

## 보 관통형 RCS 접합부의 전단강도 평가

Shear Strength of Through Beam Type Beam-Column Joint composed of Reinforced Concrete Column and Steel Beam

최 근 도\*      유 영 찬\*\*      이 리 형\*\*\*  
Choi, Keun-Do    You, Young-Chan    Lee, Li-Hyung

### Abstract

This paper reports an evaluation method on the shear strength of interior beam-column joints composed of steel beams and reinforced concrete columns(RCS). The shear strength is generally calculated by the sum of the nominal shear resistance of a steel web panel and concrete elements. In this paper, the shear strength is calculated based on the compression strut theory instead of compression field theory. Design equations presented herein are evaluated through comparison with existing experimental results. The comparisons between experimental and calculated results show an excellent agreement.

### 요 지

본 연구는 철근콘크리트 기둥과 철골보로 이루어진 내부 접합부의 전단강도에 관한 연구이다. 일반적으로 RCS 접합부의 공칭전단강도는 철골웹브와 콘크리트의 전단저항 합으로 산정하고 있다. 본 연구에서는 기존에 RCS 접합부의 콘크리트 전단강도 계산에 사용되었던 압축장 이론의 단점을 분석하여 보다 합리적인 압축스트러트 모델을 제안하였다. 제안된 모델의 적합성을 기존 연구자에 의해 수행된 실험결과와의 비교평가를 통하여 실시해 본 결과, 실험결과와 계산값이 잘 일치하는 것으로 나타났다.

**Keywords :** RCS, Compression strut theory, Compression filed theory

**핵심 용어 :** 철근콘크리트와 철골 혼합구조, 압축스트러트모델, 압축장이론

\* 정회원, 한양대학교 건축공학과 박사과정

\*\* 정회원, 한국건설기술연구원 공학박사, 수석연구원

\*\*\* 정회원, 청운대학교 총장

E-mail : ckd003@hanmail.net 02-2220-1721

• 본 논문에 대한 토의를 2007년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 2007년 11월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

## 1. 서론

최근, 합성구조는 시스템의 합리화와 경제성의 관점에서 연구 및 개발이 활발히 진행되고 있다. 본 연구는 합성구조에서 철근콘크리트 기둥과 철골보를 접합한 RCS 구조에 대한 연구이다. RCS 구조는 철근콘크리트 및 철골의 재료적 성질을 최대한 활용할 수 있는 장점이 있지만, 이질재료의 접합이 필연적으로 발생하게되므로 이에 대한 특별한 고려가 필요하다. 특히 이질 구조재료가 접합되는 접합부의 성능은 구성부재 및 전체 구조시스템의 성능을 결정하는데 가장 중요한 요소로 지적되고 있다. 이에 따라 기존연구에서는 RCS 구조의 응력전달기구를 파악하고 접합부의 전단강도를 평가하는 부분에 초점을 맞추어 진행되어 왔다. 이와 같은 연구결과를 바탕으로 미국 및 일본에서는 RCS 구조에 관한 다양한 접합부 상세에 대하여 설계식을 제안하는 단계에까지 이르렀다.<sup>(6)(13)</sup>

본 연구에서는 기존의 실험적 연구에서 접합부의 보강상세가 비교적 간단한 보 관통형 RCS 접합부 실험결과를 분석하여 RCS 접합부의 전단저항 기구를 파악하고, 접합부의 전단강도를 산정하기 위한 강도식을 제안하고자 한다.

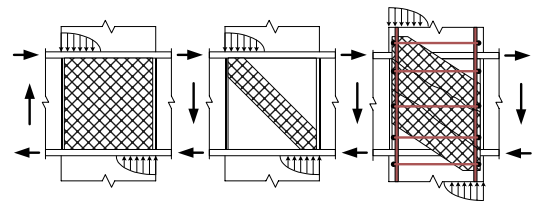
## 2. 기존의 전단강도 평가법

RCS 접합부에 관한 기존연구는 1980년대부터 미국과 일본에서 주로 진행되어 왔으며, 미국의 경우 1994년 Sheikh 및 Deierlien이 수행한 실험결과<sup>(7)</sup>를 근간으로 ASCE 제안식이 발표되었다. 이후 Kanno<sup>(4)</sup> 및 Wight<sup>(5)</sup> 등의 연구에 의해 기존의 ASCE 제안식이 RCS 접합부의 내력을 과소평가하는 것으로 지적되고, 가로보, 밴드플레이트 및 커버 플레이트 등의 전단기여도를 접합부의 전단강도평가시 고려되어야 함을 지적하였다. 이에 비하여 일본의 경우 RCS 접합부의 설계는 기존의 철골철근콘크리트(SRC) 규준식을 근간으로 진행되고 있으며, 다수의 연구자에 의해 SRC 규준식을 변형한 접합부의 전단강도식이 제안되고 있다. 더욱이 RCS 접합부는 응력전달을 위해 다양한 보강상세가 사용됨에 따라 하나의 설계식으로 다양

한 상세를 고려하기는 어렵다. 따라서 기존에 제안된 전단강도식은 보강상세가 비교적 간단한 접합부를 대상으로 개발한 후, 이외의 상세는 추가적인 계수값을 사용하여 고려하고 있다.

본 연구는 RCS 접합부의 전단강도 평가를 주목적으로 한다. 이에 따라 국내에서 개발되는 접합부의 강도평가에 부합되는 ASCE 식을 중심으로 검토하였으며, 그 내용을 살펴보면 다음과 같다.

접합부의 전단내력은 Fig. 1 및 아래 식(1)~(3)과 같이 철골웹과 철골의 상·하 플랜지로 구속되는 내부콘크리트 및 외부판넬의 전단기여분으로 구성되며 각각의 공칭전단강도를 합산하여 산정한다. ASCE 식에서 고려하는 철골웹( $V_s$ )의 수평전단강도는 웹의 두께에 유효폭(jh)을 곱하여 산정한다. 내부콘크리트의 전단강도( $V_{ic}$ )는 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 전단강도와 동일한 값을 사용한다. 또한 외부판넬( $V_o$ )의 전단강도는 트러스 기구로 가정하여 철근콘크리트 보 부재와 동일하게 콘크리트와 횡보강근이 전단에 각각 저항하는 것으로 산정하고 있다.



(a) 철골웹 (b) 내부콘크리트 (c) 외부판넬

Fig. 1 RCS 접합부의 전단저항요소

$$V_s = 0.6f_y t_w jh \quad (1)$$

$$V_{ic} = 1.7\sqrt{f_{ck} b_p} h \leq 0.5f_{ck} b_p d_w \quad (2)$$

$$V_o = V_{oc} + V_{sh} \quad (3)$$

$$V_{oc} = 0.4\sqrt{f_{ck} b_o} h$$

$$V_{sh} = 0.9A_{sh} f_{ysh} h / s_k$$

여기서,

$V_s$  : 철골웹 전단강도(kN)

$f_y$  : 웹항복강도(MPa)

$t_w$  : 웹두께(mm)

$jh$  : 지압력 작용점간 거리(mm)

- $V_{ic}$  : 내부콘크리트 전단강도(kN)
- $f_{ck}$  : 콘크리트 강도(MPa)
- $b_p$  : 내부폭(mm)
- $h$  : 기둥축(mm, 보 방향)
- $V_o$  : 외부판넬 전단강도(kN)
- $b_o$  : 외부폭(mm)
- $V_{oc}$  : 외부콘크리트 전단강도(kN)
- $V_{sh}$  : 횡보강근 전단강도(kN)
- $A_{sh}$  : 횡보강근 단면적(mm<sup>2</sup>)
- $f_{ysh}$  : 횡보강근 항복강도(MPa)
- $S_k$  : 접합부내 횡보강근 배근간격(mm)

이에 비하여 일본에서 제시된 강도식은 식(4)에 보인 바와 같이 내·외부 콘크리트의 전단응력을 동일하게 고려하며, 접합부내에 배근된 횡보강근의 효과는 ASCE 강도식과 유사한 산정식을 사용하여 산정하고 있다.

$$\left(\frac{2M_b}{d_f} - V_c\right) = \frac{1}{d_f} \left[ \frac{1.2}{\sqrt{3}} K_s F_{yw} + K_{ce1} f_s \delta_j + K_{ce2} \frac{P_{sh}}{2} F_{ysh} \right] \quad (4)$$

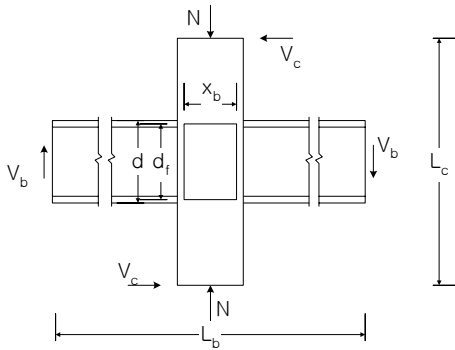


Fig. 2 M-AIJ 강도식

### 3. 전단강도 평가 대상 실험체

전단강도를 평가하기 위한 기존연구<sup>(1)-(5)(7)-(12)</sup>는 본 연구자가 수행한 실험적 연구결과<sup>(1)</sup>와 국내 및 국외 등에서 실시한 연구를 대상으로 한다. 평가대상 실험체는

Table 1에 나타난 바와 같이 국내에서 일반적으로 연구되고 있는 접합상세가 간단한 보 관통형 접합부 실험체 중에서 접합부의 최종파괴가 전단파괴에 의해 지배된 실험체를 선정하였다. 실험체의 형상은 Fig. 3과 같이 접합부의 전단성능에 중요한 영향요소인 보강상세에 따라 분류하며 타입별 보강상세는 다음과 같다.

Table 1 대상 실험체 일람표

No	Joint detail	Joint type	Vexp. (kN)	VASCE (kN)	VM-AIJ (kN)	Ref. no.
1	-	1	81.4	67.8	130.0	3
2	FBP	2	157.0	119.0	140.0	3
3	FBP	2	152.1	119.0	140.0	3
4	FBP	2	151.2	122.0	137.8	3
5	FBP	2	40.3	33.0	39.3	6
6	FBP	2	38.3	35.5	40.8	6
7	FBP	2	36.4	27.9	34.7	6
8	FBP	2	35.0	23.6	31.4	6
9	FBP	2	84.1	58.8	66.1	7
10	FBP+E-FBP	3	245.1	183.0	136.8	3
11	FBP+E-FBP	3	304.1	262.0	150.2	4
12	FBP+E-FBP	3	331.1	262.0	150.2	4
13	FBP+E-FBP	3	339.0	280.0	151.5	4
14	FBP+E-FBP	3	374.0	319.0	190.0	4
15	FBP+E-FBP	3	179.3	127.0	110.7	8
16	무보강+T.B	4	166.2	56.7	161.9	10
17	무보강+T.B	4	143.9	75.2	142.7	11
18	무보강+T.B	4	150.0	89.6	178.8	11
19	FBP+T.B	5	181.9	171.0	130.9	7
20	FBP+T.B	5	41.2	39.8	34.7	6
21	FBP+T.B	5	202.0	189.0	178.8	11
22	FBP+T.B	5	217.8	224.0	187.9	11
23	FBP+T.B	5	230.6	224.0	187.9	11
24	FBP+T.B	5	71.6	68.8	64.4	12
25	FBP+T.B+E-FBP	6	284.3	229.0	173.0	13
26	FBP+T.B+E-FBP	6	283.5	234.0	176.6	13
27	FBP+T.B+E-FBP	6	266.4	212.0	163.9	13
28	FBP+T.B+E-FBP	6	239.8	231.0	164.9	13
29	FBP+T.B+E-FBP	6	267.5	198.0	189.6	8
30	FBP+T.B+E-FBP	6	251.9	127.0	110.7	8
31	FBP+T.B+E-FBP	6	246.9	131.0	186.9	8
32	FBP+T.B+E-FBP	6	290.1	217.0	264.2	8
33	FBP+T.B+E-FBP	6	246.0	131.0	186.9	8
34	FBP+T.B+E-FBP	6	247.9	131.0	186.9	8
35	FBP+T.B+B.P	7	250.1	137.0	110.7	8

FBP : Face Bearing Plate, T.B : Transverse Beam  
 E-FBP : Extended FBP, B.P : Band Plate  
 Joint type : 접합부 분류(Fig. 1)  
 Joint type 7 : 가로보+FBP+E-FBP(Band plate)  
 Vexp. : 접합부 최대강도(보 전단력으로 환산한 값)

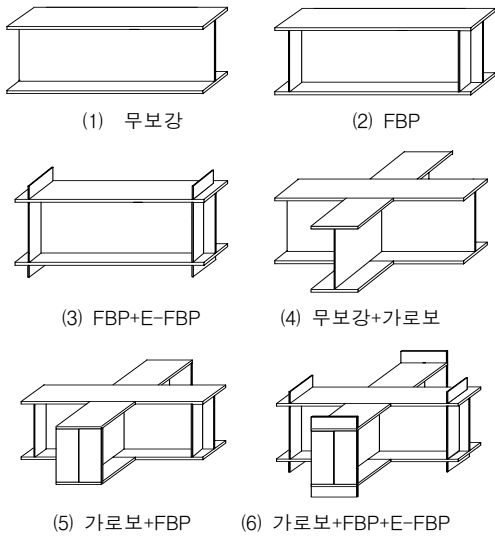


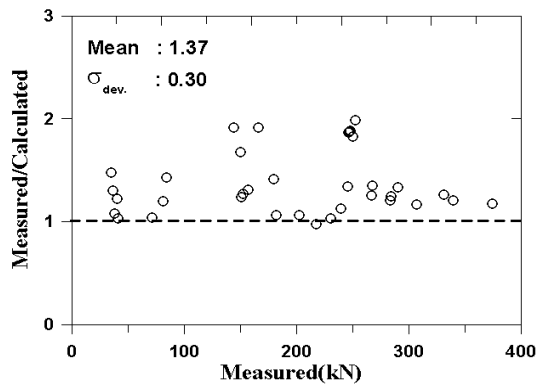
Fig. 3 보 관통형 접합부의 분류

- ① H 형강으로만 이루어진 보-기둥 접합부
- ② FBP(Face Bearing Plate)가 추가로 보강된 상세
- ③ 지압 및 전단보강요소인 전단키(E-FBP)를 보강한 상세
- ④ 가로보만 설치된 상세
- ⑤ (4)의 상세에 FBP가 추가로 보강된 상세
- ⑥ 주방향의 철골보와 가로보에 각각 FBP와 E-FBP를 보강한 상세
- ⑦ E-FBP를 확장한 밴드 플레이트(band plate)를 사용한 접합부 상세

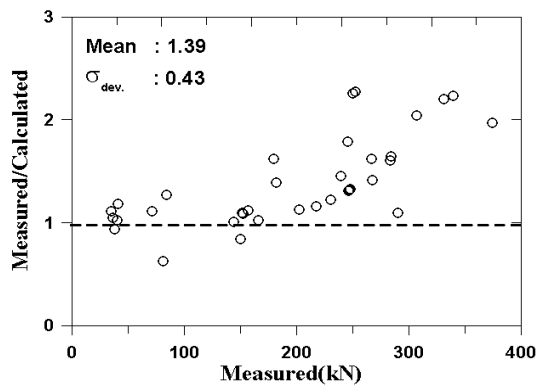
이와 같은 분류에 따라 선정된 비교대상 실험체는 총 35개이며, 그 제원 및 특징은 Table 1과 같다. 선정된 실험체에 있어서 철근콘크리트 기둥의 형상은 모두 정방형이다. 접합부내의 횡보강근 형상은 2개의 ㄷ자형 타입과 철골웨브를 관통하여 설치하는 ㄱ자 4조각 조합형 및 이를 상호 용접한 용접형이 있다. 기존 연구에서 접합부내에 배근된 횡보강근 형상과 조합 및 용접형에 따라 내력차이가 없는 것으로 나타나 동일한 횡보강근으로 고려한다.

#### 4. 실험결과값과 기존강도식의 비교

ASCE 및 수정 일본 SRC 식을 사용하여 실험결과



(a) ASCE



(b) M-AIJ

Fig. 4 실험체 최대내력과 기존강도식의 비교

값과 기존강도식에 의한 계산값을 상호 비교하였다. 실험결과값은 접합부의 전단강도를 기준으로 하며 측정된 실험결과값은 보의 전단력으로 산정한다. 실험에 의한 최대강도와 기존강도식에 의한 비교결과를 나타내면 Fig. 4와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 ASCE 식 및 수정 일본 SRC 식 모두 접합부의 전단강도를 과소평가하는 공통적인 결과를 나타내었다. 특히, 수정 일본 SRC 식은 비교결과값의 편차가 ASCE 식에 비하여 다소 큰 것으로 나타내었다. 이와 같은 결과는 다음과 같은 원인에 기인하는 것으로 판단된다.

즉, ASCE 식은 접합부 전단강도 산정을 판넬존의 전단변형이 1.2% 일때를 기준으로 산정하는 반면, RCS 접합부의 최대전단강도는 일반적으로 판넬존의

전단변형이 2% 정도에서 도달한다. 또한 ASCE식의 경우 접합부의 상세가 비교적 간단한 실험체를 분석하여 수립된 식이기 때문에 성능향상을 위하여 최근에 개발된 보강상세(Band plate, 가로보 등)의 전단성능은 고려하지 않기 때문이다. 아울러, 수정 일본 SRC 식에 의한 평가는 기존의 SRC 식을 RCS 구조에 큰 변경없이 적용함에 따라 적절한 접합부의 전단강도를 평가하지 못하는 것으로 판단된다.

## 5. 보 관통형 RCS 접합부의 전단강도 평가 제안

RCS 접합부 전단강도 산정은 기존의 설계식과 같이 접합부의 파괴양상을 지압 및 전단파괴로 분류한 후, 그에 따른 지압 및 전단강도를 산정하는 것으로 하였다. 또한 접합부 전단강도식은 내부 및 외부판넬의 구성요소에 대한 전단저항요소별 공칭전단강도를 단순합산하여 산정하였다.

### 5.1 접합부의 유효폭

접합부의 유효폭은 내부( $b_i$ )와 외부( $b_o$ )로 산정하며 아래 Fig. 5에 나타낸 바와 같이 내부폭은 보 플랜지 또는 전단키의 폭에서 큰 것으로 산정한다. 외부판넬의 저항유무는 전단키의 유무에 따라 결정한다. 그 폭은 전단키(E-FBP, Band plate)가 있는 경우 C를 1.0로 가정하여 산정한다.

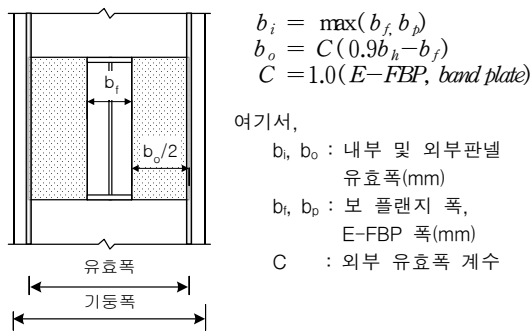


Fig. 5 판넬존의 유효폭 정의

## 5.2 내부판넬의 전단강도

### 5.2.1 철골웨브

철골웨브의 수평전단강도는 철골웨브의 전단항복응력,  $F_y/\sqrt{3}$  기준으로 산정한다. 본 연구에 앞서 선행된 RCS 내부접합부의 실험연구에 의하면, 철골웨브 전단 항복시점은 보강상세와는 상관없이 최대강도의 60~70%에서 발생하는 것으로 나타났다. 또한, 전단에 저항하는 유효범위는 중앙부가 먼저 항복하고 이때 단부에서는 중앙부의 60~95% 범위에 있는 것으로 나타났다.<sup>(1)(2)</sup> 따라서 철골웨브는 접합부의 보강상세에 관계없이 유효저항범위(jh)를 기둥 춤( $h_c$ )의 90% 사용하여 식(5)와 같이 산정한다.

$$V_w = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y t_w jh \quad (5)$$

여기서, jh : 철골웨브 유효범위

### 5.2.2 내부콘크리트

내부콘크리트의 전단강도 기여도는 본 평가대상 실험체 중에서 접합부 상세 Type (2)를 대상으로 평가한다. Type (2) 실험체들은 철골보에 FBP만 보강된 실험체로 전단저항 요소는 철골웨브 및 내부콘크리트로만 구성되어 있다. 내부콘크리트의 전단기여도 평가는 실험체의 최대강도에서 식 (5)에 의한 웨브의 전단강도를 뺀 값을 내부콘크리트가 모두 분담하는 것으로 산정한다. 그 결과 아래 Fig. 6에 나타낸 바와 같이 Type (2) 실험체들의 내부콘크리트의 강도계수는 평균 1.782를 나타내어 ASCE 식에서 제시하는  $1.7\sqrt{f_{ck}} b_i h_c$ 의 값이 적절한 것으로 판단되었다.

본 대상 실험체중에 No. 6~8은 철골보의 플랜지 폭을 각각 120, 80, 60mm로 계획하여 내부콘크리트의 면적을 변수로 하였다. No. 6~8 실험체의 내부판넬 전단기여도를 비교하면 Fig. 6에서와 같이 내부콘크리트의 전단기여도계수는 내부콘크리트 면적에 반비례하는 것으로 나타났다. 이는 Fig. 7에 보인 바와 같이 전단에 저항하는 내부콘크리트 면적은 No. 8 실험체가 No. 6에 비해 50% 이지만 최대내력은 35.0kN

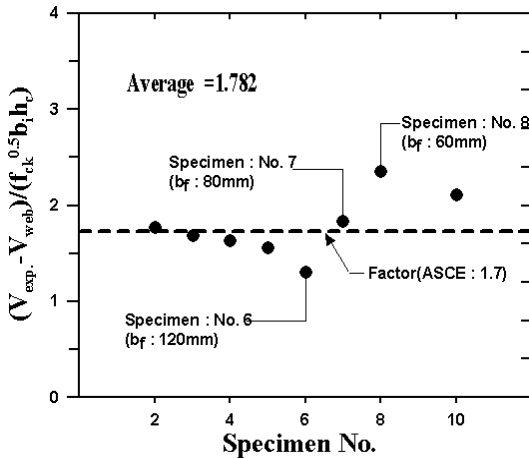


Fig. 6 Type (2) 실험체의 내부콘크리트 전단기여도 평가

과 38.3kN로 10% 정도의 차이를 나타내었다. 이러한 원인은 내부콘크리트의 전단강도가 충분히 발휘되기 이전에 철골웨브의 전단강도를 초과하여 실험체의 최대내력에 도달한 것으로 판단된다.

따라서 현행의 단순합산에 의한 전단강도의 산정방법은 Type (2)와 같은 실험체의 경우 접합부의 전단강도를 적절히 평가하지 못하므로 응력집중계수(기동폭/보폭)를 고려한 내부 콘크리트의 전단강도 산정법의 제안이 필요할 것으로 판단된다.

### 5.3 외부판넬의 전단강도

기존의 강도식에서 고려하는 외부판넬의 전단강도는 콘크리트 압축대(compression strut)와 기동 주근 및 횡보강근의 조합에 의한 트러스기구로 산정하고 있다. 본 연구에서는 선행된 실험결과<sup>(1)(2)</sup>의 비교분석에서 도출된 외부판넬의 전단저항기구를 단일압축스트러트로 고려하여 전단강도를 산정하였다.

#### 5.3.1 외부콘크리트 및 횡보강근

ASCE 식에서 고려하는 외부콘크리트의 전단기여도는 아래 식(6)과 같이 콘크리트 보 부재에서의 전단강도 계수값과 동일한 0.4로 산정하고 있다. 본 연구에서는 외부판넬의 전단저항기구를 단일스트러트로 가정하고 횡보강근의 효과를 식(6)과 같

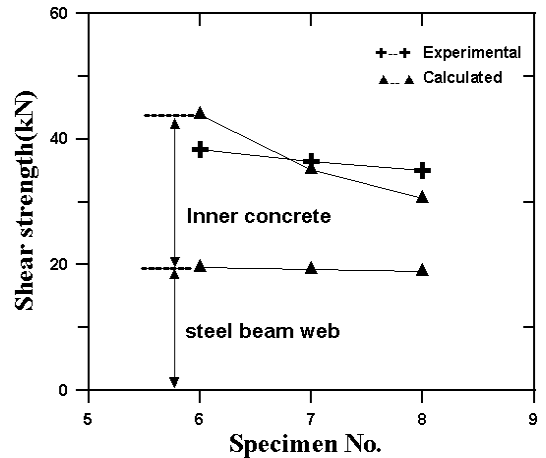


Fig. 7 No 6~8 실험체의 내부판넬 전단기여도

이 외부판넬의 전단강도에 포함하여 산정하였다.

접합부내에 배근된 횡보강근의 구속효과( $k_{sh}$ )는 선행된 실험연구 결과<sup>(1)(2)</sup>로 ASCE 식에서 제시하는 접합부내의 최소 횡보강근량( $A_{sh} \geq 0.004b_s h_s$ )을 기준으로 2.1의 계수와 그 이상은 선형보간하여 사용한다.

$$V_{sh} = 0.4k_{sh}\sqrt{f_{ck}}b_j h_c \quad (6)$$

여기서,  $k_{sh}$  = 횡보강근 구속효과계수

$V_{op}$  = 외부판넬 유효폭

$h_c$  = 기동춤

### 5.4 가로보

가로보의 전단저항은 하중작용 방향의 철골에 강접되어 플랜지 상부콘크리트의 지압변형이나 접합부내·외부 판넬존의 변형 차이에 의해 비틀림 변형으로 발생된다. 이러한 현상은 Fig. 8에 보인 바와 같이 보에서 발생하는 회전변형에 의해 강접 연결된 가로보에도 동일한 회전변형이 도입되고, 주변부 콘크리트의 구속에 의해 접합부의 전단변형을 구속하게 된다. 본 연구에서는 선행된 실험결과에서 도출된 가로보의 전단기여도를 식(7)과 같이 산정한다.

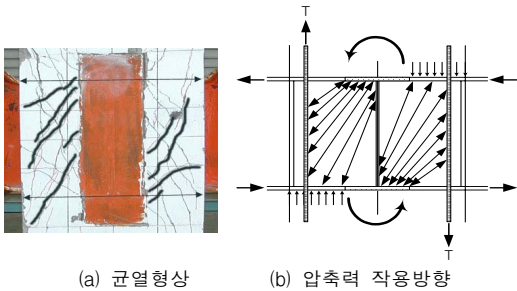


Fig. 8 가로보의 비틀림 변형에 의한 균열형상 및 콘크리트 압축력의 작용방향

$$V_{T.B.} = 0.15(V_{ip} + V_{op}) \quad (7)$$

여기서,  $V_{ip}$  = 내부판넬 전단강도  
 $V_{op}$  = 외부판넬 전단강도

### 6. 제안식에 의한 최대강도 평가

접합부의 전단강도는 전단저항요소별 접합부의 수평 전단강도를 산정한 후 식(8)과 같이 보 단부의 전단력

Table 2 제안식에 의한 최대강도 산정

Specimen No.	Material properties				Panel width		Joint shear strength					$V_{exp.}/V_{cal.}$
	Beam web (MPa)	Joint con'c (MPa)	Hoop		Inner (mm)	Outer (mm)	Steel web (kN)	Inner con'c (kN)	Outer panel (kN)	Transverse beam (kN)	Total (kN)	
			$\rho_{sh}$	$f_y$ (MPa)								
1	393.4	24.5	0.29	428.2	102.0	-	78.42	-	-	-	78.42	1.04
2	261.7	29.6	0.27	448.4	203.0	-	44.53	108.12	-	-	152.65	1.03
3	261.7	29.6	0.27	448.2	203.0	-	44.53	108.12	-	-	152.65	1.00
4	249.6	32.4	0.55	421.3	203.0	-	43.75	112.09	-	-	155.85	0.97
5	315.0	30.1	0.23	389.0	120.0	-	18.89	23.30	-	-	42.20	0.96
6	315.0	30.1	0.23	389.0	120.0	-	19.65	24.24	-	-	43.89	0.87
7	315.0	30.1	0.23	389.0	80.0	-	19.27	15.85	-	-	35.12	1.04
8	315.0	30.1	0.23	389.0	60.0	-	18.89	11.65	-	-	30.55	1.15
9	262.0	30.5	0.51	339.0	125.0	-	28.73	44.68	-	-	73.42	1.15
10	251.7	24.8	0.27	530.9	355.0	152.0	50.09	98.96	45.30	-	194.36	1.26
11	407.0	42.8	0.75	512.0	268.0	115.0	75.33	97.20	108.07	-	280.61	1.09
12	407.0	42.8	0.75	512.0	268.0	115.0	75.33	97.20	108.07	-	280.61	1.18
13	393.0	48.3	0.75	512.0	331.0	178.0	72.73	103.26	114.81	-	290.81	1.17
14	407.0	102.0	0.75	512.0	268.0	115.0	75.33	150.06	166.84	-	392.23	0.95
15	285.0	29.4	0.30	392.2	306.0	131.0	52.75	78.98	61.22	-	192.95	0.93
16	355.0	32.8	0.28	379.0	150.0	-	97.24	41.16	-	20.76	159.16	1.04
17	463.0	29.7	0.12	365.0	100.0	-	94.42	29.15	-	18.54	142.12	1.01
18	463.0	30.1	0.12	365.0	175.0	-	96.90	52.71	-	22.44	172.06	0.87
19	336.0	29.4	0.28	382.0	263.0	113.0	60.10	85.88	-	21.90	167.89	1.08
20	315.0	30.1	0.23	389.0	140.0	60.0	19.27	15.85	-	5.27	40.39	1.02
21	463.0	30.1	0.12	365.0	288.0	113.0	86.13	105.43	-	28.74	220.30	0.92
22	463.0	32.3	0.45	365.0	288.0	113.0	86.13	109.21	-	29.30	224.66	0.97
23	463.0	32.3	0.45	365.0	288.0	113.0	86.13	109.21	-	29.30	224.66	1.03
24	274.0	24.9	-	-	250.0	100.0	28.99	43.15	-	10.82	82.96	0.86
25	437.4	51.8	0.27	418.0	306.0	131.0	88.83	115.05	55.95	39.58	303.42	0.94
26	437.4	56.3	0.27	418.0	306.0	131.0	88.83	119.94	62.50	40.69	311.98	0.91
27	437.4	40.1	0.27	418.0	306.0	131.0	88.83	101.22	52.75	36.42	279.24	0.95
28	437.4	41.0	0.27	418.0	306.0	131.0	88.83	102.35	53.34	36.68	281.21	0.85
29	285.0	29.4	-	-	306.0	131.0	110.77	105.54	-	32.45	248.77	1.08
30	285.0	29.4	0.30	392.2	306.0	131.0	52.75	78.98	61.22	28.94	221.90	1.14
31	285.0	29.4	0.30	392.2	306.0	131.0	52.75	78.98	61.22	28.94	221.90	1.11
32	285.0	29.4	0.30	392.2	306.0	131.0	110.77	105.54	81.81	44.72	342.84	0.85
33	285.0	29.4	0.42	392.2	306.0	131.0	52.75	78.98	61.22	28.94	221.90	1.11
34	285.0	29.4	0.42	392.2	306.0	131.0	52.75	78.98	61.22	28.94	221.90	1.12
35	285.0	29.4	0.42	392.2	369.0	194.0	52.75	78.98	61.22	28.94	221.90	1.13

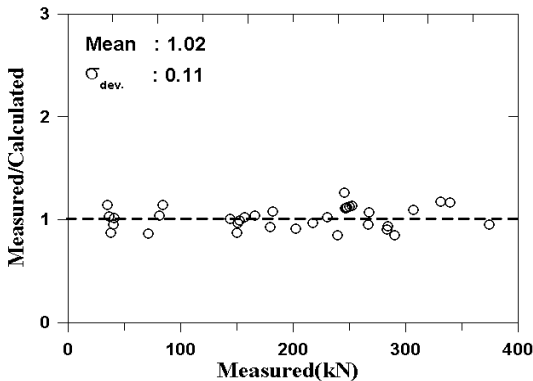


Fig. 9 실험값과 제안식의 최대강도 비교

으로 치환하여 산정한다. 제안식과 실험결과값을 상호 비교하여 나타내면 Fig. 9와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 기존내력식인 ASCE, M-AIJ에 비해 본 제안식의 결과값이 실험결과값과 잘 일치함을 알 수 있다.

$$V_{bl} = \frac{M_j}{h_b - t_f} - V_c \quad (8)$$

여기서,

$V_{bl}$ : 구성요소별 수평전단강도(kN)

$V_c$ : 기둥 전단력(= $V_b L_b / L_c$ )

$M_j$ : 접합부면의 휨모멘트( $V_b(L_b - h)$ )

$V_b$ : 보단부 전단력(kN)

$h_b, t_f$ : 보춤(mm), 보플랜지 두께(mm)

## 7. 결론

본 연구에서는 보 관통형 RCS 접합부의 구성요소별 전단강도 평가방법을 제시하고, 제안된 방법의 타당성을 분석하기 위하여 기존의 실험결과값과 상호 비교하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결과를 정리하면 다음과 같다.

1) 제안된 내력식을 사용하여 보 관통형 RCS 접합부의 강도를 평가해 본 결과, 기존내력식에 비해 본 연구의 제안식이 실험결과값과 매우 잘 일치하는 것으로 나타났다.

2) 내부판넬만 전단에 저항하는 Type (2) 실험체의 검토결과, 콘크리트의 강도계수가 1.782를 나타내어 현행의 ASCE 식에 의한 전단강도평가 방법이 가능할 것으로 판단된다. 그러나, 철골웹 및 내부콘크리트의 전단강도를 단순합산하는 경우 접합부의 전단강도를 과대평가 할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서 전단저항요소가 다양하게 사용되는 경우 구성요소별 저항방법에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

## 참고문헌

1. 최근도, 유영찬, 이리형, "철근콘크리트 기둥과 철골보 접합부의 전단거동," 대한건축학회논문집, 제19권 8호 2003. 8, pp. 19-26.
2. 최근도, 유영찬, 이리형, "철근콘크리트 기둥과 철골보로 구성된 복합구조 접합부 거동에 관한 실험적 연구," 한국콘크리트학회논문집, 제15권 2호, 2003. 4, pp. 297-304.
3. 손민성, "철근콘크리트 기둥과 철골 보로 이루어진 복합구조(RCS) 접합부의 역학적 거동에 관한 실험적 연구," 한양대학교 석사학위 논문, 2002.
4. Ryoichi Kanno, "Strenth, Deformation, and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns," Vol. 1, 2 Cornell University, 1993.
5. Gustavo Parra-Montesinos, James K. Wight, "Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beams and Reinforced Concrete Columns," ASCE Journal, Vol. 129, No. 8, 1994, pp. 2331-2557.
6. ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete, "Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns," ASCE Journal, Vol. 129, No. 8, Aug., 1994, pp. 2331-2557.
7. Tauqir M. Sheikh, Gregory G. Deierlein, Joseph A. Yura, James O. Jirsa, "Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: Part 1," ASCE Journal, Vol. 115, No. 11, 1989, pp. 2858-2876.
8. 西山 功, 山内泰之, 長谷川隆, "RC柱とSはり成柱接合部の水平加力實驗," 日本建築學會大會學術講演梗概集(九州), 1990, pp. 1181-1182.



- 
9. 度辺一弘, 菊川和俊, 中尾悟, 石橋一彦, 伊藤英勝., “柱鉄筋コンクリート, 梁鉄骨造に関する実験的研究(その18 実験概要),” 日本建築學會大會學術講演梗概集(東海), 1994, pp. 1651-1652.
  10. 坂口 昇, “鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力,” AIJ, No. 428, 1991, pp. 69-78.
  11. 本間優子, 杉山靖, 藤村勝, 東端泰夫, 持田哲雄, 毛井崇博, “柱RC・梁S接合部の力學性狀(その1 豫備實驗計劃および破壊經過),” 日本建築學會大會學術講演梗概集(東北), 1991, pp. 1623-1624.
  12. 小澤潤治, 岩倉知行, 山本俊彦, 須田充司, “RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究(その1 囲み板で補強したはり接合部の實驗),” 日本建築學會大會學術講演梗概集(北陸), 1992, pp. 1897-1898.
  13. 日本建築學會, “鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工,” 2001.

(접수일자 : 2006년 7월 11일)