

전단보강근이 없는 보의 거동

Behaviour of Beams Without Transverse Reinforcement



조순호*

Cho, Soon-Ho

ABSTRACT

To deepen the understanding of shear behaviour in beams without transverse reinforcement, the relative importance of five contributing factors to concrete shear resistance(V_c), which are i) flexural compression zone, ii) friction at crack faces, iii) dowel action, iv) arch action and recently identified, v) residual tensile stresses across cracks, was explained physically using two analytical methods based on the truss concept. One is called "Modified Compression Field Theory(MCFT)" considering ii) and v) explicitly, and the other "Crack Friction Truss Model(CFTM)" more dominantly ii) in determining concrete resistance. To verify their effectiveness, the predictions using MCFT and CFTM were also made for twenty KAIST beam tests($f'_c=53.7\text{Mpa}$), designated more likely to the development of the size effect law based on the fracture mechanics concept. Experimental findings with varying of a/d , longitudinal reinforcement ratios, and beam depths were well captured by the two methods, and the complete analysis results obtained from MCFT enabled additional explanations for some phenomena which were difficult to measure in tests. However, MCFT seemed somewhat conservative for beams with higher longitudinal reinforcement, while somewhat unsafe for beams with larger depths. More tests are necessary leading to firm conclusions in these areas.

Keywords : Concrete Contribution, Shear, Diagonal Compression Field, Crack Friction, Truss Concept

* 정회원, 광주대학교 건축공학과 조교수

· 본 논문에 대한 토의를 1999년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 1999년 8월 호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

지난 수 십년 동안, 전단 스팬-춤 비(a/d)가 2.5-6.0 정도이며 수직보강근이 배치되어 있지 않은 보의 거동은 수많은 연구자들의 집중적인 노력의 결과로 어느 정도 물리적 현상을 이해할 수 있게 되었을 뿐만 아니라, 이에 따른 강도 예측방법도 상당한 발전을 이룩하게 되었다⁽¹⁾. 이들의 연구결과로 파괴 혹은 균열강도를 예측하기 위하여 제시된 다양한 형태의 관련식들은 실험결과 혹은 경향만을 회귀분석 처리하여 얻어낸 단순식들이 대다수를 차지하고 있지만, 최근 개정된 캐나다 기준(CAN3-A23.3-94)⁽²⁾에서 정하고 있는 변각(Variable Angle) 트러스모델에 근거한 수정 압축응력장이론(Modified Compression Field Theory, **MCFT**)^(3,4) 혹은 보다 상세한 균열면에서의 국부거동을 포함하는 Reineck의 균열마찰 트러스모델(Crack Friction Truss Model, **CFTM**)^(5,6)은 실험으로부터 관측된 물리적 현상을 자연스럽게 표현할 수 있는 합리적인 해석모델의 하나로 인식되고 있다.

전단보강근이 없거나 그 배근량이 적은 가느다란 보(Slender Beam, $2.5 \leq a/d \leq 9.0$)는 평면유지 법칙이 성립되는 B-지역(Bernoulli)에 해당하는 구조물로서, 이미 널리 알려진 해석방법의 하나인 콘크리트 소성이론(Concrete Plasticity)^(7,8)에 따라 하중 작용점과 지지점을 잇는 스트럿 작용에 의하여 그 거동을 예측할 경우 상당히 비안전측의 결과를 초래한다. 특별히, 이러한 류의 보의 거동은 콘크리트의 인장강도 혹은 균열후의 잔류인장강도(Residual Tensile Strength)에 매우 민감하므로 해석적으로 그 거동을 예측하기가 매우 어려운 분야중의 하나로 알려져 왔다.

사방향 균열발생 후, 압축응력장의 경사각은 종래의 45° 보다 작다는 사실로부터 더욱 발전된 변각 트러스모델에서 압축응력장이론은 균열방향과 주응력도 방향이 일치한다는 기본 전제로부터 유도된 변형도 적합조건, 즉 부재의 변형상태에 따라 사방향 응력장의 경사각을 결정하고 있는 반면에, Reineck의 균열마찰 트러스모델은 균열면에 슬립변형을 허용하므로써 사인장 균열 발생 각도와 압축응력장의 각도가 일치하지 않는 기본

전제로부터 출발하며, 파괴시의 균열각도를 60° 라 하고, 이의 1/2에 해당하는 30° 를 대략 압축응력장의 경사각도로 채택하고 있다. 즉, 전자는 균열면에서 인장력의 전달을 고려하고 있으며, 또한 균열 간격 및 방향을 미리 정할 필요가 없는 반면에, 후자는 그러하지 않은 점이 다르다. 양쪽 모델 모두 다 균열발생 후의 콘크리트 인장강도, 균열면에 발생하는 돌출부의 마찰작용 및 길이방향 주근의 장부작용(초기의 압축응력장이론에는 포함되었으나, 현재로서는 그 복잡성 및 낮은 기여도로 제외하고 있음⁽⁹⁾)을 주요 강도 기여요소로 채택하고 있으며, 또한 균열간격에 의하여 부재의 크기효과(Size Effect)를 고려하고 있다.

따라서, 본 연구는 이 두가지 해석수단을 사용하여 최근 국내에서 수행된 일련의 고강도 콘크리트 보⁽¹⁰⁾에 대한 해석작업을 실시한 후, i) 두 해석모델의 타당성 및 제한범위를 검토하고자 하며, ii) 또한, 종래의 단순식에 의한 해석으로는 얻어낼 수 없는 전체 하중-변형 응답을 해석적으로 얻어내므로써 실험에서 관측된 물리적 현상을 이해하는데 기여하고자 하며, iii) 더욱이, 실험으로부터 쉽사리 측정하기 힘든 거동에 대한 정보를 해석적으로 제공하고자 한다. 지금까지 압축응력장이론은 사방향 응력장이 잘 형성될 수 있도록 수직보강근이 충분히 배치되어 있는 기하학적 조건의 보를 해석하는데 주로 사용되었으나, 본 연구와 같이 전단보강근이 없는 경우에 적용된 예는 매우 드물다.

또한, 특별히 KAIST의 실험을 해석대상으로 선택한 이유는 I) 전단보강근이 없는 보의 거동에 지배적 영향을 미치는 길이 방향의 주근량(ρ_l), 전단 스팬-춤 비(a/d), 더 나아가서는 보의 춤(d)을 완전 분리하여 실험을 수행하였으므로 사용하고자 하는 해석모델의 타당성 및 문제점을 포착하기가 용이할 것으로 판단되었으며, ii) 또한, 본래의 KAIST 실험은 보다 복잡한 파괴역학의 에너지 개념으로부터 유도된 크기 효과식(Size Effect Law)에 대한 관련계수를 제안할 목적으로 실험 및 해석이 진행되었으므로, 보다 간편한 개념인 사방향 균열간격에 의하여 크기효과를 고려하고 있는 압축응력장 및 균열마찰이론과 좋은 비교가 될 것으로 판단하였기 때문이다.

2. KAIST 보 실험 개요

Table 1과 같이 KAIST 실험은 시험체 2개를 한조로 주근비, 전단 스패니, 보춤의 크기 등을 주요변수로 전체 20개의 보를 계획하였으며, 모든 시험체는 전단보강근을 전혀 포함하고 있지 않다. 하지만, 전술한 바와 같이 KAIST 실험의 핵심사항은 무엇보다도 보의 춤을 다양하게 변화 시키므로서(142mm-915mm, D Series), 이에 따른 크기효과를 실험적으로 규명하고, 또한 이를 회귀 분석하여 파괴역학 개념으로부터 유도된 전단강도 예측식에 포함하는 것이다. P Series에 사용된 주근비(ρ_t)는 각각 1%, 1.9%, 3.4%, 4.6%이며, A Series에 사용된 전단스패니(a/d)는 각각 1.5, 4.5, 6.0이다. 모든 시험체에 사용된 콘크리트의 압축강도(f'_c)는 53.7MPa이고 하부 인장근의 항복강도(f_y)는 477MPa이다. 자세한 시험체의 단면 형상, 가력 및 지지조건은 Fig. 1과 같다.

Table 1 Details of KAIST Test Specimens⁽¹²⁾

Beam No.	b_w (mm)	d (mm)	ρ_t (%)	a/d	v_c (MPa)
CTL-1/2*	170	270	860	3.0	1.54/1.56*
P1.0-1/2	170	272	468	3.0	1.26/1.22
P3.4-1/2	170	267	1520	3.0	1.72/1.73
P4.6-1/2	170	255	2027	3.0	2.07/2.20
A1.5-1/2	170	270	860	1.5	4.63/4.69
A4.5-1/2	170	270	860	4.5	1.45/1.39
A6.0-1/2	170	270	860	6.0	1.29/1.33
D142-1/2	170	142	452	3.0	1.70/1.63
D550-1/2	300	550	3097	3.0	1.37/1.30
D915-1/2	300	915	5139	3.0	0.99/1.21

*Denotes the Second Test in a Pair
 b_w =Width, d =Effective Depth, ρ_t = Steel Content,
 a/d =Shear Span-to-Depth Ratio, v_c =Observed Shear Strength

3. 실험결과 예측

3.1 압축응력장이론

1994년도에 개정된 캐나다 규준은 전단설계에 대하여 두가지 유사 설계방법을 제시하고 있는데, 본 연구에서 사용하고자 하는 방법은 "일반적인 방법(General Method)"으로서 전술한 바와 같

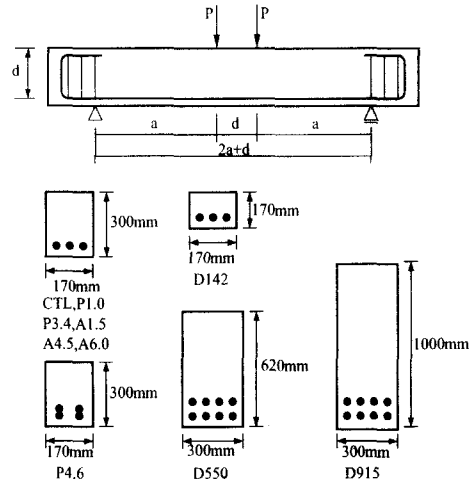


Fig. 1 Loading and Support Conditions and Sectional Details for KAIST Beams⁽¹²⁾

이 변각 트러스모델 및 압축응력장이론에 근거하여 다음과 같은 형태를 취한다.

$$V_{tg} = V_{cg} + V_{sg} + V_p \quad (1)$$

여기서,

$$V_{cg} = 1.3\beta\sqrt{f'_c}b_wd_v, \quad V_{sg} = \frac{A_s f_y d_v \cot \theta}{s}$$

V_{tg} , V_{cg} , V_{sg} , V_p 는 각각 전체강도, 콘크리트, 보강근 및 텐돈의 기여강도를 나타내며, 마찬가지로 b_w , d_v , s 는 각각 보의 유효폭, 유효춤(압축 및 인장력의 작용 중심거리) 및 스테럽 간격을 의미한다. 또한, β 및 θ 는 균열된 콘크리트의 전단내력 및 주압축응력도의 작용각도를 반영하는 계수로서, 다른 계수와는 달리 주근의 길이방향 변형도(ϵ_x) 및 사방향 균열간격(s_z)에 의해 결정되므로 곧 바로 정할 수 없는 값이다. 따라서, 규준에서는 실용설계 목적으로 β 및 θ 를 안전측으로 결정할 수 있는 일련의 수치를 표 및 그래프를 통하여 제공하고 있다.

본 연구에서는 보의 파괴하중 뿐만 아니라 관련된 일련의 전체응답을 결정하고자 하는 것이 주요 목적이므로 규준에서 제시하는 간편 설계식 대신에 본래의 압축응력장이론에 근거하여 아래와 같은 일련의 해석단계를 설정하였고, 이를 프로그래밍 하였다. 본 해석논리는 휨, 전단 및 축력(M , V , N)이 동시에 작용하는 전단보강근이

없는 보의 경우에 사용할 수 있다(Fig. 2).

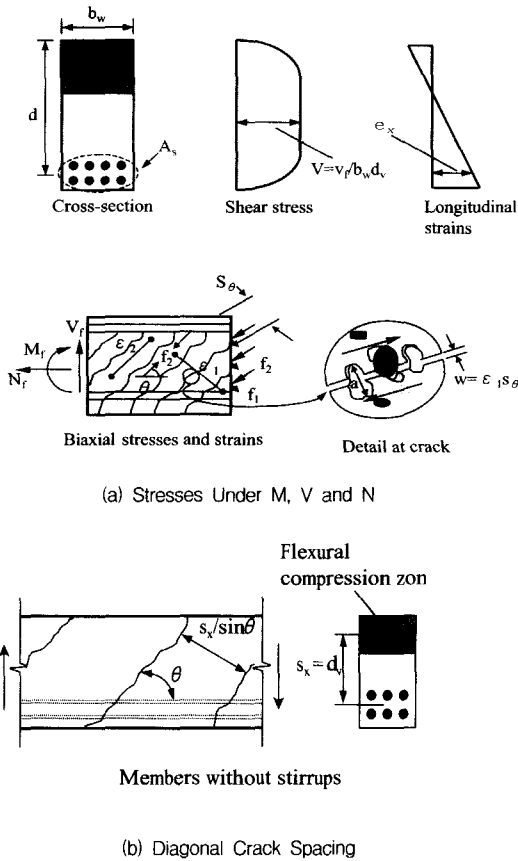


Fig. 2 A Schematic View of MCFT⁽²⁾

또한, 식 (1)에서 계수 1.3은 한계상태설계 개념과 관련하여 제시된 콘크리트 재료저항계수 ($\phi_c=0.6$, 20%정도) 및 압축응력장 이론(10% 정도)의 과도한 안전축 경향을 저감하기 위하여 제시된 값이므로 본 해석에서는 이를 포함하지 않는다.

단계 1: 주근 위치에 발생 가능한 주인장 변형도(ϵ_1) 가정

단계 2: 주압축응력도 작용 방향(θ) 가정

단계 3: 콘크리트 기여강도 산정(f'_c 는 MPa)

$$V_c = \frac{0.33\sqrt{f'_c}}{1 + \sqrt{500\epsilon_1}} \cot \theta b_w d_v \quad (2)$$

(단, 식(3) 보다 크지 않아야 함)

$$V_c = \frac{0.18\sqrt{f'_c}}{0.3 + [24/(a+16)](\epsilon_1 s_z / \sin \theta)} b_w d_v \quad (3)$$

단, $\epsilon_1 < \epsilon_{cr}$ 일 때, $V_c = \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{cr}} f_{cr} \cot \theta b_w d_v$,

$$\theta = 45^\circ + \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{N/A}{2V/b_w d_v} \right)$$

a, ϵ_{cr}, f_{cr} = 골재의 직경, 균열 변형도 및 응력도

식(2)는 균열사이의 비균열 단면에 존재하는 평균 인장응력 값에 의하여 결정된 전단내력이며, 식(3)은 균열면에 발생하는 마찰작용에 의하여 결정된 전단내력이다.

단계 4: 주압축응력도(f_2) 산정

$$f_2 = \frac{V_c}{b_w d_v} \cot \theta \quad (4)$$

단계 5: 주압축변형도 산정(ϵ_2)

$$\epsilon_2 = -0.002 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{f_2}{f'_c} (0.8 + 170\epsilon_1)} \right] \quad (5)$$

단, $(0.8 + 170\epsilon_1) \geq 1.0$

단계 6: 주근 위치에서 길이방향 변형도(ϵ_x)산정

$$\epsilon_x = \frac{M/d_v + 0.5N + V_c \cot 2\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (6)$$

단, A_s, A_{ps}, f_{po} = 주근량, 텐돈량 및 주변 콘크리트 응력이 0일 때의 텐돈 응력

단계 7: 주인장 변형도(ϵ_1) 산정

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + (\epsilon_x - \epsilon_2) \cot^2 \theta \quad (7)$$

단계 8: 단계 7에서 산정한 주인장 변형도(ϵ_1)가 단계 1의 가정치와 다르면 새로운 θ 를 가정하여 단계 2로 감.

단계 9: 주인장근의 항복 여부 조사

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M}{V} + 0.5N + V_c \cot \theta \quad (8)$$

단, f_{ps} = 텐돈에 작용하는 응력

단계 10: 새로운 주인장 변형도(ϵ_1)를 가정하여 단계 1로 감.

한편, CAN3-A23.3-94의 또 다른 방법인 "단순방법(Simplified Method)"은 45° 트러스모델 개념 및 콘크리트와 스테럽의 강도를 서로 독립적으로 고려하는 종래의 고전적인 방법에 그 근거를 두고 있지만, 보의 춤이 300mm 보다 클 경우에 발생 가능한 크기효과를 고려하기 위하여 아래와 같이 콘크리트의 기여강도를 제한하고 있음이 흥미롭다.

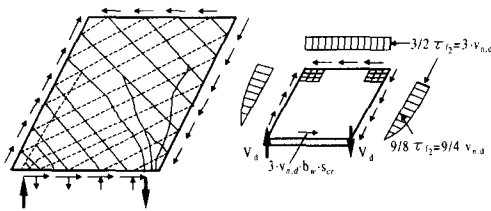
$$V_c = \left(\frac{260}{1000 + d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0.1\sqrt{f'_c} b_w d \quad (9)$$

($d > 300$ 일 경우)

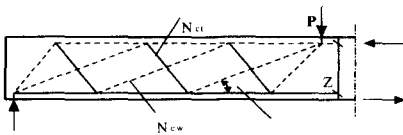
단, $d \leq 300\text{mm}$ 인 경우에는 종래의 $V_c = 0.2\sqrt{f'_c} b_u d$ 사용

3.2 균열마찰이론

Reineck은 전단보강근이 없는 보의 거동을 위해 Kani의 Tooth 모델을 전체로 비균열(Tooth 부분) 및 균열부위에 발생 가능한 응력 및 변형 상태를 자세히 정의하였으며, 또한 이를 수치적으로 산정하기 위하여 정교한 트러스모델을 설정하였다(그림 3(a)). 균열사이의 비균열 부위에는 압축-인장 2축응력이 작용하며, 이는 균열면에 발생하는 마찰력 및 하부 주근의 장부력과 평형 조건을 이룬다. 개개의 Tooth를 조합한 전단보강근이 없는 보의 전체적인 트러스모델은 그림 3(b)와 같으며, 여기서 점선은 콘크리트 인장 타이로서 균열면에 작용하는 마찰력을 묘사하고 있다. 최종파괴는 주로 균열면에 작용하는 마찰 및 장부작용을 포함한 지지기구에 의하여 발생하는 것으로 간주하였는데, 압축응력장이론과는 달리 균열 및 주압축응력 방향의 일치조건을 배제하고, 기본 전단력 지지기구(마찰력, 장부작용, 균열간격 및 폭 등)에 대한 보다 간편한 실험식을 택하므로써 독립적으로 극한강도를 예측할 수 있는 단일식(Explicit Formulae, 식(10))을 제시하고 있다. 하지만, 무엇보다도 Reineck 모델의 핵심사항은 콘크리트 Tooth의 균열면을 따라 작용하는 마찰력 및 장부작용에 의한 응력상황을 국부적인 트러스모델로 이상화하여 각각의 성분 및 상호작용에 의한 전단지지 능력을 산정한 점이다.



(a) Stresses in a Tooth



(b) Overall Truss Idealization
Fig. 3 Reineck's CFTM⁽⁵⁾

$$V_u = \frac{(b_w \cdot d \cdot 0.4 \cdot f_{ct} + V_{du})}{[1 + 0.16 \frac{f_{ct}}{f'_c} \lambda (\frac{a}{d} - 1)]} \quad (10)$$

여기서, $\lambda = \frac{\epsilon_y \cdot d}{\omega \cdot \Delta n_u} = \frac{f'_c}{E_s \rho_t} \cdot \frac{d}{\Delta n_u}$

$$\omega = \rho_t \frac{f_y}{f'_c} \quad (\Delta n_u = 0.9\text{mm, 최대균열 폭})$$

$$V_{du} = \frac{6}{f'_c} \cdot (b_w - \Sigma d_b) \cdot d_b \cdot f_t$$

f_t, ϵ_y, d_b = 콘크리트 인장강도, 주근의 항복 변형도 및 직경

4. 실험결과와의 비교 및 분석

3장에서 설명한 2가지 해석모델 - 압축응력장 및 균열마찰이론을 사용하여 KAIST 보의 극한 강도를 예측한 결과는 표2와 같다. 하중 작용점 부근에는 Fanning 작용으로 인한 부가적인 스트럿이 예상되므로 이로부터 d (균열마찰 모델의 경우는 $1.5d$) 만큼 떨어진 곳을 위험단면으로 채택하였다. 단, A1.5 시험체는 전단 스패-춤 비가 1.5인 까닭에 제안된 해석모델의 변형 후 평면유지 가정에 위배되므로 Nielsen & Braestrup⁽⁷⁾ 등이 제시하는 콘크리트 소성이론에 근거한 트러스모델을 적용하였다. 본래는, 실제 응력장 분포에 근거한 Static 개념의 트러스모델을 적용하려 하였으나, 하중 및 지지점에 사용된 강재 지압판(Bearing Plate)의 크기 등에 대한 데이터가 제공되어 있지 않아 Slip/Yield Line에 근거한 Kinematic 개념의 트러스모델을 사용하였다. 또한, 표 2는 크기효과에 대한 식(9)의 효용성을 검토하기 위한 예측결과도 포함하고 있다. 하지만, KAIST에서 제안한 파괴역학 개념으로부터 유도된 크기 효과식의 해석결과는 본 실험의 결과로부터 직접 유도되었으므로 포함하지 않았다.

4.1 강도

A1.5를 제외한 나머지 시험체에 대하여 압축 응력장이론에 의한 실험치/예측치 평균값은 1.050이며 변동계수는 7.45%이고, Reineck의 균열마찰 이론식에 의한 실험치/예측치 평균값은 1.027이며 변동계수는 11.9%이다. 반면에, 식(9)로부터 예측한 평균값은 1.081이며 변동계수는 16.6%이나, 이는 주근량, a/d 등에 의한

물리적 현상을 고려하고 있지 않음에 주의할 필요가 있다.

Table 2에서 보는 바와 같이 압축응력장 및 균열마찰 해석모델은 수직보강근이 배치되어 있지 않은 전단 스펠-춤 비가 2.5-6.0 정도인 균일한 응력분포가 예상되는 보의 파괴하중을 매우 정확히 예측하고 있음을 알 수 있다. 이는 두개의 해석모델이 모두 균열 발생 후 콘크리트 인장강도에 의해 전달되는 전단력을 충분히 고려하고 있으며, 무엇보다도 물리적 현상에 근거한 합리적인 접근방법을 채택하고 있기 때문이다. Reineck의 균열마찰 트러스모델이 실험강도에 더욱 근접한 결과를 나타내고 있는 듯하나, 이는 전적으로 두해석모델이 서로 다른 콘크리트 인장강도(f_{ct}) 및 위험단면 위치를 취하고 있기 때문이다(압축응력장이론에서는 각각 $0.33\sqrt{f_c}$, d 만큼 떨어진 곳을 위험단면 고려하고 있으나, Reineck의 해석은 이보다 큰 값인 $0.246 \cdot f_c^{2/3} \cdot 1.5d$ 를 사용하고 있음). 따라서, 보다 작은 변동계수를 보이는 압축응력장이론이 여러 변수범위에서 보다 균등한 정확도를 나타내고 있는 것으로 판단된다.

한편, A1.5 시험체에 Nielsen & Braestrup

Table 2 Comparisons Between Observed and Predicted Ultimate Strengths for KAIST Beams

Beam No.	Observed V_{ult} (kN)	Predicted					
		MCFT		CFTM		Eq. (9)	
		V_{ult} (kN)	Test/ Theory	V_{ult} (kN)	Test/ Theory	V_{ult} (kN)	Test/ Theory
CTL-1/2	71.2	68.0	1.047	68.0	1.047	67.3	1.058
P1.0-1/2	57.4	58.1	0.988	62.4	0.808	67.8	0.847
P3.4-1/2	78.3	77.8	1.006	71.1	1.102	66.5	1.177
P4.6-1/2	92.6	80.6	1.149	72.9	1.271	63.5	1.458
² A1.5-1/2	213.9	214.0	1.000	214.0	1.000	214.0	1.000
A4.5-1/2	65.2	58.2	1.120	64.2	1.016	67.3	0.969
A6.0-1/2	60.1	52.7	1.140	60.7	0.989	67.3	0.893
D142-1/2	40.2	37.9	1.061	40.6	0.991	35.4	1.136
D550-1/2	220.3	215.0	1.025	210.4	1.047	202.8	1.086
D915-1/2	302.0	331.9	0.910	311.1	0.971	273.1	1.106
Mean			1.050		1.027		1.081
C.O.V.			7.45%		11.9%		16.6%

¹Average Values in a Pair of Specimens

²Concrete Plasticity-Based-Truss Model Used

등에 의해 제시된 콘크리트 소성이론에 근거한 트러스모델을 적용한 결과는 매우 고무적임을 알 수 있다(실험치/예측치 = 213.9kN / 214kN). 해석모델에서 Slip Line은 하중 작용점과 지지점 사이를 잇고 있으며, Rigid-Plastic 콘크리트 재료거동을 보상하기 위한 유효강도 계수는 보통 강도 콘크리트로부터 추출된 식을 사용하였음에도 불구하고, 이와 같이 극한강도를 정확히 예측할 수 있다는 사실은 추후 다양한 트러스모델의 적용 가능성을 충분히 시사하고 있다.

4.2 전단 스펠비의 영향

Fig. 4는 압축응력장이론에 의하여 예측된 하중-변형 관계를 나타낸다. a/d비가 큰 보일수록 초기 사인장 균열발생 및 최대하중은 감소하고 있으나($\beta=0.171-0.202$), 반면에 압축응력장의 경사각은 보다 가파른 경향을 보여주고 있다. 이는 동시에 작용하는 모멘트 하중의 상호작용 때문이며, 실험으로부터 관측된 결과와도 일치한다. 초기균열 발생 후(적은 ϵ_1 값) 전단내력은 주로 균열면 사이에 위치하는 비균열 부위의 인장 지지능력(식(2))에 의하여 결정되지만, 변형도가 커짐에 따라 주인장 응력도의 크기는 감소하나 응력의 재분배로 인하여 완만한 경사의 새로운 응력장이 형성되어 전단응력은 지속적으로 증가한다. 최종적으로, 보다 완만한 경사의 사인장 균열의 폭이 커짐에 따라 균열면에서의 전단력 전달능력을 나타내는 식(3)이 전단내력을 결정하게 된다.

일반적으로 a/d 비가 작은 보 일수록(2.5 이하) 파괴시의 전단응력이 커진다는 사실은 이미 잘 알려져 있다. 이는 크기효과 때문이 아니라 보의 춤이 커질수록 하중 작용점과 지지점을 곧바로 잇는 스트럿의 형성이 용이하기 때문이다. 하지만, 최근의 실험결과⁽¹¹⁾에 의하면 수직보강근이 없는 춤이 큰 보의 경우 상당한 크기효과가 작용하는 것으로 보고되어, 콘크리트 인장응력을 고려하는 보다 자세한 스트럿-타이 모델의 사용이 요구된다.

4.3 주근비의 영향

일반적으로 주근량이 적게 배치되어 있는 전단

보강근이 없는 보는 매우 낮은 전단응력에서 파괴되는데($\beta=0.171 - 0.253$, Fig. 5(b)), 이는 큰 균열 폭으로 인하여 균열면에 발생하는 마찰 능력이 저하되기 때문이며, 또한 확장된 긴 휨균열로 인해 압축지역 및 장부작용의 역할이 저감되기 때문이다⁽¹²⁾. 압축응력장이론에서는 이와 같은 주근량과 균열폭의 관계를 식(7)에 반영하고 있으며, 또한 본 시험체와 같이 주근이 한층으로 배치된 가느다란 보의 경우에 장부작용의 역할은 별로 중요하지 않은 것으로 판단된다. Fig. 5는 여러 다른 주근비를 갖는 시험체의 하중-변형도 관계를 나타낸다. 최대하중에서 주근비(P1.0, CTL, P3.4, P4.6)에 따라 예측된 주근의 평균 변형도(ϵ_x)는 각각 1.349×10^{-3} , 0.891×10^{-3} , 0.597×10^{-3} , 0.478×10^{-3} 이며, 마찬가지로 사인장 균열의 평균 균열폭(w)은 각각 1.259mm, 0.976mm, 0.765mm, 0.682mm이다. 대체로, 콘크리트는 초기 균열 발생 후 균열 폭이 0.05mm-0.15mm 정도에 도달할 때까지 잔류 인장 지지능력을 보유한다.

4.4 크기효과의 영향

크기효과의 주된 원인은 사인장 균열의 큰 균열 폭 때문이라는 데는 이견이 없으나, 이러한 현상을 해석적으로 표현하는 데는 여러 다른 방법

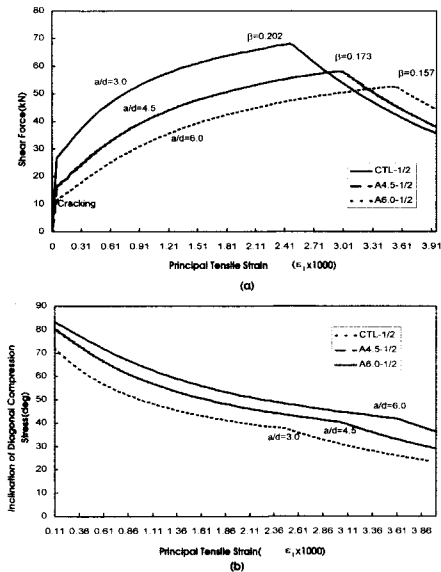


Fig. 4 Sectional Responses Varying of a/d Ratios

이 존재한다. 큰 균열폭의 가장 중요한 영향으로 일부그룹은 잔류 인장 지지능력의 감소를 들고 있어, 그 결과 비선형 파괴역학 개념에 근거한 크기 감소계수(Size Reduction Factor)를 제안하고 있는 반면에, 다른 그룹은 상호 균열면을 통하여 전달되는 전단응력의 감소를 들고 있다. 따라서, 후자 그룹에 속하는 압축응력장이론 및 균열 마찰모델은 보침의 함수인 균열간격에 따라 균열

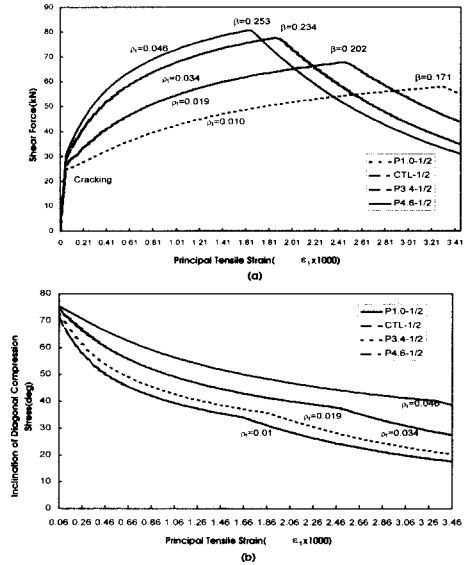


Fig. 5 Sectional Responses Varying of Longitudinal Reinforcement Ratios

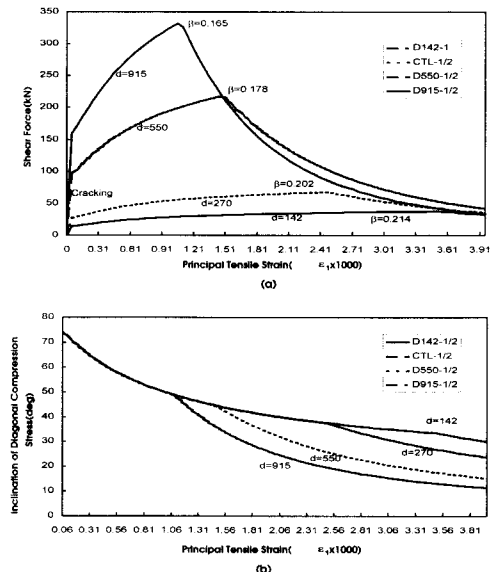


Fig. 6 Sectional Responses Varying of Beam Depths

면의 마찰 지지능력을 제한하는 방법으로 크기효과를 고려하고 있으므로 별도의 계수가 요구되지 않는다($\beta=0.165-0.214$, Fig.6(b)). 이러한 크기효과 고려방법은 최근, Bazant⁽¹³⁾에 의해 강력한 비평이 제기된 바 있으나, 무엇보다도 주근량 및 그 배치에 따라 통일된 방법으로 크기효과를 고려하고 있다는 데 그 장점이 있다. 한편, 최근의 실험결과⁽¹⁴⁾는 길이방향 주근이 여러 층으로 잘 분포되어 배치된 전단보강근이 없는 보에서 크기효과는 사라진다고 보고하고 있는데, 이는 전단내력을 결정하는데 보의 층이 크면 클수록 상호 균열면에 나타나는 마찰성능이, 보의 층이 작으면 작을수록 비균열 단면의 잔류 인장지지능력이 보다 큰 역할을 한다는 사실을 지지하고 있다.

Fig. 6은 여러 다른 유효층을 갖는 시험체의 하중-변형도 관계를 나타낸다. 층이 큰 보일수록 상대적으로 주인장 변형도(ϵ_x)가 작을 때 최대하중에 도달하며, 동일한 주근비($\rho_t=0.019$) 및 a/d 비(3.0)를 포함하고 있는 관계로 초기 압축응력장의 경사각도는 동일하나 최대하중 이후 급작스럽게 감소하는 경향을 나타내고 있다. 이는 층이 큰 보일수록 균열간격이 크므로 상대적으로 작은 변형도에서 큰 균열폭을 나타내어 이에 따라 마찰성능이 감소하기 때문이다. 또한, 이러한 양상을 포함하는 균열은 힘의 평형조건을 만족하기 위하여 상대적으로 더욱 완만한 경사각을 가지는 제2 혹은 3차 균열을 유발시킨다. 유효층의 크기 (D142, CTL, D550, D915)에 따라 예측된 최대하중 발생시 주근의 평균 변형도(ϵ_x)는 각각 1.015×10^{-3} , 0.891×10^{-3} , 0.707×10^{-3} , 0.598×10^{-3} 이며, 마찬가지로 사인장 균열의 평균 균열폭(w)은 각각 0.887mm, 0.976mm, 1.142mm, 1.281mm이다.

한편, 크기효과 시험체에 대하여 식(9)는 다른 두 해석방법에 못지 않게 상당히 정확한 파괴하중을 예측하고 있는데, 이는 현재까지 수행된 여러 크기효과를 포함하는 다양한 조건의 실험결과 (Kani, Univ. of Kansas, Collins, Damstadt 및 Shimizu 실험)를 회귀식으로 표현하였기 때문이다⁽²⁾. 여기에 포함된 시험체의 범위는 $0.07\sqrt{f_c} \leq v \leq 0.35\sqrt{f_c}$, $0.004 \leq \rho_t \leq 0.028$, $3 \leq \frac{a}{d} \leq 8$, $100 \leq d \leq 3000$ 등이다.

5. 결론

지금까지 서로 다른 트러스개념으로부터 출발한 두 종류의 해석방법 및 배경이론(MCFT 및 CFTM)을 사용하여 5가지 콘크리트 기여강도(V_c) 요소의 상대적인 중요도를 규명하였으며, 또한 두 해석모델의 타당성을 검토하기 위하여 최근, 국내에서 파괴역학 개념의 크기효과식 개발에 보다 초점을 두고 수행된 일련의 고강도 콘크리트보의 실험결과(20개, $f'_c=53.7\text{MPa}$)를 예측하였다. 그 결과, 얻어낸 결론은 다음과 같다.

(1) MCFT 및 CFTM에서 취하고 있는 콘크리트 기여강도 결정방법은 다소 다르지만, 서로 근접한 강도 및 경향을 예측하고 있다. MCFT는 ii) 균열면의 마찰작용 및 v) 비균열 부위의 잔류 인장강도를 직접적으로 고려하고 있는데 반하여, CFTM은 ii)를 통하여 v)를 간접적으로 고려하고 있다.

(2) 두 모델 모두 타이로서의 콘크리트 인장강도 역할을 합리적으로 고려하고 있으므로 실험결과를 상당히 정확하게 예측하고 있으나, 대체로 본 연구에 사용된 제한된 비교결과에 의하면 MCFT가 CFTM 보다 2%-3% 정도 안전측의 결과를 나타내고 있다. 하지만, MCFT는 보다 복잡한 해석논리를 포함하고 있는 관계로 여러 조건의 보에 보다 균등한 정확도를 나타내고 있으며(변동계수 비=7.45%/11.9%), 전체 하중-변형도 응답 및 보다 완전한 정보(경사각, 균열특성 및 파괴양상)를 제공한다.

(3) $2.5 \leq a/d \leq 6.0$ 인 CTL 및 A Series는 a/d 가 증가할수록 보다 낮은 초기 균열 및 파괴하중, 가파른 압축응력장이 실험으로부터 관측되었는데, 이러한 경향은 MCFT의 해석결과에서도 확인할 수 있었다. 이는, 전단력과 동시에 작용하는 모멘트 하중의 상호작용 때문이다.

(4) 응력혼돈 지역의 거동($a/d \leq 2.5$)을 포함하는 A1.5에 대하여 본 연구는 소성이론이 제시하는 간편한 트러스모델을 사용하였으나, 그 결과는 매우 고무적으로 나타났다.

(5) CTL 및 P Series($1\% \leq \rho_t \leq 4.6\%$)는 ρ_t 가 증가할수록 보다 가파른 압축응력장 및 큰 파괴하중이 관측되었는데, 이러한 경향은 MCFT의 예측 결과와도 잘 일치한다. 이는 주근량이 증가할수록 길이방향 변형도(ϵ_x) 및 균열폭(w)이

감소되어 균열면에 보다 큰 마찰능력을 유지하기 때문이다. P4.6의 경우, 두 모델 모두 강도를 과소평가하고 있는데, 보다 완전한 결론을 위해서는 추가실험이 요구된다.

(6) CTL 및 D Series에서 관측된 크기효과의 주된 원인을 균열면을 통하여 상호 전달되는 마찰력의 감소로 보고있는 두 해석모델은 크기에 따라 감소하는 최대 전단응력을 보 축의 함수인 균열간격에 의하여 제한하고 있다. 대략, MCFT는 보의 크기가 6배(D915/D142)로 증가함에 따라 1/1.3배 정도로 전단응력이 감소한다고 예측하고 있다. 대체적으로 실험결과와 잘 일치하나 D915의 경우 크기효과를 다소 과소평가하고 있는 것으로 나타났으며, 반면에 식(9)는 상대적으로 과대평가(1/1.7배 감소)하는 것으로 나타났다. 보다 완전한 결론을 위해서는 추가실험이 요구된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 지정 한양대학교 소재 "초대형 구조시스템 연구센터"의 연구비지원으로 1997.3.-1998.2에 수행된 내용의 일부로서 이에 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 조순호, "스트럿-타이 모델 관점에서 본 압축응력장이론(특집)", (한국콘크리트학회지, 110(1), 1998), pp.40-48.
2. Canadian Standards Association, "Design of Concrete Structures for Buildings: CAN3-A23.3-M94", Rexdale, Ont., (CSA, 1994).
3. Vecchio F.J., Collins M.P., "The Modified Compre-

- ssion Theory for Reinforced Elements Subjected to Shear", (ACI Journal 83(2), 1986), pp.219-231.
4. Collins M.P. et al., "A General Shear Design Method", (ACI Structural Journal 93(1), 1996), pp.36-45.
5. Reineck K.H., "Model for Structural Concrete Members Without Transverse Reinforcement", (IABSE Colloquium, IABSE Rep.62, 1991), pp.643-648.
6. Reineck K.H., "Ultimate Shear Force of Transverse Reinforcement Derived From a Mechanical Model", (ACI Structural Journal 88(5), 1991), pp.592-602.
7. Nielsen, M.P., Braestrup, M.W., "Shear Strength of Prestressed Concrete Beams Without Web Reinforcement", (Magazine of Concrete Res. 30(104), Sept., 1978), pp.119-228.
8. Marti P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design", (ACI Journal 82(1), 1985), pp.45-56
9. Bhide, S.B., Collins M.P., "Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members", (ACI Structural Journal 86(5), 1989), pp.570- 581.
10. Kim, J.K., Park, Y.D., "Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams Without Web Reinforcement", (Magazine of Concrete Res. 46 (166), 1994), pp.7-16.
11. Walraven, J., Lehwaltern, N., "Size Effects in Short Beams Loaded in Shear, (ACI Structural Journal 91(5), 1994), pp.585 -593.
12. ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members - Chapters 1 to 4, (ASCE Journal, ST., 99(6), 1973), pp.1091-1187.
13. Bazant Z.P., "Discussion of A General Shear Design Method by Collins M.P., (ACI Structural Journal 93(6), 1996), pp.741-745.
14. Collins M.P. et al., "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete", (ACI Concrete International, 1993), pp.27-34.

요약

전단보강근이 없는 보의 거동을 이해하기 위하여 서로 다른 트러스 개념으로부터 출발한 두 종류의 해석방법 및 배경이론(압축응력장(MCFT) 및 균열마찰 (CFTM)이론)을 수단으로 콘크리트 기여강도(V_c)를 구성하는 i) 압축지역의 전단응력, ii) 균열면의 마찰작용, iii) 주근의 장부작용, iv) 아치작용 및 최근에 추가된 v) 비균열 부위 잔류 인장강도의 상대적인 중요도를 물리적으로 설명하였다. 또한, 두 해석모델의 평가를 위하여, 최근 국내에서 파괴역학 개념의 크기 효과식 개발에 보다 초점을 맞추어 수행된 일련의 고강도 콘크리트보의 실험결과(20개, $f'_c = 53.7\text{Mpa}$)를 예측하였다. 예측결과에 의하면, 두 해석모델은 a/d 비, 주근량 및 보의 축이 변화함에 따라 관측된 물리적 현상을 정확하게 포착하고 있었으며, 특히 MCFT로부터 얻어낸 보다 자세한 응력 및 변형도 분포 등에 관한 정보는 일련의 추가적인 설명을 가능하게 하였다. 하지만, 보다 완전한 이론적 배경을 지니고 있는 MCFT는 P4.6 및 D915의 파괴하중을 각각 다소 과소 및 과대 평가하는 경향을 나타내고 있어, 주근량 및 크기효과에 대한 보다 완전한 결론을 유도하기 위해서는 추가적인 실험적 연구가 필요한 것으로 판단되었다.

(접수일자 : 1998.9.1)