

## 論文 水平動と上下動を受けるピロティー建物の地震応答及び崩壊性状

張 富明

要旨：1階にピロティーを有する1スパン鉄筋コンクリート建物を1質点2自由度系にモデル化し、転倒モーメント・軸力のP- $\Delta$ 効果を考慮した地震応答解析を行い、層崩壊の原因並びに上下動の影響を検討した。その結果、層崩壊は水平耐力の低下に伴う水平応答の急な増加、特に鉛直方向の耐力低下に伴う柱軸変形の発散によるものである。そのため、上下動は建物の崩壊性状に大きな影響を与えることを示した。すなわち、地震動エネルギー入力に占める上下動の割合が小さいにも関わらず、崩壊性状に対する影響が大きいことが分かった。

キーワード：ピロティー建物、上下動、P- $\Delta$ 効果、応答性状、崩壊性状

## 1. はじめに

兵庫県南部地震による被害の中で、ピロティーを有する鉄筋コンクリート建物の層崩壊は最も典型的な被害パターンである。また、上下動の影響の有無も一つの大きな話題となっていた。

ピロティー建物の地震応答について、既に幾つかの解析的な研究<sup>[1,2]</sup>が発表されている。しかし、いずれも水平方向の地震応答に着目した研究であり、必ずしも崩壊の原因を十分に解明できたとは言えない。層崩壊の原因を解明するために、第一に、崩壊に対するはっきりした定義が必要である。水平応答が大きいとか、応答軸力が大きいとか、あるいは水平耐力の低下が大きいことなどは建物に大きな損傷をもたらすが、建物崩壊の十分条件とは言えない。第二に、解析は建物の崩壊に至るまでの過程を再現できなければならない。水平方向に着目した研究は、水平方向の応答をある程度再現できたとしても、建物が崩壊に至った大きな鉛直方向の応答を再現できていない。

柱の崩壊性状を検討するための静的実験においても、水平耐力が完全に喪失することもあるが、多くの場合、「軸方向変形の発散現象」や「軸力保持不可」などの軸方向の挙動が崩壊を規定することが明らかになっている。建物の崩壊についても、水平耐力の喪失による水平応答変位の発散現象、あるいは鉛直方向の耐力低下による鉛直応答変位の発散現象が崩壊の原因と考えられる。従って、上下動の影響の有無に関わらず、ピロティー建物の層崩壊の原因を明らかにするためには、まず、柱の水平と上下2方向の弾塑性変形状及び崩壊性状を考慮できる地震応答解析が必要である。

筆者は建物の中柱を想定し、1質点2自由度モデルを用いて地震応答解析を行った結果、上下動が建物の崩壊性状に大きな影響を与えることを示した<sup>[3]</sup>。ピロティー建物の地震応答は比較的単純で、1質点2自由度モデルで十分に検討できると考え、崩壊問題を解明するための恰好な対象と言えよう。そこで、本報では、1階にピロティーを有する1スパン鉄筋コンクリート建物を1質点2自由度系にモデル化し、上下動・転倒モーメント・軸力のP- $\Delta$ 効果を考慮した建物の弾塑性応答及び崩壊性状を検討する。解析は建物強度を設定し、最も不確定な量である入力地震動レベルを変化させて、どの程度の入力に対して建物が崩壊するかを検討の基本方針とする。

## 2. 解析モデルと解析方法

### 2. 1 解析モデル

図-1に示す1階にピロティを有し、2階以上が連層耐震壁の1スパン鉄筋コンクリート建物を1質点2自由度系にモデル化して解析を行う。解析モデルでは、1階以上を軸方向のみ変形する棒とし、集中質点の水平変形は1階の変形によるものとする。また、1階の柱についても、1階の内法高さ $h$ に対し、曲げ変形は柱頭と柱脚の長さ $h/6$ のヒンジ域に集中し、柱中央部分は曲げに対して剛であり、鉛直変形のみを生じるものとする。

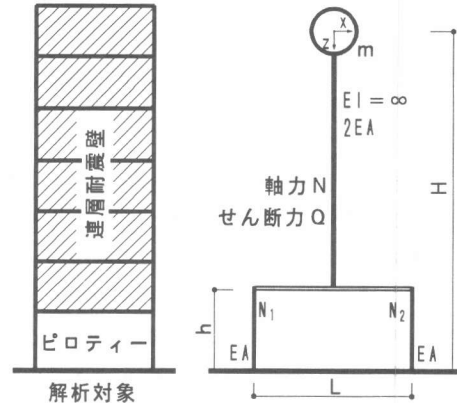


図-1 解析モデル

### 2. 2 解析式

集中質点位置の高さを $H$ とし、変形に対して次の適合条件が成り立つ。まず、集中質点の水平変位 $x$ は、柱ヒンジ域の曲げ回転角 $\theta$ 及び転倒モーメントによる1階の回転角 $\psi$ によって近似的に式(1)で表せる。なお、厳密的に言えば、 $x = (5/6)h \cdot \theta + (H - h/2) \cdot \psi$ となる。次に、集中質点の鉛直変位 $z$ は1階とそれ以外の部分の鉛直変形の和で与えられ、(2)式で表せることとする。なお、 $\epsilon_1$ は1階の平均鉛直歪み、 $\overline{EA}$ は1階以上の棒材の軸剛性である。

左側柱と右側柱の応答軸力及び材端曲げモーメントをそれぞれ $N_1$ と $N_2$ 及び $M_1$ と $M_2$ 、建物のスパンを $L$ とし、軸力の $P-\Delta$ 効果を考慮して1階の層せん断力は左右柱のせん断力の和として(3)式で表せる。また、1階の中央高さでの釣り合い条件で(4)式が得られる。

1質点2自由度系の運動方程式を式(5)と(6)に示す。 $\omega_x$ と $\omega_z$ 、 $h_x$ と $h_z$ はそれぞれ水平方向と鉛直方向の弾性円振動数、減衰定数、 $N$ は応答軸力、 $Q$ は1階の応答層せん断力を表す。

$$x = h \cdot \theta + H \cdot \psi \quad (1)$$

$$z = \epsilon_1 \cdot h + (H - h)N / \overline{EA} \quad (2)$$

$$Q = 2(M_1 + M_2) / h - 2N(\theta + \psi) \quad (3)$$

$$N \cdot x + Q(H - h/2) = (N_2 - N_1)L/2 \quad (4)$$

$$m\ddot{x} + 2mh_x\omega_x\dot{x} + Q = -m\ddot{x}_0 \quad (5)$$

$$m\ddot{z} + 2mh_z\omega_z\dot{z} + N = -m\ddot{z}_0 + mg \quad (6)$$

### 2. 3 材料特性

柱断面コンクリートを5等分で分割し、鉄筋は芯鉄筋を含めて3要素となり、断面は8要素でモデル化する<sup>[3]</sup>。柱鉄筋は引張側がbi-linear、圧縮側が座屈を考慮した応力度と歪み度関係、コンクリートは下り勾配を考慮した応力度と歪み度関係に仮定し、図-2に示す。なお、柱芯鉄筋の応力度と歪み度関係をbi-linear型とする。

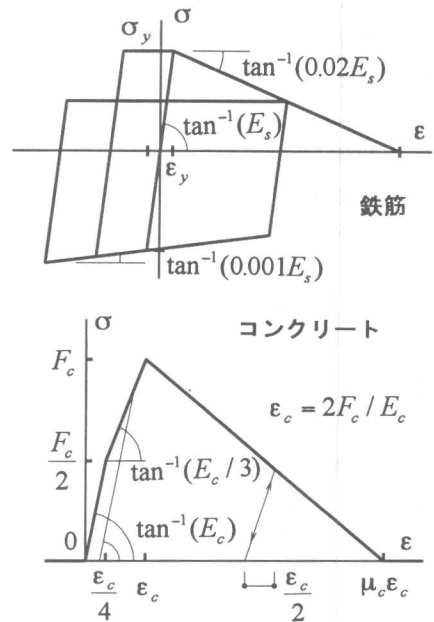


図-2 材料の応力度-歪み度関係

軸方向変形のみを生じる棒材の軸方向剛性 $\overline{EA}$ は、軸力が圧縮の場合にはコンクリートと鉄筋、軸力が引張の場合には鉄筋のみの軸方向剛性とする。なお、鉄筋のヤング係数を $E_s = 2.06 \times 10^5$

$N/mm^2$ 、コンクリートのヤング係数を  $E_c = 2.06 \times 10^4 \sqrt{F_c} / 19.6 N/mm^2$  とする。

## 2. 4 解析方法と入力地震動

柱の反曲点を柱中央とし、1階柱せん断力  $Q_c$  と1階柱々脚断面曲げモーメント  $M_c$  の関係は式(7)で与えられる。1階の層せん断耐力を算定するためには、柱の軸力を設定する必要がある。しかし、転倒モーメント、更に上下動の影響で応答解析せずに柱軸力を設定することが困難である。そこで、柱長期軸力  $N_L$  を用い、柱断面曲げ耐力  $M_u$  を略算式(8)で算定する。なお、 $d$  は断面主筋間距離 ( $=0.8D$ )、柱長期軸力比は  $n = N_L / bDF_c$  となる。

$$M_c = Q_c \cdot h/2 \quad (7)$$

$$M_u = bD^2 F_c \left\{ \frac{n(1-n)}{2} + p_t \frac{\sigma_y d}{F_c D} \right\} \quad (8)$$

式(7)と式(8)を用いて、1階の降伏層せん断力係数  $q_y$  は (9)式で表すことができる。

$$q_y = \frac{2D}{nh} \left\{ \frac{n(1-n)}{2} + p_t \frac{\sigma_y d}{F_c D} \right\} \quad (9)$$

従って、1階の内法高さ  $h$  ( $=2.7m$ )、柱長期軸力比  $n$ 、引張鉄筋比  $p_t$  ( $=0.6\%$ )、鉄筋の降伏強度  $\sigma_y$  ( $=345 N/mm^2$ )、コンクリート強度  $F_c$  ( $=20.6 N/mm^2$ ) などを仮定すれば、(9)式により降伏層せん断力係数  $q_y$  に必要な柱断面寸法  $D$  が決まり、更に、長期軸力  $N_L$  ( $=nbDF_c = mg/2$ ) より総質量  $m$  が求まる。

地震動が建物の応答性状に影響を与える。本報では崩壊現象の解明に着目し、紙面の都合もあつて入力地震動は El centro 1940.5.18 の NS 成分と UD 成分を用い、解析時間は 20 秒である。応答解析は Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta = 1/4$ ) を用いる。粘性減衰は一定とし、減衰定数を水平方向  $h_x = 2\%$ 、鉛直方向  $h_z = 2\%, 10\%$  と仮定する。水平方向では、粘性減衰よりも大変形域での履歴減衰の方が大きいことを考慮し、 $h_x$  を変化させていない。一方、鉛直方向の粘性減衰は未だに明らかにされていないため、解析パラメータとした。なお、応答解析に用いる時間刻みは地震波刻みの  $1/100 \sim 1/1000$  とした。

解析は、対象建物モデルのスパンを  $L = 7m$  と仮定し、(9)式で算定される1階の降伏層せん断力係数  $q_y$  が 0.6 程度となるように柱の断面を決定する。解析パラメータを建物階数、1階柱の長期軸力比  $n$ 、鉛直方向の減衰定数  $h_z$ 、コンクリートの下り勾配、芯鉄筋の量  $P_{g0}$  とし、上下動の有無、入力地震動レベルについて行う。表-1 に建物モデルの諸元及び運動方程式の固有値解析から求めた弾性固有周期を示す。表中で太字に示される、建物階数に応じて柱芯鉄筋量を設定したものを標準建物と称する。また、各変数の基本値は柱長期軸力比  $n = 0.15$ 、鉛直方向の減衰定数  $h_z = 2\%$ 、コンクリートの下り勾配については  $\mu_c = 10$  (終局歪み  $\epsilon_u = \mu_c \epsilon_c$ ) とする。なお、かぶりコンクリートについては  $\mu_c = 3.5$  と仮定した。以下、特別の説明がない限り、標準建物とこれらの基本値を用いる。

## 3. 解析結果と考察

### 3. 1 標準建物の場合

標準建物について、入力地震動レベル  $V_{NS}$  (NS 方向の最大速度) を変数として、崩壊まで解析を行い、上下動の影響を検討する。図-3 に解析から求めた最大応答結果を示す。

表-1 建物諸元及び弾性固有周期

建物階数	質点高さ H (m)	芯鉄筋比 $P_{g0}$	長期軸力比 $n$	柱断面 D(m)	弾性固有周期(s)		
					水平 $T_x$	鉛直 $T_z$	
5F	10	<b>0%</b>	<b>0.15</b>	<b>0.85</b>	<b>0.154</b>	<b>0.073</b>	
8F	15	<b>0.3%</b>	0%	0.15	0.85	0.193	0.089
			0.10	0.65	0.177	0.073	
			<b>0.15</b>	<b>0.85</b>	<b>0.193</b>	<b>0.089</b>	
			0.20	1.00	0.212	0.103	
		0.6%	0.15	0.85	0.192	0.089	
10F	20	<b>0.6%</b>	<b>0.15</b>	<b>0.85</b>	<b>0.237</b>	<b>0.103</b>	

まず、最大応答層せん断力は、建物階数の増加と共に減少し、上下動の入力並びに地震動レベルの増大と共に大きくなる傾向を示す。前者は転倒モーメントにより軸力が変動したためで、後者は鉛直方向の応答により（圧縮）軸力が大きくなったためである。しかし、最大応答層せん断力は長期軸力を用いて設定した値 ( $q_y=0.6$ ) より小さい。

柱端の最大曲げ回転角  $\theta_{max}$  は、転倒モーメントの影響で建物階数の増加と共に大きくなり、また、入力地震動レベルの増大と共に大きくなる。崩壊までに、上下動は最大曲げ回転角（水平応答）に影響しないが、上下動の入力により小さい入力レベルで建物が崩壊した。

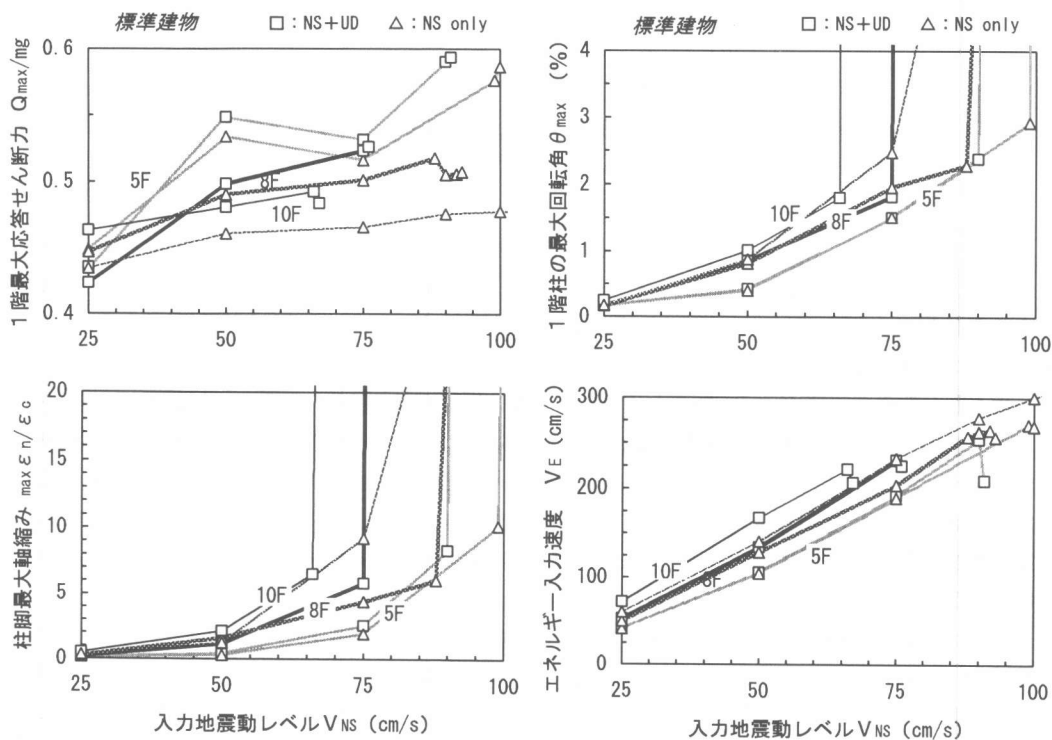


図-3 標準建物の最大応答

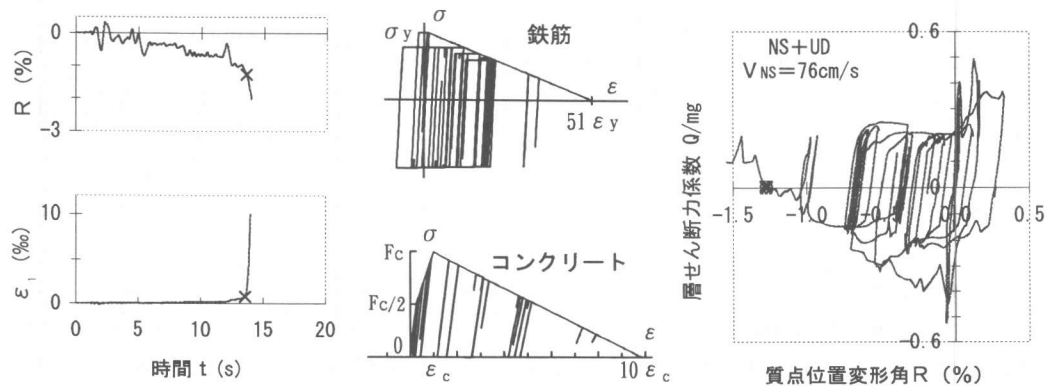


図-4 応答解析結果の一例

柱端の最大軸ひずみ $\epsilon_n$ は転倒モーメントの影響で建物階数の増加と共に大きくなる。また、上下動の入力により柱の軸歪みが蓄積し、水平動のみが入力された場合に比べて小さい入力レベルで軸歪みが発散し建物崩壊の原因となっている。

解析終了時の地震エネルギー入力(等価速度 $V_E$ )は、建物階数の増加と共に上下動の割合が若干多くなるが、ほとんど水平動によるものである。上下動の入力により小さい入力レベルで建物が崩壊するため、吸収できるエネルギー量も減少する。

8階標準建物について、図-4に集中質点位置の変形角 $R(=x/H)$ と1階平均鉛直歪み $\epsilon_1$ の時刻歴、材料の履歴(応力度 $\sigma$ -歪み度 $\epsilon$ 関係)並びに建物の復元力の一例を示す。水平変形の急な増加と共に、1階の鉛直方向変形が急激に発散して建物が崩壊した。なお、図中で記号 $\times$ は鉛直方向変形が急激に増加した時点を表す。

### 3.2 長期軸力比の影響

8階建物について、柱の長期軸力比を変化させて( $n=0.1, 0.15, 0.2$ )、その影響を検討する。図-5に解析結果を示す。

まず、最大応答層せん断力は長期軸力比の増加と共に減少する傾向を示す。すなわち、長期軸力比が大きいくほど、転倒モーメントによる軸力変動のため略算式は柱の曲げ耐力を過大評価している。 $n=0.1$ の場合、最大応答層せん断力はほぼ長期軸力を用いて設定した値( $q_y=0.6$ )に達している。

柱端の最大曲げ回転角 $\theta_{max}$ 並びに1階の最大平均鉛直歪み $\epsilon_{1max}$ は、長期軸力比が大きいくほど大きい。長期軸力比が大きいくほど、また、上下動により、小さい入力レベルで建物が崩壊した。

柱の最大応答軸力 $N_{cmax}$ は長期軸力比が大きいくほど、入力地震動レベルが大きいくほど、また、上下動の入力により大きくなる。特に、上下動がある場合、柱軸力比は0.8程度と大きな値になっている。

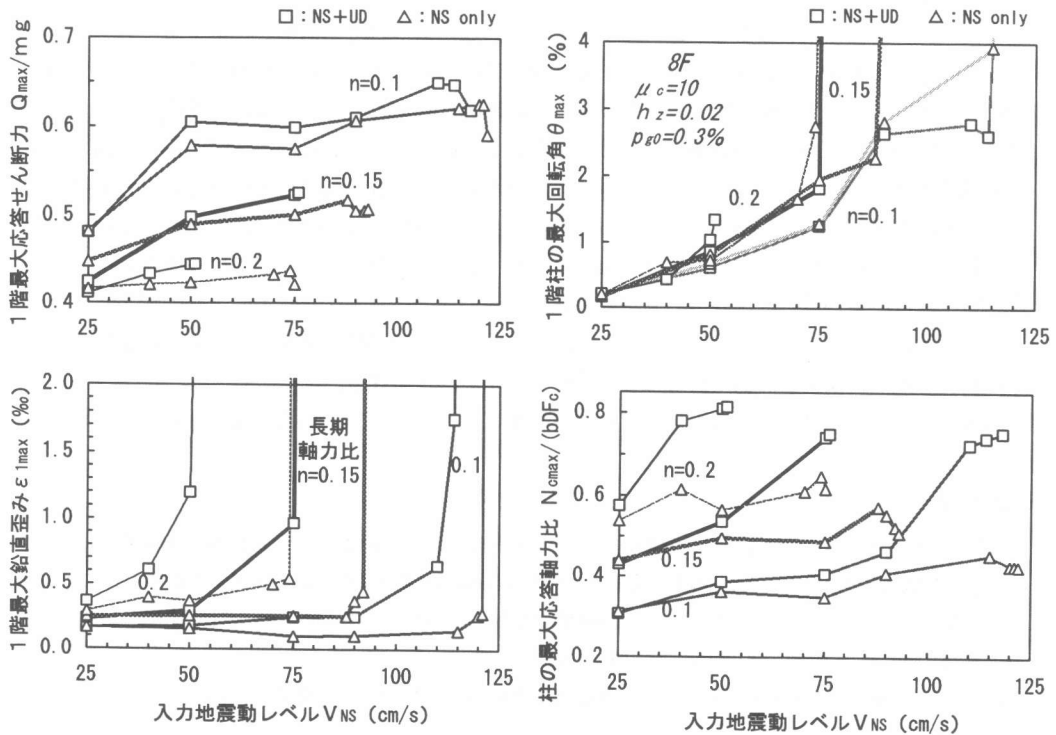


図-5 長期軸力比の影響

### 3.3 その他の因子の影響

8階建物について、鉛直方向の減衰定数 $h_z$ ・コンクリートの下り勾配( $\mu_c$ )・芯鉄筋量( $P_{g0}$ )を変化させて、それらの影響を検討する。図-6に1階の最大平均鉛直歪み $\epsilon_{1max}$ を示す。

最大応答に対する鉛直方向減衰定数の影響は上下動がない場合に少ないが、上下動がある場合にその影響が現れる。鉛直方向減衰定数が小さいほど、上下動で小さい地震動レベルで建物が崩壊した。

上下動の有無に関わらず、最大応答に対してコンクリートの下り勾配の影響があるものの、その度合いはさほど大きくない。

一方、柱に芯鉄筋を配置することにより、最大応答、特に鉛直方向の軸縮みが小さくなり、より大きな地震動入力で崩壊する。

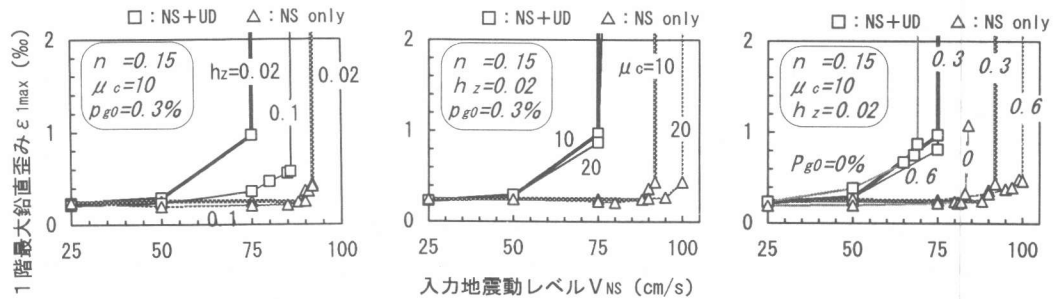


図-6 その他の因子の影響

### 4. まとめ

1階にピロティを有する1スパン鉄筋コンクリート建物について、転倒モーメント・軸力の $P-\Delta$ 効果を考慮した地震応答解析を行い、上下動並びに建物階数・1階柱の長期軸力比・鉛直方向の減衰定数・コンクリートの下り勾配・芯鉄筋の量などの建物の崩壊性状に対する影響を検討した。

- ①建物が崩壊しないレベルの地震動を受けた場合、上下動入力の有無に関わらず、水平方向の最大応答がほぼ等しい値となっている。しかし、建物が崩壊となる地震動レベルと対応する水平方向の最大応答変形は、上下動の入力によって小さくなる。建物の崩壊は柱軸方向縮みの急激な増加によってもたらされる。上下動は柱の軸縮みを増大させ、建物崩壊の要因になり得る。
- ②建物の階数が多いほど、1階柱の長期軸力比が大きいくほど、コンクリートの下り勾配が急なほど、より小さい地震動入力で建物が崩壊に至る。一方、鉛直方向の減衰定数が大きく、芯鉄筋を多く配置した場合、建物が崩壊に至らせる地震動レベルが大きくなる。
- ③建物への地震動エネルギー入力はほとんど水平動によるもので、上下動による割合が小さい。

### 参考文献

- [1] 芳村 学：1995年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析，シンポジウム「兵庫県南部地震における地震動と建築物の応答」，建築学会関東支部，pp.17~24，1995年12月
- [2] 小室 努，川端一三，小谷俊介：2階以上に連層耐震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，pp.755~760，1996年6月
- [3] 張 富明：水平動と上下動を受ける1質点2自由度系の地震応答及び崩壊性状，構造工学論文集，Vol.42B，pp.41~48，1996年3月
- [4] 張 富明：水平動と上下動を受けるSoft Story建物の地震応答，建築学会大会梗概B-2，pp.645~646，1996年9月