

## 휨지배 철근콘크리트 부재의 에너지 소산성능 평가 방법

엄태성<sup>1)</sup> · 박홍근<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>서울대학교 건축학과

(2002년 1월 30일 원고접수, 2002년 6월 10일 심사완료)

### Simplified Method for Estimating Energy-Dissipation Capacity of Flexure-Dominant RC Members

Tae-Sung Eom<sup>1)</sup> and Hong-Gun Park<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received January 30, 2002, Accepted June 10, 2002)

#### ABSTRACT

As advanced earthquake analysis/design methods such as the nonlinear static analysis are developed, it is required to estimate precisely the cyclic behavior of reinforced concrete members that is characterized by strength, deformability, and capacity of energy dissipation. However, currently, estimation of energy dissipation depends on empirical equations that are not sufficiently accurate, or experiment and sophisticated numerical analysis which are difficult to use in practice. In the present study, nonlinear finite element analysis was performed to investigate the behavioral characteristics of flexure-dominant RC members under cyclic load. The effects of axial force, arrangement of reinforcing bars, and reinforcement ratio on the cyclic behavior were studied. Based on the investigation, a simplified method to estimate the capacity of energy dissipation was proposed, and it was verified by the comparison with the finite element analyses and experiments. The proposed method can estimate the energy dissipation of RC members more precisely than currently used empirical equations, and it is easily applicable in practice.

**Keywords :** earthquake design, energy dissipation, cyclic behavior, damping modification factor, reinforced concrete

#### 1. 서 론

근래 들어와 비선형정적해석법 등의 성능에 기초한 내진설계 또는 평가방법이 개발되어 사용되고 있다. 이러한 선진적인 설계/평가 방법을 사용하기 위해서는 부재의 강도, 변형능력, 에너지 소산능력으로 대표되는 주기거동을 정확히 평가할 수 있어야 한다(Fig. 1). 일반적으로 철근콘크리트 부재의 주기거동은 핀칭 및 강도저하 등의 현상으로 인하여 매우 복잡한 양상을 나타내므로 일반 구조기술자들은 주기거동특성을 파악하기 어렵다. 따라서 철근콘크리트 부재의 내진성능평가에서는 단조하중에 대한 평가로서 구할 수 있는 강도 및 변형능력 산정에 국한되고 있는 실정이며, 에너지 소산능력의 평가는 정확하지 않은 경험식이나 실무적으로 사용하기 어려운 방법인 실험, 비선형해석에 의존하고 있다. 예를 들어 비선형정적해석 방법인 ATC-40<sup>1)</sup>의 능력스펙트럼법에서는 Fig. 2 와 Table 1에서 보는 바와 같이, 부재의 에너지 소산량  $E_D$  를 구하

기 위하여 예측되는 주기거동특성에 따라 구조물을 3등급으로 나누며, 운동강화(kinematic hardening) 거동을 가정할 때 발생하는 에너지 소산량  $E_{bh}$  에 대한 비율  $\kappa$  로서 각 등급별로 1.0, 0.67, 0.33 등의 대략적인 계수를 사용하도록 하고 있다. 이러한 경험적인 방법은 구조물의 에너지 소산능력을 정확히 평가할 수 없으며 전체적인 평가방법의 정확도를 크게 저하시킬 수 있다.

따라서 안전하고 경제적인 내진해석 및 설계를 위해서는 축력, 철근비, 배근형태 등이 부재의 주기거동에 미치는 영향을 보다 정확하게 파악할 수 있는 실용적인 에너지 소산능력의 산정방법이 필요하다. 본 연구에서는 비선형 유한요소해석을 이용하여 휨지배를 받는 전단벽의 거동을 분석하고 이 자료를 이용하여 실용적인 에너지 소산능력 평가방법을 개발하고자 한다.

#### 2. 수치해석법 및 검증

반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 해석을 위해서 비선형모델 중 상대적으로 간단하며 인장-압축 상태의 콘크리트의 거동을 잘 나타낼 수 있는 등가 1축응력-변형률

\* Corresponding author

Tel : 02-880-7055 Fax : 02-871-5518

E-mail : hgpark@gong.snu.ac.kr

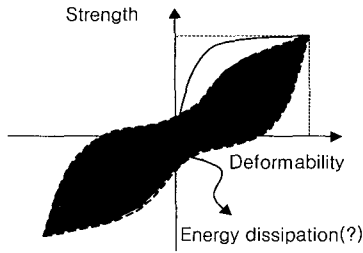


Fig. 1 Cyclic behavior of RC members; strength, deformability, and energy dissipation

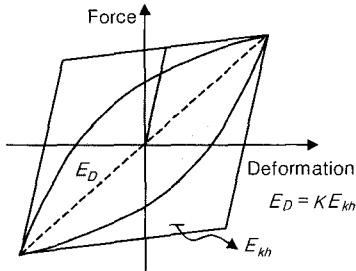


Fig. 2 Definition of Energy Dissipation by ATC-40 (1996)

Table 1  $\kappa$  values

Structural behavior type	$\kappa$
A <sup>1)</sup>	1.00
B <sup>1)</sup>	0.67
C	0.33

<sup>1)</sup> More specific values are presented in ATC-40.

곡선을 이용하는 회전스트럿-고정균열모델을 사용한다.

철근콘크리트의 응력은 개념적으로 인장균열에 의하여 발생하는 인장응력  $\sigma_t$  과 콘크리트 스트럿에서 발생하는 압축응력  $\sigma_c$  의 합으로 구성된다.

$$\sigma = \sigma_c + \sum_{i=1}^n \sigma_{t,i} \quad (1)$$

여기서,  $n$  은 인장균열방향의 수이다. 식 (1) 은 인장균열의 비국소손상에 의하여 거의 순수한 압축상태로 유지되는 콘크리트 스트럿의 압축응력과 각 방향의 인장균열에 의하여 발생하는 인장균열응력의 조합으로 콘크리트의 응력을 나타내고 있다. 이 식은 압축응력과 인장응력의 상호작용을 무시할 수 있는 경우에만 사용할 수 있는데, 실제로 인장응력은 압축응력보다 매우 작으므로 이러한 가정은 유효하다고 할 수 있다.

콘크리트의 압축응력  $\sigma_c$  는 주압축변형률축에서 1축응력-변형률 곡선에 의해서 정의된다.(Fig. 3 (a)) 압축 손상은 주변형률축에서 변형률의 크기에 의하여 정의되며 등방성 손상(isotropic damage)을 가정하여 주변형률축방향

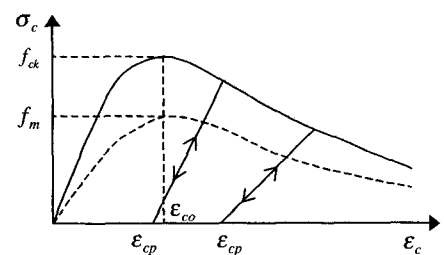
에 관계없이 일정한 압축손상을 가정한다. 인장-압축을 받는 철근콘크리트에서 인장균열에 의한 압축강도의 저하 현상을 나타내기 위하여 Vecchio 와 Collins<sup>2)</sup> 에 의하여 제안된 다음과 같은 식을 사용한다.

$$f_m = f_{ck} \left( \frac{1}{0.8 + 0.34(\epsilon_t/\epsilon_{co})} \right) \quad (2)$$

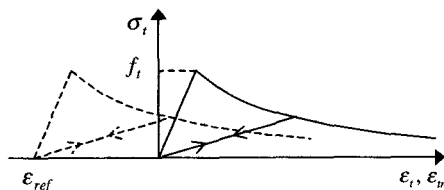
여기서,  $f_{ck}$  와  $\epsilon_{co}$  는 각각 콘크리트의 최대 압축강도와 그 때의 변형률,  $f_m$  는 감소된 압축강도,  $\epsilon_t$  는 인장 변형률이다(Fig. 3).

인장균열응력  $\sigma_t$  은 주인장변형률축에서 인장변형률의 함수로 정의되며(Fig. 3 (b)) 균열변형률을 초과한 경우 인장균열이 발생한 것으로 간주하여 인장균열축이 현재의 주인장변형률축으로 고정된다. 또한 현재의 주변형률축이 기존의 고정균열축으로부터  $\pi/4$  만큼 벗어난 방향에서는 어느 방향에서도 독립적인 인장균열응력이 발생할 수 있다고 가정하여 주기하중에 의한 다중의 인장균열방향을 나타낼 수 있도록 하였다. 주기하중시 압축의 잔류변형률이 존재할 경우 인장응력은 현재의 잔류변형률이 고려된 순인장변형률  $\epsilon_{tn} = \epsilon_t - \epsilon_{ref}$  에 의하여 정의되어야 한다.(Fig. 3 (b)) 이때 인장균열변형률의 기준이 되는 기준 변형률  $\epsilon_{ref}$  은 현재의 압축잔류변형률  $\epsilon_{cp}$  (Fig. 3 (a))의 축변환에 의하여 구할 수 있다.

철근의 영향에 의하여 인장균열응력이 증가하는 인장강화 현상(tension stiffening)은 철근배치 방향에서 정의되는 철근의 부착응력  $\sigma_{bond}$  과 Fig. 3 (b)의 인장연화응력  $\sigma_t$  의 조합에 의하여 표현된다. 이때 이  $\sigma_{bond}$  는 기존의



(a) Compression



(b) Tension

Fig. 3 Equivalent uniaxial stress-strain relation

연구결과<sup>3)</sup>에서 정의되어 있다. 따라서 콘크리트의 총 응력은 다음과 같이 정의된다.

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_c + \sum_{i=1}^n \underline{\sigma}_{ti} + \sum_{i=1}^m \underline{\sigma}_{bondi} \quad (3)$$

여기서,  $m$  은 인장철근 배치방향의 수이다.

철근의 재료모델로서 Brown 과 Jirsa<sup>4)</sup> 가 제시한 바우싱거효과 (bauschinger effect)를 고려할 수 있는 모델 과 운동강화(kinematic hardening)모델을 사용한다. 재료모델의 검증을 위하여 Thomsen 과 Wallace<sup>5)</sup> 가 수행한 전단벽의 실험결과와 비교하였다. 전단벽의 형태는 Fig. 4 에 나타나 있으며,  $f_{ck} = 31.6 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 434 \text{ MPa}$  이다. Fig. 5 는 실험과 해석결과를 비교하고 있는데, 그림에서 보는 바와 같이 벽체는 심한 편칭현상을 나타내고 있으며 해석결과는 이를 비교적 정확히 나타내고 있다.

### 3. 주기거동특성 분석

본 연구는 에너지 소산의 평가에 대한 기초적인 연구로서, 가장 단순한 거동형태를 나타내는 휨지배 철근콘크리트 부재에 대한 에너지 소산능력 평가를 목적으로 한다. 이를 위하여 해석연구에서 다음과 같은 가정을 사용한다.

- 1) 극한변형상태까지 큰 강도저감없이 연성을 유지한다.
- 2) 반복적인 주기하중효과에 의하여 큰 강도저감이 일어나지 않는다.
- 3) 전단력은 주기거동에 큰 영향을 미치지 않는다.
- 4) ATC-40<sup>1)</sup>, FEMA-273<sup>6)</sup> 에서와 같이 에너지소산능력의 평가는 최대 변형에서의 주기거동을 기준으로 한다.(Fig. 2)

해석연구를 위하여 축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재인 벽체를 대상으로 하였으며, 연구를 위해 사용된 벽체의 모델 및 하중조건은 Fig. 6 와 Table 2 에 나타나 있다.

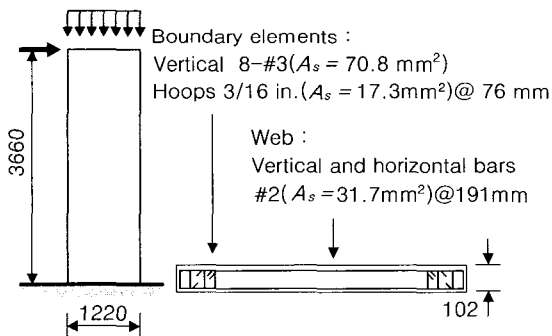
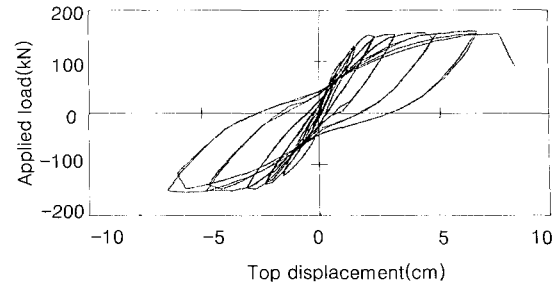
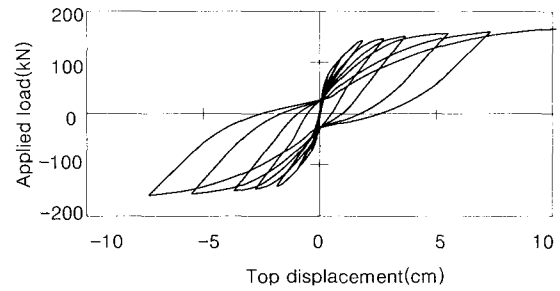


Fig. 4 Dimensions and re-bar arrangement of wall specimen; RW1(Thomsen and Wallace, 1995)



(a) Experiment



(b) Numerical analysis

Fig. 5 Applied load vs. top displacement curve; RW1 (Thomsen and Wallace, 1995)

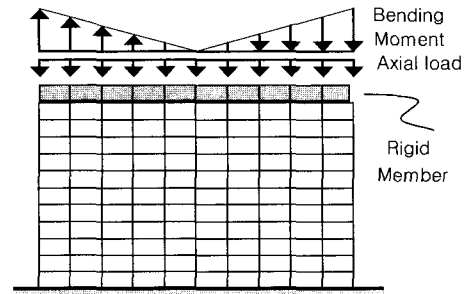


Fig. 6 Finite element model of wall specimens

Table 2 Properties of wall specimens

Wall no.	Length $h$ (mm)	Depth $t$ (mm)	Vertical reinforcement ratio(%)		Axial load ( $f_{ck}A_g$ )	Rebar arrangement
			Ends	Middle		
R301-1	3000	160	0.65	0.65	0.00	Uniform
R301-2	3000	160	0.65	0.65	0.06	Uniform
I301-1	3000	160	1.11	0.29	0.00	B/E
I301-2	3000	160	1.11	0.29	0.06	B/E
R401-1	4000	160	0.66	0.66	0.10	Uniform
R401-2	4000	160	0.66	0.66	0.20	Uniform
R402-1	4000	160	1.28	1.28	0.10	Uniform
R402-2	4000	160	1.28	1.28	0.20	Uniform
I401-1	4000	160	1.96	0.20	0.10	B/E
I401-2	4000	160	1.96	0.20	0.20	B/E
I402-1	4000	160	4.30	0.20	0.10	B/E
I402-2	4000	160	4.30	0.20	0.20	B/E

Horizontal reinforcement ratio = 0.0025

B/E = Boundary Element with concentrated rebars

다. 해석결과의 분석을 용이하게 하기 위하여 해석 및 재료모델을 가능한 한 단순화 하였다. 벽체는 균일한 휨모멘트와 축하중을 받으며, 집중배근된 벽체는 벽체길이의 10 % 인 양단부에 철근을 집중배근하고, 그 이외의 부분은 최소철근비로 배근하였다. 콘크리트는 적절히 연성보강되어 있는 것으로 가정하여  $\epsilon_{\infty}$  이후에도 압축응력이  $f_{ck}$ 로 유지되며 재하/제하 곡선은 Fig. 3 (a)와 같이 선형으로 단순화하였다. 철근은 주기하중에 대해 복잡한 거동을 나타내는 바우싱거 효과를 고려하는 모델 대신 탄성-완전소성 거동을 가정하였다. 벽체의 비선형 해석은 최상부의 변위를 제어하며 시행하였고, 전체 높이에 걸쳐 발생하는 균일한 곡률  $\phi$ 은 Fig. 7과 같이 계산하였다.

Fig. 8은 균등배근 벽체인 R402-1과 단부집중배근 벽체인 I402-1의 거동으로서 주기하중을 받는 벽체의 전형적인 모멘트-곡률 곡선을 나타내고 있다. 이 그림에서 강도 및 강성측면에서 주기거동의 거동특성이 변하는 주요점(A~A')을 지정하고 이 점에서 주기거동의 특성변화를 연구한다. Fig.9~14는 각 주요점에서 균등배근 벽체의 거동을 나타내고 있다. 이 그림에서 철근과 콘크리트의 응력 및 변형률 분포는 벽체 중간높이의 가우스적분점에서 구한 것이다.

벽체 단부의 인장철근이 항복하는 A점에 이르는 동안 강도가 가파르게 상승하지만, 이후에는 철근 인장력의 증가가 둔화되고 증가하는 인장력의 중심이 벽체 중앙으로 옮겨지며 강성이 크게 저하된다. 벽체의 항복점은 균등배근한 경우 벽체 길이의 25 % 구간<sup>6)</sup>의 철근이, 집중배근한 경우 단부철근이 인장항복하는 점으로 한다.(Fig. 9)

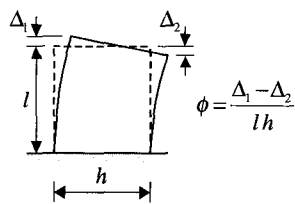


Fig. 7 Calculation of curvature

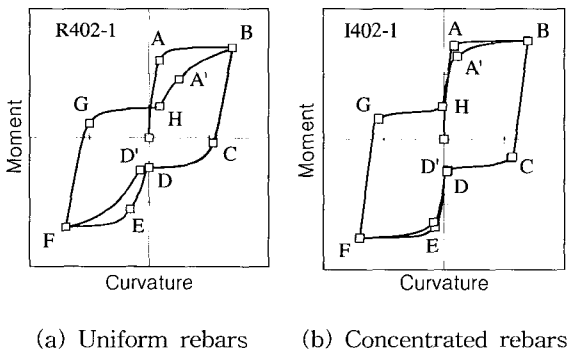


Fig. 8 Typical moment vs. curvature curve in cyclic loading

B점은 최대곡률에 이른 점으로 벽체의 항복 이후 곡률이 증가할수록 콘크리트의 압축대가 줄어들고 철근의 인장항복영역이 늘어가지만 강도의 증가는 거의 없다. Fig. 10은 양단부의 콘크리트와 철근이 모두 최대 변형률에 도달한 모습을 보여주고 있는데, 이때의 이력은 향후 주기 거동에서 나타나는 편칭과 강도발현지연(Fig. 8)의 직접적인 원인이 된다.

B점에서 C점까지 탄성상태와 비슷한 강성으로 급격한 제하(unloading)가 일어나는데, 이는 철근 및 콘크리트 응력의 제하가 단부에서 집중적으로 발생하기 때문이다. 이 급격한 제하는 B점에서 인장항복하였던 철근이 제하로 인하여 압축항복에 도달할때까지 계속되는데, 균등배근의 경우 벽체길이의 25 % 구간의 철근이, 집중배근한 경우 단부의 철근이 압축항복하는 시점이다.(Fig. 11)

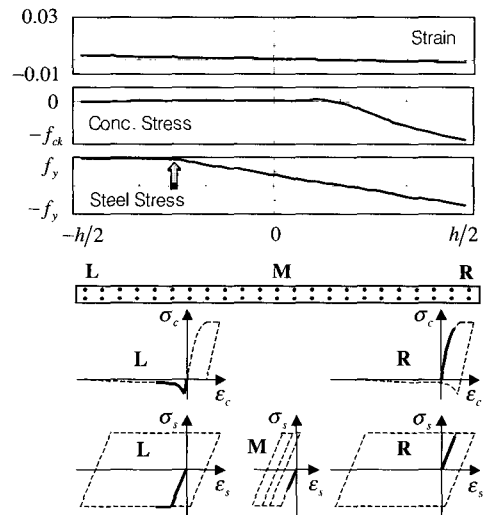


Fig. 9 Stress-strain relations of concrete and rebars at A

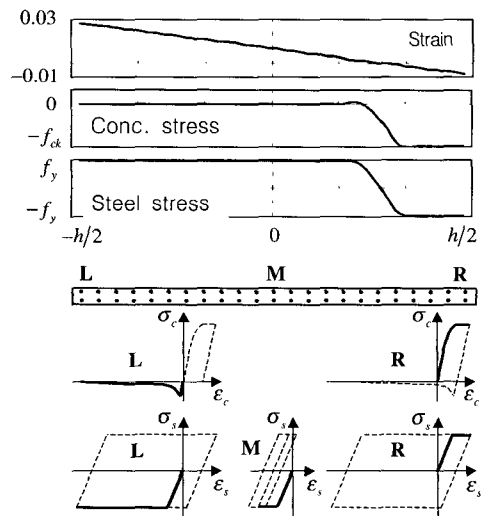


Fig. 10 Stress-strain relations of concrete and rebars at B

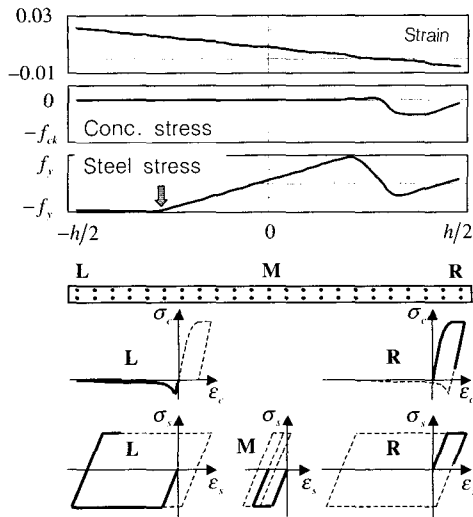


Fig. 11 Stress-strain relations of concrete and rebars at C

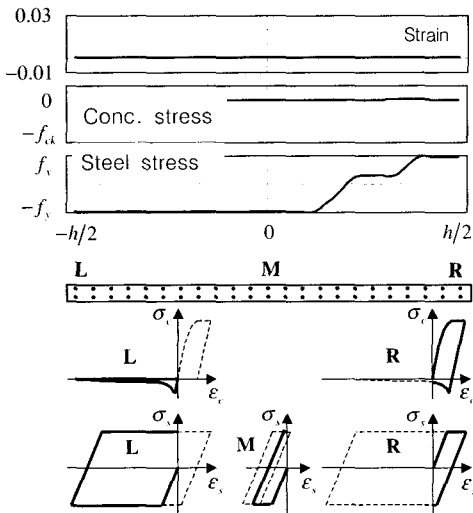


Fig. 12 Stress-strain relations of concrete and rebars at D

C 점에서 인장측 콘크리트의 인장균열이 닫히는 D 점까지 완전한 재하가 계속되는데, 이 구간에서는 응력의 변화가 휨강도에 대한 기여가 적은 중앙부에 집중되어 일어나므로 강도의 변화가 상대적으로 작게 나타난다.(Fig. 12)

Fig. 8 의 E, F, G, H 는 방향만 바뀔 뿐 A, B, C, D 와 유사한 거동을 보인다. 후자의 경우 전체 단면에 잔류 응력 및 변형률이 없고 콘크리트에 인장균열이 발생하지 않은 상태에서 재하된 반면, 전자의 경우 잔류 응력 및 변형률이 존재하고 상당부분의 콘크리트가 인장균열을 경험한 상태에서 재하되지만, 압축대의 콘크리트는 압축응력 및 변형률의 이력을 경험하지 않은 상태이므로 전체적으로 초기 재하시의 벽체의 강도 및 강성과 큰 차이가 없다.

A' 은 두 번째 재하(reloading)거동을 나타내는데 Fig. 8 에 나타난 바와 같이 최초의 재하거동인 A 와 비교하여 휨강도의 발현이 지연된다. 그 이유는 Fig. 9 와 13 을 비교하면 알 수 있듯이 콘크리트와 철근 모두 압축 및 인장 잔류변형률을 가지고 있기 때문으로, 콘크리트의 압축 응력 발현이 지연되고 단부철근이 조기에 인장 및 압축항복하여 휨강도의 발현이 지연된다(Fig. 8). 균등배근한 벽체의 경우 압축단부에서 압축력을 지지하는 철근량이 적으므로 콘크리트의 압축응력 발현의 지연으로 인한 휨강도 발현의 지연이 상대적으로 크게 나타난다(Fig. 8 (a)).

Fig. 8 에 나타난 바와 같이 최초와 그 이후의 주기거동시 인장균열이 닫히는 점인 D 와 D' 이 다르다. Fig. 12(점 D) 와 Fig. 14(점 D') 를 비교하면 변형률의 크기가 다른 것을 알 수 있는데 이러한 현상은 압축력이 작아서 콘크리트의 도움없이 철근만으로 압축력을 부담할 수 있는 경우에 나타난다. Fig. 14 의 철근응력 분포는 인장균열이 열려있는 상태에서 철근이 휨모멘트와 압축력을 지지하는 상태를 보여주는데, 이러한 주기거동시 변형률 분포의 변화는 철근의 잔류변형률의 영향에 의하여 나타나며, 에너지 소산에 큰 영향을 미칠 수 있다.

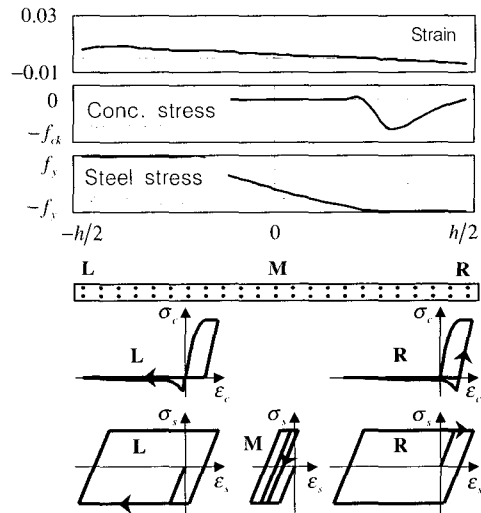


Fig. 13 Stress-strain relations of concrete and rebars at A'

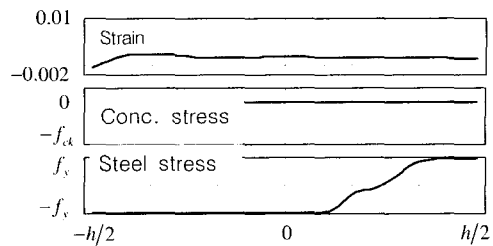


Fig. 14 Strain and stress profiles at  $\phi = 0$  (D') after initial load cycle

#### 4. 영향인자에 따른 에너지 소산능력의 변화

이 해석연구에서는 벽체의 주기거동에 영향을 주는 요인으로 축력, 철근비, 배근형태 등을 고려하였으며 해석모델은 Table 2 에 나타나 있다.

Fig. 15 는 축력의 영향을 보여주는데 최초 주기거동 이후의 주기거동을 나타내고 있다. 그림에서 나타난 바와 같이 분포압축하중이  $0.2f_{ck}$  로 커짐에 따라 강도가 증가하지만 주기곡선 전체가 함께 이동하므로 주기거동에 의한 소산에너지량은 큰 차이가 없다. 일반적으로 대부분의 압축력은 콘크리트에 의하여 지지되므로 부재의 에너지 소산능력은 철근에 의하여 좌우된다는 것을 간접적으로 가리키고 있다.

Fig. 16 은 철근비의 영향을 보여 주는데, 철근비가 증가할수록 벽체의 재하 및 제하시 강도와 강성이 증가한다. 따라서 주기곡선의 면적이 상하로 커지고 그로 인하여 주기거동에 의한 에너지 소산량이 크게 증가한다.

Fig. 17 은 같은 강도를 갖지만 배근형태가 다른 두 벽체의 주기거동을 나타낸다. 균등배근한 벽체에 비해 단부에 집중배근된 벽체는 전체적인 철근량은 적지만 주기거동시 큰 변형률 이력을 겪는 단부철근량이 많으므로 에너지 소산량은 오히려 더 커지게 된다.

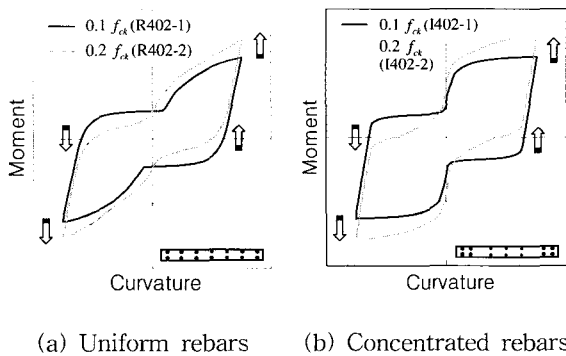


Fig. 15 Effects of axial load on energy dissipation

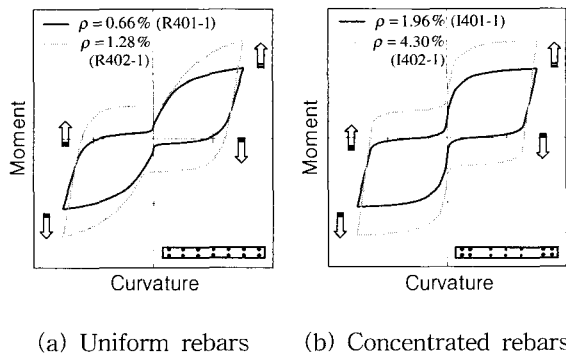


Fig. 16 Effects of reinforcement ratio on energy dissipation

#### 5. 철근의 변형률 이력

일반적으로 주기거동시 콘크리트의 에너지 소산능력은 철근에 비하여 매우 적으므로 Fig. 18 에 나타난 바와 같이 콘크리트의 재하/제하 곡선을 선형으로 단순화 한다면, 최대변형에서의 반복적인 주기거동시 콘크리트에 의하여 소산되는 에너지는 없으며 철근만이 이력거동에 의하여 에너지를 소산한다. 이는 앞서 기술한 영향인자에 대한 연구에서도 밝혀진 바 있다. 따라서 철근의 응력 및 변형률 이력을 살펴봄으로써 철근콘크리트 부재의 에너지 소산량을 근사적으로 산정할 수 있으며, 철근의 거동을 탄소성 또는 선형의 운동강화거동으로 가정할 경우 주기거동시 겪는 최소, 최대 변형률을 산정할 수 있다면, 에너지 소산을 쉽게 구할 수 있다.

Fig. 19 는 벽체가 주기거동을 하는 동안 중앙부와 단부에서 철근의 응력-변형률 관계이력을 나타낸 것으로서, 변형률 이력의 최대 및 최소는 대략 Fig. 8 의 B, D(D'), F 세 점에서 발생한다. Fig. 9-13 에 나타난 바와 같이 단부의 경우 B, F 에서 각각 최대, 최소 변형률을 가지며 한번의 주기거동시 한번의 에너지 소산을 일으키는 반면, 중앙부의 경우 B, D 와 F, D 에서 각각 최대, 최소 변형률을 가지며 두번의 에너지 소산을 일으킨다.

Fig. 20 은 B, D, F (Fig. 8) 점에서 벽체의 중심으로부터 단부까지의 변형률 분포형상  $\epsilon_B(x)$ ,  $\phi_{lonD}(x)$ ,  $\epsilon_F(x)$  을 나타낸 것이다. D 점은 콘크리트의 인장균열이 닫히며 다시 압축력을 받기 시작하는 순간이지만 계산의 편의를

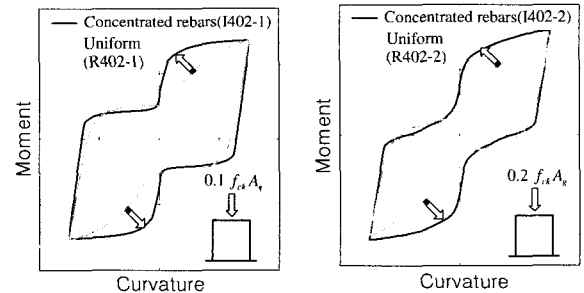


Fig. 17 Effects of rebar arrangement on energy dissipation

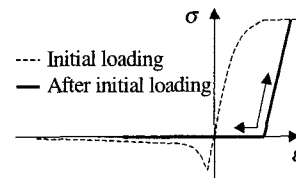


Fig. 18 Simplified hysteretic stress-strain behavior of concrete

위해 곡률이 0 인 점으로 가정하였다. 그림에서 보는 바와 같이  $0 \leq x \leq x_{B/D}$  에 위치한 중앙부의 철근은  $\epsilon_F(x)$ ,  $\phi lon_D(x)$  와  $\epsilon_B(x)$ ,  $\phi lon_D(x)$  를 각각 최대, 최소 변형률로 하는 두번의 에너지 소산을 일으키며,  $x_{B/D} \leq x \leq h/2$  에 위치한 단부철근은  $\epsilon_F(x)$ ,  $\phi lon_B(x)$  를 최대, 최소 변형률로 하는 한번의 에너지 소산을 일으킨다. Fig. 8 에 나타난 바와 같이 철근콘크리트 부재의 주기거동은 복잡하므로  $\epsilon_B(x)$ ,  $\phi lon_D(x)$ ,  $\epsilon_F(x)$  가 단면의 모든 위치에서 최대, 최소 변형률을 나타낼 수는 없으나 설계 측면에서 충분히 근사적인 최대, 최소값을 나타낼 수 있다.

B 점과 F 점에서는 주기거동을 여러 번 반복하더라도 변형률 분포  $\epsilon_B(x)$ ,  $\epsilon_F(x)$  가 거의 바뀌지 않으므로 단조거동을 가정한 단면해석을 수행하여 각각의 변형률 분포를 구한다. 이때  $\epsilon_B(x)$ ,  $\epsilon_F(x)$  는 하중의 방향이 서로 반대이다.

곡률이 0 이 되는 D 점의 변형률 분포  $\epsilon_D$  는 작용하는 축력의 크기에 따라 인장에서 압축까지 다양한 값을 갖는다. 특히 균등배근한 전단벽의 경우 전체 에너지 소산량에 대한 중앙부 철근의 영향이 크므로  $\epsilon_D$  를 정확히 계산하는 것은 매우 중요하다. D 점은 하중이 제하되는 과정에서 나타나므로 콘크리트와 철근의 이력거동을 고려한 단면해석을 수행해야  $\epsilon_D$  를 구할 수 있다. 그러나 철근콘크리트의 주기거동이 매우 복잡하므로 정확한  $\epsilon_D$  를 구하기 어려우나 다음과 같은 근사적인 방법으로  $\epsilon_D$  를 구할 수 있다.

Fig. 21 은 B 점에서 D 점으로 제하될 경우(Fig. 8) 철근의 응력 및 변형률 분포를 나타내고 있다.  $\epsilon_B(x)$ ,  $\sigma_B(x)$  와  $\epsilon_D$ ,  $\sigma_D(x)$  는 각각 B 와 D 점에서 철근의 변형률 및 응력 분포이고,  $\epsilon_{BC}$  는 B 점에서 단면 중심에서의 변형률이다.  $\sigma_D(x)$  와 이때 철근이 부담하는 축력  $P_D$  은 다음과 같이 구한다.

$$\sigma_D(x) = \sigma_B(x) + E_s \{ \epsilon_D - \epsilon_B(x) \} \quad [ -f_y \leq \sigma_D \leq f_y ] \quad (4)$$

$$P_D = \int_h \sigma_D(x) \rho(x) t(x) dx \quad (5-a)$$

여기서,  $E_s$  는 철근의 탄성계수를,  $\rho(x)$  와  $t(x)$  는 각각 철근비와 두께를 나타낸다. 철근이 특정위치에 불연속적으로 배치되어 있는 경우  $P_D$  는 다음과 같다.

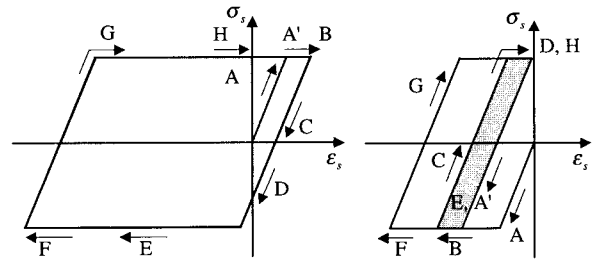
$$P_D = \sum_{i=1}^n \sigma_{D,i} A_{s,i} \quad (5-b)$$

여기서,  $A_{s,i}$  는  $i$  번째 철근의 단면적을,  $n$  은 철근의 개수를 나타낸다.

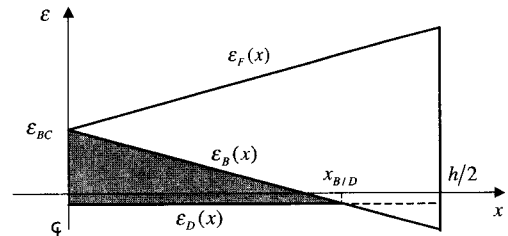
$\epsilon_D > 0$  인 경우 콘크리트에 어떠한 응력도 발생하지 않으므로 철근만이 하중을 부담한다. 제하과정에서 철근만으로 부담할 수 있는 최대축력  $P_{D0}$  은, 식 (4) 에서  $\epsilon_D = 0$  을 적용하여 응력분포  $\sigma_{D0}(x)$  를 구하고 식 (5) 를 이용하여 구할 수 있다.

이때 외력으로 작용하는 수직하중  $P_e \leq P_{D0}$  이면  $\epsilon_D$  는 인장상태에 놓이게 되고, 이때  $0 < \epsilon_D < \epsilon_{BC}$  영역에서  $P_e = P_D$  를 만족하도록 반복계산을 통하여  $\epsilon_D$  를 구할 수 있다.(Fig. 20 (a))

반면  $P_e > P_{D0}$  이면  $\epsilon_D$  는 압축상태에 놓이게 되므로 콘크리트의 응력이 발생하게 된다. 이 경우 계산을 간단히 하기 위하여 콘크리트가 전 압축력을 부담한다고 가정하고 벽체에 순수하게  $P_e$  만 작용하는 상태에서 받



(a) Rebars at the ends (b) Rebars at the middle  
Fig. 19 Hysteretic stress-strain relation of rebars



(b)  $\epsilon_D \leq 0$

Fig. 20 Maximum and minimum strains of rebars in cyclic behavior

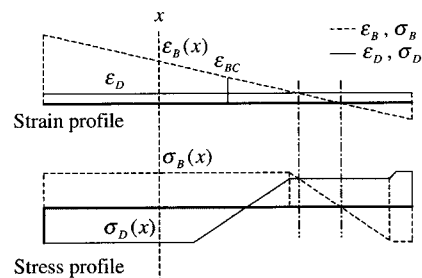


Fig. 21 Calculation of  $\epsilon_D$  at  $\phi=0$

생하는 응력  $\sigma_e = P_e/A_g$  에 대한 콘크리트의 변형률로  $\epsilon_D$  를 대체한다. 여기서  $A_g$  는 부재의 단면적을 나타낸다.(Fig. 20 (b))

### 6. 에너지 소산량 평가방법

주기거동에 의한 철근의 단위부피당 에너지 소산량  $U_{ep}$  은 최대, 최소 변형률 이력을 이용하여 식 (6) 에 의하여 구할 수 있다. 여기서  $\epsilon_1, \epsilon_2$  는 각각 철근이 주기 거동을 하는 동안 겪는 최대, 최소 변형률을,  $\epsilon_y$  는 항복 변형률을 나타낸다.(Fig. 22)

$$U_{ep} = 2f_y(\epsilon_1 - \epsilon_2 - 2\epsilon_y) \quad [\epsilon_1 - \epsilon_2 - 2\epsilon_y > 0] \quad (6)$$

주기거동시 벽체의 단면에서 소산하는 에너지의 양  $e_{ep}$  은  $U_{ep}$  를 전체 단면에 대하여 적분하여 계산할 수 있다. 단면이 대칭이고, 최대 변형률 이력이 대칭으로 발생하는 경우 Fig. 20 과 Fig. 22 로부터 단면에서의 에너지 소산량은 식 (7) 과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} e_{ep} &= \int_h U_{ep} dx \\ &= 2 \int_0^{x_{B/D}} 2f_y < \epsilon_F(x) - \epsilon_D(x) - 2\epsilon_y > \rho(x)t(x) dx \\ &\quad + 2 \int_{x_{B/D}}^{0.5h} 2f_y < \epsilon_F(x) - \epsilon_B(x) - 2\epsilon_y > \rho(x)t(x) dx \\ &\quad + 2 \int_0^{x_{B/D}} 2f_y < \epsilon_B(x) - \epsilon_D(x) - 2\epsilon_y > \rho(x)t(x) dx \end{aligned} \quad (7)$$

단, 탄성영역에서는 에너지 소산이 일어나지 않으므로 식 (7) 에서  $g(x) < 0$  인 경우  $\langle g(x) \rangle = 0$  을 적용한다.

위 식에서  $h$  는 단면의 길이를,  $x_{B/D}$  는 단면 중심으로부터  $\epsilon_B(x)$  와  $\epsilon_D(x)$  가 만나는 점까지의 거리를 각각 나타낸다. 식 (7) 에서 두 번째 항은 F, B 점에서 최대, 최소 변형률 이력을 갖는 단부철근의 에너지 소산을, 첫 번째와 세 번째 항은 각각 F, D 와 B, D 에서 최대, 최소 변형률 이력을 가지며 한번의 주기거동으로 두 번의 에너지소산을 일으키는 중앙부 철근의 에너지 소산을 고려한 것이다.

Table 3 은 Table 2 의 벽체에 대하여 수치해석에 의한 에너지 소산량과 식 (7) 의 소산에너지 산정법(simplified method, 이하 약산법)에 의한 결과를 비교한 것이다. 표에 나타난 바와 같이 축력, 철근비, 배근형태, 벽체의 치수 등에 의해 달라지는 전단벽의 에너지 소산량을 약산법으로

비교적 정확하게 산정할 수 있음을 보여준다. 수치해석과의 오차는 Fig. 8 의 세 개의 주요점(B, D, F)으로 전단벽의 복잡한 비선형 주기이력을 완벽하게 나타낼 수 없음을 가리키고 있다.

식 (7) 의 소산에너지는 철근의 탄성-완전소성 또는 선형의 운동강화 거동을 가정하여 구한 값으로서, 실제 철근의 주기거동은 바우싱거 효과에 의한 에너지 소산량의 감소를 고려하여야 한다.(Fig. 23) 바우싱거 효과를 고려한 단면에서의 에너지 소산량  $e_D$  는 다음과 같이 정의된다.

$$e_D = R_B e_{ep} \quad (8)$$

여기서,  $R_B$  는 바우싱거 효과를 나타내는 감소계수이며, Seckin<sup>7)</sup> 의 연구결과에 의하면 대략  $R_B = 0.75$  이다.

위 방법을 사용하여 Fig. 24 와 같은 전단벽에 대한 에너지 소산량을 구하는 방법을 요약하면 다음과 같다. 여

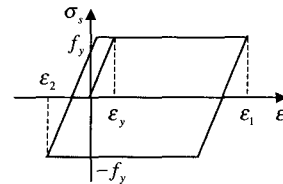


Fig. 22 Dissipated energy density of rebar

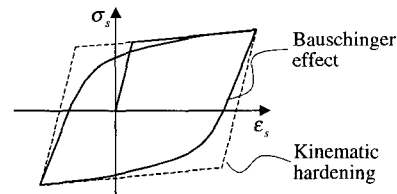


Fig. 23 Reduction of dissipated energy due to Bauschinger effect

Table 3 Comparison of dissipated-energy by simplified method and numerical analysis

Wall no.	Simplified method			Numerical analysis	Error (%)
	$\epsilon_D (10^{-4})$	$\phi_B (10^{-6})$ (mm)	$e_{ep}$ (kN)	$e_{ep}$ (kN)	
R301-1	86.3	9.07	24.7	25.6	3.5
R301-2	10.0	9.07	32.0	33.8	5.3
I301-1	95.7	9.07	23.9	25.4	4.8
I301-2	-0.61	9.07	29.6	30.6	3.3
R401-1	-1.02	9.07	65.0	66.5	2.3
R401-2	-2.12	9.07	56.6	60.5	6.4
R402-1	-1.02	9.07	116.5	115.9	0.5
R402-2	-2.12	9.07	105.0	108.6	3.3
I401-1	-1.02	9.07	73.6	76.6	3.9
I401-2	-2.12	9.07	70.2	75.8	7.4
I402-1	-1.02	9.07	142.1	145.3	2.2
I402-2	-2.12	9.07	138.7	142.8	2.9



기서 계산의 편의를 위하여 Fig. 24 에 나타난 바와 같이 주기거동시 소성힌지 영역에서 동일한 소성곡률을 나타내며 에너지 소산은 소성변형이 집중된 소성힌지 영역에서만 일어난다고 가정한다.

1) 소성힌지 영역의 높이를  $l_p = h/2^8)$  로 가정하고, 식 (9) 를 이용하여 최상층 최대변위  $\Delta_{roof}$  에 해당하는 소성힌지 영역에서의 평균곡률  $\phi_u$  를 구한다.

$$\phi_u = \frac{\Delta_{roof} - \frac{1}{3}(l-l_p)^2 \phi_y}{l_p \left( l - \frac{l_p}{2} \right)} \quad (9)$$

여기서,  $\phi_y$  는 벽체의 항복곡률을 나타낸다.

2) 소성힌지 단면에서 수직하중  $P_e$  에 대한 평형조건을 이용하여  $\phi_u$  에 해당하는 변형률 분포  $\epsilon_B(x)$  와  $\epsilon_F(x)$ ,  $\phi = 0$  로 제한되었을 때의 변형률 분포  $\epsilon_D$  를 구한다.

3) 식 (7), (8) 을 이용하여 단면에서의 에너지 소산량  $e_D$  를 구한다.

4) 에너지 소산은 소성힌지 영역에서만 발생하므로 부재의 에너지 소산량  $E_D$  은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$E_D = e_D l_p \quad (10)$$

### 7. 감쇄보정계수

ATC-40<sup>1)</sup> 의 능력스펙트럼법은 건물의 주기거동에 의한 에너지소산량과 운동강화주기거동에 의한 에너지 소산량의 비로써 감쇄보정계수(damping modification factor)  $\alpha$  를 정의한다.(Fig. 2)

대칭 단면에서의 운동강화 주기거동에 의한 에너지 소산량  $e_{kh}$  은 Fig. 25 로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$e_{kh} = 4(M_y \phi_u - M_u \phi_y) \quad (11)$$

$M_y, \phi_y$ 는 항복 모멘트와 곡률을,  $M_u, \phi_u$ 는 소성힌지 영역에서의 모멘트와 곡률을 각각 나타낸다. 따라서 운동강화거동에 의한 벽체 전체의 소산에너지  $E_{kh}$  는 식 (12) 를 이용하여 구할 수 있다.

$$E_{kh} = e_{kh} l_p \quad (12)$$

따라서 감쇄보정계수  $\alpha$  는 다음과 같이 정의된다.

$$\alpha = \frac{E_D}{E_{kh}} = \frac{e_D}{e_{kh}} \quad (13)$$

Table 4 는 Table 2 에 나타난 각 벽체에 대하여 약산법에 의한 감쇄보정계수와 능력스펙트럼법에서 전단벽 구조에 대해 정의하는 감쇄보정계수  $\alpha = 0.33$  와 비교한 것이다. Table 4 의 약산법으로 계산한  $\alpha$  는 축력, 철근비, 배근형태 등에 따라 0.18 에서 0.44 에 이르는 다양한 값을 갖는데, 이는 능력스펙트럼법에서 경험적으로 정의하는  $\alpha = 0.33$  과 크게 다르다. 표에 나타난 결과를 보면 철근비, 배근형태가 같다면 축력이 다를 지라도 이론적으로 소산하는 에너지량은 큰 차이가 없으나  $e_{kh}$  는 축력이 커짐에 따라 증가하므로  $\alpha$  는 작아진다(R402-1,

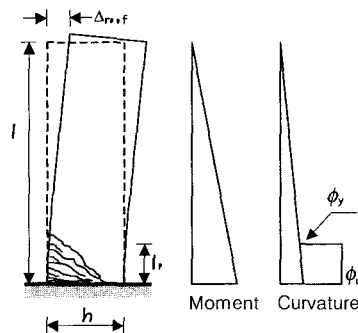


Fig. 24 Assumed curvature distribution

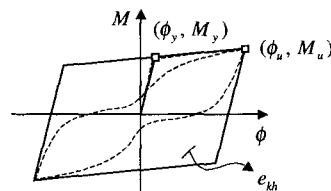


Fig. 25 Kinematic hardening behavior of RC members

Table 4 Comparison of  $\alpha$  by simplified method and capacity spectrum method

Wall no.	Kinematic hardening	Simplified method			CSM
	$e_{kh}$ (kN)	$e_{ep}$ (kN)	$e_D$ (kN)	$\alpha$	$\alpha$
R301-1	54.4	24.7	18.5	0.34	0.33
R301-2	79.8	32.0	24.0	0.30	0.33
I301-1	43.0	23.9	17.9	0.42	0.33
I301-2	71.0	29.6	22.2	0.31	0.33
R401-1	174.4	65.0	48.8	0.28	0.33
R401-2	232.3	56.6	42.5	0.18	0.33
R402-1	238.2	116.5	87.4	0.37	0.33
R402-2	288.4	105.0	78.8	0.27	0.33
I401-1	191.1	73.6	55.2	0.29	0.33
I401-2	257.3	70.2	52.7	0.20	0.33
I402-1	244.9	142.1	106.6	0.44	0.33
I402-2	310.8	138.7	104.0	0.33	0.33

R402-2)). 강도와 축력이 같고 배근형태가 다른 벽체의 경우는 단부집중배근이 균등배근보다 더 큰 에너지 소산량과  $x$  값을 갖는다(R402-1, I402-1). 축력과 배근형태가 같고 철근비가 다른 벽체의 경우 철근비가 커질수록 에너지 소산량과  $x$  값이 증가한다(I401-1, I402-1). 이러한 예는 단순히 구조시스템의 종류에 따라서 감쇄보정계수  $x$  를 정할 수 없으며, 철근비, 배근형태, 중력하중 등에 따라 에너지 소산능력이 평가되어야 함을 나타낸다.

### 8. 에너지소산평가 방법의 검증

주기하중을 받는 벽체에 대한 실험인 Thomsen, Wallace<sup>5)</sup> 의 전단벽 실험( $l/h = 3$ )에 대하여 약산법을 이용하여 에너지 소산능력을 평가하였다. 시험체의 형상 및 철근의 배근 상세는 Fig. 4 에 나타나 있다. 벽체의 실험은 중력하중  $P_e = 400$  kN 이 전체 단면에 균일하게 작용하는 상태에서 최상층 최대 횡변위가 좌우로 73.2 mm( $\Delta/l = 0.02$ ) 발생하도록 실시되었다.(Fig. 5)

철근이 단면에 균일하게 분포되어 있다고 가정하여 구한 항복 곡률 및 모멘트는  $\phi_y = 3.15 \times 10^{-6}$  /mm,  $M_y = 4.68 \times 10^5$  kN-mm 이다. 식 (9) 에서  $\phi_u = 3.10 \times 10^{-5}$  /mm 를 구할 수 있고, 이때  $M_u = 5.20 \times 10^5$  kN-mm 이다. 따라서 운동강화거동에 의한 에너지 소산량은 식 (11), (12) 에 의하여  $E_{kh} = 31403$  kN-mm 이다.

약산법으로 에너지 소산량을 구하기 위하여 단조하중 상태에 대하여  $\phi_u = 3.10 \times 10^{-5}$  /mm 일때의 단면해석을 수행한 결과 중립축의 위치는 벽체 중심으로부터 424 mm 떨어진 지점에 존재하였다. Fig. 26 은 이 변형률 분포를 나타낸다. 식 (5-a) 에 의하여  $P_{D0} = 234.4$  kN 이고,  $P_{D0} < P_e$  이므로  $\epsilon_D = -1.02 \times 10^{-4}$  가 된다. Fig. 27 은 단면의 최대, 최소 변형률 이력을 나타낸다. 식 (7), (8) 에 의하여  $e_D = 22.7$  kN 이고, 식 (10) 에 의하여 벽체의 주기하중에 의한 에너지 소산량은  $E_D = 13847$  kN-mm 이며, 식 (13) 에 의하여 감쇄보정계수는  $x = 0.44$  이다.

Table 5 는 실험과 약산법에 의한 에너지 소산량과 감쇄보정계수를 비교한 것이다. Table 5 를 살펴보면 에너지 소산량은 조금 다르지만 상대적으로 감쇄보정계수는 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다. Thomsen 과 Wallace<sup>5)</sup> 는 실험시 측정된 최상층 최대변위가 휨거동에 의한 변위 이외에 기초의 회전(전체 변위의 9%)과 기초 철근의 미끄러짐(1.3%) 등에 의한 변위를 포함하고 있으며, 또한 철근의 미끄러짐(bond slip)이 발생하였음을

보고하고 있는데, 이로 인하여 실제 철근의 변형률 이력이 감소하며, 따라서 실험에 의한 에너지 소산량은 약산식에 비하여 적게 나타났다. 철근의 미끄러짐과 같은 요인은 본 연구의 범위를 벗어나는 것이므로 고려하지 않는다.

보에 대한 약산법의 유효성을 검토하기 위하여 Brown 과 Jirsa<sup>4)</sup> 가 실험한 주기하중을 받는 보( $l/h = 5$ )에 대하여 약산법으로 에너지 소산능력을 평가하였다.  $f_{ck} = 34$  MPa 이고 철근의  $f_y = 317$  MPa,  $f_u = 544$  MPa 이며 시험체의 형상 및 배근 상세는 Fig. 28 에 나타났다. 시험체에는 단부에서 집중하중이 가해지며, 횡하중을 가하는 점에서 상하로 각각 84 mm ( $\Delta/l = 0.055$ ), 135 mm ( $\Delta/l = 0.089$ ) 의 최대 변위가 발생할 때까지 가력하였다.

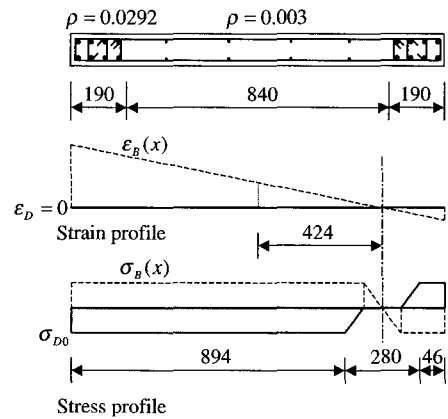


Fig. 26 Stress estimation in case of  $\epsilon_D = 0$  for RW1 (Thomsen and Wallace, 1995)

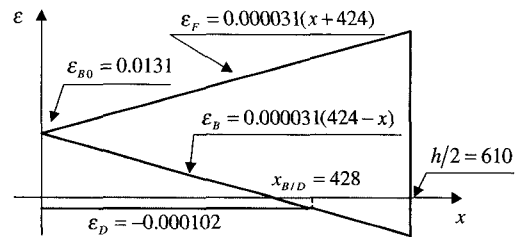


Fig. 27 Maximum and minimum strains on half cross-section of RW1(Thomsen and wallace, 1995)

Table 5 Comparison of experiment and simplified method for RW1 (Thomsen and Wallace, 1995)

	Kinematic hardening $E_{kh}$ (kN-mm)	Actual energy dissipation $E_D$ (kN-mm)	$x$
Experiment	29910	12490	0.42
Simplified method	31403	13847	0.44
(Error, %)	(5.0)	(11)	(4.8)

단면해석을 통하여 보의 항복 곡률 및 모멘트를 구하면  $\phi_y = 1.11 \times 10^{-5} / \text{mm}$ ,  $M_y = 67500 \text{ kN-mm}$  이다. 식 (9) 에 의하여 소성힌지 영역에서의 평균곡률을 구하면 상하로 각각  $\phi_{u,u} = 3.49 \times 10^{-4} / \text{mm}$  ( $\Delta_{up} = 84$ ),  $\phi_{u,d} = 5.80 \times 10^{-4} / \text{mm}$  ( $\Delta_{down} = 135$ ) 이다. 이 실험에서는 변위 및 변형률이 매우 크므로 참고문헌 [4] 에 소개된 콘크리트의 구속효과(confinement effect), 피복 콘크리트의 파괴(spalling), 철근의 변형률강화현상(strain hardening) 등을 고려하였다. 철근의 변형률 강화거동은 참고문헌 [4] 에서와 같은 복잡한 식 대신 선형의 운동강화거동을 가정한다. 각각의 상하곡률에 대한 단면해석을 수행하여  $M_{u,u} = 81000 \text{ kN-mm}$ ,  $M_{u,d} = 90100 \text{ kN-mm}$  을 구할 수 있고, 따라서 단면에서의 운동강화거동에 의한 소산에너지를 구하면  $e_{kh} = 121.9 \text{ kN}$  이며 식 (12) 에 의해 보의 에너지 소산량은  $E_{kh} = 18500 \text{ kN-mm}$  이다.

Fig. 29 는 상하변위 +84 mm, -135 mm 에 의한 최대, 최소 변형률 이력을 나타내고 있는데, 철근이 단부에 집중배근되어 있으므로 소산에너지 산정시 이용되지 않는 중앙부의 최소변형률 이력  $\epsilon_D$  는 나타나지 않았다. 보의 경우 Fig. 28 과 같이 철근이 특정위치에 집중배근되어 있으므로 식 (7) 을 다음과 같이 변형하여 사용한다.

$$e_{ep} = \sum_{i=1}^n 2f_{yi} \langle \Delta\epsilon_i - 2\epsilon_{yi} \rangle A_{si} \quad (14)$$

여기서,  $n$  은 철근의 총 개수이고,  $f_{yi}$ ,  $\epsilon_{yi}$ ,  $A_{si}$ ,  $\Delta\epsilon_i$  는 각각  $i$  번째 철근의 항복응력, 항복변형률, 단면적, 최대 및 최소 변형률 이력의 차이 등을 나타낸다.

약산법에 의한 단면에서의 에너지 소산량은 식 (14), (8) 에 의하여  $e_D = 88.1 \text{ kN}$  이고, 식 (10) 에 의하여 실제 벽체의 주기거동에 의한 에너지 소산량은  $E_D = 13400 \text{ kN-mm}$  이며, 식 (13) 에 의하여 감쇄보정계수는  $x = 0.72$  이다. Table 6 은 실험과 약산법에 의한 소산에너지와 감쇄보정계수를 비교한 것이다. 약산법으로 계산

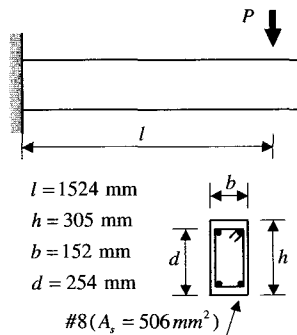


Fig. 28 Beam specimen (brown and jirsa, 1971)

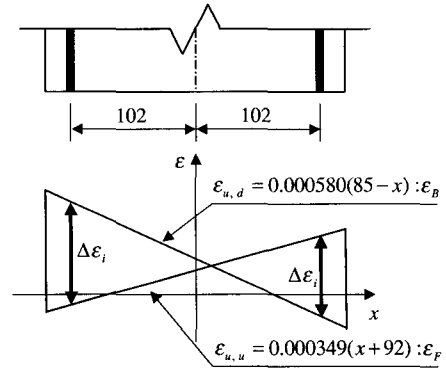


Fig. 29 Maximum and minimum strains (brown and jirsa, 1971)

Table 6 Comparison of experiment and simplified method(Brown and Jirsa, 1971)

	Kinematic hardening $E_{kh}$ (kN-mm)	Actual energy dissipation $E_D$ (kN-mm)	$x$
Experiment	17840	13050	0.73
Simplified method (Error, %)	18500 (3.7)	13400 (2.7)	0.72 (1.4)

한 에너지 소산량은 실험값보다 조금 크게 나타나지만 감쇄보정계수는 잘 일치한다.

## 9. 결 론

주기하중을 받는 휨지배 철근콘크리트 부재에 대하여 비선형 유한요소해석을 통해 응력과 변형률 이력을 분석하여 거동특성을 파악하였으며, 압축력, 철근비, 배근형태 등이 에너지 소산능력에 미치는 영향을 연구하였다. 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 휨과 축력이 작용하는 철근콘크리트 부재의 주기거동에서 재하거동시의 편칭현상은 인장철근의 조기압축항복으로, 재하거동시의 강도발현 지연은 콘크리트의 이력거동에 의한 압축응력발현의 지연으로 발생한다.
- 2) 주기하중을 받는 부재의 에너지 소산량은 축력의 영향을 거의 받지 않았고, 철근비가 클수록 증가하며, 균등배근한 경우보다 단부에 집중배근하는 경우에 더 크다.
- 3) 한번의 주기거동에 대하여 단부 철근이 한번의 큰 이력거동을 하며 많은 에너지를 소산하는 반면, 웨브의 철근은 두번의 작은 이력거동을 하며 적은 에너지를 소산한다.
- 4) 최초의 주기거동시에는 철근과 콘크리트 모두 에너지 소산에 기여하지만 이후 반복주기거동시 철근만이 주로 에너지 소산에 기여한다.
- 5) 따라서 복잡한 주기거동에 대한 고려 없이 철근의

최대, 최소 변형을 이력을 고려하여 철근콘크리트 부재의 주기거동에 의한 에너지 소산량을 산정할 수 있다.

이러한 연구결과에 근거하여 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력을 평가할 수 있는 약산법을 개발하였다. 약산법은 축력, 철근비, 배근형태 등의 변화에 의한 에너지 소산능력을 비교적 정확히 평가할 수 있으며 주기하중을 받는 전단벽과 보에 대한 실험 결과와 잘 일치하였다.

본 연구는 휨지배 철근콘크리트 부재에 대한 것으로서 추후에 전단력이 지배적인 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력에 대한 연구가 필요하다.

### 감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC)와 두뇌한국 21 사업의 재정적 지원을 받아 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

### 참고문헌

1. ATC, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," AcTC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
2. 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, 1986, pp.219~231.
3. Park, H. and Klingner, R. E., "Nonlinear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria," *J. of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, 1997, pp.643~651.
4. Brown, R. H., and Jirsa, J. O., "Reinforced Concrete Beams under Load Reversals," *ACI Structural Journal*, Vol. 68, No. 5, 1971, pp.380~390.
5. Thomsen, J. H. and Wallace, J. W., "Displacement-Based Design of RC Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-shaped Cross-Sections," Report No. CU/CEE-95/06
6. Building Seismic Safety Council, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," FEMA-273, Federal Emergency Management Council, Washington, D.C, 1997.
7. Seckin, M., "Hysteretic Behavior of Cast-in-Place Exterior Beam-Column Sub-Assembles," Ph. D. Thesis, University of Toronto, 1981, pp. 266
8. Paulay, T. and Priestley, M. J. N. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, INC., New York, 1992.

---

### 요 약

비선형 정적해석법과 같은 발전된 지진 해석 및 설계방법은 강도, 연성도, 에너지 소산량으로 대표되는 철근콘크리트 부재의 주기거동을 정확하게 예측하는 것이 필요하게 되었다. 그러나 현재, 에너지 소산량의 평가는 정확하지 못한 경험식을 사용하거나 실무적으로 사용하기 어려운 실험이나 정교한 수치해석에 의존하고 있다. 본 연구에서는 주기하중을 받는 휨지배 철근콘크리트 부재의 주기거동특성을 연구하기 위하여 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 또한 압축력, 철근비, 배근형태 등이 주기거동에 미치는 영향에 대하여 연구하였다. 이러한 연구를 토대로 주기거동에 의한 에너지 소산량을 산정할 수 있는 약산법을 개발하였으며, 실험 및 수치해석 결과와의 비교를 통해 검증하였다. 본 연구에서 제안한 방법은 현재 사용되고 있는 경험식보다 더 정확하게 철근콘크리트 부재의 에너지 소산능력을 평가할 수 있으며, 실무에 쉽게 적용할 수 있다.

**핵심용어** : 내진설계, 에너지소산, 주기거동, 감쇄보정계수, 철근콘크리트

---