

長崎大学大学院 学生員○山本 実 長崎大学工学部 正 員 岡林隆敏
 (株)フジタ 正 員 奥松俊博 オイレス工業(株) 正 員 下田郁夫

1. はじめに

近年、土木・建築構造物の振動をアクティブに制御しようとする試みが、実用の段階に入り、様々な技術が提案されている。しかし、制御理論は、状態フィードバックのみを想定したものが多い。また、土木構造物に作用する外力は、地震荷重や走行車両による荷重を考えると、不規則な外力であり、さらに、強い非定常性を有している。そこで、定常理論に立脚した制御理論では不十分な場合がある。制御する振動を平均的に抑え込むのか、最大応答を低下させるかによっても、制御則あるいは各種のパラメーターが変化する。このように制御の挙動を、コントローラーを用いて改善する試みが進められている。

本研究では、振動の最大応答を低減させる方法について検討した。また、必要な状態量全てが観測できない場合を想定して、オブザーバーにより状態推定⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾を行ない、最適振動制御をシミュレーションにより検討したものである。

2. 制御対象

制御対象とする構造物は、図-1のような5層の骨組構造である。これを、5質点系の離散モデルに縮約し、3次振動までを制御の対象とする。このモデルの解析による振動数と実測による結果を、表-1に示した。両者は良い一致を示している。表には、実測による3次振動までの減衰定数も併記した。1次から3次振動までの振動モードを図-2に示した。点線が解析による結果で実線が実測によるものである。これらの結果は、最上層に制振装置を設置した場合のものである。

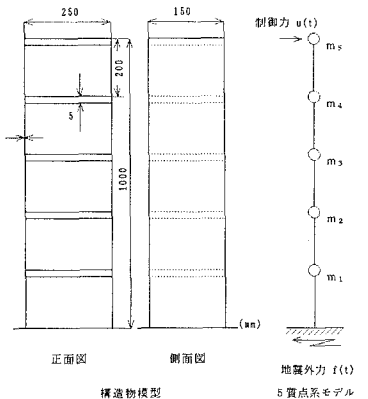


図-1 構造物模型と制御モデル

3. 最適フィードバックゲイン

構造系の運動方程式は、状態空間表示すると、つぎのように表わせる。

$$\dot{X}(t) = AX(t) + Bu(t) + F(t) \quad (1)$$

$$Y(t) = CX(t) \quad (2)$$

ここに、 $X(t)$ は、基準関数から構成される

$$X(t) = [q_1(t) \dot{q}_1(t) \dots q_n(t) \dot{q}_n(t)]^T \quad (3)$$

状態変数である。 $Y(t)$ は、観測ベクトル、 C はモードベクトルより構成される行列である。ここに係数行列は、

$$A = \begin{bmatrix} a_1 & 0 \\ & a_2 \\ 0 & a_3 \end{bmatrix} \quad a_i = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\omega_i^2 & -2h_i\omega_i \end{bmatrix}$$

制御力 $u(t)$ は、フィードバックゲイン行列により

$$u(t) = -KX(t)$$

で与えられる。ここに、 K は次式で表わせる。

$$K = R^{-1}B^TP$$

P は、Riccatiの方程式から得られる。

$$A^TP + PA + Q - PBB^T R^{-1} B^T P = 0$$

ここで、 Q と R は、制御系の評価関数の重み行列である。

表-1 構造物模型の振動特性

振動次数	固有振動数 (Hz)			減衰定数
	有限要素法	5質点系	実測値	
1次	2.369	2.430	2.390	0.0064
2次	7.247	7.290	7.520	0.0050
3次	11.98	12.01	12.70	0.0045
4次	15.90	15.92		
5次	18.47	18.48		

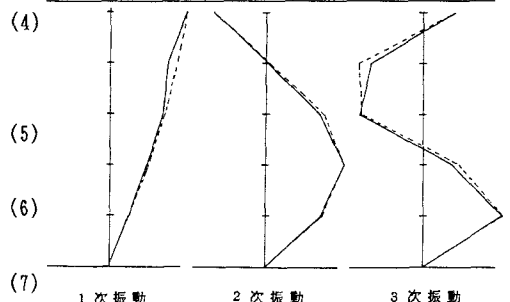


図-2 制御モデルの振動特性

4. オブザーバーを用いた最適制御

ここでは、最小次元オブザーバーを考える。最小次元オブザーバーは次式で表わすことができる。

$$\dot{\hat{\omega}}(t) = \hat{A}\omega(t) + \hat{B}u(t) + F(t) + \hat{G}Y(t) \quad (8)$$

$$\hat{X}(t) = \hat{C}\omega(t) + \hat{D}Y(t) \quad (9)$$

オブザーバーの極は、極配置法により決定する。オブザーバーの設計法については、文献⁽¹⁾を参考にした。オブザーバーを用いた最適制御では(5)式の $X(t)$ の代わりに $\hat{X}(t)$ を用いる。

本研究では、模型最上部の速度と変位を観測して、3自由度系の状態変数を推定している。最小次元オブザーバーは、4次元のオブザーバーになっている。この状況を図-3に示した。

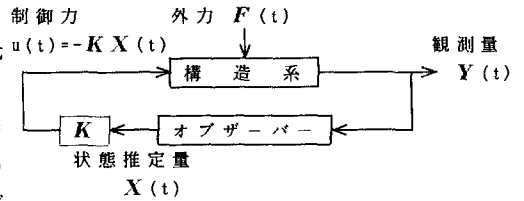


図-3 オブザーバーによる最適制御

表-2 フィードバック係数: K

R	0.2	1.0	1.0	2.0	1.0	
Q	I	0.2 × I	I	I	2 × I	
K	k ₁	-1.147	-0.334	-1.570	-1.654	-2.834
	k ₂	0.439	0.438	0.986	1.392	1.392
	k ₃	-10.31	-3.131	-14.22	-15.15	-25.54
	k ₄	-0.379	-0.410	-0.915	-1.308	-1.263
	k ₅	25.83	6.715	33.94	34.79	62.81
	k ₆	0.278	0.366	0.816	1.186	1.069

5. 数値解析と考察

著者らは⁽²⁾⁽³⁾定常理論で設計した最適ゲイン行列では、地震外力を受ける構造物の初期の振動の制御が困難であることを示した。本研究では、**R**と**Q**を変化させて、最大応答を減少させるゲイン行列について検討した。図-4に作用させる外力の波形を示した。この外力に対する、各振動次数の変位応答とオブザーバーによる推定結果を、図-5に示した。点線がオブザーバーによる推定結果である。

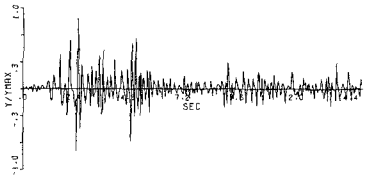


図-4 非定常外力

オブザーバーは、 $\Delta t = 0.03$ 秒とした。振動数が高くなるに従って、位相のずれが発生している。

図-6は、**R**と**Q**を変化させた場合の、制御の効果を示したものである。点線が制御の場合、実線が制御をかけた場合の結果である。時間刻みは、0.01秒で計算したものである。a) b) c)は、それぞれ**R**と**Q**を変化させた場合の結果である。最大応答に着目すると、**R**と**Q**の値によって変化していることが分かる。計算した中では、a)の場合が、最大応答が大きく、c)の場合が、これに比べて小さくなっている。

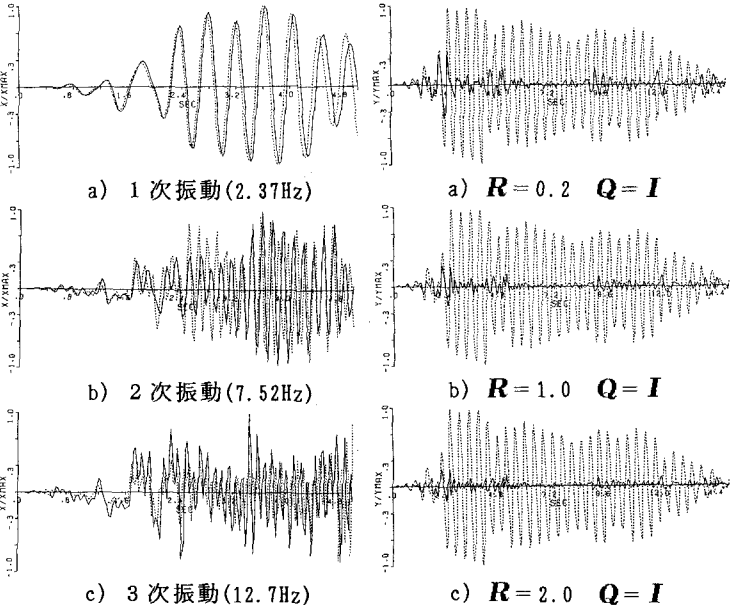


図-5 応答波形 I: 単位行列

6. まとめ

重み行列**R**、**Q**を選ぶことにより、制御の効果が変化することが分る。地震外力による制御を考える場合、平均的な応答を制御することより、最大応答を低減することが重要である。制御の評価関数として、応答の最大値を最小にする規準から、ゲイン行列を求めることを考えることができる。

[参考文献] (1)白石昌武 入門現代制御理論 啓学出版 (2)古江ら 土木学会 第46回概要集, 1991年, PP. 936~937 (3)奥松ら 同, 1991年, PP. 938~939