# 論文 純ピロティ建築物の弾塑性性状に関する解析的研究

内田 和弘<sup>\*1</sup>·花井 伸明<sup>\*2</sup>·白川 敏夫<sup>\*2</sup>

要旨:10 階建鉄筋コンクリート造純ピロティ建築物について、ピロティを特に考慮しない設計と技術基準解 説書の純ピロティ設計法を満足する設計の2種類の試設計を行い、その試設計建物の1構面を対象として非 線形有限要素法解析を行い、架構全体の弾塑性性状の把握、部材の応力・ひずみ性状、破壊の進行状況等を 分析した。試設計結果は1層の変形がほとんどで2層以上の層間変形は非常に小さいが,FEM 解析結果では、 試設計結果に比べて2階以上の変形も大きく,2階以上の柱や耐力壁の鉄筋の降伏やコンクリートの破壊現象 も見られた。FEM 解析の枠梁主筋のひずみ分布より、枠梁設計に関する知見が得られた。 キーワード:構造解析,有限要素法,試設計,ピロティ構造

## 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、ピロティ形式の建築物 が甚大な被害を受けた。この地震を教訓に、技術基準解 説書<sup>1)</sup>ではピロティ階にも耐力壁を残すことを基本とす る「ピロティ階での層崩壊形式を許容しない設計方針」 が推奨されているが、2007年にはピロティ階に全く耐震 壁のない純ピロティ建築物を含む「ピロティ階の層崩壊 形式及び全体崩壊形式を許容する設計法」も整備された。 図-1 に推奨する崩壊形の例を示す。その後もピロティ 建築物の地震時の挙動を把握し、耐震設計に資する目的 で多くの実験的研究が行われている。しかし、実際にこ の技術基準を満たして設計した建築物の架構全体の性能 評価はあまりされてない。そこで、本研究では、10階建 鉄筋コンクリート造純ピロティ建築物の試設計をし、非 線形有限要素法解析(FEM 解析)を行い,架構全体の弾 塑性性状の把握、部材の応力・ひずみ性状、破壊の進行 状況等を分析する。

#### 2. 試設計

## 2.1 設計方針

本研究ではピロティを特に考慮しない設計(以下,未 考慮設計)とピロティ設計の2種類を定義する。未考慮 設計は建築基準法の耐震設計ルート3に従ってピロティ としての特別な検討をせず通常通り設計をする。ピロテ ィ設計は技術基準の層崩壊を許容する設計法で純ピロテ ィとして設計する。図-2に設計フローを示す。

図-2の技術基準の検討項目に示すように、ピロティ 柱は、設計用せん断余裕率、引張柱の軸力制限、拘束筋 の構造規定,部材性能 FA ランクを満足し,必要保有水 平耐力の算定には強度割増係数 a<sub>p</sub>を考慮する。

ピロティ階の耐力壁下の梁(以下,枠梁)に関しては, 技術基準では、曲げ降伏やせん断破壊を生じないものと



(正会員)

\*1 九州産業大学 工学部建築学科 教授 博士(工学) \*2 九州産業大学 工学部住居・インテリア設計学科 准教授 博士(工学)

-31-

(正会員)

表-1 使用材料と圏	断面諸元
------------	------

17EE	コンクリ	一ト強度	柱 梁(張間方向)					자ㅎ	
陌	柱	梁	寸 <b>法</b> (mm)	主筋	せん断補強筋	寸法(mm)	主筋	せん断補強筋	耐力型
R		30							
10	30	30			0.0100100				
9	30	30		10 025	2-D16@100 <n =0.398=""></n>				
8	30	30		10-D35 <n =1.53="" n.="0.383"></n>	(p <sub>w</sub> 0.000)		上 2-D29	0.0100100	
7	30	33		(pg 1.00, pty 0.000)		400 × 700	下 2-D29	2-D16@100 <n =0.995=""></n>	壁厚t=200(mm)
6	33	33	1000 × 1000				<pt=0.502></pt=0.502>	(p <sub>w</sub> 0.000)	<p_=0.355></p_=0.355>
5	33	33			2-\$16@100				
4	33	33		18-D35	<p_=0.397></p_=0.397>				
3	33	36		<pg=1.72, pty="0.383"></pg=1.72,>					
2	36	48 (54)		20-D35 <pg=1.91, p<sub="">ty=0.383&gt;</pg=1.91,>	(2-U12.6@100 <pw=0.25></pw=0.25>	600 × 900	上 6/6-D29 下 6/6-D29 <p<sub>t=1.60&gt;</p<sub>	3-D16@100 <p<sub>w=0.995&gt;</p<sub>	2階のみ D13@200 <p<sub>w=0.635&gt;</p<sub>
1	48 (54)	48 (54)	1000 × 1000 (1250 × 1100)	$\begin{array}{c} 28\text{-}D35 \\ $	$ \begin{array}{c} 4-S16@100\\ \\ \left(\begin{array}{c} 8-U12.6@100\\ \end{array}\right) \end{array} $	800 × 2500	上 7/7-D35 下 7/7-D35 <pt=0.700></pt=0.700>	2-D16@100 <p<sub>w=0.498&gt;</p<sub>	

注) ()内は、ピロティ設計で変更となったもの

主筋の種別は、柱・梁ともSD390、ただし、1・2階梁のみSD490 補強筋の種別は、D:SD295、S:KSS785、U:ウルボン1275 pg:全鉄筋比(%), pt:引張鉄筋比(%) [pty:Y方向], pw:せん断補強筋比(%) コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

	衣 2 必要体有水干耐力C体有水干耐力(水间力向)																
阳比	品体型	<b>D</b> -	<b>_</b>	純日	ニロティの	)Fs	Qud	Qun	Qu	ん ん し し し し し し し し し し し し し し し し し し		「余裕率	率 枠梁曲げ余裕率		化比	耐力壁	
咱	朋场ル	DS	ге	Fs	$\alpha_{p}$	max	(kN)	(kN)	(kN)	Qu/ Qun	刊疋	引張柱	圧縮柱	vs引張柱	vs圧縮柱	咱	金松寧
未考慮設計																	
1	層崩壊	0.3	1	1.405	—	1.405	75036	31628	33441	1.06	οк	4.26	1.19	1.11	0.31	2	1.89
ピロティ設計																	
1	層崩壊	0.3	1	1.178	1.830	1.830	75340	41362	41998	1.02	οк	7.14	1.44	1.16	0.24	2	1.63

|--|

注)Ds:構造特性係数,Fe:偏心率による割増係数,Fs:剛性率による割増係数,Q<sub>p</sub>:強度割増係数,Qud:地震層せん断力,Qun:必要保有水平耐力,Qu:保有水平耐力

すると規定している。本設計では,壁式ラーメン指針<sup>2)</sup> の設計例を参考にして、図-2の枠梁設計に示す検討を 行う。壁式ラーメン指針の設計例では、ピロティ柱のす べての応力は枠梁を介して伝達されるという考え <sup>3)</sup>によ り、枠梁の許容曲げ耐力は保有水平耐力時も、引張柱及 び圧縮柱の柱頭曲げモーメント以上と規定されている。 しかし、圧縮柱の伝達では、枠梁に加えて2階耐力壁に よる曲げ抵抗が期待できることから, RC 規準<sup>4)</sup>を参考に, 保有水平耐力時には引張柱の柱頭曲げモーメント以上を 満足させるのみとした。なお、検討対象は張間方向のみ であるが,桁行方向についても設計を行う。試設計には, ー貫構造計算ソフト Super Build/SS3<sup>5)</sup>を用いた。

#### 2.2 設計結果

試設計建物は、小島らの0010階建の鉄筋コンクリート 造マンションの試設計例 (ケース 1) を基準モデルとし た。試設計建物の基準階伏図を図-3に、張間方向軸組 図を図-4に示す。張間方向は1階には耐力壁のない純 ピロティ形式であり,桁行方向は純ラーメン形式である。 基準モデルの各部材断面と材料種別をもとに、構造計算 を行い,配筋詳細,断面や材料種別の変更などを行った。 図-2の設計フローのように、未考慮設計として設計を



完了させてから、純ピロティ建物の技術基準項目を満た すようにピロティ設計を行った。

2 つの試設計建物の使用材料と断面諸元を表-1 にま とめて示す。()内の内容がピロティ設計において技術基 準を満たすために変更になった部分である。主な変更点 は、1 階の柱断面寸法、1~2 階のコンクリート強度、1 階の柱主筋、1~6階の柱せん断補強筋、2階の耐力壁せ ん断補強筋である。1階柱の断面形状を図-5に示す。圧 縮側のピロティ柱のせん断余裕度 1.4 を確保し, すべて の主筋を拘束または補強筋間隔 200mm 以下とするため に, 高密度な配筋となった。

ピロティ階の必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較 及び代表的な部材の余裕率を表-2に示す。

両建物とも、崩壊形はピロティ柱の曲げ降伏による層 崩壊形であり、構造特性係数 Ds は 0.3 である。ピロティ 設計ではピロティ柱を強くしているので剛性率の割増係 数 Fs は未考慮設計より小さいが、強度割増係数 *a<sub>p</sub>*とし て 1.83 を採用するために、未考慮設計と比較して必要保 有水平耐力が 1.3 倍となった。圧縮柱のせん断余裕率は、 ピロティ設計で 1.44、未考慮設計で 1.19 であった。設計 で考慮しなかった圧縮柱の柱頭曲げモーメントに対する 枠梁の曲げ耐力余裕率は、ピロティ設計で 0.24、未考慮 設計で 0.31 であった。

# 3 解析方法

# 3.1 試設計建物のモデル化

解析には汎用解析コード DIANA9.4.4<sup>7)</sup>を用い、2 次元 非線形 FEM 解析を行った。解析対象は、図-3の基準階 伏図に示すように、張間方向の中央1構面である。図-6 に有限要素分割を示す。2 次元解析なので、スラブの影 響は考慮されない。コンクリートには4節点の平面応力 要素を用いた。鉄筋に関しては、主筋に埋め込み鉄筋 Bar タイプ(線材)を、せん断補強筋に埋め込み鉄筋 Grid タ イプ(方向性のある積層材)を用いた。柱主筋の曲げ筋 以外の鉄筋は、中央1本に軸筋として集約してモデル化 した。梁の2段配筋も1段に集中配筋した。

#### 3.2 加力方法及び境界条件

加力は各階の柱頂部に各階重量の中央1構面負担分に 相当する軸力を載荷した後,各階柱梁接合部の端部に水 平力を載荷した。各階の水平力は,設計で用いた Ai分布 に基づく地震力の比率によって,荷重制御で載荷した。

境界条件は,基礎梁下面の全節点を X,Y 方向とも固 定した。なお,試設計では1階柱下をピン支持とした。 3.3 材料のモデル化

表-3 に解析に用いた材料特性を示す。コンクリート の構成則には修正圧縮場理論に基づく全ひずみひび割れ モデルを用いた。ひび割れは分布ひび割れ(回転)モデ ルである。破壊曲面には Hsieh ら<sup>10)</sup>の4パラメータ破壊 基準を用いた。図-7 に引張側構成則を示す。ひび割れ 発生後の下降域は Hordijk ら<sup>11)</sup>のモデルを用い,破壊エ ネルギー $G_f$ は土木学会の式<sup>9)</sup>を用いた。図-8 に圧縮側 構成則を示す。応力-ひずみ関係曲線は Parabolic で表し, 破壊エネルギー $G_c$ は中村ら<sup>9)</sup>の式を用いた。また,図-9 に示すようにひび割れによる圧縮強度の低減も Vecchio, Collins<sup>12)</sup>の式により考慮した。鉄筋の材料モデルには完





	コング	ァリート							
		海田	ヤング	圧縮強度	引張	破壊エネルギー			
		迴用	係数 <sup>*1</sup>		強度 <sup>*2</sup>	圧縮 <sup>*3</sup>	引張*4		
			(N/mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(N/mm)	(N/mm)		
		Fc30	$2.44 \times 10^{4}$	30.0	1.8	48.0	9.1 × 10 <sup>-2</sup>		
		Fc33	$2.52 \times 10^{4}$	33.0	1.9	50.3	9.4 × 10 <sup>-2</sup>		
		Fc36	$2.59 \times 10^{4}$	36.0	2.0	52.6	9.7 × 10 <sup>-2</sup>		
		Fc48	$2.90 \times 10^{4}$	48.0	2.3	60.8	$10.6 \times 10^{-2}$		
		Fc54	$3.23 \times 10^{4}$	54.0	2.4	64.4	11.1 × 10 <sup>-2</sup>		
	鉄筋								
		海田	断面積	ヤング係数	降伏強度				
		巡用	(mm <sup>2</sup> )	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$				
		D10	71	$2.05 \times 10^{5}$	295				
		D13	127	$2.05 \times 10^{5}$	295				
		D16	199	$2.05 \times 10^{5}$	295				
		D29	642	$2.05 \times 10^{5}$	429				
		D29	642	2.05×10 <sup>5</sup> 490 ピロティ語		ピロティ設計	計2階梁(張間)		
	D35 D35		957	$2.05 \times 10^{5}$	429				
			957	$2.05 \times 10^{5}$	490	490 ピロティ設計基			
		S16	198.6	$2.05 \times 10^{5}$	785				
		U12.6	125	$2.05 \times 10^{5}$	1275				

\*1:RC規準<sup>4)</sup>の式による計算値、\*2:期性指針<sup>8)</sup>の式による計算値 \*3:中村らの式<sup>9)</sup>による計算値、\*4:土木学会の式<sup>9)</sup>による計算値



全弾塑性モデルを用いた。コンクリートと鉄筋の付着特 性は考慮せず,節点を共有する完全付着とした。



#### 4. 解析結果

# 4.1 荷重-変形関係

図-10 に SS3 による保有水平耐力時の部材応力図と DIANA による1層の層間変形角 R=1/50rad.時の圧縮主 応力コンター+変形図を示す。部材応力図の赤丸は曲げ 降伏による塑性ヒンジを示す。SS3 の塑性ヒンジ発生状 況より,両建物ともピロティ階柱の曲げ降伏による層崩 壊形であることがわかる。DIANA の変形図より,両建物 とも1層に変形が集中し,層崩壊していることが観察さ れる。各階の加力位置から壁板全体の圧縮応力が圧縮側 のピロティ柱の柱頭部に集中してくる様子がわかる。

図—11 に層せん断カー層間変形角関係を示す。SS3 の 層せん断力は,中央1構面の負担分である。1層の最大 層せん断力は,ピロティ設計建物ではSS3 が 6191kN, DIANA が 8228kN,未考慮設計建物ではSS3 が 4949kN, DIANA が 6280kN であり, DIANA の方が 1.33 倍, 1.27 倍大きくなった。SS3 の塑性ヒンジの発生状況は, 両建 物とも同様である。DIANA の1層の柱主筋の降伏の発生 に関しては, SS3 と比較すると順序に違いはみられるも のの, 塑性ヒンジ発生個所に対応して降伏が発生してい る。しかし, DIANA では, 両建物ともに, 早期に2階, 3 階の壁筋の降伏が始まり, 続いて2階の引張柱主筋の 降伏も発生する。ピロティ設計建物では,3階,4階の主 筋の降伏も生じた。層間変形角は,SS3 では両建物とも に 1 層の変形が大きく, 他層の変形は非常に小さい。 DIANA の層間変形角は SS3 に比べると他層の変形も大 きい。これは DIANA の特にピロティ設計建物では,2 階以上の鉄筋の降伏状況からも変形が大きくなったこと と,1 層の変形による剛体的な回転による変形を含んで いることとによると考えられる。



## 4.2 枠梁及び耐力壁の応力, ひずみ性状

枠梁及び2階耐力壁周辺のコンクリートの応力,鉄筋 の応力及びひずみについて検討する。コンクリートの応 力状態を把握するためにいくつかの積分点におけるコン クリートの圧縮主応力-主ひずみ関係を図-12に示す。 R=1/50rad.時の圧縮主応力コンターを図-13に,2階耐 力壁の壁筋の応力コンターを図-14に示す。枠梁の上端 及び下端主筋のひずみ分布を図-15に示す。なお,図中 の応力とひずみは,引張を正とすることを基本とし,圧 縮主応力-主ひずみ関係のみ,圧縮を正とする。

両建物とも、2 階柱梁接合部付近に大きな圧縮応力が 集中している。その付近の圧縮主応カー主ひずみ関係(赤 丸は R=1/50rad.時を示す)を見ると、未考慮設計建物で は、枠梁、耐力壁ともに最大強度には達していない。ピ ロティ設計建物では、枠梁ではほぼ最大強度に達し、耐 力壁ではピークを越えている。2 階耐力壁は $\sigma_B=36N/mm^2$ であるが、ひび割れによる圧縮強度低減により強度低下 していることがわかる。2 階壁筋の応力を見ると,両建 物ともに縦筋は広い範囲にわたり降伏しており,ピロテ ィ設計建物では圧縮域で横筋の降伏も観察される。した がって,R=1/50rad.時点でのピロティ設計建物の2 階耐 力壁の損傷はかなり大きいと考えられる。ピロティ設計 建物では1 層の保有水平耐力を大きく設定するので,2 階以上の耐力壁に生じる層せん断力も大きくなり,損傷 に注意が必要である。

枠梁の主筋のひずみ分布を見ると、未考慮設計建物で は、R=1/50rad.時に下端筋左端に引張降伏が発生し、ピ ロティ設計建物では、R=1/50rad.時に上端筋右端に引張 降伏(R=1/50rad.時のステップで降伏ひずみを超過)が、 下端筋右端に圧縮降伏直前が観察される。引張柱の柱頭 曲げに対しては枠梁のみで曲げ抵抗できるように設計し ていたので想定通りであった。圧縮柱の曲げに対しては、 表-2 に示すように枠梁の曲げ余裕率は非常に低かった ので、枠梁のみで抵抗するのであればもっと早期に上端



図-16 圧縮柱の圧縮主応力コンター(R=1/50rad.)と圧縮主応カー主ひずみ関係

筋右端に降伏がみられるところであるが、枠梁に加えて 2 階耐力壁による曲げ抵抗があったため、R=1/50rad.時点 で初めて降伏に達する状況であった。

# 4.3 ピロティ圧縮柱の応力、ひずみ性状

ピロティ圧縮柱の R=1/50rad.時の圧縮主応力コンター を図-16 に示す。圧縮主応力-主ひずみ関係も同図に併 せて示す。両建物とも柱頭から柱脚にかけて圧縮ストラ ットの形成がみられる。R=1/50rad.時には、両建物とも 曲げ圧縮域のコンクリートはピークを越え、主筋の降伏 も見られており、曲げ降伏ヒンジが形成されていること がわかる。中央領域はひび割れによる圧縮強度低減が懸 念されたが、両建物ともにひび割れに伴う引張ひずみも 小さく、低い応力レベルに収まっている。

#### 5. まとめ

10 階建鉄筋コンクリート造純ピロティ建築物の試設 計をし、非線形有限要素法解析を行い、試設計結果との 比較及び解析結果の分析を行った。以下に、得られた知 見を示す。

- ピロティを特に考慮しない設計と技術基準の純ピ ロティ設計法を満足する設計の2種類の試設計を行った。純ピロティ設計を満足する場合は保有水平耐 力が1.3倍程度大きくなり安全余裕度は大きくなる。
- 2) 試設計結果は1層の変形がほとんどで2層以上の層 間変形は非常に小さいが,FEM解析結果では,試設 計結果に比べて2階以上の変形も大きく,2階以上 の柱や耐力壁の鉄筋の降伏やコンクリートの破壊 現象も見られた。
- 3) FEM 解析の枠梁のひずみ分布より,引張柱の柱頭曲 げに対しては枠梁で抵抗し,圧縮柱の曲げに対して は,枠梁と耐力壁が一体となって抵抗していると考 えられる。

# 謝辞

研究実施にあたり,九州産業大学・平成26年度卒業生 儀間真悟氏の協力を得た。記して謝意を表する。

#### 参考文献

- 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書,2007.8.
- 2) 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針編集 委員会:壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工 指針,2003.3.
- 住宅・都市整備公団:中高層壁式ラーメン鉄筋コン クリート構造設計指針, 1998.9.
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010.2.
- 5) ユニオンシステム株式会社: Super Build/SS3 解説書, 2008.11.
- 小島達男,河本弘,馬瀬芳知,鈴木計夫:ピロティ 建物の耐震設計:ケーススタディー その1 研究 の概要,日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.903-904, 2003.9.
- 7) TNO DIANA BV : DIANA User's manual -Release 9.4.4-, 2011.8.
- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証 型耐震設計指針・同解説, 1999.8.
- 田辺忠顕:初期応力を考慮した RC 構造物の非線形 解析法とプログラム,技法堂出版,2004.3.
- 10) Hsieh, S.S., Chen, W.F. and Ting, E.C. : An Elastic-Fracture Model for Concrete, Third Engineering Mechanics Division Specialty Conference, Austin, Texas, United States, pp.437-440, 1979.9.
- Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., and Reinhardt, H.W.: Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete., Heron 31, no.2, pp.45-56, 1986.
- Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: Compression response of cracked reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE 119, pp.3590-3610, 1993.12.