Journal of the Korea institute for Structural Maintenance and Inspection
Vol.30, No.5, October 2026, pp.12-21
https://doi.org/10.11112/jksmi.2026.30.5.12
eISSN 2287-6979

강섬유 혼입 PC 보강재 크기에 따른 합성 플랫플레이트의 뚫림전단 위험단면 평가

김정훈[1], 이문석[2], 최창식[3], 배백일[4*]

Evaluation of Punching Shear Critical Sections in Composite Flat Plates with Different Sizes of Steel Fiber-Reinforced Precast Concrete Regions

Jeong-Hoon Kim[1], Moon-Seok Lee[2], Chang-Sik Choi[3], Baek-Il Bae[4*]

Abstract: This study investigated the punching shear behavior and failure regions of composite flat plates locally strengthened with high-strength steel fiber-reinforced precast concrete. The main variables were the PC region width and the presence of steel fibers. The peak loads of the strengthened specimens were 33.1-127.6% higher than that of the RC reference specimen. Specimens PC-0%-2h, PC-1%-2h, and PC-0%-4h failed within the PC region, whereas external failure in the cast-in-place concrete was observed only in PC-1%-4h. The experimental strengths were compared with predictions based on KDS 14 20 22, ACI 318, Eurocode 2, and a CSCT-based model using sections measured from the column face and the outer edge of the PC region. The results showed that the relevant calculation section and material properties depended on the observed failure region. Because external failure occurred in only one specimen, the findings were limited to the tested conditions.

Keywords: Flat plate slab, Precast concrete reinforcement, Punching shear, Slab-column connection, Steel fiber

1. 서 론

플랫플레이트 구조는 보를 생략함으로써 평면계획의 자유도가 높고 층고 절감 및 설비배치에 유리하다는 장점이 있다. 그러나 슬래브와 기둥이 직접 접합되기 때문에 기둥 주변에 전단응력이 집중되며 충분한 휨변형이 발생하기 전에 취성적인 뚫림전단파괴가 발생할 수 있다. 이러한 파괴는 접합부의 급격한 내력 저하뿐 아니라 연쇄 붕괴로도 이어질 수 있으므로 적절한 보강이 필요하다.

기존에는 전단철근, 전단스터드 및 지판 등을 이용하여 뚫림전단저항을 확보해 왔다. 다만 전단보강재는 기둥 주변의 배근을 복잡하게 하고 시공성을 저하시킬 수 있으며 층고와 설비계획에 제약을 줄 수 있다. 이에 따라 최근에는 고강도 콘크리트나 강섬유보강 콘크리트로 보강하는 방법이 제안되고 있다.

국내에서도 Kim(2006)은 70 MPa급 고강도 콘크리트를 적용한 플랫플레이트 기둥-슬래브 접합부의 전단강도와 구조거동을 평가하였다. Joh et al.(2011)은 직선형 강섬유가 혼입된 UHPC(Ultra-High-Performance Concrete, UHPC) 바닥판 슬래브를 대상으로 슬래브 두께와 재하판 형상비에 따른 뚫림전단거동 및 기존 강도식의 적용성을 검토하였다. 그러나 이들 연구는 각각 단일 고강도 콘크리트 접합부와 단일 UHPC 슬래브를 대상으로 하였으므로, 고강도 강섬유보강 PC (Precast Concrete, PC)가 국부 적용된 PC-CIP(Cast-In-Place concrete, CIP) 합성 플랫플레이트의 파괴영역과 위험단면을 평가한 연구는 제한적이다.

Choi et al.(2007)은 뚫림전단저항을 압축영역과 인장영역의 기여로 구분하였으며 Maya et al.(2012)은 임계전단균열이론(Critical Shear Crack Theory, CSCT)에 기초하여 강섬유의 가교응력이 슬래브 회전에 따른 임계전단균열의 개구를 억제하고 뚫림전단저항에 기여할 수 있음을 제시하였다. 또한 Zohrevand et al.(2015)은 기둥 주변에 UHPC를 적용한 복합 슬래브에서 내력 향상을 확인하였고 Gołdyn and Urban(2022)과 Zhou et al.(2025)은 고성능 재료의 적용 범위에 따라 전단균열의 진행경로와 최종 파괴면의 위치가 달라질 수 있음을 보고하였다.

선행연구를 통해 고성능 재료의 국부 적용이 뚫림전단저항 향상에 효과적이라는 점은 확인되었다. 그러나 파괴면은 보강재의 크기와 재료특성에 따라 PC 보강재 내부 또는 외측의 CIP 콘크리트 영역에 형성될 수 있으며 이에 따라 뚫림전단강도 평가에 적용되는 위험단면의 위치와 면적도 달라질 수 있

[1]학생회원, 한양대학교 건축공학과 석사과정
[2]정회원, 한양대학교 산업과학연구소 박사후연구원
[3]정회원, 한양대학교 건축공학부 교수
[4]정회원, 한양사이버대학교 건축도시공학과 교수, 교신저자
***Corresponding author:** bibae@hycu.ac.kr
Department of Architectural Engineering Hanyang Cyber University, Seoul, 04763, Korea
•본 논문에 대한 토의를 2026년 11월 30일까지 학회로 보내주시면 2026년 12월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

www.kci.go.kr
Copyright ⓒ 2026 by The Korea institute for Structural Maintenance and Inspection. This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0)which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

다. 따라서 국부 보강효과를 합리적으로 평가하기 위해서는 최대하중뿐만 아니라 실제 파괴면의 형성 위치와 이에 대응하는 위험단면적을 함께 검토할 필요가 있다.

현행 KDS 14 20 22, ACI 318 및 Eurocode 2의 뚫림전단강도식은 주로 균질한 철근콘크리트 슬래브를 대상으로 한다. 반면 PC 보강재와 현장타설 콘크리트로 구성된 합성 플랫플레이트에서는 위험단면을 PC 보강재 내부 또는 외측 CIP 콘크리트 영역 중 어디에 가정하느냐에 따라 산정되는 위험단면적과 강도평가에 적용되는 재료특성이 달라진다. 그러나 PC 보강재 크기와 실제 파괴양상을 고려하여 두 위험단면의 평가결과를 비교한 연구는 제한적이다.

본 연구에서는 강섬유 보강 PC 부재를 기둥 주변에 국부적으로 적용한 합성 플랫플레이트를 대상으로, PC 보강부의 폭과 강섬유 혼입 여부에 따른 뚫림전단 거동 및 파괴면 형성 위치를 실험적으로 분석하였다. 이와 함께 기둥면을 기준으로 한 설계기준별 위험단면과 PC 보강부 외곽을 기준으로 설정한 비교용 단면에 대하여 위험단면 둘레와 면적을 산정하고, KDS 14 20 22, ACI 318, Eurocode 2 및 CSCT 기반 모델에 따른 예측강도를 실험강도와 비교하였다. 이를 바탕으로 PC-CIP 이종단면에서 관찰된 파괴영역과 계산상 위험단면의 대응관계를 검토하였다.

2. 실험 계획 및 방법

2.1 실험체 계획 및 변수

본 연구에서는 플랫플레이트 구조의 내부 기둥-슬래브 접합부를 대상으로 총 5개의 실험체를 제작하였다. 실험체는 일반 철근콘크리트 기준 실험체 RC 1개와 고성능 프리캐스트 콘크리트 보강재를 국부적으로 적용한 변수 실험체 4개로 실험체의 형상과 배근 상세는 Fig. 1에 나타내었다. 모든 실험체는 보강재 적용 여부와 변수 효과를 비교하기 위하여 동일한 평면 크기, 슬래브 두께, 기둥 단면, 유효깊이 및 휨철근비를 갖도록 계획하였다.

실험체의 평면 크기는 2,400 mm × 2,400 mm, 슬래브 두께는 200 mm, 유효깊이는 180 mm, 기둥 단면은 250 mm × 250 mm이다. 휨파괴를 방지하기 위해 D16 철근을 70 mm 간격으로 배치하였다. 기준 실험체 RC는 슬래브 전체를 27 MPa급 콘크리트로 제작하였다. 변수 실험체의 기둥부와 PC 보강재는 일체로 타설하였으며, PC-CIP 접합면은 수평면에 대해 63.4°의 경사로 형성하였다. 접합면에는 표면 요철이 형성되도록 요철 거푸집을 사용하였다. 본 실험체에는 슬래브의 뚫림전단 보강을 위한 스터럽을 별도로 배치하지 않았다. PC 부재와 CIP 슬래브의 휨철근은 제한된 슬래브 두께 내에서 정착성능을 확보하고 이음길이를 단축하기 위하여 180° 갈고리 철근을 이용하여 겹침이음하였다. PC 보강재를 양생한 후 주변부에 현장타설 콘크리트(cast-in-place concrete, CIP)를 타설・양생하여 실험체를 제작하였다.

주요 변수는 보강재 너비와 강섬유 혼입률이다. 보강재 너비는 기둥면을 기준으로 양측으로 각각 200 mm, 400 mm 확장된 650 mm와 1050 mm로 계획하였으며, 본 논문에서는 이를 각각 2h 및 4h 보강 실험체로 구분하였다. 강섬유는 PC 보강재에만 혼입하였으며 RC 기준 실험체와 PC 보강재 외측의 CIP 콘크리트에는 혼입하지 않았다. PC 보강재의 강섬유 혼입률은 0%와 1%로 설정하였다. 실험체 명칭은 콘크리트 목

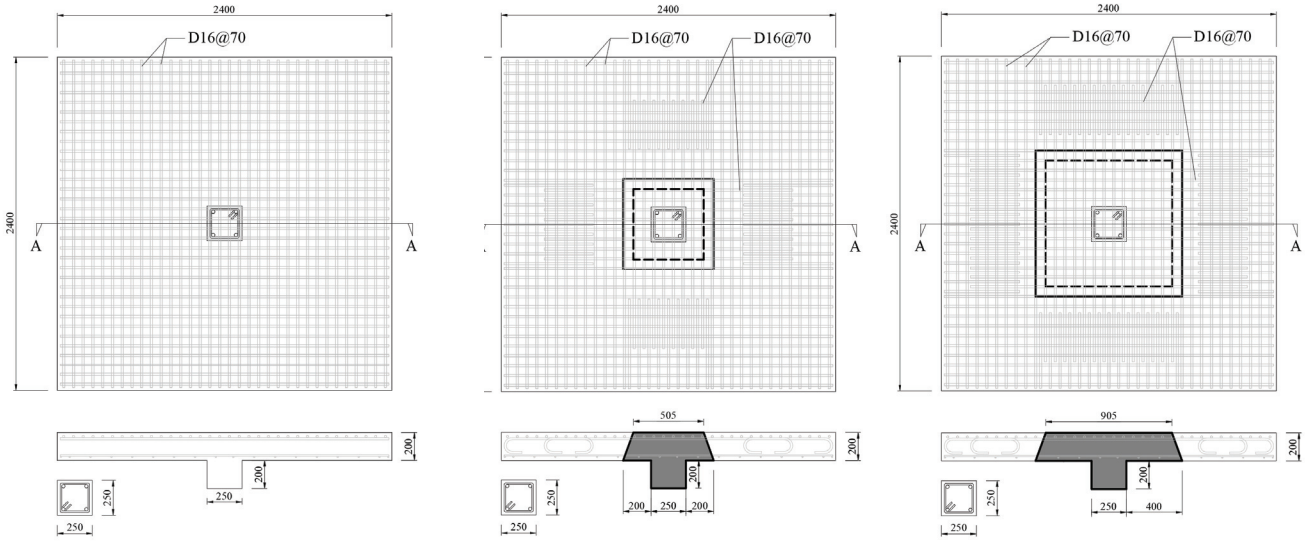


Fig. 1 Details of specimens

www.kci.go.kr

Table 1 Mixture proportions of concrete

f_{ck} (MPa)	V_f (%)	W/B (%)	S/a (%)	Unit weight (kg/m³)							
				W	C	GGBFS	Silica fume	S	G	Ad	Steel fiber
27	-	44.3	49.4	168	379	-	-	882	923	3.8	-
100	0	20.8	37.7	170	468	312	39	514	848	6.58	0
	1	20.8	37.7	170	468	312	39	514	848	6.58	79

Note: W/B: water-binder ratio; B: cement + ground granulated blast-furnace slag + silica fume; S/a: sand-to-total aggregate ratio; W: water; C: cement; GGBFS: ground granulated blast-furnace slag; S: sand; G: gravel; Ad: high-range water-reducing admixture. Unit weights are in kg/m³

Table 2 Concrete strength properties

f_{ck} (MPa)		f_c' (MPa)
27		25.4
100	0%	91.6
	1%	101.4

Note: f_{ck}: specified compressive strength; f_c': measured compressive strength

Table 3 Residual flexural tensile strengths of HPFRC

	$f_{R,1}$ (MPa)	$f_{R,2}$ (MPa)	$f_{R,3}$ (MPa)	$f_{R,4}$ (MPa)
PC_1%	11.2	11.8	10.8	10.2

Note: fR,1–fR,4:residual flexural tensile strengths at CMOD=0.5, 1.5, 2.5, and 3.5 mm

표 압축강도, 강섬유 혼입률 및 보강재 너비를 반영하여 PC-0%-2h, PC-0%-4h, PC-1%-2h 및 PC-1%-4h로 표기하였다.

2.2 재료 특성

실험체에는 27 MPa급 콘크리트와 100 MPa급 콘크리트를 사용하였고, 실험체 제작에 사용된 콘크리트 배합은 Table 1에, 재료시험으로 측정한 압축강도는 Table 2에 정리하였다. 콘크리트 압축강도는 직경 100 mm, 높이 200 mm의 원주형 공시체를 제작하여 KS F 2405에 따라 측정하였다. 일반 콘크리트의 평균 압축강도는 25.4 MPa로 나타났다. 강섬유가 혼입되지 않은 콘크리트의 평균 압축강도는 91.6 MPa였으며, 강섬유가 1% 혼입된 고성능 콘크리트는 101.4 MPa로 나타났다.

PC 보강재는 직선형 강섬유를 사용하였다. 강섬유의 길이는 13 mm, 직경은 0.20±0.01 mm, 형상비는 65, 밀도는 7.9 g/cm³, 인장강도는 2,500 MPa이다. 슬래브 휨철근으로 사용한 D16 (SD500) 철근에 대하여 KS B 0802 기준에 따른 인장시험을 3회 수행하였다. 항복강도는 각각 538.27 MPa, 565.46 MPa 및 577.04 MPa로 측정되었으며, 평균 항복강도는 560.26 MPa였다. 항복변형률은 각각 0.0027, 0.0028 및 0.0029로 측정되었으며, 평균 항복변형률은 0.0028이었다.

휨인장시험은 KS F 2408 및 KS F 2566에 따라 수행하였다. 시험체 중앙 하단부에는 노치를 형성하였으며, 노치 단부에 클립게이지를 설치하여 CMOD(Crack Mouth Opening Displacement, CMOD)를 측정하여 Table 3에 나타내었다. 잔류 휨인장강도는 CMOD 0.5 mm, 1.5 mm, 2.5 mm 및 3.5 mm에서의 값을 사용하였다. 이 값은 fib Model Code에서 사용하는 잔류강도 형식을 따른 것으로, KS 기준에 따른 휨시험 결과에서 균열 이후 인장저항을 정량화하기 위해 사용하였다.

2.3 가력 및 계측 계획

실험체 변수에 따른 뚫림전단 거동과 파괴양상을 동일한 조건에서 비교하기 위하여 모든 실험체는 동일한 지지 및 가력 조건으로 Fig. 2와 같이 실험하였다. 슬래브 하부 4면에는 끝단에서 200 mm 떨어진 위치에 힌지를 설치하였다. 하중은 2,000 kN 용량의 액추에이터를 사용하여 기둥부에 집중하중

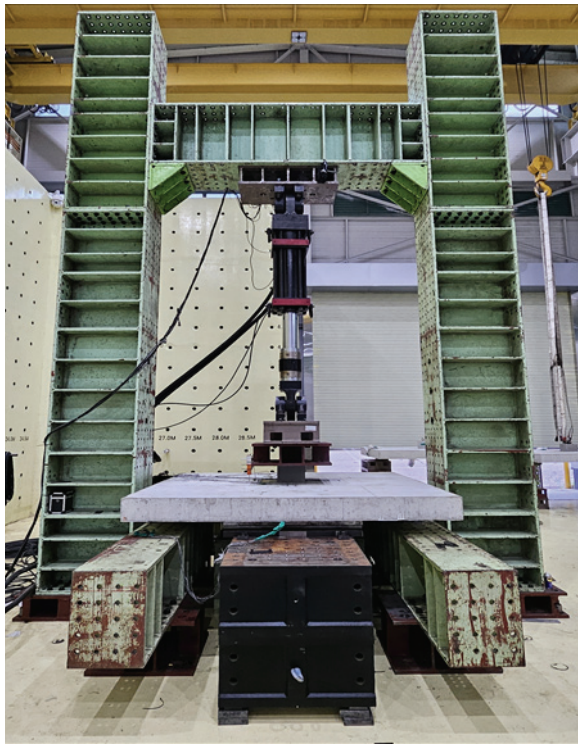
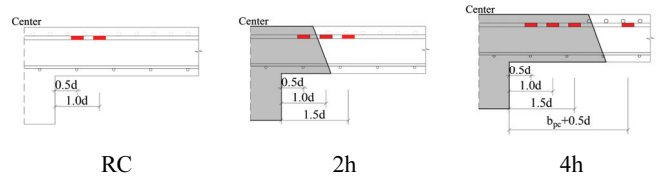


Fig. 2 Test set-up

www.kci.go.kr

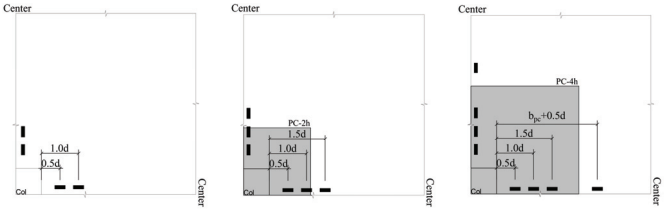
형태로 재하하였고, 가력은 변위제어 방식으로 수행하였다. 하중 속도는 0.6 mm/min으로 설정하였다.

재하 중 슬래브의 처짐 거동을 평가하기 위하여 슬래브 중앙부에 LVDT를 설치하였으며, 중심부 수직변위를 기준으로 각 실험체의 하중-처짐 관계를 비교하였다. 또한 인장철근의 항복 여부와 변형률 집중 위치를 확인하기 위하여 Fig. 3(a)와 같이 기둥면을 기준으로 외측 0.5d, 1.0d, 1.5d 및 PC 보강재 외곽면에서 0.5d 떨어진 위치에 철근 변형률 게이지를 부착하였다. 여기서 b_{pc}는 기둥면에서 PC 보강재 외곽면까지의 거리를 의미한다. Fig. 3(b)는 실험체 중심부를 기준으로 나타낸 1/4 평면도로 슬래브 중심축을 나타낸다. 콘크리트 압축 변형률 게이지는 기둥 주변의 압축응력 전달과 PC 보강재 폭에 따른 변형률 분포를 확인하기 위하여 중심축을 따라 기둥면에서 외측 0.5d, 1.0d, 1.5d 및 PC 보강재 외곽면에서 0.5d 떨어진 압축부 표면에 부착하였다.



RC 2h 4h

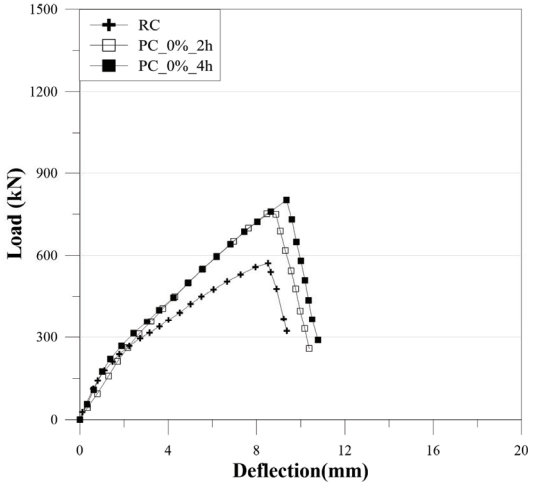
(a) Location of Tension strain gages



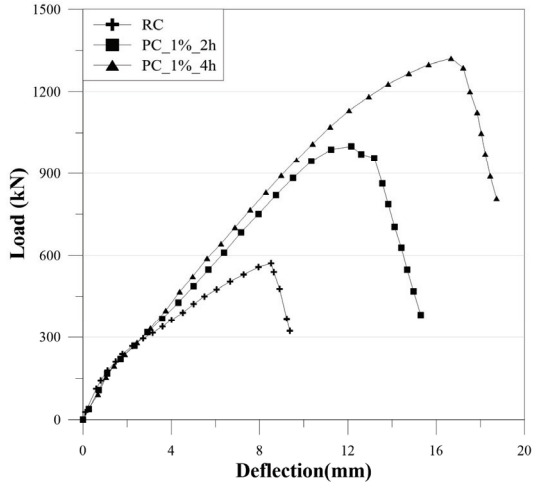
RC 2h 4h

(b) Location of Compressive strain gages

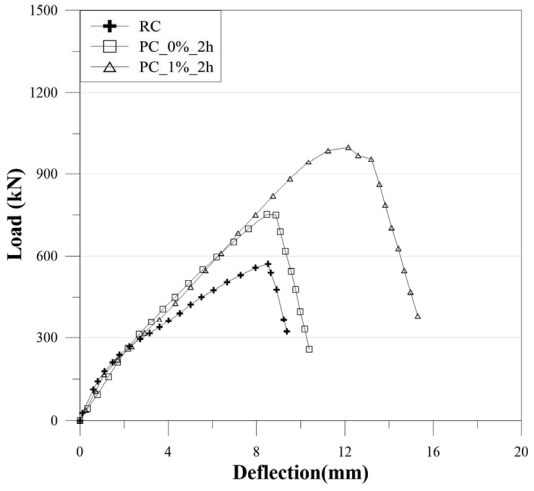
Fig. 3 Location of strain gages



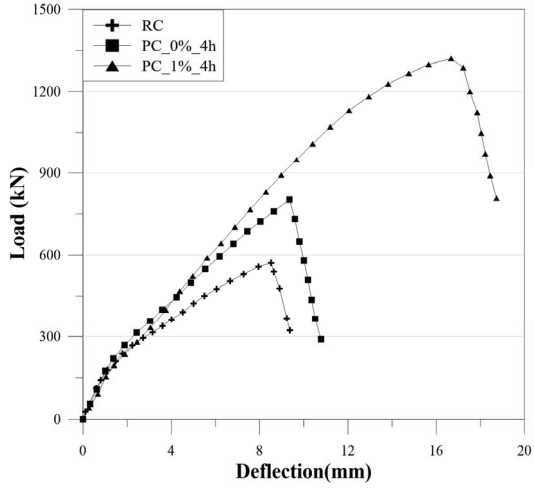
(a) Effect of PC reinforcement width without steel fibers



(b) Effect of PC reinforcement width with 1% steel fibers



(c) Effect of steel fiber content for 2h PC reinforcement



(d) Effect of steel fiber content for 4h PC reinforcement

Fig. 4 Load-Deflection

www.kci.go.kr

Table 4 Summary of test results

Specimen	V_{test} (kN)	Δ_{peak} (mm)	$V_{test,PC}/V_{test,RC}$
RC	582.6	8.5	1.00
PC_0%_2h	775.2	8.7	1.33
PC_0%_4h	812.8	9.3	1.40
PC_1%_2h	1007.8	11.8	1.73
PC_1%_4h	1326.0	16.8	2.28

Note: V_{test} :measured peak punching load; Δ_{peak}: center deflection at peak load

3. 실험 결과

3.1 하중-처짐 관계

각 실험체의 하중-처짐 관계를 Fig. 4에 나타내었으며, 최대하중과 최대하중 시 중앙부 처짐은 Table 4에 정리하였다.

모든 실험체는 최대하중 이후 급격한 내력 저하를 보이며 뚫림전단파괴 양상을 나타냈다. RC 실험체의 최대하중은 582.6 kN이고, 고강도 프리캐스트 보강재가 적용된 실험체는 RC 실험체보다 큰 최대하중을 보였다. PC-0%-2h, PC-0%-4h 실험체의 최대하중은 각각 775.2 kN, 812.8 kN으로 RC 실험체 대비 33.1%, 39.5% 증가하였다. PC-1%-2h, PC-1%-4h 실험체의 최대하중은 각각 1007.8 kN, 1326.0 kN으로 RC 실험체 대비 73.0%, 127.6% 증가하였다.

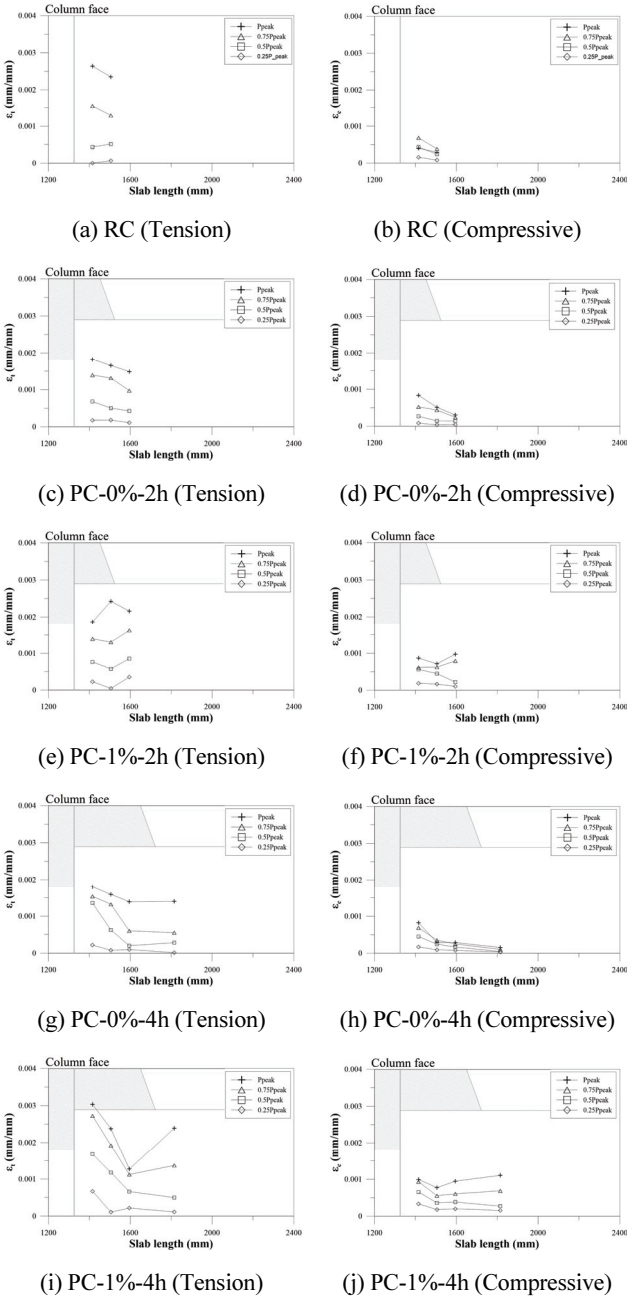
보강재 폭이 2h에서 4h로 증가함에 따라 최대하중은 PC-0% 계열에서 약 5%, PC-1% 계열에서 약 32% 증가하였다.

3.2 철근 및 콘크리트 변형률 분포

각 실험체의 철근 인장 변형률 및 콘크리트 압축 변형률 분포를 Fig. 5에 나타내었다. 변형률은 최대하중 P_{peak}을 기준으로 $0.25P_{peak}$, $0.5P_{peak}$, $0.75P_{peak}$ 및 P_{peak} 단계에서 비교하였다.

모든 실험체에서 철근 인장 변형률과 콘크리트 압축 변형률은 기둥면에 가까운 위치에서 크게 나타났다. 이는 뚫림전단에 의한 변형이 기둥 주변부에 집중되었기 때문이다. RC 및 PC-0% 실험체는 최대하중 시점에서도 휨철근이 항복변형률에 도달하지 않았고, 콘크리트 압축 변형률도 0.002 이하에 머물렀다. 따라서 이들 실험체는 휨철근 항복 이전에 뚫림전단파괴에 도달한 것으로 판단된다.

반면 PC-1%-2h는 계면 부근, PC-1%-4h 실험체에서는 기둥면에 가까운 위치에서 철근 변형률이 최대이다. 이는 강섬유 혼입 배합에서 균열 이후에도 균열면을 따라 인장력이 전달되어 접합부가 더 큰 변형 수준까지 하중에 저항한 결과로 판단된다. 이러한 경향은 하중-처짐 관계에서 강섬유 혼입 실험체의 최대하중 시 처짐이 증가한 결과와도 일치한다. 다만



(a) RC (Tension) (b) RC (Compressive)

(c) PC-0%-2h (Tension) (d) PC-0%-2h (Compressive)

(e) PC-1%-2h (Tension) (f) PC-1%-2h (Compressive)

(g) PC-0%-4h (Tension) (h) PC-0%-4h (Compressive)

(i) PC-1%-4h (Tension) (j) PC-1%-4h (Compressive)

Fig. 5 Distribution of strain

모든 실험체가 최대하중 이후 급격한 하중저하를 동반한 취성적인 파괴를 보이므로 본 연구에서는 이를 에너지 소산량으로 평가하지 않았다.

압축측 콘크리트 변형률 분포는 강섬유 혼입 여부에 따라 서로 다른 경향을 보였다. PC-0% 실험체는 기둥 인접부에서 변형률이 집중되고 외측으로 갈수록 감소한 반면, PC-1% 실험체는 변형률 증가 범위가 확대되었다. PC-1%-2h는 PC-CIP 계면 부근에서, PC-1%-4h는 PC 부재 내부와 외측 인근에서 변형률 변화가 나타났다. 이러한 차이는 하부 균열 및 절단면

www.kci.go.kr

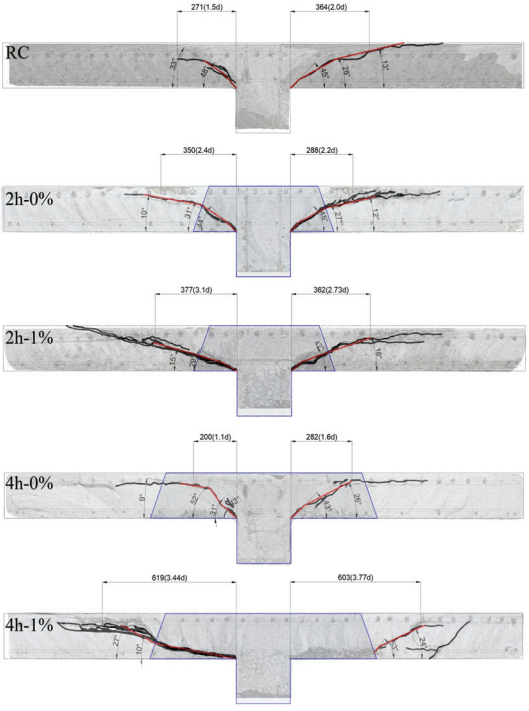


Fig. 6 Cross-sectional crack patterns

에서 확인된 파괴면 형성 위치와 관련된 것으로 판단된다.

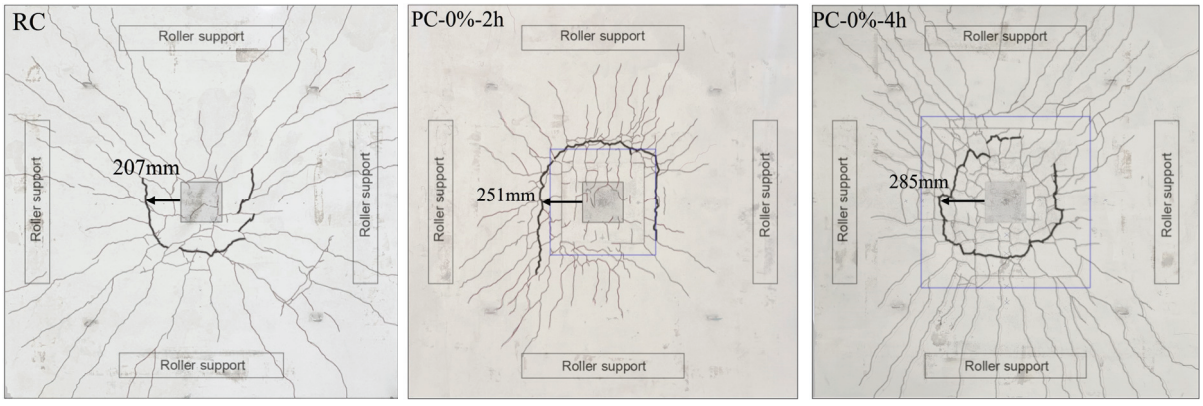
3.3 파괴면 형상 및 파괴모드

최종 파괴 후 각 실험체의 절단면 균열과 하부 균열 분포를 Fig. 6 및 Fig. 7에 나타내었다. 본 연구에서는 하부면 균열의 최외곽 위치가 아니라, 절단면에서 확인된 주 경사균열이 PC 부재 내부 또는 PC 부재 외측의 CIP 콘크리트 영역 중 어느 영역을 통과하였는지를 기준으로 파괴모드를 분류하였다.

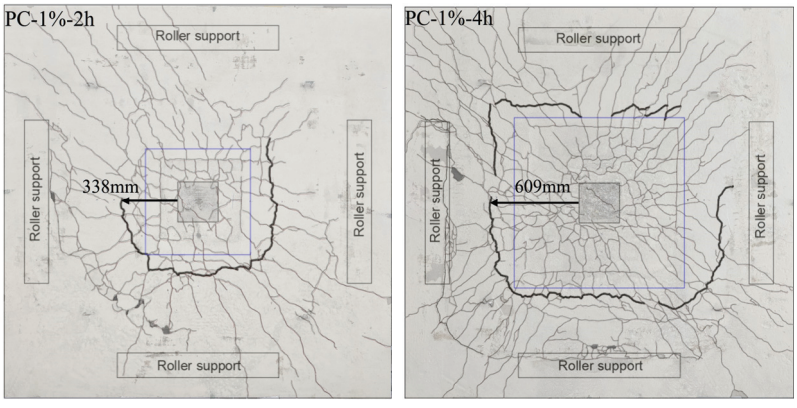
기준 실험체 RC는 PC-CIP 계면을 갖지 않는 일반 RC 슬래브이므로 파괴모드 분류에서 제외하였다. RC 실험체의 하부 파괴균열은 기둥면으로부터 약 207 mm 떨어진 위치에서 관찰되었으며, 절단면에서도 기둥 주변으로부터 경사균열이 발달하였다.

PC-0%-2h 실험체의 하부면 균열은 기둥면으로부터 약 251 mm 떨어진 위치에 형성되었다. 절단면에서 확인된 주 경사균열이 PC 부재 내부를 통과하였으므로 내부파괴로 분류하였다.

PC-1%-2h 실험체의 하부면 균열은 기둥면으로부터 약 338 mm 떨어진 위치까지 발달하여 PC 보강재 외측으로 확장된 양상을 보였다. 그러나 절단면에서는 주 경사균열이 기둥면 부근에서 시작하여 PC 부재를 관통한 것으로 확인되어 내부



(a) RC (b) PC-0%-2h (c) PC-0%-4h



(d) PC-1%-2h (e) PC-1%-4h

Fig. 7 Crack Patterns of Specimens

www.kci.go.kr

파괴로 분류하였다. PC-0%-2h 실험체보다 하부 균열의 분포 범위가 외측으로 확대된 현상은 강섬유의 균열가교작용과 관련된 것으로 해석될 수 있으나, 각 변수별 실험체가 1개이므로 그 영향을 일반화하기는 어렵다.

PC-0%-4h 실험체의 하부면 외곽 균열은 기둥면으로부터 약 285 mm 떨어진 위치에 형성되었다. PC 부재의 폭이 4h로 증가하였음에도 주 경사균열은 PC 부재 내부를 통과하였으므로 내부파괴로 분류하였다.

PC-1%-4h 실험체에서는 하부면 균열이 기둥면으로부터 약 609 mm 떨어진 위치에서 관찰되었다. 절단면에서도 주 경사균열이 PC-CIP 경계를 넘어 외측 CIP 콘크리트 영역에 형성된 것으로 확인되어 외부파괴로 분류하였다.

동일한 4h 보강폭을 갖는 PC-0%-4h 실험체는 내부파괴를 나타낸 반면, PC-1%-4h 실험체에서는 외부파괴가 관찰되었다. 본 실험결과만으로 PC 보강재 폭의 증가가 파괴면을 외측으로 이동시킨다고 일반화하기는 어렵다. 또한 외부파괴가 PC-1%-4h 실험체에서만 관찰된 점을 고려하여, 본 절의 결과는 각 실험조건에서 확인된 파괴양상으로 한정하였다.

4. 위험단면 설정에 따른 뚫림전단강도 비교

4.1 설계기준 및 CSCT에 따른 뚫림전단강도 산정

KDS, ACI 318 및 Eurocode 2의 뚫림전단강도는 위험단면 둘레, 유효깊이 및 콘크리트 전단응력을 이용하여 산정된다. 본 연구에서는 각 기준식의 계산강도를 다음과 같은 기본 형태로 정리하였다.

$$V_c = v_c b_0 d \tag{1}$$

여기서 v_c는 기준별 콘크리트 전단응력, b_0는 위험단면 둘레, d는 유효깊이이다. ACI 318-25와 2022년 개정된 KDS 14 20 22는 기둥면으로부터 $d/2$ 위치에 위험단면을 설정하며, Eurocode 2, EN 1992-1-1:2004는 기둥면으로부터 $2d$ 위치에 위험단면을 설정한다. 본 연구에서는 설계기준에 포함된 안전여유가 아니라 각 기준식의 예측성능을 실험강도와 비교하기 위하여 콘크리트 압축강도에 재료시험에서 얻은 실측 평균값을 적용하였다. 이에 따라 CIP 콘크리트에는 25.4 MPa, 강섬유 무혼입 PC 콘크리트에는 91.6 MPa, 강섬유 1% 혼입 PC 콘크리트에는 101.4 MPa를 적용하였다. Eurocode 2의 f_{ck}에도 동일한 실측 평균 압축강도를 대입하였다.

ACI 318과 KDS의 강도감소계수는 적용하지 않았으며(ϕ=1.0), Eurocode 2의 콘크리트 재료안전계수도 γ_c=1.0으로 적용하여 계산강도를 비교하였다. 모든 실험체는 보통중량 콘크리트로 간주하여 경량콘크리트 수정계수 λ=1.0을 적용하였다. 계산에는 유효깊이 d=180 mm와 Table 5에 제시한 위험단면 둘레 b_0, 휨철근비 ρ_l=0.015를 사용하였다. ACI 318에서는 정사각형 내부기둥 조건에 따라 β=1.0, α_s=40, λ_s=1.0을 적용하였으며, Eurocode 2에서는 휨철근비 ρ_l=0.015와 크기효과계수 k=2.0을 적용하였다.

본 연구에서는 고강도 영역에서의 기준식 적용특성을 검토하기 위해 별도의 압축강도 상한을 적용하지 않고 실측강도를 직접 사용하였다. 각 기준의 콘크리트 전단응력은 다음과 같다.

1) KDS 14 20 22 (4.11.2)

$$v_c = \lambda k_s k_{bo} \sqrt{f_{te}(f_{te}+f_{cc})}\frac{c_u}{d} = \lambda k_s k_{bo} f_{te}\cot\psi\frac{c_u}{d} \tag{2}$$

λ는 경량콘크리트의 영향을 고려하는 계수이고 k_s는 슬래브의 크기효과를 고려하는 계수이다. k_{bo}는 위험단면 형상 및 둘레길이의 영향을 고려하는 계수이다. f_{te}는 압축대 콘크리트의 인장강도이며 f_{cc}는 압축대에 발생하는 콘크리트 평균압축응력을 의미한다. ψ는 슬래브 휨 압축대에서 형성되는 균열각이며 c_u는 접합부 주변 슬래브 압축대 깊이의 평균값으로 이러한 계수들은 KDS 14 20 22의 산정식에 따라 계산하였다.

2) ACI 318-25 (22.6.5.2)

$$v_c = \min\begin{cases} 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} & (3)\\ \left(0.17+\dfrac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} & (4)\\ \left(0.17+\dfrac{0.083\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} & (5)\end{cases}$$

λ_s는 크기효과 수정계수이며 λ는 경량콘크리트의 영향을 고려하는 수정계수이다. f_c'는 콘크리트 압축강도이다. β는 기둥 또는 하중 작용면의 단변에 대한 장변의 비를 의미하며 α_s는 기둥 위치에 따른 영향을 고려하는 계수이다. b_o는 위험단면의 둘레길이이고 d는 슬래브 유효깊이를 의미한다.

3) Eurocode 2 (6.4.4)

$$V_c = \frac{0.18}{\gamma_c}k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_0 d \tag{6}$$

γ_c는 콘크리트의 재료안전계수이며 k는 슬래브 유효깊이에 따른 크기효과를 고려하는 계수이다. ρ_l은 슬래브의 인장

www.kci.go.kr

철근비를 의미하며 f_{ck}는 콘크리트 특성압축강도이다. b_o는 위험단면의 둘레길이이고 d는 슬래브 유효깊이를 의미한다.

본 연구에서는 실험강도와 각 기준식의 예측성능을 비교하기 위하여 위험단면이 통과하는 재료의 실측 평균압축강도를 적용하였다. 고강도 콘크리트의 압축강도는 별도로 제한하지 않았으며, ACI 318-25의 압축강도 상한과 KDS 및 Eurocode 2 일반식의 고강도 적용범위는 기준식의 적용한계로 검토하였다.

CSCT 계산은 유효깊이 d=180 mm, 휨철근비 ρ_l=0.015, 콘크리트의 실측 평균압축강도 및 Table 3의 잔류 휨인장강도를 적용하였으며 Maya et al.에서 제안한 강섬유 보강 콘크리트 슬래브의 CSCT 기반 모델을 적용하였다. 본 연구에서는 해당 모델의 계산 절차에 따라 CSCT 값을 산정하였다.

$$V_{CSCT} = V_{R,c} + V_{R,f} \tag{7}$$

여기서 $V_{R,c}$는 CSCT에 의한 콘크리트 기여분이며, $V_{R,f}$는 강섬유의 잔류 인장응력에 의한 기여분이다.

각 설계기준은 위험단면의 위치와 콘크리트 전단저항의 산정변수에서 차이를 갖는다. KDS는 압축대의 재료특성과 크기 및 위험단면 형상에 관한 계수를 적용하고, ACI 318은 콘크리트 압축강도, 슬래브 크기 및 기둥 형상의 영향을 고려한다. Eurocode 2는 콘크리트 압축강도와 함께 휨철근비 및 크기효과를 반영하며, 위험단면을 기둥면으로부터 2d에 설정한다. 그러나 이들 기준은 모두 균질한 슬래브에 설정된 위험단면을 전제로 하므로, PC-CIP 재료경계와 파괴영역에 따른 재료특성의 변화를 직접 구분하지 않는다. 이에 본 연구에서는 기둥면을 기준으로 한 내부 위험단면과 PC 보강부 외곽을 기준으로 한 비교용 외부 위험단면을 각각 적용하여 실험에서 관찰된 파괴영역과의 대응성을 검토하였다.

4.2 내부・외부 위험단면에 따른 예측강도 비교

3.3절에서 확인된 파괴모드에 따라 PC 보강재 내부와 외측 CIP 콘크리트 영역에 위험단면을 각각 설정하고, KDS, ACI 318 및 Eurocode 2에 의한 예측강도를 실험강도와 비교하였다. 또한 Maya et al.의 CSCT 기반 모델에 의한 예측강도를 함께 검토하였으며, 실험강도와 예측강도의 비는 Fig. 8에 나타내었다.

내부 위험단면(in)은 기둥면을 기준으로 각 설계기준에서 규정한 거리에 설정하였으며, 외부 위험단면(out)은 PC 보강재 외곽면을 기준으로 동일한 방법을 적용하여 설정하였다. 내부 위험단면에는 PC 콘크 리트의 실측 압축강도를 적용하였고, 외부 위험단면에는 CIP 콘크리트의 실측 압축강도를 적용하였다. 외부 위험단면은 현행 설계기준에 별도로 규정된 단면이 아니라, 외측 CIP 콘크리트 영역에서 관찰된 파괴양상과의 대응성을 검토하기 위하여 설정한 비교용 단면이다.

내부 위험단면은 모든 실험체에서 기둥 단면과 유효깊이가 동일하므로, PC 보강재 폭이 증가하여도 위험단면 둘레 b_0와 면적 b_0d가 동일하게 산정되었다. 반면 외부 위험단면은 PC 보강재 외곽을 기준으로 설정되므로, 보강재 폭이 2h에서 4h로 증가함에 따라 b_0와 b_0d가 증가하였다. 각 위험단면의 위치, 둘레, 면적 및 적용 재료강도는 Table 5에 정리하였으며, 기준별 예측강도는 Table 6에 나타내었다.

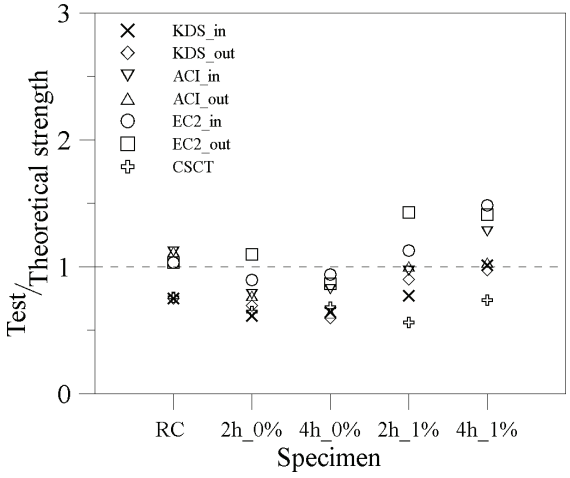


Fig. 8 Comparison of strength ratios

Table 5 Geometric parameters and material properties of internal and external critical sections

Specimen	Critical section	b_0, KDS/ACI (mm)	b_0d, KDS/ACI (mm²)	b_0, EC2 (mm)	b_0d, EC2 (mm²)	Applied material	f_c (MPa)
RC	in	1,720	309,600	3,261.9	587,150	CIP	25.4
PC-0%-2h, 4h	in	1,720	309,600	3,261.9	587,150	PC-0%	91.6
PC-1%-2h, 4h	in	1,720	309,600	3,261.9	587,150	PC-1%	101.4
PC-0%, 1%-2h	out	3,320	597,600	4,861.9	875,150	CIP	25.4
PC-0%, 1%-4h	out	4,920	885,600	6,461.9	1,163,150	CIP	25.4

Note: 'in' denotes the code-defined critical section measured from the column face, whereas 'out' denotes the candidate critical section measured from the outer edge of the PC reinforcement. The outer critical section is not separately prescribed in the design codes and was introduced in this study solely for comparison with the experimentally observed failure regions.

www.kci.go.kr

Table 6 Experimental and calculated punching shear strengths

Specimen	V_{test} (kN)	V_{KDS}, in (kN)	V_{KDS}, out (kN)	V_{ACI}, in (kN)	V_{ACI}, out (kN)	V_{EC2}, in (kN)	V_{EC2}, out (kN)	V_{CSCT} (kN)
RC	582.6	779.1	779.1	520.1	520.1	564.0	564.0	767.3
PC_0%_2h	775.2	1265.7	1120.5	987.7	1003.9	864.9	706.8	1196.7
PC_0%_4h	812.8	1265.7	1364.1	987.7	1286.0	864.9	939.3	1196.7
PC_1%_2h	1007.8	1309.0	1120.5	1039.2	1003.9	894.7	706.8	1797.4
PC_1%_4h	1326.0	1309.0	1364.1	1039.2	1286.0	894.7	939.3	1797.4

Note: V_{test}: measured peak punching load; in: candidate critical section measured from the column face; out: candidate critical section measured from the outer edge of the precast reinforcement. The out section is not prescribed by the design provisions and was introduced for comparison with the experimentally observed failure region.

3.3절에서 내부파괴로 분류된 실험체의 경우 외부 위험단면은 절단면에서 확인된 주 파괴영역과 차이를 보였다. 반면 PC-1%-4h 실험체에서는 파괴면이 외측 CIP 콘크리트 영역에 형성되어, 외부 위험단면의 위치와 적용 재료강도가 관찰된 파괴양상과 상대적으로 잘 부합하였다. Maya et al.의 CSCT 기반 모델은 강섬유의 기여를 반영하였으나, PC 보강재 폭과 PC-CIP 재료경계를 구분하지 않아 동일 배합의 2h와 4h 실험체에 동일한 예측강도를 산정하였다.

따라서 본 연구에서 설정한 외부 위험단면은 새로운 설계단면을 제안하기 위한 것이 아니라, 실험에서 확인된 파괴영역과 기준별 계산결과의 대응성을 검토하기 위한 비교용 단면으로 적용하였다.

4.3 현행 설계식 및 CSCT모델의 한계

KDS, ACI 318 및 Eurocode 2는 균질한 철근콘크리트 슬래브를 대상으로 일정한 위치에 위험단면을 설정한다. 그러나 합성 플랫플레이트에서는 파괴면이 PC 부재 내부 또는 외측 CIP 콘크리트 영역에 형성될 수 있어, 하나의 위험단면을 일률적으로 적용하면 실제 파괴양상과 다른 결과가 나타날 수 있다. 내부 위험단면은 PC 부재의 재료강도를 반영할 수 있지만 보강재 크기의 변화가 위험단면적에 포함되지 않으며, 외부 위험단면은 보강재 폭에 따른 둘레 변화를 고려할 수 있으나 내부파괴 실험체의 실제 파괴위치와 차이가 있다. 또한 현행 설계식은 강섬유의 잔류 휨인장강도와 균열면에서의 가교작용을 직접 고려하지 않는다. CSCT 기반 모델은 강섬유의 기여를 반영하지만, 국부적으로 적용된 PC 부재의 폭과 PC–CIP 경계를 구분하지 못해 재료특성이 같은 실험체를 동일한 강도로 평가한다. 따라서 파괴면의 위치와 위험단면적, 강섬유의 균열 후 인장저항을 고려한 평가가 필요하다.

5. 결 론

본 연구에서는 고성능 PC 보강재가 적용된 합성 플랫플레이트를 대상으로, 보강재 폭과 강섬유 혼입 여부에 따른 뚫림전단거동과 파괴면의 형성 위치를 분석하였다. 또한 PC 보강재 내부와 외측 CIP 콘크리트 영역에 설정한 위험단면에 따른 강도평가 결과를 비교하였다. 주요 결론은 다음과 같다.

1) PC 보강재 적용 실험체는 RC 실험체보다 높은 최대하중을 보였으며 보강재 폭 증가에 따른 최대하중 증가는 무혼입 계열에서 약 5%, 강섬유 혼입 계열에서 약 32%로 나타났다.
2) PC-0%-2h, PC-1%-2h 및 PC-0%-4h 실험체는 주 경사균열이 PC 부재를 통과하여 내부파괴로 분류되었으며, PC-1%-4h 실험체는 외측 CIP 콘크리트 영역에서 파괴면이 형성되어 외부파괴로 분류하였다. 다만 외부파괴는 PC-1%-4h 실험체에서만 관찰되었으므로 PC 보강부 폭 증가에 따른 일반적인 파괴면 이동으로 해석하기는 어렵다.
3) 현행 설계식은 강섬유의 균열 후 가교작용을 고려하지 못하였으며, CSCT 기반 모델은 동일 배합에서 PC 보강재 폭의 영향을 구분하지 못하였다. 향후 보강재 크기와 강섬유의 잔류 인장저항을 함께 반영한 평가방법의 검토가 필요하다.

감사의 글

이 논문은 2026년 대한민국 과학기술정보 통신부 연구비 지원(과제번호: RS-2023-00207763)에 의해 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

www.kci.go.kr

References

1. ACI Committee 318 (2025), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-25) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
2 Choi, K. K., Reda Taha, M. M., Park, H. G., and Maji, A. K. (2007), Punching Shear Strength of Interior Concrete Slab-Column Connections Reinforced with Steel Fibers, *Cement and Concrete Composites, Elsevier*, 29(5), 409–420.
3. European Committee for Standardization (2004), Eurocode 2: Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1:2004+A1:2004, Brussels.
4. fib (2013), fib Model Code for Concrete Structures 2010, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 144–150.
5. Gołdyn, M., and Urban, T. (2022), UHPFRC Hidden Capitals as an Alternative Method for Increasing Punching Shear Resistance of LWAC Flat Slabs, *Engineering Structures, Elsevier*, 271, 114906.
6. Joh, C. B., Kim, B. S., Hwang, H. H., Choi, K. K., and Choi, S. H. (2011), Punching Shear Strength of Deck Slabs Made of Ultra High Performance Concrete, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 15(4), 221–231 (in Korean).
7. Kim, H. K. (2006), Structural Performance of Column-Slab Connection in Flat Plate System Using High Strength Concrete, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 10(1), 97–105 (in Korean).
8. Korea Construction Standards Center (2022), KDS 14 20 22: Concrete Structural Design Code - Shear and Torsion, Korea Construction Standards Center, Korea (in Korean).
9. Korean Agency for Technology and Standards (KATS) (2003), Method of Tensile Test for Metallic Materials, KS B 0802, Korean Standards Association, Seoul, Korea (in Korean).
10. Korean Agency for Technology and Standards (KATS) (2014), Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber Reinforced Concrete, KS F 2566, Korean Standards Association, Seoul, Korea (in Korean).
11. Korean Agency for Technology and Standards (KATS) (2016), Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete, KS F 2408, Korean Standards Association, Seoul, Korea (in Korean).
12. Korean Agency for Technology and Standards (KATS) (2022), Test Method for Compressive Strength of Concrete, KS F 2405, Korean Standards Association, Seoul, Korea (in Korean).
13. Maya, L. F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., and Foster, S. J. (2012), Punching Shear Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete Slabs, *Engineering Structures, Elsevier*, 40, 83–94.
14. Muttoni, A. (2008), Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, *ACI Structural Journal, American Concrete Institute*, 105(4), 440–450.
15. Zhou, Y., Shou, H., Li, C., Jiang, Y., and Tian, X. (2025), Punching Shear Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Normal Strength Concrete Composite Flat Slabs, *Engineering Structures, Elsevier*, 322, 119123.
16. Zohrevand, P., Yang, X., Jiao, X., and Mirmiran, A. (2015), Punching Shear Enhancement of Flat Slabs with Partial Use of Ultrahigh-Performance Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering, American Society of Civil Engineers*, 27(9), 04014255.

Received : 07/10/2026
Revised : 08/25/2026
Accepted : 09/04/2026

요 지 : 본 연구에서는 강섬유 보강 고강도 PC 부재가 국부 적용된 합성 플랫플레이트를 대상으로 PC 보강부 폭과 강섬유 혼입 여부에 따른 뚫림전단 거동과 파괴면 형성 위치를 분석하였다. PC 보강 실험체의 최대하중은 RC 실험체보다 33.1～127.6% 증가하였다. PC-0%-2h, PC-1%-2h 및 PC-0%-4h는 PC 부재 내부파괴를 나타냈으며, PC-1%-4h에서만 외측 CIP 콘크리트 영역의 파괴가 관찰되었다. 기둥면과 PC 보강부 외곽면을 기준으로 설정한 단면에 대해 설계기준 및 CSCT 기반 모델의 예측강도를 비교한 결과, 계산단면의 적용 재료와 위치가 파괴영역에 따라 달라지는 것으로 나타났다. 다만 외부파괴가 한 개 실험체에서만 관찰되었으므로, 본 결과는 해당 실험조건으로 한정하였다.

핵심용어 : 무량판 슬래브, 프리캐스트 콘크리트 보강재, 뚫림전단, 기둥-슬래브 접합부, 강섬유

www.kci.go.kr