

# 論文 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状

顧 建華<sup>\*1</sup>・倉本 洋<sup>\*2</sup>・松本 和行<sup>\*3</sup>・福田 俊文<sup>\*4</sup>

要旨：兵庫県南部地震で大きな被害を受けたピロティ建築物を研究対象とし、6層、10層、14層集合住宅の試設計を行った。柱の変動軸力とモーメントの相関関係を評価できるMSモデルを用いた弾塑性解析を行い、建築物の地震応答について検討した。解析結果からは、引張軸力により柱の負担せん断力は低下することが分かった。また、引張側柱の降伏時におけるピロティ層が上部耐震壁に対する等価剛性比を提案した。更に、柱の曲率分布を仮定した断面解析で、略算した変動軸力下における柱の降伏時の変形を推定する方法を提案し、等価剛性比を変数とした6層ピロティ建築物の地震応答変形を検討した。  
 キーワード：ピロティ建築物, 変動軸力, 負担せん断力, 降伏変形

## 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート造ピロティ建築物（以下、ピロティ建築物と略称）の被害が顕著であり、倒壊、崩壊に至ったものも少なくない。これは地震時において1階柱が大きな変動軸力とせん断力が生じ、地震エネルギーがその層に集中したことが一因であると考えられる。現在までピロティ建築物の地震応答性状、崩壊メカニズムに関するいくつかの研究は報告されているが<sup>1)2)3)4)</sup>、1階柱の変動軸力の影響を考慮した研究は少ない。

そこで、本研究では、6層、10層、14層3種類のピロティ建築物を研究対象とし、Multi-Spring(MS)モデルを用いた静的弾塑性解析および地震応答解析を行い、柱の変動軸力および建築物の地震応答特性について検討した。更に、曲率分布を仮定した柱断面解析を用いて、略算した変動軸力下における柱の降伏時の変形を推定する方法を提案し、ピロティ層が上部耐震壁に対する等価剛性比を変数とした6層ピロティ建築物の地震応答変形の略算値を求めた。

## 2. 研究対象建築物

研究対象とした建築物は、桁行方向が7.2mの6スパン、梁間方向が10.8mの1スパンの集合住宅を想定したものである。図-1に建築物の軸組図を示す。建築物の高さは、6階18.6m、10階30.6m、14階43.25mである。解析は、梁間方向1スパンのフレームを取り出した1階が完全ピロティで、2階以上が連層耐震壁となる平面フレームに対して行った。

なお、対象建築物は、構造規定補足以前の設

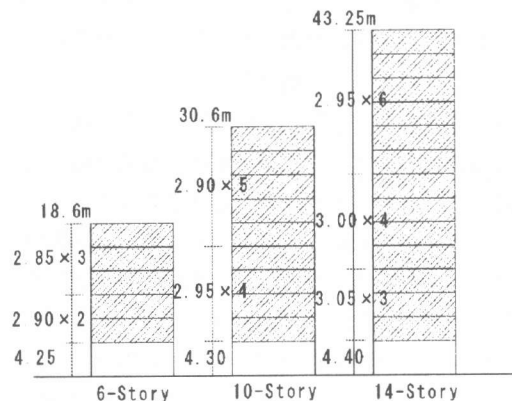


図-1 解析対象建築物の軸組図

\*1 日本建設業経営協会中央技術研究所 研究員 工博 (正会員)  
 \*2 建設省建築研究所第三研究部耐風研究室 室長 工博 (正会員)  
 \*3 藤木工務店技術研究所 研究員 工博 (正会員)  
 \*4 建設省建築研究所第四研究部 施工技術研究官 工博 (正会員)

計基準に基づき試設計を行った。1次設計では鉛直荷重、並びに地震荷重に対して、弾性解析により得られた断面応力を組み合わせ、断面配筋を決定した。この時、地震力は外力分布がA分布、標準ベースシア係数 $C_b$ が0.2とした。2次設計では、 $F_v$ の上限値は1.5とし、建築物必要水平耐力を算出した。原則として、ピロティ階の層崩壊を許容するが、柱のせん断降伏は許容しない方針とした。表—1に試設計建築物の断面配筋リストを示す。

表—1 断面配筋リスト

Story	Floor	Columns		Walls		Concrete (N/mm <sup>2</sup> )	Reinforcement
		Section(mm)	Reinforcement	tw(mm)	Reinf.		
6	2F-6F	800 × 700	X4-D25/ Y2-D25+2-D16	150	D10@150S	24	≧D19: SD35 ≦D16: SD30
	1F	950 × 950	X8-D25/ Y6-D25(8-D13@100)				
10	6F-10F	900 × 800	X5-D29/ Y2-D29+3-D16	150	D10@150S	24	≧D19: SD35 ≦D16: SD30
	5F	900 × 900	X9-D29/ Y2-D29+3-D16	180	D10@200D		
	3F-4F						
	2F			30	D13: SD70		
14	9F-14F	1050 × 900	X5-D29/ Y2-D29+3-D19	150	D10@150S	27	≧D19: SD40 ≦D16: SD35
	6F-8F	1050 × 1000	X7-D29/ Y2-D29+3-D19	180	D10@200S		
	5F						30
	3F-4F	1050 × 1050	X10-D29/ Y2-D29+3-D19	200	D10@150D	33	D13: SD70
	2F						
1F	1200 × 1200	X10-D29/ Y9-D29(10-D13@100)					

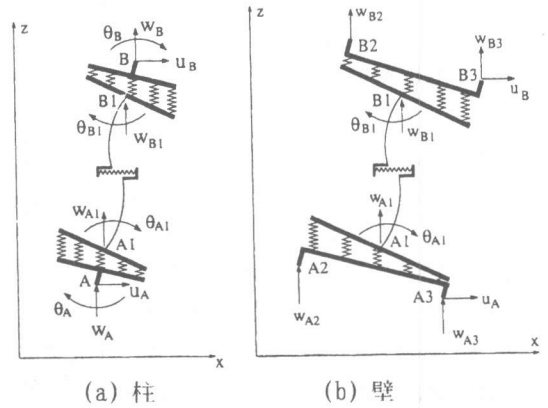
て、ピロティ階の層崩壊を許

容するが、柱のせん断降伏は許容しない方針とした。表—1に試設計建築物の断面配筋リストを示す。

### 3. 部材モデル・解析方法

筆者の1人はすでに鉄筋コンクリート柱、耐震壁部材のMSモデルを提案している<sup>(6)</sup>。それらのMSモデルでは、部材の危険断面に5本の鉄筋バネと5本のコンクリートバネ、計10本の軸バネを設置している。鉄筋バネとコンクリートバネの履歴特性はバネの軸変形と軸力で定義し、鉄筋バネにはバイリニア、コンクリートバネには引張抵抗を無視したトリリニアモデルをそれぞれ用いた。なお、コンクリートバネが最大耐力を超えた後、耐力の低下がなく、第三勾配の剛性はゼロと仮定した。提案したMSモデルは部材の曲げ耐力、塑性変形、および軸力と曲げモーメントの相関関係を評価することができる。また、設置しているせん断バネは部材のせん断挙動を評価する。せん断バネの履歴特性には原点指向型モデルを仮定した。

解析は、試設計建築物の1スパンのフレームを取り出して行った。原則として各梁柱節点には水平、上下と回転3つの自由度を設定しているので、柱の軸力、軸変形も計算する。図—2に提案したモデルの自由度を示す。塑性要素内側の節点と自由度は、数値解析で不釣合力を解除するために設定している<sup>(7)</sup>。

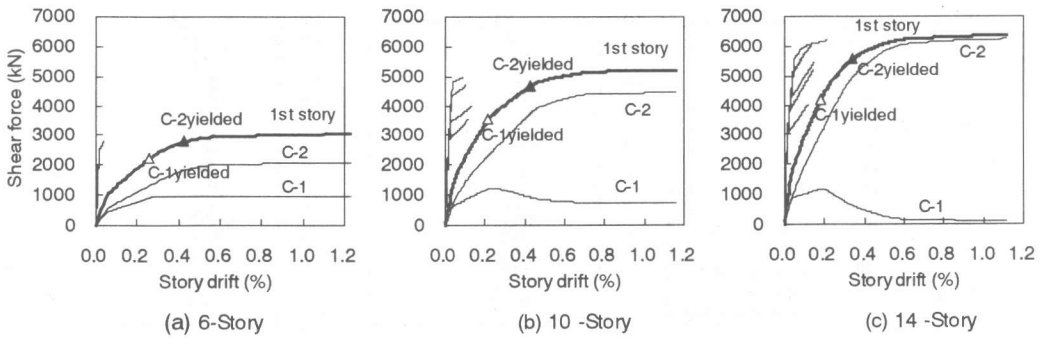


図—2 MSモデルにおける自由度の設定

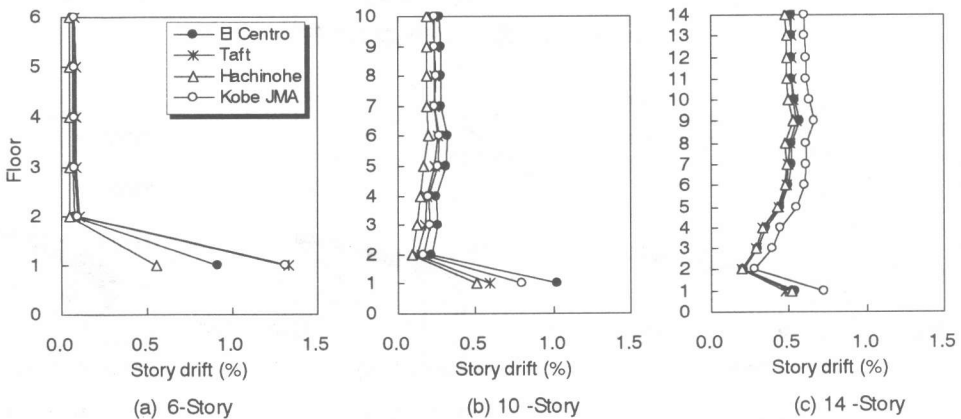
### 4. 静的弾塑性漸増載荷解析

図—3に静的弾塑性漸増載荷解析より得られた層間変形角一層せん断力関係を示す。解析では、地震力はA<sub>1</sub>分布とし、各階のスラブ位置に漸増荷重を作用させた。いずれの建築物でも、変形はピロティ層に集中し、連層耐震壁部分の変形は極めて小さい。ピロティ層の層間変形角が約0.6%に達した時に、6層、10層、14層3種類の建築物とも1階層せん断力は最大値となっている。層間変形角は0.6%になった時に、ベースシア係数( $C_b$ )は6層で0.49、10層で0.48、14層で0.40となっている。

いずれの建築物も圧縮側の柱(C-2)は、層間変形角が0.4%程度で主筋が引張あるいは圧縮降伏し(図中▲印)、0.6%程度で負担せん断力がほ



図—3 層間変形角—層せん断力関係



図—4 最大層間変形角分布

は最大となっている。一方、引張側の柱(C-1)は、層間変形角が0.2%から0.25%で主筋が引張降伏し(図中△印)、負担せん断力が最大となっている。その後6層では負担せん断力の低下は見られないが、10層および14層では層間変形角の増加に伴い低下し、その割合は高層のものほど大きい。また、建築物の高さによらず、引張側柱の最大負担せん断力は980kN程度となっており、引張側柱の降伏後では1層のせん断力の大部分は圧縮側柱によって負担されていることが示されている。更に、その負担割合は建築物の高さが高いものほど大きくなっている。

ここで、図に示す引張側柱(C-1)の主筋が引張降伏点に達した時点(図中△印)の1層のせん断力と層間変形を用いて等価剛性を求め、その剛性と上部耐震壁における初期剛性の平均値に対する比率(以下、等価剛性比と呼ぶ)をと

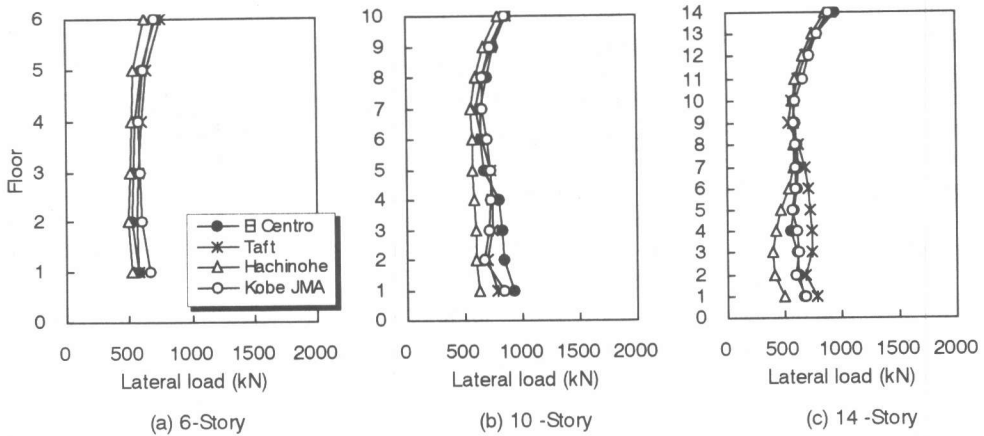
ると、6層で3.73%、10層では5.78%、14層では7.70%となっている。

### 5. 弾塑性地震応答解析

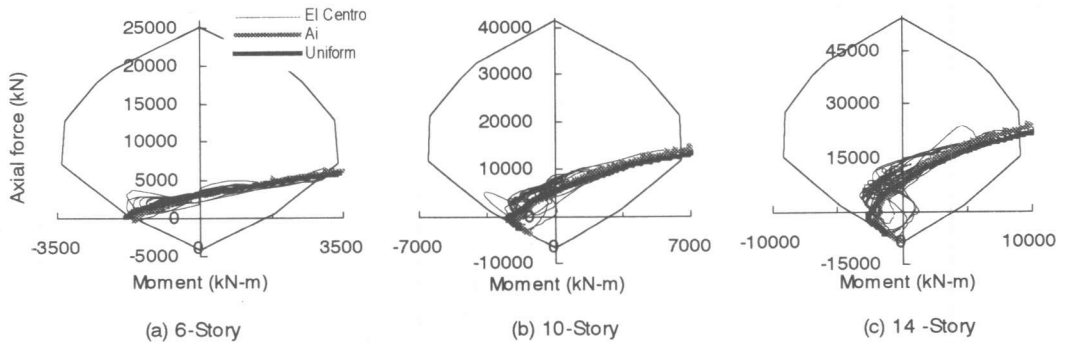
地震応答解析では、入力地震波として慣用されているEl Centro(1940)NS、Taft(1952)EW、Hachinohe(1968)EWおよびKobe JMA既往記録地震波を、最大速度で0.5m/secに基準化したものを用いた。

解析では、粘性減衰は初期剛性比例型とし、弾性1次固有周期に対して減衰係数は3%と仮定した。数値積分には、Newmark- $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )を用いた。なお、固有値解析より得られた建築物の1次固有周期は、6層0.25秒、10層0.37秒、14層0.58秒である。

建築物の最大層間変形角分布を図—4に示す。この図からは6層、10層では、ピロティ層の最



図—5 最大水平地震力応答



図—6 軸力—モーメント相関関係

大層間変形角が約 0.5%から 1.3%の範囲内にあるが、14層では約 0.5%の応答に収まっている。建築物の固有周期により応答変形が異なることは考えられるが、2層以上耐震壁の剛性に対するピロティ層の剛性の割合が小さいほど変形がピロティ層に集中する傾向にある。

図—5に最大地震力分布を示す。建築物の高さおよび入力地震波にかかわらず、地震力分布は  $A_1$  分布よりもむしろ等分布に近いことが示されている。

図—6に柱の軸力とモーメントの相関関係を示す。図中細い実線は El Centro 入力に対するものであり、うすい太線およびこい太線はそれぞれ静的弾塑性解析において外力分布を  $A_1$  分布および等分布としたときに得られたものである。同図により、静的解析における外力分布の相違が柱の軸力変動の解析結果に及ぼす影響

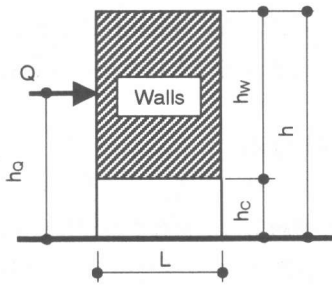
は少ないことが認められる。また、地震応答解析結果は静的解析結果に比べてかなりみだれているが、圧縮および引張側ともに、降伏時および最大耐力時の軸力は、静的解析結果とよい対応を示している。

## 6. ピロティ層の応答変形の評価

ここでは、上記の検討を踏まえ、等価剛性比に基づくピロティ層の応答変形の簡便な評価法を検討する。

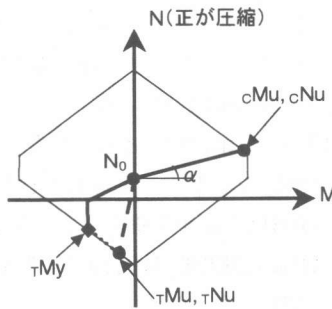
以下に等価剛性比の算定手順を示す。

① 図—7に示すように外力分布を等分布とし、それに相当する集中荷重  $Q$  が  $h_c = h_w/2 + h_c$  のところに作用していると仮定した。まず、引張側柱と圧縮側柱がともに終局強度に達していると想定し、その時の地震力  $Q$  を適当に仮定する。それに対して転倒モーメントによる柱の軸力の変



- h : 建築物高さ
- h<sub>q</sub> : せん断力Qの作用高さ(=h<sub>w</sub>/2+h<sub>c</sub>)
- h<sub>c</sub> : 1層における高さ
- h<sub>w</sub> : 耐震壁部分のみの高さ
- L : スパン長さ
- Q : 水平せん断力

図-7 せん断力Qの作用位置



- cM : 圧縮側モーメント
- cMu : 圧縮側柱の終局モーメント
- tauM : 引張側モーメント
- tauMy : 引張側柱の降伏モーメント
- tauMu : 引張側柱の終局モーメント
- oN : 長期軸力(初期軸力)
- cN : 圧縮側軸力
- cNu : 圧縮側柱の終局モーメント時の軸力
- tauN : 引張側軸力
- tauNu : 引張側柱の終局モーメント時の軸力
- alpha : 圧縮側柱の軸力増加係数

図-8 N-M関係

動を求める。

② 求めた引張側と圧縮側柱の軸力  $\tau N_0$ 、 $c N_0$ (図-8参照)を用いて、各柱の断面解析(M- $\phi$ 解析)を行い、終局モーメント  $\tau M_u$ 、 $c M_u$ を算定する。この時、算定したモーメントによる1層のせん断力が①で仮定したQと釣り合うまで、繰返し計算を要する。

③ 求めた  $c M_u$  および  $c N_u$  と長期軸力  $N_0$  より圧縮側柱の軸力増加係数  $\alpha$  を下式により求める。

$$\alpha = (c N_u - N_0) / c N_0 \quad (1)$$

④ 次は、引張側柱が降伏強度に達しているが、圧縮側柱が降伏していないと想定し、再度、図-7に基づいて適当な  $Q'$  を仮定して、転倒モーメントによる柱軸力の変動を求め、引張側柱の降伏モーメント  $\tau M_y$  を求める。この時、圧縮側柱の曲げモーメントは、 $c N$  と  $\alpha$  によって、

$$c M = (c N - N_0) / \alpha \quad (2)$$

で与えられる。さらに、 $c M$  と  $\tau M_y$  による1層のせん断力が  $Q'$  と釣り合うまで、繰返し計算を行い、真の  $\tau M_y$  を得る。

⑤ 引張側柱の降伏時(逆対称の曲げ状態を仮

定)の曲率分布を三角形分布と仮定して、次式より  $\tau M_y$  時の変形  $\delta$  を算定する。

$$\delta = \phi h^2 / 6 \quad (3)$$

ここには、 $\phi$ は曲率である。

⑥ ④で求めたせん断力  $Q'$  と⑤で求めた変形  $\delta$  より、引張側柱降伏時の等価剛性が得られる。ここで、6層建築物について、その結果を図-9に示す。本モデルの等価剛性は、27.2kN/mとなり、MSモデルで得られた等価剛性(図中▲印)は、22.8kN/mで、本モデルの等価剛性はMSモ

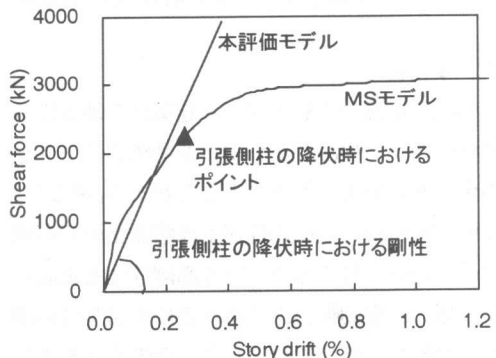


図-9 等価剛性の比較(6-Story)

デルに比べ若干高めに出るが、評価は可能である。この1階柱における等価剛性と2階以上の耐震壁における初期剛性をもとに、等価剛性比が算定される。

次に、この等価剛性比を用いて、最大応答変形との関係を検討する。ここで、6層建築物について、試設計の柱を10層および14層の柱に変えて、等価剛性比を変えたものの地震応答解析を行なった。その結果を図-10に示す。この図より、等価剛性比の増加に伴い、ピロティ層での応答変形が減少することが言える。ここで、例えば等価剛性比を5%とした場合、各地震波において、その変形角は0.5%から1.0%の範囲にあることが分かる。これにより、建築物の一例であるが、等価剛性比から応答変形を推測することが可能である。今後は、広範囲な解析を行い、等価剛性比と応答変形との関係を定量化することが課題である。

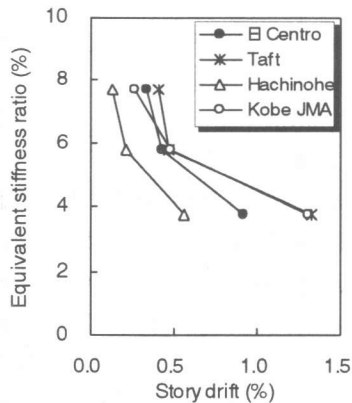


図-10 等価剛性比—最大層間変形角関係

## 7. まとめ

6層、10層、14層ピロティ建築物の地震応答性状について検討した。引張変動軸力により柱の負担せん断力が低下することがある。そこで、柱引張降伏時の等価剛性が上部耐震壁の初期剛性の平均値に対する割合を等価剛性比と定義した。更に、変動軸力下における柱の引張降伏剛性を簡便な評価法を提案した。その方法を用いて等価剛性比から地震応答変形を推定すること

が可能である。等価剛性比と応答変形との関係を定量化することは今後の課題とする。

## 参考文献

- (1) 小室努、川端一三、小谷俊介、2階以上に連層耐力壁を有するピロティ建物の地震応答性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.2、pp.755-760、1996
- (2) 芳村学、木原祥智、ピロティを有する鉄筋コンクリート建物の地震時変形制御法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.81-86、1997
- (3) R.D.Abimanyu、市之瀬敏勝、山田陽一郎、山添寿基、ピロティを有するRC構造物の崩壊機構に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.501-506、1997
- (4) 張富明、水平動と上下動を受けるピロティ建物の地震応答及び崩壊性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、pp.495-500、1997
- (5) 建築センター、建築物の構造規定、1994年9月
- (6) Jianhua Gu, Norio Inoue, Akenori Shibata, Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering, Vol.44B, pp.157-166, Mar. 1998, Architectural Institute of Japan.
- (7) Jianhua Gu, Norio Inoue, Akenori Shibata, Inelastic Earthquake Response Analysis of RC Wall-Frames under Two Ground Motion Components in Horizontal and Vertical Direction, Journal of Structural Engineering, Vol.45B, pp.329-340, Mar. 1999, Architectural Institute of Japan.