

변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단거동 예측에 관한 연구

김상우¹⁾ · 이정윤^{1)*}

¹⁾성균관대학교 건축공학과

(2000년 11월 23일 원고접수, 2001년 3월 5일 심사완료)

Shear Behavior Prediction of Reinforced Concrete Beams by Transformation Angle Truss Model

Sang-Woo Kim¹⁾, and Jung-Yoon Lee^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

(Received November 23, 2000, Revised March 5, 2001)

ABSTRACT

This paper presents on the shear behavior prediction of reinforced concrete beams using Transformation Angle Truss Model (TATM). The TATM can evaluate the stress-strain relationships for cracked concrete by transforming stresses and strains for principal plane into those over the crack surfaces. This proposed analytical method simplifies the Fixed Angle Softened Truss Model (FA-STM) and removes the limitation of applicability of the FA-STM. The shear strength and strain of reinforced concrete beams are predicted by using the TATM.

For the verification of proposed method, experimental results of reinforced concrete beams were compared with theoretical results by the TATM, FA-STM and Rotating Angle Softened Truss Model (RA-STM).

Keywords : transformation angle truss model, fixed angle softened truss model, rotating angle softened truss model, reinforced concrete beam, shear behavior

1. 서 론

ACI 규준을 비롯한 대부분의 규준에서 채택하고 있는 철근콘크리트의 전단 설계는 45° 트러스 모델에 바탕을 둔 반실험적 방법이다. 이 트러스 모델은 힘의 평형조건만을 이용하여 비교적 간단히 전단강도를 구할 수 있는 장점이 있으나, 부재의 변형 및 전단강도에 도달하기까지의 재료 상태의 변화를 예측할 수 없어 구조물의 비경제적인 설계를 초래할 수 있다. 따라서, 경제적이면서도 안전한 전단설계를 위하여 부재가 전단파괴에 도달하기까지의 변형 및 재료 상태의 변화를 정확히 파악할 필요가 있다.

캐나다 토론토대학의 Collins등에 의해 제안된 수정 압축장 이론¹⁾(이하 MCFT)과 미국 휴스턴대학의 Hsu등이 제안한 회전각 연화 트러스 모델^{2,3)}(이하 RA-STM)은 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용하여 철근콘크리트 패널의 전단강도 및 전단변형률을 예측하고 있다.

이 두 이론에서는 균열각이 콘크리트 주압축 응력 방향과 일치한다고 가정함으로써 균열 각도가 철근량과 작용하중에 따라 변화하게 된다. 그러나, 실제의 균열 각도는 초기에 형성된 후 부재가 파괴될때까지 거의 변화하지 않으며, 주응력면의 응력과 변형률을 철근방향으로 변환시키기 때문에 두 이론에서는 균열면에서의 골재 맞물림 작용으로 인한 응력 전달을 평가할 수 없다^{4,5)}.

골재의 맞물림 작용에 의한 응력전달을 평가하기 위하여 Hsu등은 균열각을 외력에 의한 초기 균열 각도로 고정하고 고정각 연화 트러스 모델^{4,5)}(이하 FA-STM)을 제안하였다. Hsu등은 콘크리트의 주응력 각도와 균열면의 각도는 일치하지 않는다고 가정한 후 균열면에서의 직응력과 전단응력을 철근방향의 응력으로 변환시켜 부재의 전단응력 및 전단변형률을 구하고 있다. 따라서, FA-STM은 RA-STM보다 1개 많은 5개의 재료의 응력-변형률 관계가 필요하다. Hsu등은 RA-STM에서 사용한 4가지 재료의 응력-변형률 관계를 사용하였으며 나머지 1개(균열면의 콘크리트 전단응력-변형률 관계)는 2개의 계산 알고리즘을 사용하여 구하였다. Hsu등의 FA-STM은 콘크리트 균열면의 응력전달을 평가하여 전단응력-변형률

* Corresponding author

Tel : 031-290-7564 Fax : 031-290-7570

E-mail : jylee@yurim.skku.ac.kr

관계를 구할 수 있지만, 철근콘크리트 보에 적용하기에는 다음과 같은 4가지 약점이 있다.

첫째, Hsu 등의 FA-STM에서는 균열면의 콘크리트 응력-변형률 관계가 콘크리트 주응력면의 응력-변형률 관계와 동일하다고 가정한다. 그러나, 콘크리트의 주응력면과 균열면 사이의 각도 차이가 크게 되면 이 가정은 성립되지 않는다. 여기에 대한 상세한 설명은 참고문헌 6)을 참조하기 바란다.

둘째, 철근콘크리트 패널 실험에 근거를 둔 Hsu 등의 FA-STM은 양방향 철근량의 비가 0.2 이하가 되면 사용할 수 없다는 사용상의 한계를 가지고 있다⁵⁾. 실제 철근콘크리트 보의 부재축 방향 철근과 부재축과 직각되는 방향의 철근비가 0.2 이하가 되는 경우가 많으므로 Hsu 등의 FA-STM을 $\eta < 0.2$ 인 철근콘크리트 보에는 적용할 수 없다. 여기서, η 는 $(\rho_y f_{yy} - \sigma_y) / (\rho_x f_{xy} - \sigma_x)$ 이며, ρ_x 와 ρ_y 는 각각 x 와 y 방향의 철근비이며, f_{xy} 와 f_{yy} 는 각각 x 와 y 방향 철근의 항복강도, σ_x , σ_y 는 각각 x 와 y 방향으로 작용하는 외력이다.

셋째, Hsu 등이 제안한 콘크리트의 전단응력-전단변형률 관계식은 철근콘크리트 요소가 최대 전단력에 도달할 때의 콘크리트 균열면의 전단력 및 전단변형률을 변수로 사용하고 있다. 그러므로, Hsu 등의 FA-STM은 콘크리트 균열면의 최대 전단력과 그때의 전단변형률을 구하기 위하여 2개의 계산 알고리즘을 사용하고 있어 계산과정이 매우 복잡하다. 그리고, Hsu 등이 제안한 콘크리트 전단강도-전단변형률 식은 6개의 철근콘크리트 패널 실험에 근

거를 두고 있어 그 신뢰성에 의문을 남기고 있다.

넷째, Hsu 등의 FA-STM은 순수전단을 받는 철근콘크리트 요소에 근거를 한 이론이므로 철근콘크리트 보에 적용하기 위해서는 휨모멘트의 영향이 고려되어야만 한다.

본 연구에서는 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 주응력면의 응력과 변형률을 회전시켜 구하는 트러스 모델(본 논문에서는 변환각 트러스 모델(Transformation Angle Truss Model, 이하 TATM)이라 칭함)로부터 철근콘크리트 보의 전단응력과 변형률을 구하고 있다. TATM은 주응력면의 응력과 변형률을 콘크리트 균열면으로 회전시켜 콘크리트 균열면의 응력과 변형률 관계를 구함으로써 Hsu 등의 FA-STM이 가지는 적용 한계를 해결하여 부재축 방향과 부재축과 직각인 방향의 철근비가 0.2 이하인 철근콘크리트 보에 적용할 수 있다. 또한, 콘크리트의 전단응력-전단변형률 관계를 Li와 Maekawa가 제안한 식을 이용함으로써 Hsu 등의 FA-STM이 가지는 2개의 계산 알고리즘을 1개로 간략화하였다.

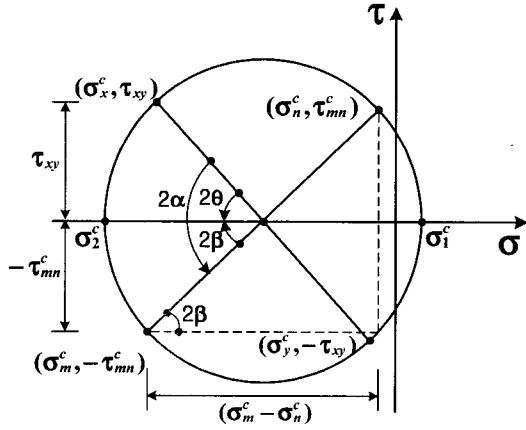
본 연구 목적은 Hsu 등의 FA-STM이 가지는 약점을 해결한 트러스 모델을 제안하고 이를 철근콘크리트 보의 전단 실험결과와 비교함으로써 제안한 모델의 보에 대한 적용 가능성을 검증하고자 함이다. 주요한 트러스 모델에 관한 특징은 Table 1에 나타내었다.

2. 이론적 배경

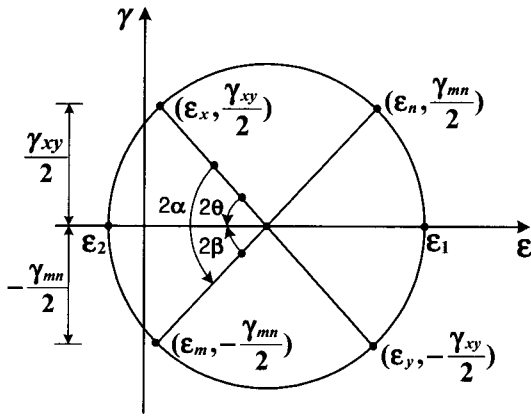
TATM의 이론적 배경은 논문 6)에 상세히 서술되어 있다. Fig. 1은 σ_x , σ_y , τ_{xy} 를 받아 균열이 발생한 콘

Table 1 Comparisons of main feature for truss models

Model	Investigator	Crack angle	Equilibrium condition	Compatibility condition	Tensile stress of concrete	Shear stress of crack surface
45° truss model	Ritter, Mörsch	$\alpha = 45^\circ$	○	×	×	×
Variable angle truss model	Thürlimann, Lampert et al.	$\alpha \neq 45^\circ$	○	×	×	×
Plasticity truss model	Nielsen et al.	$\alpha \leq 45^\circ$ (Obtained from f'_c and $\rho_w f_{wy}$)	○	×	×	×
CFT	Collins et al.	α is changed with the increase of load and steel ratio	○	○	×	×
MCFT	Collins et al.	α is changed with the increase of load and steel ratio	○	○	○	×
RA-STM	Hsu et al.	α is changed with the increase of load and steel ratio	○	○	○	×
FA-STM	Hsu et al.	1) Crack angle is coincided to the initial crack direction 2) Stresses and strains in the crack direction are equal to those in the concrete principle direction	○	○	○	○
TATM	Lee	1) Crack angle is coincided to the initial crack direction 2) Stresses and strains in the crack direction are not equal to those in the concrete principle direction	○	○	○	○



(a) Mohr stress circle for concrete



(b) Mohr strain circle for concrete

Fig. 2 Mohr circles for concrete

여기서, σ_m^c, σ_n^c 는 각각 m 과 n 방향의 콘크리트 응력, σ_2^c, σ_1^c 는 각각 2와 1방향의 콘크리트 주압축, 주인장 응력, ϵ_m, ϵ_n 은 각각 m 과 n 방향의 콘크리트 변형률, ϵ_2, ϵ_1 은 각각 2와 1방향의 주압축, 주인장 변형률이다.

이와 같이 주응력면의 응력 및 변형률을 균열면으로 회전시킨 TATM에 대한 검증은 참고문헌 6)에 제시되어 있으며, 재료의 구성법칙은 다음과 같다.

1) m - n 좌표에서의 콘크리트 전단응력-변형률 관계

Hsu등의 FA-STM에서는 m - n 좌표에서의 콘크리트 전단응력-변형률 관계를 두 개의 알고리즘에서 구하고 있다⁷⁾. 즉, 첫 번째 알고리즘에서 γ_{mn} 을 $-0.85 \epsilon_n (1 - \eta)$ 라 가정하여 최대전단응력(τ_{mnm}^c)과 최대전단변형률(γ_{mnm})을 구한 뒤 두 번째 알고리즘에서 m - n 좌표에서의 콘크리트 전단응력(τ_{mn}^c)과 전단변형률(γ_{mn})을 구한다. 따라서, Hsu등의 FA-STM은 계산과정이 복잡하며, γ_{mn} 에

대한 제안식 $\gamma_{mn} = -0.85 \epsilon_n (1 - \eta)$ 는 단지 6개의 철근콘크리트 패널 실험에 근거한 식으로 그 신뢰성에 의문이 있다.

본 연구에서 콘크리트 전단응력과 전단변형률 관계는 균열면의 복잡한 응력전달을 접촉밀도함수를 이용하여 나타낸 Li와 Maekawa가 제안한 식을 사용하였다^{7,8)}. 이 식은 접촉면과 접촉응력의 경사방향이 같다고 가정하고, 단조하중하에서 균열면의 변형을 강-소성으로 가정함으로써 유도된 단순식으로서 다음과 같다.

$$\tau_{mn}^c = 3.83 (f_{ck})^{\frac{1}{3}} \frac{v^2}{(w^2 + v^2)} \quad (11)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트 압축강도(MPa)이며, w 는 균열 폭, v 는 전단변위로서 식(12)와 (13)에서 구할 수 있다.

$$w = a \cdot \epsilon_n \quad (12)$$

$$v = a \cdot \gamma_{mn} \quad (13)$$

여기서, a 는 전단 균열 간격이다.

본 논문에서는 전단응력과 전단변형률의 관계가 직접적으로 반영된 Li와 Maekawa의 식을 이용하여 Hsu등의 FA-STM이 가지는 2개의 계산 알고리즘을 1개로 간략화하였다.

본 논문에서 사용한 콘크리트의 압축응력-변형률 관계와 인장응력-변형률 관계 및 철근의 인장응력-변형률 관계는 Hsu등에 의해 제안된 식을 사용하였다⁹⁾.

2) 콘크리트의 $\sigma_2^c - \epsilon_2$ 관계

$$\sigma_2^c = \zeta f_{ck} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\zeta \epsilon_o} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\zeta \epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (14)$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f_{ck}(\text{MPa})}} \frac{1}{\sqrt{(1 + 400 \epsilon_1)}} \quad (15)$$

3) 콘크리트의 $\sigma_1^c - \epsilon_1$ 관계

$$\epsilon_1 \leq 0.00008 \text{ 일 때, } \sigma_1^c = E_c \epsilon_1 \quad (16a)$$

$$\epsilon_1 > 0.00008 \text{ 일 때, } \sigma_1^c = f_{cr} \left(\frac{0.00008}{\epsilon_1} \right)^{0.4} \quad (16b)$$

4) 철근의 $f_s - \epsilon_s$ 관계

$$\epsilon_s < \epsilon_{np} \text{ 일 때, } f_s = E_s \epsilon_s \quad (17a) \text{ 또는 } (18a)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s > \varepsilon_{np} \text{ 일 때, } f_s = f_y [(0.91 - 2B) \\ + (0.02 + 0.25B) \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y}] \end{aligned} \quad (17b) \text{ 또는 } (18b)$$

여기서, ξ 는 연화계수이며, E_c 는 탄성계수로서 $3875\sqrt{f_{ck}(MPa)}$ 이며, f_{cr} 은 콘크리트 인장강도로서 $0.31\sqrt{f_{ck}(MPa)}$, ε_{np} 는 $\varepsilon_y(0.93 - 2B)$ 이며, B 는 $\frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y}\right)^{1.5}$ 이다.

3. 계산 방법

TATM을 철근콘크리트 보에 적용하기 위하여, 본 논문은 전단 위험 단면 요소를 순수 전단 응력을 받는 요소로 가정하였고, 모멘트의 영향은 무시하였다. 또한, 부재 축방향(x방향)의 인장철근이 위험 단면 요소에 균등하게 배근되었다고 가정하였다.

지금까지 유도된 16개의 식[식(1)~(11), (14)~(18)]의 미지수는 10개의 응력($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \sigma_m^c, \sigma_n^c, \tau_{mn}^c, f_x, f_y, \sigma_1^c, \sigma_2^c$), 8개의 변형률($\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}, \varepsilon_m, \varepsilon_n, \gamma_{mn}, \varepsilon_2, \varepsilon_1$), 2개의 각도(α, β), 1개의 재료상수(ξ)로서 총 21개이다. 21개의 미지수중 철근콘크리트 보의 축방향력 σ_x 가 작용하지 않는 경우($\sigma_x = \sigma_y = 0$) 각도 α 는 45° 가 될 것이다. 또한, β 값은 Fig. 2(a)의 점선으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{mn}^c}{\sigma_m^c - \sigma_n^c} \quad (19)$$

따라서, 미지수는 17개가 되며, 해석에서는 Fig. 3과 같이 ε_2 의 값을 증가시켜 ε_2 의 값에 상응하는 철근콘크리트 보의 전단응력과 변형률을 구하였다.

4. 철근콘크리트 보의 전단 실험결과와 해석결과의 비교 및 분석

본 장에서는 RA-STM, FA-STM, TATM을 이용하여 예측된 해석결과를 철근콘크리트 보의 전단 실험결과와 비교함으로써 TATM의 보에 대한 적용 가능성을 검증하고자 한다.

4.1 전단응력-변형률 관계

균열면에서의 골재 맞물림 작용에 의한 응력전달 평가를 검증하기 위하여 사용된 B3와 B5 실험체는 역대칭

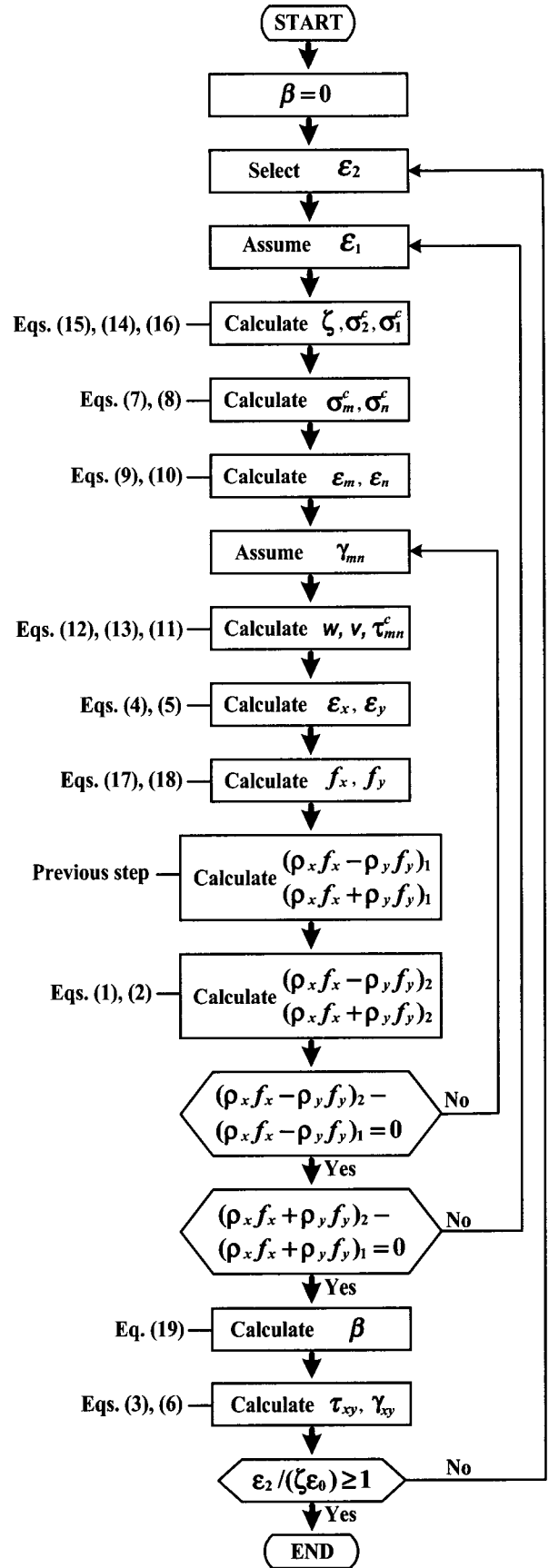


Fig. 3 Flow chart

하중을 받는 철근콘크리트 보이며, 변수는 전단보강근의 양이다. 재료 상세는 Table 2와 같다⁹⁾. Fig. 4에서 전단보강근의 양이 많은 실험체 B5의 경우, 콘크리트의 역할이 상대적으로 작아지기 때문에 골재의 맞물림 작용의 영향이 상대적으로 감소하여 실험결과가 직선적인 거동을 보이며, RA-STM과 FA-STM 및 TATM 모두 거의 동일한 직선적인 예측결과를 보였다. 그러나, 전단보강근의 양이 작은 B3 실험체의 경우, 콘크리트의 역할이 상대적으로 커지므로 실험결과 또한 최대 전단응력까지 강성의 증대를 보인다. 이에 대하여 FA-STM과 TATM은 최대 전단응력시까지 골재 맞물림력을 고려하는 거동을 보이는 반면, 콘크리트의 맞물림 작용을 고려하지 못하는 RA-STM은 전단강도 이전의 전단응력을 최대 33%까지 과소평가하는 직선에 가까운 거동을 보임을 알 수 있다. 보의 전단강도 실험에 대한 FA-STM과 TATM의 비교는 다음 절에서 상세히 기술된다.

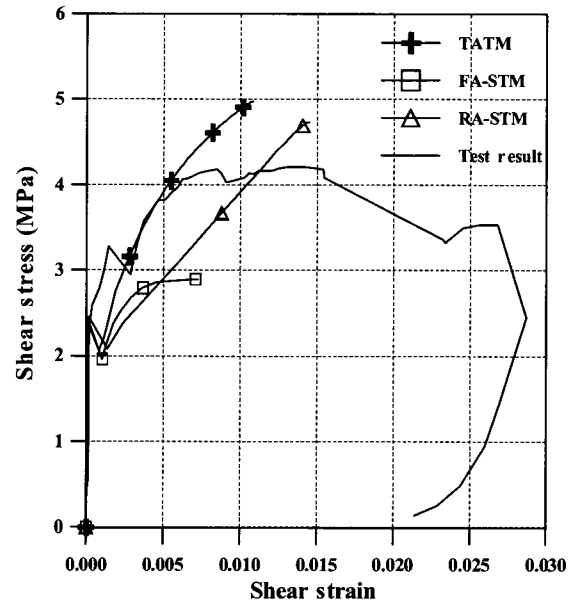
4.2 전단강도

TATM의 전단강도 예측결과는 40개 철근콘크리트 보의 전단 실험 결과에 대하여 FA-STM의 전단강도 예측결과와 비교되었다^{10~14)}. 40개 철근콘크리트 보는 콘크리트 압축강도가 13.8~52MPa, 전단스팬비 a/d (a:전단스팬, d:보의 유효춤)가 1.5~3.32이고 1점 또는 2점가력을 받는 단순보이다. 실험결과와 신뢰성을 위하여 본 논문에서 인용한 40개 철근콘크리트 보는 모두 주인장 철근 항목시 및 콘크리트 압축파괴시 전단강도의 90% 이전에 전단파괴된 것으로 하였다. 실험체 상세 및 해석결과와 실험결과는 Table 3과 같다.

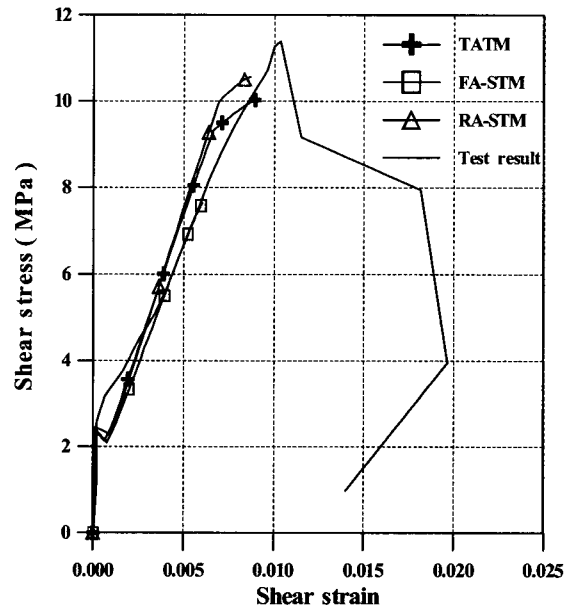
Fig. 5는 40개 철근콘크리트 보에 대한 Hsu등의 FA-STM과 제안된 TATM의 비교결과이다. Table 3과 Fig. 5로부터 FA-STM의 평균은 1.01이며 표준편차는 0.144, 변동계수는 0.143이며, TATM의 평균은 0.80, 표준편차는 0.105, 변동계수는 0.132이었다. FA-STM의 변동계수가 TATM보다 크므로, 실험결과에 대한 TATM의 예측결과가 FA-STM의 예측결과보다 분산의 정도가 작음을 알 수 있다. 또한, Fig. 6으로부터 TATM의 해석결과는 η 값에 관계없이 일정하지만, FA-STM의 해석결과는 η 값이 감소할수록 실험결과를 과소평가하고 있음을 알 수 있다. FA-STM과 TATM의 실험결과에 대한 해석결과의 비가 각각 1.4~0.73, 1.12~0.66으로 다소 넓게 분포하고 있는데, 이는 휨모멘트의 영향을 고려하지 않았기 때문이다. 휨 모멘트의 영향을 고려하면 부재축 방향의 변형률이 증가하여 해석에서 예측될 전단강도는 감소하게 되므로 TATM의 해석결과는 실험결과에 더욱 잘 일치하는 결과를 보일 반면, FA-STM은 과소평가한 결과를 더욱 과소평가하게 될 것이다.

Table 2 Specifications of specimens (Unit: MPa)

Beams	f_{ck}	ρ_x	f_{xy}	ρ_y	f_{yy}	η
B3	63.8	0.0306	973.9	0.0031	375.6	0.039
B5	63.8	0.0306	973.9	0.0084	929.4	0.262



(a) Shear stress-strain relationships of B3



(b) Shear stress-strain relationships of B5

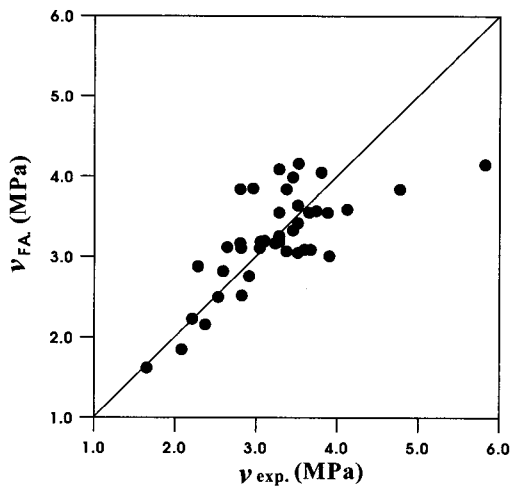
Fig. 4 Comparison of the test and theoretical results of the each truss models

Table 3 Specifications of specimens and comparisons of experimental and analytical results

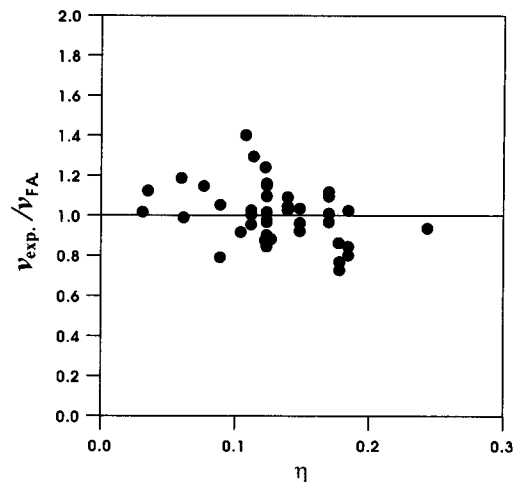
(Unit: MPa)

Beams	f_{ck}	b (mm)	d (mm)	$\frac{a}{d}$	ρ_x	f_{xy}	ρ_y	f_{yy}	η	$v_{exp.}$	$v_{FA.}$	$v_{pro.}$	$\frac{v_{exp.}}{v_{FA.}}$	$\frac{v_{exp.}}{v_{pro.}}$	Ref.
MHB1.5-25	52.0	125.0	215.0	1.50	0.0377	414.0	0.0045	372.5	0.107	5.82	4.15	5.45	1.40	1.07	10
C1-3	24.0	203.2	389.9	1.56	0.0207	320.7	0.0034	331.2	0.170	3.10	3.20	3.35	0.97	0.93	11
C3-1	14.1	203.2	389.9	1.56	0.0207	320.7	0.0034	331.2	0.170	2.82	2.52	3.06	1.12	0.92	11
C3-2	13.8	203.2	389.9	1.56	0.0207	320.7	0.0034	331.2	0.170	2.53	2.50	3.05	1.01	0.83	11
C3-3	13.9	203.2	389.9	1.56	0.0207	320.7	0.0034	331.2	0.170	2.37	2.16	3.05	1.10	0.78	11
C4-1	24.5	203.2	389.9	1.56	0.0310	320.7	0.0034	331.2	0.113	3.90	3.01	3.75	1.30	1.04	11
D1-6	27.7	152.4	314.5	1.94	0.0342	320.7	0.0046	331.2	0.139	3.65	3.55	4.41	1.03	0.83	11
D1-7	28.0	152.4	314.5	1.94	0.0342	320.7	0.0046	331.2	0.139	3.74	3.57	4.41	1.05	0.85	11
D1-8	27.8	152.4	314.5	1.94	0.0342	320.7	0.0046	331.2	0.139	3.88	3.55	4.41	1.09	0.88	11
B1-1	23.4	203.2	389.9	1.95	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	3.51	3.05	3.84	1.15	0.91	11
B1-2	25.4	203.2	389.9	1.95	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	3.23	3.17	3.88	1.02	0.83	11
B1-3	23.7	203.2	389.9	1.95	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	3.59	3.09	3.85	1.16	0.93	11
B1-4	23.3	203.2	389.9	1.95	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	3.37	3.07	3.84	1.10	0.88	11
B1-5	24.6	203.2	389.9	1.95	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	3.04	3.11	3.87	0.98	0.79	11
B2-1	23.2	203.2	389.9	1.95	0.0310	320.7	0.0073	331.2	0.243	3.80	4.05	5.04	0.94	0.75	11
MHB2.0-25	52.0	125.0	215.0	2.00	0.0377	414.0	0.0032	372.5	0.076	4.12	3.59	4.81	1.15	0.86	10
NNW-2	43.4	127.0	203.2	2.00	0.0320	406.2	0.0049	324.0	0.122	4.77	3.84	5.08	1.24	0.94	12
C205D10	29.0	150.0	315.0	2.00	0.0261	361.4	0.0024	354.5	0.089	2.91	2.76	3.39	1.05	0.86	13
C205D20	30.4	150.0	315.0	2.00	0.0208	386.9	0.0024	354.5	0.104	2.59	2.82	3.30	0.92	0.78	13
C210DOA	34.1	150.0	315.0	2.00	0.0261	361.4	0.0047	354.5	0.177	3.45	3.99	4.45	0.86	0.78	13
C305DO	32.5	150.0	315.0	2.00	0.0261	361.4	0.0024	354.5	0.089	2.28	2.88	3.47	0.79	0.66	13
C305D10	30.3	150.0	315.0	2.00	0.0261	360.0	0.0047	354.5	0.178	2.80	3.84	4.36	0.73	0.64	13
C310D20	30.6	150.0	315.0	2.00	0.0261	360.0	0.0047	354.5	0.178	2.96	3.85	4.37	0.77	0.68	13
A1-1	24.7	203.2	389.9	2.35	0.0310	320.7	0.0038	331.2	0.127	2.80	3.17	3.91	0.88	0.72	11
A1-2	23.7	203.2	389.9	2.35	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	2.64	3.12	3.89	0.85	0.68	11
A1-3	23.4	203.2	389.9	2.35	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	2.81	3.11	3.88	0.90	0.72	11
A1-4	24.8	203.2	389.9	2.35	0.0310	320.7	0.0037	331.2	0.123	3.08	3.18	3.91	0.97	0.79	11
D2-6	29.5	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0061	331.2	0.184	3.52	4.16	4.97	0.85	0.71	11
D2-7	28.4	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0061	331.2	0.184	3.28	4.09	4.95	0.80	0.66	11
D2-8	26.1	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0061	331.2	0.184	3.51	3.42	4.90	1.03	0.72	11
D4-1	27.4	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0049	331.2	0.148	3.51	3.64	4.51	0.96	0.78	11
D4-2	25.7	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0049	331.2	0.148	3.28	3.55	4.48	0.92	0.73	11
D5-1	27.7	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0037	331.2	0.112	3.05	3.19	4.05	0.96	0.75	11
D5-2	29.0	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0037	331.2	0.112	3.28	3.26	4.08	1.01	0.80	11
D5-3	27.1	152.4	314.5	2.43	0.0342	320.7	0.0037	331.2	0.112	3.28	3.19	4.04	1.03	0.81	11
MHB2.5-25	52.0	125.0	215.0	2.50	0.0377	414.0	0.0025	372.5	0.060	3.67	3.09	4.40	1.19	0.83	10
NNW-3	42.9	127.0	203.2	3.00	0.0320	406.2	0.0049	324.0	0.122	3.37	3.84	5.07	0.88	0.66	12
A-1	24.1	305.0	465.0	3.32	0.0190	555.0	0.0010	325.0	0.031	1.65	1.62	2.55	1.02	0.65	14
B-1	24.8	229.0	465.0	3.32	0.0253	555.0	0.0015	325.0	0.035	2.08	1.85	2.93	1.12	0.71	14
C-1	29.6	152.0	495.0	3.32	0.0191	555.0	0.0020	325.0	0.061	2.21	2.23	3.26	0.99	0.68	14
Ave.													1.01	0.80	
S. D.													0.144	0.105	
V. C.													0.143	0.132	

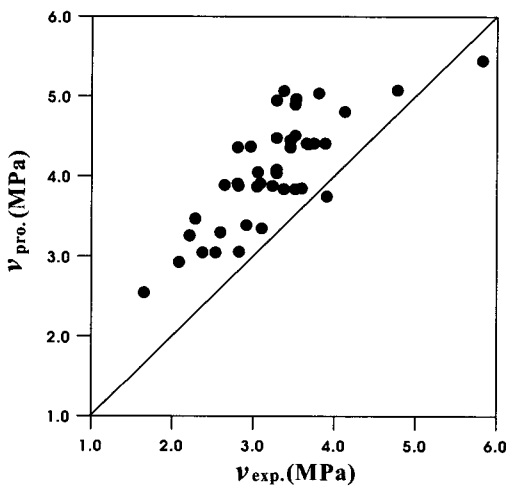
ρ_x, ρ_y : reinforcement ratios in the x - and y -directions, respectively, f_{xy}, f_{yy} : steel yield stresses in the x - and y -direction, respectively, $\eta = (\rho_y f_{yy} - \sigma_y) / (\rho_x f_{xy} - \sigma_x)$, $v_{exp.}$: experimental shear stress of beam, $v_{FA.}$: shear stress of beam calculated by FA-STM, $v_{pro.}$: Shear stress of beam calculated by proposed method (TATM), S. D.: Standard deviation, V. C.: Variation Coefficient



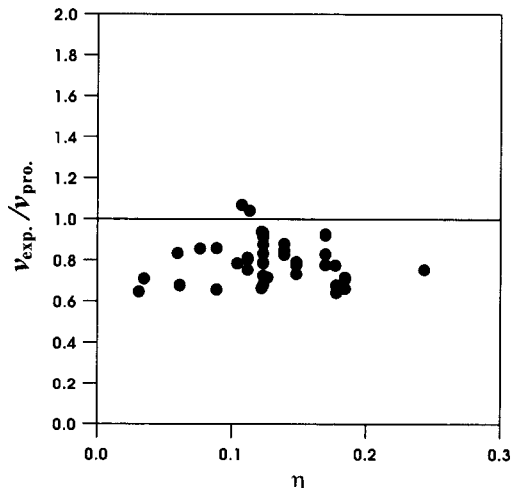
(a) FA-STM



(a) FA-STM



(b) TATM



(b) TATM

Fig. 5 Comparisons of experimental and analytical results for shear strength

Fig. 6 Ratios of experimental to analytical results for η

5. 결론

변환각 트러스 모델에 의한 철근콘크리트 보의 전단거동 예측에 관한 본 연구의 결론은 다음과 같다.

1) 골재의 맞물림 작용을 고려한 해석법은 골재의 맞물림 작용이 고려되지 않은 RA-STM에 비하여 전단 보강근의 양이 작은 철근콘크리트 보의 전단응력-전단변형률 관계를 보다 정확히 예측하였다.

2) 균열면의 콘크리트 응력과 변형률을 주응력 방향의 응력과 변형률의 회전값에서 구하는 제안된 해석법 TATM은 Hsu 등의 FA-STM이 가지는 적용의 한계 η 를 균열면에서의 골재 맞물림력을 사용하여 제거하였다.

3) 제안한 해석법 TATM은 균열면의 전단응력과 전단 변형률의 관계를 직접적으로 구함으로써 Hsu 등의 FA-STM이 가지는 2개의 복잡한 알고리즘을 1개로 간략화시켰다.

4) 제안한 해석법 TATM에 의한 해석결과는 40개 철근콘크리트 보의 전단 실험결과에 대하여 휨모멘트의 영향을 고려하지 않은 상태에서 평균 0.80, 표준편차 0.105, 변동계수 0.132로 비교적 만족스러운 결과를 얻었다.

참고문헌

1. Vecchio, F. J. and Collins, M. P., "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete

- Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2, March-April 1989, pp.219~231.
2. Hsu, T. T. C., "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, November-December 1988, pp.624~635.
 3. Hsu, T. T. C., "Nonlinear Analysis of Concrete Membrane Elements," *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.5, September-October 1991, pp.552~561.
 4. Pang, X. B., and Hsu, T. T. C., "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.2, March-April 1996, pp.197~207.
 5. Hsu, T. T. C., and Zhang, L. X., "Nonlinear Analysis of Membrane Elements by Fixed-Angle Softened-Truss Model," *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.5, September-October 1997, pp.483~492.
 6. 이정윤, "고정각 연화 트러스 모델의 적용 한계에 대한 연구," 한국콘크리트학회논문집, 제12권 5호, 2000, pp.81~92.
 7. Watanabe, F., and J. Y. Lee, "Theoretical Prediction of Shear Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.6, November-December 1998, pp.749~757.
 8. Li, B., Maekawa, K., and H. Okamura, "Contact Density Model for Stress Transfer Across Cracks in Concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, 1989, pp.9~52.
 9. Lee, J. Y., "Theoretical Prediction of Shear Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams," Ph. D. dissertation, Kyoto University, 1998, pp.91~110.
 10. Shin, S. W., Lee, K. S., Moon, J. I., and Ghosh, S. K., "Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams with Shear Span-to-Depth Ratios between 1.5 and 2.5," *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.4, July-August 1999, pp.549~556.
 11. Clark, A. P., "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, Vol.48, No.2, October 1951, pp.145~156.
 12. Xie, Y., Ahmad, S. H., Yu, T., Hino, S., and Chung, W., "Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.2, March-April 1994, pp.140~149.
 13. Mattock, A. H., and Wang, Z., "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subject to High Axial Compressive Stress," *ACI Structural Journal*, Vol.81, No.3, May-June 1984, pp.287~298.
 14. Vecchio, F. J., "Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.1, January-February 2000, pp.102~110.

요 약

본 논문은 변환각 트러스 모델(TATM)에 의한 철근콘크리트 보의 전단거동 예측에 관한 연구이다. TATM은 주응력면에 대한 응력과 변형률을 균열면에서의 응력과 변형률로 변환시킴으로써 콘크리트 균열면에 대한 응력-변형률 관계를 구한다. 제안된 해석 방법은 고정각 연화트러스 모델(FA-STM)을 간략화시켰으며 그 적용 한계 또한 제거하였다. 변환각 트러스 모델을 이용하여 철근콘크리트 보의 전단강도와 전단변형률을 예측하였다.

제안된 해석 방법의 검증을 위하여, TATM에 의한 해석결과는 총 40개 철근콘크리트 보의 전단 실험결과에 대하여 FA-STM과 RA-STM의 해석결과와 비교되었다. TATM에 의한 해석결과는 실험결과에 대하여 모멘트 효과를 고려하지 않은 상태에서 평균 0.80, 표준편차 0.105, 변동계수 0.132로 비교적 만족스러운 결과를 보였다.

핵심용어 : 변환각 트러스 모델, 고정각 연화 트러스 모델, 회전각 연화 트러스 모델, 철근콘크리트 보, 전단 거동