



## 강섬유보강 고강도콘크리트를 적용한 최상층 접합부의 내진성능 평가

김상희<sup>1)</sup> · 권병운<sup>1)</sup> · 강현구<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>서울대학교 건축학과

# Seismic Performance Assessment of Roof-Level Joints with Steel Fiber-Reinforced High-Strength Concrete

Sang-Hee Kim,<sup>1)</sup> Byung-Un Kwon,<sup>1)</sup> and Thomas H.-K. Kang<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul 08826, Rep. of Korea

**ABSTRACT** This study was conducted to verify seismic performance of special moment frame's joints at roof-level with high-strength concrete and SD600 bars. K-RC-H was designed according to the seismic code and K-HPFRC-H had 150% of the original hoop spacing and 1.0% steel fiber volume fraction compared with K-RC-H. Both specimens had remarkable seismic performance without noticeable decrease in moment, but with very good energy dissipation before rebar failure. The U-bars in the joint sufficiently constrained rebar's action that pushed the cover upward. SD600 bars with  $1.25l_{dt}$  had minimum slip in the joint. It was considered that the steel fiber contributed to improvement of the bending moment and joint shear distortion, and the result showed that it would be possible to increase the hoop spacing to 150% of the regular spacing.

**Keywords** : seismic performance, high-strength concrete, high-strength reinforcement, steel fiber, roof level joint

### 1. 서 론

철근콘크리트(RC) 보-기둥 접합부의 내진설계 시 접합부 크기, 횡보강근비와 상세를 적절히 설계함으로써 연성능력을 확보해야 한다. 내진상세를 적용할 경우, 설계 단계에서부터 철근 과밀화가 심화되고 시공단계에서 철근의 과밀로 인한 시공성 저하 및 콘크리트 타설 불량 등이 발생하며 이는 결국 비경제적이고 비효율적인 품질로 이어진다. 다른 한편으로는 지진하중이 작용할 때 접합부에서는 큰 에너지 소산능력이 요구되는데, 기준에서 제시하는 내진상세를 지키지 않을 경우 요구되는 에너지 소산능력 및 기타 안정된 내진거동을 기대할 수 없다. 따라서 동일한 내진성능을 유지하면서도 철근 과밀화를 해소할 수 있는 연구가 필요한 실정이다. 또한 최근에는 구조물의 초고층화, 대형화 및 다양화로 인하여 부재단면이 커지고 철근량이 과다하게 배치되는 사례가 늘어나고 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해서 구조재료로서 고강도콘크리트와 고강도철근을 활용하고자 한다. 고강도 재료를 사용할 경우, 기존 SD400 철근과 보통강도콘

크리트를 사용하였을 때와 비교하여 접합부의 과밀현상이 심화되지 않으면서도 단면적을 줄일 수 있다. 이 때 균열제어효과와 휨인장능력이 좋은 강섬유를 활용하여 접합부의 철근 과밀현상을 해소할 수 있다.

하지만 KBC 2009<sup>1)</sup>와 ACI 318-11<sup>2)</sup>에서는 특수모멘트 골조에 사용되는 철근을 SD400으로 제한하고 있다. KCI-12<sup>3)</sup>에서는 특수모멘트골조일 때 콘크리트 강도에 대하여 최소강도 21 MPa만 제시하고 있으며, 주철근은 600 MPa, 전단철근은 500 MPa까지 허용하고 있다. ACI 352R-02<sup>4)</sup>에서 제안하는 최대 콘크리트강도는 100 MPa이나, 주철근과 확대머리 철근의 최대항복강도에 대해서는 명시되어 있지 않다. 따라서 고강도콘크리트와 고강도 철근을 함께 사용한 접합부의 내진성능의 검증이 필요하다. 무엇보다도 강섬유를 혼입하여 횡보강근 간격을 150% 증가시켰을 때의 내진성능을 파악하여 접합부의 과밀해소 방안을 찾고자 한다.

본 연구에서는 고강도콘크리트와 SD600 철근을 최상층 접합부(Roof level joint)에 적용하여 실험적 검증을 하고자 한다. 최상층 접합부에 대한 SD600 철근, 고강도콘크리트를 사용한 실험은 거의 없으며, 보통강도콘크리트에 강섬유를 혼입하여 내진실험한 사례는 있으나 대부분 축소모형 실험이었다. 또한, 유사한 외부 접합부(Exterior joint)에 대해서도 대부분 고강도콘크리트가 아닌 보통강

\*Corresponding author E-mail : tkang@snu.ac.kr

Received December 17, 2015, Revised February 23, 2016,

Accepted March 21, 2016

©2016 by Korea Concrete Institute

도콘크리트에 대한 실험이 수행되었을 뿐이다. 고강도콘크리트와 SD600 철근을 사용한 최상층 접합부에 대한 내진성능을 파악하기 위해서 현행 설계기준에 따라 실험대 실험체를 설계하고 제작하여 실험을 수행하였다.

## 2. 실험 계획 및 방법

### 2.1 실험 계획

본 연구에서는 현행 설계기준 및 지침인 KCI-12와 ACI 318-11과 ACI 352R-02에 따라 특수모멘트골조가 사용된 포디움 구조의 최상층 접합부 2개를 제작하였다(Fig. 1). K-RC-H는 현행 설계기준에 따라 SD600 철근과 80 MPa 콘크리트를 사용하여 설계하였으며, K-HPFRC-H는 기둥 횡보강간격을 K-RC-H와 비교하여 150%로 늘리는 대신에 강섬유를 부피비 1.0% 혼입하였을 때의 내진성능을 파악하고자 하였다. 실험체 보의 단면은 400×560 mm, 기둥의 단면은 500×750 mm이다. 경간은 9000 mm이며, 층간높이는 4510 mm이다. 두 실험체의 콘크리트 강도는 80 MPa으로 설계하였으며, K-HPFRC-H에는 강섬유를 1.0% 혼입하였다. 실험체에 사용된 보의 주철근은 SD600 D22 철근으로 상하부에 각각 4대씩 배근하였다. 그리고 기둥의

주근으로 SD600 D29 철근을 12대와 D22 4대를 혼합하여 사용하였다. 보 스티럽은 SD400강도의 D13을 120 mm 간격으로 배치하였다. 그리고 기둥의 횡보강간격은 SD400 D16과 SD600 D16을 혼합하여 125 mm 간격으로 배치하였다. K-HPFRC-H는 강섬유를 1.0% 혼입한 대신에 횡보강간격을 약 150% (185 mm)로 증가하였다. 그리고 최상층 접합부이므로 SD600 D16의 U-bar 3군을 95 mm 간격으로 배치하였다(Fig. 2).

보 주근 정착을 위해서 확대머리를 사용하였다. KCI-12와 ACI 318-11에서는 확대머리 철근을 사용할 때 철근의 강도를 400 MPa, 콘크리트 강도를 40 MPa로 제한하고 있다. 확대머리 철근을 사용함으로써 철근 과밀 해소, 콘크리트 타설 작업성 향상이 가능하기 때문에 고강도 확대머리 철근의 사용을 검증할 필요가 있다. 주근 단면적의 약 4배가 되는 유효지압판 순면적을 가지는 것을 사용하였다. 주근의 순간적은 천성철과 이진곤의 연구<sup>5)</sup>에서  $4d_b$ 로 하여도  $2d_b$ 에 비해 철근의 응력 발현이 5% 증가하여 순간적의 영향이 미비하다고 판단하고 있다. 또한 Kim<sup>6)</sup>의 연구에서는  $2d_b$ 를 가지는 외부접합부 준정적하중 실험을 수행하였는데  $2d_b$ 를 사용하여도 접합부의 내진성능 발현에 충분하다고 제안하였다. 또한 ACI 318-11에서는 정착길이 설계에 있어 콘크리트 강도와 철근 항복강도만을 고려하고 있고, 스티럽에 의한 영향을 거의 고려하지 않고 있다. 종합적으로 판단하여, 본 실험에서는 헤드의 순간적을  $3d_b$ 로 하였다. 그리고 확대머리의 구축을 위해서 보강 철근(Head-restraining bar) SD600 D19 1대를 확대머리 앞에 배근하였다.

고강도 철근을 사용할 경우 주근의 슬립에 의해서 전단강도와 에너지 소산능력이 떨어질 수 있다. 따라서 고강도 철근을 사용함에 있어서 주근 정착길이를 충분히 확보하여야 한다.<sup>7)</sup> 천성철 외 4인의 연구<sup>8)</sup>에서 최상층 접합부 내 확대머리 철근의 정착길이를  $1.25l_{dh}$ 로 제시하고 있다. 본 연구에서는  $1.25l_{dh}$ 는 다소 길다고 판단되어  $l_{dh}$ 의 1.25배로 산정하였다.

콘크리트 배합은 한국건설기술연구원과 연계하여 현장타설이 가능하도록 배합비를 구성하였다. 배합표를 구

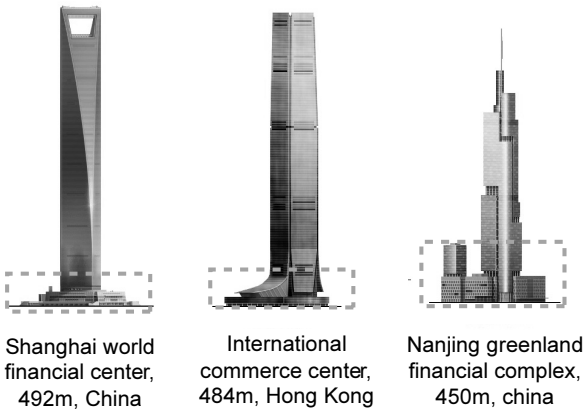


Fig. 1 High rise buildings with podium

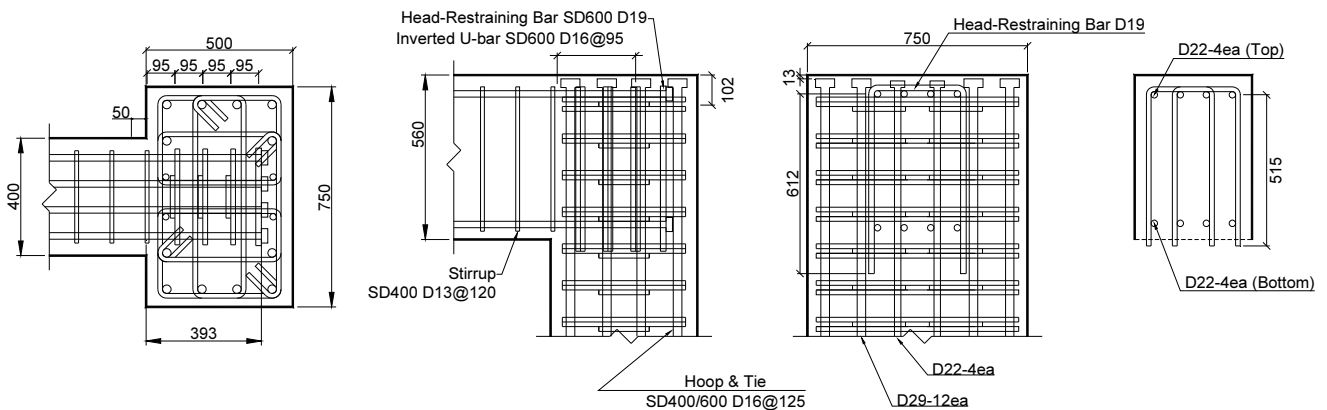


Fig. 2 Details of K-RC-H specimen

**Table 1** Mix proportion of concrete

Material	Value
Specified compressive strength ( $f_{ck}$ )	80 MPa
W/B (%)	18.8
S/a (%)	40
$V_f$ (%) (for K-HPFRC-H)	1.0%
Water	150 kg/m <sup>3</sup>
Cement	400 kg/m <sup>3</sup>
Fine aggregate	578 kg/m <sup>3</sup>
Coarse aggregate (maximum 20 mm)	882 kg/m <sup>3</sup>
ZrSF	120 kg/m <sup>3</sup>
Slag powder	280 kg/m <sup>3</sup>
Superplasticizer	10 kg/m <sup>3</sup>

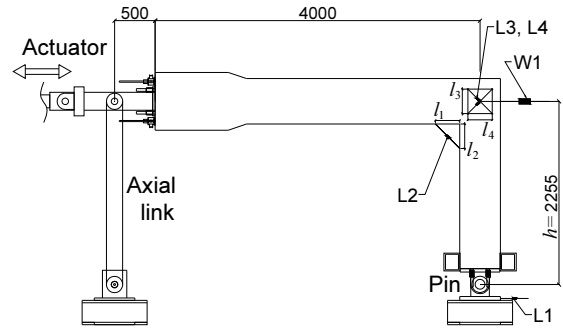
W/B = water-binder ratio, S/a = fine aggregate ratio,  $V_f$  = steel fiber volume fraction, ZrSF = Zirconia silica fume

성할 때 120일 양생 후의 압축강도를 고려하였다. 배합표에 지르코니아 실리카폼(Zirconia silica fume, ZrSF)을 혼합하여 콘크리트의 강도성능을 유지하면서 콘크리트의 점도를 감소시켜 유동성을 증대시키고자 하였다.<sup>9)</sup> 또한 고유동콘크리트의 특성을 발휘하기 위해서 고성능감수제(Super-plasticizer)를 10 kg/m<sup>3</sup> 혼합하였다(Table 1). 콘크리트의 슬럼프 플로우는 배합 직후와 30분 경시변화 후 총 2회 측정하였다. 첫 번째 슬럼프 플로우는 810 mm, 두 번째 슬럼프 플로우는 800 mm으로 측정되었다. 또한 현장 타설 시물레이션이 가능하도록 전문 레미콘 업체의 배치 시스템을 통해서 배합 및 타설을 하였다. 이 때 배치시스템의 과열을 막고 품질관리가 가능하도록 1회 타설량을 1.5 m<sup>3</sup>으로 제한하였다. 타설 후에는 별다른 고온증기양생을 하지 않았으며, 현장에서 충분한 수분만 공급하여 줌으로써 일반적인 시공현장의 상황을 반영하였다. 수분공급을 위해서 타설 후 7일간은 일 2회씩 수분을 공급하였다. 그리고 양생 중에는 밀봉양생을 하여 수분증발을 억제하였다. 강섬유로는 현재 산업현장에서 가장 많이 사용되는 크기인 길이 30 mm, 지름 0.5 mm의 싱글 후크형태인 강섬유를 사용하였으며, 강섬유의 인장강도는 1100 MPa이다.

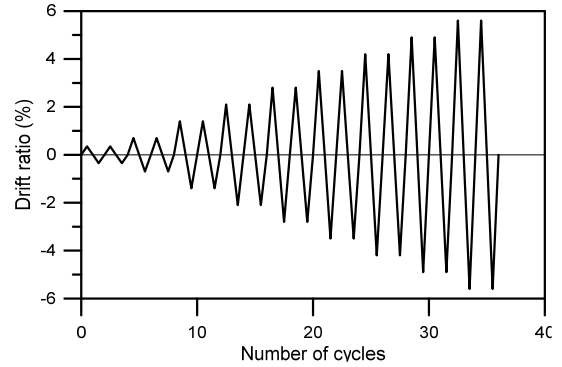
## 2.2 실험 방법

### 2.2.1 실험체 가력 계획 및 측정계획

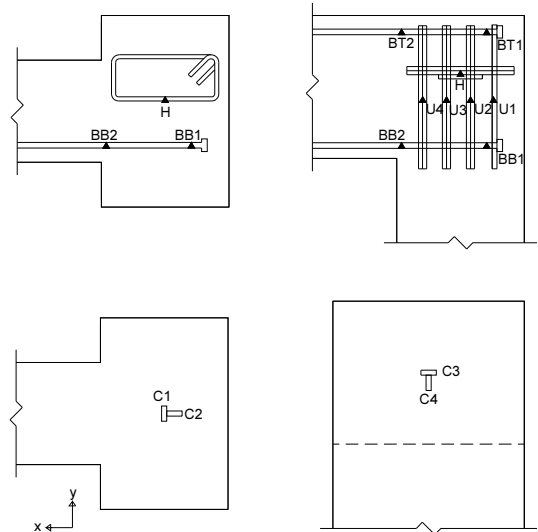
실험체는 골조 경간의 절반인 4500 mm, 층간높이의 절반인 2255 mm를 기준으로 세팅하였다. 기둥의 하부는 핀 지지되었으며, 보 끝은 액츄에이터와 힌지연결되어 있다(Fig. 3). 이 때 보와 액츄에이터가 일직선상에 놓이게 하며, 보와 액츄에이터의 처짐을 방지, 안정적인 하중 전달, 핀 연결을 하고자 축대(Axial link)를 설치하였다. 또한 실험 중 실험체의 비틀림을 방지하기 위하여 보 중간 위치의 좌우에 볼지그를 설치하여 지지하였다. 횡하중은 보



**Fig. 3** Test set-up (unit: mm)



**Fig. 4** Load plan



**Fig. 5** Plan of strain gauge

끝단에서 최대용량 1000 kN, 최대 스트로크 250 mm인 가력기를 사용하여 반복 가력하였으며, 가력계획은 Fig. 4와 같다. ACI 374.2R-13<sup>10)</sup>에 따라 변위 제어방식으로 수행하였으며, 가력속도는 최대변위에 따라 0.2~1.3 m/s로 하였으며, 각 횡변위각당 2회씩 반복가력하였다. 처음에는 0.35%로 수행한 후, 0.7% 이후로는 0.7%씩 증가하면서 가력하였다. 변위계를 이용하여 실험체의 층간 변위 및 패널존 변형을 계측하였다. 실험체의 횡변위를 측정하기 위해서 와이어게이지를 설치하였으며, 기둥의 힌지부위의 변위를 측정하기 위한 LVDT를 설치하였다. 보의

힘에 의한 변형각을 파악하기 위해서는 실험체 모서리에 대각선으로 LVDT를 설치하였다(Fig. 3).

접합부 철근의 변형률을 측정하기 위해서 Fig. 4와 같이 스트레인게이지를 부착하였다. 확대머리 구속철근 앞쪽과 위험단면 위치의 상하부 보 주근에 스트레인게이지를 각각 부착하였다. 또한 확대머리 구속철근과 U-bar의 변형을 측정하기 위해서 각 철근의 중간부에 게이지를 부착하였다. 그리고 횡보강근의 보주근방향(x 방향)으로의 변형률을 측정하기 위하여 기둥 상부에서 2번째 횡보강근 묶음 중에서 내부 크로스타이의 중간위치를 변형률 측정위치로 선정하였다. 기둥상부와 배면의 부피팽창을 알아보기 위해서 직교방향으로 각 1개씩 접합부 상부와 배면의 중심에 총 4개의 콘크리트 게이지를 부착하였다(Fig. 5).

### 3. 실험 결과 및 고찰

#### 3.1 압축강도와 휨강도 평가

실험체에서 사용된 콘크리트는  $\varnothing 100 \times 200$  mm 몰드로 제작되어 동일한 현장양생을 적용하였다. 28일, 90일, 120

일 압축강도를 측정하였으며 압축강도 실험 수행 시 오차를 줄이기 위해서 5개 공시체의 값을 평균하였다. 120일 강도 측정 시기는 보-기둥 접합부 내진실험 시기와 거의 일치하였다. 80 MPa와 80 MPa-HPFRC 콘크리트는 목표강도에 대비하여 각각 29%와 25% 강도가 증진되었다. 28일 강도에 대비하여 80 MPa, 80 MPa-HPFRC 콘크리트는 각각 18%, 48% 증진되었으며, 이를 통해 기존의 다른 연구와 마찬가지로 고강도콘크리트의 강도발현을 위해서는 장기양생이 필요하다는 점을 확인할 수 있었다.<sup>11)</sup>

콘크리트의 탄성계수는 Table 2에 나타내었다. 재료실험에서 측정된 값은 식 (1)<sup>3)</sup>에 따른 값과 어느 정도 차이를 보였는데, 80 MPa 콘크리트는 식에 의한 값과 유사하였으나, 80 MPa-HPFRC 콘크리트는 식에 의한 값과 비교하여 약 39% 크게 나타났다.

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (1)$$

$E_c$  = 콘크리트 탄성계수 (MPa)

$f_{cu}$  = 재령 28일에서 콘크리트의 평균 압축강도(단 이번 연구에서 120일 강도로 탄성계수 측정)

Table 2 Design and measured material properties

Concrete (MPa)					
Design Strength	$f_{ck}$			$f_{sp}$	$E_c$
	28days	90days	120days	120days	
80	87.3	85.0	103.4	6.0	40547
80-HPFRC	67.3	94.7	100.3	6.7	54902
Steel (MPa)					
Reinforcing bar	$f_{y, nominal}$	$f_{y, tested}$	$f_u$	$E_s$	
D13	400	492	611	188497	
D16	400	545	650	191050	
D16	600	668	791	198137	
D19	600	645	775	187700	
D22	600	675	786	194295	
D29	600	642	739	184897	
Head (SM45C)	-	552	743	157665	

일반 철근과 확대머리의 물성치를 측정하기 위해 강재의 인장강도 실험을 수행하였다. 강도는 모두 공칭항복강도를 상회하였다. SD400 철근은 평균적으로 28%가량 높은 항복강도를 보였으며, SD600 철근은 9%가량 높게 측정되었다(Table 2, Fig. 6). 강재의 탄성계수는 강재의 종류와 상관없이 대부분 약 19000 MPa로 측정되었다. 실험결과의 오차를 고려하여 SD400 철근은 변형률  $2400 \mu s$ , SD600 철근은 변형률  $3400 \mu s$ 에서 항복한다고 가정하고 실험결과를 분석하였다.

#### 3.2 파괴 특성

K-RC-H 실험체는 층간변위비 0.7%까지는 균열이 발생하지 않았고, 1.4%일 때 보의 상부에서 첫 균열이 발생하였으며, 2.1%까지 보의 하부면에 많은 미세균열이 발생하였다. 층간변위비 2.8%일 때 위험단면으로부터 150 mm 떨어진 보상부면에 y방향으로 긴 균열이 발생하였고, 이후 하중이 증가할수록 보의 균열폭이 커지고 균열량이 증가하였다. 하중이 증가할수록 기둥 상부와 뒷면에 균열이 발생하였지만, 실험이 종료될 때까지 접합부 내에서는 균열이 발생하지 않았다(Fig. 7(a)). K-HPFRC-H 실험체는 층간변위비 0.35%일 때 보 상부면에서 첫 균열이 발생하였고, 0.7%일 때 추가적으로 보상부면, 하부면, 보-기둥 위험단면, 기둥의 뒷면에 균열이 발생하였다. 층간변위비 1.4%일 때 접합부에 균열이 처음 발생하였고, 기둥 뒷면에 균열이 증가하였다. 층간변위비 2.1%에서 보상부면의 균열량이 증가하였으며, 특히 보 하부면의 균열이 다수 발생하였다(Fig. 7(b)). 그러나 접합부 균열량

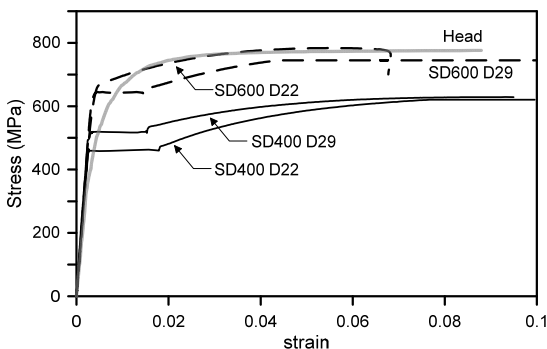


Fig. 6 Stress-strain relationship of re-bar and head

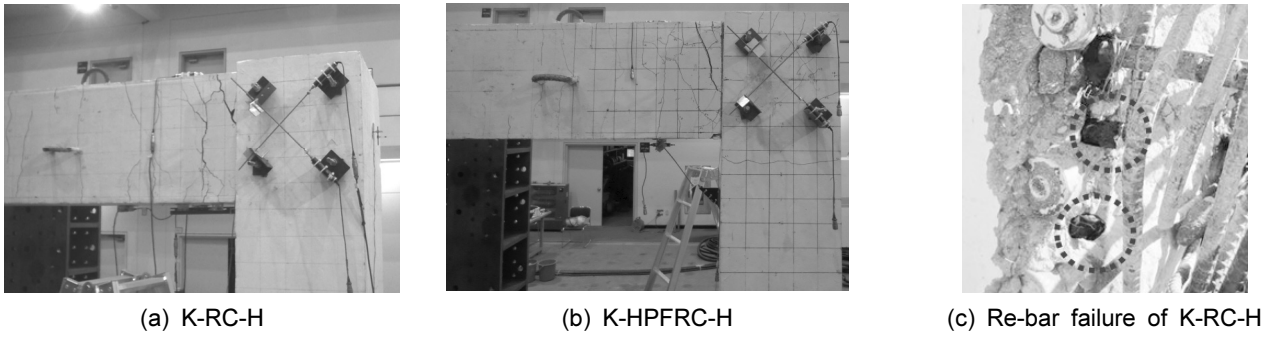


Fig. 7 Failure modes at drift ratio of 4.2% and re-bar failure

은 적었다. 최종적으로 층간변위비 5.4%에서 주근의 파단으로 실험이 종료되었다(Fig. 7(c)). 두 실험체에서 공통적으로 조인트패널에서 균열이 거의 발생하지 않았으며, K-HPFRC-H 실험체에서 균열이 발생하였지만 적은 양이었다. 그리고 두 실험체 모두 동일하게 주근의 파단으로 인하여 실험이 종료되었다. 주근의 파단은 실험이 종료된 후 실험체를 분해하여 확인하였다(Fig. 7(c)).

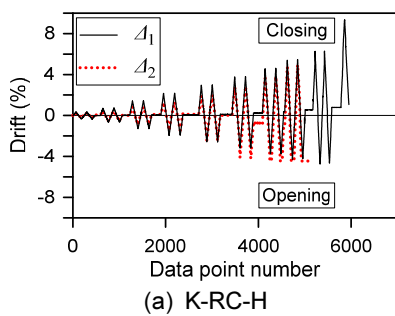
### 3.3 모멘트-층간변위 관계

층간변위를 측정하기 위해서 2가지 방법을 택하였다. 첫 번째는 일반적인 횡변위(W1, L1; Fig. 3)를 이용한 층간변위 계산( $\Delta_1$ )법인 식 (2)이며, 두 번째는 대각선으로 설치된 L2를 통한 보 하부의 층간변위( $\Delta_2$ ) 계산법인 식 (3)이다. 이론적으로는  $\Delta_1$ 과  $\Delta_2$ 가 동일하여야 한다. 실험체는 기초부의 휨변형의 영향을 받을 수 있다<sup>12)</sup>. 본 연구에서는 와이어게이지의 수평 변위로부터 구하는 일반적인 방법( $\Delta_1$ )과 별도로 접합부 모서리 안쪽에 대각방향을 설치된 LVDT를 이용하여 횡변형각( $\Delta_2$ )을 구하여 비교

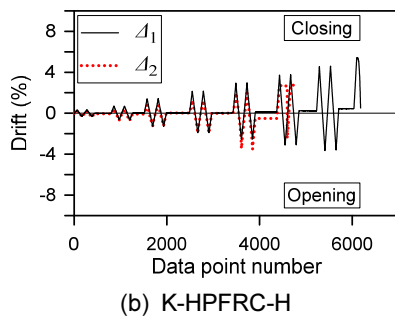
하였다. 삼각형의 일정한 두변의 길이, LVDT 길이와 코사인 법칙을 활용하여  $\Delta_2$ 를 측정하였다. 와이어게이지의 수평변위값을 기반한 횡변형율과 모서리 안쪽 LVDT에 기반한 횡변형각은 Closing일 때는 거의 일치한다. Opening의 경우 2.1% 이후에서는 LVDT에 기반한 횡변위각이 다소 크게 나타났다(Fig. 8). 그러나 전반적으로 기초부의 휨변형의 영향이 적음을 확인할 수 있었다.  $\Delta_2$ 가 실험종료까지 온전히 측정되지 못하였기 때문에 이하 실험결과 분석에는  $\Delta_1$ 을 사용하였다.

$$\Delta_1 = \frac{W1-L1}{h} \quad (2)$$

$$\Delta_2 = \frac{\pi}{2} - \cos^{-1} \left( 1 - \frac{(\sqrt{l_1+l_2}-L2)}{2 \times l_1 \times l_2} \right) \quad (3)$$

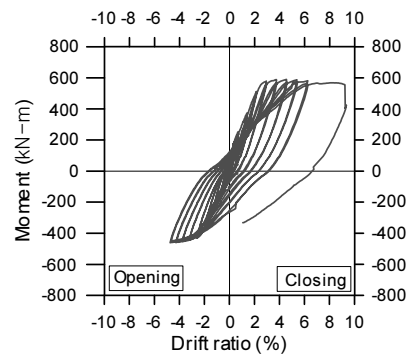


(a) K-RC-H

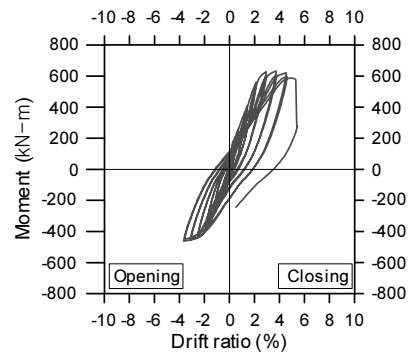


(b) K-HPFRC-H

Fig. 8 Comparison of Drift



(a) K-RC-H



(b) K-HPFRC-H

Fig. 9 Moment-drift relationship

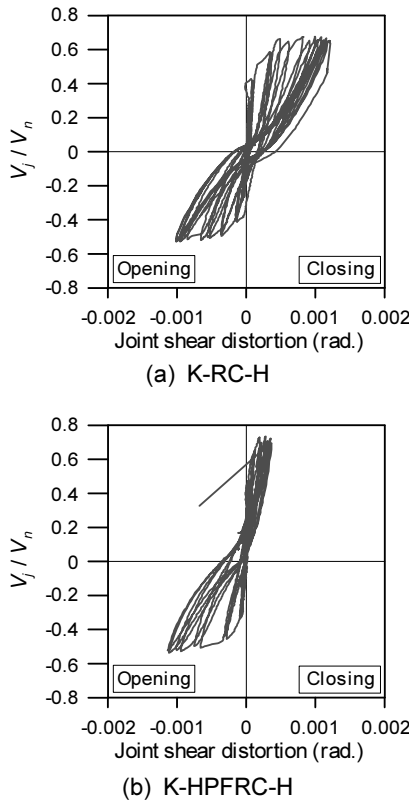


Fig. 10 Joint shear distortion

Fig. 9과 Table 3 각 실험체의 모멘트 증감변위 관계가 나타내었다. 두 실험체 모두 정방향에서는 예상 공칭모멘트를 상회하였다. K-HPFRC-H는 K-RC-H보다 약 41 kN-m 더 큰 모멘트를 나타내었다. 이는 강섬유로 인하여 휨모멘트가 증가하였기 때문인 것으로 판단된다. ACI 544.4R-88<sup>(13)</sup>에 따르면 강섬유 1.0%에 의해서 약 23 kN-m 증가될 수 있음을 알 수 있다. 실제로 강섬유 보강으로 예상된 모멘트보다 약 18 kN-m 더 크게 나타났다. 부방향에 대해서는 K-RC-H와 K-HPFRC-H 모두 예상 공칭모멘트보다 1% 적게 나타내었으며 ACI 544.4R-88에 따른 이론적 예상값과 거의 일치한다. 즉, 정모멘트일 때 강섬유로 인하여 모멘트가 증가하였지만, 부모멘트에서는 보에 인장력이 발생함에 따라 강섬유의 보강효과가 휨강도에 있어서는 뚜렷하게 나타나지 않았다. 한편 고강도 철근을 사용하였음에도 주근의 슬립이 거의 발생하지 않았다. 뿐만 아니라 이로 인한 전단강도 저하도 나타나지 않았다. 따라서 본 연구에서 적용한  $1.25l_{dt}$ 의 정착길이가 충분하였다고 사료된다.

Fig. 11은 실험체를 가력할 때 주기별 최대하중과 변위를 나타낸 포락곡선이다. K-RC-H와 K-HPFRC-H 실험체 모두 최대하중 이후 하중값이 거의 하락하지 않았다. K-RC-H는 최대하중 이후에 하중이 약 1.4% 감소할 뿐이며, 부방향에 대해서는 최종가력이 최대하중이다. 이는 접합부의 전단강도비가 낮고, 주근의 정착이 잘 되었기 때문에 강도저하가 미미하였던 것으로 판단된다. K-HPFRC-H 또한 강도저하가 매우 적었다. K-HPFRC-H는 최대하중 이후에

Table 3 Test results

Classification		K-RC-H	K-HPFRC-H
Moment (kN-m)	$M_{test}^+$	590	631
	$M_{test}^{-1}$	-461	-461
	$M_n^+$	570	574
	$M_n^-$	-468	-468
	$(M_{test}/M_n)^+$	1.04	1.10
	$(M_{test}/M_n)^-$	0.99	0.99
Shear (kN)	$V_{test}^+$	1322	1414
	$V_{test}^-$	-1033	-1033
	$V_n$	1941	1912
	$(V_{test}/V_n)^+$	0.68	0.74
	$(V_{test}/V_n)^-$	-0.54	-0.54
Ductility (mm)	$\Delta_y^+$	40.8	38.6
	$\Delta_{at\ max\ P}^+$	102.9	83.8
	$\Delta_u^+$	191.9	113.0
	$(\Delta_u/\Delta_y)^+$	4.70	2.93
	$\Delta_y^-$	-41.8	-36.6
	$\Delta_{at\ max\ P}^-$	-106.8	-82.4
	$\Delta_u^-$	-106.8	-82.4
	$(\Delta_u/\Delta_y)^-$	2.56	2.25
Dissipated Energy (up to 4.2%, kN-mm)		76868	81122

$M_{test}$  = tested moment at critical section,  $V_{test}$  = tested shear force at critical section ( $V_{test} = M_{test}/0.9d$ ),  $\Delta_y$  = yield displacement,  $\Delta_{at\ max\ P}$  = displacement at maximum load,  $\Delta_u$  = the displacement at maximum load on last cycle

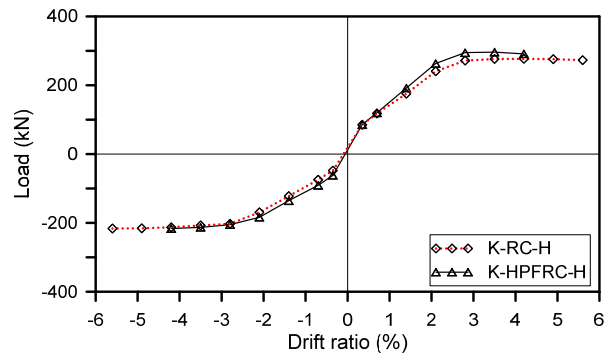


Fig. 11 Envelope curve

하중이 약 1.7% 점진적으로 감소할 뿐이며, 부방향에 대해서는 K-RC-H와 동일하게 최종가력이 최대하중이다.

최대 작용 휨모멘트로부터 정방향과 부방향의 전단강도비를 계산하였다(Table 3). 정방향의 전단강도비는 K-RC-H가 0.68, K-HPFRC-H는 0.74로 나타났다. 축소모형 실험에서는 전단강도비가 약 0.7일 때 최상층접합부에서 전단 파괴가 발생하였지만 K-RC-H는 균열조차 발생하지 않았으

며, K-HPFRC-H는 미세균열만 발생하였을 뿐이다. Megget 연구<sup>14)</sup>에서 동일 전단강도비에서 축소모형 실험은 접합부 파괴가 발생하였지만, 실물대에서는 접합부에 파괴가 발생하지 않을 수 있다고 밝힌 바 있다. 부방향의 전단강도비는 두 실험체가 동일하게 0.54로 측정되었다. Megget의 연구 제안과 같이 실물대 실험에서 접합부 전단파괴가 발생하기 위해서는 더 높은 전단강도비를 가져야 한다고 사료된다.

연성도는 부재의 탄성한계를 넘는 힘을 가하였을 때 파괴에 이르기 전까지 큰 변형성능을 가지는 성질로서, 철근콘크리트구조물에서는 높은 연성도를 요구하고 있다. 각 실험체의 연성을 정방향과 부방향으로 나누어서 나타내었다. 항복변위  $\Delta_y$ 는 원점과 최대강도의 75%를 지나는 항선강성이 최대강도에 도달할 때의 변위로 정의하였으며, 극한 변위  $\Delta_u$ 는 실험 종료시점의 변위로 정하였다. 일반적으로  $\Delta_u$ 는 최대강도의 80% 저감시점을 고려하지만, 본 실험에서는 실험 종료시점에서 최대강도의 80% 이상을 유지하고 있기 때문에 종료시점의 변위를 고려하였다. 정방향 고강도콘크리트와 철근을 사용한 두 실험체는 일반강도 콘크리트와 철근을 사용하였을 때보다 연성비가 낮았다. 특히 강섬유를 혼입한 K-HPFRC-H가 가장 낮았다. 부방향에서도 K-RC-H가 가장 높은 연성비를 보였는데 이는 주근의 파단에 의한 것이다. K-RC-H와 K-HPFRC-H는 상당히 낮은 연성비를 나타냈는데, 동등한 실험체에 강섬유를 혼입할 경우 연성도가 증가한다는 연구<sup>16)</sup>와 상반되게 본 연구에서는 강섬유를 혼입한 K-HPFRC-H가 연성도가 정방향과 부방향 모두에서 낮게 측정되었다. 보 주근의 파단은 저 사이클 피로(low cycle fatigue)에 의해 위험단면에서 발생한 것으로 사료된다. 그리고 K-HPFRC-H는 기둥의 횡보강근 간격을 150% 늘렸기 때문에 위험단면에서 보 주근의 구속력이 떨어져 K-RC-H보다 주근 파단이 이른 시점에 발생한 판단된다.

각 층간변위에서 첫 번째 주기의 하중-변위 곡선상의 면적으로 에너지 소산값을 계산하였으며 4.2%까지의 누적에너지값을 Table 3에 나타내었다. 일반적으로 최종파괴까지 누적에너지량을 비교하지만 본 연구에서는 보 주근의 파단으로 실험이 종료되었기 때문에, 실험 종료시점이 접합부의 최종 에너지 소산량이라 판단하기 어렵다. K-RC-H와 K-HPFRC-H의 에너지 소산량의 동등비교를 위해서 K-HPFRC-H의 마지막 사이클인 4.2%까지만 누적에너지량을 도출하여 두 실험체를 상호 비교하였다. 에너지 소산능력은 대체로 비슷하지만 K-HPFRC-H가 다소 우수하였다. 강섬유 1%가 접합부 내 횡보강근 1목음에 의해 소산되는 에너지량 이상으로 소산하고 있다고 판단된다.

Fig. 10는 접합부의 전단변형을 나타낸 것이다. 전단변형은 Fig. 2에서 L3, L4의 변위를 식 (4)에 대입하여 계산하였다.

$$\gamma = \frac{(L3-L4)\sqrt{l_3^2+l_4^2}}{2 \times l_3 \times l_4} \quad (4)$$

실험결과를 살펴보면 K-RC-H는 정모멘트에서 0.001 rad 전단변형각이내로 구속되고 있음을 확인할 수 있으며, K-HPFRC-H는 다른 실험체보다 더 우수한 0.0005 rad 전단변형각 이내에서 구속되고 있음을 확인하였다. 반면에 부방향 가력 시에는 K-RC-H와 K-HPFRC-H는 0.010 rad에서 비슷한 전단변형을 나타내었다. 정방향으로 실험체를 가력할 때 강섬유가 전단변형을 억제하는데 효과가 있었다고 할 수 있다.

### 3.4 접합부내의 강섬유의 효과

K-HPFRC-H에서는 강섬유를 1.0% 혼입하는 대신 기둥보강근의 간격을 K-RC-H 대비하여 150% 증가시켰다. 본 절에서는 이러한 강섬유로 인한 효과를 고찰하였다. Fig. 12은 접합부의 위험단면에 위치한 BB2와 확대머리 앞에 위치한 BB1의 철근 스트레인게이지의 변형률이다. K-RC-H와 K-HPFRC-H의 주근 변형률은 횡변위를 2.1%일 때 3400 $\mu$ s을 상회하면서 보 주근이 항복하였다. 횡변위를 4.2%일 때 K-HPFRC-H의 확대머리 앞의 최대 변형률은 1658 $\mu$ s, K-RC-H의 최대 변형률은 1573 $\mu$ s으로 비슷한 변형률 값을 보였다. 종합적으로, K-RC-H와 K-HPFRC-H가 비슷한 변형률 값을 가지지만, K-HPFRC-H가 더 큰 모멘트를 가지는 것으로 보아 강섬유가 휨강도에 상당 부분 기여한다고 판단된다.

기둥의 상부면과 뒷면의 콘크리트 팽창을 파악하기 위해 콘크리트게이지를 부착하였다(Fig 4). Con2, Con4는 보/기둥 주근과 같은 방향으로, Con1, Con3은 보/기둥의 주근 방향과 직교하는 방향으로 설치하였다. Fig. 13는 각 실험체 접합부에 부착된 콘크리트게이지의 변형률이

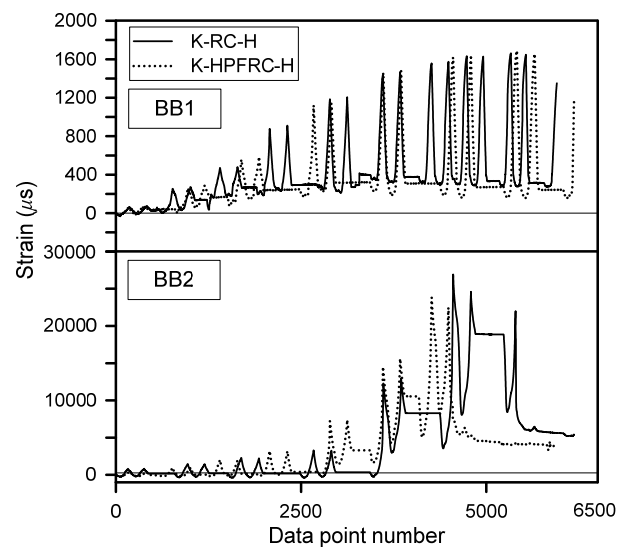


Fig. 12 Rebar strain

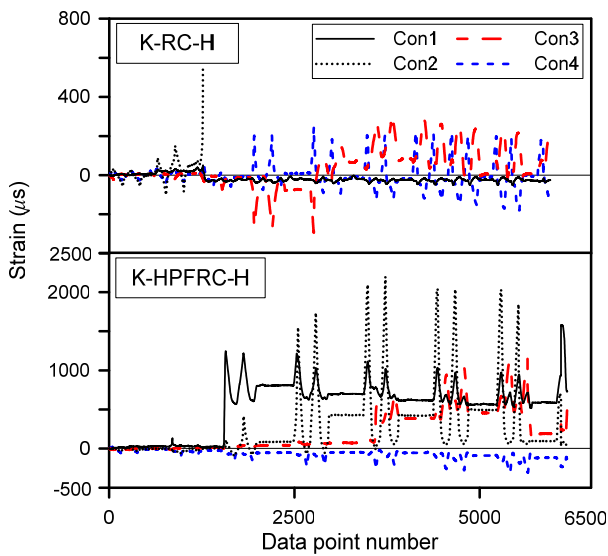


Fig. 13 Concrete strain

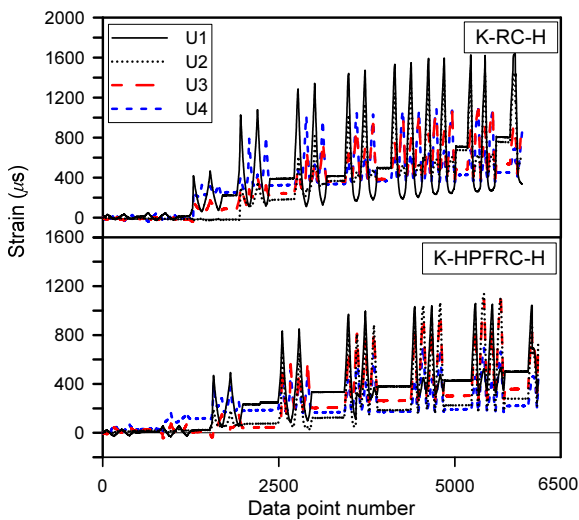


Fig. 14 U-bar strain

다. 두 실험체 모두 접합부 상부면에서는 Con2이 더 큰 변형률을 나타냈으며, 접합부 뒷면에서는 Con3이 더 큰 변형률을 보였다. 이러한 이유는 접합부 상부에서는 보 주근에 휨과 함께 인장력이 작용할 때 구속이 약한 상부 피복이 탈락하는 현상으로 보 주근방향으로 팽창률이 더 크게 나타났다. 접합부 뒷면에서는 접합부내의 횡보강근의 변형으로 인해서 횡보강근 길이방향(x-방향)의 인장변형이 y-방향 콘크리트 파괴변형이 더 크게 나타났다. K-HPFRC-H와 K-RC-H의 콘크리트 변형률을 비교하였을 때 K-HPFRC-H가 더 큰 파괴팽창률을 보였다. 하지만 철근과 다르게 횡변위를 2.1% 이후로는 콘크리트 변형률이 크게 증가하지 않고 있다. 파괴팽창 후 강섬유에 의한 구속력이 발휘되기 시작하여 접합부가 안정화 되었다고 판단된다.

접합부 내부의 U-bar의 변형률을 파악하기 위하여 스트레인게이지를 부착하였으며 그 결과를 Fig. 14에 나타

냈다. K-RC-H의 U-bar이 K-HPFRC-H의 U-bar보다 더 큰 변형률 값을 나타냈다. K-HPFRC-H의 경우 강섬유가 구속력을 분담한다고 판단된다. K-RC-H와 K-HPFRC-H의 U-bar는 변형률이 3400 $\mu$ s를 넘지 못하였는데, 이는 접합부 내부에서 충분한 구속효과를 발휘하고 있기 때문이라고 사료된다.

앞서 보고한 변형률과 재료물성치를 이용하여 접합부 내부의 콘크리트가 받는 응력을 산정하였다. 최상층 접합부의 비선형 거동 시 응력은 매우 복잡하고 변형 및 손상 정도에 따라 불규칙한 분포도를 갖는다. 본 절에서는 콘크리트 응력을 구하기 위해서 자유도를 단순화하여 콘크리트 응력을 상대적으로 비교 분석하고자 한다. 접합부 내부 응력의 평형상태는 Fig. 15<sup>18)</sup>와 같으며 평형방정식은 식 (5)<sup>18)</sup>와 같다. 기둥 전단력( $v_c$ )은 조인트 패널 전체에 균등하게 분포되어 있다고 가정하였다. 콘크리트 응력( $\sigma_x$ )은 조인트 패널에 직선적으로 분포되어 있다고 가정하였다. 기둥 횡보강근은 접합부 내부에 K-RC-H에는 4대, K-HPFRC-H에는 3대가 존재하는데 스트레인게이지의 불량으로 모든 횡보강근의 변형률을 측정하지는 못하였다. 동일하게 측정된 최상부에서 2번째에서 측정된 값을 이 논문에서는 분석에 사용하였다. 결과값을 살펴보면, 정방향일 때 K-RC-H가 K-HPFRC-H에 비해 더 큰 인장응력을 받고 있다. 전단변형각이 크기 때문에 접합부 패널의 변형으로 콘크리트가 더 많은 인장응력을 받았다. 반면 부방향일 때는 K-HPFRC-H가 K-RC-H에 비해 더 큰 콘크리트 인장응력을 받고 있다. 이는 강섬유가 정방향일때는 전단변형각 구속효과가 좋지만, 부방향일 때는 구속효과가 다소 약하기 때문인 것으로 사료된다. 부방향일 때 조인트 내부의 횡보강근이 적은 K-HPFRC-H에서 전단변형각을 보인다. 주근이 항복하는 2.1% 이전에는 비슷한 인장응력을 받지만 주근의 항복 이후에 콘크리트가 받는 응력이 커진다는 사실을 알 수 있다. 부방향일 때 K-HPFRC-H가 K-RC-H보다 약 1MPa 인장응력을 더 받고 있다. 접합부에 큰 균열이 없고, 전단파괴가 일어나지 않은 점에 비추어 보아 횡보강근 1근이 담당하는 전단력을 충분히 대체하고 있다고 판단된다. 종합적으로 강섬유는 정방향일때는 전단변형각을 구속하여 주고, 부방향일때는 인장력으로 횡보강근을 대신하고 있다고 판단된다.

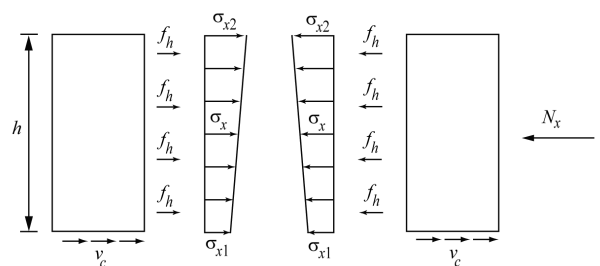


Fig. 15 Stress equilibrium of horizontal forces



$$\sigma_x = \rho_h f_h + \frac{P_x}{bd} \quad (5)$$

$\rho_h$  = 접합부 내 보방향의 횡보강근의 철근비  
 $f_h$  = 접합 중심에서 보방향의 횡보강근 평균 응력  
 $\sigma_x$  = 접합부 중심에서 보방향에 대한 콘크리트 평균 응력  
 $P_x$  = 보방향으로 가해지는 하중

- 4) 강섬유를 부피비 1.0% 혼입함으로써 최상층 접합부에서 횡보강근 간격을 최대 1.5배까지 증가시킬수 있음을 확인하였다. 또한 정방향 휨모멘트가 약 10% 증가하였으며, 동시에 전단변형을 구속하였다.
- 5) 본 연구에서 수행된 강섬유보강 고강도콘크리트를 적용한 최상층 접합부의 내진성능 평가는 실험체 개수가 적기 때문에, 명확한 내진성능을 규명하기 위해서 추가 연구가 필요하다.

**Table 4** Average concrete stress (MPa)

Drift (%)	K-RC-H		K-HPFRC-H	
	Closing	Opening	Closing	Opening
0.35	0.227	0.128	0.228	0.164
0.70	0.315	0.199	0.320	0.328
1.40	1.865	0.588	1.307	0.635
2.10	2.763	0.759	2.054	0.975
2.80	3.114	0.848	2.416	1.746
3.50	3.207	1.169	2.583	1.988
4.20	3.379	1.680	2.693	2.222
4.90	3.456	1.973		

#### 4. 결 론

본 연구에서는 고강도콘크리트와 SD600 철근을 적용한 특수모멘트골조의 최상층 접합부의 내진성능을 파악하기 위한 실험을 수행하였다. K-RC-H는 현행 기준에 따라 제작되었으며, K-HPFRC-H는 K-RC-H의 기둥 횡보강근 간격을 150%로 늘리고 강섬유를 부피비 1.0% 혼입하였다. 본 실험을 통해서 강섬유를 혼입함으로써 횡보강근을 대체할 수 있는 가능성에 대하여 연구하였다.

- 1) 고강도콘크리트와 SD600 철근을 사용한 실험에서 횡변위를 각각 9.3%와 5.4%에서 주근의 파단 이전까지 내력의 저하가 거의 없었고 에너지 소산능력이 우수하였으며 매우 적은 슬립 거동을 보인 것에 기반하여 두 실험체 모두 내진성능이 우수하다고 판단된다.
- 2) SD600 철근을 사용한 실험체에서 정착길이는 약  $1.25l_{dt}$  확보되었는데 슬립거동이 거의 없었고 접합부의 거동에도 인장성분으로 적절히 작용한 것으로 보아 정착길이가 적절하였다고 판단된다.
- 3) 접합부는 상부면과 뒷면에서 상당한 콘크리트 팽창이 발생하였는데, 상부면에서 보다 그 정도가 컸다. 부방향 가력일 때 보 주근에 인장력이 작용하고 이때 주근이 상부면 방향으로 피복을 밀어내려는 현상이 발생하는데, 그럼에도 접합부에 보강한 U-bar이 항복하지 않았으므로 보 주근을 충분히 구속하고 있다고 사료된다.

#### 감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비지원(13건설연구A02)에 의해 수행되었습니다.

#### References

1. Architectural Institute of Korea, *Korean Building Code and Commentary 2009*, Kimoondang Publishing Company, Korea, 2009, p.1040 (in Korean).
2. ACI Committe 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11)*, American Concrete Institute, 2011.
3. Korea Concrete Institute, *Design Code for Concrete Structures*, KCI, 2012, p.599 (in Korean).
4. ACI-ASCE Committe 352, *Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)*, American Concrete Institute, 2002, p.38.
5. Chun, S. C., and Lee, J.-G., "Strengths of Lap Splices Anchored by SD 600 Headed Bars", *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.25, No.2, 2013, pp.217-224 (in Korean).
6. Kim, W., *Experimental Analysis for Steel Congestion Relief in Concrete Structures under Monotonic and Seismic loads*, PhD thesis, University of Oklahoma, 2011.
7. Hwang, H.-J., Park, H.-G., Choi, W.-S., Chung, L., and Kim, J.-K., "Seismic Performance of Beam-Column Connections for Special Moment Frame Using 600MPa Flexural Reinforcement", *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.23, No.5, 2011, pp.591-601 (in Korean).
8. Chun, S. C., Lee, S. H., Kang, T. H.-K., Oh, B., and Wallace, J. W., "Mechanical Anchorage in Exterior Beam-Column Joints Subjected to Cyclic Loading", *ACI Structural Journal*, Vol.104, No.1, 2007, pp.102-112.
9. Park, J. J., Ryu, G. S., Kang, S. T., An, G. H., Koh, G. T., and Kim, S. W., "An Experimental Study on Viscosity of UHPC according to Silica Fume Type", *Proceeding of KCI 2011 Spring Convention*, Vol.23, No.1, 2011, pp.427-428 (in Korean).

10. ACI Committee 374, *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under slowly Applied Simulated Seismic Loads (ACI 374.2R-13)*, American Concrete Institute, 2013.
11. Ahn, K.-L., Jang, S.-J., Jang, S.-H., and Yun H.-D., "Effects of Aggregate Size and Steel Fiber Volume Fraction on Compressive Behaviors of High-Strength Concrete", *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.27, No.3, 2015, pp. 228-235 (in Korean).
12. Angelakos, B., *The Behavior of Reinforced Concrete Knee Joints under Earthquake Loads*, PhD thesis, University of Toronto, 1999.
13. ACI Committee 544, *Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete (ACI 544.4R-88 (Reapproved 2009))*, American Concrete Institute, 1988.
14. Megget, L. M., "The Seismic Design and Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Knee Joints in Buildings", *Earthquake Spectra*, Vol.19, No.4, 2003, pp.863-895.
15. Jindal, R., and Sharma, V., "Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Knee-Type Beam-Column Connections", *Fiber Reinforced properties and Applications, SP-105*, American Concrete Institute, 1987, pp.475-491.
16. Pantazopoulou, S. and Bonacci, J., "Consideration of Questions about Beam-Column Joints", *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.1, 1992, pp.27-36.

---

**요 약** 본 논문에서는 고강도콘크리트와 SD600 철근을 적용한 특수모멘트골조의 최상층 접합부 내진성능을 파악하고자 한다. 실험체 중 K-RC-H는 내진규정에 따라 제작되었으며, K-HPFRC-H에는 횡보강근 간격을 150%로 증가시키면서 대신 강섬유를 부피비 1.0% 혼입하였다. K-RC-H, K-HPFRC-H 실험체 모두 주근이 파단하기 이전까지 내력 저하가 거의 없었고 에너지 소산능력 등에서 우수한 내진성능을 보였다. 접합부내의 U-bar는 보 주근이 휨과 함께 인장력을 받을 때 상부면으로 밀어내려는 현상을 충분히 억제하는 것으로 나타났다. 한편 SD600의 정착길이는  $1.25l_{dt}$ 가 확보되었는데 슬립거동이 거의 발생하지 않았다. 전반적으로 강섬유의 혼입은 휨강도 증가, 전단변형각 구속력 향상 등에 기여하였고, 강섬유 혼입률 1.0% 혼입함으로써 횡보강근 간격을 1.5배 증가시킬 수 있는 가능성을 실험적으로 확인하였다.

**핵심용어** : 내진성능, 고강도콘크리트, 고강도철근, 강섬유, 최상층 접합부