

공용중인 철도교량의 안전성 평가를 위한 궤도-교량 해석모델 개발

Development of an Analytical Track-Bridge Model for Safety Assessment of Railway Bridge on Service Line

엄 맥* 강덕만** 최정열*** 김만철**** 박용걸*****
Eom, Mac Kang, Duck Man Choi, Jung Youl Kim, Man Cheol Park, Yong Gul

ABSTRACT

The structural analysis model for estimate of load carrying capacity of railway bridge on service line is important to determine safety of bridges in service, we need to take response of bridge exactly, applying analysis model similar to the real railway bridge most. Track structure which is to distribute loads and decrease vibrations occurred from running train is constructed on the railway bridges. And it is important factor which should be considered to understand exact dynamic and static responses of bridge. But track structure is currently classified as a none structural members in the structural analysis model for estimating load carrying capacity of railway bridge and not considered in analysis model. That's the reason it is difficult to understand exact behavior of bridges.

Therefore, the major objective of this study is to develop an analytical track-bridge model which is similar to real railway bridges considering track structure for safety assessment of railway bridge on service line to be effectively done.

key words : railway bridge, safety assessment, load carrying capacity, track-bridge model

1. 서론

현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교의 경우 강도설계법으로 설계되고 있으며, 공용중인 교량의 안정성 평가를 위한 공용내하력 산정 시에도 이와 같은 신설교량의 설계와 동일한 개념으로 이루어지고 있다.

현재 국내에서 시행되고 있는 교량 정밀안전진단에서의 허용응력설계법과 강도설계법에 의한 공용내하력 산정은 구조해석에 의한 이론적인 교량의 정·동적 거동 특성에 상당부분을 의존하고 있다. 따라서 공용내하력 산정을 위한 구조해석 모델은 공용중인 교량의 안전성을 결정짓는 중요한 요소로서 실제 철도교량과 가장 유사한 해석 모델을 적용하여 정확한 응답치를 파악할 필요가 있다.

또한 철도교는 도로교와 달리 주행열차로부터 발생하는 하중을 분배하고 진동을 감쇠시키는 역할을 하는 궤도구조가 교량상부에 부설되어 있으며, 이러한 궤도구조는 주행열차에 의한 교량의 정확한 정·동적 응답을 파악하기 위해 고려되어야 할 중요한 요소이다. 그러나 현재 철도교량의 공용내하력 산정을 위한 구조해석 모델에는 궤도구조를 비 구조부재로 분류하여, 해석모델에 고려하지 않음으로써 교량의 정확한 거동을 파악하는데 어려움이 따른다. 따라서 본 연구에서는 철도교량의 합리적인 안전성 평가를 위한 구조해석 기법에 있어 공용중인 철도교량의 거동특성과 가장 근접한 해석모델을 개발하여 주행열차에 의한 철도교량의 정확한 정·동적 응답을 파악함으로써 향후 철도교량의 안전성 평가에 활용할 수 있는 기초자료를 제시하고자 한다.

* 서울산업대학교 철도전문대학원 철도건설공학과 석사과정, 학생회원

E-mail : mac0313@hanmail.net

** (주)삼보기술단 구조부 과장, 공학석사, 정회원

*** (주)대한콘설탄트 철도부 사원, 공학석사, 정회원

**** 한국철도기술연구원 궤도구조연구팀 팀장, 책임연구원, 정회원

***** 서울산업대학교 철도전문대학원 철도건설공학과 교수, 정회원

2. 철도교량의 내하력 평가 이론

철도교량의 안정성 평가 및 내하력 평가는 현행 철도설계기준에 규정된 허용응력설계법과 강도설계법을 적용하고 있으며, 평가방법은 교량 상부구조 형식 및 사용재료에 따라 다르게 적용하고 있다.

본 연구의 대상교량인 PSC Girder교의 경우 허용응력설계법과 강도설계법을 적용하여 교량의 안정성 및 내하력 평가를 수행한다.

2.1 내하력 평가 산정식

내하력은 기본내하력과 공용내하력으로 구분하며, 산정식은 Table 2.1과 같다.

Table 2.1 내하력 평가 산정식

기본내하력(P_0) 산정식	공용내하력(P_n) 산정식
기본내하력(P_0) = 내하율(RF)×설계활하중(P_r)	공용내하력(P_n) = 내하율(RF)×설계활하중(P_r)×보정계수(K_s)

여기서, 기본내하력이란 구조해석에 의한 이론적 내하력을 말하며, 공용내하력은 구조물이 갖고 있는 실제의 내하력으로 이론적인 구조해석만으로 대상교량의 내하력을 정확히 평가할 수 없을 때, 재하차량을 통해 구조해석과 재하시험의 거동차이를 반영하여 산정한다.

2.2 내하율(RF : Rating Factor)

내하율(RF)이란 설계 활하중에 대한 부재의 안전율을 나타내며, 부재가 부담할 수 있는 최대저항능력에서 사하중의 효과를 뺀 값과 활하중의 효과에 내하율을 곱한 값이 동일하다는 비례식으로 설명할 수 있다. 철도설계기준에 규정된 허용응력설계법과 강도설계법에 대한 내하율 산정식은 Table 2.2와 같다.

Table 2.2 내하율(RF) 산정식

허용응력설계법	강도설계법
부재의 허용응력 - 고정하중 응력 활하중 응력	부재의 설계강도 - 고정하중계수×고정하중효과(단면력) 활하중계수×활하중효과(단면력)

2.3 보정계수(K_s)

구조해석 모델이 아무리 정확하더라도 구조물의 이론적인 거동과 실제의 거동은 다소 차이가 있다. 구조해석 모델은 단순화된 모형으로 주요 보강재들이 무시되며, 특히 철도교는 도로교와 달리 주행열차로부터 발생하는 하중을 분배하고 진동을 감소시키는 궤도구조가 교량상부에 부설되어 있어 이론적인 거동과 실제의 거동 차이가 크다. 또한, 구조물을 준공한 후 시간경과에 따른 노후화로 인하여 구조물의 저항능력은 지속적으로 변화하게 된다. 이러한 구조해석 모델과 실제구조물의 차 및 시간경과에 따른 구조물의 노후화 정도를 반영하기 위한 계수를 보정계수(K_s)라고 한다.

보정계수(K_s)는 정적재하시험과 동적주행시험 결과를 반영하며 산정식은 Table 2.3과 같다.

Table 2.3 보정계수(K_s) 산정식

$\cdot \text{보정계수 } (K_s)$ $= \frac{\varepsilon(\text{계산치})}{\varepsilon(\text{실측치})} \times \frac{1+i(\text{계산치})}{1+i(\text{실측치})}$ $= \frac{\delta(\text{계산치})}{\delta(\text{실측치})} \times \frac{1+i(\text{계산치})}{1+i(\text{실측치})}$	<ul style="list-style-type: none"> · ε(계산치) = 구조해석으로 구한 해당부재의 변형률 · ε(실측치) = 재하시험으로 측정한 해당부재의 정적 변형률 · δ(계산치) = 구조해석으로 구한 해당부재의 처짐 · δ(실측치) = 재하시험에서 측정한 해당부재의 정적처짐 · i(계산치) = 『철도설계기준(철도교)』에 규정된 충격계수 · i(실측치) = 동적주행시험 결과로부터 산정된 충격계수
--	---

보정계수(K_s)는 변형율의 실측치와 계산치로 산정하는 것이 일반적이지만 처짐에 비해 변형률의 측정값에 포함된 오차가 크고, 여러 가지 요인에 의해서 국부적인 응력의 변동이 크게 발생하는 경우가 있으므로, 본 연구에서는 교량의 전반적인 거동을 나타내고 신뢰성이 높은 처짐데이터를 이용하여 보정계수(K_s)를 산정하였다.

2.3.1 충격계수 평가 방법

교량의 내하력 평가를 위한 동적응답 보정계수의 산정은 먼저 현장재하시험을 이용한 대상교량의 주행속도별 동적응답(처짐)을 Fig 2.1과 같이 0.5~1Hz 사이의 Low Pass Filter에 의해서 필터링한 최대 정적응답(D_{sta}) 곡선을 기준으로 측정 최대동적응답치(D_{dyn})와 비교하여 식 2.1과 같이 실측 충격계수를 산정하고, 이를 설계기준상에 제시하고 있는 식 2.2의 설계충격계수와 의 응답비를 통해 산정하게 된다.

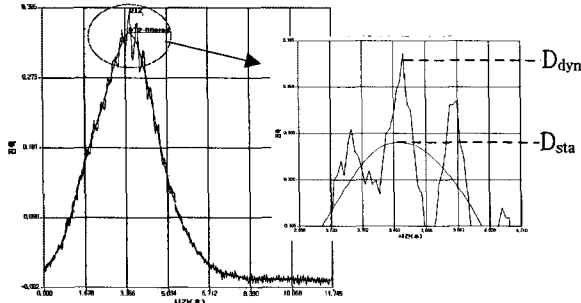


Fig 2.1 측정 동적응답 산정 예

· 실측충격계수 산정방식 (식 2.1)

$$- \text{동적 증폭율(D.L.F)} = \left(\frac{D_{dyn}}{D_{sta}} \right)$$

$$- \text{실측 충격계수}(i) = \text{D.L.F}-1$$

· 철도설계기준 규정 (식 2.2)

$$- L > 18\text{m}, \quad i = 24 + \frac{240}{L - 0.6}$$

3. 현장측정

3.1 대상교량의 제원

본 연구의 대상교량은 6경간 단순교(6@25.0=150m)로 구성된 5주형 PSC 거더교로서 대상교량의 제원 및 재료 물성치는 Table 3.1~3.2와 같다.

Table 3.1 대상교량의 제원 및 단면도

상부구조형식	설계하중	충격계수	총연장	교폭	거더간격	단복선
PSC Girder(5주형)	LS-22	0.338	6@25.0=150m	10.9m	1.9m	복선

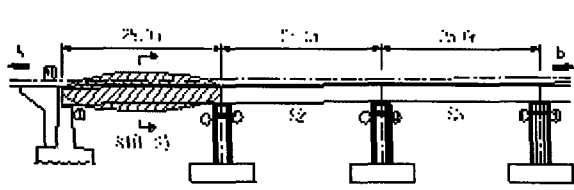
Table 3.2 대상교량의 재료 물성치

구분	설계기준강도(Mpa)	탄성계수(kN/m ²)	단위중량(kN/m ³)	포위송비(v)	비고
바닥판/가로보	27	2.5×10 ⁷	25	0.2	
PSC 거더	35	2.7×10 ⁷	25	0.15	

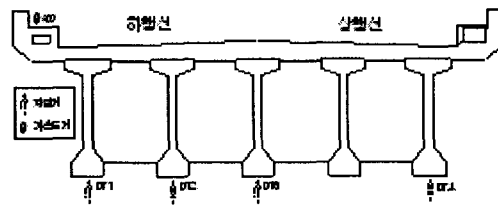
3.2 현장측정 방법

3.2.1 측정 대상 경간의 선정 및 센서부착 위치

측정 대상 경간과 센서부착 위치는 대상교량의 구조적 특성 및 재하시험의 편의성, 시험차량의 가속거리 등의 현장여건을 종합적으로 고려하여 S1경간 중앙부로 선정하였으며, 측정 대상 경간 및 센서부착 위치는 Fig 3.1과 같다.



(a) 측정 대상 구간



(b) 센서부착 위치

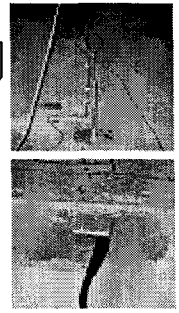
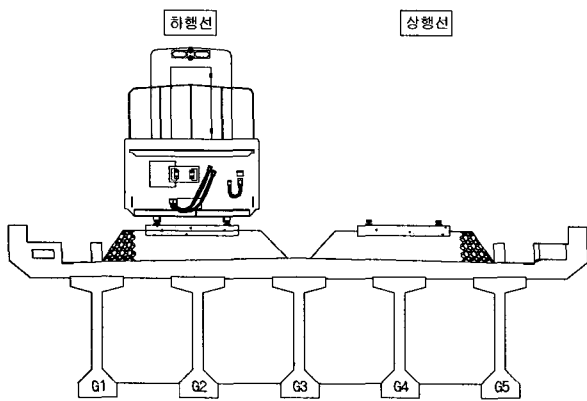


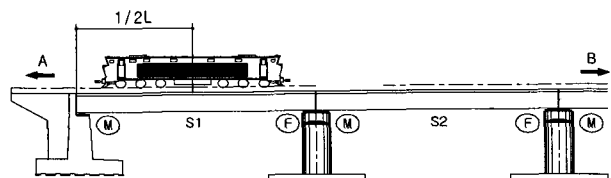
Fig 3.1 측정 대상 구간 및 센서부착 위치

3.2.2 재하 방법 및 위치

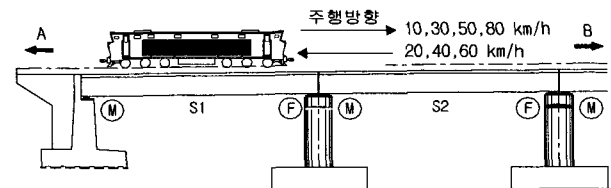
정적재하시험은 대상교량의 정적거동을 파악하기 위해 Fig 3.2(b)와 같이 구간 중앙부에 정적하중을 재하하고 처짐 응답을 측정하였으며, 동적주행시험은 Fig 3.2(c)와 같이 10km/h 속도부터 현장여건을 감안하여 최대 주행가능 속도 80km/h까지 10km/h씩 증가시키면서 시점과 종점을 왕복 주행하고, 자유진동상태에서의 진동가속도와 처짐을 측정하여 교량의 동적거동특성인 고유진동수와 감쇠비를 산정하기 위해 재하차량이 통과한 이후에도 일정시간동안 측정을 계속하였다.



(a) 횡방향 재하위치



(b) 정적재하시험 재하위치(종방향)



(c) 동적주행시험 재하위치(종방향)

Fig 3.2 정·동적 재하시험 위치

4. 유한요소해석

거더교 형식의 교량 상부구조는 교축방향 강성이 큰 여러개의 거더와 교축직각방향 또는 횡방향 강성이 큰 슬래브 및 가로보로 구성된 합성교 형식이 일반적이다. 본 연구에서는 범용 유한요소해석 프로그램인 MIDAS Civil 6.3.0을 이용하여 해석모델별로 각기 다른 요소로 구성함으로써 실구조물의 거동특성을 반영하고자 하였다.

현재 국내의 교량 안전성 검토에 있어서의 일반적인 해석모델은 Fig 4.1과 같이 격자해석 방법을 보편적으로 적용하고 있다. 이러한 격자해석 방법은 거더와 그에 상응하는 유효폭의 바닥판을 합성하여 계산된 강성을 보 요소에 할당시켜 해석모델을 구성하고, 열차하중의 재하위치(상, 하선)에 따라 각기 다른 횡분배율에 의해 거더별로 등가의 횡분배 계수하중으로 치환하여 각각의 거더에 재하하는 해석방법이다. 격자해석을 위한 합성거더의 단면제원은 Table 4.1과 같다.

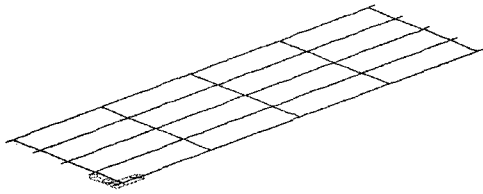


Fig 4.1 격자해석 모델(Model-A)

Table 4.1 격자해석 모델(Model-A) 단면제원

구분	내측 거더			외측 거더		
	단 부	L/8	중앙부	단 부	L/8	중앙부
A(m ²)	2.05940	1.65263	1.26510	2.25145	1.84468	1.45715
I _x (m ⁴)	1.14587	1.02484	0.91919	1.29571	1.15238	1.02016
I _y (m ⁴)	0.19743	0.15821	0.14720	0.41467	0.37815	0.36714
J(m ⁴)	0.23161	0.07601	0.02220	0.23663	0.08102	0.02722

하지만 이러한 격자해석 모델은 활하중 횡분배의 대표 강성부재인 바닥판의 역할을 충분히 반영하지 못하고 있을 뿐만 아니라, 바닥판의 교축직각 방향의 휨 강성을 고려하지 못함으로써 상부구조의 강성비 효과를 효과적으로 반영하지 못하는 것으로 알려져 있다.[9][10] 따라서 본 연구에서는 바닥판의 횡분배 거동을 충분히 반영하고 강성비의 효과를 반영하기 위해 Fig 4.2와 같이 바닥판을 4절점 쉘요소로 구성하였으며, 거더는 합성전 거더만의 강성을 고려하여 보 요소로 모델링 하였다.

또한 바닥판과 합성전 거더의 도심을 강체연결(Rigid link) 요소를 사용하여 일체화시킴으로써 바닥판과 거더의 합성거동을 유발하였다. Table 4.2는 쉘+ 격자해석 모델(Model-B)에 적용한 단면제원을 나타낸다.

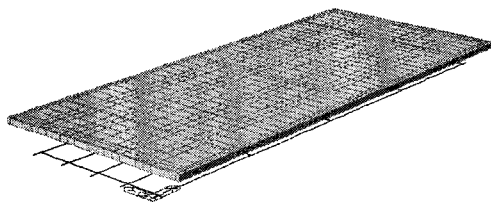


Fig 4.2 쉘+ 격자해석 모델(Model-B)

Table 4.2 쉘+ 격자해석 모델(Model-B) 단면제원

구분	내측 거더			외측 거더		
	단 부	L/8	중앙부	단 부	L/8	중앙부
A(m ²)	1.60330	1.19653	0.80900	1.60330	1.19653	0.80900
I _x (m ⁴)	0.64735	0.55945	0.48967	0.64735	0.55945	0.48967
I _y (m ⁴)	0.07710	0.04057	0.02956	0.07710	0.04057	0.02956
J(m ⁴)	0.21969	0.06409	0.01028	0.21969	0.06409	0.01028

한편, 철도교는 도로교와 달리 주행열차로부터 발생하는 하중을 분배하고 진동을 감쇠시키는 역할을 하는 궤도구조가 교량상부에 부설되어 있어 기존 해석모델과 같이 궤도구조를 비구조 부재로 분류하고 고정하중으로만 적용할 경우, 해석상의 이론적인 거동은 실제 교량의 거동과 상이하게 나타날 수 있다. 이에 현재 국외에서는 운행선 철도교량의 정량적인 거동평가를 위한 해석모델에서 궤도구조의 프로파일을 모사하기 위해 레일, 체결시스템, 침목 및 자갈과 같은 궤도구성요소를 강성요소와 스프링 댐퍼요소로 적용함으로써 해석모델의 신뢰성 향상을 도모하고 있는 추세이다.[20]

따라서 본 연구에서는 실제 철도교량의 거동특성과 가장 근접한 응답치를 얻기 위해 Fig 4.3과 같이 레일은 보요소로 모형화하여 휨 강성을 반영하도록 하고, 레일패드는 스프링-댐퍼 요소로 모형화 하였다. 또한, 일정간격으로 이산지지 되어 있는 침목을 궤도의 질량 및 강성에 기여할 수 있는 보요소로 모형화하여 해석모델에 반영하였고, 자갈 도상은 스프링-댐퍼 요소로 모형화함으로써 실제 궤도구조와 가장 흡사한 이산지지 궤도 모형을 해석모델에 적용하였다.[4]

Fig 4.4는 궤도-교량 해석모델에 적용된 궤도구조모형을 나타낸 것이며, Table 4.3은 해석에 적용된 궤도구성 요소별 제원을 나타내고 있다.[7]

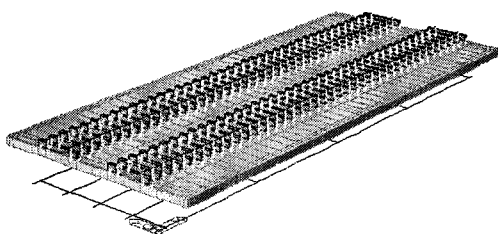


Fig 4.3 궤도-교량 해석모델(Model-C)

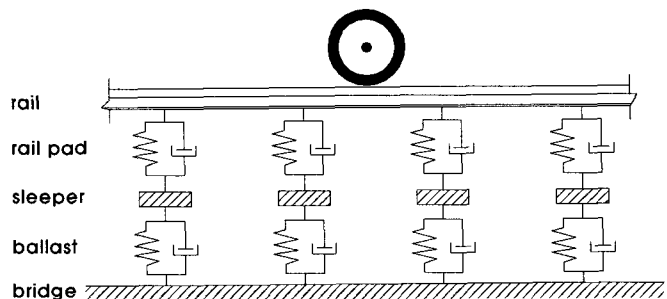


Fig 4.4 궤도구조모형

Table 4.3 궤도구성 요소별 제원

구분	레일(50kg N)	레일패드(EVA)	침목(PCT)	자갈도상
· 탄성계수(E)	$2.1 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$	-	$2.7 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$	-
· 단위중량(w)	78.5 kN/m^3	-	25 kN/m^3	-
· 단면2차 모멘트(I_x)	$3.72 \times 10^{-6} \text{ m}^4$	-	-	-
· 단면2차 모멘트(I_y)	$1.96 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	-	$9.69 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	-
· 스프링계수(K_{uz})	-	$6.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$	-	$1.78 \times 10^6 \text{ kN/m}$
· 감쇠계수(C_{uz})	-	$98 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$	-	$980 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$

5. 분석결과 및 고찰

본 연구에서는 철도교량의 합리적인 안전성 평가를 위한 구조해석 기법에 있어 공용중인 철도교량의 거동특성과 가장 근접한 해석모델 개발을 위해 앞 절에서 제시한 세가지 해석모델별 정·동적 거동을 분석하였으며, 이를 공용중인 철도교량에 대한 현장측정 결과와 상호 비교·분석하여 내하력 평가 자료로 활용하고자 하였다.

5.1 정적거동 분석

5.1.1 고정하중에 대한 단면력 산정 및 응력검토

대상교량의 내하력 평가를 위한 내하율(RF) 산정을 위해 고정하중에 대한 해석모델별 단면력 및 응력을 검토하였다. 해석모델별 바닥판, 가로보 및 거더의 자중은 해석 프로그램상에서 자동계산 되도록 하였으며, Model-A, B의 경우 도상, 레일, 방호벽, 난간 등의 2차 고정하중은 등가의 분포하중으로 치환하여 해석을 실시하였다. 또한 Model-C의 경우는 궤도구성요소를 해석모델에 반영함으로써 자체 중량에 의한 하중효과를 비롯한 부재 강성이 고려된 해석을 실시하였다. 고정하중에 따른 거더의 휨모멘트 선도는 Fig 5.1과 같고, 해석결과(경간 중앙부)를 Table 5.1에 정리하였다.

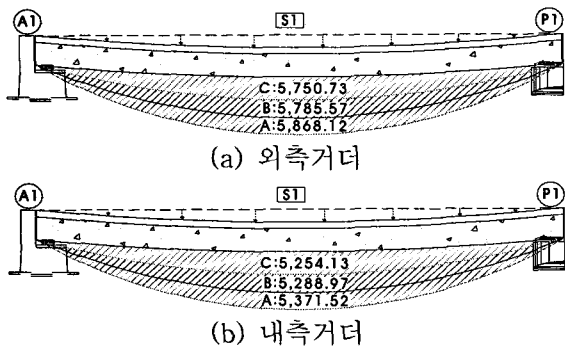


Fig 5.1 고정하중에 대한 휨모멘트 선도

Table 5.1 고정하중에 대한 해석결과

구분	휨모멘트(kNm)	하단 응력(MPa)	오차(%)	
Model-A	외측거더	5,868.12	10.38	-
	내측거더	5,371.52	9.48	-
Model-B	외측거더	5,785.57	10.12	(-2.5%)
	내측거더	5,288.97	9.42	(-0.6%)
Model-C	외측거더	5,750.73	10.05	(-3.2%)
	내측거더	5,254.13	9.35	(-1.4%)

고정하중에 대한 해석결과, 해석모델별 대상교량에 대한 단면력 및 응력은 Model-A에 비해 바닥판을 분리시킨 Model-B, C에서 약 0.6~3.2% 정도 작게 나타났다. 이는 Model-A의 경우는 2차 고정하중이 합성된 거더 위에 등분포 하중으로 직접 재하되었으나 Model-B는 바닥판이, Model-C는 바닥판과 궤도구성요소가 고정하중 및 강성부재로 고려됨에 따라 거더의 사하중 부담이 감소하고 전체적인 하중분산 효과가 나타난 것으로 판단된다. 또한 Model-B, C의 내·외측 거더의 단면력차가 동일한 것으로 나타나 궤도구성요소에 따른 사하중 횡분배 효과보다 바닥판에 의한 횡분배 효과가 지배적인 것으로 나타났으며 고정하중에 따른 거더 부담력이 Model-C의 경우에서 가장 작게 나타나 궤도구성요소의 강성기여효과가 해석모델에 반영된 것으로 판단된다.

5.1.2 활하중에 대한 단면력 산정 및 응력검토

대상교량의 설계활하중인 LS-22 하중(충격고려)을 각각의 거더에 편심 작용하는 것을 고려하여, 이동하중(Moving Load)을 교량에 가장 불리한 상태가 되도록 재하하였다. 설계활하중 작용 시 거더의 휨모멘트 선도는 Fig 5.2와 같고, 해석결과(경간 중앙부)를 Table 5.2에 정리하였다.

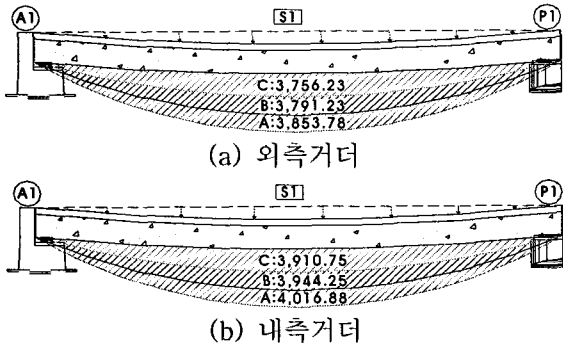


Fig 5.2 활하중에 대한 휨모멘트 선도

Table 5.2 활하중에 대한 해석결과

구분	휨모멘트(kN·m)	하단 응력(MPa)	오차(%)	
Model-A	외측거더	3,853.78	6.49	-
	내측거더	4,016.88	6.68	-
Model-B	외측거더	3,791.23	6.34	(-2.3%)
	내측거더	3,944.25	6.63	(-0.8%)
Model-C	외측거더	3,756.23	6.27	(-3.4%)
	내측거더	3,910.75	6.57	(-1.6%)

활하중에 대한 해석결과, 해석모델별 대상교량에 대한 단면력 및 응력은 Model-A에 비해 바닥판을 분리시킨 Model-B, C에서 약 0.8~3.4% 정도 작게 나타났다. 이는 앞서 설명한 바와 같이 해석모델의 구성요소의 강성기여효과에 따라 해석모델별 활하중에 따른 거더 부담력이 상이하게 나타난 것으로 판단된다.

5.1.3 시험하중에 대한 정적처짐 검토

정적재하시험시 적용된 재하차량 하중에 의한 이론적인 응답치를 도출하기 위해 현장재하시험과 동일한 하중조건으로 유한요소해석을 실시하였다. Model-A의 경우 횡방향 하중재하 위치를 고려하여 거더별 횡분배 계수를 산출하고 이를 각각의 거더에 계수하중으로 재하하였으며, Model-B는 바닥판 상부 궤도부설 위치에 강성 및 중량을 갖지 않고 하중전달 역할만 수행할 수 있는 가상요소(Dummy Element)를 모델링하여 실교량의 하중재하위치와 동일하게 시험하중을 재하하였다. 또한 Model-C는 강성을 갖는 레일, 레일패드, 침목 및 도상 등의 궤도구성요소를 바닥판 상부에 모델링하여 실교량의 운영조건과 가장 유사한 해석모델을 구현하여 시험하중을 재하하였다. 해석모델별 하중재하 위치는 Fig 5.3 과 같다.

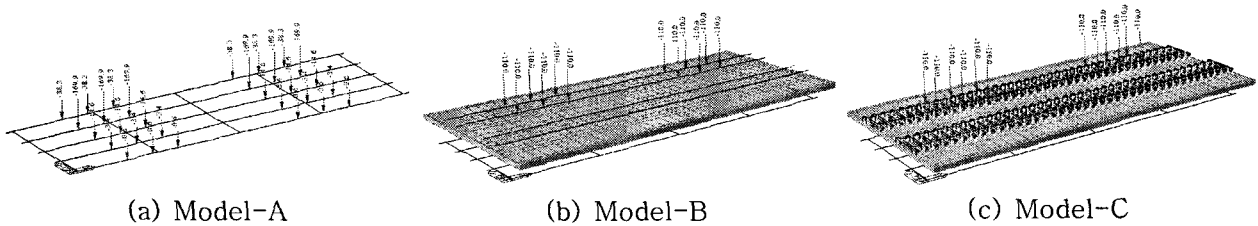


Fig 5.3 시험하중 재하 위치도

시험하중에 대한 정적처짐 분석결과, 해석모델 모두 G1~G4의 각 거더에서 발생하는 정적처짐량은 측정치에 비해 해석치가 약 1.0mm~2.0mm 정도 크게 나타났으며, G5의 경우 Model-A에서 측정치보다 약 0.05mm 정도 작게 나타나는 것으로 분석되었다. 이는 Model-A와 같은 격자해석 모델의 경우 바닥판의 활하중 횡분배 효과를 과소평가할 수 있는 것으로 판단된다. 시험하중에 대한 처짐 분석 결과(경간 중앙부)를 Table 5.2에 정리하였다.

Table 5.2 거더별 시험하중에 대한 정적 최대처짐 분석 결과

구분	G1	G2	G3	G4	G5
측정치	1.76mm	1.34mm	0.85mm	-	0.27mm
Model-A	3.61mm	2.79mm	1.94mm	1.09mm	0.22mm
Model-B	3.36mm	2.61mm	1.84mm	1.08mm	0.33mm
Model-C	2.98mm	2.37mm	1.72mm	1.01mm	0.30mm

한편, 교량의 활하중 횡분배 거동은 공용중인 교량의 안전성 검토 시 하중용량의 크기를 결정짓는 중요한 요소이다. 일반적으로 함성형 거더교에 있어서는 바닥판 및 거더의 교축직각방향 강성과

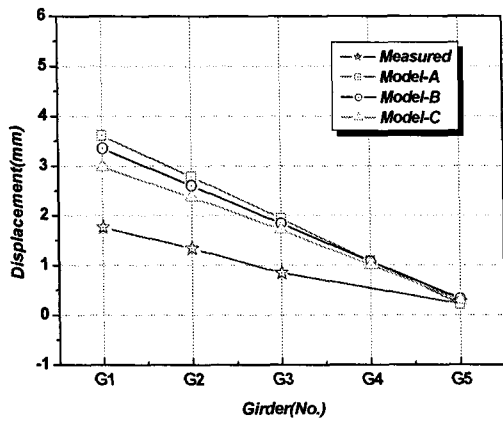


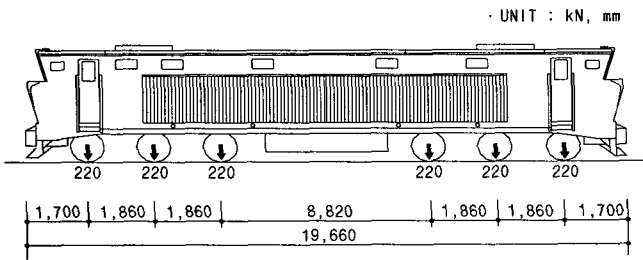
Fig 5.4 처짐에 대한 횡분배 분석 결과

가로보의 강성이 복합적으로 횡 방향 활하중 전달기구로 작용하게 된다. 이 때, 주어진 활 하중이 활하중 전달기구의 강성에 의해 각각의 거더에 효과적으로 횡분배 될 경우 활하중을 받는 부분은 상대적으로 낮은 활하중을 받게 되어 교량은 안정적인 거동을 하게 된다. 따라서 본 연구에서는 대상교량의 정확한 횡분배 거동을 파악하기 위해 현장재하시험에 의한 측정치와 해석모델별 처짐데이터를 상호 비교·검토하여 횡분배 거동을 분석하였으며, 그 결과를 Fig 5.4에 나타내었다.

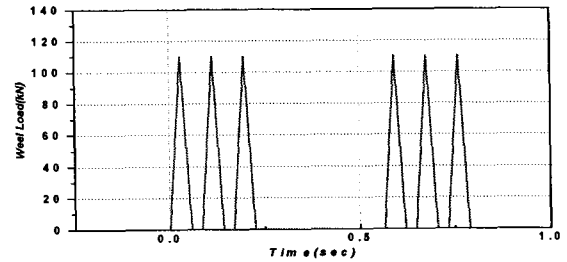
분석결과, 해석모델에 따라 다소 상이한 횡분배 거동이 나타나고 있음을 알 수 있다. Model-B, C의 경우 G1~G4의 처짐은 Model-A에 비해 다소 작게 나타났으나, G5의 처짐은 약 0.1mm 정도 크게 나타나는 것으로 분석되었다. 이는 바닥판과 궤도의 강성이 고려된 해석모델이 기존 격자해석 모델(Model-A)에 비해 횡분배 상태가 양호한 것으로 판단되며, 대체적으로 Model-C의 해석결과가 측정치와 좀 더 근사한 것으로 분석되었다.

5.2 동적거동 분석

대상교량의 동적거동 검토를 위해 실 주행열차 하중을 적용한 해석모델별 유한요소해석 결과와 현장 재하시험 결과를 비교분석하였다. 주행열차하중의 동적응답을 파악하기 위해 실 운행열차인 디젤기관차(7200호)의 열차하중을 10~80km/h의 주행속도로 재하하여 시간이력해석을 수행하였으며, 열차하중 모델과 축중 배치를 Fig 5.5에 나타내었다. 다수의 집중하중으로 재하되는 열차하중의 시간이력을 해석에 적용하기 위해 열차의 각 하중의 요소 내 위치를 시간간격마다 요소길이에 따라 재하되고 사라지는 충격하중(윤중)의 형상으로 모델링하였다.



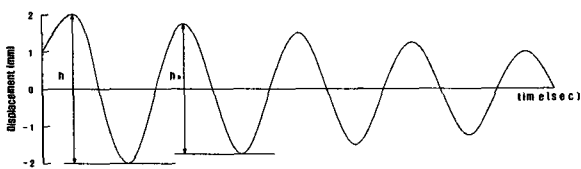
(a) 차량제원 및 축중 배치도



(b) 시간이력함수(80km/h)

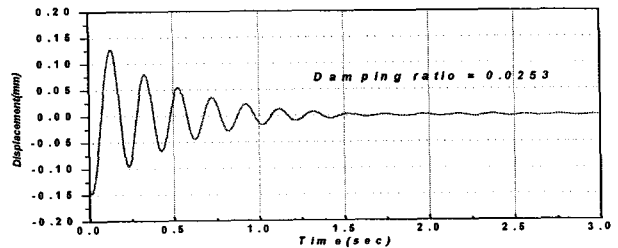
Fig 5.5 재하차량의 축중 배치도 및 시간이력함수(80km/h)

철도교량의 동적응답 크기는 적용되는 감쇠비(ζ)에 따라 달라질 수 있으므로, 본 연구에서는 자유진동의 형상이 잘 표현된 동적처짐 측정데이터를 이용하여 Fig 5.6과 같이 대수감소법(Logarithmic decrement)에 의한 감쇠비 분석을 실시하여 측정 감쇠비를 산출하고, 콘크리트 구조물에 일반적으로 적용되는 5% 감쇠비와 Eurocode에서 프리스트레스 콘크리트교에 대하여 가장 엄격하게 적용하고 있는 1% 감쇠비를 적용하여 대상교량의 동적거동을 분석하였으며, 그 결과를 Fig 5.7에 나타내었다.



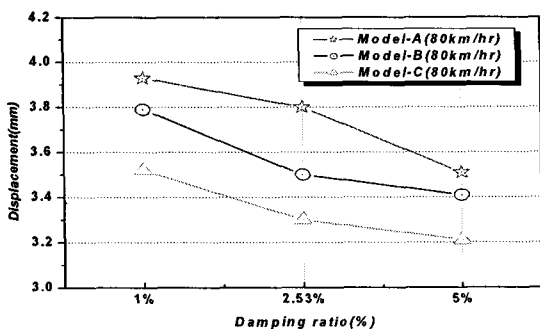
$$\zeta (\text{Damping ratio}) = \frac{1}{2\pi} \cdot \ln \left(\frac{h}{h_n} \right)$$

(a) 대수감소법에 의한 감쇠비 산정에

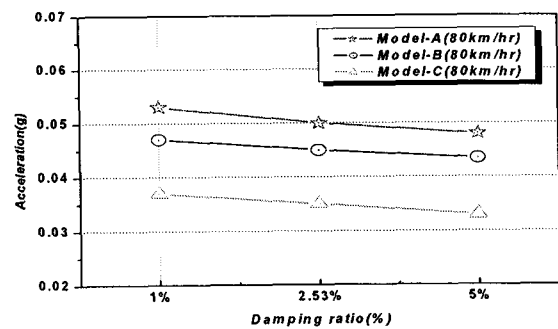


(b) 감쇠비 산정을 위한 자유진동 파형

Fig 5.6 대수감소법(Logarithmic decrement)에 의한 감쇠비 분석



(a) 동적처짐 분석 결과



(b) 진동가속도 분석 결과

Fig 5.7 교량의 감쇠에 따른 동적응답의 변화

철도교량은 공진발생 속도대역에서 감쇠비 변화에 따라 동적증대효과가 크게 발생하는 것으로 기존 연구에서 입증된 바 있으나, 해석에 적용된 최고주행속도 80km/h 대역에서의 동적응답 변화폭은 5% 미만으로 작게 나타났으며, 본 연구에서는 철도교량의 내하력 평가를 위한 유한요소해석에 있어 실측 자유진동 파형에 의해 산정된 2.53%의 감쇠비를 적용하여 대상교량에 대한 동적거동을 분석하였다.[5]

5.2.1 동적처짐 및 가속도 분석

대상교량에 대한 동적주행시험 시 열차주행에 따른 주행속도별 동적 응답치를 도출하기 위해 현장재하시험과 동일한 하중조건으로 시간이력해석을 실시하였다. 최대 동적주행시험 하중인 80km/h에서 최대 시간-처짐응답이 발생한 G1의 측정치와 해석치의 동적응답 곡선의 일례를 Fig 5.8에 나타내었으며, 거더별 동적처짐 분석결과는 Fig 5.9와 같다.

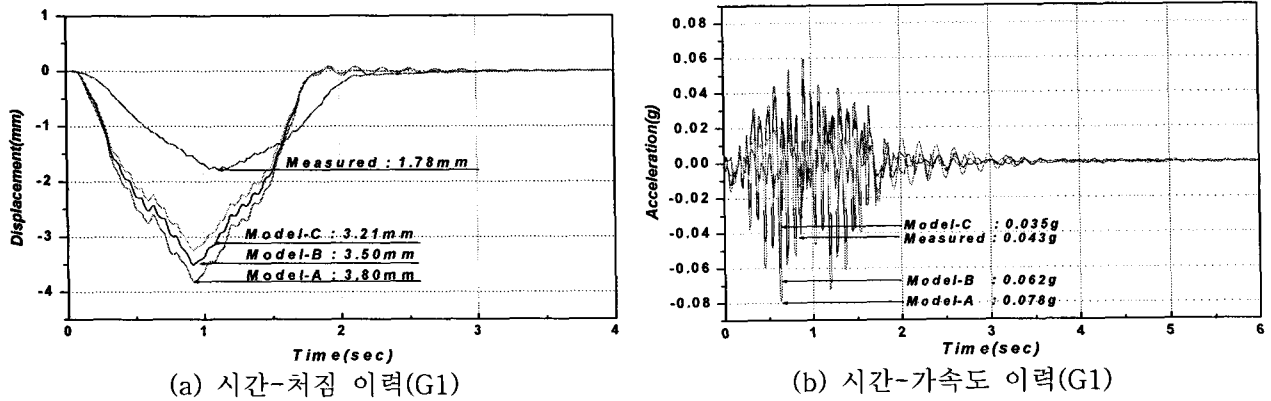


Fig 5.8 동적응답 곡선(80km/hr)

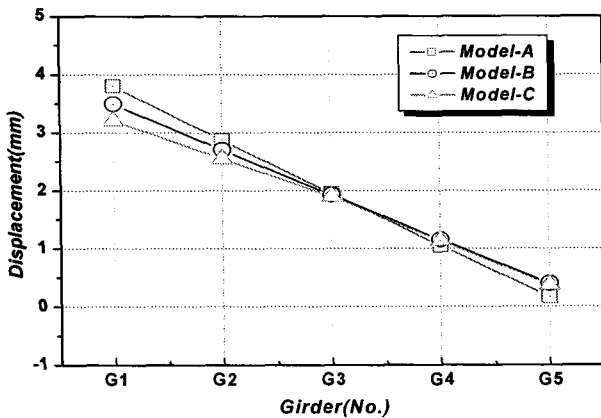


Fig 5.9 거더별 동적처짐 분석결과(80km/hr)

분석결과, 동적처짐은 모든 해석모델에서 실측치에 비해 해석치가 최대 약 1.5mm~2.0mm 정도 크게 나타났으며, 진동가속도의 경우 미소한 차이를 보이고 있지만 궤도구조를 고려한 Model-C에서 최대응답치가 약 0.008~0.043g 정도 작게 나타나는 것으로 분석되었다.

또한, 해석모델별 거더에 작용하는 시간-처짐 및 시간-가속도 응답은 궤도구조를 고려한 Model-C에서 Model-A에 비해 각각 최대 약 16%, 55% 정도 감소되었다. 이는 레일, 침목 등의 강성고려로 인한 하중분산 효과와 레일패드, 자갈도상 등의 탄성에 의한 진동감쇠의 영향으로 판단된다.

5.2.2 충격계수 분석

충격계수는 교량의 구조적 특성, 차량의 특성, 주행속도, 주행면의 불규칙성 및 지간장 등의 여러 가지 복합적인 요인에 의하여 달라질 수 있으며, 특히 철도교량의 경우 다양한 종류의 열차 및 열차의 타격간격에 의해 그 특성이 크게 달라질 수 있다.

따라서 본 연구에서는 대상교량의 실질적인 동적 충격 효과를 반영하기 위해 동적주행시험에 사용된 실제 주행차량의 제원(윤중, 타격간격 등) 및 시험조건(주행속도변화)을 고려한 시간이력해석을 수행하여 주행속도별 동적 처짐응답을 산정하고, Low Pass Filtering 기법을 이용하여 Fig 5.10과 같이 충격계수를 산정하였으며, 이를 측정 및 설계충격계수와 비교·분석하였다.

Table 5.4 충격계수 산정 결과

구분	범위	대표충격계수(Max)			
		주행속도	거더	충격계수(i)	
설계치	-	-	-	0.338	
측정치	0.002~0.229	50km/hr	G5	0.229	
해석치	Model-A	0.008~0.362	40km/hr	G5	0.335
	Model-B	0.011~0.335	40km/hr	G5	0.312
	Model-C	0.017~0.311	40km/hr	G5	0.284

Fig 5.10 해석 동적응답 산정 예

대상교량에 대한 동적주행시험 및 해석모델별 유한요소해석을 통한 충격계수 산정 결과, 해석충격계수는 측정충격계수 보다 약 10~13% 정도 크게 나타났으나 궤도구조를 고려한 Model-C에서 측정치와 가장 유사한 동적 처짐응답이 발생되어 측정충격계수와와의 편차가 가장 작은 것으로 나타났다. 또한 측정치와 해석치 모두 철도설계기준에서 제시하고 있는 설계충격계수 기준을 만족하는 것으로 나타났으며, 열차주행에 의해 교량에 가해지는 충격은 설계시에 예상한 수준보다 작은 것으로 나타나 동적 충격에 따른 영향은 크지 않을 것으로 판단된다.

5.2.3 고유진동수 분석

측정 및 해석모델별 고유진동수 비교분석을 위해 대상교량에 가속도계를 설치하여 교량상판의 진동가속도 응답을 측정하고 이를 FFT분석을 실시하여 측정 고유진동수를 산정하였다.

대상교량의 측정 고유진동수는 Fig 5.11과 같고 구조해석에 의한 해석모델별 고유진동수 모드형상은 Fig 5.12에 나타내었으며, 해석결과는 Table 5.5에 정리하였다.

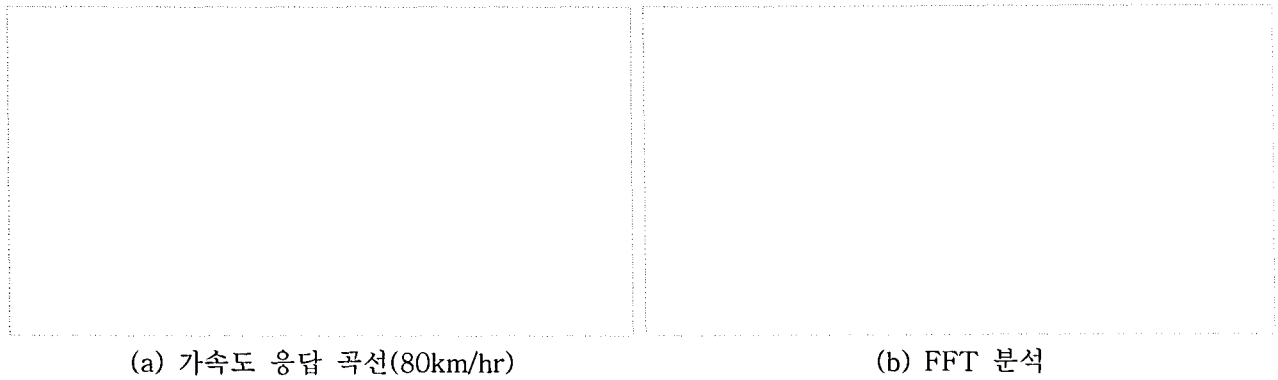


Fig 5.11 측정 고유진동수 분석결과

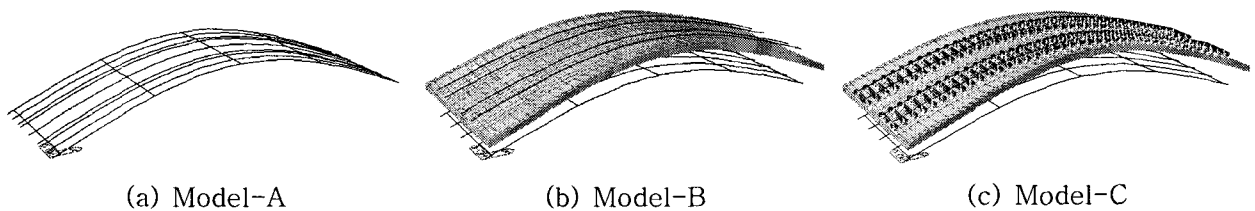


Fig 5.12 해석 고유진동수 1st 휨 모드 형상

Table 5.5 고유진동수 분석결과(1st 휨 고유진동수)

구분	실측치	해석치		
		Model-A	Model-B	Model-C
· Frequency(Hz)	5.313	4.982	5.102	5.175
· UIC 776-1 규정	[하한치 : 3.507]	[상한치 : 8.530]		

대상교량에 대한 측정 및 해석모델별 고유진동수 분석 결과, 측정 고유진동수와 해석모델별 고유진동수 모두 UIC 776-1에서 제시하고 있는 고유진동수의 상한 및 하한 범위를 만족하고 있는 것으로 나타났으며, 실측 및 해석모델별 고유진동수는 비교적 일치하는 것으로 나타났다. 하지만 해석 고유진동수에 비해 실측 고유진동수가 다소 크게 나타나는 것은 해석모델별 강성계산 시 고려된 항목(바닥판, 레일, 침목, 방호벽, 난간 등)에 따라 차이가 발생된 것으로 판단되며, 실제 교량구조와 가장 유사한 형상을 갖는 Model-C에서 실측 고유진동수와 가장 근사한 결과가 나타났다.

6. 내하력 평가

대상교량에 대한 내하력 평가는 정적재하시험 및 해석모델별 유한요소해석 결과에 의해 도출된 응답비(계산치/실측치) 검토와 동적주행시험 및 해석모델별 시간이력해석을 이용한 충격계수 검토를 바탕으로 대상교량의 정·동적거동을 분석하였으며 이를 설계기준과 비교·검토 하였다. 또한 이를 바탕으로 내하율(RF)과 보정계수(K_s)를 산정하고 공용내하력(P_n)을 산출하였다.

6.1 내하율(RF) 산정

본 연구에서는 허용응력설계법을 적용하여 대상교량의 거더에 대한 내하율(RF)을 산정하였다. 이 때 고정하중 응력(f_d)과 충격을 포함한 설계하중 응력(f_l)은 각 해석모델의 거더 하단 응력을 적용하였으며, 유효프리스트레스의 응력(f_e)과 프리스트레스 콘크리트의 설계하중 작용시 허용응력(f_c)은 설계당시의 값을 적용하였다. 해석모델별 내하율(RF) 산정 결과는 Table 6.1과 같다.

Table 6.1 내하율(RF) 산정 결과

구분		f_s (MPa)	f_d (MPa)	f_e (MPa)	f_l (MPa)	내하율(RF)	비고
Model-A	외측	2.8	10.38	-14.57	6.49	1.077	-
	내측	2.8	9.48	-14.48	6.68	1.168	-
Model-B	외측	2.8	10.12	-14.57	6.34	1.143	(+ 5.8%)
	내측	2.8	9.42	-14.48	6.63	1.186	(+ 1.5%)
Model-C	외측	2.8	10.05	-14.57	6.27	1.167	(+ 7.7%)
	내측	2.8	9.35	-14.48	6.57	1.207	(+ 3.2%)

6.2 보정계수(K_s) 산정

6.2.1 정적 응답비 산정

정적재하시험 결과에 의한 측정치(처짐)와 해석모델별 시험하중 재하시의 계산치(처짐)를 이용하여 응답비(계산치/측정치)를 산정하였으며, 그 결과는 Table 6.2와 같다.

Table 6.2 정적 응답비 산정 결과

구분		$\delta_{(계산)}$ (mm)	$\delta_{(실측)}$ (mm)	$\delta_{(계산)}/\delta_{(실측)}$	비고
Model-A	외측	3.61	1.76	2.051	-
	내측	2.79	1.34	2.082	-
Model-B	외측	3.36	1.76	1.909	(-6.9%)
	내측	2.61	1.34	1.948	(-6.4%)
Model-C	외측	2.98	1.76	1.693	(-17.4%)
	내측	2.37	1.34	1.769	(-15.0%)

6.2.2 동적 응답비 산정

동적 응답비 산정은 계산충격계수 적용방법에 따라 설계시 고려되는 설계충격계수와 해석모델별 대표 충격계수를 적용하여 산정하였다. 이와 같은 계산충격계수를 이용하여 측정충격계수에 대한 동적 응답비로 나타내었으며 그 결과는 Table 6.3과 같다.

Table 6.3 동적 응답비 산정 결과

구분		i(계산)	i(실측)	$1+i(계산)/1+i(실측)$	비교
CASE I	설계치	0.338	0.229	1.089	-
CASE II	Model-A	0.335		1.086	(-0.3%)
	Model-B	0.312		1.068	(-1.9%)
	Model-C	0.284		1.045	(-4.0%)

정·동적 응답비 산정 결과를 바탕으로 공용 내하력 평가를 위한 보정계수(K_s)를 산정하였으며, 그 결과는 Table 6.4~6.5와 같다.

Table 6.4 보정계수(K_s) 산정 결과(CASE I)

구분		정적 응답비	동적 응답비	보정계수(K_s)	비교
Model-A	외측	2.051	1.089	2.234	-
	내측	2.082		2.267	-
Model-B	외측	1.909		2.079	(-6.9%)
	내측	1.948		2.121	(-6.4%)
Model-C	외측	1.693		1.844	(-17.4%)
	내측	1.769		1.926	(-15.0%)

Table 6.5 보정계수(K_s) 산정 결과(CASE II)

구분		정적 응답비	동적 응답비	보정계수(K_s)	비교
Model-A	외측	2.051	1.086	2.227	-
	내측	2.082		2.261	-
Model-B	외측	1.909	1.068	2.039	(-8.4%)
	내측	1.948		2.080	(-8.0%)
Model-C	외측	1.693	1.045	1.769	(-27.3%)
	내측	1.769		1.849	(-25.1%)

6.3 대상교량의 공용 내하력 평가

앞 절에서 산정된 내하율(RF)과 보정계수(K_s)를 이용하여 대상교량에 대한 공용 내하력 평가를 수행하였으며, 그 결과를 Table 6.6에 나타내었다.

Table 6.6 공용 내하력(P_n) 산정 결과

구분		CASE I				CASE II			
		내하율 (RF)	설계활하중 (P_r)	보정계수 (K_s)	공용내하력 (P_n)	내하율 (RF)	설계활하중 (P_r)	보정계수 (K_s)	공용내하력 (P_n)
Model-A	외측	1.077	22	2.234	52.93	1.077	22	2.227	52.77
	내측	1.168		2.267	58.25	1.168		2.261	58.10
Model-B	외측	1.143	22	2.079	52.28	1.143	22	2.039	51.27
	내측	1.186		2.121	55.34	1.186		2.080	54.27
Model-C	외측	1.167	22	1.844	47.34	1.167	22	1.769	45.42
	내측	1.207		1.926	51.14	1.207		1.849	49.10

대상교량의 공용내하력 평가 결과, 설계충격계수를 적용한 CASE I이 해석충격계수를 적용한 CASE II에 비해 공용내하력이 최대 약 2.1tonf 정도 크게 나타나 일반적으로 교량의 내하력 평가시 고려되는 설계충격계수가 다소 과대평가되어 안전측의 평가가 유발될 수 있을 것으로 판단된다.

또한, 기존 내하력 평가에 활용된 구조해석 방법(CASE I-Model-A)과 실제 철도교량과 가장 유사한

해석모델을 바탕으로 산출된 응답비가 반영된 평가 방법(CASE II-Model C)과는 최대 약 9.2tonf 정도의 내하력 차이가 나타나 해석기법 및 해석모델에 따라 공용중인 철도교량의 안전성 평가 결과는 상이하게 나타나는 것으로 분석되었다.

7. 결론

본 연구에서는 철도교량의 합리적인 안전성 평가를 위한 구조해석 기법에 있어 공용중인 철도교량의 거동특성과 가장 근접한 해석모델을 개발하고 이를 현장측정 결과와 비교·분석하여 해석모델의 적정성을 입증함으로써 주행열차에 의한 철도교량의 정확한 응답특성을 파악하고자 하였으며 연구결과 도출된 결과는 다음과 같다.

1) 정적거동분석결과, 궤도구성품에 따른 사하중 횡분배 효과보다 바닥판에 의한 횡분배 효과가 지배적인 것으로 나타났으며, 해석모델별 대상교량에 대한 단면력 및 응력이 Model-A에 비해 Model-B, C에서 약 0.6~3.2% 정도 작게 나타나 해석모델별의 구성요소의 강성기여효과에 따라 거더 부담력이 상이하게 나타난 것으로 판단되며, 또한 Model-A와 같은 격자해석 모델의 경우 바닥판의 활하중 횡분배 효과를 과소평가할 수 있는 것으로 판단된다.

2) 동적거동분석결과, 해석모델별 거더에 작용하는 시간-처짐 및 시간-가속도 응답은 궤도구조를 고려한 Model-C에서 Model-A에 비해 각각 약 16%, 55% 정도 감소되었다. 이는 레일, 침목 등의 강성고려로 인한 하중분산 효과와 레일패드, 자갈도상 등의 탄성에 의한 진동감쇠의 영향으로 판단된다.

3) 충격계수 검토 결과, 해석충격계수는 측정충격계수 보다 약 10~13% 정도 크게 나타났으나 궤도구조를 고려한 Model-C에서 실측치와 가장 유사한 동적처짐 응답이 발생되어 측정충격계수와 편차가 가장 작은 것으로 나타났다.

4) 고유진동수 분석결과, 해석 고유진동수에 비해 측정 고유진동수가 다소 크게 나타나는 것은 해석모델별 강성계산 시 고려된 항목(바닥판, 레일, 침목, 방호벽, 난간 등)에 따라 차이가 발생된 것으로 판단되며, 실제 교량구조와 가장 유사한 형상을 갖는 Model-C에서 측정 고유진동수와 가장 근사한 결과가 나타났다.

5) 내하력 평가결과, 대상교량의 경우 모든 해석조건에서 공용내하력이 설계하중 이상으로 충분한 안전율을 확보하고 있는 것으로 나타났지만, 향후 노후화로 인한 내하력 감소 시 해석기법에 따른 공용내하력의 차이는 교량의 사용성 측면 및 상태평가등급에 큰 영향을 미칠 수 있을 것으로 판단된다.

6) 따라서 합리적인 철도교량의 안전성 평가를 위해서는 철도교량의 거동 특성을 반영할 수 있도록 궤도구조를 포함한 대상교량의 기하학적 특성 및 재료적 특성을 고려한 해석기법과 해석모델을 적용하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

8. 참고문헌

1. 대한토목학회 “철도설계기준(철도교편)”, 2004
2. 서사범, “선로공학”, 2006
3. 최정열, “강철도교에 대한 외부 후진장 보강공법의 적용에 관한 연구” 서울산업대학교 석사학위논문, 2004
4. 정 준, “궤도구조모형에 따른 철도교의 동적거동특성 분석” 연세대학교 석사학위논문, 2002
5. 장슬필 외 3인, “고속열차하중 하의 강함성형 철도교의 동적거동에 관한 연구” 한국철도학회 춘계학술대회논문집, 1998, pp. 548-555
6. 최은석 외 6인, “고속전철 교량 감쇠 연구”, 한국철도학회지 제 4권 제 1호, 2001, pp. 92-99
7. 양신추 외 2인, “교량/토공 접속구간 보강레일의 최적설계”, 한국철도학회 춘계학술대회 논문집,

2002년 pp. 256-263

8. 한국철도기술연구원, “철도 강합성거더(Precom) 교량의 진동성능 평가”, 2007 연구보고서
9. 강덕만, “외부 후긴장 보강공법의 적용에 따른 합성형교 횡분배 거동에 대한 연구” 서울산업대학교 석사학위논문, 2001
10. 이동준, “I형 PSC 거더교를 위한 구조해석 모델의 비교”, 부경대학교 석사학위논문, 2006
11. 임명재 외 3인, “현장계측자료를 이용한 고속철도교량의 동적거동특성”, 한국철도학회 추계학술대회 논문집(II), 2003, pp. 563-568.
12. 윤정방, 김두기, 양신추, 오우영, “교량구간에서의 열차하중산정 및 진동의 지반전파해석”, 대한토목학회 논문집, 제17권, 제 I-4호, 1997.7, pp. 455-467.
13. 유철수, 강영중, 김종헌, 권재현, “고속철도 차량의 주행이 교량에 미치는 충격효과”, 한국강구조학회 논문집, 제10권, 제2호, 1998.6, pp. 187-199.
14. 이용선, 박홍석, 이상호, 김상효, “궤도의 불규칙성을 고려한 철도교량의 동적 응답분석”, 전산구조공학회 논문집, 제11권, 제3호, 1998.9, pp. 253-262.
15. 박홍석, 김상효, 허진영, “고속전철 차량모형화에 따른 교량의 동적거동에 관한 연구”, 한국전산구조공학회 논문집, 제12권, 제4호, 1999.12, pp. 629-638.
16. 최성락, 고속철도차량의 모형화기법에 따른 철도교량의 동적응답 분석, 연세대학교 석사학위논문, 2001.6
17. 양신추, “차량과 궤도의 상호작용해석을 통한 하부구조물에 작용하는 동하중산정”, 대한토목학회 논문집, 제17권, 제 I-1호, 1997.1, pp. 79-88.
19. 유현동, 고속철도 P.S.C BOX GIRDER 교량의 동적거동 연구, 한양대학교 석사학위논문, 2002
20. Michael Willford 외 2인, “Dynamic Considerations in the Design of High-Speed Railway Bridges”, Journal of the Transportation Research Board, No 1863, National Research Council, Washington, D.C., 2004, pp.28-36
21. Willis, R., "Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures", HM Stationary Office, London, 1849
22. Timoshenko, S. P., "Vibration of Bridges", A. Soc. Mech. Eng., 1927, pp.53-61
23. Inglis, C. E., "Mathematical Treatise on Vibration of Railway Bridges", Cambridge University Press, London, 1932
24. Chu, K. H., Garg, V. K., and dhar, C. L., "Railway-Bridge Impact : Simplified Train and Bridge Model", Journal of Structural Engineering, Vol.105, No. ST9, 1979.9, pp. 1823-1844
25. Matsuura, A. and Machida, F., "Dynamic Responses of Concrete Railway Bridges", IABSE Proceedings P-60/83, 1983, pp. 53-68
26. Chu, K. H., Garg, V. k., and Bhattiee, M. H., "Impact in Truss Bridge due to Freight Trains", Journal of engineering Mechanics, Vol. 111, No. 2, 1985, pp. 159-174.
27. Garg, V. KL., Chu, K. H., and Wang, T. L., 'A Study of Railway Bridge/Vehicle Interaction and Evaluation of Fatigue Life" , Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13,1895,pp. 689~709.
28. Chu, K. H., Garg, V. K., and Wang, T. L., "Impact in Railway Prestressed Concrete Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 5, 1986, pp. 1036-1051.
29. Wang, T. L., Garg, V. k., and Chu, K. H., "Railway Bridge/Vehicle Interaction Studies with New Vehicle Model". Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 7, 1991, pp. 2099~2116.
30. Wiriyaichaiy, A., Chu, K. H., and Garg, V. K., "Briage Impact due to Wheel and Track Irregularities", Journal of Structural Engineering, Vol. 108, No. 4, 1982, pp. 648-666.
31. Yang, Y. B. and Yau, J. D., "Vehicle-bridge Interaction Element for Dynamic Analysis", Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 11, 1997, pp. 1512-1518.
32. Cheng, Y. S., Au. F. T. K., and Cheng, Y. K., "Vibration of Railway Bridges under a Moving

Train by Using Bridge-track-vehivle Element", *Engineering Structures*, Vol. 23, 2001, pp. 1597-1606.

33. Jenkins, H. H., Stephenson, J. E., Clayton, G. A., Morland, G. W., and Lyon. D., "The Effect of Track and Vehicle Parameter on Wheel/Rail Vertical Dynamic Forces", *Railway Engineering Journal*, 1974.1

34. Zhai, W. and Cai, Z., "Dynamic Interaction between a Lumped Mass Vehicle and a Discretely Supported Continuous Rail track", *computer & Structures*, Vol. 63, No. 5, 1997, pp. 987-997.

35. Chopra, A. K., *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, Singapore, 1995.