

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	多点同時地震動観測記録に基づく免震建物の上下応答解析手法
Title(English)	VERTICAL RESPONSE ANALYSIS METHODS BASED ON THE OBSERVATION EARTHQUAKE
著者(和文)	佐藤 大樹, 福田 優輝, 北村 春幸
Authors(English)	daiki sato, Yuuki Fukuda, Haruyuki Kitamura
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 682, pp. 1853-1862
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 77, No. 682, pp. 1853-1862
発行日 / Pub. date	2012, 12
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/77/682/77_1853/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

多点同時地震動観測記録に基づく免震建物の上下応答解析手法

VERTICAL RESPONSE ANALYSIS METHODS BASED ON THE OBSERVATION EARTHQUAKE RECORDS FOR ISOLATED BUILDINGS

佐藤大樹^{*1}, 福田優輝^{*2}, 北村春幸^{*3}

Daiki SATO, Yuki FUKUDA and Haruyuki KITAMURA

It has been recognized that the isolated building is the effective against seismic force. To estimate accurately the response about not only the horizontal but also the vertical direction are very important when the isolated building is designed. In this paper, the horizontal and vertical response characteristics of the high-rise and the middle-rise isolated buildings are investigated by using the observed data. On the basis of these investigation results, two types of three-dimensional analysis models are prepared for each isolated building and the accuracies of both analysis models are demonstrated by comparing with the earthquake-induced response obtained from the observed data.

Keywords : isolated building, observation records, aspect ratio, vertical response, three-dimensional analysis model

免震建物, 観測記録, アスペクト比, 上下応答, 立体モデル

1. はじめに

1995年阪神淡路大震災以降, 中高層建物を中心に急激に増加してきた免震構造は, 2000年頃からは超高層建物にも積極的に採用されるようになった。さらに, 2011年東日本大震災により, 岩手県から首都圏にわたって建設された数百棟の免震建物が, 継続時間の長い長周期地震動を受けたのにもかかわらず, 建物内の被害がほとんどなかったことから, その後も超高層建物に対する免震構造の採用が増え続けている。

免震構造は, 上部構造を剛体と見なせるほど免震層の水平剛性を小さくし, 水平地震動による建物への入力エネルギーを免震層に集中させることで上部構造の安全性を確保する構造形式である。建物重量を支える積層ゴムの鉛直方向の圧縮剛性は, 水平剛性に比べて1000倍以上も高く(例えば¹⁾), 上下地震動に対して, 水平方向のような免震効果は発揮されない。さらに免震建物では, 積層ゴムの終局限界状態として限界せん断歪とともに許容引張面圧を採用しており, 大地震時においても積層ゴムの許容引張面圧の範囲に引張力が留まる設計が行われている。従って, 免震構造では, 時刻歴応答解析などにより, 常時荷重と水平地震動に加えて, 上下地震動により積層ゴムに作用する軸力が検討されてきた。その際, 上下地震動による時刻歴応答解析では, 地震動の設定方法, 解析モデルにおける上部構造と免震層, さらに下部構造及び杭・地盤のモデル化の方法などについて, 個々の免震建物ごとに様々な方法が試みられている状況にある。

一方, これまで多くの免震建物で, 水平地震動に対する観測が実施され, 様々な報告(例えば⁴⁾)がなされてきたが, 上下地震動に関す

る報告は僅かである(例えば⁶⁾)。これまでに行われた上下地震動観測から, 上下応答時刻歴解析で一般的に用いられる, 各階重心位置に質量を集中させ, 鉛直部材の軸剛性のみを考慮した多質点系解析モデルより得られる解析結果は, 建物の観測記録に対して過大な応答結果を与える傾向にあることが確認されている⁸⁾。加えて, 上下応答予測を行う場合には, 各々の建物について適切なモデル化が必要であるという見解もある⁶⁾。

そこで本論文では, まず, 多点地震動観測を実施している7階建ての平面規模の比較的大きい中高層免震建物である東京理科大学野田キャンパス講義棟(図1)と, 20階建てのアスペクト比が大きい超高層免震建物である東京工業大学すずかけ台キャンパス総合研究棟J2棟(図2)の観測記録を用いて, 水平方向および上下方向の振動特性を検討する。この検討に基づき, 両建物の上下応答性状を適切に評価できるモデル化および解析手法を示す。

2. 対象建物および計測の概要

2.1 建物概要と観測概要

(1)東京理科大学野田キャンパス講義棟

東京理科大学野田キャンパス講義棟(以後, 講義棟)は, 2003年竣工の7階建て鉄筋コンクリート造中高層免震建物であり, 高さ36.1m, 平面形状36.5m×70.4mと比較的平面規模の大きな建物である⁹⁾。講義棟のアスペクト比は短辺方向で1と小さく, 短辺方向の長スパン梁にプレストレスを導入した純ラーメン構造となっている。建物は第2種地盤上に杭基礎で建設されており, 地下約38mの深さで工学的基盤に支持されている。免震部材配置図, 外観および加速

*1 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)

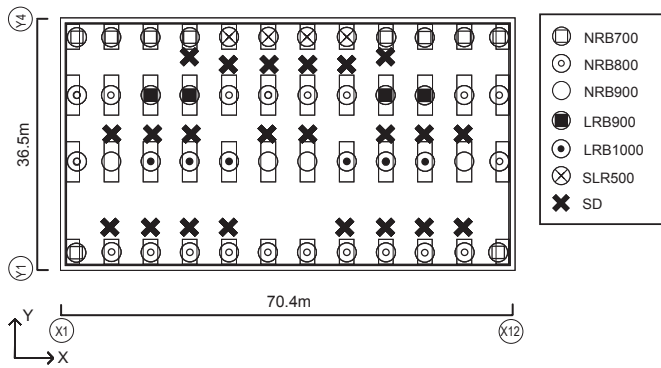
*2 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

*3 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

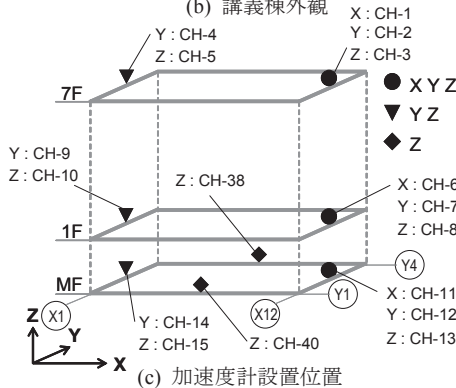
Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.



(a) 免震装置の配置図

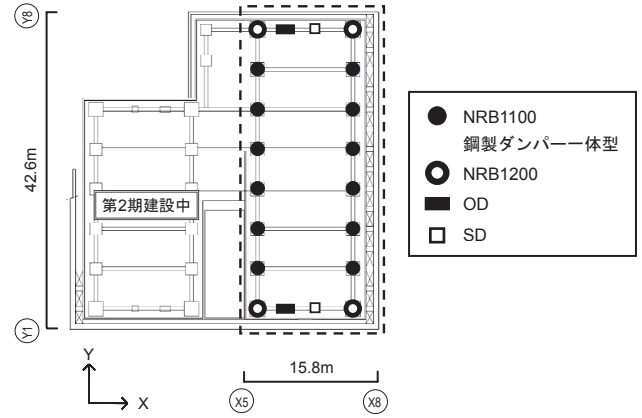


(b) 講義棟外観



(c) 加速度計設置位置

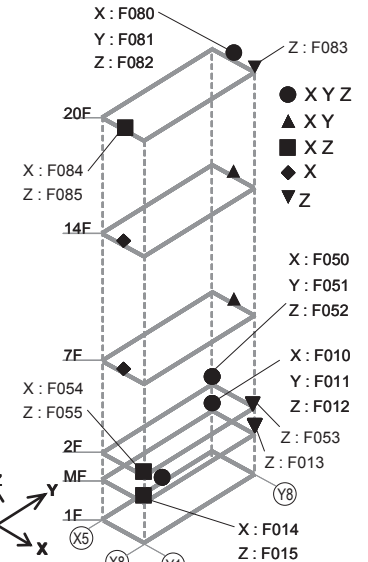
図1 講義棟の概要



(a) 免震装置の配置図



(b) J2棟外観



(c) 加速度計設置位置

図2 J2棟の概要

(a) 講義棟

	一次剛性 (kN/m)	二次剛性 (kN/m)	降伏荷重 (kN)	鉛直剛性 (kN/m)
NRB700	1230	—	—	2900×10^3
NRB800	1420	—	—	3370×10^3
NRB900	1580	—	—	3740×10^3
LRB900	18100	1390	203	4417×10^3
LRB1000	20000	1540	250	4875×10^3
SLR500	5300	0	45	5300×10^3
SD	15200	256	368	—

表1 免震部材諸元

(b) J2棟

	1次剛性 (kN/m)	2次剛性 (kN/m)	降伏荷重 (kN)	鉛直剛性 (kN/m)
NRB1100	1730	—	—	4590×10^3
NRB1200	1890	—	—	5060×10^3
SD	9600	160	304	—

	1次減衰係数 (kN s/m)	2次減衰係数 (kN s/m)	リリーフ減衰力 (kN)	最大減衰力 (kN)
OD	2500	169.5	800	1000

度計設置位置を図1(a)~(c)に示す。講義棟は、1階床下に免震層を設けた基礎免震構造であり、図1(a)に示すように、直径700, 800, 900mmの天然ゴム系積層ゴム(NRB700, NRB800, NRB900)計34基、直径900, 1000mmの鉛プラグ入り積層ゴム(LRB900, LRB1000)計10基、直径500mmの弾性滑り支承(SLR500)4基、鋼材ダンパー(SD)22基から構成されている。表1(a)に免震部材諸元を示す。

図1(c)に示す位置に加速度計が設置されている。X1通りおよびX12通りに加速度計は、柱脚付近の同条件の場所に設置されている。加速度計以外にも免震層変位や温度などの計測している。計測の詳細は文献9)を参照されたい

(2)東京工業大学すずかけ台キャンパス総合研究棟 J2 棟

東京工業大学すずかけ台キャンパス総合研究棟 J2 棟(以後、J2 棟)は、2005 年竣工の 20 階建て鉄骨造超高層免震建物であり、高さ 90.9m、平面形状 15.8m×46.2m、上部構造のアスペクト比が 5 と比較的スレンダーな形状である。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¹⁰⁾。免震部材配置図、外観および加速度計設置位置を図2(a)~(c)に示す。また、短辺方向の両妻面に4層にわたって X 型のブレースを掛けたメガブレースが設置されている¹¹⁾。また、2 階床下に免震層を設けた中間層免震構造であり、図2(a)に示すように、直径 1100(鋼製ダンパー一体型)、1200mm の天然ゴム系積層ゴム(NRB1100, NRB1200)計 16

(a) 講義棟観測記録

震源地 [名称]	年月日	震源深さ (km)	M	距離 (km)	MF最大加速度(cm/s ²)			最大加速度比 A _Z /A _X A _Z /A _Y
					A _X	A _Y	A _Z	
茨城県南部 [K-1]	11/3/24	52	4.8	31	80.8	64.7	30.2	0.37 0.47
茨城県南部 [K-2]	11/4/16	79	5.9	47	65.9	59.7	26.9	0.41 0.45
福島県浜通り [K-3]	11/4/11	6	7	134	36.3	50.6	25.1	0.69 0.50
宮城県沖 [K-4]	11/4/7	66	7.1	314	18.3	17.9	10.5	0.57 0.59

表2 採用観測記録一覧

(b) J2棟観測記録

震源地 [名称]	年月日	震源深さ (km)	M	距離 (km)	MF最大加速度(cm/s ²)			最大加速度比 A _Z /A _X A _Z /A _Y
					A _X	A _Y	A _Z	
千葉県西北部 [J-1]	05/7/23	73	6	61	16.1	14.6	9.9	0.61 0.68
伊豆半島東方沖 [J-2]	06/4/21	7	5.8	69	4.0	2.8	2.2	0.55 0.79
三陸沖 [J-3]	11/3/11	24	9	413	50.0	67.3	34.1	0.68 0.51
茨城県沖 [J-4]	11/3/11	43	7.7	172	21.3	26.0	13.4	0.63 0.52

※ 距離：対象建物からの震央距離 ※ M：マグニチュード

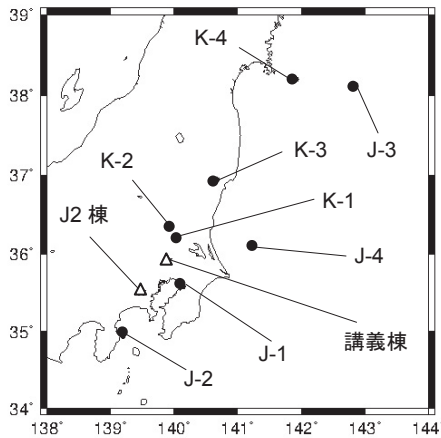


図3 対象建物と震源位置

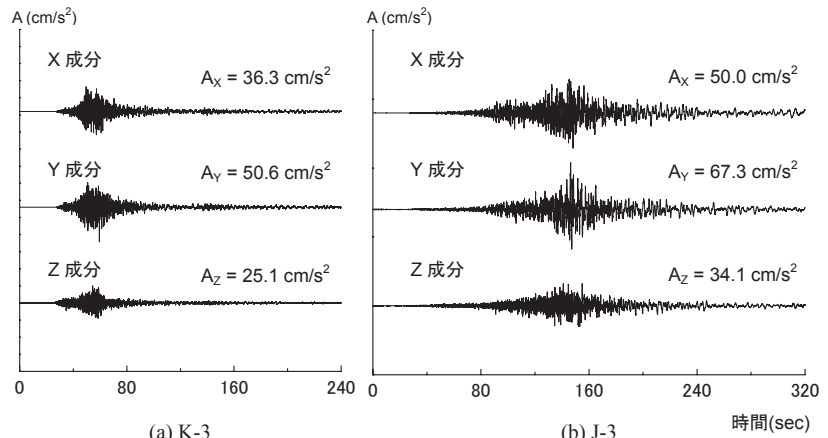
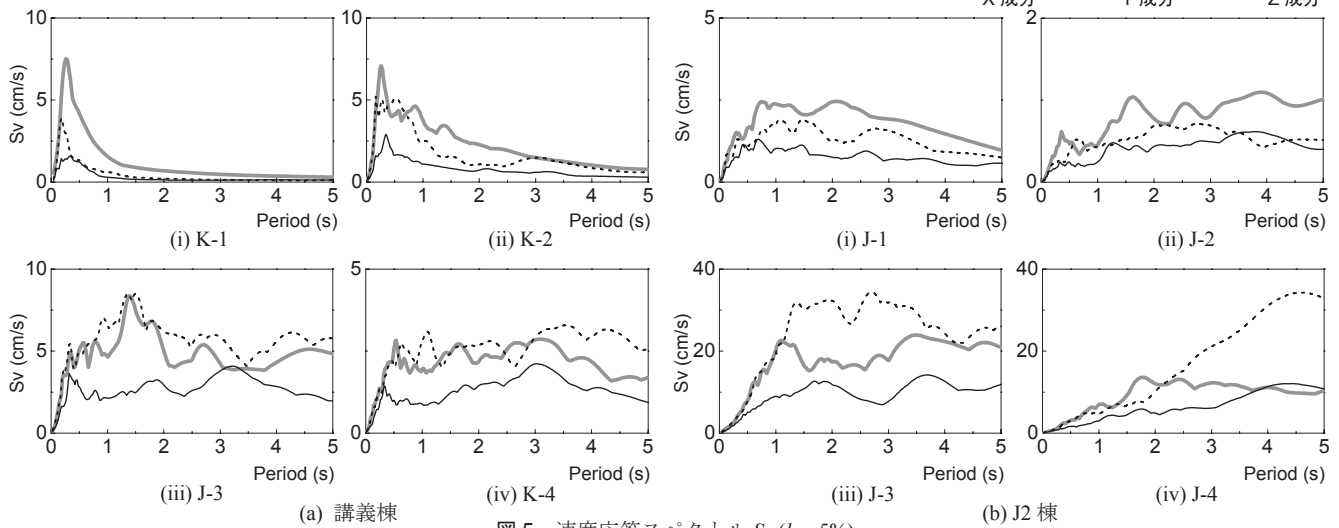


図4 MF加速度時刻歴

図5 速度応答スペクトル $S_v (h=5\%)$

基、鋼製ダンパー (SD) 2基が設置されている。また、建物 X 方向のみにオイルダンパー (OD) 2基が設置されている。表1(b)に免震部材およびダンパーの諸元を示す。J2棟の加速度計設置位置を図2(c)に示す。J2棟では加速度以外にも、免震層変形や柱・フレスの歪、ダンパー変形—荷重、風速などが観測されている。詳細は文献(10), 12), 13)を参照されたい。

2.2 使用地震動

本論文で用いる地震動を表2(a), (b)に示す。ここで、表中のKは講義棟の、JはJ2棟の観測記録を示している。それぞれ講義棟のX12通り側およびJ2棟のY8通り側で観測された値である。表中の最大加速度比は、Z成分の加速度最大値 A_Z を水平 (X, Y) 成分の加速

度最大値 (A_X, A_Y) でそれぞれ除した値である。全ての採用地震動で X, Y 成分のうち大きい方の最大加速度比が概ね 0.5 程度である¹⁴⁾。文献(15)において、近傍で発生した地震動と比較的遠方で発生した地震動では、建物に入力される上下地震動の特性が異なる傾向を示すことが確認されている。そのため、本論文においても、講義棟およびJ2棟それぞれの近傍で発生した地震動 (K-1, K-2 および J-1, J-2)、比較的遠方で発生したもの (K-3, K-4 および J-3¹³⁾, J-4) を4地震動ずつ選定した。図3に対象建物と震源の位置を示す。図4(a), (b)に、加速度時刻歴の例としてK-3, J-3のX, Y, Z成分をそれぞれ示す。なお、加速度時刻歴には0.1~30 Hzのバンドパスフィルターを設けている。図5(a), (b)に講義棟およびJ2棟の免震層(MF)

で計測された地震動の速度応答スペクトル $S_V (h = 5\%)$ を示す。図 5(a)の講義棟での観測記録において、近傍で発生した K-1, K-2 では X, Y 成分, Z 成分ともに 0.3 秒付近にピークが見られ、遠方で発生した K-3, K-4 では 3 成分とも 1 秒以降に、Z 成分では 0.3 秒付近にもピークが見られる。図 5(b)の J2 棟での観測記録より、近傍で発生した J-1, J-2 では X, Y 成分に 0.3 秒付近にわずかにピークが確認されるが、X, Y 成分, Z 成分ともに J-1 では 0.5 秒以降に、J-2 では 1 秒以降にピークが見られる。遠方で発生した J-3, J-4 には X, Y 成分, Z 成分ともに 1 秒以下のピークは確認できない。

3. 観測記録に基づく分析

本章では、観測記録に基づき、講義棟と J2 棟における応答および入力特性の違いを分析する。本章では観測記録の例として、講義棟では K-3 での結果を、J2 棟では J-3 での結果を示す。

3.1 高さ方向への伝達特性の分析

本節では免震建物全体および上部構造の高さ方向の伝達関数を用いて分析を行う。免震層を含む建物全体の伝達関数を、講義棟では MF-7F 間で、J2 棟では MF-20F 間で算出する。上部構造の伝達関数を、講義棟では 1F-7F 間で、J2 棟では 2F-20F 間で算出する。

(1) 東京理科大学野田キャンパス講義棟

図 6(a), (b)に、講義棟における建物全体および上部構造の、Y 成分加速度の高さ方向の伝達関数、コヒーレンス、位相をそれぞれ X1 通りと X12 通りで比較して示す。伝達関数の算出に使用した計測チャンネル(図 1(c))は、建物全体の X1 通り側は CH-14 → CH-4, X12 通りでは CH-12 → CH-2 である。上部構造の伝達関数を算出する際には、X1 通り側は CH-9 → CH-4, X12 通りでは CH-7 → CH-2 を用いた。なお、Y 方向の 1 次固有振動数付近に着目するため、図 6 横軸の振動数は対数軸で標記している。

図 6(a), (b)より、いずれのグラフにおいても X1 通りと X12 通りで Y 成分の伝達特性に大きな違いは見られない。他の地震動について

も同様の結果が得られている。図 6(a)の建物全体での伝達関数を見ると、0.8 Hz 付近に 1 次固有振動数と思われるピークが確認できる。固有振動数は免震層や上部建物の変形に伴い低下するため¹⁶⁾、地震応答時の建物全体での 1 次固有振動数は、微動測定結果(約 1.3Hz)⁹⁾に比べて低い値となっていることが確認できる。図 6(b)の上部構造の伝達関数にも 1 次, 2 次固有振動数のピークが確認でき、その値は免震層を含んだ建物全体での固有振動数に比べ高い値となっていることが分かる。

次に、加速度 Z 成分の高さ方向の伝達関数、コヒーレンス、位相をそれぞれ図 7(a), (b)に、先ほどと同様に X1 通りと X12 通りで比較して示す。Z 成分の伝達関数の算出に使用した計測チャンネル(図 1(c))は、建物全体の X1 通り側で CH-15 → CH-5, X12 通りで CH-13 → CH-3 とした。上部構造の Z 成分の伝達関数を算出する際には、X1 通り側は CH-10 → CH-5, X12 通りでは CH-8 → CH-3 を用いた。建物 Z 方向の 1 次固有振動数は Y 方向に比べ高振動数であるため、図 6 とは異なり、図 7 横軸の振動数を線形で表記している点に注意されたい。図 7(a), (b)の X1 通りと X12 通りの伝達関数、コヒーレンス、位相を比較する。図 7(a)の建物全体での 8Hz 付近で見られる X1 通りと X12 通りの伝達関数の違いは、図 7(b)の 10Hz 付近に見られる上部構造における X1 通りと X12 通りの伝達関数の違いに起因するものである。講義棟の架構は Y 軸に対し概ね対称形であり、加速度計も対象の位置でほぼ同条件の場所に設置されている。しかし、講義棟 1 階のエントランス形状や各階の壁の配置が異なり完全な対称となっていない。スラブの面内剛性が高いため剛床を仮定できる水平振動とは異なり、上下振動ではスラブの面外剛性が低いため、上下方向に同一変位することはなく、上記のような局所的な非対称性が図 7(b)の 10Hz 付近での伝達関数の違いに現れたものと推測される。このような特性を再現するためには、部材レベルでの立体モデルによる上下応答解析が必要となる。図 7(a), (b)の Z 成分の伝達関数は、前述した Y 成分の伝達関数(図 6(a), (b))に

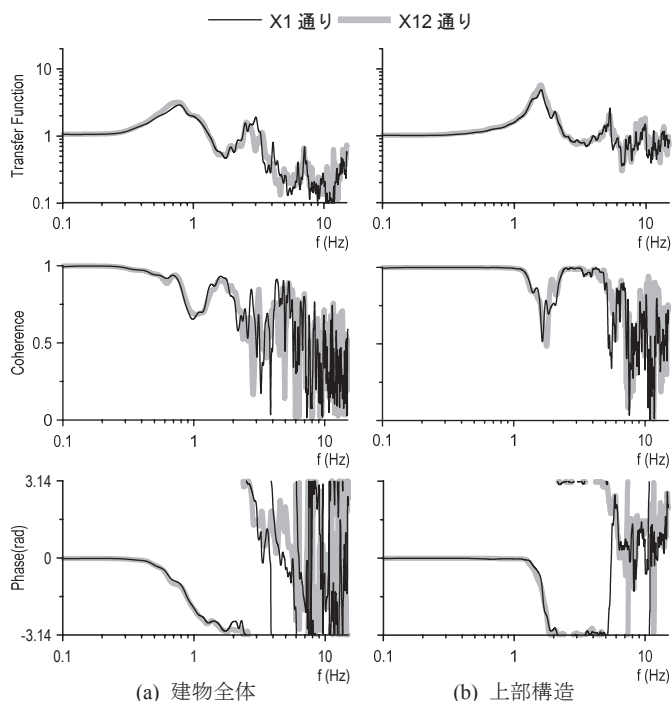


図 6 Y 成分の高さ方向伝達特性の比較 (講義棟: K-3)

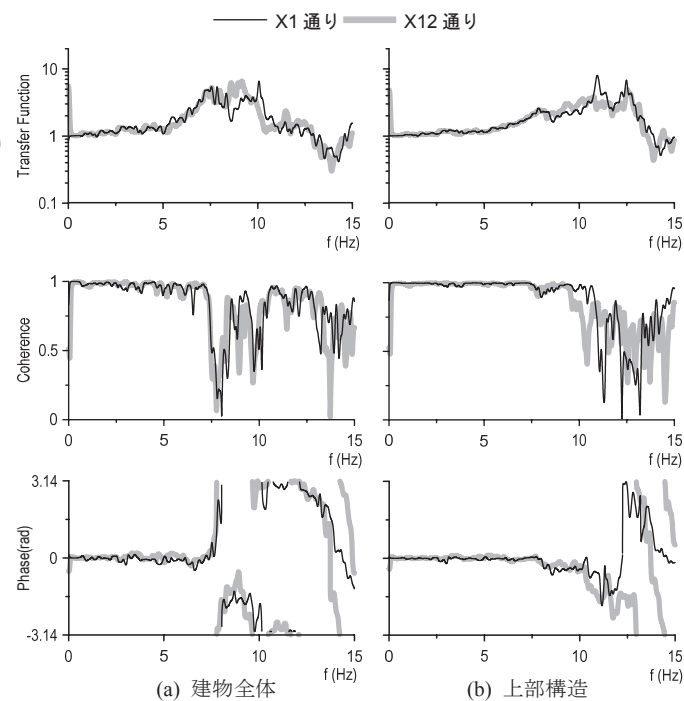


図 7 Z 成分の高さ方向伝達特性の比較 (講義棟: K-3)

比べ複数のピークが確認できる。これは、建物上下方向の1次固有振動と、横架材である床スラブや梁の上下振動による多数のピークが現れたものと考えられる⁶⁾⁹⁾。この場合、北村らが示すように、上下振動を精度良くシミュレートするためには、梁の上下動を考慮したモデル化⁶⁾⁸⁾が必要である。

(2) 東京工業大学すずかけ台キャンパス総合研究棟 J2 棟

図 8(a), (b)に、J2 棟における建物全体および上部構造の加速度 X 成分の高さ方向の伝達関数、コヒーレンス、位相を Y1 通りと Y8 通りで比較して示す。伝達関数の算出に使用した計測チャンネル (図 2(c)) は、建物全体の Y1 通り側で F014 → F084, Y8 通りで F010 → F080 である。上部構造の伝達関数を算出する際には、Y1 通り側で F054 → F084, Y8 通りで F050 → F080 を用いた。

図 8(a), (b)より、上部構造の 5 Hz 付近で Y1 と Y8 通りで違いが見られるが、J2 棟においても建物が概ね対照形をしているため、X 成分の高さ方向の伝達特性に大きな違いは見られない。他の地震動についても同様の結果が得られている。図 8(a)の建物全体での伝達関数を見ると、0.4 Hz および 1 Hz 付近に 1, 2 次固有振動数と思われるピークがそれぞれ確認できる。

次に、加速度 Z 成分の高さ方向の伝達関数、コヒーレンス、位相をそれぞれ図 9(a), (b)に、先ほどと同様に Y1 通りと Y8 通りで比較して示す。J2 棟において、Z 成分の伝達関数の算出に使用した計測チャンネル (図 2(c)) は、建物全体の Y1 通り側で F015 → F085, Y8 通りで F012 → F082 である。上部構造の伝達関数を算出する際には、Y1 通り側で F055 → F085, Y8 通り側で F052 → F082 を用いた。

J2 棟における Z 成分の伝達関数 (図 9(a), (b)) より、4 Hz 付近に 1 次固有振動数と思われるピークを確認することができる。この振動数は前述した講義棟の伝達関数 (図 7(a), (b)) に比べ低い値である。これは J2 棟が講義棟に比べ建物高さが高く、アスペクト比も大き

いためと考えられる。一方で、J2 棟においても講義棟と同じ振動数領域に、大梁の上下振動と思われる複数のピークが確認できる。つまり、J2 棟においても上下応答解析を行う場合においても、大梁の上下振動を考慮したモデル化が必要であるといえる。図 9(a), (b)の Z 成分の伝達関数において、1 Hz 以下の振動数領域に、僅かではあるが二つのピークが確認できる。これらの振動数は、図 8 で示した水平成分の固有振動数に相当するものである。J2 棟の MF と 20 階隅角部に設置されている加速度計 (F013 → F083) の伝達関数では更に顕著に現れる。これは上部構造の水平振動時における曲げ変形によって発生した上下振動であると考えられる。5 章の J2 棟では、上記の影響を考慮した上下応答解析手法を提案する。

3.2 免震層における入力地震動の時間的・平面的特性の分析

講義棟および J2 棟における MF で観測された水平および上下成分の時間的・平面的な特性について検討する。

(1) 東京理科大学野田キャンパス講義棟

図 10(a), (b)に、講義棟 MF において観測された Y 成分および Z 成分の加速度時刻歴を、X1 通り (Y: CH-14, Z: CH-15) と X12 通り (Y: CH-12, Z: CH-13) でそれぞれ比較して示す。なお、図は最大値付近の 5 秒間を示したものであり、図中の r は X1 通りと X12 通りの加速度の相互相関係数を表している。

図 10(a)の Y 成分の X1 通りと X12 通りの加速度波形は、多少の違いは見られるものの、概ねピークが一致していることが確認できる。一方、図 10(b)の Z 成分では、X1 通りと X12 通りの波形はピークが一致しておらず、相互相関係数 r も 0.48 と低い値となっている。なお、片方の波形のみ時間をずらして相関係数を検討¹⁷⁾を行ったが、時刻ズレ無しでの相互相関係数 $r = 0.48$ が最も高い値となった。つまり、X1 と X12 では異なる動きをしていることが予想される。

次に、X1 通りと X12 通りの加速度記録について周波数領域での比較・検討を行う。図 11(a), (b)に MF における Y 成分および Z 成分

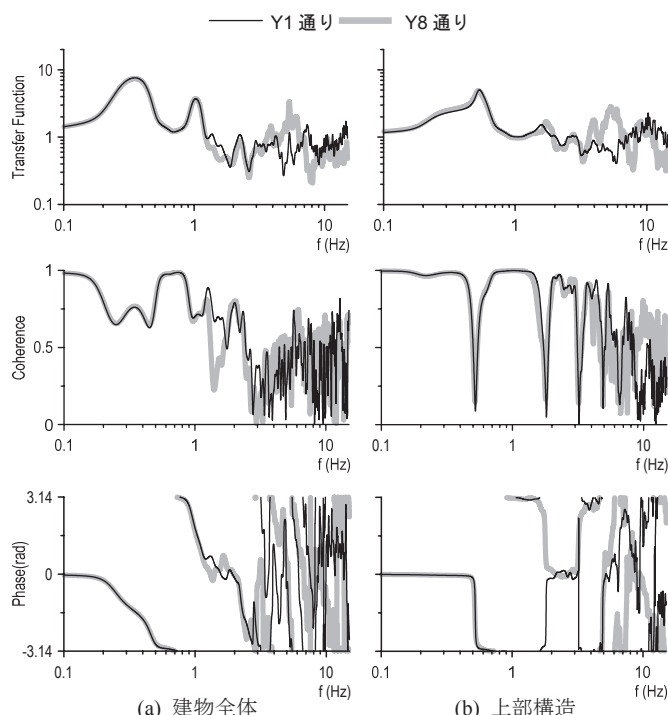


図 8 X 成分の高さ方向伝達特性の比較 (J2 棟 : J-3)

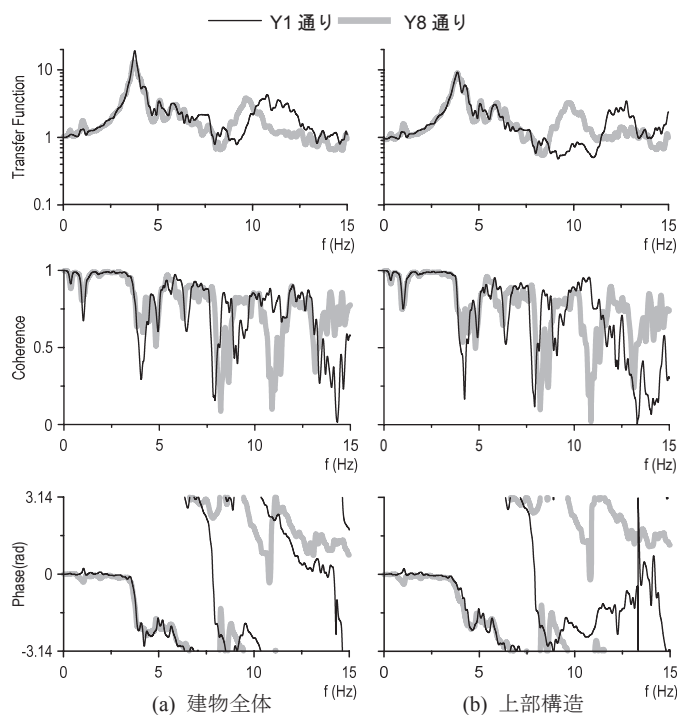


図 9 Z 成分の高さ方向伝達特性の比較 (J2 棟 : J-3)

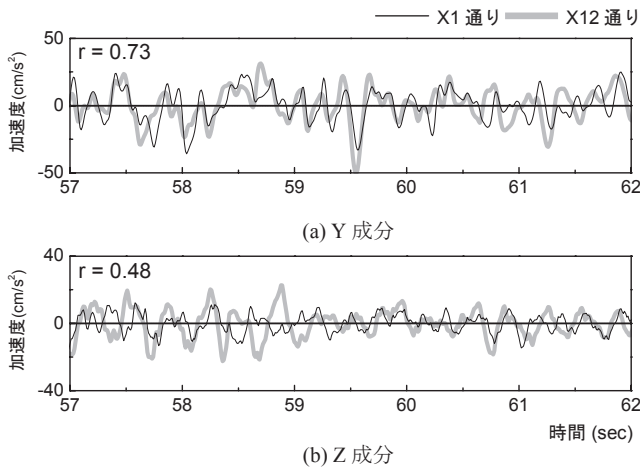


図 10 MF 加速度時刻歴の比較 (講義棟 : K-3)

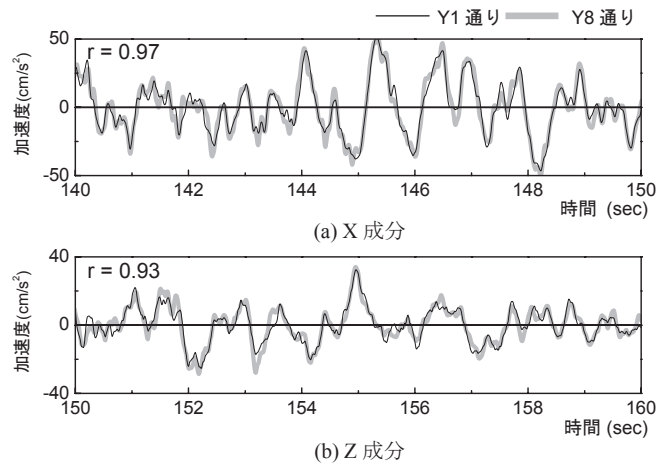


図 12 MF 加速度時刻歴の比較 (J2 棟 : J-3)

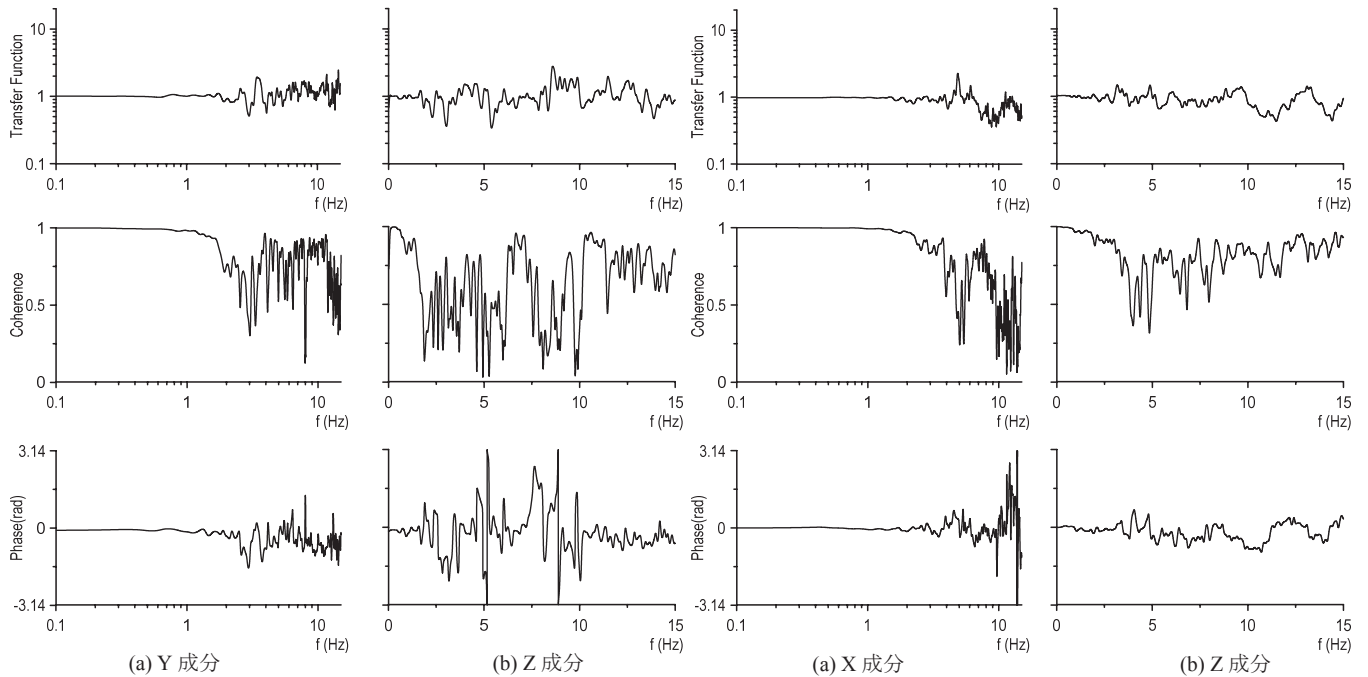


図 11 MF X1 通りと X12 通りの相関 (講義棟 : K-3)

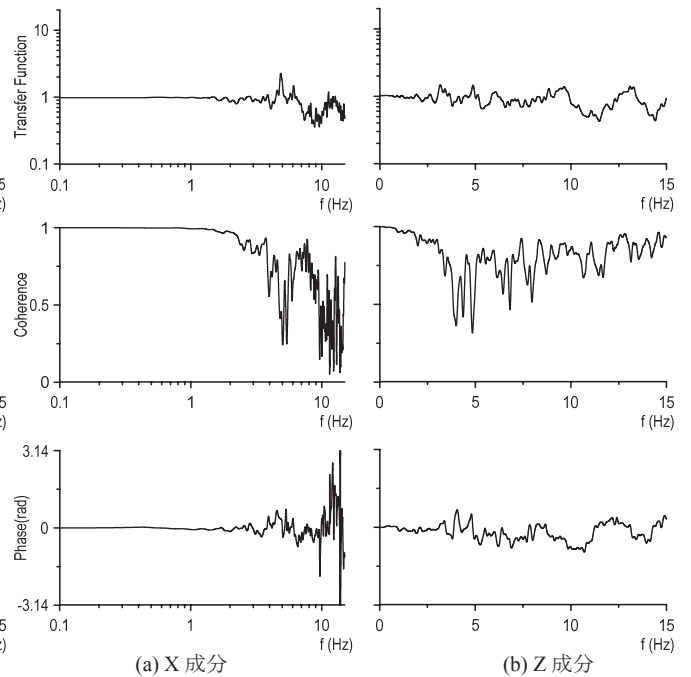


図 13 MF Y1 通りと Y8 通りの相関 (J2 棟 : J-3)

での X1 通り側と X12 通り側の伝達関数、コヒーレンス、位相をそれぞれ示す (Y : CH-12 → CH-14, Z : CH-13 → CH-15)。なお、図 11(a)の Y 成分では、低振動数側に着目するため横軸を対数で標記している。図 11(a)より、高振動数領域で多少コヒーレンスが低下しているが、建物 Y 方向の 1 次固有振動数 (図 6) 付近では、コヒーレンスも高く、位相差も発生していないことから、Y 成分は同一の地震動と見なすことができる。一方、図 11(b)の Z 成分では、上下振動が卓越する振動数領域 (図 7) においてコヒーレンスが低い値を示し、かつ大きな位相差も生じていることが確認できる。なお、他の観測地点や地震動においても同様の傾向を示していることを確認している。文献 15)では、震源が近い地震動の場合は、Z 成分の観測地点間での位相差は小さくコヒーレンスも高い値を示すが、震源が遠い地震動では高振動数領域で位相差が大きくなり、コヒーレンスも大幅に低くなることが述べられている。図 11(b)に示す K-3 においても、7-8Hz を除く 10Hz 程度までコヒーレンスの低下が確認できる。

以上、図 10, 11 による検討より、講義棟における Y 成分は建物位置によらず概ね同一の地震動が入力されていると見なせるが、Z 成分は位置により異なる地震動であると考えられる必要がある。このことは、表 2(a)に示す他の地震動や、講義棟におけるそれ以外の記録¹⁵⁾でも同様の結果が得られているだけでなく、比較的平面規模の大きい建物^{7), 18)}においても同様の知見が報告されている。つまり、講義棟のように比較的平面規模の大きい免震構造の上下応答解析を行う場合、建物位置によって異なる地震動が入力できる、多点同時入力解析を行う必要があることが分かる。

(2) 東京工業大学すずかけ台キャンパス総合研究棟 J2 棟

図 12(a), (b)に、J2 棟 MF において観測された X 成分および Z 成分の加速度時刻歴を、Y1 通り (X : F014, Z : F015) と Y8 通り (X : F010, Z : F012) でそれぞれ比較して示す。なお、図は最大値付近の 10 秒間を示している。図 12(a), (b)より、X 成分、Z 成分ともに Y1 通りと Y8 通りの波形が良く一致しており、相互相関係数 r も高い値を示していることが確認できる。

次に、Y1 通りと Y8 通りの X および Z 成分の伝達関数、コヒーレンス、位相を図 13(a), (b)にそれぞれ示す。使用する計測チャンネルは、X 成分で F010 → F014, Z 成分で F012 → F015 である。図 13(a), (b)に示す J2 棟での結果は、前述した講義棟での結果 (図 11) と比べて、コヒーレンスの低下が少なく、位相のずれの少ないことが確認できる。この原因は、講義棟と J2 棟の平面規模によるものと考えられる。なお、他の観測地点や地震動においても同様の傾向を示していることを確認している。以上より、J2 棟の平面規模の場合、水平だけでなく上下解析においても建物位置に寄らず同一の地震動を入力することができると言える。

4. 平面規模の大きい中高層免震建物の応答解析手法

4.1 講義棟の応答解析モデルの作成

講義棟の解析モデルの作成に当たっては、MF の位置で異なる上下動を多点入力できることが求められる (3.2 節)。

そこで、講義棟の解析モデルには“10 秒振り子”¹⁹⁾を利用した多点同時入力モデル²⁰⁾を用いる。“10 秒振り子”とは、振動計にも利用されている原理であり、周期 10 秒、減衰定数 $h=1/\sqrt{2}$ の 1 質点系モデルの質量に地動加速度を入力すると、周期が 5 秒以下の領域では応答速度や応答変位は地動の速度や変位と概ね一致する¹⁹⁾。図 14 に示すように、免震建物モデルの下部に 10 秒振り子の質量 (以下、加振質点と呼ぶ) を複数個設け、積層ゴムの鉛直剛性をモデル化した軸バネと接続する。加振質点のみに異なる地震動を入力することで、それぞれの加振質点が地震動と同じ変位で振動するため、上部構造には積層ゴムを介して加振質点ごとの地震動変位が強制的に入力されることとなる。本論文では、図 14, 15 に示すように 9 個の加振質点 (M1~M9) を配置し、MF の 4 地点 (図 1(c)) で観測された Z 成分の加速度記録を入力することとした。具体的には、M2 に CH-15, M4 に CH-40, M6 に CH-38, M8 に CH-13 で観測された加速記録を入力する。また、M1, M3, M5, M7, M9 の質点については、隣り合う観測点の加速度波形を、時刻歴上で平均化した波形を用いる。上部構造のモデルと加振質点との相互作用の影響を少なくするため、加振質点の質量は建物全質量の 1000 倍に設定した。また、加振質点の地震動変位の再現精度を高めるために、0.25Hz 以下の成分をハイパスフィルターによりカットした Z 方向の加速度記録を用いた。

建物全体や上部構造の伝達関数に 7~12Hz 付近に多数のピークが存在していることから、鉛直部材である柱の上下応答だけでなく、横架材である床スラブや梁の上下応答が評価できる解析モデル^{8), 21)}が必要となる (3.1 節)。そこで、本論文では、図 16(a)に示すような、質量を柱梁接点位置に分散させた 3 次元立体架構モデル (タイプ 1) と、横架材である床スラブや梁の上下応答の影響が評価できるように、柱梁接点位置にある質量を、図 16(b)に示すように梁の中央もしくは 3 等分する位置に分配するモデル (タイプ 2) を用いる。いずれのモデルにおいても、部材の曲げと軸方向に対する弾塑性挙動は、材端部に設けた Multi Spring Model でモデル化した。

上下応答解析用に作成した 3 次元立体架構モデルに対して、剛床を仮定した水平応答解析モデルとして用いる。なお、水平応答解析は、X, Y 成分毎に一方向応答解析を単独で行う。免震層を構成する積層ゴムと鋼材ダンパーは Multi Shear Spring Model (MSS モデ

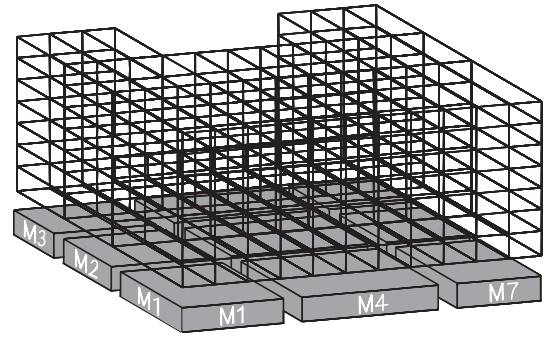


図 14 講義棟の解析モデル

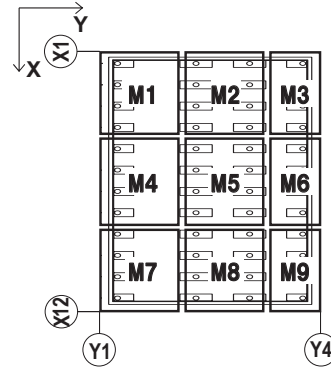


図 15 講義棟の加振質点配置の概略

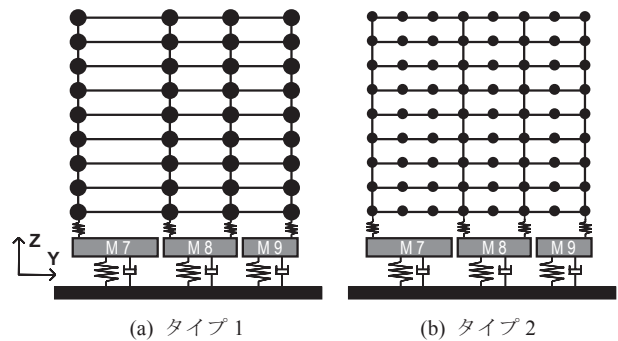


図 16 講義棟の質点振り分け手法の概要

ル)によりそれぞれ単体でモデル化した。3.2 節で述べたように、地震動の水平成分は建物位置に寄らず等しいことから、水平解析では、全ての加振質点に同じ水平地震動 (X : CH-11, Y : CH-12) を入力する。

本論文では、解析に用いる 3 次元立体架構モデルを、設計図書の柱・梁断面および質量を用いて作成した。免震層を構成する積層ゴムと鋼材ダンパーは、表 1(a)に示す値を用いて 1 基ずつモデル化した。NRB はリニアの MSS モデル、LRB, SLR および SD はバイリニア復元力を有する MSS モデルを用いた。その後、3.1 節で示した建物全体および上部構造の伝達関数の 1 次固有振動数が一致するように、上部構造および免震層剛性の調整を行った。以下に、解析モデルの調整方法を示す。はじめに上部構造の剛性の調整を行う。X1 通りと X12 通りに設けられた PC 壁を RC 耐震壁としてモデル化した。さらに、上部構造の水平成分の伝達関数より得られる固有振動数と一致するように、全柱位置に線形のせん断バネを付与して調整した。その際、設計図書における各階層剛性の高さ方向分布を保持するようにした。次に、免震層の剛性調整を行った。まず、剛性調整用の 4 次剛性が 0 となるリバーシブルタイプのマルチリニアの

表3 講義棟解析モデルの固有周期一覧

せん断歪	固有周期(s)			
	調整前		調整後	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1%	1.52	1.48	0.97	0.98
2%			1.10	1.11
10%	1.54	1.50	1.32	1.33

MSS モデルを免震装置位置に追加し、その初期剛性は免震層変形が微小変形（本研究では 0.1mm とした）観測記録より求めた建物全体の伝達関数での固有振動数が一致するように決定した。追加したマルチリニア MSS モデルの第2～3 折れ点変位および2, 3次剛性は、建物質量と様々な地震動レベルの加速度記録を用いて求めた免震層のせん断力¹⁶⁾と免震層変形の履歴に一致するように試行錯誤的に決定した。以上の手順で決定した剛性調整用のリバーシブルタイプのマルチリニア MSS モデルの第1～4 折れ点変位それぞれ 0.1, 0.5, 1.0 mm となった。4次剛性は0としているため、1.0 mm 以降の免震層剛性は設計値と等しい値となる。上下方向の剛性については、設計図書および免震部材の鉛直剛性（表 1(a)）に基づき作成した上下応答モデルの固有振動数が観測記録と概ね一致したため行っていない。表3に、解析モデルの剛性調整前後での固有周期を示す。なお、表中のせん断歪とは、免震層に設置されている最小径の積層ゴム（PRB700）に対応した値であり、その変形における等価剛性を用いて固有周期を求めている。減衰も観測記録の伝達関数と一致するように設定した。水平応答解析では、上部構造の減衰定数を $h = 3\%$ となる剛性比例減衰、免震層を $h = 0\%$ とした。上下応答解析では、上部構造の減衰定数を $h = 2\%$ の剛性比例減衰、免震層を $h = 1\%$ とした。

4.2 時刻歴応答解析による講義棟の検討

本節では、時刻歴応答解析と観測記録を比較することで、本解析モデルの妥当性を検討する。ここでは、K-3の結果のみを示す。

はじめに、水平応答解析結果について述べる。図 17(a), (b)に建物全体および上部構造のY成分伝達関数について、観測記録と解析結果を比較して示す。また、図 18 には時刻歴の比較を示す。ここでは例として7FのX1通り側の結果を示す。図 17および18より、高次モード振動が一致していない箇所が見られるが概ね観測記録を再現できていると思われる。なお、X成分や他の地震動においても同様の結果が得られていることを確認している。

次に、上下応答解析結果について述べる。建物全体におけるZ成分の伝達関数を図 19(a)に、観測記録に対するタイプ1およびタイプ2の比を図 19(b)に示す。ここでもX1通り側の結果を示している。なお、上下応答は弾性範囲であることから、図 19 に示す伝達関数は4波の地震動での結果の平均値を示している。図 19(a), (b)より、梁の上下振動をモデル化したタイプ2の解析結果は、タイプ1での結果と比較すると、固有振動数のピークおよび観測結果に見られるような複数のピークを概ね再現できていることが確認できる。図 20にタイプ2と観測記録の加速度時刻歴の比較を示している。図 20の時刻歴波形を見るとタイプ2での解析結果と観測記録が概ね一致していることが確認できる。以上より、上下応答解析において、加振質点による多点入力モデルと大梁の上下振動をモデル化する本手

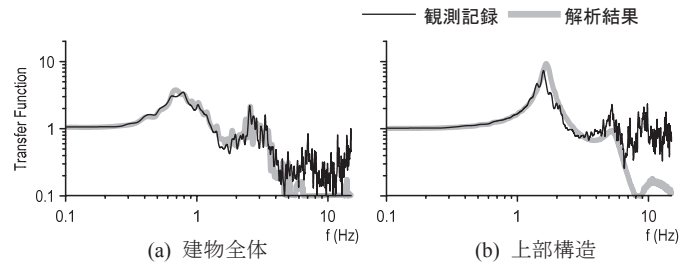


図 17 Y成分 伝達関数の比較（講義棟 7F-X1 通り：K-3）

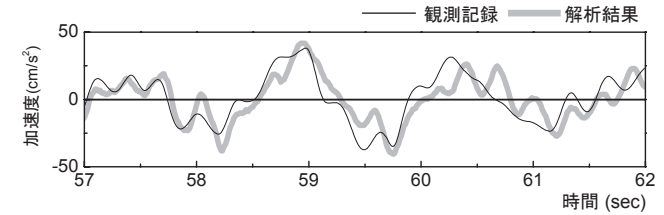


図 18 Y成分 加速度時刻歴の比較（講義棟 7F-X1 通り：K-3）

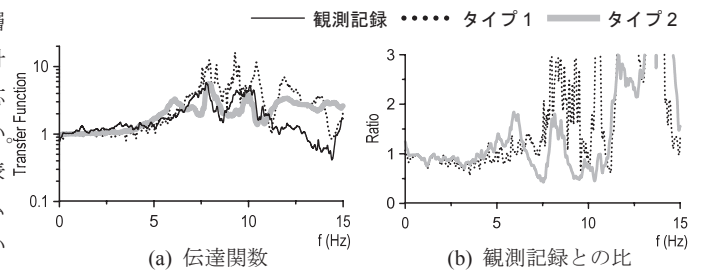


図 19 Z成分伝達関数の比較（講義棟 7F-X1 通り：4波平均）

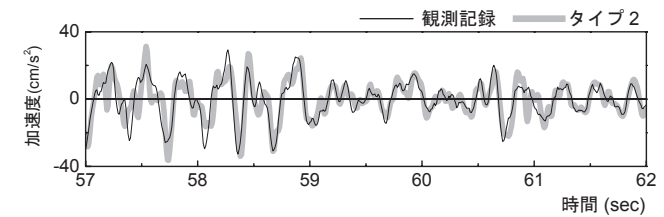


図 20 Z成分 加速度時刻歴の比較（講義棟 7F-X1 通り：K-3）

法の有用性を確認することができた。ただし、解析精度をさらに高めるためには、梁への質量の分配や剛性の調整などを検討する必要があると思われる。

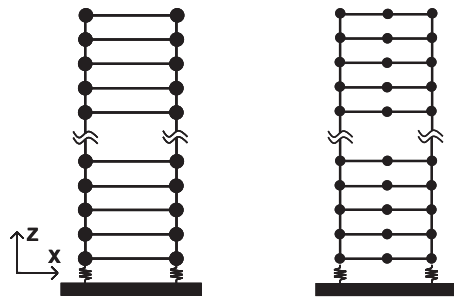
5. アスペクト比の大きい超高層免震建物の応答解析手法

5.1 J2棟の応答解析モデルの作成

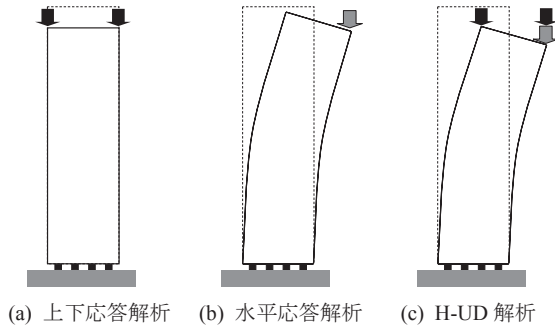
3.2節で述べたように、講義棟に比べ平面規模の小さいJ2棟では、水平成分と同様に、上下成分においても建物位置に寄らず同じ地震動が入力されていると考えることができる。従って、J2棟の上下応答解析モデルには、講義棟で作成したような多点同時入力モデルを用いる必要はなく、一般の振動解析と同様に、上部構造の質量に加速度入力する解析手法を用いることができる。

J2棟においても3次元立体架構モデルを用いる。その際、図21(a), (b)に示すよう、節点のみに質点を分散させたモデル(タイプ1)と、大梁にも質点を設けたモデル(タイプ2)を用いた。

水平応答解析モデルは、上下応答で作成した3次元立体架構モデルに対して、剛床仮定を導入している。免震層を構成する積層ゴムとダンパーは MSS モデルを用いてそれぞれモデル化する。なお、



(a) タイプ1 (b) タイプ2
図21 J2棟の質点振り分け手法の概要



(a) 上下応答解析 (b) 水平応答解析 (c) H-UD 解析
図22 H-UD 解析手法の概念図

表4 J2棟解析モデルの固有周期一覧

せん断歪	固有周期(s)			
	調整前		調整後	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1%	2.84	2.83	2.44	2.49
3%			2.49	2.55
45%	3.44	3.44	3.20	3.25

水平応答解析は、X、Yの一方向応答解析を単独で行う。

3.2節において、J2棟での上下応答は、1Hz付近で水平応答の影響を受けていることが確認されている。そのためJ2棟では、上下応答結果に水平応答の影響を考慮する解析手法(図22)を用いる。水平応答解析モデルにおいて、柱梁節点には上下方向の質量を与えずに自由度のみを与えた状態で水平地震動による時刻歴応答解析を行い、各節点の上下方向の応答変位時刻歴を出力する。出力した変位波形を振動数領域で2階微分して加速度波形に変換し、上下応答解析により求めた上下応答加速度波形と時刻歴上で足し合わせる。この波形を水平応答の影響を考慮した上下応答加速度波形とする。本論文では、上記の手法をH-UD解析(図22(c))と呼び、上下応答解析のみをUD解析(図22(a))と呼ぶこととする。

J2棟においても講義棟と同様に、設計図書の柱・梁断面を用いて3次元立体架構モデルを作成した。免震層の積層ゴムと鋼材ダンパーおよびオイルダンパーを、表1(b)に示す値を用いて1基づつモデル化した。NRBはリニアのMSSモデルで、SDはパイリニア復元力を有するMSSモデルを用いた。J2棟においても前述した講義棟と同様の方法で剛性の調整を行った。はじめに上部構造の剛性の調整を行う。水平成分の伝達関数より得られる固有振動数と一致するように、全柱位置に線形のせん断バネを付与して調整した。その際、設計図書における各階層剛性の高さ方向分布を保持するようにした。J2棟については柱軸剛性も調整した。上部構造の上下成分の伝達

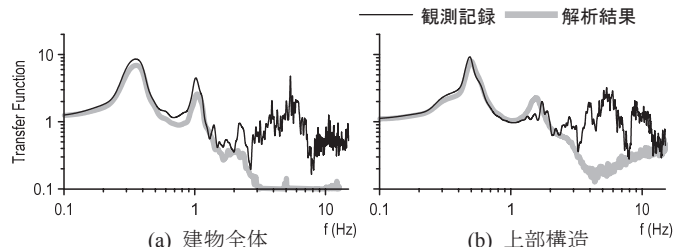


図23 X成分 伝達関数の比較 (J2棟 20F-Y8通り: J-3)

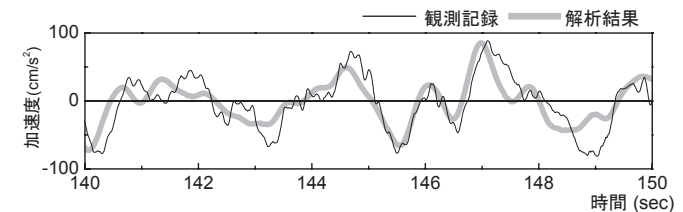


図24 X成分 加速度時刻歴の比較 (J2棟 20F-Y8通り: J-3)

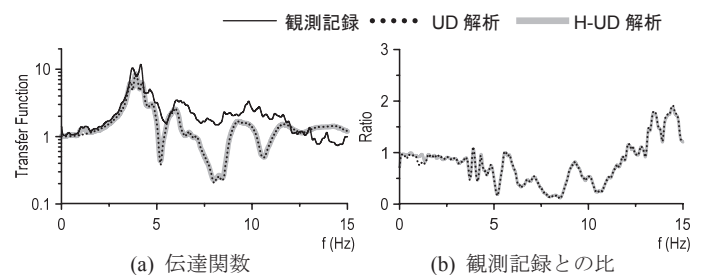


図25 Z成分 伝達関数の比較 (J2棟 20F-Y8通り: 4波平均)

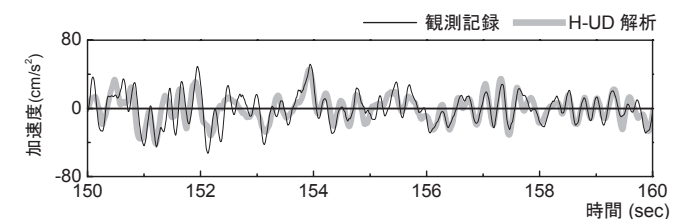


図26 Z成分 加速度時刻歴の比較 (J2棟 20F-隅角部: J-3)

関数より得られる固有振動数と一致するように、全柱位置に線形の軸バネを付与した。次に、免震層の剛性調整を行った。まず、はじめに、剛性調整用の2次剛性が0となるリバーシブルタイプのパイリニアのMSSモデルを免震装置位置に追加し、その初期剛性を免震層変形が微小変形(J2棟では0.3mmとした)観測記録より求めた建物全体の伝達関数での固有振動数が一致するように決定した。表4に、解析モデルの剛性調整前後での固有周期を示す。なお、表中のせん断歪とは、免震層に設置されている最小径の積層ゴム(NRB1100)に対応した値であり、その変形における等価剛性を用いて固有周期を求めている。減衰も上部構造および建物全体の伝達関数が一致するように決定し、水平応答解析では上部構造の1次減衰定数を $h_1 = 3\%$ 、2次減衰定数を $h_2 = 4.5\%$ となるレーリー減衰で設定し、免震層を $h = 0\%$ とした。上下応答解析では上部構造の減衰定数を $h = 1.5\%$ となる定値減衰とした。

5.2 時刻歴応答解析によるJ2棟の検討

本節では、時刻歴応答解析結果と観測記録を比較することで、解析モデルの妥当性を検討する。本節ではJ-3の結果のみを示す。

はじめに、水平応答解析結果について述べる。図23(a), (b)に建物

全体および上部構造の X 成分伝達関数について、観測記録と解析結果を比較して示す。また、図 24 には時刻歴の比較を示す。ここでは 20F の Y1 通り側での結果を示す。図 23 および 24 より、高次モード振動で一致していない箇所が見られが概ね観測記録を再現できていると思われる。なお、Y 成分や他の地震動においても同様の結果が得られていることを確認している。

次に、上下応答階結果について述べる。ここでは紙幅の都合により図示しないが、J2 棟においてタイプ 1 とタイプ 2 による解析結果に大きな違いは確認されなかった。これは 3.1 節で述べたように、J2 棟における上下の固有振動数と梁の振動数が離れているため、結果的に梁の上下動のモデル化の影響が小さくなったためと考えられる。そこで本節では、UD 解析と H-UD 解析の比較に主眼をおいているため、タイプ 2 での結果のみを示すこととする。建物全体における Z 成分の伝達関数を図 25(a)に、観測記録に対する UD 解析および H-UD 解析の比を図 25(b)に示す。ここでは、上部構造の曲げ変形による上下振動の影響が最も強い、建物隅角部における伝達関数 (F013 → F083) を示す。図 25 より、UD 解析と H-UD 解析で大きな違いは見られないが、H-UD 解析では上部構造の曲げ変形による上下振動の影響を考慮していることから、観測記録で見られる 1Hz 以下での振動数のピークを再現することができていることがわかる。図 26 に H-UD 解析と観測記録の加速度時刻歴の比較を示す。図 26 より、解析結果は概ね観測記録と整合していることから本手法の有用性が確認できた。

6. おわりに

本論文では、平面規模が比較的大きい中高層免震建物である東京理科大学講義棟（以下、講義棟）と、アスペクト比の大きい超高層免震建物である東京工業大学 J2 棟（以下、J2 棟）を対象に、観測記録から免震建物の入力および建物内部での伝達特性の検討を行った。さらに、観測記録より得られた知見を基に、観測記録を再現できるモデル化や解析手法を提示した。以下に本研究より得られた知見を示す。

- (1) 講義棟および J2 棟において、観測記録より得られた上下成分の加速度伝達関数には、建物の上下振動のほかは大梁やスラブなどの上下動による複数のピークが確認された。上下解析において、北村ら⁸⁾が指摘するように、梁やスラブの上下動を考慮したモデル化を行うことで、上下振動による複数のピークを再現することができることを示した。
- (2) 講義棟で観測された地震動の上下成分は、平面位置によって異なることが確認された。このことは他の比較的大きな建物^{7), 18)}でも確認されている。一方、講義棟に比べ平面規模の小さい J2 棟においては、平面位置に寄らず同じ記録であった。講義棟のように比較的大きな免震建物では“10 秒振り子”の原理を利用した多点同時入力モデル²⁰⁾が有効である。
- (3) アスペクト比の大きい J2 棟では、観測記録の上下成分の伝達関数に、上部構造の曲げ変形に伴う上下振動の影響が確認された。このような建物の上下加速度を解析する場合には、水平応答解析時に求まる上下方向の加速度波形と、上下応答解析から求めた加速度波形を足し合わせる H-UD 解析が有用であることを示した。

謝辞

本研究は、東京工業大学グローバル COE プログラム「震災メガリスク軽減の都市地震工学国際拠点」と共同で行われたものであります。特に、東京工業大学 笠井和彦教授には多大なご協力を賜りました。厚く御礼申し上げます。また、本論文には元東京理科大学大学院生の黒瀬零氏、田部井正樹氏の修士論文の一部を用いております。本論文の図表の作成に当たっては、東京理科大学大学院生の本郷貴之氏の協力を得ました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：免震構造設計指針(第3版)、技報堂出版、2001.9
- 2) 免震材料講習会資料 免震材料認定に伴う実大試験資料調査に基づく積層ゴムの限界特性とすべり・転がり支承の摩擦特性の現状、日本免震構造協会・日本ゴム工業会共催、設計健保会館、2003.8
- 3) 高山峰夫、森田慶子、多田英之：天然系積層ゴムアイソレータの圧縮限界耐力、日本建築学会構造系論文集、第 482 号、pp.43-51、1996.4
- 4) 大和田健司、石原富夫、和泉正哲：地震観測記録に基づく免震建物の振動特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、B、pp.667-668、1991.9
- 5) 古川忠稔、伊藤雅史、小野聡子、橋英三郎：実地震観測記録を用いた 2 棟の免震建物動特性の同定、日本建築学会構造系論文集第、558 号、pp.117-124、2002.8
- 6) 野畑有秀、寺村彰、安井謙：地震観測に基づく免震建物の上下応答特性、大林組技術研究所報、No56、1998
- 7) 鍋澤斤吾、藤田隆史、北村春幸、浅野美次、吉江慶祐、江利川俊明、森清宣貴、安田正志：免震建物の常時微動特性 その 9 上下動の応答性、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.303-304、2004.8
- 8) 北村春幸、楊志勇、多田英之：免震建物の鉛直地震応答に関する一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.817-818、1996.9
- 9) 森清宣貴、金澤健司、北村春幸：免震建物を対象とした強震-振動モニタリングシステム、日本建築学会技術報告集、pp.133-138、2005.12
- 10) 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
- 11) 菊地岳史、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.212-222、2005.12
- 12) 普後良之、田村哲郎、中村修、佐藤大樹、鈴木勇人、笠井和彦、北村春幸：観測記録に基づく超高層免震建物の風応答評価 その 1-3 日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.209-214、2012.9
- 13) 山際創、笠井和彦、佐藤大樹、山田哲、坂田弘安、山中浩明、盛川仁、和田章：多点同時同時地震動記録に基づく超高層免震建物の地震応答性、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.333-334、2011.8
- 14) 日本免震協会：免震建築物のための設計用入力地震動作成ガイドライン、pp.15-17、2005.11
- 15) 田部井正樹、北村春幸、佐藤大樹、黒瀬零：多点地震動観測記録に基づく免震建物の上下応答解析のモデル化手法 その 1、2 上下応答特性の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.319-322、2008.9
- 16) 本郷貴之、佐藤大樹、福田優輝、北村春幸、笠井和彦：東北地方太平洋沖地震の建物観測記録に基づく超高層・中高層免震建物の応答性状とエネルギー分担、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.439-440、2012.9
- 17) 長橋純男：岩盤強震アレー観測記録の波動伝播解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.535-536、1982.10
- 18) 北沢祐二、須藤福三、朝山秀一、鈴木麻衣子：細長い平面形を有する建築物における地震観測 その 8 地中地震同位相特性が屋上の応答に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、B、pp.1149-1150、1994.9
- 19) 北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門、彰国社、2002
- 20) 寺田隆一、藤田隆史、北村春幸、浅野美次、吉江慶祐、安田正志：免震建物の常時微動特性 その 11 立体架構モデルによる上下動応答結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.307-308、2004.8
- 21) 柚木孝裕、加藤朝朗、寺村彰、野畑有秀、梅木克彦：免震建物の上下応答特性に関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.653-654、1997.9

(2012年1月10日原稿受理、2012年9月6日採用決定)