

神奈川大学 23 号館の地震・台風時の挙動

大熊 武司* 島崎 和司** 安井 八紀***

Response of the 23th building during earthquakes and typhoons

Takeshi OHKUMA*, Kazushi SHIMAZAKI**, Hachinori YASUI***

1. はじめに

神奈川大学では、1998 年、創立 70 周年記念として横浜キャンパス再開発事業を開始し、2001 年 3 月末、本館（1 号館）が角形鋼管 CFT 柱と鉄骨梁で構成される複合構造により、また、工学部の講義棟・研究棟の一部が統合（23 号館）されて免震構造により新築された。この再開発事業にあわせて 1999 年度末、大学の支援のもと、工学部建築学科・工学研究科建築学専攻の構造システム系教員をコアメンバーとする「地震・台風災害の制御低減研究プロジェクト」がスタートした（神奈川大学 TEDCOM プロジェクト。ホームページへのアクセス：「TEDCOM プロジェクト」）。

本プロジェクトの大きな目的の 1 つに「地震時・台風時の実挙動観測」があり、完成後直ちに観測を開始した。成果の一端は 2002 年 3 月に開催した「地震・台風災害の制御・低減に関するシンポジウム」において報告させて頂いたが、東日本大震災をもたらした本年 3 月 11 日の東北地方太平洋地震では本学も震度 5 強の大きな地震に見舞われ、また、9 月の台風 15 号では 21 日に最大平均風速約 20 メートル毎秒の強風に曝された。

残念ながら、3 月 11 日当時は地震観測システムが定期点検中で観測記録は限られたものになってしまったが、台風 15 号時の 23 号館（免震棟）の挙動について分析が一段落したこの機会に、東北地方太平洋地震時および台

風 15 号時の挙動を、これまでの観測記録を踏まえながら報告させて頂くことにした。

2. 23 号館概要

23 号館は、写真 1 に示すような地下 2 階・地上 8 階・塔屋 2 階の工学部研究室、実験室、講義室及び図書館書庫からなる建物である。軒高は 30.05m、最高部高さは 39.25m で、階高は地上階 3.7m、地下 1 階実験室は 5.0m、地下 2 階書庫は 6.0m である。構造種別は鉄筋コンクリート造で、地下 2 階と地下 1 階床の間に免震部材を設置した免震建物となっている。免震部材には、アイソレータとして天然ゴム系積層ゴム、エネルギー吸収部材として鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーを用い、上部構造の重心と免震部材の剛心が一致するように配置されている。上部構造の架構形式は、X 方向（長手方向）、Y 方向（短手方向）共に純ラーメン構造とし、下部構造（地下 2 階部）は、上部構造の基礎部として十分な剛性、耐力を持つ剛構造としている。基礎は、

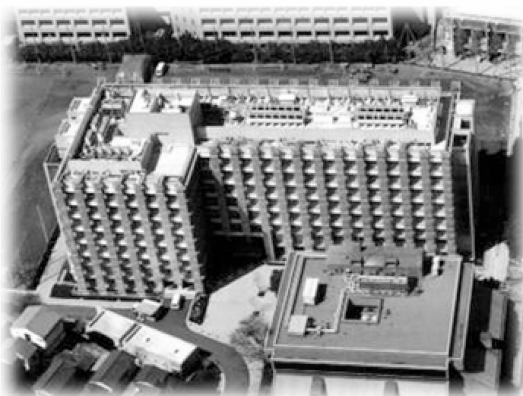


写真 1 神奈川大学 23 号館 遠景

*名誉教授、工学研究所客員教授

* Professor Emeritus

**建築学科 教授

**Professor, Dept. of Architecture

***泉創建エンジニアリング都市環境技術研究所

***Izumi Sohken Engineering Co., Ltd.

鉄筋コンクリート造べた基礎とし、GL-14m付近より現れるN値50以上の工学的基盤である相模層群砂礫層に直接支持させている¹⁾²⁾。

3. 地震時の挙動

3.1 地震観測概要

1) 地中観測

地中および地表での振動計測はボーリング坑を利用して、工学的基盤レベル（GL-21.8m）と地表レベル（GL-1.5m）において各々3成分の振動計測を行っている。工学的基盤で浅い地盤は主にローム層で構成され、N値10以下の軟弱層がGL-21.8mまで堆積している。

2) 高さ方向観測

設置した地震計はサーボ型加速度計（一部サーボ型速度計を併置）で8階、6階、3階、B1階、B2階の5箇所に、各設置階共にほぼ同位置に設置してある。設置位置および観測成分（X,Y,Z方向）を図1に示す。

3) 平面方向観測

免震層の平面的な挙動の観測のため、図2,写真2に示すように、長手方向の両端（X1-Y3, X20-Y3）に、X, Y2方向の免震層の相対変形が計測できるように変位計を設

置し、同一位置の免震層下部に3方向地震計を設置し、それぞれの位置での入力地震動を計測している。

これらの地震観測装置の内、地中観測と高さ方向観測の装置は、2011/3/11東北地方太平洋地震時においては点検中で、記録がとれていない。

3.2 これまでの観測結果³⁾⁻¹⁰⁾

1) 高さ方向観測

2011/3/11東北地方太平洋地震時においては点検中で、記録がとれていないため、これまでの記録のうちで最も震度が大きかった2005年7月23日千葉県北西部地震の記録の最大加速度を高さ方向にプロットしたものを図3に示す。工学的基盤であるGL-25.5mで、500mm/sec²程度であった最大加速度は、地表面近くで3倍に増幅されているが、建物への入力はおおよそ1/2~1/3となり、工学的基盤とはほぼ同じ値となっている。免震層でそれが約1/2に低減され、建物上層部ではほとんど増幅されておらず、免震効果が確認できる。また、上部構造の加速度分布はほぼ一定であり、剛体的に振動しているといえる。

2) 平面方向長期変動

図2に示した変位計測位置においては、竣工後1年を経過した後、免震装置の変形を下げ振りをを用いた手動によ

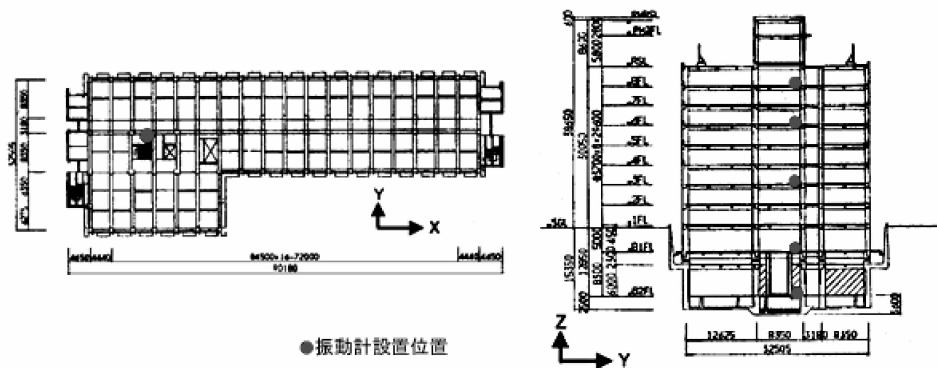


図1 高さ方向の地震観測位置

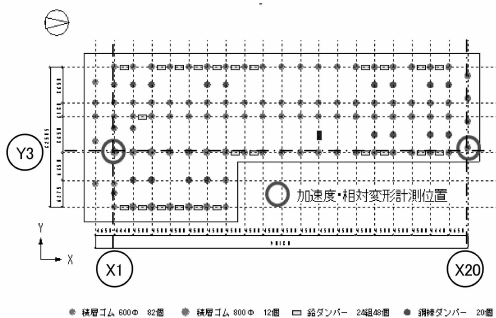


図2 免震層の平面方向の地震観測位置



写真2 免震層の変位観測装置と地震計

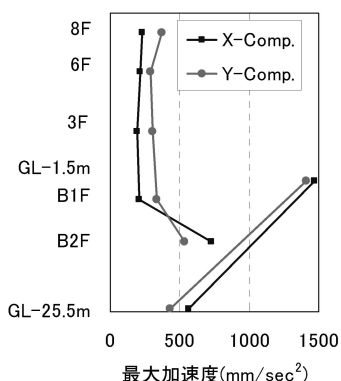


図 3 2005 年 7 月 23 日千葉県北西部地震の最大加速度の高さ方向の分布

る計測を、2005年からは地震観測装置による計測を行っている。図4はX1-Y3の積層ゴムと(図2の左側)とX20-Y3の積層ゴム(右側)の変位量の経過をコンクリートの表面温度とともに示している。符号は、図2に示したX,Y両方向の矢印の方向を正としている。

X方向変位は、未計測期間である竣工後1年までの間で、コンクリートの乾燥収縮により全体的に内側に変位し、その後コンクリート温度の上下とともに、収縮量が変動している。Y方向変位は、地震や強風などのイベント時に変位しており、免震層に残留変形が生じていると考えられる。強風時にY方向が大きく変位しているのは、Y方向の風に対して壁面の見付け面積が大きいためと考えられる。

3.3 2011/3/11東北地方太平洋地震

1) 地震動記録

図5にX1-Y3位置の本震の加速度記録の時刻歴を示す。入力加速度は50秒過ぎから大きくなり始め、200秒程度でおおむね収まるが、その後は4~5秒程度の周期の波が続いている。入力加速度のフーリエ振幅スペクトルを300秒間と各100秒区間に区切ったものを横軸を周期として図6に示す。全300秒区間、0-100、100-200秒区間では1-4秒の周期の波の振幅が大きい、200秒

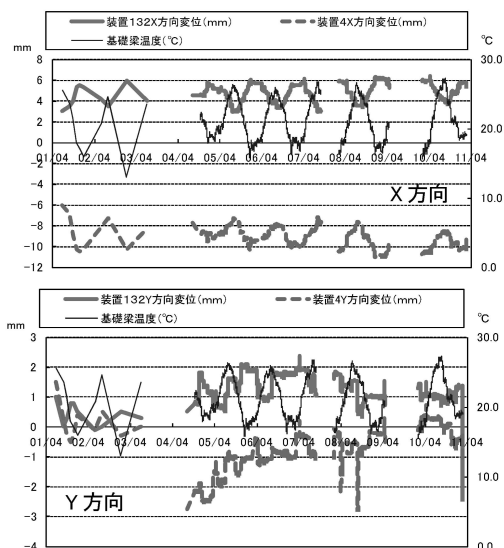


図 4 免震層の平面方向長期変動

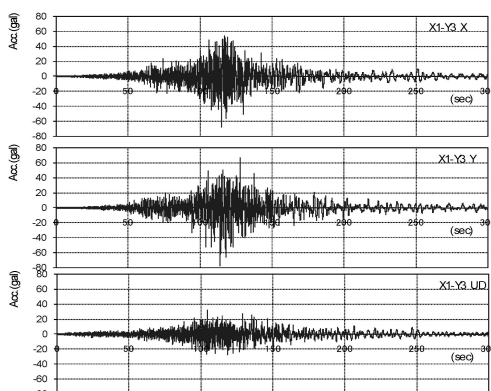


図 5 X1-Y3 の加速度記録(X,Y,UD)

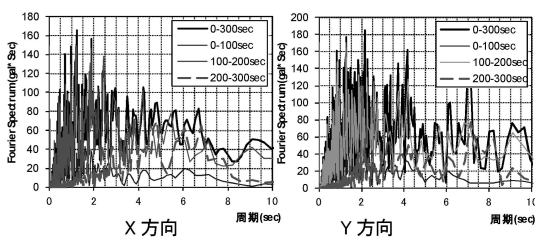


図 6 X1-Y3 の加速度記録のフーリエ振幅スペクトル

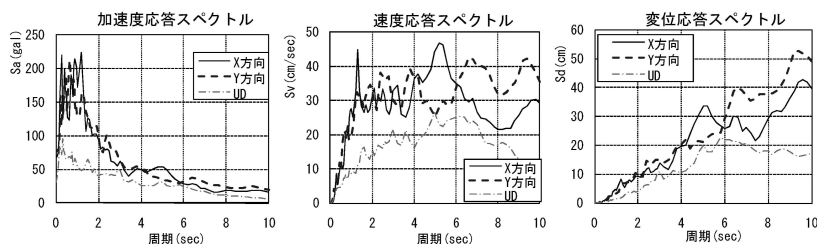


図 7X1-Y3 の加速度記録の応答スペクトル(h=0.05)

以降では3秒以下の波の振幅は小さく、X方向で4-7秒、Y方向で7-8秒の周期の波の振幅が大きい。図7に $h=0.05$ の応答スペクトルを示す。速度応答スペクトルを見ると、y方向では1秒強から10秒程度までほぼ一定であり、速度一定域がかなりの長周期まで続いており、周期が10秒程度では応答変位一定域になっていない。

2) 入力地震動の位相差

図8にX1-Y3, X20-Y3に設置した建物の両端での免震層への入力加速度の相関をX方向、Y方向それぞれ示す。図8(a)は本震、図8(b)は加速度記録が最も大きかった余震である。比較のため、過去に最大加速度記録を示した2005/7/23 千葉県北西部地震を図8(c)に示した。y=xの直線上で推移していれば、両端部の入力加速度が等しいことになり、ループ形状になっていけば、両者に位相差があることになる。図8(c)に示すように過去の関東地方の地震動では形状がループ状で、位相差が現れる傾向にあった。今回の本震ではX方向ではあまり位相差は見られないが、Y方向は楕円状になり、ある程度の位相差が見られる。

3) 免震層の相対変位記録

図9に0秒時の変形を初期値とした免震層のX1-Y3位置の相対変位記録の時刻歴を示す。100秒から200秒の区間で大きな応答値となっており、x方向で最大65.7mm、y方向で最大56.8mmの変形となっている。入力加速度の小さい200秒以降も小振幅で変形している。図10に入力加速度と同様に区間分けをした時刻歴のフーリエ振幅スペクトルを示す。全300秒区間、0-100、100-200秒区間では2-2.5秒の周期の波の振幅が大きく、建物がこの周期で揺れているものと考えられる。200秒以降では3秒以下の波の振幅は小さく、加速度波形と同様に長周期の波の振幅がやや大きい。

図11に建物の両端の免震装置の変位記録のY方向の相関を示す。横軸にX1-Y3のY方向変位を、縦軸にX20-Y3のY方向変位をとってプロットしている。最大変形時には 45° の線から外れ、振れを伴う振動をしている。図12は、縦軸に両端のY方向変位から求めた振れ角をとり、横軸にX1-Y3のY方向変位をとって示した関係である。最大のねじれ角はY方向最大変形時とは異なる時刻で生じており、ねじれによる最大変形の増大を考慮する場合、水平変位の最大値とねじれによる変形の最大値の絶対値とよりは少ないといえる。

4) 免震層の地震応答解析

計測された記録をシミュレーションするために立体弾塑性解析プログラム(RES-P-T)¹¹⁾により動的解析を行った。解析モデルは平面的な振れ応答を検討するため、図

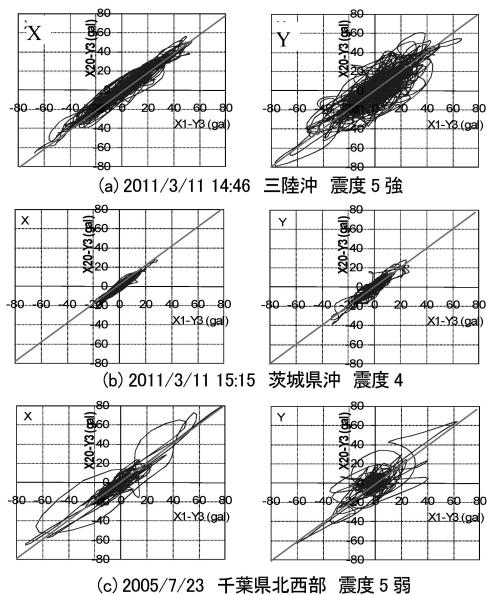


図8 建物の両端で記録された加速度記録の相関

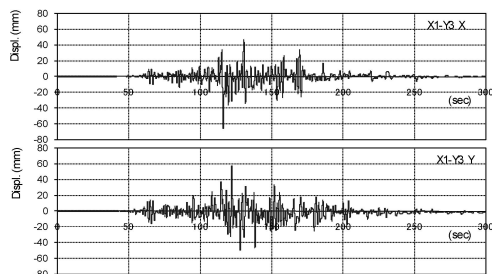


図9 X1-Y3 の免震層の相対変位記録(X,Y)

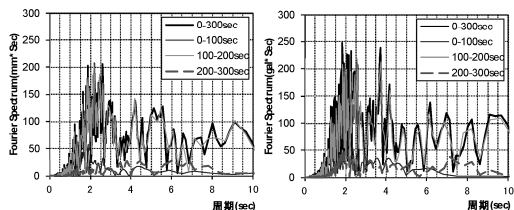


図10 X1-Y3 の相対変位記録のフーリエ振幅スペクトル

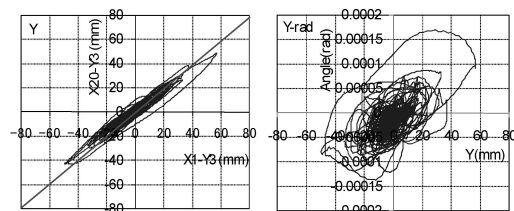


図11 建物の両端で記録された層間変位記録の相関

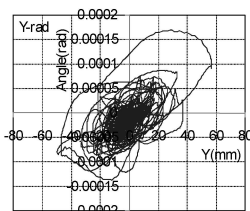


図12 Y方向変位-ねじれ回転角関係

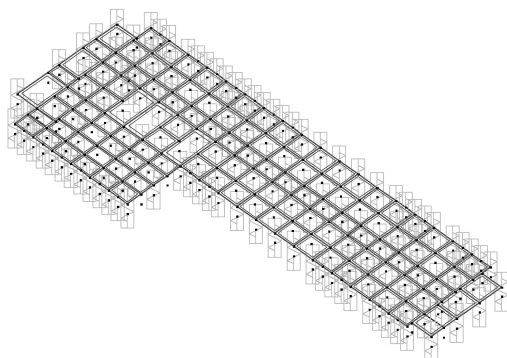


図 13 解析モデル

13に示すように上部構造は剛体振動するとして、全層の重量を基礎梁フレームの各節点に集中させた。スラブの面内剛性を考慮するため、スラブ厚200mmのシアパネル要素を組み込んだ。

免震装置は4本のパネに置換したMSSモデルとした。積層ゴム600φ82基、800φ12基、鉛ダンパー24基、鋼棒ダンパー20基を本建物の配置に準じて配置した。

2基1組となっている鉛ダンパーは、2倍の剛性と耐力を持つ1基の鉛ダンパーとして設置した。免震装置の復元力特性は、設計値を参考にして表2に示す値を設定した。鉛ダンパーの復元力特性は、これまでの地震時のシミュレーションにおいては図14の破線となるよう設定していたが、今回は設計値そのままの値とした。入力地震動は、X1-Y3で記録された水平2方向の加速度記録とした。

図15にX1-Y3とX20-Y3におけるX,Y両方向の解析結果と計測記録の時刻歴の比較を、図16にX1-Y3の変形の大きい区間の時刻歴の比較を示す。残留変形に多少の違いはあるが、おおむね対応している。図17は両端のY方向変位をXY軸にとり、その相関を計測値と比較して示したものである。解析結果はあまり45°の線から外れていない、計測結果に比べてねじれが少ない結果になっている。

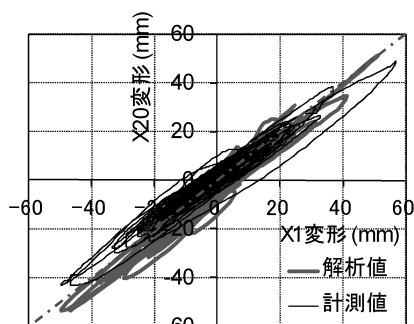


図 17 建物の両端の層間変位の相関の比較

表 2 免震装置の基本特性

免震装置	外径 (mm)	初期 剛性 (kN/mm)	二次 剛性 (kN/mm)	降伏せ ん断力 (kN)	降伏 変位 (mm)
天然ゴム系	600φ	0.92	—	—	—
積層ゴム	800φ	1.23	—	—	—
鉛ダンパー		11.76	0.62	24.5	8.3
鋼棒ダンパー		7.84	0.25	254.8	32.5

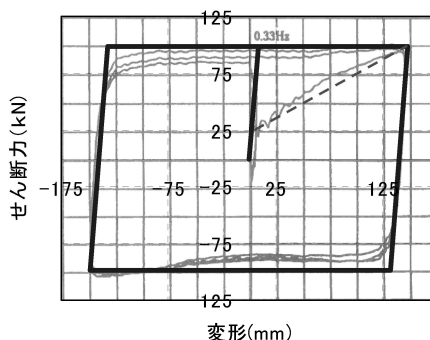


図 14 設計で想定した鉛ダンパーの復元力

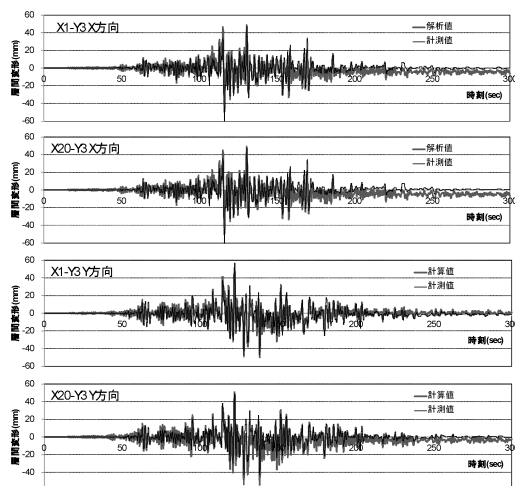


図 15 解析と実測の応答変位の比較

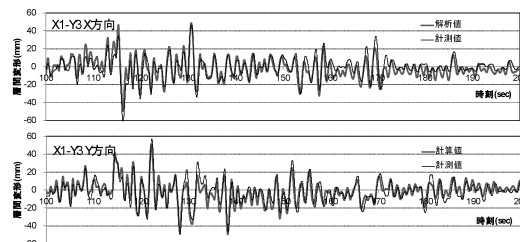


図 16 解析と実測の応答変位の比較(主要動部分)

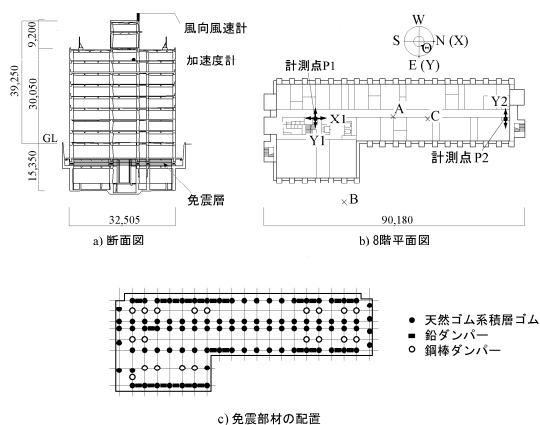


図 23 風観測概要

風向・風速および加速度のデータはサンプリング周波数 50Hz で常時時刻歴がハードディスクに記録され、弱風時から強風時のデータの解析が可能である。なお、加速度データは不要なノイズ等を除去するため、20Hz のローパス・フィルタ(NF 回路設計ブロック,P-84)を施した後 A/D 変換している。

また、避雷等の理由により風向・風速計の設置高さが十分高くできなかったため、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。そこで、風洞実験により風向毎の平均風速の増減率を調査し、その結果に基づいて平均風速を補正した。ここでいう平均風速は、この補正した平均風速である。

4.2 これまでの観測結果

2001 年 7 月の観測開始以来、23 号館に接近した台風としては 200115 号台風(9 月 11 日に最接近)、200709 号台風(9 月 7 日に最接近)および 201115 号台風(9 月 21 日に最接近)である。いずれの台風時においても横浜地方気象台では、最大瞬間風速として 30m/s を超えるような強風の記録が得られている。それぞれの台風接近前後の風向風速および応答加速度の時刻歴を図 24 に示す。なお、この内 0115 号台風を含む 2001 年～2004 年の観測データについては、文献 12)～17)によって公表されている。

1) 横浜地方気象台と23号館の風向風速の関係

図 24a) 200115 号台風および b) 200709 号台風に示すように、23 号館の風向および風速は横浜地方気象台のそれらに良く対応している。201115 台風においては風速計のトラブルのため、23 号館における風速を測定することができなかったが、図 24c) に示す横浜地方気象台の風速が 23 号館における風速とみて良いものと考えられる。

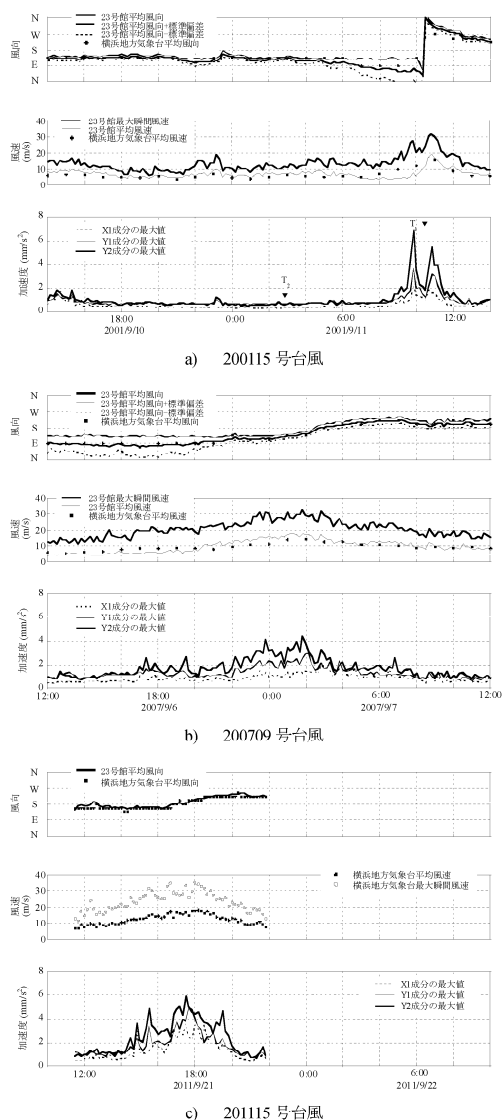


図 24 台風時の風向風速および応答加速度

2) 応答加速度のスペクトル特性

図 24a) に示す風速および応答加速度が大きな時刻 T_1 とそれらが小さな時刻 T_2 における加速度応答スペクトルを図 25 に示す。

平均風速が 5m/s 程度で 8 階での最大応答加速度が 1mm/s^2 程度である時刻 T_2 では Y1 成分および Y2 成分共に 1.6Hz および 1.8Hz 付近に明瞭なピークが認められる。一方、平均風速が 10m/s 程度で 8 階での最大応答加速度が 7mm/s^2 程度である時刻 T_1 においては $1\text{Hz} \sim 2\text{Hz}$ にかけてパワーは大きい明瞭なピークはない。

時刻 T_2 における 1.6Hz 付近のピークは Y 方向の固有 1 次振動によるもので、1.8Hz 付近のピークは振れの固有 1 次振動によるものである。時刻 T_1 における 1Hz~2Hz にかけてのブロードに卓越した領域は、Y 方向振動と振れ振動による減衰がそれぞれ増加したことによってそれぞれのパワースペクトルのバンド幅が広がり、2 つのピーク付近の領域が重なり合っって不明瞭になった結果である。

また、風速が高く応答の大きい時刻である T_1 時の卓越周期は、免震層の非線形性によって長くなっていることがわかる。

図 25 の時刻 T_1 における Y1 および Y2 の加速度時刻歴を用いて Y 方向の並進成分と振れ成分を分離し、それらの時刻歴から求めたパワースペクトル密度を Y1 および Y2 のパワースペクトル密度と比較して図 26 に示す。

同図に示すように、重なり合っていた領域が明瞭なピークをもつ Y 方向並進成分と振れ成分に分離できていることが分かる、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り、P2 測定点においては、並進成分による加速度より振れによる加速度が上回っていることがわかる。因みに、対象データに対して振れ中心を推定した結果、振れ中心の位置はデータ毎にばらついており、その標準偏差は 2.9m、平均的には設計時に想定した免震層の剛心位置(図 23 の A 点)から約 12m 北側(図 23 の C 点)である。

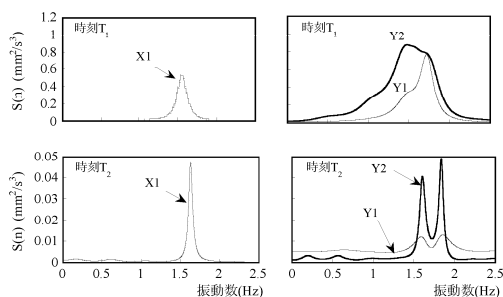


図 25 風応答加速度のパワースペクトル密度

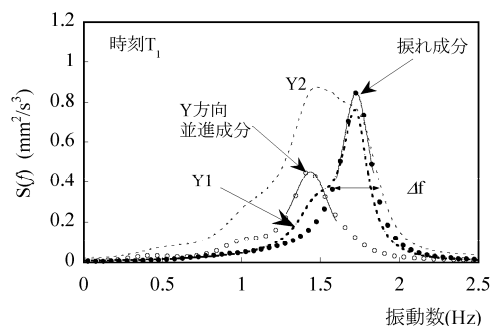


図 26 並進成分と振れ成分のパワースペクトル密度

以上のことから、免震層は風速の高まりと共に塑性化が進行していること、風力の振れ成分によって振れ振動が生じ、無視し得ないことが明らかになった。

3) 固有振動数と減衰定数

図 27 に応答加速度と固有 1 次振動数の関係を、図 28 に応答加速度と固有 1 次振動数における減衰定数の関係を示す。ただし、振れ成分については P2 の位置(図 23 参照)での Y 方向の加速度に換算している。また、同図には文献(18)による起振機実験による結果、2001 年 9 月 18 日に東京湾を震源地とする M4.2 とする地震の際に地震観測によって得られた結果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/s^2 以下では、X および Y 方向共に約 1.6Hz である。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/s^2 , Y 方向 75.2mm/s^2)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。

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両対数軸上で概ね直線的に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/s^2 以下では、X 方向では 2%前後、Y 方向および振れで 2~8%である。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。

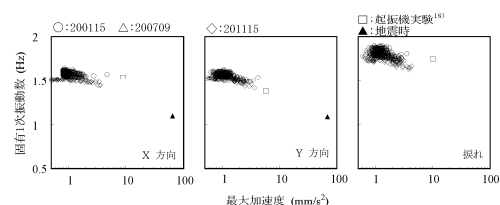


図 27 応答加速度と固有振動数の関係

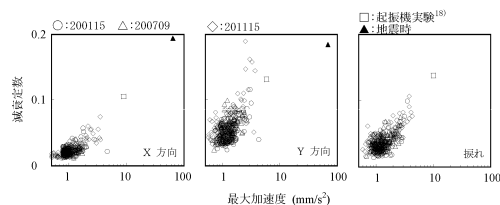


図 28 応答加速度と減衰定数の関係

5. おわりに

1995 年 1 月の阪神・淡路大震災を契機に急速に増え始めた免震建築物がこの 3 月、初めてといえる大地震に見舞われた。日本免震構造協会は特別調査委員会を設置し、この地震に対する免震・制振建築物の挙動について、調査・解析・評価し、効果の確認と課題の抽出を行うことにし、その中間報告を 9 月に開催された第 14 回免震フォーラムにて公表した¹⁹⁾。免震建築物については、①建物は今回の地震に伴う長周期地震動に対しても免震効果を発揮した、②長く続いた本震と数多く発生した余震による多数回の繰り返し変動を受けた免震層に幾つかの変状が発生した、ということが具体例とともに報告された。

「小振幅の振動による亀裂発生はない」と言われてきた鉛ダンパーが地震以前にすでに亀裂を生じていた、という事例も公表された。建物竣工から今日に至る間に受けた繰り返し変動によるものと考えられるが、今後、風の影響を含めて原因について検討するとのことである。因みに、風の影響の問題について、同協会は 2007 年 9 月に技術委員会内に耐風設計部会（委員長：大熊武司）を設置し、来年度刊行を目処に「免震建築物の耐風設計指針」の作成を目指している²⁰⁾。高層免震建築物のような風に敏感な免震建築物が増えてきたことに対処するため、極めて希な暴風に対する安全性ならびに供用期間中の累積損傷について具体的評価法を提示することを目標としている。

免震建築物に限らず、建築物の対地震・台風安全性の確保には「地震・台風時の実挙動の記録」が欠かせない。関係者のご尽力によって、より多くの観測建築物が誕生することを期待したい。

参考文献

- 1) 常木康弘, 大熊武司, 吉田和彦, 23 号館 (免震校舎) の構造設計, 地震・台風災害の制御・低減に関するシンポジウム—制振・免震構造と実挙動観測—, 神奈川大学 TEDCOM プロジェクト pp.43-46, 2002.3
- 2) 荏本孝久, 神奈川大学 23 号館の免震構造概要, 神奈川大学工学部報告, pp.5-6, 2002.3
- 3) 荏本孝久, 山本俊雄, 栗山利男: 1 号館・23 号館の地震時実挙動観測, 地震・台風災害の制御・低減に関するシンポジウム—制振・免震構造と実挙動観測—, 神奈川大学 TEDCOM プロジェクト pp.63-68, 2002.3
- 4) 栗山利男, 荏本孝久: 23 号館の地震時実挙動観測に基づくシミュレーション—制振・免震構造と実挙動観測—, 神奈川大学 TEDCOM プロジェクト pp.63-68, 2002.3
- 5) 栗山利男, 山本俊雄, 荏本孝久, RC 造免震構造建物の地震観測結果に基づく動的挙動の検討, 第一回日本地震工学研究発表・討論会要集, p.136, 2001 年 11 月
- 6) 荏本孝久, 山本俊雄, 栗山利男, 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の地震時挙動 その 1. 地震観測システムおよび観測結果の概要, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, p.567, 2002
- 7) 内山正次, 安達直人, 引田智樹, 大熊武司, 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の地震時挙動 その 2. 免震層の地震時復元力特性, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, p.5679, 2002
- 8) 栗山利男, 山本俊雄, 荏本孝久, 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の地震時挙動 その 3. 地震観測記録による動的解析結果, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, p.571, 2002
- 9) 島崎和司: 平面形状の大きな免震建物の地震時の振れ振動を伴う挙動, 日本建築学会技術報告集, No.23, pp.77~82, 2006 年 6 月
- 10) 島崎和司: 免震構造物の地震時挙動の実測結果と振動モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.853-854, 2009 年 8 月
- 11) 構造計画研究所, RESP-T (3 次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム)
- 12) 安井八紀, 大熊武司, 古賀伸一, 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論文集, 2002, 445-450
- 13) 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一, 古賀伸一: 学術フロンティア推進事業: 地震・台風災害の制御・低減に関するシンポジウム, 資料, 2002.3, 69-80
- 14) 下村祥一, 大熊武司, 安井八紀, 古賀伸一: 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性に関する研究, その 3 地震応答観測概要および常時微動測定, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, 2002, 207-208
- 15) 古賀伸一, 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一: 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性に関する研究, その 4 風応答観測結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, 2002, 209-210
- 16) 軽部英生, 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一: 神奈川大学 23 号館 (免震棟) の風応答性に関する研究, その 5 弾塑性応答解析による応答予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, 2002, 211-212
- 17) 大熊武司, 安井八紀, 下村祥一, 古賀伸一: 23 号館 (免震棟) の強風時実挙動観測, 学術フロンティア推進事業: 地震・台風災害の制御・低減研究成果報告書, 報告会資料, 2005.7, 45-50
- 18) 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, 日本建築学会学術講演梗概集, 2001, 811-812
- 19) 日本免震構造協会: 東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査 (中間報告), 第 14 回 免震フォーラム, 2011 年 9 月 1 日
- 20) 日本免震構造協会: 委員会報告「免震建築物の耐風設計指針案」, MENSIN NO.71 2011.2