

외부 후긴장 공법 적용에 따른 무도상 판형교의 동적거동 분석

A Study on Dynamic Behaviors of Steel Plate Girder bridge with Applying External Post-Tensioning Method

박용걸* · 최동호* · 최정열** · 최준혁***

Yong-Gul Park · Dong-Ho Choi · Jung-Youl Choi · Jun-Hyeok Choi

Abstract

The major objective of this study is to investigate the effects and application of external post-tensioning method for steel plate girder bridge. It analyzed the mechanical behaviors of steel plate girder bridge with applying external post-tensioning on the finite element analysis, field test and laboratory test for the lateral dynamic characteristics. As a result, the reinforcement of steel plate girder bridge the external post-tensioning method are obviously effective for the lateral dynamic response which is non-reinforced. The analytical and experimental study are carried out to investigate the post-tension force decrease lateral acceleration and deflection on steel plate girder bridge for serviceability. And the external post-tensioning method reduce dynamic maximum displacement(about 10~24%), the increase of dynamic safety is predicted by adopting external post-tensioning method. From the dynamic test results of the servicing steel plate girder bridge, it is investigated that the change degree of natural frequency is very low with applying the external post-tensioning method. The servicing steel plate girder bridge with external post-tensioning has need of the reasonable reinforcement measures which could be reducing the effect of lateral dynamic behavior that degradation phenomenon of structure by an unusual response characteristic and a drop durability.

Keywords : steel plate girder bridge(강철도 판형교), lateral dynamic behavior(동적횡거동), external post-tensioning(외부 후긴장), Exciter test(가진시험)

1. 서론

국내 강철도 판형교는 1930년대에 가설되기 시작하여 다른 교량형식에 비해 상당한 공용기간을 가지고 있으며 그중 많은 교량들이 노후화되고 있다. 또한 구조형식에 있어서도 리벳형 판형교에서 용접형 판형교 형식으로 변경되고 있으며 도상의 경우는 무도상에서 유도상으로 교체되고 있다.

무도상의 경우는 침목 등 궤도구조가 거더의 상부 플랜지에 직접적으로 놓여지기 때문에 열차하중이 거더에 직접적으로 전달되며 그에 따른 충격, 진동 및 소음 등이 크게 발생한다. 그리고 유도상 형식에 비하여 상부구조의 질량이

상대적으로 작기 때문에 사하중에 의한 발생응력은 작지만 동적처짐 및 응력, 진동 등 동적영향이 크게 작용하며 경간 길이, 열차의 종류, 주행특성 등에 따라 응답이 민감하게 나타나는 특성을 가진다. 또한 다른 형식의 교량과 달리 수직 진동과 수평진동이 거의 비슷한 크기로 발생하는 이상진동 현상이 나타나고 있어 교량의 손상축진 및 승차감에 영향을 미치게 된다. 특히 횡방향의 변위 및 진동가속도는 차량의 주행안정성과 밀접한 관계가 있어 이에 대한 적절한 보강이 이루어져야 할 것이다[9,15].

한편 교량 등과 같은 구조물에 있어 철도의 고속화에 따른 안전성 및 사용성 확보에 대한 요구조건이 점차 까다로워지고 있으며 기존선을 그대로 이용하고 운행에 따른 요구조건을 만족하도록 해야만 하는 경우가 많이 발생하고 있다.

이 경우 최근 설계기준에 부합한 교량의 개축이 아니면 부분적인 구조계의 변경 또는 보수, 보강 등의 기술이 도입되어야 하는데 이를 위해서는 우선 대상교량에 대한 거동분

* 책임저자: 정회원, 서울산업대학교 철도전문대학원 철도건설공학과 교수, 공학박사
E-mail: ygpark@snu.ac.kr
TEL: (02)970-6575 FAX: (02)978-6575

* 정회원, 한양대학교 토목공학과, 교수, 공학박사

** 정회원, (주)대한콘설리트 철도부 궤도팀, 공학석사

*** 정회원, (주)대한콘설리트 철도부 계획팀 차장, 공학박사

석이 수행되어야 하며 여러가지 방법에 의한 대안이 강구되어야 한다[12,13].

국내의 연구결과를 살펴보면, 공용중인 편형교에서 측정된 동적 수평가속도를 분석한 기존의 연구결과, 현재 편형교상에서 발생하고 있는 수평가속도는 상당히 큰 수준이며 속도변화에 따라 증폭현상이 나타나 향후 기존선 속도향상에 대비한 진동저감대책이 필요할 것으로 분석되었으며, 편형교의 자유진동특성에 관한 연구결과, 경간길이가 길어짐에 따라 비틀림강성을 적절히 증가시키는 것이 비틀림진동을 감소시킬 수 있는 것으로 분석되었다[2,4,12,13].

상기 전술한 바와 같이 강판형교에 대한 국내의 연구로서는 질량 및 경간길이에 따른 고유진동수 특성 분석을 비롯한 교량의 보수, 보강 및 유도상화 기술개발 등에 관한 연구 등이 수행되었으며 횡방향 진동가속도 저감을 위한 주형하부에 횡방향 보강플레이트를 설치하는 등의 연구가 진행되나 이외에는 아직까지 이렇다할 다양한 보강 방법에 대한 연구가 충분하지 못한 실정이므로, 본 연구에서는 외부 후긴장 보강공법을 이용하여 강철도 편형교의 비틀림강성을 증가시켜 횡방향 비틀림진동을 감소시키고자 실험 및 유한요소해석을 비롯한 현장측정을 실시하였다.

따라서 본 연구에서는 외부 후긴장 공법 적용에 따른 강철도 편형교의 동적거동을 분석하기 위하여 이론적인 고찰을 수행하였으며, 실교량의 동적특성을 측정하고 횡방향에 대한 동적응답을 검토하고자 열차의 횡압 변동 특성을 고려한 3차원 유한요소 해석을 통하여 횡 변위 및 가속도를 비교, 분석하였으며 이를 바탕으로 동적 실내시험을 수행하였다. 또한 동적 가진시험 결과와 이론적 고찰결과 및 해석결과를 상호 비교분석하였다[11].

2. 고유진동수의 이론적 고찰[2,4]

본 절은 외부후긴장 보강공법 적용에 따른 강.합성부재의 고유진동수 분석과 관련한 연구(박영훈, 2003)를 인용하였으며 그 내용은 다음과 같다.

외부 후긴장 보강에 따른 교량의 고유 진동수는 도입 긴장력, 강선 배치 형태에 영향을 받는 것으로 연구되어지고 있다. 또한, 강선 배치에 있어서 편심거리가 증가하면 증가할수록 도입 압축응력이 증가하여 고유 진동수는 외부 후긴장 보강에 의하여 증가하는 것으로 나타났다(Miyamoto, 2000 ; Kim, 2002).

Miyamoto(2000)등의 연구 결과에서의 고유 진동수 증가 정도는 경간장 3m의 합성거더에 대한 충격시험에 있어서 외부 후 절곡 긴장력 24.6kN 적용에 따라 약 4.4% 정도의

고유 진동수 증가가 분석되었으며, Fig. 1과 같이 절곡 외부 후긴장을 받는 합성 거더의 휨 거동의 운동방정식은 식 (1) 과 같이 나타내었다.

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(E_s I_{vs} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (P_t y) - \frac{\partial^2}{\partial x^2} (M_p) = - \frac{\sum \gamma_i A_i}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (1)$$

식 (1)은 감쇠가 고려되지 않은 운동 방정식이므로 $E_s I_{vs}$ 는 거더의 휨강성이고, γ_i 는 거더의 단위 중량, A_i 는 거더의 단면적이다. 또한, P_t 는 긴장력이며, M_p 는 긴장력에 의해 발생하는 상향 모멘트로서 직선 외부 후긴장의 경우 Fig. 1의 절곡각도(θ)가 0이므로 긴장력의 수직 성분은 없어지고 긴장력의 수평 성분은 다음의 식 (2)와 같이 유도된다.

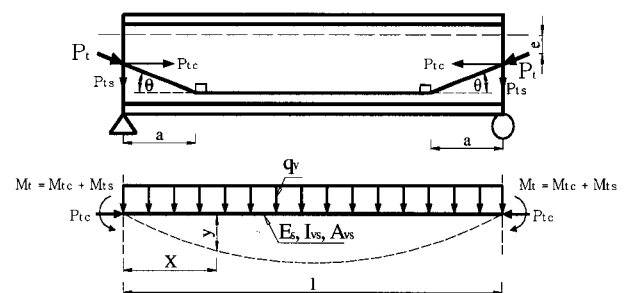
$$P_{tc} = P_t = P_t^0 + \Delta P_t \quad (2)$$

식 (2)에 의해서 긴장력에 의해 발생하는 상향 모멘트는 식 (3)과 같다.

$$M_p = (P_t^0 + \Delta P_t) e \quad (3)$$

절곡 긴장과 직선 긴장에 따른 긴장력의 차이를 고려한 식 (2)~(3)을 식 (1)에 대입하여 Miyamoto(2000)의 연구에서와 같이 일련의 식을 유도하여 ω_n 에 대하여 전개하면 식 (4)와 같다.

$$\omega_n = a_v \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \xi \quad (4)$$



l : 경간장, q_v : 분포 질량, I_{vs} : 합성보 등가 관성 모멘트
 A_{vs} : 합성 단면적, P_t^0 : 초기 긴장력
 $P_{tc} : P_t c \theta = (P_t^0 + \Delta P_t) c \theta = P_{tc}^0 + \Delta P_{tc}$
 $P_{ts} : P_t s \theta = (P_t^0 + \Delta P_t) s \theta = P_{ts}^0 + \Delta P_{ts}$
 ΔP_{tc} : 휨진동에 의해 추가증가되는 긴장력의 수평성분
 ΔP_{ts} : 휨진동에 의해 추가증가되는 긴장력의 수직성분
 y : 진동처짐, $M_t = M_{tc} + M_{ts} = P_{tc} \cdot e + P_{ts} \cdot a$

Fig. 1. Model of vibration analysis

식 (4)에서 $a_v^2 = (E_s I_{vs} / \sum \gamma_i A_i) g$ 이며 ξ 는 다음과 같다.

$$\xi = \sqrt{1 - \left(\frac{l}{n\pi}\right)^2 \frac{P_0}{E_s I_{vs}} + \frac{32}{(n\pi)^2} \frac{B e^2}{(5A - 4e^2 B)}} \quad (5)$$

식 (5)에서 A와 B는 다음과 같이 정의 된다.

$$A = \left(e^2 + \frac{I_{vs}}{A_i} + \frac{E_s I_{vs}}{E_t A_t} \right) \quad (6)$$

$$B = \left(2 - \frac{l_t}{l} \right) \quad (7)$$

3. 실험결과 및 분석

3.1 실험내용 및 범위

본 연구에서는 시험체 설계에 있어서 실험 여건 등을 감안하여 Fig. 2와 같이 설계하중 LS-22의 경간 길이 6m인 무도상 시험체를 제작하였으며, 시험체 주요 제원은 Table 1과 같다. 외부 후긴장 보강은 Centre hole jack(ZEP-2FJ) 2대를 동시에 사용하여 각각의 강연선에 대한 긴장력의 차이를 최소화 하였으며 펌프식 유압조절장치를 이용하여 단계별 긴장을 수행하였다. 긴장재는 Fig. 2와 같이 시험체의 주형 하부플랜지에 직선 배치하여 프리스트레스 잭(Prestressing Jack)으로 긴장하였다. 대상 시험체의 전경은 Fig. 3과 같으며, 긴장시 사용한 PS 강연선의 제원 및 물리적 성질을 Table

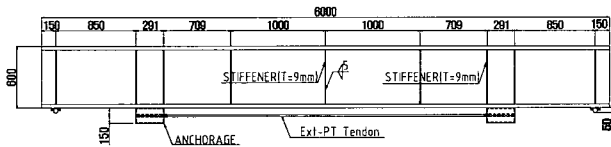


Fig. 2. Properties of specimen with Ext-PT tendon placing

Table 1. Geometry of specimen

구 분	단 면 치 수(mm)
거더 중심간격(D)	1,600
복 부 판(H×t)	600×16
상부플랜지(B×t)	190×35
하부플랜지(B×t)	190×35
보 강 재	90×9
브레이싱	90×90×10

Table 2. Properties of PS tendon

공칭 단면적 (mm ²)	인장하중 (tonf)	0.2%영구연신율에 대한 하중(tonf)	연신율 (%)	릴랙세이션(%)	
				N	L
138.7	26.6이상	22.6이상	3.5이상	8.0이하	2.5이하

2에 나타내었다[1-3]. 하중재하는 0~550kN까지 50kN씩 증가 시키며 정적재하 실험을 수행하였다. 또한, 시험체 중앙에 소정의 가진판을 설치하고 그 위에 원심력을 이용한 가진기(최대

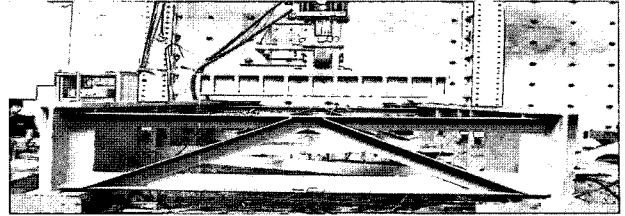
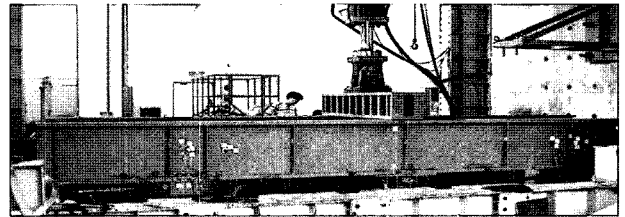
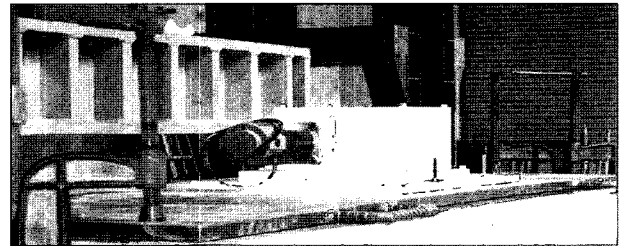


Fig. 3. View of specimens

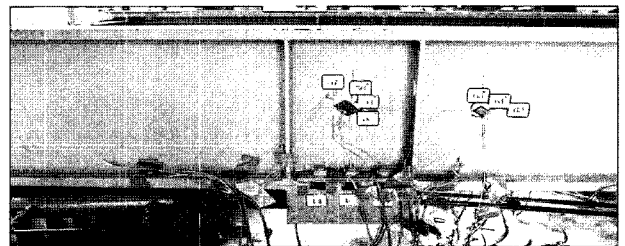


(a) Non-ballast specimen

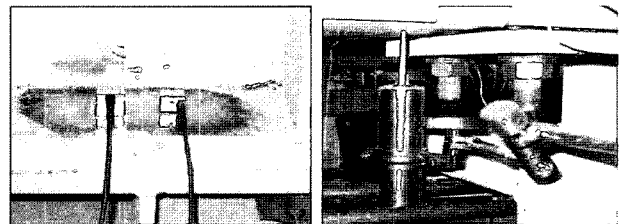


(b) Set up a vibrator(electro exciter)

Fig. 4. View of laboratory test



(a) Attachment of strain gages and prestressing jack



(b) Attachment of LVDT and accelerometer(Vertical/Lateral Axes)

Fig. 5. Sight of the attachment of sensors and jack

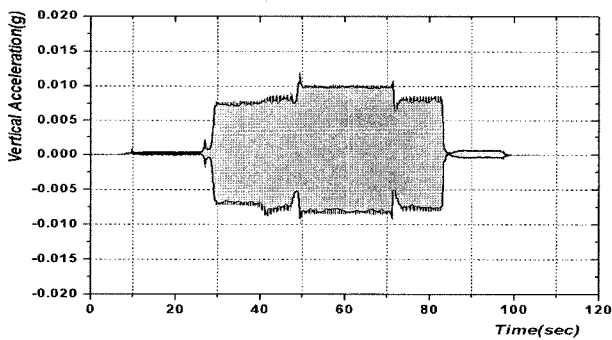
가진주파수:35Hz)를 설치하여 단계별(3단계:8Hz-17Hz-25Hz) 가진을 통해 외부 후긴장 보강 공법 적용에 따른 고유 진동수 및 횡방향 진동특성을 파악하였다.

한편, 대상 시험체에 있어서 무보강 상태의 하중 재하에 따른 거동, 외부 후긴장 과정의 거동 및 긴장된 시험체의 하중 재하시 거동을 분석하기 위하여 Fig. 4~5와 같이 변형을 게이지, 유압잭, 처짐기, 가속도계 및 가진기를 설치하여 실험을 실시하였다.

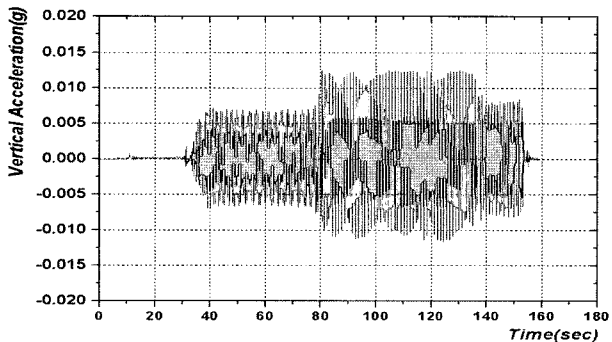
3.2 고유진동수 분석 I

Fig. 6의 진동 가속도파형을 이용하여 FFT(Fast Fourier Transformation)분석을 수행함으로써 고유 진동수를 도출하였으며, 동적 유한요소해석결과인 해석 고유 진동수와 분석하였다. 외부 후긴장 적용 유·무에 따른 측정 고유진동수의 변화양상 및 해석 고유진동수를 Table 3에 정리하였다.

Table 3에서 보강 전후의 해석 고유진동수는 유한요소 해



(a) Non-reinforced



(b) Applying Ext-PT

Fig. 6. Test result of non-ballast specimen for acceleration

Table 3. Result of natural frequencies for test and analysis

보강 전 휨 고유진동수(Hz)	보강 후 휨 고유진동수(Hz)				
	긴장력 70kN		긴장력 210kN		
측정치	해석치	측정치	해석치	측정치	해석치
17.72	16.79	18.56	17.15	18.58	17.15

석결과에 의해서 도출한 결과이다. 본 해석에서 긴장력 변화에 따른 고유진동수의 변화는 해석을 통해 파악할 수 없었으나 긴장재 유무와 긴장력 도입에 의해서는 고유진동수가 다소 증가하는 것으로 나타났다.

한편, 외부 후긴장 보강 전에 있어서 측정치 17.72Hz와 해석 고유진동수를 비교해 보면, 해석치는 측정 고유진동수보다 약 0.06% 정도만 낮게 나타나고 있어 실험치, 해석치의 차이를 고려해 볼 경우 실험치가 충분한 신뢰성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

외부 후긴장 보강 전·후의 측정 고유진동수의 변화 양상을 살펴보면, 외부 후 긴장력 70kN과 210kN 적용시 약 4.5~4.6%의 고유 진동수 증가가 발생하는 것으로 실험적으로 분석되어, 외부후긴장 보강에 따라 고유진동수가 다소 증가하나 그 크기는 미소한 것으로 나타났다. 따라서 실험적, 해석적 분석결과 공히 긴장력의 유무에 따른 고유진동수의 변화 폭은 매우 미소하여 구조체에 미치는 영향은 매우 작을 것으로 판단된다.

또한 무도상 시험체의 보강 전, 후 가진시험 결과, Fig. 6과 같이 보강 전·후의 최대 수직진동 가속도가 각각 0.011g와 0.012g로 나타나 긴장재 및 긴장력 적용 여부에 따라 진동가속도의 크기가 미세하게 변화함을 알 수 있었다. 이는 외부 후긴장 보강에 따른 강철도 판형교의 수직 진동가속도는 다소 증가하지만 그 크기는 매우 작기 때문에 외부 후긴장 보강공법의 적용성에 큰 문제가 없음을 보여준다.

4. 대상교량 및 현장측정

4.1 대상교량 제원 및 특성

본 연구의 측정 대상교량은 1953년에 준공된 경간길이 13.4m의 전형적인 단순지주 판형교로서 1996년에 내하력

Table 4. Geometry and properties of test bridge

구 분	A 교	비 고	
제원 (mm)	거더중심간격(D)	1800	—
	복 부 판(H×t)	1,100×22	
	상부플랜지(B×t)	300×19	지점에서 1/8 까지
		300×25	1/8에서 3/8까지
		300×35	3/8에서 중앙까지
	하부플랜지(B×t)	300×19	지점에서 1/8 까지
300×25		1/8에서 3/8까지	
300×33		3/8에서 중앙까지	
보 강 재	12×16	수직보강재	
	100×9	거셋플레이트	
브레이싱	90×90×10	복부 브레이싱	
	100×100×10	상, 하부 브레이싱	

증대를 목적으로 단면증설공법에 의해 보강되어진 교량이며 보강 후 약 8년의 공용기간을 가진 교량이다. 대상교량의 제원을 Table 4에 나타내었다.

4.2 현장측정

대상교량에 대한 현장측정은 동적응답 특성을 파악하기 위하여 지간 중앙에 가속도계를 설치하여 열차 주행에 따른 교량의 수직진동 가속도를 얻고 이를 FFT 분석을 통하여 고유진동수를 구하였다. 계측수행 방법은 동적계측장비(MGC-Plus)로 동적가속도 응답을 100Hz의 샘플링 주기로 계측하였으며, 실제운행 중에 있는 열차중 새마을호 주행시의 응답으로 비교하고자 하였다. Fig. 7은 현장측정결과 얻어진 가속도 파형과 FFT분석결과를 나타낸 것이다.

5. 유한요소해석

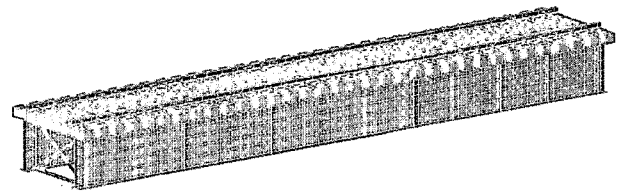
한편, 본 연구에서는 강철도 판형교에 있어서 외부 후긴장 보강 전의 측정 고유 진동수의 신뢰성을 검증하기 위하여 범용 구조해석프로그램인 MIDAS Civil를 이용하여 Fig. 8과 같이 3차원 수치해석모델을 이용하여 해석을 실시하였다.

본 연구의 유한요소해석은 현장측정 대상교량과 동일한 경간길이 13.4m의 표준 강판형교 단면에 대하여 플레이트 거더 부분은 4절점 Shell요소, 레일과 침목, 종리브, 브레이싱은 Frame요소를 사용하였으며 긴장재는 케이블 요소를

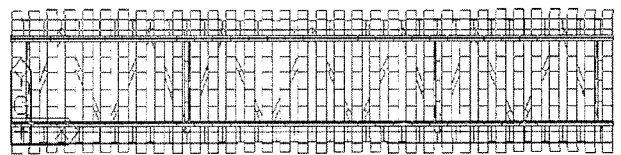
이용하여 3차원으로 모델링 하였다. 여기서 레일과 침목, 침목과 상부플랜지 각각의 절점을 연결시켜 변위가 전달되도록 하였다. 궤간은 표준궤간인 1.435m를 적용하였고, 레일의 단면특성은 KS60을 사용하였다. 침목은 교량용 목침목(23cm×23cm)을 10m당 25개로 배치하였다.

5.1 고유진동수 분석 II

무도상 판형교에 대한 동적특성을 평가하기 위하여 고유치 해석에 의해 고유진동수를 구하였으며 이를 Table 5에 공용중인 무도상 판형교의 실측 고유진동수와 함께 나타내었다. Fig. 9는 고유치 해석결과 얻어진 모드형상을 나타낸 것이다. 그 결과를 보면 무도상 교량의 경우 상부구조의 질량 특히 횡방향 강성이 작기 때문에 횡방향 모드가 1차 모드

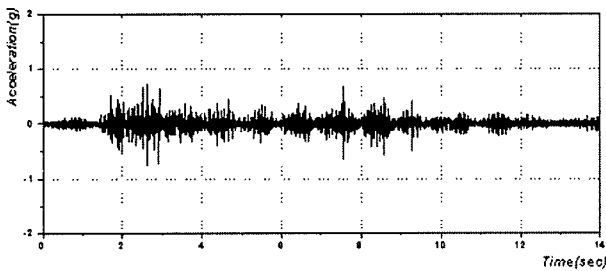


(a) Steel plate girder bridge with only wood tie

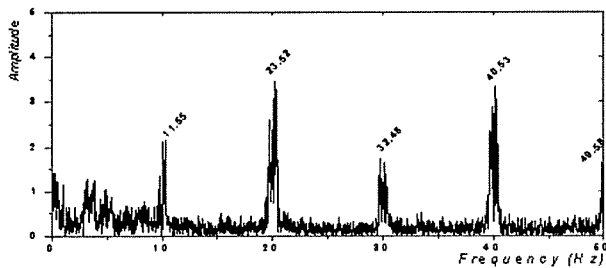


(b) Plan view of the bridge

Fig. 8. FEM modeling



(a) Acceleration record in the mid span



(b) Frequencies from FFT analysis

Fig. 7. Measured data results in field test

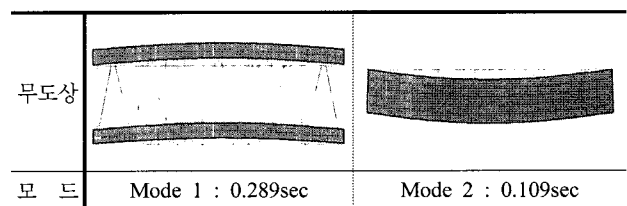


Fig. 9. Mode shapes of bridges

Table 5. Frequencies of bridges types

구분	Mode 1		Mode 2	
	Period (sec)	Frequency (Hz)	Period (sec)	Frequency (Hz)
무도상	0.289	21.67	0.109	57.41
무도상+보강	0.287	21.88	0.107	58.56
현장측정	0.267	23.52	0.105	59.74
Reduction Ratio (%) : 무도상의 경우와 비교				
무도상+보강	-	(+)0.3	-	(+)1.1

로 나타나고 있으며 고유진동수가 21.67Hz로 비교적 크게 나타나고 있다. 이는 실험결과와 비슷한 결과로 동적해석 모델링의 타당성을 보여주고 있다. 또한 외부 후긴장 보강이 고유진동수 변화에 미치는 영향은 극히 미비한 것으로 나타났다.

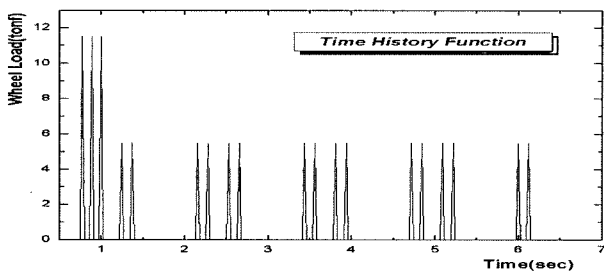
5.2 시간이력해석

도상유무 및 열차 주행에 따른 교량의 동적 응답을 파악하기 위해서 실 운행 열차 디젤 1량 + 객차 4량의 열차하중을 20~200km/h의 주행속도로 재하하여 시간이력 해석을 수행하였다. 하중지속시간은 요소분할 간격과 속도의 관계에 따라 계산되며 열차하중 모델과 축중을 Fig. 10에 나타내었다. Fig. 11은 보강 유무에 따른 시간이력 해석결과의 일례로 시간에 따른 동적변위 및 가속도응답을 나타낸 것이다.

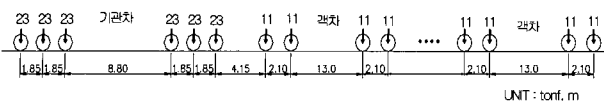
Table 6은 속도별 시간이력 해석결과 최대 변위 및 가속도를 나타낸 것이다. 그 결과를 보면 최대 변위는 차량속도가 100km/h 일때 가장 크게 나타나며 최대가속도는 200km/h 일때 큰 동적응답 나타났다. 또한 외부 후긴장 보강을 적용한 경우는 거더의 휨 강성 증가에 따라 변위가 무보강에 비하여 상당히 낮아지는 것을 알 수 있으며 가속도는 앞서 수행한 실험결과와 동일한 경향으로써 다소 증가하나 그 크기는 매우 작은 것으로 나타났다.

또한 비교적 저속운행 상태인 20km/h의 주행 경우와 100, 200km/h의 주행 경우에서 획득된 처짐 및 가속도 파형을 이용하여 외부 후긴장 보강에 따른 공용중인 판형교의 동적 거동을 분석하였으며, 그중 대표적으로 주행속도 20km/h에 있어서 보강 전·후의 수직 처짐을 Fig. 12에 나타내었다.

Fig. 11와 Fig. 12를 살펴보면, 외부 후긴장 적용에 의한 파형의 변화는 거의 없으면서 최대 처짐은 감소하는 것으로



(a) Example of time history function at 100km/h

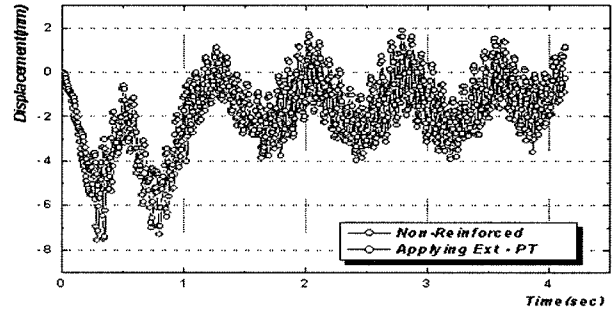


(b) Load combination of static wheel loads

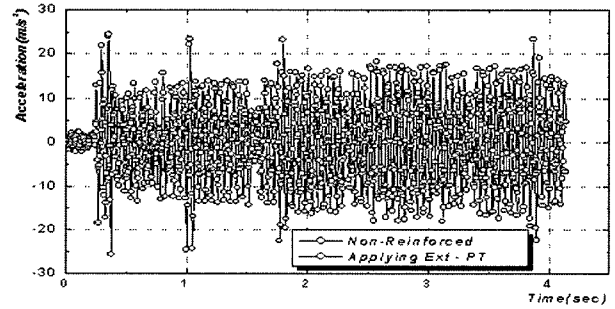
Fig. 10. Load composition for the dynamic analysis

측정되었다. 이와 같은 현상은 기존의 연구결과 외부 후긴장 강선이 일종의 King-post Mechanism으로 작용하여 변위를 감소시키는 것으로 분석된 바 있다(하준식, 2002).

Table 6에서 20km/h 주행시 외부 후긴장 적용에 의하여 최대 처짐이 약 15~30% 정도 감소하는 것으로 분석되었으



(a) Analysis results of displacement to time(Vertical direction)



(b) Analysis results of acceleration to time(Vertical direction)

Fig. 11. Time history analysis results(vertical response) at 100km/h

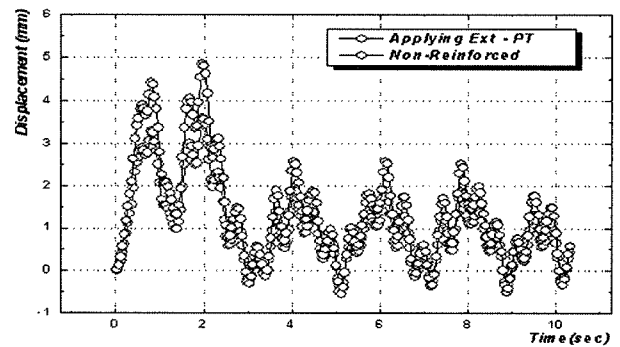


Fig. 12. Time history analysis results(vertical response) at 20km/h

Table 6. Maximum displacement and acceleration to the various velocities

속도	최대 변위(mm)		가속도(m/sec ²)	
	보강 전	보강 후	보강 전	보강 후
20km/h	4.98	3.61	12.84	13.05
100km/h	7.82	5.98	25.68	25.71
200km/h	6.59	4.31	29.02	30.18

며, 100km/h 주행에 있어서도 외부 후긴장 적용에 의하여 동적 처짐의 크기가 약 10~24% 정도 감소하는 것으로 나타나, 동적 주행에 의한 최대 처짐 감소 정도가 20km/h 주행의 경우와 거의 동일한 것으로 나타났다.

따라서 속도의 변화에 따른 발생동적응답에 대하여 거의 비슷한 수준의 보강효과가 나타나는 것으로 분석되었으며 이에 따라 강철도 판형교의 수직방향 동적거동에 있어서는 기존의 교량을 외부 후긴장 보강함으로써 안정적인 동적거동을 확보할 수 있음을 알 수 있다.

5.3 비틀림 거동 분석

본 절에서는 유한요소해석과 실내실험을 통해 직선 강철도 판형교의 동적 횡방향거동 특성을 비교 검토하고자 다음과 같이 열차하중의 횡방향 거동을 감안한 해석과 실험을 수행하였다.

직선교량에 재하되는 열차하중의 횡압은 차륜과 레일 담면의 기하학적 형상으로 인해 주기적으로 변동되는 특징이 있다. 이러한 열차하중의 횡방향 거동은 Klingel movement 이론으로부터 수학적 모델링이 가능하다. 교량의 레일선상에서 통과하는 횡압의 시간이력을 수치적으로 표현하기 위하여 레일에 재하되는 횡압을 시간에 따른 등가절점하중으로 치환하였다. 여기서는 횡압과 이로 인한 모멘트하중만을 고려하였으며 직선교량에서 큰 영향을 미치지 않는 비틀림 하중은 고려하지 않았다[13].

다수의 집중하중으로 재하되는 열차하중의 시간이력을 해석에 적용하기 위해 먼저 열차의 각 하중의 요소 내 위치를 시간간격마다 요소길이에 따라 재하되고 사라지는 충격하중의 형상으로 모델링하였다.

이러한 열차하중특성에 의하여 교량은 휨 거동뿐만 아니라 비틀림 거동 또한 발생시키는 주행 형태로서, 보강 전·후의 비틀림 거동을 분석할 수 있다. 대상모델의 비틀림 거동 분석은 동일 주행속도에서 동시에 분석된 거더 1번(G1)의 수직방향 동적 처짐과 2번(G2) 거더간의 동적 발생 수직처짐 및 가속도의 차이를 보강 전·후로 비교하여 저속주행상태인 20km/h와 고속주행상태인 200km/h의 경우를 Fig. 13에 정리하였다.

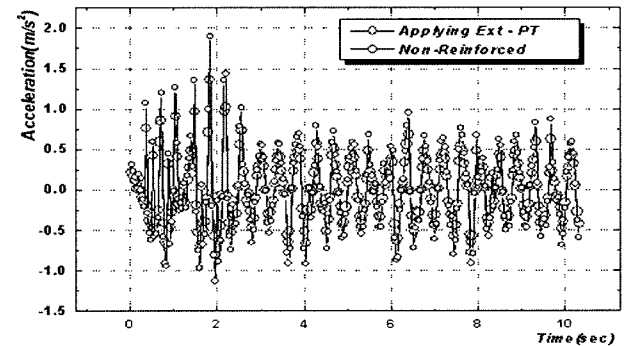
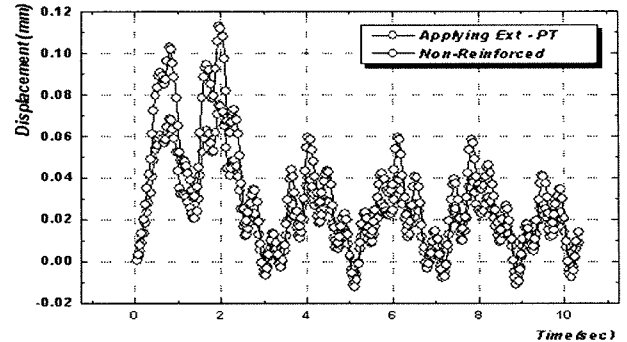
Fig. 13에서 외부 후긴장 적용에 의하여 거더간의 수직처짐 및 가속도의 차이가 감소하는 것으로 해석적으로 나타나, 외부 후긴장 공법이 부수적으로 교량의 비틀림 강성을 증가시키는 것으로 해석적으로 분석되었다.

한편, 주행 속도에 따른 비틀림 처짐의 감소 양상을 Table 7에 정리하였다.

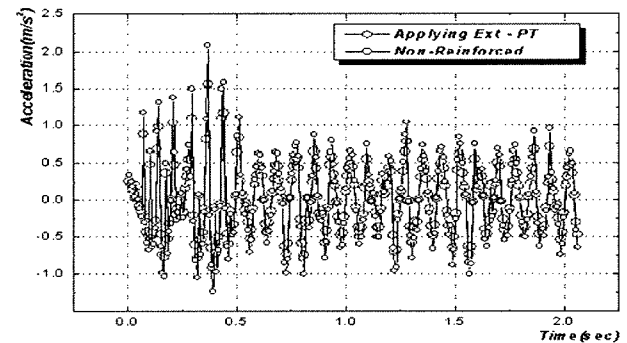
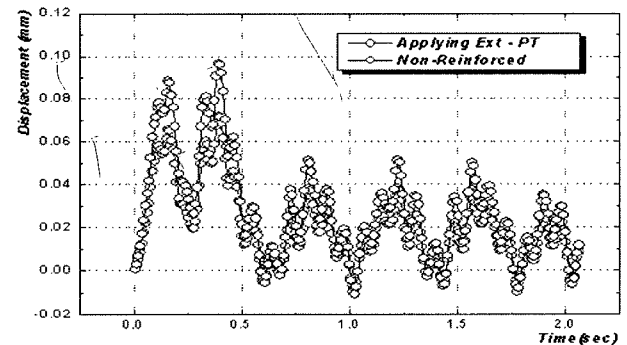
Table 7에서 비틀림 처짐이 외부 후긴장 보강에 의하여

약 25~42% 정도 감소하는 것으로 나타났다.

또한 실내실험에서는 열차하중의 속도변화를 고려하기 위하여 3.1절에서 설명한 바와 같이 가진 주파수의 크기를



(a) 20km/h



(b) 200km/h

Fig. 13. Time history analysis results(Difference of vertical reponses)

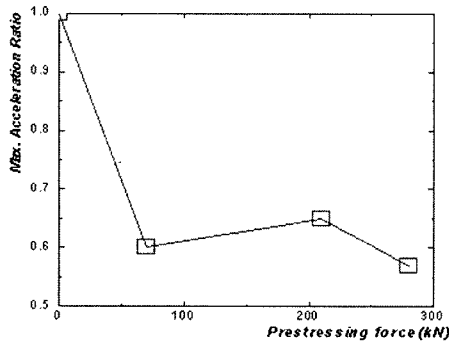
Table 7. Twist behavior of FEM model(Displacement)

	보강전(mm)	보강후(mm)	감소율(%)
20km/h	0.118	0.078	34
100km/h	0.135	0.079	42
200km/h	0.100	0.075	25

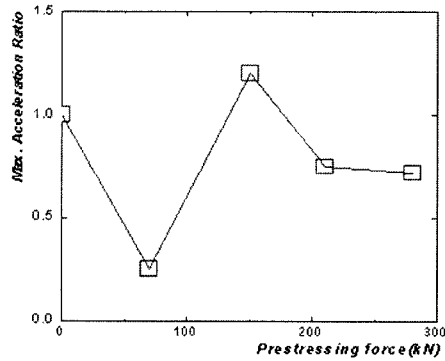
6. 결론

본 연구는 외부 후긴장 보강이 강철도 판형교의 동적거동 변화에 미치는 영향을 실험 및 해석적으로 분석하였으며, 연구 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 무도상 판형교 시험체에 대한 실내시험 결과, 외부 후긴장 보강이 고유진동수의 변화에 미치는 영향은 매우 작은 것으로 실험적, 해석적으로 분석되었다.
- (2) 공용중인 판형교를 대상으로 측정한 가속도 파형을 이용한 유한요소해석모델의 검증 결과, 적용 해석모델의 타당성을 입증하였다.
- (3) 외부 후긴장 보강에 의한 동적응답 파형의 변화는 거의 없는 것으로 분석되었으며, 외부 후긴장 보강이 동적 최대 처짐을 약 10~30% 정도 감소시키는 것으로 나타나 외부 후긴장 보강이 공용중인 교량의 동적안정성을 크게 증가시키는 것으로 나타났다.
- (4) 한편, 열차하중의 횡방향 거동을 감안한 유한요소해석 및 가진주파수별 긴장력 변화에 따른 동적 실내시험결과 외부 후긴장 보강이 부수적으로 교량의 휨강성을 비롯한 비틀림 강성을 증가시켜 거더별 수직진동가속도 및 변위차이를 저감시킬 수 있으며, 횡방향 진동가속도 또한 감소시킬 수 있는 것으로 실험적, 해석적으로 분석되었다.



(a) Vertical direction



(b) Lateral direction

Fig. 14. Max. Acceleration Ratio for specimen

변화시켜 실험을 수행하였으며 가진주파수 별 최대 진동가속도 만을 비교하여 Fig. 14에 나타내었다.

다음 Fig. 14는 긴장력 변화에 따른 수직 및 횡방향 최대 진동가속도의 변화 양상을 분석한 결과를 나타낸다.

무도상 시험체에 있어서 긴장력 변화에 따른 최대 진동 가속도의 양상을 나타낸 Fig. 14를 살펴보면, 외부 후긴장 보강에 따라 수직 및 횡방향 최대 진동가속도가 감소하는 것으로 나타났다. 한편, Fig. 11~13의 동적 유한요소해석 결과에 의해서는 수직 방향의 최대 진동 가속도가 최대 30% 정도 감소하고 있는 것으로 나타났으며, 횡방향 최대 진동 가속도의 차는 최대 12% 정도 감소하는 것으로 분석되어, Fig. 14에서와 같이 긴장력 적용에 따른 최대 진동 가속도의 감소 양상과 비슷한 경향을 보이는 것으로 분석되었다.

참고 문헌

1. 박용걸 (2000), 외부 후긴장 공법의 적용에 따른 공용중인 판형교 거동의 실험적 연구, 토목학회 학술집.
2. 박용걸, 박영훈, 강덕만 (2002), 합성형교의 외부 후 긴장력 횡분배 거동에 대한 실험 및 해석적 연구, 대한토목학회논문집, 제 22권, 6-A호, pp.1469-1479.
3. 백법렬 (2001), 외부 후긴장에 따른 합성보 거동에 대한 실험적 연구.
4. 박영훈, 박용걸, 전준창 “외부 후 직선긴장 보강공법적용에 따른 합성형의 동적거동”, 대한토목학회논문집, 2003.
5. Baidar Bakht, and Leslie G. Jaeger : Bridge Analysis Simplified, Mcgraw-Hill Book, 1985, pp.1-149, 159-196.
6. E.C. Hambly : Bridge Deck Behavior, E&PN SPON, 1991, pp.1-221.
7. Robert D. Cook : Finite Element Modelling for Stress Analysis, John Willy & Sons, Inc., 1994. pp.1-40, 105-144.
8. M.S. Troitsky, D. Dc, “Prestressed Steel Bridge Theory and Design”, VNR, 1990.
9. 최일운 (2002), 국내 강철도교의 열화손상 사례분석”, 한국강구

- 조학회 춘계학술발표회.
10. 최정열 (2004), 강철도교에 대한 외부 후긴장 보강공법의 적용에 관한 연구.
 11. 박용길, 최정열, 강덕만 (2005) 강철도교에 대한 외부 후긴장 보강공법의 적용에 관한 연구, 한국강구조학회 학술대회논문집, 제16권 1호, pp.486-491.
 12. 오지택, 김현민, 박찬 (2003), 무도상판형교의 횡방향 동적거동 특성 분석을 위한 실험적 연구, 한국철도학회 추계학술대회.
 13. 김현민, 오지택, 이소진 (2003), 무도상판형교의 횡거동분석을 위한 주행하중 매개변수 연구, 한국철도학회 추계학술대회.
 14. 박문석, 오지택, 최진유 (2003), 열차유형에 따른 판형교의 정적 거동에 대한 연구, 한국철도학회 추계학술대회.
 15. 오지택, 최진유, 김현민 (2002), 무도상판형교의 고유진동특성에 관한 연구, 한국철도학회 추계학술대회.