

【3.2.2 強風観測結果】成果

23号館(免震棟)の強風時実挙動観測

大熊武司¹, 安井八紀², 下村祥一¹, 小賀伸一³

(*1:神奈川大学工学部建築学科,*2:(株)泉創建エンジニアリング)

(*3:当時神奈川大学工学部建築学科)

1. はじめに

外乱に対する構造物の挙動を把握する場合には、その外乱に対する実挙動を捕らえ、その特性を把握することが重要である。しかしながら、免震建物は急速に普及しつつあるものの、竣工後からの使用年数が短いことから、歴史的な強震や台風などの外乱に遭遇した事例は少なく、その情報も乏しいのが現状である。

筆者らは、この現状を鑑み、神奈川大学23号館を対象として常時微動測定、地震および風外乱に対する実挙動観測を行い、振れ振動特性、固有振動数、減衰特性、振動モード、免震層の復元力特性等について文献1)~4)に公表している。以下にその要点を示す。

2. 対象建物および観測概要

2.1 建物概要

観測対象である神奈川大学23号館は、図1に示すように地上8階建て塔屋2階、地下2階で、免震層は地下2階と地下1階の間に設けられている。免震部材には、天然ゴム系積層ゴム、鉛ダンパーおよび鋼棒ダンパーが用いられており、再現期間100年の風速に対しダンパーが降伏しないように設計されている。また、設計時の固有振動数は表1に示す通りである。また、免震層の偏心は、X方向で0.1m以下、Y方向で約0.5mと小さい。

2.2 風応答観測、地震応答観測概要および常時微動測定概要

風応答観測項目は、塔屋屋上における風向風速、建物8階における加速度3成分である(図1)。

地震応答観測では、地下2、地下1、3、6、8階の図1に示すP1点におけるX方向およびY方向の加速度である。常時微動測定は、風観測に先立って建物竣工後に実施した。測定では、XあるいはY方向について、地上点と地下1、2、4、6、8階に各1点ずつ、6点同時に速度時系列を測定した。地上点の測定位置は図1に示すB点、建物内計測点はA点の位置で、A点は設計上の重心位置に相当する。因みに、常時微動計測時の横浜地方気象台での10分平均風速は0.8m/s~3.1m/sであった。

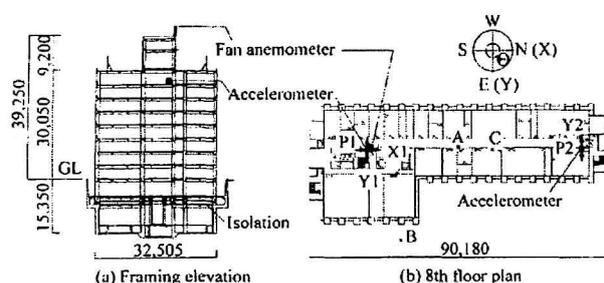


図1 建物概要および観測点概要

表1 設計時の固有1次振動数(Hz)

| | X | Y | 振れ |
|-----------------|------|------|------|
| 免震層固定時 | 1.18 | 1.14 | 1.28 |
| 免震層初期剛性時(上部弾性体) | 0.72 | 0.70 | 0.74 |
| 免震層初期剛性時(上部剛体) | 1.38 | 1.38 | - |

3. 観測結果

3.1 観測対象データ

0115号台風が接近した際に、最も高い最大瞬間風速32.0m/sを記録した。0115号台風接近時の10分統計時系列を図2に示す。風応答観測での対象データは、応答加速度の大きい時刻である9月10日10時～17時ならびに11日6時～13時に記録された86データとする。なお、観測される風速は風向によっては建物自身の影響を受けるものと予想されたため、その結果に基づいて平均風速を補正した。

地震応答観測では、最も大きな最大応答加速度(X方向65.4mm/s²、Y方向75.2mm/s²)が得られた2001年9月18日4時24分に東京湾を震源地(M4.4、震央距離19km)とする記録を対象とする。

3.2 応答加速度の時刻歴

図3は最も大きな応答加速度を記録した台風時(サンプルA)のY方向の加速度応答波形である。振れ振動が生じていることがわかる。

3.3 応答加速度のスペクトル特性

(1)常時微動 常時微動記録から地上のパワースペクトル密度のアンサンプル平均で除して評価した8階の伝達関数を図4に示す。XおよびY方向共に1.6Hz以外には卓越したピークは認められない。

(2)地震応答 地震観測記録から、常時微動と同様な手法によって求めた伝達関数を図5に示す。XおよびY方向共に1Hz付近以外には卓越したピークは認められない。

(3)風応答 図6に事例として図2に示すサンプルAおよびサンプルBの応答加速度のパワースペクトル密度を示す。また、サンプルAについては、2点のY方向の応答加速度から次節に示す方法で推定したY方向の並進成分ならびに振れ成分のパワースペクトル密度を併せて示している。なお、この振れ成分は、Y2成分測定点での値に換算した加速度である。

図6に示すように、時刻BのY2成分においては、並進成分と振れ成分の明確なピークが見られるが、サンプルAでは明瞭なピークが認

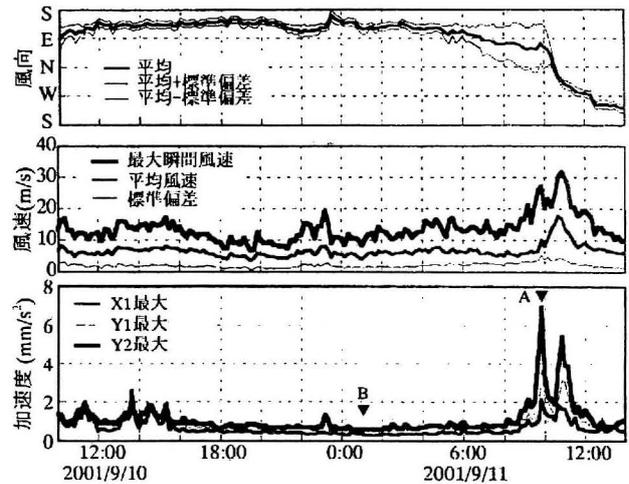


図2 風向風速および応答加速度の観測結果

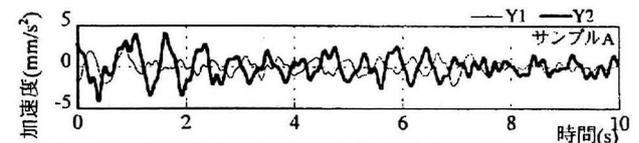


図3 風応答観測における応答加速度時刻歴の事例

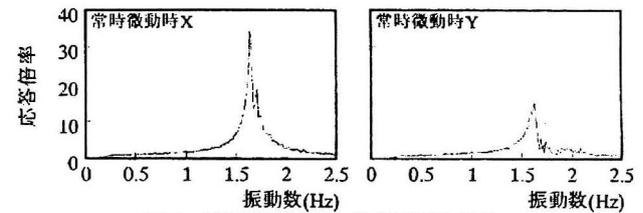


図4 常時微動時の伝達関数(8F)

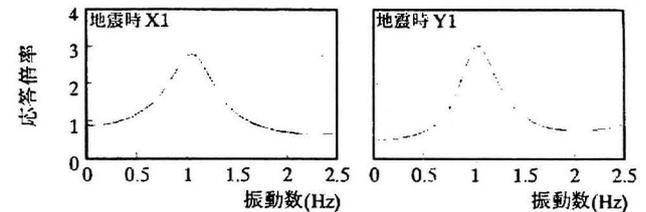


図5 地震観測における伝達関数(8F)

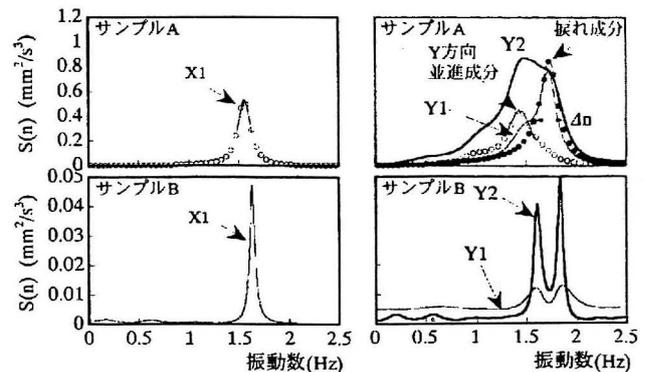


図6 風応答加速度のパワースペクトル密度(8F)

められない。サンプルAにおいては、減衰の増加に伴いY方向成分および振れ成分のパワースペクトル密度のバンド幅が広くなり、両者のピークが不明瞭になったものと考えられる。

両サンプル共にY1およびY2成分には、並進成分と同等以上の振れ成分が含まれ、並進成分以外に卓越したピークが認められなかったY1成分の地震時のスペクトル特性と異なる(図5参照)。

XおよびY方向の並進成分と振れ成分のピーク振動数に着目し、サンプルAとサンプルBを比較すると、いずれの成分においても応答加速度の大きいサンプルAの方が振動数が低い。サンプルBの並進成分のピーク振動数は概ね常時微動のピーク振動数に一致している。なお、両サンプルの並進成分のピーク振動数は地震時のピーク振動数より高い。

3.4 振れ中心の推定

図6のサンプルAのY2成分のように、明瞭なピークを持たないパワースペクトル密度から直接固有振動数や減衰定数を推定することは困難である。そこで、以下に示す方法によって、振れ中心、Y方向並進成分および振れ成分の時刻歴を求め、この時刻歴から固有振動数および減衰定数を推定した。

P1点を原点とし、P1からP2に向かってx軸をとる。P1からP2の距離をL、P1およびP2のY方向加速度時刻歴(Y1, Y2)をY1(t)およびY2(t)と表記すると、振れ成分の応答角加速度Q(t)は(1)式のように、x軸上の点x₀のY方向の応答加速度時刻歴は式(2)のように表される。

$$\theta(t) = (Y_2(t) - Y_1(t)) / L \quad (1)$$

$$Y_0(t) = Y_1(t) + x_0 \cdot \theta(t) \quad (2)$$

ここで、評価時間10分に対して振れ中心が一定の点に位置すると仮定すると、振れ中心は振れ成分のハーフパワーに相当する部分(図6のΔn部分)の占める割合が、パワースペクトル密度全体に対して最も小さくなる点であるから、この条件を満たすx軸上の点を求めればよいことになる。

対象データに対して振れ中心を推定した結果、その平均値は、設計時に想定した免震層の剛心位置(図1のA点)から約12m北側(図1のC点)となり、そのばらつきは2.9mであった。

3.5 応答加速度のピークファクター

応答加速度とピークファクターの関係をXおよびY方向の並進成分と振れ成分について図7に示す。なお、振れ成分はP2の位置(図1参照)に換算したY方向の加速度である。ピークファクターは3.7~8.8の範囲で大きくばらついているが、平均的には4~5程度の値である。

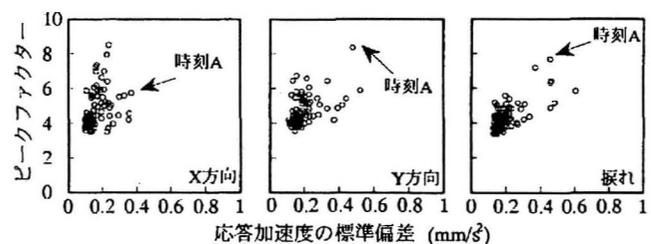


図7 応答加速度とピークファクター

3.6 平均風速と応答加速度の関係

平均風速とY方向および振れ成分の応答加速度の標準偏差との関係を図8に示す。なお、振れ成分はP2の位置(図1参照)に換算したY方向の加速度であり、風向の標準偏差が30度以下のデータに限定している。

いずれの成分共に風速の増加に伴って応答加速度が大きくなっている。高い風速域では、振れ成分の応答加速度の標準偏差が

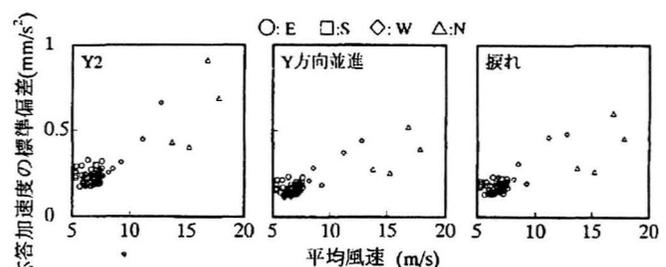


図8 平均風速と応答加速度の関係

並進成分の標準偏差を若干上回っている。

3.7 固有振動数および減衰定数

常時微動時の固有1次振動数および減衰定数を表2に示す。

表1と表2を比較すると、常時微動測定結果より推定した固有1次振動数はX、Y両方向共に約1.6Hzで、設計時に想定した免震層が初期剛性時の固有1次振動数よりも高く、加えて上部構造を剛体とした場合よりも高い。また、減衰定数は、X方向で1.2~1.5%程度と手法によらず概ね一定で、Y方向では1.9~3.8%と手法による減衰定数に差が認められる。

風応答観測において得られた応答加速度の時系列データ、ならびに前述した方法で推定した並進成分および振れ成分について10分を単位にパワースペクトル密度を求め、このパワースペクトル密度から固有1次振動数、減衰定数を推定した。X方向はX1成分を用いて並進成分とし、振れ成分の加速度はP2の位置(図1参照)でのY方向の加速度に換算した。応答加速度と固有1次振動数ならびに減衰定数の関係を図9および図10に示す。なお、同図には地震観測記録および文献5)の振動実験から得られた減衰定数も併せて示している。

固有1次振動数は、いずれの方向においても応答加速度が大きくなるに従って低くなる傾向が認められる。最大応答加速度が1.0mm/s²以下では、常時微動時の固有振動数と一致し、XおよびY方向共に約1.6Hzである。今回得られた風応答の大きさの範囲では、Y方向の固有振動数は1.5Hzを若干下回る程度まで低下している。さらに、最も大きな最大応答加速度(X方向65.4mm/s²、Y方向75.2mm/s²)が記録された地震時には、X、Y両方向共に約1Hzまで固有振動数が低下している。表1と比較すると、風応答観測記録および地震応答観測記録より求めた固有1次振動数は、設計時に想定した免震層が初期剛性時の固有1次振動数よりも高く、加えて上部構造を剛体とした固有1次振動数よりも高い。

減衰定数は、固有1次振動数とは逆に、応答加速度が大きくなるに従って大きくなる傾向が認められる。また、固有1次振動数に比較して推定値のばらつきが大きい。減衰定数の値としては、最大応答加速度が1.0mm/s²以下では、X方向では2%前後、Y方向および振れで2~8%であり、常時微動時と同程度以上の値となっている。今回得られた風応答の大きさの範囲では、Y方向で10%を上回る程度まで増加している。さらに、地震時には18~20%の減衰定数となっている。これは、後述する免震層の履歴減衰によるものと考えられる。

3.8 振動モード

図11に常時微動時および地震時の伝達関数から推定した固有1次振動モードを示す。地震時の固有1次振動モードと常時微動時の固有1次振動モードを比較すると、免震層の変形角がより一層大

表2 常時微動時の固有1次振動数および減衰定数

| | | 固有振動数 (Hz) | | 減衰定数 (%) | |
|------------|------|------------|------|----------|------|
| | | X | Y | X | Y |
| 常時微動時 | RD法 | 1.62 | 1.57 | 1.16 | 1.90 |
| | 伝達関数 | 1.64 | 1.61 | 1.49 | 3.79 |
| パワースペクトル密度 | | 1.62 | 1.59 | 1.34 | 2.58 |

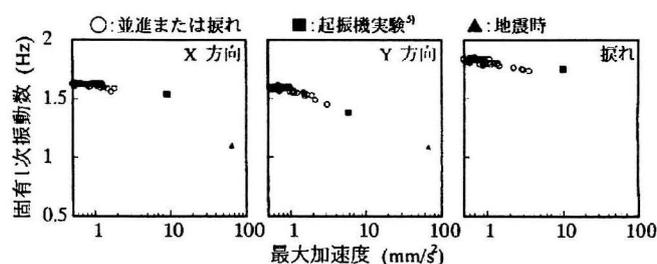


図9 応答加速度と固有1次振動数の関係

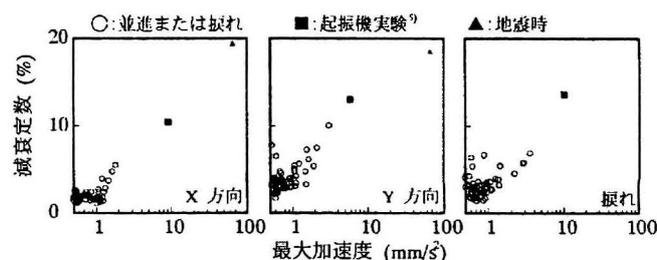


図10 応答加速度と減衰定数の関係

きくなっていることがわかる。固有振動数から判断して、風応答時の振動モードは、常時微動時の振動モードに近いものと考えられる。

3.9 剛性分布と免震層の復元力特性

建物をせん断構造物とし、固有振動数で正弦運動していると仮定して、振動モードおよび質量より求めた各層の剛性分布を図12に示す。ただし、振動モードが得られていない層については、隣接層の値から直線で内挿あるいは外挿した。

常時微動時の上部構造の剛性は、X方向では設計値(初期剛性時)の約2倍、Y方向では2~3倍程度の値となっている。一方、免震層の常時微動時の剛性は設計値の10~15倍である。地震時の上部構造のXおよびY方向の剛性は、下層においては常時微動時の剛性と設計値の中間的な値に位置し、上層部では常時微動時の剛性と概ね一致する。一方、地震時の免震層の剛性は、X、Y方向共に常時微動時には設計値の10数倍あった剛性から約3倍まで低下している。免震層の剛性が、上部構造に比較して地震時に急激に剛性が低下していることがわかる。

X方向を事例として、地震時の加速度時系列から推定した免震層のせん断力と地下2階を含めた免震層の変形との関係を、設計(初期剛性)時および各外乱時の剛性と併せて図13に示す。なお、同図は振動時間の大半を占める部分を拡大したものである。層せん断力は、各層の加速度時系列に各層の質量を乗じ、それらを合算することで評価した。ただし、測定されていない層の加速度は、隣接層の値から直線で内挿あるいは外挿した。変形は、地下2階と地下1階の加速度をTrifunacの方法³⁾により評価した。

振動時間の大半を占める変形が±0.2mm以下の領域の平均的な剛性と地震時の振動モードから推定した剛性とは概ね一致している。この領域においては、Bilinearに近い復元力特性になっており、常時微動の振動モードから推定した剛性が、この復元力特性の弾性剛性に相当する剛性と同等の値となっている。このように免震層は低振幅域でも弾塑性的な挙動を示し、この挙動が大きな履歴減衰を誘発していると考えられる。また、固有振動数および減衰定数から判断して、風応答時においても弾塑性的に挙動しているものと推察される。

4. まとめ

神奈川大学23号館の風応答観測、常時微動測定ならびに地震応答観測を行い、加速度応答性状を調査した。その結果、以下のような知見を得た。

- 1) 地震時にはみられなかった捩れ振動は、風応答においては建物端部で並進成分を上回るような場合も生じる。
- 2) 風応答時の応答加速度のピークファクターは平均的には4~5程度の値である。
- 3) 常時微動時および風応答時において8階の最大応答加速度が 1mm/s^2 以下の場合には、固有1次

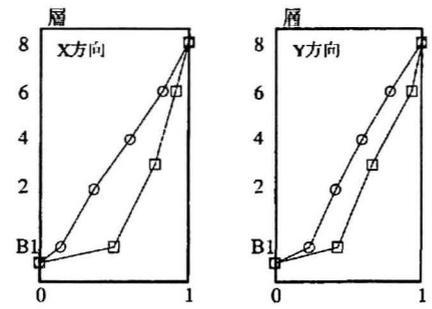


図11 振動モード

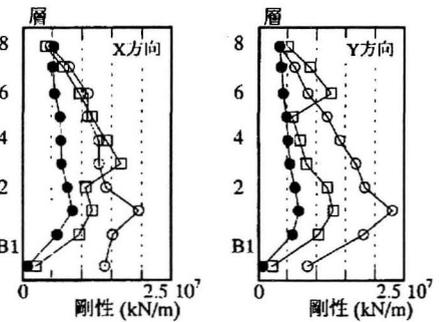


図12 剛性分布

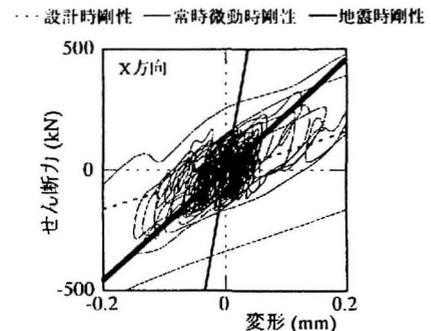


図13 免震層の復元力特性

振動数はXおよびY方向共に約1.6Hzであった。風応答で最も大きな応答加速度(6.9mm/s²)が得られた10分のデータに着目すると、Y方向の固有1次振動数の場合1.5Hzを下回り、さらに地震時(8階での最大応答加速度:X方向65.4mm/s², Y方向75.2mm/s²)には、X,Y両方向共に約1Hzまで低下した。これらの固有1次振動数は、設計時に想定した免震層が初期剛性とした固有1次振動数より高い値である。

- 4) 固有1次振動数に対応する減衰定数は、風応答時において8階の最大応答加速度が1mm/s²以下の場合には2~8%であり、常時微動時と同程度以上であった。風応答で最も大きな応答加速度が得られた10分のデータに着目すると、Y方向の減衰定数の場合10%を若干上回る程度まで増大し、さらに地震時には18~20%まで増加した。

質量分布と常時微動時の固有振動数と振動モードから剛性を推定した結果、常時微動時の剛性は上部構造で設計値(初期剛性時)の2~3倍、免震層で10~15倍であった。同様に地震時について推定した結果、上部構造および免震層共に低下し、設計値に近い値となった。特に、免震層の剛性の低下が顕著であった。

- 6) 質量分布と地震時の応答加速度から推定した免震層の復元力特性はBi-linearに近い形状となり、低振幅域でも弾塑性的挙動を示し、大きな履歴減衰が得られることが明らかとなった。また、復元力特性の弾性剛性は常時微動時の剛性に概ね一致した。

参考文献

- 1) 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
- 2) 下村祥一, 大熊武司, 安井八紀, 小賀伸一: 神奈川大学23号館(免震棟)の風応答性状に関する研究 その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.207-208, 2002.8
- 3) 小賀伸一, 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一: 神奈川大学23号館(免震棟)の風応答性状に関する研究 その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.209-210, 2002.8
- 4) 安井八紀, 大熊武司, 小賀伸一, 下村祥一: 中層免震建物の強風時実挙動観測, 第17回風工学シンポジウム, pp.445-450, 2002.12
- 5) 安達直人, 引田智樹, 内山正次, 大熊武司: 神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験(その3. 23号館(免震棟)免震層の復元力特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.811-812, 2001.9
- 6) Trifunac M.D et.al: Recent Developments in Data Processing and Accuracy Evaluations of Strong Motion Acceleration measurements, Proc. of 5th WCEE, 1973.6