

압축플랜지 비탄성 국부좌굴을 고려한 HSB 플레이트거더의 휨강도

조은영* · 신동구**

Cho, Eun Young*, Shin, Dong Ku**

Flexural Strength of HSB I-Girder Considering Inelastic Flange Local Buckling

ABSTRACT : The ultimate flexural strength of HSB I-girders, considering the effect of local buckling, was investigated through a series of nonlinear finite element analysis. The girders were selected such that the inelastic local flange buckling or the plastic yielding of compression flanges governs the flexural strength. Both homogeneous sections fabricated from HSB600 or HSB800 steel and hybrid sections with HSB800 flanges and SM570-TMC web were considered. In the FE analysis, the flanges and web were modeled using thin shell elements and initial imperfections and residual stresses were imposed on the FE model. An elasto-plastic strain hardening material was used for steels. After establishing the validity of present FE analysis by comparing FE results with test results published in the literature, the effects of initial imperfection and residual stress on the inelastic flange local buckling behavior were assessed. The ultimate flexural strengths of 60 I-girders with various compression flange slenderness were obtained by FE analysis and compared with those calculated from the KHBDC, AASHTO LRFD and Eurocode 3 provisions. Based on the comparison, the applicability of design equations in these specifications for the flexural strength of I-girder considering flange local buckling was evaluated.

Key words : HSB steel, flange local buckling, finite element analysis, flexural strength

초 록 : HSB를 적용한 플레이트거더의 압축플랜지 국부좌굴을 고려한 극한휨강도를 비선형 유한요소해석으로 분석하였다. 압축플랜지의 비탄성 국부좌굴 또는 소성항복이 휨강도를 지배하는 압축플랜지 세장비를 갖도록 해석대상 강거더를 선정하였다. HSB600 및 HSB800 강재로 제작된 균질단면 강거더와 HSB800 강재와 SM570-TMC 강재를 함께 적용한 하이브리드 단면을 고려하였으며, 일반 강재와의 비교를 위하여 SM490-TMC 강거더에 대한 해석도 수행하였다. 비선형 유한요소해석 시에는 플랜지와 복부판을 쉘요소로 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였으며, 초기변형과 단면의 잔류응력을 고려하였다. 비선형 유한요소해석 결과와 기존 문헌의 실험결과를 비교하여 유한요소 해석결과를 검증하였으며, 초기변형과 잔류응력이 극한휨강도에 미치는 영향을 분석하였다. 총 60개 해석대상 강거더의 휨극한강도를 유한요소해석으로 구하고, 도로교설계기준, AASHTO LRFD와 Eurocode 3의 설계규정으로 구한 휨강도와 비교하여 이들 규정의 HSB 강거더에 대한 적용성을 검토하였다.

검색어 : 고강도강, 압축플랜지 국부좌굴, 유한요소해석, 휨강도

* 정회원 · 명지대학교 토목환경공학과 대학원 (eunyoung@mju.ac.kr)

** 정회원 · 명지대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사 (Corresponding Author · Professor, Myongji University · dkshin@mju.ac.kr)

Received July 4 2012, Revised October 13 2012, Accepted November 4 2012

1. 서론

휨을 받는 플레이트거더는 단면의 조밀성 여부에 따라 탄성, 비탄성 또는 소성 범위의 휨강도를 갖는다. 압축플랜지의 국부 좌굴을 고려한 휨강도를 산정하는 경우, 압축플랜지의 폭-두께 비($b/2t_f$)를 나타내는 세장비(λ_f)에 따라 조밀 압축플랜지를 갖는 단면은 최대 소성모멘트(M_p)까지의 휨강도를 가질 수 있으며, 압축플랜지 세장비가 조밀 압축플랜지 세장비한계(λ_{fp})와 비조밀 압축플랜지 세장비한계(λ_{fn}) 사이인 경우에는 단면의 일부가 항복하는 비탄성 국부좌굴이 휨강도를 지배한다. 조밀 압축플랜지 세장비한계(λ_{fp})는 플랜지-복부판 용접부 지지조건을 단 순지지와 고정지지 사이로 가정하고 잔류응력을 고려하여 구할 수 있으며, 비조밀 압축플랜지 세장비한계(λ_{fn})는 일반적으로 거더의 휨실험 결과에 근거하여 구한다(Johnson, 1985). 한계상태법에 근거한 도로교설계기준(KHBDC, 2012)과 AASHTO LRFD(2012)에서는 압축플랜지의 폭-두께비를 12 이하로 규정하고 있는데 이 제한치를 만족하면 압축플랜지에서 탄성좌굴은 전혀 발생하지 않는다.

한계상태법 도로교설계기준에서 단면 휨강도는 조밀단면인 경우 소성모멘트, 비조밀단면인 경우 Q-공식을 적용할 수 있는 경우 소성모멘트 이하, Q-공식을 적용할 수 없는 경우에는 압축플랜지 국부좌굴 및 횡-비틀림 좌굴을 고려하여 항복모멘트 이하로 규정하고 있다. AASHTO LRFD(2012)에서는 부모멘트부 또는 비합성단면의 휨강도를 원칙적으로 탄성범위 이내로 규정하고 있으나, 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 I-거더는 복부판 세장비에 따라 항복모멘트(M_y) 이상의 휨저항강도를 가질 수 있도록 부록에 별도의 비탄성 설계규정을 두고 있다. 세장 복부판을 갖는 단면의 경우, 복부판의 휨좌굴이 압축플랜지에 추가응력을 부담시키므로 하중저감계수를 적용하고, 공칭 휨강도는 항복모멘트를 초과하지 않도록 규정하고 있다. Eurocode 3(2003)에서는 국부좌굴을 고려한 휨부재의 공칭휨강도 산정에 단면등급에 따른 유효단면(effective section) 개념을 적용한다. 단면이 Class 1 및 2로 분류되면 공칭휨강도는 소성모멘트 이하로, Class 3 및 4는 항복모멘트 이하로 규정하고 있다.

휨을 받는 플레이트거더의 압축플랜지 비탄성 국부좌굴을 포함한 극한휨강도에 대한 연구는 Lay와 Galambos(1965, 1967), Smith와 Adams(1968), Lukey와 Adams(1969), McDermott(1969), Yura 등(1978), Roik과 Kuhlmann(1987), Green(2000) 등에 의해 수행되었다. Smith 등(1968)과 Lucky 등(1969)은 항복강도가 303 MPa이고 비탄성 구간에 속하는 단면들에 대하여 플랜지 세장비와 소성회전능력의 관계를 규명하기 위한 실험을 수행하였다. McDermott(1969)는 항복강도가 690 MPa인 7개 고강도강을 적용한 I-형 단면 보의 순수

휨실험을 수행하고, 압축플랜지의 폭-두께비가 5 이하인 경우에는 소성설계가 가능한 것으로 보고하였다. Roik 등(1987)은 24개의 거더에 대한 3점 휨실험을 수행하고 플랜지 세장비가 중요한 인자이며 조밀단면의 경우 소성영역의 휨강도를 갖는 결과를 얻었다. Green(2000)은 항복강도가 552MPa인 HSLA-80 강재를 적용한 12개 시험체에 대한 다양한 하중을 적용한 휨실험과 유한요소해석을 수행하여 AASHTO LRFD(1997)의 비탄성설계 적용한계 항복강도를 분석하였다. 하중저항계수 설계법을 도입하기 시작한 AISC-LRFD(1986)과 AASHTO LRFD(1996) 설계기준의 압축플랜지의 국부좌굴, 비탄성좌굴 및 항복을 고려한 설계규정은 Lay와 Galambos(1965, 1967), Lukey와 Adams(1969), Yura 등(1978)의 연구결과에 기초하고 있다. 이상의 압축플랜지 국부좌굴 및 후좌굴에 관한 기존 연구는 McDermott(1969)와 Green(2000)의 연구를 제외하면 항복강도가 485MPa 이하인 강재를 적용한 경우가 주를 이루고 있다. 교량용 고강도 강재(HSB)는 일반강재에 비해 인장강도, 인성, 용접성, 냉간성형성 및 내부식성 등이 향상된 강재로 국내에서는 HSB500, HSB600 및 HSB800 강재가 최근 개발되었으며 HSB800의 경우 항복강도가 690MPa에 이른다. 이를 반영하여 한계상태법 도로교설계기준(KHBDC, 2012)에도 이들 강재가 추가되었다. 이들 고강도강은 기존 일반강재와는 재료적 특성이 다르고 효율적 적용을 위해서는 비선형 극한저항 강도에 근거한 HPS 강재로 제작된 부재의 구조적 거동에 대한 폭넓은 이해가 선행되고 이에 근거하여 합리적인 설계기준이 제정되어야 할 것이다.

본 연구의 목적은 교량용 HSB 고강도 강재를 적용한 휨을 받는 강거더에 대하여 압축플랜지의 비탄성 국부좌굴 거동을 비선형 유한요소해석으로 분석하고 일반강재에 대한 설계규정과 비교를 통하여 고강도 강거더에 적용성을 검토하는 것이다. 해석대상 강거더는 압축플랜지가 다양한 세장비를 갖고, 복부판은 조밀, 비조밀, 또는 세장단면을 갖도록 선정하였다. HSB600 및 HSB800 강재로 제작된 균질단면 강거더와 HSB800 강재와 SM570-TMC 강재를 함께 적용한 하이브리드 단면을 고려하였으며, 일반강재와의 비교를 위하여 SM490-TMC 강거더에 대한 해석도 아울러 수행하였다. 비선형 유한요소해석은 상용 ABAQUS 프로그램(2008)으로 수행하였으며 플랜지와 복부판은 쉘요소로, 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였고 초기변형과 단면의 잔류응력을 고려하였다. 비선형 유한요소해석 결과와 기존 문헌의 실험결과를 비교하여 유한요소 해석결과를 검증했으며, 초기변형과 잔류응력이 국부좌굴 휨거동에 미치는 영향을 분석하였다. 다양한 압축플랜지 세장비를 갖는 총

60개 강거더의 비선형 FE 해석에 의한 휨저항강도와 도로교설 계기준, AASHTO LRFD 및 Eurocode 3의 설계규정으로 구한 공칭휨강도와 비교하여 이들 설계식의 HSB 강거더에 대한 적용성을 평가하였다.

2. 주요 설계규정

2.1 한계상태법 도로교설계기준

한계상태설계법에 근거한 도로교설계기준(KHBDC, 2012)의 압축플랜지 또는 거더단면의 휨강도 규정은 조밀성(compactness)에 따라 다른 강도 산정식을 적용하도록 규정하고 있다. 조밀단면의 공칭휨강도 M_n 은 아래 식의 소성모멘트(M_p)와 같다.

$$M_n = M_p \quad (1)$$

Q-공식을 적용할 수 있는 단면의 M_n 은 식 (2)로 산정한다.

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{0.7}{\left(\frac{M_p}{M_y} \right)} \right) \left(\frac{Q_p - Q_{fl}}{Q_p - 0.7} \right) \right] M_p \quad (2)$$

윗 식에서, M_p 는 단면의 항복모멘트, 대칭 단면의 경우 $Q_p = 3.0$, 비대칭 단면의 경우 $Q_p = 5.47 \left(\frac{M_p}{M_y} \right) - 3.13$ 이며, 조밀 압축플랜지인 경우 $Q_{fl} = \frac{30.5}{\sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}$ 이고 비조밀 압축플랜지인 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. 여기서, D_{cp} 는 단면 소성

모멘트 상태에서 압축을 받는 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, r_y 는 수직축에 대한 강재단면의 회전반경을 나타낸다.

조밀단면 휨강도식 (1)과 Q-공식에 의한 휨강도식 (2)는 강재의 항복강도가 460MPa 이하인 강재로 제작된 거더에만 적용하도록 제한하고 있다. Q-공식을 적용할 수 없는 비조밀단면의 압축플랜지 공칭휨강도는 다음과 같이 구한다.

$$F_n = R_b R_h F_{cr} \quad (3)$$

여기서, R_b 는 복부판 국부좌굴에 대한 플랜지 강도감소계수, R_h 는 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수, F_{cr} 은 압축플랜지

국부좌굴강도로 복부판에 수평보강재가 없는 경우 다음과 같다.

$$F_{cr} = \frac{1.904E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2 \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}} \leq F_{yc} \quad (4)$$

윗 식에서, D_c 는 탄성영역에서 압축을 받는 복부판의 높이를 나타낸다.

2.2 AASHTO LRFD

AASHTO LRFD(2012)에서는 부모멘트부 단면 혹은 비합성단면의 경우 항복강도가 485MPa를 초과하지 않고 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 거더의 압축플랜지 국부좌굴을 고려한 휨강도는 부록 A6의 비탄성 설계규정을 적용하여 최대 휨저항강도를 소성모멘트까지 허용하고 있으며, 그 외의 경우는 본문 6.10.8의 탄성 설계규정을 적용하여 최대 휨저항강도를 항복모멘트 이하로 제한하고 있다.

부록 A6의 비탄성 설계규정에서 항복강도가 485MPa 이하이고 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 강거더의 압축플랜지 국부좌굴을 고려한 휨저항강도는 압축플랜지의 조밀성 여부에 따라 다음 식으로 구한다.

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf} \text{ 인 경우 ; } M_{nc} = R_{pc} M_{yc} \quad (5)$$

그렇지 않은 경우 ;

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_{pc} M_{yc} \quad (6)$$

여기서, $\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$, $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$, R_{pc} 는 압축플랜지에 대한 복부판 소성화계수(plastification factor), M_{yc} 는 압축플랜지의 항복모멘트, F_{yr} 은 잔류응력의 영향을 포함한 압축플랜지 항복응력, S_{xc} 는 압축플랜지의 탄성단면계수, $\lambda_{rf} = 0.95 \sqrt{\frac{E k_c}{F_{yr}}}$, $k_c = \frac{4}{\sqrt{D/t_w}}$, D 는 복부판의 높이를 나타낸다.

한편, $2D_c/t_w \geq \lambda_{rw} (= 5.7 \sqrt{E/F_{yc}})$ 인 세장 복부판을 갖는 강거더는 복부판 탄성 휨좌굴이 발생할 수 있는 단면으로 본문 6.10.8의 탄성설계법을 적용하여 아래와 같이 세장비에 따라 응력으로 나타낸 압축플랜지의 휨강도 F_{nc} 를 산정하도록 규정하고 있다.

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf} \text{ 인 경우 ; } F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (7)$$

그렇지 않은 경우 ;

$$F_{nc} = [1 - (1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}})(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}})] R_b R_h F_{yc} \quad (8)$$

여기서, $\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$ 를 나타낸다. 비탄성 국부좌굴이 지배하는 구간의 휨강도는 식 (8)을 적용하도록 규정되어 있으며, 이는 조밀 압축플랜지의 세장비 한계(λ_{pf})의 압축플랜지 항복응력과 비조밀 압축플랜지의 세장비 한계점(λ_{rf})의 탄성 국부좌굴 응력에 잔류응력을 고려하여 선형보간(linear interpolation)한 것이다.

2.3 Eurocode 3

EN 1993-1-1(2003)의 6.2.5에 압축플랜지와 복부판의 단면 등급(Class)에 따라 휨부재의 휨저항강도를 아래 식으로 산정하도록 규정하고 있다.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} F_y}{\gamma_{M0}} ; \text{Class 1 및 Class 2 단면인 경우} \quad (9)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} F_y}{\gamma_{M0}} ; \text{Class 3 단면인 경우} \quad (10)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} F_y}{\gamma_{M0}} ; \text{Class 4 단면인 경우} \quad (11)$$

여기서, W_{pl} 은 소성모멘트에 도달하는 단면의 단면계수, $W_{el,min}$ 은 탄성영역에서의 단면계수 중 작은 값, $W_{eff,min}$ 은 유효단면으로 구한 단면계수 중 작은 값, γ_{M0} 는 부분안전계수를 나타낸다.

3. 유한요소해석 모델

강거더의 극한휨강도는 ABAQUS(2008) 프로그램으로 비선형 유한요소해석을 수행하여 구했다. Fig. 1(a)는 3차원 FE 모델로 길이는 플랜지 중심간 높이의 10배인 8000mm이며 모든 요소는 4절점 쉘요소인 S4R을 사용하였다. Fig. 1(b)와 같이 상하부 플랜지는 12개, 복부판을 32개의 유한요소로 모델링하였고, 거더에 횡-비틀림좌굴이 발생하지 않도록 플랜지 중심간 높이와 동일한 간격인 800mm 마다 복부판에 위치한 절점에서의 횡방향 변위를 구속하였다.

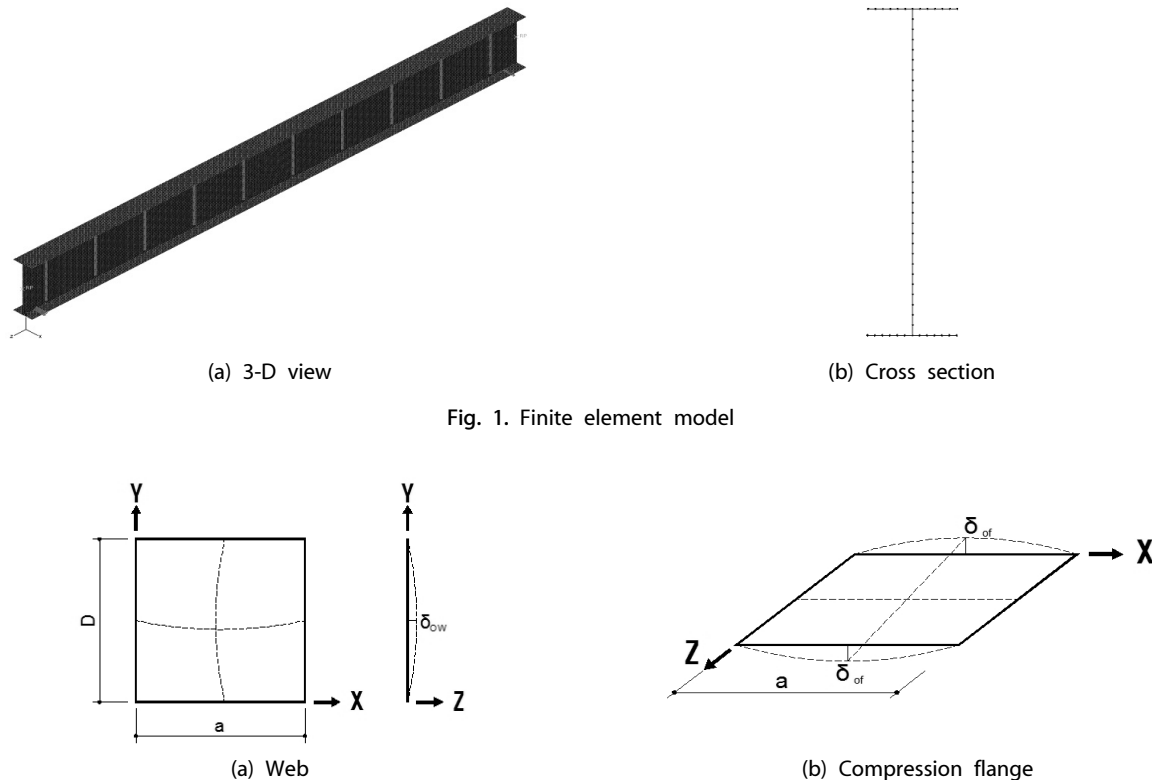


Fig. 1. Finite element model

Fig. 2. Initial imperfection on FE model

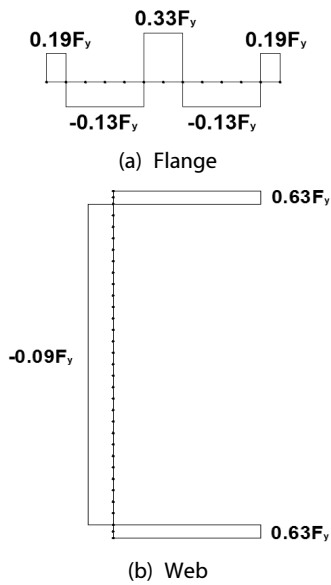


Fig. 3. Residual stresses on FE model

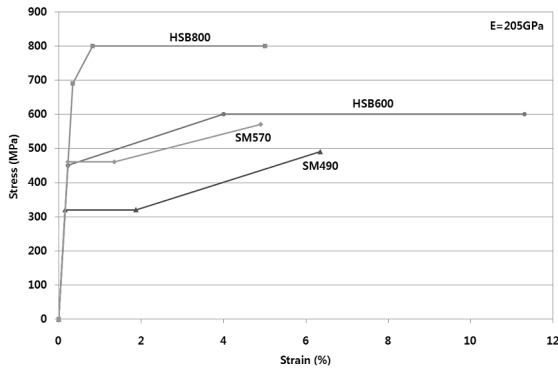


Fig. 4. Idealized stress-strain curves

Table 1. Mechanical properties of steels

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

Table 2. Geometrical and material properties of test specimens

Section	b_f^{\ddagger}	t_f^{\ddagger}	h_w^{\ddagger}	t_w^{\ddagger}	F_y (MPa)	E (GPa)	λ_f	λ_{pf}	λ_{rf}
G-7	153	12.97	277	9.77	606.6	207	5.90	7.02	18.18
G-8	153	13.12	506	9.88	606.6	207	5.83	7.02	15.68
M-1	223	9.40	184	7.47	862.5	205	11.86	5.86	15.46
M-2	201	12.47	181	8.81	883.2	205	8.05	5.79	14.98

\ddagger unit: mm

FE 모델에는 강거더 제작 시에 필연적으로 발생하는 초기변형과 플랜지의 복부판의 절단과 용접에 의한 잔류응력을 고려하였다. Fig. 2와 같이 복부판의 초기변형은 사인함수로 가정하였고, 복부판 패널 중앙점에서의 최대 면외변위 d_{ow} 는 AWS (1995)의 최대 허용치에 해당하는 복부판의 높이와 중간수직보 강재 간격 가운데 작은 값의 1%로 가정하였다. 또한 압축플랜지의 초기변형 최대값 d_{of} 는 $b_f/150$ 과 $0.3a/150$ 값 중 작은 값으로 가정하였다. 플랜지와 복부판에서의 잔류응력은 AWS(1995)을 근사화하여 각각 Fig. 3(a) 및 3(b)와 같은 크기와 분포로 가정하였으며 ABAQUS 프로그램에서 초기응력으로 입력하였다. Fig. 4는 사용 강재들에 대한 이상화된 응력변형률 곡선으로 일반강재와 달리 HSB600 및 HSB800 강재의 경우 명확한 항복구간이 존재하지 않고 변형경화 되는 특성을 보여준다. 강재의 탄성계수는 205GPa를 적용하였으며, 강재의 재료역학적 파라미터는 Table 1에 요약하였다. Table 1에서 ϵ_y 는 항복변형률, ϵ_{st} 는 변형경화가 시작되는 변형률, E_{st} 는 변형경화 구간에서의 탄성계수이다.

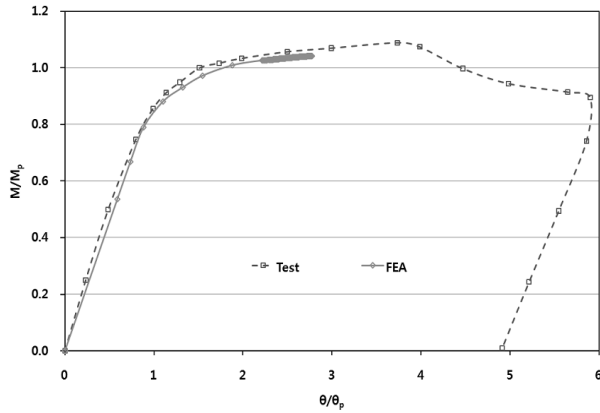
4. 유한요소해석 검증

비선형 유한요소 해석결과의 검증을 위하여 McDermott (1969)의 실험결과와 Green(2000)의 실험 및 해석결과와 비교하였다. Table 2에 검증에 적용한 실험체의 제원을 요약하였으며, FE 모델, 초기변형 형상과 잔류응력 분포 등은 앞 절에서 기술한 Fig. 1~3과 동일하다. Table 2에서 G-7과 G-8은 Green의 실험체로 압축플랜지 세장비(λ_f)가 조밀 세장비한계(λ_{pf})보다 작아 전단면이 항복되어 소성모멘트에 도달한 후에 파괴가 예상되며, M-1과 M-2는 McDermott의 실험단면으로 압축플랜지가 비조밀하여 비탄성 국부좌굴의 발생이 예상되는 단면이다.

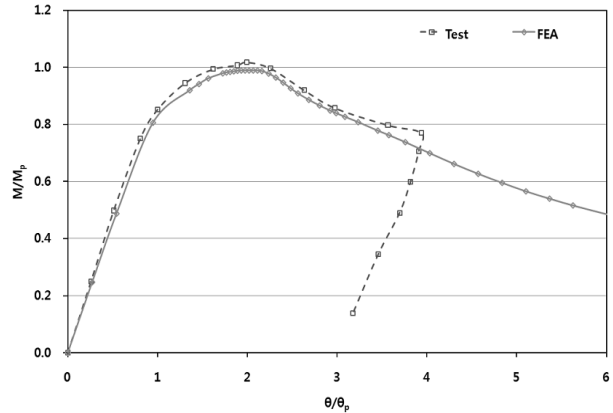
Table 3에 네 단면에 대한 실험(Test), 본 연구(FEA_{Present}) 및 Green(FEA_{Green})의 유한요소해석에 의한 휨강도(M_u)를 요약하였다. Table 3에 의하면 본 연구의 유한요소 해석결과와 실험결과와의 휨강도비가 0.95~1.01 범위로 비교적 잘 일치하는 것으로 평가된다. Green의 유한요소 해석결과도 실험치와는 약간의 차이를 보이는 것으로 보고된 바 있다. Fig 5에는 유한요

Table 3. Comparison of flexural strengths by FEA and structural tests

Section	M_p (kN-m)	M_u (kN-m)			M_u/M_p			M_{FEA}/M_{Exp}	
		Test	FEAGreen	FEAPresent	Test	FEAGreen	FEAPresent	FEAGreen	FEAPresent
G-7	463	504	455	481	1.09	0.98	1.04	0.90	0.95
G-8	1016	1024	1003	1000	1.01	0.99	0.98	0.98	0.98
M-1	404	315	-	320	0.78	-	0.79	-	1.01
M-2	493	478	-	455	0.97	-	0.92	-	0.95



(a) G-7



(b) G-8

Fig. 5. Moment-rotation curves by FEA and test

소해석 및 실험에 의한 G-7 및 G-8 거더의 모멘트-회전각 이력곡선을 나타내었으며, 모멘트(M)은 소성모멘트로, 회전각 (θ)은 소성회전각($\theta_p=M_pL/2EI$)으로 나누어 무차원화 한 값으로 표현하였다. Fig. 5로부터 실험과 해석에 의한 이력곡선이 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 아울러, Fig. 5(b)의 G-8 거더는 Fig. 5(a)의 G-7 거더와 플랜지와 복부판 두께의 치수는 동일하지만 복부판의 높이가 1.8배로 복부판 세장비가 큰 거더로 G-7 거더에 비해 연성이 떨어짐을 알 수 있다.

5. 해석대상 단면

휨을 받는 HSB I-거더 압축플랜지의 탄성 또는 비탄성 국부좌굴을 고려한 휨강도는 Table 4에 요약된 바와 같은 다양한 단면을 대상으로 구하였다. 균질단면의 경우 SM490-TMC 일반강재와 HSB600과 HSB800 고강도강재를 적용하였으며, 하이브리드 단면의 경우 치수는 HSB800 거더와 동일하며 복부판은 SM570-TMC, 상하부플랜지는 HSB800 강재를 적용하였다. 도로교설계기준과 AASHTO LRFD 기준에서 하이브리드 거더의 경우 저강도 강재의 항복강도가 고강도 강재의 항복강도의 70% 이상이어야 하며 강재간 항복강도의 차이를 250MPa로 제한하고 있고, 유로코드에서는 플랜지와 복부판

강재간 항복강도의 비를 2 이내로 제한하고 있다. 따라서, 하이브리드 단면에 항복강도가 690MPa인 HSB800 플랜지와 함께 복부판에 적용할 수 있는 강재는 항복강도가 450MPa인 SM570-TMC나 HSB600 강재이다. 해석단면의 복부판은 조밀, 비조밀 또는 세장 단면으로 구분하여 설계하였다. 압축플랜지 세장비(s_f)는 4-12 범위에서 강종 당 15개, 하이브리드 단면까지 포함하여 총 60개 단면 강거더를 분석하였다. 도로교설계기준 및 AASHTO LRFD에서는 s_f 를 12 이내로 규정하고 있어 이를 세장비 상한치로 고려한 것이다. Table 4에서 복부판의 조밀성에 따라 CW는 조밀 복부판(compact web), NW는 비조밀 복부판(noncompact web), SW는 세장 복부판(slender web)을 나타낸다. 상하부플랜지 폭은 300mm이며, 플랜지 중심선 사이의 높이는 800mm로 고정하고 플랜지와 복부판의 두께를 변화시켜 단면을 선정하였다. Table 4의 해석대상 단면은 유로코드 3에 의하면 조밀 복부판 단면의 경우 압축플랜지 세장비에 따라 Class 2, 3 또는 4, 비조밀 또는 세장 복부판 단면의 경우 압축플랜지의 세장비와 상관없이 Class 4로 분류되었다. 각 단면들의 s_{fp} 와 s_{fl} 를 Table 4에 나타내었으며, 강재의 항복강도가 증가함에 따라 s_{fp} 와 s_{fl} 가 점진적으로 감소하는 것을 알 수 있다. Table 4에 요약한 60개 해석대상 단면의 항복모멘트와 소성모멘트는 Table 5에 요약하였다.

Table 4. Geometrical properties of girder sections analyzed

Steel ID	λ_f	t_f	h_w	t_w			Eurocode 3 Class			λ_{pf}	λ_{rf}
				CW	NW	SW	CW	NW	SW		
SM490-TMC	4	37.50	762.5	9.0	6.0	5.3	2	4	4	9.7	17.1
	6	25.00	775.0				2	4	4		
	8	18.75	781.3				2	4	4		
	10	15.00	785.0				3	4	4		
	12	12.50	787.5				3	4	4		
HSB600	4	37.50	762.5	11.0	7.0	5.5	2	4	4	8.1	14.3
	6	25.00	775.0				2	4	4		
	8	18.75	781.3				3	4	4		
	10	15.00	785.0				3	4	4		
	12	12.50	787.5				4	4	4		
HSB800	4	37.50	762.5	13.0	9.0	5.5	2	4	4	6.6	11.5
	6	25.00	775.0				2	4	4		
	8	18.75	781.3				3	4	4		
	10	15.00	785.0				4	4	4		
	12	12.50	787.5				4	4	4		

Table 5. Yield and plastic moment capacities of girder sections analyzed

(unit: kN-m)

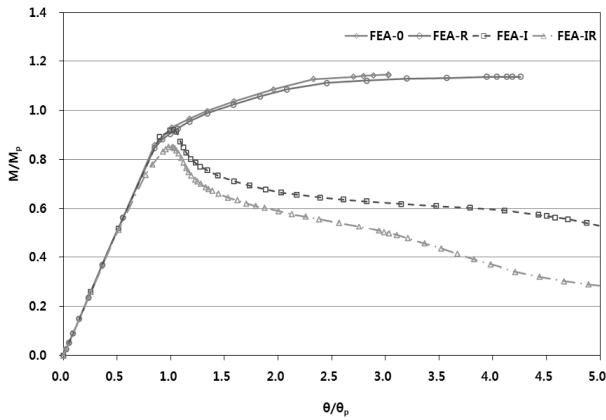
Section	λ_f	SM490-TMC		HSB600		HSB800		Hybrid	
		M_y	M_p	M_y	M_p	M_y	M_p	M_y	M_p
CW	4	2960	3247	4308	4769	6728	7514	6728	7060
	6	2100	2316	3085	3443	4859	5487	4859	5018
	8	1660	1850	2459	2780	3905	4474	3905	3998
	10	1394	1571	2080	2383	3326	3866	3326	3385
	12	1215	1385	1825	2117	2937	3461	2937	2977
NW	4	2877	3110	4149	4508	6484	7113	6484	6799
	6	2011	2174	2915	3173	4600	5072	4600	4748
	8	1569	1706	2285	2506	3637	4053	3637	3723
	10	1300	1425	1902	2105	3053	3441	3053	3108
	12	1120	1238	1645	1838	2660	3033	2660	2698
SW	4	2857	3078	4090	4410	6271	6762	6271	6570
	6	1990	2141	2852	3072	4373	4710	4373	4512
	8	1547	1672	2219	2403	3403	3684	3403	3483
	10	1278	1391	1835	2001	2814	3069	2814	2865
	12	1098	1204	1577	1734	2418	2658	2418	2454

6. 해석결과 및 분석

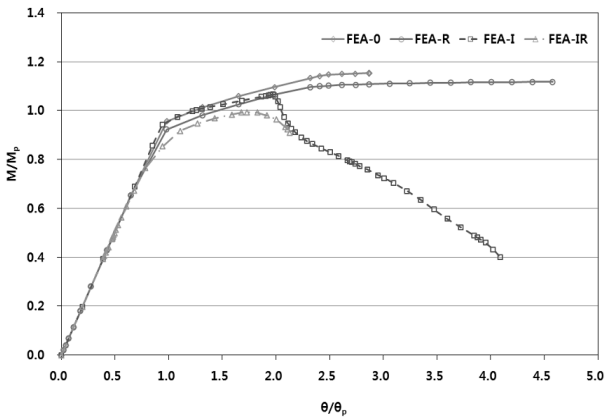
6.1 초기변형과 잔류응력의 영향

초기변형과 잔류응력이 휨저항강도와 연성거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 몇 개의 HSB800 해석단면에 대해 유한요소해석으로 구한 모멘트-회전각 곡선을 Fig. 6에 비교하

였다. Fig. 6에서 FEA-0는 초기변형과 잔류응력을 모두 고려하지 않는 경우, FEA-I는 초기변형만 고려한 경우, FEA-R은 잔류응력만 고려한 경우, FEA-IR은 초기변형과 잔류응력 모두 고려한 경우를 나타낸다. Fig. 6(a)는 압축플랜지 세장비가 10으로 비탄성 국부좌굴이 예상되는 CW 거더로 초기변형의 영향으로 휨강도와 연성이 현저히 감소하며 잔류응력의 영향은



(a) CW girder with $\lambda_f=10$



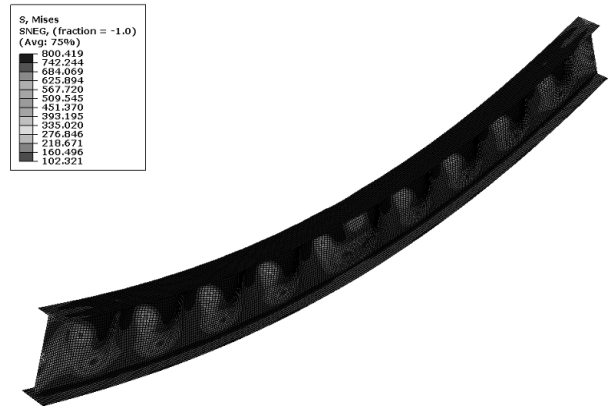
(b) NW girder with $\lambda_f=6$

Fig. 6. Moment-rotation curves for HSB800 girders

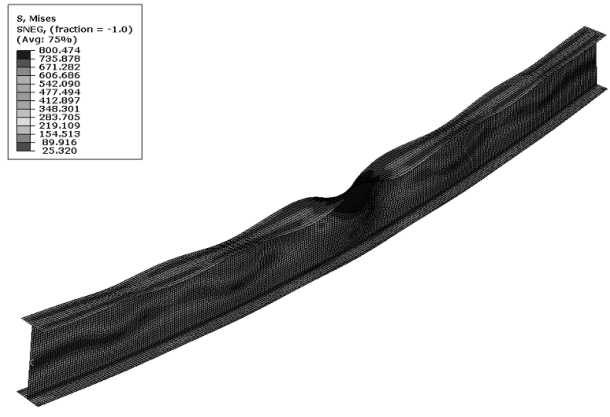
상대적으로 작은 것을 알 수 있다. Fig. 6(b)는 압축플랜지 세장비가 6이며 비조밀 복부판(NW)을 갖는 거더로 휨강도가 이론상 소성모멘트에 도달할 것으로 예상되는 거더의 해석결과이다. Fig. 6(b)의 단면은 비탄성 국부좌굴구간에 속하는 Fig. 6(a) 단면에 비해 초기변형의 영향은 상대적으로 작지만 잔류응력의 영향은 상대적으로 큰 것을 알 수 있다. 초기변형과 잔류응력이 휨거동에 미치는 영향을 유한요소 해석결과로부터 분석한 결과, 복부판의 조밀성과는 상관없이 압축플랜지의 세장비가 비탄성 구간에 속하면 잔류응력에 비해 초기변형의 영향이 현저히 크고, 압축플랜지가 조밀한 경우에는 초기변형과 잔류응력 모두 무시할 수 없는 정도의 영향을 미치는 것으로 분석되었다. 따라서, 다음에 기술하는 모든 유한요소 해석에서는 초기변형과 잔류응력을 고려하여 해석을 수행하였다.

6.2 극한상태의 응력분포 및 변형형상

비선형 유한요소해석으로 구한 강거더의 극한모멘트 상태에서 응력분포와 변형형상을 여기에서 분석하였다. Fig. 7은 조밀



(a) $\lambda_f=6$



(b) $\lambda_f=12$

Fig. 7. Effective stress distributions and deformed shapes of HSB800 girders with compact web at ultimate moment state

복부판을 갖는 HSB800 강거더의 von Mises 응력분포와 변형형상을 보여 준다. Fig. 7(a)는 압축플랜지 세장비(λ_f)가 6인 거더로 휨강도가 소성모멘트 이상에 이를 것으로 예상되는 단면이다. 이 거더는 극한하중상태에서 상부플랜지와 상부플랜지에 인접한 복부판의 유효응력이 극한응력인 800MPa에 도달했고 압축을 받는 복부판의 상단에서 국부 휨변형이 발생하였다. Fig. 7(b)는 $\lambda_f=12$ 인 압축플랜지 비탄성 국부좌굴발생이 예상되는 거더로 복부판 상단에서 항복을 초과하여 변형경화 영역인 최대 800MPa의 유효응력이 발생하고 복부판과 하부플랜지는 주로 항복응력보다 작은 탄성영역의 응력이 발생했으며, 압축플랜지의 국부 휨변형과 압축을 받는 복부판에서 휨변형이 발생한 것을 볼 수 있다.

Fig. 8은 복부판의 조밀성이 압축플랜지 비탄성 국부좌굴에 미치는 영향을 분석하기 위하여 $\lambda_f=10$ 이고 복부판의 두께가 다른 HSB800 거더의 응력분포와 변형형상을 나타낸 것이다. Fig. 8(a)는 조밀 복부판(CW)을 갖는 거더의 경우로 압축플랜

지의 국부 휨변형과 압축을 받는 복부판에서 약간의 휨변형이 발생했으며, 상부플랜지에서 극한응력인 최대 800MPa의 유효응력이 발생하였다. Fig. 8(b)는 비조밀 복부판(NW) 거더로 압축플랜지와 압축을 받는 복부판에서 휨변형이 발생하였으며, 압축플랜지와 복부판 상단에서 국부적으로 항복을 초과하여

변형경화 영역인 781MPa의 유효응력이 발생하고 복부판과 하부플랜지는 주로 탄성영역의 응력분포를 보이는 것을 보여 준다. Fig. 8(c)는 세장 복부판(SW) 거더로 압축을 받는 복부판과 압축플랜지의 국부 휨변형이 동시에 발생했으며, 압축플랜지와 복부판 상단에서 국부적으로 항복을 초과한 754MPa의 유효응력이 발생하였다. Fig. 8로부터 복부판이 조밀할수록 최대 발생응력은 증가하며 세장할수록 복부판의 국부 휨변형이 현저히 발생하는 것으로 분석되었다.

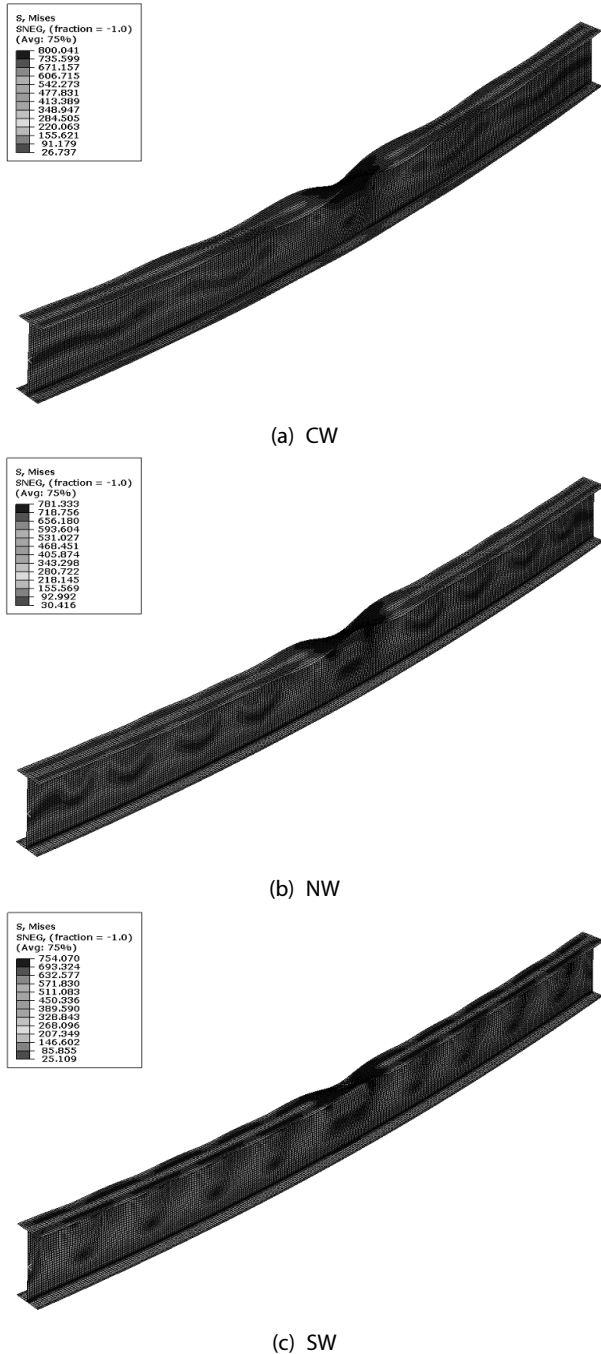


Fig. 8. Effective stress distributions and deformed shapes of HSB800 girders ($\lambda_f=10$) with different web compactness at ultimate moment state

6.3 강거더의 휨강도 비교

SM490-TMC 일반강재, HSB600 및 HSB800 고강도 강재를 적용한 강거더의 압축플랜지 세장비에 따른 휨저항강도비 (M_u/M_p)를 Fig. 9~11에 나타내었다. 그림에서 FEA는 유한요소 해석결과를, KHBDC-LSD는 한계상태법 도로교설계기준 (KHBDC, 2012), AASHTO-A6와 AASHTO-6.10.8은 각각 AASHTO LRFD(2012) 부록 A6의 비탄성 설계규정과 본문 6.10.8의 탄성 설계규정으로 구한 공칭휨강도비이다. KHBDC-LSD Q-공식과 AASHTO-A6의 비탄성 설계규정을 적용하여 공칭휨강도를 산정할 때, 강재의 항복강도 제한규정을 무시하였다.

Fig. 9는 조밀 복부판 강거더 휨강도를 비교한 것으로 FEA 해석 결과에 의하면 설계기준에 의한 공칭휨강도는 대체적으로 안전측(conservative)인 것으로 평가된다. 비탄성구간 λ 에서 FEA 해석에 의한 휨강도와 KHBDC-LSD 및 AASHTO-A6의 공칭휨강도의 차이는 매우 작고, Eurocode 3의 공칭강도와는 약간의 차이가 있으며 AASHTO-6.10.8 공칭휨강도와는 가장 큰 차이가 있는 것을 알 수 있다. 아울러, 항복강도가 증가할수록 비탄성 국부좌굴에 해당되는 압축플랜지 세장비 구간이 늘어나며 고강도강 거더는 항복되기 전에 국부좌굴 안정성 문제가 발생할 가능성이 높은 것으로 분석된다.

Fig. 10에는 비조밀 복부판(NW)을 갖는 SM490-TMC, HSB600, HSB800 및 HSB800/SM570-TMC 하이브리드 강거더의 압축플랜지 세장비에 따른 휨저항강도비를 비교하였다. Fig. 9의 CW 거더의 경우에 비해 NW 강거더의 경우는 설계기준에 의한 공칭휨강도간 편차가 상대적으로 작고 FEA 해석에 의한 휨강도와 대체적으로 안전측이면서도 차이가 작음을 알 수 있다. 다만, HSB800 강재를 적용한 Fig. 10(c) 및 Fig. 10(d)의 경우, AASHTO-6.10.8 공칭휨강도는 비탄성구간 λ 에서 유한요소해석에 의한 휨강도와 비교해서 상대적으로 가장 큰 차이가 있어서 지나치게 안전측임을 Fig. 10(a)-(d)는 보여 준다.

세장 복부판(SW)을 갖는 강거더의 항복모멘트로 무차원화

압축플랜지 비탄성 국부좌굴을 고려한 HSB 플레이트거더의 휨강도

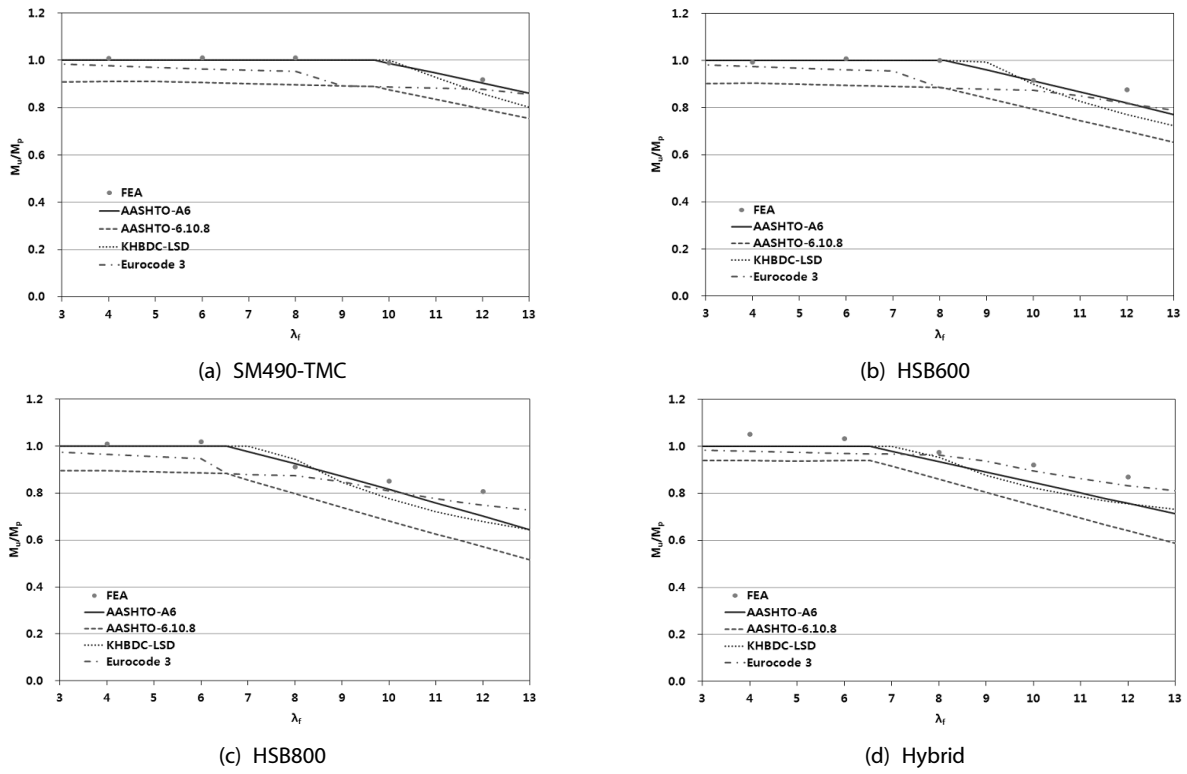


Fig. 9. Comparison of flexural capacities for CW girders

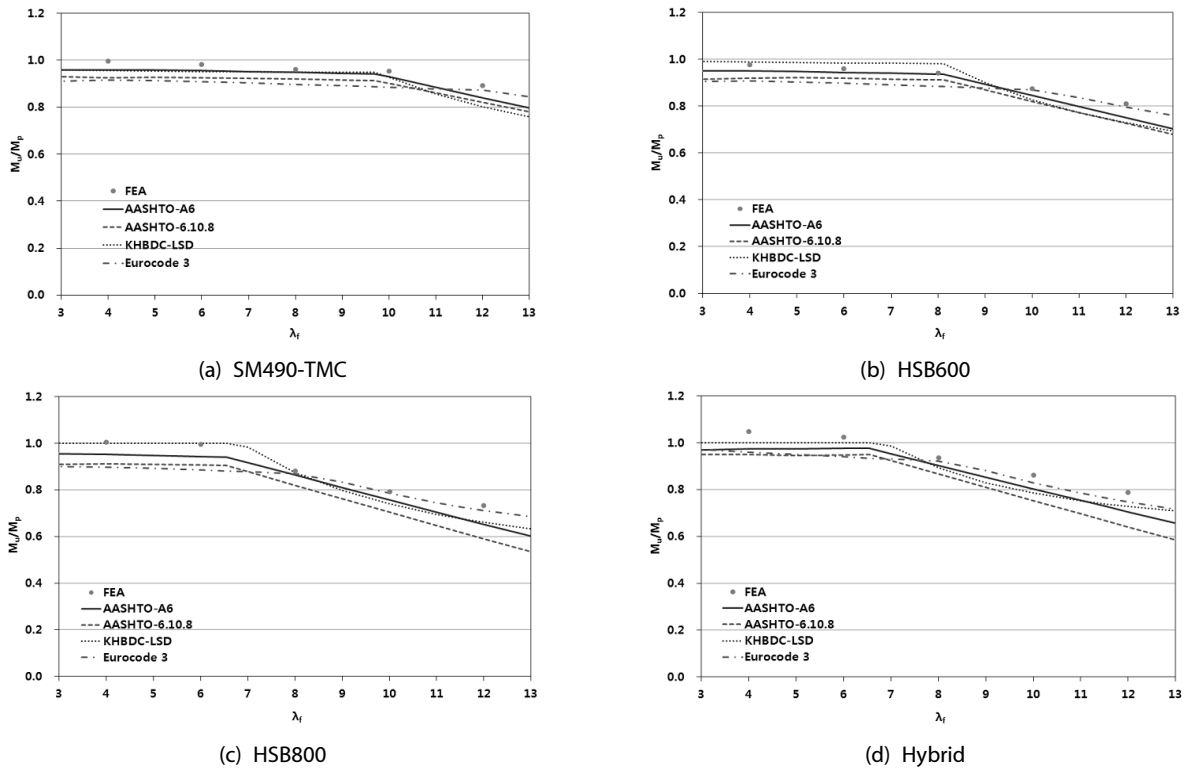


Fig. 10. Comparison of flexural capacities for NW girders

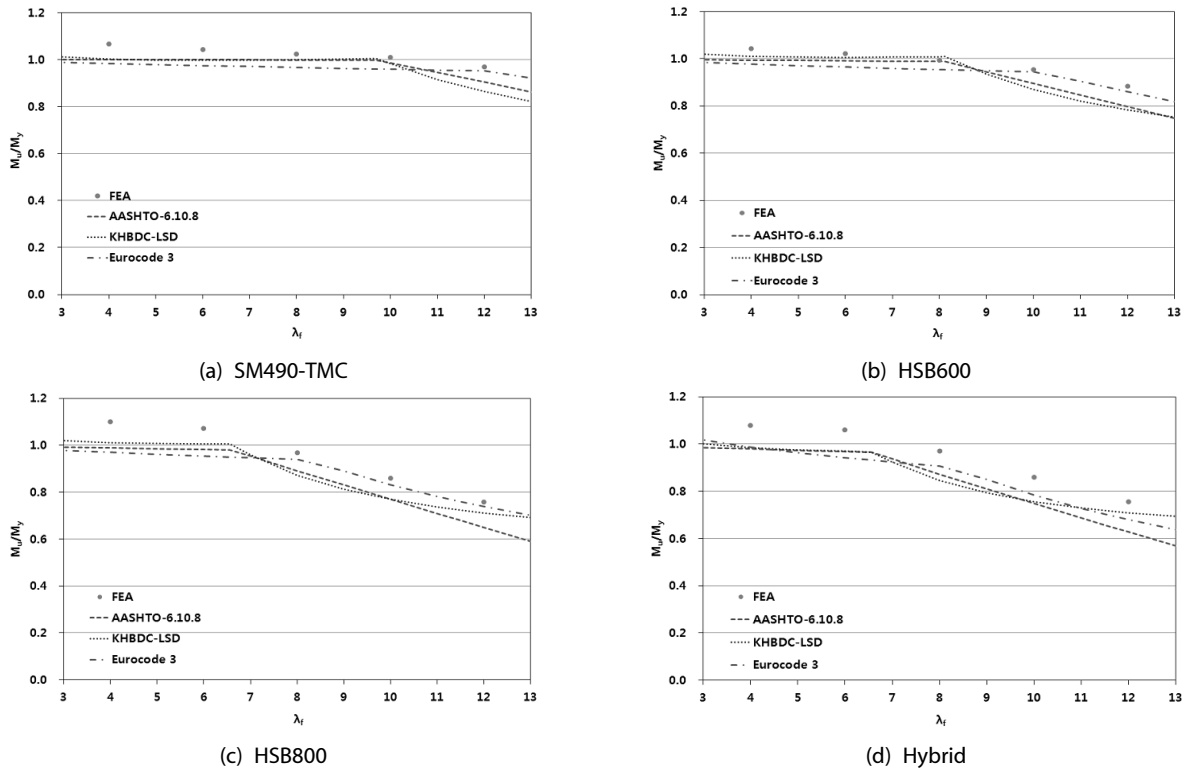


Fig. 11. Comparison of flexural capacities for SW girders

한 휨저항강도비(M_u/M_y)를 압축플랜지 세장비에 따라 Fig. 11에 나타내었다. 세장 복부판을 갖는 강거더의 경우 최대 휨저항강도를 항복모멘트 이하로 제한하고 있기 때문에 휨저항강도(M_u)를 항복모멘트(M_y)로 무차원화 시킨 것이다. AASHTO LRFD의 경우 비탄성설계를 허용하지 않기 때문에 부록-6에 의한 공칭휨강도는 Figure에 포함시키지 않았다. Fig. 11로부터 SW 강거더의 경우도 NW 강거더의 경우처럼 고려한 설계기준으로 산정한 공칭휨강도간 편차가 상대적으로 작고, FEA 해석에 의한 휨강도와 비교해서 안전측인 것으로 평가할 수 있다. 특히, 유한요소해석으로 구한 휨강도에 비교할 때 고려한 설계기준으로 구한 HSB800 강거더의 공칭휨강도는 SM570-TMC 및 HSB600 강거더의 공칭휨강도에 비해 상대적으로 더욱 안전측인 것을 Fig. 11로부터 분석할 수 있다.

7. 결론

HSB를 적용한 플레이트거더의 압축플랜지 국부좌굴을 고려한 극한휨강도를 유한요소해석으로 분석하였다. HSB600 및 HSB800 강재로 제작된 균질단면과 상하부 플랜지에 HSB800 강재를, 복부판에는 SM570-TMC 강재를 함께 적용한 하이브리드 단면 거더를 고려하였으며, 일반강재와의 상대 비교를

위하여 SM490-TMC 강거더에 대한 해석도 아울러 수행하였다. 비선형 유한요소해석 결과와 기존 문헌의 실험결과를 비교하여 유한요소 해석결과를 검증했으며, 초기변형과 잔류응력이 국부좌굴 휨거동에 미치는 영향과 극한상태에서의 응력분포와 변형행상을 분석하였다. 다양한 압축플랜지 세장비를 갖는 총 60개 강거더의 극한휨강도를 유한요소해석으로 구하고, 도로교 설계기준, AASHTO LRFD와 Eurocode 3의 설계규정으로 구한 공칭휨강도와 비교하여 이들 규정의 HSB 강거더에 대한 적용성을 검토하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 비선형 유한요소해석 결과 압축플랜지의 세장비가 비탄성 국부좌굴 영역에 속하면 잔류응력에 비해 초기변형의 영향이 현저히 크고, 압축플랜지가 조밀한 경우에는 초기변형과 잔류응력 모두 무시할 수 없는 정도의 영향을 미치는 것으로 분석되어 비선형 유한요소 해석 시에는 초기변형과 잔류응력을 모두 고려해야 되는 것으로 분석되었다.
- (2) 휨강도 유한요소 해석결과와 공칭휨강도를 비교한 결과, HSB600 및 HSB800 강거더의 압축플랜지 비탄성 국부좌굴을 고려한 공칭휨강도는 현재의 한계상태법 도로교설계기준, AASHTO LRFD 및 Eurocode 3 설계규정을 적용하여 산정 가능한 것으로 평가되었다.

- (3) 조밀 또는 비조밀 복부판을 갖는 HSB800을 적용한 균질 및 하이브리드 단면 거더의 휨강도는 항복강도 제한규정을 무시하고 한계상태법 도로교설계기준의 Q-공식 및 AASHTO LRFD 부록-6의 비탄성 설계규정을 적용할 수 있는 것으로 분석되었다.
- (4) 세장 복부판을 갖는 HSB800을 적용한 균질 및 하이브리드 단면 거더의 경우에는 AASHTO LRFD 본문의 탄성 설계 규정, 도로교설계기준 Q-공식 및 Eurocode 3의 탄성 설계 규정을 적용하여 휨강도를 산정할 수 있는 것으로 평가되었다.

본 연구에서는 기존 일반강재에 적용한 잔류응력 모델을 적용하였으나 추후 HSB800 I-거더의 잔류응력 실측정 결과를 적용한 압축플랜지 비탄성 국부좌굴 해석의 수행이 필요한 것으로 판단된다. 아울러, 고성능강재 적용시의 기존 비조밀 압축플랜지 세장비 한계규정의 실험 검증과 연성특성의 면밀한 분석이 필요하다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국 연구재단의 기초연구사업 지원을 받아 수행된 것임(과제번호: 2012003614).

References

AISC (1986) *Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design*, First Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA.

American Association of State and Highway Transportation Officials (1996) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1st Ed., Washington, D.C.

American Association of State and Highway Transportation Officials (2012) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 6th Ed., Washington, D.C.

AWS (1995) *Bridge Welding Code, ANSI/AASHTO/AWS D1.5-95*, Joint Publication of American Association of State and High-

way Transportation Officials and American Welding Society, pp. 239.

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.

Green (2000) *The Inelastic Behavior of Flexural Members Fabricated from High Performance Steel*, Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Hibbit, Kalsson & Sorensen Inc. (2008) *ABAQUS/CAE Version 6.8. Standard user's manual*, Rhode Island, USA.

Johnson, D. L. (1985) An Investigation into the Interaction Flange and Webs in Wide Flange Shapes, *Proceedings SSRC Annual Technical Session*, Cleveland, OH, Structural Stability Research Council, Gainesville, FL.

KHBDC (2012), *Korean Highway Bridge Design Code(Limit State Design)*, Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (in Korean).

Lay, M. G. and Galambos, T. V. (1965) Inelastic Beams Under Moment Gradient, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST6, December, pp. 67-93.

Lay, M. G. and Galambos, T. V. (1967) Inelastic Beams Under Moment Gradient, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93, No. ST1, February, pp. 381-399.

Lukey, A. F. and Adams, P. F. (1969) Rotation Capacity of Beams Under Moment Gradient, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST6, June, pp. 1173-1188.

McDermott, J. F. (1969) Plastic Bending of A514 Steel Beams, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST9, September, pp. 1851-1871.

Roik, K. and Kuhlmann, U. (1987) Experimentelle ermittlung der Rotationskapazität biegebeanspruchte I-Profile, *Stahlbau*, Vol. 56, No. 12, December, pp. 353-358.

Smith, R. J. and Adams, P. F. (1968) *Experiments on Wide-Flange Beams under Moment Gradient*, Structural Engineering Report No. 13, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

Timoshenko, S. P. and Gere, R. M. (1961) *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, NewYork, NY.

Yura, J. A., Galambos, T. V., and Ravindra, M. K. (1978) The Bending Resistance of Steel Beams, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September, pp. 1355-1370.