

耐震診断結果に基づく中高層 RC 造集合住宅の地震被害率の予測に関する研究

(その 2) 地震応答解析による被害率の算定

正会員      ○白瀬陽一\*<sup>1</sup>      同      榊原啓太\*<sup>2</sup>  
同      福和伸夫\*<sup>3</sup>      同      平松 悠\*<sup>4</sup>  
同      宮腰淳一\*<sup>5</sup>

地震被害予測      実被害  
1995 年兵庫県南部地震      被害率曲線

1.はじめに

(その 1)で構築した名古屋市内の典型的な中高層 RC 集合住宅建物の桁行方向の地震応答解析モデル及び、1995 年兵庫県南部地震で観測された地震動を用いて地震被害率の算定を行なう。また、解析から求めた被害率と兵庫県南部地震での実被害調査に基づく被害率曲線との比較を行なうことで、本手法の妥当性を検証する。

2.地震応答解析モデル

2.1  $I_s$  値と建物の固有周期の関係

最小  $I_s$  値と建物の固有周期係数には相関関係があることが明らかになっており以下の関係式が提案されている。<sup>1)</sup>

$$\alpha = 0.0084 / (I_s \text{ 値} + 0.20) \tag{1}$$

この関係式は低層 RC 造学校建物を対象としたものであるが、(その 1)で述べたように集合住宅の余力考慮モデルでは雑壁の影響で初期剛性が大きくなる。一方、学校建物も桁行方向に腰壁・垂壁が多く、同様の傾向があると考え、本論では(1)式を用いて地震応答解析モデルの固有周期を決定する。

2.2 地震応答解析モデルの作成手順

地震応答解析モデルでは、等価せん断型のスウェイ・ロッキングモデルを用いる。スウェイ・ロッキングばねには、半無限一様地盤上の円形剛基礎の静的ばねと波動インピーダンスから算定した減衰係数<sup>2)</sup>を用いる。また、耐震診断 DB 中の建物は、全て 1981 年以前に設計されているため、大変形時に耐力低下を起こす柱崩壊型となる。そのため、既往の実験結果<sup>3)</sup>を参考にして、大変形時の耐力の低下を考慮した復元力特性を設定する。具体的には、図 1 に示すように、せん断柱<sup>3)</sup>の崩壊点(終点)を層間変形角 1/29、層せん断力 0 の点とし、第 2 折点(終局耐力時)と崩壊点とを結ぶように第 3 勾配を決定する。ま

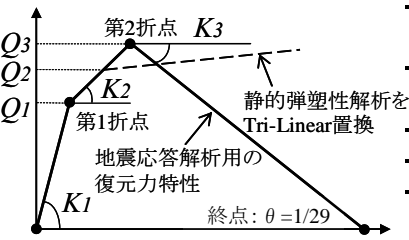


図 1 耐力低下を考慮した復元力特性

た、終局耐力は歪み速度に依存するため、既往の研究<sup>4)</sup>を参考にし、終局耐力を 1.1 倍する。表 1 に、地震応答解析モデルを作成する際に用いた主たる仮定条件を示す。表内のうち、耐震診断 DB から建物毎に値を設定したのは、 $A$ :延床面積、 $n$ :建物階数、 $C_T S_{Di}$ :各階  $C_T S_D$  値、 $S_D$  値:各階  $S_D$  値である。これらの値を用いて復元力特性を建物毎に設定する。

地震応答解析モデルの具体的な作成手順は、下記の通りである。①耐震診断 DB の延床面積から、各階等面積として各階重量を計算する。②最小  $I_s$  値から(1)式の関係を用いて 1 次固有周期を算定する。③各階  $C_T S_D$  値から(2)式及び荷重速度の影響を考慮し、各階終局せん断耐力を求める。ただし、図 1 に示すように大変形時の耐力低下を考慮するため、算定した終局耐力は第 2 折点の耐力とする。

$$C_i = (C_T S_{Di}) \cdot (n + i) / (n + 1) / S_{Di} \text{ 値} \tag{2}$$

$C_i$ :  $i$  階の終局せん断耐力係数

$i$ : 階数、 $n$ : 建物階数

④各階重量と固有周期から各階初期剛性を求める。剛性の高さ方向分布は、各階の終局耐力と相似にする。⑤静的弾塑性解析結果の平均的な値、 $K_2/K_1$  および  $Q_1/Q_3$  を用いて復元力特性を作成する。この際、大変形時の耐力低下を考慮する。履歴特性は武田モデルとする。上部構造の減衰は、剛性が負の領域を含むので初期剛性比例(基礎固定時の初期剛性対して 3%)とする<sup>3)</sup>。また、P- $\Delta$  効果を

表 1 本論で用いた仮定値

算定するもの	用いた仮定・算定式	必要な仮定値	本論で用いた値
各階の階高( $h_i$ )		2階以上の階高( $h_1$ ) 1階の階高( $h_0$ )	2.60m 2.80m
各階床面積( $A_i$ )	$A_i = A/n$	延床面積( $A$ )、階数( $n$ )	各建物別に設定
建物の長辺長さ( $B_L$ )	$B_L = A_i / C_L$	建物の短辺の長さ( $C_L$ )	9.72m
地盤ばね	参考文献(2)	せん断波速度( $V_s$ ) 単位体積重量( $\rho$ ) ポアソン比( $\nu$ )	250m/s 1.8t/m <sup>3</sup> 0.45
各階重量( $W_i$ )	$W_i = A_i \cdot W_R$ $W_i = A_i \cdot W_C$	屋上階の平均重量( $W_R$ ) その他の階の平均重量( $W_C$ )	8.6kN/m <sup>2</sup> 10.3kN/m <sup>2</sup>
各階の終局耐力( $Q_{ui}$ ) (第2折点層せん断力)	$Q_{ui} = \Sigma W_i \cdot C_T S_{Di} \cdot (n + i) / (n + 1) / S_D$	$S_D$ 値( $S_D$ ) 各階 $C_T S_D$ 値( $C_T S_D$ )	各建物別に設定 各建物別に設定
建物の第1折点層せん断力( $Q_{li}$ )	$Q_{li} = Q_{ui} \cdot Q_1 / Q_3$	$Q_1 / Q_3$	0.278
建物の1次固有周期( $T_1$ )	$T_1 = \alpha \cdot h$	固有周期係数 $\alpha$	(1)式
各階の初期剛性( $K_{li}$ )	初期剛性の高さ方向分布は 各階の終局耐力分布に相似	建物の1次固有周期( $T_1$ ) 各階重量( $W_i$ )	
各階の第2剛性( $K_{2i}$ )	$K_{2i} = K_{li} \cdot K_2 / K_1$	$K_2 / K_1$	0.701

含む実験結果を基に復元力を決定しているの、ここでは P-Δ 効果を考慮しない。

### 3.被害のクライテリア

被害率の算定は、地震応答解析から計算される最大層間変形角を用いて、下式により行なう

$$\text{被害率} = \frac{\theta \text{が被害のクライテリアを超えた建物棟数}}{\text{全建物の棟数}} \times 100(\%)$$

本論では、過去の地震被害状況から推定された以下のクライテリア<sup>5)</sup>により中破、大破といった被災度を判定する。

中破以上 :  $1/150 < \theta$

大破 :  $1/75 < \theta$

### 4.兵庫県南部地震の被害率曲線との比較

#### 4.1 入力地震動の方向性の違いによる補正

図2に兵庫県南部地震における8~12階建てRC造建物の桁行の方位と被害率の関係を<sup>6)</sup>を示す。図の半径方向が建物の桁行方向、各軸の大きさは被害率、( )内は全棟数を表している。図より、方向性による被害の差は明らかであり、本論では図2に基づいて地震応答解析から算定した被害率を補正する。例えば桁行方向がN315Eの建物の場合については、下式により補正を行なう。ここでN315Eとは、北から時計回りに315°回転した方向を表している。

$$\text{桁行N315E方向の計算被害率} \times \frac{\text{図3の全方向の被害率}}{\text{図3の桁行N315E方向の被害率}}$$

図2には、大破のデータも示されているが、被害率が0%の方向があるため正しい補正ができないことが考えられ、また、中破の被害率と異なる傾向を示しているの、大破の被害率に対しても図2の中破の被害率のデータを用いて補正する。入力最大速度は地震動の主軸方向であるN315E成分の最大速度で定義し、80cm/sから150cm/sまで10cm/s毎に被害率を求める。その際、入力損失効果<sup>7)</sup>を考慮し、入力地震動の大きさを0.9倍する。

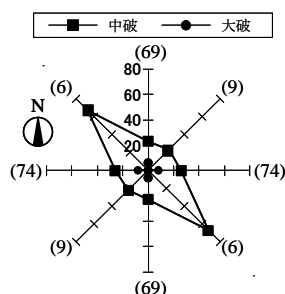


図2 桁行方向と被害<sup>6)</sup>

#### 4.2 応答解析結果と被害率曲線の比較

図3に建物の桁行方向がN315E方向の計算被害率および、N090E方向の計算被害率を林らによる被害率曲線<sup>6)</sup>と比較したものを示す。入力地震動は大阪ガス葺合波を用いた。比較に用いた被害率曲線は、1972年~81年の間に建設された6~7階建て建物(ピロティなし)を対象としたものであるため、DB中の同時期に建設された6~7階建て建物81棟に対して地震応答解析を行い、被害率を算定した。算定した被害率は被害率

曲線に比べ若干低い値になっているものの、よく対応しており、本研究で作成した地震応答解析モデルは概ね妥当であると考えられる。

#### 4.3 終局せん断耐力の算定方法の違いの影響

一般的な耐震診断DBには、 $I_s$ 値は含まれるが、 $C_p S_D$ 値が含まれないことが多い。そこで比較のために $I_s$ 値を用いた(3)式から終局せん断耐力を算定した場合、被害率にどのような影響を与えるかを検討する。

$$C_i = I_{s_i} \cdot (n + i) / (n + 1) / (F \text{値} \cdot S_D \text{値} \cdot T \text{値}) \quad (3)$$

ここで、 $S_D$ 値と $T$ 値は図面調査26棟の平均値で、 $S_D$ 値=0.98、 $T$ 値=1.00を用いた。また、 $F$ 値は建物ごとに設定し、極脆性柱が存在する場合はその層の $F$ 値を0.8とし、存在しない場合は1.0とする。図4に(2)式を用いた場合と(3)式を用いた場合の被害率の違いを中破以上・大破それぞれについて示す。(N315E方向)。(3)式を用いた方が若干低い値を示しているものの被害率曲線と対応している。このため耐震診断DB中に $C_p S_D$ 値が含まれない場合も、(3)式を用いて被害率を算定できることは可能である。

#### 5.まとめ

本論では、名古屋市内の公共的な中高層RC造集合住宅の地震応答解析モデルを用いて被害率を算定し、実被害に基づく被害率曲線との比較により、手法の妥当性を検証した。今後、より精度の高い手法の検討や学校・集合住宅以外の用途への適用の検討を予定している。

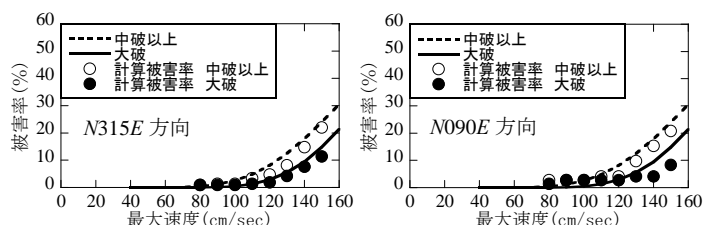


図3 応答解析から求めた被害率と被害率曲線の比較

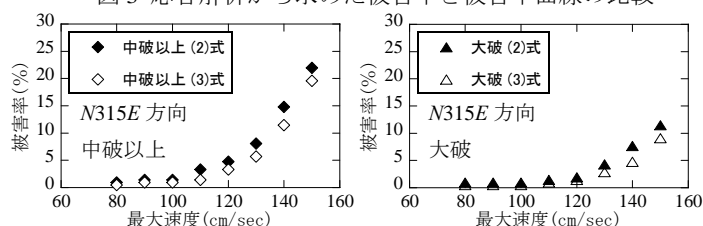


図4 手法の違いによる被害率への影響

#### 【参考文献】

- 1) 八木 他: 学術講演梗概集 C-2, pp.1005-1006, 1998.9, 2) 平松 他: 学術講演梗概集 C-2, pp.715-718, 2005.9, 3) 芳村 他: 構造系論文集, NO587, pp.197-204, 2005.1, 4) 藤井 他: 学術講演梗概集, 構造系, pp.413-414, 1986.8, 5) 楊 他: 構造工学論文集, Vol.51B, pp.207-213, 2005.3, 6) 林 他: 構造系論文集, NO528, pp.135-142, 2002.2, 7) 安井 他: 構造系論文集, NO512, pp.111-118, 1998.10

\*1 (株)日建設 構造設計部門 修士(工学)

\*2 名古屋大学大学院環境学研究科・大学院生

\*3 名古屋大学大学院環境学研究科教授・工博

\*4 清水建設(株) 構造設計部 修士(工学)

\*5 清水建設(株) 技術研究所 博士(工学)

\*1 Structural Engineering Dept, Nikken Sekkei., M.Eng.

\*2 Graduate Student, Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ.

\*3 Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng.

\*4 Structural Engineering Dept, Shimizu Corp., M.Eng.

\*5 Institute of Technology, Shimizu Corp., Dr.Eng.