



## 저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

- 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](#) 

工學碩士學位論文

양단 고정된 프리캐스트 - 현장타설  
콘크리트 합성보의 수직 전단강도

Shear Strength of Fixed Composite Beams  
Combining Precast and Cast-in-Place Concrete

2022년 2월

蔚山大學校 大學院  
建築學科  
陳柱滋

양단 고정된 프리캐스트 콘크리트와  
현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도

지도교수 김 대 경

이 論文을 工學碩士學位 論文으로 提出함

2022 年 02 月

蔚 山 大 學 校 大 學 院  
建 築 學 科  
陳 柱 滋

陳柱滋의 工學碩士學位 論文을 認准함

審査委員 김 기 한



審査委員 김 대 경

審査委員 김 철 구

蔚山大學教 大學原

2022年 2月



## 국문 요약

최근 경제성, 구조성능, 시공성 등의 향상을 위해 공장에서 제작된 프리캐스트 콘크리트(Precast concrete, 이하 PC)를 현장에서 조립한 후, 구조체의 일체화를 위해 현장 타설 콘크리트(Cast-In-Place concrete, 이하 CIP)를 합성하는 공법 사용이 증가하고 있다. 해외에서는 구조물 전체를 프리캐스트 콘크리트로 시공하는 경우가 많지만 국내에서는 경제적인 이유와 구조체의 일체성 확보를 위하여 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트를 합성한 복합화 공법을 많이 사용한다. 하지만 현행 기준에서는 서로 다른 콘크리트 압축강도를 갖는 프리캐스트 - 현장타설 콘크리트로 이루어진 합성단면에 대한 전단강도 기준이 명확히 제시되어 있지 않다.

기존 콘크리트 합성보 연구는 단순 지지된 보 실험을 통하여 합성단면의 전단 성능을 평가하였다. 철근콘크리트 부재는 단부 지지조건이 달라지면 전단경간 내의 전단력과 휨모멘트 분포양상이 달라지기 때문에 여러 단부 조건에 따른 전단강도 평가가 반드시 수반되어야 한다. 특히, 서로 다른 합성단면의 경우, 중앙부와 양단부에서 휨에 의한 압축대 영역의 콘크리트 강도가 서로 다르기 때문에 이러한 압축대 콘크리트 강도 차이가 전단강도에 어떠한 영향을 미치는지 살펴 보아야 한다.

이에 본 연구에서는 양단부가 고정된 합성보의 전단 실험을 통해 부재의 지지조건과 합성단면 내 콘크리트 강도 차이가 전단강도에 미치는 영향을 살펴보았다.

본 연구에서는 서로 다른 압축강도(24 MPa와 60 MPa)로 분리타설 된 콘크리트 합성보 실험을 통해 합성단면의 전단강도에 대해 평면, 양단고정된 보는 단부에서 발생하는 휨균열과 상부 철근의 부착균열이 합성보의 전단강도에 영향을 미쳤다. 현행설계기준은 양단고정된 합성보의 전단강도를 안전측으로 예측하였으나 전단무보강 실험체에 대해서는 크게 보수적으로 평가하였다.

Keyword : shear strength, PC-CIP composite beam, different concrete strength, precast concrete, fixed beam

## <목 차>

국문요약 .....	i
목 차 .....	ii
표 목 차 .....	iv
그림목차 .....	v
기호목차 .....	vii
I. 서 론 .....	1
1.1 연구 배경 .....	1
1.2 연구 목적 .....	3
II. 문헌고찰 .....	5
2.1 현행설계기준 .....	5
2.2 선행연구 .....	6
III. 합성보의 전단강도 .....	15
3.1 실험체 설계 .....	15
3.2 하중변위관계 .....	20
3.3 파괴메커니즘 .....	30
3.4 실험분석 .....	33
IV. 지점 조건에 따른 전단강도 .....	39
4.1 단순보실험체 .....	39
4.2 실험결과비교 .....	40
4.3 결과비교 분석 .....	48

V. 결론 .....	54
참고문헌 .....	55
Abstract .....	57

## <Table 목차>

Table 3.1	Test variables and predictions of moment and shear capacities of specimens .....
Table 3.2	Mechanical properties of reinforcement .....
Table 3.3	Mixture proportion of concrete .....
Table 3.4	Test results and shear strength predictions(A Section) .....
Table 3.5	Test results and shear strength predictions(B Section) .....
Table 3.6	Test results and shear strength predictions(C Section) .....
Table 3.7	Test results and shear strength predictions(D Section) .....
Table 3.8	Test results and shear strength predictions(all sections) .....
Table 4.1	Shear strength of fixed beams and simple beams(A section) .....
Table 4.2	Shear strength of fixed beams and simple beams(B section) .....
Table 4.3	Shear strength of fixed beams and simple beams(C section) .....
Table 4.4	Shear strength of fixed beams and simple beams(D section) .....
Table 4.5	Shear strength of fixed end beams and simply supported beams .....

## <그림 목차>

Fig. 1.1 Precast concrete in Korea .....	
Fig. 1.2 Composite method of precast concrete and cast-in-place concrete .....	
Fig. 1.3 Shear force and bending moment diagram of simple beam and fixed beams at both ends .....	
Fig. 2.1 Kim et al.(2013) Specimens sections .....	
Fig. 2.2 Kim et al.(2013) Specimens test setting .....	
Fig. 2.3 Kim et al.(2014a) Specimens sections .....	
Fig. 2.4 Kim et al.(2014a) Specimens details .....	
Fig. 2.5 Kim et al.(2014b) Specimens details and sections .....	
Fig. 2.6 Kim et al.(2015) Specimens details .....	
Fig.2.7 Behavior of simple beams and continous beams according to the shear span ratio .....	
Fig. 2.8 Shear span ratio of continous beams .....	
Fig. 2.9 Yum et al.(1993) Specimens details and settings .....	
Fig. 3.1 Specimens sections A~D .....	
Fig. 3.2 Specimens details and test setting .....	
Fig. 3.3 Composite beams specimen production process .....	
Fig. 3.4 A section load-displacement relationship .....	
Fig. 3.5 B section load-displacement relationship .....	
Fig. 3.6 C section load-displacement relationship .....	
Fig. 3.7 D section load-displacement relationship .....	
Fig. 3.8 Specimens load-displacement relationship .....	
Fig. 3.9 w/o stirrup specimens failure mode .....	
Fig. 3.10 w/ stirrup specimens failure mode .....	
Fig. 3.11 Composite section effect at shear .....	
Fig. 3.12 Shear strength increase due to shear reinforcement .....	
Fig. 3.13 Strain distribution of shear reinforcement .....	
Fig. 3.14 Shear strength prediction by current design code .....	
Fig. 4.1 Simple support specimens detail .....	
Fig. 4.2 Specimens compare .....	
Fig. 4.3 Load-displacement relationship of fixed beams and simple beams (A Section) .....	

Fig. 4.4	Load–displacement relationship of fixed beams and simple beams (B Section) .....
Fig. 4.5	Load–displacement relationship of fixed beams and simple beams (C Section) .....
Fig. 4.6	Load–displacement relationship of fixed beams and simple beams (D Section) .....
Fig. 4.8	Compression zone of a simply supported beam and a fixed beam .....
Fig. 4.9	Shear strength of fixed beam and simple beam(w/o stirrup) .....
Fig. 4.10	Shear strength of fixed beam and simple beam(w/ stirrup) .....
Fig. 4.11	Crack pattern of fixed beam and simple beam .....
Fig. 4.12	Shear strength ratio of fixed beams and simply supported beams .....

## <기호 목차>

- $\lambda$  : 경량콘크리트보정계수
- $f_{ck}$  : 콘크리트의 설계기준 압축강도
- $b_w$  : 복부의 폭
- $d$  : 철근콘크리트 부재의 경우에는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지 거리이며, 프리스트레스트 콘크리트 부재의 경우에는 긴장재와 철근 도심에서 연단까지 거리와  $0.8 h$  중 큰 값(원형단면의 경우 압축 콘크리트 연단에서 부재의 반대측 절반 부분에 있는 인장 철근군의 중심까지 거리보다 큰 값)
- $V_u$  : 단면에서 계수 전단력
- $M_u$  : 계수 휨모멘트
- $s$  : 종방향 철근에 평행한 방향으로 전단 또는 비틀림 철근의 간격
- $f_{yt}$  : 횡방향 철근의 설계기준 항복강도
- $A_v$  : 간격  $s$  내의 전단철근의 단면적, 또는 깊은 보의 경우 간격  $s$ 내의 휨 인장 철근에 수직인 전단철근의 전체 단면적,
- $V_c$  : 콘크리트에 의한 단면의 공칭전단강도
- $V_n$  : 단면의 공칭전단강도
- $V_s$  : 전단철근에 의한 단면의 공칭전단강도

# I. 서 론

## 1.1 연구 배경

프리캐스트 콘크리트(Precast concrete, 이하 PC) 공법은 건축구조물의 주요 부재인 기둥, 보, 슬래브 등의 부재를 안정적인 환경의 공장에서 선 제작된 철근 콘크리트 부재를 현장에서 조립 후 그라우팅 및 현장 콘크리트를 타설하여 일체화하는 공법으로, 가설, 인력 등의 감소와 공기단축의 장점을 가지고 있다. 이러한 이유로 미국과 유럽과 같은 선진국에서는 오래 전부터 건설 현장에 적용되어 사용되어 왔다. 국내에서도 1990년대에 아파트 건물에 PC공법이 사용되었지만 건설교통부에서 PC구조 주택의 층수를 15층 이내로 제한 하는 기준을 고시한 후 PC공법의 수요가 급속도로 쇠퇴하였다. 하지만 최근 정부의 물류단지 개발정책에 따른 대형 물류센터 및 반도체 공장 등, 공기단축을 긴히 요하는 건설사업의 수요 증대와 더불어 내진성능확보가 요구되지 않는 공동주택 지하주차장 등과 같은 건설 사업 발주 증가로 국내 PC 공법의 사용이 증가하고 있다.

해외에서는 구조물 전체를 프리캐스트 콘크리트로 시공하는 경우가 많지만 국내에서는 경제적인 이유와 구조체의 일체성 확보를 위하여 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트(Cast-in-Place Concrete)를 합성한 복합화 공법을 많이 사용한다. 복합화 공법은 프리캐스트 콘크리트만 사용한 경우 선 조립된 PC부재가 거푸집의 역할을 수행함으로써 비용 및 공기를 줄일 수 있으며, PC부재를 현장 타설되는 슬래브와 보의 일부를 일체화할 수 있으므로 구조물의 강성 확보가 가능하다.

Fig. 1.1과 같이 주요 구조부재인 보, 슬래브, 기둥 등을 현장에서 조립 가능한 최소한의 크기로 제작한 뒤, 나머지 부분은 현장에서 콘크리트를 타설해서 일체화 시키는 공법으로, 지하주차장이나 물류센터에 많이 사용되고 있다.

본 연구에서는 위와 같이 다양한 곳에 사용이 증가하고 있는 철근콘크리트 합성보의 전단강도에 대한 연구를 진행하였다. 본 연구의 실험체는 실제 구조물의 전용될 수 있도록 PC-CIP 합성보 실험체를 실물 크기로 제작하였으며, 합성단면의 콘크리트 강도비와 전단보강 유무를 실험 변수로 하였다. 양단부가 고정된 합성보 실험체를 중앙에서 가력하여 전단강도를 실험적으로 평가하였다.





Fig 1.1 Precast concrete in Korea

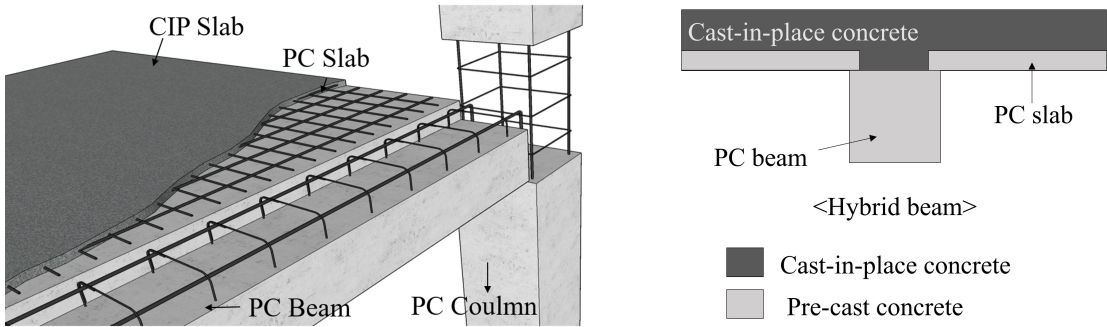


Fig. 1.2 Composite method of precast concrete and cast-in-plcae concrete

## 1.2 연구 목적

일반적으로 PC는 공장에서 제작되기 때문에 품질관리가 용이하고, 구조성능 향상을 위해 현장 타설 콘크리트에 비해 높은 강도의 콘크리트(40 MPa 이상)를 사용한다. 그에 반해, CIP는 상대적으로 낮은 21~27 MPa의 콘크리트를 사용한다. 하지만 현행 콘크리트 구조설계기준(KCI 2017)에서 제시하는 수직전단강도는 단일 압축강도를 갖는 부재의 실험결과를 바탕으로 제시된 식으로, 서로 다른 압축강도를 갖는 PC와 CIP 합성단면의 수직전단강도 설계 방법은 명확하게 제시되어 있지 않아서 실무에서는 사용자에게 따라 다양한 방법으로 합성단면의 전단강도를 평가하고 있는 실정이다. 현행 콘크리트 구조설계기준에 따르면 여러 요소의 기준강도, 단위질량 또는 그 밖의 특성 등이 서로 다를 경우에는, 설계할 때 각 요소의 특성을 각각 사용하거나, 이들 중 가장 불리한 값을 사용하여야 한다고 명시하고 있다. 이에 따라 실무에서 합성단면의 전단강도를 계산할 경우, 상대적으로 낮은 콘크리트를 기준으로 전단강도를 계산하거나, 각 단면의 전단강도를 각각 산정 후 합산하여 구하거나, 전단면의 면적비에 따라 유효콘크리트 강도를 계산하여 전단강도를 산정한다. 이처럼 현행 기준에서 제시된 합성단면의 강도산정 방법이 명확하지 않다 보니 실무에서 수직 전단강도 산정에 있어 실무에서 다양한 계산법들이 사용되고 있다.

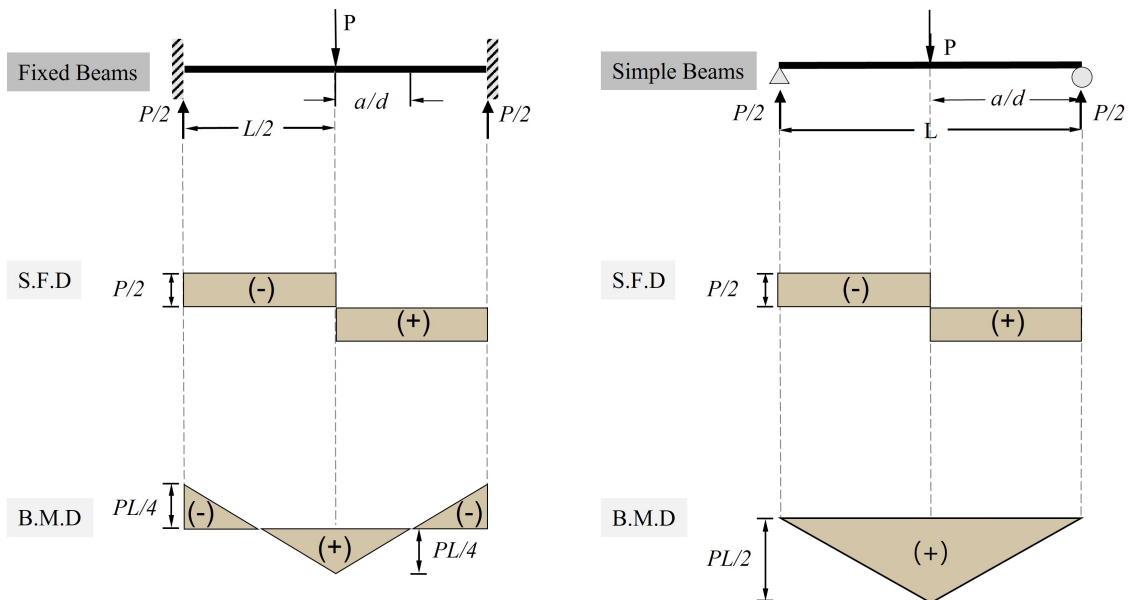


Fig 1.3 Shear force and bending moment diagram of simple beam and fixed beams at both ends

기존 콘크리트 합성보 전단강도에 대한 연구는 단순지지 조건의 보 실험에 기반하였다. 철근콘크리트 보의 전단 성능 평가는 일반적으로 실험체 제작과 실험 편의를 위해 단순보 실험을 주로 수행하게 된다. 하지만 실제 RC 건축물에서의 작은 보 부재는 대부분 연속보 형태이며, 큰 보 부재의 경우 양단 고정보 형태를 나타낸다. 보의 전단 거동은 휨과 전단력의 상호작용으로 발생하게 된다. 철근콘크리트 보 부재는 Fig 1.3와 같이 단부 지지조건이 달라지면 전단경간 내의 전단력은 동일하거나 유사하게 나타나지만 휨 모멘트 분포양상이 달라진다. 이는 전단강도 평가 시 반드시 고려되어야 한다. 특히, 콘크리트 강도가 서로 다른 합성단면의 경우, 중앙부와 양단부에서 휨에 의한 압축대 콘크리트 강도가 서로 다르기 때문에 이러한 압축대 콘크리트 강도 차이가 전단강도에 미치는 영향을 살펴보아야 한다.

따라서 본 연구에서는 국내에서 합성보의 형태로 적용범위가 증가하고 있는 프리캐스트 공법에 대한 전단강도를 양단 고정지지 형태로 검증하여 실무에서 안전하고 경제적으로 설계 및 시공에 적용할 수 있도록 하고자 한다.

## II. 문헌고찰

### 2.1 현행 설계 기준

현행 콘크리트 구조기준(KCI 2017)에서 휨 재의 수직 전단강도는 콘크리트에 의한 전단강도와 전단철근에 의한 전단강도 기여분의 합으로 제시되어 있다.

#### 2.2.1 콘크리트의 전단강도

콘크리트의 전단강도(전단력과 휨모멘트만 받는 부재의 경우)는 간략식과 정밀식으로 주어진다. 일반식의 경우 콘크리트 압축강도와 단면크기를 주요 변수로 하는 함수이고, 정밀식은 압축강도와 단면크기 외에 종방향 인장철근비와 전단경간비에 대해서도 추가적으로 고려하고 있다.

$$V_{c1} = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (2-1)$$

$$V_{c2} = (0.16 \lambda \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (2-2)$$

여기서,  $V_{c2} \leq 0.29 \lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d$ 이고  $V_u d / M_u \leq 1.0$ 이다.

#### 2.2.2 전단철근의 전단강도

식(2-1) 또는 식(2-2)의 콘크리트에 의한 전단강도의 1/2를 초과하는 계수전단력이 작용하는 모든 철근콘크리트 휨 부재는 최소 단면적 이상의 전단철근을 배근하여야 한다.

$$V_s = \frac{A_w f_{yt} d}{s} \quad (2-3)$$

## 2.2 선행 연구

콘크리트 합성단면 조건 및 지점조건에 따른 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 선행연구를 분석하였다.

### 2.2.1 Kim et al.(2013)

김철구(2013, 2014, 2015)는 콘크리트 강도가 서로 다른 다양한 형태의 프리캐스트와 현장 타설 콘크리트가 합성된 보의 수직전단강도 실험을 통해 다양한 변수들이 수직전단강도에 미치는 영향을 알아보았다.

Kim et al.(2013)은 양단이 단순 지지된 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트 합성보에 대해 연구하였다. 총 22개의 단순지지 보 실험을 진행하였고 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트의 단면적비, 인장철근비, 전단경간비를 주요 변수로 전단강도에 미치는 영향을 알아보았다. 실험체 단면과 실험방법은 Fig 2.1과 Fig 2.2에 나타냈다.

모든 실험체는 초기 휨 균열이 보 중앙부에 발생하고 중립축까지 진전되었다. 이후, 웨브에서 사인장 균열이 발생하고 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되면서 최종적인 전단파괴가 발생하였다. 보의 경간이 긴 전단경간비 4.0 실험체의 경우는 사인장 균열 발생 동시에 전단파괴가 나타난다. 반면에 보의 경간이 상대적으로 짧은 전단경간비 2.5의 경우는 사인장 균열 발생 이후 추가적인 하중 저항이 발생하였다. 이때 사인장 균열은 웨브 콘크리트 강도의 영향을 받아 사인장 균열 각도의 차이를 보였고 최종파괴는 압축대의 콘크리트 강도에 영향을 받았다.

철근비가 낮은 경우에는 전단면이 24 MPa인 실험체와 60 MPa인 실험체(Fig. 2.1(A, B))는 콘크리트 강도에 따른 전단강도 차이는 작게 나타났다. 오히려 하부에 60 MPa, 상부에 24 MPa(Fig. 2.1(C ~ F))를 타설한 단면보다 전단강도가 최대 34%작게 나타났다. 철근비가 높고 전단경간비가 2.5인 경우에도 콘크리트 강도에 비례하여 전단강도가 증가하지는 않는 것으로 나타났다. 전단강도는 휨 철근비가 증가할수록 전단경간비가 감소할수록 증가하였다.

현행 콘크리트 기준에서는 서로 다른 강도를 가진 재료끼리 합성된 경우 최소 강도에 기반하거나 혹은 각각 산정하여 합산하는 방식을 적용할 수 있도록 허용하고 있다. 해당 연구에서는 콘크리트 단면적비에 따라 계산한 유효콘크리트 강

도를 사용하여 실험결과를 보다 정확히 평가하였다. 이는 설계 기준의 두 방법보다 실험 강도를 보다 정확히 예측 하였으며, 콘크리트 전단 강도식을 적용하는 것이 전단강도를 정확히 평가한 것으로 나타났다. 하지만 휨 철근비가 1.75%이고 고강도 콘크리트 일때는 전단강도를 과대평가하는 경향이 있는 것으로 나타났다. 특히 압축대가 고강도 콘크리트가 압축대에 존재할 때 그 양상이 더 두드러졌다.

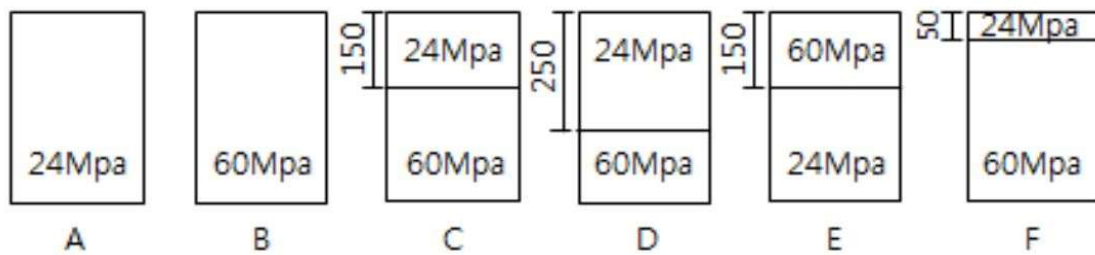


Fig 2.1 Kim et al.(2013) specimens section

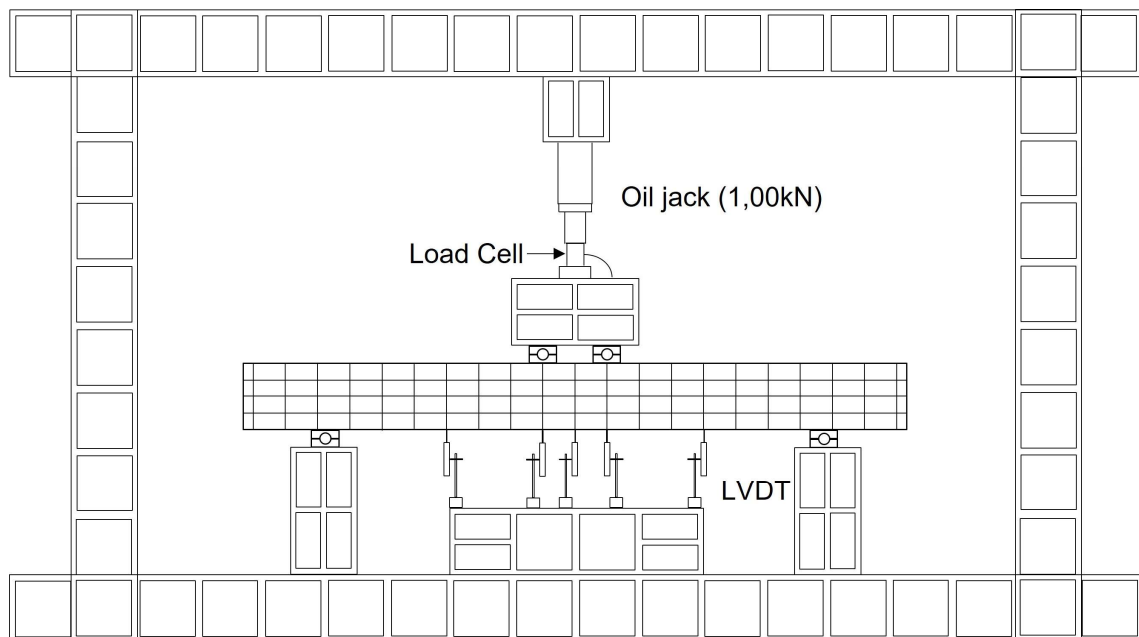


Fig 2.2 Kim et al.(2013) Specimens test setting

### 2.2.2 Kim et al.(2014a)

Kim et al.(2014a)은 전단 보강된 프리캐스트와 현장타설 콘크리트 단순지지 합성보의 전단강도에 대해 연구하였다. 총 15개의 실험을 진행하였고 기존 연구인 전단 무보강 실험체(Kim et al.(2013))와 합성단면은 같고 주요변수로 전단철근의 간격을 추가하여 전단강도에 미치는 영향을 알아보았다. 실험은 Fig 2.2와 같이 진행되었으며, 실험체 단면과 상세는 Fig 2.3과 Fig 2.4에 나타냈다.

전단철근 간격이 최소 간격( $2/d=170\text{mm}$ )인 실험체의 경우, 전단강도는 유효콘크리트 강도와 휨 강성에 비례하였고 압축대에 고강도 콘크리트 사용하는 경우 전단강도가 크게 증가하였다. 전단철근 간격이 450mm(최소 간격 이하)의 경우 전단강도는 유효콘크리트 강도나 휨 강성에 비례하지 않고 압축대 깊이, 인장대 콘크리트 강도에 비례하여 전단강도가 증가하였다.

전단철근 간격이 최소 간격으로 보강된 모든 실험체는 휨 균열이 초기 중앙부에서 발생 후 균열이 중립축까지 전진된 후, 웨브에서 사인장 균열이 발생하였다. 사인장 균열부분이 취성적으로 파괴되지 않고 전단철근에 의해 가력점과 지지점으로 전진한 뒤에 최종적으로 사인장 균열 파괴가 발생하였다. 최소전단철근 이상으로 보강하지 않은 실험체는 중앙부에서 발생한 휨 균열이 중립축까지 서서히 전진된 후 웨브에서 사인장 균열이 취성적으로 발생하여 실험이 종료되었다. 또한 철근에 부착한 변형률 게이지를 통해 전단철근의 기여도를 확인해본 결과, 압축대에 고강도 콘크리트(60 MPa)가 사용된 경우 전단철근의 기여도가 크게 증가하였다.

전단보강된 철근콘크리트의 합성부재 설계 시 현행 설계 기준에 나와있는 전단강도 간략식을 사용하여 개별단면의 전단강도를 각각 산정한 후 단순 합산하거나 각 단면적비를 계산하여 유효콘크리트 강도로 예측한 경우 안전측으로 설

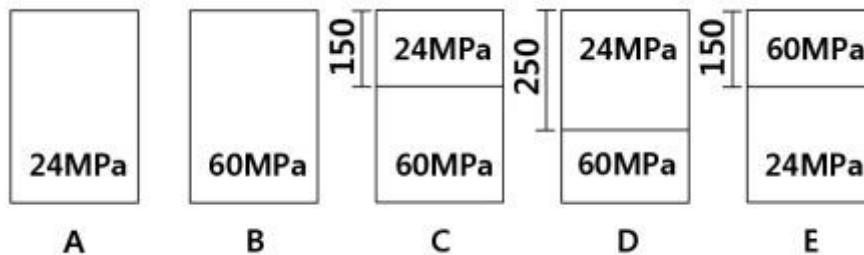


Fig 2.3 Kim et al.(2014a) specimens sections

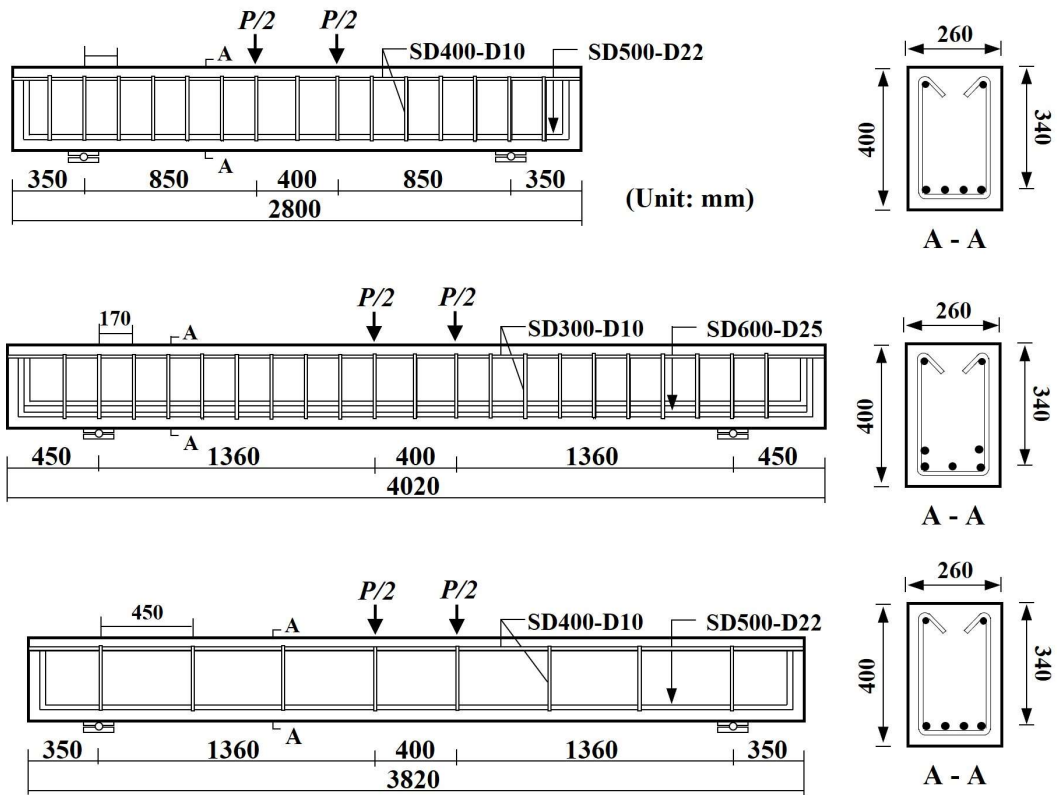


Fig 2.4 Kim et al.(2014a) specimens details

계가 가능한 것으로 나타났으나, 전단강도를 크게 과소평가하여 비경제적 설계가 될 수 있다고 나타났다.

### 2.2.3 Kim et al.(2014b, 2015)

Kim et al.(2014b, 2015)는 프리스트레스트 된 철근콘크리트 프리캐스트 콘크리트와 현장타설 콘크리트 합성보의 전단강도에 대해 연구하였다. 전단 보강과 전단 무보강을 합쳐 총 38개의 실험을 진행하였다. 전단 무보강 실험체의 경우 프리스트레스트 강연선의 긴장력과, 콘크리트의 단면적비, 휨철근비, 전단경간비를 주요 변수로 하였으며, 전단 보강 실험체의 경우 전단 철근의 간격 또한 주요 변수를 추가하였다. 해당 실험의 대표적인 실험체의 상세는 Fig 2.5와 Fig. 2.6에 각각 나타냈다.

전단 무보강 실험체의 경우 실험체의 단면 하부에서만 긴장력이 가해진 합성 단면의 전단강도는 전단면에 긴장력이 가해진 단면과 유사한 거동을 보인 것으로



나타났다. 합성단면의 초기 휨 균열 강도와 강성은 단일 단면보다 크게 나타났으며, 전단강도는 긴장력이 가해진 단면의 면적비와 강연선에 가해진 긴장력에 비례하여 증가하였고, 전단경간비가 증가할수록 감소하였다.

프리스트레스가 가해진 보의 전단파괴 패턴은 웨브 콘크리트 강도에 따라 차이를 보였다. 웨브 콘크리트 강도가 고강도인 경우 휨 균열이 사인장 균열로 발전하여 파괴되었고 웨브 콘크리트가 저강도인 경우 웨브에서 취성적으로 발생한 사인장 균열에 의해 파괴된 것으로 나타났다.

각 단면의 전단강도를 간략식으로 사용하여 각각 더한 방식으로 계산한 경우 실험결과를 모두 안전측으로 예측하였다. 하지만, 정밀식으로 합성단면의 특성에 맞게 예측한 경우 단일 단면에 대해서는 대부분 안전측으로 예측하였지만, 합성단면에 대해서는 모두 비안전측으로 예측하여 안전성에 우려가 있는 것으로 나타났다.

전단 보강된 실험체의 경우 긴장력이 증가할수록, 전단위험단면이 보의 하중점으로 이동하였으며, 전단압축파괴가 발생한 것으로 나타났다. 일부 합성단면에서는 웨브에 저강도 콘크리트 사용되면서, 콘크리트계면에서 수평균열이 발생하였다. 또한 합성단면에서 긴장력이 증가할수록 수직 전단강도는 증가하였으나, 그 효과는 단일 보에는 미치지 못하였다.

단일보와 마찬가지로, 전단경간비가 감소할수록 합성보의 전단강도가 증가하였다. 하지만, 전단철근의 간격이 줄어들더라도 수직 전단강도에는 큰 변화가 없었다. 이는 긴장력에 의하여 압축대의 깊이가 증가하고, 사인장 균열폭이 감소하여 따라서, 사인장 균열에 저항하는 전단철근의 기여가 감소하기 때문인 것으로 보인다.

현행 기준식에 따라 합성보의 수직전단강도를 평가하면 간략식을 사용한 경우에는 대체적으로 안전하게 예측하였으나, 정밀식으로 예측한 경우에는 실험강도를 과대평가하여 비안전측으로 예측한 것으로 나타났다.

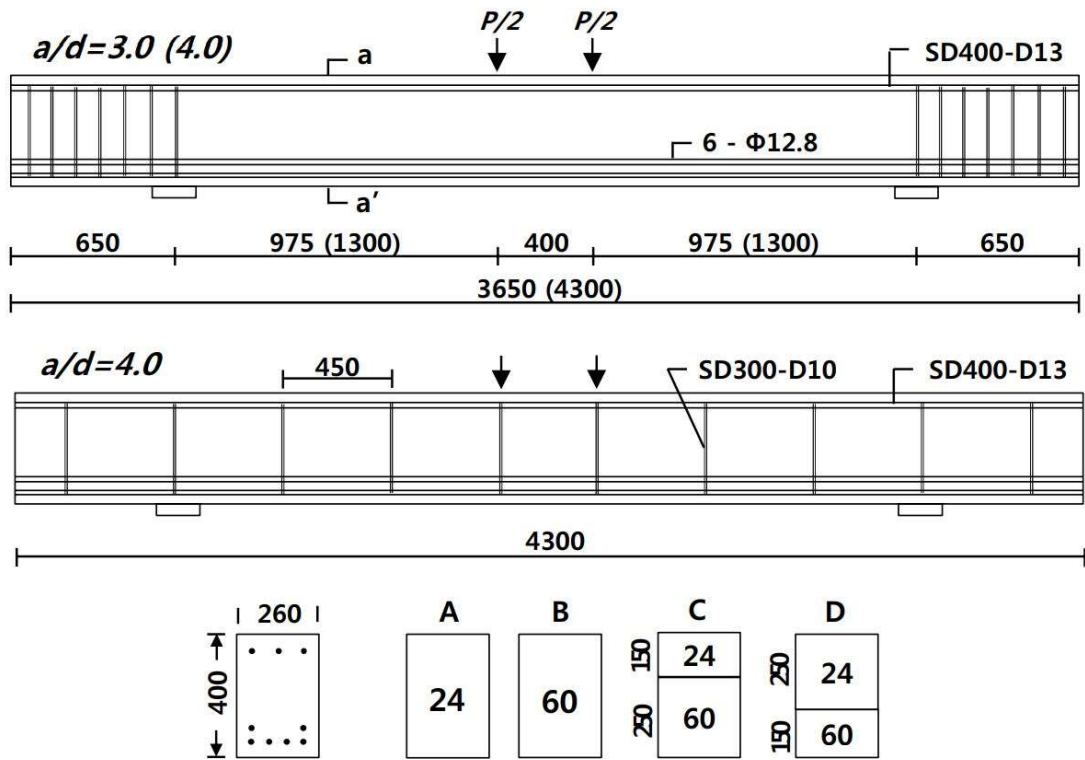


Fig 2.5 Kim et al.(2014b) specimens details and sections

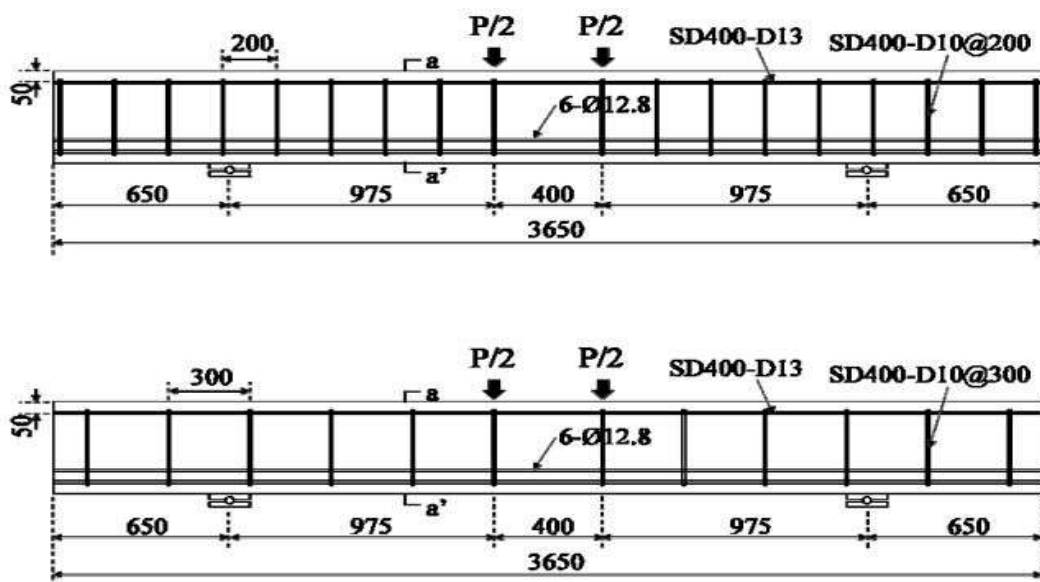


Fig 2.6 Kim et al.(2015) specimens details

### 2.2.4 Kim et al.(2001)

Kim et al.(2001)은 전단보강철근이 없는 철근콘크리트 연속보의 전단강도에 대한 선행 연구 분석을 통해 지점 조건이 전단강도에 미치는 영향에 대해 살펴 보았다. 총 22개의 연속보 실험체의 결과를 분석 하였으며, 전단경간비를 주요 변수로 분석하였다. 현재 사용되고 있는 설계기준들에서 제안하고 있는 철근콘크리트 보의 전단강도 예측식은 근본적으로 단순보의 실험자료에 바탕을 두고 있다. 하지만 휨과 전단을 동시에 받는 연속보의 거동은 단순보의 거동과는 다르게 나타난다. 단순보와 연속보는 같은 경간을 가졌을 때 전단경간비의 차이가 발생하고 기존 연속보와 단순보 연구의 결과를 Fig 2.7과 같이 나타냈을 때처럼 전단강도의 차이가 발생한다. 따라서 이에 대한 분석을 위해 해당 연구를 진행하였다.

연구 결과, 단순보와 연속보의 경간 및 전단력과 휨모멘트가 동일할지라도 전단거동은 다르게 나타날 수 있다. 또한 휨 균열이 발생한 보에서 탄성 보 거동부터 타이드-아치 거동인 소성거동까지 내력의 흐름을 표현 할 수 있는 내력상태 계수를 이용하여 철근콘크리트 연속보의 전단강도를 예측할 수 있다고 나타냈다.

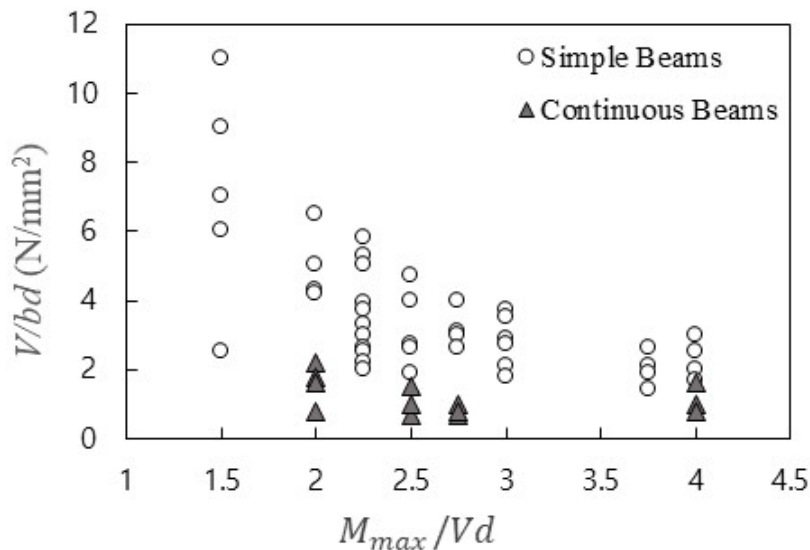


Fig 2.7 Behavior of simple beams and continous beams according to the shear span ratio

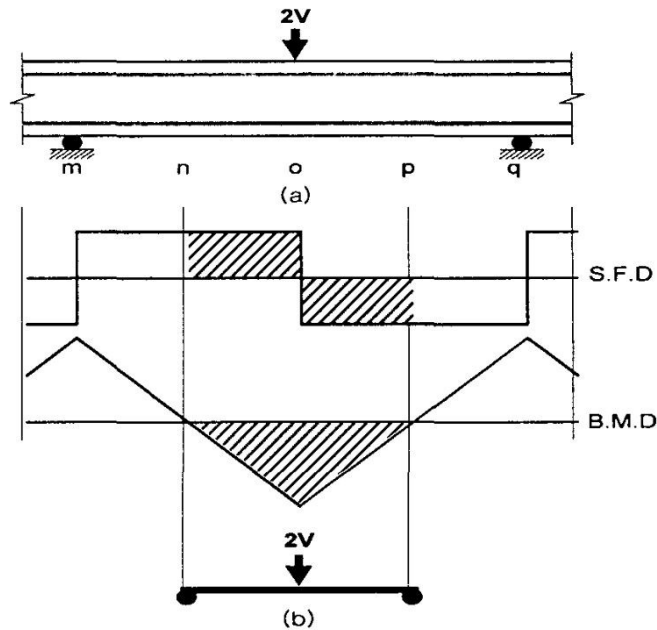


Fig 2.8 Shear span ratio of continous beams

### 2.2.5 Yum et al.(1993)

Yum et al.(1993)은 철근콘크리트 연속보의 전단거동을 전단경간비를 변수로 하여 축소 실험체를 통해 규명하고자 하였다. 총 12개의 실험체로 실험을 진행하였으며, 단순보의 실험결과와 비교하였다. 주된 변수는 전단경간비로 해당 변수에 대해 분석하였다. 실험체 상세는 Fig 2.9와 같다.

사인장 균열 발생위치와 전단경간비에 따른 전단강도를 고려해 볼 때 해당 실험체의 전단거동은 전단력보다는 모멘트의 영향이 지배적인 것으로 나타났다. 모멘트분포로 보아 연속보의 전단경간은 단순보와 달라진다고 분석하였다.

전단경간비에 따른 연속보의 전단거동을 다음과 같이 분석하였다. 1) 전단경간비가 3.0 이상인 경우에 연속보는 단순보와 거의 동일한 거동을 하지만, 2.5이하인 경우에 연속보의 거동은 단순보의 거동과 큰 차이를 보인다. 2) 전단경간비가 2.5 이하인 경우, 연속보가 단순보에 비해 전단강도가 감소한다. 특히 극한전단강도는 전단균열강도에 비하여 크게 감소하여 연속보의 잉여강도가 단순보에 비하여 소폭 증가함이 나타났다. 3) 이와같이 연속보에서 전단경간비가 2.5 이하인 경우에 잉여강도의 기여가 작은 것은 변곡점에서 단순보와 같이 수평균열의 진

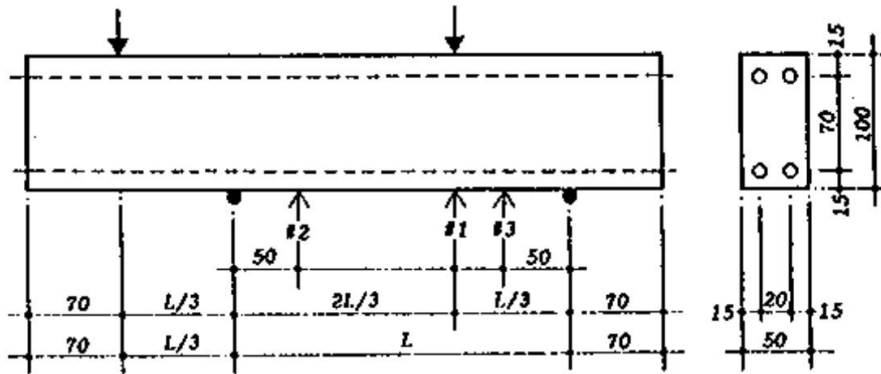


Fig 2.9 Yum et al.(1993) Specimens details and settings

전을 방해하는 지압력이 없고, 주근의 인장영역이 반곡점을 넘어서 압축영역까지 확장됨으로 인해서 실제의 전단경간비가 증가하기 때문인 나타나기 때문으로 판단된다.

### 2.2.6 Hong et al.(2015)

양단에 부모멘트가 발생할 경우 상부철근에 인장력이 작용함으로 부착균열이 크게 발생한다. 이와 관련하여 Hong et al.(2015)는 정모멘트의 부착 문제와 보의 전단파괴를 사인장 파괴 및 압축파괴에 제한되는 경우와 같은 정착길이의 개념의 부적절한 오해로 오는 현행 설계기준의 적용 한계에 관련하여 부착강도가 철근콘크리트 보의 전단강도에 미치는 영향에 대해 연구하였다.

부착강도와 전단강도의 연계성을 고려한 설계모델의 필요성에 주목하였고 특히, 부착강도가 작은 경우에 대한 합리적인 전단강도 산정 모형을 제시할 수 있다고 나타냈다.

### III. 합성보의 전단강도

#### 3.1 실험체 설계

##### 3.1.1 실험 변수

압축강도가 서로 다른 콘크리트로 타설된 합성보의 전단성능평가를 위해 양단부가 고정된 8개 보 실험을 수행하였다. 주요 실험변수는 고강도 콘크리트를 적용한 PC영역과 일반 강도의 콘크리트를 적용한 CIP영역의 단면적비와 전단철근의 보강 여부이다.

Fig 3.1과 같이 총 4가지 단면을 고려하였다. 단면 A와 B는 각각 24MPa, 60MPa의 콘크리트가 균질하게 타설된 경우로 합성단면 CD에 대한 대조군이다. 단면 C와 D는 일반 콘크리트(24MPa)와 고강도 콘크리트(60MPa)를 분리 타설한 단면으로, 단면 C의 상부 150mm, 단면 D의 상부 250mm에 일반 콘크리트가 타설되었다. 일반 콘크리트와 고강도 콘크리트의 강도 차이가 크지 않을 경우 두 콘크리트 간 강도차이에 따른 전단강도 차이가 명확히 드러나지 않을 수 있으므로, 일반적으로 PC에서 사용하는 40MPa 콘크리트 대신 60MPa 콘크리트를 적용하였다. 합성단면 C와 D는 일반 콘크리트의 깊이에 따른 전단강도 차이를 확인하기 위하여 일반 콘크리트의 두께를 달리 하였다.

전단보강 실험체의 전단철근은 가력점과 지점사이에 170mm 간격으로 배근하였다. 전단철근비는 0.32%로 현행기준 KCI 2017에 따라 수직전단력에 저항하

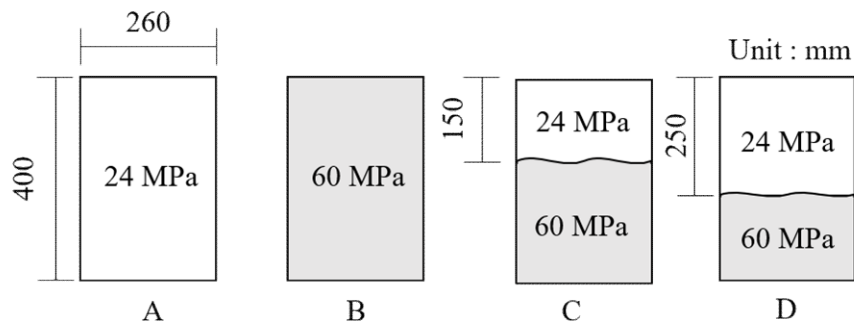
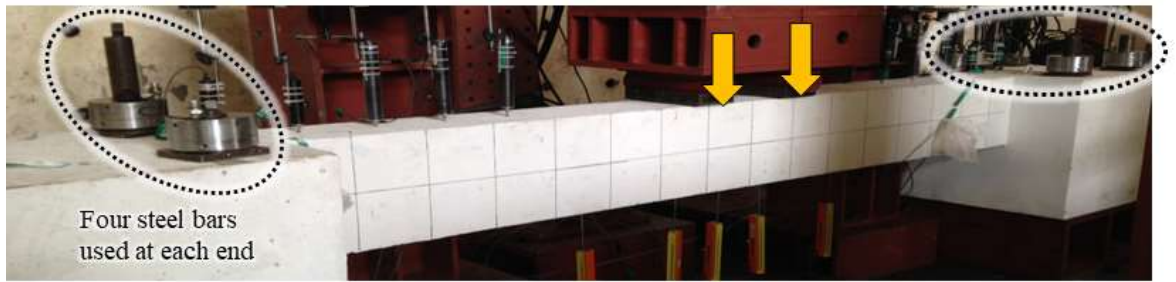
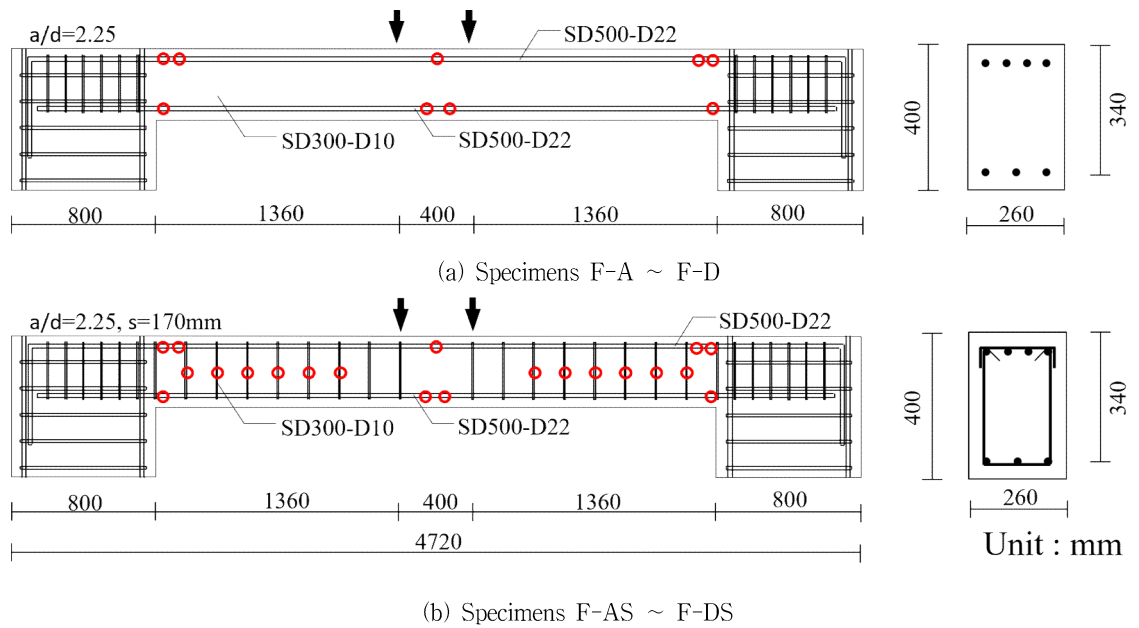


Fig 3.1 Specimens sections A~D



(c) Test setup

Fig 3.2 Specimens details and test setting

기 위한 최대간격( $s \leq 0.5d$ )에 준한다.

### 3.1.2 실험체 설계

실험은 총 2차례에 걸쳐서 수행되었다. 1차 실험은 전단보강이 되지않은 단면 A ~ D에 대하여 실시되었으며, 2차 실험은 전단보강된 단면 A ~ D에 대하여 실시하였다.

모든 실험체의 단면 크기는 260 mm × 400 mm이며 지점간의 총 길이는 3120 mm이다. 가력점과 지점사이의 거리는 1360 mm이고 실험체의 전단경간비( $a/d$ )는 2.25이다. 여기서  $a$ 는 Fig 3.2와 같이 최대모멘트  $M_{max}$ 와 모멘트 변곡점( $M=0$ ) 사이의 거리(765 mm)이고,  $d$ 는 Fig 3.2와 같이 단면의 유효깊이(340 mm)이다. 양단 고정 조건을 모사하고, 휨 철근의 정착 길이 확보를 위해 기둥의 크기를 800 mm

× 800 mm로 계획하였다.

주철근은 SD500 D22를 상부에 4가닥을 배치하였고(철근비 1.75%), 하부에는 3가닥을 배치하였다(철근비 1.31%). 양단부에서 철근에 인장력이 작용하는 상부철근의 소요 정착길이는 600mm이므로, 실제 정착길이는 760mm로 기둥에 충분히 정착되도록 하였다( $l_d/l_{d,req} = 760 \text{ mm}/600 \text{ mm} = 1.27$ ). 전단철근이 보강된 실험체의 경우, 135° 갈고리 상세를 갖는 SD300 D10 스테럽을 170mm 간격으로 배근하였다.

Table 3.1에 실험체의 휨강도와 전단강도를 나타냈다. 모든 실험체는 휨 철근이 항복에 도달하기 전에 전단파괴가 발생하도록 계획하였다. 실험체가 공칭 휨 강도에 도달할 때의 전단력에 대한 수직전단강도의 비가 1.33이상인 되도록 계획하였다. 여기서 수직전단강도는 식(1)~(4)를 사용하였고, 연구결과에 따라 콘크리트 전단강도는 단면적비에 따른 콘크리트의 유효압축강도  $f_{cke}$ 를 산정하여 계산하였다. 예를 들어, 합성단면 C는 단면의 3/8이 24MPa이고 단면의 5/8이 60MPa 이므로  $f_{cke} = 60 \times 5/8 + 24 \times 3/8 = 46.5 \text{ MPa}$ 으로 계산하였다.

### 3.1.3 실험체 제작

단면 A와 B실험체는 보와 기둥부 모두를 일체로 타설하였다. 반면, 합성단면 실험체(단면 C와 D)는 두 번에 나눠 타설하였다. 60MPa 콘크리트 보를 1차로 타설한 후, 지연제와 수압을 사용하여 콘크리트 표면을 거칠게 처리하였다. 증기 양생된 60MPa 콘크리트를 기둥 거푸집 위에 올린 뒤 24MPa 콘크리트로 기둥과 보 상단

**Table 3.1** Test variables and predictions of moment and shear capacities of specimens

Specimens	Section type	Shear re-bar (ratio)	Moment strength (kN·m)		$V_m$ (= $M_m/a$ ) (kN)	Shear strength $V_n^{3)}$ (kN)		$\frac{V_m}{V_{cl} + V_s}$
			$M_p^{1)}$	$M_m^{2)}$		$V_{cl} + V_s$	$V_c + V_s$	
F-A	A		170	222	245	72	81	3.39
F-B	B	-	178	232	256	114	123	2.24
F-C	C		173	225	248	100	110	2.47
F-D	D		173	225	248	90	99	2.75
F-AS	A		174	226	249	157	166	1.58
F-BS	B	D10@170	183	240	265	199	208	1.33
F-CS	C	(0.32%)	174	226	249	186	195	1.34
F-DS	D		174	226	249	175	184	1.42

1)  $M_p$  - Moment strength when bottom longitudinal reinforcement yields

2)  $M_m$  - Moment strength when top longitudinal reinforcement yields

3)  $V_n$  - Nominal strength calculated on the basis of nominal material strength



부를 일체로 타설하였다. 압축강도 시험용 공시체는 실험체와 같은 조건에서 타설 후 양생하였다.



(1) 철근배근



(2) 1차타설(60MPa)



(3) 계면 굴곡 처리



(4) 2차타설(24MPa)



(5) 공시체 제작



(6) 증기양생

Fig 3.3 Composite beams specimens production process

### 3.1.4 실험 세팅

실험은 Fig 3.2와 같이 보의 중앙부에 400 mm 간격으로 2점 가력 하였고, 가력 점에는 회전을 자유롭게 하기 위해 롤러지그를 사용하였다. 양단부 기둥을 바닥에 고정하기 위해 양단부 기둥과 실험동 바닥을 총 8개의 강봉으로 강하게 체결하였다 (Fig 3.2(c)).

로드셀을 이용하여 가력된 힘을 측정하였고, 보 중앙부 처짐과 곡률 측정을 위해 보의 중앙 하부에 5개의 LVDT를 설치하였다. 휨 철근이 전단파괴 이전에 항복하였는지 확인하기 위해 휨 철근에 5 mm 변형률 게이지를 부착하였고, 철근의 기여를 확인하기 위해 전단철근 좌측과 우측 각각 6개와 상부와 하부철근에 변형률 게이지를 부착하였다(Fig 3.2(a, b)의 원형표식).

### 3.1.5 재료 강도

실험체에 사용된 휨 철근 SD500 D22와 전단철근 SD300 D10의 기계적 성질을 평가하기 위해, 시험편을 KS B 0801의 금속재료 인장시험 규정에 따라 제작하였고 KS B 0802에 따라 시험을 실시하였다. 사용한 철근의 기계적 특성은 Table 3.2와 같이 SD300 철근의 항복강도는 340 MPa, SD500 철근의 항복강도는 555 MPa를 나타냈다. 철근에 변형률 게이지를 부착하여 항복변형률  $\epsilon_y$ 와 탄성계수  $E_s$ 도 함께 측정하였다.

Table 3.3은 콘크리트의 배합설계를 나타낸다. 본 실험에서는 호칭강도 24 MPa와 60 MPa 두가지 콘크리트를 사용하였으며, 굵은 골재 최대치수는 25 mm를 사용하였다. 콘크리트 공시체는 100 mm × 200 mm으로 KS F 2403을 따라 제작하였고 공시체를 강도별로 3개씩 KS F 2405에 따라 압축강도 시험을 수행하였다. 콘크리트 압축강도 시험결과는 Table 3.3에 나타났다. 호칭강도 24 MPa 콘크리트는 21~29 MPa를 나타냈고, 60 MPa 콘크리트는 40~59 MPa를 나타냈다.

**Table 3.2 Mechanical properties of reinforcement**

Type	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $\mu\epsilon$ )	$E_s$ (GPa)
SD300 D10	340	1847	184
SD500 D22	555	2968	187

**Table 3.3 Mixture proportion of concrete**

Nominal strength	W/C (%)	Unit weight( kg/m <sup>3</sup> )				
		W	C	S	G	SP
24	49.4	162	328	869	979	3.5
60	29	180	620	625	935	8.06

## 3.2 하중변위관계

### 3.2.1 하중변위관계

#### 3.2.1.1 A단면 (24MPa 콘크리트 균질 단면) 실험체 군

A단면은 합성단면과의 비교를 위한 콘크리트 강도 24MPa의 단일단면으로 그 결과는 Fig. 3.4와 Table 3.4에 나타났다. 실험결과는 Fig. 3.4에서 실선으로 표시하였고, 예상 강도  $V_{pred}$ 는 수평 실선으로 나타냈고, 예상 전단강도 일반식( $V_{cl}$ , 식 (2))과 재료시험을 통한 유효콘크리트  $f_{cke}$ 를 사용하여 예측하였다. 예상 강도는 2개 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 부착균열이 가력점으로 진전되다 사인장 균열 발생 동시에 최종적으로 파괴되었다. 파괴 시 휨 철근의 최대변형률은 2,100  $\mu\epsilon$ 으로 항복되지 않았다.

전단철근 무보강 실험체의 경우 일반적으로 사인장 균열 이후 취성적으로 전단파괴가 발생할 수 있기 때문에 첫 번째 최댓값을 실험강도로 평가하였으며, 평균 점으로 표시하였다. 실험결과는 124 kN으로 다른 실험체들과 비교하여 가장 낮은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.84로 현재 설계식이 다소 안전측으로 평가하는 것으로 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험 최대강도를 최대 전단강도로 판단하였다.(Fig. 3.4의 삼각형 참조) 이는 전단균열이 발생 이후 전단철근이 전단에 기여하는 것을 고려하기 위함이다. 실험 최대강도는 198 kN이며, 전단 강도비

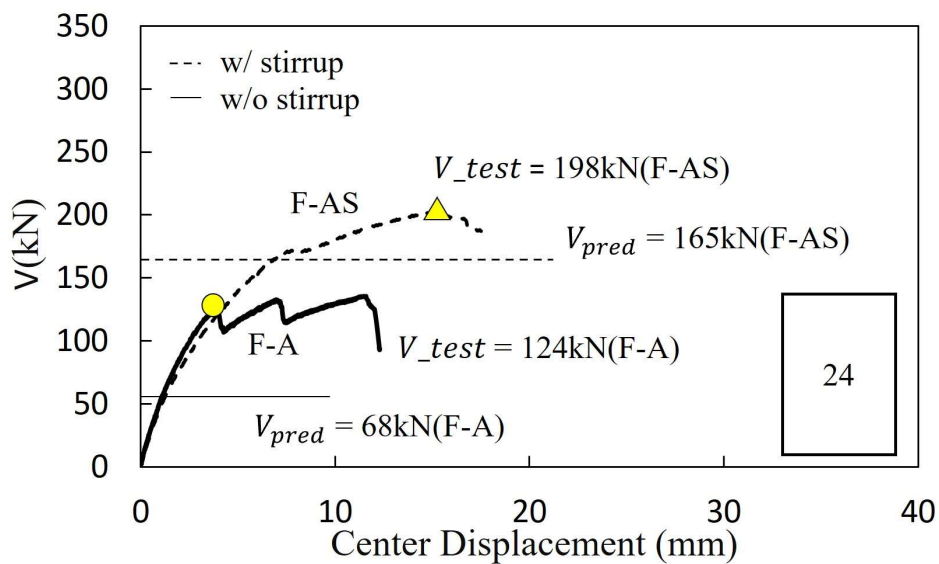


Fig 3.4 A section load-displacement relationship

Table 3.4 Test results and shear strength predictions(A Section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-A	21	-	21.0	126	1.84	1.68
F-AS	29	-	29.0	198	1.12	1.08

( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.12로 실험강도와 설계강도가 비교적 비슷하게 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성이 서서히 저하되다가 최대전단강도에 도달한 후 최종적으로 파괴되었다.

### 3.2.1.2 B단면

B단면은 합성단면과의 비교를 위한 고강도 콘크리트 강도 60 MPa의 단일단면으로 그 결과는 Fig. 3.5와 Table. 3.5에 나타냈다. 2개 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되고 부착균열 또한 가력점으로 진전되다 최종적으로 파괴되었다. 파괴 시 휨 철근의 최대변형률은 2,900  $\mu\epsilon$ 으로 항복되지 않았다.

전단철근 무보강 실험체의 경우 실험결과는 173 kN으로 다른 단면과 비교하여 가장 높은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.86로 현재 기준식이 과소평가 하는 것으로 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험결과는 198 kN이며, 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.51로 과소평가 하는 것으로 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성의 저하 없이 최대전단강도에 도달 후 최종적으로 파괴되었다.

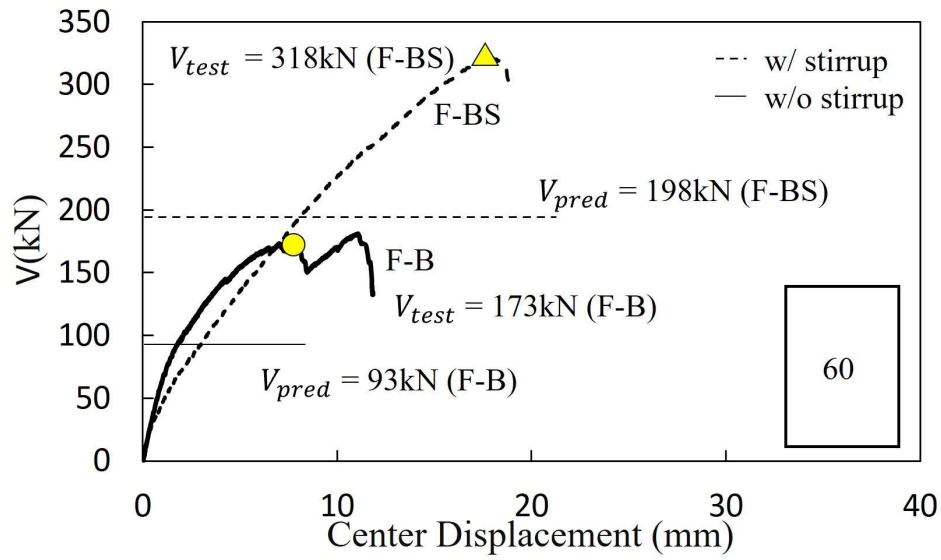


Fig 3.5 B section load-displacement relationship

Table 3.5 Test results and shear strength predictions(B Section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-B	-	40	40.0	173	1.86	1.76
F-BS	-	59	59.0	318	1.51	1.48

### 3.2.1.3 C단면

C단면은 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트의 합성단면으로 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 합성단면이다. 그 결과는 Fig. 3.6와 Table 3.6에 나타냈다. 2개 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되고 부착균열 또한 가력점으로 진전되다 최종적으로 파괴되었다. 파괴 시 휨 철근의 최대변형률은  $3,000 \mu\epsilon$ 으로 항복되지 않았다.

전단철근 무보강 실험체의 경우 실험결과는 164 kN으로 다른 단면과 비교하여 가장 높은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.87로 현재 기준식이 과소평가 하는 것으로 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험결과는 198 kN이며, 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.51로 과소평가 하는 것으로 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성의 저하 없이 최대전단강도에 도달 후 최종적으로 파괴되었다.

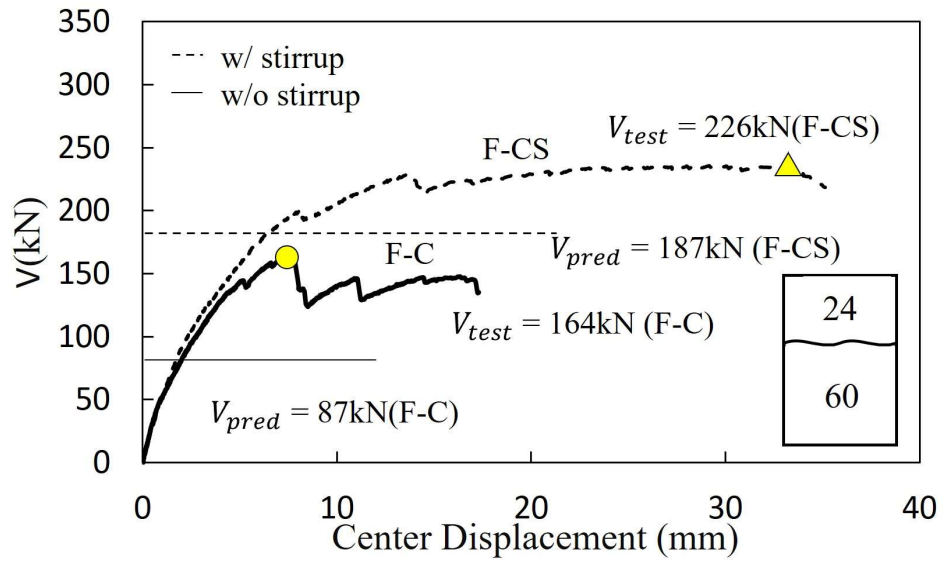


Fig 3.6 C section load-displacement relationship

Table 3.6 Test results and shear strength predictions(C Section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-C	27	40	35.1	164	1.87	1.76
F-CS	29	59	47.8	226	1.14	1.11



#### 3.2.1.4 D단면

C단면은 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트의 합성단면으로 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 합성단면이다. 그 결과는 Fig. 3.7와 Table 3.7에 나타났다. 2개 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 사인장 균열이 가력점과 지지점으로 진전되고 부착균열 또한 가력점으로 진전되다 최종적으로 파괴되었다. 파괴 시 휨 철근의 최대변형률은  $3,000 \mu\epsilon$ 으로 항복되지 않았다.

전단철근 무보강 실험체의 경우 실험결과는 164 kN으로 다른 단면과 비교하여 가장 높은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.87로 현재 기준식이 과소평가 하는 것으로 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험결과는 198 kN이며, 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.51로 과소평가 하는 것으로 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성의 저하 없이 최대전단강도에 도달 후 최종적으로 파괴되었다.

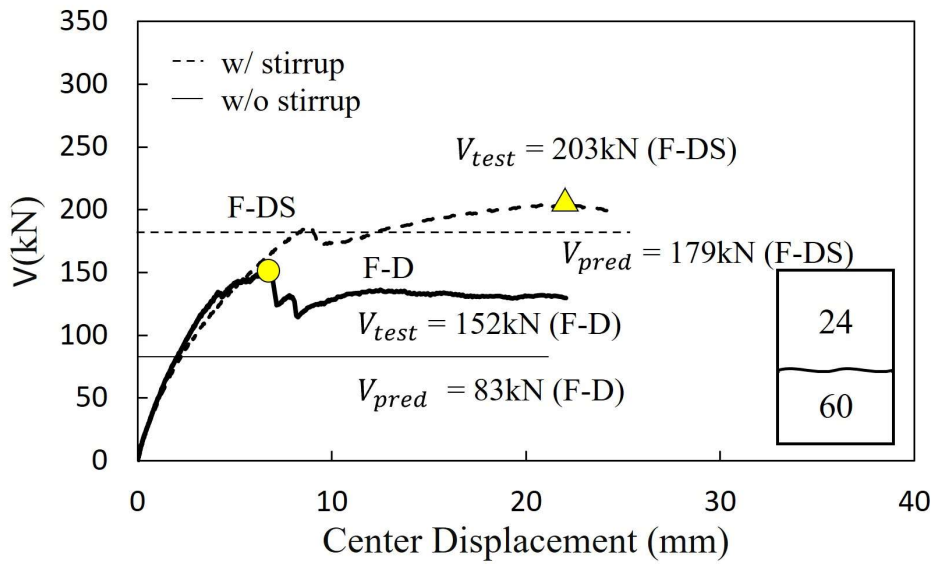


Fig 3.7 D section load-displacement relationship

Table 3.7 Test results and shear strength predictions(D Section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-D	27	40	31.9	152	1.84	1.72
F-DS	29	59	40.3	203	1.07	1.04

### 3.2.1.5 전단 무보강 실험체

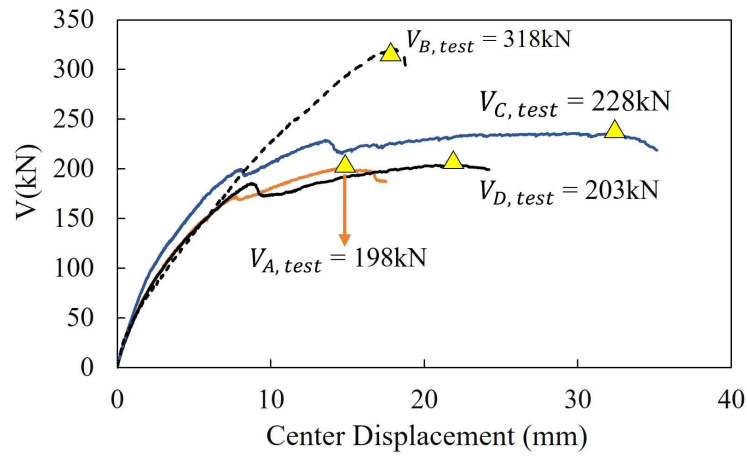
실험체 1 ~ 4는 전단경간비 4.0에 상부 휨 철근비 1.75%, 하부 휨 철근비 1.31%를 사용한 전단 무보강 실험체로 종합적인 하중변위관계는 Fig 3.8(a)와 Table 3.8에 나타냈다. 모든 실험체는 부착균열 진전 후 사인장 균열 동시에 파괴가 발생하였다.

실험 강도는 전단면 60 MPa인 실험체 2(178 kN) > 하부의 5/8이 60 MPa이고 상부의 3/8이 24 MPa인 실험체 3(164 kN) > 하부의 3/8이 60 MPa이고 상부의 5/8이 단면 D(152 kN) > 전단면이 24 MPa인 단면 A(132 kN) 순으로 나타났다. 실험체는 60 MPa의 단면적비에 비례한 것으로 나타났다. 예상 강도  $V_{pred}$ 과 비교해보면, 최대 전단강도  $V_{test}$ 가 예상 강도보다 1.83~1.87배 큰 것으로 나타났다. 이는 현행기준의 전단강도 일반식으로 양단부가 고정된 보의 전단강도를

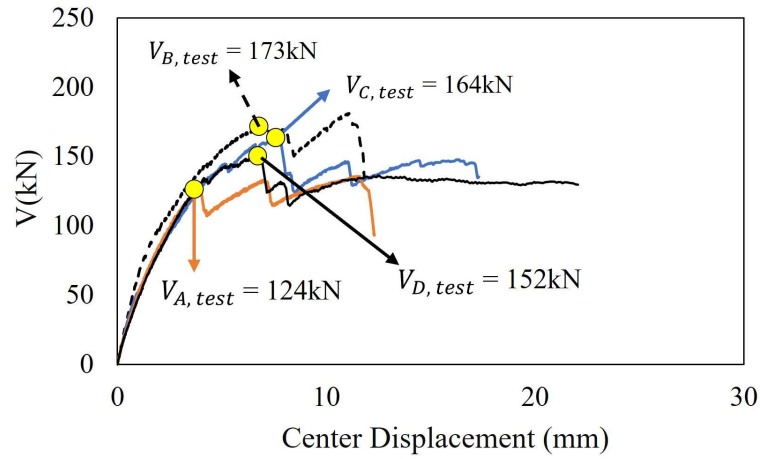
### 3.2.1.6 전단 보강 실험체

실험체 1~4는 전단경간비 4.0에 상부 휨 철근비 1.75%, 하부 휨 철근비 1.31%이며, 전단 철근 간격 170mm로 전단 보강된 실험체이다. 하중 변위관계는 Fig 3.8(b)와 Table 3.8에 나타냈다.

실험 강도는 전단면이 60MPa인 실험체 6(318 kN) > 하부의 5/8이 60MPa이고 상부의 3/8인 실험체 7(226 kN) > 하부의 3/8이 60MPa이고 상부가 3/8인 실험체 3(203 kN) > 전단면이 24MPa인 단면 A(198 kN)순으로 나타났다. 전단철근을 보강한 경우에도 60 MPa 단면적 크기에 비례하여 전단강도가 증가하였다. 예상 강도와 비교해보면, 최대전단강도  $V_{test}$ 는 예상 강도보다 1.07~1.51배 큰 것으로 나타났다.



(a) 전단 보강 실험체의 하중-변위 곡선



(b) 전단 무보강 실험체의 하중-변위 곡선

Fig 3.8 Specimens load-displacement relationship

Table 3.8 Test results and shear strength predictions(all Section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-A	21	-	21.0	126	1.84	1.68
F-B	-	40	40.0	173	1.86	1.76
F-C	27	40	35.1	164	1.87	1.76
F-D	27	40	31.9	152	1.84	1.72
F-AS	29	-	29.0	198	1.12	1.08
F-BS	-	59	59.0	318	1.51	1.48
F-CS	29	59	47.8	226	1.14	1.11
F-DS	29	59	40.3	203	1.07	1.04

### 3.3 파괴메커니즘

#### 3.3.1 전단 무보강 실험체

전단철근이 보강되지 않은 실험체의 파괴 메커니즘을 Fig. 3.9에 나타냈다. 모든 실험체는 보 중앙 하단부에 초기 휨 균열이 발생하였고 휨 균열이 중립축으로 진전하였고 양단 상부에 휨 균열이 발생하였다. 상부가 24MPa로 타설된 실험체 1~3은 인장력을 받는 양단부 상단 휨 철근에서 부착균열이 과 함께 사인장 균열이 발생하면서 최대 전단강도에 도달하였다(Fig.9(a)의 ③균열양상 참고). 최대 전단강도 이후 하중이 14~24% 감소하였지만 이후 추가적인 변형이 발생하였고, 양단부 인장철근의 부착균열과 중앙부 사인장 균열 발생 동시에 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

전단면이 60MPa인 실험체는 균열양상이 A단면과 다르게 나타났다. 콘크리트 강도가 다른 실험체에 비해 높은 실험체는 휨에 의한 압축대 깊이가 상대적으로 작아져 휨 균열이 가력점 쪽으로 깊게 진전되었다. 또한, 양단부에서 추가적인 휨 균열이 발생한 이후에도 부착균열이 발생하지 않고 하단에서 휨 철근 부착균열이 발생하면서 최대 전단강도에 도달하였다. 이와 같은 이유는 다른 실험체와 달리 상단부가 60MPa인 높은 강도의 콘크리트로 타설되었기 때문이다. 최대 전단강도(first peak load) 이후 추가적인 변형과 함께 강도가 약 6% 증가 후, 양단부 휨 철근에서부터 부착균열이 발생하면서 최종적으로 전단파괴가 발생하였다.

#### 3.3.2 전단 보강 실험체

전단철근이 보강된 실험체의 파괴 메커니즘은 전단철근이 없는 실험체와는 차이를 보였다. 중앙부와 양단부 초기 휨 균열 이후 부착균열과 대각균열이 급격히 발생하지 않고 가력점과 지지점 사이로 서서히 진전되는 양상을 보였다. 이는 대각균열과 부착균열이 발생한 이후부터 전단철근이 균열을 억제하면서 전단에 기여한 것이다.

상단부가 24MPa 콘크리트인 단면 A, C, D의 최종 파괴양상을 살펴보면, 양단부와 중앙부의 대각균열과 부착균열에 의해 최대전단강도가 결정되었다. 전단면이 60MPa인 단면 B는 양단부 대각균열이 발생하였지만 전단철근이 전단에 저항하면서 강도가 증가하였고, 최종적으로 중앙부에서 발생한 대각균열과 부착균열에 의해 전단파괴가 발생하였다.

전단철근이 보강된 실험체도 부정정 구조물로 중앙부와 양단부에서 발생한 균열이 함께 전단강도에 영향을 미쳤다. 보강된 전단철근은 대각균열 억제와 함께 인장철근의 부착균열강도를 높여줘서 전단강도와 변형능력을 향상시켰다.

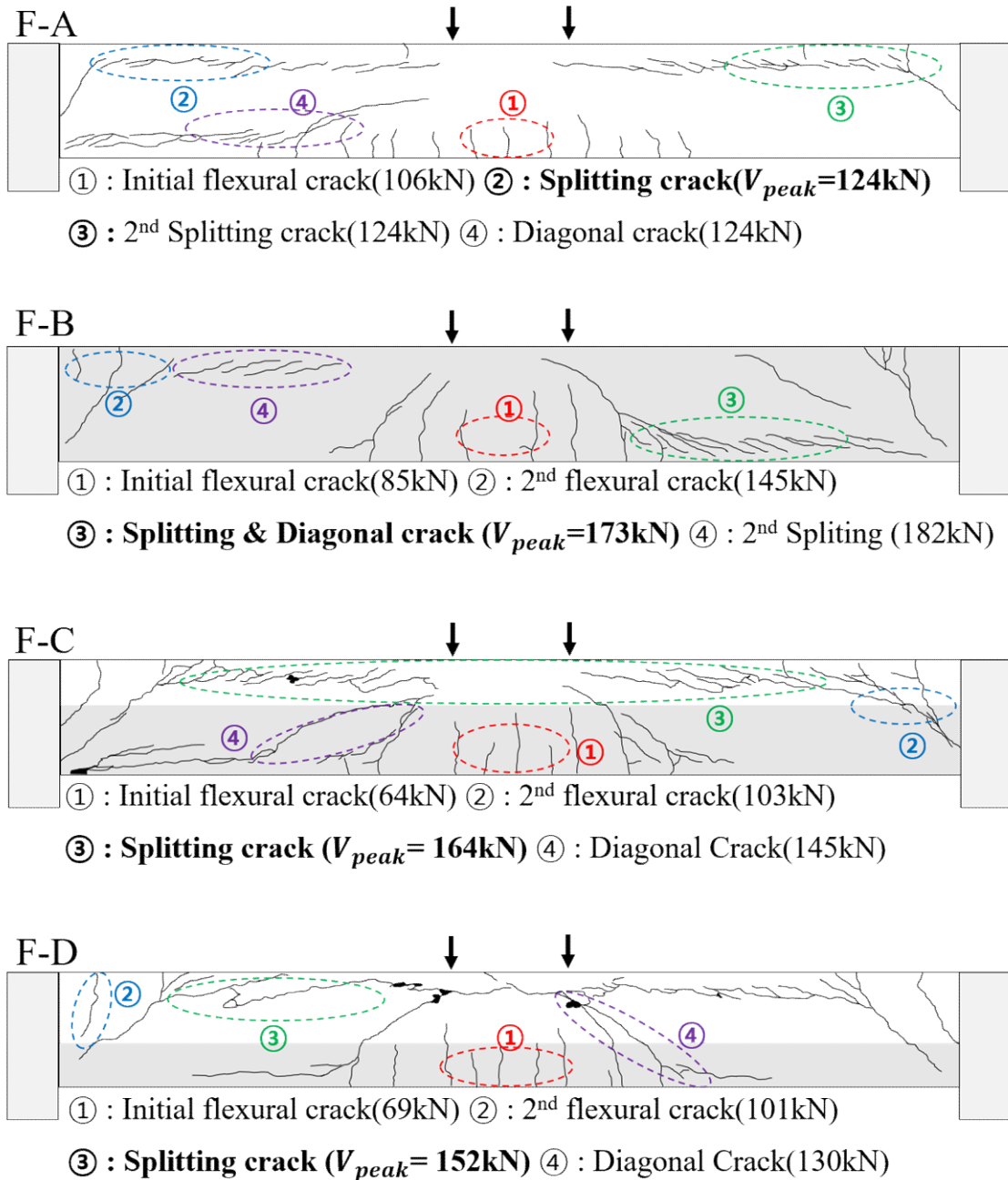


Fig 3.9 without stirrup specimens failure mode

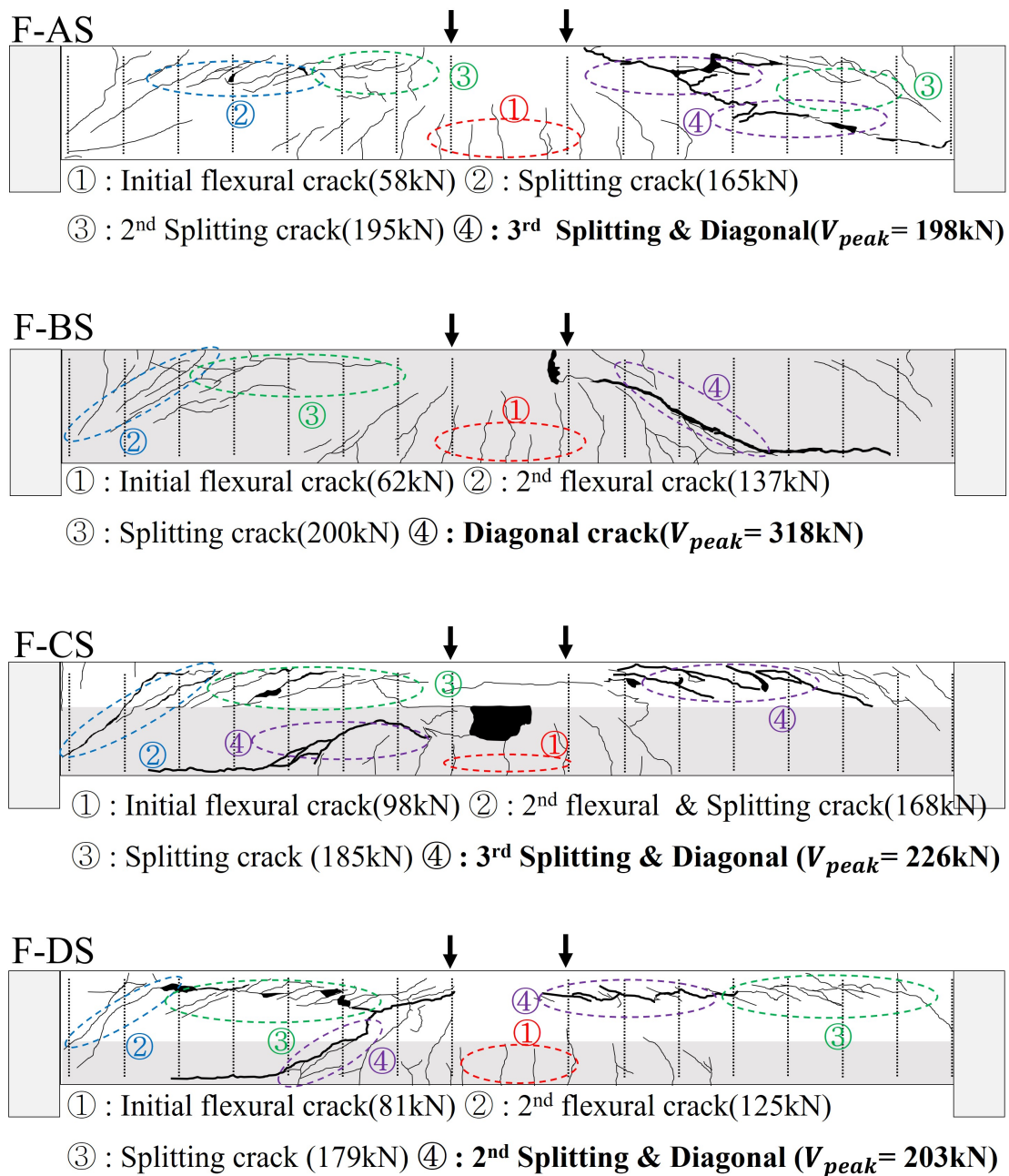


Fig 3.10 with stirrup specimens failure mode

## 3.4 실험분석

### 3.4.1 합성단면의 영향

양단부가 고정된 합성 보에서 PC와 CIP 합성 단면적비가 전단강도에 미치는 영향을 살펴보기 위해 Fig 3.11에 실험결과와 예상강도를 비교하였다. 실선은 전단철근이 보강되지 않은 보의 예상 강도(식(2-1))이고, 점선은 횡 보강된( $s=170$  mm) 보의 예상 강도(식(2-1)+(2-3))이다. 가로축은 단면적비로 계산한 유효콘크리트 강도( $f_{cke}$ )이고, 세로축은 전단강도이다.

전단철근이 보강되지 않은 실험체의 전단강도는 유효콘크리트 강도( $f_{cke}$ )에 비례하여 증가하였다. 고강도 콘크리트 단면적이 커질수록 전단 저항능력이 향상되었다. 현행 KCI기준의 전단강도 일반식(식(2))은 실험결과와 비슷한 경향성을 보였지만, 실험결과를 크게 보수적으로 예측( $V_{test}/V_{pred} = 1.84 \sim 1.87$ )하였다.

전단철근이 보강된 실험체의 경우는 유효콘크리트 강도 증가에 따라 전단강도가 비례적으로 증가하지 않았다. 압축대가 24 MPa인 A, C, D 단면의 전단강도는 큰 차이가 없었으며(198~226 kN), 현행기준이 실험결과를 잘 예측하였다( $V_{test}/V_{pred}=1.07 \sim 1.14$ ). 반면, 전단면이 60 MPa인 B단면은 현행 기준보다 1.51 배 큰 전단강도(318 kN)를 보였다. 최종 파괴양상을 보면(Fig 3.10), F-BS 실험체에서는 부착균열이 상부의 고강도 콘크리트에 의해 억제 되었지만, 상부에 저강도 콘크리트를 사용한 A, C, D 단면에서는 상부 철근의 인장 부착균열이 크게 발생하면서 전단강도가 유효콘크리트 강도에 비례하여 증가하지 않았다.



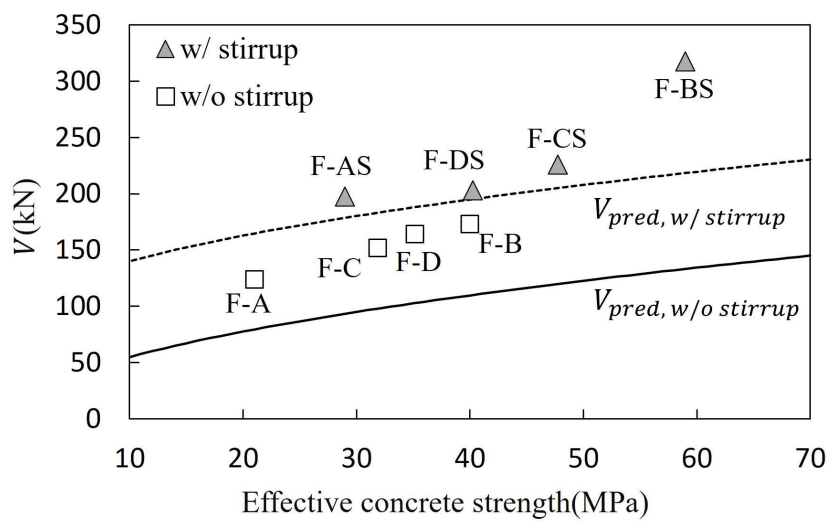
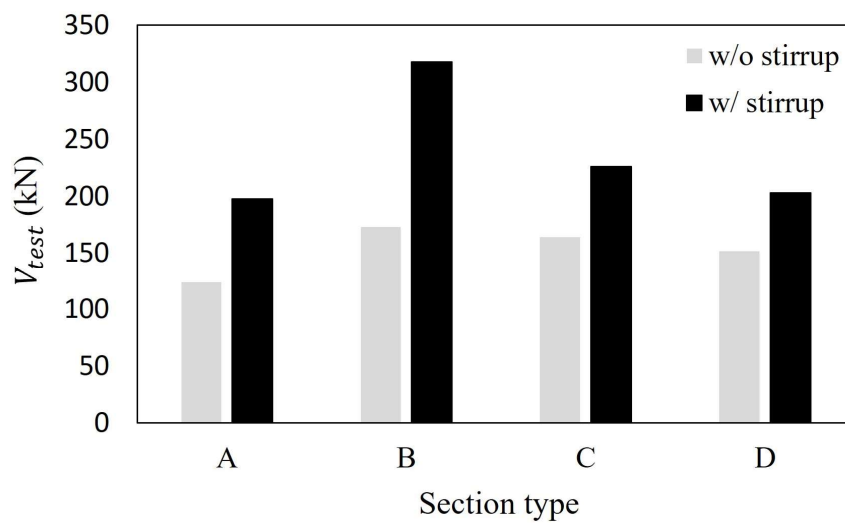


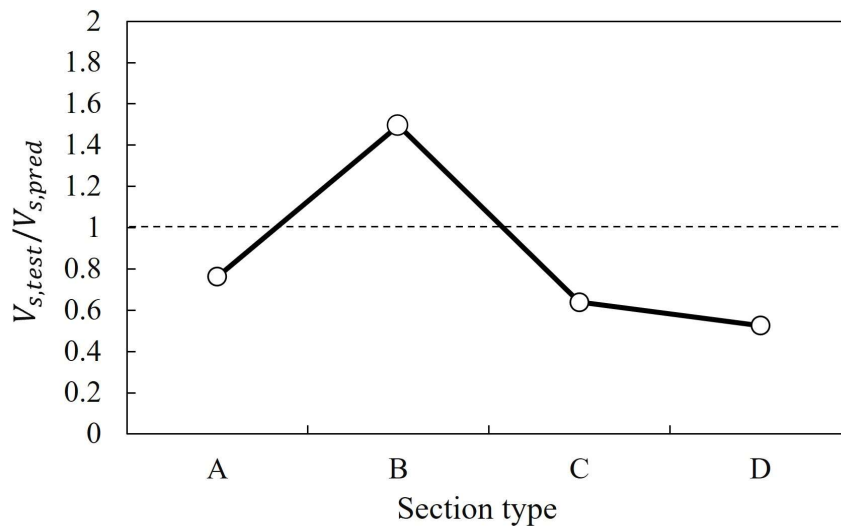
Fig 3.11 Composite section effect at shear

### 3.4.2 전단 철근의 영향

양단부가 고정된 합성보에서 전단철근이 전단강도에 미치는 영향을 확인하기 위해 Fig 3.12(a)에 무횡보강 실험체와 횡보강 실험체의 실험결과를 비교하였다. 가로축은 단면형상, 세로축은 전단강도이다. 모든 실험체는 전단철근에 의해 전단강도가 증가하였다. 전단철근에 의해 단면 B는 145 kN, 단면 A는 74.3 kN, 단면 C는 61.8 kN, 단면 D는 51.7 kN 증가하였다. 전단철근의 항복강도  $f_y$ 와 식(4)로 예측한 전단철근에 의한 전단강도  $V_s$ 는 96.9 kN으로, Fig 3.12(b)와 같이 단면 B를 제외하고 모두 전단철근이 항복에 도달하기 전에 파괴가 발생하였다.



(a) Shear strength increase according to shear reinforcements



(b) shear reinforcements shear strength predinctions

Fig 3.12 Shear strength increase due to shear reinforcement

전단철근의 기여도를 살펴보기 위해 Fig 3.13의 전단철근의 변형률 양상을 살펴 보았다. 가로축은 왼쪽 단부에서 게이지가 부착된 전단철근까지의 거리, 세로축은 하중 단계별 전단철근의 변형률을 나타낸다. 전단력이 150kN, 170kN, 200kN, 250kN에서의 변형률 분포양상은 각각 흰색 삼각형, 다이아몬드, 사각형, 원형으로 표시하였고, 최대전단력에서의 변형률은 회색 원형으로 표시하였다. 전단철근의 항복변형률( $\epsilon_y = 0.00185$ )은 수평 파선으로 표시하였다.

모든 실험체는 전단력 150kN 전후로 전단철근의 변형률이 급격히 증가하기 시작하였고, F-BS 실험체를 제외하고 모두 항복변형률  $\epsilon_y$ 에 도달하지 못하였다. 변형률 분포양상은 파괴균열 양상과 유사하게 나타났다. F-BS 실험체의 경우, 왼쪽 단부 전단균열과 오른쪽 중앙부 전단균열에 의해 파괴가 발생하였는데의 변형률 분포 양상에서도 유사한 위치에서 변형률이 크게 증가하였다. 그에 반해, 상부에 저항도 콘크리트를 사용한 F-AS, F-CS, F-DS 실험체는 사인장 균열 전에 발생한 상부 휨철근에서의 부착균열(170kN 전후)로 인하여 전단철근이 항복 변형률에 도달하지 못하였다.

실험체 F-BS의 전단철근이 상대적으로 전단강도에 크게 기여한 것은 고강도 콘크리트(60 MPa)에 의해 휨 철근의 인장 부착균열이 억제되었기 때문이다. 그에 반해 F-AS, F-CS, F-DS 실험체는 단부 휨철근의 인장 부착균열에 의하여 강성이 급격히 감소하면서 변형은 크게 증가하였으나, 전단철근이 항복에 도달하기 전에 상부 휨철근의 부착균열이 발생하였다. 이로 인해 전단철근의 전단강도 기여분은 크지 않았다(Fig 3.13(b) 참고).

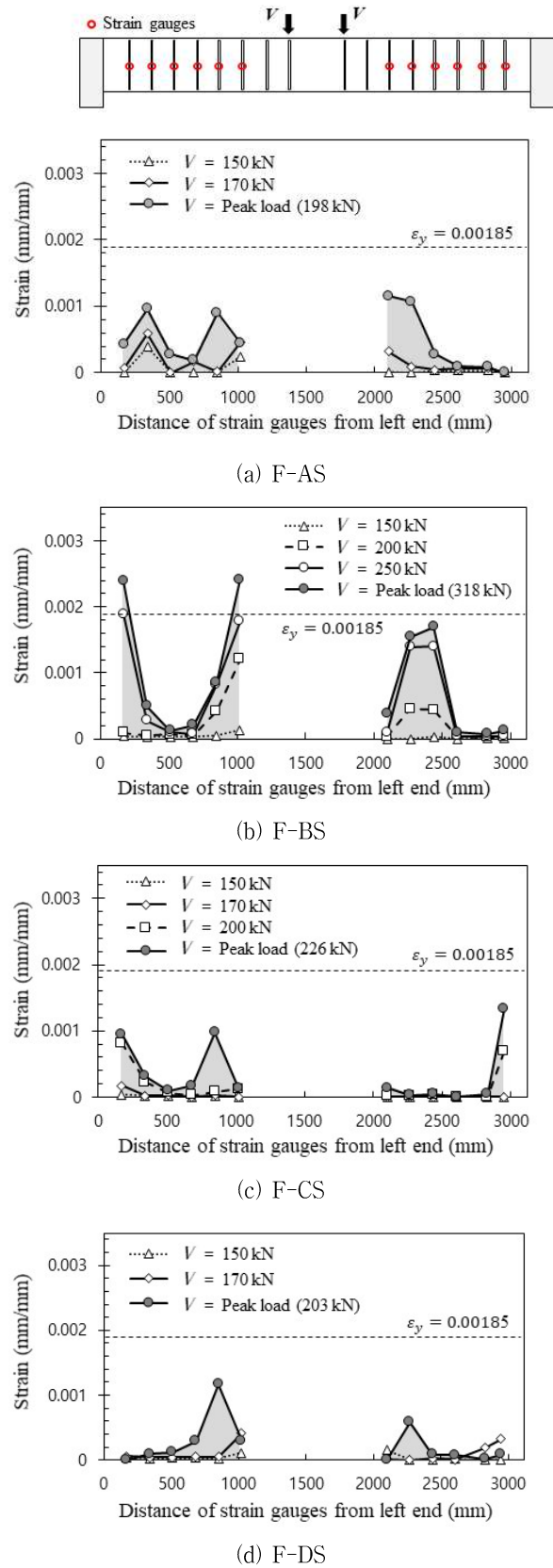


Fig 3.13 Strain distribution of shear reinforcement

### 3.4.3 현재 기준식과의 비교

해당 연구 합성보의 수직 전단강도를 알아보기 위해 현행 전단설계기준식과 비교하였다. KCI 2017 전단강도 간략식과 일반식을 검토하였고 합성단면의 전단강도는 실무에서 적용되고 있는 세 가지 방법을 사용하였다. 1) PC와 CIP단면 중 최솟값에 해당하는 콘크리트 강도를 이용하여 산정하는 방법 2) PC와 CIP 단면의 전단강도를 각각 산정하여 합산 하는 방법 3) 단면에 대해 콘크리트 강도를 면적비로 계산한 유효콘크리트를 이용하여 산정하는 방법으로 강도를 예측한 결과와 실험결과를 비교하였다.

현행 설계기준에서 제시하는 3가지 예측값과 실험결과를 비교하여 Fig. 13에 나타냈다. 가로축은 전단철근 유무에 따른 합성단면이고, 세로축은 전단강도비 ( $V_{test}/V_{pred}$ )이다. 콘크리트에 의한 전단강도는 정밀식(식(3))으로 예측하였다. 최소강도법(lowest)은 흰색 원형, 단순합산법(sum)은 흰색 사각형, 유효콘크리트 강도법(effective)은 회색 삼각형으로 표시하였다.

모든 방법은 실험결과를 안전측으로 예측하였으나, 전단철근이 없는 실험체에 대해서는 평균 1.73~1.82로 크게 보수적이었고, 전단철근이 있는 실험체에 대해서는 평균 1.18~1.23으로 예측하였다. 그 중 최소강도 방법이 가장 보수적으로 예측하였고, 유효강도와 단순합산방법은 비슷한 예측결과를 보였다.

실험결과와 비교해보면, 현행 설계기준에서 제시하는 3가지 방법 중에서는 유효콘크리트 강도로 예측하는 것이 가장 합리적인 결과를 보였다. 다만, 전단철근이 없는 양단고정보 실험체에 대해서는 현행 설계기준이 크게 보수적으로 평가하기 때문에 이에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

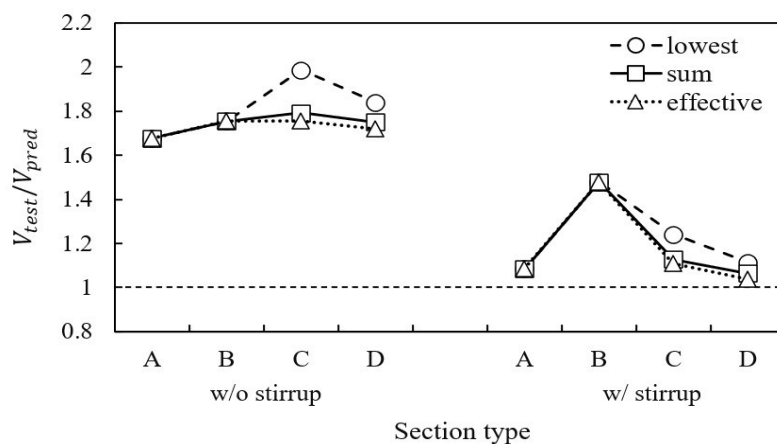


Fig 3.14 Shear strength prediction by current design code

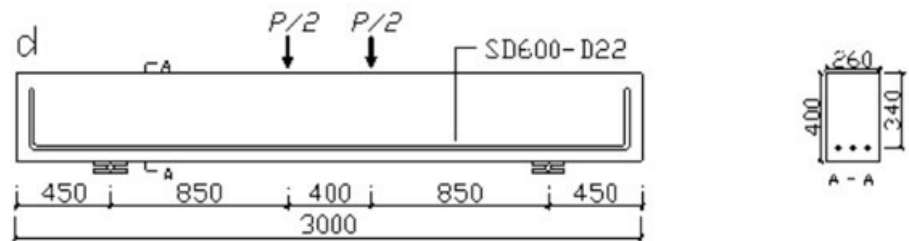
## IV. 지지조건에 따른 전단강도

### 4.1 단순보 실험체

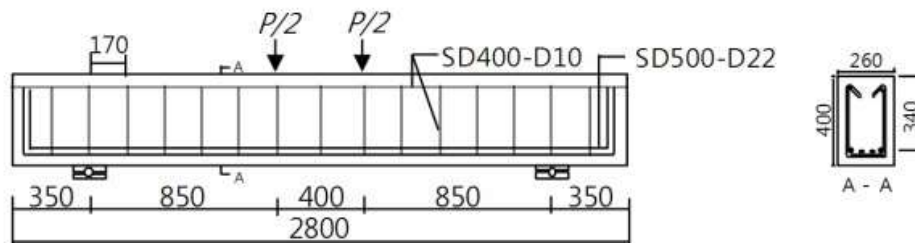
#### 4.1.1 단순보 실험체

단부 지지조건이 전단강도에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 기존 연구(Kim et al., 2013, 2014)의 단순지지된 합성보 실험결과와 본 연구의 양단부가 고정된 합성보 실험결과를 비교분석 하였다.

비교 실험체는 본 연구 실험체의 전단경간비와 가장 유사한 것으로 선정하였으며, 전단경간비가 2.5인 단순지지 합성보이다. 기존 연구의 전단보강 되지 않은 단순보의 휨 철근비는 0.013이고 전단 보강된 단순보의 휨 철근비는 0.017, 전단 철근 간격은  $s = 170 \text{ mm}$ 이다. 기존 연구 실험체는 본 연구와 동일한 방식으로 실험이 진행되었으며, 각 실험체의 상세는 Fig. 4.1에 나타내었으며, 고정부와 단순보의 실험체 상세 비교는 Fig. 4.2에 나타내었다.



(a) Specimens without shear reinforcement detail



(b) Specimens with shear reinforcement detail

Fig. 4.1 Simple support specimens detail

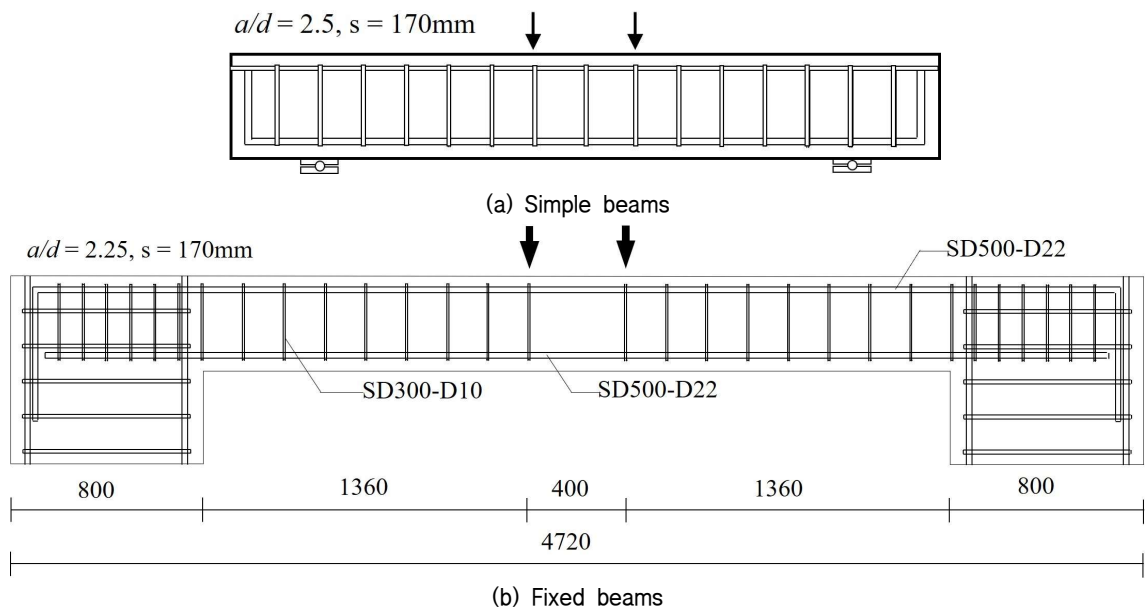


Fig. 4.2 Specimens detail compare

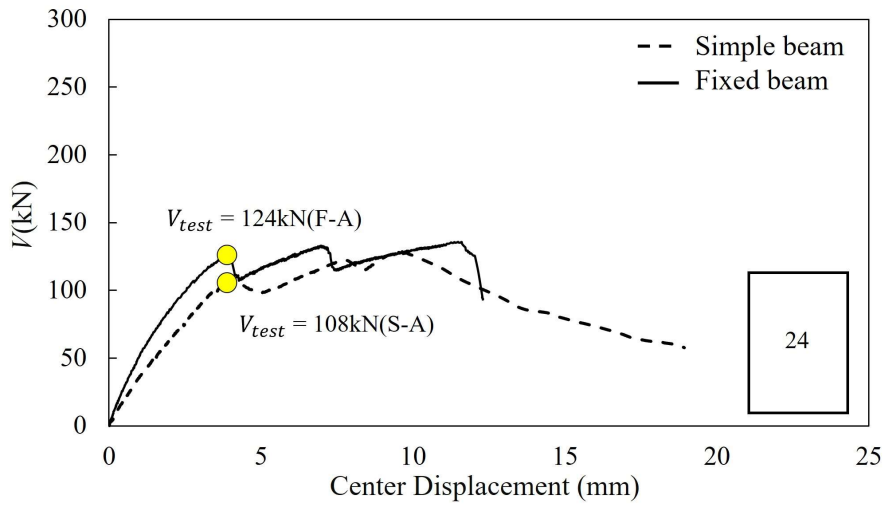
## 4.2 실험 결과 비교

지지조건이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 기존연구의 단순보 실험체와 본 연구의 고정보 실험체의 실험결과를 비교해 보았다. 전단보강 실험체 단면 4개, 전단 무보강 실험체 단면 4개, 총 8개의 단면을 비교하였으며, 총 실험체 개수는 16개이다.

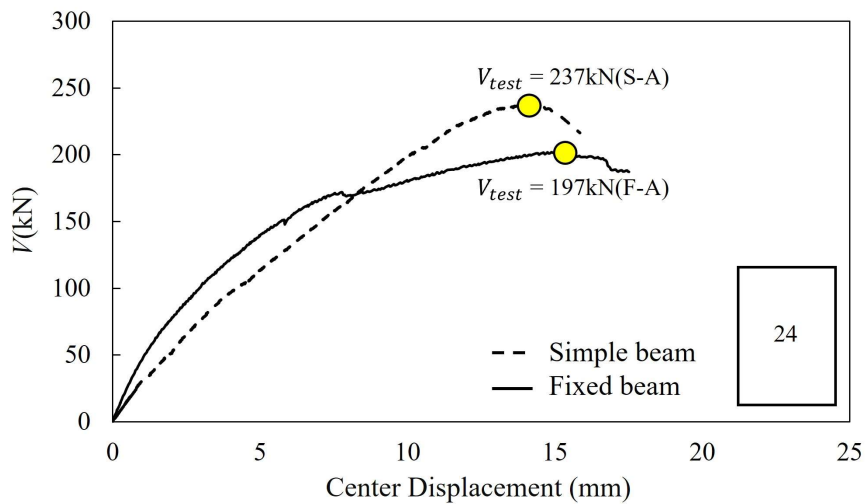
### 4.2.1 A단면 (24MPa 콘크리트 균질 단면) 실험체 군

A단면은 합성단면과의 비교를 위한 콘크리트 강도 24MPa의 단일단면으로 그 결과는 Fig. 4.3와 Table 4.1에 나타났다. 실험결과는 Fig. 4.3에서 양단 고정보는 실선으로 표시하였고, 단순보는 점선으로 표시하였다. 전단 무보강의 경우 전단 강도를 첫 번째 하중 감소 지점으로 정의하였다.

전단 무보강 단순보 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 중앙부 하단에서 휨 균열이 발생 후, 사인장 균열이 발생하고 가력점과 지점으로 진전하며, 최종적으로 파괴되었다. 실험결과는 108kN으로 다른 실험체들과 비교하여 낮은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.43으로 현재 설계식으로 안전하게



(a) without shear reinforcement



(b) with shear reinforcement

Fig 4.3 Load-displacement relationship of fixed beams and simple beams(A section)

Table 4.1 Shear strength of fixed beams and simple beams(A section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-A	21	-	21.0	126	1.84	1.68
S-A	26.6	-	26.6	108	1.43	1.16
F-AS	29	-	29.0	198	1.12	1.08
S-AS	20.6	-	20.6	237	1.18	0.94



평가하는 것으로 나타났다. 같은 단면을 가진 고정보와 비교하였을 때 전단강도와 강도비 모두 낮게 나타났으며, 초기강성 또한 낮게 나타났다.

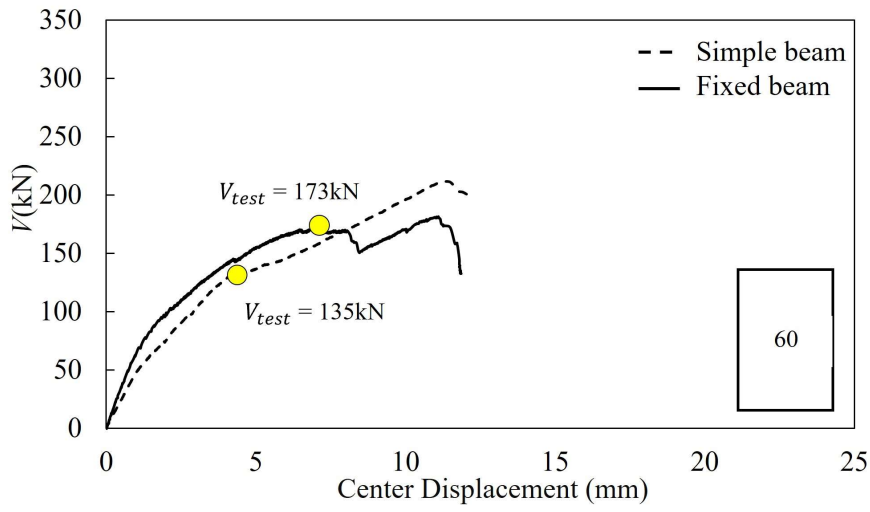
전단철근 보강 실험체의 경우 일반적으로 사인장 균열 이후 취성적으로 전단 파괴가 발생할 수 있기 때문에 첫 번째 최댓값을 실험강도로 평가하였으며, 동근 점으로 표시하였다. 실험결과는 237 kN으로 다른 실험체들과 비교하여 낮은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.18로 현재 설계식이 비교적 정확하게 안전측으로 평가하는 것으로 나타났다. 같은 단면을 가진 고정보와 비교하였을 때 전단강도와 강도비 모두 높게 나타났다. 초기강성은 고정보보다 더 크게 나타났으나, 하중이 올라감에 따라 기울기가 감소하였고 단순보는 강성이 크게 떨어지지 않으며 더 높은 강도를 나타냈다.

#### 4.2.2 B단면

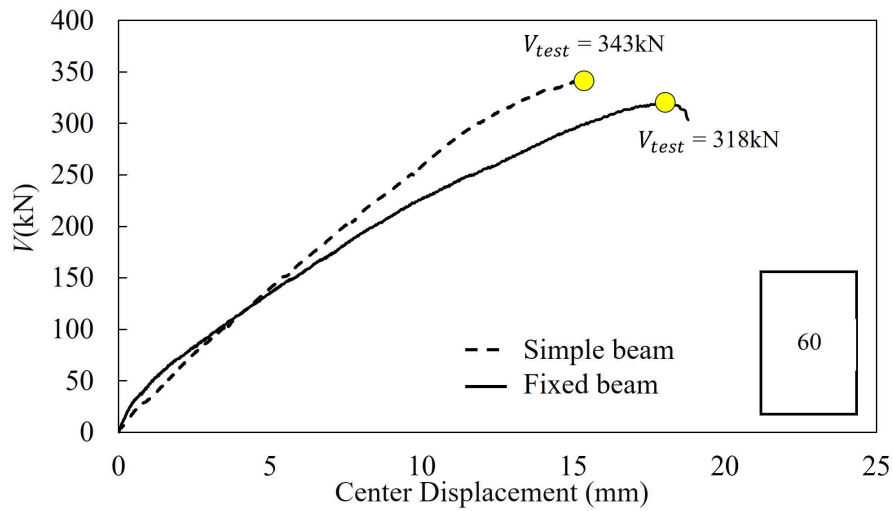
B단면은 합성단면과의 비교를 위한 고강도 콘크리트 강도 60 MPa의 단일단면으로 그 결과는 Fig. 4.4와 Table 4.2에 나타났다. 실험결과는 Fig. 4.4과 Table에 나타내었고 양단 고정보는 실선으로 표시하였고, 단순보는 점선으로 표시하였다. 전단 무보강의 경우 전단강도를 첫 번째 하중 감소 지점으로 정의하였다.

전단 무보강 단순보 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 중앙부 하단에서 휨 균열이 발생 후, 사인장 균열이 발생하고 가력점과 지점으로 진전하며, 최종적으로 파괴되었다. 실험결과는 135 kN으로 다른 실험체들과 비교하여 낮은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.43으로 현재 설계식으로 안전하게 평가하는 것으로 나타났다. 같은 단면을 가진 고정보와 비교하였을 때 전단강도와 강도비 모두 낮게 나타났으며, 초기강성은 비슷하게 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험결과는 343 kN이며, 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.36로 안전측으로 평가 하는 것으로 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성의 저하 없이 최대전단강도에 도달 후 최종적으로 파괴되었다.



(a) without shear reinforcement



(b) with shear reinforcement

Fig 4.4 Load-displacement relationship of fixed beams and simple beams(B section)

Table 4.2 Shear strength of fixed beams and simple beams(B section)

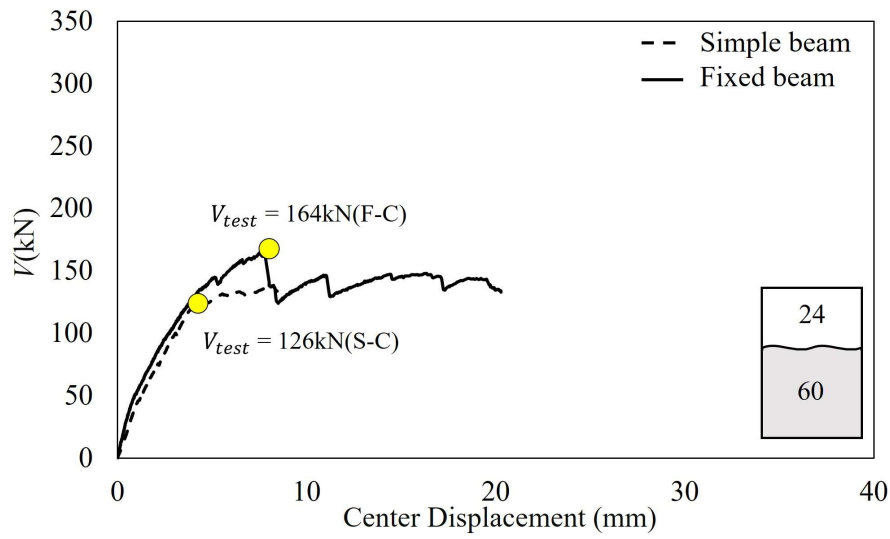
specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-B	-	40	40.0	173	1.86	1.76
S-B	-	55.4	55.4	134	1.23	1.07
F-BS	-	59	59.0	318	1.51	1.48
S-BS	-	63.8	63.8	343	1.36	1.14

### 4.2.3 C단면

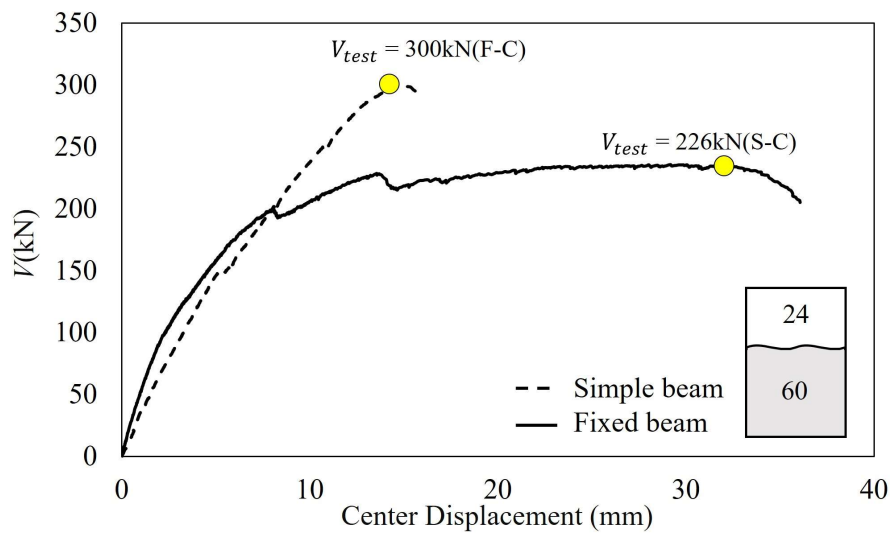
C단면은 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트의 합성단면으로 상부 3/8이 24MPa이고 하부 5/8가 60MPa인 합성단면이다. 그 결과는 Fig. 4.5와 Table 4.3에 나타냈다. 실험결과는 Fig. 4.5 과 Table 4.3에 나타내었고 양단 고정정보는 실선으로 표시하였고, 단순보는 점선으로 표시하였다. 전단 무보강의 경우 전단 강도를 첫 번째 하중 감소 지점으로 정의하였다.

전단 무보강 단순보 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 중앙부 하단에서 휨 균열이 발생 후, 사인장 균열이 발생하고 가력점과 지점으로 진전하며, 최종적으로 파괴되었다. 실험결과는 126kN으로 다른 실험체들과 비교하여 낮은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.28으로 현재 설계식으로 안전하게 평가하는 것으로 나타났다. 같은 단면을 가진 고정정보와 비교하였을 때 전단강도와 강도비 모두 낮게 나타났으며, 초기강성은 비슷하게 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험결과는 300 kN이며, 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.29로 과소평가 하는 것으로 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성의 저하 없이 최대전단강도에 도달 후 최종적으로 파괴되었다.



(a) without shear reinforcement



(b) with shear reinforcement

Fig 4.5 Load-displacement relationship of fixed beams and simple beams(C section)

Table 4.3 Shear strength of fixed beams and simple beams(C section)

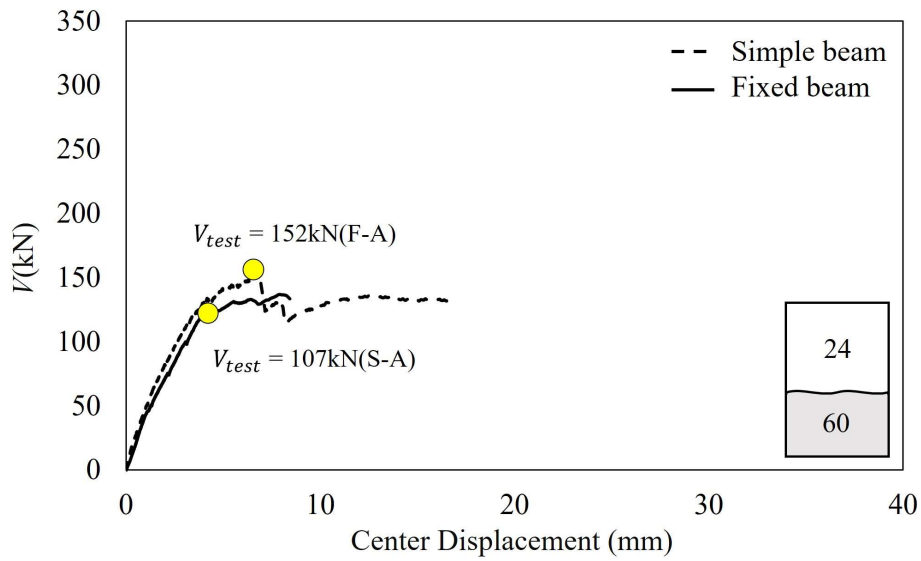
specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-C	27	40	35.1	164	1.87	1.76
S-C	26.6	55.4	44.6	126	1.28	1.09
F-CS	29	59	47.8	226	1.14	1.11
S-CS	20.6	59.1	44.7	300	1.29	1.06

#### 4.2.4 D단면

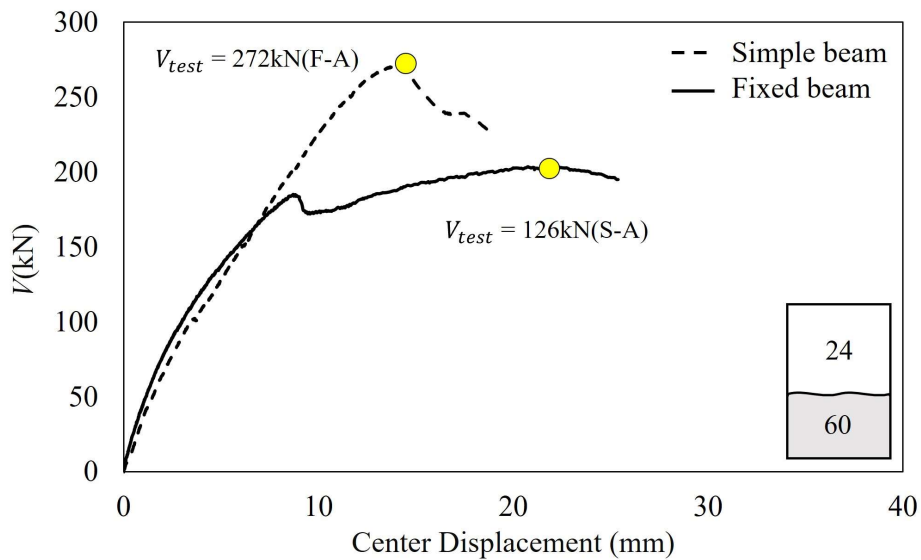
D단면은 프리캐스트 콘크리트와 현장 타설 콘크리트의 합성단면으로 상부 5/8이 24MPa이고 하부 3/8가 60MPa인 합성단면이다. 그 결과는 Fig. 4.6와 Table 4.4에 나타냈다. 실험결과는 Fig. 4.6과 Table 4.4에 나타내었고 양단 고정정보는 실선으로 표시하였고, 단순보는 점선으로 표시하였다. 전단 무보강의 경우 전단 강도를 첫 번째 하중 감소 지점으로 정의하였다.

전단 무보강 단순보 실험체의 전단파괴 과정을 살펴보면, 중앙부 하단에서 휨 균열이 발생 후, 사인장 균열이 발생하고 가력점과 지점으로 진전하며, 최종적으로 파괴되었다. 실험결과는 152kN으로 다른 실험체들과 비교하여 낮은 전단강도를 나타냈다. 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.19으로 현재 설계식으로 안전하게 평가하는 것으로 나타났다. 같은 단면을 가진 고정정보와 비교하였을 때 전단강도와 강도비 모두 낮게 나타났으며, 초기강성은 비슷하게 나타났다.

전단철근 보강 실험체의 경우 실험결과는 272kN이며, 전단 강도비( $V_{test}/V_{pred}$ )는 1.22로 안전측으로 평가 하는 것으로 나타났다. 초기강성은 전단 무보강 실험체와 비슷하게 나타났으며, 강성의 저하 없이 최대전단강도에 도달 후 최종적으로 파괴되었다.



(a) without shear reinforcement



(b) with shear reinforcement

Fig 4.6 Load-displacement relationship of fixed beams and simple beams(D section)

Table 4.4 Shear strength of fixed beams and simple beams(D section)

specimens	Concrete strength (MPa)			$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
	Low	High	Effective			
F-D	27	40	31.9	152	1.84	1.72
S-D	26.6	55.4	37.4	107	1.19	1.00
F-DS	29	59	40.3	203	1.07	1.04
S-DS	21.3	63.8	37.2	272	1.22	0.99

## 4.3 결과 비교 분석

### 4.3.1 모멘트 분포의 영향

전단강도는 부재의 전단력뿐 아니라 모멘트와의 복합적인 메커니즘에 의해 부재의 실제 전단강도가 나타나게 된다. 단순보의 경우 단부에 부모멘트가 발생하지 않고 정모멘트만 나타나게 된다. 하지만 양단 고정보 혹은 연속보의 경우 단부에 부모멘트가 발생하게 되며(Fig. 4.7(a)), 이에 따라 전단경간비가 줄어들고 전단강도 또한 변하게 된다. 따라서 이에 따른 영향을 확인하는 것이 중요하다.

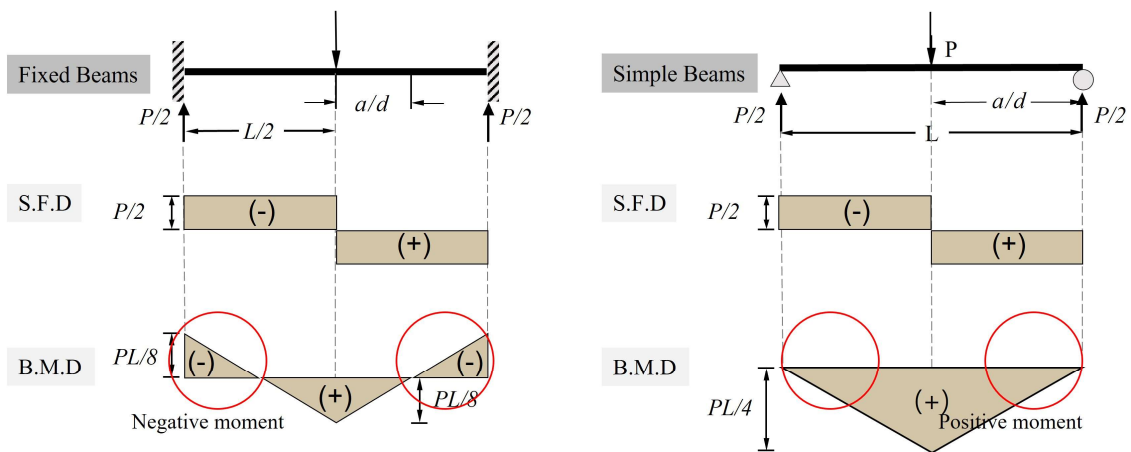


Fig. 4.7 Negative moment distribution at fixed beams

부모멘트가 발생한 경우 Fig. 4.8와 같이 압축대의 위치가 달라지게 된다. 압축대는 전단강도를 결정짓는 중요한 변수중 하나로 단순보의 경우에는 압축을 주로 받는 중앙부 상부에 압축대가 형성되게 된다. 하지만 고정보의 경우 단순보와 달리 양단 하부에 압축을 받으며 압축대가 형성되게 된다. 이러한 압축대는 사인장 균열, 부착균열 등 균열의 기울기를 줄이고 가력점과 지지점으로 진전하는데 저항을 하며, 전단강도 증가가 나타나게 된다. 실제 기존연구의 단순보와 본 연구의 고정보의 전단 무보강 실험체의 경우 Fig. 4.8 와 같은 압축대의 추가 형성으로 인해 고정보가 단순보보다 전단강도가 높게 나타났다. Fig. 4.9 에 전단 무보강 실험체의 단면별로 결과 비교를 나타내었다.

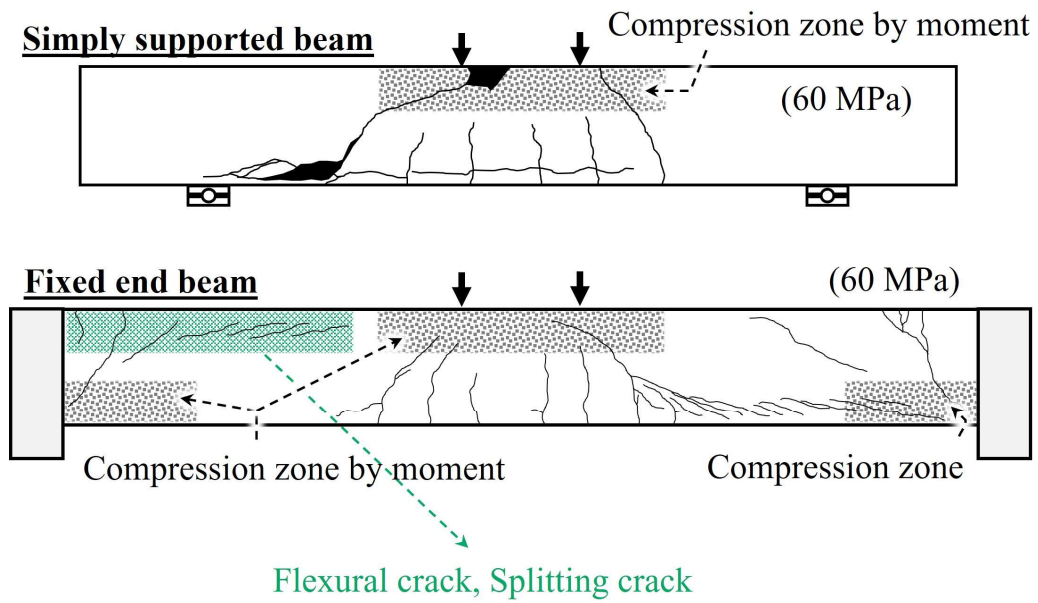


Fig 4.8 Compression zone of a simply supported beams and fixed beams

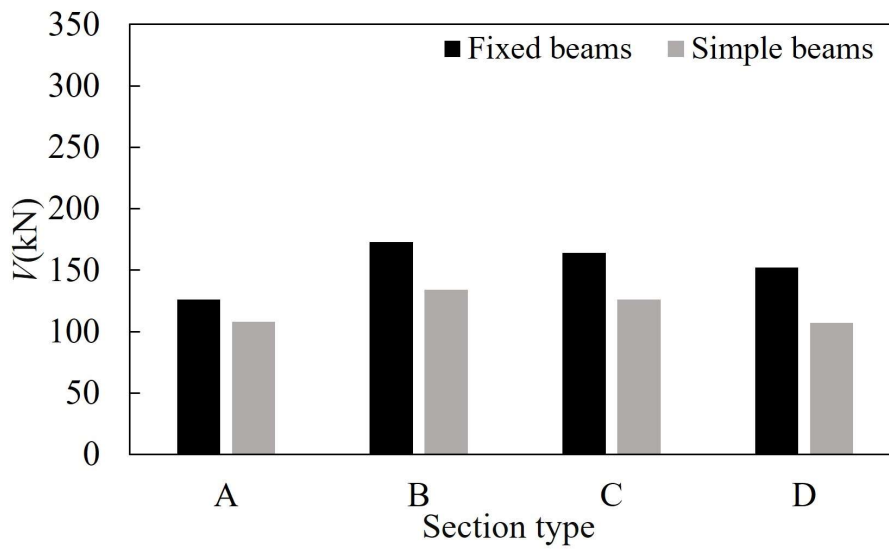


Fig. 4.9 Shear strength of fixed beams and simple beams(w/o stirrup)

### 5.3.2 파괴 양상의 영향



단순보의 실험체의 파괴양상을 Fig. 4.11에 나타냈다. 단순보의 파괴양상을 살펴보면 모든 실험체가 사인장 균열에 의한 파괴가 나타났다. 모든 실험체는 초기의 중앙부 휨 균열이 발생하였다. 전단 무보강 실험체의 경우 사인장 균열 발생과 동시에 파괴가 발생하였다. 전단 보강된 실험체의 경우 초기 사인장 균열이 일정부분 발생한 이후 하중이 증가함에 따라 사인장 균열이 가력점과 지점으로 진전됨에 따라 최종 파괴가 발생하였다.

고정보 실험체 파괴양상을 살펴보면 모든 실험체에 부착균열이 발생하였다. 모든 실험체는 중앙부 하부 휨 균열이 발생하였고, 부모멘트에 의한 단부 휨 균열이 발생하였다. 이후 단부의 휨 균열은 부착균열로 발전하여 가력점 쪽으로 진전하였고 사인장 균열과 부착균열에 의한 최종파괴가 발생하였다.

단순보와 고정보 실험체 파괴양상의 큰 차이는 부착균열의 발생유무로 판단된다. 부착균열이 발생하지 않는 단순보 실험체의 경우 사인장 균열 위주의 파괴가 발생함으로 전단철근이 충분한 기여를 하는 것으로 나타났다. 하지만 부착균열 위주의 파괴가 발생한 고정보의 경우 사인장 균열이 발생동시에 파괴되는 경우가 대부분이었기에 전단철근이 균열 억제에 충분하게 기여하지 못한 것으로 나타났다. 이에 전단 무보강 실험체의 경우 고정보의 전단강도가 더 크게 나타났지만, 전단 보강된 실험체의 경우 단순보 실험체의 전단강도가 더 높은 것으로 나타났다. 이러한 전단강도의 단면 별 결과를 Fig.4.10 에 나타내었다.

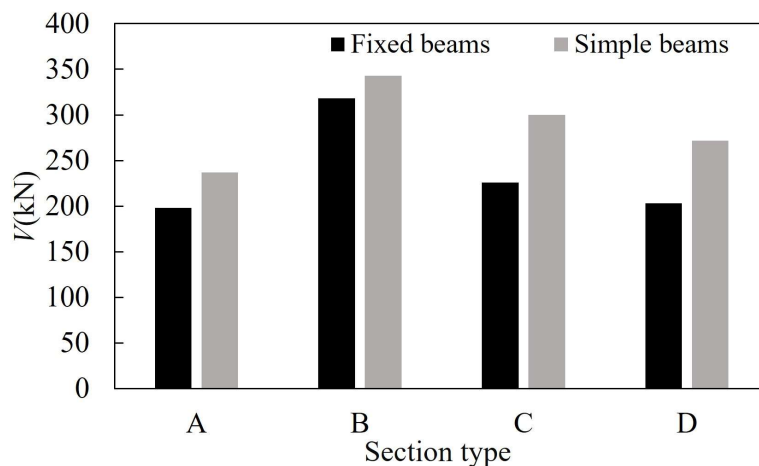


Fig. 4.10 Shear strength of fixed beams and simple beams

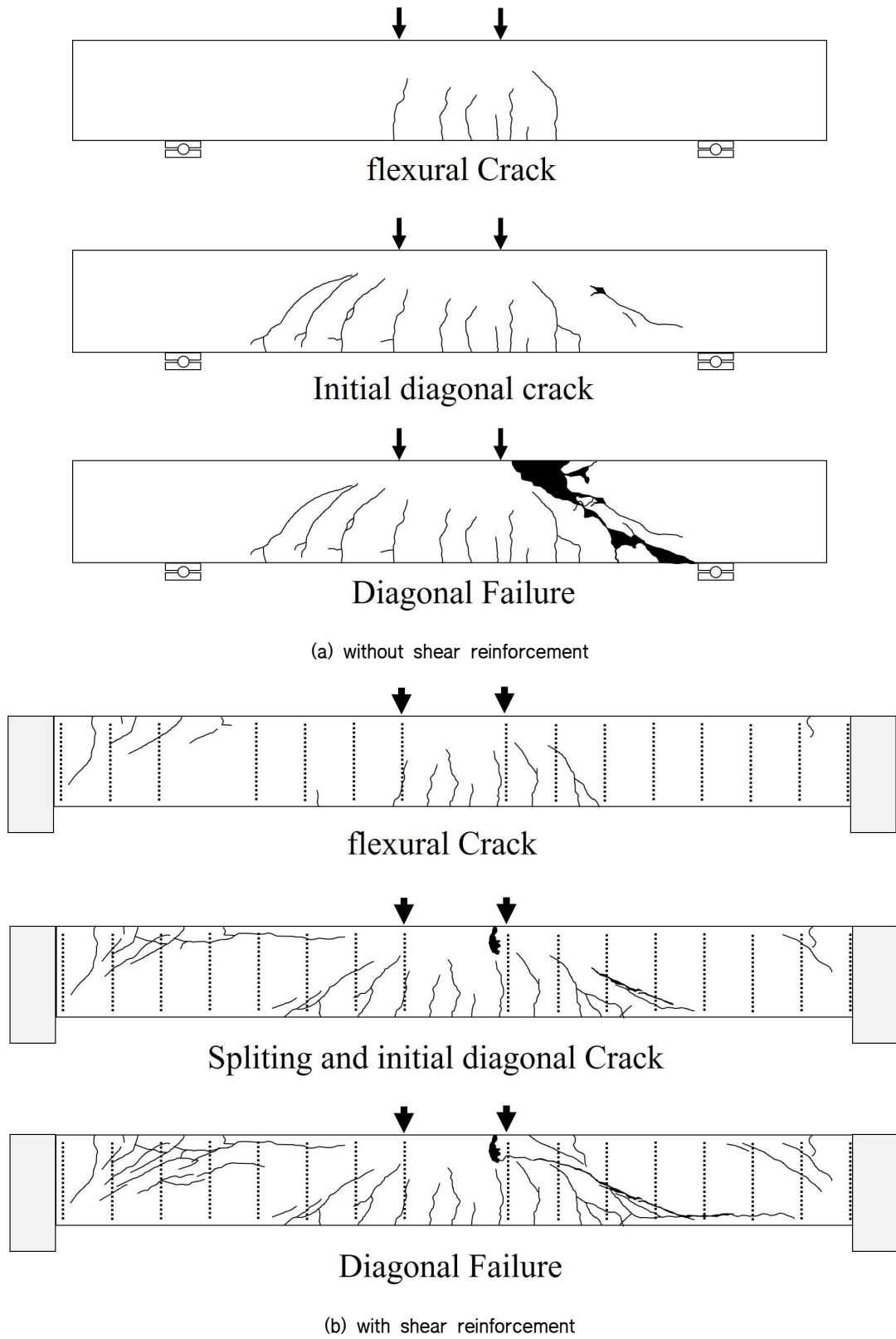


Fig. 4.11 Crack pattern of fixed beams and simple beams

### 4.3.3 현재 기준과의 비교

현재 설계기준이 고정정보와 단순보 모두 안전측으로 예측하고 있으나, 전단철근이 보강되지 않은 양단 고정정보(w/o stirrup)의 전단강도는 크게 보수적으로 예측되었다(평균=1.73). 그에 반해 단순보(w/o stirrup)의 전단 강도비는 비교적 정확하게 예측하였다(평균=1.16). 전단 보강된 실험체의 경우 고정정보와 단순보 모두 안전 측으로 비교적 정확하게 예측하였다. 그에 반해 전단철근이 보강된 양단 고정정보(w/ stirrup)의 경우 전단강도는 단순보와 비슷한 예측 결과를 보였다. 이러한 결과는 Fig. 4.12와 Table. 4.5에 나타내었다.

**Table 4.5 Shear strength of fixed end beams and simply supported beams**

Section		Fixed beam ( $a/d=2.25$ )			Simply supported beam ( $a/d=2.5$ )		
		$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$	$V_{test}$ (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{c1} + V_s}$	$\frac{V_{test}}{V_{c2} + V_s}$
w/o stirrup	A	124	1.84	<b>1.68</b>	109	1.43	<b>1.26</b>
	B	173	1.86	<b>1.76</b>	135	1.23	<b>1.14</b>
	C	164	1.87	<b>1.76</b>	126	1.28	<b>1.17</b>
	D	152	1.84	<b>1.72</b>	107	1.19	<b>1.07</b>
Mean			1.85	<b>1.73</b>	Mean	1.28	<b>1.16</b>
w/ stirrup	A	198	1.12	<b>1.08</b>	237	1.20	<b>1.10</b>
	B	318	1.51	<b>1.48</b>	343	1.39	<b>1.30</b>
	C	226	1.14	<b>1.11</b>	300	1.32	<b>1.22</b>
	D	203	1.07	<b>1.04</b>	272	1.24	<b>1.15</b>
Mean			1.21	<b>1.18</b>	Mean	1.29	<b>1.19</b>

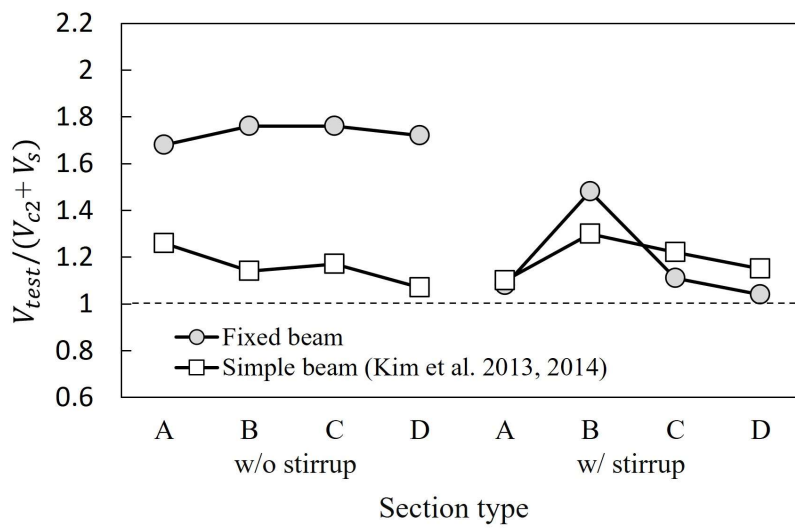


Fig 4.12 Shear strength ratio of fixed beams and simply supported beams

## V. 결론

본 연구에서는 콘크리트 강도가 서로 다른 현장타설 콘크리트와 프리캐스트 콘크리트가 함께 사용된 합성보의 전단강도에 대하여 실험적으로 평가하였다. 주요 변수는 단면형상, 전단철근 유무, 단부 지지조건이고, 실험연구에 대한 결론은 다음과 같다.

1) 무 횡보강 실험체는 유효콘크리트 강도에 비례하여 전단강도가 증가하였다. 전단보강된 실험체의 전단강도는 유효콘크리트 강도에 비례하지 않았다. 전단면 60MPa인 B를 제외한 실험체들은 유효콘크리트 강도에 차이를 보였으나 인장철근의 부착과파괴에 의해 서로 비슷한 전단강도를 보였다.

2) 양단부가 고정된 보는 단부에서 발생하는 부모멘트에 의해 휨 균열과 함께 상부 철근을 따라 부착균열이 발생하였다. 상부 콘크리트 강도가 60MPa인 단면 B는 주로 사인장균열에 의해 파괴가 발생하였다. 그에 반해, 상부 콘크리트가 24MPa인 단면 A, C, D는 상부 휨철근을 따라 발생한 부착균열과 사인장균열에 의해 파괴가 발생하였다.

3) 전단보강된 실험체는 무보강 실험체에 비해 전단강도가 증가하였다. 단면 A, C, D는 상부 휨철근에서 발생한 부착균열에 의해 전단철근이 항복하기 전에 파괴가 발생하여, 단면 B에 비하여 전단철근의 기여도 감소하였다. 전단경간비가 작은 양단고정보에서는 상부 휨철근에서 부착균열이 발생할 수 있기 때문에 설계 시 반드시 고려되어야 한다.

4) 고정보는 단순보와 달리 양단부에 부모멘트가 발생하기 때문에 양단부 지점 근처에는 휨 압축력이 발생한다. 이러한 단부 압축력은 사인장 균열의 진전을 억제하여 전단강도를 증가시켰다. 또한, 동일한 경간에서는 고정보에 작용하는 휨모멘트 크기가 단순보에 비해 상대적으로 작기 때문에 부착과파괴가 덜 발생한다.

5) 현행 구조설계기준으로 양단고정된 콘크리트 합성보의 전단강도를 평가해보면, 모두 안전측으로 예측하였다. 무 횡보강 실험체에 대해서는 현행 설계 기준이 크게 보수적으로 평가하는데 이에 대해서는 추가적인 연구가 필요하다.

## 참고문헌

1. Hong, S. G. (2015). Influence of Bond Strength on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Proceedings of the Korea Concrete Institute, 103-104
2. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., & Kang, S. M. (2013). Shear Strength of Hybrid Beams Combining Precast Concrete and Cast-In-Place Concrete. Journal of the Korea Concrete Institute, 25(2), 175 - 185
3. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., & Kang, S. M. (2014a). Shear Strength of PC-CIP Composite Beams with Shear Reinforcement. Journal of the Korea Concrete Institute, 26(2), 189 - 199
4. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., Kang, S. M., & Suh, J. I. (2014b). Shear Strength of Prestressed PC-CIP Composite Beams without Vertical Shear Reinforcements. Journal of the Korea Concrete Institute, 26(4), 533 - 543.
5. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., & Kang, S. M. (2015). Shear Strength of Steel Fiber Concrete - Plain Concrete Composite Beams. Journal of the Korea Concrete Institute, 27(5), 501 - 510.
6. Kim, J. S., Kim, D. J., Kim, W. (2001). Shear Strength of Continuous Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. Journal of the Korea Concrete Institute, 597-602
7. Korea Concrete Institute. (2017). Concrete Design Code and Comentary. Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea
8. Korean Industrial Standards. (2019). Standard Test Method for Making and Curing Concrete Specimens. F 2403.
9. Korean Industrial Standards. (2010). Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete. F 2405.
10. Suh, J. I., Park, H. G., Hong, G. H., Kang, S. M., & Kim, C.-G. (2015). Shear Strength of Prestressed PC-CIP Composite Beams with Vertical Shear Reinforcement. Journal of the Korea Concrete Institute, 27(4), 399 - 409.

11. Yum H. S., Seol, G. W., Lee, B. H., Boo, C. Y. (1993). Shear Behavior of Continuous Reinforced Concrete Beams Tests of Small Scale Model Beams without Web Reinforcement. Journal of the Architectural Institute of Korea, 9(9), 161-169.

# **Abstract**

## **Shear Strength of Fixed Composite Beams Combining Precast and Cast-in-Place Concrete**

**Jin, Joohyeon**

**Graduate School of Architecture Engineering**

**Ulsan University**

**(Advised by Professor Kim, daekyeong)**

Recently, The use of composite members using precast concrete(PC) and cast-in-place(CIP) concrete with different compressive strengths has been increased. Overseas, the entire structure is often constructed with precast concrete, but in Korea, for economic reasons and to secure the integrity of the structure, a composite method of synthesizing precast concrete and cast-in-place concrete is often used. However, in the current standards, the shear strength standards for composite sections made of precast-cast-in-place concrete with different concrete compressive strengths are not clearly presented.

Existing concrete composite beam studies evaluated the shear performance of composite sections through simple supported beam experiments. For reinforced concrete members, shear strength evaluation according to various end conditions must be accompanied because the distribution of shear force and bending moment within the shear span changes when the end support conditions are changed. In particular, in the case of different composite cross-sections, since the concrete strength of the compression zone due to bending at the center and both ends is different, it is necessary to examine how the difference in concrete strength in the compression zone affects the



shear strength.

Therefore, in this study, the effect of the support condition of the member and the difference in concrete strength within the composite cross-section on the shear strength was investigated through a shear test of a composite beam with both fixed ends.

In this study, the shear strength of the composite cross-section through the concrete composite beam test with different compressive strengths (24 MPa and 60 MPa) was tested. has affected The current design standard predicted the shear strength of composite beams fixed at both ends as a safety side, but the shear strength test specimens without shear reinforcement were evaluated very conservatively.