

강박스거더교 재하시험에 근거한 내하력 평가의 개선

노동오¹ · 경갑수^{2*} · 유관재³

¹공학박사, 씨티씨(주), ²교수, 한국해양대학교, 건설공학과, ³박사과정, 한국해양대학교 토목환경공학전공

Improvement for Evaluation of Load Carrying Capacity Based on Loading Test of Steel Box Girder Bridge

Noh, Dong Oh¹, Kyung, Kab Soo^{2*}, You, Kwan Jae³

¹Ph.D of Engineering, CTC Co., Ltd, Busan, 48732, Korea

²Professor, Dept. of Civil Engineering, Korea Maritime & Ocean University, Busan, 49112, Korea

³Ph.D Course Student, Dept. of Civil Environmental Engineering, Korea Maritime & Ocean University, Busan, 49112, Korea

Abstract - In this study, the suggestions for improvements are provided for structural analysis procedure to make the model converge to the real behavior of bridge structures, by analyzing results from load-carrying-capacity evaluation of bridges with which load test has been carried out. Suggestions for applying the same improvements are also provided for the rating factor evaluation procedure, and the results of suggestions for 2 procedures are verified. Also, this study is expected to help determining the load modification factor in Limited State Design method (LSD).

Keywords - Steel box girder, Loading test, Load carrying capacity, Improved structural analysis, Response ratio, Improved rating factor

1. 서론

재하시험은 실험적인 방법으로 교량의 거동을 해석하는 방법으로서, 기지의 차량하중을 교량의 특정부위 또는 위치에 직접 재하하여 주요 부재들의 실제거동을 관찰 및 측측하는 시험이다. 재하시험은 교량의 실제 내하력을 정량화시키기 위하여 이론적으로 평가된 교량의 내하력을 보완하는데 적용된다. 재하시험의 주요목적은 다음과 같다.

- 교량의 실제 정적 및 동적 거동 평가
- 새로운 해석방법 및 설계기법의 검증
- 공용내하력 평가를 통한 유지관리의 경제성 향상
- 보수, 보강 효과 확인

- 동특성(진동수, 진동모드 및 충격계수 등) 평가
- 설계도서 및 관리 자료가 미비한 교량의 내하력 평가

재하시험은 정적 및 동적 재하시험으로 구분하여 실시한다. 일반적으로 정적 재하시험에서는 교량의 정적 처짐과 변형률, 동적 재하시험에서는 동적 처짐과 진동가속도를 측정하고, 이를 구조해석에 의한 교량의 거동과 비교한다.

종래의 내하력 평가에서는 재하시험의 측정 결과를 이론적으로 산정된 기본내하력을 보정하는 응답보정계수 K_s 를 산정하기 위해 주로 사용하여 왔으나, 최근에는 K_s 가 1.0이 되거나 허용오차수준인 10% 이내의 수준으로 구조해석 모델을 개선하는 기초자료로도 활용하고 있다.

건설교통부와 한국시설안전공단(Ministry of Construction & Transportation and Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation^{[11],[12]})은 응답보정계수가 1.0에 수렴하도록 수정된 구조해석 모델을 구현하고, 수정된 구조해석 모델로부터 부재력을 재계산하여 내하력과 기본내하력을 산정하되, 응답보정계수가 1.0에 근접하게 수렴되었으므로 기본내하력을 공용내하력으로 직접 적용하도록 제안하였다. 한국도로공사(Ahn *et al.*^[14])에서도 측정된 자료로부터 응답보정

Note.-Discussion open until February 28, 2021. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on May 07, 2020; revised June 12, 2020; approved on June 23, 2020.

Copyright © 2020 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-51-410-4464 Fax. +82-51-403-3762

E-mail. kyungks@kmou.ac.kr

계수가 1.0에 근접하도록 실제와 가까운 구조해석 모델링을 구현하고, 신뢰도 기반의 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가에서는 별도의 응답보정계수 K_f 를 적용하는 과정이 없다.

내하력 평가 방법은 건설기술과 구조물 설계방법의 발전에 따라 변화할 수 있으며 최근 각종 설계기준은 점차 신뢰도 기반의 한계상태설계법(LSD)으로 변화되고 있다.

이러한 경향을 고려하면 향후 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가를 위해서는 안전성을 주요 목적으로 하는 설계 단계의 해석기법보다 응답보정계수가 1.0에 근접하기 위한 내하력 평가단계의 해석이 더욱 정밀할 필요성이 있으며, 각종 수직자료와 재하시험 등의 측정 및 분석 결과를 반영하여 실제 교량거동에 근접한 구조해석 모델의 구현 및 내하율 산정방법의 개선에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

이 연구에서는 5개 교량의 재하시험 결과를 분석하고 종래의 내하력 평가 과정에서 구조해석 단계와 내하율 산정 단계의 개선사항을 도출하고자 하며, 한계상태설계법에 기초한 내하력 평가를 수행할 경우 구조해석 모델의 수정과 연성도, 여유성에 관련된 하중수정계수 등 일부 계수를 선정하는데 기여할 수 있는 기초자료를 마련하고자 한다.

2. 기존교량의 재하시험 결과 분석

2.1 대상교량 및 재하시험의 개요

연구에서는 수집한 정밀안전진단 자료^{[1]-[5]}중에서 구조해석 모델의 복원이 가능하고, 측정결과로부터 중립축 분석이 가능한 5개 교량을 연구에 활용하였다. Table 1에 대상 교량의 일반현황, Figs. 1-5에 각 교량의 대표 횡단면도 및 종단면도를 나타내었다.

Table 1. Load testing sample bridges

Item	Span configuration and length (m)	Width (m)	No. of lanes	Completion year
Br.A	56+35+62+50+45 = 248	9.3	2	2001
Br.B	2@50+60+2@50 = 260	20.5	4 (two-way)	2001
Br.C	49+3@50+35 = 234	20.0	4 (one-way)	1997
Br.D	55+2@70+55 = 250	16.5	4 (one-way)	2006
Br.E	63+70+63 = 196	10.9	2	2012

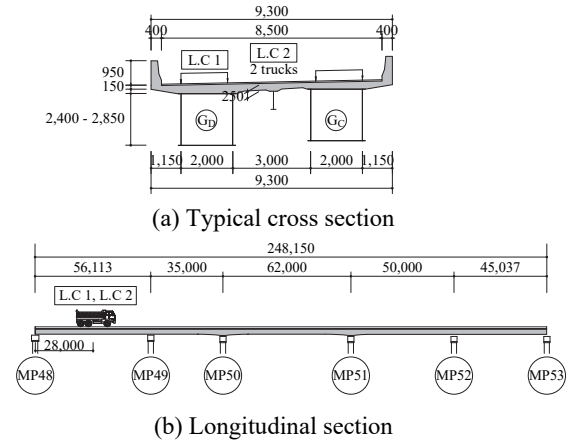


Fig. 1. Bridge A

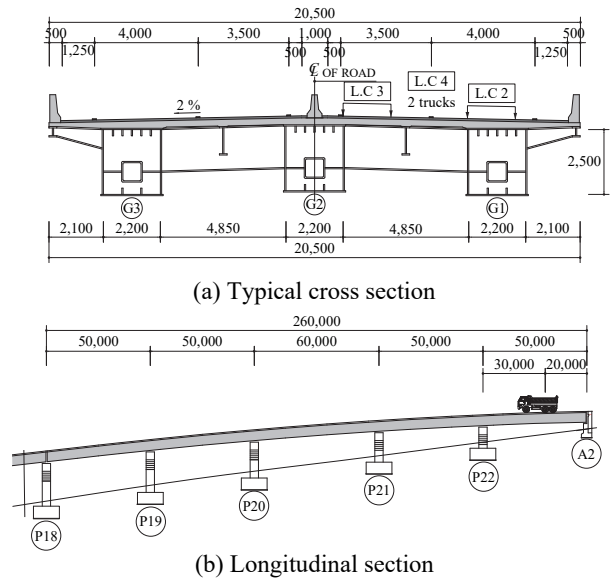


Fig. 2. Bridge B

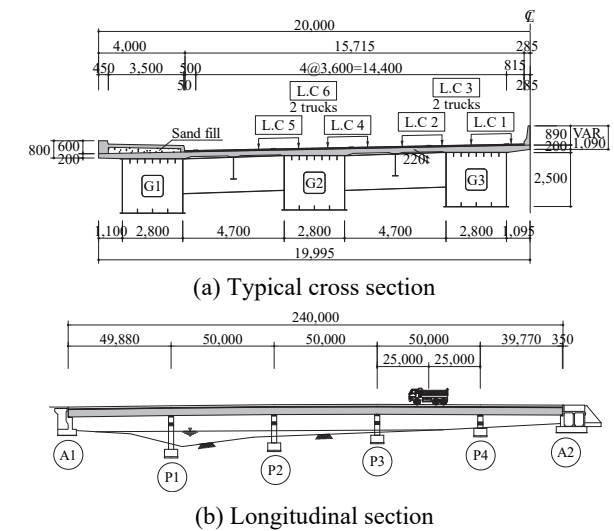


Fig. 3. Bridge C

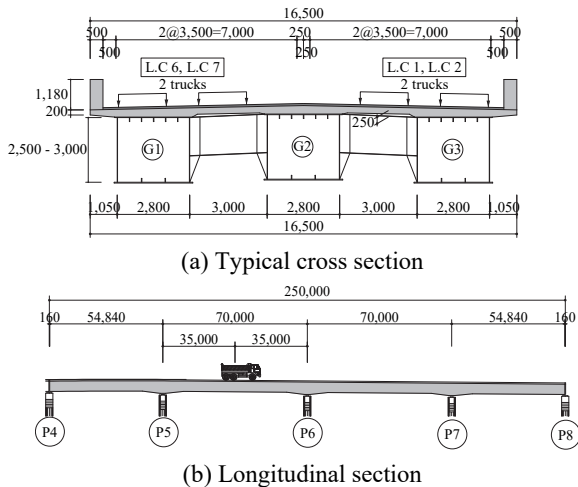


Fig. 4. Bridge D

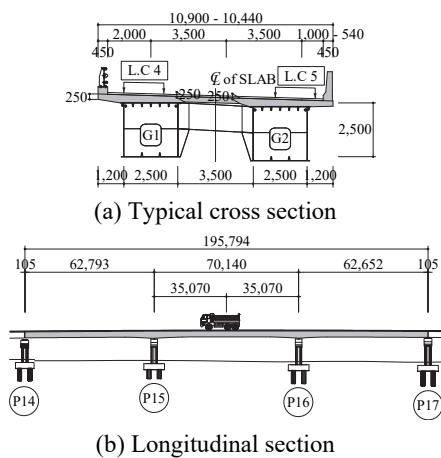


Fig. 5. Bridge E

2.2 재하시험 결과 개요

A-E의 5개 교량에 대한 재하시험 결과는 3장에서 종합하여 기술한다. 여기서는 동적 재하시험에 의한 고유진동수 평가 결과에 대한 전체적인 개요 및 결과를 나타낸다.

5개 교량의 동적 재하시험에서 시험차량의 주행속도에 변화를 주며 5회-7회 정도 진동가속도 신호를 측정하고 이를 이용하여 FFT(fast Fourier transform) 분석을 통해 산정된 탁월진동수를 제1차 모드 고유진동수로 추정하였다.

이와 같이 산정된 실측 탁월진동수(추정 고유진동수)와 구조해석에 의한 제1모드 고유진동수를 비교하여 Table 2에 수록하였다. 교량의 실제 강성이 이론적 강성보다 큰 경우는 탁월진동수가 고유진동수보다 높게 측정되므로 샘플 교량은 모두 구조해석에서 적용한 이론적 강성보다 더 큰 강성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

Table 2. Frequency ratio of sample bridges

Name of bridge	Measured predominant frequency (Hz)	Analysed natural frequency (Hz)	Response ratio (= mea. value / anal. value)
A	1.918	1.520	1.262
B	2.783	1.655	1.682
C	2.197	1.969	1.116
D	1.318	1.132	1.164
E	1.318	1.107	1.191

2.3 재하시험 결과 고찰

5개 샘플 교량의 재하시험 자료는 초기점검 또는 정밀안전진단에서 실시한 시험 결과이며, 시험당시에 교량의 상태 등급은 A 또는 B등급으로 양호한 상태로 평가되었다. 따라서 재하시험 결과를 분석함에 있어 구조해석은 별도의 손상이나 유효폭을 고려하지 않은 바닥판 전폭이 모두 유효한 것으로 해석모형을 구현한 결과를 실측치와 비교하고 다음과 같은 경향을 확인하였다.

- 실측처짐에 대한 해석처짐의 응답비는 1.212-1.443의 범위에서 평가되어, 실제 교량은 구조해석시 고려한 강성보다 1.2배 이상의 강성을 확보하고 있을 것으로 판단된다.
- 실측한 변형률은 다소의 계측 오차는 있을 수 있으나, 실측 변형률로부터 산정된 단면의 중립축은 이론적 중립축보다 상부에 위치하였다. 이는 구조해석시 고려한 바닥판의 강성 기여도보다 더 큰 바닥판의 합성효과가 발생하고 있을 것으로 예상되며, 해석시 고려하지 않은 일체형 방호벽 및 난간 받침(연석)도 거더의 합성강성에 일부 기여함으로써 중립축 상승효과를 발생시키는 것으로 판단된다.
- 부재의 강성이 클수록 진동수는 높게 평가된다. 실측한 탁월진동수가 이론적 고유진동수보다 1.116배-1.682배 정도 높게 측정되었다는 것은 구조해석시 고려한 강성보다 실제 교량은 더 큰 강성을 확보하고 있다는 것을 의미하며, 이것은 처짐응답비의 결과와 일관성 있는 경향을 나타낸다.

이러한 경향은 MOCT and KISTEC^{[11],[12]} 등 기존의 연구 결과에서도 수차례 기술된 바 있다.

3. 내하력 평가 개선사항

3.1 개요

재하시험과 구조해석 결과의 분석으로부터 재하시험의 오차를 줄이고 세심하게 측정하더라도 구조해석에서 실제 교량과 유사한 해석모델을 구현하지 못한다면 실측치와 해석치의 오차를 줄일 수 없을 것이다. 또한 단면의 응력을 이용하는 내하율 산정과정에서도 실제와 근접한 단면특성치를 적용한 응력이 산정되어야 보다 정확한 내하력 평가가 이루어질 것이다.

이와 같은 문제를 개선하기 위하여 Lee^[6]는 해석모델 개선을 위해 거더의 단면2차모멘트, 비틀림계수 등을 일정 범위 내에서 조정하여 측정결과와 오차를 줄여나가는 방법을 연구하였고, Kim^[7]도 유전자 알고리즘을 통해 거더와 가로보의 탄성계수를 변화시키고자 하였다.

또한 Kim^[8]은 횡분배 효과를 향상시키기 위해 바닥판 판요소를 구성하는 방법을 제안하였고, Jung^[9]은 처짐을 실측한 위치에 가상 스프링을 구속하는 인위적인 강성증대를 연구하였으며, Kim^[7]과 Yang^[10]은 받침장치의 구속효과를 고려하고자 하였다. MOCT and KISTEC^[11]은 받침장치의 스프링 효과 산정을 위해 받침장치 부근에서 경사계측을 실시하고 이를 역산하여 적용하는 방안도 제안한 바 있다.

따라서 이 연구에서는 설계기준에 명시되어 있는 사항과 각종 연구자료에서 제안된 사항 중 실무 기술자들이 많은 과정의 시행착오 없이 직접 적용 가능하고 객관적으로 접근할 수 있는 바닥판 전체 폭의 고려, 일체형 방호벽의 고려 및 콘크리트 재령에 따른 탄성계수의 조정과 같은 3가지 사항을 주요 사항으로 선정하고, 이를 고려한 구조해석 단계와 내하율 산정 단계에서의 개선효과를 연구하고자 한다.

3.2 구조해석 단계의 개선사항

3.2.1 바닥판 전체 폭의 고려

정모멘트구간의 합성 바닥판 유효폭을 산정하면 전체 바닥판 폭으로 산정되는 경우가 대부분이나, 부모멘트 구간의 바닥판 유효폭은 전체폭의 약 85% - 95% 정도로 작게 산정되는 경우가 많고, 인장 부재가 되므로 이에 대하여 과거의 설계자들은 다음과 같은 2가지 경향으로 설계를 실시하여 왔다.

- 인장을 받는 부모멘트부 콘크리트 바닥판을 무시하고 유효폭 내 교축방향 철근만 거더의 합성강성으로 고려
- 바닥판의 유효폭을 산정하여 유효폭에 해당되는 콘

크리트 바닥판을 합성강성으로 고려

그러나, 2가지 경우는 응력 등 단면검토 단계에 해당되는 사항이며 구조해석 단계에서는 큰 오차를 유발할 수 있다.

제반 설계기준에서는 주거더의 탄성변형 및 부정정력을 계산하는 경우 바닥판 콘크리트의 합성작용을 고려하도록 제시되어 있으며, 최근 설계경향은 이에 맞춰 설계되고 있다. 다만, 2000년대 이전 설계된 강교는 전술한 2가지 경향으로 설계된 사례가 많고, 내하력 평가도 설계 시 구조계산서의 과정을 따라 수행된다면 적절한 평가가 이뤄질 수 없을 것이다.

특히, 구조해석에서 전자와 같이 모델을 구현할 경우 부모모멘트 구간이 실제 교량의 강성보다 과소평가되어 정·부모멘트의 분배가 달라지며, 처짐 역시 과다하게 산정된다. 또한 후자의 유효폭은 전단지연(shear lag)을 고려하여 평균 응력을 산정하기 위한 폭이며, 유효폭 범주 외의 실제 폭에 해당하는 영역의 강성 기여도가 없는 것은 아니다.

따라서 산정된 부재력으로 단면의 응력이나 강도를 검토할 경우에는 철근만 고려하거나 유효폭을 고려할 수 있겠으나, 하중분배, 부재력, 처짐 및 진동 특성 등 교량의 거동을 확인하고자 하는 내하력 평가의 구조해석 단계에서는 바닥판 전체 폭을 고려하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

3.2.2 일체형 방호벽의 고려

Fig. 6에는 일체형 방호벽이 설치된 교량의 횡단면도를 나타내었으며, 2개의 거더를 가지는 교량의 경우 G1, G2 거더의 강성이 같이 증대되므로 방호벽 고려에 따른 횡분배에서도 별 차이가 없을 것으로 예상된다.

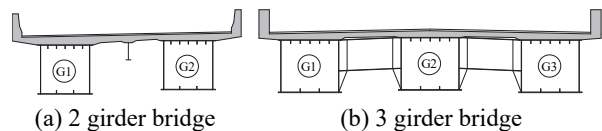


Fig. 6. Cross section of bridge with protective barrier

그러나 Fig. 6(b)와 같이 3개 이상의 거더를 가진 교량에서 양측에만 일체형 방호벽이 설치된 경우, 외측거더인 G1, G3은 방호벽으로 인한 강성증대효과가 발생하지만 내측거더인 G2는 그렇지 않다. 이 경우 3개의 거더가 동일한 단면 이더라도 방호벽의 합성효과에 따른 강성증대 효과로 작용 하중의 횡분배가 변화하며, 외측거더에 더 큰 하중분담과 부재력이 발생하고, 상대적으로 내측거더인 G2는 하중분담이 감소할 것이다.

내하력 평가에서는 실제 교량의 거동을 구현하기 위해 일체형 방호벽의 고려가 설계단계보다 중요할 수 있다.

일체형 방호벽은 시공시 수직철근을 연결하여 바닥판과 일체로 시공되기 때문에 교량의 합성거동에 충분히 기여를 할 것이며, 바닥판 양단에 배치된 콘크리트 부재라고 하더라도 거더의 합성단면에서 중립축과 이격거리가 크므로 휨강성의 기여도를 무시할 수 없다.

1-2개의 거더를 가지는 교량에서는 전반적인 강성증대로 하중분배와 부재력에서는 특별한 변화는 없을 수 있으나, 처짐 및 진동에서는 일체형 방호벽의 고려여부가 가시적인 변화를 유발할 수 있으며, 재하시험의 실측치와 비교할 경우 확연히 그 효과가 드러날 것으로 예상된다. 또한 3거더 이상의 교량에서 외, 내측 거더의 거동을 각각 분석하는 경우에도 일체형 방호벽의 고려가 필요할 것으로 판단된다.

3.2.3 콘크리트 탄성계수의 조정

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 는 재령 28일 강도를 기준으로 한다. 배합 및 양생에서 특별한 결함이 내포되지 않는다면 재령 28일 강도는 설계기준강도 f_{ck} 를 상회하는 것은 잘 알려진 사실이다.

실제로 시공 중 품질관리를 위해 현장 타설시 제작한 공시체로 압축강도 시험을 실시하면, f_{ck} 를 상회하는 결과를 얻는 경우가 대부분이며 이를 고려하기 위한 평균압축강도 f_{cm} 으로 식 (1) 및 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{ck} \tag{1}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[\beta_{sc} \left\{ 1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right\} \right] \tag{2}$$

- 여기서, $f_{cm}(t)$: 재령 t 일에서 콘크리트 평균압축강도
- f_{ck} : 재령 28일에서 콘크리트 평균압축강도
- $\beta_{cc}(t)$: 콘크리트 재령에 따라 발현되는 강도 보정 계수
- t : 콘크리트 재령(일)
- β_{sc} : 시멘트 종류와 양생방법에 따른 상수

콘크리트의 단위질량 $m_c = 2,300 \text{ kg/m}^3$, 바닥판 콘크리트 강도 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$ 을 적용한 경우, 강재와 콘크리트의 탄성계수비 $n = 8$ 로 산정된다. 단, 식 (2)에서 장기 강도 증진의 불확실성을 고려하여 재령일을 최소 60일만 간주하더라도 강도보정계수 $\beta_{cc}(t)$ 가 약 110%가 되고, $f_{cm}(60)$ 은 34 MPa이 되어 탄성계수비 $n = 7$ 로 산정된다.

이러한 경향을 고려할 때, 일반적으로 실측 강도가 설계 강도보다 크게 측정되므로 실측 강도를 이용한 콘크리트 탄성계수 및 탄성계수비가 적용된다면 강재와 콘크리트의 합성거더 단면 휨강성은 증가될 것이다. 이 방법은 기존의 연

구동향에서 교량의 실제거동에 수렴하는 해석모델의 구현을 위해 거더의 재료 특성치를 소정의 범위 내에서 추상적이고 주관적인 관점에서 변화시키는 것보다 충분히 합리적이고 객관적인 접근방법이 될 수 있을 것으로 판단된다.

3.3 구조해석 단계의 개선사항 검증

구조해석 단계에서 제안한 개선사항의 검증을 위하여 재하시험 결과를 검토한 5개의 교량에 대하여 구조해석 모델을 수정하고, 재해석을 실시한 결과를 기존의 결과와 비교하였다. 이 연구에서의 구조해석은 대상 교량을 격자모델로 구현하고 MIDAS Civil을 사용하여 실시하였다.

3.3.1 바닥판 전체 폭의 고려

먼저 바닥판의 전체 폭을 고려하는 사항에 대한 확인을 위해 Table 1의 Bridge A를 활용하였다. 이 교량은 1990년대에 설계되어 2001년에 준공된 교량이며, 설계 및 초기점검의 구조해석 모델에서는 바닥판을 유효폭만 고려하되, 부모멘트가 발생하는 지점부에서는 인장을 받는 콘크리트를 무시하고 유효폭 내 철근만 유효한 것으로 합성강성을 산정하여 설계 및 내하력 평가가 수행된 교량이다.

정모멘트부는 유효폭 산정시 전체 폭이 유효하게 고려되었으므로 정리를 생략하고, 수집 자료와 같이 부모멘트부 단면에서 철근만 고려한 Case 1의 경우와 바닥판 전체 폭을 고려한 Case 2의 경우에 대한 휨강성을 비교하여 Table 3에 나타내었다. 이 결과, 전체 폭을 고려하는 경우에 휨강성이 약 1.5배 증가하는 것을 알 수 있다.

Table 3. Moment of inertia of composite girder at (-)moment section

No. of support parts	Moment of inertia after composition, I (mm ⁴)		Ratio (= Case 2 / Case 1)
	Case 1 (only reinforced bar)	Case 2 (consideration of slab width)	
1st	2.014×10 ¹¹	3.005×10 ¹¹	1.492
2nd	2.352×10 ¹¹	3.604×10 ¹¹	1.532
3rd	2.830×10 ¹¹	4.193×10 ¹¹	1.482
4th	1.782×10 ¹¹	2.716×10 ¹¹	1.524

이와 같이 바닥판 전체 폭 고려여부에 따른 부모멘트부 거더의 휨강성이 증가할 경우, 합성후 활하중에 의한 휨모멘트 변화는 Table 4에 수록하였고, 정적 재하시험을 통한 실측처짐과의 비교는 Table 5, 동적 재하시험을 통한 실측 탁월진동수의 비교는 Table 6에 나타내었다.

Table 4에서 나타난 바와 같이 콘크리트 바닥판 전체 폭을 유효한 것으로 간주한 경우, 부모멘트부 휨강성의 증가는 교량 전반의 하중분배에 영향을 미치며, 상대적으로 강성이 커진 부모멘트부는 평균 3.3 % 정도 부재력이 증가하고 상대 강성이 작아진 정모멘트부는 평균 3.5 % 정도 부재력이 감소되는 것으로 나타났다. 이러한 변화는 바닥판 전체 폭의 고려 여부에 따라 내하율 산정을 위한 부재력에 변화가 발생할 수 있음을 의미한다.

Table 5에서 재하시험의 실측치집과 비교 시, 부모멘트부 콘크리트 바닥판을 무시한 Case 1에서는 해석치집이 크게 나타나 평균 처짐응답비가 1.540으로 평가되었다. 그러나 바닥판을 고려한 Case 2는 해석치집이 감소하여, 평균 처짐응답비가 1.367로 감소되는 것을 확인할 수 있다.

Table 4. Bending moment for live load at composite girder

Item		Bending moment (kN·m)		Ratio	
		Case 1	Case 2	Case 2 / Case 1	Average
(+).M.	1st span	6,312.3	5,973.0	0.946	0.965
	3rd span	5,581.6	5,532.1	0.991	
	4th span	4,088.7	3,860.1	0.944	
	5th span	4,586.0	4,493.7	0.980	
(-).M.	1st support	-5,530.9	-5,782.1	1.045	1.033
	2nd support	-6,029.6	-6,408.1	1.063	
	3rd support	-7,112.6	-7,175.2	1.009	
	4th support	-5,142.2	-5,220.2	1.015	

Arrangement of the second span is omitted, because the span length is short and the positive moment is small.

Table 5. Deflection response of composite girder

Girder	Load case	Mea. def. (mm)	Case 1		Case 2	
			Anal. def. (mm)	Resp. ratio	Anal. def. (mm)	Resp. ratio
G _C	L.C 1	4.114	6.578	1.599	5.736	1.394
	L.C 2	9.145	15.379	1.682	13.665	1.494
G _D	L.C 1	6.129	8.710	1.421	7.855	1.282
	L.C 2	10.527	15.353	1.458	13.645	1.296
Average				1.540		1.367

Response ratio of deflection = (analysed deflection / measured deflection)

Table 6. 1st mode frequency of bridge after composition

Item	Measured predominant frequency (Hz)	Case 1		Case 2	
		Analysed natural freq. (Hz)	Resp. ratio	Analysed natural freq. (Hz)	Resp. ratio
Br.A	1.918	1.520	1.262	1.651	1.162

Response ratio of frequency = (measured frequency / analysed frequency)

Table 6에서는 실측 탁월진동수와 2가지 모델의 구조해석에 의한 제1모드 고유진동수를 비교하였으며, Case 2가 실측 탁월진동수에 더 가깝게 수렴하는 것을 알 수 있다.

따라서 정확한 평가를 위해서는 유효폭, 인장 여부와 상관없이 바닥판 전체 폭을 고려하는 것이 해석모델을 실제 교량과 유사하게 모사하는 것이며, 부재력 변화 및 실제 거동에 가까운 해석 결과를 도출할 수 있을 것으로 판단된다.

3.3.2 일체형 방호벽 및 탄성계수의 고려

2.3절의 재하시험 결과에서 처짐 응답비 및 탁월진동수 등의 실측결과와 비교한 해석모델은 개선사항 중 바닥판의 전체 폭이 유효한 것으로 간주하여 구현한 모델이다.

여기서는 바닥판 전체 폭 고려와 함께 방호벽, 중앙분리대, 난간 받침 등 일체형 방호벽의 효과를 합성거더의 강성에 고려한 경우 및 재령에 따른 콘크리트 강도증대로 인한 탄성계수 변화까지 고려한 다음 3가지 경우의 해석 결과와 실측치를 비교하고자 한다.

- Case A: 정모멘트부 및 부모멘트부의 바닥판 전체 폭 고려
- Case B: Case A + 일체형 방호벽의 합성효과 고려
- Case C: Case B + 콘크리트 탄성계수 증가 고려

첫 번째, 각 교량에서 대표적으로 제1경간 중앙부와 제1지점부 위치의 일체형 방호벽이 설치된 외측거더에서 콘크리트 탄성계수 변화를 고려하여 강재로 환산한 합성 거더 단면의 단면2차 모멘트 변화를 Table 7에 나타내었다.

Table 4에서 부모멘트부의 인장을 받는 콘크리트 바닥판 고려여부에 따라 단면2차 모멘트의 약 1.5배 증가가 발생

Table 7. Moment of inertia of composite girder (external)

Evaluated position		Case A	Case B		Case C	
		I _A (×10 ¹¹ mm ⁴)	I _B (×10 ¹¹ mm ⁴)	Ratio (= I _B / I _A)	I _C (×10 ¹¹ mm ⁴)	Ratio (= I _C / I _A)
Br.A	Center	3.136	3.995	1.274	4.157	1.326
	Support	3.278	4.036	1.231	4.184	1.276
Br.B	Center	4.392	4.903	1.116	5.058	1.152
	Support	5.757	6.412	1.114	6.641	1.154
Br.C	Center	4.023	4.348	1.081	4.501	1.119
	Support	5.630	6.018	1.069	6.227	1.106
Br.D	Center	3.164	4.122	1.303	4.318	1.365
	Support	8.505	10.697	1.258	11.119	1.307
Br.E	Center	3.917	4.795	1.224	4.971	1.269
	Support	7.717	9.042	1.172	9.377	1.215

하는 것을 확인하였다. 합성거더에서 일체형 방호벽을 고려하는 경우(Case B)에는 방호벽 크기 등 여러 조건은 상이하겠지만, 약 7% - 30%의 강성증대 효과가 있으며, 콘크리트 강도 증가를 고려한 탄성계수 변화시(Case C)에는 약 4% - 6% 정도의 추가 증대가 발생하여 총 약 11% - 36%의 단면 2차 모멘트가 증가할 수 있는 것으로 나타났다.

이와 같은 고려사항은 합성거더의 휨강성을 30% 이상 증가시킬 수도 있지만 이 결과가 안전율과 내하율의 30% 증가를 의미하지는 않는다. 이는 일체형 방호벽의 합성효과와 탄성계수비의 변화로 인하여 합성거더의 휨강성은 증가하지만 응력산정을 위한 중립축의 변화도 함께 발생하기 때문이다. 다만, 거더의 처짐 감소와 고유진동수의 증가에는 효과를 발휘할 것으로 명확히 예상할 수 있다.

두 번째, Table 8에는 각 교량의 검토단면에서 일체형 방호벽의 합성효과가 영향을 미치는 외측거더 단면을 위주로 합성후 활하중에 의한 휨모멘트 변화를 정리하고, Bridge D는 내측거더의 휨모멘트 변화도 함께 정리하였다. Case A와 Case B의 휨모멘트는 다소의 변화가 있으나, Case C는 Case B의 변화보다는 상대적으로 작게 나타났다.

일체형 방호벽은 교량 전체 연장에 대하여 동일한 단면으로 설치되는 것이 일반이며, 탄성계수의 변화도 해석모델에 전체적으로 적용되는 경우가 대부분이므로 이들의 효과가 정모멘트부와 부모멘트부 등의 종방향 위치에 따른 하중 분배를 크게 변화시키지 않을 것이다.

Figs. 1-2를 참조하면 좌, 우측에 유사한 크기의 일체형 방호벽이 설치된 2거더 교량인 Bridge A와 좌-우측 및 중앙부에 방호형 분리대가 설치된 3거더 교량인 Bridge B의 휨모

멘트 변화가 Table 8에서 약 1% 내외로 변화되는 것은 일체형 방호벽의 고려여부 및 탄성계수의 변화가 종방향 하중분배에 큰 영향을 미치지 않는다는 것을 입증한다.

다만, Figs. 3-5에서 일체형 방호벽이 좌-우에 비대칭으로 설치된 Bridge C 및 Bridge E는 하중 횡분배가 변화하며, 큰 단면의 일체형 방호벽이 설치된 거더에서 휨모멘트가 2% - 8% 정도 증가하는 것을 알 수 있다. 또한 표준 방호벽보다 큰 단면의 일체형 방호벽이 설치된 Bridge D의 경우는 외측 거더의 휨모멘트가 약 11% 증가하며, 내측거더는 약 18% 정도 감소하는 것을 알 수 있다.

그러므로 Table 8의 휨모멘트 정리 결과로부터 일체형 방호벽의 합성효과 고려여부 및 탄성계수의 변화는 횡방향의 하중분배에는 10% 이상 영향을 미칠 수 있으므로 이들의 강성효과를 고려하는 것이 정확한 해석 모델의 구현을 위해 필요함을 알 수 있다.

세 번째, Tables 9-13에는 일체형 방호벽 및 탄성계수 증가를 고려한 해석 모델에서의 거더 처짐과 정적재하시험에서 실측한 거더 처짐을 비교하고, 개선된 해석모델의 적정성을 판단하기 위하여 처짐 응답비의 비교와 함께 실측치와 해석치 간의 오차에 대한 분석 결과를 정리하였다.

오차에 대한 분석 방법은 일반적으로 절대오차(absolute error), 백분율 오차(percent error) 및 스케일 오차(scale error) 등의 분석기법이 이용된다. 스케일 오차는 응답비를 이용해 직관적으로 알 수 있으므로, 이 연구에서는 응답비 분석과 함께 실측치와 해석치의 정확도를 분석하는데 주로 사용하는 백분율 오차 방법인 식 (3)을 함께 사용하였다.

$$\text{Percent error (\%)} = \frac{(\delta_{mea.} - \delta_{anal.})^2}{(\delta_{mea.})^2} \times 100 \leq 10\% \quad (3)$$

Oh^[13] 등 다수의 연구에서 해석모델 개선 시 백분율 오차(이하 P.E) 10%를 만족할 만한 수렴조건으로 보고한 바 있으므로 이 연구에서도 개선 모델의 적정성 여부는 P.E를 10% 이하로 구분하였다.

Table 9에 정리한 Bridge A의 경우, 부모멘트부 인장을 받는 콘크리트 바닥판의 합성효과 및 휨강성을 무시한 구조 해석 모델의 처짐결과를 Table 5에서 확인하였다. 이 경우 평균 처짐 응답비는 1.540이었으나, 바닥판 전체 폭의 합성효과를 고려한 Case A의 평균 처짐 응답비는 1.367로 변화하였고, 여기서 일체형 방호벽을 고려한 Case B는 1.122, 콘크리트 탄성계수를 증가시킨 Case C의 평균 처짐 응답비는 1.088, 최저 응답비는 1.035까지 수렴함을 알 수 있다. 또한

Table 8. Live load bending moment of composite girder

Evaluated girder and position			Case A		Case B		Case C	
			M _A (kN·m)	M _B (kN·m)	Ratio (= M _B /M _A)	M _C (kN·m)	Ratio (= M _C /M _A)	
Br.A	Ext.	Center	5,973	6,025	1.009	6,035	1.011	
		Support	-5,782	-5,765	0.997	-5,763	0.997	
Br.B	Ext.	Center	7,342	7,422	1.011	7,426	1.011	
		Support	-8,132	-8,220	1.011	-8,247	1.014	
Br.C	Ext.	Center	5,211	5,415	1.039	5,456	1.047	
		Support	-6,909	-7,018	1.016	-7,039	1.019	
Br.D	Ext.	Center	6,603	7,337	1.111	7,371	1.116	
		support	-10,667	-11,260	1.056	-11,306	1.060	
	Int.	Center	6,113	5,047	0.826	5,024	0.822	
		Support	-9,217	-8,151	0.884	-8,137	0.883	
Br.E	Ext.	Center	9,613	10,204	1.061	10,365	1.078	
		Support	-12,360	-12,711	1.028	-12,790	1.035	

Table 9. Deflection response of composite girder – Bridge A

Evaluated girder	L.C	Mea. disp. (mm)	Case A		Case B		Case C			
			Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	P.E (%)	
Br.A	G _C	1	4.114	5.736	1.394	4.573	1.112	4.413	1.073	0.53
		2	9.145	13.665	1.494	11.249	1.230	10.914	1.193	3.74
	G _D	1	6.129	7.855	1.282	6.613	1.079	6.440	1.051	0.26
		2	10.527	13.645	1.296	11.230	1.067	10.895	1.035	0.12
	Average		-	-	1.367	-	1.122	-	1.088	1.16

Table 10. Deflection response of composite girder – Bridge B

Evaluated girder	L.C	Mea. disp. (mm)	Case A		Case B		Case C			
			Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	P.E (%)	
Br.C	G2 left	2	1.50	2.223	1.482	2.043	1.362	1.990	1.327	10.7
		3	1.80	2.380	1.322	2.217	1.232	2.169	1.205	4.2
		4	3.25	4.603	1.416	4.259	1.310	4.158	1.279	7.8
	G3 right	2	2.22	3.511	1.582	3.272	1.474	3.204	1.443	19.7
		3	1.69	2.277	1.347	2.102	1.244	2.051	1.214	4.6
		4	3.90	5.787	1.484	5.373	1.378	5.254	1.347	12.1
	G3 left	2	2.53	3.980	1.573	3.719	1.470	3.645	1.441	19.4
		3	1.63	2.236	1.372	2.056	1.261	2.003	1.229	5.2
		4	4.41	6.214	1.409	5.773	1.309	5.647	1.280	7.9
	Average		-	-	1.443	-	1.338	-	1.307	10.2

Table 11. Deflection response of composite girder – Bridge C

Evaluated girder	L.C	Mea. disp. (mm)	Case A		Case B		Case C			
			Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	P.E (%)	
Br.B	G3	1	2.68	3.082	1.150	2.969	1.108	2.915	1.088	0.77
		2	2.03	2.495	1.229	2.398	1.181	2.351	1.158	2.50
		3	4.57	5.577	1.220	5.367	1.174	5.266	1.152	2.32
		4	1.33	1.753	1.318	1.680	1.263	1.641	1.234	5.47
		5	2.20	3.026	1.375	2.894	1.315	2.822	1.283	7.99
	G2	2	1.46	1.667	1.142	1.601	1.097	1.565	1.072	0.52
		3	2.64	3.148	1.192	3.016	1.142	2.944	1.115	1.33
		4	1.56	1.875	1.202	1.811	1.161	1.773	1.137	1.86
		5	1.42	1.862	1.311	1.795	1.264	1.757	1.237	5.63
		6	2.90	3.737	1.289	3.606	1.243	3.530	1.217	4.72
Average		-	-	1.243	-	1.195	-	1.169	3.31	

P.E도 평균 1.16%, 최저 0.12%로 분석되어 개선된 모델이 충분히 실제 교량에 수렴되었음을 판단할 수 있다.

이러한 처짐 응답의 변화추세를 고려하면, 부모멘트부를 포함한 바닥판 전체 폭의 유효성과 더불어 일체형 방호벽의 합성효과 및 콘크리트 탄성계수의 증가를 모두 고려하는 것이 실제 교량의 강성에 가까운 해석 모델로 판단된다.

Table 12. Deflection response of composite girder – Bridge D

Evaluated girder	L.C	Mea. disp. (mm)	Case A		Case B		Case C			
			Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	P.E (%)	
Br.D	G1	6	10.357	12.487	1.206	10.559	1.020	10.272	0.992	0.01
		7	10.112	12.242	1.211	10.333	1.022	10.048	0.994	0.00
	G2	1	8.154	9.804	1.202	8.103	0.994	7.841	0.962	0.15
		2	8.018	9.851	1.229	8.152	1.017	7.890	0.984	0.03
		6	8.019	9.807	1.223	8.106	1.011	7.845	0.978	0.05
		7	8.209	9.854	1.200	8.156	0.994	7.894	0.962	0.15
	G3	1	10.303	12.480	1.211	10.552	1.024	10.264	0.996	0.00
		2	10.083	12.235	1.213	10.326	1.024	10.040	0.996	0.00
	Average		-	-	1.212	-	1.013	-	0.983	0.05

Table 13. Deflection response of composite girder – Bridge E

Evaluated girder	L.C	Mea. disp. (mm)	Case A		Case B		Case C			
			Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	Anal. disp. (mm)	Resp. ratio	P.E (%)	
Br.E	G1	4	4.930	6.598	1.338	5.728	1.162	5.404	1.096	0.92
		5	8.010	9.502	1.186	8.700	1.086	8.370	1.045	0.20
	G2	4	6.916	9.197	1.330	8.116	1.174	7.716	1.116	1.34
		5	5.028	6.562	1.305	5.660	1.126	5.328	1.060	0.36
	Average		-	-	1.290	-	1.137	-	1.079	0.71

Table 10에 정리한 Bridge B의 경우 상부에 폐쇄형 방음터널이 설치되어 있고 구조해석 시 방음터널 부재의 강성을 고려하거나 별도의 요소로 구현하지 않아 실측치와 해석치의 오차가 예상되므로 여기서는 일체형 방호벽과 탄성계수에 고려에 의한 응답비 변화 경향만 확인하도록 한다.

평균 처짐 응답비가 Case A에서 1.443으로 분석되었고, Case B는 1.338로 감소하였으며, Case C는 1.307로 감소하였다. 이 경우 최저 처짐 응답비가 1.205로 분석되어 1.0에 가까운 수렴도를 만족한다고 판단하기 어렵고, P.E는 평균치가 10%를 약간 상회하는 값을 보였으므로 예상과 같이 해석모델의 신뢰성은 다소 부족할 수 있다. 다만, 일체형 방호벽 및 탄성계수를 고려함에 따라 처짐 응답비가 1.0에 가깝게 감소하고 있으므로 이들의 영향을 고려하는 것이 실제 구조물의 거동에 근접할 수 있는 경향은 변함이 없다.

Table 11에 정리한 Bridge C는 Case C에서 평균 처짐 응답비가 1.169로 점차 1.0에 가깝게 수렴해가고 있으며, 30°의 큰 사각을 가지는 교량으로 격자모델 구조해석시 횡분배 등의 정확한 거동의 구현에 다소 오차가 있더라도 1.072의 최저 응답비와 평균 3.31%의 P.E값은 구조해석 모델이 만족할만한 신뢰성은 확보한다는 것을 의미한다.

Table 12 및 Table 13에 정리한 Bridge D 및 Bridge E의 Case C에서 평균 처짐 응답비는 각각 0.983, 1.079로 1.0에 거의 가깝고, 경우에 따라서는 0.996, 1.045까지 수렴하였다. P.E도 1.34 % 이하로 분석되어 실제와 거의 동일한 구조해석 모델을 구현한 것으로 판단된다.

따라서 5개의 교량에서 실시한 재하시험의 실측 처짐과 구조해석에 의한 이론 처짐을 비교하면 교량의 상황이나 여건에 따라서 다소의 편차는 있을 수 있으나, 일체형 방호벽의 합성효과 및 탄성계수의 증가를 고려하는 것이 실제 교량 구조물의 구현에 좀 더 가깝게 근접할 수 있음을 알 수 있다.

Fig. 7에는 개선사항 적용에 따른 3가지 경우에 대하여 처짐 응답비의 평균값과 최저값의 변화를 나타내었다. 교량별 응답비의 차이는 있으나, 일체형 방호벽을 고려한 Case B와 탄성계수의 증가까지 고려한 Case C로 개선할수록 처짐 응답비가 1.0에 수렴해가는 것을 확인할 수 있다.

네 번째, Table 14 및 Fig. 8에는 동적재하시험 결과를 분석한 탁월진동수와 구조해석에 의한 제1모드의 고유진동수를 비교하였다. 고유진동수는 교량 강성을 대변하는 값으로 탁월진동수 및 해석 고유진동수를 비교하는 것은 해석 모델의 정확도를 검증하는데 중요한 지표로 활용할 수 있다.

Bridge B를 제외한 4개 교량은 일체형 방호벽의 합성효과와 탄성계수의 증가를 고려할수록 진동수 응답비가 1.0에 점차 가깝게 근접하고 있으며, 2가지 모두를 고려한 경우

에는 응답비 1.1 이하, P.E도 1 % 이하로 나타나므로 실제 교량의 거동에 거의 근접하고 신뢰성 있는 해석모델이 구현되었다고 판단된다.

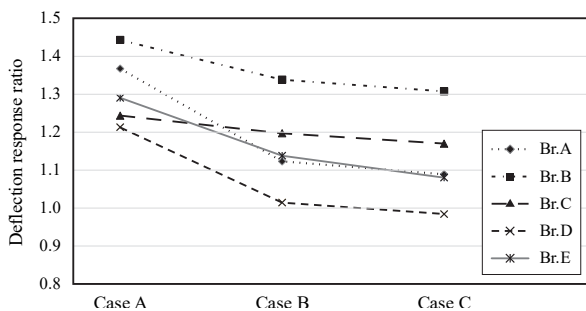
Bridge B는 다른 교량에 비하여 큰 응답비 및 P.E가 나타났는데 이는 처짐 검증과정에서 언급한 폐쇄형 방음터널의 거동 간섭 등이 해석모델에 반영되지 않아, 해석결과의 신뢰도는 낮지만 일체형 방호벽의 합성효과 및 콘크리트 탄성계수의 증가를 고려할수록 해석 진동수가 실측 진동수에 근접하는 경향은 확인할 수 있었다.

마지막 검증과정으로 Table 15에서는 정적 재하시험에서 측정된 변형률로부터 실측 중립축을 추정하고 개선사항을 반영한 합성거더의 중립축 변화를 비교하고자 하였다.

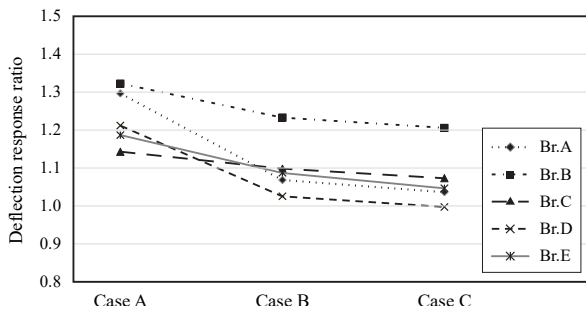
실측 중립축과 이론적 중립축의 비교는 해석모델의 신뢰도를 검증한다기보다 일체형 방호벽의 합성효과 및 탄성계수 증가의 고려에 따른 중립축 변화의 경향을 확인하고자 하며, 중립축 비교에 따른 오차는 직관적인 비교를 위해 식 (4)의 스케일 오차(이하 S.E)로 분석하였다.

$$\text{Scale error (\%)} = \frac{d_{anal.} - d_{mea.}}{d_{mea.}} \times 100 \quad (4)$$

여기서, $d_{anal.}$, $d_{mea.}$: 하부플랜지 하연에서부터 중립축까지의 거리



(a) Average of response ratio



(b) Minimum of response ratio

Fig. 7. Improved response ratio of deflection

Table 14. Frequency response of composite girder

Item	Mea. freq. (Hz)	Case A		Case B		Case C		P.E (%)
		Anal. freq. (Hz)	Resp. ratio	Anal. freq. (Hz)	Resp. ratio	Anal. freq. (Hz)	Resp. ratio	
Br.A	1.918	1.651	1.162	1.834	1.046	1.863	1.030	0.08
Br.B	2.783	1.655	1.682	1.732	1.607	1.756	1.585	13.63
Br.C	2.197	1.969	1.116	2.018	1.089	2.044	1.075	0.49
Br.D	1.318	1.132	1.165	1.256	1.050	1.277	1.032	0.10
Br.E	1.318	1.107	1.191	1.180	1.117	1.212	1.088	0.65

Response ratio of frequency = (measured frequency / analysed frequency)

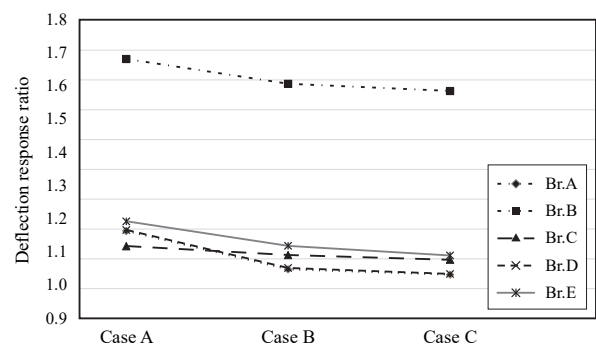


Fig. 8. Improved response ratio of frequency

Table 15. Neutral axis of composite girder

Evaluated position	Mea. N.A (mm)	Case A		Case B		Case C		
		Anal. N.A (mm)	S.E (%)	Anal. N.A (mm)	S.E (%)	Anal. N.A (mm)	S.E (%)	
Br.A	G _C center	2,034.7	1,971.6	-11.9	1,984.8	-2.5	2,034.4	0.0
	G _C support	1,952.4	1,845.5	-5.5	2,025.7	3.8	2,071.2	6.1
Br.B	G ₂ center	2,148.3	2,034.1	-5.3	2,115.9	-1.5	2,164.2	0.7
	G ₃ center	2,305.7	2,063.1	-10.5	2,170.0	-5.9	2,216.6	-3.9
Br.C	G ₃ center	2,294.2	2,091.3	-8.8	2,157.9	-5.9	2,202.1	-4.0
	G ₃ support	2,297.4	1,805.2	-21.4	1,866.3	-18.8	1,916.8	-16.6
Br.D	G ₃ center	2,210.3	2,003.2	-9.4	2,263.9	2.4	2,315.3	4.8
	G ₃ support	2,243.6	2,100.1	-6.4	2,354.1	4.9	2,419.6	7.8
Br.E	G ₂ center	2,441.7	2,048.5	-16.1	2,228.1	-8.7	2,293.8	-6.1
	G ₂ support	2,414.0	2,141.9	-11.3	2,200.4	-8.8	2,256.3	-6.5

Table 15에서 5개 교량의 총 10개 단면의 실측중립축에 대한 이론적 중립축의 S.E 변화를 조사하면 오차의 크기는 각기 상이하지만, 3개 단면은 일체형 방호벽의 합성효과만 고려한 Case B가 실측 중립축에 가장 근접한 것으로 나타났고, 7개 단면은 일체형 방호벽의 합성효과 및 콘크리트 탄성계수의 증가를 모두 반영한 Case C가 실측 중립축에 가장 근접한 것으로 나타났다.

개선사항 적용에 따른 실측 중립축에 대한 이론 중립축의 S.E의 변화추이를 도식화하면 Fig. 9와 같다.

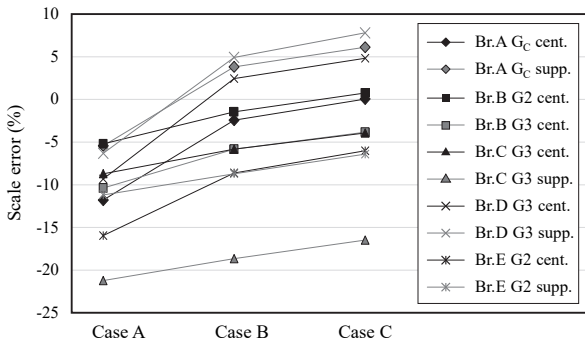


Fig. 9. Improved scale error of neutral axis

따라서, 실측 중립축과 이론적 중립축의 비교에서도 일체형 방호벽의 합성효과 및 탄성계수의 변화를 고려하는 것이 실제 구조물의 거동과 대체로 유사함을 유추할 수 있다.

3.4 개선사항을 고려한 내하율 산정

내하력 평가에서 실측거동에 근접하는 해석모델을 구현하는 단계도 중요하지만, 하중에 의한 응력을 계산하여 내하율을 산정하는 단계도 중요하다. 국내 강교량은 허용응력법으로 내하율(R.F)을 산정하며 그 방법은 식 (5)와 같다.

$$\text{Rating factor} = \frac{f_a - f_d}{f_i(1 + i)} \tag{5}$$

여기서, f_a : 강재의 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_i : 설계활하중에 의한 응력

i : 건설기준코드에서 제시하는 충격계수

내하율 산정 단계에서의 개선사항 적용에 따른 내하율의 변화 경향을 분석하기 위해 이 연구의 샘플 교량 5개에 대하여 내하율을 산정하되, 각 검토경우별 동일한 부재력이 적용하는 조건으로 검토 및 분석을 실시하였다.

해당 교량의 외측 및 내측 경간의 중앙부 및 지점부 등 4개 단면을 대표 단면으로 선정하고 각 개선사항 적용에 따른 내하율을 산정하여 Table 16에 나타내었으며, Bridge E는 3경간 연속교이므로 내측 지점부는 제외하였다.

검토 경우로는 내하율 산정을 위한 응력 계산에서 일반적으로 많이 사용하는 방법인 부모멘트 단면의 인장을 받는 콘크리트를 무시하는 단면특성치를 적용한 경우를 Case-1로 설정하고, 각 개선사항을 반영한 단면특성치를 적용한 경우를 다음과 같이 Case-2 - Case-4로 설정하였다.

- Case-1: 인장부 콘크리트 무시(유효폭내 철근만 고려)
- Case-2: 인장부 콘크리트 고려(유효폭 고려)
- Case-3: Case-2 + 탄성계수 증가
- Case-4: Case-3 + 일체형 방호벽 고려

개선사항을 적용한 단면특성치의 적용에 따라 내하율이 변화되는 경향의 분석은 각 case의 내하율을 산정한 후 일반적으로 적용하는 Case-1에 대한 비율로 비교하였다.

Table 16에서 인장부 콘크리트를 고려한 Case-2는 일반적인 평가 방법인 Case-1에 비하여 경간 중앙부에서는 변화가 없지만 지점부 단면에서 약 10%의 내하율 증가를 나타내고, 여기에 탄성계수의 증가를 고려한 Case-3은 전체적으로 4.8% - 7.7%의 내하율 증가를 나타내고 있으며, 일체형 방호벽의 합성효과를 적용한 Case-4는 Case-1에 비하여 13.2% - 26.7%의 내하율 상승효과가 있는 것으로 나타났다.

응력 및 내하율 산정 단계에서 개선사항의 반영에 따른 내하율 변화의 신뢰성을 확인하기 위하여 개선사항을 반영한 각 교량의 구조해석 모델의 처짐응답비의 변화를 수록한 Tables 9-13에서, 일체형 방호벽의 합성효과를 기대할 수 있는 외측거더의 평균 처짐응답비 변화와 내하율 산정 단계에서 개선사항을 고려한 Table 16의 내하율 변화를 비교하여 Table 17에 나타내었다.

Table 16. Improved rating factor

Item		Rating factor					
		Ext. span center	Ext. support	Int. span center	Int. support	Aver.	
Br.A	Case-1	2.861	2.067	2.491	1.742	-	
	Case-2	2.861	2.340	2.491	1.983	-	
	Case-3	2.885	2.360	2.513	2.001	-	
	Case-4	3.242	2.669	2.862	2.226	-	
	Ratio*	R ₂₁	1.000	1.132	1.000	1.138	1.068
		R ₃₁	1.008	1.142	1.009	1.149	1.077
		R ₄₁	1.133	1.291	1.149	1.278	1.213
Br.B	Case-1	3.070	3.204	3.588	3.987	-	
	Case-2	3.070	3.546	3.588	4.353	-	
	Case-3	3.094	3.579	3.612	4.387	-	
	Case-4	3.339	3.872	3.865	4.682	-	
	Ratio	R ₂₁	1.000	1.107	1.000	1.092	1.050
		R ₃₁	1.008	1.117	1.007	1.100	1.058
		R ₄₁	1.088	1.208	1.077	1.174	1.137
Br.C	Case-1	4.346	3.415	4.203	2.746	-	
	Case-2	4.346	3.781	4.203	3.112	-	
	Case-3	4.377	3.811	4.235	3.141	-	
	Case-4	4.609	4.022	4.506	3.346	-	
	Ratio	R ₂₁	1.000	1.107	1.000	1.133	1.060
		R ₃₁	1.007	1.116	1.008	1.144	1.069
		R ₄₁	1.061	1.178	1.072	1.218	1.132
Br.D	Case-1	2.115	2.850	2.813	2.814	-	
	Case-2	2.115	3.098	2.813	3.053	-	
	Case-3	2.135	3.125	2.836	3.079	-	
	Case-4	2.711	3.631	3.501	3.562	-	
	Ratio	R ₂₁	1.000	1.087	1.000	1.085	1.043
		R ₃₁	1.009	1.096	1.008	1.094	1.052
		R ₄₁	1.282	1.274	1.245	1.266	1.267
Br.E	Case-1	1.825	2.094	2.497	-	-	
	Case-2	1.825	2.334	2.497	-	-	
	Case-3	1.841	2.357	2.518	-	-	
	Case-4	2.133	2.648	2.934	-	-	
	Ratio	R ₂₁	1.000	1.115	1.000	-	1.038
		R ₃₁	1.009	1.126	1.008	-	1.048
		R ₄₁	1.169	1.265	1.175	-	1.203

*R₂₁ = Case-2/Case-1, R₃₁ = Case-3/Case-1, R₄₁ = Case-4/Case-1

Table 17. Ratio of deflection response and rating

Item		Improved ratio for response ratio of deflection			Improved ratio for rating factor			
Br.	Girder	Case A	Case C	R _d = Case A / Case C	Case-3		Case-4	
					Aver. R ₃₁	S.E (%)	Aver. R ₄₁	S.E (%)
Br.A	G _C , G _D	1.367	1.088	1.256	1.077	-14.3	1.213	-3.5
Br.B	G ₃	1.461	1.326	1.102	1.058	-4.0	1.137	3.2
Br.C	G ₃	1.259	1.183	1.064	1.069	0.5	1.132	6.4
Br.D	G ₁ , G ₃	1.210	0.994	1.217	1.052	-13.6	1.267	4.1
Br.E	G ₁ , G ₂	1.290	1.079	1.195	1.048	-12.3	1.203	0.6
Average		-	-	1.167	1.061	-8.7	1.190	2.2

개선사항 고려여부에 따른 처짐응답의 개선비율 R_d와 비교할 때, 인장부 콘크리트 및 콘크리트 탄성계수 증가를 고려한 Case-3의 내하율 개선비율 R₃₁은 R_d와 -14.3% - 0.5%의 S.E를 나타내고 있으며, 일체형 방호벽의 효과까지 고려한 Case-4의 내하율 개선비율 R₄₁은 -3.5% - 6.4%의 S.E를 나타내었다. Bridge C의 경우, 일체형 방호벽의 효과를 고려하지 않은 Case-3의 경우가 처짐응답의 개선비율과 비슷하지만, 그 외 교량은 일체형 방호벽까지 고려한 Case-4의 경우가 처짐응답과 유사한 것으로 판단된다.

이러한 경향을 고려하면 MOCT and KISTEC^[12]에서 제안한 바와 같이 응답보정계수가 1.0에 수렴하도록 수정 구조 해석 모델을 구현하고 응답보정계수가 1.0에 근접하게 수렴되었으므로 이로부터 별도의 응답보정계수를 적용하지 않고 공용내하력을 직접 산정하는 방법이 타당함을 알 수 있으며, 응력검토 및 내하율 산정 단계에서도 개선사항을 고려할 수 있는 단면특성치의 적용 또는 이와 유사한 효과를 확보할 수 있는 보정방법이 필요하다고 판단된다.

4. 결론

실제 교량의 재하시험 결과를 분석하고 구조해석 단계와 내하율 산정 단계에서의 개선사항에 대하여 연구한 결과는 다음과 같다.

- (1) 과거의 설계 경향과 같이 구조해석 단계에서 인장을 받는 콘크리트를 무시하거나 유효폭만을 고려한 모델을 구현한 경우, 교량의 강성을 대변하는 처짐 및 고유진동수와 같은 거동 응답비가 1.2-1.4 이상으로 나타나는 경향이 있다. 이러한 경우 교량의 실제 거동에 근접한 구조해석이라 간주하기에는 부족함이 있으며, 내하력 평가 결과의 신뢰성도 저하된다고 판단할 수 있다.
- (2) 구조해석 단계에서 압축, 인장 여부와 관계없이 바닥판 전체 폭이 유효한 것으로 고려하고, 일체형 방호벽의 합성효과 및 콘크리트의 재령에 따른 탄성계수를 증가시키는 3가지 사항을 고려한 경우, 거동 응답비가 1.0에 거의 수렴함을 확인하였으며, S.E도 10% 이내로 분석되어 신뢰성 있는 구조해석 모델을 구현할 수 있는 것으로 판단된다.
- (3) 재하시험의 실측 변형률 및 응력으로 산정한 중립축의 비교에서도 3가지 개선사항이 모두 고려된 단면의 중립축이 실측 중립축과 가장 유사한 결과를 나타냈다.

- (4) 실제 사용하중 상태에서 허용응력법(ASD)으로 내하율을 산정한 결과, 응력 및 내하율 산정 단계에서도 3가지 개선사항을 모두 고려한 단면특성치를 적용한 경우의 내하율 개선비율이 처짐응답비의 개선비율과 스케일 오차 10% 이내로 가장 유사한 것으로 나타났다.
- (5) 실제 교량의 부차물이나 환경상태에 따라 상이할 수 있으나, 신뢰성 있는 내하력 평가를 위하여 이 연구에서 제안하는 3가지 사항을 최소한의 개선사항으로 고려하여 구조해석 모델을 실제 구조물에 가능한 수렴시키고, 응력 및 내하율 산정단계에서도 이를 고려할 수 있는 평가방법의 개선이 필요할 것으로 판단된다.
- (6) 이 연구의 응답비 및 내하율 개선비율은 일반적인 평가 결과의 여용과 관련이 있으므로 한계상태설계법을 적용 시 하중수정계수 결정에 참고할 수 있을 것으로 판단된다.
- (7) 방음터널 등 교량의 거동 간섭을 유발할 수 있는 부차 시설물이나 환경상태를 정확히 반영하지 못할 경우 신뢰도가 저하되는 해석결과를 얻을 수 있으며, 이 연구는 시설물 안전법에 의한 상태평가 A·B 등급에 해당되는 교량을 대상으로 연구하였으므로 구조적 손상이 발생한 D등급 이하 또는 거동 응답비 1 이하의 교량에 적용하기에는 제한적이다. 이러한 경우에는 교량의 실제 상태를 정확히 조사하고 부차 시설물의 간섭여부, 바닥판 및 일체형 방호벽의 유효성 여부를 판단하여 적용하는 것이 필요한 것으로 판단된다.

참고문헌(References)

- [1] Busan Metropolitan City (2008) *Safety Inspection Report of Bridge B*, BMC, Korea (in Korean).
- [2] Busan Metropolitan City (2011) *Safety Inspection Report of Bridge C*, BMC, Korea (in Korean).
- [3] Busan Metropolitan City (2012) *Safety Inspection Report of Bridge E*, BMC, Korea (in Korean).
- [4] Seoul Metropolitan Government (2001) *Initial Safety Inspection Report of Bridge A*, SMG, Korea, pp.67-241 (in Korean).
- [5] Busan Regional Office of Construction Management (2006) *Initial Safety Inspection Report of Bridge D*, Busan ROCM, Korea, pp.133-299 (in Korean).
- [6] Lee, Y.I. (2015) *An Improved Evaluation Method of Load-Carrying-Capacity for Highway Bridges Based on Field Test Data*, Ph.D. Dissertation, Korea Maritime and Ocean University, Korea, pp.116-119 (in Korean).
- [7] Kim, S. (2013) *A Study on Load Rating Method for Bridges Using Udate FE Model*, Master's Thesis, Sejong University, Korea, pp.26-35 (in Korean).
- [8] Kim, C. (1998) *A Study on Stress Modification Factors for Evaluating the Load Carrying Capacity of the Bridges*, Ph.D. Dissertation, Kyung Hee University, Korea, pp.49-66 (in Korean).
- [9] Jung, S.Y. (2012) *Load Carrying Capacity Assessment of Bridges with Stress Modification Considering Spring Stiffness*, Ph.D. Dissertation, Chosun University, Korea, pp.37-72 (in Korean).
- [10] Yang, S.-H. (2010) Evaluating the Load Carrying Capacity of Aged Bridges in Consideration of the Functional Deterioration of Point Parts, *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, KOSHAM, Vol.10, No.2, pp.15-21 (in Korean).
- [11] Ministry of Construction & Transportation, and Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation (1997) *Improving for In-Depth Safety Inspection of Bridge and Calculation Method of Load Carrying Capacity*, MOCT and KISTEC, Korea, p.309 (in Korean).
- [12] Ministry of Construction & Transportation, and Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation (1999) *Improving for In-Depth Safety Inspection of Bridge and Calculation Method of Load Carrying Capacity, Vol.2*, MOCT and KISTEC, Korea, pp.8-9 (in Korean).
- [13] Oh, C.H. (2010) *A Comparative Study on Load Rating of Existing Concrete Bridges*, Master's Thesis, Chonnam National University, Korea, pp.40-42 (in Korean).
- [14] Ahn, S. et al. (2013) *Development of Reliability-Based Safety Assessment Guideline of Expressway Bridges*, Korea Expressway Corporation Research Institute, Korea, pp.5-14 (in Korean).

요약 : 이 연구에서는 재하시험을 실시한 교량의 내하력 평가 결과를 분석하여, 실제 교량 구조물의 거동에 수렴할 수 있는 구조해석 단계에서의 개선사항을 제안하였으며, 내하율 산정 단계에서도 동일한 개선사항을 반영할 수 있는 방법을 제안하였고, 그 결과를 검증하였다. 또한 현행 설계기준에 따라 LSD를 이용한 내하력 평가를 수행한다면 하중수정계수 결정에 도움이 될 것으로 예상된다.

핵심용어 : 강박스거더, 재하시험, 내하력, 구조해석 개선, 응답비, 개선 내하율