



PSC I 합성 거더의 휨 거동 및 외부 강선 보강 효과에 관한 실험 연구

이병주^{1)*} · 박재근²⁾ · 김문영²⁾ · 신현목²⁾ · 박창호¹⁾

¹⁾ 한국도로공사도로교통기술원 ²⁾ 성균관대학교 토목환경공학과

Experimental Study on Flexural Behavior of PSC I Girder and the Effect of External Prestressing

Byeong-Ju Lee^{1)*}, Jae-Guen Park²⁾, Moon-Young Kim²⁾, Hyun-Mock Shin²⁾, and Chang-Ho Park¹⁾

¹⁾Korea Expressway Transportation & Technology Institute, Whasung 461-703, Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-476, Korea

ABSTRACT For the evaluation of the load carrying capacity of the deteriorated PSC I girder bridge in service load state and the verification of the grade to the reinforcement effect of actual bridge strengthened by external prestressing tendons, the field test using vehicles is applied widely. Because this test was executed in elastic range, the investigation of the characteristics of behavior caused by live load is only available. And it is impossible to estimate load carrying capacity in limit state and nonlinear behavior after that a crack is appeared. In this study, the 27-year-old prestressed concrete girder bridge is used and various load tests are performed, so we evaluate the behavior characteristics of the bridge in service load state and ultimate load state, and estimate the load carrying capacity of bridge. In addition, the artificial damages are induced from cutting internal tendons, and external tendons is added to strengthen it as much as vanished internal tendons. Next we compare the damage state with the strengthening state. In case of the application of external prestressing method to PSC I girder bridge, the present experiment result may decide more exactly the load carrying capacity of actual bridge, the amount for reinforcement, and the standard of quality control etc. at reinforcement work.

Keyword : PSC I girder, load carrying capacity, external prestressing method, nonlinear behavior, reinforcement effect

1. 서 론

외부 강선 보강 공법은 PSC I 거더교가 장기 공용되어 성능 개선이 요구되거나 여러 가지 손상으로 인해 내하력이 감소할 경우 가장 보편적으로 적용되고 있는 보강 방법이다. 현재 이 공법에서 도입되는 보강량은 사용하중 범위 내에서 차량 재하 시험에 의해 결정된 공용내하력으로부터 산정된다. 이러한 제한된 하중조건으로 인하여 내부 긴장재의 유효 프리스트레스를 정확히 추정할 수 없기 때문에 교량의 구조적인 안전성뿐만 아니라 작업의 효율성 및 경제성 측면에서 많은 문제점을 발생시키고 있다.

따라서 유효 프리스트레스를 정확히 추정하고 산정하는 기법에 관한 연구는 PSC 교량의 대표적인 연구 주제라 할 수 있으며, 이를 위하여 지금까지 많은 연구가 진행되어 왔다. Pressiki 등¹⁾은 28년의 공용 기간이 경과한 PSC 거더교의 유효 프리스트레스 추정 연구를 수행하였고, Naaman 등²⁾은 극한 상태에서 비부착 프리스트레스

트 텐던의 응력에 관한 연구를 수행하였다.

이와 더불어 교량의 거동에 관한 연구 또한 많이 수행되었다. Shenoy 등³⁾은 27년 동안 공용되었던 PSC 거더에 대해서 구조 실험을 수행하였고, Tabatabai 등⁴⁾은 34년 동안 공용된 노후 PSC 거더에 대해서 구조 실험과 내하력 평가 실험을 수행하여 장기 공용 교량의 극한내하력을 평가하였다. 또한, 오병환 등⁵⁾은 장기 공용된 PSC 교량의 파괴 실험을 통하여 설계강도와 거더의 하중 분배에 관한 연구를 수행하였으며, 박창호 등⁶⁻⁸⁾은 PSC I 거더의 극한거동에 관한 실험 연구를 수행하였다.

또한 외부 강선에 의한 보강 효과를 검증하기 위한 여러 가지 연구가 수행되었는데, Aparicio 등⁹⁾은 외부 강선으로 보강된 교량에 재하 시험을 실시하여 거동 특성과 공용 내하력을 평가하는 실험을 수행하였으며, Ng, C. K¹⁰⁾은 외부 강선으로 보강된 PSC 거더의 휨강도와 긴장재의 응력을 평가하였다. 또한 박상렬¹¹⁾은 외부 강선으로 보강된 PSC 거더에서 외부 긴장재에 대한 극한응력 평가에 관한 연구를 수행하였다.

그러나 지금까지 수행된 대부분의 연구는 PSC 거더교의 보강에 필요한 PSC 부재 자체의 손실량 계산이나 부재의 구조적 거동 평가에만 한정되었음을 알 수 있으며,

*Corresponding author E-mail : vante@ex.co.kr

Received May 14, 2007, Accepted August 31, 2007

©2007 by Korea Concrete Institute

보강 과정에서 설계 요구량이 제대로 확보되었는지를 평가하는 품질검사가 주된 내용이었음을 알 수 있다. 또한 공용된 PSC 교량의 극한 내하력을 평가하거나 PSC 교량에 적용된 외부 강선 보강법의 보강 효과를 검증하기 위한 연구 등은 미미한 실정이다.

2. 실험 방법 및 내용

2.1 실험 개요

이 실험 연구에서는 실제로 공용된 PSC I 거더교를 대상으로 구조 실험을 실시하여 하중 효과에 의한 교량의 거동을 분석하고 사용하중 및 극한하중에 대한 내하 능력을 살펴보았다. 인위적으로 손실을 유도하기 위하여 거더 중앙부의 PS 강선을 절단하고, 절단된 양 만큼을 외부 강선으로 보강하여 보강 전후의 거동을 분석한 다음 이론적인 보강량이 실제로 얼마의 영향을 미치는가에 대하여 검증을 실시하였다.

2.2 실험 과정 및 조건

본 실험은 고속도로에서 27년 공용되었다가 철거되는 교량을 대상으로 실시하였다. 현장에서 실험이 진행된 관

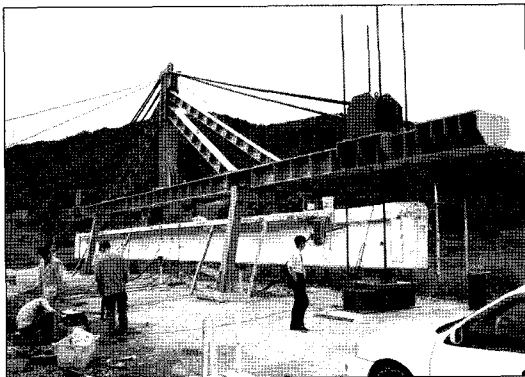


Fig. 1 Prefabricated loading system

계로 기간 단축과 효율적인 작업을 위하여 Fig. 1과 같은 조립식 재하 장치를 사용하였다. 시험체의 단면 형상과 제원은 Fig. 2와 같고 Fig. 3에서는 긴장재의 배치 형상을 나타내었다. 시험체의 전체 길이는 26.2 m이다. 시험체를 교량에서 절삭하여 인양한 관계로 단면 형상은 Fig. 3에서 볼 수 있듯이 상부 바닥판과 일체로 된 bulb-tee 형태의 합성형이다.

PS 강선은 Fig. 3 및 Table 1과 같이 총 6개로 배치되어 있으며, 단계별 시공에 의해 단부 정착부가 3단, 상부 정착부가 3단으로 구성되어 있다. 프리스트레스의 도입은 총 6개의 강선 중 거더 제작 과정에서 3개의 강선을 긴장하고, 거더를 거치한 후 바닥판을 타설한 다음 나머지 3가닥을 긴장하는 2차 프리스트레싱 방식을 채택하고 있다. 사용된 재료의 특성은 Table 2와 같다. 콘크리트 코어 강도는 바닥판이 평균 34 MPa, 거더는 37 MPa로 설계강도보다 크게 나타났다.

2.3 실험 내용

본 실험은 하중 작용 하에서 탄성거동과 소성변형을

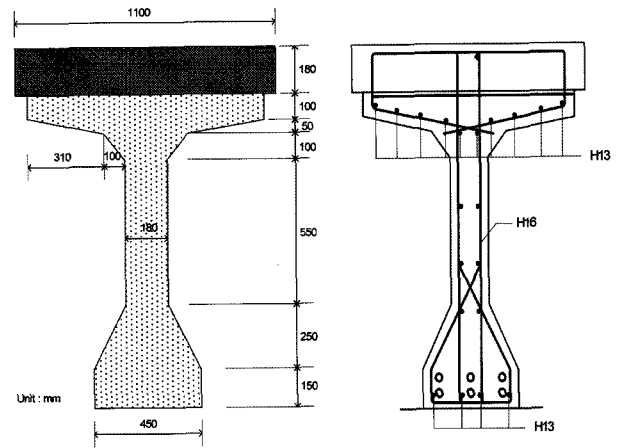


Fig. 2 Sectional configuration and disposition of reinforcing bar

Table 1 Tendon profile from center to edge

No.	0 m	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	12.5 m
1	0.099	0.099	0.104	0.174	0.304	0.514	0.924	-	-	-	-	-	-	-
2	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.094	0.214	0.374	0.664	-	-	-	-	-
3	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.154	0.274	0.474	0.914	-	-
4	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.099	0.134	0.234	0.414	0.634	0.777
5	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.054	0.094	0.174	0.314	0.394
6	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043	0.054	0.074

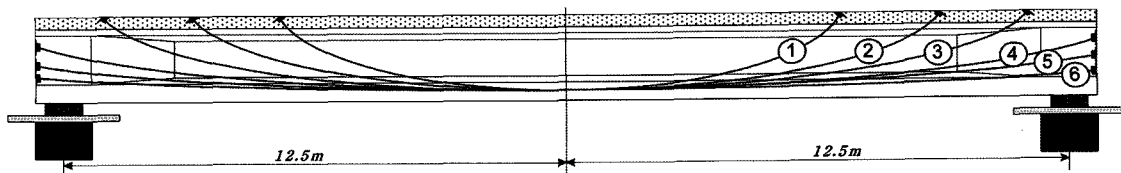


Fig. 3 Decomposition of internal tendon

Table 2 Material property

Composition	material	Strength (MPa)	Remark
Deck	Concrete	32	Design compressional strength
	Concrete	35	Design compressional strength
Girder	Internal tendon	Jacking force: 760 kN/EA	SWPC 1-8 mm (12φ8)
	External tendon	Jacking force: 490 kN/EA	SWPC 7B-12.7 mm (7φ12.7)
	Bar	420	See Fig. 2

남기는 소성 거동 및 극한 상태에서의 극한 거동을 살펴 보기 위하여 단계별로 재하 (loading), 재하 (unloading), 재 재하 (reloading) 등의 과정을 통해 실험을 시행하였다.

며, 하중 단계별 실험 결과는 하중-처짐, 하중-변형률, 하중-균열 폭, 중립축 위치 변화, 균열 높이 변화 그리고 하중-균열 양상으로 나누어서 정리하였다.

2.3.1 재하 위치 및 계측기 설치

본 실험은 휨 파괴를 유도하기 위해 지간 중앙부 두 지점에 하중을 재하하였고, 하중의 재하 위치와 게이지 부착 위치는 Fig. 4에 나타내었다. 콘크리트 변형률게이지는 보 중앙부 양면 12개소에 설치하였으며, 처짐계는 거더 간 1/4, 1/2, 3/4지점에 각각 1개씩 총 3개소에 설치하였다.

또한, 단계별 하중 변화량을 측정하기 위하여 2개의 유압잭 중 하나의 상단 노즐 위에 로드셀 (하중계)을 설치하였으며, 좌우대칭으로 동일한 하중을 재하하였다. 균열이 발생한 후에 측정되는 콘크리트 변형률은 의미가 없는 값이므로 이때는 거더 하단 중앙부 4개소에 피복을 제거하고 철근 변형률게이지를 설치하였으며, 거더 중앙부 하단 2개소와 상단 1개소에 균열게이지를 설치하여 균열 이후의 거동을 측정하였다.

2.3.2 평가 내용

하중 재하 방법 및 평가 내용은 Table 3에 나타내었

3. PSC I 거더의 휨 거동 평가

3.1 하중-처짐 관계

Fig. 5의 (1) 및 Fig. 6의 (1)은 탄성 영역의 하중인 120 kN을 재하하였을 경우 거더 중앙부에서 발생한 처짐값을 나타낸 것으로 하중을 재하하고 제거하여도 하중-처짐에 대한 거동은 선형적으로 변화함을 알 수 있다. Fig. 5의 (2) 및 Fig. 6의 (2)는 이론적인 균열하중 250 kN의 1.2배에 해당하는 300 kN을 점진적으로 재하하였을 때 나타나는 거동으로써, 균열이 발생하는 시점에 대해서 살펴본 것이다.

여기서, 균열은 약 245 kN의 하중이 재하되었을 때 발생하기 시작하였으며, 콘크리트의 휨인장강도에 도달하는 이론적인 균열하중과 거의 일치함을 알 수 있었다. 245 kN 이상의 하중이 재하되었을 때는 처짐의 급격한 증가가 나타나는 2차 선형거동으로 전환됨을 알 수 있다.

따라서 실 교량의 균열하중은 이론적인 구조계산 값과 거의 일치함을 알 수 있으며, 적절한 하중 제한을 통하

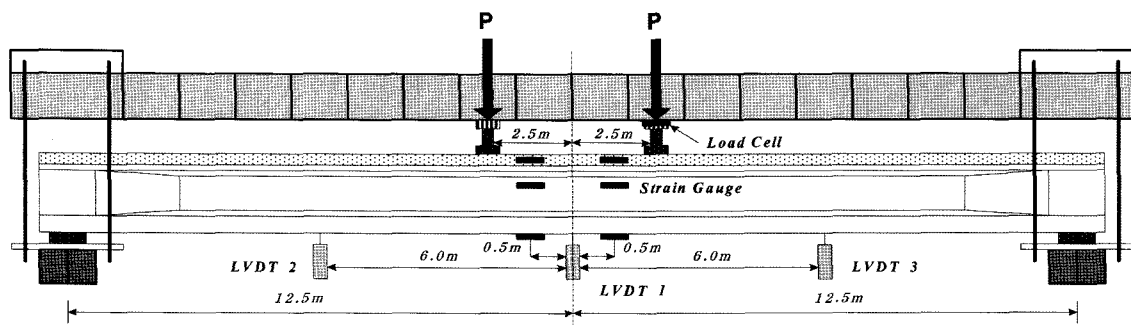


Fig. 4 Loading position and gauge point

Table 3 Load case and Loading process

Load case and contents		P (kN)	Loading process	Remark
Before strengthening	Elastic behavior	120	5 times again	48% of computational crack load
	Crack load and Inducing crack	300	1 time	120% of computational crack load
	Comparison of behavior before and after crack appearance	300	5 times again	-
	nonlinear behavior	400	50 times again	-
	Cutting internal tendon	300	5 times again	Cutting 2 internal tendon
After strengthening	Strengthening effect	300	5 times again	Strengthening external tendon
	Breaking strength	500	1 time	-

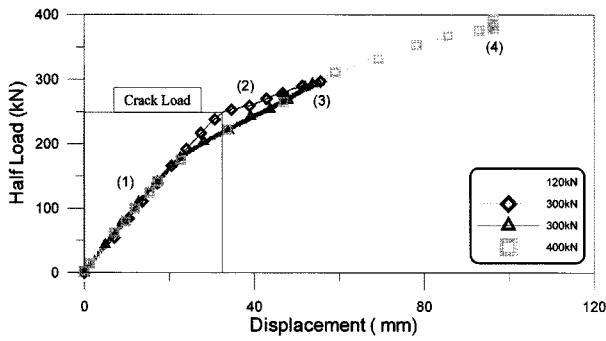


Fig. 5 Load-displacement curve of L/2

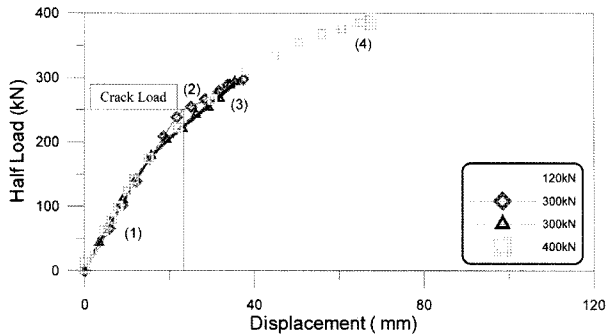


Fig. 6 Load-displacement curve of L/4

여 공용 교량의 사용성을 향상시킬 수 있음을 알 수 있다.

Fig. 5의 (3) 및 Fig. 6의 (3)은 균열이 발생한 후 300 kN의 하중을 5회 반복 재하한 경우의 하중-처짐 관계를 나타낸 것이다. 균열이 발생한 후 탄성한계는 약 40% 정도 감소함을 알 수 있다. 여기서, 균열이 발생한 이후 하중이 재하되는 과정에서 탄성 영역이 존재한다는 것은 철근과 긴장재의 인장 강성 효과로 인하여 하중을 제거했을 때 균열이 다시 폐합됨을 확인할 수 있으며, 이로써 PSC 콘크리트가 탄성적이고 복원성이 크다는 것을 알 수 있다.

또한 Fig. 5의 (4) 및 Fig. 6 (4)에서 400 kN의 하중을 재하하면 하중-처짐 곡선의 기울기는 300 kN 재하시보다 더 감소함을 알 수 있다.

3.2 하중-콘크리트 응력 관계

Fig. 7은 125 kN 하중이 반복 재하되었을 때 거더 중앙부 상·중·하단의 변형률 게이지에서 측정된 값이다.

탄성범위 내에서 콘크리트의 변형은 하중이 재하되고 제거되고 재하되었을 때 선형적으로 거동함을 알 수 있다. 여기서 거더 중앙부에 설치된 변형률게이지의 위치는 구조계산으로부터 산정한 중립축의 위치로써, 측정 결과와 다소의 차이는 있지만 이론적인 중립축의 위치와 실제 측정된 중립축의 위치는 거의 동일함을 알 수 있다.

3.3 하중-철근 응력 관계

균열이 발생한 후 거더 중앙부 하단의 손상된 콘크리

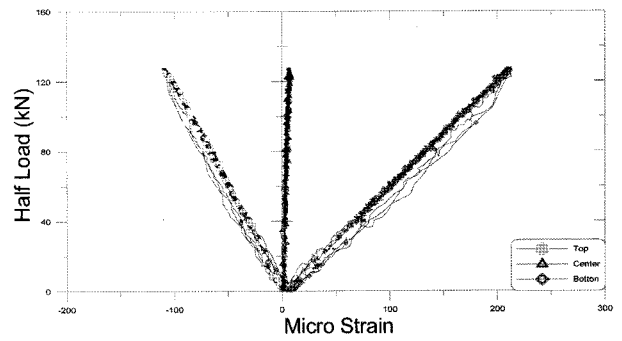


Fig. 7 Load-micro strain curve for loading 125 kN at L/2

트 게이지와 동일한 위치에 콘크리트를 제거하고 노출된 철근에 게이지를 부착하여 변형률을 측정하였다. Fig. 8에서는 거더의 L/2지점 하단부에서 최초 300 kN의 하중을 작용시켰을 때 발생한 콘크리트 게이지의 변형률과 균열발생 후 철근 게이지의 변형률을 같이 나타내고 있다. 균열발생 후 탄성한계는 약 180 kN 재하시 나타났고, 이 때 철근의 응력은 140.2 MPa으로 허용응력 범위 내에 있음을 알 수 있다.

3.4 하중-균열폭 관계

하중-균열폭의 관계도 철근의 변형률 관계와 마찬가지로 콘크리트에 균열이 발생한 후 계측되었다. Fig. 9에서 300 kN의 하중이 재하될 때 탄성한계는 176 kN로 나타났고 이때의 균열폭은 0.02 mm이었다. 400 kN 재하시에는 173 kN에서 탄성한계가 나타났고 균열폭은 0.03 mm

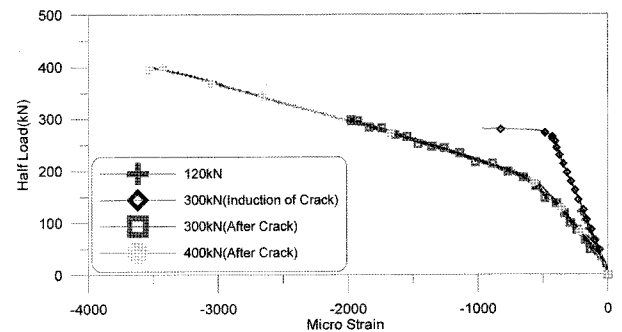


Fig. 8 Load-stress curve of bottom reinforcing bar at L/2

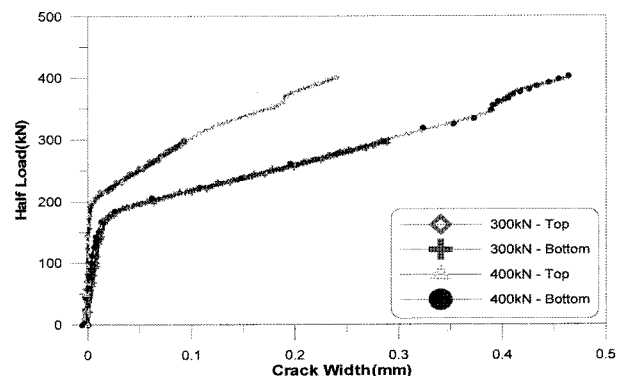


Fig. 9 Load-crack width curve at L/2

이었다. 여기서, 하중 크기에 따라 탄성한계가 다르게 나타나는 것은 하중 재하 시간의 차이 그리고 균열의 위치와 주변 균열의 발생과 균열의 진전에 따른 국부적인 영향 등이 작용한 것으로 판단된다.

Fig. 9는 거더의 L/2 지점 하단부에서 측정된 하중-균열폭의 관계로써, 탄성한계인 180 kN까지는 콘크리트의 강성으로 인하여 값이 0~0.03 mm로 작게 나타났지만, 탄성한계를 지나면서 균열폭이 급격하게 증가하였고, 300 kN 재하시 0.28 mm, 400 kN 재하시 0.45 mm까지 증가하였다. 여기서 이론적인 균열하중 250 kN 재하시 균열폭은 0.18 mm로 나타나 피복두께 40 mm를 고려한 허용균열폭 (철근 습윤환경 0.005t_c) 0.2 mm에 근접함을 알 수 있다. 즉, 외관상 허용균열폭 이상의 균열이 나타난다는 것은 사용하중이 균열하중을 초과하고 있다는 것을 의미한다.

3.5 중립축 위치 변화 및 균열의 높이 변화

Fig. 10은 거더의 상·중·하단에 부착된 게이지의 하중-변형률 관계로부터 산정한 중립축의 위치 변화를 나타낸 것이다. 균열을 유도하기 위해 최초 300 kN의 하중을 재하했을 때 250 kN 이하의 하중이 재하되는 탄성 구간 내에서는 중립축의 높이가 830 mm로 동일하게 나타났고 하중이 증가되어 250 kN을 초과하는 순간 중립축의 위치는 급격히 증가함을 알 수 있다. 또한, 하중이 재재하되었을 때 중립축의 위치는 약 950 mm부터 변화하기 시작하여 하중이 증가함에 따라 점진적으로 증가하며, 400 kN의 하중이 재하될 때는 약 1,150 mm까지 올라가고 이는 거더 상부 플랜지 상단까지로 이동함을 알 수 있다. 외부 강선을 보강한 후의 중립축 위치는 강성의 증가로 인하여 보강 전보다 다소 낮아짐을 알 수 있다.

Fig. 11에서 균열의 높이 변화는 중립축의 높이 변화와 유사한 경향을 보이고 있다. 균열이 발생한 시점은 이론적인 균열하중 250 kN과 같으며, 균열발생 후 약 30 kN의 하중이 증가하는 동안 균열의 높이는 거더 하단으로부터 900 mm까지 급격히 증가함을 알 수 있으며, 이후 재재하되면서 균열발생 시점은 100 kN 이하의 하중에서 시작됨을 알 수 있다. 반복하중이 재하되는 동안 균열하중은 50 kN 이하로 낮아졌다가 보강이 시행되면서 다시 100 kN까지 회복됨을 알 수 있다.

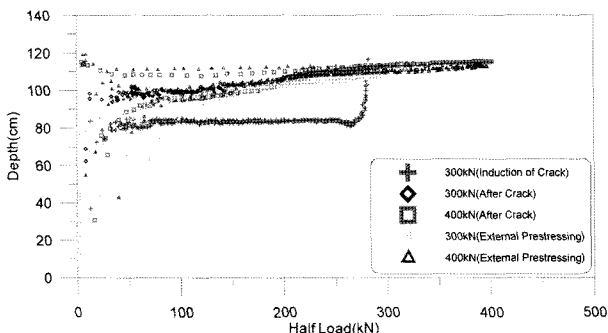


Fig. 10 Phase of position of neutral axis at L/2

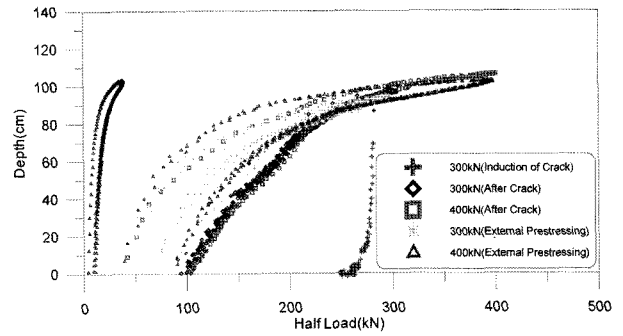


Fig. 11 Phase of height of crack at L/2

3.6 하중-거더의 균열양상 관계

Fig. 12는 재하 하중에 따라 발생하는 균열의 양상을 나타내고 있다. Fig. 12(1)은 300 kN의 하중이 재하되었을 때의 균열 양상으로써, 균열은 지간 중앙부를 중심으로 하여 600 mm 간격으로 양방향 4 m까지 분포되었다. 발생한 균열의 최대 높이는 960 mm로 상부 플랜지 부근까지 진전되었으며, 최대 균열폭은 하부 플랜지 하면에서 0.28 mm로 나타났다. 이는 상태 평가 등급 D에 해당하며, 공용 교량에서 실험 상황과 같은 균열 양상을 보인다면 사용하중이 균열하중을 초과하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 12(2)는 400 kN 하중 재하시의 균열 양상을 나타낸 것으로 300 kN 재하시 발생한 균열 사이로 2~3개 정도의 추가 균열이 발생하였으며, 전체 폭은 거더 중앙에서 양방향으로 7 m까지 분포하였다 (Fig. 13 참조). 또한 Fig. 12(3)은 500 kN 하중이 재하되었을 때의 균열 양상으로 일부분을 제외하고 균열은 더 이상 진전되지 않았지만, 중앙부 하부 플랜지 측면과 밑면에서 PS 강선의 배치 형상을 따라 수평 균열과 콘크리트 박락이 발생하는 파괴 양상을 나타내었다. 여기서, 500 kN의 하중 재하는 외부 강선 보강 이후에 실시하였으며, 500 kN 이상의 하중 재하는 외부 강선의 급격한 파단이 우려되어 실시하지 못하였다.

4. 프리스트레스 손실량 평가 및 보강 효과

PSC I 거더교의 손상은 콘크리트 파손, 재료 분리, 백

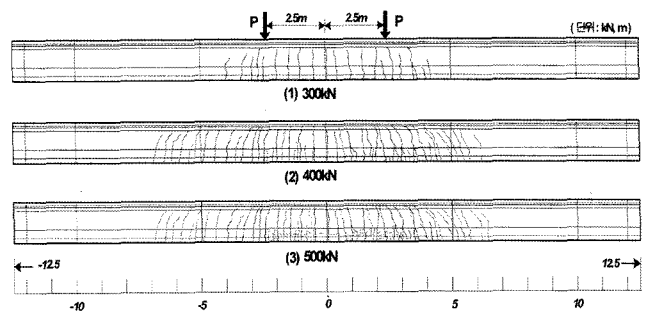


Fig. 12 Phase of crack distribution for loading step

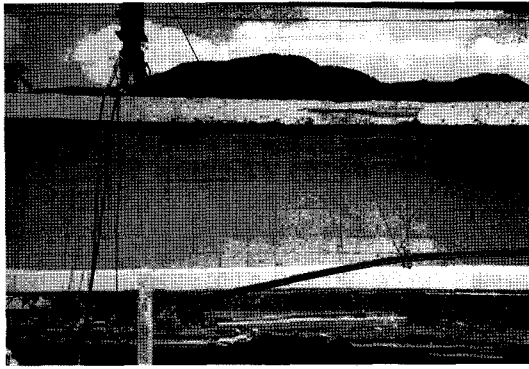


Fig. 13 Crack distribution for loading 400 kN

때, 과도한 처짐, 그리고 외부 충격이나 화재에 의한 긴장재 손상 등 여러 가지 형태로 나타나게 된다. 본 실험에서는 손상의 영향을 정확하게 평가할 수 있도록 긴장재의 손상을 인위적으로 유도하였으며, Fig. 14(b)와 같이 시험체의 중앙부 하부 플랜지 양측면의 콘크리트를 제거하고 총 6가닥의 내부강선 중 하부의 2가닥을 토치로 열을 가하여 절단하였다. 그리고 손실된 양만큼을 보강하기 위하여 거더 외측 양면에 Fig. 14(c)와 같이 외부강선으로 보강을 실시하였다. 보강 긴장량은 내부 프리스트레스 손실을 고려하여 총 980 kN으로 행하였다 (Table 2 참조).

균열발생 전과 직후, 균열발생 후, 내부 강선 절단 후 그리고 외부 강선 보강 후에 대한 PSC I 거더의 거동을 Fig. 15에 나타내었다.

Table 4에서는 각 단계별 300 kN의 하중 재하시 거더 중앙부의 유효 프리스트레스와 변위의 관계를 나타낸 것으로 최초 300 kN 재하시 변위는 54 mm이었고, 강선 절

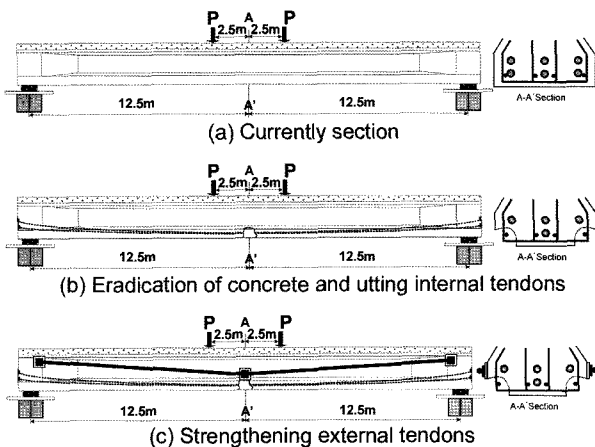


Fig. 14 Inducing a property loss and compensate for the loss

Table 4 Tensile force and displacement

Contents	Tensile force		Displacement		Strengthening effect (%)
	Load (kN)	Ratio (%)	Disp. (mm)	Variation (%)	
Before cutting internal Tendon	3,777	100	54	-	-
Before cutting internal Tendon	2,698	71.4	88	+63.0	-
Before cutting internal Tendon	3,678	97.4	63	+16.7	+28.4

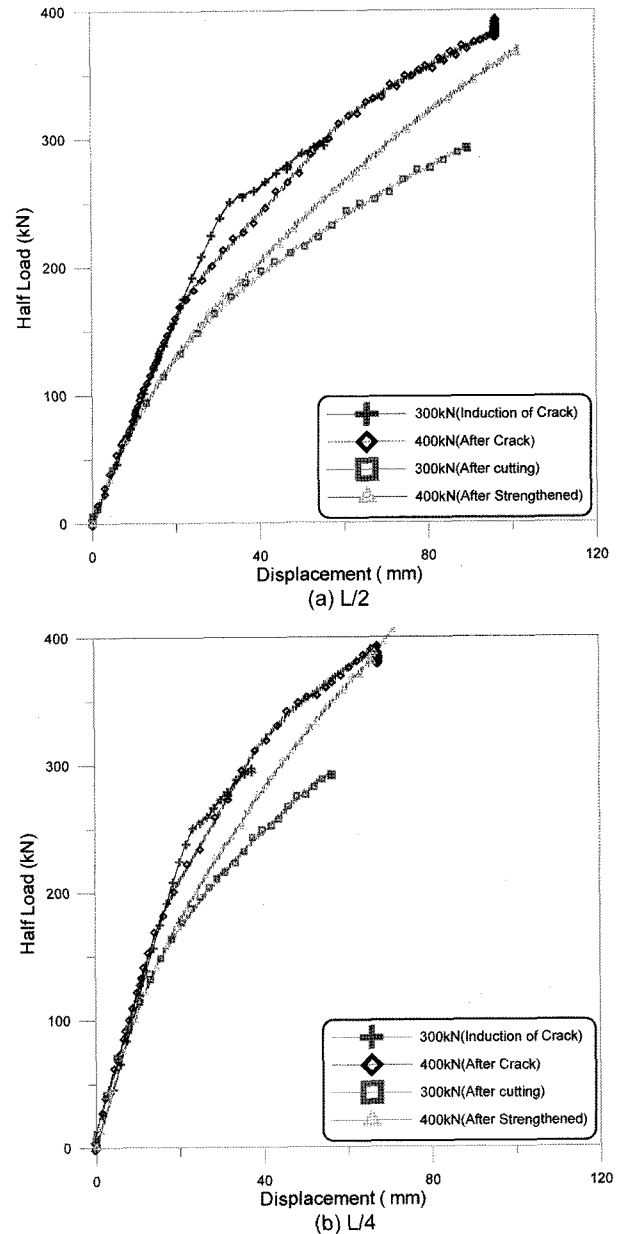
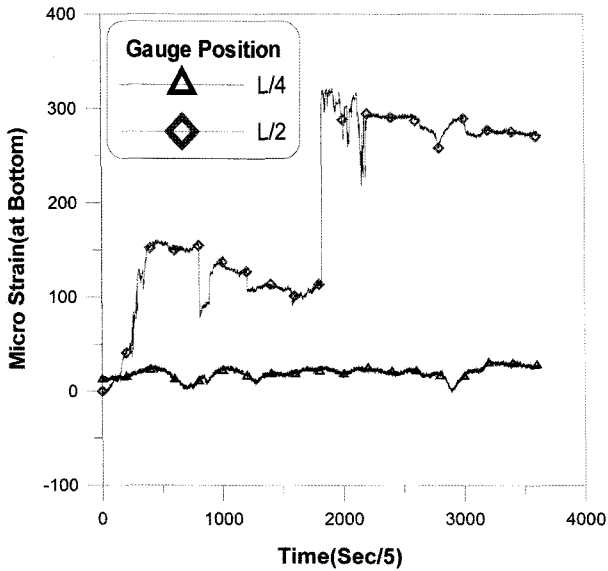
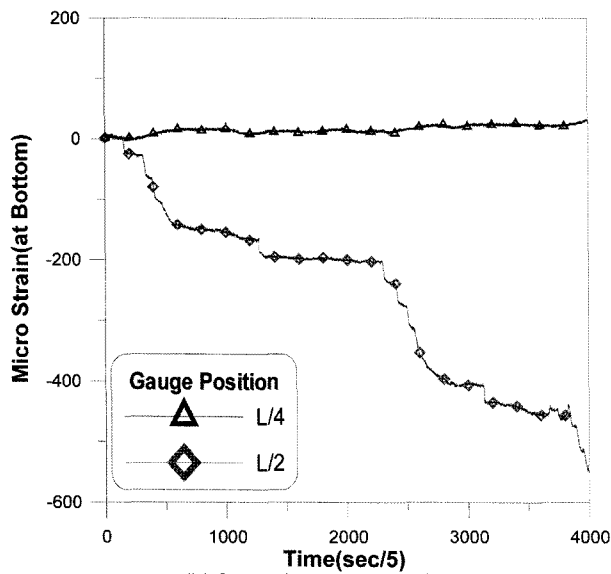


Fig. 15 Load-displacement curve before and after strengthening

단으로 내하력 감소를 유도했을 때의 변위는 88 mm로 약 63%의 변위 증가가 발생하였다. 이는 균열로 인한 콘크리트 단면이 저항 능력을 상실했을 뿐만 아니라 중앙부의 강선을 절단하기 위해 사용된 열이 다른 부분에도 전달되어 긴장력의 감소를 일으켰기 때문으로 추정할 수 있다. 다시 외부 강선을 보강하였을 경우 변위는 63 mm로 강선 절단 후에 비해 약 28.4% 정도의 보강 효과가 나타났음을 확인할 수 있었다. Fig. 16에서는 내부 강선 절단과 외부 강선 보강 과정에서 나타나는 거더 중앙부



(a) Cutting internal tendon



(b) Strengthening external tendon

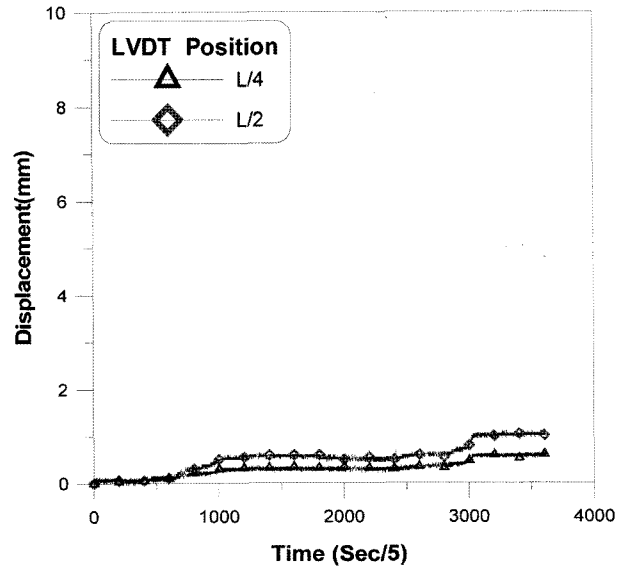
Fig. 16 Strain phase of bottom of girder

와 1/4지점에서 측정된 변형률의 변화 양상을 나타낸 것이며, Fig. 17은 동일한 과정에서 발생한 처짐의 변화 양상을 나타낸 것이다.

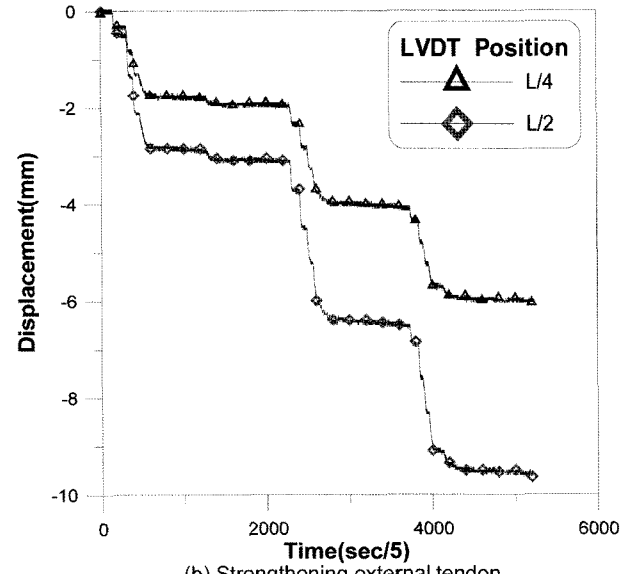
두 결과에서 알 수 있듯이 절단된 거더의 긴장량과 보강으로 도입된 긴장량의 크기는 동일하지만, 측정 결과는 차이가 있다. 이는 내부강선 절단시 중앙 단면의 한 부분을 절단하였으므로 절단된 단면에서만 긴장력이 제거되었고 그 외 부분에서는 그라우팅과 콘크리트 부착력으로 인하여 처짐이 작게 나타난 것으로 추정되며, 외부강선 긴장시는 하중이 반복 재하되면서 부착 길이가 감소함으로써 솟음량이 내부 강선 절단 시보다 상대적으로 크게 나타난 것으로 판단할 수 있다.

5. 결 론

이 실험은 공용된 PSC I 거더교에서 바닥판과 일체된 합성 거더를 인양하여 재하 시험을 실시하고 사용하중



(a) Cutting internal tendon



(b) Strengthening external tendon

Fig. 17 Displacement phase of girder

및 극한하중에 대한 내하능력을 살펴보았다. 또한, 인위적으로 손실을 유도하고 외부 강선으로 보강을 실시하여 보강 전후의 거동 분석을 통한 외부 강선 보강 효과를 검증하였다. 이와 같은 일련의 실험을 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 이론적인 균열하중이 재하되었을 때 균열이 발생하기 시작하였으며, 이후 20% 정도의 추가하중이 재하되었을 때 처짐은 급격히 증가함을 알 수 있었다.
- 2) 균열발생 후의 선형구간은 균열발생 전에 비해 약 40% 정도 감소하였으며, 이러한 선형탄성 영역의 존재는 PSC 콘크리트가 RC 콘크리트에 비해 탄성적으로 복원성이 크다는 것을 의미한다.
- 3) 균열 폭은 균열발생 후 재하하중의 크기에 따라 선형적으로 증가하였으며, 외관상으로 나타난 균열폭이 허용균열폭보다 클 경우 사용하중은 이미 균열하중을 초과하고 있음을 알 수 있다.

- 4) 휨균열은 균열하중 이상이 재하될 경우는 상부 플랜지 부근까지 진전되며, 하중이 증가됨에 따라 폭은 확대되고 간격은 조밀하게 나타났다.
- 5) 외부 강선 보강으로 손실된 긴장력을 회복시킬 수 있지만, 보다 합리적인 보강을 위해서는 엄밀한 손실량 계산과 체계적인 품질관리가 요구됨을 알 수 있다.

그리고 본 실험에서 외부보강으로 사용된 비부착 텐던의 경우 범용 유한요소해석 프로그램에서는 정확하게 모사가 되지 않는다. 따라서 비부착 텐던을 모사할 수 있는 해석 모델을 개발 중에 있으며, 이를 이용하여 실험 결과와 비교한 논문을 준비 중에 있다.

감사의 글

이 연구는 가상건설연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 이루어졌음을 밝히며, 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. Pessiki, S., Kaczinski, M., Wescott, H. H., "Evaluation of Effective Prestress Force in 28-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams", *PCI Journal*, Vol.41 No.6, 1996, pp.78~89.
2. 박상렬, "외부 프리스트레싱으로 보강된 프리스트레스트

- 콘크리트 보에서 프리스트레싱 강재의 극한응력", 콘크리트학회논문집, 16권 5호, 2004, pp.677~686.
3. Shenoy, C. and Frantz, C., "Structural Tests of 27-Year-Old Prestressed Bridge Beam", *PCI Journal*, Vol.36 No.5, 1991, pp.80~90.
4. Tabatabai, H. and Dickson, T. J., "Structural Evaluation of a 34-Year-Old Precast Post-Tensioned Concrete Girder", *PCI Journal*, Sep-Oct. 1993, pp.50~63.
5. 오병환, 김광수, "PSC 합성거더 실교량의 극한거동 및 하중분배 특성연구", 대한토목학회논문집, 21권 5-A호, 2001, pp.761~771.
6. 박창호, 이병주, "외부 강선 과단실험을 통한 노후 PSC 교량의 보강 효과 평가", 한국구조물진단학회논문집 9권 3호, 2005, pp.178~186.
7. 박창호, 이병주, "PSC 교량의 외부 강선 보강효과에 관한 실험연구", 대한토목학회 학술발표회논문집, 2003, pp.1430~1435.
8. 박창호, 이병주, "PSC I 거더의 극한거동에 관한 실험 연구", 한국구조물진단학회 학술발표회논문집, 6권 2호, 2002, pp.177~181.
9. Aparicio A. C., Ramos G., and Casas J. R., "Testing of Externally Prestressed Concrete Beams", *Engineering Structures* Vol.24 No.1, 2000, pp.73~84.
10. Ng C. K., "Tendon Stress and Flexural Strength of Externally Prestressed Beams", *ACI Structural Journal*, Vol.100 No.5, 2003, pp.644~653.
11. 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.

요 약 노후된 PSC I 거더교에 대한 내하력 평가 방법과 외부 강선으로 보강된 교량의 성능 평가 및 보강 효과 검증 방법은 재하 차량을 이용한 현장 실험이 많이 사용된다. 하지만 재하 차량에 의한 실험은 탄성 범위 내의 사용하중 상태에서 이루어지므로 활하중에 의한 교량의 거동 특성 분석만 유효하며, 균열하중 이후에 나타나는 비선형 거동과 극한 상태에서의 내하력을 평가하는 것은 불가능하다. 이 실험 연구에서는 27년 동안 공용된 PSC I 거더교를 대상으로 여러 가지 재하 시험을 실시하여 사용하중 및 극한하중에 대한 교량의 거동 특성과 내하 능력을 분석하였다. 또한 외부 강선 보강 방법의 보강 효과를 검증하기 위하여 기존 교량의 내부 PS 강선을 절단하여 인위적으로 손실을 유도하고 평가하였으며, 절단된 양 만큼을 외부 강선으로 보강하여 보강 전후의 거동 변화를 비교하였다. 이 실험 결과를 이용하면 PSC I 거더교에 외부 강선 보강 방법을 적용할 경우에 요구되는 기존 교량의 내하력, 요구 보강량, 보강 공사시 품질관리 기준 등을 보다 명확하게 결정할 수 있을 것이다.

핵심어 : PSC I 거더교, 내하력, 외부 강선 보강, 비선형 거동, 보강 효과