T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

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時刻歴応答解析モデルの構築 その1 地震応答観測記録に基づく建物特性の分析
Title(English)	Construction of Time-History Response Analysis Models of High-Rise Base-Isolated Building Based on Observation Record Part1 Analysis of Building Characteristics Based on Earthquake Response Observation Record
著者(和文)	呉嘉瑞, 佐藤大樹, 中井亜里沙, 普後良之, 田村哲郎
Authors(English)	Kazui Go, Daiki Sato, Arisa Nakai, Yoshiyuki Fugo, Tetsuro Tamura
出典(和文)	日本建築学会大会学術講演梗概集, , , pp. 905-906
Citation(English)	Summaries of technical papers of annual meeting, , , pp. 905-906
発行日 / Pub. date	2018, 9
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

日本建築学会大会学術講演梗概集
（東北） 2018 年 9 月

観測記録に基づく超高層免震建物の時刻歴応答解析モデルの構築
その 1　地震応答観測記録に基づく建物特性の分析

正会員　○ 呉　嘉瑞*1　同　佐藤　大樹*1
同　中井　亜里沙*2　同　普後　良之*3
同　田村　哲郎*1

超高層免震建物　層剛性　減衰定数
応答観測記録　カーブフィット法

1. はじめに

近年，超高層建物にも免震構造が採用される例が増えてきた。建物の高層化に伴い風力も増大するため，風荷重は地震荷重とともに重要な設計用外力となっており，設計段階において風応答特性を精度よく予測することが不可欠である。しかし，観測記録に基づき免震建物の解析モデルの応答を評価した過去の研究では，地震応答を対象とした例が殆どである。風応答観測記録に基づき同様の評価を行った例は少なく，解析モデルと実際の建物の動的特性の整合性は不明な点が多い。

本報その 1 では，超高層免震建物の風応答を精度良く予測できる時刻歴応答解析モデルを構築するために，超高層免震建物で観測された風応答と同レベルの地震応答を用いて建物の動的特性を把握する。

2. 建物および風応答観測概要

対象とする建物は，東京工業大学すずかけ台キャンパスに所在する J2 棟である。図 1 に，J2 棟の立面図を示す。J2 棟は，地上 20 階，塔屋 2 階であり，上部構造が高さ 83 m，搭状比$H/\sqrt{BD}$=3.1，辺長比 3 の非常に扁平な形状の超高層免震建物である。図 2 に計測装置の設置位置を示す。J2 棟では応答加速度は免震層，2，7，14，20 階床で，風向風速は建物頂部北側で常時観測されている。風速は 3 秒ごとの平均風速で記録され，これを瞬間風速としている。また平均風速は 10 分間平均値とする。風向は正 16 方位で記録される。なお，免震層変位計および加速度計は建物端部に設置されており，それぞれ X 方向のデータには捩れ成分が含まれているが，重心位置が平面的に中心に位置するため，各層の出力の平均より捩れ成分を除去できる [1)]。本論文では，最大瞬間風速が大きい強風イベントのデータである 2007 年 10 月 27 日の台風 20 号（以下，T0720）を用いて分析を行う。なお，この台風の最大平均風速は再現期間 1 年程度であった。表 1 に風観測記録概要を，図 3 に最大瞬間風速発生時の 10 分間における免震層変位の時刻歴波形を示す。風向は NNW 方向であり，長辺に対して概ね正対する風向である。図 3 より X 方向は風方向であり，平均成分を有するため Y 方向と比較して応答が大きく 0.6cm 程度を示し，Y 方向は最大変形が 0.1cm 程度であった。

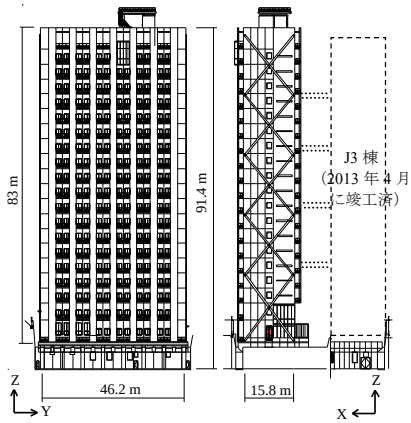

図 1　J2 棟立面図

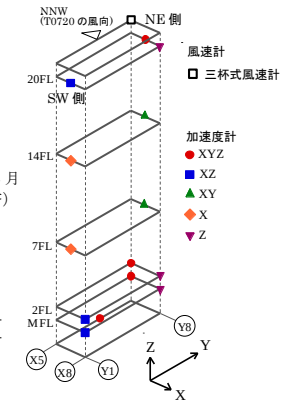

図 2　計測装置設置位置

表 1　風応答観測記録概要(16:20 の 10 分間)

年月日	最大瞬間風速(m/s)		免震層最大変位 (cm)	
	風速	風向	X	Y
07/10/27	28.2	NNW	0.676	0.257

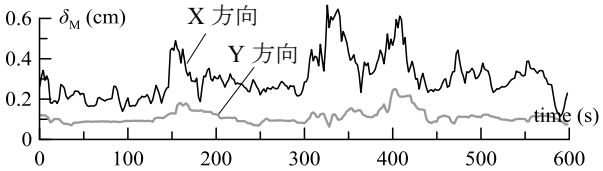

図 3　最大瞬間風速発生時 10 分間における免震層変位時刻歴波形（ 16:20, NNW 方向 ）

3. 地震応答観測記録に基づく建物特性の分析

3.1 地震応答観測概要

本節では，図 3 に示す強風時の免震層変位波形の中で、X 軸方向の変位の 10 分間中の最大変動幅に着目した。これと同程度の最大変動幅を示した地震観測記録として，

表 2　地震応答観測記録概要（東海道南方沖地震）

年月日	時刻	震源地	M	最大地動加速度 (cm/s^2)		免震層最大変位 (cm)	
				X	Y	X	Y
09/08/09	19:56	東海道南方沖	6.9	6.59	8.01	0.238	0.218

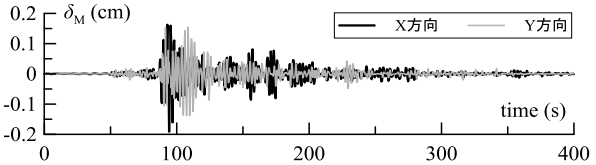

図 4　免震層変位時刻歴波形（東海道南方沖地震）

Construction of Time-History Response Analysis Models of High-Rise Base-Isolated Building Based on Observation Record
Part1 Analysis of Building Characteristics Based on Earthquake Response Observation Record

Go kazui, NAKAI Arisa, SATO Daiki,
FUGO Yoshiyuk, TAMURA Tetsuro

東海道南方沖地震（ 2009 年 8 月 9 日 ）を選定した。表 2 に地震応答観測記録概要を，図 4 に免震層変位時刻歴波形を示す。

3.2 免震層および上部構造の剛性の分析

本節では，地震応答観測記録から免震層および上部構造の層剛性を同定し，設計値との比較を行う。

層剛性 K_i は，地震発生時に観測された J2 棟の応答加速度を用いて算出した δ_i - Q_i の履歴曲線に対して最小二乗法によって直線近似を行い，その勾配として K_i を算出する。なお，上部構造に設置されている加速度計は限られているため，観測点のない層の応答加速度時刻歴は観測階の時刻歴に対し時々刻々に線形補間し作成する。ただし，20 階より上部の R 階および PH の加速度は線形補間により推定することが出来ないため，20 階以上を 1 つの質点として扱った。

図 5 に免震層および上部構造の一例として，加速度計設置階の中間階である 4，8，12 層の δ_i - Q_i の履歴直線を示す。同図には最小二乗法より算出した近似曲線 K_i と，比較のために設計値を併記した。図 5 より，免震層および上部構造の近似直線の勾配は設計値より大きく，同定した層剛性は全ての階において設計値よりも高いことがわかった。同定した層剛性は，設計値に対して免震層では 1.44 倍 (X 方向)，1.36 倍 (Y 方向)であった。なお，文献 2)で J2 棟を対象として振幅レベルの異なる地震応答観測記録に対し類似の分析を行っており，この検討でも，免震層弾性時における層剛性は免震層および上部構造ともに設計値よりも大きいが，振幅が大きくなるほど剛性が低下する振幅依存性が示されている。本報では文献 2)よりもさらに小さい振幅を対象としており，二次部材等の影響を受け，剛性が高くなったことが考えられる。

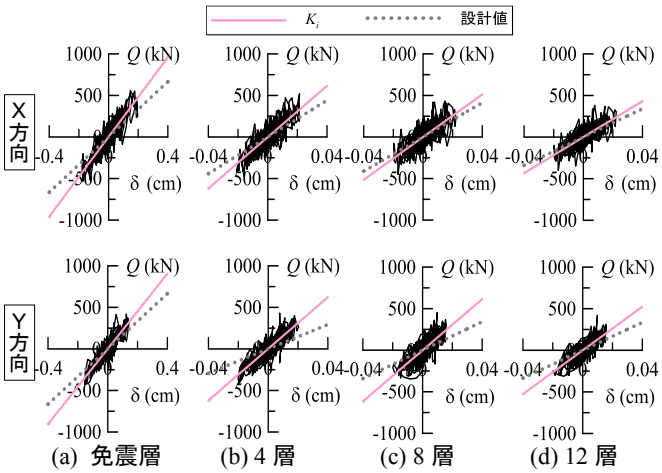

図 5 免震層および上部構造の履歴曲線と剛性

3.3 免震層における摩擦要素の分析

本節では免震層の 2 次部材による摩擦の影響を考慮し，免震層に摩擦要素を設置し，観測値における免震層の履歴曲線面積より得られる吸収エネルギー W_M から免震層の減衰定数を推定する。なお，摩擦要素のすべり荷重 ${}_FQ_y$ はせん断力係数 ${}_F\alpha_y$ を用いて式 (1) のように算出される。

$$ {}_FQ_y = {}_F\alpha_y \, {}_uMg \qquad (1) $$

ここに，${}_uM$：上部構造の質量，g：重力加速度

${}_F\alpha_y$ を変化させ，吸収エネルギーの時刻歴波形が観測値と最も良好に対応する値を求めた。その結果，${}_F\alpha_y$ は X 軸方向が 1.11×10^{-2}%，Y 軸方向が 8.75×10^{-3}%と同定した。この値を用いた吸収エネルギー時刻歴波形の解析値を観測値と比較し図 6 に示す。

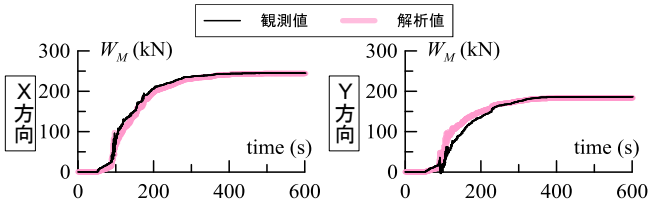

図 6 吸収エネルギー時刻歴波形

3.4 上部構造の減衰定数の分析

本節では，J2 棟の地震観測記録から系全体の減衰定数を推定するために，伝達関数のカーブフィット法を適用する [3), 4)]。ここでは入力を免震層直上の 2 階とし，出力を 20 階とすることで，上部構造の減衰特性を確認する。なお，X，Y 方向ともに加速度波形のスペクトル解析時に設定したバンド幅は 0.02Hz である。

図 7 に，伝達関数のカーブフィッティングの同定結果を示す。図 7 より，伝達関数の振幅は理論曲線と良く一致した。上部構造の一次モードにおける減衰定数は約 2.8 % (X 方向)，約 3.4 % (Y 方向)であり，Y 方向の方が X 方向よりも高減衰となった。算出された減衰定数は一般の建物に比べて大きく，二次部材等の影響が考えられる。

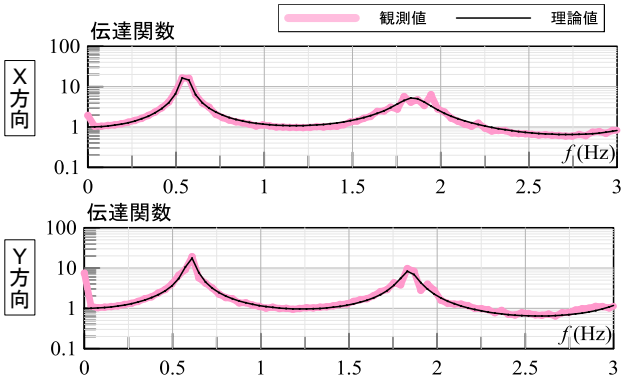

図 7 伝達関数のカーブフィッティング

4. まとめ

本報その 1 では，超高層免震建物 J2 棟の観測記録から再現期間 1 年レベルの風観測記録と同レベルの地震応答観測記録である東海道南方沖地震における建物の動的特性を把握した。以上より得られた構造特性は、層剛性は設計値より大きく、減衰定数は一般の建物より大きかった。

参考文献は，その 2 にまとめて示す。

*1 東京工業大学
*2 元東京工業大学
*3 風工学研究所

*1 Tokyo Institute of Technology
*2 Former Tokyo Institute of Technology
*3 Wind Engineering Institute