微振動及び地震観測記録に基づく14階建て鋼構造建物の振動特性評価

DYNAMIC PROPERTY OF THE 14-STORY STEEL-STRUCTURE BUILDING BY MICRO-TREMOR, MAN-POWER FREE-VIBRATION AND SEISMIC OBSERVATION

石井正人 — *1 寺本隆幸 — *2
長田亜弥 — *3 浅野美次 — *1
篠原達巳 — *1

Masato ISHII — *1 Takayuki TERAMOTO — *2
Aya OSADA — *3 Mitsugu ASANO — *1
Tatsumi SHINOHARA — *1

キーワード：
常時微動，人力加振，地震観測，鋼構造建物，固有振動数，減衰定数

Keywords：
Micro-tremor, Man-power vibration, Earthquake observation, Steel structure, Natural period, Damping factor

There is a difference in the vibration characteristics between the real building and the analysis model used at the design stage. In this research, the micro-tremor measurement, the free vibration test by the human power and the seismic observation were carried out for the steel structure office building of 14 stories. These tests and observation results were examined from the small vibration level to the medium-earthquake response level. And the validity of the dynamic analysis model used at the design stage was discussed.

1. はじめに

建物の大地震時応答性状を予測するには，建物の振動特性の把握が重要となるが，設計時に想定した建物性状と実建物の振動特性には差異がある。しかしながら，振動レベルに応じた実建物の振動性状を検討した例は，多くは報告されていない。

本研究では，地震観測を実施している14階建ての鋼構造事務所建物に対して，常時微動測定と人力加振実験を行い，地震動観測記録と併せて解析・検討している。微振動から地震動までを通じての振動レベルや振動外乱に応じて，建物の振動特性がどのように変化するかを検討した。また，設計時に使用した振動モデルを検討し，設計時のモデルの適用性を検討した。

2. 対象建物

対象建物は，2003年3月竣工の地下1階，地上14階，建物高さ59.6m，長辺(X方向)51.2m，短辺(Y方向)27.2mの鋼構造事務所ビルである。東京都千代田区飯田橋に位置し，各階(X,Y方向)に粘性体制震壁(以下粘性壁)と座屈補剛制振ブレースを設置した制振構造である。粘性壁はX方向②架構に千鳥配置，Y方向⑧・⑨架構に連層配置されている。地業は場所打ちコンクリート杭であり，杭先端はGL-16m(一部GL-25m)の洪積砂層(工学的基盤)を支持層としている。

図1に，建物に設置された加速度計・速度計の位置を示す。建物内5箇所，地表面近傍(GL-1m)，杭先端レベル(GL-16m)の合計7箇所，地震観測用の上下・水平3成分の加速度計を設置している。常時微動測定・人力加振実験時には，14階床の両端部に水平2成分の速度計を2台(以下PV1・PV2)を設置し，微分により加速度記録を得た。

図1 加速度計・速度計設置位置

表1 常時微動測定結果

測定	測定条件				最大加速度(cm/s²)				最大回転角 θ (角加速度) × 10⁵(rad/s)
	測定 時間	気温	気圧	風速	X 方向		Y 方向		
		(℃)	(hPa)	(m/s)	1F	14F	1F	14F	
J1	18:53	25.2	1020	3.2	0.17	0.13	0.14	0.12	2.59
J2	20:03	24.7	1021	3.0	0.15	0.18	0.18	0.18	3.73
J3	20:51	24.6	1021	3.4	0.16	0.16	0.16	0.13	2.86
J4	21:15	24.6	1021	3.4	0.16	0.12	0.14	0.11	2.81

*1 (株)日建設計
(〒102-8117 東京都千代田区飯田橋2-18-3)

*2 東京理科大学

*3 (株)鴻池組

*1 Nikken Sekkei Ltd.

*2 Tokyo Science University

*3 Konoike Construction Co., Ltd.

3. 常時微動測定

常時微動測定は、2004年9月12日、日曜日の居住者の少ない状態で、19時から21時の付近で合計4回(以下J1~J4)の測定を行った。サンプリング間隔は加速度計 1/100 秒、速度計 1/500 秒とし、測定時間は20分間とした。表1に常時微動測定結果を示すが、各測定回の最大加速度・最大回転角に大差はない。なお、重心位置の回転角 θ は2つの速度計のY方向測定結果より算出した。

3.1 固有振動数

常時微動測定(J1)時のX・Y方向の伝達関数を図2に示す。J1~J4の各測定とともに同様の卓越が見られ、X方向1.02Hz、Y方向0.72Hz、が1次固有振動数と推定される。R方向0.91Hzは、14Fでの回転角のフーリエスペクトルより定めた。(表2)

3.2 RD法による減衰評価

田村等により提案されているRD法²⁾を用いて、微振動レベルにおける各モードの減衰定数(h_{RD})を推定する。RD法は、狭帯域波をバンドパスフィルターにより抽出し、これらを多数重ね合わせてノイズ成分を平均除去して、自由振動波形を得る手法である。図3に、得られた自由振動波形の例(J2 Y方向 14F)を示す。RD法を適用して得られた各モードの自由振動波形を用いて、10個の連続する正のピーク値の最小二乗近似により、式(1)より定数 h と ω を求め、減衰定数 h_{RD} を推定した。

$$X(t) = A \cdot e^{-h\omega t} \quad \dots\dots(1)$$

各測定で、多少のばらつきはあるが、 h_{RD} の平均値は、X方向1次0.8%、2次1.6%、Y方向1次0.9%、2次1.8%である。

4. 人力加振実験

人力加振は、常時微動測定より推定された固有振動数に基づき、メロノームを用いて5~15人が左右の体重移動を行い加振した。

14階の図4に示す位置で、X・Y・R(振れ)方向に各4回加振を行い(以下MX・MY・MR)、各応答量を測定した。

4.1 振動モード性状

14階測定値の積分により、X・Y方向変位と回転角を算出した。各加振時の自由振動における平面的な振動モードを表3に示す。Y方向1次はY方向並進モードであるのに対し、X・R方向1次は、X方向並進と振れが連成している。

4.2 カーブフィットによる減衰評価

表4に、人力加振実験結果を示す。振幅レベルは、常時微動に対してX方向8倍、Y方向5倍程度である。人力加振実験より得られた自由振動波形を、図5のように10個の連続するピークごとに3区分し、ゼロクロッシング法で推定された周期をもとに、式(1)の h を求め、1次減衰定数(h_{ex})の推定を行った。各回測定値に大きなばらつきは見られず、 h_{ex} は平均値より、X方向が0.8%、Y方向が1.1%と推定された。また、MR加振時の θ を使用し、R方向を1.4%と推定した。

表4 人力加振実験結果 回転角単位: $\times 10^{-5}$ (rad/s)

加振方向	回数	人数	加振振動数(Hz)	階	最大加速度			1次		
					X方向 (cm/s ²)	Y方向 (cm/s ²)	回転角 θ	振動数 f(Hz)	周期 T(s)	減衰 h_{ex} (%)
MX	4	15	1.02	14	1.43	0.09	44.05	1.01	0.99	0.88
				10	1.05	0.10	-	1.01	0.99	0.90
				Ave.	-	-	-	1.01	0.99	0.81
MY	4	15	0.73	14	0.16	0.89	6.25	0.71	1.41	1.07
				10	0.16	0.64	-	0.71	1.41	1.10
				Ave.	-	-	-	0.71	1.41	1.07
MR	4	15	0.89	14	0.54	0.22	41.50	0.88	1.13	1.39
				Ave.	-	-	-	0.89	1.12	1.37

図2 伝達関数(J1)

図3 RD重ね合わせ波形(J2 Y方向 14F)

表2 常時微動測定結果

	方向	固有振動数(Hz)		減衰定数 h_{RD} (%)	
		1次	2次	1次	2次
常時 微動 測定	X	1.02	3.07	0.8	1.6
	Y	0.72	2.33	0.9	1.8
	R	0.91	2.70	-	-

図4 人力加振位置(平面配置と床位置)

図5 自由振動波形(J1 X方向 14F)

表3 振動モード(人力加振)

加振方向	MY	MR	MX
モード	Y方向1次	R方向1次	X方向1次
固有振動数	0.71 (Hz)	0.89 (Hz)	1.01 (Hz)
各方向1次モード図 振幅10000倍			
X (cm)	-8.14E-04	-5.79E-03	3.15E-02
Y (cm)	3.49E-02	-4.33E-04	-6.88E-04
θ (rad)	8.24E-07	8.40E-06	9.88E-06

5. 地震動観測

2003年3月の竣工時より2005年9月までに、2003年宮城県沖地震・十勝沖地震や新潟県中越地震を含む57個の地震動が観測された。GL位置での最大加速度値は、1.5~68.0cm/s²であった。

千代田区の気象庁震度階としては、2003.9.20の茨城県北西部地震、2004.10.6の茨城県南部地震、2004.10.23の新潟県中越地震、2005.7.23の千葉県北西部地震において震度階4であった。

5.1 観測地震動の特性

全観測記録について、1FのX・Y方向最大加速度値と建物内最大加速度増幅率(14F/1F)の関係を図6に示す。また、1FのY方向擬似速度応答スペクトルを図7に示す。図6に見られるように、震央距離の大きいものと75km未満のものとは、増幅率に差が生じていた。それを踏まえて、全観測記録を傾向毎に分類し、以下のグルーピングを行った。

group Aは、1F最大加速度値が12.7cm/s²~35.1cm/s²と大きく、震央距離53km~74kmと近距離かつ内陸部で発生したM4.6~6.0の中小規模地震である。建物内最大加速度増幅率(14F/1F)は、0.8~2.0と小さい。速度応答スペクトルでは、2次固有周期付近の速度応答が1次固有周期に比較して大きい。

group Bは、1F最大加速度値が1.1cm/s²~13.7cm/s²と小さく、震央距離317km~782kmと遠距離かつ海洋で発生したM5.9~8.0の大中規模地震である。建物内最大加速度増幅率(14F/1F)は、2.1~5.2と大きい。速度応答スペクトルは長周期成分が大きいものが多く、やや長周期地震と考えられる。No.6とNo.56(2003年と2005年宮城県沖地震)のレベルが大きく他と傾向が異なっているが、それ以外の地震では傾向が似ている。

group A・group Bに属さない地震は、group C(その他)として分類した。

振動応答解析は、地震動特性の影響を把握するため、各groupより最大加速度値の大きいものを選び、7個の観測記録を対象地震波とする。対象地震記録の主要な観測地震情報を、表4に示す。表中の網掛け部分は、最も最大加速度値が大きかった観測位置を示しているが、中間層や1Fが大きい例もあった。

5.2 建物の地震時振動特性

建物の固有振動数は、全観測記録の伝達関数(フーリエ振幅比)より推定した。各次推定固有振動数は、表5の各地震記録の伝達関数における卓越振動数の平均値より、X方向で1.00Hz(1次)、2.97Hz(2次)、Y方向で0.71Hz(1次)、2.29Hz(2次)となる。また、図8に示すNo.10地震動のように、X方向では、約6割の観測記録に0.83Hz付近の小ピークが見られた。本建物の質量や剛性が多少偏心していることから、ねじれ振動によるものと考えられる。また、14F・10F・5Fでの増幅特性の差異は少なかった。

1次卓越振動数と14F最大加速度値との関係を、図9に示す。最小二乗法による近似直線によると、1次卓越振動数にはX・Y方向ともに若干の振幅依存性がある。応答加速度値の増加に伴い、固有振動数と推定される1次卓越振動数は減少する傾向を示し、等価な建物剛性が振動振幅の増大に応じて減少する傾向を示している。X方向の減少率が大きいのは、建物初期剛性に外壁プレキャストコンクリート板の剛性が寄与しているものと推定される。Y方向の外装はガラスカーテンウォールであり、この影響は少ないと考えられる。

図6 1F最大加速度と最大加速度増幅率の関係

図7 擬似速度応答スペクトル(1F・Y, h=0.05)

表4 解析対象地震観測記録情報

地震 No.	地震情報					観測最大加速度 (cm/s²)					
	発生 日時	震 源	震央 距離 (km)	規模 (M)	震度 階級	X 方向			Y 方向		
						1F	5F	14F	1F	5F	14F
groupA											
12	03.10.15	千葉県北西部	53	5.1	3	19.0	17.6	22.3	22.1	26.4	18.4
25	04.10.06	茨城県南部	58	5.7	4	26.1	24.5	35.4	24.9	24.4	30.2
53	05.07.23	千葉県北西部	57	6	4	32.7	34.9	64.0	35.1	34.3	41.0
groupB											
6	03.05.26	宮城県沖	382	7	3	9.0	14.2	21.9	11.0	19.4	32.9
23	04.09.05	紀伊半島沖	381	6.9	2	1.8	2.4	4.0	1.8	2.7	5.8
groupC(その他)											
27	04.10.23	新潟県中越	212	6.8	4	18.8	22.4	20.1	16.8	32.6	32.8
48	05.06.01	東京湾	12	4.1	2	5.8	4.4	3.1	4.8	4.6	3.6

図8 伝達関数(No.10-X)

図9 1次卓越振動数

表5 推定固有振動数(卓越振動数の平均値:Hz)

	1 次	2 次	3 次	備 考
X 方向	1.00 (0.03)	2.97 (0.07)	4.97 (0.18)	()内は 標準偏差
Y 方向	0.71 (0.02)	2.29 (0.05)	4.19 (0.24)	
振れ	0.84 (0.03)	—	—	

6. 地震時の減衰特性評価

6.1 設計モデル

本建物は、ねじれ振動を生ずる可能性があるため、ねじれも考慮できる弾性立体骨組振動モデルを作成し、本研究における設計モデルとする(図 10)。設計モデルは、最下層に鉛直バネを配し、地上 14 階の各階を剛床仮定として重心位置に 3 自由度を与える。CFT 柱・鉄骨梁端部の剛域長さは、部材長の約 1/3 とする。CFT 柱は、曲げ・軸剛性はコンクリートと鋼管を考慮し、せん断・ねじれ剛性は鋼管のみとして評価する。座屈補剛制振ブレースは、有効長さを節点間距離の 65%、残りを剛域とする。大梁は、スラブ合成効果を考慮し 1.30~1.65 倍に曲げ剛性を増大させる。内部粘性減衰は、制振ブレースを含めた主架構に対する初期剛性比例型とし、 $\eta_h=2\%$ とする。

粘性壁は、付帯大梁の剛性を 20 倍に増大させ、上下 2 点と非線形 Voigt モデルの両端を剛域でつないでモデル化する(図 11)。粘性壁の抵抗力 F_w は、粘性抵抗力 Q_C と剛性抵抗力 Q_K の和で求め、粘性壁に有効な変形である実効変形 δ_e や、その実効速度 V_e の増加により見かけの抵抗力 F_w が頭打ちになる非線形特性を持っている。粘性減衰係数 C_w や粘性剛性 K_w は、製品の実験式により定めた。

図 12 と表 6 に、設計モデルの固有値解析結果を示す。1 次モードでは、 β_Y が大きく Y 方向並進、2 次・3 次モードでは、 β_X と β_R が大きく X 方向並進とねじれが連成している。

6.2 修正モデル

設計モデルの固有振動数 f_0 が推定固有振動数 f と合うように、外装材や間仕切壁等の 2 次部材位置に各階一様の剛性を付加した修正モデルを作成する。等価せん断剛性増大率の各階平均値は、X 方向で 1.41、Y 方向で 1.15 であった。内部粘性減衰を初期剛性比例型とし、図 13 に示すように粘性壁を含んだモデルにおける伝達関数(14F/1F)の 1 次ピークを観測記録と一致させて定める。このようにして定めた内部粘性減衰定数を h_{AR} とする。さらに、高次振動の影響を把握するために、振動モードによらず減衰定数が一定となる定値型減衰についても検討を行い、減衰定数を h_{CT} とする。

6.3 修正 N モデル

部材実験による粘性壁の減衰特性を正しいものと仮定して全体減衰を内部粘性分と粘性壁分に分けて評価するために、修正モデルより粘性壁を除去したモデル(修正 N モデル)を作成する。この粘性壁を除去したモデルで内部粘性減衰を初期剛性比例型として伝達関数(14F/1F)の 1 次のピークを観測記録と一致させて評価した全体の減衰定数を nh_{AR} とする。粘性壁の見かけの等価減衰を h_D とすると、 nh_{AR} と h_{AR} を用いて、 $h_D=nh_{AR}-h_{AR}$ として評価可能と考える。

6.4 等価せん断型モデル

全体の応答性状を確認するために、等価せん断型モデルを作成する。1 次推定固有振動数 f は、設計モデルの固有振動数 f_0 より大きい。設計モデルの質量が適切であるとして、振動数の差異を剛性に換算すると、建物剛性 K は、設計モデルの剛性 K_D より(2)式となり、剛性修正係数 α は X 方向で 1.45、Y 方向で 1.20 となる。

$$\alpha = K/K_D = (f/f_0)^2 \quad \dots\dots(2)$$

設計モデルの質量と(2)式の建物剛性 K を用いて、14 質点系等価せん断型モデルを作成し、検討を加える。内部粘性減衰は初期剛性比例型とし、同様に伝達関数のピークを一致させて定め、等価減衰定数を th_{AR} とする。

各階質量	989~1250 ton
自由度	各階 3 自由度 (剛床仮定)
剛性	部材レベルで弾性 剛性を考慮
減衰	粘性減衰 $\eta_h=2\%$ 別途に粘性壁減衰 を考慮(図 11)

図 10 振動解析モデル

図 11 粘性壁のモデル化

図 12 設計モデルのモード図

表 6 刺激係数と固有振動数の比較

mode	1 次	2 次	3 次
	Y 1 次	R 1 次	X 1 次
β_X	-0.16	0.88	-2.43
β_Y	-3.15	-0.29	-0.11
β_R	-9.79	27.3	26.7
設計モデル固有振動数 f_0 (Hz)	0.65	0.72	0.83
推定固有振動数 f (Hz)	0.71	0.84	1.00
f/f_0	1.09	1.17	1.20

図 13 伝達関数 No.23-X-(14F/1F) 図 14 伝達関数 No.53-Y-(5F/1F)

6.5 減衰推定結果

表 7 に減衰定数の推定結果を示す。部材実験による粘性壁の減衰特性を正しいものと仮定し評価した結果であるが、修正モデルの内部粘性減衰 h_{AR} の平均値は、X 方向で 2.1%、Y 方向で 0.8% (No.53 を除く) であるが、X 方向は若干ばらつき、group A が 2.5% と group B の 2.1% より大きい。粘性壁の見かけの等価減衰 h_D の平均値は、Y 方向 0.9% が X 方向 0.6% より大きい。これは、Y 方向に配置された粘性壁の粘性量が X 方向に比べて多いこと、この方向の固有周期が長いことに起因していると思われる。観測記録中で最大の加速度応答を示した No.53 においては、Y 方向での推定減衰値が他の観測記録と比べて h_{AR} は大きく、 h_D は小さいが、この理由は不明である。

7 地震時の振動応答解析

7.1 減衰種類の影響

図 13 に、No.23 (group B) の X 方向の伝達関数 (14F/1F)、図 15 に加速度時刻歴応答 (14F) を示す。減衰定数は、修正モデルで $h_{AR}=2.5\%$ 、等価せん断型モデルで $Th_{AR}=4.6\%$ となり、加速度波形形状、最大値、発生時刻ともに観測記録をよく再現している。修正モデル定値減衰型の加速度応答波形も剛性比例型と類似しているため、No.23 では 1 次モードが支配的と考えられる。No.6 (group B) も同様の傾向を示した。

図 14 に No.53 (group A) の Y 方向の伝達関数 (5F/1F)、図 16 に加速度時刻歴応答 (5F) を示す。定値型の減衰定数 $h_{CT}=2.4\%$ を用いた修正モデルの伝達関数 (5F/1F) は、特に高次成分が観測記録と良く一致し、加速度波形も形状、最大値、発生時刻ともに観測記録を良く再現する。修正モデル剛性比例型と等価せん断型モデルの波形形状は類似しており、ともに観測記録に対し再現性が悪い。

group A 全体でも同様の傾向を示すため、短周期が主体の group A に対しては、定値減衰が最大値、発生時刻ともに観測記録をよく再現すると思われる。

7.2 最大応答値の比較

図 17 に、全観測記録で最大レベルの No.53 を入力地震波とする各種モデルの Y 方向応答を示す。最大層せん断力は、設計用地震波レベルと比べて小さい値ではあるが、修正モデル剛性比例型・修正モデル定値型と等価せん断型は、ほぼ同様の応答量を示している。

表 7 地震時の減衰定数推定結果 単位(%)

地震	X 方向					Y 方向 (*は平均より除外)				
No	nh _{AR}	h _{AR}	平均	h _D	平均	nh _{AR}	h _{AR}	平均	h _D	平均
group A										
12	2.7	2.0	2.5	0.7	0.6	1.5	0.5	0.7	1.0	1.0
25	3.1	2.7		0.4		1.7	0.8		0.9	
53	3.5	2.8		0.7		2.5	2.4*		-	
group B										
6	2.2	1.7	2.1	0.5	0.5	2.3	0.7	0.8	1.6	1.4
23	3.0	2.5		0.5		2.0	0.8		1.2	
group C										
27	2.8	1.7	-	1.1	-	1.6	1.2	-	0.4	-
48	1.5	1.5		0.0		1.0	0.7		0.3	
平均	2.7	2.1		0.6		1.8	0.8		0.9	

nh_{AR} : 修正 N モデルの減衰定数、 h_{AR} : 修正モデルの減衰定数、 h_D : 粘性壁の見かけの等価減衰

図 15 加速度時刻歴応答(No.23-14F-X)

図 16 加速度時刻歴応答(No.53-5F-Y)

図 17 各種モデルの応答比較(No.53-Y)

8. 実測値に基づく振動特性評価

8.1 振動特性評価

表8に各測定振動特性推定結果を示す。微振動レベルより推定した1次固有振動数は、地震観測とほぼ一致し、X方向で1.0Hz、Y方向で0.7Hz、R方向で0.9Hzである。2次振動数では、常時微動のX方向で3.1Hz、Y方向で2.3Hzに対して、地震観測のX方向で3.0Hz、Y方向で2.3Hzであり、両者の差は少ない。

また、推定1次減衰定数は、常時微動観測ではX方向0.8%、Y方向0.9%、人力加振ではX方向0.8%、Y方向1.1%、R方向1.4%となった。地震観測による1次減衰定数の推定値は、X方向2.7%、Y方向1.6%であり、微振動レベルに対して、約3.3倍及び1.9倍と大きく増加している。

8.2 振幅依存性

図18と図19に、常時微動測定・人力加振実験・地震観測(0.6~64.0cm/s²)より推定された各方向1次固有振動数、1次減衰定数と14F最大加速度の関係を示す。

1.4cm/s²以下という微振動レベルでも、僅かではあるが、振幅に依存して、各方向1次固有振動数は低下し、減衰定数は増加する傾向がある。また、地震観測より推定された1次固有振動数は、微振動レベルとほぼ一致した傾向を持ち、微振動に基づく1次固有振動数を用いて地震時1次固有振動数の評価が可能といえる。減衰定数は、振幅レベルの違いにより傾向に差が見られた。

8.3 推定減衰定数の考察

本建物は、粘性壁と座屈補剛制振ブレースを使用しているが、今回の測定範囲である14Fが64cm/s²以下の振幅レベルでは、制振ブレースは弾性範囲にあると見なせるので、減衰に寄与するのは構造減衰と粘性壁である。

微振動レベルでの減衰は、常時微動と人力加振による差異や、X・Y方向による差異が小さい。微振動レベルでは、粘性壁の効率が悪く等価粘性減衰定数の差異が少なかったものと推定される。

地震観測時には、減衰定数は大幅に上昇しているが、X方向とY方向には差が見られる。方向により外装材の影響や粘性壁の効率が異なることに加えて、X方向振動は捩れ振動を伴うので、Y方向両端部に設置された粘性壁も減衰に寄与して、見かけの減衰性が大きくなったことも一因と推定される。

9. まとめ

14階建て鋼構造制振建物を対象として、常時微動測定及び人力加振による微振動記録(14F振動レベル0.1~1.4cm/s²)、地震観測記録(同0.6~64.0cm/s²)及びシミュレーション結果に基づき、振動特性評価を行い、以下の知見を得た。

- ・推定1次固有振動数は設計値より大きく、X方向1.00Hz、Y方向0.71Hzであり、X方向並進とねじれ振動が連成している。
- ・微振動時の観測より推定された固有振動数は、地震動時とほぼ一致した傾向を持ち、微振動からの地震時固有振動数の評価が可能である。
- ・推定された減衰定数は微振動レベルと地震観測時には差が見られる。地震観測時には、外装材や粘性壁の方向性等が影響して、X方向応答においてより高い減衰効果が得られていると推定される。

- ・ねじれを考慮した立体骨組の修正モデルを用いることにより、観測値レベルの加速度応答をよく再現できた。
- ・部材実験による粘性壁の減衰特性を振動モデルに組み込んで評価した結果ではあるが、地震観測より得られた修正モデルの主架構の内部減衰定数は1~2%程度、粘性壁の見かけの減衰定数は1%程度と推定された。

図18 1次固有振動数と14F最大加速度関係

図19 1次減衰定数と14F最大加速度関係

謝辞

本報告におけるデータ整理や検討に協力頂いた東京理科大学本研究室の深野浩志氏及び卒業生諸氏に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 建築物の減衰, 日本建築学会, 2000.10
- 2) 地震観測記録に基づくパッシブ制振構造の動的挙動の検討, 石井他, パッシブ制振構造シンポジウム, 2004
- 3) 地震観測記録に基づく日建設計東京ビルの振動性状(その1~その8), 石井・寺本他, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊, p.861~872, 2004, p.413~416, 2005

表8 振動特性推定結果

	方 向	固有振動数(Hz)		減衰定数 h(%)		14F 振動レベル (cm/s ²), (rad/s ²)
		1次	2次	1次	2次	
常時 微動 測定	X	1.02	3.07	0.8	1.6	0.13~0.18
	Y	0.72	2.33	0.9	1.8	0.11~0.18
	R	0.91	2.70	—	—	2.59~3.73×10 ⁻³
人力 加振 実験	X	1.01	—	0.8	—	0.62~1.43
	Y	0.71	—	1.1	—	0.30~0.89
	R	0.89	—	1.4	—	7.52~41.5×10 ⁻³
地震 観測	X	1.00	2.97	2.7	—	0.7~64.0
	Y	0.71	2.29	1.8	—	0.6~41.0

[2007年2月21日原稿受理 2007年7月26日採用決定]