

論文 耐震壁を有する RC 造ピロティ建物の入力と終局限界性能の評価

真田 靖士^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・倉本 洋^{*3}・中埜 良昭^{*4}

要旨：RC 造ピロティ建物の合理的な耐震設計法を提案することを目的に、実験的、解析的、理論的なアプローチから一連の研究を実施している。本研究では 1 階に耐震壁を有するピロティ建物（1 階の耐震壁が局部的に取り除かれた耐震壁フレーム構造）を対象に、既に報告した震動実験、フレーム解析結果に基づき、本構造の耐震設計法を導く。建物の破壊メカニズムに基づく入力の評価手法を示すとともに、連層耐震壁脚部のせん断軟化性状を考慮した建物の終局限界性能の評価手法を示す。また、本構造を有する研究対象建物にこれらの手法を適用し、精緻なフレーム解析と比較した結果、提案した手法の妥当性が確認された。

キーワード：鉄筋コンクリート、ピロティ、耐震壁フレーム構造、設計法、せん断軟化

1. はじめに

筆者らは鉄筋コンクリート造ピロティ建物の合理的な耐震設計法を確立することを目的に、一連の実験的、解析的、理論的な研究を組織的に実施してきた。現在までに、1 階が柱のみにより構成される、いわゆる純ピロティ建物のサブストラクチャー仮動的実験からその破壊性状が、フレーム解析からその動的応答性状がそれぞれ実験的、解析的に解明された^{1), 2)}。一方、1 階が柱と耐震壁によって構成されるピロティ建物の震動実験から、本構造に特有な破壊過程、破壊メカニズムを実験的に解明し、フレーム解析を通じてその破壊性状を理論的に説明した^{3), 4)}。以上の 2 種の構造はともにピロティ構造と位置付けられるが、その応答性状は本質的に異なり、本研究ではとくに後者を対象に議論する。

本稿では震動実験、フレーム解析から得られた知見に基づいて、本構造を有する建物の入力と終局限界性能を定量的に評価することにより、その耐震設計法を導く。建物の破壊メカニズムに基づいて入力を、連層耐震壁のせん断軟化性状に基づいて終局限界性能をそれぞれ算定する手法を示す。さらに、本構造を有する研究対象

建物にこれらの評価手法を適用し、精緻なモデルを用いたフレーム解析結果と比較することで、その妥当性を検証する。

2. 研究対象建物

2.1 建物の概要

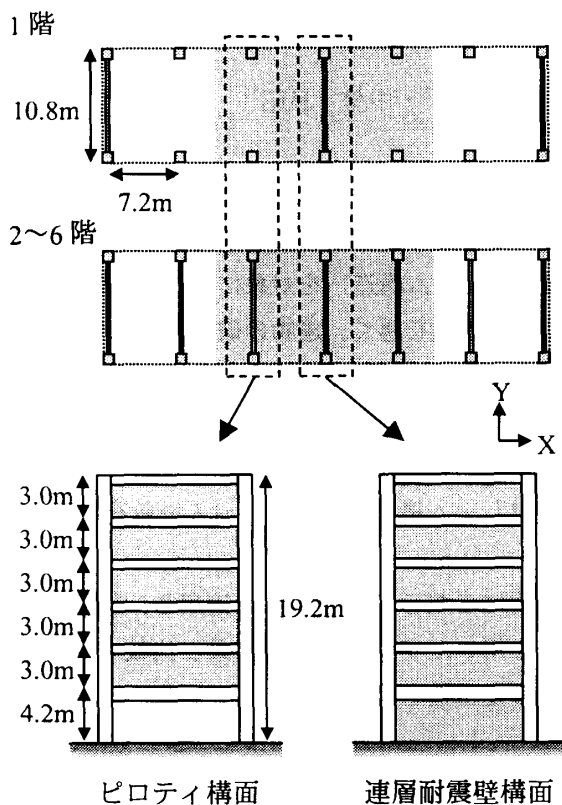
図-1 に本研究で対象とする建物のプロトタイプ⁵⁾を、表-1 にその柱、耐震壁の断面詳細を示す。研究対象とするフレーム（以下、研究対象建物と表記）はプロトタイプから建物中央 3 スパンを切り出した立体フレームである。研究対象建物は 2～6 階の各構面と 1 階の中央構面に耐震壁を有する 6 層 3×1 スパンの鉄筋コンクリート造ピロティ建物である。重視した設計方針は建物が脚部で曲げ降伏して全体降伏機構を形成するまでピロティ階が層降伏しないように計画したことである。具体的には建物が全体降伏するときに建物全体に作用する水平外力をピロティ階耐震壁がすべて負担すると仮定した場合にもせん断破壊しない耐力を耐震壁に与えた。また、設計時に仮定した使用材料の強度はコンクリートが 23.5MPa、鉄筋が 343.2MPa、単位床面積あたりの重量は 11.8kN/m² である。

*1 東京大学助手 生産技術研究所 博（工）（正会員）

*2 東京大学教授 地震研究所 工博（正会員）

*3 豊橋技術科学大学助教授 工学教育国際協力研究センター 工博（正会員）

*4 東京大学助教授 生産技術研究所 工博（正会員）



図－１ プロトタイプ

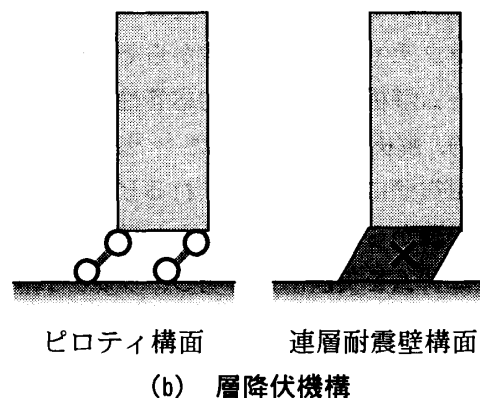
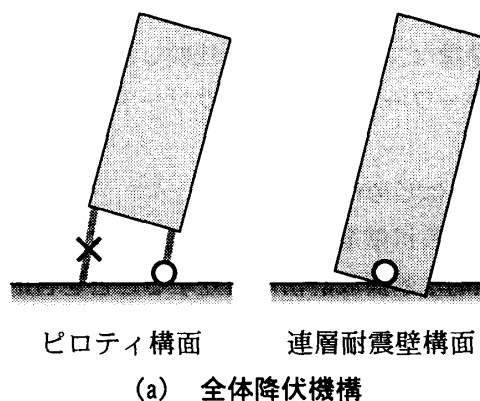
表－１ 柱、耐震壁の断面詳細 単位：mm

柱	X×Y	X 主筋	Y 主筋
1～6 階	800×700	4-D25	2-D25+2-D16
耐震壁	壁厚	縦筋	横筋
2～6 階	150	D10@150single	D10@150single
1 階	300	D10@175double	D10@75double

2.2 破壊メカニズム

図－２に本構造の破壊メカニズムを示す。前節に示したように研究対象建物は建物が全体降伏機構を形成するときに入力される全水平外力に対してもピロティ階が層降伏しないように設計したため、建物脚部での曲げ降伏が先行する。すなわち、はじめに図－２(a)のように連層耐震壁構面脚部の曲げ降伏、ピロティ構面圧縮側柱脚部の曲げ降伏、引張側柱の引張降伏により全体降伏機構を形成する。しかしながら、ピロティ階耐震壁に十分なせん断耐力を与えたにも関わらず、終局時まで全体降伏機構を維持しないことが実験、解析から解明された^{3), 4)}。実際に

は、建物は塑性化するに従って次第にピロティ階に変形が集中するようになり、やがて耐震壁がせん断破壊するとともに図－２(b)に示す層降伏機構に移行する。これは連層耐震壁脚部の塑性化、とくに曲げひび割れが進行するとともに耐震壁のせん断剛性、せん断耐力が低下することに起因する（せん断軟化性状については稿を改めて詳述する）。



図－２ 破壊メカニズム

3. 入力の評価

3.1 ピロティ柱の軸力

本構造の破壊メカニズム、とくに全体降伏時のメカニズムに基づいて建物への入力の評価する。図－３に全体降伏時にピロティ構面 1 階の各部材に作用する外力を示す。引張側柱は引張降伏しているため、主筋の降伏強度で決まる引張軸力が式(1)により算定される。このとき引張側柱の軸力が変動軸力としてすべて圧縮側柱に伝達されると仮定すると、圧縮側柱の軸力は式(2)により算定される。

$$N_t = A_g \sigma_{yc} \quad (1)$$

$$N_c = N_p - N_t \quad (2)$$

ここに、 N_t ：引張側柱軸力、 N_c ：圧縮側柱軸力、 A_g ：柱の全主筋断面積、 σ_{yc} ：柱主筋降伏強度、 N_p ：ピロティ構面1階の初期軸力である。

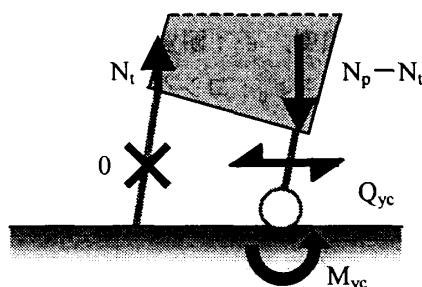


図-3 ピロティ構面1階の作用外力

3.2 ピロティ柱のせん断力

前節で算定された N_c を用いると、圧縮側柱脚部の降伏モーメントは式(3)により評価することができる⁶⁾。また、震動実験³⁾によると、本構造では全体降伏時の圧縮側柱の反曲点高さが概ね柱内法高さの1/2となることが明らかとなったので(図-4)、圧縮側柱の入力せん断力は式(4)により算定される。一方、引張側柱は引張降伏しているのでせん断力を負担しない。

$$M_{yc} = 0.8a_t \sigma_{yc} D + 0.5N_c D (1 - N_c / (bDF_c)) \quad (3)$$

$$Q_{yc} = M_{yc} / (h_c / 2) \quad (4)$$

ここに、 M_{yc} ：圧縮側柱脚部の降伏モーメント、 a_t ：柱の引張鉄筋断面積、 D ：柱せい、 b ：柱幅、 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 Q_{yc} ：圧縮側柱のせん断力、 h_c ：柱の内法高さである。

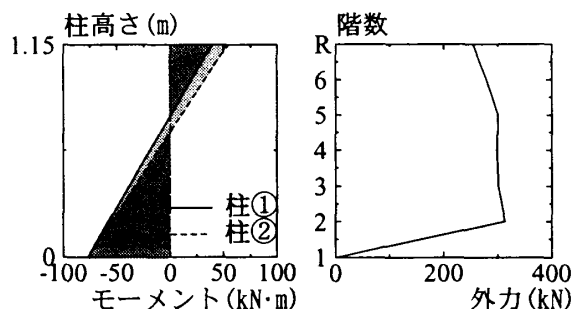


図-4 柱のモーメント分布 (震動実験³⁾より) 図-5 外力分布 (震動実験³⁾より)

3.3 ピロティ階耐震壁のせん断力

建物のメカニズム(図-2(a))から建物脚部の降伏モーメントは式(5)より評価される。

$$M_y = n_p M_{yp} + n_w M_{yw} \quad (5)$$

$$M_{yp} = A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5N_p l_w + M_{yc}$$

$$M_{yw} = A_g' \sigma_{yc}' l_w + 0.5a_w \sigma_{yw} l_w + 0.5N_w l_w$$

ここに、 M_y ：建物全体の降伏モーメント、 n_p ：ピロティ構面数、 M_{yp} ：ピロティ構面の降伏モーメント、 n_w ：連層耐震壁構面数、 M_{yw} ：連層耐震壁構面の降伏モーメント、 l_w ：柱または側柱の中心間距離、 A_g' ：側柱の全主筋断面積、 σ_{yc}' ：側柱主筋の降伏強度、 a_w ：壁の全縦筋断面積、 σ_{yw} ：壁縦筋の降伏強度、 N_w ：連層耐震壁構面1階の初期軸力である。

また、震動実験³⁾によると、本構造では全体降伏時の外力分布が概ね矩形分布(外力重心高さが建物全体高さの1/2)となるので(図-5)、建物への入力せん断力(水平外力)は式(6)により評価することができる。算定された入力せん断力からピロティ構面圧縮側柱の負担せん断力を差し引くことにより、ピロティ階耐震壁の入力せん断力が式(7)のように算定される。

$$Q_y = M_y / (H / 2) \quad (6)$$

$$Q_{yw} = (Q_y - n_p Q_{yc}) / n_w \quad (7)$$

ここに、 Q_y ：建物全体のせん断力、 Q_{yw} ：ピロティ階耐震壁のせん断力、 H ：建物の全体高さである。

4. 終局限界性能の評価

既に述べたように、本構造では建物が脚部で曲げ降伏して全体降伏機構を形成した後も、耐震壁脚部の損傷が進み、やがてピロティ階の層降伏に至る。本研究では、本構造の終局域における耐震設計を層降伏を防止することと読み替え、建物の終局限界性能を評価することで耐震設計法の実現を目指す。具体的には、建物の終局限界変形時におけるピロティ階耐震壁の平均せん断応力度を算定する手法を示し、ピロティ階耐震壁のせん断破壊時の平均せん断応力度と建物の変形の関係を明らかにする。

本研究ではピロティ階耐震壁に許容する平均せん断応力度の限界値 (Capacity) を式 (8) により定義する。

$$\tau_c = G_e R_{ls} \quad (8)$$

ここに、 τ_c : 耐震壁の限界せん断応力度、 G_e : ピロティ階耐震壁のせん断破壊時の等価せん断剛性、 R_{ls} : ピロティ階 (に許容する) せん断変形角である。

以下では式 (8) をより実設計に反映しやすい形に変形する。本研究では最も簡単に、図-6 に示すように、建物の全体変形がピロティ階の曲げ変形とせん断変形のみにより生じていると仮定する。この仮定により、ピロティ階の曲げ変形とせん断変形は建物頂部とピロティ階の変形を用いて式 (9)、(10) により評価することができる。

$$R_{lb}(R_r, R_l) = (h_r R_r - h_l R_l) / \{2 (h_r - h_l)\} \quad (9)$$

$$R_{ls}(R_r, R_l) = \{-h_r R_r + (2h_r - h_l) R_l\} / \{2 (h_r - h_l)\} \quad (10)$$

ここに、 R_{lb} : ピロティ階曲げ変形角、 R_r : 全体変形角、 R_l : ピロティ階変形角、 h_r : 全体高さ、 h_l : 1 階高さである。

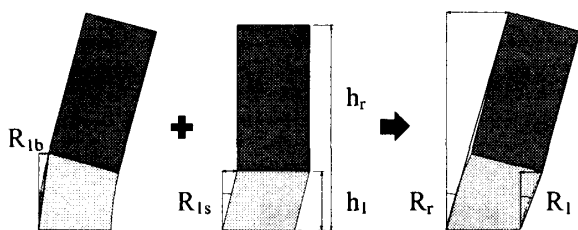


図-6 変形分布モデル

また、本研究では G_e をコンクリートの主応力度と主歪度の共軸性を仮定して式 (11) により評価する。耐震壁のせん断破壊を圧縮側主応力度がコンクリートの圧縮強度に達するときと定義すると、せん断破壊時の G_e は式 (12) に置換できる。さらに、文献 7) によると、せん断破壊時の β は式 (13) により評価できるので、これを式 (12) に代入することにより、 G_e は ε_1 の関数として式 (14) により評価される。

$$G_e = (\sigma_1 - \sigma_2) / \{2 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\} \quad (11)$$

$$= -\beta \sigma_B / \{2 (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\} \quad (12)$$

ここに、 σ_1 , σ_2 : コンクリートの主応力度 (σ_1 を引張側、 σ_2 を圧縮側とする)、 ε_1 , ε_2 : コンクリートの主歪度、 β : 二軸応力下におけるコンクリートの強度低減係数、 σ_B : コンクリートの一軸圧縮強度、 ε_1 : 耐震壁のせん断破壊時の引張側主歪度、 ε_0 : コンクリートの圧縮強度時歪度である。

$$\beta = 1 / (0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon_0) \quad (13)$$

$$G_e = -\sigma_B / \{2 (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) (0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon_0)\} \quad (14)$$

一方、文献 8) によると純せん断変形を受ける耐震壁のせん断破壊時には式 (15) の関係が成り立つ。

$$\gamma = (\varepsilon_{ls} - \varepsilon_0) \sin 2\theta \quad (15)$$

ここに、 γ : せん断破壊時のせん断歪度 (= R_{ls})、 ε_{ls} : 純せん断変形下における耐震壁のせん断破壊時の引張側主歪度、 θ : コンクリートの主応力 (歪) 度方向である。

しかし、本研究では純せん断変形ではなく、曲げせん断変形を受ける連層耐震壁を対象としているため、曲げによる影響が無視できないと考えられる。そこで、図-7 に示すモデルに基づき、曲げによる歪度の増大を考慮して、耐震壁のせん断破壊時の引張側主歪度を式 (16) のように評価する。式 (16) は式 (15)、図-7 により整理され、式 (17) が導かれる。

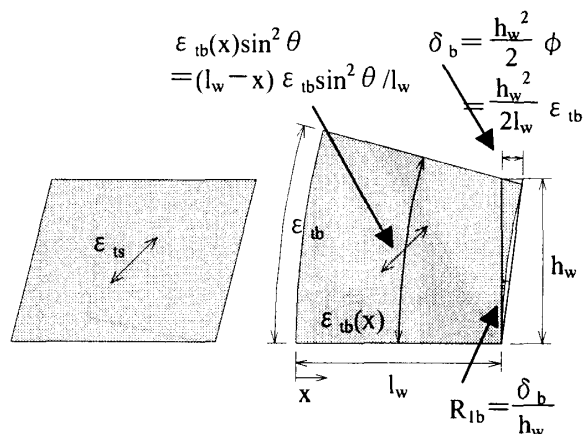


図-7 引張側主歪度モデル

$$E(x) = \varepsilon_{is} + \varepsilon_{ib}(x) \sin^2 \theta \quad (16)$$

$$E(R_{ib}, R_{is}, x) = R_{is} / \sin^2 \theta + \varepsilon_0 + 2(l_w - x) \sin^2 \theta R_{ib} / h_w \quad (17)$$

ここに、 E ：曲げせん断変形下における耐震壁のせん断破壊時の引張側主歪度、 ε_{ib} ：純曲げ変形下における耐震壁のせん断破壊時の引張側主歪度、 x 、 l_w 、 h_w ：図-7を参照である。

式(17)により算定される E を、式(14)の ε_i に代入することにより、 G_e は R_{ib} 、 R_{is} の関数として式(18)により評価される。さらに、式(9)、(10)より、 R_{ib} 、 R_{is} は既に R_r 、 R_l の関数として評価されていることから、 G_e は R_r 、 R_l の関数であることがわかる。よって、式(8)の τ_c は、 R_r 、 R_l の関数として、式(19)により評価されることになる。

$$G_e(R_{ib}, R_{is}) = \int_0^{l_w} \sigma_B \varepsilon_0 / (0.68 E^2 - 2.28 \varepsilon_0 E + 1.6 \varepsilon_0^2) dx / l_w \quad (18)$$

$$\tau_c(R_r, R_l) = \int_0^{l_w} \sigma_B \varepsilon_0 R_{is} / (0.68 E^2 - 2.28 \varepsilon_0 E + 1.6 \varepsilon_0^2) dx / l_w \quad (19)$$

5. 設計への応用

5.1 設計プロセス

以上に示した本構造の入力と終局限界性能の評価手法を実際の設計に応用するプロセスを示す。実設計では、建物の終局時に期待する全体変形性能、ピロティ階に許容する変形を予め想定し、これらを用いて式(19)より τ_c を評価する。こうして算定された τ_c が、式(7)より算定される入力せん断応力度（Input）を上回る条件（式(20)）を満足することで、建物が期待された全体変形に達するまでピロティ階が許容範囲内の変形に留まること、すなわち、耐震壁がせん断破壊せず、層降伏しないことが実現されることになる。

$$\tau_c > \tau_i \quad (20)$$

ここに、 τ_i ：耐震壁の入力せん断応力度（ $=Q_{yw}/A_w$ ）、 A_w ：耐震壁の断面積である。

5.2 フレーム解析による検証

最後に、本稿の研究対象建物を対象として、前章までに示した方法を用いて入力と終局限界性能を評価し、フレーム解析結果と比較することにより本手法の妥当性を検証する。

研究対象建物を、耐震壁モデルに4節点アイソパラメトリック要素モデル、柱モデルにファイバーモデルを用いて立体フレームに置換し、Pushover解析を行った。外力分布には矩形分布を仮定した。その他、建物の詳細なモデル化方法などの解析手法については、文献4)に既に記述したので、本稿では省略する。

図-8に建物の全体変形角とピロティ階耐震壁の水平入力の関係を示す。ただし、水平入力とは耐震壁の平均せん断応力度を σ_B で除した値である。また、同図には耐震壁のせん断破壊点、すなわち、建物の層降伏機構形成時をともに示した。

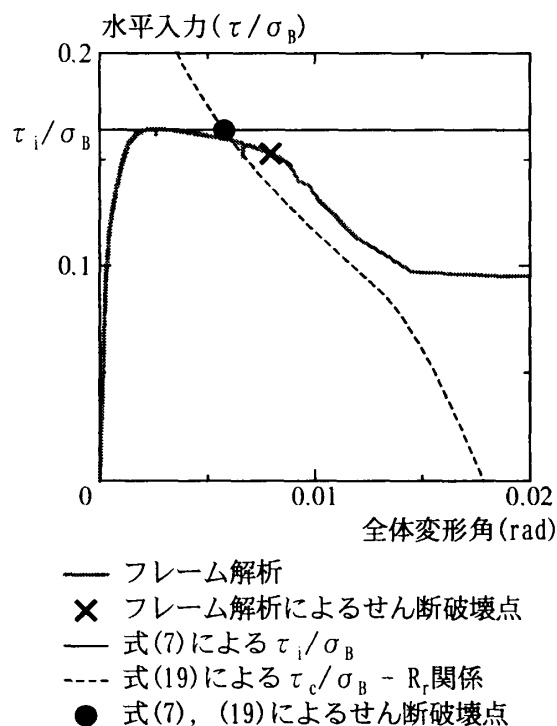


図-8 建物の全体変形角とピロティ階耐震壁の水平入力の関係

式(7)に基づいて、研究対象建物のピロティ階耐震壁への入力 $\tau_i/\sigma_B (=0.164)$ を算定し、図

－ 8 中に黒実線で示した。式(7)による算定値は解析から得られる入力 of 最大値を精度よく評価していることがわかる。

一般に耐震壁のせん断耐力は変形と相関を有し、変形が大きいほど耐力が低下するので、耐震壁のせん断耐力がはじめて入力を下回る点がせん断破壊点と考えることができる。研究対象建物の場合、別途評価した終局強度式⁹⁾によるピロティ階耐震壁のせん断耐力 (V_u) と入力せん断力 (Q_{yw}) の関係から、耐震壁は層間変形角がおおよそ 0.01rad でせん断破壊する。よって、研究対象建物のピロティ階に許容できる変形は 0.01rad であると読み替えることができる。そこで、ピロティ階に許容する変形を 0.01rad ($=R_L$) と確定し、建物に期待し得る全体変形 (R_T) と耐震壁に許容し得る平均せん断応力度 (τ_c / σ_B) の関係を式(19)より評価し、図－ 8 中に黒点線で示した。限界せん断応力度が入力せん断応力度と一致する点がせん断破壊点の推定値であり、解析から得られるせん断破壊点を良好に評価していることがわかる。

研究対象建物の耐震性能（変形性能）を向上するためには、入力せん断応力度を低下させるか、限界せん断応力度を上昇させるかのいずれかの方法が考えられる。これを実現するためにはピロティ階の耐震壁量を増やすことが効果的であると考えており、耐震性能を改善した建物の性能確認も今後引き続き行う計画である。

6. まとめ

1 階に耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物を対象に、既の実施した震動実験、フレーム解析から得られた結果に基づいて、本構造を有する建物の入力と終局限界性能を定量的に評価する方法および建物の層降伏を防止するための設計方法を示した。

本構造では建物が脚部で曲げ降伏して全体降伏機構を形成した後も、連層耐震壁脚部の曲げによる損傷の進行により脚部のせん断剛性、耐力が劣化するため、ピロティ階に変形が集中す

るようになり、やがて層降伏に至る。建物に期待する変形まで層降伏を防止するには、現行の耐震規定¹⁰⁾が述べるピロティ階耐震壁の耐力の確保に加え、ピロティ階への変形集中を回避するため、耐震壁に適当な剛性を確保する必要がある。これを実設計において実現するために、本研究ではピロティ階耐震壁の入力せん断応力度と限界せん断応力度を評価する手法を導いた。また、本手法を研究対象建物に適用し、精緻なフレーム解析結果と比較することにより、その妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 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仮動的実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.31-36, 2000.6
- 2) 松本和行, 倉本洋, 顧建華: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答変形の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.43-48, 2001.6
- 3) 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋, 福田俊文, 松本和行, 奈良岡誠也, 平田昌宏, 加藤敦, 小川信行: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の動的実験, 構造工學論文集, Vol.47B, pp.511-520, 2001.3
- 4) 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: 耐震壁を有する RC 造ピロティ建物の動的実験に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.37-42, 2001.6
- 5) 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.19-24, 2000.6
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991.4
- 7) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Comparison Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, pp.219-231, 1986
- 8) 六車熙, 渡辺史夫, 西山峰広, 星田英俊, 河野進: 鉄筋コンクリート壁版におけるコンクリート圧縮強度の評価と限界変形 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造Ⅱ, pp.571-574, 1988.10
- 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
- 10) 日本建築センター: 建築物の構造規定－建築基準法施行令第 3 章の解説と運用－1997 年版, 1997.12