

전단철근과 강섬유로 보강된 초고강도 콘크리트 부재의 휨 및 전단 거동에 관한 연구

여옥경¹, 지규현², 배백일^{3*}

Investigation on the Flexural and Shear Behavior of Fiber Reinforced UHSC Members Reinforced with Stirrups

Ok-Kyung Yuh¹, Kyu-Hyun, Ji², Baek-Il Bae^{3*}

Abstract : In this paper, effect of steel fiber inclusion, compressive strength of matrix, shear reinforcement and shear span to depth ratio on the flexural behavior of UHPFRC(Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete) were investigated with test of 10-UHPFRC beam specimens. All test specimens were subjected to the flexural static loading. It was shown that steel fiber significantly improve the shear strength of UHPFRC beams. 2% volume fraction of steel fiber change the mode of failure from shear failure to flexural failure and delayed the failure of compressive strut with comparatively short shear span to depth ratio. UHPFRC beams without steel fiber had a 45-degree crack angle and fiber reinforced one had lower crack angle. Shear reinforcement contribution on shear strength of beams can be calculated by 45-degree truss model with acceptable conservatism. Using test results, French and Korean UHPFRC design recommendations were evaluated. French recommendation have shown conservative results on flexural behavior but Korean recommendation have shown overestimation for flexural strength. Both recommendations have shown the conservatism on the flexural ductility and shear strength either.

Keywords: ultra high strength concrete, steel fiber, shear reinforcement, flexural strength, shear strength

1. 서론

20세기 후반으로부터 섬유보강콘크리트에 대한 관심은 현재까지 지속적으로 증대되어 왔다.(ACI544, 2009) 콘크리트 구조물의 설계에 널리 이용되는 ACI318(ACI318, 2008)은 2008년에 강섬유가 최소전단철근을 대체할 수 있음을 설계기준에 반영하였으며, MC2010(fib, 2013)은 강섬유 보강 콘크리트의 재료모델을 반영하여 강섬유 보강콘크리트의 사용 저변을 넓히고 있다.

21세기에 들어 프랑스에서는 1990년대 개발된 RPC (Cheyrez, 1995)를 적용하여 매트릭스강도가 150 MPa을 초과하는 SFRC의 사용을 위한 가이드라인을 제안하였다.(AFGC, 2013) 해당 설계기준은 RPC를 매트릭스로 사용하고 강섬유가 혼입되어 높은 압축강도와 큰 인장변형한계를 보유한 콘크리트를 초고성능콘크리트 (Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete,

UHPFRC)로 명명하였으며 이후 다양한 연구가 진행되었다.

Graybeal(2008)은 Ductal을 사용하여 프리스트레스 I형 거더에 대한 연구를 수행하였다. UHPFRC 내의 강섬유는 프리스트레스 거더에서 휨인장철근의 역할을 수행하는 것으로 보고하였으며 UHPFRC의 균열발생 이후의 높은 강도에 의한 전단강도의 증가 역시 기대할 수 있다고 보고하였다. Yang and Kim(2010)은 직사각형 단면을 가진 UHPFRC 보에 대한 실험을 수행하여 UHPFRC에 혼입된 강섬유의 분산 및 방향성은 타설 방향에 크게 영향을 받으며 1% 미만의 철근비에서도 1.7 이상의 연성비가 나타나는 것으로 보고하였다. Yoo et al(2015)은 UHPFRC의 기계적 특성에 대한 강섬유의 종류에 대한 연구를 수행하였다.

UHPFRC를 사용한 부재의 설계권고안들에 따르면 부재의 휨거동을 검토하기 위한 방법론으로 재료의 일축 인장 및 압축시의 응력-변형률 관계를 활용한 단면해석을 사용하고 있다. 따라서, 부재의 휨강도에 관한 연구보다는 재료특성에 대한 연구가 더 적극적으로 진행된 것으로 판단된다.

반면 전단강도에 대한 연구는 재료에 대한 평가보다는 부재에 대한 평가에 주력하여 수행되었다. 특히, 휨강도 및 휨거동에 대한 연구와는 달리 I-beam의 형태로 모든 실험이 수행되었다. Graybeal(2006)은 120-200MPa에 이르는 UHPFRC를 사용

¹정회원, 한양사이버대학교, 디지털건축도시공학과, 교수

²정회원, 한양사이버대학교, 디지털건축도시공학과, 교수

³정회원, 한양사이버대학교, 디지털건축도시공학과, 조교수

*Corresponding author: bibae@hycu.ac.kr

Dept. of Digital Architecture & Urban Engineering, Hanyang Cyber University, 04763, Seoul

• 본 논문에 대한 토의를 2020년 1월 31일까지 학회로 보내주시면 2020년 2월 호에 토론결과를 게재하겠습니다.

Table 1 Variables

Specimen	b	d	h	L	a/d	Concrete	Longitudinal Rebar		Transverse Rebar(D10)		Fiber		
						f_c	A_s	f_y	s	f_{yt}	V_f	L_f	D_f
						[MPa]	[MPa]	[mm]	[MPa]	[%]	[mm]		
A-200-F					6.6	217			150		2	13	0.2
B-200-0						198			-		0	-	-
C-200-0						198			150		0	-	-
B-200-F						217			-		2		
C-200-F	200	280	350	2400	3.4	217	5-D25	445	150	422	2	13	0.2
B-100-F						117			-		2		
C-100-F						117			150		2		
D-200-0						198			-		0	-	-
D-200-F					2.0	217			-		2	13	0.2
D-100-F						117			-		2		

b : width, d : effective depth, h : height, L : total length of the test specimens, a/d : shear span to depth ratio, f_c : compressive strength of concrete at test date, A_s : area of tensile reinforcement, f_y : yield strength of tensile reinforcement, s : spacing of shear reinforcement at shear span, f_{yt} : yield strength of shear reinforcement, V_f : fiber volume fraction, L_f , fiber length, D_f : fiber diameter

하였으며 강섬유는 12.7mm의 길이를 가진 단섬유를 사용하였다. I-beam에 대한 실험 결과 휨 및 전단파괴가 발생할 경우 최대 강도는 강섬유의 뽑힘현상에 의해 결정되는 것을 확인하였다. Voo et al(2010)은 8개의 I-beam에 대한 실험을 통해 전단경간비 및 강섬유 혼입률의 전단강도에 대한 영향에 대해 검토하였다. 사용된 콘크리트의 압축강도는 120~140MPa 수준으로 15mm와 25mm로 비교적 긴 강섬유가 사용되었다. 강섬유의 혼입에 따른 균열발생 이후 변형능력의 확보에 의해 전단강도 산정에 관한 소성이론의 적용이 가능하며, 이에 따른 해석 결과 높은 수준의 정확도로 전단강도의 예측이 가능함을 시사하였다. Xia et al(2011)은 UHPFRC로 제작한 T형 보에 대한 실험을 수행하였다. 사용된 콘크리트의 압축강도는 124MPa, 193MPa였으며 고강도 철근을 사용하였다. 고강도철근의 높은 항복강도를 고려하기 위해 강섬유의 전단보강 효과에 대한 검토를 수행하였다. Baby et al(2013)은 UHPFRC가 부재 단위로 타설되었을 경우 섬유 오리엔테이션이 부재 성능에 큰 영향을 미칠 것으로 예측하고, 부재에서 인장성능 검토용 시편을 추출하여 실험을 수행하였다. 이를 통해 강섬유 방향 계수를 평가 및 제안하였다.

기존연구들에 따르면 UHPFRC는 연구 목적에 따라 배합비 및 강도 측면에서 큰 편차를 보이고 있으며 범용적 연구 결과의 도출은 아직 어려운 상태인 것으로 판단된다. 또한, 설계 권고안의 안전성을 지속적으로 평가되어야 할 필요가 있다. 따라서, 본 연구에서는 UHPFRC 휨재의 종합적인 거동을 파악하기 위해 휨 및 전단파괴형의 보 실험체에 대한 가력 실험

을 수행하였다. 또한, 이를 활용하여 프랑스 설계권고안(AFGC, 2013)과 한국의 설계권고안(KCI, 2012)이 제공하는 휨 및 전단 설계 권고안에 따른 평가를 통해 해당 설계기준의 안전성을 평가하였다.

2. 실험계획

2.1 변수계획

UHPFRC부재의 휨 및 전단강도를 평가하기 위해 본 연구에서는 주요 변수로 보의 전단경간비, 매트릭스의 압축강도, 강섬유와 전단철근으로의 보강 유무로 계획하였다. 철근콘크리트 보의 파괴 형태는 전단경간비에 큰 영향을 받는 것으로 일반적으로 잘 알려져 있다.(Park and Paulay, 1975) 이에 따라 단면의 휨강도 산정을 위해 전단경간비가 6.6인 실험체를 제작하였으며 전단파괴를 유도하기 위해 전단경간비가 3.4, 2.0인 실험체를 제작하였다. 매트릭스의 압축강도 변화에 따른 UHPFRC 보의 휨거동을 검토하기 위해 압축강도를 100, 200 MPa로 조정하였다. 철근콘크리트 보의 전단강도를 결정하는 주요 요인인 전단철근의 효용성 및 전단철근과 강섬유의 동시 사용시 영향 평가를 위해 강섬유의 보강량을 조정하였다. 혼입량의 크기는 설계권고안의 작성에 사용되었던 2%의 부피비로 혼입하도록 결정하였으며, 전단철근의 유무를 기준으로 실험을 수행하였다. 전단철근의 간격은 45°균열에 대해 전

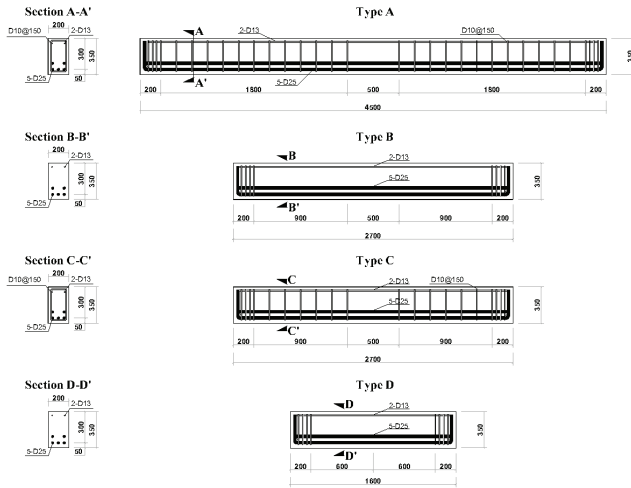


Fig. 1 Details of test specimens

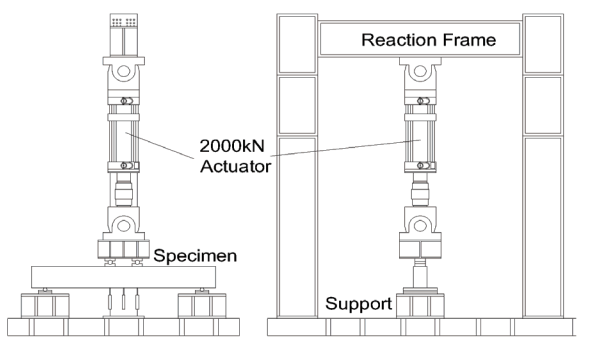


Fig. 2 Details of test specimens(Unit : mm)

단철근이 하나라도 작용하도록 150mm로 계획하였다.

실험체의 상세는 전단경간비 및 스티럽의 유무에 따라 총 네 가지의 형태로 구성되었으며 실험체의 상세를 Figure 1에 나타내었다. 각 실험체의 주요 치수 및 사용된 재료의 강도는 Table 1에 나타내었다. A 타입은 휨파괴형 실험체, B 타입은 전단철근으로 보강되지 않은 전단경간비 3.4인 실험체, C 타입은 전단철근이 보강된 전단경간비 3.4인 실험체이며 B 타입은 전단경간비가 2.0인 실험체군이다. 실험은 A, B 타입에 대해서는 4점가력으로, B 타입 실험체들은 3점가력 방식을 사용하여 수행하였다. UHPFRC가 보유한 높은 인장강도에 의해 예상보다 큰 전단강도가 발휘될 것으로 예상하여 2,000kN의 용량을 가진 MTS의 액츄에이터를 사용하였다. 실험체의 설치상황은 Figure 2에 나타내었다.

2.2 재료의 기계적 특성

UHPFRC 실험체의 제작에는 총 세 가지의 배합이 사용되었다. 강섬유가 혼입되지 않은 초고강도 매트릭스(200-0), 강섬유가 2% 부피비로 혼입된 초고강도 매트릭스(200-F) 그리

Table 2 Mix Proportions

ID	W/B	C	W	SF	S	Fi	F	SP
	[%]							
weight [kg/m ³]								
200-0	0.17	830	176	207	912	246	147	1.08
200-F	0.17	830	176	207	912	246	0	1.08
100-F	0.25	809	222	80	1,052	162	147	1

W/B : water binder ratio, C : cement, W : water, SF : silica fume, S : fine aggregated, Fi : filler, F : steel fiber, SP : superplasticizer

Table 3 Material test results - concrete

ID	f_c	E_c	f_{ft}	f_{sp}
	[MPa]			
200-0	198.21	45,283	-	6.31
200-F	216.52	49,865	15.48	11.96
100-F	109.46	38,451	6.84	8.54

f_c : compressive strength, E_c : modulus of elasticity,

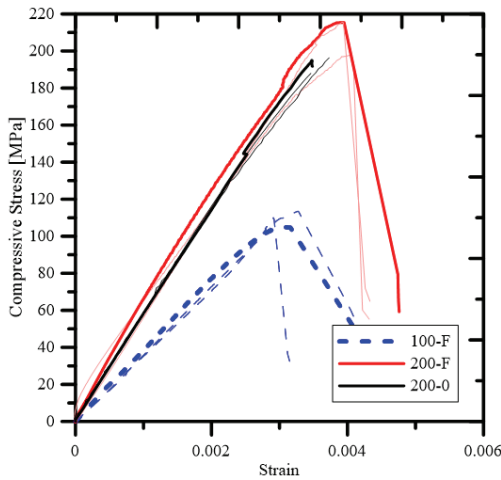
f_{ft} : flexural tensile strength, f_{sp} : splitting tensile strength

Table 4 Material test results - steel rebar

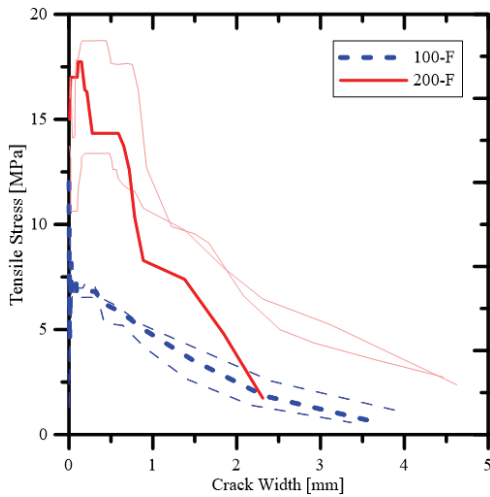
ID	Diameter	Yield Strength	Yield Strain	Tensile Strength
	[mm]	[MPa]		[MPa]
D10	9.5	495.32	0.00260	614.87
D13	12.7	422.56	0.00245	526.23
D25	25.4	445.22	0.00261	554.87

고 강섬유 2%가 혼입된 고강도 매트릭스(100-F)가 사용되었다. 각 매트릭스에 대한 배합비를 Table 2에 나타내었다. UHPFRC의 제작을 위해 사용된 물-결합재비는 0.17이었으며, 입도 증가를 위해 실리카폼 및 마이크로 실리카가 사용되었다. 낮은 물-결합재비와 강섬유의 혼입에 의한 시공연도 저하를 방지하기 위해 초고성능 감수제가 사용되었다. 사용된 강섬유는 길이 13mm, 지름 0.2mm의 직선형 섬유를 사용하여 강섬유의 혼입에 따른 시공연도의 저하를 최소화하였다.

사용된 UHPFRC의 특성을 정의하기 위해 KS F 2405(KS, 2010)에 따라 높이 200mm, 지름 100mm의 원주형 공시체를 제작하여 압축강도 시험을 수행하였다. UHPFRC의 가장 큰 특징인 인장강도 증진에 대한 평가를 위해 KS F 2423(KS, 2011)에 따라 쪼갬인장강도의 평가를 수행하였다. 또한, JCI의 시험 기준(JCI, 2003)에 따라 노치가 있는 프리즘의 휨 시험을 수행하고 해당 시험 결과를 사용한 역해석을 수행하여 (JCI, 2003) 인장거동을 도출하였다. 콘크리트의 기계적 특성은 Table 3에 정리하여 나타내었으며, 인장 및 압축응력 하에서의 응력-변형률 관계를 각각 Figure 3에 나타내었다. 200-0



a) Compressive behavior



b) Tensile behavior

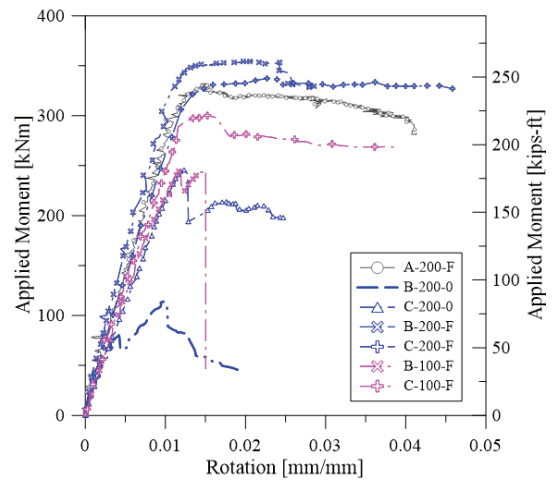
Fig. 3 Material test results

의 경우 노치를 만드는 과정에서 모든 시험체들이 파괴되어 시험 결과를 취득하기 못하였다. 본 실험에 사용된 철근은 KS B0802(KS, 2013)에서 규정하는 D25와 D13 그리고 D10 이었다. D25는 주인장철근으로 사용되었으며 D13은 압축철근으로 사용되었다. 전단철근으로는 D10을 사용하였다. 각 철근들의 기계적 특성은 KS B 0802에 의한 인장시험 방법을 통해 시험하고 측정하였다. 철근의 기계적 특성은 Table 4에 정리하여 나타내었다.

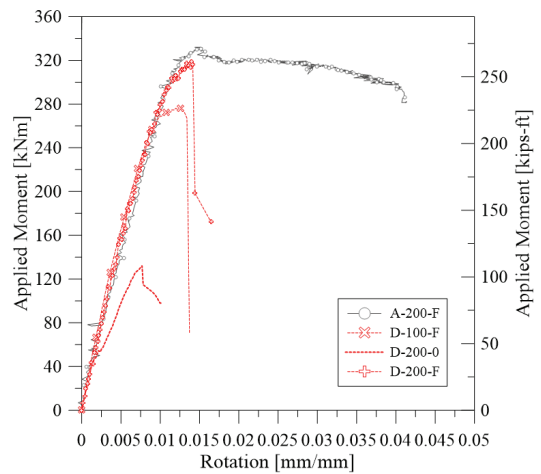
3. 강섬유보강 초고강도 콘크리트 부재의 거동

3.1 모멘트-처짐각 관계

Figure 4에 실험 수행을 통해 취득된 실험체의 하중저항 능



a) a/d=3.4



b) a/d=2.0

Fig. 4 Test Results : Moment-rotation relation

력과 그에 관련된 변형상태의 관계를 나타내었다. 실험체들의 전단경간비가 다르므로, 실험체에 작용하는 하중은 모멘트로 나타내었으며, 변형능력은 회전각으로 나타내었다. 각 실험체의 회전각은 가력지점에서 발생한 처짐을 반력지점으로부터 가력지점까지의 거리를 나눈 값으로 나타내었다.

A-200-F는 전형적인 휨파괴 경향을 나타내었다. 41.6kNm의 모멘트 작용시 가력지점 내에 초기 휨 균열이 발생하였다. 약 300kNm의 하중에서 모멘트-회전각 관계의 기울기가 감소하는 현상이 나타났으며 최대하중으로 331.7kNm를 경험하였다.

Figure 4(a)에는 전단경간비가 3.4인 실험체들의 거동을 나타내었다. B-200-0은 초기 휨 균열이 15.1kNm 를 경험하면서 나타났다. 이후 73kNm에 최초 사인장 균열이 나타났으며 하중지지능력의 상실이 시작되었다. 이후 다시 증가한 하중지지능력은 79kNm에 사인장균열이 추가 발생하면서 상실되었

으며 최대 강도 114kNm를 경험한 이후 하중 지지능력이 급격히 감소되었다. C-200-0 실험체는 전단철근의 보강 효과에 의해 비보강 실험체인 B-200-0에 비하여 높은 강도를 보유한 것으로 나타났다. 최대 강도는 245.6kNm로 전단철근 및 강섬유로 보강되지 않은 실험체인 B-200-0에 비해 217%의 강도의 증가가 있었던 것으로 확인되었다. 초기 휨 균열은 29.2kNm의 하중을 경험하면서 가력부 사이 중앙 지점에서 나타났다. 최대강도 발현 이후에는 하중 지지능력이 급격하게 감소되는 경향을 보여 실험을 종료하였다. B-200-F 실험체는 초기 휨균열이 42.5kNm에서 발현되었으며 최대강도는 355kNm로 나타났다. 최대강도는 강섬유로 보강되어 있지 않은 경우에 비해 311%로 가장 높은 강도를 보유한 것으로 나타났다. 특히 해당 실험체는 최대강도 발현 이후 급작스러운 강도의 저하가 나타나지 않았으며, 큰 변형능력을 보인 후에 파괴되었다. C-200-F 또한 A-200-F, B-200-F와 같은 휨 거동을 하는 것으로 나타났다. 최대강도는 331kNm로 A-200-F보다 더 큰 하중 지지능력을 보유한 것으로 나타났다.

B-100-F의 초기 휨 균열은 23.2kNm의 모멘트를 경험하면서 나타났다. 이후 휨균열의 분산과 함께 사인장균열이 57.5kNm에서 발생되었으며 이후 사인장균열이 보의 복부 및 주철근 위치에서 집중되어 분산 발생되었으며 이후 보 상부에서 발생한 사인장균열과 연결되어 최종파괴되었다. 최대 하중은 246.5kNm로 나타났다. 전단철근이 추가 배치된 C-100-F는 Figure 4(a)에 나타난 바와 같이 전형적인 휨 파괴 경향을 나타내었다. 24.1kNm에서 초기 휨 균열이 보 하부에서 발생하였으며 이후 휨균열이 보 외측으로 지속적으로 확

산되었다. 사인장균열은 전단경간 내에서 64.2kNm에서 발생하였으며 이후 전단균열의 확산이 최대강도의 발현까지 진행되었다. 이후 휨균열의 확장 및 진전으로 최종적으로는 가력 지점 내의 압괴로 300.2kNm의 하중을 경험하여 파괴되었다.

강섬유 및 전단철근으로 보강되어 있지 않은 D-200-0은 초기 균열이 보의 중앙부에서 12.2kNm의 하중을 경험하면서 나타났다. 이후 보의 중앙부 근방에서 휨균열이 발생 및 진전되었으나 균열폭의 확장은 나타나지 않았다. 이후 54.6kNm에서 사인장균열이 나타났다. 사인장균열은 보 하부 철근 위치에서 분산 및 확장되었으며 보 상하부의 콘크리트 압괴 및 탈락에 의해 132kNm에서 파괴에 이르게 되는 것으로 나타났다. D-200-F 실험체는 44.2kNm의 초기 균열강도를 보유한 것으로 나타났다. 이후 129.2kNm에서는 휨균열에서 진전된 경사 균열이 나타났다. 161kNm에서 복부에서 사인장 균열이 발생하였다. 이후 사인장균열 주변으로 경사 균열이 확산 및 진전되었다. 272kNm에서 사인장균열폭의 확장 및 가력지점에서의 압괴가 시작되었으며 최대 하중 318kNm를 경험함과 동시에 하중지지능력을 상실하였다. D-100-F 실험체는 초기 휨균열이 27.7kNm인 것으로 나타났다. 이후 휨균열이 1.5d 위치까지 확산되었으며 중앙부 초기 휨균열은 보의 복부로 지속적으로 진전되었다. 102.2kNm의 모멘트를 경험하면서 사인장균열이 보의 복부에 나타났다. 이후 사인장균열이 확산되었으며, 최대하중 276.2kNm를 경험한 이후 하중지지능력이 상실되었다. 각 실험체들의 초기 균열강도, 초기 사인장균열 강도, 보 중앙부 주철근 항복시의 강도 및 최대강도를 변위 각과 함께 Table 5에 정리하여 나타내었다.

Table 5 Test results

Specimens	θ_{fcr}	M_{cr} [kNm]	θ_{dcr}	M_{dcr} [kNm]	θ_y	M_y [kNm]	θ_{max}	M_{max} [kNm]
A-200-F	0.00116	41.6	0.00341	102.7	0.01272	319.3	0.01488	331.7
B-200-0	0.00029	15.1	0.00172	42.3	-	-	0.00975	114.0
C-200-0	0.00061	19.0	0.00131	45.7	-	-	0.01233	245.6
B-200-F	0.00121	42.5	0.00151	82.4	0.01175	333.4	0.02036	355.2
C-200-F	0.00103	49.1	0.00306	88.1	0.01856	336.9	0.02353	338.8
B-100-F	0.00082	23.2	0.00225	57.5	-	-	0.01192	246.5
C-100-F	0.00082	24.1	0.00221	64.2	0.01003	244.5	0.01524	300.2
D-200-0	0.00054	18.7	0.00214	54.6	-	-	0.00768	132.1
D-200-F	0.00125	44.2	0.00418	129.2	-	-	0.01396	318.3
D-100-F	0.00071	27.7	0.00286	102.2	0.00896	256.5	0.01196	276.2

θ_{fcr} : member rotation at the flexural cracking load, M_{cr} : applied moment at the flexural cracking load,
 θ_{dcr} : member rotation at the diagonal cracking load, M_{dcr} : applied moment at the diagonal cracking load,
 θ_y : member rotation at the yielding of the tensile rebar, M_y : applied moment at the yielding of the tensile rebar,
 θ_{max} : member rotation at maximum load, M_{max} : applied moment at maximum load,

3.2 파괴 양상

Figure 5에 실험체의 파괴 양상을 나타내었다. 실험체들은 전단경간비 및 보강 유무에 따라 휨 및 전단파괴 형태로 나타났다. 전단경간비가 3.4인 경우 강섬유의 보강 유무에 따라 보의 파괴 모드가 결정되는 것으로 나타났다. Figure 5(d)에 나타난 바와 같이 강섬유로 보강된 초고강도 콘크리트 실험체의 경우, 사인장균열이 일부 나타나고 있으나 압축연단의 압괴로 최종파괴된 것으로 보아, 휨파괴로 정의하였다. C-200-F는 중앙부 압괴에 의한 파괴가 진행되는 것을 확인할 수 있었

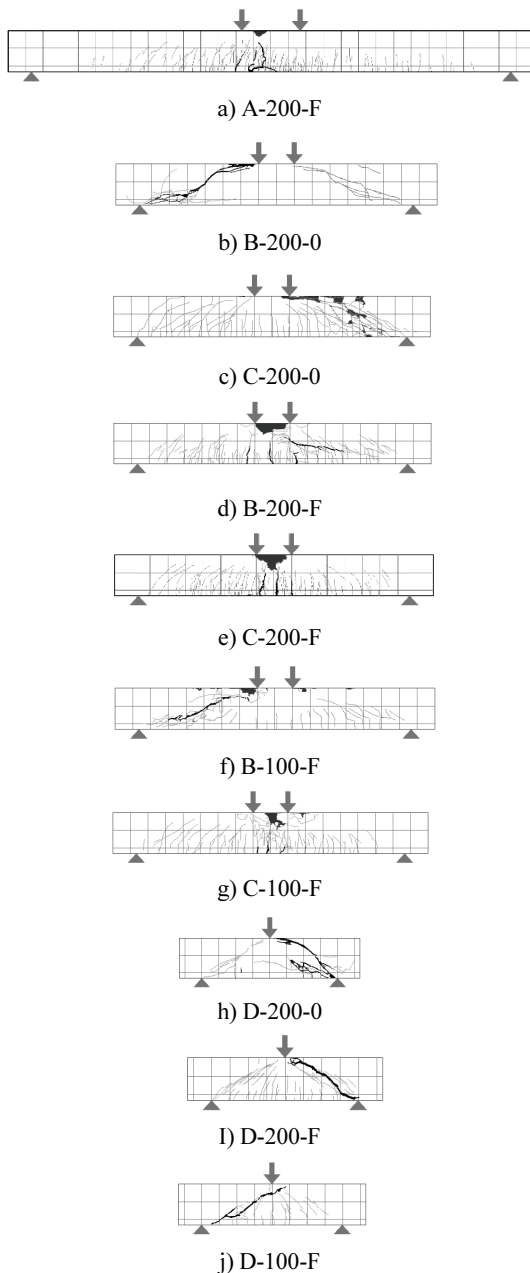


Fig. 5 Failure pattern of test specimens

다. 반면 100MPa의 압축강도를 보유한 100-F 매트릭스가 사용된 실험체들은 스티럽의 보강에 의해 전단파괴에서 휨파괴로 파괴 모드가 변화하였다. 전단경간비가 3.4인 실험체들의 보강간 중앙부에서의 최외단 인장철근의 변형률을 측정하여 Figure 6(a)에 나타내었다. 앞서 언급한 휨파괴형 실험체들은 모두 최외단 인장철근의 항복을 경험하는 것으로 나타났으며, 전단파괴형 실험체들은 최대강도 발현과 함께 주철근에 작용한 응력이 제거되는 것을 확인할 수 있었다. 전단경간비가 2.0인 경우의 실험체들은 모두 경사 균열에 의한 전단파괴인 것으로 나타났다. 그러나, 전단경간비가 3.4인 실험체들의 휨인장변형률 검토와 같은 방법으로 최외단 인장철근의 변형률을 검토한 결과 Figure 6(b)에 나타난바와 같이 D-100-F는 주철근이 항복하고 있는 것으로 나타났다. 그러나 주철근의 변형률이 급격히 증가하는 시점이 Figure 7에 나타난 바와 같이 임계균열이 완전히 열리는 시점에 비해 늦게 나타나는 것으로 보아, 해당 실험체를 전단파괴로 규정하였다.

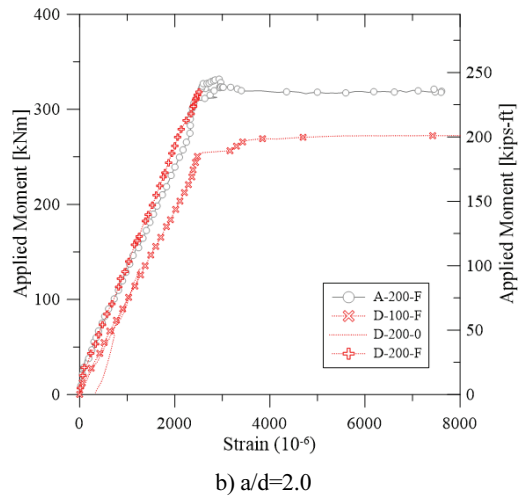
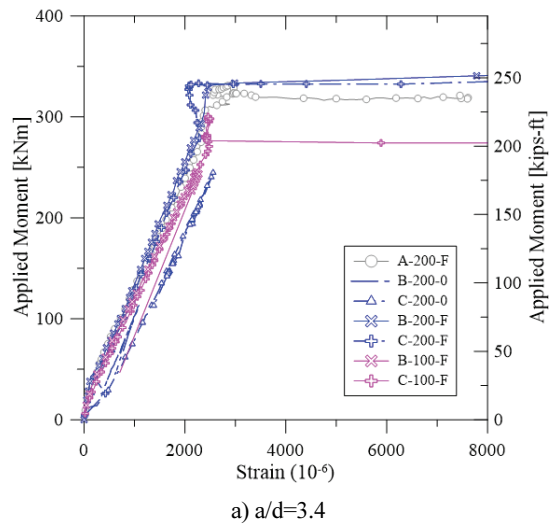


Fig. 6 Tensile strain of longitudinal reinforcement

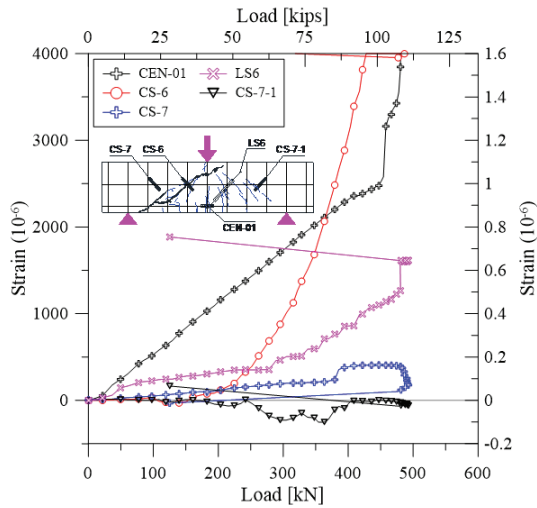


Fig. 7 Strain distribution of D-100-F specimen

3.3 최대강도

B-200-0, C-200-0, B-200-F의 최대 강도를 비교한 결과 전

단철근의 강도 기여분은 138.5kN으로 나타났다. K-UHPC 콘 고안에서 제안하는 45° 트러스 모델을 사용할 경우 전단철근 기여분의 크기는 112kN이었다. 또한, Figure 5(b)와 Figure 5(c)에 나타난 바와 같이 임계 균열이 발생각도가 45도에 근접하므로 45° 트러스 모델을 적용하는 것에 큰 어려움은 없을 것으로 판단된다. 강섬유의 보강에 의한 강도의 증가는 B-200-0과 B-200-F를 비교했을 때 194.6kN으로 B-200-0의 전단강도보다 더 큰 값을 가지는 것으로 나타났다. 파괴모드에서 검토한 바와 같이 해당 강도는 전단에 의한 파괴가 아니므로 강섬유가 보유한 전단강도 증진량은 이보다 더 클 것으로 판단된다. 전단경간비가 2.0일 때의 강섬유에 의한 전단강도 증진률을 D-200-0과 D-200-F를 통해 비교한 결과 전단강도 증진량은 328.2kN인 것으로 나타났다. 콘크리트 압축강도의 증가에 의한 전단강도의 증가량을 D-200-F와 D-100-F의 전단강도를 통해 비교해 본 결과 15%의 증가가 있었던 것으로 나타나 UHPFRC 부재의 전단강도는 압축강도에 큰 영향을 받지 않는 것으로 판단된다. C-200-F 실험체는 강섬유 및

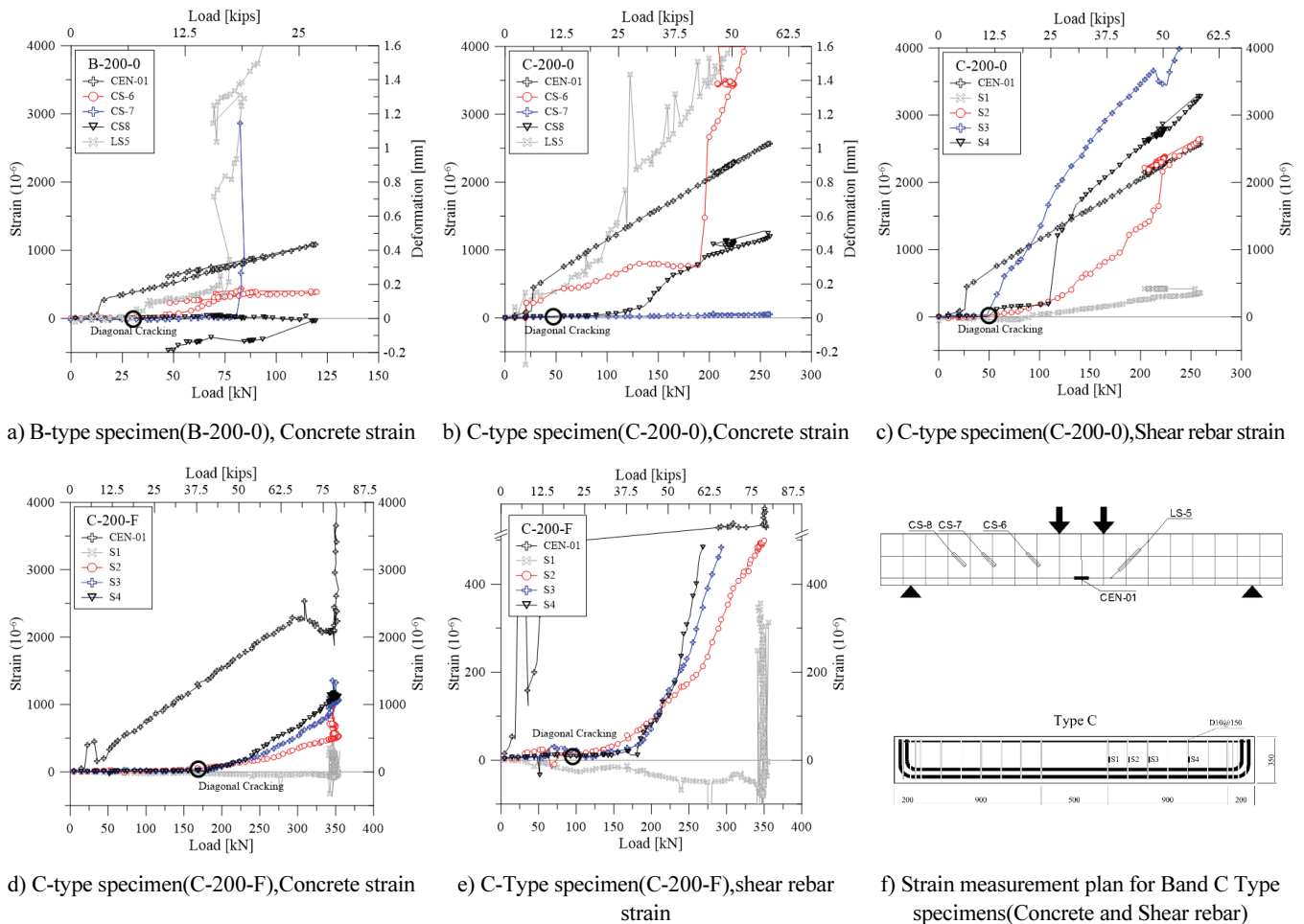


Fig. 8 Typical Strain distribution of B type and C type specimens

전단철근의 보강에 의해 전형적인 휨과괴 경향을 나타내었으며, 강도는 338.8kNm로 나타났다. C-100-F 실험체의 휨강도는 300kNm이었으므로 콘크리트 압축강도의 변화에 따른 휨강도의 변화가 10% 정도인 것으로 나타났다.

3.4 균열강도

본 연구와 같이 직사각형 단면을 가지며 휨보강근으로 철근이 사용된 경우 일반적으로 사선 균열은 휨균열에서부터 진전되는 형태로 나타나 육안을 통한 파악이 어렵다. Table 5에 정리된 경사균열강도는 전단균열 발생 예측 지점에 45°로 기울여져 설치된 LVDT와 스트레인 게이지의 변형량에 근거하여 결정된 값이다. Figure 8에 경사균열강도를 결정하기 위해 사용된 변형률-하중 관계를 B와 C 타입의 실험체로 구분하여 나타내었다. 이와 함께 전단철근의 기여분을 검토하기 위해 전단철근에 철근변형률 측정 게이지를 설치하였다. 측정계획은 Figure 8(f)에 나타내었다.

Figure 8을 통해 보강 수준의 변화에 따른 전단균열 발생 강도를 비교해 본 결과 전단철근과 강섬유가 모두 보강된 경우, 강섬유 보강 이전에 비해 전단균열강도가 95%가 더 증진된 것으로 나타났다. 재료의 특성에 대해 비교해 본 결과 쪼갬인장강도의 크기가 강섬유의 보강에 의해 90%가 증진된 것으로 나타났다. 따라서 Sharma(1986)의 연구 결과에서 나타난 바와 같이 UHPFRC의 전단강도 또한 쪼갬인장강도에 크게 영향을 받을 것으로 판단된다.

4. 강섬유보강 초고강도 콘크리트 부재의 강도 평가

4.1 휨강도평가

UHPC 보의 휨강도는 전술한 바와 같이 해당 재료가 보유한 압축 및 인장 응력 하에서의 응력-변형률 관계를 사용한 단면해석을 통해 결정할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 수행된 실험체들의 휨강도 산정을 위해 단면해석을 수행하였다. 단면해석의 수행에 있어서 주요 가정사항은 다음과 같다. 1) 변형 이전의 단면은 변형 이후에도 평면을 유지한다. 2) 콘크리트와 철근 사이의 부착은 완전하다. 3) 강섬유로 보강되어 있지 않은 매트릭스가 사용된 경우에는 인장강도를 무시하며, 강섬유로 보강된 경우 인장강도를 반영한다. 강섬유를 사용한 경우의 콘크리트 인장강도 반영에 대한 가정을 제외하고는 단면해석에 높은 빈도로 사용되는 Park(Park and Paulay, 1975)가 제시한 방법을 사용하였다. 모든 실험체는 같은 크기의 철근비로 보강되어 있으므로 휨과괴로 판단되는 200-F 매

트릭스를 가진 실험체와 100-F 매트릭스를 가진 두 가지의 단면에 대한 모멘트-회전각 관계를 도출하였다. 단면해석에 사용된 재료의 특성은 본 연구에서 수행된 재료시험 결과의 평균값을 사용하였다.

실험체의 모멘트-회전각 관계와 AFGC(2013)와 K-UHPC(KCI, 2012)의 재료모형을 사용한 해석 결과를 Figure 9에 같이 나타내었다. AFGC(2013)의 모델 적용시 200-F 단면의 최대강도는 334kNm로 산정되었으며, 100-F 매트릭스가 사용된 단면의 최대강도는 301kNm로 나타났다. 주인장철근의 항복을 경험한 세 개의 실험체가 모두 최대 강도로는 다른 값을 가지고 있으나, 평균 2%의 오차를 가지고 있는 것으로 나타났다. K-UHPC(KCI, 2012)의 응력-변형률 관계를 적용한 결과 200-F 단면의 최대강도는 379kNm, 100-F 단면의 최대강도는 311kNm로, AFGC에 비해 과대평가하고 있는 것으로 나타났

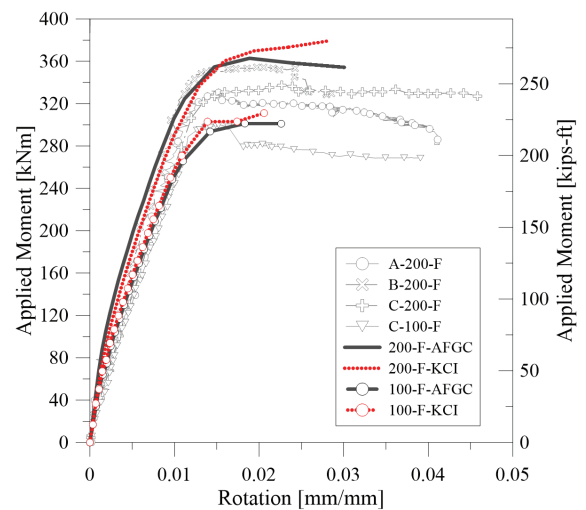


Fig. 9 sectional Analysis results compared with test results

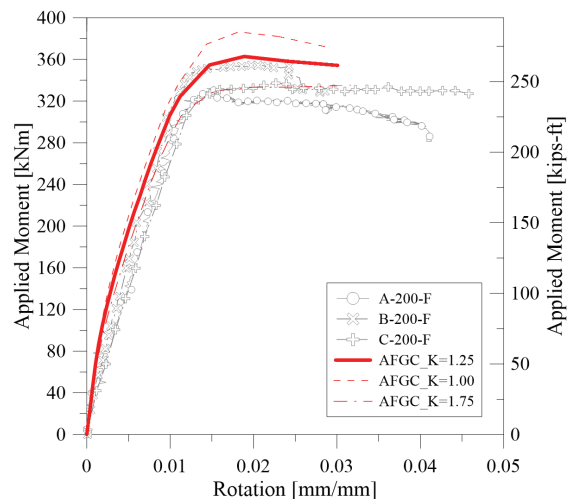


Fig. 10 Effect of orientation factor K on structural response

다. 이는 K-UHPC(KCI, 2012) 모델의 인장변형에 대한 극한 값이 AFGC(2013)에 비해 크며, 적용하는인장강도 또한 21%가 크기 때문에 나타난 현상으로 판단된다. AFGC는 섬유유 방향성이 구조성능에 영향을 미친다는 기존 연구 결과를 반영하여 강섬유의 방향성 계수 K를 제안하고 있다. 본 연구에서는 사전 설계에 사용되는 강섬유의 방향성 계수로 1, 1.25 그리고 1.75를 검토하였으며 해당 계수를 적용한 결과를 Figure 10에 나타내었다. K=1.25를 사용한 경우 B-200-F 실험체의 실험 결과와 유사한 결과를 보이는 것을 확인할 수 있다. 또한 K=1.75로 국부효과를 고려한 경우에는 A-200-F와 C-200-F에 유사한 결과를 나타내고 있음을 확인할 수 있다. 이는 스티럽의 존재에 의한 강섬유의 방향성 분산에의 교환에 의해 나타난 것으로 판단된다.

4.2 전단강도평가

UHPRC는 현행설계기준의 전단강도 산정식의 압축강도 제한치를 크게 벗어나므로 이에 대한 별도의 평가가 필요하다. 각 설계권고안이 제안하는 전단강도 모델을 Table 6에 정리하여 나타내었다. 두 설계권고안 모두 콘크리트의 전단강도 기여분과 강섬유의 전단강도 기여분 그리고 전단철근의 전단강도 기여분의 합으로 부재의 전단강도를 산정할 것을 제안하고 있다. 각 실험체의 강도 평가 결과를 Table 7에 나타

내었으며 Figure 11에는 각 실험체에 작용한 최대 전단력과 AFGC(2013)와 K-UHPC(KCI, 2012)의 설계권고안에 의해 산정된 전단강도를 비교하여 나타내었다.

전단경간비가 3.4인 실험체들은 모두 실험 결과보다 추정 결과가 과대평가하고 있는 것으로 나타났으며, 강섬유 및 전단철근으로 보강되지 않은 경우 그 경향이 더 뚜렷하게 나타났다. 반면, B-100-F의 경우 보수적이지만 높은 수준의 정확도를 보이고 있어, AFGC(2013)의 전단강도 평가식 중 콘크리트 매트릭스의 기여분과 강섬유의 전단강도 기여분은 강섬유로 보강되어 있을 때 더 높은 정확도를 가지는 것으로 판단할 수 있었다.

초고강도 매트릭스가 보유한 전단강도의 세부적인 평가를 위해 C-200-F의 전단철근의 기여분을 검토하였다. AFGC(2013)에서는 전단철근의 기여분을 콘크리트 및 강섬유의 기여분에 합하여 전체 전단강도를 산정하므로, 실제 균열을 지나가는 전단철근의 개수를 파악하여 전단철근의 기여분을 산정하였다. 주요 대각균열은 실제 네 개의 전단철근을 가로질렀으나 Figure 8(c)에서 확인 가능한 전단철근의 변형률분포에 의하면, 경사균열의 가장 가장자리에 있는 두 개의 철근은 효과가 없는 것으로 판단되어 총 두개의 전단철근이 전단강도에 기여하는 것으로 판단하였다. 이를 반영하여 AFGC(2013)의 전단강도 산정식에 의해 평가한 결과 전단철근의 기

Table 6 Shear strength model suggested by UHPC design recommendations

Code	Equations
AFGC	$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$ $V_{Rd,c} = \frac{0.21}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{0.5} b_w d, k = 1 + \begin{cases} 3 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} & \sigma_{cp} \geq 0 \\ 0.7 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck,0.05}} & \sigma_{cp} < 0 \end{cases}, \sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c, V_{Rd,f} = \frac{A_{sv} f_{Rd,f}}{\tan \theta}, \sigma_{Rd,f} = \frac{1}{k \gamma_{cf}} \frac{1}{w_{lim}} \int_0^{w_{lim}} \sigma_f(w) dw, A_{fv} = b_w z$ $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, V_{Rd,max} = 2 \times 1.14 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} / (\cot \theta + \tan \theta)$
K-UHPC	$V_d = V_{rpd} + V_{fd} + V_{sd}$ $V_{rpd} = \phi_b (0.18 \sqrt{f_{cd}} b_w d), V_{fd} = \phi_b (f_{vd} / \tan \beta_u) b_w z, f_{vd} = \frac{1}{w_v} \int_0^{w_v} \sigma_d(w) dw, w_v = \max(w_u, 0.3mm), \beta_u = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau}{\sigma_{zu} - \sigma_{yu}} \right) - \beta_0$ $V_{sd} = \phi_b \frac{A_w f_{ywd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{s_s} d, V_{wd} = \phi_b [0.84 f_{cd}^{2/3} \sin(2\beta_u) b_w d]$

[AFGC model] V_{Rd} : shear capacity of UHPRC members [N], $V_{Rd,c}$: shear capacity contributed by concrete [N], $V_{Rd,s}$: shear capacity contributed by shear reinforcement [N], $V_{Rd,f}$: shear capacity contributed by steel fiber [N], γ_E : safety coefficient(=1.5), f_{ck} : characteristic compressive strength of concrete [MPa], N_{Ed} : applied normal force [N], A_c : gross sectional area [mm^2], A_{sv} : area of shear reinforcements [mm^2], z : internal lever arm[mm], s : spacing of shear reinforcements [mm], f_{ywd} : design yield strength of shear reinforcements [MPa], θ : strut inclination angle
[K-UHPC model] V_d : design shear strength [N], V_{rpd} : design shear strength of a member which have no shear reinforcement [N], V_{fd} : design shear strength provided by reinforcing fibers [N], V_{sd} : design shear strength provided by shear reinforcements [N], ϕ_b : member strength reduction factor, f_{cd} : design compressive strength of K-UHPC, b_w : inclination of diagonal crack, τ : average shear stress calculated from design shear force [MPa], σ_{zu}, σ_{yu} : average compressive stress in the longitudinal direction and normal to the longitudinal direction, respectively [MPa], β_0 : angle between a diagonal crack and a line at 45 degree from the longitudinal axis of a member, z : internal lever arm, [mm], A_w : area of steel reinforcement [mm^2], f_{ywd} : design yield strength of shear reinforcements [MPa], α_s : inclination of shear reinforcements

Table 7 Flexural and shear strength prediction according to the design recommendations

specimens	Test		AFGC						K-UHPC					
	M_{test} [kNm]	P_{test} [kN]	M_{AFGC} [kNm]	V_F	V_{Rd}	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,s}$	$V_{Rd,f}$	M_{K-UHPC} [kNm]	V_F	V_d	V_{rpd} [kN]	V_{sd}	V_{fd}
A-200-F	331.7	179.7	362.8	196.5	599.2	173.0	100.7	325.4	378.9	205.3	221.2	126.1	95.1	-
B-200-0	114.0	119.8	311.1	326.9	165.6	165.6	-	-	306.5	322.1	120.6	120.6	-	-
C-200-0	245.6	259.4	311.1	328.6	266.3	165.6	100.7	-	306.5	323.7	215.8	120.6	95.1	-
B-200-F	355.2	373.1	362.8	381.1	498.5	173.0	-	325.4	378.9	398.0	471.4	126.1	-	345.3
C-200-F	338.8	355.9	362.8	381.1	599.2	173.0	100.7	325.4	378.9	398.0	566.5	126.1	95.1	345.3
B-100-F	246.5	258.9	301.2	316.4	270.9	127.2	-	143.8	311.0	326.6	247.5	92.7	-	154.8
C-100-F	300.2	315.3	301.2	316.4	371.7	127.2	100.7	143.8	311.0	326.6	342.6	92.7	95.1	154.8
D-200-0	132.1	235.4	311.1	554.4	165.6	165.6	-	-	306.5	546.2	120.6	120.6	-	-
D-200-F	318.3	568.4	362.8	647.9	498.5	173.0	-	325.4	378.9	676.6	471.4	126.1	-	345.3
D-100-F	276.2	493.2	301.2	537.8	270.9	127.2	-	143.8	311.0	555.3	247.5	92.7	-	154.8

P_{test} : applied load(test results), M_{test} : applied moment(test results), M_{AFGC} : flexural strength calculated according to the AFGC recommendation ($K = 1.25$), M_{K-UHPC} : flexural strength calculated according to the K-UHPC recommendation, V_F : shear strength of test specimen calculated by design recommendations

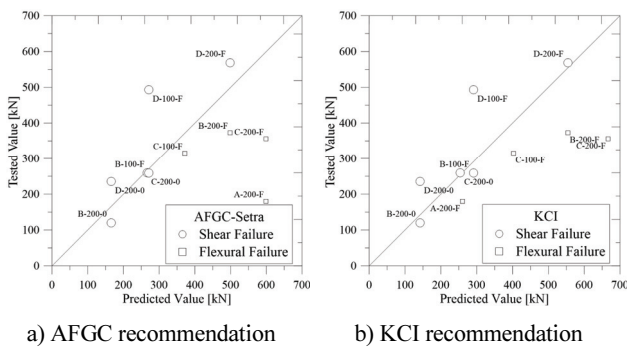


Fig. 11 Shear strength evaluation of test specimens

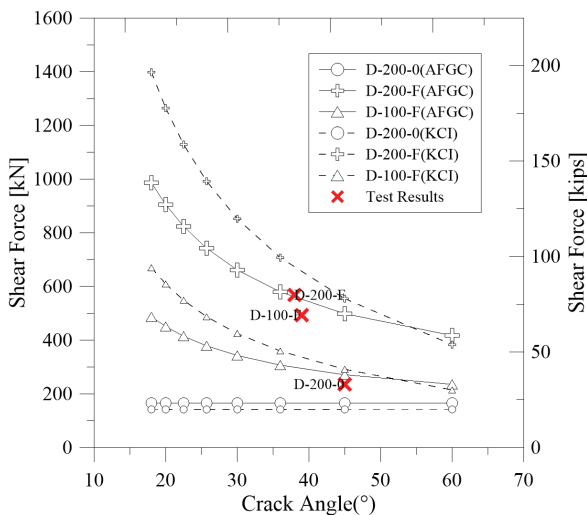


Fig. 12 Shear strength according to the crack angle

여분은 20% 과소평가되었으며, 콘크리트의 기여분은 16% 과대평가된 것으로 나타났다. C-200-0 실험체의 콘크리트의 전단강도 기여분은 B-200-0 전단강도에 비해 16% 높은 것으로 나타났다. 따라서, 현재 AFGC(2013)의 콘크리트 매트릭스의 전단강도 기여분 산정식은 과대평가하고 있는 것으로 판단된다. K-UHPC(KCI, 2012)의 제안식은 콘크리트와 전단철근의 전단강도 기여분의 추정식이 실험값에 비해 각각 2% 과대평가, 7% 과소평가하는 것으로 나타나 AFGC(2013)에 비해 높은 정확도를 보유하고 있는 것으로 나타났다. Table 7을 기반으로 하여 볼 때 추정치에 대한 실험 결과의 비율의 평균과 표준편차는 각각 AFGC의 경우 1.03과 0.39로 나타났으며, KCI의 경우 0.98과 0.37로 나타나고 있었다.

Figure 11에 나타난 바와 같이 D 시리즈의 경우 추정식이 높은 보수성을 보유하고 있는 것으로 나타났다. 특히, 강섬유로 보강되어 있는 경우 이러한 경향이 더 두드러지게 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 이는 AFGC와 K-UHPC의 설계 권고안 모두에서 나타난 현상이었다. 이 현상은 설계권고안의 전단강도 산정식이 전단경간비의 영향을 균열각 및 주응력 각도로 고려하고 있으나, 본 연구에서는 해당 각도를 45°로 평가하였기 때문에 발생한 현상일 것으로 판단된다. 따라서 균열각의 영향을 반영하기 위해 각 실험체의 균열각을 측정하였다. 강섬유로 보강되지 않은 D-200-0은 45°에 가까운 균열각이 웨브 중앙부에서 측정되었으며 강섬유로 보강된 D-200-F와 D-100-F는 웨브 중앙부 균열각의 각도가 각각 38도, 39도로 나타났다. Figure 12에 의하면 실험체의 균열을 통해 파악할 수 있는 균열각과 작용하중의 관계를 적용할 경우

AFGC(2013)가 제시하고 있는 전단강도 산정식은 매우 높은 수준의 정확도를 보유한 것으로 나타났으며, K-UHPC(KCI, 2012)는 과대평가하는 경향이 있었다.

5. 결론

UHPRC 부재의 설계를 위해 주요 설계변수별 영향을 실험적으로 평가하고 현재 사용 가능한 두 가지의 설계권고안의 적합성을 평가한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 강섬유가 보강되어 있지 않은 초고강도 콘크리트 보는 전형적인 직사각형 단면 보의 전단파괴 형태를 나타내었으나 강섬유가 보강되어 있는 실험체의 경우 경사균열의 폭이 넓어지는 전단파괴의 형태가 발생하지 않았다. 즉, 2%의 부피비로 강섬유를 혼입함에 따라 파괴모드가 바뀔 정도의 전단보강능력을 강섬유가 보유하고 있어 확인되었다. 사인장균열 강도는 강섬유의 보강시 95%의 증가가 나타났다.
- (2) 단면해석 결과 200-F와 100-F 매트릭스가 사용된 경우 휨강도의 차이는 10% 미만인 것으로 나타났다. 그러나 전단강도에 있어서는 40%이상의 강도 증가가 나타난 것으로 보아, UHPRC의 전단강도에 콘크리트 압축강도의 영향이 큰 것으로 판단된다. 이 현상은 사인장균열 강도에서도 같이 나타났다.
- (3) 강섬유가 보강될 경우 경사균열의 균열각이 강섬유가 보강되지 않은 경우보다 더 낮아지는 것을 확인할 수 있었다. 이에 따라 강섬유의 영향면적이 커지게 되어 강섬유의 전단보강효과가 더 커지게 되는 것으로 판단된다.
- (4) 전단경간비의 감소는 전단강도의 크기를 큰 폭으로 증가시키는 것으로 나타났다. 이는 스트럿의 각도의 변화로 스트럿에 작용하는 압축력의 크기가 커지기 때문인 것으로 판단된다. 특히, 경사스트럿이 파괴될 때 강섬유에 의한 압축응력방향 균열이 확산되며 파괴를 지연시키는 것으로 나타났다.
- (5) D-200-F의 전단강도에 대한 검토 결과 균열각을 반영할 경우 AFGC는 높은 수준의 정확도를 보이며 KCI는 전단강도를 과소평가하는 경향을 보이는 것을 확인할 수 있었다. 균열각의 변화를 반영하지 않을 경우 발생 가능한 문제이므로 균열각에 대한 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.
- (6) 프랑스와 한국의 UHPRC 설계권고안의 적용성을 평가한 결과, AFGC는 휨 및 전단 모두에 대해 대체적으로 보수적인 평가를 하는 것으로 나타났으며, KCI의 경우 휨

에 대해서는 과소평가하고 있으나, 전단에 대해서는 보수적인 평가가 수행되고 있는 것을 확인할 수 있었다.

감사의 글

이 논문은 2019년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단 기초연구사업(No. 2017R1D1A1B03)과 한양사이버대학교의 2019년 학과경쟁력사업의 지원을 받아 수행되었습니다.

References

1. ACI(American Concrete Institute) (2009) ACI 544.4R-88:Design considerations for steel fiber reinforced concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 1-18
2. ACI(American Concrete Institute) (2008) ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 165.
3. fib (International Federation for Structural Concrete) (2013) fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, Lausanne., 144-150.
4. Richard, P., & Cheyrez, M. (1995). Composition of reactive powder concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(7), 1501-1511.
5. AFGC(Association Française de Génie Civil) (2013) Interim Recommendations, Ultra High Performance Fibre Reinforced Concretes, France, 358.
6. B.A. Graybeal, (2008) Flexural behaviour of Ultra high performance concrete I-girder, *Journal of Bridge Engineering*, 13(6), 602-610.
7. I.H. Yang, C. Joh, B.S. Kim (2010) Structural behavior of ultra-high performance concrete beams subjected to bending, *Engineering Structures*, 32, 3478-p3487.
8. D.Y. Yoo, Y.S. Yoon (2015) Structural performance of ultra high performance concrete beams with different steel fibres, *Engineering Structures*, 102, 409-423.
9. Graybeal, B. A. (2006) Material property characterization of ultra-high performance concrete. Rep. No. FHWA-HRT-06-103, Federal Highway Administration, Washington, D.C. 176.
10. Voo, Y. L., Poon, W. K., & Foster, S. J. (2010). Shear strength of steel fiber-reinforced ultrahigh-performance concrete beams without stirrups. *Journal of Structural Engineering*, 136(11), 1393-1400.
11. Xia, J., Mackie, K. R., Saleem, M. A., & Mirmiran, A. (2011). Shear failure analysis on ultra-high performance concrete beams reinforced with high strength steel. *Engineering Structures*, 33(12), 3597-3609.
12. Baby, F., Marchand, P., & Toutlemonde, F. (2013). Shear behavior of ultrahigh performance fiber-reinforced concrete beams. I: Experimental investigation. *Journal of Structural Engineering*,

- 140(5), 04013111.
13. Korea Concrete Institute (2012) Design Guidelines for K-UHPC, KCI-M-12-003, Korea, 1-66.
 14. Park R, Paulay T. (1975) Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, Inc: New York, USA., 276-301.
 15. KS(Korean Standard) KS F 2405 (2010) Standard test method for compressive strength of concrete. Korean Standard Information Center.
 16. KS(Korean Standard) KS F 2423 (2011) Method of test for splitting tensile strength of concrete. Korean Standard Information Center
 17. JCI (Japan Concrete Institute) JCI-S-001 (2003) Method of test for fracture energy of concrete by use of notched beam. Japan Concrete Institute, 1-4.
 18. KS(Korean Standard) KS B 0802 (2013) Method of tensile test for metallic materials. Korean Standard Information Center
 19. Sharma, A. K. (1986). Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI Journal, Proceeding*, 83(4), 624-628.

Received : 11/26/2019

Revised : 12/02/2019

Accepted : 12/05/2019

요 지 : 본 연구에서는 강섬유의 혼입, 매트릭스의 압축강도, 전단철근과 전단경간비가 UHPFRC 휨재에 미치는 영향에 대해 총 10개의 실험체에 대한 실험을 통해 검토하였다. 실험결과 2%의 부피비로 강섬유가 혼입된 경우 파괴 패턴을 전단파괴에서 휨파괴로 바꿀 정도로 높은 전단강도 증진효과를 보유하고 있는 것으로 나타났다. 또한 강섬유는 낮은 전단경간비에서 압축스트럿의 파괴를 지연시키는 효과를 가진 것으로 나타났다. 실험 결과 강섬유의 혼입과 전단경간비의 변화에 따라 균열각이 45도보다 낮은 것으로 나타났다. 실험 결과를 UHPC 설계권고안들과 비교해 본 결과 프랑스의 설계권고안은 보수적으로 평가하였고 한국의 설계권고안은 휨 강도에 대해 다소 과대평가하는 것으로 나타났다. 전단강도에 대해서는 두 설계권고안 모두 보수적으로 평가하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 초고강도 콘크리트, 강섬유, 전단철근, 휨강도, 전단강도
