# 論文 ピロティ階にせん断破壊型耐震壁を有する建物の地震応答変形に関 する研究

## 近森 俊宏<sup>\*1</sup>·芳村 学<sup>\*2</sup>·保木 和明<sup>\*3</sup>

要旨:ピロティ構造の設計において,純ピロティとするより,たとえせん断破壊するとして も一部の構面に壁を入れたほうが耐震性能を高められるという考え方がある。この考え方の 妥当性を検討するために,純ピロティ建物と,それに耐力低下する壁を一部の構面に入れた 建物の最大応答変形,残留変形の比較を行った。その結果,壁を入れることにより応答が大 幅に改善されることがわかった。

キーワード:ピロティ,せん断破壊型耐震壁,耐力低下,最大変形,残留変形

#### 1. はじめに

1995年の阪神大震災以降耐震規定に補足が加 えられ,ピロティ建物の設計で認められる降伏 メカニズムが,ピロティ階以外での降伏や破壊 によるものに限定された。そのため,現在ピロ ティ建物の設計の自由度が低くなってしまって いる。それに対し,社会でのピロティ建物の需 要は高く,既往の研究<sup>1)</sup>においても,靭性に富む 柱を用いた純ピロティ建物では,柱頭,柱脚曲 げ降伏による1層層降伏を許容してもよいとす る設計法が提案されている。しかし,この研究 の中ではピロティ階にせん断破壊型の耐震壁を 設けることは認めないとしており,その理由と して,耐震壁の最大耐力以降の挙動が不明確で あり,モデル化が困難であることが挙げられて いる。

一方,1階の一部に耐震壁を有するピロティ建物においては,耐震壁のせん断破壊と柱の曲げ降伏による1層降伏メカニズムが形成されたとしても,純ピロティ建物に比べ1層の最大変形と残留変形を抑えることができ,有利であるという考え方もある。

そこで本研究では, せん断破壊型耐震壁を有 するピロティ建物について, 耐震壁の耐力低下 の影響を考慮した静的漸増載荷解析,地震応答 解析を行い,純ピロティ建物による結果との比 較,検討を行うこととした。

## 2. 対象建物の概要

本研究の対象建物は, 文献 2)に示された 6 層 の試設計鉄筋コンクリート建物を基本とした。 各階伏図を図-1 に示す。短辺方向構面の 2 層以 上はすべて耐震壁であり,1 層は壁 3 枚と柱によ り構成されている。代表的な建物諸元を表-1 に



	12 1	建物電化	
断面	柱(1層)	B×D (mm)	850 × 850
	壁(1層)	壁厚〔mm〕	180
	壁(2層以上)	壁厚〔mm〕	180

(正会員) (正会員)

主\_1 建物学品

*1	東京都立大学大学院	工学研究科建築学専攻	
*2	東京都立大学大学院	工学研究科建築学専攻教授	工博
*3	東京都立大学大学院	工学研究科建築学専攻	修士(工学)

-991-

示す。

建物高さは



18.8mである(図-2)。対象建物から1層の壁3 枚を取り除き,ピロティ構面のみ8枚としたWO モデル,壁構面1枚,ピロティ構面7枚とした ₩1 モデル,壁構面2枚,ピロティ構面6枚とし たW2モデルの3種類を設定する。

各建物モデルの重量, 耐震2次診断によるべ ースシア係数 C<sub>b</sub>, 一次固有周期を表-2 に示す。 ただし,ここに示した C<sub>b</sub>は各部材の最大強度の 和であり,実際の1層強度は壁の耐力低下のた めこれより小さくなる(図-8参照)。

- 3. 解析方法
- 3.1 部材のモデル化

各部材のモデル化について以下に示す。

- (1) 柱では曲げの非線形バネのみを考慮した。ピ ロティ建物では水平力による変動軸力が大 きいと考え,引張時と圧縮時で曲げ強度の異 なる正負非対称な武田モデルで表した。柱の 曲げ強度,曲げひび割れ強度,降伏点剛性低 下率は慣用式により計算し,曲げ強度後剛性 は,靭性的に設計されているので負勾配とは せず,初期剛性の0.001倍とした。
- (2) 壁では原則として曲げとせん断の非線形バ ネを考え,曲げ特性は正負対称な武田モデル で表した。せん断特性を表す履歴モデルは, ある方向でせん断破壊が生じ耐力が低下し た場合,その方向での最大変形点の原点に対 する対称点を反対方向では指向するモデル <sup>3)</sup>とした(図-3)。壁の曲げ強度,せん断強度 は慣用式, 荒川 min 式により求め, せん断強 度後の剛性には負勾配を考慮した。壁の曲げ ひび割れ強度, せん断ひび割れ強度は特に計





図-3 壁のせん断特性に用いた履歴モデル



図-4 壁のせん断特性のスケルトンカーブ

算することなく,曲げ強度の1/3,せん断強 度の 1/3 とした。なお, せん断で負勾配を使 う際の制御上の問題から 1 層の壁のみ曲げ を弾性とした。

(3) 応答変形が大きくなると P- △効果による影 響が考えられるが、後述のように1層変形が 最大でも 3.5%であったので, P- △効果の影 響(C,にして0.035の耐力低下に相当)は大 きくないと考え無視した。

3.2 解析パラメータ

壁のせん断破壊以降の挙動をパラメータとし た。

壁のせん断特性のスケルトンカーブを 4 折線 で表し(図-4), せん断破壊時の変形を 0.4%, せん断破壊後の負勾配を表す係数βを過去の研 究を参考にして-0.08とした<sup>4)</sup>。第3折点以降は ほぼフラットな挙動を仮定した。

第3折点以降のほぼフラットなせん断力を表 す係数γとして 0.4, 0.1 の 2 通りを仮定した。 γ=0.4では壁構面の耐力が第3折点以降ピロティ 構面の耐力とほぼ同じとなり,γ=0.1では第3折 点以降壁構面はほとんど耐力を持たなくなる。 また, $\beta$ =-10, $\gamma$ =0.1 とする非常に脆性的な場合 も参考のため設定した。

以上 3 通りのスケルトンカーブに合わせてこ れらの場合の名称を 0.4, 0.1, 0.1B (<u>Brittle</u>) と表した。結局,建物モデルとの組み合わせか ら計 7 つの解析モデルとなる。解析モデル一覧 を表-3 に示す。

3.3 耐力低下の取扱い

ここで,耐力低下域におけるせん断バネの取 扱いについて述べる。

(1) 動的解析の場合

耐力低下域では,安定した解析を行うために ごく小さな正の勾配(仮想剛性)を仮定し,階 段状に耐力を低下させる。この場合,不釣合い 力が生じるが,次のステップで解除する方法を 用いる。

(2) 静的解析の場合

動的解析では上の方法を用いることで安定し た結果が得られるが,荷重分布を一定にする静 的解析の場合には特別な制御が必要となる。以 下に,静的解析に用いた制御方法を示す。

部材の耐力低下にともない,ある層で層せん 断力が低下するが,その層を「荷重低下層」と 名付ける。本研究で用いたモデルでは1層が荷 重低下層となるので,この場合について示す。1 層の層せん断力 - 層間変形関係の模式図を図-5 に,各層の層せん断力の模式図を図-6 に示す。 ここで,iステップ以後,1層の層せん断力が低 下するとする。

(1)iステップ→i+1ステップ(図-5,6のA→B) 各層に荷重低下する前と同じ一定の微少せん 断力増分ΔQ(ベクトル)を与え,仮想剛性を 用いて組み立てられた骨組剛性より増分荷重 に対する解を求め,i+1ステップの各層せん 断力Q<sub>i+1</sub>(ベクトル)を定める。このとき荷 重低下層である1層のせん断力Q(1)<sub>i+1</sub>は耐力 低下しているので,このままでは層せん断力 分布が所定の分布と異なる。そこで,1層せ ん断力Q(1)<sub>i+1</sub>と仮定した層せん断力分布か



ら各層せん断力 Q<sub>i+1</sub> (ベクトル)を求め(こ こで,Q(1)<sub>i+1</sub> = Q(1)<sub>i+1</sub>),Q<sub>i+1</sub> から Q<sub>i+1</sub> を 引いたものを不釣合い力 <sub>un</sub>Q<sub>i+1</sub>(ベクトル,こ こで,<sub>un</sub>Q(1)<sub>i+1</sub>=0)とする。

(2) i+1 ステップ→i+2 ステップ(図-5,6の B→C)
 各層に微小せん断力増分ΔQ を加えると同時
 に 2 層以上には不釣合力を解除するために
 - ωQ i+1 を加える。これを各層増分荷重として,
 以下同様の方法より,i+2 ステップの各層せん断力 Qi+2 を求める。

以上の方法により,1層ではΔQの作用により 変形が進むが,2層以上では-<sub>m</sub>Q<sub>i+1</sub>の作用によ り(ΔQの作用より大きい),荷重が下がり除荷と なる。また,層せん断力分布は総体的に見て一 定に保たれる。

- 4. 解析結果
- 4.1 静的解析

先に述べた制御方法を用いた静的漸増載荷解 析を行った。外力分布として Ai 分布を用い,1 層 変形が,後述するJMA 75(cm/s)を用いた地震応答 解析による最大変形と等しくなるまで載荷した。

(1) 制御方法の確認

W2-0.4 における各層の層せん断力-層間変形 関係を図-7 に示す。1 層の層せん断力が下がる と 2 層以上の層せん断力も下がり,せん断力分 布は常に一定に保たれている。またこのとき,1 層のみ変形が増加し,2 層以上では変形がもどっ ており,制御がうまくいっていることがわかる。 図-7 に見られるように,1 層に変形が集中して いるので,以下,動的解析を含めて1 層に限定 して論じる。

(2) 各構面の挙動

W2 モデル 1 層における各構面と全体の C<sub>b</sub>-層 間変形関係をW0 の場合と併せて図-8 に示す。層 間変形 0.4%で壁がせん断破壊し,層間変形 0.8%でピロティ構面が降伏して,その時点で層 降伏メカニズムが形成されている。以下,各場 合の挙動について述べる。

W2-0.4 では、壁がせん断破壊したあともピロ ティ構面のせん断力が上がるため,層全体とし ての耐力低下はそれほど大きくない。その後壁 構面の耐力が一定になってからの層全体のせん 断力はW0の場合と同じである。W2-0.1では,壁 の耐力低下がW2-0.4より大きいため,最終的に はW0より層全体としてのせん断力が低くなって いる。また,W2-0.1Bでは,せん断破壊した時点 で壁は耐力を一挙に失うので,以後ピロティ構 面が層全体のせん断力のほとんどを負担してい る。履歴面積から見た場合,明らかに,W2-0.4, W2-0.1,W2-0.1Bの順に耐震性が低下している。 4.2 動的解析

動的解析では入力地震動として,JMA (神戸 海洋気象台,NS,1995),TOH(東北大,NS,1978) の最大速度をそれぞれ 50(cm/s),75(cm/s)に基 準化したものを用いた。負勾配を用いるため安 定性を考慮して,数値計算の時間刻みは 0.002 秒とした。減衰は初期剛性比例型とし,減衰定 数を一次固有振動数に対して 2%とした。なお, 動的解析による1層の荷重-変形関係の包絡線は, 完全な層降伏メカニズムが形成されるため静的



解析によるものと一致した。

(1) 最大変形

全ケースに対する1層の最大変形を図-9に示 す。なお,グラフ中の黒で示した値は後で述べ る残留変形を表す。

<u>最大速度 50(cm/s)の場合</u>

WO の最大変形は JMA で 2.0%, TOH で 1.1%で ある。W1-0.4 と W1-0.1 の最大変形はほぼ同じで (なお,このことはその他の地震動ケースにも いえる), どちらの地震動に対しても WO の場合



の1/2以下である。また,非常に脆性的なW1-0.1B の場合も,W1-0.4,W1-0.1ほどではないがW0よ り変形が減少している。一方,W2-0.4とW2-0.1 の最大変形はどちらの地震動に対してもW1-0.4, W1-0.1よりさらに小さく,W0の場合の1/4程度 である。また,W2-0.1Bの場合もW0に比べてJMA では1/3程度まで,TOHでは1/4程度まで変形が 減少している。

また,壁が1枚でも入ると,極端な場合である W1-0.1B を除いてメカニズムの形成を防ぐことができている。この点は注目に値する。

<u>最大速度 75(cm/s)の場合</u>

W0の最大変形はJMAで3.5%,TOHで3.0%と, 非常に大きなものとなった。W1 シリーズでは 50(cm/s)のときほどの低減効果は得られなかっ たが,それでもW1-0.1B を含む全ての場合で, わずかではあるがW0より変形が減少している。 一方,W2-0.4とW2-0.1の最大変形はW0に比べ てJMAで1/2以下,TOHで1/5以下と大幅に減少 している。また,W2-0.1Bでもわずかではあるが W0より減少している。



(2) 残留変形

JMA では WO の残留変形が大きく,特に 75 (cm/s)の場合1.7%と非常に大きなものとなっ た(図-9参照)。そこでこの地震動に対する WO と 壁を入れた場合との残留変形の比較を行った。

W0の残留変形に対するW1,W2モデルの残留変 形の比を,同じく最大変形の比と併せて図-10に 示す。全ての場合において,壁を入れたモデル では最大変形以上に残留変形が抑えられている。 特にW2-0.4とW2-0.1では残留変形がW0の0.2 倍程度の0.4%以下に抑えられている。地震後の 補修を考えた場合,1.7%から0.4%への残留変 形の低減は大きな利点といえる。

このような,W0とW2-0.4における残留変形の

違いの理由について,以下に述べる。1層変形時 刻歴,C<sub>b</sub>-1層変形関係を図-11,図-12に示す。 なお,図-12(b)の太線は壁構面について示した ものである。すでに述べたことであるが,壁が 入ることで,最大変形のほか残留変形も大きく 抑えられ,かつ,残留変形のほうがその度合が 大きいことが,これらの図からわかる。

ここで注目すべきは,W2-0.4のほうが負方向 への変形が大きいことである。このことは,残 留変形が減少した理由として,剛性,強度の上 昇だけでなく,壁の履歴モデルによる影響があ ったことを示しているように思われる。すなわ ち,本研究において用いた壁のせん断の履歴モ デルでは,耐力低下後には,反対方向に進む際 の剛性が低下する(図-3参照)。このことが層全 体の履歴にも影響し,図-12(b)に見られるよう に,正方向のB点から負方向に向かう際に,負 方向の過去の最大点(A点)よりも変形の大きい C点に向かっている。そのために,壁が入ったモ デルでは負方向への変形が増加することとなり, 残留変形が生じにくくなったと考えられる。

# 5. まとめ

- (1) 50(cm/s)の地震動の場合,純ピロティ建物に おいて JMA で 2.0%, TOH で 1.1%であった 最大変形を,壁を1枚入れるだけでも 1/2 以 下に抑え,1 層降伏メカニズムの形成を防ぐ ことができた。
- (2) 75(cm/s)の地震動の場合,純ピロティ建物に おいて JMA で 3.5%, TOH で 3.0%であった 最大変形を,壁を2枚入れることで 1/2以下 に抑えることができた。
- (3) 以上の 2 項目は現実にありそうな壁を用いた場合の結果であるが、非現実的に脆性的な壁を用いた場合でも、ある程度変形を減少させることができた。
- (4) JMA では壁を入れることにより最大変形以上 に残留変形を抑制することができた。その傾 向は、75(cm/s)の場合で、かつ、現実的な挙 動を示す壁を2枚入れた場合に顕著であった。



(5) 以上の点から、ピロティ建物にせん断型とは いえ壁を入れることは、耐震設計上有利であ るといえる。

参考文献

- 1)独立行政法人建築研究所ほか:用途複合型集合住宅の建設シス テムの合理化最終報告書,2003.3
- 2)古川淳ほか:ピロティ建物の解析的研究 その1:概要,日本 建築学会大会学術講演梗概集,C-2,pp.615-616,2001.9
- 3) 芳村学ほか:既存低層鉄筋コンクリート建物の Is 値と倒壊の関 係-診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として-, 日本建築学会構造系論文集,第587号,pp.197-204,2005.1
- 4)壁谷澤寿海ほか:鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度
  設計,第6回コンクリート工学年次講演会論文集,pp.769-772, 1984