

# 論文 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答変形の評価

松本 和行\*1・倉本 洋\*2・顧 建華\*3

**要旨:** 本研究では、鉄筋コンクリート造ピロティ建築物におけるピロティ層と耐震壁層との剛性の比率（等価剛性比）が地震応答変形に及ぼす影響を検討するために、等価剛性比の異なる複数の解析モデルに対する地震応答解析を実施した。さらに、実務上の簡便性を考慮した等価剛性比の略算方法を提案した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート、ピロティ、等価剛性比、最大地震応答変形

## 1. はじめに

筆者らは 1995 年の兵庫県南部地震で被害が顕著であった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）の地震応答性状の把握を目的として、1995 年 12 月の告示改正前の構造規定<sup>(1)</sup>によって設計された 6 層、10 層および 14 層のピロティ建築物を対象とした解析的研究を実施した<sup>(2)</sup>。その主要な結果として、上部耐震壁の弾性剛性（各階の平均値）に対する引張軸力を受けるピロティ柱の降伏時におけるピロティ層の割線剛性（等価剛性）の比率（以下、等価剛性比と呼称）が減少するにたがってピロティ層の最大地震応答変形が大きくなる傾向にあることを示した。また、6 層 RC ピロティ建築物に対して等価剛性比をパラメータとした 3 種類の解析モデルを作成し、それぞれに対して地震応答解析を行い、等価剛性比を用いた最大地震応答変形推定の可能性を示した。

本論文では、実務上の簡便性を考慮した等価剛性比の略算方法を提案するとともに、等価剛性比が最大地震応答変形に及ぼす影響をさらに詳細に検討することを目的として、上記の 6 層、10 層および 14 層ピロティ建築物のそれぞれについて等価剛性比をパラメータとして作成した

8 種類の解析モデルに対する地震応答解析から得られた検討結果を示す。

## 2. 等価剛性比の略算方法

図 1 に静的弾塑性荷重増分解析から得られたピロティ層における層全体、引張側柱（C-1）および圧縮側柱（C-2）のせん断力-水平変形関係の一例を示す<sup>(2)</sup>。前述したように、等価剛性はピロティ層のせん断力-水平変位関係上における引張側柱の降伏時の点（△印）に対する割線剛性で定義されるものであり、層の初期降伏点剛性で見なすこともできる。また、等価剛性比は 2 階以上の耐震壁の弾性剛性に対するピロテ

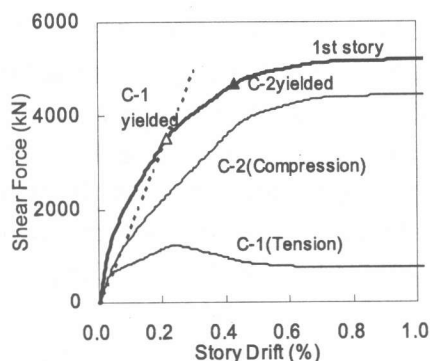
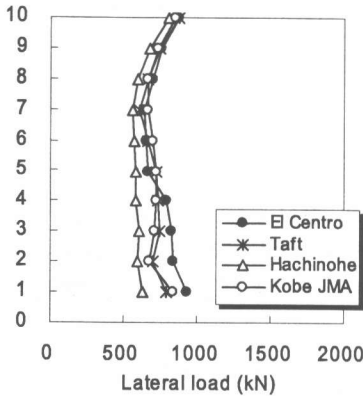


図 1 せん断力-水平変形関係 (10 層ピロティ建築物)

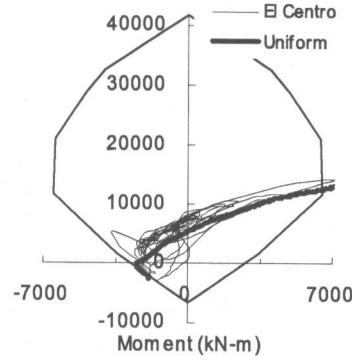
\*1 (株)藤木工務店技術研究所 研究員 工博 (正会員)

\*2 国土交通省建築研究所国際研究協力官 工博 (正会員)

\*3 (社)日本建設業経営協会中央技術研究所 研究員 工博 (正会員)



(a) 最大地震力応答



(b) 軸力-モーメント相関関係

図2 10層ピロティ建築物による解析結果の一例

イ層の等価剛性の比率と定義している。文献<sup>(2)</sup>では、①地震応答解析から得られた最大応答時の各層の作用水平力分布は $A_i$ 分布より等分布に近い(図2(a))、および②地震応答解析から得られたピロティ柱の降伏時および最大強度時の軸力とモーメントは、引張側および圧縮側ともに、外力分布を等分布とした静的弾塑性解析によって概ね評価できる(図2(b))、という結果を得た。本論では、これらの結果を考慮し、かつ実務上の簡便性を勘案して、等価剛性比を以下に示すような方法で略算的に求める。

① 図3に示すように外力分布形として等分布を想定し、外力の総和 $Q$ が上部連層耐震壁高さの1/2の位置(高さ: $h_Q = h_c + h_w/2$ )に集中して作用している状態を考える。任意の外力 $Q$ を仮定し、それに対する引張側柱の降伏モーメント ${}_iM_y$ と降伏曲率 ${}_i\phi_y$ を断面解析によって算定する。このときの作用軸力 ${}_iN$ は、初期軸力を $N_0$ およびスパン長を $L$ とすると次式で与えられる。

$${}_iN = N_0 - Q \cdot h_Q / L \quad (1)$$

さらに、引張側柱の降伏変形 ${}_i\delta_y$ を曲げ変形とせん断変形を考慮して次式で算定する。

$${}_i\delta_y = {}_i\phi_y \cdot (h_c^2 + 2.33 \cdot \kappa \cdot D^2) / 6 \quad (2)$$

ここに、 $D$ は断面せいであり、 $\kappa$ は断面形状に依存する係数で1.2とする。

② 次に、圧縮側柱について作用軸力 ${}_cN (= N_0 + Q \cdot h_Q / L)$ に対する断面解析を行い、得られた任意の曲率に対して式(2)により変形 ${}_c\delta$ を計算する。さらに、 ${}_c\delta$ が①で得られた ${}_i\delta_y$ に一致するときのモーメント ${}_cM$ を求める。

③ ①で得られた引張側柱の降伏モーメント ${}_iM_y$ と②で得られた圧縮側柱のモーメント ${}_cM$ より、ピロティ層の層せん断力 $Q_p$ を次式により算定する。

$$Q_p = 2({}_iM_y + {}_cM) / h_c \quad (3)$$

④ さらに、③で求めたせん断力 $Q_p$ が①で仮定した外力 $Q$ と一致するまで①から③の計算

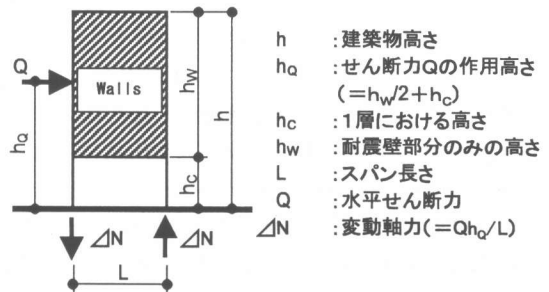


図3 せん断力 $Q$ の作用位置

を繰り返し、真の $Q_p$ を得る。

- ⑤ ④で得られたピロティ層の層せん断力 $Q_p$ と②で求めた降伏変形 $\delta_y$ より、引張側柱降伏時の等価剛性 ${}_p K_{eff}$  ( $= Q_p / \delta_y$ )を得る (図1参照)。

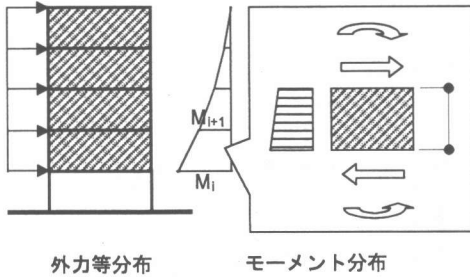


図4 耐震壁の変形算定

- ⑥ 次に、上部耐震壁の各層の弾性剛性を求める。 $i$ 層の弾性剛性 ${}_w K_i$ は図4に示すような等分布外力が作用している場合のモーメント分布を考慮して、曲げ変形とせん断変形の和により次式で算定する。

$$\frac{l}{{}_w K_i} = \frac{h_i^3}{6E_i \cdot I_i} \cdot \frac{2M_i + M_{i+1}}{M_i - M_{i+1}} + \frac{\kappa_i \cdot h_i}{G_i \cdot A_i} \quad (4)$$

ここに、 $E_i$ はコンクリートのヤング係数、 $I_i$ は断面2次モーメント (ただし、簡単のため鉄筋は含まず)、 $\kappa_i$ は耐震壁の断面形状に依存する係数 (1.0とする)、 $G_i$ はせん断弾性係数 ( $= E_i / 2.33$ )、 $A_i$ は耐震壁の断面積、 $h_i$ は階高、 $M_i$ は $i$ 層下端的のモーメント、

および $M_{i+1}$ は $i$ 階上端的のモーメントである。

- ⑦ ⑥で得られた耐震壁各層の弾性剛性の平均値 ${}_w K_{ave}$ を求め、等価剛性比： ${}_p K_{eff} / {}_w K_{ave}$ を得る。

### 3. 解析モデルおよび解析方法

表1に試設計建築物の断面および配筋を示す。試設計建築物は文献<sup>(2)</sup>で検討したものと同一のもので、桁行方向が7.2m×6スパン、張間方向が10.8m×1 スパンの片側廊下形式の集合住宅を想定したものであり、張間方向において1階が単独柱、2階以上が連層耐震壁から構成されるピロティ構造となっている。建築物高さは、6層、10層および14層でそれぞれ18.6m、30.6mおよび43.25mである。

試設計建築物の等価剛性比は、6層で4.9%、10層で10.2%および14層で14.5%である。これらの断面および配筋に基づいて、等価剛性比をパラメータとした解析モデルを各試設計建築物に対してそれぞれ8ケース作成した。解析モデルは、表2に示すようにピロティ層における柱の断面および配筋を変更することによって、等価剛性比が3~30%程度の範囲で設定した。表2におけるCase-4、5および7は、それぞれ14層、10層および6層の試設計建築物の断面と一致する。また、Case-1が最も等価剛性の高いものである。なお、上部耐震壁の断面は各層と

表1 試設計建築物の断面・配筋

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						
	3F-4F	900×900	X9-D29/ Y2-D29+3-D16	180	D10@200D	27	
	2F						
1F	1100×1100	X9-D29/ Y8-D29(9-D13@100)			30	D13: SD70	
14	9F-14F	1050×900	X5-D29/ Y2-D29+3-D19	150	D10@150S	27	≥D19: SD40 ≤D16: SD35
	6F-8F						
	5F	1050×1000	X7-D29/ Y2-D29+3-D19	180	D10@200S	30	
	3F-4F						
	2F	1050×1050	X10-D29/ Y2-D29+3-D19	200	D10@150D	33	
1F	1200×1200	X10-D29/ Y9-D29(10-D13@100)			D13: SD70		

もに試設計建築物と同一とした。柱のせん断補強筋量は柱にせん断破壊を許容しないことを前提に、終局曲げモーメント時の強度  $Q_M$  と終局せん断強度  $Q_S$  の関係が  $1.2Q_M \leq Q_S$  を満足するように配筋した。なお、終局曲げモーメント算定時の軸力は、変動軸力の影響を考慮して建築物の全重量とした。ちなみに、試設計建築物における地震応答解析時 (El Centro NS 50cm/sec) の柱の軸力変動は、圧縮軸力比  $c\eta_{max}$  ( $= cN_{max}/bDF_c$ ) および引張軸力比  $t\eta_{max}$  ( $= tN_{max}/a_g\sigma_y$ ) に換算して、それぞれ6層では  $c\eta_{max} = -0.31$ 、 $t\eta_{max} = 0.03$ 、10層では  $c\eta_{max} = -0.42$ 、 $t\eta_{max} = 0.58$ 、14層では  $c\eta_{max} = -0.52$ 、 $t\eta_{max} = 0.83$  であった。

表2 1階柱の断面

	Columns			Hoop				Fc N/mm <sup>2</sup>
	b×D mm	Pg %	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	06F	10F	14F	$\sigma_{wy}$ N/mm <sup>2</sup>	
Case-1	1500×1500	1.67	400	1.30	2.00	2.80	700	14F-33 10F-30 06F-24
Case-2	1400×1400	1.50	400	1.20	1.85	2.60	700	
Case-3	1300×1300	1.50	400	1.20	1.85	2.50	700	
Case-4	1200×1200	1.52	400	1.20	1.75	2.20	700	
Case-5	1100×1100	1.70	350	1.00	1.45	1.35	700	
Case-6	1000×1000	1.37	350	1.35	1.85	0.80	300	
Case-7	950×950	1.35	350	1.20	1.20	0.50	300	
Case-8	850×850	1.43	350	0.80	0.50	0.50	300	

静的弾塑性解析および地震応答解析ともに、柱および耐震壁部材にマルチスプリング (MS) モデルを適用した解析プログラム<sup>(3)</sup>を使用した。なお、解析は建築物の張間方向の中間構面の1フレームを取り出して行った。地震応答解析に用いた入力地震波は、El Centro NS(1940)、Taft EW(1952)、Hachinohe EW(1968) および

JMA-Kobe NS(1995)の4波であり、それぞれ50cm/secおよび75cm/secに基準化したものである。解析における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を3%と仮定した。数値積分には、Newmark- $\beta$ 法( $\beta = 1/4$ )を用いている。

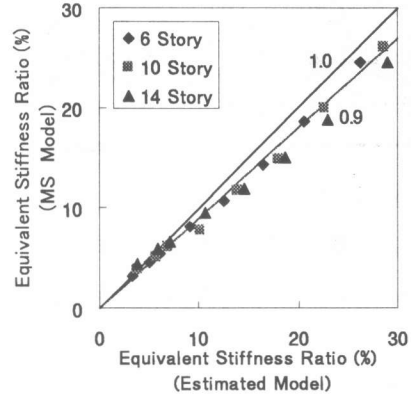


図5 等価剛性比の比較

#### 4. 解析結果

図5に各解析モデルの等価剛性比について、静的弾塑性解析結果 (MS モデル) から得られた精算値と2章で示した略算法によって求めた値を比較したものを示す。建築物層数に拘わらず、略算値が精算値に比して若干大きくなる傾向がある。しかしながら、バラツキがなく、その割合は、精算値/略算値=0.9程度であり、略算値で精算値を概ね評価可能と考えられる。

図6には地震応答解析から得られたEl Centro

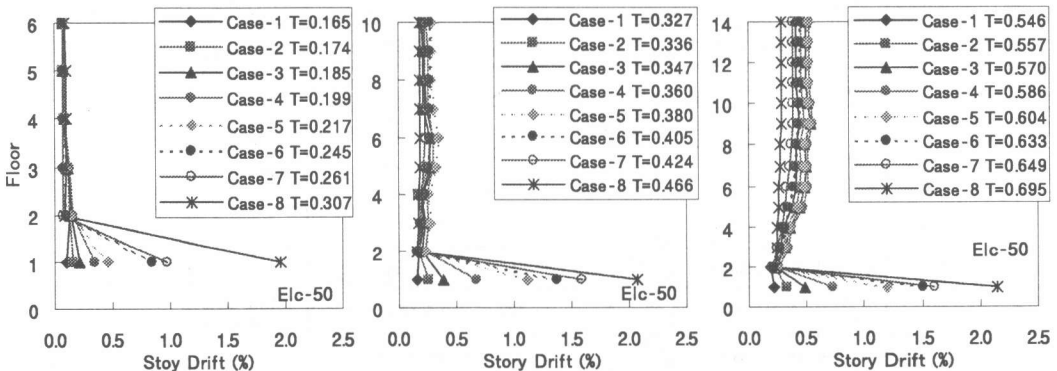


図6 最大層間変形角分布

NS 波 (50cm/sec) 入力に対する各層の最大層間変形角の分布を一例として示す。図中には、各解析ケースにおける 1 次固有周期 (秒) を併せて示す。同図より、各層ともに等価剛性比が高いほどピロティ層の最大応答変形は減少し、上部耐震壁の変形が増加する傾向が認められる。

El Centro (50cm/sec) の場合、ピロティ層における最大応答変形の範囲は 0.2~2.0% 程度である。また、Case-1~3 ではピロティ層の変形に比べ上部耐震壁の変形が大きくなる傾向が認められ、その度合いは高層モデルほど大きい。

図 7 および 8 は、それぞれ 50cm/sec および 75cm/sec における等価剛性比と最大地震応答変形 (層間変形角) との関係を実験体毎に示したものである。各建築物ともに地震波によるパラッキはあるものの、等価剛性比の増加に伴い最大地震応答変形は減少する。また、等価剛性比

が 15% 程度以上では、変形の減少度合いが極めて小さくなっている。これは上述したように、最大地震応答変形が 2 階以上の耐震壁層で決定される傾向にあるためである。なお、図中の実線はピロティ層で最大変形に至ったものの 4 地震波に対する平均値を表している。

### 5. ピロティ層の応答変形の評価

図 7 および 8 で得られた等価剛性比と最大層間変形角の平均値との関係を入力地震波レベル毎に整理したものを図 9 に示す。

建築物の最大地震応答変形がピロティ層で決定される場合、換言すれば、ピロティ層に変形が集中する場合の最小層間変形角 (図 9 中○印) は、建築物層数が多いものほど大きく、また、同一建築物では地震入力レベルが大きいほど大きくなる傾向がある。建築物層数が多くな

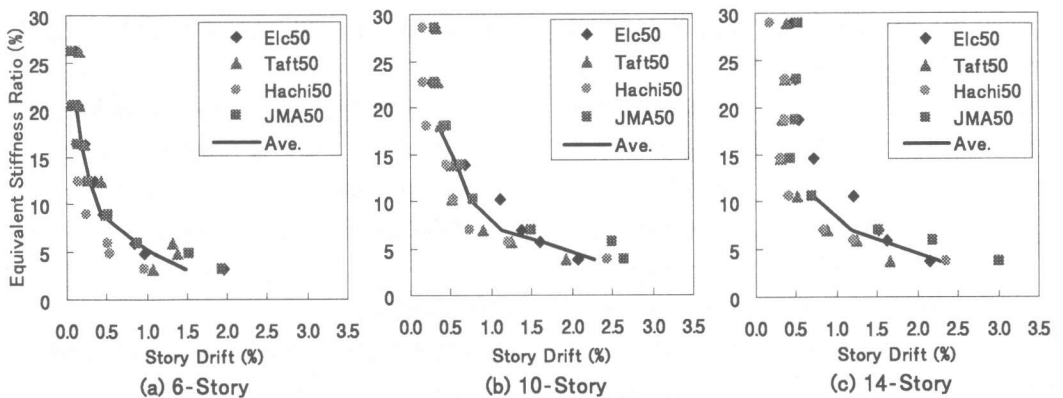


図 7 等価剛性比と最大地震応答変形との関係 (50cm/sec)

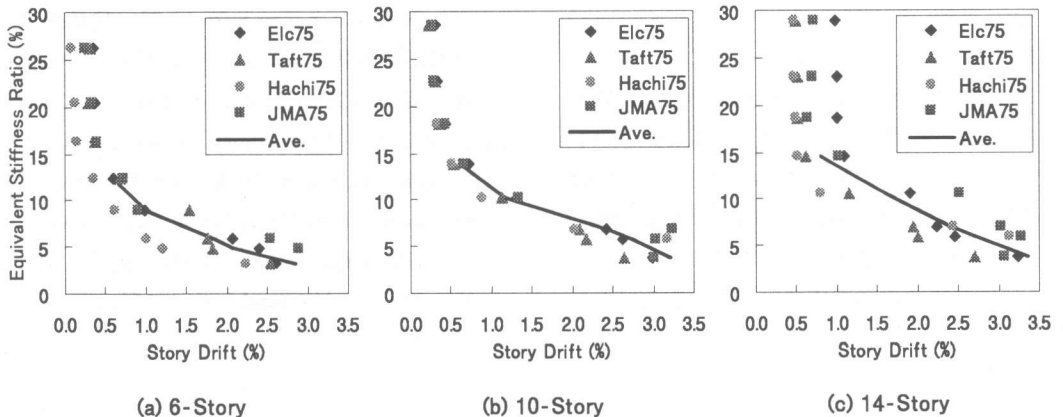


図 8 等価剛性比と最大地震応答変形との関係 (75cm/sec)

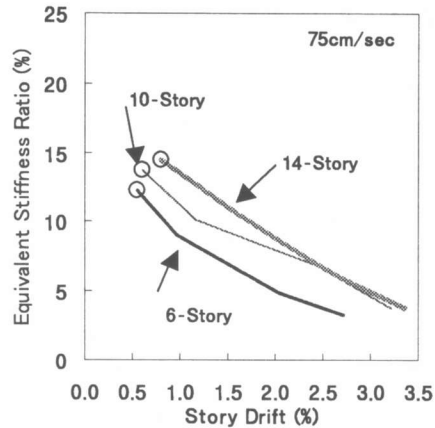
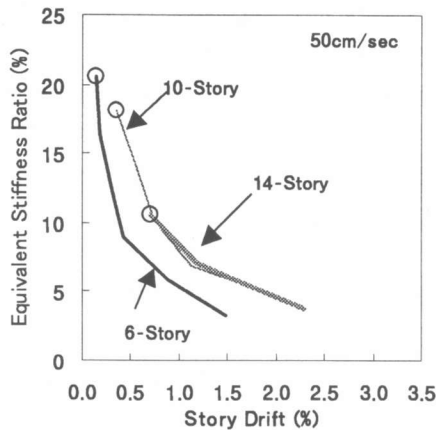


図9 等価剛性比と最大地震応答変形（平均値）との関係

るほど、同一等価剛性比における最大地震応答変形が大きくなる傾向にあるが、10層から14層ではほとんど差がない。

また、同一等価剛性比では、75cm/sec入力時におけるピロティ層の最大応答変形は50cm/sec入力時に対して、6層建築物で約2倍、10層および14層建築物で1.5~2倍程度となっている。したがって、50cm/sec入力に対する層間変形角のクライテリアが一般的に1/100程度であることを勘案すると、75cm/sec入力に対するクライテリアとしては1/65~1/50程度を考えればよからう。ちなみに、50cm/secおよび75cm/sec入力に対するピロティ層の最大地震応答変形角を1/100以下および1/50以下にするためには、6層建築物では5%以上、10層および14層建築物では8%以上の等価剛性比が必要になる。

## 6. まとめ

本研究では、等価剛性比の略算方法を提案するとともに、6層、10層および14層の鉄筋コンクリート造ピロティ建築物を対象として、等価剛性比が最大地震応答変形に及ぼす影響を検討した。得られた結論を以下に要約する。

(1) 等価剛性比の増加に伴い最大地震応答変形は減少する。

(2) 等価剛性比が15%以上では、最大地震応答変形が、上部耐震壁層で決定される傾向がある。

(3) 同一等価剛性比における最大地震応答変形は、層数が多くなるほど大きくなる傾向があるものの10層と14層ではほとんど差がない。

(4) 同一等価剛性比では、75cm/sec入力時におけるピロティ層の最大地震応答変形は、50cm/sec入力時に対して、6層で2倍、10層および14層で、1.5倍~2倍となっている。

## <参考文献>

- (1) 建築センター：建築物の構造規定、1994年9月
- (2) 顧 建華、倉本 洋、松本 和行、福田 俊文：鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol22, No.3, pp.25-30, 2000
- (3) 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.