

철근콘크리트 전단벽과 무량판 기둥의 횡저항 거동

Lateral Resisting Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall and Flat Plate Column

김 태 완* · 민 찬 기**

Kim, Tae-Wan · Min, Chan-Gi

요 약

본 논문에서는 국내에서 주상복합건물에 주로 건설되는 철근콘크리트 전단벽과 무량판 골조 기둥 시스템의 횡저항 거동을 조사, 분석하였다. 이 시스템의 내진설계 시 건물골조시스템을 적용하게 되는데 전단벽 설계는 큰 어려움이 없으나 골조의 경우 변형의 적합성을 고려해야 할 경우에 상세하고 명확한 지침이 마련되어 있지 않아 그 적용이 쉽지 않다. 이를 해결하기 위하여 예제 건물을 선정하여 기준에 따라 설계한 후 비선형정적 해석을 수행하여 철근콘크리트 전단벽과 무량판 골조 기둥의 비선형 거동을 조사하였다. 그 결과 무량판 골조 기둥의 거동은 전단벽에 종속되었고 변형의 적합성을 고려하기 위해 골조의 모멘트를 증폭하더라도 기둥의 단면 변화가 크지 않으므로 실무적으로 큰 어려움이 없는 것으로 나타났다. 다만 강도뿐만 아니라 변형 능력에 대해서도 추가적인 연구가 필요하다.

keywords : 철근콘크리트 전단벽, 무량판, 횡저항, 변형의 적합성

1. 서 론

국내에서 일반적으로 건설되는 주상복합 아파트의 구조는 횡력에 저항하는 철근콘크리트 전단벽과 대부분의 중력하중을 저항하는 플랫플레이트 바닥골조의 조합이 대부분이다. 따라서 내진설계는 철근콘크리트 전단벽을 어떻게 설계하느냐에 중점을 두게 된다. 이 때 건축구조설계기준(대한건축학회 2005)을 따라 철근콘크리트 전단벽은 건물골조시스템으로 지정하여 내진설계를 하게 된다. 문제는 이들 주상복합 아파트가 내진설계범주 'D'에 속하게 되었을 때이다. 이 경우에는 중력에 저항하는 시스템이 '변형의 적합성'을 만족하도록 설계되어야 한다. 그런데, 이의 적용에 대한 명확한 규정이나 절차가 미비한 현실이다. 따라서 일반적인 주상복합 아파트 형식을 정하여 설계기준에 따라 설계한 후 전단벽과 골조의 횡저항 거동 형태를 살펴보았다.

2. 예제 건물의 설계

예제 건물은 가로 30m, 세로 30m, 높이 69.6m(층고: 5m(1~4층), 3.1m(5~20층))인 철근콘크리트 전단벽과 무량판 기둥의 조합 건물이다. 콘크리트 강도는 30MPa, 철근강도는 400MPa를 사용하였다. 건축구조설계기준

* 정희원 · 강원대학교 건축학부 조교수 tkim@kangwon.ac.kr

** 강원대학교 건축학부 석사과정

(대한건축학회 2005)을 따라 건물골조시스템으로 설계하였으며 기본 내진설계 변수로는 지역계수 0.11, 지반 조건 S_e , 중요도 계수 1.5, 반응수정계수 5, 내진설계범주는 'D'이다. 설계된 전단벽 단면 치수 및 배근은 표 1에 제시되었다. 내진설계범주가 'D'이므로 '변형의 적합성'을 고려해야 하는데 이는 Ghosh 외(2005)의 방법을 따랐다. 횡변위를 구하기 위해 기둥의 강성은 $0.7I_g$ 로, 슬래브는 외부일 때 경간의 1/8, 내부일 때는 1/4의 폭을 가지는 유효 보로 대체하였다. 모멘트 증폭은 식(1)의 식을 이용하였다.

$$F_M = C_d \frac{\delta_x}{\delta'_x} F'_M \quad (1)$$

여기서 F_M 은 변형의 적합성을 고려한 골조의 모멘트, F'_M 은 변형의 적합성을 고려하기 전 골조의 모멘트, C_d 는 변위증폭계수, δ_x 는 설계 횡력에 의한 전단벽 단독 변위, δ'_x 는 설계 횡력에 의한 전단벽+골조의 변위이다. 이 식을 이용하여 무량판 골조 기둥의 모멘트를 증폭하여 설계하였다. 그 결과는 표 2와 같다. 표에서 기본 설계는 무량판 골조 기둥을 중력하중에 대해서만 설계한 것이고 이를 식(1)을 따라 모멘트를 증폭하여 설계한 것이다. 모멘트 증폭 시 저층은 변화가 없으나 고층에서 단면의 변화가 필요해 수직으로 일관성을 유지하기 위해 한 단면을 사용하였다.

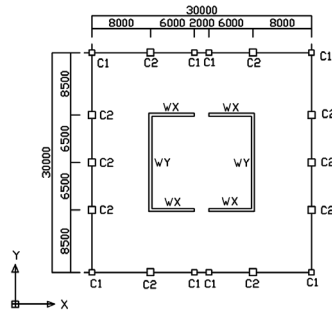


그림 1 평면도

표 1 전단벽 단면 치수 및 배근

전단벽	층	size(mm) $B_w \times L_w$	배근	
			수직	수평
WX	1~4	350x6000	2-D25@100	2-D13@150
	5~10	250x6000	2-D22@200	2-D10@200
	11~20	200x6000	2-D16@400	2-D10@200
WY	1~4	350x13000	2-D25@100	2-D13@150
	5~10	250x13000	2-D19@200	2-D10@200
	11~20	200x13000	2-D13@400	2-D10@200

표 2 기둥 단면 치수 및 배근

기둥	층	기본설계		모멘트 증폭	
		size (mm)	주철근	size (mm)	주철근
C1	1~4	750x750	18-D29	750x750	24-D29
	5~20		28-D29		1000x1000
C2	1~4	950x950	16-D22	950x950	24-D29
	5~20		24-D22		1200x1200

3. 해석결과

해석을 위한 범용프로그램은 OpenSees(Mazzoni 외 2007)를 사용하였다. 모든 구조요소, 즉 전단벽, 기둥, 슬래브(유효보로 치환)는 fiber요소로 모델링하였다. 즉, 단면의 휨 거동만을 대상으로 하였으며 비선형 전단 거동은 본 연구에서 고려되지 않았다. 해석모델에서 재료 강도는 콘크리트의 경우 공칭강도의 1.5배, 철근은 1.25배를 사용하여 평균 강도가 적용되게 하였다. 해석모델은 2차원으로 그림 1에서 Y방향을 대상으로 하였으며 대칭이므로 한 쪽만을 고려하였다. X방향은 전단벽은 2개로 나누어져 있고 그 사이에 연결보가 위치하여 이들의 상호관계가 해석모델 구성 및 해석 수행에 큰 영향을 미치므로 여기서는 Y방향만을 고려하였다. Y방향으로 비선형정적 push-over해석을 수행한 결과를 그림 2와 그림 3에 나타내었다.

그림 2와 그림 3 모두 밀면전단력과 지붕층 변위의 관계를 나타내고 있는데 그림 2는 전단벽과 골조 모두를 그림 3은 골조만을 나타내고 있다. 그림 2에서 골조가 밀면전단력에 미치는 영향은 전단벽과 비교하면 아주 미미한 수준임을 알 수 있다. 따라서 이 건물의 횡저항 거동은 전단벽에 의해 전적으로 좌우된다고 말할 수 있다. 그림에서 $d_s=60\text{mm}$ 는 설계밀면전단력 6547kN수준에서의 지붕층 변위이다. 여기에 변위증폭계수 (C_d) 4.5를 곱한 값이 270mm이다. 지붕층 변위 270mm 수준에서 밀면전단력은 15110kN이며 이를 설계밀면전단력으로 나눈 값이 2.3이다. 최대 밀면전단력에서 설계밀면전단력을 나눈 값은 3.2이다. 설계기준에서 전단벽의 초과강도계수가 2.5이므로 이 값들의 적절성을 대략 판단할 수 있다. 그림 3에서와 같이 골조를 대상으로 하였을 때는 두 변위 수준에서의 밀면전단력이 약 13배의 차이를 보였다. 이는 설계밀면전단력에서의 변위수준에서 골조의 밀면전단력이 매우 낮기 때문이다.

식(1)을 사용하면 골조의 모멘트 증폭을 위한 배수가 $C_d(\delta_x/\delta'_x)$ 이므로 C_d 는 4.5이고 골조의 추가에 따른 변위차이는 크지 않으므로 10% 내외로 가정했을 때 대략 5배의 모멘트 증폭이 필요한 것으로 나타났다 (김태완,민찬기 2010 참조). 이는 설계과정이므로 실제 거동은 어떻게 나타나는 지 비선형정적 push-over해석을 통해 살펴보았다. 지붕층 변위 $d_s=60\text{mm}$ 와 $d_s \cdot C_d=270\text{mm}$ 수준에서 각 기둥의 모멘트를 측정하여 비를 계산한 결과를 표 3에 나타내었다. 모멘트 비가 가장 큰 값은 3.22이며, 이는 Ghosh 외(2005)에서 제시한 5배 보다 낮은 수치이다. 또한 증폭된 모멘트 수준은 김태완,민찬기(2010)에 제시되어 있는 P-M 상관도에서 설계강도 내부에 위치하는 것이므로 단면 변화가 필요하지 않는 수준이다. 따라서 모멘트 증폭은 약 3배 정도로 하면서 단면의 변화 없이 변형의 적합성을 만족하도록 골조 기둥을 충분히 설계할 수 있다.

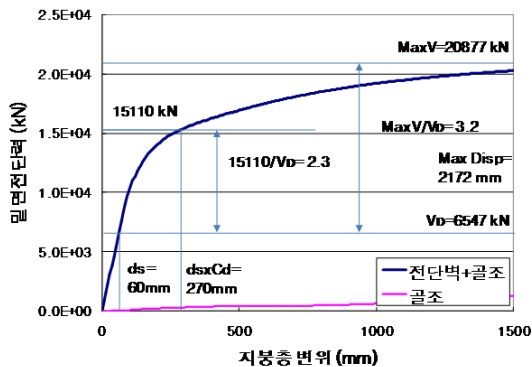


그림 2 밀면전단력 vs. 지붕층 변위 (전단벽과 골조)

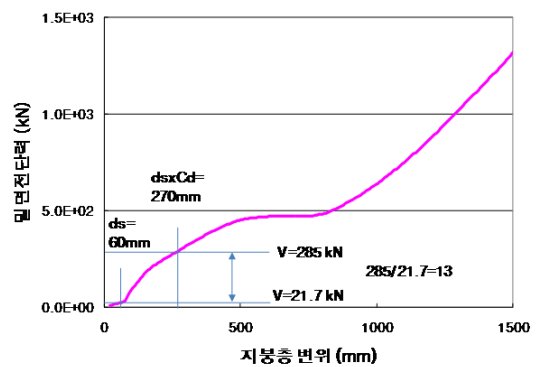


그림 3 밀면전단력 vs. 지붕층 변위 (골조 단독)

표 3 기둥의 모멘트 비, $M(at\ ds \cdot C_d)/M(at\ ds)$

층	분류	모멘트 강도(kN-m)		모멘트 비
		ds	ds·C _d	
1	C1	69.4	219.4	3.16
	C2	236.8	617.5	2.61
5	C1	119.8	385.4	3.22
	C2	424.8	1003.9	2.36
20	C1	204.2	257.8	1.26
	C2	530.0	646.5	1.22

4. 결론

국내에서 주상복합건물에 주로 건설되는 철근콘크리트 전단벽과 무량판 골조 기둥 시스템의 횡저항 거동을 조사하기 위하여 예제 건물을 선정하여 기준에 따라 설계한 후 비선형정적 해석을 수행하였다. 그 결과 변형의 적합성을 고려하기 위한 골조의 모멘트 증폭은 문헌에서 제시된 대략 5배 정도의 수준으로 할 필요가 적은 것으로 나타났다. 또한 골조 기둥의 거동이 전단벽에 종속되어 모멘트 증폭이 발생하더라도 그 정도는 기존 설계된 기둥의 모멘트 강성으로 충분히 저항할 수 있는 것으로 나타났다. 따라서 약 3배 정도의 모멘트 증폭에 대해 모멘트 강도가 저항할 수 있도록 기둥을 설계한다면 기둥 단면의 치수와 배근이 증폭 전과 큰 차이가 없으므로 실무적으로 큰 어려움이 없을 것이다. 물론 보다 더 정밀한 해석이 필요하며, 강도뿐만 아니라 변형 능력에 대해서도 추가적인 연구가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 2009년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임 (2009-0075361)

참고문헌

- 김태완, 민찬기 (2010) 횡저항 시스템에 따른 전단벽 건물의 내진설계, 한국지진공학회 학술발표회 논문집, pp. 151~154
- 대한건축학회 (2005) 건축구조설계기준, 대한건축학회.
- Ghosh, S.K., Fanella, D.A., Liang, X. (2005) Seismic and Wind Design of Concrete Buildings, *International Code Council, Inc.*
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. (2007) Open System for Earthquake Engineering Simulation, <http://opensees.berkeley.edu>.