17 Crack patterns at failure



(a) PS34-RS (Transversal section)



(b) PS34-NS (Transversal section)



(c) PS28-RS (Longitudinal section)

Fig. 18 Inside crack

PS34-RS에서 초기 휨균열은 재하판 양단의 하부로부터 수직으로 상승하였으며, 파괴시에는 재하판 양단으로부터 하 면까지 좌우로 약 26°의 방향으로 전단균열이 발생하였다. PS34-NS는 재하면 하부에서 수직으로 발생한 휨균열이 압 축파괴 연단까지 진행하였음을 알 수 있다.

Fig. 18 (c)에서 PS28-RS의 교축방향 단면 내부균열을 나타낸 것으로 교축방향의 전단균열은 재하면 끝단에서 좌 우 평균 약 45°방향으로 진행하고 있다.

3.6 파괴하중

실험을 통해 얻은 최대 파괴하중과 이론식에 의한 파괴강 도를 비교하여 Table 4에 나타내었다. 여기서 휨강도에 의한 것은 강도감소계수를 적용하지 않은 값을 탄성해석(Fig. 4와 5 참조)에 기초하여 집중하중으로 환산하여 치환한 것이다. 그리고, 도로교설계기준의 편칭 전단강도는 「4.46.6 슬래브 와 확대기초의 전단」에 따라 계산한 것이다. 참고로 위 편 칭 전단 강도 규정은 콘크리트설계기준이나 AASHTO, ACI 와 동일하다. 한편 일본의 마쓰이는 PSC바닥판에 대한 많은 실험연구를 거쳐 편칭전단 내하력 산정식¹²⁾을 제시하고 있다.

Table 4 Comparison of the ultimate loads (unit : tonf)

Classification	PS34-RS	PS34-NS	PS28-RS
Maximum load by test	121	112	104
Load by ultimate bending strength*	112.1	112.1	85.8
Load by factored bending moment*	71.0		
Punching shear strength(KHBDC)	111.8	111.8	83.2
Factored rear wheel load**	26.8		
Punching shear strength(Matsui)	174.5	174.5	154.2
Failure mode	Punching shear failure	Flexural failure	Punching shear failure

* Transformed to the concentrated load

** Including the impact coefficient

넓은 보와 유사한 PS34-NS의 경우, 휨강도에서 환산한 것과 최대 파괴하중이 거의 일치하고 있다. 강성이 보강된 시험체의 경우에는 최대 파괴하중이 휨강도 환산하중에 비해 PS34-RS가 8.1%, PS28-RS가 21.2% 정도 크게 나타나고 있다. 또한 계수하중에 의한 극한 휨모멘트에서 치환한 값보다도 각각 70%와 46% 정도 큰 하중을 지지하였다. 따라서, 두 시험체 모두 극한 휨 안전성은 만족하는 것으로 나타났다.

편칭 전단강도를 비교해 보면, 도로교 설계기준이상의 최대 파괴하중을 나타냈지만 마쓰이 제안식보다는 PS34-RS가 69%, PS28-RS는 67% 수준으로 작게 나타났다. 편칭 전단강도가 마쓰이 제안식보다 작게 나타난 것은 먼저 시험체 4번의 지지조건의 차이를 들 수 있다. 바닥판은 4번에서 수평이동 변위가 거의 고정에 가까워 소위 면내 압축력(in-plane membrane force)이 극한내력을 증가시키는데²⁸⁾, 본 실험에서는 여건상 4번이 모두 자유로운 이동이 가능한 형태의 단순 지지이기 때문에 전단 극한내력이 예상보다 감소한 것으로 보인다. 두 번째는 본 실험이 순수한 편칭전단 실험이 아니고 장지간에서의 휨모멘트도 동시에 받는 휨실험 측면도 가지고 있다는 점이다. 극한 상태에서는 큰 휨모멘트에 의해 중립축이 상당히 상승하리라 예상되고, 순수 전단을 받는 건전한 콘크리트 높이가 감소함을 추측할 수 있다(Fig. 18). 이러한 요인들이 복합적으로 작용해 전단 극한내력이 일본 마쓰이 제안식보다 작게 나타난 것으로 보인다. 향후 장지간 바닥판의 추가적인 실험적 연구와 주거더 및 가로보 등에 의해 양단이 구속된 바닥판의 아치작용에 대하여 세부적인 연구가 필요하다고 생각된다. 한편, 도로교설계기준에서 구한 것보다 각각 8%와 25% 정도 크게 나타났고, 충격을 포함하고 하중계수를 고려한 DB24의 후륜하중보다 PS34-RS가 4.5배, PS28-RS가 3.8배 이상으로 나타나 편칭 파괴에 대하여 충분히 안전하다고 판단된다.

5. 결 론

강합성 2거더교는 스위스와 프랑스 등 유럽에서는 이미 보편화되어 있는 형식이며, 일본에서도 최근에 많은 연구를 진행하여 현장에 적용하고 있고, 국내에서는 이제 도입을 검토하고 있는 단계이다.

강합성 2거더교는 장지간의 바닥판을 가지고 있어 도로교 설계기준의 많은 보완과 경제적인 바닥판 설계를 위해 많은 관련 연구가 필요하지만, 국내에서는 아직까지 많이 부족한 실정이다. 더구나, 강합성 2거더교에 필요한 포스트텐션 프리스트레스트 콘크리트 바닥판에 대한 국내 연구는 거의 없어, 그 거동 특성을 해외 연구결과에 의존하여 유추할 수밖에 없다.

따라서 본 연구에서는 국내 포스트텐션 프리스트레스트

콘크리트 바닥판에 대하여 정적실험을 실시하고, 정적인 초기거동 및 극한 거동 특성을 파악하여 PSC바닥판에 대한 기초 자료를 제공하고자 실시되었다.

국내에서 장지간의 PSC 바닥판에 대한 기존 연구 실적이 거의 없는 상태에서 현행 설계기준과 해외 자료들을 토대로 하여 강합성 2거더교에 대한 설계를 수행한 후 바닥판의 거동특성을 대표할 수 있는 부분 모델을 제작하였다. 시험체는 바닥판 두께를 변수로 하고 정적 실험을 통해 그 성능을 파악하여 다음과 같은 결론에 도달하였다.

1) 본 연구에서 검토한 두께 34cm와 28cm의 PSC바닥판 시험체들은 도로교설계기준상의 극한 휨 및 전단강도를 모두 만족하고 있어 충분한 안전성을 가지고 있다. 따라서, 두께를 18% 줄인 28cm PSC바닥판도 거더 간격 6m에 충분히 안전한 것으로 판단된다. 그러므로, 극한 안전성 측면만 고려하면 도로교설계기준의 바닥판 최소두께 규정은 경제적인 교량을 위해 보완이 필요하다고 판단된다.

2) 최종 파괴양상은 PS34-RS와 PS28-RS는 편칭전단 파괴, PS34-NS는 휨압축파괴로 나타났다. 강성보강 여부가 전체적인 파괴양상에 영향을 미치고 있으며, 절단부를 강성보강하여 판거동을 합리적으로 모사할 수 있음을 알 수 있었다.

3) 콘크리트의 초기균열은 최대하중의 약 20% 수준에서 바닥판 중앙부 최대모멘트 지점에서 대각선방향으로 발생하였다.

4) 시험체의 내부균열에서 교축직각방향 전단균열은 긴장력의 영향으로 45°보다 작은 약 26°방향으로 진행하고 있다. 반면에 텐던이 배치되지 않은 교축방향은 평균 45° 방향으로 진행하고 있다. 따라서, PSC바닥판의 편칭 전단 파괴면은 RC바닥판과 상이하고 더 넓은 영역으로 퍼지고 있음을 알 수 있었다.

5) 도로교설계기준의 편칭 전단강도는 실제보다 다소 작게 평가하고 있는 것으로 보이며, 널리 알려진 일본 마쓰이의 편칭전단 내하력은 다소 크게 계산되고 있음을 알 수 있었다. 따라서, 향후 장지간 바닥판의 추가적인 실험적 연구와 바닥판의 아치작용에 대한 세부적인 연구를 통해 국내 실정에 맞는 PSC바닥판의 편칭 전단강도 산정식을 마련해야 할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. 橋吉宏, 街道浩, 小西哲司, “鋼道路橋に適用されるPC床版の現状について,” 第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, pp.17~22.
2. 東山浩士, 松井繁之, “橋軸方向プレストレスコンクリート床版の走行荷重對する疲勞耐久性に關する研究,” 土木學會論文集, No. 605, 1998. 10, pp.79~90.

3. 松井繁之, “床版の技術開發-耐久性の向上, 施工合理化-,” 橋梁と基礎, 1997. 8, pp.84~94.
4. 川崎重工業株式會社, 經濟性・耐久性を旨とした次世代橋梁の開發-PC床版連續合成2主桁橋梁の設計・施工, Ver.3.0(平成 11年6月).
5. 한국건설기술연구원, “합리화 2주형교용 바닥판 개발에 관한 연구,” 포항산업과학연구원, 2000. 10.
6. 한국도로교통협회, “도로교설계기준,” 건설교통부, 2000. pp.338~339, pp.6~9, pp.313~315.
7. Abendroth, R. E., “Nominal Strength of Composite Prestressed Concrete Bridge Deck Panels,” *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol.121, No.2, 1995, pp.307~318.
8. Burns, N. H., Klingner, R. E., and Kim, J. B., “Factors Affecting the Design Thickness of Bridges Slabs : Results of Static and Fatigue Test,” Texas DOT Report No. FHWA/TX-95-1305-2, 1994.
9. 한국콘크리트학회, “콘크리트구조설계기준,” 건설교통부, 1999. pp.50~56.
10. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99),” American Concrete Institute, 1999, pp.89~103.
11. Meyer, Christian, “Design of Concrete Structures,” Prentice Hall, 1996, pp. 139~141.
12. 윤석구, 장승필, “합성형 교량 철근콘크리트 바닥판의 피로거동 및 피로설계에 관한 연구,” 서울대학교 박사 학위 논문, 1996.

요 약

본 연구는 PSC 바닥판의 설계 및 시공기술의 기초자료를 제공하고, 안전성을 평가하기 위해, 시험체를 제작하고, 정적 재하실험을 통해 거동특성과 파괴양상을 분석하였다. 대상교량은 40 m 단경간 강합성 2거더교이며, 총폭원은 12 m이고 거더간격은 6 m이다. 본 연구에서는 교량의 주형부분을 제외한 바닥판 부분만을 대상으로 하였으며, 교축직각방향 중앙 5 m, 교축방향 중앙 3 m를 절단한 것과 같은 실물부분모델을 제작하였다. 바닥판 두께를 변수로 하고, 교축방향의 연속성을 모사하는 강성보강재의 유·무를 구분하였다. 실험결과, 본 연구에서 검토한 바닥판들은 소정의 극한 휨강도를 만족시키고 있으며, 교축방향의 연속성 모사를 위한 강성보강재의 유무에 따라 파괴양상이 다르게 나타났다.

핵심용어 : 강합성교, 소수거더교, 2거더교, 2주형교, PSC 바닥판