

### 비탄성 반복하중을 받는 철근콘크리트 전단벽의 비선형 유한요소 해석

Nonlinear Analysis of R/C Shear Walls Subjected to Inelastic Cyclic Loads by Finite Element Method

○ 윤 현 도 \*      오 영 혼 \*      최 창 식 \*\*      이 리 형 \*\*\*  
Yun, H. D.      Oh, Y. H.      Choi, C. S.      Lee, L. H.

#### ABSTRACT

The objective of this study is to predict the nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls, with the reinforcement uniformly distributed, under reversed cyclic loads. This study introduces Joint Element Model which formulates the pulling out of rebars, slipping and intrusion of junction planes.

The applicability of this study was experimentally verified by specimens SW1, SW2 and SW3 tested by authors, Wall1 by Paulay, SW16 and SW19 by Sheu. In almost every specimen, the ratio of analytical to experimental maximum shear stress is within approximately 5%. In case of energy dissipation and maximum drift, the analytical results fully coincide with those of experiment.

#### 1. 서론

최근 내진부재로 철근콘크리트 전단벽의 사용이 계속 증가하고 있는 추세에 있는데, 이는 전단벽이 골조와 상호작용을 하므로서 지진과 같은 수평력에 효율적으로 저항하기 때문이다. 따라서, 내진부재로서의 전단벽에 대한 이력특성을 예측하는 것은 매우 중요한 일이다. 그러나 최근까지도 이러한 전단벽의 이력특성을 균열을 포함한 철근콘크리트 요소의 특성, 철근항복의 영향과 반복하중의 영향 등 여러인자와의 상호작용에 의해 복합적으로 나타나기 때문에 대부분 실험에 의존하고 있는 실정이다.

지금까지 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 이력특성을 예측하기 위해 많은 해석방법이 시도되었다. 특히 유한요소법과 같은 수치해석 방법은 1967년 Scordelis와 Ngo<sup>1)</sup>가 최초로 보에 적용한 이후 대형컴퓨터의 개발에 힘입어 슬래브, 기둥, 보·기둥 접합부를 비롯하여 전단벽과 원자로 등으로 확대되었으나, 그 정확성, 실용성 및 범용성에 다소의 문제점을 지니고 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해서는 정확성 있는 철근콘크리트 요소모델과 전단벽과 같은 복합부재에서 부재두께가 서로 다른 접합부의 불연속 변형을 모델화 할 필요가 있음이 지적되었다.<sup>2)</sup>

이에 본 논문은 유한요소법을 바탕으로 하여 접합면에서의 철근의 인발(Pulling out of rebars), 슬립(Slip), 관입(Intrusion) 등을 정식화한 접합요소(Joint Element)모델과 분산균열(Smeared Crack)모델을 적용한 8절점 판요소 모델을 도입함으로써, 철근콘크리트 전단벽의 이력특성을 보다 정확하고 용이하게 예측하는 기초자료를 제공하는데 그 목적이 있다.

#### 2. 판요소 모델

##### 2.1 균열 발생전 콘크리트 모델

본 해석시 기본적으로 적용된 콘크리트 재료모델은 Maekawa 등이 제안한 탄소성 파괴모델(Elasto

-Plastic and Fracture Model)<sup>3)</sup>이다.

본 모델은 소성과 파괴의 개념을 응력도-변형도 관계에 도입함으로써 변형경화(Strain Hardening) 영역에서 부터 변형연화(Strain Softening)영역까지 단일한 파괴 방정식으로 표현이 가능하며, 또한 임의의 응력 및 변형도 상태에서도 콘크리트의 비선형 특성을 표현할 수 있어 반복재하시 수치계산이 매우 용이하다.

이러한 탄소성 파괴모델에 의하면 변형도가 탄성 영역의 경계를 넘어 계속 증가하면 소성변형도가 변화하면서 탄성영역이 변형도 평면상에서 확대된다. 이 새로운 탄성영역내에서의 등가응력 $S$ 와 등가탄성변형도 $E_e$ 는 다음식(1)과 같은 선형관계가 성립한다.

$$S = E_0 K (E - E_p) = E_0 K E_e \quad (1)$$

$E_0$ : 초기 접탄성계수

$K$ : 콘크리트의 내부 손상정도를 표현하는 지표(Fracture Parameter)로 식(2)와 같다.<sup>3)</sup>

$$K = \exp(-0.73E_{max}(1 - \exp(-1.25E_{max}))) \quad (2)$$

##### 2.2 균열 발생조건

철근콘크리트 부재의 비선형 해석시 탄성거동과 비탄성거동의 분기점이 되는 균열의 발생조건을 정의할 필요가 있다. 따라서, 정가력시 인장축에 발생한 균열을 제 1균열, 부가력시 인장축에 발생한 균열을 제 2균열이라 정의한다.

##### (1) 제 1균열 발생조건

콘크리트의 균열은 주 인장변형도가 콘크리트 인장한계 변형도  $\epsilon_{cr}$ 에 도달때 발생하는 것으로 한다. 본 해석에서 인장한계 변형도는 Izumo 등의 제안식<sup>4)</sup>, 2축 응력상태에서 콘크리트 파괴포락선 중앙축-인장영역에 대해서는 Niwa의 제안식<sup>5)</sup>, 인장-인장영역에 있어서는 Yamada의 제안식<sup>6)</sup>을 각각 적용한다. 이러한 제안식들을 적용할때, 반복하중을 받는 콘크리트에 대해서는 콘크리트 인장강도가 탄소성 파괴모델로부터 얻어진 파괴지표  $K$ 에 의해서 하되고, 균열발생 각도는 주 인장응력 작용방향에 직각이라 가정한다.

##### (2) 제 2균열 발생기준

철근콘크리트 부재가 반복하중을 받을때 제 1균

\* 한양대 대학원 석사과정

\*\* 정회원, 한양대 대학원 박사과정

\*\*\*정회원, 한양대 교수, 공학박사

일 발생후 부가력시 인장축에 제 2균열이 발생한다. 본 해석에서는 이러한 제 2균열 발생조건을 제 1균열 발생조건과 동일한 것으로 가정한다.

### 2.3 균열 발생후 콘크리트 모델

콘크리트에 균열이 발생하면 콘크리트의 응력도-변형도 관계는 균열 직각방향에 대해서 직교 이방성 관계를 갖기 때문에 균열의 직각방향, 평행방향 및 전단방향의 응력도-변형도 관계의 모델화가 필요하다.

#### (1) 인장강성 (Tension Stiffening) 모델

철근과 콘크리트의 부착에 의한 인장강성 효과에 대해서는, 철근이 항복한 후에도 충분한 적응성을 갖고, 특히 본산균열에 유용한 Okamura 등의 제안식<sup>7)</sup>을 단조 재하시에 적용하고, 제하(Unloading) 및 재하(Reloading)시에 있어서의 인장강성 효과에 대해서는 Tamai 등의 제안식<sup>8)</sup>을 각각 적용한다.

#### (2) 압축강성 (Cracked Concrete Compression) 모델

콘크리트에 균열이 발생하면 균열발생전 콘크리트에 비해 압축강도와 강성이 저하 된다는 것은 Vecchio와 Collins 등의 연구에 의해서도 잘 알려진 바이다. 이러한 현상은 균열 부근에서 발생하는 응력이완(Stress Relaxation)에 기여 하므로 균열과 평행한 방향의 압축강성을 고려해야 한다.

본 해석에서는 균열발생 이전의 콘크리트 응력도-변형도에 적용한 탄소성 파괴모델<sup>9)</sup>을 실험결과와 비교·수정하여 Okamura 등이 제안한 수정 탄소성 파괴모델<sup>4)</sup>을 적용한다. 이 모델은 균열발생에 의한 강성저하를 콘크리트 내부 손상지표의 저감으로 표현하고, 균열 발생후 파괴지표  $K_{cr}$ 와 균열 발생전 콘크리트 파괴지표  $K$ 의 비는 균열직각 방향 변형도  $\epsilon_x$ 함수로 표현한다.<sup>4)</sup>

#### (3) 전단 전달 (Shear Transfer) 모델

콘크리트에 균열이 발생하면 균열면과 평행한 방향으로 전단응력이 전달되고, 직교방향으로는 압축응력이 전달된다. 이러한 균열면에서의 전단 및 압축응력을 전달응력이라 정의 하는데, 특히 전단벽과 같은 판요소의 요소 변형과 종국내력에 대해서는 이 응력전달 거동이 지배적인 요인이 확인되었다.<sup>9)</sup> 이러한 이유로 콘크리트 균열면에서의 전단 전달기구에 관한 연구가 Yamada<sup>10)</sup>, Fardis<sup>11)</sup>, Paulay<sup>12)</sup> 등의 연구자에 의해 행해졌다. 그러나 이들이 제안한 수치해석 모델의 대부분은 단조 재하에 관한 것이므로, 본 해석에서는 본산균열(Smeared Crack) 모델에 적용이 가능함과 동시에 반복하중을 받는 부재에 적용될 수 있는 Li Maekawa<sup>9)</sup>의 접촉면 밀도함수에 의한 모델을 적용한다.

이 모델은 균열면 형상을 균열폭  $\omega$ , 전단슬립  $\delta$ , 접합면 방향  $\theta$ 의 세변수로 표현하고, 접합면 방향에 관한 적분 방정식으로 표현된다.

### 2.4 철근 모델

콘크리트 내부에서 철근의 응력도-변형도 관계는 일반적으로 균열면에서 철근이 항복점에 이룰때까지는 단일체 철근과 동일하지만, 철근응력이 항복점에 이르게 되면 철근의 응력도-변형도 관계는 탄소성 관계에서 벗어 나게 되는데, 이러한 현상은 Tamai의 철근콘크리트 봉요소 압축 및 인장 실험에

서 명확해 졌다.<sup>7)</sup> 따라서 본 연구에서는 단조 재하시에 대해서 Tamai의 모델을, 제하 및 재하시에 대해서 Kato 모델<sup>13)</sup>을 적용한다.

### 3. 접합요소 모델

철근콘크리트 전단벽의 접합부에서는 인접한 부재간의 단면 강성이 급변하여 철근의 인발, 접합면의 슬립, 관입 등과 같은 국부적인 불연속 변형이 집중하게 된다. 이러한 국부적인 불연속 변형을 해석시 고려하기 위하여 접합요소 모델(Joint Element Model)을 도입한다.

#### (1) 철근의 인발 (Pulling of Rebars)

철근의 인발에 관한 연구는 Otani<sup>14)</sup> 등에 의해 이루어 졌으나, 대부분 부착응력도-변형도 관계에 관한 것이다. 이러한 관계식을 이용하여 철근의 축응력도-미끄러짐 관계를 구하기 위해서는 철근의 부착과 축응력 관계식이 필요하고, 수치해석이 복잡할 뿐만 아니라, 해석상의 가정이 많아져 그 정확성에 다소 문제가 있을수 있다. 이에 반해 철근의 축방향 평균 변형도와 미끄러짐 관계를 나타내는 Shima의 제안식<sup>15)</sup>은 접합요소 모델로 이용할 수 있어 해석시 정확성을 확보할 수 있으므로, 본 연구에서는 이 제안식을 기본적으로 적용한다.

#### (2) 접합면의 전단강성 모델

부재 두께가 서로 다른 접합부에서는 국부적인 응력이 발생함에 따라 변형이 부가되기 때문에 접합면의 전단변형  $\delta$ 는 접합면에서의 미끄러짐  $\delta_{cr}$  과 국부적인 응력에 의해 부가된 전단변형  $\delta_{m}$ 과의 합으로 가정하고, 접합면에서의 전단강성 모델은 철근콘크리트 요소 모델에 사용된 Li Maekawa 모델<sup>9)</sup>을 기본적으로 적용한다.

#### (3) 접합면의 관입

본 해석은 평면응력 상태로 가정하기 때문에 부재두께 방향의 응력은 일정하다. 그러나 부재두께가 서로 다른 접합부에서는 실제 3차원적인 응력분포에 의해 부가된 변형을 2차원 해석시 고려하기 위해서는 접합면이 가상 부재높이 ( $h_v$ )를 갖고, 압축응력에 대해 접합면이 변형 한다고 가정함으로써 3차원적인 응력분포의 영향을 간접적으로 고려할 수 있다. 여기서 가상 부재높이는 근접한 두 요소의 두께 비와 두꺼운 쪽의 높이( $h$ )의 함수로 표현된다.

### 4. 비선형 해법

#### 4.1 비선형 해석방법

철근콘크리트의 강성은 균열 발생, 철근의 항복, 균열의 개폐시 등에 있어서 크게 변화하고, 그 이후는 적다. 따라서 본 해석에서는 큰 강성변화가 예상되는 초반 3사이클까지는 Newton-Raphson법을, 그 이후에는 수정 Newton-Raphson법을 기본적으로 적용한다.

주요 계산과정중 각 스텝의 첫번째 반복계산 단계에서, 구조체에 가해진 변위에 의해 발생되는 등가 결점력은 이전 스텝에서 계산된 강성 행렬을 이용하여 계산한다.

$$\Delta U = \int \int B^T \delta B \delta v \Delta F = K^{-1} \Delta F \quad (3)$$

$$\Delta F = F - \int \int B^T \sigma dv \quad (4)$$

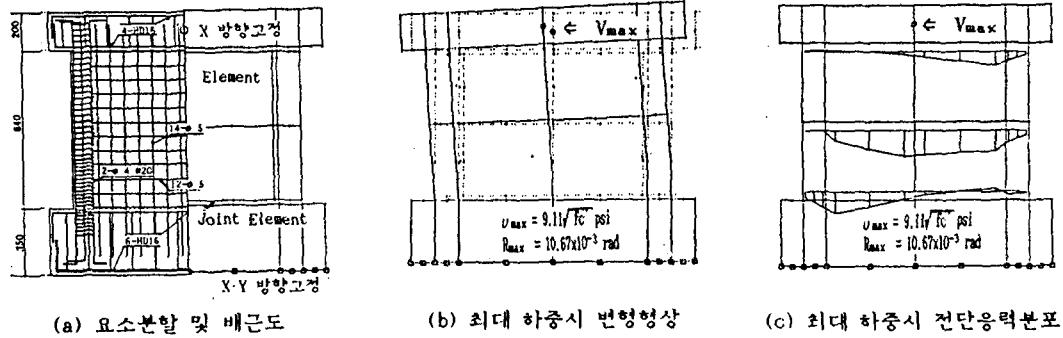


그림 1. SW1 시험체의 요소분할과 해석결과

여기서 K : 전체 강성행렬  $\Delta F$  : 등가 절점력  
 F : 총 외부 절점력  $\sigma$  : 응력  
 각 반복계산 단계에서 불평형력은 식(4)에 의해 계산된다. 만일 불평형력이 필요한 것 만큼 크지 않은 경우는 다음 반복 증분의 등가 절점력을 불평형력으로 가정하고 계산한다.

4.2 수렴 판정기준

본 해석에서는 다음과 같은 조건에 의해 수렴 검토를 한다.

$$SN/RN < CN$$

여기서 RN : 외력증분  $(\sum \Delta f_i)^2$   
 SN : j번째 반복계산시 불평형 등가 절점력  $(\sum \Delta \Delta f_{i,j})^2$   
 CN : 수렴 판정기준  $1 \times 10^{-6}$ (최적 기준치)  
 $5 \times 10^{-6}$ (제 2 기준치)  
 $25 \times 10^{-6}$ (제 3 기준치)

5. 해석결과와 실험결과의 비교·분석

5.1 해석대상 시험체 개요

이상과 같은 해석모델의 적용 가능성 여부를 결정하기 위하여, 대체적으로  $6\sqrt{f_c}$ (psi)이상의 높은 전단응력도를 갖는 저형전단벽(Low-Rise Shear Walls,  $M/V \cdot l_w \leq 1.0$ )을 대상으로 하여 정·부 반복가력 실험한 본 연구실의 기존 실험 연구 결과(LEE 등)<sup>16)</sup> 및 Paulay 등의 실험 연구 결과<sup>17)</sup>와 다소 낮은 전단응력도를 갖는 저형전단벽을 대상으로 하여 단조 가력 실험한 SHEU<sup>18)</sup>의 실험결과를 본 해석결과와 상호 비교·분석한다.

해석대상으로 선정된 각 시험체의 일람표는 표 1.과 같다.

5.2 유한요소의 이상화(Idealization)

본 해석에서 사용한 요소분할 및 경계조건을 LEE 등이 실험한 SW1 시험체를 대상으로 나타내면 그림 1.과 같다. 그림에서와 같이 철근콘크리트 요소와 함께 기둥, 보, 벽 및 기초보 접합부에서의 변형을 고려하기 위한 접합요소도 포함되어 있다.

5.3 해석결과와 실험결과의 비교·분석

본 해석으로부터 구한 전단벽의 최대 전단응력,

최대 전단응력과 공칭 전단응력과의 비 등 전단응력도에 대한 해석과 실험결과 비교를 표 2.에, 각 사이클별 에너지 소산면적, 층간변위 등의 비교를 표 3.에 나타 내었다. 또한, 각 시험체의 하중-변위 관계곡선을 비교하여 그림 2. 및 그림 3.에 나타 내었다.

(1) 하중-변위 곡선

그림 2. 및 그림 3.의 하중-변위 곡선 비교에서 알수 있듯이, 단조가력된 전단벽의 거동은 물론 대체로  $6\sqrt{f_c}$ (psi)이상의 높은 전단응력도를 갖는 철근콘크리트 저형전단벽의 이력거동을 전반적으로 잘 예측하고 있는 것으로 판단된다. 다만, 연성비가 커짐에 따라 발생하는 미끄러짐 전단(Sliding Shear)에 의해 파괴가 지배적인 SW2 시험체의 핀칭(Pinching)현상에 대한 고려가 해석상에서는 다소 미흡하고, 대각선 전단보강근(Cross Diagonal Shear Reinforcements)에 의해 보강된 SW3 시험체에 있어서 그 보강효과가 해석상에서 충분히 고려되지 못한 점에 대해서는 재료모델 등의 개발에 대한 보완 연구가 향후 필요한 것으로 사료된다.

(2) 최대 전단 응력도

표 2.의 전단응력도에 대한 해석결과와 실험결과의 비교표에서 알수 있듯이 반복하중을 받는 저형

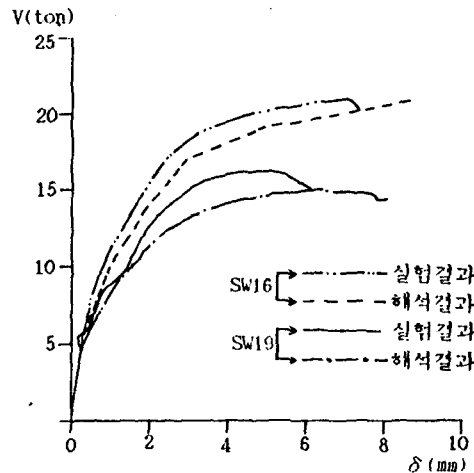
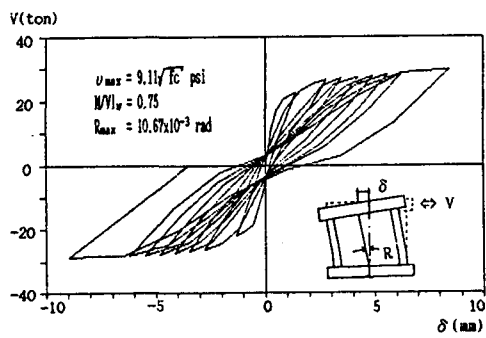
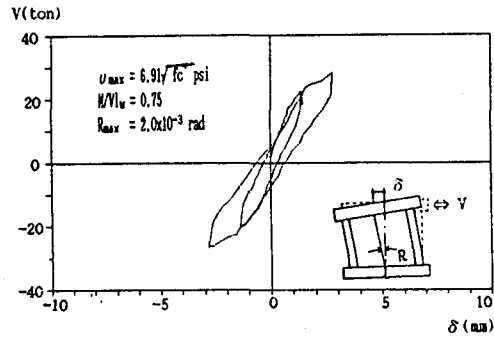


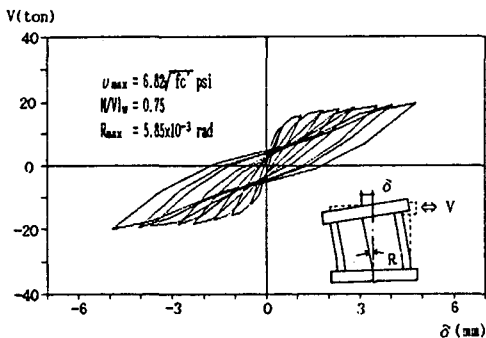
그림 2. 단조재하시의 하중-변위 곡선 비교(SHEU<sup>18)</sup>)



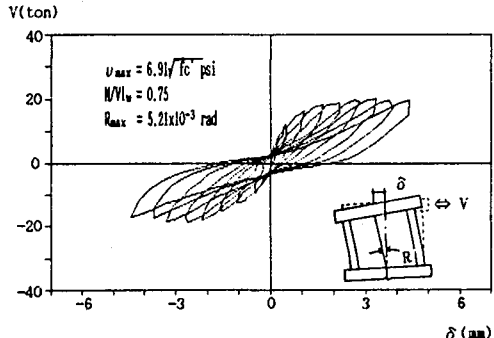
(a) SW1 시험체의 해석결과



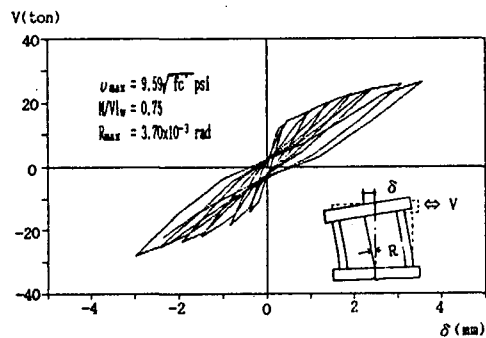
(b) SW1 시험체의 실험결과<sup>16)</sup>



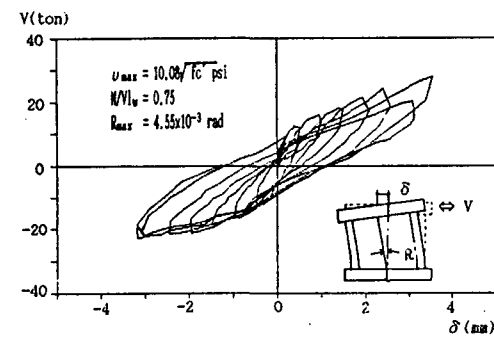
(c) SW2 시험체의 해석결과



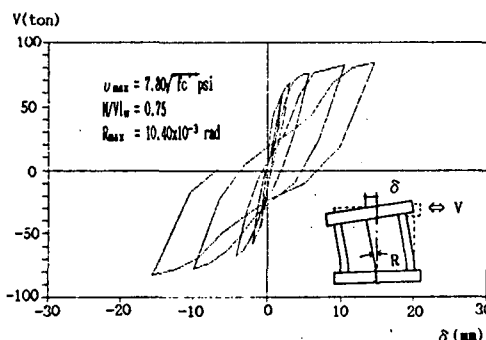
(d) SW2 시험체의 실험결과<sup>16)</sup>



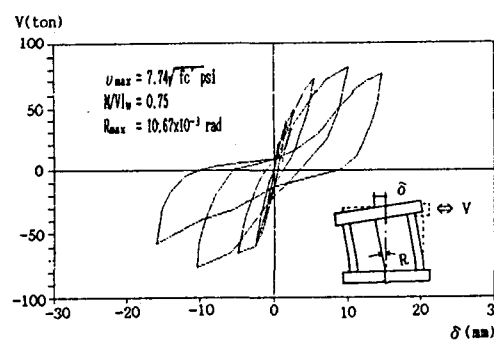
(e) SW3 시험체의 해석결과



(f) SW3 시험체의 실험결과<sup>16)</sup>



(g) WALL1 시험체의 해석결과



(h) WALL1 시험체의 실험결과<sup>17)</sup>

그림 3. 반복하중을 받는 각 시험체의 하중-변위 곡선 비교(LEE<sup>16)</sup>, PAULAY<sup>17)</sup>)

전단벽에 있어서 최대전단응력도( $V_{max}$ ) 및 ACI 규준에 따른 공칭 전단강도에 대한 최대 전단응력도의 비( $V_{max}/V_n$ )에 대한 해석 및 실험의 오차는 5% 내외로 좋은 대응을 보여주고 있다. 따라서, 본 해석은  $6\sqrt{f_c}$  (psi) 이상의 높은 전단응력을 받는 저형 전단벽의 전단응력도를 예측하는데 충분히 그 적용가능성이 있는 것으로 판단된다.

ACI 규준에 따른 공칭 전단강도 ( $V_n$ )에 대한 최

대 전단응력도의 비( $V_{max}/V_n$ )가 SW2, SW3, Wall1 등에 있어서 해석 및 실험결과 모두 0.48~0.66인 것으로 볼 때, ACI 규준의 공칭 전단강도는 저형 전단벽에 있어서 축력이 적고 전단보강근비가 매우 높을 때는 안전측이지 못한 것으로 사료 된다.

(3) 에너지 소산 능력

하중-변위 곡선으로 둘러싸인(Enveloped) 면적으

표 1. 해석대상 시험체 일람표

Specimen	Shape	Loading	$f_c'$ kg/cm <sup>2</sup>	$V_{max}/\sqrt{f_c'}$ kg/cm <sup>2</sup>	$M/V_l$	Axial P ton	p/Abs %	Wall			Boundary Element			$f_y$ (wall)		
								WxHxt cm	$\rho_v$ %	$\rho_h$ %	BxD cm x cm	$\rho_v$ %	$\rho_h$ %	수직 l/cm <sup>2</sup>	수평 l/cm <sup>2</sup>	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	
LEE <sup>(6)</sup> SW1	Barrel	Cyclic	489	2.54	0.75	16.25	10.80	100x84x5	0.53	0.53	12.5x12.5	1.43	1.30	4.05	4.05	
SW2		Cyclic	489	1.83	0.75	0	0	100x84x5	0.53	1.60	12.5x12.5	1.43	1.30	4.05	4.24	
SW3		Cyclic	489	2.67	0.75	0	0	100x84x5	0.53	(1.56)	12.5x12.5	1.43	1.30	4.05	4.97	
PAULAY <sup>(7)</sup> Wall1	Rectangular	Cyclic	276	2.05	0.50	0	0	300x150x10	0.65	1.59	(18x10)	2.40	1.13	3.05	3.86	
SHEU <sup>(8)</sup> SW16	Rectangular	Monotonic	270	1.37	0.75	0	0	100x75x10	0.76	0.57	—	—	—	—	4.62	4.77
SW19		Monotonic	270	0.97	0.75	0	0	100x75x10	0.76	0	—	—	—	—	4.62	—

- (5) 최대전단 응력도 ( $V_{max}=V_{max}/A_{cv}, A_{cv}$ 는 유효 단면적) 와 콘크리트 압축강도( $f_c'$ )의 제곱근과의 비율
- (6) 전단스팬비,  $l_w$ 는 벽체의 전길이 (7) 자중은 제외 (8)  $A_{be}$ 는 주변부재(Boundary Element)의 단면적
- (9) 벽체의 단면 (10) 벽체의 수직철근비 (11) 벽체의 수평 철근비, ( )는 대각선보강근(Cross Diagonal Shear Reinforcement)을 포함한 등가철근비 (12) 주변부재의 단면, ( )는 단부보강부위 (13) 주변부재의 수직철근비 (14) 주변부재의 테근비
- (15)(16) 벽체에 보강된 수직 및 수평철근의 항복강도

표 2. 전단응력도에 대한 해석결과와 실험결과와의 비교표

Specimen	$f_c'$ kg/cm <sup>2</sup>	$M/V_l$	$\rho_h \cdot f_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$V_n$ kg/cm <sup>2</sup>	$V_{max}$		$V_{max}$		$V_{max}/\sqrt{f_c'}$		$V_{max}/V_n$		$V_{max}/(\rho_h \cdot f_y)$			
					Exp. Lon	Cal. Lon	Exp. Cal.	Cal. Cal.	Exp. Cal.	Cal. Cal.	Exp. Cal.	Cal. Cal.				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
LEE <sup>(6)</sup> SW1	489	0.75	21.47	33.19	(28.10)	(26.65)	56.20	53.30	1.05	2.54	2.41	1.69	1.61	1.05	2.62	2.48
SW2	489	0.75	67.84	75.56	20.20	19.96	40.40	39.97	1.01	1.83	1.81	0.51	0.50	1.02	0.60	0.59
SW3	489	0.75	77.53	89.25	29.50	28.06	59.00	56.12	1.05	2.67	2.54	0.66	0.63	1.05	0.76	0.72
PAULAY <sup>(7)</sup> Wall1	276	0.50	61.37	70.18	81.63	82.28	34.01	34.28	0.99	2.05	2.06	0.48	0.49	0.98	0.55	0.56
SHEU <sup>(8)</sup> SW16	270	0.75	27.19	35.90	22.50	20.07	22.50	20.07	1.37	1.37	1.22	0.62	0.56	1.11	0.83	0.74
SW19	270	0.75	0	6.71	15.98	14.93	15.98	14.93	1.07	0.97	0.91	1.83	1.71	1.07	—	—

- (4)  $\rho_h$ 는 벽 수평철근비,  $f_y$ 는 벽 수평철근의 항복강도 (unit: kg/cm<sup>2</sup>=14.223psi)
- (5) 공칭 전단강도  $V_n = 0.53\sqrt{f_c'} + \rho_h \cdot f_y$  (kg/cm<sup>2</sup>) ( $2\sqrt{f_c'} + \rho_h \cdot f_y$  (psi))
- (6)(7) 최대전단력, ( )는 4사이클 까지의 최대값
- (8)(9) 최대전단응력도  $V_{max}=V_{max}/A_{cv}, A_{cv}$ 는 벽체의 유효단면적으로 LEE, PAULAY의 경우는  $0.81w \times t$

표 3. 에너지 소산능력 및 증강변위에 대한 해석결과와 실험결과와의 비교표

Specimen	1 cycle				4 cycle				7 cycle				10 cycle				13 cycle													
	$\delta$ (mm)		$E_s$ (t-mm)		$\delta$ (mm)		$E_s$ (t-mm)		$\delta$ (mm)		$E_s$ (t-mm)		$\delta$ (mm)		$E_s$ (t-mm)		$\delta$ (mm)		$E_s$ (t-mm)											
	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.	Exp.	Cal.										
LEE <sup>(6)</sup> SW1	1.38	1.37	1.01	35.25	41.50	0.85	2.80	2.70	1.04	75.91	74.10	1.02	—	3.46	—	—	91.85	—	4.23	—	—	118.8	—	—	—	139.3	—			
SW2	0.40	0.46	0.87	3.72	6.91	0.56	0.93	1.10	0.85	13.61	21.37	0.64	1.52	1.81	0.84	22.15	34.30	0.65	1.96	2.34	0.84	29.44	49.14	0.50	2.36	2.82	0.84	39.84	59.91	0.66
SW3	0.39	0.38	1.03	7.85	7.28	1.08	0.93	0.93	1.00	16.42	18.60	0.88	1.50	1.40	1.07	24.40	31.05	0.79	1.95	1.95	1.00	37.26	47.59	0.66	2.42	2.42	1.00	58.25	55.60	1.01
PAULAY <sup>(7)</sup> Wall1	1.64	1.89	0.87	63.60	92.58	0.64	2.64	2.97	0.89	139.43	175.01	0.80	5.36	5.61	0.96	363.21	487.17	0.75	10.15	10.43	1.00	1146.13	1254.96	0.91	14.73	14.56	1.01	1387.1	1964.75	0.71
SHEU <sup>(8)</sup> SW16	6.00	7.07	1.13	108.45	122.42	0.89	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
SW19	5.50	7.64	0.72	77.12	67.78	1.14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

$E_s$ : 에너지 소산량  $\delta$ : 증강변위 (9) SW1 시험체는 5사이클에서 비틀림 실험과

로서 구해진 에너지 소산량을 각 사이클 별로 나타 내면 표 3.과 같다.

표 3.에서 알수 있는 바와 같이 LEE등의 시험체 중 SW2 시험체를 제외하고는 실험 및 해석결과가 대체적으로 좋은 일치율을 보여주고 있다. SW2 시험체에 있어서 그 오차가 다소 큰 것은 기초와의 접합면에서 발생되는 미끄러짐 전단에 의한 핀칭현상의 고려가 재료 모델 및 접합요소 모델에서 충분히 고려되지 못한 것으로 판단되며, 더우기 실험시 제어된 연성비 즉 항복변위의 배율과 해석상에서 고려된 변위와의 오차를 줄인다면 그 오차는 줄어들 것으로 사료 된다. 따라서 이러한 점을 고려해 볼 때, 본 해석 모델은 단조가력은 물론 반복하중을 받는 철근콘크리트 전단벽의 에너지 소산능력을 예측하는데 충분히 그 적용 가능성이 있는 것으로 판단된다.

**(4) 중간 변위**

단조 가력된 SHEU등의 시험체중 SW19를 제외하고, LEE등 및 PAULAY등에 의한 반복가력 시험체의 대부분이 중간 변위에 대한 해석치와 실험치가 15% 내외의 오차를 보이고 있어 대체적으로 좋은 대응을 보이고 있다.

**6. 결론**

이상의 유한요소법에 의한 해석 결과와 실험결과 의 상호 비교·분석으로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 하중-변위 곡선에 대한 실험결과와 해석결과는 대체적으로 좋은 대응을 보이고 있어, 반복하중을 받는 철근콘크리트 저형 전단벽의 이력 특성을 예측하는데 본 해석방법의 적용 가능성을 보여주고 있다.
- (2) 해석에 의한 최대 전단응력도를 실험결과와 비교해 볼 때, 대부분의 시험체에서 5%내외의 오차를 나타내는 좋은 일치율을 보이고 있다.
- (3) 각 시험체의 에너지 소산 능력 평가에 있어서도, 해석결과와 실험결과가 20% 이내의 오차를 보이고 있어 대체적으로 좋은 대응을 보이고 있다.
- (4) 각 시험체의 중간변위 역시 해석결과와 실험 결과가 약15%의 오차를 보이고 있는 것으로 보아 본 해석 방법에 의한 중간 변위 예측은 만족스러운 것으로 판단된다.

이상의 실험결과와 해석결과의 비교·분석으로 판단해 볼 때, 본 해석 모델은 반복하중을 받는 철근 콘크리트 저형 전단벽의 이력특성을 예측하는데 충분한 적용가능성을 보여주고 있다. 다만, 연성비가 큰 후반 사이클로 진행됨에 따라 발생하는 미끄러짐 전단에 대한 고려 및 대각선 전 단 보강근의 보강효과에 대해서는 재료 및 접합 요소 모델의 개발에 중점을 둔 보완적인 연구가 향후 필요한 것으로 사료된다.

끝으로 본 논문은 한국과학기술재단의 목적기초 연구비 지원하에 이루어진 것으로서 관계하신 여러분들께 감사의 마음을 표합니다.

**참 고 문 헌**

1) Ngo,D. and Scordelis,A.C., "Finite Element

Analysis of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Vol.64, No.3, March, 1967.  
 2) 申鉉穆, "繰り返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の有限要素解析", 東京大學, 1988.6  
 3) Maekawa, K., "The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Based on The Elasto-Plastic and Fracture Model", Tech. Univ. of Nagaoka, Japan, April, 1985.  
 4) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫, "面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル", コンクリート工学, JCI, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9  
 5) 二羽淳一郎, "鉄筋コンクリート板要素の力學的性状", 東京大學修士論文, 1980.  
 6) 山田一字, "面内力を受ける鉄筋コンクリートのせん断傳達機構及び耐力・變形に関する研究", 東京大學學位論文, 1981.  
 7) 玉井寛一, 島 弘, 出雲淳一, 岡村 甫, "一軸引張部材における鉄筋の降伏以後の平均應力-平均ひずみ關係", 土木學會論文報告集, 第378號, pp.239-247, 1987.  
 8) 玉井寛一, "鉄筋降伏後及び交番載荷時における鉄筋コンクリート要素の引張構成モデル", 東京大學修士論文, 1987.  
 9) 李 寶祿, 前川宏一, "接着面密度關數につくコンクリートひびわれ面の應力傳達構成式", コンクリート工学, JCI, Vol.26, No.1, 1988.1  
 10) 青柳 征夫, 山田 一字, "面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル要素の耐力變形特性", 土木學會論文報告集, No.331, pp.167-180, 1983.  
 11) Fardis, N. and Buyukozturk, O., "Shear Stiffness of Concrete by Finite Elements", Proceeding of ASCE, pp.1310-1327, ST6, June, 1980.  
 12) Fenwick, R.C. and Paulay, T., "Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams", Proc. of ASCE, pp.2325-2349, ST10, Oct., 1968.  
 13) Kato, B., "Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Action", Bulletin D'Information No.131, CEB, AICAP-CEB Symposium, Rome, pp.7-27, 1979.  
 14) Otani, S., "Inelastic Analysis of RC Frame Structure", Journal of Structural Division, ASCE, pp.1433-1449, 1974.7  
 15) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H., "Micro and Macro Models for Bond Behavior in Reinforced Concrete", Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B), Vol.39, No.2, pp.133-194, 1987.  
 16) Lee, L.H., Choi, C.S., Oh, Y.H., "Strength and Deformation Capacity of Low-Rise R/C Shear Walls with Boundary Elements under Cyclic Loads", Proc. of the Third Colloquium on Shell and Structures, Aug.7-10, 1990, Taekoo, Korea  
 17) T. Paulay, M.J.N. Priestley and A.J. Syng, "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shear Walls", Journal of ACI, July-August, 1982, pp.257-269.  
 18) Chin-Chi Huang, Maw-Shyong Sheu, "Experimental and Theoretical Study of Low-Rise RC Shear Walls under Monotonic Horizontal and Axial Compression Forces", Proceeding of the US-KOREA Joint Seminar/Workshop on Critical Engineering System, May, 1987, Seoul, Korea.