

지관과 주관의 폭이 동일한 각형강관 X형 접합부의 압축강도에 대한 해석적 연구

김정현¹ · 이철호^{2*} · 한규홍³ · 김선후⁴

¹사원, (주)센벡스, ²교수, 서울대학교, 건축학과, ³선임연구원, POSCO 철강솔루션마케팅실 PAC, ⁴박사과정, 서울대학교, 건축학과

Analytical Study of Compressive Strength of Equal-Width RHS X-Joint

Kim, Jeong Hyun¹, Lee, Cheol Ho^{2*}, Han, Kyu Hong³, Kim, Seon Hu⁴

¹Staff, SENVEX

²Professor, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 08826, Korea

³Sr. Researcher, POSCO Steel Solution Marketing Department

⁴Graduate Student, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University

Abstract - The equal-width RHS (rectangular hollow section) X-joint, of which the widths of the chord and the brace are identical, is one of the most frequently used uniplanar tubular joints. However, the compressive strength of this joint has been specified very conservatively by most representative international design standards. In this study, a more accurate strength formula of equal-width RHS X-joint is proposed by extending the plate buckling model recently proposed by Becque and Cheng. From the eigenvalue analysis results of the test-backed numerical joint models, the more appropriate shape function for chord sidewall buckling is first obtained. The elastic buckling strength and the non-dimensional slenderness of the chord sidewall are then derived based on the classical energy method. It is finally shown that, when the newly proposed non-dimensional sidewall slenderness is used in combination with the column curve 'c' of EC3, it gives more accurate and consistent prediction on joint strength compared to existing method.

Keywords - High strength steel, RHS (rectangular hollow section), X-joint, Analytical, Plate buckling, Energy method

1. 서론

강재를 효율적으로 분산시켜 배치하는 단면인 강관은 매우 우수한 구조적 성능을 발휘할 수 있다. 특히, 널리 통용되는 H형강과는 달리 재료들이 폐단면을 형성하기 때문에 압축력과 비틀림에 대해 탁월한 저항능을 나타낸다. 따라서 각형강관 단면을 가동이나 트리스 부재로 적용하는 경우, 다른 단면을 사용할 때보다 훨씬 적은 물량으로 동일한 하중에 대해 저항할 수 있다. 이 연구에서는 각형강관을 적용한 X형 접합부에 대해 다루며, 그 형상은 Fig. 1과 같다.

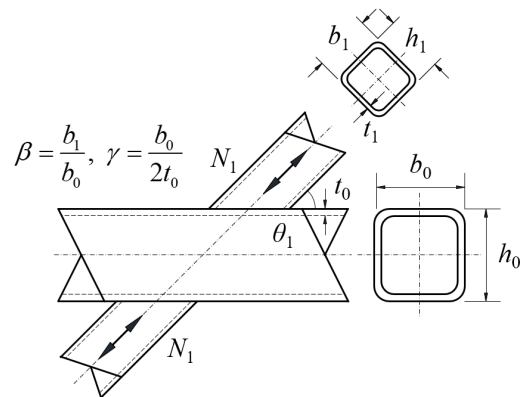


Fig. 1. Geometrical configuration and definition of symbols of RHS X-joints

Eurocode3(EN1993-1-8^[1], 이하 EC3)와 CIDECT Design Guide No. 3 2nd Edition^[2](이하 CIDECT)는 각형강관 접합부의 강도를 지관과 주관의 폭 비율인 $\beta(=b_1/b_0)$ 에 따라 제시한다.

Note.-Discussion open until February 29, 2020. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on January 03, 2019; revised March 24, 2019; approved on April 06, 2019. Copyright © 2019 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-880-8735 Fax. +82-2-871-5512

E-mail. ceholee@snu.ac.kr

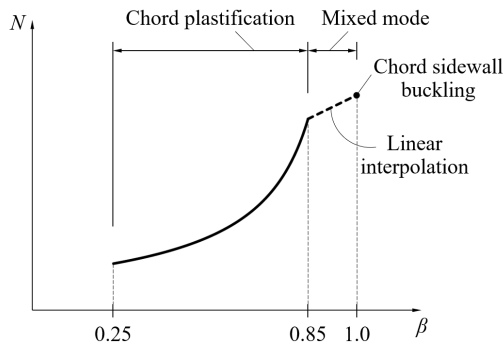


Fig. 2. RHS X-joint strength depending upon β (EC3)

Fig. 2.에서 나타난 것과 같이 β 가 0.25이상 0.85이하인 접합부의 강도는 주관소성화(chord plastification) 강도식으로 산정되며, 주관과 지관의 폭이 동일한 $\beta = 1$ 접합부는 주관측벽좌굴(chord sidewall buckling) 강도식을 통해 그 강도가 평가된다. β 값이 0.85 초과, 1 미만인 접합부의 강도는 $\beta = 0.85$ 일 때 주관소성화 강도와 $\beta = 1$ 일 때 주관측벽좌굴 강도를 선형보간한 식에 해당 접합부의 β 값을 대입하여 산정한다.

그밖에 펀칭전단(punching shear failure)과 지관파괴(brace failure)에 대한 강도식도 제안하지만, 두 파괴모드는 취성적이기에 발견되지 않도록 억제해야 한다. 이를 위해 국내의 건축구조기

준^[3](KBC2016)을 비롯한 The AISC Specification 2010^[4](이하 AISC2010), EC3와 CIDECT는 각형강관 접합부의 형상에 따른 적용한계를 Table 1과 같이 제시해 이를 만족하는 접합부에 대해 두 파괴모드를 배제할 수 있도록 하였다.

0.85 초과 1 미만의 β 값을 갖는 접합부 강도 계산에 사용되는 선형보간식은 그 양끝점인 $\beta = 0.85$ 일 때의 주관소성화 강도와 주관측벽좌굴 강도가 정확할 때 유의미하다. 그러나 저자들이 수행하였던 실험연구에 따르면, 상기 구조기준들에서 제시하는 주관측벽좌굴 강도식은 매우 보수적이고 부정확하다.

한편, Table 1에서 제시된 재료의 적용한계를 통해 확인할 수 있듯, 국내구조기준과 AISC2010은 항복강도가 360 MPa를 초과하는 강재를 각형강관 접합부에 적용하지 못하도록 제한한다. EC3는 항복강도가 700 MPa에 이르는 강재까지도 각형강관 접합부에 적용할 수 있도록 허용하지만, 항복강도에 따라 접합부 강도를 저감시킨다.

항복강도에 따른 강도저감계수는 고강도강재로 제작된 K형 강관접합부에 대한 실험연구^[5,6,7,8]에서 비롯되었다. 이 연구들은 해당 접합부의 강도예측식이 저감계수 없이 사용하기에 위험하다고 주장하였다. 그러나 고강도강재 적용 X형 접합부에 대한 실험연구들^[9,10,11,12]은 고강도강재 적용에 따른 강도저감계수가 너무 보수적이라는 상반된 결론을 내렸다.

Table 1. Range of applicability

Property		KBC & AISC	CIDECT	Eurocode3
Geometric parameters	Brace section slenderness ratio, b_1/t_1 and h_1/t_1	$b_1/t_1 \leq 35$, $h_1/t_1 \leq 35$ and $b_1/t_1 \leq 1.25 \sqrt{E/f_{y1}}$, $h_1/t_1 \leq 1.25 \sqrt{E/f_{y1}}$	$b_1/t_1 \leq 40$, $h_1/t_1 \leq 40$ and Class 1 or 2	$b_1/t_1 \leq 35$, $h_1/t_1 \leq 35$ and Class 1 or 2
	Chord and brace section aspect ratio, h_0/b_0 and h_1/b_1	$0.5 \leq h_0/b_0 \leq 2.0$ and $0.5 \leq h_1/b_1 \leq 2.0$		
	Chord section slenderness ratio, b_0/t_0 and h_0/t_0	$b_0/t_0 \leq 35$ and $h_0/t_0 \leq 35$	$b_0/t_0 \leq 40$, $h_0/t_0 \leq 40$ and Class 1 or 2	$b_0/t_0 \leq 35$, $h_0/t_0 \leq 35$ and Class 1 or 2
	Width ratio, b_1/b_0 and h_1/b_0	$0.25 \leq b_1/b_0$ and $0.25 \leq h_1/b_0$	$0.1 + 0.01b_0/t_0 \leq b_1/b_0$ but $0.25 \leq b_1/b_0$	$0.25 \leq b_1/b_0$
	Acute angle between chord and brace, θ_1	$30^\circ \leq \theta_1$		
Material properties	Yield strength of applied material, f_y	≤ 360	The strength reduction factor should be multiplied as follows: i) 1.0 for $f_y < 355$ MPa ii) 0.9 for $355 \leq f_y < 460$ MPa	The strength reduction factor should be multiplied as the conditions below: i) 1.0 for $f_y < 355$ MPa ii) 0.9 for $355 \leq f_y < 460$ MPa iii) 0.8 for $460 \leq f_y \leq 700$ MPa
	Yield ratio YR, f_y/f_u	≤ 0.80	< 0.80 (When yield ratio exceeds 0.8, f_y should be taken as $0.8f_u$)	i) < 0.91 ($f_y < 460$ MPa) ii) < 0.95 ($460 \leq f_y \leq 700$ MPa)

*Note: Properties of chord member and brace member are represented by subscript 0 and 1, respectively.

그러므로 이 연구에서는 구조기준들에서 제시하는 $\beta = 1$ 각형강관 X형 접합부 강도식의 이론적 배경을 분석하고, 고강도강재 적용에 따른 강도감소계수의 유효성을 평가한 후, 일반강재가 적용된 접합부뿐 아니라 고강도강재로 제작된 접합부의 강도까지도 정확히 예측할 수 있는 새로운 식을 제안하려 한다.

2. $\beta = 1$ 각형강관 X형 접합부 선행연구 검토

2.1 Wardenier의 주관측벽 모델

2.1.1 Wardenier의 주관측벽좌굴·좌굴 강도식

EC3와 CIDECT의 주관측벽좌굴 강도식은 Wardenier^[13]의 이론적 모델에 기반을 둔다. 이 모델은 $\beta = 1$ 각형강관 접합부의 두 주관측벽을 Fig. 3과 같이 기둥으로 가정한다. 기둥의 좌굴길이 L_b 는 주관단면 높이에서 주관단면 두께의 2배를 뺀 $h_0 - 2t_0$ 이며, 기둥의 양단, 즉 주관측벽의 상단 및 하단은 주관 상부면과 하부면에 의해 각각 단순지지(simply supported) 되었다고 가정한다.

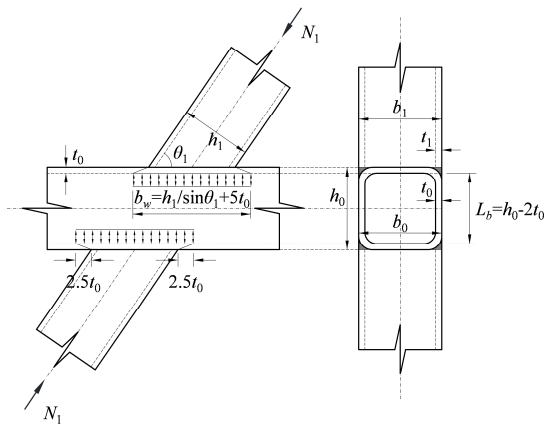


Fig. 3. Sidewall buckling: column buckling approach

또한 지관에 가해진 힘이 주관측벽으로 전달될 때, 좌우측으로 $2.5t_0$ (이때, t_0 는 주관단면의 두께)만큼 분산된다고 가정한다. 따라서 주관측벽의 유효폭 b_w 는 지관이 측벽에 접촉하는 길이에 $5t_0$ 를 더하여 $h_1/\sin\theta_1 + 5t_0$ 가 된다. 이같은 가정 하에 Wardenier는 기둥 모델의 항복강도를 식 (1)로 표현하였다.

$$N_1 \sin\theta_1 = f_{y0} t_0 \left(\frac{2h_1}{\sin\theta_1} + 10t_0 \right) \quad (1)$$

여기서 N_1 은 지관에 가해지는 힘, θ_1 은 주관과 지관이 교차하는 예각, f_{y0} 은 주관에 적용된 재료의 항복강도, 그리고 h_1 은 지관 단면의 높이다.

식 (1)에 비탄성좌굴을 고려하기 위한 좌굴강도 감소계수 χ 와

계수 0.8을 곱하면 식 (2)를 얻을 수 있다.

$$N_1 \sin\theta_1 = 0.8 \chi f_{y0} t_0 \left(\frac{2h_1}{\sin\theta_1} + 10t_0 \right) \quad (2)$$

Wardenier는 식 (2)의 χ 를 ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) recommendation^[14]의 기둥곡선 'a', 즉 Rondal-Maquoi^[15]식에 불완전계수(imperfection factor) $\alpha = 0.206$ 을 대입하여 얻은 곡선으로 결정하도록 제시하였으며, 그 식은 아래와 같다.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (3)$$

$$\text{이때, } \phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \text{ and } \alpha = 0.206$$

식 (3)에서 확인할 수 있듯 χ 는 불완전계수 α 와 무차원세장비(non-dimensional slenderness ratio) $\bar{\lambda}$ 에 대한 식이다. $\bar{\lambda}$ 는 식 (4)와 같이 정의된다.

$$\bar{\lambda} = 3.46 \left(\frac{h_0}{t_0} - 2 \right) \sqrt{\frac{1}{\sin\theta_1}} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_{y0}}{E}} \quad (4)$$

여기서 h_0 는 주관 단면의 높이, E 는 재료의 탄성계수이다.

식 (2)의 좌변에 곱해진 0.8은 Wardenier의 연구^[13]에서 제안된 $1/(\gamma_m \gamma_c)$ 를 강도식에 직접 반영한 값이다. 여기서 γ_m 과 γ_c 는 부분안전계수(partial safety factor)로, γ_m 은 재료의 특성을 고려하며 γ_c 는 해당 구조의 특성과 거동 및 한계상태의 위험성을 고려한다. Wardenier는 강구조에 대한 γ_m 값을 1로 제안하였으며, $\beta = 1$ 인 각형강관 X형 접합부의 낮은 변형능력을 감안해 γ_c 값을 1.25로 제안하였다.

2.1.2 EC3와 CIDECT의 주관측벽좌굴 강도식

식 (5)는 EC3와 CIDECT의 주관측벽좌굴 강도식이며, Wardenier의 기둥좌굴모델에서 유도한 식 (2)에 기반을 둔다.

$$N_1 = 0.8 \chi f_{y0} t_0 \left(\frac{2h_1}{\sin\theta_1} + 10t_0 \right) Q_f \quad (5)$$

이때, Q 는 주관의 응력상태에 따른 강도감소계수이다.

IIW 1989^[16]와 CIDECT Design Guide No.3 1st Edition^[17]에서는 식 (2)의 좌변에 곱해진 $\sin\theta_1$ 을 상쇄하였다. χ 에 적용되는 불완전계수 α 는 강관에 사용된 강재의 종류와 조관방식(열간압연 또는 냉간성형)에 따라 결정하도록 제한한다(EN1993-1-1^[18]). 이 연구는 주관에 응력을 가하지 않은 접합부를 다루기 때문에 우변에도 입된 Q 에 대한 자세한 서술은 생략하였다.

2.2 AISC2010의 $\beta = 1$ 각형강관 X형 접합부 강도산정식

AISC2010은 $\beta = 1$ 각형강관 X형 접합부의 강도를 식 (6)과 식 (7) 중 작은 값으로 결정한다.

$$N_1 \sin \theta_1 = \frac{48t_0^3}{h_0 - 3t_0} \sqrt{E f_{y0}} Q_f \quad (6)$$

$$N_1 \sin \theta_1 = f_{y0} t_0 \left(\frac{2h_1}{\sin \theta_1} + 10k \right) \quad (7)$$

여기서 k 는 절곡된 주관 단면의 외측 반경이며 $1.5t_0$ 보다 작지 않은 값을 사용한다.

식 (6)은 Chen and Oppenheim^[19]의 연구에서 제안된 식이다. 이는 Timoshenko and Gere^[20]의 판 좌굴 이론식(식 8)에서 도출된 H형강의 웨브크리플링(web crippling) 강도식을 각형강관에 적용한 형태이다.

$$N_{cr} = \frac{4\pi}{b} \frac{E t_w^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (8)$$

여기서 N_{cr} 은 좌굴강도, b 는 판의 높이, t_w 는 웨브의 두께, ν 는 포아송 비이다.

AISC의 주관측벽 항복강도식인 식 (7)은 식 (1)에서 비롯되었다. 이는 식 (1)에서 주관측벽의 유효폭 값에 기여하는 항인 $10t_0$ 대신 $10k$ 를 적용한 식이다.

2.3 $\beta = 1$ 인 각형강관 X형 접합부 강도에 대한 선행연구

많은 선행연구에서 $\beta = 1$ 인 각형강관 X형 접합부에 대한 Wardenier의 강도식과 이를 개선한 식들이 실제 강도를 지나치게 과소평가한다고 지적하였다. Packer^[21,22]는 $\beta = 1$ 인 각형강관 X형 접합부 실험체 14개에 대해 압축실험을 수행하였다. 실험결과, Wardenier 식의 강도 예측값 대비 실험강도 값들은 평균이 1.9에 달하였으며, COV는 61%로 나타났다. 이는 Wardenier의 강도식이 굉장히 보수적이고 부정확하다는 사실을 시사한다.

이와 유사한 결과를 Becque and Wilkinson^[10]의 연구에서도 확인할 수 있었다. 그들은 총 11개의 X형 접합부에 대한 실험을 수행하였다. 그중 4개의 실험체(X2, X3, X10, X11)가 $\beta = 1$ 인 접합부였으며, 실험체 X2와 X11은 단면 세장비가 50으로 CIDECT의 단면 세장비 적용한계인 40을 초과하였다. 실험결과, $\beta = 1$ 실험체 모두에서 주관측벽좌굴이 확인되었으며, CIDECT 공칭강도의 2배를 넘는 실험강도가 발현되었다.

이에 대한 후속연구로 Becque and Cheng^[23]은 주관과 지관의 폭이 서로 동일한 각형강관 접합부 실험체 5개에 압축을 가하는 실험을 수행하였다. 접합부의 실험강도는 일반적으로 3% 면외변형

기준(Lu et al. 1994^[24])을 통해 결정되지만, 이 연구에서는 그보다 강도가 낮게 평가되는 좌굴시점 강도를 사용하였다. 그런데도 EC3 주관측벽좌굴 강도는 좌굴시점 강도의 34~66% 수준에 그치는 보수적인 값을 나타냈다. 한편 Becque와 Cheng은 그들이 수행했던 실험과 Becque & Wilkinson^[10]의 실험, 그리고 수치해석 결과를 토대로 새 설계식을 제안하였다.

2.4 Becque와 Cheng의 주관측벽좌굴 강도식

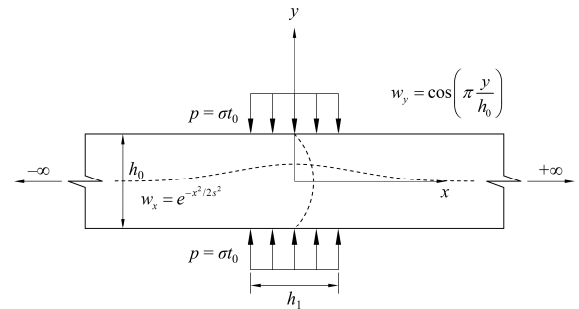


Fig. 4. Becque and Cheng's plate buckling model

Becque와 Cheng은 Fig. 4와 같이 길이방향으로 무한히 긴 판 좌굴 모델을 제시하였다. 이 모델에서도 Wardenier의 모델과 마찬가지로 주관측벽의 상·하단이 단순지지 되어있다고 가정하였으며, 그 형상을 사인 반 파장 곡선(half-sine curve)으로 표현하였다. 또한 주관측벽의 길이방향으로 발생하는 국소적인 변형은 가우시안 함수로 묘사하였다. 판 전체의 좌굴 형상함수는 판 길이방향과 그에 수직하는 방향에 대한 형상함수들을 곱하여 식 (9)와 같이 구성하였다.

$$w = \Delta \cos\left(\pi \frac{y}{h_0}\right) e^{-x^2/(2s^2)} \quad (9)$$

이때, w 는 판의 면외방향 변위이며 Δ 는 진폭, s 는 가우시안 함수의 표준편차이다. 표준편차는 주관 중앙에 집중된 주관측벽 면외방향 변위가 주관 길이방향을 따라 분산된 정도를 나타낸다. 따라서 s 값이 클수록 주관측벽 면외방향 변위는 길이방향으로 넓은 범위에 걸쳐 분포한다.

형상함수 w 에 최소 포텐셜 에너지의 원리(the principle of stationary total potential energy)를 적용하여 판 모델의 탄성좌굴 강도 N_{cr} 을 구하면 다음과 같다.

$$N_{cr} = \sigma_{cr} A = 2.692 \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \frac{t_0^3}{h_0} \quad (10)$$

식 (10)과 Becque & Cheng의 주관측벽 항복강도 $N_y = 2.4f_{y0}h_1t_0$ 를 통해 무차원세장비 λ 를 도출할 수 있다. 강재의 탄성계수 $E = 205,000$ MPa, 포아송 비 $\nu = 0.3$ 을 무차원세장비의 정의인

$\lambda = \sqrt{N_y/N_{cr}}$ 에 대입하면 식 (11)과 같다.

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr}}} = \frac{\sqrt{f_{y0}h_0h_1}}{500t_0} \quad (11)$$

Becque와 Cheng은 주관측벽의 비탄성좌굴강도 N_1 을 주관측벽 항복 강도 N_y 에 좌굴강도감소계수 χ 를 곱한 식으로 제안하였다.

$$N_1 = \chi N_y = \chi(2.4f_{y0}h_1t_0) \quad (12)$$

여기서 χ 는 무차원세장비인 λ (식 11)와 Becque와 Cheng이 제안한 불완전계수 0.08을 Rondal-Maquoi 식에 대입하여 산출한다.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad (13)$$

$$\text{이때, } \phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \text{ and } \alpha = 0.08$$

2.5 기존 강도식에 대한 비교 및 평가

선행 실험연구^[10,12,21,23]에서 확보한 데이터를 통해 Becque & Cheng의 식과 EC3 주관측벽좌굴 강도식의 정확도를 평가하였다. 이때 사용된 EC3 강도식에는 부분안전계수 등의 감소계수가 반영되지 않았다. Fig. 5.는 좌굴강도감소계수 χ 와 무차원세장비 λ 의 관계를 나타낸다. 선행연구 실험결과는 좌표가 (λ, χ_{exp}) 인 점으로 그래프 상에 표현된다. 이때, λ 는 각형강관 접합부의 기하학적 형상에 따라 결정되는 무차원세장비이며, χ_{exp} 는 실험강도를 각 강도식에서 가정된 주관측벽 항복강도 N_y 로 나누어 얻은 실험적 좌굴강도 감소계수이다. 강도식을 통해 산정되는 이론적 χ 값은 해당 강도식이 제시하는 χ - λ 곡선(Fig. 5.의 실선)에 실험체의 λ 값을 대입하여 얻은 함수값(좌표)이다. 따라서, 강도식이 실험강도를 과대평가하면 데이터는 χ - λ 곡선 아래쪽에 나타나며, 강도식이 실험강도를 보수적으로 예측하면 데이터는 χ - λ 곡선 위쪽에 표시된다.

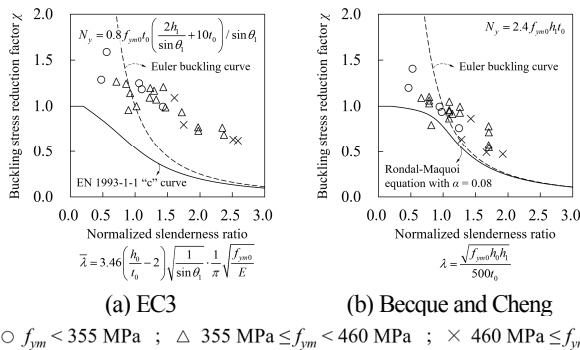


Fig. 5. Comparison of current strength equations with experimental results (χ - λ relationship)

Fig. 5.의 데이터들은 해당 실험체에 적용된 강재의 항복강도 측

정값에 따라 355 MPa미만인 경우와 355 MPa 초과 460 MPa 미만인 경우, 그리고 460 MPa 이상인 경우로 구분하여 서로 다른 표식으로 나타내었다.

EC3의 경우 단 하나의 실험체 강도도 과대평가하지 않는다. 그러나 세장비가 상대적으로 크게 산정된 실험체의 강도를 지나치게 보수적으로 평가한다. 한편 Becque와 Cheng의 강도식은 EC3보다 향상된 정확도로 실험강도를 예측하였다. 그러나 이 식을 통해 예측된 강도들은 평균적으로 실험강도의 72% 수준에 그치는 값이다.

이와 같이 Becque와 Cheng은 물리적인 의미가 분명하고 좀 더 정확히 강도를 예측할 수 있는 식을 제안하였다. 그러나 이를 통해 예측된 강도를 설계에 반영하기엔 여전히 보수적이므로 실제 강도를 경제적으로 활용하기는 어렵다.

3. $\beta = 1$ 각형강관 X형 접합부에 대한 실험적·수치적 연구

지금까지 서술된 내용과 같이 주관측벽 좌굴강도를 평가하는 현행 강도식들은 굉장히 보수적이며 부정확하기에, 이 연구에서는 좀 더 정확하게 강도를 예측할 수 있는 새로운 식을 제안하고자 한다. 이와 같은 식을 도출하기 위해서는 각형강관 접합부의 좌굴 형상을 정확히 모사하는 형상함수가 필요하다. 이어지는 본문은 이러한 형상함수를 도출하기 위해 수행된 실험적·수치적 연구에 대해 서술한다.

3.1 Kim et al.^[12]의 실험연구

저자들이 수행하였던 실험의 주요 변수는 항복강도가 서로 다른 강종과 지관-주관 폭 비율인 β 이다. 이에 따라 2개의 강종(SM490과 HSA800, KBC 개정 후 SM355와 HSA650로 변경됨)과 3개의 β 값(0.625, 0.85, 1)에 대해 6개 실험체를 계획하였다. 이 연구에서는 $\beta = 1$ 로 설계된 두 실험체(Table 2 참조)에 대한 내용만을 소개하겠다.

3.1.1 실험체 제작 및 실험 셋업

실험체의 지관과 주관은 π 형강(내부절곡 반경 30 mm) 2개를 용접하여 만든 단면으로 제작하였다. 이후 두 개의 지관을 주관 상부면과 하부면에 각각 수직으로 용접하였다(Fig. 6. 참조). 이렇게 제작된 실험체는 Fig. 7.과 같이 세팅되었다. 주관 상하부면의 면의 방향 변형은 6개의 LVDT(linear variable differential transformer)를 Fig.7.(c)와 같이 부착하여 측정하였다.

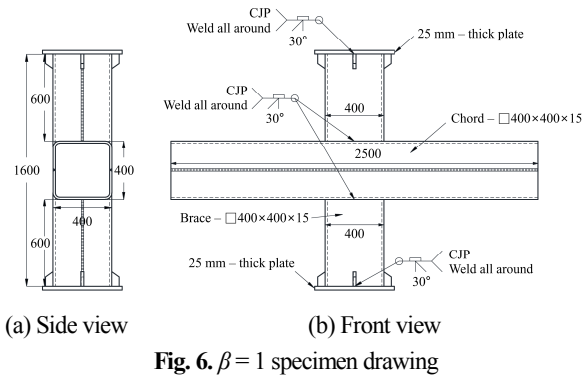


Fig. 6. $\beta = 1$ specimen drawing

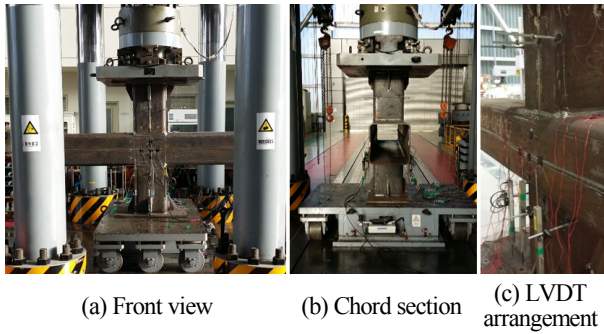


Fig. 7. Test setup of RHS X-joints under axial compression

세팅된 실험체의 지관을 최대용량 10,000 kN의 UTM (Universal Testing Machine)으로 압축하는 정적가력실험을 수행하였다. 모든 실험체가 수평방향으로 안정되었다고 판단하여 횡방향 지지 없이 가력하였으며, 실험결과에서도 횡좌굴과 같은 불안정(instable) 거동은 발생되지 않았다.

3.1.2 $\beta = 1$ 각형강관 X형 접합부 실험결과

접합부의 압축실험 결과, $\beta = 1$ 인 두 실험체는 서로 다른 β 값을 갖는 6개 실험체 중 가장 강성이 크고 취성적인 거동을 보였다. 이

Table 2. Summary of material and geometric properties of $\beta = 1$ test specimens

Test specimen ^a	Nominal yield stress ^b	Joint geometry		Section geometry						Geometric parameter		Expected failure mode
	f_{ym} , MPa	Chord length, mm	θ_1 , in degrees	b_0 , mm	t_0 , mm	r_0 , mm	b_1 , mm	t_1 , mm	r_1 , mm	β (b_1/b_0)	2γ (b_0/t_0)	
X90-325-1.000-26.7	325	2500	90	400	15	30	400	15	30	1.000	26.7	C.S.B. ^c
X90-650-1.000-26.7	650											C.S.B. ^c

- For the identification of specimens, the first character "X" represents RHS X-joint, and is followed by the brace to chord angle θ , the nominal yield strength of steel f_{ym} , the width ratio between brace and chord β , and the chord width to thickness ratio 2γ .
- Nominal yield stress f_{ym} of SM490 and HSA800, currently renamed as SM355 ($f_{ym} = 355$ MPa) and HSA650 ($f_{ym} = 650$ MPa), respectively.
- C.S.B.: chord sidewall buckling

실험체들은 $0.47\%b_0$ 의 면외변형이 일어난 시점에서 최대하중에 도달하였으며, 극한변형한계 $3\%b_0$ 에 도달하기 전에 내력의 약 20%를 손실하였다. 실험을 통해 확인된 두 실험체의 하중-변형 관계는 Fig. 8.과 같다.

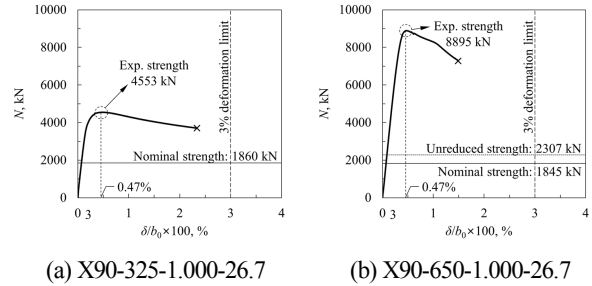


Fig. 8. Load-deflection curves of experimental test and numerical analysis results

Table 3. Summary of test results of $\beta = 1$ RHS X-joints

Specimen identification	Grade of steel	f_{ym} , MPa	N_{EC3} , kN	N_{exp} , kN	N_{exp}/N_{EC3} , %
X90-325-1.000-26.7	SM490 (current SM355)	338	1860	4553	245
X90-650-1.000-26.7	HSA800 (current HSA650)	715	1845	8895	482

*Note: f_{ym} is the measured yield stress of the steel; N_{EC3} is the chord sidewall buckling strength of EC3; and N_{exp} is the experimental strength of the specimen.

Table 3에서 나타난 것과 같이, 두 실험체의 EC3 주관측벽좌굴 강도 대비 실험강도는 각각 SM490 실험체에 대해 245%, HSA800 실험체에 대해 482%이다. 이는 선행연구를 통해 확인된 바와동일하게 EC3 주관측벽좌굴 강도식이 $\beta = 1$ 접합부의 실험강도를 보수적

이고 부정확하게 평가하고 있다는 사실을 보여준다.

3.2 강관 접합부 압축실험에 대한 수치적 연구

3.2.1 압축실험 결과를 모사하는 수치모델 수립 및 수치 해석 결과

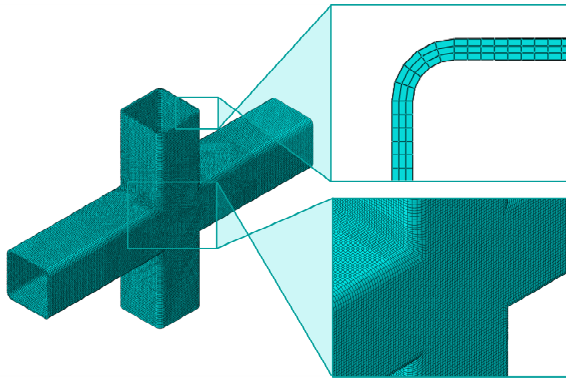


Fig. 9. Finite element analysis model of $\beta = 1$ RHS X-joints and mesh details

실험결과를 모사하는 유한요소해석 모델을 수립하고자 ABAQUS 6.14(Simulia 2014^[25]) 프로그램을 사용하였다. 실험체 형상을 본뜬 수치해석 모델에 대해서 Riks 알고리즘을 사용하고, 변위제어(displacement control) 해석을 수행하였다.

지관 최상단과 최하단에는 단면 전체의 모든 방향 변위 및 회전을 구속하는 고정단(fixed) 조건이 부여되었다. 해석에는 한 요소당 20개 노드를 부여하고 이에 대해 감소적분(reduced integration)을 수행하는 솔리드 요소(solid element)인 C3D20R 요소가 사용되었다. Fig. 9.에서 확인할 수 있듯, 수치해석의 정확도를 높이기 위하여 응력이 집중되는 곳에 주변부보다 세밀한 메쉬를 형성하였으며, 특히 강관단면의 두께방향으로 3개 이상의 메쉬를 할당하였다.

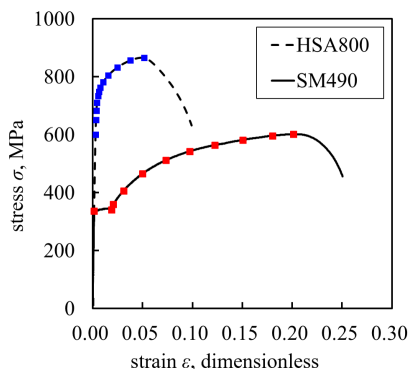


Fig. 10. True stress-true strain relationships and data points used in FEA

강재의 실제적인 소성거동을 반영하기 위해서 수치해석 시 재료의 물성은 인장시험을 통해 얻은 응력-변형률 관계(Fig. 10.) 곡선 위 점들을 사용하였다.

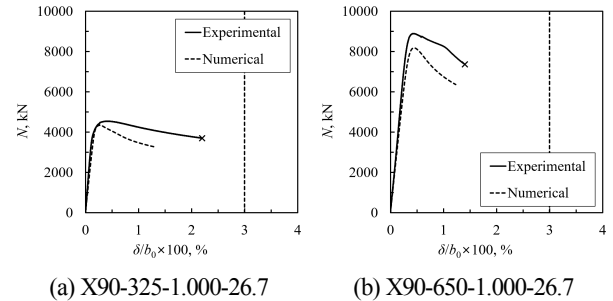


Fig. 11. Load-deflection curves of experimental test and numerical analysis result of $\beta = 1$ specimens

수치해석 결과, 실험을 통해 확인된 접합부의 거동과 유사한 하중-변위 관계를 얻을 수 있었다(Fig. 11.). 수치해석 모델에는 용접부가 모사되지 않아 하중 전달 시에 실제보다 좁은 면적으로 힘이 집중되었다. 이로 인해 최대하중 값이 실험강도보다 낮게 나타났지만, 그 오차는 실험강도의 4.7, 8.0%에 불과했다. 실제 실험과 수치해석을 통해 얻은 접합부 거동을 비교한 결과는 Table 4와 같다.

Table 4. Result comparison between experimental test and numerical analysis results

Specimen identification	Experimental		Numerical		Peak load error, %
	$\delta/b_0 \times 100, \%$	N_{peak}, kN	$\delta/b_0 \times 100, \%$	N_{peak}, kN	
X90-325-1.000-26.7	0.47	4553	0.28	4341	4.7
X90-650-1.000-26.7	0.47	8895	0.45	8188	8.0

*Note: N_{peak} is the maximum load obtained from the $P-\Delta$ curve.

3.2.2 수립된 모델에 대한 고유치해석 결과

수치해석 결과와 실험결과를 비교하였을 때 수용가능한 수준의 작은 오차가 나타났으므로 수립된 수치모델은 접합부의 실제 거동을 충분히 정확하게 모사한다고 볼 수 있다. 따라서 이 유한요소 모델에 대한 고유치해석을 통해 실제와 유사한 접합부 좌굴형상을 얻을 수 있을 것으로 판단하였다.

$b_0 = b_1$ 로 고정되어 있을 때 지관의 형상비 h_1/b_1 는 주관측벽과 동일평면 상에 있지 않는 두 지관면 사이의 거리를 결정한다. 이 거리에 따라 주관측벽이 구속되는 정도를 확인하고자 하여, 실제 실험체 형상과 동일한 모사한 수치모델뿐 아니라 지관의 형상비

h_1/b_1 이 각각 0.5, 2.0인 두 모델에 대해서도 고유치해석을 수행하였다.

Fig. 12.(a)에서 확인할 수 있듯이 수치해석 결과 얻은 좌굴형상은 주관측벽의 면외방향으로 볼록하게 솟은 형태이다. 이는 실험을 통해 확인된 파괴모드와 동일하였다. 고유치해석 결과 얻은 좌굴형상과 곡률은 실선으로, 단순지지 된 경우의 형상함수(w_{y1})와 그 곡률(w_{y1}'')은 1점 쇄선으로, 그리고 고정단 조건 적용 시 형상함수(w_{y2})와 그 곡률(w_{y2}'')은 파선으로 Fig. 12.(b)와 Fig. 12.(c)에 각각 표현하였다. 이들을 비교한 결과, 고유치해석을 통해 얻은 좌굴형상과 그 곡률은 단순지지 된 상태보다는 고정단 조건에 가까웠

으며, 상대적으로 작은 h_1/b_1 값을 갖는 접합부일수록 주관측벽을 강하게 구속하였다.

4. 새로운 주관측벽좌굴 강도식 제안

4.1 이론적 모델 수립

Fig. 13.은 이 연구에서 제안하는 판 좌굴 이론모델이다. 이 모델은 주관측벽을 주관 상하부면과 지관에 의해 고정지지 된다고 가정하며, 수치모델의 고유치해석 결과가 이를 뒷받침한다. 이에 따라 주관 높이방향 형상함수 w_y 는 주관의 높이에 대한 1주기 코사인

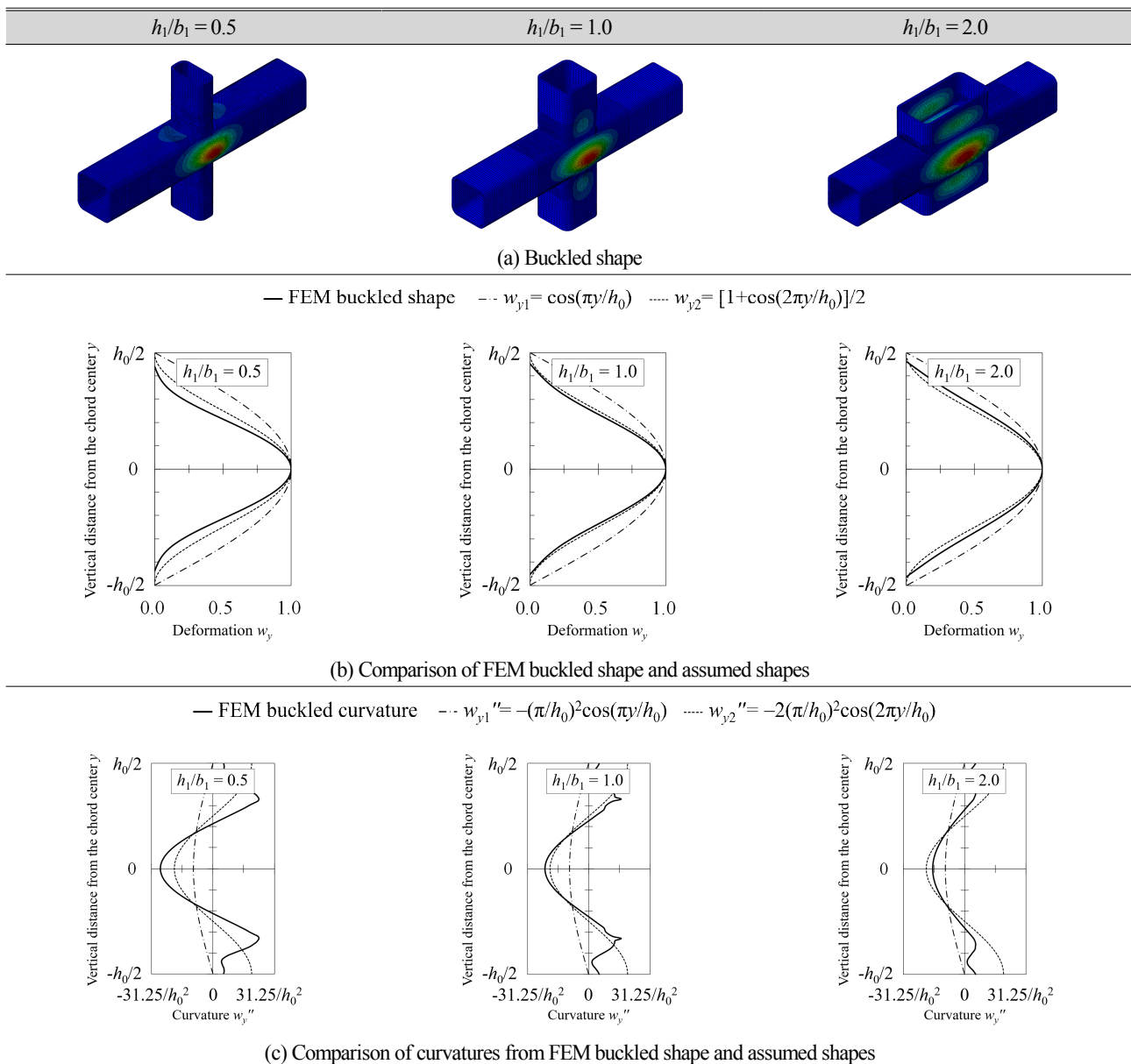


Fig. 12. Comparison of buckled shapes along the chord sidewall centerline

(full-cosine) 함수의 선형변환으로 표현할 수 있다.

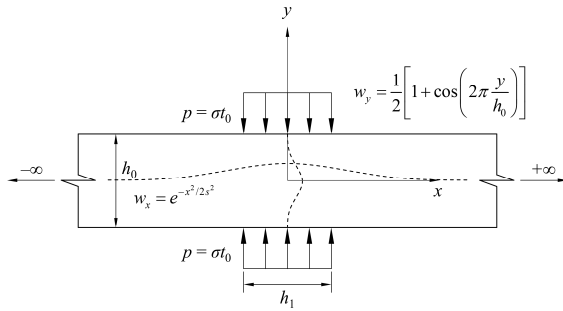


Fig. 13. Newly proposed plate buckling model

길이 방향 형상함수 w_x 는 Becque와 Cheng의 연구에서 가졌던 것과 동일하게 가우시안 함수로 가정하였다. 두 방향의 형상함수가 서로 독립적이라는 전제 하에 판좌굴을 묘사하는 형상함수 w 를 w_x 와 w_y 의 곱으로 구성하였으며, 이는 식 (14)와 같다.

$$w(x, y) = \Delta w_x w_y = \Delta e^{-x^2/2s^2} \cdot \frac{1}{2} \left[1 + \cos\left(2\pi \frac{y}{h_0}\right) \right] \quad (14)$$

4.2 에너지법을 통한 판 모델의 탄성좌굴강도 유도

제안된 모델의 좌굴강도식은 에너지법을 통해 유도되었다. 판이 변형하여 저장되는 탄성에너지 U 는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$U = \frac{D}{2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-h_0/2}^{h_0/2} \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dy dx \quad (15)$$

여기서 D 는 판의 휨 강성으로, 식 (16)과 같다.

$$D = \frac{Et_0^3}{12(1-\nu^2)} \quad (16)$$

또 다른 항인 포텐셜에너지 V 는 다음 식과 같이 주어진다.

$$V = -\frac{\sigma t_0}{2} \int_{-h_1/2}^{h_1/2} \int_{-h_0/2}^{h_0/2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dy dx \quad (17)$$

최소 포텐셜 에너지의 원리에 따르면 에너지의 총합인 ($U+V$)는 s 와 Δ 에 대해 각각 편미분한 결과가 모두 0이 되어야 한다. 즉, 식 (18)이 성립되어야 한다.

$$\frac{\partial(U+V)}{\partial \Delta} = 0 \text{ and } \frac{\partial(U+V)}{\partial s} = 0 \quad (18)$$

형상함수를 표현한 식 (14)를 식 (18)에 대입하여 σ_{cr} 에 대해 풀면 식 (19)와 식 (20)을 얻을 수 있다.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 D}{t_0 h_0^2} \frac{\frac{9}{16\pi^4} \left(\frac{h_0}{s} \right)^4 + \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{h_0}{s} \right)^2 + 4}{\text{erf}\left(\frac{h_1}{2s}\right)} = \frac{\pi^2 D}{t_0 h_0^2} k \quad (19)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 D}{t_0 h_0^2} \frac{\frac{27}{16\pi^4} \left(\frac{h_0}{s} \right)^4 + \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{h_0}{s} \right)^2 - 4}{\frac{h_1}{s\sqrt{\pi}} e^{-h_1^2/4s^2} - \text{erf}\left(\frac{h_1}{2s}\right)} = \frac{\pi^2 D}{t_0 h_0^2} k \quad (20)$$

식 (19)와 식 (20)에 나타난 k 는 판좌굴계수이다. 여기서 α 를 지판과 주판의 높이 비인 h_1/h_0 로 정의하면 h_1 은 αh_0 이다. 이를 통해 식 (19)와 식 (20)을 h_0 와 α , 그리고 σ_{cr} 에 대한 식의 유일한 미지수인 s 로 표현하면 다음 두 식을 도출할 수 있다.

$$k = \frac{\frac{9}{16\pi^4} \left(\frac{h_0}{s} \right)^4 + \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{h_0}{s} \right)^2 + 4}{\text{erf}\left(\frac{\alpha h_0}{2s}\right)} \quad (21)$$

$$k = \frac{\frac{27}{16\pi^4} \left(\frac{h_0}{s} \right)^4 + \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{h_0}{s} \right)^2 - 4}{\frac{\alpha h_0}{s\sqrt{\pi}} e^{-\alpha^2 h_0^2/4s^2} - \text{erf}\left(\frac{\alpha h_0}{2s}\right)} \quad (22)$$

접합부 형태에 따라 결정되는 변수 α 의 값은 현행 EC3의 기하학적 한계(Table 1)에 따라 0.25이상 4이하 범위로 한정된다. 식 (21)과 식 (22)를 통해 이 범위 안의 α 에 대한 s/h_0 의 해를 수치적으로 구할 수 있으며, 이때 s/h_0 는 α 에 대해 Fig. 14.와 같이 선형에 가까운 관계를 보인다.

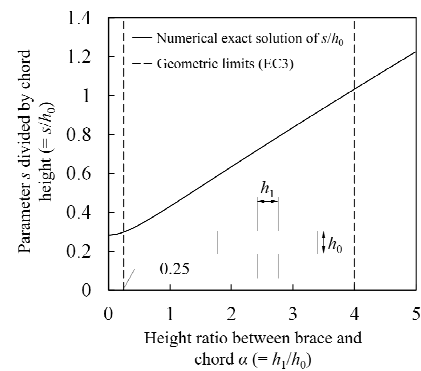


Fig. 14. Variation of s/h_0 depending on $\alpha (= h_1/h_0)$

α 값에 대응되는 s/h_0 의 값을 통해서 α 와 판좌굴계수 k 의 관계를 얻을 수 있으며, 이는 Fig. 15와 같다.

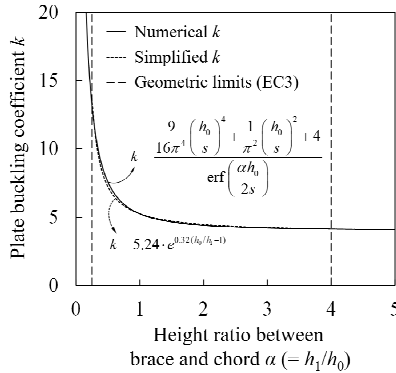


Fig. 15. Variation of k depending on $\alpha (= h_1/h_0)$

Fig. 15에 실선으로 표현되는 ‘Numerical k ’는 수치적으로 구한 s/h_0 의 해를 식 (21)에 대입하여 얻은 곡선이다. 얇은 점선으로 나타난 ‘Simplified k ’는 수치적으로 얻은 s/h_0 를 h_1/h_0 에 대한 함수로 근사한 식이며, 이는 식 (23)과 같다.

$$k = 5.24e^{0.32(h_0/h_1 - 1)} \quad (23)$$

이렇게 얻은 k 에 대한 식을 식 (19) 또는 식 (20)에 대입하면 판좌굴 모델의 탄성좌굴 응력식을 도출할 수 있다.

$$\sigma_{cr} = 5.24e^{0.32(h_0/h_1 - 1)} \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \frac{t_0^2}{h_0^2} \quad (24)$$

탄성좌굴 응력식에 두 주관측벽의 단면적을 곱하면 주관측벽의 탄성좌굴 강도 N_{cr} 을 얻을 수 있으며, 이는 식 (25)와 같다.

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \sigma_{cr} A = \sigma_{cr} (2h_1 t_0) \\ &= 10.48e^{0.32(h_0/h_1 - 1)} \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \frac{h_1 t_0^3}{h_0^2} \end{aligned} \quad (25)$$

무차원세장비 λ 의 정의인 $\lambda = \sqrt{N_y/N_{cr}}$ 를 통해 비탄성좌굴 강도식에 적용될 새로운 세장비를 유도하면 식 (26)과 같다. 여기서 N_y 는 $2.4f_{y0}h_1t_0$ 로, Becque와 Cheng의 연구에서 제시된 주관측벽의 항복강도다.

$$\begin{aligned} \lambda &= \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr}}} \\ &= 1.658e^{-0.16(h_0/h_1 - 1)} \frac{h_0}{t_0} \frac{\sqrt{1 - \nu^2}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{y0}}{E}} \end{aligned} \quad (26)$$

강재의 탄성계수 $E=205,000$ MPa과 포아송비 $\nu=0.3$ 을 대입하여 계산하면 λ 는 식 (27)과 같다.

$$\lambda = \frac{\sqrt{f_{y0}}}{900} \frac{h_0}{t_0} \cdot e^{-0.16(h_0/h_1 - 1)} \quad (27)$$

최종적으로, 주관측벽항복 강도 N_y 에 좌굴강도감소계수 χ 를 곱하여 비탄성좌굴 강도식을 새롭게 유도하였다.

$$N_1 = \chi N_y = \chi (2.4f_{y0}h_1t_0) \quad (28)$$

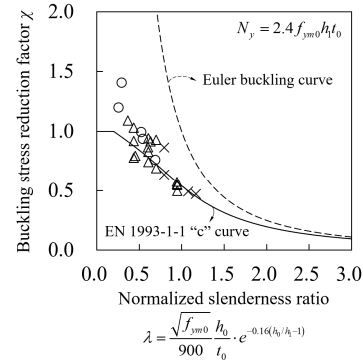
여기서 좌굴강도감소 계수인 χ 는 식 (29)를 통해 산출된다.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad (29)$$

$$\text{이때, } \phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] \text{ and } \alpha = 0.49$$

불완전계수 0.49는 EC3의 기동좌굴곡선 ‘c’에 적용되는 값이다. 기동좌굴곡선 ‘c’는 냉간성형된 단면으로 제작한 각형강관 접합부의 주관측벽좌굴 강도를 EC3에 따라 산정할 때 사용되는 곡선으로, 새로 제안하는 강도식에도 이를 적용하여 동일 수준의 불완전성을 고려하였다.

4.3 새로운 좌굴강도식의 정확도 평가



○ $f_{ym} < 355$ MPa ; △ $355 \text{ MPa} \leq f_{ym} < 460$ MPa ; × $460 \text{ MPa} \leq f_{ym}$

Fig. 16. Evaluation of new design formula with experimental results (χ - λ relationship)

새롭게 유도한 강도식의 정확도를 선행 실험연구 데이터로 평가하였다. 이는 Fig. 5와 마찬가지로 좌굴강도감소계수 χ 와 새롭게 제시한 무차원세장비 λ 의 관계를 통해 확인할 수 있다. Fig. 16에 나타난 선행연구의 데이터는 항복강도에 따라 구별되는 표식을 사용하여 좌표평면 상 (λ, χ_{exp}) 위치에 나타냈다. 새로운 식으로 예측한 강도는 실험강도를 평균적으로 8.7% 초과하였으며, COV는 15.7%로 다른 어떤 주관측벽 좌굴강도식보다 실제강도에 근접하는 값을 일관성 있게 예측하였다.

참고문헌(References)

- [1] European Committee for Standardization (2005) *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.8: Design of Joints (EN1993-1-8)*, Belgium.
- [2] Packer, J.A., Wardenier, J., Zhao, X.L., van Der Vegte, G.J., and Kurobane, Y. (2009) *Design Guide for Rectangular Hollow Section (RHS) Joints Under Predominantly Loading (CIDECT Design Guide No. 3, 2nd ed.)*, Committee for International Development and Education on Construction of Tubular structures, Netherlands.
- [3] 대한건축학회(2016) 건축구조기준 및 해설, 기문당. Architectural Institute of Korea (2016) *Korean Building Code and Commentary*, Kimoonang, Korea (in Korean).
- [4] American Institute of Steel Construction (2010) *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*, USA.
- [5] Kurobane, Y. (1981) New Developments and Practices in Tubular Joint Design, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kumamoto University*, Kumamoto University, Vol.26, No.1, pp.1-57.
- [6] Noordhoek, C., Verheul, A., Foeken, R.J., Bolt, H.M., and Wicks, P.J. (1996) *Static Strength of High Strength Steel Tubular Joints (ECSC Agreement Number 7210-MC. 602)*, European Coal and Steel Community, Luxembourg.
- [7] Mang, F. (1978) *Untersuchungen an Verbindungen von geschlossenen und offenen Profilen aus hochfesten Stählen, Abschlussbericht*, AIF-Nr. 3347, Karlsruhe University, Germany (in German).
- [8] Liu, D.K., and Wardenier, J. (2004) *Effect of the Yield Strength on the Static Strength of Uniplanar K-joints in RHS*, IIV Doc. XVE-04-293, Delft University, Netherlands.
- [9] Puthli, R., Bucak, O., Herion, S., Fleischer, O., Fischl, A., and Josat, O. (2010) *Adaptation and Extension of the Valid Design Formulae for Joints Made of High-Strengths Steels up to S690 for Cold-Formed and Hot-Rolled Sections*, CIDECT Report 5BT-7/10, Committee for International Development and Education on Construction of Tubular structures, Germany.
- [10] Becque, J., and Wilkinson, T. (2012) Experimental Investigation of the Static Capacity of Grade C450 RHS T and X Truss Joints, *Proceedings of the 14th International Symposium on Tubular Structures*, CRC Press, UK, pp. 177-184.
- [11] 이철호, 김선후, 정동현, 김대경, 김진원(2017) 지관 압축을

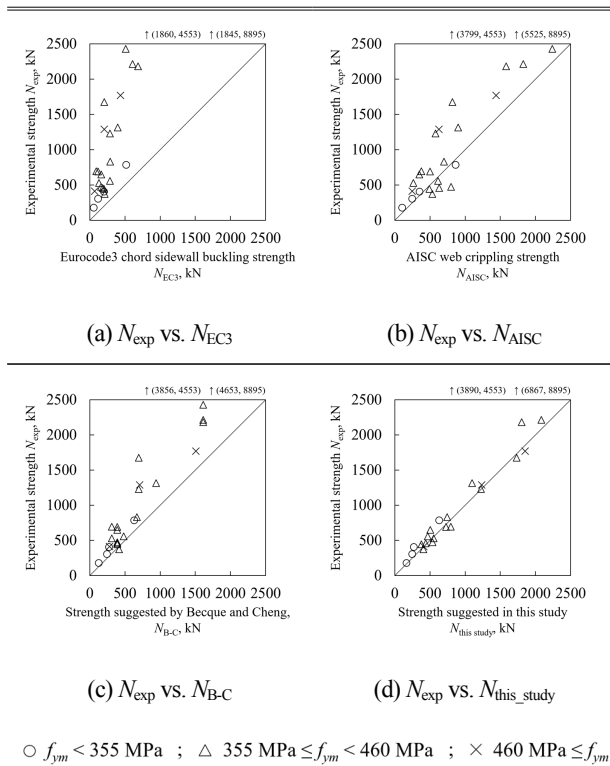


Fig. 17. Comparison of accuracy of predictions

Fig. 17.은 EC3와 AISC, Becque-Cheng, 그리고 이 연구에서 제안하는 강도식의 정확도를 비교하여 보여준다. $y=x$ 선을 기준으로 상단에 표시된 데이터들은 실험강도가 강도식에 의해 과소평가되는 경우에 해당한다. 반대로 실제 강도보다 과대평가되는 데이터들은 $y=x$ 선 하단에 위치한다. 강도식이 실험강도를 정확하게 예측할수록 강도 데이터들이 $y=x$ 선에 근접하게 나타난다. 새롭게 제안한 식은 현재 활용가능한 식 중에서 가장 정확하고 일관성 있게 강도를 예측한다. 몇몇 실험체들의 실험강도는 예측강도보다 작지만 그 차이는 근소하다.

5. 요약 및 결론

이전 연구자들의 실험연구를 통해 확인된 것과 같이, $\beta=1$ 각형 강관 X형 접합부의 강도는 현재까지 제시된 주관측벽좌굴 강도식에 의해 지나치게 보수적으로 평가된다. 따라서 이 연구에서는 수치해석 결과에 근거하여 Becque-Cheng의 판 좌굴 모델을 보완한 이론 모델을 수립하였으며, 수립된 모델에 에너지법을 적용해 좀 더 정확한 강도식을 유도하였다. 새로운 강도식은 지금까지 제시된 강도식들을 통해 얻은 강도보다 일관되고 실험강도에 근접한 예측강도를 산출하였다.

- 받는 고강도강 X형 원형강관접합부의 구조적 성능에 대한 실험적 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제29권, 제4호, pp.291-301.
- Lee, C.H., Kim, S.H., Chung, D.H., Kim, D.K., and Kim, J.W. (2017) Experimental Study of High-Strength Steel CHS X-Joints Under Axial Compression, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.29, No.4, pp. 291-301 (in Korean).
- [12] 김정현, 이철호, 한규홍, 김선후(2019) 지관 압축을 받는 고 강도강 X형 각형강관접합부의 구조적 성능에 대한 실험적 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제31권, 제2 호, pp.75-84.
- Kim, J.H., Lee, C.H., Han, K.H., and Kim, S.H. (2019) Experimental Study of High-Strength Steel RHS X-Joints Under Axial Compression, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.31, No.2, pp.75-84 (in Korean).
- [13] Wardenier, J. (1982) *Hollow Section Joints*, Delft University Press, Netherlands.
- [14] European Convention for Constructional Steelwork (1981) *European Recommendations for Steel Construction*, Construction Press, UK.
- [15] Maquoi, R., and Rondal, J. (1978) Mise en Equation des Nouvelles Courbes Européennes de Flambement, *Construction Métallique*, Vol.1, pp.17-30 (in French).
- [16] International Institute of Welding (1989) *Sub-commission XV-E: Design Recommendations for Hollow Section Joints - Predominantly Statically Loaded* (2nd. ed.), IIW Doc. XV-701-89, Presented at International Institute of Welding Annual Assembly, IIW, Finland.
- [17] Packer, J.A., Wardenier, J., Kurobane, Y., Dutta, D., and Yeomans, N. (1992) *Design Guide for Rectangular Hollow Section (RHS) Joints Under Predominantly Static Loading (CIDECT Design Guide No.3, 1st ed.)*, Verlag TUV Rheinland, Germany.
- [18] European Committee for Standardization (2005) *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings (EN1993-1-1)*, CEN, Belgium.
- [19] Chen, W.F., and Oppenheim, I.J. (1970) *Web Buckling Strength of Beam-to-Column Connections*, Fritz Engineering Laboratory Report No. 330-10, Fritz Engineering Laboratory (Lehigh University), USA.
- [20] Timoshenko, S., and Gere, J.M. (1961) *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, USA.
- [21] Packer, J.A. (1984) Web Crippling of Rectangular Hollow Sections, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.110, No.10, pp.2357-2373.
- [22] Packer, J.A. (1987) Review of American RHS Web Crippling Provisions, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.113, No.12, pp. 2508-2513.
- [23] Becque, J., and Cheng, S. (2016) Sidewall Buckling of Equal-Width RHS Truss X-Joints, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 143, No.2, 04016179.
- [24] Lu, L.H., De Winkel, G.D., Yu, Y., and Wardenier, J. (1994) Deformation Limit for the Ultimate Strength of Hollow Section Joints, *Proceedings of the 6th International Symposium on Tubular Structures*, International Institute of Welding, Australia, pp.341-347.
- [25] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014) *Abaqus 6.14: Abaqus/CAE User's Guide*, DSS, USA.

요 약 : 지관과 주관의 폭이 동일한 각형강관 X형 접합부는 가장 빈번하게 사용되는 강관접합부 중 하나이다. 그러나 이 접합부의 압축강도는 국제적으로 널리 사용되는 구조기준에서 제시하는 강도식들에 의해 굉장히 보수적으로 평가된다. 이 연구에서는 Becque와 Cheng이 제시한 판 좌굴 이론 모델을 보완하여 좀 더 정확한 강도식을 제안하였다. 우선 접합부 실험결과를 통해 유효한 수치해석 모델을 수립하고, 이에 대해 고유치해석을 수행하여 적절한 형상함수를 얻었다. 이후 탄성좌굴강도와 무차원세장비를 에너지법에 근거하여 도출하였다. 결과적으로 새로운 강도식에 유도된 무차원 세장비와 EC3 기동곡선 'c'를 조합하면 현재 사용 가능한 어떤 강도식보다도 정확하고 일관되게 강도를 예측할 수 있다.

핵심용어 : 고강도강재, 각형강관, X형 접합부, 이론적 연구, 판 좌굴, 에너지법