

X, Y 방향에 따른 상부벽식-하부골조의 비선형 정적응답특성

The Response Characteristics of Nonlinear Pushover Analysis of Upper Wall-Lower Frame System with X and Y-Directions

강 병 두* 전 대 한** 김 재 응***
Kang, Pyeong-Doo Jun, Dae-Han Kim, Jae-Ung

ABSTRACT

The purpose of this study is to investigate the response characteristics of pushover analysis of upper wall-lower frame system with X and Y-directions' lateral load. Pushover analysis estimates initial elastic stiffness, post-yielding stiffness, and plastic hinges on each story of structures through three-dimensional nonlinear analysis program. The conclusions of this study are as follows; (1) As a result of pushover analysis, the magnitude of nonlinear response and distribution of yield hinge in lower structure are similar with both X and Y directions, but not in upper structure because of different relative stiffness. (2) The maximum drift ratio of roof is larger for X-direction than for Y-direction with respect to magnitude of shear wall areas in upper structure.

1. 서 론

상부벽식-하부골조의 주상복합구조물(복합구조물)은 일반적으로 전이층을 중심으로 상부구조는 주거공간의 전단벽식 구조물이고 하부구조는 상업공간의 보-기둥의 골조구조이다. 이러한 구조물은 구조형식의 특성상 강성비정형, 질량비정형, 기하학적 비정형 등 비정형 형태의 특징을 갖고 있다. 본 연구에서는 비선형 정적해석방법을 이용하여 복합구조물의 하중입력 방향(X, Y)에 따른 비선형 거동특성을 검토하여, 복합구조물에 대한 안전하고 경제적인 내진해석 및 내진설계의 기초자료를 제시하고자 한다.

복합구조물의 내진성능에 대한 기존의 연구는 선형탄성 해석만으로 행하여진 것이 대부분이다⁽¹⁾⁻⁽⁴⁾. 그러나 횡하중에 대한 구조물의 선형탄성 거동특성과 비선형 거동특성은 큰 차이가 예상되며, 특히 복합구조물과 같이 질량의 크기가 급변하고, 강성의 차이가 클 경우 구조물의 거동특성과 비선형 내진성능을 예측하기란 쉽지 않다. 그러므로 복합구조물의 정확한 내진성능과 거동특성의 파악을 위해서는 비선형해석이 대단히 중요한 역할을 하게 된다.

2. 해석모델

2.1 일반사항

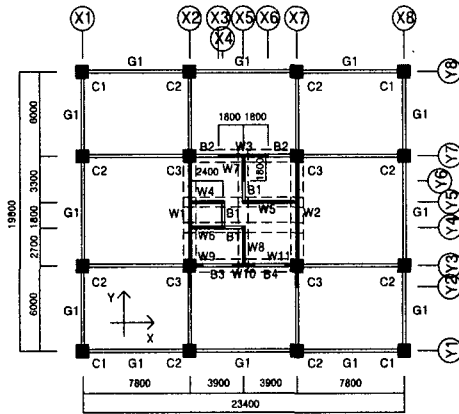
본 연구에 사용될 해석모델은 표 1과 같고 평면 및 3차원 건물의 형상은 그림 1과 같이 같다. 해석모델은 계산량과 계산의 복잡함을 줄이고자 실제복합구조를 간략하게 이상화시킨 가상모델로서 상부벽식구조(이후로는 상부구조)는 1세대, 하부골조구조(이후로는 하부구조)는 3스팬이다. 모델의 하부구조의 층고는 4.5m, 상부구조의 층고는 2.8m로 하였다. 모델의 전이층 형식은 전이보(transfer girder, TGI)를 사용하였으며, TGI

* 정회원 · 도립거창전문대학 건축 · 인테리어과 조교수
** 정회원 · 동서대학교 건설공학부 부교수
*** 정회원 · 동아대학교 건축학부 교수

은 그림에서 점선으로 표시하였다. 상부구조의 평면형태는 국내에서 건설된 아파트 평면형태를 참조하였으며, TG1은 상부 전단벽이 위치하는 곳에 두어 상부하중을 하부골조의 기둥에 전달하게 하였다. 그리고 하부 구조는 상부구조의 평면길이를 고려하여 그림과 같이 보와 기둥을 위치시켰다.

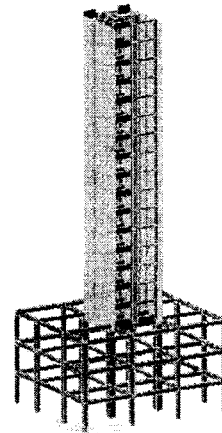
표 1. 해석모델

하부구조층수	상부구조층수	전체층수	전체높이(m)
3	16	19	58.3



* TG1 : Pit층의 모든 transfer girder, G2 : 하부골조의 표기없는 모든 보

(a) 평면도



(b) 3차원 건물형상

그림 1. 해석모델의 평면도 및 건물형상

2.2 하중조건

구조물의 탄성해석 및 단면설계를 위한 하중들 중에서 초기 부재단면설계를 위하여 고정하중, 적재하중, 등가정적지진하중이 적용되었으며, 예제 구조물의 단면설계용 하중조합은 대한건축학회 제정의 하중기준⁽⁵⁾을 따랐다.

중력하중 중 고정하중과 적재하중 각각에 대하여, 상부구조는 600kgf/m²과 200kgf/m², 하부구조는 560kgf/m²과 350kgf/m²을 고려하였다. 등가정적지진하중을 산정하기 위한 설계용 밀면전단력 산정식은 식 (1)과 같다.

$$V = \left(\frac{A I_E C}{R} \right) W \quad (1)$$

여기서, V: 설계용 밀면전단력, A: 지역계수, I_E: 중요도계수, C: 동적계수, R: 반응수정계수, W: 건축물의 전중량이며, 본 연구에서는 지역계수(A) 0.11, 중요도계수(I_E) 1.5, 동적계수를 구하기 위한 지반계수(S) 1.0, 기본진동주기는 기타구조의 진동주기 산정식을 사용하였으며, 반응수정계수(R) 3.0으로 하여 해석을 수행하였다.

표 2~4는 위와 같은 하중조건에 대하여 탄성 설계된 모델의 부재치수와 배근을 나타낸 것이다. 표 4에서 저층 모델의 벽체 배근량은 최소 철근비에 의해 대부분 배근 되었다. 사용재료의 특성은 콘크리트의 경우, 탄성계수 E_c=2.32×10⁵kgf/cm², 설계기준강도 f_{ck}=240kgf/cm², 철근의 경우, 탄성계수 E_s=2.1×10⁶kgf/cm², 항복응력은 D16이상에서는 f_y=4000kgf/cm², D13이하에서는 f_y=3000kgf/cm²이다.

표 2. 보배근 리스트

기호	층수	크기(mm)	주근		능근	
			단부	중앙부	단부	중앙부
G1	2F~3F	400×600	6-HD22	2-HD22	D10@200	D10@250
			2-HD22	3-HD22		
G2	2F~3F	400×600	8-HD25	2-HD25	D10@200	D10@250
			2-HD25	3-HD22		
TG1	4F	700×2100	11-HD29		HD19@200,HD19@200*	
			11-HD29			
B1	5F~RF	180×580	4-HD16		D10@200	
			4-HD16			
B2	5F~RF	180×1300	4-HD16		D10@200	
			4-HD16			
B3	5F~RF	180×1000	4-HD16		D10@200	
			4-HD16			
B4	5F~RF	180×320	4-HD16		D10@200	
			4-HD16			

* 수평전단보강근

표 3. 기둥배근 리스트

기호	층수	크기(mm)	주근	띠철근
C1, C2	1F~3F	600×600	12-HD22	D10@200
C3	1F~3F	1000×1000	32-HD25	D10@200

표 4. 벽배근 리스트

기호	두께(mm)	층수	수직근*	수평근*	단부보강근
W1, W2	200	4F~7F	D13@200	D10@200	4-HD16
		7F~12F	D10@200	D10@200	4-HD16
		13F~RF	D10@400	D10@400	4-HD16
W3	180	4F~7F	D13@200	D10@300	4-HD16
		7F~12F	D13@400	D10@300	4-HD16
		13F~RF	D10@400	D10@300	4-HD16
W4, W6, W8	180	4F~7F	D16@150	D10@150	4-HD16
		7F~12F	D10@400	D10@300	4-HD16
		13F~RF	D10@400	D10@300	4-HD16
W5	180	4F~7F	D16@100	D13@150	4-HD16
		7F~12F	D13@200	D10@300	4-HD16
		13F~RF	D10@400	D10@300	4-HD16
W7	180	4F~7F	D13@400	D10@300	4-HD16
		7F~12F	D10@400	D10@300	4-HD16
		13F~RF	D10@400	D10@300	4-HD16
W9~W11	180	4F~RF	D13@300	D10@300	4-HD16

* 복배근

3. 비선형 정적해석

3.1 기본 가정

건물의 비선형응답을 파악하기 위하여 요소모델을 이용한 입체해석모델을 사용하였으며, 구조물은 기초 위에 고정되어 있고, 각 층의 바닥은 강막작용을 하는 것으로 가정하며, P- Δ 효과를 고려하였다. 보-기둥 접합부는 강제로 가정하고 요소 단부는 강역으로 표현하였다.

3.2 요소모델 성격⁶⁾

비선형해석을 위해 사용된 보, 기둥의 모델화 방법은 그림 2와 같이 부재 단부에 두 개의 힌스프링, 부재 중앙부의 전단과 축스프링에 의해 비선형 일축스프링으로 이상화하였다. 이러한 비선형 일축스프링 요소는 다른 변위 요소에 대한 상호관계 없이 이상화되는 것이다. 보의 축변형은 고려되지 않았으며, 기둥의 축변형은 탄성변형으로 고려하였다. 전이층을 구성하는 전이보의 경우 춤이 깊은 보이므로 평면응력 요소를 이용한 정밀해석이 요구되지만, 본 논문의 목적이 수평하중에 의한 비선형 응답특성을 고찰하는 것이므로, 본 논문에서는 전이보를 휨강성이 높은 강재 보로 가정하여 일반 보와 같은 보 요소모델로 모델링 하였다.

전단벽 모델은 그림 3과 같이 전단벽의 상·하부에서는 무한강성을 갖는 판넬 보(rigid panel-beam)가 위치하는 것으로 가정한다. 판넬변형을 나타내기 위해 면내 축스프링, 회전스프링, 전단스프링이 사용되었고, 변위강성은 무시하였다.

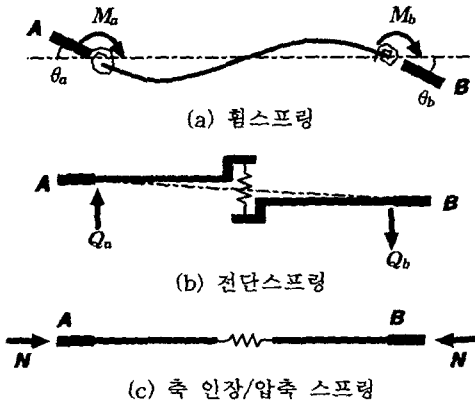


그림 2. 보, 기둥의 모델화 방법

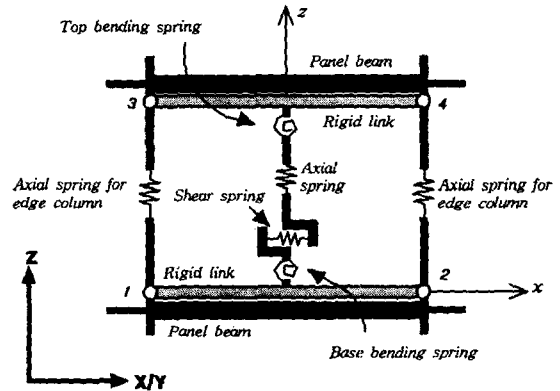


그림 3. 전단벽의 모델화 방법

3.3 골격곡선 및 이력곡선

골격곡선(skeleton curve)은 구조부재를 일방향으로 정적 증분하여 가력할 때 얻어지는 힘-변형 관계를 나타내는 곡선으로 이 곡선은 부재를 정(+), 부(-)방향으로 반복 가력시 얻어지는 이력곡선을 결정하고 부재강도 및 변형의 경계점을 결정하는 역할을 한다. 본 연구에서 사용한 골격곡선은 휨변형은 이선형(bilinear), 전단변형은 삼선형(trilinear), 축변형은 선형(linear) 모델을 사용하였다.

이력곡선(hysteresis rule)은 골격곡선을 바탕으로 구조부재를 정(+), 부(-) 방향으로 반복 가력할 때 얻어지는 힘-변형 관계를 단순하게 모델화시켜 표현한 곡선이다. 보, 기둥, 전단벽의 전단변형은 Origin-Oriented 모델 이력곡선을 갖도록 균열강도 및 항복강도를 가정하였다. 그리고 보, 기둥, 전단벽의 휨변형은 두 개의 직선으로 표현되는 수정 Clough 모델 이력곡선을 갖도록 제반계수값을 설정하였다.

3.4 부재의 단면내력

비선형해석에 필요한 부재의 휨균열강도와 전단균열강도, 휨항복강도와 전단항복강도, 그리고 압축강도 등은 실제의 부재단면을 고려하여 산정한 값을 사용하였다.

보, 기둥, 전단벽의 휨강도는 철근콘크리트 부재의 휨이론을 적용하여 휨균열강도 및 휨항복강도를 계산하였다. 즉, 일정 축력을 받는 철근콘크리트 부재의 휨모멘트-곡률 관계는 변형의 평면유지 가정 및 재료의 응력-변형도 관계를 가정하여 수치적분으로 해석하였다. 구조부재의 휨강도에 대한 예로써 기둥의 휨균열강도 및 휨항복강도를 나타내면 표 5와 같다. 표의 값은 인장(+)측 철근과 압축(-)측 철근의 양이 동일한 경우이다. 보, 기둥, 전단벽의 전단균열강도 및 전단항복강도는 일본건축학회 강도산정식^{(7),(8)}을 사용하였다. 전단항복점에서의 활선강성비는 실험적으로 초기탄성강성의 16%로, 전단항복후의 강성은 초기탄성강성의 0.1%로 가정하였다.⁽⁹⁾ 구조부재에 대한 전단강도의 예로써 기둥의 전단균열강도 및 전단항복강도를 나타내면 표 6과 같다. 기둥과 전단벽의 축강도(axial rigidity)는 탄성계수에 각 부재의 단면적을 곱하여 계산하였으며, 구조부재 중 기둥의 축강도는 표 7과 같다.

표 5. 기둥의 휨균열강도 및 휨항복강도

단면크기(mm)	단면2차모멘트(m ⁴)	휨균열강도(tonf)	휨항복강도(tonf)	항복후강성비
600×600	0.010800	9.128	37.077	0.0268
1000×1000	0.083333	44.347	208.949	0.0429

표 6. 기둥의 전단균열강도 및 전단항복강도

단면크기(mm)	유효전단면적(m ²)	전단균열강도(tonf)	전단항복강도(tonf)	활선강성비	항복후강성비
600×600	0.30	1.301	51.0	0.16	0.001
1000×1000	0.83	2.169	199.2	0.16	0.001

표 7. 기둥의 축강도

단면크기(mm)	탄성계수(tonf/m ²)	단면적(m ²)	축강도(tonf)
600×600	2320000	0.36	835200.1
1000×1000	2320000	1.00	2320000.0

3.5 비선형 정적해석

구조물의 비선형 정적해석으로는 해석대상 구조물의 형식, 구조재료 등에 따라 여러 종류의 해석방법들이 제안되어 있다. 일반적으로 철근콘크리트 구조물의 비선형 정적해석은 작용수평하중 분포를 고정시키고 수평하중을 점점 증가시키면서 부재의 항복상태를 파악하는 것으로 부재의 항복한지 발생과정과 전체 구조물의 층항복 상태를 정밀히 추적할 수 있는 한 방법이다. 작용수평하중 분포는 식 (2)와 같은 Valles et al⁽¹⁰⁾에 의한 MAD(modal adaptive distribution)을 X, Y 각 방향(그림 1)으로 독립되게 작용시켜 해석한다.

$$F_i = \frac{M_i \left[\sum_{j=1}^m (\phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}}{\sum_{l=1}^n M_l \left[\sum_{j=1}^m (\phi_{lj} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}} V, \quad \Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^n M_i \phi_{ij}^2} \quad (2)$$

여기서, n : 층수, m : 모드, ϕ_{ij} : i 층의 j 차 모드형상, Γ_j : j 차 모드에 대한 모드 참여계수, M_i : i 층의 질량, V : 밀면전단력을 나타낸다. 해석에서 하중 증분은 각 층의 강성변화가 급격히 일어나지 않도록 수평력의 크기 단계별로 증분량을 조절하면서 증가시킨다. 비선형해석에서는 구조물의 고정하중을 초기하중으로 고려

하여 부재에 재하시켰다.

4. 해석결과 및 고찰

4.1 고유주기 및 고유모드

해석모델에 대한 선형해석(MIDAS)⁽¹¹⁾과 비선형해석(CANNY)⁽⁶⁾에 의한 X, Y 방향의 고유주기와 질량참여율(MIDAS)을 표 8에 나타내었다. 표에서 알 수 있듯이, 두 해석 프로그램에 의한 선형해석 결과는 거의 일치한다. 이것은 CANNY의 해석모델링 방법이 충분한 타당성과 신뢰성이 있음을 간접적으로 보여주는 것이다.

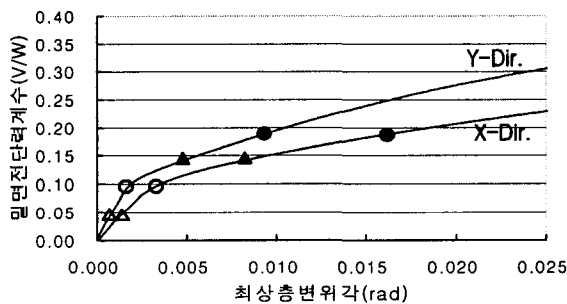
표 8. 해석모델의 고유주기 및 질량참여율

모드	MIDAS		CANNY		오차율(%)		질량참여율누계(%, MIDAS)	
	T _x	T _y	T _x	T _y	T _x	T _y	T _x	T _y
1st	1.55	1.30	1.57	1.28	-1.10	1.24	61.63	72.68
2nd	0.63	0.56	0.63	0.54	0.02	3.98	90.52	91.78
3rd	0.24	0.16	0.26	0.16	-6.89	-1.20	92.60	96.48

$$\text{오차율(}\%) = \frac{\text{MIDAS} - \text{CANNY}}{\text{CANNY}} \times 100$$

4.2 최상층변위각과 밀면전단력계수

해석모델에 대하여 비선형 정적해석을 수행한 결과 중에서, 최상층변위각-밀면전단력 관계를 나타내면 그림 4과 같으며, 그림 4~6의 △, ○, ▲, ●는 각 모델에 대하여 내진설계기준에 의한 설계용 밀면전단력(V)을 기준으로 각각 V, 2V, 3V, 4V의 크기일 때의 결과들이다. 그림 4에 나타난 것처럼 하중의 입력방향에 따라 최상층변위각(=최상층의 변위/구조물의 전체높이)이 Y-방향보다 X-방향에서 약 2배 정도 크게 발생됨을 알 수 있다. 이것은 전단벽식 구조의 벽량에 따른 차이로 사료되며, Y-방향으로는 4V의 큰 하중에도 작은 최상층변위각이 발생되었다.



(V; 설계용 밀면전단력, W; 구조물의 총중량)

그림 4. 최상층변위각-밀면전단력계수

4.3 층간변위와 층전단력

그림 5는 층간변위-층전단력 관계도이다. 그림 5로부터 모델의 하층부로 갈수록 대체적으로 층강성(=층전단력/층간변위)이 작고 층항복이 뚜렷하게 나타나지만, 고층부로 갈수록 층강성이 커지면서 층항복이 늦게 발생하거나 뚜렷하지 않음을 알 수 있다.

각 방향에 따른 층간변위-층전단력 관계에서는 상부구조에서는 X-방향의 층간변위가 크지만, 하부구조에서는 Y-방향의 층간변위가 크다. 이것은 상부구조의 강성이 X-방향보다 Y-방향으로 크기 때문에 Y-방향 상부구조에서 작은 층간변위가 발생되었고, 하부구조에서는 같은 단면적과 같은 철근량임에도 상·하부구조의 상대강성의 차이로 인해 Y-방향 하부구조의 층간변위가 크게 발생된 것으로 판단된다.

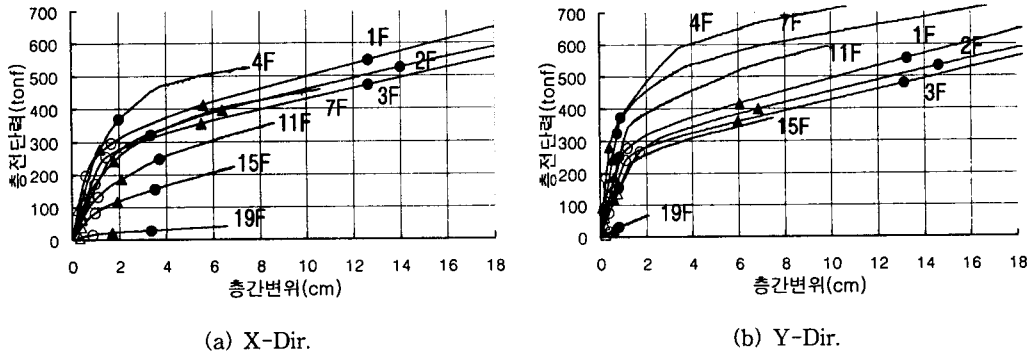


그림 5. 층간변위-층전단력 관계

4.4 항복힌지의 발생

그림 6은 모델의 부재에 대한 항복힌지 발생순서도이다. 그림에서 보는 양단부, 기둥과 전단벽은 상·하단부에서 휨과괴에 의한 항복힌지를 나타내었다.

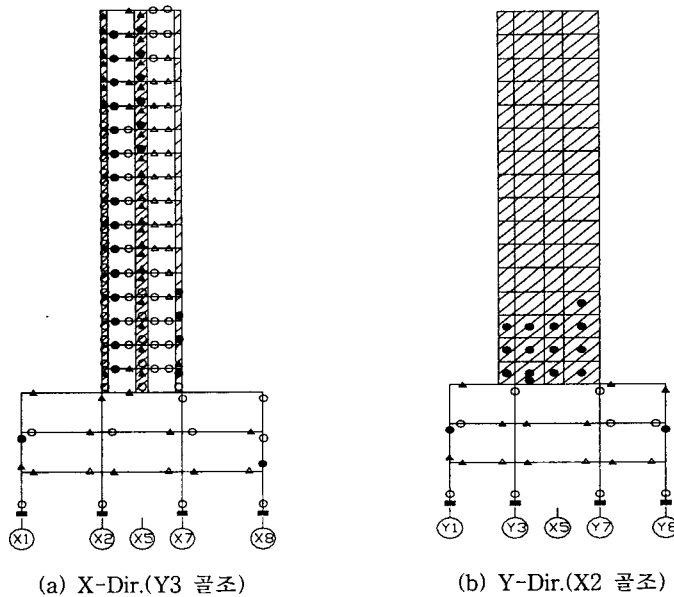


그림 6. 항복힌지도

그림 6에 나타난 것처럼 하부구조에서, 작용 하중방향이 X-방향인 경우 설계용 밀면전단력 V일 때 2층 보의 우단부에서, 2V 및 3V일 때 2, 3층 보단부, 1층 기둥 주각부 및 3층 기둥 주두부에서 항복힌지가 발생

되었다. 또한 작용 하중방향이 Y-방향인 경우, X-방향에서와 유사한 항복힌지 분포가 발생되었다. 상부구조에서는 X-방향으로 하중이 작용할 경우, 설계용 밀면전단력 V일 때 중간층의 연결보(coupling beam) 단부에서 항복이 발생하여 상·하부층으로 확산되고, 2V일 때 전단벽의 하단부에서 항복힌지가 발생하기 시작하여 상부층으로 확산되는 경향을 보인다. 그리고 Y-방향으로 하중이 작용할 경우, 상부구조는 하부구조와는 다르게 전단벽의 높은 강성으로 인해 4V의 높은 밀면전단력에서 하부 3개 층 정도만 휨항복힌지가 발생되었다.

5. 결 론

본 연구에서는 우리나라의 주상복합구조물의 구조형식 중 상부벽식-하부골조에 전이층이 전이보 형식인 모델을 선정한 후, 모델의 각 방향별 비선형 정적 거동 특성을 살펴보기 위해 X-방향과 Y-방향으로 각각 횡하중을 작용시켜 비선형해석을 수행하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 비선형 정적해석결과, 하부구조의 비선형 응답의 크기와 항복힌지의 분포는 하중 작용방향과 관계없이 대체로 비슷하였으나, 상부구조는 상이한 결과를 나타내었다.
- (2) 전이층을 중심으로 상부의 전단벽식구조와 하부의 골조구조의 구조형식에 따른 차이로 인해 Y-방향보다 X-방향으로 하중이 작용할 경우 최상층변위각이 크게 발생되었다.
- (3) Y-방향으로 배치된 상부구조의 많은 벽량으로 인해 상부구조의 Y-방향 층간변위는 매우 작게 나타났다. 반면에 X, Y 방향으로 하부구조의 단면과 철근량은 동일한 조건이지만 상부구조의 상대강성 차이로 인하여 하부구조에 응력이 집중되어 Y-방향 층간변위가 크게 나타났다.

참고문헌

1. 이동근, 김광문, “고층 주상복합건물의 지진거동 분석”, 대한건축학회학술발표 논문집, 제19권 1호, 1999. 4, pp. 57-62.
2. 황현식, 이동근, “주상복합건물의 효율적인 지진해석”, 한국지진공학회 논문집, 제1권 1호, 1997. 3, pp. 79-88.
3. 이동근, 김광문, “고층 주상복합건물의 효율적인 내진설계기법에 관한 연구”, 대한건축학회학술발표 논문집, 제19권 2호, 1999. 10. 30, pp. 13-18.
4. 대한주택공사, “공동주택의 내진성능향상을 위한 구조계획 기법연구”, 대한주택공사, 1987. 12.
5. 대한건축학회, “건축물 하중기준 및 해설”, 태림문화사, 서울, 2000, p.345.
6. Kang-Ning Li, “CANNY 99, 3-Dimensional Nonlinear Static/Dynamic Structural Analysis Computer Program-Users Manual/Technical Manual”, CANNY Structural Analysis, CANADA, 2000.
7. “中高層壁式鐵筋コンクリート造設計施工指針・同解説”, 日本建築センター, 2000.
8. “鐵筋コンクリート造建物の靱性保證型耐震設計指針(案)・同解説”, 日本建築學會, 1997.
9. S. Otani and T. Matsumori, “Correlation of Damage and Analysis: Experience from the 1995 Kobe Earthquake”, Proceedings of 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Seoul, Korea, 1997. 8, pp.841~856.
10. R. Valles, A. Reinhorn, S. Kunnath, C. La and A. Madan, IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings, NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1996, p.237.
11. MIDAS IT, MIDAS/GENw Ver. 4.3.2. User's Manual Vol. I, MIDAS IT Co., Ltd., 2000.