

# せん断破壊を伴う鉄筋コンクリート造構造物のねじれ地震応答性状

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

藤井 賢志\*・楠 浩一\*・中 埜 良 昭\*

Kenji FUJII, Koichi KUSUNOKI and Yoshiaki NAKANO

## 1. はじめに

壁の偏在等による構造物全体のねじれ応答の影響で、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<sup>1), 2)</sup>。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考慮されてこなかった<sup>1), 3)</sup>。一方、現在旧基準で建てられた多数の鉄筋コンクリート造建物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、これら補強計画においても建築機能上の要求により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構造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低下が生じ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）が混在した構造物を対象に、せん断破壊による構面の耐力低下が構造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とねじれ応答量に関する検討結果の適用性について、耐力低

下が生じる構造物を対象に検討を行った。

## 2. 解析構造物のモデル化および解析手法

### 2.1 解析対象の構造物

解析対象構造物は図1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層の構造物であり、高さは3.75m、床重量は1.20 tonf/m<sup>2</sup>と仮定する。入力方向はX方向とし、構造物はX方向のみ非線形挙動とし、Y方向は弾性と仮定した。構造物のベースシアー係数は、補強前では両方向とも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。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1）を用いた。

$$R_{eq} = \frac{e_q}{\sqrt{B^2 + L^2}} \cdot C_T \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $e_q$ ：耐力偏心距離  $B, L$ ：構造物の辺長

$C_T$ ：構造物のベースシアー係数

耐力偏心距離 $e_q$ は（式2）により定義する。

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 $R_{eq}$ (式1)	0.000	0.025	0.050	0.075	0.100
構面③ 既存部材 $Q_{SB3}$	0.150 W	0.113 W	0.075 W	0.038 W	0.000 W
構面③ 補強部材 $Q_{R3}$	0.000 W	0.113 W	0.225 W	0.338 W	0.450 W
構面② 既存部材 $Q_{SB2}$	0.000 W	0.038 W	0.075 W	0.113 W	0.150 W
構面② 補強部材 $Q_{R2}$	0.450 W	0.338 W	0.225 W	0.113 W	0.000 W
構面① 既存部材 $Q_{SB1}$	0.150 W				

ここで W：構造物の重量

$Q_{SBi}$ ：i 構面の既存部材の耐力

$Q_{Ri}$ ：i 構面の補強部材の耐力

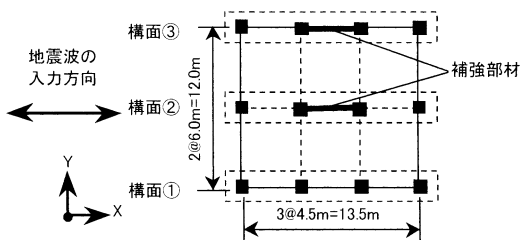


図1 平面図

\*東京大学生産技術研究所 第1部

研究速報

$$e_q = \frac{\sum_i Q_{yi} \cdot l_{Yi}}{\sum_i Q_{yi}} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 $Q_{yi} = Q_{Sbi} + Q_{Ri}$  : 各構面の耐力で、  
 $Q_{Sbi}$  : 構面  $i$  の既存部材の耐力  
 $Q_{Ri}$  : 構面  $i$  の補強部材の耐力  
 $l_{Yi}$  : 重心から構面  $i$  までの距離  
 $R_{eq}$  の値が 0.000, 0.025, 0.050, 0.075, 0.100 となるように各構面の部材耐力を決定した。各構面の耐力を表 1 に示す。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  $\alpha_i$  を (式 3) で定義する。

$$\alpha_i = \frac{Q_{ySi}}{Q_{Sbi}} = \frac{Q_{ySi}}{Q_{ySi} + Q_{yBi}} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $Q_{ySi}$  は構面  $i$  のせん断部材の耐力、 $Q_{yBi}$  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比率  $\alpha$  の値は各構面で等しいものとし、 $\alpha = 0.1, 0.3, 0.5, 0.7,$

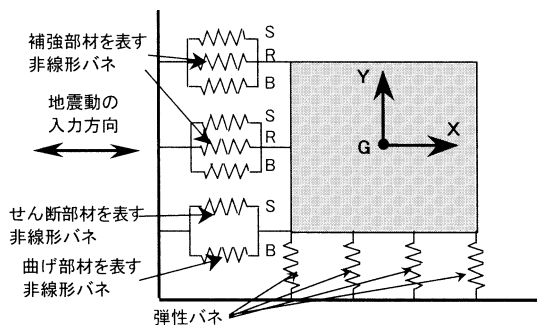


図2 解析モデル

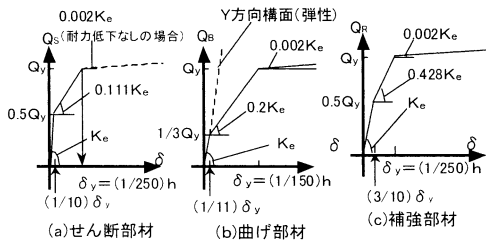


図3 各部材の復元力特性

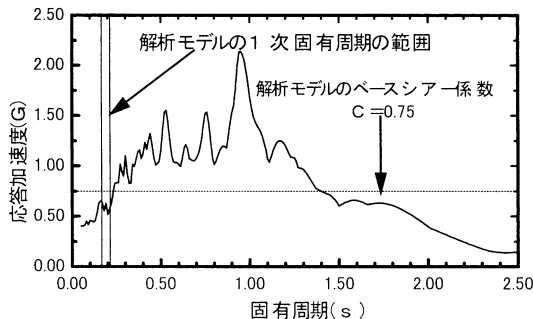


図4 加速度応答スペクトル

0.9の5種類とした。

2.2 構造物のモデル化

構造物のモデル化は剛床仮定を用い、1質点3自由度系(構造物の重心位置での水平2方向および回転方向)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(図2)。Y方向各構面は弾性バネで構成されている。部材のねじれ剛性および柱の2軸曲げによる応力の相関は無視する。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<sup>5)</sup> にモデル化した。各部材の復元力特性を図3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、その後耐力を全く負担しないものとする。比較のためせん断部材は上記のようにせん断耐力に達した後で耐力低下を考慮する場合に加え、耐力低下を無視する場合と2種類を想定した。従って解析ケースは50通り(5×5×2=50)となる。Y方向の構面は弾性とし剛性はすべての解析ケースで同一の値で、各構面とも等しいものとし、その剛性は次のように定めた。すなわち、Y方向は部材の復元力特性を図3(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応答解析の全時刻にわたり採用した。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。

2.3 入力地震波と数値積分法

地震動はX方向1方向入力とした。入力地震波として、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<sup>6)</sup>を用い、最大加速度を0.40Gに拡大した(継続時間は25秒間)。入力地震動の加速度応答スペクトル(減衰定数  $h = 3\%$ )ならびに解析構造物の1次固有周期を図4に示す。数値積分法はNewmark- $\beta$ 法( $\beta = 0.25$ )を用い、積分時間刻み  $\Delta t = 0.002$  s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。

3. 解析結果

3.1 重心位置での回転角とせん断部材の割合の関係

重心位置での最大回転角  $\theta_{MAX}$  とせん断部材の比率  $\alpha$  と耐力偏心率  $R_{eq}$  の関係を図5に示す。(a)は耐力低下を考慮した場合、(b)は耐力低下を無視した場合である。図5(a)、(b)より、耐力低下を考慮した場合には同一の耐力偏心率であってもせん断部材の比率  $\alpha$  が増加するにつれて重心位置での最大回転角  $\theta_{MAX}$  が増大する傾向があるのに対して、(b)の耐力低下を無視した場合には重心位置で

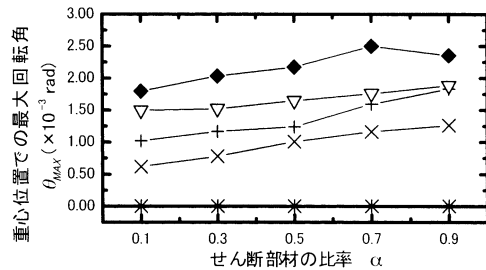


図 5 (a) 重心位置での最大回転角  $\theta_{MAX}$  とせん断部材の比率  $\alpha$  関係 (耐力低下を考慮)

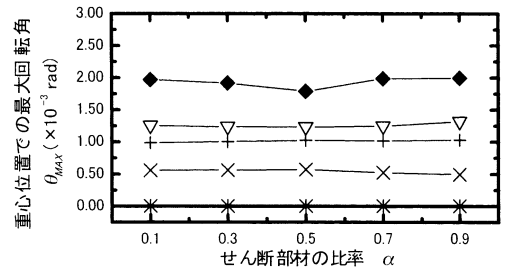


図 5 (b) 重心位置での最大回転角  $\theta_{MAX}$  とせん断部材の比率  $\alpha$  の関係 (耐力低下を無視)

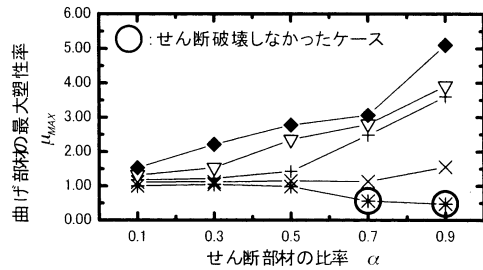


図 6 (a) 曲げ部材の最大塑性率  $\mu_{MAX}$  とせん断部材の比率  $\alpha$  の関係 (耐力低下を考慮)

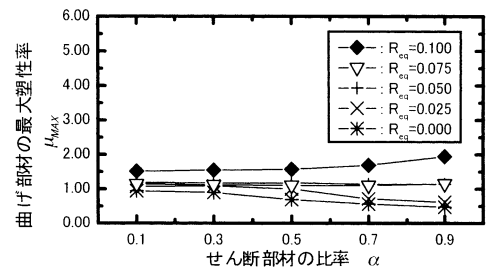


図 6 (b) 曲げ部材の最大塑性率とせん断部材の比率  $\alpha$  の関係 (耐力低下を考慮)

の最大回転角  $\theta_{MAX}$  の値はせん断部材の比率  $\alpha$  の影響をほとんど受けていない事がわかる。したがって、せん断破壊による耐力低下はねじれ応答を増大させる傾向があり、せん断部材の比率が大きい場合にはその影響が大きくなると言える。

### 3.2 曲げ部材の最大塑性率とせん断部材の比率の関係

ねじれ応答により変形が増大した構面①における曲げ部材の最大塑性率  $\mu_{MAX}$  とせん断部材の割合  $\alpha$  と耐力偏心率  $R_{eq}$  の関係を図 6 に示す。(a)は耐力低下を考慮した場合、(b)は耐力低下を無視した場合である。図 6 (a), (b)より、耐力低下を考慮した場合には同一の耐力偏心率であってもせん断部材の比率  $\alpha$  が増加するにつれて最大塑性率が増加しているのに対して耐力低下を無視した場合には最大塑性率の値はせん断部材の比率  $\alpha$  の影響をほとんど受けていないのがわかる。特に耐力偏心率の大きい場合で耐力低下による影響が顕著となっている。なお  $R_{eq}=0.000$  で  $\alpha=0.7$  と  $\alpha=0.9$  の場合で最大塑性率が  $\alpha$  が小さい場合と比べて小さくなっているのはせん断破壊が生じなかったためである。図 7 にせん断部材の比率が大きく、かつ耐力偏心の大きい場合 ( $\alpha=0.9, R_{eq}=0.100$ ) と耐力偏心の小さい場合 ( $\alpha=0.9, R_{eq}=0.025$ ) の 2 つのケースについて重心変位  $\delta_x$  と層せん断力係数  $C$  (層せん断力を建物重量で除したもの) の関係 (包絡線) を示す。図 7 より、ねじれ応答の影響により最大耐力が無偏心の場合の 0.75 と比

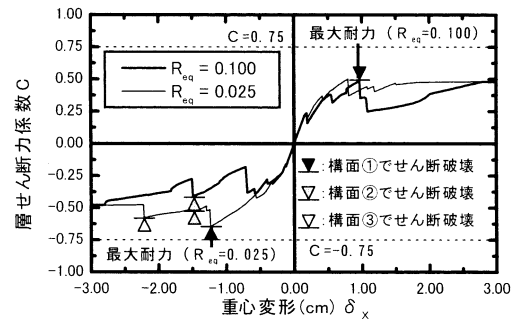


図 7 層せん断力係数と重心変形の関係

べて低下しているのがわかる。特に耐力偏心の大きい場合は小さい場合と比較して最大耐力の低下が顕著となっている。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。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高い構造物ではせん断部材の比率が低い構造物よりも応答が大きくなり、その結果曲げ部材に要求される塑性率が大きくなる事がわかる。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柱の変形能力を改善する必要性がある。

## 研究速報

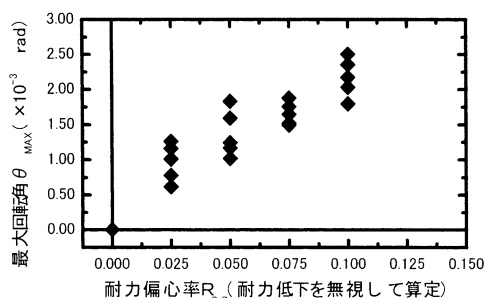


図8 耐力偏心率と最大回転角の関係（耐力低下を無視して算定した場合）

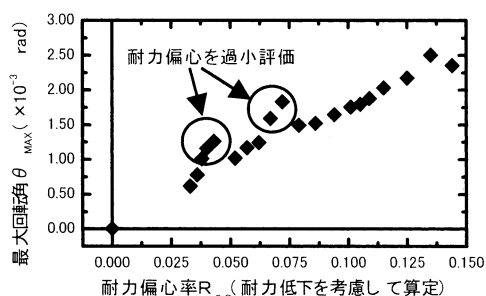


図9 耐力偏心率と最大回転角の関係（耐力低下を考慮して算定した場合）

#### 4. 耐力偏心率の適用性

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 $\theta_{MAX}$ 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。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、耐力低下を伴う構造物への適用性を調べる。図8に各構面の耐力低下を考慮せずに同時に各構面が耐力を発揮すると考えて耐力偏心率 $R_{eq}$ を算定した場合についての最大回転角 $\theta_{MAX}$ と耐力偏心率の関係を示す。ここで最大回転角 $\theta_{MAX}$ は、耐力低下を考慮した場合の解析結果である。図8より同じ耐力偏心率での最大回転角の値は耐力低下の影響により大きくばらついているのがわかる。次にせん断破壊する部材の耐力は無視して耐力偏心率を算定し、最大回転角 $\theta_{MAX}$ と耐力偏心率の関係を示したものが図9である。図9では図8とは異なり耐力偏心率 $R_{eq}$ と最大回転角 $\theta_{MAX}$ とはほぼ線形関係を示している事がわかる。すなわち、耐力低下の影響による最大回転角の増大は、構面の耐力低下による耐力偏心の増大によるものであると見ることができる。したがってせん断破壊により耐力が低下する構造物のねじれ応答においても、耐力低下の影響を考慮する事により文献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を示している。なお、○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、上記のケースは補強を行った構面③のせん断部材の比率が高いケースである。図7に示したように、各構面でせん断破壊が異なる時刻において生じており、耐力偏心が最も著しくなるのは構面①、②でせん断破壊が生じて構面③でせん断破壊が生じていない時である。図9における耐力偏心率の値は、各構面で同時にせん断破壊が生じるものとして算定した値であるので、結果的に耐力偏心の程度を過小評価する事になる。

#### 5 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ぼす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の通りである。

- ①せん断破壊による耐力低下はねじれ応答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割合が大きいかほど耐力低下の影響は大きくなる。
- ②せん断破壊を生じる部材を含む構造物でねじれ応答が生じると曲げ部材の最大塑性率は著しく増大する。
- ③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構造物のねじれ応答は、耐力低下の影響を考慮する事により、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。

(1999年8月10日受理)

#### 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, Dec. 1970, pp.2557-2573.
- 6) ビルディングレター(1986.6), 日本建築センター.