

# 경사단부강판 보 이음을 갖는 강재 보-기둥 모멘트접합부의 내진실험

임종진<sup>1</sup> · 김동관<sup>2</sup> · 이상현<sup>3</sup> · 박철수<sup>4</sup> · 이창남<sup>5</sup> · 엄태성<sup>6\*</sup>

<sup>1</sup>박사과정, 단국대학교, 건축공학과, <sup>2</sup>조교수, 청주대학교, 건축공학과, <sup>3</sup>부교수, 단국대학교, 건축공학과  
<sup>4</sup>차장, (주)삼성물산, <sup>5</sup>대표이사, (주)센구조연구소, <sup>6</sup>부교수, 단국대학교, 건축공학과

## Seismic Tests of Steel Beam-to-column Moment Connections with Inclined End-plate Beam Splice

Lim, Jong Jin<sup>1</sup>, Kim, Dong Gwan<sup>2</sup>, Lee, Sang Hyun<sup>3</sup>, Park, Choul Soo<sup>4</sup>, Lee, Chang Nam<sup>5</sup>, Eom, Tae Sung<sup>6\*</sup>

<sup>1</sup>Ph.D. Candidate, Dept. of Architectural Engineering, Dankook University, Yongin, 16890, Korea  
<sup>2</sup>Assistant Professor, Dept. of Architectural Engineering, Cheongju University, Cheongju, 28503, Korea  
<sup>3</sup>Associate Professor, Dept. of Architectural Engineering, Dankook University, Yongin, 16890, Korea  
<sup>4</sup>Senior Manager, Building Engineering Team, Samsung C&T Co., Seongnam, 13530, Korea  
<sup>5</sup>CEO, Sen Structural Engineering Co. Ltd, Seoul, 07226, Korea  
<sup>6</sup>Associate Professor, Dept. of Architectural Engineering, Dankook University, Yongin, 16890, Korea

**Abstract** - A beam splice method using inclined end-plates and high-strength tension bolts was developed. The end-plates welded to a bracket and a spliced beam are connected each other by using the tension bolts. In the present study, six exterior beam-to-column moment connections were tested under cyclic loading. Test parameters were the end-plate details and bolt arrangements. All specimens were designed so that moment resistances of the end-plates and bolts were greater than the required moment at the beam splice, in accordance with the design methods of AISC Design Guide 4. Test results showed that in the beam splices with the extended end-plates, the beam moment successfully transferred to the bracket, without any defeats such as excessive prying action of the end plates and brittle failure at the end plate-to-beam flange weld joints. However, the deformation capacities of the overall beam-to-column connections were limited due to the brittle failure of the beam-to-column flange weld joints. From the test results, recommendations for seismic design and detailing of the beam-to-column moment connection with inclined end-plate beam splice were given.

**Keywords** - Inclined end-plate, Beam splice, Steel moment frame, Stress concentration, Cyclic loading test, Beam-column connection

### 1. 서론

강구조 모멘트저항골조의 보에는 고력볼트를 이용한 마찰접합이음이 널리 사용된다. 마찰접합은 초기 강성이 높고 반복응력에 의한 너트 풀림이 적으므로, 슬립변형이 거의 없

는 우수한 보 이음성능 확보가 가능하다. 하지만 보 이음부에서 기둥과 보의 수직·수평 위치를 정확히 맞추어야 하고 볼트 장력 확보에 주의해야 하는 등 현장 시공이 쉽지 않다.

대안으로 최근 경사단부강판을 이용한 보 이음방법(inclined end-plate beam splice, 이하 경사단부강판이음)이 개발되었다. Fig. 1(a)는 경사단부강판이음을 사용한 모멘트골조의 시공 과정을 보여준다. 먼저 브래킷이 용접된 기둥을 세운 다음, 기둥 사이에 이음할 보를 설치한다. 브래킷과 이음할 보의 단부에는 기울어진 단부강판이 용접되고 그 경사단부강판에는 볼트 체결을 위한 구멍이 가공되어 있다. 따라서 두 경사 단부강판의 구멍 위치를 정확히 맞추고 볼트와 너트를 체결함으로써 브래킷과 보의 이음이 완성된다. 이러

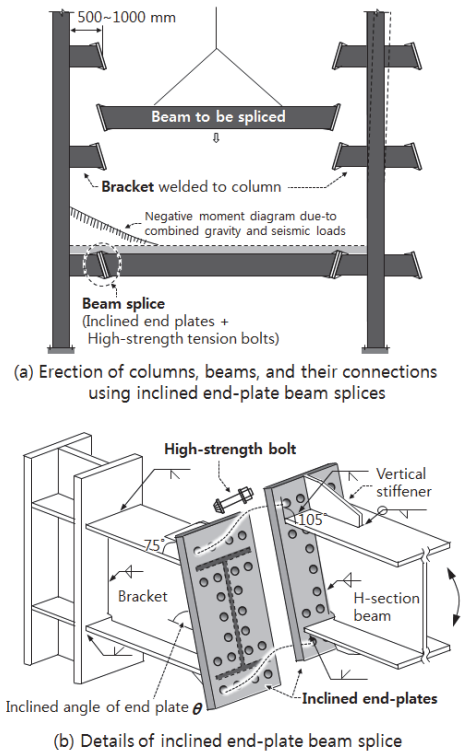
Note.-Discussion open until October 31, 2017. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 25, 2016; revised February 21, 2017; approved on February 22, 2017.

Copyright © 2017 by Korean Society of Steel Construction

\*Corresponding author.

Tel. +82-31-8005-3730 Fax. +82-31-8021-7225

E-mail. [tseom@dankook.ac.kr](mailto:tseom@dankook.ac.kr)



**Fig. 1.** Moment-resisting frames with inclined end-plate beam splice

한 경사단부강판이음은 다음과 같은 장점을 갖는다. 첫째, 강판 사이의 마찰저항이 아닌 고장력 볼트의 인장저항을 사용하므로, 보 이음에 소요되는 볼트 개수를 기존 마찰접합 대비 50% 이상 줄일 수 있다. 또한 인장접합이므로 볼트 조임이 쉽고 편리하다. 둘째, 이음부의 단부강판이 아래가 좁아지는 방향으로 경사져 있으므로, 시공 중 보의 수평 정렬이 쉽고 낙하 위험이 적다. 셋째, 보 이음부에서 시공오차 없이 경사단부강판이 정밀하게 밀착되므로, 현장 설치과정에서 기울어질 수 있는 기둥의 수직도 또한 보 이음부의 볼트 체결과 동시에 저절로 맞게 된다.

사실 단부강판을 이용한 모멘트접합(end-plate moment connection)은 AISC 358-10<sup>[1]</sup>에 소개된 사전인증 내진접합부의 하나로서, 주로 보-기둥 접합부에서 보 플랜지 용접부의 조기 취성파괴를 방지하기 위한 내진상세로 사용된다. 다수의 기존 연구(Sumner, 2003<sup>[2]</sup>; Ryan, 1999<sup>[3]</sup>; Quayyum, 2014<sup>[4]</sup>; Ghobarah *et al.*, 1992<sup>[5]</sup>; Tsai and Popov, 1990<sup>[6]</sup>; Adey *et al.*, 2000<sup>[7]</sup>; Korol *et al.*, 1990<sup>[8]</sup>)를 통하여 단부강판 모멘트접합부의 우수한 내진성능이 검증되었고, 설계 방법 및 내진상세가 AISC 358-10<sup>[1]</sup>, AISC Design Guide 4<sup>[9]</sup>(이하 AISC DG4) 등 내진기준 또는 설계지침에 체계적

으로 정리되어 있다. 이 연구에서 개발한 경사단부강판이음은 기존 단부강판 모멘트접합 상세를 변형시켜 보 이음부에 적용한 것으로, 다음과 같은 구조적인 특징을 갖는다.

1) 경사단부강판이음에서는 Fig. 1(b)에 나타난 바와 같이 단부강판과 보 플랜지가 75° 및 105°의 경사각으로 접합된다. 따라서 단부강판과 보 플랜지를 90° 각도로 용접하는 기존 단부강판 모멘트접합과 달리, 제안된 경사단부강판이음에서는 75°의 예각 용접부에서 응력집중이 커질 수 있다.

2) Fig. 1(a)에서 보는 바와 같이, 경사단부강판이음은 편리한 시공을 위하여 기둥면으로부터 500mm~1000mm 만큼 떨어진 위치에 설치된다. 따라서 지진하중과 중력하중에 의하여 보에 작용하는 모멘트 분포를 고려할 경우, 보 이음부에서 플랜지와 용접부의 휨응력 수준은 기둥면에서보다 줄어들 수 있다.

이 연구에서는 AISC DG4<sup>[9]</sup>에 제시된 단부강판 모멘트접합 설계법을 수정하여 강재보를 위한 경사단부강판이음 설계방법 및 상세를 제안하였다. 또한 반복가력실험을 통하여, 경사단부강판이음을 갖는 보-기둥 모멘트접합부의 내진성능을 평가하였다. 실험결과를 바탕으로 내진성능 확보를 위한 보-기둥 모멘트접합부의 설계 및 상세 권고사항을 제안하였다.

## 2. 경사단부강판이음부의 내진설계

AISC 358-10<sup>[1]</sup> 및 AISC DG4<sup>[9]</sup>에 따르면, 기존 단부강판 모멘트접합부에서는 단부강판 및 볼트에서 취성적인 파괴없이 보 소성힌지에서 큰 소성변형이 집중되도록 역량설계(capacity design)를 수행한다. 이러한 역량설계는 지진에 의한 극한한계상태에서 소성변형을 접합부보다는 보 소성힌지에 집중시켜 연성거동을 확보하기 위한 것이다. 이 장에서는 AISC DG4<sup>[9]</sup>에 제시된 기존의 단부강판 모멘트접합 설계를 바탕으로, 경사단부강판 보 이음부의 역량설계 방법을 다음과 같이 제안하였다(Fig. 2 참조).

1) 두께가 충분하지 않은 단부강판에는 지레작용(prying action)으로 인하여 추가 변형이 접합부에 발생하고, 그 결과 볼트에 작용하는 응력은 불균일하게 된다(Sumner, 2003<sup>[2]</sup>; Morrison *et al.*, 1985<sup>[10]</sup>; Kim *et al.*, 2015<sup>[11]</sup>). 따라서 단부강판의 두께는 지레작용이 최소화되도록 충분히 커야 한다. 이는 항복선이론(yield line theory)에 의한 단부강판의

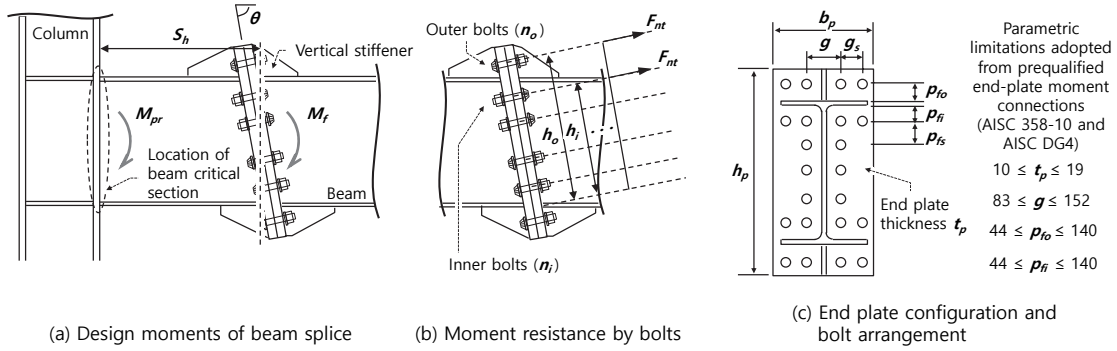


Fig. 2. Beam-to-column moment connection with inclined end-plate beam splice

소성모멘트저항( $M_{pl}$ )이 보 소성힌지의 항복에 의하여 이음 부에 요구되는 설계모멘트( $M_f$ )보다 클 경우 만족된 것으로 볼 수 있다(AISC 358-10<sup>[1]</sup>; AISC DG4<sup>[9]</sup>; Sumner, 2003<sup>[2]</sup>). 즉,

$$\phi_y M_{pl} \geq 1.1 M_f \quad (1)$$

여기서,

$$M_{pl} = F_{yp} Y_p t_p^2 \quad (2)$$

$$M_f = M_{pr} - V_u S_h \quad (3)$$

$$M_{pr} = R_y F_y Z_x \quad (4)$$

$F_{yp}$  = 단부강판의 항복응력,  $Y_p$  = 항복선 이론에 의한 단부강판의 항복선 길이,  $t_p$  = 단부강판의 두께,  $M_{pr}$  = 보 단면의 소성모멘트강도,  $V_u$  = 보 단면의 설계전단력,  $S_h$  = 보 위험단면(또는 기둥면)과 경사단부강판이음 중심까지의 거리,  $F_y$  = 보 강재의 항복응력,  $Z_x$  = 보 단면의 유효소성단면계수,  $R_y$  = 실제 강재 항복응력과 설계기준 항복응력 사이의 차이를 고려하는 계수이다. 식(1)에서 강재항복에 대한 강도감소계수는  $\phi_y = 0.9$ 를 사용하고, 우측항에는 단부강판의 지레작용을 최소화하기 위하여 1.1의 안전계수를 곱하였다(AISC DG4<sup>[9]</sup>). 또한 보수적인 이음부 설계를 위하여, Fig. 2(a)에서 보는 바와 같이 위험단면이 기둥 플랜지면에 위치하는 것으로 가정하여 식(3)에서 보 소성모멘트강도  $M_{pr}$ 를  $V_u S_h$ 만큼 저감시켜 이음부의 소요 설계모멘트  $M_f$ 를 구하였다. 식(1)~(4)는 AISC DG4의 ‘두꺼운 단부강판 설계 (thick

plate design)’에 따른 것이다.

2) 단부강판이 두꺼운 경우 보 이음부에서는 볼트 인장파단에 의한 취성파괴가 발생할 수 있다(Sumner, 2003<sup>[2]</sup>). 이러한 볼트의 취성 파단을 방지하기 위해서는 보 이음부에서 볼트에 의한 모멘트저항( $M_{np}$ )이 설계모멘트( $M_f$ )보다 커야 한다. 즉,

$$\phi_f M_{np} \geq M_f \quad (5)$$

여기서,

$$M_{np} = (n_o + n_i) A_b F_{nt} \cdot (h_o + h_i) \quad (6)$$

$A_b$  = 볼트 한 개의 단면적,  $F_{nt}$  = 볼트의 인장강도,  $n_o$  및  $n_i$  = 각각 압축플랜지 바깥쪽과 안쪽 1행의 볼트 개수,  $h_o$  및  $h_i$  = 각각 압축 플랜지로부터 플랜지 바깥쪽 및 안쪽 볼트까지의 중심거리이다. 식 (6)에서  $M_{np}$ 는 AISC DG4<sup>[9]</sup>에 제안된 바와 같이 인장 플랜지 상·하부 각 1행의 볼트만이 인장강도  $F_{nt}$ 를 발휘하여 힘에 저항하는 것으로 가정하여 구한 볼트 저항 모멘트강도이다. 식 (5)에서 볼트 인장파단에 대한 강도감소계수는  $\phi_f = 0.75$ 를 사용한다.

3) AISC DG 4<sup>[9]</sup>, Sumner(2003)<sup>[2]</sup>등에 의하면, 볼트 응력과 단부강판의 소성메커니즘은 보 플랜지 및 웨브와 볼트 사이의 간격( $g$ ,  $p_{fo}$ ,  $p_{fi}$  등, Fig. 2(c) 참조)에 따라 달라진다. 이는 AISC DG4<sup>[9]</sup>를 경사단부강판이음 설계에 사용하기 위해서는  $g$ ,  $p_{fo}$ ,  $p_{fi}$  등 볼트 간격이 기존 단부강판 모멘트접합에서 요구되는 제한조건을 준수해야 함을 가리킨다. 또한 보 웨브와 동일한 두께를 갖는 수직 스티프너를 상·하 플랜지에 설치하여(Fig. 2(a) 참조), 경사단부강판과 보 플랜지

의 용접부에서 응력 집중에 의한 취성파괴가 발생하는 것을 방지하여야 한다.

### 3. 실험 계획

#### 3.1 재료 강도

휨항복이 발생하는 강재보에 사용된 SM490급 H-582×300×12×17 형강의 경우, 실험 종료 후 플랜지(두께  $t_f=17\text{mm}$ )에서 강판을 절취하여 인장시험을 수행하였다. Fig. 3은 3개의 시편에 대하여 한국산업표준의 금속재료 인장시

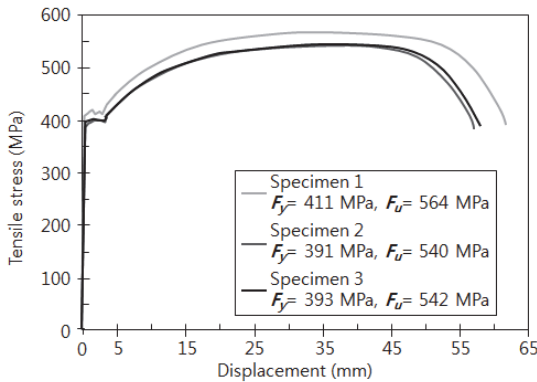


Fig. 3. Stress-displacement relationships of beam flange obtained by tension tests

험 방법(KS B 0802 : 2003 1A호 시험편)에 따라 수행한 실험결과를 보여준다. 3개의 인장시험편의 평균 항복강도와 인장강도는 각각  $F_y = 398\text{MPa}$  및  $F_u = 549\text{MPa}$ 이다.

SM490급 24mm 두께의 이음부 단부강판의 항복강도  $F_{yp} = 338\text{MPa}$ 이고 인장강도  $F_{up} = 516\text{MPa}$ 이다. 30mm 두께의 단부강판의 항복강도 및 인장강도는 각각  $F_{yp} = 313\text{MPa}$ ,  $F_{up} = 505\text{MPa}$ 이다.

이음부에 체결된 F10T M27 볼트의 인장강도  $F_{nt} = 1200\text{MPa}$ , 직경  $d_b = 27\text{mm}$ , 단면적  $A_b = 572\text{mm}^2$ 이다. 또한 F10T M30 볼트의 인장강도  $F_{nt} = 1200\text{MPa}$ , 직경  $d_b = 30\text{mm}$ , 단면적  $A_b = 706\text{mm}^2$ 이다. 볼트의 인장강도는 별도의 인장시험 없이 제조사가 보증하는 인장강도를 사용하였다.

모든 용접부에는 강구조 내진구조기준에 따라  $-30^\circ\text{C}$ 에서 30J 이상의 샤르피V노치(CVN) 인성값을 갖는 SM490급 용접재료를 사용하였다. 용접재료의 공칭 인장강도는  $F_{EXX} = 610\text{MPa}$ 이다.

#### 3.2 실험변수 및 단면상세

Table 1에 나타난 바와 같이, 경사단부강판이음을 갖는 6개의 보-기둥 모멘트접합 실험체에 대하여 반복가력실험을 수행하였다. 실험체별 모멘트접합 상세와 경사단부강판이음부의 볼트 배치를 각각 Figs. 4와 5에 나타냈다. NS는 보를 이음하지 않은 대조군 실험체이고, ES은 Fig. 4(b)에 나

Table 1. Test parameters and moment strengths for beam splice design

Specimens	End-plate splice				Moment strengths for beam splice design (kN·m)			
	Type	Thickness $t_p$ (mm)	Bolt	Inclination angle $\theta$	$M_{pr}^{1)}$	$M_f^{2)}$	$M_{pl}^{3)}$	$M_{np}^{4)}$
NS	-	-	-	-	1418	-	-	-
ES	Extended	30	F10T M27	$90^\circ$		1158	2467	3093
SS1	Extended	30	F10T M27	$75^\circ$			2408	3213
SS2	Extended	24	F10T M27	$75^\circ$			1664	3213
SS3	Extended	30	F10T M30	$75^\circ$			2408	2841
FS	Extended-Flush	30	F10T M27	$75^\circ$			2408 <sup>5)</sup>	3213 <sup>5)</sup>

1) In the calculation of  $M_{pr}$ , the actual yield strength  $F_y$  obtained by tests was used. Thus,  $R_y$  was taken as 1.0 in Equation (4).

3) In Equation (3),  $V_u = M_{pr}/l_s$  and  $S_h = 550$  mm, where the shear span was taken as  $l_s = 3000$  mm.

3) In Equation (2), the yield line mechanism parameter  $Y_p = \frac{b_p}{2} \left\{ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}} \right) \right\} + \frac{2}{g} \{ h_1(p_{fi} + s) + h_0(s + p_{fo}) \}$

, where  $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$  (Meng, 1996<sup>[12]</sup>, Sumner, 2003<sup>[2]</sup>)

4)  $n_o = n_i = 4$  for ES, SS1, SS2, and SS3 and  $n_o = 2$  &  $n_i = 4$  for SS3.

5)  $M_{pl}$  and  $M_{np}$  for negative bending.

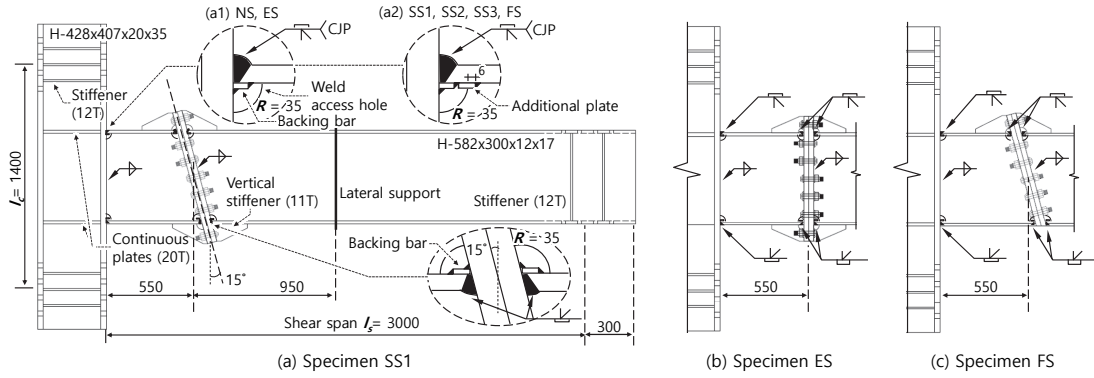


Fig. 4. Configuration and details of inclined end-plate beam splice and beam-to-column moment connection

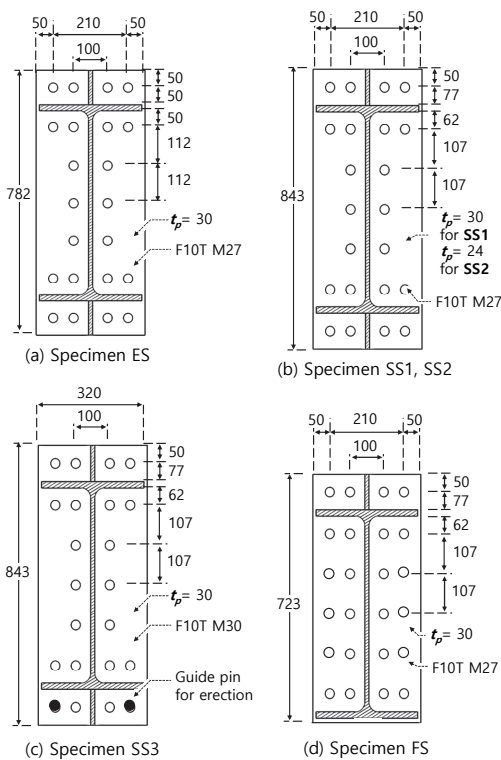


Fig. 5. Bolts configuration

타낸 바와 같이 수직( $\theta = 90^\circ$ ) 단부강판이음을 사용한 실험체이다. SS1, SS2, SS3은 Fig. 4(a)에 나타난 바와 같이  $\theta = 75^\circ$ 로 기울인 경사단부강판이음을 사용한 실험체이고, FS는 Fig. 4(c)에 나타난 바와 같이 단부강판을 하부 플랜지 높이에서 잘라낸 플러쉬 타입의 경사단부강판이음 실험체이다. 기둥 및 보에 사용된 H형강 단면치수는 각각 H-428×407×20×35, H-582×300×12×17이다. 보 위험단면이 있는 기둥 플랜지면으로부터 가력점 및 이음부까지의 거리는 각각

$l_s = 3000\text{mm}$  및  $S_h = 550\text{mm}$ 이고, 기둥 상·하 지점 사이의 거리는  $l_c = 1400\text{mm}$ 이다. 보 가력점과 기둥 지점은 12mm 두께의 스티프너로 웨브를 보강하였다. 또한 보-기둥 조인트에서는 두께 20mm의 연속판(continuous plate)을 사용하여 보 플랜지를 맞은편 기둥 플랜지까지 연장시켰다.

Fig. 4(a1)은 보-기둥 모멘트접합을 위하여 사용한 보와 기둥 플랜지 사이의 용접상세를 보여준다. 보 플랜지는 반지름 35 mm의 스캐럽과 뒷담재를 사용하여 기둥 플랜지에 용접하였다. 이러한 용접상세는 현재 한국에서 사용되고 있는 대표적인 용접상세이다. 하지만 먼저 실험한 NS와 ES에서 보 플랜지의 용접부 취성과파괴가 발생하였고, 이를 완화하기 위하여 실험 도중에 잔여 실험체인 SS1, SS2, SS3, FS에서는 Fig. 4(a2)에 나타난 바와 같이 수정된 용접상세를 적용하였다. 즉, Fig. 4(a2)에 나타난 바와 같이 뒷담재와 동일한 두께(= 6mm)의 보강판(additional plate)을 플랜지 내측에 덧대어 용접함으로써 보와 기둥 플랜지 사이 용접부에서 발생하는 응력 집중을 완화하고자 하였다. 또한 보강판을 스캐럽 단부로부터 약 6 mm 보 경간방향으로 연장시켜, 스캐럽 단부에 응력집중이 발생되지 않도록 주의하였다.

Fig. 4는 실험체별 보 이음부 상세를 보여준다. 보 이음부는 기둥면으로부터  $S_h = 550\text{mm}$  위치에서 브래킷과 보의 단부강판을 서로 맞댄 다음 고장력 볼트를 체결하여 시공하였다. 정밀한 보 이음을 위하여, 단부 강판의 볼트 조임시 AISC 360-10<sup>[22]</sup>에서 허용하는 밀착조임(snug-tightened high strength bolt)을 하였다. 따라서 볼트에는 초기장력이 도입되었는데, 이러한 볼트의 장력은 단부강판 접촉면에 발생하는 압축력에 의하여 상쇄되는 자기평형(self-equilibrium) 응력으로서 이음부의 모멘트강도에 큰 영향을 미치지 않는다.

Fig. 5와 Table 1에 나타난 바와 같이, 실험체마다 단부강판

두께와 볼트 직경을 다르게 설계하였다. 수직 단부강판이음을 갖는 ES에는 Fig. 5(a)에 나타난 바와 같이  $t_p = 30\text{mm}$  두께의 단부강판과 F10T M27 볼트 22개를 사용하였다. 상·하 플랜지 주변에는 각각 8개의 볼트를 사용하였고( $n_i = n_o = 4$  및  $p_{fo} = p_{fi} = 50\text{mm}$ ), 웨브 주변에는 6개의 볼트를 추가하였다. 경사단부강판을 갖는 SS1에서는 Fig. 5(b)에 나타난 바와 같이 볼트 개수와 배열이 ES와 동일하다. 다만, 단부강판의 경사( $\theta = 75^\circ$ )로 인하여 SS1에 사용한 볼트 간격이  $p_{fo} = 77\text{mm}$  및  $p_{fi} = 62\text{mm}$ 로 증가하였다. SS2에서는 단부강판의 지레작용 및 추가 변형에 의한 경사단부강판이음의 성능 저하를 살펴보기 위하여 단부강판의 두께를  $t_p = 24\text{mm}$ 로 줄였다(Fig. 5(b) 및 Table 1 참조). 따라서 SS2의 경우 항복선이론에 의한 단부강판의 소성모멘트강도  $M_{pl} (= 1864 \text{ kN}\cdot\text{m})$ 이 볼트에 의한 모멘트강도  $M_{np} (= 2646 \text{ kN}\cdot\text{m})$ 보다 작았다. 하지만 단부강판의 소성모멘트  $M_{pl}$ 이 요구모멘트  $M_f (= 1287 \text{ kN}\cdot\text{m})$ 보다 커 기둥면에서 파괴 이전에 이음부 보 휨항복이 나타나도록 설계하였다.

SS3에서는 Fig. 5(c)에 나타난 바와 같이 시공성 개선을 위하여 플랜지 바깥쪽의 볼트 개수를 2개로 줄이고( $n_o = 2$  및  $n_i = 4$ ) 그 대신 볼트 직경을 F10T M30으로 증가시킨 실험체이다. 단부강판의 하부 모서리에 위치한 두 개의 볼트 구멍은 시공 중에 보와 브래킷의 정렬을 맞추기 위한 가이드핀(guide pin)을 설치하는 용도로 사용된다. FS는 플러쉬타입의 경사단부강판이음 실험체로서, Fig. 5(d)에 나타난 바와 같이 하부 플랜지 바깥쪽의 볼트를 없애고 그 대신 웨브 주변에 볼트 개수를 증가시켜 F10T M27볼트 24개를 배치하였다. 중력하중과 지진하중이 중첩될 경우, 기둥 주변의 보 단부에서는 일반적으로 정모멘트가 부모멘트보다 작다. FS는 이러한 지진하중과 중력하중의 조합을 고려하여 하부에만 플러쉬 타입 단부강판을 적용하였다.

### 3.3 가력 및 계측계획

Fig. 6은 반복가력을 위한 실험 셋팅을 보여준다. 경사단부강판으로 이음한 보는 수직으로 세우고 그 상단부에 횡하중 가하기 위한 1000kN급 액츄에이터를 설치하였다. 기둥면으로부터 가력점까지 전단경간은  $l_s = 3000\text{mm}$ 이다. 기둥은 수평방향으로 설치하고 양단부의 지점을 힌지로 고정하였는데, 기둥 힌지의 지점간 거리는  $l_c = 1400\text{mm}$ 이다. 실험체 반복가력은 AISC - SAC (2005)의 가력 프로토콜을 참조하여  $\delta = \pm 0.00375, \pm 0.005, \pm 0.0075$ 에서 각각 6회 반복

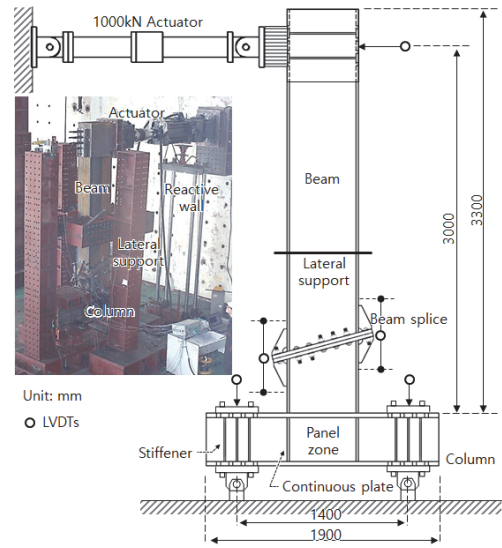


Fig. 6. Test setup for cyclic lateral loading

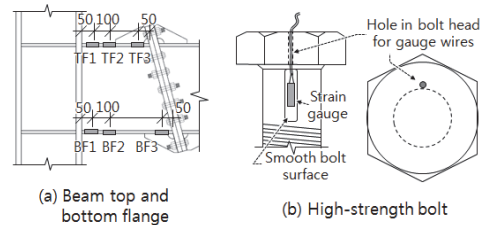


Fig. 7. Strain gauge measurement

하였고,  $\delta = \pm 0.01$ 에서 4회,  $\delta = \pm 0.015, \pm 0.02, \pm 0.03, \pm 0.04$ 에서 각각 2회 반복 하였다. 여기서  $\delta$ 는 액츄에이터 변위를 전단경간( $l_s = 3000\text{mm}$ )으로 나눈 변위비이다.

Fig. 7(a)에 나타난 바와 같이, 변형률 게이지를 부착하여 기둥면과 이음부 근처에서 보 플랜지의 변형률을 계측하였다. 또한 볼트의 축인장 변형률을 계측하기 위하여, Fig. 7(b)에 나타난 바와 같이 변형률 게이지를 표면에 붙인 다음 볼트 머리에 게이지 와이어를 빼내기 위한 접근 구멍(access hole)을 뚫었다. 이러한 볼트 축인장 변형률 계측방법은 Prinz *et al.*, 2014<sup>[13]</sup>, Chung *et al.*, 2010<sup>[14]</sup> 등이 사용한 방법과 동일하다.

## 4. 실험 결과 및 분석

### 4.1 하중-변위각 관계 및 파괴모드

Fig. 8은 액츄에이터 횡하중-변위비( $P-\delta$ )관계를 보여준다. 그림에서 정·부방향의 실험 최대하중  $P_u$ 가 발생한 시점

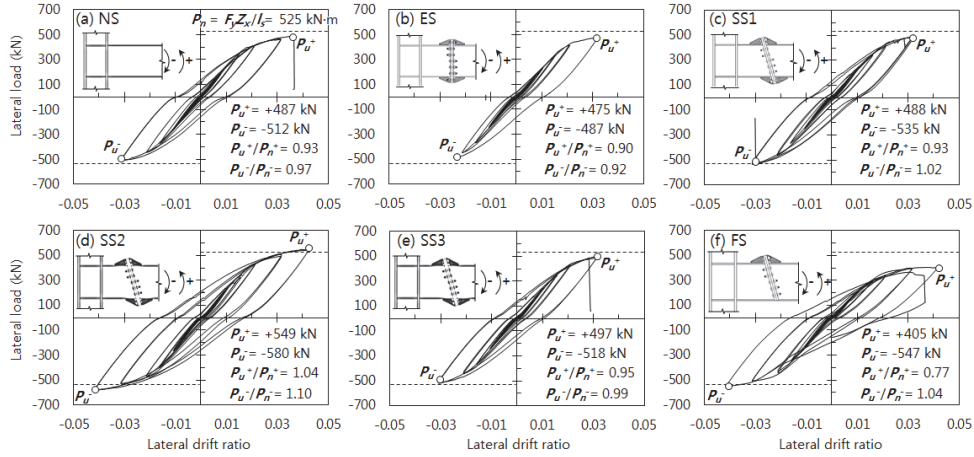


Fig. 8. Lateral load - drift ratio relationships

은 원형 표식으로 나타냈다. 또한 실제 재료강도를 바탕으로 계산한 실험체의 공칭강도  $P_n (=525 \text{ kN})$ 을 수평 점선으로 나타냈는데,  $P_n$ 은 기둥면에서 보의 휨항복에 의한 보의 휨하중으로 소성모멘트강도  $M_{pr} (= F_y Z_x)$ 를 전단경간  $l_s (=3000\text{mm})$ 으로 나누어 구하였다. 모든 실험체에서 보의 단면은 동일하므로 공칭강도 또한 모두 동일하다. 실험체별 주요 파괴모드는 Fig. 9에 나타내었다.

보 이음을 하지 않은 NS의 경우(Fig. 8(a) 참조), 약  $\delta = 2.0\%$ 부터 보 플랜지 항복에 의한 강성저하가 나타났다. 이후 항복 영역이 단면 중앙의 웹으로 확산됨에 따라 하중재하능력이 완만하게 증가하였다. 최종적으로  $\delta = +3.0\%$ 로 부터  $\delta = +4.0\%$ 로 가력하는 과정에서 기둥 플랜지에 용접된 보 플랜지에서 인장파단이 발생하였고(Fig. 9(a) 참조), 그 결과 NS는 하중재하능력이 급격히 저하되는 취성파괴를 보였다. 이러한 용접부 파괴는 뒷댐재 및 스캐럽에 의한 노치효과로 응력집중이 발생하였기 때문이다(Lee *et al.*, 2014<sup>[15]</sup>; Bruneau *et al.*, 1998<sup>[16]</sup>; Chen and Lin, 2013<sup>[17]</sup>; Mahin, 1998<sup>[18]</sup>; Miller, 1998<sup>[19]</sup>). 실험 최대강도는  $P_u = +487$  및  $-512 \text{ kN}$ 으로 공칭강도  $P_n (= 525 \text{ kN})$ 에 미치지 못하였다( $P_u/P_n = 0.93$  및  $0.97$ ). 이는 소성변형이 충분히 발생하여 보 단면 전체에 소성응력이 고르게 분포되기 이전에 보와 기둥 플랜지 용접부에서 조기 취성파단이 발생하였기 때문이다.

수직 단부강판을 사용한 ES는 Fig. 8(b)에 나타난 바와 같이  $\delta = 2.0\%$ 까지 NS와 거의 동일한 하중변위관계를 보였다. 하지만  $\delta = +3.0\%$ 로부터  $\delta = -3.0\%$ 로 가력하는 동안에 Fig. 9(b)에 나타난 바와 같이 보와 기둥 플랜지간 용접부에서 취성파단이 NS보다 일찍 발생하였고, 실험 최대강도( $P_u =$

$+475$  및  $-487 \text{ kN}$ ) 또한 공칭강도( $P_n = 525 \text{ kN}$ )보다 작았다.

이후 실험한 SS1, SS2, SS3, FS에서는 Fig. 4(a2)에 나타난 바와 같이 6mm 두께의 보강판을 이용하여 보 플랜지 용접부를 보강하였다.

변경된 용접상세를 적용한 경사단부강판이음 실험체 SS1의 경우, Fig. 8(c)에서 보는 바와 같이 변형능력이 ES와 비교하여 다소 향상되었고 실험 최대강도( $P_u = +488$  및  $-535\text{kN}$ )도 증가하여 공칭강도  $P_n (= 525\text{kN})$ 와 거의 동일하였다. ( $P_u/P_n = 0.93$  및  $1.02$ ) 하지만, Fig. 9(c)에 나타난 바와 같이  $\delta = 3.0\%$ 에서 보 플랜지 용접부에서 이른 취성파단이 발생하였다. 특히 SS1의 변형능력은 보 플랜지 용접부를 보강하지 않은 NS보다 작았는데, 그 이유는 단부강판이음부에서 국부적인 보 강성 증가로 인하여 기둥면에서 발생하는 보 플랜지 용접부의 응력·변형 집중이 더 악화되었기 때문으로 판단된다.

단부강판의 두께를  $t_p = 24\text{mm}$ 로 줄인 SS2의 경우, Fig. 8(d)에서 보는 바와 같이  $\delta = 4.0\%$ 의 상대적으로 큰 변형능력을 보였다. Fig. 9(d)에 보 이음부에 발생한 단부강판의 변형을 나타냈는데, 이러한 이음부의 변형이 기둥면에 발생하는 보 플랜지 용접부의 응력·변형 집중을 완화시켰기 때문에 SS2의 변형능력이 증가한 것으로 판단된다. 하지만 SS2 또한  $\delta = 4.0\%$ 에서 기둥면에서 발생한 보 플랜지 용접부의 취성파단으로 인하여 파괴되었다. 상대적으로 얇은 단부강판을 사용하였음에도 불구하고 실험 최대강도( $P_u = +540$  및  $-580\text{kN}$ )가 공칭강도  $P_n (= 525\text{kN})$ 보다 더 컸는데, AISC DG4<sup>[9]</sup>의 설계법에 근거하여 설계된 경사단부강판이음부가 강도 요구조건을 충족하고 있음을 보여준다.

플랜지 바깥쪽 볼트 개수를  $n_0 = 2$ 로 줄이는 대신 직경을

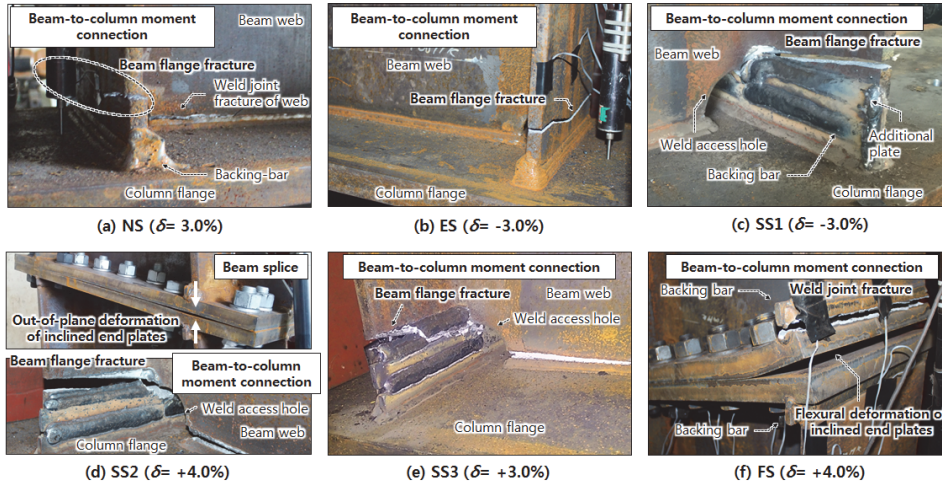


Fig. 9. Failure modes at beam splice and beam-to-column moment connection

M30으로 증가시킨 SS3의 경우, Fig. 8(e) 및 9(e)에 나타난 바와 같이 주기거동 및 파괴모드가 SS1과 거의 같았다. 즉,  $\delta = 3.0\%$ 에서 보 플랜지 용접부 취성파단이 발생하였고, 실험 최대강도가( $P_u = +497$  및  $-518\text{kN}$ )가 공칭강도( $P_n = 525\text{kN}$ )보다 조금 작았다. 이는 단부강판 두께( $t_p = 30\text{mm}$ )가 동일하다면 Fig. 5(b)와 (c)에 나타난 볼트 배열이 거의 동등한 이음성능을 갖는다는 것을 보여준다.

단부강판을 보 하부 플랜지 바깥쪽으로 연장하지 않은 FS의 경우, Fig. 8(f)에 나타난 바와 같이 정방향의 강도와 강성이 부방향보다 작았다. 또한 정방향 최대하중( $P_u = +405\text{kN}$ )은 공칭강도( $P_n = 525\text{kN}$ )에 크게 못 미쳤다. 이는 하부 플랜지 바깥에 볼트가 없어 단부강판 이음부의 저항성능이 감소되었기 때문이다. 특히, Fig. 9(f)에 나타난 바와 같이  $\delta = +4.0\%$ 에서 보 이음부에서 단부강판의 국부적인 변형이 크게 관찰되었고, 그 결과 보 플랜지 용접부의 취성파단이 기동면이 아닌 보 이음부에서 발생하였다. 이와 달리 부방향 재하의 경우, 단부강판을 보 상부 플랜지 바깥쪽으로 연장하여 볼트를 체결한 결과,  $\delta = -4.0\%$ 까지 용접부 취성파단 없이 SS2와 유사한 거동을 보였고 최대하중( $P_u = -547\text{kN}$ )도 공칭강도( $P_n = 525\text{kN}$ )보다 조금 컸다.

#### 4.2 볼트의 축변형률

Fig. 10(a)~(c)는 각각 SS1, SS2, SS3에서 계측한 볼트의 축변형률을 보여준다. 그림에서 가로축은 엑츄에이터 횡하중이고 세로축은 볼트 변형률이다. 보 이음부를 시공하는 과정에서 단부강판을 밀착시키기 위하여 볼트에 초기 장력

이 도입되었다. 따라서 Fig. 10에서 볼트 변형률 0은 0.000~0.002mm/mm 사이의 초기 인장 변형률이 발생한 상태를 뜻하며, 음(-)의 볼트 변형률은 초기 장력이 풀렸음을 나타낸다. 볼트는 압축응력에 저항하지 못하므로, 계측된 볼트 변형률의 최소값은 초기 변형률과 같다. 예를 들어, 비록 제작현장 사정으로 인하여 볼트의 초기 변형률을 계측하지 못하였지만, Fig. 10(a)에 나타난 BF1 볼트의 경우 최소변형률이  $-0.001\text{mm/mm}$ 이므로 초기 인장변형률이 0.001mm/mm이었음을 추측할 수 있다. Fig. 10(a)~(c)의 볼트 변형률 계측 결과는 경사단부강판이음과 관련하여 다음 사항을 시사한다.

- 1) 플랜지 주변의 볼트 BF1~BF4는 횡하중에 비례하여 볼트 변형률이 선형으로 증가하였지만, 웹 주변의 볼트 BW1과 BW2는 볼트 변형률이 횡하중에 관계없이 거의 일정하였다. 이는 보 이음부에서 볼트 저항 모멘트강도  $M_{np}$ 가 주로 플랜지 주변에 배치한 볼트 BF1~BF4에 의하여 저항되었음을 보여준다.
- 2) BF1~BF4의 최대 인장변형률을 비교할 경우, 플랜지 주변에서 볼트 위치에 따른 변형률 차이가 크지 않았다. 플랜지 바깥의 볼트 개수를 감소시킨 SS3에서도, 바깥쪽 볼트와 안쪽 볼트의 응력차이는 크지 않았다. 또한 상대적으로 얇은 강판을 사용한 SS2의 경우에도, 지레작용에도 불구하고 플랜지 안쪽과 바깥쪽의 변형률 차이가 크지 않았다. 이는 단부강판이 충분히 두껍고 스티프너가 설치된 경우, 경사 단부강판 이음부에서 볼트 응력이 대체로 고르게 분포되어 모멘트에 저항하였음을 보여준다.
- 3) 플랜지 주변에 배치한 볼트 BF1~BF4은 횡하중에 비례하여 변형률이 증가·감소를 반복하는 탄성거동을 보였다. 특히 반복거동에도 불구하고 볼트 변형률의 누적이 거의



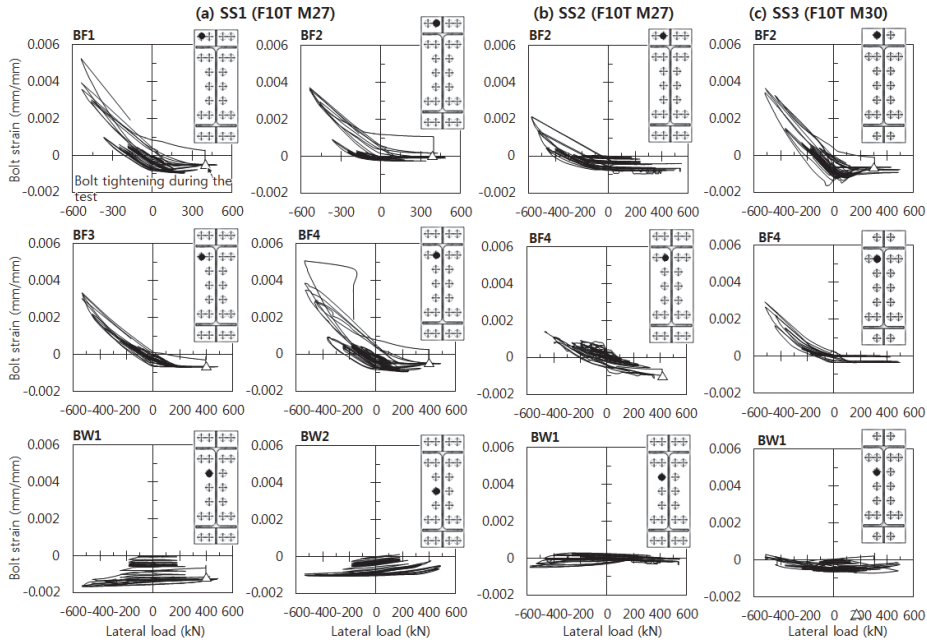


Fig. 10. Bolt strains at beam splices

없었는데, 이는 볼트 응력이 인장강도  $F_{nt} = 1200\text{MPa}$ 에 미치지 못하였음을 보여준다.

4) 이 실험에서는 임팩트 렌치를 사용하여 단부강판의 볼트를 밀착 조임 하였다. 하지만, 주기거동이 반복되면서 압축을 받는 플랜지 주변의 볼트에는 초기 장력이 풀려 실험중이 볼트 조임이 헐거워 졌다(Summer, 2003<sup>[2]</sup>; Seek and Murray, 2008<sup>[20]</sup>; Tsai and Popov, 1992<sup>[6]</sup>). 따라서 실험도중에 재조임을 통해 볼트 조임력을 보충하였다. 재조임 시점은 Fig. 10에 삼각형으로 표시하였는데, 볼트의 축인장 변형률이 급격히 증가하는 시점이다.

### 4.3 보 플랜지 변형률

Fig. 11은 실험체별 횡하중과 보 플랜지 변형률의 관계를 보여준다. 보 플랜지 변형률은 기둥 플랜지면 및 단부강판으로부터 50mm 떨어진 위치에서 측정하였다(Fig. 7 참조). 그림에서 상·하부 플랜지의 변형률은 각각 실선과 점선으로 나타냈었고, 비교를 위하여 플랜지 강판의 항복변형률  $\epsilon_y = 0.002\text{mm/mm}$ 은 그림에 수직 점선으로 표시하였다.

NS는 Fig. 11(a)에 나타낸 바와 같이 플랜지 항복이 기둥면으로부터 150mm 이상 확산되며 비교적 긴 소성인장 구간이 형성되었다. 이와 달리 ES, SS1, SS2, SS3, FS의 경우, Fig. 11(b)~11(f)에 나타낸 바와 같이 플랜지의 변형률이 대

부분 기둥면에 집중되는 양상을 보였다. 이는 국부적인 보 이음부 강성 증가로 인하여 보의 소성변형이 기둥면에 집중되었기 때문으로 판단된다. 그 결과 Fig. 9에서 보는 바와 같이, 기둥면의 보-기둥 모멘트접합부에서 플랜지 용접부 취성파괴가 조기에 발생하였다.

보 이음부에서는 플랜지 변형률이 상대적으로 크지 않았지만 SS2의 경우 항복변형률을 초과하기도 하였다. 이러한 변형률 측정결과는 모멘트 그래디언트(moment gradient)로 인하여 보 이음부에서 설계모멘트( $M_f$ )가 위험단면의 요구모멘트보다 작지만, 용접부의 국부적인 응력집중을 고려할 경우 보 이음부에서 수직 스티프너를 사용한 플랜지-단부강판 용접부의 보강이 필요함을 보여준다.

### 5. 설계 및 상세 권고사항

4장의 실험·분석 결과는 경사단부강판이음을 사용한 보-기둥 모멘트접합부 내진설계와 관련하여 다음을 시사한다.

- 1) 2장과 Fig. 2에 제시된 경사단부강판이음 설계법과 상세는 보 이음부의 요구성능을 만족한다. 시공 편의를 위하여 플랜지 바깥쪽에 배열되는 볼트의 수를 SS3와 같이 2개로 줄이더라도 이음부의 성능을 만족시킬 수 있다.
- 2) 기둥면에 위치한 보-기둥 모멘트접합부에서는 국부적

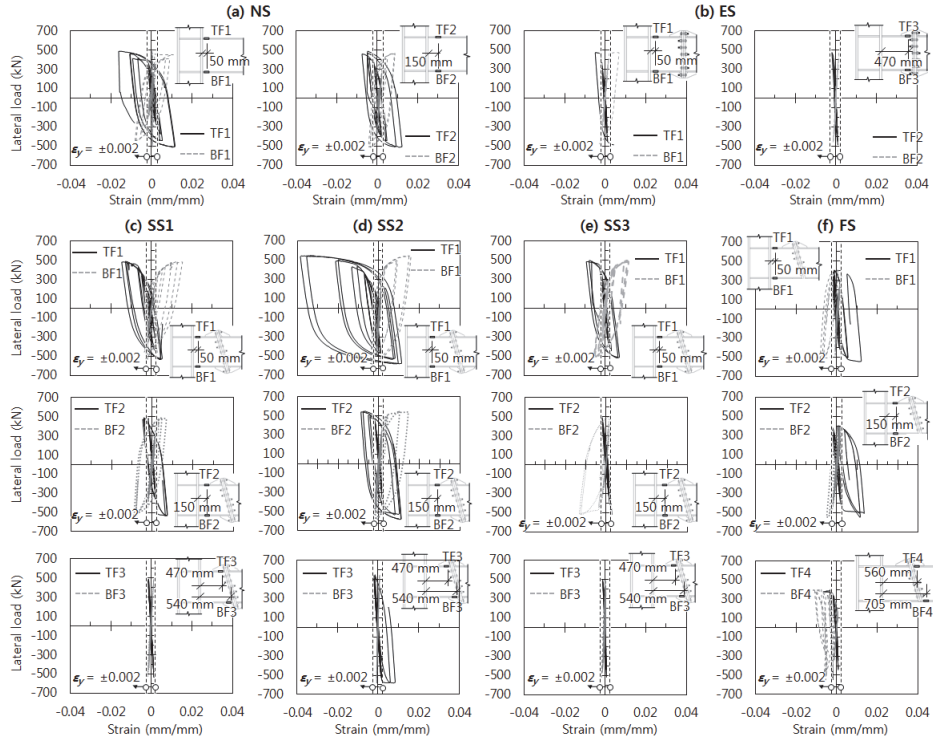


Fig. 11. Strains of beam flanges

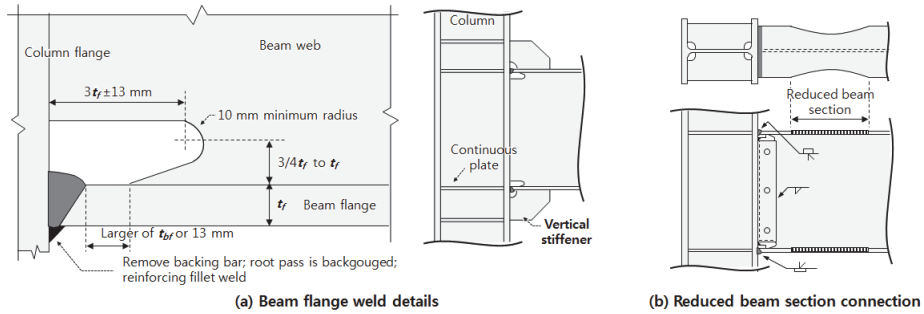


Fig. 12. Improved beam-to-column moment connection details with inclined end-plate beam splice

인 이음부 강성 증가와 그로 인한 응력 및 변형 집중에 의하여 보 플랜지 용접부의 취성파괴가 초기에 발생될 수 있다. 따라서 보와 기둥 플랜지 용접상세 각별한 주의가 필요하다. 예를 들어, Fig. 12(a)에 나타낸 바와 같이 FEMA 350(2000)<sup>[21]</sup>에 제시된 용접상세를 적용하거나 또는 수직 스티프너를 사용하여 플랜지 용접부의 응력 집중을 완화시킨다. 또한 Fig. 12(b)에 나타낸 바와 같이, RBS(Reduced beam section)방법을 사용하여 위험단면의 위치를 플랜지 용접부가 있는 기둥면으로부터 보 경간 방향으로 이동시킨다. 다만, Fig. 12에 예시된 상세 개선안에 대해서는 실험을 통한 추가 검증이 필요하다.

## 6. 결론

이 연구에서는 기울어진 단부강판 이음부 상세를 개발하였다. 또한, 기울어진 단부강판 이음부가 적용된 보-기둥 외부접합부의 내진성능을 반복가력실험을 통해 평가하였다. 주요 연구결과는 다음과 같다.

- (1) 단부강판 이음부를 갖는 모든 실험체는 AISC 358-10<sup>[1]</sup> 및 AISC Design Guide4<sup>[9]</sup>의 설계절차에 따라 볼트의 직경 및 단부강판의 두께를 결정하였고, 새로 개발된 기울어진 단부강판의 설계방법을 실험을 통해 검증하였다.
- (2) 두꺼운 단부강판으로 설계된 SS1 및 SS3은 반복하중 동

안 단부강판의 면외방향 변형이 나타나지 않았고, 볼트의 인장파단 또한 발생하지 않았다. 이에 따라, 이음부를 두지 않은 SS1과 비교하여 동등한 수준의 하중재하 능력 및 변형능력( $\delta=3.0\%$ )을 보였다. 보의 소성변형은 기둥 표면에 집중되었으며, 플랜지 용접부에서 취성과 단이 발생하면서 하중재하능력이 급격하게 저하되었다.

- (3) 단부강판의 두께를 줄인 SS2의 경우, 하중이력이 증가함에 따라 이음부 단부강판의 면외방향 변형이 육안으로 관찰되었다. 이러한 이음부의 변형은 기둥면에서 발생하는 보 플랜지 용접부의 응력집중을 완화시켰다. 결과적으로, SS2는 다른 실험체보다 큰 횡변위비 4.0%의 큰 변형능력을 보였다. 하지만 단부강판의 소성모멘트 강도가 보의 소성모멘트 강도보다는 크게 설계된 결과 소성변형은 기둥면의 보에 집중되었다.
- (4) 플랜지 바깥쪽으로 단부강판의 확장면을 없앤 FS의 경우, 확장면이 없는 쪽에서 단부강판 이음부가 보 플랜지의 인장력을 브래킷쪽으로 효과적으로 전달하지 못하였다. 그 결과, 하중재하능력이 공칭강도보다 23% 작게 나왔으며 이음부에서 보 플랜지와 단부강판 사이의 용접부의 파단이 발생하면서 파괴되었다.
- (5) 플랜지 주변에 배치된 볼트는 반복가력동안 뚜렷한 인장변형률 증가를 보였다. 하지만 보 중앙 웹 근처에 배치된 볼트는 반복가력 내내 초기 볼트조임에 의한 프리텐션 변형률 보다 작은 변형률을 보였다. 이는 플랜지 주변에 배치된 볼트의 저항만으로 볼트모멘트저항을 계산하는 설계원칙에 부합되는 결과이다.
- (6) 단부강판을 두껍게 설계하고 이음부에 스틱프너를 설치하여 볼트의 지레작용을 최소화 할 경우, 웹 및 스틱프너로부터 멀리 떨어진 볼트와 가깝게 설치된 볼트의 변형률이 비슷하게 나타났다. 특히, 시공 편이를 위해 설치된 가이드핀을 고려하여 플랜지 바깥쪽 볼트를 한 개만 설치(SS3)하여도 볼트의 응력 불균형은 나타나지 않았다.
- (7) 이음부의 국부적인 강성증가와 함께 보-기둥 용접부의 뒷담재 및 스켈럽으로 인한 노치효과로, 보-기둥 용접부의 응력집중이 크게 발생하였다. 따라서, FEMA 350 (2000)<sup>[21]</sup>에서 제시하는 개선된 용접상세를 사용하거나 보-기둥 용접부에 추가적인 수직 스틱프너 보강(Lee *et al.*, 2017<sup>[23]</sup>)이 필요하다. 단, 개선된 접합상세에 대한 추가 실험검증이 필요하다.

## 감사의 글

이 연구는 한국연구재단(R-2015-00441)과 삼성물산의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

## 참고문헌(References)

- [1] American Institute of Steel Construction (2010) *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (ANSI/AISC 358-10), USA.
- [2] Sumner, E.A. (2003) *Unified Design of Extended End-Plate Moment Connections Subjected to Cyclic Loading*, Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- [3] Ryan, J.C. (1999) *Evaluation of Extended End-Plate Moment Connections Under Seismic Loading*, Master's Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- [4] Quayyum, S. (2014) *Advanced Finite Element Analyses of Moment Resisting Connections for Improving Seismic Performance and Exploring Effects of Residual Stress and Fire Damage*, Ph.D. Dissertation, North Carolina State University, USA.
- [5] Ghobarah, A., Korol, R.M., and Osman, A. (1992) Cyclic Behavior of Extended End-Plate Joints, *Journal of Structure Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.118, No.5, pp.1333-1353.
- [6] Tsai, K.-C., and Popov, E.P. (1992) Cyclic Behavior of End-Plate Moment Connections, *Journal of Structure Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.116, No.11, pp.2917-2930.
- [7] Adey, B.T., Grondin, G.Y., and Cheng, J., Jr. (2000) Cyclic Loading of End Plate Moment Connections, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Canadian Science Publishing (NRC Research Press), Vol.27, No.4, pp.2917-2930.
- [8] Korol, R.M., Ghobarah, A., and Osman, A. (1990) Extended End-Plate Connections Under Cyclic Loading: Behavior and Design, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.16, No.4, pp.253-279.
- [9] American Institute of Steel Construction (2003) *Design Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications* (2nd Ed.), USA.
- [10] Morrison, S.J., Astaneh-Asl, A., and Murray, T. (1985) *Ana-*

- lytical and Experimental Investigation of the Extended Stiffened Moment End-Plate Connection with Four Bolts at the Beam Tension flange*, Report No. FSEL/MBMA 85-05, Fears Structural Engineering Laboratory (University of Oklahoma), USA.
- [11] 김희동, 양재근, 이형동(2015) 비보강 확장단부판 접합부에 체결된 고장력볼트의 지레작용 및 축방향 인장강성에 대한 해석적 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제27권, 제2호, pp.251-260.  
Kim, H.D., Yang, J.G., and Lee, H.D. (2015) Analytical Study on the Prying Action Force and Axial Tensile Stiffness of High-Strength Bolts Used in an Unstiffened Extended End-Plate Connection, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.27, No.2, pp.251-260 (in Korean).
- [12] Meng, R.L. (1996) *Design of Moment End-plate Connections for Seismic Loading*, Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
- [13] Prinz, G.S., Nussbaumer, A., Borges, L., and Khadka, S. (2014) Experimental Testing and Simulation of Bolted Beam-Column Connections Having Thick Extended end Plates and Multiple Bolts Per Row, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol.59, pp.434-447.
- [14] 정경수, 김우식, 박만우, 도병호(2010) 밀착조임 볼트체결 방법에 따른 엔드플레이트 접합부의 구조성능평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제2호, pp.121-128.  
Chung, K.S., Kim, W.S., Park, M.W., and Do, B.H. (2010) Evaluation of Structural Behavior of Tapered Member with Snug-Tightened Flush End-Plate Connection, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No.2, pp.121-128 (in Korean).
- [15] 이철호, 정종현, 김정재(2014) 철골모멘트 용접접합부의 내진성능에 미치는 합성슬래브의 영향, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제26권, 제5호, pp.385-396.
- Lee, C.H., Jung, J.H., and Kim, J.J. (2014) Effects of Composite Floor Slab on Seismic Performance of Welded Steel Moment Connections, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.5, pp.385-396 (in Korean).
- [16] Bruneau, M., Uang, C.-M., and Whittaker, A. (1998) *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill, USA.
- [17] Chen, C.-C., and Lin, C.-C. (2013) Seismic performance of Steel Beam-to-Column Moment Connections with Tapered Beam Flanges, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol.48, pp.588-601.
- [18] Mahin, S.A. (1998) Lessons from Damage to Steel Buildings During the Northridge Earthquake, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol.20, pp.261-270.
- [19] Miller, D.K. (1998) Lessons Learned from the Northridge Earthquake, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol.20, pp. 249-260.
- [20] Seek, M.W., and Murray, T.M. (2008) Seismic Strength of Moment End-Plate Connections with Attached Concrete Slab, *Proceedings of the 6th International Workshop*, American Institute of Steel Construction, USA, pp.277-286.
- [21] SAC Joint Venture (2000) *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings* (FEMA-350), Federal Emergency Management Agency, USA.
- [22] American Institute of Steel Construction (2010) *Specification for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 360-10), USA.
- [23] 이철호, 김성용(2017) 바닥슬래브를 고려한 용접철골모멘트접합부의 내진보강, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제29권, 제1호, pp.25-36.  
Lee, C.H., and Kim, S.Y. (2017) Seismic Retrofit of Welded Steel Moment Connections Considering the Presence of Composite Floor Slabs, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.29, No.1, pp.25-36 (in Korean).

**요 약 :** 최근 경사단부강판과 고장력 볼트를 이용한 보 이음(Inclined end-plate beam splice) 공법이 개발되었다. 단부강판은 브래킷 단부에 용접되고 연결보는 고장력 볼트를 통해 이음시킨다. 기둥면에는 브래킷이 용접되고, 브래킷과 연결보 단부에 각각 경사단부강판과 고장력 볼트를 이용하여 이음 시킨다. 이 연구에서는 총 6개의 외부 보-기둥 모멘트접합부의 반복가력실험을 수행하였다. 실험변수는 단부강판 상세와 볼트 배열 상세이다. 모든 실험체는 AISC Design Guide 4에 따라 단부강판 및 볼트에 의한 모멘트 저항성능이 보 이음부 요구모멘트보다 크도록 설계되었다. 실험결과, 확장된 단부강판(Extended end-plate)을 사용한 보이음부의 경우 이음부 단부강판의 지레작용 및 볼트의 취성 파단 없이 중앙 보 모멘트가 단부 브래킷으로 효과적으로 전달되었다. 하지만, 보-기둥 접합부의 변형능력은 기둥면 보 플랜지 용접부의 취성파단으로 제한적이었다. 실험결과를 바탕으로, 기울어진 단부강판 이음부를 갖는 보-기둥 모멘트접합부의 내진설계를 위한 개선사항을 제안하였다.

**핵심용어 :** 경사단부강판, 보 이음, 철골모멘트골조, 응력집중, 반복하중실험, 보-기둥 접합부