

근접 배치된 확대머리 철근의 보-기둥 접합부 내진 성능 평가

조아서¹, 신형엽¹, 정승용¹, 강현구², 김우석^{3*}

Evaluation of Seismic Performance of Beam-Column Connections Using Minimally Spaced Headed Reinforcements

Ah Sir Cho¹, Hyeong-Yeop Shin¹, Seung Yong Jeong¹, Thomas H.-K. Kang², Woosuk Kim^{3*}

Abstract: To resolve the conservative requirements for clear headed-bar spacing in KBC 2016 and ACI 318-08, two 2/3-scale exterior beam-column connections were tested under cyclic seismic loading. The seismic tests primarily explored the effect on their seismic performance of using (a) small clear spacings and (b) multiple layers of headed reinforcements in the beam. Also, the previous test data were thoroughly analyzed. It was concluded that the clear bar spacing of $2d_b$ or the use of two bar layers might be permitted for headed reinforcements embedded in exterior beam-column connections.

Keywords: Beam-Column Connection, Cyclic Seismic Loading, Clear Bar Spacing, Headed Reinforcement

1. 서 론

1.1 연구 목적

최근 철근 콘크리트 산업은 콘크리트 내부에 철근을 배근함에 있어 혼잡한 보강 및 정착 공간 부족과 관련된 문제로 상당한 어려움을 겪고 있는 실정이다. 내진 또는 극한 환경으로 인한 높은 요구조건을 수용하기 위해 설계 기준은 지속적으로 강화되고 있고, 이에 맞춰 철근 콘크리트 구조물에서 대구경 철근의 사용이 증가하고 있다. 철근 직경에 비례해서 정착 길이가 늘어나는데, 이는 부재 내 혼잡(congestion) 문제를 더욱 심화시킨다. 따라서 대구경 철근을 적용함에 있어 90°갈고리 형태로 사용할 경우, 적절한 철근 정착 길이를 확보하는 것이 또한 어려운 실정이다. 특히 임계 구역(critical section)으로부터의 정착이 충분하지 않을 경우 건물 및 교량 부재의 설계 모멘트 및 전단강도의 발현을 저해할 뿐만 아니라 구조적 결함으로 인해 결국 붕괴를 초래할 수 있다.

확대머리 철근(headed bar)은 갈고리 정착을 대체함으로써 기존의 철근 배근 혼잡(steel congestion)을 완화시키는 역할을 하며, 특히 초고층, 초대형 철근콘크리트(reinforced concrete

(hereafter, RC)) 구조물에 적용하는 사례가 차츰 증가하는 추세에 있다(Chun et al., 2007; Kang et al., 2009).

한편 미국에서는 ACI 318-08(2008)의 12.6.1 및 12.6.2절에 확대머리 철근의 설계 조항이 새롭게 추가되었고, 국내의 건축구조기준(KBC 2016) 및 콘크리트구조기준(KCI 2012)에도 해당 내용이 포함되어 있다. 여기에는 인장을 받는 확대머리 이형철근의 정착길이(l_{dh}), 콘크리트의 압축강도(f_{ck})와 철근의 항복강도(f_y), 확대머리 철근의 순지압면적(A_{brg})과 순피복 두께와 철근 순간격(c_{cb} 및 c_s) 등이 주요변수로 포함되어 있다.

콘크리트 보-기둥 접합부의 설계에 대해서는 ACI 352R-02에 제시되어 있으나, 기준을 제정하는 과정에서 보-기둥 접합부의 실험 데이터는 충분히 고려되지 않았다(Kang et al., 2009; Kwak et al., 2010; Kim et al., 2011). 또한, 일부 요구 사항은 보-기둥 접합부에 적용하기에는 지나치게 엄격하여 상당히 제한적인 부분이 있다. 특히 건축구조기준과 ACI 318-14(2014)에서는 확대머리 철근 사이의 순간격이 각각 $2.5d_b$ 와 $3d_b$ 이상이어야 하는데, 이를 따를 경우 보에 여러 개의 철근을 배근하는 것은 다소 무리가 따를 수 있다.

따라서 본 연구에서는 이러한 문제점을 해결하기 위해 내진 구조물의 일부인 보-기둥 외부 접합부에서 밀접하게 이격된 확대머리 철근의 적용 가능성을 조금 더 심도 있게 규명하고자 하였다.

¹정회원, 서울대학교 건축학과 대학원생

²정회원, 서울대학교 건축학과 교수

³정회원, 금오공과대학교 건축학부 부교수

*Corresponding author: kimw@kumoh.ac.kr

School of Architecture, Kumoh National Institute of Technology, Gumi, 39177, Korea

•본 논문에 대한 토의를 2019년 12월 1일까지 학회로 보내주시면 2020년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

2. 실험 계획

2.1 실험체

확대머리 철근의 순간격과 수평 레이어 수(1단 배근, 2단 배근)를 변수로 하여 2개의 실험체를 제작하였으며, 그 외의 사항은 콘크리트 구조기준(2012)과 ACI 내진 설계 요구 사항(ACI 318-14) 및 권장 사항(ACI 352R-02)을 준수하도록 설계하였다.

두 개의 실험체 BCHD-L1과 BCHD-L2에 대한 도면은 Fig. 1과 같다. 각 실험체는 Fig. 1과 같이 T자형으로 아래쪽에 놓여진 기둥과 그 위에 세워진 보의 형태로 제작되었다. 기둥은 가로와 세로가 모두 380mm인 정사각형 단면이며, 8대의 D19 주철근과 90mm 간격으로 배치된 D10 철근의 후프 및 크로스 타이로 보강하였다. 보의 단면은 폭 255mm, 깊이 405mm이며, 상단과 하단에 각각 D19 주철근 4대를 보강하였다. 콘크리트의 피복두께는 모두 20mm로 동일하게 하였다. 보와 기둥의 주철근은 모두 동일한 확대머리 이형철근(D19)이 사용되었으며, 각 보의 한쪽 철근 끝은 접합부에 정착시켰다. Fig. 2는 본 연구에 사용된 확대머리 철근의 사진이며, 구체적인 치수는 Table 1에 나타내었다. 철근 단면적(A_b)에 대한 확대머리 철근의 순지압면적(A_{brg})의 비는 5.27이며, 이는 ACI 318-14에서 제시하고 있는 최소비 4를 만족한다.

BCHD-L1은 Fig. 1과 같이 보 주철근으로 상하부에 각각 단일 층을 가지며, BCHD-L2는 두 개의 층을 가진다. 확대머리 철근 사이의 최소 순간격은 BCHD-L1은 수평으로 $2.1d_b$, BCHD-L2는 수직으로 $1.3d_b$ 이며, 이는 건축구조기준(2016)에 명시된 최소 순간격 $2.5d_b$ 보다 훨씬 작은 간격이다. 두 실험체의 보 주철근의 총 수량은 동일하게 배근하였으며, 보 모멘트강도도 비슷한 수준으로 설계하였다.

Table 2는 반복 하중을 받는 RC 보-기둥 접합부의 거동에 일반적으로 고려되는 주요 설계 변수를 요약한 것이다. 측정된 재료 특성을 반영하여 계산한 보-기둥 모멘트 강도비(M_r)는 모두 최소 한계 1.2보다 훨씬 높다. 접합부 전단강도를 산정하는 식은 Table 3과 같으며, 각 식은 본 실험체의 기둥을 적용하였을 때를 나타낸다. 건축구조기준(2016)에서 제시하는 접합부의 전단강도는 ACI 318-14에서 제시하는 강도와 유사

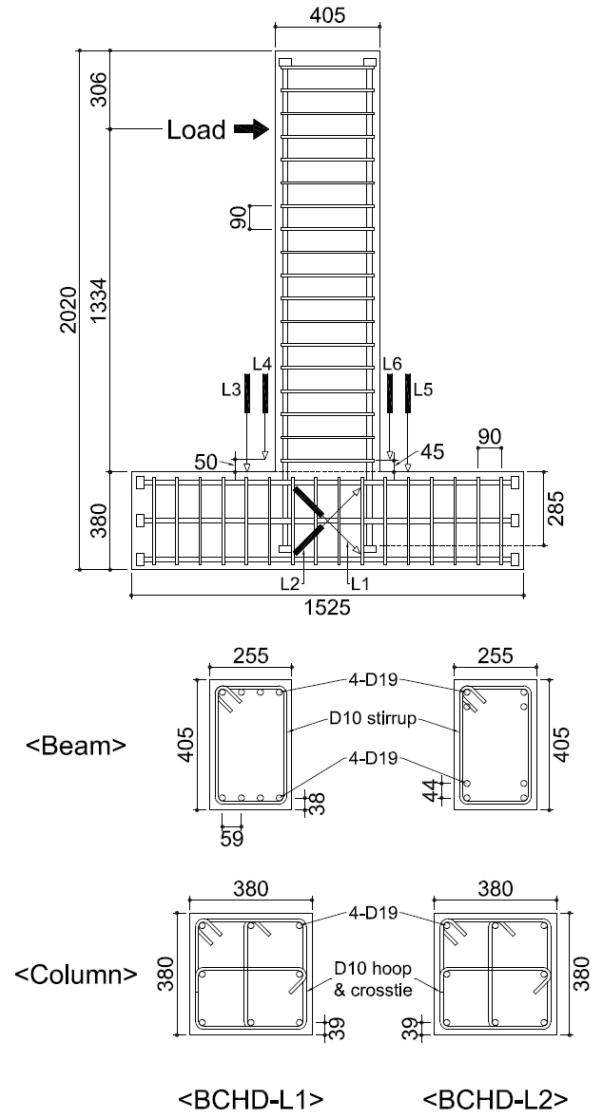


Fig. 1 Test specimen reinforcements (unit: mm)

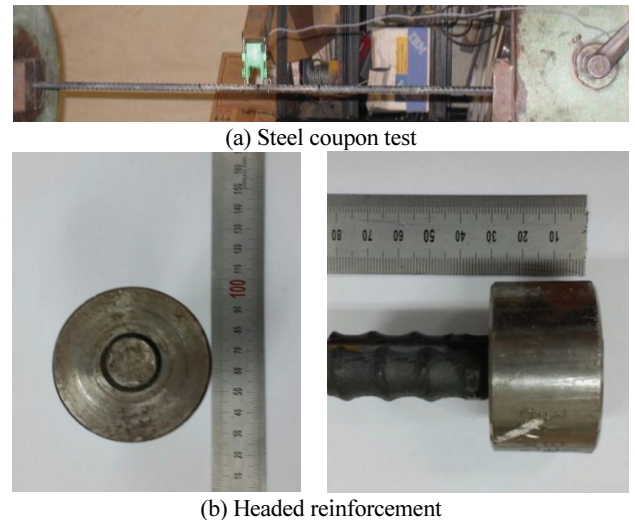


Fig. 2 Steel coupon test and headed reinforcement

Table 1 Dimensions for heads and headed bars

Bar diameter, d_b	19 mm
Bar area, A_b	284 mm ²
Head diameter, d_{head}	48 mm
Head thickness, t_h	30 mm
Net head area, A_{nh}	1,500 mm ²
Net bearing area of head, A_{brg}	1,500 mm ²
A_{brg} / A_b	5.3

Table 2 Beam-column connection specimens

Specimen	BCHD-L1	BCHD-L2
Number of beam top or bottom bar layers	1	2
Smallest spacing between beam bars	40 mm (horizontal)	25 mm (vertical)
Moment strength ratio M_r based on measured properties	2.1	2.3
Joint transverse reinforcement ratio, $\rho_h / \rho_{h, AC318}$	1.1	1.1

$\rho_h = A_{sh} / (s_h h'')$ where s_h is the hoop spacing and h'' is the connection core width;
 $\rho_{h, AC318}$ was computed in accordance with ACI 318-14.

Table 3 Calculation of joint shear strength

Code	Confined on four vertical faces	Confined on three vertical faces or on two opposite vertical faces	Other cases
KBC 2016 (KCI 2012)	$1.7 \sqrt{f_{ck}} A_j$	$1.25 \sqrt{f_{ck}} A_j$	$1.0 \sqrt{f_{ck}} A_j$
ACI 318-14	$1.7 \sqrt{f'_c} A_j$	$1.2 \sqrt{f'_c} A_j$	$1.0 \sqrt{f'_c} A_j$
ACI Type 1	$2.0 \sqrt{f'_c} b_j h_c$	$1.7 \sqrt{f'_c} b_j h_c$	$1.2 \sqrt{f'_c} b_j h_c$
ACI 352R-02 Type 2	$1.7 \sqrt{f'_c} b_j h_c$	$1.2 \sqrt{f'_c} b_j h_c$	$1.0 \sqrt{f'_c} b_j h_c$

Table 4 Development lengths

Code	KBC 2016 / ACI 318-14	ACI 352R-02	
		Type 1 connection	Type 2 connection
$l_{dt, req}$ (mm)	285 (15 d_b)	270 (14.1 d_b)	240 (12.7 d_b)
$l_{dt, prov}$ (mm)	285 (15 d_b)	315 (16.5 d_b)	295 (15.5 d_b)
$l_{dt, req, meas}$ (mm)	335 (17.7 d_b)	320 (16.7 d_b)	285 (14.8 d_b)

하다. ACI 352R-02에서는 연속된 기둥인 경우(Type 1)와 불연속 기둥인 경우(Type 2)로 나누어 전단강도를 제시하고 Type 2는 ACI 318-14와 동일하다. 접합부 전단 보강은 ACI 318-14와 ACI 352R-02에서 요구하는 기준의 약 80% 수준으로 D10 후프와 두 개의 D10 크로스 타이로 이루어져 있으며, 90mm 간격으로 배근되었다. 접합부 내의 보강 철근의 단면적 총합(Ash)은 213mm²이다.

각 코드에서 제시하는 확대머리 철근의 정착 길이는 Table 4와 같다. ACI 352R-02에서 Type 1은 유효한 비탄성 변형을 겪지 않을 것으로 예상되는 부재에 대한 것이고, Type 2는 비탄성 구간에서 변형에 의해 에너지를 소산시키는 접합부에 대한 것이다. Type 1에 비해 Type 2의 정착 길이가 짧은 이유는 생산되는 철근의 강도나 변형 경화가 기준치보다 과다하

게 나타나는 점을 고려해 응력 계수에 1.25배를 해주었기 때문이다. 또한 각 기준에서 정의하는 정착 길이에서 산정하기 위한 기준 단면 및 정착 끝 부분에 대한 정의가 다르기 때문에 정착 길이 역시 달라진다. 본 연구에서는 건축구조기준과 동일하게 정착 길이를 적용하였다. 그러나 실제 철근의 항복강도가 높기 때문에 이를 기준으로 산정한 요구 정착 길이는 설계 정착 길이보다 증가하였으며, 상대적으로 적용된 정착 길이는 약 17% 가량 부족한 것으로 나타났다.

2.2 재료 물성

두 실험체는 동시에 타설되었으며, 콘크리트의 설계 압축강도는 27.6MPa이다. 콘크리트의 최대 골재 크기는 9.5mm이고, 측정된 슬럼프는 127mm였다. 실험시 측정된 콘크리트 압축강도는 30.1MPa이다. 보통 콘크리트의 단위 중량은 2,400kg/m³이며, 물시멘트비는 0.51이다. 본 연구에 사용된 철근은 ASTM (2016)에 따라 Fig. 2와 같이 시편을 인장 실험하였으며, 그 결과 확대머리 이형철근 D19 시편의 항복강도는 479MPa이며, 파단강도는 721MPa로 측정되었으며, 이 때 철근의 탄성계수는 183GPa이며, 항복시 변형률은 0.0026이다.

2.3 실험체 설치 및 가력 계획

Fig. 1과 같이 실험체의 기둥을 수평으로 놓고, 보를 490kN 용량의 액츄에이터로 반복가력 하였다. 기둥의 양 단은 핀(hinge)접합으로 고정하였고, 두 핀의 회전중심 사이의 거리(l_c)는 2057mm, 보의 가력점과 접합부 보 임계면 사이의 거리(l_b)는 1334mm으로 일정하게 배치하였다. 양 방향으로 각각 245kN 하중 용량 및 75mm 선형 범위를 가지는 유압 액츄에이터를 사용하여, 보에 1축 방향 반복 하중을 기둥의 길이 방향으로 준정적(quasi-static)으로 가력 하였다. 기둥 압축력이 접합부 전단 강도를 약간 증가시키거나 거의 영향을 미치지 않기 때문에, 기둥 축 방향 하중은 추가로 적용하지 않았다.

횡방향 반복 하중을 측정하기 위하여 로드셀을 사용하였으며, 그 위치에 함께 설치된 변위계를 사용하여 변위를 측정하였다. 또한, Fig. 1에서와 같이 접합부의 전단변형을 측정하기 위하여 2개의 변위계(LVDT)를 양쪽 면에 각각 대각선으로 교차하여 설치하였고, 4개의 LVDT를 보의 상부와 하부에 설치하여 접합부 계면 부근에서 보의 소성 회전을 측정하였다.

가력 방법은 Fig. 3과 같은 형태로 ACI 374.1-05를 따라 수행하였다. 동일 변위비에서 3회의 반복 하중을 가하였으며, 총 24개의 변위 사이클이 0.5%부터 5%의 변위비까지 정적으로 적용되었다. 반복 하중 하에서 강도 및 강성 저하를 검토하기 위해 동일 변위비에서 각각 3회의 사이클을 적용하였다.

3. 실험결과 분석

3.1 하중-변위 응답

Fig. 4는 근접 배치된 확대머리 철근 보-기둥 접합부 중 BCHD-L1의 실험 후 균열양상 및 파괴형태를 나타낸 것이다. 그림에서 보듯이 접합부 전단 균열은 역하중으로 인해 교차된 형태로 나타났고 두 시험체 모두 실험이 끝날 때까지 콘크리트 손상은 크지 않은 상태에서 일부 영역에 박리(spalling) 현상이 관찰되었다. 보와 기둥이 만나는 접합부에서 측정된 모멘트-변위비 이력곡선은 Fig. 5와 같으며, 보의 공칭 모멘트 강도(M_n), 최대 모멘트(M_{max}) 및 해당 변위비도 함께 표시하였다. 변위비는 보의 끝부분에서 측정된 변위를 가력 지점에서 기둥의 중심선까지의 길이로 나눈 값으로 정의한다.

이력곡선에서는 전형적인 핀칭(Pinching) 현상을 나타냈으며, 동일한 크기의 변위 사이클 내에서 강성 및 강도가 저하되는 현상을 보였다. 굵은 실선은 각 사이클의 최대 변위비 지점을 연결하여 두 개의 실험체에 대한 하중-변위포락 곡선을 나타내었다. 각 실험체는 양쪽 하중 방향에 대하여 모두 비슷한 최대 하중값을 가졌으며, 변위비의 증가에 따라 유사한 강성 저하를 보였다. 보 철근의 배치의 차이로 인해 BCHD-L1의 최대 하중이 8.5%정도 높게 나타난 것으로 판단된다.

한편, BCHD-L2는 BCHD-L1보다 핀칭 현상이 적게 나타났다. 4% 변위비에 대한 소산에너지를 Table 5와 같이 비교하였으며, 핀칭 현상의 정도 차이는 각 사이클당 소산 에너지의 양과 일치하는 것으로 확인되었다. 본 실험에서는 변위비 3.5% 사이클에 대해 수행되지 않았기 때문에, 보수적으로 4% 변위비에 대한 실험 결과를 이용하였다. 추가로 5% 변위비 사이클 동안의 응답이 4% 변위비 사이클에 대한 응답과 유사하게 나타났다.

균열 양상을 관찰함으로써, 접합부의 파괴 메커니즘을 조

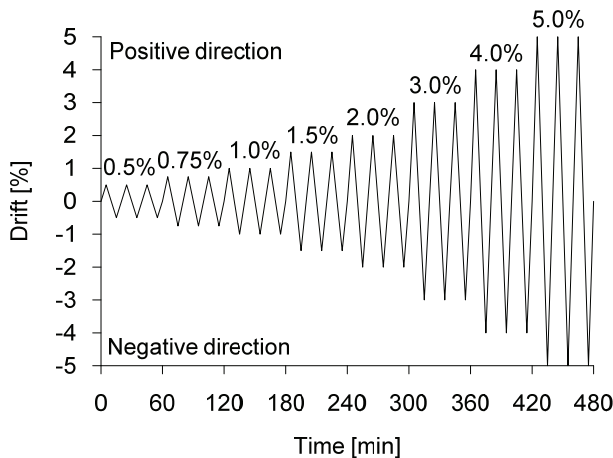


Fig. 3 Cyclic loading (ACI 374-05)

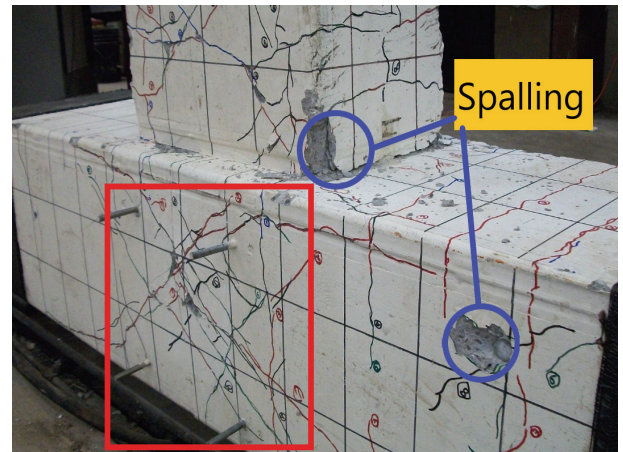
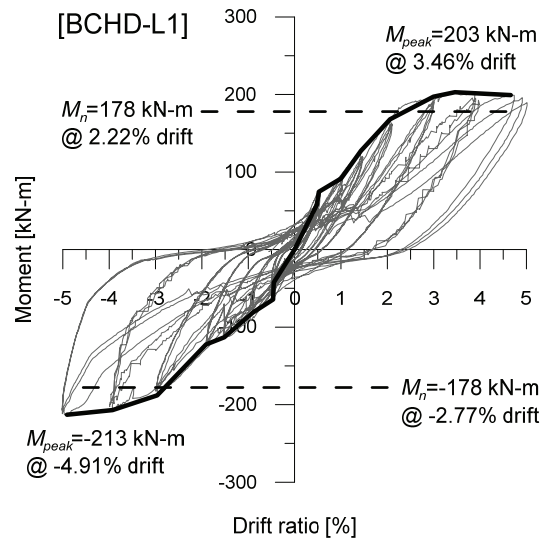
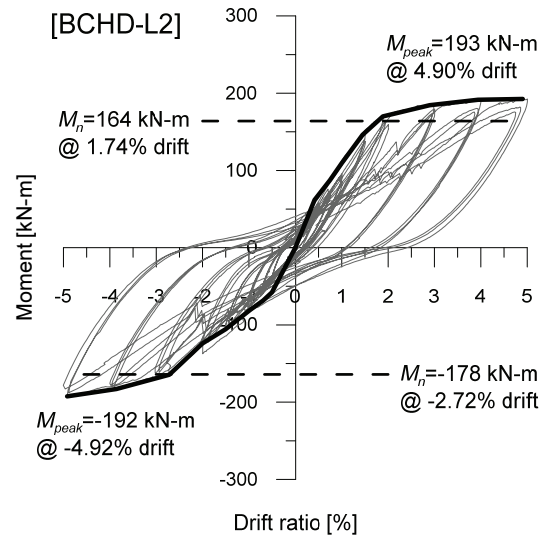


Fig. 4 Failure mode and cracking patterns of BCHD-L1



(a) BCHD-L1



(b) BCHD-L2

Fig. 5 Moment-drift ratio curves and backbone curves for BCHD-L1 and BCHD-L2 specimens

사하였다. BCHD-L1은 변위비 1.5%, BCHD-L2는 변위비 1%에서 접합부 손상으로 인해 보-기둥 접합부 경계면에서 광범위한 보의 휨균열이 발생하였다. 두 실험체 모두 3%의 변위비에서 보의 접합부 경계면으로부터 유효 보 깊이의 절반 위치까지 휨균열이 확산되었다. 또한 Fig. 5에서 제시된 것과 같이, 각 실험체에서 측정된 최대 모멘트(M_{max})는 설계 공칭 모멘트 강도(M_n)보다 약 15~20% 정도 더 크다. 이는 보의 소성힌지가 보-기둥 접합부 계면 부근에서 발생하였기 때문이다.

두 실험체 모두 변위비 약 2.5%까지 연성적인 거동을 보였으며, 변위비 5% 변위비까지 현저한 강도 저하가 나타나지 않았다. 각 변위비 내의 연속되는 사이클의 전단력을 비교하여 실험체의 강도 저하를 확인하였는데 연속되는 3개의 사이클에서 첫 번째 사이클에 비하여 두 번째 및 세 번째 사이클의 전단력이 다소 감소하였다.

그러나 두 실험체 모두 실험 진행 전후의 강도 저하는 약 5~8% 수준으로 크지 않았다. 일반적으로 정착 파괴나 과도한 접합부 전단 응력이 큰 강도 저하를 발생시키므로, 이 두 실험체는 이러한 파괴 모드에 해당하지 않는다고 판단된다.

3.2 전단 변형

접합부의 전단 균열은 대각선으로 서로 교차하여 발생하였는데 이는 reversed loading에 의한 전형적인 균열 형상이다. 실험 종료시 접합부 부근의 콘크리트 손상은 크지 않았으며, 적은 양의 콘크리트 파괴 및 표면 박리 현상이 관찰되었다. Fig. 1에서 나타나듯이 접합부의 전반적인 전단 변형을 모니터링하기 위하여 서로 교차하는 두 개의 LVDT를 접합부의 양 측면에 설치하였으며, 이를 통해 하중이 변화함에 따른 각도 변화를 산정하였다.

Table 6은 시험 중에 적용된 접합부 최대 전단력($V_{j,u1}$ & $V_{j,u2}$)과 실험체의 접합부 공칭 전단 강도($V_{j,n}$)를 정리한 것이다. 접합부는 약 3%의 변위비까지는 전단 변형이 느린 속도로 증가하였으나, 변위비 4%에서 상대적으로 전단 변형이 크게 나타났다. 그러나 실험체에 나타난 접합부 전단 변형의 정도는 최대 0.016(radian)으로, 다른 선행연구에서 발견된 접합부 전단에 의해 파괴된 실험체에서 측정된 값보다 훨씬 작았다 (Shin and LaFave, 2004; Kang et al., 2009). 접합부의 전단력을 정규화(Normalized)시키면 접합부 전단 능력을 나타내는 γ 계수와 비교할 수 있는데, 두 실험체 모두 ACI 설계기준에서 제시하는 값인 12의 약 80% 이상에 도달할 때까지는 낮은 수준의 접합 전단 변형이 유지되었다.

3.3 보의 소성회전 거동

보 접합부 경계면 부근의 보의 회전 거동을 관찰하여 보에 소성 힌지가 발생하는 매커니즘을 조사하기 위해 4개의 LVDT를

Table 5 Experimental results vs. ACI 374.1-05 acceptance criteria

I.D.	Acceptance criteria	BCHD- L1 (+)	BCHD- L1 (-)	BCHD- L2 (+)	BCHD- L2 (-)	Note
δ_n at M_n	$\leq 0.5\%$	2.2%	2.8%	1.7%	2.7%	-
$\frac{M_{\max}}{M_n}$	≤ 1.25	1.14	1.2	1.17	1.17	-
$\frac{M_3}{M_n}$	≥ 0.75	0.95	0.92	0.91	0.93	During the 3rd cycle among 4% drift cycles
β	≥ 0.125	0.136		0.174		
$\frac{K_s}{K}$	≥ 0.05	0.17	0.12	0.25	0.27	

δ_n at M_n : Drift ratio at which M_n is reached;

M_n : Nominal beam moment strength;

M_{max} : Maximum beam moment;

M_3 : Nominal beam moment during 3rd cycle of 4% drift;

β : Relative energy dissipation ratio (ACI 374.1-05);

K_s : Secant stiffness for positive loading from a drift ratio of 0.35% to a drift ratio 0.35% (ACI 374.1-05);

K : Initial stiffness for positive loading for first cycle (ACI 374.1-05)

Table 6 Measured joint shear force vs. predicted joint shear strength

Specimen	BCHD-L1	BCHD-L2
$V_{j,u1}$ (kN)	539	524
$V_{j,u2}$ (kN)	440	450
$V_{j,n}$ (kN)	Nominal mat. properties	759
	ACI 318-14	759
	Actual mat. properties	795
	ACI 352R-02	795
	Nominal mat. properties	631
	Actual mat. properties	662

$$V_{j,u1} = \frac{M_{peak}}{0.9d} - V_{c,peak}; \quad V_{j,u2} = A_s f_y - V_{c,peak}$$

$V_{c,peak}$ is the column shear force ($= F_{peak} l_b / l_c$) at peak lateral force; F_{peak} is the peak lateral force obtained from the test; l_b is the distance between the loading point and beam-joint interface; l_c is the column pin-to-pin story height; d is the effective beam depth; A_s is the area of tension longitudinal reinforcement; f_y is the measured steel yield strength.

이용하여 보의 접합부 계면 부근에서 보의 회전각을 측정하였다. 이 중 LVDT3(L3)과 LVDT6(L6)은 기둥 표면과 유효 보 깊이(387mm)만큼 떨어진 지점의 상대 변위를 측정하였다. 여기서 측정된 보 회전각은 소성힌지에 의한 회전각과 강체 보의 회전각을 모두 포함한다. 소성힌지에 의한 회전은 보의 소성 힌지 영역에서 주근의 항복에 의해 발생한 것이고, 강체 보의 단부 회전은 주근의 부착 슬립과 접합부 부근에서 큰 휨 균열에서 기인한다. LVDT4(L4)와 LVDT5(L5)는 기둥 표면으로부터 50mm 떨어진 부분과 기둥 표면으로부터 유효 보 깊이(387mm)만큼 떨어진 부분 사이에 설치되었으며, 이는 강체 보의 단부 회전을 제외시키기 위함이다. 실험체가 양의 방향으로 가력되었을 때

보의 회전도 양(+)의 부호를 가지는 것으로 간주하였다.

LVDT3(L3)과 LVDT6(L6) 사이의 수직 거리에 의해 추정된 상대 변위를 보의 길이로 나누어 계산하여 보의 회전을 산정하였다. 두 실험체는 모두 회전 연성비는 2.0 이상이었으며, 실험 전반에 걸쳐 유사한 보 회전 거동을 보였다. 변위비 2%에서 보 회전은 비탄성으로 증가하는 반면에 보 모멘트는 크게 증가하지 않았는데 이는 보의 힌지가 소성힌지 구간에서 완전히 발생하였기 때문이다. 실험체가 음(-)의 방향으로 변형되었을 때 보의 회전각이 더 큰 것으로 나타났으며, 실험체가 실험실 바닥 고정판에 맞추어 설치되었기 때문에 접합부를 기준으로 기둥 힌지가 비대칭적인 위치에 놓이게 되었기 때문으로 보인다.

강재 보 회전을 제외한 결과에서 비탄성 거동과 이력 거동에 의한 에너지 소산이 관찰되었으며, 이는 보의 주근이 접합부 경계면에서 상대적으로 멀리 있는 곳(50mm 이상)까지 항복했다는 결론을 뒷받침한다.

4. 좁은 간격으로 배치된 확대머리 철근을 적용한 외부 보-기둥 접합부 실험 데이터 분석

Fig. 6과 7은 본 논문의 실험 데이터를 포함해 좁은 간격으로 배근한 확대머리 철근이 적용된 외부 보-기둥 접합부의 선행 연구 데이터를 분석한 것이다. 이전 실험 데이터는 Kang et al.(2009)로부터 얻은 것이며 전반적인 내진 성능을 살펴 볼 때, 모든 실험체에서 최대 하중 대비 20% 감소할 때의 변위비는 3.5%보다 큰 것으로 나타났다. 성공적으로 수행된 44개의 선행 연구들의 실험체들 중에, 동일 철근 층에 수평으로 놓인 주철근의 순간격이 $2d_b$ 이하인 것은 7개로, 이 중 가장 좁은 간격은 $1.2d_b$ 간격으로 배치된 것이다. 44개의 실험체 중 10 개의 실험체는 두 층의 주철근의 배치를 가지는데, 이때 층 사이 간격은 최소 $0.9d_b$ 에서 최대 $2.5d_b$ 이다. 본 연구의 실험체 BCHD-L2는 수직으로 $1.3d_b$ 의 주철근 순간격을 가진다.

2개의 주철근 층 사이에 $2d_b$ 이하의 순간격을 갖는 7개의 실험체들(Chun et al.(2007)의 JM-2, Masuo et al.(2006)의 AH12-8-45, AH12-8-40, AH12-8-45B, AH8-6-45 및 Tazaki et al.(2007)의 E1, E2)에서 측면 콘크리트 탈락 혹은 심한 파괴가 관찰되지 않았다.

또한 이들 실험체의 접합부 내부는 ACI 318에서 요구하는 보강량의 약 30-40% 수준 밖에 적용되지 않았다. 그럼에도 불구하고 내진 성능은 허용 기준을 대부분 만족시킬 정도로 우수하였으며, 이는 확대머리 철근의 배치 형상에 영향을 받지 않는 것을 의미한다. 특히 Tazaki et al.(2007)에 의해 수행된 실험체 E1, E2는 철근 순간격이 각각 수평으로 $1.9d_b$ 이고 수

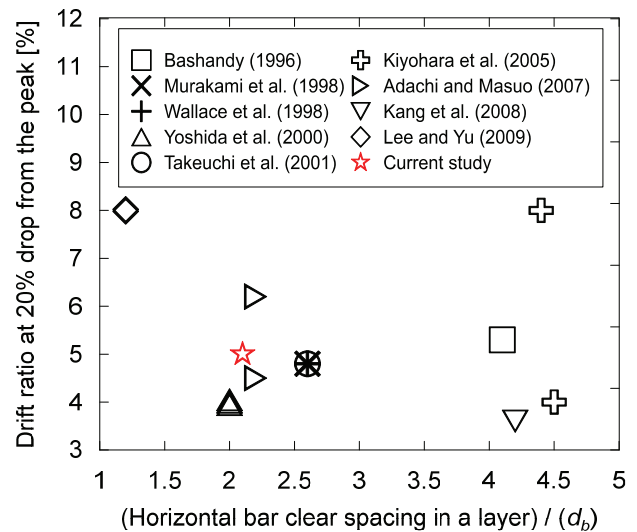


Fig. 6 Horizontal bar clear spacing according to drift capacity (Kang et al. 2009), including new data

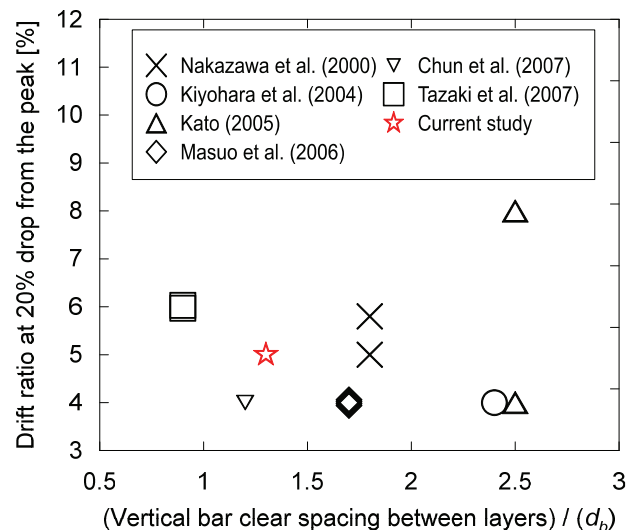


Fig. 7 Vertical bar clear spacing according to drift capacity (Kang et al. 2009), including new data

직 간격은 $0.9d_b$ 로써, 모두 $2d_b$ 미만이었다. 앞선 결과들을 토대로 판단할 때, 지진 하중 하에서 외부 보-기둥 접합부에 대해 주철근의 순간격은 주요 변수가 아니며, 내진 하중에 대한 접합부의 성능에 거의 영향을 미치지 않는다고 볼 수 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 ACI 318-08의 12.5절 조항에 기재된 철근콘크리트(RC) 보-기둥 접합부에 고정된 보강재에 대해 준정적 반복 하중 하에서 약 2/3 스케일의 외부 보-기둥 접합부를 실험적으로 평가하였다. 건축구조기준 및 ACI 318-14 규정은

각각 최소 $2.5d_b$ 와 $3d_b$ 의 순간격을 명시하고 있으며, 이를 적용하면 현실적으로 여러 층의 사용이 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 좁은 간격을 가지는 확대머리 철근이 적용된 보와 여러 층의 확대머리 철근이 적용된 보가 외부 보-기둥 접합부 내진 성능에 미치는 영향을 조사하였다. 실험결과 및 선행 연구와의 비교 분석을 통한 소결을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 실험체 BCHD-L1과 BCHD-R2는 양쪽 하중 방향에 대하여 모두 비슷한 최대 하중값을 가졌으며, 변위비의 증가에 따라 유사한 강성 저하를 보였다. 각 실험체는 보 접합부 계면 근처에서 힌지가 발생하는 연성적인 하중-변위 거동을 나타내었고, 두 실험체 모두 변위비 약 2.5%까지 연성적인 거동을 보였으며, 5% 변위비까지 현저한 강도 저하가 나타나지 않았다. 또한 초기 변위비를 제외하고는 ACI 374.1-05에 제시된 허용 기준을 모두 충족시켰다.
- (2) 균열 양상을 살펴보면 BCHD-L1은 변위비 1.5%, BCHD-L2는 변위비 1%에서 접합부 손상으로 인해 보-기둥 접합부 경계면에서 광범위한 보의 휨균열이 발생하였다. 두 실험체 모두 3%의 변위비에서 보의 접합부 경계면으로부터 유효 보 길이의 절반 위치까지 휨균열이 확산되었다. 또한 각 실험체에서 측정된 최대 모멘트(M_{max})는 설계 공칭 모멘트 강도(M_n)보다 약 15~20% 정도 더 크다. 이는 보의 소성힌지가 보-기둥 접합부 계면 부근에서 발생하였기 때문인 것으로 판단된다.
- (3) 두 실험체 모두 약 3%의 변위비까지는 전단 변형이 느린 속도로 증가하였으나, 변위비 4%에서 상대적으로 전단 변형이 크게 나타났다. 그러나 두 실험체 모두 ACI 설계기준에서 제시하는 값인 12의 약 80% 이상에 도달할 때까지는 낮은 수준의 접합 전단 변형이 유지되었다.
- (4) RC 보-기둥 접합부의 내진 설계에서 근접 배치된 확대머리 철근의 사용을 조사하기 위해 본 연구의 실험 결과와 이전의 실험 연구 자료에 근거하여 볼 때, 내진 구조로 사용되는 RC 외부 보-기둥 접합부에 대해 약 $1.5\sim 2d_b$ 의 철근 순간격 또는 2개 층을 가지는 확대머리 철근의 사용은 합리적으로 허용될 수 있다고 판단된다.

감사의 글

이 연구는 한국연구재단 도약연구지원사업(2015-15055508)과 한국연구재단 이공분야기초연구사업(과제번호: NRF-2017R1D1A3B03029863)의 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드

립니다.

References

1. ACI Committee 318 (2008), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08), American Concrete Institute, 465.
2. ACI Committee 318 (2014), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, 520.
3. ACI Committee 374 (2005), Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05), American Concrete Institute, 9.
4. Adachi, M. and Masuo, K. (2007), The Effect of Orthogonal Beams on Ultimate Strength of R/C Exterior Beam-Column Joint Using Mechanical Anchorages, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 633-634 (in Japanese).
5. Architectural Institute of Korea (2016), Korean Building Code and Commentary (KBC 2016), Architectural Institute of Korea, 1220 (in Korean).
6. ASTM International (2016), Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials.
7. Bashandy, T. (1996). Application of Headed Bars in Concrete Members, PhD dissertation, the University of Texas at Austin, Austin, TX, 303.
8. Chun, S. C., Lee, S. H., Kang, T. H.-K., Oh, B., and Wallace, J. W. (2007), Mechanical Anchorage in Exterior Beam-Column Joints Subjected to Cyclic Loading, *ACI Structural Journal*, 104(1), 102-113.
9. Joint ACI-ASCE Committee 352 (2002), Recommendation for Design of Beam-Column Connections in Monotonic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02), American Concrete Institute, 37.
10. Kang, T. H.-K., Ha, S.-S., and Choi, D.-U. (2010), Bar Pullout Tests and Seismic Tests of Small-Headed Bars in Beam-Column Joints, *ACI Structural Journal*, 107(1), 32-42.
11. Kang, T. H.-K., Shin, M., Mitra, N., and Bonacci, J. F. (2009), Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Headed Bars, *ACI Structural Journal*, 106(6), 868-877.
12. Kato, T. (2005), Mechanical Anchorage Using Anchor Plate for Beam/Column Joints of R/C Frames, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 277-278 (in Japanese).
13. Kim, M.-G., Kwak, Y.-K., Kang, T. H.-K., Hong, S.-G., Kim, W.-S., and Kwon, W.-H. (2011), A Study on the Effect of Steel Fibers in Reinforced High-Strength Concrete Beam-Column Joints Subject to Load Reversal, *Journal of Architectural Institute of Korea (Structure & Construction)*, 27(6), 19-30 (in Korean).
14. Kiyohara, T., Hasegawa, Y., Fujimoto, T., Akane, J., Amemiya, M., Tasai, A., and Adachi, T. (2005), Seismic Performance of High Strength RC Exterior Beam Column Joint with Beam Main Bars Anchored Mechanically, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 33-42 (in Japanese).
15. Kiyohara, T., Tasai, A., Watanabe, K., Hasegawa, Y., and Fujimoto, T. (2004), Seismic Capacity of High Strength RC Exterior Beam

- Column Joint with Beam Main Bars Anchored Mechanically, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 27-34 (in Japanese).
16. Korea Concrete Institute (2012). Concrete Design Code and Commentary, Kimoon dang, 600 (in Korean).
 17. Kwak, Y.-K., Choi, H.-T., Kwon, W.-H., Kim, W.-S., and Kang, T. H.-K. (2010), An Experimental Study Investigating the Effectiveness of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beam-Column Joints, *Journal of Architectural Institute of Korea (Structure & Construction)*, 26(9), 15-22 (in Korean).
 18. Lee, H.-J. and Yu, S.-Y. (2009), Cyclic Response of Exterior Beam-Column Joints with Different Anchorage Methods, *ACI Structural Journal*, 106(3), 329-339.
 19. Masuo, K., Adachi, M., and Imanishi, T. (2006), Ultimate Strength of R/C Exterior Beam-Column Joint Using Mechanical Anchorage for Beam Reinforcement USD590, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 25-28 (in Japanese).
 20. Murakami, M., Fuji, T., and Kubota, T. (1998), Failure Behavior of Beam-Column Joints with Mechanical Anchorage in Subassemblage Frames, *Concrete Research and Technology*, 8(1), 1-9 (in Japanese).
 21. Nakazawa, H., Kumagai, H., Saito, H., Kurose, Y., and Yabe, Y. (2000), Development on the Ultra-High-Strength Reinforced Concrete Structure, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 611-612 (in Japanese).
 22. Shin, M. and LaFave, J. (2004), Modeling of Joint Shear Deformation Contributions in R/C Beam-Column Connections to Overall Frame Behavior, *Structural Engineering and Mechanics*, 18(5), 645-669.
 23. Takeuchi, H., Kishimoto, T., Hattori, S., Nakamura, K., Hosoya, H., and Ichikawa, M. (2001), Development of Mechanical Anchorage Used Circular Anchor Plate, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 111-114 (in Japanese).
 24. Tazaki, W., Kusuhara, F., and Shiohara, H. (2007), Tests of R/C Beam-Column Joints with Irregular Details on Anchorage of Beam Longitudinal Bars, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 653-656 (in Japanese).
 25. Wallace, J., McConnell, S., Gupta, P., and Cote, P. (1998), Use of Headed Reinforcement in Beam-Column Joints Subjected to Earthquake Loads, *ACI Structural Journal*, 95(5), 590-606.
 26. Yoshida, J., Ishibashi, K., and Nakamura, K. (2000), Experimental Study on Mechanical Anchorage Using Bolt and Nut in Exterior Beam-Column Joint, *Proc. of the Architectural Institute of Japan*, 635-638 (in Japanese).

Received : 02/27/2019

Revised : 08/15/2019

Accepted : 08/20/2019

요 지 : KBC 2016 및 ACI 318-08에서 확대머리 철근의 순간격에 대한 지나치게 엄격한 요구 사항을 개선하기 위해 2/3 스케일의 외부 보-기둥 접합부 실험체를 준정적 반복 하중을 적용하여 실험을 수행하였다. 내진 실험을 통해 좁은 간격의 철근 순간격과 다열 배치 확대머리 철근 적용여부를 주요 변수로 하여 내진 성능에 미치는 영향을 검토하였다. 또한, 본 실험결과를 이전 연구자들의 실험 데이터와 함께 면밀히 분석하였다. 결론적으로 외부 보-기둥 접합부에 정착된 확대머리 철근에 대해 $2d_b$ 의 철근 순간격 또는 2 개층의 확대머리 철근의 사용은 내진 설계에 있어 허용될 수 있는 것으로 판단된다.

핵심용어 : 보-기둥 접합부, 반복 지진 하중, 철근순간격, 확대머리 철근
