

多層 1 軸偏心建物の非線形応答評価法に関する研究

正会員

藤井 賢志*¹中埜 良昭*²真田 靖士*³

多層 1 軸偏心建物 等価単層 1 軸偏心系 等価 1 自由度系

1. はじめに

想定した地震動に対する建物の非線形応答の評価は、近年に開発された性能評価型の耐震設計法や既存建物の耐震診断手法の重要な項目である^[1]。著者らは、前報^[2]において単層 1 軸偏心建物を等価 1 自由度系に縮約して非線形応答の評価を行う方法を示した。本報告では、各階剛心および耐力の中心が同一鉛直線上にあり弾力半径比が全層で等しい多層 1 軸偏心系を対象として、多層 1 軸偏心系をまず等価単層 1 軸偏心系に縮約してから等価 1 自由度系に縮約して応答を評価する方法を示す。

2. 等価 1 自由度系による応答評価法

2.1 解析建物の仮定

本報告で扱う多層 1 軸偏心建物は以下の仮定を満足するものとする。

- 1) 建物の各階で質量および回転慣性質量が等しい。
- 2) 建物各構面の配置は各階で同一である。
- 3) 建物の各階で同一位置にある要素の剛性・耐力の鉛直方向の分布は同一である。
- 4) 建物の各階で重心は同一鉛直線上にある。
- 5) 1) から 4) の仮定により 5) が成立する。
- 6) 建物の各階で剛性偏心距離、重心周りの弾力半径および耐力偏心距離が等しい。

本報告では多層せん断型 1 軸偏心建物を対象とする。

2.2 等価 1 自由度系による応答評価法の概要

本報告で検討した等価 1 自由度系による多層 1 軸偏心系の応答評価法の概要を以下に示す。詳細は文献[3]を参照にされたい。

STEP 1 多層 1 軸偏心系の各構面ごとに変形分布を仮定して平面骨組の静的漸増載荷解析を行い、この結果を用いて等価単層 1 軸偏心系を作成する。

STEP 2 等価単層 1 軸偏心系の静的漸増載荷解析を行い、その結果を用いて等価 1 自由度系を作成する。

STEP 3 等価 1 自由度系の最大応答変位を非線形時刻歴応答解析により求める。

STEP 4 STEP 2 での等価単層 1 軸偏心系の静的漸増載荷解析結果を参照して各構面の等価高さでの変位を求め、仮定した変形分布を用いて各構面の最上階の変位を求める。

STEP 5 STEP 1 での各構面ごとの静的漸増載荷解析結果を参照して各層層間変位および部材の変形を求める。

3. 解析諸元

3.1 解析建物モデル

解析対象は、図 1 に示す X 方向 4 m × 6 スパン、Y 方向 8 m × 1 スパンの矩形平面を持つせん断型 7 層建物モデルである。床の単位面積あたり重量を 11.8 kN/m²、階高を各階ともに 3.75 m と仮定した。加振方向である Y 方向の降伏ベースシアアは 0.5W (W: 建物総重量) とした。直交方向である X 方向の構面は弾性挙動するものと仮定した。Y 方向構面は、構面(1)では図 2(a)に示す耐震壁要素と図 2(b)に示す純ラーメン要素がそれぞれ配置され、構面(2)~(7)では純ラーメン要素のみが配置されているものと仮定した。各層の降伏耐力 V_i は式(1)により与えるものとした。

$$V_i = \frac{N+i}{N+1} \times 0.5 \times \left(\sum_{j=i}^N w \right) \quad (1)$$

ここで、 N は建物層数 (= 7)、 i は対象層で w は建物の各階重量である。各要素の降伏耐力は、耐震壁要素では $0.3 V_i$ とし、純ラーメン要素 (7 要素) は $0.1 V_i$ とした。各要素の降伏変位は、全ての層において耐震壁要素の降伏変形を $1/250 h$ (h : 階高)、純ラーメン要素の降伏変形を $1/150 h$ とした。各要素の復元力特性は曲げ破壊型の挙動を想定して Takeda モデル^[4]を用いた。

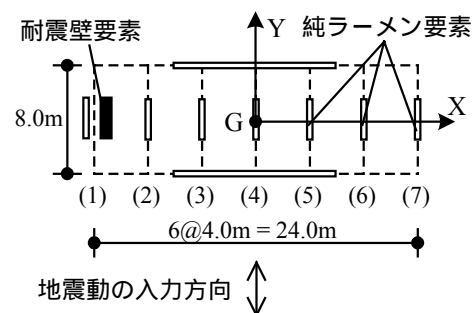


図 1 解析建物モデル

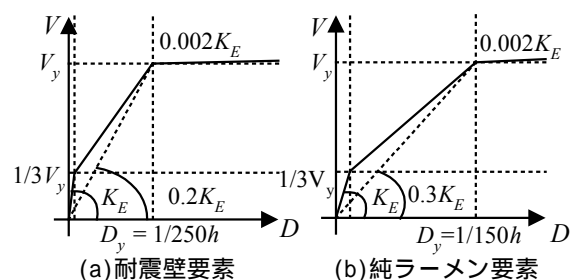


図 2 復元力特性

X 方向構面の剛性は各構面ともに等しいものとし、X 方向の層剛性が Y 方向の弾性時における層剛性と等しくなるように設定した。減衰は瞬間剛性比例型とし、弾性 1 次モードに対して 3 % と仮定した。図 3 に多層 1 軸偏心系の固有モードを示す。図 3 より、解析建物モデルは 1 次モードが並進卓越型となっており、かつ 1 次モードの等価質量比 M_1^*/m が最も大きくなっている事がわかる。なお、等価単層偏心系の設定に際しては変形分布を逆三角形と仮定した。

3.2 入力地震動

地震動は Y 方向からの 1 方向入力とした。入力地震動として、El Centro 1940NS, Taft 1952NS, Hachinohe 1968EW, Tohoku Univ. 1978NS, JMA Kobe 1995NS, Fukiiai 1995NS の 6 記録における最初の 25 秒間をそれぞれ使用した。入力の大きさは、解析建物モデルにおいて偏心を無視した場合に最上階の変位が 1/100 となるように設定した。

4. 解析結果

図 4 に多層 1 軸偏心系モデルと等価 1 自由度系モデルの最上階における剛側の構面(1)、重心位置の構面(4)および柔側の構面(7)の最大変位を比較して示す。図 4 より、等価 1 自由度系の応答と多層 1 軸偏心系モデルの応答とは良好に対応しており、多層偏心系モデルの最上階における各構面変位は等価 1 自由度系によって概ね評価可能である事がわかる。

図 5 に多層 1 軸偏心系と等価 1 自由度系の層間変位応答の比の平均および標準偏差を示す。図 5 で示すように、構面(4)、構面(7)ともに各層で平均が 1.0 近くになっているが、剛側の構面(1)では平均が各層で大きく異なっている。また、いずれの構面においても特に最上層と最下層においてばらつきが大きい。従って、各構面の層間変位の評価に関しては改善の余地があるが、これに関しては平面多層骨組を対象とした既往の研究成果^[5]を参照する事により改善可能であると思われる。

5. まとめ

各階剛心および耐力の中心が同一鉛直線上にあり弾力半径比が全層で等しい多層 1 軸偏心建物の等価 1 自由度系による応答評価を試みた。その結果、本解析例で示した多層 1 軸偏心建物の場合には等価 1 自由度系により最上階における各構面変位を評価できることがわかった。

参考文献

[1] Applied Technology Council: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40), Report No. SCC966-01, 1996.11 [2] 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士: 単層 1 軸偏心建物の非線形応答評価法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 48B, 2002 年 3 月 [3] 藤井 賢志, 中埜 良昭, 真田 靖士: 多層 1 軸偏心建物の非線形応

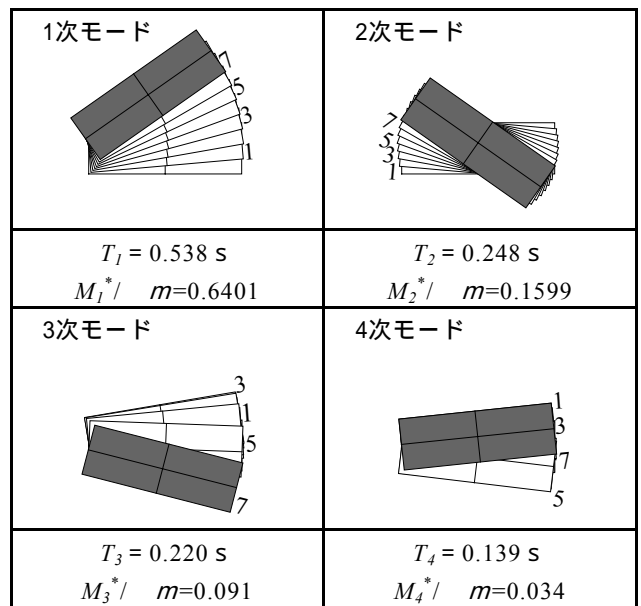


図 3 解析建物モデルの固有モード

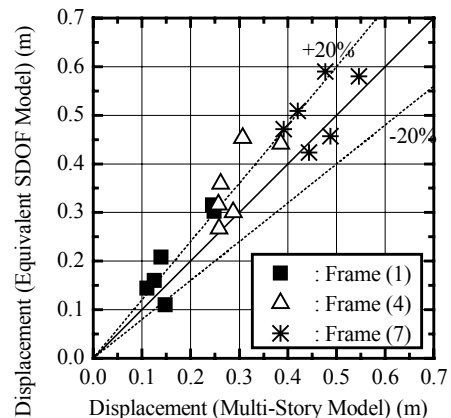


図 4 最上階の各構面の最大変位

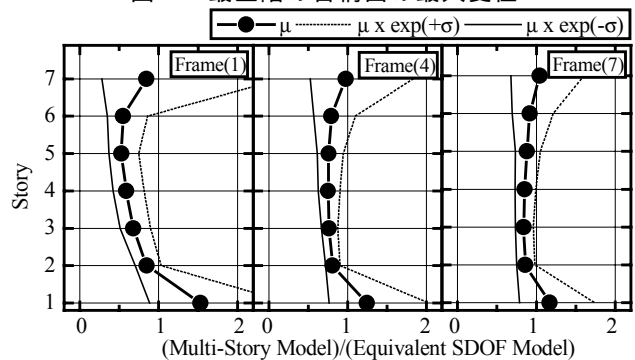


図 5 層間変位の評価精度

答評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 現在投稿中 [4] Takeda, T. Sozen, M. P. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of ASCE, pp. 2557-2573, 1970.12 [5] 例えば松森 泰造, 壁谷澤寿海, 小谷 俊介, 塩原 等: 鉄筋コンクリート造 12 階建て平面骨組の地震応答変形分布, コンクリート工学年次論文集, Vol. 20, No. 3 pp.13-18, 1998

*1 東京大学大学院工学系研究科 大学院生

*2 東京大学生産技術研究所 助教授・工博

*3 東京大学生産技術研究所 助手・博士(工学)

*1. Graduate student, Graduate School of Engineering, The Univ. of Tokyo

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

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