

能動型同調質量ダンパーを設置した高層建物の 強風に対する制振特性評価

VIBRATION CONTROL CHARACTERISTICS OF TALL BUILDING WITH AN ACTIVE TUNED MASS DAMPER SYSTEM FOR WIND EXCITATION

田村和夫*¹, 柴 慶治*², 岡田敬一*³, 和田 章*⁴
Kazuo TAMURA, Keiji SHIBA, Keiichi OKADA and Akira WADA

This paper describes vibration control characteristics of a tall building in which an active tuned mass damper (ATMD, or hybrid mass damper, HMD) system is installed. The responses under harmonic active control force were studied by analyses on the two degrees of freedom models, and the forced vibration test method was demonstrated with showing an application to a tall building. Using the identified dynamic properties of the building which was obtained as the test results, the vibration control performance was directly calculated from the observed wind response data, analyzing the forced vibration responses induced by the inertia force of the mass dampers. The analyses, which were conducted on the observed wind response data of an actual tall building, verified the response control characteristics of the HMD system and demonstrated the effectiveness of the system.

Keywords : *active control, active tuned mass damper, hybrid mass damper, wind observation, forced vibration test*
アクティブ・コントロール, 能動型同調質量ダンパー,
ハイブリッド・マス・ダンパー, 風観測, 強制振動試験

1. はじめに

高層建物の強風時応答を低減するための手法として、従来から実績のある同調質量ダンパー (Tuned Mass Damper, TMD) などのパッシブなダンパーシステムに加えて、これに外部からエネルギーを与えてアクティブに制御する能動型同調質量ダンパー (Active Tuned Mass Damper または Hybrid Mass Damper, HMD) システムが提案され、装置パラメータの影響や制御アルゴリズムの効果などについて、解析的に多くの研究が行なわれている^{1)~8)}。また、様々な制振装置システムも開発され実建物に設置されつつあり^{9)~15)}、観測に基づき制振効果を示した例もある^{12)、15)}。しかし、自然外乱を対象とする制振システムの特性を把握する上で実建物の応答観測結果の分析は極めて重要であるが、HMDに関して未だ実観測記録を基に装置挙動や建物の制振特性について十分に分析されたものはない。特に強風時の制振特性については単に制振効果が見られることを示すに留まって

いる。また、強風時の風外力の測定が困難なため、同一外力条件での制振の有無による応答比較を直接的に行なっているものはない。一方、制振装置および建物の動特性把握は制振特性の評価には必須の事項であるが、この点についても十分に検討されているとは言いがたい。

建物動特性評価のために起振機を用いた強制振動試験を行なうことがあるが、大型構造物では起振機の加振能力不足、工程上の理由で竣工後の建物特性を把握することが一般には難しいこと、などの問題がある。これに対し能動型の制振装置を設置する場合には、建物に制振力を付与するアクチュエータを備えているため、これを用いて建物を加振することが可能である。特に、同調質量型の制振装置を設置した建物では、装置自身の共振現象を利用して加振力を増幅することが可能であり、建物竣工時に制振の対象とする比較的大振幅までの建物-装置系の同定が可能と考えられる。また、能動型制振装置による建物加振特性の把握は装置の制振能力を確認すると

本論文の一部は、1993年度日本建築学会大会^{19),20)}で発表している。

*¹ 清水建設和泉研究室 主任研究員

*² 清水建設技術研究所 博士(工学)

*³ 清水建設技術研究所

*⁴ 東京工業大学 教授・工博

Chief Research Engineer, Izumi Research Institute, Shimizu Corporation
Institute of Technology, Shimizu Corporation, Dr. Eng.
Institute of Technology, Shimizu Corporation
Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

いう観点からも重要である。

本研究では、能動型同調質量ダンパーの駆動力を利用して建物を加振し建物動特性を求める方法について論じ、実建物の加振試験を行ないその適用性を示す。また求められた建物動特性と、強風時の制振装置稼働時応答観測波を基に、制振装置がない場合の建物応答波を推定する方法を提案し、シミュレーション解析によりその精度を検討する。さらに、この方法を用いて能動型同調質量ダンパーを設置した実高層建物の風応答観測データの分析を行ない、強風時の建物および装置応答特性と制振効果の評価を行なう。

2. アクティブ駆動力による建物加振特性

まず、建物—装置系を図-1に示すような2質点系振動モデルに置換し、装置に駆動力を発生させた場合の建物、装置の基本振動特性の解析的評価を行なう。

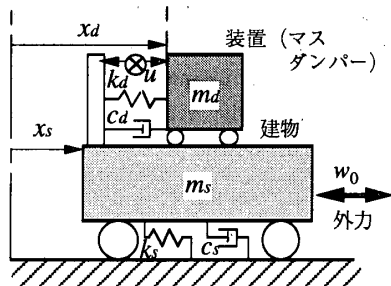


図-1 解析モデル

このモデルの運動方程式は以下のように記述される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = u + w \quad (1)$$

ここで、**M**, **C**, **K** はそれぞれ振動系の質量、減衰、剛性のマトリクス、**x**, **u**, **w** はそれぞれ変位、駆動力、外力のベクトルであり、以下のように表せる。

$$M = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix}, C = \begin{bmatrix} c_s + c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix}, K = \begin{bmatrix} k_s + k_d & -k_d \\ -k_d & k_d \end{bmatrix}$$

$$x = \begin{bmatrix} x_s \\ x_d \end{bmatrix}, u = \begin{bmatrix} -u \\ u \end{bmatrix}, w = \begin{bmatrix} w_0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

ここに m_s, c_s, k_s と m_d, c_d, k_d はそれぞれ建物と装置の質量、減衰係数、剛性を表し、 x_s, x_d は建物と装置の変位を、 u, w_0 は駆動力と外力をそれぞれ表す。

外力 w_0 がなく、円振動数 ω の調和的駆動力 u を発生させる場合について、定常状態の応答を以下に示す。

$$j = \sqrt{-1} \text{ とおき、} \\ w_0 = 0, u = u_0 e^{j\omega t} \quad (2)$$

を (1) 式に代入し、整理すると (3) 式が得られる。

$$A_1 x = u e^{j\omega t} \quad (3)$$

ここに、

$$A_1 = \begin{bmatrix} -m_s \omega^2 + j\omega(c_s + c_d) + k_s + k_d & -(j\omega c_d + k_d) \\ -(j\omega c_d + k_d) & -m_d \omega^2 + j\omega c_d + k_d \end{bmatrix}$$

である。従って

$$x = \begin{bmatrix} x_s \\ x_d \end{bmatrix} = A_1^{-1} u e^{j\omega t} \quad (4)$$

となり、この式から得られる x_s と x_d を用いて建物加速度 \ddot{x}_s 、装置加速度 \ddot{x}_d 、装置変形 x_{d0} は以下の式から求められる。

$$\ddot{x}_s = -\omega^2 x_s, \quad \ddot{x}_d = -\omega^2 x_d, \quad x_{d0} = x_d - x_s \quad (5)$$

これらの式を用いて、50階建て程度の高層建物の1次振動モードを能動型同調質量ダンパーで制御する場合を想定し、表-1に示す解析パラメータに対して周波数応答曲線を以下に求める。

表-1 解析パラメータ

$m_s = 10,000 \text{ ton}, \quad m_d = 100 \text{ ton}$
$h_s = c_s / (2\omega_s m_s) = 0.01$ (ω_s : 建物固有円振動数)
$h_d = c_d / (2\omega_d m_d) = 0.02, 0.05, 0.10$
(ω_d : 装置固有円振動数)
$T_s = 4.0 \text{ sec}, \quad R_T (= T_d / T_s) = 0.8, 1.0, 1.2$

1tonfの調和駆動力を作用させた場合の周波数応答曲線を図-2に示す。この図は、いずれも装置減衰定数 h_d が0.05の場合について、制振装置と建物との固有周期の比 R_T が0.8、1.0、1.2の場合の周波数応答曲線を比較したものであり、(a)、(b)、(c)、(d) はそれぞれ装置加速度、建物加速度、装置変形、建物加速度/装置加速度を示している。

建物を加振する力に対応する装置加速度は、建物の固有振動数0.25Hz付近で小さくなる傾向を有するが、アクティブ駆動力分 (1tonf) に相当する9.8Galよりは大きな値になっている。また、建物の加速度曲線の形状は R_T によって差があり、建物固有周期の付近で微妙に変化している。装置変形も加振振動数のわずかなずれにより大きく変化する。また、(d) は建物に直接加わる力を一定とした場合の共振曲線に相当しており、 R_T には依存しない。即ち、建物の応答振幅は装置加速度の値により一義的に決まる。

加振振動数を建物固有周期に一致させた場合について、 R_T と装置加速度との関係を図-3に示した。同図には装置の減衰定数3種類の場合を重ね描いている。装置の減衰定数が小さいほど大きな応答になっており、 R_T が1.1~1.2程度で最大の建物加振性能が得られている。これは、装置周期を建物周期よりもやや長めにしておくことが加振能力の点から有利であることを示している。

3. 実建物の加振試験と動特性評価

(1) 建物および制振装置概要

本章では、実在する高層建物を対象に、前章で示した

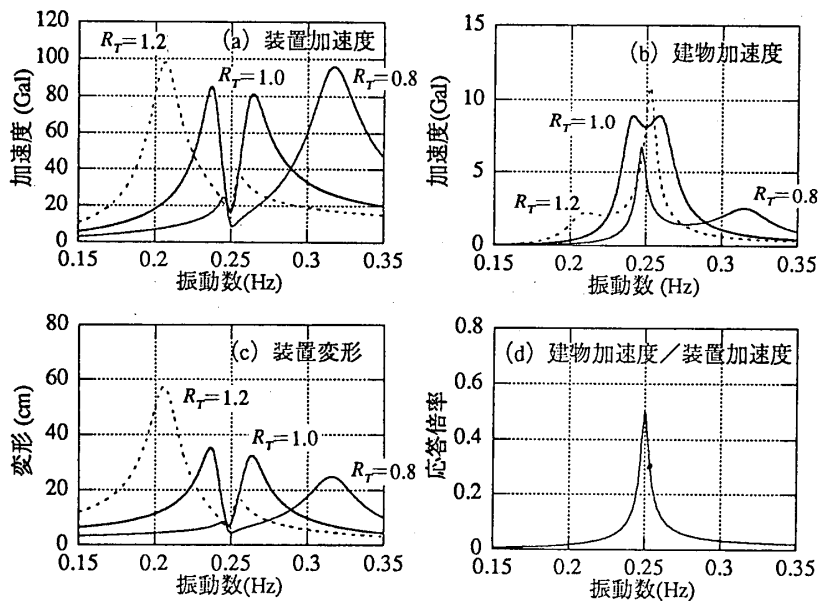


図-2 調和駆動力作用時の応答曲線

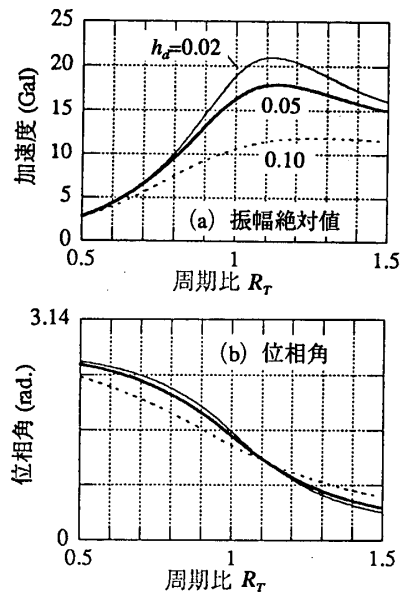


図-3 建物固有振動数で加振した場合の装置加速度応答曲線

方法に基づき加振試験を行ない、対象建物および制振装置の特性評価を試み、試験方法の適用性を検討する。

対象建物は大阪に建つ鉄骨造50階建て建物で、図-4に示す形状と表-2に示す設計諸元を有している¹⁴⁾。この建物は高層部の用途がホテルであり、主に強風時の居住性確保を目的としてHMDが建物最上部のPH1Fに設置されている。2台のHMDが約19.2m離して設置されており、並進、振れの両振動モードを制御するように計画されている。このHMD装置は、鉄骨コンクリート製の重りを多段積層ゴムで支え、これにACサーボモータによりボールねじを介して建物短辺方向に駆動力を付与するタイプであり、建物長辺方向にはパッシブなダンパーとして働くものである。この装置は線形に近い動特性を有している。装置に関する記述および安全監視を含めた全体システムの概要は文献(15)に示されている。

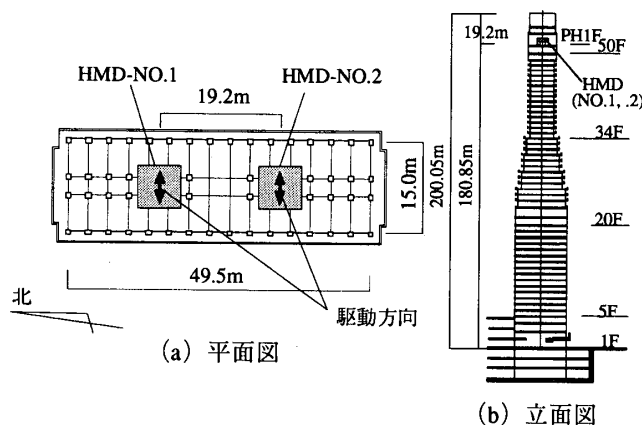


図-4 建物概要

(2) 加振試験と建物特性評価

建物最上階に設置されている2基のHMDを起振機として、同位相で建物短辺方向の並進モード加振を、逆位相で振れモード加振を実施した。加振は、いずれも振幅を一定とした調和的駆動力を発生させることにより行ない、加振振動数を変化させながら建物各階および装置の応答を測定した。

この試験の実施時点で建物は仕上げ工事がほぼ終了した状態であったが、2基の制振装置はまだ建物との周期調整をされておらず、装置周期は建物固有周期より短かった。

並進方向加振時の建物PH1階床加速度(建物両端の平

表-2 建物と制振装置の設計諸元

建物	階数：地上50階、地下3階、塔屋3階 地上部重量：56,680 ton 耐震設計用固有周期：短辺方向 4.40 sec、 長辺方向 4.72 sec
装置	方式：短辺方向 HMD方式、長辺方向 TMD方式 可動部重量：115 ton / 1台 ストローク：短辺方向±100cm、長辺方向±50cm 最大駆動力：7.0 tonf / 1台 設計用固有周期：3.3~4.0 sec

均値)、装置加速度(2台の平均値)、装置変形(HMD-NO.1)の周波数応答曲線を図-5の(a), (b), (c)に示す。いずれの図も装置駆動力が1台当たり1.0, 0.6, 0.3tonfの3種類(大振幅、中振幅、小振幅)の試験結果を重ね描いて示している。装置に発生させる

駆動力を一定としているため、装置の動特性の影響により建物を加振する力（装置の慣性力に相当）は振動数毎に異なっている。建物の動特性を線形と見做すことにより、図-2 (d)と同様に装置の単位慣性力当たりの建物の周波数応答曲線から建物の動特性が評価できる。図-6がこのようなして得られた並進方向と振れ方向の共振曲線である。ここで、装置の慣性力は試験実施時の装置可動部重量を110ton/1台として算出しており、2台の装置の慣性力の和に対する建物両端の変位振幅の平均値の比率を示している。並進方向については3次モードまで、振れ方向については2次モードまでの曲線が得られた。これらの結果をもとに、偏分反復法に基づく曲線適合法¹⁶⁾により固有振動数と減衰定数を評価した。結果の一部を表-3に示す。なお、同表中の加速度振幅はPH1階端部の値を示している。いずれのモードに対しても固有周期は建物振幅の増大とともにやや伸長する傾向があり、並進方向の1次モードでは大振幅時は小振幅時に比べて2.4%周期が長くなっている。減衰定数は並進方向1次で1%強、振れ方向1次で約2.4%である。

本ケースでは装置周期が建物周期に比べ短めであり、十分に装置の共振現象を利用することはできなかったが、アクチュエーターの最大駆動力に対し15%以下の力で建物PH1階床の共振時加速度振幅が5~6Gal程度までの動特性が求められ、制振装置設計用資料が得られた。

試験結果と装置構成部個々の特性の設計値を基に、並進方向の大振幅加振時における建物および装置の諸定数

を表-4のように仮定して求めた応答値を図-5の中に実線で示した。計算値と観測値の対応は良好である。

4. 制振装置がない場合の建物応答推定

(1) 応答波推定法

制振構造物の強風時の制振効果確認法として、同一に近い外乱条件での制振装置作動と固定の場合の建物応答波を比較している場合、および一定時間毎の建物応答の

表-3 建物の固有周期と減衰定数

加振方向	加振振幅	モード	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	加速度振幅 (Gal)
並進	大振幅	1	3.82	0.26	1.16	5.91
		2	1.31	0.76	1.44	5.05
	中振幅	1	3.80	0.26	1.12	3.52
		2	1.29	0.78	1.35	3.02
	小振幅	1	3.73	0.27	1.03	1.35
		2	1.28	0.78	1.13	1.56
振れ	中振幅	1	2.29	0.44	2.43	5.08
		2	0.91	1.10	1.93	3.02
	小振幅	1	2.22	0.45	2.37	2.29
		2	0.90	1.11	1.52	1.87

表-4 解析用定数

$$\begin{aligned}
 m_s &= 15,600 \text{ ton}, & m_d &= 220 \text{ ton (2台分)} \\
 h_s &= c_s / (2\omega_s m_s) = 0.01 & & \text{(可動部質量)} \\
 h_d &= c_d / (2\omega_d m_d) = 0.05 \\
 T_s &= 3.8 \text{ sec}, & T_d &= 3.5 \text{ sec}
 \end{aligned}$$

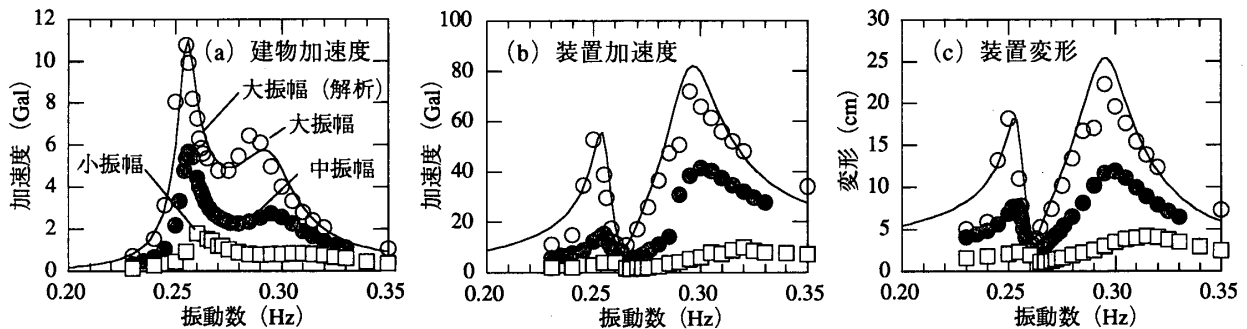


図-5 強制振動試験結果

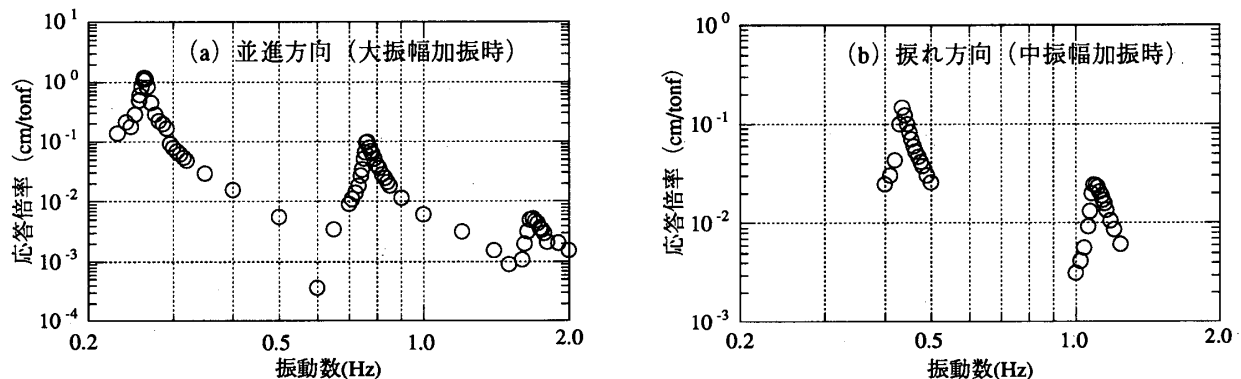


図-6 建物の応答倍率曲線

r.m.s.値や最大値のサンプルを集め、外力条件をこの区間内では定常とみなして風速と応答の関係を制振装置作動の有無で比較している場合が一般的である^{12) 15) 17) 18)}。しかしこれらの方法は、風外力が厳密には定常でないことを考慮すると未だ検討の余地が残されている。

ここでは、既に動特性が同定されている建物について、制振装置作動時の応答観測結果から風外力を介することなく制振装置がない場合の応答を推定し、制振効果を評価する方法を提案する。

質量ダンパーの設置された構造物に風外力が加わる場合の構造物の応答は以下の形で表現することができる。

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{x}}_s + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{x}}_s + \mathbf{K}_s \mathbf{x}_s = \mathbf{w} + \mathbf{u}_d \quad (6)$$

ここに、 \mathbf{M}_s 、 \mathbf{C}_s 、 \mathbf{K}_s はそれぞれ構造物の質量、減衰、剛性のマトリクスであり、 \mathbf{x}_s は構造物の変位ベクトル、 \mathbf{w} は風外力ベクトル、 \mathbf{u}_d はダンパーから建物に加わる力のベクトルをそれぞれ表す。例えば図-1の系では

$$\mathbf{u}_d = -m_d \ddot{x}_d = k_d(x_d - x_s) + c_d(\dot{x}_d - \dot{x}_s) - u \quad (7)$$

である。構造物の応答加速度 $\ddot{\mathbf{x}}_s$ は構造物が線形の場合、風外力による応答成分 $\ddot{\mathbf{x}}_{sw}$ とダンパーから加えられる力による応答成分 $\ddot{\mathbf{x}}_{sd}$ の和として表せるから $\ddot{\mathbf{x}}_{sw}$ は次式で求められる (図-7 参照)。

$$\ddot{\mathbf{x}}_{sw} = \ddot{\mathbf{x}}_s - \ddot{\mathbf{x}}_{sd} \quad (8)$$

ここに、 $\ddot{\mathbf{x}}_s$ は装置作動時の建物加速度であり、観測されているため既知である。ダンパー力 \mathbf{u}_d もマスダンパーの加速度が測定されている場合には既知な値となる。従って、 $\ddot{\mathbf{x}}_{sd}$ も下式を解くことで得られる。

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{x}}_{sd} + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{x}}_{sd} + \mathbf{K}_s \mathbf{x}_{sd} = \mathbf{u}_d \quad (9)$$

即ち、建物に加わる風外力の値が測定されていない場合でも、構造物の動特性が既知の場合には、質量ダンパーの稼働している系の応答を基にして、(8) 式から容易に質量ダンパーのない系の応答が求められる。

なお、ここでは構造物の振動によって風外力が影響されない振動レベルを対象としている。

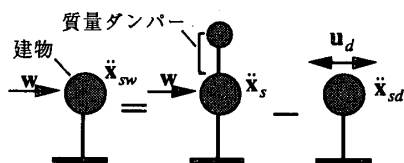


図-7 装置がない場合の応答波の求め方 (概念図)

(2) シミュレーション解析による検討

前項の応答推定法による推定値の精度がシステムの動特性の推定精度にどの程度依存するかについてシミュレーション解析により検討する。

今、表-4 に示す 2 自由度系モデル (ただし、同表の値を $m_d=230\text{ton}$ 、 $T_d=3.8\text{sec}$ に変更したもの) を対象にして、アクティブ制御時の風応答解析を行ない、得られた建物とダンパーの応答加速度波を観測波と見做し、これ

を基に、建物特性を仮定してダンパーがない場合の応答を求める。

制御則としては、一般的に用いられている最適制御に基づく状態フィードバック制御を対象とし、(1) 式を以下の状態方程式の形に変形した。

$$\dot{\mathbf{X}} = \mathbf{A} \mathbf{X} + \mathbf{B} \mathbf{u} \quad (10)$$

ここに、 $\mathbf{X} = [\dot{x}_s \quad \dot{x}_d \quad x_s \quad x_d]^T$ であり、 \mathbf{A} 、 \mathbf{B} はそれぞれ、システム行列、制御力の位置を規定するベクトルであり、以下に示す形になっている。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -(c_s + c_d)/m_s & c_d/m_s & -(k_s + k_d)/m_s & k_d/m_s \\ c_d/m_d & -c_d/m_d & k_d/m_d & -k_d/m_d \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\mathbf{B} = [1/m_s \quad -1/m_d \quad 0 \quad 0]^T \quad (12)$$

評価関数は建物速度 \dot{x}_s および制御力 u の二乗値の重み付き和として、次式で設定した。

$$J = \int_0^{\infty} (q\dot{x}_s^2 + ru^2) dt \quad (13)$$

ここに q 、 r はそれぞれ状態量と制御力にかかる重み係数であり正値である。この評価関数を最小にする制御力 u はよく知られているように次式で与えられる。

$$u = -r^{-1} \mathbf{B}^T \mathbf{P} \mathbf{X} \quad (14)$$

ここに \mathbf{P} は次の Riccati 方程式の解である。

$$\dot{\mathbf{P}} + \mathbf{P} \mathbf{A} + \mathbf{A}^T \mathbf{P} + \mathbf{Q} - \mathbf{P} \mathbf{B} r^{-1} \mathbf{B}^T \mathbf{P} = 0 \quad (15)$$

ただし、 $\mathbf{Q} = \text{diag}(q, 0, 0, 0)$ である。

入力した風外力波は、図-4 の建物モデルの風洞模型実験により得られた多点同時観測データを基に建物頂部風速 3.3 m/s (大阪における気象データを基に算定した再現期間 5 年に相当する風速で 10 分間平均値) に対応する各階風圧力波を求め、これに並進 1 次モードの各階成分を乗じて求めた風圧力の 1 次モード成分の時系列である (データの時間刻みは 0.341 sec)。対象とした風圧力は建物短辺方向に作用する力とし、風向は建物長辺方向と平行な場合 (風向 a) とこれに直交する場合 (風向 b) の 2 ケースとした。入力波の波形を図-8 に示す。

制御のケースとして、 $q=1$ 、 $r=3 \times 10^{-1}$ に対する制御ゲインを用いた場合 (HMD) と、制御力を加えない場合

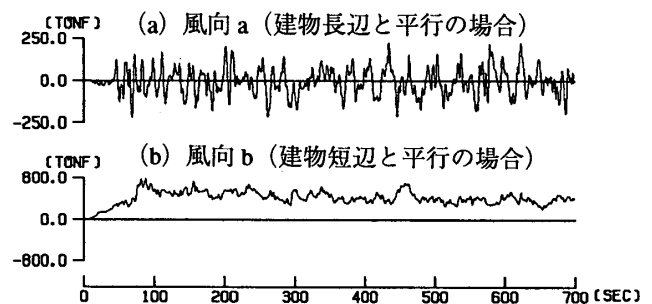


図-8 応答解析用風外力波形

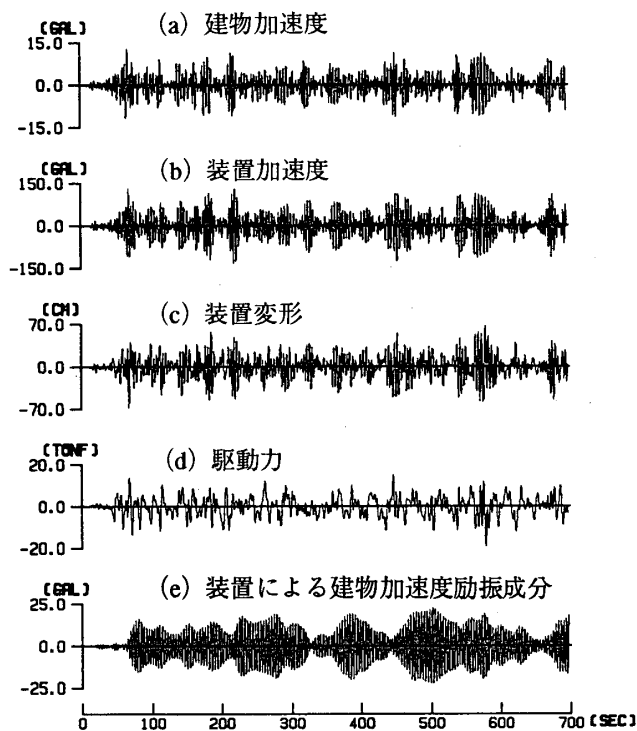


図-9 応答解析結果 (HMD, 風向a)

(TMD)の2種類について検討した。風向aに対するHMDの場合の応答解析結果を図-9に示す。図中の(e)は装置による建物励振分(\ddot{x}_{sd})を表している。

次にここで得られた建物と装置の加速度を基に、建物の剛性と減衰を仮定して、ダンパーがない場合の応答を推定したものと、直接にダンパーがない場合の応答解析を行なって得られた正解値の波形とを比較して図-10に示す。また、剛性および減衰の正解値に対する仮定値の比率と、建物応答波のr.m.s.値の正解値に対する推定値の比率との関係を図-11に示す。これらによると、応答波形の包絡形状およびr.m.s.値の推定精度には建物剛性の推定誤差の影響が減衰の影響よりも大きい。また、HMDの方がTMDの場合よりも推定誤差が小さい。これは、HMDの方が装置から建物に加わる力の周波数成分が広帯域であるためと考えられる。ただし、いずれの場合も建物剛性の推定精度で±4~5%程度、減衰定数の推定精度で±20~30%程度であれば±10%程度以下の誤差であり、実用上本手法で応答波を推定することが可能と考えられる。なお、建物および装置の減衰定数がここで設定した1%よりもはるかに小さい場合には推定精度が悪くなることも予想され、注意を要する。

5. 実建物の風応答観測に基づく制振特性評価

(1) 制振システムの制御則と応答観測の概要

ここでは、図-4の建物の強風時応答観測結果に基づき、4章で示した方法を利用して制振効果を評価する。

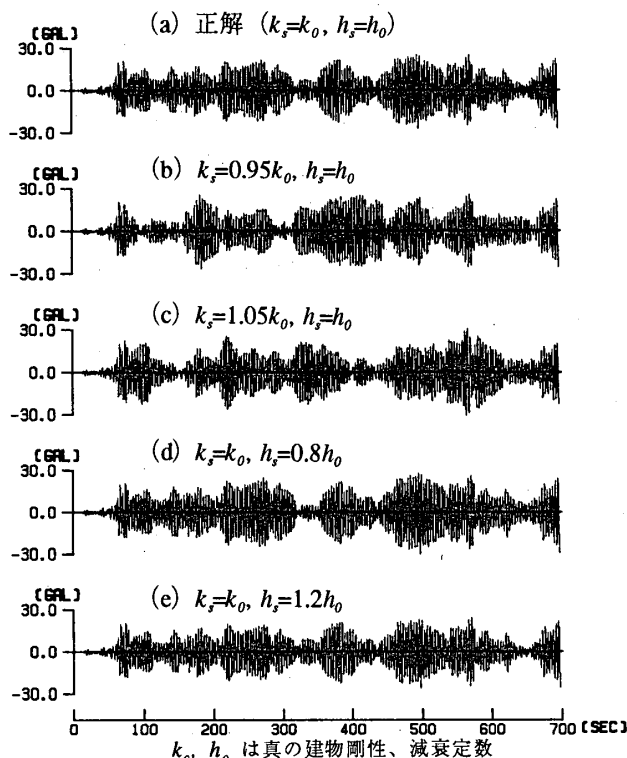


図-10 建物加速度応答推定波形 (HMD, 風向a)

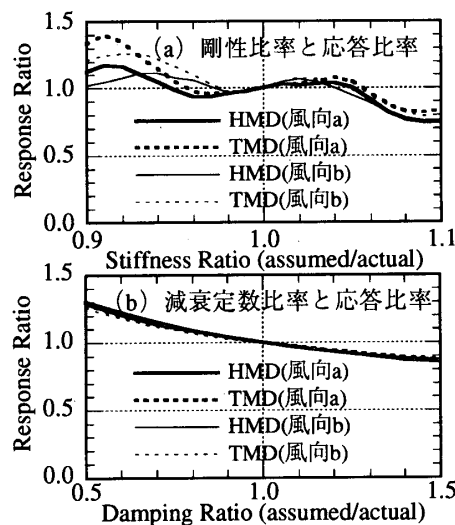


図-11 建物パラメータの設定誤差と応答比率

制振装置の可動部質量は振動試験を実施した時の質量(表-4の値)よりも装置1台当たり5tonずつ増加させている。本制振システムで採用されている制御則は最適状態フィードバック制御であり、並進1次と捩れ1次の両振動モードに対してそれぞれ建物-装置系を2自由度モデルに置換して、4章で示したものと同様の方法でフィードバックゲインを求めている。即ち(10)式における状態量 $\mathbf{X} = [\dot{x}_s \quad \dot{x}_d \quad x_s \quad x_d]^T$ を並進、捩れの1次モード成分に対して定義し、(14)式により各モードの制御力を求める。

捩れ方向の場合には、2台のダンパーおよびダンパー

表一五 制御ゲイン算出用建物および装置定数

		質量 (回転慣性)	減衰定数	固有周期
並進 モード	建物	$m_s=15,600$ ton	$h_s=0.01$	$T_s=3.8$ sec
	装置	$m_d=230$ ton	$h_d=0.05$	$T_d=3.7$ sec
振れ モード	建物	$I_s=4.02 \times 10^{10}$ ton cm ²	$h_s=0.02$	$T_s=2.2$ sec
	装置	$I_d=2.12 \times 10^8$ ton cm ²	$h_d=0.05$	$T_d=3.7$ sec

表一六 制御ゲイン定数

状態量 モード	建物速度	建物変位	装置速度	等価減衰 定数 (1次)
並進	2.632×10^{-1}	6.253×10^0	-1.774×10^{-1}	0.12
振れ	4.538×10^6	2.032×10^6	-1.794×10^4	0.05

単位はtonf・cm・sec系としている

設置位置の建物床変位を各々 x_{d1}, x_{d2} および x_{s1}, x_{s2} とし、ダンパー間距離を L とすることにより振れ1次モードの状態量が、

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} \dot{x}_{s1} - \dot{x}_{s2} & \dot{x}_{d1} - \dot{x}_{d2} & x_{s1} - x_{s2} & x_{d1} - x_{d2} \end{bmatrix}^T \quad (16)$$

と表せ、 \mathbf{A}, \mathbf{B} は以下のようにになる。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -(c'_s + c'_d)/I_s & c'_d/I_s & -(k'_s + k'_d)/I_s & k'_d/I_s \\ c'_d/I_d & -c'_d/I_d & k'_d/I_d & -k'_d/I_d \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$\mathbf{B} = [1/I_s \quad -1/I_d \quad 0 \quad 0]^T \quad (18)$$

ここで、 I_s, I_d と c'_s, c'_d および k'_s, k'_d は振れ方向の建物、装置の回転慣性、減衰係数および剛性をそれぞれ表す。装置1台当りの質量、減衰係数、剛性を各々 m_{d0}, c_{d0}, k_{d0} として、装置単体の振れ振動特性を無視すると

$$I_d = m_{d0} L^2/2, \quad c'_d = c_{d0} L^2/2, \quad k'_d = k_{d0} L^2/2 \quad (19)$$

となる。これらを(14)、(15)式に代入することにより制御力 u が回転モーメントの次元で得られ、振れ方向成分に対応する2台の装置の制御力 u_1, u_2 は、

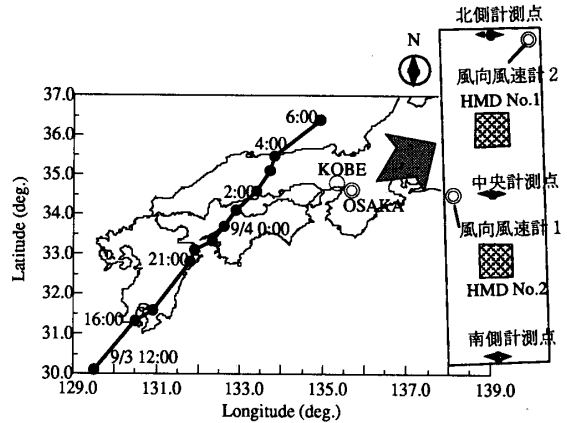
$$u_1 = u/L, \quad u_2 = -u/L \quad (20)$$

で求められる。

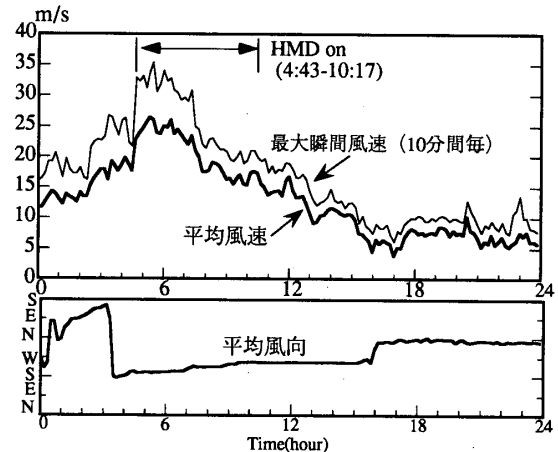
並進方向に対しては装置2台分の制御力を求めてからこれを半分にするだけで1台当たりの制御力を求めることができる。ここでは、並進モードと振れモードとの連成がないものとして両モードに対する制御力の和として各装置の制御力を与えている¹⁵⁾。

制御力算出に用いるセンサーはそれぞれの装置上および装置位置の建物床上に設置した速度計とし、変位はこれらの速度計の出力を数値的に積分することにより求められている。ここで示す風応答観測時における制御ゲインは、表一五の定数を基に算出したものである(表一六)。なお、表中には複素固有値解析により評価した1次モードの減衰定数も参考のため示した。

分析の対象とした観測記録は1993年9月の台風13号の



図一12 台風の経路



図一13 風速と風向の時間変化

時に得られた応答波である。台風の経路図を図一12に示す。当該建物のある大阪では、4日未明が最も大きな風速になった。建物の頂部における10分間毎の最大瞬間風速と平均風速、風向の時間変化を図一13に示す。

本制振システムでは常時はダンパーを固定しているが、建物応答値が設定値に達した4時43分に稼働を開始した。なお、装置稼働中数回装置を意図的に固定し、装置稼働時と固定時の応答を比較することにより制振効果を確認した。

制振装置稼働時の記録のうち比較的高い風速であった4時53分からの10分間の波形を図一14に示す。この時の風向は建物の長辺方向にほぼ平行である。図では、建物短辺方向について、2台の制振装置および建物両端部の床応答の平均値(並進成分)と、それぞれの差の1/2(振れ成分)を表示している。また、これらの波のパワースペクトルを図一15に示した。駆動力は、並進方向については状態量の建物変位に静的成分が含まれていることを反映して低振動数成分を多く含んでいるが、振れ方向については建物固有振動数付近の成分が卓越している。装置加速度は、建物固有振動数付近と装置固有振動数付近が卓越している。建物加速度は並進、振れモードともに1次モード成分が卓越している。また、いずれ

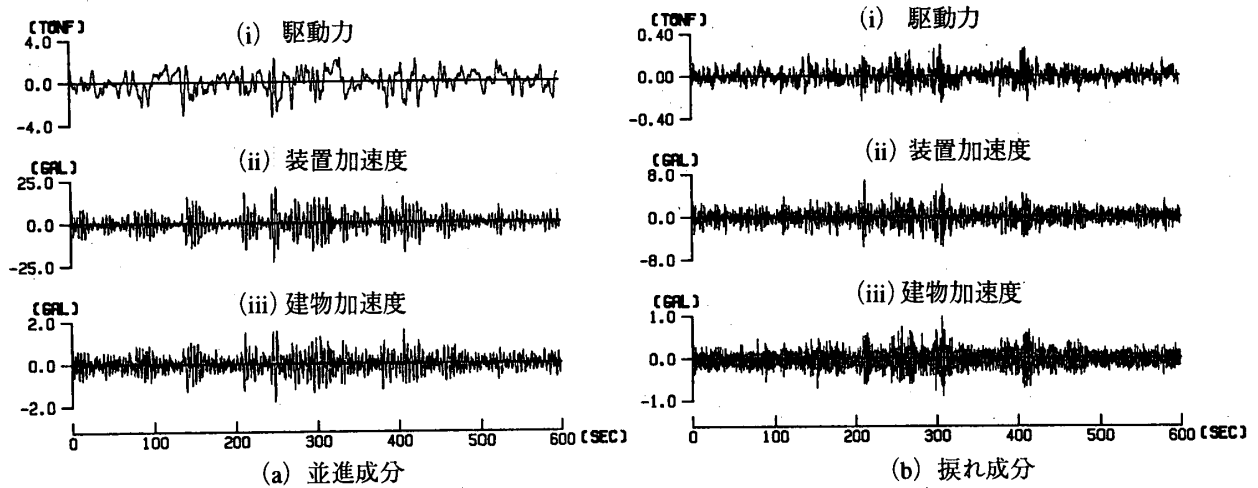


図-14 応答波形例 (4:53~5:03の10分間観測波)

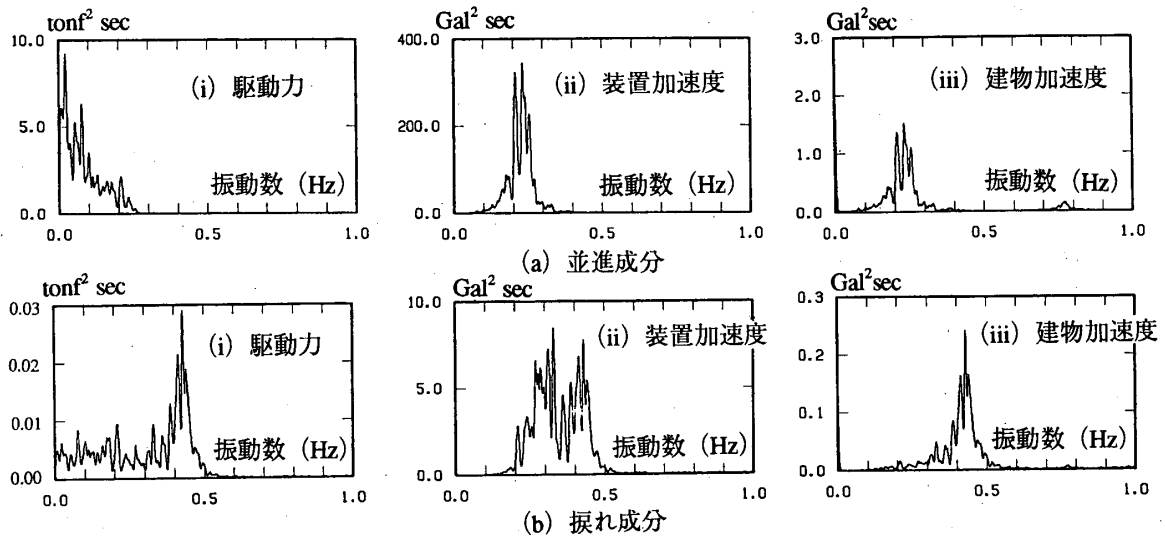


図-15 観測波のパワースペクトル (4:53~5:03の10分間観測波)

も並進成分が捩れ成分に比べて支配的になっている。図-16には2台のHMDの変形波形を示したが、2台の装置の動きはここではほぼ同一になっている。

(2) 制振効果

次に制振装置稼働時の応答より、3章で得られた建物周期と減衰定数および設計用の建物1次モーダル質量と装置重量を用いて制振装置がない場合の応答を推定した。この解析は多自由度系建物モデルでも可能だが、本ケースでは応答が支配的な建物の並進方向1次モードのみを対象とした。なお本モデルでは、装置重量が建物重量に比べて小さいので装置なしの応答を装置固定時の応答と見做した。また、表-3の値と建物の応答振幅を考慮して、建物の固有周期 T_1 を3.75sec、減衰定数 h_1 を0.01と設定した。並進方向の建物加速度観測波と解析により推定した装置固定時の応答波形例を図-17に示す。制振装置による10分間の建物応答成分の時刻歴を求める場合には、解析における過渡応答の影響を除くため、直前5分間の観測データを加えた計15分間の観測

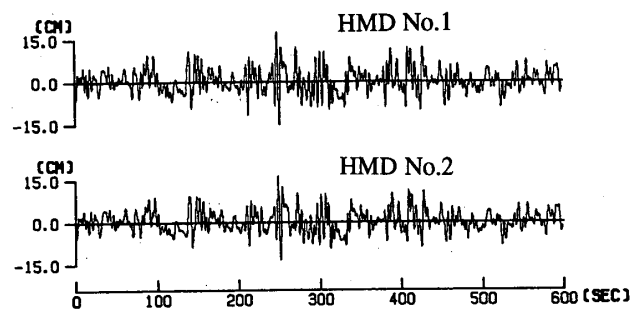
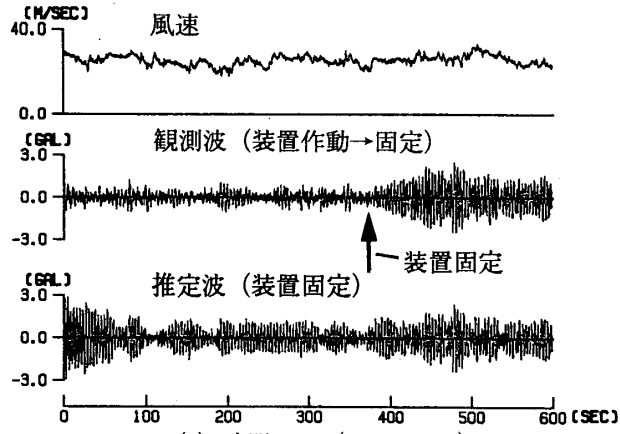
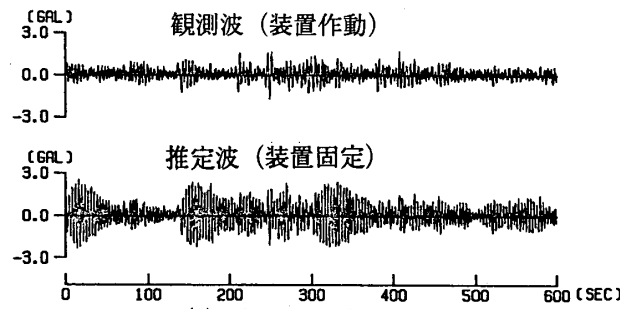


図-16 装置変形観測波 (4:53~5:03)

データに対して初期条件をゼロとして応答解析を行なった後、最初の5分間の解析データを削除した。図-17の(a)は制振装置作動途中で急に装置をブレーキで固定した時の波形であるが、観測波では装置固定後急に応答が大きくなる様子が見られる。また(a)、(b)ともに装置固定時の応答推定値は制振装置稼働時に比べて大きな値を示しており、稼働中の制振装置の有効性を示している。また並進方向について、装置固定時の推定建物



(a) 時間—1 (5:13~5:23)



(a) 時間—2 (4:53~5:03)

図—17 建物応答加速度波

応答加速度波と、別な時刻における装置固定時観測波の
パワースペクトルとを図—18に示した。両者とも、図—
15に示した制振装置作動時のものに比べて周波数帯
域の狭い形状になっており、推定波の妥当性を示唆して
いる。

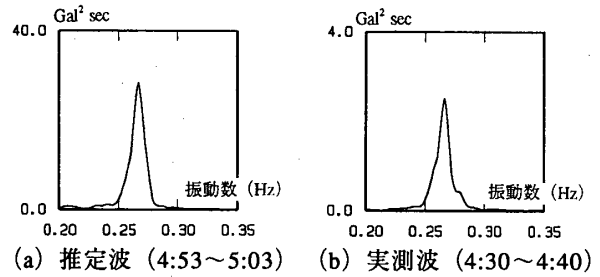
さらに、制振装置稼働の全時間にわたって同様の解析
を行ない、10分間毎に平均風速と並進方向の建物応答加
速度のr.m.s.値の関係を求めて、観測データと共に図—
19に示した。解析値は観測値と傾向が整合している。

制振装置により建物を励振した成分のうち建物の制振
に寄与した分の比率を図—20に示した。この比率は、
装置作動時の建物応答加速度データに基づき、10分間毎
に固定時の応答推定波 \ddot{x}_{sw} のr.m.s.値から観測波 \ddot{x}_s の
r.m.s.値を減じたものを、制振装置によって励振された
応答 \ddot{x}_{sd} のr.m.s.値で除したものであり、制振の効率を
示す。本ケースでは、制振装置により励振された応答量
の60~70%程度が建物の応答低減分になっている。

次に建物に入力したエネルギーの時刻歴を求める。エ
ネルギーの釣合式は(6)式の各項に \dot{x}_s^T を前から掛
けて時間積分することにより、次式のように表せる。

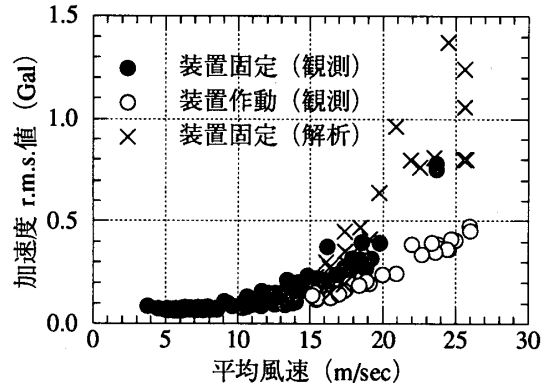
$$\int_0^t \dot{x}_s^T M_s \ddot{x}_s dt + \int_0^t \dot{x}_s^T C_s \dot{x}_s dt + \int_0^t \dot{x}_s^T K_s x_s dt = \int_0^t \dot{x}_s^T w dt + \int_0^t \dot{x}_s^T u_d dt \quad (21)$$

この左辺は建物部への総入力エネルギーを表す。左辺



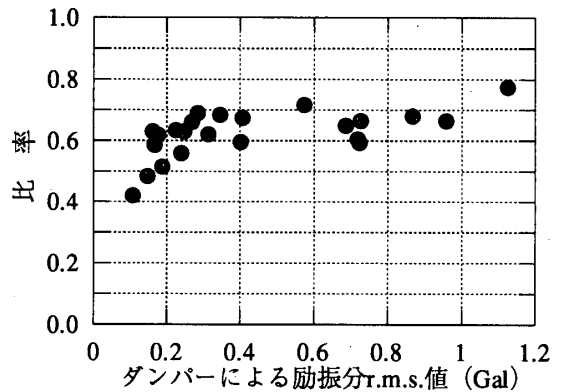
図—18 建物応答波のパワースペクトル

(装置固定時)

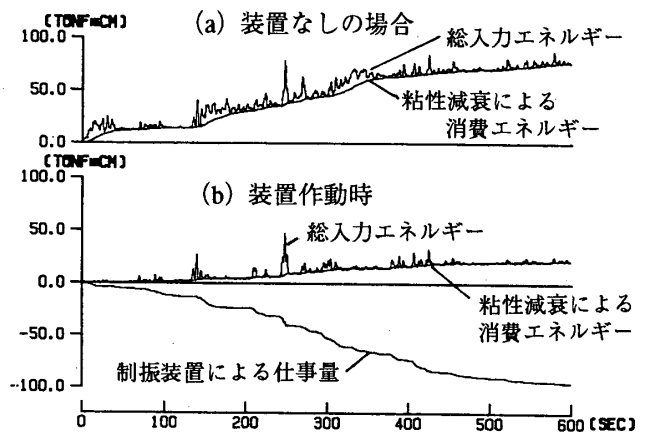


図—19 建物頂部風速と建物加速度

(PH1階並進成分)



図—20 ダンパーによる励振量と応答低減比率



図—21 建物への入力エネルギー量

(4:53~5:03)

第2項は建物の粘性減衰による消費エネルギーである。右辺第1項は外力が建物になす仕事量、第2項が制振装置による仕事量を表している。即ち、制振装置が建物になす仕事量 E_d は図-1の2自由度モデルの場合には

$$E_d = \int_0^t \dot{\mathbf{x}}_s^T \mathbf{u}_d dt = \int_0^t \dot{\mathbf{x}}_s^T (-m_d \ddot{\mathbf{x}}_d) dt \quad (22)$$

となる。並進1次モードに対して、制振装置作動時に観測された装置と建物の応答波、および制振装置がない場合の建物応答推定波を基にそれぞれの場合の入力エネルギーの時刻歴を求め、図-21に示す。図中には建物への入力エネルギーの合計と粘性減衰による消費分、制振装置を作動させた場合には装置が建物に加えたエネルギーを示している。図より、制振装置作動時には装置は建物からエネルギーを吸収しており、建物で消費するエネルギーが少なくなっていることが確認できる。

6. 結論

本論文の内容を以下にまとめる。

(1) 能動型同調質量ダンパーの駆動力を利用して重りを共振させることにより駆動力よりも大きな加振力を建物に与える方法を示した。建物固有周期で加振した場合の応答振幅は、装置の減衰定数が小さいほど大きくなり、装置周期が建物周期よりもやや長い場合に単位駆動力当たりの応答が最大になった。また、この方法により実高層建物の強制振動試験を実施し、建物の動特性を精度よく求めることができた。

(2) 制振装置の励振力に着目して、装置作動時の応答観測波と建物動特性を基に制振装置がない場合の応答波を推定する方法を示し、2自由度系の建物-装置解析モデルを用いた検討により、実用上十分な推定精度を有することを示した。

(3) 能動型同調質量ダンパーを設置し、建物1次モードに対して設計した状態フィードバック制御を行なっている実高層建物について、強風時の応答観測波の分析を行ない、上記の応答推定方法の妥当性を示すとともに、制振効果を明らかにした。

謝辞

本研究を進めるにあたり、制振装置の設置に関してご配慮頂いた(株)安井建築設計事務所の辻英一博士他の皆様に感謝致します。また、本論文で示した制振装置システムの開発に携わった清水建設(株)技術研究所の稲田泰夫博士を初めとする制振開発プロジェクトの皆様に感謝致します。

参考文献

- 1) Chang, J.C.H. and Soong, T.T.: Structural Control Using Ac-

tive Tuned Mass Dampers, Proc. of ASCE, Vol.106, EM6, pp.1091~1098, 1980.12

- 2) 谷田宏次: パッシブとアクティブを組み合わせた制振方式, Structure, No.32, 1989年
- 3) 金子美香, 三田 彰, 奈良岡浩二ほか: ハイブリッド型制振装置に関する研究(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)B, pp.789~790, 1990年10月
- 4) 家村浩和, 山田善一, 伊津野和行ほか: 曲げ構造物におけるハイブリッド制振機構の有効性, アクティブ制震(振)シンポジウム論文集, pp.217~224, 1992年3月
- 5) 石丸辰治, 新谷隆弘ほか: モデル・フォロイング制御則によるハイブリッド同調多重質量ダンパー(HTMMD)の実験的研究, アクティブ制震(振)シンポジウム論文集, pp.241~248, 1992年3月
- 6) 渡辺亨, 吉田和夫: ハイブリッドアクティブ動吸振器のパラメータの最適化, 機械力学・計測制御講演論文集(Vol.B), 日本機械学会, No.910-39(IIIB), pp.70~73, 1991年7月
- 7) 背戸一登, 猿渡克己, 藤田勝久, 古石喜郎: 能動的動吸振器の研究, 日本機械学会論文集(C編), 57巻538号, pp.44~51, 1991年
- 8) 金子美香, 三田 彰: ハイブリッドマスダンパーのエネルギー吸収特性と制御手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第449号, pp.103~110, 1993年7月
- 9) 谷田宏次, 小池祐二, 幸田口勝生ほか: 2軸ハイブリッド式制振装置の開発と適用例, アクティブ制震(振)シンポジウム論文集, pp.271~278, 1992年3月
- 10) 永田敬雄, 山田周平, 松本竹二ほか: みなとみらい21ランドマークタワーの制振装置(その1)~(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)B, pp.885~888, 1990年10月
- 11) 藤田隆志, 水田政智, 松本喜代隆ほか: 大規模実験モデルによる高層建物制振用アクティブ・パッシブ切替型マスダンパーの研究, 日本機械学会論文集(C編)59巻557号, pp.36~43, 1993年1月
- 12) 柴 慶治, 田村和夫, 佐武直紀, 横田治彦, 来田義弘: ハイブリッドマスダンパー(HMD)を用いた建築構造物の応答制御, アクティブ制震(振)シンポジウム論文集, pp.263~270, 1992年3月
- 13) 田村和夫, 三田 彰, 金子美香, 前林和彦, 小川雄一郎, 稲田泰夫: ハイブリッドマスダンパーの高層建物への適用に関する研究, アクティブ制震(振)シンポジウム論文集, pp.233~240, 1992年3月
- 14) 浮田高志, 稲田泰夫, 辻英一, 田村和夫ほか: 大阪・ORC200シンボルタワーの制振装置(その1)~(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B, pp.953~956, 1992年8月
- 15) 稲田泰夫, 小川雄一郎, 田村和夫, 前林和彦, 柴 慶治: 大型ハイブリッドマスダンパーシステムの開発と超高層建物への適用, 第2回振動制御コロキウムPART.B講演論文集, pp.95~102, 1993年8月
- 16) 長松昭男: モード解析, 倍風館, 1985年
- 17) 小鹿紀英, 小堀鐸二, 坂本光雄, 佐々木勝康, 池田芳樹: AMD(アクティブ・マス・ドライバ)システムの地震・強風時の制御効果, アクティブ制震(振)シンポジウム論文集, pp.209~215, 1992年3月
- 18) 遠山幸太郎, 相沢 覚, 山本雅史, 東野雅彦: アクティブマスダンパー(AMD)の実構造物への適用に関する研究(その2) 実測結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B, pp.757~758, 1993年9月
- 19) 田村和夫, 柴 慶治, 辻 英一ほか: 大阪弁天町・ORC200シンボルタワーの制振装置(その3)~(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B, pp.803~806, 1993年9月
- 20) 岡田敬一, 中村 豊, 柴 慶治, 早川 崇, 辻 英一, 浮田高志, 山浦晋弘: 大阪弁天町・ORC200シンボルタワーの強制振動試験(その1 試験概要と結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B, pp.875~876, 1993年9月

(1994年3月10日原稿受理, 1994年9月1日採用決定)