

## RC 기둥과 RS 보로 이루어진 보-기둥 접합부의 비탄성 거동

김옥종<sup>1)\*</sup> · 윤성환<sup>2)</sup> · 문정호<sup>3)</sup> · 이리형<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 건축공학부 <sup>2)</sup>풍림산업 구조기술팀 <sup>3)</sup>한남대학교 건축공학과

(2002년 4월 28일 원고접수, 2002년 7월 22일 심사완료)

### Inelastic Behavior of Beam-Column Joints Composed of RC Column and RS Beams

Ook-Jong Kim<sup>1)\*</sup>, Sung-Hwan Yoon<sup>2)</sup>, Jeong-Ho Moon<sup>3)</sup>, and Li-Hyung Lee<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 133-791, Korea

<sup>2)</sup> Dept. of Structural Support, Poonglim Industrial Co., Seoul, 133-791, Korea

<sup>3)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Hannam University, Daejeon, 300-791, Korea

(Received April 28, 2002, Accepted July 22, 2002)

#### ABSTRACT

An experimental study was carried out for beam-column joints composed of RC column and RS beams. The purpose of this study is to examine the inelastic seismic behavior for the RC-RS connection. Two interior and one exterior beam-column assemblies with variable moment ratios were tested. Experimental results showed that strength and deformability except stiffness were satisfactory. It is considered that the lack of stiffness was due to the slipping of steel beam from RS beam. The behavioral characteristics of the RC-RS connection were evaluated according to the guideline suggested by Hawkins et al. Nominal strength at 5 % joint distortion was not satisfactory, but all the other requirements, such as strength preserving capability, energy dissipation, and initial stiffness and strength ratios after peak load, were satisfactory compared with the guideline. Thus it was concluded that the RC-RS connections can maintain ductility with excellent energy-dissipating capacity if being provided with appropriate reinforced structural system such as RC core wall for the initial lateral stiffness.

**Keywords :** RS beam, RC-RS connection, inelastic behavior, shear strength, stiffness degradation, seismic capacity

#### 1. 서 론

단부 RC 조와 중앙부 철골조로 이루어진 혼합구조 보(이하 'RS 보'라 함)는 RC 조의 높은 강성과 철골조의 장스팬 확보라는 장점을 적절히 활용하면서 RC 기둥과 효과적으로 접합할 수 있는 이상적인 구조라 할 수 있다. 본 연구에 앞서 RS 보만의 구조적 거동은 RS 보에 대한 구조실험<sup>1,2)</sup>을 통해 구명되었다. 그러나 RS 보-RC 기둥 접합부(이하 'RC-RS 접합부'라 함)에 대한 연구는 매우 미진한 실정이며, 현재 이들 접합부는 RC구조와 동일한 접합부로 간주하여 설계 및 시공되어 왔다.

현재까지 RC-RS 접합부에 대한 별도의 연구 및 설계 지침은 없다. 다만 이들 접합부의 형상을 고려하여 볼 때 RC 구조와 유사하므로 ACI 352<sup>3)</sup>의 순수 RC 접합부에 대한 내용을 토대로 연구를 진행하였다. ACI 352 및 318<sup>4)</sup>에

서는 지진구역을 정하여 전단보강철근 및 접합부의 형상에 따른 공칭전단강도를 만족하도록 규정하고 있다. 일본의 철근콘크리트 건물의 내진설계지침<sup>5)</sup>에서는 접합부의 형상에 따른 접합부의 전단강도를 규정하고 종국한계상태의 전단강도가 전단설계강도를 초과하도록 규정하고 있다.

본 연구에서는 현재까지 명확히 구명되지 않은 RC-RS 접합부에 대한 실험을 통하여 RS 보의 비탄성 거동이 접합부의 내력 및 거동에 미치는 영향을 고찰하였다. 또한, 접합부의 내진성능을 평가하기 위하여 Hawkins 등<sup>6)</sup>에 의해서 제안된 PC 구조로 이루어진 모멘트 프레임의 성능 평가 방법을 이용하여 RC-RS 접합부의 내진성능을 평가하였다.

#### 2. 설계식 및 접합부 성능평가방법

본 연구에서는 RC-RS 접합부의 설계방법 및 성능평가를 위하여 기존의 순수 RC 접합부의 설계식 및 Hawkins 등이 제안한 방법을 적용하여 접합부의 성능을 평가하였

\* Corresponding author

Tel : 02-2170-7204 Fax : 02-2170-7276

E-mail : kimoj@dic.co.kr

다. 이 두 개의 방법을 같이 적용한 이유는 RS 보의 특성이 보 단부가 RC 조이면서 RS 보의 특성상 PC화하여 RC 기둥과 접합하게 되어 접합부는 PC 접합부의 형상과 동일하기 때문이다.

### 2.1 ACI 352<sup>3)</sup>와 일본내진지침<sup>5)</sup>의 비교

실험적 연구를 바탕으로 하고 있는 ACI 352의 접합부 전단강도식은 접합부에 작용하는 전단력을 콘크리트가 부담하는 것으로 하고, 접합부의 형태에 따른 전단응력계수를 적용하여 전단력을 제한하는 방법을 사용한다. 일본에서도 중국강도 설계법의 채용과 부재의 취성파괴를 방지하기 위한 배근 규정의 강화 등으로 철근 콘크리트 조의 접합부에 대한 관심이 고조되어 1990년에 접합부의 내진 설계법에 대한 규정을 제정하게 되었다. 일본의 내진지침에서도 ACI 352와 마찬가지로 콘크리트가 접합부의 전단력을 전담하는 것으로 규정하였다. ACI 352와 일본내진지침 접합부 설계기준에 대해 중요사항을 요약 정리하여 Table 1에 나타내었다.

### 2.2 모멘트 프레임의 내진성능 평가방법

PC 구조로 이루어진 모멘트 프레임의 경우, 강진지역에서 사용하기 위해서는 일체식 구조와 동등한 성능을 발휘할 수 있음을 실험 혹은 이론적으로 증명하도록 되어 있다. 본 연구에서 진행한 RC-RS 접합부의 경우 RS 보의 단부가 부분 PC 구조라 할 수 있으므로 Hawkins 등<sup>6)</sup>이 제안한 방법을 적용하여 일체식 접합부와 동일한 성능을 발휘하는가를 평가하였다. Hawkins 등에 의해 제안된 PC 구조물의 모멘트 프레임 구조성능의 허용기준에 관한 실험평가 방법의 내용을 정리하면 다음과 같다(Fig. 1 참조).

- (1) 부재각 0.005를 초과하기 전에 공칭수평력  $E_n$ 과 동일하거나 더 큰 수평저항력을 발휘하여야 한다.
- (2) 최대수평저항력  $E_{max}$ 는  $\lambda E_n$ 을 초과하지 않아야 한다. 여기서  $\lambda$ 는 설계시 정의된 초과강도계수이다.
- (3) 0.035 혹은 이를 초과하는 최대 부재각에서 두 개의 완전한 사이클 이후 세번째 사이클에서의 최대강도는 최대  $0.75E_{max}$ 보다 커야 한다.
- (4) 부재각 0.035 혹은 그 이상의 부재각에 의한 세번째 사이클 이후, 상대에너지 소산비율은 12%를 초과하여야 한다.
- (5) 부재각 0.035 혹은 그 이상의 부재각에 의한 세번째 사이클 이후, 부재각 0에서 수평저항력은  $0.05E_{max}$ 보다 커야 하며 첫 사이클의 0.05배보다 큰 강성을 가져야 한다.

## 3. 실험

### 3.1 시험체 계획 및 제작

본 연구에서는 적용된 시험체는 실물크기의 1/2로 축소하여 제작하였다. 그리고 시험체에 대한 전반적인 사항은 ACI 352에서 정하고 있는 Type 1의 접합부<sup>3)</sup>에 대한 내용 및 ACI 318의 중진지역에서의 보와 기둥에 대한 배근 규정을 만족하도록 설계하였다. 시험체는 보-기둥 모멘트비, 보-기둥 접합부의 형상을 변수로 하여 시험체를 계획하였다. ACI 352의 Type 2 접합부<sup>3)</sup>에 관한 규정중 횡지진력에 저항하는 접합부가 주 시스템으로서의 역할을 하는 경우 보에 대한 기둥의 휨 모멘트를 주 시스템은 1.4, 그외의 경우는 1.0배 이상으로 하도록 하고 있다. RS 보-RC 기둥접합부의 비탄성 거동을 평가하여 향후 본 연구의 접합부에 대한 실험결과를 응용하여 횡력저항 구조시스

Table 1 Comparison of ACI 352 and Japanese seismic guidelines

Guideline	ACI 352	Japanese guidelines
Joint shear force for design	$V_u = T_{bi} + T_{bz} - V_c$ $T_{bi} = A_{si} \alpha f_y$ $V_c = \frac{M_n}{L_c}$	$V_j = T + T' - V_c$ $V_c = \frac{2 \left( \frac{M_b L_b}{L_c} + \frac{M'_b L'_b}{L'_c} \right)}{L_c + L'_c}$
Shear strength of joint	$V_n = \gamma \sqrt{f_c} b_j \cdot h$	$V_{ju} = k \phi F_j b_j D_j$
Beam-column moment ratio	$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} \geq 1.4$	-
Transverse re-bar	$A_{sh} = \max \left( 0.3 s H_c \frac{f_c}{f_{sh}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), 0.09 s h_c f_c / f_{sh} \right)$	$\mu = (5.36 \alpha - 2.82) \times (0.437 P_{ju} + 0.873)$ $P_{ju} \geq 0.003$

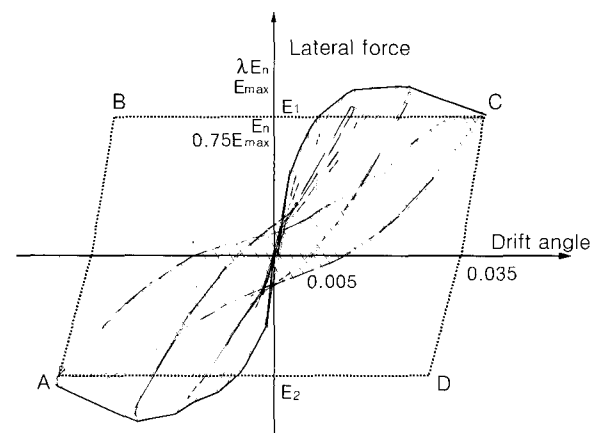


Fig. 1 Acceptance criteria (by Hawkins)

템으로 사용할 수 있도록 하기 위하여 내부접합부의 경우, 모멘트 비( $\Sigma M_c/M_b$ )를 변수로 하여 1.4(MTI-1)와 1.0(MTI-2)을 적용하였다. 또한 내부접합부와외의 비교를 위하여 추가로 MTI-1 시험체와 동일한 상세를 가진 외부접합부도 계획하였다. 접합부의 실험은 Hawkins 등<sup>6)</sup>이 제안한 모멘트 프레임 골조에 대한 평가방법의 실험절차에 따라 실험을 진행하였다.

접합부 실험시 RS 보가 먼저 전단파괴되지 않도록 RS 보내의 강재매입구간의 전단 보강근을 기존 설계식에서의 소요량의 1.5배로 보강하였다. 또한, 현장에서의 실시공시이 개념과 동일하게 적용하고자 보와 기둥을 분리하여 시험체를 제작하였다. 대표적인 시험체의 배근상세는 Fig. 2에 나타내었으며, 시험체 일람표는 Table 2와 같다.

### 3.2 재료 실험

시험체에 사용된 콘크리트는 모두 설계강도 400 kgf/cm<sup>2</sup>를 사용하였고, 타설순서는 기둥, 보, 접합부의 순으로 PC 공법에 맞게 3회에 걸쳐 분리하여 타설하였다.

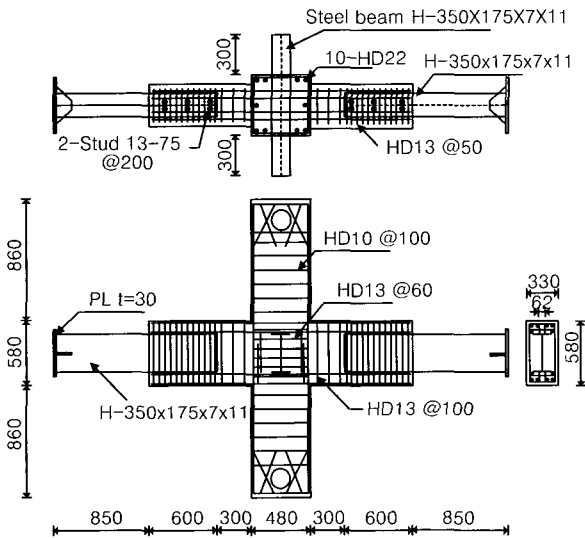


Fig. 2 Details of MTI-1 specimen

Table 2 Specifications of specimens

Specimen	MTI-1	MTI-2	MTE-1	
Joint shape	Interior	Interior	Exterior	
Col.	Sec.	B×D=480 mm×480 mm		
	Long. bar	10-D22	6-D19	10-D22
	Hoop	D10@100		
Beam	Sec.	B×D=330 mm×580 mm		
	Long. bar	4-D19 + 2-D19		
	Cross beam	Steel beam (H-350×175×7×11)		
Joint	Hoop D13@60			
Axial force	92.2 tonf(0.1A <sub>g</sub> f' <sub>c</sub> )			
$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_b}$	1.4	1.0	2.8	

그리고 콘크리트의 강도시험결과는 Table 3과 같다. 철근은 D10, D13, D16, D19, D22를 사용하였고, 철골은 H-350×175×7×11에 T=8 mm의 스틱프너를 보강하여 사용하였다. 철골 및 철근의 인장시험결과는 Table 4와 같다.

### 3.3 가력 및 측정방법

시험체의 설치상황은 Fig. 3과 같이 반력벽에 300 tonf, 500 tonf 오일 잭을 프레임에 고정시키고, 프레임의 반대편에 시험체를 얹혀 기둥 하부를 힌지와 연결하였다. 그리고 상부 기둥은 스트롱 프레임에 부착된 힌지와 긴결시켰다. 오일 잭을 이용하여 기둥 축강도의 10%를 기둥의 축력으로 재하하였다. 또한, 시험체 반복 가력시 기둥 상하의 힌지에 생기는 전단력에 의해 힌지가 이동하는 것을 방지하기 위해 상부 기둥은 프레임으로 양쪽을 지지하고, 하부 기둥은 콘크리트 블록을 바닥 슬래브와 고정시켜 힌지와 연결된 프레임과 볼트로 긴결하였다. 시험체의 철골 보 단부에 100 ton 액추에이터를 볼트로 연결하여 가력하였다. 가력 방법은 Hawkins 등<sup>6)</sup>의 평가법에 준하여 부재

Table 3 Test results of concrete strength

Specimen	Design strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Test result (kgf/cm <sup>2</sup> )
MTI-1	400	527
MTI-2	400	676
MTE-1	400	540

Table 4 Test results of steel and rebar

Specimen	Yield strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tensile strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Modulus of Elasticity (kgf/cm <sup>2</sup> )	Elong. (%)	
Rebar	D10	3528	5479	1.71×10 <sup>9</sup>	17.5
	D13	4186	5701	1.84×10 <sup>9</sup>	19.9
	D16	4310	6474	1.66×10 <sup>9</sup>	14.6
	D19	4444	6719	1.75×10 <sup>9</sup>	18.9
	D22	4227	6712	2.02×10 <sup>9</sup>	18.9
Steel plate	11	4784	6037	2.20×10 <sup>9</sup>	23.8
	7	4840	5082	2.01×10 <sup>9</sup>	22.2

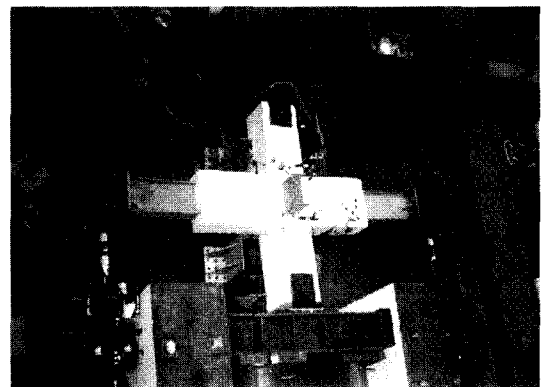


Fig. 3 Setting of specimen

각에 따라 단계별로 점증가력하였으며, 정·부의 반복가력으로 부재각 1/500, 1/400, 1/285, 1/200, 1/133, 1/100, 1/66, 1/50, 1/40, 1/33, 1/25, 1/20, 1/17의 단계별로 각각 3 사이클씩 반복가력하면서 변위제어 방식으로 가력하였다.

#### 4. 실험결과 및 분석

각각의 변수에 따른 시험체 별 실험결과 및 이론식에 의한 결과 값은 Table 5에 나타내었다.

##### 4.1 파괴형상 및 내력결과

MTI-1 시험체는 2 사이클(R=1/500)에서 철골매립부 안쪽의 강성이 변하는 부위에서 휨에 의한 초기 균열이 발생하였다. 그 후 16 사이클(R=1/100)에서 보 단부에 휨 균열이 진전되기 시작하여, 31 사이클(R=1/25)까지 휨 균열과 접합부 패널 존 부위에 대각선으로 전단균열이 현저하게 진전되었다. 그 후 보의 휨 파괴와 접합부 전단파괴로 최대내력에 도달하였다.

MTI-2 시험체에서는 2 사이클(R=1/500)에서 보의 강성이 변하는 부위에서 초기 휨 균열이 발생하였다. 그 후 접합부와 기둥, 보의 분리 타설 부위에 균열이 집중되면서, 보 단부의 휨 균열과 기둥의 휨 변형에 의한 콘크리트 피복의 박리로 기둥의 주근을 따라 부착균열이 발생하였다. 25 사이클(R=1/33)에서 기둥부위의 균열이 확산되면서 접합부의 피복 콘크리트의 탈락과 접합부에서 전단균열에 의한 콘크리트의 박리가 진행되면서 최대내력에 도달하였다.

MTE-1 시험체의 초기균열은 보의 강성이 변하는 부위에서 발생하였고, 보 단부의 휨 파괴에 의한 연성적인 거동을 나타내었다. 내부 접합부형 시험체에 비해 보 단부의 손상이 심하게 나타났고 상대적으로 접합부 패널 존의 손상은 미미하게 나타났다. 휨 항복 이후 반복가력에 의해 단부의 콘크리트가 열화에 의해 압괴되면서 최대내력에 도달하였다. 접합부의 손상이 상대적으로 적은 것은 외부접합부로 내부접합부에 비해 접합부에서의 전단력이 1/2 정도로 감소되기 때문이다.

##### 4.2 하중변위곡선

각 시험체에 대한 하중변위곡선을 Fig. 4에 나타내었다. MTI-1 시험체의 휨항복 내력은 16.4 tonf이었으나, 변형 경화현상으로 강도가 16 %정도까지 증가하였다. 이에 비하여 보-기둥 휨 모멘트 강도비를 1.0로 한 MTI-2 시험체는 강성이 MTI-1보다 낮고, 항복변위도 다른 시험체보다 30 %정도 크게 나타났다. 이는 기둥 강성이 MTI-1 시험체에 비해 적어 보, 기둥 모멘트 분담비의 차이로 동일한 변위에서의 내력이 저하되었다고 사료된다.

내부 접합부 MTI-1 시험체와 치수 및 철근 배근상세를 동일하게 설계한 외부 접합부 MTE-1 시험체는 접합부 패널 존에서의 전단응력도가 내부 시험체와 비교할 때, 약 1/2정도만 발생하므로 패널 존과 기둥 상하부에 전단균열이 타 시험체에 비해 현저히 감소한 결과를 보였다.

##### 4.3 부재각에 따른 강도의 변화

Fig. 5에 변위증가에 따른 각 시험체의 하중지지능력을 상호 비교하기 위하여 부재각에 따른 최대강도의 변화를 도표로 나타내었다.

시험체 모두 보단부에서 휨 항복에 의해 최종파괴되도록 설계하였고, 보의 인장철근이 동일하게 배근되어 균열 발생전의 구간에서는 거의 유사한 거동을 하고 있다. 그러나 항복하중의 약 1/3정도인 5 tonf 이후에서부터 내력의 차이를 보이기 시작하였다. 기둥과 보의 휨 모멘트비가 1.4인 MTI-1 시험체와 외부접합부인 MTE-1 시험체는 거의 유사한 거동을 하고 있으나 항복강도를 전후해서 MTE-1 시험체가 약간 높은 강도를 나타내었다. MTI-2 시험체는 다른 두 시험체보다 다소 낮은 강도를 나타내는 결과를 보였다. 이는 강도발현 측면보다는 부재의 강성의 차이 때문으로 판단되며, 회전모멘트에 대하여 접합부를 구성하는 주변부재의 저항강성의 합이 서로 차이가 나기 때문이다. 최대강도 측면에서 내부접합부인 MTI-1 시험체와 MTI-2 시험체가 MTE-1 시험체에 비해 각각 14 %, 16 %의 강도저하를 나타내었다. 이는 내부 접합부 시험체가 외부접합부인 MTE-1 시험체에 비해 접합부의 손상이 상대적으로 심하게 나타나, 그 손상의 정도가 접합부의 강도발현에 영향을 미친 것으로 판단된다.

Table 5 Theoretical and experimental strengths

Specimen	Expected strengths( $Q_e$ )(unit : tonf)					Experimental results ( $Q_u$ )(unit : tonf)		$Q_u/Q_e$	Failure mode
	Moment of beam	Shear of beam	Moment of column	Shear of column	Joint*	Positive(+)	Negative(-)		
MTI-1	16.4	69.2	28.8	23.5	26.7	19.3	18.7	1.16	Beam failure
MTI-2	16.4	69.2	20.6	23.5	26.7	18.9	18.4	1.13	Beam and joint
MTE-1	16.4	69.2	52.0	42.4	40.3	21.7	21.6	1.32	Beam failure

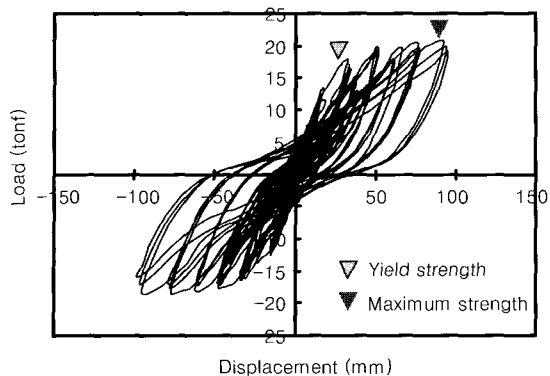
\* The joint strength is calculated by nominal shear strength of ACI 352(Type 2).

#### 4.4 접합부의 강성 평가

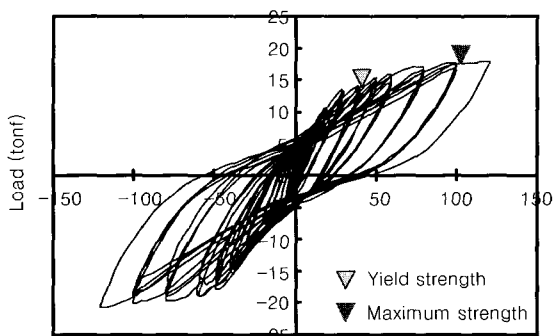
횡력에 저항하는 프레임 시스템의 경우, 접합부의 성능 및 주변부재의 강성이 구조물의 변위, 동적응답, 모멘트의 분배 등에 영향을 미치게 된다. RS 보의 경우, 이론적으로 내부 철골 보와 동일 단면의 철골 보에 비해 탄성강성이 10% 정도 증가하게 되어 기존의 철골 보에 비하여 수평변위가 감소하게 된다. 그러나 RS 보에 대한 실험 결과, 철골 보와 RC 보의 접합부에서 미끄러짐의 발생으로 RS 보의 부재회전각이 증가하여 접합부의 강성저하 원인으로 작용하였다.

실제로 실험에서 나타난 초기강성을 보면 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체의 순으로 각각 이론강성의 72%, 57%, 91%의 결과를 나타내었다. 결과 값에서 알 수 있듯이 외부 접합부를 제외하고는 RS 보의 이론적인 탄성강성을 제대로 발휘하지 못한 결과를 보이고 있다. 이에 대한 원인은 주로 RC 보와 철골 보의 강제매입구간에서의 미끄러짐에 의한 것이다.

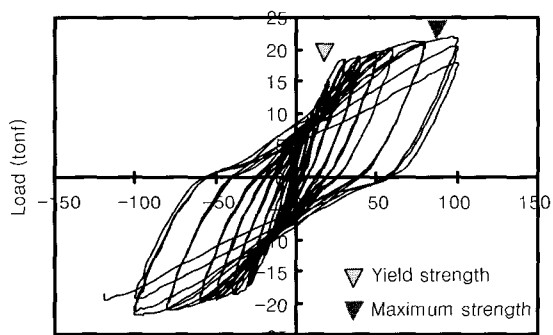
이는 RS 보 실험을 통하여 RS 보의 단부에 하중이 재하되면 우력 모멘트에 의한 철골 보와 RC 보의 내부 면 내전단에 의해 미끄러짐이 발생하는 것을 확인한 바 있다<sup>1)</sup>. RS 보의 미끄러짐에 의한 부재의 추가 처짐을 산정하기 위하여 미끄러짐에 의해 발생하는 변위를 부재각으로 환산하여 철골 보가 동일한 부재각 만큼 회전한다고 가정할 수 있다. 그리고 이 미끄러짐의 발생량은 기존의 RS 보 실험<sup>2)</sup>을 통하여 계측한 결과를 적용하였다. 실험에 의한 슬립 발생량을 단부에서의 처짐으로 환산하고 저하된 강성을 구하였다. 그리고 RS 보의 미끄러짐을 고려한 강성을 계산하여 그래프로 나타내면 Fig. 6과 같다. Fig. 6에서 알 수 있는 바와 같이 탄성구간에서의 슬립을 고려한 강성은 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체에서 각각, 92%, 74%, 116%로 보다 정확히 실험결과를 예측하고 있음을 알 수 있다.



(a) MTI-1



(b) MTI-2



(c) MTE-1

Fig. 4 Load-Displacement curve of joints

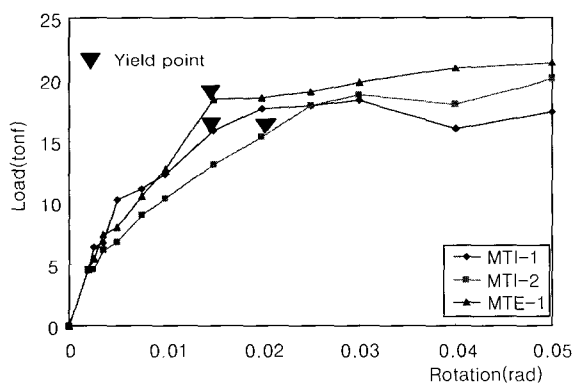


Fig. 5 Maximum strength in each rotation

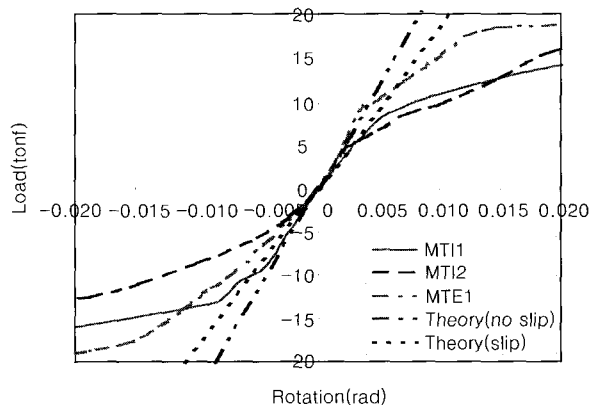


Fig. 6 Comparisons between experimental results and theoretical stiffnesses in RS beam

#### 4.5 접합부 전단강도식 비교

ACI 352와 일본 내진설계지침의 접합부 전단강도 설계식을 서로 평가하여 일체형 RC 접합부에 적용하는 공칭강도를 RS 보로 이루어진 PC 접합부에서도 적용이 가능 여부를 검토하였다. 내진거동을 필요로 하는 ACI 352와 일본의 내진설계용 접합부 공칭전단강도 설계식을 전단응력으로 비교하여 Table 6에 나타내었다. 두 기준의 설계식에서는 차이가 있으나 내진설계용 부재의 접합부 전단응력은 거의 동일하게 평가하고 있다. 다만 두 설계법의 차이는 ACI 352에서는 비탄성 변형시 내력지속을 고려하지 않는 경우 접합부의 전단강도를 완화시키고 있으며, 일본의 내진지침에서는 적고 보가 없는 경우에 전단강도를 15%정도 강화시켜 적용하고 있다. 두 지침의 공칭전단응력이 유사하므로 ACI 352에서 제시한 공칭전단응력계수를 기준으로 하여 실험시 접합부의 전단응력계수를 산정하여 Fig. 7에 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이 내·외부 접합부 모두에서 항복강도 뿐만 아니라 비탄성구간인 최대강도 시점에서도 공칭 전단응력계수가 실험값에 비해 내부접합부는 1.4배, 외부접합부는 2.1배의 여유를 가지고 있음을 확인하였다. 또한 보 항복시 이론적인 전단응력계수를 산정하여 Table 7에 나타내었다. Table 7과 Fig. 7에서 알 수 있듯이 항복시 실험에 의한 전단 응력 계수는 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체에서 각각 이론값의 96%, 102%, 100%로 매우 정확한 결과를 나타내었다.

#### 4.6 내진성능 평가

RS 보-RC 기둥 접합부의 내진성능을 평가하기 위하여 2.2절에 서술한 내용에 대하여 성능을 평가하였다.

2.2절 (1)항에 의하면 부재각 0.5%이전에 공칭강도를 이상의 수평저항력을 발휘해야 하도록 되어 있다. 이를 평가하기 위하여 하중-변위 곡선의 탄성구간을 확대하여

Table 6 Shear stresses of joints at yielding of beams

Guideline	Nominal shear stress (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	Interior joint	Exterior joint
ACI 352(Type 2)	106	80
Japanese seismic design guideline	106	74

Table 7 Theoretical shear strengths at yielding of beams

Specimen	Column shear force V <sub>col</sub> (tonf)	Joint shear force V <sub>i</sub> (tonf)	Shear stress of joint v <sub>j</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Modulus of shear stress τ
MTI-1, MTI-2	32.8	105	54	2.7
MTE-1	16.4	52.5	27	1.35

Fig. 8에 나타내었다. Fig. 8에서 알 수 있는 바와 같이 수평저항력의 측면에서는 모멘트 프레임으로서 요구되는 강도에 비해 강도발현이 상당히 늦어짐을 확인하였다. MTI-1, MTI-2, MTE-1의 시험체의 강도 발현은 공칭강도 대비 각각 정가력시 46%, 43%, 62%이었고, 부가력시 60%, 37%, 46%의 강도를 발현하였다. 따라서 RC-RS 접합부는 구조 특성상 부재각 0.5%에서 공칭강도를 발현하기는 어려울 것으로 판단되며, 이 경우 초기 변형을 제어할 수 있도록 추가적인 수평저항 시스템을 적용하면 부족한 초기강성에 대한 보완이 가능하다고 사료된다.

동절 (3)~(5) 항에서 3.5%의 최대 부재각에서 두 번의 완전한 반복 가력 후에 세번째 가력시의 강도가 최대내력의 75%이상이어야 하고, 상대에너지 소산비양이 12%를 초과하도록 하고 있다. 또한 그 이후, 부재각이 0인 지점을 지날 때 내력 및 강성 값이 최대내력 및 초기강성의 5%를 초과해야 하는 것으로 제안하고 있다. 이에 대한 평가를 하기 위하여 각각의 항목에 대하여 Fig. 9~12에 나타내었다.

Fig. 9에서 부재각 3.5%을 초과한 5%에서의 세번째 싸

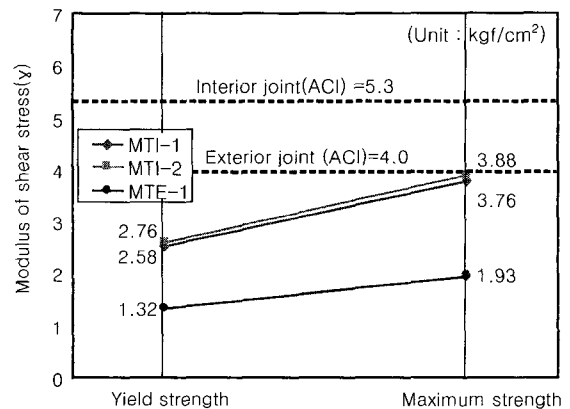


Fig. 7 Comparisons of shear strength modulus

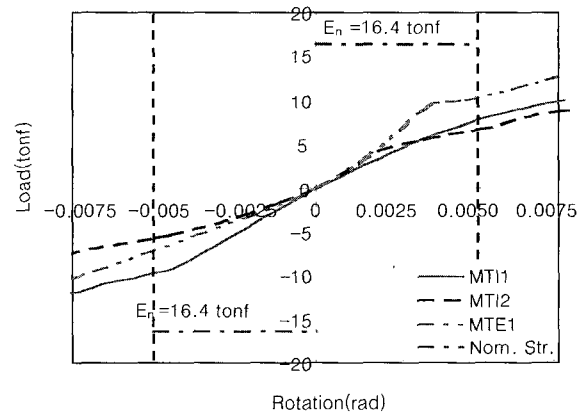


Fig. 8 Evaluations of lateral strengths in rotation 0.5%

이클에서의 내력 저하율은 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체에서 각각 최대내력에 대한 마지막 사이클에서의 내력비가 각각 82.0%, 80.2%, 92.4%를 나타내었다. Fig. 10에서 보면 상대에너지 소산비도 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체 별로 각각 52%, 38%, 56%로 제안 기준치인 12%를 훨씬 상회하였다. 또한 부재각이 0이 되는 시점의 최대 내력값에 대한 내력값의 비는 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체 별로 각각 18%, 23%, 20%로 제안 기준 값인 5%를 상회한 결과를 나타내었다(Fig. 11 참조). 최종사이클 이후, 부재각 0이 되는 지점의 강성은 MTI-1, MTI-2, MTE-1 시험체 별로 각각 초기강성의 15%, 15%, 12%로 제안 기준 값인 5%를 상회하였다(Fig. 12 참조).

이상의 결과로부터 RS 보의 모멘트 프레임으로서의 내진성능을 평가한 결과, RS 보의 강성부족으로 부재각 0.5%에서 공칭강도 이상의 내력발현 기준치는 만족하지 못하였고, 그 외의 변형성능의 평가항목은 모두 만족스런 결과를 나타내었다. 따라서 지진시 RC-RS 접합부로 구성된 프레임만으로는 수평력에 대한 변형을 제어하는 것이 다소 어려울 것으로 판단된다.

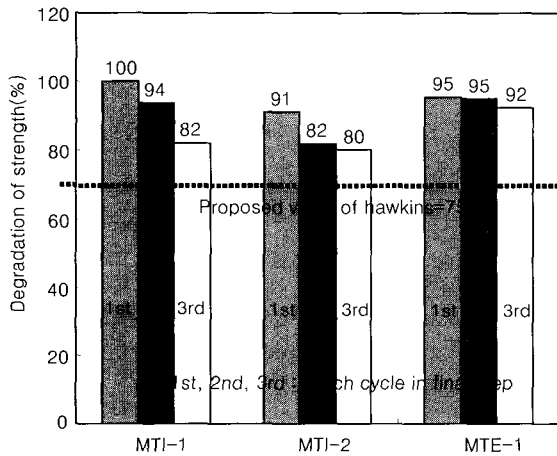


Fig. 9 Evaluations of strength degradation ratios of final 3 cycles at 5% rotation

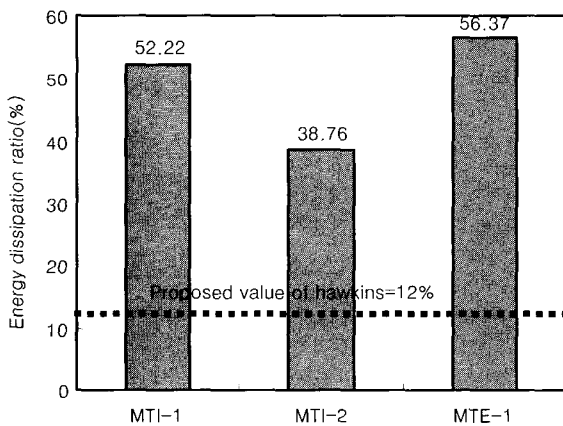


Fig. 10 Evaluation of relative energy dissipation ratios

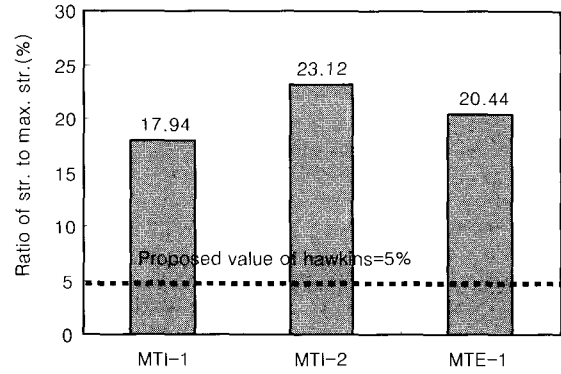


Fig. 11 Evaluations of strength ratio in rotation 0% after final cycle

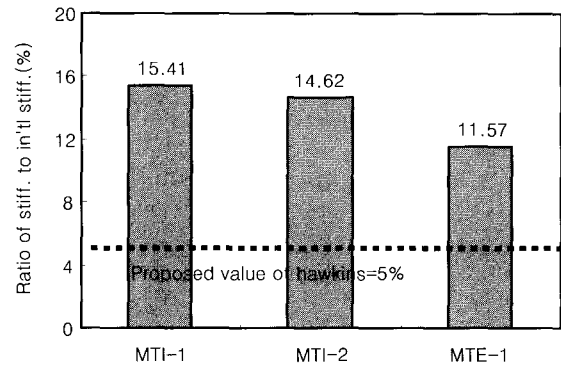


Fig. 12 Evaluations of stiffness ratios in rotation 0% after final cycle

## 5. 결 론

이상과 같은 RS 보-RC 기둥 접합부에 대한 실험연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 접합부의 초기강성이 이론강성에 비해 내부접합부는 28~43%, 외부접합부는 9% 정도의 강성저하를 나타내었다. 이는 기존의 RC 접합부에서 나타난 기둥 휨강성 및 균열에 의한 강성저하 이외에 강재매입구간에서 철골 보의 미끄러짐에 의한 강성저하에 기인한다.

2) RS 보와 RC 기둥으로 이루어진 접합부의 전단강도는 ACI 352와 일본내진지침 모두 매우 유사한 결과를 나타내었고, 보 항복시 접합부의 전단응력계수는 이론 값의 96~102%로 매우 정확한 결과를 나타내었다.

3) RS 보로 이루어진 구조물의 내진성능은 부재각 0.5%에서 공칭내력을 발휘하지 못하였다. 이는 RS 보의 초기강성의 저하 및 RS 보의 부재특성상 초기에 부재의 내력을 충분히 발휘할 수 없기 때문이다. 그러나 초기강성의 부족에 대한 문제는 RS 보에 대한 부분적인 보완 및 구조시스템적으로 횡력보강구조를 병행하여 적용하면 충분히 해결가능할 것으로 판단된다. 이를 보완할 수 있는 추가적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

4) 그 밖의 다른 평가항목에 대하여서는 만족하는 결과를 보여 모멘트 프레임 자체의 연성적인 능력은 충분히 갖추고 있는 것으로 판단된다.

### 감사의 글

본 연구는 삼성물산(주)과 한양대학교 초대형구조시스템연구소의 연구비 지원에 의한 것으로, 이에 감사드립니다.

### 참고문헌

1. 김옥중, 문정호, 이리형, “단부 RC조와 중앙부 철골조로 이루어진 RS 보의 전단내력에 관한 연구,” 대한건축학회논문집, 제17권 5호 통권 151호, 2001. 5.

2. 淺山長生, 田中國彦, 成原弘之, 網于眞一, 川端一三, 泉滿, “下端部RC造中央部S造の複合構造梁の實驗,” -その  
1. 實驗の概要.  
3. ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures,” ACI 352R-91.  
4. American Concrete Institute, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary,” ACI 318-95.  
5. 日本建築學會, 鐵筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.  
6. Hawkins, N. M. and Ghosh, S. K., “Proposed Revisions to 1997 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Precast Concrete Structures,” Sep.-Oct. 2000, pp.34~44.

### 요 약

중앙부 철골조와 단부 RC조로 이루어진 혼합구조보인 RS 보와 RC 기둥으로 이루어진 접합부의 비탄성 거동 및 내진성능을 구명하기 위하여 반복가력에 의한 접합부 실험을 진행하였다. 본 연구는 RC-RS 접합부의 모멘트비를 변수로 하여 두 개의 내부접합부와 한 개의 외부접합부 등 총 3개의 시험체를 제작하여 실험을 진행하였다. 실험결과, 강도와 연성능력은 충분히 발휘하였으나, 접합부의 강성은 부족한 결과를 나타내었다. 이는 RS 보를 구성하는 철골보와 RC 보를 연결하는 강제매입구간에서의 철골 보의 미끄러짐에 의한 변위의 증가로 인하여 강성의 저하가 발생한 것으로 판단된다. 또한 Hawkins의 제안안에 의한 RC-RS 접합부의 내진성능을 평가해 본 결과, 접합부의 초기강성의 부족으로 부재각 0.5 %에서의 공칭강도의 발현은 만족하지 못하였으나, 그외의 내진성능 평가지표인 강도유지능력, 상대 에너지소산비 및 종국후 초기강성비나 초기강도비 등의 측면에서는 우수한 능력을 발휘하였다. 따라서 구조물에서 RC-RS 접합부를 적용할 경우, RC 코어 율과 같은 초기 횡 강성을 보완할 수 있는 적절한 구조시스템과 병행하여 적용하면 강진지역의 구조물에도 충분히 적용이 가능하다고 판단된다.

**핵심용어 :** RS 보, RC-RS 접합부, 비탄성 거동, 전단강도, 강성저하, 내진성능