

護岸構造物の振動特性について

柴田 徹・佐藤 忠信

DYNAMIC BEHAVIOUR OF QUAYWALL STRUCTURES

By Toru SHIBATA and Tadanobu SATO

Synopsis

Microtremor observation has been performed for fifteen quaywall structures in the port of Osaka during these five years. Each structure has been selected as it has a typical structural type. Predominant frequencies of these structures are estimated by means of spectral analysis. The estimated first predominant frequency is nearly close to the natural frequency of surficial ground obtained by the multiple reflection theory. The damping coefficient is also estimated by means of an identification theory based on the autoregressive moving average time series. The results give several facts that the damping coefficient of surficial ground is around the several tens percent, and that the damping coefficient of quaywall structure is about several percent.

1. ま え が き

この数年、常時微動を計測することによって護岸構造物の動特性を同定してきた。常時微動は主として地盤の振動特性を推定するために測定されるようになったものであり、我国のように沖積層厚が薄く明瞭な層構造が見られるような場合には有効な地盤調査法であることが判明しており^{1,2)}、最近では長周期の常時微動を測定することにより、表面波としての特性、すなわち、波動の分散性の検出にも使用されるようになってきている³⁾。一方、地震時における構造物の被害率と常時微動の卓越周期との相関性に着目して、地震時における構造物の被害予測を行う研究も行われるようになってきた^{4,5)}。しかし、港湾護岸の微動測定は被害を受けた後の断面におけるものがほとんどであるため、構造物の卓越周期は被害の影響を受けていると考えられる。したがって、震害経験の無い断面での卓越周期を計測しておくことは、護岸構造物の動特性を把握する意味からも重要な課題であると考えられる。こうした観点に立って、これまでに大阪港における代表的な護岸構造形式を選定し、昭和51～55年にかけて15断面に対する常時微動計測を実施してきた。

常時微動を計測し、そのフーリエスペクトルあるいはパワースペクトル密度を評価することにより、構造物の固有振動数を推定する手法は、その簡便さのために広く用いられている。常時微動の振幅は計測しうる最小レベルのものであるから、構造物の固有周期は定常強制振動実験によるものに比べ若干高くなるが、一般に構造物の微動の平均周期は構造物の固有周期と数%の誤差で一致する⁶⁾と言われており、微動のパワースペクトル密度を評価することにより、構造物の固有周期はかなりの精度で推定できることが明らかになっている。これに反して、構造物の耐震性を検討する場合に重要な要因となる減衰特性に関しては、1自由度系の自己相関関数やパワースペクトル密度などとの比較から減衰定数を決めるため、その値はかなり変動する⁷⁾。構造物の微動には多くの次数の固有振動数成分が混在しており、単純な1自由度系に準拠した解析だけでは、構造物の特性は抽出できないためである。特にモード間の連成が問題になるような構造系では、減衰特性の推定はほとんど不可能であった。

こうした問題点を克服するために、自動制御の分野で用いられる定常時系列の概念を用いて、線形構造系

の動特性を同定する手法を開発した⁹⁾。この解析では、系を駆動させる入力として白色雑音を仮定するので、常時微動の特性を規定することになるが、多自由度系の固有振動数のみならず減衰定数が簡単に求まるので実用性が高いと考えられる。提案した解析手法ならびに従来から用いられている方法によって、常時微動の観測結果から、護岸構造物の動特性を調べた。こうした構造物は地盤に深く根入れされているので、微動の計測値には地盤の動特性が強く表われ、構造物自体の動特性を的確に分離することは難しかった。そこで、護岸構造物の強制定常振動実験を行って、構造系の動特性を抽出し、開発した解析手法の妥当性を調べるとともに、地盤振動特性との相関性についても検討を加える。

2. 構造物の動特性推定法

定常時系列の概念： 線形時系列の代表的なものとしては、自己回帰過程、移動平均過程ならびにこれらの混合した自己回帰・移動平均過程の3種類がある⁹⁾。いま、線形構造物の任意点の応答値を等時間間隔 τ でサンプリングした N 個のデータ列を $\{y_k\}$ ($k=t, t-1, \dots, t-N$) とし入力のデータ列を $\{x_k\}$ とすれば y_t は線形フィルターからの時刻 t における出力値と見なせるから、有限長フィルターを考えることにより (p, q) 次の自己回帰・移動平均過程 AR・MA (p, q) が次式のように定義できる。

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

なお、以下では入力は白色雑音で表現できると仮定するので、この場合には、観測値 $\{y_k\}$ のパワースペクトル $S(f)$ は次式のように与えられる。

$$S(f) = \frac{2\sigma_x^2 |1 - \sum_{l=1}^q \beta_l e^{-i2\pi f l}|}{|1 - \sum_{l=1}^p \alpha_l e^{-i2\pi f l}|} \quad \dots\dots\dots(2)$$

定常時系列の推定法： 式(1)で与えられる時系列を同定(データ列 $\{y_k\}$ から係数 α_l, β_m を決定すること)するためには、普通、非線形の連立高次方程式を解かねばならない。しかし、自由度 n の線形構造物の応答を離散化したデータ列は $(2n, 2n)$ 次の自己回帰、移動平均過程になるので、この場合には2段階最小2乗法を用いることにより、式(1)の係数を決定することができる。まず、自己回帰過程の係数とフィルターへの入力の分散値を推定し、これを用いて移動平均過程の係数を推定する。さらに、両者を重ね合わせることによって自己回帰・移動平均過程の係数を推定する¹⁰⁾。解析手法の具体的な内容については文献¹⁰⁾を参照されたい。

線形系の同定： 自由度 n の線形構造物が白色雑音の外力を受けている場合には、構造物の応答を等時間間隔 τ でサンプリングしたデータ列は AR・MA ($2n, 2n$) になる。この場合、時系列を規定する係数 α_k ($k=1, 2, \dots, 2n$) と、構造物の k 次モードの固有円振動数 ω_k ならびに減衰定数 h_k との間には次式のような関係が成立している。

$$\sum_{k=0}^{2n} \alpha_k \lambda^{2n-k} = \prod_{k=1}^n (\lambda - \lambda_k)(\lambda - \lambda_k^*) \quad (\alpha_0=1) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_k \\ \lambda_k^* \end{array} \right\} = \exp(-\omega_k h_k \tau \pm i \omega_k \tau \sqrt{1-h_k^2}) \quad i = \sqrt{-1} \quad \dots\dots\dots(4)$$

すなわち、AR・MA ($2n, 2n$) の係数 α_k を係数とする $2n$ 次の高次方程式の根 λ_k, λ_k^* を求めれば、上式より ω_k と h_k が推定できることになる。

3. 常時微動の観測結果

常時微動の観測は Fig. 1 に示すように、大阪市内の15箇所で行った。観測地点における護岸断面形状を

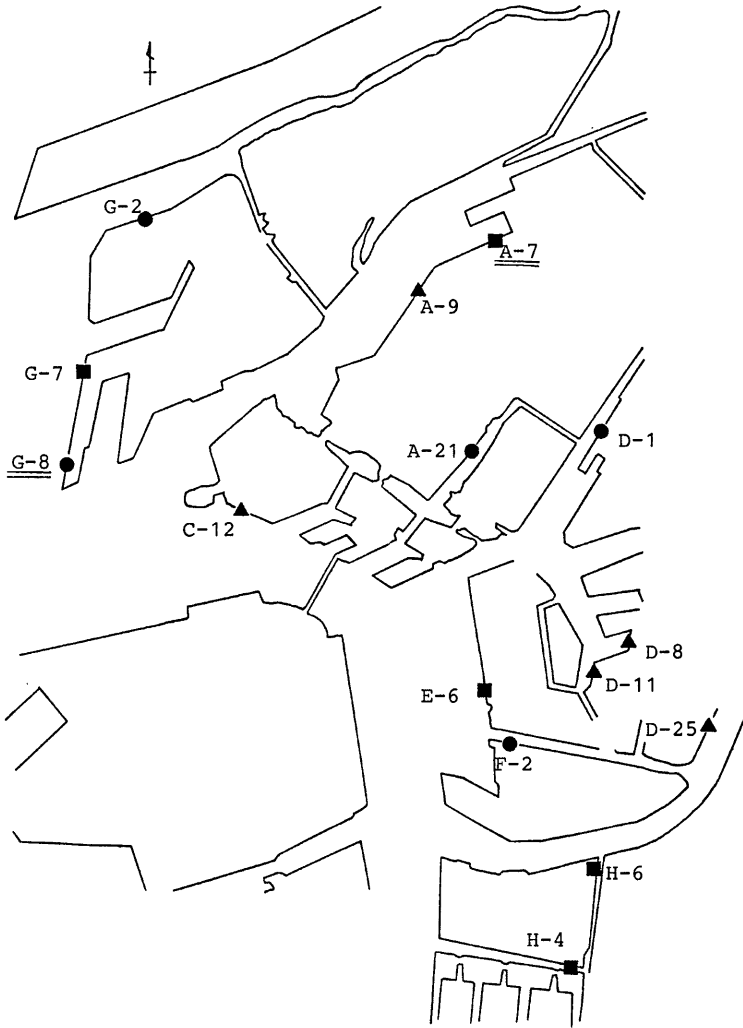


Fig. 1 Location of observation sites.
Microtremor measurement: ● (1976), ▲ (1977), ■ (1978)
Forced vibration test: ▨ (1979, 1980)

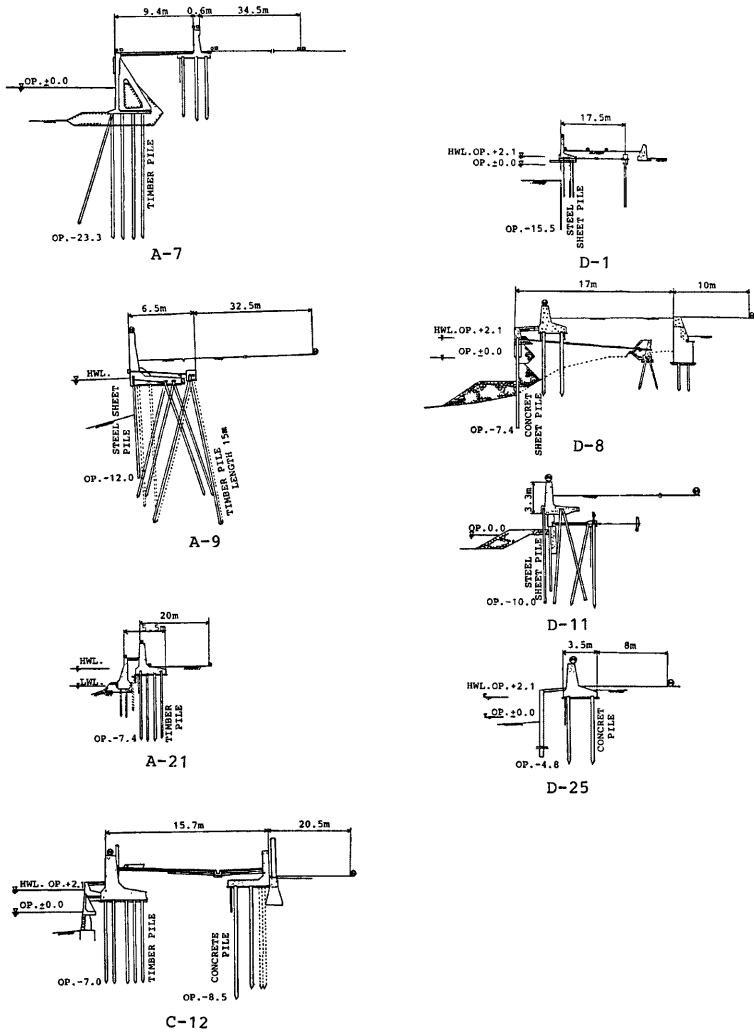


Fig. 2 Cross sections of observation sites.

Fig. 2, 3 に示した。これらの断面の選定に関しては、断面形状が典型的で単純なことから、各断面がそれぞれ構造的な差異を持つこと、観測地点付近に夜間の特殊な振動源がないこと、護岸の後背地が十分広く、地盤の常時微動観測も可能であること等に留意した。なお、各点における観測年度は Fig. 1 に記号で示してある。

常時微動の測定系は換振器、増幅器、記録器およびモニターからなっている。換振器は水平・鉛直各 4 台を用い、堤頂、地盤および矢板頂等において測定を行った。常時微動は 14 チャンネルデータレコーダに収録し、昭和 51 年度は、これを 10 Hz のローパスフィルターを通して実時間相関器とフーリエ変換器に入力し、自己相関関数とパワースペクトルを求めた。昭和 52 年度は、収録された記録をサンプリング時間 $\tau=0.05$ 秒で 512 個のデータをサンプリングした。このデータを用い、高速フーリエ変換を使用することにより微動のパワースペクトルを算出した。計算においては、換振器のフィルター特性に基づく補正を行った。昭和 53 年度以後は、サンプリング時間間隔 0.02 秒で 600 秒にわたりサンプリングを行い、これをデータベースとした。各地点とも観測時刻を午後 9 時から翌朝 4 時頃まで、1 時間おきとし、計 8 回の観測を行った。まず E-6

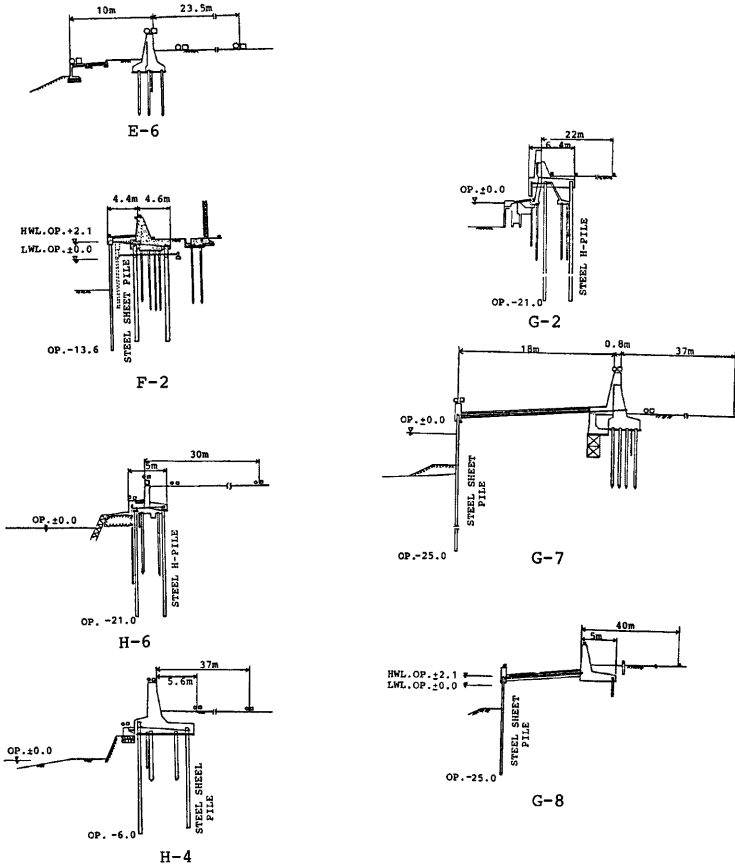


Fig. 3 Cross sections of observation sites.

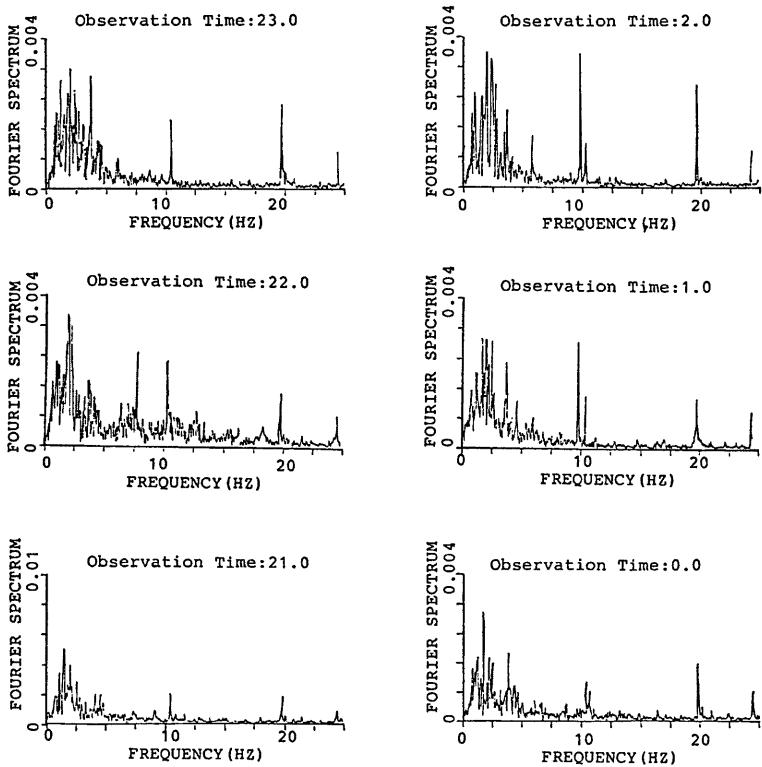


Fig. 4 Fourier spectra on the top of quaywall for different observation tim (E-6 site).

断面における観測データを用い、観測時刻がフーリエスペクトルにどの程度の影響を与えるかを調べた。**Fig. 4** は堤頂の **Fig. 5** は地盤上のフーリエスペクトルが示されている。観測時刻別に見るとスペクトルの強度はかなり変動するが、全体的な傾向はほぼ似かよっている。Shima¹¹⁾ によれば夜間の雑微動のパワースペクトルに見られる卓越振動数は地震動のそれと一致し、したがって、測定は日中より夜間の方が望ましいと言われている。ここでは、夜間における数回の測定値から求まるパワースペクトルを相加平均するなどの操作を行って SN 比の向上に努めた。

Table 1 はこうして求められた、パワースペクトルの代表的な極値より読み取った卓越振動数の一覧表である。卓越振動数は低い方から高い方へ順に並べたものであり、スペクトルの強度に関する順序は考慮されていない。**Table 1** の最後の列は重複反射理論に基づいた考察から与えられる当該地点の地盤の固有振動数であり、次式より求めたものである¹²⁾。

$$f = \frac{1}{4 \left\{ \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{C_i} \right\}} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 f は固有振動数、 C_i と H_i は各々地盤層のせん断波速度と層厚、 n は地層の数である。また、地盤

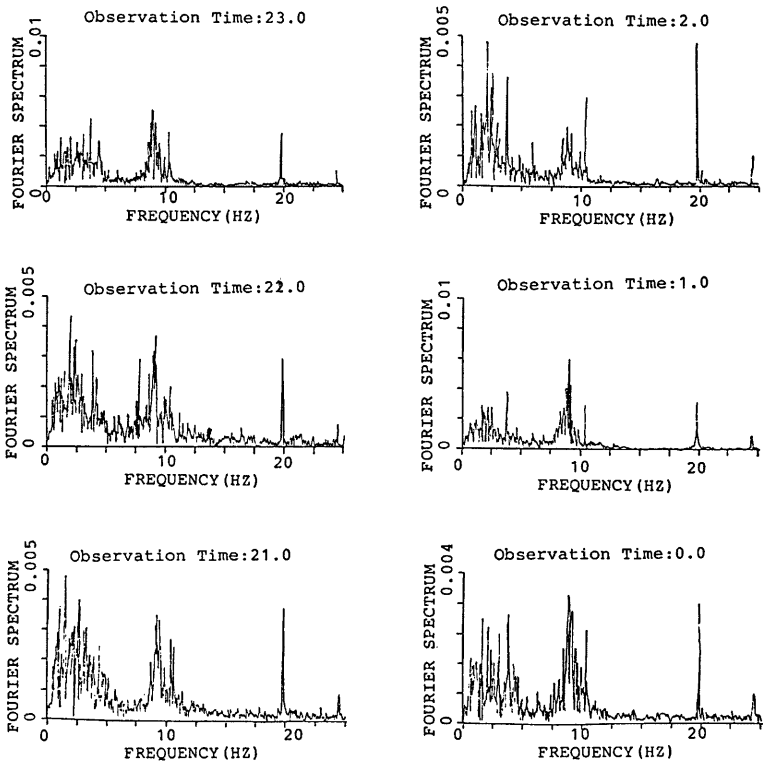


Fig. 5 Fourier spectra on the ground for different observation time (E-6 site).

構造は大阪地盤図¹³⁾から、せん断波速度は砂質土の N 値ならびに粘性土の一軸圧縮強度 q_u から次式により求めた¹⁴⁾¹⁵⁾。

$$C = 92.2 N^{0.33} \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$C = \sqrt{400 q_u / \rho} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 ρ は土の密度である。Fig. 6 に各観測地点において推定された地盤構造を示した。

Table 1 に与えられる 1 次のピーク振動数は地盤上、堤体上によらず、重複反射理論から求めた地盤の卓越振動数とはほぼ一致している。これは護岸構造物のように、地盤に深く根入れされている構造系では、地盤の動特性を適格に評価することによって、その動特性を把握できることを示唆している。

4. 時系列理論に基づいた考察

ここでは、時系列理論に基づいて護岸構造物の動特性を調べる。解析では $(2n, 2n)$ 次の自己回帰・移動平均過程を用いるので、過程の次数をあらかじめ決定しておかねばならない。スペクトルの詳細な構造を追跡するためには n を大きく取らなければならないが、あまり次数が大きくなると、大局的な構造を捕えるこ

Table 1 Predominant frequency obtained from relevant peaks of power spectra (Hz).

Observation Points	Crest of Quaywall			Ground			Predominant Frequency from M.R.T.
	1	2	3	1	2	3	
A-7	1.18	9.67		1.11			1.04
A-9	0.80	3.90		0.80	2.80		1.11
A-21	0.80	3.30		0.80	3.30		1.19
C-12	1.10	9.80		1.00			1.24
D-1	2.40	3.00	3.80	2.30	2.80	3.80	1.38
D-8	0.50	2.20	4.50	0.50	2.20	4.50	1.93
D-11	2.10	3.90	4.50	2.10	3.90	4.50	1.31
D-25	1.70	4.50	8.10	1.70			1.40
E-6	1.96	9.00		1.90			1.04
F-2	2.90	3.80	4.30	0.80	3.80	4.30	1.44
G-2	1.10	3.30		1.20	3.00		0.90
G-7	0.94	3.47	9.06	1.00	3.47		0.72
G-8	1.20	3.40		0.80	3.30		0.71
H-4	2.52	3.93		2.52			1.12
H-6	1.18	2.65	8.65	1.18			1.12

M.R.T.: Multiple Reflection Theory

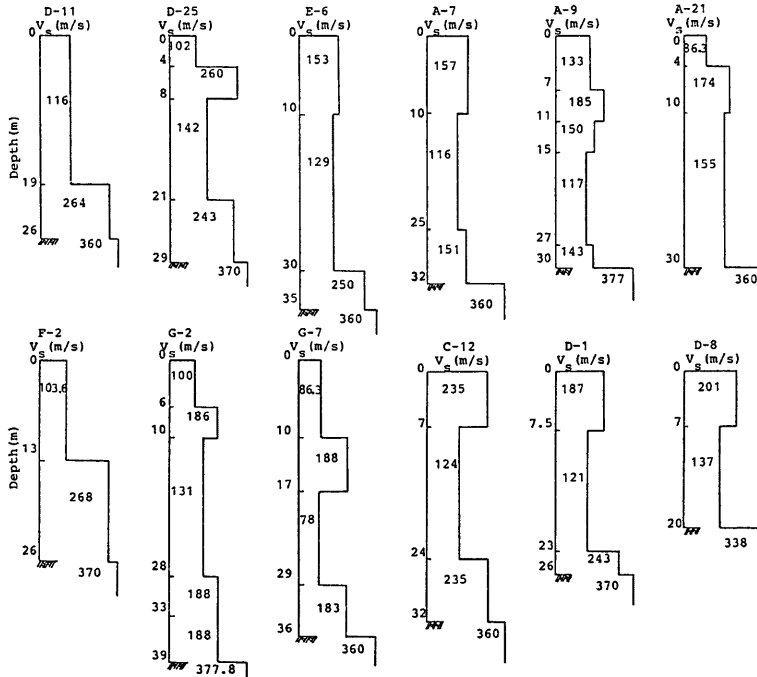


Fig. 6 Estimated S wave distribution with depth.

とができなくなる。したがって $n=4$ を採用した。これは、時系列として AR・MA (8, 8) 過程を用いることを意味し、常時微動のパワースペクトル特性を、白色雑音が入力する 4 自由度系の応答値のパワースペクトルと解釈することと同等である。

Fig. 7, 8 は AR・MA (8, 8) 過程より推定された G-7, A-7, E-6, H-6, H-4 でのパワースペクトル密度である。Fig. 7 は堤頂の、Fig. 8 は地盤上のものである。Fig. 4, 5 に示した E-6 断面のフーリエスペクトルと比較すると、スペクトルの大局的な構造が把握しやすくなっていることがわかる。

Table 2 は 2. で概説した構造系の同定法によ

Table 2 Estimated natural frequency and damping coefficient.

Observation Points	Natural Frequency f (Hz)	Damping Coefficient h (%)	
Crest of Quaywall	G-7	9.29	2.57
	A-7	9.83	6.73
	E-6	9.42	4.45
	H-6	8.26	6.20
	H-4	8.02	6.59
Ground	G-7	2.59	52.4
	A-7	1.83	38.8
	E-6	2.00	37.7
	H-6	3.28	41.0
	H-4	3.78	54.4

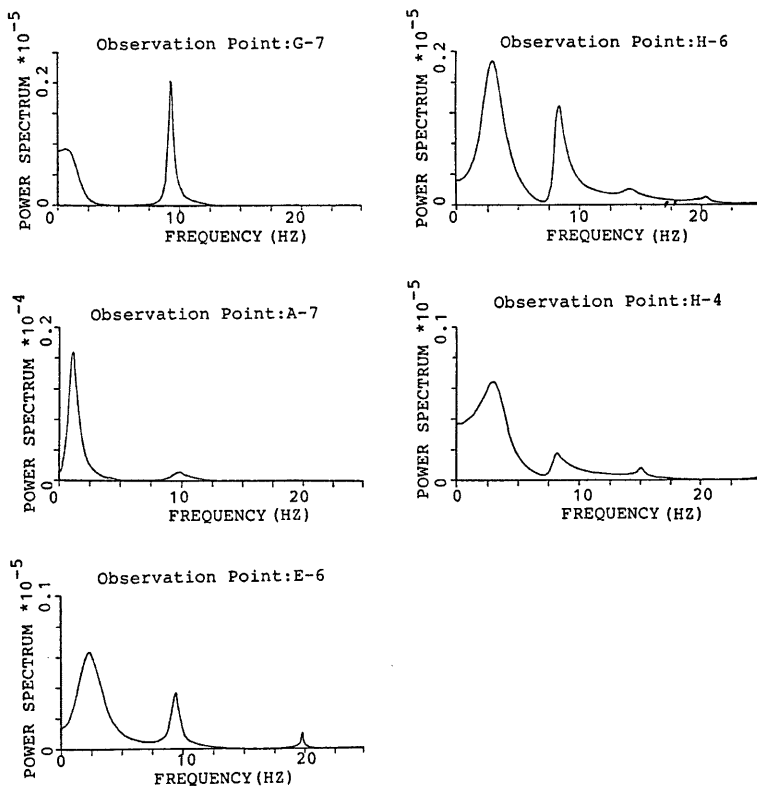


Fig. 7 Power spectra obtained from AR·MA (8, 8) process (on the crest of quaywall).

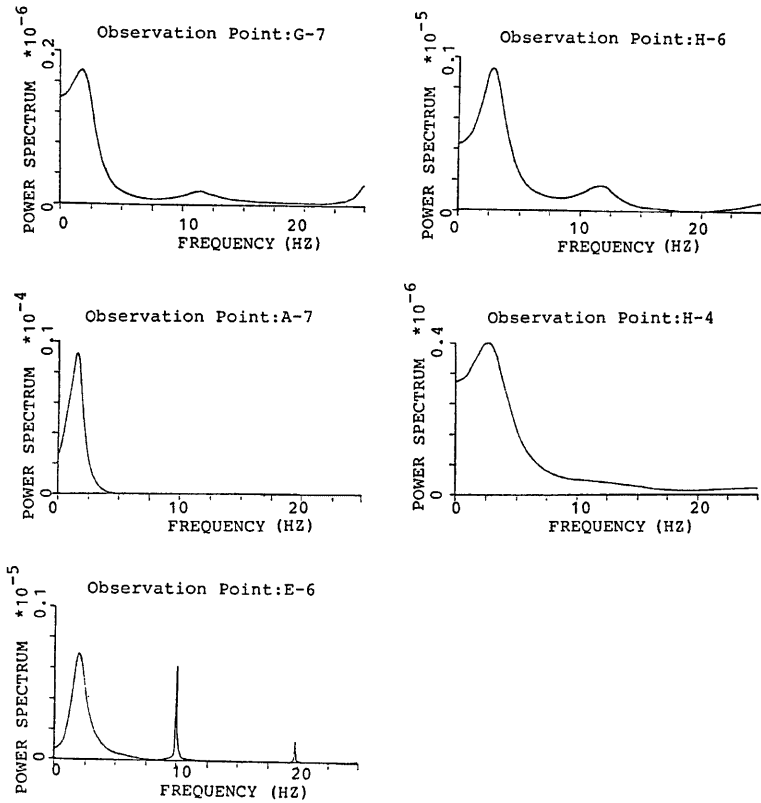


Fig. 8 Power spectra obtained form AR·MA (8, 8) process (on the ground).

り推定された固有振動数と減衰定数の組み合わせ (f, h) の内、提体の固有周期ならびに地盤の卓越周期と考えられるものを集めたものである。提体の固有振動数は 8~10 Hz, 減衰定数としては 3~6%となっており、地盤に深く根入れされた基礎を持つ剛な上部構造の動特性としては妥当な値と言える。また、地盤の卓越周期は 2 Hz 付近にあり、パワースペクトルから求められた、1 次の卓越周期とほぼ一致している。しかしながら、減衰定数は 30~60%とかなり大きな値となっている。常時微動によって地盤内に発生しているヒズミの大きさは 10^{-6} 程度であるから、地盤を構成している土の内部減衰は大きく見積っても 10%程度である。したがって、減衰定数が大きくなる理由を土の内部減衰以外のものに求めなければならない。この原因としては、波動の地下逸散に基づく減衰が考えられる。

簡単のために、2 層系地盤を考えてこの点に関する考察を加える。いま、半無限に広がる弾性基盤層上に一様な表層地盤が載っている場合を考える。入射波の振幅を 1 とすれば、地表面における変位振幅 U は共振振動数において、上層と基盤層のインピーダンス比 $\alpha = \rho_1 c_1 / \rho_2 c_2$ (ρ は密度, c はせん断波速度) の逆数の 2 倍になる。

$$U = 2/\alpha \quad \dots\dots\dots(8)$$

一方、剛な基盤層上に載った表層地盤を考える。この場合には、基盤層との境界面で波動が全反射するから、波動エネルギーは表層内に保存され、内部減衰を考えないかぎり、共振点で地表面の変位振幅は無限大になる。いま、表層の内部減衰定数を h とすれば、共振点における地表面の変位振幅 U^* は h の関数となる。これが、式 (8) で与えられるものに等しいとして $U^*(h)=2/\alpha$ より h を逆算すれば次式となる¹⁶⁾。

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\alpha}{\sqrt{1-\alpha^2}} \quad \dots\dots\dots(9)$$

代表的な値として、 $\rho_1=\rho_2$ 、 $c_1=160$ m/s、 $c_2=320$ m/s を代入すると $\alpha=0.5$ となり $h=0.37$ を得る。これは、Fig. 6 に示した地盤構造では40%前後の内部減衰が理論的に求まることを意味しており、Table 2 で計測された減衰定数の物理的な説明を与えている。

5. 護岸構造物の強制振動試験

5.1 計測断面と計測装置

強制振動実験は Fig. 1 に示した、大阪市内北港(梅町2丁目) G-8 断面と安治川左岸(市場通一音羽町) A-7 断面の2箇所で行った。これらの断面の選定にあたっては、これまでに常時微動を計測した断面の中から、護岸として典型的な断面形状を有し構造的な差異を持つこと、観測地点付近に特殊な振動源がないことなどに留意した。

護岸構造物の先端に起振機を設置し、定常強制振動試験を行った。起振機は早坂機械製作所のメカニカルバイブレター (V-120R 型) であり、最大偏心モーメント 120 kg-cm、最大起力は 1500 r.p.m で 3018 kg、許容最大回転数 1500 r.p.m の性能を有している。起振機は、護岸先端に埋設したアンカーボルト 8 本で固定した。加振方法は偏心角指示目盛を利用して、i) 偏心角を一定にした場合、ii) 加振力を一定にした場合の 2 種類について行った。Fig. 9 に A-7 断面と G-8 断面における計測器の配置図を示した。

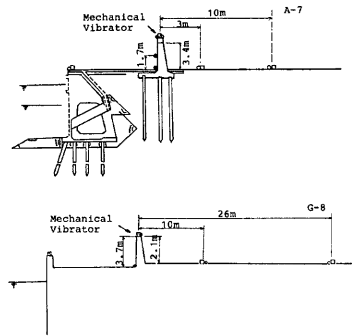


Fig. 9 Configuration of measuring instruments.

5.2 強制振動試験の結果

強制振動試験を実施したが、起振機の加振力が小さいこと、護岸構造物はその延長が長く点加振では構造全体の振動が発生しにくいこと、また基礎が地盤に深く根入れられていることもあって、低い振動数領域では明瞭な正弦振動波形が得られず、常時微動の波形の中に加振振動数の波形が埋没している。また、記録波形にはノイズが混在しているので、データレコーダに収録した振動波形の再生にあたっては、ローパスフィルターを使用し高振動数成分を遮断して解析を行った。

(1) 安治川左岸 (A-7 地点)

水平方向：護岸上の共振曲線を Fig. 10 に示しているが、低振動数領域では加振力が小さいこともあって定常振動波形が得られなかった。したがって、10Hz 以上について共振曲線を示した。速度計の振幅は一樣に増加しており、共振点は認められない。前面護岸上の共振曲線 (Fig. 11) では 15Hz と 22Hz 付近に共振点らしいものが認められる。こうしたことから護岸堤付に固有な動特性はかなり高い振動数領域にあることがわかる。なお特に断わらない限り図中の□、△、○印は偏心角を変化させて行った実験の結果を示している。

鉛直方向：護岸上の共振曲線を Fig. 12 に示した。19～22Hz 付近にピークが見られる。一方、Fig. 13 で与えられる地盤上の共振曲線 (-3 m) では、22～23Hz 付近で振幅が急変している。地盤に支持され

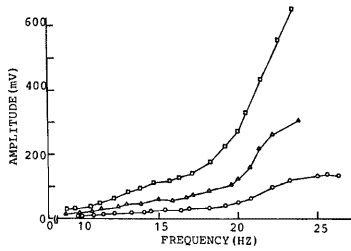


Fig. 10 Velocity resonance curve for horizontal direction (on the crest of quaywall at A-7 Point).

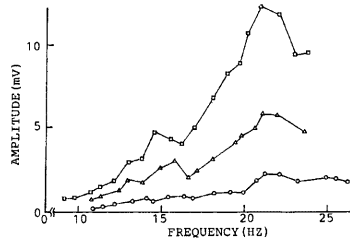


Fig. 11 Velocity resonance curve for horizontal direction (on the front quaywall at A-7 Point).

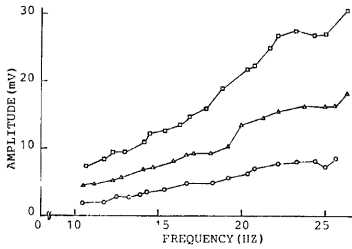


Fig. 12 Velocity resonance curve for vertical direction (on the crest of quaywall at A-7 Point).

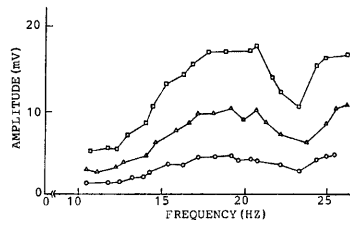


Fig. 13 Velocity resonance curve for vertical direction (on the ground at A-7 Point).

た構造物上部が共振状態になると、振動モードの節が、地盤と構造物の境界面近傍に現われるようになるから、地盤の振動振幅はこの共振振動数付近で減少することになる。したがって、この振動数は護岸構造上部の共振振動数と考えることができる。

(2) 北港 (G-8 地点)

水平方向：護岸上ならびに前面矢板上の共振曲線が Fig. 14, 15 に示されている。前面矢板上で 17Hz 付

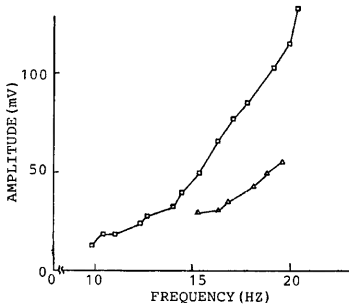


Fig. 14 Velocity resonance curve for horizontal direction (on the crest of quaywall at G-8 Point).

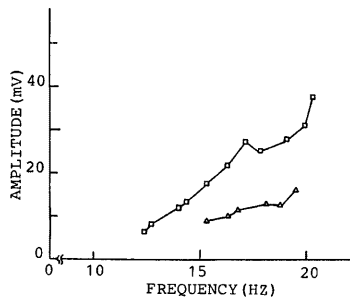


Fig. 15 Velocity resonance curve for horizontal direction (on the top of the front sheet pile).

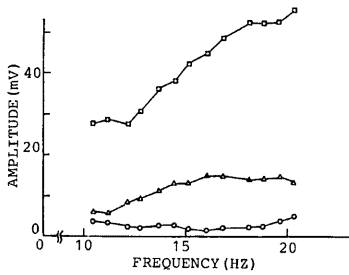


Fig. 16 Velocity resonance curve for horizontal direction.

□—□: On the crest of quaywall
 △—△: On the top of the front sheet pile
 ○—○: On the ground

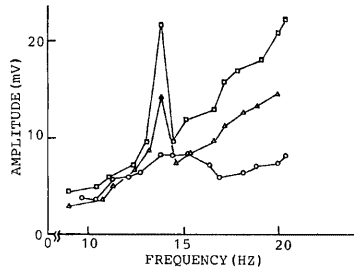


Fig. 17 Velocity resonance curve for vertical direction (on the crest of quaywall).

近にピークが見られるが、護岸上でははっきりした点はみられない。起振機の加振力を一定 (200kg) にした場合の共振曲線を Fig. 16 に示した。護岸上では、11Hz 付近に前面矢板上では 17Hz 付近にピークが見られるが、地盤上の観測点では顕著な共振点は存在しない。

鉛直方向：高振動数領域での共振曲線を示したのが Fig. 17 である。護岸上では 13.9Hz 付近にピークが見られる。

6. む す び

この数年間、常時微動計測を行なうことによって、護岸構造物の動特性を推定して来た。まず、常時微動のパワースペクトルを評価することにより、卓越振動数を抽出した。この結果、低振動数領域 (1.0~3.0 Hz) におけるそれは、構造物周辺の地盤構造を反映したものであり、単純な成層構造を仮定した SH 波の重複反射理論から算定される地盤の固有振動数と良い対応が取れることを示した。すなわち、地盤に深く根入れされた護岸構造物の動特性は地盤の変形に強く拘束されているため、常時微動の観測結果だけから、構造物に固有の動特性を求めることはかなり困難であることが明らかになった。さらに、時系列理論を用いて、こうした複雑な地盤—構造系の動特性を同定する手法を提案し、これを用いて地盤と構造物に固有の動特性を求め、堤体の卓越振動数は 10Hz 程度以上の高い振動数領域にあり、減衰定数は 3~6% の値を取ることを明らかにした。また、地盤の動特性として、卓越振動数 1~3 Hz、減衰定数 30~70% の値を得た。この高い減衰定数に関しては、波動の地下逸散効果を考慮することによって合理的な解析が行えることを示した。最後に、起振機を用いた強制定常加振実験を実施して常時微動観測から得られた結果の確認を行った。結果として、堤体の卓越振動数はかなり高い振動数領域にあることを明らかにした。

最後に常時微動観測ならびに強制振動試験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) Kanai, K., T. Tanaka and K. Osada: Measurements of Microtremor I, Bull. Earthq. Res. Inst., 32, pp. 199-209, 1954.
- 2) Kanai, K., T. Tanaka and S. Yoshizawa: On Microtremor IX, Bull. Earthq. Res. Inst., 45, pp. 43-59, 1967.

- 3) Ohta, Y., H. Kagami, N. Goto and K. Kudo: Observation of 1- to -5-sec Microtremors and Their Application to Earthquake Engineering, Part I: Comparison with Long-Period Accelerations at the Tokachi-oki Earthquake of 1968, B.S.S.A., vol. 68, pp. 767-780, 1978.
- 4) 林知己夫・樋口伊佐夫・駒沢勉: 情報処理と統計数量, 産業図書, 1974.
- 5) 柴田 徹・佐藤忠信・辰巳安良: 護岸構造物の震害予測に関する考察, 京都大学防災研究所年報, 第20号, B-2, pp. 15-32, 1977.
- 6) 金井 清, 地震工学, 共立出版, 1969.
- 7) 小堀鐸二・鎌田輝男: 微動の相関関数に基づいた構造物の振動特性の検出について, 第14回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, pp. 363-366, 1977.
- 8) 土岐憲三・佐藤忠信・生木泰秀: 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, 京都大学防災研究所年報, 第21号 B-2, pp. 57~68, 1978.
- 9) 土岐憲三・佐藤忠信: 時系列理論による構造物特性の推定, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 1009-1016, 11月, 1978.
- 10) Sato, T.: Detection of Dynamic Properties of Structural Systems by AR-MA Process through Microtremor, Proc. 7th W.C.E.E. Istanbul, Vol. 6, pp. 9-16, 1980.
- 11) Shima, E.: Modifications of Seismic Waves in Superficial Soil Layers as Verified by Comparative Observation on and beneath the Surface, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 40, pp. 187-259, 1962.
- 12) Sato, T. and A. Der Kiureghian: Evaluation of Ground Shaking Considering the Nonlinear Properties of Soil, Proc. 4th International Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edomonton, Canada, pp. 427~435, May, 1982.
- 13) 大阪地盤図, (財)日本建築学会近畿支部, (財)日本土質工学会関西支部, コロナ社, 1966.
- 14) 大阪港護岸構造物の耐震性の検討 (その4), 大阪市防災会議地震専門部会, 1978.
- 15) Shibata, T. and Y. Iwasaki: Seismic Problems of Soft Clay Deposits, International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, July, 1977.
- 16) 土岐憲三: 構造物の耐震解析, 土木学会編, 新体系土工学11, 技報堂出版, 1981.