

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	強風時観測記録により同定した超高層免震建物の構造特性と居住性評価予測
Title(English)	PREDICTION OF HABITABILITY TO VIBRATION BASED ON IDENTIFICATION MODELS OF A HIGHRISE SEISMICALLY ISOLATED BUILDING USING STRONG WIND OBSERVATION RECORDS
著者(和文)	普後良之, 佐藤大樹, 田村哲郎, 勝村章
Authors(English)	Yoshiyuki Fugo, Daiki Sato, Tetsuro Tamura, Akira Katsumura
出典(和文)	構造工学論文集, Vol. 66B, , pp. 287-294
Citation(English)	Journal of Structural Engineering, Vol. 66B, , pp. 287-294
発行日 / Pub. date	2020, 3
権利情報	日本建築学会

## 強風時観測記録により同定した超高層免震建物の構造特性と居住性評価予測

### PREDICTION OF HABITABILITY TO VIBRATION BASED ON IDENTIFICATION MODELS OF A HIGH-RISE SEISMICALLY ISOLATED BUILDING USING STRONG WIND OBSERVATION RECORDS

普後 良之\*, 佐藤 大樹\*\*, 田村 哲郎\*\*\*, 勝村 章\*\*\*\*

*Yoshiyuki FUGO, Daiki SATO, Tetsuro TAMURA and Akira KATSUMURA*

We observed wind and acceleration of the actual building with seismic isolation structure, and the observed response showed nonlinear behavior. In order to identify an equivalent linear structural model for the maximum response acceleration, the identification method must be devised. Response analysis was performed by spectral modal analysis, which is often used to study wind response. The maximum response acceleration corresponded well with the observed value, but the standard deviation deviated, so the equivalent linear model should be applied limitedly depending on the purpose. A slight difference in the relationship between wind speed and response acceleration has a great influence on the evaluation of habitability. On the other hand, even if the mode of the seismic isolation layer changes, the evaluation is not greatly affected. A parameter study of attenuation constant and mass was performed, and the range of change in evaluation value due to structural model errors was shown.

**Keywords :** *High-rise Seismically Isolated Building, wind response, habitability, System Identification, Half-power Method, Random Decrement Technique*  
超高層免震建物, 風揺れ, 居住性, 構造特性同定, HP 法, Ranked-RD 法

#### 1. はじめに

近年は超高層建物に免震構造が採用される事例が増え、構造設計における風応答の検討は重要性が増してきている。超高層建物ほもとより固有周期が長いが免震化することで更に長周期化し、地震荷重に対し風荷重が相対的に増加するためである。風応答は再現期間 100 年または 500 年といった構造安全性の検討のみならず短い再現期間の検討も重要である。例えば、免震ダンパーの疲労損傷評価は再現期間の短い強風イベントも検討を要する。また風揺れによる居住性評価は再現期間 1 年の強風イベントを対象とする。

しかし風応答時の免震層の構造特性が不明であるため、精度良い風応答予測は難しいのが実情である。その理由として、短い再現期間の強風イベントは免震デバイスから見ると微小振幅であるため、免震デバイスメーカーから提供される情報が少ないことが挙げられる。これに加え、国内で公表されている超高層免震建物を対象とした風応答観測例は筆者らの観測記録の分析のみであり、設計時に意図した性能が発揮されているか多くの場合は不明である。

筆者らは東京工業大学すずかけ台キャンパスの超高層免震建物である J2 棟を対象として、強風および地震時の上部構造各部の加速

度および建物頂部風速の観測記録を用いた検討を継続的に行っている<sup>1)</sup>。一般に構造設計においては鋼材ダンパーの降伏変位より小振幅であれば免震層を弾性と見なして設計を行うが、J2 棟は鋼材ダンパーが降伏変位以下でも強風時に非線形な挙動を観測しており、居住性予測のための応答加速度予測値は観測値を上回った<sup>2)</sup>。一方で筆者らは免震ダンパーの疲労損傷評価を目的とした検討も行っており<sup>3)</sup>、再現期間 1 年程度の台風時の免震層変動変位記録と同程度の免震層最大振幅を記録した小地震観測記録を用いて、免震層の吸収エネルギーが観測値と一致する構造モデルを同定した。これは免震層の 2 次部材の摩擦等や小振幅時の免震デバイスの特性の不明部分をまとめて粘性または摩擦要素と仮定して免震層をモデル化したもので、これを用いて推定した応答加速度は観測値と差が生じたものの、設計値（構造安全性検討用で免震層が 100%変形時）を用いた推定値よりも精度は向上した。

本研究では居住性予測に等価線形モデルを用いたスペクトルモーダル解析によって応答評価を行う際にどのような等価線形化をすべきか、また用いる構造モデル精度が予測結果に与える影響を評価することを目的とする。超高層建物の設計実務において居住性予測を

\*風工学研究所

\*\*東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・工博

\*\*\*東京工業大学環境・社会理工学院 教授・工博

\*\*\*\*風工学研究所 工博

Wind Engineering Institute Co.,Ltd

Associate Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., School of Environment and Society, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Wind Engineering Institute Co.,Ltd, Dr. Eng.

行う際、建築物荷重指針・同解説（2015）に示される手法を用いると、風向・風速段階の組み合わせに加え安定解を得るため5~10波以上の応答解析を要し、ケースは数千に及ぶ。そのため、はじめに計算負荷の小さい等価線形モデルによる解析を行い、次のステップとして風向・風速の範囲を絞って、非線形性を考慮した質点系または3次元フレーム構造モデルによる時刻歴応答解析を行うという手順を踏むことが多い。しかし始めのステップで等価線形化の考え方を誤ると予測値が大きく外れる可能性があり、本論文はこの問題に対し検討するものである。構造モデルは強風時の加速度観測記録を用いてハーフパワー法（以下HP法）およびRanked-RD法（以下RD法）により同定する。同定結果には幅があり、これを用いた応答解析結果を観測値と比較することで等価線形化した構造モデル精度の影響を評価した。

## 2. 対象建物および観測記録の概要

### (1) 対象建物の概要

対象建物であるJ2棟の概要を図1および図2に示す。J2棟は地上20階、塔屋2階の超高層免震建物であり、1階は過半が地中のため1階と2階の間に免震層を設けた中間層免震構造である。上部構造はCFT構造、基礎および1階は鉄筋コンクリート造である。免震層は16基の天然ゴム系積層ゴム支承、鋼製ダンパー、および短辺(X軸方向)に作用するオイルダンパー2基から構成されている。なお、鋼製ダンパーの降伏変位は31.7mmである。

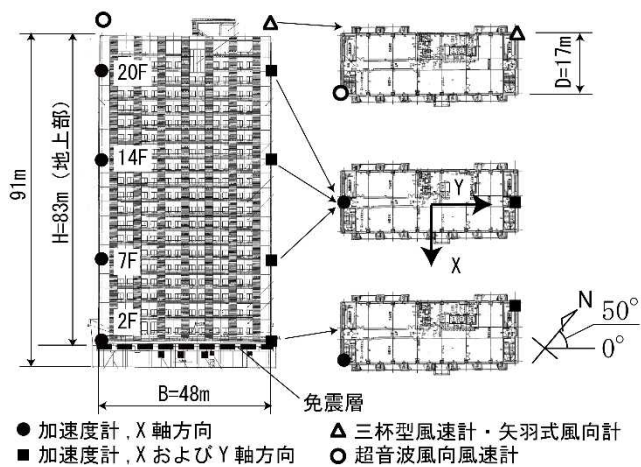


Fig.1 Sensor installation position

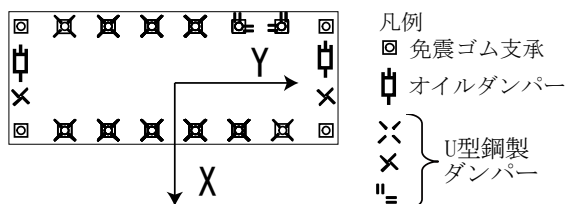


Fig.2 Disposition of seismic isolation device

### (2) 観測システムの概要

センサー設置位置を図1に示す。加速度計は免震構造上部構造の4層に設置され<sup>4)</sup>、40Hzのアナログフィルタを介してサンプリング

周波数100Hzで収録されている。分解能は1/1000cm/s<sup>2</sup>である。風速計は建物頂部に設置され、三杯式風速計および矢羽式風向計は0.33Hz、超音波風速計は10Hzで収録されている。また矢羽式風向計で計測される風向は正16方位で記録される。設置位置は、近隣の横浜地方気象台を参照すると風向NおよびSWの頻度が高いため、J2棟自身の影響を減らし風向を精度良く測定できるように配慮し、北および南の角としている。設置の状況を図3に示す。加速度計と風速計はそれぞれ独立したシステムとなっているが、各々LANを経由してタイムサーバーを定期的に参照することで計測時刻を同期している。常時計測された各センサーの時刻歴は10分毎に分割され保存される。



(a) North corner (b) South corner

Fig.3 Anemometer installation situation

### (3) 対象とする強風イベントの概要

対象とする強風イベントは2007年に観測されたうち平均風速が最大を示した台風20号(T0720、10/27)である。T0720は図4に

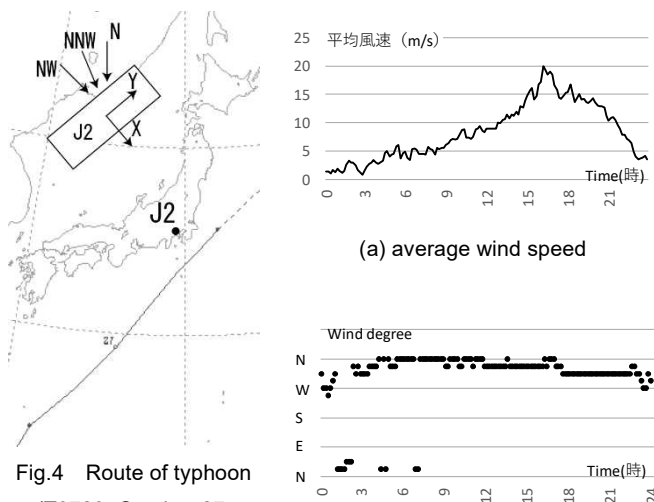


Fig.4 Route of typhoon (T0720, October 27, 2007)<sup>5)</sup>

(a) average wind speed (b) Wind direction

Fig.5 Wind speed and direction

示すように J2 棟の東側を通過し、図 5 に示すように 16~17 時に最大風速を示した。また台風の接近から通過まで終始北よりの風を観測し、この日の風向 NW~N の 3 風向が占める割合は 86%であった。

### 3. 対象建物の 1 次モードに着目した構造特性の同定

風応答に対する構造特性の同定は外力系が不明なため、応答波形の性状に基づく同定法が主である。ここでは 20F の加速度記録に対して、風応答観測に対する構造特性同定に多く用いられる HP 法と RD 法を用いようとしているが、何れも外力系が期待値 0 となるホワイトノイズで近似でき、かつ同定対象が線形システムであることが前提の手法である。免震建物以外でも外装・内装材等の 2 次部材等による風応答時の非線形性を指摘した例はあり、これらの研究では 10 分間の加速度標準偏差を用いてカテゴリ化する例が多い例え<sup>67)</sup>。これは観測の数少ないサンプルから安定した解を得るためとも考えられるが 10 分間程度の応答性状は線形と見なせるという前提に基づいている。本章では初めに加速度波形の処理について述べるが、ここに示す通り観測された加速度波形は 10 分間中でも非線形な挙動を示すため、HP 法と RD 法の適用に際してより短時間に分割した波形の最大加速度に着目するという工夫を行っている。

#### (1) 加速度記録の処理

X 軸方向を計測する加速度計は建物の両端部に設置されていることから、計測値にはねじれ成分が含まれる。過去の検討<sup>4)</sup>により剛心位置が基準階平面のほぼ中心にあることが分かっており、各層の 2 台の計測値を時々刻々平均することでねじれ成分を分離した。次に、各軸方向の 1 次モードに着目した検討を行うために 2 次以上の高次モードをバンドパスフィルタ処理により除く処理について説明する。フィルタのバンド幅を決定するため、20F の X および Y 軸方向加速度の 10 分毎の時刻歴に対しパワースペクトル密度分布のピーク周波数を読み取ることで、各軸方向の 1 次および 2 次モードの固有振動数を推定した。結果を図 6 に示す。固有振動数は 1 次および 2 次モード共に、また X 軸方向および Y 軸方向共に、風速の変化に伴う変動が見られた。1 次と 2 次モード間のスペクトルギャップは風速により変動するが、中間的な値を読み取り、X 軸方向に対して 0.1~1Hz、Y 軸方向に対して 0.1~1.2Hz のバンド幅を設定した。以上の処理により得られた時刻歴波形の一例を図 7 に示す。加速度波形は大きな振幅と小さな振幅をランダムに繰り返しており、ピークファクタを求めると、X 軸方向が 6.6、Y 軸方向が 5.0 を示し、弾性範囲の振動における一般的な値(3.0~3.5)を大きく上回っている。筆者らはこの点と、固有振動数の大きな変化から、免震層の鋼材ダンパーが塑性化しない応答レベルでありながら J2 棟の構造特性に強い非線形性があることを確認した。10 分毎の加速度標準偏差と最大値の日変化を図 8 に示す。

#### (2) HP 法による減衰定数および固有振動数の同定

HP 法<sup>8)</sup>は応答加速度のスペクトル形状に基づく減衰評価法であり線形を対象としている。本論文は最大応答加速度を用いて居住性を評価するが、最大応答加速度発生時の構造特性に対して等価な減衰定数および固有振動数を同定する手法は既往の文献には示されておらず、ここでは以下の方法を試みた。ごく短い時系列であれば線形と見なしても大きな差がないと仮定し、初めに短時間の波形に区

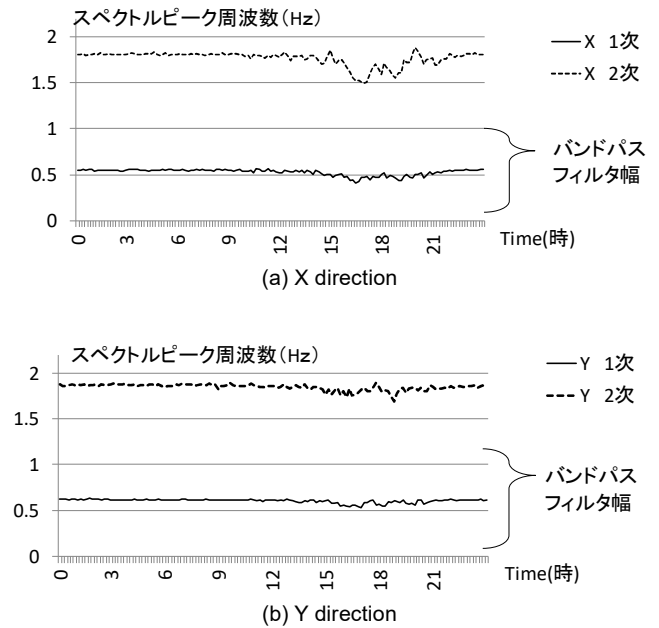


Fig.6 Natural frequency change over time

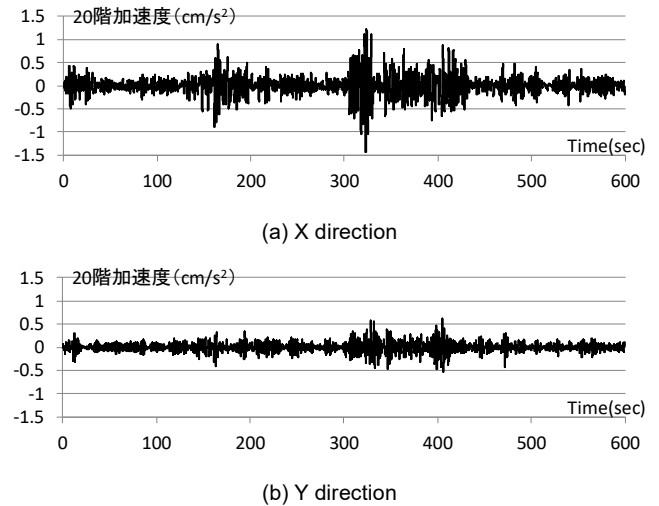


Fig.7 Acceleration time history

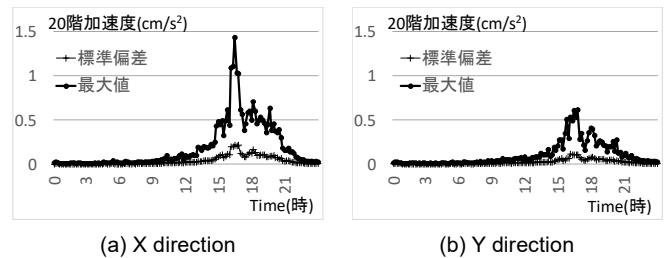


Fig.8 Acceleration standard deviation and maximum time history

Table 1 Categorization for maximum acceleration

	最大加速度のカテゴリ閾値 (cm/s <sup>2</sup> )						
代表値	0.02	0.04	0.06	0.09	0.13	0.2	0.3
以上	0.01	0.03	0.05	0.07	0.11	0.15	0.25
未満	0.03	0.05	0.07	0.11	0.15	0.25	0.35
代表値	0.4	0.5	0.6	0.7	0.85	1.05	1.275
以上	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.95	1.15
未満	0.45	0.55	0.65	0.75	0.95	1.15	1.4

切り、各々の波形に対して推定を行った。ただし波形長さが短くなると周波数分解能が下がることも考慮して波形長さを 60 秒とし、スペクトル推定は AR 法 (AR 次数 100) を用いた。次に区切った波形中の最大加速度の絶対値を参照表 1 に示す区間ごとにカテゴリライズし、カテゴリごとに減衰定数および固有振動数をアンサンブル平均した。同定結果は RD 法と合わせて示す。

(3) RD 法による減衰定数、固有振動数および振動モードの同定

RD 法<sup>6)</sup>は観測波形中の極大値を初期値とする多くの小サンプルのアンサンブル平均により減衰自由振動波形を推定する手法である。応答に応じてカテゴリライズすることで非線形な応答にもある程度は対応可能であるものの、最終的には線形の 1 質点系の減衰自由振動波形に近似するため、短時間は線形と見なして同定する手法といえる。文献 6) および 7) では小サンプルの加速度標準偏差に対してカテゴリライズする手法が用いられているが、これがどのような物理量に対して等価な構造特性を推定しているか言及されていない。ここでは小サンプルの初期値に対してカテゴリライズすることで最大応答加速度発生時と等価な構造特性の同定を試みた。同定結果を HP 法の結果と合わせて図 9 および図 10 に示す。RD 法は小サンプルのアンサンブル数が 1000 波以下では精度が低下する<sup>7)</sup>が観測記録はデータ数に限りがあり応答が大きくなるほどサンプル数は減るため、低精度となるがこれを承知のうえでプロットしている。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た。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、またはやや減少する傾向を示した。X 軸方向と Y 軸方向を比較すると、応答加速度に対して同程度の減衰定数を示している。オイルダンパーは X 軸方向のみ設置され、鋼材ダンパーは降伏変位に対して十分小さい変位 (約 7mm) であったため、個々の免震デバイスの設計値 (免震層 100% 変形時) の特性からは説明できない減衰が作用していることは、過去の検討<sup>3)</sup>の通りである。

次に、RD 波形作成の際に他の階の同時刻の波形もそれぞれ重ね合わせることで J2 棟の振動モードを推定した。なお X 軸方向の 14 階は欠測している。応答加速度の計測がされていない階については、X 軸方向に対しては 2 次、Y 軸方向に対しては 3 次の多項式近似で内挿し、ペントハウスは外挿した。振動モードは J2 棟頂部高さを 1 として基準化した。図 9 の矢印に対応する振動モード形を図 11 に示す。20F 応答加速度が大きくなるに従い免震層は上部構造に対して相対的に大きく動き、免震層のモード値は増加する。

(4) 層剛性の同定

求めた固有振動数および振動モード形を用いて、風応答時に免震層上部構造に作用する 1 次モードの慣性力による各層の層剛性  $K_i$  を算定した。本論文では応答解析に層剛性を直接に使用しないが、文献 3) との比較により同定した構造特性の性質を把握する目的である。

$$K_i = Q_i / \delta_i \quad (1)$$

$$Q_i = \sum_{j=1}^i m_j a_j \quad (2)$$

$$\delta_i = (a_{i+1} - a_i) / (2\pi f)^2 \quad (3)$$

$$a_j = a_{20} \mu_j / \mu_{20} \quad (4)$$

ただし、 $Q_i$  : 1 次モードの慣性力による  $i$  層のせん断力、 $\delta_i$  : 層間

変位、 $m_j$  :  $j$  層の質量 (設計値)、 $a_{20}$  : 20F の応答加速度観測値、 $\mu_j$  :  $j$  層の振動モード、 $f$  : 固有振動数である。

同定した層剛性を図 12 に示す。X 軸方向は異なる同定手法にも関わらず文献 3) と大きな差がないが、Y 方向は 40m 以下で整合しておらず、文献 3) に対して大きな値を示した。これは Y 方向の加速度振幅が小さく 2F の応答加速度の S/N 比が悪いために 2F のモード値がノイズ分だけ大きく評価され、免震層の剛性を高く評価したことが原因で免震層付近にひずみを生じているものと考えられる。X 軸方向の Model-1 (20F 最大応答加速度 0.02  $\text{cm/s}^2$ ) の低層部で層剛性を大きく評価していることも同じ理由によるものと考えられる。

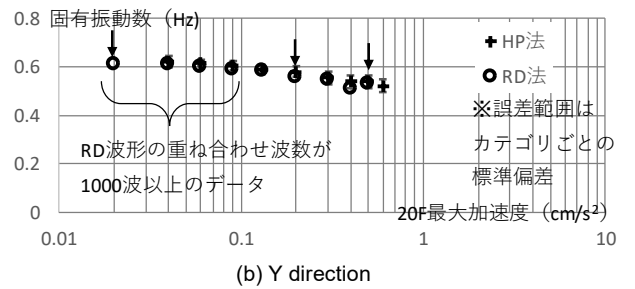
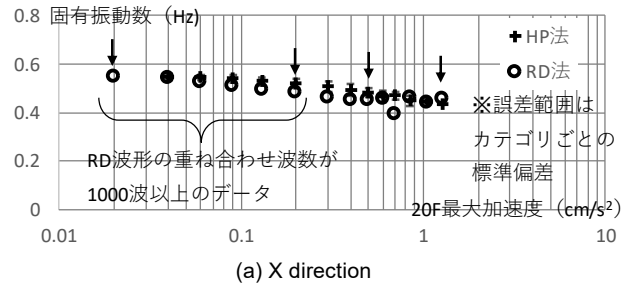


Fig.9 Relationship between the maximum response acceleration on the 20th floor and the natural frequency

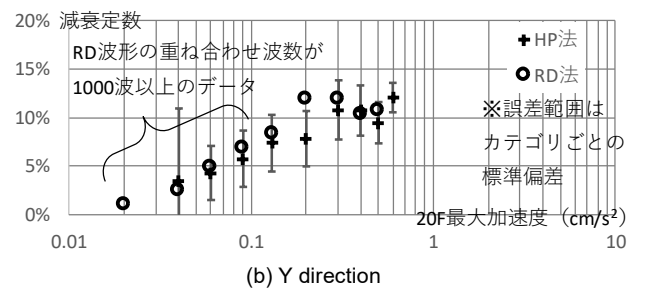
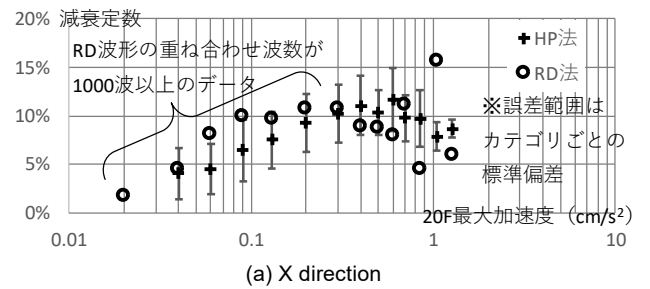


Fig.10 Relationship between the 20th floor maximum response acceleration and damping ratio

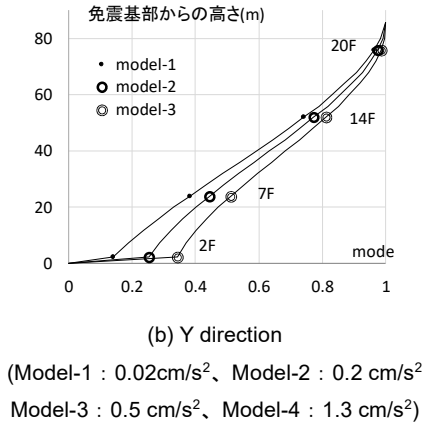
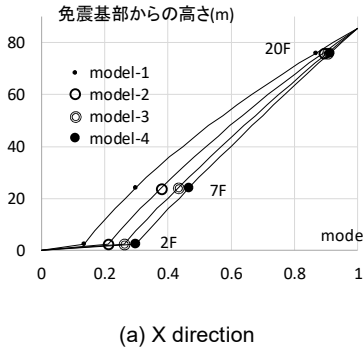


Fig.11 Relation between mode vector and height

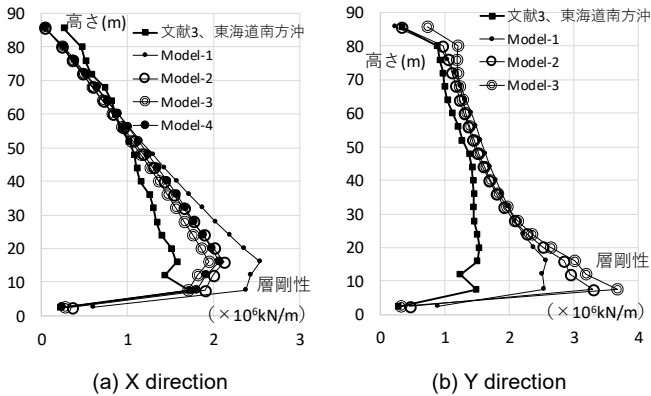


Fig.12 Story stiffness

#### 4. 応答解析による20階最大応答加速度予測

本章では応答解析の概要について述べるが、解析に先立ち、頂部風速の観測値に対して風洞実験により検証する。次いで風洞実験により風外力を作成し、これを用いて応答解析を行う。

(1) 頂部風速に対する補正を目的とした風洞実験と T0720 の再現期間の算定

J2 棟の頂部に設置した風速・風向計は避雷設備の保護角やヘリポートとの関係により設置できる位置が限られている。建物自身の影響が小さくなるよう設置位置には配慮したが、多少の影響は免れないため、風洞実験で検証を行った。風速・風向計は頂部から突出し設置されているが、その高さは建物高さ  $H$  に対して約  $0.05H$  である。J2 棟周辺の地形や建物よりも J2 棟自身の影響が支配的と考え、J2 棟のみ再現した。ただし計測に影響を与えたと考えられる J2 棟の屋上の形状は図 13 に示すように外周の目隠し壁、ペントハウス、

ヘリポートおよび大型の設備機器を再現した。また目隠し壁およびヘリポートは一部に開口率のある材料が使われており、これも同程度の開口率の材料で再現した。模型は再現精度を考慮し縮尺 1/270 とし、接近流は建築物荷重指針・同解説(2015)による地表面粗度区分Ⅲ<sup>9)</sup>とした。計測は水平方向に無指向性を持つサーミスタ風速計によって行い、図 1 に示すように北東面に正対する向きを 0 度として 5 度ピッチで計測を行った。J2 頂部高さの接近流風速に対する各風速計位置の風向別風速比を図 14 に示す。以降は本論文で扱う全ての風速観測値に対し、式(5)に示すように図 14 の風向別風速比を用いて補正を行う。

$$U(t)_i = U_0(t)_i / R_i(\theta(t)) \quad (5)$$

ただし、 $U(t)_i$  : 時刻  $t$  における補正後風速で  $i = 1$  が三杯風速計、 $i = 2$  が超音波風速計、 $U_0(t)_i$  : 時刻  $t$  における風速計  $i$  の補正前風速、 $R_i(\theta(t))$  : 時刻  $t$  における風向角  $\theta(t)$  の図 14 に示す風速計  $i$  の風速比である。風向角は観測の主風向の正 16 方位に最も近い角度を用いた。また南北でそれぞれ別の風向を示す場合は 10 分毎に補正前平均風速を比較し、その値が大きい方を主風向と判定した。T0720 における補正前後の平均風速を併記し、日変化を図 15 に示す。主風向である NW~N に対応する風向角  $265^\circ \sim 310^\circ$  において、風速比はおおむね 1 に近い値を示すため、補正後の平均風速は大きくは変化しないが、やや増加し、最大風速は 21.7m/s となった。

次に同様の補正を 2011 年 2 月~2012 年 1 月の 1 年間の観測データに対して行った。この期間を用いたのは、落雷や鳥害により南北の風速計はいずれか片方が欠測することが多く、同時に計測できた期間が無かったためである。風向・風速は南北の風速計で 10 分毎に平均風速を比較し、その値が大きい方を主風向の観測値と判断し利用した。得られた 1 日 144 個の平均風速に対し日最大風速を算定し、これに対して風向別に整理した。そしてグンベルの積率法により式(5)に示す極値分布に近似した。

$$F(\leq U) = \sum p_i \exp[-\exp\{-a_i(U - b_i)\}] \quad (6)$$

ただし、 $F(\leq U)$  : 日最大平均風速がある風速  $U$  を超えない確率、 $p_i$  : 風向  $i$  の発生確率 ( $i = \text{NNE} \sim \text{N}$  の正 16 方位)、 $a_i, b_i$  : 風向  $i$  におけるグンベルパラメータである。

求めたグンベルパラメータを表 2 に示す。日最大風速の風向別出現頻度は図 16 に示すように東京近郊の一般的な風向別出現頻度と類似の傾向を示した。表 2 および式(6)を用いて算出する再現期間 1 年の風速は 23.4m/s であり、T0720 の補正後最大風速 21.7m/s の再現期間は 211 日 (0.6 年) であった。

Table2 Parameters of type I extreme value distribution

風向	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S
$a_i$	0.38	0.72	0.50	0.73	0.73	0.47	0.14	0.49
$b_i$	7.19	7.40	6.53	6.14	6.28	7.91	8.07	8.47
$p_i(\%)$	3.0	4.5	2.1	3.0	2.4	0.3	0.6	18.4
風向	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	N
$a_i$	0.38	0.44	0.30	0.79	2.21	0.47	0.58	0.47
$b_i$	9.88	8.80	10.49	9.05	7.76	6.84	7.16	7.91
$p_i(\%)$	13.3	5.1	4.5	0.6	0.9	23.6	17.5	0.0

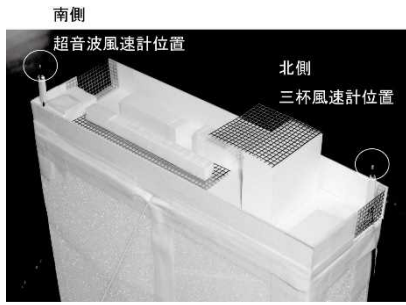


Fig.13 Model situation

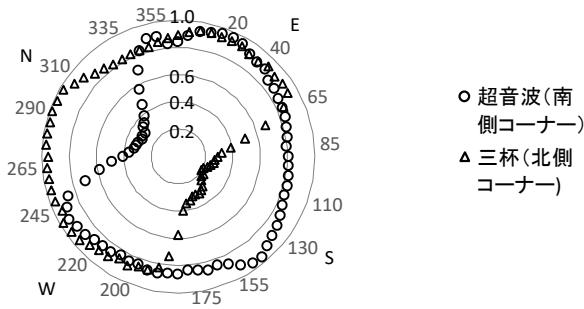


Fig.14 Wind speed ratio for each wind direction

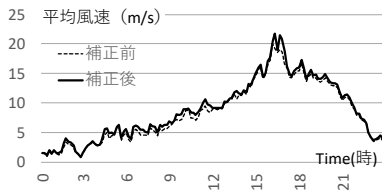


Fig.15 Comparison before and after wind speed correction

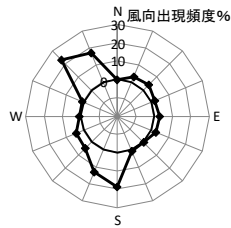


Fig.16 Appearance frequency of each wind direction

## (2) 風洞実験による風外力の作成

風外力は J2 棟周辺の地形および周辺建物を再現した模型により風圧実験<sup>10)</sup>を行い、得られた層風力を頂部風速により実スケール換算する。すずかけ台キャンパス内は約 50m の標高差があり、J2 棟はその頂点付近に位置する。地形を広く再現するため模型縮尺は 1/400 とし、建物頂部風速 9m/s、サンプリング周波数 800Hz にて高さ方向に 8 層の層風力を計測した。風洞実験の詳細は文献 10) を参照されたい。

## (3) 応答解析の概要および風速と応答加速度の関係

応答解析手法は風応答の検討に一般的に用いられるスペクトル領域のモーダル解析とする。この手法で直接得られる応答物理量は応答加速度の標準偏差である。最大応答加速度の予測を行う際にはピークファクタを用いる。観測された加速度波形は 3 章(1)に述べたように非線形挙動であるが、使用する構造モデルは最大応答加速度の発生時の特性を等価線形化したものとの前提で、同定した構造特性は 10 分間変化しないものとして扱う。従って応答波形の性状は定常ガウス過程であるとして扱い、ピークファクタ  $g$  の算定は応答加速度のスペクトルの積分により求めたレベルクロッシング数  $\nu$  を用いて式(7)で求めた。

$$g = \sqrt{2\ln(600\nu) + 1.2} \quad (7)$$

解析モデルは 20 階の最大応答加速度が 0.02 cm/s<sup>2</sup>、0.2 cm/s<sup>2</sup>、0.5 cm/s<sup>2</sup>、1.3 cm/s<sup>2</sup> の 4 つの応答レベルに対して同定した固有振動数、減衰定数およびモード形を用いて解析を行う。固有振動数および減衰定数は HP 法および RD 法の 2 つの手法でばらつきがあるため、表 3 のように Model-1~4 を設定した。ここで層剛性同定時に各層の質量を設計値としたが、設計値は実際の使用状況や設計者の想定との差が出るものと考えられ、それが居住性評価に与える影響を確認するため Model-3 を軸として一般化質量を 2 割の幅で変動させた Model-3-2 および 3-3 も検討した。また減衰定数は同定結果にもばらつきが大きく精度が低いと考えられるため、Model-3 を軸として図 10 から読み取った大まかな幅を設定した Model-3-4 および 3-5 も検討した。

T0720 において最大応答加速度が発生した風向 NNW に着目し、Model-1~4 の風速と最大応答加速度の関係を観測値と比較して図 17 に示す。Model-1 は設計時の免震固定に近い条件であるが、観測値と大きな差が見られた。Model-2~4 はモデル間の差がほとんど無い。ここで各モデルに対する一般化質量と一般化風力係数の関係を図 18 に示す。一般化質量  $\tilde{m}$  は式(8)で算出し、一般化変動風力係数は式(9)により算出する一般化風力係数の時刻歴  $\tilde{C}_{fj}(t)$  の標準偏差である。なお層風力は風洞実験において 8 層を計測し、対する質点は 22 層のため、最も近い風力計測層の値を与え、階段状の分布とした。

$$\tilde{m} = \sum_{i=1}^n m_i \mu_i^2 \quad (8)$$

$$\tilde{C}_{fj}(t) = \sum_{i=1}^n C_{fji}(t) \Delta z_i \mu_i / \sqrt{\sum_{i=1}^n \Delta z_i} \quad (9)$$

ただし、 $m_i$  :  $i$  層の質量(設計値)、 $\mu_i$  :  $i$  層の振動モード、 $n$  : 質点数で 22 層、 $C_{fji}(t)$  :  $i$  層  $j$  軸方向 (X または Y) の層風力係数の時刻歴、 $\Delta z_i$  :  $i$  層の高さである。

図 11 で述べたように応答加速度の増加に従い免震層の振動モードは増加し、これに従って一般化質量が大きくなる。その一方で一般化変動風力も大きくなるが、応答加速度は一般化質量と反比例関係にあり、一般化変動風力と比例関係にあるため、影響が互いに打ち消しあう結果となった。また X 軸方向では Model-2~4、Y 軸方向では Model-2~3 は観測値とも良く対応した。なお Y 軸方向は免震層付近で剛性分布がひずんでいるものの、振動モードの値は上層階と比べて相対的に小さいため応答解析結果に与える影響は小さかった。

ここで、J2 頂部風速とピークファクタの関係を応答解析値と観測値で比較して図 19 に示す。ここでは一例のみ示すがここで示さない他のケースも傾向は共通である。応答解析に用いたピークファクタは線形を前提としているため風速の変化によらずおおむね一定値であるが、観測値は風速が大きくなるに従い増加傾向を示し、最大風速付近では応答解析値の 2 倍弱となっている。最大応答加速度は良く対応したが、一方でこの図は応答解析で求めた標準偏差は観測値と乖離していることを示している。等価線形化した構造モデルは当然ながら非線形な挙動は再現できない。ここでは最大応答加速度発生時に対し等価な線形モデルを用いているので、標準偏差の乖離は妥当な結果と言える。等価線形モデルは評価対象に応じて注意して適用する必要がある、例えば本論文で同定した構造モデルは標準

偏差が観測値と合わないことから疲労などの変動する過程が重要となる検討に用いると大きな誤差を生じる。

(4) 等価線形化した構造モデルの差が居住性評価に与える影響

T0720における最大風速21.7m/sに対する応答加速度を居住性評価図 17 にプロットし図 20 に示す。観測値は風向 NNW において最大応答加速度を記録したため、応答解析値も風向 NNW の値を用いて比較した。X 軸方向は Model-2~4 で震層モード値が 0.1 程度変化しているが観測値と良く対応した。Y 軸方向は Model-2 と 3 は図 17 では観測値と良く対応していたものの図 17 中に評価図にプロットした点を示したようにわずかな差が評価図では比較的大きな差として示された。

次に X 軸方向に着目して Model-3 に対する Model-2~3-5 を比較して図 21 に示す。一般に設計時点の質量の想定は固有振動数にも影響を与えるが、ここでは固有振動数に観測値を用いて検討しているため、図 21(a)に示すように一般化質量の変化に対して評価図のプロットは上下に移動し、一般化質量が小さい Model-2 の方が不利側の評価を与える。減衰定数の変化は図 21(b)に示すように評価図のプロットが上下に移動するので、減衰定数の誤差が結果に与える影響は大きい。

Table3 Structural model

20F最大応答加 速度(cm/s <sup>2</sup> )	X			Y		
	f(Hz)	h	一般化質量	f(Hz)	h	一般化質量
0.02	0.54	0.02	4.4E+06	0.61	0.01	6.2E+06
0.2	0.48	0.1	5.2E+06	0.56	0.1	6.9E+06
0.5	0.45	0.1	5.8E+06	0.53	0.1	7.6E+06
1.3	0.45	0.1	6.2E+06	-	-	-
0.5	0.45	0.1	4.6E+06	0.53	0.1	6.1E+06
0.5	0.45	0.1	7.0E+06	0.53	0.1	9.2E+06
0.5	0.45	0.07	5.8E+06	0.53	0.07	7.6E+06
0.5	0.45	0.13	5.8E+06	0.53	0.13	7.6E+06

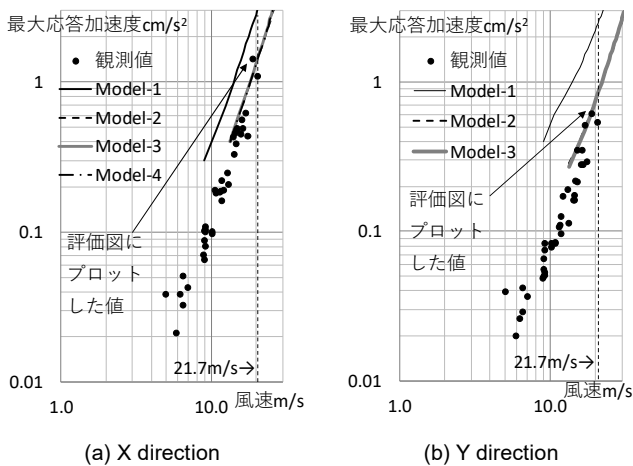
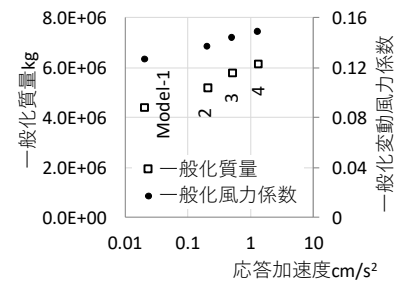
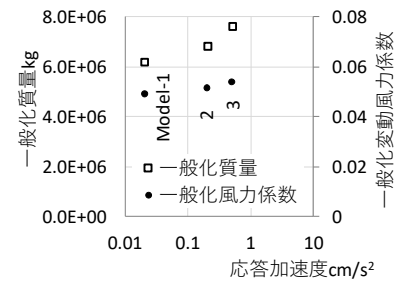


Fig.17 Relationship between wind speed and maximum response acceleration



(a) X direction



(b) Y direction

Fig.18 Relationship between maximum response acceleration and generalized mass and generalized wind force

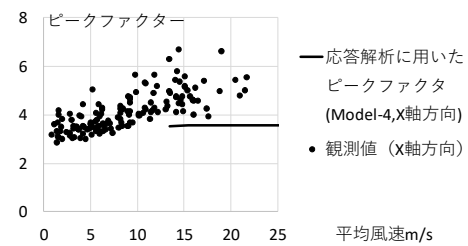


Fig.19 Relationship between wind speed and peak factor

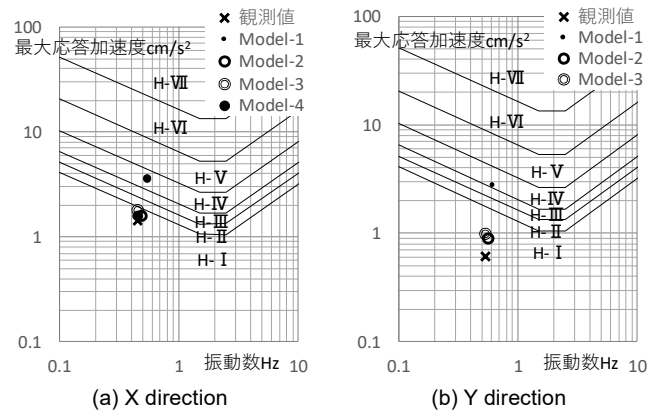


Fig.20 Assessment of comfort

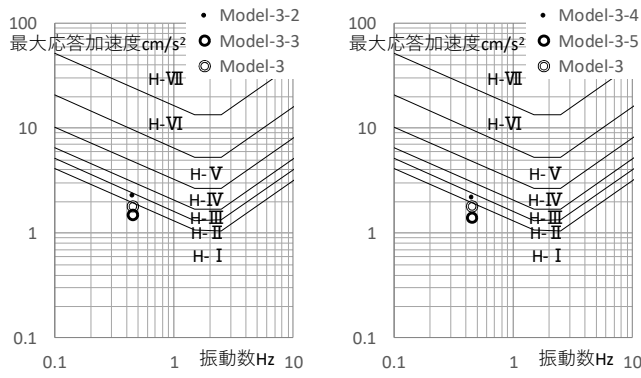


Fig.21 Assessment of comfort

## 5. 結論

免震構造が採用された実建物の風および加速度観測を行い、観測された応答は非線形な挙動を示した。強風時の最大応答加速度を用いた居住性能評価予測を行うことを目的に等価線形モデルの同定を行った。同定には風応答時の構造特性同定に多く用いられる HP 法および RD 法を用いた。10 分間の応答性状の中でも非線形な特性が見られることに対応するための工夫として、最大応答加速度を用いたカテゴリズをすることで最大応答加速度の発生時の構造特性に対し等価な線形モデルの構築を試みた。この構造モデルに対し風応答の検討に一般に用いられることが多いスペクトルモーダル解析により応答解析を行ったところ、最大応答加速度は観測値と良く対応した。一方で標準偏差は観測値と乖離するが、等価線形化したモデルでは非線形応答を再現できないため妥当な結果であり、等価線形モデルは適用に注意を要することを示した。

次に応答解析値と観測値を居住性評価図にプロットし設計判断に与える影響を確認した。構造モデル精度に対する具体的な要求性能を示すには至らなかったが、各パラメータに対する感度を示した。免震層のモード値の変化に対しては一般化質量の変化と一般化風力の変化が相殺するため感度が鈍く、対象建物の場合は免震層モード値が 0.1 程度変化しても居住性評価のランクが変化することはなかった。Y 軸方向では居住性評価の閾値を大きく下回っているためランク変化はないものの、風速に対する応答加速度のわずかな予測精度差がシビアな差として示された。また同定モデルに対して質量および減衰定数のパラメータスタディを行った。対象建物の場合は一般化質量が 2 割変化する場合、または減衰定数が 0.03 変化する場合に居住性評価が 1 ランク変化した。

## 謝辞

本研究で用いた J2 棟の加速度観測データは、東京工業大学 GCOE プログラムから提供して頂いたものです。また小地震から同定した層剛性データは呉嘉瑞氏より提供頂きました。厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 村上智一, 佐藤大樹, 田村哲郎, 普後良之, 吉江慶祐, 笠井和彦, 佐藤利昭, 北村春幸: 強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の実挙動の分析, 構造工学論文集, Vol.62B, pp. 329-337, 2016. 3
- 2) 普後良之, 佐藤大樹, 田村哲郎, 中村修, 勝村章, 笠井和彦: 観測記録に基づく超高層免震建物の風応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013. 8
- 3) 呉嘉瑞, 佐藤大樹, 普後良之, 田村哲郎: 複数の地震応答観測記録から

- 同定した解析モデルによる超高層免震建物の風応答解析, 構造工学論文集, Vol. 65B, 2019. 3
- 4) 大木洋司, 山下忠道, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 笠井和彦, 和田章: 超高層免震建物の長期観測システム構築に関する具体的取り組み, 日本建築学会技術報告集, 第 21 号, pp.73-77, 2005.6
  - 5) 気象庁 HP より: [https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/route\\_map/bstvt2007.html](https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/route_map/bstvt2007.html)
  - 6) 田村幸雄, 佐々木淳, 佐藤民夫, 高坂隆一: RD 法による強風時の建造物の減衰評価, 第 12 回風工学シンポジウム, pp.303-308, 1992
  - 7) 田村幸雄, 嶋田健司, 日比一喜, 川村満, 人見泰義: ハウステンボス ドム・トルーンの風・振動観測 その 2 台風時の建物の応答性状および減衰評価, 第 12 回風工学シンポジウム, 1992
  - 8) 日本建築学会編: 建築物の減衰, 丸善株式会社, 2000.10
  - 9) 市原義孝, 佐藤大樹, 大木洋司, 盛川仁, 山田哲, 坂田弘安, 山中浩明, 笠井和彦, 和田章, 北村春幸: 観測記録に基づく超高層免震建物の応答特性に関する研究 その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2008.9
  - 10) 普後良之, 佐藤大樹, 田村哲郎, 勝村章: 実在建物における平均風力推定の試みと風洞実験との比較による一考察, 第 25 回風工学シンポジウム, 2018
  - 11) 日本建築学会: 建築物の振動に関する居住性評価基準・同解説, 2018