

# HSB 강재를 적용한 곡선거더 웨브의 수평보강재 휨강성

씨에칭청<sup>1</sup> · 박용명<sup>2\*</sup> · 만경록<sup>3</sup>

<sup>1</sup>석사과정, 부산대학교, 토목공학과, <sup>2</sup>교수, 부산대학교, 토목공학과, <sup>3</sup>사원, (주)삼안 구조부

## Bending Rigidity of Longitudinal Stiffeners in Curved Girder Webs Using HSB Steels

Xie, Chengcheng<sup>1</sup>, Park, Yong Myung<sup>2\*</sup>, Man, Kyung Rok<sup>3</sup>

<sup>1</sup>M.Sc. Student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

<sup>2</sup>Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

<sup>3</sup>Junior Engineer, Structures Department, Saman, Gwacheon, 13837, Korea

**Abstract** - Bending rigidity required of longitudinal stiffeners in high-strength HSB460 and HSB690 steel curved girders with singly stiffened webs was numerically investigated. Due to curvature, bending behavior of curved girder is different with that of straight girder and flexural strength varies depending on the location of stiffeners: on the side of the web toward(inside) or away(outside) from the center of curvature. Therefore, AASHTO LRFD bridge design specifications stipulate the bending rigidity of stiffeners in curved girders depending on the location of stiffeners separately. The required bending rigidity in the curved girders was evaluated through material and geometric nonlinear analysis in this study. Aspect ratio of web panel, radius of curvature, and location of stiffeners(inside or outside) were included as major parameters. Based on the numerical results, a modified equation for the bending rigidity of the longitudinal stiffeners against AASHTO code was proposed to include high-strength steel girders up to yield strength of 690 MPa.

**Keywords** - Curved girder, HSB steels, Bending rigidity of stiffener, Location of stiffener, Aspect ratio of web, Radius of curvature

### 1. 서론

I-단면 및 박스형 강재거더교는 중장시간 교량에서 효율적인 교량 형식으로서 특히, 강박스거더는 램프교에도 흔히 적용된다. 일반적으로 강재거더교의 설계 시 전단력보다는 휨모멘트가 설계를 지배하므로 웨브를 가급적 얇게 적용한다. 이 때 웨브의 탄성 휨압축좌굴을 방지하기 위해 Fig. 1과 같이 수평보강재를 편측에 설치하는데, 수평보강재는 웨브의 면외변형을 적절히 억제함으로써 목표한 좌굴강도를 확보하기 위해 소정의 휨강성(bending rigidity)을 가져야 한다.

직선교에 대해서는 수평보강재의 휨강성 요건에 대해 많은 연구<sup>[1]-[4]</sup>가 수행되었다.

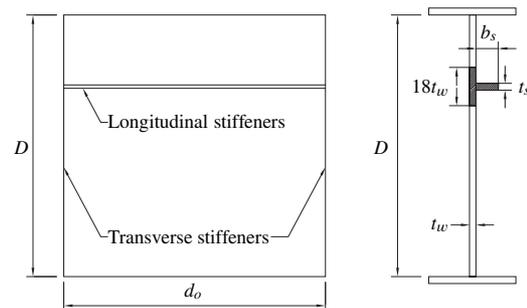


Fig. 1. Equivalent T-section in AASHTO<sup>[8]</sup>

곡선거더는 직선거더에 비해 곡률로 인해 뒹(warping) 응력 발생과 더불어 ‘bulging’ 형태의 웨브 변형에 따른 압축 플랜지의 조기 회전 가능성으로 인해 휨 거동에 차이가 있다. 또한 면외방향 휨에 의한 응력이 추가되어 직선거더에 비해 휨강도의 저하가 발생할 수 있다. 이러한 영향을 고려

Note.-Discussion open until December 31, 2020. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on April 16, 2020; revised May 28, 2020; approved on June 02, 2020.

Copyright © 2020 by Korean Society of Steel Construction

\*Corresponding author.

Tel. +82-51-510-2350 Fax. +82-51-513-9596

E-mail. ympk@pusan.ac.kr

하는 방법은 크게 두 가지로 분류할 수 있다. 첫 번째 방법은 직선거더와 동등한 수평보강재 제원을 적용하였을 때 면의 변형으로 인한 휨강도의 감소 정도를 고려하여 웨브의 세장비를 저감하는 방안<sup>[5]</sup>이다. 다른 방법은 직선거더 수준의 휨강도를 보장할 수 있도록 수평보강재의 휨강성을 증가시키는 방안<sup>[6],[8]</sup>이다. 본 연구에서는 실무적으로 편리하며 현재 설계기준들에서 고려하고 있는 후자의 방법을 고려하였다.

Nakai and Yoo<sup>[6]</sup>는 항복강도 235 MPa와 355 MPa인 강재 곡선거더에서 수평보강재가 각각 곡률중심 쪽(이하 내측)과 반대쪽(이하 외측)에 설치되는 경우로 구분하여 직선거더 대비 보강재의 휨강성 요건을 제안하였다. 한신고속도로공단<sup>[7]</sup>에서는 항복강도 235 MPa, 315 MPa 및 355 MPa 강재 거더에 대해 수평보강재의 위치(내측 또는 외측)에 따른 휨강성 요건을 별도로 제시하였다.

한편, AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials) LRFD 교량설계기준<sup>[8]</sup>(이하 AASHTO 기준)에서는 수평보강재의 휨강성 요건으로서 등가 T-단면(Fig. 1에서  $18t_w$  높이의 웨브 부분과 수평보강재로 구성된 단면)이 확보하여야 하는 단면2차모멘트를 제시하고 있다.

따라서, Nakai and Yoo 및 한신고속도로공단 기준은 항복강도 355 MPa 이하인 곡선거더로 제한된다. 반면, AASHTO 기준은 좌굴 'nodal line'의 형성을 토대로 한 것으로서 강재의 항복강도에 대한 별도의 구분은 없다.

본 연구에서는 항복강도 355 MPa의 일반강을 적용한 곡선거더에 대한 선행연구<sup>[9]</sup>에 이어 항복강도 460 MPa와 690 MPa의 고강도 HSB 강재(high-performance steel for bridges)를 적용한 1단 수평보강 곡선거더에서 보강재의 필요 휨강성을 평가하였다. 주요 변수로 웨브 패널의 형상비, 거더 곡률반경, 수평보강재의 위치(내측 또는 외측)를 고려하였다. 이들 변수에 대한 재료 및 기하 비선형해석을 수행하고 곡선거더에서 수평보강재의 필요 휨강성 요건, 즉 국내 KDS 기준<sup>[10]</sup>의 근간인 AASHTO 기준의 타당성을 분석하였다.

## 2. 문헌 및 설계기준 분석

곡선거더에서 수평보강재의 휨강성 관련 기존 연구 및 설계기준들은 선행논문<sup>[9]</sup>에서 제시하였으며, 여기서는 논문의 전개상 필요한 항목에 대해 요약하여 기술하기로 한다.

### 2.1 휨강성비 정의

수평보강재의 휨강성은 일반적으로 식 (1)의 휨강성비(bending rigidity ratio)  $\gamma$ , 즉 웨브의 휨강도( $DD_{plate}$ ) 대비 보강재의 휨강도( $EI_l$ )의 비로 고려하기로 한다.

$$\gamma = \frac{EI_l}{DD_{plate}} \quad (1)$$

여기서,  $D_{plate} = Et_w^3/12(1 - \nu^2)$ : 판의 휨강도,  $E = 210,000$  MPa: 강재의 탄성계수,  $\nu = 0.3$ : 강재의 포아송비,  $t_w$ : 웨브 두께(mm),  $D$ : 웨브 높이(mm),  $I_l$ : 수평보강재의 단면2차모멘트(AASHTO에서는 Fig. 1의 등가 T-단면 기준)이다.

### 2.2 Nakai and Yoo, 한신고속도로공단 가이드라인

Nakai and Yoo는 보강재의 위치(내측 또는 외측)에 따라 보-기둥(beam-column) 상관 강도식으로부터 직선거더의 필요 휨강성비( $\gamma^c$ ) 대비 곡선거더의 필요 휨강성비( $\gamma^s$ )의 비( $\beta$ )를 두 가지 강종(항복강도  $F_y$ : 235 MPa 및 355 MPa)에 대해 평가하고  $\beta$ 식을 제안하였다.

$$\beta = \frac{\gamma^c}{\gamma^s} : \text{곡률보정계수} \quad (2)$$

한편, 한신고속도로공단<sup>[7]</sup>은 세 가지 강종( $F_y$ : 235 MPa, 315 MPa 및 355 MPa)에 대해 별도의 기준을 제시하였다. 수평보강재의 휨강성 요건은 웨브 일부분과 수평보강재로 구성된 T-단면의 기둥 좌굴강도를 토대로 하였으며, 곡선거더에서의 좌굴강도가 직선거더의 좌굴강도 수준을 보일 때의 휨강성비를 고려하였다. 본 기준에서는 웨브 패널의 형상비( $d_o/D$ )를 1.0으로 제한하고 있다.

### 2.3 AASHTO LRFD 교량설계 기준

AASHTO LRFD 기준에서는 수평보강재의 휨강성 요건으로서 Fig. 1의 등가 T-단면의 도심에 대한 단면2차모멘트( $I_l$ )를 식 (3)으로 제시하고 있다.

$$I_l \geq Dt_w^3 \left[ 2.4 \left( \frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (3)$$

- 수평보강재가 곡률중심의 외측

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (4a)$$

- 수평보강재가 곡률중심의 내측

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \quad (4b)$$

여기서,

$$Z = \frac{0.95d_o^2}{Rt_w} \leq 10: \text{곡률인자} \quad (4c)$$

이고  $d_o$ : 수직보강재 간격(mm),  $R$ : 곡률반경(mm)이다. 곡률보정계수  $\beta$ 는 식 (2)와 같이 직선거더 대비 곡선거더의 보강재 강성비에 해당된다.  $\beta$  값은 직선교에서는 1.0이며, 곡선거더에서는 보강재가 내측에 설치되는 경우에 비해 외측에 설치되는 경우가 크다. 한편, AASHTO에서는  $Z$  값을 10으로 제한하고 있어  $\beta$ 의 최대값은 2.67(보강재가 외측에 설치되는 경우)로 제한된다.

한편, 식 (3)을 식 (1)에 대입하여 강성비( $\gamma$ )로 표현하면 다음과 같다.

$$\gamma_{AASHTO} \geq 10.92 \left[ 2.4 \left( \frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (5)$$

### 3. 비선형해석을 위한 매개변수 및 전산모델

#### 3.1 거더 제원 및 매개변수

강재는 HSB460과 HSB690의 고강도강 범위까지 고려하였으며, 다중 직선으로 근사화한 응력-변형률선도는 Fig. 2와 같다. 참고로 선행연구<sup>[9]</sup>와의 비교를 위해 Fig. 2에 SM355 강재와 항복고원(yield plateau)이 없는 가상적인 SM355 강재를 함께 제시하였다.

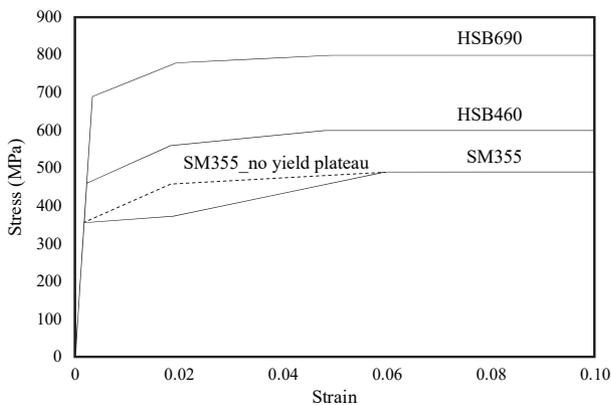


Fig. 2. Material models

거더 단면은 2축 대칭단면으로 국한하고 웨브의 높이( $D$ )는 2,000 mm로 하였다. 웨브의 두께는 AASHTO 기준의 다음 식의 비조밀 웨브 한계세장비( $\lambda_{rw}$ )의 약 95 % 두께로 설정하였다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} (\equiv \lambda_{rw}) \quad (6)$$

여기서,  $F_{yc}$ : 압축플랜지의 항복강도(MPa),  $k$ : 횡압축 좌굴 계수로서 이축대칭단면에서 보강재가 0.2D에 설치 시 129.3이다. 플랜지 폭( $b_f$ )은 플랜지가 웨브의 회전을 구속하는 효과를 최소화하기 위해  $D/5 = 400$  mm로 고려하였다. 플랜지의 두께( $t_f$ )는 조밀플랜지 한계( $\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{EF_{yc}}$ )를 만족하도록 결정하였다. 이로부터 결정된 웨브와 플랜지 제원은 Table 1과 같으며, 웨브의 세장비( $D/t_w$ )는 HSB460 거더는 222.2, HSB690 거더는 181.8이 적용되었다.

수평보강재의 강종은 거더 강종과 동일 강종으로 고려하였다. 보강재의 폭-두께비( $b_s/t_s$ )는 AASHTO 기준인 다음 식을 적용하였으며 HSB460 강재는 10.3, HSB690 강재는 8.4가 된다.

$$b_s/t_s \leq 0.48 \sqrt{E/F_y} \quad (7)$$

한편, 본 연구에서 고려한 주요 변수와 범위는 Table 2에 제시하였다. AASHTO 기준에서는 수평보강 웨브 패널의 형상비( $d_o/D$ )를 1.5로 제한하고 있어, 여기서는 0.5, 1.0 및

Table 1. Dimension of girders (Unit: mm)

Steel	HSB460	HSB690
Web ( $D \times t_w$ )	2,000×9	2,000×11
Flanges ( $b_f \times t_f$ )	400×25	400×30

Table 2. Parameters for numerical analysis

Parameter	Range
Aspect ratio ( $d_o/D$ )	0.5, 1.0, 1.5
Girder radius ( $R$ )	50 m, 100 m, 300 m, $\infty$
Location of long. stiffener	inside, outside
Bending rigidity ratio ( $\gamma$ )	variable depending on aspect ratio

1.5를 고려하였다. 거더 곡률반경( $R$ )은 최소 50 m로 설정하였고 100 m, 300 m 및  $\infty$ (직선거더)를 포함하였다. 수평보강재의 위치는 곡률중심 방향(내측)과 반대 방향(외측)을 고려하였다. 보강재의 휨강성비( $\gamma$ )는 웨브의 형상비에 따라 변동적으로 고려하였다.

### 3.2 전산모델 및 해석방법

비선형해석을 위한 거더모델은 Fig. 3과 같이 4점 재하 모델을 사용하였으며, 하중재하점 사이 구간(test panel)에서 순수휨상태 하의 플랜지 좌굴강도(flange local buckling strength)를 평가하고자 하였다. 경계조건은 수직보강재의 상하 위치에서 반경방향 변위를 구속하였으며, 거더 단부는 웨브 전체 높이에 걸쳐 반경방향 변위를 구속하였다. 연직 방향 변위는 양단 하부에서 구속하였는데, test panel 부에는 영향을 미치지 않을 것으로 생각된다. 수평보강재와 수직보강재는 실무 측면에서 연결하지 않는 상태로 고려하였다. 하중은  $d_o$  간격의 수직보강재 위치에서 상부플랜지의 폭에 선하중으로 재하하였다.

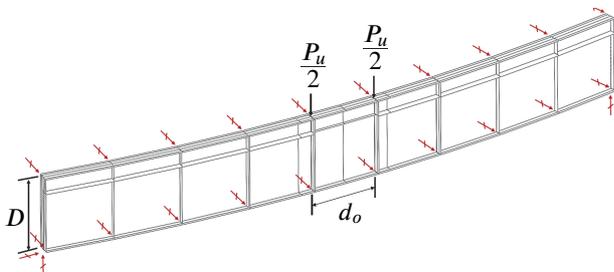


Fig. 3. Configuration of girder model ( $d_o/D = 1.0$ ,  $R = 50$  m, stiffener: outside)

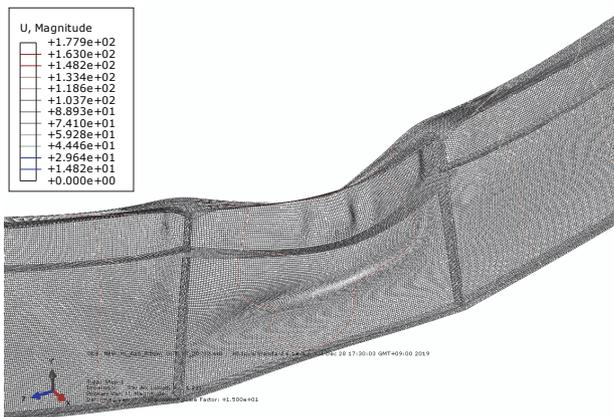


Fig. 4. Example of deformed shape (partial view): HSB690,  $d_o/D = 1.5$ ,  $R = 50$  m, stiffener = outside,  $\gamma = 150$  ( $b_s \times t_s = 207$  mm  $\times$  24.7 mm)

거더의 휨강도는 ABAQUS<sup>[11]</sup>를 사용하여 재료 및 기하 비선형해석으로 평가하였다. 전산모델은 S4R 쉘요소로 모델링하였으며 하중 증가는 Rik's method를 적용하였다. Fig. 4에 HSB690 거더의  $d_o/D = 1.5$ ,  $R = 50$  m, 보강재 위치 외측, 보강재의  $\gamma = 150$  ( $b_s \times t_s = 207$  mm  $\times$  24.7 mm)일 때 최대하중에서의 변형 형상을 예시하였다.

## 4. 비선형해석 결과 및 분석

### 4.1 비선형해석 결과

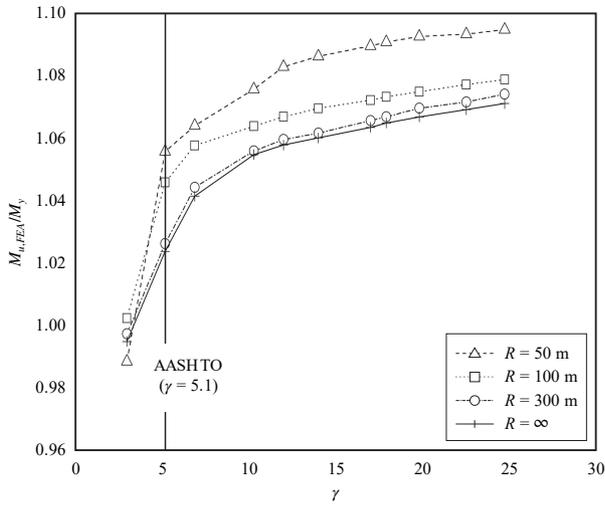
HSB460과 HSB690 거더에서 주요 변수들에 대해 보강재의 휨강성비 변화에 따른 휨강도 비( $M_{u,FEA}/M_y$ ), 즉 항복 모멘트( $M_y$ ) 대비 해석에 의한 최대 휨모멘트( $M_{u,FEA}$ )의 비를 Fig. 5와 Fig. 6에 제시하였다. 항복모멘트 산정 시 보강재는 단면계수에 포함하지 않았고, 플랜지 두께의 중심이 항복강도에 도달할 때를  $M_y$ 로 고려하였다. Fig. 5와 Fig. 6에서 제시한  $\gamma$  값은 AASHTO<sup>[8]</sup> 기준에 의한 직선거더의 필요 휨강성비이다.

### 4.2 결과 분석

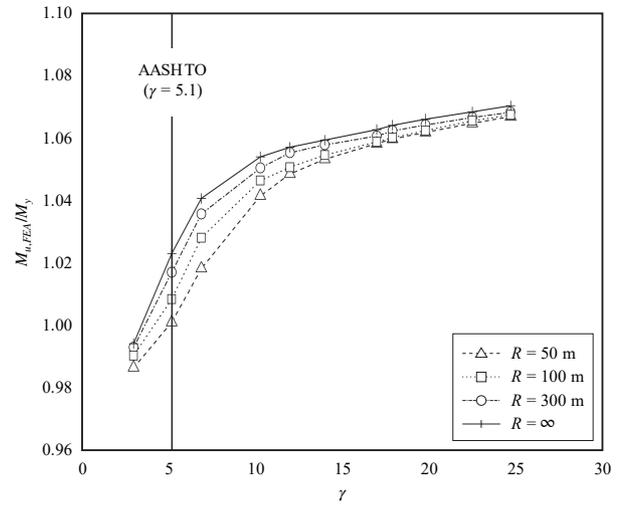
#### 4.2.1 형상비 0.5인 경우

형상비  $d_o/D = 0.5$ 일 때 AASHTO 기준의 필요 휨강성비는 직선거더에서  $\gamma = 5.1$ 이다. Fig. 5(a), 5(b)와 Fig 6(a), 6(b)로부터 직선거더에서  $\gamma = 5.1$ 일 때 항복모멘트에는 도달하였으나, 수렴 휨강도에는 못미치는 것을 보여준다. 즉,  $d_o/D = 0.5$ 일 때 직선거더 기준으로도 HSB460은  $\gamma = 10.0$ , HSB690은  $\gamma = 12.0$  부근에서 수렴에 도달하였다. 따라서,  $d_o/D < 1.0$ 일 때 식 (3)으로 제시된 단면2차모멘트는 부족하다고 판단된다. 이는 Kim *et al.*<sup>[3]</sup>이 제시한 바와 같이 현재 AASHTO 기준이 형상비가 1.0 이하일 때 좌굴 nodal line을 형성하기에는 보강재의 휨강성이 부족하다는 제안과 일치한다.

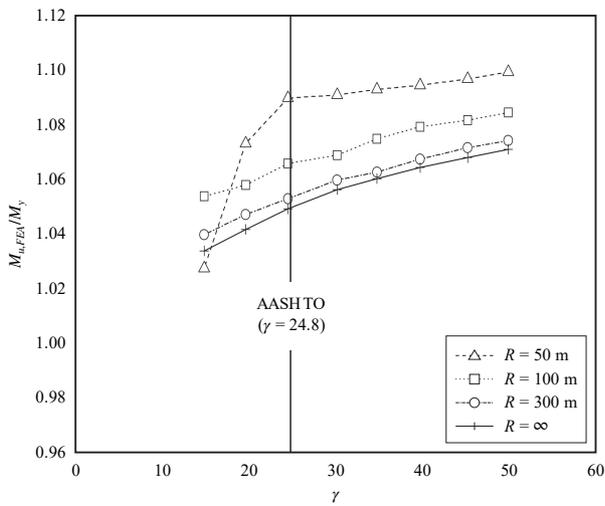
한편 Fig. 5(a) 및 Fig. 6(a)로부터 수평보강재가 내측에 설치되는 경우,  $\gamma$ 의 증가에 따라 직선거더에 비해 곡선거더가 더 빨리 중국 휨강도에 수렴하는 형태를 보이며, 또한 동일 휨강성비에서 더 큰 휨강도를 보인다. 반면, Fig. 5(b) 및 Fig. 6(b)로부터 보강재가 외측에 설치되는 경우에는 곡률반경이 작을수록 반대의 결과를 보인다. 따라서 직선거더와 동등한 수준의 휨강도를 얻기 위해서는 보강재의 휨강성비를 증가시켜야 하는 것을 보여 준다.



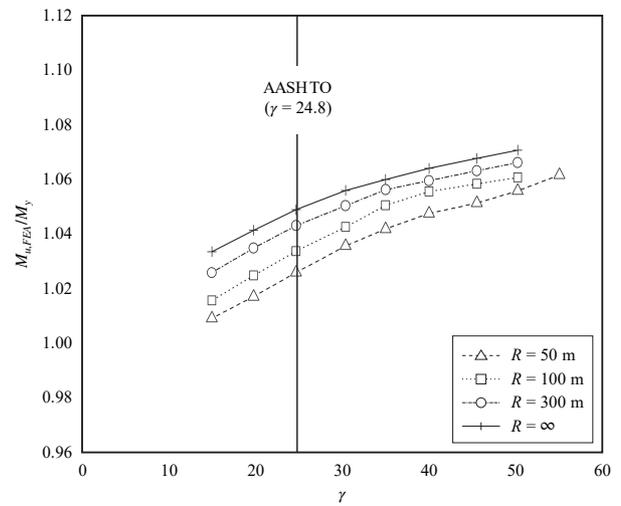
(a)  $d_o/D = 0.5$ , inside



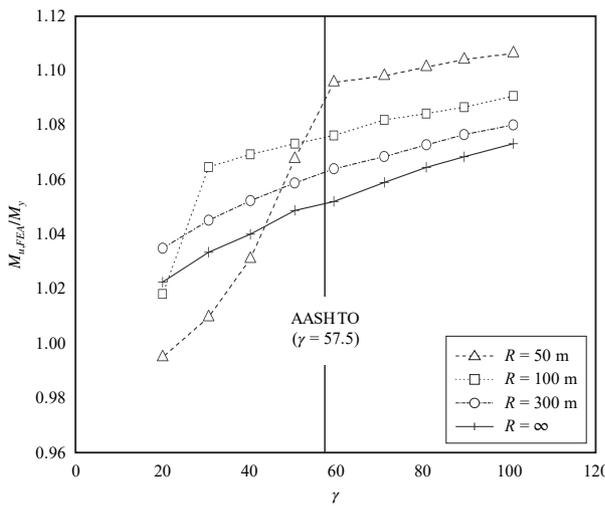
(b)  $d_o/D = 0.5$ , outside



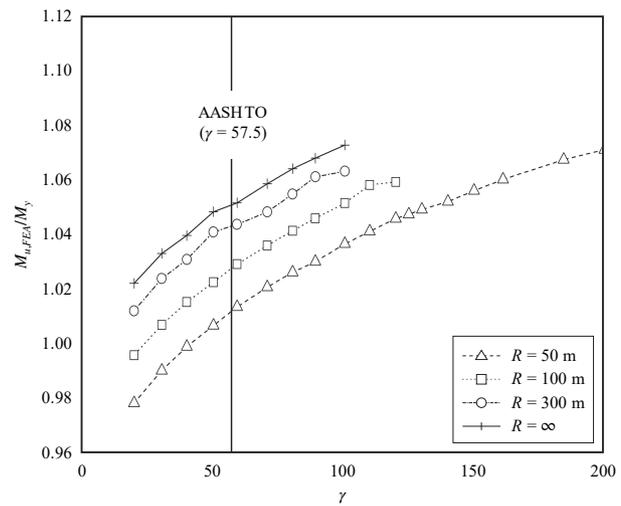
(c)  $d_o/D = 1.0$ , inside



(d)  $d_o/D = 1.0$ , outside

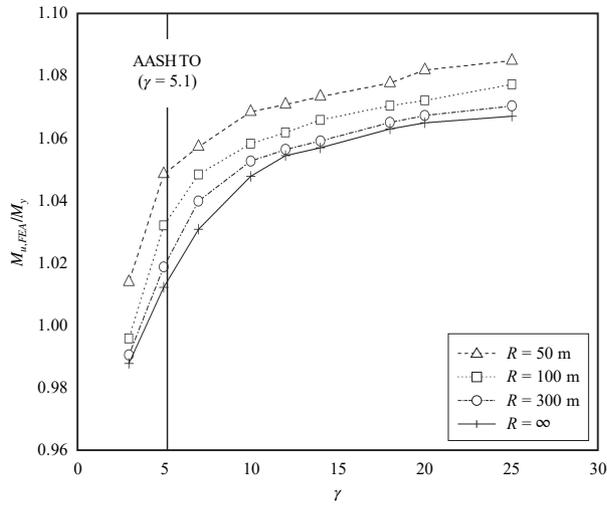


(e)  $d_o/D = 1.5$ , inside

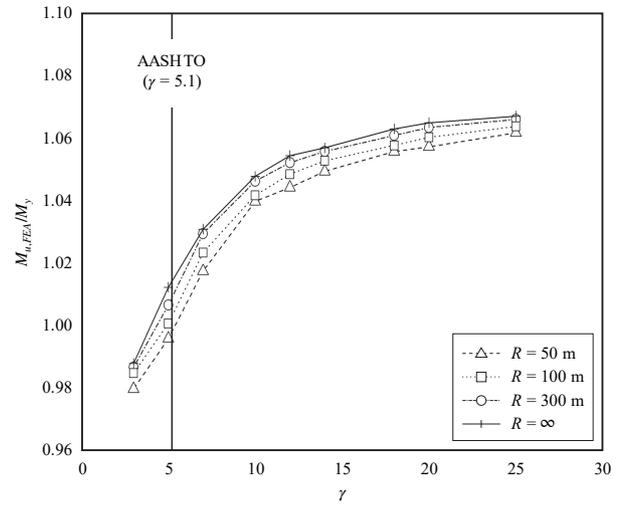


(f)  $d_o/D = 1.5$ , outside

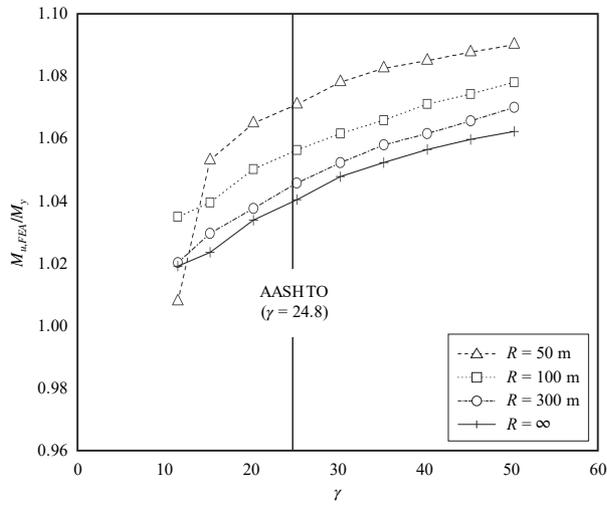
Fig. 5.  $M_{u,FEA}/M_y$  vs.  $\gamma$ : HSB460



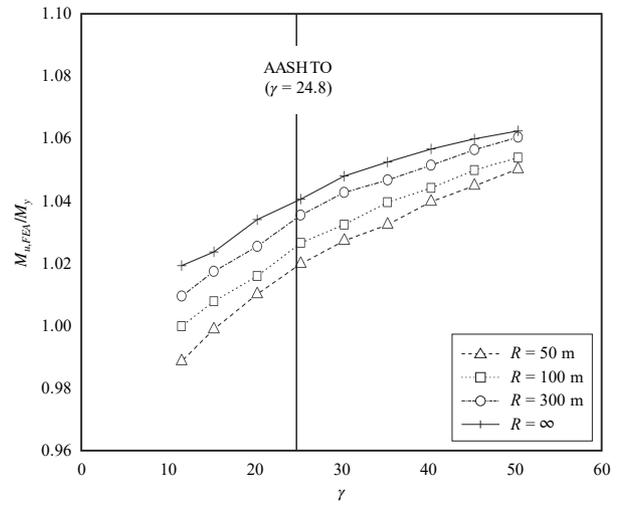
(a)  $d_o/D = 0.5$ , inside



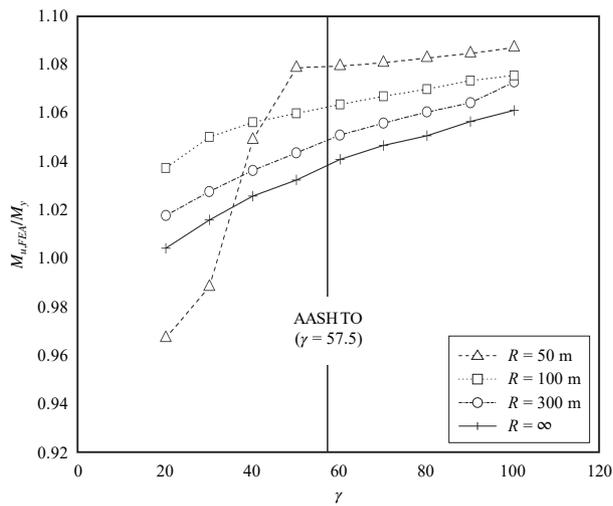
(b)  $d_o/D = 0.5$ , outside



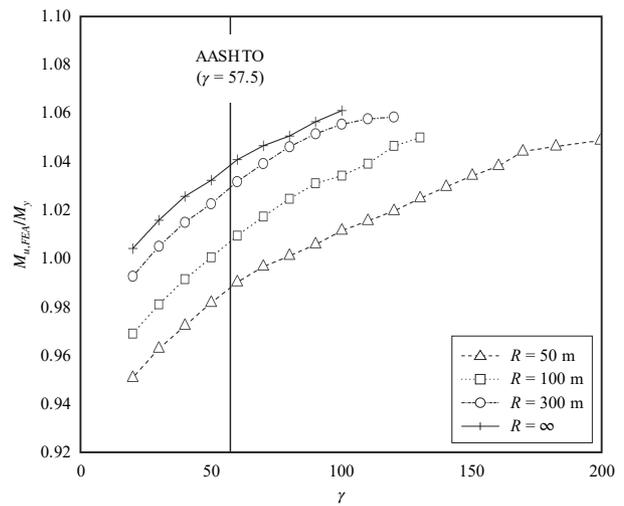
(c)  $d_o/D = 1.0$ , inside



(d)  $d_o/D = 1.0$ , outside



(e)  $d_o/D = 1.5$ , inside



(f)  $d_o/D = 1.5$ , outside

Fig. 6.  $M_{u,FEA}/M_y$  vs.  $\gamma$ : HSB690

4.2.2 형상비 1.0인 경우

직선거더 조건에서  $d_o/D = 1.0$  일 때 AASHTO 기준의 필요 휨강성비는  $\gamma = 24.8$ 이다. 수평보강재가 내측에 설치되는 경우, Fig. 5(c)와 Fig. 6(c)로부터 형상비가 1.0에서도  $\gamma$ 의 증가에 따라 직선거더에 비해 곡선거더가 더 빨리 종국 휨강도에 수렴하는 형태를 보인다. 단,  $R = 50$  m와 같이 곡률이 급한 경우  $\gamma$  값이 기준값( $\gamma = 24.8$ )보다 작을 때 직선거더보다 낮은 휨강도를 보인다. 이에 대해서는 선행논문<sup>[9]</sup>에서 그 원인을 제시한 바와 같이 보강재의 휨강성 부족에 기인한다. 즉, 보강재의 휨강성이 적절하면 보강재 방향으로 면외변형이 발생하여 보강재 단부가 인장항복에 도달하여 종국 상태에 이른다. 반면, 휨강성이 부족하면 보강재의 압축파괴가 선행되어 휨강도가 감소된다. HSB460 강재거더는 Fig. 5(c)로부터  $R = 50$  m일 때 기준 강성비에서 수렴하였으나 휨강성비에 여유가 없음을 보여 준다.

한편 Fig. 5(d)와 Fig. 6(d)로부터 보강재가 외측에 설치되는 경우에는 역시 동일 강성비에서 곡률반경이 작을수록 직선거더에 비해 낮은 휨강도를 보인다.

4.2.3 형상비 1.5인 경우

$d_o/D = 1.5$ 일 때 직선거더에서 AASHTO 기준의 필요 휨강성비는  $\gamma = 57.5$ 이다. 수평보강재가 내측에 설치되는 경우, Fig. 5(e)와 Fig. 6(e)로부터  $d_o/D = 1.5$ 에서도  $\gamma$ 의 증가에 따라 직선거더에 비해 곡선거더가 더 빨리 종국 휨강도에 수렴하는 형태를 보인다. 단, HSB460 거더에서  $R = 50$  m 일 때 휨강도는  $\gamma = 59.2$ 에서 수렴하여 직선거더의 기준값

( $\gamma = 57.5$ )보다  $\gamma$ 의 증가가 필요함을 보여 준다.

한편, Fig. 5(f)와 Fig. 6(f)로부터 보강재가 외측에 설치되는 경우에는 다른 형상비 조건에서와 마찬가지로 동일 강성비에서 직선거더에 비해 곡률반경이 감소할수록 낮은 휨강도를 보인다.

5. 필요 휨강성의 평가

5.1 HSB460 및 HSB690 거더에 대한 분석

본 연구에서는 직선거더에서 AASHTO의 보강재 휨강성 기준값을 적용하였을 때 직선거더와 동등한 휨강도를 보일 때의 강성비를 곡선거더의 휨강성 요건으로 고려하였다. 또한 보강재가 내측에 설치되는 경우에는 거더 휨강도가 수렴에 도달하였을 때를 추가로 고려하였다. 이로부터 HSB460과 HSB690 거더에서 산정한 보강재의 휨강성비를 Table 3과 Table 4에  $\gamma_{estimated}$ 로 제시하였다.

4.2절에서 기술한 바와 같이 AASHTO 기준은  $d_o/D < 1.0$ 에서는 직선거더에서도 보강재 휨강성이 부족한 것으로 평가되었다. 따라서 형상비 1.0을 기준으로 다음 식 (8)을 제안한다. 즉, 형상비 1.0 이하에서는  $\gamma$ 를 직선식으로, 1.0 이상에서는 현재 기준식을 적용키로 제안한다.

$$\frac{d_o}{D} < 1.0: I_l = \frac{Dt_w^3}{10.92} \left[ 24.8 \left( \frac{d_o}{D} \right) \right] \beta \tag{8a}$$

Table 3. Bending rigidity ratio( $\gamma$ ) and corresponding size of longitudinal stiffener: HSB460 girder

$d_o/D$	$R$ (m)	Stiffener size (mm×mm): inside			Stiffener size (mm×mm): outside		
		$\gamma_{AASHTO}$	$\gamma_{estimated}$	$\gamma_{proposed}$	$\gamma_{AASHTO}$	$\gamma_{estimated}$	$\gamma_{proposed}$
0.5	50	71×6.9(6.0)	83×8.0(10.0)	89×8.8(13.1)	74×7.2(6.9)	91×8.9(14.0)	96×9.4(16.8)
	100	69×6.8(5.6)	83×8.0(10.0)	88×8.7(12.7)	71×6.9(6.0)	90×8.8(13.5)	93×9.0(14.6)
	300	68×6.7(5.3)	83×8.0(10.0)	88×8.6(12.5)	69×6.7(5.4)	86×8.3(11.3)	90×8.7(13.1)
	∞	68×6.6(5.1)	83×8.0(10.0)	88×8.6(12.4)	68×6.6(5.1)	83×8.0(10.0)	88×8.6(12.4)
1.0	50	127×12.5(42.2)	108×10.6(24.8)	115×11.1(30.0)	142×13.8(59.7)	126×12.2(40.2)	142×13.8((59.7)
	100	119×11.5(33.5)	108×10.6(24.8)	112×10.8(27.4)	127×12.5(42.2)	120×11.7(34.5)	127×12.5(42.2)
	300	112×10.9(27.7)	108×10.6(24.8)	110×10.6(25.7)	115×11.2(30.6)	114×11.2(29.7)	115×11.2(30.6)
	∞	108×10.6(24.8)	108×10.6(24.8)	108×10.6(24.8)	108×10.6(24.8)	108×10.6(24.8)	108×10.6(24.8)
1.5	50	169×16.4(105.5)	141×13.8(59.2)	158×15.3(84.9)	189×18.4(153.5)	183×17.9(137.4)	196×19.1(172.6)
	100	167×16.4(103.1)	140×13.6(57.5)	150×14.5(71.2)	187×18.2(148.7)	166×16.2(100.8)	187×18.2(148.7)
	300	150×14.7(72.7)	140×13.6(57.5)	143×14.1(62.1)	160×15.5(87.9)	152×14.8(75.3)	160×15.5(87.9)
	∞	140×13.6(57.5)	140×13.6(57.5)	140×13.6(57.5)	140×13.6(57.5)	140×13.6(57.5)	140×13.6(57.5)

**Table 4.** Bending rigidity ratio( $\gamma$ ) and corresponding size of longitudinal stiffener: HSB690 girder

$d_o/D$	$R$ (m)	Stiffener size (mm×mm): inside			Stiffener size (mm×mm): outside		
		$\gamma_{AASHTO}$	$\gamma_{estimated}$	$\gamma_{proposed}$	$\gamma_{AASHTO}$	$\gamma_{estimated}$	$\gamma_{proposed}$
0.5	50	78×9.3(5.9)	96×11.4(12.0)	98×11.6(12.9)	80×9.6(6.6)	104×12.4(15.7)	105×12.4(16.0)
	100	76×9.1(5.5)	96×11.4(12.0)	98×11.6(12.7)	78×9.3(5.9)	100×11.8(13.6)	102×12.2(14.2)
	300	75×9.0(5.3)	96×11.4(12.0)	97×11.6(12.5)	76×9.0(5.4)	96×11.4((12.0)	99×11.8(13.0)
	$\infty$	74×8.9(5.1)	96×11.4(12.0)	97×11.5(12.4)	74×8.9(5.1)	96×11.4((12.0)	97×11.5(12.4)
1.0	50	137×16.4(39.1)	119×14.2(24.8)	125×14.9(29.1)	151×17.9(53.3)	139×16.6(41.0)	151×17.9(53.3)
	100	128×15.4(31.9)	119×14.2(24.8)	122×14.6(26.9)	137×16.4(39.1)	134×16.0(36.4)	137×16.4(39.1)
	300	123×14.6(27.2)	119×14.2(24.8)	120×14.3(25.5)	126×15.0(29.5)	125×14.8(28.8)	126×15.0(29.5)
	$\infty$	119×14.2(24.8)	119×14.2(24.8)	119×14.2(24.8)	119×14.2(24.8)	119×14.2(24.8)	119×14.2(24.8)
1.5	50	186×22.2(105.5)	154×18.4(57.5)	170×20.4(79.9)	209×25.0(153.5)	212×25.2(160.0)	216×26.0(172.6)
	100	180×21.4(94.8)	154×18.4(57.5)	163×19.5(68.7)	200×23.8(132.1)	188×22.5(109.8)	200×23.8(132.1)
	300	164×19.6(70.0)	154×18.4(57.5)	157×18.9(61.3)	172×20.5(82.4)	164×19.6(70.0)	172×20.5(82.4)
	$\infty$	154×18.4(57.5)	154×18.4(57.5)	154×18.4(57.5)	154×18.4(57.5)	154×18.4(57.5)	154×18.4(57.5)

$$\frac{d_o}{D} \geq 1.0: I_l = Dt_w^3 \left[ 2.4 \left( \frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (8b)$$

곡률보정계수  $\beta$ 는 Table 3과 Table 4의  $\gamma_{estimated}$  값을 토대로 다음 식으로 제안한다.

- 수평보강재가 곡률중심의 외측

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (9a)$$

- 수평보강재가 곡률중심의 내측

$$\beta = \frac{Z}{40} + 1 \quad (9b)$$

여기서,

$$Z = \frac{0.95d_o^2}{Rt_w} \leq 12 \quad (9c)$$

즉, 보강재가 외측에 설치되는 경우  $\beta$  식은 AASHTO 기준과 같고, 내측에 설치되는 경우는 저감하였다. 한편, 곡률인자  $Z$ 는 AASHTO에서는 10으로 제한하고 있으나, 12로 상향하는 것이 바람직하다고 판단된다. 따라서  $\beta$ 의 최대값은 3.0(보강재 외측 설치 경우)이 된다.

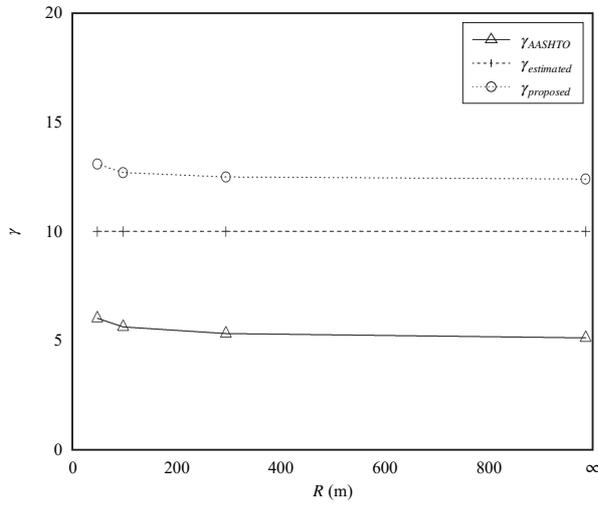
그 이유는 HSB690 거더에서  $R = 50$  m, 보강재 외측 설치 경우(Table 4 참조) 현재 기준은 여유가 부족할 수 있기 때문이며, 또한 다음 5.2절에서 제시한 바와 같이 항복고원

(yield plateau)이 존재하는 일반강(SM355)에 대한 결과를 고려하고자 하기 때문이다. 식 (8)로부터 산정한 강성비를 Table 3과 Table 4에  $\gamma_{proposed}$ 로 제시하였으며, Fig. 7과 Fig. 8에 AASHTO 기준에 의한 강성비( $\gamma_{AASHTO}$ ) 및  $\gamma_{estimated}$ 를 함께 도시하였다.

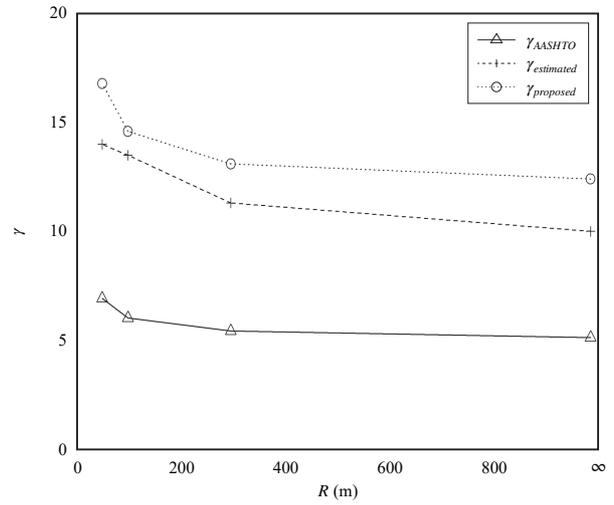
### 5.2 일반강을 포함한 종합 분석

선행논문<sup>[9]</sup>에서는 항복고원이 존재하는 일반강 SM355 ( $F_y = 355$  MPa)를 적용한 곡선거더의 보강재 휨강성에 대한 연구를 수행하였다. 이 때  $d_o/D = 1.5, R = 50$  m, 보강재 외측 조건에서 직선거더와 동등한 휨강도가 얻어지기 위해서는  $\gamma$  값이 약 259로 평가되었다. 반면, AASHTO 기준으로 산정하면 식 (4c)로부터  $Z$  값이 제한치인 10이 적용되어  $\gamma = 156.0$ 으로 큰 차이를 보였다. 한편, 동일한 조건에서 HSB460 거더에서는  $\gamma$  값이 137.4(Table 3), HSB690 거더에서는 160.0(Table 4)으로서 SM355 거더와 큰 차이를 보인다.

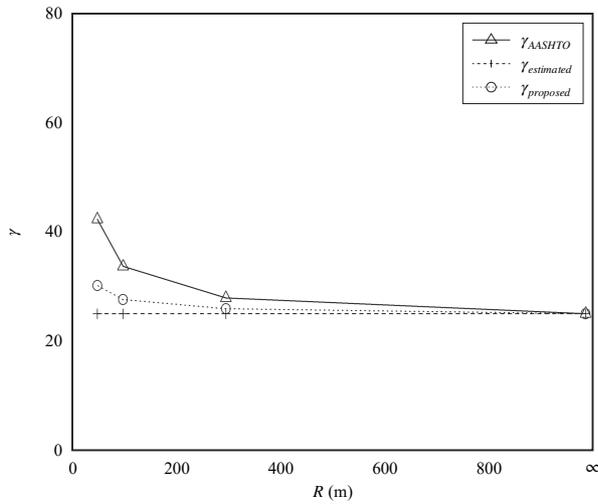
그 원인은 웨브의 세장비와 재료 특성에 기인하는 것으로 판단된다. 즉 SM355 거더에서는  $D/t_w = 250$ 이 적용되었고, Fig. 2에 보인 바와 같이 항복고원이 고려되었다. 특히 항복고원이 존재할 경우 직선거더에 상응하는 중국 휨강도를 구현하기 위해서는 변형률경화 영역에 이르도록 매우 큰 처짐이 가능하여야 하나, 곡선거더에서는 곡률로 인한 면외 변형으로 인해 이에 도달하지 못할 소지가 크다. 이를 입증하기 위해 Fig. 2에 보인 바와 같이 항복고원이 없는 가상적인 SM355 강재를 적용하여 해석을 실시하고 직선거더의 휨



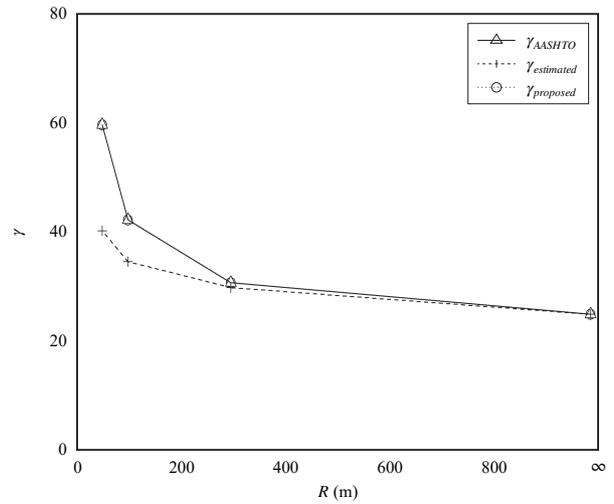
(a)  $d_o/D = 0.5$ , inside



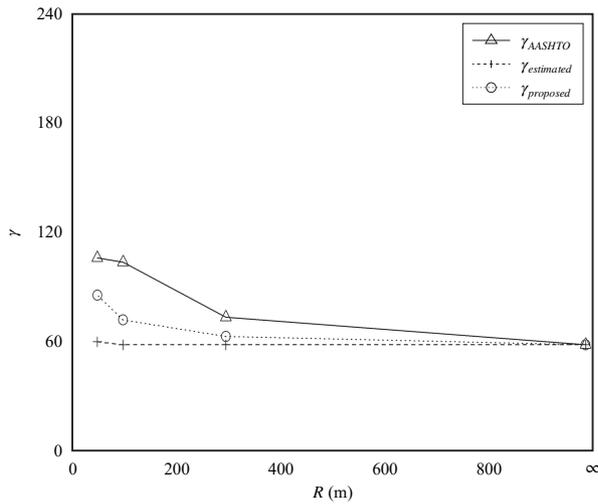
(b)  $d_o/D = 0.5$ , outside



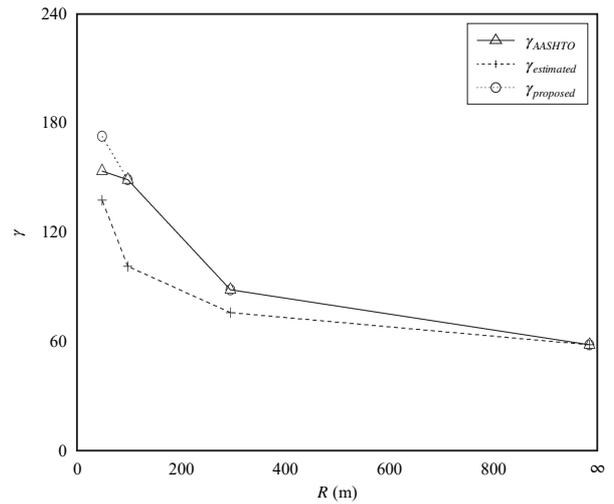
(c)  $d_o/D = 1.0$ , inside



(d)  $d_o/D = 1.0$ , outside

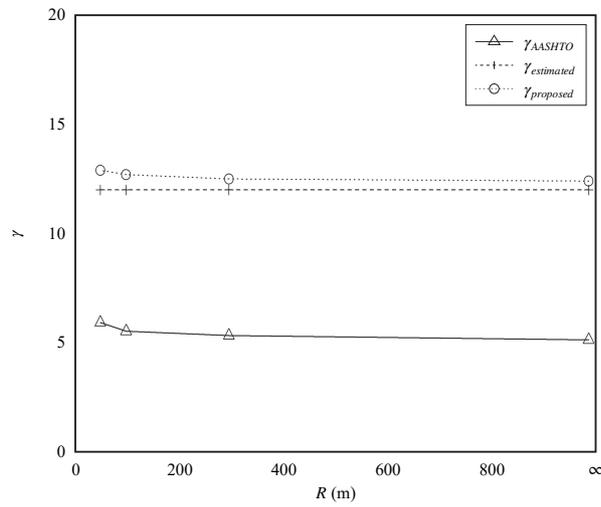


(e)  $d_o/D = 1.5$ , inside

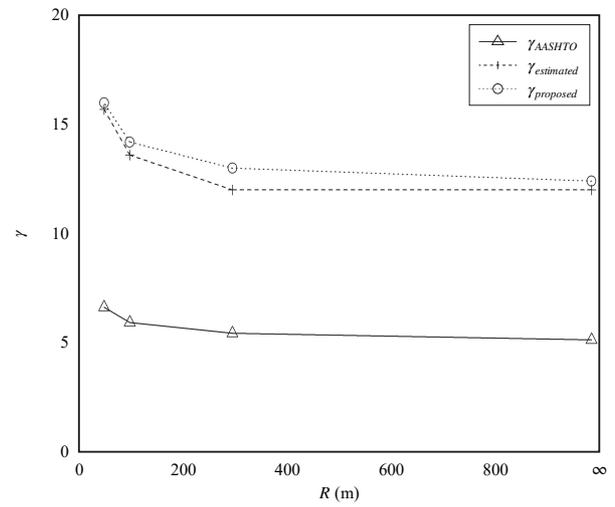


(f)  $d_o/D = 1.5$ , outside

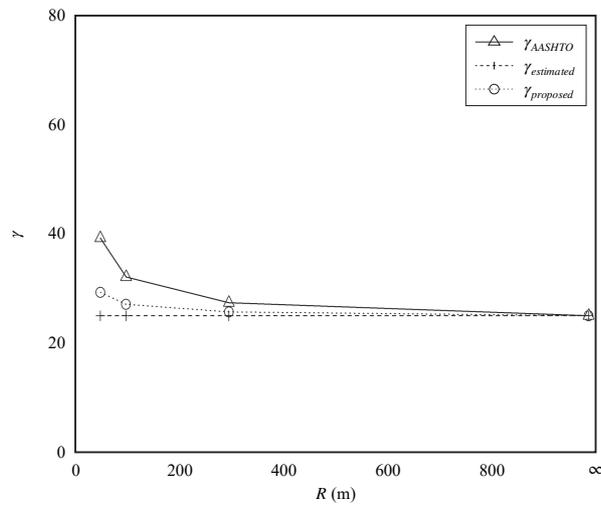
Fig. 7. Comparison of  $\gamma_{AASHTO}$ ,  $\gamma_{estimated}$ , and  $\gamma_{proposed}$ : HSB460



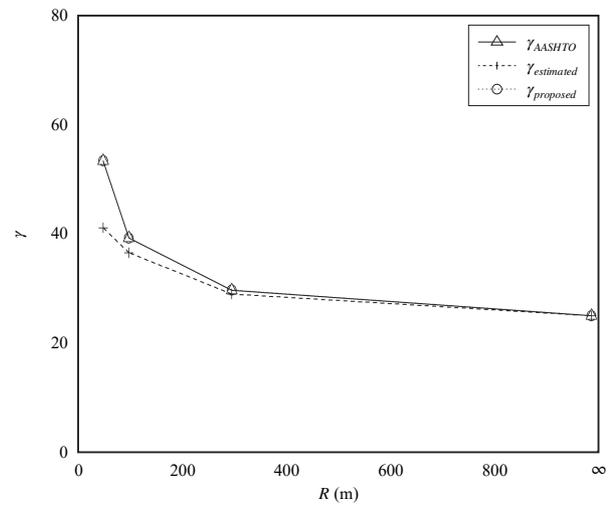
(a)  $d_o/D = 0.5$ , inside



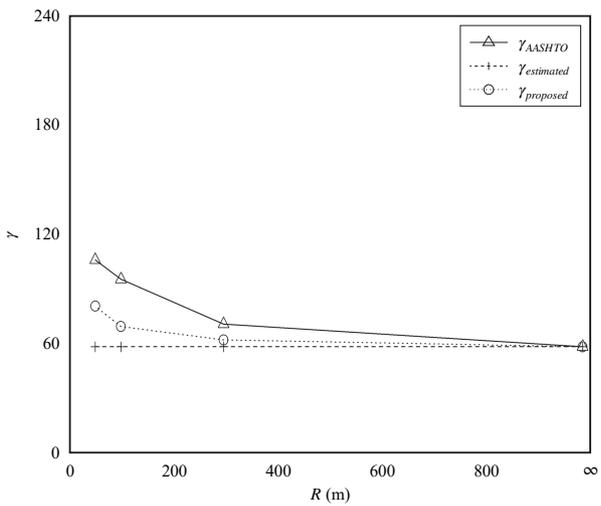
(b)  $d_o/D = 0.5$ , outside



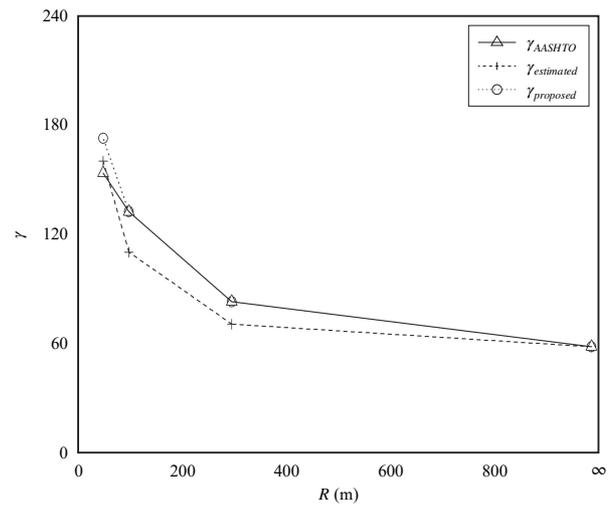
(c)  $d_o/D = 1.0$ , inside



(d)  $d_o/D = 1.0$ , outside



(e)  $d_o/D = 1.5$ , inside



(f)  $d_o/D = 1.5$ , outside

Fig. 8. Comparison of  $\gamma_{AASHTO}$ ,  $\gamma_{estimated}$ , and  $\gamma_{proposed}$ : HSB690

강도 대비 곡선거더의 휨강도 비( $M_{u,c(R=50m)}/M_{u,s}$ )를 Fig. 9에 제시하였다. 이로부터 곡선거더에서 재료의 항복고원 여부가 휨강도에 영향을 미치는 것을 알 수 있으며, 항복고원이 없는 조건에서는 강재의 항복강도가 증가할수록 보강재의 휨강성이 증가하여야 함을 보여 준다.

한편, 항복고원이 있는 SM355 거더에서 식 (9c)에 따라  $Z$ 값을 12로 제한하였을 때  $\gamma=172.6$ 이 된다. 이 때 곡선거더의 휨강도는 Fig. 9로부터 직선거더에는 조금 못미치지만 휨강도는  $1.02M_y$ 로 산출되어 항복모멘트를 조금 상회한다. 따라서,  $Z$ 의 상한값을 12로 상향하면 항복강도 355 MPa의 일반강에서부터 고강도 HSB690 거더까지 보강재 제원을 합리적으로 결정할 수 있을 것으로 판단된다.

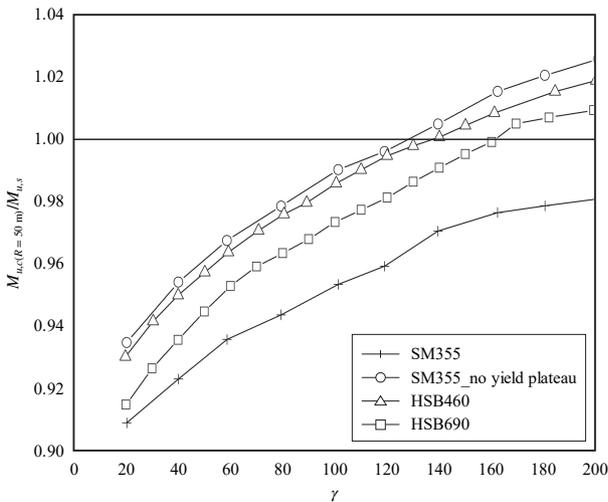


Fig. 9.  $M_{u,c(R=50m)}/M_{u,s}$  depending on steels

## 6. 결론

본 연구에서는 강재 곡선거더에서 웨브가 수평보강재로 1단 보강될 때 보강재의 필요 휨강성을 재료 및 기하비선형해석으로부터 평가하였다. 강재는 교량용 HSB460과 HSB690의 고강도강 범위를 포함하였고, 주요 변수로서 웨브 패널의 형상비( $d_o/D$ ), 곡률반경( $R$ ) 그리고 보강재의 위치(내측 또는 외측)를 고려하였다. 곡선거더에서 보강재의 필요 휨강성은 직선거더의 휨강도(직선거더에 대한 AASHTO 기준의 보강재 제원 적용 시)와 동등한 수준의 휨강도를 보이는 제원으로 설정하였다. 본 연구의 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 곡선거더에서 보강재가 내측(곡률 중심 쪽)에 설치

되는 경우, 보강재의 필요 휨강성은 대부분 직선거더에 비해 증가하지 않았으나, HSB460 거더( $D/t_w=222$ )에서  $d_o/D=1.5$ ,  $R=50m$  경우 필요 강성이 조금(3%) 증가하였다. 즉, 내측에 설치되는 경우 웨브 세장비와 형상비가 크고 곡률이 급한 경우 보강재의 제원이 직선거더에 비해 커야 되는 경우가 있었다. 외측에 설치되는 경우에는 곡률반경이 감소할수록 그리고 형상비가 증가할수록 직선거더에 비해 휨강성이 크게 증가하여야 하는 결과를 보였다.

- (2) 웨브 패널의 형상비가 0.5인 거더에 대한 해석으로부터 현재 AASHTO 기준은 직선거더에서도 수평보강재의 휨강성을 비안전측으로 제시하고 있는 것으로 분석되었다. 따라서, 형상비 1.0 이상에서는 현재 기준을 적용하되, 형상비 1.0 이하에서는 식 (8a)로 수정 제안하였다.
- (3) 해석 결과의 분석으로부터 보강재가 내측에 설치되는 경우에는 현재 AASHTO 기준의 곡률보정계수  $\beta$ 를 하향 조정하는 것이 가능하고, 외측에 설치되는 경우에는 현재의  $\beta$  식이 대부분의 해석 경우로부터 적절한 것으로 판단되었다. 이로부터 곡률보정계수는 식 (9a) 및 식 (9b)로 제안하였다. 단 AASHTO에서는 곡률인자  $Z$ 의 상한치를 10으로 제한하고 있으나 HSB690의 고강도강 거더까지 적용을 위해서는 이를 12로 상향 설정하는 것이 필요할 것으로 분석되었다.

## 감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비지원(13건설기술A01)에 의해 수행되었습니다.

## 참고문헌(References)

- [1] Alinia, M.M., and Moosavi, S.H. (2008) A Parametric Study on the Longitudinal Stiffener of Web Panels, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.46, No.11, pp. 1213-1223.
- [2] Lee, K.J., Park, Y.M., Kim, B.J., and Park, C.H. (2016) Numerical Study on Required Stiffness of Longitudinal Stiffener in Plate Girders, *Journal of Korean*

- Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.28, No.1, pp. 45-52 (in Korean).
- [3] Kim, H.S., Park, Y.M., Kim, B.J., and Kim, K. (2018) Numerical Investigation of Buckling Strength of Longitudinally Stiffened Web of Plate Girders Subjected to Bending, *Structural Engineering and Mechanics*, Techno-Press, Vol.65, No.2, pp.141-154.
- [4] Park, Y.M., Kim, B.J., Seong T.R., and Park, C.H. (2019) A Study on the Proposition of Bending Rigidity of the Longitudinal Stiffener in Steel Girders Stiffened with Single Stiffener, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.31, No.1, pp.31-41 (in Korean).
- [5] Davidson, J.S., Ballance, S.R., and Yoo, C.H. (2000) Effects of Longitudinal Stiffener on Curved I-Girder Webs, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.5, No.2, pp.171-178.
- [6] Nakai, H., and Yoo, C.H. (1988) *Analysis and Design of Curved Steel Bridges*, McGraw-Hill, USA.
- [7] Steel Structure Study Committee of Hanshin Expressway Public Corporation (1988) *Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges (Draft)*, Hanshin Expressway Public Corporation, Japan.
- [8] American Association of State Highway and Transportation Officials (2017) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th Ed.), USA.
- [9] Man, K.R., Park, Y.M., Kim, B.J., and Xie, C. (2019) A Preliminary Investigation on the Bending Rigidity of the Longitudinal Stiffeners in Curved Plate Girders Stiffened with Single Stiffener, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.31, No.6, pp. 435-446 (in Korean).
- [10] Korea Construction Standards Center (2017) *Design Standards for Steel Members (Load and Resistance Factored Design, KDS 14 31 10)*, Korea (in Korean).
- [11] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014) *Abaqus Analysis User's Manual Version 6.14*, DSS, USA.

---

**요 약**: HSB460 및 HSB690의 고강도강을 적용한 곡선거더에서 웹 1단 수평보강 시 수평보강재의 필요 휨강성을 해석적으로 평가하였다. 곡선거더는 곡률로 인해 휨거동이 직선거더와는 다르고, 또한 보강재의 위치: 곡률중심 쪽(내측) 또는 반대쪽(외측)에 따라서도 휨강도의 변동이 발생한다. 이에 AASHTO LRFD 교량설계기준은 곡선거더에서 보강재의 필요 휨강성을 보강재의 위치에 따라 구분하여 제시하고 있다. 본 연구에서 곡선거더의 보강재 필요 휨강성을 재료 및 기하비선형해석으로부터 평가하였다. 주요 변수로는 웹 패널의 형상비, 곡률반경, 보강재의 위치(내측 또는 외측)를 고려하였다. 해석 결과를 토대로 항복강도 690 MPa의 고강도 거더까지 적용할 수 있도록 AASHTO 기준 대비 수평보강재 휨강성 요건에 대해 수정식을 제안하였다.

**핵심용어**: 곡선거더, HSB 강재, 보강재 휨강성, 보강재 위치, 웹 형상비, 곡률반경

---