

콘크리트충전 각형기둥-H형강보 접합부의 변형능력에 관한 실험적 연구

Experimental Investigation on Deformation Capacity of CFT Column to H-Steel Beam Connections

김 영 주¹⁾ · 채 영 석²⁾ · 신 경 재³⁾ · 오 영 석⁴⁾ · 문 태 섭⁵⁾
Kim, Young Ju Chae, Young Suk Shin, Kyung Jae Oh, Young Suk Moon, Tae Sup

요 약 : T-스티프너로 보강한 모멘트 접합부의 실험이 수행되었다. 극심한 반복하중하에서 접합부의 변형모멘트 저항능력을 높이기 위해서 T-스티프너의 수직 및 수평요소로 보강하였다. 본 연구에서는 모두 5개의 실험체에 대한 실험을 수행하였는데, 접합부를 구성함에 있어서 CFT 기둥(□-500x500x12)과 H형강보(H-506x201x11x19)를 사용하였다. 접합부의 변형능력을 향상시키기 위해 RBS 상세(Dog-bone)와 수평요소 홀(HEH) 상세를 조합했다. 실험결과 RBS와 HEH 상세를 가진 실험체는, VE가 취성파단한 실험체를 제외하면, 모두 우수한 내진성능을 보였다. 또한, 모든 접합부의 최대내력은, 보의 실제의 항복하중을 사용한 값으로 구한 전소성모멘트를 적어도 15%에서 많게는 36%정도로 상회하였다.

ABSTRACT : A test program was conducted on full-scale steel moment connections constructed using a T-stiffener. In the T-stiffener connection, the beam-to-column connection was reinforced with the horizontal and vertical element of the T-stiffener to resist moment under severe cyclic loads. A total of five specimens were tested in this study together with a concrete-filled tubular(CFT) column(□-500x500x12) and a steel beam(H-506x201x11x19). For the specimens, the T-stiffener was combined with RBS (also known as "Dog-bone") detail or Horizontal Element Hole(HEH) detail constructed to enhance deformation capacity. The test program showed excellent seismic performance for specimens constructed with an RBS or an HEH, except the specimens had brittle failure of VE. The test results also showed that the connections all developed maximum moments at the face of the column. Such moments were at least 15% and as much as 36% larger than the plastic moment capacity of the beam, based on the actual yield stress of the beam steel.

핵심용어 : T-스티프너, 소성변형능력, RBS, 수평스티프너 홀(HEH)

KEYWORDS : T-stiffener, plastic deformation capacity, Reduced Beam Section (Dog-bone), Horizontal Element Hole (HEH)

1. 서론

콘크리트충전 강관기둥은 강관의 구속효과에 의한 충전콘크리트의 내력상승과 충전콘크리트에 의한 강관의 국부좌굴 방지 효과에 의해 내력 및 변형능력 등 구조성능면에서 우수한 성능을 보유하고, 단면의 증가 없이 내력이 크게 증가하므로 강관의 효율성을 증진시킬 수 있다. 또한 기둥 공사시, 강관은 거

푸집 역할을 하게 되어 거푸집 공사가 생략되므로, 인건비의 절감 및 시공 공정측면에서의 공기단축이 가능하고, 더구나 일본에서는 폭/두께비 제한치가 철골기둥보다 1.5배로 완화되어 강재의 활용폭의 확대와 강재량의 절감으로 보다 경제적인 구조라 할 수 있다(AIJ,1997). 이러한 콘크리트충전 강관구조의 구조적·경제적 장점으로 현재, 국내·외에서 활발한 연구와 현장적용이 이루어지고 있다(한국강구조학회, 2003). 현재

1) 정회원, 한양대 건축공학과 박사과정
(Tel. 02-2290-0312, Fax.02-2296-4145, E-mail : kyj282@empal.com)
2) 정회원, 우송공업대학 건축과 교수(chae@woosongtech.ac.kr)
3) 정회원, 건축학부 교수(shin@mail.hannam.ac.kr)
4) 정회원, 건축학부 교수(ohys@dju.ac.kr)
5) 정회원, 건축학부 교수(blucmoon@hanyang.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2004년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

콘크리트충전 강관구조가 가장 활발히 적용되고 있는 일본에서는 내·외 다이어프램과 관통형 다이어프램형식 접합부상세 및 설계법을 적용하고 있으나, 국내의 경우 일본의 다이어프램형식 접합부를 그대로 채용하고 있는 실정이다. 하지만 콘크리트 충전을 위해서는 강관의 내부에 다이어프램이 없는 외부다이어프램형이 좋은 접합상세의 대안이 될 수 있다.

필자 등은 콘크리트 충전성이 좋은 외부 T-스티프너 보강형식의 접합부에 대해 여러 해에 걸쳐 연구해 왔다(Shin,1998; Oh, 1999; Moon, 2001; Kang, 2002). 이러한 연구에서는 축소모델 실험을 통하여 TS 접합부의 우수한 내진성능을 확인하였고, 간략한 설계식을 제안하였다. 또한, 최근 기존의 결과를 바탕으로 실험체의 실험을 실시하였고, TS 접합부의 실제 거동특성을 파악하였다(김영주, 2001). 그 결과, 설계식을 만족하는 접합부는 AISC(1997)의 특별모멘트 골조(SMF)에서 요구하는 소성변형능력 3% rad.을 확보하였다. 이로써, TS 접합부가 내진접합부에 효과적임을 확인하였다. 하지만, 우수한 변형능력에도 불구하고 HE 선단(그림1)에서 시작된 균열을 기점으로 취성파단 하였다. 이러한 취성파단의 결과가 기존 1/2 축소모델 실험에서는 발견되지 않았는데, 이는 실험체에서는 용접사이즈의 증가로 인해 입열량이 크게 되어 용접열영향부(HAZ)에서 취성적인 성질이 더욱 증가했기 때문이다. 이러한 영향은, 미국의 노스리지 지진이후에 다양한 접합부를 연구하는 과정에서 보의 사이즈가 증가하면 할수록 기동-보 접합부의 변형능력이 저하하는 결과를 통해서도 확인할 수 있다(FEMA355D, 2000).

본 연구에서는 TS 접합부에서 발생하는 취성파단을 방지하고 변형능력을 증대시키기 위해서, TS 접합부 형식에 RBS 상세 또는 수평요소 홀(HEH)상세를 병행하여 그 가능성을 살펴보고자 하였다.

2. 접합부의 설계

2.1 T-스티프너의 설계

그림1을 보면, T-스티프너 접합부(이하 TS 접합부)는 수평요소(이하 HE)와 수직요소(VE)로 구성되어 있다. 보로부터 도입되는 압축력은 강관과 충전콘크리트의 높은 지지력으로 지지되지만, 인장력은 수평요소(HE)의 전단저항과 수직요소(VE)의 인장저항으로 인해 보 플랜지로부터 도입되는 인장력을 강관기동에 전달된다. HE 및 VE의 내력을 결정하기 위하여, 먼저 그림 1과 같이 보의 소성모멘트 M_p 를 보춤으로 나누어 우력의 형태로 나타나는 플랜지력 T_p 를 (1)식으로부터 구한다. 식(1)에서 보의 소성모멘트를 구할 때의 계수 α 는

접합부의 소성화 이후에 나타나는 변형경화계수로, 이 값 1.1은 Steel Design Guide Series 12에서 RBS 접합부의 변형경화계수로 추천하는 값이다. 또한, F_{ye} 는 보부재의 공칭항복강도(F_y)가 아닌 예상항복강도를 나타낸다. AISC(1997)는 국내의 SS400강재와 비슷한 성능을 가진 A36 강재에 대해서 F_{ye} 를 F_y 의 1.5배로 채택할 것을 권장하지만, 국내에는 이러한 규정 등이 없기 때문에, 김종락등(2000)이 발표한 통계적 연구를 바탕으로 한 전기로재와 고로재의 항복강도가 F_y 의 약 1.3배가 되는 것을 참고로 하여 F_{ye} 를 약 3.12 tf/cm^2 로 채택하여 사용했다.

$$T_p = \frac{M_p}{d - t_f} = \frac{\alpha \times Z \times F_{ye}}{d - t_f} = \frac{1.1 \times Z \times F_{ye}}{d - t_f} \quad (1)$$

그리고, 보붕괴형의 강접합을 유도하기 위해서는 다음의 (2)식을 만족해야 한다. 이 식에서 P_{ve} 는 VE의 인장저항강도이며, P_{he} 는 HE의 전단저항강도로서 각각 식(3)과 식(4)에 나타나 있다.

$$\frac{T_p}{2} \leq P_{ve} \quad \frac{T_p}{2} \leq P_{he} \quad (2)$$

$$P_{ve} = h \cdot t_{ve} \cdot F_{ve} \quad (3)$$

$$P_{he} = l \cdot t_{he} \cdot \tau_{he} \quad (4)$$

$$\tau_{he} = F_{he} / \sqrt{3} \quad (5)$$

h : VE의 높이, t_{ve} : VE의 두께, F_{ve} 와 F_{he} : VE와 HE의 예상 항복강도,

l : HE의 길이, t_{he} : HE의 두께, 그리고 τ_{he} : HE의 전단강도

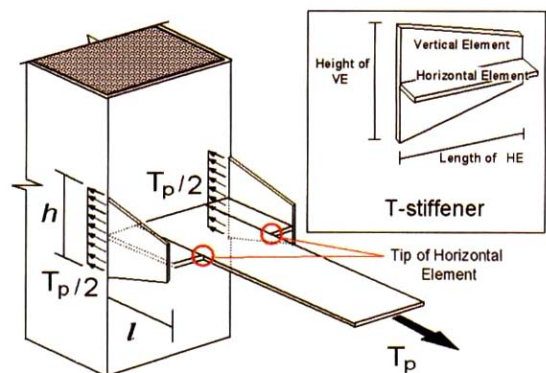


그림 1. T-스티프너의 응력전달

2.2 RBS의 설계

서론에서 언급한 것과 같이, TS 접합부는 우수한 변형능력을 확보하고 있음에도 불구하고, HE의 선단부에서 취성과단하는 결과를 보였다. 이러한 취성과단을 방지하고 접합부의 변형능력을 향상시킬 목적으로 RBS와 TS접합부를 병행하여 적용하고자 하였다. RBS는 이미 기존연구를 통해서 내진성능의 우수성을 확인한 바 있다(Gross, 1999, Chen, 2001, Engelhardt, 1998). 그림 2를 참조하면, RBS를 TS 접합부에 적용하기 위해서, a값은 HE의 길이(l)로 보고, b 값은 보춤(d)의 75%를 적용했다(FEMA 355D, 2000). c값을 구하는 방법은 다음과 같은 가정을 기초로 하였다.

- RBS의 최소단면부분의 최대모멘트(M_{RBS})를 예측함에 있어서, 본 연구에서 RBS의 경화계수는 Gross(1999)의 연구에서 제안한 1.1을 적용한다.
- 그림 3와 같이, RBS의 최소단면의 모멘트(M_{RBS})를 가지고, 보의 변곡점으로부터 선형화 한 모멘트분포를 통해 기둥단부의 모멘트(M_F)를 예측할 수 있다.
- 기둥단부의 모멘트가 탄성 상태의 모멘트에 머물도록 하기 위해 β 값의 범위를 0.85~1.0 분포로 한다. 또한, c 값이 보플랜지 폭의 25%를 초과하지 않도록 한다.

이러한 가정을 기초로 해서, c값은 Engelhardt(1998) 등이 제안한 식(8)로부터 구할 수 있다.

$$a = l \text{ (수평요소의 길이)} \quad (6)$$

$$b = 0.75d \quad \Downarrow$$

$$c \geq \frac{Z}{2t_f(d-t_f)} \left[1 - \frac{\beta(L-L')}{1.1L} \right] \leq 0.25b_f \quad (8)$$

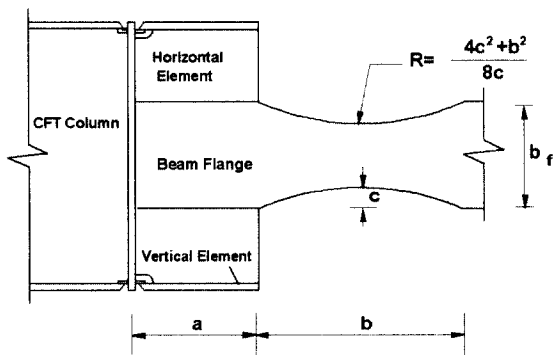


그림 2. RBS 상세도

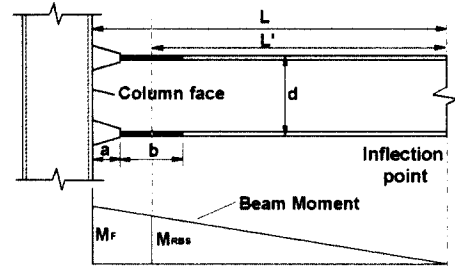


그림 3. RBS 설계를 위한 모멘트 분포

2.3 접합부 패널존(PZ)의 설계

본 연구의 실험체 설계에 있어서는, 기본적인 단면 이외의 붕괴모드에 의한 소성화가 발생하지는 않도록 하였다. 즉, TS접합부의 변형능력을 명확히 하기 위해, 접합부가 종국상태에 도달할 때까지 패널존 및 기둥이 항복하지 않도록 하였다. 특히 패널존은 보로부터 전달되는 모멘트에 의한 전단력을 저항하기에 충분한 전단강도를 갖도록 할 필요가 있다. 따라서, 대한건축학회(2003)에서 제안한 식 (9)를 가지고 기둥-보 접합부 패널존의 내력을 검토하였다.

$$\frac{H'}{H} \frac{M_{B1} + M_{B2}}{d - t_f} \leq 1.33v_c\beta_f A_c + 0.33F_s A_s \quad (9)$$

H : 층고, H' : 기둥의 안목높이,

M_{B1} 및 M_{B2} : 보로부터 접합부에 전달되는 휨모멘트,

d : 보춤, t_f : 보플랜지 두께,

v_c : 콘크리트의 허용전단응력도 ($=0.3\sqrt{f_{ck}}$),

f_{ck} : 콘크리트 설계기준강도,

β_f : $2.5B/(d-t_f)$, B : 각형강관의 폭,

A_c 및 A_s : 각각 콘크리트부분 및 철골부분의 단면적,

F_s : 강재의 허용전단응력도

3. 실험 연구

3.1 실험체

본 연구에서는 모두 5개의 실험형 TS접합부 실험체를 제작했다. 보는 압연 H형강보(H-506×201×11×19)를 사용하였고, 기둥은 용접접합(Built-up)의 각형강관기둥(□-500×500×12)을 사용하였다. 접합부는 각형강관 기둥과 철골보를 직접 용접한 후 T-스티프너의 VE와 HE를 각각 용접하였다. 플랜지는 스퀘럽을 사용한 완전용입용접, 웨브는 모살용접이

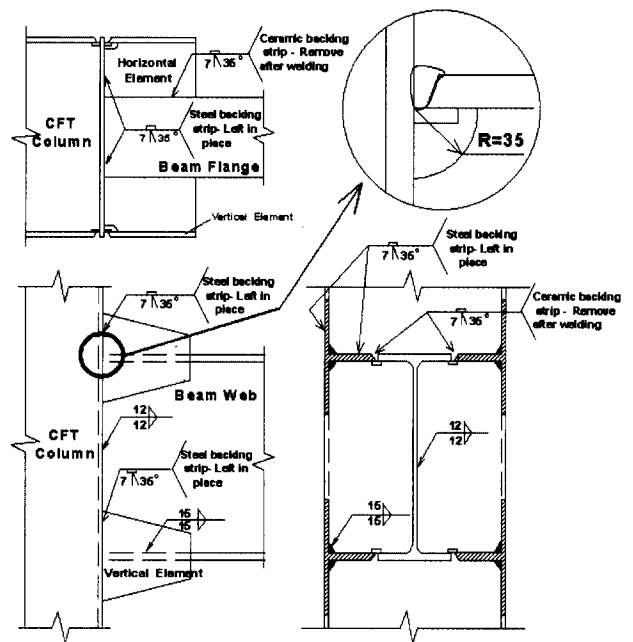
고, 스패럴의 형상은 R=35mm인 종래형의 형상이다. 용접봉은 고장력강 및 CO2 용접용이고, 항복강도 440 N/mm², 인장강도 560N/mm², 연신율 28%, 그리고 충격치 80 J(kgf.m, -20. C)인 SM-70S(AWS에서는 ER70S-3에 해당함)을 사용하였다. 또한, 보플랜지와 수평스티프너의 용접의 경우, 완전용입용접을 세라믹 뒷담재를 이용하여 행하였다.

표1은 실험체의 일람을 나타낸 것이다. 실험체는 TS상세, TSD상세 및 TSH상세로 모두 3개의 시리즈로 되어 있다. 실험체명에서 TS는 기존의 TS 접합부, TSD는 TS와 Dog-bone을 병행한 접합부 그리고, TSH는 TS와 HS의 선단부에 홀(Hole) 상세를 병행한 접합부이다. 실험체 TS100은 본 실험에서 기준이 되는 일반적인 TS접합부 실험체이다. 숫자 100 과 120은 보의 소성모멘트를 치환한 우력 즉, 보플랜지력(T_b)에 대한 VE와 HE의 내력비를 나타낸 것이다. 특히 120 시리즈는 HE의 선단부에 각도를 주어 보플랜지에서의 급격한 각도변화를 완화시킨 것으로, 예로 TSD120과 TSH120 실험체가 이에 속하며 그림4의 (c)와 (e)에 각각 나타나 있다. 이렇게 경사를 둔 이유는, TS접합부의 유한요소해석을 실시한 결과, 각도를 완만하게 줄수록 PEEQ 지수(소성변형집중 지수)와 MISES 지수(응력집중 지수)가 현저히 저하하여 응력집중의 영향이 줄어든 것을 확인했기 때문이다(이승우, 2002). HSH를 적용한 TS접합부는 HE 선단부의 응력집중에 주목하여, 이 선단부에 응력분산 요소를 둔 즉, 홀(Hole)을 둔 것이다. 이철호(2002) 등은 리브로 보강한 접합부에서 리브 선단부의 균열에 주목하여, 응력분산 홀에 대한 영향을 유한요소해석과 실험을 통해 효과적임을 입증했다. 이러한 사실에 착안하여 본 접합부에도 HE의 선단부에 홀을 둔 HSH 상세를 적용하였다. 실험체에 이용된 강재는 모두 SS400이고, 인장시험결과는 표2에 나타났다. 각형강관에 충전된 콘크리트 공시체의 28일 압축강도는 244kg/cm²으로 나타났다.

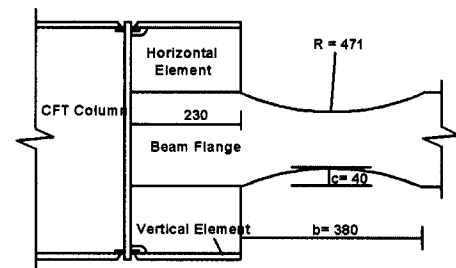
표 1. 실험체 일람

Specimens	VE	HE	RBS	HSH
	h (mm)	l (mm)		
TS100	220	230	-	-
TSD100	220	230	b=380mm, c=40mm, R=471mm	
TSD120	220	270		
TSH100	220	230		
TSH120	220	270	-	φ=25

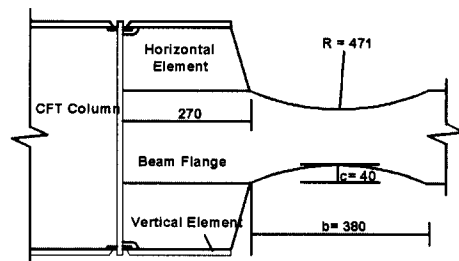
VE : Vertical Element, HE : Horizontal Element
h : Height of VE, l : Length of HE, HEH : HE Hole



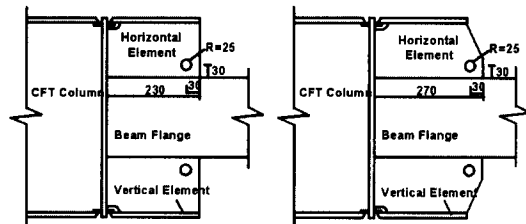
(a) TS100



(b) TSD100



(c) TSD120



(d) TSH100

(e) TSH120

그림 4. 실험체 상세

표 2. 강제인장시험 결과

Specimen	σ_y (tf/cm ²)	σ_u (tf/cm ²)	Elo. (%)	Y.R. (%)
H-506X201X11X19 Beam Flange-19	3.39	4.98	26	68
H-506X201X11X19 Beam Web-11	4.00	5.22	24	77
□-500x500x12 & VE (PL-12)	2.87	4.54	28	63
HE (PL-19)	3.22	4.62	30	70

3.2 실험체 셋업 및 가력방법

실험에서는 최대하중용량200t의 성능을 가진 정적 액츄에이터를 사용하여 가력을 하였으며, 실험체 셋팅도를 그림 5에 나타냈다. 실험체와 반력벽과의 접합은 기둥상하단에 대해 핀 접합부이고, 시험체 자유단은 액츄에이터와 연결되어 수직하중을 작용시키도록 했다. 또한, 실험중에는 구면외의 면외변형을 구속하기 위한 횡좌굴 방지장치와 변위계 설치를 위한 계측프레임을 설치하였다. 가력은 SAC protocol에 의해서 그림 6의 목표 가력패턴에 따라서 실시하였다(SAC, 1997).

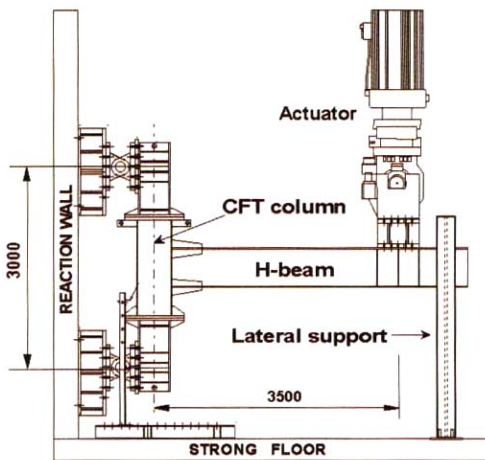


그림 5. 전체 셋팅도

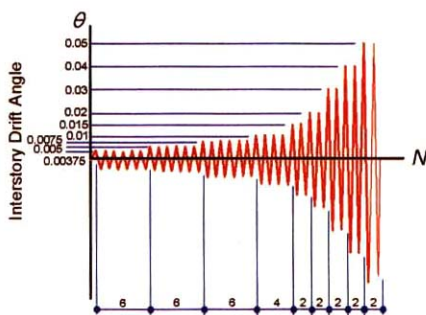
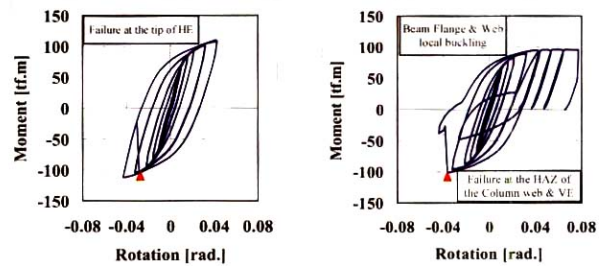


그림 6. 가력패턴

4. 실험결과 및 토의

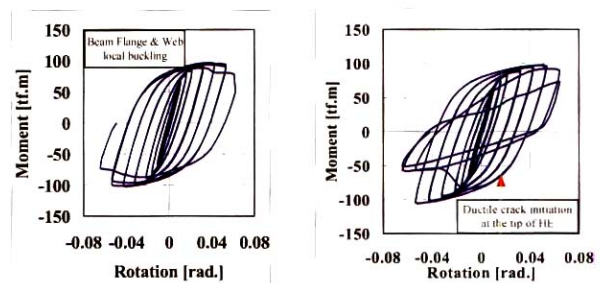
4.1 이력거동 및 파괴모드

실험의 가력은 SAC protocol에 따라서 실험체가 파단할 때까지 진행했다. 그림7은 각 실험체의 모멘트-회전각 관계를 나타낸 것이다. 모멘트는 기둥면에서의 값으로, 보단부에서의 하중과 가력점에서 기둥면까지의 거리(3275mm)의 곱으로 계산되었다. 또한, 회전각은 가력점에서의 처짐을 위의 거리로 나눈 값이다. 그림 8은 실험체의 파괴사진을 나타낸 것이다.



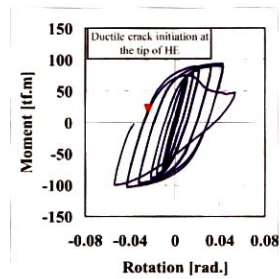
(a) TS100

(b) TSD100



(c) TSD120

(d) TSH100



(e) TSH120

그림 7. 모멘트-회전각 관계

표 3은 각 실험체별 실험결과를 요약한 것이다. 실험체는 모두 4% rad. 이상의 층간변형각을 갖도록 저항하였다. 또한, TSD100을 제외한 모든 실험체들이 AISC(1997)에서 제안한 특별모멘트 골조(SMF)의 소성회전능력인 3% rad.을 상회하는 변형능력을 발휘하였다. 실험체 TSD100은 -4.1 사이클 가

표 3. 실험 결과

Specimens	Instance of failure ^a	Mmax/Mp		Platic Rotation [% rad.]	Location of crack initiation ^b	Failure Mode
TS100	-4.2	1.36	-1.36	3.1	HOR	Brittle failure
TSD100	-4.1	1.19	-1.23	2.1	VER	Local buckling & Brittle failure
TSD120	+6.1	1.20	-1.25	5.2	- ^c	Local buckling
TSH100	-5.2	1.21	-1.29	4.2	HOR	Local buckling & Ductile failure
TSH120	+5.1	1.15	-1.26	3.2	HOR	Ductile failure

^a The instance of failure is described, for example, as -4.2, which indicates that failure occurred during the negative excursion (-) of the second cycle (2) at the 4% rad. amplitude.

^b HOR: Tip of Horizontal Element/ VER: HAZ of Vertical Element and Column web

^c Local buckling of beam without brittle failure

력중에 VE와 기둥웹사이의 그루브용접에 의한 열영향부(HAZ)의 취성파단이 발생하였다(그림8(b)). 이러한 파괴모드는 TSD100 실험체보다 더 큰 내력을 가진 다른 실험체에서도 나타나지 않은 점으로 미루어 보아 HAZ의 영향이외에 용접결함 등의 원인을 생각할 수 있거나, 육안으로 확인하기 쉽지 않았다. 정확한 원인분석을 위한 유한요소 해석 등이 요구된다. VE HAZ부의 파단 이후에 RBS의 성능을 알아 보기 위해 (+)방향으로만 약 7.8% rad.의 층간변형각까지 1% rad. 간격으로 가력하여 종국적으로 RBS의 절취부에서 소성힌지를 발생하는 것을 확인했다. 하지만, 결과적으로 이 실험체는 4.1 사이클 이상을 견디지 못해 다른 실험체보다는 다소 낮은 소

성회전성능인 2.1% rad.을 발휘했다. TS100 실험체는 본 연구의 기준실험체로서 HE 선단부 취성파단을 보였다(그림8(a)). 하지만, SMF에서 요구하는 3% rad.를 상회하는 다소 우수한 소성회전성능을 나타냈다.

TSD시리즈와 TSH시리즈 실험체는 TS접합부의 이러한 HS 선단부 취성파단의 단점을 보완한 것들이다. VE의 HAZ가 취성파단한 실험체 TSD100과는 다르게 실험체 TSD120은 매우 큰 소성회전각인 5.2% rad.의 값을 나타냈다. 이것은 RBS의 절취부에서 시작된 소성화가 진전되면서 소성힌지를 발생하는 과정에서 우수한 변형능력을 나타낸 것으로, 기존의 TS접합부에서 나타난 HE 선단부의 취성파단은 방지하면서



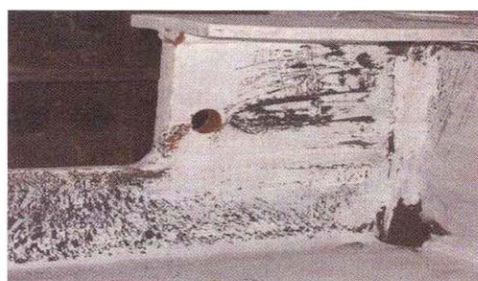
(a) HE의 선단 파단 (TS100)



(b) VE의 HAZ부 파단(TSD100)



(c) 국부좌굴(TSD120)



(d) HEH 소성화 패턴 (TSH100)

그림 8. 파괴 상황

매우 안정된 방추형의 이력거동을 보였다.

HSH를 가진 실험체 TSH100과 TSH120도 층간변형각 5% rad.까지 저항한 것을 그림 7로 통해서 알 수 있다. 두 실험체 모두 가력을 계속하는 동안 HE 선단부에서 균열이 시작되었다. 이 균열이 기둥플랜지 방향으로 보플랜지를 따라서 진행하였고 취성적인 파단형태는 나타나지 않았다. TSH 100은 -5.2 사이클 때 균열이 시작되었는데, 이 시점은 이미 소성회전각이 4% rad.을 상회하는 것으로 충분한 소성회전능력을 가진 것을 알 수 있었다. 그림 8(d)를 보면, HE 홀주위의 석고균열 패턴으로 보아 어느 정도의 응력분산이 이루어지고 있음을 알 수 있다. +5.1 사이클 때 HE 선단부의 균열이 발생한 TSH120도 이 시점에서는 이미 3% rad.의 소성회전성능을 보였다.

표 3에서 M_{max}/M_p 는 보의 전소성모멘트에 대한 각 실험체의 최대모멘트 비를 나타낸 것이다. 이 값은 2장(접합부의 설계)에서 기술한 변형경화계수를 나타낸다고 할 수 있다. 실험체 모두 전소성모멘트를 상회하는 모멘트 저항능력을 나타냈으며, M_{max}/M_p 값은 1.15~1.36의 분포를 나타냈다. 특히, 보플랜지의 일부분을 절취한 TSD 시리즈의 실험체도 기준 실험체인 TS100 실험체보다 약간 저하한 모멘트 저항성능을 발휘했을 뿐 다른 실험체와의 차이는 거의 없었다.

4.2 변형경화 계수 (α)

그림 9는 실험체의 각 층간변형율에 따른 변형경화계수를 나타낸 것이다. 변형경화계수는 실험결과에서 얻은 모멘트 값을 실제의 강재인장시험 결과를 이용해서 구한 보의 전소성모멘트로 나눈값이다. AISC(1997)과 FEMA 355D(2000)등에서는 변형경화계수를 1.1로 권장하고 있다. 또한, Gross(1999)의 연구에서도 RBS, welded huanch, 및 bolted bracket상세의 실험체들에 대한 α 값을 1.1로 하여 설계에 반영하고 있다. 하지만, 이러한 연구에서는 기둥으로 모두 H형단면재를 사용하였기 때문에, 본 연구와 같이 각형강관을 사용한 실험체에서도 1.1 값의 사용이 가능한지를 검토하는 것도 중요하다고 생각된다. 왜냐하면, 각형강관을 등으로 사용할 경우에 岡田 健(2003) 웹브가 용접된 각형강관기둥의 플랜지가 면외변형에 의해 실제적인 모멘트 전달효율이 저하하는 것으로 판단하였고, 그것을 실험으로 확인했다. 이러한 현상을 FEMA 355D(2000)에서는 비록 H형강을 사용한 기둥에 있어서도, 플랜지 용접-웹브 볼트 모멘트 접합부(WUF-B)에서는 웹브볼트의 모멘트 전달능력이 저하하여 플랜지로 응력이 집중하는 결과를 나타낸 것을 기술하였다. 따라서, 본장에서는 각형강관

을 사용한 접합부 웹브의 모멘트 전달효율의 저하하거나, TS 접합부를 사용하였을 경우에 모멘트 전달이 명확한지를 살펴보고자 하였다. 그림 9를 살펴보면 α 값이 2%의 층간변형에서 평균 1.0 정도의 값을, 최대모멘트를 갖는 4%의 층간변형에서는 평균 1.18의 변형경화계수 값을 나타내고, RBS 접합부 실험체 만의 평균도 1.1을 약간 상회하는 1.12값을 나타냈다. 이러한 결과는 강관속에 충전된 콘크리트의 영향도 무시할 수는 없겠지만, TS접합부에서는 보에서 발생한 모멘트를 기둥으로 잘 전달 한다고 생각된다. 따라서, TS 접합부와 RBS를 병행할 경우에도 α 값을 1.1로 적용가능하다고 생각된다.

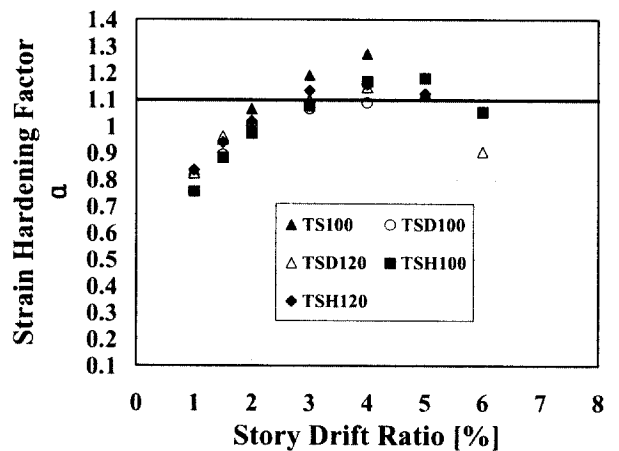


그림 9. 변형경화 계수

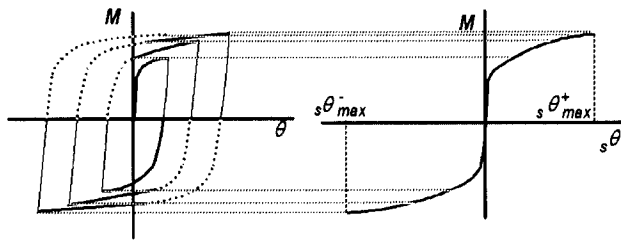
4.3 변형능력

그림 10은 하중-변위 관계에서 골격곡선을 그리는 방법을 나타낸 것이다. 골격곡선을 구하기 위해, 그림 10과 같이 제안한 이력곡선의 분해를 이용하였다. 골격부는 반복된 하중-변형관계에서 각각 부재가 경험하지 않은 하중영역의 하중-변형관계이고 이 골격부를 하나로 합한 것을 골격곡선이라 한다. 문헌(20)으로부터 강부재의 실험에 있어서 반복가력에 의한 하중-변형관계로부터 유출한 골격곡선이 일방향가력의 하중-변형관계와 대응하는 것으로 알려져 있기 때문에(Kato, 1973), 이 최대골격부곡선(s, θ_{max})을 통하여 변형능력을 평가 할 수 있다. 또한, 그림 11의 우측에는 누적소성변형각($\sum \theta_p$)의 정의가 나타나 있으며 이 값은 탄성회전각이 제외된 소성회전각의 누적치를 나타낸 것이다. 이 두가지의 값을 변수로 해서 그림 11에 요약해서 실험체별로 나타냈다. 그림 11에서 세로축에 표현되어 있는 s, θ_{max} 값은 TS100 실험체를 제외하고는 실험체 TSD 시리즈와 TSH 시리즈 모두 다소의 차이는 있지만 TSH 시리즈가 다소 높은 값을 나타냈고, 전체적으로 0.06

rad.을 약간 상회하였다. 이것은 TSD 실험체가 많은 이력루프를 가졌음에도 불구하고, RBS 접합부의 특성상 내력이나 강성에 있어서 약간 저하하는 경향에 의한 것으로 접합부의 성능에 있어서 문제는 되지 않는다고 사료된다. 가로축의 $\Sigma\theta_p$ 값은 반복하중 하에서 소성회전각을 누적한 것으로,

$s\theta_{max}$ 값이 실험체별로 비슷한 분포를 보인 것과는 다르게 그 성능을 명확히 구분해 주고 있다. 즉, HE의 선단 및 VE의 HAZ부에서 각각 취성파단의 결과를 보였던 실험체 TS100과 TSD100은 다른 실험체에 비해 빈약한 변형능력을 가진 것으로 나타났다. 이에 비해 실험체 TSD120과 TSH100은 $\Sigma\theta_p$ 값이 모두 0.9 rad.을 상회하는 우수한 소성 변형능력을 보였다. 이 두 실험체는 소성회전각에서도 4% rad.을 상회하는 변형능력을 가진 결과와 잘 대응된다. 또한,

$s\theta_{max}$ 값과 $\Sigma\theta_p$ 값의 관계는 어느 정도 비례하는 경향이 있다.



M-θ Relationship Skeleton curve

(a) M-θ 곡선 (b) 골격부곡선

그림 10. 골격부곡선의 분리

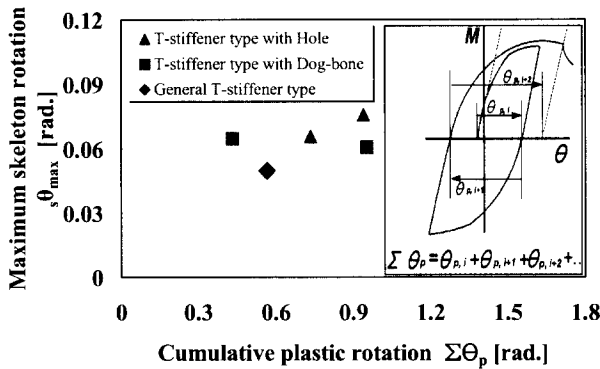


그림 11. $s\theta_{max}$ 와 $\Sigma\theta_p$ 의 관계

5. 결론

기존연구에서 TS 접합부에서 보였던 HE 선단부에서의 취성파단의 파괴모드가, RBS상세를 가진 TSD 접합부에서는

전혀 발생하지 않았고, TSH 접합부에서는 많은 소성변형능력을 발휘한 후에 연성적인 균열이 나타났다. 모든 실험체의 평균소성회전각은 3.56% rad.이고, 특히 취성파단한 두실험체 TS100과 TSD100을 제외하면 그 평균값은 4.2% rad.이다. 이 값은 AISC 1997에서 제안한 특별모멘트골조(SMF)에서의 소성회전각 3% rad.을 훨씬 상회하는 값이다. 또한, 이 실험체들은 최대골격부곡선 회전각과 누적소성변형각에서도 타 실험체에 비해서 우수한 값을 나타냄을 보였다. 또한, M_{max}/M_p 값의 분포가 1.15~1.39로 나타났고, 변형경화계수 α 값도 4% rad.의 층간변형각(약 3% rad.의 소성 변형각, AISC 1997)에서 모든 실험체가 1.1 값을 상회하는 것으로 보아 TS접합부는 모멘트 전달효율이 우수하다고 판단된다. 본 논문에서는 VE의 열영향부에서의 취성파단을 방지한다면, RBS와 HEH를 TS 접합부에 적용할 경우에 우수한 변형능력을 나타낼 가능성을 제시했다고 판단된다.

참고 문헌

콘크리트충진강관구조 설계 및 시공지침, 한국강구조학회, 2003
 김영주, 강창훈, 신경재, 오영석, 문태섭(2001), T-스티프너 보강 CFT 기둥-H형강보 실대형 접합부의 거동, 한국강구조학회논문집, 제13권 6호, pp.715-723.
 김중락, 김성배, 박양희, 정용기(2000), SS400 고로 강관재와 전기로 H형강재의 제성질에 관한 통계적 연구, 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, pp. 157-162
 콘크리트충진 강관구조 설계 및 시공기술 개발 연구, 대한건축학회, 2003
 이승우, 김영주, 신경재, 오영석, 문태섭(2002), T-스티프너를 이용한 CFT기둥-H형강보 실대형 접합부의 비선형 해석, 한국강구조학회 논문집, 제14권 6호, pp.835-843
 이철호, 이재광, 정종현, 오명호, 구은숙(2002), 리브로 보강된 철골 모멘트 접합부의 내진거동에 관한 실험적 연구, 한국강구조학회 논문집, 제14권 4호, pp. 499-508
 吹田 啓一郎, 田村 匠, 森田周平, 中島正愛(1999), 마이클 D 엔겔하르트, 노스클라프.工法RBS工法による柱梁接合部の塑性變形能力 -改良形容接柱梁接合部の實大實驗-その 1-, 日本建築學會構造係論文集, 第526號, p. 177-184
 岡田 健, 松本由香, 山田 哲(2003), H形鋼梁の变形能力に柱梁接合部における継手效率が及ぼす影響の評価, 日本建築學會構造係論文集, 第568号, pp.131-138
 AIJ Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures, AIJ, 1997
 Shin, K. J., Oh Y. S., and Moon, T. S.(1998), Test of concrete-filled box column to H-beam

- connections, *Proceedings of Pacific Structural Steel Conference (PSSC)*, Seoul, Korea, KSSC, 881-6.13.
- Oh, Y. S.(1999), *CFT column to H-beam connections with T-stiffeners*. Report. No. STRESS-98-07, Seoul (South Korea): Advanced Structure Research Station (STRESS), Hanyang University.
- Moon, T. S., Oh, Y. S., Shin, K. J., and Kang, C. H.(2001), Hysteresis behavior of CFT column to H-beam connections with external T-stiffeners and penetrated elements, *Engineering Structure*, 23(9): 1194-1201.
- C.-H. Kang, Y.-S. Chae, K.-J. Shin, Y.-S. Oh, and T.-S. Moon (2002), CFT column to beam flange connections with external stiffeners, *Second International Symposium on Steel Structures 21-22* November, Seoul, Korea :123-130
- Seismic provisions for structural steel buildings, AISC, 1997 FEMA-355D. State of the art report on connection performance, SAC Joint Venture, Washington, DC, USA, 2000
- J.L. Gross, M.D. Engelhardt, C.M. Uang, K. Kasai, and N.R. Iwankiw(1999), *Modification of existing welded steel moment frame connections for seismic resistance*, Steel Design Guide Series 12, AISC
- Sheng-Jin Chen(2001), Design of Ductile Seismic Moment Connections, Increased Beam Section Method and Reduced Beam Section Method, *International Journal of Steel Structure*, KSSC, p. 45-52
- M.D. Engelhardt, T. Winneberger, A.J. Zekany, and T.J. Potyraj(1998), Experimental investigation of dogbone moment connections, *Engineering Journal*, 4th Quarter, pp. 128-139
- SAC protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens, Report No. SAC/BD -97/02, 1997
- B. Kato, H. Akiyama, Y. Yamanouchi(1973), Predicted properties of material under incremental cyclic loading, *IABSE symposium*, pp. 119-124
(접수일자 : 2003. 9. 8 / 심사일 2003. 9. 24 / 심사완료일 2003. 12. 3)