

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地震応答時の剛性の分析 その1 多質点等価せん断型モデルおよび3次元部材モデルを用いた剛性評価手法の検討 |
| Title(English)    |                                                                      |
| 著者(和文)            | 中井亜里沙, 佐藤大樹, 笠井和彦                                                    |
| Authors(English)  | Arisa Nakai, Daiki Sato, KAZUHIKO KASAI                              |
| 出典 / Citation     | 日本建築学会関東支部研究報告集, Ⅰ, , pp. 605-608                                    |
| Citation(English) | , Ⅰ, , pp. 605-608                                                   |
| 発行日 / Pub. date   | 2018, 3                                                              |

# 観測記録に基づく超高層免震建物の地震応答時の剛性の分析

## その1 多質点等価せん断型モデルおよび3次元部材モデルを用いた剛性評価手法の検討

構造—振動

正会員 ○ 中井亜里沙<sup>\*1</sup> 同 佐藤大樹<sup>\*1</sup> 同 笠井和彦<sup>\*1</sup>

超高層免震建物 地震応答観測記録 履歴曲線

等価せん断型モデル 3次元部材モデル 剛性

### 1. はじめに

1995年に発生した阪神・淡路大震災以降、免震建物の優れた耐震性能が評価され、その需要が高まった。さらに、2011年に発生した継続時間の長い長周期地震動である東日本大震災においても、建物としての機能を損なうような被害はなかったことから、その後も免震構造の採用が増え、2015年末までに約4000棟もの免震建物が建設されている<sup>1)</sup>。初期は建物の機能を守る必要が高い建物や防災拠点、病院などに免震建物が採用される例が多く、中低層建物を中心に建設されていたが、近年においては超高層建物への適用も拡大しており<sup>2)</sup>、今後もさらに増加していくことが予想される。低層の免震建物の場合は、免震層にアイソレーターや減衰装置を設置することで上部構造を相対的に剛と仮定することができるが、上部構造が高層化して長周期化することで、免震層に対する上部構造の剛性が相対的に低くなるため前述の仮定は成立しなくなる。

超高層建物の免震化の需要に対応するためにも、そのような建物の実挙動を把握することは重要であるが、観測記録に基づく超高層免震建物の応答を報告した例は僅かである<sup>2)~4)</sup>。上述したように、超高層免震建物では上部構造の剛性評価が重要となるが、観測記録に基づく報告例は少なく、知見の蓄積が必要である。

本報その1では、観測記録から剛性を評価する手法の妥当性を検討するために、実建物を再現した多質点等価せん断型モデルおよび3次元部材モデルにおける地震応答時の建物剛性を算出し、設計値との比較を行う。

### 2. 対象建物および解析モデルの概要

#### 2.1 対象建物概要

本報で対象とする建物は、東京工業大学すずかけ台キャンパス（横浜市緑区）に所在する総合研究棟2号館（以後J2棟）である（図1参照）。本建物は、1つの建物としては計測点数が多く、また、平面形状が単純な矩形であるため、基礎的な挙動を議論するのに適している<sup>3)</sup>。図2に、J2棟の立面図を示す。J2棟は2005年に竣工した地上20階、棟屋2階、高さ91.35mの鉄骨造超高層免震建物で、平面形状は15.8m×46.2mである。敷地が傾斜地に位置しており、1階の半分以上が周囲の土に埋もれているため、1階と2階の間に免震

表1 設計時における建物の動的特性<sup>5)</sup>

|         | 免震層<br>固定時 | 微小<br>変形時 | $\gamma=50\%$<br>(レベル1相当) | $\gamma=150\%$<br>(レベル2相当) |
|---------|------------|-----------|---------------------------|----------------------------|
| 短辺方向(X) | 2.179秒     | 2.869秒    | 3.608秒                    | 4.231秒                     |
| 長辺方向(Y) | 2.507秒     | 3.099秒    | 3.785秒                    | 4.379秒                     |

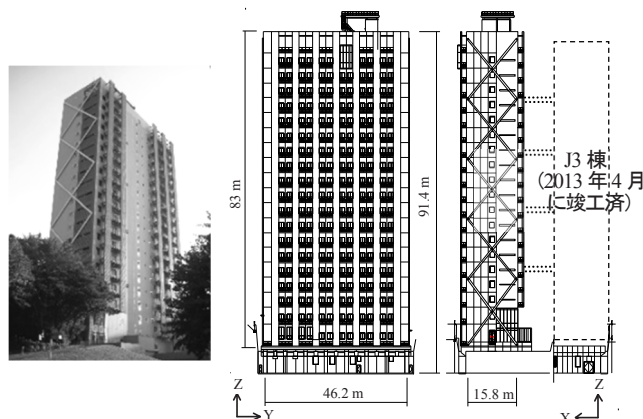
 $\gamma$ : せん断ひずみ

図1 J2棟の外観

図2 J2棟立面図

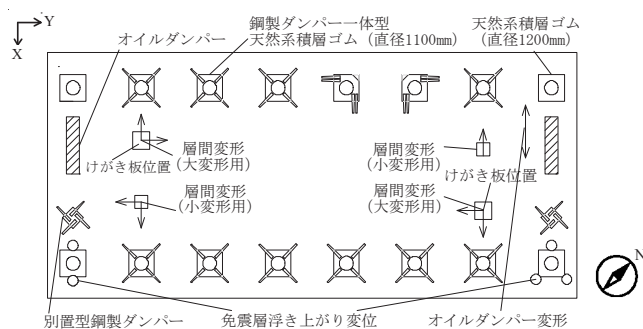


図3 免震層変位計および免震装置の配置

層を有する中間層免震構造が採用されている。上部構造はCFT柱を用いた鉄骨造、基礎および1階は鉄筋コンクリート造である。また、基礎構造はN値50以上の土丹層を支持層とする直接基礎（布基礎）である。上部構造は短手方向（X方向）の塔状比が5を超える扁平な形状の建物であるため、X方向には水平剛性を高めるために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いる<sup>5)</sup>。表1に設計時における建物の動的特性を示す<sup>5)</sup>。メガブレースの設置により、上部構造の短辺方向の固有周期は、長辺方向より短い程度となっている。なお、現在は隣にJ3棟が建設され、J2棟と連

結されているが(2013年4月竣工), 静岡県東部地震時(2011年3月15日)はJ3棟の2階床の躯体工事中であり, J2棟とは連結されていなかったため, J2棟を独立した建物とみなす。図3に免震層変位計および免震装置の配置を示す<sup>6)</sup>。なお, J2棟頂部には風速計が設置されており, 常時風応答観測を行っている。J2棟には計27chの加速度計(2F, 7F, 14F, 20F), 免震層(MF)には計13chの変位計が設置されている。加速度計・変位計はそれぞれ40Hzのアナログローパスフィルタを介して100Hzで収録されている。免震層は直径1100mm(鋼製ダンパー一体型), 1200mmの天然ゴム系積層ゴム(NRB1100, NRB1200)計16基, 別置型鋼製ダンパー2基, オイルダンパー2基(X方向のみ)から構成されている。なお, 鋼製ダンパーの降伏変位は3.17cmである。

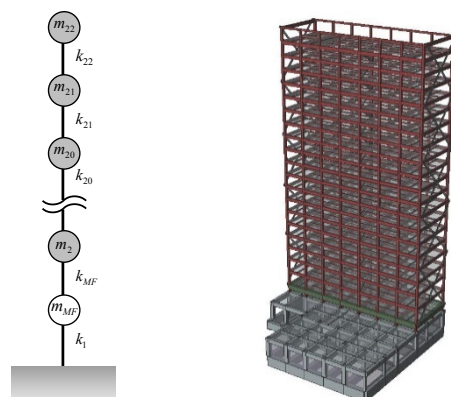
## 2.2 解析モデル概要

本報では, 設計図書に基づきJ2棟を再現した多質点等価せん断型モデルおよび3次元部材モデルを用いて検討を行う。図4(a)に, 等価せん断型モデル, 図4(b)に, 3次元部材モデルの概要を示す。

等価せん断型モデルは22質点とし, 固有周期および層剛性は設計図書に基づき設定している。免震材料の振動モデルとして, 復元力特性は鋼製ダンパーにはノーマルバイリニアを採用し, 天然系積層ゴムを線形弾性としている。解析刻みは0.01秒とし, 上部構造の減衰定数は2%の剛性比例型, 免震層は0%として応答解析を行う。

3次元部材モデルは, 設計図書から部材モデルを作成し, 各階外周部の梁に等分布荷重を与えることで重量を調整した。また, 免震層は, 天然ゴム系積層ゴム支承はマルチシアスプリング要素, U型鋼製ダンパーは標準バイリニア型, オイルダンパーはマクスウェル要素でモデル化した。減衰定数は, 上部構造2%の剛性比例型とし, 免震層を0%とした。解析モデルの固有周期は上部構造で2.12秒(X方向), 2.10秒

(Y方向), 建物全体でX方向, Y方向ともに2.79秒である。解析刻みは0.02秒とした。なお, 解析プログラムとしてRESP-F3T(Ver.1.5.1)を用いた。

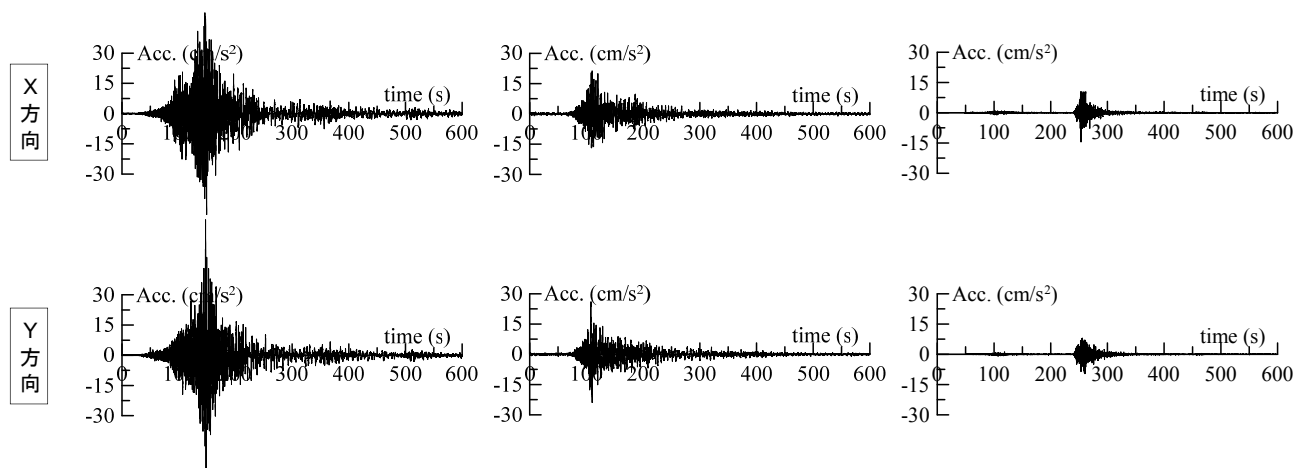


(a) 等価せん断型モデル (b) 3次元部材モデル

図4 解析モデル概要

## 3. 入力地震動の概要

本報では, 振動レベルが異なる記録である, 三陸沖地震(本震)(2011年3月11日14:46, M9.0), 茨城県沖地震(余震)(2011年3月11日15:15, M7.7), 静岡県東部地震(2011年3月15日22:28, M6.4)<sup>7)</sup>を用いて分析を行う。なお, J2棟の1階の半分以上は周囲の土に埋もれており, 1階はRC構造のため上階より剛性が高く, 三陸沖地震発生時においてもほとんど変形していなかったため, 本報では免震層床を本建物の基部として考え, 免震層床で観測された記録を地動加速度として, 解析モデルに作用させる。図5に, 検証する地震動のX方向およびY方向の加速度時刻歴波形を示す。三陸沖地震および茨城県沖地震は, X方向, Y方向ともに鋼製ダンパーの降伏変位(3.17cm)を超える大きな振幅であることが確認できる。



(a) 三陸沖地震(2011年3月) (b) 茨城県沖地震(2011年3月) (c) 静岡県東部地震(2011年3月)

図5 加速度時刻歴波形

#### 4. 層剛性の算出方法

本研究では、実建物の振幅レベルの異なる地震応答観測記録に基づき、免震層および上部構造の層剛性を算出し、設計値との比較を行うことを目的としている。本報では、層剛性を算出する手法の妥当性を検討するために、層剛性は設計質量および得られた応答加速度を用いて以下の手順により算出する。各層のせん断力  $Q_i(t)$  は式(1)に示すように、設計図書に基づく各層の質量  $M_i$  と絶対加速度  $\ddot{X}_i(t)$  の積の合力で求められる。

$$Q_i(t) = \sum_{j=i}^n M_j \ddot{X}_j(t) \quad (1)$$

ここに、 $n$ ：層数

層間変位  $\delta_i(t)$  については、上下階の加速度の差を2階積分して算出する（式(2)）。加速度2階積分より算出する手法および変位の精度に関しては文献8)にて確認している。

$$\delta_i(t) = \iint (\ddot{X}_{i+1}(t) - \ddot{X}_i(t)) dt \quad (2)$$

各層の加速度記録より算出した  $\delta_i - Q_i$  の履歴曲線から最小二乗法によって層剛性  $K_i$  を算出する。

#### 5. 多質点等価せん断型モデルを用いた層剛性の算出

本章では、多質点等価せん断型モデルを用いて時刻歴応答解析を行い、得られた応答加速度および設計質量から層剛性を算出し設計値との比較を行う。なお、入力地震動は三陸沖地震である。

図6に、等価せん断型モデルのX、Y方向における免震層および上部構造（5、10、15層）の履歴曲線および最小二乗法より算出した近似直線  $K_i$  と設計値の比較を示す。なお、免震層は、X、Y方向ともに鋼製ダンパーの降伏変位を超える振幅を確認したため、降伏変位以降のデータを全て除き、弾性範囲での記録から剛性を算出している。図6より免震層および上部構造ともに、層剛性は設計値と一致することが確認できる。図7に、X、Y方向における算出した層剛性  $K_i$  および設計剛性  ${}_D K_i$  の高さ方向分布を示す。図7より、全ての層において設計値と層剛性が一致することが明らかであることから、建物を等価せん断型と仮定した場合の層剛性は、精度良く算出できることを確認した。

#### 6. 3次元部材モデルを用いた層剛性の算出

##### 6.1 層せん断力分布係数の違いによる層剛性の比較

本節では、設計図書に基づき指定した層せん断力係数  $C_{Di}$  および、動的解析結果の層せん断力の高さ方向分布より算出した層せん断力係数  $C_i$  のそれぞれを建物に作用させたときの静的解析結果の層剛性（それぞれ  ${}_s K_{CDi}$ 、 ${}_s K_{Ci}$ ）を比較する。なお、 $C_i$  は三陸沖地震、茨城県沖地震、静岡県東部地震の3波の平均値を使用した。

図8に層せん断力係数の高さ方向分布を、図9に静的解析



図6 上部構造の履歴曲線の比較（等価せん断型モデル）

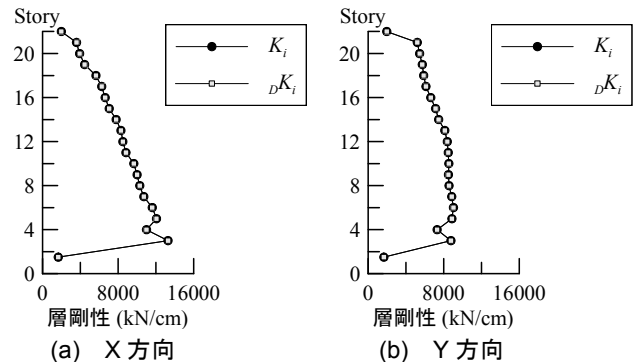


図7 層剛性の高さ方向分布と比率（等価せん断型モデル）

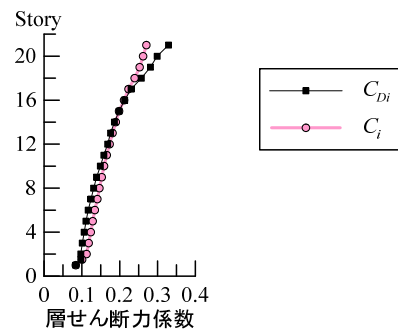


図8 層せん断力係数の高さ方向分布

結果の層剛性の高さ方向分布と比率  ${}_s K_{Ci} / {}_s K_{CDi}$  を示す。図8より、 $C_{Di}$  は  $C_i$  と比較して下層では層せん断力係数が小さく、逆に上層では大きくなっていることが分かる。図9より、 ${}_s K_{CDi}$  は  ${}_s K_{Ci}$  と比較して頂部の剛性はX方向では約20%、Y方向では8%小さくなるものの、それぞれの層剛性の誤差は小さいことを確認した。つまり、静的解析を行う際の層せん断力分布係数の違いが等価せん断モデルの剛性に与える影響は小さいことが確認された。



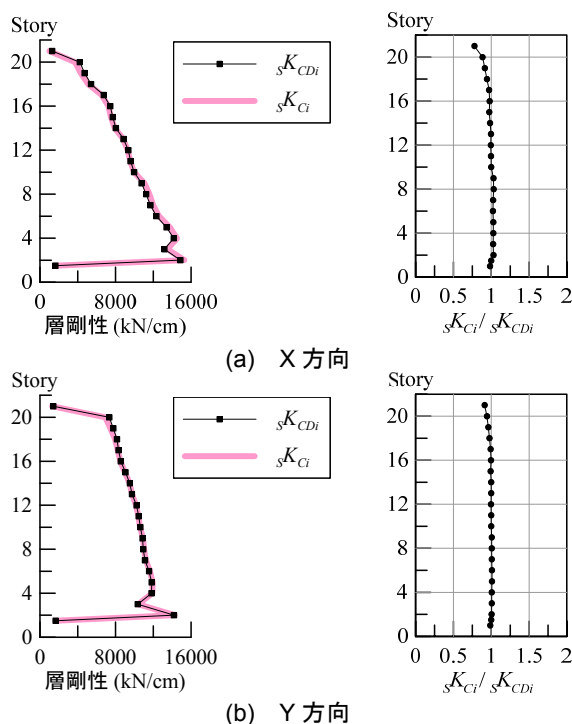


図9 層せん断力係数の違いによる層剛性と比率  
(3次元部材モデル)

## 6.2 3次元部材モデルに基づく層剛性の算出

前章で等価せん断型モデルは、全層において層剛性を精度良く算出できることを確認した。本章では、J2棟を再現した3次元部材モデルを用いて、静的解析および動的解析を行い、それぞれの層剛性を比較し、地震応答時の建物剛性の算出手法の検討を行う。

静的解析の層剛性は、静的弾性解析により求めた層せん断力と層間変形から算出される。動的解析の層剛性は、層せん断力および層間変形の履歴曲線から最小二乗法により算出される(4章、前述)。入力地震動は、三陸沖地震、茨城県沖地震、静岡県東部地震である。

図10に3次元部材モデルを用いたときの、X、Y方向それぞれにおける静的解析時の層剛性(以下、 $sK_i$ )および動的解析時の層剛性(以下、 $dK_i$ )とそれらの比率 $dK_i/sK_i$ を示す。図10(a)より、免震層の $K_i$ は $sK_i$ と概ね一致することが確認できる。上部構造のX方向における16層以下の $dK_i$ は、 $sK_i$ と良い対応を示すが、16層よりも上層になるにつれて誤差が大きくなり、最上層で約45%剛性を小さく評価していることが確認できる。一方、図10(b)のY方向における18層以下の $dK_i$ は、 $sK_i$ と良い対応を示すが18層よりも上層になるにつれて誤差が大きくなり、最上層で約20%剛性を小さく評価していることが確認できる。次に、高次モードの影響の有無を確認するために固有周期を3次元部材モデルの1次固有周期と同じに設定した正弦波を用いて分析を行う。図10より、正弦波を入力した場合においても他の3波と同様の結果が得られたことから、静的解析結果と動的解析結果に誤差が生じる理由は高次モードの影響ではないことが分かった。

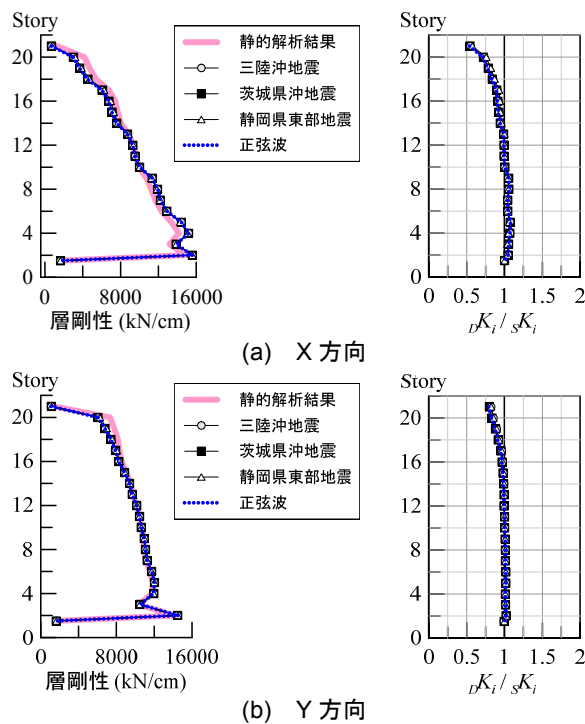


図10 静的解析および動的解析による層剛性と比率  
(3次元部材モデル)

## 7. まとめ

本報では、実建物の地震応答時における層剛性を応答加速度および設計質量から算出する手法の妥当性を確認するために、東京工業大学 J2 棟を再現した多質点等価せん断型モデルおよび3次元部材モデルを用いて、免震層および上部構造の層剛性を設計値と比較した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 多質点等価せん断型モデルより算出される層剛性は、設計値と一致することを確認した。
- (2) 設計値および動的解析結果より算出した層せん断力係数を用いた層剛性を比較した結果、それぞれの層剛性の誤差は小さかったことから、静的解析を行う際の層せん断力分布係数の違いが等価せん断モデルの剛性に与える影響は小さいことを確認した。
- (3) 3次元部材モデルの静的応答時と動的応答時における建物の層剛性は、X方向では16層以下、Y方向では18層以下において、静的解析と動的解析の剛性評価が良い対応を示したが、上層になるにつれて誤差が大きくなることを確認した。
- (4) 対象モデルの固有周期に合わせた正弦波を使用して動的解析を行った結果、他の地震波と同様に上層部での誤差が生じたことから、静的応答時と動的応答時の層剛性の誤差の原因は高次モードによる影響ではないことを確認した。

本報その2では、J2棟の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算出し設計値と比較する。また、東北地方太平洋沖地震発生前後における剛性変化の分析を行う。謝辞および参考文献は、その2にまとめて示す。

\*1 東京工業大学