

## 部分 프리스트레스트 콘크리트 들보의 전단해석을 위한 '빋 구조' 모델

### 'Comb-Structure' Model for the Shear Analysis of Partially Prestressed Concrete Beams

姜 圓 鎭

Kang, Won Ho

#### Abstract

In this study, the 'Comb-structure' model which has been developed from truss analogy is modified in order to be applied to the shear analysis of partially prestressed concrete members. The proposed 'Comb-structure' model is modified so that the position, the slope of concrete compressive chord and the slope of concrete diagonal strut may change according to the magnitude of loads and prestress. For the proposed mechanical model, non-linear beam and truss elements are used. By modifying the 'Compression-Field' theory, the equation to determine the slope angle of concrete diagonal strut can be induced.

The analysis results by the proposed 'Comb-structure' model are compared with the experimental results and validity of model is examined. It shows that the the result of 'Comb-structure' analysis lies between that of the modified Morsch theory and classical Morsch theory, and close to the measured value after cracking. The deflection of the beam and the stress of stirrup show good agreement, so it can be concluded that the proposed 'Comb-structure' analysis model explains the shear behavior of partially prestressed concrete beams after crack initiation.

#### 요 지

이 논문에서는 철근 콘크리트 부재의 전단 해석을 위한 트러스 유사법이 발전된 형태인 '빋 구조' 해석 모델을 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단 해석을 위해 수정하여 제안 하였다. 제안된 '빋 구조' 모델은 콘크리트 압축대의 위치와 경사 및 사압축대의 경사가 하중과 프리스트레스의 크기에 따라서 변하는 것이다. 역학적 모델의 구성을 위하여 비선형 보, 트러스 요소를 사용하였으며, 사압축대의 경사를 결정하기 위한 식을 '압축대' 이론을 수정하여 유도하였다.

'빋구조' 모델에 의한 해석 결과를 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 재하 실험 결과와 비교하였다. 이에 따르면 '빋 구조' 해석 결과에 의한 전단 철근의 응력은 수정 Morsch 이론과 고전 Morsch 이론에 의한 계산치의 중간 정도의 값이다. 처짐과 전단철근의 응력값을 비교한 결과, 본 논문에서 제안된 '빋 구조' 모델이 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단 해석에 사용될 수 있음을 알 수 있었다.

\* 정회원 · 동아대학교 공과대학 토목공학과 조교수

# 1. 서론

철근 콘크리트와 완전 프리스트레스트 콘크리트를 포함하는 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단거동에 관한 체계적인 연구가 이루어진 것은 비교적 최근의 일이다. 그러나 프리스트레스가 전단거동에 영향을 미친다는 것은 익히 알려져 있다. 즉 프리스트레스는 비균열 상태의 콘크리트 부재에 대해서는 유리하게 작용하며, 하중이 증가하면 급작스러운 복부전단 균열이 발생한다.

현재에 있어서도, 프리스트레스의 정도에 따른 전단거동에 대한 연구의 결과는 완전히 정리되지 않았다. 예를 들어서 ACI 시방서에서 규정한 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단 설계조항에 프리스트레스를 0 으로 하여도 철근콘크리트 부재의 전단설계 조항과 같지 않다. 이는 철근콘크리트에서 부터 완전 프리스트레스트 콘크리트 부재의 거동까지를 일관성 있게 설명하는 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 이론이 정립되지 않았기 때문이다.

부분 프리스트레스트 콘크리트 부재가 보다 적극적으로 사용된 유럽에서는 1978년의 CEB Model Code 중 Standard Method에서 프리스트레스의 정도에 따라서 콘크리트가 부담하는 전단력을 증가 시켰다.<sup>(1)</sup> 그러나, Zürich 대학의 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단거동에 관한 실험결과에 의하면<sup>(2)</sup>, 그림 1에서 보인 바와 같이 프리스트레스의 정도  $\lambda_p$ 가 클수록 전단 균열하중이 증가할 뿐만 아니라 전단철근의 응력도 급하게 증가하므로, 전단균열 발생후의 거동에 관한 연구가 필요함을 알 수 있다.

본 연구는 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단해석을 위해서 기존의 트러스 유사법을 수정한 '빋 구조' 해석 모델을 제안하여, 1985년~1986년에 서울대학교에서 수행된 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 휨 및 전단실험 결과와 비교하고자 한다.<sup>(3,4)</sup>

## 2. 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단해석을 위한 '빋구조' 모델

### 2.1 '빋구조' 해석 모델의 연구의 배경

콘크리트 부재의 전단거동은 균열발생과 그 이후의 거동에 영향을 미치는 요소가 많고, 각 요소의 영향 및 상호간의 관계가 명확하게 밝혀져 있지 않아서 여러가지의 전단해석 이론들이 제안되었다.

전단 해석을 위한 이론들 중에서 트러스 유사법 등의 역학적 해석 모델은 이론의 역학적 의미가 명백하여 부재거동에 관한 좋은 통찰을 제공하므로 현재도 꾸준히 발달하고 있다. 트러스 유사법의 출발은 1902년에 발표된 Mörsch의 고전 트러스 이론이다. Mörsch의 트러스 유사법은 그림 2와 같은 斜壓縮帶의 경사각이 45°인 정정 트러스의 가정에 입각해 있다. 이후의 실험결과 전단철근응력은 일반적으로 Mörsch의 이론치 보다 작고, 발생한 전단균열의 경사각은 Mörsch의 가정과 달리 35°~40°라는 것이 밝혀 졌다. 1960년대에 캐나다의 Kani는 철근 콘크리트 부재의 내력의 부담을 다른 각도에서 이해하였다.<sup>(5)</sup> 그는 소위 '아치 이론' 으로 불리는 독특한 내하 모델을 제시하였다. 그는 전단 세장비( $\lambda = a / d =$  전단지간/유효높이)에 따라서, 이

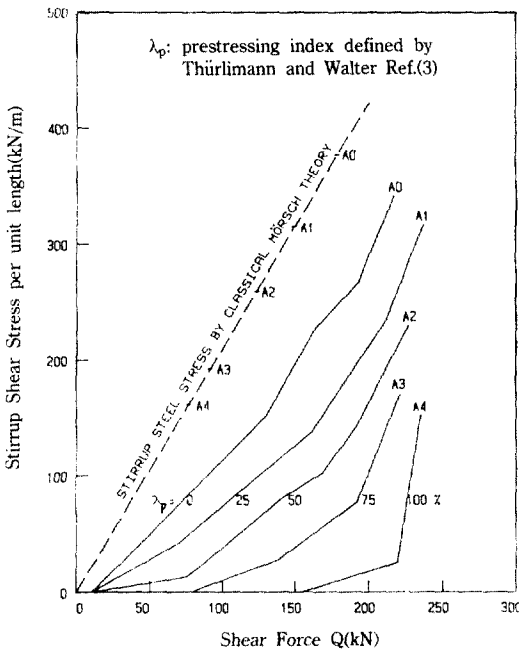
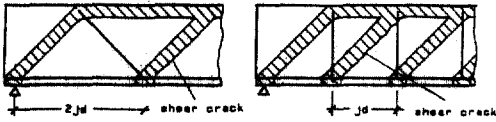
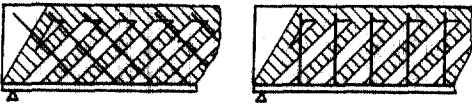


그림 1. The Effect of Degree of Prestressing on the Stirrup Steel Stress; Zürich Experiments



a) Statically Determinate Truss



b) Statically Indeterminate Truss

그림 2. Morsch's Classical Truss Model

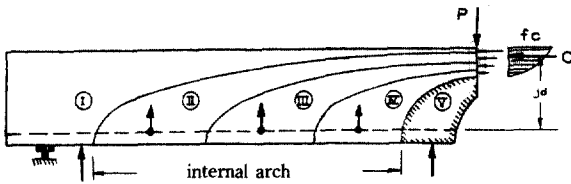


그림 3. Kani's Arch Model

고려하고 있으며, 내부 아치로서의 사압축대의 경사의 변화를 가정하게 되어 이후의 발전에 큰 영향을 미치게 된다. (그림 3).

Kupfer 등의 많은 연구자들은 전단철근의 응력, 주철근의 응력 및 콘크리트 사압축대의 응력이 Morsch의 고전트러스 이론과 다름을 발견하고, Kani의 '아치 이론'에 영향을 받아서 수정된 트러스이론을 연구하였다.<sup>(6)</sup> 이중 Leonhardt의 수정 트러스 모델은 플랜지/복부 폭 비에 따라서 압축대와 사압축대의 경사가 변하는 것으로, 이는 실제 계산을 위한 것은 아니나, 내력의 작용을 잘 나타내고 있다<sup>(7)</sup> (그림 4). 이후 트러스 이론은 Schlaich 등에 의해 일반적인 구조해석을 위한 'Strut-Tie' Model로 정리되었다.

Kani의 영향을 보다 많이 받은 일단의 학자들은 '빋구조' 이론이라고 불리는 수정된 트러스 해석법을 발전시켰다. 이는 트러스 모델의 발전적인 형태로 트러스 모델의 콘크리트 요소에 휨강성을 인정한 것이다. 즉, 전단 구간 거동의 해석을 위한 '빋구조' 모델을 다음과 같이 구성 하였다.

- a) 상태 II(균열상태)에서의 철근 콘크리트 들보에서는 빋살모양의 경사 콘크리트 압축대가

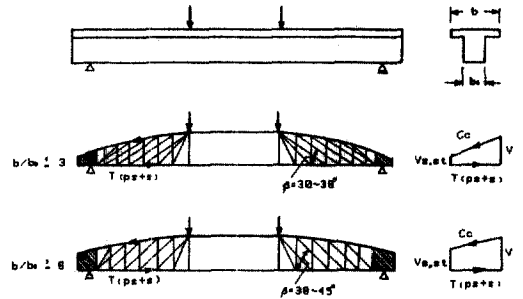
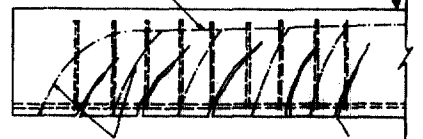


그림 4. Leonhardt's Modified Truss Model

Concrete Compressive Chord(The Back of a Comb)



Concrete Diagonal Compression Strut

Shear Crack

(The Teeth of a Comb)

그림 5. Comb-structure Model

형성된다. 이때 압축대는 빋등을 형성한다 (그림 5).

- b) 모든 콘크리트 요소들은 휨 강성을 가지고 있으며, 서로 휨 강성을 가지고 연결되어 있다.  
c) 주철근과 전단철근은 콘크리트 요소들에 확절로 연결된 트러스 부재이다.

역사적으로 '빋구조'의 제안은 Rüschi로 소급할 수 있으며<sup>(8)</sup>, 실제 실험결과에 따라 계산을 시도한 사람은 Jungwirth이다.<sup>(9)</sup> 이후 Moosecker는 균열 경사각이 변하는 부정정 구조를 제안하였으며<sup>(10)</sup>, Mallée는 사압축대의 경사가 변하며, 압축 플랜지 내에서 압축대의 경사가 변하는 해석 모델을 제안 하였다.<sup>(11)</sup> 이들은 모두 철근 콘크리트 부재에 관한 것이며, 프리스트레스트 콘크리트 부재에 관해서는 Collins와 Mitchell이 제안한 '압축대' 이론('Compression Field' theory)에 의한 트러스 모델이 있다.<sup>(12)</sup>

## 2.2 제안된 '빋구조' 해석 모델

부분 프리스트레스트 콘크리트 부재에서는 철근 콘크리트 부재와 달리, 휨모멘트가 큰 구간에서는

휨 전단균열이 발생하여서 프리스트레스의 영향이 없어지지만 휨 균열이 발생하지 않은 구간에서는 프리스트레스의 영향이 남아 있다. 일반적인 트러스 이론은 전단균열이 완전히 형성된 후의 전단 내하 구조에 관한 것이므로 균열 이후의 부분 프리스트레스트 콘크리트의 전단거동을 해석하기는 어렵다. ‘빋구조’ 해석 모델은 균열 발생전의 휨 강성을 인정하므로 이러한 문제가 부분적으로 해결될 수 있다.

앞 절에서 소개한 ‘빋구조’ 해석 모델은 철근 콘크리트 부재의 전단해석을 위한 것으로 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 해석을 위해서는 적절하게 수정되어야 한다. 이를 위해서 내하구조에서 힘의 배분에 가장 큰 영향을 미치는 斜壓縮帶의 경사각을 프리스트레스를 고려하여 결정해야 하며, 인장철근 뿐만아니라 프리스트레스 강선을 같이 고려할 수 있는 모델이 필요하다.

본 논문에서는 Collins 와 Mitchell의 ‘壓縮帶 이론’을 원용하여 압축 플랜지의 경사가 변할때에 사압축대의 경사각을 구하는 식을 유도하였다. 인장철근, PC 강선과 콘크리트의 비선형 응력 - 변형 거동을 고려할 수 있는 비선형 보요소를 사용하여 ‘빋구조’ 해석 모델을 구성하였다. 비선형 보요소는 Timoshenko Layered Beam Element를 사용하여서 전단 변형을 고려할 수 있었다. 보 요소에 관해서는 참고문헌<sup>(13,14)</sup>에 자세히 소개하였다.

### 2.3 斜壓縮帶 경사각의 결정

사압축대의 경사각을 결정하기 위한 연구는 Kupfer와 Diliger 등에 의한 변형에너지 최소원칙을 이용한 사압축대 결정방법과<sup>(6,15)</sup>, Mitchell과 Collins에 의한 ‘압축대’ 이론이 있다. 본 논문에서는 프리스트레스의 영향을 고려할 수 있는 ‘압축대’ 이론을 수정하여 압축대의 경사가 있을 때의 ‘빋구조’ 모델의 사압축대 경사각을 결정한다. 전단력 V와 휨 모멘트 M 인 단면에서, 압축대의 재축의 경사각이  $\gamma$ 인 트러스에 대해서 평형방정식은 다음과 같다.

먼저 사압축 방향에 따라 절단한 자유물체에 대해서(그림 6a)

$$C \cdot \cos \gamma + (T + \Delta) = 0 \quad (1a)$$

$$C \cdot \sin \gamma + T_s = V \quad (1b)$$

여기서 C와 T는 각각 압축대의 압축력과 인장재의 인장력이다.  $\Delta$ 는 절단면의 경사에 따라서 인장재의 절단위치가 그림 6b 단면에서의 절단위치와 다른데 따른 인장력의 차이이며,  $T_s$ 는 수직 전단철근에 작용하는 인장력이다.

부재축에 수직하게 절단한 자유물체의 평형방정식은(그림 6b)

$$C \cdot \cos \gamma + C_s \cdot \cos \beta = T \quad (2a)$$

$$C \cdot \sin \gamma + C_s \cdot \sin \beta = V \quad (2b)$$

여기서  $\beta$ 는 사압축대의 경사각이며,  $C_s$ 는 사압축대의 압축력이다.

사압축력의 작용점은 압축대와 인장재의 거리의 1 / 2점으로 하면, 0 점에 대한 모멘트의 평형방정식은 다음과 같다.

$$C \cdot \cos \gamma \cdot jd + C_s \cdot \cos \beta \cdot \frac{jd}{2} = M \quad (3)$$

여기서  $jd$ 는 내력의 팔길이이다.

이들 평형 방정식을 정리하여 C와 T에 대해서 쓰면 다음과 같다.

$$C = \frac{\frac{M}{jd} - \frac{V}{2} \cdot \cot \beta}{\cos \gamma - \frac{1}{2} \sin \gamma \cdot \cot \beta} \quad (4a)$$

$$T = \frac{\frac{M}{jd} + \frac{V}{2} \cdot \frac{1}{\tan \beta - \tan \gamma}}{1 - \frac{1}{2} \cdot \tan \beta \cdot \cot \gamma} \quad (4b)$$

$$1 - \tan \gamma \cdot \cot \beta$$

압축대와 인장철근에 작용하는 내력은 휨이론에서 구한 값에 일정한 크기의 인장력이 증가한 것이다. 이러한 전체 단면의 내력의 증가량을  $\Delta N$  이라 하면, 압축대와 인장철근은 같은 내력의 증가를 보인다. 이를 구하면 다음과 같다.

$$\text{압축대의 내력의 증가량} : \frac{\Delta N}{2} = \frac{M}{jd} - C \cdot \cos \gamma$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{V - \frac{M}{jd} \cdot \tan \gamma}{\tan \beta - \frac{1}{2} \tan \gamma} \quad (5a)$$

인장철근의 내력의 증가량 :  $\frac{\Delta N}{2} = T - \frac{M}{jd}$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{V - \frac{M}{jd} \tan \gamma}{\tan \beta - \frac{1}{2} \tan \gamma} \quad (5b)$$

斜壓縮力이 작용하는 복부에서의 휨 응력을 무시한다면, 복부에 작용하는 응력은 이러한 内力의 증가량  $\Delta N$ 에 의한 것이다. 이때의 평균 증가응력  $\sigma_t$ 은 다음과 같다.

$$\sigma_t = \frac{\Delta N}{A_t} = \frac{V - \frac{M}{jd} \tan \gamma}{A_t (\tan \beta - \frac{1}{2} \tan \gamma)} \quad (6)$$

여기서  $A_t$ 는 部材의 換算斷面積이다.

콘크리트 斜壓縮帶의 응력  $\sigma_d$ 는 다음과 같다.

$$\sigma_d = \frac{C_s}{b_o \cdot z_d \cdot \cos \beta} = \frac{1}{b_o \cdot z_d \cdot \cos^2 \beta} \cdot$$

$$\frac{V - \frac{M}{jd} \cdot \tan \gamma}{\tan \beta - \frac{1}{2} \cdot \tan \gamma} \quad (7)$$

여기서  $z_d$ 는 부재 단면의 높이에서 압축대의 높이를 뺀 값이다.

斜壓縮帶에 평행한 절단면으로 자른 自由物體圖에서, 전단철근에 작용하는 인장응력은 다음과 같다.

$$\sigma_t = \frac{T_s}{u_s \cdot b_o \cdot \frac{jd}{\tan \beta}} = \frac{\tan^2 \beta}{u_s \cdot b_o \cdot jd} \cdot$$

$$\frac{V - \frac{M}{jd} \cdot \tan \gamma}{\tan \beta - \frac{1}{2} \cdot \tan \gamma} \quad (8)$$

여기서,  $u_s$  : 전단철근비(=  $A_s / b_o \cdot S$ )

$A_s$  : 전단철근단면적

$S$  : 전단철근간격

이다.

$\sigma_t$ ,  $\sigma_d$ ,  $\epsilon_t$ 에 대응하는 變形度를 각각  $\epsilon_t$ ,  $\epsilon_d$ ,  $\epsilon_t$ 라 한다. 斜壓縮力이 작용하는 복부의 콘크리트 변형은 각각의 응력을 탄성계수로 나눈 것과 같다.

斜壓縮帶의 경사방향의 主壓縮應力 방향이라면, 콘크리트의 單位要素應力은 그림 7과 같고, 그림 7의 Mohr 응력원에 의해 응력과 경사각의 관계식을 구할 수 있다.

$$\sigma_t = \frac{\tau}{\tan \beta} \quad (9a)$$

$$\sigma_d = \tau \cdot (\tan \beta + \frac{1}{\tan \beta}) \quad (9b)$$

$$\sigma_t = \tau \cdot \tan \beta \quad (9c)$$

그림 8의 변형도 Diagram에 의해 변형과 부재축에 대한 최대 압축 방향의 경사각  $\beta'$ 의 관계를 구하면 다음과 같다.

$$\gamma_{tt} = \frac{2(\epsilon_t + \epsilon_t)}{\tan \beta'} \quad (10a)$$

$$\gamma_{tt} = 2(\epsilon_t + \epsilon_t) \tan \beta' \quad (10b)$$

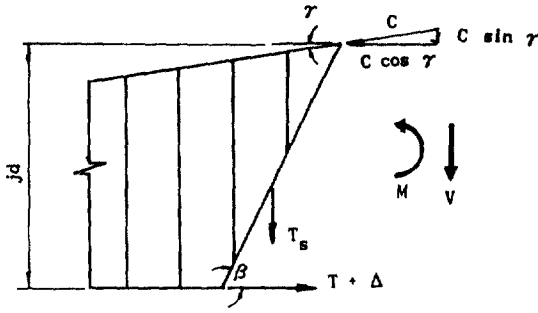
여기서  $\beta'$ 는 부재축에 대한 최대 압축 변형 방향의 경사각이다.

이 때 사압축대의 경사 방향과 최대 압축 변형의 방향이 같다면, 다음 관계식을 구할 수 있다.

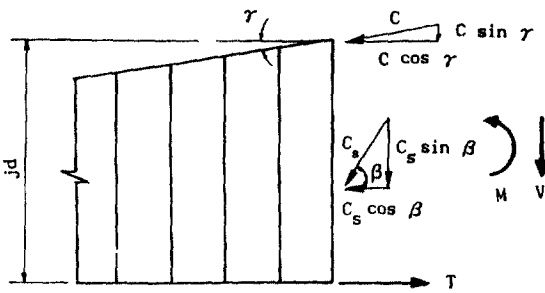
$$\tan^2 \beta = \tan^2 \beta' = \frac{\epsilon_d + \epsilon_t}{\epsilon_d + \epsilon_t} \quad (11)$$

따라서

$$\tan^2 \beta = \frac{\frac{1}{A_t \cdot E_c} + \frac{1}{b_o \cdot z_d \cdot E_c \cdot \cot^2 \beta}}{\frac{\tan^2 \beta}{u_s \cdot b_o \cdot jd \cdot E_s} + \frac{1}{b_o \cdot z_d \cdot E_c \cdot \cos^2 \beta}}$$



(a) Free body diagram cutting along the slope line of diagonal compressive strut



(b) Free body diagram cutting transversely to the member axis

그림 6. Free Body Diagram of Truss with Inclined Compressive Chord

$$= \frac{u_s \cdot j_d \cdot E_s \cdot (b_o \cdot z_d \cdot \cos^2 \beta + A_t)}{A_t (z_d \cdot E_c \cdot \sin^2 \beta + u_s \cdot j_d \cdot E_s)} \quad (12)$$

가 된다. 이 식은 반복법에 의해 풀 수 있다.

### 3. 실험결과와 해석결과의 비교

#### 3.1 실험부재의 재원

해석 결과를 검증하기 위하여 1985, 1986년에 시행한 부분 프리스트레스트 콘크리트 들보의 파괴실험 결과와 비교하였다. 표 1은 실험부재의 단면이다. (3.4)

#### 3.2 해석 모델의 구성

2장에서 기술한 '빔 구조' 해석 모델은 전단력이 작용하는 구간에 대해서 유효하므로, 실험보와 같이 순수 휨 구간이 있는 경우에는 휨 해석 모델을 사

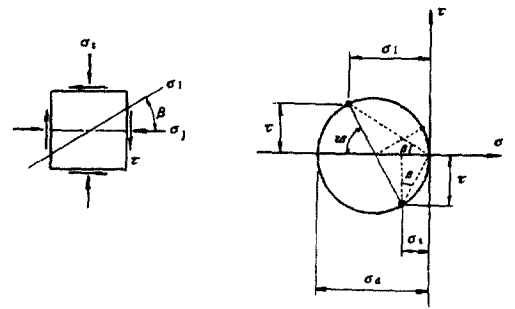


그림 7. Stress of Infinitesimal Element of Concrete

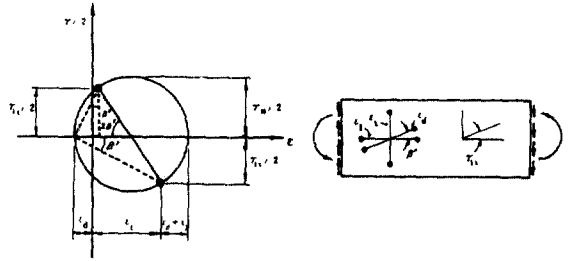


그림 8. Deformation of Infinitesimal Element of Concrete

표 1. Cross Section of Test Beams

● PS Strands  
○ Tensile Reinforcements

Series A

Beam Number	A0	A1	A2	A3
Cross Section				
Prestressing Index $\lambda_p$	0	0.339	0.616	0.895
PS Strand	0	2 × $\phi$ 3.01 7 wire	4 × $\phi$ 3.01 7 wire	6 × $\phi$ 3.01 7 wire
Tensile Steel	8 × 016	4 × 016	4 × 013	2 × 010

$\lambda_p$ : prestressing index defined by Thürlimann and Walter

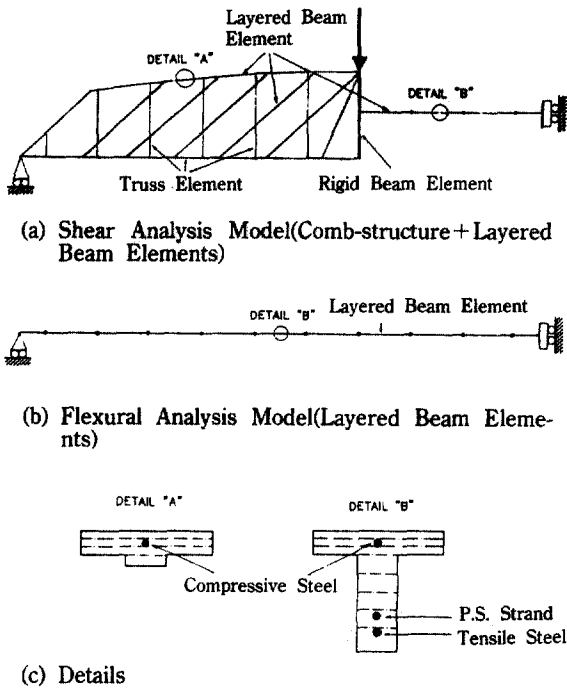


그림 9. Shear and Flexural Analysis Model

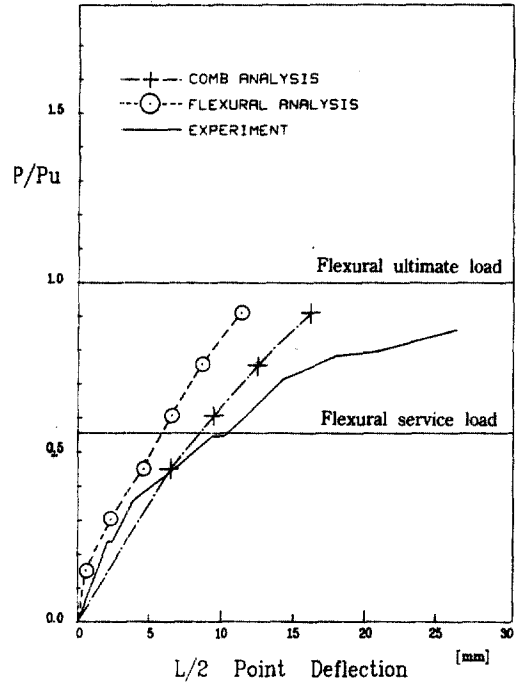


그림 11. Comparison of Deflection of A1 Beam

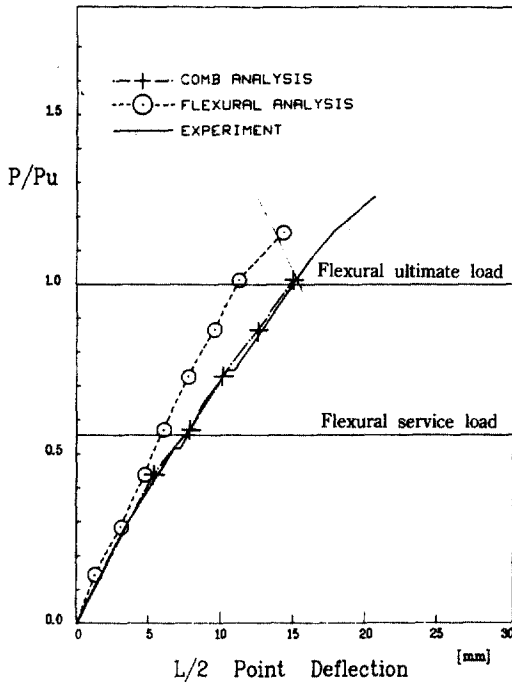


그림 10. Comparison of Deflection of A0 Beam

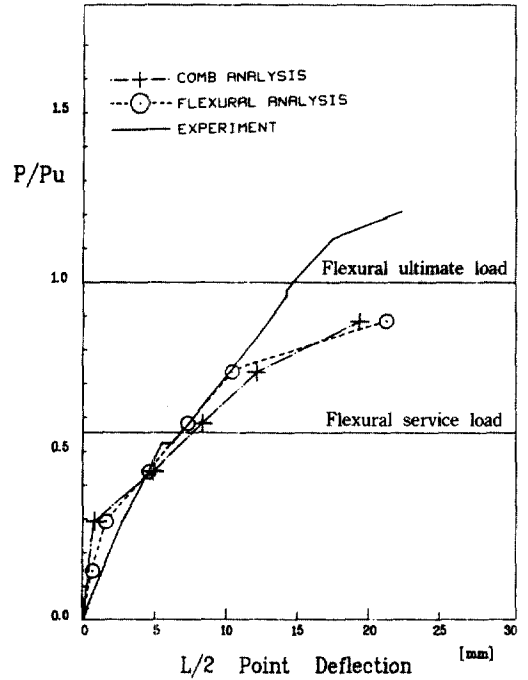


그림 12. Comparison of Deflection of A2 Beam

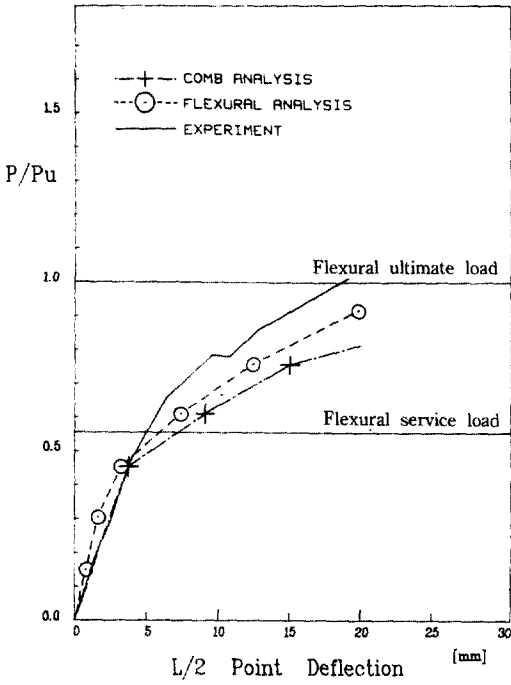


그림 13. Comparison of Deflection of A3 Beam

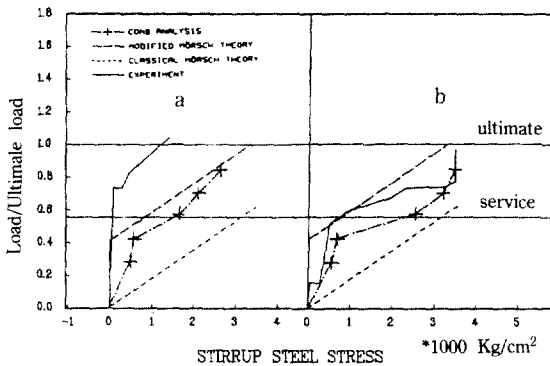
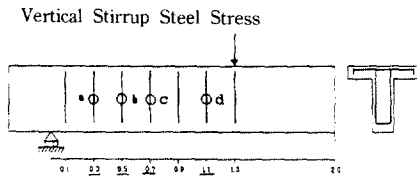


그림 14. (a) Stress of Stirrup Measured at 0.3 m Apart from the Support of A0 Beam  
(b) Stress of Stirrup Measured at 0.5 m Apart from the Support of A1 Beam

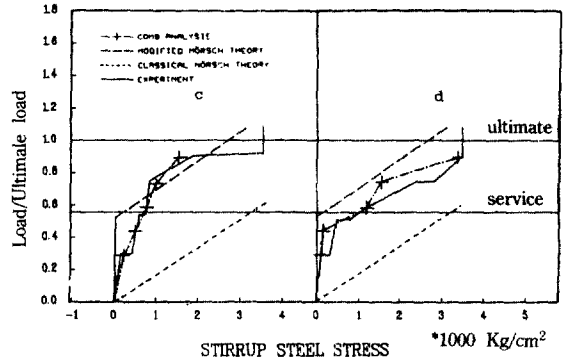


그림 15. (c) Stress of Stirrup Measured at 1.1 m Apart from the Support of A2 Beam  
(d) Stress of Stirrup Measured at 0.7 m Apart from the Support of A2 Beam

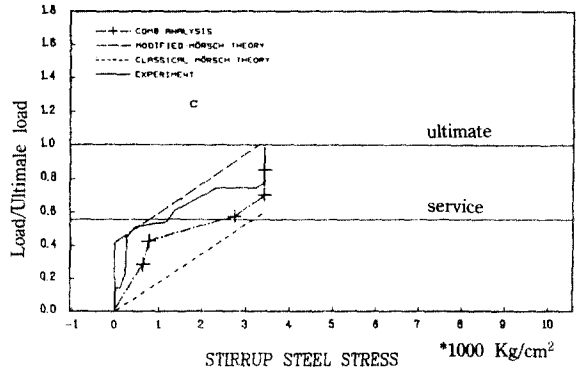


그림 16. Stress of Stirrup Measured at 0.7 m Apart from the Support of A0 Beam

용하여야 한다.

따라서 전단해석 구간에는 '빋 구조' 해석 모델을 사용하고, 순수 휨 구간에는 휨 해석 모델을 사용하여 이 둘을 연결하였다. 이 둘의 연결은 하중의 재하점에서 들보 단면의 평면유지 가정이 성립한다면, 전단구간과 휨 구간 사이에 부재축에 수직인 강재 들보 요소(rigid beam element)를 둠으로써 가능하다(그림 9).

### 3.3 들보의 중앙점에서의 처짐의 비교

들보의 중앙점에서의 처짐에 대해서 실험결과와 '빋 구조' 해석결과를 비교한 것이 그림 10~13이다. 이에 의하면 모든 들보에서 휨 해석 결과의 처



짐은 '빋 구조' 해석에 의한 처짐보다 작다. 이것은 실험틀보의 전단 세장비  $\lambda=a/d$ 가 약 3.5 정도의 값으로, 휨 해석이 좋은 결과를 주는  $\lambda=6$  이하의 틀보에 비해 전단 세장비가 작으므로 전단균열이 잘 발달하고, 이에 따라 부재의 강성이 휨 해석에서 구한 것보다 작기 때문이다.

철근 콘크리트 틀보의 처짐을 비교한 그림 10에서는 '빋 구조' 해석의 결과가 실측치와 잘 맞는다. 그러나, 프리스트레스 정도가 보다 커지는 A1, A2, A3 틀보의 경우에는 이러한 좋은 일치를 보이지 않는다. 이것은 지점 근처에서는 프리스트레스의 효과에 의해서 균열의 발생이 억제되므로, '빋 구조'와 같은 내하구조가 형성되지 않기 때문이다.

### 3.4. 전단철근 응력의 비교

그림 14~그림 16에서 전단 철근의 응력의 실측치와 해석결과를 비교하였다. 지점근처를 제외한 전단 구간에서 '빋 구조' 해석에 의한 전단 철근 응력값은 수정 Mörsch 이론의 값과 고전 Mörsch 이론값의 중간 정도의 값인데, 실측치와 경향은 같으나, 특히 사용하중 근처에서는 대체로 큰 값을 보인다. 사용하중 상태에서 이들 틀보의 경우 전단균열이 틀보 전체에 발달하지 않아서 지점 근처에서는 틀보의 트러스 작용이 시작되지 않았기 때문인 것으로 판단된다. 또 해석에 있어서 골재 맞물림과 강재의 dowel action을 무시 하였는데, 사용하중 근처에서는 이들의 작용이 영향을 준 것으로 추측된다.

지점 근처의 전단 철근 응력은 사용하중 상태에서 극한하중 상태까지의 하중의 전 영역에 걸쳐서, 실측치가 해석결과 보다 작은 값이다. 이 부분은 소위 '집중하중의 도입부'로 보 이론에 의해 응력을 계산할 수 없다. 따라서 이 부분에 대해서는 따로이 해석해야 한다.

## 4. 결 론

본 논문에서 제시한 '빋 구조' 해석 결과와 실험결과를 비교하여, 제안한 '빋 구조' 해석모델이 균열발생 이후의 부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 전단거동을 실제에 가깝게 설명할 수 있음을 보였다.

처짐의 비교를 통하여 '빋 구조' 이론이 트러스

유사법과는 달리 극한상태 뿐 아니라, 균열 이후의 사용상태의 거동도 잘 나타냄을 알 수 있었다. 프리스트레스의 정도가 클 때 '빋 구조' 해석에 의한 처짐값이 실측치 보다 다소 큰 값인데, 이는 지점 근처에서는 프리스트레스의 영향으로 균열이 억제되어서 '빋 구조'와 같은 내하구조가 형성되지 않았기 때문이다.

균열 발생 이후 계산 전단 철근 응력값이 수정 Mörsch 이론값과 고전 Mörsch 이론값의 중간 정도의 크기를 나타내고 있으며, 지점에서 어느 정도 떨어진 위치에서는 실측치와 근사한 값을 보인다. 지점 근처의 전단철근응력은 해석치보다 실측치가 모두 작은 값인데, 이러한 하중도입부에 대해서는 더 많은 연구가 필요한 것으로 사료된다.

## 참 고 문 헌

1. CEB-FIP : "Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton", Bulletin Nr.124/125 der CEB 3.Aufgabe, Paris, April, 1978
2. Caffisch, R. and B.Thürlimann : "Schubversuch an teilweise vorgespannten Betonbalken", E.T.H. Zürich, Institut für Baustatik, Bericht Nr.6504--3., Feb.1971
3. 장 승필, 강 원호 : "부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 휨 및 전단 실험(I)". 대한토목학회 논문집, 제9권 제4호, 1989년 12월, pp27-39
4. 장 승필, 강 원호 : "부분 프리스트레스트 콘크리트 부재의 휨 및 전단 실험(II)". 대한토목학회 논문집, 제9권 제4호, 1989년 12월, pp41-49
5. Kani, G.: "A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement", J.A.C.I. March, 1969
6. Kupfer, H. ; "Erweiterung der Mörschshen Fachwerkanalogi mit Hilfe des Prinzips vom minimum der Formänderungsarbeit", CEB Buletine Nr.40, Jan. 1964
7. Leonhardt, F. : "Schub bei Stahlbeton und Spannbeton--Grundlagen der neueren Schubbemessung", Beton und Stahlbetonbau, Heft 11 und 12, 1977
8. Rüschi, H. : "Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogi bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken", Festschrift Prof. Campus Luttich, 1964
9. Jungwirth, D. : "Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissen Zustand

- auf tretenden Kraftbereiches", DAFStb, Heft 211, 1970
10. Moosecker, W. : "Zur Bemessung der Schubbe wehrung von Stahlbetonbalken mit möglichst gleichmässiger Zurerlässigkeit", DAFStb., Heft 307, 1979
  11. Mallée, K. : "Zum Schubtragverhalten Stabformiger Stahlbetonelemente", DAFStb., Heft 323, 1981
  12. Mitchell, D. and P.Collins : "Towards a Rational Theory for RC Members in Shear", *J. Structural Division*, ASCE. Vol. 104. April, 1978
  13. Kang, Y.J. and A.C.Scordelis : "Nonlinear Analysis of R.C. Frames" *J. Structural Division*, ASCE. Vol.106, No. ST2, Feb. 1980
  14. 강 원호 : "부분 프리스트레스트 콘크리트 들보의 전단거동에 관한 실험적 및 이론적 연구", 서울대학교 대학원 박사학위 논문. 1987.8.  
(接受 : 1992. 1. 27)