

고층 RC 벽식 비정형 구조물의 지진반응에 대한 비틀림 편심의 효과

Effect of Torsional Eccentricity on the Seismic Response of High-Rise RC Bearing-Wall Structures with Vertical Irregularity

고 동 우*
Ko, Dong-Woo

이 한 선**
Lee, Han-Seon

ABSTRACT

The objective of this study is to investigate the effect of torsional eccentricity on the seismic response of high-rise RC bearing-wall structures with vertical irregularity. For this purpose, two 1:12 scale 17-story RC model structures, the one has concentric shear wall and the other has eccentric shear wall, were constructed and then subjected to a series of earthquake excitations. The test result shows the followings: 1) the layout of shear wall has the negligible effect on the natural period and the base shear coefficient, 2) the eccentric model behaves in the first and second mode while the concentric model has the first mode predominantly, 3) the stiff frame in the eccentric model resists most of overturning moment in the severe earthquake though both frames (the stiff and flexible frames) resist almost equally in the design earthquake.

1. 서론

최근 도시로의 인구집중이 심화되고, 교통의 혼잡과 새 건물을 위한 가용대지가 부족하기 때문에 발생하는 문제를 해결하기 위한 방안으로 주상복합건물이 급증하고 있다. 이러한 주상복합건물의 경우 상부주거공간은 벽식구조로 되어 있고, 하부 상가 또는 주차공간은 골조구조로 되어 있다. 이러한 구조는 대부분 상부벽식구조와 하부골조부분의 강성과 강도 차이로 인해 수직적 비정형성을 가지고 있으며, 코어의 위치에 따라 수평적 비대칭인 형태를 이루고 있다. 지진이 발생할 때, 대부분의 손상이 하부골조에 집중되어 큰 지진피해를 가져오게 된다. 따라서, 본 연구에서는 이와 같이 수직적 비정형성을 가진 건물 중 수평적으로 대칭인 건축물과 비대칭인 건축물에 대한 1/12 축소 진동대 실험을 수행하여, 수평비정형에 의한 비틀림의 작용이 건축물에 어떤 영향을 미치는 지 파악하고자 한다.

2. 대상구조물의 선정과 설계

먼저 우리나라에서 현재 건설되고 있는 주상복합 건물에 대한 사례를 조사하여, 하부골조는 양방향 2층 2경간으로 구성되고, 상부 벽식부분은 15층으로 이루어진 건축물을 대상건물로 선정하였다. 그리고 나서 MIDAS GEN을

* 정회원, 고려대학교 건축공학과 박사과정

** 정회원, 고려대학교 건축공학과 교수

사용하여 대상건물에 대해 해석과 설계를 수행하였다. 하부골조의 보와 기둥은 보요소, 상부벽부분은 벽요소를 사용하였으며, 부재의 단면특성은 전단면을 무균열 상태의 단면으로 보고 프로그램에서 자체적으로 계산하도록 하였다. 고정하중은 대상건물의 골조에 대한 자중만 적용하고, 활하중은 1.96 kN/m^2 을 적용하였다. 지진하중은 우리나라의 기준²⁾에 따라 아래와 같이 등가정적해석법에 의한 밀면전단력을 구해 산정하였다. 이때 우발편심은 5%를 적용하였다.

$$V = C_s \times W = \left(\frac{A I_E C}{R} \right) W$$

$$= (0.048) \times (23,770) = 1,135 \text{ kN}$$

$$T = 0.0488 (h_n)^{(3/4)} = 0.920 \text{ 초}$$

$$C = \frac{S}{1.2\sqrt{T}} = 0.868$$

여기서, h_n 은 건물의 높이, W 는 건물의 중량이고, 지역계수는 0.11, 중요도계수는 1.5, 지반계수는 1.0을 각각 적용하였으며, 고유주기는 기타구조의 고유주기 산정식을 사용하였다.

3. 모델 실험체 및 실험장치

진동대의 성능을 고려하여 실험체의 축소율을 1/12로 결정하였으며, 그림 1과 같이 하부골조의 전단벽이 골조의 중앙에 있는 대칭모델과 외부에 있는 편심모델을 제작하여 진동대 실험을 수행하였다. 실험체 제작, 상사성의 원리 및 세팅에 대한 사항은 참고문헌^{3),5),8)}에 언급되어 있다.

4. 실험결과

4.1 모델의 고유주기 변화와 증변위

지진모의 실험을 위해 사용된 지진파는 Taft N21E 성분이며, 입력지진파의 최대 가속도 크기를 표 1에 나타난 바와 같이 조정하였고, 시간축은 상사성의 원리⁴⁾에 따라 $1/\sqrt{24}$ 로 압축하였다. 지진모의 실험 전과 후에 백색파실험을 수행하여 지진에 의한 구조물의 고유주기 변화를 살펴보았으며, 밀면전단력으로부터 밀면전단계수를 구하였다.

설계지진하중에 해당하는 Taft030 일 때, 대칭모델과 편심모델의 밀면전단계수는 각각 0.128과 0.135로서, 설계밀면전단계수 0.048보다 대칭모델은 2.7배, 편심모델은 2.8배 크게 나타났다. 실험 전 측정된 대칭모델과 비대칭모델의 고유주기는 각각 0.149초와 0.156초로서 거의 비슷한 값을 보여주었으나, 우리나라의 하중기준 및 해설²⁾에서 기타 구조의 고유주기 산정식으로 제시한 식에 따라 구한 값인 0.188초와 비교했을 때, 약 20% 정도 작은 값을 보여주었다.

그림 2에서는 두 모델의 고유주기 변화를 보여주고 있다. 대칭모델의 경우 고유주기의 변화가 거의 없다가 Taft040이후와 Taft120이후 갑자기 증가한 반면, 편심모델은 매 실험시 고유주기가 조금씩 증가하다가 Taft060이후 증가폭이 갑자기 커졌다. 이는 약한 골조가 Taft040 이후 항복하면서 고유주기의 변화에 영향을 미친 것으로 볼

표 1 실험프로그램

Test	Model (PGA)	Prototype (PGA)	Remark ¹⁾
Taft011	0.11g	0.055g	
Taft022	0.22g	0.11g	Design earthquake
Taft030	0.3g	0.15g	Design earthquake ($I_E = 1.5$)
Taft040	0.4g	0.2g	
Taft060	0.6g	0.3g	
Taft080	0.8g	0.4g	Max. earthquake

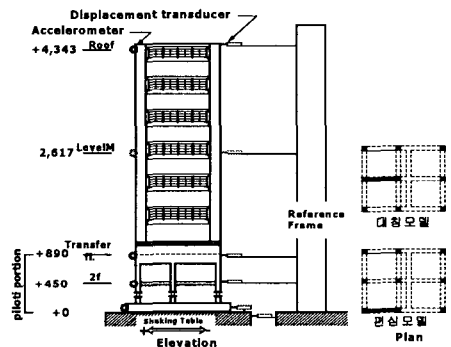


그림 1 실험체 및 계기 세팅

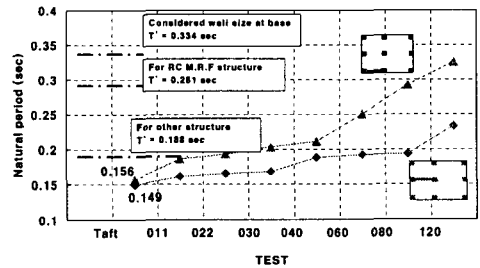


그림 2 고유주기 변화

수 있다.

지붕변위는 그림 3에서 보듯이 하부골조의 전단변형에 의한 변위(Δ_1)와 상부골조에 작용하는 전도모멘트에 의해 전이층이 회전함으로써 발생하는 변위(Δ_2)로 구분할 수 있다. 그림 4(a)는 대칭모델의 지붕과 전이층 변위를 보여주고 있고, 그림 4(b)와 (c)는 각각 Taft080일 때 편심모델에서의 강한 골조와 약한 골조의 지붕과 전이층 변위를 보여주고 있다. 편심모델의 전도모멘트에 의한 변형은 강한 골조와 약한 골조에서 거의 비슷하게 나타났다. 그러나, 그림 4(c)에서 보듯이 편심모델의 약한 골조는 5초-6초의 범위에서 지붕변위보다 전이층 변위가 큰 2차모드의 형상을 보여주고 있다. 그림 4(d)에서는 강한 골조와 약한 골조의 층변위관계를 비교하고 있다.

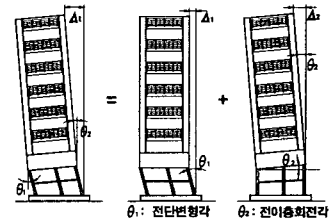
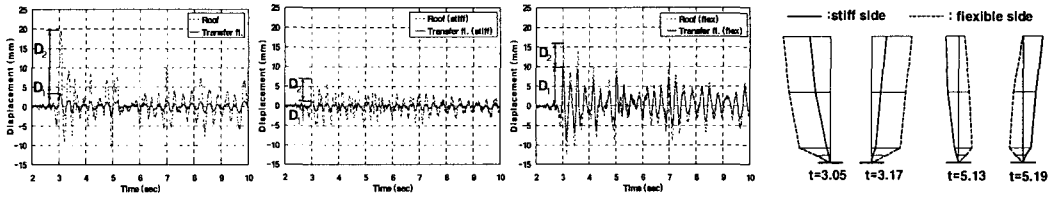
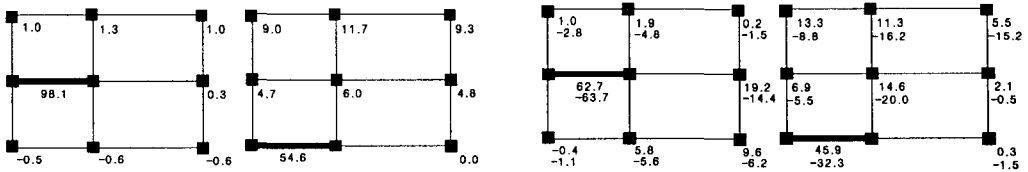


그림 3 지붕 변위



(a) 대칭모델 (b) 비대칭모델 (강한 골조) (c) 비대칭모델 (약한 골조) (d) 해당시간의 층변위

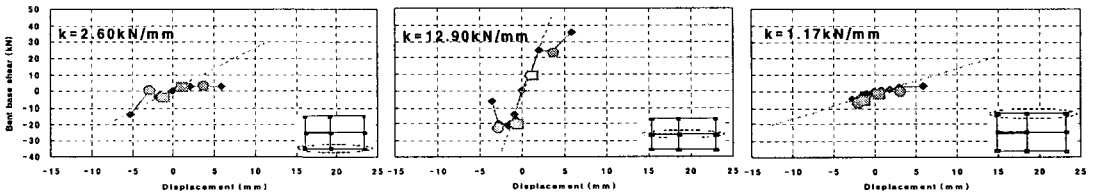
그림 4 층변위 반응 (Taft080)



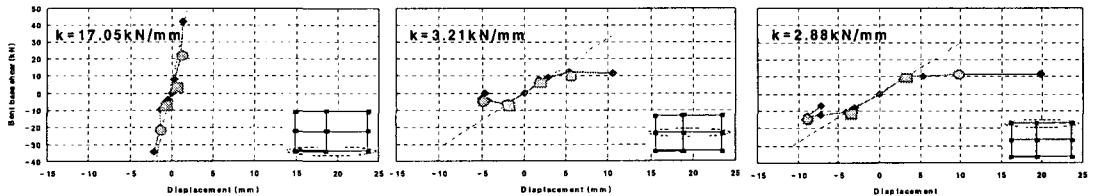
(a) 설계시 전단력 분포

(b) 실험시 전단력 분포

그림 5 전단력이 최대일 때 전단력 분담비 비교 (단위 : %)



(a) 대칭모델



(b) 비대칭모델

그림 6 골조별 전단력과 전이층변위의 관계 (□: Taft030 ○: Taft080)

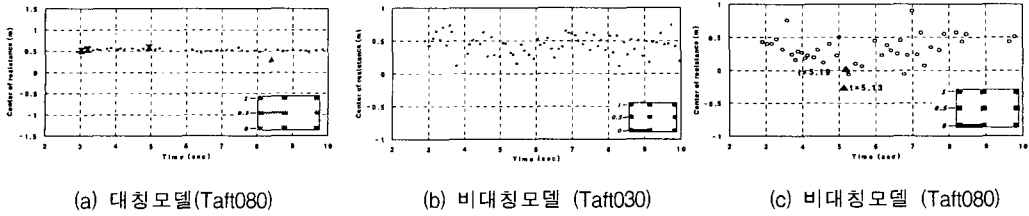


그림 7 저항중심의 변화

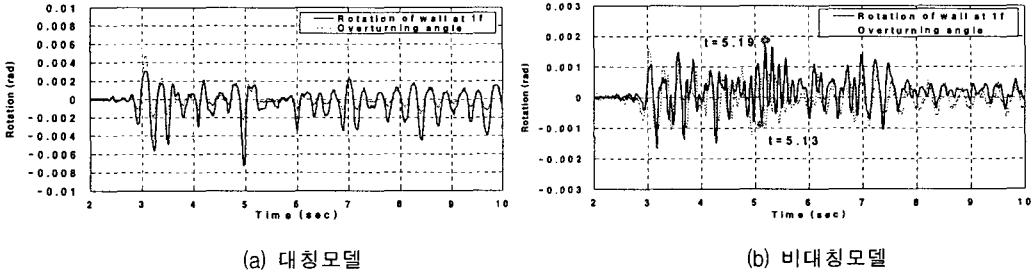


그림 8 전도변형각과 1층 전단벽체 회전각의 시간이력 (Taft080)

그림 5(a)는 탄성해석결과 나타난 지진하중에 대한 전단력 분포를 보여 주고 있고, 그림 5(b)는 Taft030 실험에서 전단력이 최대일 때의 전단력 분담률을 보여주고 있다. 탄성해석결과 대칭모델에서의 전단벽에 의한 전단력 분담률은 98%이고, 비대칭모델에서의 전단력 분담률은 55%로 나타났다. 그러나, 그림 5(b)에서 보듯이 Taft030 실험에서 전단력이 최대일 때 전단벽에 의한 전단력 분담률은 대칭모델의 경우 63%, 편심모델의 경우는 46%로 나타나 전단벽에 의한 전단력분담률이 탄성해석 결과보다 작게 나왔다. 특히, 대칭모델의 중앙골조에서 벽을 포함하지 않는 기둥에 의한 전단력 분담률을 비교하여 보면 해석의 경우 전단력을 거의 부담하지 않는 것으로 나타났으나, 실험의 경우 19%의 전단력을 부담하고 있는 것으로 나타났다.

그림 6은 각 실험에서 지붕변위가 최대일 때, 골조별 전단력과 전이층 변위의 관계를 보여주고 있다. 그림 6(a)의 대칭모델에서는 전단벽을 포함한 중앙 골조의 강성이 외부골조의 강성보다 6~7배 정도 큰 값을 보여주고 있고, Taft060을 넘어서면서 전단벽을 포함한 중앙 골조가 항복하기 시작하고 Taft120에서는 (-)방향일 때 오히려 전단력이 감소하였다. 그림 6(b)의 편심모델에서는 전단력을 포함한 외부골조가 Taft120일 때까지 탄성범위에 놓였으나 전단벽을 포함하지 않는 외부골조 (약한 골조)는 Taft040을 넘어서면서 항복하였다.

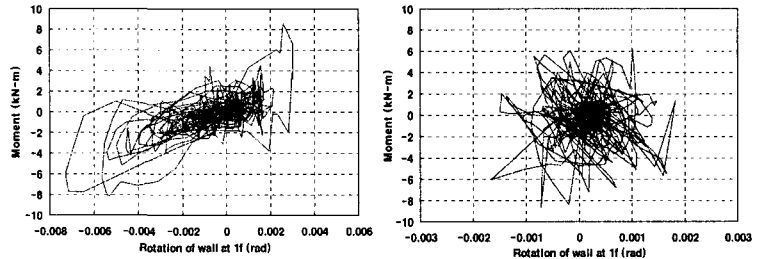
그림 7은 대칭모델과 편심모델에서 밀면전단력이 최대반응을 보일 때, 저항중심의 변화를 보여주고 있다. 그림 7(a)의 대칭모델의 경우, 구조물의 질량중심으로 부터 떨어진 저항중심 거리는 8.4초일 때 0.21m 인 것을 제외하고는 설계시 고려하는 우발편심 5%이내에 놓였다. 그림 7(b)와 (c)는 편심모델의 저항중심을 보여주고 있는데, 편심모델의 경우 매시간 큰 차이를 보여주고 있다. 특히, Taft080 에서 5.13초일 때 저항중심이 -0.29m로 나타나 편심률이 80%까지 이르렀으며, 또한 비틀림에 의한 2차모드 거동을 보여주고 있다. 그러나, 밀면전단력이 최대가 되는 3.05초와 3.17초일 때의 저항중심은 0.4m로 나타나 편심률이 10% 정도에 불과하였다.

각 평면골조에 대해 탄성해석을 수행하여 구한 강성으로부터 저항중심을 구한 값은 0.11m이고, 그림 6에 나타난 각 골조별 강성으로부터 구한 저항중심은 0.196m로 일정한 값을 가지게 되나, 지진모의실험 결과 저항중심의 위치는 시간에 따라 일정하지 않고 변함으로써 편심모델의 저항중심을 단순한 정적해석으로 구할 경우 실제와 큰 차이를 보임을 알 수 있다.

그림 8은 Taft080에서의 전단벽체 회전각과 전도변형각을 보여주고 있는데, 대칭모델의 벽체 회전각은 벽체의 항복회전각 0.002rad을 넘어선 반면 편심모델은 탄성범위에 놓였다. 대칭모델은 전도변형각과 전단벽체 회전각이 동일한 위상으로 움직였으나, 편심모델은 4.5초부터 6초 사이에 전도변형각과 전단벽체 회전각이 서로 반대의 위상

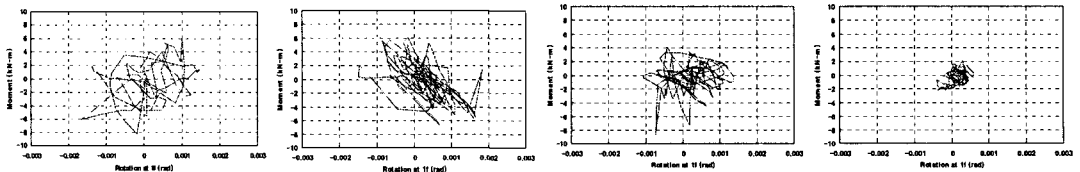
을 보여주다가 6초 이후 다시 동일한 위상으로 돌아왔다.

그림 9 (a), (b)는 각각 Taft080일 때 대칭모델과 편심모델에서 전단벽체의 모멘트와 회전각의 관계를 보여주고 있다. 실험에서 벽체의 모멘트를 측정하지 못하였기 때문에, 전단력에 벽체의 순높이를 곱하여 모멘트를 구하였다. 대칭모델은 전형적인 벽체의 모멘트-회전각의 관계를 시간대별로 보여주고 있으나, 편심모델은 방향성을 확인할 수 없다. 그림 10에서는 편심모델의 각 시간대별 전단벽체 모멘트와 회전각의 관계를 보여주고 있는데, 3-4초 사이에서는 모멘트와 회전각이 동일한 방향으로 거동하였으나, 4-6초에서는 모멘트와 회전각이 서로 반대방향의 거동을 보여주다가, 6초 이후에 동일한 방향의 움직임을 보여주었다. 이와 같이 그림 10(b)의 전단벽체 모멘트와 회전각과 그림 8(b)에서의 전도변형각과 전단벽체 회전각이 서로 반대방향으로 움직인다는 사실로부터 편심모델이 비틀림에 의한 2차모드의 영향을 받음으로써 전단벽은 복곡률로 움직임을 알 수 있다.



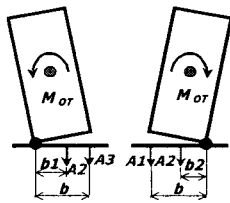
(a) 대칭모델 (b) 편심모델

그림 9 1층 전단벽체의 모멘트와 회전각의 관계 (Taft080)

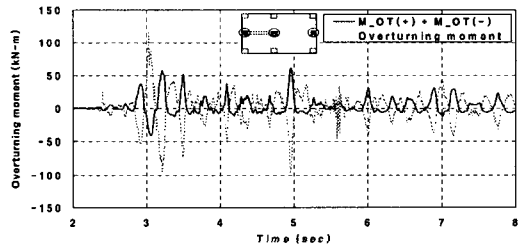


(a) 3초 - 4초 (b) 4초 - 6초 (c) 6초 - 8초 (d) 8초 - 10초

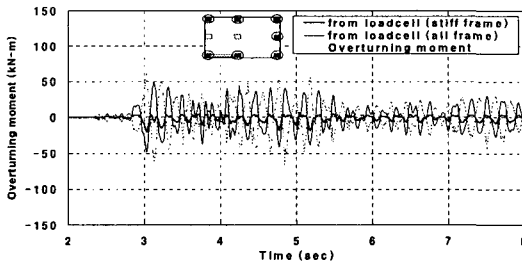
그림 10 시간대별 벽체 모멘트와 회전각의 관계 (비대칭 모델 : Taft080)



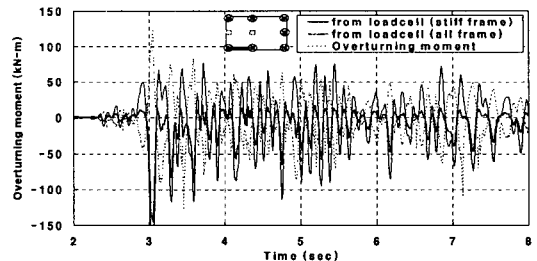
(a) 흔들림거동에 대한 축력의 저항



(b) 대칭모델 (Taft080)



(c) 편심모델 (Taft030)



(d) 편심모델 (Taft080)

그림 11 밀면전도모멘트의 기동축력에 의한 저항전도모멘트

상부구조물에 작용하는 전도모멘트에 대해 하부골조는 기둥과 벽에 작용하는 축력과 모멘트로 저항한다. 본 연구에서는 모멘트를 측정하지 못하였고, 축력도 일부 기둥에서만 측정하였다. 따라서, 부분적으로 취득된 축력을 이용하여 하부골조가 전도모멘트에 저항하는 방식을 살펴보았다. 상부구조물이 전도모멘트에 대해 흔들림거동을 한다고 가정하고 축력에 의한 모멘트를 그림 11(a)와 같이 (+), (-)방향으로 각각 구한 후 이를 합한 값을 축력에 의한 저항전도모멘트로 보았다. 축력에 의한 저항전도모멘트는 대칭모델은 그림 11(b)에서 보듯이 전단벽을 포함하는 골조에서 대부분의 전도모멘트에 저항하였고, 편심모델은 그림 11(c)와 (d)에 나타났듯이 설계하중에서는 강한 골조와 약한 골조가 거의 같은 크기로 전도모멘트에 저항하였으나, 심각한 지진에 대해서는 대부분을 강한 골조에서 저항하였다.

5. 결 론

본 연구의 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 고유주기는 수평적으로 대칭과 비대칭에 영향을 받지 않았으나, 기준에서 기타구조의 고유주기 산정식으로 구한 고유주기보다 20% 작은 값을 보여주었다. 또한, 지진하중을 받을 때 대칭모델은 전단벽이 있는 골조의 손상에 영향을 받고, 편심모델은 약한 골조가 항복하면서 고유주기가 급격히 증가하였다.
- (2) 대칭모델은 1차모드의 거동을 보여주었으나, 편심모델은 1차모드와 2차모드의 거동을 모두 보여주었다.
- (3) 편심률은 대칭모델의 경우 거의 5%이내에 속하였으나, 편심모델은 비틀림에 의한 2차모드의 거동을 보여줄 때 최대 80%까지 증가하였다.
- (4) 전도모멘트에 대한 하부골조의 저항을 살펴보면 대칭모델의 경우 벽체를 포함하는 중앙골조에서 대부분 저항하였으나, 편심모델의 경우 설계지진에서는 약한 골조와 강한 골조가 거의 같은 크기로 저항하였고, 심각한 지진에 대해서는 대부분 강한 골조에서 저항하였다.

감사의 글

본 연구에서 실험은 1999년도 건설교통부 국책과제인 “복합구조(전단벽+골조)의 내진설계기법 연구”의 일부로 수행되었으며, 건설교통부와 참여업체인 쌍용건설(주), 대한주택공사, 코오롱건설(주), (주)형상구조안전의 지원에 의한 것이다. 진동대 실험은 한국기계연구원에서 수행되었고, 이 실험결과와 분석은 고려대학교의 연구년지원(2002.3-2003.2)과 한국과학재단과 일본학술진흥회의 방문연구(2002.8-2003.2)지원에 의해 가능하였다. 이들 지원에 대하여 감사드린다.

참고문헌

1. 건설교통부 (1997), “내진설계기준연구(Ⅱ)-내진설계성능기준과 경제성평가,” 건설교통부.
2. 대한건축학회 (2000), “건축물 하중기준 및 해설,” 대한건축학회.
3. 이한선, 고동우, 권기혁, 김병현 (2001), “1/12축소 철근콘크리트 상부벽식-하부골조 건축물의 진동대 실험,” 한국지진공학회 추계학술발표회 논문집, 제 5권 2호, pp.407~414.
4. Hiroshi Hosoya (1995), “Shaking Table Tests of Three-Dimensional scale Models of Reinforced Concrete High-Rise Frame Structures with Wall Columns,” ACI Structural Journal, Vol 92, No.6, pp.765~780.
5. Lee et al. (2002), “Shaking Table Tests of a High RC Bearing-Wall Structure with Bottom Piloti Stories,” Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 1 No. 1, pp.47~54.
6. P. Zia (1970), “Principles of Model Analysis,” ACI sp-24, Michigan, pp19~39.