고성능 섬유 보강 시멘트 복합체(HPFRCC)를 적용한 세장한 연결보의 내진거동 평가

Seismic Behavior of Slender Coupling Beams Constructed with High-Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite

한상환^{1)*} · 권현욱¹⁾ · 신명수²⁾ · 이기학³⁾ · 조영욱⁴⁾

Han, Sang Whan^{1)*} · Kwon, Hyun Wook¹⁾ · Shin, Myung Su²⁾ · Lee, Ki Hak³⁾ · Cho, Young Wook⁴⁾

¹⁾한양대학교 건축공학부, ²⁾세종대학교 건축공학부, ³⁾울산과학기술대학교 도시환경공학부 ⁴⁾삼성물산 건설부문

¹⁾Architectural Engineering, Hanyang University, ²⁾Urban and Environment Engineering, UNIST, ³⁾Architectural Engineering, Sejong University,

⁴⁾Samsung C&T Corporation

/ A B S T R A C T /

The hysteretic behavior of diagonal reinforced coupling beams is excellent during earthquakes. However, construction of the diagonal reinforced coupling beams is difficult due to complex reinforcement details required by current code procedures (ACI 318-11). Due to the detail requirement, reinforcement congestion and interference among transverse reinforcement always occur during construction field. When the aspect ratio of the beam is large, the interference of reinforcement becomes more serious. The objective of this paper is to simplify the reinforcement details of slender coupling beams by reducing transverse reinforcement around the beam perimeter. For this purpose, high-performance fiber reinforced cementitious composites are used for making coupling beams. Experiments were conducted using three specimens having aspect ratio 3.5. Test results showed that HPFRCC coupling beams with half the transverse reinforcement required by ACI 318-11 provided identical seismic capacities to the corresponding coupling beams having requirement satisfying the requirement specified in ACI 318-11.

Key words: Coupling beam, Diagonal reinforcement, HPFRCC, Hysteretic behavior, Transverse reinforcement, Experiment

1. 서 론

독립된 전단벽체를 연결보로 연결한 병렬전단벽시스템에서는 지진 발생 시 기하학적 조건들에 의해 변형이 증폭되어 연결보에 큰 전단변형이 발생한다. 우수한 변형능력이 요구되는 연결보의 강성 및 연성능력을 확보하기 위한 적절한 철근 보강상세가 필요하다.

1964년 Anchorage 지진으로 일반 배근된 철근콘크리트 연결보에서 미끄러짐 전단파괴(sliding shear failure)가 발생하였다. 이에 Paulay and Binney(1974)[1]는 연결보의 취성파괴를 보완하기 위해 연결보 경간 내에 대각철근으로 구성된 철근콘크리트 연결보(diagonally reinforced concrete coupling beam)를 제안하였고, 여러 연구자들에 의해 이 연결보의 우수한 이력거동, 강성, 전단강도, 그리고 에너지소산능력이 입증되었다(Paulay

and Binney(1974), Barney et al(1980), Tassios et al.(1996), Galano and Vignoli(2000), Fortney et al.(2008))[1~5]. 하지만 대각철근이 교차하는 중앙부에서 철근의 간섭으로 인해 배근이 복잡하여 시공에 어려움이 증대되었다. 특히 연결보의 형상비가 커질수록 대각철근의 경사도가 낮아지고 보 내부 공간이 작아 배근이 어려워진다. 이런 이유로 ACI 318에서는 형상비(L_n/h)가 2와 4 사이인 연결보에 대해서는 대각철근과 수평철근을 모두 허용하고 있으며, 형상비가 2보다 작은 연결보는 반드시 대각철근을 사용하도록 제한하고 있다.

대각철근 상세에 대한 다양한 연구를 바탕으로 ACI 318(2008)[6]에서는 대각철근 연결보에 대해서 두 가지 횡구속 철근상세를 제시하고 있다.

첫 번째 상세에서 각각의 대각철근요소는 Fig. 1(a)와 같이 종방향철근과 횡방향철근의 대각그룹(cage)으로 구성되고, 대각철근은 최소 4개 이상의 철근으로 배근하여 내부의 콘크리트 코어를 구속할 수 있도록 기준에서 제시하고 있다. 하지만 대각철근이 교차하는 중앙부에서 철근의 간섭으로 인해 배근이 복잡하여 시공에 어려움이 따른다. 이를 보완하고자 좀 더 간편

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan82@gmail.com

(Received 6 August 2013; Accepted 26 September 2013)

Fig. 1. Confinement options for diagonally reinforced coupling beams in ACI 318(2008)

하게 시공할 수 있는 철근상세를 제안하고 있는데, Fig. 1(b)와 같이 압축에 의한 대각철근의 좌굴을 막기 위해 대각철근 그룹에 횡방향 철근을 배근하는 대신에 연결보 전체 둘레에 횡구속 철근을 조밀하게 보강하는 방법이다. 이는 특수모멘트골조의 보-기둥부재에서 요구하는 사항을 통해 대각철근의 구속효과를 확보하는 것이다. 첫 번째 철근상세에 비해 시공이 간편화되었지만 스티럽(stirrup)과 크로스 타이(cross-tie) 형태의 과도한 횡보강근이 요구되어 여전히 시공이 어려운 단점이 있다. 그리고 전단요구수준이 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa) 이상이면 대각철근의 배근이 현실적으로 어려움이 있다고 Harries et al.(2005)[7]이 보고한 바 있어, ACI 318에서도 연결보의 최대 전단요구수준을 $0.83 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa) 이하로 제한하고 있다.

연결보의 용이한 시공을 위해서 고성능 섬유보강 시멘트 복합체(HPFRCC, High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite)를 적용한 연결보가 개발되고 있다. Naaman and Reinhardt(1996)[8]은 낮은 체적비 ($\leq 2\%$)의 섬유를 혼입하여도 인장변형경화 성질을 보유한 섬유 보강 시멘트 복합체는 초기균열 이후에도 일반콘크리트와 달리 다수의 미세균열이 전 부재에 고르게 분포되어 최대변형률이 2~5% 정도의 연성적인 파괴를 발생시킬 수 있음을 보고하였다. Canbolat et al.(2005)[9]은 이러한 섬유보강 시멘트 복합체를 형상비 1.0의 연결보에 적용하여 ACI 318(2011)[10]의 첫 번째 횡구속 상세를 기준으로 여러 철근상세를 갖는 연결보 실험 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 ACI 318(2011)[10]의 두 번째 횡구속 철근상세를 기초로 하여 대각철근을 상대적으로 배근하기 어려운 형상비가 큰 연결보에 대해서 HPFRCC를 적용한 철근상세를 제안하고, 이를 프리캐스트 부재로 생산하여 시공 가능성을 확인하고자 진행하였다. 참고로 Naish et al.(2009) [11]은 일반적인 주거건물과 사무실건물의 형상비가 2.4와 3.3

으로 보고하고 있다. 따라서 본 연구에서는 사무실 건물에서 많이 사용되는 형상비를 고려하여 형상비 3.5를 대상으로 현행 기준에 만족하는 대각철근을 갖는 철근콘크리트 연결보와 횡구속 철근량을 감소시킨 대각철근을 갖는 HPFRCC 연결보의 이력거동을 비교하여 내진 성능을 평가하였다.

2. 실험

2.1 실험체 계획

본 연구에서는 반복하중을 통해서 대각철근을 갖는 연결보의 구조적 성능을 평가하기 위하여 1/2로 축소한 3개의 연결보 실험체를 제작하였다. 주요 실험변수는 섬유의 사용여부, 횡구속 철근량이다.

기준 실험체 RC-1.0은 ACI 318(2011)의 두 번째 철근상세 기준에 따라 형상비 3.5로 설계 및 제작한 실험체이다. FC-X는 RC-1.0 실험체에서 횡구속 철근을 사용하는 대신 HPFRCC를 적용하여 연결보에 대한 HPFRCC의 횡구속 효과를 확인하고자 하였다. 세 번째 실험체인 FC-0.5는 기준 실험체 RC-1.0에 배근된 횡구속 철근량을 1/2 감소시키고 HPFRCC로 보강한 실험체이다. 이 실험체와 기준 실험체의 구조적 거동차이를 평가하여 횡구속 철근량 감소에 따른 HPFRCC 보강효과를 파악하였다. 실험체 명의 1.0, X, 0.5는 횡구속 철근량을 나타낸 것이다. 그리고 실험체에 대한 단면 크기, 대각철근의 경사각 등 실험체 일람을 Table 1에 나타내었다. 연결보의 길이(L_n)는 1050mm, 보 춤(h)은 300mm의 단면으로 하고, 대각철근은 D25를 사용하여 예상되는 최대평균전단응력이 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ (MPa) 정도가 되도록 하였다. 모든 실험체의 수평근과 횡구속 철근은 D13을 적용하였다.

실험체의 형상 및 배근 상세는 Fig. 2와 같다. 그리고 HPFRCC의 현장

Table 1. Summary of test specimens

Specimen	Width (mm)	Height (mm)	Span (mm)	Span-to-height ratio (L_n/h)	Angle α (degree)	Diagonal Reinforcement		Longitudinal Reinforcement		Transverse Reinforcement	
						Bar size No.	No. of bars	Bar size No.	No. of bars	Bar size No.	Spacing (mm)
RC-1.0	250	300	1050	3.5	8.9	25	8	13	10	13	110
FC-X								x	x	x	x
FC-0.5								13	10	13	250

*X denotes no reinforcement

Fig. 2. Reinforcement details and strain gauge layout for test specimens

타설은 일반콘크리트에 비해 품질관리가 어렵기 때문에 모든 연결보 실험체는 프리캐스트로 제작하였고, 양단의 벽체를 모사한 스티브를 2차로 타설하였다. 스티브는 실험 중 연결보보다 먼저 파괴되는 상황을 방지하고자 충분한 철근을 배근하고, 콘크리트 압축강도를 60MPa로 타설하였다. 또한 연결보 실험체 양 끝단에 전단키(shear key)를 설치하여 분리 타설시 발생할 수 있는 전단에 의한 미끄러짐을 방지하고 하중 전달이 원활하게 이루어지도록 하였다. 그리고 단면 중심에 ‘c’자형 철근을 추가로 배근하여 연결보와 스티브 접합부를 보강하였다.

2.2 실험방법 및 계측

실험은 Fig. 3과 같이 연결보를 수직으로 세운 상태에서 상부 스티브에

Fig. 3. Test setup

Fig. 4. Loading history

연결된 프레임에 수평력을 작용시켜 횡하중을 받는 연결보의 거동을 재현하였다. 하부 스티브는 앵커를 사용하여 바닥에 고정시키고, 연결보의 양단에서 상대적인 변형이 발생하지 않도록 액츄에이터 가력선이 연결보 중앙에 위치하도록 설치하였다. 또한 가력 시 상부 스티브가 회전하는 것을 방지하기 위해 프레임 양쪽에 롤러를 설치하여 회전을 구속하고 수평이동만을 가능하게 하였다. 실험체의 미끄러짐(slip)을 방지하고자 상하부 스티브 양쪽에 스톱퍼(stopper)로 고정시켰다.

가력방법은 변위제어를 통한 준정적 반복하중(quasi-static reversed cyclic load)하에서 Fig. 4와 같이 변위각 1.5%까지는 0.25%간격으로 가력하고, 이후 변위각 4%까지는 0.5%간격, 그리고 변위각 4%이상에서는 1.0% 간격으로 0.25%에서 최대 12%까지 사이클별 2회씩 가력하였다. 변위각은 LVDT의 횡변위값을 연결보의 길이로 나눈 값($\theta = \Delta/L$)이다.

횡하중의 계측은 액츄에이터에 장착된 로드셀을 통하여 확보하였고, 실험체의 변위는 상부 스티브에 설치된 LVDT로 제어하였다. 실험 도중 하부 스티브의 미끄러짐을 확인하기 위해서 하부에도 LVDT를 설치하였다. 연결보의 휨 변형과 전단변형을 측정하기 위해 Fig. 3에서와 같이 수직 및 대각 LVDT를 설치하였고, 연결보와 스티브의 접합면에서 스티브의 미끄러짐이나 회전을 계측하고자 부재 외측에 수직 LVDT를 설치하였다. 그리고 철근의 변형을 확인하기 위해 Fig. 2와 같이 대각철근, 수직철근 그리고 수평 철근에 변형률 게이지(strain gauge)를 부착하였다.

2.3 재료시험

고성능 섬유 시멘트 복합체(HPFRCC)의 재료특성을 평가하기 위하여

Table 2. PVA fiber properties

Tensile strength(MPa)	Elastic modulus(GPa)	Diameter (mm)	Length (mm)	Volume fraction(%)
1600	25	0.039	12	2.0

Table 3. HPFRCC mixture proportion(unit: kg/m³)

Cement	Fly ash	Silica fume	Water	Filler (CaCO ₃)	Super-plasticizer
489	374.9	32.6	366.8	684.6	3.3

(a) Compressive strength **(b) Direct tensile of HPFRCC(Dog-bone)****Fig. 5.** Result of material test

압축강도시험과 직접인장시험을 수행하였다. 본 연구에서는 폴리머(polymer) 계열의 PVA 섬유를 사용하였고, 사용한 재료의 특성은 Table 2에 정리하였다. HPFRCC의 섬유는 전체 체적의 2%를 혼입하였고, 재료 배합비는 압축강도 40MPa를 발현하도록 다수의 배합과 재료시험을 통해 Table 3과 같이 결정하였다. 일반콘크리트와 HPFRCC의 압축강도 시험체는 각각 3개씩 100mm×200mm 원주형 공시체를 사용하였고, 연결보 실험체와 동일한 조건으로 현장 양생하였다. Fig. 5(a)는 압축강도 시험결과의 평균값으로 작성된 응력-변형도 곡선이며, 일반콘크리트와 HPFRCC는 모두 목표압축강도인 40MPa를 상회하는 것으로 나타났다. HPFRCC가 일반콘크리트 시험체보다 67% 더 큰 변형도에서 파괴가 발생한 것을 알 수 있고, 최대 강도에 도달할 때의 변형도 값도 HPFRCC 시험체가 더 크게 나타났다. 하지만 할선 탄성계수는 일반콘크리트가 HPFRCC보다 40% 더 큰 결과를 보였으며, 이는 일반콘크리트 내 골재의 영향으로 판단된다. HPFRCC의 인장성능 평가를 위하여 직접인장시험은 25mm×50mm의 단면을 갖는 도그본(dog-bone) 시험체를 각각 3개씩 제작하여 수행하였고, 시험결과는 공시체 시험 결과값의 평균값으로 정리하였다. HPFRCC 인장시험체는 초기균열과 동시에 파단이 발생하는 일반콘크리트의 인장시험체와 다르게 균열이 처음 발생한 후 최종 파괴 전까지 다수의 균열이 발생하는 양상을 보였다. 이는 섬유의 가교작용으로 초기균열 후에도 균열이 시험체 전반에 걸

Table 4. Mechanical properties of reinforcing bars

Re-bar	Diameter (mm)	Yield stress f_y , MPa	Tensile Stress f_{st} , MPa
D13	12.7	506	620
D22	22.2	438	586
D25	25.4	442	607

Table 5. Result of material test(concrete and HPFRCC)

Concrete	Compressive strength f_{cu} , MPa	Maximum Compressive strain ϵ_{cu} , %	Direct tensile stress, MPa	Maximum tensile strain, %
Concrete	44	0.23	-	-
HPFRCC	41	0.46	4.3	2.5

쳐 분포된 것이다. 직접인장시험 결과 Fig. 5(b)와 같이 HPFRCC는 2.5%까지의 변형이 발생하며 파괴 시까지 연성적인 거동을 나타내었고, 시험체 전반에 걸쳐 다수의 균열이 발생하였으며 최종적으로 한 개의 균열에 국부적인 변형이 집중되면서 파단이 발생하였다. 이는 HPFRCC에서 2%이하의 낮은 체적비의 섬유를 혼입하여도 인장변형경화성질과 최대변형도가 2-5%정도 확보한다는 Naaman and reinhardt(1996)[8]의 연구 결과와 유사한 것이라 판단할 수 있다.

연결보 실험체에 배근된 철근 D13(12.7mm), D22(22.2mm), D25(25.4mm)의 인장시험을 통한 각 철근의 기계적 특성을 Table 4에 요약하였다. 콘크리트 압축강도와 직접인장시험 결과는 Table 5에 정리하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 하중-변위 관계

Fig. 6은 실험결과로 얻은 하중-변위 관계곡선을 나타낸 것이다. 이력곡선의 횡축은 변위각을 나타내고, 종축은 연결보에 액츄에이터로 작용시킨 횡하중이다. 실험체의 이력곡선에서의 항복하중(V_y), 항복변위각(θ_y), 최대하중(V_u), 최대변위각(θ_u), 파괴시 하중(V_f), 파괴시 변위각(θ_f), 연성비(μ)를 Fig. 6에 나타내었고, Table 13에 정리하였다. Pan and Moehle(1989)[12]가 사용한 방법으로 항복변위각, 최대변위각, 파괴변위각을 산정하였다. 최대하중의 2/3에 해당하는 점과 원점을 지나는 직선이 최대강도 시 횡축에 평행한 직선과 접하는 교점에 해당하는 변위각을 항복변위각으로 산정하였다. 최대 변위각은 강도가 최대하중의 80%까지 감소되었을 때의 변위각이고, 파괴 시의 변위각은 실험체가 파괴되어 하중의 감소가 급격히 발생하였을 때의 변위각이다. 연성비는 최대변위각을 항복변위각으로 나눈 값이다.

RC-1.0 실험체는 ACI 318에 따른 기준실험체로 Fig. 6(a)에 나타난 바와 같이 변위각 6%까지 안정적인 강도를 유지하였고, 최대강도 504kN 이후 강도가 서서히 감소하여 최종파괴는 변위각 10%에서 발생하였다.

횡구속 철근이 없는 HPFRCC 실험체인 FC-X는 변위각 2.5%까지 강도 저감없이 횡력에 저항하였다. 변위각 4%에서 최대강도의 80%에 해당

Fig. 6. Hysteretic curves

하는 강도를 보유하는 것으로 나타났으며, 변위각 5%에서 실험체가 파괴되어 실험을 종료하였다. Fig. 7(a)와 같이 FC-X 실험체의 최대강도는 437kN으로 기준실험체보다 13%정도 낮은 강도를 나타내었다.

RC-1.0과 같은 대각철근을 갖고 횡구속 철근량을 1/2을 배근한 HPFRCC 실험체인 FC-0.5는 항복강도와 항복변위가 기준실험체보다 6%, 15% 증가하였으며, 기준실험체와 유사하게 변위각 6%까지 큰 강도

저감 없이 거동하였다. 기준 실험체와 유사한 변위각 10%에서 대각철근이 다수 파단 된 후 최종 파괴되었다. 또한 최대강도는 정(+)가력시 484kN으로 기준실험체와 4%정도의 차이를 보이며 유사한 강도를 나타냈고, 부(-)가력 시에는 12% 정도 상회하는 것으로 나타났다. 섬유가 횡구속 효과로 강도 증진에 영향을 주는 것으로 판단할 수 있으며, 횡구속 철근의 상당부분을 섬유보강을 통한 대체 가능성을 확인하였다.

Fig. 7(b)는 최대하중의 80%까지 감소하였을 때의 변위각인 최대 변위각을 비교한 것이다. 횡구속이 없는 HPFRCC 실험체 FC-X의 최대 변위각은 4.1%로 기준 실험체 RC-1.0의 최대변위각 9.8%보다 낮은 변위각을 보였다. 횡구속 철근량을 기준실험체의 1/2로 배근한 HPFRCC 실험체 FC-0.5는 기준실험체와 유사한 9.9%의 최대변위각을 나타내었다. FC-0.5 실험체는 강도와 변형능력이 기준실험체와 유사한 것으로 관측되었다. 이는 섬유의 가교작용이 강도 증진 뿐만 아니라 일정 수준의 횡구속 철근 역할을 하여 연성능력에도 영향을 주는 것으로 판단할 수 있다. Table 6에서 FC-0.5가 기준실험체 RC-1.0보다 낮은 연성비를 보이는 것은 섬유의 인장강도가 일반 콘크리트보다 상대적으로 높아 실험체가 더 큰 변위에서 항복강도에 도달하였기 때문이다.

Fig. 7. Comparison of maximum shear strength and ultimate drift

3.2 균열 및 파괴 양상

실험체의 주요 변위각과 최종파괴 균열 양상을 Fig. 8에 나타내었다.

Table 6. Summary of experimental test results

Specimen		V_y (kN)	θ_y (%)	V_u (kN)	θ_u (%)	V_f (kN)	θ_f (%)	Ductility ratio
								$\mu (= \theta_u / \theta_y)$
RC-1.0	(+)	437	2.0	507	9.8	421	10.1	4.9
	(-)	469	2.0	504	9.9	348	10.0	5.0
FC-X	(+)	430	2.0	437	5.0	207	5.0	2.5
	(-)	441	1.9	452	4.1	300	5.0	2.1
FC-0.5	(+)	466	2.3	484	9.9	385	10.0	4.3
	(-)	531	2.5	562	10.0	340	10.1	4.0

Note : V_y : yield load(measured), V_u : maximum(peak) load(measured), V_f : failure load(measured)

θ_y : yield drift(measured), θ_u : maximum(peak) drift(measured), θ_f : failure drift(measured), μ : ductility ratio

Fig. 8. Crack progression and failures

ACI 318(2011)의 철근 상세에 따른 기준 실험체인 RC-1.0은 변위각 0.25%에 초기 횡방향 균열이 발생한 이후 단부에서 휨에 의한 균열이 다수 발생하였다. 변위각 1.5%에서 사인장 균열이 실험체 전반에 걸쳐 확산되는 양상을 보였다. 변위각 2.0%에서 대각철근이 항복하였고, Fig. 8(a)와 같이 균열의 폭이 2.0mm 정도 발생하였고, 단부에서 파괴가 발생하였다. 하중이 증가됨에 따라 변위각 5.0%에서 균열이 4.5mm로 나타나며 균열 폭이 지속적으로 증가되었고(Fig. 8(b)), 변위각 8.0%에서 단부의 콘크리트 피복이 완전히 박리되면서 축방향 철근의 좌굴을 관찰할 수 있었다. 변위각 10%에서 대각철근과 횡보강근이 동시에 파단되면서 실험이 종료되었다. Fig. 8(c)의 최종균열양상을 살펴보면, 실험체 양단부의 소성힌지 구간에서 휨 균열이 심하게 나타났고, 전단 작용에 의한 경사균열이 발생하면서 최종적으로 휨-전단 파괴형태를 보였다. 하지만 대각철근의 파단시점까지 연결보가 저항한 것으로 연결보 전체 둘레에 횡보강근을 배근하여도 충분

한 횡구속 효과를 발휘한 결과로 판단할 수 있다. 횡구속 철근이 없는 HPFRCC 실험체인 FC-X의 경우, 기준실험체 RC-1.0과 같이 단부에서 초기 휨균열이 관측되었고, 미세한 사인장 균열도 발생하였다. 변위각 2.0%에서 대각철근이 항복하고, 사인장 균열의 폭이 3mm 이상으로 급격한 증가를 나타내었다(Fig. 8(d)). 변위각 4%에서 섬유의 가교작용 상실로 갑작스럽게 균열의 폭이 12mm 정도로 벌어졌으며, 최종적으로 변위각 5.0%에 실험체 복부가 갈라지는 파괴형태를 보였다(Fig. 8(e),(f)). 대각철근은 파단 되지 않았고, 실험결과와 섬유보강만으로 일정 수준 횡구속 효과를 나타내지만 대각철근이 파단 될 때까지 횡구속 성능을 발휘하기는 어려운 것으로 판단된다.

FC-0.5 실험체는 횡구속 철근량을 기준실험체의 1/2을 배근한 HPFRCC 실험체로 RC-1.0과 유사한 균열 양상을 보인 것으로 관측되었다. 변위각 2.0%에서 대각철근이 항복하였고, 실험체 전반에 미세한 균열이 다수 발생하였다(Fig. 8(g)). 하중이 증가하여도 균열폭 1.5mm미만으로 기준 실험체보다 작게 나타나 섬유의 균열제어 능력을 확인하였다. 하중이 증가됨에 따라 변위각 5.0%에서 실험체의 상단부에 균열의 폭이 증가하였고(Fig. 8(h)), 변위각 8.0%에서 콘크리트 피복이 박리되었지만 섬유의 영향으로 모재가 떨어지지 않았다. 최종적으로 변위각 10.0%에서 대각철근이 끊어지며 실험이 종료되었다. Fig. 8(i)의 최종 균열양상을 살펴보면 횡구속 철근을 기준실험체의 1/2로 배근한 HPFRCC 실험체 FC-0.5가 미세한 균열은 다수 발생하였지만 단부의 파괴형태 및 균열의 폭이 기준실험체보다 심각하지 않음을 볼 수 있다. 이는 섬유의 가교작용이 콘크리트의 균열 제어에 영향을 미쳐 국부적인 균열보다는 미세 균열을 발생시킨 것으로 판단할 수 있다.

3.3 최대강도 및 강성저하 평가

Fig. 9(a)는 연결보 실험체의 강도 변화를 비교하기 위해 이력곡선에서 포락선(envelope curve)을 나타낸 것이다. 횡구속 철근이 없는 HPFRCC 실험체 FC-X는 정(+)가력시에는 16%, 부(-)가력 시 12% 정도 기준실험체 RC-1.0보다 낮은 최대강도를 보였고, 최대강도 발현 후 바로 강도가 저하되는 현상을 보였다. 횡구속 철근이 없이 섬유만으로는 일정 수준의 강도를 보유하지만 기준실험체와 유사한 강도를 발휘하는 것은 어려운 것으로 판단된다. 횡구속 철근을 기준실험체의 1/2로 배근한 HPFRCC 실험체 FC-0.5는 기준실험체 RC-1.0과 유사한 강도변화 곡선을 나타냈고, 부(-)가력 시에는 RC-1.0보다 12% 정도 증가된 강도를 보였다. 그리고 대각철근이 파단되는 시점까지 최대하중의 80% 이상의 강도를 유지하였다. RC-1.0과 FC-0.5 실험체 모두 최대 강도 발현 이후 강도 저하가 서서히 나타났으며, 급격하게 강도가 저하된 FC-X와 달리 높은 연성능력을 발휘한 것을 알 수 있었다.

ACI 318(2011)에서는 대각철근을 갖는 연결보의 공칭전단강도를 식 (1)과 같이 규정하고 있다.

$$V_n = 2A_{vd}f_y\sin\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c}A_{cw}(f'_c \text{ in MPa}) \quad (1)$$

A_{vd} 는 각방향 대각철근의 총 단면적이고, f_y 는 철근의 항복강도, f'_c 는

(a) Strength degradation

(b) Stiffness degradation

Fig. 9. Strength and stiffness degradation

콘크리트의 압축강도, 그리고 A_{cu} 는 연결보의 단면적이다. 식(1)을 통해

산정된 형상비 3.5 실험체의 공칭전단강도는 276kN이지만 기준실험체는 약 82% 증가된 전단강도를 보였고, 횡구속 철근을 1/2로 배근한 HPFRCC 실험체는 공칭전단강도보다 약 75% 증가된 결과를 나타내었다. 이는 연결보의 연성확보를 위해 규정하고 있는 최대전단강도보다 20% 이상 크게 나타난 결과이다. 현행 ACI 318(2011)에서 제시하고 있는 연결보의 공칭전단강도는 대각철근의 강도만으로 산정되고, 콘크리트 및 횡보강근의 강도 기여도를 고려하지 않아 연결보 실험체의 강도를 저평가하는 것으로 판단된다.

변위가 증가됨에 따른 각 실험체의 강성저하 특성을 비교하여 Fig. 9(b)에 나타내었다. 강성저하에 대한 평가는 이력곡선의 첫 번째 사이클에서 측정된 하중 및 변위 결과값을 기초로 각 사이클별 정가력, 부가력 시 최대 변위점을 연결한 직선의 기울기로 강성(peak-to-peak stiffness)을 산정하고, 이를 초기강성에 대한 비율로 평가하였다.

횡구속 철근이 없는 HPFRCC 실험체인 FC-X은 초기변위각에서는 기준실험체와 유사한 강성저하율을 보였지만 변위각 3% 이후 급격한 강성저하 특성을 보였다. 이와 달리 횡구속 철근을 기준실험체의 1/2로 배근한

Fig. 10. Cumulative energy dissipation

HPFRCC 실험체 FC-0.5는 기준실험체 RC-1.0와 유사한 초기강성 및 강도 저하특성을 보유한 것으로 나타났다. 이는 섬유의 우수한 가교작용으로 횡보강근과 함께 횡구속 역할을 일정수준 제공하여 연결보의 강성특성을 개선한 것으로 판단된다.

3.4 에너지소산능력

누적에너지소산은 하중-변위곡선이 둘러싸고 있는 면적의 합으로 산정되었고, 각 변위각에 대한 누적에너지의 결과를 Fig. 10에 나타내었다. 모든 실험체에 동일한 하중이력을 적용하였기 때문에 누적에너지소산능력은 구조물의 내진성능을 평가하는 척도가 되며, 에너지소산능력이 크면 구조물이 보유하고 있는 내진성능이 우수하다고 할 수 있다.

모든 실험체의 에너지소산능력은 초기변위각에서 비슷한 양상을 보이고 있지만, 횡구속 철근이 없는 HPFRCC 실험체 FC-X은 변위각 5%에서 파괴되었기 때문에 다른 실험체보다 상대적으로 낮은 누적에너지소산능력을 보였다. 횡구속 철근량을 기준실험체의 1/2로 배근한 HPFRCC 실험체 DH-0.5의 기준실험체와 3%미만의 차이를 보이며 유사한 누적에너지소산능력을 보유한 것으로 확인하였다.

4. 결론

본 연구에서는 현행 ACI 318(2011)에서 요구하는 대각철근을 갖는 철근콘크리트 연결보의 철근 상세를 간략하게 하기위하여 HPFRCC 사용하여 연결보를 제작하였다. 실험을 통하여 형상비 3.5를 갖는 HPFRCC 연결보의 이력거동을 평가하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) ACI 318(2011) 기준에 따른 대각철근을 갖는 철근콘크리트 연결보 실험체는 공칭전단강도 이상의 전단강도를 발휘하고, 변위각 10%의 변형능력을 나타내며, 충분한 내진성능을 보유한 것으로 확인되었다.
- 2) 횡구속 철근을 사용하지 않고 섬유로 대체한 실험체는 변위각 5%까지 변형능력을 보유하였다. 이 실험체는 연결보의 이력거동에서 HPFRCC

의 영향을 알아보기 위한 것으로, 실험결과 HPFRCC의 횡구속 능력이 기준실험체에는 미치지 못한 것으로 나타났지만 일정수준 이상의 전단 보강과 횡구속에는 기여하는 것으로 판단된다.

- 3) 횡구속 철근량을 기준실험체의 1/2로 배근하고 HPFRCC로 보강한 실험체는 전단강도, 변형능력, 그리고 에너지소산능력에서 기준실험체와 매우 유사한 성능을 보였다. 이는 섬유로 횡구속 철근의 일정량을 대체하여 사용하여도 ACI 318(2011)에서 제시하는 철근상세를 갖는 연결보와 유사한 성능을 확보할 수 있음을 나타낸다. 또한, 대각철근을 상대적으로 배근하기 어려운 형상비가 크며, 전단요구수준이 $0.5 \sqrt{f_{ck}}$ 이상 요구되는 연결보에 HPFRCC를 사용함으로써 횡구속 철근량을 감소시킬 수 있다는 점에서 고무적인 결과라 할 수 있다.
- 4) 본 연구에서 형상비가 큰 연결보의 철근상세로 제안하는 대각철근을 갖고 횡구속 철근을 감소시킨 HPFRCC 연결보는 배근 상세를 단순화하면서 강도 및 연성을 확보할 수 있는 것으로 관측되었다.
- 5) 프리캐스트 부재로 생산함으로써 연결보와 벽체 간의 접합부에서 미끄러짐이나 탈락 현상 등이 발생할 수 있다. 이를 방지하고자 전단마찰 철근이나 전단키를 적용하는 검토가 이루어진다면 현장 시공에 충분히 적용가능 할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 삼성물산과 한국연구재단(No. 2012-R1A2A2A06045129)의 지원을 받아 수행된 연구임.

/ REFERENCES /

1. Paulay T, Binney JR. Diagonally reinforced concrete beams of shear walls. ACI special publication, 1974;42:579-598.
2. Barney GB, Shiu KN, Rabbat BG, Fiorato AE, Russell HG, Corley WG. Behavior of coupling beams under load reversals: Portland Cement Association; c1980.

3. Tassios TP, Moretti M, Bezas A. On the behavior and ductility of reinforced concrete coupling beams of shear walls. ACI Structural Journal, 1996;93(6):711-720.
4. Galano L, Vignoli A. Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts. ACI Structural Journal, 2005;97(6):876-885.
5. Fortney PJ, Rassati GA, Sharooz BM. Investigation on effect of transverse reinforcement on performance of diagonally reinforced coupling beams. ACI Structural Journal, 2008;105(6):781-788.
6. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-05) and Commentary(318-08): American Concrete Institute; c2005, c2008.
7. Harries KA, Fortney PJ, Shahrooz BM, Brien PJ. Practical design of diagonally reinforced concrete coupling beams-critical review of ACI 318 requirements. ACI Structural Journal, 2005;102(6):876-882.
8. Naaman AE, Reinhardt HW. Characterization of high performance fiber reinforced cement composites-HPFRCC. High performance fiber reinforced cement composite 2(HPFRCC 2). Proceedings of the second international RILEM workshop. RILEM Publications S.A.R.L.,; c1996.
9. Canbolat BA, Parra-Montesinos GJ, Wight JK. Experimental study on seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite coupling beams. ACI Structural Journal, 2005;102(1):159-166.
10. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary(ACI 318-11): American Concrete Institute; c2011.
11. Naish D, Wallace JW, Fry JA, Klemencic R. Reinforced concrete link beams: Alternative details for improved construction, UCLA-SGEL Report 2009-06, Structural & Geotechnical Engineering Laboratory: University of California at Los Angeles; c2009.
12. Pan A, Moehle JP. Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates. ACI Structural Journal, 1989;86(3):250-258.