트러스 이론을 이용한 철근 콘크리트 전단벽의 비선형 거동해석

Nonlinear Behavior Analysis of RC Shear Wall Using Truss Theory

서 수 연* 김 정 식** 최 윤 철*** 이 리 형****
Seo, Soo-Yeon Kim, Jeong-Sik Choi, Yun-Chul Lee, Li-Hyung

Abstract

Recently, a concern to verify the displacement capacity of shear wall has been arised to produce suitable data for the performance based design. In this paper, a process is presented to evaluate the displacement capacity of shear wall. The displacement of shear wall is expressed as the superposition of shear and flexural deformation. Variable crack angle truss model with a modification and sectional analysis method are used in calculating shear and flexural displacement, respectively. In addition, the effect of axial force and the contribution of vertical and horizontal reinforcements in wall are considered in the analysis. The accuracy of proposed method is evaluated by the comparison calculation results with previous test results. From the comparison, it was shown that the hysteretic behavior of shear wall could be well predicted by using the process. In the case with flange wall, however, the method overestimates the contribution of flange wall for strength and stiffness and underestimates for displacement capacity.

요 지

최근 전단벽의 변형성능을 증명하기 위한 관심이 성능 설계법을 위한 적당한 자료들을 얻기 위해서 증대되고 있다. 본 연구에서는 전단벽의 변형 성능을 평가할수 있는 방법을 제시하고자 한다. 전단벽의 변위는 전단과 휨 변형의 조합된 형태로 표현될 수 있다. 수정 변환각 트러스 모델과 휨이론을 이용하여 전단과 휨변형을 산정하였으며, 또한 축력과 많은 수직 및 수평보강근의 영향을 고려할 수 있는 트러스 모델을 구축하였다. 본 연구에서 제안한 방법의 정확성을 평가하기 위하여 기 수행된 7개의 실험결과를 해석하고 실험결과와 해석결과를 비교하였다. 비교결과, 본 연구에서 제안한 방법을 사용함으로써 전단벽의 변형성능을 적절히 예측할 수 있는 것으로 나타났다. 그러나 플랜지벽이 있는 경우에는 강도와 강성의 측면에서 플랜지벽의 영향을 과대평가하며 변위성능의 측면에서는 과소평가하는 것으로 나타났다.

Keywords : Shear Wall, Truss Model, Variable Crack Angle, Hysteretic Behavior
핵심 용어 : 전단벽, 트러스 모델, 변환각, 이력거동

* 정회원, 충주대학교 건축공학과 조교수
** 정회원, 대우엔지니어링 건축사업부
*** 정회원, 한양대학교 건축공학부 박사과정
**** 정회원, 한양대학교 건축공학부 교수

E-mail : syseo@chungju.ac.kr 043-841-5211

?본 논문에 대한 토의를 2005년 9월 30일까지 학회로 보내주시면 2006년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

부재의 변형 성능에 대한 정확한 평가는 현재 새로운 내진설계법으로 제시되고 있는 성능설계법의 체계화를 위해서 반드시 필요한 부분으로서 이에 관한 지속적인 연구가 요망되고 있다. 특히 전단벽은 대표적인 횡력저항요소로 사용되고 있기 때문에, 건물의 내진성능을 파악하기 위해서는 전단벽에 의한 전체건물의 비선형 응답특성을 비교적 정확하게 규명하여야 한다.

트러스모델을 이용한 부재의 전단내력 예측은 전단설계의 한 방법으로 널리 활용되고 있으며, 현행 설계기준에서도 이 방법을 규정하고 있다. 그러나 트러스 모델의 경우에는 트러스 모델이 가지는 한계(변형적합조건의 만족 등의 측면에서 문제가 있음)에 의해 부재의 전체적인 거동을 예측하기에는 문제가 있는 것으로 알려져 있다. 1992년 Paulay[(5)]는 트러스 모델을 이용하여 커플링 보에 나타나는 전단거동과 휨거동을 예측할 수 있는 방법을 제시하였으나, 이 방법은 실제 전단벽에서 나타나는 많은 양의 수직 및 수평철근의 기여도와 축력의 영향을 고려하고 있지 않기 때문에 전단벽에 적용하기에는 한계가 있는 것으로 알려져 있다.

본 연구에서는 이 모델을 개선하여 전단벽의 거동을 예측할 수 있는 해석모델을 구축하고자 한다. 많은 수의 수평철근과 수직철근의 기여도를 고려하기 위하여 전단벽의 변형을 크게 전단변형과 휨변형으로 구분하고 전단변형의 경우에는 변환각 트러스 모델로 표현하고, 휨변형의 경우에는 단면의 휨 이론으로 나타내어 전체 거동특성을 예측하고자 한다. 이와 같은 모델링으로부터 전단경간비에 따라 달리 나타나는 전단벽의 거동특성을 고려하여 전단변형을 산정할 수 있는 방법을 구축하고 제안된 방법의 효용성을 평가하기 위하여 기존연구자들에 의한 실험결과[(2),(3)]와 계산된 결과를 비교하고자 한다.

2. 트러스 모델개념을 이용한 전단변형의 산정

전단벽에 발생하는 파괴형식은 크게 전단에 의한 사인장 또는 사압축파괴, 전단미끄러짐, 주근연결부에서의 부착 또는 정착파괴 그리고 휨에 의한 벽체하단부의 소성화 등으로 분류할 수 있다.[(4)] 전단 미끄러짐과 사인장 및 사압축 균열의 경우에는 벽체의 급격한 파괴를 유도하기 때문에 바람직하지 않은 파괴형식으로 분류되며, 이때의 거동특성은 매우 취성적인 양상을 보이게 된다. 형상비가 매우 낮은 경우를 제외하면 전단거동은 사인장 및 사압축에 의한 변형이 지배하게 되므로 이들을 트러스로 치환하여 그 거동특성을 묘사할 수 있다.

본 연구에서 이용하는 트러스 모델의 기본 개념은 Paulay 등[(5)]에 의해 제안된 것으로서, 여기에 추가로 벽체내에 균등하게 분포된 수직철근과 수평철근, 그리고 축력의 영향을 반영하였다. 전단거동을 지배하는 구성 요소는 다음과 같다.

2.1 트러스 거동(Truss Action)

전단력의 대부분은 스터럽에 의해서 한 지점으로부터 나머지 지점으로 전달된다. 수직 스터럽은 경사 콘크리트 스터럿과 함께 트러스를 구성하는데 Fig. 1은 이러한 트러스를 보여준다.

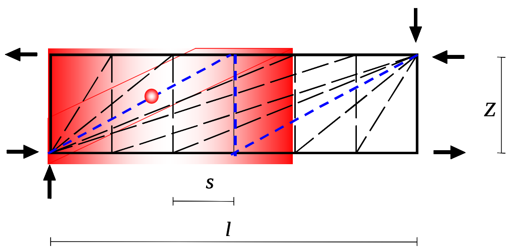

Fig. 1 트러스 기구의 구성

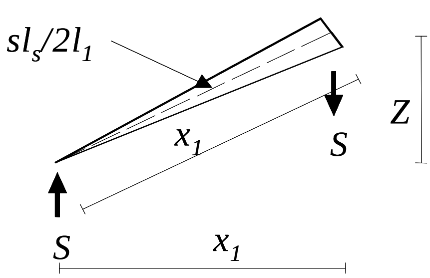

Fig. 2 경사 스터럿

김장훈[1]은 실험결과의 분석과 공식제안을 통하여 철근 콘크리트 부재의 균열각 범위를 대개 20°~ 40° 사이에 분포되는 것으로 보고하고 있으며, 본 연구에서도 트러스의 경사각을 20°~ 40°의 범위로 제한하였다.

이러한 트러스를 구성하는 경사 스트럿은 Fig. 2처럼 균일한 단면으로 치환이 가능하며 전체 전단력 Vs 중 한 개의 요소력 S에 의해서 발생되는 변형은 Fig. 3 으로부터 구할 수 있다.

$$\Delta 1 = \frac{2Sl_1^4}{sbE_C l_S^3},\quad \Delta S = \frac{Sl_S}{sbE_C n r_w},\quad \Delta 2 = \frac{2Sl_2^4}{sbE_C l_S^3} \quad (1)$$

Fig. 3에서 보면 알 수 있듯이 트러스 거동으로부터 발생되는 변위는 Δ_1, Δ_2 그리고 Δ_S 세 가지가 있다. 각각의 변위는 식 (1)과 같이 계산될 수 있다.

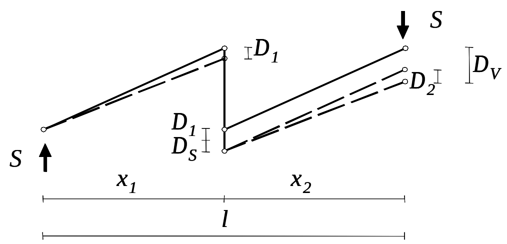

Fig. 3 횡력에 대한 트러스의 변형

식(1)에서 보여지는 세 개의 변위를 모두 합한 값이 트러스 액션에 의한 전단변위이고 그 값은 식 (2)와 같다.

$$\Delta V = \frac{2Sl_S}{sbE_C}\left[\left(1+\frac{x_1^2}{l_S^2}\right)^2 + \left(1+\frac{x_2^2}{l_S^2}\right)^2 + \frac{1}{2n r_w}\right]$$

(2)

여기서, S : 각 트러스가 부담하는 전단력, s : 전단보강근의 간격, b ; 부재의 폭, l_1, l_2 ; 각 트러스의 길이, l_s; 트러스의 수직길이로서 여기서는 모멘트 팔길이인 Z와 같음, n ; 콘크리트와 철근의 탄성계수비, ρ_w: 웨브 보강근의 철근비이다.

스터럽의 힘이 경간에 따라서 변할 때 변형적합 조건에 의하여 모든 링키지(Linkage)들의 수직변위는 같아야 하므로 Fig. 4에와 같이 포물선의 힘으로 가정한다. 적합조건을 만족시키기 위해서 임의의 두개 링키지(Linkage)들을 선택하고 각각의 수직 전단변위를 구한 다음 그 값들을 비교하면 식(3)을 얻을 수 있다.

$$P_0 = \frac{3P_S}{1+2\dfrac{P_C}{P_0}} \quad (3)$$

$$q_V = \frac{\Delta V}{l} = \frac{6hP\left[1+(1+v^2)^2+\dfrac{1}{2n r_w}\right]}{vblE_C\left(1+2\dfrac{P_C}{P_0}\right)} \quad (4)$$

여기서, P0 : 단위길이당 스터럽이 지지하는 힘의 최소값, PC : 단위길이당 스터럽이 지지하는 힘의 최대값, PS : 단위길이당 스터럽이 지지하는 힘의 평균값, v : l/l_s, η : 스터럽에 의해 지지되는 전단력/전체하중이다.

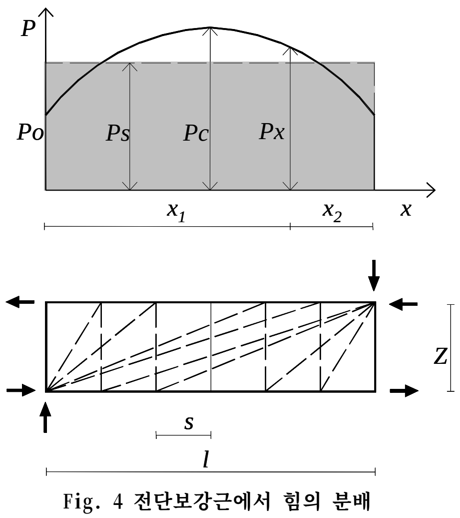

Fig. 4 전단보강근에서 힘의 분배

2.2 아치 거동 (Arch ACtion)

트러스 기구에 의해서 전달되지 않는 전단력은 대각선 스터럿에 의해서 전달되는데 이를 아치 거동 (Arch Action)이

라고 한다. 아치 거동에 의한 변형은 Fig. 5와 같다.

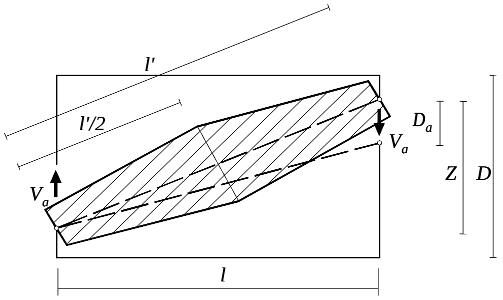

Fig. 5 아치 액션

$$\Delta a = \frac{4(l^2 + Z^2)^2 V_a}{Z^2 bl(3D-2Z)E_C} \tag{5}$$

$$q_a = \frac{\Delta a}{l} = \frac{4(1+v_1^2)^2 V_a}{b\left(\frac{l}{Z}\right)^2 (3D-2Z)E_C} \tag{6}$$

여기서, $V_a = P - V_s$ 이다.

2.3 링키지 (Linkage)의 이상화

트러스 이론은 변환각의 각도가 20°~40°의 범주에 해당되는 경우에 적합한 방법이지만, 변환각의 각도가 40°를 초과하는 짧은 전단벽의 경우에는 단순히 몇 개의 요소들에 의해 전단거동이 지배되지 않고 복부에 있는 많은 철근들이 전단에 기여하게 되므로 상기의 이론식은 적용상 한계가 있을 수 있다. Hwang과 Lee[(6)]는 짧은 전단벽의 전단강도 예측에 관한 논문에서 이상화된 타이(Tie)의 형성에 대한 방법을 제시하였는데, 수평타이는 수평 보강근들로 구성되고 수직타이는 수직 보강근들로 구성되며, 이때 벽체 중앙의 1/2 구간 이내 보강근들은 100%, 그 외 보강근들은 50%가 타이(Tie)로서 기여하는 것으로 보고하고 있다.

본 연구에서도 이러한 매카니즘(Mechanism)을 이용하여 짧은 전단벽내에 배근된 수평 보강근과 수직 보강근의 기여도를 반영하였다. Fig. 6과 7은 타이(Tie)의 메커니즘과 형성 방법을 나타낸 것이다.

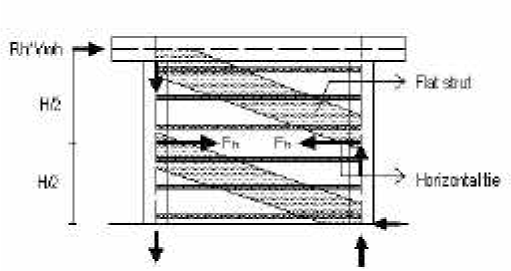

Fig. 6 수평방향 타이

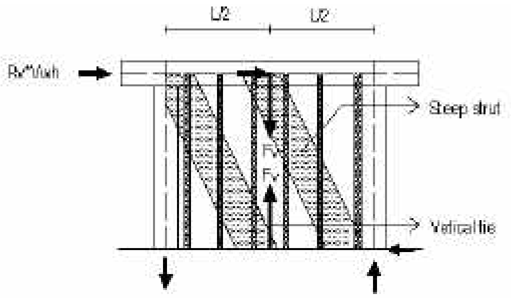

Fig. 7 수직방향 타이

2.4 축력의 영향

전단벽은 횡하중만 단독으로 작용하는 것이 아니라 횡하중과 축력이 함께 작용하는 조합하중을 받는 경우가 대부분이다. 따라서 축력의 영향을 고려해야 한다. 횡하중과 축력이 모두 작용할 때 트러스에 생기는 변형은 Fig. 8과 같이 표현할 수 있다. 이 경우 축력이 없을 때의 변형량을 나타내는 식(2)는 축력에 의한 항이 포함된 식(10)과 같이 표현되어 진다.

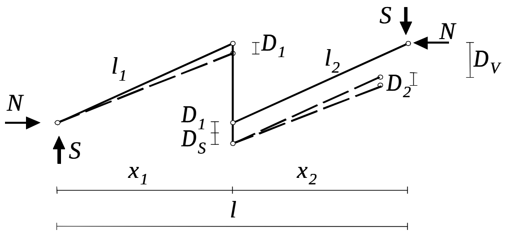

Fig. 8 트러스의 변형 (횡력+축력)

$$\Delta 1 = \frac{2Sl_1^4 - 2N\frac{x_2 l_s l_1^4}{l_2^2} + 2N\frac{x_2 l_s l_1^3}{l_2}}{sbE_c l_s^3} \tag{7}$$

$$\Delta S = \frac{Sl_s}{sbr_v nE_c} - \frac{N\frac{x_2 l_s^2}{sb}}{sbr_v nE_c} \tag{8}$$

$$\Delta 2 = \frac{2Sl_2^4}{sbl_s^3 E_c} \tag{9}$$

$$\Delta V = \frac{2Sl_1^4}{sbE_c l_s^3} + \frac{Sl_s}{sbr_v nE_c} + \frac{2Sl_2^4}{sbE_c l_s^3} - \frac{2Nx_2 l_s l_1^4}{sbE_c l_s^3 l_2^2} + \frac{2Nx_2 l_s l_1^3}{sbE_c l_s^3 l_2} - \frac{Nx_2 l_s^2}{sbr_v nE_c l_2^2} \tag{10}$$

3. 휨변형의 산정

벽체의 휨 거동은 단면상의 휨 성능에 근거하게 되며, 이러한 거동은 단순한 휨 이론으로서 산정할 수 있다. Paulay[5]는 이러한 휨 거동을 연결보 (Coupling Beam)에 대해서 단순 휨에 의한 회전과 주근의 신장에 의한 휨 회전으로서 설명하고 이를 근거로 한 변형을 산정하였으나, 많은 휨 철근이 배근된 벽체의 경우에는 단면해석을 함으로써 쉽게 산정할 수 있다. 본 연구에서는 벽체의 휨 변형은 기존의 휨 해석프로그램[7]을 이용하여 단면해석을 실시하고 그 결과 나타난 모멘트-곡률 관계로부터 전단벽의 휨 변형을 산정하였다.

4. 트러스모델의 타당성 검토

트러스 모델에 의한 해석결과의 타당성을 검토하기 위하여 횡하중만 작용하는 4개의 철근 콘크리트 전단벽과 횡하중 및 축력이 모두 작용하는 4개의 철근 콘크리트 전단벽의 실험결과와 비교하였다.

4.1 축력이 없는 실험체

횡하중만 작용하는 실험체의 실험자료는 Lefas와 Kotsovos가 수행한 실험결과[3]를 이용하였으며 선정된 실험체는 구형벽체로서, 축력이 작용하지 않는 상태에서 1방향 횡력이 단조가력된 실험체들이다. 변형능력을 예측하는 방법은 전단벽을 변환각 트러스 모델로 표현하여 내부 각 요소의 조합으로 예측하였다.

전단경간비가 1인 Type I 실험체는 내부에 생기는 트러스 요소들의 각도가 40°를 초과하는 짧은 전단벽으로서 이 경우에는 벽체내의 수평철근의 기여도가 높아지기 때문에 Fig. 6 및 Fig. 7과 같이 이상화된 요소로서 모델링 하였다. Fig 9~12는 횡력만 작용하는 실험체에 대한 해석결과들을 나타낸다. 전체적으로 벽체의 전단경간비에 상관없이 모든 실험체의 하중-변위 곡선이 실험결과와 해석결과가 잘 일치되고 있음을 알 수 있다.

Table 1 Lefas 실험체 제원[2]

구 분	Type I		Type II	
	SW11	SW17	SW21	SW26
벽길이 (mm)	750	750	650	650
벽높이 (mm)	750	750	1300	1300
벽두께 (mm)	70	70	65	65
수평철근비	0.011	0.003	0.008	0.004
수직철근비	0.024	0.024	0.025	0.025
콘크리트압축강도(Mpa)	44.46	41.06	36.38	25.59

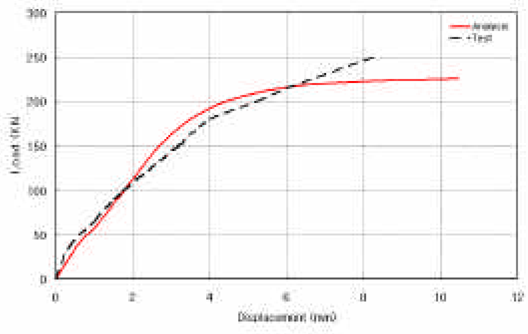

Fig. 9 SW11 실험체의 해석결과 비교

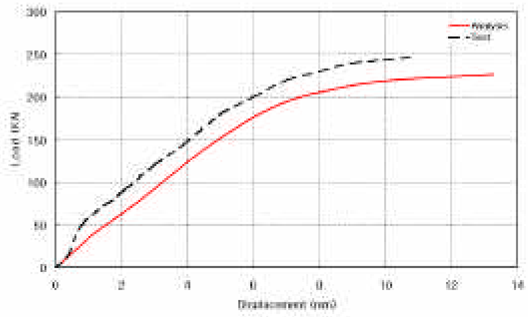

Fig. 10 SW17 실험체의 해석결과 비교

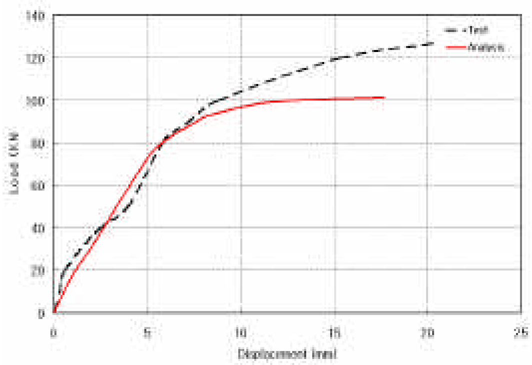

Fig. 11 SW21 실험체의 해석결과 비교

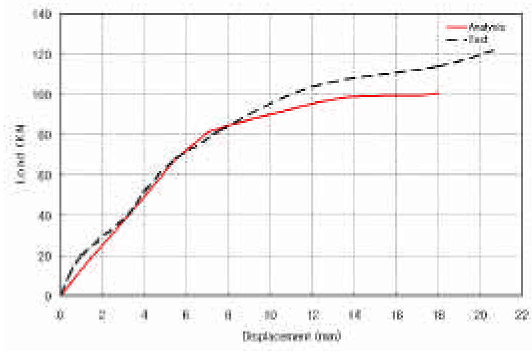

Fig. 12 SW27 실험체의 해석결과 비교

특히, 전단경간비가 1인 전단벽의 경우에도 실험결과가 해석결과와 유사한 것으로 나타나, 전단거동이 지배하는 전단벽의 경우, 전체 수평철근의 높은 기여도를 고려한 본 연구에서 적용한 방법이 적절함을 알 수 있다. 각 실험체들에 대하여 본 연구에서의 방법을 적용한 결과, 전단벽의 전단변형에 대하여 수직철근이 미치는 영향은 미소한 것으로 나타났으며, 휨 변위에서는 수평철근의 기여도가 매우 작은 것으로 나타났다. 이는 짧은 전단벽의 경우에는 전단이 지배적이 되고 이 경우에는 수평철근의 기여도가 높으며, 전단경간비가 큰 경우에는 휨거동이 전체거동을 지배하게 됨을 의미한다.

4.2 축력이 있는 실험체

횡력과 축력이 모두 작용하는 실험체의 실험자료는 대한주택공사에서 2001년 수행한 전단벽 실험체 4개[2]를 사용하였다. 이 실험체들은 축력이 작용($0.1f_{ck}A_g$)하는 상태에서 횡력이 반복하여 작용된 실험로서 구형인 실험체와 웨브의 한쪽 단부에 플랜지가 있는 실험체이다. 실험체의 상세한 제원은 Table 2와 같다. 플랜지가 있는 벽체의 경우에는 플랜지벽을 하나의 기둥으로 간주하여 해석을 실시하였다.

Table 2 축력실험체 제원[2]

구 분	IW	TWC	TWO-a
웨브벽길이 (mm)	1000	1000	1000
플랜지벽 길이(mm)	없음	2000	2000
벽높이 (mm)	3250	3250	3250
벽두께 (mm)	180	180	180
수평철근비	0.0067	0.0067	0.0067
수직철근비	0.012	0.012	0.086
콘크리트압축 강도 (MPa)	34	34	34

Fig 13 ~ 16은 횡력과 축력이 모두 작용하는 실험체에 대한 실험결과와 해석결과의 비교를 나타낸다. 플랜지가 없는 IW 실험체의 경우에는 횡력만 작용하는 실험체들과 마찬가지로 하중-변위 곡선이 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

그러나 플랜지가 있는 실험체의 경우에는 해석결과가 실험결과를 상회하는 내력을 보이고 있으며, 변형성능 또한 적절히 표현되지 않는 것으로 나타났다.

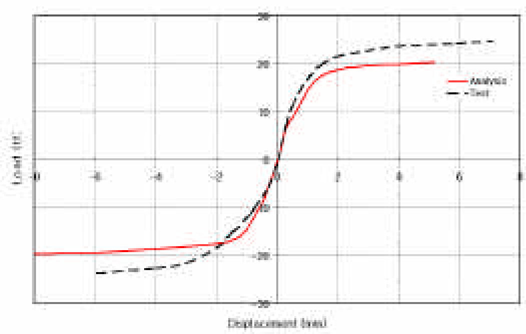

Fig. 13 IW 실험체의 해석결과 비교

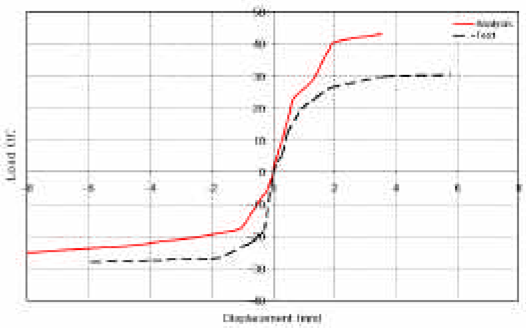

Fig. 14 TWC 실험체의 해석결과 비교

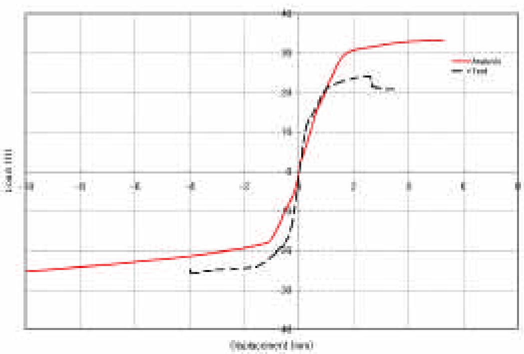

Fig. 15 TWO-a 실험체의 해석결과 비교

이는 플랜지 벽을 웨브벽에 연결된 경계부재로 고려함으로써 플랜지벽이 보이는 면외변형 능력을 과소평가하고, 강도 및 강성을 과대평가함으로써 나타난 현상으로 사료된다. 따라서 플랜지벽이 있는 벽체의 경우에는 플랜지벽의 기여도를 적절히 반영하여야 할 것으로 사료된다.

5. 결 론

트러스 모델을 이용하여 철근 콘크리트 전단벽의 변형성능을 평가하고자 단면내 배근되는 수직 및 수평철근을 이상화하고 축력의 영향을 반영한 모델을 구축하여 예제실험체에 대한 해석을 실시한 결과 얻은 결론은 다음과 같다.

1) 전단경간비에 따라 내부 Linkage의 경사 스터럿 각도가 큰 경우, 여러 철근을 통합하여 단순하게 표

현한 타이모델 해석방법을 적용하 전단벽의 내력 및 변형성능을 적절히 예측할 수 있는 것으로 나타났다.

2) 기존의 트러스 모델에 축력의 영향을 반영할 수 있는 트러스 기구를 고려함으로써 축력이 작용하는 전단벽의 변형성능을 예측할 수 있는 것으로 나타났다.

3) 그러나, 플랜지가 있는 벽체에서는 플랜지를 단순히 주변부재로 고려할 경우, 플랜지에 의한 기여도가 효과적으로 반영되지 않는 것으로 나타났으며, 따라서, 플랜지가 있는 벽체의 경우에는 플랜지의 면외 거동을 적절히 고려할 수 있는 모델의 구축이 필요한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 과학기술부 목적기초연구(R05-2004-000-12075-0) 지원으로 수행된 연구로서 연구지원에 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 김장훈, "철근콘크리트 부재의 균열 후 강성이론", 콘크리트 학회지, 제11권, 5호, pp.79-88.
2. 대한주택공사, "벽식구조 아파트에서의 이형벽체 구조성능 평가실험", 2001.1.
3. Ioannis D. Lefas, Michael D. Kotsovos, and Nicholas N. Ambraseys, "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation, Characteristics and Failure Mechanism", ACI Structural Journal, Vol.87, No.3, January- February 1990, pp. 23-31.
4. T. Paulay, M.J.N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc., 1992, pp.389-590.
5. Thomas Paulay, "Coupling beams of reinforced concrete shear walls", Journal of the structural division, Proceedings of ASCE, March 1971, pp. 843-862.
6. Shyh-Jiann Hwang, Wen-Hung Fang, Hung-Jen Lee and Hsin-Wan Yu, "Analytical model for predicting shear strength of squat wall", Journal of Structural Engineering, Jan. 2001, pp.43-50.
7. C. Chadwel, "UCFYBER : Cross Section Analysis Software for Structural Engineers", University of California, Berkeley, 1999.
8. Shyh-Jiann Hwang and Hung-jen Lee, "Analytical model for predicting shear strength of interior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance", ACI Structural Journal, Vol.97, No.1, January-February 2000, pp.35-44.
9. Shyh-Jiann Hwang and Hung-Jen Lee, "Analytical model for predicting shear strengths of Exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance", ACI Structural Journal, Vol.96, No.5, September-October 1999, pp.846-857.

(접수일자 : 2004년 10월 29일)