

論文 鉄筋コンクリート造ピロティ建物の地震応答変形と損傷評価

中村 匠^{*1}・田邊 裕介^{*1}・迫田 丈志^{*2}・前田 匡樹^{*3}

要旨：試設計されたピロティ階を有する鉄筋コンクリート造構造物を検討の対象とし、1階柱および耐震壁の1/4縮小モデル静的繰返し漸増載荷実験を行い損傷評価することで、実験結果と耐震性能評価指針での評価結果により部材の損傷評価を比較した。また、部材を骨組モデルに組み込んで架構のPush-over解析を行い、各種耐震設計法・性能評価法を適用した。建物全体の性能評価を行うことで、評価結果を比較し、それらの考察を行った。

キーワード：耐震性能，損傷評価，ピロティ構造，ひび割れ幅，静的載荷実験

1. はじめに

近年は、建築構造物の耐震設計において、終局安全性のみならず、修復性や使用性の確保も構造設計における重要な課題となっている。建築基準法の耐震設計では、1982年以降の保有水平耐力法（2次設計）に加えて、限界耐力計算法も採用されている。また、建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説」¹⁾（以下、耐震性能評価指針）など最新の研究成果に基づいて詳細に耐震性能を評価する方法も提案されている。本研究では、試設計されたRC造ピロティ構造物を対象に、1階の柱及び耐震壁の部材実験結果と耐震性能評価指針による部材の評価の比較を行った。また建物全体の耐震性能について各種耐震設計法・性能評価法を適用し、各方法に基づく評価結果相互を比較し、考察した。

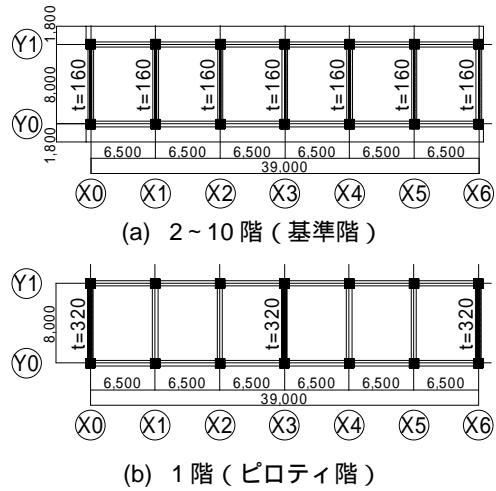


図-1 対象建物伏図

2. 検討対象建物

本研究で検討対象とした構造物は、ピロティ階を有する10階建RC造集合住宅である。

2.1 建物概要

検討対象建物の伏図を図-1に、検討方向である梁間方向の軸組図を図-2に示す。この建物は、建築学会の「鉄筋コンクリート構造 計算用資料集」²⁾の構造計算例3「15章 ピロティ階のある集合住宅設計例」を参考に、平面形状や部材断面を設定しており、X（桁行）方向は6.5m×6スパンの純ラーメン構造、Y（梁間）方向は1スパンの架構で、7フレーム中、両妻のX0,X6フレーム、及び中央のX3フレームは連層耐震壁架構、X1,X2,X4,X5フレームは、1階のみに耐震壁のないピロティ架構となっている。Y方向のスパン長は、文献2)の設計例では12mであるが、後述する耐震壁の部材実験の試験体寸法との関係から8mとした。部材断面は、表-1に示すように、文献2)の設計例とほぼ同様の形状・配筋とした。

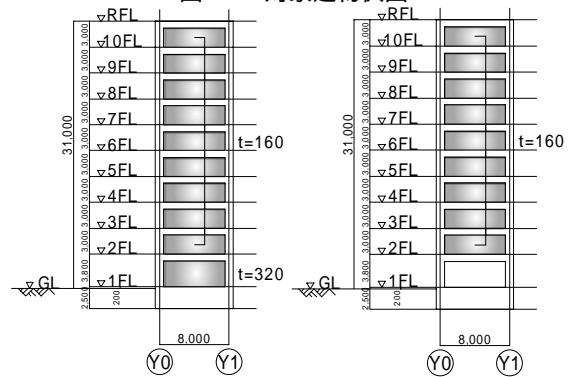


図-2 対象建物軸組図

表-1 柱および耐震壁の部材断面，強度

柱	1階		耐震壁	壁厚	配筋
	950 × 950				
断面			2-10階	160 (mm)	D13@200 Double SD295
			1階	320 (mm)	D16@200 Double SD295
主筋	14-D32, SD390				
帯筋	5+4-D13@80, SD295				
Fc	48				

*1 東北大学 工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 東北大学 工学研究科都市・建築学専攻 助手 工修 (正会員)

*3 東北大学 工学研究科都市・建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

2.2 架構の解析モデル

架構の解析モデルは、図-3 に示すようなフレームモデルとし、ピロティ柱は材端曲げバネ・軸バネ・せん断バネを有する線材でモデル化した。耐震壁は、ブレースモデルでモデル化した。

各部材モデルのバネ復元力特性(強度,変形)として、柱の曲げバネのひび割れ・降伏強度は略算式により計算し、剛性低下率は菅野式によって求めた。せん断耐力は靱性指針式⁴⁾に従って計算した。軸バネは図-4 に示す復元力特性とし、耐震壁の側柱には引張強度に壁板の半分の壁筋が作用すると考え $0.5a_w \sigma_{sy}$ を付加した。耐震壁は、剛梁、ブレース、両端ピンの柱からなり、耐震壁のせん断強度は、ブレースの軸バネ強度の水平成分の和が靱性指針式に従って計算したものと一致するように設定した。

2.3 静的漸増載荷解析

外力を A_i 分布とした静的漸増載荷解析 (Push-over 解析) による各階の層せん断力係数 - 層間変形角関係を図-5 に示し、ステップ毎の進展状況を表-2 に示す。この架構は比較的高さ方向の耐力・剛性のバランスがよく、連層耐震壁架構の側柱の曲げ降伏、ピロティ柱の軸降伏、壁板のせん断降伏、ピロティ柱の曲げ降伏の順にヒンジが発生して、全体降伏機構を形成している。

2.4 新耐震設計法による耐震性能

短期許容応力度計算 (1 次設計) は、地域係数 $Z=1$ 、振動特性係数 $R_t=1$ 標準せん断力係数 $C_0=0.2$ とすると、設計用ベースシア係数 C_{Bn} ($C_{Bn}=ZR_tA_iC_0$) は 0.2 であるが、Push-over 解析結果より初めて部材が降伏する 509 Step を短期許容応力度と考え、短期許容応力度時ベースシア係数 C_B は 0.499 で、2.5 倍の余裕度があると考えられる。

また、保有水平耐力の計算 (2 次設計) では、保有水平耐力 Q_u を求め、建築基準法で要求される必要保有水平耐力 Q_{un} と比較して性能を求めた。また、ピロティ層 (1 階) の必要保有水平耐力 Q_{un} は以下で求めた。

$$Q_{un} = D_s F_e F_s Z R_t A_i C_0 W$$

ここで、 D_s は構造特性係数で、「建築物の構造関係技術基準解説書」³⁾の規定により一部耐震壁を有するピロティ階では 0.4 以上とすることが規定されているので、 $D_s=0.4$ とした。偏心率・剛性率は規定を満足するので $F_e=F_s=1$ 、標準せん断力係数 $C_0=1.0$ とすると、必要保有水平耐力時のベースシア係数が 0.4 となる。降伏メカニズムが形成される 660 Step 時点を保保有水平耐力時と考えると、ベースシア係数は 0.541 であり、1.35 倍の余裕度があると考えられる。

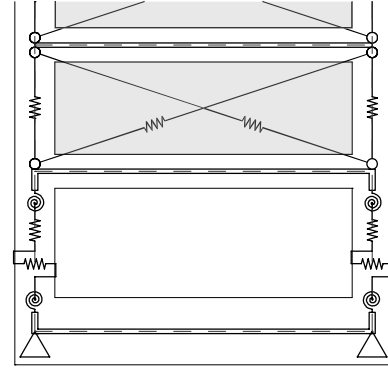


図-3 架構の解析モデル

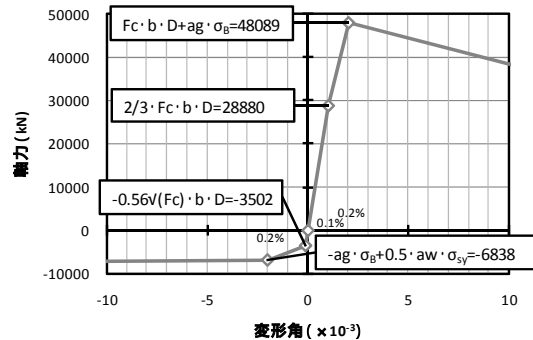


図-4 柱の軸バネモデル
 b, D : 柱の幅, せい F_c : コンクリート強度 a_g : 柱の主筋断面積合計
 B : 柱の主筋強度 a_w : 壁板の縦筋断面積合計 σ_{sy} : 壁板の縦筋強度

図-4 柱の軸バネモデル

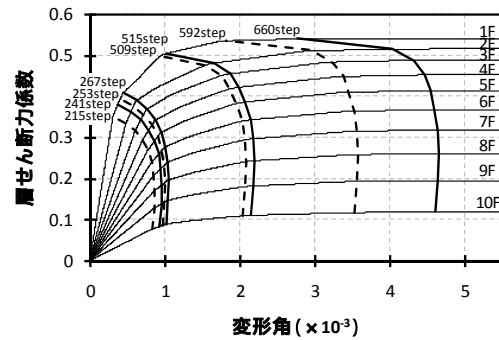


図-5 層せん断力係数 - 層間変形角関係

表-2 解析結果と部材の状態

解析ステップ	C_B	R ($\times 10^{-3} \text{rad.}$)	部材	部材の状態	
215	0.351	0.309	耐震壁	引張側側柱	曲げひび割れ
241	0.380	0.372	耐震壁	壁板	せん断ひび割れ
253	0.393	0.403	ピロティ柱	(引張・圧縮側)	柱脚曲げひび割れ
267	0.408	0.448	ピロティ柱	(引張側)	軸ひび割れ
509	0.499	0.946	耐震壁	引張側側柱	曲げ降伏
515	0.504	1.010	ピロティ柱	(引張側)	軸降伏
592	0.536	1.814	耐震壁	壁板	せん断降伏
660	0.541	2.763	ピロティ柱	(引張・圧縮側)	柱脚曲げ降伏

2.5 解析結果

(1)ピロティ柱の変動軸力

解析結果より連層耐震壁の曲げ変形が1階で支配的となり、耐震壁の剛性が高いため、引張側の柱は $1 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度で降伏し、同じ軸力が圧縮側に作用する (図-6)。

(2)耐震壁の応力

連層耐震壁架構の1階の耐震壁には、床スラブを介してピロティ構面からせん断力が伝わり、せん断応力が厳しくなる。解析結果より弾性時のモーメントを計算し、モーメント図を図-7に示す。1階脚部の曲げモーメントとせん断力から求めたせん断高さは12.52mで、せん断スパン比M/QDは1.57である。

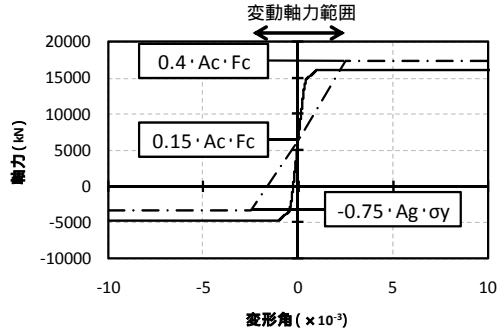


図-6 ピロティ柱の変動軸力

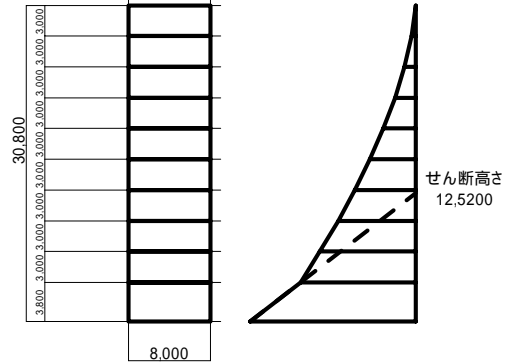


図-7 モーメント図

3. 部材実験による検証

耐震性能評価指針に基づく部材損傷度と精度を比較するため、柱および耐震壁の部材実験による検証を行う。

3.1 実験概要

ピロティ構造建物の1階部分の柱及び耐震壁を模擬した約1/4縮小モデルによる静的繰返し漸増载荷を行った。試験体概要を表-3、図-8に示す。また表-4に使用材料の機械的性質を示す。

3.2 加力計測方法

加力は、 $R = \pm 1.25, 2.5, 5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ を各2サイクルとし、軸力保持能力が喪失した場合や、せん断耐力が最大耐力の70%以下に低下した場合には実験を中止した。また、ひび割れ計測はクラックスケールにより、目標変形角時(ピーク時)と除荷時に目視計測し記録した。

(1)柱の加力方法

加力は図-9に示す加力装置を用い、鉛直ジャッキにより軸力を与える。柱にはピロティ建物の側柱として変動軸力を考慮し、逆対称曲げモーメントが生じるようせん断力を与え、層間変形角により正負繰返し制御を行った。

柱の軸力は図-6より $1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度で降伏するが、実験では载荷不安定になることから、部材角 $\pm 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以下の区間において部材角に比例して変動させた。最大引張時 $0.75 a_g y$ 、最大圧縮時 $0.4 b D F_c$ となるように設定し、部材角0では長期軸力として $0.15 b D F_c$ とした。

(2)耐震壁の加力方法

耐震壁については壁脚部が曲げ降伏する連層耐震壁の1階を想定しており、Push-over解析よりではせん断スパン比M/QDが1.57だが、塑性化などの要因でせん断力の影響がより厳しくなることも想定して、実験では1.0として载荷した。

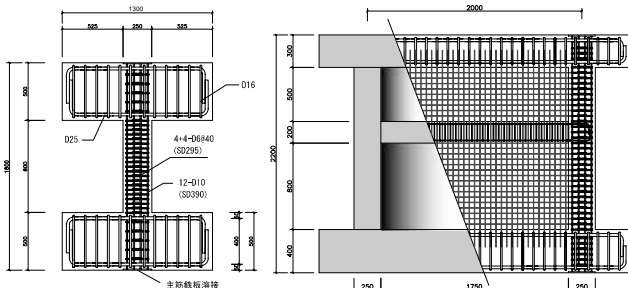


図-8 柱および耐震壁試験体図

表-3 柱および耐震壁試験体概要

試験体名	V-N	試験体名	N-W
	250 x 250		断面 80 x 1750
断面		壁板	配筋 D4@50 Double, SD295
		側柱	断面 250 x 250
主筋	12-D10, SD390	主筋	12-D10, SD390
帯筋	4+4-D6@40, SD295	帯筋	4+4-D6@50, SD295
Fc	45	断面	150 x 200
		梁	上端筋 5-D10, SD390
			下端筋 5-D10, SD390
			あばら筋 2-D6@50, SD295
		Fc	45

表-4 材料試験結果

(a) コンクリートの機械的性質

試験体名	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)
V-N	52.6	2.65	2.62
N-W	53.8	2.73	2.76

(b) 鉄筋の機械的性質

鉄筋種	降伏強度 f_y (N/mm ²)	引張強度 f_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)
D10-SD390	436	655	1.98
D6-SD295	337	486	1.87
D4-SD295	407	609	1.99

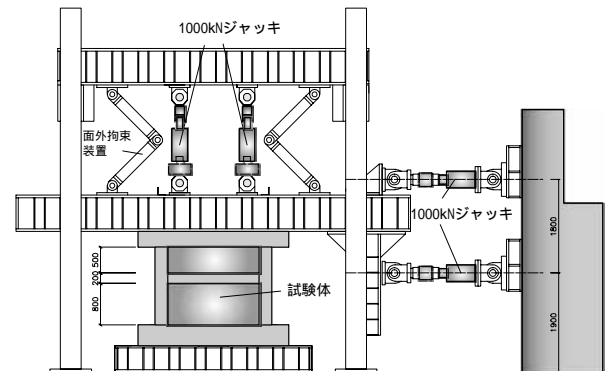


図-9 加力装置図

3.3 破壊経過，復元力特性，損傷度

図-10, 図-11 には部材角と最大ひび割れ幅の関係, 図-12 に柱及び耐震壁の復元力特性を示す。

(1) 柱の破壊経過，復元力特性，損傷度

引張側については，変形角 1.25×10^{-3} rad. において曲げひび割れが発生し， 2.5×10^{-3} rad. において主筋が降伏した。引張側では主筋降伏後も安定した挙動を示した。

圧縮側については，変形角 5×10^{-3} rad. で曲げひび割れが発生した。 10×10^{-3} rad. で主筋が降伏し，主筋の5割以上が降伏したため降伏強度 Q_y とした。また部材角 15×10^{-3} rad. で最大耐力となり圧壊したかぶりコンクリートが剥落し， 30×10^{-3} rad. では帯筋が露出した。 40×10^{-3} rad. に終局強度 $0.8Q_{max}$ となり， 40×10^{-3} rad. を限界変形角とした。部材角 100×10^{-3} rad. まで安定した挙動を示し，軸力を保持した。

柱の損傷度は被災度区分判定基準⁵⁾により評価した。柱の実験結果では，使用限界，修復限界，修復限界は残留ひび割れ幅で決定し，安全限界は終局強度 $0.8Q_{max}$ とした。使用限界を 5×10^{-3} rad.，修復限界を 10×10^{-3} rad.，修復限界を 20×10^{-3} rad.，安全限界を 40×10^{-3} rad. とした。

(2) 耐震壁の破壊経過，復元力特性，損傷度

耐震壁については柱の曲げひび割れと壁板部のせん断ひび割れが先行した。ひび割れ幅については1F壁板，側柱，梁2F壁板に分類した。

耐震壁については， 1.25×10^{-3} rad. で曲げひび割れが生じ， 2.5×10^{-3} rad. では柱の曲げひび割れと壁板の曲げせん断ひび割れが連続した。その後繰返し载荷によりひび割れが多数生じた。 5×10^{-3} rad. では柱主筋が降伏し， 15×10^{-3} rad. では最大耐力となり，壁板のせん断補強筋が降伏した。 15×10^{-3} rad. を超えて 20×10^{-3} rad. へ向かう途中，突然壁板の圧壊が始まり，耐力が急激に低下し，その後は壁板部の耐力がほとんど無くなり，柱2本分の曲げ耐力のみが残存した。限界変形角は，終局強度 $0.8Q_{max}$ となった 18×10^{-3} rad. であると考えられる。

各限界状態は柱と同様に評価し，使用限界を 2.5×10^{-3} rad.，修復限界を 5×10^{-3} rad.，修復限界を 10×10^{-3} rad.，安全限界を 18×10^{-3} rad. とした。

3.4 部材の荷重 - 変形の関係と損傷度の評価

部材の荷重 - 変形関係と損傷度は，耐震性能指針の評価法に基づいて求めた。モデル化した1階のピロティ柱及び耐震壁の荷重 - 変形関係と損傷度及び実験結果の荷重 - 変形関係と損傷度を図-13, 図-14, 表-5, 表-6 に示す。

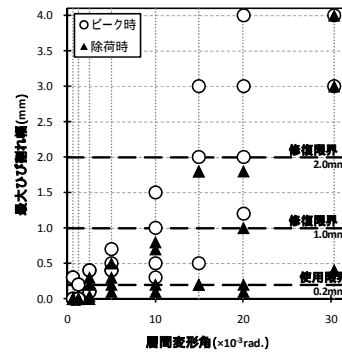


図-10 柱の変形角とひび割れの関係

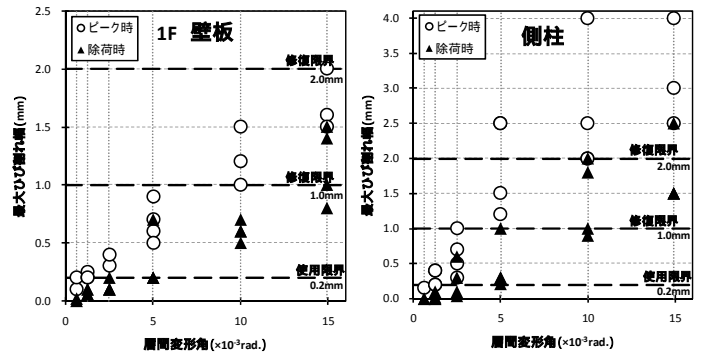


図-11 耐震壁の変形角とひび割れの関係

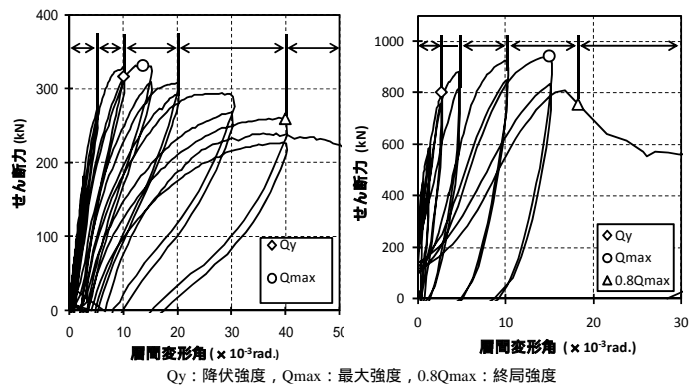


図-12 柱および耐震壁の試験体復元力特性と損傷度

荷重 - 変形関係の比較では，実際の材料強度などをモデルに使用しておらず強度や変形は異なるが，損傷度の比較を行うためスケールを一致させた。

柱の損傷度は実験結果のひび割れ幅で決定されていることに対して，耐震性能評価指針の結果はコンクリートの圧縮応力度によって限界状態の変形角が決定されているため，結果に差が生じていると考えられる。

耐震壁の実験結果は側柱のひび割れ幅で決定されていることに対して，耐震性能評価指針の結果は壁板のひび割れ幅の評価となっており，実態と合っていない。

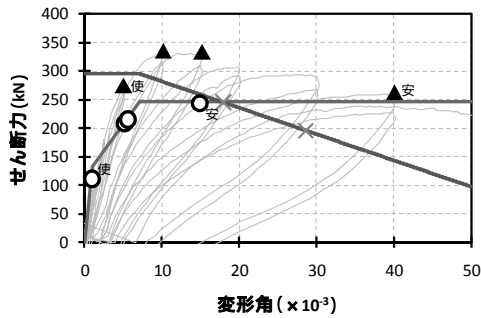


図 - 13 柱の荷重 - 変形角関係と損傷度

表 - 5 柱の限界状態時部材角 (指針)

限界状態	部材変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)	決定要因
使用限界	0.83	コンクリートの圧縮応力度の最大値が $2/3 f_c$ になる部材角
修復限界	5.20	かぶりコンクリートの圧縮応力度の最大値が f_c になる部材角
修復限界	5.27	コアコンクリートを考慮したコンクリートの最大圧縮応力度の部材角
安全限界	14.97	圧縮コンクリートの圧壊により水平力を安定して維持できなくなる部材角

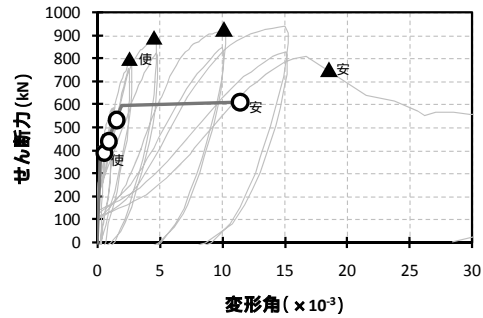


図 - 14 耐震壁の荷重 - 変形角関係と損傷度

表 - 6 耐震壁の限界状態時部材角 (指針)

限界状態	部材変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)	決定要因
使用限界	0.50	残留ひび割れ幅 (除荷時) 最大値0.2mm
修復限界	0.87	残留ひび割れ幅 (除荷時) 最大値1.0mm
修復限界	1.49	残留ひび割れ幅 (除荷時) 最大値2.0mm
安全限界	11.37	曲げ終局強度

4. 現行の耐震設計基準・指針に基づく性能評価

4.1 性能評価の方法

本研究では、対象ピロティ架構の耐震性能について、限界耐力計算と耐震性能評価指針に基づいて評価を行った。

4.1.1 限界耐力計算

Push-over 解析の結果から、建物を一質点系に置き換えた上で、損傷限界と安全限界(1/67)に対し、Sa-Sd を用いて地震時の応答値を求め、応答値が、損傷限界値・安全限界値以内に収まっているかを確認した。

限界耐力計算の地震時の応答値を求め、図-15 に示す。応答値は損傷限界値・安全限界値以内に収まっており、耐震性能評価指針と同様に限界値と応答値の比で評価すると、損傷限界では 2.75 倍、安全限界では 2.00 倍の余裕度がある。

4.1.2 耐震性能評価指針

耐震性能評価指針では、架構を構成する各部材の荷重 - 変形関係をモデル化し、部材の損傷 (残留ひび割れ幅やコンクリートの圧壊など) の状況に応じて、損傷度、 \dots の 5 段階に分類して、それぞれの損傷度に達する部材角を評価する。Push-over 解析の結果から、縮約 1 自由度系の荷重 - 変形曲線上での使用限界状態、修復限界状態、安全限界状態を求め、限界耐力計算と同様にして、基準地震動と限界地震動の比から保有耐震性能指標を評価した。

$$\text{保有耐震性能指標} = \frac{\text{限界地震動}}{\text{基準地震動}}$$

ここで、基準地震動は、限界耐力計算で用いた Sa-Sd スペクトルをそのまま使用した。

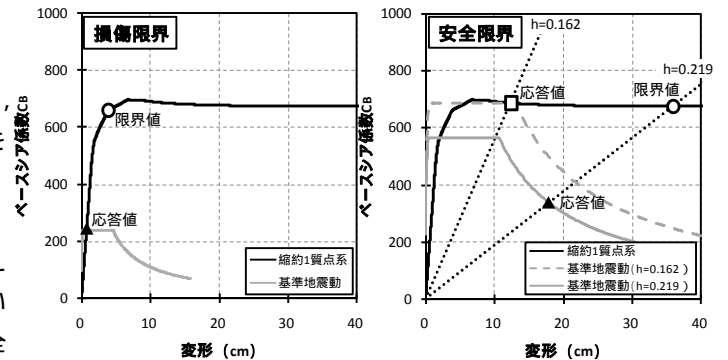


図 - 15 荷重 - 変形関係と限界状態

耐震性能評価指針に基づいて部材の限界状態を求め、書く状態の変形角に応じて耐震性能残存率を算出したものを図-16 に示す。各状態での耐震性能残存率は、使用限界を 0.95、修復限界を 0.80、修復限界を 0.60、安全限界を 0.3 とした。また部材の各状態の耐震性能残存率の低下を変形角ごとに結び評価した。

耐震性能残存率による評価で得られた各限界状態を縮約 1 自由度系の荷重 - 変形曲線上に図-17 に示し、保有耐震性能指標を表-7 に示す。

また、耐震性能残存率を求める際に実験結果に基づいて部材の限界状態を求め、各限界状態の変形角に応じて耐震性能残存率を算出したものを図-18 に、縮約 1 自由度系の荷重 - 変形曲線上に各限界状態を図-19 に示し、保有耐震性能指標を表-8 に示す。

耐震性能評価指針に基づき評価した保有耐震性能指標と実験値に基づき評価した保有耐震性能指標を比べると、限界変形角が異なり、各限界状態にも差が生じている。これは実験結果と耐震性能評価指針による評価の限界変形角によるものである。

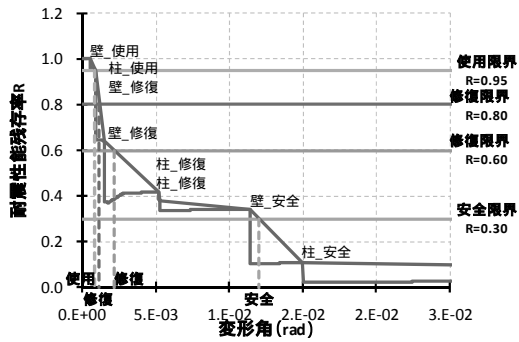


図 - 16 耐震性能残存率 (指針値)

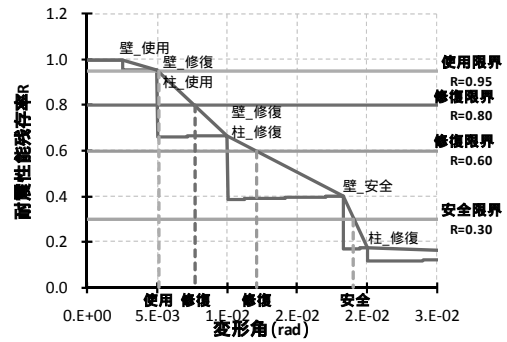


図 - 18 耐震性能残存率 (実験値)

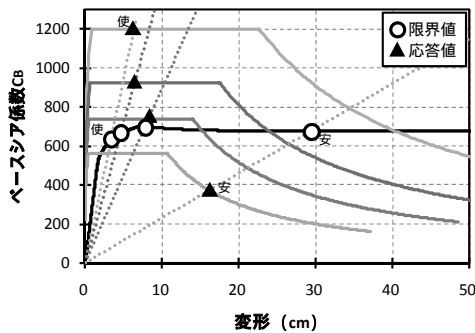


図 - 17 荷重 - 変形関係 (指針値)

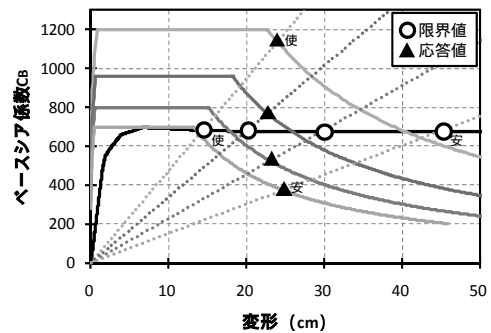


図 - 19 荷重 - 変形関係 (実験値)

表 - 7 限界状態と保有耐震性能指標 (指針値)

限界状態	1F層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)	限界地震動強さ 加速度(gal)	基準地震動強さ 加速度(gal)	保有耐震性能指標
使用限界	0.8	633	1200	0.53
修復限界	1.2	671	924	0.73
修復限界	2.1	696	739	0.94
安全限界	12.0	1022	565	1.81

表 - 8 限界状態と保有耐震性能指標 (実験値)

限界状態	1F層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)	限界地震動強さ 加速度(gal)	基準地震動強さ 加速度(gal)	保有耐震性能指標
使用限界	5.2	788	1200	0.66
修復限界	7.9	916	953	0.96
修復限界	12.6	1123	790	1.42
安全限界	19.2	1364	697	1.96

4.2 各評価結果の比較

各評価結果を損傷限界・使用限界でのベースシア係数で比較を行うと、新耐震設計法では 0.499、限界耐力計算法の 1 質点系では 0.55 となっている。また、耐震性能評価指針の結果と比較するため、ベースシア係数を基準である $C_0=1.0$ で割ったものと性能指標 0.53 と比較すると、今回の想定建物では耐震性能評価指針の評価結果が、新耐震設計法と限界耐力計算の間の性能と評価された。

修復限界について比較すると、修復限界で性能指標がほぼ 1 であり、限界耐力計算法の安全限界の真の応答値と同等の値を示すことから、今回の想定建物での限界耐力計算法の安全限界での設計は耐震性能評価指針による評価の修復限界相当を想定していることがわかる。

安全限界での余裕度で比較を行うと、新耐震設計法では 1.35、限界耐力計算法の 1 質点系では 2.0、耐震性能評価指針の性能指標は 1.81 となっている。安全限界でも耐震性能評価指針の評価結果が、新耐震設計法と限界耐力計算の間の性能と評価された。

5. まとめ

試設計されたピロティ階を有する RC 造構造物を検討の対象とし、模擬した試験体の静的繰返し漸増荷荷を行い損傷評価することで、実験結果と耐震性能指針での評価結果とで部材の損傷評価を比較した。

また、架構を骨組モデルに置換して Push-over 解析を行い、各種耐震設計法・性能評価法を適用した。建物全体の性能評価を行い、評価結果の比較することで、精度の比較を行った。

今後の課題としては、耐震壁の配置や数などの検討や建物のプロポーシオンを検討することで、今回想定したピロティ構造物との比較、再評価を行う必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集，2001
- 3) 国土交通省：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 4) 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，2001
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001