

# 論文 中高層 RC 造住宅の保有水平耐力の二軸相関関係と柱の変動軸力

尾沢 諒一郎\*1・板倉 航大\*2・和泉 信之\*3

**要旨**：RC 造建築物の保有水平耐力計算では主軸 2 方向の地震力に対して独立に計算しており、斜め方向地震力に関する規定はない。本研究では、主軸 2 方向の保有水平耐力が大きく異なる構造である中高層 RC 造住宅について保有水平耐力の二軸相関関係を検討し、斜め方向地震力による柱の変動軸力を評価する。6 階建・10 階建 RC 造住宅を対象として斜め方向地震力に対する静的弾塑性解析及び時刻歴応答解析を実施する。その結果から 1 方向地震力による柱軸力に累加される直交方向からの柱軸力について保有水平耐力の二軸相関係数を用いた評価方法を考察する。

**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, 変動軸力, 地震応答

## 1. はじめに

現在, 中高層鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造) 建築物の保有水平耐力計算では, X・Y 主軸 2 方向の地震力に対して独立に計算している。しかし, 斜め方向地震力に対する保有水平耐力は計算が行われていないため, 保有水平耐力の二軸相関関係については検討されていない。また, 柱に作用する軸力は骨組の変形性能に大きな影響を与えるが, 保有水平耐力計算では斜め方向地震力を考慮した外柱の変動軸力の評価方法は具体的に規定されておらず, 外柱の変動軸力に対する評価は十分に検討されているとは言えない。

筆者らは, 保有水平耐力の二軸相関関係に注目して柱の変動軸力の評価方法について研究している。また, 既往の研究<sup>1)</sup>では 10 階建ピロティ構造の骨組について報告した。

本研究では, 全体崩壊形を形成する RC 造 6 階建・10 階建住宅を対象として, 斜め方向地震力に対する静的弾塑性解析及び時刻歴応答解析を実施する。そして斜め方向地震力に対する保有水平耐力と外柱の変動軸力について検討する。これらの結果から, 保有水平耐力の二軸相関関係を考慮して桁行方向と梁間方向の骨組から作用する外柱の変動軸力を検討し, 外柱の変動軸力の二軸相関関係について考察する (図-1)。

## 2. 保有水平耐力の二軸相関関係

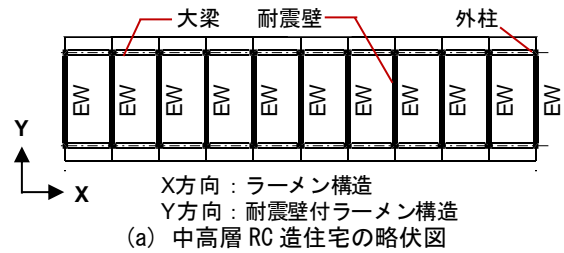
### 2.1 保有水平耐力の二軸相関係数

保有水平耐力の X・Y 方向に関する二軸相関関係は, 式(1)に示す保有水平耐力の二軸相関係数 ( $\alpha$ ) により評価する。また, 必要保有水平耐力の二軸相関関係は, 式(2)により評価する<sup>1)</sup>。ここで,  $D_{SX}$ ,  $D_{SY}$ ,  $C_{BX\theta}$ ,  $C_{BY\theta}$  は, それぞれ構造特性係数  $D_S$  の X 方向成分, Y 方向成分, 斜め方向

地震力入力時のベースシア係数  $C_B$  の X 方向成分, Y 方向成分を表す (図-1)。

$$\left(\frac{C_{BX\theta}}{C_{BX}}\right)^\alpha + \left(\frac{C_{BY\theta}}{C_{BY}}\right)^\alpha = 1 \quad (1)$$

$$\left(\frac{D_{SX\theta}}{D_{SX}}\right)^2 + \left(\frac{D_{SY\theta}}{D_{SY}}\right)^2 = 1 \quad (2)$$



$$\left(\frac{C_{BX\theta}}{C_{BX}}\right)^\alpha + \left(\frac{C_{BY\theta}}{C_{BY}}\right)^\alpha = 1 \quad C_{BX}: X \text{ 方向地震力入力時の } C_B$$

$C_{BY}$ : Y 方向地震力入力時の  $C_B$

$C_{BX\theta}$ : 斜め方向地震力入力時の  $C_B$  の X 成分

$C_{BY\theta}$ : 斜め方向地震力入力時の  $C_B$  の Y 成分

$\alpha$ : 保有水平耐力の二軸相関係数

(b)  $C_B$  の二軸相関関係

$$\left(\frac{N_{X\theta}}{N_X}\right)^\beta + \left(\frac{N_{Y\theta}}{N_Y}\right)^\beta = 1 \quad N_\theta = a \cdot N_X + b \cdot N_Y \quad a = \frac{C_{BX\theta}}{C_{BX}} \quad b = \frac{C_{BY\theta}}{C_{BY}}$$

$N_X$ : X 方向地震力入力時の変動軸力

$N_Y$ : Y 方向地震力入力時の変動軸力

$N_{X\theta}$ : 斜め方向地震力入力時の変動軸力の X 成分

$N_{Y\theta}$ : 斜め方向地震力入力時の変動軸力の Y 成分

$\beta$ : 変動軸力の二軸相関係数

(c)  $N_E$  の二軸相関関係

図-1 中高層 RC 造住宅の  $C_B$  と  $N_E$  の二軸相関関係

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

\*2 千葉大学 工学部建築学科

\*3 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学) (フェロー会員)

## 2.2 柱の変動軸力の二軸相関係数

柱の変動軸力の X・Y 方向に関する二軸相関係数は、式(3)に示す柱の二軸相関係数(β)により評価する(図-1)。ここで、 $N_{X\theta}$ 、 $N_{Y\theta}$ はそれぞれ斜め方向地震力入力時の柱の変動軸力の X 方向成分、Y 方向成分を表し、 $N_X$ 、 $N_Y$ はそれぞれ 0 度方向地震力による柱の変動軸力、90 度方向地震力による柱の変動軸力である。

$$\left(\frac{N_{X\theta}}{N_X}\right)^\beta + \left(\frac{N_{Y\theta}}{N_Y}\right)^\beta = 1 \quad (3)$$

## 2.3 柱の変動軸力の直交方向係数

斜め方向地震力に対する柱の変動軸力( $N_\theta$ )は、式(4)に示す直交方向係数(a, b)により評価する。ここで、 $N_X$ 、 $N_Y$ はそれぞれ X 方向、Y 方向地震力による変動軸力、a、bはそれぞれ Y 方向地震力による X 方向地震力の変動軸力の比率、X 方向地震力による Y 方向地震力の変動軸力の比率である(図-1)。

$$N_\theta = a \cdot N_X + b \cdot N_Y \quad (4)$$

## 3. 解析計画

### 3.1 解析対象骨組

対象とする 6 階建・10 階建 RC 造住宅は、X 方向(桁行方向)がラーメン構造、Y 方向(梁間方向)が連層耐震壁付ラーメン構造である(図-2、図-3)。なお、対象骨組の X 方向は梁曲げ破壊型、Y 方向は 1 階壁脚曲げ破壊型の全体崩壊形である。骨組の保有水平耐力が必要保有水平耐力( $Q_{um}$ 、 $D_s$ は X 方向 0.30、Y 方向 0.40)を満足するように断面を設定する(表-1~表-5)。ヒンジ柱では、

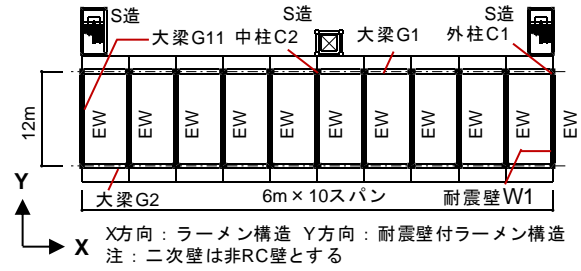


図-2 6・10 階建住宅の略伏図

表-1 6 階建住宅の主な梁部材の断面緒元

階	G1				G2				G11			
	B [mm]	D [mm]	端部 上端筋	Fc [N/mm <sup>2</sup> ]	B [mm]	D [mm]	端部 上端筋	Fc [N/mm <sup>2</sup> ]	B [mm]	D [mm]	端部 上端筋	Fc [N/mm <sup>2</sup> ]
RF	450	700	4-D22	30	450	700	4-D22	30	400	700	4-D19	30
6F	450	700	5-D25	30	450	700	5-D25	30	400	700	4-D19	30
5F	500	750	5-D25	30	500	750	5-D25	30	400	700	4-D19	30
4F	500	750	5-D29	36	500	750	5-D29	36	400	700	4-D19	36
2-3F	550	750	5-D32	36	60	850	5-D32	36	400	700	4-D19	36

注：基礎梁は B が 1000mm、D が 2500mm として非ヒンジ部材とする。

梁の上端筋と下端筋は同一とする。D 表示は SD390 とする。

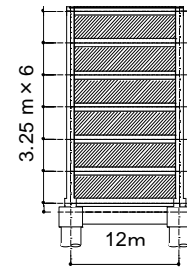


図-3 6 階建住宅の略軸組図

表-2 10 階建住宅の主な梁部材の断面緒元

階	G1				G2				G11			
	B [mm]	D [mm]	端部 1段筋/2段筋	Fc [N/mm <sup>2</sup> ]	B [mm]	D [mm]	端部 1段筋/2段筋	Fc [N/mm <sup>2</sup> ]	B [mm]	D [mm]	端部 上端筋	Fc [N/mm <sup>2</sup> ]
RF	500	700	5-D22	30	500	700	5-D22	30	400	700	4-D19	30
10F	500	750	5-D25/2-D22	30	500	750	5-D25/2-D22	30	400	700	4-D19	30
9F	550	750	5-D29/2-D25	36	550	750	5-D29/2-D25	36	400	700	4-D19	36
8F	550	750	5-D32/2-D29	36	500	750	5-D32/2-D29	36	400	700	4-D19	36
6-7F	550	800	5-D32/3-D29	36	550	800	5-D32/3-D29	36	400	700	4-D19	36
4-5F	600	850	5-D35/3-D32	42	600	850	5-D35/3-D32	42	600	850	4-D19	42
2-3F	600	900	5-D35/3-D35	42	600	900	5-D35/3-D35	42	400	700	4-D19	42

注：基礎梁は B が 1000mm、D が 2500mm として非ヒンジ部材とする。

梁の上端筋と下端筋は同一とする。D 表示は SD390 とする。

表-5 6・10 階建住宅の耐震壁断面例

階	厚さ [mm]	縦筋	横筋
6階建	180	D10@150 ダブル	D10@150 ダブル
10階建	180	D13@150 ダブル	D13@150 ダブル

注：Fcは柱と同一とする。

D 表示は SD295A とする。

表-3 6 階建住宅の主な柱部材の断面緒元

階	C1						C2							
	b [mm]	D [mm]	主筋		帯筋		Fc [N/mm <sup>2</sup> ]	b [mm]	D [mm]	主筋		帯筋		Fc [N/mm <sup>2</sup> ]
			X	Y	X	Y				X	Y	X	Y	
6F	850	750	6-D25	4-D25	4-D10@100	4-D10@100	36	800	700	6-D25	4-D25	4-D10@100	4-D10@100	36
4-5F	850	750	6-D29	4-D29	4-D10@100	4-D10@100	36	800	700	6-D29	4-D29	4-D10@100	4-D10@100	36
2-3F	850	750	6-D32	4-D32	4-D13@100	4-D13@100	36	800	700	6-D32	4-D32	4-D13@100	4-D13@100	36
1F	850	750	6-D35	4-D35	4-D13@100	4-D13@100	36	800	700	6-D35	4-D35	4-D13@100	4-D13@100	36

注：D 表示は主筋が SD390、帯筋は SD295A とする。

表-4 10 階建住宅の主な柱部材の断面緒元

階	C1						C2							
	b [mm]	D [mm]	主筋		帯筋		Fc [N/mm <sup>2</sup> ]	b [mm]	D [mm]	主筋		帯筋		Fc [N/mm <sup>2</sup> ]
			X	Y	X	Y				X	Y	X	Y	
8-10F	1050	800	6-D29	4-D29	4-S10@100	4-S10@100	30	850	800	6-D29	4-D29	4-S10@100	4-S10@100	30
5-7F	1050	800	6-D32	4-D32	4-S13@100	4-S13@100	36	850	800	6-D32	4-D32	4-S13@100	4-S13@100	36
1-4F	1050	800	6-D35	4-D35	4-S13@100	4-S13@100	42	850	800	6-D35	4-D35	4-S13@100	4-S13@100	42

注：D 表示は主筋が SD390、S 表示は高強度せん断補強筋 USD785 とする。

鉄筋コンクリート構造保有水平耐力規準(案)・同解説<sup>2)</sup>(以下、保耐規準)における A ランクまたは A ランク相当のせん断補強指標を満たすよう帯筋を配筋する。また、柱梁接合部では、接合部降伏破壊<sup>2)</sup>が生じないものとする。

### 3.2 部材のモデル化

解析には立体フレームモデルを用い、解析ケースの名称を表-6 に示す(ケース名: 階数+入力角度+解析方法例: 6F0S)。1 階の柱・耐震壁の曲げと軸力の評価には Fiber モデル(要素分割 50mm)を用いる。ファイバースライスが部材端に配置し、塑性ヒンジ長さは可撓長さの 0.1 倍とする(図-4)。コンクリートの応力歪関係は、曲線剛性逓減型<sup>3)</sup>とし、引張力は負担しないものとする。また、鉄筋の応力歪関係はバイリニア剛性逓減型<sup>3)</sup>とする(図-4)。柱のせん断特性はバイリニア原点指向型とし、耐震壁のせん断特性はトリリニア原点指向型とする(図-5)。梁の履歴特性は TAKEDA モデルとし、除荷時剛性低下指数は 0.40 とする(図-6)。なお柱や梁、耐震壁の諸耐力は保耐規準<sup>2)</sup>に準拠し算定する。

### 3.3 検討用地震動

地震力は 0 度方向(X 方向)から 90 度方向(Y 方向)まで 15 度刻みで分割し入力する。静的非線形解析の外力分布は  $A_i$  分布に基づく分布とする。検討用地震動は、第 2 種地盤における告示波のレベル 2 地震動 3 波(表-7、図-7)とする。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型( $h_f=3\%$ )とする。なお、本解析では P- $\delta$  効果は考慮しない。また、6 階建・10 階建骨組の弾性固有周期を表-8 に示す。

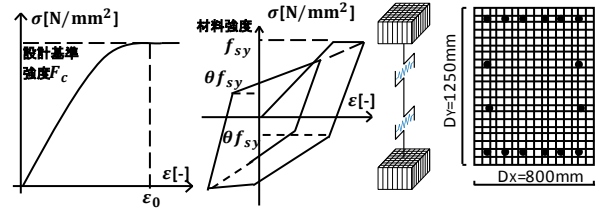
## 4. 静的解析による保有水平耐力と柱の変動軸力の評価

### 4.1 保有水平耐力

各ケースのベースシア係数( $C_B$ )と代表水平変形角( $R_T$ )との関係を図-8 及び図-9 に示す。なお、 $R_T$ は地震力の重心位置付近における床の水平変位をその高さで除した値とする。 $R_T$ が 1/100 時の  $C_B$ は、6F0S が約 0.34, 6F90S が約 1.63 であり、10F0S が約 0.33, 10F90S が約 0.61 である。 $R_T$ が 1/100 時 p において X・Y 方向とも  $D_s$  以上であり、 $0^\circ$  方向よりも  $90^\circ$  方向の  $C_B$ が大きい。

表-6 解析ケース

角度 [度]	6階建				10階建			
	静的	動的			静的	動的		
		Code-EI波	Code-JMA波	Code-Taft波		Code-EI波	Code-JMA波	Code-Taft波
0	6F0S	6F0D-E	6F0D-J	6F0D-T	10F0S	10F0D-E	10F0D-J	10F0D-T
15	6F15S	6F15D-E	6F15D-J	6F15D-T	10F15S	10F15D-E	10F15D-J	10F15D-T
30	6F30S	6F30D-E	6F30D-J	6F30D-T	10F30S	10F30D-E	10F30D-J	10F30D-T
45	6F45S	6F45D-E	6F45D-J	6F45D-T	10F45S	10F45D-E	10F45D-J	10F45D-T
60	6F60S	6F60D-E	6F60D-J	6F60D-T	10F60S	10F60D-E	10F60D-J	10F60D-T
75	6F75S	6F75D-E	6F75D-J	6F75D-T	10F75S	10F75D-E	10F75D-J	10F75D-T
90	6F90S	6F90D-E	6F90D-J	6F90D-T	10F90S	10F90D-E	10F90D-J	10F90D-T



(a) コンクリート要素 (b) 鉄筋要素 (c) 10 階建の柱モデル

図-4 Fiber モデルの応力-歪関係

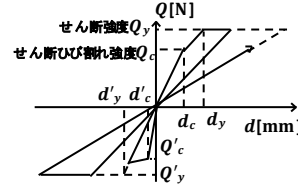


図-5 原点指向型モデル

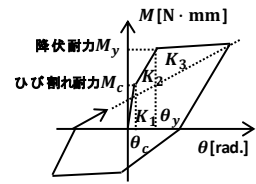


図-6 TAKEDA モデル

表-7 検討用地震動 (告示波)

波形名称 (レベル2地震動)	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s <sup>2</sup> ]	継続時間 [s]
Code-Elcentro-NS	49	372	60
Code-JMA-NS	55	393	60
Code-Taft-EW	33	265	60

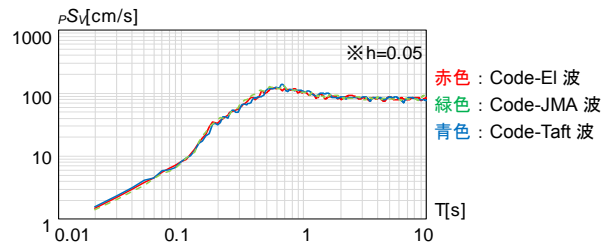


図-7 検討用地震動の擬似速度応答スペクトル

表-8 各ケースの固有周期

周期	6階建		10階建	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1次[s]	0.598	0.174	0.726	0.345
2次[s]	0.198	0.063	0.257	0.102
3次[s]	0.108	0.056	0.148	0.086

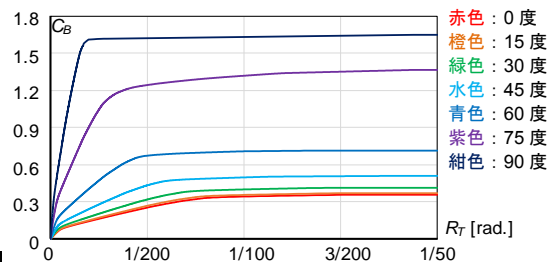


図-8 6 階建の  $C_B$ - $R_T$  関係

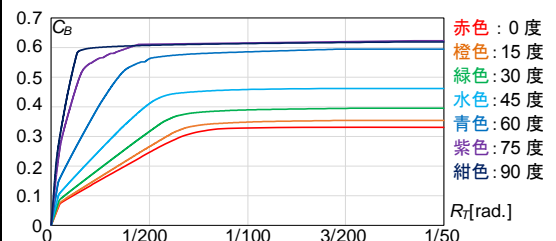


図-9 10 階建の  $C_B$ - $R_T$  関係

## 4.2 代表重心位置の変位軌跡

6階建及び10階建について代表重心位置の変位軌跡を図-10に示す。なお、代表重心位置とは $R_T$ に該当する床の重心位置（10階建では7階床、6階建では5階床）である。斜め方向入力時において変位の軌跡はX方向に偏る傾向が見られる。これはX方向がラーメン構造のため、耐震壁があるY方向に比べて水平剛性が小さく部材の塑性化が早く進行するためである。

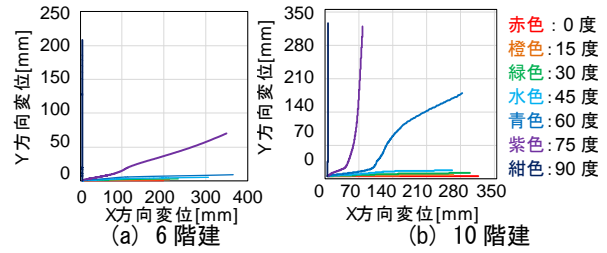


図-10 静的解析による代表重心位置の変位軌跡

## 4.3 保有水平耐力の二軸相関関係

保有水平耐力時の $C_B$  ( $C_u$ ) 及び $D_s$ の二軸相関関係を図-11に示す。斜め45度方向の $C_u$ は、6F45Sが約0.50、10F45Sが約0.46であり、入力角度の増加に伴い、Y方向の耐震壁の影響により $C_u$ が増大することがわかる。 $C_u$ の二軸相関曲線は楕円曲線を形成しており、二軸相関係数( $a$ )は6階建が約1.9、10階建が約2.1である。また、6階・10階建共どの角度においても、 $C_u$ は式(2)による $D_s$ を満足していることがわかる。

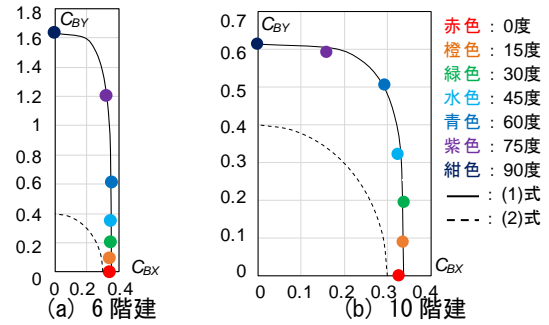


図-11 静的解析による $C_u$ の二軸相関関係

## 4.4 1階外柱の変動軸力

圧縮力を受ける1階外柱C2の変動軸力( $N_E$ )の二軸相関関係を図-12に示す。ここでは、柱の変動軸力は $R_T$ が1/100時の軸力( $N$ )から長期軸力( $N_L$ )を引いた値とする。 $N_E$ の二軸相関曲線は $C_u$ の二軸相関曲線に比べてばらつきが見られ、二軸相関係数( $\beta$ )は6階建が約0.90、10階建が約2.0である。6階建の $\beta$ が10階建に比べて小さいのは、6F90Sの変動軸力が大きいためである。

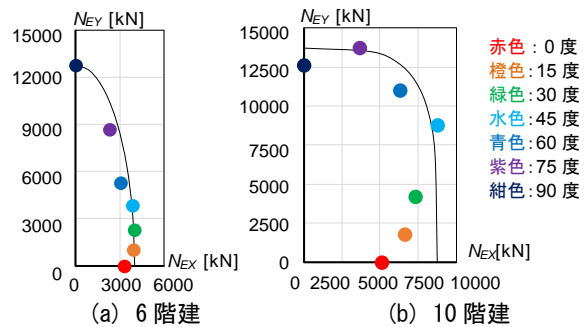


図-12 静的解析による柱の変動軸力の二軸相関関係

## 5. 動的解析による層せん断力と柱の変動軸力の評価

### 5.1 層間変形角

6階建及び10階建について各層の最大応答層間変形角( $R_{max}$ )の高さ方向の分布をそれぞれ図-13、図-14に示す。なお15度~75度入力時の最大層間変形角は入力方向とは異なる方向に生じているため、入力方向の層間変形角としては、X方向、Y方向の最大層間変形角のベクトル和の値を採用するものとする。0度~45度入力時は中間層以上の $R_{max}$ が比較的大きいが、60度~90度入力時は2階以上の $R_{max}$ はほぼ一定の傾向が見られる。これはX方向はラーメン構造のため主に梁の曲げ変形に支配されるのに対し、Y方向は耐震壁付ラーメン構造のため主に連層耐震壁の曲げ変形に支配されるためと考えられる。

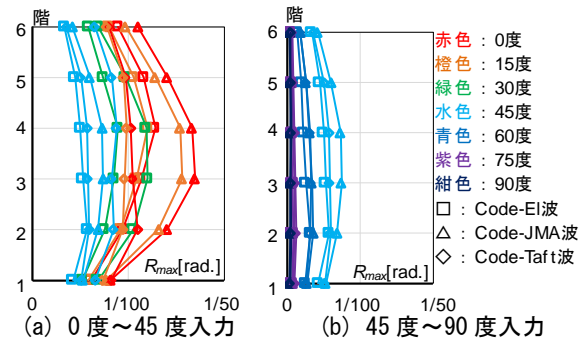


図-13 6階建の最大応答層間変形角

### 5.2 代表重心位置の変位軌跡

6階建及び10階建について0度・45度・90度入力時の代表重心位置の変位軌跡を図-15に示す。0度入力時の変位が層間変形角と同様に他の入力方向に比べて大きい。45度入力時の変位は地震動により大きさは異なるが、静的解析との軌跡と同様にX方向に片寄っており、0度入力時の変位の0.74~0.85倍程度である。

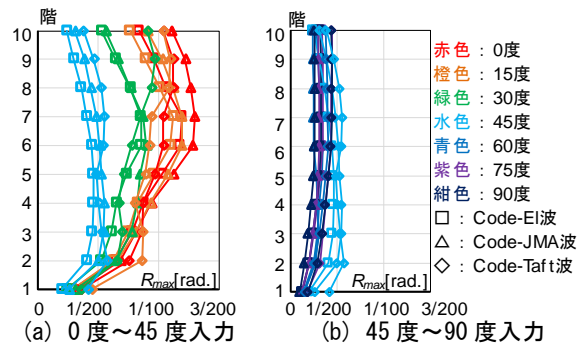


図-14 10階建の最大応答層間変形角



### 5.3 最大応答ベースシア係数の二軸相関関係

最大応答ベースシア係数 ( $mC_B$ ) の二軸相関関係を図-16 に示す。 $mC_B$  は、各変位方向の最大応答ベースシア係数とする。0度入力時の  $mC_B$  は 6F0D-T が約 0.37, 10F0D-J が約 0.35 であり、90度入力時の  $mC_B$  は 6F90D-E が約 0.82, 10F90D-E が約 0.72 である。また、Y 方向が耐震壁付ラーメン構造のため、入力角度の増加に伴い  $mC_B$  は増大している。 $mC_B$  の二軸相関関係は、静的解析による  $C_u$  の二軸相関関係とほぼ同様に概ね楕円曲線に近い形状である。二軸相関係数 ( $\alpha$ ) は地震動によりやや異なり、6階建では 1.2~1.5 程度であり、10階建では 1.3~1.9 程度である。

### 5.4 外柱の最大応答変動軸力

1階外柱 C2 の最大応答変動軸力 ( $mN_E$ ) の二軸相関関係を図-17 に示す。ここでは、柱の変動軸力は最大応答軸力 ( $N$ ) から長期軸力 ( $N_L$ ) を引いた値とする。 $N_E$  の二軸相関曲線は概ね楕円曲線を形成しているが、地震動による違いが見られ、6階建ではその違いが大きい。二軸相関係数 ( $\beta$ ) は地震動によりやや異なり、6階建では 1.5~2.1 程度であり、10階建では 1.3~1.8 程度である。

## 6. 柱の変動軸力の直交方向係数の評価

### 6.1 直交方向係数の算定

斜め方向地震力に対する柱の変動軸力は、式 (4) を用いて評価する。なお、 $N_E$  は前述した算定方法により、静的解析では  $R_T=1/100$  時、動的解析では入力倍率 1.0 倍において算出する。

直交方向係数 ( $a$ ,  $b$ ) は式 (5), 式 (6) により評価する。 $C_{BX\theta}$ ,  $C_{BY\theta}$  は、二軸相関係数 ( $\alpha$ ) を用いて算定する。

$$a = \frac{C_{BX\theta}}{C_{BX}} \quad (5)$$

$$b = \frac{C_{BY\theta}}{C_{BY}} \quad (6)$$

ここで、 $C_{BX}$  : X 方向の  $C_u$  または  $mC_B$

$C_{BY}$  : Y 方向の  $C_u$  または  $mC_B$

$C_{BX\theta}$  :  $C_u$  または  $mC_B$  の X 方向分力

$C_{BY\theta}$  :  $C_u$  または  $mC_B$  の Y 方向分力

### 6.2 静的解析における直交方向係数

静的解析における加力方向別の直交方向係数 ( $a_s$ ,  $b_s$ ) を図-18 に示す。 $a_s$  は 0.91 (75度方向) ~ 1.00 (15度方向) であり、45度方向では 0.99 である。 $b_s$  は 0.15 (15度方向) ~ 0.97 (75度方向) であり、45度方向では 0.53 である。次に柱の変動軸力 ( $sN_E$ ) と上記の直交方向係数を用いて式(5), 式(6)により算出した変動軸力 ( $sN_{EC}$ ) との関係を図-19 に示す。 $sN_E$  の  $sN_{EC}$  に対する比率は、6階建では平均 0.79, 変動係数 0.13 であり、10階建では平均 0.95, 変動係数 0.07 であり、比較的良く対応している。

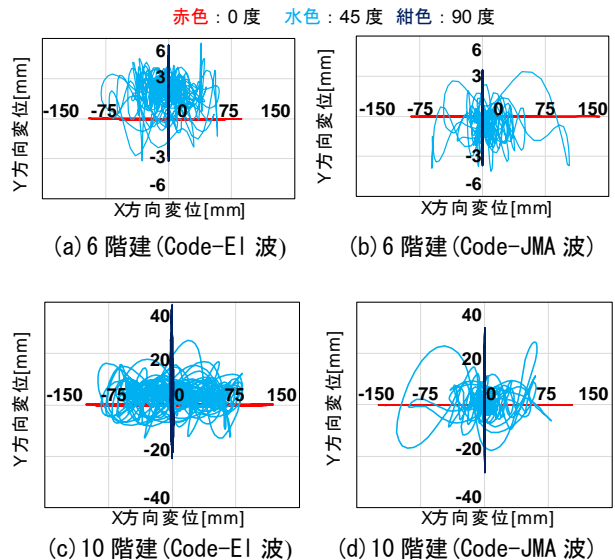


図-15 代表重心位置の変位軌跡

赤色 : 0度 青色 : 60度  
 水色 : 45度 紫色 : 75度  
 紺色 : 90度  
 □ : Code-EI波 △ : Code-JMA波 ◇ : Code-Taft波  
 — : Code-EI波近似曲線 - - - : Code-JMA波近似曲線  
 ··· : Code-Taft波近似曲線

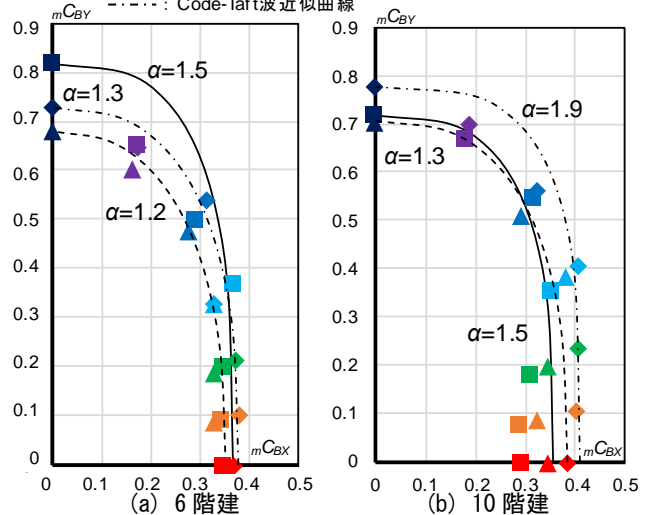


図-16 最大応答ベースシア係数の二軸相関関係

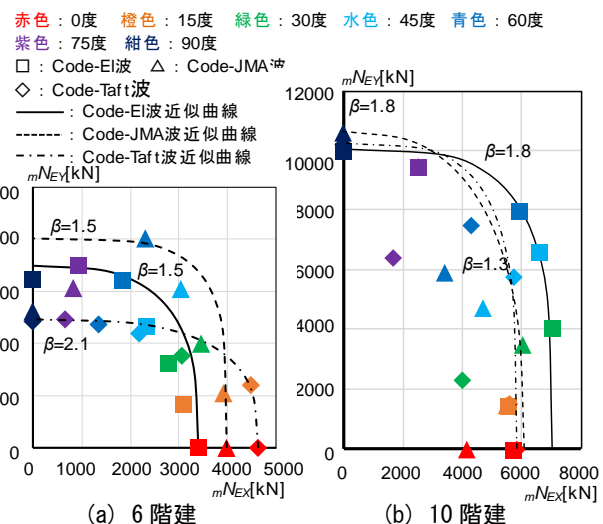


図-17 動的解析による柱の変動軸力の二軸相関関係

### 6.3 動的解析における直交方向係数

動的解析における加力方向別の直交方向係数 ( $a_D$ ,  $b_D$ ) を図-20 に示す。 $a_D$  は 0.51 (75 度方向) ~ 1.00 (15 度方向) であり、45 度方向では 1.00 である。 $b_D$  は 0.14 (15 度方向) ~ 0.96 (75 度方向) であり、45 度方向では 0.52 である。次に、Code-EI 波に対する変動軸力 ( $dN_E$ ) と上記の直交方向係数を用いて式 (5)、式 (6) により算出した変動軸力 ( $dN_{EC}$ ) との関係を図-21 に示す。 $dN_E$  の  $dN_{EC}$  に対する比率は、6 階建では平均 0.81、変動係数 0.10、10 階建では平均 0.94、変動係数 0.10 であり、よく対応していることがわかる。

### 6.4 直交方向係数の評価

静的解析による直交方向係数 (図-18) は動的解析による直交方向係数 (図-20) とほぼ対応している。

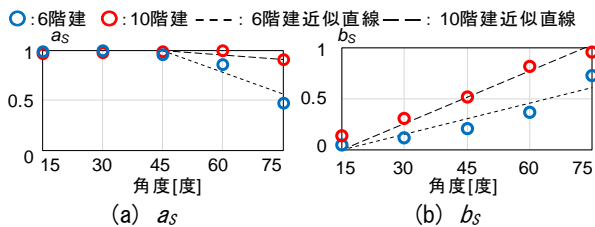


図-18 静的解析における直交方向係数

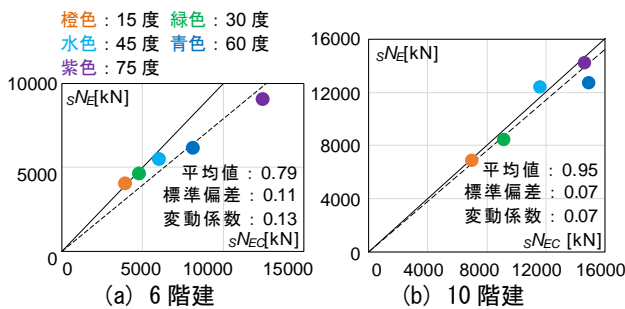


図-19 静的解析による柱の変動軸力の比較

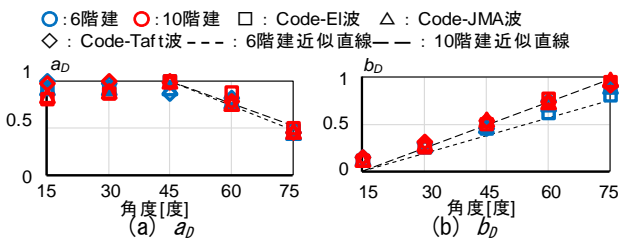


図-20 動的解析による直交方向係数

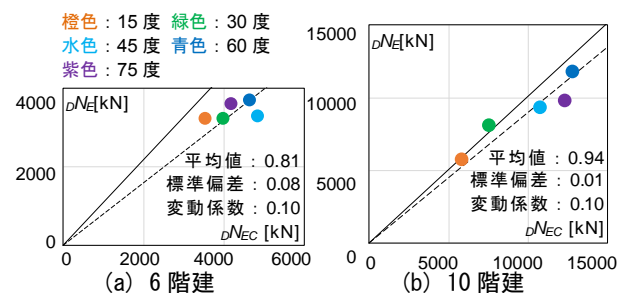


図-21 動的解析による柱の変動軸力の比較

以上より、保有水平耐力の二軸相関係数を用いた直交方向係数により柱の変動軸力は概ね評価できると考えられる。

### 7. まとめ

6 階建及び 10 階建 RC 造住宅を対象として斜め方向地震力に対する静的非線形解析及び時刻歴応答解析を実施し、斜め方向地震力に対する保有水平耐力と外柱の変動軸力を検討した。その結果、本解析の範囲内ではあるが、以下の成果を得た。

- (1) 保有水平耐力の二軸相関関係及び柱の変動軸力の二軸相関関係を定式化し、保有水平耐力の二軸相関関係を用いた柱の変動軸力の評価式を示した。
- (2) 静的解析による保有水平耐力の二軸相関関係は楕円曲線を形成し、二軸相関関係 ( $\alpha$ ) は 6 階建では約 1.9、10 階建では約 2.1 である。
- (3) 静的解析による柱の変動軸力の二軸相関関係は楕円曲線を形成し、二軸相関関係 ( $\beta$ ) は 6 階建で約 0.9 程度、10 階建で約 2.0 程度である。
- (4) 動的解析による最大ベースシア係数の二軸相関関係は楕円曲線を形成し、二軸相関関係 ( $\alpha$ ) は 6 階建では 1.2~1.5 程度、10 階建では 1.3~1.9 程度である。
- (5) 動的解析による柱の最大変動軸力の二軸相関関係は楕円曲線に概ね近い形状であり、二軸相関関係 ( $\beta$ ) は 6 階建では 1.5~2.1 程度、10 階建では 1.3~1.8 程度である。
- (6) 保有水平耐力の二軸相関関係による 45 度方向の直交方向係数は、 $a_s$  が 1.00、 $b_s$  が 0.53 である。
- (7) 保有水平耐力の二軸相関係数を用いた直交方向係数により柱の変動軸力は概ね評価できる。

今後、保有水平耐力の二軸相関係数を用いた外柱の変動軸力の検討例を積み重ねて、柱の変動軸力の直交方向係数について検討していきたい。

### 参考文献

- 1) 朱彤, 小島菜奈, 毎田悠承, 和泉信之: 斜め方向地震力に対する RC 造 10 階建ピロティ構造の保有水平耐力と柱の変動軸力, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.871-876, 2018.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力規準 (案)・同解説, 2016.6
- 3) 構造システム(株): SNAPver.7 テクニカルマニュアル, 2018.3