長大免震建物の捩れ振動

- 2011 東北地方太平洋沖地震での挙動 -

1.はじめに

免震建物の地震時の挙動については多 くの地震観測が行われ、全体的な挙動、 高さ方向の挙動を把握し、その結果を評 価して、設計との対応がなされてきてい る^{1,2)}。免震建物で、平面的にも100 m 近い長大構造物である神奈川大学23 号 館は、2001 年4月に竣工して以来、文部 科学省学術フロンティア・横浜市産官学 共同研究総合プロジェクト「地震・台風 災害の制御・低減に関する研究(TEDCOM)」 (研究代表者:大熊武司神奈川大学教授 (当時))により振動実験や地震時の挙動 観測が行われている。これまでに中小地 震に対する多くのデータが蓄積されてき ており、データは公開されている^{3,4)}。

2011年3月11日東北地方太平洋沖地 震においては、気象庁のデータによると、 サイト近傍の横浜市神奈川区神大寺で震 度5強を記録している。本稿では、この 地震の観測データから入力地震動の特徴 を示し、解析シミュレーション結果から 本建物の免震層の地震時挙動を評価し、 設計との整合性を検討する。

2. 地震観測概要

建物と地震観測の詳細は参考文献3) に示されており、ここでは概要だけ記載 する。神奈川大学23号館は、写真-1 に示すような地下2階・地上8階・塔屋 2階の鉄筋コンクリート造建物で、軒高 30.05 m、最高部高さ39.25 m、階高は 地上階3.7 m、地下1階実験室5.0 m、 地下2階書庫6.0 mで、プランは90.18 m×32.5 mのL型をした建物である。 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。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免震部材 が配置されている。上部構造は、X方向 (長手方向)、Y方向(短手方向)共に純 ラーメン構造、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 力を持つ剛構造である。基礎は、鉄筋コ ンクリート造べた基礎で、GL-14 m付近 のN値 50 以上の相模層群砂礫層に直接 支持されている³⁾。工学的基盤以浅の地 盤は主にローム層で構成され、N値10

神奈川大学工学部建築学科教授 島 崎 和 司

以下の軟弱層となっている。

自由地盤観測の地震動は、工学的基盤 レベル(GL-21.8 m)と地表レベル(GL-1.5 m)において各々3成分の振動計測を 行っている。建物の高さ方向は、8 階、 6 階、3 階、B 1 階、B 2 階床位置の5 箇所に、各設置階共にほぼ同位置に地震 計を設置して観測している。自由地盤と 建物高さ方向の計測装置は本震時には調



写真-1 神奈川大学23号館 遠景



図-1 免震層の平面方向の地震観測位置

整中で、本震と3月16日までの余震の 記録がとれていない。

これらのシステムとは別系統として、 免震層の平面方向の観測を行っている。 図-1に示すように、長手方向の両端の 積層ゴムの位置(X1-Y3, X20-Y 3)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(B2F天井スラ ブ位置)に3方向地震計を設置し、それ ぞれの位置での免震層への入力地震動を 計測している。

3. 観測記録

(1) 地震動記録

図-2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-3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が、200秒以 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 期の波の振幅が相対的に大きい。図-4 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 ある。応答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)免震層への入力地震動の相違

 $X = 5 \ c \ X \ 1 = Y \ 3$. $X \ 20 = Y \ 3 \ c$ 設置した建物の両端で記録された免震層 への入力加速度の相関をX方向、Y方向 それぞれ示す。横軸はX1-Y3の加速 度記録を、縦軸にX 20 - Y 3 の加速度 記録をとってプロットしている。図-5 (a) は本震、図-5(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 年7月23日千葉県北西部地震を図-5 (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、楕円形状になっていれば、 両者に位相差があることになる。図-5 (c) に示すように過去の関東地方の地震 動では形状が楕円形状で、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、ある程度の差が見られる。この相 違の要因は、位相差入力や地下2Fの免 震層の基礎部分の偏心による捩れ等が考 えられるが、本稿では単に相違と表現す る。

(3)免震層の相対変位記録

図-6に免震層の0秒時の相対変形を 初期値としたX1-Y3位置の相対変位 記録の時刻歴を示す。100秒から200秒 の区間で大きな相対変位となっており、 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-7に入力加速度と同様に区間 分けをした相対変位の時刻歴のフーリエ 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-8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、 捩れを伴う振動をしている。図-9は、 縦軸に両端のY方向変位差から求めた捩 れ角をとり、横軸にX1-Y3のY方向 変形をとって示した関係である。最大の 捩れ角はY方向最大変形時とは異なる時 刻で生じており、捩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 と捩れによる変形の最大値の絶対値和よ 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 (RESP-T)⁵⁾により動的解析を行った。 解析モデルは平面的な捩れ応答を検討す るため、参考文献3)と同様に上部構造 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。免 震層の周期域と上部構造の周期域は異な り、上部構造の振動性状は免震層にほと んど影響を与えないと考えた。 スラブの面内剛性を考慮するため、ス ラブ厚 200 mmのシアパネル要素を組み込 んだ。免震装置は4本のバネに置換した MSS モデルとした。積層ゴム 600 φ 82 基、 800 φ 12 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設定 した。鉛ダンパーの復元力特性は、小地 震時のシミュレーションにおいては第 1 折れ点を低下させた小振幅用のモデルと していたが、今回は設計値そのままの大 振幅用のモデルとした。入力地震動は、



図-6 X1-Y3 の免震層の相対変位記録(X,Y)







図-8 建物の両端で記録された層間変位記録の相関



X1-Y3で記録された水平2方向の加 速度記録を単一の地震動として入力して 解析した。

図-10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-11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。特に図-11 に示した振幅の大きい時間帯においては、 振幅、位相ともに相関がよく、設計で想 定した免震装置の復元力特性を用いるこ とで、地震時の挙動を評価できていると いえる。

図-12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。算定結果は実測結果と比 較すると、大変形時には、おおむね45° の線上を推移しており、計測結果に比べ て捩れが少ない結果になっている。解析 はX1-Y3で記録された波を建物全体 の均一の入力地震動として地震応答解析 を実施しているが、実際の建物両端のY 方向入力加速度は図-5(a)に示した ように、大変形時近傍でその相関がかな りの楕円性状になっており、Y方向入力 加速度は両端で差がある。解析では、こ の入力地震動の相違による捩れ振動の影 響が考慮されていないためと思われる。 また、応答の最後のあたりの小振幅時で は、解析の結果の方が45°の線から外れ、 捩れ振動をしている。これは、図-10 に示した時刻歴を見てわかるように、X 20-Y3の変位応答の解析値に残留変形 が生じ、その影響による残留捩れとなっ ている。これは、鉛ダンパーの復元力を、 大変形時用のバイリニアーモデルに設定 したため、解析ではその後の小振幅時に 履歴を描かず、残留変形として残ってい るが、実際の建物では、鉛ダンパーが小 振幅時に履歴を描いて、徐々に残留変形 が減少したものと考えられる。解析でモ デル化できている部分は十分なシミュ レーションができているが、そうでない 部分は実現象をうまく再現できていない と言える。

建物両端のY方向入力加速度を2回積 分して変位の時刻歴をそれぞれ求め、両 者の差分を建物長さで除して建物の入力 捩れ回転角(rad)の時刻歴を作成し、 これを2回微分して捩れ入力角加速度 (rad/sec²)し、これに対する1質点系の 応答解析より捩れ回転角応答スペクトル





図-11 解析と実測の応答変位の比較(主要動部分)



図-12 建物の両端の層間変位の相関の比較

を求めたものが図-13である。この図 は、捩り入力に対する捩れ回転角応答の 最大値を示していると考えられる。今回 の地震の最大応答変形あたりでは、建物 周期は2秒程度になっており、このとき の最大捩れ角は図-13から、h=0.02



で 0.00015rad、 h = 0.10 で 0.00010rad 程度と想定される。図-9に示したY方 向変位-捩れ回転角関係によれば、最大 変形時の回転角が 0.00010rad、最大の回 転角が 0.00015rad 程度であり、本建物 で観測された捩れ回転角は、入力地震動



図-14 免震層の復元力



写真-2 ダンパーの状況

の相違によるものと推測される。位相差 入力や支持層の傾きをシミュレートした 模擬捩れ入力地震動による捩れ回転角応 答スペクトルを求めたもの⁶⁾も図-13 と同様の傾向を示しており、捩れ入力地 震動による捩れ振動は、捩れ応答スペク トルにより評価が可能と言えよう。

図-14 に解析から求めた免震層の復 元力を示す。図中の折れ線は、設計時に 設定した免震層としての復元力である。 上部構造の加速度記録がとれていないの で、地震時の実測値による復元力特性が 推定できないため、実測値との比較はで きない。解析結果から見ると、鋼棒、鉛 両ダンパーが塑性化している。写真-2 は、地震後のダンパーの状況であるが、 鉛ダンパーは付け根あたりに皺が見られ、 鋼棒ダンパーはペンキが剥離し、塑性化 した状況が伺える。

5. データの公開

参考文献3)に示しているが、神奈川 大学23号館で記録されたデータは、23 号館と同時期に建設された CFT 柱を用い た耐震構造である神奈川大学1号館の観 測データとあわせて公開している。サー バーには、以下のアドレスよりアクセス 可能である。

http://www.arch.kanagawa-u.ac.jp/ TEDCOM/

これまでに観測されたデータのうち、 23 号館B2階の水平最大加速度値が5 gal以上を記録したデータで、観測後お よそ1年を経過したものを公開している。 東北地方太平洋沖地震のように震度が5 を超えるような地震の場合には、計測値 の最大値と波形図を速報として掲載して いる。

6.おわりに

長大な免震構造物である神奈川大学23 号館の東北地方太平洋沖地震に対する解 析結果より、平面的なモデルで免震層の 大地震時の挙動がおおむね追跡できるこ とが明らかになった。また、建物両端で の入力地震動の相違による影響により、 建物に捩れ振動が生じ、その大きさは捩 れ回転角応答スペクトルで評価が可能で あろう。しかし、モデル化できていない 現象は再現できておらず、長大免震構造 物の捩れを伴うような振動性状について は、その影響が耐震性能にどの程度の影 響があるのかの評価について、さらなる 検討が必要であろう。

【参考文献】

- 日本建築センター:免震構造建築物-その技術開発 と地震観測結果(Part1-3)、1988-1997
- 2) 開日本免震構造協会:第14回免震フォーラム「東北 太平洋沖地震に対する応答制御建物調査(中間報 告)」2011年9月
- 3) 島崎和司:平面形状の大きな免震建物の地震時の 捩れ振動を伴う挙動、日本建築学会技術報告集、 No. 23, pp. 77~82, 2006年6月
- 4)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
- 5)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)、2001年10月
- 6) Shimazaki, K. (2012). Evaluation of Seismic Torsional Response of Base Isolated Buildings. Proceedings of the fourteenth world conference on earthquake engineering. Paper No. 165