

# 무도상 철도판형교의 비틀림거동 특성

현승혁\* · 황원섭\*\* · 박성준\*\*\*

Hyun, Seung Hyuk\*, Hwang, Won Sub\*\*, Park, Sung Jun\*\*\*

## Torsional Behavior of Ballastless Railway Plate Girder Bridge

### ABSTRACT

In this paper, the effect on the lateral and torsional behavior of ballastless railway plate girder bridge by the installation of the lower horizontal bracing has been reviewed. First of all, the most efficient lower bracing arrangement has been reviewed by comparing and examining the lateral displacement due to the train load, targeting analysis models with different arrangement types of lower bracing. Next, the research on torsional behavior of plate girder bridge with lower bracing has been conducted. In addition, the torsion constant from FEM analysis results has been compared with the torsion constant of a railroad plate girder bridge with a closed section by substituting the upper and lower horizontal bracing with equivalent thickness. Based on this comparison, the impact on the bridge span length and the cross section area of the lower bracing has been examined. Through this study, the curve graph related to lateral buckling moment and torsional constant ratio is presented and the range of plate girder bridge requiring torsional reinforcement is proposed.

**Key words** : Railway plate girder bridge, Lateral displacement, Torsion angle, Torsional constant ratio

### 초록

본 논문에서는 하부수평브레이싱 설치에 따른 무도상 철도판형교의 횡방향 및 비틀림거동에 관한 영향을 검토하였다. 우선 하부브레이싱의 부재 배치 형태가 다른 해석모델을 대상으로 하여 열차하중에 의한 횡방향변위를 비교 검토하여 가장 효율적인 하부 브레이싱의 배치에 대하여 검토하였다. 다음으로는 하부브레이싱을 설치한 2주형 철도판형교의 비틀림거동에 대해 검토를 수행하였다. 또한, FEM 해석결과로부터 구한 비틀림상수와 상부와 하부수평브레이싱을 등기두께로 치환하여 폐합단면으로 하는 철도판형교의 비틀림상수를 비교하였고, 교량의 시간길이와 하부브레이싱의 단면적의 영향을 검토하였다. 이와같은 해석결과를 기초로 본 연구에서는 횡좌굴모멘트와 비틀림상수비와의 관계곡선을 제시하였고 비틀림보강이 필요한 철도판형교의 범위를 제안하였다.

**검색어** : 철도판형교, 횡방향변위, 비틀림각, 비틀림상수비

## 1. 서론

무도상 철도판형교의 구조적 특성상 도상 없이 거더에 침목이 직결되어 있어 열차의 하중이 교량에 직접적으로 전달되게 된다. 이 때문에 충격, 진동 및 소음 등이 크게 발생하며, 유도상 철도판형교에 비해 상부구조의 중량이 작아 열차의 하중 및 질량에 의한 동적 응답이 크게 발생한다. 또한 하부 브레이싱이 존재하지 않고 레일과 거더 사이의 편심으로 인한 비틀림과 횡방향변위가 크게 발생하여 구조적으로 불안정한 구조가 된다. 이러한 문제점들의 해결방안으로 무도상 판형교의 유도상화가 진행되고 있지만 경제적인 문제와 시공상 제약 때문에 유도상화를 진행 할 수 없는 무도상 철도판형교가 다수 존재한다. 최근들어 교량을 그대로 유지하는 대신

\* 정희원 · 인하대학교 토목공학과 석사 (Inha University · gusrudqh@hanmail.net)

\*\* 종신회원 · 교신저자 · 인하대학교 사회인프라공학과 정교수, 공학박사 (Corresponding Author · Inha University · hws@inha.ac.kr)

\*\*\* 인하대학교 토목공학과 석사 (Inha University · pos1217@naver.com)

Received November 20, 2020/ revised December 6, 2020/ accepted December 19, 2020

충격 및 소음을 저감시키는 방안으로 레일의 신축이음장치를 제거한 레일 장대화 방안이 제시되고 있다. 하지만 레일의 장대화로 인한 레일의 좌굴로 추가적인 횡방향력과 변위가 주거더에 전달되면서 교량의 안전성에 문제가 될 수 있다. 특히 2주형으로 이루어진 무도상 철도관형교의 경우 구조적 특성상 비틀림에 매우 취약한 구조를 가지고 있다(Park, 2019). 본 논문에서는 무도상 철도관형교의 보강방안을 제안하기 위해 횡방향 변위 및 비틀림특성에 대하여 검토하고자 한다. 여기서는 무도상 철도관형교에서 실행된 증속실험의 데이터를 참고하여 FEM해석모형을 작성하였고, 해석결과와 증속실험 결과를 비교하여 해석모형의 타당성을 검토하였다. 다음으로 하부브레이싱 보강모델에 대한 횡방향거동 특성을 비교 검토 하였다. 또한 레일과 거더 주형의 편심으로 비틀림이 발생하게 되는 무도상 철도관형교의 구조적특성을 고려하여 무도상 철도관형교의 시간길이에 따른 비틀림각 변화율과 브레이싱 단면적 변화에 따른 비틀림 거동을 비교 검토하였으며, 이를 기초로 철도관형교의 비틀림상수비 관계곡선을 작성하고 비틀림보강이 필요한 범위를 제시하였다.

## 2. 해석방법

### 2.1 대상교량

횡방향거동 연구에 사용된 해석모형은 경북선 상주-왜관 구간 소천교를 대상으로 작성하였다. 소천교 해석모형은 하부 수평브레이싱이 존재하지 않고 상, 하부플랜지가 두께가 다른 3가지의 변단

면으로 구성되어 있으며, 교량의 구조상세는 Fig. 1에 나타난 바와 같다. 여기서 Fig. 1(a)는 주형과 수직보강재의 구조상세를 나타낸 것이며, Fig. 1(b)는 수직보강재의 간격과 상부 브레이싱의 설치방법을 나타낸 것이다(Cho et al., 2006).

### 2.2 증속실험 개요

해석모형의 타당성을 검토하기 위해 실험교량에서 진행된 증속실험의 데이터를 이용하였다. 증속실험은 디젤기관차 1량을 이용해 진행되었으며 5 km/h, 10 km/h부터 90 km/h까지 10 km/h 간격으로 주행하며 교량의 변위와 가속도를 측정하였다. 교량 하부플랜지 1/8지점마다 수직가속도계를 부착하였고 교량 중앙부 하부플랜지에 수평가속도계와 수직 및 수평변위계를 부착하였다. 교량중앙부 레일에 윤중게이지를 부착하여 차량의 윤중을 측정하였다. Fig. 2는 디젤기관차 1량의 윤중을 나타내며 이에 대한 실험방법 및 결과는 기존 논문(Koo, 2006)에서 제시하고 있다.

### 2.3 해석방법

소천교의 하부 수평브레이싱 설치에 따른 거동특성을 검토하기 위해 증속실험 대상교량의 해석모형을 작성하였다. 해석모형의 레일과 침목에는 솔리드요소를 사용했으며, 거더는 쉘요소, 브레이싱은 보요소를 사용해 모델링하였다. 열차의 하중점은 Fig. 3과 같이 각 침목의 중심마다 적용하였으며, 이동하중을 묘사하기 위해 Fig. 4와 같이 각 하중점마다 하중의 가중치를 다르게 적용해 해석 시간의 경과에 따라 하중이 작용하는 위치가 달라지도록

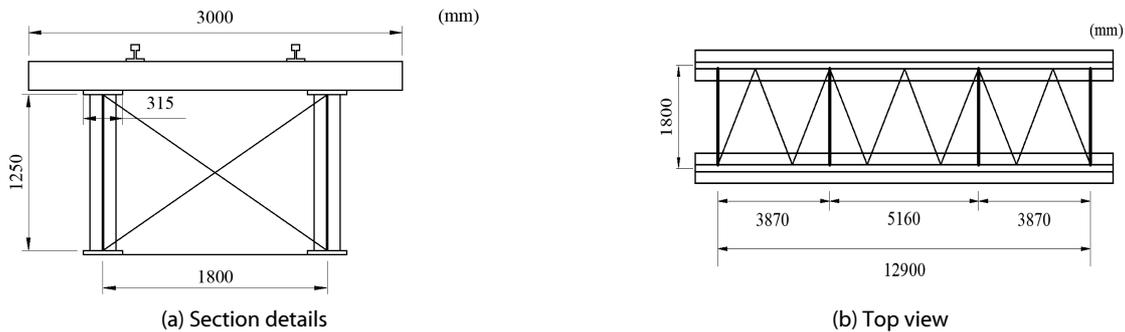


Fig. 1. Socheon Bridge Floor Plan

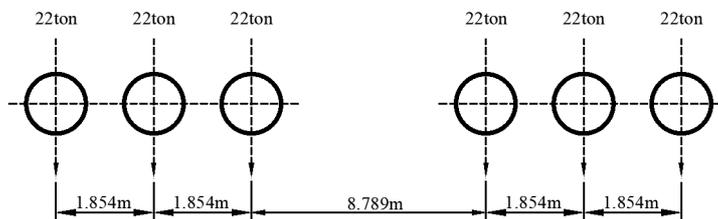


Fig. 2. Diesel Locomotive Wheel Loads

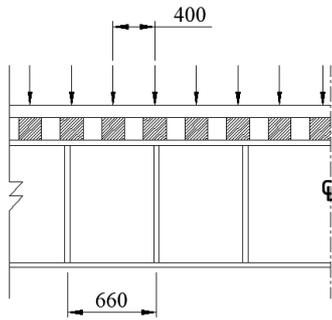


Fig. 3. Location of Loading Point

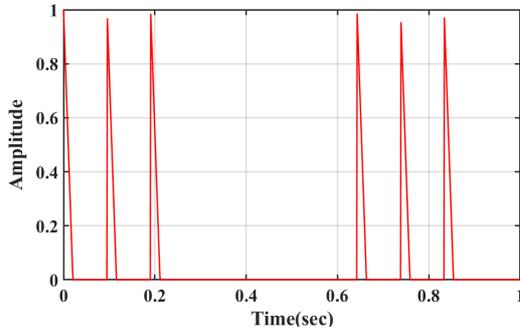


Fig. 4. Lateral Load Distribution

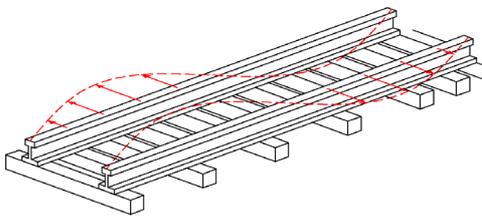
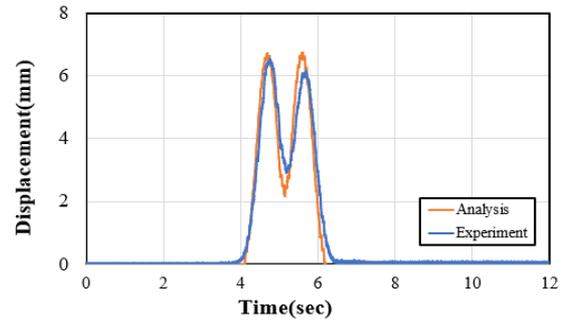


Fig. 5. Load Weight Over Time

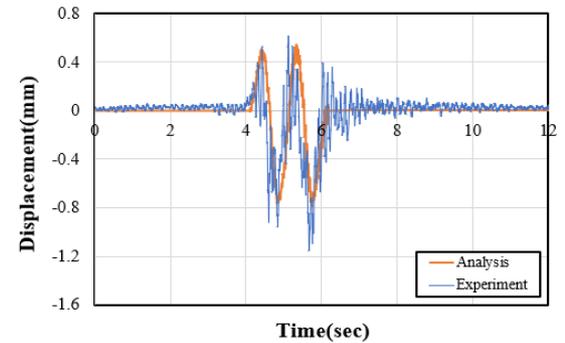
설정하였다. 이때에 수직하중은 증속실험에 사용된 디젤기관차 1량의 윤중을 적용하였으며 수평하중의 크기는 Fig. 5에 나타낸 바와 같이 실측값에 근거하여 수직하중의 10 %를 Klingel이론에 따라 교량전장을 한 파장으로 하여 sine파의 형상으로 적용하였다 (Hwang et al., 2007a).

## 2.4 실험결과와의 비교

Fig. 6은 열차속력이 50 km/h일 때 해석결과와 실험결과를 비교한 것이다. 수직변위의 경우 해석결과와 실험치가 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 또한 수평변위는 Klingel이론 적용 시 고려하지 못한 사행동 특성으로 인하여 주행실험으로부터 구한 최대값보다 약간 작게 나타나고 있으나, 수직변위와 마찬가지로 최대값의 재현 주기가 동일하다는 점과 시간에 따른 변위의 경향성이 유사하게 나타나는 것을 알 수 있다.



(a) Vertical displacement



(b) Lateral displacement

Fig. 6. Displacement Response

## 3. 하부 수평브레이싱 설치에 따른 횡방향거동 비교

### 3.1 하부 수평브레이싱 보강모델

Fig. 7은 본 연구에서 대상으로 한 무도상 철도관형교의 하부 수평브레이싱 보강모델을 나타낸 것이다. 여기서 Model-1은 하부 브레이싱 보강이 설치되지 않은 기존의 무보강 2주형 철도관형교의 해석모델을 나타낸 것이며, Model-2는 기존 상부 수평브레이싱과 동일한 형상의 수평브레이싱을 교량 하부에 반대방향으로 설치하고 수평브레이싱의 접합부마다 거더에 수직부재를 추가로 설치한 모델이다. Model-3은 Model-2과 동일한 형상의 브레이싱을 교차시킨 모델이 되며, Model-4는 강관과 T형 보강재를 합성하여 지간 중앙에 설치한 모델로서 그 구조상세는 Fig. 8과 같다. Fig. 8(a)에서 강관의 두께는 8 mm로 하였고, Fig. 8(b)의 T형 보강재는 H-800×300×28×26 형강을 절반으로 절단한 단면을 사용하였다 (Shim and Park, 2006; Yoon et al., 2003).

### 3.2 하부 수평브레이싱 설치에 따른 보강 효과

Fig. 9는 열차속도 90 km/hr 구간에서의 수직변위와 횡방향변위 보강효과를 비교한 것이다. Model-2와 Model-3의 수직변위는 기존의 Model-1과 비교하여 보강효과가 거의 나타나지 않았으며, Model-4의 경우에는 Model-1에 비하여 약 15 %정도 수직변위가 감소하였다. 횡방향변위는 Model-3의 경우가 가장 효과적인 보강

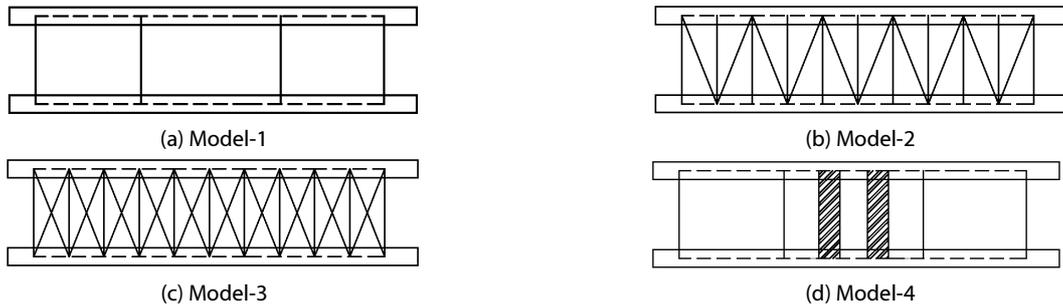


Fig. 7. Analysis Model of Bottom-flange Lateral Bracing

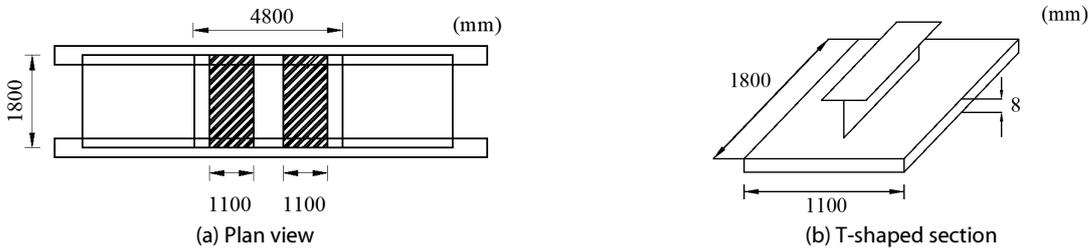


Fig. 8. T-shaped Bracing Model

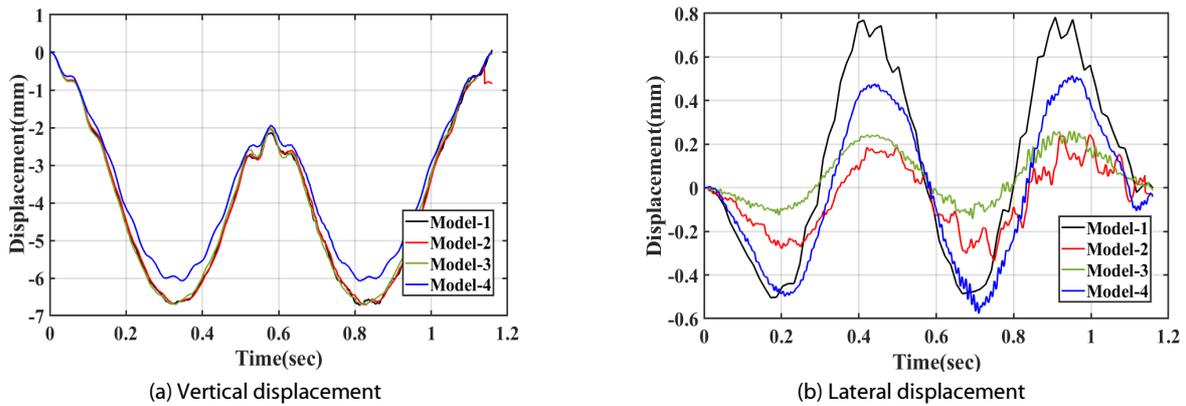


Fig. 9. Reinforcement Effect for Lateral Displacement

효과를 보였으며, Model-2의 경우에도 약 75 % 정도의 횡방향변위 보강효과를 나타내었다. 한편 강관부착의 Model-4의 경우에는 Model-2,3에 비하여 횡방향변위 보강효과는 작은 것을 알 수 있다. 따라서 이상의 결과로부터 기존의 상부브레이싱 부재배치 정도의 하부브레이싱을 설치하는 경우에는 횡방향변위 보강효과를 기대할 수 있는 것으로 판단되며, 강관보강의 경우에는 단기적인 안전 확보를 위하여 급속사공이 필요한 교량에 적용할 수 있는 보강방법이 될 수 있다고 할 수 있다(Hwang et al., 2007b).

#### 4. 무도상 철도판형교의 비틀림거동

##### 4.1 2주형교의 비틀림 및 뒤틀림산정식

수평브레이싱은 등가의 얇은 판으로 취급할 수 있기 때문에

2주형교의 상하부 수평브레이싱이 존재할 경우, 교량단면이 유사폐합단면이 되어 비틀림 강성이 증가하게 된다. Fig. 10에 나타난 바와 같은 폐단면에서 수평브레이싱 등가두께  $t_{eq}$ 는 Heins가 제안한 다음식으로부터 구할 수 있다(Heins, 1975).

$$t_{eq} = \frac{E}{G} \cdot \frac{\lambda h}{\frac{d^3}{F_d} + \frac{\lambda^3}{3} \left( \frac{1}{F_o} + \frac{1}{F_u} \right)} \quad (1)$$

여기서,  $G$ 와  $E$ 는 각각 강재의 전단탄성계수와 탄성계수를 나타내며,  $F_o$ 와  $F_u$ 는 플랜지의 단면적,  $\lambda$ 는 수직브레이싱 간의 거리,  $F_d$ 와  $d$ 는 각각 수평브레이싱의 사재길이와 단면적을 나타낸다.

한편 2주형 철도판형교를 Fig. 11와 같이 유사폐합단면으로 가정하면 비틀림상수  $J$ 는 다음의 Eq. (2)를 이용하여 산정할 수 있다.

$$J = \frac{4 A_m^2}{\int \frac{ds}{t}} = \frac{4 B^2 h^2}{\frac{2h}{t_w} + \frac{B}{t_u} + \frac{B}{t_l}} \quad (2)$$

여기서,  $B$ 와  $h$ 는 각각 거더간의 거리 및 높이를 나타내며,  $t_u$ 와  $t_l$ 은 각각 상부와 하부브레이싱의 두께로서 이상의 Eq. (1)로부터 구한 등가두께  $t_{eq}$ 가 된다.

또한 Fig. 12과 같은 폐단면의 뒤틀림상수  $I_w$ 는 Resinger 근사식을 이용하여 Eq. (3)과 같이 계산 할 수 있다(Nakai and Kita, 1992).

$$I_w = \frac{ht_w}{3} w_1^2 (2 + \beta_u) + 2w_1 w_2 + w_2^2 (2 + \beta_l) \quad (3)$$

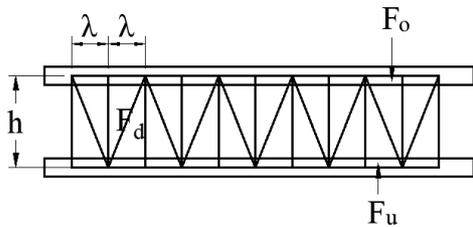


Fig. 10. Top View of Closed Section

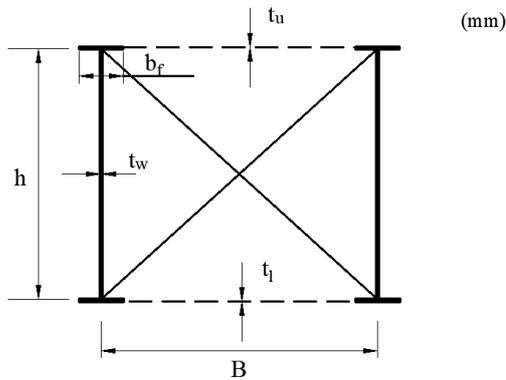


Fig. 11. Section Details of Closed Section

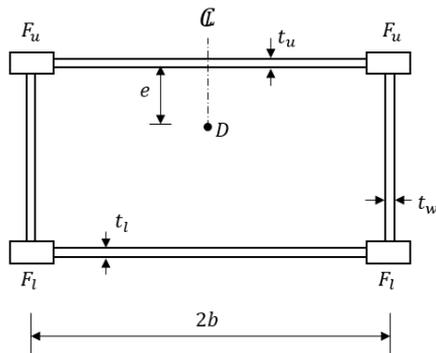


Fig. 12. Warping Model for Closed Section

윗식에서  $\beta_u$ 와  $\beta_l$ 은 뒤틀림 파라메터를 나타내며 다음의 Eq. (4)로부터 구할 수 있다.

$$\beta_u = \frac{2bt_u + 6F_u}{t_w h}, \quad \beta_l = \frac{2bt_l + F_l}{t_w h} \quad (4)$$

이상의 Eq. (4)에서  $F_u$ 와  $F_l$ 은 각각 상부와 하부플랜지의 단면적이 되며, Eq. (3)에서의  $w_1$ 과  $w_2$ 는 다음과 같은 식으로 주어진다.

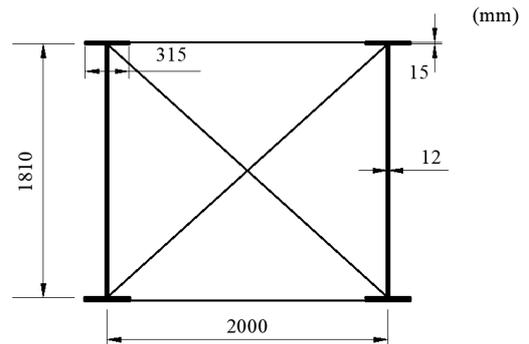
$$w_1 = -\Delta w \frac{\beta_l + 3}{\beta_u + \beta_l + 6}, \quad w_2 = \Delta w \frac{\beta_u + 3}{\beta_u + \beta_l + 6} \quad (5)$$

여기서  $\Delta w = bh + \bar{q}(h/t_w)$ 가 되며, 비틀림파라메타  $\bar{q}$ 와  $\varepsilon$ 는 Eq. (6)으로부터 구할 수 있다.

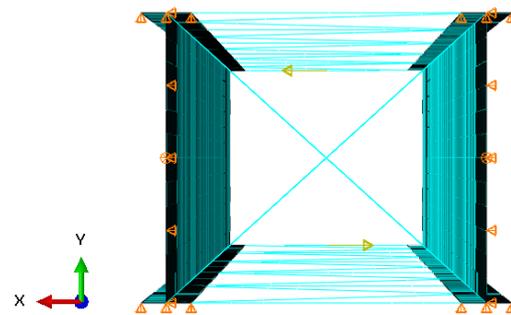
$$\bar{q} = 2bt_w \frac{\varepsilon}{\beta_u + \beta_l + \varepsilon}, \quad \varepsilon = 2 \frac{t_u t_l}{t_w^2} \quad (6)$$

#### 4.2 무도상 철도판형교의 비틀림거동

비틀림 해석모델은 실제교량에서 레일과 침목을 제외한 주거터만 존재하는 교량단면으로 Fig. 13(a)을 사용하였다. 등가단면의 비틀림 평가를 비교하기 위해 상부플랜지 두께 15 mm, 복부판 두께 12 mm인 해석모델을 작성하였다. Fig. 13(b)는 해석모델의



(a) Section details



(b) Boundary condition

Fig. 13. Section Details and Boundary Condition for FEM Analysis

경계조건을 나타낸 것이다. 원형단면의 경우 순수비틀림만을 받아 모든 단면은 평면을 유지하게 되나, I형 단면과 폐단면의 경우에는 단면의 뒤틀림이 발생하여 평면을 유지하지 못하게 된다. 따라서 폐단면에서의 뒤틀림영향을 최소화 시키는 방법으로 경계조건을 상부와 하부플랜지는 수직방향으로 구속하고, 복부판의 축방향(z 방향)과 면외방향(y방향) 변위를 구속하였다. 비틀림중은 상하부 수직브레이싱 중앙절점에 각각 1kN을 반대 방향으로 재하하여 비틀림 모멘트를 작용하였다. 여기서 탄성계수(E)는 200,000 Mpa, 포아송 비( $\nu$ )는 0.3이다(Kim et al., 2012).

Fig. 14는, I거더와 2주형교에서의 지간길이L과 비틀림각의 변화율 $\phi'$ 를 비교한 것이다. 이 그림에서 L과 L'는 각각 2주형교의 지간길이와 지간별 측정위치차가 되며,  $\phi$ 와  $\phi'$ 는 각각 비틀림각의 이론식( $\phi = TL/GJ$ )에 의한 값과 측정위치 L'에서 FEM해석으로 부터 구한 비틀림각의 변화율을 나타낸다. 이 그림에서 알 수 있는 바와 같이 I형 거더의 비틀림각의 변화율은 길이와 상관없이 항상 일정하였고, 지간길이 30 m 이하인 2주형교의 경우 I형거더의 비틀림각 변화율과 거의 동일하다는 것을 알 수 있다(Lee et al., 2019).

Fig. 15는 지간길이L의 변화에 따른 비틀림상수 값의 비율( $J'/J$ )을 검토한 것이다. 여기서 J는 Eq. (2)로 부터 구한 2주형교의 비틀림상수 값이며, J'는 FEM해석결과로 부터 구한 값이

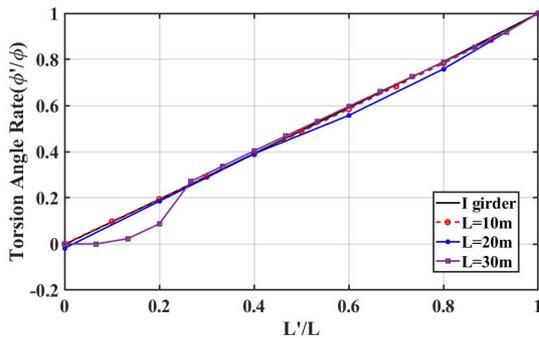


Fig. 14. (L'/L) - ( $\phi'/\phi$ ) Relationships

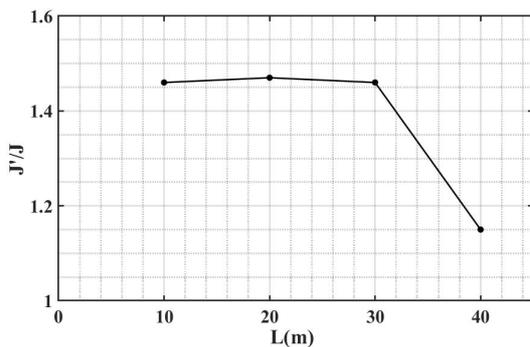


Fig. 15. Effect of Span Length on Torsional Constant

된다. 이 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 Eq. (2)와 해석결과로부터 얻은 비틀림상수 값의 비율은 L=30 m정도 까지는 약 1.4정도로 일정한 비율이 되지만, 그 이상의 지간길이에서는 현저히 감소하는 것을 알 수 있다. Table 1은 FEM해석 및 Eq. (2)로 부터 구한 비틀림상수 값을 정리한 것이다.

이상의 Eq. (2)으로 부터 알 수 있는 바와 같이 하부수평브레이싱의 두께  $t_b$  대신에 Eq. (1)에 의한 등가두께  $t_{eq}$ 를 적용함에 따라 2주형교의 비틀림상수값이 영향을 받게 된다는 것을 알 수 있다. Fig. 16은 교량의 지간길이 L=20 m에서 상부브레이싱의 단면(L-90×90×10)을 일정하게 하고, 하부브레이싱의 단면적을 변화시켰을 경우, 상부와 하부브레이싱의 단면적비( $A_{bl}/A_{bu}$ )와 비틀림상수의 비율( $J'/J$ )과의 관계를 나타낸 것이다. 이 그림으로 부터 동일지간 교량에서의( $J'/J$ )의 비는 상하부 브레이싱의 단면적이 동일한 경우에는 약 1.46 정도가 되나, 하부 브레이싱의 단면적에 증가함에 따라 J' 값은 Eq. (2)에 의한 이론값과 거의 일치하게 된다는 것을 알 수 있다. Table 2는 하부 수평브레이싱의 단면제원과 비틀림상수값의 비를 비율을 정리한 것이다.

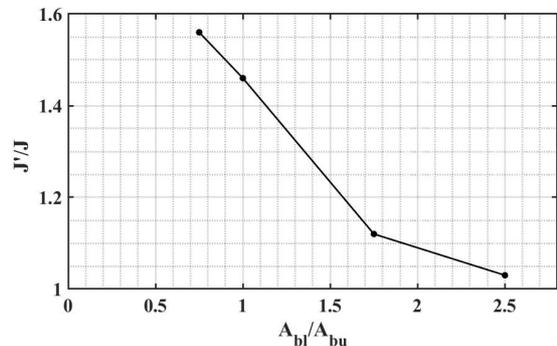


Fig. 16. Effect of Bracing Area for Torsional Constant

Table 1. Torsion Change on Bridge Length

| L (m) | $\phi' (\times 10^9)$ | J' (FEM) ( $\times 10^9 \text{mm}^4$ ) | J (Eq.2) ( $\times 10^9 \text{mm}^4$ ) | J'/J |
|-------|-----------------------|--|--|------|
| 10    | 3.88                  | 6.07                                   | 4.36                                   | 1.39 |
| 20    | 3.66                  | 6.36                                   | 4.36                                   | 1.46 |
| 30    | 3.68                  | 6.40                                   | 4.36                                   | 1.47 |
| 40    | 4.70                  | 5.00                                   | 4.36                                   | 1.15 |

Table 2. Torsion Change on Bracing Cross Section

| Angle Shape  | $A_{bl}/A_{bu}$ | $t_{eq} (mm)$ | J'/J |
|--------------|-----------------|---------------|------|
| L- 75×75×9   | 0.75            | 9             | 1.56 |
| L- 90×90×10  | 1               | 10            | 1.46 |
| L-130×130×12 | 1.75            | 12            | 1.12 |
| L-150×150×15 | 2.5             | 15            | 1.03 |

### 4.3 무도상 철도관형교의 비틀림 보강 범위에 대한 검토

I형단면 보의 횡좌굴모멘트  $M_{cr}$ 는 Eq. (7)로 부터 구할 수 있으며, 여기서  $GJ$ 는 보의 비틀림강성,  $EI_w$ 는 뒤틀림강성을 나타낸다. 또한 전체 횡좌굴모멘트  $M_{cr}$ 과 뒤틀림성분에 의한 모멘트  $M_{crw}$ 와의 관계를 검토하면 Eq. (8)과 같이 나타낼 수 있다(Hyun, 2021).

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y} \times \sqrt{GJ + \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 EI_w} \quad (7)$$

$$\frac{M_{crw}}{M_{cr}} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{GJ}{EI_w} + 1}} \quad (8)$$

일반적으로 보의 횡좌굴은 개단면이거나 부재길이가 긴 경우 비틀림에 취약하고, 이때 뒤틀림모멘트비는 작아지게 되며, 폐단면이거나 길이가 짧은 부재의 경우에는 모멘트비가 증가하게 된다. 기존의 연구에서는 단면형상과 구조형태에 따른 비틀림과 뒤틀림 범위를 검토하기 위해 Eq. (8)을 이용하여 비틀림상수비  $K$ 를 다음과 같이 구하고 있다(Kollbrunner and Basler, 1969).

$$K = l \sqrt{\frac{GJ}{EI_w}} \quad (9)$$

여기서,  $l$ 은 지점간의 부재길이를 나타낸다.

Fig. 17은 동일단면(L-90×90×10)의 상부와 하부 수평브레이싱을 사용한 2주형의 뒤틀림모멘트비( $M_{crw}/M_{cr}$ )와 Eq. (9)에 의한 비틀림상수비  $K$ 와의 관계를 나타낸 것이다. 그림 중에 점선은 Eq. (9)의 비틀림상수 값으로 Eq. (2)로 부터 구한 비틀림상수 값  $J$ 를 대입한 것이며, 실선은 FEM해석으로 부터  $J'$  값(=1.4 $J$ )를 적용한 것이다. Kollbrunner 등에 의한 연구에 따르면  $K \geq 5$ 는 순수비틀림영역으로 폐단면 구역으로 정의가 되나, Fig. 17에 나타난 바와 같이 2주형교의 경우에는 그 범위가  $K=5$ (▲)에서  $K=4.2$ (●)로 작아지는 것을 알 수 있다. 즉, 비틀림상수비  $K \leq 4.2$  범위가 되는 철도관형교에서는 비틀림 보강이 필요한 것으로 판단 할 수 있다.

Fig. 18은 각 지간 길이별 뒤틀림모멘트비( $M_{crw}/M_{cr}$ )와 비틀림강성비( $GJ/EI_w$ )의 관계를 나타낸 것이다. 이 그림으로 부터  $K=4.2$ 에 해당하는 뒤틀림모멘트비( $M_{crw}/M_{cr}$ )가 0.53이상인 경우에는 비틀림보강이 필요한 범위가 되는 것을 알 수 있다. 즉 지간길이 10 m, 비틀림강성비가 0.5인 철도관형교의 경우에는 Fig. 18로 부터 뒤틀림모멘트비  $M_{crw}/M_{cr} = 0.53$ 가 되므로 비틀림보강이 필요하게 된다.

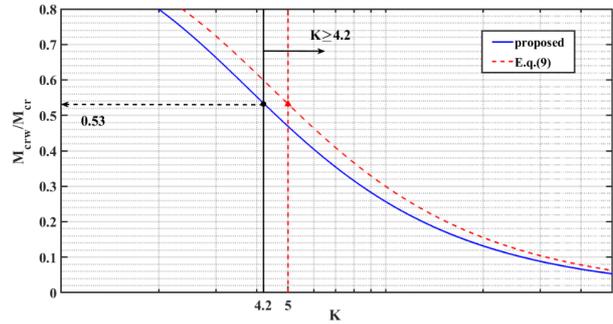


Fig. 17. Evaluation of Torsional Constant Ratio

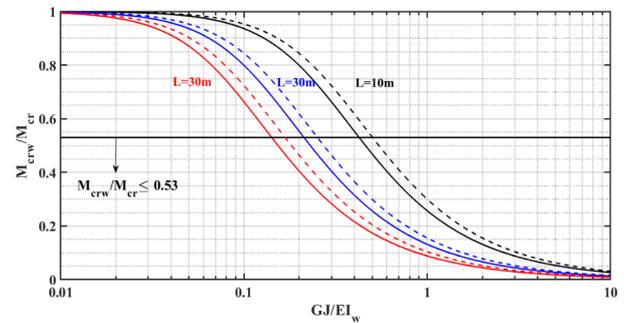


Fig. 18. ( $M_{crw}/M_{cr}$ ) - ( $GJ/EI_w$ ) Relationships for Span Length

## 5. 결론

이 연구에서는 무도상 철도관형교의 보강방안을 제시하기 위하여 열차하중에 의한 2주형교의 구조거동을 해석적으로 검토 하였다. 여기에서는 우선 하부수평브레이싱의 설치형태에 따른 횡방향거동을 비교 검토하였고, 비틀림거동에 대한 설계변수(지간길이,하부브레이싱의 단면적)의 영향과 비틀림보강의 필요범위에 대하여 검토를 수행하였다. 이를 통하여 얻은 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 무도상 철도관형교의 횡방향변위는 하부 수평브레이싱 부재가 증가할수록 점차로 감소하는 경향을 나타내었으며, 기존의 상부 수평브레이싱 부재와 동일한 정도의 하부 수평브레이싱을 설치하는 경우에는 수평 횡방향변위의 보강효과는 거의 차이가 없는 것으로 나타내었다. 한편 강관부착의 경우에는 브레이싱 설치방법에 비해 횡방향 보강효과는 감소하나 시공의 용이성을 고려하여 임시적인 보강방안이 될 수 있다.
- (2) FEM해석에 의한 철도관형교의 비틀림상수  $J'$ 는 교량의 지간 길이가 약 30 m이하의 경우에는 이론식에 의한 비틀림상수  $J$ 와의 비율( $J'/J$ )이 약 1.4정도로 일정하게 되나, 그 이상의 지간범위에서는 현저히 감소하게 된다.

- (3) 동일지간의 철도관형교의 비틀림거동은 하부 수평브레이싱의 단면적에 따라 달라지게 된다. 즉 상부와 동일단면의 하부 수평브레이싱을 설치하는 경우 비틀림상수의 비율( $J'/J$ )은 약 1.4정도가 되나, 브레이싱의 단면적이 작은 경우 그 비율은 증가하고 단면적이 증가하는 경우에는 이론값과 근접하게 된다.
- (4) 2주형교를 폐합단면으로 뒤틀림모멘트비와 비틀림상수비  $K$ 와의 관계를 구하였으며, 비틀림보강이 필요한 범위에 대하여 검토하였다. 비틀림 상수비  $K \leq 4.2$  또는 뒤틀림모멘트  $M_{crw}/M_{cr} \geq 0.53$  범위에 있는 기존의 철도관형교의 경우에는 향후 비틀림 보강이 필요한 영역이 되며, 이때 지간길이가 30 m 이하인 경우에는 하부 수평브레이싱의 단면적을 증가시키는 것이 가장 유효한 방안이 되는 것으로 판단된다.

### 감사의 글

이 연구는 국토교통부 국토교통기술촉진연구사업(20RTRP-B137949-04)에 의해 수행되었습니다.

본 논문은 2020 CONVENTION 논문을 수정·보완하여 작성되었습니다.

### References

Cho, E. S., Kim, H. M., Hwang, W. S. and Oh, J. T. (2006). "Dynamic characteristics of railway plate girder bridges with increase of diesel locomotive speed." *Journal of Korean Society of Steel Construction*, Vol. 18, No. 6, pp. 769-781 (in Korean).

Heins, C. P. (1975). *Bending and torsional design in structural members*, Lexington Books, Washington, DC, United States.

Hwang, W. S., Cho, E. S., Oh, J. T. and Kim, H. M. (2007a). "Dynamic response and reinforcement of the railway plate girder bridges." *Journal of Korean Society of Steel Construction*, Vol. 19, No. 3, pp. 281-290 (in Korean).

Hwang, M. O., Yoon, T. Y., Park, Y. M., Joe, W. D. J. and Hwang, S. Y. (2007b). "Effects of lateral bracing on the load distribution and torsional behaviors in continuous two-girder bridges." *Journal of Korean Society of Steel Construction*, Vol. 19, No. 6, pp. 671-680 (in Korean).

Hyun, S. H. (2021). *Transverse and torsional behavior on ballastless railway plate girder bridge*, Master's Thesis, Department of Civil Engineering, Inha University, Incheon, Korea (in Korean).

Kim, S. J., Jeon, J. S., Won, D. H. and Kang, Y. J. (2012). "Torsional and wrapping constants of i-shaped plate girders with a sine corrugated web." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 32, No. 6A, pp. 347-354 (in Korean).

Kollbrunner, C. F. and Basler, K. (1969). *Torsion in structures an engineering approach*, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, GmbH, German.

Koo, H. W. (2006). *Dynamic behavior and performance improvement of the railway plate girder bridges*, Master's Thesis, Department of Civil Engineering, Inha University, Incheon, Korea (in Korean).

Lee, H. D., Lee, S. J. and Moon, J. H. (2019). "Theoretical evaluation of section properties of ballastless plate girder bridge's superstructure." *Journal of Korean Society for Urban Railway*, Vol. 7, No. 3, pp. 343-353.

Nakai, H. and Kita, T. (1992). *Basics of steel bridge design*, Public Publishing Inc., Japan.

Park, S. J. (2019). *Reinforcement effect of lower bracing on dynamic behavior characteristic in railway plate girder bridges*, Master's Thesis, Department of Civil Engineering, Inha University, Incheon, Korea (in Korean).

Shim, N. H. and Park, Y. S. (2006). "Experimental study on the top-lateral bracing of u-type steel box girders using real size specimen: Torsional stiffness." *Journal of Korean Society of Steel Construction*, Vol. 18, No. 4, pp. 447-455.

Yoon, D. Y., Lee, D. S. and Lee, S. C. (2003). "Ultimate strength behavior of compression flanges in steel box girder bridges-(II) ultimate optimum rigidity of longitudinal stiffeners." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, Vol. 23, No. 5A, pp. 1049-1056 (in Korean).