

土 木 研 究 所 報 告

第 154 号

河川の水質・汚濁負荷量に関する研究(Ⅱ).....山口高志...(1)
吉川勝秀

道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答に及ぼす.....岩崎敏男...(45)
周辺地盤の影響の解析
川島一彦
高木義和

昭和 55 年 3 月

建設省土木研究所

河川の水質・汚濁負荷量に関する研究 (II)

—水質・負荷量の水文学的なシミュレーションおよび限られた
サンプルによる総負荷量の推定を中心にして—

山口 高 志*
吉 川 勝 秀**

A Hydrologic Study on Characteristics of Water Quality and Pollutant Load in the River (II)

by Takayuki Yamaguchi
Katsuhide Yoshikawa

Synopsis:

The regulation of the total pollutant effluents is going to be established in order to preserve the water quality of stagnant water bodies. Total load of a river varies with not only basin characteristics but also hydrologic factors. A study on pollutant effluents, however, has not been conducted sufficiently from the hydrologic viewpoints, and many problems remain unsolved.

This report, continued the previous report, made clear the characteristics of pollutant effluents in the river, mainly from the hydrologic approach considering several hydrologic factors, and discussed the following points:

- (1) Theoretical study on the hydrologic simulation model of the water quality and pollutant load in the river, and its application to many water quality items of 6 rivers.
- (2) Study on the method to estimate the annual total pollutant loads from the limited sample data.
- (3) Analysis of the characteristics of pollutant effluence by the long term data (for 17 years) of the Tama River.

It becomes clear from the above study that the total pollutant load effluence through the river depends largely upon the hydrologic factors, pollutant load characteristics (polluto-graph) can be predicted by the hydrologic water quality simulation model, and the effective method to estimate the annual total loads from limited sample data is different according to each water quality item. Key words (total pollutant load, pollutants of dry or storm weather day, hydrologic water quality simulation model, sampling program, pollutants supply function)

要 旨

停滞性水域の水質保全のために、流入総負荷量の規制計画が策定されつつある。河川を流下する負荷量は、流域条件の外に、水文学的要因によっても大きく支配されることが多いが、水文学的要因に着目

*江戸川工事事務所長 (前総合治水研究室長)

**河川部総合治水研究室研究員 (前約市河川研究室研究員)

した研究は必ずしも十分に行われてきたわけではなく、多くの課題が残されている。

本報告は、前報（河川の水質・汚濁負荷量に関する研究（Ⅰ））に引きつづき、河川の負荷量の流出特性を主として水文学的要因に着目した水文学的なアプローチにより解明したものであり、以下の点について検討を加えた。

- ① 河川の水質・負荷量の水文学的なシミュレーション・モデルについての理論的検討と複数河川の複数水質項目への適用
 - ② 限られたサンプルにより年間総負荷量を推定する方法についての検討
 - ③ 多摩川流域の長期間データ（17年間）を用いた汚濁負荷量流出特性の解明
- 以上の検討により、河川を流下する負荷量が水文学的要因により大きく変動すること、水文学的要因によるシミュレーションの可能性、および限られたサンプルから年間総負荷量を推定する方法等について多くのことが明らかになった。

キーワード（総負荷量、晴天時・雨天時負荷量、水質・負荷量の水文学的なシミュレーション、サンプリング、負荷量供給関数）

目 次

1. はじめに	(2)	(1) サンプリング方法と推定式	(13)
2. 従来の研究と本報告の基本的立場	(3)	(2) 計算結果と各図の見方	(14)
3. 水質・負荷量の水文学的なシミュレーション	(4)	(3) 考 察	(16)
(1) 水文学的なシミュレーション・モデルの分類	(4)	5. 長期間データによる負荷量流出特性の解明	(19)
(2) 二つのタイプのモデルの関係	(5)	(1) 経年的な変化・水文学的要因との関係・流出機構	(19)
(3) 本研究で用いたモデルのパラメータの決定と実河川への適用	(7)	(2) 負荷量流出機構のモデル化	(21)
(4) シミュレーション結果による考察	(10)	6. 結 語	(25)
4. 限られた個数のデータによる年間総負荷量の推定	(11)	(1) 本報告の結論	(25)
(1) 2, 3の理論的な考察	(11)	(2) 将来への展望	(25)
(1) 代表値とサンプル数の関係	(11)	参考文献	(26)
(2) 負荷量の平均値と水質および流量の平均値との関係	(12)	【補 足】	
(3) サンプリング方法および推定式と精度	(12)	1. Rating Curveについての補足	(28)
(2) 実河川における検討例	(13)	2. 流量規模と負荷量の関係についての補足	(29)
		3. 流量規模と水質の関係についての補足	(31)
		4. 流量の発生頻度についての補足	(32)
		5. 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定についての補足	(32)

1. はじめに

霞ヶ浦や瀬戸内海などの停滞性水域の水質が悪化しており、河川の水質を改善し、主として晴天時の流入負荷量を削減するための対策として下水道の整備が急速に進められている。停滞性水域の環境保全・改善のためには流入して来る総負荷量が問題であり、そのうちの相当量が降雨時に流入しているのではないかとということが認識されはじめている。それとともに、従来から調査・研究が進められてきた家庭・工場・事業所などのような点源（ポイント・ソース）負荷量のみではなく、降雨等を介して流出してくる非点源（ノンポイント・ソース）負荷

量の問題がクローズ・アップされ始めてきている¹⁾。

本研究は多摩川の多水質項目について、晴天時・雨天時の汚濁負荷量の流出特性を実証的に解明することともに、水文学的要因とその流出特性の関係を解明しようとしたものである。前報（参考文献1）においてその結果の一部を示したが²⁾、本報告ではさらに水質・負荷量の水文学的なシミュレーション、限られたサンプルによる年間総負荷量の推定、および汚濁負荷量流出機構の長期間データによる解明について検討を加えた。そして、全般的な結論として、雨天時の負荷量制御が重要であることを指摘した。

注1) その結果として河川の汚濁負荷量流出の概念図（単一出水時および複数出水時の水文学的要因と水質・負荷量との関係）を示した。第3章はそれに基いた考察である。

2. 従来の研究と本報告の基本的立場

ここでは、本報告で取り扱う河川の水質・負荷量に関する従来の研究を概観し、それらと対比することにより本研究の基本的立場と特徴を明確にしておくことにする。

河川の水質項目は、浮遊性物質と溶解性物質、あるいは有機物質と無機物質などに分類される。そしてその流出特性はそれぞれ異なっていることが多い。水文学的要因とこれらの水質項目の流出特性の関係については、古くは河川の wash load に関連して Straub (1935), Campbell-Bauder (1940) に始まり吉川 (1952)¹⁾, Guy (1964)²⁾, 吉川ら (1968), 須賀 (1970)³⁾ に至る実証的な研究があり、負荷量と流量に関して $Q_s \propto Q^n$ (n : constant) の関係が示されている⁴⁾。吉川 (1952) は、さらに水理学的要因に基づく流速能力について理論的に考察し、 $Q_s \propto Q^2$ の関係を導くとともに、流量 (ハイドログラフ) と wash load の流出特性を比較している。河川の複数の水質項目に関する研究としては、無機物質についての Gunnerson (1967)⁵⁾, 無機物質・有機物質 (浮遊性物質・溶解性物質) に分類している⁶⁾ についての羽田 (1977) の研究⁷⁾, 山口・吉川 (1978) の研究⁸⁾ がある。Gunnerson は $Q_s = aQ^n$, 羽田は $Q_s = aQ^n + f(R)$, 山口・吉川は $Q_s = f(Q, R) = f(Q) + f(R) = a_1Q^{n_1} + a_2R^{n_2}$ (or $a_3 + a_4R + b_1Q_1 + b_2Q_2$)⁹⁾ の関係について検討している。建設省淀川工事事務所 (1974)¹⁰⁾ は、汚濁負荷量ポテンシャル S を導入した $Q_s = f(Q, S) = f_1(Q) \cdot f_2(S) \cdot Q$ とする水質・負荷量の水文学的なシミュレーション・モデルを提案している。

下水道の水質・負荷量の水文学的なシミュレーション・モデルについては、EPA の SWM モデル (1971)¹¹⁾, Sartor (1972)¹²⁾ による負荷量ポテンシャルを考慮した地表汚濁負荷量流出モデル、下水管内の負荷量ポテンシャルの変化に着目した稲場 (1975)¹³⁾ のモデル、同様の高畑ら (1976)¹⁴⁾ のミキシング・モデル (mixing model), 山口 (1976)¹⁵⁾ のモデルなどが提案されている。EPA の SWM モデル, Sartor, 稲場, 高畑らのモデルでは、先行晴天日数 (期間) に地表面あるいは下水管内に残留・堆積した負荷量の水文学的要因による流送が取り扱われている。これらのモデルの特徴は、汚濁負荷量のポテンシャルが考慮されていることであり、負荷量の“有限”供給が明確に意識されている。また、それをうらづけるための現地調査も並行して行われている^{16), 17)}。以上で述べた研究のうちのいくつか (例えば Straub (1935) と吉

川 (1952) の研究) は、研究をさらに発展させるという意味で関連している。しかし全般的にみて、それぞれの分野あるいは対象ごとに独立に進められた傾向があり、水文学的 (水理学的) な観点から系統的には取り扱われていない。

河川水質の発生頻度 (分布型) や水質 (負荷量) の代表値を得るために必要な観測回数については、新田 (1960)¹⁸⁾ の研究、建設省 (1977)¹⁹⁾ の研究がある。新田は多摩川において、水質項目ごとの発生頻度 (分布型) が正規分布・対数正規分布に合致するかを実証的に示している。そして、正規分布における統計的判定手法 (区間検定) により、与えられた精度のもとに必要な観測回数を求めている。さらに、水質の時間変化や水質変動におよぼす環境条件 (流量, その他) についての検討も行っている。建設省 (1977) の調査は、水質観測回数に着目した調査であり、新田が用いたと同様の方法を複数の河川に適用している。

本研究では、前述のような水文学的な研究が必要とされているという問題意識のもとで、晴天時・雨天時を含めた複数河川・複数水質項目の水質・負荷量の特性を実証的に取り扱った。そしてその特性 (ポルト・グラフの特性, 晴天時・雨天時流出負荷量の特性) を水文学的要因との関連のもとで把握した。その結果は前報 (参考文献 1), 2)) に示した。本報告では、それらの成果をふまえた上で、まず第 3 章において水文学的要因により、どの程度負荷量のシミュレーションが可能であるかを明らかにする。その際に、水文学的なシミュレーション・モデルの特性について理論的に考察するとともに、実用的な面ではきわめて重要であるモデルのパラメータの同定と精度の関係についても検討する。そして大小河川の複数の水質項目に二つのタイプのモデルを適用し、推定精度を求めることにより水文学的なシミュレーションの可能性の検証を行う。その結果として、二つのタイプのモデルがそれぞれどのような水質項目に対して有用かを明らかにする。さらにモデルによる晴天時および雨天時の負荷量の分離の可能性などについても検討する。

次に、第 4 章においては、瀬戸内海・東京湾・伊勢湾流総計画などを策定するうえで、限られた水質および流量サンプルから年間汚濁負荷量を推定することが、現実の問題として重要になってきているので、その推定方法およびそのために都合のよいサンプリングの方法、あるいはその際に生じる誤差について、従来の研究を概観しながら 2, 3 の考察を加える。その際にも、水文学的要因との関連に特に重点をおいている。そして実際の河川のデータに対してその検証を行って、実用上有益な結果を示す。

第 5 章では、河川の汚濁負荷流出量は前報 (参考文献 1)) で示したように経年的に大きく変動する (その原因

注2) (記号の定義) Q_s : ある地点の汚濁負荷量, Q : 地点流量, R : 降雨量, S : 流出する汚濁負荷量のポテンシャル, a, b : 定数
注3) 指数 n は複数地点の流量あるいは複数の先行流量を用いることを示す。

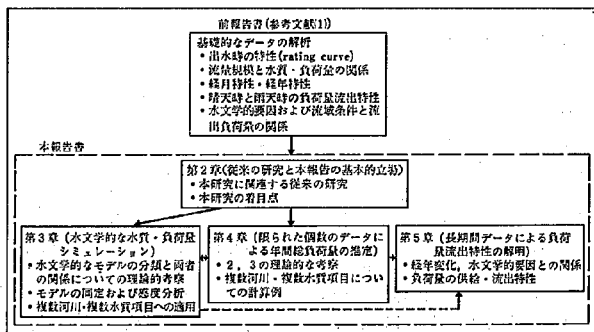


図-1 本報告書の構成

は主として水文学的要因によると推定される)ので、多摩川の長期間データ(17年間データ)により、その流出機構および供給特性についての解明を試みる。

最後に、本報告の結論と、前報も含めた一連の研究の結果としてうかがいあがってきた将来の調査・研究への展望を述べて結語とする。

以上、本報告書の構成と前報(参考文獻1)との関係を図-1に示す。

3. 水質・負荷量の水文学的なシミュレーション

前報(参考文獻1, 2)における水文学的な解析により、図-2に示すような汚濁負荷の流出特性の概念図が得られている。図-2(a)は、水質項目によってその程度は異なるが、流量と汚濁負荷量の関係は、単一出水時において増水時と減水時で異なっていることを示している。図-2(b)は、先行する出水があると、後の出水時の負荷量はそれが無い場合に比較して少ないこと、逆に長

期間出水が無かった後の出水時には多くの負荷量が流出することを模式的に示している。

ここでは、以上のことを念頭において、水文学的要因(降雨量、流量)による河川水質・負荷量のシミュレーションの可能性について検討する。すなわち、まず水質・負荷量の水文学的なシミュレーションの考え方を分類し、モデルについての理論的な考察を行う。次に二つのタイプのシミュレーション・モデルを提示し、7河川の複数水質項目に対して適用し、その適合性について検討する。そしてその結果を用いて、どのような水質項目にはどのタイプのモデルが適合するか、また水文学的要因により河川の汚濁負荷量がどの程度の精度でシミュレーションできるかについて記す。

[1] 水文学的なシミュレーション・モデルの分類

従来の水文学的なシミュレーション・モデルの基本的な考え方には二つのタイプがある。一つは流量 Q や降雨量 R を説明変数とする式(1)で示されるようなものである。このようなモデルは汚濁負荷を流送する能力に着目

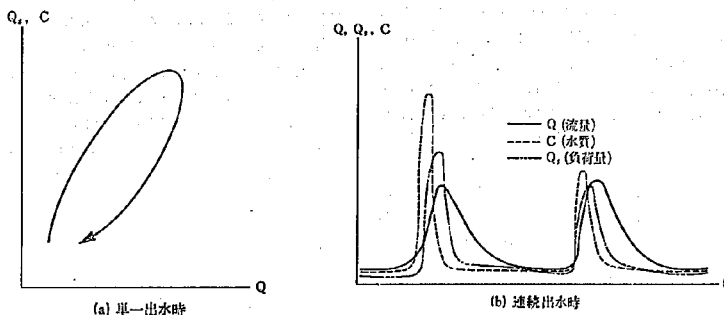


図-2 汚濁負荷流出特性の概念図(汚濁型の水質項目の例)

したものであり、ここではこれを「流送能力」型モデルと呼ぶことにする。

$$\left. \begin{array}{l} Q_s \\ C \end{array} \right\} = \text{func. } (Q) \text{ or func. } (Q, R) \dots\dots\dots (1)$$

あと一つは汚濁負荷量のポテンシャル S をも導入したモデルであり、式(2)～(4)のように表わされ、ここではこのようなモデルを「流送能力・供給関数」型と呼ぶことにする^{註4)}。

$$\left. \begin{array}{l} Q_s \\ C \end{array} \right\} = \text{func. } (Q, S) \text{ or func. } (Q, R, S) \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{dS}{dt} = S_{in} - Q_s \dots\dots\dots (3)$$

$$S_{in} = f(I) \dots\dots\dots (4)$$

ここに式(2)は汚濁負荷量の流送に関する方程式(運動方程式と考えてよい)、式(3)は汚濁負荷量ポテンシャルの連続式、式(4)は流出する汚濁負荷量の供給を示すも

のであり、 S_{in} は負荷量の供給関数である^{註5)}。以上のような基本的な考え方に基づくモデルのうち代表的なものを表-1, 2に示す。同表には各モデルの形式・作成者および発表年を示す。「流送能力」型モデルでは、同時刻の流量やある一定時刻の降雨のみを説明変数とする場合には、同じ降雨・流量条件のもとでは同一の負荷量が流出することになる。ただし、前期降雨(あるいは先行晴天日数)などを説明変数に加えれば、連続出水時に負荷量が減少すること(あるいは長期間出水が無かった場合には増大すること)を説明することもできないことはない。また増水時と減水時のループ特性については、水位や水面勾配などの特別な関数形を用いることにより、「流送能力」型としてある程度記述することもできる^{註1), 7), 10)}。

[2] 二つのタイプのモデルの関係

両タイプのモデルの関係をみるために、式(1)および式(2)を次のように単純化した場合について考える。

$$\left. \begin{array}{l} Q_s \\ C \end{array} \right\} = \text{func. } (Q) = aQ^b \dots\dots\dots (1')$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_s \\ C \end{array} \right\} = \text{func. } (Q, S) \\ = \text{func. } (Q) \cdot \text{func. } (S) \\ = a'Q^{b'}S^{c'} \dots\dots\dots (2')$$

表-1 「流送能力」型のモデル

Straub (1935) 吉川 (1952) Gunnerson (1957)	Hart (1954)	羽田 (1977) 山口・吉川 (1978)	山口・吉川 (1978)
$Q_s = aQ^b$	$Q_s = a_1 Q_0 (地下流出) + a_2 Q_1 (中間流出) + a_3 Q_2 (表面流出)$ (あるいは) $= a_1 Q_0^{b_1} + a_2 Q_1^{b_2} + a_3 Q_2^{b_3}$	$Q_s = aQ^b + f(R)$	$Q_s = f(Q, R) = \sum_{i=1}^n a_i Q_i + \sum_{i=1}^m b_i R_i$ (あるいは) $= \sum_{i=1}^n a_i \ln Q_i + \sum_{i=1}^m b_i \ln R_i$ ここに i : 流量地点・時間を示すインデックス

表-2 「流送能力・供給関数」型のモデル

EPA (SWM model)* Sartor (1972)	細柳* (1975)	山口ら* (1976, 1978)	渡川工芸事務所 (1974)	高畑ら* (1975)	Hall*** (1970)
$-\frac{dS}{dt} = kTS$ 地表面 S: 汚濁ポテンシャル S ₀ : 汚濁ポテンシャル S ₀ = S ₀ (I=0) ここに、 k: 定数 dT: 先行晴天日数 S: 汚濁量 r: 降雨強度	$Q_s = kQ^{1.5}$ $\frac{dS}{dt} = rS_{in}$ すなわち $S = S_0 + rS_{in}I$ ここに、 r: 残留率	$Q_s = aQ^b S^c$ $\frac{dS}{dt} = S_{in} - Q_s$ $S_{in} = \text{const.} (I)^{**}$ (あるいは) $= f(R)$	$Q_s = f(Q) \cdot f(S) \cdot Q$ $\frac{dS}{dt} = S_{in} - Q_s$ $S_{in} = \text{const.}$	$Q_s = -\frac{dS}{dt} = \frac{Q}{V} - S$ $S = S_0 + rS_{in}I$ (あるいは) $\frac{dS}{dt} = rS_{in}$ ここに、 V: mixing volume	$Q_s = f(Q)$ $a_1 Q^2$ (Model 1) $a_2 Q^2 + cQ$ (Model 2) $a_2 Q - b_1 Q \cdot \log Q$ (Model 3) $a_2 Q \cdot \exp(-b_2 Q)$ $a_2 Q - b_2 Q^2$ $a_2 Q / (1 + b_2 Q^2)$ (Model 4) $\frac{(a_1 - a_2)Q}{1 + b_2 Q^2} + cQ$ (Model 5)

*: 下水道についての model. **: 晴天時の時間分布を考慮することもある. ***: 原文は濃度Cについて述べている。
****: 各モデルとも負荷量ポテンシャルの上限を設けることもある。

ここに a, b, a', b', c' は定数である。

式(2)', (3), (4)を連立して Q_t について解くと次のようになる。

$$Q_t(T) = a'Q^*(T) \cdot \left[S_0 + \int_0^T (S_{in}(t) - Q_t(t)) dt \right] c' \quad (5)$$

ここに, S_0 は S の初期値である。

したがって, 「流送能力・供給関数」型のモデルでは, 負荷量ポテンシャル S の程度(式(5)の波線部分で示される)により流出負荷量が修正されると考えることができる。すなわち, 先行晴天日数(期間)の程度による流出負荷量の変化や連続出水時の流出負荷量の減少がこの項で修正されていると考えることができる。なお, 高畑らの混合モデルにおいては, 基本的には式(5)を次のように単純化して近似するが, 本質的には同様の操作を行っている(ただし, 出水時間中の S_{in} は考慮しないことが多い)。

$$S = S_0 + \gamma \cdot S_{in} \cdot \Delta T \cdot n \quad (6)$$

$$Q_t = -\frac{dS}{dt} = \frac{Q}{V} \cdot S \quad (7)$$

ここに, γ : 残留率, ΔT : 期間のタイム・スケール, n : 先行晴天期間数, V : ミキシング・ボリューム(mixing volume)である。

以上が「流送能力」型および「流送能力・供給関数」型モデルの基本構成と両者の基本的な関係である。本研究では, 「流送能力」型モデルを実河川に適用するにあたり, 当初式(1)'を用いたが精度的に十分ではなかったために, 式(1)'に定数項(ベース・フローに対応する項)を加えた次式で示されるモデルを採用した。

$$\begin{aligned} Q_t &= A_0 + (-1)^{N_d} (Q - Q_0)^b \\ C &= \begin{cases} Q > Q_0 \rightarrow M=2 \\ Q < Q_0 \rightarrow M=1 \end{cases} \quad (a > 0) \end{aligned} \quad (8)$$

「流送能力・供給関数」型モデルについても, 同様に $Q_t = A_0$ (ベース・フロー分) + $(-1)^{N_d} a' Q^* S^c$ とすることも可能であるが, パラメータはできる限り少なくしたいこと, およびシミュレーション結果の適合性からみて, 式(2)'で示される $a' Q^* S^c$ の形を採用した。

図-3に, 式(8), 式(5)および式(6)・(7)の奥河川(淀川の KM_{20}O_4 消費量・ $\text{BOD} \cdot \text{NH}_4\text{-N}$)への適用例を示す。同図に示すシミュレーションは, それぞれのモデルを2ヵ月間(1976年5月1日～6月31日)のデータを用いて同定(training)したときのものである。式(8)のモデル(モデル1)については最小2乗法によりパラメータを定めた。式(5)のモデル(モデル2)については, S_{in} を年間平均の日流出負荷量, S の初期値 S_0 を $20 \times S_{in}$ とし, 定数 a', b', c' を同定した。式(6)・(7)の混合モデル(モデル3)については, ほぼ同様にして

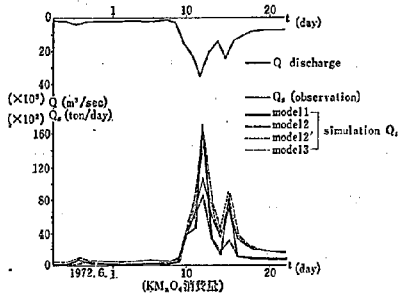


図-3(a) 水文学的モデルによるシミュレーションその1
(ボルト・グラフ, 淀川)

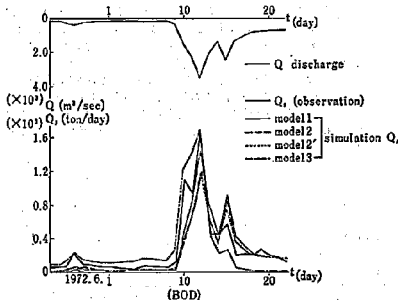


図-3(b) 水文学的モデルによるシミュレーションその1
(ボルト・グラフ, 淀川)

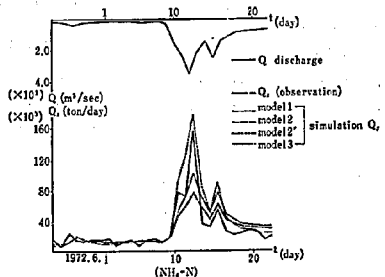


図-3(c) 水文学的モデルによるシミュレーションその1
(ボルト・グラフ, 淀川)

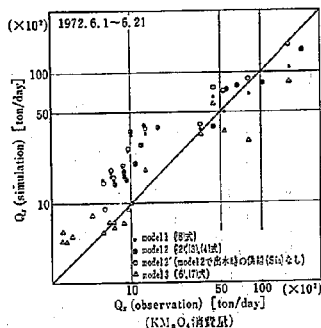


図-3(d) 水文学的モデルによるシミュレーションその2 (淀川)

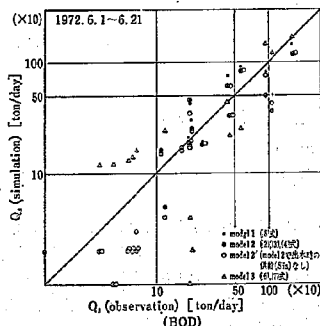


図-3(e) 水文学的モデルによるシミュレーションその2 (淀川)

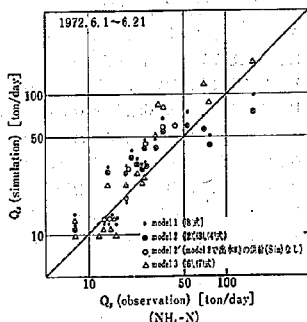


図-3(f) 水文学的モデルによるシミュレーションその2 (淀川)

S_{in} を年間平均の日流出負荷量, S_0 を $20 \times S_{in}$ とし, $Q_0 = kQS$ とし定数 k を定めた。また, 式(5)において出水時の負荷量供給を無視したものの(モデル2')も同図中に示した。これら四つのタイプのモデルによるシミュレーション精度は, 定数の設定および同定方法などによるので, 同図において精度を比較することは本質的に意味がない。しかし, 同図よりこれらのモデルの定性的な関係は理解されよう。すなわち, 同じ流量に対しては常に同じ負荷量の流出を示す「流送能力」型のモデル1では, 最初の出水の低流量部分における急激な負荷量のおちこみおよび次の出水時における流出負荷量の減少を十分に説明していない。これは, このモデルの一般的な特性である。一方, 「流送能力・供給関数」型のモデル2, 2', 3は, 必ずしも十分ではないが, それぞれ上述の負荷量流出特性を表現する傾向が認められる(精度的に十分でないのは S_0 , S_{in} といったパラメータの与え方および同定区間のとり方による)。

なお, 図-3に示した区間は, 感度分析により S_0 の与え方による影響が顕著でなくなる区間(同定区間以外においてシミュレーションを始めて40日以降)について示している。

[3] 本研究で用いたモデルのパラメータの同定と実河川への適用

「流送能力」型モデル(式(8))では, 同定すべきパラメータは A_0 , a および b である。これら三つのパラメータは, Q_0 を低流量時の平均的な値として与えて, 最小2乗法により同定した。ただし, モデル1の最小2乗法による同定方法には二つあり, 一つはレイティング・カーブ(両対数方眼紙上で流量を横軸, 負荷量を縦軸にプロットした図)の勾配から a を定めた後に A_0 , b を定める方法, あと一つはまず A_0 を低流量時の平均的な負荷量などに設定して a, b を定める方法である。以下に示すものはすべて前者の方法によっている。

「流送能力・供給関数」型モデル(式(5))では, S_{in} としては $S_{in} = \text{constant } A$ (Q_0 の年間平均値)とする場合, および $S_{in} = \text{constant } B + f(R)$ (ただし T が十分大の場合には, $\frac{1}{T} \int_0^T S_{in} dt = \text{constant } A$) について検討したが, 主として前者を用いた。モデル2の同定においては, S_{in} の外に S_0 も与える必要があるが, S_0 については図-3に示すモデル同定において与えたものと同様にした。

注6) 後述の感度分析に示すように, S_0 の初期値 S_0 の与え方による影響は, ある程度の区間を経過すると消失する傾向にある。しかし, モデルを同定する際には S_0 の値の与え方により得られたモデルの精度が異なる。ここでは安定した結果を得るために同図の試行の後この値を採用した。

注7) ここでは, 低流量の段階として低流量を与え, 流量が低流量に相当する場合の平均的な負荷量を Q_0 として採用を行った。

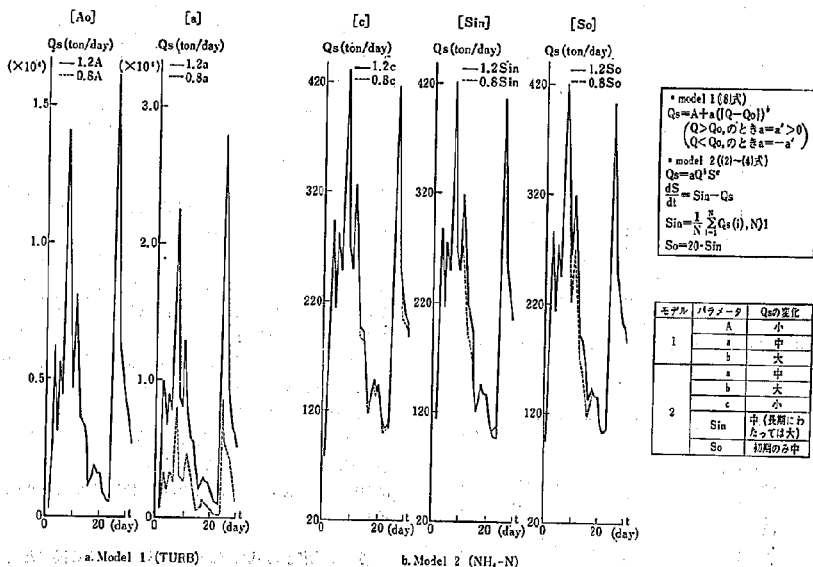


図4 感度分析の例(淀川)

次に、二つのモデルにおいて各パラメータが推定値に与える影響を把握しておくことは、パラメータ同定において必要なことである。そのために行った感度分析の結果を図-4に示す。周囲はある出水期について例示したものであるが、これにより各パラメータの変化が結果に与える定性的な影響を知ることができる。

すなわち、同定したモデルの定数を一応2割増減させて感度分析をすると、「流送能力」型のモデル1の A_0 のシミュレーション値に与える影響は、式(8)が示すように加算的なもので相対的に鈍く、べき数には指数なので敏感であり、 a については Q^0 の倍率でありその中間的に応答する。「流送能力・供給関数」型のモデル2では、 a および c についてはモデル1とはほぼ同様であり、 c, S_{in}, S_0 の変化に対しては、図4が示すように相対的に鈍い。ただし、 S_{in} の変化については長期間シミュレーションでは徐々に誤差が累積されてゆき、 S_0 についてはその変化による誤差はある程度の区間が過ぎると消失する。したがって、前述の S_0 の与え方、および比較的長期間のシミュレーションを前提として S_{in} を年間平均の Q_s として与えたことが妥当であることを、これらの結果はうらづけている。しかし、これは NH_4-N のように経年的にその供給が大きく変化していない人為的負荷量については現象論的にみても妥当であると思われるが、水文学

的要因により流出が大きく変化する水質項目に対しては、長期間のシミュレーションにおいて誤差の累積を小さくできるというだけであり、実際の現象とは必ずしも十分に対応しているわけではないことに留意されたい。すなわち、長期間シミュレーションにおいて「流送能力・供給関数」型のモデルの適用が妥当であっても、水質項目によっては年平均の Q_s が年総流量によって大きく変化するものがある(第5章参照)。

以上は比較的流量規模が大きくなりについてみた場合のことである。流量規模の小さい低流量時に對してもほぼ同様のことがいえるがここでは省略する。

各モデルの定数決定においては、同定区間(training interval)と検証区間(checking interval)を設定して、作成されたモデルの精度をチェックした。その結果、あらかじめ予想されたことであるが、水文学的なモデルは高流量を含む同定区間においてモデルを同定した場合の方がシミュレーションの精度が高いことがわかった。そこで以下のモデルは出水期を含む区間でモデルの同定を行った。

淀川を例として、同定区間および検証区間を変えたときの精度について検討した結果を図-5に示す。ここに、 R はシミュレーション値と実測値の相関係数、 E は検証区間内の総負荷量としての誤差、 M は検証区間内の総負

荷量に着目して定義した平均

$$\text{誤差率} [M = \sum_{i=1}^n W_i \cdot$$

$$(dQ_i(i)/Q_i(i)), W_i =$$

$$Q_i(i)/\sum_{i=1}^n Q_i(i), Q_i(i): \text{実測}$$

値, $dQ_i(i) = (\text{シミュレーション値} - \text{実測値})$ である(注)。

図-5(a)より, 水質項目ごとにみると, 相関係数 R については同定区間および検証区間のとり方にかかわらず, 両モデルとも濁度あるいは KMnO_4 消費量, BOD, $\text{NH}_4\text{-N}$, ABS の順に小さくなっている。総負荷量の誤差 E および平均誤差率 M は, KMnO_4 消費量, BOD, $\text{NH}_4\text{-N}$, ABS

の順に大きくなっている傾向にあるが, 必ずしも明確ではない。図-5(a)の②および⑤の結果を比較してみると, 1年間を同定すると2カ月間で同定した場合より総負荷量の誤差は小さくなっているが, 平均誤差率はむしろ大きくなっている。また④の結果では, $\text{NH}_4\text{-N}$ や ABS についてはトータルの誤差が相当大きく生じており, 経年的な特性が正しくモデル化されていないことがわかる。また①, ②, ③, ⑤の結果において, 総負荷量の誤差がほとんどすべて負に出ているが, これは同定区間内のデータに,

流量規模が相対的に小さい日

が比較的多く含まれていたことによると考えられる。

また2カ月間のデータで同定して経年(経時的)に検証を行うと, 「流速能力・供給関数」型のモデルでは, 誤差が非常に大きくなること(例えばある年度の淀川のABSについては年間総負荷量の約2倍)がある。これは, 汚濁負荷の供給量 S_{in} を, モデルを同定した年度の

年間平均値としているためであり, 実用上は S_{in} の与え方が重要な課題となることを示している。したがって, 今後の課題として, 供給関数 S_{in} (流域の地質・地形条件, 社会活動状況および水文学的要因などの関数であると想像される)^{11,12)} の解明が重要であることがわかる。

図5-(b)は各モデルの同定区間(2カ月)を変えた場合のものであるが, これより同定区間を9月・10月, あるいは11月・12月のように比較的流量規模が小さい区間にとると誤差が大きくなっていることがわかる。したがって, 水文学的なモデルは, 流量規模が大きい区間を

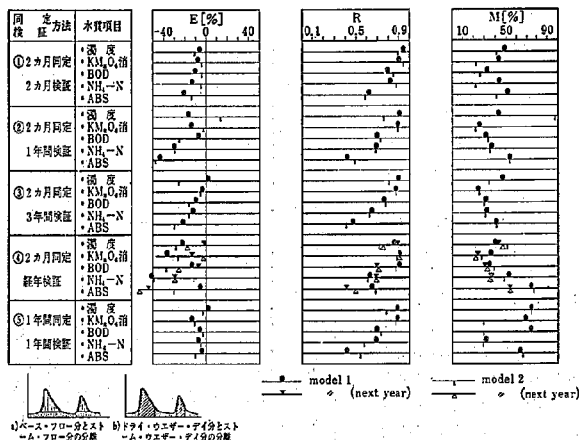


図-5(a) 同定および検証方法と予測精度(淀川)

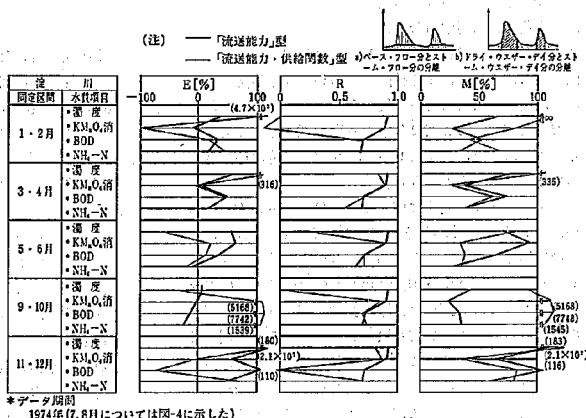


図-5(b) 同定区間についての感度分析(淀川)

年間平均値としているためであり, 実用上は S_{in} の与え方が重要な課題となることを示している。したがって, 今後の課題として, 供給関数 S_{in} (流域の地質・地形条件, 社会活動状況および水文学的要因などの関数であると想像される)^{11,12)} の解明が重要であることがわかる。

図5-(b)は各モデルの同定区間(2カ月)を変えた場合のものであるが, これより同定区間を9月・10月, あるいは11月・12月のように比較的流量規模が小さい区間にとると誤差が大きくなっていることがわかる。したがって, 水文学的なモデルは, 流量規模が大きい区間を

注8) 全体としての平均誤差は, 原理的には $-\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{dQ_i(i)}{Q_i(i)}$ としてもよいが, 各 i における誤差の全体に対する寄与(ウェイト)をここでは考慮している。

含むデータで同定する必要があることがわかる。

図-6には、複数河川の複数水質項目に対して二つのタイプのモデルを適用し、2カ月間のデータでモデルを同定した場合のシミュレーション結果を示す。同図には、前述のE, R, Mの他に、シミュレーション・モデルによるベース・フロー分(B.F.)とストーム・フロー分(S.F.)の負荷量の分離、およびドライ・ウェザー・デイ分(D.W.D.)とストーム・ウェザー・デイ分(S.W.D.)の負荷量の分離を行ったものを、実測値から分離したものと併記して示している。図-6において、これら二つの方法による分離結果は、全負荷量に対する分離さ

れたそれぞれの負荷量の比として示されている。また、同図中にはモデルによる分離結果の妥当性を検証するために、実測値による分離結果 $\bar{Q}_i$ を(-----)として併記した。ただし、ここでは分離の基準を低水流量としている。これにより、シミュレーションによる分離の精度についても知ることができる。

なお、モデルの同定に際しては、 $Q_i = \text{func.}(Q)$ あるいは $Q_i = \text{func.}(Q, S)$ としてモデルを一次的に同定し、その段階で生じている誤差 $\bar{E}(t)$ [(実測値)-(シミュレーション値)] を、 $\bar{E}(t) = \text{func.}(R)$ あるいは $\bar{E}(t) = \text{func.}(R, S)$ などとして段階的に同定していき、精度の向上を図ることについても検討したが、モデルの同定はできる限り簡潔にすることを指向したこと、および本報告では水文学的要因によるシミュレーションの可能性について検討しているため、「モデルいじり」に陥ることは避けなかったことなどにより、そのような方法は採用しなかった。

[4] シミュレーション結果による考察

図-6に示すシミュレーション結果(2カ月間データで同定、1年間データで検証)により次のことがわかる(図-6には実測データからの分離結果を併記している)。

① $\bar{E}(t)$ は前述の平均誤差率 M と類似のものであり、各時刻における実測値シミュレーション値の誤差である。一方 M はある検証期間における相対誤差の加重平均値であり、検証区全体としての相対誤差を示している。ここで言わんとすることは、各時刻におけるポルト・グラフに合致するモデルに同定することを考えるということである。

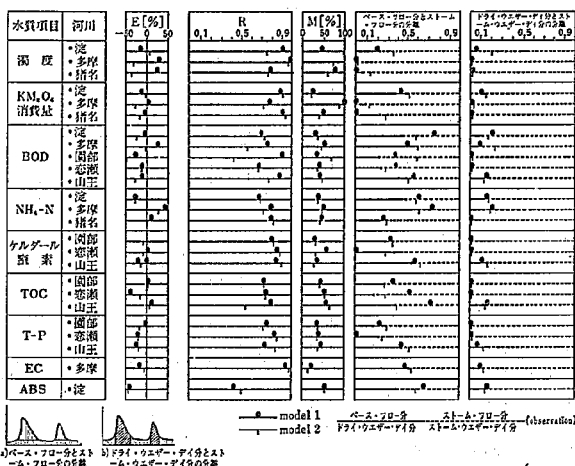


図-6 シミュレーション結果

- ① 本研究で用いた水文学的なモデルによるシミュレーションの年間総負荷量としての誤差 $\bar{E}$ は、大規模河川の濁度、 KMnO_4 消費量、BOD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ 、EC などについては約0~30%である。
- ② 同様に実測値と推定値の相関係数 R は0.70~0.95程度である。また平均誤差率 M は約40%程度である。
- ③ ポルト・グラフのシミュレーション精度は、EC、濁度あるいは KMnO_4 消費量、BOD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の順に低くなる。これは人為的な排出源からの負荷量と水文学的要因の対応があまり良くないことと一致している¹⁰⁾。
- ④ EC、濁度、 KMnO_4 消費量は、パラメータの数が少なく同定も容易な「流送能力」型のモデルに十分にシミュレーションすることができる。BOD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ のように人為的な排出源に主として依存すると考えられる水質項目については、「流送能力・供給関数」型の方が適合性が良い傾向にある¹⁰⁾。
- ⑤ ABS に対しては水文学的なモデルの適合性が悪い(水文学的要因によるシミュレーションがむずかしい)。

注10) しかしこれは今回対象としたような水質項目について見た場合のことであり、「流送能力」型と自然起因汚染の水質項目、また「流送能力・供給関数」型と人為汚染の水質項目が必ず対応するわけではない。例えば、人為汚染のうちの田畑・山林土壌に含まれる経路汚染としてのリン・有機物等は「流送能力」型でシミュレーションが可能であると推定される。

- ⑥ またモデルの同定に関しては、次のようなことができる。本モデルのような水文学的なモデルの定数は、低流量時のデータを多く含む同定区間よりも、高流量時のデータを多く含む同定区間において同定したが、年間を通じてのシミュレーションでは精度が高い傾向にある。

また図-6に示す負荷量の分離結果から次のことがわかる。

- ① 水文学的なモデルにより、ベース・フロー分とストーム・フロー分の比率は、0～10%程度の誤差で推定することができる。
- ② ドライ・ウェザー・デイ分とストーム・ウェザー・デイ分の比率は、0～10%程度の誤差で推定することができる。

以上の考察は、モデルの定数を上述のような仮定のもとで単純な統計的手法により同定した場合の結果である。今後の課題としては、シミュレーションの適合性(例えば各時間のボルト・グラフの適合性、あるいは年間総負荷量に対する適合性)を最大にするような同定手法(あるいは同定理論)の導入が考えられる。

4. 限られた個数のデータによる年間総負荷量の推定

瀬戸内海、伊勢湾および東京湾への流入負荷総量を規制する計画が策定されつつある。その際には流入負荷量を正しく把握しておくことが要請される。ところが現実には大河川ではある限られた回数(月に1回程度)しか河川水質が測定されていないし、中小河川においてはさらに回数が少ないことが多い。そこで、限られた個数のデータにより、年間の総負荷量をできる限り正しく推定するための方法(水質観測日の設定方法、推定式など)、およびそれによって生じる誤差の程度について検討しておくことが重要と考えられる。以下では、サンプル・データのとり方および推定式と推定精度について2, 3の理論的な考察を行った後、実際の河川における計算結果を示す。

[1] 2, 3の理論的な考察

ここでは、従来の研究を概観しながら、限られたサンプルによる年間総負荷量の推定に関する2, 3の考察を行う。

(1) 代表値とサンプル数の関係^{(11), (12), (23)}

河川の代表値としての水質・負荷量を把握するために必要なサンプル数(河川および水質項目によって異なる)については、統計的な検定法の適用が可能である。すなわち、限られたサンプルから母集団の平均値(ある

いは最頻値)を推定するために、区間推定の方法が利用される。この方法を用いることにより、信頼度を設定した場合に、必要なサンプル数(この場合には水質観測回数)を知ることができる。その際の考え方は次のようになる。ここでは、誤差を単純化して、正規分布の母集団(平均 μ , 分散 σ^2)について考える。このとき、ランダム・サンプル($X_i; i=1, n$)の平均値 $\bar{X}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^n X_i$ は平均 μ , 分散 σ^2/n の正規分布 $N(\mu, \sigma^2/n)$ となり、正規化した $C=(\bar{X}-\mu)/(\sigma/\sqrt{n})$ は $N(0, 1^2)$ となる。 $N(0, 1^2)$ において、 $|C|>C_0$ ($C_0>0$)の確率 $Pr\{|C|>C_0\}=\alpha$ となる C_0 を定める(図-7)。

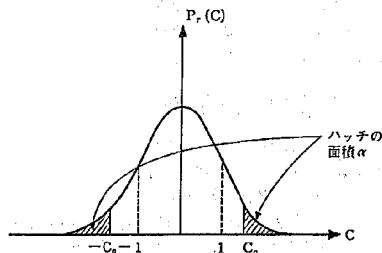


図-7 標準化した水質Cの発生頻度の模式図

もとの母集団の分布において $1-\alpha$ [すなわち $(1-\alpha)\times 100\%$]の信頼区間は、 $(\bar{X}-C_0\frac{\sigma}{\sqrt{n}}, \bar{X}+C_0\frac{\sigma}{\sqrt{n}})$ とすればよく、次のようにして求められる。

$$\begin{aligned} 1-\alpha &= Pr(-C_0 \leq C \leq C_0) \\ &= Pr[-C_0 \leq (\bar{X}-\mu)/(\sigma/\sqrt{n}) \leq C_0] \\ &= Pr(\bar{X}-C_0\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{X}+C_0\frac{\sigma}{\sqrt{n}}) \dots (9) \end{aligned}$$

対数正規分布の場合には、実数に変換したときの信頼区間は $(10^{\bar{X}-C_0\frac{\sigma'}{\sqrt{n}}}, 10^{\bar{X}+C_0\frac{\sigma'}{\sqrt{n}}})$ となる⁽²⁴⁾。

次に観測によって得られるであろうと期待される精度を、サンプルの平均 $\bar{X} \approx \mu$ と仮定した上で、 $\alpha=(\bar{X} \pm C_0\frac{\sigma}{\sqrt{n}})/\bar{X}$ と定義することにする(すなわち、平均値と信頼限界の比として考える)。

$$\begin{aligned} \alpha &= (\bar{X} \pm C_0\frac{\sigma}{\sqrt{n}})/\bar{X} \\ &= 1 \pm (\sigma/\bar{X}) \cdot (C_0/\sqrt{n}) \dots \dots \dots (10) \end{aligned}$$

上式により、観測回数(サンプル数)が増すにつれて精度が向上することがわかる。平均値からのずれとしての誤差を、平均値との比で求めると $\pm(\sigma/\bar{X}) \cdot (C_0/\sqrt{n})$

注11) σ' は対数変換値の偏差を示す。

となる。したがって、誤差 σ を許容するときの必要な観測回数 n は次式で与えられることになる。

$$n = (\sigma/\bar{X}) \cdot (C_0/\sigma)^2 \dots\dots\dots (11)$$

同様にして対数正規分布の場合には、次のようになる。

$$n' = [C_0 \cdot \sigma' / \log(1 \pm \sigma')]^2 \dots\dots\dots (12)$$

式(11)および(12)を用いることにより、平均および分散を近似的に与える(例えばサンプル、あるいは類似河川のデータより推定する)ことにより、各河川の水質項目ごとに必要とされる観測回数を求めることができる^{14),15)}。

(2) 負荷量の平均値と水質および流量の平均値との関係

ここでは、負荷量を水質および流量から推定する場合の一般的な関係導くことにする。今、正しく全データ $(C_i, Q_i; i=1, N)$ がある場合を考える。その時、流量と水質の平均値は次式で与えられる。

$$\bar{C} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N C_i, \quad \bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \dots\dots\dots (13)$$

次に負荷量は $Q_H = C_i \times Q_i$ であり、 $C_i = \bar{C} + dC_i, Q_i = \bar{Q} + dQ_i$ とすると、次式が得られる。

$$Q_H = (\bar{C} + dC_i) \cdot (\bar{Q} + dQ_i) \\ = \bar{C} \cdot \bar{Q} + \bar{C} \cdot dQ_i + \bar{Q} \cdot dC_i + dC_i \cdot dQ_i \dots\dots\dots (14)$$

式(14)の期待値をとると、 Q_H の平均値 $\bar{Q}_H$ を得る。

$$\bar{Q}_H = \bar{C} \cdot \bar{Q} + \bar{C} \cdot E(dQ_i) + \bar{Q} \cdot E(dC_i) + E(dC_i \cdot dQ_i) \\ = \bar{C} \cdot \bar{Q} + r \cdot \sigma_Q \cdot \sigma_C \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 r : Q と C の相関係数、 σ_Q : Q の分散、 σ_C : C の分散である。

式(15)より、流量 Q と水質 C に相関がある場合(図-8参照)には、 Q および C の平均値により $\bar{Q}_H$ を計算すると、一定の誤差 $r \cdot \sigma_Q \cdot \sigma_C$ が生じることがわかる。すなわち、 Q と C に正の相関がある場合(例えば濁度)には $\bar{Q} \cdot \bar{C}$ は $\bar{Q}_H$ より大きな値となり、負の相関がある場合には小さな値となることがわかる。

(3) サンプルング方法および推定式と精度

ここでは、流量の発生頻度(確率) $Pr(Q)$ および水質

と流量の関係式を用いて、確率平均としてみた場合の考察を行う¹²⁾¹³⁾。すなわち、限られたサンプルにより年間総負荷量を推定する際の、サンプルング方法および推定式と予測精度の関係を検討する。

本報告の補足(補足3, 4)および前報における解析結果より、次のような仮定を設定する。

仮定 1) 流量の発生頻度は対数正規分布で近似される¹³⁾。

$$Pr(Q^*) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-(\ln Q^* - \mu)^2 / 2\sigma^2\right] \dots\dots\dots (16)$$

仮定 2) 水質は対数線形で近似される。

$$\ln C^* = C_0^* + n \cdot \ln Q^* \dots\dots\dots (17)$$

ここに、 $Q^* = Q/Q_{max}$, $C^* = C/C_{mean}$, $C_0^* = C_0/C_{mean}$, Q_{max} : 最大流量, C_{mean} : 平均水質, μ : $\ln Q^*$ 平均値, σ : $\ln Q^*$ の分散の平方根である。

この場合に、年間総負荷量 Q_H (total)は次式で与えられる。

$$Q_H(\text{total}) = \int_{-\infty}^{\infty} C \cdot Q \cdot Pr(Q) \cdot dQ \\ = C_{mean} \cdot Q_{max} \cdot \int_{-\infty}^{\infty} \exp[C_0^* + n \cdot \ln Q^*] \cdot Q^* \cdot Pr(Q^*) \cdot d(\ln Q^*) \\ = C_{mean} \cdot Q_{max} \cdot Q_H^*(\text{total}) \dots\dots\dots (18)$$

ここに $Q_H^*(\text{total}) = \int_{-\infty}^{\infty} C^* \cdot Q^* \cdot Pr(Q^*) \cdot dQ^*$ である。

式(18)により総負荷量が与えられるが、現実には全サンプルが測定されているわけではなく、限られた数のサンプルから Q_H (total)を推定することが普通である。その際の推定精度は、水質項目の特性(汚濁型であるか希釈型であるか)、サンプルングの方法、サンプル数および推定式により異なる。ここでは、上記の要因について、系統的に生じる推定誤差を明らかにする。

・水質項目

$C^* = C_0^* + n \cdot \ln Q^*$ ($n > 0$: 汚濁型, $n = 0$: 中間型, $n < 0$: 希釈型) ¹²⁾¹³⁾

・サンプルング方法(図-9参照)

- (i) ランダムあるいは等間隔(定期)サンプルング(N 1個のサンプル)
- (ii) 低流量時に多くとるサンプルング(N 1個のサンプル)
- (iii) 高流量時に多くとるサンプルング(N 1個のサンプル)

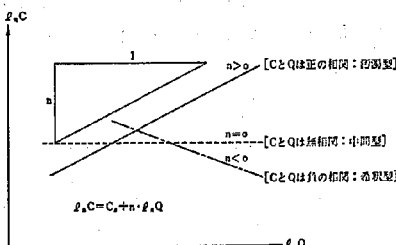


図-8 流量と水質の関係の概念図

注12) 実際の計算ではサンプル数を多くしないとこの確率平均に近づかない。その例については後述する。

注13) 一般に水質の分布形(横軸に水質、縦軸に発生頻度をとる)は、 $n > 0$ のとき対数正規分布、 $n = 0$ のとき正規分布であることが知られている(参考文献15)参照)。

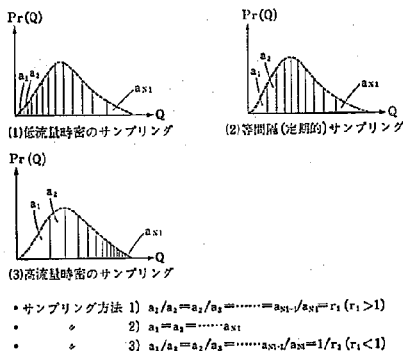


図-9 サンプリング方法概念図

・推定式(14)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad Q_r'(\text{total}) &= \frac{1}{N1} \sum_{i=1}^{N1} (C_i \cdot Q_i) \cdot N \\ \textcircled{2} \quad Q_r'(\text{total}) &= \left[\frac{1}{N1} \sum_{i=1}^{N1} C_i \right] \cdot \left[\frac{1}{N1} \sum_{i=1}^{N1} Q_i \right] \cdot N \\ \textcircled{3} \quad Q_r'(\text{total}) &= \left[\frac{1}{N1} \sum_{i=1}^{N1} C_i \right] \cdot \int_{-\infty}^{\infty} Q \cdot \text{Pr}(Q) \cdot dQ \\ \textcircled{4} \quad Q_r'(\text{total}) &= \int a Q^b \cdot \text{Pr}(Q) \cdot dQ \end{aligned}$$

ただし、 $Q_r = aQ^b$ (レイティング・カーブ) の定数 a, b は $N1$ 個のサンプルより最小 2 乗法で同定する。

①、②式は測定日のみのサンプルによる場合、③式は流量データが水質データより豊富な場合、④式は③式と同様な条件下でレイティング・カーブを用いる場合を念頭においている。

以上のようにして、母集団の総数を 100 としてサンプル数 $N1=10$ (年日数を 365 とすると年間約 36 回サンプリングしたときに対応) をとることにより計算した $Q_r'(\text{total})$ と真値 $Q_r(\text{total})$ の比 $r = Q_r'(\text{total})/Q_r(\text{total})$ を求めたものを図-10 に例示する。ただし、同図の計算においては、対象とした各河川の対数変換した $\ln Q^*$ の μ, σ について検討し、その中間的な値をとることにし、それぞれ -2.7, 0.93 とした注10)。また C_0^* については 1.0 前後とした注10)、図-10(a) にその値を示した。図-10(b) より汚濁型、中間型、希釈型の水質項目 ($\mu \approx 0$) ごとに、前述のサンプリング方法および推定式を用いるときに生じる誤差の傾向が明確になる。すなわち、④式を

注10 N : 対象とする全期間数 (母集団の総数), $N1$: 用いるサンプル数 ($N > N1$), また以下では C および Q_i の単位はそれぞれ [ppm], [ton/day] としている。

注11 各河川の流量発生頻度を補足 4 に示したが、これは中規模河川に対応する。

注12 補足 9 に示す各河川の値とはほぼ一致する。

用いる場合には、 $\ln C^* = C_0^* + \mu + \ln Q^*$ が正しく与えられているので、サンプリング方法にかかわらず真値に一致し、常に $r=1.0$ となる。次に③式についてみると、総流量は常に正しく与えるので、等間隔サンプリングでは希釈型の水質項目 ($\mu < 0$) の場合には $\left(\frac{1}{N1} \sum_{i=1}^{N1} C_i \right)$ が真値より大きくなり r は 1.0 より大きい。汚濁型の水質項目 ($\mu > 0$) の場合には逆に r は 1.0 より小さな値となる。

①および②式については、サンプル数にもよるので一般的な結論は下せないが、サンプル数が少なく片よったサンプリングでは大きな誤差が生じる。ただし、サンプル数が増すにつれて、②式については水質項目 ($\mu \approx 0$) と推定値の関係が式(15)で示したものに近づく。同様に①式は真値に近づく。サンプリング方法に着目すれば、ランダム・サンプリングの場合が比較的真値に近い値を与えている。推定式についてみると、④式が常に真値を与え、③式は水質項目について系統的な誤差は生じているが安定した値を示している。ここでは、流量と水質の平均的な関係(式(17))と各サンプリング方法により生じる系統誤差が明らかとなったが、これは総負荷量把握のためのサンプリング方法を決める際に留意しておくことが要請される。

以上は確率平均としての考察であるが、実際の河川では $C^* \sim Q^*$ の関係にバラツキがあり、推定の際に後述するような大きな誤差が生じることがある。

[2] 実河川における検討例

(1) サンプリング方法と推定式

以上のような一般的な考察を念頭においた上で、実河川において限られたサンプルによる $Q_r(\text{ratio})$ の計算結果について考察する。サンプリング方法および推定式をそれぞれ次のように定める (したがって上記 4. [1], (3) とは少し異なっている)。

・サンプリング方法

- 1) : 月 3 回等間隔 (5 日, 15 日, 25 日)
- 2) : 月 3 回低流量時 (低減部分でできるだけ等間隔にボトム値をとる)
- 3) : 月 3 回高流量時 (ピーク値でできるだけ等間隔にとる)

・推定式

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad Q_r(\text{total}) &= \sum_{i=1}^{12} \bar{C}_i \times Q_i \times B_i & \bar{C}_i: i \text{ 月のサンプルの平均水質} \\ & & Q_i: i \text{ 月の平均流量} \\ & & B_i: i \text{ 月の日数} \\ \textcircled{2} \quad Q_r(\text{total}) &= \sum_{i=1}^{12} \left[(C_i \times Q_{ii} + C_{ii} \times Q_{ii} + C_{iii} \times Q_{iii}) / 3 \right] \\ & & \times (\text{月の日数}) \end{aligned}$$

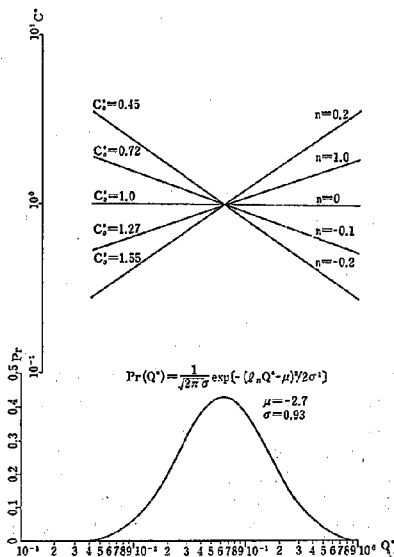


図-10(a) 計算条件の概要

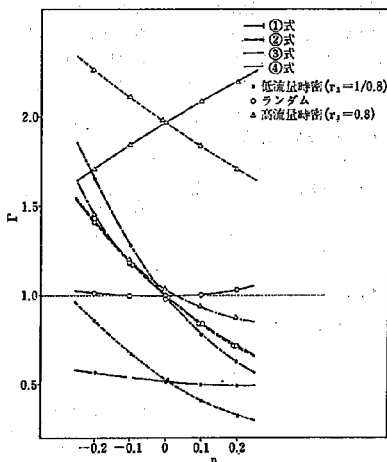


図-10(b) 限られたサンプルにより推定した場合の誤差

$$\textcircled{3} Q_i(\text{total}) = \sum_{i=1}^{12} \bar{C}_i \times TQ_i \quad TQ_i: i \text{ 月の総流量}$$

$$\textcircled{4} Q_i(\text{total}) = \bar{C} \times \bar{Q} \times 365 \quad \bar{C}: \text{全サンプルの平均水質} \\ \bar{Q}: \text{全サンプルの平均流量}$$

$$\textcircled{5} Q_i(\text{total}) = \bar{C} \times TQ \quad TQ: \text{年間総流量}$$

$$\textcircled{6} \text{rating curve より (その1)}$$

$$Q_i = aQ^b \text{ で, 全サンプルより定数 } a, b \text{ を同定}$$

$$Q_i(\text{total}) = \sum_{j=1}^{365} aQ_j^b$$

$$\textcircled{7} \text{rating curve より (その2)}$$

$$C = a'Q^{b'} \text{ で全サンプルより } a', b' \text{ を同定}$$

$$Q_i(\text{total}) = \sum_{j=1}^{365} a'Q_j^{b'} \times Q_j$$

①, ②, ④式はサンプリングした時の水質と流量のみから年間総負荷量を推定しようとするものであり, 最も簡便な方法である。③, ⑤, ⑥, ⑦式は流量が常に観測されている場合に, 限られた水質サンプル・データから総負荷量を推定する方法であり, 流量データが得られていることが前提となっている。なお, これらのうちで③および⑤式は簡便な方法であり, ⑥, ⑦式は上記[1], (3)における数値実験において, C or $Q_i = aQ^b$ のレイティング・カーブが正しく与えられていれば常に真値に一致するものである注17)。

(2) 計算結果と各国の見方

以上のようなサンプリング方法および推定式により, $\Gamma = Q_i(\text{推定値})/Q_i(\text{真値})$ を求めた結果を図-11~13, 補足の付図-5~9に示す。

・図-11, 付図-5~9 (サンプリング方式・サンプリング回数に着目)

図-11および図付-5~9には, 各河川の各水質項目ごとの推定を行うにあたって, サンプリング方式とサンプリング回数を変えた時に, 各推定がどのような値を示すかをみたものである。例えば図-11は淀川についての例であり (他の河川については付図-5~9に与えられている), 次のように表示されている。上段は等間隔サンプリングの場合であり, 縦軸は Γ , 横軸は N_i である。

サンプリング回数 N_i (月当りの回数) = 0.5, 1.0, 3.0, 5.0 について, それぞれの N_i に対して7本の線を描入している。これは左から①~⑦式に対する値を示しており, 各式のたての幅は淀川・多摩川・猪名川については2日, 図部川・恋瀬川・山王川については1日前後させてサンプリングした感度分析による変動幅を示している。河川ごとのずらしの差はポルト・グラフの低減特性を考慮したことによっている注18)。同様に, 中段・下段にそれぞれ高流量時, 低流量時にサンプリングした

注17) ただし, 現実には限られたサンプルからレイティング・カーブを機械的に同定すると大きな誤差が生じることが後に示される。

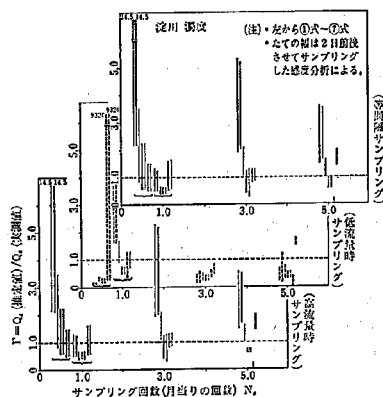


図-11(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (淀川：温度)

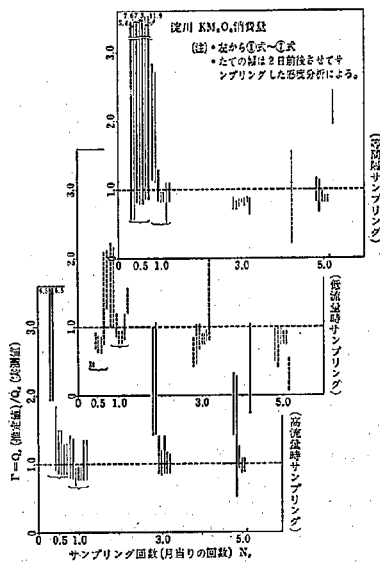


図-11(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (淀川：KMnO₄消費量)

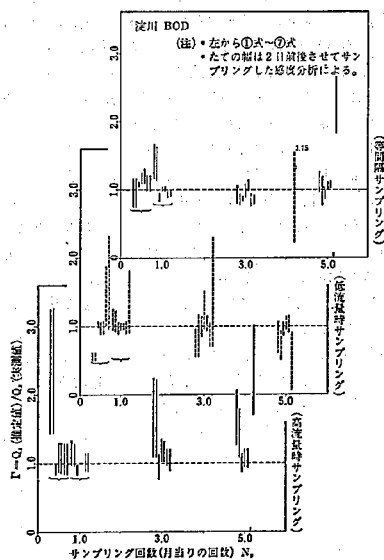


図-11(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (淀川：BOD)

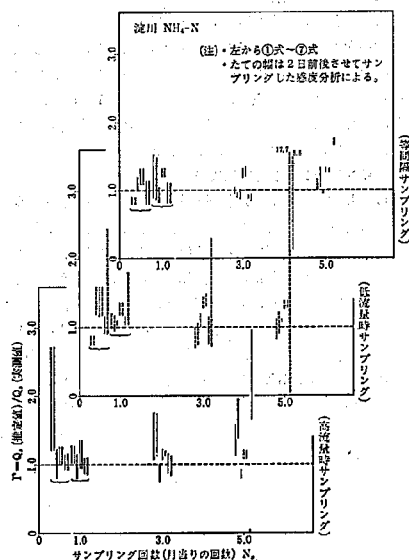


図-11(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (淀川：NH₄-N)

場合のものを示している。

・図-12および付図-10~14 (各推定式に着目)

図-12および付図-10~14は各推定式に着目したものであり、ここでは推定式の精度および必要なサンプリング回数をみようとしたものである。図-12は淀川についての例であり、次のようにみる。図-11と同様に縦軸が I 、横軸が N_0 であり、各式について、各 N_0 に対する太い実線・破線・細い実線の3本で一組になっている線が、各河川の水質項目数に等しい数だけ描かれている。3本一組の線は、右上の(注)に示すように、左から汚濁型の水質項目より始めて希釈型の水質項目の順(淀川の場合には濁度・ KMnO_4 消費量・BOD・ $\text{NH}_4\text{-N}$ の順)に I を示している(たての幅は前述の感度分析による)。また3本で一組となっているそれぞれの線は、太い実線が等間隔サンプリングに、破線が低流量時サンプリングに、細い実線が高流量時サンプリングにそれぞれ対応している。

・図-13 (経年的な感度分析)

図-13には、淀川を例として、月3回のサンプリングを行った場合に、経年的に各式を適用して感度分析を行ったものであり、縦軸に I 、横軸に年度を示しており、7本の線が各式による推定値の実測値に対する比率を示している。

(3) 考 察

ここで行った数値解析は、一つの試行であって完全な一般性をもっているものではないが、試行の数および水質項目と河川についての比較分析の結果として、定性的な考察を可能にする。図-11~13 (付図-5~14)により、限られたサンプルによる年間総負荷量を推定することに関して、次のようなことが明らかとなる。

・サンプリング方法について

1) 4. [1]において、流量に対する各水質項目の応答特性に着目して(汚濁型・中間型・希釈型に分類)、それぞれのサンプルを用いた推定値と真値の理論的な関係について考察を行ったが、実河川における検討においても、ちらばりはみうけられるものの、それが確認された^{注10)}。すなわち、例えば図-11の淀川の例でもわかるように(付図-5~9についても同様)、汚濁型の水質項目($n > 0$: 濁度、 KMnO_4 消費量)に対しては、高流量時(あるいは等間隔)サンプリングが良い結果を与えている。また希釈型($n < 0$)ではあるが n がゼロに近い $\text{NH}_4\text{-N}$ やBOD(水質が平均的にみると流量規模とほとんど無関係)については、サンプリングの方法にかかわらず真値に近い値を与えている。このような関係は他の河川においても認められる。

2) 以上のことより、年間総負荷量を限られたサンプルから推定するためには、水質と流量の関係に着目した水質の観測が重要であることがわかる。すなわち、汚濁型($n > 0$)に対しては流量規模が相対的に大である状況にウェイトを置いたサンプリングが要請され、また希釈型の場合にはその逆である。しかし、 $n \approx 0$ で中間型に近い水質項目については、流量規模にとらわれないサンプリングでも良いことになる。

3) したがって、従来から行われてきた低流量時に片寄った水質観測のもとでは、汚濁型の水質項目に対する総負荷量の推定において真値より低い値を示す可能性がある。

・推定式について

1) 図-12および付図-10~14が示すように、原則として水質観測時の水質と流量のみのデータから総負荷量を推定する①、②、④式においては、①、②式では推定誤差およびちらばりは覚悟しなければならないことがわかる。これに対して④式は相対的に良い結果を与えている。しかし、①、②、④式のような方法では、水質項目のタイプ($n \approx 0$)ごとに前述の理論的な考察で示した一定の傾向をもった定誤差が生じる。

2) 流量データが十分とられている河川において用いられる③、⑤、⑥、⑦式において、計算方法が単純な③、⑤式は、前述の④式とはほぼ同じ程度の推定値を与えている。レイティング・カーブを用いる⑥、⑦式は、上記4. [1]、(3)の検討において、サンプリング方法にかかわらず最も正しい推定を行う方法であったが、現実問題として与えられたサンプルから係数を機械的に同定しようとすれば大きな誤差が生じる傾向にある。

3) 以上より、水質・流量データがサンプリング時のみのものしか無い場合には、④式が無難な方法と言えよう。また、流量データが十分そろっている場合には、③、⑤式あるいは⑥式が相対的に安定した値を与えることになる。しかし、③、④、⑤式においては、サンプリング方式に伴う定誤差が生じることは否定できない。

4) ⑥、⑦式のレイティング・カーブによる方法は、理論的には有利と判断されるが、係数を機械的に同定すると大きな誤差が生じることがある。しかしこの方法は、係数があるいは g を前報(参考文献1, 2)に示した平均的な値で与えるか、あるいは長期間の(しかも広い流量規模の範囲をカバーする)データを用いて係数を定めると、定誤差が少なく良い結果を与えるので、逆に言えばそのための観測体制を整えることが望まれる^{注10)}。

注10) 水質項目と流量規模の関係については、補足2・3を参照されたい。

注10) レイティング・カーブによる方法(「流達能力」型モデル)をさらに発展させること、「流達能力・供給関数」型モデルとなる。この場合のサンプリング・データのとり方、モデル同定および推定精度については第3章で検討した。

(17)

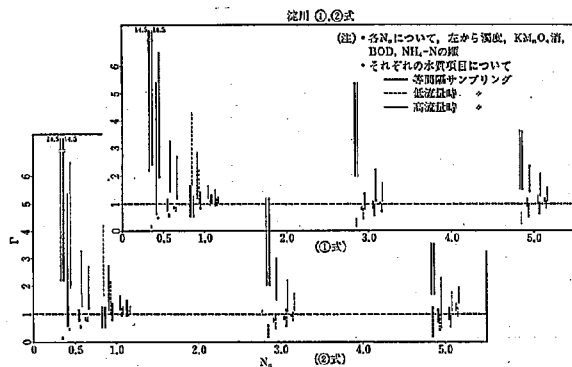


図-12(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定その2 (淀川: ①, ②式)

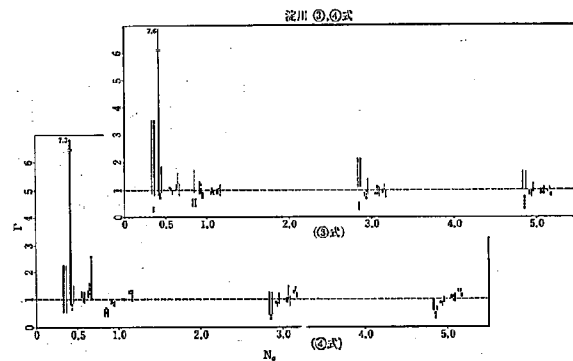


図-12(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量推定その2 (淀川: ③, ④式)

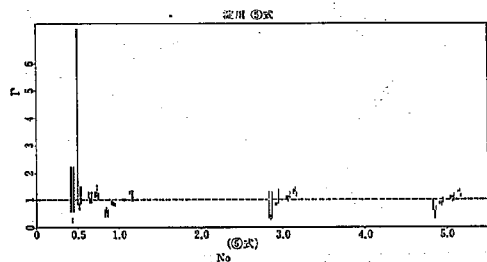


図-12(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定その2 (淀川: ⑤式)

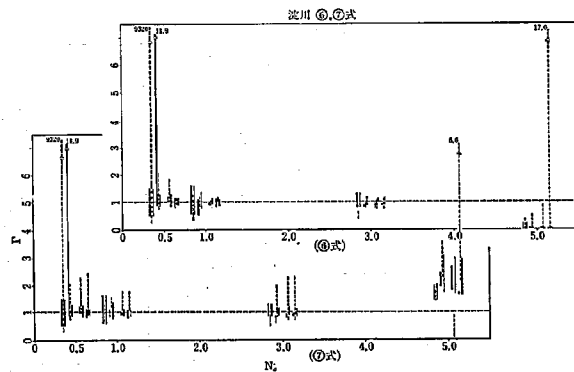


図-12(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定その2 (淀川: ⑥, ⑦式)

・サンプリング回数について

ある与えられた精度で総負荷量を推定するために必要なサンプリング回数を支配する要因としては、一般的な水質項目（有害物質等は除く）については、用いる推定式・水質項目・流域条件（流域規模と社会活動規模の相対値の関数）が挙げられよう。また、必要なサンプリング回数を決定する方法としては、(i) 異常値の出現をある程度におさえる（超過確率でみる基準）、(ii) 平均値としてみた場合の誤差がある範囲に入るようにする（真値と推定値の誤差でみる基準）、(iii) さらにより現実的に推定精度の向上が十分期待される回数までとる（観測の効率性でみる基準）などが考えられる。しかし、今回の限られた試行から十分な精度をもって一般則を提示するには時期尚早であると思われるが、少ないサンプルから比較的良好の結果を与えている上述③、④、⑤式をもとにして若干の考察を加えておきたい。

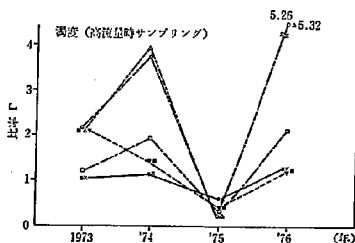
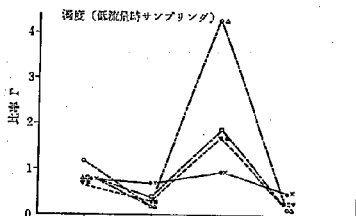
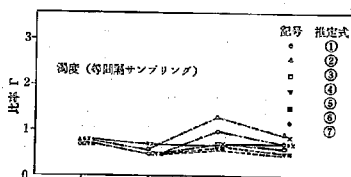


図-13(a) 推定値の経年変化（河川：濁度）

注20 データ個数が十分に多くなった場合には、⑥、⑦式が相対的に有効な方法となりうるが、ここではそれについては言及しない。

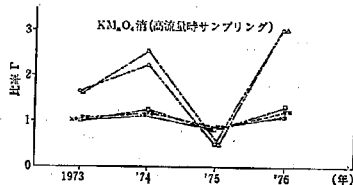
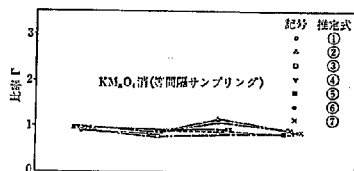
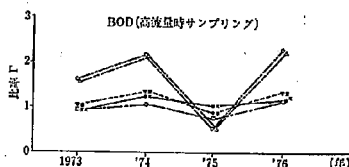
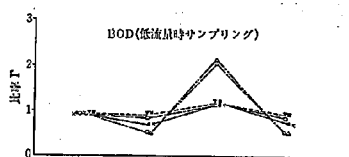
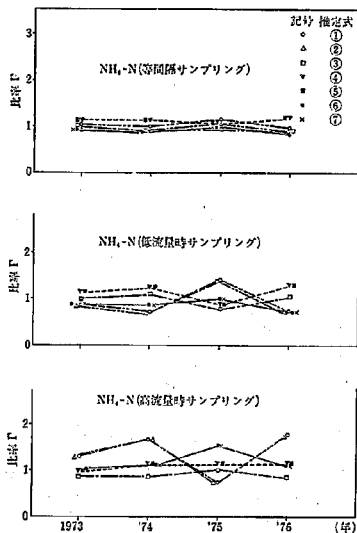
図-13(b) 推定値の経年変化（河川：KMnO₄消費量）

図-13(c) 推定値の経年変化（河川：BOD）

図-13(d) 推定値の経年変化 (淀川: $\text{NH}_4\text{-N}$)

①～⑤の各式では、前述のように水質項目ごとに一方に片寄った誤差である定誤差が生じているものの、サンプリング回数と推定値の安定性の関係は明確に認められる。これをもとにして上記 (iii) の判定基準を用いることにすると、観測回数と誤差の収束の状況から、淀川の各水質項目ごとのサンプリング回数は、月1回程度となることがわかる。また月1回の観測による③、④、⑤式を用いた推定では、濁度の誤差は50%程度、 KMnO_4 消費量・ BOD ・ $\text{NH}_4\text{-N}$ は25%程度以内が期待される。

全般的な傾向として、月1回程度のサンプリング回数とさらに回数を増した場合の推定精度はあまりちがっておらず、したがって実用的には月1回が妥協的な回数ではないかと思われる。精度をさらに向上させるためには相当サンプリング回数を増すことを覚悟しなければならぬ。

・推定式ごとの経年的な特性 (感度分析)

図-13よりわかるように、各推定式による推定値 (F でみる) は、サンプリング時の水質と流量のみを用いる①、②式の場合には相当誤差が変動しており、その変化も汚濁型の水質項目においては特に大きい。一方同様なデータを用いる④式では、相対的に変動が小さくなっている。流量データが十分ある場合の推定式である③、⑤、⑥、⑦式では、大きな誤差は生じない傾向にある。

このことから、流量を正しく用いる方法の安全性が認められる (これは負荷量流出が流量とよく対応していることからもうなずける)。

5. 長期間データによる負荷量流出特性の解明

河川を流下する年間総負荷量は、水質項目によっては経年的に2～3倍、大きなものでは数十倍も変化することを前報 (参考文献1) において示した。このことは、年間総負荷量 Q_t (total) は流域指標 (例えば流域面積、田畑面積、人口、出荷額、畜産など) との関係で把握しようとした時に、例えば原単位あるいは流速率が2～3倍とか数十倍も変化することになる²¹⁾。そこで筆者らは水文学的要因 (降雨 R 、流量 Q) をも説明変数として追加する必要があることに着目し、ほぼ妥当な結果を得た。

ここでは同様の観点から、多摩川を例とした長期間のデータ (17年間データ) を用いて、負荷量の経年特性、汚濁負荷量と水文学的要因の関係、さらには汚濁負荷量の供給と流出について検討する。

(1) 経年的な変化・水文学的要因との関係・流出機構

多摩川の調布堰における1959年～1975年の水質・負荷量の経年特性を図-14～17に示す。図-14は各年の流量 (水文学的要因) と平均負荷量の変化、図-15は同様に平均水質の変化を示している²²⁾。図-16, 17は水質・負荷量の変動要因のうち、水文学的要因による影響を取り除くための図である。

図-14より、濁度・ KMnO_4 消費量は水文学的要因により年間流出負荷量が大きく変化しているが、 $\text{NH}_4\text{-N}$ は水文学的要因による変化が相対的に小さく、経年的に流出量が增大していることがわかる。一方、図-15より、濁度は流量に応じて水質が変化しているが、 KMnO_4 消費量・ $\text{NH}_4\text{-N}$ ・ EC はその変化が顕著ではないことがわかる。図-16(a)は、負荷量と流量の対応関係を経年的にプロットしたものであり、次のことが考察される。濁度・ KMnO_4 消費量については、バラツキはあるものの流量と負荷量の関係 (濁度: $Q_t \propto Q^2$, KMnO_4 消費量: $Q_t \propto Q^{1.4}$) としては経年的な変化が顕著ではない。これは濁度・ KMnO_4 消費量の負荷量の流出が水文学的要因によって大きく支配されていることを示している²²⁾。し

注21) 水質は毎日定期観測のものを年日数で算術平均して年平均水質とした (参考文献1) 参照。また定期観測の水質と流量の値を同様にして算術平均することにより年平均負荷量とした。

注22) KMnO_4 消費量により決定される汚濁負荷は、類似指標であるCODと同様に人為的な供給と水文学的要素に支配される供給によってと考えられる。筆者らは今回の解析と前報 (参考文献1) の解析を通じて、後者による供給が顕著に行われているのではないかという印象を受けいるが、人為的な供給が無視している訳ではない。

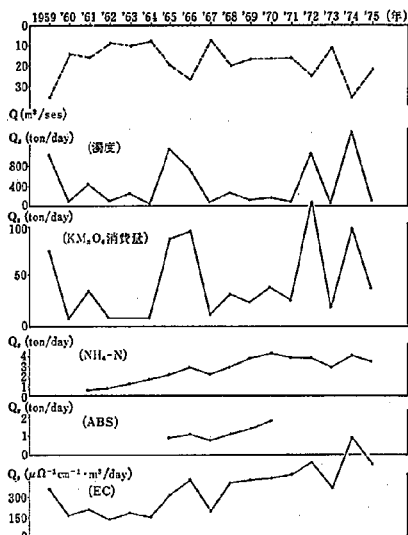


図-14 汚濁負荷量の経年変化

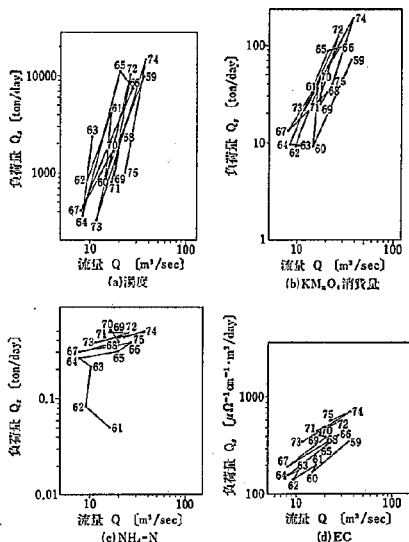
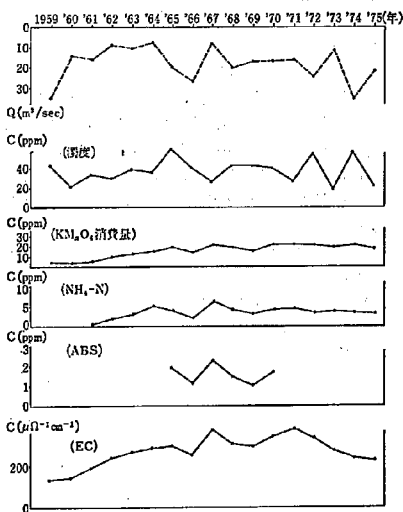
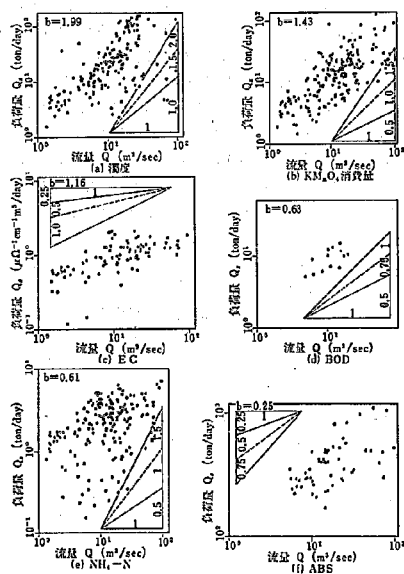
図-16(a) $Q_s \sim Q$ の関係 (年間平均値)

図-15 水質の経年変化

図-16(b) $Q_s \sim Q$ の関係 (月平均値)

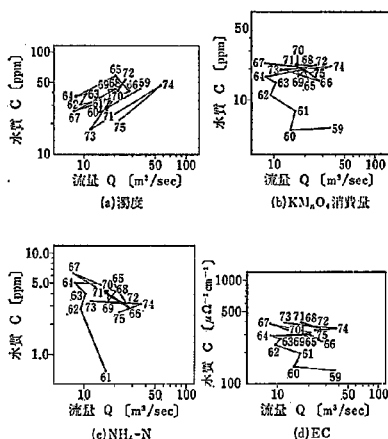


図-17(a) C-Q の関係 (年間平均値)

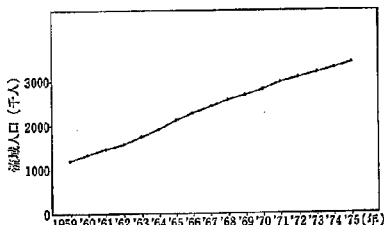


図-18 多摩川流域の人口 (東京都のみ)

しかし $\text{NH}_4\text{-N}$ や EC は流量と負荷量の関係がレイティング・カーブ上で上方にスライドしている (図-16(a))。すなわち、同じ流量に対して流出する負荷量が経年的に増大しており、負荷量の供給が増加していることが認められる。対象とした期間における流域指示の変化を知るために、指標の一例として対象流域の人口の変化を図-18に示したが、流域の都市化が明らかであり、人為汚濁物質である $\text{NH}_4\text{-N}$ 負荷量の増大と対応している。

水質についてみると、図-15, 17 より濁度が流量に対して汚濁型、 KMnO_4 消費量が中間型、(BOD)・ $\text{NH}_4\text{-N}$ ・EC が希釈型であることがわかる。汚濁型の場合には負荷量が主として水文学的要因に伴う侵食などにより生産・供給されていることを示し、中間型の場合には水文学的要因による供給と人為的な供給が混合していることを、また希釈型の場合には負荷量の供給に限りがあること (例えば人為排出負荷量など) を示している。

[2] 負荷量流出機構のモデル化

上記 5. [1] において、濁度・ KMnO_4 消費量は水文学的要因によって流出量が主として支配されること、一方 $\text{NH}_4\text{-N}$ ・EC (・BOD) は流域の都市化による要因が重要であることを示した。このことは、第 3 章における解析において示したように、前者が「流送能力」型のモデル、後者が「流送能力・供給関数」型のモデル (供給の変化を示しうるモデル) に対応すると推測される。ここでは、二つのタイプのモデルを長期データに適用して、汚濁負荷量流出機構について検討する。

<モデル化の手順>

- ・「流送能力」型モデル ($Q_i = aQ^b$)

このモデルでは、図-16に示すレイティング・カーブより、最小 2 乗法で定数 a, b を機械的に同定する。

- ・「流送能力・供給関数」型モデル ($Q_i = a'Q^b S^{c'}$)

手順 1: b' をレイティング・カーブの勾配より定める。

手順 2: $Q_i = f_1(Q, S) = f_1(Q) \cdot f_2(S) = a'Q^b S^{c'}$ (i.e.

$f_2(S) = a'S^{c'} = Q_i/Q^b$) より、 $f_2(S) \sim S$ の

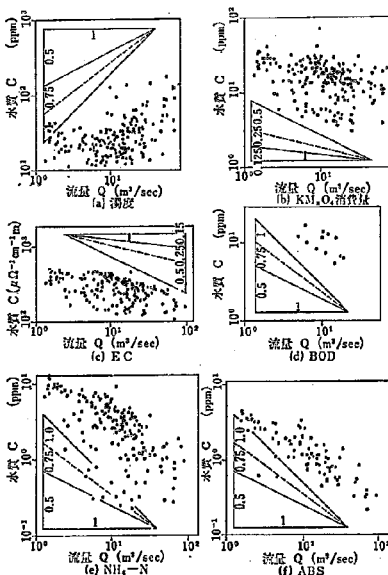
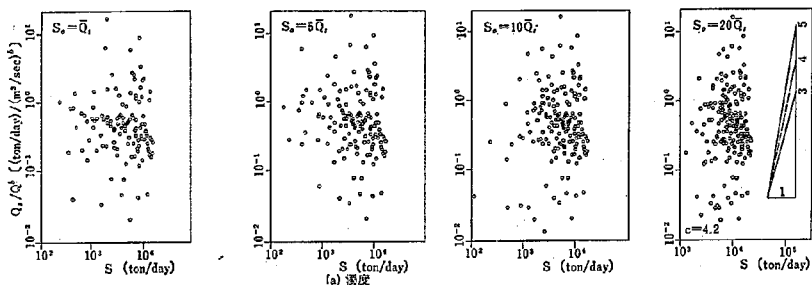
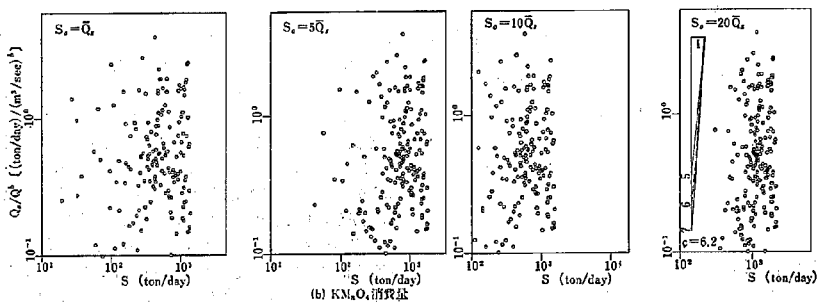
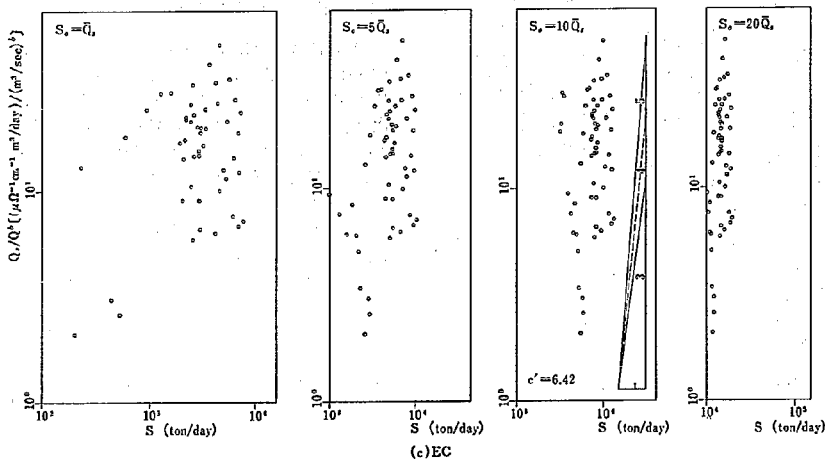


図-17(b) C-Q の関係 (月平均値)

図-19(a) $f_1(S)$ の試算図-19(b) $f_2(S)$ の試算図-19(c) $f_3(S)$ の試算

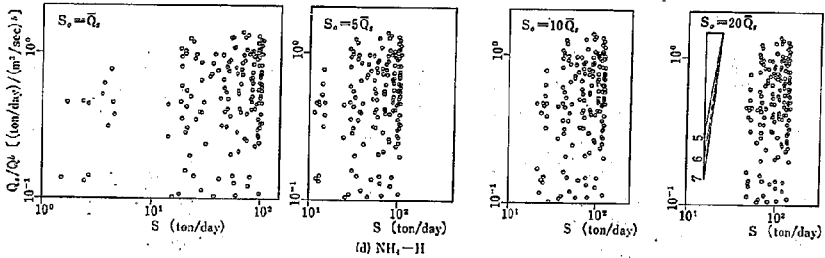


図-19(d) $f_2(S)$ の試算

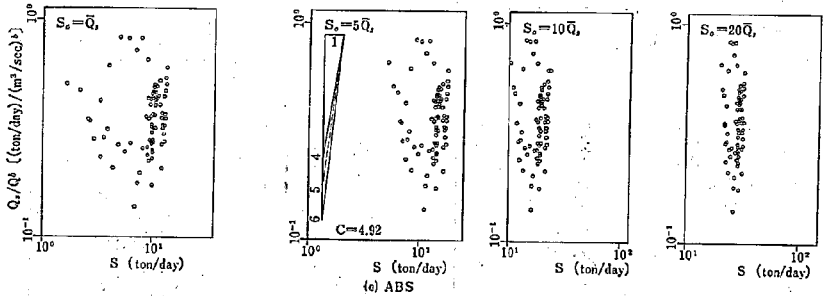


図-19(e) $f_2(S)$ の試算

表-3 パラメータの値

モデル・タイプ	パラメータ	汚 度	KMnO ₄ 消費量	EC	NH ₄ -N	ABS	BOD*
「流 送 能 力」型 $Q_s = aQ^b$	a	0.20	0.37	49.0	0.69	0.33	1.829
	b	1.99	1.43	1.16	0.605	0.254	0.63
「流送能力・供給関数」型 $Q_s = a'Q^{b'}S^{c'}$ $\frac{dS}{dt} = Q_s - Q_t$ $S(t=0) = S_0$	S_0	$20Q_0$	$20Q_0$	$10Q_0$	$20Q_0$	$5Q_0$	$20Q_0$
	a'	0.31×10^{-12}	0.91×10^{-20}	0.37×10^{-24}	0.82×10^{-18}	1.2×10^{-8}	2.31
	b'	1.99	1.43	1.16	0.605	0.254	0.63
	c'	4.20	6.20	6.42	7.08	4.92	8.588

* BOD はデータ数が少ないので信頼性が低いと考えられる。

関係を求める(ただし、この際には $S(t=0) = S_0$ を変化させて、感度分析を行う)。このとき、 $S_{in} = Q_0$ (全期間の年平均流出負荷量)とし、

$$\frac{dS}{dt} = Q_s - Q_t$$

として S を算定する。図-19に $f_2(S) \sim S$ の関数形を示す。

手順3: 図-19において、 S_0 を与えることにより、

最小2乗法により定数 a' , c' を定める。

以上の手順により求めたモデルのパラメータの例を表-3に示す。ただし、これらの係数を定めるにあつ

ては、図-19を参考にして(また S_0 があまり大きいと、実質的には $Q_s \approx a'Q^{b'}S^{c'}$ ($S \approx \text{constant}$) $\sim a''Q^{b'}$ となって「流送能力」型となることも考慮して、 S_0 を想定した。したがって、これらは一つの試算結果であるが、これによりモデル化されたものの実態(例えば $f_2(S) \sim S$ の関数形)を知ることができる注23)。

注23) 表-3の「流送能力・供給関数」型モデルでは、パラメータを段階的に決めている。すなわち、 b' を決めた後に a' , c' を決めているが、 a' , b' は互に相増しており、 b' が大きな値をとっている分だけ a' は小さな値となる。また、これらの係数を同時に同定することも可能であり、その結果を上述の方法で定めたものと比較すると両者の同定方法のもとでのモデルには大きな差異は認められなかったが、モデルの係数の意味を明確に意識するためには、段階的な方法に比較して段階的な同定が有利であり、ここでは後者を採用した。

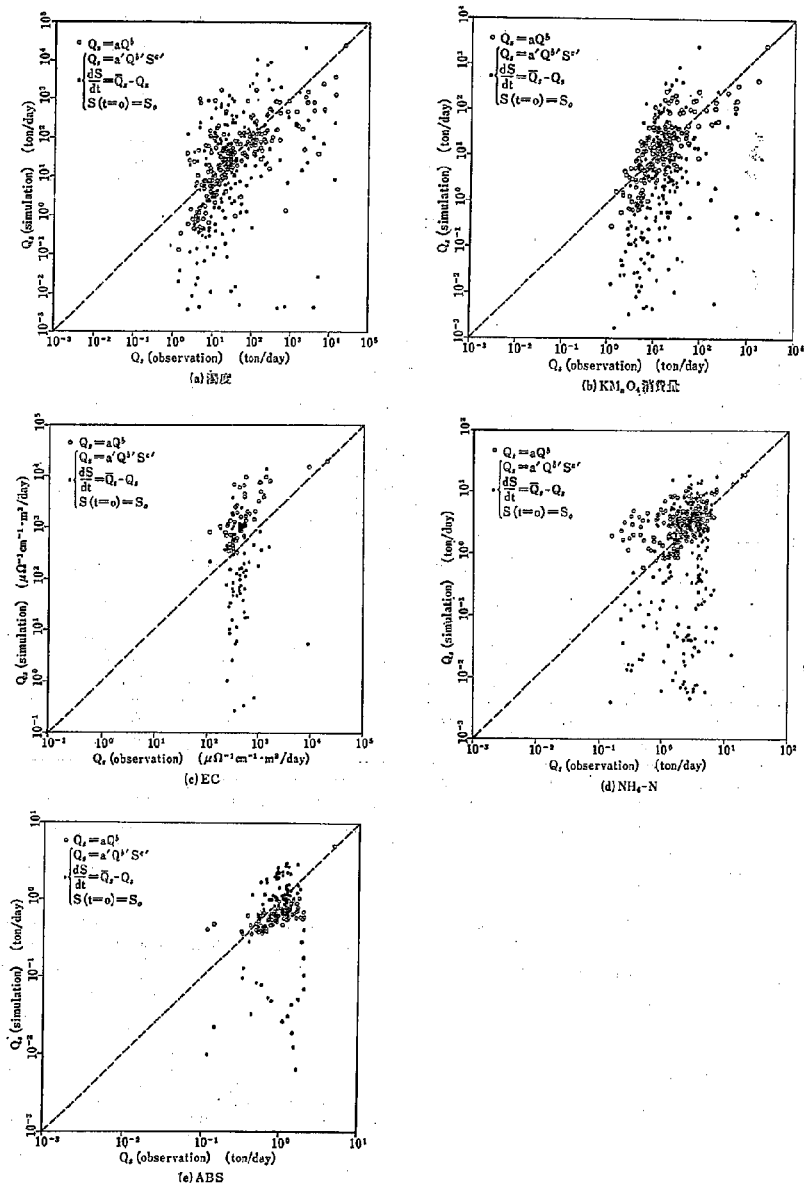
図-20 Q_s のシミュレーション例 (「流送能力」型, 「流送能力・供給関数」型)

図-20 には、上記のようにして定めたモデルによるシミュレーション値と実測値の対応を示す。同図より、単純なモデル同定を行った場合には、水質項目にかかわらず「流送能力」型モデルが「流送能力・供給関数」型モデルより安定した結果を与えている。このことは、上述のようなモデル化のもとでは、精度的・実用的見地からみると、複雑化したモデルが現象を必ずしも十分に再現していないことを示している。しかしこれは、「流送能力・供給関数」型モデルのもつ本質的な欠陥を示しているのではなく、モデルの構造を、 $S_{in} = S_{in}'(I) + f(R)$ (S_{in} : 都市化に応じた供給を示す項、 $f(R)$: 水文学的要因による供給を示す項) とするなどして、より詳細な分析を必要とすることを示していると考えた方が妥当であろう。

以上のように、汚濁負荷量流出機構の特性のちがいを、モデルによって再現する試みでは、精度的にみて必ずしも満足出来る結果を得ることはできなかったが、これについては今後のさらに詳細な研究に期待することにした。

6. 結 語

河川の水質・汚濁負荷量流出特性について、主として水文学的なアプローチにより検討を行ってきた。ここでは、本報告の内容および結論と、前報告(参考文献1))および本報告を通じてみた場合に、今後検討を進める必要があると考えられることがらについてとりまとめ、一連の研究の結語とする。

[I] 本報告の結論

各章の詳細な結論は章末に示したので、重複をさけて本報告の主な内容と結果を記すと以下のようになる。

ア) 第2章では、水質・負荷量の水文学的なシミュレーションに関する従来の研究を調査して、歴史的にその特徴を概観した。

イ) 第3章では、水文学的なシミュレーション・モデルの基本構造について考察し、二つのタイプのモデルが考えられることを示し、それらの関係について理論的に考察した。さらに各種モデルの比較やモデルの感度分析を行った。

二つのタイプのモデル(「流送能力」型モデルと「流送能力・供給関数」型モデル)を実際の河川(飯敷)の複数の水質項目に対して適用し、モデルの同定方法とシミュレーション精度の関係、および各河川の各水質項目ごとの推定精度を明らかにした。さらに、モデルによる晴天時と雨天時の負荷量の分離を行った。その結果として、2か月間のデータで同定したモデルに

より、相関係数 0.7~0.95、年間の誤差 0~30% 程度(河川および水質項目によって異なる)でシミュレーションできることを示した。さらに、負荷量の分離については、ドライ・ウェザー・デイト分とストーム・ウェザー・デイト分およびベース・フロー分とストーム・フロー分の負荷量の比は、0~10%程度の誤差でシミュレーションできることを示した。

ウ) 第4章では、停滞性水域の環境保全計画を策定する場合には、限られたサンプルから総負荷量を推定することがしばしば要請されるので、そのための合理的なサンプリング方法および推定(計算)方法について検討した。すなわち、まずサンプリング方法および推定方法に関する理論的な考察を行い、一般的な法則について検討した。次に実際の河川(飯敷河川の複数水質項目)で類似の検討を行い、限られたサンプルによる総負荷量推定を行う場合には、水質と流量の関係(汚濁型・中間型・希釈型に分類)に留意すべきであること、各水質項目に対して許容誤差が定められたときの必要なサンプリング回数の程度、あるいは水質項目・サンプリング方法・推定式と推定誤差の関係などについての知見を得た。

エ) 第5章では、多摩川の長期間データ(17年間)を用いて、年間総負荷量の流出経年特性、水文学的要因(降雨 R 、流量 Q)との関係、および負荷量の供給と流出の関係についての分析を行った。

[2] 将来への展望

本研究では、水文学的なアプローチにより、ある地域の下流端における水質・負荷量特性(出水時の特性、経月特性、経年特性、晴天時・雨天時の特性)を、主として水文学的要因との関係において把握、あるいはシミュレーションすることを試みた。今後の課題としては、筆者らが全体像の把握を目指したために、大づかみで取り扱ったことがらを、より詳細に分析すること、およびさらに別の視点からの調査を行うことがある。

前者については例えば次のようなものが考えられる。

ア) 汚濁負荷の供給特性(供給関数)および晴天時・雨天時分負荷量の分離についてのより詳細な分析を行う(参考文献4), 21), 22))は少しではあるがこれに言及している。

イ) 停滞性水域への負荷量流入規制(総量規制)のために、晴天時・雨天時別および両者を含めた流送率の把握と一般化を行う。この場合には、晴天時を対象とした従来の流送率と異なり、水文学的要因が支配要因として加えられることが予想される。

ウ) 水質・負荷量の水文学的なシミュレーション・モデルの構造およびパラメータの同定方法を改善する。

後者の課題としては次のようなものがある。

- ア) 停滞性水域へ流入する負荷量を規制する場合には、削減量のわりふりを行う必要がある。その際には、発生源(雨、各地区の田畑・山林・都市地表面、各地区の家庭・事業所・工場など)と河川の基準点負荷量の関係を明示したモデルを作成しておかなければ、合理的な規制方法を検討することはむずかしい。すなわち、本研究のような1ブロック・1地点型モデルではなく、地区分割も行った多ブロック・多地点型の多変量モデルが必要とされる。イメージとしては晴天時についての原単位・流速率モデルに近く、それを雨天時も含めた形で作成する。前報において、その第一段階として、現在あるデータを用いた比負荷量による方法、原単位による方法について試算を行っている。しかしそのためには、モデルの固定一つをとっても、多地点の晴天時・雨天時データや排出源におけるデータといった膨大なデータの観測や収集が必要となる。
- イ) 上記ア)の調査においては、各種汚濁発生源からの流出負荷量を知る必要があり、特に山地・平地からの自然負荷量や農地・都市地表面その他の面源・線源(ノンポイント・ソース)の負荷量の把握が重要な課題となる。従来からポイント・ソースの負荷量(原単位)の調査が行われており、また大規模排水源については排水状況の届出が義務づけられているが、ノンポイント・ソース負荷量は水文学的要因に支配されることが多く、その調査は相対的に遅れている。
- ウ) もし排出源との関係を明示することができた場合に、負荷量削減をどのようにおこなえば、あるいはどの時期に行えば効果的であるかを検討する(以上ア、イ)に関連する試みが多摩川流域や荒川流域において行われている¹¹⁾。

謝 辞

本研究を進めるにあたっては、本省河川局河川計画課、関東地方建設局霞ヶ浦工事事務所、近畿地方建設局淀川工事事務所の方々、土木研究所土屋河川部長、村上水質研究室長、早稲田大学吉川教授をはじめ、多くの方々のご指導とご協力を得た。また資料の収集・整理では新日本気象海洋K.K.の北宮氏、総合治水研究室 中島・桐生・斉藤技官、東洋大学4年生與石氏(現在特長大橋設計センター勤務)の協力を得た。ここに記して感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 山口高志・吉川勝秀：河川の水質・汚濁負荷量に関する研究(Ⅰ)一汚濁流出特性への水文学的アプローチ一，土木研究所報告，第151号，1978
- 2) 山口高志・吉川勝秀・與石洋：河川の水質・負荷量に関する水文学的研究，土木学会論文報告集，第293号，1980
- 3) 吉川勝秀：浮遊流砂量に関する二、三の考察，土木研究所報告，第83号，1952
- 4) Guy, H. P.: An Analysis of Some Storm-Period Variables affecting Stream Sediment Transport, U.S. Geological Survey, Professional Paper, 462-E, 1964
- 5) 須賀典三：浮遊流砂に関する雑考，土木学会第25回年譜概要集，1970
- 6) Gunnerson, C. G.: Streamflow and Quality in The Columbia River Basin, ASCE, Vol. 93, No. SA 6, 1967
- 7) 羽田守夫：雑物川の水質特性とその変化，土木学会論文報告集，第269号，1976
- 8) 建設省近畿地方建設局淀川工事事務所：降雨時の河川水質の挙動について，1974
- 9) U.S. Environmental Protection Agency: Storm Water Management Model, EPA Water Quality Office, 1971
- 10) Sartor, J. D., Boyd, G. B.: Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants, U.S. Environmental Protection Agency, EPA-R2-72-081, 1972
- 11) 稲場紀久雄：雨天時下水の水量水質制御に関する研究，京都大学博士論文，1975
- 12) 高畑征三郎，神山桂一：合流式下水道における雨天時流出汚濁負荷量の推定，第12回衛生工学研究討論会論文集，1976
- 13) 山口高志：雨天時合流式下水道からの汚濁流出シミュレーション，土木技術資料，Vol. 18, No. 2, 1976
- 14) 新田正：河川の水質の変動に関する研究，東京工業大学学報，No. 20, 1961
- 15) 建設省関東・近畿地方建設局：河川水質変動特性解析調査報告集，1977
- 16) Hall, F. R.: Dissolved Solid-Discharge Relationship, 1. Mixing Models, Water Resources Research, Vol. 6, No. 3, 1970
- 17) Walling, D. E.: Assessing the Accuracy of Suspended Sediment Rating Curves for a Small Basin, Water Resources Research, Vol. 3, No. 3, 1977
- 18) Hetling, L. J., Sykes, R. M.: Sources of Nutrients in Canadamaro Lake, Water Pollution Control Federation, Vol. 45, No. 1, 1973
- 19) Campbell, F. B., Bauder, H. A.: A Rating Curve Method for Determining Silt-Discharge of Stream, Trans. American Geophysical Union, 1940

- 20) O'Conner, D. J.: The Concentration of Dissolved Solids and River Flow, Water Resources Research, Vol. 12, No. 2, 1976
- 21) Drake, J. J., Ford, D. C.: Hydrochemistry of the Athabasca and North Saskatchewan Rivers in The Rocky Mountains of Canada, Water Resources Research, Vol. 10, No. 6, 1974
- 22) 宮永洋一・安芸周一・秋元保・斉藤茂: 貯水池流入河川における水温・濁度の現地観測および予測, 第23回水理講演会論文集, 1979
- 23) 吉良八郎: 貯水池の堆砂問題について, 土木学会論文報告集, 第193号, 1971
- 24) 江崎一博: 貯水池の堆砂予測に関する研究, 土木学会論文報告集, 第262号, 1977
- 25) 合田健綱: 水質工学 (応用編第6章), 九善, 1976
- 26) 石原勝次郎編: 水工水理学 (第15章), 九善, 1972
- 27) 日本地球化学会編: 水汚染の機構と解析, 産業図書, 1978
- 28) 鈴木義一郎: 統計解析法の原理, 朝倉書店, 1977
- 29) Papoulis, A.: Probability, Random Variables, and Stochastic Processes, McGraw-Hill, Inc., 1965
- 30) Moore, S. F., et al: Describing Variance with a Sample Water Quality Model and Hypothetical Sampling Programs, Water Resources Research, Vol. 12, No. 4, 1976
- 31) 建設省河川局河川計画課: 河川水質変動の一般的特徴について (要約), 1978
- 32) 建設省近畿・中部・関東地方建設局: 瀬戸内海・伊勢湾・東京湾流入河川負荷量算定手法調査報告書, 1979
- 33) 建設省近畿地方建設局猪名川工事事務所: 猪名川洪水時流水管理計画検討業務報告書, 1979
- 34) 松本順一郎 (研究代表者): 水域の水質予知と水質制御 (研究発表論文集), 文部省科学研究費特別研究 (I), 1975

(昭和54年8月20日原稿受理)

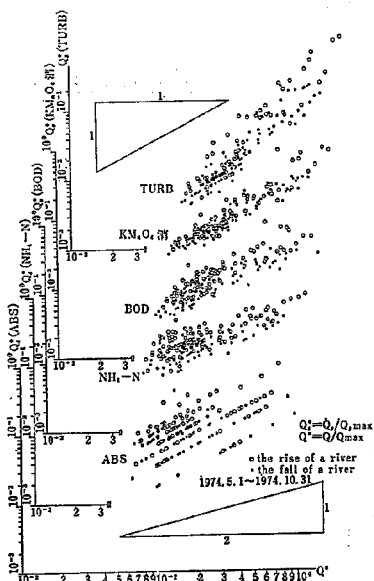
【補足】

ここでは、補足資料として次のものを示す。

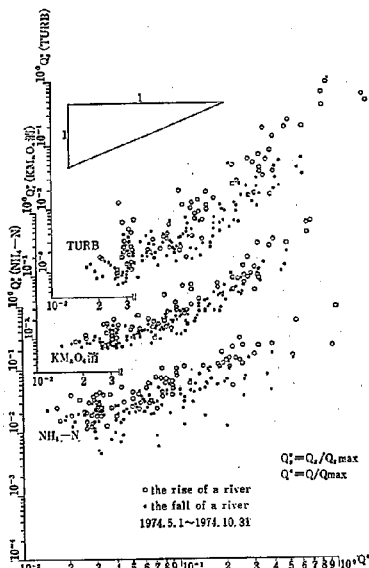
- (1) Rating Curve (河川ごとの整理)の補足(付図-1)
- (2) 流量規模と負荷量の関係(水質項目ごとの整理)についての補足(付図-2)
- (3) 流量規模と水質の関係(水質項目ごとの整理)についての補足(付図-3)
- (4) 流量の発生頻度についての補足(付図-4)
- (5) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定についての補足(付図-5~14)

1. Rating Curve についての補足

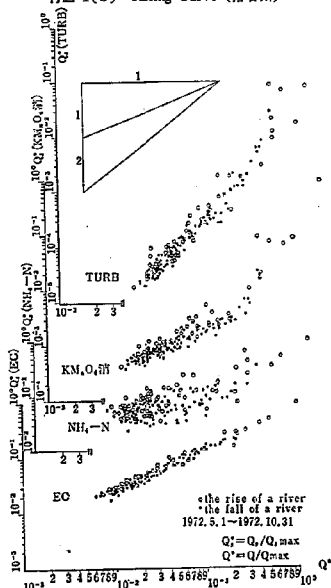
各河川ごとの Rating Curve を付図-1に示す。ただし、流量および負荷量はそれぞれの最大値 Q_{max} , Q_s max で無次元化している。



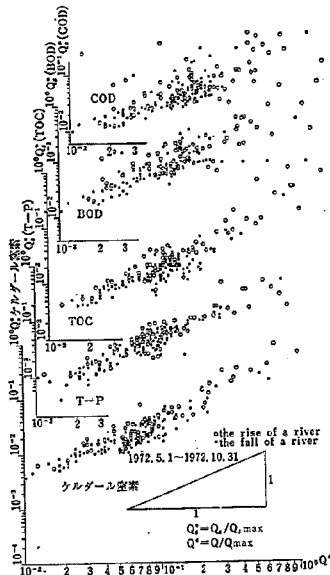
付図-1(a) Rating Curve (淀川)
(複数出水の重ね合せ)



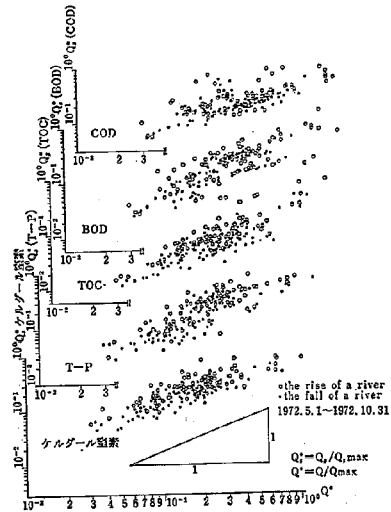
付図-1(b) Rating Curve (Sagami川)



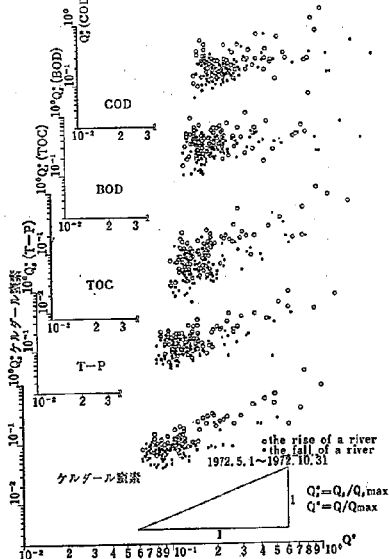
付図-1(c) Rating Curve (多摩川)



付図-1(d) Rating Curve (応瀬川)



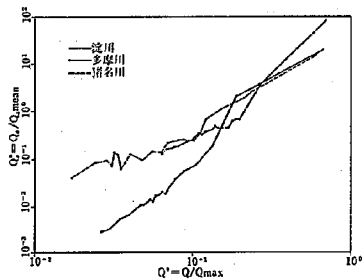
付図-1(e) Rating Curve (廣部川)



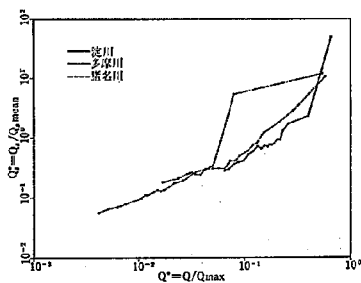
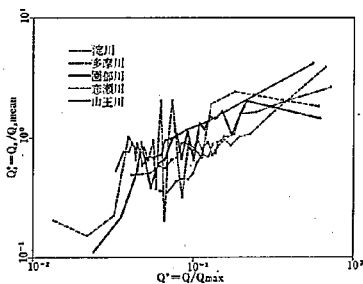
付図-1(f) Rating Curve (山王川)

2. 流量規模と負荷量の関係についての補足

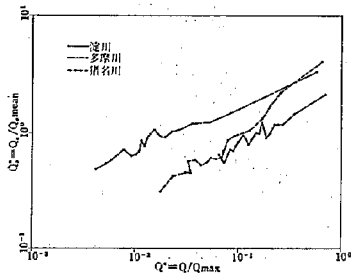
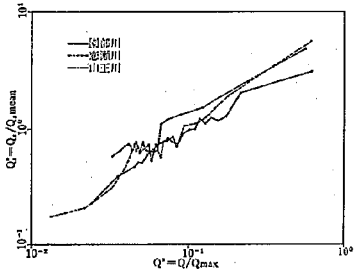
流量と負荷量の関係を平均化してみたものを付図-2に示す。ただし、流量については各河川の最大値 Q_{max} で、負荷量については各河川の平均値 Q_{mean} で無次元化している。



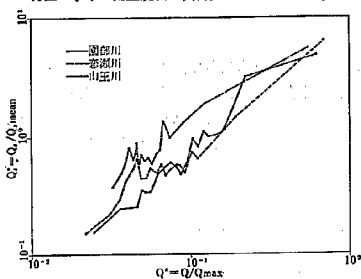
付図-2(a) 流量規模と負荷量の関係 (濁度)

付図-2(b) 流量規模と負荷量の関係 (KMnO₄ 消費量)

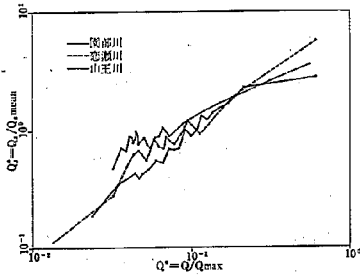
付図-2(c) 流量規模と負荷量の関係 (BOD)

付図-2(d) 流量規模と負荷量の関係 (NH₄-N)

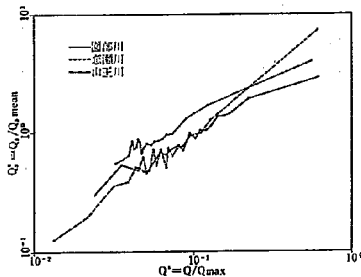
付図-2(e) 流量規模と負荷量の関係 (COD)



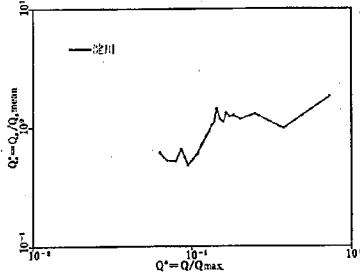
付図-2(f) 流量規模と負荷量の関係 (TOC)



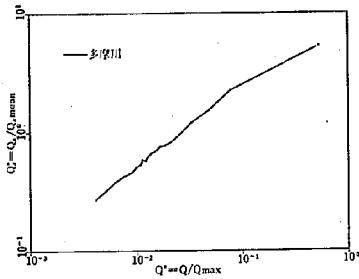
付図-2(g) 流量規模と負荷量の関係 (T-P)



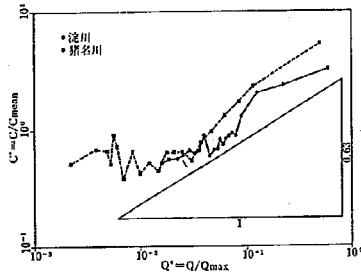
付図-2(h) 流量規模と負荷量の関係 (ケルダール窒素)



付図-2(i) 流量規模と負荷量の関係 (ABS)



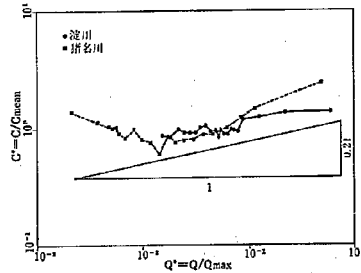
付図-2(j) 流量規模と負荷量の関係 (EC)



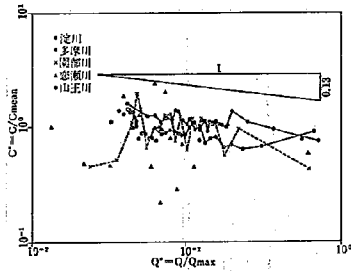
付図-3(a) 流量規模と水質の関係 (濁度)

3. 流量規模と水質の関係についての補足

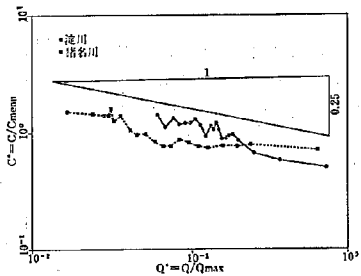
流量と水質の関係を平均化してみたものを付図-3に示す。ただし、流量については各河川の最大値 Q_{max} で、水質については各河川の平均値 C_{mean} で無次元化している。



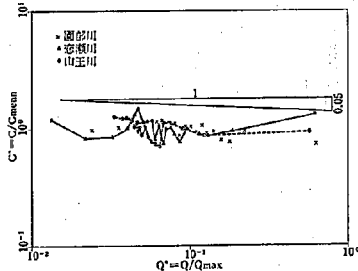
付図-3(b) 流量規模と水質の関係 (KMnO₄ 消費量)



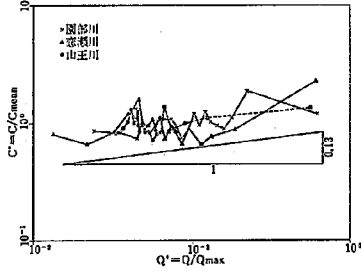
付図-3(c) 流量規模と水質の関係 (BOD)



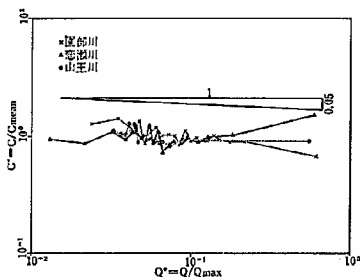
付図-3(d) 流量規模と水質の関係 (NH₄-N)



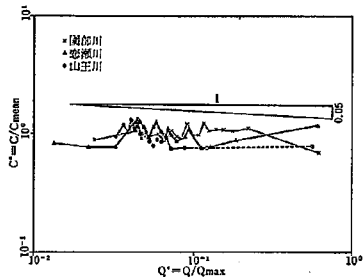
付図-3(e) 流量規模と水質の関係 (COD)



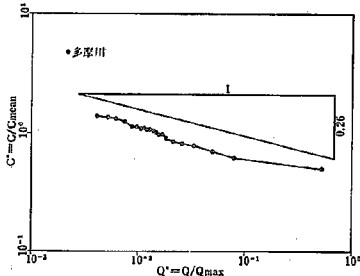
付図-3(f) 流量規模と水質の関係 (TOC)



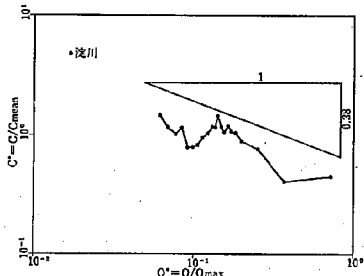
付図-3(g) 流量規模と水質の関係 (T-P)



付図-3(h) 流量規模と水質の関係 (ケルダール窒素)



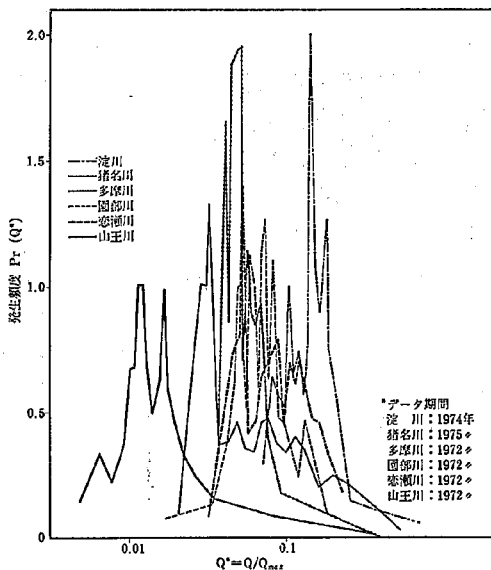
付図-3(i) 流量規模と水質の関係 (EC)



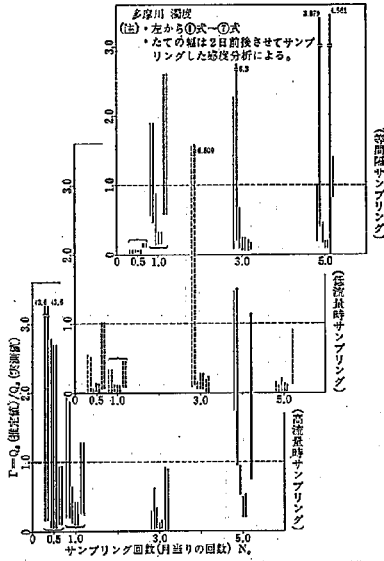
付図-3(j) 流量規模と水質の関係 (ABS)

4. 流量の発生頻度についての補足
各河川の流量発生頻度を付図-4
に示す。ただし、流量は各河川の最
大値で無次元化している。

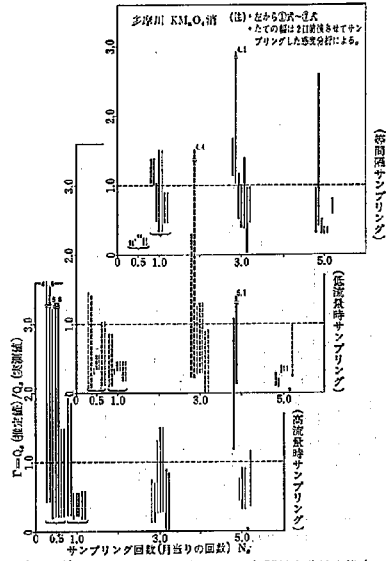
5. 限られたサンプルによる年間総
負荷量の推定についての補足
限られたサンプルによる年間総負
荷量の推定結果 (多摩川, 猪名川,
関部川, 恋瀬川, 山王川の結果) を
付図-5~14に示す (表示方法その他
は本文図-11, 12と同じ)。



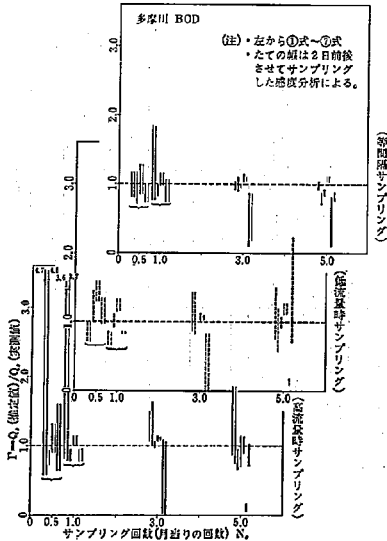
付図-4 各河川の流量発生頻度



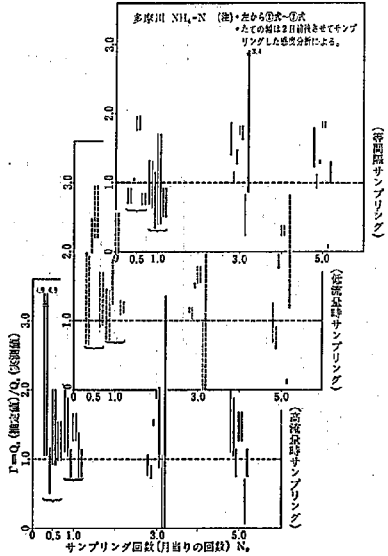
付図-5(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (多摩川: 濁度)



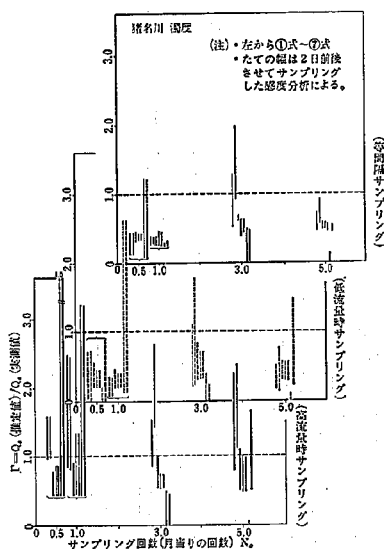
付図-5(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (多摩川: KMnO_4 消)



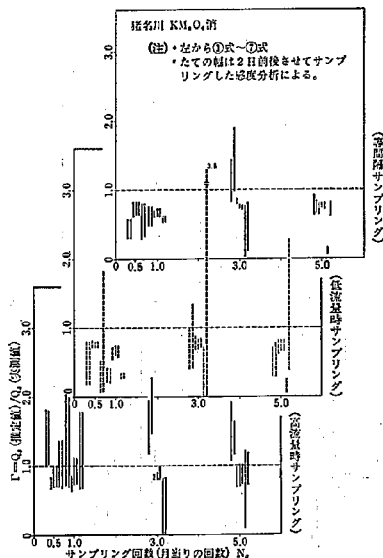
付図-5(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (多摩川: BOD)



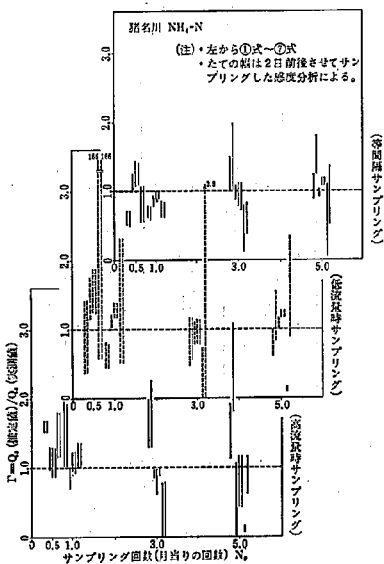
付図-5(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (多摩川: $\text{NH}_4\text{-N}$)



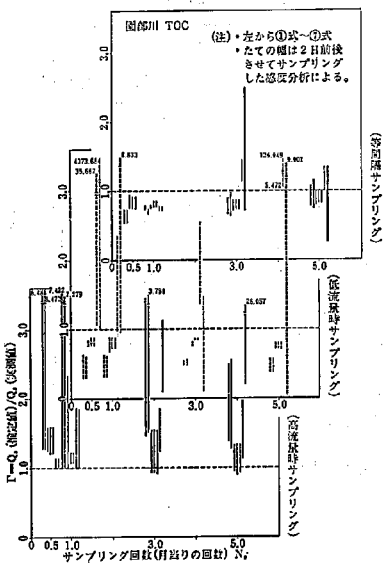
付図-6(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (猪名川: $\text{NH}_4\text{-N}$)



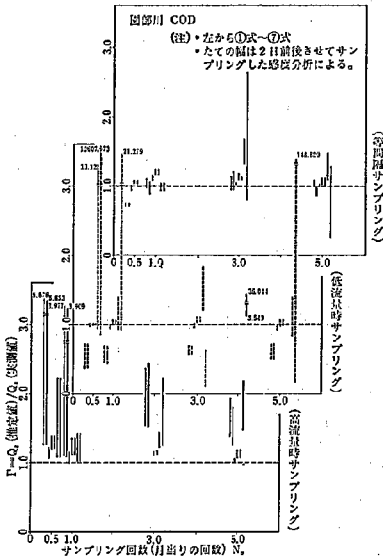
付図-6(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (猪名川: KMnO_4 消)



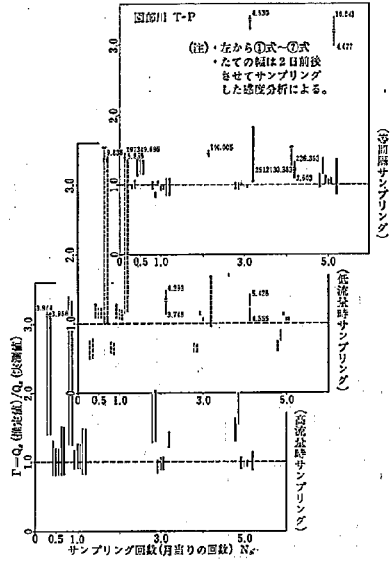
付図-6(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (猪名川: $\text{NH}_4\text{-N}$)



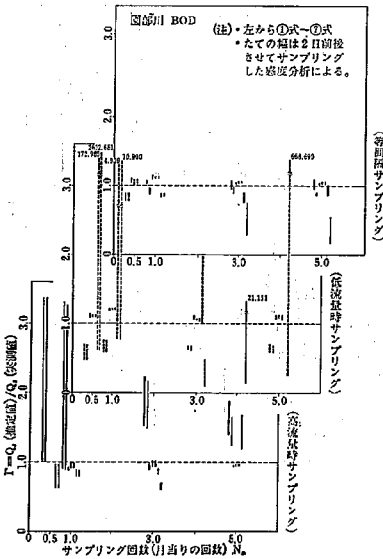
付図-7(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (猪名川: TOC)



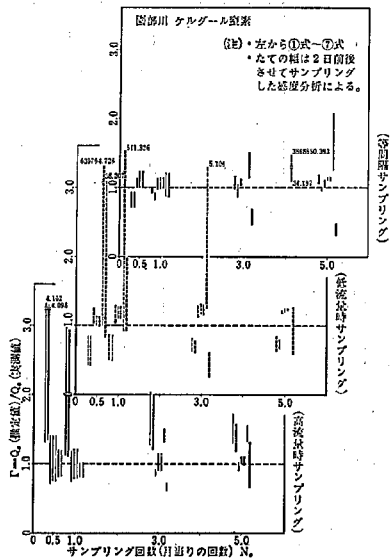
付図-7(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (関部川: COD)



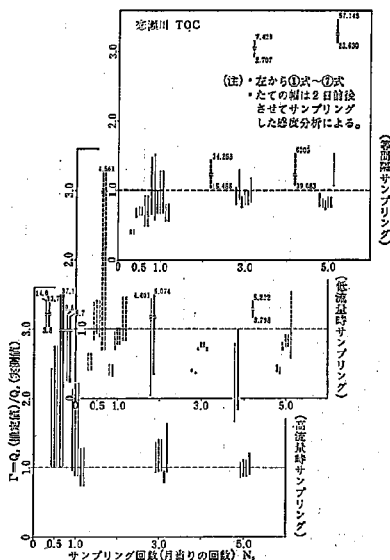
付図-7(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (関部川: T-P)



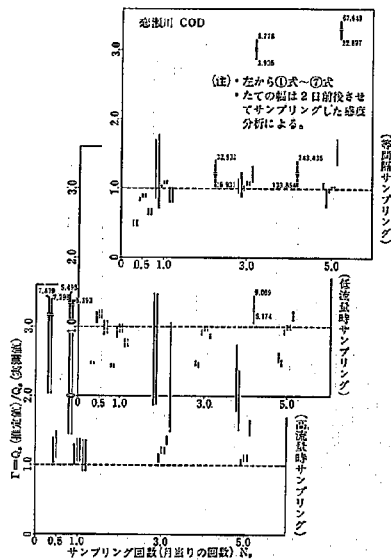
付図-7(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (関部川: BOD)



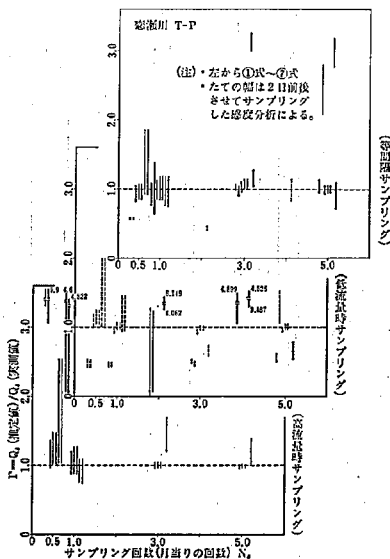
付図-7(e) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (関部川: ケルゲール窒素)



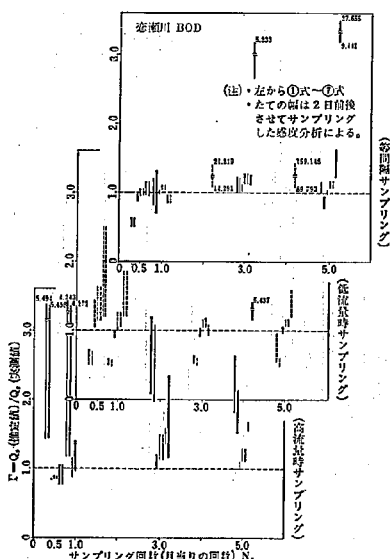
付図-8(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (Tone River : TOC)



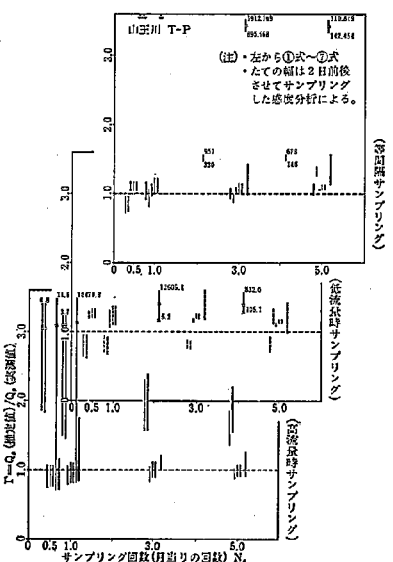
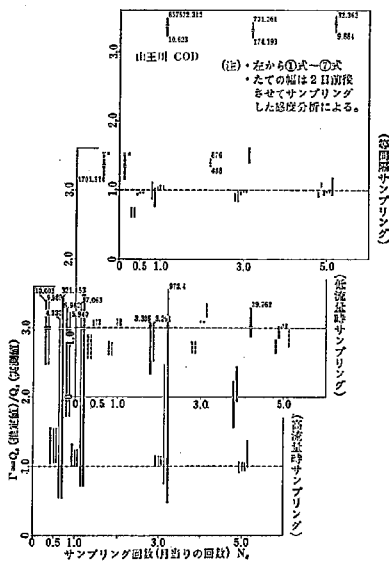
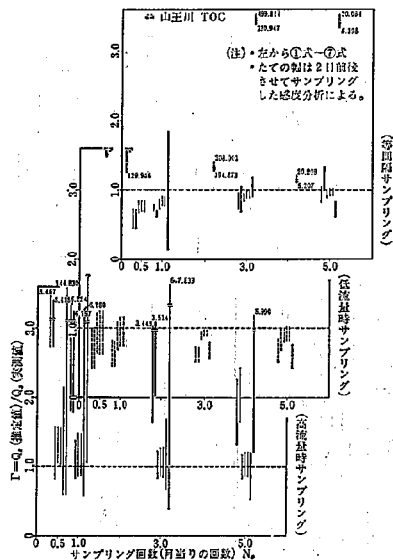
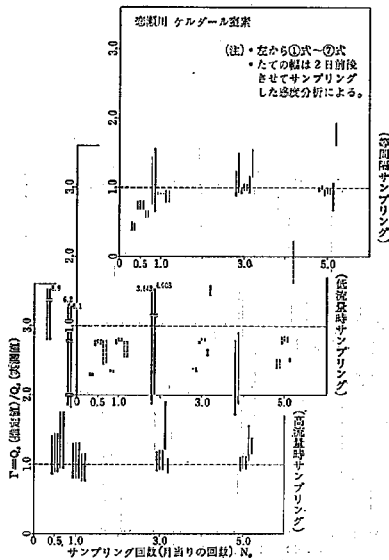
付図-8(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (Tone River : COD)

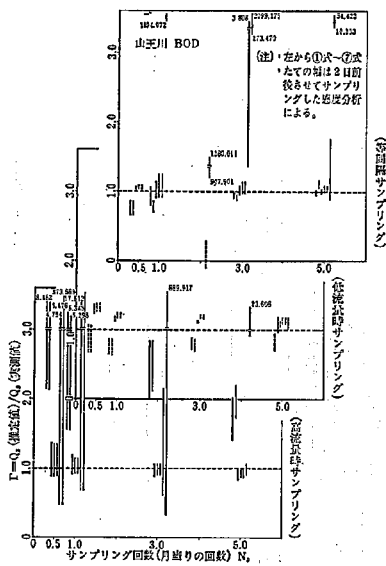


付図-8(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (Tone River : T-P)

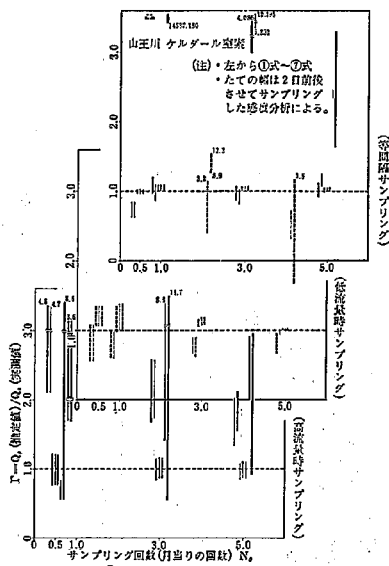


付図-8(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (Tone River : BOD)



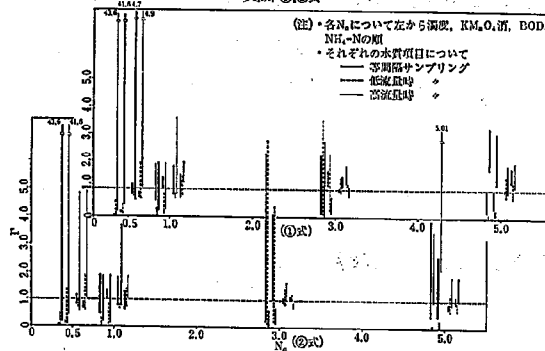


付図-9(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (山王川: BOD)



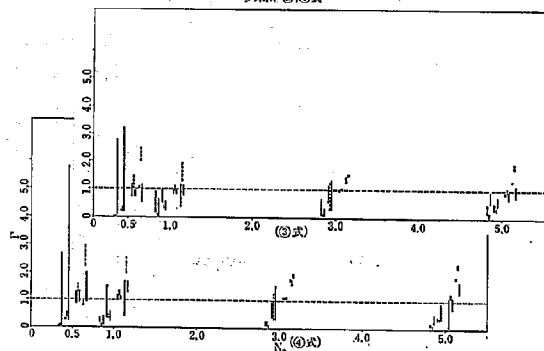
付図-9(e) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定
その1 (山王川: ケルダール窒素)

多摩川 ①、②式



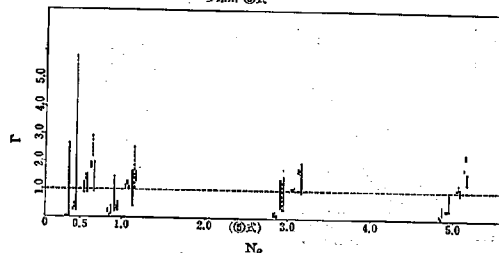
付図-10(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その1 (多摩川: ①, ②式)

多摩川 ③、④式



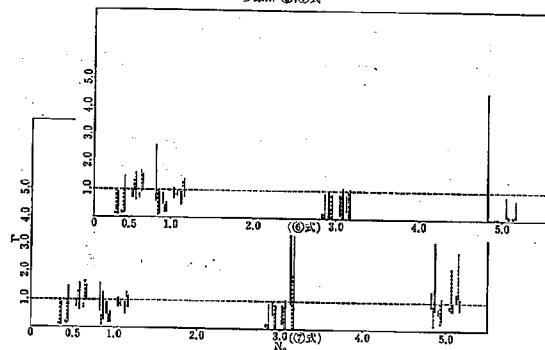
付図-10(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (多摩川: ③, ④式)

多摩川 ⑤式

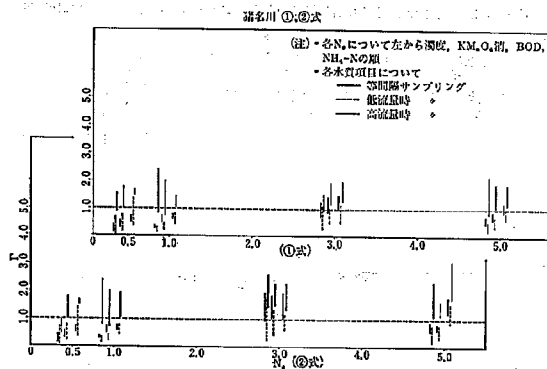


付図-10(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (多摩川: ⑤式)

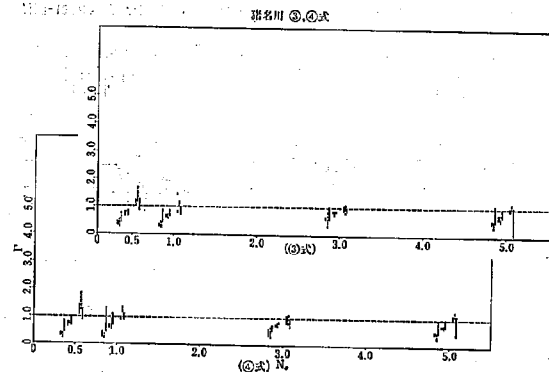
多摩川 ⑥、⑦式



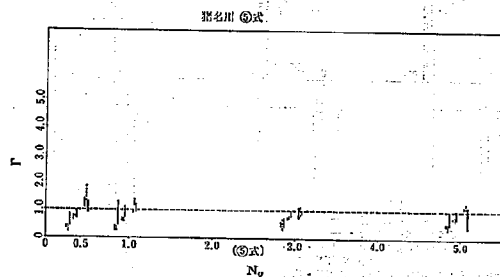
付図-10(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (多摩川: ⑥, ⑦式)



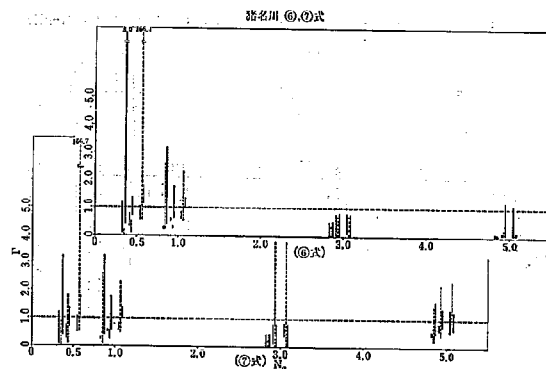
付図-11(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (猪名川: ①, ②式)



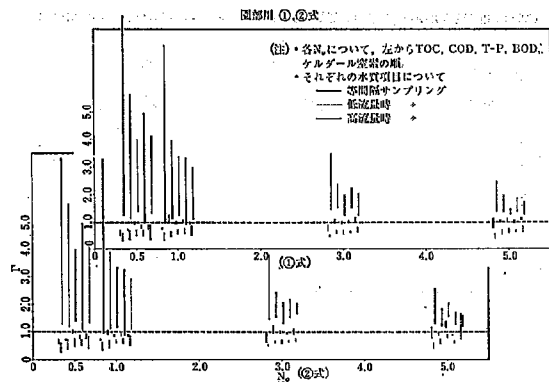
付図-11(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (猪名川: ③, ④式)



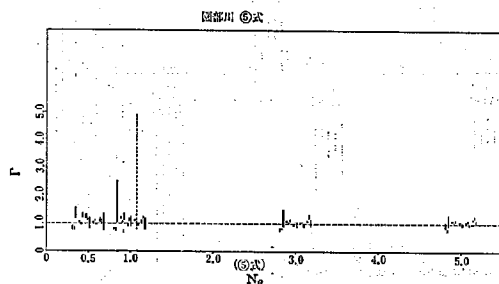
付図-11(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (猪名川: ⑤式)



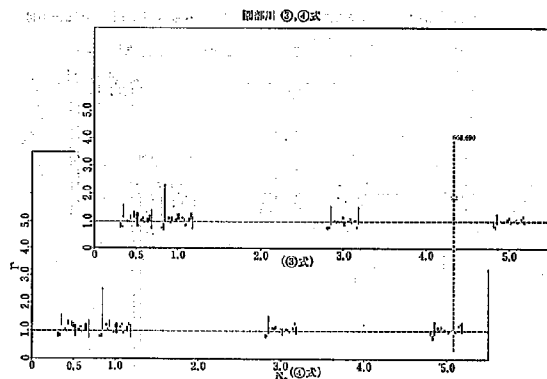
付図-11(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (猪名川: ⑥, ⑦式)



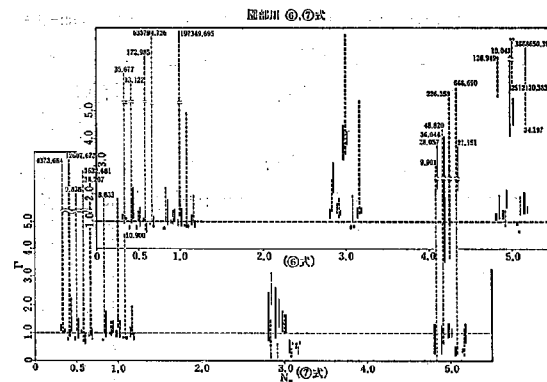
付図-12(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (図部川: ①、②式)



付図-12(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (図部川: ③式)

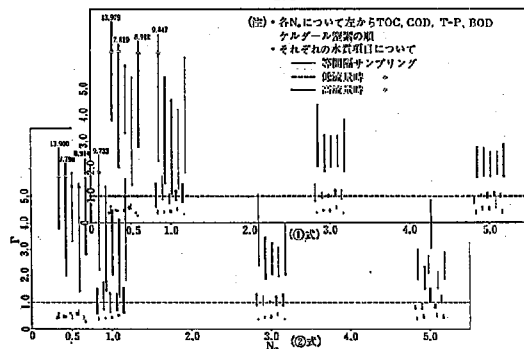


付図-12(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (図部川: ④、⑤式)



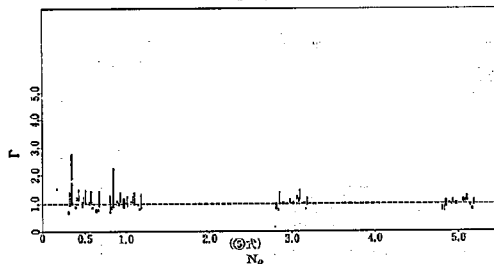
付図-12(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (図部川: ⑥、⑦式)

志瀬川 ①, ②式



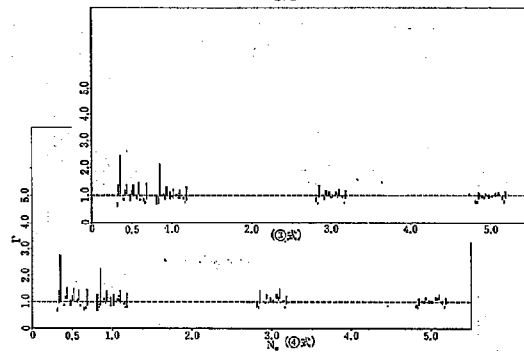
付図-13(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (志瀬川: ①, ②式)

志瀬川 ⑤式



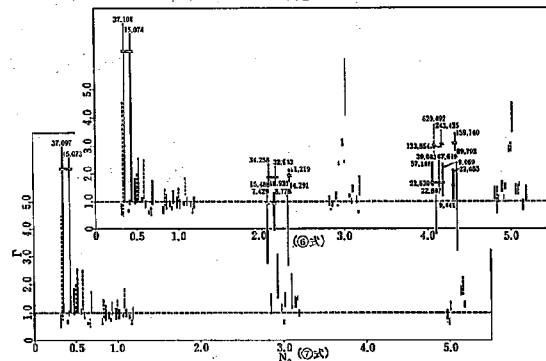
付図-13(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (志瀬川: ⑤式)

志瀬川 ③, ④式

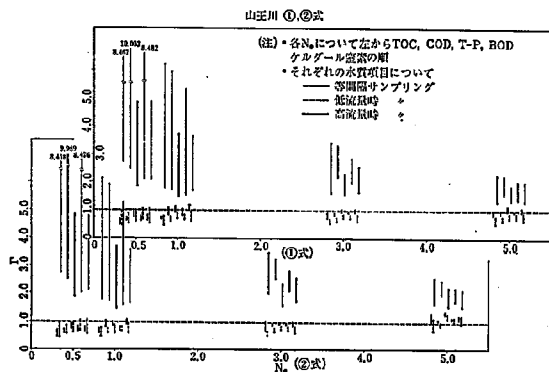


付図-13(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (志瀬川: ③, ④式)

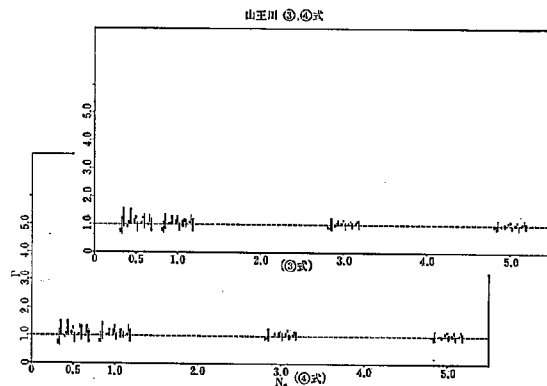
志瀬川 ⑥, ⑦式



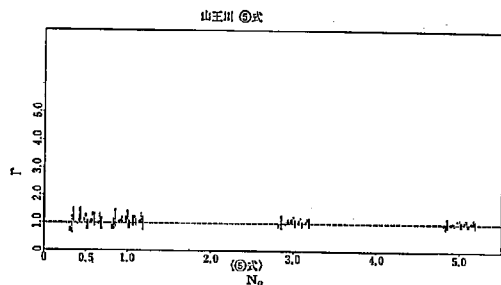
付図-13(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (志瀬川: ⑥, ⑦式)



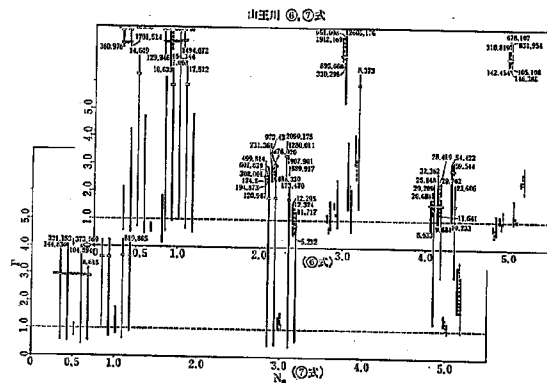
付図-14(a) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (山王川: ①、②式)



付図-14(b) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (山王川: ③、④式)



付図-14(c) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (山王川: ⑤式)



付図-14(d) 限られたサンプルによる年間総負荷量の推定 その2 (山王川: ⑥、⑦式)

道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答に及ぼす 周辺地盤の影響の解析

岩 崎 敏 男*
川 島 一 彦**
高 木 義 和***

Soil-Structure Interaction Analysis of A Bridge Foundation with Use of Strong-Motion Acceleration Records

by Toshio Iwasaki
Kazuhiko Kawashima
Yoshikazu Takagi

Synopsis:

In analyzing seismic behavior of highway bridges constructed on soft soil deposits, it is important to take account of soil-structure interaction effects. In this paper, seismic response of a bridge pier-foundation is investigated based on earthquake acceleration records measured simultaneously on the pier crest and on the ground surface near that bridge. Four motions were used in the analysis, i. e., two were induced by two earthquakes with magnitudes of 7.5 and 6.6, respectively; and two by their aftershocks. In the former two earthquakes, the maximum accelerations were 186 and 441 gals on the ground surface, and 306 and 213 gals on the pier top, respectively. Analyses of frequency characteristics of the motions showed that the predominant frequencies of pier-foundation were always approximately identical with the fundamental natural frequency of the subsoil. Analytical models were formulated to calculate the seismic response of the pier-foundation assuming the subsoil and pier-foundation to be a shear column model with an equivalent linear shear modulus and an elastically supported beam on the subsoil, respectively. Bedrock motions were computed from the measured ground surface motions and then applied to the bedrock of the analytical model. The seismic responses of pier-foundation were thus calculated and compared with the measured records giving a good agreement.

Key words (Soil-structure interaction, Foundation, Bridge pier, Dynamic response analysis, Strong-motion acceleration)

要 旨

橋の耐震性の向上を図るためには、下部構造とその周辺地盤の地震時挙動を適切に把握することが重要である。下部構造と周辺地盤相互の動的な挙動の関連性は、すでに解析、実験の両面から多くの研究が行なわれているが、観測記録の欠落から、実際の橋の強震時の振動性状に関して実証的に研究された例はきわめて少ない。本報告は、建設省土木研究所が所掌する強震観測の中から、橋脚天端および周辺の地盤上で観測された合計4回の強震記録を用いて、地盤中に埋入されたケーソン橋脚の地震時応答と

* 地質防災部振動研究室長
** 研究員
*** 技官

周辺地盤の動特性の関連について解析したものである。使用した強震記録には1968年日向灘沖地震 ($M=7.5$) および1968年豊後水道沖地震 ($M=6.6$) により採取された記録が含まれており、地盤上および橋脚上の最大加速度はそれぞれ、186 gal, 306 gal (日向灘沖地震), 441 gal, 231 gal (豊後水道沖地震) となっている。

本解析の結果、橋脚天端の地震応答に主として含まれる振動数成分はケーソン橋脚周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数と良く一致しており、本ケーソン橋脚は周辺地盤の振動の影響を強く受け、その動きにおおむね従って振動していることが明らかにされた。また、地盤上で観測された加速度記録から橋脚天端の運動を計算し、これを実測値と比較することにより解析法の妥当性に検討を加えた。

キーワード (地盤と構造物の動的相互作用、基礎、橋脚、動的解析、強震記録)

目 次

1. まえがき	(2)	7. ケーソン橋脚の地震応答解析および実測記	
2. 動的相互作用に関する既往の研究	(2)	録との比較照合	(22)
3. 解析の対象とした橋および地盤条件の概要	(4)	[1] 日向灘沖地震本震の場合	(22)
4. 橋脚および周辺地盤の微小振動特性	(6)	(1) 逸散減衰定数の影響	(25)
5. 地震記録およびその波形解析	(8)	(2) ケーソン橋脚と地盤を結ぶばね定数の影響	(26)
[1] 地震記録	(8)	(3) 附加質量の影響	(26)
[2] 地盤上の観測地点の動的特性	(8)	(4) ケーソン橋脚に卓越する振動数成分の解釈	(26)
[3] ケーソン橋脚の動的特性	(13)	[2] 日向灘沖地震 (余震)	(31)
[4] 地盤表面の地震動および橋脚の応答の非定常特性	(15)	[3] 豊後水道沖地震	(31)
6. 橋脚のモデル化および地震応答解析法	(18)	8. 結 語	(33)
[1] 橋脚のモデル化	(18)	9. あとがき	(34)
[2] 橋脚の地震応答解析法	(18)	謝 辞	(35)
[3] 基礎面の選定と基礎地震動	(19)	参考文献	(35)

1. ま え が き

現在までの橋の震害調査結果によると、橋の被害は下部構造周辺地盤の過大な変形、あるいは地盤支持力の低下によりもたらされた下部構造物の移動、傾斜、転倒によって引き起こされた場合が多い¹⁾。このため橋の耐震性の向上を図るためには、下部構造とその周辺地盤の地震時挙動を適切に把握することがきわめて重要である。

下部構造の振動特性と周辺の地盤条件の間には深い関係があることは、すでに指摘されてきた所である。さらに各種の模型実験や実際の橋脚に対する起振機を用いた振動実験等により下部構造の周期と減衰性、あるいはこれらにおよぼす振動振幅の影響等に関してはある程度資料が得られている。しかしながら、このような実測結果を橋の地震応答解析に適用するにあたっては、起振機を用いた振動実験では、一般に下部構造の天端が加振され、周辺の地盤は基礎のごく近辺を除けば静止した状態であるのに対し、地震時には周辺の地盤も下部構造とともに振動するという点に注意しなければならない。

下部構造と周辺地盤の動的相互作用に関しては、す

に解析、実験の両面から多くの研究が行われてきているが、次節に述べるように、観測記録の欠落から地震時、特に強震時の橋の挙動に関して実証的に研究した例はきわめて少ない。

本報告は、建設省土木研究所が所掌する強震観測から橋脚天端および周辺の地盤上で観測された合計4回の強震記録を用いて、地盤中に侵入されたケーソン橋脚の地震応答と周辺地盤の動特性の関連について解析し、ある条件のもとではケーソン橋脚は周辺地盤の動きにおおむね従って運動することを明らかにした。また、地盤上で観測された加速度記録から橋脚天端の運動を計算し、これを実測値と比較することにより解析法の妥当性に検討を加えた。

2. 動的相互作用に関する既往の研究

地盤と構造物の相互の運動の関連性を解析した研究としては、妹沢、金井の一連の研究^{2)~4)}が挙げられる。妹沢らは、実在建物と減衰が建物内部の履歴減衰や粘性減衰等だけではどうしても説明しきれないことから、建物に入った地震力が弾性波として再び地中に逸散するた

めに見かけ上減衰が大きくなるという考え方を導入した。このようにして、建物底面に半球上にした解析モデルを用いて、単一構造物に水平地震動が作用した場合を解析している。さらに、金井らは多重反射の理論を建物に応用し、建物頂部で観測された記録から建物底部の地震波形を計算すると、これが底部で観測された記録と比較的よく一致することを示し、地震時の建物の振動は建物底面に入射した波動がその中で多重反射する現象にほかならないことを示した。

このような状況、金井らの一連の研究が端緒となつて、その後、地盤を等方等質な半無限弾性体と置換して地盤-基礎構造物の振動特性を弾性論により純理論的に解析しようとする研究が進められた。たとえば、鳥海⁽¹⁾は等方等質の半無限弾性体上におかれた質量のない円板状基礎に正弦波状の定常外力が作用した場合の複素数形式の変位解を、また、小堀⁽²⁾は鳥海と同様の手法により、矩形基礎についてそれぞれ変位解を求めている。一方、田治見⁽³⁾は非定常外力に対する基礎板の変位を一般式で表現している。この他にも、Arnold, Thomson らの研究があるが、これらはいずれもグラウンドコンプライアンスという複素数で表した変位解となっているのが特徴である。また、土岐⁽⁴⁾は従来の研究は一樣な均質地盤を対象として行なわれていたのに対し、基盤上に半無限に広がる地盤の剛性が深さ方向に深さの 0.5 乗で増加する不均一な場合を対象とし、この中に円柱状構造物が存在する場合を解析している。

以上の研究は主として解析面からの研究であるが、構造物の振動現象を観測面から研究した例としては以下の研究がある。Duke 等⁽⁵⁾は、1952年の Kern County 地震 ($M=7.7$) により、震源から約 150 km に位置していた 14 階建の Hollywood Storage ビルの地下および階上と、同ビル周辺の地盤上の 3 箇所で観測された強震記録を用いて、地盤条件の影響および動的相互作用の影響を検討している。その結果、建物の長手方向に当たる東西方向の振動に対しては動的相互作用の影響で建物底部の運動は周辺地盤上の運動と比較して著しく異なっていると同時に、建物ほとんどロッキング振動を生じないこと、また、建物の短辺方向に当たる南北方向に対しては動的相互作用の影響はそれほど顕著ではなく、建物底部の運動は周辺地盤の運動とそれほど変わらないと同時に建物はロッキング振動することを見出した。山原⁽⁶⁾⁻⁽⁷⁾は、1968年十勝沖地震の余震により建物底面とその周辺地盤上で観測された地震記録から、建物底面での記録の加速度振幅が周辺地盤の記録よりも小さいことに着目し、これが地動に対する建物の重畳および拘束効果と関係があることを指摘するとともに、建物の底面に到達する地震波動に位相差があると仮定することにより、うま

く説明されることを示した。さらに Newmark 等⁽⁸⁾は、San Fernando 地震による Hollywood Storage ビルとその周辺地盤での同時地震記録の応答スペクトルを比較することにより、短い周期成分では建物底面の記録は周辺地盤上の記録よりも応答のレベルが約半分程度に小さいのに対して、長周期の成分では、両者のスペクトル値に大差のないことから、Hollywood Storage ビルでは実質的な相互作用の影響よりも、地盤の振動応答に対する建物の拘束効果に起因する地震動の箇所別の平滑化の影響が強く表われていることを指摘した。さらに、Hall 等⁽⁹⁾は Hollywood Storage ビルの地震記録を再びとりあげ、地表面に沿って地震波動が伝播するとした場合の地動に対する建物底面の拘束効果に与える寸法効果を解析している。また、浜田⁽¹⁰⁾は大型地下タンクとその周辺の地震観測記録から、地震時に地下タンクに生じる応力度は周辺地盤の箇所別な変位の差、すなわち、地盤のひずみに支配されることを明らかにした。これは石油パイプライン、沈埋トンネル等の地中構造物の地震応答に関する研究の結果、地中に埋設された主軸方向に細長い構造物は地震時に周辺の地盤を押しつけて自己振動を励起されることはなく、一般に周辺の地盤の振動応答に従って運動するという研究成果が円筒形の地下タンクの場合にも適用されるという点を地盤による実測記録により検討した点が評価される。

以上は、主として建築物の応答に対する研究の例であるが、橋を対象とした周辺地盤と動的相互作用の研究としては以下のものがあげられる。

栗林、岩崎⁽¹¹⁾は、1965年から翌1966年にかけての松代群発地震に際して落合橋橋脚上およびその周辺地盤上で得られた多数の強震記録を解析している。この結果、橋脚上での最大加速度 a_p と周辺地盤上での最大加速度 a_g に注目すると、橋軸方向に対しては地盤の最大加速度が a_p/a_g よりも小さい範囲では a_p/a_g の比は 1 よりも大きく、その後最大加速度が大きくなるとともに a_p/a_g の比が少しずつ減少してくるを見出した。ここで、解析の前提となっているのは、橋脚に作用した地震動が大部分非常に短周期の卓越した波動であり、橋脚の基本固有周期がこれよりもやや長周期側にあるという点である。このような条件の下では、橋脚の地震応答は上記のような強い非線形性を示しており、この原因として、橋脚周辺の地盤の剛性の低下、減衰力の増大等が考えられている。

また、国井⁽¹²⁾は上記と同じく松代群発地震による落合橋の強震記録を用い、地盤と橋脚天端間の最大加速度の間に表われている非線形性を、橋脚直近の地盤の降伏により生じたものであるとの想定の下に、地盤と橋脚の動的相互作用の効果を両者間を結ぶバイリニア型復元力

特性を持つばねとしてモデル化した場合の解析を行なっている。この結果、橋脚天端の変位が 10 mm 程度であっても橋脚の基本固有振動数が 1/2 に低下するほどのきわめて強い非線形性を復元力ばねが示すとしている。また、田村⁴⁾は軟弱地盤上に直径 1~2 m、長さ 3.3~6.3 m の 7 基の井筒を設置し、水平載荷試験、強制振動実験、自由振動実験等から成る一連の系統的な実験を行ない、井筒基礎の動的特性を検討している。この結果、井筒頂部を加振し、その起振力が小さい場合には、井筒を併進および回転を伴う 2 自由度の剛体ロッキングモデルでモデル化すれば実験結果を良く再現し得ること、しかしながら、加振力がある程度以上大きくなると井筒頂部の変位応答に関する共振曲線に明らかに周辺地盤の共振の影響と考えられるピークが現われ始めることを示している。このような影響を説明するためには上記剛体ロッキングモデルでは不十分であり、周辺地盤の影響を考慮した解析モデルが必要であることを指摘している。このために田村は井筒の振動方向の表層地盤を縦 3 分割、横 5 分割のばね-マス系モデルに、また、井筒を表層地盤により水平ばねと底面の回転ばねで支えられた剛体としたモデルを考え、このモデルを用いれば起振力が大きい場合の振動実験結果をうまく説明できることを示している。さらに、1972年12月4日の八丈島東方沖地震に際して井筒の頂部および底部、周辺地盤で観測された記録（井筒頂部での最大加速度は 15gal 程度）の解析例を示している。この例では、井筒開口上の記録を入力として井筒頂部の応答を上記モデルにより計算し、波形の主要動部に関してはおおむね類似した結果を得ている。

さらに、土岐⁴⁾は1968年7月1日の東松山地震および

び1968年10月8日の千葉県中部地震により国道6号線上の新葛飾橋橋脚天端（最大加速度はともに約 40gal 程度）およびそこから約 400 m 離れた地盤上で観測された加速度強震記録を解析している。その結果、本橋脚で実施された起振機振動実験から求められた橋脚の基本固有振動数 2.8 Hz に相当する振動数域で、橋脚天端の応答記録のフーリエスペクトルにはピークが認められないことから、井筒基礎は表層地盤の運動に引きずられて行なう動揺運動が支配的であることを指摘している。また、井筒を円筒形と見なし、井筒底面での並進運動は井筒や構造物がない場合の入射波による基底面の運動と合致するとして底面中心軸回りの 1 自由度の動揺運動を考慮した弾性波動論を用いて、地盤上の記録から橋脚の応答を解析し、波形の主要動部分の特徴、特に最大加速度、を検討している。

3. 解析の対象とした橋および地盤条件の概要

解析を実施した橋は愛媛県が管轄する地方道無月字和島線が宇和島市末村川を渡る地点に架かる板島橋（昭和40年完成）である。この橋は、図-1に示すように橋長 125 m、幅員 6 m の 5 スパン単純桁荷重合成桁橋であり、解析対象は右岸から 2 番目のケーソン橋脚とした。このケーソン橋脚は図-2に示すように、長さ 17.6 m、直径 4 m の鉄筋コンクリート製ケーソン井筒とその上に設けられた高さ 5.0 m、直径 2 m の中空円筒形の橋脚躯体から構成されており、固定番および可動番によりそれぞれ一連ずつの桁を支持している。

強震計（SMAC-B₂型）は橋脚天端中央、およびこの

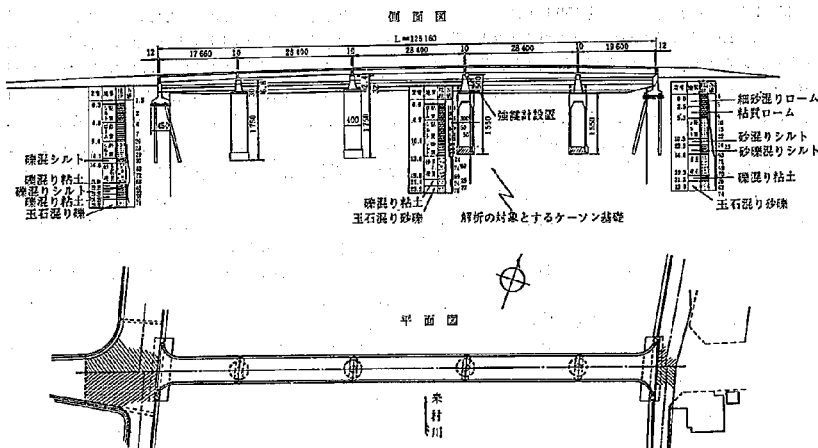


図-1 板島橋一般図

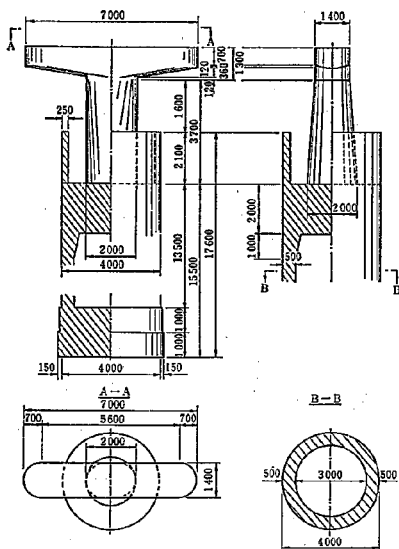


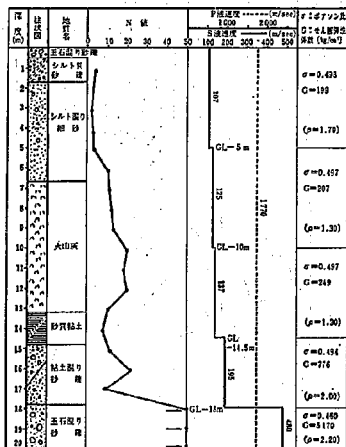
図-2 板島橋橋脚

橋脚から約400m離れた平坦な地盤上(以下、地盤上の観測点と呼ぶ)に各1台設置されている。両観測点間の位置関係は図-3に示すとおりである。両観測点はそれぞれ10gal以上の振動を感知した場合に単独に作動するようになっている。

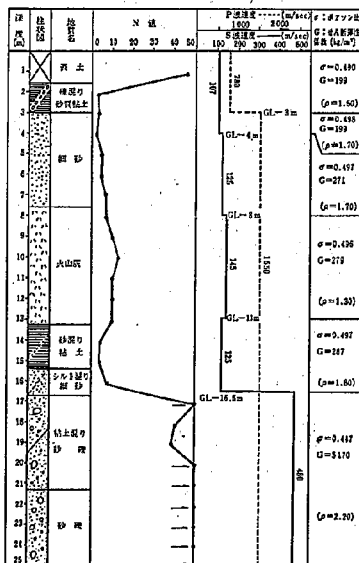
板島橋では建設時に3本のボーリングが実施されており、 N 値を含む土質柱状図が得られている(図-1参照)。この結果によれば、地盤は橋軸方向にはおおむね一様に堆積した成層構造となっていることがわかる。また、対



図-3 板島橋と地盤上の観測点の位置関係



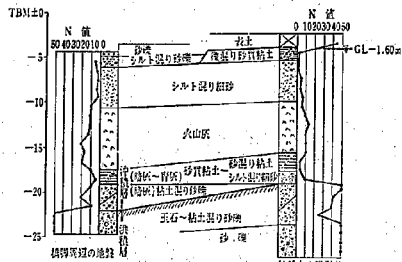
(a) 橋脚地点



(b) 地盤上の観測地点

図-4 橋脚地点および地盤上の観測点における地盤柱状図

象とする橋脚直近および地盤上の観測地点において、標準貫入試験およびPS検層を中心とした詳細な地盤調査を行なった。結果は図-4に示すとおりであり、両地点間の高低差を考慮してこれらの結果を板島橋右岸橋台の上流側高欄下を基準として表示すると、図-5のようになる。これによれば橋脚地点と地盤上の観測地点は非常に似た地盤構成を有しており、ともに地表面から15m程度以下に存在する洪積世の玉石混りの砂礫層とその上



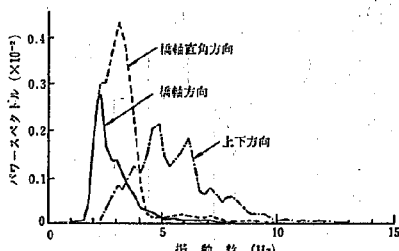
注) TBMは0mは板島橋右岸橋台、上流側高欄下を基準としている。

図-5 橋脚地点および地盤上の観測地点間における地盤構成

4. 橋脚および周辺地盤の微小振動特性

橋脚および周辺地盤の微小振動時の振動特性を把握するため、強震計の設置されている橋脚天端、その直近の地盤上および地盤上の観測地点の3箇所において常時微動測定および通行車両による桁の振動測定が行なわれている⁵⁾。

図-7は地盤上の観測点および橋脚から5~6mの河床上で測定された常時微動のパワースペクトルである。これより、最も卓越した振動数をそれぞれの地点ごとに読取ると表-1に示すようになる。後述するように、図-5の地盤構成をもとに橋脚地点および地盤上の観測地点のせん断振動の基本固有振動数を計算するとそれぞれ約1.8Hzおよび1.9Hzと求められる。このような点を念



(a) 地盤上の観測地点

に堆積した沖積世のロームシルト層から構成されている。地盤のせん断波速度は沖積世の土層では107~193m/sec、洪積世の土層では480m/sec程度であり、両者間の地盤のインピーダンス比は約0.25である。また、周囲の地盤構成をもう少し巨視的にみると、図-6のように推定されており、上記洪積世の砂礫層の下は中生代白亜紀の岩層が続いている。以上のように、橋脚地点と地盤上の観測地点の間は、地盤構成の類似性ならびにマクロな地層構成の一様性から考えて、おおむね連続した地盤構成になっていると考えられる。

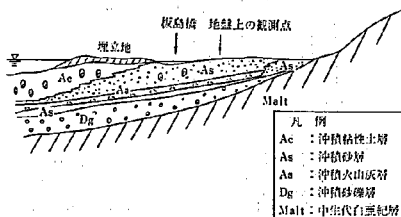


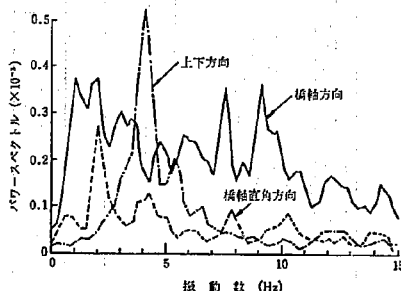
図-6 板島橋周辺の地盤構成 (概念図)

表-1 常時微動から求めた卓越振動数 [Hz]

方 向	橋脚直近の河床上	地盤上の観測点	橋 脚 天 端
橋 軸 方 向	1~2, 3	2.3	3.8
橋軸直交方向	2.0	3.0	3.2
上 下 方 向	4.0	4.5	6.0

頭において、図-7の結果を見ると、対応する振動数の付近で卓越する微動の存在が認められ、微動測定の結果は地盤構成をある程度反映しているものと考えられる。

次に橋脚天端で測定された常時微動(深夜の干潮時および星間の満潮時の2回測定)のパワースペクトルを、図-8に示す。昼間と夜間の測定結果を比較すると両者の間には、かなりの差異が認められるが、いずれの測定結



(b) 橋脚直近の河床上

図-7 橋脚地点および地盤上の観測地点での常時微動のパワースペクトル

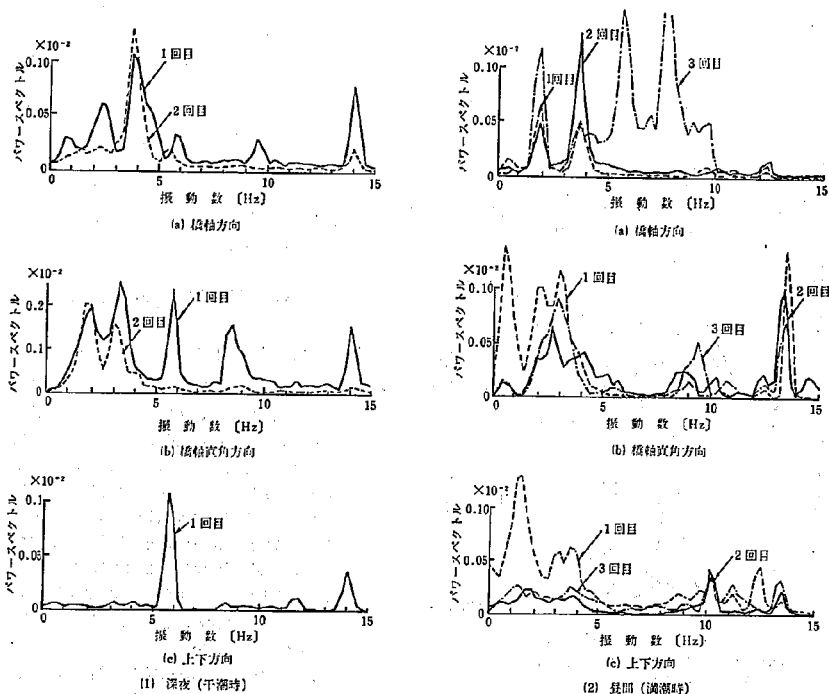


図-8 橋脚天端での常時振動のパワースペクトル

果にも共通して表われている水平方向の卓越振動数成分を求めると、約 2 Hz および 3~4 Hz の二つである。このうち 2 Hz 付近で表われている振動数成分は上述したように地盤の基本固有振動数を反映していると考えられることから、3~4 Hz に表われている卓越振動数が橋脚に固有の振動数であると考えられる。このようにして橋脚天端での卓越振動数を求めると、橋軸方向および橋軸直交方向に対してそれぞれ 3.8 Hz および 3.2 Hz となる(表-1 参照)。ちなみに、橋脚躯体の基部がケーソン井筒天端で固定されており、一連分の桁重量が作用するものと仮定して橋脚躯体の曲げ振動の基本固有振動数を求めると約 3.9 Hz となる(橋脚躯体の鉛直部が中空円筒形であるため、橋軸方向も橋軸直交方向も同じ値となる)。したがって、橋脚天端に卓越する振動はケーソン橋脚全体の振動というよりも、むしろ橋脚躯体の曲げ振動に大きく影響されているものと考えられる。

次に、桁と橋脚天端の振動特性の関連を調べるために自動車通行時に測定した桁中央点および橋脚天端の振動

応答のパワースペクトルを図-9 に示す。ここで対象とした桁は強震計の設置されている橋脚右側の桁であり着目している橋脚とは固定支承により連結されている。図-9 の結果から桁の振動に最も卓越する成分を求めると、橋軸方向、橋軸直交方向、鉛直方向に対して、それぞれ 3.8 Hz、3.0 Hz、3.8 Hz となり、また、いずれの場合も桁と橋脚天端の卓越振動数はほとんど同じである。ちなみに桁の断面諸元から橋軸直交方向および鉛直方向の曲げによる基本固有振動数を求めるとそれぞれ 9.5 Hz および 3.3 Hz となる。したがって鉛直方向については上記の橋脚天端に表われた卓越振動数は桁自身の固有振動数を反映していると考えられる。これに対して橋軸直交方向の場合には、計算上想定される桁自身の固有振動数は桁の振動に卓越する成分よりもはるかに高い値となっている。この場合には、恐らく図-9 の 12.5 Hz 付近に小さく卓越した成分が桁の曲げ振動の一次固有振動数に相当するのではないかと考えられる。したがって桁の橋軸直交方向に卓越する 3.0 Hz の振動数成分は、

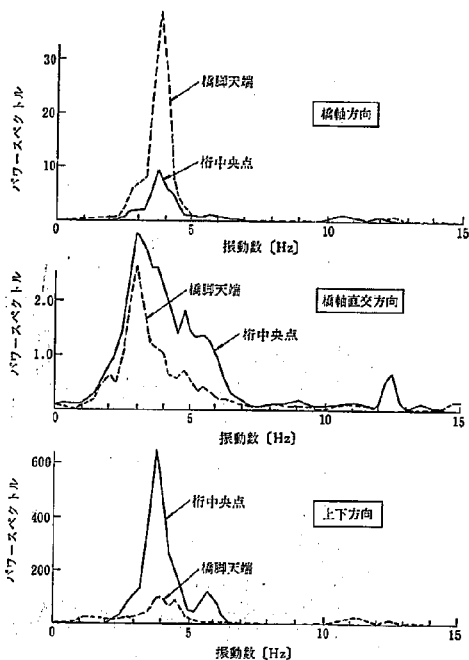


図-9 自動車走行による桁中央点および橋脚天端の振動応答のパワースペクトル

桁自身の振動ではなく、橋脚躯体の曲げ振動が反映されていると考えられる。

次に、橋脚天端と橋脚直近地盤との応答の相関関係を調べるために、両所で同時に微動を観測し、パワースペクトル、パワースペクトル比、コヒーレンスを計算した結果が図-10である。ここで、コヒーレンスとは、ある任意の定常な不規則振動現象 X_i と他の任意の現象 X_j との間の関連性の度合を示す指標で、次式で定義される。

$$CH_{ij}(\omega) = \frac{S_{ij}}{S_i} \cdot \frac{S_j}{S_i} = \frac{S_{ij}^2}{S_i S_j} \dots\dots\dots (1)$$

ここで

$CH_{ij}(\omega)$: X_i と X_j のコヒーレンス

S_i, S_j : それぞれ X_i, X_j のパワースペクトル

S_{ij}, S_{ji} : X_i と X_j のクロススペクトルおよびその共役スペクトル

もし、ある任意の現象 X_0 が、 X_i のみで決まる関係にある場合には、

$$CH_{i0} = \frac{S_{i0}}{S_i} \cdot \frac{S_0}{S_0} = 1 \dots\dots\dots (2)$$

となり、コヒーレンスは1.0となる。一般に多現象間では、コヒーレンスは1.0以下となる。図-10に示した結果

では、橋軸方向、橋軸直交方向のいずれの場合も一般にコヒーレンスが小さく求められており、橋脚天端の応答と橋脚直近地盤の応答の間には常時微動のレベルでは強い相関は認められない。しかし、2 Hz 付近においてだけでは橋軸方向および橋軸直交方向ともコヒーレンスが0.5程度とやや大きい値となっている。これは恐らく前述したように2 Hzに対応する地盤の振動がそのまま橋脚に伝えられたことを示しているものと考えられる。

5. 地震記録およびその波形解析

[1] 地震記録

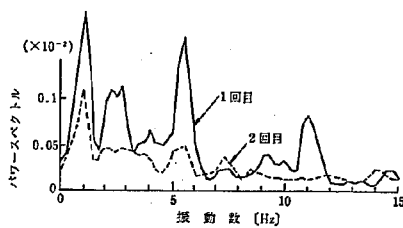
板島橋では1968年4月の日向灘沖地震 ($M=7.5$) および同年8月の豊後水道沖地震 ($M=6.6$) およびそれらの余震により表-2に示す前後4回の加速度強震記録が得られている。図-11～図-14は、橋脚天端および地盤上の観測地点でのこれら震測加速度波形を示したものである。ここで豊後水道沖地震の余震の場合には、橋脚天端の強震計は最大加速度だけを記録し、加速度の波形を記録することはできなかった。なお、これら4回の地震を通して板島橋は全く被害を被っていない。

地盤上の最大加速度に対する橋脚天端の最大加速度の比 (以下、加速度応答倍率 β と呼ぶ) を示すと図-15 のようになり、 β は日向灘沖地震の本・余震では1.1～1.7の範囲にあるのに対して、豊後水道沖地震の本・余震では0.4～0.6の範囲にあり、両者には著しい違いがあることがわかる。図-16は加速度記録のパワースペクトルを示したものであり、これより卓越振動数を求めると表-3のとおりとなる。

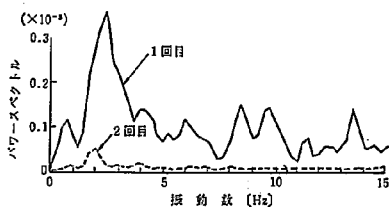
[2] 地盤上の観測地点の動的特性

図-16をもとに個々の記録について、詳細に地盤上の観測地点の動的特性を検討すると以下のとおりとなる。

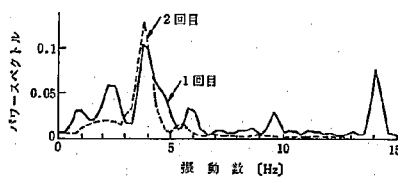
日向灘沖地震の本震による加速度記録は橋軸方向には約1.5 Hzおよび4.5 Hz、橋軸直交方向には約1.3 Hzおよび4.0 Hzにそれぞれ非常にはっきりした卓越振動成分を含んでいる。観測地点は図-4に示したように、よく締った洪状世の砂礫上に沖積世のローム～シルトが堆積した比較簡単な地層構成になっている。周知のように、剛な基盤上に密度およびせん断波速度 V_s が一様な表層地盤が半無限に、厚さ H で水平に堆積した場合の第 n 次のせん断振動面有周期 T_n は次式で与えられる。



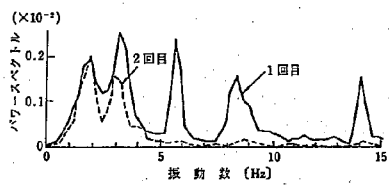
(a) 橋脚付近の地盤のパワースペクトル S_g



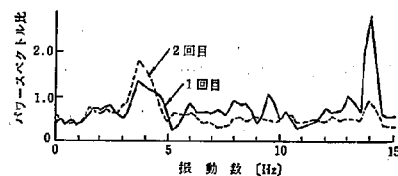
(a) 橋脚付近の地盤のパワースペクトル S_g



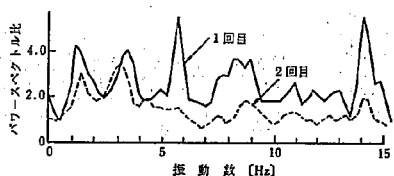
(b) 橋脚天端のパワースペクトル S_p



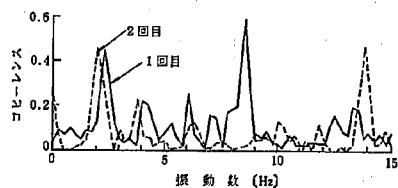
(b) 橋脚天端のパワースペクトル S_p



(c) パワースペクトル比 $\sqrt{S_p/S_g}$

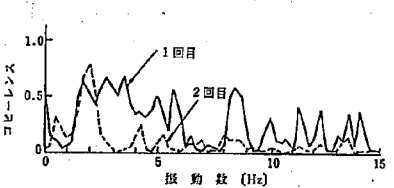


(c) パワースペクトル比 $\sqrt{S_p/S_g}$



(d) コヒーレンス

(1) 橋軸方向



(d) コヒーレンス

(2) 橋軸直交方向

図-10 橋脚天端および橋脚近傍の地盤上における常時散動とそれらの相関

表-2 板島嶺における加速度強震記録

地震記録番号	地震名	発生日 年月日	マグニ チュード	震央距離 [km]	最大加速度 [gal]			
					橋脚上		地盤上	
					橋軸方向	橋軸直交方向	橋軸方向	橋軸直交方向
①	日向灘沖地震	1968. 4. 1	7.5	101	209	306	169	186
②	日向灘沖地震(余震)	1968. 4. 1	6.3	99	88	66	34	42
③	豊後水道沖地震	1968. 8. 6	6.6	11	199	231	441	353
④	豊後水道沖地震(余震)	1968. 8. 6	5.3	19	100	63	227	172

$$T_n = \frac{1}{2n-1} \frac{4H}{V_s} \dots \dots \dots (3)$$

また、この場合には1次と2次の固有周期の比 T_1/T_2 は常に3.0となる。

これを上述した日向灘沖地震の場合にあてはめると、最も卓越する振動数とその次に卓越する振動数の比は橋軸方向、橋軸直交方向のいずれに対しても約3となっており、地盤構成の一樣さから考えて、地盤上の観測地点では、式(3)の1次および2次に相当する振動数成分が卓越して表われているものと考えられる。

次に、図-4に示したPS換層結果を用いて洪積世の砂礫層から上の表層地盤の基本周期 T_1 を求めると

$$T_1 \approx \sum \frac{4H_i}{V_{si}} = 4 \left(\frac{4}{107} + \frac{4}{127} + \frac{5}{145} + \frac{3.5}{125} \right) \\ = 0.53 \text{秒} \dots \dots \dots (4)$$

となり、基本振動数 $f_1 (=1/T_1)$ は1.9Hzと求められる。ここで H_i , V_{si} は、せん断波速度がおおむね一定と考えられる第 i 層の土層の厚さ (m) およびせん断波速度 (m/sec) である。この値は、PS換層によるせん断波速度から求めた値であるため、微小ひずみ時の表層地盤の基本振動数と考えられる。上述したように日向灘沖地震の加速度記録から求めた表層地盤の基本振動数は橋軸方向には約1.5Hz、橋軸直交方向には約1.3Hzである。いま両者の基本振動数の違いが主として土の剛性のひずみ依存性によるものと考え、式(3)に示したように地盤の基本振動数はせん断波速度におおむね比例するから、微小ひずみ時のせん断波速度 V_{s0} と日向灘沖地震時の平均的せん断波速度 V_{s1} との比は近似的に、

$$\frac{V_{s1}}{V_{s0}} \approx \frac{1.3 \sim 1.5}{1.9} = 0.68 \sim 0.79 \dots \dots \dots (5)$$

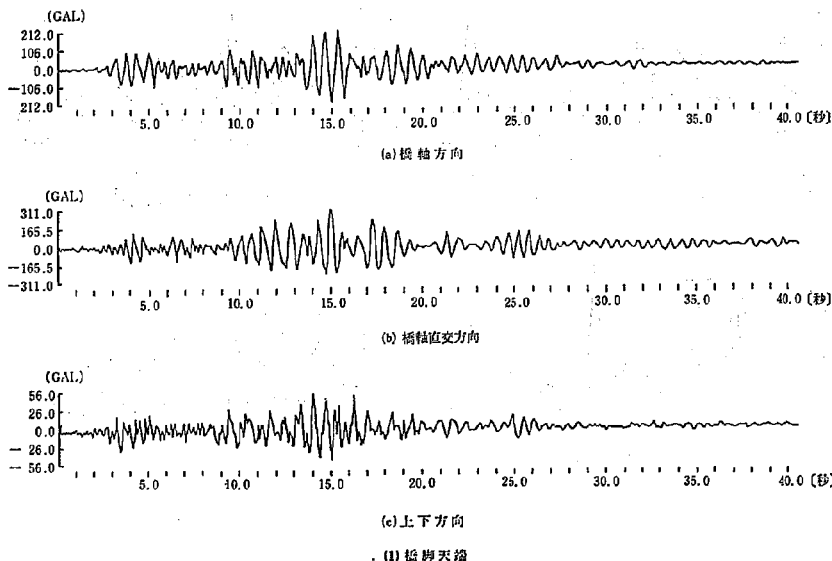
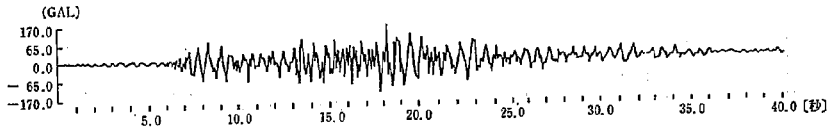
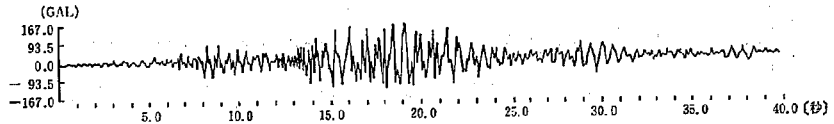


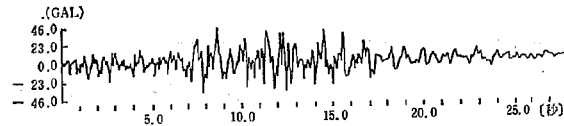
図-11 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録(日向灘沖地震)



(d) 橋軸方向



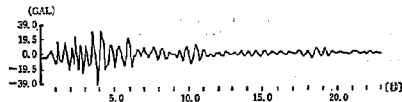
(e) 橋軸直交方向



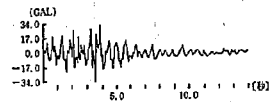
(f) 上下方向

(2) 地盤表面

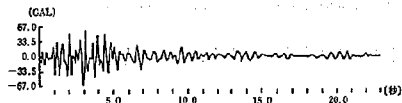
図-11



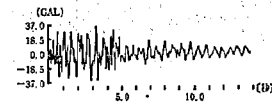
(a) 橋軸方向



(d) 橋軸方向



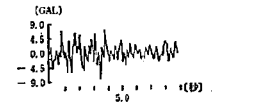
(b) 橋軸直交方向



(e) 橋軸直交方向



(c) 上下方向

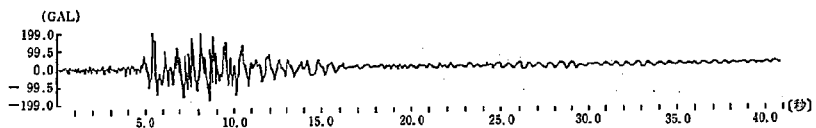


(f) 上下方向

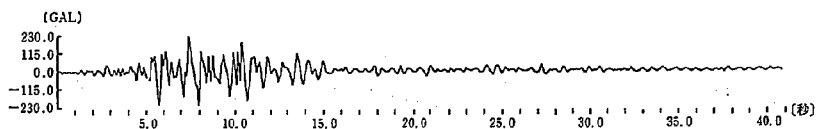
(1) 橋脚天端

(2) 地盤表面

図-12 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録 (日向薄沖地震の余震)



(a) 橋軸方向

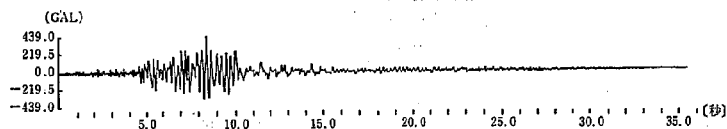


(b) 橋軸直交方向

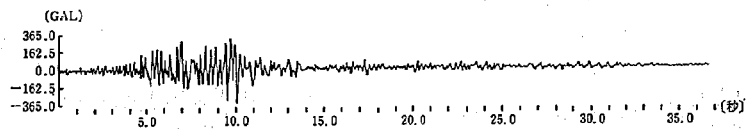


(c) 上下方向

(1) 橋脚天端



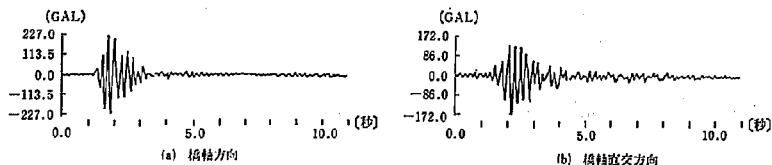
(d) 橋軸方向



(e) 橋軸直交方向

(2) 地盤表面

図-13 橋脚天端および地盤上の実測加速度記録（嵯峨水道沖地震）



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直交方向

図-14 地盤上の実測加速度記録（嵯峨水道沖地震の余震）

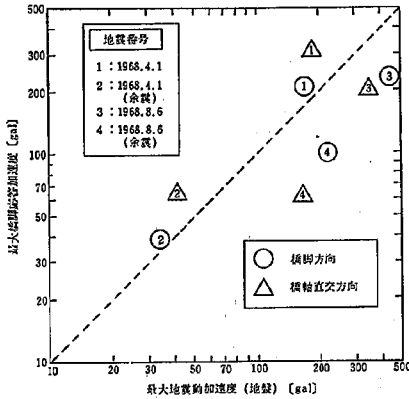


図-15 最大地震動加速度と最大橋脚応答加速度の関係

表-3 強震記録に含まれる卓越振動数 [Hz]

地 震 名	橋 軸 方 向		橋 軸 直 交 方 向	
	地盤上	橋脚上	地盤上	橋脚上
日向灘沖地震	1.5	1.5	1.3	1.3
日向灘沖地震(余震)	1.9	1.5, 2.0, 2.3, 3.7	1.5	1.6
豊後水道沖地震	3.7	1.4	3.7, 4.4	1.4
豊後水道沖地震(余震)	4.2	—	4.4	—

となる。したがって、土の密度をおおむね一定と考えると地盤のせん断弾性係数の比は近似的に、

$$\frac{G_1}{G_0} \approx \left(\frac{V_{H1}}{V_{H0}} \right)^2 = 0.46 \sim 0.62 \quad (6)$$

と推定される。この程度のひずみによるせん断弾性係数の低下は現在までの土の剛性に関する室内実験^{13), 14)}に照らして妥当と考えられる。なお図-16でわかるように、加速度記録には表層地盤の1次および2次の固有振動数に相当する以外の卓越成分が含まれていない。したがって、この場合には、洪積世の砂礫層に入射した加速度波形そのものが1.5 Hz付近で卓越した振動数成分を持っていたものと推定される。

以上は日向灘沖地震に対する検討結果であるが、表-2に示したその他の強震記録に対しても同様の傾向が認められる。すなわち、日向灘沖地震の余震の場合には、卓越振動数は橋軸方向には約1.9 Hzおよび5.1 Hz、橋軸直交方向には約1.5 Hzおよび4.9 Hzであり、いずれの方向にも1次と2次の振動数の比はほぼ3.0となっている。

豊後水道沖地震の場合には、橋軸方向および橋軸直交方向のいずれも1.4 Hz, 3.7 Hz, 4.2 Hzおよび4.8~5.2 Hzの成分が卓越している。上記2地震に比較して卓越成分が多いが、恐らく1.4 Hzが1次の固有振動数

であり、その約3倍に相当する4.3 Hzが2次の固有振動数であろう。また3.7 Hz, および4.8 Hz~5.2 Hzは表層地盤の固有振動数でないことから、洪積世の砂礫層に入射した加速度波形そのものが持っていた卓越振動と考えられる。

以上は地盤上の観測地点の動特性に対する検討結果であるが、橋脚地点についてもPS検層に基づき、式(4)によって砂礫層から上の表層地盤の基本周期 T_1 を求めると0.55秒となる。この値は前述した地盤上の観測地点の基本周期0.53秒ときわめて近く、また地盤構成もほとんど同一であることから、橋脚地点の動特性は地盤上の観測地点の動特性ときわめて近いものであると考えられる。

[3] ケーソン橋脚の動的特性

図-16および表-3に示した橋脚天端の強震記録から、それぞれの地震に対するケーソン橋脚の動的特性を検討すると、以下のような特徴があることがわかる。

日向灘沖地震の本震の場合には、ケーソン橋脚の橋軸方向および橋軸直交方向の卓越振動数はそれぞれ約1.5 Hzおよび1.3 Hzであり、この他には卓越する振動数成分は見られない。また日向灘沖地震の余震の場合には、橋軸方向には1.8, 2.0, 2.3, 3.7 Hzと比較的多数の振動数成分が卓越しており（この中では、1.8 Hzが最も卓越している）、また橋軸直交方向には1.6 Hzが卓越している。豊後水道沖地震の場合には、橋軸方向、橋軸直交方向とも1.4 Hzが卓越し、その他には著しい卓越振動数成分は見られない。

すなわち、ケーソン橋脚の応答に卓越する振動数成分は橋軸方向、橋軸直交方向で多少異なるものの、日向灘沖地震、その余震、豊後水道沖地震のいずれの場合もおおむね1.3~1.8 Hzの範囲にあることがわかる。すなわち、上記3地震に対してはケーソン橋脚は常に同じような振動数で振動しているといえる。そこでケーソン橋脚の固有振動数を求めるために、地盤上の観測地点および橋脚天端の強震記録を用いて地盤から橋脚天端に至る伝達関数を求めた。すなわち、いま地盤上の観測地点の強震記録を A_0 、橋脚天端の強震記録を A_j とし、 A_0 , A_j がともに定常確率過程に従う場合には、 A_0 から A_j への伝達関数は次式で定義される。

$$H_{ij}(\omega) = S_{ij}(\omega) / S_i(\omega) \quad (7)$$

ここで、 $S_{ij}(\omega)$ および $S_i(\omega)$ は、それぞれ A_0 , A_j のクロススペクトルおよび A_0 のパワースペクトルである。いま、 A_j が A_0 だけに支配されると考えられる場合には、式(7)の伝達関数の絶対値（増幅率） $|H_{ij}(\omega)|$ は次式で与えられる。

$$|H_{ij}(\omega)| = \sqrt{S_{ij} / S_i} \quad (8)$$

したがって、地盤上の観測地点の強震記録と橋脚天端の強

(14)

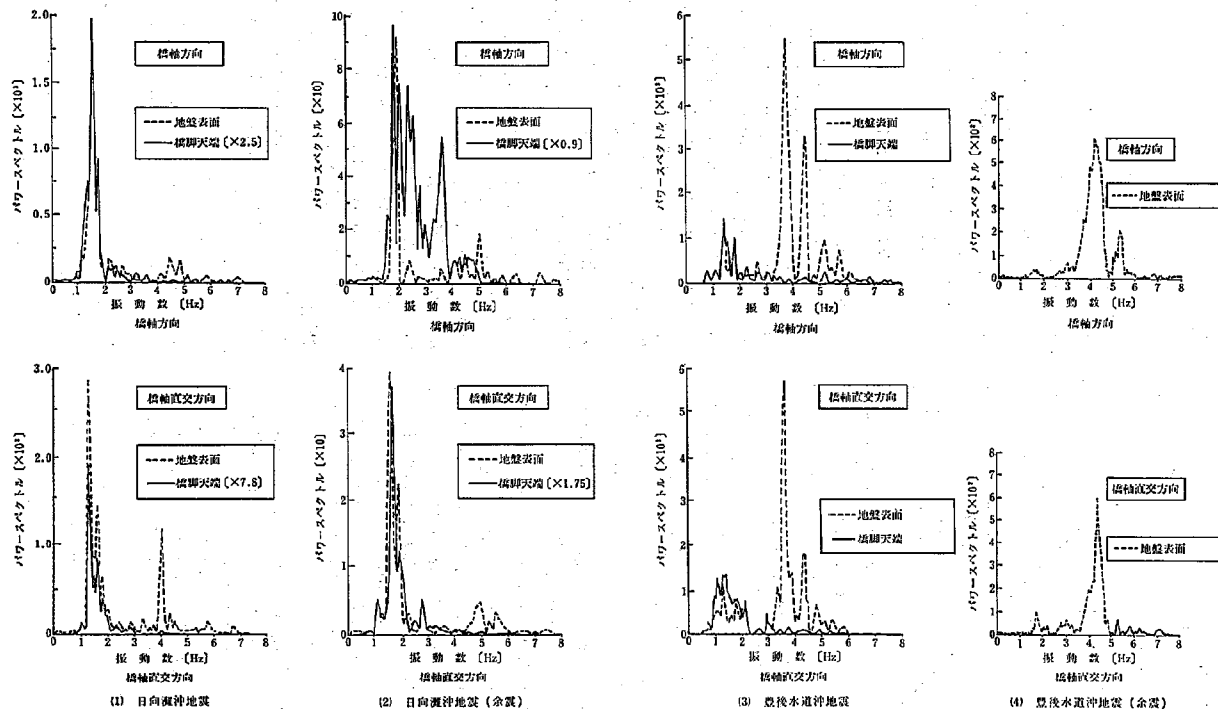
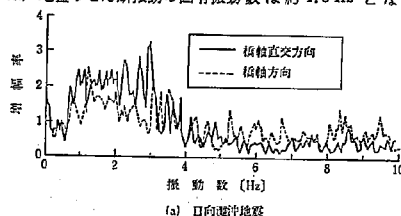


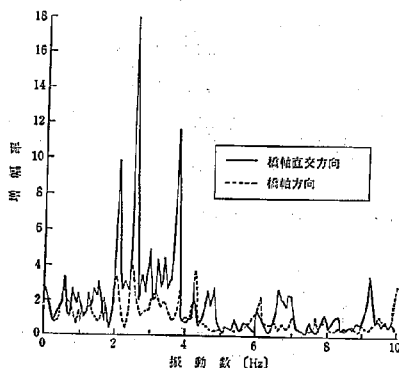
図-16 橋脚天端および地盤表面の加速度応答のパワースペクトル

震記録は互いに1対1の入力と出力の関係にある定常確率過程と仮定し、式(6)により伝達関数の絶対値を求めた。この結果は、図-17のようになり、約4 Hz以上の振動数領域ではそれ以下の振動数領域に比較して増幅率は一般に小さく、ケーソン橋脚が一極のローパス・フィルターとしての機能を果たしていると同時に、0.5~4 Hzの範囲では増幅率はゆるやかに変化し、明瞭なケーソン橋脚の固有振動を識別することはできない。

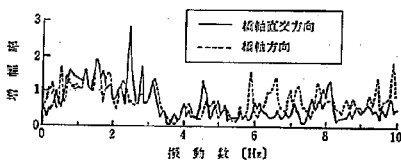
一方、前節に示したように、橋脚地点の地盤のせん断振動の固有周期は式(4)から約1.8 Hzとなり、橋脚天端の卓越振動数の上限値とおおむね一致する。また式(6)に示したように、地震時の地盤のせん断弾性係数が微小せん断ひずみ時の値の約1/2に低下すると考えれば、地盤のせん断振動の固有振動数は約1.3 Hzとな



(a) 日向灘沖地震



(b) 日向灘沖地震(余震)



(c) 豊後水道沖地震

図-17 強震記録から求めた地盤から橋脚天端への伝達関数(絶対値)

り、橋脚天端の卓越振動数の下限値におおむね一致する。このような点から、橋脚天端の応答に卓越する振動は、地盤中におけるケーソン橋脚独自の固有振動というよりも、むしろケーソン橋脚周辺地盤の地震応答が強く反映されているといえる。いしかえれば、ケーソン橋脚は地震時に周辺地盤の運動におおむね従って振動したものと考えられる。

このような仮説のもとに図-16の結果を見直すと以下のようなになる。まず日向灘沖地震の場合には、橋軸方向および橋軸直交方向のいずれの場合も地盤の応答に卓越する振動数成分と橋脚天端の応答に卓越する振動数成分はそれぞれ一致している。また、日向灘沖地震の余震の場合には、橋脚天端は橋軸方向に1.8~3.7 Hzの比較的大い振動数範囲で振動しているが、この中で最も卓越しているのは1.8 Hzであり、これは地盤の卓越振動数1.9 Hzとよく一致している。また、橋軸直交方向についても、地盤および橋脚天端の卓越振動数は、それぞれ約1.5 Hzおよび1.6 Hzであり、両者は非常に近接している。さらに豊後水道沖地震の場合には、1.4 Hzに地盤の卓越振動数があり、これに対応して橋脚天端も1.4 Hzに卓越振動数を持っており、両者は対応している。しかしながら、この場合には上記の2地震の場合と異なって、地盤の振動が最も卓越しているのは3.7 Hzであり、この振動数に対応するケーソン橋脚の振動応答が小さいと考えられる。

以上に述べた点を総合すると、地盤の固有振動数と橋脚天端の卓越振動数は上記3地震のいずれの場合もおおむね一致しているといえよう。

[4] 地盤表面の地震動および橋脚の応答の非定常特性

次に、図-11~14に示した強震記録の振動数特性の時刻変化を調べるために、次式で与えられるガウスタイプのウィンドウを用いたランニングスペクトル²⁴⁾を計算した。

$$W(f) = \left(\frac{\sqrt{2}}{T}\right)^{1/2} \exp\left[-\frac{\pi^2 f^2}{T^2}\right] \quad \text{.....(8)}$$

ここで、 $W(f)$: ウィンドウ関数 (図-18 参照)

T : ウィンドウの形状を定める常数で

2.5 秒ととった

この結果を図-19~21に示す。橋脚天端および地盤表面のいずれの記録も狭帯域の振動特性を持った波であることは前述したとおりであるが、卓越振動数に注目すると記録の前半および後半に比較して、主要動付近では卓越振動数がやや低下しているのがわかる。このような関係をさらにはっきりさせるために、ランニングスペクトルから求めた卓越振動数の時刻変化を示したのが図-22で

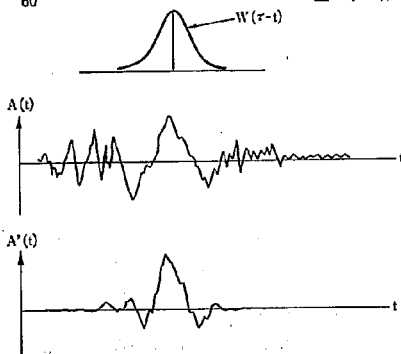


図-18 ランニングスペクトルに用いる重み関数

ある。

まず、日向灘沖地震の場合に着目すると、卓越振動数は主要動付近になるにつれて時間とともに低下し、やがて、後半になると再びもとの振動数に復帰していく傾向が認められる。この傾向は橋軸直交方向で著しいが、この場合には、2秒付近で約2 Hz (0~2秒ではさらに高い振動数が卓越しているがこれはP波の影響と考えられる、図-11 参照) であった卓越振動数が、約12~18秒の範囲では1.3 Hzにまで低下し、その後30秒付近で約1.7 Hzにまで回復している。ここで前述したようにPS検層結果から求めたせん断波速度により、地盤の基本固有振動数を計算すると約1.9 Hzであり、記録の前半および後半における卓越振動数とおおむね同じである。また、このような卓越振動数の非定常的な変動の様子は、橋脚天

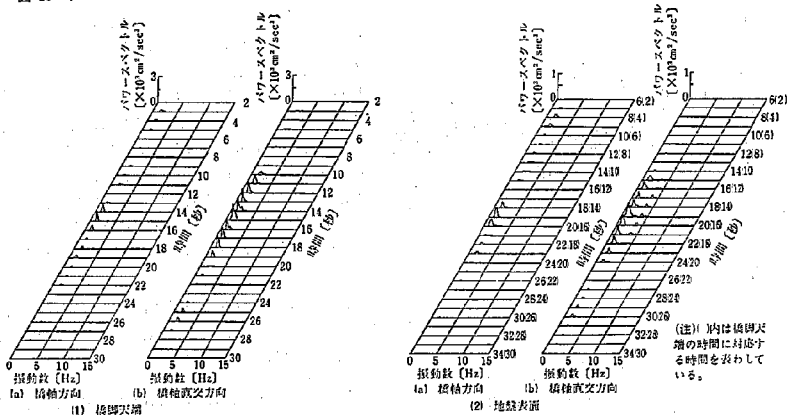


図-19 強震記録のランニング・スペクトル解析 (日向灘沖地震の場合)

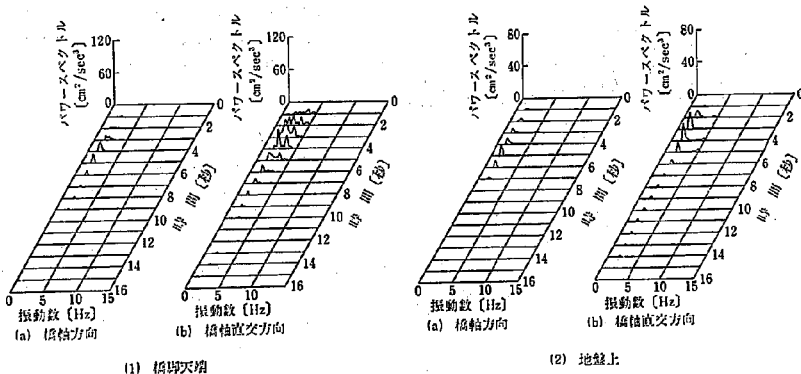


図-20 強震記録のランニング・スペクトル解析 (日向灘地震の余震の場合)

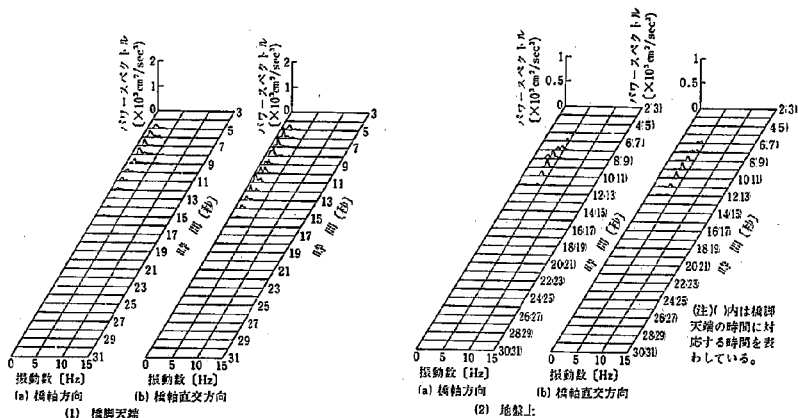


図-21 強震記録のランニング・スペクトル解析 (豊後水道沖地震の場合)

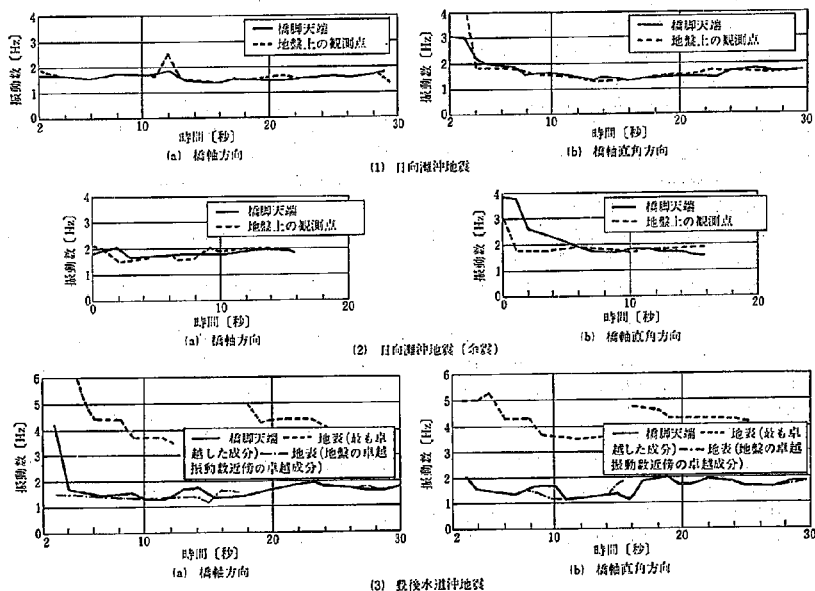


図-22 強震記録から求めた卓越振動数成分の経時変化

端および地盤表面のいずれにおいてもほとんどかわっていない。このことは、土の剛性の重依存性により地盤の卓越振動数が時間とともに変化するを示していると同時に、橋脚天端での応答に表われている非定常性がケーソン橋脚を取り巻く直近の地盤の軟化により生じたも

のではなく、ケーソン橋脚周辺の表層地盤そのものの剛性の低下に伴い生じたものであることを示しているものと考えられる。

このような傾向は豊後水道沖地震の場合にも同様に認めることができる。この場合には前述したように、地盤

の振動に最も卓越する振動数成分の他に表層地盤の基本固有振動数成分近くで卓越する振動数成分も同時に記してある。なお、日向潭沖地震の余震の場合には卓越振動数成分の非定常性は上記2地震の場合ほどはっきりとは表われていない。これは、余震の場合には最大加速度が小さいことからわかるように、地盤の剛性の低下が著しくなかったためと考えることができよう。

6. 橋脚のモデル化および地震応答解析

[1] 橋脚のモデル化

地盤上の観測点での地震記録から橋脚天端の地盤応答を計算するために、以下の仮定を設けてケーソン橋脚および周辺地盤をモデル化した。ここで解析の方向は、橋軸方向および橋軸直交方向とし、それぞれ独立に解析モデルを設定した。

(i) ケーソン橋脚は周辺地盤に弾性的に支持されたはり部材としてモデル化し、橋脚部のT型張出し部、橋脚鉛直部およびケーソン井筒の質量はそれぞれ橋脚天端、橋脚重心、ケーソン井筒重心位置に集中させ、並進運動に対する集中質量として取り扱う。

(ii) ケーソン橋脚の周辺地盤は、せん断振動する一次元のね～質量系モデルに置換し、等価線形の考え方により近似的に地盤の剛性および減衰定数のひずみ依存性を計算に取り入れる。

(iii) 対象とする橋脚には2連の単純桁がそれぞれ固定支承および可動支承により支持されている。橋軸方向に橋が加振された場合には、橋脚天端には固定支承が支持する一連分の桁重量に起因する慣性力および可動支承に作用する摩擦力が伝えられる。可動支承に作用する摩擦力の大きさは一般に小さいと考えられるので、これを計算上は無視することとした。一方、橋軸直交方向に橋が加振された場合には、基本的には固定支承および可動支承の両者を通して、2連の桁の重量に起因する慣性力が橋脚に伝えられる。しかしながら、この場合には、本解析で対象とする橋脚に隣接する2本の橋脚も上記の2連の桁の慣性力を分担するものとする。いま、板島橋は図-1に示したように等スパンで等断面の単純桁橋であるから、両者の分担割合を1:1と考えれば、結局、対象としている橋脚に作用する慣性力は一連分の桁重量に起因すると考えられる。

以上のような理由により、橋軸方向および橋軸直交方向のいずれの場合にも、一連分に相当する桁の質量を橋脚天端への集中質量として付加することにより、上部構造物の影響を解析に取り入れた。

(iv) 地盤とケーソン橋脚を結ぶばねの剛性は、道路橋下部構造設計指針に従い、地盤反力係数から求めるも

のとする。その際、地盤の変形係数としては、上記周辺地盤の地震応答解析の結果から求めた地盤のせん断ひずみに適合する地盤の等価弾性係数を用いる。すなわち、道路橋下部構造設計指針ではK値は次式で与えられる。

$$K_H = 12.8 K_{H0} B_H^{-2/3} \quad (9)$$

ここで、

K_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm²)

K_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相等する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm²) で、側面の分担分20%を含めて次式で表わされる。

$$K_{H0} = 0.04 \alpha E_0 \quad (10)$$

B_H : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式により求める。

$$B_H = \sqrt{A_H} \quad (11)$$

E : 指針に規定する方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm²)

A_H : ケーソン前面の面積 (cm²)

α : 常時の設計、地震時の設計に用いる係数
ここで α は試験方法により常時と地震時に分けて、それぞれの値が示されているが、いま、式(10)の αE_0 が地震時の地盤の剛さを表わしていると考え、

$$\alpha E_0 = E_1 \approx 3G_1 \quad (12)$$

ここで、

E_1 : 地盤を等価線形弾性体と仮定した場合の弾性係数

G_1 : 地盤を等価線形弾性体と仮定した場合のせん断弾性係数

となる。ここでは、式(12)の G_1 にケーソン周辺地盤の地震応答解析から求められるひずみ依存性を考慮した地盤の剛さを用いることとした。

[2] 橋脚の地震応答解析法

以上のようにして、ケーソン橋脚を図-23に示す力学モデルによって表わした。この場合には、ケーソン橋脚の運動方程式は次式で与えられる。

$$(M_p + \bar{M}_e) \ddot{u}_p + C_p \dot{u}_p + K_p u_p + C_e (\dot{u}_p - \dot{u}_g) + K_e (u_p - u_g) = 0 \quad (13)$$

ここで

$\bar{M}_p, C_p, K_p$: ケーソン橋脚の質量、内部減衰および剛性マトリックス

$\bar{M}_e$: ケーソン橋脚の付加質量

C_e, K_e : ケーソン橋脚と地盤との間の減衰および剛性マトリックス

$u_p, \dot{u}_p, \ddot{u}_p$: ケーソン橋脚の絶対応答変位、絶対応

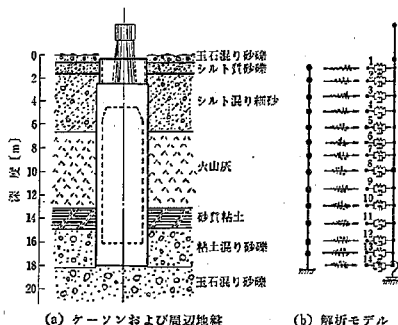


図-23 ケーソン橋脚および周辺地盤のモデル化

答速度, 絶対応答加速度

 $\dot{u}_g, \ddot{u}_g$: 表層地盤の絶対応答変位, 絶対応答速度

 ここに, $\dot{u}_g$ および $\ddot{u}_g$ は表層地盤の応答計算により求められることができる。

いま,

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_p + \mathbf{M}_e, \quad \mathbf{C} = \mathbf{C}_p + \mathbf{C}_e, \quad \mathbf{K} = \mathbf{K}_p + \mathbf{K}_e \quad (14)$$

とおけば, 式(13)は次のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_p + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_p + \mathbf{K}\mathbf{u}_p = \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_g + \mathbf{K}\mathbf{u}_g \quad (15)$$

 ここで $\mathbf{u}_p$ を擬静的な応答 $\mathbf{u}_{ps}$ と動的な応答 $\mathbf{u}_{pd}$ に分けるものとするれば,

$$\mathbf{u}_p = \mathbf{u}_{ps} + \mathbf{u}_{pd} \quad (16)$$

 となり, ここで, $\mathbf{u}_{ps}$ は定数から

$$\mathbf{K}\mathbf{u}_{ps} - \mathbf{K}\mathbf{u}_g = 0 \quad (17)$$

であるから, 次式で与えられる。

$$\mathbf{u}_{ps} = \mathbf{K}_e^{-1} \mathbf{u}_g \quad (18)$$

ここで,

$$\mathbf{K}_e = \mathbf{K} - \mathbf{K}_p \quad (19)$$

式(16)および式(18)を式(15)に代入すると, 次のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{pd} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{pd} + \mathbf{K}\mathbf{u}_{pd} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{ps} + (\mathbf{C}_e - \mathbf{C}\mathbf{K}_e^{-1})\dot{\mathbf{u}}_g \quad (20)$$

 式(20)は, $\mathbf{M}$ および $\mathbf{K}$ の直交条件, および, $\mathbf{C}_e$ の直交性を仮定することにより, 次のようにモード解析手法により解析することができる。すなわち, 系の非減衰固有円振動数 ω_i および固有ベクトル ϕ_i は次の特性方程式を解くことによって求められる。

$$\mathbf{K}\phi_i = \omega_i^2 \mathbf{M}\phi_i \quad (21)$$

 ここで, モードマトリックス $\mathbf{Q} = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n]$ は, 次の直交条件を満足する。

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{M} \mathbf{Q} = \mathbf{I} \quad (22)$$

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{K} \mathbf{Q} = \mathbf{\Omega}^2 \quad (23)$$

ここで,

 $\mathbf{I}$: 単位マトリックス

 $\mathbf{\Omega}^2$: $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ を対角要素とするマトリックス

$$\mathbf{\Omega}^2 = \text{diag}(\omega_i^2) \quad (24)$$

 いま, 式(14)で定義した減衰マトリックス $\mathbf{C}_p, \mathbf{C}_e$ も次式のように直交条件により対角化できると仮定する。

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{C} \mathbf{Q} = \mathbf{A} \quad (25)$$

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{C}_p \mathbf{Q} = \mathbf{A}_p \quad (26)$$

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{C}_e \mathbf{Q} = \mathbf{A}_e \quad (27)$$

ここで,

$$\mathbf{A} = \text{diag}(2h_i \omega_i) \quad (28)$$

$$\mathbf{A}_p = \text{diag}(2h_{pi} \omega_i) \quad (29)$$

$$\mathbf{A}_e = \text{diag}(2h_{ei} \omega_i) \quad (30)$$

 h_{pi} : 第 i 次の構造物の減衰定数

 h_{ei} : 第 i 次の土壌減衰定数

$$h_i = h_{pi} + h_{ei} \quad (31)$$

 橋脚の動的応答 $\mathbf{u}_{ps}, \mathbf{u}_{pd}, \dot{\mathbf{u}}_{ps}, \dot{\mathbf{u}}_{pd}$ は次式のようにモードマトリックス $\mathbf{Q}$ と規準座標 $\mathbf{x}$ によって表わすことができる。

$$\mathbf{u}_{ps} = \mathbf{Q}\mathbf{x}, \quad \mathbf{u}_{pd} = \mathbf{Q}\dot{\mathbf{x}}, \quad \dot{\mathbf{u}}_{ps} = \mathbf{Q}\dot{\mathbf{x}} \quad (32)$$

 式(32)を式(20)に代入し, $\mathbf{Q}$ の転置マトリックス $\mathbf{Q}^T$ を前からかけ合わせて式(22)~(27)によって整理すると

$$\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{A}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{\Omega}^2\mathbf{x} = \mathbf{R} \quad (33)$$

ここで,

$$\mathbf{R} = -\mathbf{Q}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{ps} + \mathbf{A}_e \mathbf{Q}^T \dot{\mathbf{u}}_g - \mathbf{A} \mathbf{Q}^T \dot{\mathbf{u}}_{ps} \quad (34)$$

となる。式(33)は Duhamel 積分によって次のように求めることができる。

$$\mathbf{x}_i = \frac{1}{\omega_i \sqrt{1 - h_i^2}} \int_0^t \mathbf{R}_i(\tau) e^{-h_i \omega_i (\tau - t)} \sin(\sqrt{1 - h_i^2} \omega_i (t - \tau)) d\tau \quad (35)$$

 このようにして, $\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$ が求まれば, 式(32)および式(16)に代入することにより, 橋脚の地盤応答 $\mathbf{u}_p, \dot{\mathbf{u}}_p, \ddot{\mathbf{u}}_p$ を求めることができる。

 なお, 式(20)において, 右辺第2項の減衰項は第1項の減衰項に比較して一般に影響が小さいため, これを無視することができる¹⁰⁾。この場合には, 式(34)の $\mathbf{R}$ は次のように簡略化することができる。

$$\mathbf{R} = -\mathbf{Q}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{ps} \quad (36)$$

[3] 基盤面の選定と基盤地震動

地盤上の観測地点で記録された加速度記録から式(13)によりケーソン橋脚の地盤応答を計算するためには, 地盤上の観測地点と橋脚地点の表層地盤条件の違いを補正することが必要である。そのために, 地盤上で観測された加速度強震記録をまずその地点の基盤地震動に変換し, これを橋脚地点の基盤に作用させて表層地盤の応答

(式(13)で定義した u_0, u_0) を求めることとした。

橋脚地点および地盤上の観測地点における地盤条件は図-5に示したとおりであり、解析では両地点とも地表面下約15m以下に存在する洪積世砂礫層の上面を基盤面とすることにしたが、計算の前に、基盤と基盤地震動の関係について以下の検討を行なった。

橋脚地点および地盤上の観測地点はいずれもおおむね水平に堆積した洪積世の砂礫層とその上の沖積世のローム質シルト層から構成される二層系地盤である。この場合には地盤の運動方程式は次式で与えられる⁹⁾ (図-24参照)。

$$G_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial x_j^2} = \rho_j \frac{\partial^2 v_j}{\partial t^2} \quad (37)$$

ここで、 j : 地盤の層を表わすサフィックス

G_j : 第 j 層の地盤のせん断弾性係数

ρ_j : 第 j 層の地盤の密度

なお、上式では減衰の項を無視しているが、これは地盤の内部減衰は基盤の設定条件とは別の問題として取り扱うことができるため、取り扱いを簡単にするため式上で省略したものである。また、図-24で第1層が沖積世のローム質シルト地盤(表層地盤)、第2層が洪積世の砂礫層(基盤)として以下議論を進めていく。

式(37)にフーリエ変換を施し、周波数ごとの解を求めると次式のようになる。

$$V_j \frac{\partial^2 \bar{v}_j}{\partial x_j^2} = -\omega^2 \bar{v}_j \quad (38)$$

ここで、

$$V_j = \sqrt{G_j / \rho_j} \quad (39)$$

である。 $\bar{v}_j(x, \omega)$ は $v_j(x, \omega)$ のフーリエ変換表示であり、式(37)の周波数領域での解である。式(38)の一般解は

$$\bar{v}_j = A_j e^{-i\omega V_j x_j} + B_j e^{i\omega V_j x_j} \quad (40)$$

と表わされる。ここで、 A_j は境界面 $x_j=0$ での下降波(進行波)の振幅であり、 B_j は境界面 $x_j=0$ での上昇

波(後退波)の振幅である。せん断力 τ は式(40)を微分することにより、

$$\tau_j = -i \frac{G_j}{V_j} \omega \left[A_j e^{-i\omega V_j x_j} - B_j e^{i\omega V_j x_j} \right] \quad (41)$$

で与えられる。図-24に示した二層系の地盤構成では、地表面における境界条件と基盤面における連続条件から式(40)の未定定数 A_j, B_j は次のように決定される。

$$A_1 = B_1 = \frac{e^{-i\delta}}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{V_1}\right) + \alpha^2 \sin^2\left(\frac{\omega H}{V_1}\right)}} \cdot B_2 \quad (42)$$

$$A_2 = e^{-2i\delta} \cdot B_2$$

ここで、

$$\alpha = \rho_1 V_1 / \rho_2 V_2, \quad \tan \delta = \alpha \tan\left(\frac{\omega H}{V_1}\right) \quad (43)$$

したがって、式(40)および(42)から第1層(表層地盤)の変位 $\bar{v}_1$ および第2層(基盤)の変位 $\bar{v}_2$ を求めると、

$$\bar{v}_1 = 2B_2 \frac{\cos\left(\frac{\omega x_1}{V_1}\right)}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{V_1}\right) + \alpha^2 \sin^2\left(\frac{\omega H}{V_1}\right)}} \cdot e^{-i\delta} \quad (44)$$

$$\bar{v}_2 = 2B_2 \cos\left(\frac{\omega x_2}{V_2} + \delta\right) e^{-i\delta} \quad (45)$$

となる。表層地盤と基盤の相互の振動特性を規定する量として両者の間の伝達関数に注目すれば、基準のとり方に応じて次の2種類の伝達関数を考えることができる。すなわち第2層の上昇波振幅 $B_2(x_2=0)$ を基準にとった場合の伝達関数 $H^{v_1/v_2}(\omega) = Q(x, \omega) / B_2(x_2=0, \omega)$ は、

$$\left. \begin{aligned} \text{第1層} \quad H^{v_1/B_2}(\omega) &= \frac{2\cos\left(\frac{\omega x_1}{V_1}\right)}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{V_1}\right) + \alpha^2 \sin^2\left(\frac{\omega H}{V_1}\right)}} \cdot e^{-i\delta} \\ \text{第2層} \quad H^{v_2/B_2}(\omega) &= 2\cos\left(\frac{\omega x_2}{V_2} + \delta\right) e^{-i\delta} \end{aligned} \right\} \quad (46)$$

となり、第1層と第2層の境界における地震動 $\bar{v}_1(x_1=H) = \bar{v}_2(x_2=0)$ を基準にとった場合の伝達関数 $H^{v_1/v_2}(\omega) = Q(x, \omega) / B_1(x_1=0, \omega)$ は、

$$\left. \begin{aligned} \text{第1層} \quad H^{v_1/\bar{v}_{20}}(\omega) &= \frac{\cos\left(\frac{\omega x_1}{V_1}\right)}{\cos\left(\frac{\omega H}{V_1}\right)} \\ \text{第2層} \quad H^{v_2/\bar{v}_{20}}(\omega) &= \frac{\cos\left(\frac{\omega x_2}{V_2} + \delta\right)}{\cos \delta} \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

となる。式(46)および(47)で定義される伝達関数をインピーダンス比 α との関係でまとめると表-4 のようになる。ここで、 $\alpha=1$ とは表層地盤と基盤の堅さが同一の場合であり、 $\alpha=0$ とは、表層地盤に比較して基盤が無

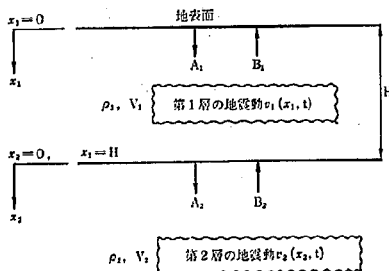


図-24 多重反射の計算による地盤のモデル化

表-4 2層地盤からなるせん断振動による地盤の伝達関数

地層	地震位置	地盤の応答変位	第2層の入射波に対する伝達関数			第2層の地震動に対する伝達関数		
			α	$\alpha=1$	$\alpha=0$	α	$\alpha=1$	$\alpha=0$
第1層	地表面 ($x_1=0$)	$\frac{2e^{-t_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}B_2$	$\frac{2e^{-t_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$	$2e^{-t_1}\frac{H}{V_1}$	$\frac{2}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{1}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{1}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{1}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$
	$x=x_1$	$\frac{2e^{-t_1}\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}B_2$	$\frac{2e^{-t_1}\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$	$2e^{-t_1}\frac{H}{V_1}\cos\frac{\omega x_1}{V_1}$	$\frac{2\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$
境界面	$x_1=H$ $x_2=0$	$2e^{-t_1}\cos\frac{\omega H}{V_1}B_2$	$\frac{2e^{-t_1}\cos\frac{\omega H}{V_1}}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$	$2e^{-t_1}\frac{H}{V_1}\cos\frac{\omega H}{V_1}$	2	1	1	1
	$x=x_2$	$2e^{-t_1}\cos\left(\frac{\omega x_2}{V_2}+\delta\right)B_2$	$\frac{2e^{-t_1}\cos\left(\frac{\omega x_2}{V_2}+\delta\right)}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$	$2e^{-t_1}\frac{H}{V_1}\cos\frac{\omega x_2}{V_2}$	$2\cos\frac{\omega x_2}{V_2}$	$\frac{\cos\left(\frac{\omega x_2}{V_2}+\delta\right)}{\cos\delta}$	$\frac{\cos\frac{\omega x_1}{V_1}}{\cos\frac{\omega H}{V_1}}$	$\cos\frac{\omega x_2}{V_2}$

(注) $C = \cos\frac{\omega H}{V_1}$, $S = \sin\frac{\omega H}{V_1}$, $\alpha = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}$, $\sin\delta = \frac{\alpha S}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$, $\cos\delta = \frac{C}{\sqrt{C^2+\alpha^2S^2}}$

限に堅い場合を表わしている。この表より $\alpha=0$ の場合には、第2層の入射波動を基準にした場合でも第1層と2層の境界面の地震動を基準にした場合でも第2層における地震動は、第1層の地盤の影響が全く入らないことがわかる。これは第1層の地盤の波動が境界面で完全反射するためであり、このような場合には第2層を基盤と考えることができる。また、 $\alpha=0$ でなくても図-24で第2層以下には性質を異にする地盤がないような場合には第2層内で波動の透過や反射が生じないため、境界面における入射波は純粋に第2層の性質だけで決まるものである。すなわち、上下方向のせん断波動の伝播に基づく、理想的な基盤の条件としては以下の二つが考えられる。

(I) 表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

(II) 下方に一樣な性質で連続した地盤

ここで、前者の場合には基盤における地震動および入射波の両方が、後者の場合には基盤の入射波がそれぞれ普遍性のある基盤地震動と見なすことができる。実際にはこのような理想的な地盤条件は存在しないが、検討の項目や精度との関連において下記の条件を緩和して解析に適用していくことができる。すなわち、上記(I)の条件では、表層地盤に比較して基盤の剛性が十分高ければ、基盤の地震動もしくは入射波に対する表層地盤の影響は低であろうし、また(II)の条件では、下方に連続して一樣でなくとも地震動の継続時間に比較して地震動の伝播時間が長いと見なせる範囲で下方に一樣連続な地盤であれば基盤として取り扱ってもよいであろう。

次に表-4 からわかるように境界面における地震動を基準にした場合の伝達関数は第1層の中では第2層の影響を受けていない。これはある深さから上の伝達関数は

それより下の地盤条件に左右されないことを意味している。換言すれば、ある深さにおける地震動がわかっているならば、それより上の応答は下層部の波動伝達特性に関係なく算定することができる。したがって、このような場合には地震動が既知である面に境界を持つ地盤の力学モデルを設定することができ、多重反射による計算だけでなく、有限要素法等の離散系モデルを使用して解析することもできる。この場合、離散系モデルの下部が見かけ上、剛な境界であっても境界における既知な地震動を入力する場合には、それより下の層への波動伝達効果はすでに含まれており、別に考慮する必要はないことに注意しなければならない。

このような点をまとめると、地盤上の観測点において地震動記録が与えられてから、地盤条件の違いを考慮し

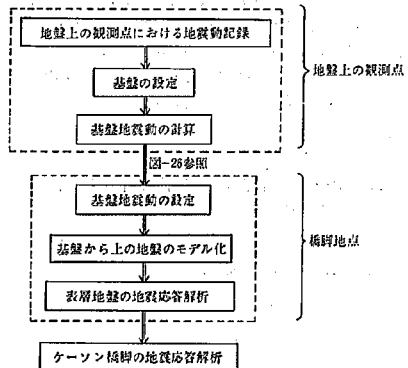
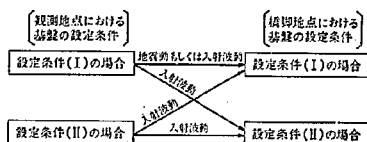


図-25 入力地震動が与えられてからの解析手順



ここで、

設定条件(I): 表層地盤に比較して下方に連続的に無限大の剛性を有する地盤

設定条件(II): 無限大の剛性を有してはいないが、下方に一様な性質で連続した地盤である場合
地震動=入射波動+反射波動

図-26 観測地点の基礎地震動から建設地点の基礎地震動への受渡し

ながら、これを橋脚の地震応答解析に使用するまでの手順は図-25のようにまとめることができる。ここで、地盤上の観測地点における基礎地震動から橋脚地点の基礎地震動への受け渡しは、基礎の選定条件に応じて図-26に示すとおりに分類される。

板島橋の場合には、洪積世の砂礫層(基盤)とその上の沖積世のローム質シルト層(表層地盤)のインピーダンス比 α は2章に述べたように約0.25程度となる。この値は微小ひずみ時の値であり、強震時には、高層に生じるせん断ひずみ振幅の大きさを考慮すると、インピーダンス比はもう少し小さくすることができると考えられるが、いずれにしても上記の(I)の条件を満たすように基盤の剛性が表層地盤の剛性に比較して十分大きいと考えることはできない。一方、板島橋周辺の巨視的な地盤構成は図-6に示したとおりであり、洪積世の砂礫層の下には地中深部まで続くと考えられる中生代白亜紀の岩が存在している。したがって、上記(I)の条件からは、白亜紀の岩盤を基盤とするのが最も望ましいが、板島橋周辺では岩盤に至るまでのボーリング資料が得られていない。そこで、岩盤層から洪積世の砂礫層に入射してくる地震波は表層地盤の影響を比較的に受けていないと考えられるため、上述した基盤条件(II)から、ここでは、洪積層の砂礫層の上面を基盤ととり、この面に入射する地震波を用いて表層地盤の地震応答を計算することとした。

7. ケーソン橋脚の地震応答解析および実測記録との比較照合

[1] 日向灘沖地震本震の場合

式(15)によりケーソン橋脚天端の地震応答を求めるために、まず地盤上の観測地点で記録された地震動の加速履歴記録からその地点での基盤(洪積世の砂礫層)への入射波を図-27のように計算した。図中には参考のため、

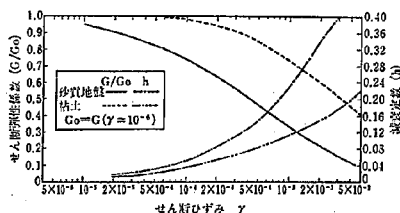


図-28 計算に用いた土のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性の関係

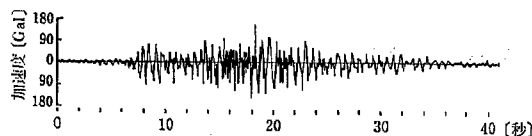
基盤面での反射波、および入射波と反射波の合成波(基盤地震動)も同時に示されている。次に、この基盤入射波を橋脚地点の基盤(洪積世の砂礫層)に作用させて、基盤での地震動を計算した。ここで、これら一連の基盤地震動の計算は、地盤の剛性ならびに履歴減衰定数のひずみ依存性を考えた等価線形の重複反射法で行なった。計算に際しては式(4)を基本として室内実験結果に基づき地盤の剛性および履歴減衰とせん断ひずみの関係を図-28のようにとった。このようにして基盤地震動の計算に用いた地盤の諸定数は表-5に示すとおりである。

次に、このようにして求めた橋脚地点での基盤地震動を図-23のケーソン橋脚解析モデルの基盤に作用させて、橋軸方向および橋軸直交方向のそれぞれに対して式(33)および式(36)から橋脚天端の絶対加速度応答を日向灘沖地震の本震の場合に対して計算すると図-29のように求められる。図中には、比較のため、橋脚天端での実測加速度記録も同時に示している。

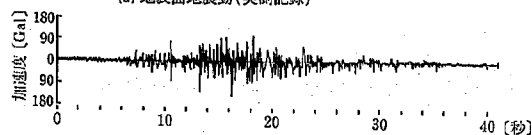
この計算では、式(20)の右辺第2項の減衰項は無視し、板島橋と同種の橋梁に対する起振係を用いた実物橋脚の振動実験の結果等を参考にして、式(28)の減衰定数 h_1 を20%と仮定している。また、ケーソン橋脚と周辺地盤を結ぶばね定数は式(9)~(12)により表-6に示す値を用いている。このようにして計算上求められたケーソン橋脚およびその周辺の地盤の固有振動数は表-7に示すとおりであり、橋脚地点の地盤の応答計算に用いた地盤の諸定数は表-8に示すとおりである。なお、表-5~8には後述の日向灘沖地震の余震および豊後水道沖地震の場合の結果も示している。

このようにして求めた計算値と実測値を比較すると、橋軸方向および橋軸直交方向のいずれの場合も計算値は実測値の全体的な特徴をよく表わしており、特に13秒から21秒にかけての主要動付近では、位相特性、振幅特性とも両者はよく一致しているのがわかる。このようなことから、上述した解析モデルは、板島橋橋脚の地震応答特性を比較的精度よく近似していると考えられる。

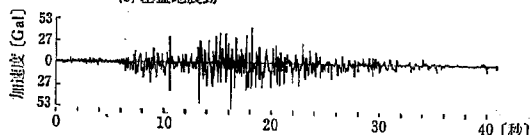
次に、図-29に示した解析結果をさらに改善する余地があるかどうかを検討し、併せて、解析に用いた諸定数の



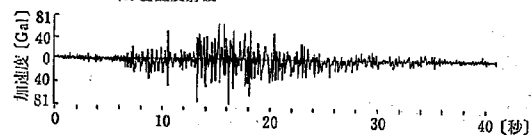
(a) 地表面地震動(実測記録)



(b) 基盤地震動



(c) 基盤反射波



(d) 基盤入射波

(1) 橋軸方向



(a) 地表面地震動(実測記録)



(b) 基盤地震動



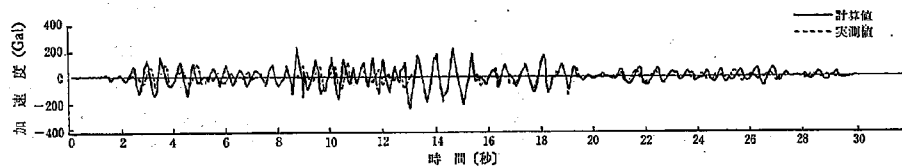
(c) 基盤反射波



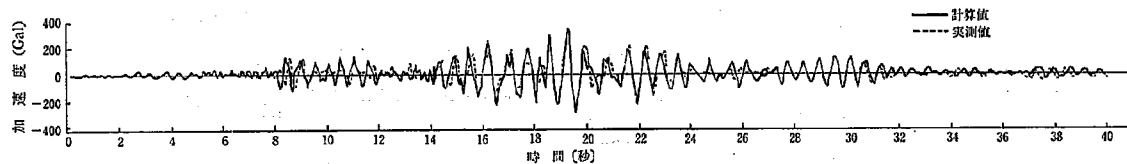
(d) 基盤入射波

(2) 橋軸直角方向

図-27 地表面地震動とこれより計算した基盤の地震動、入射波および反射波(日向灘沖地場の場合)



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直交方向

図-29 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較（橋脚天端加速度応答）

表-5 地盤上の観測地点における基礎地震動の計算に用いた地盤定数

指定数	地盤番号	微小せん断ひずみ時	日向懸沖地震	日向懸沖地震(余震)	豊後水道沖地震
せん断弾性波速度 V_s (m/sec)	1	107	90	105	83
	2	125	105	123	105
	3	145	122	143	121
	4	125	105	123	108
	5	480	480	480	480
せん断弾性係数 G_s (t/m ²)	1	1,752	1,243	1,700	1,051
	2	2,710	1,930	2,629	1,897
	3	2,789	1,985	2,705	1,952
	4	2,870	2,044	2,783	1,722
	5	51,722	51,722	51,722	51,722
減衰定数 η [%]	1	—	10	5	12
	2	—	10	5	8
	3	—	10	5	8
	4	—	10	5	12
	5	—	—	—	—
せん断ひずみ γ ($\times 10^{-4}$)	1	—	4	0.8	15
	2	—	4	0.8	10
	3	—	6	1	8
	4	—	7	1	10
	5	—	—	—	—
最終的に用いた G_s 微小ひずみ時の G_s	1	—	0.7	0.97	0.6
	2	—	0.7	0.97	0.7
	3	—	0.7	0.97	0.7
	4	—	0.7	0.97	0.6
	5	—	—	—	—

(注) 地盤番号は、図-4に示したせん断弾性波速度の測定結果が不適切に変化する点を境に地表から順に打った番号であり、No.1～No.5はそれぞれ地表～地下4m、地下4m～8m、地下8m～13m、地下13m～16.5m、地下16.5m以下の地盤に相当する。ここで、No.5は基礎ととなっている。

表-6 地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数

ばね定数 [t/m, t/m/rad]	日向懸沖地震	日向懸沖地震 (余震)	豊後水道沖地震
K_{H1}	1,744	2,417	1,496
K_{H2}, K_{H3}	3,488	4,833	2,991
K_{H4}	3,565	4,940	3,317
K_{H5}, K_{H6}, K_{H7}	3,642	5,048	3,642
K_{H8}	4,444	6,160	4,446
K_{H9}, K_{H10}	5,246	7,273	5,250
K_{H11}	10,748	14,894	9,588
K_{H12}	13,541	18,762	11,606
K_{H13}	10,833	15,010	9,234
K_{H14}	60,768	82,857	59,994
K_{θ}	1.66×10^3	1.66×10^3	1.66×10^3

(注) ばね定数 K_{H1} (1～14)は井筒ばね定数を表わし、図-23の番号 i に対応する。 K_{H11} は基礎底面のせん断ばねを考慮している。

影響度を検討するために、上記の解析モデルを基本として、解析に用いた諸定数を変化させた試算を以下のように行った。

表-7 ケーソン橋脚および周辺の表層地盤の固有振動数 (H_z)

地 震 名	地 盤		橋 脚	
	一 次	二 次	一 次	二 次
日向懸沖地震	1.6 (1.6)	4.9 (4.9)	2.8 (2.7)	7.8 (7.6)
日向懸沖地震(余震)	1.9 (1.9)	5.7 (5.7)	3.1 (3.0)	8.3 (8.2)
豊後水道沖地震	1.6	4.7	2.7	7.7

(注) 上段は橋脚方向、下段の()内は橋脚直交方向の固有振動数を示す。

に行なった。ここで、橋脚方向および橋脚直交方向のいずれの場合も同程度に解析値は実測値の特徴を再現していると考えられるため、ここでは代表として橋脚方向を試算例に取り挙げて検討することとした。

(1) 透散減衰定数の影響

図-29に示した結果では、式(28)で定義した減衰定数 h_s を20%と仮定している。この減衰定数は式(31)からわかるように、ケーソン橋脚の内部減衰定数とケーソン橋

表-8 橋脚位置における表層地盤の地震応答計算に用いた地震定数

諸定数	地震番号	最小せん断ひずみ時の 日向地盤	日向地盤 (全長)	日向地盤 の水深
せん断弾性波速度 V_s [m/sec]	1	107	90	83
	2	125	105	105
	3	137	115	135
	4	195	163	151
	5	480	480	480
せん断弾性係数 G_s [t/m ²]	1	1,966	1,390	1,926
	2	2,073	1,451	2,011
	3	2,490	1,742	2,415
	4	7,760	5,432	7,527
	5	51,722	51,722	51,722
減衰定数 δ [%]	1	—	10	5
	2	—	10	5
	3	—	10	5
	4	—	10	5
	5	—	—	—
せん断ひずみ γ ($\times 10^{-4}$)	1	—	5	0.9
	2	—	7	1.2
	3	—	7	1.3
	4	—	2	0.5
	5	—	—	—
最終的に用いた G_s 最小ひずみ時の G_s	1	—	0.7	0.97
	2	—	0.7	0.97
	3	—	0.7	0.97
	4	—	0.7	0.97
	5	—	—	—

(注) 地震番号は、図-1に示したせん断弾性波速度の測定結果が不適切に判定する点を地盤から順に打った番号であり、No. 1～No. 5はそれぞれ地表～地下5m、地下5m～地下10m、地下10m～14.5m、地下14.5m～地下18m、地下18m以下の地盤に相当する。ここで、No. 5は基礎ととっている。

脚から周辺地盤に逃げる逸散減衰定数の和として定義されている。前者に起因する減衰定数は、鉄筋コンクリートにひび割れや圧潰が生じない弾性的な挙動をする範囲内では、一般に小さいと考えられることから、大部分は後者に起因する減衰と考えられる。逸散減衰定数については、実橋に対する起振機実験等いろいろな角度から検討されており、加振振幅の大きさや加振方向等によって変化する事が知られている。既存の実験結果を参考にすれば、本解析で対象としたような深く根入れされたケーソン橋脚の場合には、減衰定数は10～30%程度と報告されている事例が多い。

そこで、図-29を計算するの用に用いた解析モデル(基本モデル)を用いて、減衰定数だけを10%とした場合および30%とした場合の両者に対して、橋軸方向の橋脚天端の応答加速度を求めると図-30のようになる。この結果を

先に示した図-29と比較すると、減衰定数を10%とした場合には計算により求めた加速度は実測値に比べてやや大きくなり過ぎており、また、波形の全体としての一致度も図-29に示した基本モデルの場合の方が優れている。これに対して、減衰定数を30%とした場合には、計算値は基本モデルとおおむね同程度に実測結果と一致しており、図-29に示した結果と著しい違いは生じていない。

以上のような点から、逸散減衰定数を変化させることの効果は減衰定数が20%から30%の間ではそれほど顕著ではなく、この範囲内ではいずれの場合も実測値の特徴をよく再現すること、また、減衰定数を10%とすることはやや過少な減衰力の見積りになることがわかる。

(2) ケーソン橋脚と地盤を結ぶばね定数の影響

ケーソン橋脚と周辺地盤を結ぶばね定数の影響を検討するために、図-29に示した基本モデルを用い、ばね定数を表-6に示した値の2倍にとった場合に対して橋脚天端の応答加速度を計算した。この結果を図-31に示す。この場合のケーソン橋脚の一次および二次の固有振動数はそれぞれ3.4 Hzおよび9.2 Hzとなり、基本モデルの固有振動数2.8 Hzおよび7.8 Hzに比較して、20%程度高くなっている。

図-31によれば、ばね定数を2倍とした場合の計算値は基本モデルによる計算値とおおむね同程度に実測値と一致しており、基本モデルから高い方に20%程度固有振動数を移動させても橋脚天端の応答にはほとんど影響しないことがわかる。

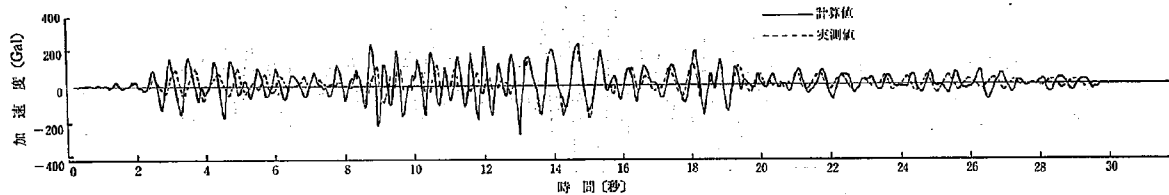
(3) 附加質量の影響

図-29に示した結果では(式13)で定義したケーソン橋脚に対する附加質量は無視している。そこで、附加質量を見込んだ場合の影響を検討するために、ケーソン周辺の地盤のうち、仮にケーソン外周面からケーソン半径の3倍の範囲内の土がケーソン橋脚と同位相で振動するとみなし、ケーソン橋脚への附加質量として作用すると仮定した場合の橋脚天端の応答加速度を計算した。この結果を図-32に示す。ここで、計算上のケーソン橋脚の一次および二次の固有振動数はそれぞれ1.8 Hzおよび4.2 Hzである。

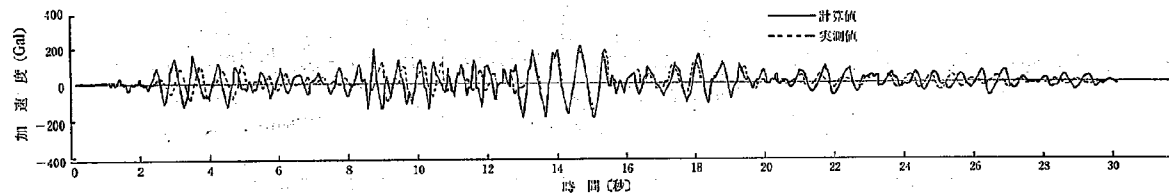
図-32によれば、附加質量を考慮した場合の計算精度は図-29に示した基本モデルの場合に比較して低下しており、附加質量を考慮することにより解の精度の向上を図ることはできなかった。この原因は後述するように、本質的な附加質量の効果そのものよりも、ケーソン橋脚の基本固有振動数が低下したことにあると思われる。

(4) ケーソン橋脚に卓越する振動数成分の解析

前章で推論したように、橋脚は地震時の周辺地盤の運動におおよそ従って運動するという仮説をとらず、1.3～1.8 Hzに卓越する振動数(日向灘沖地盤の場合には1.5



(a)減衰定数 $h=10\%$ の場合



(b)減衰定数 $h=30\%$ の場合

図-30 日向灘地震に対する定測値と計算値の比較（橋軸方向の応答）

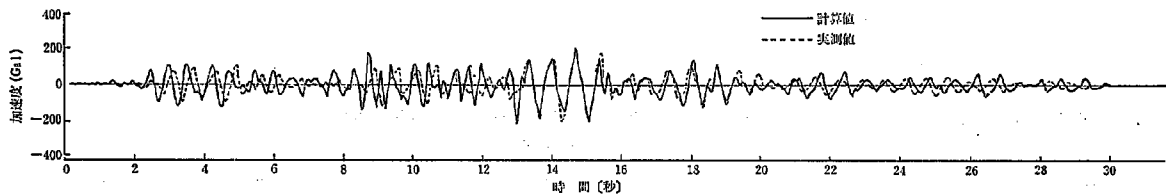


図-31 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較（ばね定数を図-29に用いた値の2倍とした場合、橋軸方向の応答）

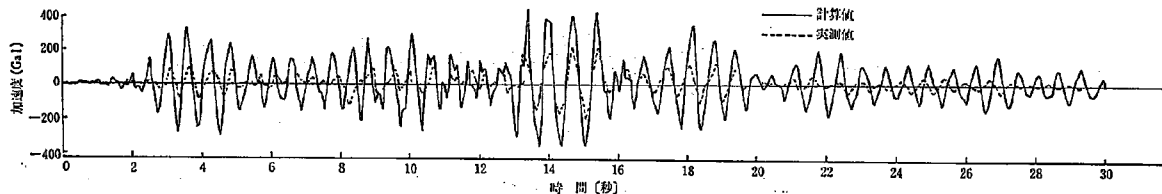


図-32 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較（附加質量を考慮した場合、橋軸方向の応答）

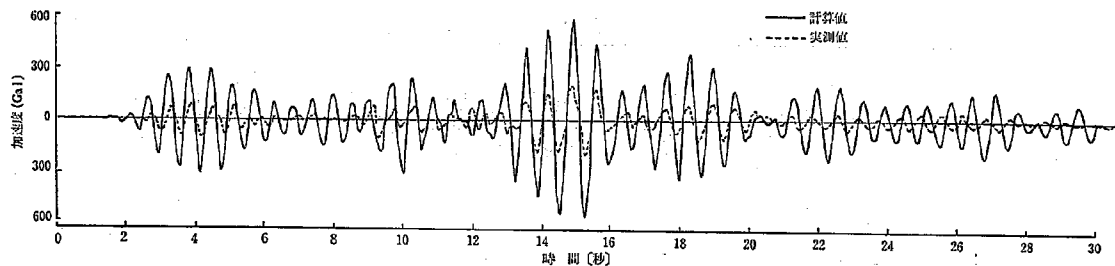


図-33 日向灘沖地震に対する実測値と計算値の比較（地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数を図-29の場合の1/2.5倍とした場合、橋軸方向の応答）

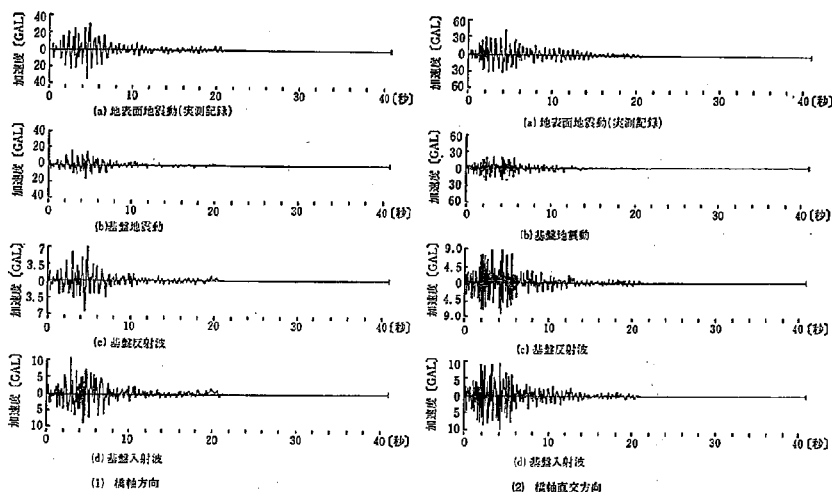
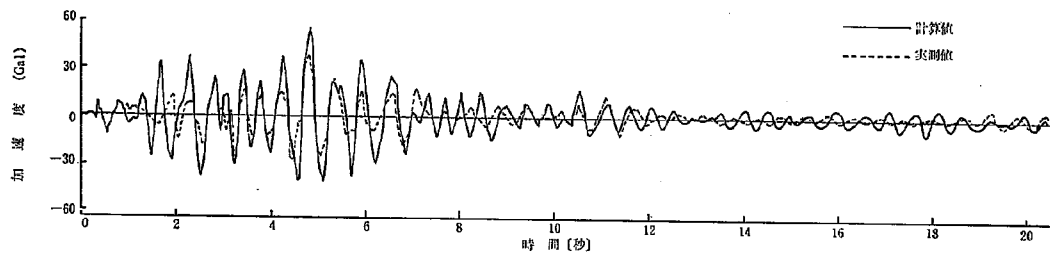
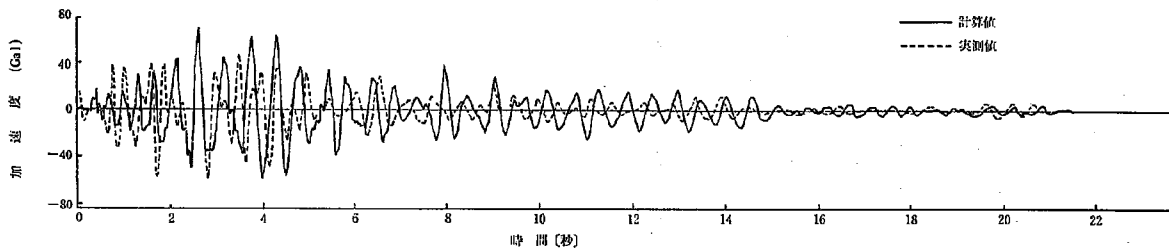


図-34 地表面地震動とこれより計算した基礎の地震動、入射波および反射波(日向灘沖地震の余震の場合)



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直交方向

図-35 日向灘沖地震の余震に対する実測値と計算値の比較（橋脚天端の加速度応答）

表-9 地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数を变化させた場合の計算上求められる固有振動数の変化(日向灘沖地震, 橋軸方向)

ばね定数 K_{11}, K_0	地 盤		橋 脚	
	1 次	2 次	1 次	2 次
基 本 値	1.6	4.9	2.8	7.8
基本値 $\times 1/10$	1.6	4.9	1.0	3.6
基本値 $\times 10$	1.6	4.9	4.6	13.1

(注) 基本値とは表6に示す値を表わしている。

Hz) はあくまでケーソン橋脚自身の基本固有振動数であると考えた場合の試算例として、地盤と橋脚を結ぶばねの剛性を变化させることにより橋脚の基本振動数が 1.5 Hz に近い解析モデルを作った。すなわち、ケーソン橋脚と地盤を結ぶばね定数を变化させるとケーソン橋脚の基本固有振動数は表-9 に示すように变化する。この結果によれば、ばね定数を図-29 の計算に用いた値の 1/2.5 程度の値にするとケーソン橋脚の基本固有振動数は 1.5 Hz に近くなる(実際にこの条件で計算すると 1.52 Hz と求められた)。

このようにして求めた解析モデルを用いて、上述の場合と同じ減衰定数で計算した絶対加速度応答を実測値と比較すると図-33 のようになった。この結果では、あきらかに計算値は実測値と大きくかけ離れており、両者は全く一致していない。念のため、この条件で減衰定数を

40% に上げて計算してみたが、計算値は実測値の特徴を再現することができなかった。このような点は前章に示した考え方の妥当性を側面から支持しているものと考えられる。

[2] 日向灘沖地震(余震)

上述した日向灘沖地震の本震の場合と同様の手法で、日向灘沖地震の余震の場合につき基盤地震動を求め(図-34)、これをもとに橋脚天端の絶対加速度応答を橋軸方向および橋軸直交方向に対して計算し、これを実測値と比較すると図-35 のようになる。ここで、地盤とケーソン橋脚を結ぶばね定数、履歴減衰定数、逸散減衰定数は上述の日向灘沖地震の場合と同一の考え方で定めており、それぞれ表-6 および表-8 に示したとおりである。この結果によれば、日向灘沖地震の余震の場合、特に橋軸方向の場合には上述の日向灘沖地震の本震の場合(図-29)と同程度に計算値は実測値の位相および振幅特性の特徴を表わしていると考えられる。

[3] 豊後水道沖地震

日向灘沖地震の場合と同一の考え方で表-6 および表-8 のように諸定数を定め、図-36 に示す基盤地震動から橋軸方向に対して橋脚天端の絶対加速度応答を計算し、これを実測値と比較すると図-37 のようになる。この場合に

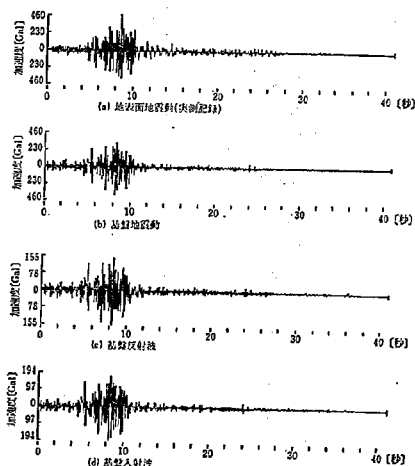


図-36 地表面地震動とこれより計算した基盤の地震動, 入射波および反射波(豊後水道沖地震の場合, 橋軸方向)

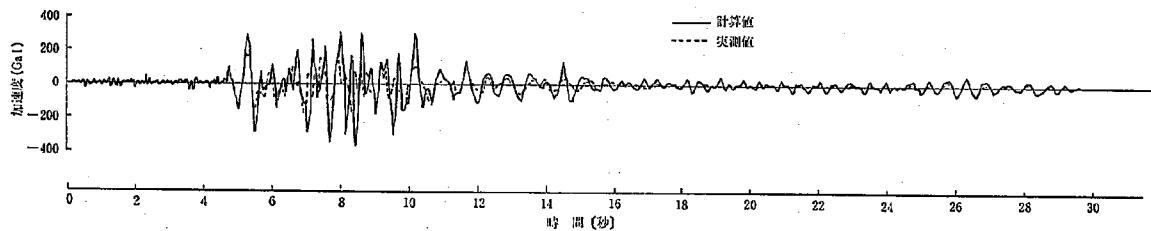


図-37 豊後水道沖地震に対する実測値と計算値の比較（橋脚天端の加速度応答，橋軸方向）

も計算値は実測値と比較的によく一致しているが、上記2地震の場合と比較すると、やや一致度が低い。この原因としては、豊後水道沖地震では地震動の卓越振動数成分がケーソン橋脚の基本固有振動数に近いからケーソン橋脚は単に周辺地盤の地震時の運動に従って振動するばかりではなく、ケーソン橋脚独自の振動もある程度励起されており、このような場合には地盤とケーソン橋脚を結びあね定数を初め、ケーソン橋脚の振動に係る諸定数をより慎重に定めることが必要とされるためと考えられる。

8. 結 語

既往の被害例をみると、橋の耐震性の向上を図るためには、下部構造とその周辺地盤の動的応答特性のかかり合いを適切に把握することが重要である。本研究では愛媛県宇和島の坂島橋を対象とし、橋脚とその周辺地盤上で1968年4月の日向灘沖地震および1968年8月の豊後水道沖地震にそれらの余震を加えた合計4回の地震により観測された加速度強震記録をもとに、P2ケーソン橋脚の動的特性を検討した。本解析の結果得られた結論は以下のとおりである。

(1) 日向灘沖地震およびその余震により地盤上の観測点で採取された加速度強震記録に含まれる最も卓越した振動数成分は1.3~1.6 Hzである。その次に卓越する振動数成分はいずれの場合にも最も卓越した振動数成分の約3倍に相当する振動数となっており、地盤構成の特徴から、本地点では洪積世の土層の上面を基盤面とし、その上に堆積した表層地盤のせん断振動に伴う1次および2次の振動が卓越して表われていると考えられる。また、この場合には、強震記録に上記1次および2次のせん断振動に対応する以外の著しい振動数成分が含まれていないことから、基盤に入射した地震動そのものが1.3~1.6 Hzの近傍で卓越した成分を有していたと考えられる。

これに対して、豊後水道沖地震の本・余震の場合には、強震記録に多くの卓越振動数成分が含まれており、この結果からだけでは直接地盤の固有振動数を推定することはできないが、地盤構成ならびに上記の日向灘沖地震に対する検討結果を考え合わせると1.4 Hz付近が表層地盤の1次、4.3 Hz付近が2次の固有振動数と見なすことができる。また、この場合には、強震記録に卓越する振動数成分の中で表層地盤の1次および2次の固有振動数に対応しない振動数成分、すなわち、4 Hz~5 Hzの振動数が基盤に入射した地震動そのものに卓越していた成分と考えられる。

(2) 地盤上の最大加速度に対する橋脚天端の最大加速度の比 β は、日向灘沖地震の本・余震では1.1~1.7の

範囲にあるのに対し、豊後水道沖地震の本・余震では0.4~0.6の範囲にあり、両者には著しい違いがある。これは(1)に示した基盤への入力地震動の卓越振動数成分の違いが主要な原因と考えられる。

(3) 強震記録から求めた地震時の表層地盤の基本固有振動数は(1)に示したように1.3~1.6 Hzであり、一方、PS検層に基づくせん断弾性波速度をもとにして計算した微小せん断ひずみ時の表層地盤の基本固有振動数は1.9 Hzである。両者は一見矛盾するように見えるが、地盤のせん断剛性はひずみ量に依存して変化し、いま、地震時の表層地盤のせん断剛性 G_1 と微小ひずみ時の地盤のせん断剛性 G_0 の比 G_1/G_0 を0.5~0.6程度と考えれば、両者の基本固有振動数の違いを合理的に説明することができる。なお、現在までの土の剛性のひずみ依存性に関する室内実験結果に照らしてせん断ひずみによる0.5~0.6程度のせん断剛性の低下は妥当と考えられる。

(4) 橋脚天端の強震記録に含まれる最も卓越した振動数成分は、日向灘沖地震の本・余震および豊後水道沖地震の本震（豊後水道沖地震の余震では橋脚上の記録は採取されていない）のいずれの場合にも表層地盤の基本固有振動数とおおむね一致しており、1.3~1.8 Hzの範囲にある。

(5) 地盤上の観測地点および橋脚天端の強震記録を用いて地盤上に橋脚天端に至る伝達関数を求めると、約4 Hz以上の振動数領域ではそれ以下の振動数領域に比較して増幅率は一般に小さく、ケーソン橋脚が一種のローパス・フィルターとしての機能を果たしていることを示している。また、0.5~4 Hzの範囲では増幅率はゆるやかに変化する、この結果だけでは明瞭なケーソン橋脚の固有振動数を識別することはできない。本橋脚では、起振機等による加振実験が行われていないため、ケーソン橋脚~地盤系の固有振動数を直接推定することができないが、後述する橋脚応答の解析結果と実測値の比較照合より推定すると、(i) 橋脚~地盤系の基本固有振動数を1.8 Hzとすると解析値は実測値と一致しなくなり、1.8 Hzは過小の値である、(ii) 基本固有振動数を2.8 Hz程度とすると解析値と実測値は最もよく一致するが、これを3.4 Hzにまで高めても結果にはそれほど影響はないこと、等から、2.8 Hz程度と見積るのが最も妥当と考えられる。なお、これは日向灘沖地震の本震の場合の推定値であり、ケーソン橋脚に対する表層地盤の拘束効果が地盤に生じるひずみによって変化すると考えると、微小振動時の基本固有振動数はこの値よりもさらに高くなると考えられる。

(6) 地盤上の観測点で採取された強震記録の卓越振動数は時間軸に対して非定常に変動する。すなわち、卓越振動数は記録の始終端（1.9 Hz程度）に比較して主要動

付近では一般に低下し、たとえば、日向灘沖地震の橋脚直交方向の場合には、1.3 Hz まで低下している。これは地盤のせん断剛性のひずみ依存性により地盤の卓越振動数成分が時間とともに変化することを示していると考えられる。なお、1.9 Hz という振動数は(3)に示した PS 検層より求めた微小ひずみ時の地盤のせん断弾性波速度から推定した表層地盤の基本固有振動数に近く、両者は矛盾しない。

(7) 卓越振動数の非定常性は橋脚天端の強震記録にも現われており、その変動の様子は(6)に示した地盤上の強震記録とほとんど同じである。このことは、橋脚天端の応答に現われている非定常性がケーソン橋脚を取り巻く直近の地盤の軟化により生じたというよりも、むしろケーソン橋脚周辺の表層地盤そのものの剛性の低下に伴って生じたことを示していると考えられる。

(8) (3), (4), (5), (6) を総合すると、本ケーソン橋脚は橋脚周辺の表層地盤の影響を強く受け、その動きにおおむね従って振動したと考えられる。

(9) 日向灘沖地震の本・余震および豊後水道沖地震の本震に対して地盤上の観測点で採取された強震記録から橋脚天端の地盤応答加速度（絶対加速度）を計算し、これを実測値と比較した結果、解析値は時間領域において、主要動付近の実測値の特徴をよく再現した。したがって、本論に示した解析手法は板島橋橋脚のように深く根入れされたケーソン橋脚形式の橋の地盤応答を解析するうえで有効であると考えられる。

(10) (9)の解析においては、ケーソン橋脚の内部減衰定数とケーソン橋脚から周辺地盤に逃げる逸散減衰定数の和として定義した減衰定数を20%とした場合の解析結果が最もよく実測結果の特徴を再現することができた。また、日向灘沖地震に対する試算結果によれば、減衰定数を変化させることの効果は、1.8 Hz に下げると解析値と実測値の一致度は著しく悪くなった。

(11) ケーソン橋脚の解析モデルにおいて、附加質量を考慮する効果および地盤とケーソンを結ぶばねの剛性を変化させる効果は、いずれも、ケーソン橋脚～地盤系の固有振動数の変化として結果に現われてくる。日向灘沖地震に対する試算結果によれば、ケーソン橋脚～地盤系の固有振動数を2.8 Hz から3.4 Hz の範囲で変化させても、橋脚天端の地盤応答の解析値は実測値の特徴をよく再現することができたが、1.8 Hz に下げると解析値と実測値の一致度は著しく悪くなった。

(12) 地盤と構造物の運動のかかり合いは一般に、(i) 周辺の表層地盤の固有振動数、(ii) ケーソン橋脚～表層地盤系の固有振動数、(iii) 入力地震動の卓越振動数、の三者の関係に支配されると考えられる。本ケーソン橋脚

の場合には、ケーソン橋脚～表層地盤系の基本固有振動数が周辺の表層地盤の基本固有振動数よりもやや高かったため、結果として(ii)の影響が顕著に現われず、(8)に示したように本ケーソン橋脚は周辺の表層地盤の運動に強く支配されて振動したと考えられる。今後は異なった型式の橋脚について地震時の実測資料を用いた実証的な解析により上記の三者の関係を明らかにすることが必要とされる。

9. あとがき

板島橋を例にとり、地盤中に深く根入れされたケーソン橋脚の地震応答特性を、橋脚天端およびその周辺地盤上の2箇所で同時に観測された合計4回の加速度強震記録をもとに解析した。本研究で対象にしたのは、ケーソン橋脚の基本固有振動数が周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数よりわずかに高く、また、作用した地震動の卓越振動数成分が表層地盤のせん断振動の基本固有振動数におおむね等しい場合（日向灘沖地震およびその余震）およびこれより高い場合（豊後水道沖地震およびその余震）である。

本解析の結果、橋脚天端の地盤応答に主として含まれる振動数の成分はケーソン橋脚周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数と良く一致しており、本ケーソン橋脚は周辺地盤の運動の影響を強く受け、その運動におおむね従って運動していることが明らかにされた。このような状態で構造物が地盤中で振動することは、沈埋トンネル等の線状地中構造物や地下タンク等においてはすでに明らかにされている所であり、ケーソン橋脚も深く根入れされている場合には本質的にこれらの構造物と類似した振動特性を有しているものと考えられる。このような点から考えれば、起振後等で橋脚天端をまたして求めた振動数と地震時にケーソン橋脚に卓越する振動数は直接には一致しない場合があり得ると考えられる。

地中に根入れされたケーソン橋脚がその周辺の表層地盤とおおむね同じように振動するということは、いわゆる狭い意味での地盤と構造物の動的相互作用が小さいことを意味している。本研究では日向灘沖地震の本震および余震の場合がこれに相当しているが、この場合には、橋脚から約400 m離れた地盤上で観測された地震動加速度記録を一度基盤の地震動に変換し、これを用いて計算した橋脚天端の絶対応答加速度は、時間領域において主要動付近の実測値の特徴を比較的良く再現した。また、豊後水道沖地震の場合にも同様な手法を用いて求めた計算値は実測値の特徴をある程度再現することができたが、上記2地震の場合に比較すると解析精度には、今後に検討の余地を残している。この原因は、一つには大き

な意味で、ケーソン橋脚が周辺地盤とともに振動するとしても入力地震動の特性によっては自己の固有振動が励振される場合があること、もう一つは直近の地盤に対する表層地盤の地震応答計算の精度にあるものと考えられる。地中に深く根入れされたケーソン橋脚がその周辺の表層地盤の影響を強く受けているとすれば、この種の橋の耐震設計を合理化するためには、地震時の地盤の運動を正しく推算することが必要とされる。今後この方面の実証的データの蓄積と解析手法の一層の開発が期待される。また、今回は根入れの深いケーソン橋脚を取り扱ったがその他の基礎形式についても強震記録に基づいた実証的な解析が求められる。

謝 辞

本研究は、土木研究所試験研究費「地盤と構造物の動的相互作用」(特別研究)の一部として昭和52年度および53年度に実施した研究結果をまとめたものである。本研究に対する資金的援助を与えた建設省ならびに土木研究所の関係の方々に深くお礼申し上げる次第である。

さらに、本研究の実施に際しては、多方面からの御支援と御指導を賜った。愛媛県土木部道路建設課玉田幸男橋梁係長ならびに大川明久技官には地盤調査、構造条件に関する資料収集に関し、大変お世話になった。土木研究所大久保忠良、栗林栄一、ならびに本州四国連絡橋公団大橋昭光の各氏には本研究の遂行中終始支援を賜わるとともに本論文をまとめるに際し貴重な御助言を得た。ともに末尾ながらここに記し、厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) Iwasaki, T., Penzine, J. and Clough, R. W.: Literature Survey—Seismic Effects on Highway Bridges, Report No. EERC 71-11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
- 2) 栗林栄一, 岩崎敏男: 橋梁の耐震設計に関する研究(III)——橋梁の振動減衰に関する実測結果——, 土木研究所報告, 第139号, 昭和45年.
- 3) 栗林栄一, 岩崎敏男: 道路橋における松代群発地震の強震観測結果, 土木技術資料 8-10, 昭和41年.
- 4) 岩崎敏男, 若林進, 川島一彦, 高木義和: 土木構造物における加速度強震記録(No. 3), 土木研究所彙報第34号, 建設省土木研究所, 昭和53年.
- 5) 栗林栄一, 飯田裕, 福田富三: 坂島橋振動測定, 土木研究所資料第793号, 建設省土木研究所, 昭和50年.
- 6) Kanai, K.: Relation between the Nature of Surface Layer and Amplitude of Earthquake Motions, (1) BERI, 30 (1952), (2) BERI, 31 (1953), (3) BERI, 31 (1953), (4) BERI, 34 (1955).
- 7) Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy Dissipation in Seismic Vibration of a Framed Structure, BRRI, Vol. 13, pp. 698-714.
- 8) Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy Dissipation in Seismic Vibration of Actual Buildings, BRRI, Vol. 13, pp. 925-941.
- 9) Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy Dissipation in Seismic Vibration of a Six-Storeyed Structure, Resonance and Corresonance, BRRI, Vol. 14, pp. 134-145.
- 10) Sezawa, K. and Kanai, K.: Improved Theory of Energy Dissipation in Seismic Vibration of a Structure, BRRI, Vol. 14, pp. 164-188.
- 11) Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy Dissipation in Seismic Vibration of a Seven-Storeyed Structure, Nature of Corresonance, BRRI, Vol. 14, pp. 189-200.
- 12) Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy Dissipation in Seismic Vibration of Actual Buildings Predicted by means of an Improved Theory, BRRI, Vol. 14, pp. 377-386.
- 13) Sezawa, K. and Kanai, K.: Energy Dissipation in Seismic Vibration of an Eight-Storeyed Structure, BRRI, Vol. 14, pp. 514-524.
- 14) Sezawa, K. and Kanai, K.: Decay in the Seismic Vibration of a Simple or Tall Structure by Dissipation of their Energy into the Ground, BRRI, Vol. 13, pp. 681-697.
- 15) Yamahara, H.: Ground Motions during Earthquakes and the Input Loss of Earthquake Power to an Excitation of Buildings, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, 1970.
- 16) 山原浩: 地震時の地動と地震波の入力損失(第2報), 日本建築学会論文報告集, 第167号, 昭和45年1月.
- 17) 山原浩: 地震時の地動と地震波の入力損失, 日本建築学会論文報告集, 第165号, 昭和44年11月.
- 18) Penzien, J., Scheffey, C. F. and Parmelee, R. A.: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. ASCE, Vol. 90, No. EM 3, 1964.
- 19) Matsushima, Y.: Structure-Soil Interaction for Finite Element Hysteretically Damped Systems, Journal of Architectural Institute of Japan, No. 199, 1972.
- 20) 下坂茂: 建築物の振動減衰性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第257号, 昭和52年7月.

- 21) Seed, H. B., Lysmer, J. and Hwang, R.: Soil-Structure Interaction Analysis for Evaluating Seismic Response, Report No. EERC 74-6, University of California, Berkeley, 1974.
- 22) Minami, K. and Sakurai, J.: Earthquake Response Spectra for Soil-Foundation Building Systems, 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, 1977.
- 23) Duke, C. M., et al: Strong Earthquake Motions and Site Conditions—Hollywood, Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 60, No. 4, 1970.
- 24) Newmark, N. M., Hall, W. J. and Morgan, J. R.: Comparison of Building Response and Free Field Motion in Earthquake, 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India, 1977.
- 25) Hall, W. J., Morgan, J. R. and Newmark, N. M.: Travelling Seismic Waves and Structural Response, 2nd International Conference on Microzation, San Francisco, U.S.A., 1978.
- 26) Idriss, I. M. and Seed, H. B.: Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 4, 1968.
- 27) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- 28) 田治見宏: 耐震理論に関する基礎的研究, 東京大学生産研究報告, 8巻, 4号, 1959.
- 29) 土岐憲三: 不均質性地盤中にある構造物の応答, 第3回日本地震工学シンポジウム, pp. 73-80, 1970.
- 30) 政尾幸他: 深い基礎の振動特性に関する実験的研究, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp. 409-416, 1978.
- 31) 太田外気晴, 丹羽正徳, 上野薫: 軟弱地盤杭基礎構造物の地震応答性状, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp. 561-568, 1978.
- 32) 岩崎敏男, 川島一彦, 常田賢一: 強震記録に基づく地盤と構造物の動的相互作用, 橋梁, Vol. 14, 1978.
- 33) 川島一彦, 高木義和: 実河地中地震記録に基づく表層地盤の地震応答, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp. 121-128, 1978.
- 34) 星谷勝, 千葉利見, 草野直幹: 地震加速度波の非定常とシミュレーション, 土木学会論文報告集, 第245号.
- 35) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究 (II)—広範囲のひずみ領域における砂の動的変形特性—, 土木研究所報告第153号, 1980.
- 36) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, 1978.
- 37) Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Kawashima, K.: Dynamic Behavior of A Subsurface Tubular Structure, 5th European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1975.
- 38) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M.: Dynamic Behavior of Submerged Tunnel during Earthquake, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, 1975.
- 39) 浜田政則: 大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析, 土木学会論文報告集, 第273号, 昭和53年.
- 40) Richart, F. E., Hall, J. R. and Woods, R. D.: Vibration of Soils and Foundation, Prentice Hall, 1970.
- 41) 島海熱: 弾性地盤における機械基礎の水平振動理論計算, 建築学会研究報告, 24, 昭和26年.
- 42) 小堀輝二, 南井良一郎, 鈴木有, 日下部馨: 長方形基礎の Dynamic Ground Compliance (その一)—半無限弾性地盤の場合, 京都大学防災研究所年報, 10—A, 昭和42年.
- 43) 後藤尚男, 北浦勝, 宮脇幸治郎: 砂層中に根入れされた構造物の基礎の動的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第219号, 1973.
- 44) 田村浩一: 橋梁非筒基礎の耐震設計に関する基礎的研究, 鉄道技術研究所報告, No. 100, 鉄道技術研究所, 日本国有鉄道, 1976.
- 45) 田中努, 国井隆弘: 強震記録から推定される非筒基礎橋脚の復元力特性に関する研究, 第5回日本地震工学シンポジウム, p. 8, 553~560, 1978.
- 46) 佐武正雄, 浅野照雄: 地震記録に基づいたケーソン橋脚の地震応答特性, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp. 385~392, 1978.
- 47) 土岐憲三, 小松昭雄: 非筒基礎の地震応答解析に関する研究, 土木学会論文報告集, 第281号, pp. 28~40, 1979.
- 48) 樋口康三: 下部構造—地盤系の模型振動実験, 橋梁と基礎, 1978.
- 49) 栗林榮一, 川島一彦, 宮田忠明: 地震時における地盤の変形を考慮した基礎杭の応力算定法, 土木研究所資料第972号, 建設省土木研究所, 昭和49年.

- 50) 栗林栄一, 川島一彦, 木本正則, 宮田忠明: 基礎杭と地盤の動的相互作用に関する実験, 土木研究所資料第1039号, 建設省土木研究所, 昭和50年。
- 51) 栗林栄一, 川島一彦, 宮田忠明: 地震動入力の設定法に関する研究, 土木研究所資料第1192号, 建設省土木研究所, 昭和52年。
- 52) 栗林栄一, 川島一彦, 宮田忠明: 地震応答解析に用いる地震動入力に関する一考察, 土木技術資料, Vol. 20-4, 1978。
- 53) Iwasaki, T. and Kawashima, K.: Seismic Analysis of A Highway Bridge Utilizing Strong Motion Acceleration Records, Proc. of 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, U.S.A. 1978。
- 54) Iwasaki, T. and Kawashima, K.: Seismic Analysis of A Highway Bridges Considering Soil-Structure Interaction Effects, Proc. of South Pacific Regional Conference on Earthquake Engineering, 1979。
- 55) 川島一彦, 高木義和, 岩崎敏男: 橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響, 第13回土質工学研究発表会, 昭和53年。
- 56) 川島一彦, 高木義和, 岩崎敏男: 橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響, 第33回土木学会年次学術講演会, 昭和53年。
- 57) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和: 橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響およびその解析, 土木研究所資料第1372号, 建設省土木研究所, 昭和53年。
- 58) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和: 強震記録を用いた道路橋ケーソン橋脚の地震応答解析, 土木学会論文報告集, Vol. 293, 昭和55年。
- 59) 大橋昭光, 岩崎敏男, 川島一彦: 板橋の実測と解析, 第11回日本天然会議, 耐風耐震構造専門部会, UJNR, 1974。
- 60) 岩崎敏男, 川島一彦, 浅田博司: 動的相互作用の解析における遠散減衰のモデル化, 第7回土木学会関東支部発表概要集, 1980。

(昭和54年9月20日原稿受理)