

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	1970年代を想定した超高層建物の長周期地震動に対する応答特性と制振補強 その1 耐震モデルによる検討
Title	
著者(和文)	佐藤大樹, 助村浩太郎, 加藤翼, 北村春幸, 長江拓也
Authors	Daiki Sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会大会学術講演梗概集, vol. B-2, , pp. 817-818
Citation(English)	, vol. B-2, , pp. 817-818
発行日 / Pub. date	2013, 8
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: <a href="http://ci.nii.ac.jp/naid/110009682775">http://ci.nii.ac.jp/naid/110009682775</a>

## 1970年代を想定した超高層建物の長周期地震動に対する応答特性と制振補強

## その1 耐震モデルによる検討

正会員 ○佐藤 大樹\*1 同 助村 浩太郎\*2 同 加藤 翼\*1  
同 北村 春幸\*1 同 長江 拓也\*3

超高層建物 長周期地震動 制振補強  
耐震性能 部材モデル 時刻歴応答解析

## 1. はじめに

超高層建物が建設された時代を示す指標の一つである柱間隔のスペンに着目すると、1970年代までに建設された超高層建物は3.2m程度の短スパンの柱間隔が多かった<sup>1)</sup>。短スパンの柱間隔を用いた場合、梁部材の降伏変位が長スパンのものよりも小さく塑性化がしやすいため、長周期地震動によって梁端部の累積損傷が大きくなる可能性がある。近年では、東海・東南海・南海地震などの巨大地震の発生が予測され、超高層建物への被害も懸念されてきた<sup>2,3)</sup>。こうした条件を踏まえつつ、本研究は1970年代を想定した超高層建物の長周期地震動に対する耐震性評価と制振補強法を示すことを目的としている。本報その1では、1970年代に主流であった3.2mと柱間隔の長短の違いを比較するための6.4mの柱間隔とした超高層建物を部材モデルでモデル化し、標準波、告示波、予測3連動波を用いて時刻歴応答解析による検討を行う。本報その2では、その1の既存耐震モデルに対し鋼製ダンパーまたは粘性ダンパーを全層に連層配置して制振補強を行い、損傷低減効果の違いを検討する。本報その3では、鋼製ダンパーによる制振モデルに対し、部分的にダンパー配置を変化させた方法で検討を行う。

## 2. 検討対象建物・解析用入力地震動の概要

本報での検討建物モデルは、地上52階、高さ199.8m(1階6.0m, 2~52階3.8m)でセンターコア形式を採用し、X方向の柱間スパンを3.2m(3.2mモデル)と6.4m(6.4mモデル)を採用している既存超高層鋼構造建物である。図1(a)、(b)にそれぞれのモデルにおける軸組図と基準階伏図を示す。両モデルともに主架構はSN490材で構成されており、部材断面は標準層せん断力係数 $C_0 = 0.2$ 時の応力に対して許容応力度設計されている。表1に両モデルの建物重量と部材断面を示す。

本報の解析はX方向のみを対象とし、剛床仮定とした3次元立体部材モデルで行う。主架構は弾塑性とし、減衰 $h$ は初期剛性比例型の2%とする。図2に静的弾塑性解析より得られた5層毎の主架構の各層の層せん断力 $Q$ と層間変形角 $R$ の関係を示す。図中の○はその層のいずれかの部材が降伏モーメントに達したとき(弾性限界時)の値を示し、●はその層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達したとき(全塑性時)の値を示している。3.2mモデルの1次固有周期は $f T_1 = 6.10s$ 、弾性限界時のベースシア係数は $C_y = 0.048$ 、1次固有周期に弾性限界時のベースシア係数をかけた値 $C_y \cdot f T_1 =$

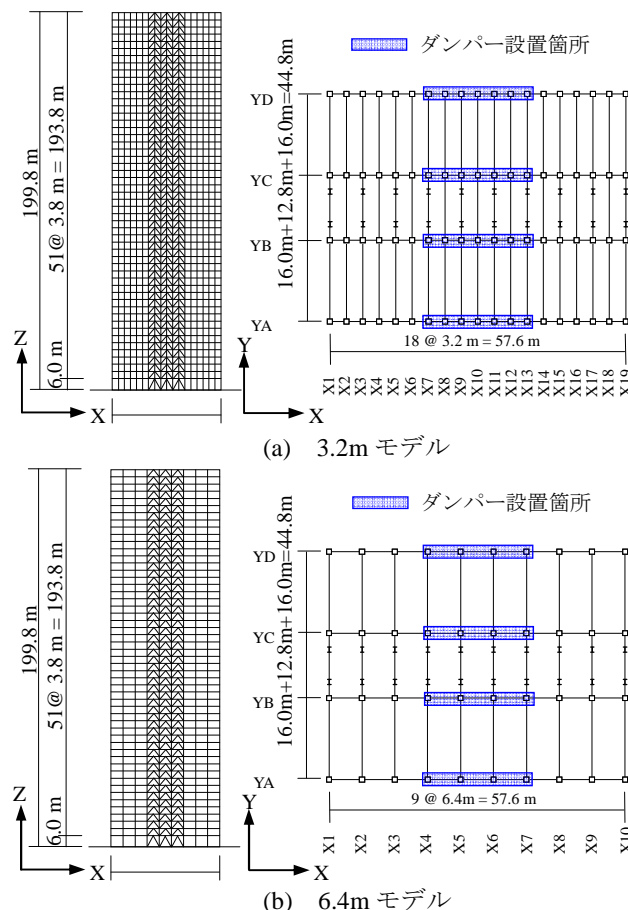


図1 軸組図と伏図

表1 建物重量と部材断面表

モデル名 建物総重量	部材断面	
3.2mモデル 951043(kN)	柱	□-500×500×19 ~ □-500×500×65
	YA~YD 通り大梁	WH-650×200×12×19 ~ WH-650×200×12×22
6.4mモデル 924768(kN)	柱	□-750×750×19 ~ □-750×750×65
	YA~YD 通り大梁	WH-700×250×14×25 ~ WH-700×300×14×28

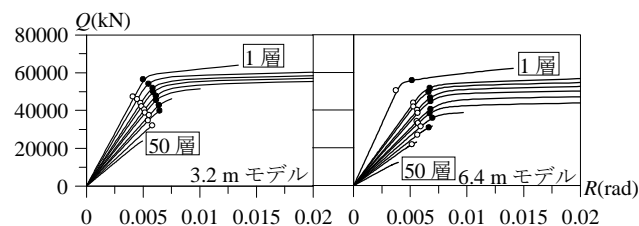


図2 静的解析結果(5層毎)

0.293 である。一方、6.4 m モデルは  $f_1 T_1 = 6.52s$ ,  $C_y = 0.046$ ,  $C_y \cdot f_1 T_1$  は 3.2 m モデルと同等の 0.300 である。

標準波として最大速度を 50cm/s に基準化した El Centro 1940 NS (以降, El Centro), 告示波として解放工学的基盤における  $S_v$  を 80 cm/s ( $h = 5\%$ ) に設定した ART KOBE (位相特性: JMA KOBE 1995 NS) を用いる。また, 3 連動地震の予測波として, 東海・東南海・南海連動地震を想定した東京・新宿地区における模擬地震動 YY\_KANTO1-FEM\_sig (以降, KANTO)<sup>4)</sup> を採用する。図 3 に地震動の加速度時刻歴波形, 最大加速度, 実効地震継続時間  $t_0$  を示す<sup>5)</sup>。なお, 図 4(a), (b) に速度応答スペクトル  $S_v$  ( $h = 5\%$ ) およびエネルギースペクトル  $V_E$  ( $h = 10\%$ ) をそれぞれ示す。図 4 には 3.2m および 6.4m モデルの 1 次固有周期をそれぞれ併記している。図 4 において, 6~6.5 秒付近の長周期帯で  $V_E$  に着目すると, KANTO の  $V_E$  は El Centro の 4 倍, ART KOBE の 3 倍となっており, KANTO は El Centro や ART KOBE よりも継続時間が長く, 長周期帯で大きな入力エネルギーを有していることが分かる。

### 3. 耐震モデルの応答評価

評価指標は, 最大値の評価指標として層間変形角  $R$ , 累積値および部材損傷の評価指標として梁の累積塑性変形倍率  $\sigma\eta$  とする。図 5(a), (b) に評価指標についての高さ方向分布を示す。本報では, 既往の文献を参考に, 安全限界値を層レベルの応答については  $R = 1/100$  とし<sup>6)</sup>, 部材レベルの応答については,  $\sigma\eta = 13.5$  (現場溶接想定) と 21.5 (工場溶接想定) を定めた<sup>7)</sup>。

図 5 (a) より, 両モデルとも El Centro 入力時では  $R = 1/200$  程度, ART KOBE 入力時では  $R = 1/110$  程度まで変形しているが  $R = 1/100$  を超えていないことが確認できる。ところが, KANTO 入力時では  $R = 1/100$  を超え,  $R = 1/70$  程度まで変形している。図 5 (b) より, 両モデルとも El Centro 入力時では  $\sigma\eta = 0$  であり, 弾性範囲に収まっていることが分かる。ART KOBE 入力時では両モデルともわずかに損傷が生じているが,  $\sigma\eta = 13.5$  の安全限界値の約 0.25 倍であり小さい値となっている。KANTO 入力時に着目すると, 3.2m モデルは安全限界値を両方とも超え,  $\sigma\eta = 30$  程度となった。一方, 6.4m モデルは  $\sigma\eta = 13.5$  をわずかに超え,  $\sigma\eta = 15$  程度となった。KANTO は 6.0 ~ 6.5 秒付近の長周期帯では ART KOBE の 9 倍の入力エネルギーを有しており, 両モデルとも  $R = 1/70$  程度の大きな変形とともに, 累積損傷も増大することとなった。ART KOBE 入力時と KANTO 入力時で  $\sigma\eta$  を比較すると, 3.2m モデルは 8 倍, 6.4m モデルは 5 倍である。両モデルにおける KANTO 入力時の  $\sigma\eta$  について比較すると, 3.2m モデルの方が 6.4m モデルに比べて 2 倍大きい。これは 3.2m モデルの柱間隔が 6.4m モデルよりも短いことで, 3.2m モデルの方が弾性限時の層間変形角が小さく,  $\sigma\eta$  が 6.4m モデルよりも累積しやすいと考えられる。KANTO に対しては, 変形も損傷も大きくなり, ダンパー設置による制振補強が必要であることが確認できる。

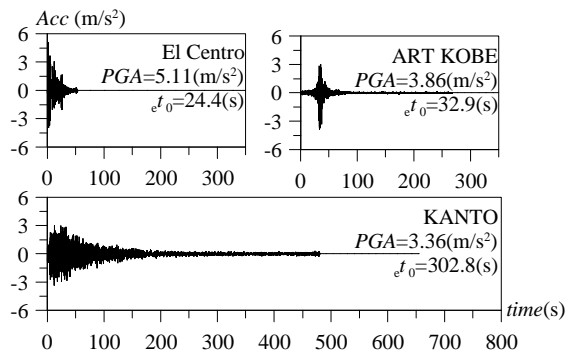


図 3 地震波の加速度波形

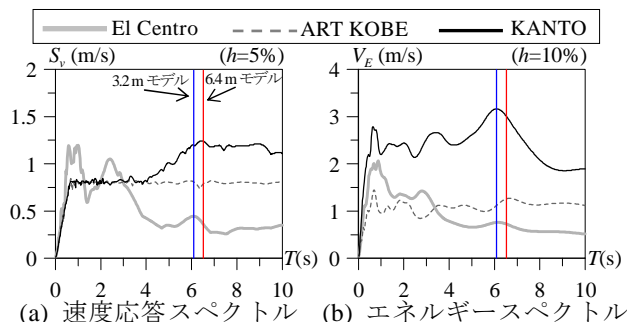


図 4 地震波の比較

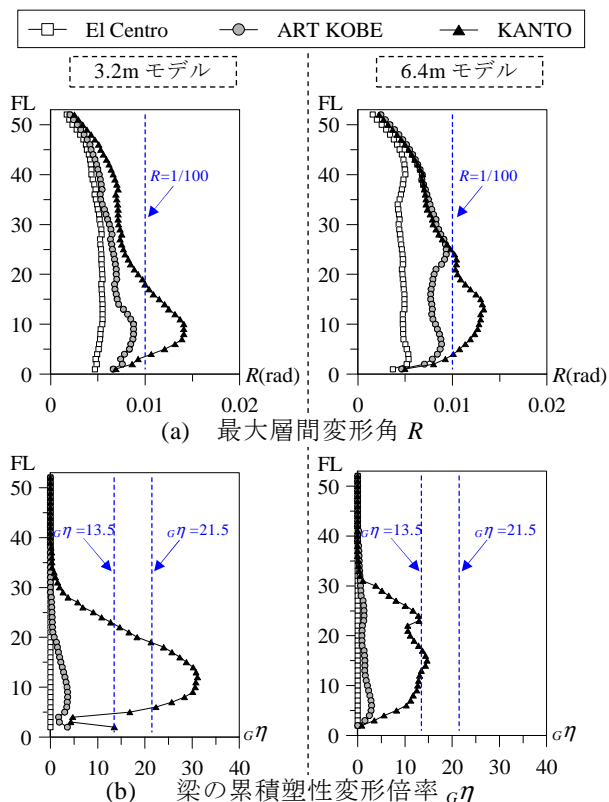


図 5 耐震モデルの応答の高さ方向分布

### 4. まとめ

柱間隔の異なる超高層建物モデルで標準波, 告示波, 予測 3 連動波を用いて検討を行った。KANTO では, 最大変形と累積損傷が両方とも大きく, ダンパーによる制振補強が必要と判断される。

\*1 東京理科大学

\*2 前田建設工業 (元東京理科大学 大学院生)

\*3 防災科学技術研究所

\*1 Tokyo Univ. of Science

\*2 MAEDA Corporation

\*3 NIED