



# 주관응력효과를 고려한 고강도강 X형 원형강관접합부의 수치해석 연구

김선후<sup>1</sup> · 이철호<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>박사과정, 서울대학교, 건축학과, <sup>2</sup>교수, 서울대학교, 건축학과

## Numerical Study of High-strength Steel CHS X-joints Including Effects of Chord Stresses

Kim, Seon Hu<sup>1</sup>, Lee, Cheol Ho<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>Graduate student, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 08826, Korea

<sup>2</sup>Professor, Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul, 08826, Korea

**Abstract** - Internationally representative steel design standards have forbidden or limited the application of high-strength steels to tubular joints, partly because of concerns about their unique material characteristics such as high yield ratio. Most of design standards stipulate that for steels whose yield strengths exceed 355 or 360 MPa, the strength equations cannot be utilized or strength reduction factor below 1.0 should be multiplied. However, the mechanical background behind these limitations is not clear. Experimental testing of high-strength steel CHS (circular hollow section) X-joints recently conducted by the authors also clearly indicated that the current limitations might be unduly conservative. As a continuing work, extensive, test-validated numerical analyses were made to investigate the behavior of high-strength steel CHS X-joint under axial compression. Three steel grades covering ordinary to very high strength steels were considered in the analysis. Again it was found that the high strength penalty to the joint strength in current standards is too severe and needs to be relaxed. The high-strength steel joints under the effects of chord stress generally showed higher strength than the ordinary steel joints and their strengths were conservatively predicted by current standards. It is also emphasized that current format of the CHS X-joint strength equation does not reflect observed behavior and needs to be recast.

**Keywords** - High strength steel, CHS (circular hollow section), X-joint, Numerical, Chord stress effect

### 1. 서론

강관부재는 많은 구조적 장점과 미적 우수성을 지니고 있어 다양한 구조물에서 그 수요가 증가하고 있다. 강관구조에 고강도강을 적용하면 단면 크기의 감소에 의하여 보다 더 좋은 성능을 기대할 수 있다. 그러나 국내 건축구조기준 KBC2016<sup>[1]</sup> 및 대표적 국제 구조설계기준 2008 CIDECT Guide<sup>[2]</sup>, AISC Specification<sup>[3]</sup>, Eurocode 3<sup>[4],[5]</sup>(이하 EC3) 등에서는 강관구조에 사용되는 강재의 항복강도와 항복비에 상한을 둔

으로써 고강도강의 적용을 금지하거나 제한하고 있다. 반면, 최근 Lee *et al.*<sup>[6]</sup>의 연구는 이러한 제한사항이 과도하게 보수적일 수 있음을 시사했다. Lee 등은 X형 원형강관접합부의 지관 압축 실험을 수행하였으며 고강도강 접합부의 경우에도 현행 기준식을 사용하는 데에 문제가 없음을 확인하였다. 고강도강 접합부에 적용되는 현행의 제한사항은 재검토가 필요해 보인다. 더불어, 고강도강 접합부가 주관에 응력이 작용하고 있을 때에도 양호한 성능을 유지할 수 있는지에 대해 명확하게 밝혀진 바가 없다. 기존의 주관응력효과(chord stress effect) 관련 식은 일반강 접합부의 거동을 중심으로 하여 제시된 것이다. 고강도강 접합부의 거동의 대한 깊은 이해를 위해서는 그 주관응력효과 또한 심도 있게 규명할 필요가 있다. 본 연구에서는 광범위한 유한요소 수치해석을 통하여 주관응력효과를 포함한 고강도강 접합부의 일반적인 거동에 대해 논의하고자 하였다. 먼저 고강도강 강관접합부 수치해석 및 주관응력효과에 관한 선행연구를 정리하였다.

Note.-Discussion open until October 31, 2018. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on February 10, 2018; revised March 29, 2018; approved on March 30, 2018.

Copyright © 2018 by Korean Society of Steel Construction  
\*Corresponding author.

Tel. +82-2-880-8735 Fax. +82-2-871-5518

E-mail. ceholee@snu.ac.kr

고강도강 원형강관접합부의 경우 실험 데이터베이스가 매우 제한적이기 때문에<sup>[6]</sup> 다량의 포괄적인 수치해석이 그 거동 및 구조적 성능을 분석함에 있어 필수적이다. 그러나 원형강관접합부의 거동을 이해하기 위한 수많은 수치해석이 수행되었음에도 불구하고 고강도강 접합부에 관한 수치해석 연구는 매우 드물다. 필자가 조사한 바에 따르면 Puthli et al.<sup>[7]</sup> 및 Watanabe et al.<sup>[8]</sup>의 수치해석 연구가 고강도강 접합부에 대해 다루었다. Puthli 등은 X형 원형강관접합부의 수치해석을 통해 EC3의 고강도강 강관접합부 관련 추가조항<sup>[5]</sup>이 타당하기에 대해 논하였다. EC3 추가조항은 강관접합부에 기존의 항복비와 항복강도 상한보다 더 높은 값을 갖는 강재의 사용을 일부 허용하되, 이들의 설계식에 강도저감계수를 곱하도록 하는 조항이다. Puthli 등은 수치해석 요소로써 8개 절점을 갖는 두꺼운 셸요소(ABAQUS의 S8R)를 택하였으며, Noordhoek and Verheul<sup>[9]</sup>의 실험 결과를 통하여 해석모델을 검증하였다. 해석모델의 검증에 사용된 실험체는 X355C-res이며 일반강인 S355로 제작되었다. 본 연구에서는 Puthli 등과 마찬가지로 고강도강 접합부의 강도를 평가할 것이며, 더 나아가 고강도강 접합부의 연성에 대해서도 논의할 것이다. 또한 셸 요소 대신 솔리드 요소를 적용하고, 해석모델 검증 시에 고강도강 접합부에 대한 실험결과를 사용함으로써 수치해석의 신뢰도를 향상시키고자 한다. Watanabe 등은 재료의 항복비(인장강도 대비 항복강도의 비)를 변화시키면서 T형 원형강관접합부의 수치해석을 수행하였다. 그 결과 항복비가 높은 접합부의 경우 현행 강도식이 강도를 다소 비보수적으로 평가하는 경향을 보였다. 여기서 항복비가 높은 접합부는 고강도강 접합부에 대응시킬 수 있다.

반면, 고강도강 접합부의 주관응력효과는 정량적으로 연구된 바가 없다. 현행 접합부 기준의 주관응력함수는 모두 일반강 접합부에 대한 실험 및 수치해석 결과를 토대로 작성되었다. van der Vegte et al.<sup>[10]</sup>은 매우 많은 수의 수치해석을 통해 다양한 기하학적 형상에서의 주관응력효과를 포괄적으로 분석하였으나, 강종으로는 일반강인 S355만을 사용하였다. 고강도강 접합부의 거동을 충분히 이해하기 위해서는 그 주관응력효과가 일반강의 경우와 어떠한 차이가 있는지, 혹은 일반강 기반의 주관응력함수를 고강도강 접합부에 그대로 적용할 수 있는지에 대해 조사할 필요가 있다.

본 연구에서는 고강도강으로 이루어진 X형 원형강관접합부의 유한요소 해석을 수행하였다. 다양한 기하학적 형상을 갖는 고강도강 X형 원형강관접합부의 지관 압축 하에서의 구조적 거동과 주관응력효과에 대하여 논하고 그 성능을 일반강 접합부와 비교하였다. Lee et al.<sup>[11],[12]</sup>, Kim et al.<sup>[13]</sup>은

고강도강을 적용한 보 및 기둥의 거동을 평가한 바 있다. 본 연구는 강관접합부에 대한 동일한 시도로 볼 수 있다.

X형 원형강관접합부의 일반적인 형상 및 사용되는 기호는 Fig. 1과 같다. X형 원형강관접합부의 거동을 결정짓는 기하학적 변수로는 주관과 지관의 단면형상, 주관과 지관 사이각( $\theta$ ) 등이 있다. 접합부의 거동은 주로 이러한 치수들을 조합한 무차원량을 통해 설명된다. Fig. 1에 무차원량  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\tau$ 에 대한 정의를 표기하였다. 특히 지관과 주관 지름의 비인  $\beta$ 는 한계상태 및 강도를 결정짓는 가장 중요한 지표이다.  $\alpha$ 와  $\gamma$ 는 각각 주관 반지름에 대한 길이의 비, 주관 두께에 대한 반지름의 비이다. 본 연구에서는  $\gamma$  대신에 물리적인 의미가 더 뚜렷한  $2\gamma$ 를 사용하였다.  $2\gamma$ 는 주관의 지름을 두께로 나눈 값이며 주관의 얇은 정도에 대한 직접적인 지표이다. 지관과 주관 두께의 비로써 정의되는  $\tau$ 는 접합부 거동에 거의 영향을 주지 않는다.

지관 압축을 받는 X형 원형강관접합부의 대표적 한계상태에는 주관소성화(chord plastification)와 뚫림전단(punching shear)이 있다. 주관소성화 한계상태에서는 접합부 부근과 주관 측벽을 포함하는 주관 단면의 대부분에 효과적으로 소성 변형이 유도된다. 반면 뚫림전단 한계상태는 접합부 부근 좁은 지역에만 과도한 변형을 수반하기 때문에 선호되지 않는다.  $\beta$ 값이 클수록 주관소성화가 소성거동을 지배하고  $\beta$ 값이 작아질수록 뚫림전단이 소성거동을 지배한다. 현행의 원형강관접합부 강도기준에서는 주관소성화 강도와 뚫림전단 강도를 따로 제시하여 둘 중 작은 값을 접합부 강도로써 정한다.  $\beta$ 가 매우 작은 소수의 경우를 제외하고는 대부분의 경우 주관소성화 강도로써 접합부 강도가 결정된다. 주관소성화 강도식의 일반적 형태는 (식) 1과 같다. (식) 1에서  $f_{y0}$ 는 주관의 항복강도를 의미한다.  $Q_u$ 와  $Q_f$ 는 각각 접합부의 기하학적 형상과 주관에 작용하는 축응력의 영향을 나타내며,  $Q_u \times Q_f$ 의 형태는 이 두 가지 영향이 서로 독립적임을 가정하였음을 의미한다.

$$P_u = \frac{f_{y0} t_0^2}{\sin\theta} Q_u Q_f \tag{1}$$

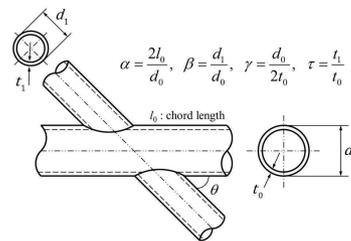


Fig. 1. General configuration and definition of symbols of CHS X-joints

**Table 1.** Joint strength equation for CHS X-joints: chord plastification limit state

Joint strength equation for chord plastification limit state		
Standard	$Q_u$	$Q_f$
Eurocode 3	$\frac{5.2}{1-0.81\beta}$	Chord in compression: $1 - 0.3n_p(1+n_p) \leq 1.0$ ; Chord in tension: 1.0  $n_p = \frac{\sigma_p E_d}{f_{y0}}$ , where $\sigma_p, E_d$ : maximum compressive stress in the chord at a joint. $f_{y0}$ : yield strength of a chord member.
ISO 14346	$2.6 \left( \frac{1+\beta}{1-0.7\beta} \right)^{\gamma^{0.15}}$	Chord in compression: $(1- n )s^{0.45-0.25\beta}$ , Chord in tension: $(1- n )^{0.20}$  $n = \frac{F_0}{F_{pl,0}} + \frac{M_0}{M_{pl,0}}$ (in connecting face), where $F_0, M_0$ : chord axial force and bending moment. $F_{pl,0}, M_{pl,0}$ : chord axial capacity and plastic moment capacity.

Range of applicability

Standard	Yield strength ( $F_y$ )	Yield ratio ( $F_y/F_u$ )	Section class	Geometry
Eurocode 3	< 355 MPa 355-460 MPa: strength reduced by 0.9 460-700 MPa (S460-S700): strength reduced by 0.8	0.91 460-700 MPa (S460-S700): 0.95	Class 1 or 2	$0.2 \leq \beta \leq 1.0$ $10 \leq 2\gamma \leq 40$ $30^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$
ISO 14346	< 355 MPa 355-460 MPa: strength reduced by 0.9	0.80 When yield ratio exceeds 0.80, $F_y$ should be taken as $0.80F_u$	Class 1 or 2	$0.2 \leq \beta \leq 1.0$ $2\gamma \leq 40$ $30^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

기본적으로 대부분의 구조기준에서는 강관접합부를 구성하는 강재의 항복강도가 355MPa 혹은 360MPa를 넘지 않도록 규정하고 있다. 몇몇 특수한 기준에는 이보다 높은 항복강도를 가지는 강재의 사용을 일부 허용하되, 그러한 경우에는 접합부강도에 강도저감계수를 곱하는 조항이 추가적으로 제시되어 있다. EC3는 고강도 강재 사용에 가장 관대한 기준으로써, 공칭항복강도가 700MPa인 S700 강재의 사용까지 허용한다. S700 강재를 접합부에 적용할 시에는 강도저감계수로 0.8을 사용하여야 한다. ISO 14346<sup>[14]</sup>은 2000년대 이후 작성된 최신 접합부 기준으로써 최근의 CIDECT 연구와 폭넓은 실험 데이터베이스가 반영되어 있다. ISO 14346에 따르면 항복강도가 355MPa 이상 460MPa 이하인 강재를 사용할 수 있으며 이 경우 강도저감계수 0.9가 적용된다. EC3와 ISO 14346의 주관소성화 한계상태에 대한 강도식 및 식의 적용범위를 Table 1에 표기하였다. 본 연구에서는 이 두 기준과 고강도강 접합부의 강도를 비교함으로써 현행 접합부 기준에서 부과하는 고강도강 페널티의 타당성에 대하여 논하였다.

**2. 수치해석 프로그램**

**2.1 해석모델 수립 및 검증**

상용 유한요소해석 소프트웨어인 ABAQUS 6.14<sup>[15]</sup>를 사용

하여 수치해석을 수행하였다. 해석결과와 정확도를 극대화시키기 위해 해석시간이 짧은 셸 요소나 8절점 솔리드 요소 대신 20절점 솔리드 요소로 해석 모델을 구성하였다(ABAQUS의 C3D20R). C3D20R의 20은 절점의 개수를, R은 저감적분(reduced integration)을 의미한다. 기하학적 비선형과 재료적 비선형이 모두 고려되었으며 등방경화(isotropic hardening) 및 von Mises 항복조건을 가정하였다. 가력 시에는 지관 단부의 변위를 제어하였으며 RIKS 알고리즘이 적용되었다. Fig. 2는 Lee *et al.*<sup>[6]</sup>의 세 실험체 X90-325/420/650-0.62-26 (E)의 힘-변형 관계를 통해 해석모델을 검증한 결과이다. 해석모델이 초기 강성, 피크 강도뿐만 아니라 피크 이후 강도 저하의 양상까지 정확하게 예측함을 확인하였다.

해석 모델의 구체적인 형태 및 메시(mesh) 구성은 Fig. 3에 나타나있다. 효율적인 해석을 위해 대칭성을 고려하여 접합부의 1/8만 모델링하였다. 지관 압축을 받는 X형 원형강 관접합부의 경우 좌굴의 가능성이 없고 잔류응력 및 초기불완전에 영향을 거의 받지 않는다. 따라서 이러한 비대칭적 요소를 제외하고 1/8 모델을 사용하여 해석을 수행하는 것이 일반적인 관행이다. 메시의 경우 접합부 부근은 촘촘하게, 접합부에서 멀어질수록 성기게 배치하였고 주관과 지관의 두께 방향으로 세 겹을 두었다. 각 요소는 가능한 한 가지런한 직육면체의 형상에서 벗어나지 않도록 하였다. 용접부

는 해석모델 검증에 사용된 실험체의 용접형상을 그대로 적용하였다. 주관의 길이가 접합부 강도에 영향을 주지 않도록, 주관의 반지름에 대한 주관 길이의 비인  $\alpha$ 는 충분히 큰 값인 20으로 정하였다. 주관 양단이 자유로운 경우  $\alpha$ 가 15를 넘으면 주관 길이가 포화되었다고 여겨진다<sup>[16],[17]</sup>.  $\alpha$ 가 20을 넘어서면 주관 양단 구속조건의 영향 또한 받지 않는 것으로 알려져 있다<sup>[18]</sup>. 본 연구에서는 기본적으로 주관 양단을 자유단으로 설정하였고, 주관 축응력이 큰 몇몇 경우에 대해서만 수렴성을 향상시키기 위하여 주관 양단을 강체로 설정하였다.

강관의 재료 물성치로는 쿠폰테스트에서 얻어진 하나의 일반강(SM490) 및 두 개의 고강도강(SM570, HSA800)에 대한 응력-변형률(stress-strain) 관계가 사용되었다(Fig. 4). 응력-변형률 관계는 진응력-진변형률(true stress-true strain) 관계로 변환되어 해석 시에 적용되었다. Fig. 4에서 볼 수 있듯 고강도강재는 일반강재와 비교하였을 때 뚜렷한 항복점

(yield plateau)이 없고 변형경화가 적다. 본 연구에서는 이러한 고강도강의 재료적 특성이 원형강관접합부의 거동에 얼마나 기여하는지 정량적으로 분석할 것이다. 용접재 물성치의 경우 모재와 동일한 값을 적용하였다. 정적인 압축력을 받는 X형 원형강관접합부의 경우, 접합부 부근의 국부적 거동이 전체 거동에 큰 영향을 주는 지관이 매우 작거나 매우 큰 경우( $\beta \sim 0$  또는  $\beta \sim 1$ )를 제외하고는 용접재의 물성 및 용접에 의한 열영향이 접합부의 성능에 큰 변동을 유발하지 않는다.

유한요소 해석은 Phase 1 및 Phase 2로 나누어 수행되었다. Phase 1에서는 다양한 기하학적 형상에서의 접합부의 거동을 분석하였으며, Phase 2에서는 주관응력효과에 관하여 논의하였다. 이어질 절에서는 각 Phase의 주요 해석변수에 관하여 기술하였다.

### 2.2 Phase 1: 기하학적 형상에 대한 수치해석

Phase 1에서는 다양한 기하학적 형상에서의 고강도강 X형 원형강관접합부의 거동을 파악하고자 하였다. 해석모델의 검증에 쓰인 Lee *et al.*<sup>[6]</sup>의 실험체를 기반으로 하여, 강종 및 기하학적 변수  $\beta$ ,  $2\gamma$ 를 조정해 가면서 총 36개의 접합부 모델을 수립하였다. 접합부 모델에 적용된 강종 및 주요 기하학적 치수를 Table 2에 정리하였다. 앞서 언급한 바와 같이 강종으로는 하나의 일반강(SM490) 및 두 개의 고강도강(SM570, HSA800)이 사용되었다. 가장 핵심적인 기하학적 변수인 지관-주관 지름비( $\beta$ )는 0.20-0.80 사이의 값을 갖도록 설정하였다. 현행 강도식에 따르면 적용 가능한  $\beta$ 의 범위는 0.2-1.0이다. 그러나  $\beta$ 가 1.0에 근접하는 경우에는 주관소성화 거동이 아닌 주관 측벽에만 응력이 집중되는 거동을 보인다. 본 연구에서는 주관소성화 한계상태에 대해서 집중적으로 논의하고자 하였고, 따라서  $\beta$ 가 1.0에 근접하는 경우는 접합부 모델에 고려하지 않았다.  $2\gamma$ 의 경우 현행식의 적용 범위 내에서 20, 26, 40의 값을 택하였다. 주관의 지름 및 길이는 일정하게 유지하였고, 지관의 두께 또한 25mm로 고정시켰다. 기울어진 지관을 갖는 접합부에 대해서는 고려하지 않았다( $\theta=90^\circ$ ). Table 2의 말미에는 각 모델의 명명법을 정의하였다.

### 2.3 Phase 2: 주관응력효과에 대한 수치해석

Phase 2에서는 고강도강 X형 원형강관접합부에서의 주관응력효과를 정량적으로 평가하고자 하였다. Phase 1에서 해석을 수행한 12개의 HSA800 접합부에 주관응력효과를 추가하였다. 또한 비교군으로써 SM490 접합부도  $\beta=0.62$ ,

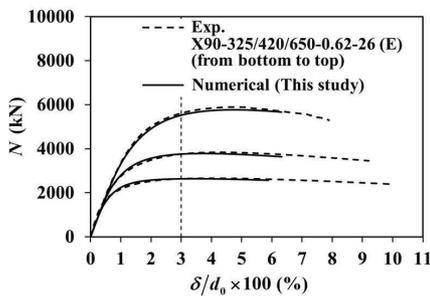
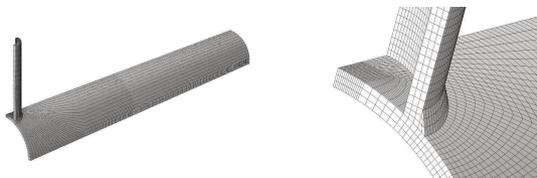


Fig. 2. Validation of numerical modeling scheme



(a) overall view (b) close-up view around the joint

Fig. 3. Typical FE analysis meshes

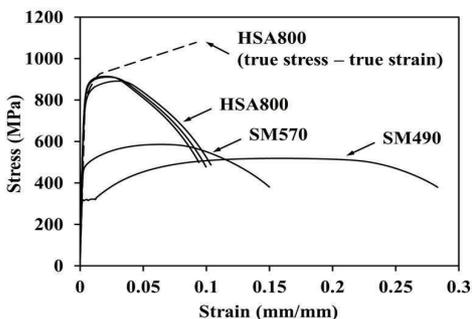


Fig. 4. Stress-strain relationship of three steel grades

$2\gamma=26$ 인 경우에 한해 주관응력효과를 평가하였다. Table 3에 Phase 2에서의 접합부 해석변수를 요약하였다. Table 3에서의  $n$ 은 항복응력 대비 주관축응력의 비이며, Table 1에서의  $n$  및  $n_p$ 에 해당하는 값이다. Table 1에서, ISO 14346 주관응력함수의  $n$ 은 한계상태에서의 주관축응력비를 나타내고, EC3 주관응력함수의  $n_p$ 는 지관 가력이 없는 초기상태에서의 주관축응력비를 나타낸다.  $\theta=90^\circ$ 인 X형 접합부에서는 두 주관축응력비 간의 차이가 없으며, 따라서 주관축응력비를 간단히  $n$ 으로 표기하였다.  $n$ 은 양수일 때 인장응력을 의미한다.

**Table 2.** FE analysis models used for parametric study phase 1

Steel grade	
SM490 ( $F_y = 324$ MPa, $F_u = 518$ MPa), SM570 ( $F_y = 478$ MPa, $F_u = 586$ MPa), and HSA800 ( $F_y = 798$ MPa, $F_u = 914$ MPa)	
Geometric properties	
$d_0$	650 mm
$\alpha$	20
$\beta$	0.20, 0.40, 0.62, and 0.80
$2\gamma$	20, 26, and 40
$t_l$	25 mm
$\theta$	$90^\circ$

**Model identification**

X90S-(steel grade)-( $\beta$ )-(2 $\gamma$ )

The first character X represents CHS X-joint, and is followed by the brace to chord angle  $\theta$  ( $90^\circ$ ), the letter S indicating saturation of chord length, and subsequently  $\beta$  and  $2\gamma$ .

(e.g.) X90S-SM490-0.62-26

**Table 3.** FE analysis models used for parametric study phase 2

Steel grade	
SM490 ( $F_y = 324$ MPa, $F_u = 518$ MPa), SM570 ( $F_y = 478$ MPa, $F_u = 586$ MPa), and HSA800 ( $F_y = 798$ MPa, $F_u = 914$ MPa)	
Geometric properties	
$d_0$	650 mm
$\alpha$	20
$\beta$	0.62 (for SM490 and SM570) 0.20, 0.40, 0.62, and 0.80 (for HSA800)
$2\gamma$	26 (for SM490 and SM570) 20, 26, and 40 (for HSA800)
$t_l$	25 mm
$\theta$	$90^\circ$
$n$	-0.9, -0.6, -0.3, 0, +0.3, +0.6, and +0.9

**Model identification**

X90S-(steel grade)-( $\beta$ )-(2 $\gamma$ )( $n$ )

The first character X represents CHS X-joint, and is followed by the brace to chord angle  $\theta$  ( $90^\circ$ ), the letter S indicating saturation of chord length, and subsequently  $\beta$ ,  $2\gamma$  and  $n$ .

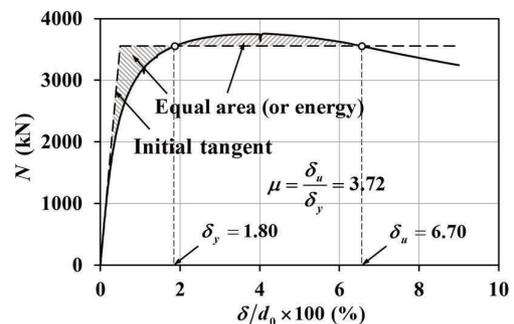
(e.g.) X90S-SM490-0.62-26 (-0.6)

### 3. 해석결과 및 고찰

#### 3.1 접합부 강도 기준과 접합부 연성의 정의

해석결과를 기술하기 전에 강관접합부의 강도 기준과 연성의 정의에 대해 간략히 기술하였다. 강관접합부에서는 최대강도에 도달하기 위해서 과도한 변형이 수반되기도 하고, 뚜렷한 피크가 존재하지 않는 경우도 있다. 따라서 대다수의 구조기준에서는 접합부의 과도한 변형을 방지하기 위해 한계변위를 지정하고, 강관접합부의 강도를 최대강도와 한계변위에 도달하였을 때의 강도 중 선행하는 것으로 택한다. 가장 보편적으로 쓰이는 한계변위의 기준은 Lu *et al.* [19]이 제안한 3% 면외변형 기준으로써, 지관과의 접합면에서 주관의 면외변형이 지관 지름의 3%일 때( $3\%d_0$ )를 한계변위로 정한다. 여기서 면외변형은 일반적으로 관점(crown point)에서의 변형을 의미한다. 이 기준은 계수하중 수준뿐만 아니라 사용하중 수준에서도 접합부 변위를 적절하게 유지하도록 고안되었으며, 사용하중 수준에서의 접합부 면외변형이  $1\%d_0$  이하로 제어될 수 있음을 내포하고 있다.  $3\%d_0$  면외변형 기준은 모든 종류의 강관 용접 접합부에서 두루 적용되는 것으로 보인다.

접합부의 연성( $\mu$ ) 혹은 에너지 흡수 능력은 구조체가 극한의 하중 상태를 힘의 재분배를 통해 버티기 위해서 필수적으로 요구되는 성능이다. 접합부의 연성은 접합부의 종류나 목적에 따라 다르게 정의되어질 수 있다. 저자들이 조사한 바에 따르면 강관 용접 접합부에 대해서 보편적으로 받아들여지는 접합부 연성의 정의는 따로 없다. 본 연구에서는 Lee *et al.* [6]이 제시한 X형 원형강관접합부 연성의 정의를 차용하였다. X형 원형강관접합부의 힘-변형 관계는 가력 초기부터 비선형을 띠는데, Fig. 5와 같이 초기접선과 동일 에너지의 기준을 통하여 연성을 정의할 수 있다. 이러한 정의가 가능한 유일한 방안이라 할 수는 없으나, 각 접합부의 변형능력을 일관적으로 비교하는 데에 있어서는 문제가 없을 것으로 보인다.



**Fig. 5.** Definition of joint ductility

### 3.2 해석결과 - Phase 1

Phase 1의 해석 결과를 Table 4에 요약하였다. Table 4에서 볼 수 있듯이 접합부 모델들은 모두 의도된 대로 주관소성화 한계상태에 의해 공칭강도가 결정되었다. 다만  $\beta$ 가 작은 경우 (0.2 또는 0.4)에는 주관소성화와 뿔립전단이 결합된 형태의 거동을 보였다. Fig. 6에서는  $\beta$ 값에 따른 HSA800 접합부의 피크강도에서의 소성변형률 분포를 비교하였다.  $\beta$ 가 클 때는 주관 측벽 및 접합부 부근에 고르게 소성변형이 발생한다. 반면  $\beta$ 가 작아지면 접합부 부근에만 소성변형이 집중되므로 주관소

성화보다 뿔립전단에 가까운 거동을 보인다. Fig. 6에서는 또한 피크에서의 접합부 변형 패턴 및 항복 양상을 도시하였다.  $\beta$ 가 증가함에 따라 주관의 넓은 영역이 항복에 참여하며 단면 전체에 걸쳐 고른 변형이 유도된다. Fig. 7은 해석을 수행한 HSA800 접합부의 힘-면외변형 관계를 보여준다.  $\beta$ 가 그래프의 모양에 큰 영향을 끼치는 것을 확인할 수 있다.  $\beta$ 가 작은 경우에는 접합부 부근 국부적인 소성화와 이에 뒤따르는 막작용(membrane action)에 의해 피크 이후에 강도가 다시 증가하는 양상을 보인다.  $\beta$ 가 큰 경우에는 주관단면 전반에 고른 소성화가 발생하게 되며 피크 이후에 강도가 계속하여 감소한다. ( $2\gamma$ )

**Table 4.** Summary of numerical study phase 1

Model identification	Steel grade	$\beta$	$2\gamma$	Numerical joint strength $N$ (kN)		$N/N_{EC3}^a$	$N/N_{ISO}^a$	$N/N_{peak}$	Joint ductility
				At 3% $d_0$ ( $N_{3\%}$ )	At peak ( $N_{peak}$ )				
X90S-SM490-0.20-20	SM490	0.20	20	<b>2347</b>	2368 (4.26) <sup>b</sup>	1.11	1.34	0.99	N.A. <sup>c</sup>
X90S-SM490-0.20-26			26	<b>1457</b>	1458 (3.23)	1.16	1.35	1.00	N.A.
X90S-SM490-0.20-40			40	<b>642</b>	<b>642 (2.94)</b>	1.21	1.32	1.00	2.50
X90S-SM490-0.40-20		0.40	20	<b>3446</b>	3491 (4.30)	1.31	1.41	0.99	3.42
X90S-SM490-0.40-26			26	<b>2187</b>	2220 (4.21)	1.40	1.45	0.99	3.19
X90S-SM490-0.40-40			40	<b>1000</b>	1019 (4.08)	1.52	1.48	0.98	2.71
X90S-SM490-0.62-20		0.62	20	<b>4702</b>	4764 (4.30)	1.32	1.31	0.99	3.66
X90S-SM490-0.62-26			26	<b>2957</b>	2998 (4.39)	1.40	1.34	0.99	3.64
X90S-SM490-0.62-40			40	<b>1344</b>	1364 (4.35)	1.50	1.35	0.99	3.80
X90S-SM490-0.80-20		0.80	20	<b>6515</b>	6555 (3.93)	1.29	1.27	0.99	3.87
X90S-SM490-0.80-26			26	<b>4045</b>	4070 (3.86)	1.35	1.28	0.99	4.03
X90S-SM490-0.80-40			40	<b>1805</b>	1823 (4.40)	1.43	1.27	0.99	4.85
X90S-SM570-0.20-20	SM570	0.20	20	<b>3264</b>	3290 (3.66)	1.04	1.26	0.99	N.A.
X90S-SM570-0.20-26			26	<b>1998</b>	2013 (3.50)	1.08	1.25	0.99	2.83
X90S-SM570-0.20-40			40	<b>854</b>	869 (3.56)	1.09	1.19	0.98	2.22
X90S-SM570-0.40-20		0.40	20	<b>4805</b>	4919 (4.45)	1.24	1.33	0.98	3.08
X90S-SM570-0.40-26			26	<b>2991</b>	3085 (4.52)	1.30	1.35	0.97	2.80
X90S-SM570-0.40-40			40	<b>1305</b>	1386 (4.56)	1.34	1.30	0.94	2.33
X90S-SM570-0.62-20		0.62	20	<b>6631</b>	6734 (4.29)	1.26	1.25	0.98	3.26
X90S-SM570-0.62-26			26	<b>4110</b>	4208 (4.50)	1.32	1.26	0.98	3.17
X90S-SM570-0.62-40			40	<b>1800</b>	1889 (5.01)	1.37	1.22	0.95	3.32
X90S-SM570-0.80-20		0.80	20	<b>9096</b>	9109 (3.33)	1.22	1.20	1.00	3.46
X90S-SM570-0.80-26			26	<b>5604</b>	5625 (3.54)	1.27	1.20	1.00	3.73
X90S-SM570-0.80-40			40	<b>2453</b>	2506 (5.08)	1.32	1.17	0.98	4.40
X90S-HSA800-0.20-20	HSA800	0.20	20	<b>4699</b>	4970 (4.77)	0.90	1.09	0.95	N.A.
X90S-HSA800-0.20-26			26	<b>2740</b>	2976 (4.70)	0.89	1.03	0.92	2.56
X90S-HSA800-0.20-40			40	<b>1061</b>	1230 (4.83)	0.81	0.89	<b>0.86</b>	2.18
X90S-HSA800-0.40-20		0.40	20	<b>6968</b>	7453 (5.33)	1.07	1.16	0.93	2.73
X90S-HSA800-0.40-26			26	<b>4129</b>	4584 (5.29)	1.08	1.11	0.90	2.44
X90S-HSA800-0.40-40			40	<b>1607</b>	1982 (5.71)	0.99	0.96	<b>0.81</b>	2.13
X90S-HSA800-0.62-20		0.62	20	<b>9818</b>	10261 (5.03)	1.12	1.11	0.96	2.93
X90S-HSA800-0.62-26			26	<b>5884</b>	6321 (5.44)	1.13	1.08	0.93	2.93
X90S-HSA800-0.62-40			40	<b>2400</b>	2760 (6.51)	1.09	0.98	<b>0.87</b>	2.96
X90S-HSA800-0.80-20		0.80	20	<b>13664</b>	13776 (3.92)	1.10	1.08	0.99	3.31
X90S-HSA800-0.80-26			26	<b>8258</b>	8394 (4.33)	1.12	1.06	0.98	3.50
X90S-HSA800-0.80-40			40	<b>3450</b>	3702 (7.82)	1.11	0.98	<b>0.93</b>	3.80

<sup>a</sup> $N_{EC3}$  and  $N_{ISO}$  are joint nominal strengths according to EC3 and ISO 14346 standard, respectively, without strength reduction factor.

<sup>b</sup>The out-of-plane deformation of the crown point in terms of % $d_0$  at peak load.

<sup>c</sup>When  $\delta_y$  and  $\delta_u$  (see Fig. 5) cannot be found, because after the peak and short decreasing part, the load increases again by membrane action (see the load-deformation relationship of X90S-HSA800-0.20-20/26/40 from Fig. 7(a)).

의 경우 힘-변형 그래프의 일반적인 형상과는 무관하다.

Table 4의 접합부 강도를 정하는 데에는 앞서 언급하였던 3% 면외변형 기준을 따랐다. 표에서 굵은 글씨로 표현한 것과 같이  $\beta$ 가 0.20인 SM490 해석모델(X90S-SM490-0.20-40) 하나를 제외한 모든 해석모델의 강도는 3% 면외변형에서 결정되었다. X90S-SM490-0.20-40의 경우에도 피크강도가 3% 변형과 매우 근접하여 발현되었다(2.94%). 피크 강도에서의 변형은  $\beta$ 가 아주 작거나(0.20) 혹은 아주 클 때(0.80) 작은 값을 갖는 경향을 보였다. 이는  $\beta$ 가 작아지거나 커지면 각각 접합부와 주관 측벽에 응력과 변형이 국소적으로 집중되기 때문이다. 또한 고강도강 접합부가 일반강 접합부에 비해 같은 변형률(strain) 분포에서도 더 많이 탄성상태를 유지할 수 있기 때문에 일반적으로 강재의 항복강도가 커질수록, 즉 고강도강 접합부가 될수록 피크 강도가 늦게 발현된다.

Table 4에서도 그러한 경향을 잘 확인할 수 있다. 고강도강 접합부의 이러한 유연함(flexibility)은 그것의 낮은 연성과 더불어 현행 구조설계기준에 적용되는 강도저감계수의 직접적인 근거 중 하나이다<sup>[20]</sup>. 일반강 접합부에서는 피크강도의 발현 시점이 3% 면외변형과 매우 근접한 반면, 고강도강 접합부의 경우 3% 면외변형 이후에도 피크강도에 도달하기 위해 상당한 변형이 추가적으로 필요하다. 현행 기준식은 피크강도에 기반하고 있으므로, 3% 면외변형에서의 내하력과 피크강도의 차이가 크다면 적절한 강도저감계수가 적용되어야 한다.

현행 설계식의 형태((식) 1)는 접합부의 피크강도가 주관의 항복강도와 비례함을 가정하고 있다. Table 4는 이러한 가정이 실제 접합부의 거동과 다소 차이가 있음을 보여준다. 해석에 사용된 SM570과 HSA800의 항복강도는 각각 SM490의 1.48, 2.46배이고, X90S-SM570/HSA800-0.62-26의 피

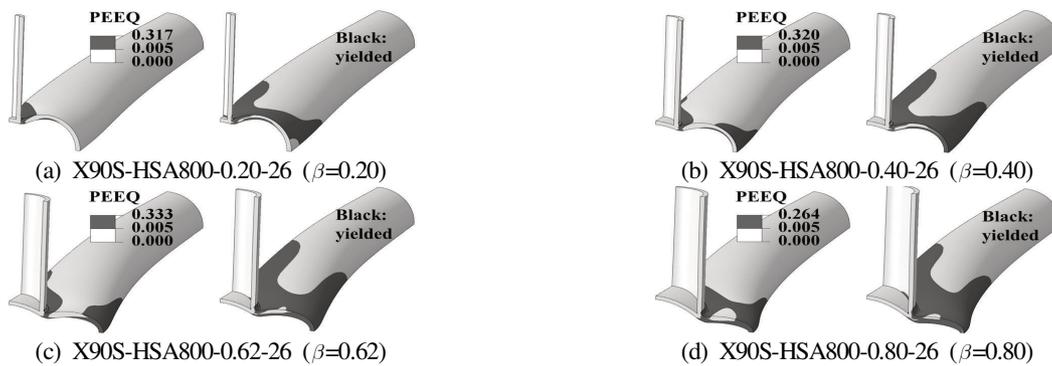


Fig. 6. Plastic equivalent strain (PEEQ, left of each) and yielded region (right of each) at peak (deformation exaggerated)

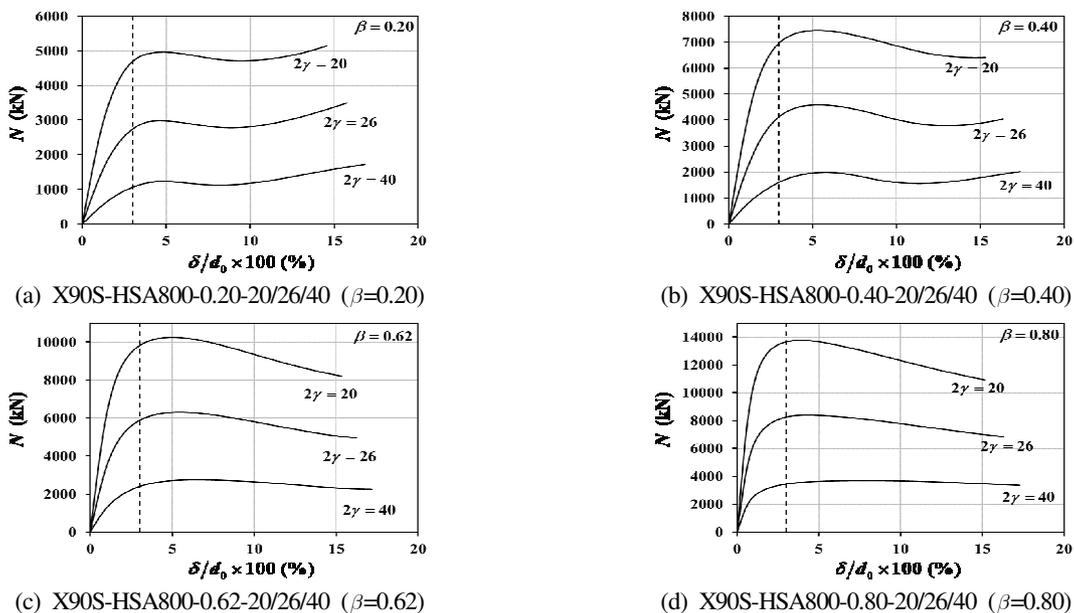


Fig. 7. Load versus out-of-plane deformation relationship of HSA800 joints

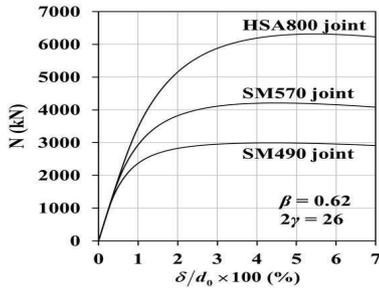


Fig. 8. Effect of steel grade on behavior of CHS X-joints

크강도는 각각 X90S-SM490 -0.62-26의 1.40, 2.11배이다. 기하학적 형상이 동일한 SM490 접합부와 비교하였을 때, SM570 접합부의 피크강도는 평균적으로 1.39배 더 크며, HSA800 접합부의 피크강도는 평균적으로 2.06배 더 크다. SM570까지의 항복강도 범위에서는 접합부 피크강도와 재료 항복강도가 비례한다는 가정이 충분히 유효해 보이나, HSA800 까지 포함하는 더 넓은 강재의 범위에서는 그러한 가정이 상당히 부정확하다. 고강도강 접합부의 경우, 항복강도가 증가하는 만큼 강도가 증가하지는 않는다. 여기에는 변형 경화가 부족한 고강도강의 재료적 소성 특성뿐만 아니라 강재의 탄성 범위에서의 일반적 특징 또한 관계된다. Fig. 8에서는 같은 기하학적 형상을 갖는 일반강 및 고강도강 접합부의 거동을 비교하였다. 항복강도에 무관하게 강재의 탄성계수는 같으므로 각 접합부의 초기 강성은 동일하다. 따라서 고강도강 접합부의 경우 주관의 충분한 항복을 유도하기 위해서는 더 큰 변형이 수반되어야 하며, 소성 능력을 발현할 시점에 더 큰 기하학적 비선형에 노출된다. 만약 강재의 항복강도가 증가하는 만큼 탄성계수 또한 증가한다면 변형 경화의 효과를 배제하였을 때 접합부의 강도가 정확히 항복강도에 비례할 것이다. 실제 강재의 경우 항복강도가 증가하여도 탄성계수는 동일하며, 이에 따라 접합부 강도와 주관 항복강도는 정확한 비례관계에 있지 않다. 고강도강의 소성 거동 측면에서의 열등함과 무관하게, 접합부 강도가 항복강도에 정비례하는 형태의 현행 기준식은 필연적으로 고강도강 접합부의 강도를 낮게 평가할 수밖에 없다. 그러므로 고강도강 접합부의 구조적 성능을 정확히 분석하기 위해서는 단순히 현행 기준식으로 강도를 비교하는 것 대신에, 고강도강의 재료적 특성을 세분화하여 각각의 특성이 접합부 강도에 얼마나 기여하는지 정량적으로 평가하여야 한다. 이어질 논의에서는 먼저 현행 기준의 접합부 강도식을 항복강도 800MPa 급의 고강도강 접합부에까지 그대로 확장시켜 적용할 수 있는지 조사한 후, 각 접합부 해석모델의 구조적 거동을 구체적으로 분석하였다.

Table 4의 7, 8번째 열은 EC3 및 ISO 14346의 주관소성

화 공칭강도와 본 연구에서의 수치해석 결과를 비교한 것이다. EC3와 ISO 14346에서의 재료 항복강도 상한은 각각 700MPa과 460MPa이고, 해석시 재료모델로 적용된 SM490, SM570 및 HSA800 강재의 항복강도는 각각 324, 478, 798MPa이다. 따라서 HSA800 접합부의 경우 두 설계기준 중 어느 것도 적용할 수 없으며, SM570의 경우 ISO 14346 기준을 적용할 수 없다. Table 4의 7, 8번째 열을 작성하는 데에 있어서는 항복강도 상한을 넘는 경우에도 기준식을 그대로 적용하였고, 강도저감계수를 고려하지 않았다. 일반강인 SM490 접합부의 경우 두 기준의 공칭강도 모두 접합부 강도를 여유 있게 상회하였다. 또한 SM570 접합부의 강도는 강도저감계수 없이도 두 기준의 공칭강도를 충분히 상회하였다. SM570의 항복강도(478MPa)가 ISO 14346의 항복강도 상한(460MPa)과 거의 비슷한 점을 감안하면, ISO 14346 기준에서 항복강도가 355-460MPa인 접합부에 부과하는 강도저감계수 0.9는 과도하게 보수적인 규제라고 사료된다. HSA800 접합부의 경우, 두 기준 모두 강도저감계수 없이는 몇몇 접합부 강도를 비보수적으로 평가하였다. EC3는 지관의 지름이 작은 경우( $\beta=0.20$ ), ISO 14346은 주관의 두께가 얇은 경우( $2\gamma=40$ ) 고강도강 접합부의 강도를 다소 비보수적으로 예측하는 경향을 보였다. 그러나 두 기준 모두 현재 부과되는 수준의 강도저감계수를 적용한다면 HSA800 접합부의 강도를 평가하는 데에 쓰일 수 있다. EC3의 경우 0.8, ISO의 경우 0.9 수준의 강도저감계수를 적용한다면 항복강도가 800MPa에 이르는 고강도강 접합부의 설계에도 충분히 적용될 수 있다.

Table 4의 9번째 열은 각 접합부 모델에 대해 변형한계 기준에 의한 접합부 강도와 피크에서의 최대 내하력을 비교한 것이다.  $N/N_{peak}$ 의 값은 피크강도가 3% 이전에 발현된 X90S-SM490-0.20-26의 경우 1이며 이를 제외한 나머지 모든 접합부에서는 피크강도에 대한 3% 면외변형 상태에서의 강도의 비( $N_{3\%}/N_{peak}$ )이다. 고강도강 접합부의 경우 피크에 도달하기까지 많은 변형이 필요하고, 따라서 3%에서의 내하력이 피크 강도에 비해 상당히 작을 수도 있다. 이러한 우려는 고강도강 접합부에 부과되는 강도저감계수의 직접적인 원인이다. Table 4의 9번째 열에서 볼 수 있듯이, 실제로 일반강 접합부의 경우  $N/N_{peak}$ 가 1에 매우 근접하지만 고강도강 접합부에서는 그보다 작은 값을 갖는다. SM570 접합부의 경우 0.94-1.00, HSA800 접합부의 경우 0.81-0.99 사이의 값을 갖는다.  $2\gamma=40$ 인 세계의 HSA800 접합부 X90S-HSA800-0.20/0.40/0.62-40의  $N/N_{peak}$ 가 0.9보다 작지만, 해석을 수행한 모든 고강도강 접합부의 강도를 피크강도의 90%로써 평가하여도 적절하다고

**Table 5.** Difference between peak load and joint strength in experimental database of high-strength steel CHS X-joints

Literature	Specimen	$\beta$	$2\gamma$	$F_y$	$F_u$	Yield ratio ( $F_y/F_u$ )	Peak load $N_{peak}$ (kN)	Joint strength N (kN)	$N/N_{peak}$
Noordhoek and Verheul <sup>[9]</sup>	X-355c	0.80	48	<b>417</b>	560	0.74	553	548	<b>0.99</b>
	X-700c	0.81	45	<b>781</b>	824	0.95	1065	983	<b>0.92</b>
Lipp and Ummenhofer <sup>[21]</sup>	CHS_X_1&2	0.50	25	<b>458</b>	603	0.76	89.4	87.2	<b>0.98</b>
Lee <i>et al.</i> <sup>[6]</sup>	X90-420-0.62-26	0.62	26	<b>478</b>	586	0.81	3839	3759	<b>0.98</b>
	X90-650-0.75-16	0.75	16	<b>764</b>	905	0.84	7020	6965	<b>0.99</b>
	X90-650-0.62-26	0.62	26	<b>798</b>	914	0.87	5900	5612	<b>0.95</b>
	X60-650-0.62-26	0.62	26	<b>798</b>	914	0.87	7214	7155	<b>0.99</b>

판단된다. 접합부 강도를 피크강도의 90%로 평가하더라도 X90S-HSA800-0.20/0.40/0.62-40의 강도발현시점은 각각 면외변형의 3.27%, 3.68%, 3.32%로써 3%와 크게 다르지 않다. Table 5에서는 고강도강 접합부 실험 데이터(Noordhoek and Verheul, 1998<sup>[9]</sup>; Lipp and Ummenhofer, 2015<sup>[21]</sup>; Lee *et al.*, 2017<sup>[6]</sup>)에서  $N/N_{peak}$  값을 계산하였다. 7개의 고강도강 접합부 실험체 모두 3% 면외변형에서 결정된 접합부 강도가 피크강도의 90%를 초과하였다. 고강도강 접합부의 유연함(flexibility)은 우려할 만큼 과도하지 않다.

강도와 더불어 연성은 강관접합부의 필수적인 구조적 성능이다. 고강도강 접합부가 일반강 접합부에 비해 낮은 연성을 갖는 것은 당연하다. 고강도강 접합부의 경우 변형 정화가 적어 소성 변형이 좁은 지역에 한정되며 따라서 에너지 흡수 능력이 적다. Table 4의 마지막 열에는 앞서 언급한 정의를 사용하여 각 접합부 모델의 연성을 계산하였다.  $\beta$ 가 0.20으로 작은 경우에는 피크 이후에도 내하력이 계속하여 증가하기 때문에 연성 값에 큰 의미가 없다.  $\beta$ 가 0.20인 경우를 제외하면, SM490, SM570, HSA800 접합부에 대한 연성 값의 평균은 각각 3.69, 3.28, 2.97이다. 고강도강 접합부 또한 충분한 수준의 연성을 갖고 있다고 사료된다.

SM570 및 HSA800로 이루어진 X형 원형강관접합부는 강도와 연성의 측면에서 일반강 접합부에 비견될 만한 성능을 보였다. HSA800의 항복강도가 약 800MPa임을 상기할 때, 현행 접합부 기준에서의 항복강도 상한은 완화될 여지가 있다. 또한 항복강도에 비례하는 형태의 현행 강도식은 고강도강 접합부의 강도를 필연적으로 낮게 평가하므로 새로운 형태의 주관소성화 강도식이 제안될 필요가 있다. 고강도강 접합부의 피크강도와 변형한계에서의 접합부 강도의 차이로 인해 강도저감계수가 필요하다면, 그 값은 0.9 혹은 그 이상이어도 충분하다.

### 3.3. 해석결과 - Phase 2

Fig. 9의 힘-면외변형 그래프는 주관 축응력이 작용할 때

접합부의 거동이 어떻게 변화하는지 보여준다. 주관 축응력이 심화됨에 따라 접합부의 내하력이 감소함을 확인할 수 있다. 주관 축응력에 의한 강도저하 효과는 압축응력을 받을 때가 인장응력을 받을 때보다 더 크다. 이는 주관 축응력에 의한 2차 효과로써 설명될 수 있다. 접합부에 면외변형이 발생하게 되면 압축응력은 기하학적 2차 효과에 의해 접합부 부근에 추가적인 응력을 발생시킨다. 반면 인장응력의 경우 압축응력과는 반대로 접합부 부근의 응력을 완화시키며, 마치 찌그러진 주관을 다시 펴는 효과를 준다. 이러한 인장응력의 순기능은 지관의 크기가 작아질수록, 즉  $\beta$ 가 작은 경우에 두드러진다.  $\beta$ 가 작은 경우 뿔림전단 거동의 비중이 커지며 따라서 주관 측벽보다는 접합부 부근에 변형이 집중되기 때문이다. Fig. 9에서도  $\beta=0.62$ 일 때보다  $\beta=0.20$ 일 때 인장 축응력에 의한 강도저하의 효과가 약한 것을 확인할 수 있다.  $\beta=0.20$ 이고  $n=0.3$ 인 경우에는 오히려 축응력이 없을 때에 비해 접합부 강도가 증가하기도 한다. 주관에 인장응력이 작용하는 경우 힘-면형 관계는 피크가 없어지고 단조롭게 증가하는 양상을 띤다. 반면 압축응력이 작용하는 경우의 힘-면형 관계는 조기에 피크가 발생한 후 급격하게 강도가 감소하는 경향을 보인다. Fig. 10은  $n=(-0.9)$ 일 때와  $n=0.9$ 일 때의 3% 면외변형 시점에서의 소성변형률 분포를 보여준다. 인장응력을 받는 경우( $n=0.9$ ) 주관 단면이 고르게 소성화되는 반면 압축응력을 받는 경우( $n=-0.9$ )에는 소성 변형이 접합부 부근에 집중된다. 주관에 압축응력이 작용할 때에는 변형능력과 에너지 소산 능력이 현격히 감소할 뿐만 아니라 용접부에 균열 및 손상이 발생할 가능성이 크다. 주관에 인장응력이 작용하는 경우에는 접합부 강도가 큰 폭으로 감소한다 하더라도 연성 거동에는 무리가 없다.

Fig. 11에서는 본 해석에서 계산된 축응력에 의한 강도 저감 효과를 ISO 14346의 주관응력함수와 비교하였다. 대부분의 접합부 강도는 3% 면외변형에서 결정되었으며,  $\beta$ 가 크고 압축응력이 많이 작용하는 몇몇 접합부에서는 3% 이전에 피크강도가

발현되었다. 모든 기하학적 형상에 대해 ISO 14346의 주관응력함수는 HSA800 접합부의 주관응력효과를 보수적으로 평가하였다. 주관 압축에 의한 강도 저하는  $\beta$ 가 커짐에 따라 줄어드는 경향을 보였으며, 주관 인장에 의한 강도 저하는  $\beta$ 가 작아지거나

혹은  $2\gamma$ 가 커질수록 줄어드는 경향을 보였다. 전체적으로 고강도강 접합부의 주관응력효과는 일반강 접합부의 주관응력효과와 크게 다르지 않아 보인다. Fig. 12에서는 SM490 및 HSA800 접합부의 주관응력효과를 상호 비교하였다. SM490 접합부에

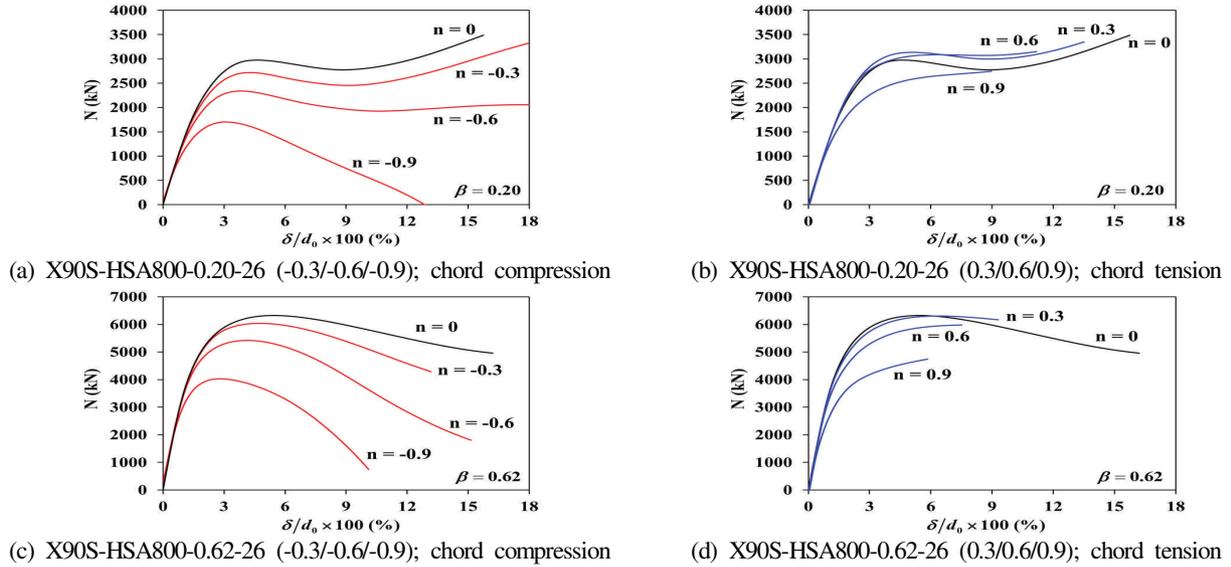


Fig. 9. Load versus out-of-plane deformation diagram for joints with chord pre-stress



Fig. 10. Equivalent plastic strain distribution of pre-stressed joints at 3% out-of-plane deformation

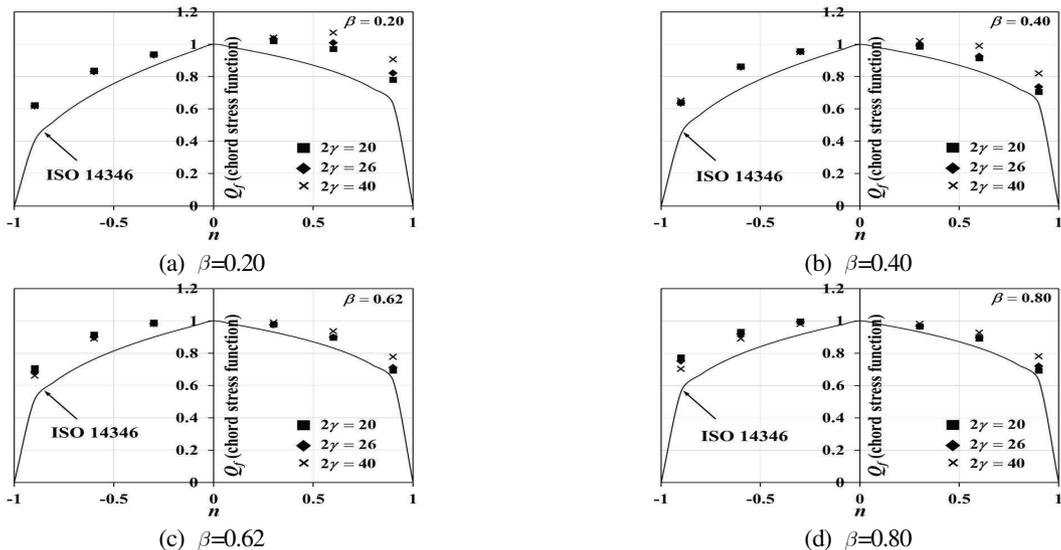
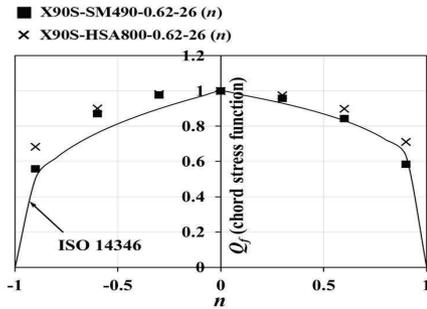


Fig. 11. Chord stress effect of HSA800 joints



**Fig. 12.** Comparison of chord stress effect of SM490 and HSA800 joint

비해 HSA800 접합부가 큰 주관 축응력 하에서도 강도를 잘 유지함을 확인할 수 있다. 고강도강 HSA800 접합부는 같은 면의 변형 수준에서 일반강 SM490 접합부보다 탄성 단면의 비율이 높아 과도한 축응력에도 잘 대응할 수 있는 것으로 보인다.

지관 압축을 받는 X형 원형강관접합부의 경우 현행 기준의 주관응력함수를 항복강도 800MPa 수준의 고강도강 접합부에까지 확장하여도 큰 문제가 없다고 사료된다. 더 일반적인 결론을 위해서는 모멘트 가력 방식 및 T형과 K형 접합부에 대해서도 고강도강 접합부의 주관응력효과를 정량적으로 분석할 필요가 있다. 궁극적으로는 다량의 포괄적인 실험 및 수치해석을 통해 고강도강 강관접합부의 주관응력효과를 고려한 새로운 주관응력함수가 제안되어야 할 것이다.

#### 4. 요약 및 결론

본 연구에서는 지관압축을 받는 고강도강 X형 원형강관 접합부에 대한 수치해석을 수행하였다. 고강도강 접합부의 구조적 성능을 일반강 접합부와 비교하였고, 현행 접합부 기준의 고강도강 관련 페널티가 합당한지에 관하여 논하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 대표적인 현행 강관접합부 기준인 ISO 14346 및 Eurocode 3에서의 주관소성화 강도식은 각각 항복강도가 460MPa과 700MPa 이하인 접합부에만 적용할 수 있다. 그러나 저자들이 수행한 해석 결과에 따르면, 항복강도가 800MPa 수준인 HSA800 접합부에도 현행의 강도식을 그대로 적용할 수 있다. 또한, 지관의 지름이 매우 작거나 주관이 매우 얇은 경우를 제외한 대부분의 HSA800 접합부는 강도저감계수 없이도 현행 강도식을 적용하는 데에 문제가 없다. 현행 기준의 항복강도 상한은 완화될 여지가 있다.
- (2) 현행 주관소성화 강도식은 항복강도에 비례하는 형태인데, 이러한 형태는 실제 X형 원형강관접합부의 거동을 정

- 확히 표현하는 데 한계가 있다. 현행 강도식은 실제 접합부의 거동을 더 정확히 반영하도록 개선될 필요가 있다.
- (3) 고강도강 강관접합부의 구조적 열등함은 변형 한계 상태에서 피크 강도를 온전히 발현하지 못하는 데에서 기인한다. 그러나 항복강도 800MPa 수준의 고강도강 접합부 또한 피크강도의 90% 이상을 과도한 변형 없이 발휘할 수 있다.
  - (4) 에너지 흡수 능력에 기반한 정의를 사용하여 계산한 SM490, SM570, HSA800 접합부의 평균적인 연성은 3.69, 3.28, 2.97이었다. 고강도강인 SM570 및 HSA800이 적용된 접합부도 실제 구조물에 쓰이기에 충분한 연성을 갖고 있다고 사료된다.

- (5) 현행 ISO 14346의 주관응력함수는 지관 압축을 받는 고강도강 X형 원형강관접합부에 그대로 적용하여도 문제되지 않는다. 대체적으로 고강도강 접합부는 일반강 접합부보다 주관 축응력에 더 강한 것으로 보인다.

본 연구의 논의를 종합해 보았을 때, 고강도강의 사용을 제한하는 현행 접합부 기준의 항복강도 상한 및 강도저감계수는 과도하게 보수적이며 일부 완화될 수 있다. 또한 고강도강 접합부의 거동은 일반강 접합부의 거동과는 다소 상이하기 때문에 이러한 차이점을 고려한 새로운 강도식이 제시될 필요가 있다. 고강도강 강관접합부에 대한 한 단계 더 깊은 이해를 위해서는 추후 관련된 실험 및 수치해석이 폭넓게 수행되어야 할 것이다.

#### 참고문헌(References)

- [1] 대한건축학회(2016) 건축구조기준, 제7장 강구조. 대한건축학회.  
Architectural Institute of Korea (2016) *Korean Building Code-Structural (KBC 2016)*, Chapter 7: Steel Structure, AIK, Korea (in Korean).
- [2] Wardenier, J., Kurobane, Y., Packer, J.A., van der Vegte, G.J., and Zhao, X.-L. (2008) *Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints Under Predominantly Static Loading* (2nd Ed.), CIDECT, Switzerland.
- [3] American Institute of Steel Construction (2010) *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*, USA.
- [4] European Committee for Standardization (2005) *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.8: Design of Joints (EN 1993-1-8: 2005)*, Belgium.
- [5] European Committee for Standardization (2007) *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.12: Additional Rules for the Extension of EN 1993 up to Steel Grades S 700 (EN 1993-1-12: 2007)*, Belgium.

- [6] Lee, C.-H., Kim, S.-H., Chung, D.-H., Kim, D.-K., and Kim, J.-W. (2017) Experimental and Numerical Study of Cold-Formed High-Strength Steel CHS X-Joints, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.143, No.8, 04017077.
- [7] Puthli, R., Bucak, Ö., Herion, S., Fleischer, O., Fischl, A., and Josat, O. (2010) *Adaptation and Extension of the Valid Design Formulae for Joints Made of High-Strength Steels up to S690 for Cold-Formed and Hot-Rolled Sections*, CIDECT Report 5BT-7/10, Karlsruhe Institute of Technology, Germany.
- [8] Watanabe, Y., Ochi, K., and Morimoto, K. (2015) FEA of CHS T-Joints with High Yield Strength Steels, *Proceedings of 8th International Conference on Advances in Steel Structures*, University of Lisbon, Portugal.
- [9] Noordhoek, C., and Verheul, A. (1998) *Static Strength of High Strength Steel Tubular Joints*, CIDECT Report 5BD-9/98, Delft University of Technology, Netherlands.
- [10] van der Vegte, G.J., Liu, D.K., Makino, Y., and Wardenier, J. (2003) *New Chord Load Functions for Circular Hollow Section Joints*, CIDECT Report 5BK-4/03, Delft University of Technology, Netherlands.
- [11] 이철호, 김대경, 한규홍, 김진호, 이승은, 하태휴(2012) 고강도강재 단주의 압축강도 및 잔류응력 평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제24권, 제1호, pp.23-34. Lee, C.H., Kim, D.K., Han, K.H., Kim, J.H., Lee, S.E., and Ha, T.H. (2012) Compressive Strength and Residual Stress Evaluation of Stub Columns Fabricated of High Strength Steel, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.24, No.1, pp.23-34 (in Korean).
- [12] 이철호, 한규홍, 김대경, 박창희, 김진호, 이승은, 하태휴 (2012) 800MPa급 고강도강 보 부재의 국부좌굴 및 비탄성 거동, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제24권, 제4호, pp.479-490. Lee, C.H., Han, K.H., Kim, D.K., Park, C.H., Kim, J.H., Lee, S.E., and Ha, T.K. (2012) Local Buckling and Inelastic Behaviour of 800MPa High-Strength Steel Beams, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.24, No.4, pp.479-490 (in Korean).
- [13] 김대경, 이철호, 한규홍, 김진호, 이승은, 김진원(2015) 중심압축을 받는 고강도강 중간주의 좌굴강도 평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제27권, 제4호, pp.377-386. Kim, D.K., Lee, C.H., Han, K.H., Kim, J.H., Lee, S.E., and Kim, J.W. (2015) Buckling Strength of Concentrically Loaded High-Strength Steel Columns with Intermediate Slenderness, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.27, No.4, pp.377-386 (in Korean).
- [14] International Organization of Standardization (2013) *Static Design Procedure for Welded Hollow-Section Joints - Recommendations (ISO/FDIS 14346:2012(E))*, Switzerland.
- [15] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014) *Abaqus/CAE User's Guide, Ver. 6.14*, DSS, USA.
- [16] van der Vegte, G.J. (1995) *The Static Strength of Uniplanar and Multiplanar Tubular T- and X-Joints*, Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology, Netherlands.
- [17] Kang, C.T., Moffat, D.G., and Mistry, J. (1998) Strength of DT Tubular Joints with Brace and Chord Compression, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.124, No.7, pp.775-783.
- [18] van der Vegte, G.J., and Makino, Y. (2010) Further Research on Chord Length and Boundary Conditions of CHS T- and X-Joints, *Advanced Steel Construction*, Hong Kong Institute of Steel Construction, Vol.6, No.3, pp.879-890.
- [19] Lu, L.H., De Winkel, G.D., Yu, Y., and Wardenier, J. (1994) Deformation Limit for the Ultimate Strength of Hollow Section Joints, *Tubular Structures VI*, CRC Press, UK, pp.341-347.
- [20] Zhao, X.-L., Wardenier, J., Packer, J.A., and van der Vegte, G.J. (2010) Current Static Design Guidance for Hollow-Section Joints, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Institution of Civil Engineers, Vol.163, No.6, pp.361-373.
- [21] Lipp, A., and Ummenhofer, T. (2015) Influence of Tensile Chord Stresses on the Strength of CHS X-Joints - Experimental and Numerical Investigations, *Tubular Structures XV*, CRC Press, UK, pp.379-386.

**요약** : 고강도 강재의 높은 항복비와 같은 특이한 물성에 대한 우려 등의 이유로 국내의 대표적인 강구조 설계기준에서는 강관구조에 고강도 강재를 적용하는 것을 금지하거나 제한하고 있다. 대부분의 설계기준에서는 강관의 항복강도가 355 또는 360MPa를 초과하는 경우 제시된 설계강도식을 사용할 수 없거나 강도저감계수를 통해 설계강도를 낮추어야 한다. 반면 이러한 제한사항에 대한 역학적 근거는 명료하지 않다. 또한 최근 저자들에게 의해 수행된 X형 원형강관접합부에 대한 실험연구는 고강도강에 대한 규제가 과도하게 보수적일 수도 있다는 점을 지적한 바 있다. 본 연구에서는 고강도강 X형 원형강관접합부의 지관 압축 하에서의 거동을 더 자세히 분석하기 위해 실험에 이은 수치해석 변수연구를 수행하였다. 일반 강재부터 매우 항복강도가 높은 고강도 강재까지 넓은 범위의 강종을 고려하였다. 본 수치해석 연구에서도 현행의 고강도강 페널티가 매우 보수적이며 완화될 여지가 있음을 확인할 수 있었다. 또한 주관 축응력 하에서의 고강도강 접합부의 거동을 분석한 결과 현행 기준식이 고강도강 접합부의 주관 축응력에 의한 강도 감소 효과를 보수적으로 예측함을 확인하였다. 일반적으로 주관 축응력이 작용할 때 고강도강 접합부는 일반강 접합부에 비해 접합부 강도를 더 잘 유지하였다. 더불어 현행 기준식의 형태가 실제 접합부 거동을 정확히 표현하는 데에 한계가 있으며 개선될 여지가 있음을 지적하였다.

**핵심용어** : 고강도강, 원형강관, X형 강관접합부, 수치해석, 주관응력효과