

# 무도상 철도판형교의 하부 플랜지 보강에 따른 비틀림 보강효과 검토

김태원<sup>1</sup> · 박연철<sup>2</sup> · 황원섭<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>박사과정, 인하대학교, 사회인프라공학과, <sup>2</sup>교수, 인하대학교, 사회인프라공학과

## Torsional Reinforcement Effect of Ballastless Railway Plate Girder Bridge According to Transverse Reinforcement at Lower Flange

Kim, Tae Won<sup>1</sup>, Park, Yeun Chul<sup>2</sup>, Hwang, Won Sup<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Inha University, Incheon, 22212, Korea

<sup>2</sup>Professor, Department of Civil Engineering, Inha University, Incheon, 22212, Korea

**Abstract** - The torsional behavior of a ballastless railway plate girder bridge, which is vulnerable to torsion, was reviewed. First, the range of railway plate girder bridges requiring torsional reinforcement was presented through the relationship curve between the torsional moment ratio and the torsional constant ratio when the torsional moment was applied at the midspan of a simply supported bridge. Next, each reinforced type with bracing and steel plates was considered, and the reinforced transverse structure was replaced by the equivalent plate thickness. A ballastless railway plate girder bridge was assumed to be a closed cross-section. The torsional constant, warping constant, and torsional constant ratio of the closed section were calculated, and a torsion review was performed under the span length conditions of the bridge in use. The results of the torsion review were compared with the range of torsional reinforcement of the relationship curve between the torsional moment ratio and the torsional constant ratio. The stability against torsion was determined for each reinforcement type, and the most efficient reinforcement details were proposed.

**Keywords** - Railway plate girder bridge, Torsional constant ratio, Torsional reinforcement range

### 1. 서론

무도상 철도판형교는 Fig. 1(a)의 형상으로 일반적으로 판형교로 불리는 플레이트거더교에 침목을 직접 연결하는 형태의 구조로 레일에 작용하는 열차하중이 침목을 통하여 거더에 직접 전달된다. 이에 반해 Fig. 1(b)의 유도상 교량은 거더와 침목사이에 자갈도상이 부설되어 있어 Fig. 1(a)와 비교하여 열차하중이 교량에 직접 전달되지 않을 뿐 아니라 자갈도상에 의한 횡방향 저항력도 기대할 수 있다<sup>[1]</sup>. 무도상 철도판형교는 유도상과는 달리 도상자갈로 인한 횡방향 저항력의 발생을 기

대할 수 없으므로 횡방향 변위에 취약한 구조가 된다<sup>[2]</sup>. 또한 하부 브레이싱이 존재하지 않는 경우가 대부분으로 철도하중이 작용하는 레일의 위치와 거더 사이의 편심 발생에 따른 횡방향 변위 및 비틀림이 필연적으로 발생하므로 비틀림에 대한 구조적 불안정성에 대한 검토가 필요하다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 무도상 철도판형교의 유도상화가 진행되고 있지만 공용중인 교량에 대한 시공상 제약, 자중 증가에 따른 구조 안전성 저하 등의 우려 때문에 유도상화 할 수 없는 무도상 철도판형교가 다수 존재하는 실정이다. 최근에는 무도상 철도판형교를 유지한 채로 레일의 이음매를 최소화하여 열차하중에 따른 교량에 전달되는 충격 및 진동을 줄여주는 방안으로 일반레일을 장대레일로 교체하는 방안이 사용되고 있으나 레일이 장대화 될 경우 온도하중에 따른 축력이 발생하여 레일의 좌굴에 따른 횡방향력과 변위가 거더에 전달되는 경우 교량의 안정성을 저해시키게 된다. 2거더로 구성된 무도상 철도판형교의 경우는 비틀림에 매우 취약한 것으로 알려져 있다<sup>[3]</sup>. 수평

Note.-Discussion open until October 31, 2024. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on January 02, 2024; revised on February 19, 2024; approved on February 20, 2024.

Copyright © 2024 by Korean Society of Steel Construction

\*Corresponding author.

Tel. +82-32-860-7570 Fax. +82-32-867-7560

E-mail. hws@inha.ac.kr

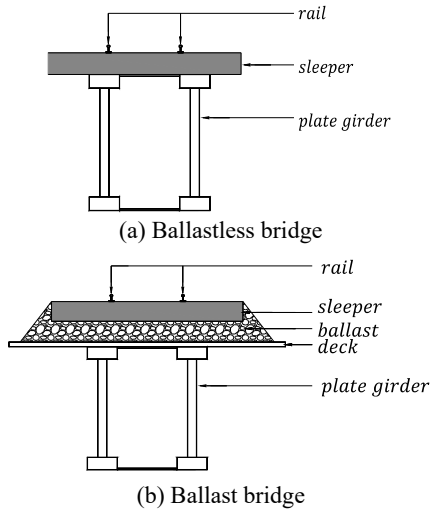


Fig. 1. Typical section of the railway plater girder

브레이싱으로 보강된 판형교의 비틀림에 대한 보강효과를 실험으로 검증되었다<sup>[4]</sup>. 철도판형교의 하부 플랜지를 수평 브레이싱으로 보강하였을 때 보강효과는 비틀림상수비 관계곡선을 이용하여 검토하는 것으로 연구되었다<sup>[5]</sup>. 추가적으로 효율적인 보강을 위해 하부 플랜지의 보강상세에 따른 비틀림 보강효과에 대한 연구가 필요한 상태이다. 본 연구에서는 무도상 철도판형교의 가장 효율적인 하부 수평브레이싱 보강상세에 대하여 검토하고자 한다. 우선 비틀림모멘트분배율과 비틀림상수비 관계곡선을 이용하여 양단이 단순지지된 교량의 중앙에 비틀림모멘트가 작용할 때 비틀림 보강이 필요한 범위를 제시하였다. 다음으로 하부 플랜지의 보강 없이 공용중인 교량을 대상으로 실제의 상태와 하부 플랜지를 브레이싱 및 강판으로 보강한 형상의 비틀림 검토를 수행하여 철도판형교의 비틀림모멘트분배율-비틀림상수비 관계곡선을 이용하여 보강모델별 하부 플랜지의 보강이 적절한지를 검토하고 최적의 하부 수평 브레이싱 보강상세를 제안하였다.

## 2. 비틀림보강 범위산정

### 2.1 비틀림을 받는 양단이 단순지지된 보의 거동

비틀림에 대하여 양단이 단순지지된 단순보의 지간 중앙에 비틀림모멘트  $T$ 가 작용하는 경우, 비틀림모멘트

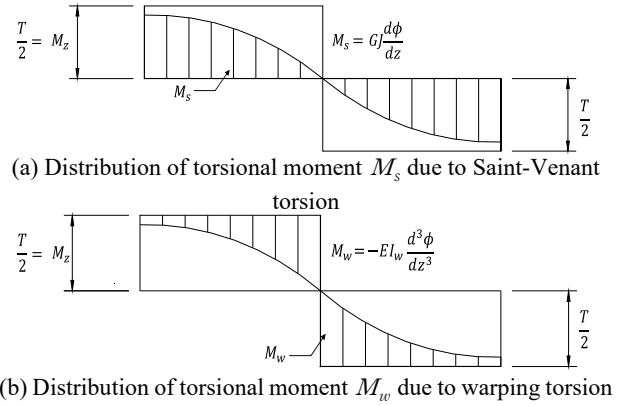


Fig. 2. Portions of Saint-Venant and warping torsional moment under concentrated torsional moment applied at midspan<sup>[6]</sup>

$T$ 는 Fig. 2(a)와 같이 순수비틀림( $M_s$ ), Fig. 2(b)와 같이 뒤틀림( $M_w$ )의 합으로 이루어지게 된다<sup>[6]</sup>.

순수비틀림(Saint-Venant torsion)의 경우는 단면내에 전단응력만을 일으키며 Rajagopalan(2022)에 따르면 뒤틀림(warping torsion)에 의해서 단면에 발생하는 힘은 상·하부 플랜지에 작용하는 축방향응력(longitudinal normal stress)으로 인하여 발생하는 상·하 플랜지에 작용하는 우력모멘트(Bi-moment)가 있다<sup>[7]</sup>. 따라서, 비틀림모멘트가 발생할 때 순수비틀림(Saint-venant torsion)과 뒤틀림(warping torsion)의 분배율에 대한 변화상태의 확인이 필요하다. 무도상 철도판형교와 같이 얇은 단면의 부재에는 순수비틀림과 뒤틀림이 공존하게 되며 지점의 구속조건 및 작용하중의 위치 및 형태에 따라 순수비틀림과 뒤틀림의 분배 정도의 차이가 존재하는데 충실도가 큰 단면이나 상자형과 같은 폐단면에서는 순수비틀림이 지배적으로 발생하고 I형 단면과 같은 개단면의 박판에서는 뒤틀림의 발생이 크다<sup>[8]</sup>. 이러한 2가지의 비틀림모멘트의 분배율은 식 (1)로 표현되는 비틀림상수비(Torsional constant ratio,  $\chi$ )의 크기에 따라 지배된다<sup>[9]</sup>.

$$\chi = l \sqrt{\frac{GJ}{EI_w}} \quad (1)$$

여기서,  $l$  : 종방향 지점간의 거리  
 $GJ$  : 비틀림강성  
 $EI_w$  : 뒤틀림강성

도로교설계기준<sup>[10]</sup> 및 철도설계기준<sup>[11]</sup>에서는 비틀림상수비  $\chi < 0.4$ 일 경우에는 순수비틀림에 의한 응력계

산,  $\chi > 10$ 인 경우에는 뒤틀림에 의한 응력계산을 생략할 수 있다고 규정하고 있다.

### 2.2 비틀림보강 필요범위에 대한 검토

Fig. 3는 Kollbrunner and Basler<sup>[9]</sup>의 연구에 따른 판형교의 비틀림보강 범위를 나타낸 비틀림모멘트분배율 ( $M_{crw}/M_{cr}$ )-비틀림상수비( $\chi$ ) 관계곡선이다. 여기서  $M_{cr}$ 은 비틀림모멘트를 나타내며 순수비틀림 모멘트와 뒤틀림 모멘트의 합으로 이루어지며  $M_{crw}$ 은 뒤틀림 모멘트를 의미한다. 얇은 판형교에 뒤틀림이 발생하는 경우에는 판형에 축방향력과 축방향력에 의한 상·하 플랜지에 우력모멘트가 발생하게 된다. 비틀림상수비( $\chi$ )값이  $\chi < 0.5$ 인 순수 뒤틀림 구간(Pure warping torsion)과  $0.5 \leq \chi < 2$ 인 뒤틀림이 지배적인 구간(Dominating warping torsion)의 경우는 판형교의 뒤틀림에 따른 횡비틀림좌굴(Lateral torsional buckling, LTB)이 지배적인 구간으로 볼 수 있다. 비틀림상수비( $\chi$ )값이  $2 \leq \chi < 5$ 인 구간은 순수비틀림과 뒤틀림이 공존하는 구간(Mixed torsion)으로 LTB의 발생 가능성을 고려해야 하는 구간으로 규정하였다. 따라서 부재단면의 비틀림상수비( $\chi$ )를 산정하여  $\chi \leq 5$ 인 경우는 비틀림보강이 필요한 범위로 보고  $\chi > 5$ 인 경우는 부재단면에 단면내의 전단응력만을 일으키는 순수비틀림이 지배적이므로 별도의 단면보강이 필요없는 비틀림에 안정한 단면으로 판단하였다. 여기서 단면보강 여부를 결정하는 비틀림상수비  $\chi$ 가 5일 때 비틀림모멘트분배율은 0.4이다.

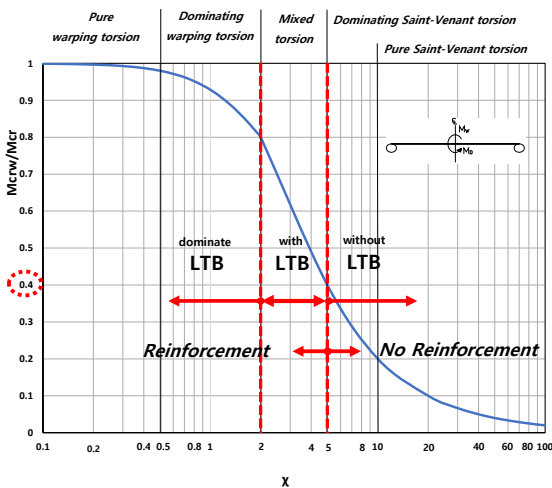
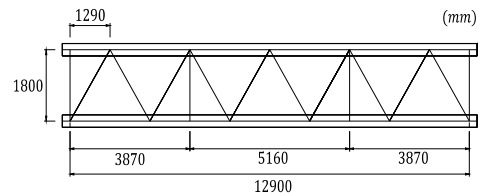


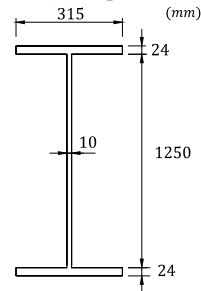
Fig. 3. Determination of reinforcement range based on torsional constant ratio  $\chi$ <sup>[9]</sup>

### 3. 비틀림 보강효과 해석방법

무보강교량과 하부 수평브레이싱이 보강된 교량의 비틀림 거동특성을 비교하기 위하여 상주-왜관 구간에 부설되어 있는 무도상 철도판형교인 소천교를 대상으로 검토하였다. 소천교의 경우는 상부에만 수평브레이싱이 존재하고 하부에 수평브레이싱이 존재하지 않는 교량으로 교량의 평면도와 단면도는 Fig. 4에 나타난 바와 같다. Fig. 4(a)는 거더와 상부브레이싱의 설치현황을 도시한 것이며, 거더의 단면은 Fig. 4(b)와 같다<sup>[12]</sup>. 수평브레이싱의 경우 L-90×90×10이 적용되었다.



(a) Top view (mm)



(b) Dimensions of the girder section

Fig. 4. Overview of the target bridge<sup>[12]</sup>

#### 3.1 비틀림 보강형상

본 연구에서 사용된 교량은 하부에 브레이싱이 없는 개단면 형태의 2거더 철도판형교에 하부 수평브레이싱의 보강에 따른 비틀림 거동특성을 비교하기 위해 Park(2019)이 고려한 하부 플랜지 보강형상으로 Fig. 5에 나타나 있다<sup>[3]</sup>. 여기서 RF-0은 기존 교량의 현황과 동일한 무보강 2거더 철도판형교를 나타낸 것이며, RF-1은 기존 교량의 상부 수평브레이싱과 동일하게 교량 하부 플랜지에 반대 방향으로 하부 수평브레이싱을 설치하고 수평브레이싱의 접합부에서 거더 사이를 횡부재로 연결한 형상이다. RF-2는 기존 교량의 상부 수평브레이싱과 동일하게 교량 하부 플랜지에 하부 수평브레이싱을 설치하고 반대 방향으로 하부 수평브레이

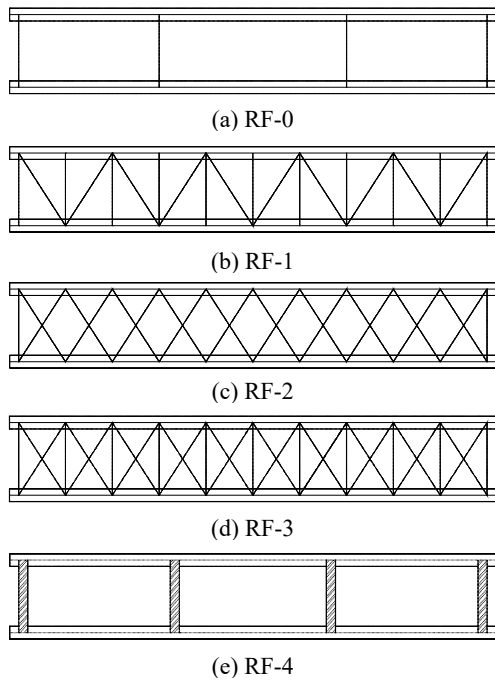


Fig. 5. Types of transverse reinforcement at lower flange of ballastless railway plate girder bridge<sup>[3]</sup>

싱을 추가로 설치하여 교차시킨 형상이다. RF-3은 RF-2에 RF-1와 동일하게 하부 수평브레이싱의 접합부에서 거더 사이에 수직부재를 추가한 형상이다. RF-4는 하부 수평브레이싱 대신에 하부의 거더 사이를 평균 4.3 m 간격으로 폭 500 mm, 두께 40 mm의 강판을 4개 소 보강한 형상이다<sup>[3]</sup>.

### 3.2 하부 플랜지 보강형상에 따른 비틀림 보강효과 검토 절차

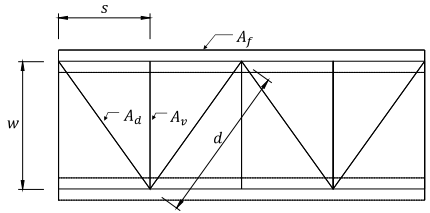
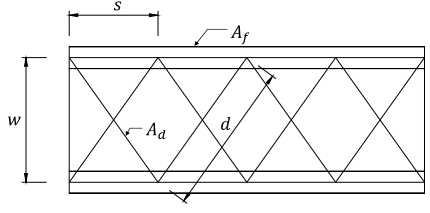
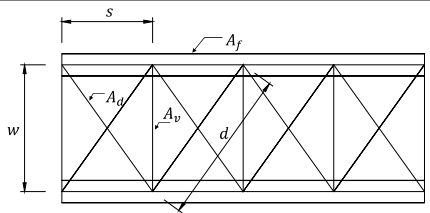
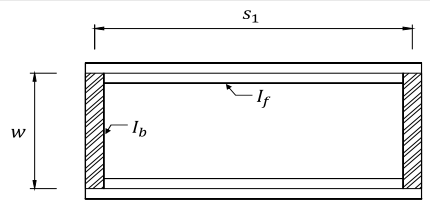
본 연구에서는 무도상 철도판형교의 보강상세에 따른 비틀림 보강 적정성을 평가하고자 한다. 보강형상별로 비틀림상수비( $\chi$ )를 산정하여 지배적인 비틀림 요소의 비율을 파악하기 위해서는 비틀림상수( $I$ )와 뒤틀림상수( $I_w$ )를 산정해야 한다. 기존의 보강되지 않은 2거더 철도판형교의 단면은 하부 수평브레이싱이 없는 RF-0의 개단면으로 개단면에 대한 비틀림 검토를 수행하는 반면, RF-1~4와 같이 2거더 철도판형교의 하부를 수평브레이싱이나 강판으로 보강한 형상은 보강한 부재를 등가의 얇은 두께( $t_{eq}$ )를 가지는 판으로 취할 수 있어 교량의 단면을 유사폐합단면으로 가정하여 비틀림 검토를 수행한다<sup>[13]</sup>.

## 4. 하부 플랜지 보강형상에 따른 비틀림 보강효과 검토

### 4.1 보강형상의 등가두께( $t_{eq}$ ) 산정

보강형상 RF-1~RF-4의 형상별 등가두께( $t_{eq}$ )를 산정하는 공식은 Table 1의 식 (2)~(5)와 같다<sup>[13]</sup>.

Table 1. Equivalent thickness  $t_{eq}$  calculation formulae for each reinforcement type<sup>[13]</sup>

Type	Equivalent plate thickness $t_{eq}$ of each reinforcement type
RF-1	 $t_{eq} = \frac{E}{G} \cdot \frac{s \cdot w}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{2}{3} \cdot \frac{s^3}{A_f}} \quad (2)$
RF-2	 $t_{eq} = \frac{E}{G} \cdot \frac{s \cdot w}{\frac{d^3}{2 \cdot A_d} + \frac{s^3}{12} \cdot \left( \frac{1}{A_f} + \frac{1}{A_f} \right)} \quad (3)$
RF-3	 $t_{eq} = \frac{E}{G} \cdot \frac{s \cdot w}{\frac{d^3}{2 \cdot A_d} + \frac{s^3}{6} \cdot \frac{1}{A_f}} \quad (4)$
RF-4	 $t_{eq} = \frac{E}{G} \cdot \frac{1}{\frac{s_1 \cdot w^2}{12 \cdot I_b} + \frac{s_1^2 \cdot w}{48} \cdot \left( \frac{1}{I_f} + \frac{1}{I_f} \right)} \quad (5)$

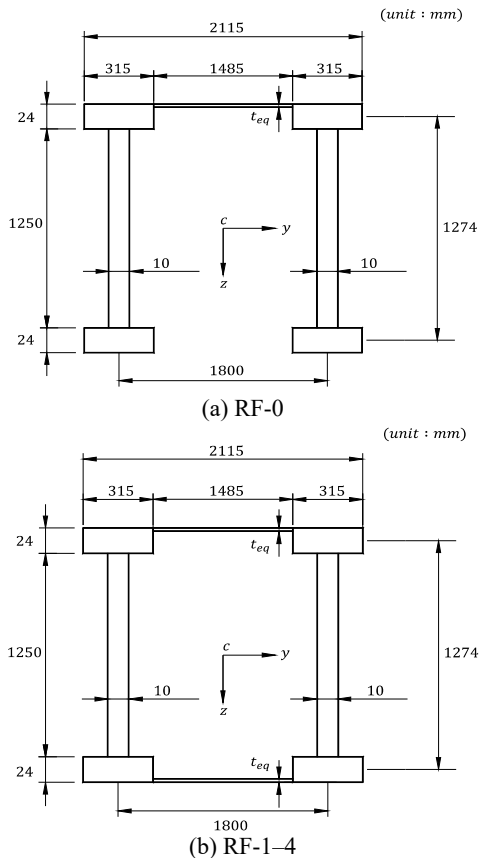
**Table 2.** Equivalent plate thicknesses  $t_{eq}$  for each reinforcement type

Reinforcement type	RF-1	RF-2	RF-3	RF-4
$t_{eq}$ (mm)	0.917	1.861	1.861	0.0006

식 (2)–(5)를 이용하여 보강형상(RF-1–RF-4)별로 산정된 등가두께( $t_{eq}$ )는 Table 2와 같다.

#### 4.2 비틀림상수비( $\chi$ ) 산정

비틀림상수비를 산정하기 위해서는 비틀림상수( $J$ )와 뒤틀림상수( $I_w$ )를 구해야 한다. 각 보강 형태에 따른 등가두께를 적용한 단면은 Fig. 6와 같다. RF-0은 기존의 보강되지 않은 2거더 철도판형교로 개단면의 형태를 띄며, RF-1–4은 기존 교량에서 하부가 보강되어 있어 보강 형상별로 산정된 등가두께( $t_{eq}$ )가 적용된 유사 폐단면이 된다<sup>[13]</sup>.



**Fig. 6.** Dimensions of the reinforced cross-section

RF-0의 개단면 형상과 RF-1–4의 폐단면 형상에 대한 비틀림상수( $J$ )와 뒤틀림상수( $I_w$ )의 산정은 遠田良喜이 제시한 공식으로 계산할 수 있다<sup>[14]</sup>. 개단면인 RF-0의 비틀림상수  $J$ 는 식 (6), 뒤틀림상수  $I_w$ 는 식 (7)을 이용하여 구할 수 있다.

$$J = \sum \frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 \quad (6)$$

여기서,  $b$  : 개별요소(플랜지, 웨브)의 폭

$t$  : 개별요소(플랜지, 웨브)의 두께

$$I_w = \frac{b^2}{4} \left[ I_y + d^2 A \left( 1 - \frac{b^2 A}{4 I_z} \right) \right] + 2 \cdot h^2 \cdot I_2 + b^2 \cdot h \cdot d A \cdot \frac{I_2}{I_z} - 4 \cdot h^2 \cdot \frac{I_2^2}{I_z} \quad (7)$$

여기서,  $A$  : 전단면적

$I_y$  :  $y$ 축에 대한 단면2차모멘트

$I_z$  :  $z$ 축에 대한 단면2차모멘트

$b$  : 상부 좌우 플랜지의 연단거리

$d$  : 단면의 도심에서 상부플랜지의 중심까지의 거리

$h$  : 상부플랜지와 하부플랜지의 중심간 거리

$I_2$  : 하부플랜지의 단면2차모멘트

RF-1–4의 경우는 등가두께( $t_{eq}$ )를 가지는 유사폐단면으로 비틀림상수  $J$ 는 식 (8), 뒤틀림상수  $I_w$ 는 식 (9)를 이용하여 산정한다<sup>[14]</sup>.

$$J = \frac{4A_m^2}{\int_0^{L_m} \frac{ds}{t}} \quad (8)$$

여기서,  $A_m$  : 중공 폐합단면의 둘레 중심선으로 둘러싸인 면적

$ds$  : 중공 폐합단면의 둘레

$t$  : 중공 폐합단면의 두께

$$I_w = \frac{2}{3} (b \cdot t_1 + h \cdot t_2) \cdot \phi^2 \quad (9)$$

$$\text{여기서, } \phi = \frac{b \cdot t_2 - h \cdot t_1}{4(h \cdot t_1 + b \cdot t_2)} \text{ (mm}^2\text{)} \quad (10)$$

식 (10)에서  $\phi$  계산에 사용된  $b, h, t_1, t_2$ 는 Fig. 7과 같다.

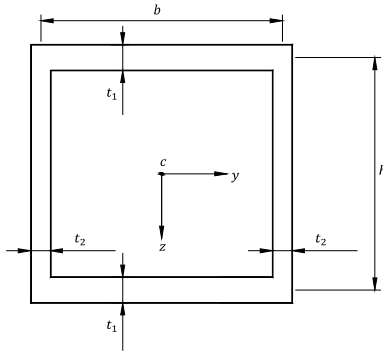


Fig. 7. Parameters to calculate  $\phi$  of closed sections<sup>[14]</sup>

RF-1~4의 보강형태에 따라 산정된 등가두께( $t_{eq}$ )를 적용하여 산정된 비틀림상수( $J$ ), 뒤틀림상수( $I_w$ ) 및 비틀림상수비  $\chi$ 는 Table 3와 같다. 비틀림상수비 산정시 적용한 중방향 지점간 거리는 12.9 m이다.

Table 3. Torsional constant  $J$ , warping constant  $I_w$  and torsional constant ratio  $\chi$  of each reinforcement type

Section property	Type				
	RF-0	RF-1	RF-2	RF-3	RF-4
$J$ ( $mm^4$ )	$6.64 \times 10^6$	$5.98 \times 10^9$	$7.79 \times 10^9$	$7.79 \times 10^9$	$8.65 \times 10^6$
$I_w$ ( $mm^6$ )	$1.32 \times 10^{16}$	$3.66 \times 10^{15}$	$3.40 \times 10^{15}$	$3.40 \times 10^{15}$	$3.92 \times 10^{15}$
$\chi$	0.1794	10.2247	12.1101	12.1101	0.3758

### 4.3 비틀림보강 적정성 검토

검토한 보강형태별 비틀림모멘트분배율-비틀림상수비 관계곡선을 비교한 결과는 Fig. 8과 같다.

무보강인 RF-0의 경우가 비틀림이 작용하는 경우 뒤틀림(warping torsion)을 가장 크게 받는 것으로 확인되었으며 하부구조 보강형상 중 RF-1은 RF-2, RF-3과 같이 순수비틀림구간(Pure Saint-Venant Torsion)에 위치하며 RF-2, RF-3과 유사한 정도로 순수비틀림을 받는 것으로 확인되었다. 한편, 강판보강 형상인 RF-4의 경우는 무보강 형상과 비교하였을 때는 뒤틀림(warping torsion)을 덜 받지만 순수뒤틀림구간(Pure warping torsion)에 위치하고 있어 뒤틀림이 지배적인 거동을 보이는 것으로 확인되었다. RF-0, RF-4형상의 경우는 뒤틀림에 매우 취약한 형상으로 비틀림 보강이 필요한 것

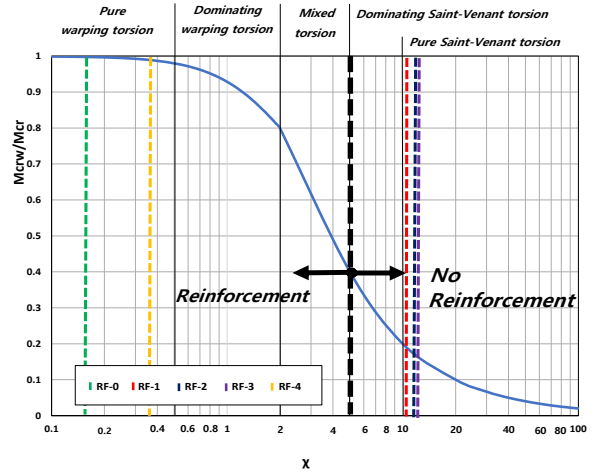


Fig. 8. Determination of torsional reinforcement based on torsional constant ratio  $\chi$  of each reinforcement type

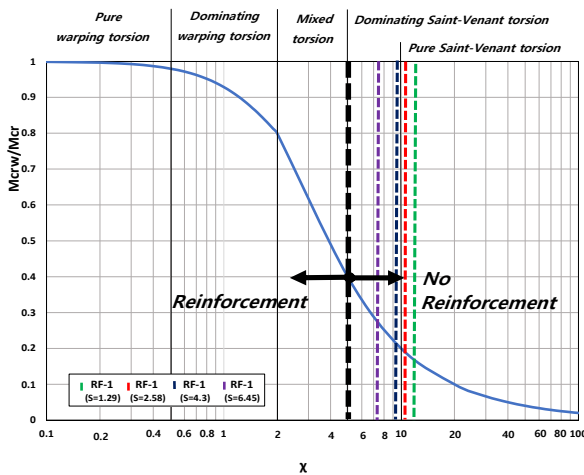
으로 판단되며, RF-1~3형상의 경우는 순수비틀림(Saint-Venant torsion)이 지배적으로 발생하여 추가적인 비틀림 보강없이 비틀림에 대한 안정성을 확보한 것으로 확인된다. 여기서 RF-1의 경우는 RF-2 및 RF-3와 유사한 수준의 단면보강 성능을 나타내므로 경제성 및 시공성 측면에서 볼 때 RF-1을 채택하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

### 4.4 브레이싱의 간격 변화에 따른 비틀림 보강의 적정성 검토

브레이싱의 간격의 변화에 따른 비틀림 보강의 적정성을 살펴보기 위하여 RF-1보강형상에 대하여 브레이싱의 간격( $s$ )을 당초 1.29 m에서 2.58 m, 4.3 m 및 6.45 m로 변경시키면서 비틀림모멘트분배율-비틀림상수비 관계곡선을 이용하여 보강의 적절성을 검토한 결과는 Fig. 9와 같다. 브레이싱의 간격이 1.29 m, 2.58 m까지는 순수 비틀림 구간 이내의 거동을 보이는 것으로 확인되었으며, 브레이싱의 간격이 4.3 m, 6.45 m인 경우는 순수비틀림이 지배적으로 확인되어 브레이싱의 간격을 6.45 m까지 늘리는 경우에도 비틀림 보강은 적절한 것으로 확인되었다.

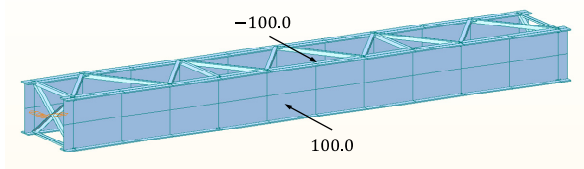
### 4.5 해석모델을 통한 비틀림 보강효과 검증

Fig. 5의 RF-0~RF-4 형상의 중앙에 비틀림하중을 재하하고 각 모델별로 지간의 중앙에서 교축방향의 비



**Fig. 9.** Determination of torsional reinforcement of the RF-1 according to changes in the spacing  $s$  of the bracing using the torsional constant ratio  $\chi$

틀림 변위를 비교하기 위하여 마이다스 구조해석 프로그램을 이용하여 철도판형교 모델을 Fig. 10과 같이 shell요소로 모델링하였다<sup>[15]</sup>. 국가철도공단 KRC-08020<sup>[16]</sup>의 KRL-2012표준열차하중에서는 차량횡하중의 크기로  $Q = 100\text{ kN}$ 을 규정하고 있다. 해석모델에서는 설계하중 크기와 관계없이 비틀림에 대한 보강 효과를 검증하기 위하여 중앙경간의 상·하부에 서로 반대 방향으로  $Q = 100\text{ kN}$ 을 작용시켜 비틀림하중을 유발한 후 경간 중앙부 상부 플랜지에서 산정된 비틀림각을 비교하여 수평브레이싱의 설치에 따른 비틀림 보강효과를 검증하였다.



**Fig. 10.** Finite element model of the reinforced railway plate girder bridge

**Table 4.** Twist angles for each reinforcement type

Model	RF-0	RF-1	RF-2	RF-3	RF-4
Twist angle (rad)	0.0738	0.0024	0.0019	0.0019	0.0703

보강모델별 비틀림을 비교한 결과는 Table 4와 같다. 보강되지 않은 RF-0의 경우는 교축방향으로 상대적으로 과도한 비틀림이 발생하였으며, 강판 보강된 RF-4의 경우는 RF-0보다는 작으나 과도한 비틀림이 발생하는 결과를 보였다. RF-1의 경우는 RF-2 및 RF-3과 유사한 수준의 비틀림을 나타내고 있어 시공성 측면에서 RF-1의 채택은 합리적으로 판단된다.

### 5. 결론

이 연구에서는 무도상 철도판형교의 보강상세에 따른 비틀림거동 특성을 비틀림모멘트분배율-비틀림상수비 관계곡선을 이용하여 비틀림 안정성 여부를 평가하는 방법을 제시하고 2거더 철도판형교에 적합한 하부 플랜지의 보강상세를 검토하였다. 우선 하부 플랜지가 브레이싱이나 강판으로 보강된 모델을 하부 플랜지 보강모델별 등가의 두께( $t_{eq}$ )로 변환하여 유사폐합단면을 형성하고 해석하고자 하는 교량의 지간길이( $l$ )을 적용하여 비틀림상수비( $\chi$ )를 산정하여 비틀림모멘트분배율-비틀림상수비 관계곡선을 이용하여 뒤틀림 수준을 검토하여 최적의 보강상세를 제안하였다. 본 연구에서 얻은 주요 결과는 다음과 같다.

- (1) 개단면 형태의 기존 2거더 철도판형교의 하부 플랜지를 브레이싱 또는 강판을 이용하여 보강하고 비틀림 안정성을 검토한 결과, 강판을 이용하여 작은 범위에 집중적으로 보강하는 방법은 비틀림 보강효과가 미미한 것으로 확인되었다.
- (2) 비틀림에 대한 보강효과는 상부 수평 브레이싱과 반대 방향으로 동일하게 하부 수평브레이싱을 보강하는 RF-1이 최적의 효율적인 보강모델로 확인되었다.
- (3) 보강모델 RF-1에서 브레이싱의 간격( $s$ )를 1.29 m, 2.58 m, 4.3 m 및 6.45 m까지 증가시키면서 비틀림 보강의 적정성을 검토한 결과, 브레이싱의 간격을 6.45 m까지 늘리는 경우에도 비틀림보강은 적정한 것으로 확인되었다.

## 감사의 글

이 논문은 2018년도 인하대학교의 지원에 의해 연구 되었습니다. 이에 감사드립니다.

## 참고문헌(References)

- [1] Lee, H.-D., Lee, J., Song, J.-K., and Moon, J. (2018) Development of Buckling Analysis Model for CWR on Ballastless Plate Girder Bridge and Evaluation of Minimum Resistance for a Bridge-Sleeper Fastener, *Journal of the Korean Society for Railway*, KSR, Vol.21, No.10, pp.993-1002 (in Korean).
- [2] Hwang, W.S., Cho, E.S., Oh, J.T., and Kim, H.M. (2007) Dynamic Response and Reinforcement of the Railway Plate Girder Bridges, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 19, No. 3, pp. 281-290 (in Korean).
- [3] Park, S.J. (2019) *Reinforcement Effect of Lower Bracing on Dynamic Behavior Characteristic in Railway Plate Girder Bridges*, Master's Thesis, Inha University (in Korean).
- [4] Chen, B.S., Yura, J.A., Williamson, E.B., and Frank, K.H. (2005) *Top-Lateral Bracing Systems for Trapezoidal Steel Box-Girder Bridges*, Report No. FHWA/TX-07/0-1898-4, Center for Transportation Research UT Austin.
- [5] Hyun, S.H. (2021) *Transverse and Torsional Behavior on Ballastless Railway Plate Girder Bridge*, Master's Thesis, Inha University, Korea (in Korean).
- [6] Salmon, C.G., Johnson, J.E., and Malhas, F.A. (2009) *Steel Structures: Design and Behavior* (5th Ed.), Prentice Hall, US.
- [7] Rajagopalan, K. (2022) *Torsion of Thin Walled Structures*, Chapter 1: Torsion of Thin-Walled Structures, Springer, Singapore.
- [8] Hughes, A.F., Iles, D.C., and Malik, A.S. (2011) *Design of Steel Beams in Torsion: In Accordance with Eurocodes and UK National Annexes*, The Steel Construction Institute, UK.
- [9] Kollbrunner, C.F., and Basler, K. (1969) *Torsion in Structures: An Engineering Approach*, Springer, Germany.
- [10] Koh, H.M. et al. (2010) *Road Bridge Standard Specification*, Korea Road Association (in Korean).
- [11] Korean National Railroad (1999) *Railway Design Standards, Plate Girder* (in Korean).
- [12] 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*, KSSC, Vol.18, No.6, pp. 769-781 (in Korean).
- [13] Heins, C.P. (1975) *Bending and Torsional Design in Structural Members*, Lexington Books, US.
- [14] Toda, Y. (1997) *Bridge Engineering, Baifukan*, pp. 146-148 (in Japanese).
- [15] Midas IT Corp. (2023) *Midas Program Verification Manual* (in Korean).
- [16] Min, J.S. (2017) *Load*, KR C-08020 Rev.2, National Railroad Corporation (in Korean).

---

**요 약**: 본 논문에서는 비틀림에 취약한 무도상 철도판형교의 하부 플랜지를 수평브레이싱으로 보강하였을 때 보강상세에 따른 비틀림거동 특성을 검토하였다. 우선 양단이 단순지지 된 교량의 중앙에 비틀림모멘트가 작용하는 경우 비틀림 보강이 필요한 철도 판형교의 범위를 비틀림모멘트분배율과 비틀림상수비의 관계곡선을 통하여 제시하였다. 다음으로는 브레이싱 및 강판으로 하부 플랜지가 보강된 형상별로 보강된 하부 수평브레이싱을 등가두께로 치환하여 무도상 철도판형교를 폐합단면으로 가정하고 폐합된 단면의 비틀림상수, 뒤틀림상수 및 비틀림상수비를 산정하여 공용중인 교량의 지간길이 조건에서 비틀림 검토를 수행하였다. 비틀림 검토 결과를 비틀림모멘트분배율과 비틀림상수비의 관계곡선상의 비틀림 보강이 필요한 범위와 비교하여 하부 수평브레이싱 보강 형상별로 비틀림에 대한 안정성 여부를 판단하고 가장 효율적인 하부 플랜지 보강상세를 제안하였다.

**핵심용어**: 철도판형교, 비틀림상수비, 비틀림보강범위