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)	3 次元解析モデルによる超高層免震建物の捩れ振動の分析
Title(English)	Wind-induced torsional vibration of base-isolated high-rise building: Analysis using 3D building model
著者(和文)	平島裕大, 佐藤大樹, 普後良之, 田村哲郎
Authors(English)	Yudai Hirashima, Daiki Sato, Yoshiyuki Fugo, Tetsuro Tamura
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Ⅰ, , pp. 365-368
Citation(English)	, Ⅰ, , pp. 365-368
発行日 / Pub. date	2021, 3

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

2020年度日本建築学会
関東支部研究報告集 I
2021年3月

3次元解析モデルによる超高層免震建物の捩れ振動の分析

構造－振動

超高層免震建物　3次元風応答解析　捩れ振動

正会員 ○ 平島裕大 *1　〃　佐藤大樹 *2
〃　普後良之 *3　〃　田村哲郎 *4

1. はじめに

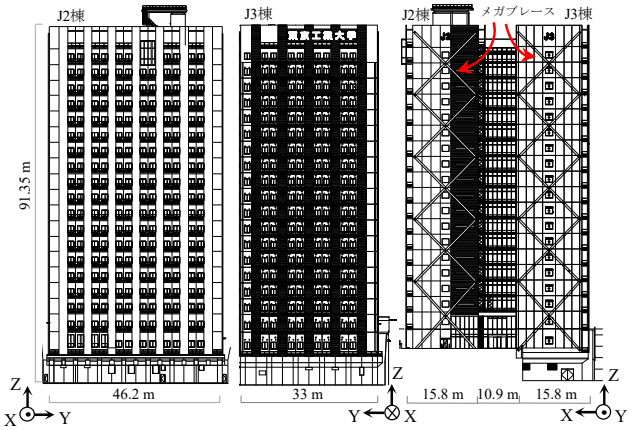
近年，超高層建物に免震構造が積極的に採用されるようになり，風揺れに対する評価が重要となっている．しかし，免震建物における風観測記録の報告は少なく，風応答挙動には不明な点が数多く残る．そうした背景を受け，筆者らは超高層免震建物における風応答観測の報告をしている[1), 2)]．今後，こうした風観測記録から得た知見を基に免震建物の風応答を精度よく予測できる構造モデルを構築していく必要がある．その第一段階として，設計図書を基に東京工業大学の超高層免震建物であるJ2-3棟(図1)の3次元部材解析モデルを作成した．対象建物と地形および周辺建物を詳細に再現した風洞実験を行い，得られたデータをもとに作成した層風力を用いて時刻歴応答解析を行った．

J2-3棟は図2に示すように非対称な平面形状であり，風観測記録から並進・捩れ成分の導出には至っていない．本論文では，捩れ中心が定点と仮定して出力される解析結果を用いて，並進・捩れ成分を導出する手法の妥当性を確認する．また，観測上は明らかになっていない風向毎の捩れ振動の影響についても分析した結果を報告する．

2. 対象建物および解析モデルの概要

2.1 対象建物の概要

J2-3棟は，先に建設されたJ2棟（2005年竣工）に後で建設されたJ3棟(2012年竣工)が連結された高さ91.35 mの超高層免震建物である．免震層を1階と2階の間に有する中間免震であるが，2階以上の上部構造はS造（一部SRC造)，1階はRC造であり基礎免震建物と見なせる．図3に，免震層の免震装置の設置位置を示す[3)]．免震層には直径1100 mm（鋼製ダンパー一体型）と1200 mmの天然ゴム系積層ゴムを設置しており，J2棟には計16基，J3棟にはJ2-3接続部直下に設置した直径600 mmの弾性滑り支承2基を含む計14基の免震装置がある．また，J2棟には降伏変位31.7 mmの置型鋼製ダンパー2基と，オイルダンパー2基（X方向のみ）が別途設置してある．J2棟とJ3棟は，屋内では各階において幅13.2 mの渡り廊下，屋外では水平ブレース（6，10，14，18階）を介して連結されており（図2)，J2-3棟の平面全体を剛床と見なす設計がなされている．なお，図2中の重心とは部材レベルで再現した3次元立体解析モデルにおける重心位置である．X軸方向には4層を1ユニットとして架け渡すメガブレースが設置されており[4)]，水平ブレースの無い階も含めJ2-3棟の平面全体を剛床と見なす設計がなされている．



(a) 東側　(b) 西側　(c) 北側

図1　J2-3棟の立面

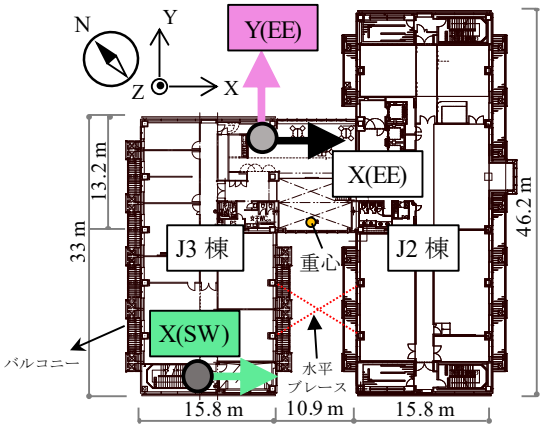


図2 20階の平面

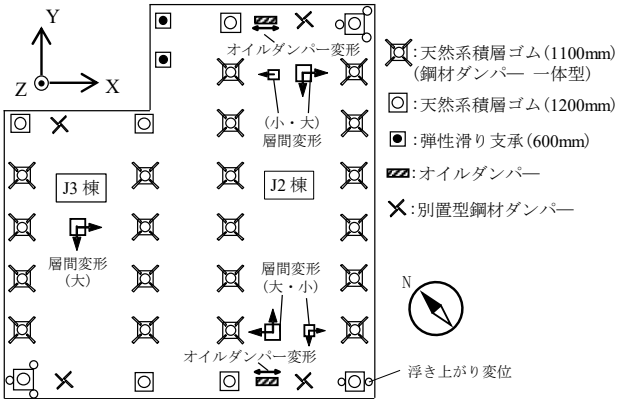


図3 免震装置位置

Wind-induced torsional vibration of base-isolated high-rise building: Analysis using 3D building model

Yudai HIRASHIMA, Daiki SATO,
Yoshiyuki FUGO, Tetsuro TAMURA

2.2　解析モデルの概要

建築構造解析プログラム（RESP-D）を用いて J2-3 棟の部材解析モデルを作成した（図 4）．解析モデルの部材寸法と設計用層重量は設計図書の値を再現している．図 5 に J2-3 棟の 3 階から 20 階における各種荷重の比率をアンサンブル平均したものを示す．設計図書を基に柱-梁，外壁，床をモデル化したが，図 5 より 15 %程度荷重が不足する．そこで，①：床荷重ではモデル化されない通り芯外部の床荷重，②：間仕切り壁，③：Y 軸方向側面に設置されているバルコニー（図 2）の 3 つを新たにモデル化したが 5 %程度荷重が不足したため，各層の外周部の大梁に設計図書との誤差分を等分布荷重で入力することで層重量を調整した．減衰定数は上部構造で 1 %の剛性比例型とした．

解析モデルの固有周期を設計図書の値と比較することでモデル化の精度を確認する．表 1(a)，(b)に免震層固定時とゴムのせん断歪み 50 %の場合の設計図書と解析モデルの固有周期をそれぞれ示す．表 1 より，X，Y，捩れ方向それぞれ 1 次から 3 次まで全てにおいて誤差が 5%以内に収まる．また，解析モデルの免震層弾性時の X，Y，捩れ方向の 1 次固有周期はそれぞれ 2.85 s，3.00 s，2.70 s であり，X，Y と捩れのピークが互いに近接している．

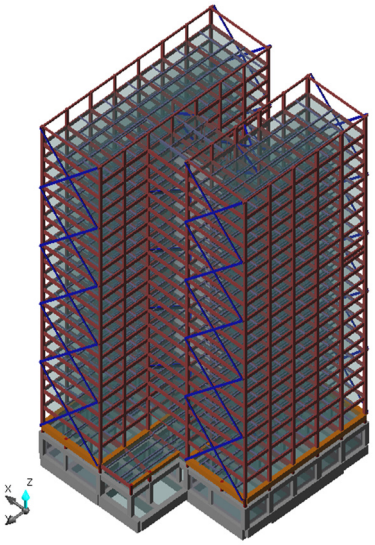


図 4　J2-3 棟 3D モデル

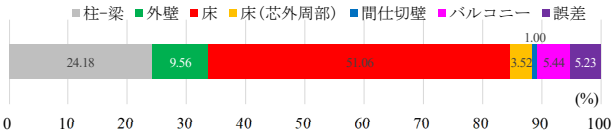


図 5　各種荷重の比率（3 階 － 20 階）

表 1　設計図書と解析モデルの固有周期の比較

(a) 免震層固定時

次数	設計図書[s]			解析モデル[s]		
	X方向	Y方向	捩れ	X方向	Y方向	捩れ
1	1.998	2.346	1.638	1.968	2.252	1.620
2	0.615	0.788	-	0.619	0.758	0.543
3	0.359	0.452	-	0.348	0.434	0.321

(b) ゴムのせん断歪 50%における等価周期

次数	設計図書[s]			解析モデル[s]		
	X方向	Y方向	捩れ	X方向	Y方向	捩れ
1	3.789	3.963	3.55	3.715	3.841	3.586
2	1.108	1.2	-	1.091	1.165	0.910
3	0.479	0.613	-	0.478	0.592	0.431

3.　解析用層風力の概要

解析に用いる風外力を作成するため，写真 1 に示す風洞実験を行った．本論文で使用した風洞実験は，計測用の模型を 8 層分に分割し，各層に風圧計を設置している．そこで，対象建物の各層の支配高さに応じて 10 層分の風力を免震層より上部の 22 層に比率で分配している．また，解析開始時および終了時においての過渡応答を避けるため，各風力波形の先頭および後尾 50 秒間のエンベロープを設けた．なお，設計用頂部風速は荷重指針・同解説 [5]より算定される再現期間 1 年風速とし，24.9 m / s を用いる．解析用層風力の刻み時間は Δt = 0.02 s とした．例として 20 階における X，Y，捩れの 3 方向の層風力時刻歴（風向 NW：図 11 参照）を図 6(a)，(b)，(c)に示す．

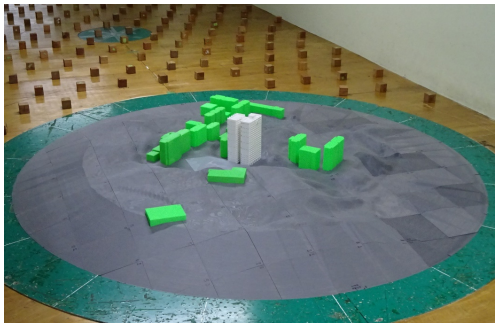


写真 1　風洞実験の様子（地形＋周辺建物）

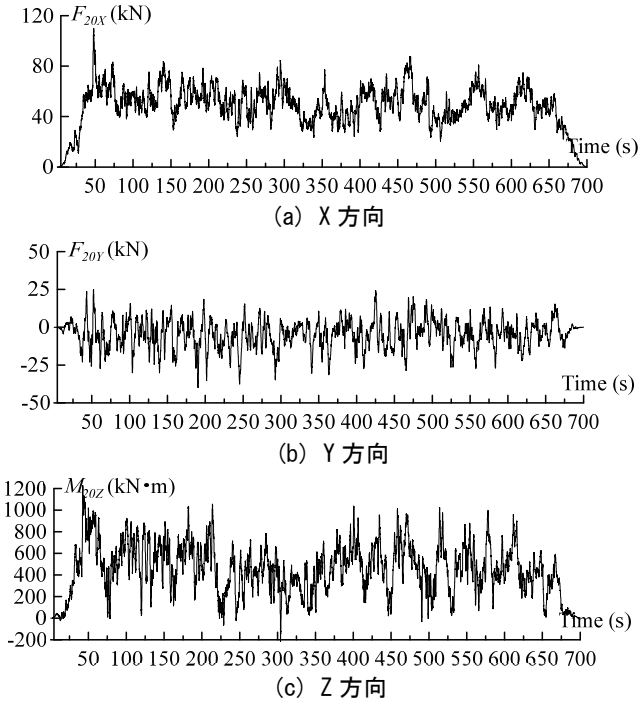


図 6　20 階の層風力時刻歴（風向 NW）

4.　時刻歴解析結果の分析

4.1　解析モデルの出力概要

本解析モデルの加速度応答の出力概要を図 7 に示す．解析モデル上は図 7 の重心位置を捩れ中心と仮定し，X 方向と Y 方向の並進成分 $X(t)$，$Y(t)$の応答および角加速度 $\theta(t)$の時刻歴が出力される．また，重心の従属接点となる任意の点における応答 $x(t)$，$y(t)$は，重心位置との距離 l_x，l_y を用いて以下の式(1)，(2)より求まる．

$$x(t) = X(t) - \theta(t) l_y \tag{1}$$

$$y(t) = Y(t) - \theta(t) l_x \tag{2}$$

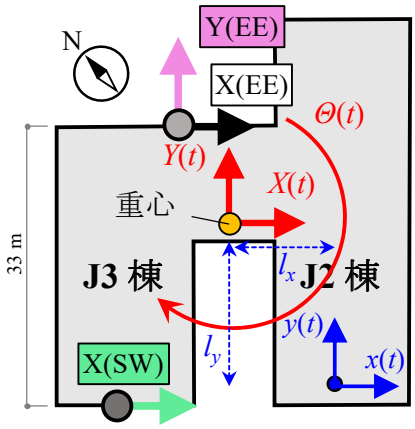


図 7 解析モデルの出力の概要

4.2　本解析時刻歴応答解析

本節では，設計用頂部風速を再現期間 1 年の風速，風向を NW とし，刻み時間 Δt = 0.02 s で 700 s 秒間で時刻歴応答解析を行い，先頭および後尾 50 秒間のエンベロープを除く 600 秒間の加速度応答の解析結果を分析する．図 2 に 20 階の X(EE)，X(SW)，Y(EE)の 3 つの加速度計位置を示しており，免震階，2，7，14 階の各階にも同じ位置に加速度計が設置されている．本章では，実際の加速度計位置における解析結果を分析する．

図 8 に各加速度計位置における最大応答加速度の高さ方向分布を示す．建物中心部における X(EE)，Y(EE)の分布は各層において概ね同程度の値である．一方で，X 方向の X(EE)と X(SW)の結果を比較すると全層において，X(SW)の応答が大きい．図 9 に 20 階の各加速度計の PSD を示す．図 9 より，各加速度計において 0.3 ~ 0.4 Hz に 2 つずつピークが確認され，X，Y 方向 1 次の並進成分と捩れ 1 次のピークである．これらのピークは表 1 の免震層弾性時の固有周期とも一致している．捩れのピークにおける PSD の値は X(SW)の方が X(EE)と比較して大きく，これは X(SW)の方が図 7 に示した重心位置からの距離 l_y が大きく，捩れの影響が大きいためである．

4.3　並進・捩れ成分の導出手法の妥当性の検証

今後，X(EE)と X(SW)の 2 つの加速度計における観測記録から並進・捩れ成分をそれぞれ導出していく予定である．本節では 20 階の解析結果を用いて導出手法の妥当性を確認する．本節では大熊らの手法 [6]を参考にしており，X(EE)と X(SW)の 2 つの加速度時刻歴から図 7 中の重心点における X 方向の並進成分 $X(t)$を導出できるかを検証する．重心位置から X(EE)，X(SW)の位置までの Y 方向の距離をそれぞれ L_{EE} (=12.34 m)，L_{SW} (=20.66 m)とする．この時，時計回りを正方向として角加速度の時刻歴 $\theta(t)$は式(3)より求まる．

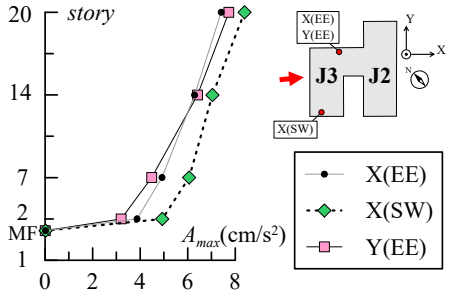


図 8 加速度最大値の高さ方向分布

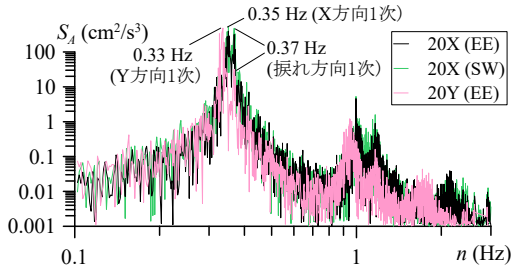


図 9 20 階加速度計の PSD

$$\theta(t) = \frac{X_{EE}(t) - X_{SW}(t)}{L_{EE} + L_{SW}} \tag{3}$$

式(3)から求まる角加速度 $\theta(t)$を用いて，式(1)，(2)と同様に，重心位置における並進成分の加速度 $X_{Tra}(t)$を式(4)より導出する．

$$X_{Tra}(t) = X_{SW}(t) + \theta(t) L_{SW} \tag{4}$$

図 10 に，重心位置の X 方向並進成分 $X(t)$と，X(EE)と X(SW)の 2 つの加速度時刻歴結果より導出した X 方向並進成分 $X_{Tra}(t)$の PSD を示す．図 10 より，$X(t)$と $X_{Tra}(t)$の PSD は完全に一致し，捩れ中心が 1 点に固定される解析モデル上では，X(EE)と X(SW)の 2 つの加速度データより並進成分と捩れ成分の導出が可能となることが確認できた．

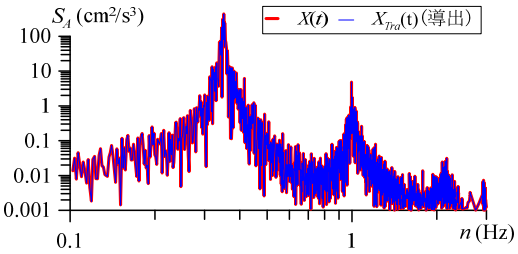


図 10 20 階 X 方向並進成分の PSD

4.3　風向毎の捩れ振動の影響

4.2 節において，X(EE), X(SW)の 2 つを比較した場合，X(SW)の方が捩れの影響が大きくなることを確認した．本節では，16 方位（図 11 参照）全てで時刻歴解析を行い，風向毎の建物端部の X(SW)における捩れの影響を分析する．X(SW)の捩れ成分の時刻歴 $X_{TorSW}(t)$は X 方向の並進成分 $X(t)$を用いて式(5)により求めた．

$$X_{TorSW}(t) = X_{SW}(t) - X(t) \tag{5}$$

なお，作用する風外力の最大値などが異なることが考えられ，加速度応答にも結果にばらつきが発生することが懸念される．本節では，風向毎に三方向の風外力をそれぞれ 5 波ずつ作成し，アンサンブル平均値を評価する．

図 11 に，各風向における X(SW)の捩れ成分の加速度最大値を，5 波でアンサンブル平均した結果を示す．図 11 より，建物の側面に概ね直交する NE，NW，SW および J2 棟長辺沿いの E ~ SSE では，捩れの影響が大きくなる傾向にある．一方で，J3 棟側の建物側面に対して概ね 45 度程度の角度となる N，NNE，W，S においては捩れの影響が小さくなる傾向にある．図 12 に，風洞実験で得た風向毎の変動捩れモーメント係数を示す．図 11 と図 12 の形状より，捩れ成分の加速度最大値と変動捩れモーメント係数は概ね相関があるといえる．一方で，NNW，E では両者の相関が小さい．この要因については構造特性の影響などが考えられるが，今後別途検討していく．

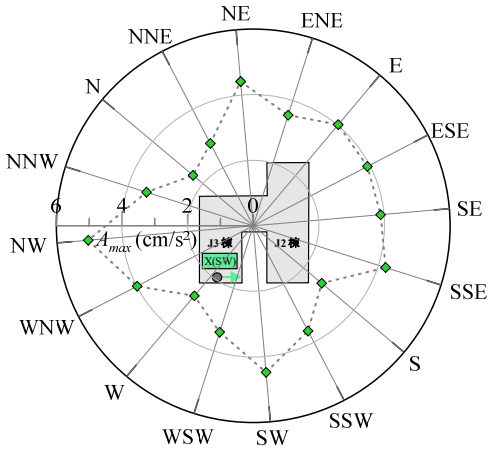


図 11 X(SW)捩れ成分の加速度最大値
（5 波のアンサンブル平均）

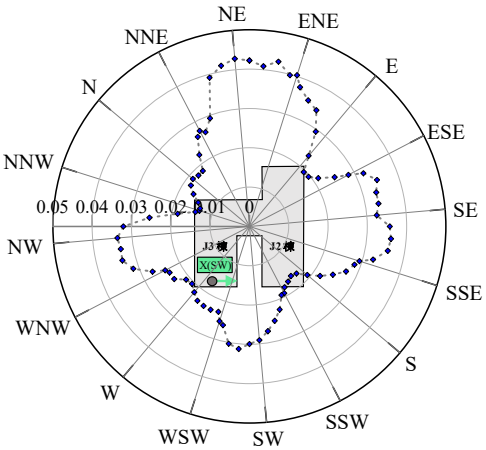


図 12 変動捩れモーメント係数

5.　まとめ

本論文では、設計図書を基に東京工業大学 J2-3 棟を詳細に再現した 3 次元部材モデルを作成し，風洞実験により得られた層風力により時刻歴応答解析を行った．以下に得られた知見を示す．

(1)　捩れ中心が定点に仮定される解析モデルにおいては 2 つの加速度計位置より並進成分の加速度時刻歴の導出が可能となる．

(2)　風向毎に建物端部（X(SW)）における捩れ振動の影響は変動捩れモーメント係数と概ね相関があり，建物の側面に対して直角となる風向では捩れの影響が大きくなる傾向にある．一方で建物側面に対して 45 度となる風向では捩れの影響が比較的小さくなる傾向にある．

今後，本報で確認した手法により，観測記録の並進・捩れ成分の導出手法を試み，それぞれの挙動について分析していく．

謝辞

本研究の一部は，JST 産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラムおよび公益財団法人大林財団より助成を受けました．本研究で用いた J2 棟の観測データは，東京工業大学 GCOE プログラムから提供して頂いたものであります．また，J2-風応答観測研究会において，日建設計の吉江慶祐氏と風工学研究所の勝村章氏より貴重なご意見を多数頂きました．ここに記して，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，第 62 巻，pp.329-337，2016.3

2)　平島裕大，佐藤大樹，普後良之，田村哲郎：風観測記録に基づく超高層免震建物における加速度ピークファクターの分析，日本建築学会技術報告集（掲載決定）

3)　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

4)　菊地岳志，藤森智，竹内徹，和田章：メガブレースを用いた超高層免震鋼構造建築物の設計，日本建築学会技術報告集，第 22 号，pp.217-222，2005.12

5)　日本建築学会:建築荷重指針同解説，2015.2

6)　大熊武司，安井八紀，下村祥一，小賀伸一：23 号館の強風時実挙動観測，地震・台風災害の制御・低減に関するシンポジウム，pp.69-80，2002.3

*1 東京工業大学　環境・社会理工学院　大学院生
*2 東京工業大学未来産業技術研究所　准教授・博士（工学）
*3 (株)風工学研究所
*4 東京工業大学　工博

*1 Graduate Student, School of Environment and Society, Tokyo Institute of Technology.
*2 Associate Prof. , FIRST, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*3 Wind Engineering Institute,Co.,Ltd.
*4 Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.