

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	観測記録に基づく超高層免震建物の風応答評価, その5 1次モードに着目した構造特性の同定
Title	
著者(和文)	普後良之, 佐藤大樹, 田村哲郎, 中村修, 勝村章, 笠井和彦
Authors	Yoshiyuki Fugo, Daiki Sato, TETSURO TAMURA, Osamu Nakamura, KAZUHIKO KASAI
出典 / Citation	日本建築学会大会学術講演梗概集, vol. B-1, , pp. 173-174
Citation(English)	, vol. B-1, , pp. 173-174
発行日 / Pub. date	2015, 9
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: http://ci.nii.ac.jp/naid/110010005518

観測記録に基づく超高層免震建物の風応答評価 その 5 1 次モードに着目した構造特性の同定

正会員 ○普後 良之 1*
同 勝村 章 1*同 佐藤 大樹 2* 同 田村 哲郎 2*
同 笠井 和彦 2* 同 吉江 慶祐 3*超高層免震建物 風観測 構造特性の同定
Ranked-RD 法 ハーフパワー法

1.はじめに

超高層建物に免震工法が採用される事例は近年増加傾向にある。免震工法を採用し建物が長周期化すると必然的に風応答は増加する。安全性や居住性を評価するためには免震部材の風応答時における特性を加味した検討が必要であり、設計時点に風応答を精度良く予測することは重要である。しかし、長期的に免震建物の風応答観測がされたデータやその動的挙動が詳しく紹介された事例は非常に少ないため¹⁾、数値的にモデル化した建物と実際の建物の動的特性の整合性は不明な点が多い。筆者らは東京工業大学すずかけ台キャンパス内の超高層免震建物（以下、J2 棟）において、地震と風応答に着目した観測および解析を行っている²⁾。本報では比較的強風時の 1 次モードに着目して構造特性の同定を行い免震層の剛性を検討したので報告する。

2.観測概要

J2 棟の免震部材は天然ゴム系積層ゴム支承、免震用オイルダンパー及び U 型鋼製ダンパーで構成されている³⁾。本報では 2007 年の台風 20 号（以下 T0720, 10/26~28）の観測記録を用いる。T0720 は J2 棟の南側を通過し、10/27 の 16:30 に J2 棟頂部で最大瞬間風速を記録した。風向は 10/27 の台風接近時から通過後(0:10~23:50)まで安定しており、風向 NNW を中心とした 3 風向(NW~N)の出現頻度は 86%である。この風向は長辺に対して概ね正対している。解析対象は図 1⁴⁾に示す高さ方向に 3 箇所の応答加速度、および建物頂部の風向風速である。本報では X 軸方向加速度を解析対象とした。加速度記録には振れ成分が含まれるが、剛芯位置が基準階平面のほぼ中心にあるため⁵⁾、各層の 2 台の加速度計記録を時々刻々平均して振れ成分を除いた。観測記録は 10 分毎に分割し統計処理を行った。20 階の応答加速度のスペクトルピークから X 軸方向の 1 次及び 2 次モードの固有振動数を 10 分毎に推定した結果を図 2 に示す。固有振動数は 1 次及び 2 次モード共に、風速の増減に従い 2~3 割程度変動する。応答加速度パワースペクトル密度における 1 次及び 2 次モードのスペクトルギャップの周波数は 1Hz 付近であった。本報では 1 次モードのみに着目した解析を行うため、応答加速度の時刻歴に対して 0.1~1.0Hz の矩形のバンドパ

スフィルタを施した。なお加速度計の分解能は 0.001gal である。

3.J2 棟の 1 次モードに着目した構造特性の同定

固有振動数および減衰定数を、20 階の応答加速度時刻歴に対しハーフパワー法（以下、HP 法）および Ranked-RD 法（以下、RD 法）を用いて推定した。HP 法は、60 秒間毎の時刻歴波形に対して AR 法（AR 次数 100）で算出したスペクトルを用いて行う。結果は、用いた 60 秒間中の最大応答加速度の絶対値によって分類し、アンサンブル平均した。RD 法の RD 波形は、1 周期毎に抽出した 60 秒間の時刻歴波形を 1 周期目の最大応答加速度で分類し、重ね合わせることで作成した。RD 波形の一例を近似波形と比較し図 3 に示す。以上のように求めた固有振動数および減衰定数を図 4 に示す。なお、始めの 5 周期分について RD 波形と近似波形の相関係数を求め図 4 に併記した。RD 法は 0.7gal 以上で相関係数が低下し推定した減衰定数にばらつきが見られるものの、HP 法と RD 法の結果は概ね同様の傾向を示した。固有振動数は最大応答加速度の増加に従い減少する傾向が見られ、更に変形が進むと設計値（初期剛性値： $\gamma=100\%$ 歪時）に近付くと考えられる。減衰定数は最大応答加速度の増加に伴い 10%程度まで増加し、以降は横ばいの傾向を示した。減衰定数は一般の建物に比べて大きく、免震層に設置されたダンパー類や、エキスパンション等の 2 次部材の摩擦等の影響が考えられるが、要因の特定には至っていない。次に、各層の応答加速度の標準偏差の比より J2 棟の振動モードを推定した。応答加速度の計測がされていない階については直線で補間した。振動モードは 20 階の最大応答加速度で分類した後アンサンブル平均し、J2 棟頂部高さを 1 として基準化した。図 4 の矢印に対応する振動モード形を設計値と合わせて図 5 に示す。免震層の振動モードは、最大応答加速度の増加に従い設計値に近付く。台風 T0720 時の免震層の最大変位は 7mm 程度であり²⁾、鋼製ダンパーの降伏変位（約 30mm）に対して小さい変位だが、20 階の最大応答加速度が 1.28gal の場合は設計値に近い振動モード形を示す。これは上部構造も 2 次部材の影響を受け設計値よりも剛性が高いためと考えられる。求めた固有振動数および振動モード形を用いて、免震層上部構造

に作用する風荷重の内、1次モードの慣性力による免震基部のせん断力 Q と免震層の応答変位 δ を算定した。

$$Q = \sum_{i=1}^{20} m_i a_{20} \mu_i \quad (1)$$

$$\delta = a_{20} \mu_1 / (2\pi f)^2 \quad (2)$$

ただし、 m_i : i 層の質量(設計値)、 a_{20} : 20 階の応答加速度、 μ_i : i 層の振動モード、 μ_1 : 免震層の振動モード、 f : 固有振動数である。

免震層の応答変位 δ に対する免震基部のせん断力 Q の関係を図 6 に示す。同図の勾配は免震層の剛性を示す。参考として設計値および設計値の 1.5 倍の剛性を併記した。設計値には平均荷重と変動荷重に対する特性の区別がなく、かつ変動荷重に対する特性には 1 次モード以外に高次モードの特性も区別なく含まれているため、単純な比較は出来ないが、変形が小さい場合は設計値より 1.5 倍程度剛性が高く、変形が大きくなるに従い設計値に近づく傾向が見てとれた。ただし図 6 に示す変形は最大 1mm 程度と小さく、また前述のように変形が大きい点は精度が悪いと考えられ課題が残る。

4. まとめ

台風 T0720 時の応答加速度および風観測記録を用いて

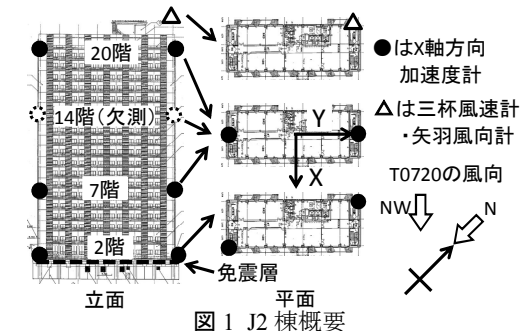


図 1 J2 棟概要

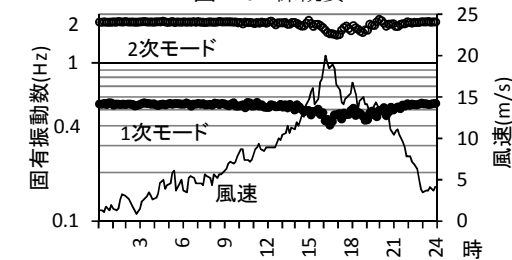


図 2 固有振動数と風速の日変化 (X 軸方向 1 次および 2 次モード)

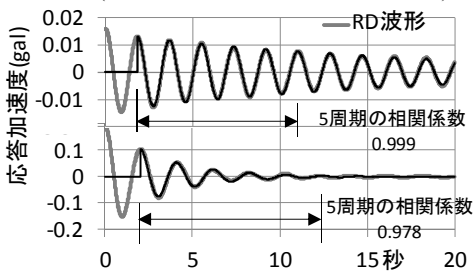


図 3 RD 波形の一例 (上: 最大応答加速度 0.02gal, 下: 最大応答加速度 0.2gal)

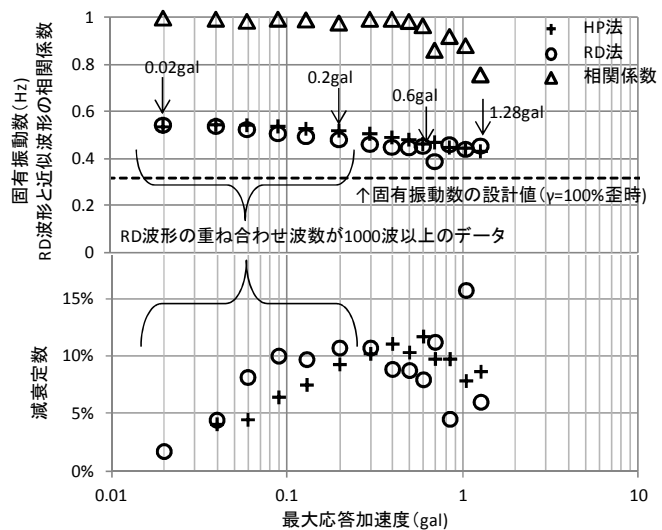


図 4 最大応答加速度に対する固有振動数および減衰定数

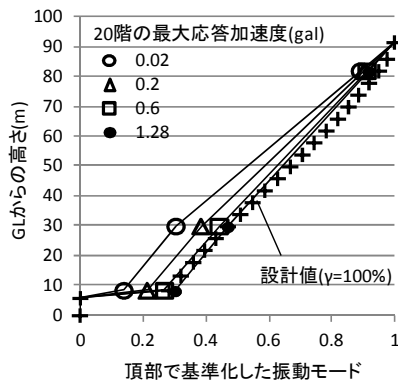


図 5 振動モード推定値

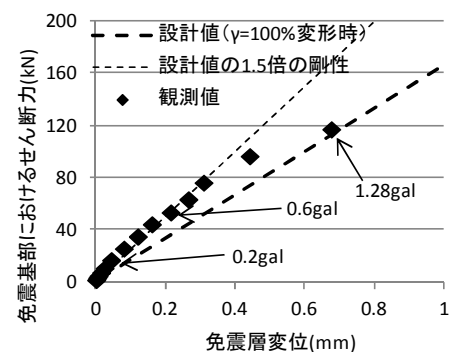


図 6 免震層の X 軸方向変位 δ に対する免震層に作用するせん断力 Q

1* 風工学研究所
2* 東京工業大学
3* 日建設計

1* Wind Engineering Institute
2* Tokyo Institute of Technology
3* Nikken Sekkei Ltd