

# 論文 ピロティ部に PC 鋼材ブレースを用いた RC 多層建築物の地震応答性状

李 振宝\*<sup>1</sup> 馬 華\*<sup>2</sup> 鈴木 計夫\*<sup>3</sup> 大野 義照\*<sup>4</sup>

**要旨：**ピロティ型多層 RC 建築物の崩壊をもたらす一因である P- $\delta$  効果による耐力の低下を打ち消す PC 鋼材ブレースの適正鋼材量を提示するとともに、ピロティ部に变形能力の優れたコンファインドコンクリート柱および PC 鋼材ブレースを有する多層 RC 建築物の静的及び動的解析を行い、PC 鋼材ブレースの量、建物 1 階の剛性、強度が最大応答変形等の諸応答性状に及ぼす影響を調べた。また、1 質点系モデルのピロティ型建物の応答解析に対する適用性を検討した。

**キーワード：**ピロティ建物、PC 鋼材ブレース、P- $\delta$  効果、適正鋼材量

## 1. まえがき

兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート(以下 RC と略記)造建物の被害の特徴の一つとしてピロティ型建物の 1 階の層崩壊が挙げられる。特に古い建物だけではなく、現行耐震設計法に基づいて設計された建物でもいくつか見られた<sup>1)</sup>。ピロティ型建物は 1 階の剛性、強度ともに上層部より低く、建物への入力エネルギーの大部分を 1 階の塑性変形で消費する構造であり、1 階の変形は全体崩壊型の建物の  $(2n+1)/3$  倍 ( $n$  : 建物の階数)以上であると予想される<sup>2)</sup>。建築物の構造規定<sup>2)</sup>では、ピロティ階を有する建築物の設計は層崩壊を防止することが条件であると定め、事実上完全ピロティ型建物の設計は不可能であることを示唆している。一方、近年、曲げ塑性ヒンジの発生が予想される柱頭、柱脚部に多量の横補強筋を入れ、高軸力下、大塑性域において、多数回のくり返し载荷に対しても、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>3)4)</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。また、大変形域における P- $\delta$  効果により生じる 2 次応力増分を打ち消すに

は広い弾性範囲を持つ PC 鋼材ブレース(以下 PC ブレースと略記)の使用が効果的であると考えられ、1 階の柱頭、柱脚にヒンジが生じても、この PC ブレースの配置により、メカニズムの形成を阻止することができる。そこで、本報では、2 層以上に連層耐震壁を有するピロティ型建物のピロティ部に PC ブレースを配した多層 RC 建物の静的及び動的解析を行い、最大応答変形等の諸応答性状を調べるとともに、P- $\delta$  効果による耐力の低下を打ち消すための PC ブレースの適正鋼材量を提示した。

## 2. PC ブレースの構造特性

ピロティ部に一定量の PC ブレースを有する架構では、PC ブレースが持っている広い弾性範囲により、主要部材が全て降伏した後も PC ブレースが降伏するまでは架構全体は正の剛性が得られ、PC ブレースの降伏とともに P- $\delta$  効果によって架構全体の剛性が負となる。従って、P- $\delta$  効果の影響を打ち消す PC ブレースの適正鋼材量及び PC ブレース降伏時の限界変形角が建物の復元力特性を表す重要な指標となる。

\*1(株)耐震企画設計 工博 (正会員)

\*2 大阪大学大学院生 建築工学科 (正会員)

\*3 福井工業大学教授 建設工学科 工博 (正会員)

\*4 大阪大学教授 建築工学科 工博 (正会員)

## 2.1 PC ブレースの適正鋼材量

通常の骨組の応力解析においては骨組の変形に伴う 2 次的な応力増分(P- $\delta$  効果)を考慮しないが、ピロティのようなある階に大きな変形を生じる構造においてはP- $\delta$  効果は無視できないことが指摘されている<sup>5)6)</sup>。P- $\delta$  効果の影響は図-1 に示すように、水平力下の層間変位 $\delta$ とその層に加わる重量  $W$  によってもたらされる附加応力であり、この状態で釣合を保つために

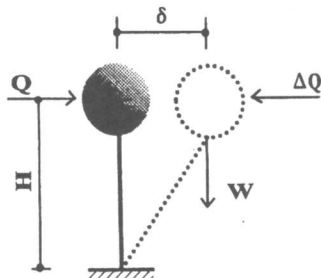


図-1 P- $\delta$  効果の概念図

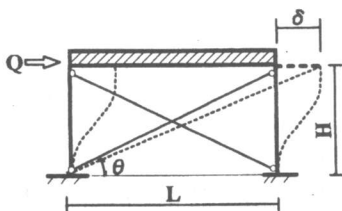


図-2 PC ブレースの配置

は、(1)式で示す水平力を変形の方と逆方向に加えなければならない。

$$\Delta Q = W \cdot \delta / H \quad (1)$$

図-2 に示すような PC ブレース配置の場合、水平変形によって生じるブレース張力  $T_p$  による負担せん断力  $Q_p$  が(1)式の  $\Delta Q$  と等しい場合、P- $\delta$  効果が PC ブレース負担せん断力により打ち消される。この時の PC ブレースの量を PC ブレースの適正鋼材量  $A_{pd}$  と定義する。

$$Q_p = T_p \cdot \cos \theta \quad (2)$$

$$\text{ここに、} T_p = \frac{\delta \cdot \cos \theta}{L / \cos \theta} \cdot E_p A_p \quad (3)$$

$E_p$ 、 $A_p$  は、それぞれ PC ブレースのヤング係数、断面積である。

$Q_p = \Delta Q$ 、及び(1)、(2)、(3)式より、 $A_{pd}$  は次

の式ようになる。

$$A_{pd} = \frac{[(L/H)^2 + 1]^{3/2}}{(L/H)^2} \cdot \frac{W}{E_p} \quad (4)$$

単位重量あたりの適正鋼材量を  $a_{pd}$  とすると、

$$a_{pd} = \frac{[(L/H)^2 + 1]^{3/2}}{(L/H)^2} \cdot \frac{1}{E_p} \quad (5)$$

$L$ 、 $H$  はそれぞれスパン、階高を示す。

$a_{pd}$  と  $L/H$  との関係を図-3 に示すと、 $L/H$  の増大とともに  $a_{pd}$  が大きくなる。

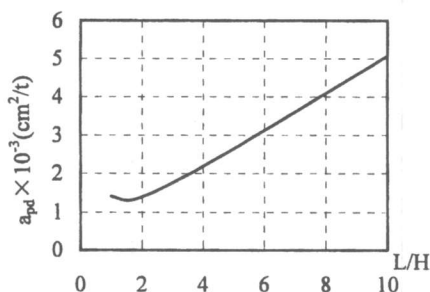


図-3  $a_{pd}$  と  $L/H$  との関係

ちなみに次の解析建物の例においては、 $a_{pd} = 1.63 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{t}$ 、 $A_{pd} = 8.15 \text{ cm}^2$  (SWPR7B-7 約 2 本、または PC 鋼棒 I-23  $\phi$ ) である。

## 2.2 PC ブレース降伏時の限界変形角

図-2 に示した建物の層間変形角  $R (= \delta / H)$  と PC ブレースの引張力  $T_p$  との関係(3)式より次のように表せる。

$$T_p = \frac{(L/H)}{(L/H)^2 + 1} \cdot R \cdot E_p \cdot A_p \quad (6)$$

従って、PC ブレースの降伏ひずみを  $\epsilon_{py}$  と、PC ブレース降伏時の層間変形角を限界変形角  $R_y$  とすると、 $R_y$  は次式のように表せる。

$$R_y = \frac{(L/H)^2 + 1}{(L/H)} \cdot \epsilon_{py} \quad (7)$$

普通鋼、PC 鋼棒及び PC 鋼より線の  $R_y$  と  $L/H$  との関係を図-4 に示す。 $L/H$  が大きくなるにつれ、 $R_y$  も大きくなる。すなわち、PC ブレース

が水平に近いほど  $R_y$  は大きくなる。次の解析建物の例においては、適正鋼材量の PC 鋼より線を用いた場合、 $R_y=2.98\%$  で、層間変位角が約 1/30 まで正の剛性が得られる。

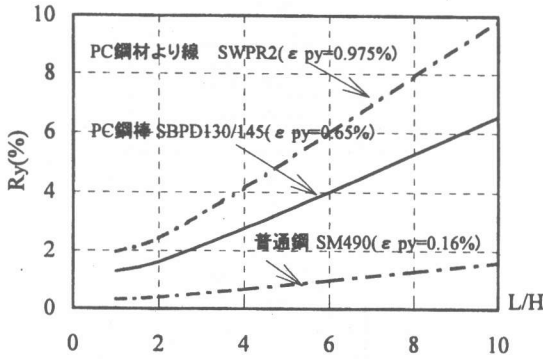


図-4  $R_y$  と L/H との関係

### 3. 解析建物及び解析モデル

#### 3.1 解析建物

解析建物は「鉄筋コンクリート建物の最新耐震設計」<sup>7)</sup>設計例「ピロティを有する 9 階集合住宅」を参考に設定した。図-5 に示すような梁間方向 1 スパン(スパン長  $L=12.06$ )、桁行方向 4 スパンの 1 階店舗、2 階以上共同住宅の建物である。

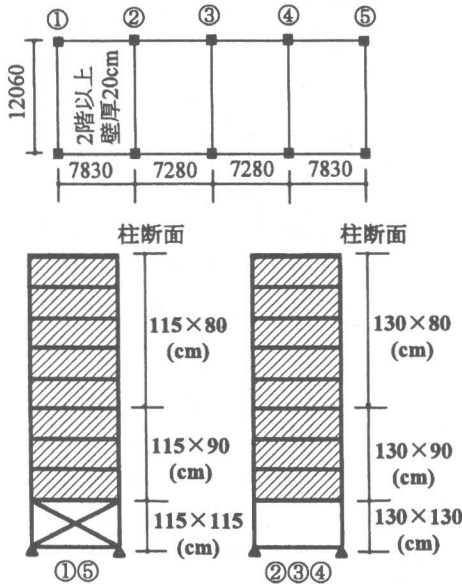


図-5 解析建物

設計例では、1 階(階高  $H=4.5m$ )にも耐震壁が

配されているが、本解析では、1 階は柱のみで鉛直荷重を支持し、2 階以上は梁間方向の各戸境に耐震壁を配したいわゆる完全ピロティ形式で、外のフレーム①、⑤の 1 階に PC プレースを配した。1 階柱断面は梁間方向の耐力が桁行方向の耐力と同じとなるように設定した。

基本建物(モデル 3)の 1 階柱断面は①、⑤フレームが  $115 \times 115cm$  で、②~④フレームが  $130 \times 130cm$  である。PC プレースは①、⑤フレームに SWPR7B-7 を(×の形に)1 本(前述の適正鋼材量  $A_{pd}$  に相当)を配した。また、1 階の剛性率  $R_{s1}$  の変化と応答性状との関係を調べるため、1 階柱断面を①~⑤フレームとも  $70 \times 70$ ,  $100 \times 100$ ,  $160 \times 160$ ,  $200 \times 200cm$  と変化させたモデル 1, 2, 4, 5 を設定した。さらに、基本建物に対して PC プレースの量の応答性状に及ぼす影響を調べるため、同量を  $3A_{pd}$ ,  $5A_{pd}$  と変化させたモデル 6, 7 を設定した。解析建物の一覧は表-1 に示す。なお、建物の詳細は文献 7)を参照されたい。

表-1 解析建物

建物名	1 階柱断面 (cm)	1 階柱 1 本あたり引張主筋本数(本)	PC プレース量*
モデル 1	$70 \times 70$	6	1
モデル 2	$100 \times 100$	8	1
モデル 3	$130 \times 130$ $115 \times 115$	10	1
モデル 4	$160 \times 160$	12	1
モデル 5	$200 \times 200$	14	1
モデル 6	$130 \times 130$ $115 \times 115$	10	3
モデル 7	$130 \times 130$ $115 \times 115$	10	5

\*1, 3, 5 は適正鋼材断面積  $A_{pd}$  の 1, 3, 5 倍を表す。

#### 3.2 解析モデル

静的解析は平面フレームとし、1 階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剛塑性ばねモデルで表し、荷重~変形関係は曲げひび割れ及び曲げ降伏によって、剛性が変化

するトリリニアとする。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（ひび割れおよ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。PCブレースは弾性とする。層せん断力係数が  $A_i$  分布となる外力分布を定め、最大変形角が 1/30 に至るまで漸増載荷した。

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、9 質点系の等価せん断モデルを用いて応答解析を行った。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 5% とした。地震波は EL CENTRO 1940NS(以下 EL 波と略記)とし、入力レベルは速度を 25, 50, 75cm/s と基準化したものを用い、解析方法はニューマークの  $\beta$  法で、 $\beta$  を 1/6 とした。

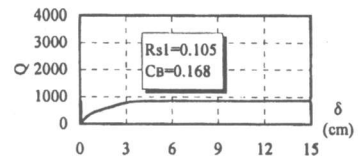
1 階に応答変形の大部分が集中し、2 階以上は応答変形が小さく剛体に近い構造については、1 質点系モデルで近似的に表現できると指摘されている<sup>8)9)</sup>。ここで、1 質点系モデルの復元力特性を上記 9 質点系の 1 階のものを用い、それらの応答変形から、1 質点系モデルの適用性を検討した。

#### 4. 解析結果及び考察

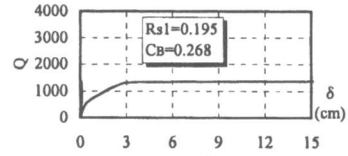
##### 4.1 静的荷重増分解析結果

各解析ケースとも 1 階の引張り側の柱頭、柱脚部の曲げ降伏、続いて圧縮側の柱頭、柱脚部の曲げ降伏が生じたが、弾性範囲の大きい PC ブレースの配置によって、メカニズムは形成されていない。

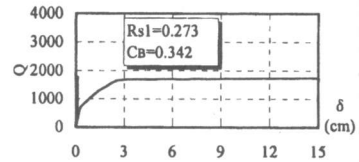
図-6 に各モデルの層せん断力  $Q$ ～層間変位  $\delta$  関係を示す。縦軸は層負担せん断力を、横軸は層間変位を表す。1 階の層間変形が柱の降伏とともに大きく増大し、その降伏層間変位角は 1/150～1/200 である。2 階以上の上層部の変形が小さく、1 階層間変位が 15cm すなわち 1 階層間変形角が 1/30 に達した時点で、ひび割れによ



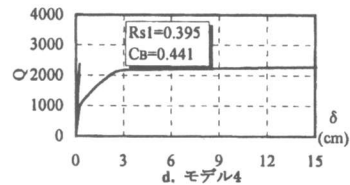
a. モデル1



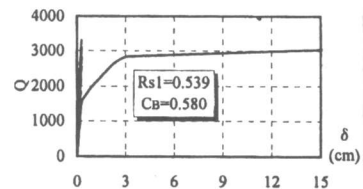
b. モデル2



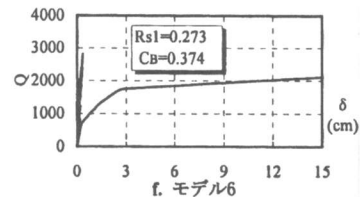
c. モデル3



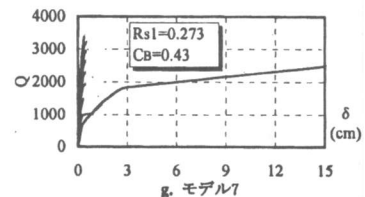
d. モデル4



e. モデル5



f. モデル6



g. モデル7

図-6 各モデルの層せん断力～層間変位関係

り剛性低下はあるが、その層間変形角は 1/500 以下である。同図中の  $R_{s1}$  は弾性剛性から求め

た1階の剛性率を、 $C_B(=Q_y/W)$ は1階の層間変形角が1/50相当のベースシャーア係数を示している。モデル1~5の1階柱断面が70×70cm~200×200cmと変化(鉄筋量も同時変化)し、 $R_{s1}$ が0.105~0.539に、 $C_B$ が0.168~0.580に変化することによって、初期剛性、降伏耐力ともに大きくなっているが、降伏後の剛性は殆ど変わらない。

同図(c), (f), (g)に適正鋼材量 $A_{pd}$ 、その3倍、5倍のPCブレースを基本建物に配した場合の結果を示している。PCブレース量の増加によって、初期剛性、降伏耐力は殆ど変わらないが、降伏後の剛性は大きくなっている。PCブレース配置によって1階の降伏後の剛性が大きく改善され、骨組の崩壊防止にPCブレースが大きな役割を果たしていることが分かる。

#### 4.2 動的解析結果

最大応答層間変形の高さ方向分布の1例(最大入力速度50cm/s)を図-7に示す。縦軸は階を、横軸は応答最大層間変形を表す。1階の最大応答変形が上階のものに比べて卓越しており、その値が7~16cmとなっている。このような大きな変形を吸収させるには重コンファインドコンクリート柱の使用が経済的であり、また可能であると指摘されている<sup>4)</sup>。弾性1次固有周期も同図中に示しているが、PCブレースの量によって殆ど変わらない。

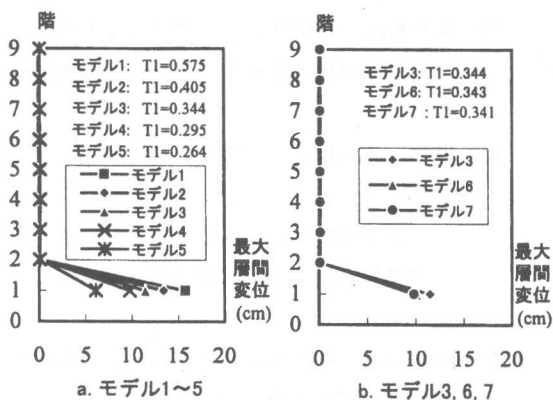


図-7 最大応答層間変形分布(50cm/s)

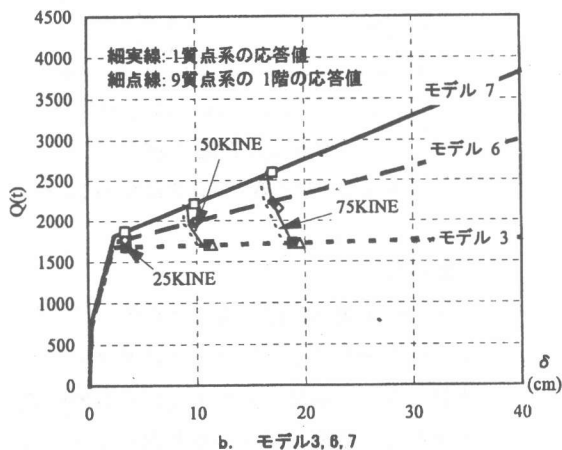
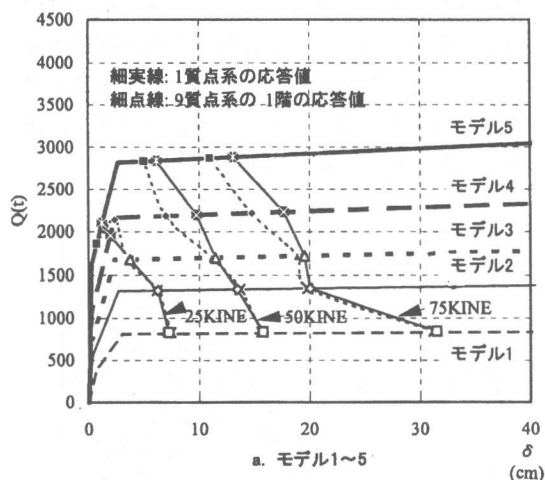


図-8 各モデル1階の層せん断力~層間変形

各モデル1階の層せん断力~層間変形関係モデルを図-8(a), (b)に示す。縦軸は建物の層せん断力、横軸は最大応答層間変形を表す。図中記号は9質点系モデル及び1質点系モデルの動的応答解析から得られた最大応答値を表している。同図(a)から分かるように、柱断面が小さく水平耐力が小さいほど、地震波の入力レベルが大きいほど、最大応答変形が大きくなっている。同図(b)からPCブレース量が適正鋼材量の3倍、5倍のモデルでは、最大応答変形がやや小さいことが分かる。

図-9に1質点系と9質点系の最大応答変形の関係を示す。モデル1, 2, 3, 6及び7については、1質点系と9質点系の応答値がよく一致し

ているが、モデル4と5については、応答値の差が大きくなっている。これは1階の剛性の増大とともに、入力エネルギーの一部が上層部でも消費されたと考えられ、1質点系モデルには適用範囲があることを示している。

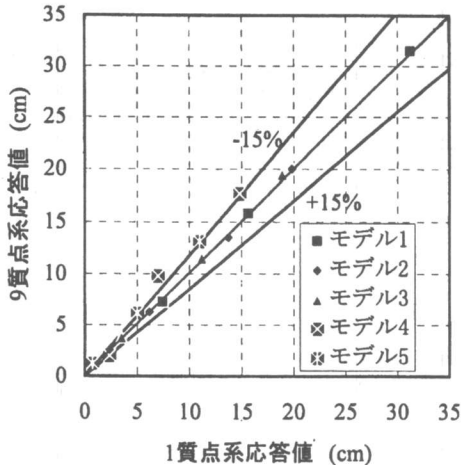


図-9 1質点系と9質点系モデルの最大応答変形

## 5. まとめ

ピロティ型多層 RC 建築物のピロティ部に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および PC 鋼材ブレースを配する構造について検討した結果をまとめると次のようになる。

- 1) ピロティ型多層 RC 建築物の P- $\delta$  効果による耐力の低下を打ち消すために必要なピロティ部に配する PC 鋼材ブレースの適正鋼材量を提示した。
- 2) PC 鋼材ブレースを配することによって、建物の初期剛性及び降伏耐力は殆ど変わらないが、降伏剛性は大きく改善され、PC ブレース降伏時の限界変形角が(7)式のようになる。
- 3) PC 鋼材ブレース量の増加とともに、ピロティ階の最大応答変形がやや小さくなるが、その影響が小さい。
- 4) 1階の剛性の増大によって、1質点系モデルと多質点系モデルの応答値の差が大きくなり、1質点系モデルの多質点系モデルへの

適用性の限界を示した。

謝辞：本研究は(株)高橋上田設計事務所文雪峰氏の協力を得て行ったことを記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会：兵庫県南部地震—神戸市灘区及び東灘区 RC 建物全数調査中間報告集，1996.1
- 2) 日本建築センター：建物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用，1997年版
- 3) 鈴木計夫・中塚侑・蔡健：円形スパイラル筋を有する PRC 円形柱の力学性質，日本建築学会構造系論文報告集，No.383，1987.1
- 4) 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
- 5) 鈴木計夫・文雪峰・Kihyuk Kwon：低層部にソフトストーリーを有するコンクリート多層骨組における P- $\Delta$  効果の評価（その2）影響度の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，1992.9
- 6) 秋山宏：構造物の極限耐震設計，東京大学出版会，1980
- 7) 広沢雅也・梅田幹夫・奥菌敏文：鉄筋コンクリート建物の最新耐震設計，工業調査会 1997
- 8) 馬華・鈴木計夫・文雪峰・青野皓一：下層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層建築物の簡易地震応答予測法，日本建築学会大会学術講演梗概集，1995年9月
- 9) 川端一三・小谷俊介・小室努：応答変形制御設計法（その8），RC 造建物の応答変形制御手法，日本建築学会大会学術講演梗概集，1997年9月