

190
I S S N 0386—5878
土木研究所資料 第 1857号
マイクロフィルム 第 号

土 木 研 究 所 資 料

ケーソン基礎に支持された橋の地震応答特性

昭和57年 7 月

建設省土木研究所
耐震研究室

Copyright © 57年度 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

橋の耐震性は、入力地震動の特性と橋の構造特性によって決まる地震荷重と橋の保有している耐力の大小関係によって決定される。一般の道路橋（支間 200 m 以下）は、震度法もしくは修正震度法によって算出した設計荷重に対して、橋の各構造部分が十分な耐力を有するように耐震設計されている。しかしながら、最近、橋の模型振動実験、動的解析が多く行われるようになり、入力地震動の特性と橋の構造特性が橋の共振現象を生起させるような条件にある場合は、震度法もしくは修正震度法による設計荷重を上回る大きな地震荷重が作用することがわかってきた。

本資料は、一般的なケーソン基礎に支持された橋の地震応答特性を動的解析によって調査し、橋の動的応答を考慮した場合の地震荷重と修正震度法による設計荷重との比較を行い、地震時に作用する荷重と設計で考慮している荷重の相違に着目して橋の耐震性を検討した結果を報告するものである。

調査の対象は、4 種類の地盤上の一般的な 9 種類の橋脚を想定し、合計 36 ケースの地盤－橋脚系の動的解析を行って、各系の地震応答特性を調査した。その結果、地震と橋の固有周期が接近していると共振現象によって橋の地震応答が大きくなる一般的な傾向が得られた。また、地盤と橋の固有周期の接近度に着目して、動的解析による橋の地震応答と修正震度法による設計荷重の関係を整理し、地盤と橋の固有周期の接近度による橋の耐震性判定法の提案を行っている。

昭和 57 年 7 月

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 萩原 良二
小山 達彦
吉田 武史

目 次

まえがき

1. 調査対象の地盤およびケーソン基礎に支持された橋の諸元	1
1.1 地盤条件	1
1.2 ケーソン基礎に支持された橋の構造諸元	1
2. 修正震度法による静的解析	4
2.1 設計水平震度	4
2.2 修正震度法による断面力の算出	9
3. 動的解析モデルの設定	11
4. 入力地震動	17
5. 地震応答解析	18
5.1 減衰定数5%における地震応答	18
5.2 減衰の増加が応答に与える影響	21
5.3 地盤反力の低下が応答に与える影響	21
5.4 減衰定数20%における地震応答	25
5.5 地盤反力の低下を考慮した場合の地震応答	28
6. 静的解析（修正震度法）および動的解析による地震応答の比較	46
7. 結 論	60
あとながき	62
参考文献	62

1. 調査対象の地盤およびケーソン基礎に支持された橋の諸元

1.1 地盤条件

ケーソン基礎を支持する地盤として、一般的な設計条件で考えられる2種、3種および4種地盤を想定した。基盤としてはせん断弾性波速度 V_s が300 m/sec程度のものを想定した。ここで、2種地盤は主として洪積層から成る砂質土地盤、3種地盤は主として沖積層から成る砂質土地盤、4種地盤は軟弱な粘性土地盤を想定しており、各々の地盤の特性を表1-1に示す。

表1-1 想定地盤の特性

地盤種別 地盤特性	2種地盤	3種地盤	4種地盤		備考
地盤の特性値 $T_G^{1)}$	0.3 sec	0.5 sec	0.7 sec	0.9 sec	
内部摩擦角 ϕ	30°	20°	5°	0°	
粘着力 C	5 t/m ²	5 t/m ²	3 t/m ²	3 t/m ²	
地震時の地盤の特性値 $T_G^{*2)}$	0.38 sec	0.62 sec	0.88 sec	1.13 sec	$T_G^* \approx 1.25 T_G$
地震時のせん断弾性波速度 $V_s^* = (4H / T_G^*)$ 地震時のせん断弾性係数 $G_s^* = \left(\frac{V_s^{*2} \gamma}{g} \right)$	210 m/sec 814 kg/cm ²	129 m/sec 306 kg/cm ²	91 m/sec 152 kg/cm ²	71 m/sec 92 kg/cm ²	表層地盤の厚さ $H = 20m$ 単位体積重量 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
微小ひずみ振幅領域における せん断弾性波速度 $V_s = (4H / T_G)$ 平均N値 $N = (V_s / 90)^3$ 変形係数 $\alpha E_0 = \alpha \cdot 28 N$	267 m/sec 26 1456 kg/cm ²	160 m/sec 6 336 kg/cm ²	114 m/sec 2 112 kg/cm ²	89 m/sec 1 56 kg/cm ²	表層地盤の厚さ $H = 20m$ $\alpha = 2$
基盤	$V_s = 300 \text{ m/sec}$ $\alpha E_0 = 5000 \text{ kg/cm}^2$				

注：1) T_G は微小ひずみ振幅領域における地盤の1次固有周期を表わす。

2) T_G^* は地震時における地震動増幅の卓越周期を表わす。

1.2 ケーソン基礎に支持された橋の構造諸元

ケーソン基礎に支持された典型的な橋として次のような構造諸元を有する橋を想定し、その地震応答特性を調査した。

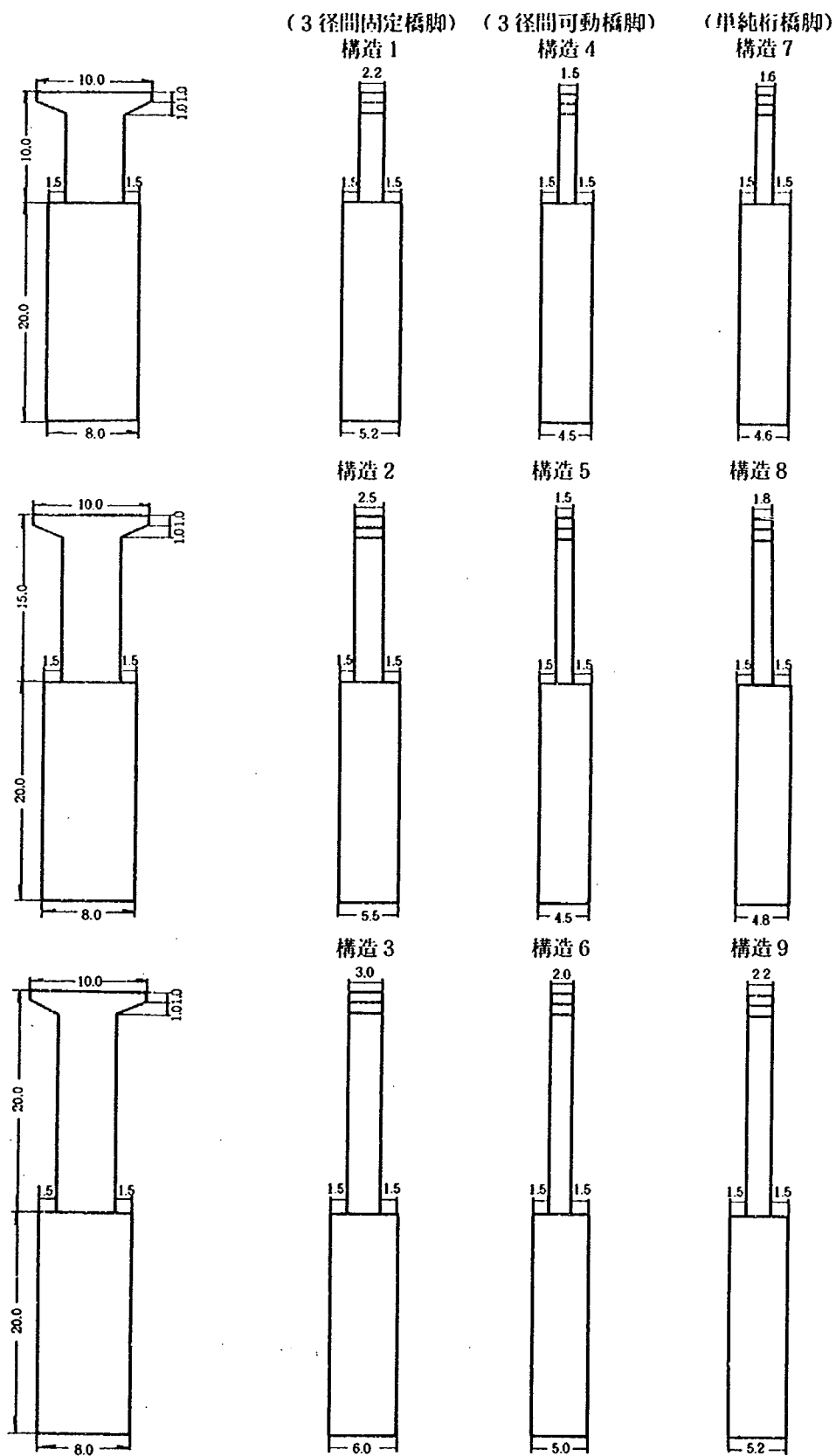
上部構造は支間30m、幅員10mとし、単位長さ当りの上部構造重量を10 ton と仮定した。この上部構造を支持する橋脚としては、3径間連続桁橋の固定支承を有する橋脚（以後、3径間固定橋脚と称する）、3径間連続桁橋の可動支承を有する橋脚（以後、3径間可動橋脚と称する）、および単純桁橋の固定および可動支承を有する橋脚（以後、単純桁橋脚と称する）を考え、各々の構造特性に応じた荷重条件

(地震時に橋軸方向に支持する上部構造重量)を設定した。また、橋脚躯体の高さは $h_p = 10\text{m}, 15\text{m}, 20\text{m}$ の 3 種類とし、ケーソン基礎は深さ 20m に位置する基盤に支持されているものとした。

上記の各橋脚の構造特性および荷重条件から設計上一般的に考えられている構造諸元を有する橋 (9 種類の橋脚 : 表 1-2, 図 1-1) を想定して、その橋軸方向の地盤応答特性を調査した。

表 1-2 調査対象橋の構造諸元

	橋軸方向に支持する 上部構造重量 (ton)	橋脚高 (m)	橋脚躯体幅 (橋軸方向) (m)	備 考
3 径間固定橋脚	900	10	2.2	構造 1
		15	2.5	構造 2
		20	3.0	構造 3
3 径間可動橋脚	0	10	1.5	構造 4
		15	1.5	構造 5
		20	2.0	構造 6
単純桁橋脚	300	10	1.6	構造 7
		15	1.8	構造 8
		20	2.2	構造 9



単位：m

図 1-1 調査対象橋の構造諸元

2. 修正震度法による静的解析

2.1 設計水平震度

設計水平震度は道路橋示方書・耐震設計編に基づいて式(2-1)によって算出した。

$$\left. \begin{aligned} k_{hm} &= \beta k_h \\ k_h &= \nu_1 \nu_2 \nu_3 k_0 \end{aligned} \right\} \quad (2-1)$$

ここに、

- k_{hm} : 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度
- β : 橋の固有周期による設計水平震度の補正係数(表2-1)
- k_h : 震度法における設計水平震度
- ν_1 : 地域別補正係数($\nu_1 = 1.0$ (A地域)を想定)
- ν_2 : 地盤別補正係数(表2-2)
- ν_3 : 重要度別補正係数($\nu_3 = 1.0$ (1級)を想定)
- k_0 : 標準設計水平震度($k_0 = 0.2$)

表2-1 橋の固有周期による設計水平震度の補正係数： β

地盤種別	固有周期T(sec)に対する β の値				
1 種	$T \leq 0.5$ $\beta = 1.0$	$0.5 < T \leq 0.625$ $\beta = 2T$	$0.625 < T \leq 1.12$ $\beta = 1.25$	$1.12 < T \leq 2.8$ $\beta = 1.40/T$	$2.8 < T$ $\beta = 0.50$
2 種	$T \leq 0.5$ $\beta = 1.0$	$0.5 < T \leq 0.625$ $\beta = 2T$	$0.625 < T \leq 1.4$ $\beta = 1.25$	$1.4 < T \leq 3.5$ $\beta = 1.75/T$	$3.5 < T$ $\beta = 0.50$
3 種	$T \leq 0.5$ $\beta = 1.0$	$0.5 < T \leq 0.625$ $\beta = 2T$	$0.625 < T \leq 1.68$ $\beta = 1.25$	$1.68 < T \leq 4.2$ $\beta = 2.10/T$	$4.2 < T$ $\beta = 0.50$
4 種	$T \leq 0.5$ $\beta = 1.0$	$0.5 < T \leq 0.625$ $\beta = 2T$	$0.625 < T \leq 2.0$ $\beta = 1.25$	$2.0 < T \leq 5.0$ $\beta = 2.50/T$	$5.0 < T$ $\beta = 0.50$

表2-2 地盤別補正係数 ν_2

地盤種別	1 種	2 種	3 種	4 種
補正係数 ν_2	0.9	1.0	1.1	1.2

なお、設計水平震度の補正係数 β を求めるための橋の固有周期は式(2-2)によって算出した。

$$\begin{aligned} T_p^* &= 2.01 \sqrt{\delta} \\ \delta &= \delta_p + \delta_o + \theta_o h_o \\ \delta_p &= \frac{W_u h^3}{3EI} + \frac{0.8 W_p h_p^3}{8EI} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_0 &= \frac{H_0 A_{rr} - M_0 A_{sr}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \\ \theta_0 &= \frac{-H_0 A_{rs} + M_0 A_{ss}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

ここに、

T_p^* : 対象とする 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を一つの構造系と考えた場合の固有周期 (sec)

δ : 耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の 80 % と、それが支持している上部構造部分の全重量を水平方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位 (m)

δ_p : 橋脚躯体の曲げ変形 (m)

δ_0 : 基礎の水平変位 (m)

θ_0 : 基礎の回転角 (rad)

h_0 : 耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

W_u : 対象とする橋脚躯体が支持する上部構造部分の重量 (t)

W_p : 橋脚躯体の重量 (t)

$E I$: 橋脚躯体の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_p : 橋脚躯体の高さ (m)

H_0 : 耐震設計上の地盤面における水平荷重 (t)

M_0 : 耐震設計上の地盤面における外力のモーメント ($t \cdot m$)

$A_{ss}, A_{sr}, A_{rs}, A_{rr}$: 耐震設計上の地盤面におけるつり合い方程式の係数

式 (2-1), (2-2) によって算出した橋脚系の設計水平震度を表 2-3 に示す。また、各々の橋の固有周期は基礎地盤の変形を無視する ($\delta = \delta_p$ とする) と表 2-4, 基礎地盤の変形を考慮する ($\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0$ とする) と表 2-5 のようになる。図 2-1 に各々の固有周期の分布を示す。

表 2-3 各橋脚系の設計水平震度

	橋脚高 h_p (m)	設 計 水 平 震 度			
		2 種 地 盤 $T_G = 0.3 \text{ sec}$	3 種 地 盤 $T_G = 0.5 \text{ sec}$	4 種 地 盤 $T_G = 0.7 \text{ sec}$	4 種 地 盤 $T_G = 0.9 \text{ sec}$
3 径間 固定橋脚	10.0	0.20	0.28	0.30	0.30
	15.0	0.25	0.28	0.30	0.30
	20.0	0.25	0.28	0.30	0.30
3 径間 可動橋脚	10.0	0.20	0.22	0.24	0.24
	15.0	0.20	0.22	0.25	0.30
	20.0	0.20	0.26	0.30	0.30
単 純 桁 橋 脚	10.0	0.20	0.22	0.30	0.30
	15.0	0.24	0.28	0.30	0.30
	20.0	0.25	0.28	0.30	0.30

表 2-4 各橋脚系の固有周期 (基礎地盤の変形を無視)

	橋脚高 h_p (m)	橋脚躯体幅 (橋軸方向) B (m)	上部工重量 W_U (t)	橋脚躯体重量 W_P (t)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)	変形量 δ_p (m)	固有周期 T_p^* (sec)
3 径間 固定橋脚	10.0	2.2	900.0	316.3	4.44	0.0287	0.34 (イ)
	15.0	2.5	900.0	515.6	6.51	0.0701	0.53 (ロ)
	20.0	3.0	900.0	806.3	11.25	0.1041	0.65 (ハ)
3 径間 可動橋脚	10.0	1.5	0.0	215.6	1.41	0.0059	0.15 (ニ)
	15.0	1.5	0.0	309.4	1.41	0.0285	0.34 (ホ)
	20.0	2.0	0.0	537.5	3.33	0.0497	0.45 (ヘ)
単 純 桁 橋 脚	10.0	1.6	300.0	230.0	1.71	0.0277	0.33 (ト)
	15.0	1.8	300.0	371.3	2.43	0.0733	0.54 (チ)
	20.0	2.2	300.0	591.3	4.44	0.1103	0.67 (リ)

注：() 内の記号は図 2-1 の記号と対応している。

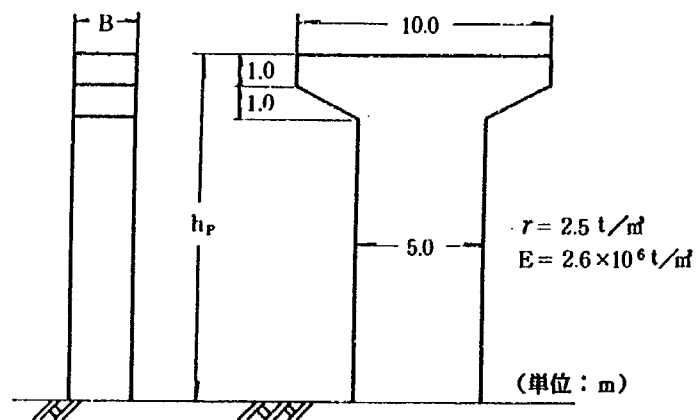
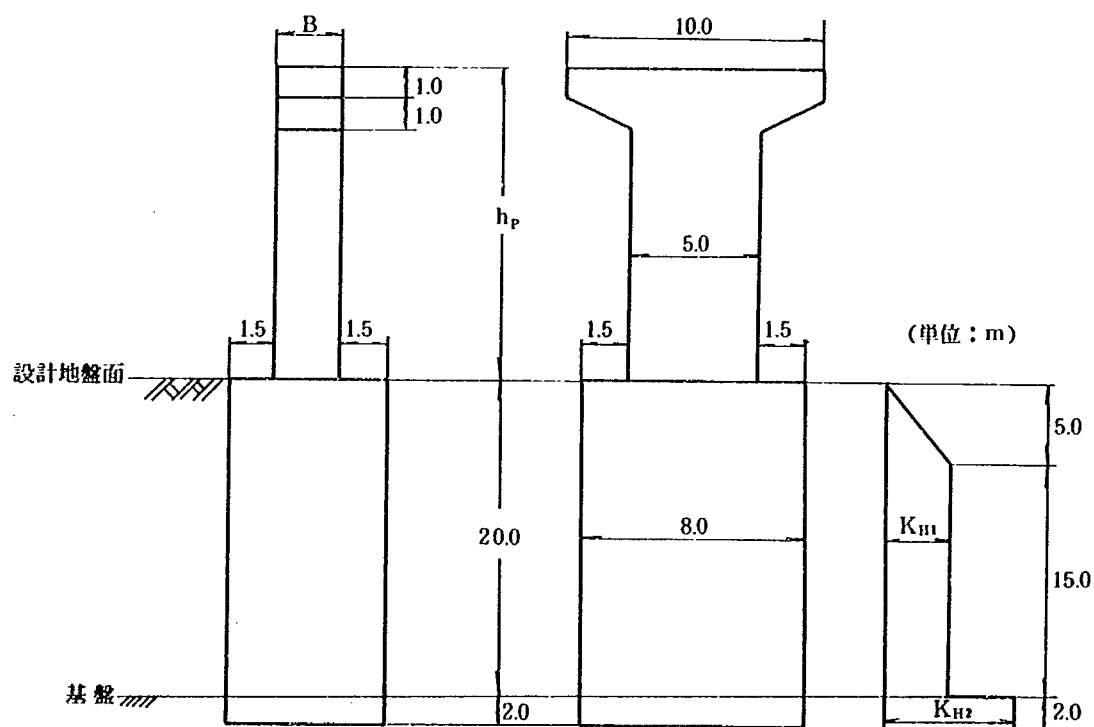


表 2-5 各橋脚系の固有周期 (基礎地盤の変形を考慮)

単位 (sec)

	橋脚高 h_p (m)	橋脚躯体幅 (橋軸方向) B (m)	2 種地盤 $T_G = 0.3 \text{ sec}$	3 種地盤 $T_G = 0.5 \text{ sec}$	4 種地盤 $T_G = 0.7 \text{ sec}$	4 種地盤 $T_G = 0.9 \text{ sec}$
3 径間 固定橋脚	10.0	2.2	0.44 (1)	0.63 (2)	0.88 (3)	1.07 (4)
	15.0	2.5	0.63 (5)	0.83 (6)	1.11 (7)	1.31 (8)
	20.0	3.0	0.77 (9)	1.00 (10)	1.31 (11)	1.52 (12)
3 径間 可動橋脚	10.0	1.5	0.18 (13)	0.25 (14)	0.34 (15)	0.42 (16)
	15.0	1.5	0.37 (17)	0.43 (18)	0.53 (19)	0.63 (20)
	20.0	2.0	0.49 (21)	0.59 (22)	0.74 (23)	0.86 (24)
単純桁橋脚	10.0	1.6	0.38 (25)	0.48 (26)	0.63 (27)	0.76 (28)
	15.0	1.8	0.59 (29)	0.69 (30)	0.86 (31)	1.00 (32)
	20.0	2.2	0.73 (33)	0.86 (34)	1.06 (35)	1.23 (36)

注 : () 内の数字は各橋脚系の整理番号 (構造番号) を示し, 図 2-1 の数字と対応している。



- 3 径間固定橋脚
- △ 3 径間可動橋脚
- 単 純 桁 橋 脚

※ () 内の記号, 数字は表 2-4, 表 2-5 の記号, 数字にそれぞれ対応している。

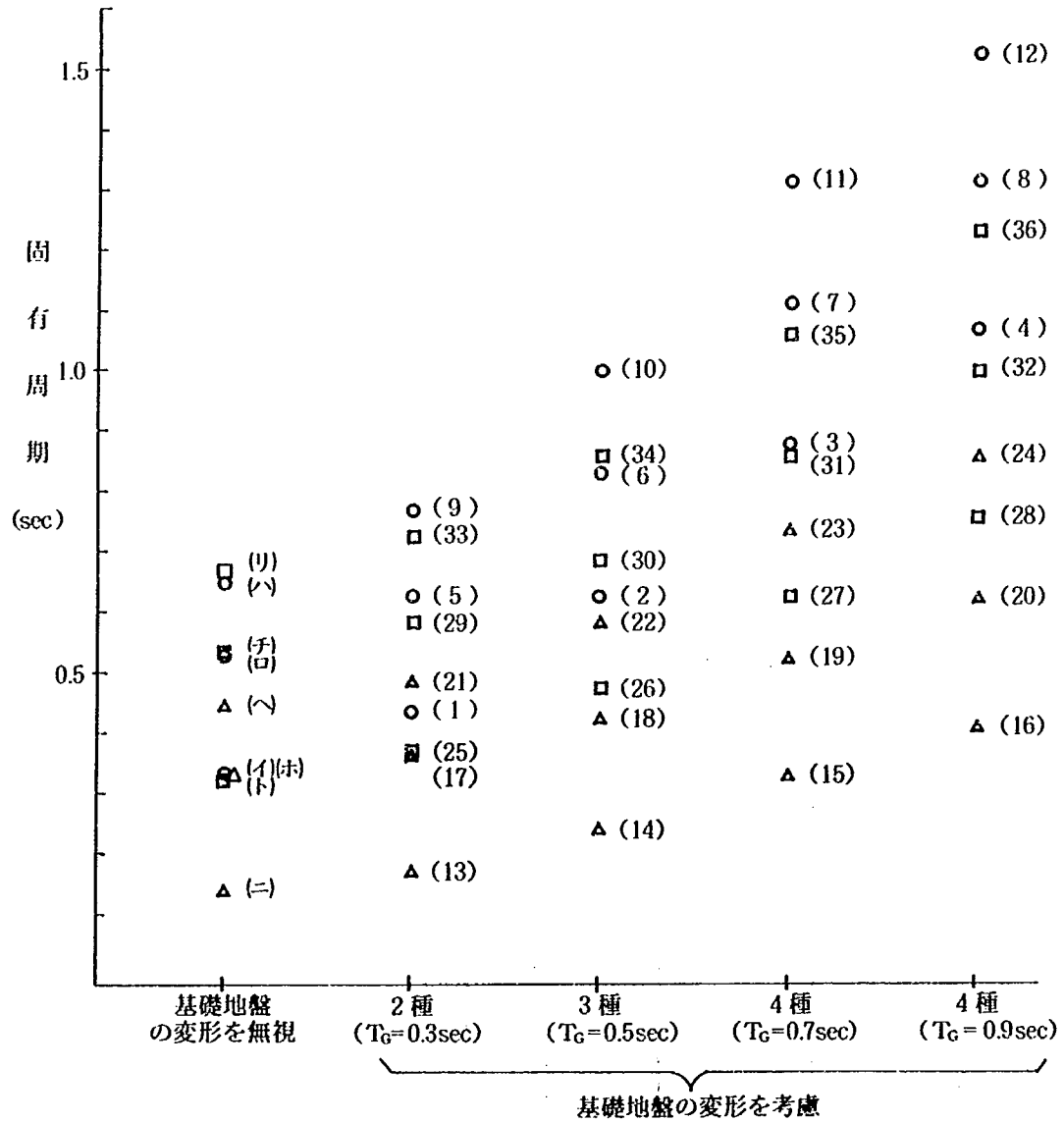


図 2-1 各橋脚系の固有周期の分布

2.2 修正震度法による断面力の算出

橋軸方向に地震力が作用した場合の橋脚基部での断面力は、修正震度法によって次のように算出される。

橋脚基部での曲げモーメントおよびせん断力は、

$$\left. \begin{aligned} M &= k_{hm} (W_u h + W_p h_{PG}) \\ S &= k_{hm} (W_u + W_p) \end{aligned} \right\} \quad (2-3)$$

ここに、

M : 橋軸方向に地震力が作用した場合の橋脚基部での曲げモーメント (t・m)

S : 橋軸方向に地震力が作用した場合の橋脚基部でのせん断力(t)

W_u : 対称とする橋脚駆体が支持する上部構造部分の重量 (t)

W_p : 橋脚駆体の重量(t)

h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_{PG} : 橋脚下端から橋脚駆体の重心位置までの高さ (m)

$$h_{PG} \approx h/2$$

以上により求めた橋脚基部における曲げモーメントおよびせん断力を表 2-6 に示す。

なお、表中の曲げモーメントは、

$$M = k_{hm} (W_u h + W_p h_{PG}) \approx k_{hm} \cdot h (W_u + 0.5 W_p) \quad (2-4)$$

として求めた。

表 2 - 6 橋脚基部における曲げモーメントおよびせん断力

	橋脚高 h_p (m)	地盤種別*	上部工重量 W_u (t)	橋脚重量 W_p (t)	設計水平震度 k_{hm}	曲げモーメント M (t・m)	せん断力 S (t)
3 径間 固定橋脚	10.0	2 種地盤	900.0	316.3	0.20	2116.3	243.3
		3 種地盤			0.28	2962.8	340.6
		4 種地盤			0.30	3174.5	364.9
		4 種地盤			0.30	3174.5	364.9
	15.0	2 種地盤		515.6	0.25	4341.8	353.9
		3 種地盤			0.28	4862.8	396.4
		4 種地盤			0.30	5210.1	424.7
		4 種地盤			0.30	5210.1	424.7
	20.0	2 種地盤		806.3	0.25	6515.8	426.6
		3 種地盤			0.28	7297.6	477.8
		4 種地盤			0.30	7818.9	511.9
		4 種地盤			0.30	7818.9	511.9
3 径間 可動橋脚	10.0	2 種地盤	45.0** ($f_a=0.15$) (BP 沓) ($R_a=300t$)	215.6	0.20	215.6	43.1
		3 種地盤			0.22	237.2	47.4
		4 種地盤			0.24	258.7	51.7
		4 種地盤			0.24	258.7	51.7
	15.0	2 種地盤		309.4	0.20	464.1	61.9
		3 種地盤			0.22	510.5	68.1
		4 種地盤			0.25	580.1	77.4
		4 種地盤			0.30	696.2	92.8
	20.0	2 種地盤		537.5	0.20	1075.0	107.5
		3 種地盤			0.26	1397.5	139.8
		4 種地盤			0.30	1612.5	161.3
		4 種地盤			0.30	1612.5	161.3
単 純 桁 橋 脚	10.0	2 種地盤	300.0	230.0	0.20	830.0	160.0
		3 種地盤			0.22	913.0	116.6
		4 種地盤			0.30	1245.0	159.0
		4 種地盤			0.30	1245.0	159.0
	15.0	2 種地盤		371.3	0.24	1748.3	161.1
		3 種地盤			0.28	2039.7	188.0
		4 種地盤			0.30	2185.4	201.4
		4 種地盤			0.30	2185.4	201.4
	20.0	2 種地盤		591.3	0.25	2978.3	222.8
		3 種地盤			0.28	3335.6	249.6
		4 種地盤			0.30	3573.9	267.4
		4 種地盤			0.30	3573.9	267.4

注: * 地盤種別の 4 種地盤は上段が $T_0 = 0.7$ sec, 下段が $T_0 = 0.9$ sec の場合を示す。

** 3 径間可動橋脚の断面力の計算は, 動的解析結果との比較のため上部構造の慣性力を無視した。

3. 動的解析モデルの設定

上部構造，橋脚躯体，ケーソン基礎，地盤を一体として，図3-1のような集中質点系の動的解析モデルを設定した。

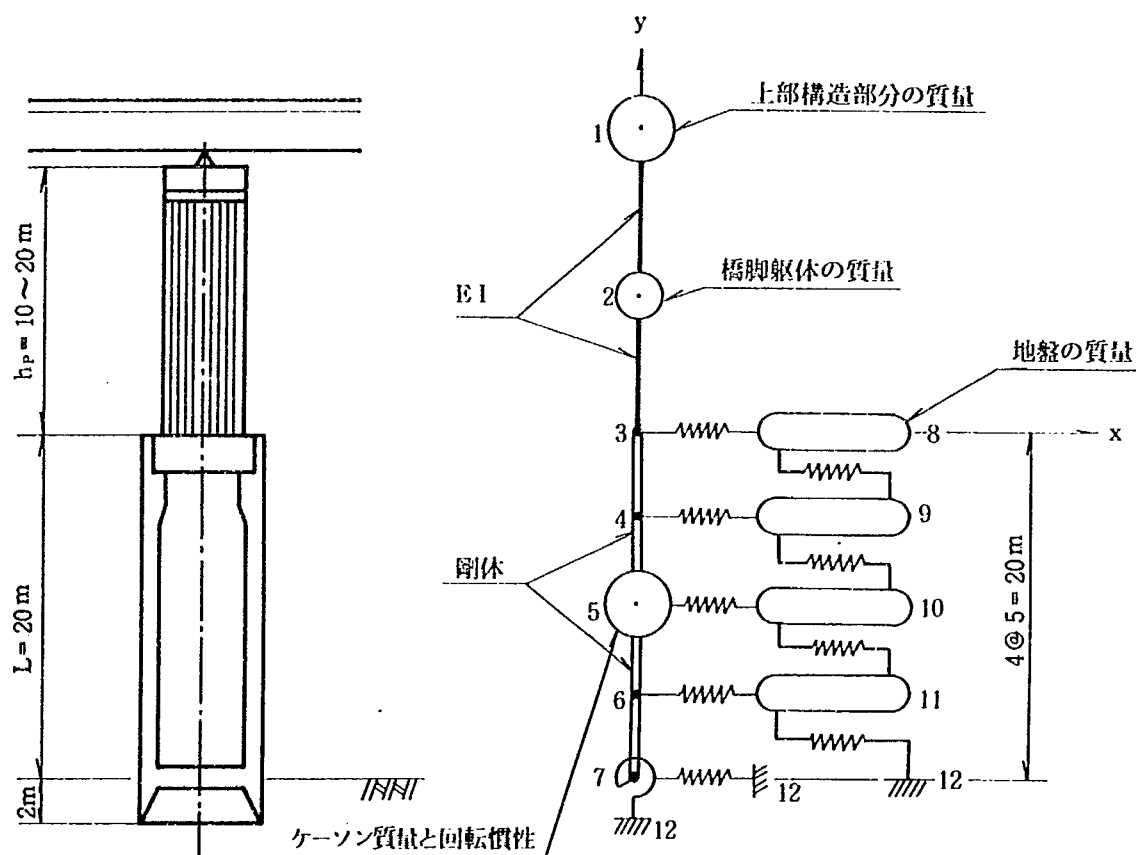


図3-1 動的解析モデル

各橋脚系における上部構造，橋脚躯体およびケーソン基礎の構造諸元（座標，重量，部材剛性）は，表3-1～表3-3のとおりである。ただし，重量の欄の()内の値は，回転慣性 $J = W(a^2 + b^2) / 12$ (t・m²)を示す（W：ケーソン重量，a：ケーソン幅，b：ケーソン奥行）。

表 3-1 3径間連続桁橋の固定橋脚系の構造諸元

構造形式		格点	座標 y (m)	重 量 M (t)	部 材	剛 性	
						I (m ⁴)	A (m ²)
3径間連続桁橋の固定橋脚系	(1) h _p = 10 m B = 2.2 m	1	10.0	900.0	1-2	4.44	11.0
		2	5.0	316.3	2-3	4.44	11.0
		3	0.0	—	3-4	剛 体	剛 体
		4	-5.0	—	4-5	剛 体	剛 体
		5	-10.0	1664.0 (59216.2)	5-6	剛 体	剛 体
		6	-15.0	—	6-7	剛 体	剛 体
		7	-20.0	—	—	—	—
	(2) h _p = 15 m B = 2.5 m	1	15.0	900.0	1-2	6.51	12.5
		2	7.5	515.6	2-3	6.51	12.5
		3	0.0	—	3-4	剛 体	剛 体
		4	-5.0	—	4-5	剛 体	剛 体
		5	-10.0	1760.0 (63103.0)	5-6	剛 体	剛 体
		6	-15.0	—	6-7	剛 体	剛 体
		7	-20.0	—	—	—	—
	(3) h _p = 20 m B = 3.0 m	1	20.0	900.0	1-2	11.25	15.0
		2	10.0	806.3	2-3	11.25	15.0
		3	0.0	—	3-4	剛 体	剛 体
		4	-5.0	—	4-5	剛 体	剛 体
		5	-10.0	1920.0 (69760.0)	5-6	剛 体	剛 体
		6	-15.0	—	6-7	剛 体	剛 体
		7	-20.0	—	—	—	—

表 3-2 3径間連続桁橋の可動橋脚系の構造諸元

構造形式		格点	座標 y (m)	重 量 M (t)	部 材	剛 性	
						I (m ⁴)	A (m ²)
3径間連続桁橋の可動橋脚系	(4) h _p = 10 m B = 1.5 m	1	10.0	0.0	1-2	1.41	7.5
		2	5.0	215.6	2-3	1.41	7.5
		3	0.0	—	3-4	剛 体	剛 体
		4	-5.0	—	4-5	剛 体	剛 体
		5	-10.0	1440.0 (50430.0)	5-6	剛 体	剛 体
		6	-15.0	—	6-7	剛 体	剛 体
		7	-20.0	—	—	—	—
	(5) h _p = 15 m B = 1.5 m	1	15.0	0.0	1-2	1.41	7.5
		2	7.5	309.4	2-3	1.41	7.5
		3	0.0	—	3-4	剛 体	剛 体
		4	-5.0	—	4-5	剛 体	剛 体
		5	-10.0	1440.0 (50430.0)	5-6	剛 体	剛 体
		6	-15.0	—	6-7	剛 体	剛 体
		7	-20.0	—	—	—	—
	(6) h _p = 20 m B = 2.0 m	1	20.0	0.0	1-2	3.33	10.0
		2	10.0	537.5	2-3	3.33	10.0
		3	0.0	—	3-4	剛 体	剛 体
		4	-5.0	—	4-5	剛 体	剛 体
		5	-10.0	1600.0 (56666.7)	5-6	剛 体	剛 体
		6	-15.0	—	6-7	剛 体	剛 体
		7	-20.0	—	—	—	—

表 3-3 単純桁橋の橋脚系の構造諸元

構造形式		格点	座標 y (m)	重 量 M (t)	部 材	剛 性	
						I (m ⁴)	Λ (m ²)
単純 桁橋 の 橋脚 系	(7)	1	10.0	300.0	1 - 2	1.71	8.0
		2	5.0	230.0	2 - 3	1.71	8.0
		3	0.0	—	3 - 4	剛 体	剛 体
		4	- 5.0	—	4 - 5	剛 体	剛 体
		5	- 10.0	1472.0 (51662.3)	5 - 6	剛 体	剛 体
		6	- 15.0	—	6 - 7	剛 体	剛 体
		7	- 20.0	—	—	—	—
	(8)	1	15.0	300.0	1 - 2	2.43	9.0
		2	7.5	371.3	2 - 3	2.43	9.0
		3	0.0	—	3 - 4	剛 体	剛 体
		4	- 5.0	—	4 - 5	剛 体	剛 体
		5	- 10.0	1536.0 (54149.1)	5 - 6	剛 体	剛 体
		6	- 15.0	—	6 - 7	剛 体	剛 体
		7	- 20.0	—	—	—	—
	(9)	1	20.0	300.0	1 - 2	4.44	11.0
		2	10.0	591.3	2 - 3	4.44	11.0
		3	0.0	—	3 - 4	剛 体	剛 体
		4	- 5.0	—	4 - 5	剛 体	剛 体
		5	- 10.0	1664.0 (59216.2)	5 - 6	剛 体	剛 体
		6	- 15.0	—	6 - 7	剛 体	剛 体
		7	- 20.0	—	—	—	—

各地盤のばね係数は、地盤の特性値 $T_0 = 0.3, 0.5, 0.7, 0.9$ sec に基づいて以下のように設定した。

(1) 地盤のせん断ばね係数

$$K_s = \frac{G_s^* \cdot A}{\ell} \quad (3-1)$$

ここに、

K_s : 地盤のせん断ばね係数 (t/m)

G_s^* : 地震時の地盤のせん断弾性係数 (t/m²) で式 (3-2) による。

A : 地盤の断面積 (m²), $A = 1.0 \times 10^6$ m²

ℓ : 各地層の厚さ (m)

$$\left. \begin{aligned} G_s^* &= \frac{\tau}{\gamma} \cdot (V_s^*)^2 \\ V_s^* &= \frac{4H}{T_0^*} \\ T_0^* &= \frac{T_0}{0.8} \end{aligned} \right\} \quad (3-2)$$

ここに、

V_s^* : 地震時のせん断弾性波速度 (m/sec)

r : 地盤の単位体積重量 (t/m^3), $r = 1.8 t/m^3$

g : 重力加速度 (m/sec^2), $g = 9.8 m/sec^2$

H : 表層地盤の厚さ (m), $H = 20 m$

T_0^* : 地震時の地盤の特性値 (sec)

(2) ケーソン前面のばね係数

$$K_H = \frac{1}{10} k_H \cdot A_H \quad (3-3)$$

ここに,

K_H : 地盤-ケーソン間の水平方向ばね係数 (t/m)

k_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm) で式 (3-4) による。

A_H : ケーソン前面の水平方向の載荷面積 (cm)

$$\left. \begin{aligned} k_H &= k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 k_{H0} \cdot B_H^{-\frac{3}{4}} \\ B_H &= \sqrt{A_H} \\ k_{H0} &= \frac{1.2}{30} \alpha \cdot E_0 \\ E_0 &= 28 N \end{aligned} \right\} \quad (3-4)$$

ここに,

k_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm)

B_H : ケーソン前面の換算載荷幅 (cm)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数, $\alpha = 2$ (地震時)

E_0 : 地盤の変形係数 (kg/cm)

N : N 値で式 (3-5) による

$$\left. \begin{aligned} N &= \left(\frac{V_s}{90} \right)^3 \\ V_s &= \frac{4H}{T_0} \end{aligned} \right\} \quad (3-5)$$

ここに,

V_s : 微小ひずみ振幅領域におけるせん断弾性波速度 (m/sec)

(3) ケーソンの底面ばね係数

$$K_\theta = \frac{1}{10^5} k_v \cdot I_v \quad (3-6)$$

$$K_s = \frac{1}{10} k_s \cdot A_v \quad (3-7)$$

ここに,

K_θ : ケーソン底面の回転ばね係数 ($t \cdot m$)

K_s : ケーソン底面のせん断ばね係数 (t/m)

k_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm) で, 式 (3-8) による。

k_s : 水平方向の単位面積当りのせん断ばね係数 (kg/cm) で, 式 (3-9) による。

I_v : ケーソン底面の断面 2 次モーメント (cm^4)

A_v : ケーソン底面の鉛直方向の載荷面積 (cm)

$$\left. \begin{aligned} k_v &= k_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 k_{v0} B_v^{-\frac{3}{4}} \\ k_{v0} &= \frac{1}{30} \alpha \cdot E_0 \\ B_v &= \sqrt{A_v} \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v \quad (3-9)$$

ここに,

k_{v0} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm)

B_v : ケーソン底面の換算載荷幅 (cm)

λ : 鉛直方向の地盤反力係数 k_v に対する水平方向の単位面積当りのせん断ばね係数 k_s の比で,
 $\lambda = 1/3$ と想定。

ここで, 基盤 (ケーソン支持層) の変形係数は, せん断弾性波速度を $V_s = 300 \text{ m/sec}$ と想定し, 式 (3-10) の関係から $\alpha E_0 = 5000 \text{ kg/cm}$ とした。

$$\left. \begin{aligned} G &= \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 \doteq 1800 \text{ kg/cm} \quad (\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3 \text{ と想定}) \\ E &= 2(1+\nu)G \doteq 5000 \text{ kg/cm} \quad (\text{ポアソン比 } \nu = 0.4 \text{ と想定}) \end{aligned} \right\} \quad (3-10)$$

各地層の重量 (地盤質点重量) は式 (3-11) によって求めた。

$$M_s = r \cdot A \cdot \ell \quad (3-11)$$

ここに,

M_s : 地盤質点重量 (t)

以上のようにして設定した地盤の構造諸元 (重量, ばね係数) を表 3-4 ~ 表 3-6 に示す。

表 3-4 地盤質点の座標, 重量

格 点	座 標 y (m)	重 量 M (t)
8	0. 0	5×10^6
9	- 5. 0	10×10^6
10	- 10. 0	10×10^6
11	- 15. 0	10×10^6
12	- 20. 0	-

表 3-5 地盤のせん断ばね係数 K_s (t/m)

地盤種別 ばね	$T_G = 0.3 \text{ sec}$ (2種地盤) $G_s^* = 814 \text{ kg/cm}$	$T_G = 0.5 \text{ sec}$ (3種地盤) $G_s^* = 306 \text{ kg/cm}$	$T_G = 0.7 \text{ sec}$ (4種地盤) $G_s^* = 152 \text{ kg/cm}$	$T_G = 0.9 \text{ sec}$ (4種地盤) $G_s^* = 92 \text{ kg/cm}$
K_s (8-9)	1.628×10^9	0.612×10^9	0.304×10^9	0.184×10^9
K_s (9-10)	1.628×10^9	0.612×10^9	0.304×10^9	0.184×10^9
K_s (10-11)	1.628×10^9	0.612×10^9	0.304×10^9	0.184×10^9
K_s (11-12)	1.628×10^9	0.612×10^9	0.304×10^9	0.184×10^9

表 3-6 地盤-ケーソン間のばね係数 K_H (t/m), K_s (t/m), K_θ (t·m)

地盤種別		$T_G = 0.3 \text{ sec}$ (2種地盤) $\alpha E_0 = 1456 \text{ kg/cm}$	$T_G = 0.5 \text{ sec}$ (3種地盤) $\alpha E_0 = 336 \text{ kg/cm}$	$T_G = 0.7 \text{ sec}$ (4種地盤) $\alpha E_0 = 112 \text{ kg/cm}$	$T_G = 0.9 \text{ sec}$ (4種地盤) $\alpha E_0 = 56 \text{ kg/cm}$
橋脚種別	ばね				
全 ケース (1) ~ (9)	$K_H (3-8)$	70.300×10^3	16.220×10^3	5.400×10^3	2.700×10^3
	$K_H (4-9)$	140.600×10^3	32.440×10^3	10.800×10^3	5.400×10^3
	$K_H (5-10)$	140.600×10^3	32.440×10^3	10.800×10^3	5.400×10^3
	$K_H (6-11)$	140.600×10^3	32.440×10^3	10.800×10^3	5.400×10^3
(1) $h_P=10 \text{ m}$ $B=2.2 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.594×10^5	7.053×10^5	6.945×10^5	6.918×10^5
	$K_\theta (7-12)$	15.625×10^5	15.625×10^5	15.625×10^5	15.625×10^5
(2) $h_P=15 \text{ m}$ $B=2.5 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.677×10^5	7.136×10^5	7.028×10^5	7.001×10^5
	$K_\theta (7-12)$	18.104×10^5	18.104×10^5	18.104×10^5	18.104×10^5
(3) $h_P=20 \text{ m}$ $B=3.0 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.810×10^5	7.269×10^5	7.161×10^5	7.134×10^5
	$K_\theta (7-12)$	22.749×10^5	22.749×10^5	22.749×10^5	22.749×10^5
(4) $h_P=10 \text{ m}$ $B=1.5 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.394×10^5	6.853×10^5	6.745×10^5	6.718×10^5
	$K_\theta (7-12)$	10.690×10^5	10.690×10^5	10.690×10^5	10.690×10^5
(5) $h_P=15 \text{ m}$ $B=1.5 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.394×10^5	6.853×10^5	6.745×10^5	6.718×10^5
	$K_\theta (7-12)$	10.690×10^5	10.690×10^5	10.690×10^5	10.690×10^5
(6) $h_P=20 \text{ m}$ $B=2.0 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.538×10^5	6.997×10^5	6.889×10^5	6.862×10^5
	$K_\theta (7-12)$	14.097×10^5	14.097×10^5	14.097×10^5	14.097×10^5
(7) $h_P=10 \text{ m}$ $B=1.6 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.424×10^5	6.883×10^5	6.775×10^5	6.748×10^5
	$K_\theta (7-12)$	11.325×10^5	11.325×10^5	11.325×10^5	11.325×10^5
(8) $h_P=15 \text{ m}$ $B=1.8 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.481×10^5	6.940×10^5	6.832×10^5	6.805×10^5
	$K_\theta (7-12)$	12.664×10^5	12.664×10^5	12.664×10^5	12.664×10^5
(9) $h_P=20 \text{ m}$ $B=2.2 \text{ m}$	$K_S (7-12)$	7.594×10^5	7.053×10^5	6.945×10^5	6.918×10^5
	$K_\theta (7-12)$	15.625×10^5	15.625×10^5	15.625×10^5	15.625×10^5

4. 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、277成分の強震記録から求めた平均応答スペクトル（図4-1：道路橋示方書耐震設計編・参考資料による）とし、基盤面に入力加速度を100galとして入力した。

なお、示方書に示されている平均応答スペクトルは減衰定数が5%のものであるが、減衰定数による補正係数（図4-2）を用いて、減衰定数が10%および20%の場合の平均応答スペクトルを作成した（図4-1）。

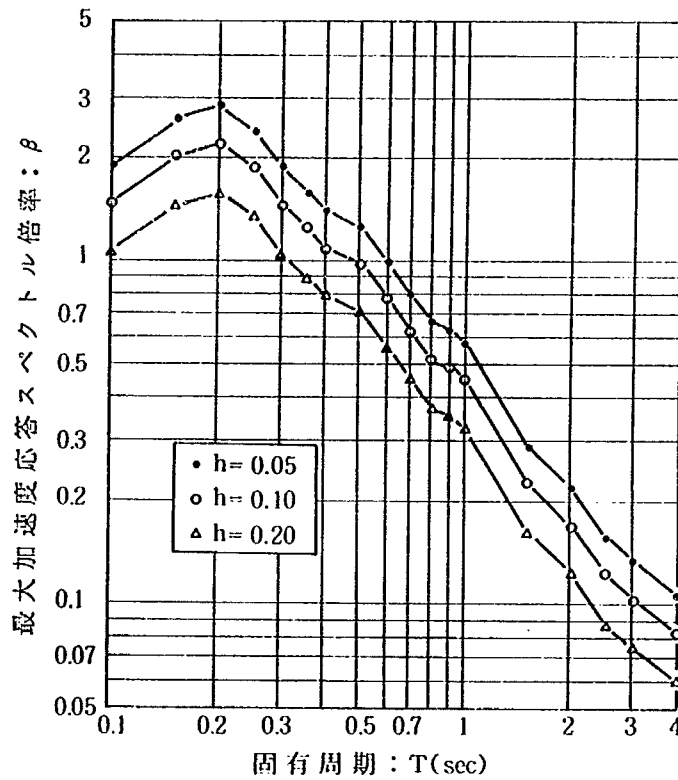


図4-1 277成分平均応答スペクトル曲線（1種地盤）

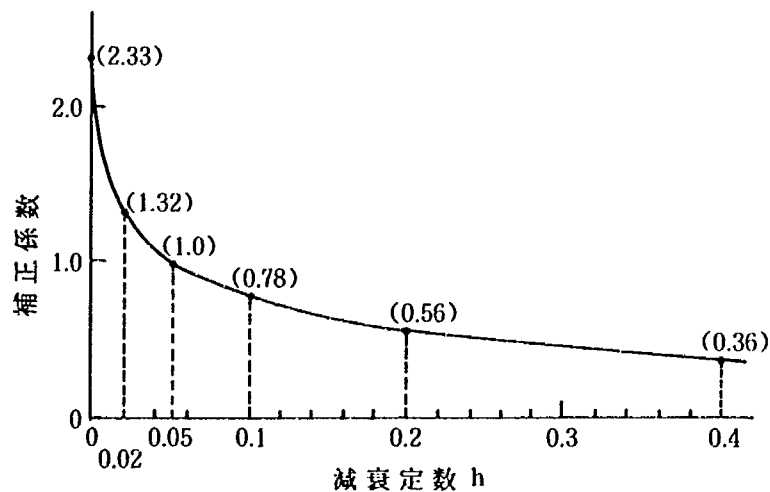


図4-2 応答スペクトル値の減衰定数による補正係数
($h = 0.05$ の場合を基準とした場合)

5. 地震応答解析

図3-1の解析モデル、および図4-1の平均応答スペクトルを用いて地震応答解析を行った。

解析は減衰定数を5%とした場合の計算を行い、この計算結果を基準として減衰定数の増加および共振状態での地盤反力の低下が応答に及ぼす影響について検討した。

5.1 減衰定数5%における地震応答

構造物および地盤の減衰定数をもとに5%に設定して橋軸方向の地震応答解析を行った。

表5-1、図5-1は各橋脚系の橋脚天端における最大加速度を橋および地盤の固有周期の短い順に並べて示したものである。橋脚天端の応答は200gal～6000galの範囲でばらついており、橋の固有周期が地盤の固有周期に近くなると大きくなる傾向がみられ、共振現象を示している。これに対して道路橋示方書に示されている修正震度法による静的応答計算では、大振動時の減衰の増加および剛性の低下にもとづく応答の低減を考慮して応答震度が最大でも0.3（300galに相当）程度であり、両者の計算結果に大きな相違がみられる。参考までに共振状態のピーク付近に位置している4つの橋脚系（図5-1の矢印を付けたもの）について、修正震度法における応答スペクトル（設計水平震度の補正係数）を用いた動的応答計算を行った。図5-2、表5-2は、両者の入力スペクトルおよび応答計算結果の比較を示したものである。

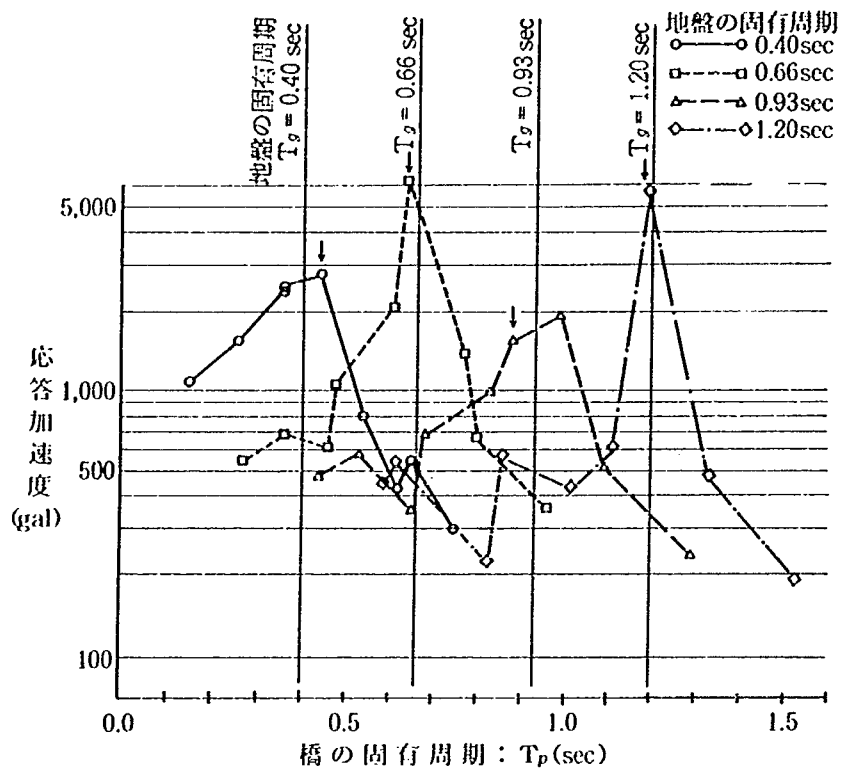
この結果によると入力スペクトルと応答の関係は、固有周期が0.55secより短い場合は277成分平均応答スペクトルによる応答が大きくなり、固有周期が0.55secより長い場合は設計水平震度の補正係数による応答の方が大きくなっている。

表 5 - 1 橋脚天端の最大応答加速度 (減衰定数 5 %)

(単位 : gal)

構造番号	地盤の固有 橋の固有周期 (sec) (sec)	0. 40	0. 66	0.93	1. 20	備 考
13	0. 15	1095. 6				可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3 sec$
17	0. 26	1548. 8				可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3 sec$
14	0. 27		540. 9			可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5 sec$
18	0. 36		679. 0			可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5 sec$
21	0. 36	2466. 7				可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3 sec$
25	0. 36	2418. 6				単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3 sec$
1	0. 44	2750. 4				固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3 sec$
15	0. 44			477. 2		可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7 sec$
26	0. 46		609. 3			単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5 sec$
22	0. 48		1056. 9			可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5 sec$
19	0. 53			578. 3		可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7 sec$
29	0. 54	807. 5				単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3 sec$
16	0. 58				459. 2	可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9 sec$
2	0. 61		2061. 0			固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5 sec$
20	0. 61				552. 1	可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9 sec$
5	0. 62	433. 5				固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3 sec$
30	0. 64		6136. 5			単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5 sec$
27	0. 65			354. 7		単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7 sec$
33	0. 65	553. 2				単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3 sec$
23	0. 68			681. 5		可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7 sec$
9	0. 75	307. 0				固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3 sec$
34	0. 77		1395. 0			単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5 sec$
6	0. 80		665. 2			固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5 sec$
28	0. 82				233. 5	単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9 sec$
31	0. 83			985. 9		単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7 sec$
24	0. 85				571. 8	可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9 sec$
3	0. 88			1534. 4		固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7 sec$
10	0. 96		352. 1			固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5 sec$
25	0. 99			1904. 2		単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7 sec$
32	1. 01				443. 5	単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9 sec$
7	1. 09			525. 3		固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7 sec$
4	1. 11				624. 4	固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9 sec$
36	1. 19				5489. 3	単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9 sec$
11	1. 28			243. 3		固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7 sec$
8	1. 33				470. 4	固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9 sec$
12	1. 53				193. 7	固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9 sec$

注 : 構造番号は表 2 - 5 に示した整理番号と対応している。



注: ↓は入力スペクトルによる応答の比較を行った橋脚系である。

図 5-1 橋脚天端の最大応答加速度 (gal) (減衰定数 5%)

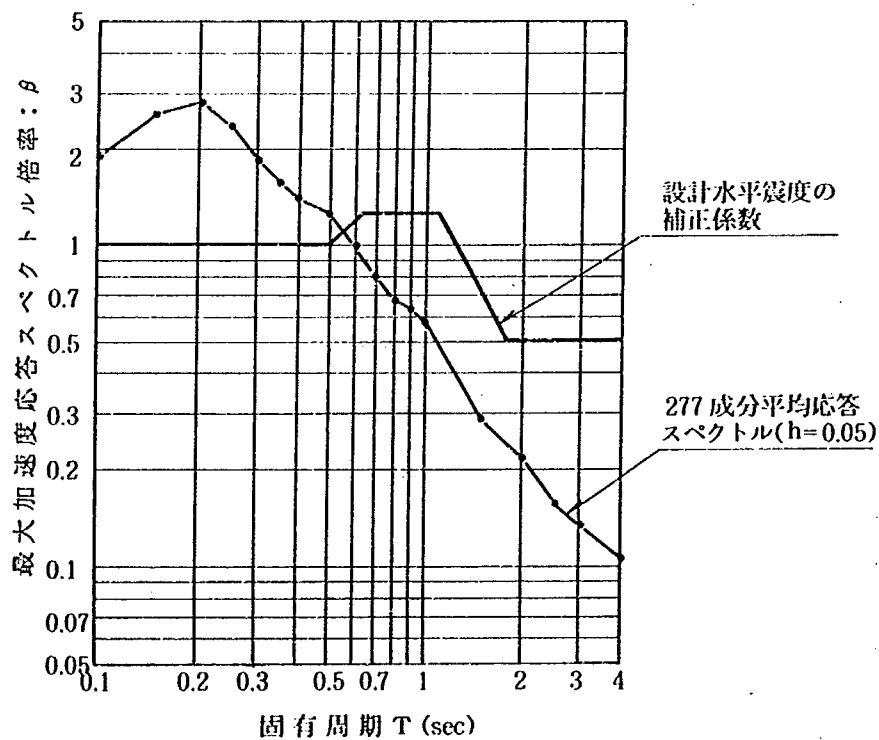


図 5-2 平均応答スペクトルと設計水平震度の補正係数

表 5-2 入力スペクトルによる応答の比較

構造番号	橋の固有周期 (sec)	地盤の固有周期 (sec)	平均応答スペクトルによる応答 加速度 (gal)	設計水平震度の補正係数による応答 加速度 (gal)	備 考
1	0.44	0.40	2750.4	2012.4	3 径間固定 $h_p=10^m$
30	0.64	0.66	6136.5	8668.8	単純桁 $h_p=15^m$
3	0.88	0.93	1534.4	3090.7	3 径間固定 $h_p=10^m$
36	1.19	1.20	5489.3	15145.0	単純桁 $h_p=20^m$

注：構造番号は表 2-5 に示した整理番号と対応している。

5.2 減衰の増加が応答に与える影響

5.1 では減衰定数を 5% に設定して応答計算を行ったが、共振現象によって大きく振動するような状態では、減衰の増加によって応答はそれほど大きくならないと推定される。したがって、ここでは減衰の増加によって応答がどの程度減少するかを検討した。

表 5-3 は共振状態にある橋脚系（構造番号 30）について減衰定数を 5%, 10%, 20%, 30%, 40% と仮定した場合の橋脚天端、ケーソン重心位置、地表面での応答加速度、およびケーソン重心位置での回転応答加速度を求めたものである。

各応答は、図 4-2 に示した応答スペクトル値の減衰定数による補正係数に対応して減衰定数が大きくなるにつれて減少している。

表 5-3 減衰定数による応答の変動

応 答 位 置	減 衰 定 数				
	5 %	10 %	20 %	30 %	40 %
橋脚天端の応答加速度 (gal)	6136.5	4786.5	3436.4	2761.4	2209.1
ケーソン重心位置での応答加速度 (gal)	539.2	420.6	302.0	242.6	194.1
ケーソン重心位置での回転応答加速度 (rad/sec ²)	63.9	49.8	35.8	28.8	23.0
地表面の応答加速度 (gal)	148.6	115.9	83.2	66.9	53.5

構造条件：単純桁橋脚 $h_p=15^m$, $B=1.8^m$, 3 種地盤 ($T_g=0.66$ sec); 構造番号 30

5.3 地盤反力の低下が応答に与える影響

5.1 において、橋の固有周期が地盤の固有周期に近くなると応答が著しく大きくなる傾向が見られるが、実際には地盤反力の低下によって共振状態から抜け出し、応答はそれほど増加しないと考えられる。したがって、ここでは地盤反力の低下と応答の関係について 3 種地盤で共振状態にある構造（構造番号 30, $T_p=0.64$ sec, $T_g=0.66$ sec）を対象として検討した。

なお、地盤反力の低下はケーソン基礎に作用している地盤の支持ばねが地表面から徐々に不能になるものと仮定して行った。

図 5-3 は地盤反力の低下と橋脚天端の応答加速度との関係を示したものである。①図に深さ 0~7.5 m の範囲の地盤反力を無視した場合の応答地盤反力分布と、地盤特性から得られる許容地盤反力の関

係を示す。また②図に反力を無視した地盤の深さと橋の固有周期との関係を示し、③図にこの固有周期と橋脚天端の応答加速度との関係を示す。

この橋脚系（構造番号30）については、深さ5 m付近までの地盤反力を無視することによって応答地盤反力が許容値以下に収まっている（①図）。このときの地盤反力の低下による応答の減少を見ると、地盤反力の低下を考慮しない共振状態での応答の $1/6 \sim 1/7$ 程度の応答となっている（③図）。これは、地盤反力の低下によって橋の固有周期が変化して地盤の固有周期から離れ（②図）、共振状態から脱することによるものと考えられる。

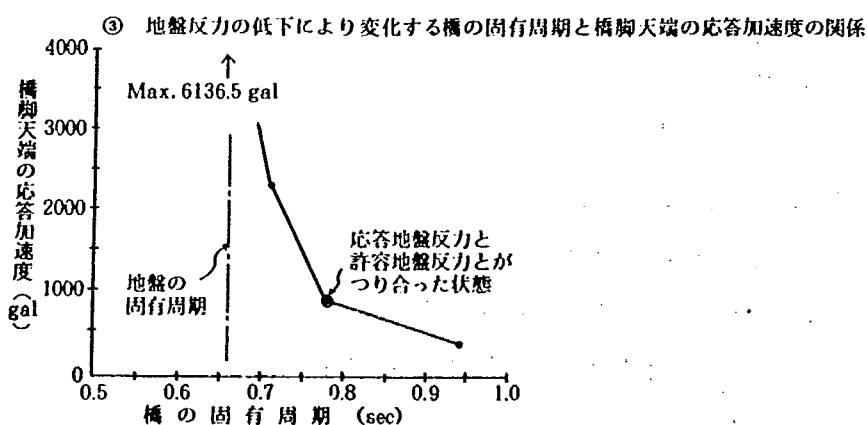
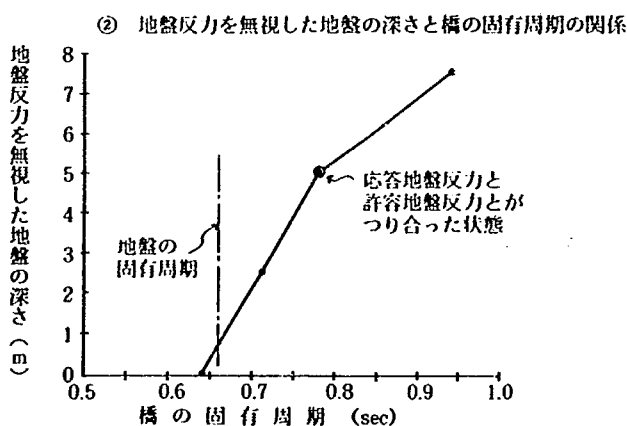
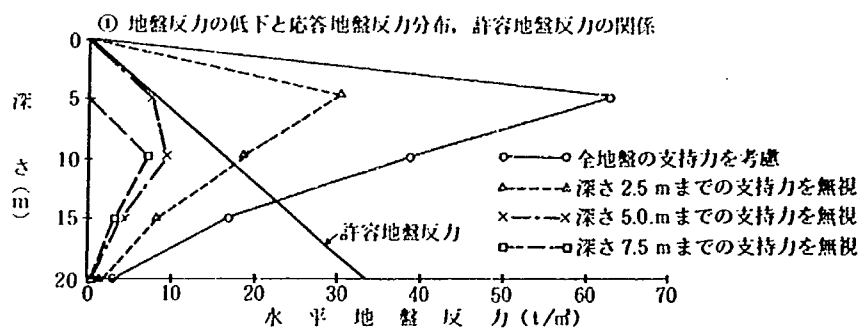


図 5-3 地盤反力の低下が応答に与える影響

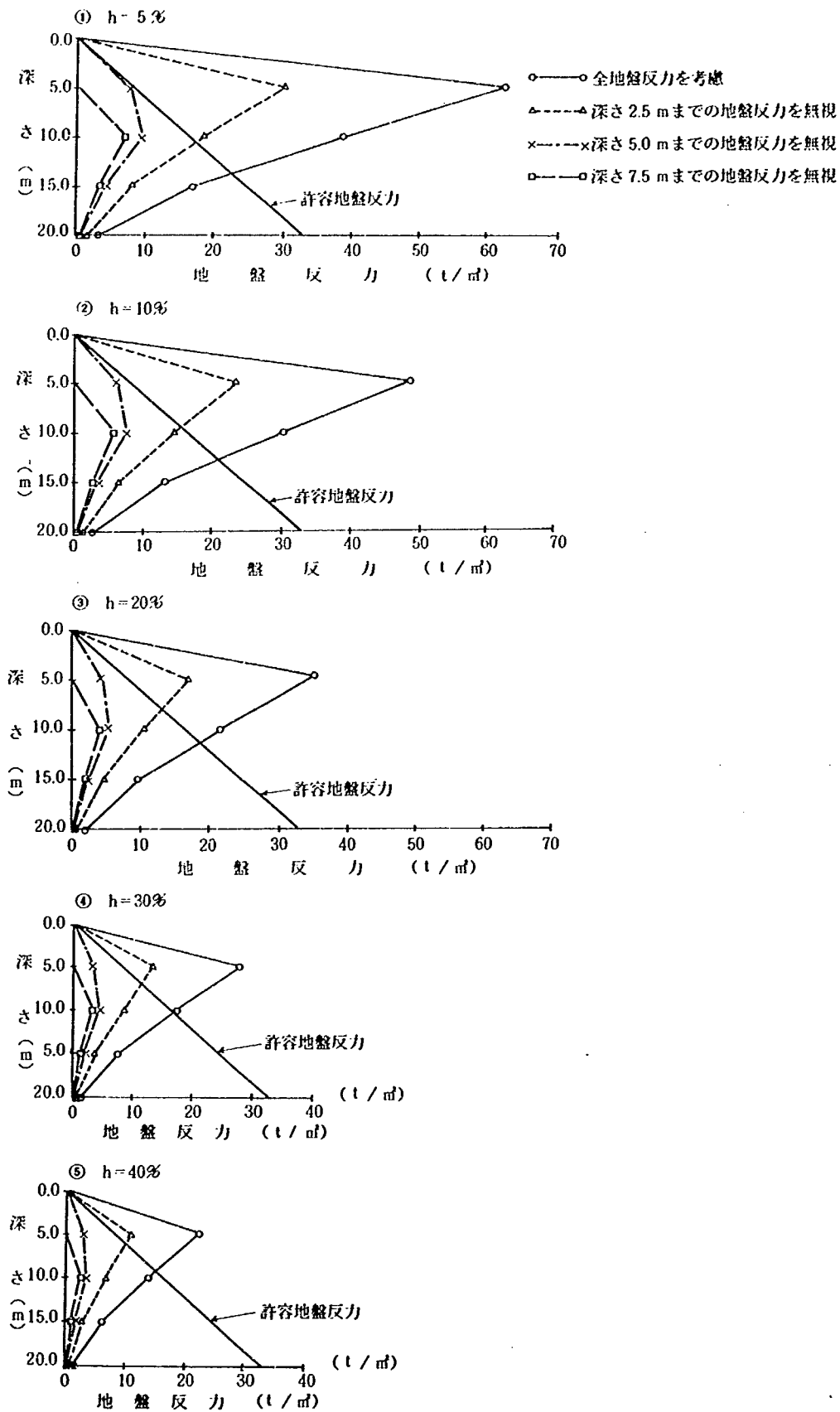
次に減衰定数を5～40%，地盤反力を無視する深度を0～7.5 mと仮定した場合の橋脚天端，ケーソン重心位置，および地表面の応答加速度を表5-4に，各条件における応答地盤反力と許容地盤反力との関係を図5-4に示す。

表 5-4 減衰定数の増加および地盤反力の低下による応答加速度の減少

(単位: gal)

減衰定数	地盤反力の低下	全地盤反力を考慮	深さ 2.5 m までの地盤反力を無視	深さ 5.0 m までの地盤反力を無視	深さ 7.5 m までの地盤反力を無視
	橋の固有周期 (sec)	0.64	0.71	0.78	0.94
5%	橋脚天端	6136.5	2349.0	924.4	411.6
	ケーソン重心位置	539.2	457.9	186.0	119.2
	地表面	148.6	150.7	151.0	151.1
10%	橋脚天端	4786.5	1832.2	721.0	321.0
	ケーソン重心位置	420.6	357.2	145.1	93.0
	地表面	115.9	117.5	117.8	117.9
20%	橋脚天端	3436.4	1315.4	517.7	230.5
	ケーソン重心位置	302.0	256.4	104.2	66.8
	地表面	83.2	84.4	84.6	84.6
30%	橋脚天端	2761.4	1057.1	416.0	185.2
	ケーソン重心位置	242.6	206.1	83.7	53.6
	地表面	66.9	67.8	68.0	68.0
40%	橋脚天端	2209.1	845.6	332.8	148.2
	ケーソン重心位置	194.1	164.8	67.0	42.9
	地表面	53.5	54.3	54.4	54.4

構造条件: 単純桁橋脚 ($h_p = 15\text{m}$, $B = 1.8\text{m}$) 3 種地盤 ($T_g = 0.66\text{ sec}$) ; 構造番号 30



構造条件：単純桁橋脚 ($h_p = 15\text{m}$, $B = 1.8\text{m}$), 3 種地盤 ($T_g = 0.66\text{sec}$); 構造番号 30

図 5-4 応答地盤反力と許容地盤反力の関係 (減衰定数 5%, 10%, 20%, 30%, 40%)

5.4 減衰定数 20 %における地震応答

ここでは、大振動時には減衰の増加が予想されることから、減衰定数を20%に設定して応答計算を行った。

この場合の橋脚天端の応答加速度を表 5 - 5、図 5 - 5 に、橋脚天端の応答変位を表 5 - 6、図 5 - 6 に示す。

表 5 - 5 橋脚天端の最大応答加速度 (減衰定数20%)

(単位: gal)

構造 番号	地盤の固有周期 (sec)	0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
	橋の固有 周期 (sec)					
13	0.15	615.0				可動 $h_p=10m$ $T_G=0.3sec$
17	0.26	868.1				可動 $h_p=15m$ $T_G=0.3sec$
14	0.27		307.4			可動 $h_p=10m$ $T_G=0.5sec$
18	0.36		381.8			可動 $h_p=15m$ $T_G=0.5sec$
21	0.36	1381.4*				可動 $h_p=20m$ $T_G=0.3sec$
25	0.36	1354.4*				単純 $h_p=10m$ $T_G=0.3sec$
1	0.44	1540.2*				固定 $h_p=10m$ $T_G=0.3sec$
15	0.44			272.3		可動 $h_p=10m$ $T_G=0.7sec$
26	0.46		341.3			単純 $h_p=10m$ $T_G=0.5sec$
22	0.48		593.0			可動 $h_p=20m$ $T_G=0.5sec$
19	0.53			326.1		可動 $h_p=15m$ $T_G=0.7sec$
29	0.54	452.2				単純 $h_p=15m$ $T_G=0.3sec$
16	0.58				262.4	可動 $h_p=10m$ $T_G=0.9sec$
2	0.61		1154.2*			固定 $h_p=10m$ $T_G=0.5sec$
20	0.61				311.5	可動 $h_p=15m$ $T_G=0.9sec$
5	0.62	242.7				固定 $h_p=15m$ $T_G=0.3sec$
30	0.64		3436.4*			単純 $h_p=15m$ $T_G=0.5sec$
27	0.65			198.7		単純 $h_p=10m$ $T_G=0.7sec$
33	0.65	309.7				単純 $h_p=20m$ $T_G=0.3sec$
23	0.68			383.2		可動 $h_p=20m$ $T_G=0.7sec$
9	0.75	171.9				固定 $h_p=20m$ $T_G=0.3sec$
34	0.77		781.3			単純 $h_p=20m$ $T_G=0.5sec$
6	0.80		372.6			固定 $h_p=15m$ $T_G=0.5sec$
28	0.82				130.9	単純 $h_p=10m$ $T_G=0.9sec$
31	0.83			552.3		単純 $h_p=15m$ $T_G=0.7sec$
24	0.85				322.2	可動 $h_p=20m$ $T_G=0.9sec$
3	0.88			859.3*		固定 $h_p=10m$ $T_G=0.7sec$
10	0.96		197.1			固定 $h_p=20m$ $T_G=0.5sec$
35	0.99			1066.4*		単純 $h_p=20m$ $T_G=0.7sec$
32	1.01				248.2	単純 $h_p=15m$ $T_G=0.9sec$
7	1.09			294.1		固定 $h_p=15m$ $T_G=0.7sec$
4	1.11				349.5	固定 $h_p=10m$ $T_G=0.9sec$
36	1.19				3074.0*	単純 $h_p=20m$ $T_G=0.9sec$
11	1.28			136.2		固定 $h_p=20m$ $T_G=0.7sec$
8	1.33				263.3	固定 $h_p=15m$ $T_G=0.9sec$
12	1.53				108.4	固定 $h_p=20m$ $T_G=0.9sec$

注: * は応答地盤反力が許容地盤反力を越えたものである。

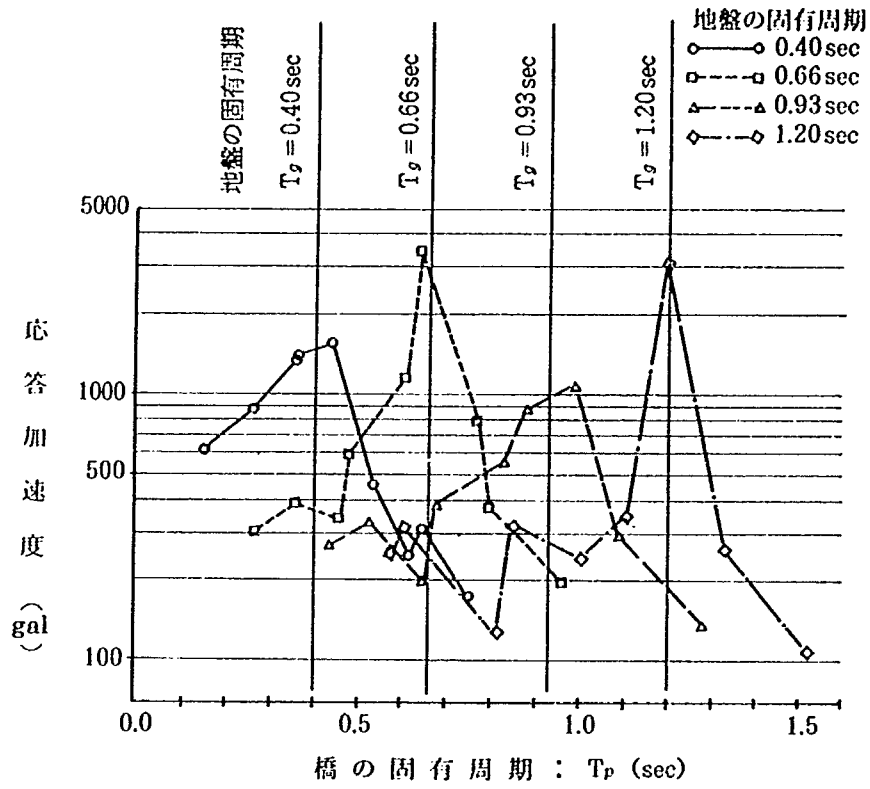


図 5-5 橋脚天端の最大応答加速度 (減衰定数20%)

表 5 - 6 橋脚天端の最大応答変位 (減衰定数20%)

(単位: cm)

構造 番号	橋の 固有周期(sec)	地盤の固 有周期(sec)	0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
13	0.15		0.95				可動 $h_P=10m$ $T_G=0.3$ sec
17	0.26		2.25				可動 $h_P=15m$ $T_G=0.3$ sec
14	0.27			1.45			可動 $h_P=10m$ $T_G=0.5$ sec
18	0.36			2.32			可動 $h_P=15m$ $T_G=0.5$ sec
21	0.36		8.36*				可動 $h_P=20m$ $T_G=0.3$ sec
25	0.36		5.02*				単純 $h_P=10m$ $T_G=0.3$ sec
1	0.44		6.92*				固定 $h_P=10m$ $T_G=0.3$ sec
15	0.44				1.92		可動 $h_P=10m$ $T_G=0.7$ sec
26	0.46			2.79			単純 $h_P=10m$ $T_G=0.5$ sec
22	0.48			4.61			可動 $h_P=20m$ $T_G=0.5$ sec
19	0.53				2.82		可動 $h_P=15m$ $T_G=0.7$ sec
29	0.54		2.68				単純 $h_P=15m$ $T_G=0.3$ sec
16	0.58					1.91	可動 $h_P=10m$ $T_G=0.9$ sec
2	0.61			11.80*			固定 $h_P=10m$ $T_G=0.5$ sec
20	0.61					2.68	可動 $h_P=15m$ $T_G=0.9$ sec
5	0.62		1.77				固定 $h_P=15m$ $T_G=0.3$ sec
30	0.64			36.54*			単純 $h_P=15m$ $T_G=0.5$ sec
27	0.65				3.26		単純 $h_P=10m$ $T_G=0.7$ sec
33	0.65		2.12				単純 $h_P=20m$ $T_G=0.3$ sec
23	0.68				4.96		可動 $h_P=20m$ $T_G=0.7$ sec
9	0.75		1.55				固定 $h_P=20m$ $T_G=0.3$ sec
34	0.77			8.20			単純 $h_P=20m$ $T_G=0.5$ sec
6	0.80			5.05			固定 $h_P=15m$ $T_G=0.5$ sec
28	0.82					3.01	単純 $h_P=10m$ $T_G=0.9$ sec
31	0.83				10.95		単純 $h_P=15m$ $T_G=0.7$ sec
24	0.85					4.26	可動 $h_P=20m$ $T_G=0.9$ sec
3	0.88				18.02*		固定 $h_P=10m$ $T_G=0.7$ sec
10	0.96			3.43			固定 $h_P=20m$ $T_G=0.5$ sec
35	0.99				25.01*		単純 $h_P=20m$ $T_G=0.7$ sec
32	1.01					7.49	単純 $h_P=15m$ $T_G=0.9$ sec
7	1.09				7.64		固定 $h_P=15m$ $T_G=0.7$ sec
4	1.11					11.71	固定 $h_P=10m$ $T_G=0.9$ sec
36	1.19					77.81*	単純 $h_P=20m$ $T_G=0.9$ sec
11	1.28				4.15		固定 $h_P=20m$ $T_G=0.7$ sec
8	1.33					10.53	固定 $h_P=15m$ $T_G=0.9$ sec
12	1.53					4.80	固定 $h_P=20m$ $T_G=0.9$ sec

注: *は応答地盤反力が許容地盤反力を越えたものである。

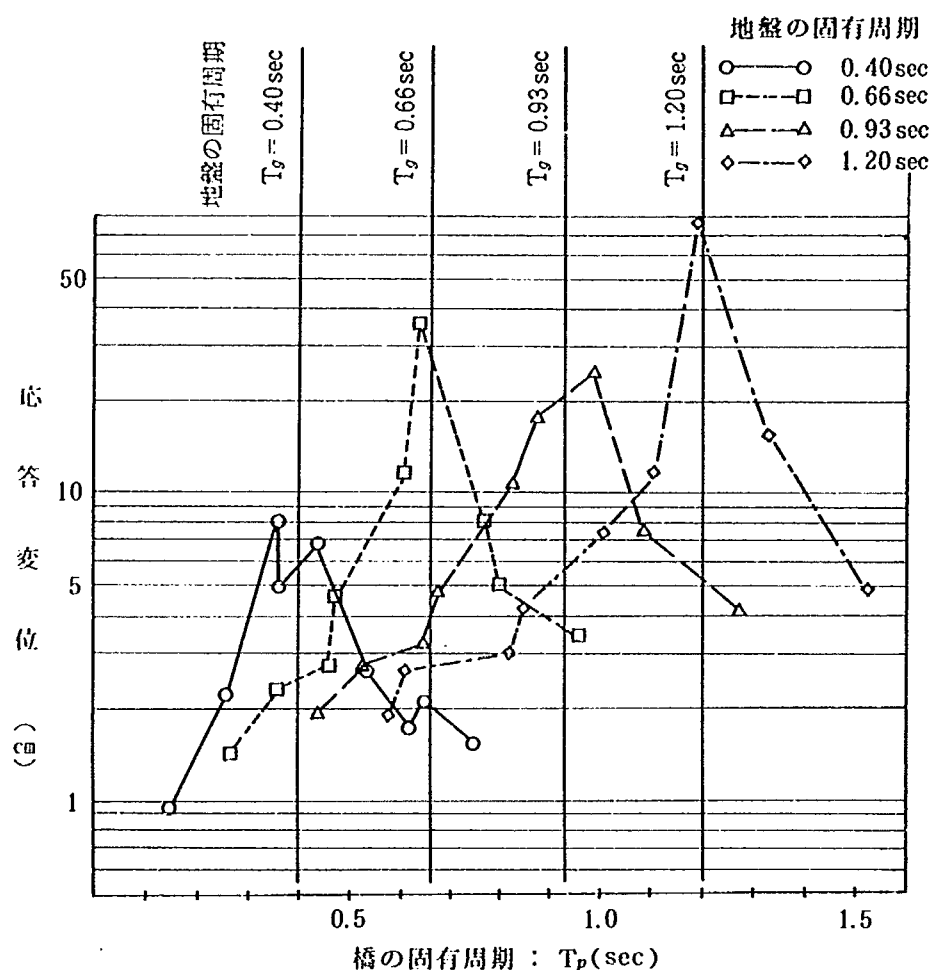


図 5-6 橋脚天端の最大応答変位 (減衰定数20%)

5.5 地盤反力低下を考慮した場合の地震応答

5.4で応答計算した各橋脚系のうち、地震応答による地盤反力が許容地盤反力を越える橋脚系について、地盤反力の低下を考慮して応答計算を行った。なお許容地盤反力は地盤特性（内部摩擦角，粘着力）を表5-7のように設定して求めた。ここで、2種，3種地盤の粘着力は5 t/㎡と想定したが，通常の設計では粘着力を無視していることから，2種，3種地盤の許容地盤反力の算出に当っては粘着力を0 t/㎡と仮定している。

各橋脚系の地震応答による地盤反力と許容地盤反力の関係を地盤種別ごとに図5-7～図5-10に示す。

表5-7 各地盤の地盤特性の設定

地盤種別 地盤特性	2 種 地 盤 $T_g = 0.40 \text{ sec}$	3 種 地 盤 $T_g = 0.66 \text{ sec}$	4 種 地 盤 $T_g = 0.93 \text{ sec}$	4 種 地 盤 $T_g = 1.20 \text{ sec}$
想 定 土 質 分 類	砂 質 土	砂 質 土	粘 性 土	粘 性 土
内 部 摩 擦 角 ϕ	30°	20°	5°	0°
粘 着 力 C	5 t / m ²	5 t / m ²	3 t / m ²	3 t / m ²
地震時の受働土圧係数 K_{EP}	3.5	2.2	1.2	1.0
受働土圧強度(許容地盤反力) $p_{EP} = \gamma \cdot z \cdot K_{EP} + 2C\sqrt{K_{EP}}$	$\frac{2.8 z}{1.1}$	$\frac{1.8 z}{1.1}$	$\frac{(0.6 z + 7)}{1.1}$	$\frac{(0.5 z + 6)}{1.1}$

注：z は地表面からの深さを示す。

以上の結果より、応答地盤反力の最大値が許容地盤反力を越える橋脚系は、2種地盤 ($T_g = 0.40 \text{ sec}$) で構造 1 ($T_p = 0.44 \text{ sec}$)、構造 21 ($T_p = 0.36 \text{ sec}$)、構造 25 ($T_p = 0.36 \text{ sec}$)、3種地盤 ($T_g = 0.66 \text{ sec}$) で構造 2 ($T_p = 0.61 \text{ sec}$)、構造 30 ($T_p = 0.64 \text{ sec}$)、4種地盤 ($T_g = 0.93 \text{ sec}$) で構造 3 ($T_p = 0.88 \text{ sec}$)、構造 35 ($T_p = 0.99 \text{ sec}$)、4種地盤 ($T_g = 1.20 \text{ sec}$) で構造 36 ($T_p = 1.19 \text{ sec}$) の 8 つの橋脚系であり、橋の固有周期が地盤の固有周期に接近している場合となっている。

これらの橋脚系について、応答地盤反力の最大値が許容地盤反力以下に収まるように、地盤の支持ばねを上層部から段階的に削除して応答計算を行った。

2種地盤上の橋脚系について行った地盤反力の低下過程を図5-11に、地盤反力の低下によって変化する橋の固有周期と応答の関係を図5-12～図5-14に示す。同様に3種地盤、4種地盤について検討したものを図5-15～図5-22に示す。

以上のようにして地盤反力の低下を考慮すると、橋脚系の固有周期が長くなり、特に共振状態にあって応答の大きな橋脚系はこのような固有周期の変化によって共振状態から抜け出し、応答が減少する傾向が見られる。応答地盤反力が許容地盤反力以下に収まるように、上層部の地盤支持ばねを削除して応答計算を行って算出した橋脚天端の応答加速度を表5-8、図5-23に、応答変位を表5-9、図5-24に示す。同様にケーソン重心位置および地盤地表面の応答加速度、ならびに応答変位を表5-10～表5-13、図5-25～図5-28に示す。

また、地盤反力の低下を考慮した場合の応答と考慮しない場合の応答を地盤種別ごとに比べると、図5-29～図5-32に示す様になり、地盤と橋の固有周期が接近しているほど地盤反力の低下による応答の減少が顕著になる傾向がある。

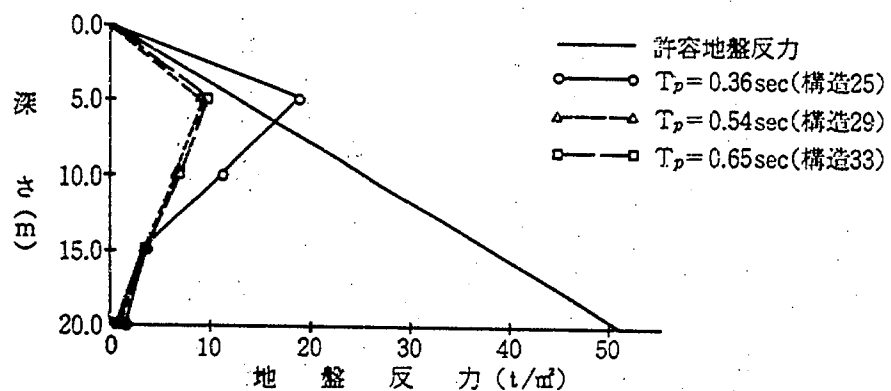
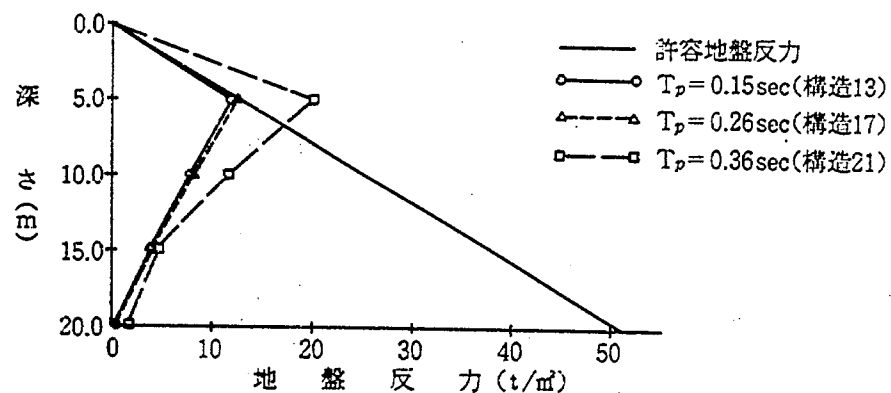
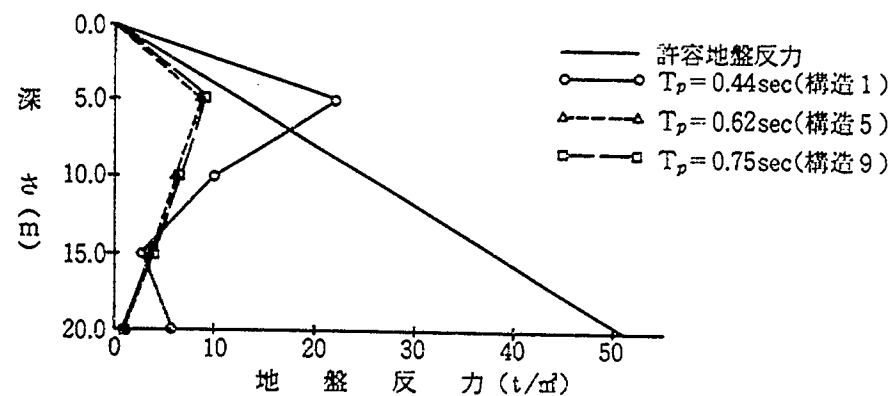


図 5-7 各橋脚系の応答地盤反力と許容地盤反力の関係
(2 種地盤: $T_p = 0.40 \text{ sec}$)

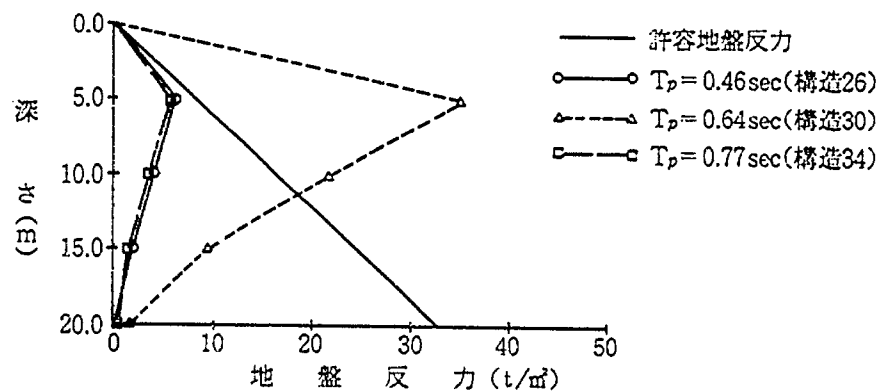
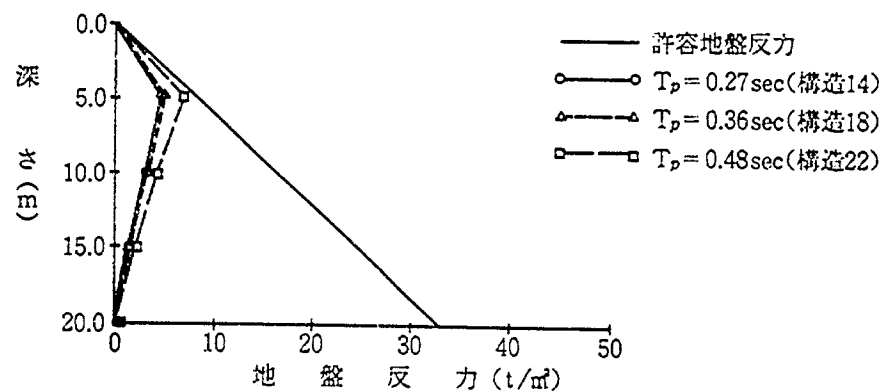
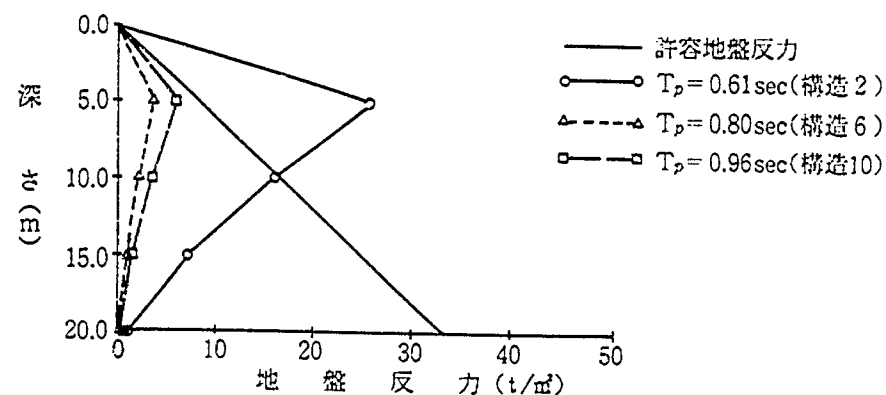


図 5-8 各橋脚系の応答地盤反力と許容地盤反力の関係
(3 種地盤: $T_p = 0.66 \text{ sec}$)

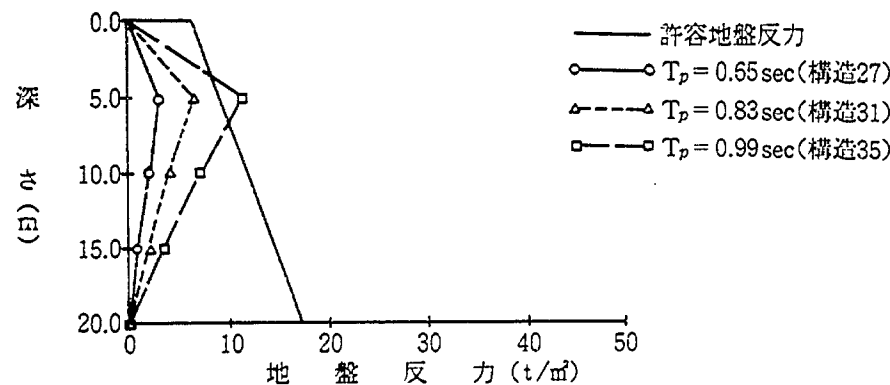
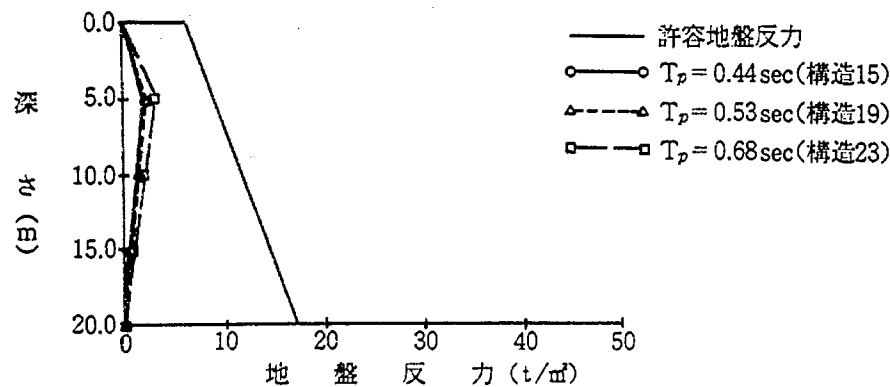
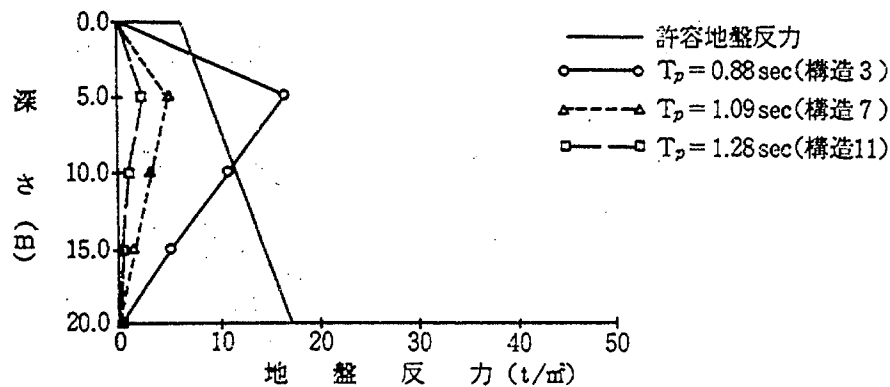


図 5-9 各橋脚系の応答地盤反力と許容地盤反力との関係
 (4 種地盤 : $T_g = 0.93 \text{ sec}$)

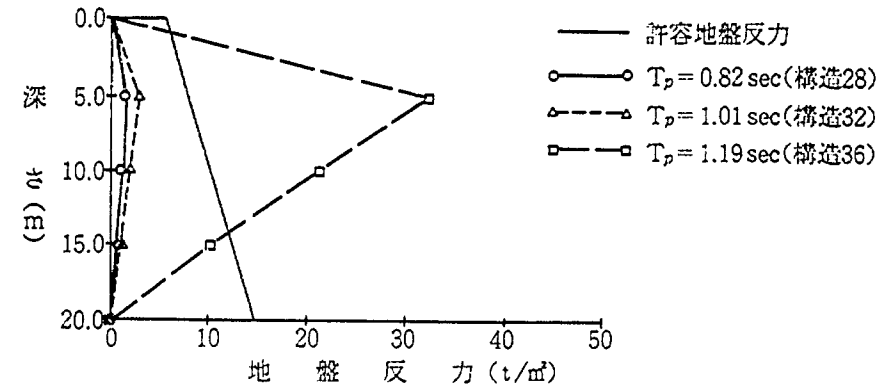
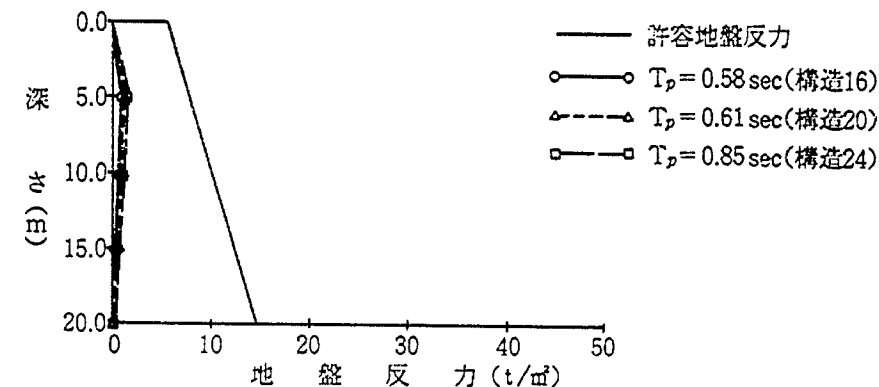
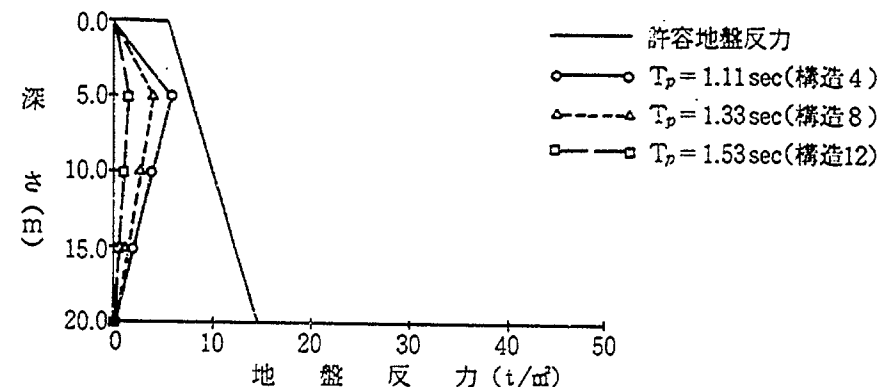


図 5-10 各橋脚系の応答地盤反力と許容地盤反力との関係
 (4 種地盤 : $T_g = 1.20 \text{ sec}$)

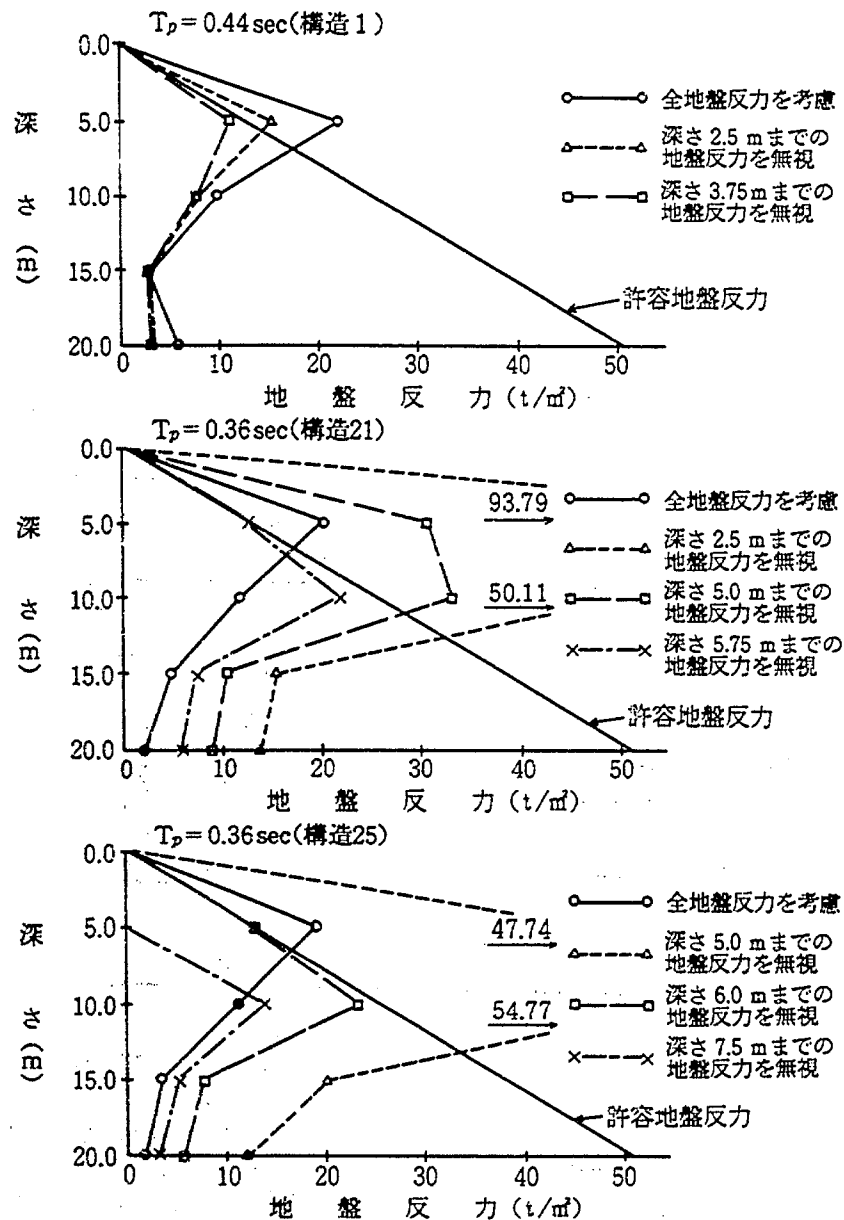


図 5-11 地盤支持ばねの削除による応答地盤反力分布の変化と許容地盤反力の関係 (2 種地盤: $T_g = 0.40 \text{ sec}$)

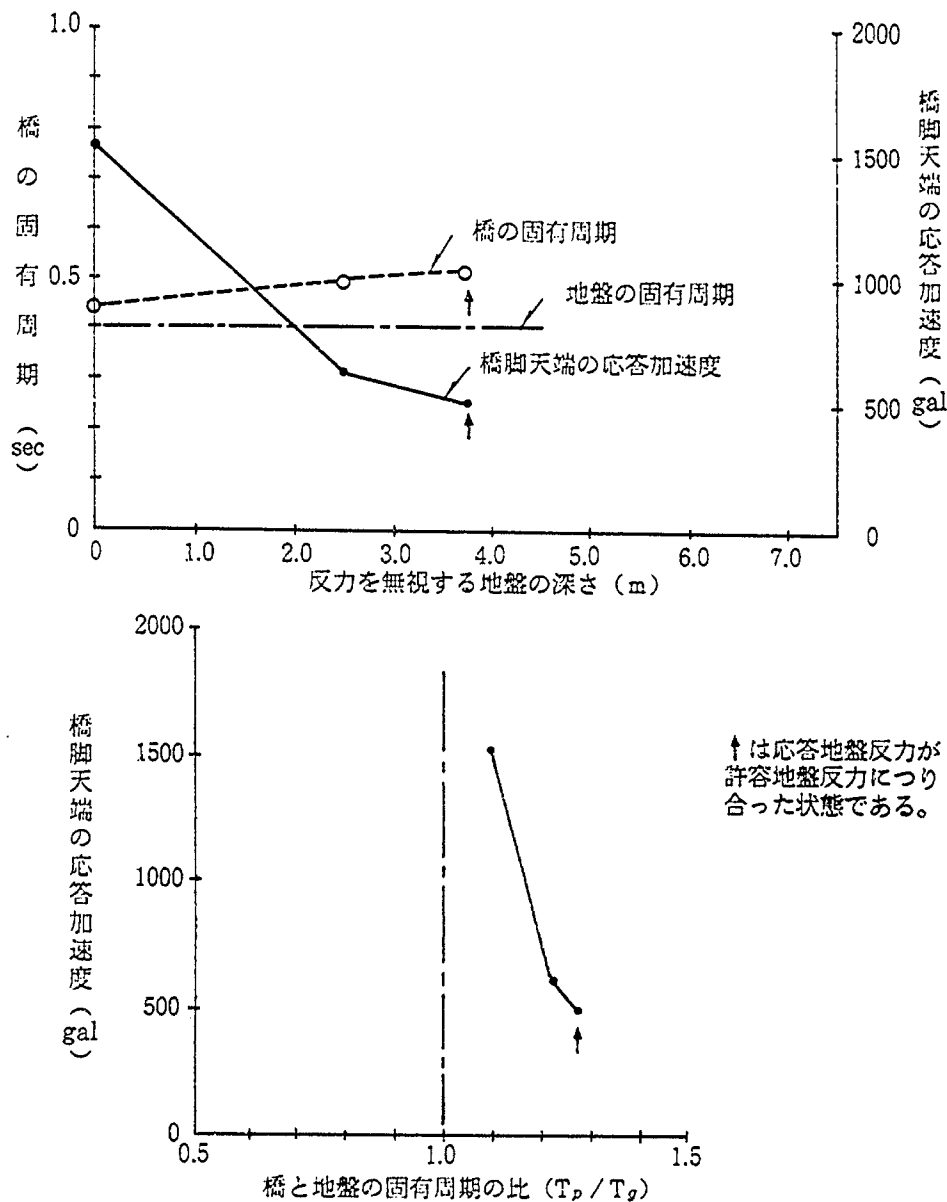


図 5-12 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化 (構造 1: $T_p = 0.44 \text{ sec}$, $T_g = 0.40 \text{ sec}$)

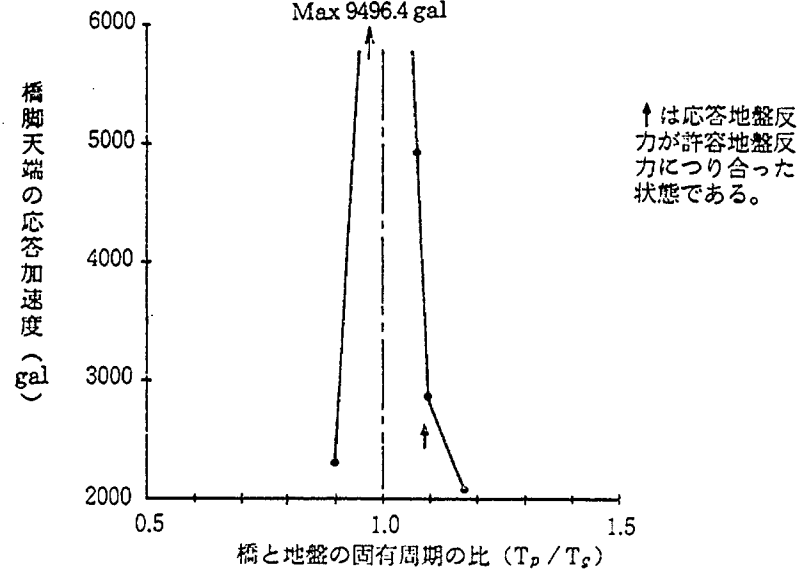
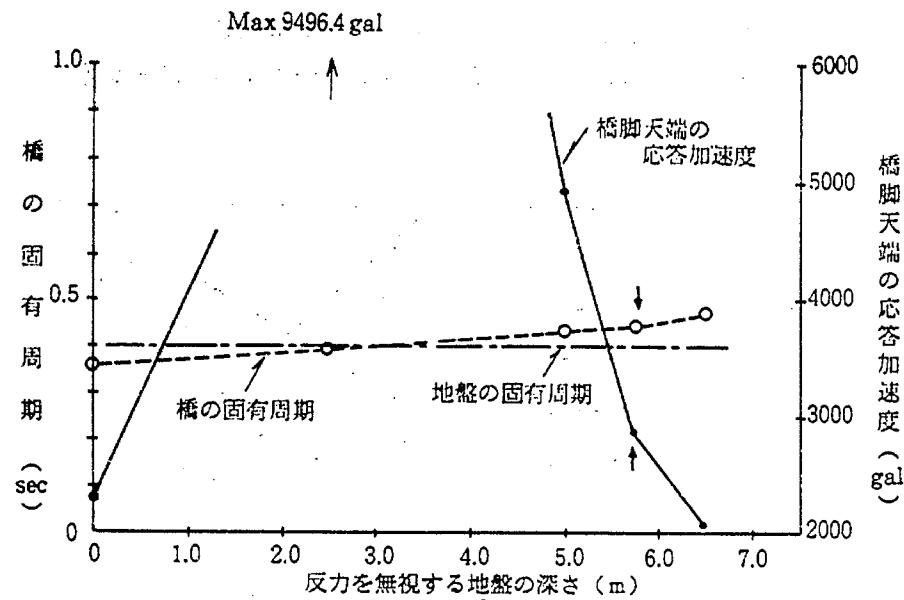


図 5-13 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化
(構造 21 : $T_p = 0.36$ sec, $T_g = 0.40$ sec)

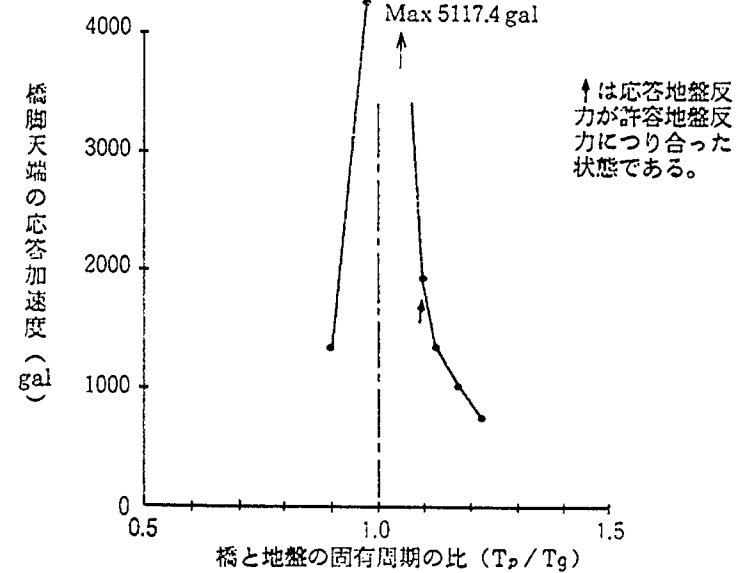
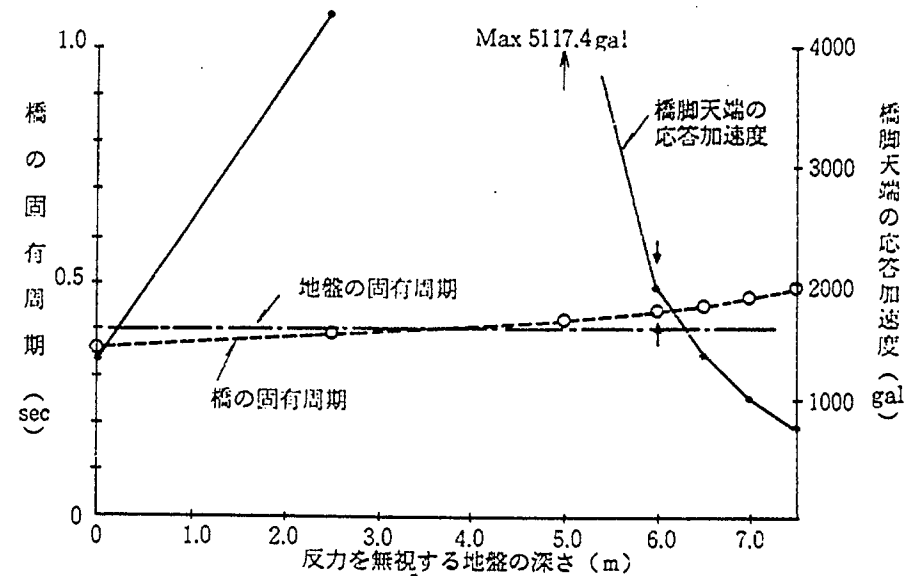


図 5-14 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化
(構造 25 : $T_p = 0.36$ sec, $T_g = 0.40$ sec)

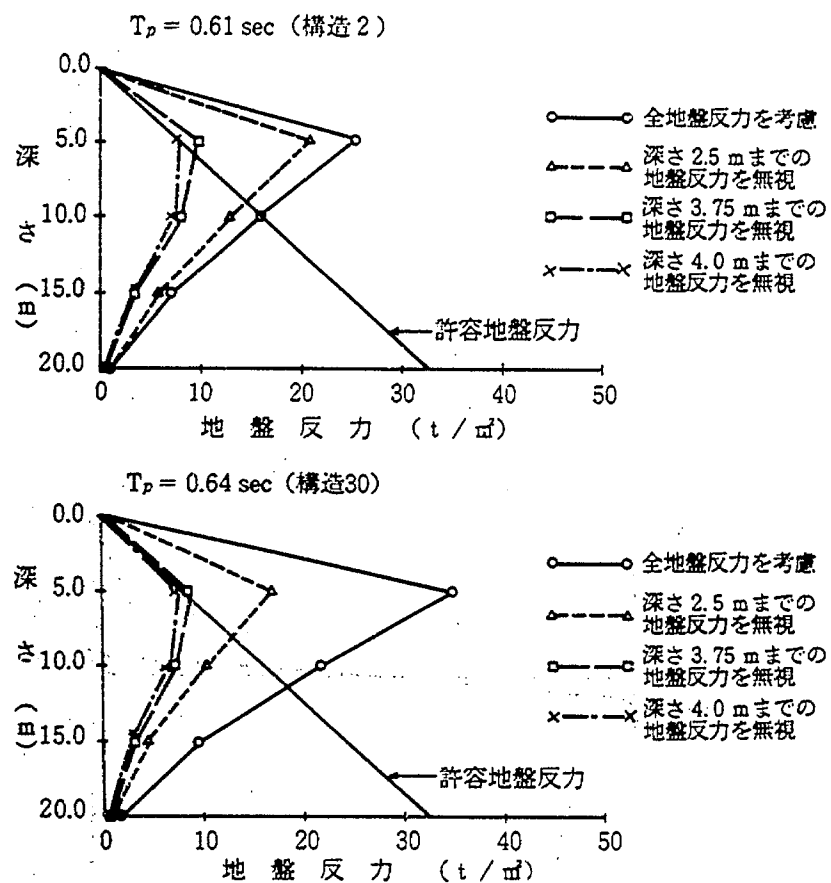


図5-15 地盤支持ばねの削除による応答地盤反力分布の変化と許容地盤反力の関係 (3種地盤: $T_g = 0.66 \text{ sec}$)

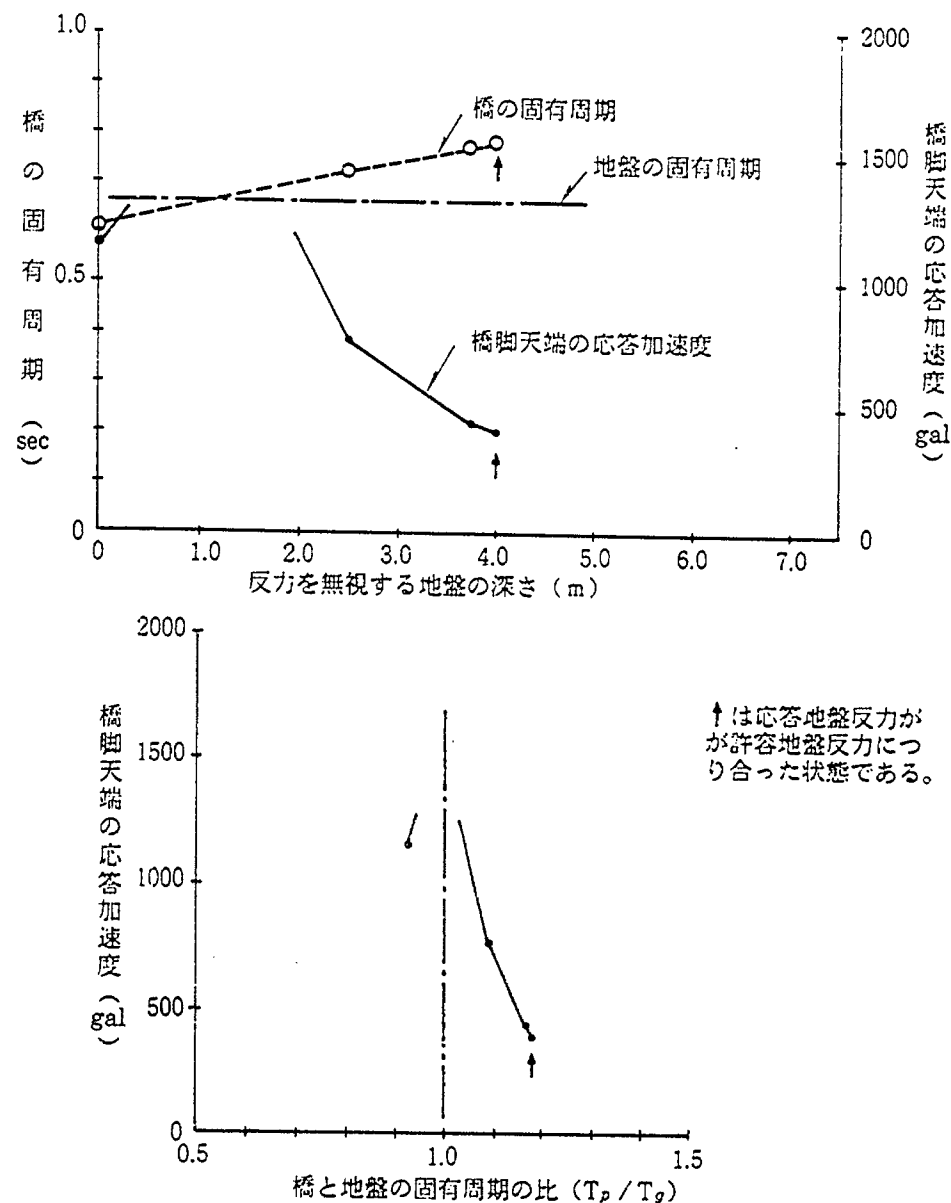


図5-16 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化 (構造2: $T_p = 0.61 \text{ sec}$, $T_g = 0.66 \text{ sec}$)

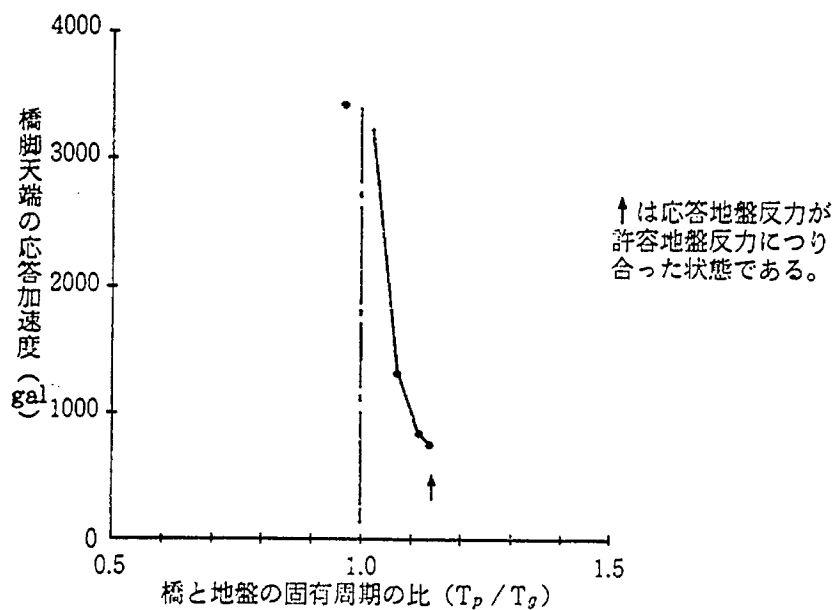
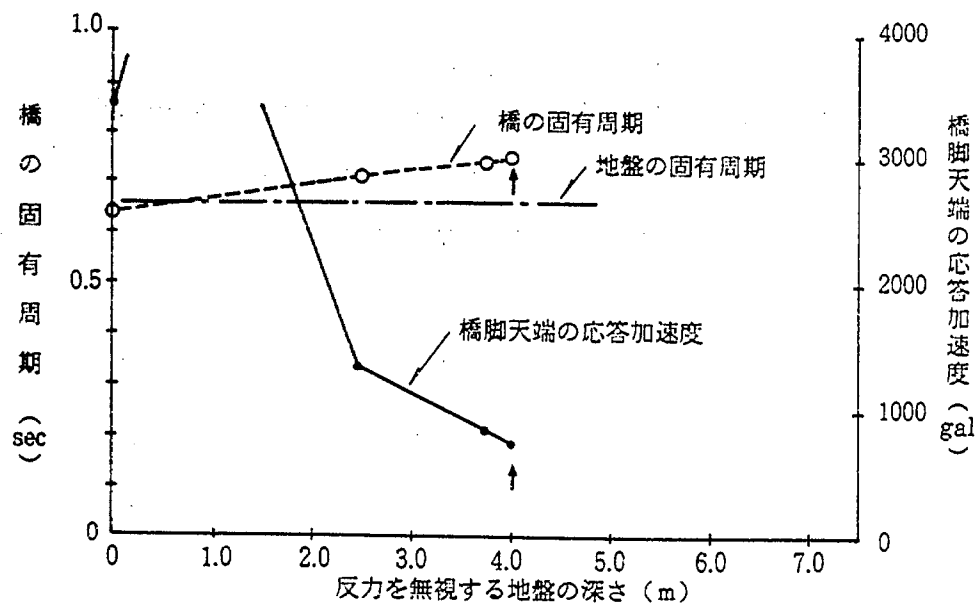


図 5-17 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化
(構造30 : $T_p = 0.64 \text{ sec}$, $T_g = 0.66 \text{ sec}$)

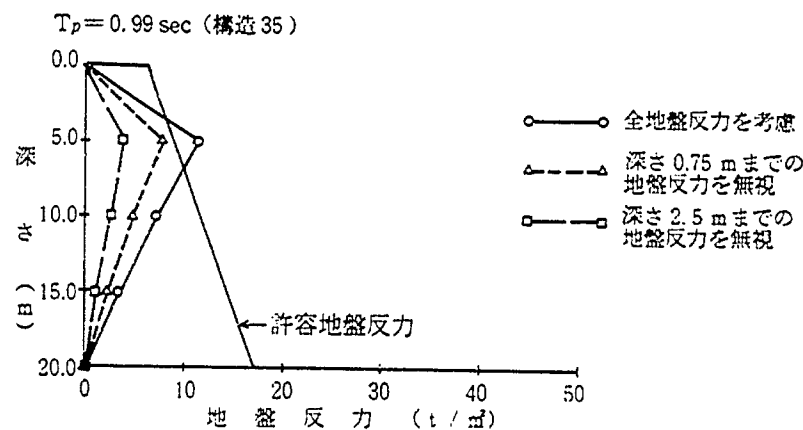
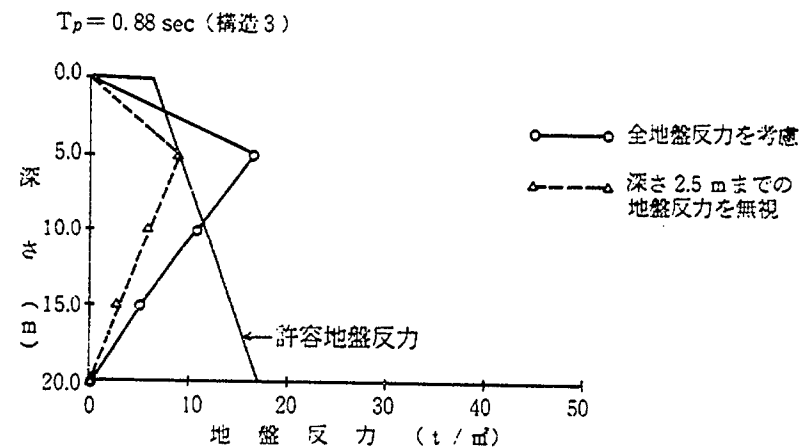


図 5-18 地盤支持ばねの削除による応答地盤反力分布の変化と許容地盤反力の関係 (4 種地盤 : $T_g = 0.93 \text{ sec}$)

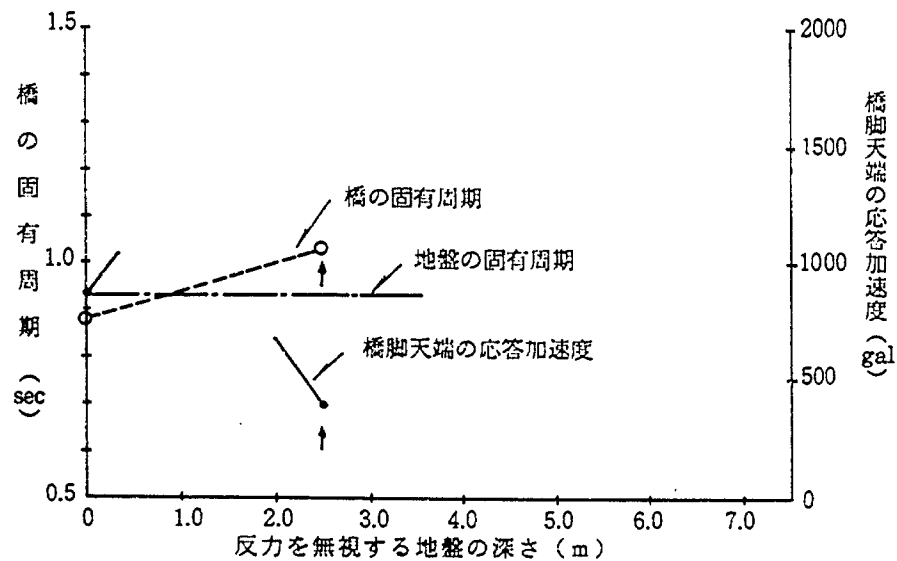


図 5-19 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化
(構造 3 : $T_p = 0.88$ sec, $T_g = 0.93$ sec)

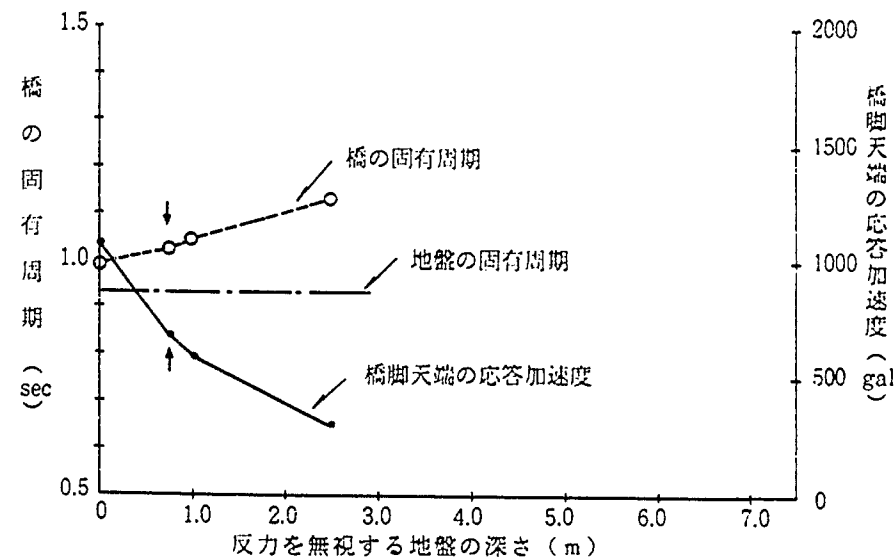
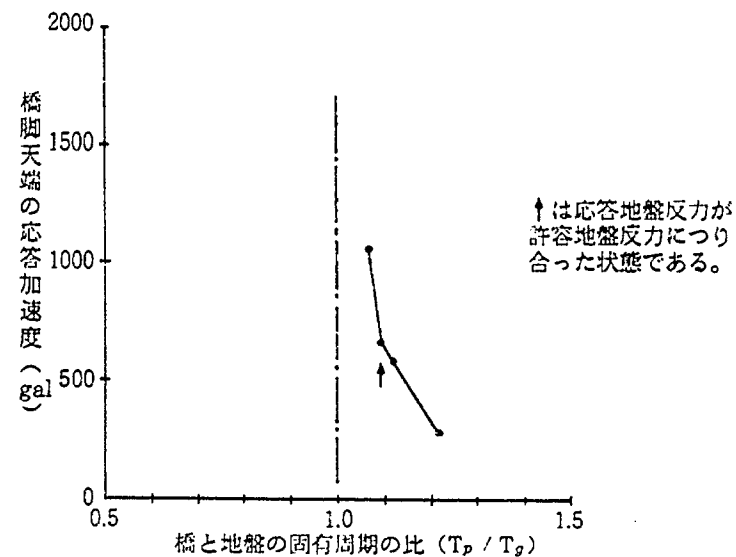
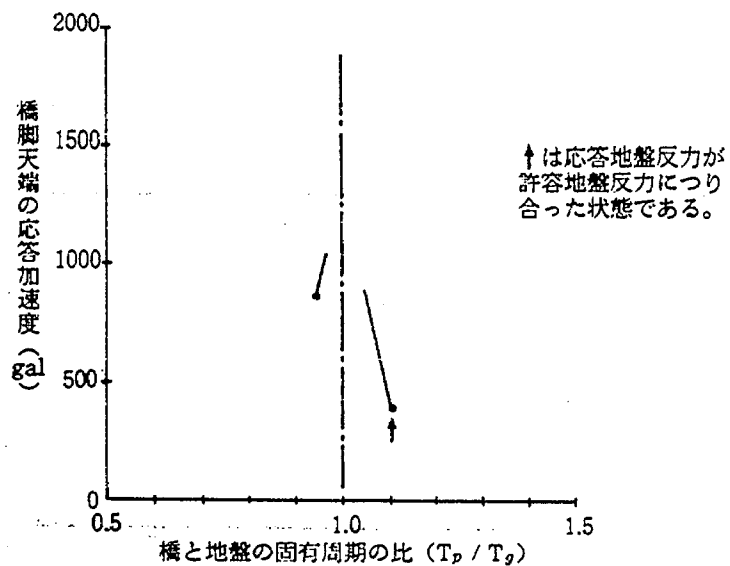


図 5-20 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化
(構造 35 : $T_p = 0.99$ sec, $T_g = 0.93$ sec)



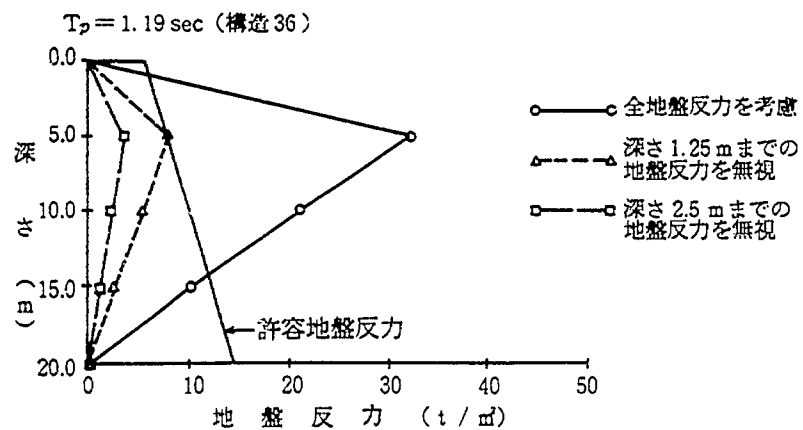


図 5-21 地盤支持ばねの削除による応答地盤反力分布の変化と許容地盤反力の関係 (4 種地盤: $T_g = 1.20 \text{ sec}$)

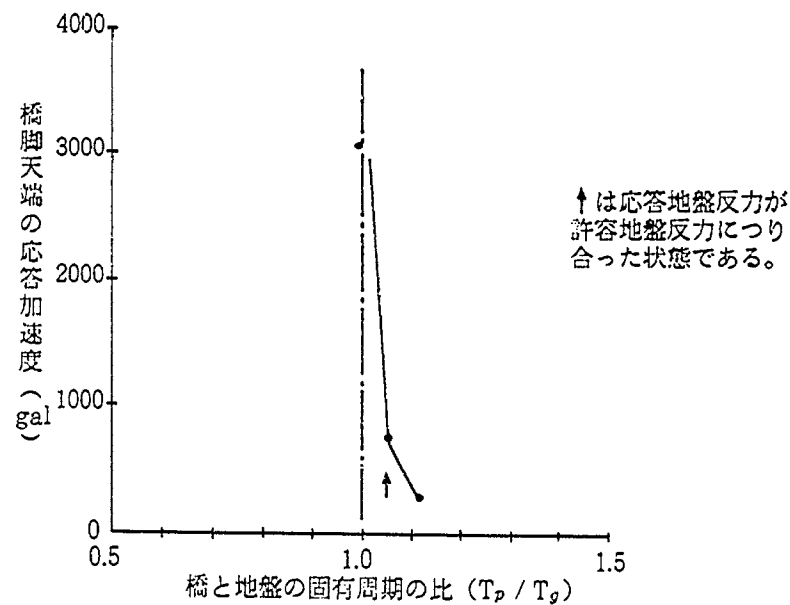
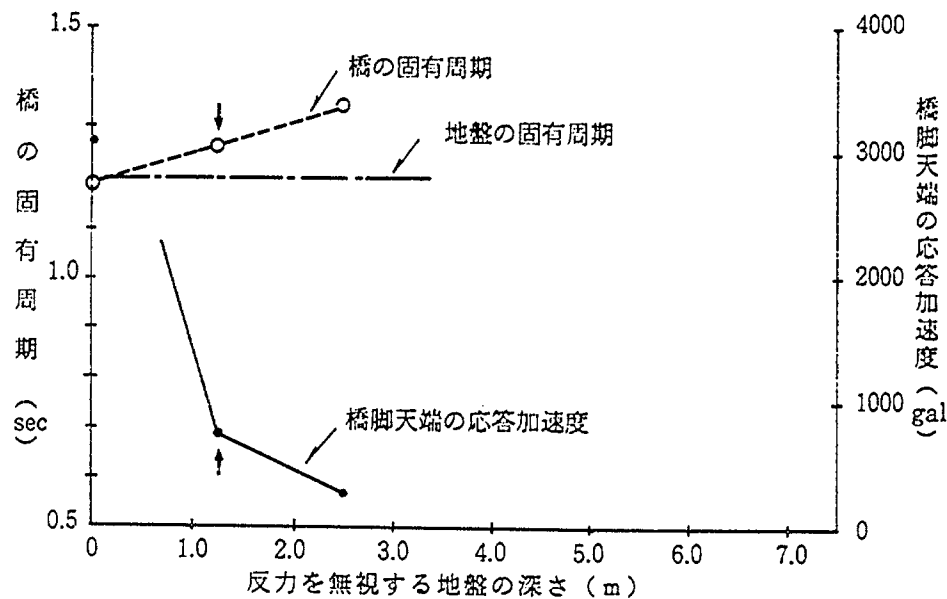


図 5-22 地盤反力の低下による固有周期および応答の変化 (構造 36: $T_p = 1.19 \text{ sec}$, $T_g = 1.20 \text{ sec}$)

表 5-8 橋脚天端の最大応答加速度(地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)

(単位: gal)

構造番号	地盤の固有周期 (sec) 橋の固有周期 (sec)	0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
13	0.15	615.0				可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3$ sec
17	0.26	868.1				可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3$ sec
14	0.27		307.4			可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5$ sec
18	0.36		381.8			可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5$ sec
21	0.36	2863.2				可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3$ sec
25	0.36	1940.6				単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3$ sec
1	0.44	505.0				固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3$ sec
15	0.44			272.3		可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7$ sec
26	0.46		341.3			単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5$ sec
22	0.48		593.0			可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5$ sec
19	0.53			326.1		可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7$ sec
29	0.54	452.2				単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3$ sec
16	0.58				262.4	可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9$ sec
2	0.61		391.8			固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5$ sec
20	0.61				311.5	可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9$ sec
5	0.62	242.7				固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3$ sec
30	0.64		747.6			単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5$ sec
27	0.65			198.7		単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7$ sec
33	0.65	309.7				単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3$ sec
23	0.68			383.2		可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7$ sec
9	0.75	171.9				固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3$ sec
34	0.77		781.3			単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5$ sec
6	0.80		372.6			固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5$ sec
28	0.82				130.9	単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9$ sec
31	0.83			552.3		単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7$ sec
24	0.85				322.2	可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9$ sec
3	0.88			391.6		固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7$ sec
10	0.96		197.1			固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5$ sec
35	0.99			670.0		単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7$ sec
32	1.01				248.2	単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9$ sec
7	1.09			294.1		固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7$ sec
4	1.11				349.5	固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9$ sec
36	1.19				743.5	単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9$ sec
11	1.28			136.2		固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7$ sec
8	1.33				263.5	固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9$ sec
12	1.53				108.4	固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9$ sec

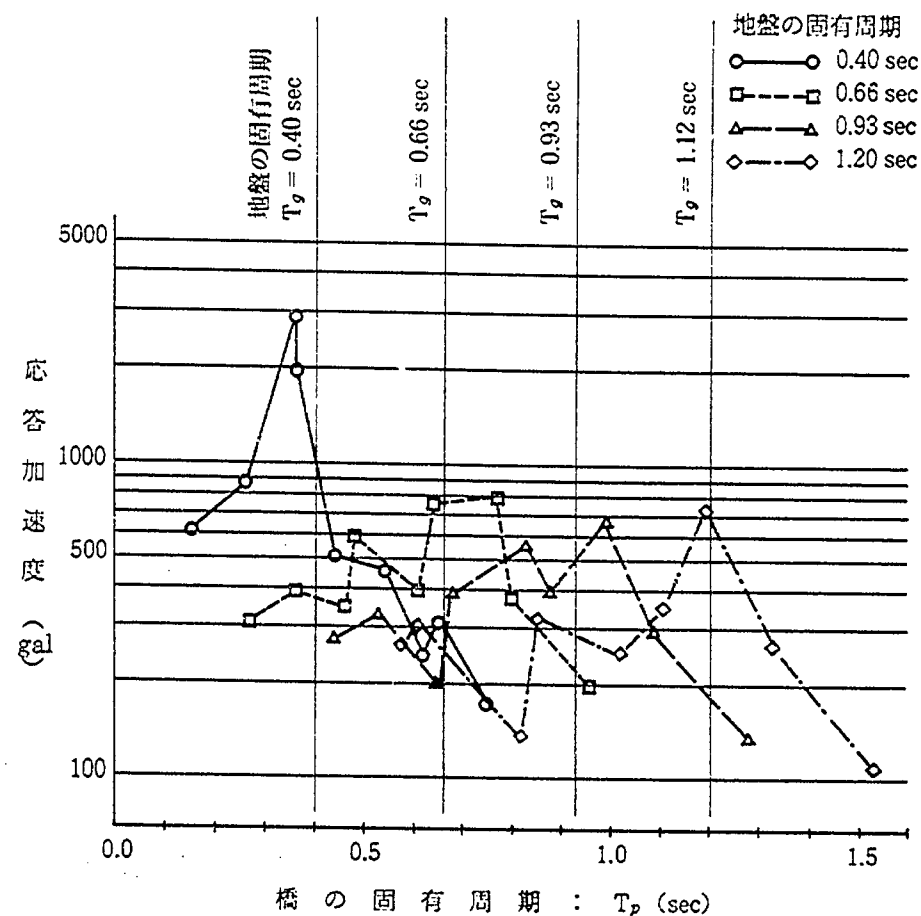


図 5-23 橋脚天端の最大応答加速度(地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)

表 5-9 橋脚天端の最大応答変位 (地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)

(単位: cm)

構造番号	地盤の固有周期 (sec)		0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
	橋の固有周期 (sec)						
13	0.15	0.95					可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3$ sec
17	0.26	2.25					可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3$ sec
14	0.27			1.45			可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5$ sec
18	0.36			2.32			可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5$ sec
21	0.36	12.83					可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3$ sec
25	0.36	8.68					単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3$ sec
1	0.44	2.82					固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.3$ sec
15	0.44				1.92		可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7$ sec
26	0.46			2.79			単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5$ sec
22	0.48			4.61			可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5$ sec
19	0.53				2.82		可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7$ sec
29	0.54	2.68					単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3$ sec
16	0.58					1.91	可動 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9$ sec
2	0.61			5.17			固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.5$ sec
20	0.61					2.68	可動 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9$ sec
5	0.62	1.77					固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.3$ sec
30	0.64			8.90			単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5$ sec
27	0.65				3.26		単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7$ sec
33	0.65	2.12					単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3$ sec
23	0.68				4.96		可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7$ sec
9	0.75	1.55					固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.3$ sec
34	0.77			8.02			単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5$ sec
6	0.80			5.05			固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.5$ sec
28	0.82					3.01	単純 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9$ sec
31	0.83				10.95		単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7$ sec
24	0.85					4.26	可動 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9$ sec
3	0.88				9.65		固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.7$ sec
10	0.96			3.43			固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.5$ sec
35	0.99				16.26		単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7$ sec
32	1.01					7.49	単純 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9$ sec
7	1.09				7.64		固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.7$ sec
4	1.11					11.71	固定 $h_p = 10m$ $T_G = 0.9$ sec
36	1.19					28.25	単純 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9$ sec
11	1.28				4.15		固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.7$ sec
8	1.33					10.53	固定 $h_p = 15m$ $T_G = 0.9$ sec
12	1.33					4.80	固定 $h_p = 20m$ $T_G = 0.9$ sec

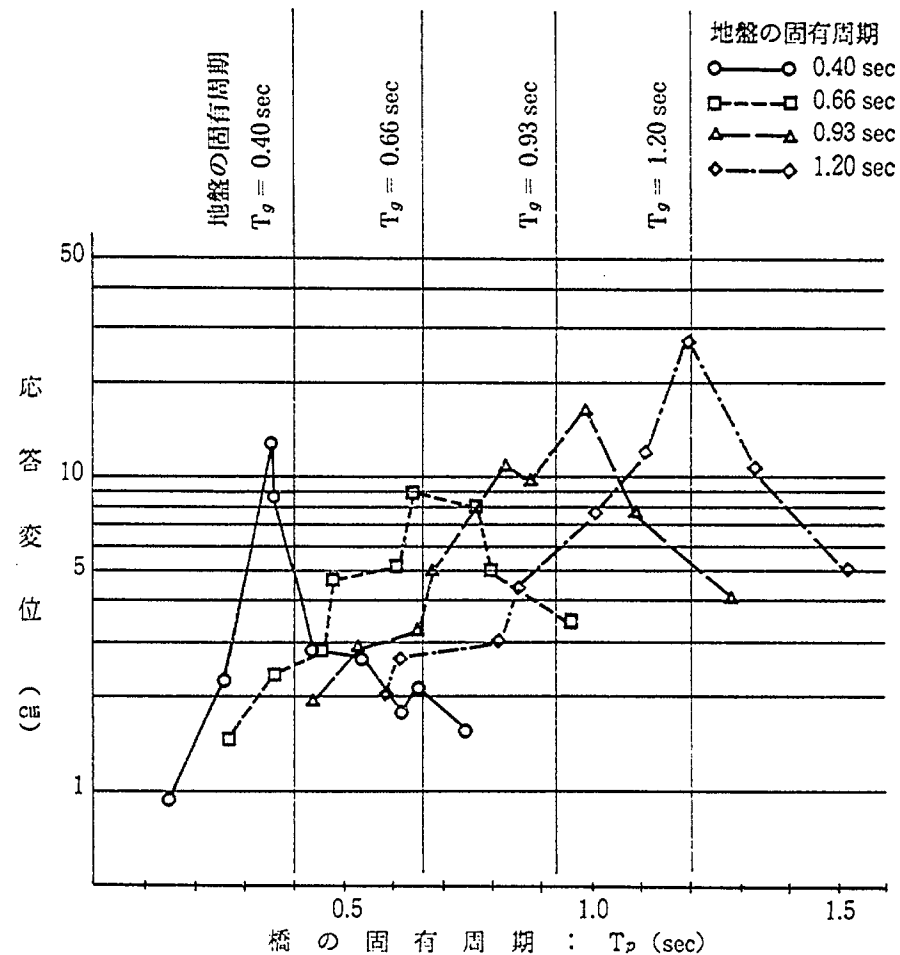


図 5-24 橋脚天端の最大応答変位 (地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)

表 5-10 ケーソン重心位置の最大応答加速度(地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)
(単位: gal)

(単位: gal)

構造 番号	地盤の固有周期 (sec)		0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
	橋の固有周期 (sec)						
13	0.15	89.9					可動 $h_p=10m$ $T_c=0.3$ sec
17	0.26	75.4					可動 $h_p=15m$ $T_c=0.3$ sec
14	0.27			64.9			可動 $h_p=10m$ $T_c=0.5$ sec
18	0.36			64.9			可動 $h_p=15m$ $T_c=0.5$ sec
21	0.36	198.2					可動 $h_p=20m$ $T_c=0.3$ sec
25	0.36	238.7					単純 $h_p=10m$ $T_c=0.3$ sec
1	0.44	76.2					固定 $h_p=10m$ $T_c=0.3$ sec
15	0.44				47.1		可動 $h_p=10m$ $T_c=0.7$ sec
26	0.46			74.4			単純 $h_p=10m$ $T_c=0.5$ sec
22	0.48			80.4			可動 $h_p=20m$ $T_c=0.5$ sec
19	0.53				59.2		可動 $h_p=15m$ $T_c=0.7$ sec
29	0.54	59.9					単純 $h_p=15m$ $T_c=0.3$ sec
16	0.58					38.3	可動 $h_p=10m$ $T_c=0.9$ sec
2	0.61			90.9			固定 $h_p=10m$ $T_c=0.5$ sec
20	0.61					51.0	可動 $h_p=15m$ $T_c=0.9$ sec
5	0.62	58.8					固定 $h_p=15m$ $T_c=0.3$ sec
30	0.64			162.1			単純 $h_p=15m$ $T_c=0.5$ sec
27	0.65				67.1		単純 $h_p=10m$ $T_c=0.7$ sec
33	0.65	73.0					単純 $h_p=20m$ $T_c=0.3$ sec
23	0.68				74.4		可動 $h_p=20m$ $T_c=0.7$ sec
9	0.75	76.4					固定 $h_p=20m$ $T_c=0.3$ sec
34	0.77			238.7			単純 $h_p=20m$ $T_c=0.5$ sec
6	0.80			52.6			固定 $h_p=15m$ $T_c=0.5$ sec
28	0.82					57.1	単純 $h_p=10m$ $T_c=0.9$ sec
31	0.83				102.4		単純 $h_p=15m$ $T_c=0.7$ sec
24	0.85					64.5	可動 $h_p=20m$ $T_c=0.9$ sec
3	0.88				118.1		固定 $h_p=10m$ $T_c=0.7$ sec
10	0.96			45.9			固定 $h_p=20m$ $T_c=0.5$ sec
35	0.99				95.2		単純 $h_p=20m$ $T_c=0.7$ sec
32	1.01					63.7	単純 $h_p=15m$ $T_c=0.9$ sec
7	1.09				73.4		固定 $h_p=15m$ $T_c=0.7$ sec
4	1.11					116.1	固定 $h_p=10m$ $T_c=0.9$ sec
36	1.19					133.3	単純 $h_p=20m$ $T_c=0.9$ sec
11	1.28				49.1		固定 $h_p=20m$ $T_c=0.7$ sec
8	1.33					77.2	固定 $h_p=15m$ $T_c=0.9$ sec
12	1.53					51.0	固定 $h_p=20m$ $T_c=0.9$ sec

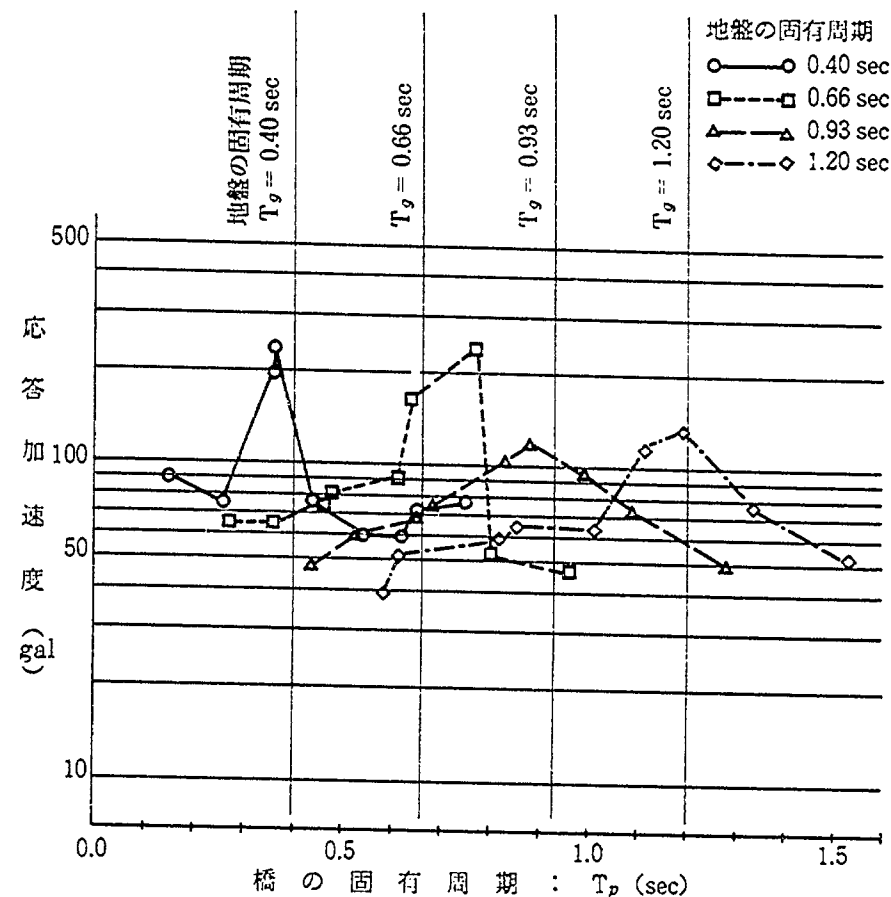


図-25 ケーソン重心位置の最大応答加速度(地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)

表 5-11 ケーソン重心位置の最大応答変位(地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)
(単位: cm)

構造番号	地盤の固有周期 (sec) 橋の固有周期 (sec)	0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
13	0.15	0.27				可動 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
17	0.26	0.29				可動 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
14	0.27		0.46			可動 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
18	0.36		0.56			可動 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
21	0.36	0.75				可動 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
25	0.36	0.80				単純 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
1	0.44	0.27				固定 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
15	0.44			0.62		可動 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
26	0.46		0.61			単純 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
22	0.48		0.66			可動 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
19	0.53			0.70		可動 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
29	0.54	0.23				単純 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
16	0.58				0.63	可動 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
2	0.61		1.13			固定 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
20	0.61				0.70	可動 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
5	0.62	0.22				固定 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
30	0.64		1.01			単純 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
27	0.65			0.90		単純 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
33	0.65	0.24				単純 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
23	0.68			0.96		可動 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
9	0.75	0.23				固定 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.3\text{ sec}$
34	0.77		0.55			単純 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
6	0.80		0.53			固定 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
28	0.82				0.90	単純 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
31	0.83			1.93		単純 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
24	0.85				0.91	可動 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
3	0.88			2.62		固定 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
10	0.96		0.33			固定 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.5\text{ sec}$
35	0.99			2.17		単純 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
32	1.01				1.61	単純 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
7	1.09			1.42		固定 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
4	1.11				3.41	固定 $h_p=10\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
36	1.19				4.87	単純 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
11	1.28			0.62		固定 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.7\text{ sec}$
8	1.33				2.31	固定 $h_p=15\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$
12	1.53				0.86	固定 $h_p=20\text{ m}$ $T_c=0.9\text{ sec}$

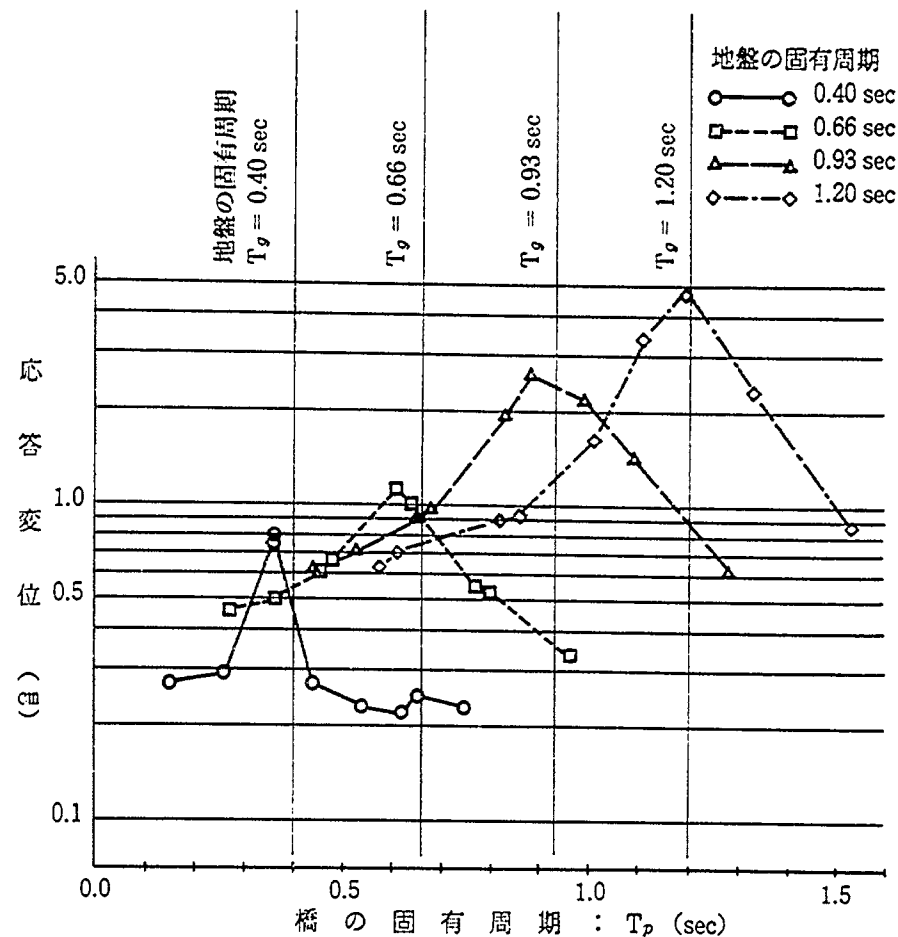


図 5-26 ケーソン重心位置の最大応答変位(地盤反力の低下を考慮, 減衰定数20%)

表 5-12 地盤（地表面）の最大応答加速度（地盤反力の低下を考慮，減衰定数20%）
(単位: gal)

構造番号	地盤の固有周期 (sec)		0.40	0.66	0.93	1.20	備 考
	橋の固有周期 (sec)						
13	0.15		112.7				可動 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
17	0.26		112.7				可動 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
14	0.27			84.6			可動 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
18	0.36			84.6			可動 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
21	0.36		112.4				可動 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
25	0.36		112.4				単純 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
1	0.44		112.7				固定 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
15	0.44				61.4		可動 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
26	0.46			84.6			単純 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
22	0.48			84.6			可動 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
19	0.53				61.4		可動 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
29	0.54		112.7				単純 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
16	0.58					45.9	可動 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
2	0.61			84.6			固定 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
20	0.61					45.9	可動 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
5	0.62		112.7				固定 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
30	0.64			84.5			単純 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
27	0.65				61.4		単純 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
33	0.65		112.7				単純 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
23	0.68				61.4		可動 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
9	0.75		112.7				固定 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.3\text{ sec}$
34	0.77			84.5			単純 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
6	0.80			84.6			固定 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
28	0.82					45.9	単純 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
31	0.83				61.3		単純 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
24	0.85					45.9	可動 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
3	0.88				61.3		固定 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
10	0.96			84.6			固定 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.5\text{ sec}$
35	0.99				61.3		単純 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
32	1.01					45.9	単純 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
7	1.09				61.3		固定 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
4	1.11					45.8	固定 $h_p=10\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
36	1.19					45.7	単純 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
11	1.28				61.4		固定 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.7\text{ sec}$
8	1.33					45.9	固定 $h_p=15\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$
12	1.53					45.9	固定 $h_p=20\text{m}$ $T_G=0.9\text{ sec}$

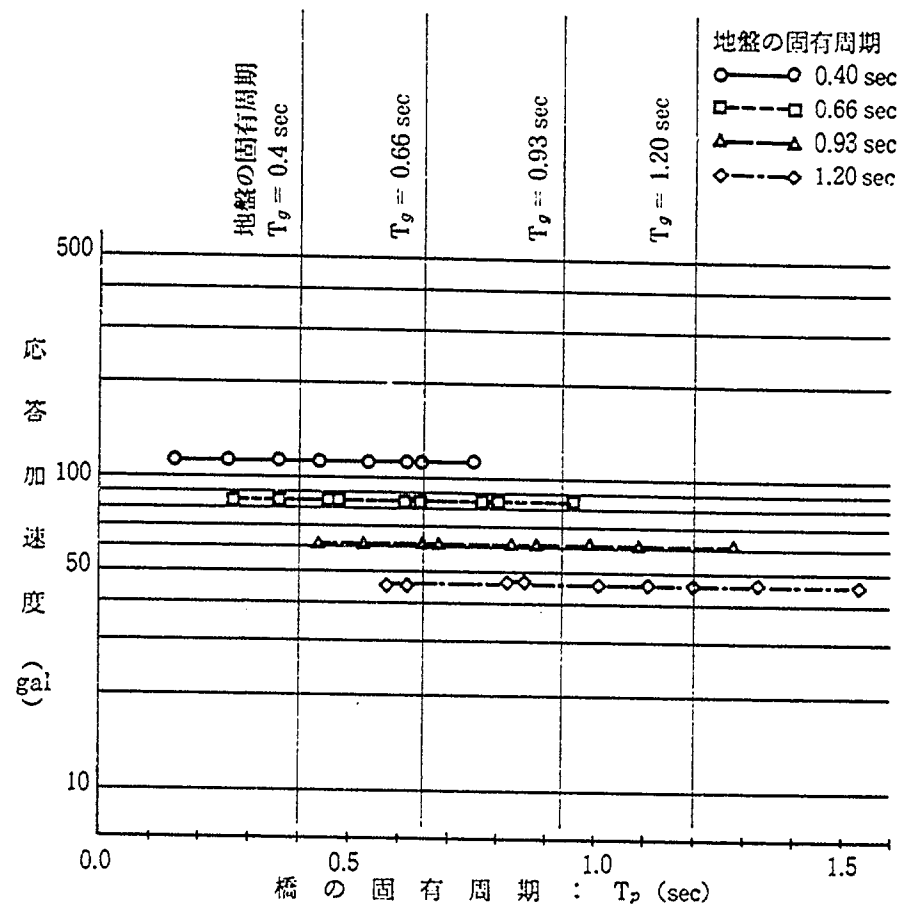


図 5-27 地盤（地表面）の最大応答加速度（地盤反力の低下を考慮，減衰定数20%）

表 5-13 地盤（地表面）の最大応答変位（地盤反力の低下を考慮，減衰定数 20%）
（単位：cm）

構造番号	地盤の固有周期 (sec)				備考
	橋の固有周期 (sec)	0.40	0.66	0.93	1.20
13	0.15	0.41			可動 $h_p=10m$ $T_G=0.3$ sec
17	0.26	0.41			可動 $h_p=15m$ $T_G=0.3$ sec
14	0.27		0.67		可動 $h_p=10m$ $T_G=0.5$ sec
18	0.36		0.67		可動 $h_p=15m$ $T_G=0.5$ sec
21	0.36	0.40			可動 $h_p=20m$ $T_G=0.3$ sec
25	0.36	0.40			単純 $h_p=10m$ $T_G=0.3$ sec
1	0.44	0.41			固定 $h_p=10m$ $T_G=0.3$ sec
15	0.44			0.95	可動 $h_p=10m$ $T_G=0.7$ sec
26	0.46		0.67		単純 $h_p=10m$ $T_G=0.5$ sec
22	0.48		0.67		可動 $h_p=20m$ $T_G=0.5$ sec
19	0.53			0.95	可動 $h_p=15m$ $T_G=0.7$ sec
29	0.54	0.41			単純 $h_p=15m$ $T_G=0.3$ sec
16	0.58				1.09
2	0.61		0.67		固定 $h_p=10m$ $T_G=0.5$ sec
20	0.61				1.09
5	0.62	0.41			固定 $h_p=15m$ $T_G=0.3$ sec
30	0.64		0.67		単純 $h_p=15m$ $T_G=0.5$ sec
27	0.65			0.95	単純 $h_p=10m$ $T_G=0.7$ sec
33	0.65	0.41			単純 $h_p=20m$ $T_G=0.3$ sec
23	0.68			0.95	可動 $h_p=20m$ $T_G=0.7$ sec
9	0.75	0.41			固定 $h_p=20m$ $T_G=0.3$ sec
34	0.77		0.67		単純 $h_p=20m$ $T_G=0.5$ sec
6	0.80		0.67		固定 $h_p=15m$ $T_G=0.5$ sec
28	0.82				1.09
31	0.83			0.95	単純 $h_p=15m$ $T_G=0.7$ sec
24	0.85				1.09
3	0.88			0.95	固定 $h_p=10m$ $T_G=0.7$ sec
10	0.96		0.67		固定 $h_p=20m$ $T_G=0.5$ sec
35	0.99			0.95	単純 $h_p=20m$ $T_G=0.7$ sec
32	1.01				1.09
7	1.09			0.95	固定 $h_p=15m$ $T_G=0.7$ sec
4	1.11				1.09
36	1.19				1.08
11	1.28			0.95	固定 $h_p=20m$ $T_G=0.7$ sec
8	1.33				1.09
12	1.53				1.09

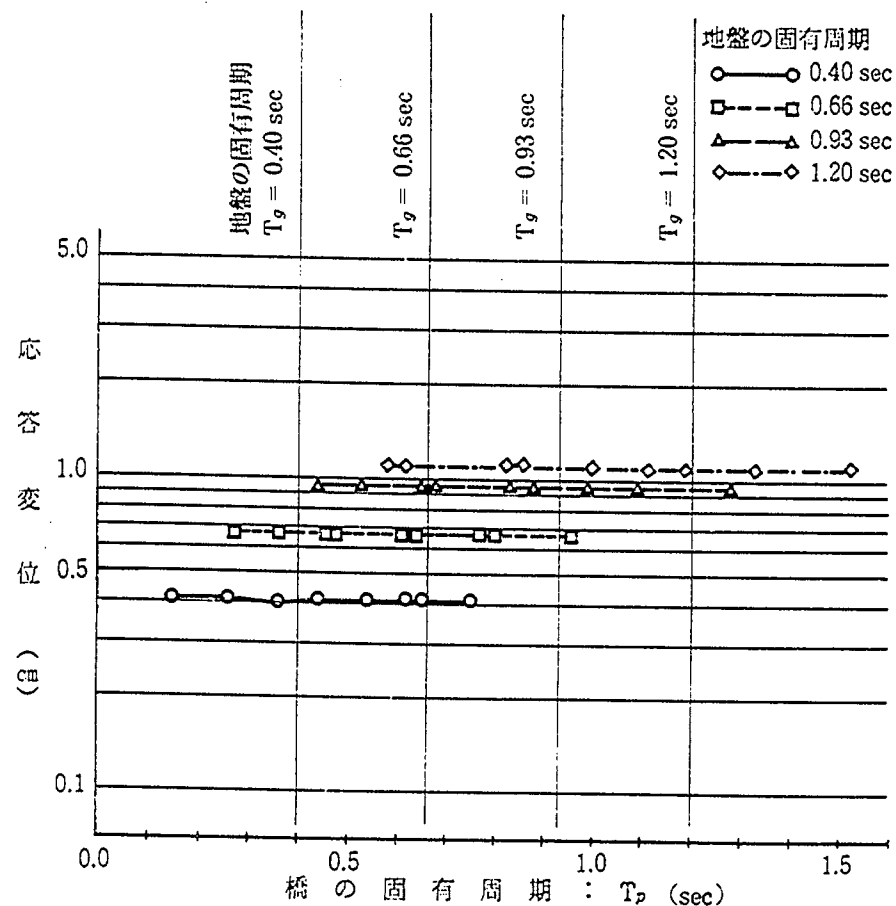


図 5-28 地盤（地表面）の最大応答変位（地反力の低下を考慮，減衰定数 20%）

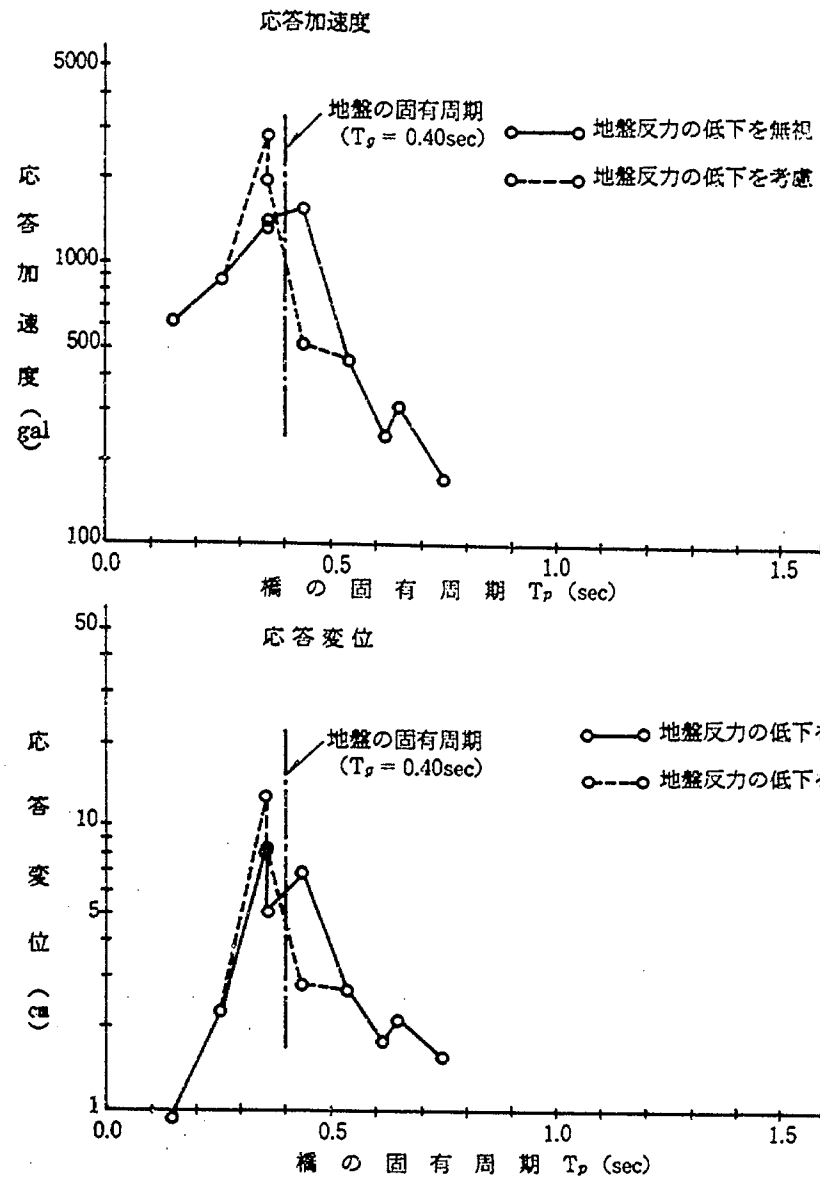


図5-29 地盤反力の低下による橋脚天端の応答の変化 (2種地盤 : $T_g = 0.40 \text{ sec}$)

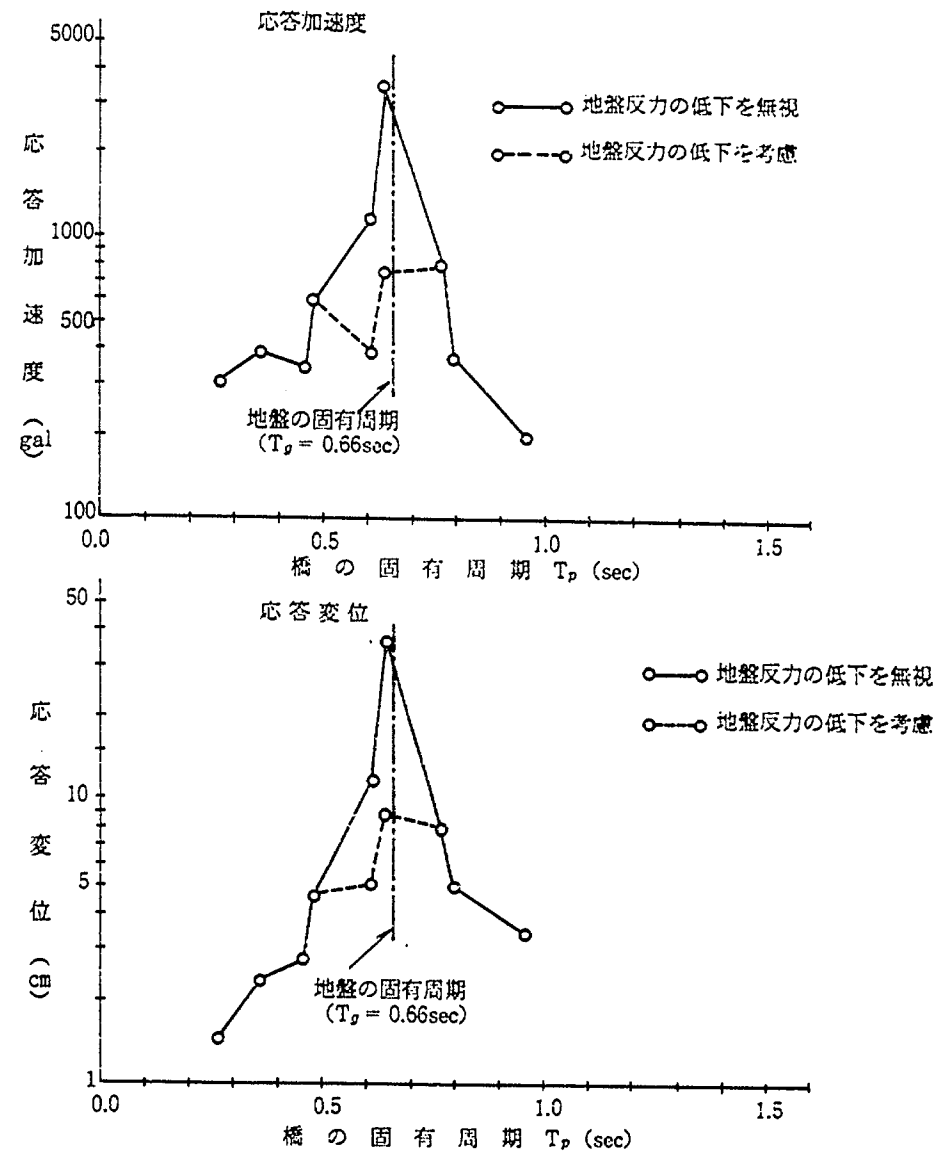


図5-30 地盤反力の低下による橋脚天端の応答の変化 (3種地盤 : $T_g = 0.66 \text{ sec}$)

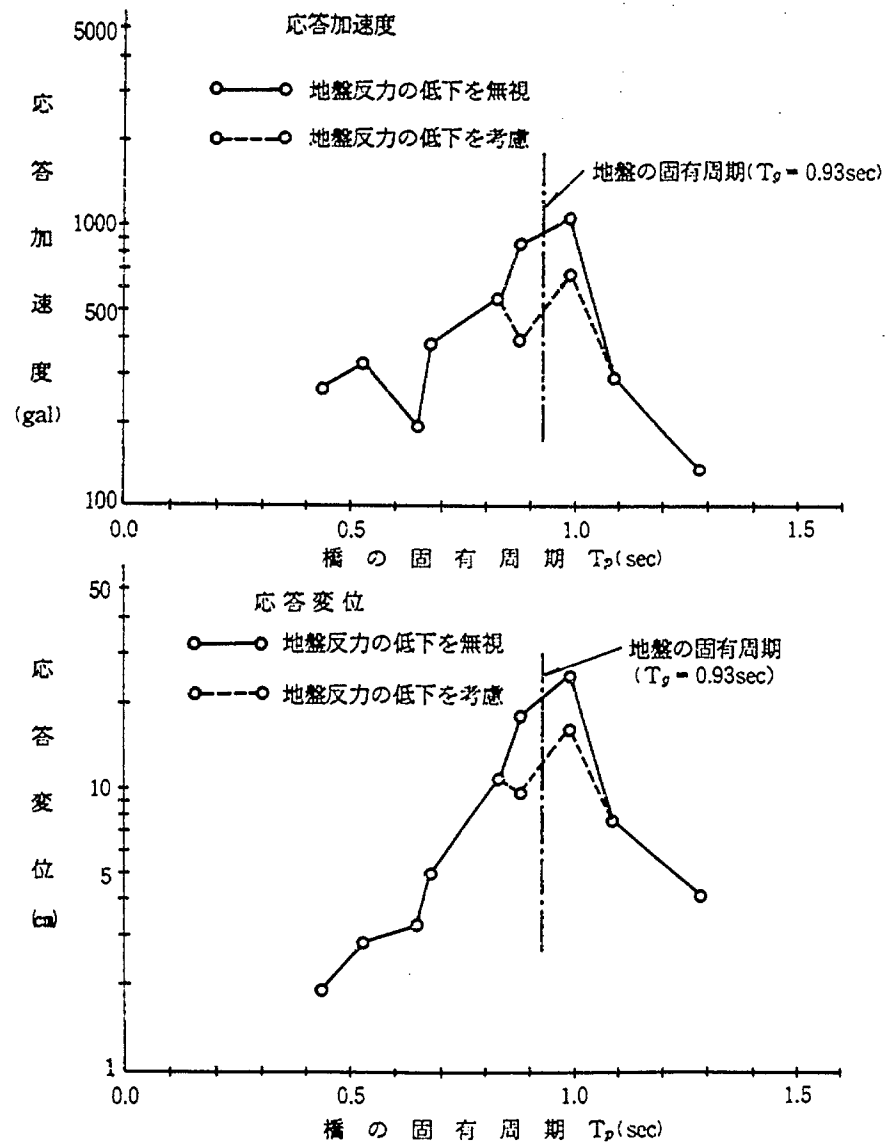


図 5-31 地盤反力の低下による橋脚天端の応答の変化
(4種地盤: $T_g = 0.93$ sec)

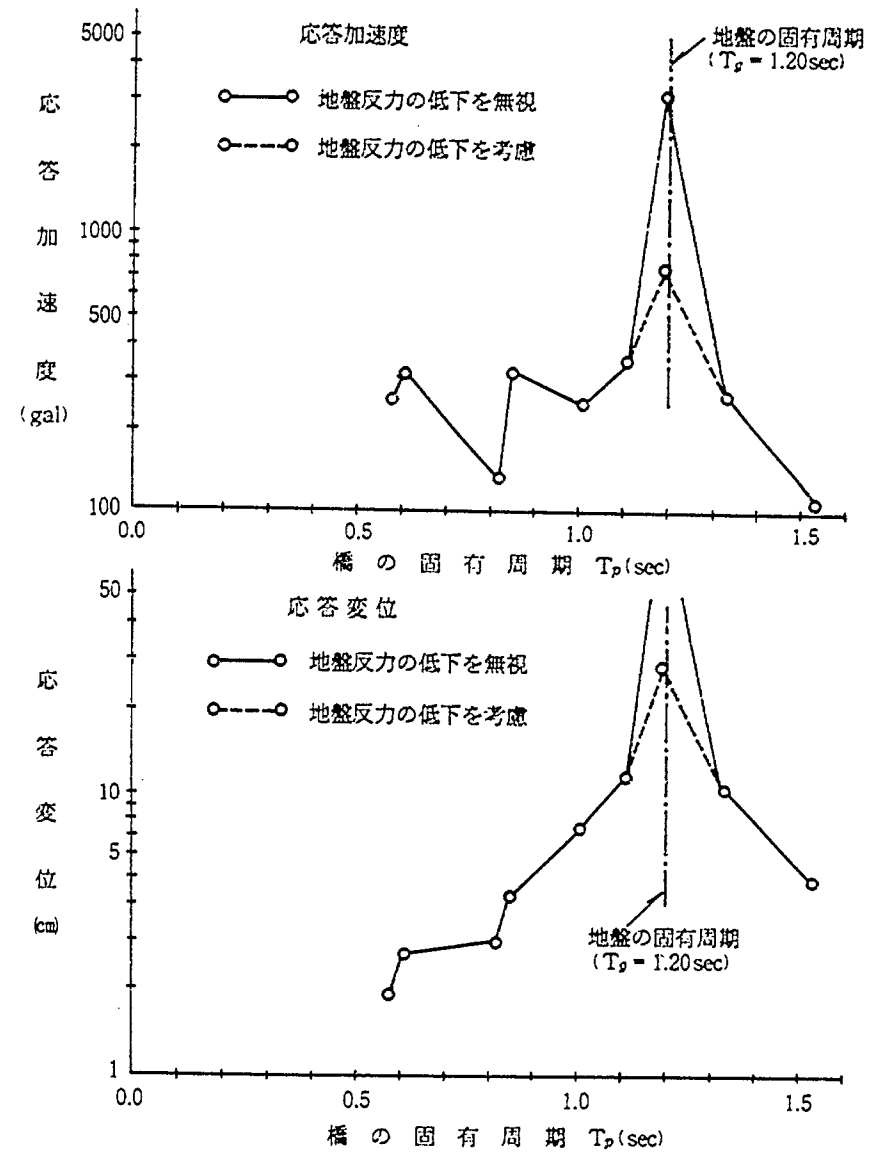


図 5-32 地盤反力の低下による橋脚天端の応答の変化
(4種地盤: $T_g = 1.20$ sec)

6. 静的解析（修正震度法）および動的解析による地震応答の比較

ここでは、修正震度法による静的解析（2章）と、動的解析（5章）による地震応答の比較を橋脚天端の応答加速度と応答変位、および橋脚躯体基部のせん断力と曲げモーメントに着目して行った。動的解析による地震応答は減衰定数を20%と想定し、地盤反力の低下を無視した場合と地盤反力の低下を考慮した場合について静的解析の結果との比較を行った。

表6-1に静的解析結果と動的解析結果の比較一覧表を示す。

図6-1は式（2-2）を用いた静的解析および動的解析による橋の固有周期の比較を示したものであるが、両者はよく一致しており、基礎地盤の変形の影響を考慮した式（2-2）による推定固有周期は十分精度の良いものと考えられる。また表6-2は地盤の特性値 T_0 、地震時の地盤の特性値 T_0^* と動的解析による地盤の固有周期 T_g の比較を示したものであるが、 T_g はどの地盤についても T_0^* よりやや大きめの値であるが、両者の差は小さい。

地盤反力の低下を無視した場合の動的応答（動的解析結果）の修正震度法による静的解析結果に対する倍率を表6-3および図6-2～図6-5に示す。橋の固有周期が地盤の固有周期に接近していて共振状態にある橋脚系の動的応答は、修正震度法による応答に比べて数倍～10倍程度の大きな値になっている。

地盤反力の低下を考慮した場合の動的応答（動的解析結果）の修正震度法による静的解析結果に対する倍率を表6-4および図6-6～図6-9に示す。地盤反力の低下を無視した場合に比べて、動的応答は2種地盤上の橋脚系を除いて静的解析結果の2～3倍程度以下と小さくなっている。ただし、2種地盤上の橋脚系については地盤反力の低下にもとづく固有周期の変化による動的応答の減少効果が小さく、依然共振状態にあって動的応答が静的解析結果の10倍程度の大きな応答を示す橋脚系がある。また、共振状態にある橋脚系の地盤反力の低下による動的応答の変化は、橋の固有周期が地盤の固有周期より長周期側にある場合は速やかに共振状態から脱して応答が減少する。これに対して橋の固有周期が地盤の固有周期よりも短周期側にある場合は、共振状態のピークを経験した後に共振状態から脱するために、応答の減少が遅れる傾向がある。

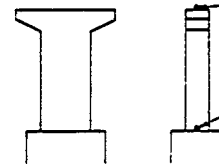
表 6-1 静的解析結果と動的解析結果の比較一覧表

構造諸元		静的解析（修正震度法）による応答						動的解析による応答（減衰定数20％，地盤反力の低下無視）						動的解析による応答（減衰定数20％，地盤反力の低下考慮）					
橋脚高 (m)	地盤種別	固有周期 (sec)	設計震度	応答変位 (cm)	せん断力 (t)	曲げモーメント (t・m)	固有周期 (sec)	応答震度	応答変位 (cm)	せん断力 (t)	曲げモーメント (t・m)	固有周期 (sec)	応答震度	応答変位 (cm)	せん断力 (t)	曲げモーメント (t・m)			
3 径間 固定 橋脚	10.0	2 種	0.44	0.20	0.96	243.3	2116.3	0.44	1.57	6.91	1651.5	15330.4	0.51	0.52	2.82	546.8	5050.7		
		3 "	0.63	0.28	2.71	340.6	2962.8	0.61	1.18	11.80	1309.7	11844.9	0.78	0.40	5.17	447.8	4037.3		
		4 "	0.88	0.30	5.74	364.9	3174.5	0.88	0.88	18.02	997.7	8933.9	1.03	0.40	9.65	454.4	4068.1		
		4 "	1.07	0.30	8.46	364.9	3174.5	1.11	0.37	11.71	406.8	3636.1	1.11	0.37	11.71	406.8	3636.1		
	15.0	2 "	0.63	0.25	2.48	353.9	4341.8	0.62	0.25	1.77	251.7	3548.1	0.62	0.25	1.77	251.7	3548.1		
		3 "	0.83	0.28	4.76	396.4	4862.8	0.80	0.38	5.05	443.9	5890.4	0.80	0.38	5.05	443.9	5890.4		
		4 "	1.11	0.30	9.08	424.7	5210.1	1.09	0.30	7.64	367.9	4774.2	1.09	0.30	7.64	367.9	4774.2		
		4 "	1.31	0.30	12.76	424.7	5210.1	1.33	0.27	10.53	334.8	4312.1	1.33	0.27	10.53	334.8	4312.1		
	20.0	2 "	0.77	0.25	3.67	426.6	6515.8	0.75	0.18	1.55	169.7	3143.2	0.75	0.18	1.55	169.7	3143.2		
		3 "	1.00	0.28	6.90	477.8	7297.6	0.96	0.20	3.43	250.7	4285.4	0.96	0.20	3.43	250.7	4285.4		
		4 "	1.31	0.30	12.69	511.9	7818.9	1.28	0.14	4.15	184.5	3048.2	1.28	0.14	4.15	184.5	3048.2		
		4 "	1.52	0.30	17.26	511.9	7818.9	1.53	0.11	4.80	146.3	2392.5	1.53	0.11	4.80	146.3	2392.5		
3 径間 可動 橋脚	10.0	2 "	0.18	0.20	0.17	43.1	215.6	0.15	0.63	0.95	78.8	394.0	0.15	0.63	0.95	78.8	394.0		
		3 "	0.25	0.22	0.33	47.4	237.2	0.27	0.31	1.45	37.9	189.5	0.27	0.31	1.45	37.9	189.5		
		4 "	0.34	0.24	0.69	51.7	258.7	0.44	0.28	1.92	26.4	132.0	0.44	0.28	1.92	26.4	132.0		
		4 "	0.42	0.24	1.04	51.7	258.7	0.58	0.27	1.91	21.6	108.1	0.58	0.27	1.91	21.6	108.1		
	15.0	2 "	0.37	0.20	0.66	61.9	464.1	0.26	0.89	2.25	137.7	1032.9	0.26	0.89	2.25	137.7	1032.9		
		3 "	0.43	0.22	1.00	68.1	510.5	0.36	0.39	2.32	66.1	496.1	0.36	0.39	2.32	66.1	496.1		
		4 "	0.53	0.25	1.76	77.4	580.1	0.53	0.33	2.82	44.5	333.6	0.53	0.33	2.82	44.5	333.6		
		4 "	0.63	0.30	2.90	92.8	696.2	0.61	0.32	2.68	31.9	239.3	0.61	0.32	2.68	31.9	239.3		
	20.0	2 "	0.49	0.20	1.20	107.5	1075.0	0.36	1.41	8.36	611.1	6110.9	0.44	2.92	12.83	802.0	8020.6		
		3 "	0.59	0.26	2.21	139.8	1397.5	0.48	0.61	4.61	184.1	1840.7	0.48	0.61	4.61	184.1	1840.7		
		4 "	0.74	0.30	4.04	161.3	1612.5	0.68	0.39	4.96	106.2	1061.8	0.68	0.39	4.96	106.2	1061.8		
		4 "	0.86	0.30	5.51	161.3	1612.5	0.85	0.33	4.26	63.6	635.6	0.85	0.33	4.26	63.6	635.6		
単 桁 橋 脚	10.0	2 "	0.38	0.20	0.71	106.0	830.0	0.36	1.38	5.02	561.0	4876.4	0.44	1.98	8.68	825.2	7091.2		
		3 "	0.48	0.22	1.24	116.6	913.0	0.46	0.35	2.79	154.3	1291.4	0.46	0.35	2.79	154.3	1291.4		
		4 "	0.63	0.30	2.96	159.0	1245.0	0.65	0.20	3.26	90.9	752.4	0.65	0.20	3.26	90.9	752.4		
		4 "	0.76	0.30	4.29	159.0	1245.0	0.82	0.13	3.01	54.0	460.1	0.82	0.13	3.01	54.0	460.1		
	15.0	2 "	0.59	0.24	2.07	161.1	1748.3	0.54	0.46	2.68	181.1	2386.6	0.54	0.46	2.68	181.1	2386.6		
		3 "	0.69	0.28	3.32	188.0	2039.7	0.64	3.51	36.56	1695.0	20597.2	0.75	0.76	8.90	359.2	4361.6		
		4 "	0.86	0.30	5.51	201.4	2185.4	0.83	0.56	10.95	298.2	3498.3	0.83	0.56	10.95	298.2	3498.3		
		4 "	1.00	0.30	7.50	201.4	2185.4	1.01	0.25	7.49	136.6	1579.2	1.01	0.25	7.49	136.6	1579.2		
	20.0	2 "	0.73	0.25	3.27	222.8	2978.3	0.65	0.32	2.12	125.2	2050.3	0.65	0.32	2.12	125.2	2050.3		
		3 "	0.86	0.28	5.07	249.6	3335.6	0.77	0.80	8.02	366.9	5605.0	0.77	0.80	8.02	366.9	5605.0		
		4 "	1.06	0.30	8.35	267.4	3573.9	0.99	1.09	25.01	693.1	10187.8	1.02	0.68	16.26	437.0	6412.1		
		4 "	1.23	0.30	11.15	267.4	3573.9	1.09	3.14	77.81	2110.4	30505.1	1.26	0.76	28.25	511.8	7384.5		

注：地盤の固有周期は以下のとおりである。

- 2 種地盤 : $T_f = 0.40 \text{ sec}$
 3 種地盤 : $T_f = 0.66 \text{ sec}$
 4 種地盤 (1) : $T_f = 0.93 \text{ sec}$
 4 種地盤 (2) : $T_f = 1.20 \text{ sec}$

着目位置は下図のとおりである。



応答震度 (= 応答加速度 / 重力加速度), 応答変位

せん断力, 曲げモーメント

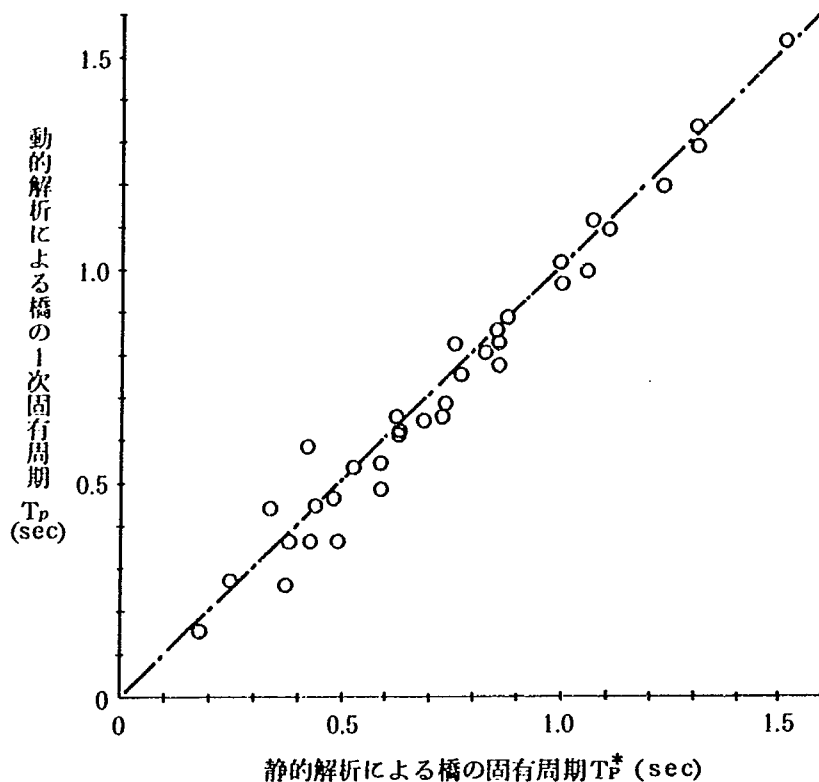


図 6-1 静的解析と動的解析による橋の固有周期の比較

表 6-2 地盤の特性値 T_G ，地震時の地盤の特性値 T_G^* と動的解析による地盤の 1 次固有周期 T_g の比較

地 盤 種 別	2 種地盤	3 種地盤	4 種地盤 (1)	4 種地盤 (2)
地盤の特性値 $T_G = \frac{4H}{V_s}$ (sec)	0.30	0.50	0.70	0.90
地震時の地盤の特性値 $T_G^* = 1.25 T_G$ (sec)	0.38	0.62	0.88	1.13
動的解析による地盤の 1 次固有周期 T_g (sec)	0.40	0.66	0.93	1.20

表 6-3 静的解析結果に対する動的応答（動的解析結果）の倍率
（地盤反力の低下を無視した場合）

構 造 諸 元				動的応答／静的解析による応答			
	橋 脚 高 (m)	地盤種別	固有周期 (sec)	応答震度	応答変位	せん断力	曲げモーメント
3 径間 固定橋脚	10.0	2 種	0.44	7.85	7.20	6.79	7.24
		3 "	0.63	4.21	4.36	3.85	4.00
		4 "	0.88	2.93	3.13	2.73	2.81
		4 "	1.07	1.23	1.40	1.11	1.15
	15.0	2 "	0.63	1.00	0.72	0.71	0.82
		3 "	0.83	1.36	1.07	1.12	1.21
		4 "	1.11	1.00	0.83	0.87	0.92
		4 "	1.31	0.90	0.83	0.79	0.83
	20.0	2 "	0.77	0.72	0.44	0.40	0.48
		3 "	1.00	0.71	0.50	0.52	0.59
		4 "	1.31	0.47	0.33	0.36	0.39
		4 "	1.52	0.37	0.27	0.29	0.31
3 径間 可動橋脚	10.0	2 "	0.18	3.15	5.65	1.83	1.83
		3 "	0.25	1.41	4.40	0.80	0.80
		4 "	0.34	1.17	2.79	0.51	0.51
		4 "	0.42	1.13	1.83	0.42	0.42
	15.0	2 "	0.37	4.45	3.40	2.22	2.23
		3 "	0.43	1.77	2.32	0.97	0.97
		4 "	0.53	1.32	1.60	0.57	0.58
		4 "	0.63	1.07	0.93	0.34	0.34
	20.0	2 "	0.49	7.05	7.00	5.68	5.68
		3 "	0.59	2.35	2.07	1.32	1.32
		4 "	0.74	1.30	1.23	0.66	0.66
		4 "	0.86	1.10	0.76	0.39	0.39
単 純 桁 橋 脚	10.0	2 "	0.38	6.90	7.05	5.29	5.88
		3 "	0.48	1.59	2.27	1.32	1.41
		4 "	0.63	0.67	1.10	0.57	0.60
		4 "	0.76	0.43	0.70	0.34	0.37
	15.0	2 "	0.59	1.92	1.29	1.12	1.37
		3 "	0.69	12.54	11.04	9.02	10.10
		4 "	0.86	1.87	2.00	1.48	1.60
		4 "	1.00	0.83	1.00	0.68	0.72
	20.0	2 "	0.73	1.28	0.64	0.56	0.69
		3 "	0.86	2.86	1.57	1.47	1.68
		4 "	1.06	3.63	3.00	2.59	2.85
		4 "	1.23	10.47	6.97	7.39	8.54

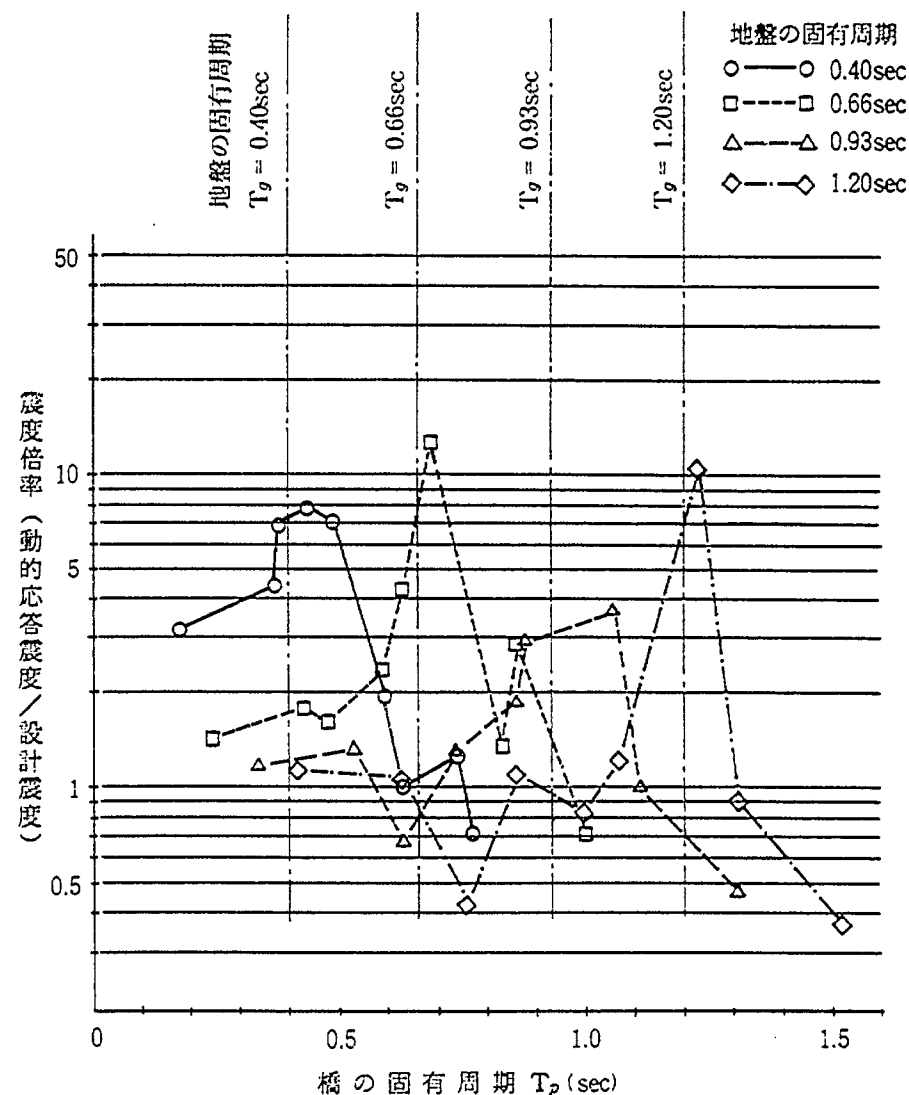


図 6-2 設計震度に対する動的応答震度の倍率（地盤反力の低下を無視した場合）

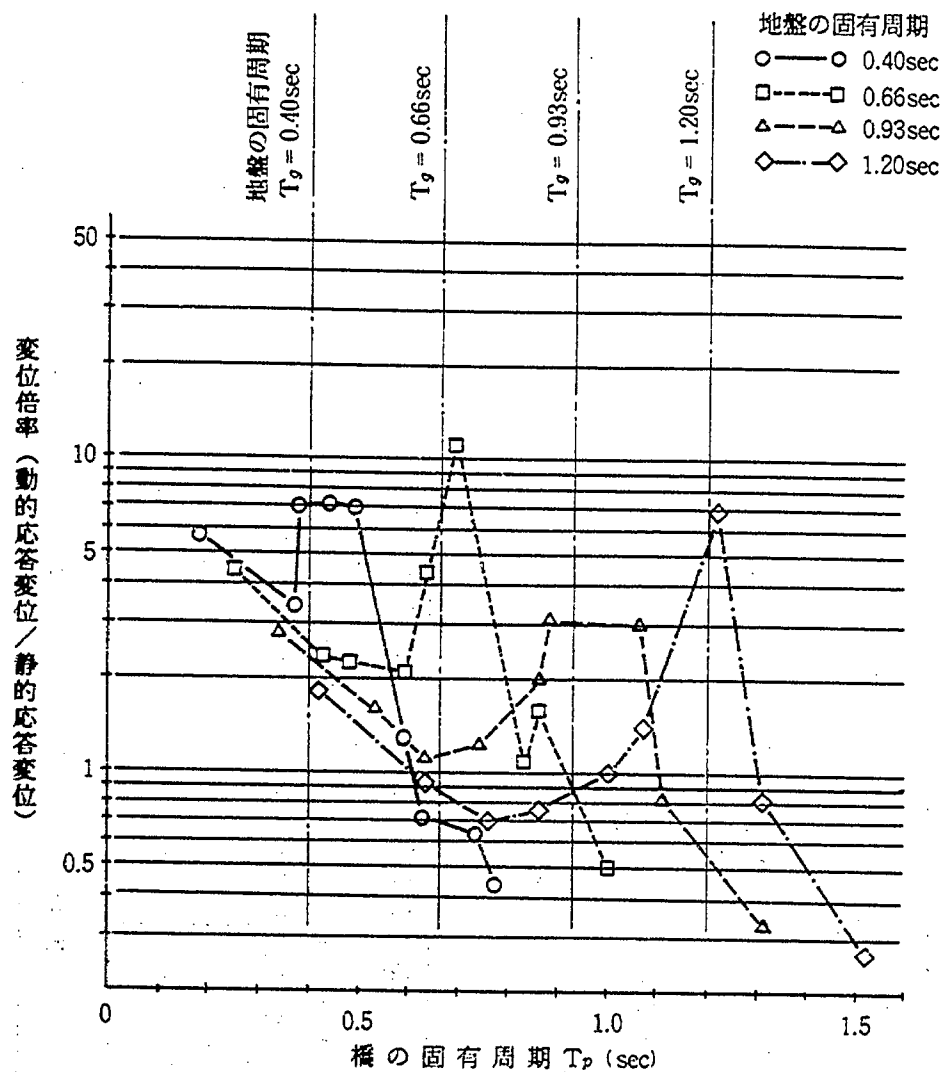


図 6-3 静的応答変位に対する動的応答変位の倍率
(地盤反力の低下を無視した場合)

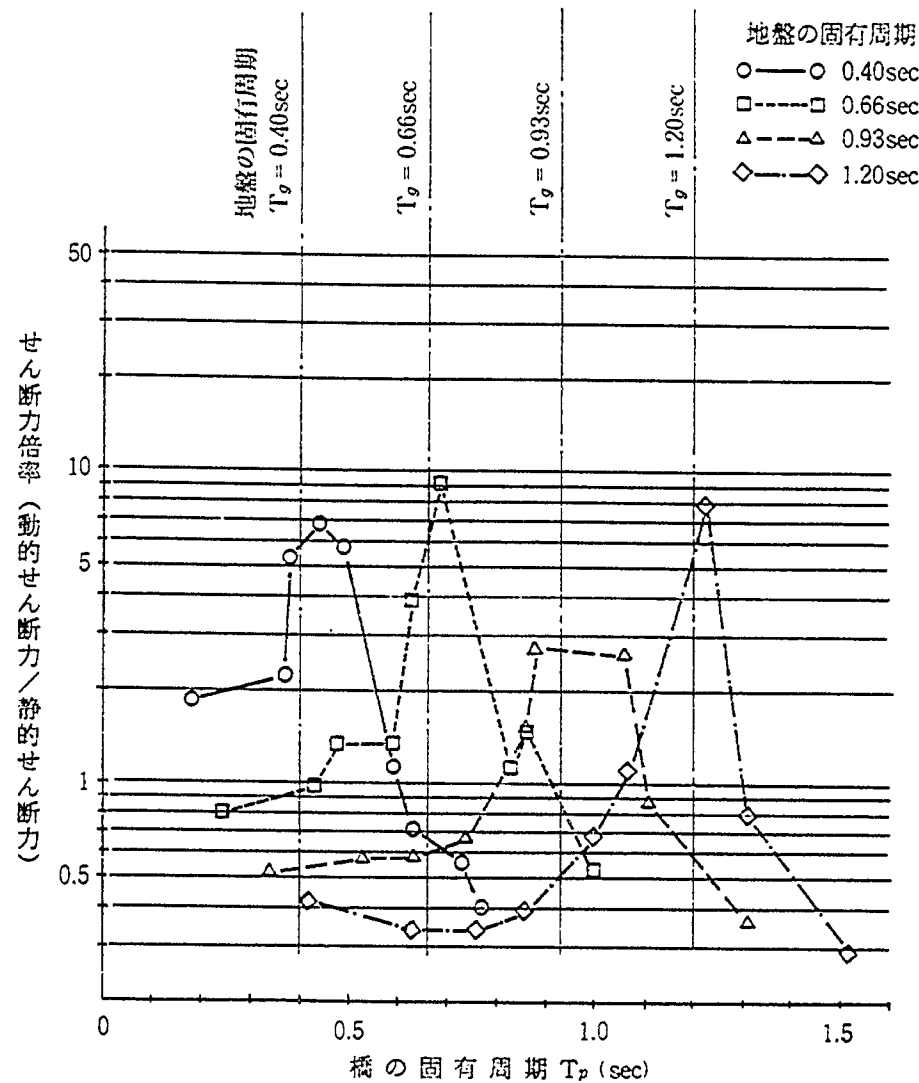


図 6-4 静的せん断力に対する動的せん断力の倍率
(地盤反力の低下を無視した場合)

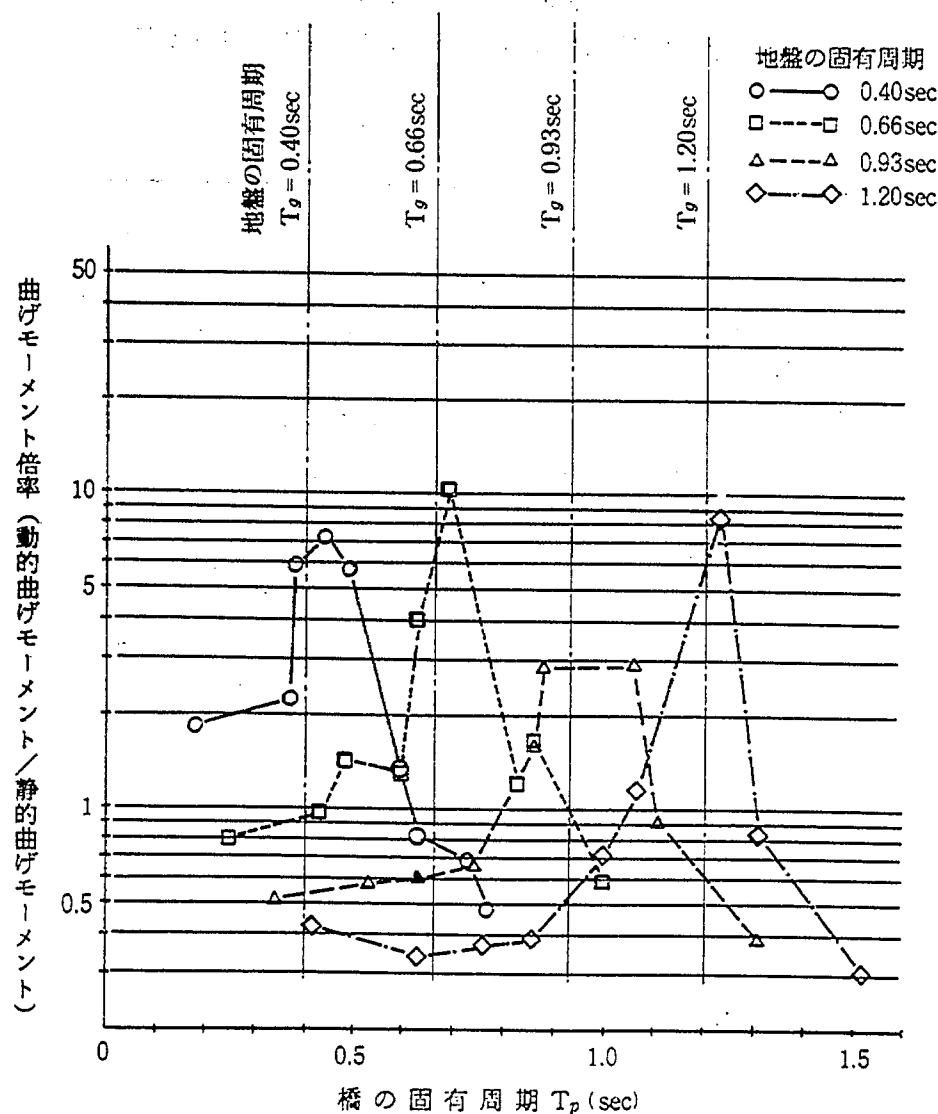


図 6-5 静的曲げモーメントに対する動的曲げモーメントの倍率
 (地盤反力の低下を無視した場合)

表 6-4 静的解析結果に対する動的応答 (動的解析結果) の倍率
 (地盤反力の低下を考慮した場合)

構 造 諸 元				動的応答 / 静的解析による応答			
	橋脚高 (m)	地盤種別	固有周期 (sec)	応答震度	応答変位	せん断力	曲げモーメント
3 径間固定橋脚	10.0	2 種	0.44	2.60	2.95	2.25	2.39
		3 "	0.63	1.43	1.89	1.31	1.36
		4 "	0.88	1.33	1.67	1.25	1.28
		4 "	1.07	1.23	1.40	1.11	1.15
	15.0	2 "	0.63	1.00	0.72	0.71	0.82
		3 "	0.83	1.36	1.07	1.12	1.21
		4 "	1.11	1.00	0.83	0.87	0.92
		4 "	1.31	0.90	0.83	0.79	0.83
	20.0	2 "	0.77	0.72	0.44	0.40	0.48
		3 "	1.00	0.77	0.50	0.52	0.59
		4 "	1.31	0.47	0.33	0.36	0.39
		4 "	1.52	0.37	0.27	0.29	0.31
3 径間可動橋脚	10.0	2 "	0.18	3.15	5.65	1.83	1.83
		3 "	0.25	1.41	4.40	0.80	0.80
		4 "	0.34	1.17	2.79	0.51	0.51
		4 "	0.42	1.13	1.83	0.42	0.42
	15.0	2 "	0.37	4.45	3.40	2.22	2.23
		3 "	0.43	1.77	2.32	0.97	0.97
		4 "	0.53	1.32	1.60	0.57	0.58
		4 "	0.63	1.07	0.93	0.34	0.34
	20.0	2 "	0.49	14.60	10.75	7.46	7.46
		3 "	0.59	2.35	2.07	1.32	1.32
		4 "	0.74	1.30	1.23	0.66	0.66
		4 "	0.86	1.10	0.76	0.39	0.39
単純桁橋脚	10.0	2 "	0.38	9.90	12.15	7.78	8.54
		3 "	0.48	1.59	2.27	1.32	1.41
		4 "	0.63	0.67	1.10	0.57	0.60
		4 "	0.76	0.43	0.70	0.34	0.37
	15.0	2 "	0.59	1.92	1.29	1.12	1.37
		3 "	0.69	2.71	2.68	1.91	2.14
		4 "	0.86	1.87	2.00	1.48	1.60
		4 "	1.00	0.83	1.00	0.68	0.72
	20.0	2 "	0.73	1.28	0.64	0.56	0.69
		3 "	0.86	2.86	1.57	1.47	1.68
		4 "	1.06	2.27	1.93	1.63	1.79
		4 "	1.23	2.53	2.53	1.91	2.07

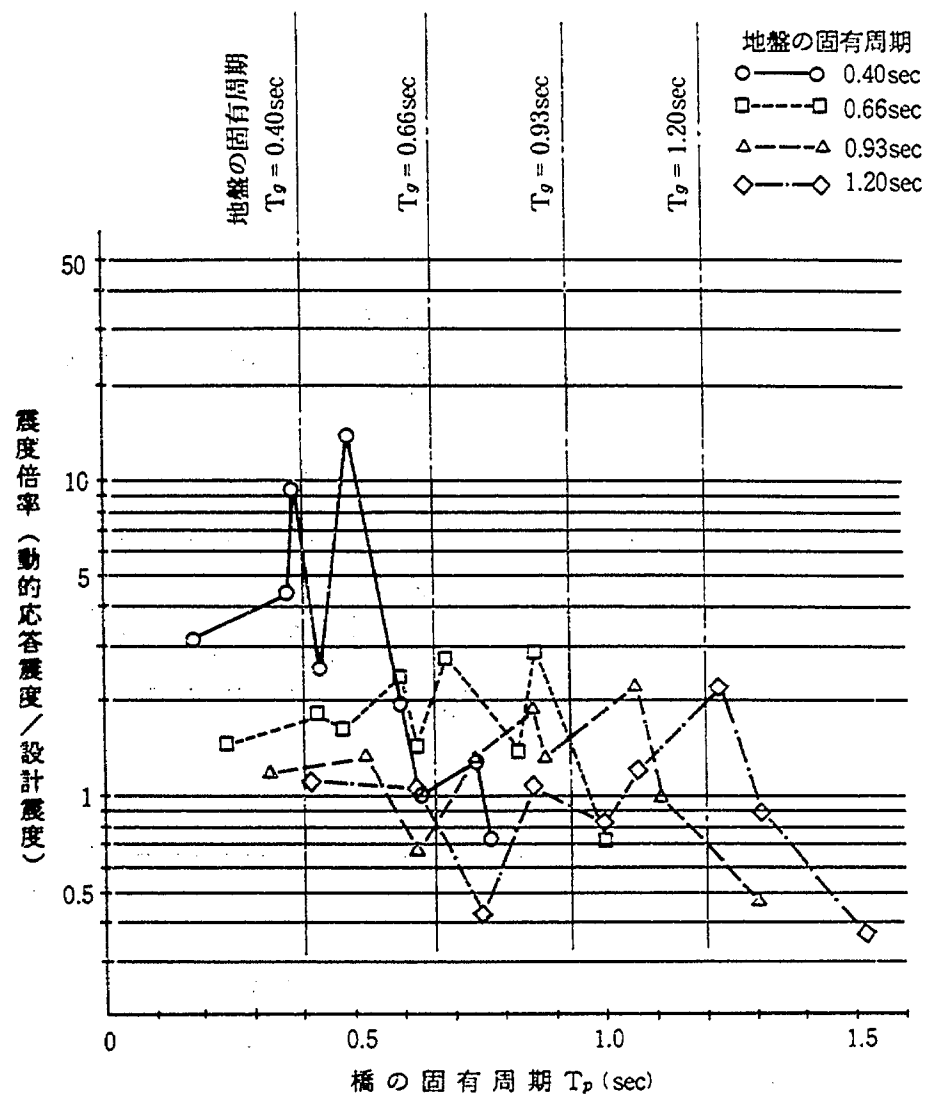


図 6-6 設計震度に対する動的応答震度の倍率
(地盤反力の低下を考慮した場合)

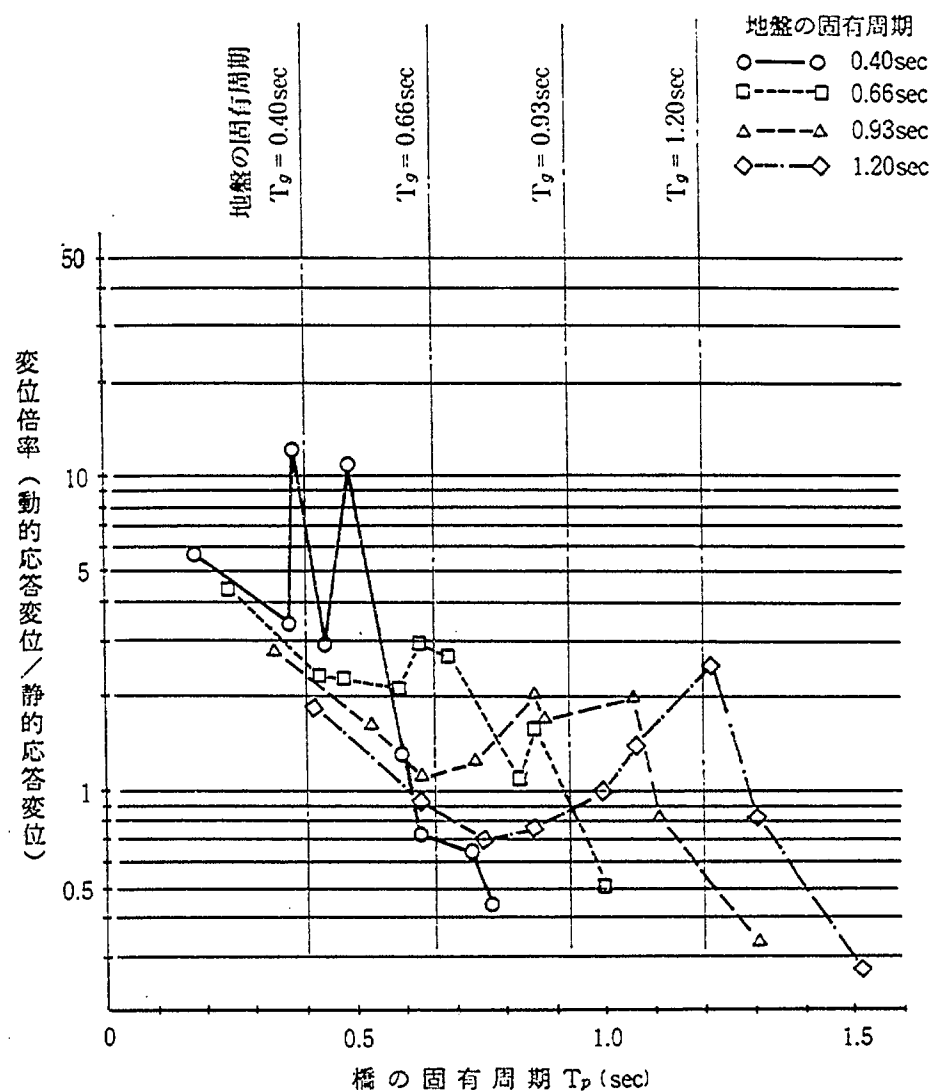


図 6-7 静的応答変位に対する動的応答変位の倍率
(地盤反力の低下を考慮した場合)

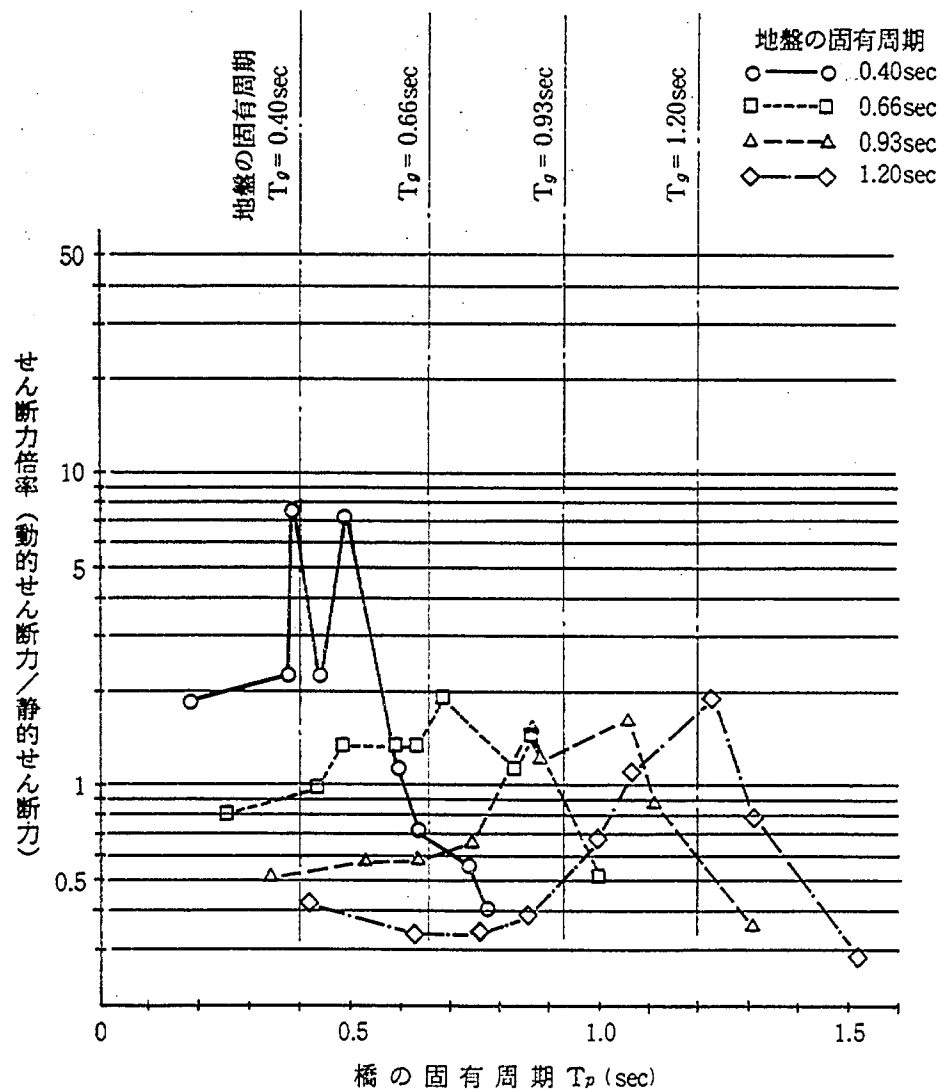


図 6-8 静的せん断力に対する動的せん断力の倍率
(地盤反力の低下を考慮した場合)

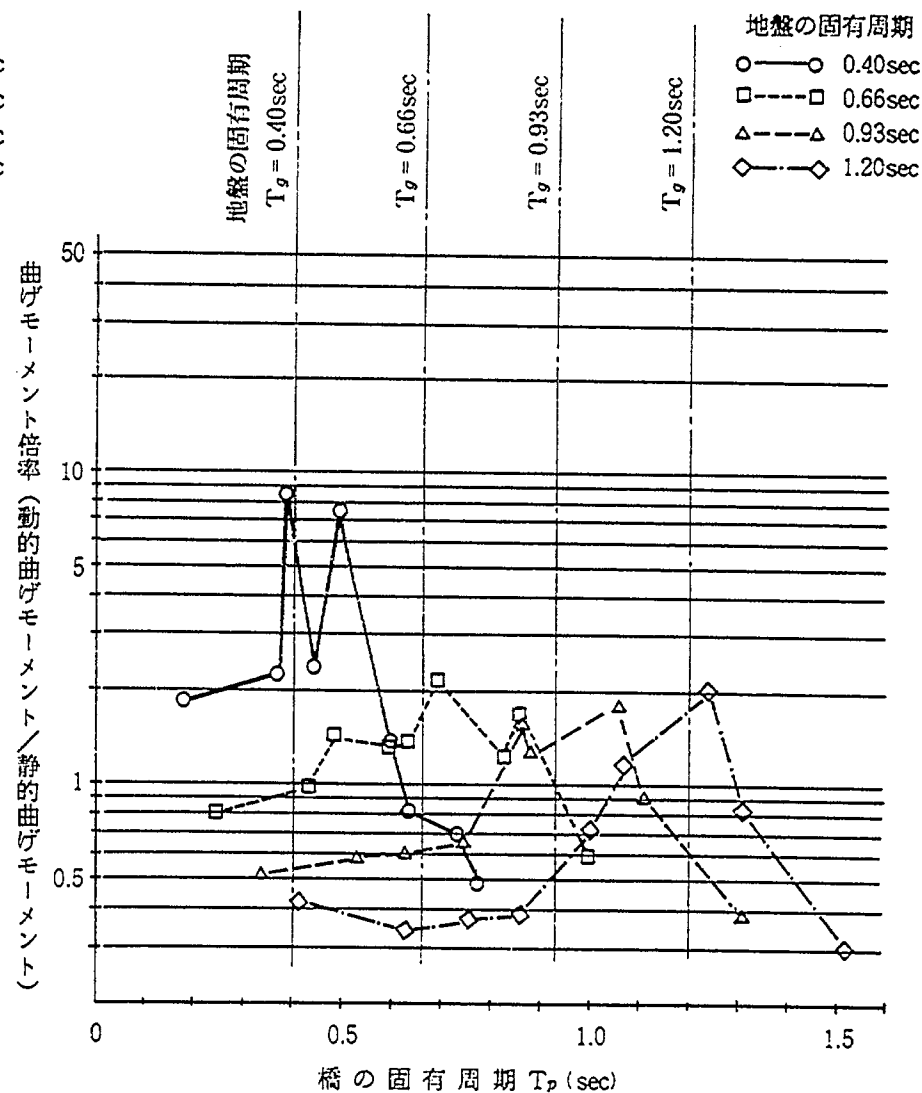


図 6-9 静的曲げモーメントに対する動的曲げモーメントの倍率
(地盤反力の低下を考慮した場合)

図6-10は、地盤反力の低下を考慮しない場合の各橋脚系および地盤の固有周期の位置関係と動的応答の関係について図示したものである。ここで、動的せん断係数とは（地震応答解析による橋脚躯体基部のせん断力）／（上部工と橋脚躯体を合わせた重量）と定義した。この図は、この動的せん断係数と修正震度法による設計水平震度の比を動的震度倍率と定義し、橋と地盤の固有周期の位置関係に着目して動的震度倍率の分布を求めたものである。動的震度倍率は、各橋脚系の動的応答にもとづく地震荷重と修正震度法による静的耐震設計における設計荷重の関係を示す一つの指標として定義したものである。図6-10においては、各地盤種別ごとに、橋と地盤の固有周期が離れている場合は設計荷重に比べて動的応答にもとづく地震荷重は小さめの値であり、両者の固有周期が接近してくると設計荷重に比べて動的応答にもとづく地震荷重は大きめの値となる傾向が見られる。

次に、地盤の固有周期 T_g と橋脚系の固有周期 T_p の比 T_g/T_p をとって、この T_g/T_p と動的震度倍率の関係を図6-11に示す。図中の曲線は、各データをほぼ包絡するようにとったものであり、動的震度倍率のほぼ上限値を示すものである。この動的震度倍率包絡線において、 T_g/T_p が0.70～1.25の範囲において動的震度倍率が1.0より大きくなっており、設計荷重に比べて動的応答にもとづく地震荷重が大きくなる傾向のあることを示している。とくに、 $T_g/T_p = 1.0$ 付近では動的震度倍率が10程度の大きな値となっている。

地盤反力の低下を考慮した場合の同様の図を図6-12、図6-13に示す。図6-12において、3種および4種地盤上の橋脚系の動的震度倍率のピークが、地盤反力の低下によって減少している傾向が見られる。2種地盤上の橋脚系についてはその効果が小さくなっている。

図6-13に示した地盤反力の低下を考慮した場合の動的震度倍率包絡線においては、図6-11と同様に T_g/T_p が0.70～1.25の範囲において動的震度倍率が1.0より大きくなっている。この場合、3種および4種地盤上の橋脚系については地盤反力の低下によって、動的震度倍率が2～3程度以内に収まっている。2種地盤上の橋脚系については、地盤反力の低下の影響は小さく、 $T_g/T_p = 1.0$ 付近では依然動的震度倍率が10程度の大きな値となる場合もある。

以上のように、動的応答にもとづく地震荷重と修正震度法による設計荷重の比（動的震度倍率）と、地盤の固有周期 T_g と橋の固有周期 T_p の比（ T_g/T_p ）の関係が図6-11および図6-13のように求まった。これらは、震度法もしくは修正震度法で設計された橋の実際の動的応答による地震荷重と設計において考慮した荷重との相違にもとづく被災危険度を示すものと考えられる。したがって、震度法もしくは修正震度法で設計された橋において、地盤と橋の固有周期が接近している場合（ここでは目安として $0.70 \leq T_g/T_p \leq 1.25$ ）は被災危険度が相対的に高いものと考えられる。

ここで、地盤の固有周期 T_g および橋の固有周期 T_p は動的解析によって得られる値であるが、地盤の固有周期については表6-2に示したように T_g と地震時の地盤の特性値 T_g^* ($T_g^* = 1.25 T_g$) がほぼ等しいことから、 T_g^* によって地盤の固有周期を推定することが可能であり、また橋の固有周期については図6-1に示したように T_p と式(2-2)による固有周期 T_p^* がほぼ等しいことから、 T_p^* によって橋の固有周期を推定することが可能である。したがって、震度法もしくは修正震度法によって設計

された橋の被災危険度を，橋の動的応答特性を考慮して検討しようとする場合には，動的解析を行って T_g/T_p を求める代わりに T_g^*/T_p^* を求めて，その値によって被災危険度を評価（目安として $0.70 \leq T_g^*/T_p^* \leq 1.25$ の場合に相対的に被災危険度が高いと評価）することが可能である。

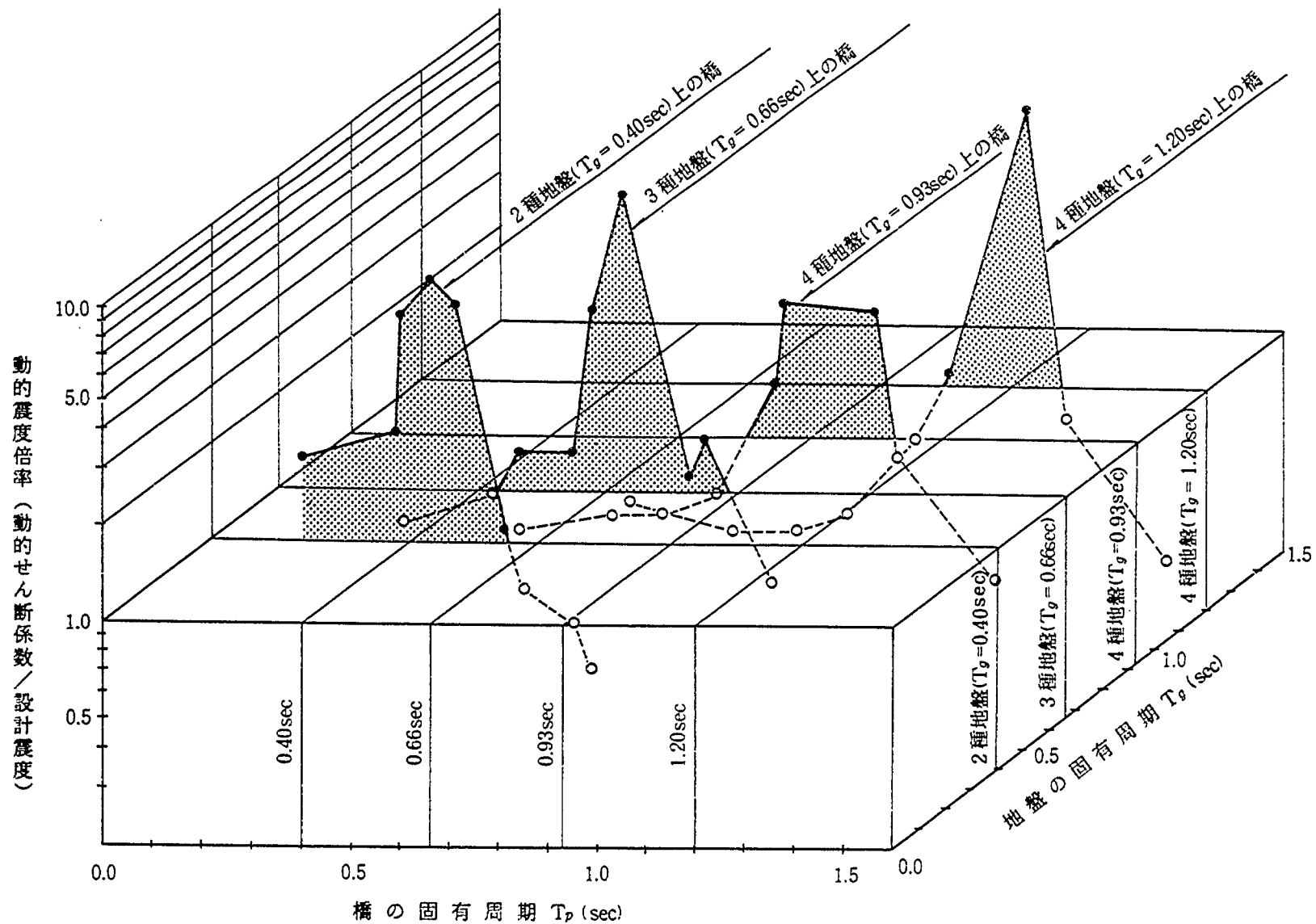


図 6-10 橋および地盤の固有周期と動的震度倍率 (動的せん断係数 / 設計震度) の関係 (地盤反力の低下を無視した場合)

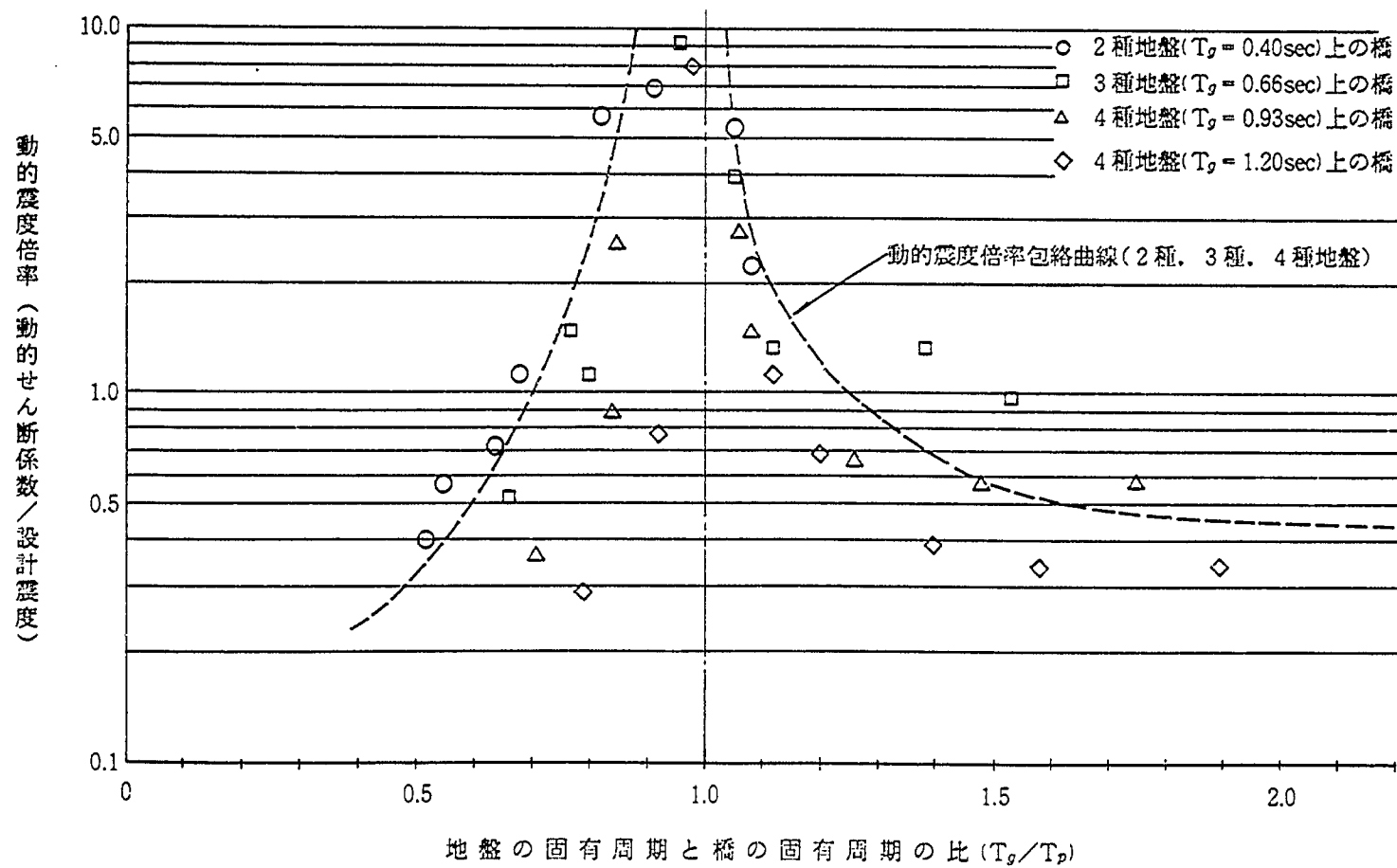


図 6-11 地盤の固有周期と橋の固有周期の比と動的震度倍率 (動的せん断係数 / 設計震度) の関係 (地盤反力の低下を無視した場合)

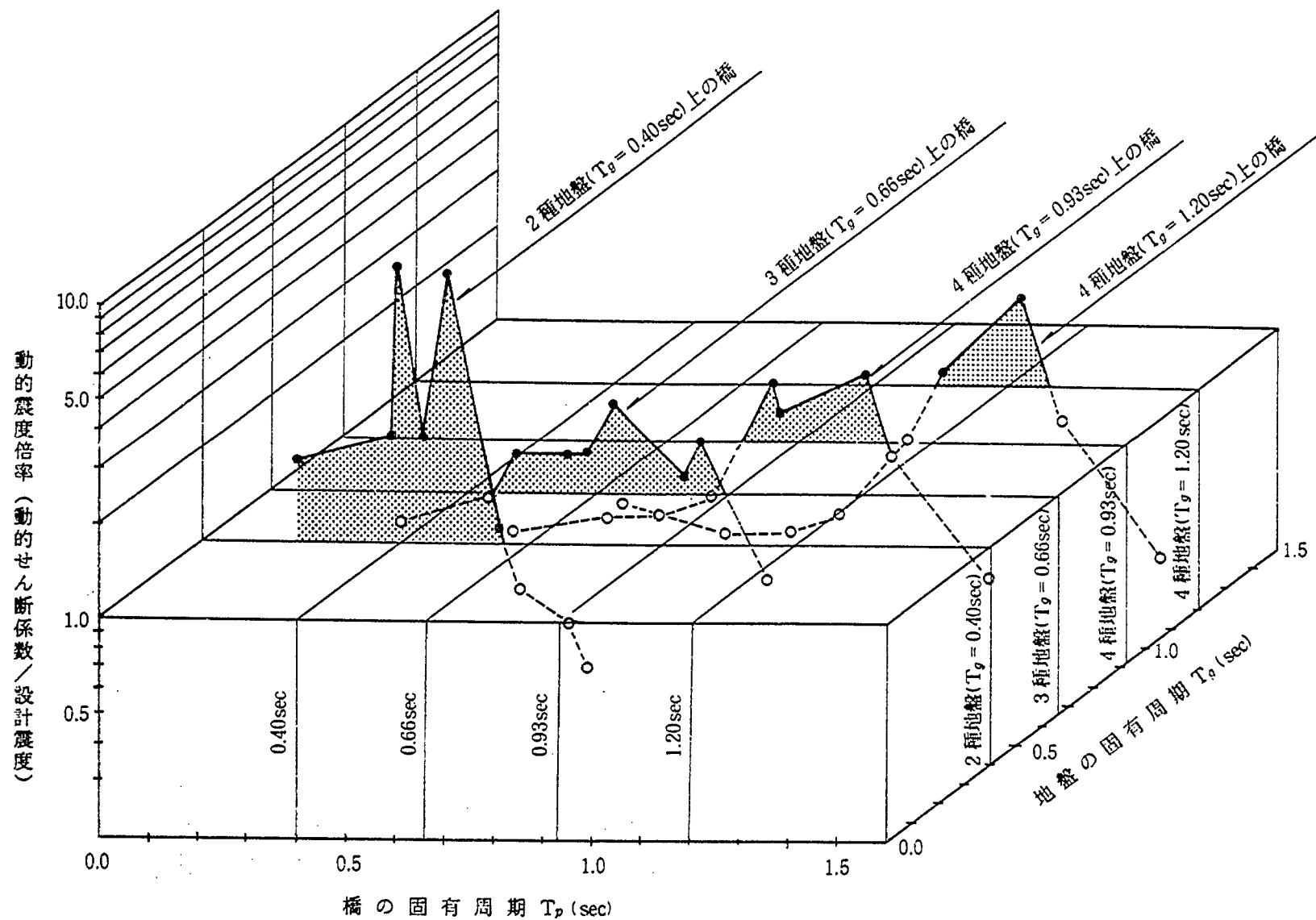


図6-12 橋および地盤の固有周期と動的震度倍率（動的せん断係数/設計震度）の関係（地盤反力の低下を考慮した場合）

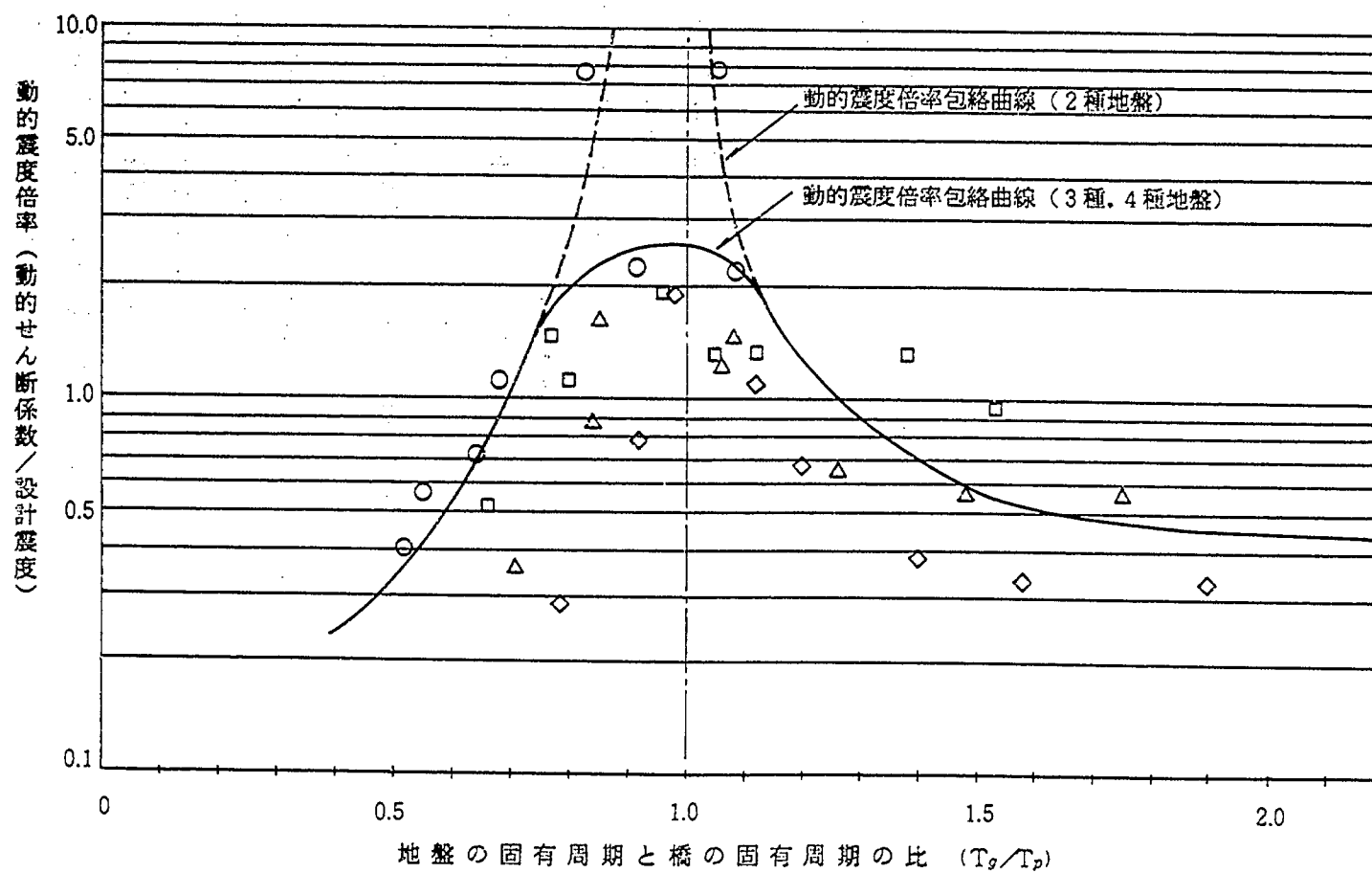


図 6-13 地盤の固有周期と橋の固有周期の比と動的震度倍率 (動的せん断係数 / 設計震度) の関係 (地盤反力の低下を考慮した場合)

7. 結 論

4種類の地盤（2種地盤： $T_g = 0.3 \text{ sec}$ ，3種地盤： $T_g = 0.5 \text{ sec}$ ，4種地盤： $T_g = 0.7 \text{ sec}$ ，4種地盤： $T_g = 0.9 \text{ sec}$ ）上の一般的なケーソン基礎に支持された9種類の橋脚系の地盤応答特性を、動的解析によって調査した。ここで、 $T_g (= 4H/V_s)$ は道路橋示方書耐震設計編において定義されている地盤の特性値である。動的解析においては、地盤-橋脚系を図3-1のような集中質点系モデルに置き換え、入力地震動は道路橋示方書耐震設計編の参考資料の中に示されている277成分の強震記録から得られた平均応答スペクトルとして、基盤面での入力加速度を100 galとした。

本調査の結果、以下の結論が得られた。

- (1) 地盤の固有周期 T_g と橋の固有周期 T_p が接近している場合は、共振現象によって橋の地盤応答が大きくなる。
- (2) 動的解析（基盤面入力加速度 100 gal，減衰定数 $h = 20\%$ ，弾性解析）によって得られた動的応答にもとづく地震荷重と、震度法もしくは修正震度法による設計荷重を比べると、地盤の固有周期 T_g と橋の固有周期 T_p が離れている場合は前者は後者に比べて小さ目の値である。逆に地盤の固有周期 T_g と橋の固有周期 T_p が接近してくると、前者は後者に比べて大き目の値となる。

この動的応答にもとづく地震荷重と設計荷重の関係をここで定義した動的震度倍率（＝動的せん断係数／設計水平震度）で表現すると、地盤の固有周期 T_g と橋の固有周期 T_p の位置関係が $0.70 \leq T_g / T_p \leq 1.25$ の範囲において、動的震度倍率が1.0より大きくなる可能性の高いことがわかった。また、 $T_g / T_p = 1.0$ 付近では動的震度倍率が10程度と大きくなる。したがって、 $0.70 \leq T_g / T_p \leq 1.25$ となるような橋脚系は相対的に地震被災危険度が高いと考えられる（図6-11）。

なお、動的せん断係数とは（地震応答解析による橋脚躯体基部のせん断力／上部工と橋脚躯体を合わせた重量）で定義されるものである。

- (3) 地盤-橋脚系の大振動時には地盤反力の低下が予想されるため、地盤反力の低下を考慮した動的解析（基盤面入力加速度 100 gal，減衰定数 $h = 20\%$ ，弾性解析）も行った。ここで、地盤反力の低下は応答地盤反力が許容地盤反力以下に収まるように上層部の地盤支持ばねを削除して考慮した。この場合においても、 $0.70 \leq T_g / T_p \leq 1.25$ の範囲においては動的震度倍率が1.0より大きくなる可能性が高い。

地盤反力の低下によって共振状態にあった橋は固有周期が長くなり、共振状態から抜け出すことによって、橋の応答は一般に減少する傾向がある。この共振状態からの脱出による応答の減少は、橋の固有周期が地盤の固有周期よりも長周期側にある場合は比較的速やかであるが、橋の固有周期が地盤の固有周期よりも短周期側にある場合は一度共振状態のピークを経験した後に共振状態から脱するために、応答の減少が遅れる傾向がある。

3種および4種地盤上の橋脚系については、地盤反力の低下を考慮しない場合は $T_g / T_p = 1.0$ 付近の共振状態にある橋は動的震度倍率が10程度であったものが、地盤反力の低下を考慮するとその動的震度倍率が2～3以下に減少する。一方、2種地盤上の橋脚系については地盤反力の低下による応答の

減少は小さく、 $T_g/T_p = 1.0$ 付近の共振状態にある橋は地盤反力の低下を考慮しても依然動的震度倍率が10程度と大きい場合もある。(図6-13)。

(4) 震度法もしくは修正震度法によって耐震設計された橋の地震被災危険度を判定するための一つの指標と考えることのできる T_g/T_p の値は、地震時の地盤の特性値 $T_g^* = 1.25 T_g$ ($T_g = 4H/V_s$) と式(2-2)で与えられる橋脚系の固有周期 $T_p^* = 2.01 \sqrt{\delta}$ ($\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o h_o$) の比 T_g^*/T_p^* によって推定することが可能である。したがって、動的解析によって T_g/T_p を求める代わりに、比較的容易に計算できる T_g^*/T_p^* を求めて、その値が $0.70 \leq T_g^*/T_p^* \leq 1.25$ の範囲にある場合は相対的に地震被災危険度が高いと簡易的に判定することができる。

あ と が き

本調査では、一般的なケーソン基礎に支持された橋の地震応答特性を動的解析によって調査し、動的応答にもとづく地震荷重と修正震度法による設計荷重の比較を行って、その耐震性判定法について検討した。その場合、振動振幅が大きくなった場合の地盤反力の低下が地震応答に及ぼす影響については検討しているが、構造部材は弾性体として取り扱っている。したがって、構造部材の復元力特性の非線形性と地震応答の関係については、今後の検討課題としてさらに調査する必要がある。また、橋の耐震性について検討する場合には、地震荷重に対する耐力の検討とともに、構造部材の変形性能についても検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，昭和55年5月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，昭和55年5月
- 3) 建設省：新耐震設計法（案），総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」研究報告書，土木研究所資料第1185号，昭和52年3月

ケーソン基礎に支持された橋の
地震応答特性

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第1857号
マイクロフィルム 第 号
昭和57年7月 (1982)

岩崎敏男, 萩原良二, 小山達彦, 吉田武史

要 旨: 本報告書は, 一般的なケーソン基礎に支持された橋の地震応答特性を動的解析によって調査し, 橋の動的応答を考慮した場合の地震荷重と修正震度法による設計荷重との比較を行い, 地震時に作用する荷重と設計で考慮している荷重の相違に着目して橋の耐震性を検討したものである。 ○

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所
耐震研究室 御中

No.190

No.190

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第1857号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

