

철근 상세와 HPFRCC 적용에 따른 RC 모서리 접합부의 내진 거동

Seismic Behavior of RC Beam-Column Corner Connections According to Reinforced Detail and HPFRCC application

김수복¹⁾ · 한상환^{2)*}

Kim, Su Bok¹⁾ · Han, Sang Whan^{2)*}

¹⁾한양대학교 건축공학과 대학원생, ²⁾한양대학교 건축공학과 교수

¹⁾Graduate Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ²⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

Reinforced concrete (RC) moment frames are widely used to resist lateral loads associated with wind and earthquakes. However, most older RC moment frames performed poorly against past earthquakes. In moment frames, beam-column connections play a crucial role in system performance. Among the connections, corner connections are more vulnerable because they are restrained by only two beams and are affected most strongly by bidirectional loading. High-performance fiber-reinforced cementitious composites (HPFRCC) were used in previous studies to improve the seismic performance of older beam-column connections. This study aims to evaluate the level of improvement of seismic behavior of older beam-column connections under bidirectional loading after retrofitted with HPFRCC by comparing the seismic behavior of the HPFRCC connections to beam-column connections used in intermediate (IMF) and special moment frames (SMF). Test results revealed that the seismic behavior of the HPFRCC connections was almost close to that of SMF connections.

Key words: Seismic behavior, HPFRCC, IMF, SMF, Corner joints, Bidirectional loading, Joint transverse reinforcement

1. 서론

철근 콘크리트(RC) 모멘트 골조는 비탄성 영역에서의 안정된 거동으로 인해 다른 시스템에 비해 널리 사용되어 왔다. ACI 318-19[1]는 모멘트 골조를 보통 모멘트 골조(Ordinary moment frame, OMF), 중간 모멘트 골조(Intermediate moment frame, IMF), 특수 모멘트 골조(Special moment frame, SMF)로 분류하고 있다. OMF는 세 개의 골조중 가장 약한 철근 상세와 설계 절차가 요구되고, 이에 반하여 SMF는 가장 엄격한 상세와 설계 수준이 요구된다. 그리고 IMF에 대한 요구 수준은 OMF와 SMF에 대한 것의 중간 정도 수준이 요구된다.

이러한 모멘트 골조는 보와 기둥 및 슬래브를 포함하며 지진 발생 시 RC 접합부는 인접한 보와 기둥에서 전달되는 전단력을 전달 수 있어야 한다. 일반적인 보-기둥 접합부에서 발생하는 전단력은 기둥에서 발생하는 전단력

보다 외부 접합부에서는 약 1.5배에서 2.5배, 내부 접합부에서는 약 3배에서 5배 정도 더 큰 것으로 보고되었다[2]. 접합부에서 이러한 큰 전단력이 발생할 때, 접합부에 손상이 발생할 수 있으며 이로 인해 대각선 방향의 균열이 발생할 수 있다. 이러한 전단력으로 인해 접합부에 손상이 발생하면 접합부 대각 균열이 발생한다. 이는 접합부의 강도 및 강성 저하를 일으키며, 심한 경우 국지적 붕괴나 전체적인 건물의 붕괴로 이어질 수 있다[3].

접합부 손상은 특히 이방향 지진 하중을 받는 RC 모서리 접합부에서 크게 발생할 수 있다. 기존 연구[4-8]에 따르면 지진 하중을 받았을 때 모서리 접합부는 내부 및 외부 접합부보다 더 취약할 수 있다고 보고된 바 있다. 모서리 접합부는 두 개의 보로만 구속되어 있어 다른 접합부에 비하여 지진 하중에 더 취약하고, 이방향 지진하중의 영향을 가장 많이 받아 하중이나 변위가 크게 요구된다.

모서리 접합부의 거동을 정확히 파악하여 적절한 보강 방법을 찾기 위하여는 실험연구가 필수적이다. 하지만, 실험체 형상이 복잡하고, 하중도 이방향으로 가려야 하고, 세팅방법이 매우 까다로워 매우 제한적으로 수행되었다[9, 10].

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan82@gmail.com

(Received October 3, 2024; Revised October 15, 2024; Accepted October 15, 2024)

Hassan[3]은 이방향 접합부 실험체의 전단 강도가 일방향 접합부보다 거의 25% 낮다는 것을 보고하였다. Hassan and Moehle[5]는 횡보강근이 없는 RC 모서리 접합부의 내진 취약성을 평가하기 위해, 이방향 하중을 적용하여 실험적 연구를 수행하였다. 이 연구에서 이방향 하중을 적용한 실험체가 일방향 하중이 적용된 실험체보다 접합부 전단 강도가 낮다고 보고하였다. Hertantof[11]는 이방향 하중을 가력한 RC 접합부 실험체의 전단 강도가 일방향에 비하여 약 33% 감소했다고 보고한 바 있다. Akguzel[12]는 이방향 하중을 가력한 RC 접합부의 전단 강도가 일방향 하중을 가력한 접합부 전단 강도보다 현저히 낮다는 것을 보고하였다.

최근에는 균열 발생 후, 취성적 거동을 보이는 콘크리트의 재료적 특성을 보완하기 위해 섬유 보강 콘크리트를 사용하여 RC 접합부의 구조적 거동을 개선하기 위한 다수의 연구가 수행되었다[13-16]. 콘크리트는 압축강도와 내구성이 높은 장점인 반면, 일반적으로 낮은 인장강도와 취성적인 단점이 있다. 이를 보완하고자 섬유 보강 콘크리트를 활용하여 보완할 수 있다[17].

그 중, 다량의 섬유 혼입으로 배합된 고인성 섬유보강 시멘트 복합재(High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites, HPFRCC)는 높은 인장 변형 능력(1~5%)을 보일 수 있는 재료로 연성 능력이 향상시킬 수 있다. 이를 접합부 부재에 적용하면 횡보강근 영향을 대체할 수 있다고 보고한 바 있다[18, 19].

본 연구에서는 HPFRCC가 이방향 하중을 받는 모서리 접합부의 내진 거동에 미치는 영향을 평가하고자 하였다. 이를 위하여 접합부에 횡방향 철근이 대신 HPFRCC를 적용한 실험체와 이 HPFRCC 실험체와 동일한 형상을 기존의 설계 및 상세 요구조건을 맞춘 중간 모멘트 골조(IMF)와 특수 모멘트 골조(SMF) 접합부를 제작하였다. HPFRCC 접합부 실험체의 거동과 IMF 및 SMF 접합부 거동과 비교하여 HPFRCC 실험체의 내진성능을 평가하고자 하였다.

2. 실험 계획

2.1 실험체 상세

Fig. 1은 보-기둥 접합부 실험체의 철근 상세와 슬래브 부재의 형상 및 스트레인 게이지 위치를 나타내었다. 접합부 실험체의 기둥 단면의 크기는 가로와 세로 모두 330 mm로 계획하였으며 높이는 3,500 mm로 계획하였다. 보의 단면의 크기는 가로, 세로 각각 250 mm, 500 mm이며 길이는 2,835 mm로 계획하였다. 모든 실험체는 철근 SD400을 사용했다.

명명법은 RC(HC)는 철근 콘크리트와 HPFRCC를 나타내며, JX는 보통 모멘트 골조(OMF) 접합부에 횡보강근이 없는 비내진 상세를 나타내며, JI는 중간 모멘트 골조(IMF), JS는 특수 모멘트 골조(SMF) 접합부 철근 상세를 갖는 실험체를 나타내며 B는 이방향 반복 하중을 나타낸다.

RC-JI-B의 경우 기둥과 보의 주철근은 4-D19를 배근하였으며 횡보강근은 ACI 318-19[1]의 section 18.4.3.4절에 명시된 횡보강근의 최대 간격(s_v)을 충족하기 위해 접합부에 130 mm 간격으로 D10(= 9.53 mm)을 접합부 및 기둥 부재에 배근하였다. RC-JS-B의 경우 RC-JI-B와 동일하게 기둥과 보의 주철근은 4-D19로 배근하였으며 횡보강근은 ACI 318-19 [1]의 section 18.8.3.1절에 따라 D13(= 12.7 mm)을 55 mm 간격으로 접

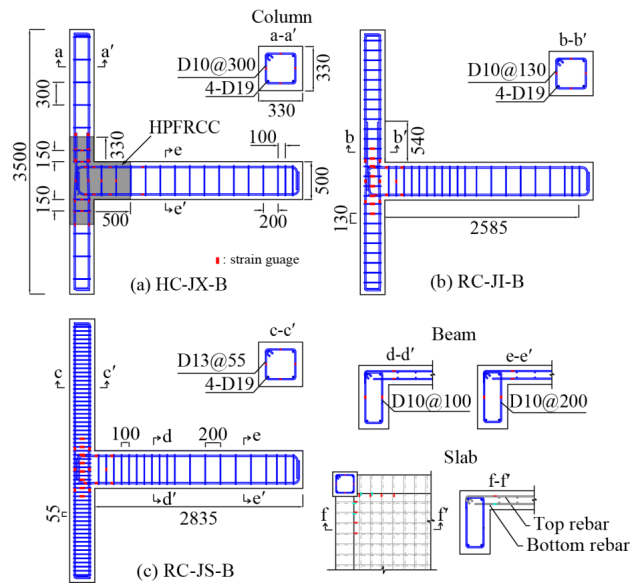


Fig. 1. Corner joint specimens of details (unit: mm)

합부와 기둥 부재에 배근하였다. RC-JS-B는 기준에서 요구하는 강기둥-약 보 조건을 만족하였다.

보와 슬래브는 일체로 제작하였으며, Fig. 1과 같이 슬래브 두께는 150 mm이고, 직경 9.53 mm(D10)의 철근이 150 mm 간격으로 2개의 층으로 배근되었다.

스트레인 게이지는 보-기둥 접합부 부재의 가장 취약할 것으로 예상되는 접합부 패널존 주변에 부착하였다. 모든 실험체는 기둥 주철근에 12개, 횡보강근에 32개씩 스트레인 게이지를 부착하였다. 또한, 보가 먼저 항복하고 접합부가 항복하는 보-접합부 파괴 모드(BJ failure)와 보 철근이 항복 전에 접합부가 파괴되는 접합부 파괴 모드(J failure)를 확인하기 위하여 N-S과 E-W 방향의 보 주철근과 전단 보강근에 각각 24개, 4개씩 부착하였다. 슬래브의 상, 하부에도 스트레인 게이지를 각각 8개, 4개씩 계획하였으며 총 84개의 스트레인 게이지를 부착하였다.

2.2 재료 시험

콘크리트와 철근은 압축력과 인장력을 받는 부재로 압축 및 인장 시험을 수행되어야 한다. 이에 따라 압축강도를 측정하기 위해 KS F 2403[20]와 KS F 2405[21]에 따라 콘크리트를 타설 후 28일 동안 양생된 직경 100 mm와 높이 200 mm인 3개의 원형 공시체를 제작해서 재료 시험을 진행하였다. Fig. 2(a)는 콘크리트의 압축강도 시험 결과를 평균값으로 응력-변형률 곡선을 나타낸다. 시험 결과, RC의 압축강도는 39.6 MPa로 측정되었으며 공칭 압축강도(= 24 MPa)를 초과하는 것으로 나타났다.

Fig. 2(b)는 ASTM E8/E8M-21[22]에 따라 철근의 인장 시험 결과를 나타낸 그래프이다. 주철근(D19)과 횡보강근(D10, D13)의 항복 강도는 각각 434 MPa, 474 MPa 및 453 MPa로 나타났다. 이는, 공칭 항복 강도인 400 MPa를 초과한 것을 알 수 있다.

높은 인성과 우수한 균열 제어능력을 위하여 HPFRCC가 본 연구에 사용되었다. HPFRCC의 배합비는 Table 1에 나타내었다. HPFRCC를 배합 시

Table 1. Mixing properties of HPFRCC

Bonding material (kg/m^3)			Non-bonding material (kg/m^3)			Water (kg/m^3)	W/B (%)	Fiber volume fraction (%)
Cement	BFS	Fly ash	Sand	Filler (CW)	Super plasticizer			
410	300	500	70	67	2.04	390	32.2	2.12 (PVA)

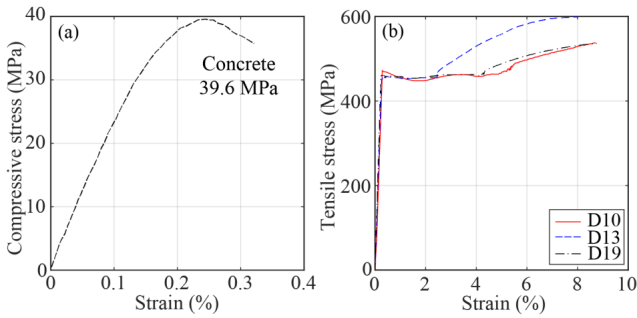


Fig. 2. Strain-stress curve (concrete, steel bar)

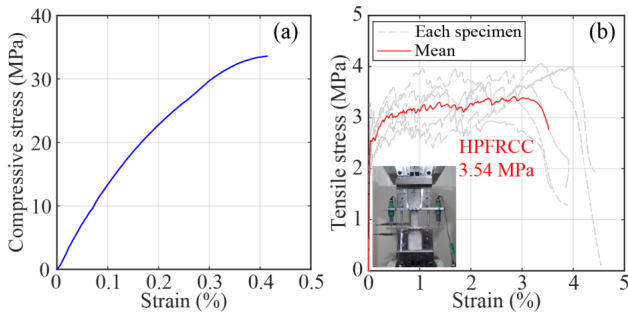


Fig. 3. Strain-stress curve (HPFRCC)

사용된 재료에는 슈퍼플라스틱제(Super plasticizer), 모래(Sand), 시멘트(Cement), 고로 슬래그 미분말(BFS), 플라이 애쉬(Fly ash) 그리고 2.12% 체적비의 폴리비닐알코올(PVA)가 포함되었다. 다수의 시험배합을 통하여 3%이상의 인장변형도와 3MPa 인장강도를 발현할 수 있는 배합비를 결정하였다.

Fig. 3은 HPFRCC 시편의 압축강도와 개별 및 평균 인장응력-변형률 곡선을 나타낸다. HPFRCC 시편의 인장 시험은 JSCE-N82[23]에 따라 진행하였다. 사용된 시험편의 단면적은 30 mm x 30 mm, 길이는 330 mm, 표점 거리(Gauge length)는 80 mm로 제작된 도그본(Dog bone) 형태로 가력 속도는 0.5 min/min으로 인장 시험을 진행하였다.

시험 결과, HPFRCC의 평균 압축강도는 34 MPa로 나타났으며 모든 HPFRCC 인장 시편은 파괴시 다수의 수평 균열이 관찰되었다. 또한, 최대 변형률이 3.72%이고 최대 인장강도는 3.54 MPa로 나타났다. 기존 연구에서 확인한 것처럼 HPFRCC가 연성 능력이 뛰어난 것을 확인할 수 있었다 [24, 25].

2.3 실험체 셋팅 및 가력 계획

Fig. 4는 모서리 접합부 실험체를 실험하기 위한 셋팅 도면과 실제 설치

Test set up

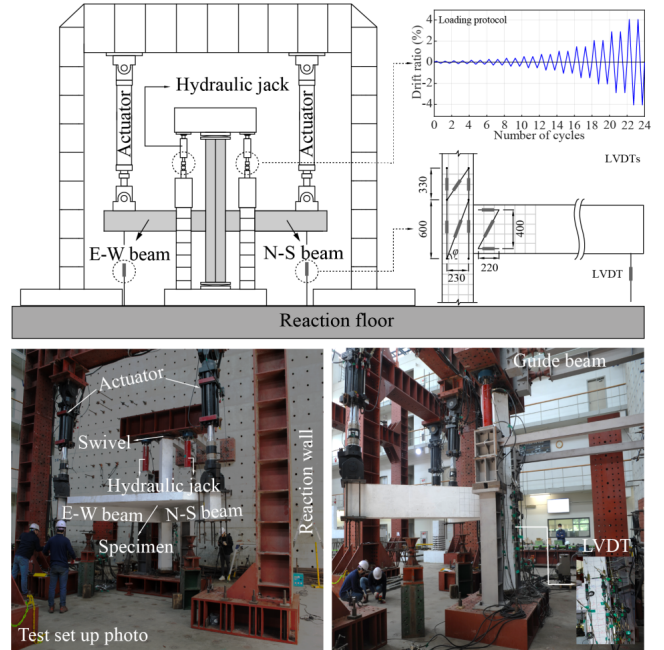


Fig. 4. Test set up

사진을 나타냈다. 실험체의 기둥에 축하중($= 0.21 A_g f_{ck}$)을 가하기 위해 두 개의 유압 잭(hydraulic jack)을 수직으로 배치하였다. 여기서, A_g 와 f_{ck} 는 각각 기둥의 단면적과 콘크리트의 압축 강도이다. 실험체 가력은 변위비는 0.1%에서 시작하여 이후, 이전 변위비의 1.4배씩 증가시켰으며 각 변위비에 대해 2번씩 반복 가력하였다[26]. 실험은 최대 강도의 80% 이상 저하되거나 하중이 급격하게 저하될 때 종료하였다.

두 개의 수직 방향의 보 끝에 횡 하중을 가력하기 위해 E-W보와 N-S보에 변형이 발생하도록 기둥 중심으로부터 2,750 mm 떨어진 거리에 수직 방향으로 각 보에 두 개의 액추에이터(actuator)를 설치하였다. 그리고 하중 이력은 이방향 반복 하중을 적용하였기 때문에 N-S 보와 E-W 보에 위치한 액추에이터를 전부 가동하여 하중을 가력하였다. 그리고 면의 방향 불안정성을 방지하기 위해 가이드 보(guide beam)를 설치하여 반력벽(reaction wall)과 실험체를 고정시켰다.

3. 실험 결과

3.1 하중-변위 이력 곡선

Fig. 5는 모서리 접합부 실험체에 이방향 반복 가력 시 하중과 변위비에 대한 이력 곡선을 나타내었다.

Load와 Drift ratio(%)는 기둥 중심에서 2,750 mm 떨어진 거리에 설치된 액추에이터와 LVDT로 측정된 하중과 변위비를 나타낸다. +와 -는 정, 부가력 방향을 나타내며, V_c 는 정, 부가력에서 최대 강도, V_f 는 실험 종료 시점의 마지막 첫 사이클에서의 최대 강도를 의미한다. M_y 는 hognestad[27]의 콘크리트 모델을 이용하여 인장 철근이 처음 항복할 때의 단면을 해석하여 산정한 휨 모멘트이다. V_y 는 M_y/l_b 로 계산되었으며, M_y 는 단면 분석을 통

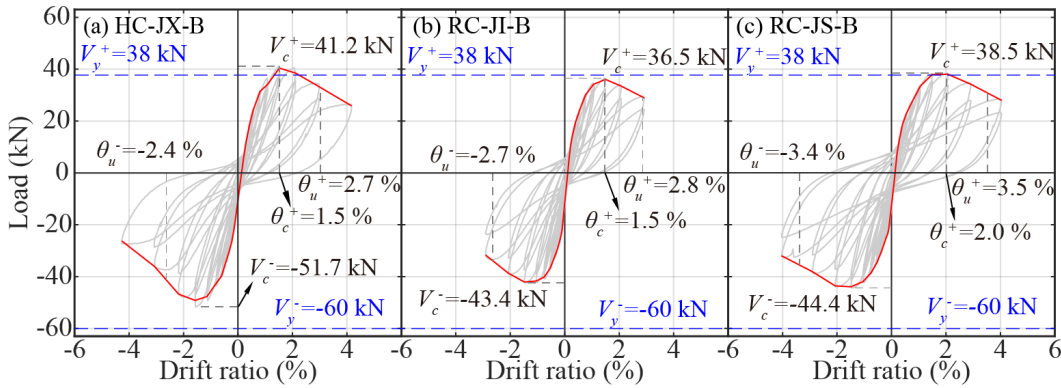


Fig. 5. Cyclic curves for this study and Han et al. (2022, 2023)

Table 2. Summary of the measured force and drift ratio (θ)

Specimen		Measured						Failure mode
		V_c [kN]	θ_c [%]	θ_u [%]	θ_f [%]	V_f [kN]	μ_Δ	
HC-JX-B	+	41.2	1.5	2.7	4.1	23.6	5.1	BJ
	-	51.7	1.5	2.4		26.9		
RC-JI-B	+	36.5	1.5	2.8	3.1	29.2	5.1	J
	-	43.4	1.5	2.7		34.6		
RC-JS-B	+	38.5	2.0	3.5	4.0	31.1	5.5	BJ
	-	44.4	1.5	3.4		32.0		

해 얻은 보의 휨 모멘트이고, l_b 는 보 끝과 기둥 면 사이의 거리 (= 2,585 mm)이다. 이때, V_y^+ 와 V_y^- 의 값은 파란색 점선으로 표시했으며, 모든 실험체는 동일한 양의 주철근을 갖고 있으므로 동일한 항복 강도를 나타냈다. θ_c 는 최대 강도 (V_c)에서 변위비, θ_u 는 최대 강도의 20% 강도 저하가 발생했을 때의 변위비, θ_f 는 최대 변위비를 의미한다. 각 실험체에 대한 실험 결과를 요약하여 Table 2에 나타냈다.

Fig. 5에서 나타난 바와 같이 슬래브의 영향으로 인해 각각의 실험체는 정가력과 부가력 하중에서 비대칭적인 형태를 보였다. 이는 + 방향으로 가력했을 때 보의 하단부가 인장력을 받게 되고, - 방향으로 가력했을 때 보의 상단부가 인장력을 받게 되기 때문에 슬래브 철근 영향으로 - 방향에서 강도가 더 크게 나타났다. 슬래브는 보의 휨강도를 증가시킬 수 있지만, 동시에 기둥과 접합부의 전단력 요구도 증가시킬 수 있다[28].

모든 실험체의 주철근비가 동일하기에 V_y^+ (=38 kN)와 V_y^- (=60 kN)의 값이 동일하다. V_c 가 V_y 보다 큰 경우, 보의 항복이 먼저 발생한 후 접합부가 파괴는 BJ 파괴가 발생한 것이다. 즉, 하중 방향과 관계 없이 보의 상부나 하부의 종방향 철근에서 항복이 접합부 전단파괴 직전에 관측된 경우 BJ 파괴로 정의하였다. 이에 반하여, 하중 양방향 모두 V_c 가 V_y 보다 작을 경우, 보 항복 이전에 접합부 파괴가 발생하는 J 파괴로 분류하였다[19]. 이에 따라 각 실험체의 V_c^+/V_y^+ (양의 방향)의 경우 RC-JI-B는 0.96으로 J 파괴, HC-JX-B와 RC-JS-B는 각각 1.08과 1.01로 BJ 파괴 모드로 분류하였다.

참고로, 접합부에 슬래브가 미치는 영향은 매우 크다. 접합부의 영향으로 보의 휨강도가 올라가게 되고, 이는 접합부로 전달되어 접합부 파괴를 유도할 수 있다.

하지만 본 연구에서는 접합부 파괴가 양의 방향(보 하단이 인장)에서 항복이 진행된 전후로 접합부 파괴가 발생하였다. 음의 방향 하중에 대하여 슬래브를 포함한 보의 강도에 도달하기 전에 접합부 파괴가 발생하여 본 연구에 국한하여서는 접합부 영향이 각 실험체에 대하여 크지 않았다. 슬래브의 영향을 평가할 경우 보, 슬래브, 접합부의 강도비를 조절하여 실험체를 제작 후 진행할 필요가 있다. 하지만 이 부분은 본 논문의 범위에 포함되지 않는다.

모서리 접합부 실험체의 최대 강도를 비교하면, HC-JX-B는 RC-JI-B와 RC-JS-B에 비해 각각 약 1.13배와 1.10배 큰 내력을 보였다. RC-JS-B는 RC-JI-B에 비해 약 1.10배 큰 내력을 보였다.

이는 HPRFRC 실험체 HC-JX-B는 RC-JI-B와 RC-JS-B에 비해 더 큰 내력을 보유하는 것을 알 수 있다. 이는, HPRFRC가 모서리 접합부의 이력 거동을 향상시키는 것을 알 수 있으며, 강도 면에서 횡보강근을 대체할 수 있는 능력이 있음을 의미한다.

연성도(μ_Δ)의 경우 최대 강도의 80%에 해당하는 변위(θ_u)와 항복 변위(θ_y)의 비로 정의된다. θ_y 는 ASCE 41-17 [29]의 7.4.3.2.4절에 따라 항복 점을 추정하였다. 처음 원점에서 시작하여 항복 강도 (V_y)의 60%에 해당하는 점을 지나는 직선을 그렸으며, 두 번째 직선의 기울기는 V_y 와 최대 강도 (V_c)를 통과하는 항복 후 기울기를 나타내어 두 번째 직선의 기울기와 V_y 가 이상적인 곡선으로 둘러싸인 영역이 측정된 포락곡선으로 둘러싸인 영역과 일치하는 지점으로 정의하였다.

연성도 면에서는 SMF 접합부인 RC-JS-B(=5.5)가 HC-JX-B(=5.1)과 RC-JI-B(=5.1)보다 큰 것으로 나타났다 (1.10배). 특히, HC-JX-B는 접합부내 횡보강근이 없는데도 불구하고, RC-JS-B와 RC-JI-B와 유사한 연성도를 보였다. 이는, 횡보강근이 없어도 HPRFRC 보강으로 인해 연성 능력이 확보된 것이라 할 수 있다.

3.2 균열 양상

Fig. 6은 각 실험체의 (1) 보의 첫 균열, (2) 접합부 균열 (3) 최대 강도 시 균열, (4) 피복 탈락 및 (5) 실험 종료 시점에서 균열을 나타내었다.

HC-JX-B는 변위비 0.3%에서 보의 첫 균열을 관찰할 수 있었으며 변위비 0.8%에서 접합부의 균열이 나타났다. 2.1%일 때 최대 강도에 도달한 후, 4.1%에서 실험이 종료되었다.

RC-JI-B와 RC-JS-B는 변위비 0.1%에서 모두 보의 첫 균열을 관찰할

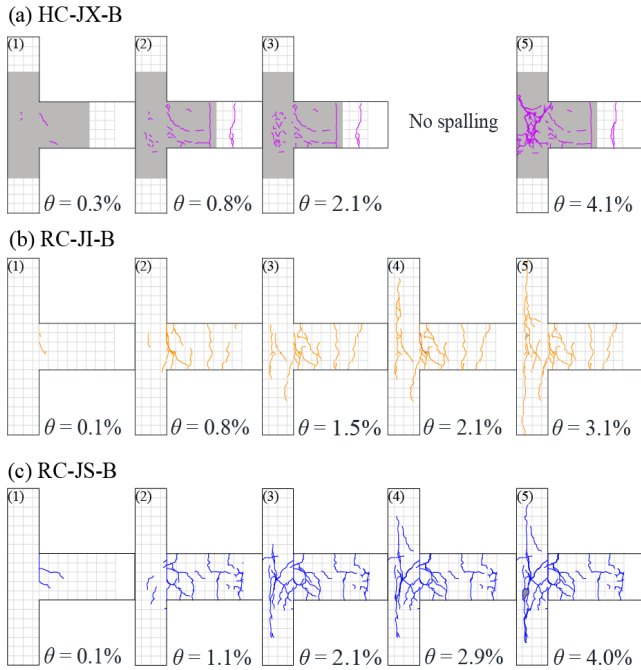


Fig. 6. Damage progression of specimen

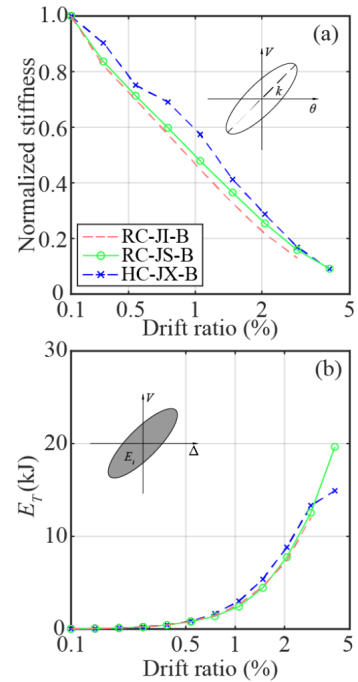


Fig. 7. Normalized stiffness and E_T to drift ratio

수 있었으며, 접합부의 균열은 각각 0.8%와 1.1%에서 나타났다. 최대 강도 도달 시점에서 균열은 각각 1.5%와 2.1%에서 나타났으며 피복 탈락은 각각 2.1%와 2.9%에서 나타났다. 이후, 3.1%와 4.0%에서 실험을 종료했다.

HPFRCC 접합부는 균열 시점에서 RC-JI-B와 동일한 변위비에서 균열이 발생했으나, 그 이후의 추가 균열 발생 시점은 다른 실험체들에 비하여 더 큰 변위비에서 나타났다. 균열이 지연된다는 것은 동일한 변위비에서 부재의 손상을 덜 발생시킬 수 있음을 의미한다. 균열이 지연된 것은 HPFRCC 재료시험에서 확인한 균열을 지연시키는 가교 효과(bridging effect)가 접합부 구조 실험체에서도 큰 영향을 준 것이라 할 수 있다.

특히, 피복 탈락의 경우 HPFRCC를 보강한 실험체는 다른 실험체들과는 다르게 발생하지 않고 다수의 균열만 나타났다. 이를 통해, HPFRCC와 내진 보강에 따라 균열 발생과 피복 탈락에 영향을 미친다는 것을 확인할 수 있다.

4. 실험 분석

4.1 강성 저하 및 에너지 소산

하중-변위 이력 곡선을 통해 cycle이 증가할수록 강성은 감소하고 에너지 소산량이 증가하는 경향을 확인할 수 있다. 이에 따라 실험체들의 강성 저하 및 에너지 소산량을 정량적으로 비교하기 위해 다음과 같이 나타났다.

각 실험체의 강성 저하를 평가하기 위해 사이클 별 강성을 초기 강성으로 정규화하여 Fig. 7(a)에 나타냈다. 이때, 강성(k_i)은 하중-변위 이력 곡선에서 각 사이클의 정방향과 부방향의 최대 변위를 연결한 기울기 값으로 계산하였다. 또한, 강성은 변형에 저항하는 강도를 의미하는 것으로 강성이 급격하게 저하되었다는 것은 실험체에 더 많은 손상이 일어났다는 것을 의미한

다. 또한, 실험체 간 비교를 위해서 강성을 초기 강성 값으로 나눠서 정규화하였다.

HC-JX-B는 RC-JI-B가 최대 강도에 도달하는 시점인 변위비 1.5%에서 강성은 초기 강성의 35.4%로 유지되는데 반하여, RC-JI-B와 RC-JS-B는 각각 26.2%와 30.0%로 유지된 것으로 나타났다.

이는, HPFRCC 접합부가 IMF나 SMF 접합부에 비하여 강도 감소가 적은 것을 의미하며, 바꾸어 말하면 HC-JX-B가 RC-JI-B와 RC-JS-B보다 1.5% 변위비에서 각각 1.40배와 1.20배 더 큰 강도 보유 능력을 갖는다고 할 수 있다.

Fig. 7(b)는 각 실험체의 누적 에너지 소산량을 변위비에 따라 나타내었으며 누적 에너지 소산량은 각 사이클 당 하중-변위 이력 곡선의 면적의 합으로 계산하였다.

HC-JX-B(= 14.9 kJ)는 RC-JI-B(= 12.0 kJ)보다 1.24배 증가된 에너지 소산량을 보였다. 하지만 에너지 소산의 경우 RC-JS-B(= 19.6 kJ)가 RC-JI-B보다 약 1.60배, HC-JX-B에 비해 약 1.30배 큰 것으로 나타났다. 에너지 소산 부분에서는 SMF 접합부가 가장 우수한 것으로 나타났다.

4.2 손상 지수

RC 접합부의 손상 정도를 정량적으로 평가하기 위해 Fig. 8에 변위비에 따른 손상 지수(Damage index, DI)를 나타낸다. DI=1일 때 완전한 손상으로 정의하며 다음과 같은 식 (1)을 사용하여 계산하였다[30-32].

$$DI = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

여기서, δ_M 은 각 사이클 당 최대 변위(mm)이며 δ_u 는 최대 강도에서 20% 저

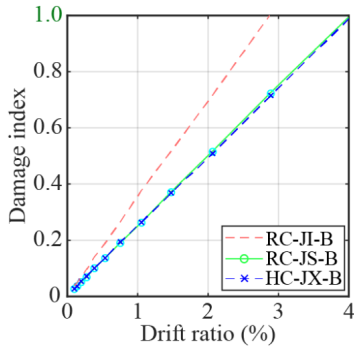


Fig. 8. Damage index to drift ratio

하되었을 때 변위(mm)이다. β 는 강도 저하 계수(strength degradation parameter)이며 0.1을 적용하였다. F_y 는 항복 강도이며 $\int dE$ 는 각 사이클 당 누적된 에너지 소산량이다.

DI=1을 기준으로 비교했을 때 변위비는 HPRC를 보강한 HC-JX-B는 4.04%, 내진 보강된 RC-JI-B와 RC-JS-B는 각각 3.00%와 4.04%에서 나타났다. 특히, HC-JX-B는 횡보강근이 없지만 HPRC 보강을 통해 IMF 철근 상세를 갖는 RC-JI-B보다 변위비가 약 1.30배 손상을 지연시킨 것으로 나타났으며, SMF 접합부 철근 상세를 갖는 RC-JS-B와 유사한 손상 내구성을 보유했던 것으로 나타났다.

그리고 변위비 1.5%에서 각 실험체의 손상 지수를 비교하면 HC-JX-B와 RC-JS-B는 거의 동일한 값이었고, 이들은 RC-JI-B의 DI 값보다 29% 낮은 값이다. 따라서 동일한 변형각에서 HC-JX-B와 RC-JS-B가 RC-JI-B에 비하여 손상이 덜 발생한다는 것을 의미한다. 특히 HPRC 접합부 실험체는 접합부에 횡보강근이 없는데도 불구하고, HPRC의 영향으로 IMF 접합부 실험체보다 손상이 적게 발생하였다는 점에서 그 의미가 있다고 할 수 있다.

변위비 0.3%는 HC-JX-B에서 보의 첫 균열이 관측된 시점인데 DI 값을 비교하면 RC-JI-B, RC-JS-B, HC-JX-B가 모두 0.1로 큰 차이가 발생하지 않았다. 하지만 HPRC 접합부에서 균열이 처음 발생한 변위비 0.8%에서 DI 값을 비교하면, RC-JI-B, RC-JS-B, HC-JX-B가 각각 0.27, 0.19, 0.19로 RC-JI-B가 가장 큰 것을 확인하였고, RC-JS-B와 HC-JX-B는 동일한 DI 값을 보유했던 것으로 나타났다. RC-JI-B 최대 강도에 도달한 시점인 1.5%일 때 RC-JI-B, RC-JS-B, HC-JX-B의 DI 값은 0.52, 0.37, 0.37로 변위비 0.8%에서의 결과와 유사하게 나타났다. RC-JI-B 실험체 실험종료인 3.1% 변위비에서 RC-JI-B, RC-JS-B, HC-JX-B의 DI 값은 각각 1.0, 0.72, 0.72로 나타났다. DI 결과 값을 비교하더라도 HPRC 실험체는 SMF 접합부 실험체의 손상 수준과 유사한 것을 확인하였다.

4.3 보의 주철근 변형률과 접합부 전단 변형률

Fig. 9(a)는 가장 가까운 기둥 면에서 보의 길이 방향 철근에 부착된 스트레인 게이지(strain gauge)로 측정된 각 변위비에서의 최대 변형률(ϵ)을 주철근의 항복 변형률(ϵ_y)로 나눠 정규화하였다.

스트레인 게이지는 패널존과 기둥 단부 등의 철근 변형을 통한 실험체의

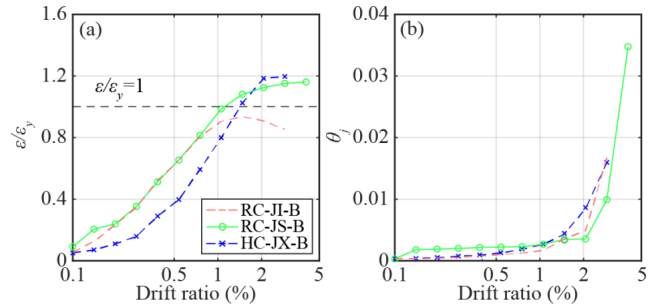


Fig. 9. Longitudinal strain and shear strain to drift ratio

거동을 확인하기 위해 설치되었으며, ϵ/ϵ_y 이 1.0을 기준으로 항복 여부를 확인할 수 있다. 그래프에서 1.0 이상의 변형률이 발생되면 철근이 항복했음을 의미한다.

모든 실험체의 변형률 값은 RC-JI-B를 제외하고 항복 변형률을 초과했다. HPRC를 보강한 실험체 HC-JX-B는 최대 강도에 도달했을 때, 변위비 1.5%에서 값이 1.0을 넘어 보의 주철근이 항복했음을 확인할 수 있다. RC-JS-B는 최대 강도에 도달하기 전에 보의 주철근이 항복했다.

위와 같은 보의 주철근 항복 여부를 통해서 Table 2에서 분류한 실험체 HC-JX-B와 RC-JS-B는 보가 항복한 후 접합부에서 파괴가 발생하는 BJ 파괴, RC-JI-B는 J 파괴가 나타남을 확인할 수 있다. RC-JS-B는 최대 강도에 도달하기 전에 보의 주철근이 항복했다. RC-JS-B는 HC-JX-B보다 더 이른 시점에서 항복 후 늦은 변위비까지 변형을 보였는데 이는 RC-JS-B는 앞선 균열 양상에서 좌굴이 발생하지 않았고 실험체가 더 많은 내력을 견뎌기 때문에 판단 된다. 또한, 누적된 에너지 소산량의 경우 SMF 접합부가 가장 높기 때문에 먼저 항복했음에도 불구하고 큰 연성 능력을 보이는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 9(b)는 각 모서리 접합부 실험체의 접합부에서 전단 변형률을 변위비에 따라 나타내어 비교한 것이다. 다음 식은 선행연구를 참고하여, 접합부 전단 변형률(θ_j)을 계산하기 위해 패널존의 LVDT 측정값을 활용하였으며, 식 (2)를 사용하여 계산되었다[33].

$$\theta_j = \frac{\epsilon_d - \epsilon_x \cos^2 \theta - \epsilon_z \sin^2 \theta}{\sin \theta \cos \theta} \tag{2}$$

여기서, ϵ_x 와 ϵ_z 는 수평 및 수직 방향, ϵ_d 는 수평축에서 각도 θ 만큼 기울어진 대각 방향에 위치한 LVDT의 변형률을 나타낸다.

RC-JI-B와 RC-JS-B는 각각 변위비 2.0%와 3.0%에서 θ_j 의 급격한 증가가 나타났다. 이는, SMF 실험체가 IMF 실험체보다 더 큰 변위비에서 접합부 전단파괴가 나타났음을 알 수 있다.

HC-JX-B는 변위비가 약 2.9% 이전까지는 다른 실험체들보다 전단 변형이 가장 크게 나타났다. 이 변위비까지는 RC-JS-B가 가장 적은 변형이 나타났다. 하지만 2.9%에서 HC-JX-B는 RC-JI-B보다 전단 변형이 약 11.9% 감소한 것으로 나타났다. 이는, 횡보강근이 없음에도 불구하고 HPRC의 보강이 더 많은 철근이 배근된 RC-JI-B보다 더 적은 전단 변형을 일으키는 것을 알 수 있다. 전단 판단 시점에서의 HC-JX-B가 전단 변형 값이 가장 적은 것으로 나타났는데, HC-JX-B가 판단의 정도가 다른 실험체

들에 비하여 심각하지 않은 것임을 나타내는 것이고, 이는 실험에서 파단 시점에서 확인한 바와 같은 결과이다.

5. 결론

본 연구는 HPFRCC를 보강한 모서리 접합부 실험체의 내진 거동을 분석하고, SMF와 IMF 접합부의 거동과 비교하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) HPFRCC로 보강된 HC-JX-B는 RC-JI-B와 RC-JS-B에 비해 최대 횡하중에 대한 강도가 각각 약 1.13배 및 1.10배 더 크게 나타났다. 또한, HC-JX-B는 횡보강근이 없는데도 불구하고, RC-JI-B와 유사한 연성도를 보였다. 이는 HPFRCC가 모서리 접합부의 강도와 연성도 향상에 영향을 미친 것이라 할 수 있다.
- 2) HPFRCC로 보강된 HC-JX-B는 RC-JI-B 및 RC-JS-B에 비해 각 균열 발생 시점이 지연되어 발생하였다. 특히, HPFRCC 접합부는 피복 탈락이 없고 다수의 균열만 나타났다. 따라서 HPFRCC 보강이 균열 발생 지연과 피복 탈락에 효과적이라 할 수 있다.
- 3) HC-JX-B는 RC-JI-B와 RC-JS-B보다 강성 보존율이 평균적으로 약 1.3배 더 높았다. 이는 HPFRCC 보강이 구조물 손상을 줄이고 강도 보유 능력을 향상시킨다는 것을 의미한다. 또한, HC-JX-B는 RC-JI-B보다 1.24배 더 높은 에너지 소산량을 보유한 것으로 나타났다. 하지만 에너지 성능 면에서는 세 개의 실험체 중 SMF 실험체인 RC-JS-B가 가장 우수한 것으로 나타났다.
- 4) 손상지수 평가 결과, HC-JX-B는 변위비 4%에서 완전한 손상이 발생하였다(DI= 1). 이는 RC-JS-B와 유사한 결과이고, RC-JI-B에 비하면 지연된 시점에서 완전 손상이 나타난 것이다. HPFRCC의 적용은 접합부의 손상 지연에 역할을 하고 있음을 확인하였다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 한국연구재단(2020R1A2C2010548) 과제의 일환으로 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. ACI, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-19; c2019.
2. Moehle JP, Seismic design of reinforced concrete buildings, 1st ed: McGraw-Hill Education; c2015.
3. Hassan WM, Analytical and experimental assessment of seismic vulnerability of beam-column joints without transverse reinforcement in concrete buildings, PhD thesis, University of California, Berkeley, CA; c2011.
4. Engindeniz M, Kahn LF, Zureick A-H, Pre-1970 RC corner beam-column-slab joints: seismic adequacy and upgradability with CFRP composites, in: Proceedings of 14th World Conference on

- Earthq, Eng. (WCEE), Beijing, China; c2008.
5. Hassan WM, Moehle JP, Experimental assessment of seismic vulnerability of corner beam-column joints in older concrete Buildings, In Proceedings of 15th World Conference on Earthq, Eng. (WCEE), Lisbon, Portugal; c2012.
6. Park S, Mossalam KM, Experimental and Analytical Studies on Old Reinforced Concrete Buildings with Seismically Vulnerable Beam-Column Joints, PEER 2012/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA; c2012.
7. Alavi-Dehkordi S, Mostofinejad D, Alaei P, Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints, Eng Struct, 2019;183:702-719.
8. De Risi MT, Verderame GM, Experimental assessment and numerical modelling of exterior non-conforming beam-column joints with plain bars, Eng Struct, 2017;150:115-34.
9. Murad Y, Joint shear strength models for exterior RC beam-column connections exposed to biaxial and uniaxial cyclic loading, J Build Eng, 2020;30:101225.
10. Han SW, Lee CS, Cyclic behavior of RC OMF beam-corner column joints under unidirectional and bidirectional loadings, Eng Struct, 2020;224:111304.
11. Hertanto E, Seismic Assessment of Pre-1970s Reinforced Concrete Structure, MS.c.thesis, University of Canterbury; c2005.
12. Akguzel U, Seismic Performance of FRP Retrofitted Exterior RC Beam-Column Joints under Varying Axial and Bidirectional Loading, Ph.D. thesis, University of Canterbury; c2011.
13. Qudah S, Maalej M, Application of Engineered Cementitious Composites (ECC) in interior beam-column connections for enhanced seismic resistance, Eng Struct, 2014;69:235-245.
14. Moehle JP, Hooper JD, Lubke CD, Seismic design of reinforced concrete special moment frames, US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology; c2016.
15. Khan MI, Al-Osta MA, Ahmada S, Rahman MK, Seismic behavior of beam-column joints strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete, Compos Struct, 2018 Sep;200(15):103-119.
16. Kilincarslan S, Turker YS, Experimental investigation of the rotational behaviour of glulam column-beam joints reinforced with fiber reinforced polymer composites, Compos Struct, 2021 Apr;262(15):113612.
17. Chidambaram RS, Agarwal P, Seismic behavior of hybrid fiber reinforced cementitious composite beam-column joints, Mater Des, 2015;86:771-781.
18. Parra-Montesinos GJ, Peterfreund SW, Shih-Ho C, Highly damage-tolerant beam-column joints through use of high-performance fiber-reinforced cement composites, ACI Struct J, 2005;102(3):487.
19. Han SW, Lee SH, Cyclic behavior of high-performance fiber-reinforced cementitious composite corner joints, J Build Eng, 2022; 47(15):103892.
20. Korea Standards Association, KS F 2403, Standard Test Methods for Making and Curing Concrete Specimens, Republic of Korea; c2014.

21. Korea Standards Association, KS F 2405, Standard Test Methods for Compressive Strength of Concrete, Republic of Korea; c2017.
22. ASTM, Standard Test Method for Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA; c2021.
23. JSCE, Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), Japan Society of Civil Engineers, Concrete engineering, series no. 82; c2008.
24. Saghafi MH, Shariatmadar H, Kheyroddin A, Seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composites beam-column connection with high damage tolerance, *Int J Concr Struct Mater*, 13; c2019.
25. Naaman AE, Reinhardt HW, Characterization of high performance fiber reinforced cement composites—HPFRCC, In High performance fiber reinforced cement composites (Vol. 2, pp. 1–24); c1996.
26. FEMA, Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components, FEMA 461; c2007.
27. Hognestad E, Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin; 1951; no. 399.
28. Santarsiero G, Masi A, Analysis of slab action on the seismic behavior of external RC beam-column joints, *Journal of Building Engineering*, 32, 101608; c2020.
29. ASCE, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE 41–17, Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2017.
30. Park YJ, Ang AHS, Wen YK, Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings, *J Struct Eng*, 1985;111(4):740–757.
31. Cosenza E, Manfredi G, Ramasco R, The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods, *Earthq Eng Struct Dyn*, 1993;22(10):855–868.
32. Hung CC, Hsiao HJ, Shao Y, Yen CH, A comparative study on the seismic performance of RC beam-column joints retrofitted by ECC, FRP, and concrete jacketing methods, *J Build Eng*, 2023;64:105691.
33. De Risi, M. T., Ricci, P., Verderame, G. M., & Manfredi, G, Experimental assessment of unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars, *Engineering Structures*, 2016;112: 215–232.