

# 정모멘트부 강합성거더의 공칭휨강도 재평가

윤 석 구<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> 부교수, 서울과학기술대학교

## Revaluation of Nominal Flexural Strength of Composite Girders in Positive Bending Region

Youn, Seok Goo<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> Associate Professor, Department of Civil Engineering, Seoul National University of Science & Technology, Seoul, 136-702, Korea

**ABSTRACT** : This paper presents a research work for the evaluation of the nominal flexural strength of composite girders in positive bending region. Current predicting equations for the nominal flexural strength of composite girders in the 2012 version of the Korea Bridge Design Codes based on Limit State Design Method are able to apply for the composite girders with conventional structural steels. For applying composite girders with high yield strength steels of HSB800 as well as HSB600, there is a need for improving the current predicting equations. In order to investigate the nominal flexural strength of composite girders, previous research works are carefully reviewed and parametric study using a moment-curvature analysis program is conducted to evaluate the ultimate moment capacity and the ductility of a wide range of composite girders. Based on the results of the parametric study, less conservative nominal flexural strength design equations are proposed for conventional composite girders. In addition, new design equations for predicting the nominal flexural strength of composite girders with HSB600 and HSB800 high-performance steels are provided.

**KEYWORDS** : bridges, composite girder, flexural strength, ductility, high-performance steel, HSB steel

### 1. 서 론

정모멘트를 받는 합성거더 단면은 압축은 콘크리트가 인장은 강거더가 주로 저항하기 때문에, 강거더의 압축플랜지와 복부판에 좌굴이 발생하지 않는 조밀단면 또는 Class 1 단면처럼 거동한다. Class 1은 충분한 회전능력이 있어 소성해석시 필요한 소성힌지가 형성될 수 있는 단면을 말한다<sup>[1]</sup>. 하지만 압축을 받는 콘크리트의 변형능력이 강재에 비해 작기 때문에, 최종 파괴시 합성단면의 연성도 또는 회전능력을 기준으로 휨강도가 소성모멘트보다 큰 연성단면과 소성모멘트보다 작은 비연성단면 두 가지로 구분하고 있다<sup>[2],[3]</sup>.

충분한 회전능력이 있는 연성단면과 달리, 비연성단면은 휨파괴시 강거더 하부플랜지에 발생하는 인장변형률의 크기가 변형율경화 변형률에 도달하기 이전에 압축을 받는 콘크리트가 극한변형률에 도달하기 때문에 급격히 파괴되는 취성적인 거동을 보인다. 이와 같은 이유로 여러 설계기준들에는 비연성단면의 취성 거동을 고려하여 휨강도에 안전계수를 고려한 공칭휨강도를 적용하도록 규정하고 있다.

현행 도로교설계기준<sup>[4]</sup>에 제시된 합성단면의 공칭휨강도 규정은 Wittry<sup>[5]</sup>의 연구 결과에 기초하고 있다. Wittry는 비연성 합성단면의 휨강도가 연성요구 한계치에 근접하면 항복모멘트에 수렴한다는 가설을 토대로, 취성거동을 고려한 안전계수 0.85를 항복모멘트에 곱하는 방법으로 합성거더의 공칭휨강도를 제안한 바 있다. Rotter 등<sup>[6]</sup>, Ansourian<sup>[7]</sup>, Yakei 등<sup>[8]</sup>, 그리고 Barth 등<sup>[9]</sup>도 합성거더의 휨강도에 대한 연구들 수행하였지만, 비연성단면에 대해 안전율을 고려한 공칭휨강도에 대한 연구 결과는 제시하지 않았다. 현행 AASHTO LRFD에 제시된 비연성 합성거더의 공칭휨강도 규정도 연성도 한계치의 차이를 제외하면 Wittry가 제안한

Note.-Discussion open until October 31, 2013. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 4, 2012; revised February 3, 2013; approved on March 26, 2013.  
© KSSC 2013

\* Corresponding author

Tel. +82-2-970-6515 Fax. +82-2-948-0043  
E-mail: sgyoun@seoultech.ac.kr

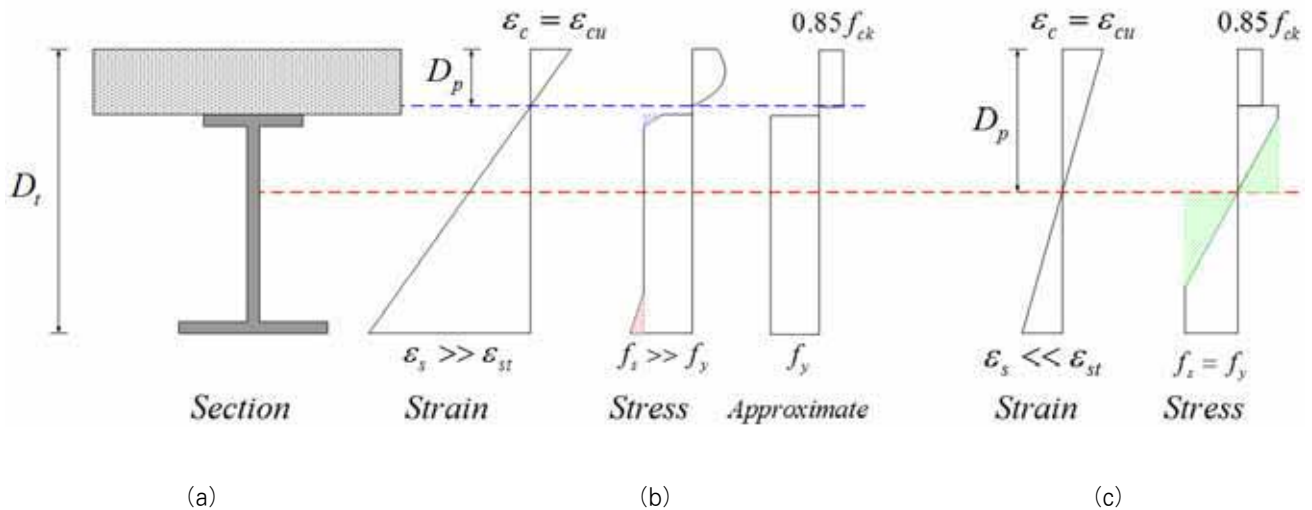


Fig. 1 Stress and strain distribution of steel and concrete composite section

안전율 도입방법을 그대로 따르고 있다.

비연성단면의 공칭휨강도 평가는 동일한 연성도를 갖는 합성단면의 경우 일관된 안전계수가 적용되는 것이 합리적이라 판단된다. 또한 합성거더에 적용되는 콘크리트와 강재의 재료가 변화되어도 합성거더에 요구되는 연성도 한계치 규정 역시 동일하게 적용될 필요성이 있다. 최근 국내에서 생산되는 고성능 강재 HSB600과 HSB800를 합성거더에 적용하는 경우에도 일반 구조용 강재를 적용한 합성거더의 연성도 한계치와 공칭휨강도 평가 방법이 동일하게 적용될 필요성이 있다<sup>(10),(11),(12)</sup>.

이 연구에서는 여러 종류의 강재가 적용된 합성거더에 대해 비연성단면의 공칭휨강도를 제안하기 위한 연구를 수행하였다. 이를 위하여 먼저 합성단면의 공칭휨강도에 대한 기존 연구결과들의 연성도 한계치와 안전율 도입방법을 분석하였다. 또한 일반강재뿐만 아니라 고성능 강재가 적용된 다양한 합성거더 단면에 대해 연성도 변화에 따른 항복모멘트, 소성모멘트 그리고 극한휨강도의 분포를 분석하기 위한 모멘트-곡률 해석을 수행하였다. 다양한 변수해석 결과를 토대로 합성거더 비연성단면에 대한 공칭휨강도를 제안하고자 한다.

## 2. 공칭휨강도 산정방법

### 2.1 연성단면과 비연성단면

정모멘트에 저항하는 합성거더의 응력분포는 Fig. 1(b)와 같이 압축에 저항하는 콘크리트의 압축변형률  $\epsilon_c$ 가 압축파쇄 변형률  $\epsilon_{cu}$ 에 도달하였을 때 인장에 저항하는 강거더의 하부 플랜지의 변형률  $\epsilon_s$ 가 변형률 경화 변형률(Strain-Hardening

Strain)  $\epsilon_{st}$  보다 크다면, 소성중립축 부근의 항복강도에 도달하지 못한 응력들과 하부플랜지의 항복강도보다 큰 응력들이 서로 상쇄되어 전단면의 강재 응력  $f_s$ 는 모두 항복응력(Yield Stress)  $f_y$ 에 도달한다고 가정할 수 있다. 이렇게 가정된 강합성거더의 응력분포는 직사각형으로 모두 단순화시킬 수 있기 때문에 강합성거더의 휨강도를 소성모멘트(Plastic Moment)  $M_p$ 로 계산되어 질 수 있다. 이러한 단면들을 연성단면(Ductile Section)이라고 한다. 하지만 Fig. 1(c)와 같이 소성중립축(Plastic Neutral axis)  $D_p$ 가 깊어진다면 인장에 저항하는 강재 거더의 하부플랜지 변형률  $\epsilon_s$ 는  $\epsilon_{st}$ 에 도달하지 못하게 되어 강재의 전단면이 항복한다고 가정할 수 없게 된다. 그 결과 실제 휨강도는 강재의 전단면이 항복한다고 가정하여 계산되어지는 소성모멘트보다 작아진다. 이러한 단면들을 비연성단면(Non-Ductile Section)이라고 한다.

Ansourian<sup>(7)</sup>은 정모멘트에 저항하는 강합성거더의 경우 모멘트-곡률 해석 없이 강합성거더의 단면의 연성을 평가할 수 있는 연성인자(Ductility Factor)를 제안하였는데, 압축에 저항하는 콘크리트 바닥판의 압축파쇄변형률  $\epsilon_{cu}$ 을 0.003 mm/mm, 인장에 저항하는 강재의 하부 플랜지의 변형률 경화가 시작할 때의 변형률  $\epsilon_{st}$ 을 0.012mm/mm로 가정하면 식 (1)과 같은 결과를 얻을 수 있다.

$$D_{lim} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sh}} D_t = \frac{0.003}{0.003 + 0.012} D_t = \frac{D_t}{5} \quad (1)$$

이때  $D_{lim}$ 이 소성중립축의 깊이보다 작다면 강합성거더의 휨강도는 소성모멘트로 산정될 수 있고  $D_{lim}$ 이 소성중립축의 깊이보다 크다면 강합성거더의 휨강도는 소성모멘트보다 작

아진다.

Ansourian은 또한 소성모멘트가 확보되는 강합성거더의 최대 소성중립축 깊이와 강합성거더의 콘크리트 바닥판이 압축과쇄변형률에 도달하고 강거더의 하부 플랜지가 변형을 경화 변형률에 도달 했을 때의 실제 소성중립축 깊이의 비로 결정되는 최소연성계수(minimum ductility parameter,  $\chi$ )를 최소연성계수  $\chi$ 를 1.4이상으로 제안하였다. Ansourian의 연구 결과를 바탕으로 AASHTO LRFD<sup>(4)</sup>에는 최소연성계수( $\chi$ )를 1.4대신 1.5를 사용하여  $D_{lim}$ 에서 최소연성계수를 나눈 식 (2)를 반영하여 연성을 평가하였다.

$$D^* = \frac{D_{lim}}{1.5} = \frac{D_t}{1.5 \times 5} = \frac{D_t}{7.5} \quad (2)$$

여기서,  $D^*$ 는 연성보에 필요한 최소 소성중립축 깊이

### 2.2 Wittry가 제안한 비연성단면 공칭휨강도

Wittry는 Ansourian<sup>(7)</sup>의 연구에서 강재의 변형을 경화 변형률을 0.012mm/mm로 고정하여 연성을 평가한 것과 달리 항복강도가 250MPa와 345MPa인 일반 강재에 대하여 각각의 강재 특성을 반영한 변형을 경화 변형률을 0.016 mm/mm과 0.02mm/mm로 다르게 가정하였다. 또한, 406개의 임의의 강합성거더 단면에 대한 모멘트-곡률 해석을 수행하여 극한모멘트(Ultimate Moment)  $M_u$ 를 소성모멘트와 비교하였다. 해석결과 연성단면과 비연성단면을 나눌 수 있는 연성비(Ductility Ratio)  $D_p/D^*$ 는 각 강재마다 다르다는 것을 확인하였고, 각 강재의 특성을 고려한 연성인자가 필요하다고 판단하였다. 따라서 AASHTO LRFD(2001)<sup>(13)</sup>에 규정된  $D^*$ 에서 항복강도 250MPa의 강재의 경우 0.9, 항복강도 345MPa의 경우 0.7을 곱하여 새로운 연성인자  $D'$ 을 식 (3)과 식 (4)와 같이 제안하였고, Fig. 2와 같이 연성비  $D_p/D'$ 이 1을 기준으로 연성단면과 비연성단면을 구분하였다.

$$D' = 0.9 \frac{D_t}{7.5}, \text{ for 250MPa composite sections} \quad (3)$$

$$D' = 0.7 \frac{D_t}{7.5}, \text{ for 345MPa composite sections} \quad (4)$$

Wittry는  $D_p/D'$ 가 1 미만인 연성단면인 경우 강합성거

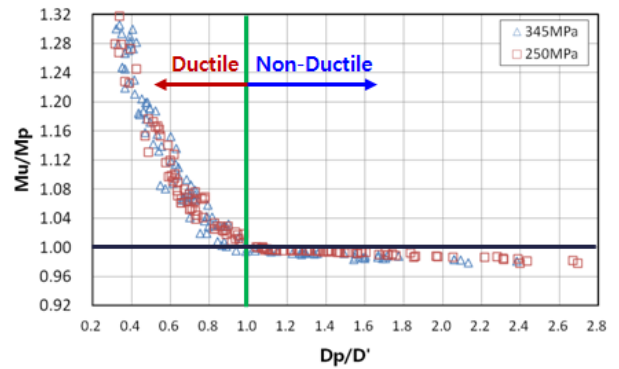


Fig. 2 Normalized moment capacity  $M_u/M_p$  versus ductility parameter  $D_p/D'$

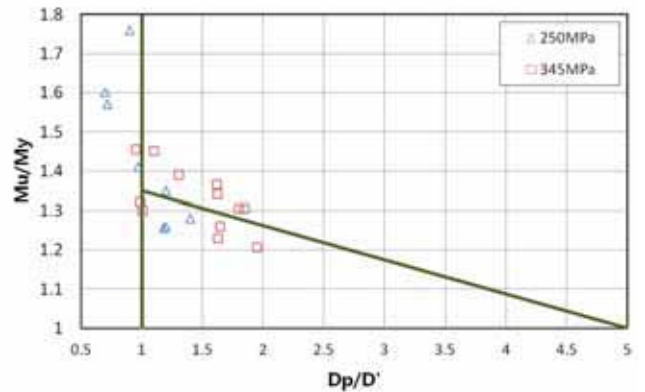


Fig. 3 Curve fit of non-ductile 20 Wittry's composite beams (Wittry<sup>(5)</sup>)

더의 극한휨강도를 소성모멘트를 이용하여 산정하였지만,  $D_p/D'$ 가 1 이상인 비연성단면인 경우 소성모멘트만을 이용하여 극한휨강도를 평가할 수 없기 때문에 기존에 사용하던 항복모멘트를 이용하여 극한휨강도를 평가할 수 있는 방법을 모색하였다.

Fig. 3과 같이 일반적인 교량단면을 대표할 수 있는 20개 단경간 합성단면의 극한모멘트와 항복모멘트를 비교하여 비연성단면에서의 그 분포를 확인하였다.

해석결과 비연성단면에서 강합성거더의 극한모멘트는 항복모멘트에 비해 크다는 것을 확인하였고, 그 차이는  $D_p/D'$ 가 증가함에 따라 선형적으로 감소를 하다  $D_p/D'$ 가 5일 때 극한모멘트와 항복모멘트는 서로 같아진다고 가정하였다. 이에 따라 Wittry는  $D_p/D'$ 가 1에서는 소성모멘트로서 극한휨강도를 산정하고,  $D_p/D'$ 가 5에서는 항복모멘트로서 극한휨강도를 산정할 수 있는 평가식을 식 (5)과 같이 제안하였다. 이때  $D_p/D'$ 이 5인 경우 그 단면은 매우 취성적인 특성

을 가지고 있다고 판단하여,  $D_p/D'$ 가 5인 경우 항복모멘트에  $\phi=0.85$ 를 적용한  $\phi M_y$ 를 극한휨강도로 산정하였다. 제안된 평가식은 Fig. 4와 같이 도식화 할 수 있다.

$$M_u = \frac{5M_p - \phi M_y}{4} + \frac{\phi M_y - M_p}{4} \left( \frac{D_p}{D'} \right) \quad (5)$$

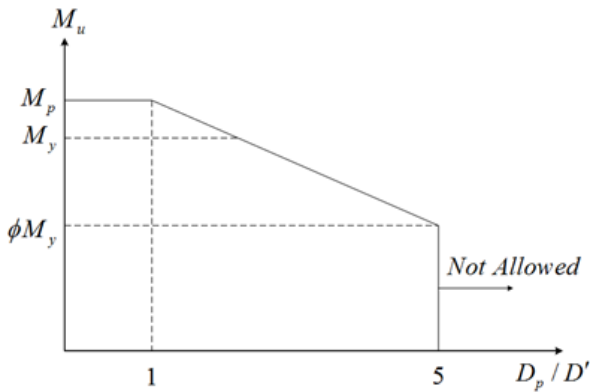


Fig. 4 Wittry's proposal<sup>(5)</sup> for strength prediction

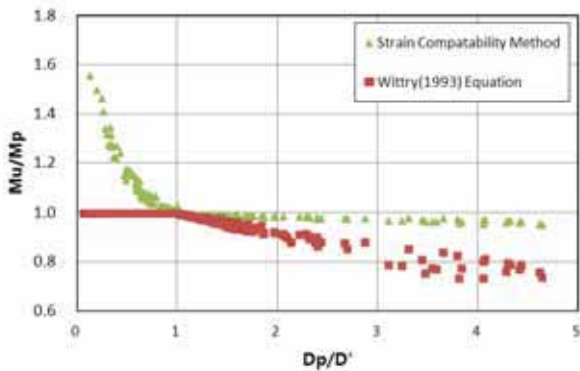


Fig. 5 Comparison of wittry's equation and analytical results of composite sections

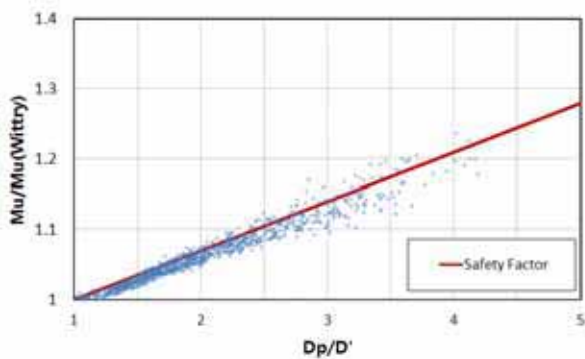


Fig. 6 Safety factor for non-ductile composite sections as a function of ductility parameter  $D_p/D'$

For  $\frac{D_p}{D'} = 1.0 : M_u = M_p$  (6)

For  $\frac{D_p}{D'} = 5.0 : M_u = \phi M_y$  (7)

Wittry가 제안한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식과 모멘트-곡률해석으로 얻어지는 휨강도는 Fig. 5와 같이  $1 \leq D_p/D' \leq 5$  구간에서 선형적으로 휨강도비  $M_u/M_p$ 의 차이가 발생된다. 이러한 차이를 비연성단면에서의 안전율(Safety Factor)로 정의하였고, Fig. 6과 같이  $D_p/D' = 1$ 일 때 비연성단면의 안전율은 1이고  $D_p/D'$ 이 증가함에 따라 안전율은 선형적으로 증가하다  $D_p/D' = 5$ 인 비연성단면의 안전율은 소성모멘트  $M_p$ 에 대해 1.28이 된다.

Wittry가 제시한 연성도 한계치  $D_p/D' = 5$ 는 강재의 종류에 따라  $D'$ 의 크기가 식 (3)과 식 (4)에 나타난 바와 같이 다르기 때문에 동일한 합성단면에 적용한 강재가 바뀌는 경우 연성도 한계치에 차이가 발생하여 설계기준에 요구되는 일관성에 위배되는 문제점이 있다. 이러한 문제점은 AASHTO LRFD<sup>(2)</sup>에 연성도 평가인자를 Eurocode 4<sup>(11)</sup>에 제시된 방법과 유사하게  $D_p/D_t$ 를 적용하면서 해결하였다.

### 2.3 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 규정

현재 AASHTO LRFD<sup>(2)</sup>에서 제안하고 있는 공칭휨강도 평가방법에서는 연성을 평가하기 위한 연성인자를 소성중립축  $D_p$ 과 강합성거더의 전체높이  $D_t$ 만을 이용하여 연성을 평가하고 있다. 연성비  $D_p/D_t$ 가 0.1을 기준으로 연성단면과 비연성단면을 구분하고 강합성거더 단면의 연성비  $D_p/D_t$

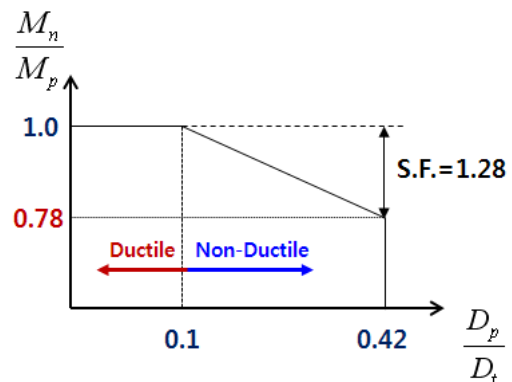


Fig. 7 Relationship between ductility parameter and moment capacity in AASHTO LRFD(2007)

를 0.42이하로 제한하였다.  $D_p/D_t \leq 0.1$ 인 연성단면에서는 식 (8)와 같이 강합성거더의 공칭휨강도를 소성모멘트로 산정하였고,  $0.1 < D_p/D_t \leq 0.42$ 인 비연성단면에서는 Wittry가 제안한 안전율을 선형적으로 적용하여 식 (9)과 같이 산정하고 있다. AASHTO LRFD에서 제안하는 공칭휨강도 평가는 Fig. 7과 같이  $D_p/D_t = 0.1$ 일 때  $M_n/M_p = 1$ ,  $D_p/D_t = 0.42$ 일 때  $M_n/M_p = 0.78$ 로 도식화 할 수 있다.

$$D_p \leq 0.1D_t : M_n = M_p \tag{8}$$

$$D_p > 0.1D_t : M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \tag{9}$$

### 2.4 공칭휨강도 평가방법 고찰

현재의 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 평가방법은 Wittry가 연구한 내용들을 바탕으로 제안되어져 있다. 하지만 Wittry의 연구 내용 중 비연성단면에서의 휨강도를 평가하기 위하여 수행한  $D_p/D'$ 에 따른  $M_u/M_y$ 를 연구한 내용에서 단지 20개의 강합성거더 단면을 이용하여 해석을 하였고 해석결과를 바탕으로 그 경향을 가정하였다. 20개의 강합성거더 단면으로는 그 경향을 정확히 파악할 수 없다는 판단 하에서 Wittry가 해석한 조건과 같은 200개의 강합성거더 단면을 해석하였고, Fig. 8과 같이  $D_p/D'$ 가 5일 때  $M_u/M_y$ 는 1보다 큰 수치인 1.1로 평가되었다.

이러한 해석결과를 바탕으로  $D_p/D'$ 가 5일 때  $M_u/M_y$ 가 1이라는 가정을 기초로 제안된 Wittry의 공칭휨강도 평가식은 실제 휨강도를 보수적으로 평가하는 결과를 초래할 수 있다고 판단된다. 또한 Wittry의 연구결과를 그대로 수용한 현행 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 평가식 또한 보수적

일 수 있다. 본 연구에서는 국내에서 사용되는 강합성거더의 다양한 단면들을 정확히 평가하여 보다 합리적으로 공칭휨강도를 산정할 수 있도록 연구를 수행하였다.

## 3. 일반강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가

### 3.1 사용재료 및 해석 단면범위

강합성거더의 공칭휨강도 평가를 위하여 콘크리트 설계압축강도 27MPa와 용접구조용 강재인 SM400, SM490, SM520을 사용한 강합성거더의 공칭휨강도에 대해 연구를 수행하였다. 콘크리트의 경우 설계압축강도를 27MPa로 고정하였으며, 이는 현행 도로교설계기준<sup>[4]</sup>에 제시된 합성형교량의 콘크리트 최소 설계압축강도가 현장타설콘크리트인 경우 27MPa이기 때문이다. 이 경우 합성 단면의 소성휨축의 깊이가 깊어져 연성도 또는 회전 능력이 가장 작은 합성단면이 된다.

강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위해서는 강합성거더의 극한모멘트 산정이 필요하다. 강합성거더의 극한모멘트 산정을 위해 본 연구에서 모멘트-곡률 해석(Moment-Curvature Analysis)을 이용하였다. 변형률에 따른 재료의 실제 응력을 산정하기 위하여 콘크리트의 경우 식 (10)와 같이 Comité Européen du Béton 1990<sup>[14]</sup>에서 제안하고 있는 콘크리트 응력-변형률 모델을 사용하였고 콘크리트의 압축파쇄변형률  $\epsilon_{cu}$ 은 0.003mm/mm으로 가정하였다. 강재의 경우 Table 1과 같이 재료의 물성을 가정하여 응력-변형률 모델을 사용한다.

$$f_c = \frac{0.85f_{ck}(a - 206,600\epsilon_c)\epsilon_c}{1 + b\epsilon_c} \tag{10}$$

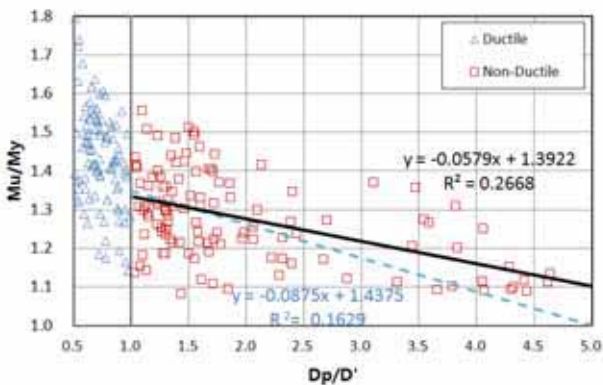


Fig. 8 Curve fit of non-ductile 200 composite sections

Table 1. Material properties

	SM400	SM490	SM520
Modulus of elasticity	205 GPa	205 GPa	205 GPa
Strain-hardening modulus	4,800 MPa	4,500 MPa	4,500 MPa
Yield strength	240 MPa	320 MPa	360 MPa
Tensile strength	400 MPa	490 MPa	520 MPa
Yield strain (mm/mm)	0.00117	0.00156	0.00175
Strain at strain-hardening (mm/mm)	0.016	0.02	0.015

Table 2. Parameter ranges for strain compatibility analysis

Parameter	Min. (mm)	Max. (mm)	Increment (mm)
Slab width	1500	3500	250
Slab thickness	200	300	10
Top flange width	200	600	100
Top flange thickness	15	40	5
Web thickness	10	24	2
Web height	500	2500	250
Bottom flange width	300	750	10
Bottom flange thickness	15	60	5

여기서,  $a = 39,000(0.85f_{ck} + 7.0)^{-0.953}$   
 $b = 65,600(0.85f_{ck} + 10.0)^{-1.085} - 850$

강합성거더의 다양한 휨강도 평가를 위해 Table 2와 같은 단면의 범위내에서 각각의 재료조합별 임의의 단면 2,000개를 추출하였다. 임의로 추출된 강합성거더의 단면은 실제로 사용가능성이 없는 단면이 선택되어질 수 있기 때문에 본 연구에서는 AASHTO LRFD<sup>(2)</sup>에서 제안하고 있는 식 (11)~(16)와 같이 단면비를 제한하여 사용가능한 단면에 대해서만 휨강도를 평가하였다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \tag{11}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \tag{12}$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \tag{13}$$

$$t_f \geq 1.1t_w \tag{14}$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \tag{15}$$

$$b_{eff} \leq 12.0t_s + \frac{b_{fc}}{2.0} \tag{16}$$

여기서,  $D$  : 거더 총 깊이(mm)  
 $t_w$  : 복부판의 두께(mm)  
 $b_f$  : 플랜지의 폭(mm)  
 $t_f$  : 플랜지의 두께(mm)  
 $I_{ye}$  : 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm<sup>4</sup>)  
 $I_{yt}$  : 인장플랜지의 단면2차모멘트(mm<sup>4</sup>)  
 $b_{eff}$  : 콘크리트 바닥판의 유효폭(mm)  
 $t_s$  : 콘크리트 바닥판의 두께(mm)  
 $b_{fc}$  : 압축플랜지의 폭(mm)

### 3.2 연성비에 따른 공칭휨강도 산정

소성모멘트를 이용하여 공칭휨강도를 평가하기 위해서는 먼저 강합성거더의 실제 휨강도인 극한모멘트가 소성모멘트보다 작아지기 시작하는 연성비  $D_p/D_t$ 의 확인이 필요하다. Fig. 9와 같이 극한모멘트와 소성모멘트의 휨강도 비에 따른 연성비 분포를 확인한 결과 강재별로  $M_u/M_p$ 가 1보다 작아지기 시작하는  $D_p/D_t$ 가 각각의 강재별로 다르게 나타났으며 그 결과를 Table 3와 정리하였다. 하지만 연성한계치  $D_p/D_t = 0.42$ 에서 극한휨강도  $M_u$ 의 하한치는  $0.96M_p$ 로 수렴하였다.

Wittry의 연성변수  $D'$ 은  $M_u/M_p$ 가 1일 때 소성중립축의 깊이를 나타내기 때문에 Table 3에 나타낸 수치와 같으며, 이 수치를 이용하여 연성한계치  $D_p/D' = 5$  일 때  $D_p/D_t$ 를

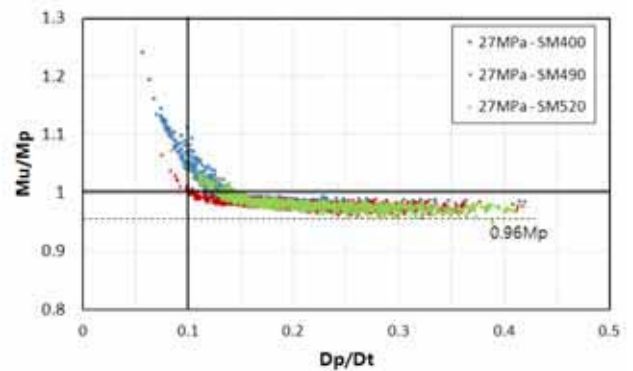


Fig. 9 Normalized moment capacity  $M_u/M_p$  of composite girder with conventional steel

Table 3.  $M_u/M_p = 1$  at  $D_p/D_t$  and  $D'$

	SM400	SM490	SM520
$D_p/D_t$	0.12	0.1	0.12
$D'$	$0.12D_t$	$0.10D_t$	$0.12D_t$

계산하면, SM400 강재와 SM520 강재를 적용한 합성단면의 경우 0.6, SM490 강재를 적용한 경우에는 0.5가 된다.

비연성 단면에 대해 공칭휨강도를 산정하기 위하여 극한모멘트와 항복모멘트의 휨강도비를 연성비  $D_p/D_t$ 에 따라 산정한 결과를 Fig. 10~12에 나타내었다. 그림에서 비연성 단면에서의 휨강도비  $M_u/M_y$ 는 연성비  $D_p/D_t$ 가 증가함에

따라 비선형적으로 감소하였고, 연성비 제한치인  $D_p/D_t$ 가 0.5 또는 0.6에서 휨강도비  $M_u/M_y$ 는 각각의 강재별로 Table 4에 정리하였다.

Table 3과 Table 4에 나타난 수치들을 토대로, 연성비  $D_p/D_t$ 와 Wittry가 제안한 방법과 유사하게 항복모멘트  $M_y$ 를 이용하고 연성한계치에서의 휨강도에 안전계수 0.85를 적용한 비연성단면에서의 공칭휨강도를 강재 종류별로 아래 식 (17)부터 식 (22)까지 같이 표현할 수 있다.

(a) SM400, 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 : M_n = M_p \quad (17)$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.60 :$$

$$M_n = \frac{0.60M_p - 0.12\phi 1.097M_y}{0.48} + \frac{\phi 1.097M_y - M_p}{0.48} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (18)$$

(b) SM490 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 : M_n = M_p \quad (19)$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.50 :$$

$$M_n = \frac{0.50M_p - 0.10\phi 1.077M_y}{0.40} + \frac{\phi 1.077M_y - M_p}{0.40} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (20)$$

(c) SM520 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 : M_n = M_p \quad (21)$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.60 :$$

$$M_n = \frac{0.60M_p - 0.12\phi 0.967M_y}{0.48} + \frac{\phi 0.967M_y - M_p}{0.48} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (22)$$

Fig. 13에 일반 강재별 합성거더의 공칭휨강도를 나타내었는데, 연성한계치를 Wittry가 사용한  $D_p/D_t = 5$ 를 적용하면, 실제 합성거더의 연성한계치가 그림에 나타난 바와 같

Table 4.  $M_u/M_y$  at  $D_p/D_t = 5$  and  $D_p/D_t = 0.42$

	SM400	SM490	SM520	Average
$D_p/D_t = 5$	-	1.077	-	1.047
$D_p/D_t = 6$	1.097	-	0.967	
$D_p/D_t = 0.42$	1.139	1.099	1.063	1.100

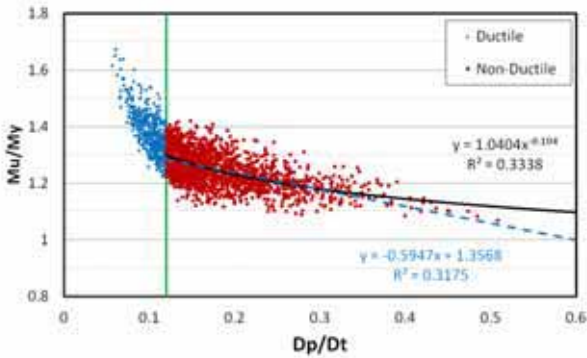


Fig. 10 Curve fit of non-ductile composite girders with SM400 steel

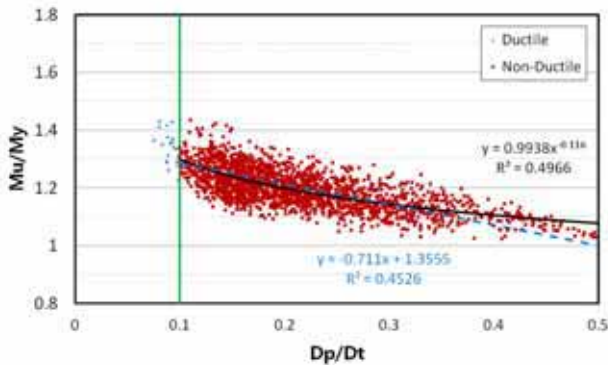


Fig. 11 Curve fit of non-ductile composite girders with SM490 steel

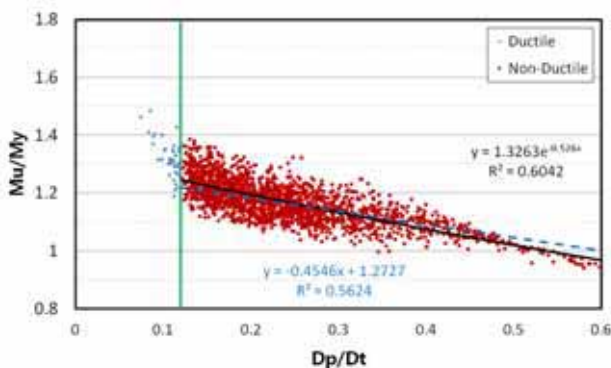


Fig. 12 Curve fit of non-ductile composite girders with SM520 steel

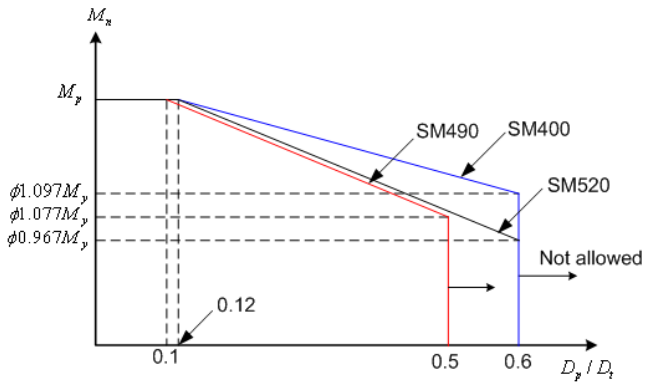


Fig. 13 Moment capacity of Wittry's equation as a function of ductility parameter  $D_p/D_t$

이 사용 강재별로 달라져 일관성을 상실하게 되며, 또한 현행 AASHTO LRFD<sup>[2]</sup>에 제시된 연성한계치  $D_p/D_t=0.42$ , Eurocode 4<sup>[3]</sup>에 제시된  $D_p/D_t=0.4$  보다 매우 큰 수치가 적용된다. 실제 연성한계치  $D_p/D_t$ 가 0.6에 근접할수록 전체 단면에서 하부플랜지가 지나치게 커지기 때문에 실무에서는 적용되기 힘든 합성단면이 되는 문제점이 발생된다. 따라서 합성거더의 연성한계치에 일관성을 확보하기 위해서는 연성변수를  $D_p/D'$  대신에 강재의 종류에 상관없이  $D_p/D_t$ 를 적용하는 것이 합리적이라 판단된다.

Fig. 14에서 Fig. 16에 나타낸 바와 같이 합성거더의 극한휨강도와 공칭휨강도의 비  $M_u/M_n$ 는 공칭휨강도에 포함된 안전율을 나타내는데, Wittry의 연구결과와 달리 연성계수  $D_p/D_t$ 가 커짐에 따라 선형적으로 증가되다가 비선형적인 분포를 보임을 알 수 있다. 이러한 결과는 Yakel 등<sup>[8]</sup>의 연구결과와 유사한 양상을 나타내는데, 결국 Wittry의 공칭휨강도 제안방법은 연성비  $D_p/D_t$ 가 증가됨에 따라 안전계수가 선형적으로 증가되지 않는 결과를 보인다는 것을 알 수 있다.

이번에는 연성한계치를  $D_p/D_t=0.42$ 로 가정한 상태에서 Wittry가 제안한 방법과 유사하게 Table 4에 나타낸 수치와 연성한계치에서의 휨강도에 안전계수 0.85를 적용하여 비연성단면에서의 공칭휨강도를 강재 종류별로 구분해서 나타내 보면 아래 식 (23)부터 식 (28)까지 같이 나타낼 수 있다.

(a) SM400, 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 : M_n = M_p \tag{23}$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.42 :$$

$$M_n = \frac{0.42M_p - 0.12\phi 1.139M_y}{0.30} + \frac{\phi 1.139M_y - M_p}{0.30} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \tag{24}$$

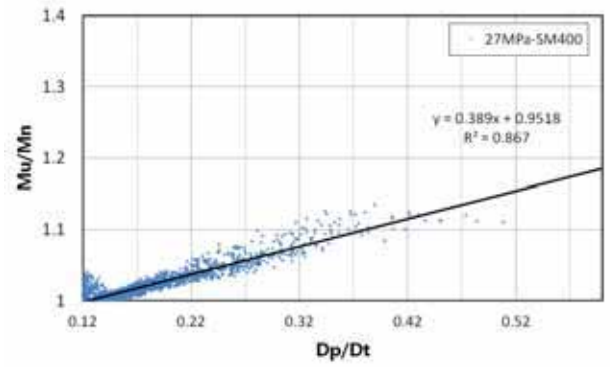


Fig. 14 Safety factor for non-ductile composite girders with SM400 steel

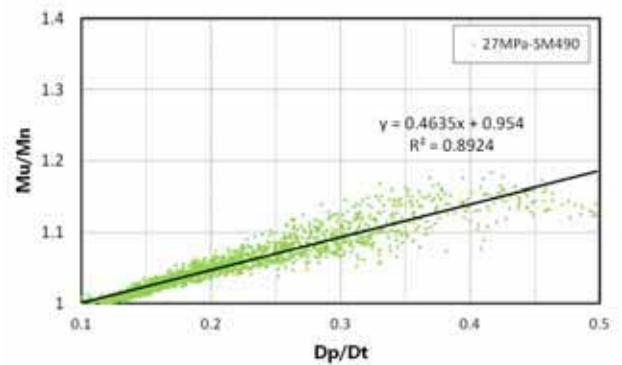


Fig. 15 Safety factor for non-ductile composite girders with SM490 steel

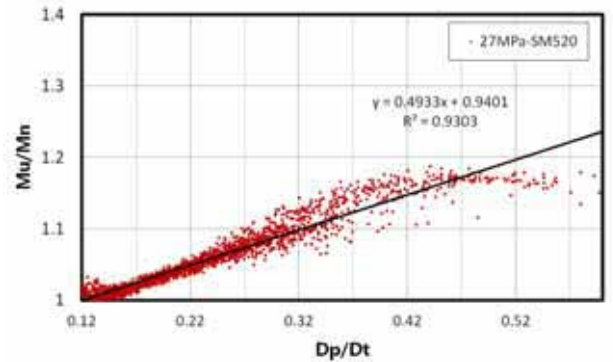


Fig. 16 Safety factor for non-ductile composite girders with SM520 steel

(b) SM490 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 : M_n = M_p \tag{25}$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.42 :$$

$$M_n = \frac{0.42M_p - 0.10\phi 1.099M_y}{0.32} + \frac{\phi 1.099M_y - M_p}{0.32} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \tag{26}$$



(c) SM520 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 : M_n = M_p \quad (27)$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.42 :$$

$$M_n = \frac{0.42M_p - 0.12\phi 1.063M_y}{0.30} + \frac{\phi 1.063M_y - M_p}{0.30} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (28)$$

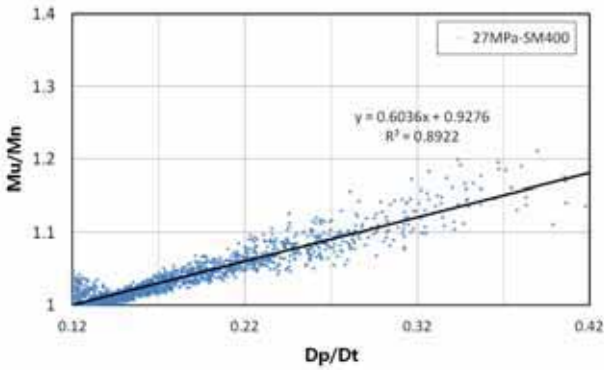


Fig. 17 Revaluation of safety factor for non-ductile composite girders with SM400 steel

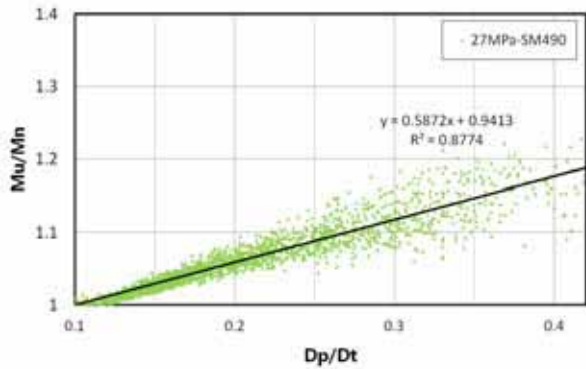


Fig. 18 Revaluation of safety factor for non-ductile composite girders with SM490 steel

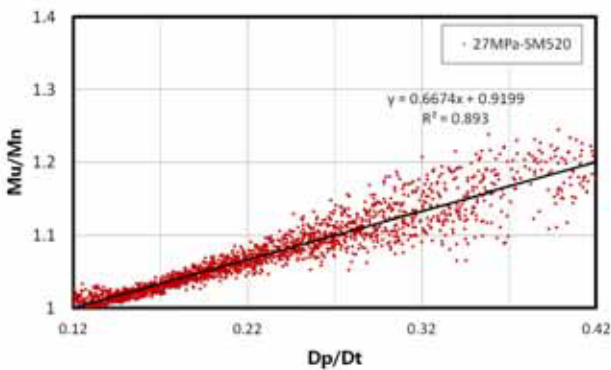


Fig. 19 Revaluation of safety factor for non-ductile composite girders with SM400 steel

비연성단면에 대한 휨강도비  $M_u/M_n$ 비를 Fig. 17에서 Fig. 19에 나타내었으며, 연성한계치  $D_p/D_t=0.42$ 에서 안전계수를 Table 5에 정리하였다.

Table 5에서 연성한계치를  $D_p/D_t=0.42$  를 적용하는 경우 모두 사용 강재의 항복강도가 증가되는 경우 안전계수가 약간씩 커지는 경향을 보임을 확인할 수 있다. 앞에서 언급하였지만, 일정한 연성한계치를 적용하는 경우 합성거더의 공칭휨강도는 사용 강재 변화에 따른 영향을 받지 않는 일정한 안전율이 도입되는 것이 합리적이다. 또한 Fig. 9에 나타내었듯이, 연성한계치  $D_p/D_t=0.42$ 에서 합성단면의 극한휨강도는 사용강재에 따른 차이 없이  $0.96M_p$  수준임을 고려해야 한다. 따라서 공칭휨강도에 일정한 안전계수를 도입하기 위해 세가지 사용 강재별 합성거더의 공칭휨강도와 극한휨강도의 비를 연성도  $D_p/D_t$ 에 따라 Fig. 20에 비교하였으며, 그 결과 비연성 단면에서의 안전율은  $D_p/D_t=0.1$ 에서 1이고  $D_p/D_t=0.42$ 인 경우에는 1.18로 선형적으로 증가되는 그래프를 얻었다.

$$D_p/D_t \leq 0.1 : M_n = M_p \quad (29)$$

$$0.1 < D_p/D_t \leq 0.42 : M_n = M_p \left( 1.047 - 0.47 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (30)$$

위에 제시된 방법을 통해 얻은 선형적인 안전율을 AASHTO

Table 5.  $M_u/M_n$  at  $D_p/D_t=0.42$

	SM400	SM490	SM520	Average
$D_p/D_t=0.42$	1.181	1.188	1.200	1.180*

\*; Average value obtained from Fig. 20

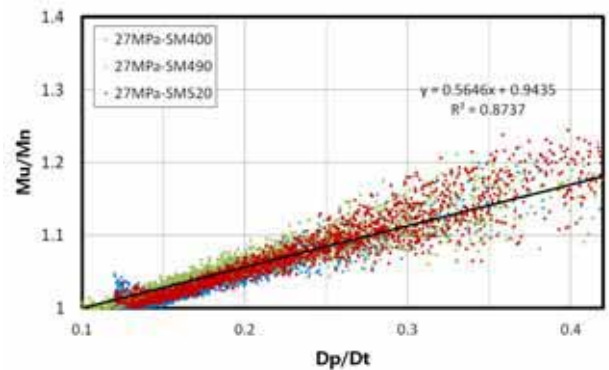


Fig. 20 Revaluation of safety factor for non-ductile composite girders with conventional steel

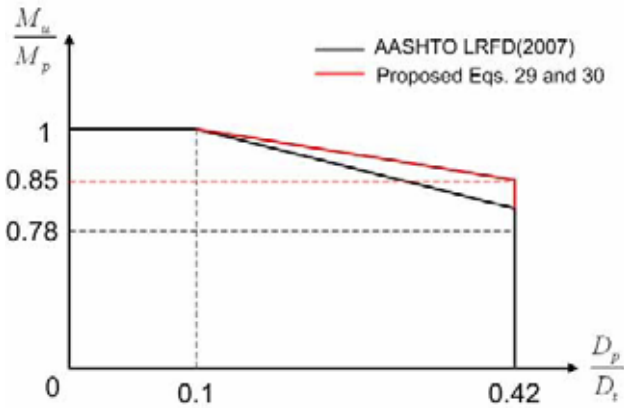


Fig. 21 Comparison of proposed equation and AASHTO LRFD's strength prediction

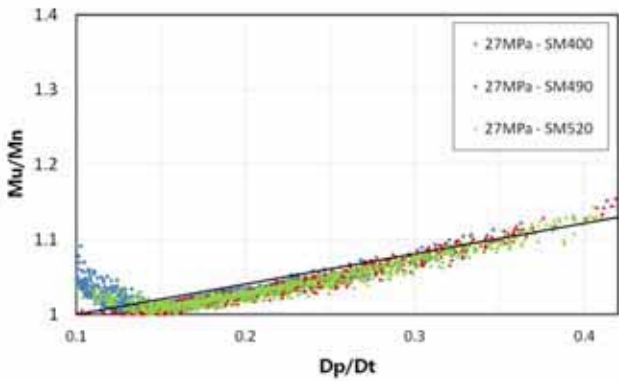


Fig. 22 Safety factor for non-ductile composite girders obtained by proposed equation

LRFD에서의 공칭휨강도 평가식과 같이 비연성단면 구간인  $0.1 \leq D_p/D_t \leq 0.42$ 에 적용한다면 Fig. 21와 같이  $D_p/D_t = 0.42$ 일 때, 휨강도비  $M_u/M_p$ 는 0.78에서 0.85로 공칭휨강도 평가식은 식 (29)와 식 (30)와 같이 표현할 수 있다.

비연성 단면에서의 개선된 공칭휨강도 평가식과 극한모멘트를 비교하면 Fig. 22과 같이  $0.1 \leq D_p/D_t \leq 0.42$  구간에서 극한모멘트와 공칭휨강도 비는  $1 \leq M_u/M_n \leq 1.13$ 으로 선형적인 안전율을 얻을 수 있다.

#### 4. HSB 강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도

HSB 강재의 경우 일반강재와는 다르게 뚜렷한 항복점과 완전소성구간이 없이 비선형적으로 변형률에 따라 응력이 증가하는 특성이 있다<sup>[10],[11],[12],[15]</sup>. 따라서, HSB강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 산정을 위해 HSB강재의 물성을 Table 6와 같이 가정한 후 연성비  $D_p/D_t$ 의 변화에 따른 공칭휨강도  $M_n$ 을 평가해보았다.

Table 6. Material properties of HSB steel

	HSB600	HSB800
Modulus of elasticity	205 GPa	205 GPa
Strain-hardening modulus	4,455 MPa	3,222 MPa
Yield strength	450 MPa	690 MPa
Tensile strength	600 MPa	800 MPa
Yield strain	0.002195	0.003366
Strain at strain-hardening	0.002195	0.003366

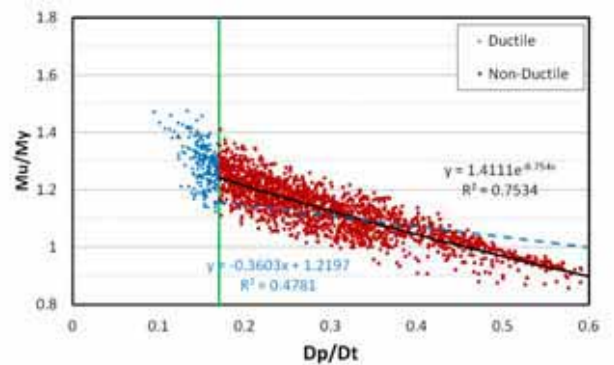


Fig. 23 Curve fit of non-ductile composite girders with HSB600 steel

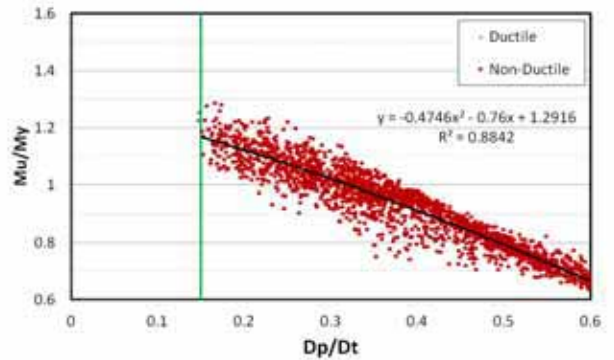


Fig. 24 Curve fit of non-ductile composite girders with HSB800 steel

Table 7.  $M_u/M_y$  at  $D_p/D_t = 0.42$

$M_u/M_y$	HSB600	HSB800
$D_p/D_t = 0.42$	1.028	0.889

먼저 일반강재에 적용하였던 방법과 동일하게 연성비  $D_p/D_t$ 에 따른 항복모멘트에 대한 극한휨강도의 비  $M_u/M_y$ 를 산정하였으며(Fig. 23과 Fig. 24 참조),  $D_p/D_t = 0.42$ 일때  $M_u/M_y$ 를 Table 7에 나타내었다.

Table 7에 나타난 수치를 이용하고, Wittry가 제안한 방법에 따라 연성한계치  $D_p/D_t = 0.42$ 에서 안전율 0.85를 고려한 공칭휨강도를 나타내면 아래 식 (31)~(34)과 같이 나타낼 수 있다.

(a) HSB600 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 : M_n = M_p \quad (31)$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.42 :$$

$$M_n = \frac{0.42M_p - 0.10\phi 1.028M_y}{0.32} + \frac{\phi 1.028M_y - M_p}{0.32} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (32)$$

(b) HSB800 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.1 : M_n = M_p \quad (33)$$

$$0.1 < D_p/D_t \leq 0.42 :$$

$$M_n = \frac{0.42M_p - 0.1\phi 0.889M_y}{0.32} + \frac{\phi 0.889M_y - M_p}{0.32} \left( \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (34)$$

연성계수비  $D_p/D_t$ 가 0.1보다 큰 비연성 단면들에 대한

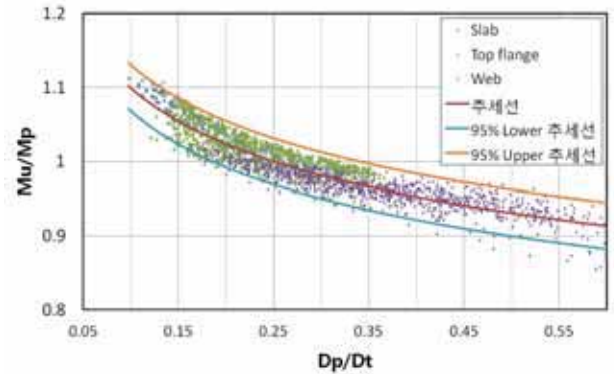


Fig. 27 95% Lower regression curve for normalized moment capacity  $M_u/M_p$  of composite girder with HSB600 steel

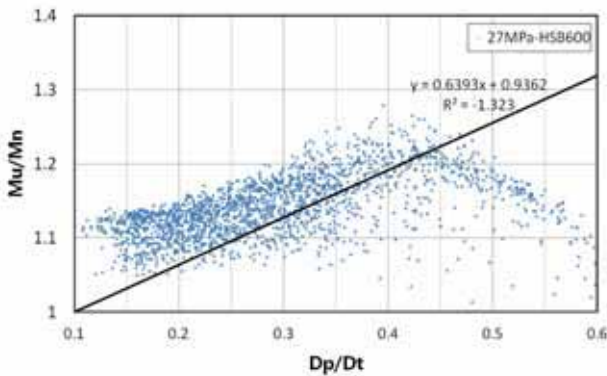


Fig. 25 Safety factor for non-ductile composite girders with HSB600 steel

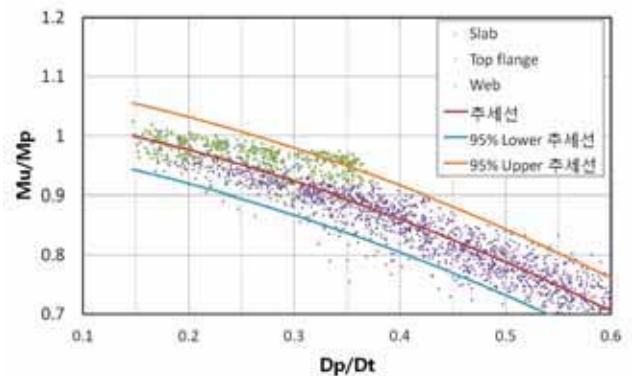


Fig. 28 95% Lower regression curve for normalized moment capacity  $M_u/M_p$  of composite girder with HSB800 steel

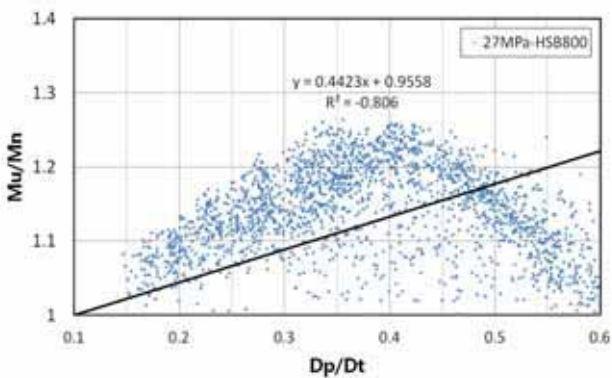


Fig. 26 Safety factor for non-ductile composite girders with HSB800 steel

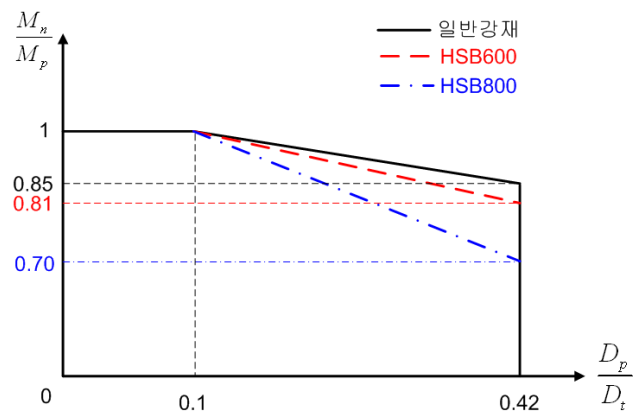


Fig. 29 Proposed strength equations of composite girders with HSB steel

휨강도비  $M_u/M_n$ 를 Fig. 25와 Fig. 26에 나타내었는데, HSB 강재를 적용한 경우 일반 강재와 달리 휨강도비가 넓게 분포되어 있기 때문에 선형적으로 휨강도비가 변화된다는 가정에 근거한 Wittry의 방법을 적용하기 어렵다고 판단된다.

따라서 HSB 강재를 적용한 합성거더의 경우에는 연성비에 따른 소성모멘트에 대한 극한휨강도의 비  $M_u/M_p$ 로부터 직접 공칭휨강도 식을 도출하는 방법을 적용하였다. 이를 위하여 Fig. 27과 Fig. 28에 나타낸 바와 같이 연성비  $D_p/D_t$ 에 따른 휨강도비  $M_u/M_p$ 를 산정하였으며, 연성비  $D_p/D_t = 0.42$ 일 때 안전성을 고려한 휨강도비를 구하기 위하여 휨강도 분포의 95% 하한 추세선을 이용하였다. 이상과 같은 방법을 이용하여 연성한계치  $D_p/D_t = 0.42$ 에서 휨강도비  $M_u/M_p$ 는 HSB600의 경우 0.917, HSB800의 경우 0.791을 얻었다. HSB강재를 사용한 강합성거더의 경우에도 일반 강재를 적용한 경우와 비연성단면 구간에서의 안전율 1.13을 동일하게 적용한다면, Fig. 29와 같이  $D_p/D_t = 0.42$ 에서  $M_n/M_p$ 는 HSB600의 경우 0.81(0.917/1.13), HSB800의 경우 0.7(0.791/1.13)로 강합성거더의 공칭휨강도를 산정할 수 있다.

$$D_p \leq 0.1 D_t : M_u = M_p \quad (35)$$

$$D_p > 0.1 D_t : M_u = M_p \left( 1.056 - 0.56 \frac{D_p}{D_t} \right) ; \text{HSB600} \quad (36)$$

$$D_p > 0.1 D_t : M_u = M_p \left( 1.091 - 0.91 \frac{D_p}{D_t} \right) ; \text{HSB800} \quad (37)$$

### 5. AASHTO LRFD(2007)의 공칭휨강도 평가식과의 비교

AASHTO LRFD(2007)에서 제안하고 있는 정모멘트에 저항하는 강합성거더의 공칭휨강도 평가식과 이 연구에서 제안하고 있는 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 Fig. 30~31과 같이 비교를 하였다. 일반강재 및 HSB강재를 사용한 강합성거더의 실제 휨강도 분포는 이 연구에서 제안하는 공칭휨강도 평가식에 대해 모두 만족함을 확인하였다.  $D_p/D_t = 0.42$ 일 때 SM400, SM490, SM520강재의 공칭휨강도는 기존 평가식보다 약 1.13배 크게 평가되었고 HSB600강재의 경우 약 1.05배 향상되었다. 하지만 HSB800강재의 경우 기존 공칭휨강도 평가식보다 약 0.91배 감소되었다.

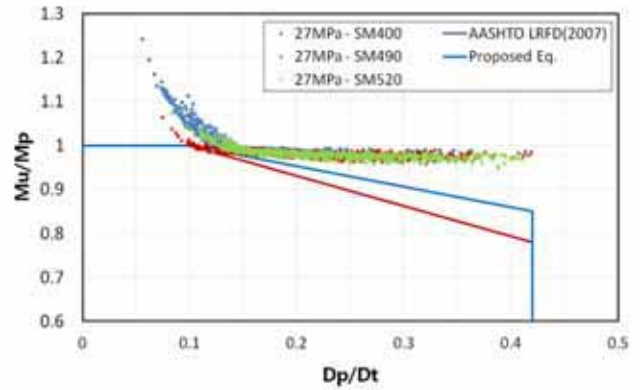


Fig. 30 Comparison of proposed predicting equation and normalized moment capacity  $M_u/M_p$  of composite girder with conventional steel

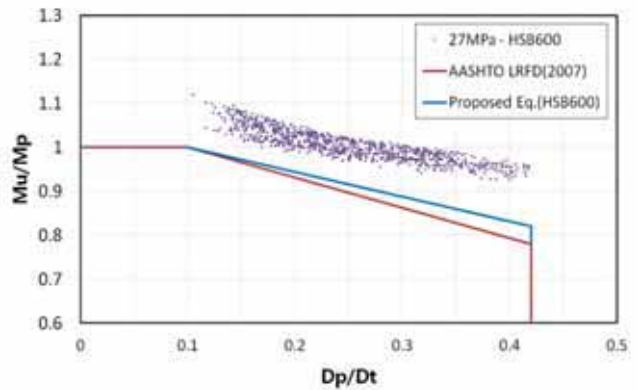


Fig. 31 Comparison of proposed predicting equation and normalized moment capacity  $M_u/M_p$  of composite girder with HSB600 steel

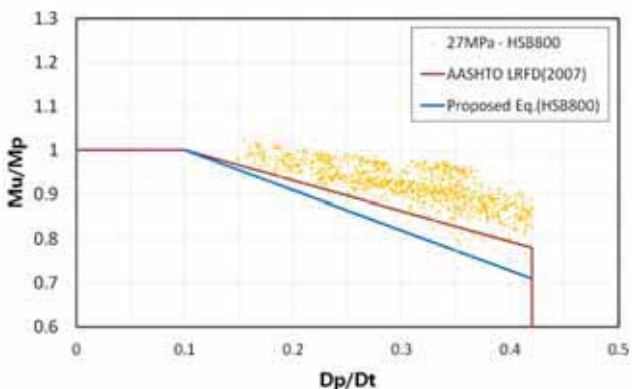


Fig. 32 Comparison of proposed predicting equation and normalized moment capacity  $M_u/M_p$  of composite girder with HSB800 steel

## 6. 결 론

이 연구의 목적은 정모멘트를 받는 강합성거더의 휨강도를 재평가하고, 현장타설되는 콘크리트 설계압축강도가 27MPa 인 경우 일반강재뿐만 아니라 고성능강재인 HSB600과 HSB800이 적용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 개발하는 것이다. 이를 위하여 강합성거더의 공칭휨강도에 대한 기존 연구결과를 고찰하였으며, 또한 모멘트-곡률해석 방법을 이용하여 다양한 단면을 갖는 강합성거더의 극한휨강도와 연성도를 평가하기 위한 변수해석을 수행하였다. 변수해석결과를 토대로 일반강재와 고성능강재가 적용된 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위한 설계식을 제안하였다. 이 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같이 정리하였다.

- (1) 합성거더의 극한휨강도는, 연성비가  $D_p/D' = 5$ 일 때 항복모멘트에 수렴한다는 Wittry의 가정과 달리, 강재의 항복강도가 증가함에 따라 항복모멘트보다 큰 수준에서 차츰 작은 수준으로 감소되었다. 따라서, Wittry가 비연성 합성거더의 공칭휨강도 제안식은 항복강도가 낮은 일반강재를 적용한 경우에는 공칭휨강도가 보수적으로 평가되며, 항복강도가 큰 고강도강재를 적용할수록 공칭휨강도가 과다 평가될 수 있다.
- (2) 합성거더의 공칭휨강도 평가시 Wittry의 연성한계조건  $D_p/D' = 5$ 를 적용하게 되면, 실제 합성거더의 연성도 평가시 적용되는 연성비  $D_p/D_t$ 가 사용 강재에 따라 변화되며 일관된 연성한계치를 규정하기 어렵다. 따라서, Wittry의 연성한계조건을 따르고 있는 현행 도로교설계기준(한계상태설계법)은 개선될 필요성이 있으며, 사용 강재와 관계없이 합성거더의 공칭휨강도를 연성비  $D_p/D_t$ 를 기준으로 평가하는 방법을 도입하는 것이 보다 합리적이라 판단된다.
- (3) 일반강재를 적용한 강합성거더의 경우 연성한계치  $D_p/D_t = 0.42$ 일 때 휨강도는 SM400 강재의 경우  $1.139 M_y$ , SM490 강재의 경우  $1.099 M_y$ , 그리고 SM520 강재의 경우  $1.063 M_y$  수준으로 평가되었다. 이 수치들과 Wittry의 방법과 동일하게 취성파괴에 대한 안전율 0.85를 곱한 결과를 이용하여 합성거더의 공칭휨강도 평가식을 새롭게 제안하였다. 이 경우 강재 변화에 따른 공칭휨강도에 대한 극한휨강도의 비  $M_u/M_n$ 는 연성한계치  $D_p/D_t$ 가 0.42일 때 SM400 강재의 경우 1.181, SM490 강재의 경우 1.188, 그리고 SM520 강재의 경우 1.200으로 안전율이 비슷한 수준을 보였다.

- (4) 따라서, 일반강재를 적용한 합성거더는 강재의 변화를 고려하지 않고 연성비  $D_p/D_t$ 가 0.1보다 큰 경우를 비연성단면이라고 가정한 상태에서 공칭휨강도 평가식을 새롭게 제안하였다. 새롭게 제안된 평가식을 이용하는 경우 비연성 구간인  $0.1 \leq D_p/D_t \leq 0.42$ 에서 극한모멘트와 공칭휨강도의 비로 표현되는 실제 합성거더의 안전율은  $1 \leq M_u/M_n \leq 1.13$ 으로 선형적으로 변화된다.
- (5) 고성능 강재 HSB600과 HSB800을 적용한 합성거더의 경우 Wittry의 공칭휨강도 산정방법을 적용하면 연성비  $D_p/D_t$ 에 따른 극한휨강도와 공칭휨강도의 비  $M_u/M_n$ 의 분포가 선형적이지 않기 때문에 안전계수 산정이 어렵다. 따라서, HSB강재를 적용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식은 연성비  $D_p/D_t$ 에 따른 극한휨강도와 소성모멘트의 비  $M_u/M_p$  분포를 기준으로 95% 하한 추세선을 바로 적용하였으며, 연성한계치에서 극한모멘트와 공칭휨강도의 비로 표현되는 실제 합성거더의 안전율은 일반강재를 적용한 합성거더의 경우와 동일하게 1.13을 적용하였다.
- (6) 본 연구에서 제안한 일반강재 및 HSB강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 정리하면 다음과 같다.

$$D_p \leq 0.1D_t ; M_n = M_p$$

$$0.1 < D_p/D_t \leq 0.42 ;$$

$$M_n = M_p \left( 1.047 - 0.47 \frac{D_p}{D_t} \right) ; \text{일반강재}$$

$$M_n = M_p \left( 1.056 - 0.56 \frac{D_p}{D_t} \right) ; \text{HSB600}$$

$$M_n = M_p \left( 1.091 - 0.91 \frac{D_p}{D_t} \right) ; \text{HSB800}$$

## 감사의 글

이 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(11기술표준화09-01)에 의한 성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준개발의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

## 참고문헌(References)

- [1] Eurocode 3 (1992) *Design of Steel Structures, Part 1.1 General rules and rules for buildings*, ENV 1993-1-1:1992.
- [2] AASHTO (2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 4th Ed., Washington, D.C.
- [3] Eurocode 4 (1997) *Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 2. General rules and rules for bridges*, ENV 1994-2:1997.
- [4] 한국도로교통협회 (2012) *도로교설계기준 (한계상태설계법)*. Korea Road & Transportation Association (2012) *Highway Bridge Design Codes (Limit State Design Method)*. (in Korean)
- [5] Wittry, D.M. (1993) *An Analysis Study of the Ductility of Steel-Concrete Composite Sections*, MS thesis, University of Texas-Austin, Austin, Tex.
- [6] Rotter, J.M., and Ansourian, P. (1979) Cross-section behaviour and ductility in composite beams, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, England, Part 2, Vol. 67, pp. 453-474.
- [7] Ansourian, P. (1982) Plastic Rotation of Composite Beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST3, pp.643-659.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] 조은영, 신동구 (2010) HSB 강합성거더 정모멘트부의 휨저항강도, *한국강구조학회 논문집*, 한국강구조학회, 제22권, 제4호, pp.389-398.
- Cho, E.Y. and Shin, D.K. (2010) Flexural Strength of Composite HSB Girders in Positive Moment, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 4, pp.389-398 (in Korean).
- [11] 조은영, 신동구 (2010) HSB 강합성거더 정모멘트부 휨거동, *한국강구조학회 논문집*, 한국강구조학회, 제22권, 제4호, pp.377-388.
- Cho, E.Y. and Shin, D.K. (2010) Flexural Behavior of Composite HSB I-Girders in Positive Moment, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 4, pp.377-388 (in Korean).
- [12] 조은영, 신동구 (2011) HSB 강제 적용 강합성 보갑단면 거더 정모멘트부의 휨저항강도, *한국강구조학회 논문집*, 한국강구조학회, 제23권, 제3호, pp.385-392.
- Cho, E.Y. and Shin, D.K. (2011) Flexural Strength of Composite HSB Hybrid Girders in Positive Moment, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 23, No. 3, pp.385-392 (in Korean).
- [13] AASHTO. (2001) *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 2nd Ed., Washington, D.C.
- [14] Comite Euro-International du Beton (CEB) (1990) *CEB-FIP Model Code*, Thomas Telford, Laussance, Switzerland.
- [15] Youn, S.G., Bae, D., and Kim, Y.J. (2008) Ultimate Flexural Strength of Hybrid Composite Girders Using High-Performance Steel of HSB600 at Sagging Bending, *Proceedings of the 2008 Composite Construction in Steel and Concrete VI*, ASCE, Colorado, pp.680-690.

**요약:** 이 논문에는 정모멘트를 받는 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위한 연구를 수록하였다. 한계상태설계법을 적용한 현행 도로교설계기준(2012)에 제시된 합성거더의 휨강도 규정은 국내에서 생산되는 일반구조용 강재를 사용한 합성거더에 적용할 수 있다. 고성능 강재 HSB600뿐만 아니라 HSB800을 적용한 강합성거더에 적용하기 위해서는 현행 공칭휨강도 평가식을 개선해야될 필요성이 있다. 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위하여, 기존에 수행된 연구들을 고찰하였으며 모멘트-곡률해석방법을 이용하여 다양한 단면을 갖는 강합성거더의 극한휨강도와 연성비를 평가하기 위한 변수해석을 수행하였다. 변수해석결과를 토대로 일반강재를 적용한 강합성거더에 대해 기존 평가식보다 덜 보수적인 공칭휨강도 평가식을 제안하였다. 또한 고성능 강재 HSB600과 HSB800을 적용한 강합성거더의 새로운 공칭휨강도 평가식도 함께 제안하였다.

**핵심용어:** 교량, 합성거더, 휨강도, 연성, 고성능 강재, HSB 강재