

RC 造建築物の実被害を説明可能な地震応答解析モデル構築に関する研究

(その1)名古屋市における典型的な中高層RC造集合住宅の地震応答解析モデルの作成

正会員 桑原啓太^{*1} 同 白瀬陽一^{*2}
 同 福和伸夫^{*3} 同 護 雅史^{*4}
 同 宮腰淳一^{*5}

耐震診断 中高層RC造集合住宅

方立て壁 常時微動計測

建物の余力

地震応答解析モデル

1.はじめに

筆者らは、1995年兵庫県南部地震以降、耐震改修促進法が施行され全国各地で耐震診断データベース(DB)が作成されていることを背景として、中高層RC造集合住宅を対象に耐震診断結果を用いた地震応答解析モデルの作成方法を提案した¹⁾。この手法は、低層RC造学校建物を対象に構築された手法を中高層RC造集合住宅に展開したものである。集合住宅は、改修工事期間中でも建物の継続使用が求められることから、耐震改修・補強が進んでおらず、既存集合住宅の耐震性能を正確に評価することは重要な課題である。また集合住宅は、南北構面に方立て壁や雑壁が取りつくため、それらの評価がモデル化の際に重要な課題になる。本論では、(その1)で、名古屋市営住宅の耐震診断DBを用いて、中高層RC造集合住宅の地震応答解析モデルを構築する。なお、既往の手法¹⁾との大きな違いは、方立て壁とそれ以外のフレームに別々の復元力特性を与えた点、各モデルの初期剛性を設定する際、常時微動計測結果を用いた点、である。本論では、地震時に被害の生じやすい建物の桁行方向について検討する。

2.典型的な集合住宅の抽出

本論で用いたDBは、名古屋市営住宅を対象に作成されており、RC造で2次診断結果が明記されているものは144棟ある。図1に示すように、大半が7階建てで、そのうち半数以上が1972年~81年(一期)に建設されている。DB内建物の7階建て建物から、任意に26棟を選び詳細な図面調査を行ない、抽出した典型的建物の略図を図2に示す。桁行10スパン×張間1スパン、階高は1階が2.8mで2階以上は2.6m、南北構面に開口付き雑壁が存在し、バルコニーと廊下は片持ち形式となっている。本論では、DBの大半を占めている

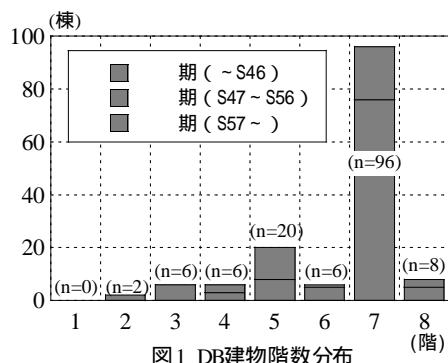


図1 DB建物階数分布

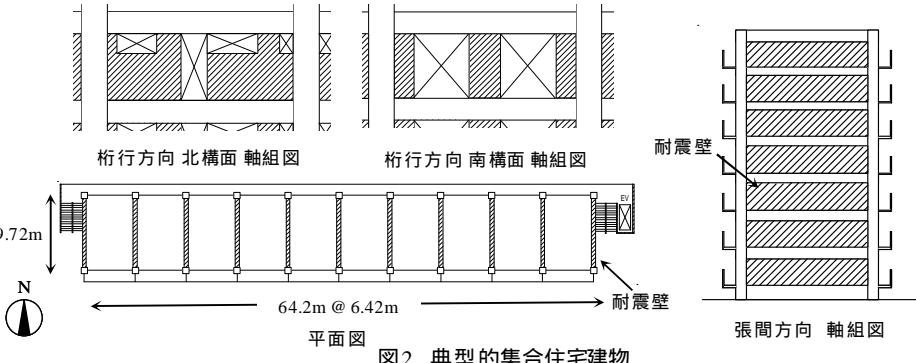


図2 典型的集合住宅建物

Structural Modeling of RC Buildings for Realistic Response Analysis Based on
Observed Building Damages Against Severe Earthquakes
(Part1) Frame Model of Typical Medium Rise RC Apartment Buildings for
Earthquake Response Analysis in Nagoya City

SAKAKIBARA Keita, SHIRASE Yoichi
FUKUWA Nobuo, MORI Masafumi and MIYAKOSHI Jun'ichi

ん断破壊型 RC 柱の加力試験を行い、直交壁が無い柱に比べてどの程度最大せん断耐力が上昇したかを検討している。荒川式を用いて計算した結果と、実験結果から求まるせん断耐力の比をとった結果を表 1 に示す。この結果を参考に、直交壁による強度上昇として柱のせん断耐力を 1.3 倍する。

3.3 建物の余力の影響

表 2 に、余力の有無による静的弾塑性解析結果の比較を示す。初期剛性の比は 9.95 倍、終局せん断力の比は 2.42 倍になった。一般的な設計で用いられる、余力を考慮しないモデルでは、建物の性能を正確に評価できていないことがわかる。

4.方立て壁の分離

集合住宅の地震被害の特徴として、方立て壁が主フレームに先行してせん断破壊したことが挙げられる。これを表現できるモデルにするため、方立て壁部分と主フレーム部分に異なる復元力特性を持たせる。静的弾塑性解析時に建物全体で負担するせん断力を、方立て壁部分とフレーム部分が負担するせん断力に分離し、それについて骨格曲線を定義する。静的弾塑性解析結果を表 3 に示す。モデル化の際には、分離した骨格曲線の初期剛性(K_1)、終局耐力(Q_3)の比を用いて各階の K_1 および Q_3 を方立て壁部分とフレーム部分に分配する。

5.各モデルの初期剛性の設定方法

低層 RC 造建物を対象に、最小 I_s 値と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いる³⁾。そこで、DB 中の最小 I_s 値の異なる集合住宅建物 6 棟を対象に常時微動計測を行い、最小 I_s 値と固有周期係数の関係を調べた。結果を図 5 に示す。集合住宅において、最小 I_s 値と固有周期係数に相関は小さく、全建物で固有周期係数が 0.01 ~ 0.015 になった。本論では、図 6 の結果を参考に、固有周期係数を $\alpha=0.0125$ として地震応答解析モデルの固有周期を決定する。

6.地震応答解析モデルの構築手順

表 1 計算値と実験値の比較²⁾

試験体名	せん断耐力		実験/計算
	荒川 min 式	実験値	
直交壁なし	178	222	1.25
直交壁あり W60	-	241	1.35
直交壁あり W90	-	252	1.42

表2 余力の有無によるモデルの比較

	K_1 の比	Q_3 の比	C の比	T の比	ΣW の比
余力あり/余力なし	9.95	2.42	2.51	0.32	0.96
表3 静的弾塑性解析結果					
	K_2/K_1	Q_3/Q_1	Q_2	Q_1	端断力 Q_3
一体モデル	0.620	4.474	Q_2	K_2	Q_3
方立て壁部分	0.527	2.965	Q_1	K_1	
フレーム部分	0.505	5.235			

図4 復元力の凡例

本論での対象建物は、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とされている⁴⁾。そのため、既往の実験結果⁴⁾を参考に、大変形時の耐力低下を考慮した復元力特性を設定する。具体的には、図 6 に示すように、崩壊点(終点)を決定し、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。崩壊点の層間変形角 : θ は、フレーム部分は $\theta=1/29$ ⁴⁾、方立て壁部分は $\theta=1/80$ ⁵⁾ とし、層せん断力はともに 0kN の点とする。また、終局耐力は歪み速度に依存するため⁶⁾、動的解析を行なう際、終局耐力を静的な値に対して 1.1 倍する。

地震応答解析モデルの具体的な作成手順は、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。

固有周期係数 $\alpha=0.0125$ として 1 次固有周期を算定する。各階 $C_T \cdot S_D$ 値から(2)式及び荷重速度の影響を考慮し、一体モデルの各階終局せん断耐力を求める。ただし、図 6 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。

$$C_i = (C_T S_D \text{ 値}) \cdot (n+i)/(n+1) / S_D \text{ 値} \quad (2)$$

C_i : i 階の終局せん断耐力係数

i : 階数 、 n : 建物階数

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。各階の K_1 および Q_3 を方立て壁部分とフレーム部分に分配し、それについて表 3 の、 K_2/K_1 および Q_3/Q_1 を用いて骨格曲線を作成する。この際、大変形時の耐力低下を考慮する(図 6)。履歴特性は、方立て壁部分は原点指向型モデル、フレーム部分は修正武田スリップモデル⁴⁾とする。動的相互作用効果として、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を用いスウェイ・ロッキングばねを考慮する。上部構造の減衰は、初期剛性比例(基礎固定時の初期剛性に対して 3%)とする。

7.まとめ

本論では、名古屋市営住宅耐震診断 DB を用いた地震応答解析モデルの構築手法について述べた。なお、参考文献については(その 2)にまとめて示す。

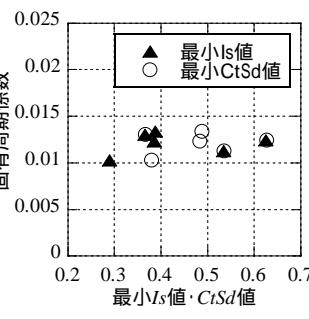


図 5 常時微動計測結果

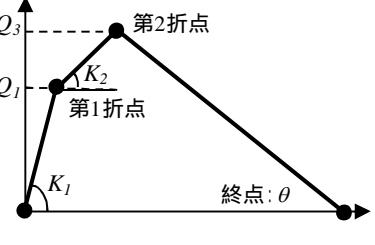


図 6 耐力低下を考慮した骨格曲線

*1 (株)日建設計 修士(工学) (元名古屋大学大学院生)

*2 (株)日建設計 構造設計部門 修士(工学)

*3 名古屋大学大学院環境学研究科・教授・工博

*4 名古屋大学大学院環境学研究科・准教授・博士(工学)

*5 清水建設(株) 技術研究所 博士(工学)

*1 Nikken Sekkei Ltd., M.Eng.

*2 Structural Engineering Dept, Nikken Sekkei Ltd., M.Eng.

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

*4 Assoc. Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng.

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