

不動建設株式会社 ○正員 武藤雅俊
京都大学防災研究所 正員 佐藤忠信
京都大学防災研究所 正員 柴田 徹

1. まえがき

構造物の耐震性を検討する上で必要となる固有周期や減衰定数は、定常強制振動実験によって求めるのが理想的であるが、実験そのものが非常に大がかりになるため、比較的簡単に測定できる常時微動を用いて構造系の動特性を推定することが広く行われている。この場合、固有振動数はかなりの精度で推定できるが、減衰性に関しては、不確実性が大きく推定値はかなり変動すると言われている。ここでは、時系列理論に基づいた推定法を用いることにより、構造物の動特性が合理的に推定できることを示した後、大阪港における護岸構造物および近くの地盤上での常時微動計測結果を用い、系の動特性を抽出した。

2. 固有振動数、減衰定数の推定法

線形構造系にデータ列 $\{x_k\}$ ($k=t, t-1, t-2, \dots, t-N$)が入力した場合、任意点での応答値を $\{y_k\}$ とすると、 g 次の移動平均過程 $MA(g)$ と p 次の自己回帰過程 $AR(p)$ を重ね合わせるにより、自己回帰・移動平均過程 $AR \cdot MA(p, g)$ は次式のように表現できる。

$$y_t = -\alpha_1 y_{t-1} - \alpha_2 y_{t-2} - \dots - \alpha_p y_{t-p} + x_t + \beta_1 x_{t-1} + \beta_2 x_{t-2} + \dots + \beta_g x_{t-g} \quad (1)$$

自由度 n の線形構造物が常時微動を受けている場合、その応答は $AR \cdot MA(2n, 2n)$ 過程となるので、 2 段階最小二乗法を用いその係数を推定する。推定値を α_i, β_i ($i=1, 2, \dots, 2n$)とすると、 j 次モードの固有円振動数 ω_j 、減衰定数 h_j と α_i との間には次式のような関係が成立する。

$$\sum_{j=1}^{2n} \alpha_j \cdot \lambda_j^{2n-1} = \sum_{j=1}^{2n} \beta_j (\lambda_j - \lambda_j^*) \cdot (\lambda_j - \lambda_j^*), \quad \alpha_0 = 1 \quad (2)$$

$$\left. \begin{matrix} \lambda_j \\ \lambda_j^* \end{matrix} \right\} = \exp \left(-\omega_j \cdot h_j \cdot T_s \pm i \cdot \omega_j \cdot T_s \sqrt{1 - h_j^2} \right), \quad i = \sqrt{-1} \quad (3)$$

ただし、 T_s はサンプリング時間間隔である。式(2)で示される $2n$ 次の高次方程式の根 λ_j, λ_j^* を求めれば、(3)式より ω_j, h_j が推定できる。

3. 常時微動観測

測定場所を表-1に示す。振動計検出器の設置場所は図-1のように4地点で同時に、H方向(水平、堤防に直角)とV方向(鉛直)の振動速度で測定した。ただし解析には堤頂のNo.2点とこれと少し離れた地盤上のNo.4点を用い、この2者について比較している。

4. フーリエスペクトル計算結果

表-1の測定場所のうち地点Cでの常時微動データより高速フーリエ変換で求めたフーリエスペクトルが図-2である。サンプリング時間間隔は0.02秒、データ数は 2^{14} 個(約5.5分)で測定時刻は午前2時のものである。

V方向では堤頂(No.2)と地盤(No.4)であまり違いはなく、 $2Hz$ 付近に卓越振動数がみられる。ところがH方向では両者に違いがみられる。地盤の卓越振動数と考えられる

表-1 測定場所

記号	場 所
A	北港(梅町2丁目)
B	安泊川左岸(市場通~音羽町)
C	鶴浜通1丁目(機械工場付近)
D	木津川左岸(敷津運河)
E	住吉川左岸(釜口町)

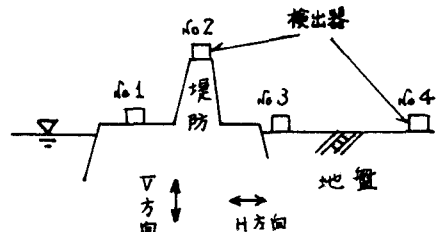


図-1 振動計検出器位置

2~3 Hzでは両者のピークがほぼ一致するが、堤頂では9 Hz付近にこれとは異った1つのピークが存在する。すなわちV方向では地盤と堤防が一体となるような動きをしているが、H方向では堤体の影響が現われ、これが振動検出器設置点No. 2とNo. 4の9 Hz付近のスペクトルの差で示されていると考えられる。

5. 結果

図-3には地点Cの堤頂(No. 2)の常時微動データ(H方向)を用い、AR-MA過程より求めたパワースペクトルが示されている。フーリエスペクトルと全体的にはほぼ同じ傾向を示し、2.5 Hz、10 Hz付近に地盤と堤防の影響と思われるピークがみられる。表-2には推定された固有振動数 f 、減衰定数 h が示されている。解析に用いたデータ数は24,000個である。堤防では $f=8\sim 10$ Hz、 $h=3\sim 6\%$ となっておりコンクリート構造物の減衰定数としては常識的な値といえる。ところが地盤では $f=1\sim 3$ Hzでフーリエスペクトルの卓越振動数とほぼ一致しているものの、 $h=30\sim 70\%$ であり減衰定数が非常に大きい。この原因としては地盤の逸散減衰が考えられるので弾性体仮定での逸散減衰の効果を粘弾性体での内部減衰でおきかえるとどの程度になるかの概略計算を行った。図-4は地盤をViscモデルとしたときの地表面振幅と減衰定数の関係であり、図-5のような弾性体地盤モデルより逸散減衰を考慮した場合の地表面振幅は $|u(\omega)| = 4$ となり、これと図-4より $h=39\%$ が求められる。これが逸散減衰に相当する内部減衰と考えられる。したがって表-2の地盤の減衰定数が大きくなるのはこの様な点からも説明できる。

6. まとめ

常時微動を用いた自己回帰・移動平均法による構造物の動的パラメータの推定より、堤頂での常時微動データを用い、堤防の固有振動数8~10 Hz、減衰定数3~6%という妥当な推定値が得られた。地盤の場合、推定固有振動数1~3 Hz、減衰定数30~70%が得られ、前者はフーリエスペクトルより求めた卓越振動数とほぼ一致した。また、減衰定数は非常に大きな値となっているが、地盤の逸散減衰を考慮に入れると妥当な推定値といえる。

最後に常時微動の計測に多大の便宜をはかって下さった大阪市港湾局の方々に感謝します。

(参考文献)

- 1) 土岐憲三・佐藤忠信;京大防災研究所年報, 21号B, PPS1~62, 1978

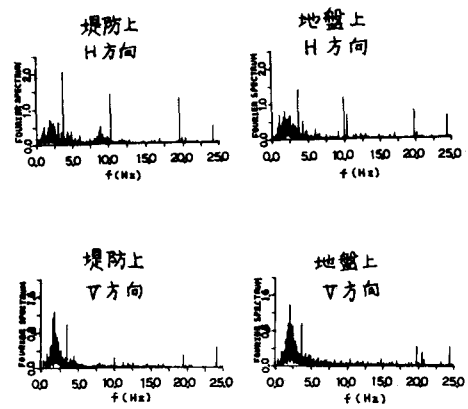


図-2 地点Cのフーリエスペクトル

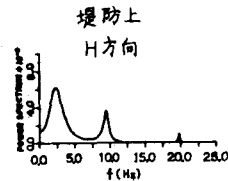


図-3 地点Cの推定パワースペクトル

表-2 堤頂データより推定した堤防と地盤の固有振動数、減衰定数

	測定地点	固有振動数 f (Hz)	減衰定数 h (%)
堤防	A	9.29	2.57
	B	9.83	6.73
	C	9.42	4.45
	D	8.26	6.20
	E	8.02	6.59
地盤	A	2.30	72.9
	B	1.15	41.4
	C	2.66	51.6
	D	3.13	36.3
	E	3.63	37.4

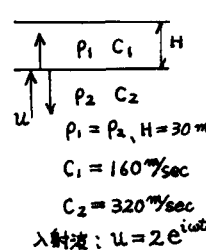


図-5

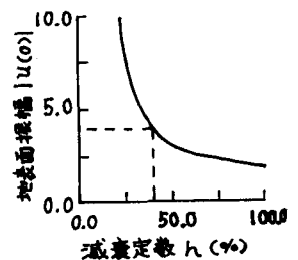


図-4