

프리스트레스 콘크리트 부재의 단부 정착부의 배근상세를 위한 역학적 모델의 적용

Application of a Mechanical Model for the Detailing of the End Anchorage Zone of Prestressed Concrete Members

강원호*

방지환**

김철희***

Kang, Won-Ho Bhang, Jee-Hwan Kim, Chul-Hee

요 약

최근에 계속적으로 발전하고 있는 역학적 모델은 배근상세에 있어서 과거의 경험적인 방법을 대신 할 수 있을 것으로 기대된다. 본 연구에서는 프리스트레스 콘크리트 부재의 단부 정착부의 배근상세를 위한 역학적 모델을 제안하였다. 제안된 모델에서는 콘크리트의 2축응력상태, 나선철근 배근 상태, 전단 마찰 파괴 등을 고려하였다. 제안된 모델과 다른 연구자의 스텐더트 타이 모델, 비선형 유한 요소 해석을 대표적인 실험결과와 비교하였다. 제안된 방법은 파괴하중뿐만 아니라 파괴형태의 예측에 있어서 우수한 것으로 밝혀졌다. 제안 모델은 2차원 해석에 기초한 역학적 모델 및 비선형 해석으로 설명이 불가능한 3차원 파괴 형태를 잘 예측할 수 있음을 알 수 있다.

Abstract

It is expected that recent development of the mechanical model will replace previous empirical methods of detailing. In this study, a mechanical model is proposed to analyze the behavior of the anchorage zone of prestressed concrete members. Main characteristics of the proposed model lies on its rational consideration of material properties, and concrete strength in biaxial stress state and that of local zone reinforced by spirals. Shear friction strength of concrete surrounding spirals are also considered.

The results of the proposed method as well as the known Strut-and-Tie method and nonlinear finite element analysis are compared with some typical experimental results. We get good agreement to the failure mode as well as the failure load from test results.

* 정회원, 동아대학교 토목공학과 부교수
** 동아대학교 토목공학과 박사과정
*** 동아대학교 토목공학과 석사

• 본 논문에 대한 토의를 1996년 10월 30일까지 학회로 보내주시면 1996년 12월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

And it can be shown that three dimensional failure mechanism, which cannot be expected by the method based on 2D analysis, can be explained by proposed model.

keywords : Mechanical Model, Anchorage Zone, Detailing, Prestressed Concrete

1. 프리스트레스트 콘크리트부재에서의 정착부의 역학적 모델

프리스트레스트 콘크리트 부재의 정착부의 문제는 높은 보의 집중하중 근처에서와 같이 큰 집중력이 작용할 때의 교란된 응력 상태 (disturbed stress state : D-구간¹⁾)에 기인한다. 즉 집중하중점 근처에서는 평면유지의 가정이 성립하지 않으므로, 공학적인 보 이론으로 응력을 구할 수 없다. 이러한 국부영역은 Saint-Venant의 원리에 지배되므로, 통상의 설계방법이 적용되지 않는다.

콘크리트 구조에 있어서 국부영역의 배근설계는 오랫동안 경험에 의해서 정해지거나, 혹은 각각의 배근 경우에 대한 실험에 의해 정해지는 것으로 인식되어서 역학적인 연구의 대상이 되지 못하였다. 배근상세를 위한 본격적인 연구결과가 진행되기 이전에도, 실무의 기술자들은 단순한 배근세목으로는 다양한 경우의 배근이 불가능하다는 것을 알고 있었으나, F. Leonhardt²⁾ 이후에야 비로소 배근상세가 역학적 원칙에 의해 결정되어야 한다는 것을 많은 연구자들이 인식하게 되었다. Morsch가 전단철근의 배근에 있어서 역학적 Model을 사용한 이래, 많은 기술자들이 평면응력 상태 또는 3차원 응력상태의 부재에 대하여 이해 가능한 역학적 모델 (mechanical model)을 사용하기를 원하였다. Denmark의 연구자들³⁾과 Swiss의 연구자들⁴⁾은 소성상태의 부재내부의 힘의 흐름은 탄성상태의 응력선 보다 단순해져서 역학적 모델을 구성하기에 적합한 것을 보였다.

이들의 이론은 소성이론(plasticity theory in concrete structure)이라는 이름으로 알려졌는데, 구해지는 역학적 해가 하한해로 설계에 직접 적용하기가 어렵고, 실험으로 구한 2축 또는 3축 응력상태의 콘크리트 물성의 분산이 커서, 일반적인 설계방법으로서 사용되지는 않았다. 그러나, 이들은

극한상태의 콘크리트 구조내부에는 1축 응력상태의 응력띠가 형성되는 것을 보여서 2차원의 탄성해석에서 구한 해보다 단순한 힘의 흐름을 가정할 수 있었다. 본 연구에서는 소성이론을 바탕으로 'D-구간'의 일반적인 설계도구로 사용될 수 있는 역학적 모델을 정착부설계에 적용하는 방법을 제안하고자 한다.

2. 역학적 모델의 구성을 위해 필요한 재료의 성질

2.1 2축 응력 상태의 콘크리트 압축강도

콘크리트 부재의 역학적 모델에서는 2축 또는 3축 상태의 응력 상태를 1축 응력 상태의 구성요소로 단순화 하게 된다. 소성 상태의 응력 분포를 고려하면 이러한 단순화는 충분히 합리적이거나, 구성요소의 강도 평가는 철근이 배근되거나 배근되지 않은 구성요소의 실제의 응력 상태에 근거해야 한다. 2축응력 상태의 압축강도에 대해서는 Ahmad,Shah⁵⁾ 등이 집중적으로 실험하였고, 이들과 Vecchio와 Collins⁶⁾등은 횡방향 변형에 따른 콘크리트 압축강도 계산식을 제안하였다. Vecchio와 Collins의 식은 일반적인 프리스트레스트 콘크리트 부재의 압축강도를 고려할 때 수정없이 사용하는 것이 가능하다. 그러나 Muttoni¹⁰⁾는 전단실험 결과로부터 고강도일수록 유효압축강도가 감소함을 보였다.

본 연구에서는 2축 응력 상태의 압축강도의 계산식으로 Vecchio와 Collins의 식을 사용하되, 고강도 콘크리트에 대해서는 28일 압축강도가 40MPa 이하인 부재에 대해서만 이를 적용한다.

이에 따르면

$$\frac{\sigma_{c2}}{\sigma'_c} = \frac{1}{0.8+170\epsilon_1} \leq 1.0 \quad (1)$$

여기서

- σ_{c2} : 2축 응력상태의 콘크리트의 압축강도
- $\delta_{c'}$: 콘크리트의 1축 압축강도
- ϵ_1 : 주인장 변형

위의 식은 1방향철근이 배근됐을 때 배근 방향과 주압축대의 방향의 차이에 따라서 철근의 변형과 주인장 변형 사이에는 다음과 같은 관계가 성립한다.

$$\epsilon_1 = \epsilon_s + (\epsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s \quad (2)$$

- 여기서 ϵ_1 : 주인장 변형
- ϵ_s : 철근의 변형
- α_s : 철근과 주인장변형 사잇각

2.2. 정착부 아래의 콘크리트 지압강도

정착부 아래의 콘크리트의 응력상태는 정착판과 콘크리트의 마찰 및 둘러싼 콘크리트의 구속효과에 좌우된다. 이론적으로 이를 해결하기 위한 많은 시도에도 불구하고, 현재까지는 소성이론에 따른 응력 췌기의 존재는 인정할 수 있으나, 그 강도에 대해서는 좋은 결론이 내려지지 않았다. 본 연구에서는 Hawkins¹²⁾의 실험결과에 따라서, 지압면적과 둘러싼 콘크리트의 면적에 따라서 결정되는 다음식을 사용한다.

$$\sigma_{bearing} = 0.85\sigma'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3)$$

여기서 $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$

- A_2 : 순재하면적
- A_1 : 재하점이 중심이 되는 둘러싼 콘크리트의 최대면적

2.3 나선 철근으로 보강된 3축 압축 응력 상태의 압축강도

나선철근으로 보강한 실린더의 압축강도는 나선철근의 구속정도에 따라 증가한다. Kanellopoulos¹⁴⁾의

응력 상태 모델링을 따를 때 횡방향 응력은 다음과 같이 계산된다.

$$\sigma_1 = -\frac{\omega_t \sigma'_c}{1 - \frac{\pi s}{4 d_c}} \quad (4)$$

- 여기서 $\omega_t = \frac{2 \cdot A_s \cdot \sigma_y}{s \cdot d_s \cdot \sigma'_c}$
- d_s : 나선철근의 직경
- S : 나선철근의 간격
- A_s : 나선철근의 단면적
- σ_y : 나선철근의 항복강도

Richart¹⁴⁾ 등에 따르면 3축 응력상태의 압축강도는 다음과 같이 증가한다.

$$\Delta\sigma_{c3} = -4 \cdot \sigma_1 \quad (5)$$

따라서 심부의 평균압축강도는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\frac{\sigma_{c3}}{\sigma'_c} = 1 + 4 \cdot \omega_t \cdot \frac{(1 - \frac{S}{d_s})^2}{1 - \frac{\pi S}{4 d_s}} \quad (6)$$

나선철근의 끝단의 콘크리트는 정착부 아래와 같은 형태의 지압응력을 받게 된다. 따라서 나선철근 심부의 콘크리트 강도는 (6)식을 따르나 나선철근의 끝단의 콘크리트는 (3)에 따라 강도를 구할 수 있다. 이 때 순재하면적은 나선철근 심부 콘크리트의 단면적으로 계산할 수 있다.

2.4 나선철근을 둘러싼 콘크리트의 축방향 압축력 부담

정착판 아래에 나선철근이 배치되었을 때는 Fig.1과 같은 힘의 흐름을 생각할 수 있다. 나선철근의 집중력에 의한 경사방향의 균열발생과 힘의 크기는 역학적 모델로 설명할 수 있으나, 내부균열의 거동에 관한 유용한 실험결과가 많지 않으므로 전단 마찰과력의 실험결과를 이용하여 해석할 수 있다.

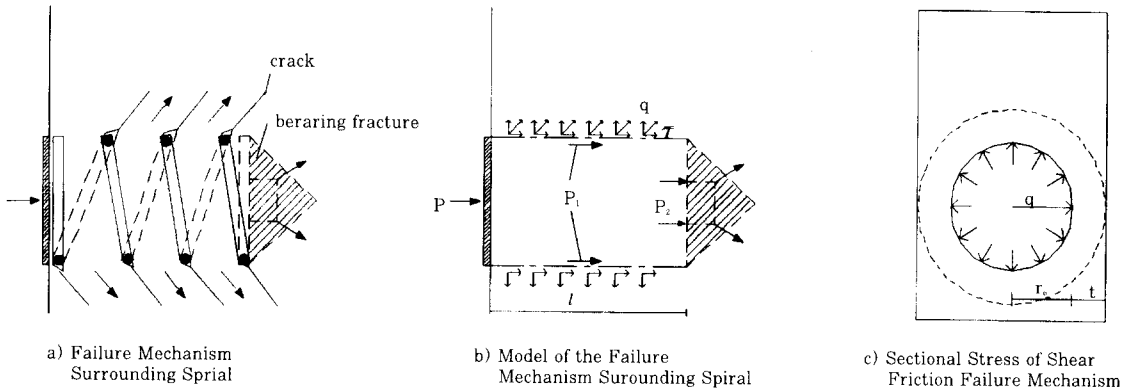


Fig. 1 Failure Mechanism and Model of the Local Zone Surrounding the Spiral

본 연구에서는 Hofbeck 등¹⁵⁾의 전단마찰 실험 결과로부터 Nielsen이 유도한 아래의 식⁴⁾을 전단마찰과파괴 강도의 식으로 사용한다.

$$\frac{\tau}{\sigma'_c} = \gamma \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2} + \phi \tan \phi \quad (7)$$

여기서 τ : 전단강도

γ : 콘크리트 소성강도와 일축압축강도의 비로서 유효계수(effectiveness factor)라 하였다.

ϕ : Coulomb 파괴기준에서 마찰각

ψ : 하중방향과 철근배근방향의 사이각

보통의 콘크리트에 대해 $r = 2/3$, $\phi = 37^\circ$ 를 적용하면, 철근이 배근되지 않은 경우에 이식은 다음과 같다.

$$\tau = 0.113\sigma'_c \quad (8)$$

본 연구에서는 나선철근으로 둘러싼 심부 콘크리트 표면의 전단강도가 (8)식의 값을 초과하면 전단마찰과파괴가 발생하는 것으로 하였다.

일체타설된 콘크리트에서 ACI시방서는 마찰계수로 규정하고 있는데, 이 값은 경사방향 압축력의 방향이 부재축에 대하여 약 35° 의 경사를 가지는 것으로 평가된다.

본 연구에서는 ACI의 제안을 따라서 약 35° 의

경사각을 가지는 응력흐름을 가정한다. 정착부 단면은 Fig.1(c)와 같이 부재축에 수직인 압력을 받는 것으로 가정할 수 있으므로 그 강도는 나선철근을 둘러싼 콘크리트에 의해 결정된다. 부재 단면에 내접하는 원형단면을 생각하면, 원형단면의 일부는 하중의 재하에 따라 경사 균열이 발전하며, 나머지 부분의 콘크리트는 비균열 상태에 있게 된다.¹⁶⁾ 탄성체 역학에 따라서¹⁷⁾ r 위치에 반경방향 압력이 작용하는 환의 반경방향과 원주 방향 응력은 각각 다음과 같다.

$$\sigma_r = \frac{E_c}{1 - \nu^2} \left[C_1(1 + \nu) - C_2 \frac{1 - \nu}{r^2} \right] \quad (9a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_c}{1 - \nu^2} \left[C_1(1 + \nu) + C_2 \frac{1 - \nu}{r^2} \right] \quad (9b)$$

여기서 $C_1 = \frac{\sigma_1(1 - \nu)}{E_c} \cdot \frac{\bar{r}^2}{\bar{r}^2 - a^2}$

$$C_2 = \frac{\sigma_1(1 + \nu)}{E_c} \cdot \frac{a^2 \bar{r}^2}{\bar{r}^2 - a^2}$$

$$\sigma_1 = q \left[(1 - \nu) \frac{\bar{r}^2}{b^2 - \bar{r}^2} + (1 + \nu) \frac{b^2}{b^2 - \bar{r}^2} \right] \cdot \left\{ (1 - \nu) \left[\frac{\bar{r}^2}{b^2 - \bar{r}^2} + \frac{\bar{r}^2}{r^2 - a^2} \right] + (1 + \nu) \left[\frac{b^2}{b^2 - \bar{r}^2} + \frac{a^2}{\bar{r}^2 - a^2} \right] \right\}^{-1}$$

$$\sigma_2 = q \left[(1-\nu) \frac{\bar{r}^2}{r^2 - a^2} + (1+\nu) \frac{a^2}{r^2 - a^2} \right] \\ \left\{ (1-\nu) \left[\frac{\bar{r}^2}{b^2 - \bar{r}^2} + \frac{\bar{r}^2}{r^2 - a^2} \right] \right. \\ \left. + (1+\nu) \left[\frac{b^2}{b^2 - \bar{r}^2} + \frac{a^2}{r^2 - a^2} \right] \right\}^{-1}$$

$$\bar{r} = \frac{b}{6} \cdot \frac{1 + (\frac{a}{b}) + (\frac{a}{b})^2}{1 + (\frac{a}{b})}$$

q : 내압
 Ec : 콘크리트의 탄성계수
 ν : 콘크리트의 Poisson비
 그 외의 기호는 모두 Fig.2에 따른다.

(9a)식에 의한 반경방향의 응력은 압축력으로 (9b)식에 의한 원주방향의 인장응력을 동시에 받는 2축응력 상태에 있게 된다. 이 때의 압축강도는 나선철근 주위의 철근의 유무에 따라 달라지며, 철근의 변형을 고려할 때 (1)식으로 결정할 수 있다. 원주방향의 인장응력은 부재축 방향의 균열을 유발하며 콘크리트의 인장강도를 초과하면 나선철근 주위의 철근이 그 힘을 부담하게 된다. 즉, 나선철근주위 콘크리트의 파괴형태는 나선철근 주위 콘크리트의 사압축대 파괴와 나선철근 주위의 철근의 항복으로 나눌 수 있다.

나선철근 주위의 콘크리트가 부담하는 하중 P₁과 나선철근 끝단의 콘크리트가 부담하는 하중 P₂는 합하여 전체 하중 P가 되며, 그 비는 P₁, P₂가 작용하는 각각의 단면적의 비와 같다. 즉,

$$P_1 = C_3 \cdot P \quad (10a)$$

$$P_2 = C_4 \cdot P \quad (10b)$$

여기서 $C_3 = 1 - \frac{A_{core}}{A_g}$

$$C_4 = \frac{A_{core}}{A_g}$$

A_{core} : 나선철근 심부 단면적

A_g : 총 단면적

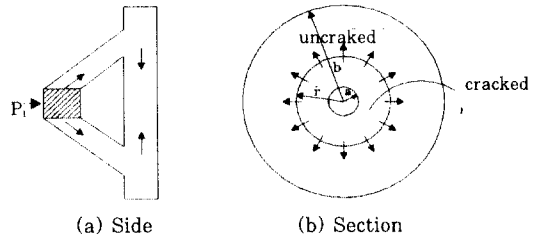


Fig. 2 Geometry of a Disk Loaded by a Radial Pressure

3. 하중 도입부의 역학적 모델의 구성

3.1 전체 Model의 기하학적 구성

소성이론에 근거한 역학적 모델은 Marti¹⁸⁾가 열거한 바와 같이, 1축응력 상태의 Strut와 Tie로 구성되는 Strut-and-Tie Model, 부채꼴의 응력장 모델(fan-shaped stress field model), 아치 모델(arch model)등이 있다.

하중 도입부에서 부채꼴의 응력장 모델은 궁극적으로 Strut-and-Tie 모델과 같다. 즉, Thurlimann이 보인 바와 같이, 부채꼴의 응력장의 합력의 작용선을 연결하면 Strut-and-Tie Model이 된다(Fig.3a).

이 때 합력이 만나는 점은 아래와 같이 평형조건

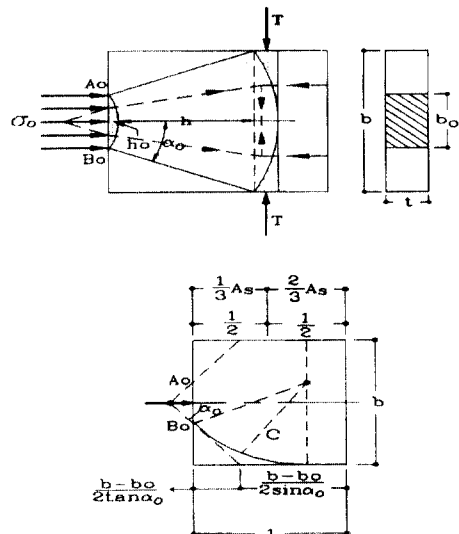


Fig. 3 Fan-shaped Stress Field⁵⁾

과 기하적 조건을 고려하여 정할 수 있다.

$$\text{평형조건 : } \sigma_0 \cdot b_0 \cdot t = \sigma \cdot b \cdot t \quad (11a)$$

$$\sigma_0 / \sigma = b / b_0 = r / r_0 = h / h_0 \quad (11b)$$

기하적 조건 :

$$r_0 = \frac{b_0}{2 \sin \alpha_0} h_0 = r_0 (1 - \cos \alpha_0) = \frac{b_0}{2} \frac{1 - \cos \alpha_0}{\sin \alpha_0} \quad (12)$$

Saint-Venant의 정리에 따라 $t \approx b$ 로 두면

$$b = \frac{1}{2}(b - b_0) \cot \frac{\alpha_0}{2} \rightarrow \alpha_0 = 2 \tan^{-1} \left\{ \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right\} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \text{횡방향 인장력 } T &= \sigma \cdot h \cdot t = \sigma \cdot b_0 \cdot t \cdot \frac{1}{2} \frac{1 - \cos \alpha_0}{\sin \alpha_0} \\ &= \frac{P}{2} \cdot \tan \frac{\alpha_0}{2} \quad (14) \end{aligned}$$

$$\text{따라서 } T = 0.25P \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \quad (15)$$

이 식은 Mörsh가 간단한 Truss model로 부터 제안한 식과 일치하며, 유한요소해석의 결과와 근사하다. 또, 실무에서 많이 사용한 Guyon의 해석 값보다 b_0/b 가 0.15 이상인 경우에는 큰 값으로 안전측에 속한다. b_0/b 가 0.15 이하일 때는 탄성해석에서와 같은 큰 국부응력은 응력의 재분배로 실제로는 발생하지 않으므로 위의 식을 수정없이 사용할 수 있다.

3.2 힘의 변환부의 기하학적 구성

힘의 방향이 변하는 곳은 정착판 아래와 인장 Tie와 압축력의 합력점이 만나는 곳이다. 그 각각을 압축력의 변환부, 인장력과 압축력의 변환부라 하며 그 기하학적 구성은 일반적인 Strut-and-Tie Model의 구성방법을 따른다. 힘의 변환부는 가상의 개념이나 단순화된 역학적 모델의 계산을 위해서는 그 위치를 정해야 한다.

압축력의 변환부는 45° 의 응력썰기를 가정하고 $b_0/4$ 위치에 $P/2$ 의 하중이 작용하여 응력썰기에서

힘의 방향이 변하는 것으로 가정한다. 인장력과 압축력의 변환부는 정착부 아래 응력썰기에서 시작한 합력선과 단면에 수직인 합력이 만나는 점으로 한다.

Fig.5에서와 같이 합력선의 경사각 θ 와 만나는 위치는 다음과 같이 정해진다.

$$\tan \theta = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \quad (16)$$

$$y = \frac{b_0}{4} + \frac{1}{4}(b - b_0) \cot \theta \quad (17)$$

합력선에 수직인 단면의 폭은 기하학적 조건에 따라 다음과 같이 정해진다.

$$w_1 = \frac{b_0}{2} (\sin \theta + \cos \theta) \quad (18a)$$

$$w_2 = \frac{b}{2} \frac{1}{\cos \theta} \quad (18b)$$

나선철근이 있는 경우에 (12)식과 같이 도입된 하중 P 는 나선철근 주위 콘크리트와 나선철근 끝단의 콘크리트에 의해 각각 P_1, P_2 로 분담된다.

나선철근 주위 콘크리트에서는 나선철근으로 둘러싼 길이의 1/2위치에서 θ_1 의 경사각으로 반경방향으로 힘이 분산되며 이 힘은 단면에 수직인 힘의 합력과 만난다. 나선철근 끝단의 콘크리트는 P_2 의 힘이 작용하고 나선철근의 심부단면적과 같은 지압면적을 갖는 것으로 (16)-(18)식에 의해 기하학적 구성을 결정할 수 있다. 힘의 변환부의 위치는 Fig.7의 y_1, y_2 의 값으로 결정된다.

$$y_1 = \frac{1}{2} l_s + \frac{b}{4} \cot \theta_1 \quad (19a)$$

$$y_2 = l_s + \frac{d_s}{4} + \frac{1}{4}(b - d_s) \cot \theta_2 \quad (19b)$$

여기서 l_s 는 나선철근으로 둘러싼 길이

d_s 는 나선철근 심부의 지름

θ_1 은 마찰계수 1.4일 때 35.5°

θ_2 는 나선철근 끝단에 대하여 (16)식으로 구할 수 있다.

3.3 역학적 모델의 강도

본 연구에서 구성한 역학적 모델은 평형조건으로부터 구성한 것이므로, 모델의 각 요소의 강도에 의해 전체 모델의 강도가 결정된다.

고려해야 할 파괴 형태와 요소 강도는 다음과 같다.

- 압축력 변환부의 지압파괴 : (3)식에 의한 지압강도.
- 사압축대의 압축파괴 : (1)식에 의한 2축 압축강도, 횡방향 철근이 배근될 때 주인장변형은 (2)식에 의해 고려된다.
- 인장철근의 인장파괴 : 철근의 인장강도, 인장력의 합력점을 중심으로 한 철근을 고려한다.
- 나선철근 심부 콘크리트와 주위 콘크리트의 전단마찰 파괴 : (8)식에 의한 전단마찰 강도.
- 나선철근 주위의 철근의 인장파괴 : (9b)식에 의한 인장응력이 나선철근으로 둘러싼 길이에 걸쳐 작용하는 것으로 계산했을 때의 철근의 인장강도.
- 나선철근 끝단의 콘크리트 지압파괴 : (3)식에 의한 지압강도.
- 나선철근 심부 콘크리트의 압축파괴 : (6)식에 의한 압축강도.

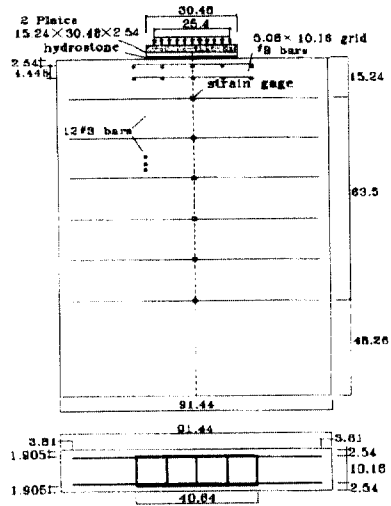


Fig. 4 Test Specimen A3¹⁹⁾

Table 1 Material properties of test specimen A3¹⁹⁾

Content	Value
Concrete Strength	244kg/cm ²
Steel Yield Stress	5663kg/cm ²
Steel Young's Modulus	2.08 × 10 ⁴ kg/cm ²

에 보였다. Table 2는 각 부재의 강도를 2장에 따라 계산하고, 각 파괴 모드에 따른 최대 하중을 계산한 것이다.

모델의 구성에 있어서 사압축대의 단면적은 압축력의 변환부의 폭 w_1 과 인장력의 변환부의 폭 w_2 의 평균값으로 하였다. 또 이때의 철근의 인장변형은 ϵ_s 로 가정하였다.

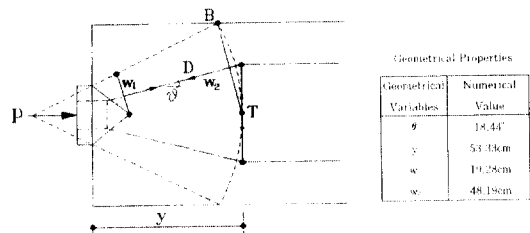


Fig. 5 Development of Model

4. 적용예와 고찰

본 연구에서는 대표적인 실험결과에 대하여 제안한 역학적 모델을 적용하고 그 결과를 실험 결과 및 다른 연구의 결과와 비교한다.

선택된 적용예는 직사각형 단면의 정착부로 실험 결과가 잘 알려진 것으로 택하였다.

4.1 적용예 1 : 직사각형 단면(나선철근이 배근되지 않은 경우)

본 연구의 적용예로 Sanders¹⁹⁾의 실험부재 A3를 선택하였다. 이 부재는 Fig.4의 배근 및 Table 1의 제원을 갖는다.

4.1.1. Model의 구성

3장의 원칙에 따라 구성한 역학적 모델을 Fig.5

4.1.2. 실험결과 및 다른 연구의 결과와 비교

실험부재는 113ton에서 최초의 균열이 발견되었고, 120ton에서 파괴되었다. 파괴는 지압부의 파쇄에 의한 것으로 최종파괴에 이르기까지 스테리

Table 2 Strength for each failure mode
(unit : tonf)

Failure Mode	Strength of the Members	Calculated Max. Load
Stirrup Yield	48.4	290.3
Bearing Failure under Plate	96.2	96.2
Diagonal Compression Failure	93.2	176.9

은 항복에 이르지 않았다.

Table 3에 다른 연구자(Sanders¹⁹⁾와 비선형 유한요소해석 및 실험결과와 본 연구의 결과를 비교하였다. 비선형 유한요소해석은 상용Program인 DIANA를 사용하였으며 해석시 항복조건 및 콘크리트 인장경화조건 등은 Table 4와 같다. 본 연구에서 제안한 강도는 비선형 유한요소해석결과보다는 낮은 값이며, 다른 두 Model에 비하여 다소 나은 결과를 주는데, 다른 두 Model과의 중요한 차이는 하중의 크기보다 파괴 모드의 예측에 있다. 즉, Strut-and-Tie Model(이하 STM으로 약함)에서는 Node-Structure Interface Failure Mode를 예측하는데 반하여, 본 연구에서는 Bearing Fracture의 파괴 모드를 예측하였다. 실험결과와 비교에 따르면 지압판 아래의 콘크리트가 파괴되었으며, 소성이론에서와 같은 항복선이 발견되지 않는다. STM에서의 Node-Structure Interface는 가상적인 것이며 그 강도의 평가도 엄밀하지 않아서, 지압판 아래의 절점에서는 지압판 파괴 Mode와 Node-Structure Interface Failure가 명확히 구분되지 않는다. STM의 Node-

Table 3 Comparison of various calculations and test results

Model	Predicted(or Test) Load	Failure Mode	P_{test}/P_{cal}
Test Ultimate	120	Bearing Fracture	-
Conventional STM ¹⁹⁾	92.5	Node-Structure Interface Failure	1.30
Modified STM ¹⁹⁾	90.7	"	1.32
Proposed Model	96.2	Bearing Fracture	1.25
Nonlinear Finite Element	108	Bearing Fracture	1.11

Table 4 Yield criteria for nonlinear FEM analysis

Concrete Fracture Criteria	Yield Criteria	Mohr-Coulomb, friction angle $\phi_0 = 37^\circ$
	Stress Cut-off	linear
	Tensile Strength	$\sigma_t = 0.33\lambda\sqrt{\sigma_c}$ (MPa), where $\lambda = 1.0$
	Shear Retention	constant shear retention, shear retention factor $\beta = 0.5$
	Nonlinear Tension Softening	smear crack model parabolic tension softening model
Steel Yield Condition	Yield Criteria	Von Mises Yield Criteria

Structure Interface Failure는 실제로는 지압판 파괴에 포함되는 것으로 생각된다.

4.2. 적용예 2 : 직사각형 단면 (나선철근이 배근된 경우)

나선철근이 배근된 적용예로 Woolman²⁰⁾의 실험 부재 Beam1을 선택하였다. 이는 Sanders의 실험 부재 B3와 비슷하나, 단면제원의 기술이 상세하여 검토대상으로 선택하였다. 부재의 배근을 Fig.6에, 그 제원을 Table 5에 보였다.

4.2.1. Model의 구성

4장의 원칙에 따라 구성된 역학적 모델을 Fig.7에 보였다. Table 6은 부재의 강도를 3장의 방법에 따라서 계산하고, 각 파괴모드에 따른 최대하중을 계산한 것이다. 이때 나선철근 주위의 압축력에 의한 저항력을 계산하는데 있어서는 Fig.7에서 계산

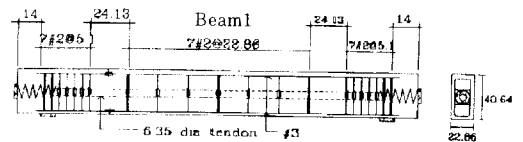


Fig. 6 Test specimen beam1²⁰⁾

Table 5 Material properties of test specimen beam1

Content	Value
Concrete Strength	371kg/cm ²
Steel Yield Stress	4572kg/cm ²

한 인장력의 중심까지 거리인 y_1 의 2배의 거리에 위치한 철근이 유효한 것으로 가정하였다.

나선철근을 둘러싼 콘크리트와 심부 콘크리트 단부 지압력을 받는 콘크리트의 하중 분담을 단면적의 비에 따라서 정하였다. 나선철근을 둘러싼 콘크리트의 원주방향 인장력에 의한 파괴는 철근의 항복에 의한 것이 지배적이며 사압축대의 파괴강도는 매우 커서 계산에서 제외하였다. 표에서 *한 3가지 형태의 파괴는 이중 한 종류의 파괴가 먼저 일어나면, 모든 하중을 나머지 요소가 부담해야 하므로 연속적으로 발생하는 파괴 형태이다.

4.2.2. 실험결과와의 비교

실험부재는 113.4 tonf에서 최초의 균열이 발생하였으며, 143 tonf에서 파괴되었다. 파괴는 나선철근 주위 콘크리트가 떨어져 나가고 나선철근 단부 콘크리트가 파쇄되는 형태로 관찰되었다. Fig.8

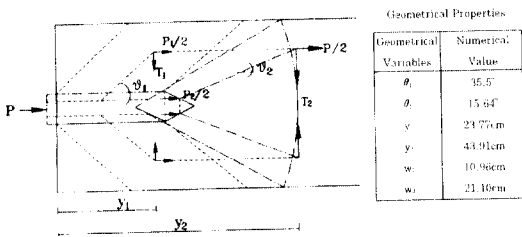


Fig. 7 Development of model

Table 6 Strength for each failure mode (unit : tonf)

Failure	Strength of the Members	Calculated Max. Load
· Stirrup Yield (by Tension T2)	20.14	234.19
· Diagonal Compression Failure	123.7	283.3
· Core in Spiral Fracture	174.5	174.5
· Shear Friction of Spiral by Confining Stirrup Yield *	108.5	251.2
· Bearing Failure at the End of Spiral *	116.77	205.6
· Shear Friction Failure between Spiral and Surrounding Concrete *	65.61	151.9

은 파괴형태를 보인 것이다. 적용예1과 마찬가지로 최종파괴에 이르기까지 대부분의 철근은 낮은 응력 상태에 머물러 있으며, 나선철근을 둘러싼 철근만이 항복에 이르렀다. 이러한 파괴형태는 본 연구에서 제안한 바의 전단마찰 파괴형태와 같으며, 전단마찰 파괴는 나선철근 단부 콘크리트의 지압파괴가 연속되므로 최종 파괴결과는 두 파괴모드가 동시에 발생한 것처럼 보인다.

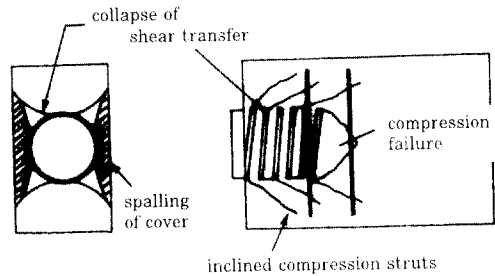


Fig. 8 Failure of concrete surrounding the confined plug

4.2.3. 다른 연구의 결과와 비교

Table 7에 다른 연구자(Wollmann²⁰⁾)와 비선형 유한요소해석 및 실험결과와 본 연구의 결과를 비교하였다. 비선형 유한요소해석은 Table 4를 따랐으며 나선철근에 대한 특별한 고려는 없다. 본 연구의 해석 결과는 Wollmann의 해석결과와 같이 실험결과와 근사한 값을 준다. 본 연구와 기존의

Table 7 Comparison of various calculations and test results

Model	Predicted(or Test) Load	Failure Mode	P_{test}/P_{cal}
Test Ultimate	143	Concrete Surrounding Spirals and Ties Spalled off. Concrete Ahead of the Spiral Was Crushed	—
Conventional STM ⁽²⁰⁾	151	Brusting Tie Yields	0.95
Modified STM ⁽²⁰⁾	146	"	0.98
Proposed Model	152	Shear Friction Failure Between Concretes In and Surrounding the Spiral, and Bearing Failure Ahead of Spiral Follows	0.94
Nonlinear Finite Element Analysis	117	Bearing Fracture	1.22

STM의 차이는 이들 STM에서는 인장철근의 항복 파괴를 예측하고 있으나, 본 연구에서는 나선철근 심부 콘크리트의 전단마찰파괴가 결정적인 파괴모드인 것으로 예측하고 있는 것이다.

비선형 유한요소 해석결과는 실험결과와 큰 차이가 있는데, 이는 스티럽의 항복과 같은 2차원 파괴 형태에서는 비선형 유한요소 해석이 효과적일 수 있으나, 본 실험부재와 같이 3차원 파괴 거동에서는 2차원 해석에 의한 예측이 유용하지 않기 때문이다.

5. 결 론

본 연구에서는 소성이론과 콘크리트 재료거동을 바탕으로 프리스트레스 콘크리트부재의 단부 정착부의 역학적 모델을 구성하였다.

제안된 모델을 대표적인 실험결과와 비교하여 다음의 결론을 얻을 수 있었다.

1) 제안된 역학적 모델은 기존의 해석 모델에 비하여 파괴하중의 예측에 있어서 비슷하거나 나은 결과를 보였다.

2) 제안된 역학적 모델은 파괴형태를 예측하는데 있어서 장점을 갖는 것으로 판단된다. 특히 나선철근 심부 콘크리트와 이를 둘러싼 콘크리트 사이의 전단마찰파괴를 역학적 모델로 규명할 수 있었으며, 나선철근 단부 콘크리트의 지압파괴가 전단마찰파괴에 연속되는 것을 예측할 수 있었다.

3) 2차원 비선형 유한요소해석의 결과는 2차원 파괴모드의 예측에 있어서는 효과적이거나, 나선철근이 배치된 경우와 같은 3차원 파괴형태에 대해서는 그렇지 않다.

4) 본 연구의 예로써 역학적 모델이 실험적 방법과 유한요소해석과 같은 해석적인 방법을 완전히 대체할 수 없다하더라도, 역학적 거동을 잘 설명할 수 있으며, 해석적인 방법의 한계를 부분적으로 극복할 수 있음을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 1994년도 한국학술진흥 재단 공보과 제(지방대 육성 과제)의 연구비 지원에 의하여 수

행되었으며 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참 고 문 헌

- Schlaich, J., Sch fer, K., Jennewein, M., Towards a Consistent Design of Structural Concrete, PCI Journal, Vol.32, No.3, May-June 1987, pp.74-151.
- Guyon, Y., Prestressed Concrete, John Wiley and Sons, New York, 1953.
- Leonhardt, F. und Mönning E., Vorlesungen ber Massivbau, dritter Teil, Grundlagen zum Bewehren in Stahlbetonbau, Springer-Verlag, 1977.
- Nielsen, M. P., Limit Analysis and Concrete Plasticity, The University of Denmark, 1984.
- Thürlimann, B., Marti, P., Pralong, J., Ritz, P., and Zimmerli B., Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Autographie zum Fortbildungskurs für Bauingenieure aus der Praxis, April, 1983.
- Schlaich, J. and Weischede, D., Zum methodischen Bemessen und Konstruieren, CEB Heft 150, 1982.
- Schlaich, J. and Schäfer, K., The Design of Structural Concrete, The University of Stuttgart, IABSE workshop New Delhi, 1993.
- Ahamd, S. H. and Shah, S. P., Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement, ACI-Journal, Nov./Dec. 1982, pp.484-490.
- Vecchio, F. J. and Collins, M. P., Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.119, N0.12, Dec., 1993, pp.3590-3610.
- Muttoni, A., Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Juni, 1990.
- Collins, M.P., Mitchell, D., Prestressed

- Concrete Structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1990.
12. Hawkins, N. M., The Bearing Strength of Concrete for Strip Loadings, Magazine of Concrete Research, Vol.22, No.71, June 1970, pp.87-98.
 13. Kanellopoulos, A., Zum unelastischen Verhalten und Bruch von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr.153, 1986, 86pp.
 14. Richart, F. E., Brandtzaeg, A., Brown, R. L., The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin 190, April 1920, 72pp.
 15. Hofbeck, J. A., Ibrahim I. O., and Mattock A. H., 'Shear Transfer in Reinforced Concrete', J. ACI., Proc., Vol.66, Feb. 1969, pp.119-128.
 16. Yankelevsky, D. Z., Bond Action Between Concrete and a Deformed Bar-A New Model, ACI Journal, Vol.82, No.2, March-April, 1985, pp.154-161.
 17. Sokolnikoff, I. S., Mathematical Theory of Elasticity, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co. New York, 1956, 476pp.
 18. Marti, P., Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design, ACI Journal, Vol. 82, No.1, January-February 1985, pp. 46-56
 19. Sanders, D.H., Design and Behavior of Anchorage Zones in Post-Tensioned Concrete Members, Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, August 1990.
 20. Wollmann, G. P., Anchorage Zones in Post-tensioned Concrete Structures, Ph. D. Dissertation, University of Texas at Austin, 1992, pp.62-98.

(접수일자 : 1996. 7. 18)