独立耐震壁と純ラーメンが直交する RC 構造物の 2 方向地震応答解析

TWO WAY EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS FOR 3D RC STRUCTURE CONSISTING OF INDEPENDENT BEARING WALLS AND BARE FRAMES

堀田 久人*, 長尾 真奈**
Hisato HOTTA and Mana NAGAO

Torsional vibration is likely to occur in a symmetrical buildings consisting of independent shear walls and bare RC frames, when severe earthquake attacks and the walls and the frames yield, because the structure becomes eccentric in strength. In this paper, the authors investigate the degree of this phenomenon by two way dynamic analysis. In the analytical model, the walls are modeled to beam element in which shear deformation is taken account. Two directional elasto-plastic behavior of columns, that is, axial yielding in the wall direction and flexural yielding in another direction is considered based on the plastic theory. As the result, the torsional vibration occurs when the structure yields, however, its influence on the response is rather small. Lateral displacement of the end walls is 1.4 times larger than that at the center of gravity due to the torsional deformation in the analysis.

Keywords : RC frame, Shear wall, Two way dynamic analysis, Torsional deformation, Eccentricity in strength

鉄筋コンクリート造ラーメン, 耐震壁, 2 方向地震応答解析, ねじれ変形, 耐力偏心

1. 序論

構造物の平面 2 方向の地震応答に関して, 近年, 平面的な剛性分布や質量分布の偏在による偏心構造物のねじれ変形に着目した研究が盛んに為されている(例えば 1)~3)。これらの研究成果は, 例えば聲高, 井上等の論文 4) の中でサマライズされており, 同論文では偏心率等の構造パラメータや地震入力の方が応答変形に及ぼす影響を理論的に解明せんとする試みも為されてきている。

一方, 平面的に整形で弾性域では偏心のない構造物においても, 靱性型, すなわち地震入力エネルギーを構造物の塑性化によって吸収せんとする構造物にあっては, 構造物が各構面で崩壊メカニズムに達した時点では, 構面を構成する平面フレーム要素に柱の軸力変動による耐力差が生じ, 塑性重心が重心位置よりずれる耐力偏心が生じる。

この耐力偏心によるねじれ応答は, 冒頭で述べた剛性や質量の偏在による偏心では地動加速度そのものが構造物への加振トルクになり地震継続時間中常時作用するのに対して, 耐力偏心では構造物が崩壊機構を呈する近傍のみで加振トルクが生じるのでその影響は小さいものとして看過されてきた感がある。例えば, 整形構造物に対する 2 方向地震応答に関する過去の研究 5)~7) では, 主に 2 方向地震入力に対する隅柱の変動軸力や重心位置の応答変形量の増大率を中心に検討が為されており, ねじれ応答に関する記述は為されていない。

しかしながら, 耐力偏心は, 加振トルクが一時的に生じるものとはいえず, それが生じるときは構造物はほぼ崩壊メカニズムを形成した状態であり, 応答変形に多大な影響を及ぼす可能性も否定できない。特に, 独立耐震壁構造の場合は, 並進応答変位が小さいので, ねじれ変形の影響が無視できない可能性がある。この事は, 2 方向外力を受ける連層耐震壁の面外変形性状を調べた今西, 平石等の論文 8) の中で言及されている。また, 松井等の研究 9) では, 一方向の構面をブレース構造とした整形な多層骨組がねじれ応答の増大によって崩壊する場合があることが述べられている。例示の整形構造物を対象とした 2 方向地震応答に関する研究 9)~11) は, 終局強度型の設計法が世に出た当時の時代背景から, 主に耐力の検討に重きを置いたものとなっているのは当然ともいえるが, 性能規定型の設計法に移行しつつある現在, 変形そのものを扱う重要性が増してきており, 耐力偏心によるねじれ応答を検討する意義は大きい。

本研究は以上の背景から, 弾性時に偏心のない整形な構造物でありながら塑性化後に耐力偏心の著しくなる構造物の一例として, 一方向が純ラーメン構造, それと直交する方向が連層独立耐震壁構造を為す集合住宅で一般的な構造形式を取り上げ, 数値解析を通じてその 2 方向の地震応答性状を, ねじれ応答を中心に論じるものである。

* 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
助教授・博士(工学)

** 佛構造システム 工修

Assoc. Prof., Architecture and Building Engineering, Dept. of Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Kozo System Inc., M. Eng.

表1 部材データおよび材料強度

階	柱			梁			スラブ			コンクリート		耐震壁			階重量	
	B(cm)×D(cm)	主筋比(%)	鉄筋強度(MPa)	B(cm)×D(cm)	引張鉄筋比(%)	鉄筋強度(MPa)	スラブ厚(cm)	スラブ筋比(%)	鉄筋強度(MPa)	強度(MPa)	壁厚(cm)	壁筋比(%)	鉄筋強度(MPa)	コンクリート強度(MPa)	W(kN)	ΣW(kN)
12	90×105	0.80	390	60×70	0.55	345	24	0.37	295	27	20	0.48	295	24	10099	10099
11	90×105	1.28	390	60×70	0.71	345	24	0.37	295	27	20	0.48	295	24	10246	20345
10	90×105	1.28	390	60×70	0.94	345	24	0.37	295	27	20	0.48	295	24	10246	30592
9	90×105	1.76	390	60×70	1.05	390	24	0.37	295	27	20	0.48	295	24	10246	40838
8	90×105	2.24	390	60×70	1.14	390	24	0.37	295	30	20	0.48	295	24	10246	51084
7	90×105	2.24	390	60×75	1.28	390	24	0.37	295	30	20	0.48	295	24	10383	61467
6	90×105	2.24	390	60×75	1.39	390	24	0.37	295	36	20	0.48	295	24	10369	71836
5	90×105	2.24	390	65×75	1.40	390	24	0.37	295	36	20	0.48	295	24	10601	82438
4	90×105	1.76	390	65×75	1.51	390	24	0.37	295	36	20	0.48	295	24	10601	93039
3	90×105	1.76	390	65×80	1.42	390	24	0.37	295	36	20	0.48	295	24	10757	103796
2	90×105	1.76	390	65×80	1.31	390	24	0.37	295	36	20	0.60	295	24	10747	114543
1	90×105	1.28	390	65×80	0.98	390	24	0.37	295	36	20	0.60	295	24	10750	125293

図1 解析対象建物図

2. 解析対象建物

解析対象は、図1の平面図および軸組図に示すように、地上12階(軒高36m)、桁行き方向9スパン(スパン長6.5m、桁行長さ58.5m)、梁間方向1スパン(スパン長12m)の偏心のない整形構造物である。梁間方向はすべて無開口の独立耐震壁構造である。表1に各階の柱、梁、スラブ、耐震壁の断面の詳細データおよび材料強度を示す。

図2 解析モデル概念図

3. 解析手法

3.1 解析モデル

図2に解析モデル概念図を示す。純ラーメン構造も独立耐震壁構造も面外方向には抵抗しないものとして、梁および柱よりなるフレームモデルをX-Z平面に、面内での曲げ、せん断、軸方向力を考

慮した壁モデルをY-Z平面に仮定した。梁、柱は材端の剛塑性ばねと弾性部材よりなる梁要素に置換した。耐震壁は両側柱を除いた壁体のみをせん断変形を考慮した梁要素に置換して2節点6自由度の外力-変位関係を求めた後、耐震壁要素の四隅の変位を表す4節点8自由度系に変換している。

地盤との境界条件は両モデルとも固定とした。また、応答解析においては、面内剛床の仮定から各階で節点変位自由度 u_i, v_i, θ_{yi} を床重心位置での並進2方向変位 u_G, v_G およびねじれ角 θ_G に変換し、床板が水平方向の加速度にのみ質量を有するとの仮定から $w_i, \theta_{yzi}, \theta_{zi}$ は静的な力の釣り合いを満たすものとした。また、 θ_{yi} に関して、柱自身はねじれ剛性を持たないものとした。各階の質量は、床、梁、上下階の柱の1/2の質量の総和であり、階重心回りの質量回転慣性は、床、柱、梁の比重をもとに積分により算出した。

3.2 フレームモデル

3.2.1 梁

材端の剛塑性ばねの履歴特性にはtakeda-model¹⁰⁾を用いた。ひび割れモーメント、曲げ剛性低下率は、学会RC規準で定める式¹¹⁾から算定した。降伏モーメントは、学会RC規準における終局強度略算式¹²⁾から算定しており、スラブ筋の影響による上端引張曲げでの降伏モーメントの上昇を考慮した。鉄筋強度は規格降伏強度をそのまま採用している。また、断面2次モーメントにおいてもスラブによる断面の増加および鉄筋の影響を考慮した。

3.2.2 柱

材端の剛塑性ばねの軸力と曲げの連成挙動には福澤等が提案した塑性論モデル¹³⁾に準じたモデルを用いた。つまり、初期降伏曲線Fは図3に示すようにコンクリートと鉄筋の累加強度式より求めた終局MN曲線を放物線で近似したものとし、降伏後の二次剛性による降伏曲線の移動則はZieglerの修正によるPragerの移動硬化則に従うものとして、福澤等と同様の方法で塑性外力-塑性変形関係を求めている。ただし、簡単のためひび割れ曲線は定義していない。

cN_y : コンクリート断面の圧縮耐力

sN_y : 鉄筋断面の圧縮耐力

$$F = \left| \frac{M}{M_y} \right| + \left(\frac{N - N_c}{N_y} \right)^2 - 1$$

図3 初期降伏曲線

具体的に硬化パラメーターは、降伏曲線の中心を通る一定軸力逆対称曲げモーメント作用時における材端モーメント M と回転角 θ の関係が図4に示すような二次勾配を有すること、 $M=0$ における軸方向力 N と軸方向変形 ω の関係が図5に示すような二次勾配を有することから決めている。二次剛性は M - θ 関係、 N - ω 関係ともに初期剛性の $1/200$ とした。 M - θ 関係においては簡単のためひび割れの影響を考慮していないが、 N - ω 関係においてはひび割れによる剛性低下の影響は大きいものと考えられることから、図5に示すように軸力の正負、あるいは変形に応じて弾性剛性が変化するものとした。降伏モーメント M_y は、学会 RC 規準における曲げ終局強度略算式¹²⁾ から算定しており、鉄筋強度は規格降伏強度をそのまま採用している。断面2次モーメント I および断面積 A には鉄筋の影響を考慮している。

図4 一定軸力逆対称モーメント作用時の M - θ 履歴特性

図5 中心圧縮力および引張力作用時の N - ω 履歴特性

3.3 耐震壁モデル

図6 壁部材の任意点の変位および歪

図6に示すように、せん断変形を考慮した梁要素の微小領域において、 Z 軸上の任意点の Z 方向変位を w 、 y 方向変位を v 、回転角を θ_{yz} とし、部材内の任意点の軸方向歪を ε 、せん断歪を γ とする。 z 軸上の任意点の変位のうち v 、 θ は曲げ変形と剛体移動を表す成分 v_m 、せん断変形を表す成分 v_s を用いて次式のように表せる。

$$v = v_m + v_s \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\theta = \frac{dv_m}{dz} \quad \dots \dots \dots (2)$$

また、部材内で軸力およびせん断力が一定であることから w, v_m, v_s はそれぞれ z の1次式、3次式、1次式で表せる。したがってそれぞれの係数を成分とする一般化変位ベクトル $\{a\}$ を用いて、部材内の変位は次式となる。

$$\begin{Bmatrix} w \\ v_m \\ \theta_{yz} \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} z & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & z^3 & z^2 & z & 1 \\ 0 & 0 & 3z^2 & 2z & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & z \end{bmatrix} \{a\} \quad \dots \dots \dots (3)$$

(3)式の Z 軸上の任意点の変位成分と一般化変位 $\{a\}$ の関係に節点座標を当てはめることで、梁要素の節点における変位成分 $w_i, v_{mi}, \theta_{yzi}, w_j, v_{mj}, \theta_{yzj}, v_s$ は壁高 h を用いて次式のように $\{a\}$ と関係づけられる。

$$\{u_b\} = [C] \{a\} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$\{u_b\} = \begin{Bmatrix} w_i \\ v_{mi} \\ \theta_{yzi} \\ w_j \\ v_{mj} \\ \theta_{yzj} \\ v_s \end{Bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ h & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & h^3 & h^2 & h & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 3h^2 & 2h & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & h \end{bmatrix}$$

また、部材内の任意点の歪 ε, γ は軸歪成分 ε_a 、曲げ歪成分 ε_m として、 z 軸上の任意点の変位成分を用いて次式のように表せる。

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \varepsilon_a + \varepsilon_m \\ &= \frac{dw}{dz} + \frac{d^2v_m}{dz^2} y \quad \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

$$\gamma = \frac{dv_s}{dz} \quad \dots \dots \dots (6)$$

さらに、(3)式の z 軸上の任意点の変位成分と一般化変位関係から、次式のように $\{a\}$ と関係づけられる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon \\ \gamma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 6yz & 2y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \{a\} \quad \dots \dots \dots (7)$$

よって、(4)式の関係を用いて部材内の任意点の歪は梁要素の節点における変位成分で次式となる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon \\ \gamma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 6yz & 2y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} [C]^{-1} \{u_b\} \quad \dots \dots \dots (8)$$

部材の歪エネルギー U は軸方向応力 σ 、せん断応力 τ を用いて次式で表せ、

$$U = \int_V \frac{1}{2} \sigma \varepsilon dV + \int_V \frac{1}{2} \tau \gamma dV \quad \dots \dots \dots (9)$$

(8)式と応力歪関係式を用いて(9)式を変換すると U は次式で表せる。

$$U = \frac{1}{2} \{u_b\}^T \begin{bmatrix} K_1 & 0 & K_6 & -K_1 & 0 & -K_6 & 0 \\ K_2 & K_3 & 0 & -K_2 & K_3 & 0 \\ K_4 & -K_6 & -K_3 & K_5 & 0 \\ & K_1 & 0 & K_6 & 0 \\ & K_2 & -K_3 & 0 \\ sym & & & K_4 & 0 \\ & & & & K_7 \end{bmatrix} \{u_b\} \quad \dots \dots (10)$$

$$\begin{aligned} K_1 &= \frac{EA_{eq}}{h}, K_2 = \frac{12EI_{eq}}{h^3}, K_3 = \frac{6EI_{eq}}{h^2} \\ K_4 &= \frac{4EI_{eq}}{h}, K_5 = \frac{2EI_{eq}}{h}, K_6 = \frac{ES_{eq}}{h} \\ K_7 &= \frac{GA_{eq}}{h} \end{aligned}$$

ここで、各等価剛性 EA_{eq} , ES_{eq} , EI_{eq} は、壁断面内でのひび割れ、降伏等による剛性変化を考慮した等価剛性であり、壁の y 位置での剛性を $E(y)$ として、次式のように表せる。

$$\left. \begin{aligned} EA_{eq} &= \int E(y) dA \\ ES_{eq} &= \int E(y) y dA \\ EI_{eq} &= \int E(y) y^2 dA \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

これに外力ベクトル $\{f\}$ を用いて $W = -\{u_b\}^T \{f\}$ で表される外力のポテンシャルエネルギーを加えた全ポテンシャルエネルギー Π について $\delta\Pi = \delta(U+W) = 0$ が成り立つので、これを解いて梁要素の外力-変位関係が得られる。 $[K_{eq}]^{7 \times 7}$ は(10)式中の剛性マトリクスである。

$$\{f\} = [K_{eq}]^{7 \times 7} \{u_b\} \dots \dots \dots (12)$$

さらに、曲げ変形成分から求められるせん断力とせん断変形成分から求められるせん断力が等しいことと、 v_{mi} , v_{mj} , v_s を次式のように置けることから、

$$\left. \begin{aligned} v_i &= v_{mi} \\ v_j &= v_{mj} + v_s \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

(13)式は梁要素の2節点6変位自由度 w_i , v_i , θ_{yzi} , w_j , v_j , θ_{yzj} により次式で表せ、梁要素の2節点6変位自由度系剛性行列が得られる。

$$\begin{Bmatrix} N_i \\ Q_i \\ M_{yzi} \\ N_j \\ Q_j \\ M_{yzj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & K_6 & -K_1 & 0 & -K_6 \\ & K_2' & K_3' & 0 & -K_2' & K_3' \\ & & K_4' & -K_6 & -K_3' & K_5' \\ & & & K_1 & 0 & K_6 \\ sym. & & & & K_2' & -K_3' \\ & & & & & K_4' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_i \\ v_i \\ \theta_{yzi} \\ w_j \\ v_j \\ \theta_{yzj} \end{Bmatrix} \dots \dots (14)$$

$$\begin{aligned} K_2' &= \frac{1}{1+2\lambda} K_2, K_3' = \frac{1}{1+2\lambda} K_3 \\ K_4' &= \frac{2+\lambda}{1+2\lambda} K_4, K_5' = \frac{1-\lambda}{1+2\lambda} K_5 \end{aligned} \quad \lambda = \frac{6EI_{eq}}{GA_{eq}h^2}$$

また、(15)式中剛性行列を $[K_{eq}]$ と置くと、図2に示すような耐震壁の4節点8自由度系での釣り合い方程式は柱芯間の長さ l を用いて次式で表せる。

$$\begin{Bmatrix} N_1 \\ Q_1 \\ N_2 \\ Q_2 \\ N_3 \\ Q_3 \\ N_4 \\ Q_4 \end{Bmatrix} = [T] [K_{eq}] [T]^T \begin{Bmatrix} w_1 \\ v_1 \\ w_2 \\ v_2 \\ w_3 \\ v_3 \\ w_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (15)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} 0.5 & 0 & 1/l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & 1/l \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 \\ 0.5 & 0 & -1/l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 & -1/l \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5 & 0 \end{bmatrix}$$

梁要素の各剛性 EA_{eq} , ES_{eq} , EI_{eq} は、図7に示すように壁を断面内で6要素に分割し、両側柱を含めた8要素について要素断面内での応力状態が一定として、要素剛性 EA_{wi} と要素中心の y 方向座標 y_{wi} から次式により算出する。

$$\left. \begin{aligned} EA_{eq} &= \sum EA_{wi} \\ ES_{eq} &= \sum EA_{wi} \times y_{wi} \\ EI_{eq} &= \sum EA_{wi} \times y_{wi}^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (16)$$

図7 梁要素の剛性算出過程モデル図

要素の弾塑性判別は、(8)式より求まる壁脚位置における軸方向歪 ε をもって行い、図8に示すような履歴特性を有するものとして、ヤング係数 E を変化させている。梁要素のせん断剛性 GA は、 τ が壁断面のみに均一に分布するものとみなして壁の断面積より求め、初期剛性のままひび割れの発生等による剛性低下は考慮していない。

図8 壁の分割要素の $N-\varepsilon$ 履歴特性

3.4 水平2方向の連成

耐震壁が曲げを受けると、側柱の軸力が変動する。その結果、フレーム方向では、柱の軸力と曲げの連成挙動を考慮するモデルにより柱の降伏曲げモーメントが変化し、フレームの耐力が変動する。また、逆にフレーム方向の変形が進むと、柱に曲げモーメントが生じ、同様に柱の軸力と曲げの連成挙動を考慮するモデルにより柱の軸方向耐力が低下する。その結果、耐震壁方向では、耐震壁の曲げ耐力が低下する。つまり、フレームも耐震壁も面外方向の変形に伴う耐力低下を表現できる。

4. 解析結果

4.1 静的解析結果

解析建物の弾性固有周期を表2に示す。図9に示す応答スペクトル法¹⁴⁾に基づいて算出した A_i 分布から外力分布を求めて静的増分解析を行った結果、降伏層せん断力係数はフレーム方向 0.275、壁方向 0.557 となった。また、水平方向正側と負側に繰り返す荷重をした時の1層の層せん断力と層間変位の関係を図10, 11に示す。

表2 弾性固有周期

次数	フレーム方向(s)	耐震壁方向(s)	回転(s)
1	0.754	0.330	0.233
2	0.267	0.089	0.064
3	0.149	0.045	0.032

図9 A_i 分布図

図10 1層のフレーム方向
層せん断力と層間変位の関係

図11 1層の耐震壁方向
層せん断力と層間変位の関係

4.2 地震応答解析結果

地震応答解析の入力地震波の原波は、兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録地震波を用いる。図12に示すように最大加速度方向をA成分、垂直方向をB成分とし、大きさの影響を無くするため2方向の地震動から求めた地動の最大速度の大きさが100cm/sになるよう等倍したものを入力地震波として用いる。図13,14に入力地震波のA成分とB成分の地震波形の時刻歴を示す。表3に原波および入力地震波のデータを示す。

減衰は初期剛性から決まる速度比例型のモード減衰で、減衰定数をすべてのモードで一律5%とした。数値積分にはNewmark-β法(β=1/6)を用い、時間増分は0.002秒とした。

2方向地震応答解析として、地震動の入力方向のねじれ角への影響を調べるため、図15に示すフレーム方向にA成分、耐震壁方向にB成分を同時に入力する入力方法を0度方向入力として、15度ずつ回転させて入力した。

図13 入力地震波A成分

図14 入力地震波B成分

表3 最大速度および加速度

	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (gal)
原波	107	848
入力地震波A成分	100	796
入力地震波B成分	49	460

図15 入力方向図

図16と図18～30に1例としてねじれ応答が比較的大きかった165度方向入力時のねじれ変形の影響を最も受ける1層に関する解析結果を示す。図16と図18～23は入力地震波が主要動となる時刻を含む4～10秒の結果である。

図16は1層の床に入力される加振トルクの時刻歴である。ここで、加振トルクは次式に示す並進方向とねじれ方向の運動方程式をねじれ方向に縮約した時の外力項である加振トルク増分を全層で足し合わせ、さらに時間方向に積分したものである。

$$\begin{bmatrix} K_u & 0 & K_{u\theta} \\ 0 & K_v & K_{v\theta} \\ K_{u\theta}^T & K_{v\theta}^T & K_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u_G \\ \Delta v_G \\ \Delta \theta_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M\ddot{u}_G - M\ddot{u}_g - C\dot{u}_G \\ -M\ddot{v}_G - M\ddot{v}_g - C\dot{v}_G \\ -I\ddot{\theta}_G - C\dot{\theta}_G \end{bmatrix} \quad \dots (17)$$

Δu_G : フレーム方向変位増分

Δv_G : 耐震壁方向変位増分

$\Delta \theta_G$: ねじれ角増分

$\Rightarrow$

$$\begin{aligned} I\ddot{\theta}_G + C\dot{\theta}_G + (K_\theta - K_{u\theta}^T K_U^{-1} K_{U\theta} - K_{v\theta}^T K_V^{-1} K_{V\theta}) \Delta \theta_G \\ = -K_{U\theta}^T K_U^{-1} (-M\ddot{u}_G - M\ddot{u}_g - C\dot{u}_G) - K_{V\theta}^T K_V^{-1} (-M\ddot{v}_G - M\ddot{v}_g - C\dot{v}_G) \end{aligned}$$

加振トルク増分 (フレーム成分)

加振トルク増分 (耐震壁成分)

$\dots (18)$

加振トルク増分は(18)式に示されるように耐震壁の剛性差による成分とフレームの剛性差による成分に分けることができるので、各成分も同図中に示す。加振トルクはフレームによる成分と耐震壁による成分が打ち消し合う向きに生じることがわかる。具体的に図17に示すような解析対象建物を簡略化したx,y方向共に1スパンのフレームからなる1層の立体架構の加振トルク増分は(18)式に各柱の水平剛性成分 K_{xi} , K_{yi} と重心間距離を代入することにより次式で表せる。

$$\begin{aligned} \text{加振トルク増分} &= \frac{(I_y K_{x1}) + (I_y K_{x2}) + (I_y K_{x3}) + (I_y K_{x4})}{K_{x1} + K_{x2} + K_{x3} + K_{x4}} \Delta f_u - \frac{(I_x K_{y1}) + (I_x K_{y2}) + (I_x K_{y3}) + (I_x K_{y4})}{K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + K_{y4}} \Delta f_v \\ &\dots (19) \end{aligned}$$

$$\Delta f_u = -M\ddot{u}_G - M\ddot{u}_g - C\dot{u}_G$$

$$\Delta f_v = -M\ddot{v}_G - M\ddot{v}_g - C\dot{v}_G$$

x,y方向共に正側に大きく変形し、耐力に達した柱の水平剛性成分を0とすると(19)式は次式のようにになる。

$$\text{加振トルク増分} = \frac{I_y K_{x3} + I_y K_{x4}}{K_{x3} + K_{x4}} \Delta f_u - \frac{I_x K_{y2} + I_x K_{y4}}{K_{y2} + K_{y4}} \Delta f_v \quad \dots (20)$$

従って、第1項のフレームの剛性差による加振トルクと第2項の耐震壁の剛性差による加振トルクは打ち消し合う向きに生じる。また、x,y方向共に負側に、あるいはx,y方向が正負逆側に大きく変形した場合も同様にフレームによる成分と耐震壁による成分は打ち消し合う。

図18は重心位置のねじれ角の時刻歴である。図19にフレームと耐震壁のせん断力から求めたねじれ方向の復元力の時刻歴をフレーム間のせん断力差による成分と耐震壁間のせん断力差による成分に分けた復元力と共に示す。4.5秒付近までの地震動が小さい時刻では加振トルクは生じていないが、主要動となる4.5秒付近以降では加振トルクが生じ、ねじれ変形とねじれ方向復元力が生じている。

図16 加振トルクの時刻歴

図17 加振トルクが打ち消し合う
メカニズム

図20は重心位置とねじれ変形の影響を最も受ける外柱位置のフレーム方向層間変位、図21は重心位置とねじれ変形の影響を最も受ける妻壁位置の耐震壁方向層間変位の時刻歴である。外柱位置の層間変位は重心位置の並進変位とほとんど一致しているため図中に重なって描かれている。フレーム方向に比較して耐震壁方向並進変位は小さいため、ねじれ変形による妻壁位置の並進変位の増大がみられる。図22,23に外柱の柱脚モーメント M_c と妻壁の壁脚モーメント M_w の時刻歴を示す。4.5秒付近までの地震動が小さい時刻では外柱1~4の M_c 、妻壁1,2の M_w とも一致しているが、主要動となる4.5秒付近以降では差異が生じている。また、図24,25に示す外柱1,3の $M_c-\theta_c$ 関係と図26,27に示す妻壁1,2の $M_w-\theta_w$ 関係を比較することで履歴に差異が生じていることがわかる。

図18の○印の付いたねじれ変形がピークとなる時刻では、図20,21に示すようにフレーム方向変形、耐震壁方向変形ともにピークになっており、図22,23からわかるように外柱、妻壁のモーメントに差が生じ、図19のねじれ方向復元力になっている。図28,29はこの時刻付近の妻壁の $M_w-\theta_w$ 関係と外柱の $M_c-\theta_c$ 関係である。床がフレーム方向正側に変形することで軸力が増加する妻壁2は弾性であるが、軸力が減少する妻壁1は降伏しており、ねじれ変形がピークとなる5.34秒ではこの耐力差がねじれ方向の復元力となっている。同時に、床が耐震壁方向正側に変形することで軸力が増加する外柱3と4は弾性であるが、軸力が減少する外柱1と2は降伏しており、ねじれ変形がピークとなる5.34秒ではこの耐力差がねじれ方向の復元力となっている。また、再びねじれ変形がピークとなる5.78秒においても同様に引張側と圧縮側の妻壁および外柱の耐力差が復元力となっている。

一方、図18の△と□印が付いたねじれ変形がピークとなる時刻では、図21に示すように耐震壁方向変形は小さく耐力に達していないが、図23からわかるようにモーメントに差が生じ、ねじれ方向復元力が生じている。図28の0rad付近は△印の時刻付近での妻壁の $M_w-\theta_w$ 関係である。前述の5.34秒付近のねじれ変形により妻壁2は5.42秒から除荷されるが妻壁1は5.50秒から除荷される。ねじれ変形がピークとなる5.6秒ではこの両妻壁間の除荷時の履歴のずれによる M_w の差がねじれ方向復元力となっている。図30は□印の時刻付近での妻壁の $M_w-\theta_w$ 関係である。床の耐震壁方向変形は小さく、さらに床がフレーム方向正側に大きく変形することで軸力が増加する妻壁2は多くのひび割れが閉じることで剛性が上昇する。ねじれ変形がピークとなる6.92秒ではこの両妻壁間の弾性剛性差による M_w の差がねじれ方向復元力となっている。

以上のように、ねじれ変形のピーク時の耐震壁の状態は、片側の妻壁が塑性化している○で示した状態、両妻壁が共に除荷域にあるが除荷時期が異なるために復元力差が生じている△で示した状態、両妻壁が共に非降伏載荷域にあるがひび割れの閉じる量が異なるために復元力差が生じている□で示した状態の3種に大別できる。○のねじれ変形は壁自体の並進変位が大きいときに生じるので最大並進変位も大きくなるが、△、□は壁自体の並進変位が小さいときに生じるので最大並進変位には影響しない。

1層のねじれ角応答はどの入力方向においても 4×10^{-3} rad前後生じ、入力方向による顕著な影響はみられなかった。図31に各入力方向において前述の3種の復元力別求めた1層の最大ねじ

図18 ねじれ角の時刻歴

図19 ねじれ方向の復元力の時刻歴

図20 フレーム方向層間変位の時刻歴

図21 耐震壁方向層間変位の時刻歴

図22 外柱の柱脚モーメントの時刻歴

図23 妻壁の壁脚モーメントの時刻歴

図24 外柱1の $M_c-\theta_c$ 関係 図25 外柱3の $M_c-\theta_c$ 関係 図26 妻壁1の $M_w-\theta_w$ 関係 図27 妻壁2の $M_w-\theta_w$ 関係

図28 5.2～5.9秒の $M_w-\theta_w$ 関係 図29 5.2～5.9秒の $M_c-\theta_c$ 関係 図30 6.8～7.2秒の $M_w-\theta_w$ 関係

図31 1層の最大ねじれ角

図32 1層の耐震壁方向最大層間変位

図33 各階のフレーム方向最大層間変位

図34 各階の耐震壁方向最大層間変位

れ角を示す。除荷時と非降伏載荷時のせん断力差による復元力発生時のねじれ角は 5.1×10^{-5} rad(150度方向入力時)まで増大することがあるが、耐震壁方向変形が小さいときに生じるので耐震壁への影響は少ない。一方、耐震壁方向変形が大きいときに生じる塑性時のねじれ角は、加振トルクの耐震壁の剛性差による成分とフレームの剛性差による成分が打ち消し合う方向に生じるため 3.9×10^{-5} rad(135度方向入力時)に留まった。図32に各地震波入力方向においての1層の耐震壁方向最大層間変位を示す。妻壁位置での並進変位の増減は重心位置での並進変位の40.8%増し(165度方向入力時)に留まった。これは、図31に示した165度方向入力時の塑性時の最大応答ねじれ角に重心から妻壁までの距離を掛

けることで計算される並進変位に相当する。

図33は165度方向入力時の各階における重心位置と外柱位置でのフレーム方向最大層間変位を165度方向入力時のフレーム方向成分のみを入力したときの最大変位(図中1方向と記す)と比較したものである。また、図34は165度方向入力時の各階における重心位置と妻壁位置での耐震壁方向最大層間変位を165度方向入力時の耐震壁方向成分のみを入力したときの最大変位(図中1方向と記す)と比較したものである。2方向入力時の重心位置の最大層間変位にはフレーム、耐震壁両方向とも1方向入力時と比較してあまり差異がみられないが、2方向入力時の妻壁位置の最大層間変位にはねじれ変形の影響で1方向入力時に対して増大がみられる。

5. 結論

弾性時に偏心のない整形な構造物でありながら塑性化後に耐力偏心の著しくなる構造物の一例として、一方向が純ラーメン構造、それと直交する方向が連層独立耐震壁構造からなるRC立体架構の弾塑性ねじれ応答解析を行い、以下の事柄が明らかとなった。

1. 構造物が2方向地震波入力を受けると、妻壁や外周フレームが負担する軸力が変化することで水平耐力或いは水平剛性に差が生じる。そして、この耐力差や剛性差が加振要因となってねじれ変形が生じる。
2. ねじれ変形は、フレーム方向と比較して応答並進変位の小さい耐震壁方向の応答に大きな影響を及ぼす。
3. 耐震壁の並進変位が大きい時に生じるねじれ変形が耐震壁方向並進変位を増大させる。しかし、そのとき、直交2方向で逆向きの加振トルクが生じることから、ねじれ変形が極端に大きくなることはない。本解析結果では、ねじれ応答は 4×10^{-5} rad程度に留まった。
4. 本解析例に関しては、地震波の入力方向はねじれ応答に顕著な影響を及ぼさなかった。

ただし、直交2方向で逆向きの加振トルクが生じたとしても建物形状等により打ち消し合う度合いは異なると考えられるため、結論3に関しては今後更なる検討をしたい。

参考文献

- 1) 高橋元美, 磯崎 浩, 萩原 一: 偏心を有する高層RC造立体骨組の2方向入力による弾塑性地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, No.499, pp.85-92, 1997.9.
- 2) 鈴木哲夫, 武田寿一: 偏心のある建物の耐震性評価に関する研究, その1, 弾塑性ねじれ応答解析に基づく損傷分布の傾向, 日本建築学会構造系論文集, No.354, pp.23-31, 1985.8.
- 3) 小豆畑達哉, 高橋 徹, 引地健彦, 尾崎昌凡: 強震を受ける一層偏心構造物の弾塑性変形応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.465, pp.45-52, 1994.11.
- 4) 髙橋裕治, 井上一郎: 鋼構造強柱偏心立体骨組におけるエネルギー消費部材の必要塑性変形能力(1層1スパン耐力偏心骨組) 日本建築学会構造系論文集, No.524, pp.125-132, 1999.10.
- 5) 周通泉, 壁谷澤寿海, 末永保美: 2方向地震力による梁降伏型RC骨組の柱応力, 構造工学論文集, Vol.36B, pp.271-280, 1990.
- 6) 田才晃, 小谷俊介, 青山博之: 終局強度型耐震設計法によるフレーム構造の2方向地震応答, 構造工学論文集, Vol.36B, pp.281-294, 1990.
- 7) 高橋元美, 福澤栄治, 磯崎 浩: 柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, No.448, pp.121-130, 1993.6.
- 8) 今西達也, 平石久廣, 藤井 栄, 森田司郎, 二方向変形を受ける鉄筋コン

- クリート造耐震壁の面外方向の構造性状, 日本建築学会構造系論文報告集 No.466, pp.97-105, 1994.12.
- 9) 松井千秋, 森野捷輔, 内田保博, 水平2方向外力を受ける鋼構造立体骨組の弾塑性性状, その3 多層鋼構造立体骨組の動的解析, 日本建築学会構造系論文報告集 No.349, pp.22-33, 1985.3.
- 10) Takeda, T., M.A. Sozen and N.N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12.
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説, pp.63-66, 1988
- 12) 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(案)・同解説, pp.108, 1997
- 13) 福澤栄治, 磯崎 浩, 高橋元美: 柱の変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性解析, その1 解析法と心筋柱の構造実験解析, 日本建築学会構造系論文報告集, No.372, pp.31-43, 1987.2.
- 14) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, pp.401-419, 1993

(2003年3月6日原稿受理, 2003年7月8日採用決定)