



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2022년 2월
석사학위 논문

초고성능 콘크리트를 적용한
프리캐스트 보의 접합부 설계

조선대학교 대학원

건축공학과

최용준

초고성능 콘크리트를 적용한
프리캐스트 보의 접합부 설계

Joint Design of Precast Beam With Ultra-High
Performance Concrete Applied

2022년 2월 25일

조선대학교 대학원

건축공학과

최용준

초고성능 콘크리트를 적용한 프리캐스트 보의 접합부 설계

지도교수 조 창 근

이 논문을 공학 석사학위신청 논문으로 제출함

2021년 10월

조선대학교 대학원

건 축 공 학 과

최 용 준

최용준의 석사학위논문을 인준함

위원장 조선대학교 교수 김형기 (인)

위원 조선대학교 교수 조창근 (인)

위원 조선대학교 교수 최재혁 (인)

2021년 12월

조선대학교 대학원

<목 차>

제1장 서론	1
제1절 연구 배경 및 목적	1
제2절 연구 동향	3
제3절 연구 내용 및 방법	7
제2장 초고성능 시멘트 복합재 배합 및 역학적 특성	8
제1절 재료 특성	8
1. 초고성능 콘크리트 개요	8
2. 초고성능 콘크리트 특성	9
제2절 강섬유 보강 콘크리트	11
1. 강섬유 특성	11
2. 강섬유 보강 콘크리트	12
3. 국내 K-UHPC	13
제3절 역학실험	17
1. 배합	17
2. 압축강도	18
3. 휨 인장강도	20
4. 기존 연구에 대한 고찰	21
제3장 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 접합부 설계 강도식의 제안	23
제1절 접합부 설계	23
제2절 기존 PC 접합부의 설계 고찰	24
제3절 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 접합부의	

설계 강도식 제안	25
제4장 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의	
접합부 실험	27
제1절 보 실험체의 개요 및 제작	27
1. 실험 계획	27
2. 보 실험체 제작	32
3. 보 재하실험 방법	33
제2절 휨 파괴형 보 실험체의 실험 결과	34
1. 이음길이 100mm 보 실험체 균열 및 파괴양상	34
2. 이음길이 120mm 보 실험체 균열 및 파괴양상	38
3. 이음길이 100mm와 120mm PC보 실험 결과 비교	42
제3절 전단 파괴형 보 실험체의 실험 결과	44
1. 이음길이 100mm 보 실험체 균열 및 파괴양상	44
2. 이음길이 120mm 보 실험체 균열 및 파괴양상	47
3. 이음길이 100mm와 120mm PC보 실험 결과 비교	50
제4절 소결	52
제5장 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의	
설계 강도 제안	54
제1절 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의 휨 강도	
산정	54
1. 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의 설계 휨 강도	
제안	54
2. 추정 설계 휨강도에 의한 보의 극한모멘트 추정	60

제2절 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의 전단 강도	
산정	61
1. 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의 설계 전단 강도	
제안	61
2. 추정 설계 전단강도에 의한 보의 설계 전단강도 추정	61
제3절 기존 연구된 설계 식과 비교	62
제6장 결론	64
제1절 결론	64
참고문헌	66

<표 목차>

[표 2.1] 콘크리트 강도 비교	10
[표 2.2] 연결부 충전재료 배합표	17
[표 2.3] 압축강도 시험결과	18
[표 2.4] UHPFRC의 휨 인장강도 실험 결과	19
[표 2.5] 기존 고강도 콘크리트 인장강도 제안식(MPa)	20
[표 2.6] 섬유보강 콘크리트의 인장강도 제안식	21
[표 3.1] 기존 수직접합부 설계식	23
[표 4.1] 보 실험체 상세	26
[표 4.2] 이음길이 100mm PC보의 휨 파괴 실험 결과	35
[표 4.3] 이음길이 120mm PC보의 휨 파괴 실험 결과	40
[표 4.4] 이음길이 100mm PC보의 전단 파괴 실험 결과	45
[표 4.5] 이음길이 120mm PC보의 전단 파괴 실험 결과	48
[표 5.1] 응력분포의 변수 및 계수 값	54
[표 5.2] 압축강도에 따른 응력분포 변수 및 계수 값	58
[표 5.5] 실험값과 제안한 휨 강도 값 비교	59
[표 5.6] 실험값과 제안한 전단 강도 값 비교	60
[표 5.7] 기존 설계식과 비교	62

<그림 목차>

[그림 1.1] 연구 내용 및 방법	7
[그림 2.1] 초고성능 콘크리트의 개발 방향	9
[그림 2.2] K-UHPC 모델화한 응력-변형을 관계 곡선	14
[그림 2.3] 압축강도 시험용 공시체	18
[그림 2.4] 압축강도 시험(KS F 2594)	18
[그림 2.5] 일반 콘크리트 공시체 압축파괴 양상	19
[그림 2.6] 횡 인장강도 준비 및 파괴	20
[그림 4.1] 일반 보 실험체 철근배근 상세	27
[그림 4.2] 이음부길이 100mm인 PC보 실험체 철근배근 상세	28
[그림 4.3] 이음부길이 120mm인 PC보 실험체 철근배근 상세	29
[그림 4.4] 보 실험체 제작과정	31
[그림 4.5] 보 실험체의 실험방법	32
[그림 4.6] 이음길이 100mm PC보 횡 파괴형 실험체의 균열패턴	33
[그림 4.7] 이음길이 100mm 횡 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프	34
[그림 4.8] 이음길이 120mm PC보 횡 파괴형 실험체의 균열패턴	38
[그림 4.9] 이음길이 120mm 횡 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프	39
[그림 4.10] 횡 파괴형 PC보의 이음길이에 따른 하중-변위 곡선 비교	43
[그림 4.11] 이음길이 100mm PC보 전단 파괴형 실험체의 균열패턴	44
[그림 4.12] 이음길이 100mm 전단 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프	45
[그림 4.13] 이음길이 120mm PC보 전단 파괴형 실험체의 균열패턴	47
[그림 4.14] 이음길이 120mm PC보 전단 파괴형 실험체의 균열패턴	48
[그림 4.15] 전단 파괴형 PC보의 이음길이에 따른 하중-변위 곡선 비교	51
[그림 5.1] 콘크리트 응력-변형을 곡선	55
[그림 5.2] 극한한계상태의 포물선-직선 형상	57

ABSTRACT

Joint Design of Precast Beam With Ultra-High Performance Concrete Applied

Choi Yong Jun

Advisor : Prof. Cho Chang-Geun, Ph.D.

Department of Architectural Engineering,
Graduate School of Chosun University

Since the precast structure assembles the members made in the factory on site, it is not easy to secure the structural performance to resist earthquakes compared to the integrated cast-in-place concrete structure compared to the cast-in-place concrete structure. This study examines the existing precast joint design, and based on this, proposes the design strength formula of the precast joint to which UHPC is applied and the design strength of the precast beam.

Therefore, the material properties were studied through the mechanical experiment of ultra-high-performance concrete materials, and the joint design formula of precast concrete beams to which ultra-high-performance concrete was applied was proposed. To verify this, a bending fracture type precast beam and a shear fracture type precast beam were manufactured and tested. The proposed formula was verified by comparing the result obtained through the experiment with the design value through the proposed formula. As variable conditions in the study, the joint length was 100mm and 120mm at the joint with non-shrinkable mortar, high-performance concrete, and 1.5% of steel fiber mixed in the joint and the joint with a loop joint type.

As a result of the experiment, the initial cracking load, maximum load,

and maximum strength of precast beams to which high-strength concrete and ultra-high-performance concrete were applied were higher than general concrete beams and precast beams to which non-shrinkage mortar was applied. There was little difference in the result values according to the length of the loop joint. Similar results were obtained when the proposed formula and the experimental values proposed in this study were compared, but overall, the values were slightly lower than the experimental values. However, considering that the design formula is conservative, it is considered to be an appropriately estimated result.

제1장 서론

제1절 연구 배경 및 목적

최근 들어 건설뿐만 아니라 전반적인 노동 시장에 대한 인식 변화로 인해 건설 현장의 노동 인력 부족 현상, 젊은 기술자의 감소 등과 같은 어려움을 겪고 있다. 이는 국내 기술자의 지속적인 유지가 어려워지고, 이로 인해 외국인 기술자가 보편화 되면서 기존 기술자들의 임금, 인건비 상승 문제를 초래하고, 미숙한 외국인 기술자에 의한 품질저하, 공사 기간 지연 등의 문제가 발생하며 증가하고 있다.⁽¹⁾ 이런 문제점들을 해결하기 위해 기존 연구들은 프리캐스트 공법을 제시하고 활용하고 있다. 프리캐스트 공법은 현장에서 콘크리트를 직접 타설하는 기존의 방식이 아닌 기둥, 벽, 보, 슬래브 등의 부재를 일반 공업제품과 같이 공장생산으로 부품화하여 현장에서 양중 장비를 이용하여 조립하는 공법이다. 기존의 현장타설 방식은 공사 기간이 길며, 높은 공사비용과 현장제작으로 인한 여러 가지 환경문제 등에 봉착되어 있어 한계에 부딪혀 있으나, 프리캐스트 공법은 공장에서 미리 제작된 부재를 현장에서 조립함으로써 공사 기간 단축과 현장인력 감소로 공사비 절감, 소음 및 비산먼지의 감소 등을 기대할 수 있다. 또한, 프리캐스트 공법은 공장제작으로 정형화되고 규격화된 부재를 제작을 통해 높은 품질의 부재를 확보하기 용이하다.⁽²⁾

이런 장점을 갖고 있는 프리캐스트 공법 도입을 확대하기 위해서는 지속적인 건식화 및 공업화 건축의 현장 적용과 연구가 필요하다. 1980년대 국내에서 프리캐스트 공법이 시도되었지만 접합부 시공의 기술적, 시공적 문제로 성공하지 못하였고, 현재까지도 접합면에서 철근 배치의 설계 및 시공이 어렵고 설계지침의 미비로 인하여 지진지역에서의 적용은 다소 제한되어있고, 현장 타설 콘크리트 공법 의존도가 높다. 해외의 선진국의 경우 건축시장에서 단순, 조립화 공법이 상당부분 차지하고 있으며, 프리캐스트 공법의 도입으로 공사 기간을 대폭 단축하고, 생산성을 높이는 추세이다. 국내의 경우에도 건물의 고층화, 대형화가 되며 밀집화된 도심의 한정된 시공현장이 늘어나고 있기 때문에 프리캐스트 공법을 활용한 건설이 점점 확대 될 것으로 판단된다. 하지만, 프리캐스트 구조는 공장에서 만들어지는 부재를 현장에서 조립하기 때문에 현장 타설 콘크리트 구조물과 비교하였을 때 접합부에서의 일체성이 떨어진다는 단점이 있다. 이는 강진이 발생하였을 때 일체화된 현장 타설 콘크리트 구조물보다 지진에 저항하는 구조성능을 확보하기가 쉽지 않다.⁽³⁾

이와 같은 프리캐스트 부재 접합부의 일체성을 확보하기 위한 방안으로는 접합부의 연결방식과 강도 및 인성이 우수한 고성능 충전재료의 적용이 필요할 것으로 사료된다.

본 연구에서는 기존 프리캐스트 보의 접합부의 성능을 향상을 위하여, 프리캐스트 보 접합부의 철근 이음방식 제안과 초고성능 콘크리트(UHPC)를 적용하여 구조 성능 평가를 실시하였다. 프리캐스트 보 실험을 통하여 제안된 철근 이음방식 및 UHPC의 접합부 성능 검증과 기존 프리캐스트 접합부 설계에 대해 고찰하고 이를 바탕으로 설계식 제안을 하고자 한다.

제2절 연구 동향

최근까지 고성능 섬유 보강 복합재료에 대한 연구와 프리캐스트 부재의 접합부 성능향상에 대한 연구는 많은 연구자들에 의해 진행되었으며, 프리캐스트 접합부의 강성 및 강도 증진에 효과적인 강섬유를 보강한 콘크리트와 프리캐스트 부재 접합부의 대표적인 연구 동향은 다음과 같다.

김호연 (2019)⁽⁴⁾은 Strut-Tie 모델을 이용하여 구조부재의 곡선 및 비정형 형상을 갖는 구조부재 설계방법을 제안하였다. 기존 콘크리트의 단점인 취성파괴를 개선하고자 강섬유를 혼입한 고성능 섬유보강 시멘트복합재(HPC; High Performance Fiber Reinforced Cement Composite)를 활용하여 곡선 및 비정형 단면을 갖는 구조부재의 성능평가를 진행하였다. 고성능 섬유보강 시멘트 복합체 적용 시 기존의 철근콘크리트 직사각형 부재보다 중량을 감소시키면서 성능을 높일 수 있다는 것을 보여주었다. 실험을 통하여 비정형 단면을 갖는 구조부재로서의 성능을 만족할 뿐만 아니라 곡선과 같은 단면을 활용하면서 미적인 부분까지 적용한 부재의 설계가 가능하며, 구조부재로서 활용 가치가 높을 것으로 판단하였다.

박창환 (2012)⁽⁵⁾은 콘크리트의 고성능화에 따른 강도 증가로 인한 재료 자체의 수축과 팽열, 취성적 결점 등의 문제점이 있다. 따라서 기존 콘크리트의 취성파괴를 개선하는 방법으로 15mm, 30mm의 비정질 마이크로 강섬유를 0.5%~1.5% 혼입한 비정질 마이크로 강섬유를 혼입한 복합체를 제안하였다. 연구에서 제안한 복합체의 실험 결과, 일반 강섬유 복합체에 비해 유동성 및 분산성이 높게 나타났다. 인장강도 및 전단강도 개선에도 효과가 있는 것으로 나타났다. 비정질 마이크로 강섬유 복합체가 구조부재에 적용 시 일반 구조부재에 비해 높은 성능을 발휘함을 파악할 수 있었으며, 추후, 건축 구조재료로서 충분한 연구 가치가 있는 것으로 사료된다.

박지웅 등 4인(2018)⁽⁵⁾은 초고성능 콘크리트의 인장성능을 평가하기 위해 직접 인장시험을 진행하였고 균열 부분의 불규칙성을 잡기 위해 중앙부 노치를 두어 보완하였다. 강섬유 1.5%를 혼입하여 설계기준강도 120MPa인 복합체를 제작하여 역학적 특성 및 신뢰구간을 검토하였다. 실험 결과로는 압축강도 및 직접인장강도는 섬유 배치에 대한 편차는 큰 차이를 나타나지 않으며, 직접인장 시험 시 균열 위치는

모두 20mm 이내에서 발견되었다. 직접인장강도 95% 신뢰구간에선 평균 및 표준편차 범위가 상당히 작으며, 양생 조건별 큰 차이가 발생하지 않았다.

김경철 등 4인(2018)⁽⁷⁾은 하이브리드 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 압축 거동 및 인장 거동 모델링을 수행하고 재료 특성에 기반한 휨성능을 모델링하여 이를 토대로 수치해석 연구를 수행하여 휨성능 예측기법을 제시하였다. 수치해석 예측 결과는 실험 결과와 전반적으로 일치하고 있지만, 철근이 없거나 철근비가 낮은 경우 재료 특성 실험 시편의 강섬유 배열과 부재에서의 강섬유 배열 차이 때문에 예측 결과는 실험값을 과다평가하였다. 본 연구에서 제안한 하이브리드 강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 휨 거동은 초기부터 극한 하중까지 균열을 억제하는 양상을 나타내었으며, 극한 하중 이후에서는 연성파괴를 나타내었다. 이 결과로 하이브리드 강섬유 보강 초고성능 콘크리트는 휨 부재의 균열 가교 작용에 효과적이라고 판단된다.

김철구 등 4인(2015)⁽⁸⁾은 섬유보강 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단 거동을 살펴보기 위해 고강도 강섬유 콘크리트와 보통강도 일반콘크리트의 단면적비와 전단철근비를 변수로 PC로 제작이 용이한 SFRC 합성단면의 전단 강도에 미치는 영향을 분석하였고 실험을 수행하였다. 실험결과를 통해, 고강도 강섬유 콘크리트가 인장대에 사용된 합성보에서는 SFRC의 단면적비가 점점 증가하면서 합성단면의 전단강도는 수평 전단 보강 유무와 상관없이 비례적으로 증가하였다. SFRC가 압축대에 사용된 합성보에 수평전단보강이 사용된 경우, 전단강도가 증가하였으나 수평전단보강이 사용되지 않은 경우에는 인장대 일반 콘크리트에서 휨 균열이 쉽게 계면파괴로 진전되어 강도가 증가하지 않았다.

배백일 등 3인(2015)⁽⁹⁾은 최근 사용되는 초고강도 강섬유 보강 콘크리트에 대하여 적용이 가능한 강도의 제한이 명시되어 있으므로 성능기반설계기법을 적용하여 설계되는 초고강도 콘크리트의 기계적 특성에 정의하여 사용하기는 어렵다. 따라서, 본 연구에서는 섬유를 보강한 고강도 콘크리트의 설계에 적용하기 위하여 현재 주로 사용되고 있는 실험식들의 한계를 벗어나 더 넓은 범주에서도 적용이 가능한 인장강도 추정식을 제안하고자 한다. 추정식에 의해서 인장강도는 압축강도가 증가함에 따라 감소하는 결과가 나타났다. 섬유의 보강효과 또한 인장강도가 점점

증가함에 따라 비례하여 나타나고 있으나 그 비율은 섬유 보강량의 증가와 함께 감소하는 것으로 나타났다.

강명구 (2015)⁽¹⁰⁾은 기존 프리캐스트 바닥판 연결방법의 단점을 말하며 이를 보완하기 위해 새로운 프리캐스트 바닥판 이음부 연결 시스템을 제안하였다. 본 연구에서 제안한 이음부 형태는 하부돌출형 및 요철형 이음부 형태이며, 철근이음은 루프이음형식과 헤디드바(Headed Bar)이음 형식이다. 이러한 이음부를 갖는 프리캐스트 바닥판을 제작하여 4점 휨 실험을 진행하였고 구조적 성능을 평가하였으며, 실험결과와 비교하여 새로운 유한요소 해석법을 제안하였다.

류창희 (2010)⁽¹¹⁾은 철골 연결재와 고인성 섬유복합체를 적용한 PC 보-기둥 접합 상세를 개발하고 구조적 특성을 알아보기 위해 실험체를 제작하고 반복하중 실험을 진행하였다. 모든 실험체의 파괴는 휨 파괴가 먼저 발생하였고 본 연구에서 개발한 접합 상세를 갖는 실험체는 최종 파괴에 도달할 때까지 일체식 거동을 보였다. 새로운 PC 접합 상세의 거동형태를 평가한 결과 철골 연결재와 고인성 섬유 복합체 적용으로 인해 부재간의 응력이 연속적으로 나타난 것으로 보였고 부재에 작용하는 하중을 효과적으로 전달하고 있는 것으로 보였다.

김승훈 등 5인(2006)⁽¹²⁾은 U형 부분 PC보와 층 중간에서 기둥주근 이음을 하는 PC 기둥을 사용한 철근이음형 PC 보-기둥 접합부 시스템을 개발하여 내진성능에 대한 실험적으로 평가하였다. 3개의 실험체에서 철근 연결재가 모두 항복하여 정착성을 확보하고 있었으며, 철근의 응력분석 결과 표준 갈고리를 사용한 실험체가 접합부와 하프 PC보 사이에 응력전달이 가장 잘 이루어지는 것으로 나타났다. 접합부의 전단내력을 ACI기준식으로 검토해 본 결과 본 실험체의 접합부 전단강도는 일체식 구조의 80% 이상인 것으로 판단된다. 허용 부재각 내에서 공칭강도 이상의 내력을 확보하지 못하는 경우가 나타났으며, 그 외의 변형성능의 평가항목은 모두 만족스러운 결과를 나타내었다.

김현경 (2005)⁽¹³⁾은 프리캐스트 콘크리트 바닥판은 패널간의 이음부가 필연적으로 발생하며 이음부 자체가 구조적으로 취약한 것을 보완하여 이음부의 균열 방지 및 성능확보를 위해 교축 직각 방향으로 도입되는 프리스트레스의 유효성을 검

증하였다. 또한 일반 RC 부재, 프리스트레스를 도입한 프리캐스트 부재에 대해 유한요소해석 및 정적 재하실험을 수행하여 비교분석하였다. 향후, 바닥판의 편칭전단강도에 대한 확률적 접근이 필요하다고 판단되고 프리스트레스량과 바닥판 콘크리트의 압축 강도 등을 변수로한 실험 및 해석적 연구가 필요할 것으로 사료된다.

갈경완 등 6인(2010)⁽¹⁴⁾은 강섬유를 혼입한 고강도 콘크리트 보의 전단 거동에 대한 실험을 수행하고 실험 결과 및 수집된 실험데이터를 바탕으로 기존 제안식에 대한 평가를 수행하였다. 실험결과를 토대로, 고강도 SFRC 보의 전단강도를 평가하는데 큰 무리 없이 적용할 수 있을 것으로 판단하고, 압축 축 비균열 콘크리트 단면에 의한 전단력 분담률을 측정하였으며, 강섬유 혼입 고강도 콘크리트의 극한전단강도와 초기 사인장 균열 강도는 콘크리트 압축강도가 클수록, 강섬유 혼입률이 높을수록 증가하였다. 강섬유를 혼입한 고강도 콘크리트의 균열이 일어나지 않는 압축축 단면의 콘크리트에 의한 전단력 분담률이 약 20%로 나타났으며, 이는 HSFRC 보에서의 혼입된 강섬유의 영향으로 전단에 저항하는 요소가 인장부분에서 발생한 것이라고 사료된다. 본 연구에서 제안된 HSFRC 보 전단강도 평가식인 식은 기존 제안식 보다 비교적 높은 정확도를 보여주었다.

제3절 연구 내용 및 방법

이 연구에서는 초고성능 콘크리트를 적용한 프리캐스트 보의 설계를 제안하였다. 일반적으로 사용되는 우수축 몰탈과 더불어 접합부에 고성능 콘크리트와 강섬유가 보강된 초고성능 콘크리트를 적용하여 그 성능을 검증하고자 하였다.

접합부에 적용할 우수축몰탈, 고성능 콘크리트, 강섬유가 보강된 초고성능 콘크리트를 실험 변수로 적용하여 압축강도 시험, 휨 인장강도 실험을 통해 역학적 성능을 평가하고자 한다. 또한 한국건설기술연구원에서 개발한 국내형 초고성능 콘크리트를 이용한 “초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침”에서 강섬유가 보강된 콘크리트에 대한 특성과 관계 식을 분석한 후 이 연구에서 사용한 재료들의 역학실험 및 기존 추정된 식을 이용하여 압축, 인장과 전단응력에 대한 역학적 구성 관계를 정립하였다. 제안된 재료 모델을 고려하여 접합부에 적용하였을 때의 설계강도 산정식을 제시하였다.

서로 다른 재료를 접합부에 적용한 프리캐스트 보를 제작하여 실험을 진행하였고 PC 보와 일반 콘크리트 보와 비교하여 보의 거동, 휨 및 전단강도를 평가함으로써 초고성능 콘크리트를 접합부에 적용한 프리캐스트 보의 구조적 특성 및 이를 통해 실용화를 위한 학술적 연구결과를 제시하고자 한다.



[그림 1.1] 연구 내용 및 방법

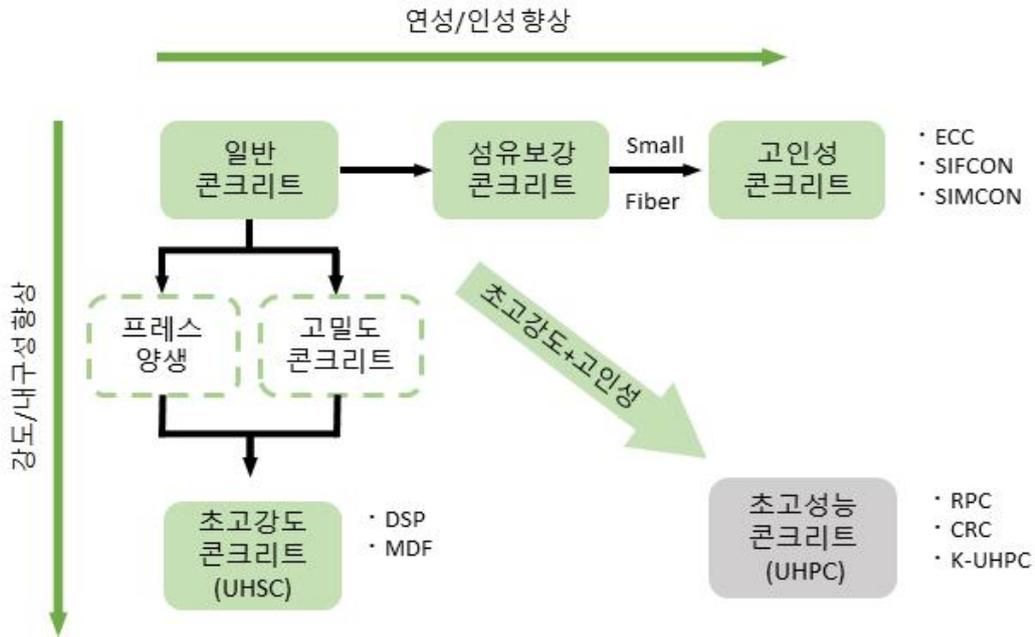
제2장 초고성능 시멘트 복합재 배합 및 역학적 특성

제1절 재료 특성

1. 초고성능 콘크리트 개요

인류와 사회가 발전하면서 콘크리트는 오랜 시간동안 인류의 생활과 사회의 기반을 구축해온 건설재료로써 중요한 역할을 해왔다. 이러한 중요성으로 인해, 과거부터 현재에 이르기까지 콘크리트에 대해 끊임없이 많은 수요가 창출되고 있다. 사회가 점점 급속화로 발전이 되어가면서 건축물의 대형화, 장스팬화, 초고층화 및 고내구성을 요구되고 있다.

콘크리트는 오랜 기간 강도를 증가시키는 방향과 인성을 증가시키는 방향으로 연구와 개발되었다. 시멘트 경화체 조직을 밀실하게 하는 굵은 골재를 미세석영 등의 입자가 작은 재료로 치환하고, 콘크리트 강도에 큰 변수인 물-시멘트비를 최대한 낮추는 한편, 압력을 가한 성형을 하는 프레스 양생이나 고온습윤양생 등 양생 방법을 개선하여 적용하였다. 그러나 다방면으로 성능이 우수한 고성능 콘크리트의 개발에도 불구하고, 강도가 점점 강해짐에 따라 취성적 거동이 더 강하게 나타나는 경향이 있다. 이를 극복하기 위해, 연성과 인성을 모두 향상되도록 섬유보강 등의 방법을 사용해왔다. 즉, 현재까지 강도와 인성을 모두 향상시키는 방향으로 연구 개발되어 왔으며 이러한 연구결과로 개발된 것이 바로 초고성능 콘크리트(Ultra-High Performance Concrete)이다. 초고성능 콘크리트란 일반적인 콘크리트에 비해 재료적인 특성이 향상된 콘크리트로, 압축강도 150MPa 이상, 인장강도 15MPa 이상의 초고강도이면서, 다양한 섬유를 적용하여 높은 인장강도, 연성, 인성의 특징을 가지고 있으며, 우수한 내구성까지 복합적으로 갖추고 있는 콘크리트이다.



[그림 2.1] 초고성능 콘크리트의 개발 방향

2. 초고성능 콘크리트 특성

초고성능 콘크리트의 특성으로는 다음과 같다.

1) 역학적 특성

일반 콘크리트와 초고성능 콘크리트의 가장 큰 차이점으로는 강도의 차이이다. [표 2.1]와 같이 콘크리트의 종류에 따른 강도의 차이를 알 수 있다. 초고성능 콘크리트는 압축강도가 150~230MPa, 휨인장강도 15~60MPa로 일반 콘크리트에 비해 약 8배, 고강도 콘크리트에 비해 약 4배로 강도가 크게 향상된 콘크리트이다. 또한, 초고성능 콘크리트는 높은 연성과 높은 인성의 특징을 가지고 있는 재료이면서 섬유 혼입비는 전체 체적 대비 약 1.5~2.0% 정도이다. 초기 균열이 발생한 후 섬유가 서로 응집하면서 미세균열이 분산되고 변형을 강화 현상이 발생하는 등 연성적인 거동을 하며 취성파괴를 막는 효과가 있다.

[표 2.1] 콘크리트의 강도 비교

구 분	압축강도(MPa)	휨인장강도(MPa)
일반 콘크리트	20~30	1~4
섬유보강 콘크리트	40~60	5~15
고강도 콘크리트	50~120	5~15
초고성능 콘크리트	150~220	15~60

2) 내구적 특성

초고성능 콘크리트와 같은 내부가 밀실한 시멘트는 열화인자의 침투성 및 확산성을 떨어뜨리게 되어 일반 콘크리트에 비해 염해저항성, 탄산화, 동결융해 및 수밀성 등 내구성 부분에서 크게 우수한 특성을 가지고 있다. 이러한 특성으로 인해 구조물의 수명을 크게 증가시킬 것으로 예상된다.

3) 체적 변화 특성

초고성능 콘크리트의 체적 변화 특성으로는 일반 콘크리트에 비해 낮은 물-시멘트비와 다양한 섬유 사용, 재령 초기의 고온습윤양생 등은 물과 시멘트가 화합되는 반응을 활성화시켜 자기수축이 크게 발생하며, 이러한 현상은 타설 초기에 나타난다. 따라서, 이러한 현상을 제어하기 위해 팽창제와 수축 저감제 등의 사용이 필요하다.

제2절 강섬유 보강 콘크리트

1. 강섬유 특성

강섬유는 콘크리트의 단점을 보완하기 위해 개발된 재료로써 콘크리트 내에 임의로 분산되어 콘크리트 내부에 보강하는 길이가 짧고 단면이 작은 강선을 말한다. 강섬유의 일반적 재질은 크게 탄소강과 스테인리스강으로 구성되어 있으며, 초기에는 얇은 철판이나 철선을 절단하여 원형 또는 직사각형 단면을 갖는 직선 형태의 모양을 갖도록 제작되었다. 초기에 개발된 강섬유는 콘크리트에 혼입 시 콘크리트와의 부착력이 약하여 시멘트와 잘 융합되지 못하고 성능 확보에 어려움이 있었다. 이를 보완하기 위하여 근래에는 원형, 타원형, 각형, 초승달 형 단면의 형태로 강섬유의 끝을 구부리거나 강섬유 표면 전체에 굴곡 및 요철을 둔 강섬유가 개발되어 사용되고 있다. 국내에서 주로 사용되는 강섬유는 원형 또는 구형의 단면으로 섬유 길이가 20~40mm 정도이며, 일반적으로는 30mm 길이의 섬유가 가장 많이 사용된다. 강섬유의 인장강도는 350~2100MPa 정도이며 강섬유 소재의 형태와 가공방법에 따라 제조 방식이 나뉜다.

강섬유의 특성은 형상비(강섬유의 길이를 단면의 유효직경으로 나눈 것)가 중요한 특성으로, 주로 형상비가 30~150의 다양한 것들이 사용되고 있다. 일반적으로 섬유의 혼입률이 많아지고 형상비가 증가함에 따라 강섬유를 보강한 콘크리트의 휨강도 및 연성 등의 성능이 개선되는 것으로 평가하고 있지만, 형상비가 지나치게 증가할 경우에 강섬유의 뭉침 현상이 발생하기 쉬우며, 이에 따른 강섬유의 분포 불량, 워커빌리티의 저하 등 사용성이 크게 낮아지는 경향이 발생하게 된다. 즉, 강섬유를 투입할 시 강섬유가 잘 분산되도록 하여 섬유가 뭉치는 형상이 없도록 주의해야한다. 그러나 강섬유의 재료적 특성으로 비중이 높아 콘크리트 구조물의 중량을 증가시킬수 있다는 문제점이 있고 수분이 많은 장소나 지하수 같은 물이 침투할 수 있는 장소에서는 재료가 부식이 발생하여 구조적으로나 미관적으로 문제점이 발생할 수 있다.⁽⁴²⁾

2. 강섬유 보강 콘크리트

강섬유 보강 콘크리트란 직경 0.1 ~ 0.6mm, 길이 10~75mm의 강섬유를 콘크리트 배합시 혼입하여 배합한 콘크리트를 말한다. 기존 콘크리트의 강도나 역학적 거동 특성 등 구조적 성능을 보완하고자 개발되었으며, 현재까지 다양한 분야에서 사용되고 있다. 강섬유 보강 콘크리트는 균열의 발생을 억제하고 균열이 발생한 이후에도 균열 폭을 제어하는 역할을 하며 하중의 전달능력을 향상시키는 효과가 있다.

1) 강섬유 보강 콘크리트의 역학적 성능

강섬유 보강 콘크리트의 균열특성은 균열 발생 전 섬유의 자체 응력 및 외부 하중에 의한 미세한 균열 발생을 억제하고, 균열 발생 이후에는 균열 사이에서 섬유끼리 서로 브릿지 작용이 발생하여 균열 폭을 제어한다.

강섬유 보강된 콘크리트는 앞서 설명한 것과 같이 섬유의 효과로 큰 균열을 제어하는 효과가 있지만 동시에 더 작은 균열들이 다수 발생하게 된다. 이에 따라 건조수축에 의한 균열 발생이 잘 일어나지 않으며, 가스나 액체의 침투가 어려워지고 발생하는 응력의 집중을 감소시키는 결과를 가져온다. 또한 강섬유 보강 콘크리트의 인장강도의 경우 섬유의 방향과 상관없이 3차원적으로 일정하게 나타난다. 강섬유와 콘크리트 내부 시멘트 사이에 상대 변위가 발생하지 않으므로 강섬유의 길이 방향에서 섬유의 기하학적 변화는 균열이 발생하는데 큰 영향을 받지 못하지만 큰 섬유표면적을 가지고 있는 섬유는 특히 효과적이다.⁽¹⁶⁾

콘크리트 구조물의 단면에 균열이 발생하는 경우에도 강섬유는 균열 폭에 상관없이 힘을 계속 전달하게 되고 이에 따라 균열을 분산시키는 효과가 있고 이 균열은 다시 다른 강섬유의 여러 개의 미세한 균열로 분산시킨다. 하중에 의해 발생한 균열 폭의 합은 일반 콘크리트와 거의 비슷할 수 있으나, 각각의 균열 폭을 확인해 보면 확연히 더 작은 것을 알 수 있다. 균열 폭에서 강섬유의 효과로 지속적인 힘의 전달은 보의 경우 단면내의 중립축의 이동이 작아지게 되고 균열 깊이 또한 감소시킨다.⁽¹⁷⁾

3. 국내 K-UHPC

1) 설계 응력-변형률 관계

한국건설기술연구원(2012)에서 개발한 국내형 초고성능 콘크리트를 이용한 “초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침⁽¹⁵⁾”을 제시하였다. 제안한 기준에 따르면 K-UHPC 응력-변형률 곡선은 시험에 의해 결정하거나 [그림 2.]과 같이 모델화된 응력-변형률 곡선을 사용된다고 명시되어 있다. 휨 모멘트 및 휨 모멘트와 축 압축력을 동시에 받는 부재 극한상태에서의 단면 내력 검토에서는 [그림 2.(a)] 및 [그림 2.(b)]과 같은 압축응력-변형률 관계 및 인장응력-변형률 관계 곡선을 이용할 수 있다.⁽⁴⁾

K-UHPC에서는 압축연단 극한변형률이 0.004에 도달했을 시 균형 변형률 상태에 있다고 가정하고, 설계 압축강도 f_{cd} 는 K-UHPC 압축강도 특성값 f_{ck} 과 관계하여 [식 2.1]에 의해 산정된다. 이 지침서에 따르면 압축강도 특성값에 부재에서부터 역산된 강도와 시험체 강도차이를 비교하여 0.85값을 곱하여 적용하도록 제시하였고 재료저감계수 ϕ_c 는 0.91로 적용하였다. 이때 변형률은 [식 2.2]에 따라 계산된다.⁽⁴⁾

$$f_{cd} = \phi_c f_{ck} \quad \text{[식 2.1]}$$

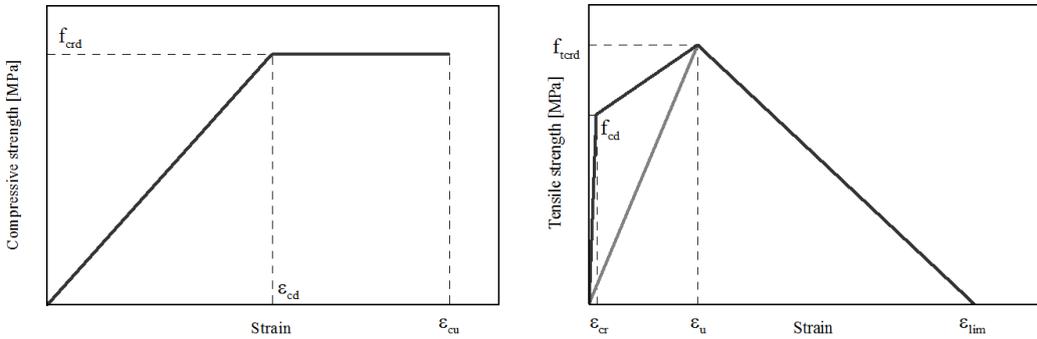
여기서, ϕ_c : 재료 저감 계수, 0.91

$$\epsilon_{cd} = \frac{\phi_c 0.85 f_{ck}}{E_c} \quad \text{[식 2.2]}$$

여기서, E_c : K-UHPC 탄성계수
 실험에 의해 값을 정하지 않은 경우
 4.5×10^4 MPa (180MPa 기준)

설계균열발생강도 f_{crd} 은 [식 2.3]에 따라 계산되고 설계인장강도 특성값 f_{td} 은 [식 2.4]에 의해 산정된다. 균열발생강도에서 변형률 ϵ_{cr} , 최대인장강도에서 변형률 ϵ_u 및 극한상태에서 인장 변형률 ϵ_{lim} 은 [식 2.5], [식 2.6] 및 [식 2.7]에서 구

한다.



(a) 압축응력-변형을 관계

(b) 인장응력-변형을 관계

[그림 2.2] K-UHPC 모델화한 응력-변형을 관계 곡선

$$f_{crd} = \phi_c f_{crk} \quad [\text{식 2.3}]$$

$$f_{td} = \phi_c f_{tk} \quad [\text{식 2.4}]$$

여기서, ϕ_c : 재료 저감 계수, 0.80

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\phi_c f_{crk}}{E_c} \quad [\text{식 2.5}]$$

$$\varepsilon_u = \frac{\phi_c f_{crk}}{E_c} + \frac{w_u}{L_{eq}} \quad [\text{식 2.6}]$$

$$\varepsilon_{lim} = \frac{\phi_c f_{crk}}{E_c} + \frac{w_{lim}}{L_{eq}} \quad [\text{식 2.7}]$$

여기서, L_{eq} : 보 춤을 고려하여 응력-변형을 곡선으로 변환하기 위한 값

$$\frac{L_{eq}}{h_{beam}} = 0.8 \left[1 - \frac{1}{\left(1.05 + \frac{6h_{beam}}{l_{ch}} \right)^4} \right]$$

h_{beam} : 보 높이, mm

l_{ch} : 특성길이, $l_{ch} = G_F E_c / f_{tk}^2$

G_F : 파괴에너지, 37.9 N/mm

2) 설계 전단강도

한국건설기술연구원(2012) “초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침⁽¹⁵⁾”에 따라 보 부재 설계전단강도 V_d 는 [식 2.8]에 의해 산정된다.

$$V_d = V_{rped} + V_{fd} + V_{sd} \quad [\text{식 2.8}]$$

강섬유 부담분을 제외한 전단 보강재를 이용하지 않은(K-UHPC의 매트릭스) 보 부재 전단강도 V_{rped} 는 [식 2.9]로 구한다.

$$V_{rped} = \phi_b (0.18 \sqrt{f'_{cd}} b_w d) \quad [\text{식 2.9}]$$

여기서, b_w : 복부 폭(mm)

ϕ_b : 부재저감계수, 일반적으로 0.77

강섬유가 부담하는 전단강도 V_{fd} 는 [식 2.10]에 구한다.

$$V_{fd} = \phi_b (f_{vd} / \tan \beta_u) b_w z \quad [\text{식 2.10}]$$

여기서, f_{vd} : 설계 평균인장강도

β_u : 축 방향과 사인장균열 면에 발생하는 각도 ($\geq 30^\circ$)

$$\beta_u = 1/2 [\tan^{-1}(2\tau/(\sigma_{xu} - \sigma_{yu}))] - \beta_o$$

τ : 설계 단면력에 의한 평균전단응력

σ_{xu} : 축 방향 평균압축응력

σ_{yu} : 종 방향 평균압축응력

β_o : 축력을 받지 않은 경우 사인장균열이 재축으로부터 45° 경사진 직선이 되는 각도

z : 압축응력 합력 작용 위치로부터 인장강재 도심까지 거리, 일반적으로 $d/1.15$

ϕ_b : 부재저감계수, 일반적으로 0.77

전단 보강재에 의한 전단강도 V_{sd} 는 [식 2.11]로 구한다.

$$V_{sd} = \phi_b [A_v f_{yvd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] d \quad \text{[식 2.11]}$$

여기서, A_v : 간격 s_s 으로 배치된 전단 보강재 단면적

f_{yvd} : 전단 보강재의 설계항복강도

α_s : 전단 보강재가 보의 축 방향과 이루는 각도

ϕ_b : 부재저감계수, 일반적으로 0.91

축 방향 긴장재 유효인장력 전단력에 평행한 전단강도 V_{ped} 는 [식 2.12]와 같다.

$$V_{ped} = \phi_b P_{ed} \sin \alpha_p \quad \text{[식 2.12]}$$

여기서, P_{ed} : 축 방향 긴장재 유효인장력

α_p : 축 방향 긴장재와 부재축 사이 각도

ϕ_b : 부재저감계수, 일반적으로 0.91

제3절 역학실험

배합표에 따른 배합으로 접합부의 충전재료들의 재료 특성을 파악하고 일반 콘크리트와의 특성을 비교하고자 재료 실험을 실시하였다. 굳은 후 재료적 역학적 특성을 파악하고자 압축강도 시험, 휨 인장실험을 실시하였다.

1. 배합

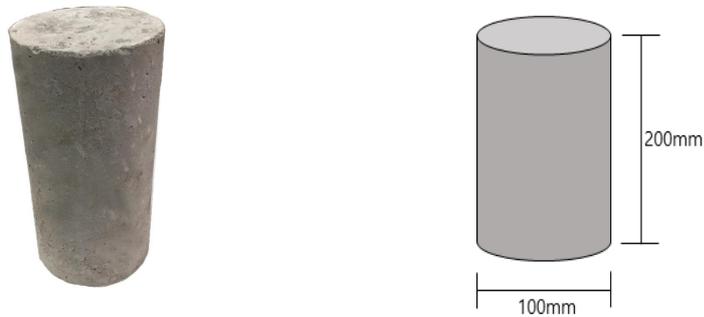
본 연구에서는 프리캐스트 보 접합부에 충전되는 재료들을 변수로 두어 실험을 진행하므로 [표 2.2]와 같은 배합비를 가진 3가지 타입의 충전재료를 선정하였다. 일반 무수축 몰탈은 시중에서 지대포장되어 판매하는 제품 배합으로 몰시멘트비가 약 50%이고, 고강도 콘크리트(HPC)는 섬유 혼입이 없고 몰시멘트비가 약 20%이고, 강섬유가 혼입된 콘크리트(UHPFRC)는 강섬유 혼입률 1.5%, 몰시멘트비는 고강도 콘크리트와 마찬가지로 약 20%이다.

[표 2.2] 연결부 충전재료 배합표

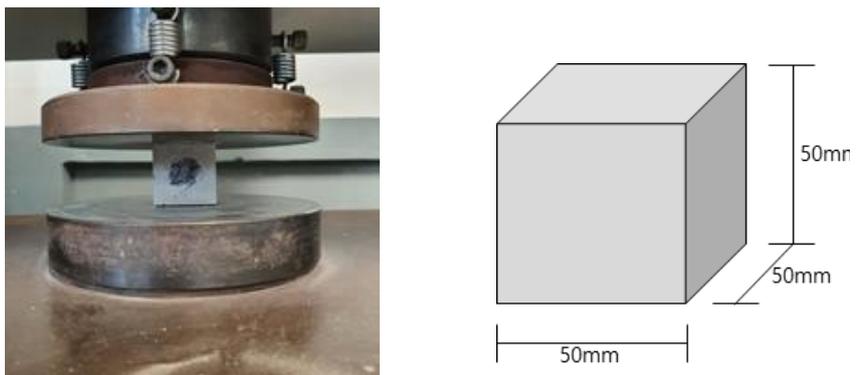
Sample	OPC (Type 1)	Silica fume (940U)	Filler (S-SL10)	Fine agg (Silica sand)	Sand	Water	Water reducer		Steel fiber
							Min	Max	
무수축 몰탈	48.19	-	0.00	-	121.63	24.14	-	-	-
HPC	67.02	16.75	20.11	73.72	-	13.94	2.68	4.02	-
UHPFRC	67.02	16.75	20.11	73.72	-	13.94	2.68	4.02	8.50

2. 압축강도

압축강도 시험은 KS L 5105⁽¹⁸⁾에 규정된 50×50×50mm의 모르터 압축강도 시험체에 내부에 밀실하게 다지고 약 15~20도 내부에서 양생을 실시하였다. 일반 콘크리트의 압축강도 시험은 KS L 2405⁽⁵⁶⁾에 규정된 시험방법을 따랐고, 시험체는 KS F 2403⁽⁵⁷⁾에서 제시한 지름 100mm에 높이가 200mm인 원기둥 시험용 공시체를 [그림 2.3]와 같이 제작하였다. 압축강도 21MPa의 공시체를 제작하기 위해 압축시험체 몰드에 타설한 후 수중 양생하였다. 타설 후 28일 지나고 양생 완료된 시험체의 단면을 연마하고, 100kN 용량의 UTM 기기를 이용하여 아래 [그림 2.4]와 같이 압축강도를 측정하였고 파괴 모습은 [그림 2.5]와 같다.



[그림 2.3] 압축강도시험용 공시체



[그림 2.4] 압축강도 시험(KS F 2594)



(a) 압축강도 실험 준비 및 실시



(b) 압축 파괴 모습

[그림 2.5] 일반 콘크리트 공시체 압축파괴 양상

압축강도 시험은 재령 28일에 측정되었으며 시험결과는 [표 2.3]과 같다.

[표 2.3] 압축강도 시험결과

구분	7일 압축강도(MPa)	28일 압축강도(MPa)
일반 콘크리트	-	21
일반 무수축 몰탈	-	30
HPC	88.16	128.69
UHPCFRC	118.56	149.04

3. 휨 인장강도

휨 인장강도를 산정하기 위하여 3점 가력 실험은 40×40×160mm 휨 실험 공시체를 제작하여 수행하였다. 아래 [그림 2.4]는 UHPFRC의 실험 준비 및 휨 파괴 모습이고 [표 2.4]는 휨 인장강도 결과 값이다.



(a) 휨 인장강도 실험 준비 및 실시

(b) 휨 파괴 모습

[그림 2.6] 휨 인장강도 준비 및 파괴

[표 2.4] UHPFRC의 휨 인장강도 실험 결과

재료	sample	Flexural Stress(N/mm^2)			평균
		1	2	3	
UHPFRC	1	23.6	26.1	26.2	25.3
	2	30.3	29.2	31.7	30.4

본 연구에서는 변수로 두는 우수축 몰탈과, 고강도 콘크리트의 휨 인장강도 실험을 따로 수행하지 않았다. 이에 따른 기존의 휨 인장강도를 추정하는 식을 연구하여 본 연구에 적용시키고자 한다.

4. 기존 연구에 대한 고찰

고강도 콘크리트와 섬유보강 콘크리트의 인장강도에 대한 추정식은 기존 여러 연구자들에 의해 제안되어왔다. [표 2.5]와 [표 2.6]은 고강도 콘크리트와 섬유보강 콘크리트의 휨 인장강도 추정식을 정리하였다. 콘크리트 인장강도로 대변되는 지표는 콘크리트 압축강도에 대한 지수함수 형태로 결정되는 것을 확인할 수 있으며 이 지수들은 0과 1 사이의 값을 가지는 것을 확인할 수 있었다. 일반적으로 많이 사용되는 값은 1/2 나 2/3인 것으로 나타나고 있으나, 연구 결과가 강도가 점점 증가하는 콘크리트일 경우 지수가 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 특히, ACI318-11에서 정의하고 있는 파괴계수는 KCI에서 제안하고 있는 계수와 같은 개념으로 도출되었으며 유사한 값이므로 국내 설계기준의 값을 대변하는 것으로 판단된다.

일반 콘크리트의 경우 휨 인장강도는 압축강도 f_{ck} 의 제곱근에 비례하는 식으로 구하며 압축강도의 약 8~15%로 계산된다. 즉, 일반 휨 인장강도를 구하는 식은 [식 2.13]과 같다.

$$f_r = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}\right) f_{ck} \quad [\text{식 2.13}]$$

[표 2.5] 기존 고강도 콘크리트 인장강도 제안식(MPa)

구분	Researcher	Equation
1	Carrasquillo ⁽¹⁹⁾	$f_r = 0.94f_c'^{0.5}$
2	Burg ⁽²⁰⁾	$f_r = 1.03f_c'^{0.5}$
3	Khayat ⁽²¹⁾	$f_r = 0.23 + 0.12f_c' - 2.18 \times 10^{-4} (f_c')^2$
4	Ahmad ⁽²²⁾	$f_r = 0.44f_c'^{2/3}$
5	ACI318-11 ⁽²³⁾	$f_r = 0.62f_c'^{0.5}$
6	NZS3101 ⁽²⁴⁾	$f_r = 0.60f_c'^{0.5}$

[표 2.6] 섬유보강 콘크리트의 인장강도 제안식

구 분	Researcher	Equation
1	Song ⁽²⁵⁾	$f_{rf} = 0.69 \sqrt{f'_c} + 3.43 V_f + 0.32 V_f^2$
2	Thomas ⁽²⁶⁾	$f_{rf} = 0.97 \sqrt{f'_c} + 0.295 RI \sqrt{f'_c} + 1.117 RI$
3	Ramadoss ⁽²⁷⁾	$f_r = 0.45 f'_c{}^{0.67}$

섬유를 보강한 콘크리트와 보강하지 않은 콘크리트의 인장강도 추정식은 크게 두 가지 형태로 나뉘어져 있다. 섬유가 보강되지 않은 콘크리트는 기존 일반 콘크리트와 같이 압축강도만을 고려하여 인장강도를 추정하는 경우가 있으며, 강섬유의 영향을 반영하기 위한 새로운 변수를 적용하는 경우도 있다. 이러한 강섬유의 영향을 반영하기 위해 콘크리트의 인장강도를 결정하는 요인을 알아보면 섬유의 응력전달능력이다. 이러한 섬유의 특성을 고려하여 보강지수(RI : Reinforcing Index)를 사용하여 혼입된 섬유의 양에 의하여 인장강도를 결정하는 것을 확인할 수 있었다. 여기서 보강지수는 섬유의 혼입량과 섬유의 형상비를 고려한 지수로 [식 2.14]와 같이 정의할 수 있다.

$$RI = V_f L / D \quad \text{[식 2.14]}$$

여기서 V_f 는 섬유의 혼입량, L 은 섬유의 길이, D 는 섬유의 지름을 의미하며, 해당 보강지수는 무차원화되어 있는 값이다. 본 연구에서의 보강지수는 1.43으로 계산하였다.

제3장 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 접합부 설계 강도 식의 제안

제1절 접합부 설계

프리캐스트 콘크리트(PC) 공법에 의한 구조물이 일반 철근 콘크리트 구조물과 다른 점은 현장에서 타설되는 접합부가 존재한다는 것이다. 이 접합부는 부재와 부재를 연결하는 구조요소로써 현장에서 타설되어 완성된다. 따라서, 접합부는 섬세한 기술과 주의가 필요하며 시공상태에 따라 구조물의 전체 성능을 좌우하게 된다 하여도 과언이 아니다. 공장에서 생산되는 부재에 대하여는 품질 측면에서 믿을 만하다고 여겨지는 반면 접합부의 시공은 현장에서 이루어지므로 인력관리 및 품질관리가 매우 어렵기 때문이다⁽²⁸⁾. 접합부는 방향에 따라 분류하면 수평접합부와 수직접합부가 있다. 본 연구에서 수행한 PC 보의 경우 수직접합부 형태에 속하기에 수직접합부 설계에 대해 알아보하고자 한다.

먼저 수직접합부는 접합면이 수직인 경우를 말하며, 접합부를 통하여 힘을 전달하고 부재 사이에 발생할 수 있는 변위를 제어하는 역할을 한다. 압축력만 작용한다면 즉, 힘이 일정한 수직하중만 작용한다면 수직접합부는 구조적 문제가 없으나 실제 프리캐스트 건물은 지진이나 풍하중 등의 불균등한 하중이 작용하기 때문에 접합면에는 전단력이 발생되어 응력의 집중과 균열을 유발시키게 된다. 또한 수평하중을 다른 부재로 전달하기 위해서는 부재 사이에 존재하는 수직접합부가 인장이나 압축 혹은 인장이나 수직전단, 압축이나 수직 전단 등의 힘을 잘 전달할 수 있어야 한다. 따라서 수직접합부는 하나의 구조요소를 형성하도록 구성되거나 독립적으로 작용하도록 연결되어야 한다. 이러한 수직접합부의 종류에는 힌지접합, 홈접합, 기계적 접합 및 전단키 접합 등이 있다.

제2절 기존 PC 접합부의 설계 고찰

수직접합부 설계는 기존 연구들은 벽체에 많이 사용되어 왔다. 기존 PC 접합부의 설계식들은 [표 3.1]에 정리하였다.

[표 3.1] 기존 수직접합부 설계식

Type	Code and proposed models	Characteristics
Hansen et al. ⁽²⁹⁾	$V_u = 0.09A_k + A_s f_y + N$	$0.01 < \eta < 0.08$ $f_y > 6000 \text{kg/cm}^2 (= 600 \text{Mpa})$ $0.2 < \frac{A_k}{A} < 0.5$
Chakrabati, Nayak&Paul ⁽³⁰⁾	$V_u = 0.0963A_k f_{cu} + 0.5324A_s f_y$ $V_u = A_k f_{cu} + \sqrt{(0.37 - 0.767\eta_k)0.76\eta_k}$	For $\eta_k \geq 0.104$ For $\eta_k \leq 0.104$
Hashim & Sinan ⁽³¹⁾	$V_u = 0.0442A_k f_{cu} + 0.4901A_s f_y$ $V_u = A_k f_{cu} + \sqrt{(0.17 - 0.7\eta_k)0.7\eta_k}$	For $\eta_k \geq 0.051$ For $\eta_k \leq 0.051$
T.P.Tassios & S.G Tsoukantas ⁽³³⁾	$V_u = 0.15A_k f_{ck} + 0.8A_s f_y + 1.8f_{ct} \sqrt{f_y}$	
KCI Code ⁽³²⁾	$V_{uj} = \lambda V_c A_j = \lambda 0.53 \sqrt{f_{ck}} A_j$ $V_{uk} = 0.2\lambda f_{ck} A_j$ or $V_{uk} = 56\lambda A_k$ $V_{us} = \mu A_s f_y$	$\lambda = 1.0$ $\mu = \text{접합부 전달마찰 계수}(0.6)$
PCI ⁽³⁴⁾	$V_u = \phi u_e A_s f_y$	
ACI 318-05 ⁽³⁵⁾	$V_u = u A_s f_y$	

대부분의 수직 접합부는 전단키를 이용한 접합을 적용하였다. 본 연구에서는 전단키를 사용하지 않고 루프 이음을 갖는 접합 형태를 제안하였기 때문에 위의 표에서 KCI Code에 고강도 콘크리트의 재료 특성을 고려하여 계수를 적용시켜 새로운 PC 접합부 설계식을 제안하고자 한다.

제3절 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 접합부의 설계 강도식 제안

본 연구에서는 기존 연구자들에 의해 제안된 설계식과 본 연구에서 수행한 실험 결과로부터 설계 강도식을 새롭게 제안하였다. 본 연구에서는 접합부 충전재료를 변수로 일반 무수축 몰탈, 고강도 콘크리트, 강섬유 혼입한 초고성능 콘크리트를 두었고, 루프 이음길이 100mm와 120mm를 변수로 하여 앞장에서 압축강도 시험, 휨 인장강도 시험과 앞 절에서 기존 수직접합부 설계식에 대해 분석함으로써 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 접합부의 설계강도식을 제안하였다.

먼저 기존 수직접합부 설계식은 [식 3.1]과 [식 3.2]의 합으로 구해진다. [식 3.1]은 접합부 그라우트의 전단강도에 대한 식이고 [식 3.2]는 접합 형태에 관계없이 보강철근에 의한 전단 마찰 이론에 의한 식이다.

$$V_{uj} = \lambda V_c A_j \left[V_c : 0.53 \sqrt{f_{ck}} \right] \quad \text{[식 3.1]}$$

$$V_{us} = \mu f_y A_s \quad \text{[식 3.2]}$$

여기서, μ : 접합부의 전단 마찰 계수

λ : 1.0

f_{ck} : 그라우트의 압축 강도

A_s : 수평 보강철근의 단면적

A_j : 접합부의 면적

섬유 혼입한 전단강도 추정식은 박창환(2013)의 “비정질 마이크로 강섬유 복합체를 적용한 콘크리트 보”에 대한 연구에서 제안한 [식 3.3], [식 3.4], [식 3.5]를 접합부 설계식에 적용하여 새로운 그라우트에 의한 전단 강도 추정식 V_{ujf} [식 3.6]을 제안하였다.

$$V_u : (0.166 \sqrt{f_c} bd) \quad \text{[식 3.3]}$$

여기서, f_c : 콘크리트의 압축강도

$$V_u : \left[\frac{0.166}{0.51} (0.15 V_f + 0.51) \sqrt{f_c} bd \right] \quad [\text{식 3.4}]$$

여기서, V_f : 섬유 혼입률(%)

$$V_u : [0.3255 (0.15 V_f + 0.51) \sqrt{f_c} bd] \quad [\text{식 3.5}]$$

$$V_{ujf} : \lambda 0.53 [0.3255 (0.15 V_f + 0.51) \sqrt{f_c} bd] \quad [\text{식 3.6}]$$

또한, 기존 전달 마찰식 [식 3.2]에 루프 이음 길이에 대한 규정을 고려하여 특성계수를 제안하고 식에 적용하였다. 루프 이음에 대한 규정은 철근의 지름 3배 이상, 구부린 반원 끝에서 최소한 철근 지름의 4배 이상 또는 60mm 더 연장하라고 되어있다. 이러한 규정을 고려하여 특성계수를 제안하면 [식 3.7]과 같고, 루프 이음에 따른 전단 마찰 이론식은 [식 3.8]과 같다.

$$\alpha = \frac{b}{4d_b + 60} \quad (\text{루프 이음길이에 따른 특성 계수}) \quad [\text{식 3.7}]$$

여기서, d_b : 철근의 직경

b : 루프 이음 길이

$$V_{ucs} = \alpha \mu f_y A_s \quad [\text{식 3.8}]$$

제4장 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 접합부 실험

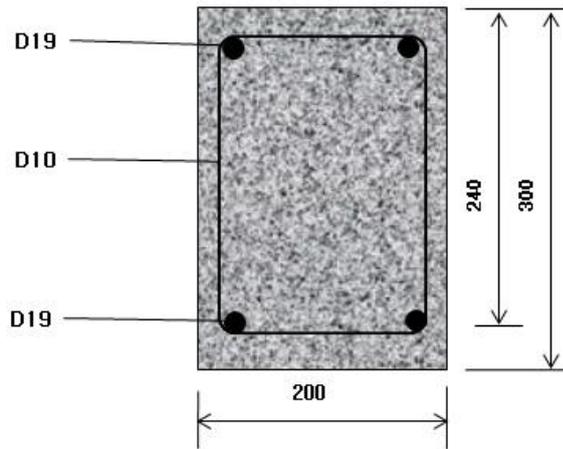
제1절 보 실험체의 개요 및 제작

1. 실험 계획

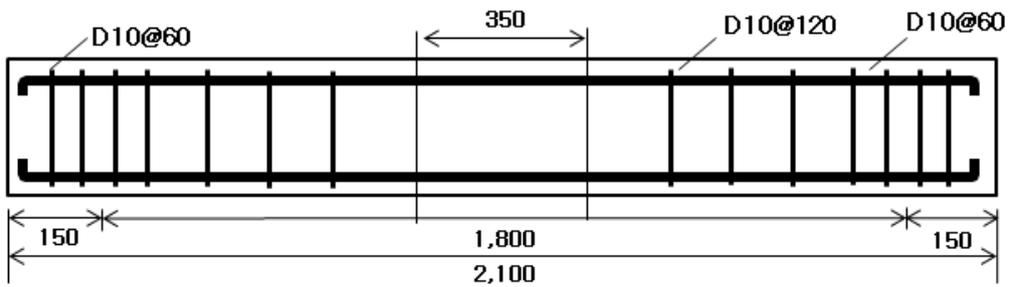
UHPC를 적용한 프리캐스트 보의 휨 성능 및 전단성능을 평가하기 위하여 보 실험을 계획하였다. 보 실험체 상세는 [표 4.1]에 나타내었으며, 휨 파괴 타입은 전단철근이 배근되고, 중앙 접합부는 주철근과 압축철근을 루프형식으로 제작하여 이음되어 있으며 철근의 상하단 수평이음 길이가 100mm와 120mm의 실험체로 제작되었다. 전단 파괴 타입의 보는 지점과 하중점이 짧은 거리사이에 전단파괴를 유도하기 위해 전단철근 배근을 하지 않았다. 보 실험체의 철근 배근 상세는 [그림 4.1], [그림 4.2], [그림 4.3]에 각 타입별로 나타내었다.

[표 4.1] 보 실험체 상세

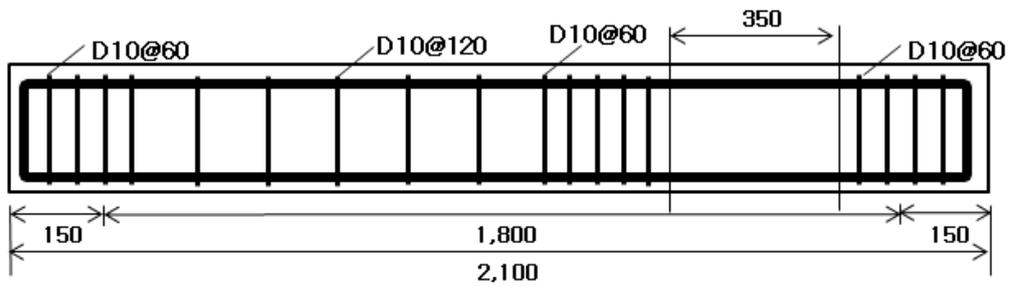
구분		이음부 길이	비 고
실험타입	실험체명		
휨 파괴 (Bending)	R(B)	-	기준 실험체
	B10-R/B12-R	100mm/120mm	접합부 일반 무수축 몰탈
	B10-U/B12-U		접합부 HPC
	B10-US/B12-US		접합부 UHPFRC
전단 파괴 (Shear)	R(S)	-	기준 실험체
	S10-R	100mm/120mm	접합부 일반 무수축 몰탈
	S10-U		접합부 HPC
	S10/US		접합부 UHPFRC



(a) 보 단면

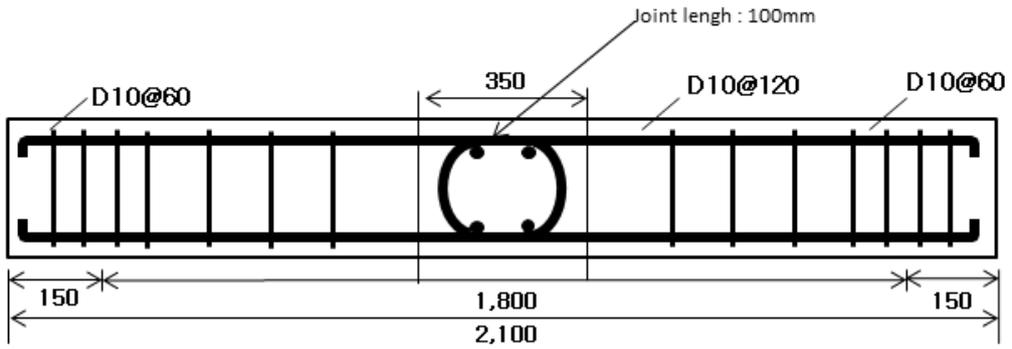


(b) 휨 파괴 실험체

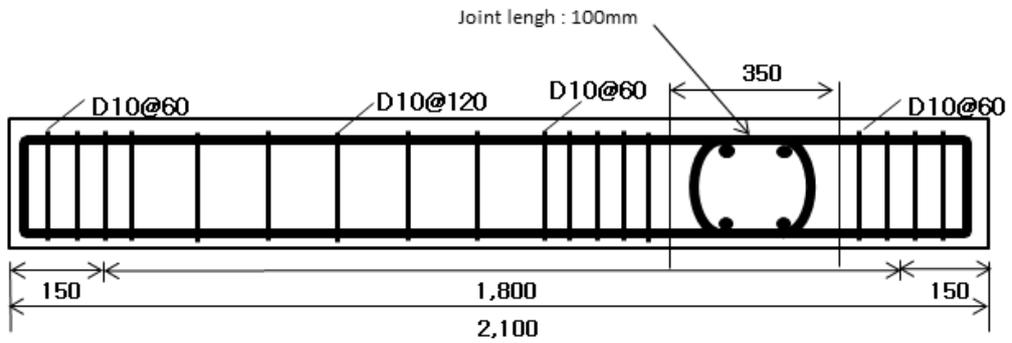


(c) 전단 파괴 실험체

[그림 4.1] 일반 보 실험체 철근배근 상세

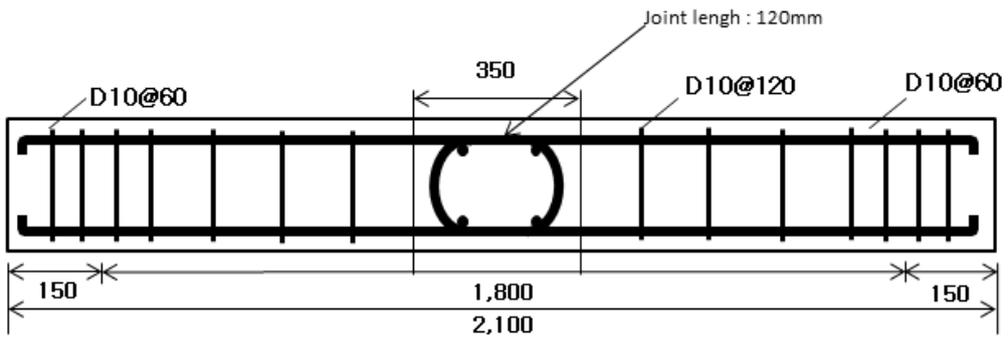


(a) 휨 파괴 실험체

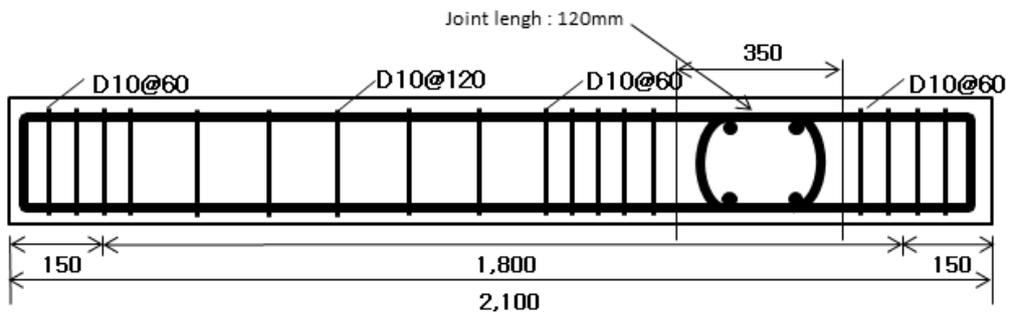


(b) 전단 파괴 실험체

[그림 4.2] 이음부길이 100mm인 PC보 실험체 철근배근 상세



(a) 휨 파괴 실험체



(b) 전단 파괴 실험체

[그림 4.3] 이음부길이 120mm인 PC보 실험체 철근배근 상세

현행 콘크리트설계기준 및 도로교설계기준에는 루프 이음에 대한 설계규정이 따로 존재하지 않는다. 다만, 180도 갈고리 정착에 대한 규정이 있는데 180도 갈고리 내면 반경은 최소한 철근의 지름 3배 이상이어야 하며, 구부린 반원 끝에서 최소한 철근 지름의 4배 이상 또는 60mm 더 연장해야 한다는 것이다.⁽⁸⁾⁽²⁷⁾ 본 연구에서는 D19의 철근을 사용하였기에 약 60mm 이상이어야 한다. 구부린 반원 끝에서의 연장길이도 기준에 적용하였다. 두 타입의 단면 크기는 200 mm × 300 mm, 보 길이 2,100 mm, 순 지간은 1,800mm이다. 철근의 항복강도는 400MPa, 콘크리트의 항복강도는 21MPa를 사용하였고, 횡 타입 전단철근 60 mm 간격으로 배치하였고, 전단타입은 접합부 부분에서 파괴가 발생하도록 하중점 기준으로 왼쪽 부분에 스트립을 120mm 간격으로 배치하였다.

2. 보 실험체 제작

PC 보 실험체는 철근배근, 철근 변형게이지 부착, 거푸집제작 및 철근 삽입, 콘크리트 및 접합부 배합 및 타설, 양생의 과정으로 제작하였다. [그림 4.2]는 실험체 제작과정을 나타낸다. 철근변형률을 측정하기 위해서 철근 변형게이지를 부착하였다.



(a) 철근조립



(b) 철근 변형게이지 부착



(c) 거푸집제작 및 철근 삽입



(d) 재료준비 및 배합



(e) 타설

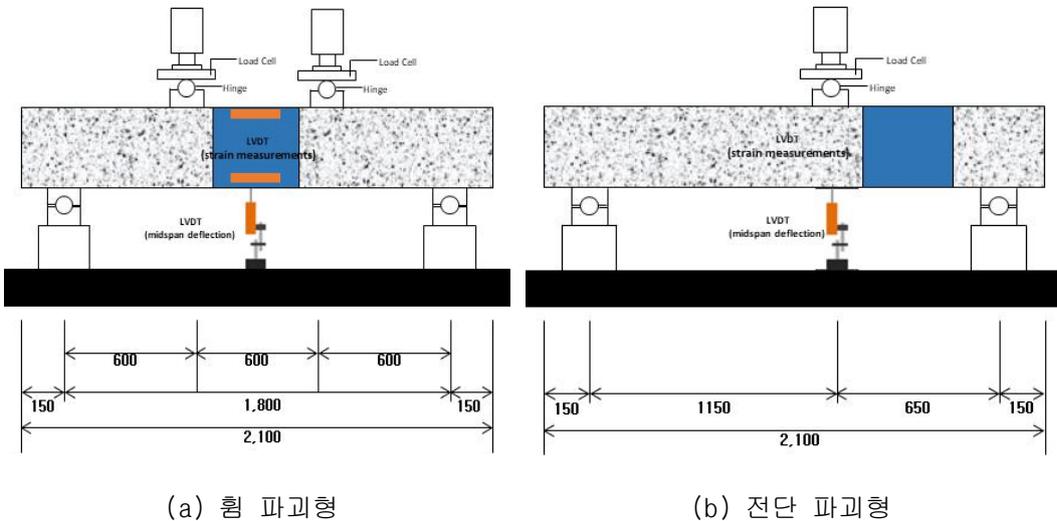


(f) 양생

[그림 4.4] 보 실험체 제작과정

3. 보 재하실험 방법

보의 실험은 실험체 제작 후 프리캐스트 접합부의 콘크리트 재령 28일 후에 수행하였다. 실험 방법으로 휨 파괴형은 [그림 4.5]와 같이 4점 재하방식으로 수행하며 실험체의 양 끝에서 150mm 안쪽 위치를 각각 지점으로 순지간 1,800mm 되도록 하였고 지점에서 600mm 떨어진 위치에서 재하하였다. 전단파괴형은 [그림 4.5]와 같이 지점의 위치는 휨 파괴형과 동일하고 재하위치는 오른쪽 지점에서 650mm 부분에 하중을 주어 지점과 하중점이 가까운 부분에서 전단파괴가 일어나도록 유도하였다. 하중은 용량 100kN 로드셀을 이용하여 측정하였으며, 실험체의 중앙처짐 및 변형, 변형률을 측정하기 위하여 [그림 4.5]와 같이 각각의 위치에 LVDT를 부착하였다.



[그림 4.5] 보 실험체의 실험방법

제2절 휨 파괴형 보 실험체의 실험 결과

1. 이음길이 100mm 보 실험체 균열 및 파괴 양상

[그림 4.6]은 루프이음길이가 100mm인 휨 파괴형 실험체의 재하실험 후 실험체 중앙 부근에 발생한 휨 균열패턴을 나타낸다.



(a) R(B)



(b) B10-R

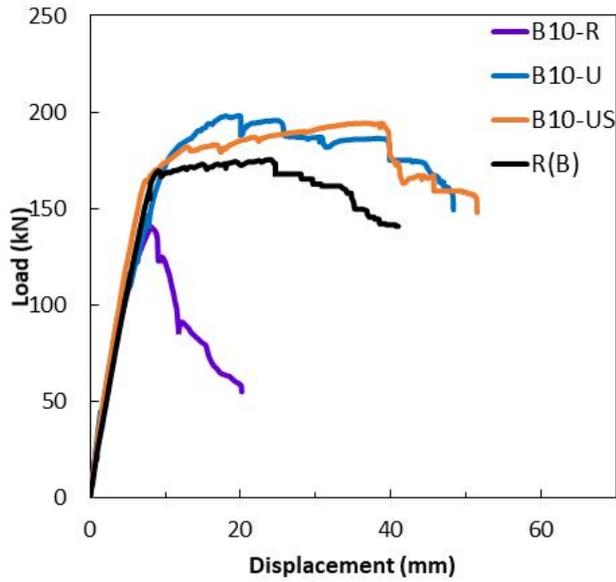


(c) B10-U

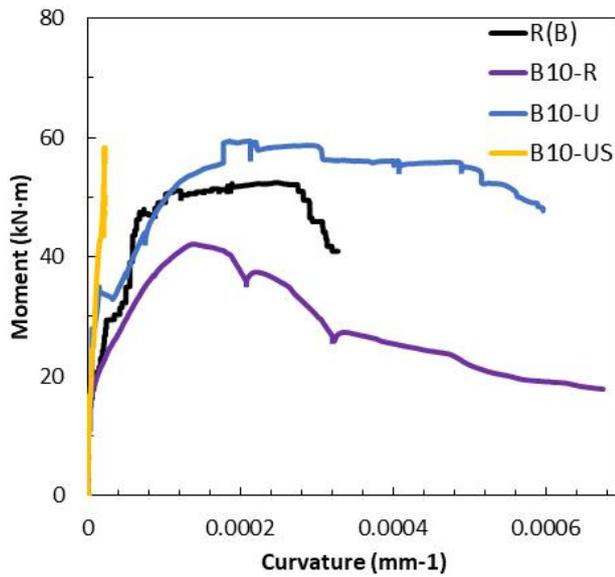


(d) B10-US

[그림 4.6] 이음길이 100mm PC보 휨 파괴형 실험체의 균열패턴



(a) 하중-변위 그래프



(b) 모멘트-처짐 그래프

[그림 4.7] 이음길이 100mm 횡 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프

[표 4.1] 이음길이 100mm PC보의 휨 파괴 실험 결과

Specimen	Concrete crack		Rebar yielding		Maximum Load	
	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)
R(B)	22.1	0.9	160.1	7.8	175.3	23.6
B10-R	31.5	1.6	128.7	6.7	140.5	8.1
B10-U	38.8	1.5	145.6	7.8	198.2	20.0
B10-US	37.7	1.3	166.9	8.0	194.4	38.8

[그림 4.7],[표 4.1]은 이음부 길이 100mm인 PC 보의 휨파괴형 실험체 중앙에 설치한 로드셀과 LVDT를 이용하여 하중-변위 및 모멘트-곡률 그래프와 각 실험체의 재하실험 결과를 나타내었다. 곡률은 접합부의 압축 및 인장부에 LVDT를 통하여 측정된 변위값을 이용하여 계산하였다. [표 4.1]에서 보이는 것과 같이 기존 실험체인 R(B)의 초기 균열 하중과 접합부를 갖는 실험체들의 초기 균열 하중을 비교해보았을 때 약 1.5배 ~ 2배 증가한 것으로 나타났다. 또한, 본 연구에서 변수 조건으로 설정한 접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설한 B10-R 실험체에 비해 고강도 콘크리트를 타설한 B10-U, 강섬유 혼입 초고성능 콘크리트를 타설한 B10-US 두 실험체 모두 최대 하중이 1.23, 1.19배 증가한 것으로 나타났다. 이는 일반 무수축 몰탈에 비해 고강도 콘크리트 및 초고성능 콘크리트가 높은 인장강도 및 변형률을 가지는 재료이기 때문인 것으로 판단된다. 고강도 콘크리트를 타설한 B10-U와 강섬유 혼입 초고성능 콘크리트를 타설한 B10-US의 하중 차이는 미비하게 나타났다.

1) 일반 보 실험체 R(B)

루프 이음이 없는 기준 실험체인 일반 콘크리트 보 R(B)는 재하하중 22.1kN , 처짐 0.9mm에서 중앙부 인장 연단에서 초기균열이 발생하였다. 하중이 증가함에 따라 균열이 점차 상부로 진전하였고, 동시에 처짐값도 증가하였다. 재하하중 175.3kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다.

2) PC보 실험체 B10-R

접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트로 타설한 PC보 실험체인 B10-R은 재하하중 31.5kN, 처짐 1.6mm에서 중앙부에서 초기균열이 발생하였고 일반 보 실험체 R(B)와 달리 접합부 부분에서만 균열이 나타났다. 재하하중 140.5kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다.

3) PC보 실험체 B10-U

접합부에 고강도 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 B10-U은 재하하중 38.8kN, 처짐 1.5mm에서 초기균열이 발생하였고 이후 재하하중 198.2kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다. 접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설한 B10-R 실험체와 비교하여 초기 균열과 최대 내력이 더 크게 나타났다. 접합면에서 파괴가 일어나지 않고 균열이 상부로 도달하여 상부 콘크리트가 파괴되는 전형적인 휨 파괴 양상을 보였다.

4) PC보 실험체 B10-US

접합부에 강섬유 1.5% 혼입한 초고성능 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 B10-US은 재하하중 37.7kN, 처짐 1.3mm에서 초기균열이 발생하였고 이후 재하하중 194.4kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다. B10-US 실험체는 다른 실험체들과 다르게 휨 파괴 형태가 아닌 전단 파괴 형태를 나타냈다. 최대 내력은 194.4kN으로 나타났지만 이 값은 지점을 지지하는 부분이 하중을 증가시킬수록 점점 밀려나 제대로 된 실험 값을 측정할 수 없다고 판단하여 실험을 중지한 값이다. 즉 접합부 부분에 타설된 강섬유가 1.5% 함유된 초고성능 콘크리트 부분에서는 파괴가 일어나지 않았다.

2. 이음길이 120mm 보 실험체 균열 및 파괴양상

[그림 4.8]은 루프 이음 길이가 120mm인 휨 파괴형 실험체의 재하실험 후 실험체 중앙 부근에 발생한 휨 균열패턴을 나타낸다.



(a) R(B)



(b) B12-R

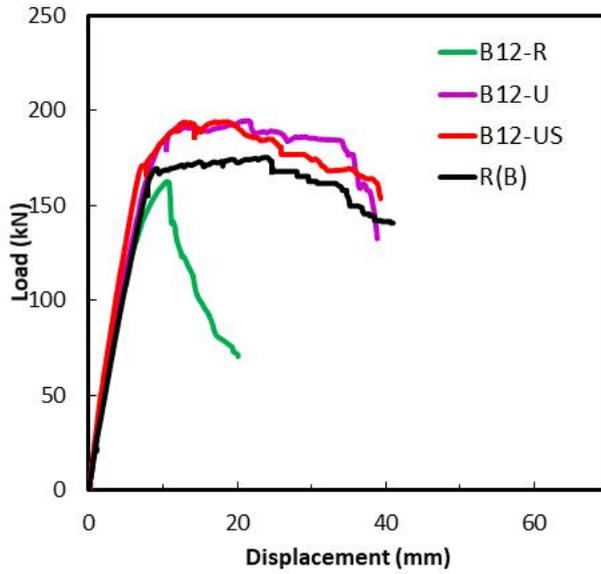


(c) B12-U

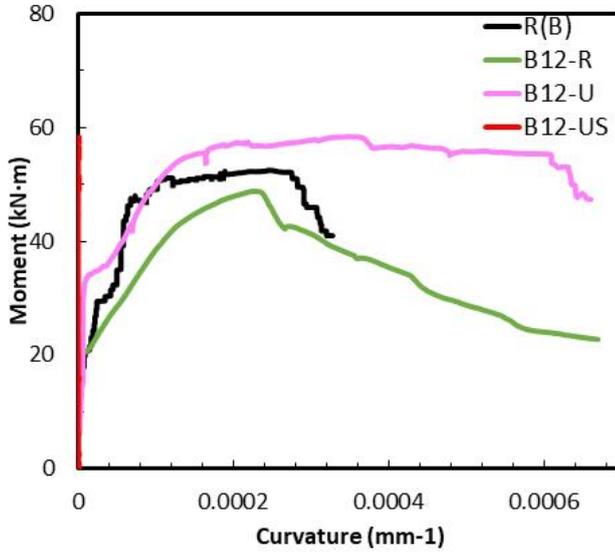


(d) B12-US

[그림 4.8] 이음길이 120mm PC보 휨 파괴형 실험체의 균열패턴



(a) 하중-변위 그래프



(b) 모멘트-처짐 그래프

[그림 4.9] 이음길이 120mm 횡 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프

[표 4.2] 이음길이 120mm PC보의 휨 파괴 실험 결과

Specimen	Concrete crack		Rebar yielding		Maximum Load	
	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)
R(B)	22.1	0.9	160.1	7.8	175.3	23.6
B10-R	30.8	1.1	142.3	7.3	162.5	10.8
B10-U	34.8	0.9	143.7	6.5	195.2	21.5
B10-US	53.3	1.8	171.1	7.7	193.6	13.6

[그림 4.9],[표 4.2]은 이음부 길이 120mm인 PC 보의 휨 파괴형 실험체 중앙에 설치한 로드셀과 LVDT를 이용하여 하중-변위 및 모멘트-곡률 그래프와 각 실험체의 재하실험 결과를 나타내었다. 곡률은 접합부의 압축 및 인장부에 LVDT를 통하여 측정된 변위값을 이용하여 계산하였다. [표 4.2]에서 보이는 것과 같이 기존 실험체인 R(B)의 초기 균열 하중과 접합부를 갖는 실험체들의 초기 균열 하중을 비교해보았을 때 약 1.2배 ~ 1.8배 증가한 것으로 나타났다. 또한, 본 연구에서 변수 조건으로 설정한 접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설한 B12-R 실험체에 비해 고강도 콘크리트를 타설한 B12-U, 강섬유 혼입 초고성능 콘크리트를 타설한 B12-US 두 실험체 모두 1.12, 1.22배 증가한 것으로 나타났다. 이음부 길이 100mm인 휨 파괴형 실험체와 같이 최대 내력은 큰 차이가 나지 않는 결과를 보였다.

1) PC보 실험체 B12-R

접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트로 타설한 PC보 실험체인 B10-R은 재하하중 30.8kN, 처짐 1.1mm에서 중앙부에서 초기균열이 발생하였고 일반 보 실험체 R(B)와 달리 접합부 부분에서 균열이 많이 나타났다. 재하하중 162.5kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다.

2) PC보 실험체 B12-U

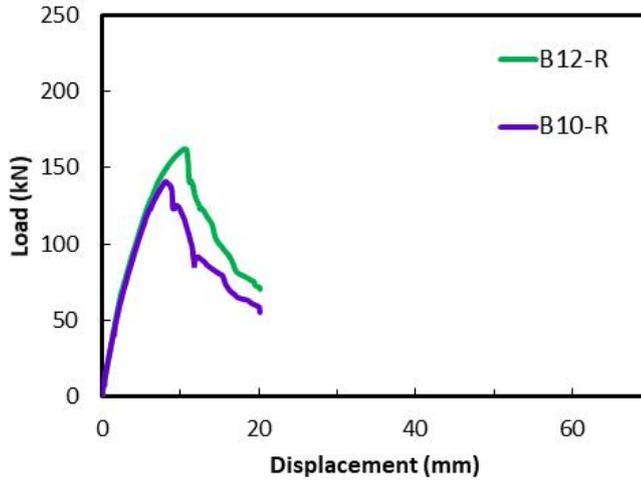
접합부에 고강도 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 B10-U은 재하하중 34.8kN, 처짐 0.9mm에서 초기균열이 발생하였고 이후 재하하중 195.2kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다. 접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설한 B12-R 실험체와 비교하여 초기 균열과 최대 내력이 더 크게 나타났다. 접합면에서 파괴가 일어나지 않고 균열이 상부로 도달하여 상부 콘크리트가 파괴되는 전형적인 휨 파괴 양상을 보였다.

3) PC보 실험체 B12-US

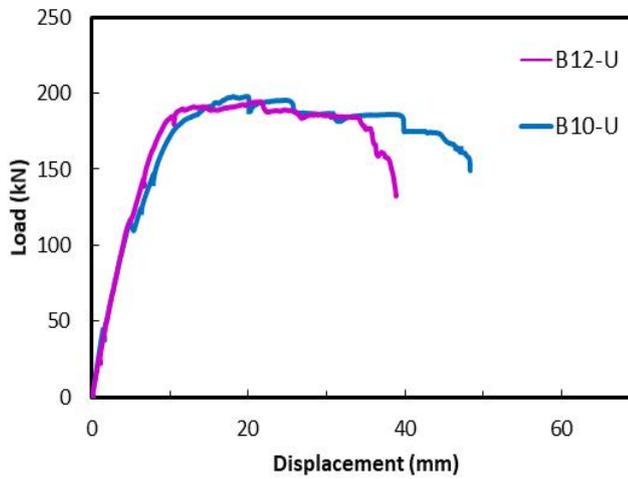
접합부에 강섬유 1.5% 혼입한 초고성능 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 B12-US은 재하하중 53.3kN, 처짐 1.8mm에서 초기균열이 발생하였고 이후 재하하중 193.6kN에서 최대 내력을 보였으며, 이후 하중이 점차 감소하면서 파괴되었다. B12-US 실험체도 B10-US실험체와 마찬가지로 휨 파괴 형태가 아닌 전단파괴 형태를 나타냈다. 최대 내력은 193.6kN으로 측정했지만 이 값은 지점을 지지하는 부분이 하중을 증가시킬수록 점점 밀려나 제대로 된 실험 값을 측정할 수 없다고 판단하여 실험을 중지한 값이다. 즉 접합부 부분에 타설된 강섬유가 1.5% 함유된 초고성능 콘크리트 부분에서는 파괴가 일어나지 않았다.

3. 이음길이 100mm와 120mm PC보 실험 결과 비교

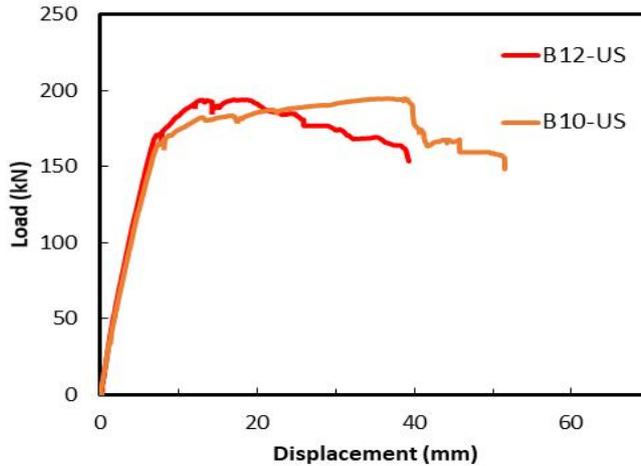
[그림 4.10]은 이음길이 100mm와 120mm PC 보의 하중-변위 그래프를 비교하였다.



(a) B10-R과 B12-R 비교



(b) B10-U와 B12-U 비교



(c) B10-US와 B12-US 비교

[그림 4.10] 횡 파괴형 PC보의 이음길이에 따른 하중-변위 곡선 비교

PC 보 접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설한 [그림 4.10](c)에서 B10-R과 B12-R의 하중-변위 그래프를 비교한 결과, B10-R은 140.5kN, B12-R은 162.5kN으로 루프 이음 길이가 120mm인 B12-R 실험체의 최대 하중이 루프 이음 길이가 100mm인 B10-R 실험체보다 약 1.15배 증가하였다. 접합부에 고성능 콘크리트를 타설한 [그림 4.10](b)의 B10-U와 B12-U 실험체 하중-변위 그래프에서 볼수 있듯이 이음 길이에 대한 최대 내력의 차이가 크게 나지 않는 것을 확인할 수 있으며, 고성능 콘크리트를 타설함으로써 이음 길이에 대한 차이에 영향을 주지 않는 것으로 사료된다. 강 섬유를 혼입한 초고성능 콘크리트 B10-US와 B12-US 실험체도 마찬가지로 고성능 콘크리트와 같이 100mm에서도 충분한 접합성능을 나타내었다.

제3절 전단 파괴형 보 실험체의 실험 결과

1. 이음길이 100mm 보 실험체 균열 및 파괴양상

[그림 4.11]은 루프이음길이가 100mm인 전단 파괴형 실험체의 재하실험 후 실험체 재하점으로부터 짧은 거리 부근에 발생한 전단 균열패턴을 나타낸다.



(a) R(S)



(b) S10-R

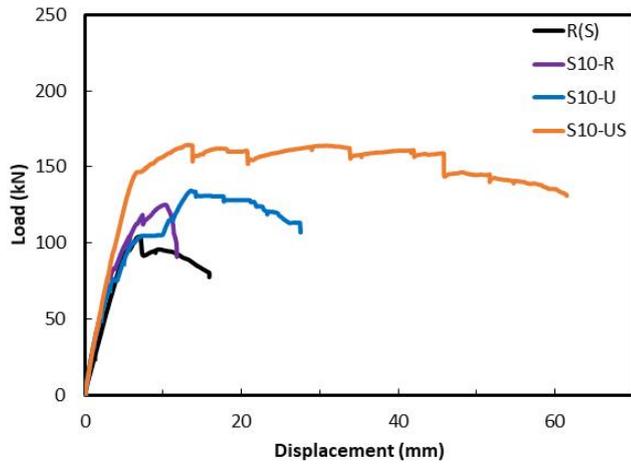


(c) S10-U



(d) S10-US

[그림 4.11] 이음길이 100mm PC보 전단 파괴형 실험체의 균열패턴



(a) 하중-변위 그래프

[그림 4.12] 이음길이 100mm 전단 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프

[표 4.3] 이음길이 100mm PC보의 전단 파괴 실험 결과

Specimen	휨 균열		사인장 균열		최대 하중	
	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)
R(S)	24.9	1.2	47.2.	2.4	104.1	7.1
S10-R	19.1	1.6	45.6	5.0	106.8	11.7
S10-U	52.5	5.0	78.5	9.4	134.1	13.7
S10-US	54.8	5.2	78.36	9.7	164.1	13.5

1) 일반 보 실험체 R(S)

루프 이음이 없는 기준 실험체인 일반 콘크리트 보 R(B)는 휨 균열이 발생하기 전에 전단위험 단면에서 45° 방향으로 전단균열이 발행하였다. 재하하중이 점점 증가하면서 균열 폭이 커졌고 최종적으로 104.1kN에서 전단 파괴되었다.

2) PC보 실험체 S10-R

접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트로 타설한 PC보 실험체인 S10-R은 휨 균열 이전에 전단 위험 단면에서 45° 방향으로 전단균열이 발행하였다. 이후 균열 폭의 증가와 함께 재하하중 106.8kN에서 전단파괴 양상을 나타내며 최종파괴 되었다.

3) PC보 실험체 S10-U

접합부에 고강도 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 S10-U은 다른 실험체와 같이 전단위험 단면에서 45° 방향으로 전단 균열이 발행하였다. 재하하중이 증가하면서 균열 폭이 증가하였고 재하하중 134.1kN에서 전단파괴 양상을 나타내며 최종파괴 되었다.

4) PC보 실험체 S10-US

접합부에 강섬유 1.5% 혼입한 초고성능 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 B10-US은 다른 실험체들과 다르게 전단파괴양상이 아닌 휨 파괴 양상을 보였다. 재하하중이 증가하면서 전단 위험 단면에서의 접합부 부분에는 균열이 발생하지 않았고 접합면과 재하점 중앙 하단부에서 균열이 발생하였다. 재하하중 164.1kN에서 실험체를 받치는 지점부가 밀리면서 실험을 중지하였다.

2. 이음길이 120mm 보 실험체 균열 및 파괴양상

[그림 4.13]은 루프이음길이가 120mm인 전단 파괴형 실험체의 재하실험 후 실험체 재하점으로부터 짧은 거리 부근에 발생한 전단 균열패턴을 나타낸다.



(a) R(S)



(b) S10-R

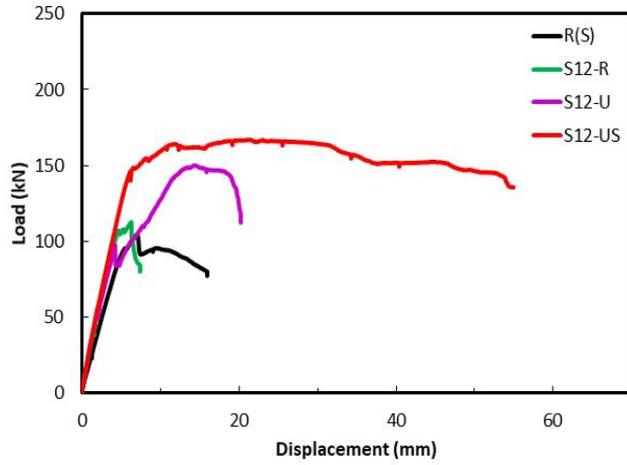


(c) S10-U



(d) S10-US

[그림 4.13] 이음길이 120mm PC보 전단 파괴형 실험체의 균열패턴



(a) 하중-변위 그래프

[그림 4.14] 이음길이 120mm 전단 파괴형 PC보의 실험 결과 그래프

[표 4.4] 이음길이 120mm PC보의 전단 파괴 실험 결과

Specimen	휨 균열		사인장 균열		최대 하중	
	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)	하중 (kN)	처짐 (mm)
R(S)	24.9	1.2	47.2	2.4	104.1	7.1
S12-R	40.6	1.5	89.8	3.6	112.7	6.4
S12-U	42.9	1.5	121.4	2.2	150.4	14.3
S12-US	45.9	1.7	146.4	6.2	164.4	12.0

1) PC보 실험체 S12-R

접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트로 타설한 PC보 실험체인 S12-R은 휨 균열 이전에 전단위험 단면에서 45° 방향으로 전단균열이 발행하였다. 이후 균열 폭의 증가와 함께 재하하중 112.7kN에서 전단파괴 양상을 나타내며 최종파괴 되었다.

2) PC보 실험체 S12-U

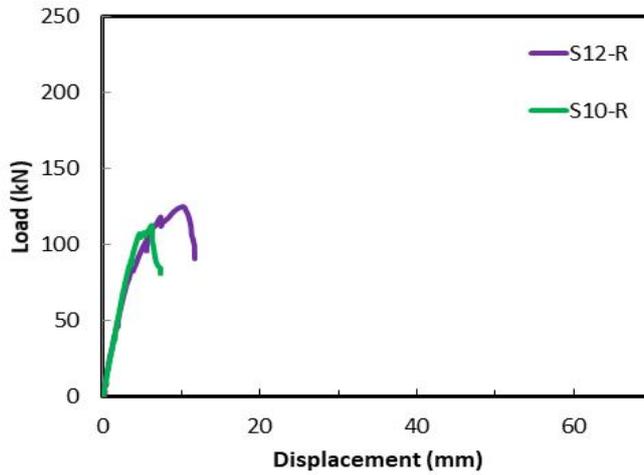
접합부에 고강도 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 S12-U은 다른 실험체와 같이 전단위험 단면에서 45° 방향으로 전단 균열이 발행하였다. 재하하중이 증가하면서 균열 폭이 증가하였고 재하하중 150.4kN에서 전단 파괴 양상을 나타내며 최종파괴 되었다.

3) PC보 실험체 S12-US

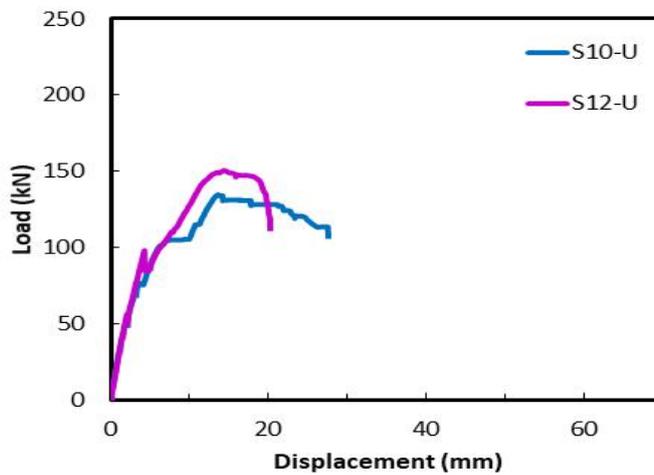
접합부에 강섬유 1.5% 혼입한 초고성능 콘크리트를 타설하고 나머지 부분을 일반 콘크리트를 타설한 PC보 실험체인 B12-US은 이음 길이 100mm인 실험체와 마찬가지로 전단파괴양상이 아닌 휨 파괴 양상을 보였다. 재하 하중이 증가하면서 전단 위험 단면에서의 접합부 부분에는 균열이 발생하지 않았고 접합면과 재하점 중앙 하단부에서 균열이 발생하였다. 재하하중 164.4kN에서 실험체를 받치는 지점부가 밀리면서 실험을 중지하였다.

3. 이음길이 100mm와 120mm PC보 실험 결과 비교

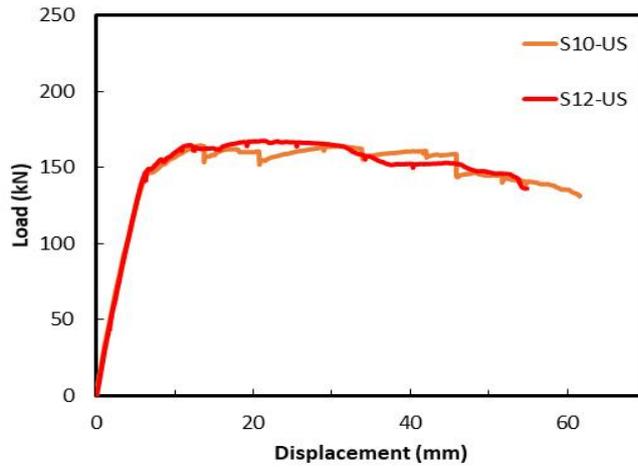
[그림 4.15]은 이음길이 100mm와 120mm PC 보의 하중-변위 그래프를 비교하였다.



(a) S10-R과 S12-R 비교



(b) S10-U와 S12-U 비교



(c) S10-US와 S12-US 비교

[그림 4.15] 전단 파괴형 PC보의 이음길이에 따른 하중-변위 곡선 비교

PC 보 접합부에 일반 무수축 몰탈을 타설한 S10-R과 S12-R의 그래프를 보면 유사한 형태로 파괴되었다. 최대하중은 S10-R은 106.8kN, S12-R은 112.7kN으로 루프 이음 길이가 120mm인 S12-R 실험체의 최대하중이 루프 이음길이가 100mm인 S10-R 실험체보다 약 1.05배 증가하였다. 접합부에 고성능 콘크리트를 타설한 S10-U와 S12-U의 그래프를 보면 거의 유사한 형태를 띄고 있다. 즉, 변수로 작용해야 할 루프 이음길이가 미비하거나 접합부에 고성능 콘크리트를 타설함으로써 이음 길이에 대한 차이에 영향을 주지 않는 것으로 사료된다. 강섬유를 혼입한 초고성능 콘크리트 S10-US와 S12-US 실험체도 마찬가지로 고성능 콘크리트와 비슷한 결과를 나타냈다.

제4절 소 결

초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 접합부 성능을 파악하기 위한 실험으로 PC 보 실험을 계획하고 수행하였다. PC 보 실험체는 횡 파괴형과 전단파괴형 실험체 2가지로 나누어 실험하였으며, 각 타입별 변수로는 접합부에 타설되는 콘크리트를 일반 무수축 몰탈, 고강도 콘크리트, 초고성능 콘크리트로 1차 변수로 두었고 루프 이음 접합 형태를 적용하여 수평철근의 이음길이를 100mm와 120mm로 두어 실험을 수행하였다. PC 보의 실험을 통해 다음과 결과를 얻었다.

1) 루프 이음길이 100mm인 횡 파괴형 실험체에서 일반 콘크리트 보 R(B)의 초기균열에 비해 PC 보인 B10-R, B10-U, B10-US 모두 초기균열이 1.5배~2배 증가한 것으로 나타났다. 또한 무수축 몰탈에 비해 고강도 콘크리트, 초고성능 콘크리트의 최대 하중이 1.23배, 1.19배 증가한 것으로 나타났다.

2) 루프 이음길이 120mm인 횡 파괴형 실험체에서 일반 콘크리트 보 R(B)의 초기 균열 하중과 PC 보인 B12-R, B12-U, B12-US 의 초기 균열 하중을 비교해 보면 약 1.2배~1.8배 증가한 것으로 나타났다. 또한 무수축 몰탈에 비해 고강도 콘크리트, 초고성능 콘크리트의 최대 하중이 1.12, 1.22배 증가한 것으로 나타났다.

3) 루프 이음길이 100mm인 전단 파괴형 실험체는 일반 콘크리트 보인 R(S)의 최대 하중은 104.1kN로 일반 무수축 몰탈, 고강도 콘크리트, 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 경우 최대 하중이 각각 106.8kN, 134.1kN, 164.1kN로 더 높게 나타났다. 특히, 고강도 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보인 경우 일반 무수축 몰탈을 적용한 PC 보 보다 약 1.25배, 1.53배로 크게 증가하였다. 루프 이음길이 120mm의 실험체도 이와 비슷한 양상을 보였다.

4) 이음 길이에 따른 실험체별 실험 결과를 보면 B10-R의 최대 하중은 140.5kN, B12-R의 최대 하중은 162.5kN으로 루프 이음 길이가 120mm인 실험체가 이음길이 100mm인 실험체보다 최대 하중이 약 1.15배 증가하였다. 그러나 고성능 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 타설한 B10-U와 B12-U, B10-US와 B12-US는 비슷한

결과 값을 가졌다. 즉 변수로 작용해야할 루프 이음 길이의 차이가 미비하였거나, 접합부에 고성능 콘크리트를 타설 함으로써 이음 길이에 대한 차이에 영향을 주지 않는 것으로 사료된다.

5) 휨 파괴형과 전단파괴형의 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보 실험체는 고강도 콘크리트를 적용한 PC 보와 최대 하중이 큰 차이가 나지 않았다. 초고성능을 적용한 PC 보는 휨 파괴형에서는 전단 파괴 형식으로 파괴가 되었고 전단 파괴형에서는 휨 파괴 형식으로 파괴가 되었다. 즉, 접합부에서 파괴가 일어나지 않고 접합면에서부터 일반 콘크리트를 타설한 부분에서 파괴가 일어났다. 이는 강섬유를 혼입한 초고성능 콘크리트를 접합부 충전재로 사용할 경우 접합부 파괴는 일어나지 않을 것으로 사료되며 이에 따라 긴 스패등의 PC 구조에 적용하여도 적합할 것으로 기대된다.

제5장 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 설계 강도 제안

제1절 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보 휨 강도 산정

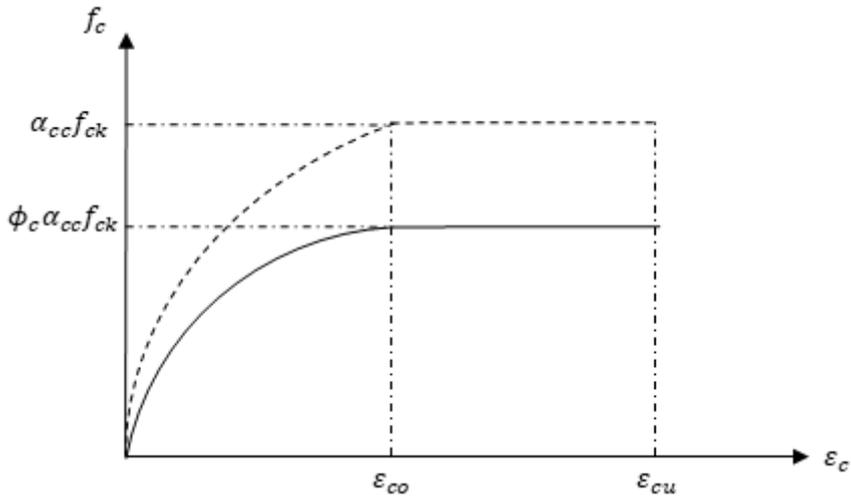
1. 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 설계 휨 강도 제안

철근 콘크리트 구조부재는 힘 평형 조건과 변형을 적합 조건을 만족시킨다. 구조부재의 수직하 방향의 하중에 의해 휨 모멘트 및 변형이 발생하게 되고 구조부재 내부에서는 단면 중립축으로부터 저항 휨 모멘트가 발생한다. 국가설계기준 “콘크리트 구조 휨 및 압축설계기준⁽³⁶⁾” KDS 14 20 20에 따르면 휨 모멘트 또는 휨 모멘트와 축력을 동시에 받는 부재의 콘크리트 압축연단의 극한 변형률은 [표 5.1]과 같이 콘크리트의 설계기준 압축강도가 40MPa 이하인 경우에는 0.0033으로 가정하며, 40MPa를 초과할 경우에는 매 10MPa의 강도 증가에 대하여 0.0001씩 감소시킨다고 명시되어 있다. 콘크리트의 설계기준 압축강도가 90MPa를 초과하는 경우에는 성능실험을 통한 조사 연구에 의하여 콘크리트 압축연단의 극한 변형률을 선정하고 근거를 명시하여야 한다고 규정하고 있다.⁽³⁶⁾ 그러나 본 연구에서 적용하는 고강도 콘크리트는 설계기준에서 규정하고 있는 설계기준 압축강도가 90MPa를 초과하므로 극한 변형률에 대한 검토가 필요하다.

[표 5.1] 응력분포의 변수 및 계수 값

$f_{ck}(MPa)$	≤40	50	60	70	80	90
n	2.0	1.92	1.50	1.29	1.22	1.20
ε_{co}	0.002	0.0021	0.0022	0.0023	0.0024	0.0025
ε_{cu}	0.0033	0.0032	0.0031	0.003	0.0029	0.0028
α	0.80	0.78	0.72	0.67	0.63	0.59
β	0.40	0.40	0.38	0.37	0.36	0.35

강도 설계법에 의한 추정으로 응력-변형을 분포를 아래 [그림 5.1]과 같이 나타낼 수 있다.



[그림 5.1] 콘크리트 응력-변형률 곡선

원점에서 최대 응력에 처음 도달할 때까지의 상승 곡선부는 [식 5.1]에 의해 계산하고 이후 극한 변형률 ϵ_{cu} 까지는 [식 5.2]에 의해 계산한다.

$$0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co}$$

$$f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}) \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] \quad [\text{식 5.1}]$$

$$\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$$

$$f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}) \quad [\text{식 5.2}]$$

여기서, n 은 상승 곡선부 형상지수이며 90MPa를 초과할 경우 아래 [식 5.3]을 적용한다.

$$n = 2.0 - \left[\frac{f_{ck} - 40}{100} \right] \leq 2.0 \quad [\text{식 5.3}]$$

압축합력 크기계수, α 를 이용한 등가 블록의 합력과 이를 응력-변형률에 따른 합력으로 나타내면 아래 [식 5.4]와 같이 나타낼 수 있다.

$$C = \alpha f_{cd} b c = \int_0^c f_c(\epsilon) b dx \quad [\text{식 5.4}]$$

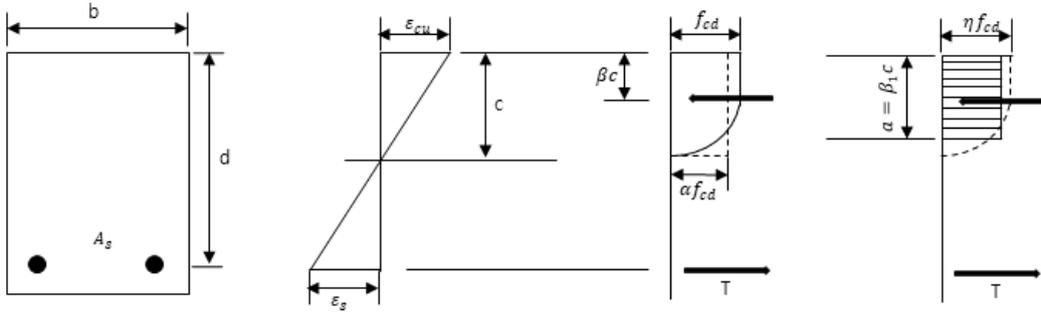
x 를 ϵ 로 치환하면 적분범위는 $0 \leq x \leq c$ 에서 $0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu}$ 으로 변경되고 f_c 의 함수가 ϵ_{co} 에서 바뀌게 되므로 구간을 분할하여 적분하면 α 는 [식 5.5]와 같이 유도된다.

$$\alpha = 1 - \frac{1}{(n+1)} \frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_{cu}} \quad [\text{식 5.5}]$$

합력 작용점 위치 계수, β 는 [식 5.6]과 같이 유도된다.

$$\beta = 1 - \frac{0.5 - \frac{1}{(1+n)(2+n)} \left(\frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_{cu}} \right)^2}{1 - \frac{1}{(1+n)} \left(\frac{\epsilon_{co}}{\epsilon_{cu}} \right)} \quad [\text{식 5.6}]$$

공칭 휨강도는 연결부분이 없는 일반 철근 콘크리트 구조물의 강도 계산과 비슷한 방법으로 진행하였다. [그림 5.2]와 같이 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계에 의하여 루프 철근이 있는 실험표본은 경간 중간에서 이중보강 단면을 가지며 강도계산에 사용된다. 본 연구에서 실험한 PC 보는 인장철근비가 평형 철근비보다 작기 때문에 휨강도를 계산할 때 압축 철근은 무시하고 계산하였다. 따라서 루프 이음을 갖는 부재의 휨 강도 계산을 위해 단면은 단철근 직사각형으로 적용하여 계산하였다.



[그림 5.2] 극한한계상태의 포물선-직선 형상

단면의 강도계산 시 적용한 재료 저항 계수는 일반 무수축 몰탈일 경우 0.85, 고성능 콘크리트를 적용했을 경우 0.80을 적용했다. 휨 강도 산정은 부재에 휨 모멘트 작용할 때 콘크리트와 철근이 각각 압축력과 인장력을 저항하게 되고 이 힘의 합력이 같다는 조건으로 중립축 C 를 구한다. 중립축을 구하는 식은 아래 [식 5.7]과 같다.

$$c = \frac{A_{s,req} f_{yd}}{\alpha f_{cd} b} = \frac{A_{s,req} \phi_s f_y}{\alpha \phi_c 0.85 f_{ck} b} \quad [\text{식 5.7}]$$

중립축으로부터 단면에 작용하는 휨 모멘트와 단면 내력모멘트의 합은 같으므로 평형 식은 아래 [식 5.8]과 같다.

$$M_u = A_{s,req} f_{yd} (d - \beta c) = A_{s,req} \Phi_s f_y (d - \beta c) \quad [\text{식 5.8}]$$

철근에 발생하는 변형률은 인장철근 변형률의 아래 [식 5.9]와 같이 이하로 한다.

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_{td} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\phi_s f_y}{E_s} \quad [\text{식 5.9}]$$

모든 조건을 만족하면 다음 [식 5.10], [식 5.11], [식 5.12]을 이용하여 휨 강도를 산정한다.

$$C = \alpha f_{cd} b c_{use} = \alpha \phi_c 0.85 f_{ck} b c_{use} \quad [\text{식 5.10}]$$

$$T = A_s f_{yd} = A_s \phi_s f_y \quad [\text{식 5.11}]$$

$$M_n = C(d - \beta c) = T(d - \beta c) \quad [\text{식 5.12}]$$

제안된 식에서 강섬유가 보강된다면 강섬유의 영향으로 인장부분을 고려하여야 한다. 강섬유가 혼입을 고려하여 제안한 식은 아래 [식 5.13]과 같다.

$$T = A_s f_{yd} = A_s \phi_s f_y = A_s \phi_s f_r \quad [\text{식 5.13}]$$

여기서, f_r : 휨 인장강도

강섬유를 혼입한 복합재의 휨 인장강도를 고려하여 휨 강도를 산정하였다. 본 연구에서는 실험값을 이용하였으며 휨 인장강도를 실험하지 않았을 경우에 기존 연구자들에 의한 휨 인장강도 식을 적용하여 계산이 가능할 것으로 판단된다. 따라서, 강섬유를 혼입한 콘크리트의 휨 강도 계산 식은 아래 [식 5.14]와 같다.

$$M_n = T(d - \beta c) = f_r A_s (d - \beta c) \quad [\text{식 5.14}]$$

제안된 식을 계산하여 압축강도에 따른 응력 분포 변수 및 계수 값을 정리하면 [표 5.2]와 같다.

[표 5.2] 압축강도에 따른 응력분포 변수 및 계수 값

$f_{ck}(MPa)$	일반 무수축 모탈(30MPa)	HPC(130MPa)	UHPFRC(150MPa)
n	2.00	1.11	0.91
ε_{co}	0.002	0.0028	0.0030
ε_{cu}	0.0033	0.0024	0.0022
α	0.80	0.43	0.27
β	0.40	0.35	0.32

2. 추정 설계 휨강도에 의한 보의 극한 모멘트 추정

초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 제안된 설계 휨 강도 예측식을 이용하여, 본 연구에서 실험한 PC보에 대해 극한 내력 모멘트를 예측한 결과를 실험과 비교하여 다음 [표 5.3]에 나타내었다. 섬유를 혼입하지 않은 콘크리트인 경우 [식 5.12]를 적용하여 계산하였고, 섬유를 혼입한 콘크리트의 휨 강도는 [식 5.14]를 적용하였다.

[표 5.5] 실험과 설계 제안식의 휨강도 비교 결과

specimen	실험 결과 M_u (kN-m)	specimen	실험 결과 M_u (kN-m)	제안 설계 휨강도 M_u (kN-m)
R(B)	52.62	R(B)	52.62	40.52
B10-R	42.15	B12-R	48.78	44.36
B10-U	59.45	B12-U	58.41	56.99
B10-US	58.32	B12-US	58.53	57.61

제안된 설계식을 적용하여 극한모멘트를 추정한 결과 실험값과 설계값보다 비교적 크게 나타났다. 이는 철근콘크리트 부재의 특성상 안전율이 큰 것을 고려할 때 실험 결과 값을 비교적 잘 예측하였다. 접합부에 고성능 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 극한 모멘트 내력은 기준 실험체와 일반 무수축 몰탈을 적용한 실험체보다 더 큰 것으로 나타났으며 실험결과와 비교하여 비교적 잘 예측해 준 것으로 판단된다.

제2절 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보 전단 강도 산정

1. 초고성능 콘크리트를 적용한 PC보의 설계전단 강도 제안

본 연구에서는 루프 이음과 접합부에 적용한 초고성능 콘크리트가 보의 전단력을 부담할 수 있는 것으로 고려하여 초고성능 콘크리트를 적용한 프리캐스트 보의 전단강도 산정식을 다음 [식 5.13]과 같이 제안한다.

$$V_{VJD} = V_{ujf} + V_{ucs} \quad [\text{식 5.15}]$$

여기서, $V_{ujf} = \phi\lambda 0.53 [0.3255(0.15V_f + 0.51)\sqrt{f_c}bd]$ 로 강성유 혼입률에 따른 접합부 그라우트 전단강도이다. $V_{ucs} = \phi\alpha\mu f_y A_s$ 는 루프이음에 따른 전단마찰 식으로 α 는 루프 이음 길이에 따른 특성계수로 정의하였다.

2. 추정 설계 전단강도에 의한 보의 설계 전단 강도 추정

[표 5.6] 실험과 설계 제안식의 전단강도 비교

specimen	실험 결과 (kN)	제안 설계 전단강도 (kN)	specimen	실험 결과 (kN)	제안 설계 전단강도 (kN)
R(S)	66.52	64.24	S(B)	66.25	64.24
S10-R	68.25	66.92	S12-R	72.02	75.27
S10-U	85.69	78.78	S12-U	96.11	85.88
S10-US	104.86	102.62	S12-US	105.05	109.72

제안된 전단 설계식을 적용하여 공칭 전단강도를 추정한 결과 실험값이 설계값보다 크게 나타나 안전측의 값을 나타냄을 알 수 있다. 접합부에 고성능 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보의 전단강도는 기준 실험체와 일반 무수축 몰탈을 적용한 실험체보다 더 큰 것으로 나타났으며 실험결과와 비교하여 비교적 잘 예측해 준 것으로 판단된다.

제3절 기존 연구된 설계식과 비교

본 연구에서 제안한 설계식과 기존 연구자들에 의해 제안된 식들을 비교하여 신뢰성을 검토하고자 한다.

Ashour et al.⁽³⁷⁾은 강섬유가 혼입된 콘크리트의 전단강도 식을 [식 5.16]과 [식 5.17a,b]와 같이 두 가지로 제안하였다.

$$v_u = (0.7\sqrt{f_{ck}} + 7F_1)\frac{d}{a} + 17.2\rho_l\frac{d}{a} \quad [\text{식 5.16}]$$

$$v_u = (2.11\sqrt{f_{ck}} + 7F_1)(\rho_l\frac{d}{a})^{0.3333} \text{ for } (a/d > 2.5) \quad [\text{식 5.17a}]$$

$$v_u = (2.11\sqrt{f_{ck}} + 7F_1)(\rho_l\frac{d}{a})^{0.3333}\frac{2.5}{a/d} + v_b(2.5 - \frac{a}{d}) \text{ for } (a/d < 2.5) \quad [\text{식 5.17b}]$$

여기서, ρ_l 은 인장철근비이고 a 는 전단경간의 길이, b 는 보의 유효충이다. F_1 은 섬유계수로서 $l_f/d_f \times V_f \times \alpha$ 이다. α 는 부착계수이며 섬유의 형태에 따라 부착강도를 고려하기위한 계수이다. 본 연구에서는 직선형태를 적용하여 0.5이다. v_b 는 Romualdi와 Mandel⁽³⁸⁾이 제안한 것으로 강섬유의 부착강도를 고려하는 것으로 아래 [식 5.18]에 의해 계산된다.

$$v_b = 0.41\tau F_1 \quad [\text{식 5.18}]$$

τ 는 강섬유의 부착강도로써 강섬유의 형태가 직선형일 경우 4.15MPa를 사용한다.⁽³⁹⁾도

ACI544⁽⁴⁰⁾에서 강섬유가 혼입된 콘크리트의 전단강도 식은 아래 [식 5.19]와 같이 정의한다.

$$v_{cf} = \frac{2}{3}f'_t\left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} \quad [\text{식 5.19}]$$

f'_t 는 쪼갬 인장실험 값으로 이 값은 $0.56\sqrt{f_{ck}}$ 으로 나타낼 수 있다.

추가로 앞장에서 설명한 K-UHPC와 일본⁽⁴¹⁾과 유럽⁽⁴²⁾에서 제안된 강섬유를 혼입한 콘크리트 식을 이용하여 본 연구에서 제안한 설계식과 비교하였고 그 값은 아래 [표 5.7]과 같다.

[표 5.7] 기존 설계식과 비교

specimen	실험 결과 (kN)	제안 식 (kN)	K-UHPC (kN)	일본, UFC (kN)	유럽, UHPFRC (kN)	Ashour et al. (kN)	ACI514 (kN)
V_u	105.05	109.72	127.54	128.32	121.47	134.57	123.61

본 연구에서 진행한 실험 값과 제안한 식에 의한 값과 기존 연구자들에 의해 제안된 식들을 비교해 보았다. 기존 제안된 식들의 값이 본 연구에서 제안한 식의 값보다 약 1.1배 ~ 1.22배 정도 크게 나타났다. 그 이유로는 본 연구에서는 루프 이음에 대한 변수를 두어 식을 제안했기에 차이가 나타난다고 판단되며, 접합부 형식이 루프 이음 형태인 경우 본 연구에서 제안한 식이 어느 정도 신뢰성이 있다고 사료된다.

제6장 결론

제1절 결론

이 연구에서는 PC 보 접합부에 초고성능 콘크리트를 적용하였을 때 PC 보의 거동 및 특성을 연구하고 새로운 설계강도식을 제안하였다. 루프 이음길이에 대해 변수를 적용하여 접합 형태를 제안하였고 접합부에 충전되는 재료를 일반 무수축 몰탈, 고성능 콘크리트, 초고성능 콘크리트로 나누어 프리캐스트 형태의 보를 제작하였고, 4점 재하 방법인 횡 파괴형 실험체와 지점에서 650mm 떨어진 위치에서 재하하는 방법인 전단 파괴형 실험체의 2가지 그룹을 나누어 실험하였다. 횡 파괴형 실험체에서는 보의 균열하중, 항복 하중, 극한 하중으로 나누어 내력을 평가하였으며, 전단 파괴형 실험체에서는 보의 전단 내력을 평가하였으며 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 횡 파괴형 보 실험 결과, 고강도 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보는 일반 콘크리트 보와 일반 무수축 몰탈을 적용한 보에 비해 초기 균열 하중이 1.5~2배 증가하였고, 최대 하중은 각각 1.15배 1.38배 증가하였다. 설계 추정식을 이용하여 극한 내력을 비교해 보았을 때 일반 무수축 몰탈에 비해 고강도 콘크리트와 초고성능 콘크리트는 각각 1.4배, 1.5배 증가하였다. 루프이음길이에 따른 실험값을 비교해보면 일반 무수축 몰탈을 적용하였을 때 최대 하중이 이음길이가 120mm인 보가 약 1.15배 증가하였지만 고강도 콘크리트와 초고성능 콘크리트에서의 차이는 미비하였다.

- 2) 전단 파괴형 보 실험 결과, 고강도 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보 는 기준 실험체에 비해 내력이 각각 1.44, 1.57배 높은 결과를 보였다. 고강도 콘크리트와 초고성능 콘크리트를 적용한 PC 보 는 일반 무수축 몰탈에 비해 1.33, 1.45배 높게 나타났다. 따라서 루프 이음 형태의 접합부와 초고성능 콘크리트가 전단 보강 효과를 나타내는 것으로 판단된다.

3) 초고성능 콘크리트를 적용한 프리캐스트 보의 제안 설계식에 의한 공칭 휨강도와 공칭 전단강도를 추정한 결과 실험결과와 비교하였을 때 비슷한 결과를 얻을 수 있었다. 기존 제안된 식들과 비교하였을 때 기존 식들에 비해 본 연구에서 제안한 설계식의 값은 낮게 나타났다. 하지만 이는 기존 연구에서는 접합부 형태가 루프 이음 형태가 아닌 다른 형태인 걸 감안한다면 루프 이음형태를 갖는 초고성능 프리캐스트 보의 설계식 추정은 적절히 되었다고 사료된다.

본 연구에서는 초고성능 콘크리트를 프리캐스트 접합부에 적용하고 접합형태를 루프 이음을 갖는 형태로 개발하였고 이를 프리캐스트 보에 적용해 봄으로써, 초고성능 콘크리트가 접합부에 적용하였을 때 기존에 사용되던 일반 무수축 몰탈에 비해 우수한 성능이 발휘됨을 확인할 수 있었다. 추후 초고성능 콘크리트를 적용하여 다양한 접합부 설계가 가능할 것으로 사료된다.

참고문헌

1. 서정교, “PC 공법에 의한 연성 골조 접합부 시스템 개발”, 석사논문, 중앙대학교, 2004
2. 김진용, 강수민, “더블빔 PC시스템의 구조성능 평가”, 한국콘크리트학회 학술대회 논문집, Vol.28(2), pp.107-108(2), 2016
3. 문정호, 오영훈, 임재형, “PC 큰 보-PC 작은 보 접합부의 전단성능 평가”, 한국구조물진단유지관리공학회논문집, Vol.15(6), pp.166-174(9), 2011
4. 김호연, “고성능 섬유보강 시멘트복합재 활용 곡선 및 비정형 구조부재의 성능 평가”, 박사논문, 조선대학교, 2019
5. 박창환, “비정질 마이크로 강섬유 복합체 적용 콘크리트 보의 거동 및 설계”, 석사논문, 조선대학교, 2012
6. 박지웅, 이건철, 고경택, 류금성, “강섬유 보강 UHPC의 직접인장 특성 및 신뢰성 검토에 관한 연구”, 한국건축시공학회지 Vol.18(2), pp.125-132(8), 2018
7. 김경철, “힘을 받는 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 구조 거동”, 박사논문, 군산대학교, 2018
8. 김철구, 박홍근, 홍건호, 강수민, “강섬유보강 콘크리트와 일반 콘크리트 합성 보의 전단강도”, 콘크리트학회논문집 Vol.27(5), pp.501-510(10), 2015
9. 배백일, 최현기, 최창식, “초고강도 강섬유 보강 콘크리트의 인장강도와 압축강도 사이의 상관관계에 관한 연구”, 콘크리트학회논문집, Vol.27(3), pp.252-262(11), 2015
10. 강명구, “이음부의 단면형상을 개선한 프리캐스트 바닥판 접합부의 휨성능 평가”, 석사논문, 단국대학교, 2016
11. 류창희, “철골연결재 및 고인성섬유복합체를 이용한 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 접합부의 구조성능 평가”, 석사논문, 한양대학교, 2010
12. 김승훈, 문정호, 이리형, 류갑청, 하상수, “철근 관통형 프리캐스트 콘크리트 보-기둥 외부접합부의 구조적 거동에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회논문집 : 구조계 Vol.22(11), pp.3-10(8), 2006
13. 김현경, “양방향 루프 이음부를 갖는 프리캐스트 콘크리트 바닥판 접합부의 거동에 관한 실험적 연구”, 석사논문, 명지대학교, 2006
14. 갈경완, 김강수, 이득행, 황진하, 주현진, 서수연, “강섬유로 보강된 고강도

- 콘크리트 보의 전단강도에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회논문집, Vol.26(10), 2010
15. 한국콘크리트학회, “초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침”, KCI-M-12-003, 한국, 2012
 16. 이차돈, “강섬유 보강 콘크리트의 물성과 구조물예의 응용”, 대한강구조학회지, Vol.4(2), pp.53-59(7), 1992
 17. Heiland, Dieter, “Untersuchungen zum Dampfungsverhalten von stahlfaserverstärktem Stahlbeton bei globaler und elementweise differenzierter Betrachtungsweise”, na, 1991
 18. 한국표준협회, “수경성 시멘트 모르타르의 압축강도 시험 방법”, KS F 2560, 2017
 19. Carrasquillo, R. L., Nilson, A. H., Slate, F. O., “Properties of high strength concrete subjected to short-term load”, ACI Journal, Vol.78(2), pp.171-178(8), 1981
 20. Burg, R. G., Ost, B. W., “Engineering Properties of Commercially Available High-Strength Concretes”, RD 104-DIT, Portland Cement Association, pp.55, 1992
 21. Khayat, K., Bickley, J., Hooton, R. D., “High-strength concrete properties derived from compressive strength values”, Cement Concrete and Aggregates, Vol.17(2), pp.126-133(8), 1995
 22. Ahmad, S. H., Saha, S. P., “Structural properties of high strength concrete and its applications for precast prestressed concrete”, PCI Journal, Vol.30(6), pp.97-123(27), 1985
 23. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp.391(1), 2011
 24. NZS3101, NZS 3101, “Concrete Structures Standard, Standards New Zealand, Wellington”, pp.232(1), 2006
 25. Song, P. S., Hwang, S., “Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete”, Construction and Building Materials, Vol.18, pp.669-673(5), 2004

26. Job Thomas, Ananth Ramaswamy, “Mechanical Properties of Steel Fiber-Reinforced Concrete” , Journal of Materials in Civil Engineering, Vol.19(5), pp.385-392(8), 2007
27. Ramadoss, P., Nagamani, K., “Tensile Strength and Durability Characteristics of High-Performance Fiber Reinforced Concrete” , The Arabian Journal for Science and Engineering, Vol.33(2B), pp.307-319(13), 2008
28. 정란, “프리캐스트 콘크리트 구조 접합부 설계.” 콘크리트학회지, Vol.6(5), pp.8-15(8), 1994
29. Hansen, K.,Kavyrchine, M., Melhorn, G., Olesen, S.,Pume, D., Schwing, H., “Design of Vertical KeyedShear Joints in Large Panel Buildings,” Building Researchand Information, Vol.2(4), pp. 202~215(14), 1974
30. Chakrabarti, S. C., Nayak, G. C., Paul, D. K., “ShearCharacteristics of Cast-in-place Vertical Joints in Story-highPrecast Wall Assembly,” ACI Structural Journal, Vol. 85(1), pp. 30~45(16), 1988
31. Hashim, M. S.,Abdul-Wahab, Sinan Y. H. Sarsam, “Prediction of Ultimate Shear Strength of Vertical Joints inLarge Panel Structures” , ACI Structural Journal, Vol.88(2),pp. 204~213(10), 1991
32. 국토교통부, “프리캐스트 콘크리트구조 설계기준” , KDS 14 20 10, 2021
33. Tassios, T. P., Tsoukantas, S. G., “Behavior of LargePanel Connections” , Building Research and Practice, Vol.12(4), pp.226~232(7), 1983
34. PCI, “PCI Design Handbook, 6th Edition, Precast ConcreteInstitute” , pp.6-1~73(74), 2004
35. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for ReinforcedConcrete (ACI 318-05)” , American Concrete Institute, pp. 12-1~26(27), 2005
36. 국토교통부, “콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준” , KDS 14 20 20, 2021
37. Ashour, S. A., Hasanain, G. S., Wafa, F. F., “Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams” , Structural Journal, Vol.89(2), 176-184(9), 1992
38. Romualdi, J. P., Mandel, J. A., “Tensile strength of concrete affected

- by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement” , In Journal Proceedings, Vol.61(6), pp. 657-672(16), 1964
39. Narayanan, R., Darwish, I. Y. S., “Use of steel fibers as shear reinforcement” , Structural Journal, Vol.84(3), pp.216-227(12), 1987
 40. Ahmad, S. H., Henager Sr, C. H., Arockiasamy, M., Balaguru, P. N., Ball, C., Ball Jr, H. P., Daniel, J. I., “Design considerations for steel fiber reinforced concrete” , 1988
 41. JSCE, “Recommendations for Design and Construction of Ultra High-Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures, -Draft” , 2004
 42. AFNOR-French standard institute, “Concrete - Ultra-high performance fibre-reinforced concrete - specifications, performance, production and conformity” , NF P 18-470, 2016
 43. 국토교통부, “콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준” , KDS 14 20 22, 2021
 44. 국토교통부, “합성콘크리트 설계기준” , KDS 14 20 66, 2021
 45. 이치동, “전단면 프리캐스트 바닥판 루프연결부의 균열폭 평가” , 박사논문, 중앙대학교 , 2019
 46. 최은규, 신영수, “프리캐스트 콘크리트 벽체 수직접합부의 광폭형 연결방식 개발” , 콘크리트학회논문집, Vol.21(5), pp.549-556(8), 2009
 47. 신현오, 이승훈, 이우진, 윤영수, “설계 활용을 위한 55~220MPa 고강도 및 초고강도 콘크리트의 역학적 특성에 관한 예측식 제안” , 대한학회논문집: 구조계, Vol.29(10), pp.59-66(8), 2013
 48. 김경철, 양인환, 조창빈, “강섬유 보강 초고성능 콘크리트의 재료특성 및 휨 거동 역학적 특성” , 콘크리트학회논문집, Vol.28(2), pp.177-185(9), 2016
 49. 노경민, 조창근, & 이영학. (2021). 프리캐스트 콘크리트 모듈러 보 시스템의 휨 성능에 대한 실험적 연구. 한국공간구조학회지, 21(3), 69-76.
 50. Ro, K. M., Kim, M. S., Cho, C. G., Lee, Y. H., “An Experimental Study on the Flexural Behavior of Precast Concrete Modular Beam Systems Using Inserted Steel Plates” , Applied Sciences, Vol.11(9), 2021
 51. 조창근, 김호연, 김형기, “철근 UHPC 비정형 솔리드 및 트러스 보의 적용을 위한 개념적 접근” , 콘크리트학회 논문집, Vol.32(6), pp.593-600(8), 2020
 52. Cho, C. G., Moon, H. J., Kim, H. Y., Lee, K. S., “Seismic-improved

- reinforced-concrete composite column using a high-ductile fiber cementitious composite precast box” , Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol.18(2), pp.128-138(11), 2019
53. 김호연, 조창근, 강주원, “비정형 프리캐스트 초고강도 콘크리트 보의 설계 및 실험 평가” , 한국공간구조학회지, Vol.18(2), pp.99-108(10), 2018
54. Kim, J. S., Cho, C. G., Moon, H. J., Kim, H., Lee, S. J., Kim, W. J., “Experiments on tensile and shear characteristics of Amorphous micro steel (AMS) fibre-reinforced cementitious composites” , International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.11(4), pp.647-655(9), 2017