

축소모델실험에 의한 철근콘크리트 3층 보통모멘트골조의 구조 성능 평가

한상환^{1)*}·권건업¹⁾

¹⁾ 한양대학교

(2004년 2월 5일 원고접수, 2005년 9월 15일 심사완료)

Seismic Performance Evaluation of 3 Story OMRCF Based on Scaled Model Testing

Sang-Whan Han^{1)*} and Gun-Up Kwon¹⁾

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 133-791, Korea

(Received February 5, 2004, Accepted September 15, 2005)

ABSTRACT

ACI 318 (1999) defines three types of moment frames: Ordinary Moment Resisting Concrete Frame (OMRCF), Intermediate Moment Resisting Concrete Frame (IMRCF), and Special Moment Resisting Concrete Frame (SMRCF). OMRCF is the most popular type of moment frame in mild seismic zones that requires the least detail and design requirements. This study focuses on the seismic performance of Ordinary Moment Resisting Concrete Frames (OMRCF) designed only for gravity loads. For this purpose a 3-story OMRCF was designed in compliance with the minimum design requirements in ACI 318 (1999). An one third 3 story specimen was made and tested. For scaled model, the similitude law of true replica was applied. The specimen was loaded with quasi-static reversed cyclic lateral loading. The overall behavior of OMRCF is quite stable without abrupt strength degradation. It is found that tested frame has the base shear strength larger than the design base shear for seismic zone 1, 2A and 2B calculated using UBC 1997.

Keywords : ordinary moment resisting concrete frame, seismic design, base shear

1. 서 론

미국의 Northridge 지진(1994), 일본의 Kobe 지진(1995), 대만의 Gi-Gi 지진(1999)과 같은 최근의 지진에서 많은 콘크리트 구조물들에 심각한 손상이 발생하였다. 특히, 오래된 중저층 콘크리트 건물에서 많은 피해가 발생하였다. 지진에 의한 이러한 구조물들의 성능은 일반적으로 각 부재의 상세설계, 구조물의 형태, 적용 기준 등의 영향을 받는다. 부적합한 부재의 상세설계는 큰 지진 발생시 예상치 못했던 구조물의 붕괴를 야기할 수 있다.

중약 지진 지역의 저층건물과 강진지역의 오래된 건물은 대부분 중력하중으로만 설계되어 왔다. 이러한 건물의 경우, 현재의 강진 지역에서 요구되는 기준보다 덜 엄격한 기준에 따라 건물이 설계되었다. 따라서 강한 지진 발생시 취성파괴, 층 붕괴 등의 바람직하지 못한 거동을 예상할 수 있다.

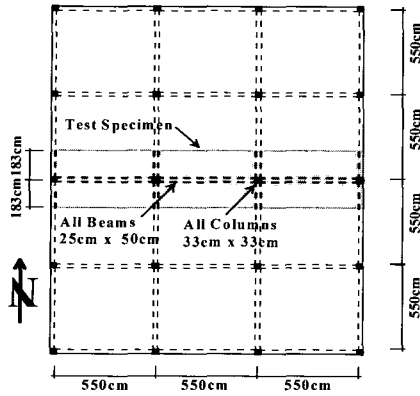
ACI 318 (1999) 설계기준에서는 모멘트저항골조를 보통모멘트골조(Ordinary Moment Resisting Concrete Frames; OMRCF), 중간모멘트골조(Intermediate Moment Resisting Concrete Frames; IMRCF), 특수모멘트골조(Special Moment Resisting Concrete Frames; SMRCF)의 세가지로 구분하고 있다. 이중 중약 지진 지역에서는 대부분의 구조물이 보통모멘트골조로 설계되고 있다. 본 연구는 현행 기준에서 가장 엄격하지 않은 상세와 요구 사항이 적용되는 보통모멘트골조를 대상으로 한다. 보통모멘트골조의 상세는 중간모멘트골조와 특수모멘트골조에 비교하면 다음과 같은 차이점을 가진다.

- 1) 강기둥-약보의 조건을 만족하지 않아도 된다. 따라서 강한 지진 시 층 붕괴의 위험이 있다.
- 2) 기둥의 잠재적인 소성힌지의 위치인 슬래브 근처에서 철근의 이음을 허용하고 있다.
- 3) 모멘트골조 중에서 가장 넓은 기둥의 전단철근 간격을 가진다.
- 4) 내부 보-기둥 접합부에서 전단보강이 필요치 않으며, 외부 접합부에서는 최소 전단보강만을 요구한다.
- 5) 보 내부에서 휨철근의 절단을 허용하고 있다.

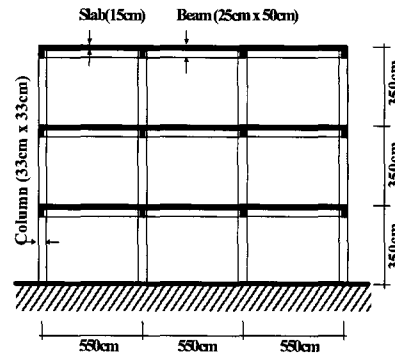
* Corresponding author

E-mail : swan@hanyang.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute



(a) A plane figure



(b) A solid figure

Fig. 1 Representative buildings

본 연구에서는 중력하중(1.4DL+1.7LL)으로만 설계된 3층의 보통모멘트골조를 설계하고 선정된 건물의 내부골조를 1/3으로 축소하여 제작하였다. 이러한 중력하중으로만 설계된 보통모멘트골조의 반복가력실험을 통하여 건물의 내진성능을 평가하였다.

2. 실험 계획

2.1 대상 건물의 설계

본 연구에서는 3층의 사무실 건물을 대상으로 하였다. 대상 건물은 각 경간의 길이가 55m의 3(E-W)×4(N-S) 경간을 가진다. 각 층의 높이는 3.5m이고, 총 높이는 10.5m이다. Fig. 1에 대상 건물의 평면과 입면이 나타나 있다. 대상 건물의 설계시 사용된 하중은 Table 1과 같다.

사용된 콘크리트의 강도는 23.5 MPa (240 kgf/cm²)와 철근의 강도는 392.4 MPa (4,000 kgf/cm²)으로 가정하였다. 각각의 부재의 설계를 위한 구조해석은 SAP-2000을 사

용하여 실행하였다. 건물의 설계시에는 오직 중력하중(1.4DL+ 1.7LL)만을 고려하였다. 슬래브는 ACI 318의 Sec. 13.6에 제시되어 있는 직접설계법(Direct Design Method; DDM)을 사용하여 설계하였다. 계산된 설계모멘트의 크기는 Table 2에 제시되어 있다. D10 철근은 정, 부모멘트 모두에 대하여 150 mm 간격으로 배근하였다. 기둥과 보의 단면은 각각 330×330 mm와 250×500 mm로 하였다. 보와 철근의 상세는 ACI 318 (1999)의 보통모멘트골조의 상세를 만족시키도록 설계하였다. 1층 기둥과 보의 설계 결과를 Tables 3과 4에 나타내었다. 대상 건물의 보와 기둥의 배근 상세를 Figs. 2와 3에 나타내었다.

2.2 실험체 계획

선정된 대상 건물을 실험실의 여건상 1/3으로 축소하여 실험체를 제작하였다. 실험체는 Fig. 1에서 보는 바와

Table 1 Design loads

Category	Loads	Value (N/m ²)
Dead load	Slab and roof	3,530
	Ceiling	441
	Interior partition	981
	Electric and water	245
	Total slab dead load	5,198
Live load	1st, 2nd, and roof	2,452
1.4D + 1.7L		11,444

Table 2 Slab design moments

Design moment (kN·m)	Exterior span			Interior span	
	Exter. support	Mid-span	Interior support	Support	Mid-span
Column strip	-2.35	6.37	-7.85	-7.85	3.92
Middle strip	-0.16	13.93	-17.65	-16.08	8.83
Provided bars	D10 @150	D10 @150	D10 @150	D10 @150	D10 @150

Table 3 Design results of beams

Design and analysis	Ext. left	Ext. mid.	Ext. right	Int. left	Int. mid.	
Re-bar, Top(cm ²)	5.73	0.00	8,595	8,595	0.00	
Re-bar, Bot.(cm ²)	5.73	5.73	5.73	5.73	5.73	
Neg. (kN·cm)	Mu	6,514	0.00	10,750	10,168	0.00
	ΦMn	8,344	0.00	11,709	11,709	0.00
	Mu/ΦMn	0.7807	.	0.181	0.8684	.
Pos. (kN·cm)	Mu	0.00	7,725	0.00	0.00	5,698
	ΦMn	8,344	8,344	8,525	8,525	8,344
	Mu/ΦMn	0.00	0.8670	0.00	0.00	0.683

Table 4 Design results of columns

Design and analysis	Exterior column	Interior column
Re-bar on one face (cm ²)	5.73	5.73
Mu (kN·cm)	5,441	4,616
ΦMn (kN·cm)	7,999	5,197
Mu/ΦMn	0.680	0.888
Pu (kN·cm)	619	1,233
ΦPn (kN·cm)	903	1,377
Pu/ΦPn	0.685	0.895

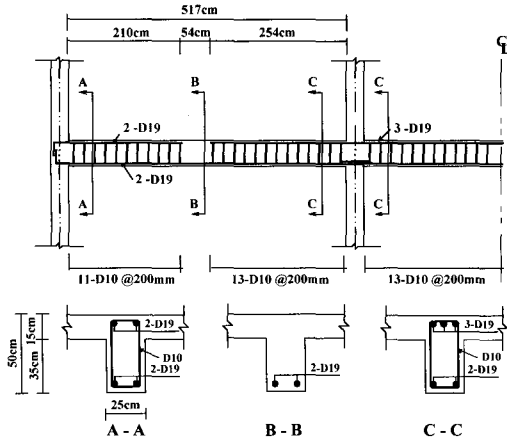


Fig. 2 Beam reinforcement details

같이 대상 건물의 E-W방향의 내부 경간의 주간대를 대상으로 하였다. 콘크리트 최대 골재 크기, 철근의 단면적 등 1/3 축소 모델에 사용된 재료의 크기도 같은 비율로 축소하였다. 축소 실험체와 대상 건물에 사용된 재료의 강도와 탄성계수는 서로 유사하므로, 대상 건물을 축소하는데 상사성의 법칙을 적용하였다.

2.3 재료의 특성

콘크리트는 28일 설계강도 23.53 MPa, 슬럼프 180 mm, 최대 굵은골재 크기 13mm로 설계하였다. 사용된 콘크리트의 특성을 Table 5에 나타내었다. 대상 건물에 사용된 D10과 D19 철근의 항복강도(f_y)는 각각, 294.2 MPa과 392.3 MPa이고, 철근의 단면적(A_b)은 0.713 cm²과 2.865 cm²이다. 실험체에 사용된 철근의 항복력($A_b \times F_y$)은 상사성의 법칙에 일치하도록 선정하였다(Table 6 참고).

상사성의 법칙에 일치하도록 하기 위하여, D19 철근은 1/3 축소 모델에서 지름 6.35mm, 단면적 0.316 cm²의 철근으로 대체하였다. D10 철근은 지름 3.3mm, 단면적 0.086 cm², 항복강도 345.2 MPa의 철선으로 대체하여 사용하였다. 슬래브의 보강은 50mm 간격의 지름 3.2mm, 항복강도 461 MPa의 와이어 메쉬(wire mesh)를 사용하였다.

Table 5 Concrete properties

Compression strength (MPa)			Young coefficient (MPa)	Slump (cm)
3 days	28days	85days		
11	29	31	26,040	18

Table 6 Reinforcement properties

Bar	Young modulus (MPa)	Yielding strength (MPa)	Yielding strain ($\times 10^{-6}$)	Ultimate strength (MPa)	Ductility (%)
D6	178,542	353.16	2,206	412.02	6.82
φ3.3 mm	169,713	345.31	2,130	382.59	6.50

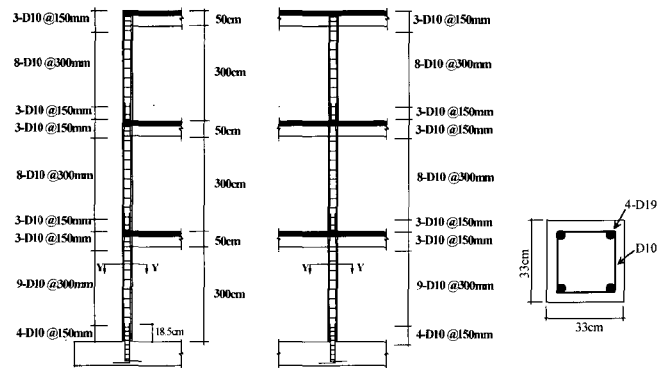


Fig. 3 Column reinforcement details

2.4 중력하중의 보정

지진시 영향을 미치는 중력하중을 모델링하기 위하여 중력하중은 상사성의 법칙에 따라 조정하여야 한다. 만약 길이에 대한 보정계수가 λ 라고 한다면 슬래브 면에 작용시킬 추가하중 (ΔW)은 다음과 같이 구할 수 있다. 본 연구는 1/3 축소 모델이므로 λ 는 3이다.

$$\Delta W = \frac{W_p}{\lambda^2} - W_s \quad (1)$$

여기서, W_p 는 원 모델의 한 층의 자중이고, W_s 는 실험체의 한 층의 자중이다.

위 식을 따라 계산하면 요구되는 부가 중량은 모델이 보유한 중량의 두 배가 요구된다. 이를 보상하기 위하여 두 가지 다른 크기의 하중블록 (0.4m×0.3m×1.2m (3.4 kN), 0.4m×0.3m×0.6m (1.7 kN))을 제작하여 실험체 슬래브위에 스패의 1/6지점 안에 설치하였다(Fig. 4). 블록의 위치는 보 단부의 중력하중으로 인한 전단력과 모멘트를 유사하게 하기 위하여 구조해석을 통하여 결정하였다.

2.5 실험체 설치 및 실험 방법

실험은 한양대학교 초대형구조실험실(안산 위치)에서 수행하였다. 실험체의 설치는 Fig. 4와 같다. Fig. 4에서 보는 바와 같이 면의 방향의 변형을 방지하기 위하여 가이드 프레임을 설치하였다.

실험체의 가력은 준정적 하중을 지붕 층 변위제어를 통하여 가력하였다. 가력은 반력벽에 설치된 세 개의 가력장치(Actuator)를 이용하였다. 본 연구에서 선정된 3층 건물과 같은 저층 건물의 경우 등가정적해석에서 층 지진력이 역삼각형 형태로 건물에 작용한다. 지붕 층에 위치한 가력장치는 변위 제어하고, 1층과 2층에서는 지붕 층에 작용하는

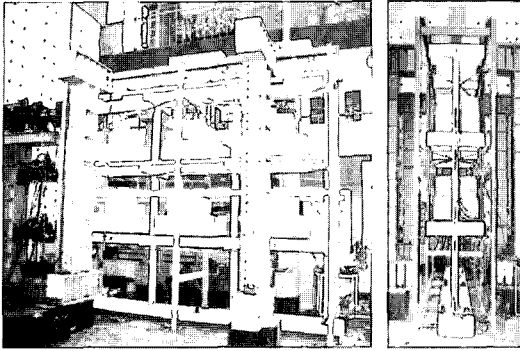


Fig. 4 Test setting

각 미소단계별 변위 발생시 작용한 하중 F3에 대하여 하중 F1과 F2가 각 1/3과 2/3이 되도록 제어하도록 하여 적용시켰다. 실험체에 재하된 하중 이력은 Fig. 5와 같다. 여기서, 지붕층 변위각은 지붕층 변위 Δ 와 건물의 높이 H 의 비를 나타낸다. 각 층에 변위계를 설치하여 층간 변위를 측정하고, 12쌍의 변위계를 사용하여 기둥과 보 단면의 평균 곡률을 측정하였다. 변위계는 기둥면에서 보 축의 1/2되는 지점과 보 면에서 기둥 축의 1/2되는 지점에 설치하였다.

3. 실험 결과 및 평가

3.1 균열과 파괴 양상

첫 번째 사이클 종료 후(지붕층 변위각 0.5%) 균열이 발생하였다. 균열은 1, 2층의 기둥과 보의 양 단부에서 발생하였다. 3층에서는 기둥의 하단부와 내부 보에서 균열이 발생하였다. 지붕층 변위각 2.5%에서는 1층의 외부 접합부에서 전단균열이 발생하였다. 지붕층 변위각 3%에서는 1층 기둥 상단부의 균열이 커지고, 하단부에서 콘크리트의 박리가 발생하였다. 실험은 지붕층 변위각 5.5%에서 중단하였다. 실험 종료시, 실험체의 횡방향 강도는 최대 강도의 67%를 나타내었다. 1층과 2층의 기둥에 심각한 손상이 발생하였으며, 특히, 1층 기둥에서 콘크리트의 박리로 인한 철근의 노출이 관찰되었다(Fig. 6).

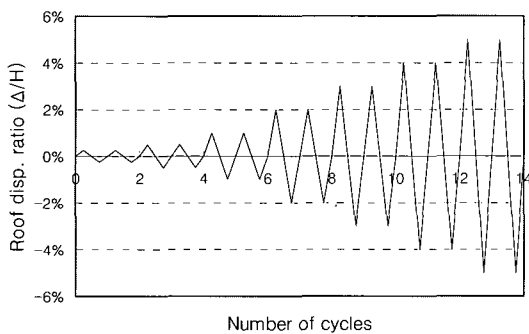


Fig. 5 Loading history

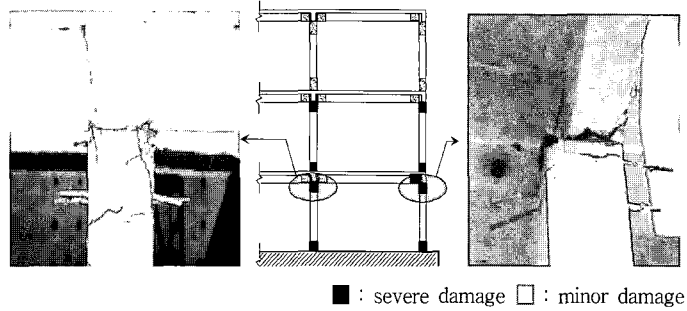


Fig. 6 Failure of specimen

3.2 이력 거동

실험시 측정된 이력 거동의 그래프는 Fig. 7과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 실험체의 이력곡선은 급격한 강도의 저감 없이 안정적인 거동을 보였다. 구조물은 지붕층 변위각 0.5%까지 거의 탄성으로 거동하였다. 지붕층 변위가 증가함에 따라, 이력 거동 그래프에서 강성의 저하를 관찰할 수 있었다. 지붕층 변위각 1.8% 이상에서는 같은 변위의 두 번째 가력에서도 강성 저하가 관찰되었다. 지붕층 변위각 5.5%(실험 종료시) 구조물에 심각한 손상이 발생하였지만, 이력곡선은 급격한 내력의 저감 없이 안정적인 양상을 보여주었다.

Fig. 8은 1층의 외부와 내부 접합부의 보와 기둥의 이력 곡선(밀면전단력 vs. 곡률)을 나타낸다. 비교를 위하여 그래프의 범위를 모두 일정하게 하였다. 내부 보에서는 매우 작은 비탄성거동을 보이지만 보의 외단부는 상당히 큰 비탄성거동을 보였다. 이는 내부 접합부에서는 기둥에서 심각한 손상이 관찰된 반면, 보에서는 균열만이 관찰된 것과 상응하는 내용이다. 외부 접합부의 경우, 기둥과 보에 손상이 분포되어 발생하였다. 외부 기둥은 내부 기둥만큼 큰 비탄성거동을 보이지 않았으나, 보의 외단부는 내단부보다 큰 비탄성거동을 보였다.

Fig. 8에서 보는 바와 같이, 슬래브의 영향으로 인하여 외부 접합부의 거동은 정, 부 가력에 대하여 대칭이 아니다. 부 가력 시 슬래브의 철근은 인장철근으로 작용하여

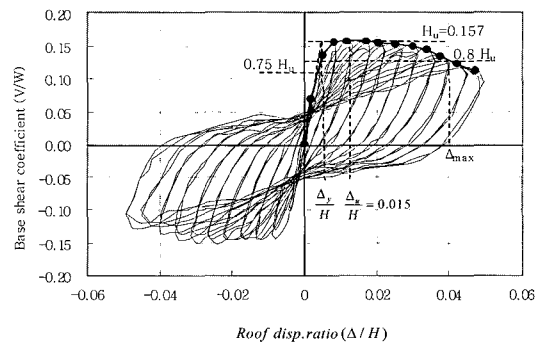


Fig. 7 Hysteretic curve

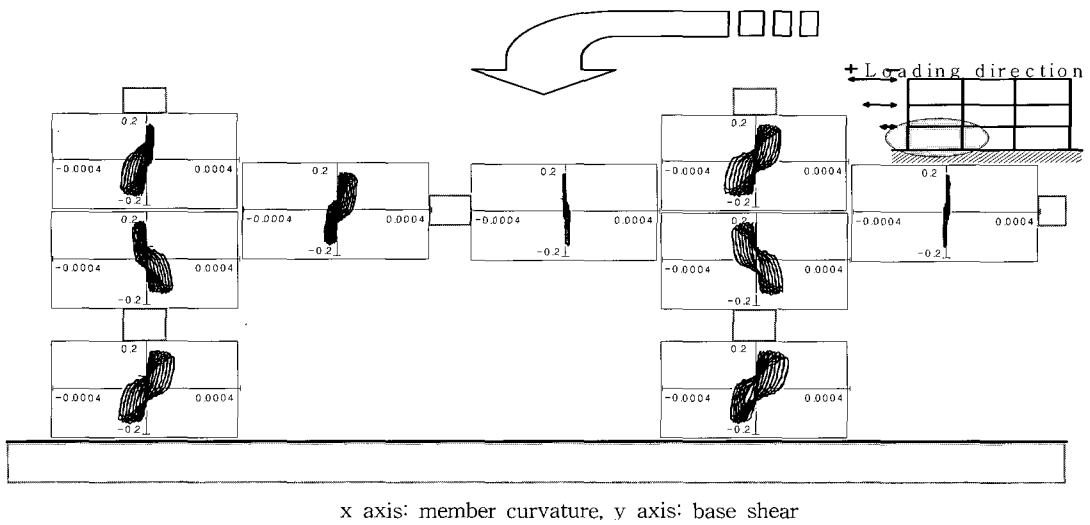


Fig. 8 Base shear versus curvature

부재의 내력은 증가한다. 하지만 정 가력 시에는 부재의 내력에 미치는 슬래브의 영향이 크지 않다. 그러므로 정 가력 시에는 부재의 변형이 주로 보에서 발생하고 기둥은 거의 탄성으로 거동한 반면, 부 가력 시에는 기둥과 보에 비탄성변형이 분포되어 발생하였다. 내부 접합부의 경우, 보와 기둥의 이력곡선은 대칭을 이룬다.

내부 접합부에서 기둥은 비탄성거동을 보여주는 반면, 보는 거의 탄성거동을 보인다. 이러한 현상은 보와 기둥의 강도 계산을 통하여 설명할 수 있다. 내부 접합부의 경우, 기둥의 공칭모멘트의 합은 $2 \times 2.4 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 이다. 반면에 보의 공칭모멘트 합은 $2 \times 3.4 \text{ kN} \cdot \text{m} = 6.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 이다. 여기서 보의 강도는 슬래브의 영향을 제외한 것이다. 보와 기둥의 모멘트강도비는 1.44로 실험체의 내부 접합부는 기둥의 강도가 보의 강도보다 약한 약기둥-강보 접합부이다. 외부 접합부의 경우, 보와 기둥의 모멘트 강도비는 0.722 (3.41/4.73)로 강기둥-약보 접합부이다.

3.3 최대 밀면전단력과 에너지소산량

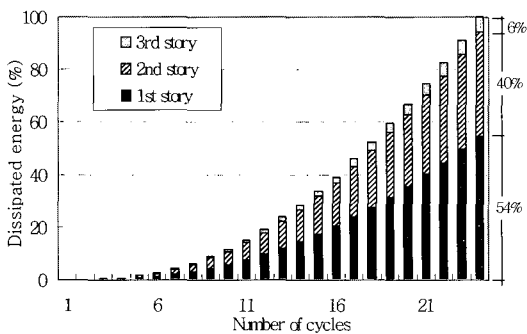


Fig. 9 Cumulative energy

준정적 실험으로부터 얻어진 최대 밀면전단력은 0.157 W 였고, 이는 지붕층 변위각 1.5%에서 발생하였다(Fig. 7). 여기서, W는 구조물의 총 하중이다. UBC 1997에 의하면 실험 대상 구조물의 지진 지역 2A에서의 설계 밀면전단력은 다음과 같다.

$$V = \frac{C_v I}{RT} W = \frac{(0.15) \cdot (1.0)}{(3.5) \cdot (0.426)} W = 0.10 W \quad (1)$$

여기서, C_v 는 지진계수로, 지반 조건이 S_B 이고 지진 지역 2A일때, 0.15이다. I 는 지진중요도계수로 1.0, R 은 반응수정계수로 보통모멘트골조에서 3.5, T 는 건물의 고유주기로, 대상 건물의 경우 0.426초이다.

위의 식을 사용하여 다른 지진 지역(1, 2B, 3, 4)에서의 설계 밀면전단력은 0.05 W, 0.13 W, 0.20 W, 0.27 W이다. 따라서, 중력하중으로만 설계된 3층의 보통모멘트골조는 지진 지역 1, 2A, 2B에서 요구되는 설계 밀면전단력보다 더 큰 강도를 보유하고 있다.

Fig. 7의 밀면전단력 계수(Base Shear Coefficient)와 지붕층 변위의 이선형 그래프를 이용하여 항복변위각을 계산하였다. 계산된 항복변위각은 0.5%이다. 최대 강도의 80%에서의 변위($0.08H_u$)를 최대 변위로 정의하면(ATC 40, 1996), 최대 변위각은 4%이다(Fig. 7 참고).

에너지소산량은 구조물의 지진에너지 흡수 능력을 나타내는 효과적인 방법이다. Fig. 9는 누적된 소산에너지를 나타낸다. 그림에서 보는 바와 같이 총 소산에너지의 54%가 1층에서, 40%가 2층에서 소산되었다. Fig. 9에 의하면 대부분의 소성변형이 1층과 2층에서 발생하였고, 3층은 거의 탄성 범위에서 거동한 것으로 나타난다.

3. 결 론

본 연구에서는 중력하중으로만 설계된 3층의 사무소 건물을 ACI 318(1999) 기준의 보통모멘트골조로 상세설계하였다. 지진 발생시 설계된 건물의 횡력에 대한 거동을 평가하기 위하여 E-W방향의 3경간의 골조를 1/3 축소 실험체로 제작하였다. 제작한 실험체의 준정적 실험을 통하여 구조물의 거동, 최대 밀면전단력, 최대 변위, 에너지소산 능력 등 구조물의 내진 성능을 평가하였다. 본 연구로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 본 연구의 대상 건물은 중력하중으로만 설계되고, ACI 318 보통모멘트골조의 상세를 가지고 있음에도 불구하고, 갑작스런 강도의 저하 없이 안정적인 에너지소산 능력을 보였다.
- 2) 실험 종료시 1층 내부기둥은 심한 손상을 입은 반면, 내부 보는 큰 손상을 입지 않았다. 1층 외부 접합부에서는 보와 기둥에 손상이 분포되어 발생하였다. 이러한 현상은 중력하중으로만 설계된 보통모멘트골조는 내부 접합부에서는 약기둥-강보, 외부 접합부에서는 강기둥-약보의 복합적인 파괴 모드를 보여줌을 알 수 있다.
- 3) 대상 골조의 최대 횡지지력은 0.157 W이고, 지붕층 변위 각 1.5%에서 발생하였다. 지진 지역 1, 2A, 2B의 설계 밀면전단력은 0.05 W, 0.10 W, 0.13 W으로서 중력하중으로만 설계된 보통모멘트골조는 지진 지역 1, 2A, 2B의 설계 밀면전단력보다 큰 횡 지지력을 가짐을 알 수 있다.
- 4) 대상 골조의 항복변위각은 0.5%였고, 최대 강도의 80%의 변위를 최대 변위각으로 정의하면 최대 지붕층 변위각은 4%였다.
- 5) 본 연구의 대상 실험체는 모든 기둥과 보가 휨 지배를 받는 구조물을 대상으로 한 것이다. 만약, 부재들이 전단 지배를 받을 경우, 본 연구의 결론을 그대로 적용하기 힘들고, 이에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 본 연구는 과학기술부 우수연구센터육성사업(R11-2005-056-04002-0)과 한양대학교 건설연구소의 지원으로 수행되었습니다.

참고문헌

1. American Concrete Institute, *Building code requirements for reinforced concrete*, ACI 318-95, 99, Detroit, Michigan, 1995, 1999.
2. Applied Technology Council, *ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1 & Vol.2*, California Seismic Safety Commission No. SSC 96-01, Nov. 1996.
3. Computers and Structures Inc., *SAP2000*, Berkeley, California, 1997.
4. CSI Berkeley, *SAP2000 Concrete Design Manual*, Compute & Structures, Inc., 2000, pp.17~41.
5. International Conference on Building Officials, *Uniform Building Code(UBC)*, Whittier, California. 1997, pp.2-9~2-20
6. Building Seismic Safety Council, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulation for New Buildings*, Part 1 & 2, Provisions and Commentary, FEMA, Washington, D.C., 1994, 1997.
7. Park, R., "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol.2, No.3, 1989, pp.155~166.
8. Portland Cement Association, *Notes on ACI 318-99 Building Code Requirements for Structural Concrete*, Skokie, Illinois, 1999.

요 약

ACI 318(1999) 기준에서는 모멘트골조를 특수모멘트골조, 중간모멘트골조, 보통모멘트골조의 3가지로 구분하고 있다. 이중 중 약 지진 지역에서는 대부분의 구조물이 보통모멘트골조로 설계되고 있다. 이러한 보통모멘트골조는 현행 기준에서 가장 엄격하지 않은 상세와 요구사항이 적용되는 골조 형식이다. 본 연구는 중력하중으로만 설계되고 ACI 318(1999) 기준의 보통모멘트골조의 상세만을 가지는 3층의 사무소 건물의 내진 성능 평가를 그 목표로 한다. 실험적 연구를 위하여 1/3 축소 모델을 제작하여 준정적 실험을 실시하였다. 보통모멘트골조의 전체적인 거동은 갑작스러운 강도의 저감 없이 안정적인 거동을 하였다. 실험 결과, 중력하중으로만 설계된 3층의 사무소건물은 UBC 1997 기준의 지진 지역 1, 2A, 2B에서의 요구하는 설계 밀면전단력보다 더 큰 횡력 저항 능력을 가지고 있는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 보통모멘트골조, 내진설계, 밀면전단력