

# 論文 ピロティをソフトストーリーとした RC 建物の耐震性能

馬 華<sup>\*1</sup>・李 振宝<sup>\*2</sup>・鈴木 計夫<sup>\*3</sup>・勝丸 文彦<sup>\*4</sup>

**要旨:** ピロティ部をソフトストーリーとして設計された RC 建物の耐震性能を検討するとともに、その耐震性能を高める手法の一つはコンファインドコンクリート柱を使用することを提案する。コンファインドコンクリート柱の変形能力は塑性倍率 10 以上あり、静的弾塑性荷重増分解析及び動的弾塑性地震応答解析の最大層間変形のみの観点から見れば、現行耐震設計基準に要求されている必要保有水平耐力を満足しなくても、充分な耐震性能が得られる。

**キーワード:** ピロティ, ソフトストーリー, コンファインド, 変形能力, 応答変形

## 1. まえがき

ピロティ型建物は優れた機能性と使用性を持ち、從来から多く計画、建設されており、今後も人間の生活活動を支える上において不可欠の構造形式の一種である。このピロティ型建物は設計に充分な配慮がなされなければ、兵庫県南部地震に見られたように、1 階の層崩壊などの重大な被害をもたらしてしまう。しかし、その優れた機能性と使用性から見れば、潜在的需要は極めて高く、事実この観点から現状の調査を行えば、一方向ピロティも含めて、非常に多くの建物がピロティ型式になっていることが分かる。従って、ピロティ建物を抑制するのではなく、いかにその耐震性能を高めるかの手法を示して行くことが当面の課題であろう。

一方、近年、曲げ塑性ヒンジの発生が予想される柱頭、柱脚部に少し多めの横補強筋を入れ、高軸力下、大塑性域において、多数回のくり返し載荷に対しても、優れた変形能力を有するコンファインドコンクリート柱が開発され<sup>1)2)</sup>、それを用いればピロティ型建物の 1 階の変形を吸

収することは可能であると考えられる。ピロティ部にこのようなコンファインドコンクリート柱を用い、大地震時においては、ソフトストーリーの免震効果に期待し、上層部への入力を減らし、入力エネルギーの大部分をこのソフトストーリーで吸収させる。このような構造では、ソフトストーリーの設計さえしっかりとおけば、上層部の設計は簡単にすませることができる。また、地震後の補修等の観点からしても、地震時の破損を建物の一部分に集中させたほうが、全体崩壊型より補修が容易（居住したままで補修可能）で、また費用面からもコストを抑えることができる。このことは兵庫県南部地震後に行われた建替え、または補修の数多くの事例から分かる。

本文では、このような設計思想に基づいて設計された鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）造建物の耐震設計概要及び地震応答解析結果を報告するとともに、ピロティ型建物の耐震性能を高める方法の一つを提示する。

\*1 (株)耐震企画設計 工博（正会員）

\*2 大末建設（株） 技術開発部 工博（正会員）

\*3 福井工業大学教授 建設工学科 工博（正会員）

\*4 (株)耐震企画設計 代表取締役

## 2. 建物及び耐震設計概要

### 2.1 建物概要

建物の概要を図-1に示す。平面的にX方向が7m, 3m, 7mの3スパン、Y方向が10mの1スパン(1階では5m, 5mの2スパン)であり、立面上に階高が1階から6m, 3m, 3mの3階、塔屋階高3mの建物である。X方向は一部雑壁のある純ラーメン構造で、Y方向は1階に純フレーム、2階、3階に耐震壁が配された典型的なピロティ型建物である。設計に当っては、1階にコンファインド効果の良い円形柱、2, 3階に長方形柱を採用し、

1階Y方向の強度及び剛性を高めるため、スパンを2分して、Y2通にも柱を設けた。

### 2.2 耐震設計概要

現行耐震設計基準には、地震時ににおいて部材応力を許容応力度以下であることを確認するとともに、層間変形角を1/200以下及び保有水平耐力の確保が要求されている。また、剛性の低い層に対し、剛性率に応じて必要保有水平耐力を割増すことが必要である。建物の設計データを表-1に示す。

表-1に示すように、建物の性能は現行耐震設計基準を満足している。また、1階の剛性が低い(特にY方向の剛性率 $Rs=0.1$ )ため、必要保有水平耐力に1.83倍の割増倍率が要求されている。しかし、本建物は後述のように1階柱の曲げ破壊により層崩壊型が形成されたので、これ以上の強度が期待できなくなり、予想以上の

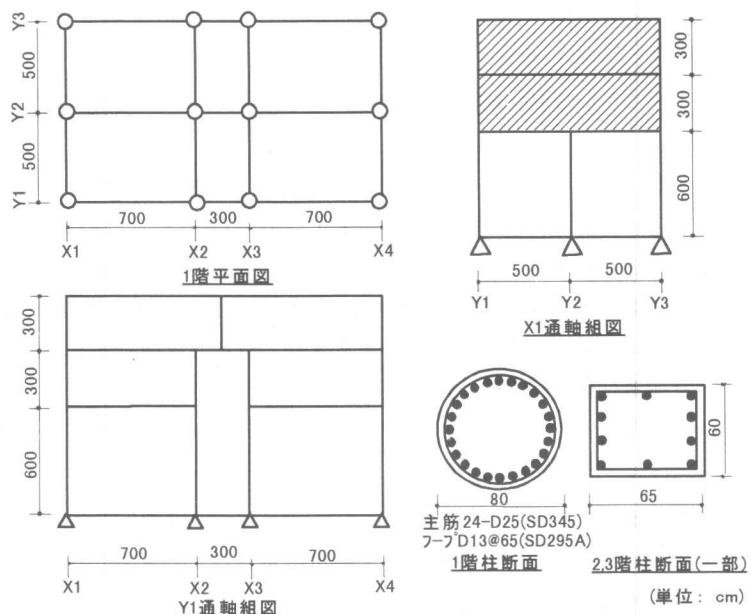


図-1 建物概要

表-1 建物の設計データ

階		$\delta$	Re	Fe	Rs	Fs	Qun (KN)	Qu (KN)	Qu/ Qun
3	X	1/2810	0.03	1.00	1.62	1.00	1160	1680	1.45
	Y	1/15400	0.00	1.00	1.40	1.00	1540	2310	1.50
2	X	1/1600	0.02	1.00	0.92	1.00	1930	2810	1.46
	Y	1/16500	0.00	1.00	1.50	1.00	2570	3850	1.50
1	X	1/813	0.01	1.00	0.47	1.22	3040	3640	1.20
	Y	1/1100	0.00	1.00	0.10	1.83	4560	4970	1.09

$\delta$ : 設計地震力による層間変形角  
 Re : 偏心率  
 Fe : 偏心率による必要保有水平耐力の割増倍率  
 Rs : 刚性率  
 Fs : 刚性率による必要保有水平耐力の割増倍率  
 Qun : 必要保有水平耐力  
 Qu : 保有水平耐力

大地震に襲われたとき、建物の耐震性確保のためには柱の韌性を充分確保する必要がある。筆者らの長年にわたるコンファインドコンクリートに関する研究成果<sup>1)2)</sup>から、最も韌性の優れた円形柱を採用し、コンファインド効果が大きく期待できるようにフープのピッチを65mm(D13筋、ほぼ隙間50mmである)とし、柱の韌性を充分確保した。なお、コンファインド補強は柱

頭，柱脚から 1D (D: 柱直径) の範囲内（その範囲外においては普通せん断補強筋を配筋）に配筋すれば，充分補強効果が得られるが，本建物の場合，簡便上柱全長にわたって同じピッチとした。

### 3. 静的及び動的弾塑性解析

#### 3.1 コンファインドコンクリート柱の変形能力

RC 柱部材の横拘束（コンファインド）補強筋量の算定方法は参考文献<sup>3)4)</sup>に示されている。それによると，本建物の 1 階柱断面及び設計要求部材角 1/50, 1/30, 1/20 の場合，横補強筋量は 0.07%, 0.39%, 0.60% と算定できる。本建物 1 階柱（直径 80cm の円形柱）の横補強筋量 (D13@65) は 0.55% であり，変形能力は約 1/20 であると推定できる。一方，コンファインドコンクリートの強度，変形関係<sup>5)</sup>を考慮して，1 階柱断面の曲げモーメント～曲率関係を計算すると，図-2 に示すようになる。図中  $M_{cr}$ ,  $M_y$  はそれぞれ曲げひび割れ点，降伏点で， $L_c$  は終局限界点<sup>6)</sup>である。同図から分かるように，コンファインドコンクリートを用いることにより，終局限界点  $L_c$  まで耐力低下 ( $M_{Lc}/M_y = 0.95$ ) が少なく，変形 ( $\phi_{Lc}$ ) が降伏点変形 ( $\phi_y$ ) の約 14 倍となり，優れた変形能力が示されている。

#### 3.2 静的弾塑性荷重増分解析

静的解析は平面フレームモデルを用い，柱部材は線材に置換し，曲げ，せん断及び軸方向変形を考慮する。部材の剛性低下は端部に設ける材端弾塑性バネモデルで表し，荷重～変形関係は曲げひび割れおよ

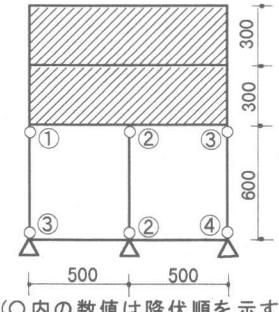


図-3 Y 方向崩壊形

び曲げ降伏によって，剛性が変化するトリリニアとする。1 階柱はコンファインドコンクリートから求めた  $M \sim \phi$  関係をそのまま用いるべきであるが，解析プログラムの関係から結果に殆ど影響のないと思われる前掲図-2 に破線で示した  $M \sim \phi$  関係モデルを用いる。Y 方向 2, 3 階付帯柱を含む耐力壁は壁中央に設けた 1 本の線材に置換し，曲げ変形（ひび割れ及び降伏を考慮する弾塑性）及びせん断変形（弾性）を考慮する。なお，外力分布形は  $A_i$  分布による。

図-3 に Y 方向 (X1 フレーム) の崩壊形を示す。塑性ヒンジは Y1 軸の柱頭から，Y2 軸の柱頭，柱脚，そして Y1 軸の柱脚，Y3 軸の柱頭，最後に Y3 軸の柱脚の順に生成された。全塑性ヒンジ形成時（層間変形角 1/70）における圧縮側柱 (Y3 軸) の軸力比は 0.15 であった。

図-4 に Y 方向層せん断力  $Q \sim$  層間変形  $\delta$  関係を示す。縦軸は層せん断力を，横軸は層間変位を示す。1 階の剛性率及び全塑性ヒンジ形成時

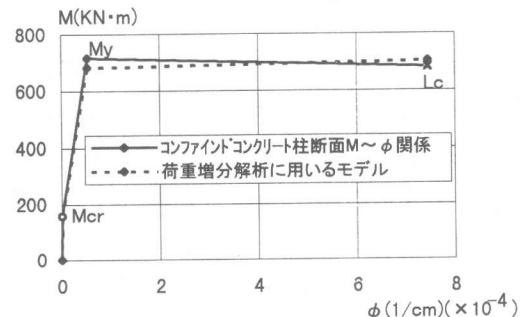


図-2 柱断面  $M \sim \phi$  関係曲線

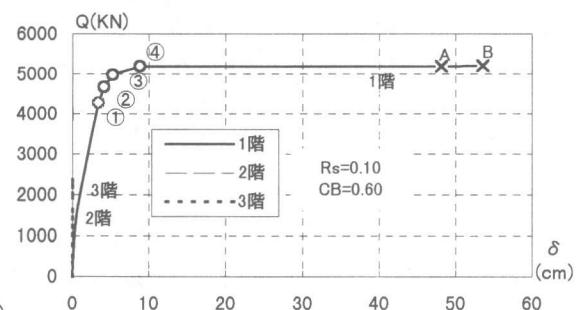


図-4 Y 方向層せん断力～層間変形関係

における 1 階のベースシャーラ係数  $C_B$  も同図に示す。1 階の層間変形が柱降伏とともに増大し、その降伏層間変形角は約 1/150 である。①、②、③、④はそれぞれ塑性ヒンジ形成時の層間変形を、A～B の変形はすべての柱頭、柱脚が終局限界点に達した時の層間変形の範囲を示す。A 点の変形（約 1/12）は建物の崩壊開始点と考えられる。

### 3.3 動的弾塑性地震応答解析

動的解析は前述の静的荷重増分解析結果から得られた各層の層せん断力  $Q$ ～層間変形  $\delta$  曲線から各層の  $Q$ ～ $\delta$  関係のスケルトンカーブを定め、3 質点系の等価せん断モデルを用いて応答解析を行った。X 方向については、履歴モデルを各階とも武田モデルとし、Y 方向については、1 階の履歴モデルは武田モデルとし、その他の階は弾性とした。減衰は剛性比例型で、減衰定数は弾性 1 次モードに対して 3% とした。地震波は EL. CENTRO 1940 NS とし、入力レベルは現行耐震基準に想定されている中地震、大地震に相当する速度を 25, 50cm/s(参考として 75cm/s)と基準化したもの用い、解析方法はニューマークの  $\beta$  法で、 $\beta$  を 1/6 とした。解析モデルのパラメーターは表-2 に示す。

最大応答層間変形の高さ方向分布を図-5 に示す。縦軸は階を、横軸は最大応答層間変形を表す。1 階の最大応答変形が上階のものと比べて卓越している。特に Y 方向においては、上階の変形が非常に小さいのに対し、1 階の変形は入力レベル 25, 50, 75cm/s にそれぞれ 2.55cm (1/235), 8.57cm (1/70), 12.4cm (1/48) となる。静的荷重増分解析結果の A 点の変形角は約 1/12 であり、入力速度レベルが 75cm/s の変形に

表-2 解析モデルのパラメーター

階	M <sub>i</sub> (×10 <sup>3</sup> Kg)	H <sub>i</sub> (cm)	Q <sub>1</sub> (kN)	Q <sub>2</sub> (kN)	K <sub>0</sub> (kN/cm)	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	γ
3	X Y	278	300	750	1700	5660	0.13	0.01
	X Y			---	74500	---	---	---
2	X Y	281	300	1200	2750	6440	0.11	0.01
	X Y			---	103000	---	---	---
1	X Y	272	600	1350	3450	2730	0.18	0.01
	X Y			1250	5000	3850	0.24	0.01

M<sub>i</sub> : 建物各階質量  
H<sub>i</sub> : 建物各階階高  
Q<sub>1</sub> : スケルトンカーブ第 1 折れ点の層せん断力  
Q<sub>2</sub> : スケルトンカーブ第 2 折れ点の層せん断力  
K<sub>0</sub> : 初期剛性  
 $\alpha_1$  : 第 2 勾配剛性  
 $\alpha_2$  : 第 3 勾配剛性  
 $\gamma$  : 除荷時剛性遮減率

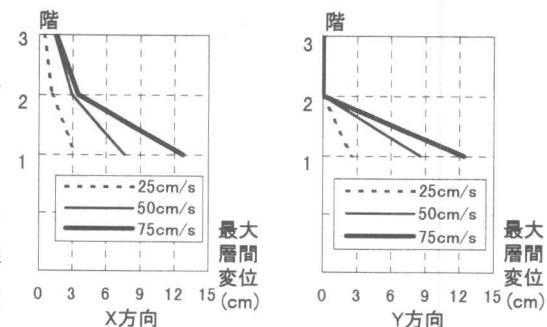


図-5 最大応答層間変形

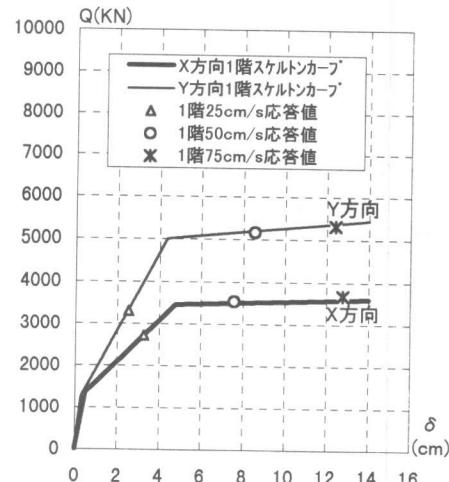


図-6 1 階層せん断力～層間変形

対しても、4 倍の安全率が確認できた。

X, Y 方向 1 階の層せん断力～層間変形関係モデルを図-6 に示す。縦軸は層せん断力、横軸は最大応答層間変形を示している。1 階 Y 方向強度が X 方向の 1.41 倍と大きくなっているにもかかわらず、両方向の最大応答層間変形がほと

んど変わらないことは X 方向が 3 層それぞれの変形により、Y 方向がほとんど 1 階の変形のみによって入力地震エネルギーが吸収されていることが分かる。

#### 4. ソフトストーリーを有する RC 建物の耐震性

前述の建物を次のように変化させ、その耐震性について検討する。なお、いずれも Y 方向ビロティ形式のもので、解析方法等は前節と同じである。

##### 4.1 ケース 1：前述建物（基本建物）の Y2 通の柱をなくした場合

図-7 にこの場合の 1 階の層せん断力～層間変形関係を示す。記号はそれぞれ入力地震速度レベル 25, 50, 75cm/s における最大応答値を示す。このケースの場合、1 隅の剛性率  $R_s=0.06$  ( $F_s=1.89$ )、1 隅柱全塑性ヒンジ形成時における 1 隅ベースシャア係数  $C_B=0.45$  で、必要保有水平耐力 ( $C_B=0.55$ ) は確保されていない。全塑性ヒンジ形成時における圧縮側柱の軸力比は 0.12 である。最大応答変形が入力レベル 25, 50, 75cm/s のにおいてそれぞれ 4.48 (1/134), 9.95 (1/61), 15.84 (1/37) cm となっている。基本建物に比べると、降伏強度が約 0.7 倍と低く、最大応答変形がそれぞれ 1.76, 1.14, 1.28 倍となっている。応答変形のみから見れば、Y2 通柱をなくし、必要保有水平耐力が

確保されていなくても、充分にコンファインド補強された柱を用いることによって、建物の耐震性は確保されると判断できる。

#### 4.2 ケース 2：ケース 1 の建物の上部に 2 隅を追加し、1 隅の階高を 1/2 の 3m とした場合

図-8 にこの場合の 1 隅の層せん断力～層間変形関係を示す。記号はそれぞれ入力地震速度レベル 25, 50, 75cm/s における最大応答値を表す。このケースの場合、1 隅の剛性率  $R_s=0.20$  ( $F_s=1.67$ )、1 隅柱全塑性ヒンジ形成時における 1 隅ベースシャア係数  $C_B=0.72$ 、必要保有

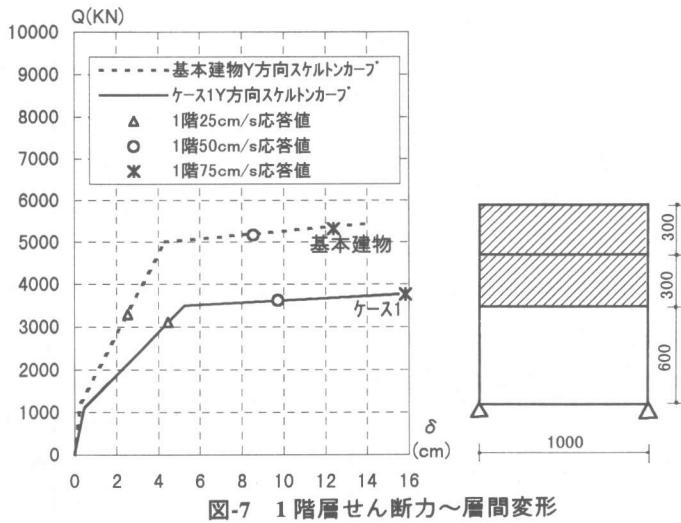


図-7 1 隅層せん断力～層間変形

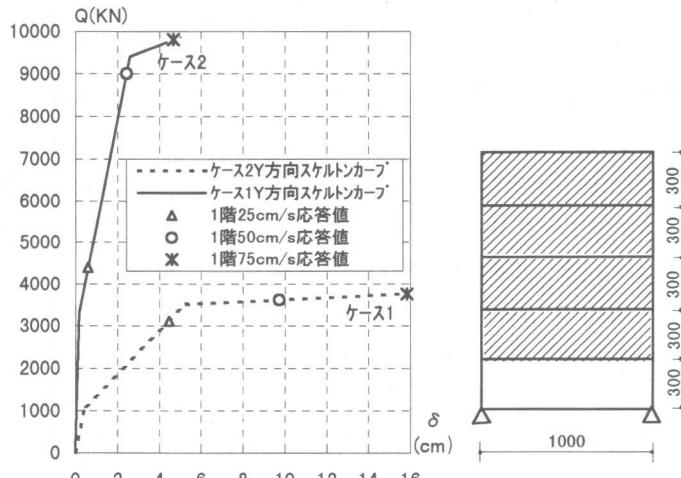


図-8 1 隅層せん断力～層間変形

水平耐力 ( $C_B=0.67$ ) は確保されている。全塑性ヒンジ形成時における圧縮側柱の軸力比は 0.37 である。この高軸力に対して、充分なコンファインド補強（要求変形能力 1/30 の場合 0.82%，D13@44 である。長方形柱の場合、中子筋を入れれば、簡単に実現できる。）を実施すれば、基本建物と同様な変形能力が得られる。ケース 1 に比べると、1 階階高を半分とし、上部に 2 階分を追加したことによって、降伏強度が約 2.7 倍となっている。最大応答変形が入力レベル 25, 50, 75cm/sにおいてそれぞれ 0.61 (1/494), 2.44 (1/122), 4.69 (1/64) cm となり、応答変形の結果から見れば、建物の耐震性は充分確保されていると思われる。

## 5. まとめ

ピロティ部に優れた変形性能を有するコンファインドコンクリート柱を用い、ソフトストッパーとして設計された建物の耐震性について検討した結果をまとめると次のことが言える。

- (1) 現行耐震設計基準に要求されている許容応力度、層間変形角及び必要保有水平耐力を満足させた上、優れた変形能力を持つコンファインドコンクリート柱を用いれば、完全ピロティ型の建物でも充分な耐震性能が得られる。
- (2) 本建物の場合、入力レベル 25, 50, 75cm/s の地震動に対し、最大応答層間変形角が 1/235, 1/70, 1/48 となっており、設計されたコンファインドコンクリート柱を用いることで、現行耐震設計基準に想定されている大地震動 (50cm/s) 及び入力速度がその 1.5 倍相当の過大地震動 (75cm/s) に対しても、充分耐えうる。
- (3) 充分にコンファインド補強された RC 柱の変形能力 (1/30~1/10) 及び最大応答層間変形のみの観点から見れば、現行耐震設計

基準に要求されている必要保有水平耐力を満足しなくとも、充分な耐震性能が得られると思われる。

- (4) 本文に検討した結果によると、5 階建ぐらいの建物の 1 階がピロティとなっている場合、充分にコンファインド補強された RC 柱を用いることで、充分な耐震性能が得られると思われる。

## 参考文献

- 1) 鈴木計夫・中塚信・蔡健：円形スパイラル筋を有する PRC 圓形柱の力学性質、日本建築学会構造系論文報告集, No.383, 1987.1
- 2) 蔡健・鈴木計夫・蘇道遠：多量な円形補強筋で横拘束された鉄筋コンクリート円形柱の力学特性、コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, 1994
- 3) 中塚信, 岸本一蔵, 高木一晃, 鈴木計夫：鉄筋コンクリート柱部材の曲げ靭性と横拘束（コンファインド）補強筋量、材料, Vol.40, No.456, 1991
- 4) 日本建築学会構造委員会, プレストレスコンクリート構造運営委員会, 終局限界変形・変位小委員会：コンクリート構造 (PC, PRC) 部材の靭性設計手法と耐震架構への応用, 1997.9
- 5) 坂井由尚, 中塚信, 鈴木計夫：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式（その 1）推定式の誘導, 日本建築学会大会学術梗概集 C-2, 1995
- 6) 鈴木計夫, 中塚信, 阿波野昌幸：コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究（その 2）終局限界点特性値の算定式の誘導, 日本建築学会論文報告集, 第 403 号, 1989.9
- 7) 日本コンクリート工学協会：「塑性域の繰返し劣化性状」に関するシンポジウム, 1998.8