

論文 ピロティ構造における柱と壁のせん断力負担に関する解析的研究

真田 靖士^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨: 1階に柱と壁が混在する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の設計法を提案することを目的として, 建物の応答性状について解析的かつ理論的に検討した. 建物の連層耐震壁構面はピロティ構面と比べて大きな剛性を有するため, ピロティ構面は曲げが卓越した変形モードとなること, 建物に作用する外力の大部分を耐震壁構面が負担することを示した. また, 建物の崩壊メカニズムに基づいて1階壁のせん断力を理論的に算定し, 解析結果と対応することを示した. 本手法により1階壁のせん断力を定量的に評価することができる.

キーワード: ピロティ構造, せん断力負担, 設計用せん断力, 立体骨組解析

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では多数の鉄筋コンクリート造建物が大きな被害を受けた. とりわけ1981年の耐震規定改正以前に設計された建物の被害が際立っていたが, 例外としてピロティ形式の建物は現行規定によるものでも顕著な被害を受け¹⁾. こういった経験を背景に, ピロティ建物を対象とした研究が解析的, 実験的に行われるようになり, ピロティ建物のマクロな応答性状などが解明されてきた^(例えば2), 3). 他方, 比較的ミクロな視点, 例えば, ピロティ階を構成する部材単位の応答, 崩壊過程などに着目した研究は未だ稀少であり, 具体的な設計法が確立されるには至っていない.

そこで, 本研究ではピロティ建物の設計法を提案することを目的として, とくに1階が柱と壁により構成されるピロティ建物の応答性状について検討する. 立体骨組の静的解析を行い, 剛性の異なる構面から成る建物の立体応答, とくに入力せん断力, 変形モード, 崩壊メカニズム, 柱と壁のせん断力負担などに着目して検討する. また, 解析より得られた結果に基づき, 1階壁の設計用せん断力について検討する.

2. 研究対象骨組

2.1 柱壁が混在するピロティ建物の試設計

文献4)では1階が柱のみにより構成される6層の鉄筋コンクリート造ピロティ建物(建物A)が試設計された. 図-1に1階および2~6階の柱, 壁配置図を示す. 本研究では建物Aを参考に1階に柱と壁が混在するピロティ建物(建物B)を設計する. 設計方針について, 建物Aの内側3スパン(図-1の網掛部分)に着目し, 建物Bはピロティ階で壁(枚数)が1/3となる建物とする(図-2).

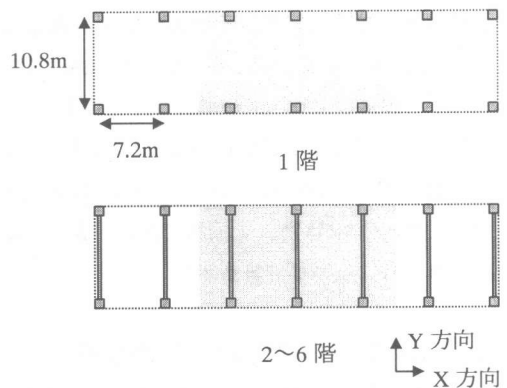


図-1 柱, 壁配置図(建物A)

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京大学教授 地震研究所 工博 (正会員)

*3 建設省建築研究所第三研究部耐風研究室室長 工博 (正会員)

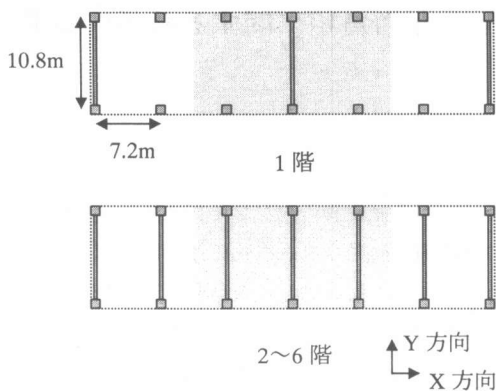


図-2 柱、壁配置図 (建物B)

建物 B の部材断面は、建物全体として建物 A の耐力 (柱をファイバーモデル、2 階以上の壁を弾性にモデル化し、外力分布を等分布として骨組の静的解析を行い算定した) とほぼ等価な耐力を有するように決定した (建物 B は簡単のため単位床面積あたりの重量を 11.8kN/m^2 と仮定したため、ベースシア係数に換算して等価となるように決定した)。ただし、ピロティ構面と連層耐震壁構面が互いの応答に与える影響は未知であるため、各構面独立に耐力を算定し、その合計を建物 B の耐力とした。具体的には、建物 B のピロティ構面の耐力を柱断面 $750 \times 750\text{mm}$ 、主筋 16-D25 と仮定して建物 A と同様に算定し、それを補う曲げ耐力を有するように耐震壁構面の 1 階壁断面を決定した。このとき、柱、壁ともに曲げ破壊先行型を想定し、せん断破壊しないと仮定した。また、梁、床断面および材料強度 (コンクリート: 23.5MPa 、鉄筋: D19 以上が 343.2MPa 、D16 以下が 294.2MPa) は建物 A と同様である。表-1 に建物 B の柱、壁断面詳細を示す。

表-1 柱、壁断面詳細 (建物B)

階	柱		壁	
2~6	X×Y	750×750	壁厚	250
	主筋	16-D25	縦横筋	D10@100 ダブル
1	X×Y	750×750	壁厚	300
	主筋	16-D25	縦横筋	D10@100 ダブル

単位: mm

2.2 研究対象骨組の試設計

研究対象は前節で設計した建物を 1/3 に縮小した立体骨組である。本モデルは今年度振動台実験が予定されている試験体であり、以下の解析は実験の予備解析を兼ねて行ったものである。図-3 に平面図、図-4 にピロティ構面および連層耐震壁構面の立面図、表-2 に柱、壁断面詳細を示す。

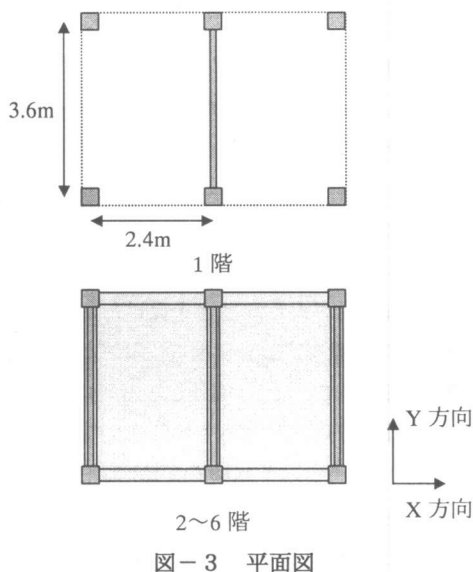


図-3 平面図

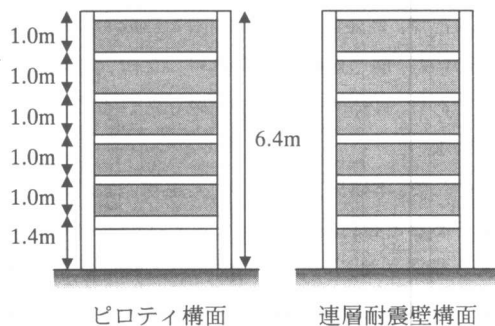


図-4 立面図

表-2 柱、壁断面詳細 (研究対象骨組)

階	柱		壁	
2~6	X×Y	250×250	壁厚	80
	主筋	12-D10	縦横筋	D6@75
1	X×Y	250×250	壁厚	100
	主筋	12-D10	縦横筋	D6@75

単位: mm

3. 立体骨組の静的解析手法

3. 1 部材モデル

ピロティ柱には上階から伝達される転倒モーメントにより大きな変動軸力が作用する。曲げと軸力の相互作用の影響を考慮するため、本研究では柱をファイバーモデルによってモデル化した。ファイバーモデルの柔性分布は曲げ、軸方向変形ともにパラボラ分布を仮定した。本モデル化手法の詳細および妥当性は文献 5), 6) において検討されている。

耐震壁は文献 7) で提案された鉄筋とコンクリートの材料特性に基づいたトラス置換モデルを用いてモデル化した。本モデルは図-5 に示すようにモデル化され、曲げに対して鉛直材、せん断に対して斜材により抵抗する。各線材の断面算定法などの詳細は同文献による方法に従った。

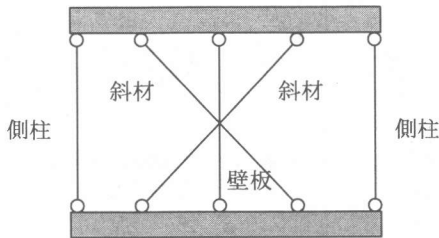
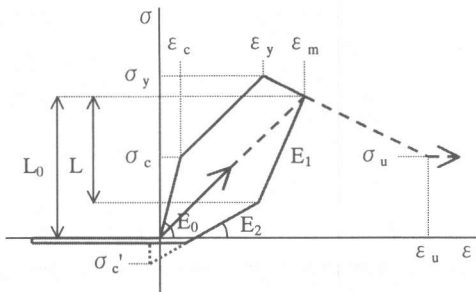


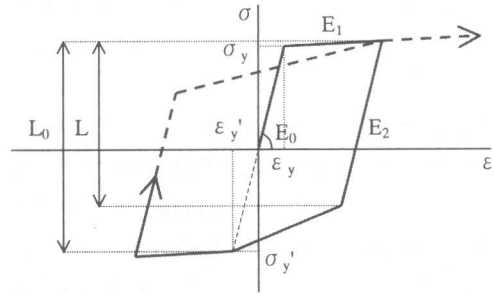
図-5 耐震壁モデル

ファイバーモデル、トラス置換モデルに用いたコンクリート要素および鉄筋要素の復元力特性モデルを図-6、図-7 に示す。



$$L = 3/4 \times L_0, E_1 = E_0 \times (\varepsilon_y / \varepsilon_m)^{1/2}, E_2 = E_1 / 4$$

図-6 コンクリート要素の復元力特性モデル



$$L = 0.75 \times L_0, E_1 = 0.01 \times E_0, E_2 = E_1$$

図-7 鉄筋要素の復元力特性モデル

3. 2 骨組のモデル化

研究対象骨組を前節で述べた部材モデルを用いてモデル化した。柱のモデル化について、部材両端のファイバースライスには試設計における配筋と同位置に鉄筋要素を配し、断面を Y 方向に 5 分割してコンクリート要素を配した。また、ピロティ構面と連層耐震壁構面を結ぶ床は面内方向に対して剛、面外方向には力を伝達しないと仮定した。

3. 3 加力方法

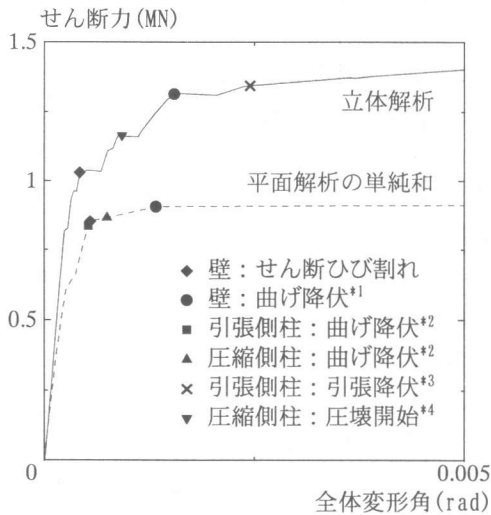
加力方法は Y 方向漸増単調載荷とし、外力分布には震度逆三角形分布を仮定した。また、各層の外力は当該層の各節点に支配床面積に応じて分配した。

4. 解析結果

4. 1 崩壊メカニズム

図-8 に骨組の 1 階層せん断力と全体変形角の関係を示した。同図にはピロティ構面、連層耐震壁構面を独立に平面解析して得られた 1 階層せん断力の単純和 (2×ピロティ構面の 1 階層せん断力+連層耐震壁構面の 1 階層せん断力) をともに示した。立体解析では平面解析の単純和を大きく上回るせん断力が入力されていることがわかる。図-8 には骨組がメカニズムを形成する過程を示したが、立体解析と平面解析ではピロティ構面が形成する崩壊メカニズムが異なることがわかる。図-9 に示すように、各構面独立に解析

した場合はピロティ構面が両側柱の柱頭、柱脚の曲げ降伏、連層耐震壁構面が壁脚の曲げ降伏によりメカニズムを形成するが、立体骨組の場合はピロティ構面が圧縮側柱の柱脚の圧壊、引張側柱の引張降伏、連層耐震壁構面が壁脚の曲げ降伏によりメカニズムを形成する。立体骨組ではピロティ構面が連層耐震壁構面の応答の影響を受けて曲げが卓越した変形モードとなり、より大きな転倒モーメントに抵抗した結果、骨組全体に入力されるせん断力も大きくなったものとする。



- *1: すべての壁筋が降伏したとき
- *2: すべての引張側鉄筋が降伏したとき
- *3: すべての鉄筋が降伏したとき
- *4: 最外縁コンクリートが圧壊したとき

図-8 1階層せん断力と全体変形角の関係

4.2 せん断力負担

図-10に立体解析におけるピロティ構面(2構面分)と連層耐震壁構面の負担せん断力と全体変形角の関係を示す。同図中の実線は1階層せん断力であり図-8と同様である。弾性域では壁部分が約98%のせん断力を負担しており、1階壁のせん断ひび割れ発生時(約94%)まで、ほぼ全てのせん断力を連層耐震壁構面が負担する。1階壁のせん断ひび割れによる剛性低下と同時にピロティ構面の負担するせん断力が増大し始め、1階壁の曲げ降伏時で約85%となり、その後ほぼ一定の割合となる。すなわち、1階が柱と壁により構成されるピロティ建物の1階壁のせん断設計で

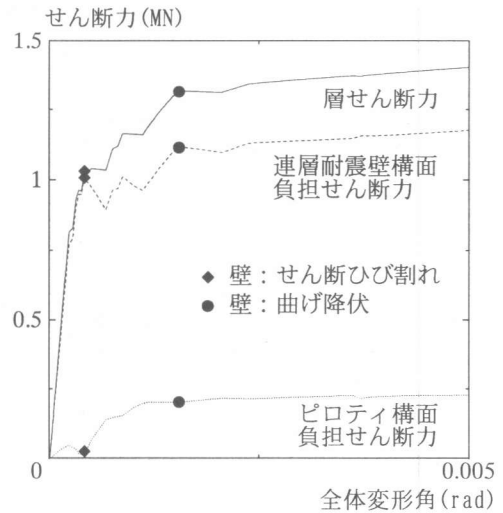


図-10 せん断力負担

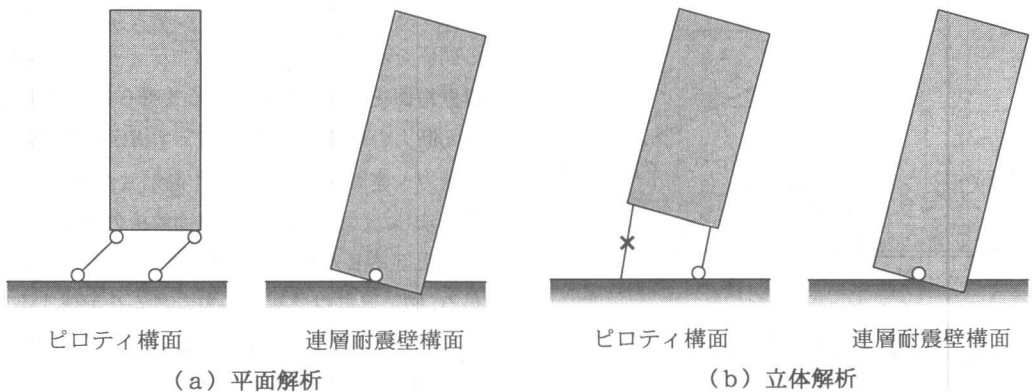


図-9 崩壊メカニズム

は、連層耐震壁構面に作用する外力だけでなくピロティ構面に作用する外力も考慮しなければならないことがわかる。

5. 1 階壁の設計用せん断力

前章では、柱と壁が混在するピロティ建物の1階壁には骨組の立体的な効果によりきわめて大きなせん断力が作用することを示した。そこで、本章では1階壁の設計用せん断力について検討する。

まず、骨組が崩壊メカニズムを形成したときのピロティ構面圧縮側柱に着目する。メカニズム形成時、柱の柱頭、柱脚は圧縮側コンクリートの圧壊、圧縮側鉄筋の降伏により曲げ降伏しているため、柱に作用するせん断力 Q_{yc} は以下のように算定することができる⁸⁾。

$$N_c > 0.4bDF_c \text{ より}$$

$$M_{yc} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12bD^2F_c$$

$$= 0.064 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$Q_{yc} = M_{yc} / (h_1 / 2)$$

$$= 0.102 \text{ MN}$$

ここに、 N_c :メカニズム形成時の圧縮側柱に作用する軸力、 M_{yc} :圧縮側柱の降伏モーメント、 b :柱幅、 D :柱せい、 F_c :コンクリートの圧縮強度、 a_t :柱の引張側鉄筋断面積、 σ_y :鉄筋の降伏強度、 h_1 :1階高さである。

図-11では算定された Q_{yc} (2構面分) を骨組解析により得られたピロティ構面の負担せん断力と比較した。ピロティ構面の負担せん断力は圧縮側柱のみに作用するせん断力とほぼ一致している。すなわち、骨組全体に作用するせん断力の内、圧縮側柱に作用するせん断力を除いた全てのせん断力を連層耐震壁構面が負担することがわかる。そこで、以下では、メカニズム形成時の骨組全体の降伏モーメントから、骨組に作用する外力(1階層せん断力)を逆算することにより、1階壁の設計用せん断力を評価する。

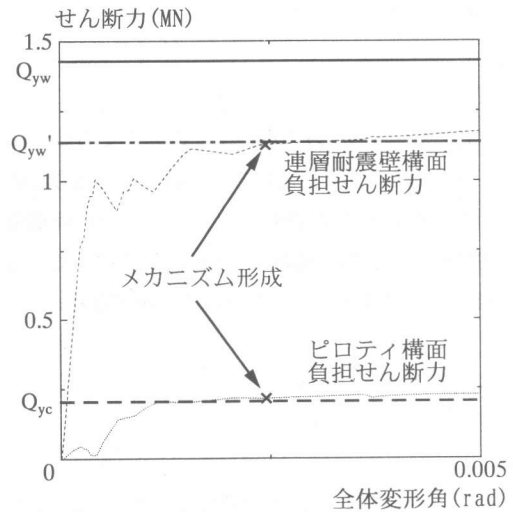


図-11 設計用せん断力の検討

ピロティ構面の降伏モーメント M_{yp} は引張側柱が引張降伏していることから、耐震壁の曲げ信頼強度算定式⁹⁾を代用して、次のように算定することができる。

$$M_{yp} = a_t' \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \cdot N \cdot l_w + M_{yc}$$

$$= 2.208 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

ここに、 a_t' :柱の主筋断面積の合計、 l_w :両側柱中心間距離、 N :各構面の1階に作用する軸力である。

連層耐震壁構面の降伏モーメント M_{yw} を文献9)式により同様に求め、骨組全体の降伏モーメント M_y を算定する。

$$M_{yw} = a_t' \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \cdot a_w' \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \cdot N \cdot l_w$$

$$= 3.014 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 2 \times M_{yp} + M_{yw}$$

$$= 7.430 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

ここに、 a_w' :壁の縦筋断面積の合計である。

M_y より、このとき骨組に作用している外力(1階層せん断力) Q_y を逆算する。

$$Q_y = M_y / h$$

$$= 1.633 \text{ MN}$$

ここに、 h ：外力の重心までの高さである。

前述したように、ピロティ構面の圧縮側柱に作用するせん断力を除く全てのせん断力を連層耐震壁構面が負担するため、1階壁に作用するせん断力 Q_{yw} は次のように求めることができる。

$$Q_{yw} = Q_y - 2 \times Q_{yc}$$

$$= 1.429 \text{ MN}$$

Q_{yw} を図-11に太実線で示した。同図より Q_{yw} は解析値を25%程度上回っている。これは1階壁の降伏モーメントが文献9)式による値 (M_{yw}) と解析結果 ($M_{yw}' = 1.701 \text{ MN} \cdot \text{m}$) で大きく異なるためである(本研究では文献9)式あるいは耐震壁モデルの妥当性について議論することを避ける)。そこで、 M_{yw}' を用いて同様に算出した Q_{yw}' (1.140MN) を図-11に一点鎖線で示した。 Q_{yw}' は解析値と非常によく対応していることがわかる。

以上、1階に柱と壁が混在するピロティ建物の1階壁に作用するせん断力を定量的に評価する手法を示した。

6. まとめ

1階が柱と壁により構成される鉄筋コンクリート造ピロティ建物の試設計を行い、設計した骨組の応答性状について検討した。

立体骨組の静的解析を行った結果、本構造による建物ではピロティ構面が剛性の大きい連層耐震壁構面の応答の影響を受けて曲げが卓越した変形モードとなり、ピロティ建物に特有な1階に変形が集中するモードとならないことがわかった。本研究で用いた解析対象骨組のピロティ構面は圧縮側柱の圧壊、引張側柱の引張降伏によりメカニズムを形成した。一方、連層耐震壁構面の1階壁は上階に作用する外力だけでなく、連結するピロティ構面に作用する外力も負担することが

わかった。本解析では、1階壁のせん断ひび割れ発生まではほぼ全てのせん断力を1階壁が負担し、曲げ降伏後も8割以上のせん断力を負担する結果となった。

骨組の崩壊メカニズムに基づいて1階壁に作用するせん断力の理論値を算定し、解析値と対応することを確認した。本研究で示した手法により1階壁の設計用せん断力を定量的に評価することができる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物，1997.7
- 2) 小室努，川端一三，小谷俊介：2階以上に連層耐震壁を有するピロティ建物の地震応答性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.755-760，1996.6
- 3) 馬華，文雪峰，鈴木計夫，大野義照：下層部にソフトストーリーを有するRC造建物の簡易地震応答予測について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.25-30，1998.6
- 4) 中塚善博，倉本洋，顧建華，壁谷澤寿海：6層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャースード実験，コンクリート工学年次論文報告集（投稿中）
- 5) 真田靖士，壁谷澤寿海：梁の軸方向変形を考慮した鉄筋コンクリート造建物の応答に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.37-42，1998.6
- 6) 真田靖士，壁谷澤寿海：拘束剛性から推定される梁の軸方向変形に基づく柱のせん断力増分の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.49-54，1999.6
- 7) 松本和行：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性の評価法に関する研究，横浜国立大学学位論文，1994.3
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988.7
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11