

# 구조실험을 통한 철근콘크리트구조의 내진성능 평가

## Evaluation on Seismic Capacity of Reinforced Concrete Structure Based on Structural Testing

서수연\*  
Seo, Soo-Yeon

이리형\*\*  
Lee, Li-Hyung

---

### ABSTRACT

This paper introduces the acceptance criteria for reinforced concrete moment frames based on structural testing of ACI in preparing and proposes criteria for acceptable limiting drift and energy dissipation ratios of reinforced concrete shear walls for structural testing. Limiting drift and energy dissipation ratios were examined for tests on shear walls having ductile type failures. Test data were analyzed and compared to results for a suggested acceptance criteria that involves a limiting drift that is a function of aspect ratio and a limiting energy dissipation ratio that is a function of displacement ductility and damping.

---

### 1. 서론

건물의 고층화와 대형화는 끝없이 인간이 도전하고 개발하는 분야 중의 하나이다. 이러한 고층화와 대형화는 새로운 재료의 개발 뿐만 아니라, 새로운 시스템의 개발을 독려하게 된다. 즉, 뛰어난 시공성과 구조안전성을 확보하게 함으로써, 기존의 건축기술을 향상시키게 되는 것이다. 이와 같은 새로운 시스템이 개발될 경우에는 시공기술의 정립과 함께 구조적인 안전성의 확보가 필수적이 된다. 이에 따라 이들 시스템의 구조성능을 평가하고 그 설계기준을 제정하는 일련의 일들이 계속 요구되고 있는 상황이다.

철근콘크리트 구조에 대한 기준의 하나인, ACI 318-99의 21.2.1.5 규정에서는 이러한 시스템의 구조성능을 평가하기 위한 방법으로 다음과 같이 구조실험과 해석에 의한 결과를 인정하고 있다.

#### ACI 318-99의 21.2.1.5 규정

실험과 해석을 통하여, 일체식 철근콘크리트 구조가 보유하고 있는 강도와 인성을 초과하는 성능을 확보하고 있다는 것이 입증된 시스템의 경우에는 ACI 318-99 21 규정에서 요구하는 조건을 만족하지 않아도 된다.

---

\* 한양대학교 초대형구조시스템연구센터 연구조교수

\*\* 한양대학교 건축공학부 교수, 정회원

그러나 이 기준에서는 시스템의 구조성능 평가를 위한 실험 방법, 성능의 평가와 같은 지침이 규정되어 있지 않기 때문에 일체식 철근콘크리트 골조에 준하는 구조성능에 대한 신뢰성 확보에 의문이 제기되게 된다. 따라서, 실험을 위한 지침과 그 결과를 비교, 평가할 수 있는 허용치의 설정이 필요한 상황이다.

철근콘크리트구조에서 골조와 함께 대표적인 횡력저항 요소는 전단벽이다. 전단벽은 골조구조와는 달리 전단에 의해 전체거동이 많이 지배되기 때문에 그 거동이 골조와는 다소 다르다. 또한, 최근 전단벽에 프리스트레스와 포스트 텐션 등을 도입하거나, 합성전단벽과 같은 새로운 구조시스템이 개발되고 있어, 이들의 성능평가를 위한 구조실험상의 허용 지침이 요망되고 있다.

본 연구에서는 미국 콘크리트학회에서 준비중인 철근콘크리트 골조에 대한 실험방법, 실험결과와 평가방법 및 허용 지침 등(ACI, 1996)에 대하여 설명하고자 한다. 또한, 전단벽구조인 경우에 필요한 허용기준, 특히 변위와 에너지 소산성능을 제안하고자 한다. 전단벽에 대해서는 기존 연구자들에 의해 실시된 일련의 실험결과에 대한 분석, 휨 이론에 의한 허용 변위 산정식과 감쇠와 에너지 소산율의 관계를 이용하여 산정된 전단벽의 허용 에너지 소산율을 소개한다.

## 2. 철근콘크리트 골조의 성능평가 허용기준 (ACI, 1996)

### 2.1 목적

이 기준의 목적은 강진지역을 대상으로 한 강한기동-약한 보의 모멘트 골조에 대한 허용치를 제공하는 것이다. 특히, 개발하고자 하는 시스템의 골조가 ACI 318-95의 21.2에서부터 21.6에 규정된 일체식 철근콘크리트 시공에 대한 모든 요구치를 만족하지 못할 경우를 고려하고 있다. 프리캐스트와 프리스트레스 요소, 또는 포스트텐션 보강근을 사용하는 경우 등이 여기에 해당될 수 있으며, 또한 보-기둥 접합부내에서 힘의 전달에 대한 다른 방법을 일체식 또는 프리캐스트 모멘트 골조 시스템에 적용하는 것도 가능하다. 단 이때에는 이 기준에서 규정하는 프로세스를 이용한 실험과 해석을 근거로 하여야 한다.

### 2.2 내용

#### (1) 범위

가) 이 기준에서는 높은 지진 위험지역을 대상으로 설계된 철근콘크리트 모멘트 골조의 최소 허용기준을 정의한다. 여기서 허용치는 실험과 해석결과를 근거로 한다.

나) 다음과 같은 조건을 만족할 경우, 약한 보-강한 기둥의 설계 개념을 근거로 설계된 철근 콘크리트 모멘트 골조는 ACI 318-99의 21.2에서부터 21.6에 따라 설계된 골조에 상당하는 응답성능을 가지는 것으로 간주한다.

- 이 기준에 따라 실시한 골조모듈에 대한 실험결과가 적정 요구치를 만족하고, 신뢰성이 높으며, 강도, 변위 성능, 상대 에너지 소산율 확보할 경우
- 실험과 해석 결과를 근거로 나타난 골조의 성능이 층간변위각 0.035 또는 그 이상에 해당하는 최대 변위까지 인성을 유지할 수 있는 성능으로 입증될 경우.

## (2) 실험체 제작

- 가) 대상 모멘트 골조에서 보와 기둥의 교차에 의해 나타나는 각 특성에 대해 최소 한 모듈의 실험을 각각 실시한다 (그림 1. 참조).
- 나) 모듈은 기본 골조에서의 복잡성과 실제 재료의 거동, 하중 전달기구 등을 완전하게 나타낼 수 있을 정도로 지나치게 축소하여 제작하지 않도록 하며 최소 1/3 이상으로 한다.
- 다) 보-기둥 조인트에서부터 내민 모듈의 길이는 보와 기둥의 반복점 사이로 한다.
- 라) 지진운동하에서 예상되는 일반적인 축하중 범위내에서 기둥 축하중에 민감한 보-기둥 조인트의 거동을 예측하는 설계 프로세스인 경우에는 최소 두 모듈을 실험한다. 두 모듈에 작용하는 축력은 예상되는 축하중의 두가지 극단적인 경우를 나타낼 수 있어야 한다.

## (3) 실험방법

- 가) 실험모듈에 의해 표현되는 골조부분이 지진운동시 나타내는 변위를 나타낼 수 있도록 변위조절에 의한 일련의 반복하중으로 실험을 한다.
- 나) 각 최대 변위각에 대하여 3번의 완전한 반복하중을 가하도록 한다.
- 다) 초기 변위각은 선형 탄성 응답범위내에 있어야 하며, 이어지는 변위각의 최대치는 이전 단계의 최대변위각에 비하여 5/4 배 이상이 되어야 하며, 3/2 배 이하가 되어야 한다.
- 라) 실험은 점진적으로 최대 변위각을 증가시켜 변위각이 0.035 또는 그 이상이 될 때까지 진행한다.
- 마) 모듈의 성능을 명확하게 표현할 수 있도록 실험으로부터 충분한 자료를 기록하도록 한다. 최소한 실험모듈의 변위와 기둥의 전단력관계로 연속기록을 하여야 하며, 각 최대 변위각에서의 실험모듈의 상태를 나타내는 사진을 기록한다.

## (4) 허용기준

다음과 같은 결과를 얻은 경우 실험모듈은 만족할 만한 성능을 확보한 것으로 간주한다 (그림 2. 참조).

- 가) 변위각 0.005를 초과하기전에 실험모듈의 강도가 공칭강도,  $E_n$ 과 같거나 초과할 경우
- 나) 실험중 기록된 최대 강도,  $E_{max}$ 를 초과하지 않는 경우. 여기서는 설계단계에서 정해지는 초과강도를 말함
- 다) 최대 변위각 0.035 또는 그 이상에서 2회의 사이클이후, 상대 에너지 소산율이 12%를 초과할 경우. 그리고 변위각 "0"인 상태에서 해당 사이클이 다음과 같은 두가지 조건을 만족할 경우
  - 강도가  $0.05 E_{max}$ 를 초과할 경우 그리고
  - 정방향 강도가 첫 번째 재하 사이클시 강도의 0.05 배를 초과할 경우

## 3. 전단벽의 성능평가 허용기준

### 3.1 전단벽의 기본적인 거동

전단벽은 하나의 횡력저항 부재로 이용되어 왔으며, 특히 횡변위를 구속시켜, 인접한 비구조체

의 변형을 방지하게 된다. 그러나 높은 지진하중이 작용할 경우, 전단벽에 피해가 발생하게 되며, 강성과 강도의 손실과 더불어 많은 변형을 경험하게 된다. 전단벽의 거동에 미치는 요인은 형상비, 단면의 형태와 같은 단면의 성질과 작용하는 축력, 보강근 등이다. 횡변위는 단면 형태와 보강근의 상세 보다는 강도에 많은 영향을 받게 되며, 이때 형상비는 전단벽의 거동을 결정하는 중요 요인이 된다.

### 3.2 전단벽의 한계 허용 변위

#### (1) 설계 규준에 의한 한계 허용 변위

UBC 규준(1994)과 NEHRP 규준(1994)에 규정된 건물의 허용 층간변위는 식(1)과 같다.

$$\begin{aligned} T < 0.7 \text{ 초, } \delta &= (0.04/R_w)H \quad \text{또는} \quad 0.005H \\ T \geq 0.7 \text{ 초, } \delta &= (0.03/R_w)H \quad \text{또는} \quad 0.004H \end{aligned} \quad (1)$$

여기서, T=기본 주기,  $R_w$  = 반응수정계수값으로서, 모멘트 저항 골조 시스템(MRFS)의 특수 모멘트 저항골조인 경우에는 12, 내력벽 구조(BWS)의 전단벽인 경우에는 6, 건물골조 구조(BFS)의 전단벽인 경우에는 8, H = 구조물의 높이.

UBC 1631.24(1994)에서는 횡변위를 설계전단력에 대한 변위,  $\delta_d$ 에  $(3/8)R_w$ 의 곱으로 규정하고 있으나, Uang(1993)에 의하면 실제 골조구조에 대해서 나타나는 예상변위의 상한치는  $\delta_d$ 에 대한  $(1.0)R_w$ 의 곱으로 보고되어 있으며, 또한 Veletos(1960)에 의하면 비선형 거동에 의한 변위는 동일한 초기 주기를 갖는 탄성구조물의 응답과 같다고 보고하였다. 따라서, 전단벽에 대해서  $(1.0)R_w$ 를 적용할 경우, 전단벽의 한계 허용변위각은 각각 3.0 과 4.0 으로 계산되지만, 이들 값은 저형 전단벽의 경우에는 지나치게 높은 값이 된다.

#### (2) 기존 실험연구결과에 의한 한계 허용 변위

한계변위는 부재가 최대하중에 도달한 이후 강도가 저하되지만 어느 정도의 내력을 보유하고 있는 구간까지로 정의된다. Prak(1989)에 의하면 최대하중이후 내력이 15~20% 저하된 부분까지가 부재의 한계강도로 정의되며, 이 개념은 부재의 최대변위를 계산할 때 널리 사용하고 있다. Duffey(1993)는 기존연구자들의 실험결과 분석으로부터, 전단벽구조에서 최대하중이후 내력의 저하율을 제안하였다. 이를 이용하여 최대내력이 20% 저감된 부분을 전단벽의 한계변위로 규정하면 최대하중이후 한계변위까지의 변위값을 알 수 있다. 식(2)는 전단스팬비가 0.25~3.53 사이에 있는 전단벽에 관한 실험결과를 전단스팬비의 함수로 분석하여 제시한 것이다.

$$Drift(\%) = 0.6288 \left( \frac{H}{L} \right) + 0.8212 \quad (2)$$

#### (3) 휨 이론에 의한 한계 허용 변위

전단벽의 비선형 변형은 국부적으로 나타날 수 있으며, 이 때의 모델은 그림 4로 표현할 수 있

다. 그림 4.와 같이 소성힌지부에 변형이 집중될 경우, 부재 항복이후 상부에서의 최대변위각은 식(3)과 같이 표현할 수 있으며, 여기에 최대강도 이후 부재의 한계강도시 변위를 고려하면 식(4)를 얻을 수 있다.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{\beta\mu_\delta}{3} \left( \frac{h_w}{l_w} \right) \quad (3)$$

$$\frac{\delta_m}{h_w} = \frac{\beta\mu_\delta}{3} \left( \frac{h_w}{l_w} \right) + \frac{1}{192} \quad (4)$$

여기서,  $\delta_u$  = 최대강도에서의 변위,  $\delta_m$  = 최대변위,  $h_w$  = 구조물의 높이,  $\mu_\delta$  = 최대하중에서의 변위 연성비,  $\beta$  = 항복곡률  $\phi_y$ 를 전단벽의 춤  $l_w$ 로 나타낸 상관계수

식(3)과 식(4)에서  $\beta$ 는 철근비와 축력에 비례한다. 본 연구에서는, 설계를 목적으로 Wallace(1992)에 의해 제안된 0.0025를 적용한다. 식(4)에서, 동일한 연성비에서 전단스팬비에 따라 변위는 증가하게 된다. 즉 전단벽에 요구되는 연성비를 알게 될 경우, 전단벽에 요구되는 횡 변위는 전단스팬의 함수로 결정될 수 있게 된다. 전단벽에 최소한으로 요구되는 연성비는 뉴질랜드 표준인 NZS 4203(1992)에 규정되어 있다. 이 표준에서는 강한 지진에 대하여, 전단벽이 연성을 확보하기 위해서는 최소 8이라는 변위연성비를 확보하도록 규정하고 있다. 이 값을 식(4)에 대입 하게 되면, 식(5)를 얻게 된다.

$$\frac{\delta_m}{h_w} (\%) = 0.67 \left( \frac{h_w}{l_w} \right) + 0.52 \quad (5)$$

#### (4) 전단벽의 한계 변위

그림 5.에 나타낸 바와 같이, 식(5)는 실험결과인 식(2)와 거의 일치하기 때문에, 여기에 전단벽에 최대한으로 요구되는 한계 변위 3%와, 각 설계기준에서 요구하고 있는 최소한의 총변위 1%를 고려하면, 전단벽의 한계변위를 식(6)과 같이 표현할 수 있다.

$$1 \leq \frac{\delta_m}{h_w} (\%) = 0.67 \left( \frac{h_w}{l_w} \right) + 0.52 \leq 3 \quad (6)$$

### 3.3 허용 한계 에너지 소산율

철근콘크리트 골조에 대한 한계 허용 에너지 소산율(ACI, 1996)은 12%로 규정되어 있으며, 이 값은 변위각 3.5%를 초과하는 3 번째 사이클에서의 값이다. 이러한 한계를 두는 이유는 사이클이 진행됨에 따라 부적절해지는 감쇠와 피로효과를 방지하기 위한 것이다. 그림 6에서 에너지 소산율을 계산하고 여기에 NEHRP 97 기준에서 규정하고 있는 감쇠계수를 고려하면, 식(7)을 얻을 수 있다.

$$\beta_l \times \frac{\pi}{2 \left( 1 - \frac{1}{\mu_\delta} \right)} = E_R \quad (7)$$

식(7)에 전단벽에 요구되는 연성비 8 을 도입하고, 기존 연구자들(ATC 1974, DOD 1986, Dowrick 1987)에 의해 제안된 전단벽의 감쇠계수 평균치 8.5 를 적용하면, 에너지 소산율 15.3%를 얻을 수 있다.

#### 4. 결 론

현재 미국콘크리트 학회(ACI)에서 준비중인 강진지역의 철근콘크리트 골조구조의 구조성능 실험에 대한 지침을 소개하고, 또한 전단벽에 요구되는 허용변위와 에너지 소산율을 제안하였다. 현재 ACI에서 준비중인 이 지침은 일체식 철근콘크리트 골조를 위한 것이라고 하기 보다는 새로이 개발되는 골조구조시스템, 즉 프리스트레스 또는 포스트 텐션 등이 도입된 시스템에 최소한으로 요구되는 구조성능을 제한하고자 한 것이다. 이와 같은 지진에 대한 성능확보를 위한 실험지침이 만들어짐으로서, 성능의 평가와 함께 보다 신뢰성 있는 실험결과를 확보할 수 있을 것으로 기대된다. 이러한 허용 지침은 골조 뿐만 아니라, 전단벽 구조에 대해서도 요망되며, 나아가 중지진 지역의 철근콘크리트 구조에 대해서도 그 허용기준을 구축할 필요가 있는 것으로 사료된다.

#### 감사의 글

본 연구는 초대형 구조시스템 연구센터의 연구비 지원에 의한 연구로서, 이에 감사를 드립니다.

#### 참고문헌

1. ACI (1999), "Building Code Requirements for Structural Concrete(318-99) and Commentary(318R-99)"
2. ACI committee (1996), "Proposed Provisional Standard, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing"
3. ATC, An Evaluation of a Response Spectrum Approach to the Seismic Design of Buildings, ATC-2 Report, Redwood City, California, 1974
4. DOD, Seismic Design for Essential Buildings, Report No. TM-5-809-10-1, Department of the Army, Navy, and Air Force, Washington, D.C., 1986
5. Dowrick, D.J., Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects, wiley, 1987, pp.266-268.
6. Duffey, T. A., Goldman, A. and Farrar, C. R. (1993), "Shear Wall Ultimate Drift Limits", Report No. NUREG/CR-6104, LA-12649-MS, U.S. Nuclear Regulatory Commission
7. FEMA (1997), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", Federal Emergency Management Agency.
8. ICBO (1997), "Uniform Building Code", International Conference of Building Official.
9. Park, R. (1989), "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, Sept., pp. 155-
10. Standard Association of New Zealand, Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings

for Buildings, NZS 4203, 1992, PP.36

11. Uang, C. M. and Maarouf, A. (1993), "Seismic Displacement Amplification Factor in Uniform Building Code", Research Bulletin Board, BB93-3, pp. B-1
12. Veletos, A. S., Newmark, N.M. (1960), "Effects of inelastic Behavior on the response of simple systems to earthquake motions", Proceedings of Second world Conference on Earthquake Engineering, Toyko, Japan, Vol.2, pp. 895-912.
13. Wallace J.W., Moehle, J.P. (1992), "Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE Vol.118, No. 6, pp. 1625-1644

표 1. UBC 1994 에 따라 산정된 전단벽의 한계변위각

구 분	$R_w$	$\delta$	$3/8R_w\delta$ (%)	$1.0R_w\delta$ (%)	제안된 값* (%)
MRFS	12	0.00333H	1.5	4.0	3.5
BWS 시스템 의 전단벽	6	0.005H	1.125	3.0	-
BFS 시스템의 전단벽	8	0.005H	1.5	4.0	-

\* 구조실험을 위한 허용 한계 변위각

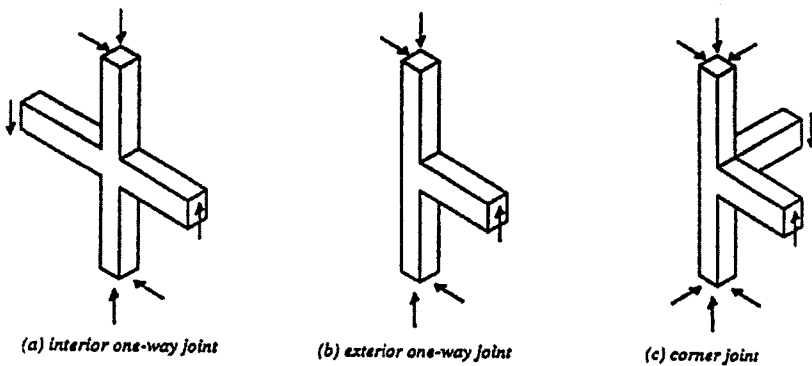


그림 1. 실험체의 모델링

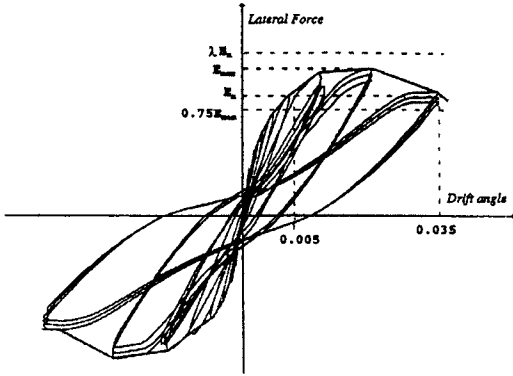


그림 2. 허용 기준

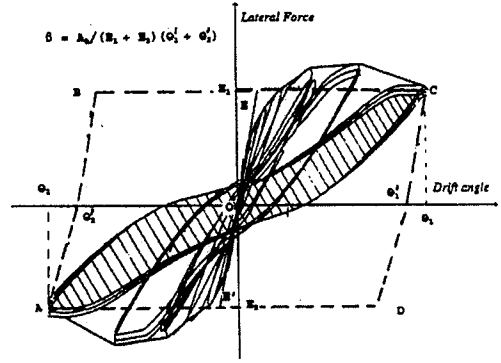
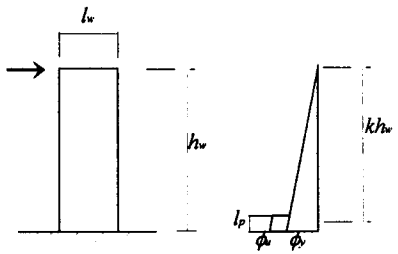


그림 3. 상대 에너지 소산성능



Cantilever shear wall    Curvature distribution

그림 4. 캔틸레버 전단벽의 곡률

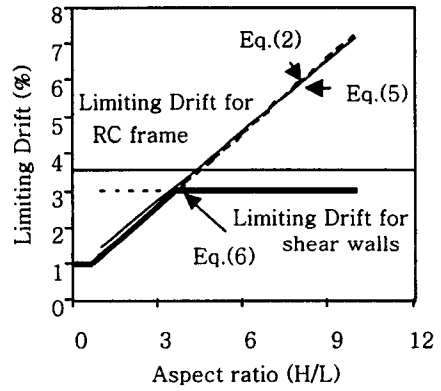


그림 5. 전단벽의 허용 한계변위

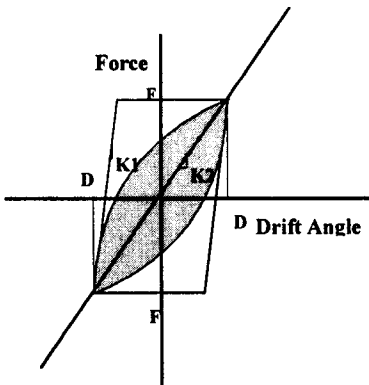


그림 6. 에너지 소산율