

# 論文 中高層 RC 造ピロティ構造の保有水平耐力と地震応答

板倉 航大\*1・滝澤 光\*1・和泉 信之\*2

**要旨**：RC 造建築物において、少数の層が崩壊する部分崩壊形を形成する場合、全体崩壊形と比較して、崩壊層の地震時変形が大きくなるのが危惧される。本研究では、ピロティ構造を有する中高層 RC 造壁フレーム構造を対象として、保有水平耐力をパラメータとした 30 モデルを設定し、静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施した。その結果から、1 階ヒンジ柱の地震時変形角を目標変形角以下とするための水平耐力に関する条件を考察した。また、等価剛性による剛性率を用いた割増係数について検討し、ピロティ構造の必要保有水平耐力について考察した。

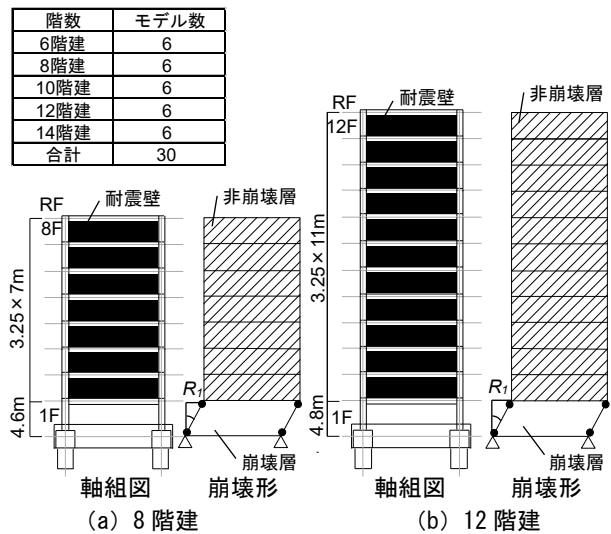
**キーワード**：鉄筋コンクリート造建築物，保有水平耐力計算，時刻歴応答解析，部分崩壊形，地震応答

## 1. はじめに

「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説」<sup>1)</sup>（以下、保耐規準）では、曲げ破壊による靱性抵抗型の全体崩壊形を推奨しており、一部の部分崩壊形を許容している。保有水平耐力計算では、大地震時の変形を算定することは求められていないため、地震時変形を設計者が目標とする変形角以下とするために必要な保有水平耐力の大きさは重要な検討課題である。特に、少数層の柱が曲げ破壊する部分崩壊形の RC 造骨組では、全体崩壊形と比較して、エネルギー吸収を期待できる層が少ないため、地震時変形が大きくなるのが危惧される。そのため、保耐規準では少数層が曲げ破壊による部分崩壊形を形成する C ルートに対しては、構造特性係数  $D_s$  値を RC 造の最大値である 0.55 としている。一方ピロティ構造では、1995 年兵庫県南部地震などの大地震において甚大な被害が生じており、その設計方法が確立するまで保耐規準ではピロティ構造は適用範囲外としている。

著者らは、下層階の壁が抜けて部分崩壊形を形成する中高層 RC 造壁フレーム構造を対象として、崩壊層の比率に応じた保有水平耐力と地震応答との関係について研究している。6・10・14 階建骨組に関しては、ヒンジ柱の応答変形角が過大とならない崩壊層の比率と保有水平耐力との関係について既に報告した<sup>2)</sup>。

本研究では、中高層 RC 造ピロティ構造（図-1）を対象として、静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施する。想定する崩壊形は、柱の曲げ破壊により 1 層が崩壊する層崩壊形とし、全体崩壊形は生じないものとする。解析結果から、階数と保有水平耐力の大きさに着目して、ヒンジ柱に想定される地震時変形角を目標変形角以下にするための具体的な条件を考察する。また、その条件を満足するような剛性率を用いた割増係数の算定方法を検討する。なお、検討対象の骨組モデルは文献 2) の 6・10・14 階建のピロティ構造に 8 階建及び 12 階建を追加し、



※●は塑性ヒンジを示す。  
図-1 ピロティ構造の崩壊形

合計 30 モデルとする。

## 2. 保有水平耐力と崩壊指標

### 2.1 必要保有水平耐力の算定

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (1)$$

$$F_{es} = F_e \cdot F_s \quad (2)$$

保有水平耐力計算では、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認する。必要保有水平耐力 ( $Q_{un}$ ) は式(1)に示すように、構造特性係数 ( $D_s$ )、形状係数 ( $F_{es}$ )、地震層せん断力 ( $Q_{ud}$ ) の積により算出する。その際、 $F_e$  は偏心率による数値 ( $F_e$ ) と剛性率による数値 ( $F_s$ ) の積として算出される (式(2))。

本研究で対象とする骨組モデルは図-2 に示すような平面形であり、偏心がほとんど生じないため、 $F_e$  は 1.0 であり、 $F_{es}$  は  $F_s$  に依存して決定される。

### 2.2 強度割増係数

層崩壊を形成するピロティ構造では地震動による入力エネルギーの大部分をピロティ階で吸収する必要がある。

\*1 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 建築学コース 博士前期課程 (学生会員)

\*2 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学) (フェロー会員)

そこで、「建築物の構造関係技術基準解説書」<sup>3)</sup>（以下、構造基準）ではピロティ階に損傷が集中することを考慮して、1階の必要保有水平耐力を算定する際に強度割増係数を考慮している。強度割増係数として、剛性率 ( $R_s$ ) による数値 ( $F_s$ ) とピロティ階への損傷集中による割増係数 ( $\alpha_p$ ) が与えられる。 $R_s$  と  $F_s$  については式(3)、(4)で求められ、 $\alpha_p$  は6階建以上で1.83と定められている。これらはピロティ階への損傷集中を考慮した値であるが、 $F_s$  は1階の剛性が、 $\alpha_p$  は1階の耐力が他層に比べて低くなることによる損傷集中を考慮しており、これらの大きいほうの値を用いて  $Q_{un}$  を算出する (式(5))。

$$R_s = r_s / \bar{r}_s \quad (3)$$

$$F_s = 2 - R_s / 0.6 \quad (4)$$

$$Q_{un} = D_s \cdot \max(F_s, \alpha_p) \cdot Q_{ud} \quad (5)$$

ここで、 $r_s$  は各階の層間変形角の逆数であり、 $\bar{r}_s$  は  $r_s$  の相加重平均を示している。また、 $R_s$  が 0.6 より大きい場合には  $F_s$  は 1 とする。

### 2.3 崩壊指標

崩壊層の形成状況を比率で表す指標として、既往の研究と同様、崩壊層の層数を全層数で除した崩壊層比率 ( $pRI$ ) と  $A_i$  分布に基づく部分崩壊形の外力仕事量を全体崩壊形の外力仕事量で除した崩壊層比率 ( $pR2$ ) を用いる。さらに、崩壊層比率 ( $pRI$ ,  $pR2$ ) に崩壊形形成時のベースシア係数 ( $C_u$ ) を乗じた値である崩壊層耐力係数 ( $pRC_1$ ,  $pRC_2$ ) を用いる。

## 3. 解析計画

### 3.1 解析対象骨組

解析は、ピロティ構造のRC造住宅 (図-2) の張間方向を想定した曲げ破壊型の壁フレーム構造を対象とする。梁間方向は同じフレームが並列したものとして、平面フレームモデル (図-1) を用いる。階数は6・8・10・12・14階建を想定し、保有水平耐力をパラメータとして30モデルを設定する。各モデルの部材断面は、構造基準のピロティ構造の軸方向力に対する設計及び柱主筋の拘束に関する構造規定を参照し、崩壊形形成時のベースシア係数 ( $C_u$ ) が 0.30, 0.45, 0.55, 0.70, 0.85, 1.0 となるように設定する。1階柱の  $F_c$  は最大で  $60\text{N/mm}^2$  として、断面は  $14\text{ICF}_{1.0}$  が最大で  $2000 \times 1000\text{mm}$  とする (表-1)。1階柱では、保耐規準におけるAランクのせん断補強指標を満足するように帯筋を配筋する。なお、柱・梁・耐震壁の各耐力は保耐規準に準拠して算出する。

### 3.2 部材のモデル化

柱と耐震壁の曲げと軸力に対しては、ファイバーモデル (図-3) を用い、要素分割は50mm分割とする。柱のせん断特性はバイリニア原点指向型、耐震壁のせん断特性はトリリニア原点指向型 (図-4) を用いる。梁の曲げ

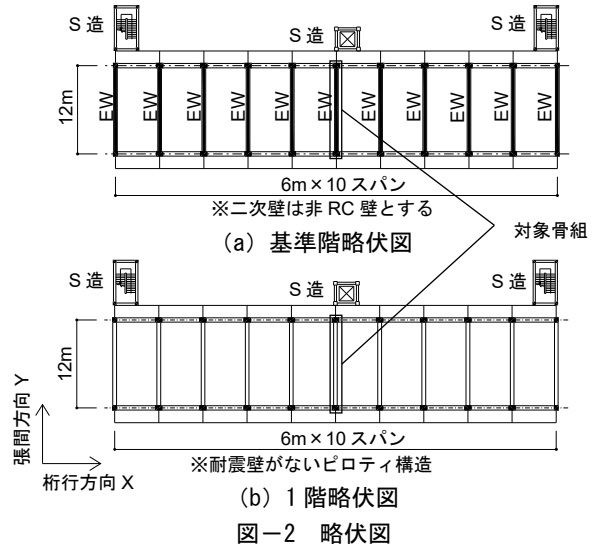
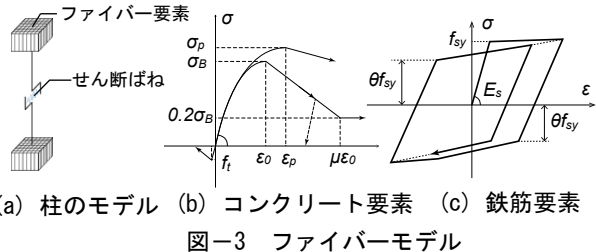


表-1 1階柱と2階梁の断面

解析モデル	柱					梁		
	$F_c$	$D_x$ [mm]	$D_y$ [mm]	主筋筋筋	$\rho_w$ [%]	$b$ [mm]	$D$ [mm]	$\rho_l$ [%]
$6\text{ICF}_{0.30}$	36	900	650	3/4-D22	0.83	600	1200	0.56
$6\text{ICF}_{0.45}$	36	1100	800	3/5-D29	0.68	650	1200	0.81
$6\text{ICF}_{0.55}$	36	1250	800	3/6-D32	0.68	650	1200	0.81
$6\text{ICF}_{0.70}$	36	1250	850	5/6-D32	0.51	650	1200	0.81
$6\text{ICF}_{0.85}$	42	1400	850	8/7-D32	0.85	800	1000	0.79
$6\text{ICF}_{1.0}$	42	1600	850	10/7+4-D32	0.75	800	1000	0.99
$8\text{ICF}_{0.30}$	36	1000	650	4/4-D29	1.00	700	1000	1.37
$8\text{ICF}_{0.45}$	36	1100	750	6/4-D32	0.91	700	1000	1.37
$8\text{ICF}_{0.55}$	42	1250	800	6/4+4-D32	0.96	700	1000	1.37
$8\text{ICF}_{0.70}$	48	1400	800	7/7+6-D32	1.00	700	1000	1.37
$8\text{ICF}_{0.85}$	48	1500	850	8/7+12-D32	1.06	700	1000	1.37
$8\text{ICF}_{1.0}$	48	1700	900	10/7+14-D32	0.94	700	1000	1.37
$10\text{ICF}_{0.30}$	42	1050	650	4/5-D35	1.52	900	1000	1.27
$10\text{ICF}_{0.45}$	48	1100	750	5/5+4-D35	0.91	900	1000	1.27
$10\text{ICF}_{0.55}$	48	1250	800	6/7+8-D35	0.96	900	1000	1.27
$10\text{ICF}_{0.70}$	48	1550	800	7/7+10-D38	0.90	900	1000	1.27
$10\text{ICF}_{0.85}$	60	1600	850	8/7+12-D38	1.00	900	1000	1.27
$10\text{ICF}_{1.0}$	60	1800	900	10/7+16-D38	1.11	900	1000	1.27
$12\text{ICF}_{0.30}$	42	1100	700	5/4-D35	1.29	900	1000	1.27
$12\text{ICF}_{0.45}$	48	1250	800	6/5+8-D35	0.96	900	1000	1.27
$12\text{ICF}_{0.55}$	48	1400	800	8/6+12-D35	1.00	900	1000	1.27
$12\text{ICF}_{0.70}$	54	1550	800	9/7+16-D38	1.03	900	1000	1.27
$12\text{ICF}_{0.85}$	60	1650	900	10/7+16-D38	0.97	900	1000	1.27
$12\text{ICF}_{1.0}$	60	1900	950	12/7+22-D38	1.05	900	1000	1.27
$14\text{ICF}_{0.30}$	42	1200	800	5/7-D35	1.66	900	1000	1.27
$14\text{ICF}_{0.45}$	48	1400	850	8/7+8-D35	1.07	900	1000	1.27
$14\text{ICF}_{0.55}$	48	1600	850	8/7+14-D38	1.00	900	1000	1.27
$14\text{ICF}_{0.70}$	54	1650	900	11/7+20-D38	1.21	900	1000	1.27
$14\text{ICF}_{0.85}$	60	1800	1000	12/7+22-HD38	1.11	900	1000	1.27
$14\text{ICF}_{1.0}$	60	2000	1000	15/7+28-HD38	1.19	900	1000	1.27

※「10/7+4-D32」の表記は、X方向に10本、Y方向に7本、芯筋が4本とする。D表示はSD390、HD表示はSD490を示し、柱梁のせん断補強筋はUSD785とする。



(a) 柱のモデル (b) コンクリート要素 (c) 鉄筋要素

図-3 ファイバーモデル

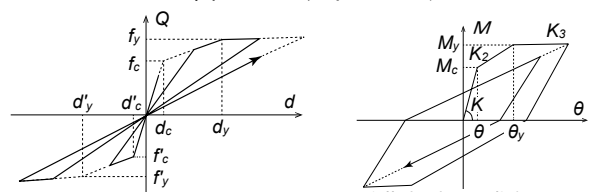


図-4 原点指向型モデル

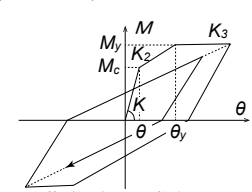


図-5 TAKEDA モデル

に対しては材端ばねモデルとし、履歴特性は TAKEDA モデル (図-5) とする。また、ファイバーモデルのコンクリートの応力-ひずみ関係については曲線剛性逓減型<sup>4)</sup>として引張強度は設計基準強度の 1/12 とする。さらに、横補強筋のコンファインド効果を考慮し、コアコンクリートとかぶりコンクリートを区別して材料特性を設定する。コアコンクリートでは建設省総合技術開発プロジェクト New RC の提案モデルに近似するよう定める。かぶりコンクリートでは上昇域と下降域 (ひずみ軟化域) に分けて設定し、上昇域は New RC モデルにおいて横補強筋による影響をなしとした場合に近似するよう、下降域は Kent-Park モデルに近似するよう定める。なお、ヒンジ発生時点は、梁は第 2 折点に達したとき、柱はファイバーモデルにおける鉄筋要素の 50% が材料強度に達した時点とする。

### 3.3 解析方法

静的非線形解析では、外力分布を  $A_i$  分布に基づいたものとする。時刻歴応答解析では、内部粘性減衰を瞬間剛性比例型 (1 次減衰定数  $h_1=3\%$ ) とし、検討用地震動には、法告示による第 2 種地盤の模擬地震動 5 波を用いる。表層地盤は標準的な地盤として第 2 種地盤を対象とする。なお、CODE-JMA-1 波の表層地盤は他の波と異なる。入力地震動の強さはレベル 2 (極めて稀な地震動) を基準とし、入力倍率は 1.0, 1.25, 1.5 倍とする (図-6, 表-2)。解析には P- $\delta$  効果を考慮する。骨組モデルの弾性 1 次固有周期を表-3 に示す。

## 4. 静的非線形解析による検討

### 4.1 保有水平耐力

静的解析における 6・8・12・14 階建モデルのベースシア係数 ( $C_B$ ) と 1 階の層間変形角 ( $R_1$ ) との関係を図-7 に示す。全てのモデルにおいて計画した 1 層崩壊形を形成し、その時の  $C_B$  は計画した  $C_u$  値とほぼ一致している。崩壊形形成時の  $R_1$  ( $R_{1u}$ ) は  $C_u$  が大きいほど、また階数が高いほど大きくなるのがわかる。

### 4.2 崩壊形形成時のヒンジ柱

各モデルの崩壊形形成時の柱軸力比 ( $\sigma_0/F_c$ ) 及び各諸数値を表-4 に示す。柱軸力比は 0.17~0.48 程度であり、コンクリートの短期許容圧縮応力度未満である。柱の部

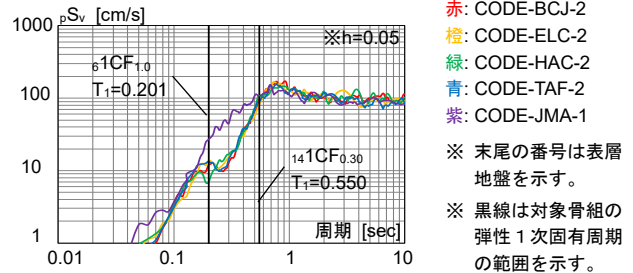


図-6 擬似速度応答スペクトル

表-2 検討用地震動 (告示波)

波形名称 (レベル2相当)	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s <sup>2</sup> ]	継続時間 [s]
CODE-BCJ-2	52	330	120
CODE-ELC-2	54	349	60
CODE-HAC-2	66	394	80
CODE-TAF-2	56	355	60
CODE-JMA-1	55	499	60

表-3 弾性 1 次固有周期 [s]

目標 $C_u$	61CF	81CF	101CF	121CF	141CF
0.30	0.305	0.342	0.409	0.496	0.550
0.45	0.251	0.299	0.373	0.447	0.519
0.55	0.237	0.277	0.350	0.419	0.502
0.70	0.227	0.262	0.335	0.399	0.487
0.85	0.207	0.251	0.321	0.394	0.471
1.0	0.201	0.238	0.309	0.379	0.461

赤: 目標  $C_u=0.30$  橙: 目標  $C_u=0.45$  黄緑: 目標  $C_u=0.55$   
 緑: 目標  $C_u=0.70$  水: 目標  $C_u=0.85$  青: 目標  $C_u=1.0$   
 ○: 崩壊形形成時点を示す

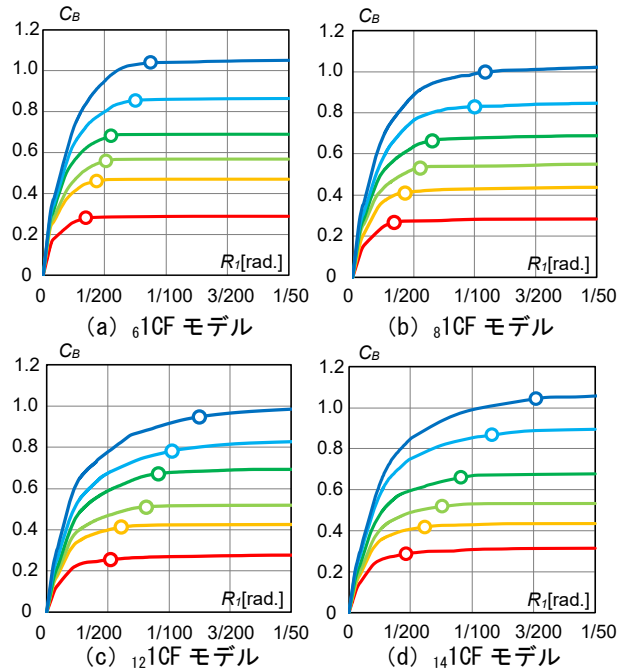


図-7  $C_B$  と  $R_1$  との関係

表-4 解析モデルの諸数値

解析モデル	$\sigma_0/F_c$	$\rho_w \sigma_{we}/(V_0 F_c)$	$0.3(\sigma_0/F_c)^2+0.1$	$cR_u$	解析モデル	$\sigma_0/F_c$	$\rho_w \sigma_{we}/(V_0 F_c)$	$0.3(\sigma_0/F_c)^2+0.1$	$cR_u$	解析モデル	$\sigma_0/F_c$	$\rho_w \sigma_{we}/(V_0 F_c)$	$0.3(\sigma_0/F_c)^2+0.1$	$cR_u$
61CF0.30	0.24	0.2279	0.1179	1/49	81CF0.85	0.23	0.2780	0.1162	1/27	121CF0.55	0.41	0.2606	0.1502	1/44
61CF0.45	0.20	0.1864	0.1115	1/47	81CF1.0	0.22	0.2453	0.1145	1/31	121CF0.70	0.43	0.2690	0.1555	1/42
61CF0.55	0.19	0.1875	0.1108	1/47	101CF0.30	0.38	0.4061	0.1427	1/45	121CF0.85	0.33	0.2435	0.1333	1/49
61CF0.70	0.20	0.1396	0.1124	1/47	101CF0.45	0.34	0.2369	0.1348	1/49	121CF1.0	0.31	0.2643	0.1296	1/41
61CF0.85	0.17	0.2284	0.1091	1/27	101CF0.55	0.33	0.2502	0.1326	1/47	141CF0.30	0.48	0.4442	0.1703	1/47
61CF1.0	0.17	0.1999	0.1089	1/31	101CF0.70	0.31	0.2354	0.1289	1/47	141CF0.45	0.44	0.2792	0.1591	1/47
81CF0.30	0.33	0.2735	0.1334	1/50	101CF0.85	0.26	0.2511	0.1206	1/37	141CF0.55	0.43	0.3098	0.1557	1/44
81CF0.45	0.33	0.2486	0.1321	1/46	101CF1.0	0.26	0.3282	0.1200	1/27	141CF0.70	0.44	0.2606	0.1591	1/37
81CF0.55	0.26	0.2558	0.1199	1/35	121CF0.30	0.44	0.3461	0.1578	1/50	141CF0.85	0.38	0.2790	0.1422	1/43
81CF0.70	0.23	0.2606	0.1163	1/31	121CF0.45	0.39	0.2502	0.1461	1/47	141CF1.0	0.38	0.3766	0.1431	1/33

材ランクは、軸力比の数値から、6・8・10階建の多くがFAランク、12・14階建の多くがFBランクである。なお、101CF0.30はFBランク、141CF0.30はFCランクである。また、崩壊形形成時において、保耐規準におけるせん断補強指標<sup>1)</sup>のAランクの条件を満足している。

また、柱の限界変形角 ( $cR_u$ ) は靱性保証指針<sup>5)</sup>の限界曲率の算定法を参考にし、式(6)により算定する。

$$cR_u = c\phi_u \cdot D \quad (6)$$

$$c\phi_u = \begin{cases} (2/3)/e\eta \cdot (1.9 \cdot \epsilon_p/j_e) & (0 < e\eta \leq 1/3) \\ (2/3)/(5 \cdot e\eta - 4/3) \cdot (1.9 \cdot \epsilon_p/j_e) & (1/3 < e\eta \leq 2/3) \end{cases}$$

$$e\eta = \begin{cases} \eta_p & (0 < \eta_p \leq 1/3) \\ \eta_p/5 + 4/15 - \eta_s & (1/3 < \eta_p \leq 2/3/(1+\gamma)) \\ \{(3+2 \cdot \gamma)/5\} \cdot \eta_p - \eta_s & (2/3/(1+\gamma) < \eta_p \leq 2/3) \end{cases}$$

$$\gamma = \eta_n / \eta_p \quad (\gamma \geq 0)$$

$$\eta_p = N_p / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p)$$

$$\eta_n = N_n / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p)$$

$$\eta_s = A_m \cdot \sigma_{my} / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p)$$

ここで、 $N_p$ 、 $N_n$ は静的非線形解析における崩壊形形成時の部材に生じる最大軸力と最小軸力であり、圧縮を正とし、引張となる場合には0とする。 $j_e$ 、 $b_e$ は柱のコア断面の幅及びせいであり、 $\sigma_p$ 、 $\epsilon_p$ はコアコンクリートの最大応力度とその時の軸ひずみ度である。各モデルの $cR_u$ は1/27~1/50であり(表-4)、保耐規準におけるAランク相当の部材変形性能( $cR_u$ が1/50程度)を満足している。

また、1階柱の柱脚の最大変形角 ( $cR_D$ ) は式(7)により算定する。ここで $c\phi_D$ は断面の最大曲率である。

$$cR_D = c\phi_D \cdot D \quad (7)$$

#### 4.3 等価剛性による剛性率と形状係数

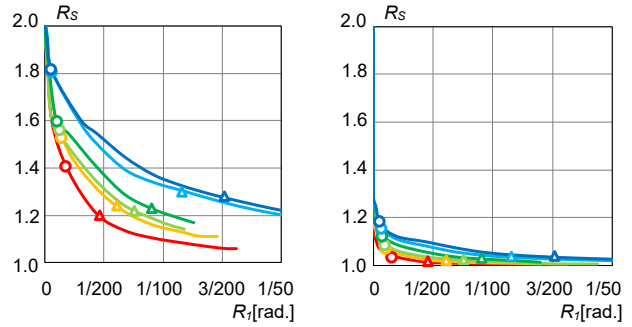
14階建モデルの等価剛性による1階の剛性率 ( $R_s$ ) と  $R_l$  との関係、割増係数 ( $F_s$ ) と  $R_l$  との関係を図-8、図-9に示す。ここで、等価剛性とは静的弾塑性解析で得られた層せん断力と層間変位との関係においてある荷重ステップの点と原点を結んだ割線剛性である(図-10(a))。1階の剛性率は、2ケースの層の変形角を用いて算定する。ケース1には、層間変形角 ( $\theta_i$ ) を用いる。ケース2には、層せん断変形角 ( $\theta_s$ ) を用いる。層せん断変形角は、層間変形角から下層柱の軸方向変形による全体曲げ変形成分 ( $\theta_m$ ) を差し引いたせん断変形成分とする(図-10(b))。全てのモデルにおいて、 $R_l$  が大きくなる程  $R_s$  が小さくなり、 $F_s$  が大きくなる。また、保有水平耐力 ( $C_u$ ) が小さい程、 $R_l$  の増加に伴い、 $R_s$  が低下し、 $F_s$  が増加することがわかる。

### 5. 時刻歴応答解析による検討

#### 5.1 最大層間変形角

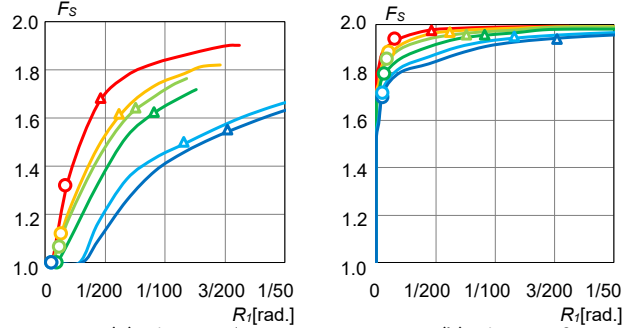
8・12階建の目標  $C_u=0.55$  モデルについて入力倍率1.0

赤: 目標  $C_u=0.30$  橙: 目標  $C_u=0.45$  黄緑: 目標  $C_u=0.55$   
 緑: 目標  $C_u=0.70$  水: 目標  $C_u=0.85$  青: 目標  $C_u=1.0$   
 ○:  $C_B=0.20$  時  $R_s$  △: 崩壊形形成時  $R_s$

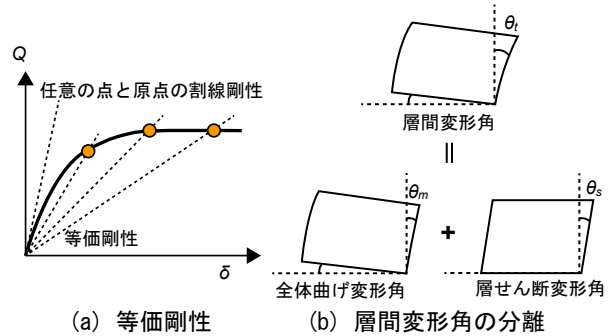


(a) ケース1 (b) ケース2  
 図-8 14階建モデルの  $R_s$  と  $R_l$  との関係

赤: 目標  $C_u=0.30$  橙: 目標  $C_u=0.45$  黄緑: 目標  $C_u=0.55$   
 緑: 目標  $C_u=0.70$  水: 目標  $C_u=0.85$  青: 目標  $C_u=1.0$   
 ○:  $C_B=0.20$  時  $F_s$  △: 崩壊形形成時  $F_s$

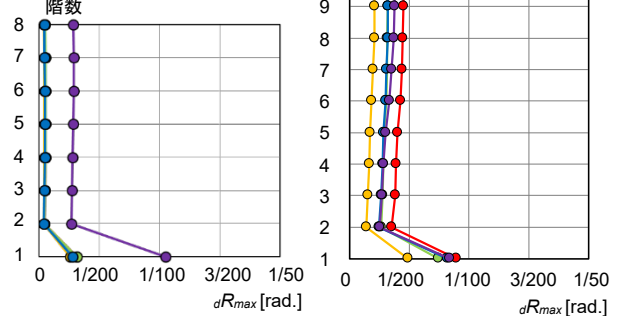


(a) ケース1 (b) ケース2  
 図-9 14階建モデルの  $F_s$  と  $R_l$  との関係



(a) 等価剛性 (b) 層間変形角の分離  
 図-10 等価剛性と層間変形角の分離

赤: CODE-BCJ-2  
 橙: CODE-ELC-2  
 黄緑: CODE-HAC-2  
 青: CODE-TAF-2  
 紫: CODE-JMA-1



(a)  $_{81}CF_{0.55}$  モデル (b)  $_{121}CF_{0.55}$  モデル  
 図-11 最大応答層間変形角の高さ方向分布

時の最大層間変形角 ( $dR_{max}$ ) の高さ方向分布を図-11に示す。ピロティ階の  $dR_{max}$  は8階建では1/380~1/95程度、12階建では約1/205~1/112である。一方、上層階の  $dR_{max}$  は8階建では1/2500~1/350程度、12階建では1/730~1/220程度であり、変形が小さい。全てのモデルにおいて、ピロティ階の  $dR_{max}$  は上層階に比べ大きくなり、変形が集中している。

### 5.2 ヒンジ柱の変形角とピロティ階の層間変形角

1階柱の柱脚の最大変形角 ( $cR_D$ ) と1階の最大層間変形角 ( $dR_{1max}$ ) との関係を図-12に示す。なお、 $cR_D$  が  $cR_u$  を超えるデータは、解析結果の妥当性が不明であると判断して、以降の検討から除外するものとする。 $cR_D$  が1/50に対して  $dR_{1max}$  は1/175~1/126程度である。 $cR_D$  は  $dR_{1max}$  より大きく、平均的には  $cR_D$  は  $dR_{1max}$  の約2.8倍である。

### 5.3 最大層せん断力

入力倍率1.0時の1階の最大層せん断力係数 ( $C_{Bmax}$ ) と  $C_u$  との関係を図-13に示す。 $C_{Bmax}$  が  $C_u$  より小さいケースでは、最大層せん断力に対して保有水平耐力に余裕があり、崩壊形が形成されていない。 $C_{Bmax}$  と  $C_u$  との差は階数が高いと小さく、逆に階数が低いと大きい傾向が見られる。また、CODE-JMA-1波において  $C_{Bmax}$  と  $C_u$  との差が小さい。これは、解析モデルの周期帯における入力レベルの違いによるものと考えられる (図-6)。

## 6. 必要保有水平耐力に関する考察

### 6.1 1階ヒンジ柱の目標変形角と保有水平耐力

階数別の  $cR_D$  と  $C_u$  との関係を図-14に示す。 $cR_D$  は  $C_u$  が大きくなる程小さくなる。 $cR_D$  が1階ヒンジ柱の目標変形角 ( $cR_n$ ) 以下となる  $C_u$  (必要  $C_u$ ) を図中に示す。ここでは、 $cR_n$  は保耐規準におけるAランクの変形性能に相当する1/50とし、 $cR_n$  以下となる解析モデルの最小の  $C_u$  を必要  $C_u$  とする。なお、前述したように  $cR_D$  が  $cR_u$  を超えるデータは白色印で表記して検討から除外しているが、一例を除き必要  $C_u$  を満足していない。

入力倍率1.0時における必要  $C_u$  は、6階建では約0.47、8階建では約0.56、10階建では約0.70程度、12階建では約0.83、14階建では約1.06である。階数が大きくなる程、必要  $C_u$  が大きくなることわかる。

### 6.2 必要保有水平耐力と割増係数

必要  $C_u$  と  $Q_{um}$  時の  $C_B$  との関係を図-15に示す。図中には、構造基準によるピロティ構造の強度割増係数を考慮した  $Q_{um}$  時の  $C_B$  ( $C_{B0}$ ) を示す。 $C_{B0}$  は、6階建以上において約0.55である。さらに、4ケースの剛性率による割増係数 ( $F_s$ ) を用いた  $Q_{um}$  時の  $C_B$  ( $=D_s \cdot F_s$ ) を示す。その際、等価剛性には中地震時相当の  $C_B$  (0.20) 時点及び崩壊形形成時の  $C_u$  時点の値の2ケース、変形角には層間変形角及び層せん断変形角の2ケースを用いる (図-

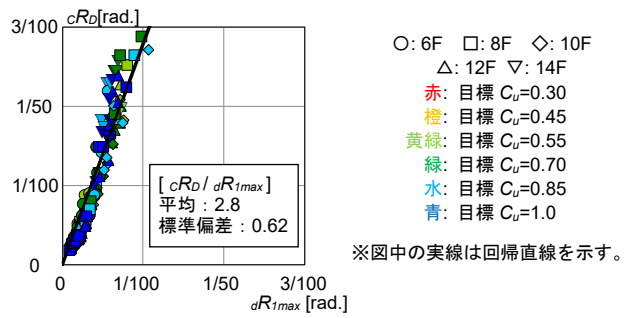


図-12  $cR_D$  と  $dR_{1max}$  との関係

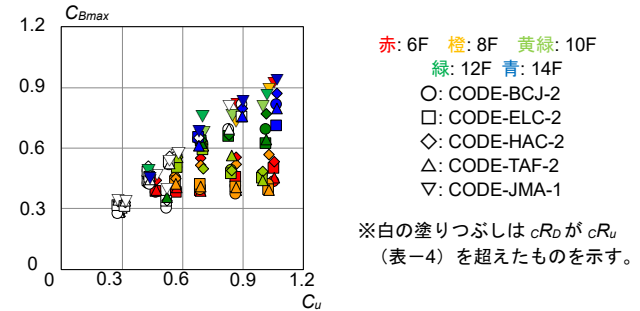


図-13  $C_{Bmax}$  と  $C_u$  との関係

○: CODE-BCJ-2 □: CODE-ELC-2 ◇: CODE-HAC-2  
 △: CODE-TAF-2 ▽: CODE-JMA-1  
 赤: 6F 橙: 8F 黄緑: 10F 緑: 12F 青: 14F  
 ※白の塗りつぶしは  $cR_D$  が  $cR_u$  (表-4) を超えたものを示す。

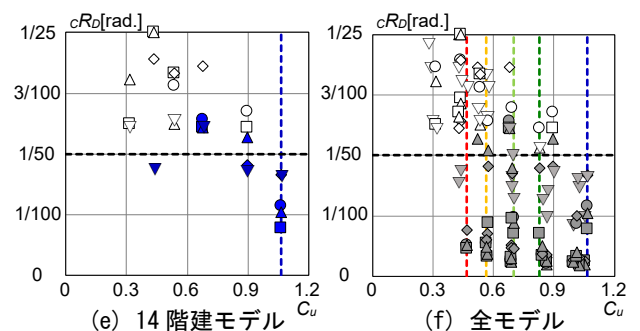
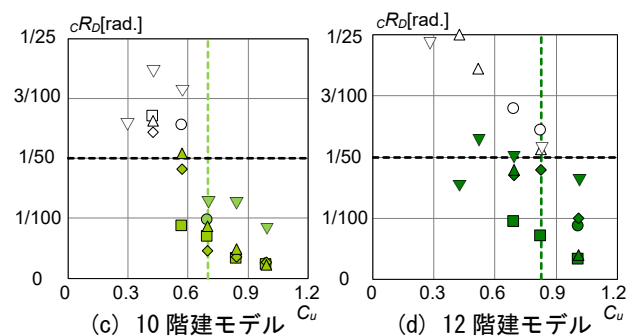
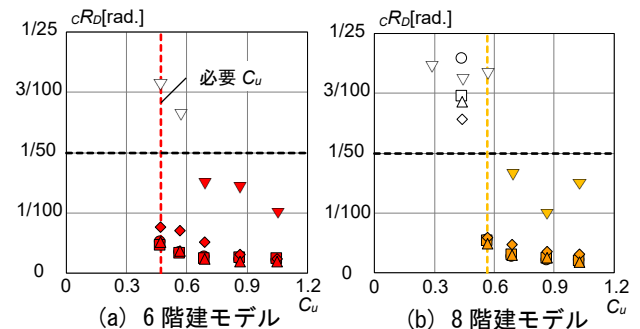


図-14  $cR_D$  と  $C_u$  との関係

9)。各算定条件による4ケースの名称を図-15に示す。なお、 $D_s$ 値は柱のランクから6・8・10階建では0.30、12・14階建では0.35となる。

$C_{B0}$ と必要 $C_u$ と比較すると、 $C_{B0}$ は6・8階建では概ね必要 $C_u$ を満足するが、10階建以上では必要 $C_u$ 以下であることがわかる。

次に、ケース1の $C_B$ と必要 $C_u$ と比較すると、 $C_{B1A}$ では6階建、 $C_{B1B}$ では6・8階建では概ね必要 $C_u$ を満足するが、それ以外では必要 $C_u$ 以下である。ケース2を見ると、ケース1に比べて $C_{B2A}$ と $C_{B2B}$ の差が小さく、 $C_{B2A}$ と $C_{B2B}$ は6・8階建では概ね必要 $C_u$ を満足するが、10階建以上では必要 $C_u$ 以下である。以上より、10階建以上では剛性率による割増係数により必要 $C_u$ を満足することが難しく、さらに余裕を持たせることが望ましい。

### 6.3 必要保有水平耐力と崩壊層耐力係数

必要 $C_u$ に対応する崩壊層耐力係数( $pRC_1$ ,  $pRC_2$ )について考察する。階数別に必要 $C_u$ と崩壊層耐力係数との関係を図-16に示す。崩壊層耐力係数として、 $pRC_1$ が0.075、 $pRC_2$ が0.15の値を示す(表-5)。図-15に比べて崩壊層耐力係数は階数に関わらず、必要 $C_u$ によく対応してい

$C_{B0}$ : 構造基準による強度割増係数 $\alpha_p \times D_s$  ( $\leq 0.55$ )  
 $C_{B1A}$ : ケース1における $C_B=0.20$ 時 $F_s \times D_s$   
 $C_{B1B}$ : ケース1における崩壊層形成時 $F_s \times D_s$   
 $C_{B2A}$ : ケース2における $C_B=0.20$ 時 $F_s \times D_s$   
 $C_{B2B}$ : ケース2における崩壊層形成時 $F_s \times D_s$

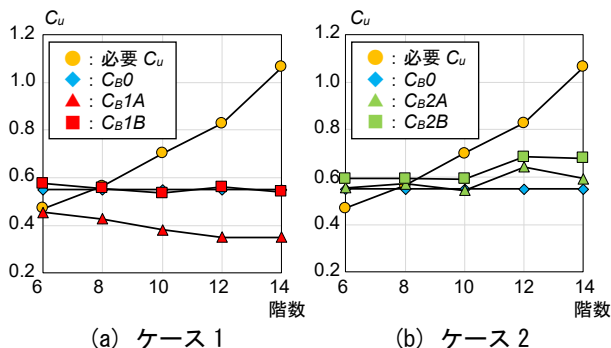


図-15 必要 $C_u$ と $Q_{un}$ 時の $C_B$ との関係

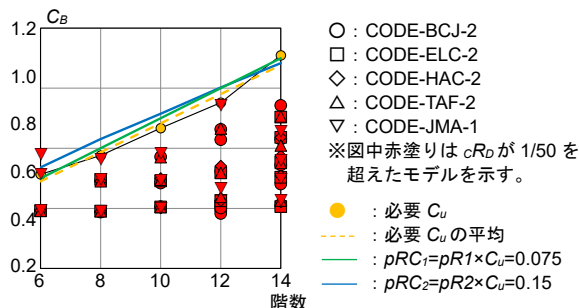


図-16 必要 $C_u$ と崩壊層耐力係数との関係

表-5 必要 $C_u$ と崩壊層耐力係数の $C_u$

階数	$D_s$ 値	必要 $C_u$	$pR1$	$pR2$	$C_u=0.075/pR1$	$C_u=0.15/pR2$
6	0.30	0.47	0.167	0.307	0.45	0.50
8	0.30	0.56	0.125	0.240	0.60	0.65
10	0.30	0.70	0.100	0.201	0.75	0.77
12	0.35	0.83	0.083	0.172	0.90	0.90
14	0.35	1.06	0.071	0.151	1.05	1.03

ることがわかる。また、 $pRC_1$ と $pRC_2$ との差が小さい。これは、ピロティ構造では $pR1$ が0.167(6階建)~0.071(14階建)、 $pR2$ が0.307(6階建)~0.151(14階建)であり、階数によらず $pR2$ が $pR1$ の約2倍であるためである。また、図-16中に $cR_D$ が1/50を超えているモデル(図中、赤塗)の最大層せん断力係数( $C_{Bmax}$ )を示す。これらのモデルの $C_{Bmax}$ は崩壊層耐力係数( $pRC_2=0.15$ )以下のモデルが多いことがわかる。

## 7. まとめ

中高層RC造ピロティ構造を対象として静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施した。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 時刻歴応答解析による1階ヒンジ柱の柱脚の最大変形角( $cR_D$ )は保有水平耐力( $C_u$ )が大きい程小さい傾向がある。
- (2) 時刻歴応答解析による1階ヒンジ柱の柱脚の最大変形角( $cR_D$ )は1階の最大層間変形角( $dR_{1max}$ )と概ね比例関係にあり、平均的には $cR_D$ は $dR_{1max}$ の約2.8倍である。
- (3) レベル2相当告示波の入力倍率1.0時で $cR_D$ を1/50以下とするための必要 $C_u$ は、6階建では約0.47、8階建では約0.56、10階建では約0.70、12階建では約0.83、14階建では約1.06である。
- (4) 構造基準による強度割増係数( $\alpha_p$ )による $C_u$ は、6・8階建では概ね必要 $C_u$ を満足する。
- (5) 10階建以上では剛性率による割増係数( $F_s$ )により必要 $C_u$ を満足することは難しい。
- (6)  $pRC_1$ が0.075、 $pRC_2$ が0.15である崩壊層耐力係数は階数に関わらず、必要 $C_u$ に比較的良好に対応する。

今後、10階建以上において保有水平耐力の異なる検討ケースを増やしてヒンジ柱の目標変形角を満足する高層ピロティ構造の必要保有水平耐力についてさらに検討していきたい。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説、2016.4
- 2) 滝澤光, 板倉航大, 和泉信之：下階の壁が抜ける中高層RC造壁フレーム構造の水平耐力と変形, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.1-6, 2019.7
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：建築物の構造関係技術基準解説書, pp.730-748, 2015.6
- 4) 構造システム(株)：SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル, 2015.11
- 5) 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, pp.114-126, 1999