조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 HSB 플레이트거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 휨강도

Flexural Strength of HSB Plate Girder with Compact or Noncompact Web Due to Inelastic Lateral-Torsional Buckling

신동구* · 조은영**

Dong Ku Shin · Eun Young Cho

Abstract

The flexural behavior of HSB plate girder with a non-slender web, due to inelastic lateral-torsional buckling, under uniform bending was investigated by the nonlinear finite element analysis. Both homogeneous sections fabricated from SM570-TMC, HSB600 or HSB800 steel and hybrid sections with HSB800 flanges and SM570-TMC web were considered. The flanges and web of selected noncomposite I-girders were modeled as thin shell elements and the geometrical and material nonlinear finite element analysis was performed by the ABAQUS program. The steel was assumed as an elasto-plastic strain hardening material. Initial imperfections and residual stresses were taken into account and their effects on the inelastic lateral-torsional buckling behavior were analyzed. The flexural strengths of selected sections obtained by the finite element analysis were compared with the nominal flexural strengths from KHBDC LSD, AASHTO LRFD, and Eurocode and the applicability of these codes in predicting the inelastic lateral torsional buckling strength of HSB plate girders with a non-slender web was assessed.

Keywords : plate girder, HSB steel, inelastic lateral-torsional buckling, finite element analysis, flexural strength

요 지

비세장 복부판을 갖고 균일모멘트를 받는 HSB 강재가 적용된 플레이트거더의 비탄성 횡비틀림좌굴 영역 휨강도 특성을 비선형 유한요소해석으로 분석하였다. HSB600 및 HSB800 강재로 제작된 균질단면 강거더와 HSB800 강재와 SM570-TMC 강재를 함께 적용한 하이브리드단면 거더를 고려하였으며, 일반강재와의 상대 비교를 위하여 SM490-TMC 강거더에 대한 해석도 수행하였다. 해석대상 비합성 I-거더 단면의 플랜지와 복부판을 셀요소로 모델링하고 ABAQUS 프로그램을 이용하여 재료 및 기하학적 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였고 초기변형과 단면의 잔류응력을 고려하였으며, 이들이 비탄성 횡비틀림좌굴 영역에서 휨거동에 미치는 영향을 분석하였다. HSB 고강도강을 적용한 플레이트거더의 FE 해석과 한계상태법 도로교설계기준, AASHTO LRFD, Eurocode 등 국내외 주요 설계기준에 의한 공칭휨강도와 비교하고 이들 설계기준을 평가하였다.

핵심용어 : 플레이트거더, 고강도강, 비탄성 횡비틀림좌굴, 유한요소해석, 휨강도

1. 서 론

휨을 받는 I-거더는 크로스 프레임이나 다이아프램 또는 가로보에 의해 적절하게 횡방향으로 지지되어 있지 않으면 횡비틀림좌굴(lateral-torsional buckling)이 발생하여 휨저항강도가 현저히 감소할 수 있다. 횡방향 지지부재의 간격인 비지지길이(unbraced length)가 지나치게 길면 탄성 횡비틀림좌굴이 휨강도를 지배하는 반면에 매우 짧으면 횡비틀림변형이 거의 일어나지 않고 단면의 전부가 항복에 도달하여 소성모멘트(M_p)까지의 휨강도를 가질 수 있으며, 비지지길이가

탄성 횡비틀림좌굴 한계값과 완전소성 한계값 사이에 있는 경우에는 단면의 일부가 항복하는 비탄성 횡비틀림좌굴이 휨강도를 지배한다. 따라서, 강거더 설계에 있어서 비지지길이에 따른 탄성 또는 비탄성 횡비틀림좌굴 안정성에 대한 검토는 압축플랜지 국부좌굴(flange local buckling)과 복부판 휨좌굴(web bend-buckling) 안정성에 대한 검토와 함께 매우 중요한 과정이다.

최근 제정된 신뢰도이론에 근거한 한계상태설계법 도로교설계기준(2012)에서 횡비틀림좌굴을 고려한 공칭휨강도(nominal flexural strength)의 산정에 Q 공식을 적용하여 항복

*정회원 · 교신저자 · 명지대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사 (E-mail : dkshin@mju.ac.kr)

**정회원 · 명지대학교 토목환경공학과 박사과정 (E-mail : eunyoung@mju.ac.kr)

모멘트(M_y)를 초과하고 최대 소성모멘트까지의 공칭휨강도를 갖도록 비탄성설계규정을 두고 있으나, Q 공식의 적용한계를 항복강도가 460 MPa 이하 강재로 제작된 거더로 제한하고 있다. AASHTO LRFD(2012) 설계기준에서는 부모모멘트 부 또는 비합성단면의 휨강도는 원칙적으로 항복모멘트 이하로 제한하는 탄성설계법을 적용하도록 규정하고 있으나, 복부판에서 탄성 휨좌굴이 발생하지 않는 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 I-거더는 복부판 세장비에 따라 복부판 소성 계수(web plastification factor) 개념을 적용하여 M_y 이상의 휨저항강도를 가질 수 있도록 비탄성 설계규정을 부록에 두고 있다. 그러나, 비탄성 설계규정은 강재의 항복강도가 485 MPa 이내로 제한하고 있는데, 이것은 고강도강 I-거더의 비탄성 횡비틀림좌굴 거동에 대한 연구결과가 충분치 않기 때문인 것으로 해석에 기술하고 있다. Eurocode 3(2003)에서는 횡비틀림좌굴을 고려한 휨부재의 휨강도 계산 시 단면 등급에 따라 Class 1과 2는 M_p 이하로, Class 3과 4는 M_y 이하로 규정하고 있다. 아울러, 탄성좌굴모멘트(M_{cr}), 휨부재 제작방법에 따른 초기변형, 거더 높이 대 플랜지 폭 비에 따른 감소계수(χ)를 추가로 고려하여 횡비틀림좌굴에 대한 휨저항강도를 산정하도록 규정하고 있다.

비탄성 횡비틀림좌굴에 대한 해석적 연구는 주로 약축에 대한 휨강성, St. Venant 비틀림강성, 뒤틀(warping)강성이 고려된 접선계수이론(tangent modulus theory)을 적용하였으며 이 방법은 실험에 의한 검증결과 적절한 근사이론으로 받아들여지고 있다(Galambos, 1998). 탄성좌굴이 발생하기 전에 시작되는 단면일부의 항복은 잔류응력의 크기와 분포형태 및 초기변형에 상당한 영향을 받는 것으로 알려져 있다. Neal(1950)에 의한 해석적 연구 이래로 Galambos(1963)는 최초로 잔류응력의 영향을 고려하였으며, Trahair 등(1972)은 잔류응력과 재료의 변형경화까지 추가로 고려하였고, Linder(1974), Vinnakota(1977), Celigoj(1979) 등은 잔류응력과 초기변형을 고려하고 해석적 연구를 수행하였다. 비탄성 횡비틀림좌굴에서 단면이 소성모멘트 이상의 휨강도를 갖고 소성메카니즘을 일으키는 소성회전(plastic rotation) 거동을 보장하는 최대 비지지길이에 관한 연구로는 Lay와 Galambos(1965), Nethercot 등(1976), Ojalvo 등(1978), Earls(1999, 2001) 등이 있다. 국내에서는 최근 고성능강 적용 비탄성 횡비틀림좌굴 강도에 관한 연구가 김종민 등(2010, 2011), 조은영 등(2012)에 의해 수행된 바 있다. 김종민 등(2010, 2011)은 비선형 유한요소해석에 의한 균일모멘트를 받는 HSB800 균질단면 및 하이브리드 단면 I-거더의 비탄성 횡비틀림좌굴 강도 해석을 시도한 연구이다. 이들의 연구에서는 1-2 종류의 단면에 대해, 강재의 재료비탄성 모델링 및 잔류응력의 영향을 수치적으로 분석하였으며 하이브리드 계수의 적용성을 평가하였다. 본 논문의 전편인 조은영 등(2012)의 연구는 세장 복부판을 갖는 HSB 강거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 휨거동을 비선형 유한요소법으로 분석하고 휨강도를 설계기준과 비교하였다.

균일모멘트를 받는 강거더의 비탄성 횡비틀림좌굴 거동에 대한 실험적 연구는 Lee와 Galambos(1962), Adams 등(1965), Lay와 Galambos(1965), McDermott(1969), Choi와 Park(2010) 등에 의해 수행되었다. Lee 등(1962)은 비지지길

이(L_b)와 약축에 대한 회전반경(r_y)의 비로 정의되는 비지지 길이 세장비(L_b/r_y)가 35~50인 4개의 일반강재 보시편 휨실험을 통하여 L_b/r_y 가 45 미만인 보는 파괴 시 탄성 횡비틀림좌굴이 발생하지 않고 보 단면 전부 또는 일부가 항복하는 비탄성 좌굴에 기인하는 결과를 얻었다. Adams 등(1965)은 항복강도가 345MPa이고 L_b/r_y 가 24~45인 7개의 보 시편에 대한 휨실험을 수행하고 L_b/r_y 가 40 이하인 시험 단면에서는 보 단면 일부가 항복되는 비탄성영역의 파괴거동을 관찰하였다. Lay 등(1965)은 균일모멘트를 받는 비지지 길이가 다른 5개의 A441 강재 WF형강 보에 대한 휨실험을 수행하였으며, McDermott(1969)는 항복강도가 690MPa인 A514 고강도 강재 보의 연성거동 규명을 위하여 7개 보의 휨실험을 수행하고 L_b/r_y 가 25 이하인 경우에는 소성설계가 가능한 것으로 보고하였다. Choi와 Park(2010)은 다이아프램 또는 가로보에 의해 횡방향으로 연결된 4개의 SM570-TMC 2-거더 시스템에 대한 순수휨실험을 수행하고, 설계기준의 횡비틀림좌굴에 의한 휨강도와 비틀림강성 요구조건을 실험결과와 비교 평가하였다.

이상의 비탄성 횡비틀림좌굴에 관한 기존 연구는 McDermott(1969)와 김종민 등(2010, 2011), 조은영 등(2012)의 연구를 제외하면 항복강도가 485 MPa 이하인 강재를 적용한 경우가 주를 이루고 있으며, 항복강도가 485 MPa를 초과하는 고강도강으로 설계된 거더에 대한 연구는 미비한 실정이다. 현 AASHTO LRFD(2012)의 비탄성 설계를 적용할 수 있는 요구조건 중 하나는 강재 항복강도를 485 MPa 이하이며, 최근 제정된 신뢰도이론에 근거한 한계상태설계법 도로교설계기준(2012)에서도 HSB800 휨부재는 탄성범위로 설계하도록 규정하고 있다. 국내에서 생산된 HSB 강재의 활용을 위해서는 비선형 극한저항강도에 근거한 HSB 강재로 제작된 부재의 구조적 거동에 대한 폭넓은 이해가 선행되고 이에 근거한 합리적인 설계기준이 확립되어야 할 것이다.

본 연구의 목적은 교량용 HSB 고강도 강재를 적용한 균일모멘트를 받는 비합성 강거더에 대하여 단면의 일부 또는 전부가 항복하는 비탄성 횡비틀림좌굴 거동을 비선형 유한요소해석으로 분석하고, 일반강재에 대한 설계규정과 비교를 통하여 현 설계규정을 고강도 강거더에 확장 적용 가능 여부를 검토하는 것이다. 해석대상 강거더는 비탄성 횡비틀림좌굴 강도를 갖도록 횡방향 비지지길이의 범위를 선정하였으며, 압축플랜지의 국부좌굴과 복부판의 휨좌굴이 휨강도를 지배하지 않도록 플랜지와 복부판은 조밀 또는 비조밀 요소에 해당하는 세장비를 갖도록 설계하였다. HSB600 및 HSB800 강재로 제작된 균질단면(homogeneous section) 강거더와 HSB800과 SM570-TMC 강재를 함께 적용한 하이브리드단면(hybrid section)을 고려하였으며, 일반강재와의 비교를 위하여 SM490-TMC 강거더에 대한 해석도 아울러 수행하였다. 플랜지와 복부판은 셀요소로, 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였고, 초기변형과 단면의 잔류응력을 고려하여 상용 ABAQUS 프로그램(2008)으로 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 다양한 비지지길이 세장비를 갖는 강거더의 비선형 FE 해석에 의한 휨저항강도와 도로교설계기준, AASHTO LRFD 및 Eurocode 3의 설계규정으로 구한 공칭휨강도와 비교하여 이들 설계식의 HSB 강거더에 대한

적용성을 평가하였다.

2. 주요 설계규정

아래에는 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 강거더의 횡비틀림좌굴을 고려한 공칭휨강도 산정에 적용하는 도로교설계기준(2012), AASHTO LRFD(2012) 및 Eurocode 3(2006) 설계기준을 간략히 기술하였다. 세장 복부판을 갖는 강거더 설계규정은 도로교설계기준(2012)은 6.10.4.2항에 AASHTO LRFD(2012)의 경우는 6.10.8.2항에 기술되어 있다.

2.1 도로교설계기준 (2012)

한계상태설계법에 근거한 도로교설계기준에서 횡비틀림을 고려한 휨강도 규정은 단면의 조밀성에 따라 다른 강도 산정식을 적용하도록 규정하고 있다. 조밀단면은 강재의 항복강도가 460 MPa를 넘지 않고 다음 식 (1)~(4)를 모두 만족하는 단면이다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (1)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2)$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} + 9.35 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \leq 6.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (3)$$

$$L_b \leq \left[0.124 - 0.0759 \left(\frac{M_l}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right) \quad (4)$$

여기서, D_{cp} 는 소성모멘트 적용 시 압축력 측 복부판의 높이, t_w 는 복부판의 두께, E 는 강재의 탄성계수, F_{yc} 는 압축플랜지의 항복강도, b_f 는 압축플랜지의 폭, t_f 는 압축플랜지의 두께, M_l 은 설계하중에 의한 비지지 지간의 양단에 발생하는 모멘트 중 작은 값, r_y 는 수직축에 대한 강재단면의 회전반경을 나타낸다.

식 (1)~(4)를 모두 만족하는 조밀단면의 공칭휨강도 M_n 은 아래 식의 소성모멘트와 같다.

$$M_n = M_p \quad (5)$$

식 (1), (2) 또는 (3)을 만족하지 않지만 식 (4)를 만족하고 아래 식 (6) 및 (7)을 만족하는 단면은 식 (8)의 Q 공식을 적용하여 공칭휨강도를 산정한다.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 2.52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}} \quad (7)$$

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{0.7}{\left(\frac{M_p}{M_y} \right)} \right) \left(\frac{Q_p - Q_{fl}}{Q_p - 0.7} \right) \right] M_p \quad (8)$$

여기서, 대칭 단면의 경우 $Q_p = 3.0$, 비대칭 단면의 경우 $Q_p = 5.47 \left(\frac{M_p}{M_y} \right) - 3.13$ 이며, 식 (2)를 만족하는 경우 $Q_{fl} = \frac{30.5}{\sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}$

이고 식 (2)를 만족하지 않는 경우 $Q_{fl} = \frac{4.45}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2 \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \frac{E}{F_{yc}}$

이다.

Q 공식을 적용할 수 없는 경우, 아래 식 (9)를 만족하고 강재의 항복강도가 460 MPa를 넘지 않는 단면은 식 (10)을 적용하여 압축플랜지 공칭휨강도를 산정한다.

$$L_b \leq L_p = 1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (9)$$

$$F_n = R_b R_h F_{cr} \leq F_{yc} \quad (10)$$

여기서, L_p 는 소성거동을 보장하는 비지지길이의 한계, r_t 는 연직축에 대한 압축플랜지의 회전반경, R_b 는 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수, R_h 는 하이브리드단면의 플랜지 응력 감소계수, F_{cr} 은 압축플랜지 국부좌굴강도로 복부판에 수평보강재가 없는 경우 다음과 같다.

$$F_{cr} = \frac{1.904E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2 \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}} \leq F_{yc} \quad (11)$$

윗 식에서, D_c 는 탄성영역 내에서 압축을 받는 복부판의 높이를 나타낸다.

강재의 항복강도가 460 MPa를 초과하거나 식 (9)를 만족하지 않는 단면은 아래의 횡비틀림좌굴을 고려한 공칭휨강도 산정식으로부터 구한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \text{ 인 경우: } M_n = 3.14 E C_b R_h \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \left(\frac{J}{I_{yc}} \right) + 9.87 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2} \leq R_h M_y \quad (12)$$

그 외의 경우:

$$L_b \leq L_r = 4.44 \sqrt{\frac{I_{yc} d E}{S_{xc} F_{yc}}} \text{ 이면,}$$

$$M_n = C_b R_b R_h M_y \left[1 - 0.5 \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_b R_h M_y \quad (13)$$

$$\text{그 밖의 경우이면, } M_n = C_b R_b R_h \frac{M_y}{2} \left(\frac{L_r}{L_b} \right)^2 \leq R_b R_h M_y \quad (14)$$

윗 식에서, λ_b 는 D_c 가 $D/2$ 이하이면 5.76이고 그렇지 않으면 4.64인 상수, C_b 는 비지지길이 내의 작용모멘트 변화에 대한 모멘트 구배계수, I_{yc} 는 복부판의 수직축에 대한 압축플랜지의 단면2차모멘트, J 는 St. Venant 비틀림상수, d 는 강재단면의 높이, S_{xc} 는 압축플랜지의 단면계수, M_y 는 압축플랜지의 항복모멘트를 나타낸다.

2.2 AASHTO LRFD (2012)

AASHTO LRFD에서는 부모멘트 구간 혹은 비합성단면의 경우 아래 식 (15)~(17)의 요구조건을 모두 만족하면 휨저항강도를 최대 소성모멘트까지 허용하는 비탄성 설계규정을 부록 A6에 별도로 두고 있으며, 만족하지 않으면 휨강도를 항복모멘트 이하로 제한하는 탄성 설계규정을 본문 6.10.8에 기술하고 있다.

$$F_y \leq 485 \text{ MPa} \quad (15)$$

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (16)$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (17)$$

여기서, F_y 는 강재의 항복강도, I_y 는 복부판의 수직축에 대한 인장플랜지의 단면2차모멘트를 나타낸다.

식 (16)은 비조밀(noncompact) 복부판의 세장비한계로 이를 만족하지 않는 경우는 압축을 받는 복부판에서 탄성 휨 좌굴이 발생하는 세장(slender) 복부판에 해당된다.

식 (15)~(17)을 만족하는 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 강거더의 횡비틀림좌굴을 고려한 압축플랜지에 대한 휨저항 강도(M_{nc})는 비지지길이에 따라 소성거동을 보장하는 비지지 길이 한계(L_p)와 비탄성 및 탄성좌굴에 대한 한계(L_r)의 범위로 나누어 다음 식 (18)~(20)으로 구한다. 아래 식에서 L_p 는 조밀단면에 대한 다양한 휨실험 결과를 선형회귀분석으로 구한 소성영역의 비지지길이 한계이며, L_r 은 탄성영역에서 횡비틀림 좌굴응력과 항복응력에 잔류응력을 고려하여 구한 비지지길이 한계를 나타낸다.

$$L_b \leq L_p \text{ 인 경우; } M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (18)$$

$$L_p < L_b \leq L_r \text{ 인 경우; } M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (19)$$

$$L_p > L_r \text{ 인 경우; } M_{nc} = F_{cr} S_{xc} \left(= \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h}} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2 S_{xc} \right) \leq R_{pc} M_{yc} \quad (20)$$

여기서, $L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$, $L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr} S_{xc} h}{E J} \right)^2}}$, R_{pc} 는 압축플랜지에 대한 복부판 소성화계수, M_{yc} 는 압축플랜지의 항복모멘트, F_{yr} 은 잔류응력의 영향을 포함한 단면의 공칭항복강도 시작점에서의 압축플랜지 응력으로 $0.7 F_{yc}$, $R_h F_{yr} S_{xc} / S_{xc}$ 및 F_{yw} 가운데 작은 값을 사용하며, F_{cr} 은 탄성 횡비틀림좌굴응력, r_t 는 압축플랜지와 압축을 받는 복부판 높이의 1/3을 합한 면적의 연직축에 대한 회전반경, h 는 플랜지 중심선 사이의 높이를 나타낸다.

식 (18)~(20)에서 R_{pc} 는 복부판의 소성화(plastification) 가능 정도를 나타내는 파라미터이다. 복부판의 소성정도는 복부판 세장비에 따라 다르므로 조밀인 경우와 비조밀한 경우를 구분하여 R_{pc} 계산식을 제시하고 있으며, 세장한 복부판은 소성화되지 않는 것으로 규정하고 있다. 다음 식 (21)을 만족하는 조밀 복부판의 경우, R_{pc} 는 식 (22)로 계산한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}(D_{cp}) \quad (21)$$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (22)$$

여기서, $\lambda_{pw}(D_{cp}) = \frac{\sqrt{E/F_{yc}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09 \right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c} \right)$, $\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{E/F_{yc}}$ 를 나타낸다.

식 (21)을 만족하지 않지만 아래 식 (23)을 만족하는 비조밀 복부판의 경우, R_{pc} 는 식 (24)로 산정한다.

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad (23)$$

$$R_{pc} = \left[1 - \left(1 - \frac{R_h M_{yc}}{M_p} \right) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}(D_c)}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}(D_c)} \right) \right] \frac{M_p}{M_{yc}} \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (24)$$

윗 식에서, $\lambda_{pw}(D_c) = \frac{D_c}{D_{cp}} \lambda_{pw}(D_{cp}) \leq \lambda_{rw}$ 이다.

2.3 Eurocode 3 (2003)

EN 1993-1-1(2003)의 6.3.2에 강거더의 횡비틀림좌굴을 고려한 휨강도의 산정에 일반경우(general case)와 압연형강 또는 등가용접단면에 적용할 수 있는 특수경우(special case)를 적용하도록 규정하고 있다. 균일모멘트를 받는 부재의 횡비틀림좌굴을 고려한 휨저항강도($M_{b,Rd}$)는 아래의 식으로 산정한다.

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y F_y}{\gamma_{M1}} \quad (25)$$

여기서, W_y 는 단면 등급(Class)에 따른 단면계수, F_y 는 강재 항복강도, γ_{M1} 은 좌굴안정성에 대한 부분안전계수이며, χ_{LT} 는 횡비틀림좌굴 감소계수로 다음 식으로 구한다.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0; \text{ 일반경우} \quad (26a)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \begin{cases} \leq 1.0 \\ \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}; \text{ 특수경우} \quad (26b)$$

횡비틀림좌굴에 대한 무차원화한 세장비인 λ_{LT} 와 변수 ϕ_{LT} 는 다음과 같다.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y F_y}{M_{cr}}} \quad (27)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]; \text{ 일반경우} \quad (28a)$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.4) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2]; \text{ 특수경우} \quad (28b)$$

여기서, M_{cr} 은 횡비틀림좌굴 모멘트로 식 (29)로부터 구하고, 파라미터 β 는 거더의 높이와 폭의 비에 따라 0.75 이상을 사용하며, 초기변형계수 α_{LT} 는 거더 높이와 폭의 비 및 제작 방법에 따라 0.21~0.76을 적용한다.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y \left(GJ + \frac{\pi^2 EI_w}{L_b^2} \right)} \quad (29)$$

여기서, I_y 는 약축에 대한 단면2차모멘트, G 는 전단탄성계수, I_w 는 뒤틀림상수를 나타낸다.

3. 유한요소해석 모델

플레이트 거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 휨저항강도를 구하기 위하여 ABAQUS(2008) 프로그램을 이용하여 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 강거더 상하부 플랜지 및 복부판으로 구성된 플레이트거더의 모든 요소는 쉘요소(S4R)를 적용하였으며, 상하부 플랜지는 12개, 복부판은 32개의 쉘요소로 구성되어 있다. 거더 양단은 순수휨을 모사하기 위하여 상부플랜지에는 압축력을 하부플랜지에는 인장력을 작용시켜 해석하였으며, 단순지지 경계조건을 갖도록 구속조건을 적용하였다. 유한요소 해석 모델에는 강거더 제작 시에 필연적으로 발생하는 초기변형과 플랜지와 복부판의 절단과 용접에 의한 잔류응력은 AWS 규정(2008)을 적용하여 고려하였다. 본 연구에 적용한 유한요소모델과 경계조건, 하중조

그림 1. 강재의 이상화된 응력-변형률 선도

표 1. 강재의 기계적 성질

Steel ID	F_y (MPa)	ϵ_y	E_{st} (GPa)	ϵ_{st}
SM490-TMC	315	0.00154	3.8	0.01900
SM570-TMC	450	0.00220	3.1	0.01300
HSB600	450	0.00220	3.0	0.00220
HSB800	690	0.00337	22.85	0.00337

건, 초기변형 형상 및 잔류응력의 분포는 조은영 등(2012)에 상세히 기술되어 있다.

그림 1은 사용 강재들에 대한 이상화된 응력-변형률 선도로, 일반강재와 달리 HSB600 및 HSB800 강재의 경우 비례한계점을 지나 명확한 항복구간이 존재하지 않고 곧 바로 변형경화를 시작하는 특성을 보여 준다. 강재의 재료 특성 파라미터는 표 1에 요약하였으며 탄성계수는 205 GPa를 적용하였다. 표 1에서 ϵ_y 는 항복변형률을, ϵ_{st} 는 변형경화가 시작되는 변형률을 나타내며, E_{st} 는 변형경화 구간에서의 탄성계수이다. 비선형 극한강도 유한요소해석에서 강재는 ABAQUS 프로그램이 제공하는 강재의 고전소성(classical metal plasticity) 모델을 적용하였으며, 이 모델의 여러 옵션 가운데 항복기준은 von Mises 항복모델을, 변형경화 구간에 대해서는 등방성 변형경화(isotropic strain hardening) 모델을 사용하였다. 등방성 변형경화 모델은 소성변형률이 발생함에 따라 모든 방향으로 항

복면(yield surface)의 크기가 균일하게 변화하도록 허용하여 모든 응력방향으로 항복응력이 증가할 수 있게 한다.

비탄성 횡비틀림좌굴에 대한 유한요소 해석결과를 Lay 등(1965)의 실험결과와 비교하여 본 연구에서 적용한 유한요소 해석결과를 본 논문의 전편인 조은영 등(2012)에서 검증하였으며, 시험체의 제원, 재료특성, 실험 및 해석에 의한 수치결과 등이 상세히 기술되어 있다. Earls(2001)의 연구에서도 Lay 등(1965)의 실험결과를 유한요소해석 결과의 검증을 위하여 적용한 바 있다. 조은영 등(2012)에서 유한요소 해석결과는 실험결과에 비해 극한휨강도가 1%~8% 크게 산정되어 실험결과와 비교적 잘 일치하는 것으로 평가된 바 있으며, Earls(2001)의 유한요소 해석에 의한 극한휨강도는 6%~10% 정도 실험값 보다 크게 산정된 바 있다.

4. 해석대상 단면

유한요소해석을 위해 선정한 단면의 제원을 표 2에 강종별로 요약하였다. 강재는 일반강재인 SM490-TMC와 고강도 강재인 HSB600과 HSB800 강재를 적용하였다. 해석단면은 비탄성 또는 소성설계가 가능하도록 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖고, 압축을 받는 상부플랜지의 탄성국부좌굴이 휨강도를 지배하지 않도록 조밀 또는 비조밀 플랜지를 선정하였다. 표 2에서 단면명은 플랜지와 복부판의 조밀성 여부에 따라 명명하였다. 앞에 쓰여진 CF와 NF는 각각 조밀 플랜지와 비조밀 플랜지를 나타내며, 뒤의 두 자리인 CW와 NW는 각각 조밀 복부판 및 비조밀 복부판을 일컫는다. 예를 들어, CFNW인 경우는 조밀 플랜지와 비조밀 복부판을 갖는 단면을 말한다. 따라서, 표 2의 CFCW, CFNW, NFCW, NFNW는 플랜지와 복부판이 네 종류의 조합을 갖도록 선정된 단면을 의미한다.

휨을 받는 거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 있어서 주요 파라미터인 비지지길이는 800 mm~6400 mm 범위에서 800 mm 간격으로, 한 단면 당 8개의 비지지길이를 고려하여 강종당 32개, 총 96개 강거더에 대하여 해석하였다. 거더의 플랜지 폭은 300 mm이며, 플랜지 중심선 사이의 높이는

표 2. 해석대상 단면 제원

(단위 : mm)

Steel ID	Section	Flange	Web	Eurocode 3 Class			r_y	L_p	L_r
				web	flange	section			
SM490-TMC	CFCW	300×20	780×9	3	1	2	68.79	2021	8139
	CFNW		780×7	4	1	4	71.80	2059	8277
	NFCW	300×13	787×9	3	3	3	62.69	1936	7469
	NFNW		787×7	4	3	4	66.30	1988	7702
HSB600	CFCW	300×20	780×11	3	2	2	66.13	1661	6570
	CFNW		780×8	4	3	4	70.24	1706	6726
	NFCW	300×15	785×11	3	3	3	61.87	1609	6255
	NFNW		785×8	4	3	4	66.46	1665	6438
HSB800	CFCW	300×24	776×13	3	3	3	66.41	1344	5298
	CFNW		776×9	4	3	4	71.07	1385	5442
	NFCW	300×20	780×13	3	3	3	63.76	1319	5138
	NFNW		780×9	4	3	4	68.79	1366	5297

표 3. 해석대상 단면의 항복모멘트와 소성모멘트 (단위 : kN-m)

Section	SM490-TMC		HSB600		HSB800	
	M_y	M_p	M_y	M_p	M_y	M_p
CFCW	1746	1943	2585	2913	4708	5325
CFNW	1688	1847	2455	2708	4447	4909
NFCW	1250	1422	2080	2383	4097	4676
NFNW	1188	1324	1946	2175	3831	4257

800 mm로 고정하고 플랜지와 복부판의 두께를 변화시켜 단면을 선정하였다. 표 2의 해석대상 단면은 Eurocode 3의 설계기준에 의하면 복부판은 Class 3 또는 4로, 플랜지는 Class 1, 2 또는 3으로 분류되었다. 항복강도가 315 MPa인 일반강재 SM490-TMC와 HSB600 강재를 적용한 CFCW 단면은 Class 2로 설계된 것을 제외하고 복부판이 조밀한 단면들은 Class 3으로, 복부판이 비조밀한 단면들은 모두 Class 4로 설계되었다. 표 2에 L_p 와 L_r 를 나타내었으며, 고강도 강재를 적용함에 따라 L_p 와 L_r 이 점진적으로 감소하는 것을 알 수 있다. 표 2의 1-거더 해석단면의 항복모멘트(M_y)와 소성모멘트(M_p)는 표 3에 요약하였다.

5. 해석결과

5.1 초기변형 및 잔류응력의 영향

표 2에 요약한 총 96개의 1-거더에 대한 극한휨강도를 전술한 비선형 유한요소해석으로 구하였다. 우선, 초기변형과 잔류응력이 휨저항강도와 연성거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 몇 개의 해석단면에 대해 모멘트-회전각 곡선을 그림 2에 비교하였다. 그림 2의 유한요소 해석결과에서 FEA-0는 초기변형과 잔류응력을 모두 고려하지 않는 경우,

FEA-I는 초기변형만 고려한 경우, FEA-IR은 초기변형과 잔류응력을 모두 고려한 경우를 나타낸다. 그림 2(a)는 HSB800 강재를 적용한 CFNW 단면의 비지지길이 800 mm로 소성설계가 가능한 비지지길이 한계(L_p)보다 짧은 비지지길이를 갖는 거더로 휨강도가 소성모멘트까지 도달할 것으로 예측되는 단면이다. 초기변형과 잔류응력을 모두 고려한 유한요소 해석결과는 소성모멘트를 약간 초과하며, 초기변형과 잔류응력의 영향이 상당히 큰 것을 그림 2(a)로부터 분석할 수 있다. 그림 2(b)는 HSB800 강재를 적용한 NFCW 단면의 비지지길이가 가장 긴 6400 mm로 탄성좌굴이 예상되는 비지지길이를 갖는 거더이다. NFCW 단면 거더의 경우, 초기변형과 잔류응력을 고려하여 해석한 결과는 이들을 고려하지 않고 해석한 휨강도와는 현저한 차이를 보였다. 특히, 초기변형의 영향이 매우 큰 반면 잔류응력의 영향은 크지 않은 것을 알 수 있는데, 이것은 단면이 소성영역에 도달하기 전에 이미 탄성영역에서 좌굴되어 응력재분배 현상이 발생하지 않기 때문으로 판단된다. 그림 2(c)와 2(d)는 이론적으로 비탄성 횡비틀림좌굴이 발생하는 영역에 속하는 NFNW SM490-TMC 일반강재 및 HSB800 강거더 해석결과이다. 이들 거더의 비지지길이는 탄성과 비탄성 좌굴 한계의 중간정도에 해당하는 경우로, 초기변형에 의해 휨강도가 현저히 감소하고 연성도 급격하게 감소하며 잔류응력의 영향은 상대적으로 작은 것을 알 수 있다. 또한 일반강재인 SM490-TMC 강재의 경우에는 잔류응력의 영향이 거의 없으나, HSB800 강재를 적용한 경우에는 잔류응력에 의해 휨강도가 약간 감소하는 것을 볼 수 있다. 그림 2의 초기변형과 잔류응력이 휨거동에 미치는 영향을 유한요소 해석결과로부터 분석한 결과, 비지지길이가 길어질수록 잔류응력에 비해 초기변형의 영향이 현저히 크고, 비지지길이가 짧은 경우에는 초기변형과 잔류응력 모두 무시할 수 없는 정도의 영향

그림 2. 모멘트-회전각 곡선

그림 3. SM490-TMC 강거더의 FEA 및 설계식 휨강도 비교

을 미치는 것으로 분석되었다. 따라서, 다음에 기술하는 모든 유한요소 해석에서는 초기변형과 잔류응력을 고려하여 해석을 수행하였다.

5.2 균질단면 거더의 휨강도

SM490-TMC 일반강재를 적용한 거더의 비지지길이 세장비(L_b/r_y)에 따른 휨저항강도비(M_u/M_p)를 그림 3에 나타내었다. 그림에서 FEA는 유한요소해석, AASHTO-6.10.8과 AASHTO-A6는 각각 AASHTO LRFD(2012)의 본문 6.10.8의 탄성 설계규정과 부록 A6의 비탄성 설계규정으로 구한 공칭 휨강도, EC3-GC와 EC3-SC는 Eurocode 3(2003)의 일반경우와 특수경우 규정으로 구한 공칭휨강도를 각각 나타낸다. 고려한 모든 경우에 대해 FEA는 AASHTO LRFD A6와 가장 잘 일치하고 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 도로교설계기준과도 비교적 잘 일치하는 것을 그림 3은 보여 준다. 그림 3(a)는 CFCW 단면의 경우로 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 FE 해석결과를 설계기준 공칭강도와 비교할 때, 도로교설계기준보다 평균 7%, AASHTO A6보다 평균 3%, AASHTO 6.10.8보다 평균 12%, Eurocode 3의 특수경우(EC3-SC)보다는 평균 21% 크게 산정된 것으로 분석되었다. 아울러, 도로교설계기준의 경우 식 (4)를 만족하는 비지지길이 구간에서는 휨강도가 소성모멘트까지 도달하였다. 그림 3(b), 3(c) 및 3(d)는 각각 CFNW, NFCW 및 NFNW 단면 거더에 대한 경우로 세 단면 모두 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 유한요소 해석결과는 도로교설계기준보다 평균 3%~5%, AASHTO A6 및 6.10.8보다는 각각 평균 1%~3% 및 8%~10%, Eurocode 3의 일반 경우(EC3-GC)보다는 평균 23%~27% 크게 해석되었다. 유로코드로 구한 공칭휨강도는 유한요소 해석결과나 다른 설계기준으로 구한 공칭휨강도와 상당한 차이를 보였는데 비슷

한 정도의 차이는 White(2008)의 연구에도 보고된 바 있다. 현재의 도로교설계기준의 Q곡식은 비지지길이 L_p 보다 작거나 약간 큰 구간에서 상당히 보수적인 설계를 유도하는 것을 아울러 알 수 있다. 또한, 유한요소 해석결과 복부판이 조밀단면의 경우 L_b/r_y 가 34 이하에서, 복부판이 비조밀단면의 경우 L_b/r_y 가 30 이하에서 소성모멘트 이상의 휨강도를 갖는 것으로 분석되었다.

그림 4는 공칭항복강도가 450 MPa인 HSB600 고성능강을 적용한 표 2의 거더에 대한 유한요소해석, 도로교설계기준, AASHTO LRFD, Eurocode 3으로 구한 휨강도를 나타낸 것이다. 그림 4(a)~4(d)로부터 HSB600 거더의 경우도 SM490-TMC 거더의 경우와 비슷한 경향을 보이는 것을 알 수 있다. 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 FEA는 AASHTO A6와 차이가 가장 작으며 도로교설계기준과도 비탄성구간에서 비교적 잘 일치하지만, AASHTO 6.10.8과 EC3는 지나치게 안전측의 휨강도로 규정한 것으로 분석된다. 아울러, 유한요소 해석결과에 의하면 조밀 복부판(CW) 거더의 경우 L_b/r_y 가 30 이하, 비조밀 복부판(NW) 거더의 경우 L_b/r_y 가 23 이하인 단면의 휨강도는 소성모멘트를 초과하는 것을 그림 4로부터 알 수 있다. CFCW, CFNW, NFCW 및 NFNW 네 종류의 단면에 대한 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서의 FEA에 의한 휨강도는 도로교설계기준에 의한 휨강도의 평균 3%~8%, AASHTO A6 휨강도의 평균 1%~4%, AASHTO 6.10.8 휨강도의 평균 6%~12%, Eurocode-SC 휨강도의 평균 28%~34% 크게 산정되었다. 그림 4로부터 SM490 일반강재 거더와 마찬가지로 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 HSB600 강거더 또한 AASHTO LRFD 부록-6의 비탄성 설계규정이 FE 해석결과와 비교할 때 가장 비슷한 크기의 휨강도를 예측하는 것으로 평가된다.

그림 4. HSB600 강거더의 FEA 및 설계식 휨강도 비교

그림 5. HSB800 강거더의 FEA 및 설계식 휨강도 비교

HSB800 강재는 항복강도가 485 MPa를 초과하기 때문에 도로교설계기준의 Q 공식과 AASHTO LRFD 부록-6의 비탄성 설계규정을 적용할 수 없으며, 탄성설계 규정을 적용하도록 제한하고 있다. 그러나, 유한요소 해석결과와 비교할 목적으로 그림 5에 나타난 도로교설계기준과 AASHTO LRFD A6 규정에 의한 휨강도는 강재 항복강도에 대한 제한을 무시하고 계산한 것이다. 그림 5(a)~5(d)에 의하면 조밀 또는 비조밀 플랜지와 복부판을 갖는 강거더 유한요소 해석결과는 AASHTO LRFD A6의 비탄성 설계규정으로 구한 값과 가장 잘 일치하며, L_b/r_y 가 상대적으로 작은 범위를 제외하면

도로교설계기준과도 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 반면에 앞서 분석했던 SM490-TMC 및 HSB600 거더의 경우와 같이 AASHTO LRFD 6.10.8의 탄성 설계규정과 유로코드 규정에 의한 공칭휨강도는 지나치게 안전측임을 그림 5로부터 알 수 있다. 아울러, 그림 5에 보인 유한요소 해석결과에 의하면 CW 거더의 경우 L_b/r_y 가 30 이하의 단면은 소성모멘트를 초과하는 휨강도를 갖는 반면에 NW 거더는 휨강도가 소성모멘트를 초과하는 경우가 거의 없는 것을 알 수 있다. 또한, HSB800 강거더는 SM490-TMC와 HSB600 강거더에 비해 상대적으로 작은 비지지길이 세장비

그림 6. 하이브리드단면 거더의 FEA 및 설계식 휨강도 비교

(L_b/r_y)에서 탄성 및 비탄성 횡비틀림좌굴이 시작되는 것을 알 수 있다. CFCW와 NFCW 거더에 대한 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 FEA에 의한 휨강도는 도로교설계기준으로 산정한 공칭휨강도에 비해 평균 12% 크게, AASHTO A6로 산정한 결과와 비교할 때 1.04~1.09의 범위이며 평균 7% 크게 해석되었고, AASHTO 6.10.8과 EC3-SC로 산정한 공칭휨강도에 비해 각각 평균 15% 및 35% 크게 산정되었다. CFNW와 NFNW 거더의 경우, 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 FEA 해석에 의한 휨강도는 도로교설계기준 및 AASHTO A6로 산정한 공칭휨강도보다 평균 5%, AASHTO 6.10.8 및 EC3-SC로 산정한 공칭휨강도보다 각각 평균 9% 및 29% 크게 산정되었다. FEA 휨강도와 설계기준 공칭휨강도를 강종별로 분석한 결과, HSB800 강거더의 경우가 SM490-TMC나 HSB600 강거더에 비해 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 공칭휨강도를 보다 더 안전측으로 규정하는 것으로 평가되었다. 이는 항복과 거의 동시에 변형경화를 시작하는 HSB800 강재의 재료적 특성 때문인 것으로 판단된다. 아울러, SM490-TMC나 HSB600 강거더의 경우와 같이 HSB800 거더의 경우도 도로교설계기준의 Q공식은 비지지길이 L_p 보다 작거나 약간 큰 구간에서 지나치게 보수적인 설계를 유도하는 것을 알 수 있다. 이상의 FE 해석결과의 분석에 의하면 비탄성영역을 허용하는 AASHTO LRFD A6 규정과 도로교설계기준 Q 공식은 HSB800 강거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 공칭휨강도의 산정에 적용할 수 있는 것으로 평가된다.

5.3 하이브리드 거더의 휨강도

HSB800 강재를 적용한 하이브리드 단면에 대한 FEA 해석결과와 설계기준의 휨강도를 분석하기 위하여 하이브리드 거더를 고려하였다. 해석대상 하이브리드 거더의 치수는 표 2의 HSB800 강거더와 동일하며 복부판은 항복강도가 450

MPa인 SM570-TMC 일반강재를, 상하부 플랜지는 항복강도가 690 MPa인 HSB800 강재를 적용하였다. 도로교설계기준과 AASHTO LRFD는 하이브리드 단면의 휨강도를 산정할 때 이중강재 응력감소계수(R_b)를 고려하도록 규정하고 있다. 해석대상 하이브리드 거더의 R_b 는 CFCW 단면의 경우 0.97, CFNW는 0.98, NFCW는 0.96, NFNW는 0.97로 산정되었다.

그림 6에 유한요소해석, 도로교설계기준, AASHTO LRFD 및 Eurocode 3으로 구한 L_b/r_y 에 따른 M_u/M_p 를 나타냈으며, 도로교설계기준과 AASHTO LRFD A6 규정에 의한 휨강도는 항복강도 제한규정을 무시하고 계산한 것이다. 균질단면 거더의 경우와 유사하게 하이브리드 거더의 경우도 FE 해석 결과는 AASHTO LRFD A6 비탄성 설계규정과 가장 잘 일치하며 도로교설계기준과도 비교적 잘 일치하지만, AASHTO LRFD 6.10.8의 탄성 설계규정과 Eurocode 3은 상대적으로 차이가 큰 것을 그림 6으로부터 알 수 있다. 그림 6(a)와 6(c)는 조밀 복부판을 갖는 거더의 경우로 비탄성 횡비틀림좌굴 비지지길이 구간에서 FEA 휨강도는 도로교설계기준 보다 평균 12% 크게, AASHTO LRFD A6와 6.10.8의 공칭값보다 각각 평균 11% 및 17% 크게, EC3-SC 공칭휨강도보다는 평균 32% 크게 산정된 것으로 분석되었다. 그림 6(b)와 6(d)는 비조밀 복부판을 갖는 강거더의 경우에 대한 결과인데 FEA에 의한 휨강도는 도로교설계기준에 비해 평균 9% 크게, AASHTO LRFD A6와 6.10.8의 공칭강도에 비해 각각 평균 10% 및 13% 크며, EC3-SC 보다는 평균 28% 큰 것으로 해석되었다. 아울러, 유한요소 해석결과에 의하면 조밀 복부판 거더의 경우 L_b/r_y 가 34 이하, 비조밀 복부판 거더의 경우 L_b/r_y 가 26 이하인 단면은 소성모멘트 이상의 휨강도를 갖는 것을 그림 6으로부터 알 수 있다. 또한, HSB800 균질단면 거더에 비해 하이브리드단면 거더는 소성설계가 가능한 비지지길이 세장비가

더 큰 값을 갖는 것으로 분석되었다. 여기에서의 유한요소 해석결과에 근거하면 플랜지에 HSB800 고강도 강재를 적용한 하이브리드 거더의 공칭휨강도 산정에도 항복강도 제한 규정을 무시하고 비탄성영역 휨강도를 허용하는 도로교설계 기준 Q 공식과 AASHTO LRFD A6 규정을 적용할 수 있는 것으로 평가되었다.

6. 결 론

교량용 HSB 고강도 강재를 적용한 균일모멘트를 받는 강 거더에 대하여 단면의 일부 또는 전부가 항복하는 비탄성 횡비틀림좌굴 영역의 휨강도를 비선형 유한요소해석으로 산정하고 일반강재에 대한 한계상태법 도로교설계기준, AASHTO LRFD 및 Eurocode 3 설계규정과 비교 및 분석한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 초기변형과 잔류응력은 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 휨강도에 상당한 영향을 미치므로 유한요소해석 시 이들 영향을 고려해야 되는 것으로 분석되었다. 비지지길이가 길어질수록 초기변형의 영향이 지배적이며, 짧아질수록 초기변형과 잔류응력 모두 무시할 수 없을 정도의 영향을 미치는 것으로 해석되었다.
2. 다양한 비지지길이를 갖는 SM490-TMC, HSB600 및 HSB800 강거더 휨강도 분석결과, 유한요소 해석에 의한 극한휨강도는 도로교설계기준, AASHTO LRFD, Eurocode에 의한 공칭휨강도보다 크게 해석되었다. FE 해석에 의한 SM490-TMC와 HSB600 강거더의 휨강도는 AASHTO LRFD 비탄성 설계규정(부록 6)에 의한 공칭휨강도와 평균 3%, 도로교설계기준과는 평균 6%, AASHTO LRFD 탄성 설계규정(본문 6.10.8)과는 평균 9%, Eurocode 3와는 평균 29% 정도 크게 산정되었다. HSB800 강거더의 경우, FE 해석 휨강도는 AASHTO LRFD 비탄성 설계규정에 의한 공칭휨강도와 평균 6%, 도로교설계기준에 비해 평균 8%, AASHTO LRFD 탄성 설계규정과는 평균 12%, Eurocode 3에 의한 휨강도보다 평균 32%의 차이로 크게 산정되었다.
3. 상하부플랜지에 HSB800 강재를 적용한 하이브리드단면 거더의 휨강도는 균질단면 거더의 경우와 유사한 경향을 보였다. FE 해석결과는 비탄성 횡비틀림좌굴 구간에서 도로교설계기준 및 AASHTO LRFD 비탄성 설계규정에 의한 공칭휨강도에 비해 안전측이며, 휨강도 차이는 평균 10% 이내인 것으로 분석되었다.
4. 소성설계가 가능한 비지지길이 세장비(L_b/r_y) 한계는 강종과 복부판의 조밀성에 따라 차이를 보였다. 강재의 항복강도가 증가함에 따라 휨강도가 소성모멘트를 초과하는 소성한계 L_b/r_y 는 감소하는 경향을 보이며, 비조밀 복부판을 갖는 거더가 조밀 복부판을 갖는 거더에 비해 소성한계 L_b/r_y 는 감소하였다. 조밀 복부판을 갖는 거더의 경우 L_b/r_y 의 소성한계가 SM490-TMC는 34, HSB600은 30, HSB800은 25, 비조밀 복부판을 갖는 거더의 경우 SM490-TMC는 30, HSB600은 23, HSB800은 13으로 분석되었다.
5. 본 연구에서의 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 강거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 휨강도 FE 해석결과, 항복모

멘트 이상의 공칭휨강도를 허용하는 AASHTO LRFD 부록-6의 비탄성 설계규정과 도로교설계기준 Q 공식에 의한 설계규정은 HSB800 강거더의 비탄성 횡비틀림 좌굴에 의한 공칭휨강도 산정에 항복강도 제한규정을 무시하고 적용될 수 있는 것으로 평가되었다.

6. 본 연구에 의하면 현재의 도로교설계기준의 Q공식은 AASHTO LRFD 부록-6의 비탄성 설계규정에 비해 비지지길이가 L_p 보다 작거나 약간 큰 구간에서 상당히 보수적인 설계를 유도하는 것으로 확인되었으며, 추후 도로교설계기준 개정 시에는 Q공식을 비탄성 설계규정으로 대체하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

이상에서 기술한 결론은 균일모멘트를 받는 이축대칭 I-거더 단면에 대한 비선형 유한요소해석에 근거한 것으로 잔류응력과 초기변형의 가정, 비지지길이를 정의할 때 도입한 횡방향 변위의 구속과 경계조건에 대한 가정과 이상화된 재료 특성 등을 적용하였다. 향후 HSB800 강거더에 대한 엄밀한 실험적 검증이 바람직하며, 다양한 비대칭 단면, 횡변위 구속조건의 영향, 불균일모멘트가 작용하는 경우를 추가로 고려한 연구도 수행되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(과제번호 11기술표준화01-01)의 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

- 국토해양부(2012) 도로교설계기준(한계상태설계법), 한국도로교통협회.
- 김종민, 황민오, 강영중(2010) 고강도강 플레이트거더의 횡비틀림 좌굴, 한국강구조학회 학술대회발표집, 한국강구조학회, pp. 79-80.
- 김종민, 황민오, 강영중(2011) HSB800급 고성능강 적용 하이브리드 I형 거더의 횡비틀림 좌굴, 한국강구조학회 학술대회발표집, 한국강구조학회 pp. 123-124.
- 조은영, 신동구(2012) HSB 강거더의 비탄성 횡비틀림좌굴에 의한 휨강도 - 세장 복부판 단면, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제24권 제2호, pp. 217-231.
- Adams, P.F., Lay, M.G., and Galambos, T.V. (1965) Experiments on high strength steel members, *Welding Research Council Bulletin* No. 110, November, pp. 1-16.
- American Association of State and Highway Transportation Officials (2012) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 6th Ed., Washington, D.C.
- AWS (2008) *Bridge Welding Code*, AASHTO/AWS D1.5: 2008, Joint Publication of American Association of State Highway and Transportation Officials and American welding Society.
- Celigoj, C. (1979) Influence of initial deformations on the carrying-capacity of beams. *Stahlbau*, Vol. 48, pp. 69-75, 117-121.
- Choi, B.H. and Park, Y.M. (2010) Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending, II: Experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1128-1137.
- Earls, C.J. (1999) On the inelastic failure of high strength steel i-shaped beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 49, No. 1, pp. 1-24.
- Earls, C.J. (2001) Constant moment behavior of high performance

- steel i-shaped beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, No. 7, pp. 711-728.
- Eurocode 3 (2003) *Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*, ENV 1993-1-1.
- Eurocode 3 (2006) *Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements*, ENV 1993-1-5.
- Galambos, T.V. (1963) Inelastic lateral buckling of beams, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST5, pp. 217-242.
- Galambos, T.V. (1998) *Guide to Stability Design Criteria Metal Structures*, 5th Ed., Wiley.
- Hibbit, Kalsson & Sorensen Inc. (2008) *ABAQUS/CAE Version 6.8. Standard user's manual*, Rhode Island (USA).
- Lay, M.G. and Galambos, T.V. (1965) Inelastic steel beam under uniform moment. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST6, pp. 67-93.
- Lee, G.C. and Galambos, T.V. (1962) Post-buckling strength of wide-flange beams. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 88, No. EM1, pp. 59-75.
- Lindner, J. (1974) Influence of residual stresses on the Load-Carrying capacity of I-Beams. *Stahlbau*, Vol. 43, pp. 39-45, 86-91.
- McDermott, J.F. (1969) Plastic bending of A514 steel beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST9, pp. 1851-1871.
- Neal, B.G. (1950) The lateral instability of yielded mild steel beams of rectangular cross section, *Philos. Trans. R. Soc. London*, Vol. A242.
- Nethercot, D.A. and Trahair, N.S. (1976) Inelastic lateral buckling of determinate beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, No. ST4, pp. 701-717.
- Ojalvo, M. and Weaver, R.R. (1978) Unbraced length requirements for steel I-Beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST3, pp. 479-490.
- Trahair, N.S. and Kitipornchai, S. (1972) Buckling of inelastic I-Beams under uniform moment. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST11, pp. 2551-2566.
- Vinnakota, S. (1977) Inelastic stability of laterally unsupported beams. *Computer Structures*, Vol. 7, No. 3.
- White, D.W. (2008), Unified flexural resistance equations for stability design of Steel I-Section members: Overview. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 9, pp. 1405-1424.

(접수일: 2012.6.21/심사일: 2012.8.6/심사완료일: 2012.8.19.)