

せん断破壊を伴う1層鉄筋コンクリート造建物のねじれ地震応答性状

Torsional Response of 1st Story R/C Structures with Shear Members Subjected to Strong Ground Motion

藤井 賢志¹⁾・楠 浩一²⁾・中埜 良昭³⁾

Kenji FUJII, Koichi KUSUNOKI, and Yoshiaki NAKANO

In past earthquakes, many buildings were damaged because of eccentric placement of shear walls, and most of them had severe shear failures. However few investigations concerning the influence of brittle failure of members on torsional response of structures have been made. In this paper, the influence of shear failure on torsional response is analytically investigated. The results show that larger torsional responses are caused by brittle failure of members, and they are highly dependant on the ratio of brittle members to ductile members of a structure.

Key words: shear failure, torsional response, seismic retrofit, ratio of lateral resistance eccentricity

せん断破壊, ねじれ応答, 耐震補強, 耐力偏心率

1. はじめに

壁の偏在等による建物全体のねじれ応答の影響で、地震時に変形が増大した柱で激しいせん断破壊が生じるなど大きな被害を受けた地震被害例が報告されている^{[1][2]}。これらせん断破壊が生じた柱では非常に大きなせん断ひび割れや主筋の露出等に伴う耐力低下が生じているものと考えられるが、被害検討のために行われた地震応答解析では、この耐力低下の影響は必ずしも直接的には考慮されてこなかった^{[3][4]}。

一方、現行旧基準で建てられた多数の鉄筋コンクリート造建物を対象に鉄筋コンクリート造耐震壁や鉄骨ブレース等の増設による耐震補強が行われているが、これらの補強計画においても建築機能上の要求により増設壁が偏心配置される場合も少なからずあり、さらに既存柱の靱性改善が行われない場合も多い。しかしながらせん断破壊を生じる部材を含む鉄筋コンクリート造建物にねじれ応答が生じた場合、変形の増大する構面にある部材から順次せん断破壊が生じその構面の耐力が低下すること、ならびに外側構面で耐力が低下する事により耐力偏心が増大してねじれ応答が増大することが予想される。そこで本解析ではせん断破壊が生じる部

材(以下、せん断部材と略記)と曲げ破壊が生じる部材(以下、曲げ部材と略記)が混在した建物を対象に、せん断破壊による構面の耐力低下が建物全体のねじれ振動におよぼす影響について検討を行った。さらに、日野等が文献[4]により提案する耐力偏心率の、耐力低下が生じる建物に対する適用性について検討を行った。

2. 耐力偏心率の定義

初めに、文献[4]による耐力偏心率の定義について簡単に述べる。ここでは、互いに直交する2方向に任意の数の構面を有する1層建物を対象とする。非線形形のねじれ運動方程式は、床を剛と仮定すると重心における各構面の復元力、慣性力および減衰力の釣り合いより(式1)から(式3)の形で得られる。

$$\left\{ \begin{array}{l} (-m(\ddot{x} + \ddot{x}_0)) + (-D_x(t)) + \left(-\sum_i Q_x \right) = 0 \quad \text{式 1} \\ (-m(\ddot{y} + \ddot{y}_0)) + (-D_y(t)) + \left(-\sum_j Q_y \right) = 0 \quad \text{式 2} \\ (-I(\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_0)) + (-D_\theta(t)) + \left(-\sum_i Q_x \cdot l_{iy} \right) + \left(\sum_j Q_y \cdot l_{jx} \right) = 0 \quad \text{式 3} \end{array} \right.$$

1) 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程

2) 東京大学生産技術研究所 助手 博士(工学)

3) 東京大学生産技術研究所 助教授 工学博士

Graduate Student, Dept. of Architecture, Univ. of Tokyo

Research Associate, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Associate Professor, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

ここで、 m : 建物の質量、 I : 建物の回転慣性質量

$D_X(t)$, $D_Y(t)$, $D_\theta(t)$: 減衰力

${}_i Q_X$, ${}_j Q_Y$: 各構面の負担せん断力

${}_i l_X$, ${}_j l_Y$: 重心から各構面までの距離

議論を簡略化するために、地震動の入力はX方向のみの1方向入力 ($\ddot{y}_0 = \ddot{\theta}_0 = 0$) とし、偏心はX方向のみの1軸偏心で、X方向の構面は弾塑性挙動、Y方向の構面は弾性挙動をするものとする。ここで、ねじれ応答量として重心における最大回転角 θ_{MAX} に着目し、 θ_{MAX} に直接関係のある指標の定義を行う。まず重心まわりのモーメントの釣り合い式である (式3) に着目する。そして、慣性力モーメント M_I 、減衰力モーメント M_D 、X方向構面による偏心モーメント M_{RX} 、Y方向構面による抵抗モーメント M_{RY} を (式4) で定義する。

$$\begin{cases} M_I = -I \cdot \ddot{\theta} & M_D = -D_\theta(t) \\ M_{RX} = -\sum_i Q_X \cdot l_Y & M_{RY} = \sum_j Q_Y \cdot l_X \end{cases} \quad \text{式 4}$$

このとき (式3) は (式5) の形となる。

$$M_I + M_D + M_{RX} + M_{RY} = 0 \quad \text{式 5}$$

重心における回転角 θ が最大値 θ_{MAX} になっているときのモーメントの釣り合いを考える。回転角 θ が最大値になる近傍では、減衰力モーメント M_D の値は0になっている。そのため、 $\theta = \theta_{MAX}$ における (式5) は (式6) の形となる。

$$\langle M_I \rangle_{\theta=\theta_{MAX}} + \langle M_{RX} \rangle_{\theta=\theta_{MAX}} + \langle M_{RY} \rangle_{\theta=\theta_{MAX}} = 0 \quad \text{式 6}$$

ここで、Y方向構面による抵抗モーメント M_{RY} は重心における回転角 θ の線形関数で表される (式7)。

$$\langle M_{RY} \rangle_{\theta=\theta_{MAX}} = -\left(\sum_j K_Y \cdot j \cdot l_X^2 \right) \cdot \theta_{MAX} \quad \text{式 7}$$

ここで、 ${}_j K_Y$: Y方向構面 j の弾性剛性

(式7) を (式6) に代入して θ_{MAX} について解き、さらに $\theta = \theta_{MAX}$ における $(M_I + M_{RX})$ の値は最大値 $\langle M_I + M_{RX} \rangle_{MAX}$ となる事を考慮すると (式8) を得る。

$$\theta_{MAX} = \frac{\langle M_I + M_{RX} \rangle_{\theta=\theta_{MAX}}}{\sum_j K_Y \cdot j \cdot l_X^2} = \frac{\langle M_I + M_{RX} \rangle_{MAX}}{\sum_j K_Y \cdot j \cdot l_X^2} \quad \text{式 8}$$

ここで、 M_{RX} の最大値は、X方向のすべての構面が同一方向に降伏している場合には、(式9) で定められる偏心モーメント M_E によって推定が可能であると考えられる。

$$\langle M_{RX} \rangle_{MAX} = M_E = \sum_i Q_{iX} \cdot l_Y \quad \text{式 9}$$

ここで、 ${}_i Q_{iX}$: X方向構面 i の降伏耐力

さらに、(式8) の分子 $\langle M_I + M_{RX} \rangle_{MAX}$ と $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ との比

を a とおく (式10)。

$$a = \frac{\langle M_I + M_{RX} \rangle_{MAX}}{\langle M_{RX} \rangle_{MAX}} \quad \text{式 10}$$

(式8) ~ (式10) より、重心の回転角の最大値 θ_{MAX} とX方向構面による偏心モーメントの M_E の関係式が得られる。

$$\theta_{MAX} = a \cdot \frac{\langle M_{RX} \rangle_{MAX}}{\sum_j K_Y \cdot j \cdot l_X^2} = a \cdot \frac{M_E}{\sum_j K_Y \cdot j \cdot l_X^2} \quad \text{式 11}$$

ここで、(式11) の分母は、Y方向構面が弾性挙動をしているため全応答解析時間にわたって一定の値となる。さらに a の値が一定であれば、 θ_{MAX} と偏心モーメント M_E の間に比例関係が成立し、 M_E が重心の最大回転角の大小関係を表すと考えられる。

そこで、偏心モーメント M_E の値を現行の耐震診断基準における偏心率 R_{EK} (式12) と類似の形とするために、 M_E を建物重量 W と対角線長さ $(B^2 + L^2)^{0.5}$ で割って基準化し、(式14) の耐力偏心率 R_{EQ} を定義する。

$$R_{EK} = \frac{e_k}{\sqrt{B^2 + L^2}} \quad \text{式 12}$$

ここで、 e_k : 剛性偏心距離で (式13) による。

$$e_k = \frac{\sum_i K_X \cdot l_Y}{\sum_i K_X} \quad \text{式 13}$$

B, L : 建物の辺長

$$\begin{aligned} R_{EQ} &= \frac{M_E}{W \sqrt{B^2 + L^2}} \\ &= \frac{\sum_i Q_{iX} \cdot l_Y}{W \sqrt{B^2 + L^2}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{B^2 + L^2}} \cdot \frac{\sum_i Q_{iX} \cdot l_Y}{\sum_i Q_{iX}} \cdot \frac{\sum_i Q_{iX}}{W} \\ &= \frac{e_q}{\sqrt{B^2 + L^2}} \cdot C_T \end{aligned} \quad \text{式 14}$$

ここで、 C_T : 建物のベースシア係数

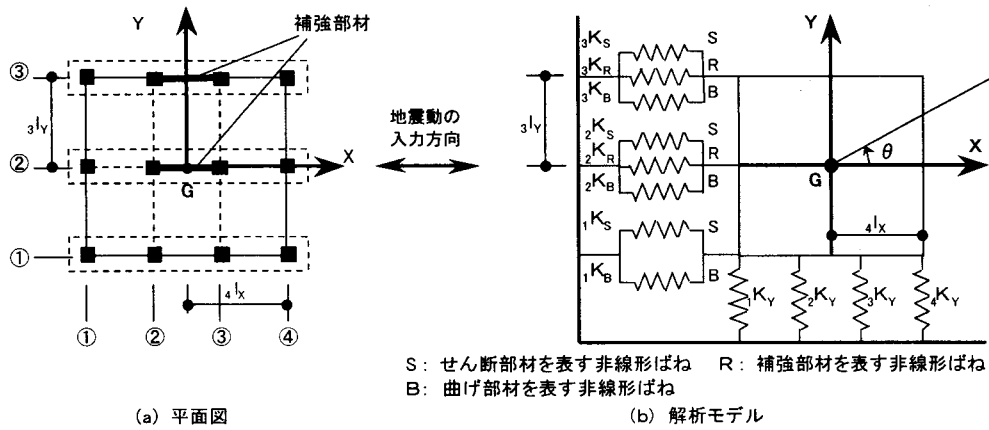
e_q : 耐力偏心距離で (式15) による

$$e_q = \frac{\sum_i Q_{iX} \cdot l_Y}{\sum_i Q_{iX}} \quad \text{式 15}$$

3. 解析手法および解析結果

3.1 解析手法

本論では図1(a)に示す1層建物を対象とする。建物を、剛床仮定を用い1質点3自由度系 (建物の重心位置での水平X、Y2方向および回転方向 θ) に置換する。X方向各構面は、既存部分はせん断部材を表す非線形バネと曲げ部材を表す非線形バネによ



S: せん断部材を表す非線形ばね R: 補強部材を表す非線形ばね
B: 曲げ部材を表す非線形ばね

図1 偏心建物モデル

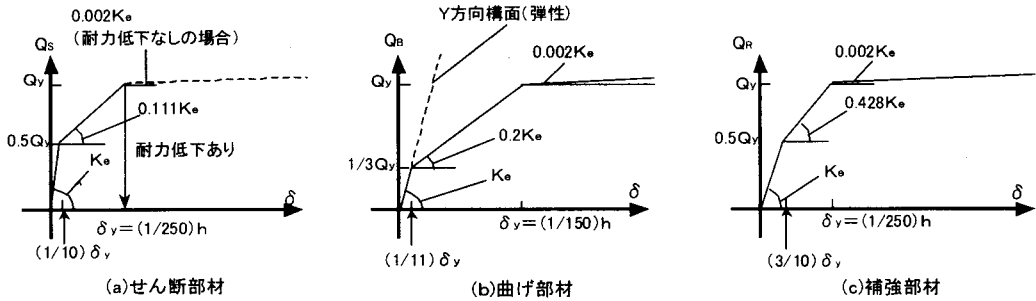


図2 部材の復元力特性

る並列バネにより、補強部分は補強部材を表す非線形バネにより表され、これらが並列に配されて構成されているものとする。Y方向各構面は弾性バネで構成されている(図1(b))。部材のねじれ剛性は0と仮定し、2軸曲げによる応力の相関は無視する。重心の変位増分を $(\Delta x, \Delta y, \Delta \theta)$ とすると、X方向構面iの応力の増分 $\Delta_i Q_x$ は(式16)で定められる。

$$\Delta_i Q_x = {}_i K_x \cdot (\Delta x - {}_i l_y \Delta \theta) \quad \text{式 16}$$

ここで、

- ${}_i K_x = {}_i K_S + {}_i K_B + {}_i K_R$: 構面iの瞬間剛性
- ${}_i K_S$: 構面iのせん断部材の瞬間剛性
- ${}_i K_B$: 構面iの曲げ部材の瞬間剛性
- ${}_i K_R$: 構面iの補強部材の瞬間剛性
- ${}_i l_y$: 重心より構面iまでの距離

同様に、Y方向構面jの応力の増分 $\Delta_j Q_y$ は(式17)で定められる。

$$\Delta_j Q_y = {}_j K_y \cdot (\Delta y + {}_j l_x \Delta \theta) \quad \text{式 17}$$

したがって重心での力の増分の釣り合いは、地震動の入力がX方向1方向入力では(式18)で表される。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \ddot{x} + \Delta \ddot{x}_0 \\ \Delta \ddot{y} \\ \Delta \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_i {}_i K_x & 0 & -\sum_i {}_i K_x {}_i l_y \\ 0 & \sum_j {}_j K_y & \sum_j {}_j K_y {}_j l_x \\ -\sum_i {}_i K_x {}_i l_y & \sum_j {}_j K_y {}_j l_x & \sum_i {}_i K_x {}_i l_y^2 + \sum_j {}_j K_y {}_j l_x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{式 18}$$

ここで、 $\Delta \ddot{x}_0$: 入力地動加速度

減衰は瞬間剛性比例型とし、1次モードに対して臨界減衰の3%とした。数値積分法はNewmark- β 法($\beta=0.25$)を用い、積分時間刻み $\Delta t=0.002s$ とした。剛性の変化およびせん断破壊の発生による耐力低下により生じる不釣り合い力は次ステップで解除するものとした。

各部材の復元力特性は、せん断部材を原点指向型、曲げ部材と補強部材をTakedaモデル⁵⁾にモデル化した。各部材の復元力特性を図2に示す。ここでせん断部材は、耐力低下を考慮する場合には

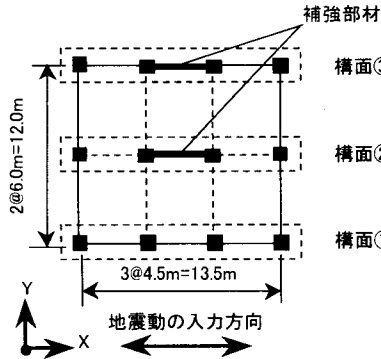


図3 解析対象建物の平面図

変形が建物高さの(1/250)に達するとせん断破壊を生じて全耐力をすべて消失し、その後は耐力を全く負担しないものとする。すなわち、せん断破壊後はその部材を除去したものとして扱うことになる。なお、せん断部材が負担している軸力は、当該部材がせん断破壊した後は残りの曲げ部材で負担ができるものと仮定する。比較のためせん断部材は上記に加えて耐力低下を無視する場合の2種類を想定した。

3.2 解析補元

解析対象建物は図3に示すようにX方向4.5m×3スパン、Y方向6m×2スパンの1層の建物であり、高さは3.75m、床重量は1.20tonf/m²と仮定した。建物はX方向のみ非線形挙動とし、Y方向は弾性と仮定した。建物のベースシア係数は、補強前で0.45とし、X方向を補強により0.75まで上昇させるものとする。補強構面は構面②と構面③とし、これらの部材では既存部材(せん断部材と曲げ部材が混在)と補強部材が混在しているものとする。構面①は既存部材のみである。解析のパラメータは、①耐力偏心の程度、②既存部分におけるせん断部材の比率、③せん断部材のせん断破壊後における耐力低下の考慮の有無、である。

①建物の耐力偏心の程度に関しては、偏心の程度を示すパラメータとして、文献[4]で日野等が提案する耐力偏心率 R_{EQ} (式14)を用いた。 R_{EQ} の値が0.00, 0.05, 0.10となるように各構面の部材耐力 iQ_{YX} 、既存部材の耐力 iQ_{YSB} 、補強部材の耐力 iQ_{YR} を決定した。表1に各構面の耐力を示す。

②既存部分におけるせん断部材の比率に関しては、各構面の既存部分におけるせん断部材と曲げ部材の比率 α_i を(式19)で定義する。

$$\alpha_i = \frac{iQ_{YS}}{iQ_{YSB}} = \frac{iQ_{YS}}{iQ_{YS} + iQ_{YB}} \quad \text{式 19}$$

ここで、 iQ_{YS} は構面*i*のせん断部材の耐力、 iQ_{YB} は構面*i*の曲げ部材の耐力である。本解析ではせん断部材の耐力の比率 α の値は各構面で等しいものとし、 $\alpha=0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9$ の5種類とした。従って解析ケースは30通り(3×5×2=30)となる。Y方向の構面は弾性と剛性はすべての解析ケースで同一の値で、

表1 解析モデルの偏心率と各構面の部材耐力

耐力偏心率 R_{EQ}	$R_{EQ}=0.00$	$R_{EQ}=0.03$	$R_{EQ}=0.10$	
構面③	既存部材 ${}_3Q_{YSB}$	0.150W	0.075W	0.000W
	補強部材 ${}_3Q_{YR}$	0.000W	0.225W	0.450W
構面②	既存部材 ${}_2Q_{YSB}$	0.000W	0.075W	0.150W
	補強部材 ${}_2Q_{YR}$	0.450W	0.225W	0.000W
構面①	既存部材 ${}_1Q_{YSB}$		0.150W	

ここで W : 建物の重量
 R_{EQ} : 耐力偏心率(式14)
 iQ_{YSB} : *i* 構面の既存部材の耐力
 iQ_{YR} : *i* 構面の補強部材の耐力

各構面とも等しいものと仮定した。すなわち、Y方向は部材の復元力特性を図2(b)の曲げ部材と仮定し、0.45Wの降伏耐力を与えた際に求まる弾性剛性を採用した。各モデルにおける弾性1次ならびに弾性2次固有周期の一覧を表2に示す。固有モードは、すべてのケースにおいて弾性1次が並進卓越型、弾性2次がねじれ卓越型となった。

表2 各モデルにおける固有周期一覧

せん断部材の比率 α	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
$R_{EQ}=0.00$	0.201	0.191	0.182	0.174	0.167
$R_{EQ}=0.05$	0.206	0.193	0.183	0.174	0.167
	0.165	0.160	0.155	0.150	0.146
$R_{EQ}=0.10$	0.214	0.198	0.185	0.175	0.167
	0.153	0.151	0.150	0.148	0.145

注) 表2内の上の数値が弾性1次固有周期、下の数値が2次固有周期を表す

3.3 入力地震動

地震動はX方向1方向入力とした。入力地震動として、1978年の宮城県沖地震の際に東北大学で観測された記録のNS成分^[6]の25秒間を用いるものとした。ここで東北大学の記録を用いた理由は以下の通りである。すなわち、東北大学の記録は比較的継続的に地震動のエネルギーが入力する波となっていて、耐力低下を生じる建物に与える影響が顕著であると考えられるからである。地震

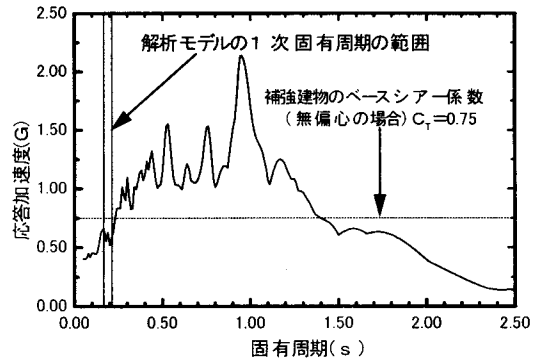


図4 加速度応答スペクトル

波の入力する際の大きさは無偏心のケース ($R_{EQ}=0.00$) で曲げ部材の最大塑性率が1前後に収まるように最大加速度を0.40Gに拡大した。入力地震動の加速度応答スペクトル (減衰定数 $h=3\%$) ならびに解析建物の1次固有周期を図4に示す。

4. 解析結果

4.1 重心位置での回転角とせん断部材の比率の関係

図5に、せん断部材の比率 α と重心位置での最大応答回転角 θ_{MAX} の関係を示す。図5より、耐力低下を無視した場合にはせん断部材の比率 α にかかわらず最大応答回転角 θ_{MAX} はほぼ一定である傾向を示しているのに対し、せん断破壊を考慮した場合には、無偏心の場合 ($R_{EQ}=0.00$) を除いてはせん断部材の比率 α が増加するにつれて最大応答回転角 θ_{MAX} が増加する傾向を示しているのがわかる。一方図6はせん断部材の比率 α とX方向構面による最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ の関係を示したものであるが、これより以下の傾向がわかる。すなわち、耐力低下を無視した場合には、最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ はせん断部材の比率 α にかかわらずほぼ一定である傾向を示しているのに対し、せん断破壊を考慮した場合には、無偏心の場合 ($R_{EQ}=0.00$) を除いてはせん断部材の比率 α が増加するにつれて、最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ が増加する傾向を示している。

したがって、最大応答回転角 θ_{MAX} の増加と、最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ の増加には対応関係があり、耐力低下を考慮した場合にはせん断部材の破壊により最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ が増加して最大応答回転角 θ_{MAX} が増加しているものと考えられる。図7に、耐力偏心率 $R_{EQ}=0.10$ でせん断部材 $\alpha=0.9$ の場合における重心位置での応答回転角 $\theta(t)$ とX方向構面による偏心モーメント $M_{RX}(t)$ の時刻歴 (2~20秒の間) を示す。図7より、耐力低下を考慮した場合ではせん断破壊が生じた後で偏心モーメン

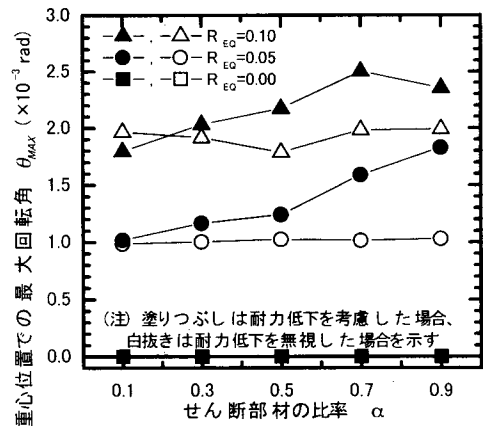


図5 せん断部材の比率と重心位置における最大応答回転角の関係

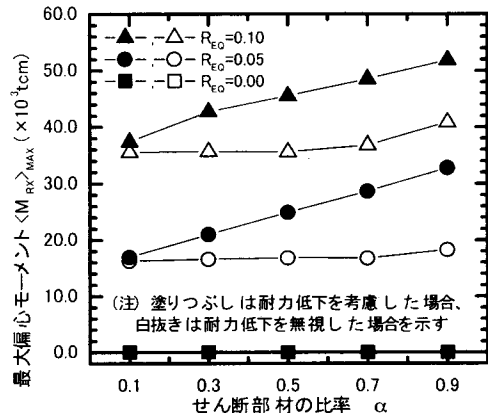


図6 せん断部材の比率と最大偏心モーメントの関係

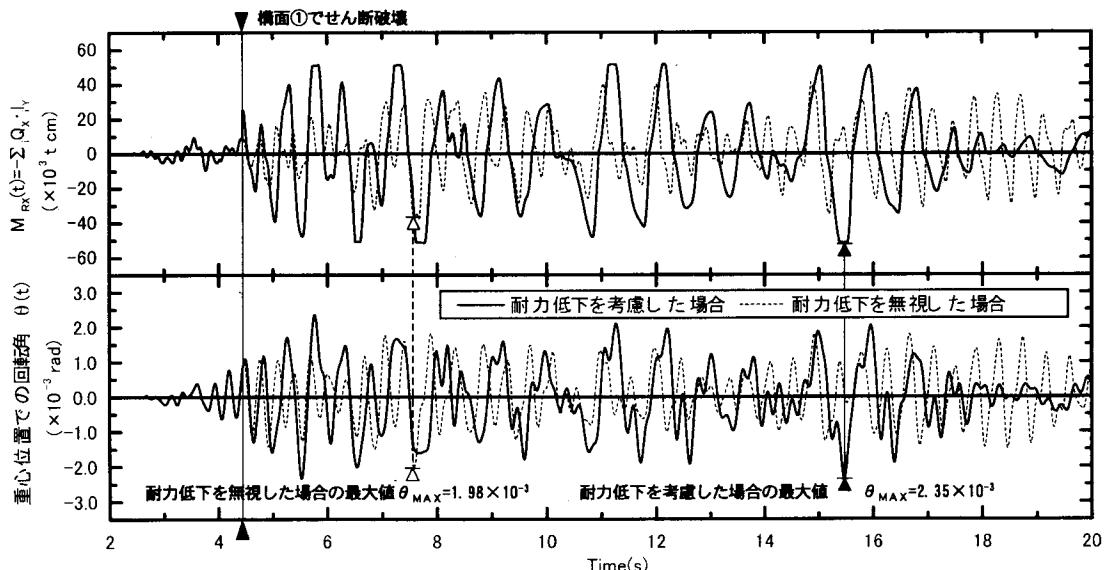


図7 重心位置での回転角 $\theta(t)$ とX方向構面による偏心モーメント $M_{RX}(t)$ の時刻歴

θ_{MAX} (1)が増大し、それにつれて重心位置での応答回転角 θ_{MAX} が増加しているのがわかる。すなわち、せん断破壊により構面の耐力が生じて耐力偏心が増大し、その結果重心位置での応答回転角が増大する。

4.2 重心の最大並進変位とせん断部材の比率の関係

図8にせん断部材の比率 α と重心の最大並進変位 X_{MAX} の関係を示す。図8より耐力低下を無視した場合には、最大並進変位 X_{MAX} はせん断部材の比率 α の影響をほとんど受けずほぼ一定の値を示しているのに対し、せん断破壊を考慮した場合にはせん断部材の比率 α の増大につれて最大並進変位 X_{MAX} が増加しているのがわかる。特に耐力偏心の大きい場合 ($R_{EQ}=0.10$) と耐力偏心の小さい場合 ($R_{EQ}=0.05$) とを比較すると、耐力偏心の大きい場合の方が、せん断部材の比率 α の増大による最大並進変位 X_{MAX} の増加が顕著である。なお図8において無偏心の場合 ($R_{EQ}=0.00$) では α が大きい場合でも最大並進変位 X_{MAX} が小さくなっているケースがあるが、これはせん断部材の比率が大きい場合には建物全体の剛性も高く、結果としてせん断破壊が生じる変形まで応答が到らなかったためである。図9に耐力偏心の大きい場合 ($R_{EQ}=0.10$) と耐力偏心の小さい場合 ($R_{EQ}=0.05$) で、せん断部材の比率が大きい ($\alpha=0.9$) のケースにおける重心位置での並進変位 X と層せん断力係数 C の関係 (包絡線)を示す。図9より、ねじれ応答の影響によって無偏心の場合 ($C_T=0.75$) と比べて発揮される最大耐力が低下しているのがわかる。とくに耐力偏心が大きい場合には耐力偏心は小さい場合と比べて最大耐力の低下の傾向が顕著である。これはねじれ応答によって、各構面でせん断破壊が異なる時刻において生じ、各構面の最大耐力が同時に発揮されていないためである。なお、最大耐力に達して耐力低下が生じた後に耐力が再び上昇しているのは以下の理由による。第1の理由は、構面内にある曲げ部材の降伏変形はせん断破壊が生じるときの変形よりも大きく、せん断破壊が生じた後も曲げ部材が降伏するまで構面全体での耐力上昇する事である。第2の理由は、構面①で最大耐力に達した時にはねじれの影響で他の構面は最大耐力に達しておらず、構面②および構面③は構面①より遅れて最大耐力に達する事である。以上より、ねじれ応答が生じる建物にせん断破壊をする部材が混在していた場合、ねじれ応答の影響で各構面の耐力が同時に発揮できずに建物全体の最大耐力が低下し、その結果として重心の最大並進変位が増大するということが考えられる。

4.3 曲げ部材の最大塑性率とせん断部材の比率の関係

図10にねじれにより変形の増大した構面①での曲げ部材の最大塑性率 μ_{MAX} とせん断部材の比率 α の関係を示す。図10より、耐力低下を無視した場合には最大塑性率 μ_{MAX} はせん断部材の比率 α の影響をあまり受けていないのに対し、耐力低下を考慮した場合には、せん断部材の比率が増大するにつれて最大塑性率 μ_{MAX} が増大しているのがわかる。とくに耐力偏心の大きい場合の方

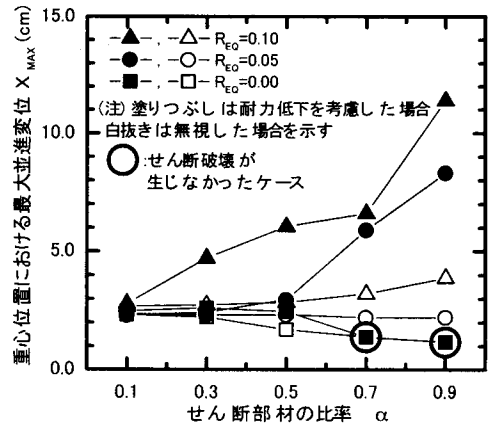


図8 せん断部材の比率と

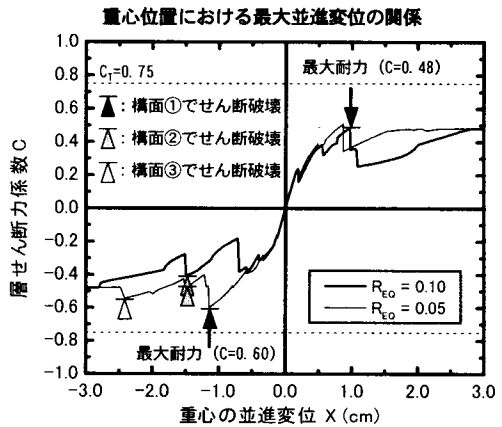


図9 層せん断力係数と重心位置における並進変位の関係

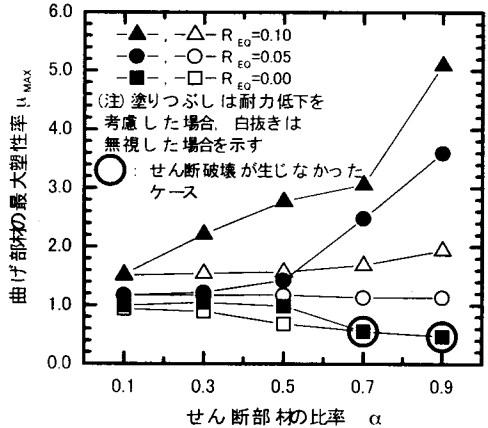


図10 せん断部材の比率と曲げ部材の最大塑性率の関係

が耐力偏心の小さい場合と比べて最大塑性率の増加が顕著となっている。これは前述した理由、すなわち①構面の耐力低下による耐力偏心の増大による回転角の増大②ねじれの影響による最大

耐力の低下に伴う重心の並進変位の増大, によるものである。以上より, 耐力偏心率が同程度であってもせん断部材の比率が大きい建物においては, 上記の理由により曲げ部材に要求される塑性率が著しく大きくなる可能性があることがわかる。したがって, 既存建物に鉄骨ブレース等による補強を行う場合, せん断部材の比率が高い建物であれば曲げ部材の比率が高い建物よりも耐力偏心率を低く抑える必要性があり, 建築機能上の問題でそれが困難な場合には, ねじれ応答により変形が増大する構面の部材の変形能力を改善する必要があると考えられる。

5. 耐力偏心率と最大応答回転角の関係

文献[4]で日野等は, 直交方向構面が線形弾性でかつすべての入力方向構面が降伏している場合には耐力偏心率 R_{EQ} と最大回転角 θ_{MAX} がほぼ線形関係にあり, 弾塑性応答時のねじれ応答の程度を表す指標として耐力偏心率 R_{EQ} が有効な指標となりうる事を示している。しかし上記の検討は, 耐力低下が生じないとしたモデルを用いたものであり, 耐力低下を伴う建物に対する検討はまだ行われていない。本節では, 同様の検討により耐力偏心率 R_{EQ} と最大回転角の関係について, 耐力低下を伴う建物への適用性を調べる。図11に, 耐力低下を考慮した場合における最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ と重心における最大回転角 θ_{MAX} の関係を示す。図11より, 最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ と重心における最大回転角 θ_{MAX} の間にほぼ線形関係が成立しているのがわかる。これは文献[4]による結果と一致しており, 最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ をうまく推定することができれば, 非線形地震応答における最大回転角 θ_{MAX} の大小関係を知る事ができる可能性がある事を示している。

そこで以下の2つの方法により最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ を推定する。すなわち, 方法①としてせん断破壊による耐力低下を無視して(式9)を用いて推定(以下, 耐力低下を無視して推

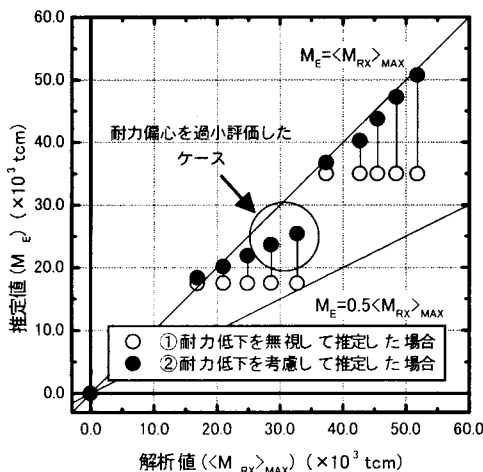


図12 最大偏心モーメントの推定

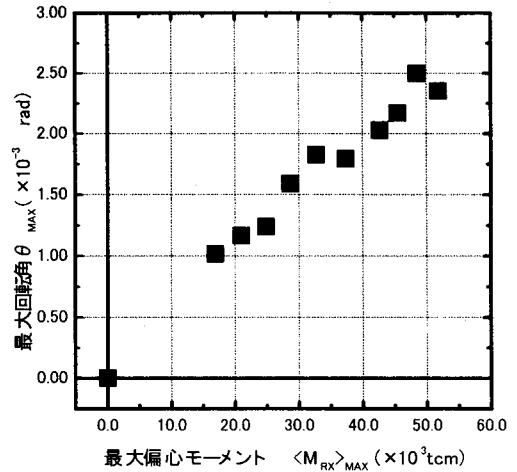


図11 最大偏心モーメントと重心の最大回転角の関係

定した場合), 方法②としてせん断破壊した部材の耐力を無視して(式9)を用いて推定(以下, 耐力低下を考慮して推定した場合)である。図12に, 非線形応答解析により求めた最大偏心モーメント $\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$ と方法①, ②の方法により推定した偏心モーメント M_E の関係を示す。図13に, 方法①, ②により推定した偏心モーメント M_E を用いて算定した耐力偏心率 R_{EQ} と重心における最大回転角 θ_{MAX} の関係を示す。図12および図13より, ①の耐力低下を無視した場合には, 推定値(M_E)が一般に解析値($\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$)を大きく下回っており, 算定した耐力偏心率 R_{EQ} と重心における最大回転角 θ_{MAX} との対応も悪いのがわかる。一方②の耐力低下を考慮して推定した場合には, 推定値(M_E)と解析値($\langle M_{RX} \rangle_{MAX}$)の対応関係が①と比べて改善され, 算定した耐力偏心率 R_{EQ} と重心における最大回転角 θ_{MAX} との対応が良くなっているのがわかる。したがって, せん断破壊により耐力低下が生じる建物のねじ

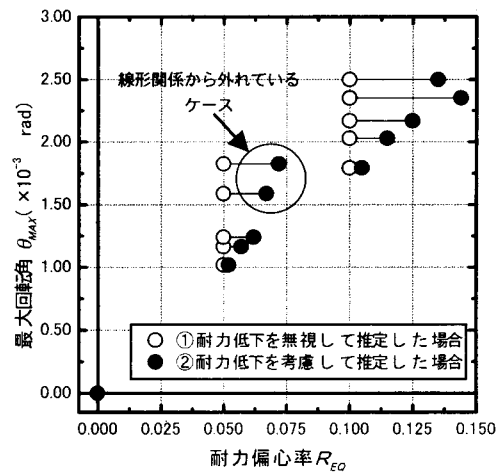


図13 耐力偏心率と重心位置の最大回転角の関係

れ応答においても、耐力低下の影響を考慮することにより文献[4]で日野等が提案する耐力偏心率を用いて評価できることがわかる。なお、図13で○印で示したケースについては線形関係から若干外れているが、その理由は次のように説明できる。すなわち、上記のケースは構面③にも既存部材が存在し、かつせん断部材の比率 α が高いケース ($R_{E,Q}=0.05$, $\alpha=0.7, 0.9$) である。このケースは図12において○印で示されたケースであって、耐力低下を考慮して推定した最大偏心モーメントが解析値よりも大きく下回っているのがわかる。図14に、 $R_{E,Q}=0.05$, $\alpha=0.9$ におけるX方向構面による偏心モーメント M_{RX} と重心での回転角 θ の時刻歴を示す。図14より、耐力低下を考慮した場合においては、X方向構面における偏心モーメント M_{RX} がせん断部材を無視して算定した値を上回り、構面③でせん断破壊が生じる直前に最大値に達している事、かつその時に重心における回転角 θ がほぼ最大値に達している事がわかる。すなわち、時刻歴応答解析においては、各構面でせん断破壊が同時に生じていないので、各構面でせん断部材が同時に破壊するものとして推定した偏心モーメントよりも大きな偏心モーメントが生じ、その結果重心の最大回転角 θ_{MAX} も増大する。

6. まとめ

せん断破壊を生じる部材と曲げ破壊を生じる部材の比率を変化させ、せん断破壊する部材の耐力低下がねじれ応答へおよびず影響について解析的な検討を行った。得られた結果は以下に示す。

- ①せん断破壊による耐力低下は重心における応答回転角の最大値を増大させる傾向がある。特にせん断破壊する部材の占める比率が大きいほど耐力低下の影響は大きくなる
- ②せん断破壊を伴う建物でねじれ応答が生じると、各構面でせん断破壊が異なる時刻に起こるために発揮される最大耐力が低下する。その結果として重心の並進変位は著しく増大する可能性

がある。

- ③せん断破壊を伴う建物でねじれ応答が生じると、せん断破壊後の曲げ部材の最大塑性率は著しく増大する可能性がある。したがって、既存建物をブレース等により補強する場合、せん断破壊が生じる部材の比率が高い建物の場合には曲げ破壊する部材の比率が高い建物に比べて耐力偏心の程度をより低く抑える必要がある。建築機能上の理由でそれが困難な場合には、ねじれ応答により変形の増大する構面にある部材の変形能力を高める必要がある。

- ④急激な耐力低下を伴う建物のねじれ応答は、耐力低下の影響を適切に考慮し、文献[4]による耐力偏心率を用いることによって評価できる可能性がある。

なお、本論文における知見は一種類の平面形状によるものであって、ごく限られたケースにおける結果にすぎない。ねじれ振動に関するパラメータはあまりに数多くあり、上記の議論が成立しうる範囲の検討等を含めて今後の課題としたい。

参考文献

- [1]1968年十勝沖地震による八戸市立図書館の被害に関する考察, 岡田 恒男, 村上 雅也, 西川 孝夫, 大沢 胖, 田中 尚, 日本建築学会論文報告集第167号pp. 47-58, 昭和45年1月 [2]1983年鳥取地震による倉吉市東庁舎の被害と分析(その1) 建物と被害の概要, 塚越 英夫, 広沢 雅也, 日本建築学会大会学術講演集(関東), pp. 2129-2130, 昭和59年10月 [3]1983年鳥取地震による倉吉市東庁舎の被害と分析(その3) ねじれ応答性状の検討, 山崎 裕, 日本建築学会大会学術講演集(関東), pp. 2133-2134, 昭和59年10月 [4]鉄骨系架構が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状に関する研究, 日野 泰道, 中埜 良昭, 楠 浩一, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 77-80, 平成11年3月 [5]Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen, Journal of ASCE, pp. 2557-2573, Dec. 1970 [6]ビルディンググター(1986. 6), 日本建築センター

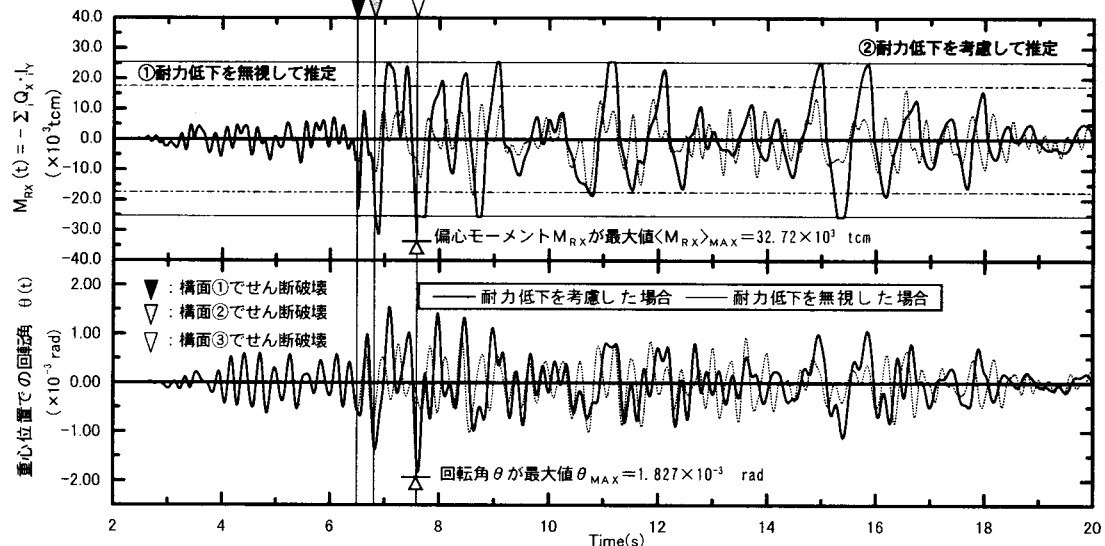


図 14 $R_{E,Q}=0.05$, $\alpha=0.9$ におけるX構面による偏心モーメント M_{RX} と重心での回転角 θ の時刻歴