

HSB 강합성거더 정모멘트부의 휨저항강도

Flexural Strength of Composite HSB Girders in Positive Moment

조 은 영¹⁾ · 신 동 구²⁾
Cho, Eun Young · Shin, Dong Ku

요 약 : 교량용 HSB 고성능 강재를 적용한 정모멘트부 강합성거더의 휨저항강도를 모멘트-곡률 해석법으로 산정하고 일반 강재에 적용되는 AASHTO LRFD 조밀단면 휨저항강도 설계식에 의한 휨저항강도와 비교하여 기존 설계식의 적용성을 검토하였다. 다양한 연성특성을 갖는 2,391 개 단면을 임의추출법으로 선정하고 재료 비선형 모멘트-곡률 해석 프로그램을 이용하여 이들 단면에 대한 휨저항강도를 구하였다. 합성단면을 구성하는 콘크리트 재료는 CEB-FIP 모델로, HSB600 및 HSB800 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였다. HSB 강재를 적용한 강합성거더 단면의 연성비와 콘크리트 바닥판의 압축강도에 따른 휨저항강도 특성을 분석하고 SM520-TMC 일반 강재를 적용한 경우와 휨저항강도를 비교하였다. 2,391개의 HSB600 강합성거더 단면의 휨저항강도를 분석한 결과, 기존 LRFD 휨저항강도 설계식을 적용할 수 있는 것으로 분석되었다. 반면에, HSB800 강재를 적용한 강합성거더의 경우에는 기존 LRFD 조밀단면 휨저항강도 설계식은 비안전측으로 평가되었으며, HSB800 강합성거더의 모멘트-곡률해석 결과에 근거한 새로운 정모멘트부 휨저항강도 산정식을 제안하였다.

ABSTRACT : The flexural strength of composite HSB I-girders under a positive moment was investigated using the moment-curvature analysis method to evaluate the applicability of the current AASHTO LRFD design specifications to such girders. A total of 2,391 composite I-girder sections that satisfied the section proportion limits of the AASHTO LRFD specifications was generated by the random sampling technique to consider a wide range of section properties. The flexural capacities of the sections were calculated in the nonlinear moment-curvature analysis in which the HSB600 and HSB800 steels were modeled as an elasto-plastic strain-hardening material, and the concrete, as a CEB-FIP model. The effects of the ductility ratio and the compressive strength of the concrete slab on the flexural strength of the composite girders made of HSB and SM520-TMC steels were analyzed. The numerical results indicated that the current AASHTO LRFD equation can be used to calculate the flexural strength of composite girders made of HSB600 steel. In contrast, the current AASHTO LRFD equation was found to be non-conservative in its prediction of the flexural strength of composite HSB800 girders. Based on the numerical results of this study for 2,391 girders, a new design equation for the flexural strength of composite HSB800 girders in a positive moment was proposed.

핵심어 : 고강도강, 정모멘트부, 휨저항강도, 연성비, 비선형해석

KEYWORDS : high strength steel, positive moment, flexural strength, ductility ratio, nonlinear analysis

1. 서론

정모멘트를 받는 강합성거더의 극한휨강도는 상부 콘크리트 바닥판이 파괴되지 않고 강재거더의 항복과 변형경화에 의한 연성파괴 또는 강거더에 변형경화가 발생하기 전에 콘크리트 바닥판이 압축파괴를 일으키는 취성파괴의 지배를 받는다. 정모멘트를 받는 강합성거더의 휨거동에 관한 기존 연구는 수치해석과 구조실험을 통하여 연성거동을 지배하는 인자를 제안하거나 강중에 따른 휨저항강도 특성의 분석이 주를 이루며, Ansourian(1982), Wittry(1993), Vasseghi(1989), Mans 등(2001), Yakel 등(2005)에 의해 수행되었다. 정모멘트를

받는 강합성거더의 휨저항강도와 연성요구조건에 관한 AASHTO LRFD 설계규정(2000, 2004)은 이들 연구결과에 기초하고 있다.

합성거더의 연성능력과 관련하여 Ansourian(1982)은 소성 한계상태의 중립축 위치와 콘크리트 바닥판이 파괴변형율에 도달하고 강거더 하부 플랜지가 변형경화에 도달하는 변형율의 분포로부터 구한 중립축 위치와의 비로 연성계수(ductility parameter)를 정의하였다. 아울러, Ansourian은 실험 구조 시험과 수치해석 결과를 분석하여 합성거더가 극한강도상태에 도달했을 때 충분한 휨 회전변형을 일으키기 위한 최소 연성계수값을 제안하였다. Vasseghi(1989)는 구조시험 결과를 이

1) 명지대학교 토목환경공학과 박사과정(eunyoung@mju.ac.kr)

2) 교신저자. 명지대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

(Tel. 031-330-6416, Fax. 031-330-9705, E-mail : dkshin@mju.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

용하여 AASHTO LFD 설계기준(1989) 연성요구조건의 근거가 되는 정모멘트 합성단면의 콘크리트 바닥판 취성과 파괴 발생 가능성을 감소시키기 위한 연성한계를 분석하였다. Ansourian(1982)의 연구에 기초하여 Wittry(1993)는 다양한 범위의 연성특성을 갖는 406개의 합성거더 단면을 모멘트-곡률 해석법으로 해석하고 연성계수에 따른 휨저항강도 특성을 평가하였다. 강거더는 항복강도가 250MPa 및 345MPa인 강재를 고려하였으며, Ansourian의 연성계수를 수정하여 합성단면의 전체 높이와 강종별로 정의된 연성계수를 제시하였다. Wittry는 비연성(non-ductile) 단면에 대한 휨저항강도 산정식을 제안된 연성계수와 항복모멘트 및 소성모멘트의 함수로 제안하였다. Wittry(1993)의 연구결과는 AASHTO LRFD(2000) 설계기준에 합성거더 단면의 연성요구조건 규정과 휨저항강도 계산식에 반영되었다. Mans 등(2001)은 항복강도 485MPa급 강합성거더 구조시험을 수행하고 AASHTO LRFD(2000) 설계기준의 휨저항강도식이 약간 안전측이고 비교적 합리적으로 휨저항강도를 예측하는 것을 확인하였다. Yakei 등(2005)은 항복강도 485MPa 강재를 포함한 강합성거더 정모멘트부 휨저항강도와 연성도를 구하는 방법을 제안하였다. 이들은 기존 휨저항강도식을 단순화시켜 항복모멘트의 계산이 필요 없고 연성계수와 소성모멘트로 산정되는 휨저항강도를 제안하였으며 AASHTO LRFD(2004) 설계기준에 이들의 연구결과가 반영되었다. 최근에 Barth 등(2009)은 강재의 항복강도가 485MPa 이하인 20,000 여개의 가상 합성거더 단면의 연성계수에 따른 휨저항거동을 변형률 적합법(strain compatibility method)을 적용하여 분석하였다. 이들은 AASHTO LRFD(2004) 설계기준의 휨저항강도식이 연성계수가 큰 단면에서는 지나치게 안전측인 것으로 분석하였으며 새로운 휨저항강도 설계식을 제안하였다.

이상의 AASHTO LRFD 설계기준의 개발과 관련된 강합성거더 정모멘트부에 관한 기존 연구는 항복강도가 485MPa 이하인 강재를 적용한 경우가 주를 이루고 있으며 항복강도가 485MPa를 초과하는 고강도강으로 설계된 합성거더에 대한 연구는 미비한 실정이다. 현 AASHTO LRFD(2007)의 정모멘트부 합성거더의 조밀단면 요구조건의 하나는 강재 항복강도를 485MPa 이하로 규정하고 있다. 최근 국내에서 제정된 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준(2010)에는 HSB500 및 HSB600 강재가 포함되었으나 항복강도가 690MPa인 HSB800 강재는 제외되었다. 허용응력법에 기초한 현 도로교설계기준(2010)의 강교 설계기준을 대체할 신뢰도이론에 근거한 한계상태설계법 도로교설계기준 제정 작업이 진행되고 있고 2010년말 초판이 완성될 예정이다. 제정 중인 신뢰도기반 설계기준의 강합성거더 휨부재 설계규정은 AASHTO LRFD

설계기준(2000)에 기초하고 있다. 또한, 최근 HSB500, HSB600 및 HSB800 교량용 고성능강이 국내에서 개발되어 이들 고성능 강재로 제작된 강합성거더 정모멘트부의 연성특성, 휨저항강도 등과 같은 휨저항에 대한 실험적 및 해석적 연구의 수행이 필요하고 이들 연구결과에 근거한 휨저항강도 설계식이 정립되어야 한다.

본 연구에서는 HSB600 및 HSB800 고성능 강재를 적용한 정모멘트부 강합성거더의 휨저항강도를 비선형 모멘트-곡률 해석법을 적용하여 산정하고 현 AASHTO LRFD(2007) 조밀단면 휨저항강도 설계식으로 구한 휨저항강도와 비교하여 기존 설계식의 적용성을 검토하였다. 다양한 기하학적 단면특성을 갖는 2,391개의 강합성단면을 임의추출법으로 선정하고 이들 단면에 대해 재료 비선형 모멘트-곡률 해석 프로그램을 이용하여 휨저항강도를 구하였다. 강합성거더 단면에서 상부 콘크리트 바닥판의 28일 압축강도는 30~50MPa를 고려하였으며, 콘크리트 재료는 CEB-FIP(1990) 모델로, HSB600 및 HSB800 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였다. HSB 강재를 적용한 강합성거더 단면의 연성비와 콘크리트 바닥판의 압축강도에 따른 휨저항강도 특성을 분석하고 SM520-TMC 일반 강재를 적용한 경우와 휨저항강도를 비교하였다. HSB 강재를 적용한 2,391개 강합성거더 단면에 대하여 모멘트-곡률 해석으로 구한 휨저항강도를 기존 일반강재에 적용되는 AASHTO LRFD 조밀단면 설계기준에 의한 휨저항강도와 비교하고, HSB800 강재를 적용한 강합성거더의 정모멘트부 휨저항강도 산정식을 제안하였다.

2. AASHTO-LRFD 규정

현재 국내에서 제정 중인 신뢰도기반 설계기준의 강합성거더 휨부재 설계규정은 AASHTO LRFD 설계기준(2000)에 기초하고 있다. AASHTO LRFD에서는 강도한계상태에서 정모멘트를 받는 강합성단면 휨부재는 콘크리트 단면이 먼저 파괴되지 않고 강재 거더의 항복으로 시작되는 연성파괴를 유도하여 충분한 여유성을 갖도록 규정하고 있으며, 연성확보를 위하여 설계단면이 다음 연성요구조건을 만족하도록 규정하고 있다.

$$D_p/D' \leq 5 \tag{1}$$

여기서, D_p 는 소성모멘트 상태에서 바닥판 상부에서 중립축까지 거리이고 D' 은 아래 식으로 정의된다.

$$D' = \beta \left(\frac{d + t_s + t_h}{7.5} \right) \tag{2}$$

윗 식에서 d 는 복부판 높이, t_s 는 콘크리트 바닥판 두께, t_b 는 콘크리트 헌치 높이, F_y 는 강재의 항복강도를 나타내며, β 는 특정 강재의 응력-변형률 선도 특성이 반영된 합성단면의 연성과 관계된 계수로 강종에 따라 0.7~0.9 범위의 값을 갖고 연성이 우수한 강재일수록 β 는 큰 값을 갖는다. 식 (1)의 연성요구조건은 다양한 강종 및 단면형상을 갖는 합성단면에 대한 수많은 구조시험 및 수치 시뮬레이션 결과에 근거하여 결정된 것이다(Ansourian, 1982; Mans 등, 2001; Yakel 등, 2005).

Wittry(1993)의 모멘트-곡률 해석결과에 의하면 $D_p/D'=1$ 인 단면의 휨저항강도는 단면소성모멘트 M_p 와 같고 $D_p/D'=5$ 인 단면의 휨저항강도는 항복모멘트 M_y 와 같은 것으로 분석되었다. 아울러, $D_p/D'=5$ 인 경우에는 콘크리트 바닥판의 압축과괴 형태의 취성과괴가 발생하므로 이를 반영하여 휨저항강도를 항복모멘트의 0.85배로 감소시켰다. AASHTO LRFD(2002)에서는 합성단면의 연성도에 따라 아래 식으로 조밀단면의 공칭휨저항강도 M_n 을 규정하고 있는데, 식 (3b)는 D_p/D' 가 1보다 크고 5보다 작은 단면에 대해 선형 보간(linear interpolation)에 의해 유도된 것이다.

$$M_n = M_p ; D_p \leq D' \quad (3a)$$

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} - \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right) ; D' < D_p \leq 5D' \quad (3b)$$

AASHTO LRFD(2004)에서는 Wittry의 제안식을 개선하여 연성계수를 소성모멘트 상태에서 바닥판 상부에서 중립축까지 거리 D_p 와 합성거더 전체 높이 D_t 의 비(D_p/D_t)로 수정하고, 콘크리트 바닥판이 파괴변형률에 도달할 때 하부플랜지의 항복이 발생하도록 아래 식과 같이 연성요구조건을 규정하고 있다.

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (4)$$

연성비 D_p/D_t 는 AASHTO LRFD(2000)의 식 (2)에서 강종에 따라 다른 값을 갖는 β 계수를 0.75로 고정하여 강종에 무관하게 적용하도록 단순화한 것이다. 식 (2)에서 β 를 0.75로 가정하면 식 (4)의 계수는 0.42가 아니라 0.5가 되지만, 강종별 변형경화 특성의 차이를 고려하고 콘크리트 바닥판이 압축과괴에 도달할 때 하부플랜지의 항복이 보장되도록 연성비 한계를 0.42로 규정한 것이다. 아울러, AASHTO LRFD(2004)에서는 Yakel 등(2005)이 제안한 것과 유사

하게 항복모멘트의 계산이 필요 없고 연성비와 소성모멘트로 산정되는 아래 식과 같은 조밀단면에 대한 공칭휨저항강도식을 적용하고 있다.

$$M_n = M_p ; D_p \leq 0.1D_t \quad (5a)$$

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) ; D_p > 0.1D_t \quad (5b)$$

정모멘트부 강합성거더 휨설계에 관한 AASHTO LRFD 설계기준 개발과정에 대한 보다 상세한 내용은 Mans 등(2001), Yakel 등(2005), Barth 등(2009)에 기술되어 있다. 본 연구에서는 AASHTO LRFD(2004) 설계기준의 연성비(D_p/D_t)를 적용하여 항복강도가 450MPa인 HSB600 강재와 항복강도가 690MPa인 HSB800 고성능강으로 설계된 강합성거더 정모멘트부의 휨거동을 분석하였다.

3. 해석대상 단면선정

HSB 강합성거더 정모멘트부 휨저항강도 설계식을 도출하기 위해서 다양한 기하학적 형상을 갖는 HSB 강합성거더 단면을 고려하였다. 표 1에는 합성단면 선정을 위한 8개의 설계변수들의 치수에 대한 최소값, 최대값 및 증분값을 나타내었다. 표 1에서 b_c 는 상부 콘크리트 바닥판의 폭, t_s 는 콘크리트 바닥판의 두께, b_{fc} 와 b_{ft} 는 상부 및 하부플랜지의 폭, t_{fc} 와 t_{ft} 는 상부 및 하부플랜지의 두께, D 는 복부판의 높이, t_w 는 복부판의 두께를 나타낸다. Minitab 프로그램(2004)의 임의추출법(random sampling technique)을 이용하여 표 1의 범위를 갖는 26,000 여개의 단면을 선정하였다.

표 1. 단면선정을 위한 설계변수 범위(단위:mm)

| 설계변수 | 최소값 | 최대값 | 증분 |
|----------|------|------|-----|
| b_c | 1500 | 3000 | 250 |
| t_s | 200 | 250 | 10 |
| b_{fc} | 200 | 1000 | 100 |
| t_{fc} | 10 | 50 | 5 |
| D | 1000 | 2500 | 250 |
| t_w | 8 | 30 | 2 |
| b_{ft} | 200 | 1000 | 100 |
| t_{ft} | 10 | 70 | 5 |

설계변수의 임의조합으로 구성된 26,000 여개의 단면 가

운데는 실제 설계 시에 적용 가능성이 거의 없는 비현실적인 단면들이 많이 포함되어 있다. 이들 단면 가운데 아래 식 (6)~(9)에 요약된 AASHTO LRFD(2007) 단면비 한계규정을 만족하는 단면을 일차적으로 선정하였다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \tag{6}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0; b_f \geq \frac{D}{6}; t_f \geq 1.1t_w \tag{7}$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \tag{8}$$

$$b_{eff} \leq 12.0t_s + \frac{b_{fc}}{2.0} \tag{9}$$

여기서, I_{yc} 는 압축플랜지의 단면2차모멘트, I_{yt} 는 인장플랜지의 단면2차모멘트, b_{eff} 는 콘크리트 바닥판의 유효폭을 나타낸다.

아울러, 위의 단면비 규정은 만족하지만 Yakel 등(2005)의 연구에서 적용한 아래 식 (10)~(15)의 조건을 만족하지 않는 비경제적이고 불합리한 비효율적 단면을 추가로 제거하였다. 식 (10)은 부적절한 플랜지와 복부판 두께의 비를 방지하기 위한 조건이며, AASHTO LRFD 규정의 최소 및 최대 용접치수 요구조건이기도 하다. 식 (11)은 합리적인 설계를 위한 조건이며, 식 (12)는 형상에서의 플랜지 폭과 복부판 높이의 비의 최소값은 0.95로 플레이트 거더에서 거의 최대로 정의된 값이다. 식 (13)은 인장플랜지의 면적이 압축플랜지의 면적보다 작은 비현실적인 단면을 제거하기 위한 조건이며, 식 (14)는 플랜지 세장비가 지나치게 작은 단면 (stocky flange)을 방지하기 위한 조건이다. 대부분의 합성 단면에서 상부 콘크리트 바닥판의 폭은 압축플랜지의 폭의 2배 이상인 경우에 해당하므로 식 (15)의 조건을 적용하였다.

$$t_{f_{max}} \leq 6t_w \tag{10}$$

$$t_{f_{min}} \geq t_w \tag{11}$$

$$b_{f_{max}} \leq 0.9D \tag{12}$$

$$A_{ft} \geq 0.9A_{fc} \tag{13}$$

$$b_f \geq 6t_f \tag{14}$$

$$b_c \geq 2b_{fc} \tag{15}$$

여기서, A_{ft} 는 인장플랜지의 단면적, A_{fc} 는 압축플랜지의 단면적, t_{fmax} 와 t_{fmin} 은 각각 상하부 플랜지의 최대 및 최소두

께를 나타낸다.

이상에서 기술한 식 (6)~(9)의 AASHTO LRFD(2007) 단면비 제한규정과 비효율적이고 극한 단면들을 제거하기 위한 식 (10)~(15)의 기준들을 적용한 결과 26,000 여개의 단면 가운데 2,391개의 가상단면이 선정되었으며, 이들 단면의 연성비(D_b/D_t) 범위는 0.1에서 1.0 사이의 값을 갖는 것으로 분석되었다.

4. 강합성거더 휨저항강도

AASHTO LRFD(2007)의 정모멘트부 조밀단면 강합성거더의 휨저항강도 산정식을 HSB 강재 강합성단면에 적용 가능 여부를 검토하기 위하여 선정된 2,391개의 단면에 대하여 모멘트-곡률 해석법으로 단면의 극한휨저항강도를 구하였다. 모멘트-곡률 해석법은 콘크리트와 강재의 재료 비선형성을 고려하고 변형을 적합성과 힘의 평형조건을 이용하여 주어진 곡률 값에서 합성단면의 휨모멘트를 순차적으로 구하여 합성단면의 극한휨저항강도를 산정하는 해석법이다. 모멘트-곡률 해석 프로그램에서 콘크리트 재료는 CEB-FIP(1990) 모델로, HSB600 및 HSB800 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였다. HSB600 및 HSB800 강재의 응력-변형률 선도는 인장시험 결과에 근거하여 조은영 등(2010)에 기술된 이상화된 모델을 적용하였다. 조은영 등(2010)에는 모멘트-곡률 해석법의 알고리즘이 상세히 기술되어 있으며, 본 논문에서 적용한 모멘트-곡률 해석 프로그램은 ABAQUS(2008)을 이용한 비선형 3차원 유한요소 해석결과와의 비교를 통하여 검증되어 있다. 여기에서는 HSB 강재를 적용한 2,391개 강합성거더 단면의 연성비에 따른 휨저항강도 특성을 분석하고 SM520-TMC 일반 강재를 적용한 경우와 휨저항강도를 비교하였다. 아울러, 강합성거더 상부 콘크리트 바닥판의 압축강도에 따른 휨저항강도를 분석하기 위하여 콘크리트의 28일 압축강도는 30~50MPa를 고려하였다. HSB 강재를 적용한 2,391개 강합성거더 단면에 대한 휨저항강도를 기존 일반강재에 적용되는 AASHTO LRFD(2007) 조밀단면 설계기준에 의한 휨저항강도와 비교하였다. 다음에 기술하는 2,391개의 강합성거더 가상단면은 콘크리트 압축강도나 강종만 다르고 기하학적 형상은 동일한 것으로 가정하였다. 선정된 강합성단면의 연성비(D_b/D_t)는 콘크리트의 압축강도가 증가하면 작아지고 강재의 항복강도가 증가하면 증가하는 경향을 보였다. 이는 콘크리트 압축강도가 증가하면 연성이 향상되고 강재의 항복강도가 증가하면 연성은 저하될 것으로 예측할 수 있다. 다음에서 합성단면의 극한휨저항강도(M_u)는 단면 소성모멘트(M_p)에 대한 비인

M_u/M_p 로 나타내었으며 M_p 는 AASHTO LRFD(2007) A6.2에 따라 계산하였다.

4.1 SM520-TMC 일반강재

공칭항복강도가 355MPa인 SM520-TMC 일반 강재를 적용한 강합성거더 단면의 연성도에 따른 휨저항강도비 (M_u/M_p)를 그림 1에 나타내었다. SM520-TMC 강재 적용 강합성거더의 경우 콘크리트의 압축강도가 증가하면 연성비는 감소하였으며, 모든 단면에서 0.6 이하인 것으로 분석되었다. 그림 1은 콘크리트의 28일 압축강도를 30, 40 및 50MPa의 세 종류로 가정하여 휨저항강도를 구한 것으로 콘크리트 압축강도별로 2,391개 단면이며 총 7,173개 단면에 대한 해석결과이다. 그림 1에서 점선은 $D_p/D_t = 0.42$ 인 연성비한계(ductility limit)를 나타내며 실선은 AASHTO LRFD(2007) 조밀단면 설계식에 의한 공칭휨저항강도를 나타낸다. 그림 1에서 단면연성비가 0.1이하인 경우에는 휨저항강도가 소성모멘트 보다 크며 0.1 이상인 경우에는 소성모멘트 보다 약간 작고 연성비가 증가함에 따라 휨저항강도비는 감소하는 경향을 보이고 있다. 단면연성비가 증가할수록 AASHTO LRFD 설계식에 의한 휨저항강도와 차이가 비례적으로 증가하는 것을 보여 준다. 이는 AASHTO LRFD 설계식은 연성이 충분한 연성비가 0.1에서는 안전계수(margin of safety) 1.0을, 상대적으로 연성이 가장 부족한 연성비 한계값 0.42에서는 안전계수를 1.28로 연성비에 따라 선형적으로 안전계수를 적용하여 유도된 식이기 때문이다.

그림 2에는 총 7,173개 SM520-TMC 강재 적용 강합성 단면에 대한 극한모멘트상태에서의 하부 인장플랜지의 휨에 의한 변형률(ϵ_{br})을 연성비의 함수로 그래프화 하였다. 그림 2에 나타난 점선은 SM520-TMC 강재의 항복변형률 ϵ_y 로 해석된 모든 단면은 극한하중상태에서 인장플랜지의 휨에 의한 변형률이 강재의 항복변형률보다 큰 것을 알 수 있다. 이는 모든 단면에서 콘크리트 바닥판이 압축파괴에 도달할 때 강거더 하부 인장플랜지에서 항복 또는 변형경화가 일어난 것을 의미한다. 그림 2에서 단면연성비는 강거더의 연성거동에 매우 큰 영향을 주는 것을 분석할 수 있으며 연성비의 증가에 따라 하부플랜지에 발생하는 최대변형률은 급격히 감소하는 것을 보여 준다. 그림 1과 그림 2를 이상에서 분석한 결과에 의하면 AASHTO LRFD에서 채택하고 있는 연성비 D_p/D_t 는 합성단면의 연성특성을 매우 잘 나타내는 지표로 평가된다.

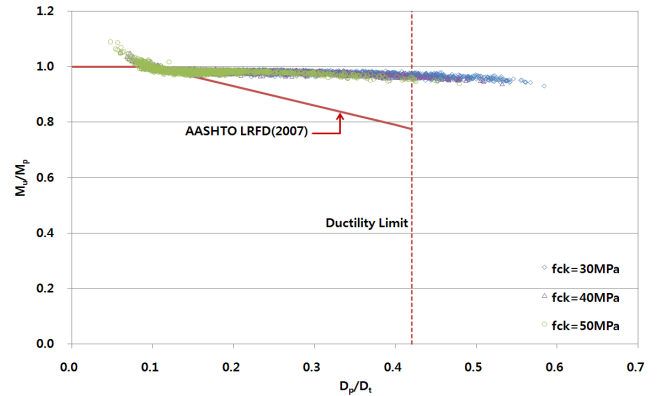


그림 1. SM520-TMC 강재 적용 강합성거더 단면의 휨저항강도비

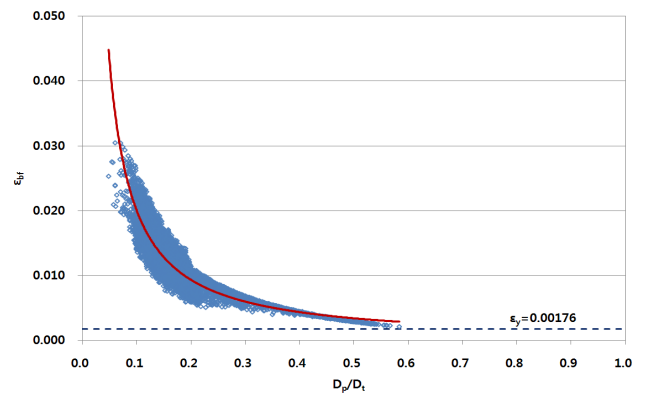


그림 2. SM520-TMC 강재 적용 강합성거더 단면의 하부플랜지 극한변형률

4.2 HS600 고성능강

그림 3은 공칭항복강도가 450MPa인 HSB600 고성능강을 적용한 강합성거더 단면의 휨저항강도비 (M_u/M_p)를 연성도의 함수로 나타낸 것이다. 그림 3의 HSB600 강재 강합성 단면의 휨저항강도비는 그림 1의 SM520-TMC 강재와 같이 총 7,173개 합성단면에 대하여 모멘트-곡률 해석으로 구한 것이다. HSB600 강재 적용 강합성거더의 경우 SM520-TMC 일반 강재를 적용한 경우 보다 연성비의 범위가 큰 0.06~1.0인 것으로 산정되었으며, 콘크리트 압축강도의 증가에 따라 연성비는 감소하였다. 동일한 연성비를 갖는 단면들의 휨저항강도 편차가 항복강도가 작은 SM520-TMC 강재 적용 합성단면에 비해 다소 큰 것을 그림 3으로부터 관찰할 수 있다. HSB600 고성능강의 경우에도 단면연성비가 0.1이하인 경우에는 휨저항강도가 소성모멘트 보다 큰 것을 그림 3은 보여 준다. 아울러, 단면연성비가 0.1 이상인 경우에는 소성모멘트 보다 약간 작고 연성비가 증가함에 따라 휨저항강도비는 감소하는 경향을 보이고 있으며, 연성비한계인

0.42를 갖는 단면에서 휨저항강도는 소성모멘트의 93% 이상인 것으로 분석되었다. SM520-TMC 일반 강재를 적용한 그림 1의 경우와 같이 단면연성비가 증가할수록 AASHTO LRFD 조밀단면 설계식에 의한 휨저항강도와 차이는 비례적으로 증가하는 것을 그림 3은 보여 준다.

그림 4에는 총 7,173개 HSB600 강재 적용 강합성단면에 대한 극한모멘트상태에서의 하부 인장플랜지의 휨에 의한 변형율을 나타내었다. 그림 4로부터 HSB600 합성단면의 경우 연성비가 0.6 이상인 일부 단면을 제외하면 인장플랜지의 극한변형율이 강재의 항복변형율 이상인 것을 알 수 있다. 따라서, 연성비한계 이내($D_p/D_t \leq 0.42$)인 모든 단면은 콘크리트 바닥판 상단이 압축파괴를 일으키는 극한하중상태에서 하부 인장플랜지에는 항복 또는 변형경화의 소성변형이 발생한 것으로 분석된다. SM520-TMC 강재의 경우와 같이 HSB600 강재의 경우도 단면연성비는 합성거더 연성특성에 매우 큰 영향을 주며, 연성비의 증가에 따라 인장플랜지의 최대변형율은 급격히 감소하는 것으로 분석된다. 아울러, AASHTO LRFD 연성요구조건을 만족하는 연성비 0.42 이하인 HSB600 강합성단면은 극한하중상태에 도달할 때 까지 어느 정도의 연성이 보장되는 된다고 평가된다.

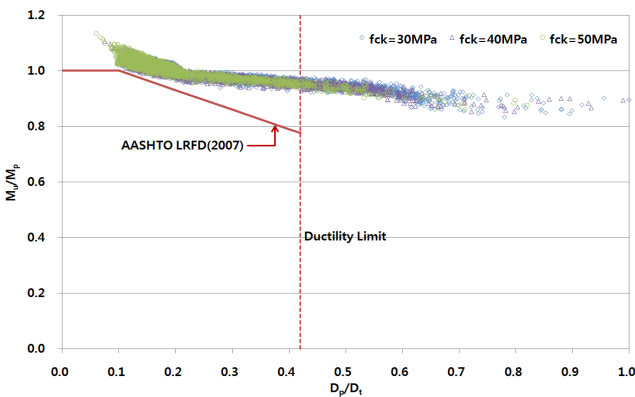


그림 3. HSB600 강재 적용 강합성거더 단면의 휨저항강도비

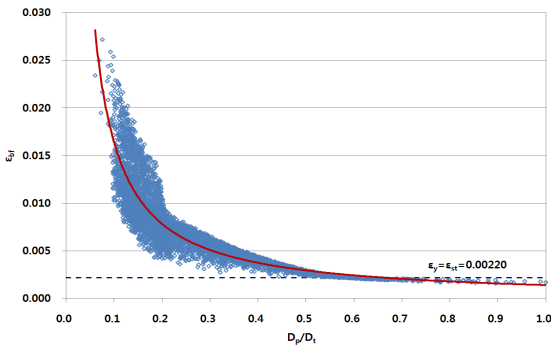


그림 4. HSB600 강재 적용 강합성거더 단면의 하부플랜지 극한변형율

4.3 HS800 고성능강

공칭항복강도가 690MPa인 HSB800 고성능강을 적용한 총 7,173개 강합성거더 단면의 연성비에 따른 휨저항강도비 (M_u/M_p)를 그림 5에 나타내었다. HSB800 강재 적용 강합성거더의 경우 대상 단면의 연성비는 HSB600의 경우와 비슷한 0.1~1.0 범위로 계산되었으며, 콘크리트 압축강도의 증가에 따라 연성비는 감소하였다. 동일한 연성비를 갖는 단면들의 휨저항강도의 편차는 항복강도가 작은 SM520-TMC 강재나 HSB600 강재의 경우 보다 훨씬 큰 것을 그림 5로부터 알 수 있다. 그림 5에서 단면연성비가 0.1 근처에서는 소성모멘트와 비슷한 정도의 휨저항강도를 갖지만 평균 휨저항강도는 $D_p/D_t = 0.2$ 에서는 $0.9M_p$, $D_p/D_t = 0.3$ 에서는 $0.87M_p$, 연성비한계인 $D_p/D_t = 0.42$ 에서는 $0.78M_p$ 크기의 휨저항강도를 보이고 있다. 그림 5에서 분석 가능한 중요한 특징은 HSB800 강합성단면의 연성비의 증가에 따른 휨저항강도의 감소율이 SM520-TMC 강재나 HSB600 강재의 경우에 비해 현저히 크다는 점이다. 그림 5로부터 HSB800 강재 적용 합성단면의 휨저항강도는 안전율이 전혀 고려되지 않았음에도 불구하고 안전율이 고려된 AASHTO LRFD 설계식 (5b)와 비슷한 수준이며 안전율을 고려한다면 HSB800 강재의 경우 기존 조밀단면에 대한 설계식은 비안전측으로 평가된다. 이와 같이 HSB800 강재 합성단면의 연성비에 따른 휨저항강도의 감소율이 큰 것은 HSB800 강재의 항복강도가 다른 강재 보다 훨씬 크므로 탄성영역 또는 소성영역에서의 중립축이 상대적으로 아래쪽에 위치하기 때문인 것으로 판단된다. 극한하중상태에서의 중립축의 위치를 정량적으로 비교하기 위하여 7,173개씩인 SM520-TMC, HSB600 및 HSB800 합성단면의 콘크리트 바닥판 상단부터 중립축까지의 거리(D_{NA})와 합성단면 전체 높이의 비(D_t)에 대한 히스토그램을 그림 6에 나타내었다. 그림 6에서 HSB800 단면의 경우는 SM520-TMC나 HSB600 합성단면에 비해 D_{NA}/D_t 가 현저히 큰 것을 알 수 있다.

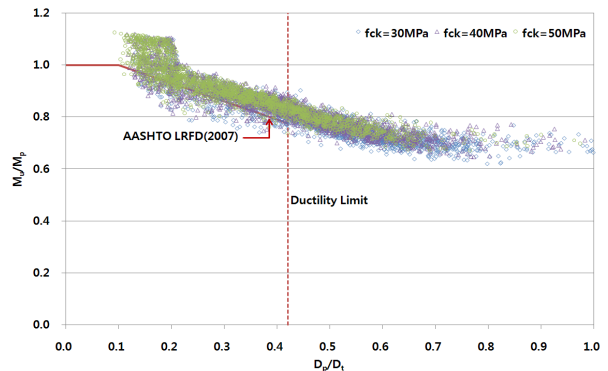


그림 5. HS800 강재 적용 강합성거더 단면의 휨저항강도비

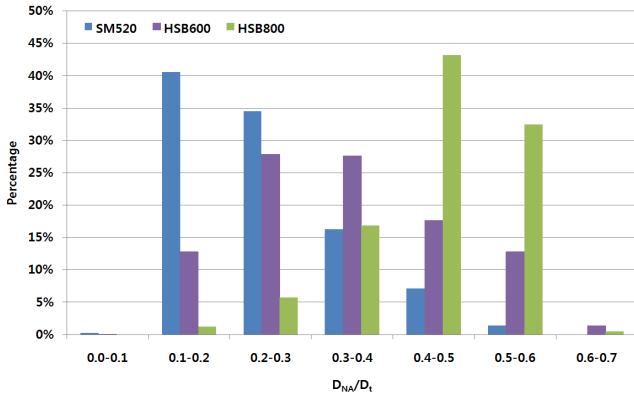


그림 6. SM520-TMC, HSB600 및 HSB800 합성단면의 극한하중상태 중립축위치 비교

그림 7에는 총 7,173개 HSB800 강재 적용 강합성단면에 대한 하부 인장플랜지의 극한변형율을 나타내었다. 그림 7로부터 HSB800 합성단면의 경우 연성비가 0.42 이하인 단면의 극히 일부를 제외하면 대부분의 단면에서는 인장플랜지의 극한변형율이 강재의 항복변형율 이상인 것을 알 수 있으며, HSB800 강재의 경우에도 기존 연성한계규정을 적용할 수 있는 것으로 판단된다. 그림 7에서 연성비한계 이상($D_p/D_t \geq 0.42$)인 단면의 경우 극한상태에서 인장플랜지의 변형율이 HSB800 강재의 항복변형율 보다 작아 콘크리트 바닥판이 극한압축상태에 도달할 때 취성파괴를 일으킬 것으로 분석된다. 이상의 분석에 의하면 HSB800 강재의 경우는 휨저항강도와 연성거동에 대한 단면연성비의 영향이 다른 강재에 비해 현저히 큰 것으로 평가된다.

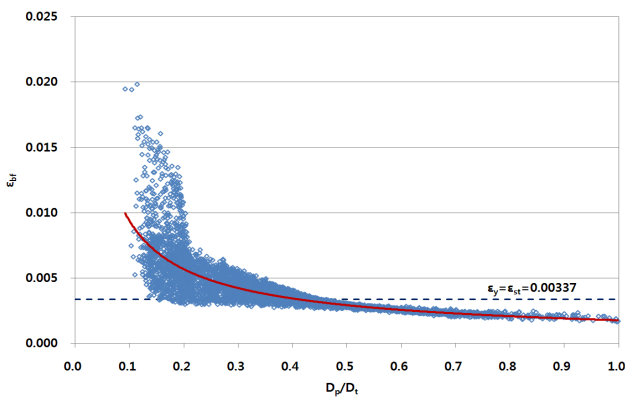
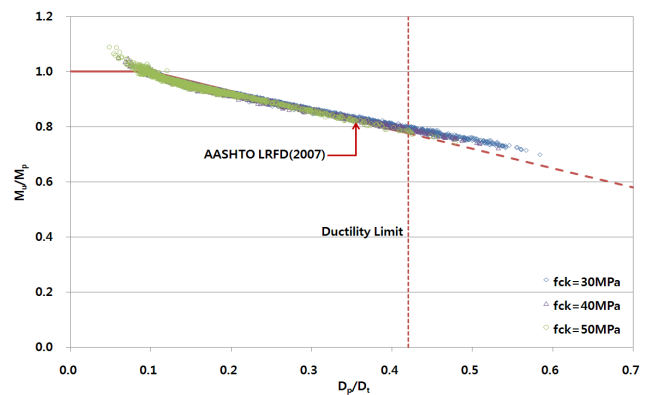


그림 7. HSB800 강재 적용 강합성거더 단면의 하부플랜지 극한변형율

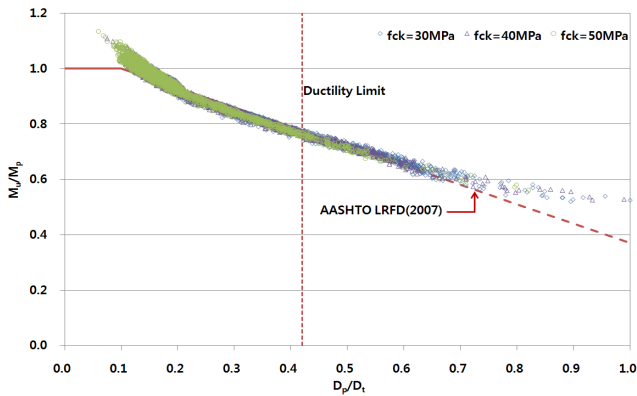
5. HSB 강합성거더 휨저항강도식

5.1 AASHTO LRFD 설계식 평가

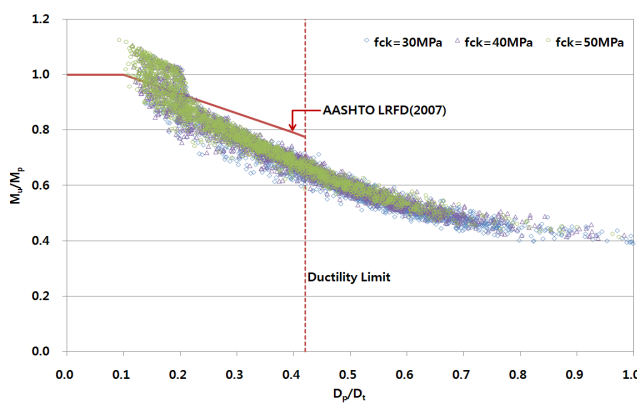
AASHTO LRFD(2007) C6.10.7.1.2에 의하면 연성비 (D_p/D_t)가 0.1 이상인 강합성거더 조밀단면에 대한 AASHTO LRFD 휨저항강도식 (5b)는 연성비에 따라 선형적으로 변하는 안전계수(n)를 적용하여 유도된 식이다. 극한하중상태에서 충분한 연성 파괴거동을 보이는 연성비 0.1인 단면에서는 $n=1.0$ 을, 상대적으로 연성이 가장 부족한 연성비 한계값 0.42인 단면에서는 $n=1.28$ 을 적용한 것이다. AASHTO LRFD와 같이 연성비에 따라 선형적으로 변하는 안전계수 개념을 도입하여 $D_p=0.1D_t$ 에서 $n=1.0$, $D_p=0.42D_t$ 에서 $n=1.25$ 을 적용하여 SM520-TMC, HSB600 및 HSB800 강합성거더 단면에 대한 휨저항강도비를 각각 그림 8(a), 8(b) 및 8(c)에 나타내었다. 그림 8로부터 AASHTO LRFD 설계식은 그림 8(a)의 SM520-TMC 일반 강재나 그림 8(b)의 HSB600 고성능강재를 적용한 강합성거더 단면의 안전계수가 고려된 휨저항강도와 비슷한 값으로 예측하는 것을 알 수 있다. 반면에 그림 8(c)의 HSB800 고성능강 적용 강합성거더의 경우, 안전계수가 고려된 휨저항강도 수치해석 결과는 AASHTO LRFD 설계식에 의한 휨저항강도 예측치 보다 대부분 작은 값을 갖는 것으로 분석된다. 그림 8로부터 SM520-TMC 일반 강재나 HSB600 고성능강으로 설계된 강합성거더 단면의 휨저항강도는 기존 AASHTO LRFD 설계식을 수정없이 적용할 수 있으나, HSB800 고성능강으로 설계된 강합성거더 단면의 휨저항강도는 AASHTO LRFD 설계식과 차이가 크고 비안전측이므로 이를 그대로 적용해서는 안되는 것으로 판단된다.



(a) SM520-TMC 일반강재



(b) HSB600 고성능강재



(c) HSB800 고성능강재

그림 8. 안전계수를 고려한 SM520-TMC, HSB600 및 HSB800 강합성거더 휨저항강도비

5.2 HSB800 강합성거더 휨저항강도식 제안

HSB800 강재를 적용한 강합성거더 정모멘트부의 휨저항강도는 기존 설계식 (5)를 적용할 수 없으므로 새로운 휨저항강도 산정식의 제시가 필요하다. 아울러, 고성능강 강합성 단면에 일반 강재를 적용한 합성단면의 해석결과에 근거하여 규정된 식 (4)의 연성요구조건을 적용할 수 있는 지에 대한 검토도 필요하다. 여기에서는 AASHTO LRFD에서와 같이 연성비에 따라 선형적으로 변하는 안전계수의 개념을 적용한 그림 8(c)의 결과를 이용하여 휨저항강도 산정식을 제안하였다. 이것은 파괴시까지 연성 여유성이 충분한 단면에는 작은 값의 안전계수를 사용하는 반면에 연성 여유성이 적은 단면에는 상대적으로 큰 안전계수를 적용하는 합리적인 개념이다. 연성요구조건에 대한 기존 규정의 적합 여부는 그림 7에 나타난 극한하중상태에서의 하부플랜지 최대변형율을 분석하여 검토하였다. 그림 7에서 기존 연성비 한계치인 0.42 이하인 대부분의 합성단면에서 콘크리트 바닥판이 압축한계상태에 도달할 때 인장플랜지의 항복이 발생한 것으로 분석되었으므로

로 HSB800 고성능강 적용 강합성단면에도 0.42를 연성비 한계값으로 적용하였다. 그림 8(c)의 모멘트-곡률 해석에 의한 총 7,173개 단면의 안전계수를 고려한 휨저항강도를 이용하고 연성비 한계를 0.42로 가정하여 아래 식 (16)으로 공칭휨저항강도(M_n) 산정식을 제안하였다.

$$D_p \leq 0.1D_t ; M_n = M_p \tag{16a}$$

$$0.1D_t < D_p \leq 0.2D_t ; M_n = M_p(1.19 - 1.9 \frac{D_p}{D_t}) \tag{16b}$$

$$0.2D_t < D_p \leq 0.42D_t ; M_n = M_p(1.0 - 0.95 \frac{D_p}{D_t}) \tag{16c}$$

기존 식에서는 연성비에 따라 두 개의 구간에 대한 M_n 산정식을 규정하고 있지만 여기에서는 3개의 구간으로 제안하였다. $D_p \leq 0.1D_t$ 구간에 대한 식 (16a)는 기존 설계식 (5a)와 같이 공칭휨저항강도를 단면 소성모멘트 M_p 로 규정한 것이다. $0.1D_t < D_p \leq 0.2D_t$ 와 $0.2D_t < D_p \leq 0.42D_t$ 구간에서는 식 (16b)와 (16c)와 같이 연성비에 대한 일차함수 직선식으로 규정하였다. 직선식의 경계점인 $D_p \leq 0.1D_t$ 에서 식 (16b)를 이용하면 $M_n = M_p$ 로 식 (16a)와 같은 값을 갖고, $D_p = 0.2D_t$ 에서는 식 (16b)나 식 (16c)를 이용하면 $M_n = 0.81M_p$ 로 산정되어 직선식은 연속되어 있다. 아울러, 식 (16c)에 의하면 연성비 한계인 $D_p = 0.42D_t$ 에서 공칭휨저항강도는 M_p 의 60%에 불과하다.

그림 9는 HSB800 강재를 적용한 강합성단면의 안전계수를 고려한 휨저항강도비 모멘트-곡률 해석(MCA) 결과를 제안식 (16) 및 AASHTO LRFD 조밀단면 설계식과 비교하였다. 이 그림에서 제안식 (16)은 AASHTO LRFD 설계식보다 훨씬 작고 선형적으로 변하는 안전계수를 고려한 MCA의 하한경계치(lower bound)에 근접한 휨저항강도를 예측하는 것을 알 수 있다. 수치해석에 의한 전체 HSB800 강합성단면의 연성비에 따라 안전율이 고려된 휨저항강도비의 평균값은 제안식을 이용하여 구한 휨저항강도비에 비해 약 10%정도 큰 것으로 분석되었다. HSB800 강재를 적용한 7,173개 강합성 가상단면에 대하여 모멘트-곡률 해석법으로 구한 휨저항강도(M_{MCA})를 AASHTO LRFD 조밀단면 설계식으로 산정된 휨저항강도(M_{AST}) 및 제안식 (16)으로 구한 휨저항강도($M_{Proposed}$)와 비교한 히스토그램을 그림 10(a) 및 10(b)에 각각 나타내었다. 그림 10(a)로부터 AASHTO LRFD 규정을 적용하여 휨강도를 산정하면 전체 단면의

87%에 이르는 단면에서 휨강도가 해석치 보다 작은 비안전측으로 예측되는 것을 분석할 수 있다. 반면에 제안식 (16)으로 HSB800 강합성단면의 휨강도를 산정하면 전체 단면의 96% 단면에서 휨강도가 안전측으로 예측되는 것을 그림 10(b)의 히스토그램으로부터 알 수 있다.

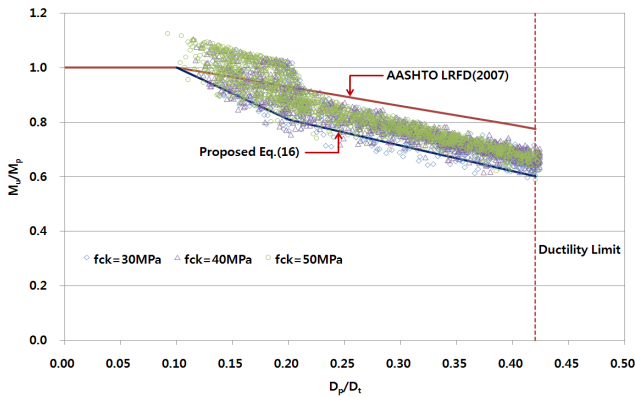
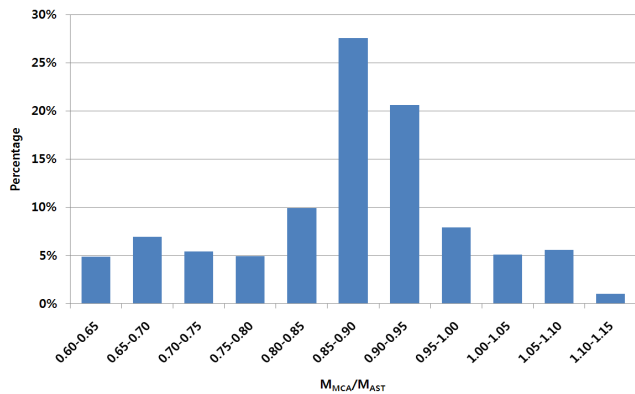
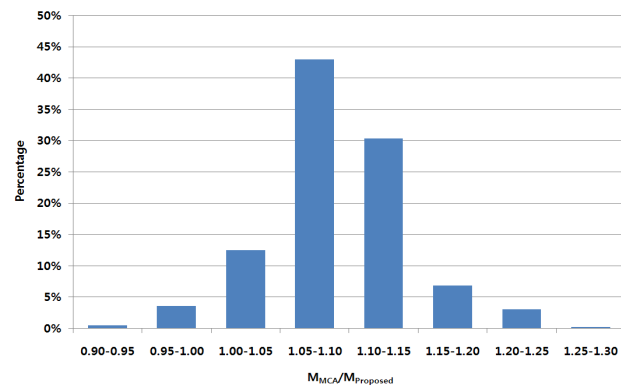


그림 9. HSB800 고성능강 적용 강합성거더에 대한 휨저항강도비 해석결과와 제안식 (16) 및 AASHTO LRFD 설계식과의 비교



(a) MCA와 AASHTO LRFD 설계식



(b) MCA와 제안식 (16)

그림 10. MCA와 AASHTO 및 MCA와 제안식 (16)에 의한 휨저항강도비 비교

6. 결론

HSB 고성능강을 적용한 강합성거더 정모멘트부 휨저항강도를 모멘트-곡률 해석법으로 산정하고 AASHTO LRFD 규정의 조밀단면 휨저항강도식에 의한 결과와 비교하였다. 고성능강은 HSB600 및 HSB800 강재를 대상으로 하였으며 일반강재와의 비교를 위하여 SM520-TMC 강재를 아울러 고려하였고 콘크리트 바닥판의 압축강도는 30~50MPa로 가정하였다. 합성단면은 임의추출법으로 가상단면을 일차적으로 생성한 후에 이들 단면 가운데 단면비 규정을 만족하지 못하고 비효율적인 단면을 제외하고 동일 강종과 콘크리트로 구성된 합성단면 당 2,391개의 가상단면을 해석대상으로 선정하였다. 재료 비선형 모멘트-곡률 해석에서 콘크리트는 CEB-FIP 모델을 강재는 탄소성-변형경화 모델을 적용하였다.

선정된 단면들에 대한 모멘트-곡률 해석결과 연성비 D_p/D_t 는 정모멘트부 강합성거더 거동에 큰 영향을 미치며 합성단면의 연성특성을 잘 나타내는 지표로 평가되었다. 합성단면에서 콘크리트의 압축강도가 큰 바닥판을 적용하면 연성비는 감소하였다. 특히, 고성능강을 적용한 경우에는 연성비의 변동폭이 증가하여 단면 연성비에 더 큰 영향을 주었으며, 고강도 콘크리트 바닥판을 적용해야 연성비를 감소시킬 수 있고 결과적으로 연성 여유성을 증가시킬 수 있다. 아울러, 합성단면 연성요구조건에서 연성비 한계치인 D_p/D_t 가 0.42 이내에서는 대부분 단면의 경우 콘크리트 바닥판이 압축파괴에 도달하는 극한하중상태에서 하부플랜지의 소성변형이 일어나는 것으로 분석되어 현 연성요구조건을 그대로 적용할 수 있는 것으로 분석되었다. HSB600 강재를 적용한 합성단면의 안전율을 고려한 휨저항강도는 현 AASHTO LRFD 조밀단면 규정으로 산정된 휨저항강도와 비슷한 것으로 분석되었다. HSB800 강합성단면은 연성비의 증가에 따른 휨저항강도의 감소율이 SM520-TMC 강재나 HSB600 강재의 경우에 비해 현저히 크며, 기존 설계식은 비안전측의 휨저항강도를 예측하는 것으로 평가되었다. 이것은 HSB800 강재의 항복강도가 매우 커서 극한하중상태에서 중립축이 다른 강재에 비해 상대적으로 아래쪽에 위치하기 때문인 것으로 분석되었다.

HSB800 강재 적용 합성단면의 경우 AASHTO LRFD 조밀단면 휨저항강도식은 전체 단면의 87%에 이르는 단면에서 휨저항강도가 수치해석 결과보다 작은 비안전측으로 평가되어 수치해석 결과에 근거한 새로운 설계식을 제안하였다. 제안식은 연성비에 따라 선형적으로 변하는 안전계수의 개념을 적용하였으며 이는 파괴시까지 연성 여유성이 충분한 단면에는 작은 값의 안전계수를 사용하는 반면에 연성 여유성이 적은 단면에는 상대적으로 큰 안전계수를 적용하는 개념

이다. 제안식은 연성비에 따라 세 개의 구간으로 나누고 연성비가 0.1이하인 경우는 휨저항강도가 소성모멘트와 같고 연성비가 0.1이상인 경우에는 연성비에 따라 기울기가 다른 두 개의 일차함수 직선식으로 제안하였다. 제안식을 적용하여 HSB800 강합성단면의 휨강도를 산정하면 전체 단면의 96% 단면에서 휨강도가 안전측으로 산정되었으며, 안전율이 고려된 휨저항강도비와 비교해서 평균 10%정도 작은 값으로 예측하는 것으로 분석되었다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부 건설기술혁신사업 초장대교량사업단의 장경간 케이블 계획 및 설계 핵심기술개발 과제 연구비 지원으로 수행되었습니다.

참고 문헌

건설교통부(2010) 도로교설계기준, 한국도로교통협회.
 건설교통부(2010) 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준, 한국강구조학회.
 조은영, 신동구(2010) HSB 강합성거더 정모멘트부 휨거동, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제4호, pp.377-388.
 AASHTO (1989) *AASHTO LFD Standard Specifications, 14th Ed.*, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.
 AASHTO (2000) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Ed.*, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.
 AASHTO (2004) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Ed.*, American Association of State

and Highway Transportation Officials, Washington, DC.
 AASHTO (2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Ed.*, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC.
 Ansourian, P. (1982) Plastic rotation of composite beams, *Journal of Structures Div.*, ASCE, Vol. 108, No. 3, pp.643-659.
 Barth, K.E. and Roberts, N.R. (2009) Flexural capacity of compact composite I-girders in positive bending, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 14, No. 4, pp.238-246.
 Comitè Euro International du Béton (CEB) CEB-FIP Model Code(1990) Thomas Telford, Laussance, Switzerland.
 Minitab (2004) Minitab Release 14.12.1, Minitab Inc.
 Mans, P., Yakel, A.J., and Azizinamini, A. (2001) Full scale testing of composite plate girders constructed using 485 MPa high performance steel, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 6, pp. 598-604.
 Vasseghi, A. (1989) Strength and Behavior of Composite Plate Girders under Shear and Bending Moment, Ph. D. Dissertation, The University of Texas-Austin.
 Wittry, D.M. (1993) An Analytical Study of the Ductility of Steel-Concrete Composite Sections, MS Thesis, The University of Texas-Austin.
 Yakel, A.J. and Azizinamini, A. (2005) Improved Moment Strength Prediction of Composite Steel Plate Girders in Positive Bending, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 1, pp.28-38.

(접수일자 : 2010. 4. 21 / 심사일 2010. 4. 26 / 게재확정일 2010. 6. 28)