

# 의사정적재하시험 응답보정계수에 의한 교량 해석모델 보정의 타당성 분석

한만석<sup>1</sup>, 신수봉<sup>2\*</sup>

## Feasibility Analysis of the Bridge Analytical Model Calibration with the Response Correction Factor Obtained from the Pseudo-Static Load Test

Man-Seok Han<sup>1</sup>, Soo-Bong Shin<sup>2\*</sup>

**Abstract:** Currently, the response correction factor is calculated by comparing the response measured by the load test on a bridge with the response analyzed in the initial analytical model. Then the load rating and the load carrying capacity are evaluated. However, the response correction factor gives a value that fluctuates depending on the measurement location and load condition. In particular, when the initial analytical model is not suitable for representing the behavior of a bridge, the range of variation is large and the analysis response by the calibrated model may give a result that is different from the measured response. In this study, a pseudo-static load test was applied to obtain static response with dynamic components removed under various load conditions of a vehicle moving at a low speed. Static response was measured on two similar PSC-I girder bridges, and the response correction factors for displacement and strain were calculated for each of the two bridges. When the initial analysis model was not properly set up, it is verified that the response of the analytical model corrected by the average response correction factor does not fall within the margin of error with the measured response.

**Keywords:** Response correction factor, Model calibration, Feasibility analysis, Pseudo-static load test, PSC-I girder bridge

### 1. 서 론

국내 교량의 내하력평가는 한국시설안전공단(現 국토안전관리원)의 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침(안전점검·진단 편) 해설서(교량)(KISTEC, 2019)에 의해 시행되고 있다. 이 세부지침에 따르면 재하시험에 의한 공용내하력 산정에 따라 안전성평가 결과를 분석하도록 하고 있다. 여기서 공용내하력은 설계하중과 내하율, 응답보정계수의 곱으로 산정한다. 응답보정계수는 계측 응답과 초기모델의 해석을 통해서 구한 해석 응답의 비로 초기해석모델을 보정하기 위해 계산하는 것으로 성수대교 붕괴 이후 교량의 평가를 위해 국내에 도입되었다. 국내 지침(KISTEC, 2019)에선 변위 혹은 변형률의 비 중 하나를 선택하도록 하고 있고, 계측과 해석에 의한 충격계수를 내하율 계산에서 포함하도록 하고 있다. 그러나 어느 위치에서 계측하고 어떤 조건으로 하중을 재하하는 지에 대한 지침은 제시되고 있지 않다.

미국 AASHTO(2011)에서도 진단재하시험(diagnostic load testing)에서 국내 지침과 유사하게 구한 조정계수(adjustment factor)를 적용하도록 제시하고 있다. 그러나 국내 지침과 달리 응답으로는 변형률만을 고려하도록 하고 있으며, 부재에서 발생하는 최대 변형률과 해석에 의한 변형률의 비로 조정계수를 계산하도록 하고 있다. AASHTO(2011) 매뉴얼에서 조정계수는 여러 하중조건에서 구하여 그 변동성을 고려하도록 권고하고 있지만, KISTEC(2019) 지침과 동일하게 계측 위치와 하중 조건에 대한 지침은 제시되고 있지 않다.

본 연구에서는 현재 국내 KISTEC(2019)의 응답보정계수와 미국 AASHTO(2011)의 조정계수 수식을 비교하고, 국내 응답보정계수로 초기해석모델을 보정하여 개선한 모델이 계측 응답과 비교하여 어떤 결과들을 주는지 실증 교량에 대한 예제를 통해 비교·검토했다. 그리고 개선된 해석모델이 물리적으로 유의미한 거동 응답을 줄 수 있는지도 분석하였다.

2개의 유사한 PSC-I 거더교에 대한 실증 시험 예제에선 초기해석모델의 응답보정계수를 변위와 변형률 각각에 대해 여러 하중 조건에서 계산하고 비교하였다. 그리고 변위 응답보정계수로 개선한 해석모델의 횡방향 거더별 변위의 분포가 실증 교량의 계측 변위와 일치하는지를 비교하여 응답보정계수를 적용하는 해석모델 보정 방법의 타당성을 분석하였다.

<sup>1</sup>정회원, 인하대학교 토목공학과 박사과정

<sup>2</sup>정회원, 인하대학교 사회인프라공학과 정교수, 교신저자

\*Corresponding author: sbshin@inha.ac.kr

Civil Engineering, Inha University, Incheon, 22212, Korea

•본 논문에 대한 토의를 2022년 1월 31일까지 학회로 보내주시면 2022년 2월 호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 2. 응답보정계수의 계산

### 2.1 국내 지침

국토안전관리원의 교량 안전진단 지침(KISTEC, 2019)에서 강교는 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법에 따라 공용내하력( $P$ )을 식(1)로 계산하도록 정의하고 있다. 본 연구에선 강도설계법에 의한 값들만 정의하고 비교하였다.

$$P = K_s \times RF \times P_r \quad (1)$$

여기서  $P_r$  = 설계 활하중이며,  $RF$  = 내하율,  $K_s$  = 식(2)로 계산되는 응답보정계수이다.

$$K_s = \frac{\delta_a}{\delta_m} \cdot \frac{1+i_a}{1+i_m} \quad \text{or} \quad K_s = \frac{\epsilon_a}{\epsilon_m} \cdot \frac{1+i_a}{1+i_m} \quad (2)$$

여기서  $i_a, i_m$  = 건설기준에서 제시하는 설계 및 계측 충격 계수,  $\delta_a, \delta_m$  = 이론적 변위와 계측 변위, 그리고  $\epsilon_a, \epsilon_m$  = 이론적 변형률과 계측 변형률이다.

그러나 지침에서 식(2)의 응답보정계수를 어느 위치에 어떤 조건으로 하중을 재하하고, 어느 위치에서 변위 혹은 변형률을 계측하는 것인지 정의가 제시되어 있지 않다.

### 2.2 미국 지침

미국 AASHTO(2011)의 진단재하시험 매뉴얼에서도 국내 지침과 유사한 내하율을 식(3)과 식(4)로 제시하고 있다.

$$RF_T = RF_C \times K \quad (3)$$

$$RF_C = \frac{(\text{Capacity}) - (\text{Factored Dead Load Effect})}{\text{Factored Live Load Effects Plus Impact}} \quad (4)$$

여기서  $RF_T$  = 재하시험 결과를 바탕으로 구한 활하중 성능에 대한 내하율,  $K$  = 계측 응답과 해석 응답을 비교하여 구한 조정계수(adjustment factor)이다. 이를 식(1)과 비교하면  $RF_C = RF$ ,  $K = K_s$ 라 할 수 있으며, AASHTO에선 조정계수를 포함하여 내하율  $RF_T$ 를 정의하고 있는 셈이다.

조정계수  $K$ 는 식(5)와 식(6)로 제시하고 있다.

$$K = 1 + K_a \times K_b \quad (5)$$

$$K_a = \frac{\epsilon_C}{\epsilon_T} - 1 \quad (6)$$

여기서  $K_a$  = 재하시험이 주는 이점과 재하하중에 저항하는 단면계수를 모두 고려하는 계수,  $\epsilon_C$  = 재하시험 동안 계측된

Table 1 Values of  $K_b$  provided in AASHTO (2011)

Can member behavior be extrapolated to 1.33 $W$ ?		Magnitude of test load			$K_b$
Yes	No	$\frac{T}{W} < 0.4$	$0.4 < \frac{T}{W} \leq 0.7$	$\frac{T}{W} > 0.7$	
✓		✓			0
✓			✓		0.8
✓				✓	1.0
	✓	✓			0
	✓		✓		0
	✓			✓	0.5

최대 부재 변형률,  $\epsilon_T$  = 이론적 변형률이다. 기본적으로 현장 계측이 어려운 변위는 고려하지 않고 변형률의 비로만 조정계수를 계산하고 있다. 또한  $K_b$  = 이론으로 예측한 응답과 비교할 때 재하시험 결과를 이해하기 위해 고려하는 계수이다. 재하시험이 없는 경우에는  $K = 1$ 이며, 재하시험 결과가 이론과 정확하게 일치하는 경우에도  $K = 1$ 이다. 만약  $K > 1$ 이면, 교량의 응답이 이론에 의한 예측보다 작아 교량의 재하성능이 향상될 수 있다. 반대로  $K < 1$ 이면, 교량의 실제 응답이 예측된 것보다 커서 이론적으로 교량의 재하성능은 낮게 평가해야 한다는 것을 의미한다.

식(5)의 계수  $K_b$  는 Table 1과 같이 시험용 차량의 계수가 곱해지지 않은 하중효과  $T$ 와 계수가 곱해지지 않은 총 평가 하중효과  $W$ 의 비의 범위에 따라 AASHTO(2011)에서 선택하도록 제시하고 있다. 여기서 만약  $W$ 를 33% 초과할 때까지 교량 거동이 선형으로 유지될 수 있고,  $T$ 가  $W$ 의 70%를 상회한다고 가정할 수 있으면  $K_b = 1$ 이 된다. 계수  $K_b = 0$ 의 의미는 실험팀이 시험한 교량의 거동을 제대로 설명할 수 없거나, 시험 결과를 확인할 수 없는 경우를 의미한다. 따라서  $K_b = 1$ 이고 계측 변형률  $\epsilon_C$ 가 충격계수를 포함한 것이라고 가정한다면,  $K = K_s$ 로 변형률에 대한 국내 KISTEC(2019) 지침과 동일하게 된다.

AASHTO LRFR에서 정의하는 응답보정계수 적용법은 이미 NCHRP(1998)부터 현장에 적용하기 시작한 방법이며 최근 ASCE 논문들(Alampalli et al., 2021; Armendariz et al., 2018; Sanayei et al., 2016)에서도 교량 현장에 적용한 결과를 분석한 논문들이 게재되고 있다.

## 3. 실증시험을 통한 응답보정계수 비교

본 연구에선 2개의 유사한 PSC-I 거더교에 대한 현장 재하시험 결과를 활용하여 응답보정계수를 적용하는 현행 방법의

타당성을 검증한다. 이를 위해 본 3장에서는 계측 응답으로 식(2)의 변위와 변형률에 대한 응답보정계수를 각 교량에 대해 각각 계산하고 비교하였다. 본 논문 4장에서는 응답보정계수로 보정한 모델로 구한 해석 응답과 계측 응답을 비교하였다. 다만 의사정적재하시험 결과를 적용하기 때문에 충격계수는 제외하고 응답보정계수를 산정하도록 하였다. 응답보정계수를 다양한 하중 조건과 계측 위치별로 계산하고 그 변동성을 검토하였다.

### 3.1 의사정적재하시험

최근 고속도로를 포함한 주요 간선도로의 교통량이 급증하면서 차량의 주행을 통제하고 교량 재하시험을 시행하는 것은 폐교를 대상으로 하는 것이 아닌 경우 거의 불가능하다. 심지어는 야간에도 이러한 재하시험의 수행은 많은 어려움이 있다. 그러나 트럭 차량들은 야간에 거의 통행을 하지 않기 때문에 야간시간을 이용하여 트럭차량에 의한 교량 재하시험을 수행하는 것은 차량통행 제한 없이도 가능할 수 있다. 일반 차량이 혹시 재하시험 동안 지나간다고 해도 이에 의한 응답은 트럭 차량의 거동 응답에 비해 극히 미미한 영향을 미친다고 할 수 있다.

야간에 수행하는 재하시험은 차량 통제에 의한 재하시험이 아닌 의사정적재하시험(Pseudo-static load test)으로 수행할 수 있다. 의사정적재하시험은 재하차량을 10km/h 이하의 저속으로 주행하여 얻은 교량의 응답에서 동적 성분을 제거하고 정적 응답을 추정하는 방법으로 제안되었다.(Yoon and Shin, 2019).

### 3.2 실증 교량-A 응답보정계수

#### 3.2.1 실증 교량-A 재하시험에 의한 응답 계측

실증 교량-A는 Fig. 1의 5주형 PSC-I형 거더교로 왕복 2차로의 교폭 12m, 경간장 25m의 단경간 사교이다(KIM, 2021). 외측 2개 거더 하단엔 Fig. 2에서 보듯이 강선보강이 되어 있다. Fig. 3은 의사정적재하시험에 적용한 트럭의 축 간격을 보여주며, Table 2은 트럭 축하중을 정리한 것이다.

실증 교량-A에 적용한 의사정적재하시험에서는 5km/h 이하의 속력으로 트럭 차량이 2개 차로에서 전진·후진 주행하도록 하였다. 의사정적재하시험에 적용한 9가지 Load Case들은 Fig. 4에 모아서 도시하였고, Load Case마다 거더 중앙 경간에서 계측하여 추정된 정적 변위와 정적 변형률은 Table 3과 Table 4에 정리하였다. 교량이 선형거동을 한다고 가정하면, Reciprocal theorem에 의해 하나의 하중 조건에서 계측 위치를 옮기는 것과 계측 위치는 고정하고 하중 조건을 변경하는 것은 같은 효과를 줄 수 있다. 따라서 거더별 경간 방향(교축 방향)의 중앙 위치에서 거더의 하단면(밑면)의 고정된 위치에



Fig. 1 View of test bridge A



Fig. 2 External wire for strengthening the bridge

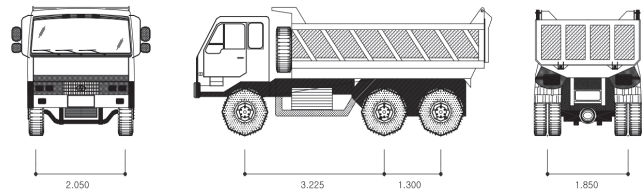


Fig. 3 The distance between the axles of test vehicle

Table 2 Axle weights of test vehicle

Type	Front wheel	Back wheel 1	Back wheel 2	Total weight
weight(kN)	74.3	95.1	95.1	264.6

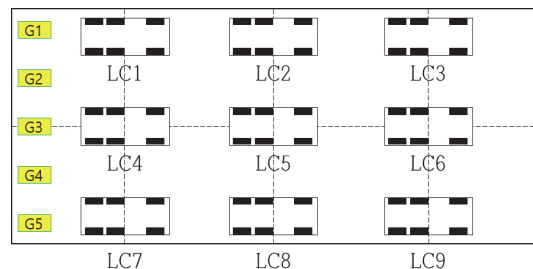


Fig. 4 Load Cases for load testing of bridge A

서 변위와 변형률을 계측하고 하중을 Fig. 4와 같이 이동하는 것으로 실험을 수행하여 충분한 계측 정보를 확보할 수 있다.

**Table 3** Measured vertical deflection of test bridge A ( $\times 10^{-3}$ m)

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5
LC1	-2.808	-2.051	-1.15	-0.436	-0.083
LC2	<b>-6.378</b>	<b>-4.588</b>	-2.385	-0.905	-0.165
LC3	-2.77	-2.014	-1.123	-0.423	-0.083
LC4	-0.792	-1.474	-1.853	-1.492	-0.903
LC5	-1.672	-3.251	<b>-4.230</b>	-3.169	-1.872
LC6	-0.742	-1.392	-1.727	-1.302	-0.789
LC7	-0.072	-0.423	-1.14	-2.021	-2.805
LC8	-0.158	-0.962	-2.612	<b>-5.095</b>	<b>-7.022</b>
LC9	-0.094	-0.481	-1.298	-2.321	-3.161

**Table 4** Measured longitudinal strain of test bridge A ( $\times 10^{-6}$ m/m)

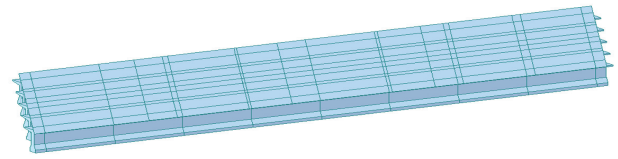
Load Case	G1	G2	G3	G4	G5
LC1	33.88	20.72	18.01	7.148	1.330
LC2	<b>132.7</b>	<b>66.70</b>	36.07	12.59	1.461
LC3	43.15	23.93	14.87	5.269	0.302
LC4	9.586	15.00	17.30	19.34	12.69
LC5	23.96	43.70	<b>77.46</b>	52.62	25.65
LC6	11.88	16.33	18.54	16.28	9.732
LC7	0.342	4.038	12.20	22.94	34.82
LC8	1.297	11.11	38.12	<b>82.47</b>	<b>112.1</b>
LC9	1.759	6.551	20.13	30.55	38.83

Table 3에 정리된 계측 변위를 보면 최대 7mm 이상의 변위가 발생하였으며, 각 거더별로 Load Case에 따라 4mm 이상의 최대 변위가 발생하고 있는 것을 확인할 수 있다. 이는 일반적인 단경간 PSC-I형 거더교에서 발생하는 변위에 비해서는 다소 큰 값을 알 수 있다.

Table 4에 정리된 계측 변형률의 경우는 각 Load Case마다 트럭 축하중이 재하된 위치의 값이 가장 크고 위치에서 멀어질수록 값이 작아지고 있다. 거더별 최대 변형률이 발생한 Load Case와 최대 변위가 발생한 Load Case는 동일하지만, 모든 경우에 대해서 최대 변형률이 발생한 Load Case와 거더의 위치와 최대 변위가 발생하는 경우는 다소 차이가 있다. 다만 변위와 변형률 모두 외측 거더에서 최대로 계측되었다.

### 3.2.2 실중 교량-A 응답보정계수의 계산

대상 교량의 계측 응답과 초기 해석모델(MIDAS Civil 사용)의 해석 응답을 이용하여 식(3)으로 응답보정계수를 각 Load Case별 거더 경간 중앙에서 변위와 변형률에 대해 계산하였으며, 그 결과를 Table 5와 Table 6에 정리하였다. 초기 유한요소 해석모델은 Fig. 5와 같이 실무에서 보편적으로 사용하고 있는 바닥판을 Plate 요소, 거더는 Frame 요소로 모델링

**Fig. 5** FE model of test bridge A**Table 5** Displacement Correction Factor( $K_s$ ) of test bridge A

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5	Avg.
LC1	<b>2.06</b>	<b>1.92</b>	<b>1.94</b>	<b>2.21</b>	0.34	<b>1.69</b>
LC2	1.28	1.26	1.36	1.53	<b>0.01</b>	1.09
LC3	<b>1.79</b>	<b>1.80</b>	<b>1.94</b>	<b>2.26</b>	0.16	<b>1.59</b>
LC4	<b>2.71</b>	<b>1.98</b>	<b>1.73</b>	<b>1.79</b>	<b>2.09</b>	<b>2.06</b>
LC5	<b>1.69</b>	1.22	1.11	1.25	<b>1.49</b>	1.35
LC6	<b>2.40</b>	1.71	<b>1.62</b>	<b>1.98</b>	<b>2.47</b>	<b>2.03</b>
LC7	0.33	<b>2.40</b>	<b>2.08</b>	<b>2.01</b>	<b>2.02</b>	<b>1.77</b>
LC8	0.16	1.39	1.22	1.13	1.18	1.02
LC9	0.20	<b>1.77</b>	1.53	1.51	<b>1.65</b>	1.33
Avg.	<b>1.40</b>	<b>1.72</b>	<b>1.61</b>	<b>1.74</b>	<b>1.27</b>	<b>1.55</b>

**Table 6** Strain Correction Factor( $K_s$ ) of test bridge A

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5	Avg.
LC1	2.20	<b>2.35</b>	1.85	<b>2.20</b>	1.05	1.93
LC2	1.13	1.54	1.47	1.78	1.06	1.40
LC3	1.34	1.81	<b>2.13</b>	<b>2.92</b>	<b>3.37</b>	<b>2.32</b>
LC4	<b>3.26</b>	<b>2.63</b>	<b>1.93</b>	1.73	<b>2.13</b>	<b>2.33</b>
LC5	1.71	1.61	1.18	1.27	1.57	1.47
LC6	2.04	1.56	1.35	<b>1.89</b>	<b>2.90</b>	1.95
LC7	<b>5.84</b>	<b>4.13</b>	<b>3.02</b>	<b>2.31</b>	<b>2.07</b>	<b>3.48</b>
LC8	1.85	1.99	1.33	1.25	1.33	1.55
LC9	<b>0.96</b>	2.07	1.33	1.29	1.59	1.45
Avg.	2.26	2.19	1.73	1.85	1.90	1.99

하였고, 바닥판과 거더는 rigid link로 강제 연결을 하였다.

변위에 대한 최대 응답보정계수는 Table 5에서 LC4의 경우 거더 G1에서 2.71로 계산되었으며, 최소 응답보정계수는 LC2의 거더 G5에서 0.01로 구해졌다. 변위보정계수의 변동성은 Load Case와 변위 계측 위치에 따라 상대적으로 크지 않지만 2배 이상의 차이를 보인다. Table 5에서 각 거더별 그리고 각 Load Case별 총 45가지 경우의 응답보정계수의 평균값이 1.55로 구해졌다.

변형률에 대한 응답보정계수를 정리한 Table 6에서 최대 변형률보정계수는 LC7의 거더 G1에서 5.84로 계산되었으며, 최소 변형률보정계수는 LC9의 거더 G1에서 0.96으로 구해졌다. 변형

률보정계수의 변동성은 최대와 최소만 비교하였을 때 대략 6배 정도 차이를 보인다. 변형률보정계수 평균값은 1.99이며, 이는 변위보정계수 평균값보다는 크지만 응답보정계수 수치 범위는 많이 겹치는 것을 알 수 있다. Table 5와 Table 6에서 각 경우별 평균값을 넘어서는 응답보정계수는 볼드체로 표시를 하였다.

### 3.3 실증 교량-B 응답보정계수

#### 3.3.1 실증 교량-B 재하시험에 의한 응급 계측

실증 교량-B는 Fig. 6의 7주형 PSC-I형 거더교로, 왕복 4차로의 교폭 15m, 28.4m의 단경간 교량이다. 실증 교량-A와 동일하게 7개 거더 경간 방향(교축방향)의 중앙 위치에서 거더의 하단면(밑면)에 변위계와 변형률계를 설치하였다. Fig. 6에서 보듯이 실증 교량-B는 최외측 거더 2개에 외부텐던에 의한 보강이 되어 있어서 최외측 거더 하부에 강선 보강이 된 실증 교량-A와 유사하게 외측 거더 보강이 되어 있는 상황임을 확인



Fig. 6 View of test bridge B

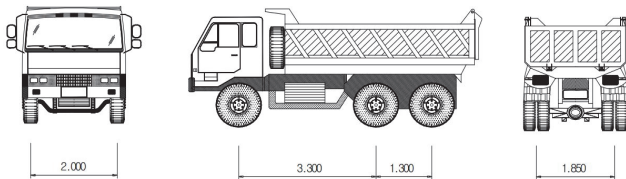


Fig. 7 The distance between the axles of test vehicle

Table 7 Axle weight of test vehicle

Type	Front wheel	Back wheel 1	Back wheel 2	Total weight
weight(kN)	75.2	94.1	94.1	<b>263.4</b>

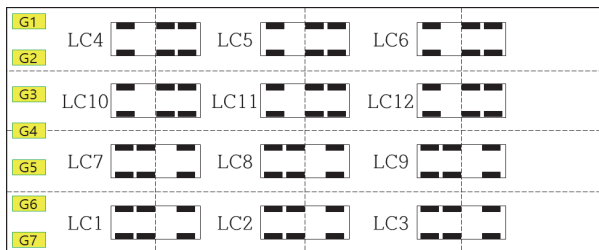


Fig. 8 Load cases of test bridge B

할 수 있다. 추가적으로 실증 교량-A와는 다르게 단순보였던 각 경간 간에 콘크리트를 사용한 지점부 보강이 되어 있다.

Fig. 7은 의사정적재하시험에 적용한 트럭의 축 간격을 보여주며, 시험 트럭의 축하중은 Table 7에 정리하였다. 실증 교량-B에 적용한 의사정적재하시험에서는 5km/h의 속력으로 트럭차량이 4개 차로에서 전진·후진 주행하도록 하였다. 의사정적재하시험에 적용한 12가지 Load Case 들은 Fig. 8에 도시하였으며, 중앙 경간에서 거더별로 계측한 변위 및 변형률은 Table 8과 Table 9에 각각 정리하였다. Table 8에 정리된 최대 계측 변위는 1.7mm 이하로 발생하였으며, 각 거더별로 Load Case에 따라 1mm 이상의 최대 변위가 발생하고 있는 것을 확인할 수 있다. Table 9에 정리된 계측 변형률은 Table 8의 계측 변위와 동시간에 측정된 것이며, 최대 계측 변형률은 LC2 경우 거더 G3에서 발생하였다.

Table 8 Measured vertical deflection of test bridge B ( $\times 10^{-3}$  m)

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
LC1	0.053	-0.026	-0.115	-0.265	-0.454	-0.683	-0.839
LC2	0.142	-0.004	-0.176	-0.438	-0.826	<b>-1.361</b>	<b>-1.655</b>
LC3	0.175	0.060	-0.075	-0.245	-0.480	-0.757	-0.975
LC4	-0.898	-0.752	-0.521	-0.273	-0.134	-0.046	0.032
LC5	<b>-1.555</b>	<b>-1.376</b>	-0.913	-0.450	-0.202	-0.033	0.117
LC6	-1.032	-0.854	-0.585	-0.281	-0.097	0.038	0.160
LC7	-0.011	-0.163	-0.333	-0.554	-0.601	-0.471	-0.275
LC8	0.010	-0.281	-0.628	<b>-1.162</b>	<b>-1.323</b>	-0.977	-0.542
LC9	0.052	-0.135	-0.364	-0.653	-0.714	-0.582	-0.379
LC10	-0.257	-0.462	-0.576	-0.529	-0.337	-0.183	-0.045
LC11	-0.538	-0.988	<b>-1.290</b>	-1.092	-0.666	-0.325	-0.038
LC12	-0.376	-0.592	-0.704	-0.612	-0.384	-0.181	0.006

Table 9 Measured longitudinal strain of test bridge B ( $\times 10^{-6}$  m/m)

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
LC1	0.977	1.139	8.559	2.242	1.971	0.269	2.824
LC2	1.871	1.882	<b>33.64</b>	<b>11.65</b>	1.738	0.009	3.363
LC3	2.243	1.694	8.161	21.77	1.438	0.189	3.279
LC4	<b>24.18</b>	10.45	0.295	-0.618	1.015	0.069	<b>5.083</b>
LC5	6.633	<b>32.67</b>	-0.085	-1.433	-0.873	-0.863	3.818
LC6	-0.097	9.219	-0.675	-2.153	0.869	-0.255	4.210
LC7	1.961	1.297	6.669	2.093	-0.854	-0.112	3.465
LC8	3.214	2.889	18.85	6.020	-1.252	-0.498	2.132
LC9	1.488	1.420	6.391	5.064	-1.400	-0.430	3.044
LC10	11.25	9.157	4.261	0.568	-3.216	-1.243	-3.348
LC11	5.572	22.37	5.019	0.950	<b>-5.078</b>	<b>-1.697</b>	-3.259
LC12	-0.706	10.17	3.180	0.176	-3.575	-1.266	-2.208

### 3.3.2 실증 교량-B 응답보정계수의 계산

실증 교량-B의 계측 응답과 초기 해석모델의 해석 응답을 이용하여 식(2)로 변위와 변형률에 대한 응답보정계수를 각 Load Case별 거더 경간 중앙에서 계산하여 Table 10과 Table 11에 정리하였다.

초기 유한요소 해석모델은 실증 교량-A에서 사용한 Fig. 5와 동일한 형식으로 바닥판을 Plate 요소, 거더는 Frame 요소로 모델링하여 강체 연결한 모델을 사용하였다.

Table 10에서 최대 변위보정계수는 LC12의 경우 거더 G1에서 53.32로 계산되었으며, 이는 재하하중에 의한 처짐 변위가 아주 작은 값으로 인한 것이라 판단된다. 그러나 최소 변위보정계수를 주는 LC3의 거더 G7에서 응답보정계수가 1.11인

**Table 10** Displacement Correction Factor( $K_d$ ) of test bridge B

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Avg.
LC1	2.46	2.38	2.60	2.92	3.62	3.53	4.15	3.09
LC2	1.83	1.77	2.04	2.47	3.25	<b>29.22</b>	2.25	<b>6.12</b>
LC3	2.04	2.06	2.36	3.02	<b>5.32</b>	1.59	<u>1.11</u>	2.50
LC4	<b>6.90</b>	1.99	3.10	2.84	2.27	2.16	2.30	3.08
LC5	2.73	3.54	2.83	2.40	1.84	1.75	1.95	2.43
LC6	1.20	2.53	4.10	2.62	1.92	1.82	1.91	2.30
LC7	4.20	2.38	1.78	1.68	2.21	3.29	<b>31.04</b>	<b>6.65</b>
LC8	2.97	1.66	1.24	1.20	1.67	2.65	<b>45.90</b>	<b>8.18</b>
LC9	2.88	1.85	1.46	1.39	1.97	3.81	<b>6.18</b>	2.79
LC10	<b>7.58</b>	2.93	2.19	1.76	1.86	2.43	<b>4.50</b>	3.32
LC11	<b>12.07</b>	2.29	1.57	1.27	1.27	1.64	2.99	3.30
LC12	<u>53.32</u>	2.83	1.85	1.48	1.47	1.81	2.89	<b>9.38</b>
Avg.	8.35	2.35	2.26	2.09	2.39	<b>4.64</b>	8.93	<b>4.43</b>

**Table 11** Strain Correction Factor( $K_s$ ) of test bridge B

Load Case	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Avg.
LC1	<b>28.68</b>	<b>18.46</b>	1.970	5.055	3.084	4.771	1.125	9.022
LC2	<b>30.33</b>	<b>24.49</b>	0.835	1.439	4.904	<b>165.5</b>	1.499	<b>32.71</b>
LC3	13.43	13.15	2.173	0.532	4.200	6.290	1.010	5.826
LC4	0.132	0.121	20.58	<b>18.38</b>	16.70	<u>302.4</u>	5.522	<b>51.97</b>
LC5	0.761	<u>0.044</u>	<b>100.4</b>	11.69	<b>32.15</b>	<b>53.43</b>	14.87	<b>30.48</b>
LC6	<b>33.81</b>	0.130	8.916	5.343	<b>20.23</b>	<b>87.49</b>	7.123	<b>23.29</b>
LC7	8.657	12.01	1.890	5.731	12.52	<b>70.14</b>	1.449	16.06
LC8	7.722	10.33	2.048	4.812	13.54	<b>23.11</b>	3.033	9.227
LC9	11.67	11.60	2.128	2.600	8.258	<b>18.79</b>	1.542	8.084
LC10	0.445	0.861	2.531	<b>21.06</b>	3.850	12.56	5.091	6.628
LC11	1.160	0.514	3.375	<b>30.49</b>	7.599	17.60	7.611	9.763
LC12	6.641	0.792	3.601	<b>74.68</b>	3.842	12.93	7.820	15.76
Avg.	11.95	7.708	12.54	15.15	10.91	<b>64.58</b>	4.808	<b>18.24</b>

경우도 계측변위가 아주 작은 값이기 때문에, 어느 위치에서의 하중 재하인 것과 어느 위치에서의 변위 계측인 것인가에 따라 응답보정계수가 일정하지 않고 변동성이 큰 값들로 구해지는 것을 확인할 수 있다. Table 10에서 각 거더별 그리고 각 Load Case별 총 84가지 경우의 변위보정계수의 평균값이 4.43으로 구해졌으며, 각 경우별로 평균값을 넘어서는 변위보정계수를 주는 것은 볼드체로 표시를 하였다.

Table 10에서 평균값을 넘는 변위보정계수가 외부텐던 보강이 되어 있는 외측 거더 G1과 G7에 Load Case 7~12인 즉 트럭이 중앙차선 쪽에 있을 경우에 집중적으로 발생하고 있음을 확인할 수 있다. 이는 초기 해석모델에서 반영하지 못하였던 외부텐던에 의한 보강효과가 반영된 것일 수 있다. 특히 이들 효과가 트럭 하중이 외측 차선보다는 중앙차선 쪽에 있을 때 더 확실하게 나타난다는 것을 의미한다. 이는 외측 거더 하부에 강선보강이 되어 있는 실증 교량-A의 외측 거더에서의 보강 효과가 미미하였던 것과 비교하여 볼 때, 확연한 차이를 보이고 있음을 확인할 수 있다.

변형률보정계수는 Table 11에 정리하였다. 계측 변위에 의한 응답보정계수와는 달리 실측 변형률과 해석 변형률의 차이가 크게 발생하여 평균 변형률보정계수도 크게 계산되었다. Table 11에서 거더별 그리고 Load Case별로 최소 변형률보정계수는 LC5 경우 거더 G2에서 계산되었으며, 최대 변형률보정계수는 LC4의 경우 거더 G6에서 계산되었다. 실증 교량-A와 동일하게 변형률보정계수가 변위보정계수 보다 크게 구해졌다. 이런 경향은 계측오차의 영향도 있겠지만, 단면이 단면을 유지한다는 보 이론에 따른 바닥판 Plate 요소에서 계산한 변형률과 거더 Frame 요소에서 계산한 변형률로 합성단면에서 선형으로 추정된 거더 하단의 변형률과 계측한 변형률과의 차이가 보정한 모델에서 계산한 변위와 계측 변위의 차이 보다 위치에 따라 더 크기 때문이라 판단된다. 또한 교량의 지점부 보강효과로 인해 단순보의 거동에서 연속보의 거동으로 변화하였기 때문에 해석모델의 단순보 거동과는 전혀 다른 변형률 계측응답이 발생한 것으로 판단된다.

## 4. 응답보정계수로 보정한 해석모델 분석

외측거더가 모두 보강된 2개의 유사한 PSC-I 거더교에 대해 의사정적재시험으로 거더별 중앙 경간에서 구한 평균 변위보정계수로 보정한 모델의 해석 응답과 계측 응답을 비교하였다. 그리고 이를 통해 현행 적용하고 있는 응답보정계수로 모델을 보정하는 방법의 타당성을 분석하였다.

### 4.1 오차 분석

본 연구에서는 평균 변위보정계수로 보정한 해석모델로 구

한 변위와 계측된 변위의 교량 거더별 횡방향 분포가 물리적 의미를 가질 수 있는 오차범위 내의 값을 주는지 분석하였다. 변형률에 의한 응답보정계수도 변위의 응답보정계수와 유사한 경향을 2개 교량 모두에서 주고 있기 때문에 변위의 응답보정계수만 고려하였다. 한국콘크리트학회의 공용중인 콘크리트교량의 안전성 평가기준(안) 및 예제집(KCI, 2010)에서는 해석모델의 적합성을 판단하는 식(7)의 제공오차  $SE$ 가 10% 이내일 경우에 모델이 실제 교량의 거동을 합당한 수준으로 나타내고 있는 것으로 설정하였다. 이와 유사한 기준으로 일본 강교기술연구회(鋼橋技術研究会, 2001) 보고서에서는 계측 응답이 유한요소 모델에 재하시험 하중을 가하여 해석한 응답의 90% 이내에 있으면 타당한 것으로 확인하고 있다. 따라서 사용자에게 따라 해석모델의 타당성을 판단하여 선택적으로 적용하면 되며, 본 논문에서는 한국콘크리트학회(KCI, 2010)에 따른 제공오차  $SE$ 를 적용하였다.

$$SE(\%) = \frac{\sum_{i=1}^n (\delta_{m,i} - \delta_{a,i})^2}{\sum_{i=1}^n (\delta_{m,i})^2} \times 100 \quad (7)$$

여기서  $n$  = 총 계측점의 수,  $\delta_m, \delta_a$  = 계측된 변위와 해석을 통해서 계산된 변위이다.

#### 4.2 실증 교량-A의 제공오차 분석

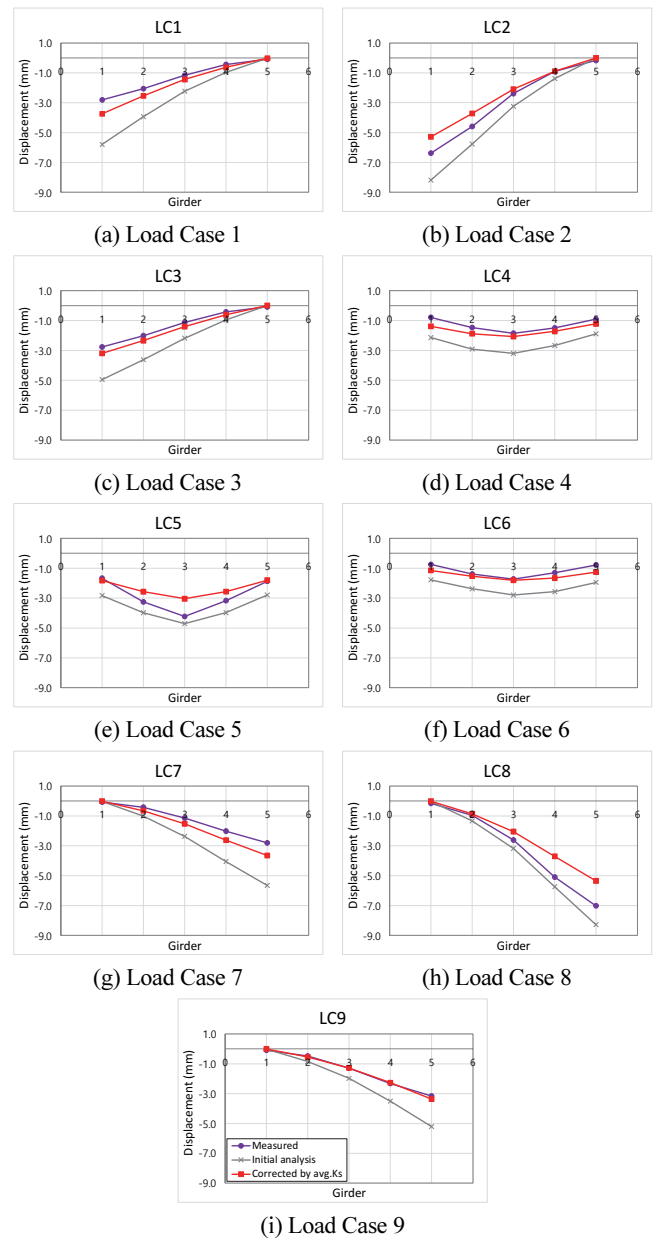
우선 실증 교량-A 재하시험에서 구한 평균 변위보정계수로 초기 해석모델을 보정하고 Load Case별 거더에서 재해석한 변위와 계측 변위와의 제공오차  $SE$ 를 Table 12에 정리하였다. 그리고 횡방향 거더별 계측 변위와 해석에 의한 변위를 Fig. 9에서 비교하였다. Table 12에서 변위보정계수로 보정한

**Table 12**  $SE$ (Squared Error) of test bridge A

Load Case	$SE$ (%)	
	Initial	Corrected by avg. $K_s$
LC1	102.20	9.06
LC2	8.23	3.02
LC3	66.87	3.20
LC4	87.17	7.75
LC5	8.02	5.06
LC6	79.03	6.98
LC7	<b>105.20</b>	<b>9.56</b>
LC8	3.01	6.08
LC9	35.95	0.33
Average	55.08	5.67

모델로 해석한 변위와 계측 변위와의 최대 제공오차는 LC7의 경우 9.56이며, 평균 제공오차는 5.67로 KCI 기준 10% 이내의 값을 주기 때문에 보정한 모델이 적합한 것으로 판단할 수 있다. 초기 모델에 의한 평균 제공오차가 55.08인 것에 비하면 변위보정계수로 보정한 모델이 타당한 것이라 할 수 있다.

그러나 Fig. 9의 Load Case 5에서 변위보정계수로 보정된 모델에서 구한 변위의 횡방향 분포를 살펴보면 거더 G3을 중심으로 다소 큰 변위 차이가 발생하고 있음을 확인할 수 있다. 이는 거더별, Load Case별 변위보정계수를 각각 적용하지 않고 전체 평균의 변위보정계수를 적용하기 때문에 초기 모델



**Fig. 9** Comparison of deflections from initial, corrected model and measured deflection of each load case for the test bridge A

의 해석변위 패턴을 비례적으로 따라가는 경향으로 인한 것으로 판단된다. 그러나 전체적으로 변위보정계수에 의해 보정된 해석모델이 적절한 횡방향 변위 분포를 주고 있으므로 이 모델을 적용하는 것이 문제가 없다고 판단할 수 있다.

### 4.3 실증 교량-B의 제공오차 분석

실증 교량-A와 동일하게 평균 변위보정계수로 실증 교량-B의 초기 해석모델을 보정하고 Load Case별 거더에서 재해석한 변위와 계측 변위와의 제공오차 SE를 Table 13에 정리하

**Table 13** SE(Squared Error) of test bridge B

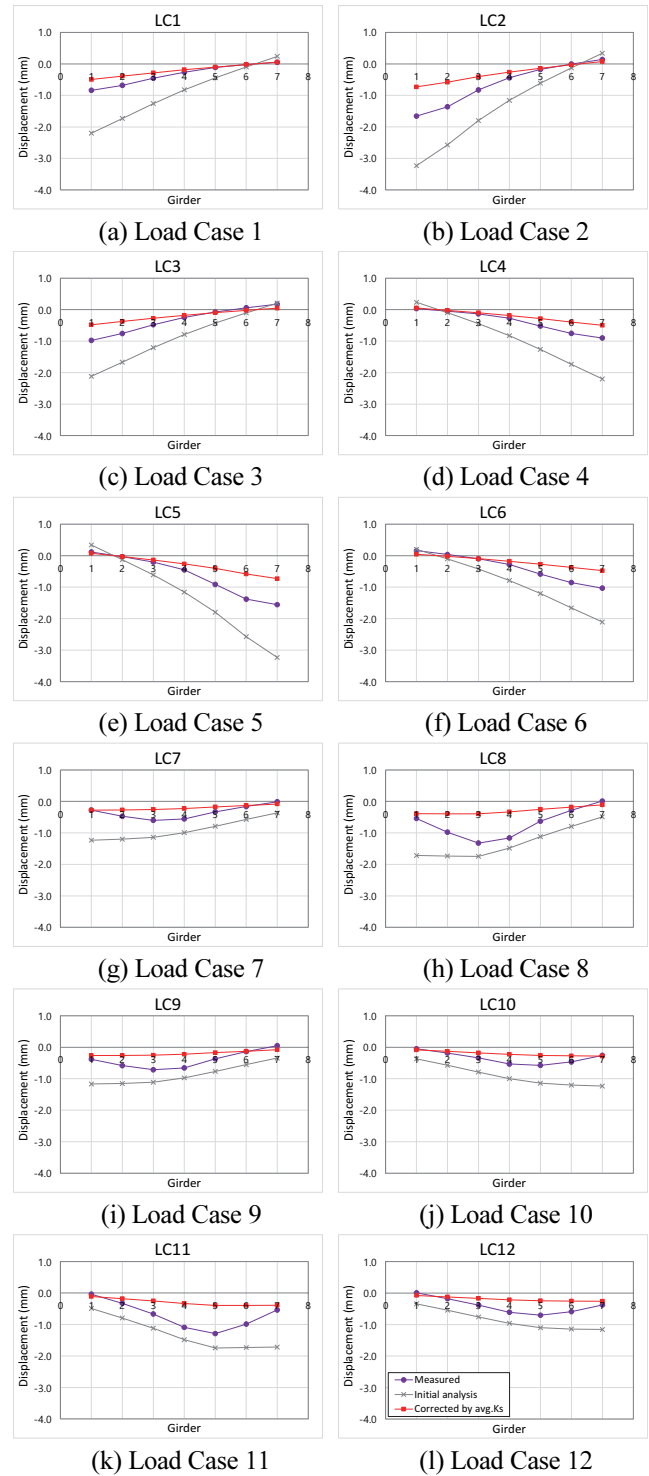
Load Case	SE (%)	
	Initial	Corrected by avg. $K_s$
LC1	<b>277.5</b>	16.3
LC2	102.4	30.5
LC3	167.7	25.1
LC4	210.6	20.6
LC5	106.3	30.0
LC6	113.4	29.7
LC7	219.4	<b>27.0</b>
LC8	62.1	<b>43.2</b>
LC9	107.2	36.6
LC10	239.3	25.2
LC11	62.9	41.9
LC12	103.5	35.3
Average	147.7	30.1

**Table 14** SE(Squared Error) of test bridge B

Load Case	SE (%)	
	(1) avg. $K_s$ of inner and outer girders	(2) avg. $K_s$ of each girder
LC1	21.3	19.0
LC2	35.9	33.3
LC3	31.6	29.2
LC4	25.3	28.2
LC5	34.9	38.1
LC6	35.6	38.6
LC7	24.8	23.0
LC8	<b>40.1</b>	37.6
LC9	34.4	32.1
LC10	22.6	23.4
LC11	38.6	<b>39.2</b>
LC12	32.9	33.9
Average	31.5	31.3

였다. 그리고 횡방향 거더별 계측 변위와 해석에 의한 변위를 Fig. 10에서 비교하였다.

Table 13에서 변위보정계수로 보정한 모델로 해석한 변위와 계측 변위와의 최대 제공오차는 43.2이며, 평균 제공오차



**Fig. 10** Comparison of deflections from initial, corrected model and measured deflection of each load case for the test bridge B



는 30.1로 KCI 기준 10%보다 큰 제공오차를 보여주고 있다.

보정한 모델로 재해석한 Load Case 별, 거더별 횡방향 변위 분포를 그린 Fig. 10에서도 대부분의 경우 평균 변위보정계수로 보정한 모델로 구한 거더별 변위는 계측 변위와 멀리 구해지고 있음을 확인할 수 있다. 즉 일반적으로 적용하고 있는 한정된 위치와 하중재하에 의한 응답보정계수, 혹은 평균 응답보정계수를 적용하여서는 실증 교량-B의 내하율을 계산하기에 적합한 모델을 설정할 수 없다는 결론을 내릴 수 있다.

평균 응답보정계수를 적용하는 대신, Table 10에서 (1) 2개 외측 거더와 5개 내측 거더에 대한 2가지의 평균 변위보정계수를 구하여 적용한 경우와, (2) 각 거더별 평균 변위보정계수를 각각 적용한 경우의 변위 제공오차를 Table 14에 정리하였다. Table 14의 2가지 평균 변위보정계수와 Table 13의 전체 거더에 대한 평균 변위보정계수가 크게 차이가 없으며, Load Case 별 변동성 역시 크지 않기 때문에 Fig. 10과 같이 추정 횡방향 변위 분포는 개선하지 못함을 알 수 있다.

## 5. 결 론

이 연구에서는 현행 국내에서 적용하고 있는 계측 응답과 해석 응답의 비로 구하는 응답보정계수로 보정한 모델로 내하율과 내하력을 평가하는 방법의 타당성을 실증시험 계측 데이터를 활용하여 검증하였다. 실증시험은 외측 거더가 외부 보강되어 있는 유사한 단경간 다주형 PSC-I 거더교 2개를 대상으로 하였으며, 동일한 요소와 패턴으로 유한요소 초기 해석모델을 설정하였다. 실증시험은 시험 트럭을 지속적으로 주행하면서 계측하는 의사정적재하시험으로 실시하였으며, 계측 응답에 포함되어 있는 동적 성분을 제거한 정적 변위와 정적 변형률을 응답보정계수를 계산하는데 적용하였다.

2개 교량에 대해 변위에 대한 응답보정계수로 보정한 해석 모델로 계산한 변위와 계측 변위의 오차를 분석한 결과를 바탕으로 다음 결론을 도출하였다.

실증 교량-A의 경우는 변위보정계수와 변형률보정계수는 거의 유사한 경향을 보여주었으나, 실증 교량-B의 경우는 경향이 일관되게 나타나지 않았다. 이는 교량의 보강효과로 인하여 교량의 거동에 변화가 발생하였기 때문에 계측 응답이 예상과는 다르게 나타난 것으로 판단된다.

본 연구에서 제안하는 의사정적재하시험법은 교통 통제 없이 효과적으로 적용할 수 있는 현장재하시험법이다.

의사정적재하시험을 통해 구한 응답보정계수는 시험 트럭의 위치와 계측 위치인 거더에 따라 그 값이 변동하고 있다. 특히 실증 교량-B의 경우 응답보정계수의 변동성이 크며, 외측 거더에서 하중조건에 따라 응답보정계수가 아주 크게 변동하고 있다.

결보기엔 유사한 2개의 PSC-I 거더교이고 동일한 형태의 유한요소 초기해석모델을 적용하였지만, 실증 교량-B에선 변위보정계수로 보정한 모델로는 계측 응답과 유사한 응답을 구할 수 없었다. 특히 Fig. 10에서 보듯이 횡방향 변위 분포를 변위보정계수로 보정한 모델로는 구현할 수 없을 정도로 오차가 컸다. 따라서 응답보정계수는 초기해석모델이 적합한 경우에만 적용이 타당하다고 할 수 있으나, 실제 교량에 대해 설정한 초기 유한요소 모델이 적합한지를 판정할 마땅한 기준은 없다.

결론적으로 현행 국내외에서 재하시험으로 계산한 응답보정계수를 적용하여 설정한 해석모델로 교량의 내하율과 내하력을 평가하는 방법은 아래와 같이 개선하는 것을 제안한다.

응답보정계수는 Reciprocal theorem을 적용하여 가능한 다양한 하중조건에서 고정된 여러 위치에서 계측한 응답을 해석 응답과 비교하여 평균적으로 계산한다.

응답보정계수로 보정한 모델이 타당하지 여러 위치에서 계측한 응답과 해석 응답을 비교하여 허용오차 이내에 들어오는지 확인할 필요가 있다. 그리고 이 조건을 만족하는 경우 설정된 모델로 내하율 및 내하력을 평가한다.

만약 응답보정계수를 적용하여서는 타당한 해석모델을 설정할 수 없다는 결론이 내려지는 경우, 반복적 시산법이나 최적화 기법 등 교량의 타당한 해석모델을 구할 수 있는 방법의 적용이 필요하다.

## 감사의 글

본 연구는 국토교통부 건설기술연구개발사업의 연구비지원(21SCIP-B128569-05)에 의해 수행되었습니다.

## References

1. Alampalli, S., Frangopol, D.M., Grimson, J., (...), Yang, D., Zhou, Y.E. (2021), Bridge Load Testing: State-of-The-Practice. *Journal of Bridge Engineering*, 26(3), 03120002.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2011), The Manual for bridge evaluation, 2nd ed. Washington, DC.
3. Armendariz, R.R., Bowman, M.D. (2018), Improved Load Rating of an Open-Spandrel Reinforced-Concrete Arch Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32(4), 04018035.
4. Kim, D.U. (2021), A comparative study on evaluating bridge load carrying capacity for PSC girder bridge: using updated numerical models with measured data obtained before and after the cutoff of the external tendons. Master's Thesis, Inha University, Incheon, South Korea.
5. Korea Concrete Institute (KCI) (2010), Guidelines and examples for safety assessment of operating concrete bridge. Seoul, South Korea.

- Korea.
6. Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation (KISTEC) (2019), Detailed guideline for safety and maintenance of facilities - safety inspection / diagnosis. Jinju, South Korea.
  7. NCHRP (1998), Manual for bridge rating through load testing. Project 12-28(13)A.
  8. Sanayei, M., Reiff, A.J., Brenner, B.R., Imbaro, G.R. (2016), Load Rating of a Fully Instrumented Bridge: Comparison of LRFR Approaches, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(2), 04015019.
  9. Yoon, S.G. and Shin, S. (2019), Evaluation of bridge load carrying capacity of PSC girder bridge using pseudo-static load test, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 23(4), 53-60.
  10. 鋼橋技術研究会 (2001). No.43 維持管理部会報告書, 平成13年5月.

Received : 09/02/2021

Revised : 09/17/2021

Accepted : 10/20/2021

---

**요 지** : 현재 공용중인 교량에 대한 재하시험으로 계측한 응답과 초기해석모델의 해석 응답을 비교하여 응답보정계수를 계산하고, 이 모델을 사용하여 내하율과 내하력을 평가하는 방법을 적용하고 있다. 그러나 이러한 응답보정계수는 계측 위치와 하중 조건에 따라 변동하는 값을 준다. 특히 초기해석모델이 교량의 거동에 합당하지 않은 경우, 그 변동 폭이 크며 보정된 모델에 의한 해석 응답이 계측된 응답과 동떨어진 결과를 줄 수 있다. 본 연구에서는 저속으로 주행하는 차량의 다양한 하중 조건에서 동적 성분을 제거한 정적 응답을 얻기 위해 의사정적재하시험법을 적용하였다. 두 개의 유사한 PSC-I 거더교에서 정적 응답을 계측하고, 두 교량 각각에 대한 변위와 변형률에 대한 응답보정계수를 계산하였다. 초기해석모델이 제대로 설정되어 있지 않다면, 평균적으로 구한 응답보정계수로 보정한 모델의 해석 응답이 계측 응답과 오차범위 내에 들어오는지 않음을 확인하였다.

**핵심용어** : 응답보정계수, 모델 보정, 타당성 분석, 의사정적재하시험, PSC-I 거더교

---