



受託試験費	
日本道路公団	
関門橋設計施工調査	
耐震調査	資料番号 2

土木研究所資料
第633号

関門橋橋脚振動実験報告書

昭和46年1月

建設省土木研究所

受託試験費
日本道路公団
関門橋設計施工調査
耐震調査 資料番号2

頁	位 置	誤	正	備 考
1	上から2行目	側径間 176 m	側径間 178 m	6→8
7	図-9の左側	単位荷重換算単位 (cm/ton)	単位荷重換算変位 (cm/ton)	単→変
11	上から6行目	$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P \cos \omega t$	$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P \cos \omega t$	$x \rightarrow \ddot{x}$
	上から16行目	ω : 荷動角速度	ω : 加振角速度	荷動→加振
12	図-18および 図-19の右下	ω/p_0	ω/p	$p_0 \rightarrow p$
14	下から13行目 から10行目まで	$\begin{cases} M\ddot{x} + K_H(x - l_H\theta) + K_s\theta = F \cos \omega t \\ J\ddot{\theta} + K_\theta\theta - K_H l_H(x - l_H\theta) - K_s l_s\theta \\ = F \cdot l_f \cos \omega t \dots\dots\dots(8) \\ x = x_0 \cos \omega t, \theta = \theta_0 \cos \omega t \end{cases}$	$\begin{cases} M\ddot{x} + K_H(x - l_H\theta) + K_s(x - l_s\theta) = F \cos \omega t \\ J\ddot{\theta} + K_\theta\theta - K_H l_H(x - l_H\theta) - K_s l_s(x - l_s\theta) \\ = F \cdot l_f \cos \omega t \dots\dots\dots(8) \\ x = x_0 \cos \omega t, \theta = \theta_0 \cos \omega t \end{cases}$	$\begin{cases} \ddot{x} \rightarrow \ddot{x} \\ \theta \rightarrow (x - l_s\theta) \\ \ddot{\theta} \rightarrow \ddot{\theta} \\ \end{cases} \rightarrow (x - l_s\theta)$
	下から8行目 から6行目まで	$\begin{cases} (-M\omega^2 + K_H + K_s)x_0 - (K_H l_H + K_s l_s)\theta_0 = F \\ (K_H l_H + K_s l_s)x_0 + (-J\omega^2 + K_\theta + K_H l_H^2 \\ + K_s l_s^2)\theta_0 = F \cdot l_f \dots\dots\dots(9) \end{cases}$	$\begin{cases} (-M\omega^2 + K_H + K_s)x_0 - (K_H l_H + K_s l_s)\theta_0 = F \\ -(K_H l_H + K_s l_s)x_0 + (-J\omega^2 + K_\theta + K_H l_H^2 \\ + (K_s l_s^2)\theta_0 = F \cdot l_f \dots\dots\dots(9) \end{cases}$	$\begin{cases} -(-J\omega^2 + K_\theta + K_H l_H^2 \\ K_s l_s^2 \rightarrow K_s l_s^2 \end{cases}$
15	上から9行目	$l_{0,j} = \frac{x_0}{\theta_0} = \frac{r}{2K_2} \left\{ \sqrt{(K_1 - K_2)^2 + 4K_2^2} \pm (K_1 - K_2) \right\}$	$l_{0,j} = \frac{x_0}{\theta_0} = \frac{r}{2K_2} \left\{ \sqrt{(K_1 - K_2)^2 + 4K_2^2} \pm (K_1 - K_2) \right\}$	$\frac{x}{\theta} \rightarrow \frac{x_0}{\theta_0}$
16	下から2行目 右端の項	$\dots\dots - \frac{(1+\mu)^2 - 1 - \mu^2}{3\mu}$	$\dots\dots - \frac{(\sqrt{1+\mu^2})^2 - 1 - \mu^2}{3\mu}$	$1 + \mu \rightarrow \sqrt{1 + \mu^2}$
17	上から1, 2行目	$K_4, \mu = \frac{1}{5\pi} \left\{ 90 - \frac{24}{\mu} \dots\dots\dots + \frac{12}{8\mu^4} - \frac{54}{112\mu^6} \right\}$	$K_4, \mu = \frac{1}{5\pi} \left\{ \left(90 - \frac{24}{\mu} \dots\dots\dots + \frac{12}{8\mu^4} - \frac{54}{112\mu^6} \right) \right\}$	$\left\{ \rightarrow \left(\right) \rightarrow \right\}$
	上から11行目	ただし $C_H = n_a \left(\frac{b}{K_2, b/a} + \frac{a}{K_2, b/h} \right)$	ただし $C_H = n_a \left(\frac{b}{K_2, b/a} - \frac{b}{K_2, b/h} \right)$	$n_a \rightarrow n_a$
	上から13行目	$C_\theta = \frac{C^2 b}{K_1, b/a} + n_a \left(\frac{b h^2}{K_1, b/h} + \frac{a^2 h}{K_1, b/a} \right)$	$C_\theta = \frac{C^2 b}{K_1, b/a} + n_a \left(\frac{b h^2}{K_1, b/a} + \frac{a^2 h}{K_1, b/a} \right)$	$n_a \rightarrow n_a$
	下から3行目	$P_r^2 = \frac{E R}{2M} \left\{ \dots\dots\dots \right\}$	$P_r^2 = \frac{E R}{2M} \left\{ \dots\dots\dots \right\}$	$P_r^2 \rightarrow P_r^2$
18	表中 f_1 の項	7.9	7.9	点を入れる
20	下から15行目	第3速度層 $0.9 \sim 1.3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$	第3速度層 $0.9 \sim 1.3 \times 10^7 \text{ t/m}^2$	$10^6 \rightarrow 10^7$
	上から10行目	: 単位体積重量	ρ : 単位体積重量	ρ を入れる
22	下から10行目	絡める………	占める………	絡→占
	下から7行目	は小さくなる。	は小さくなる。	き→さ
23	上から2行目	……影響は小さいものと……	……影響は小さいものと……	き→さ
24	下から3行目	……多質点係……	……多質点系……	係→系
25	下から6行目	7) 坂 静雄他: ……	7) 坂 静雄, 他……	, を入れる

ま え が き

この報告書は、日本道路公団の委託により、建設省土木研究所が、昭和45年度に実施した関門橋橋脚振動実験の結果を述べたものである。

本振動実験は、関門橋の橋脚の頂部に設置した40 ton型起振機により、下関側および門司側の各橋脚について橋軸方向および橋軸直角方向に加振し、橋脚および周辺地盤の応答を観測して、大型基礎としての動的特性を検討したものである。

本振動実験は、土木研究所構造橋梁部振動研究室所属の以下の者が担当した。

昭和46年2月

総 括	室 長	栗 林 栄 一
実験および解析	研 究 員	飯 田 裕
"	"	辻 勝 成
"	"	若 林 進
"	"	斎 藤 俊 三
"	"	福 田 富 三
"	"	高 場 正 富
"	"	木 本 正 則
"	"	若 月 高 晴

実験、解析および報告書とりまとめ

研 修 員 荒 川 直 士

(所属 日本道路公団建設第一部)

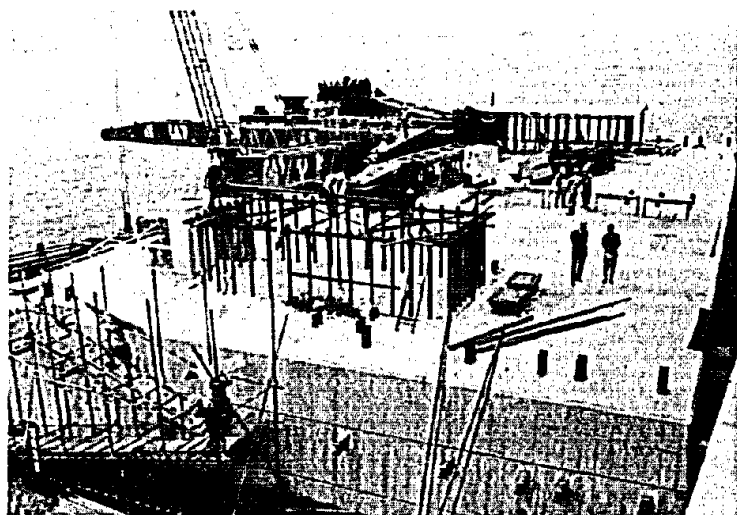


写真-1 下関側橋脚全景

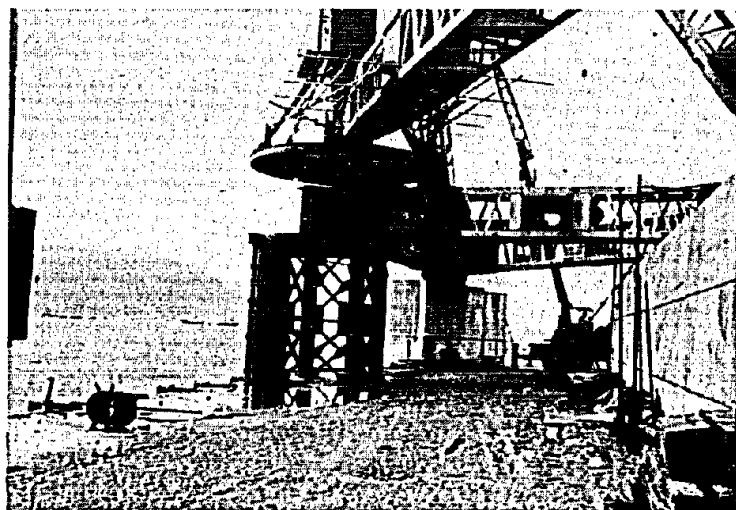


写真-2 下関側橋脚海側
(三脚デリックは主塔架設用)

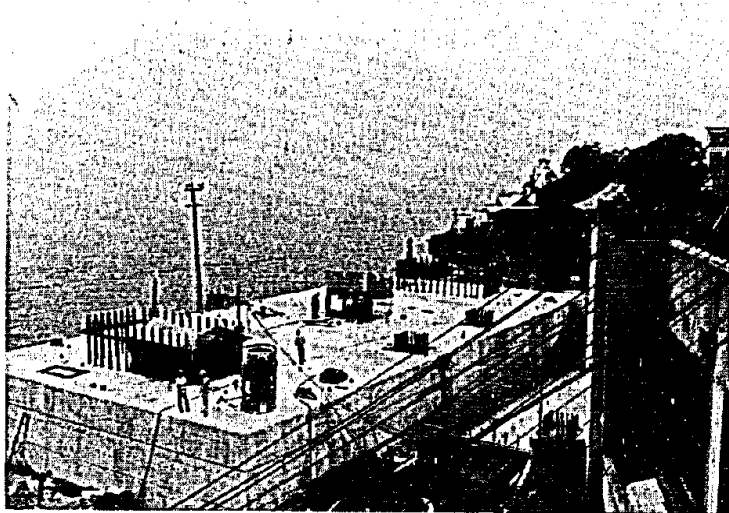


写真 - 3 門司側橋脚全景

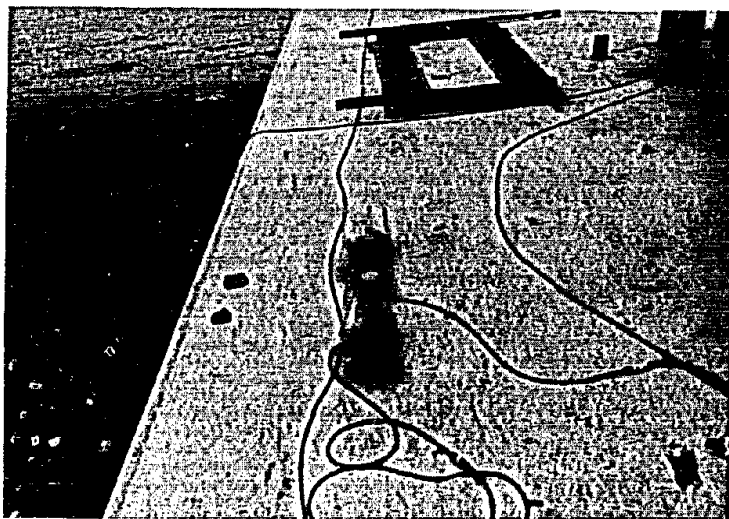


写真 - 4 換振器 (速度計)

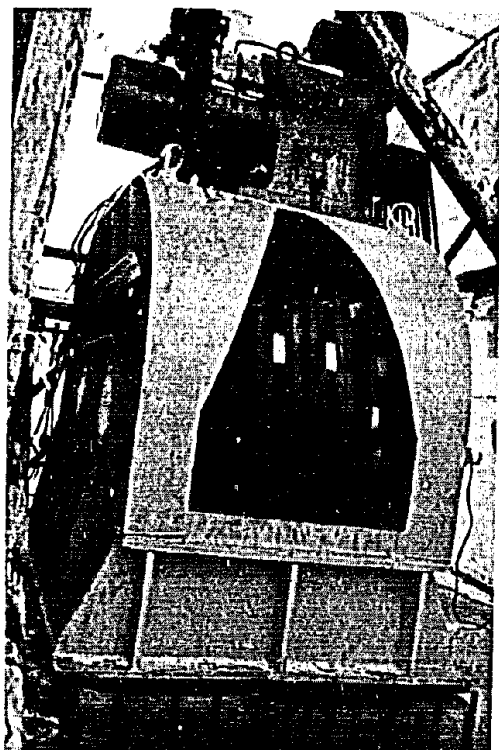


写真-5 起振機

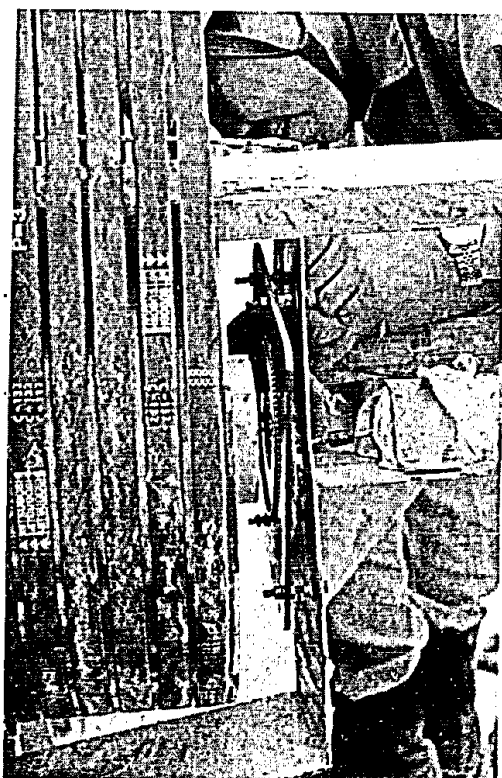


写真-6 位相測定器

目 次

1. 概 要	1
2. 振動実験概要	4
3. 実験結果	6
4. 検 討	11
4.1 理論上の1自由度の共振曲線	11
4.2 実験結果の共振曲線の形状	12
4.3 固有振動数および地盤剛度の検討	14
5. 考 察	24
5.1 歪の増加に対する地盤定数の変化	24
5.2 基礎と周辺地盤の連成振動	24
6. 結 論	25
付 図	27

1. 概 要

関門橋は本州下関と九州門司を結ぶもので、中央径間712m、側径間176mの吊橋である。この橋梁の一連の耐震性に関する調査のうち、ここで主塔基礎（以下「橋脚」と略す）の耐震性を加振実験により確認すると共にこの種の大型基礎の動的特性の把握を試みようとするものである。

橋脚としては下関側は岩盤が海底面に露出しているためコッファーダム工法による直接基礎型式、門司側は風化粘土層が厚いため空気ケーソン工法が採用された。すなわち下関側はセルラブロックにより海岸を締切った後、海底を掘削しコンクリートを打設したものであり、門司側は鋼管矢板により締切った後、土砂を埋めケーソンを沈下させる方法によったものである。その底面はいずれもかなり硬質な岩（ホルムヘルス等）に接するものである。

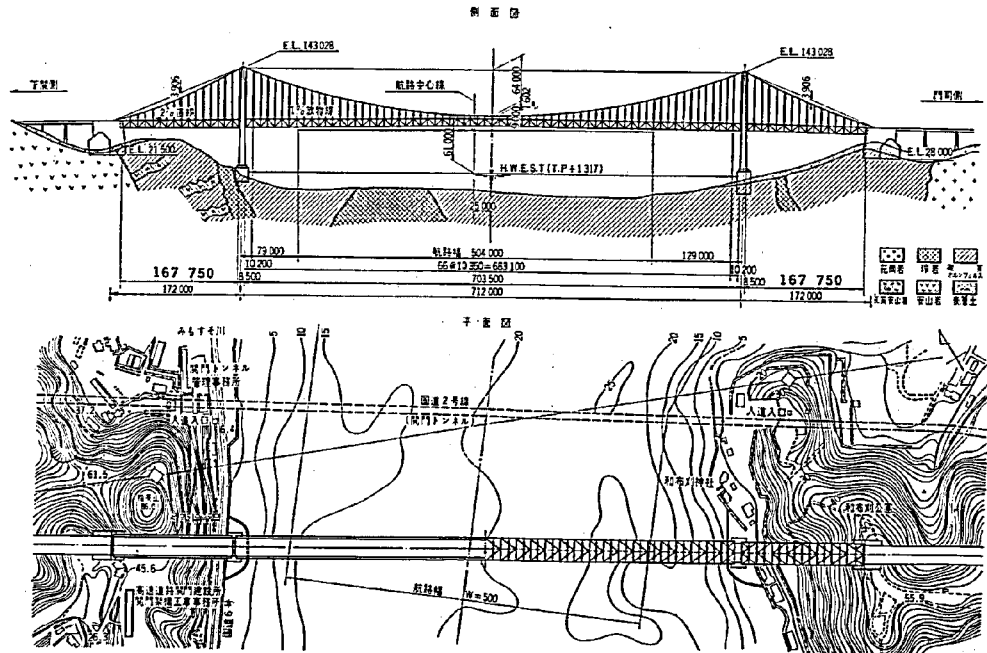


図 - 1 関門橋一般図

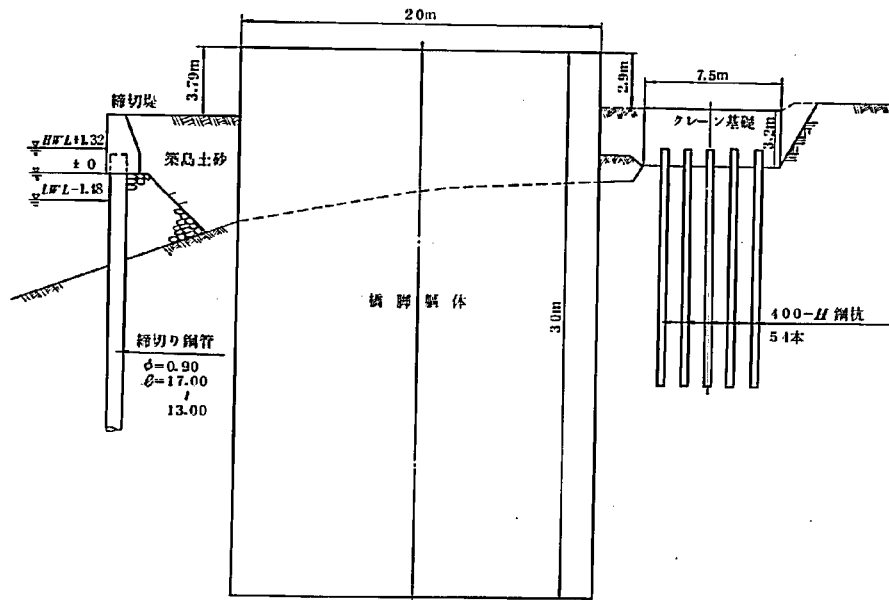


図-4 門司側橋脚断面図

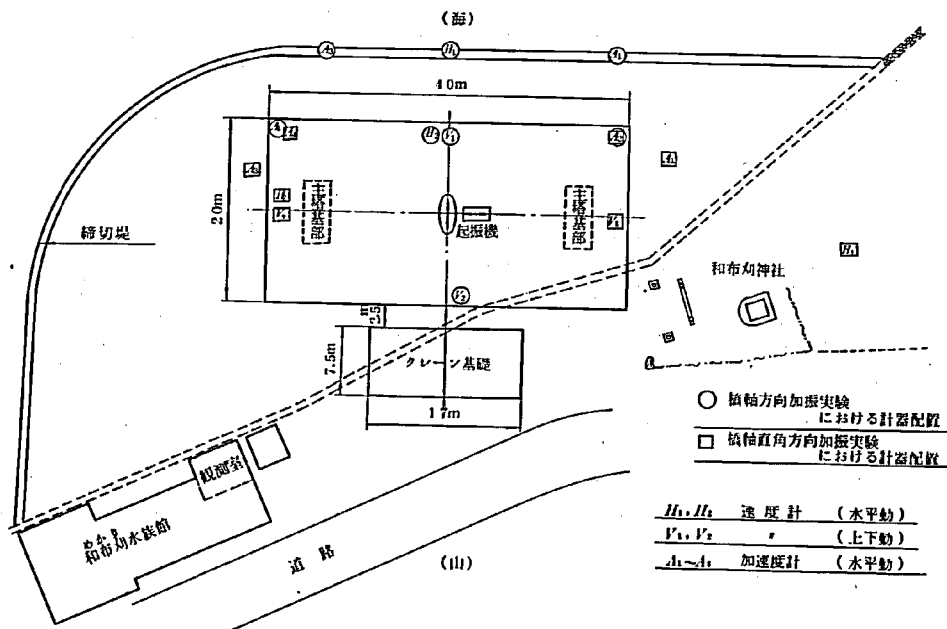


図-5 門司側橋脚平面図および計器配置図

2. 振動実験概要

2.1 実験対象

下関側橋脚	橋軸方向
"	橋軸直角方向
門司側橋脚	橋軸方向
"	橋軸直角方向

2.2 加振方法

橋脚躯体の加振には土研40 ton型起振機を使用した。起振機構造図を図-6, 起振力図を図-7に示す。

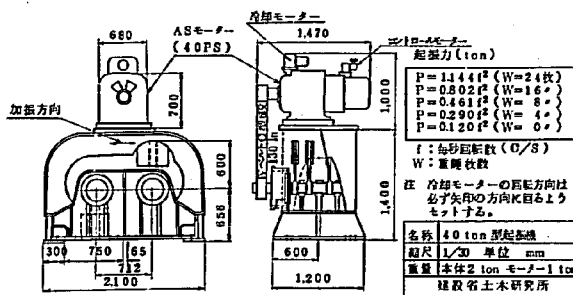


図-6 40 ton 起振機一般構造図

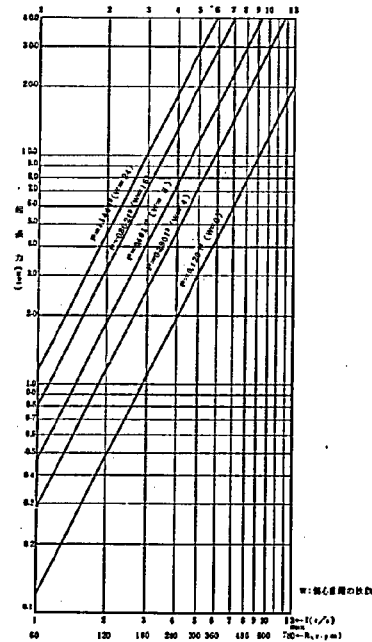


図-7 40 ton 起動機, 起振力図

2.3 測定方法

計測器機を表-1, 測定ブロック図を図-8, 計器配置を図-3, 図-5に示す。

表 - 1 計測器一覧表

	名 称	台数	特 性 ・ 備 考				
換振器			成 分	測定範囲	感 度	固有振動数	減衰定数
	電 磁 式 速 度 計	2	上 下	1 HZ ~ 10 HZ	3.5 mV/k _{in}	1 HZ	0.64
	"	2	水 平	1 HZ ~ 10 HZ	3.5 mV/k _{in}	1 HZ	0.64
	電 磁 式 加 速 度 計	4	水 平	0.5 HZ ~ 30 HZ	3.5 mV/g _{al}	4 HZ	1.00
増巾器	直 流 増 巾 器	1	三栄測器社製 6L2-PD				
記録器	直記式電磁オシログラフ	1	横河電機製 EMO-121, (ガレシメーターG170C)				
そ の 他	位 相 測 定 器	1	起振機の偏心重錘の回転中の位置を示すもの				
	メモリースコープ	1	ソニーテクトロニクス社製564 (モニター用)				

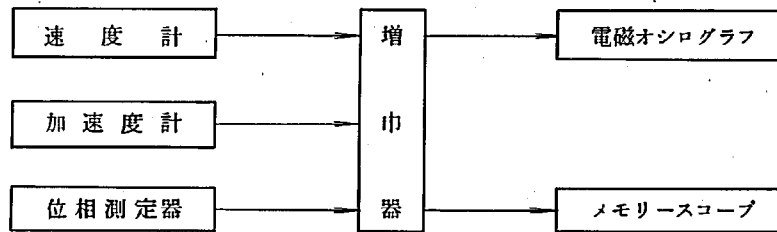


図-8 測定ブロック

2.4 実験工程

実験の工程を表-2に示す。

表-2 実験工程

年 月 日	対 象	case	W	case	W	case	W	case	W
45. 7. 5~6	下関側橋脚橋軸方向	SL1	0	SL2	4	SL3	8	SL4	8
		SL5	0	SL6	0				
45. 7. 7.	" 橋角直角方向	ST1	0	ST2	24	ST3	24	ST4	24
		ST5	24	ST6	0				
45. 7. 9.	門司側橋脚橋軸直角方向	MT1	0	MT2	24	MT3	4	MT4	0
45. 7. 10.	" 橋軸方向	MT1	0	ML2	24	MT3	8	ML4	0

注) case中のSは下関側橋脚
Mは門司側橋脚
Lは橋脚方向
Tは橋軸直角方向
Wは起振機重錘枚数

2.5 実験時の特記すべき現場状況

1) 下関側橋脚

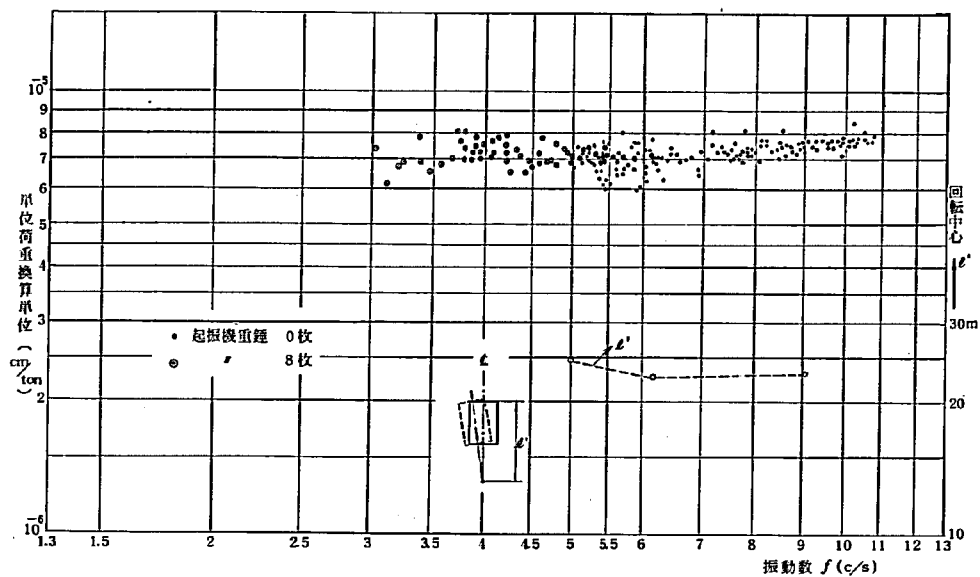
図-3に示すとおりであるが、工事工程の関係上、主塔架設のための三脚デリックが設けられていた。これは締切堤と橋脚躯体上にアンカーをとっていたが、そのボルトを全部緩めて実験を行なった。

2) 門司側橋脚

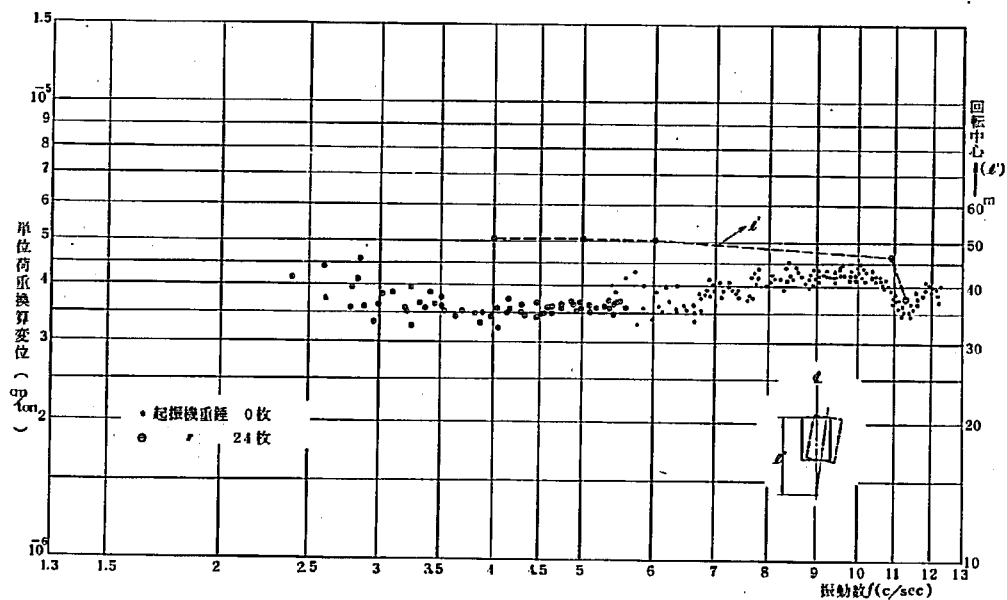
図-5に示すとうりであるが、橋脚躯体の山側にあるクレーン基礎は、実験前日にコンクリートが打設されたものである。

3. 実験結果

橋脚上の速度計の記録をもとに共振曲線(単位荷重換算変位)を求めた。図-9は下関側橋軸方向、図-10は橋軸直角方向の共振曲線である。図-11は下関側橋軸直角方向加振時の締切堤上の換振器からの記録である。図-12は下関側橋脚橋軸直角方向加振時の起振機偏心荷重と橋脚の変位応答との位相差を示すものである。図-13は門司側橋脚橋軸方向、図-14は橋軸直角方向の共振曲線である。図-15は門司側橋脚橋軸方向加振時の締切堤上の換振器からの記録である。図-16は門司側橋脚橋軸方向加振時の橋脚の変位応答の位相差である。なお橋脚の最大変位は下関側で 1.0^{-4} cm, 門司側で 1.0^{-3} cmであった。付図1~8に橋脚の実変位曲線を示す。



图—9 共振曲线（下侧桥脚桥轴方向）



图—10 共振曲线（下侧桥脚桥轴直角方向）

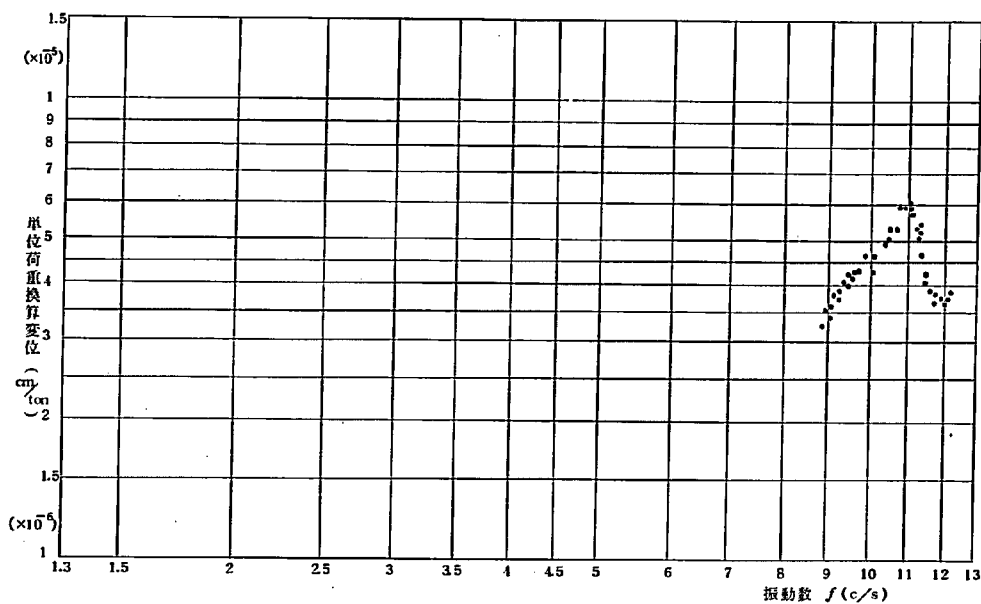


図- 1 1 共振曲線 (下関側橋軸直角方向締切堤上)

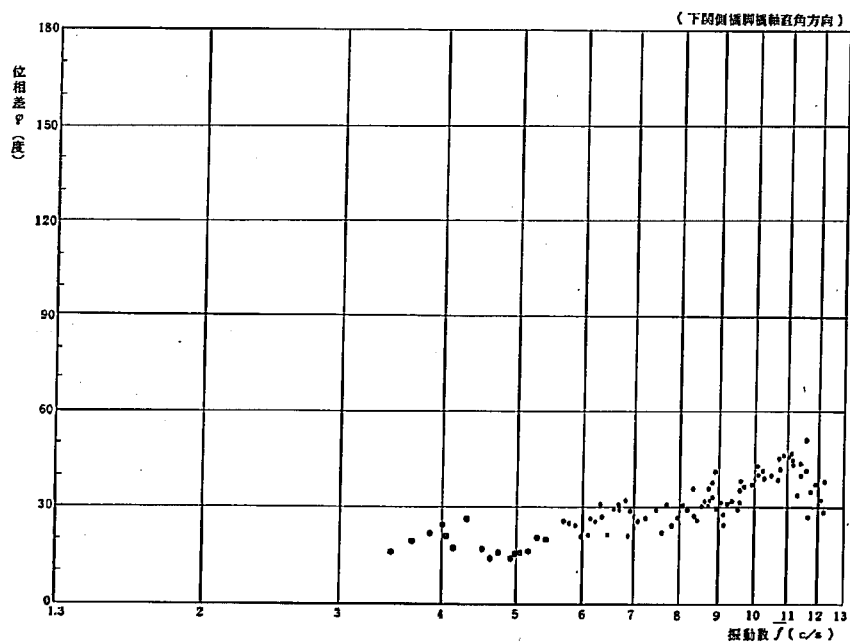


図- 1 2 位相差曲線 (下関側橋脚橋軸直角方向)

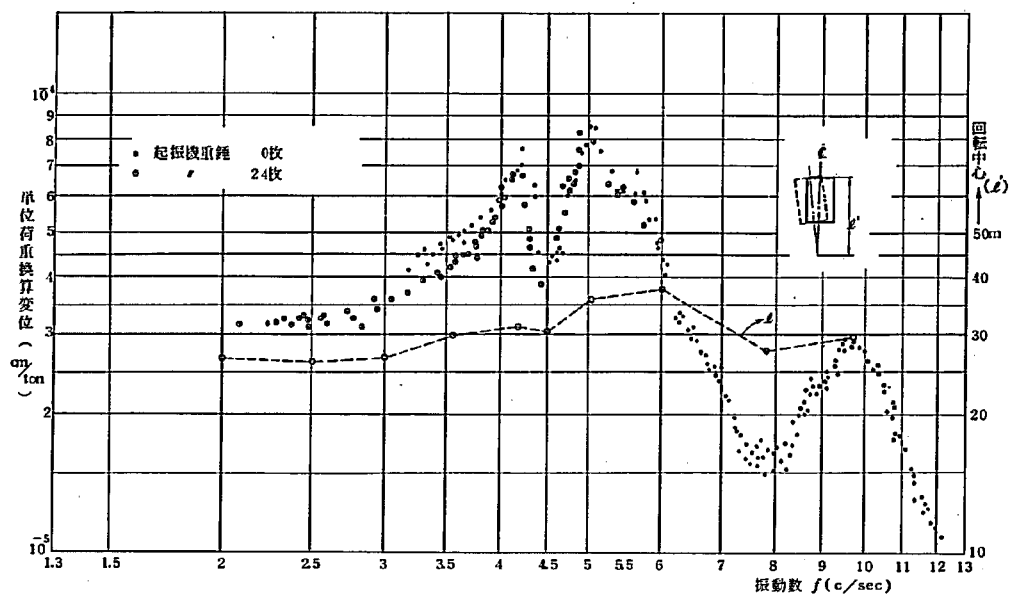


圖-13 共振曲線（門司側橋脚頂部橋軸方向）

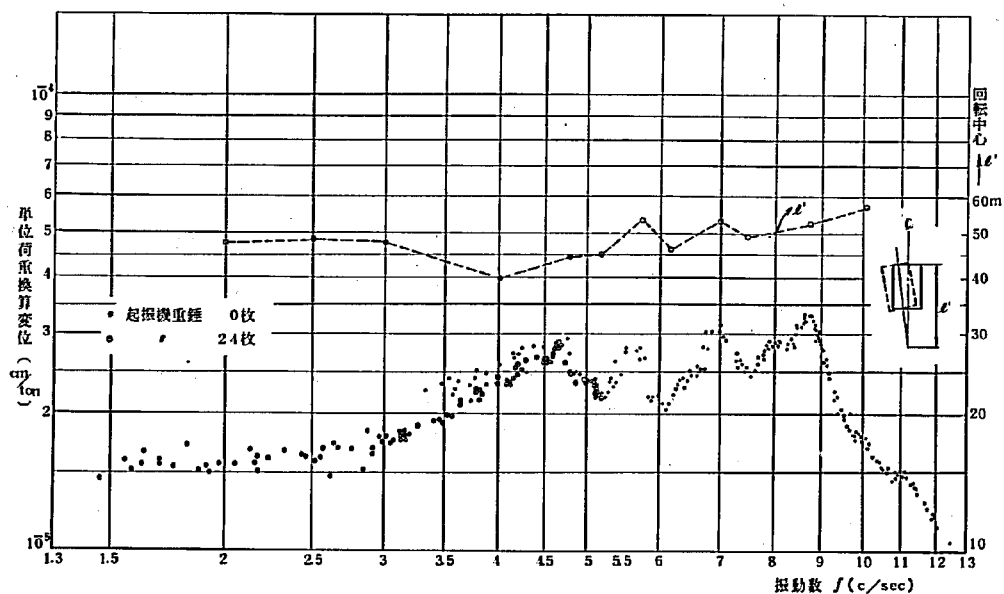
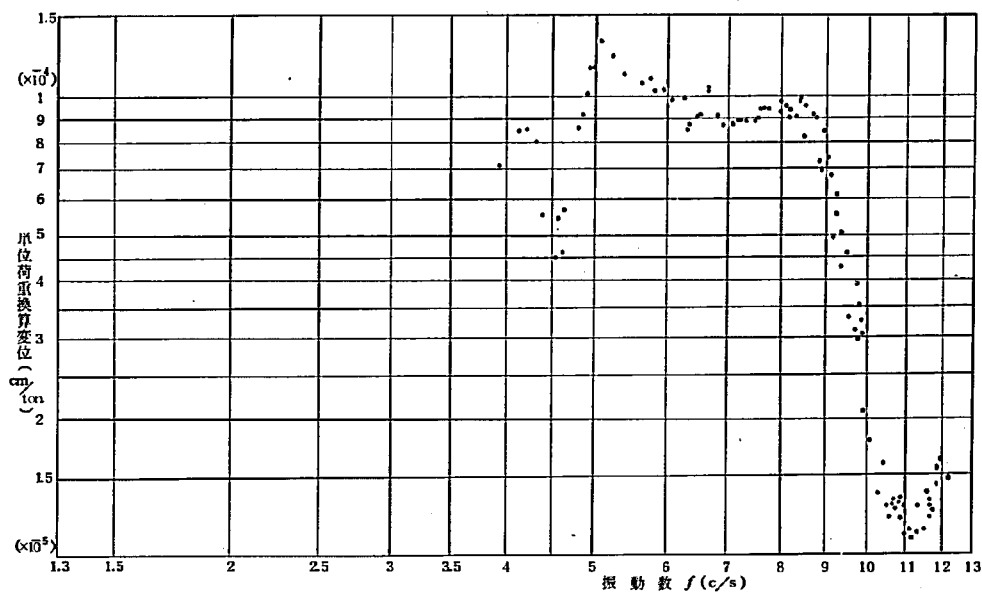
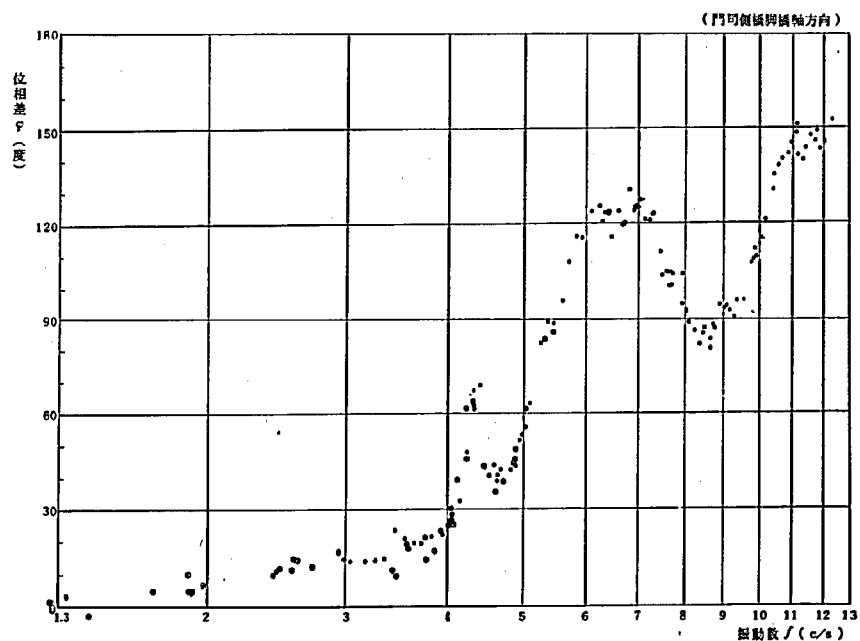


圖-14 共振曲線（門司側橋脚橋軸直角方向）



图一 1 5 共振曲线 (門司側橋軸方向縮切提上)



图一 1 6 位相差曲线 (門司側橋脚橋軸方向)

4. 検 討

4.1 理論上の1自由度の共振曲線

実験結果の共振曲線の形状を検討するため理論上の共振曲線について述べる。

図-17に示す質点-バネ、ダッシュポット系に調和的加振力

$P \cos \omega t$ が作用した場合の運動方程式は

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P \cos \omega t$$

この方程式の定常時の応答変位は

$$x = \frac{P}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \frac{\omega^2}{p^2})^2 + 4h^2 \frac{\omega^2}{p^2}}} \cos(\omega t - \alpha) \quad \dots\dots(1)$$

ここに

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{2h \frac{\omega}{p}}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}} \quad \dots\dots(2)$$

x : 応答変位

m : 質 量

k : バネ定数

C : 減衰係数

P : 加振力

ω : 荷動角速度

t : 時 間

α : 位相の遅れ (位相差)

$$h : \frac{C}{2\sqrt{mk}}$$

$$p : \sqrt{\frac{k}{m}}$$

振幅のみに着目し加振力 P による静的変位 $x_{st} = P/k$ に対する比を増巾率 M とすると

$$M = \frac{x}{x_{st}} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \frac{\omega^2}{p^2})^2 + 4h^2 \frac{\omega^2}{p^2}}} \quad \dots\dots(3)$$

図18は式(3)を両対数用紙に画いたものである。ただし横軸の目盛は縦軸の目盛の2倍の長さにとったものである。この用紙上では $\omega/p \ll 1$ の範囲では $M \approx 1$, $\omega/p \gg 1$ の範囲では横軸と -45° の勾配をもった直線に接近することがわかる。また減衰定数 $h=0$ と $h=1$ とは横軸と -45° の勾配をもつ直線を軸として対象の形となる。

以上の曲線は振動数比 ω/p と増巾率 M との関係であるが、振動数 ω と応答変位 x との関係を同様に扱うことが

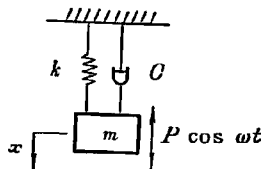


図-17

できる。

増巾率 M と応答変位の間には

$$M = \frac{x}{x_{st}}$$

$$x_{st} = \frac{P}{k}$$

$$\therefore M = \frac{k}{P} x$$

$$\therefore \log M = \log x + \log \frac{k}{P} \quad \dots\dots(4)$$

の関係が成り立つ。

したがってバネ定数 k と荷重の大きさ P が一定ならば

$$\log M = \log x + A \quad \dots\dots(5)$$

一方振動数比 ω/p と振動数 ω との間には

$$\log \left(\frac{\omega}{p} \right) = \log \omega - \log p \quad \dots\dots(6)$$

したがって固有円振動数 p が一定ならば

$$\log \left(\frac{\omega}{p} \right) = \log \omega - B \quad \dots\dots(7)$$

ここに $A = \log \frac{k}{P}$, $B = \log p$

以上のことから振動数比—増巾率の曲線と、振動数—応答変位の曲線は両対数用紙上に画いた場合その形が一致する。

次に位相の遅れ(位相差)について記す。

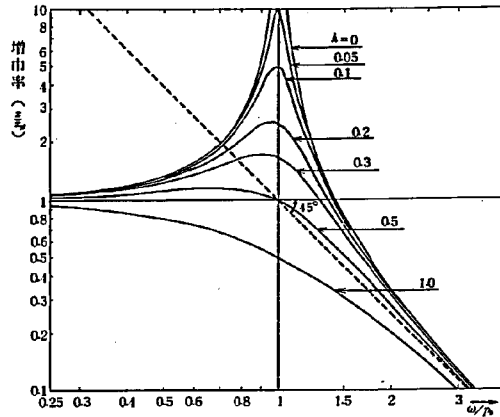
位相差は式(2)に示すとおりである。振動数比 ω/p と位相差 α の関係を片対数で画いたものが図—19である。この曲線は共振点を境にして、共振点以下の振動数領域では位相差は 90° 以下、共振点以上の振動数領域では 90° 以上となる。またこの曲線の特徴として $\omega/p = 1$, $\alpha = 90^\circ$ の点を中心とする点対称の曲線となる。以上のことも横軸に振動数をとっても同様のものとなる。

以上のように対数用紙を利用することにより加振実験において得られる共振曲線(単位荷重換算変位)は理論上の1自由度の増巾率曲線、振動数の変化による位相差は理論上の1自由度の振動数比—位相差の曲線に対応させることにより、対象とする構造物の動的特性が比較的明瞭な形で検討できる。

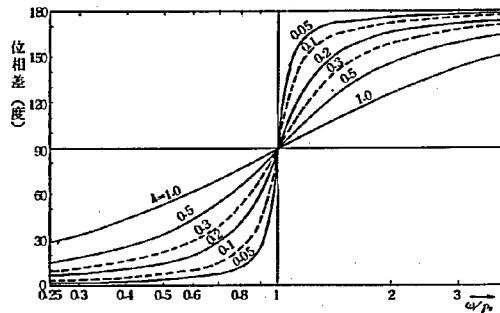
4.2 実験結果の共振曲線の形状

(1) 下関側橋脚橋軸方向

図—9に示す共振曲線から、測定範囲内では共振点が現れていない。対数用紙上の共振曲線の性質として図—18を参考にすると、曲線がほぼ水平な状態は、1自由度とする限り、減衰定数の大小にかかわらず共振振動数より低い振動数領域に現れる。このことから本実験における共振点は—



図—18 増巾率曲線



図—19 位相差曲線

応 13 c/s 以上の振動数の領域にあるものと思われる。

(2) 下関側橋脚軸直角方向

図-10に示す共振曲線は橋軸方向実験結果と同じ傾向である。ただし 11.2 c/s 付近で振巾が小さくなっている現象がみられる。同じ振動数付近での締切堤に設置した速度計より得た共振曲線(図-11)は 11 c/s 付近で頂点を有するものとなっている。このことは締切堤あるいはそれに結合された三脚デリック等の構造物を含む周辺地盤が共振したと推定すると、橋脚躯体の振動エネルギーが種々構造物を含む周辺地盤に吸収されたという見方ができる。この結果が図-10の 11.2 c/s 付近の振巾の低下となって現われたものと思われる。

図-12に示す位相差曲線は、測定範囲内では 90° を越えていないが、周波数の上昇と共に位相差がやゝ上昇しているようである。ただし $11 \text{ c/s} \sim 12 \text{ c/s}$ 付近において減少している傾向が見られるが、共振曲線と同様に橋脚周辺機構に起因するものと推定できる。いずれにしても位相差が 90 度を越えていないことは、図-19の理論上の位相差変化曲線より判断して、共振点は測定振動数領域よりも高い振動数となるものと考えられる。

(3) 門司側橋脚橋軸方向

図-13に示す共振曲線は 4.7 c/s 付近が1次、 9.6 c/s 付近が2次の固有振動数であるかのような図となっている。しかし橋脚頂部に設置した鉛直方向の速度計の記録から推定した回転中心の位置が、1次、2次ともあまり変化していないことから、並進、回転という座標の扱いによる1次、2次とは考えられない。締切堤の頂部に設置した速度計からの結果(図-15)は図-13とはかなり異なるものとなっている。

これに付随して図-20右上に示す質点-減衰-バネのモデルについての x_1 、 x_2 の増巾率曲線の1例を図-20に示す。図-13、図15の関係と図-20の x_1 、 x_2 の増巾率の関係がよく類似していることから締切堤を含む周辺地盤が橋脚と連成振動したのと考えられる。特に橋脚を中心に考えた場合締切堤を含む周辺地盤が防振構造的な働きをしたと考えられる。

また図-13の共振曲線の 4.5 c/s 付近において換算変位が小さくなっていることも下関側橋脚橋軸直角方向における結果と同様、周辺地盤中の構造物、特に橋脚山側に主塔架設のためのクレーン基礎が建設されたことによるものではないかと思われる。仮にクレーン基礎の固有振動数が 4.5 c/s にあるものとして、単純にChangの

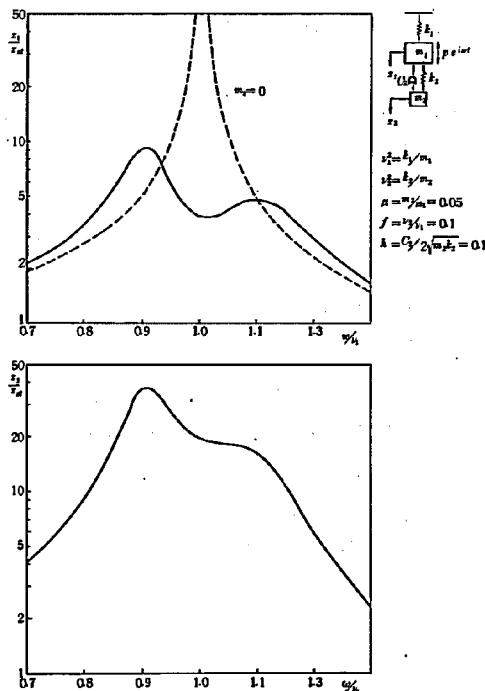


図-20 増巾率の計算例

抗頭固定の式から横方向地盤反力係数を逆算すると $k = 4.5 \text{ kg/cm}^2$ となり、この種の地盤としては納得できる数値である。

しかし今回の実験においては換振器をクレーン基礎には設置しなかったため断言できない。

図-16に示す位相差曲線は、共振曲線と同様にかなり複雑な形をしている。特に図-19に示す理論上の位相差の曲線のように単純な曲線ではない。しかし図-13の共振曲線と比較して4.5 c/s付近における現象、あるいは全体的に単なる1自由度ではないことはこの位相差曲線にもよく現われている。

(4) 門司側橋脚橋軸直角方向。

図-14に示す共振曲線は4個頂点をもつ曲線となっているが、この現象も前述の実験結果と同様に、周囲の構造物、すなわちクレーン基礎、締切堤、めかり水族館（3階建RC構造）等の構造物を含む周辺地盤の影響を受けているものと思われる。

4.3 固有振動数および地盤剛度の検討

橋脚を剛体と仮定し、地盤の弾性係数および橋脚の固有振動数の推定を行なう。続いて橋脚を剛体と仮定したことに対する検討を行なう。

(i) 運動方程式

実験結果より回転中心が橋脚底面より下方の位置にあると考えられるため、図-21に示すように水平方向並進運動と回転運動を為し得る2自由度の力学モデルを想定する。その頂部に外力 $F \cos \omega t$ が作用する場合の運動方程式は次式となる。

$$\begin{cases} M \ddot{x} + K_H (x - l_H \theta) + K_s \theta = F \cos \omega t \\ J \ddot{\theta} + K_\theta \theta - K_H l_H (x - l_H \theta) - K_s l_s \\ = F \cdot l_f \cos \omega t \end{cases} \quad \dots\dots (8)$$

$$x = x_0 \cos \omega t, \quad \theta = \theta_0 \cos \omega t$$

とすると

$$\begin{cases} (-M\omega^2 + K_H + K_s)x_0 - (K_H l_H + K_s l_s)\theta_0 = F \\ (K_H l_H + K_s l_s)x_0 + (-J\omega^2 + K_\theta + K_H l_H^2 \\ + K_s l_s^2)\theta_0 = F \cdot l_f \end{cases} \quad \dots\dots (9)$$

ここで $\gamma = \sqrt{J/M}$

$$K_1 = K_s + K_H$$

$$K_2 = (K_H l_H + K_s l_s) / \gamma$$

$$K_3 = (K_\theta + K_H l_H^2 + K_s l_s^2) / \gamma^2 \quad \dots\dots (10)$$

とすると

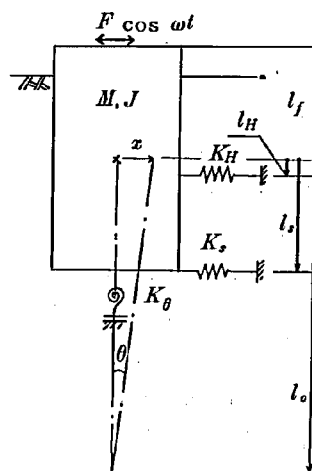


図 - 21

ここに

- M : 橋体質量
- J : 重心点に関する回転慣性モーメント
- K_H : 水平バネ定数
- K_s : 定面セン断バネ定数
- K_θ : 回転バネ定数
- l_H : 重心点から水平バネ中心までの距離
- l_s : 重心点から底面までの距離
- l_f : 重心点から起振力作用点までの距離
- F : 起振力
- ω : 角速度
- x_0 : 重心点の振巾 (実験結果を使用)
- θ_0 : 橋体の回転角 (実験結果を使用)

図 - 21

$$\begin{cases} (-M\omega^2 + K_1)x_o - K_2r\theta_o = F \\ -K_2r x_o + (-M\omega^2 + K_3)r^2\theta_o = F \cdot l_f \end{cases} \quad (11)$$

(ii) 固有振動数および回転中心

固有円振動数を ω_j ($j = 1, 2$) とする。

$$\omega_j^2 = \frac{1}{2M} \left\{ (K_1 + K_3) \mp \sqrt{(K_1 - K_3)^2 + 4K_2^2} \right\} \quad \dots (12)$$

固有振動数を f_j ($j = 1, 2$) とすると

$$f_j = \frac{\omega_j}{2\pi} \quad \dots (13)$$

回転中心を $l_{o,j}$ ($j = 1, 2$) とすると

$$l_{o,j} = \frac{x}{\theta} = \frac{r}{2K_2} \left\{ \sqrt{(K_1 - K_3)^2 + 4K_2^2} \pm (K_1 - K_3) \right\} \quad \dots (14)$$

(iii) 低振動数域における変位

理論上の共振曲線(4.1)で述べたように単位荷重換算変位曲線にあっては固有振動数よりも十分低い加振動数の範囲では変位はほとんど変化しない。

そこで式(10)において $\omega = 0$ として、次に示す x_o , θ_o に関する静的均合い方程式を得る。

$$\begin{cases} K_1 x_o - K_2 r \theta_o = F \\ -K_2 r x_o + K_3 r^2 \theta_o = F \cdot l_f \end{cases} \quad \dots (15)$$

$$\therefore x_o = \frac{K_3 + \frac{l_f}{r} K_2}{K_1 K_3 - K_2^2} \cdot F \quad \dots (16)$$

$$\theta_o = \frac{\frac{l_f}{r} K_1 + K_2}{K_1 K_3 - K_2^2} \cdot \frac{F}{r} \quad \dots (17)$$

単位荷重当りの橋脚頂部の変位 $x_{o,t}$ は $F = 1$ として

$$\begin{aligned} x_{o,t} &= x_o + \theta_o l_f \\ &= \frac{\left(\frac{l_f}{r}\right)^2 K_1 + 2\left(\frac{l_f}{r}\right) K_2 + K_3}{K_1 K_3 - K_2^2} \quad \dots (18) \end{aligned}$$

回転中心 $l_{o,t}$ は

$$\begin{aligned} l_{o,t} &= \frac{x_o}{\theta_o} \\ &= \frac{K_3 + \frac{l_f}{r} K_2}{\frac{l_f}{r} K_1 + K_2} \cdot r \quad \dots (19) \end{aligned}$$

となる。

(V) 地盤弾性係数とバネ定数

加振実験において、応答変位が非常に小さかったため外力に対する地盤の抵抗を考える場合、橋脚の前面および底面のみならず側面および後面についても考慮を払う必要がある。そこで文献-1) に示す F. P. ogil の方法を適用し、弾性係数からバネ定数を求める。

$$K_H = \frac{nh}{k_3, h/a} E_s + \frac{nb}{k_2, b/h} E_s$$

$$K_s = \frac{b}{k_3, b/a} E_R$$

$$K_\theta = \frac{a^2 b}{k_1, b/a} E_R + \frac{nbh^2}{k_1, b/a} E_s$$

$$+ \frac{na^2 h}{k_4, h/a} E_s$$

..... (20)

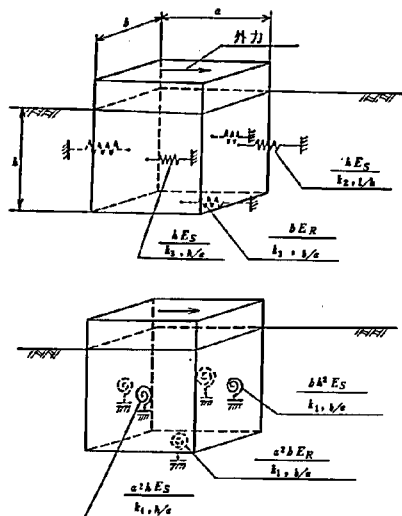


図 - 2 2

ただし

E_R : 橋脚底面地盤の弾性係数

E_s : " 側面 "

a, b, h : 橋脚根入部の寸法 (図-2 2 参照)

n : 関係する接触面の数であり図-2 2 に示す通り加振方向、加振直角方向共に 2 となる。しかし F. P. ogil の解は半無限弾性体としての解であり、今取扱っている橋脚の側面に関しては $\frac{1}{4}$ 無限弾性体である。又歪の増加に従いがい、橋脚の後面および側面の抵抗の低下が考えられる。したがって n の値としては一応 2 ~ 1 の範囲とする。

k_1, k_2, k_3, k_4 : 構造物と地盤との接触面の寸法比 μ および地盤のポアソン比 ν によって定まる定数であり、次に示すものである。

$$k_1, \mu = \frac{24}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \frac{\sqrt{1+\mu^2} (3-14\mu^2-2\mu^4) + 15\mu^3 + 2\mu^5 - 3}{15\mu} + \mu \log \frac{1+\sqrt{1+\mu^2}}{\mu} \right\}$$

$$k_2, \mu = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log (\mu + \sqrt{1+\mu^2}) + \mu \log \frac{1+\sqrt{1+\mu^2}}{\mu} - \frac{(\sqrt{1+\mu^2})^3 - 1 - \mu^3}{3\mu} \right\}$$

$$k_3, \mu = \frac{2}{\pi} \left[(1 - \nu^2) \left\{ \log (\mu + \sqrt{1+\mu^2}) + \mu \log \frac{1+\sqrt{1+\mu^2}}{\mu} - \frac{(1+\mu)^3 - 1 - \mu^3}{3\mu} \right\} \right.$$

$$\left. + (\nu + \nu^2) \left\{ \mu \log \frac{1+\sqrt{1+\mu^2}}{\mu} - \frac{\sqrt{1+\mu^2} (2\mu^2 - 1) - 2\mu^3 + 1}{3\mu} \right\} \right]$$

$$k_4, \mu = \frac{1}{5\pi} \left(90 - \frac{24}{\mu} + \frac{5}{\mu^2} - \frac{3}{8\mu^3} + \frac{9}{112\mu^6} \right) + \nu \left(90 - \frac{48}{\mu} + \frac{15}{\mu^2} - \frac{15}{8\mu^3} + \frac{65}{112\mu^6} \right) - \mu^2 \left(\frac{24}{\mu} - \frac{10}{\mu^2} + \frac{12}{8\mu^3} - \frac{54}{112\mu^6} \right) \quad \dots\dots (21)$$

(V) 実験結果の検討

振動実験結果は、前述した通り下関側橋脚においては固有振動数以下の振動数域であり、門司側橋脚においても明瞭な固有振動数は得られなかった。一方両方の橋脚において固有振動数よりもかなり低い振動数の範囲での変位が測定できた。この値をもとに地盤の弾性係数の推定を試みる。

いま橋脚底面と側面の地盤の弾性係数比が一定であるものと仮定して、底面地盤の弾性係数 E_R と低振動数域における単位荷重換算変位 x_{st} 、固有振動数 f_j 等の関係式を求める。

式-(19)において $\frac{E_s}{E_R} = \alpha$ とすると

$$K_H = C_H E_R, \quad K_s = C_s E_R, \quad K_\theta = C_\theta E_R \quad \dots\dots (22)$$

$$\text{ただし} \quad C_H = n_\alpha \left(\frac{h}{k_3, h/a} + \frac{b}{k_2, b/h} \right)$$

$$C_s = \frac{b}{k_3, b/a} \quad \dots\dots (23)$$

$$C_\theta = \frac{c^2 b}{k_1, b/a} + n_\alpha \left(\frac{b h^2}{k_1, b/a} + \frac{a^2 h}{k_4, h/a} \right)$$

ここで

$$\begin{aligned} C_1 &= C_H + C_s \\ C_2 &= (C_H l_H + C_s l_s) / r \\ C_3 &= (C_\theta + C_H l_H^2 + C_s l_s^2) / r^2 \end{aligned} \quad \dots\dots (24)$$

とすると

式-(10)より

$$K_1 = C_1 E_R, \quad K_2 = C_2 E_R, \quad K_3 = C_3 E_R \quad \dots\dots (25)$$

この関係を式-(12)~(19)に代入すると

固有円振動数 P_j

$$P_j^2 = \frac{E_R}{2M} \left\{ (C_1 + C_3) \pm \sqrt{(C_1 - C_3)^2 + 4 C_2^2} \right\} \quad \dots\dots (26)$$

固有振動数 f_j ($j = 1, 2$)

$$f_j = \frac{P_j}{2\pi}$$

静的頂部変位 x_{st} および回転中心 l_{st}

$$x_{st} = \frac{1}{E_R} \frac{\left(-\frac{l_f}{r}\right)^2 C_1 + 2 \frac{l_f}{r} C_2 + C_3}{C_1 C_3 - C_2^2} \quad \dots\dots (27)$$

$$l_{st} = \frac{C_3 + \frac{l_f}{r} C_2}{-\frac{l_f}{r} C_1 + C_2} \cdot r \quad \dots\dots (28)$$

ここに C_1 , C_2 , C_3 は上記のとおり地盤の上層と下層の弾性係数比 α , ポアソン比 ν および橋脚の形状によって定まるものである。これらの値を仮定することにより, 底面地盤の弾性係数 E_R と, 低振動数域における橋脚頂部の変位および固有振動数の関係は一意的に定まる。

表 - 3 計 算 結 果

		仮定		実測値	推定値（計算結果）				備考	
		case	α	x_{st} ($\times 10^{-5} cm$)	E_R ($\times 10^8 t/cm^2$)	E_s ($\times 10^5 t/cm^2$)	l_{st} (m)	f_1 (c/s)		l_o (m)
下関側橋脚	橋軸方向	A	0.1	0.70	1.03	1.03	13.9	15.2	16	case A: 橋脚の前面, 後面, 側面の全てが抵抗するものと仮定した場合。 case B: case A の $\frac{1}{2}$ が抵抗するものと仮定した場合 α : 側面と底面の弾性係数比 E_s/E_R x_{st} : 低周波数域における単位荷重換算変位 E_R : 底面の弾性係数 E_s : 側面 l_{st} : 低周波数域における回転中心 f_1 : 固有 1 次振動数 l_o : 橋脚頂部の傾斜角と変位 x_{st} から推定した回転中心
			0.2	"	0.85	1.69	12.8	15.4	"	
		B	0.1	"	1.15	1.15	14.6	15.1	"	
			0.2	"	1.03	2.05	13.9	15.2	"	
	橋軸直角方向	A	0.1	0.35	1.33	1.33	27.0	18.6	43	
			0.2	"	1.12	2.23	24.2	18.7	"	
門司側橋脚	橋軸方向	A	0.1	0.35	1.33	1.33	27.0	18.6	43	
			0.2	"	1.12	2.23	24.2	18.7	"	
		B	0.1	"	1.47	1.47	28.8	18.5	"	
			0.2	"	1.33	2.65	27.0	18.6	"	
	橋軸直角方向	A	0.05	3.10	0.59	0.30	18.0	6.2	11	
			0.15	"	0.34	0.50	16.5	6.3	"	
		B	0.05	"	0.73	0.37	18.4	6.2	"	
			0.15	"	0.50	0.74	17.5	6.2	"	
橋軸直角方向	A	0.05	1.50	0.68	0.34	24.5	7.9	33		
		0.15	"	0.46	0.69	22.0	8.0	"		
	B	0.05	"	0.77	0.39	25.2	7.8	"		
		0.15	"	0.61	0.91	23.7	7.9	"		

表-3 は橋脚頂部の低振動数域における単位荷重換算変位 x_{st} をもとに, 以下に示す仮定をして, 上記の計算を行なった結果である。

仮 定

- ① 地盤は 2 層から成り, 上層は橋脚底面より埋立地盤上面までとする。
- ② 上層地盤の弾性係数 E_s と下層地盤の弾性係数 E_R の比 $\alpha (=E_s/E_R)$ を原位置試験による実

測結果から、下関側橋脚について0.05～0.15、門司側橋脚について0.10～0.20の範囲とする。

③ 式(20)に示す有効抵抗面数 n は1～2の範囲とし、case Aは $n=2$ 、case Bは $n=1$ とした場合である。

④ ポアソン比 ν は上層下層とも0.25とする。

⑤ 付加質量は考慮しない。

付図9～12のcase A, Bの直線は上記の仮定を用いて式(26), (27)によって求めた弾性係数 E_R と変位 $x_{s,t}$ 、固有1次振動数の関係である。

以上の推定から求めた弾性係数と、設計に当たって行なわれた原位置試験から求められた弾性係数を比較したものを図-23, 24に示す。ここに示す原位置試験結果はブレンシオメーターによる試験結果を基に、ジャッキ試験結果との変形特性の相関関係から

$$E_0 = 5E_p$$

ただし

E_0 : 設計用弾性係数(変形係数)

E_p : ブレンシオメーターより求めた弾性係数として求めたものである。

この図から明らかなように振動実験の結果は下関側、門司側ともに原位置試験結果よりかなり大きな値となった。橋脚底面に関する弾性係数は下関側で $8 \sim 15 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ 、門司側で $3 \sim 8 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ であり、橋脚側面に関しては下関側で $1 \sim 2 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ 、門司側で $3 \sim 9 \times 10^4 \text{ t/m}^2$ であった。なお原位置試験からの値は深度方向に増大するものであるが、振動実験からの値は埋立地表面から底面、および底面以下の2層地盤とみなしたため、とくに側面に関しては一種の平均化された弾性係数となっている。

次に固有振動数(1次)について検討する。前記の弾性係数を用いて求めた固有振動数は表-3に示すとおり下関側橋脚橋軸方向は15.2 c/s、橋軸直角方向は18.6 c/s、門司側橋脚橋軸方向は6.2 c/s、橋軸直角方向

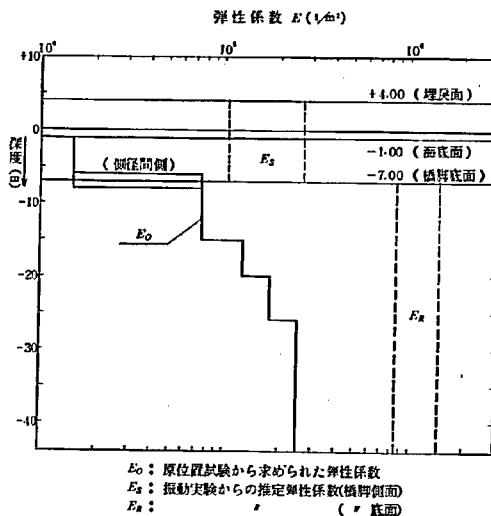


図-23 弾性係数の比較
(下関側橋脚)

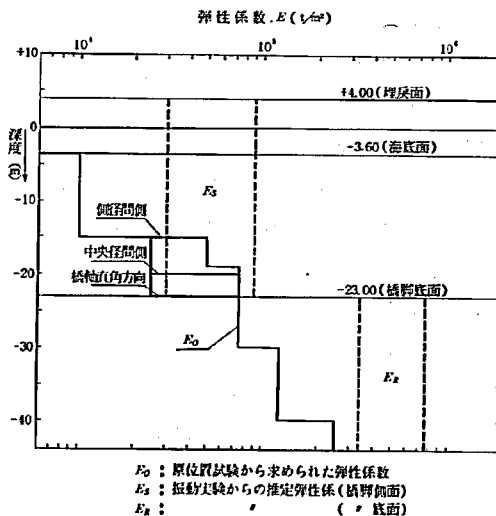


図-24 弾性係数の比較
(門司側橋脚)

は7.9 c/s程度となった。今回の実験の共振曲線からは下関側橋脚については比較する資料は得られなかったが、門司側橋脚については周辺地盤の連成振動を無視した場合、上記の値は一応認め得る値である。また表-3に示すとおり仮定をかなり変化させてもあまり固有振動数の値が変わらないものであることから、下関側橋脚についても固有振動数は前記の値に近いものと思われる。また下関側については「4.2(1), (2)共振曲線の形状」で述べた事項と一致する。

(v) 弾性波速度から求まる弾性係数

表-4は関門橋が計画された時点において測定された弾性波探査の結果である。橋脚底面の位置は第2速度層～第3速度層と考えられる。

表-4 弾性波速度

	第1速度層		第2速度層		第3速度層	
	層厚 (m)	速度 (km)	層厚 (m)	速度 (km)	層厚 (m)	速度 (km)
下関側	5~10	0.3~0.4	10~25	0.7~1.5	—	4.0~4.7
門司側	5~10	0.3	10~30	1.0~1.3	—	4.5~4.7

弾性波の速度 V_s と弾性係数の関係は次式で表わせる。

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad \dots\dots (29)$$

ここに ρ は単位体積質量、 ν はポアソン比である。

この式により弾性係数を求めると、

第1速度層 $0.5 \sim 1.0 \times 10^5 \text{ t/m}^2$

第2速度層 $0.5 \sim 1.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

第3速度層 $0.9 \sim 1.3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

となる。振動実験において求めた地盤の弾性係数が上記の第1速度層および第2速度層の値に近いことは興味あることである。

(vi) 橋脚を剛体と仮定したことに対する検討

表-3中の回転中心 l_{xx} (推定した弾性係数を基に求めたもの)と実測結果の回転中心 l_o はかなり異なる値となっている。ただしこの l_o は橋脚頂部両端に設置した2個の鉛直方向の速度計および1個の水平方向の速度計から、橋脚が剛体運動するものとして算出した値である。

上記 l_{xx} と l_o の値の相違の原因としては

(イ) 測定の精度

(ロ) 力学モデルおよび弾性係数の算定

(ハ) 橋脚を剛体と仮定したこと

等が考えられる。測定の精度については、鉛直方向の変位が水平方向の変位より小さいことと、その値から回転中心を求めることには鉛直、水平の2成分の誤差が加算されうること等が考えられる。力学モデルに関しては、地盤を橋脚底面位置より上方と下方の2層と考えたが、原位置試験結果は地下深くになるに従って弾性係数が大きくなっている。このことも多少影響しているものと思われる。

以上の2点よりも大きな原因となっているのは橋脚を剛体と仮定したことによるものと思われる。 $l_{s,t}$ および l_o の両方ともに橋脚を剛体と仮定して求めたものであるが、 $l_{s,t}$ は橋脚頂部の傾斜角による影響が大きくなる。すなわち橋脚が弾性変形を伴う場合は図-25のような状態が想定できる。この図から明らかなように、剪断および曲げ変形を伴っている場合、橋脚頂部の傾斜角および変位から回転中心を求めること(図-25(2),(3)の R_o')は見かけ上のものにすぎないものとなる。真の回転中心を、剪断を伴う場合を R_s 、曲げ変形を伴う場合を R_m とすると、 R_s は R_o' より上方の位置となり、 R_m は R_o' より下方の位置となる。しかし実際はこれらが重なったものと想定できる。一方 l_o も前述した通り橋脚を剛体と仮定した結果であるが、少なくとも弾性変形による橋脚頂部の傾斜角の影響は入っていない。いま仮にこの l_o を真の値に近いものとして、表-3中の $l_{s,t}$ と l_o の値を比較すると下関側橋脚の両方向と門司側橋脚の橋軸直角方向については $l_o < l_{s,t}$ となり、剪断変形が支配的であるといえる。また門司側橋脚軸方向に関しては $l_o > l_{s,t}$ となり、曲げ変形が支配的であるといえる。このことは門司側橋脚橋軸方向の断面剛性 EI が他の場合に比し、最も小さいことから認め得ることである。

以上のように剪断変形および曲げ変形の影響が現われているためここでその影響の度合について検討する。

図-26に示すように橋脚下端を固定とし、側面の抵抗がない場合の橋脚頂部の剪断変形および曲げ変形は

$$\delta_s = \frac{Pl}{GA} \quad \dots\dots (30)$$

$$\delta_m = \frac{Pl^3}{3EI} \quad \dots\dots (31)$$

剪断振動および曲げ振動の1次固有振動数は

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{1}{4l} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \\ &= \frac{1}{4} \sqrt{\frac{GA}{m l}} \quad \dots\dots (32) \\ f_m &= \frac{(1.875)^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \end{aligned}$$

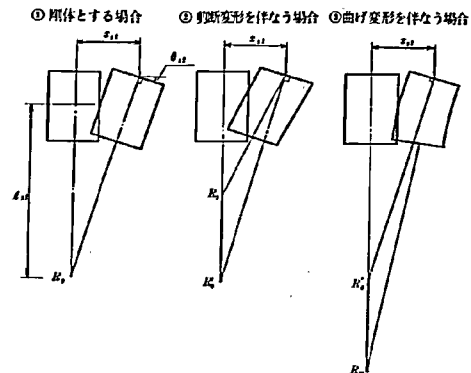


図-25 剪断変形または曲げ変形を伴う橋脚の変位

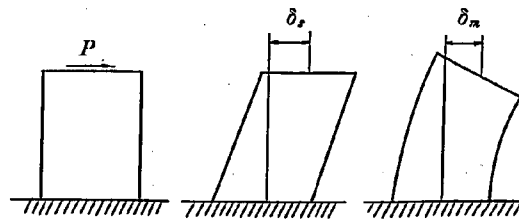


図-26 剪断変形および曲げ変形

$$= 0.5596 \sqrt{\frac{EI}{m l^3}} \dots\dots (33)$$

ただし δ_s : 橋脚頂部の剪断変形量

δ_m : " 曲げ変形量

P : 荷 重

l : 橋脚の長さ

G : 橋脚の剪断弾性係数

E : " 弾性係数

A : " 断面積

I : " 断面2次モーメント

: " 単位体積質量

m : " 全質量

となる。

表 5

		橋 脚 頂 部 変 位 ($\times 10^{-6}$ cm)		固 有 振 動 数 (c/s)	
		剪断変形	曲げ変形	剪断振動	曲げ振動
下 関 側	橋 軸 方 向	1.09	0.86	45.7	66.7
	橋軸直角方向	"	0.21	"	133.3
門 司 側	橋 軸 方 向	4.77	15.73	15.9	11.3
	橋軸直角方向	"	4.26	"	21.8

橋脚の形状を下関側橋脚および門司側橋脚に適應した結果を表5に示す。ただし門司側橋脚は断面が一樣でないため、変形量を変断面として算出し、固有振動数は断面一樣として算出した結果を変位量に応じて補正した近似値である。また弾性係数 E の値は実験において振巾が非常に小さく、かつ振動荷重であることから、 4×10^5 kg/cm²とした。

剪断および曲げによる変位量の合計を実験結果と対比すると、剪断および曲げによる弾性変形の縮める割合は下関側橋脚で約30%、門司側橋脚で約60~70%となる。しかしこの剪断および曲げによる変位は、側面の抵抗は無視したものであるため、実際の変形は上記の値より小さいものと思われる。とくに門司側橋脚においては、根入長が大きいので、上記で示した弾性変形の縮める割合は小さくなる。また弾性係数についても歪の大きさにより変化する。通常歪と応力の関係 $\epsilon = \alpha \sigma^m$ において、コンクリートは $m \approx 1.1$ といわれている。今回の実験では変位量から推定して曲げ歪は 10^{-6} 以下と思われる。このような小さな歪に対しても上記指数方法 $\epsilon = \alpha \sigma^m$ が適應できるとすれば、弾性係数は仮定した値よりもかなり大きなものとなる。その他に上記計算は鉄筋を無視した結果であるが、実際には多量の鉄筋が組まれている。

以上のことから剪断および曲げによる弾性変形の影響は上記計算結果よりかなり小さいものと思われるが無視できないものとなっている。

固有振動数に関しては、橋脚を剛体と仮定して求めた固有振動数よりかなり高い値となっていることから比較的その影響は小さいものと思われる。ただし門司側橋脚軸方向に関する曲げ振動数が 11.3 c/s となっていることは注意を要する。特に共振曲線に与える影響は大きくなる。しかし弾性変形量について検討したと同様歪あるいは鉄筋等を考慮すれば弾性変形による固有振動数は高くなるものと思われる。また下端固定としたが実際は一種の弾性固定である。一般に棒の曲げ振動は一端固定他端自由の状態よりは両端自由の状態の方が固有振動数は高くなる。従ってこのことから橋脚の曲げ変形による固有振動数は上記の値以上となり、共振曲線には大きな変化となって現れることは少ないものと思われるが、断言できない。

地盤の弾性係数に関しては、橋脚に剪断および曲げ変形が生じていても、地盤との接触面に関する変位と反力の関係から、先に求めた値より小さな値となることは考えられない。

5. 考 察

5.1 歪の増加に伴う地盤定数の変化

図-27は土材料に対する室内試験から歪の大きさと剪断弾性係数の関係を示した例である。歪が増大すれば剪断弾性係数が小さくなることを示すものである。今回の振動実験においては橋脚頂部の変位の最大値は 10^{-3} cm程度であり、橋脚の傾斜角は 10^{-6} rad程度であった。一方プレシオメーターあるいはジャッキ試験による変形量は 10^{-3} cm以上の範囲で測定される。したがって今回の振動実験結果の弾性係数と原位置試験結果の弾性係数の相違は、測定時の歪の相違が大きな原因となっていると思われる。

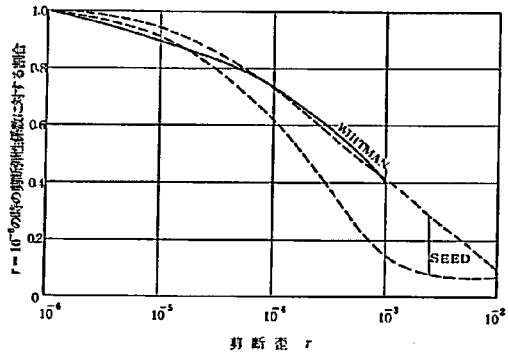


図-27 剪断弾性係数の歪に対する変化

しかし原位置試験は静的な試験であると同時に比較的載荷面積が小さいことから、実際の地震のような変位に対しては地震の長期観測を待つて検討する必要があるものと思われる。

5.2 基礎と周辺地盤との連成振動

「共振曲線の形状」で述べたように周辺構造物を含む地盤と基礎躯体とは連成振動する可能性が高い。2質点の連成振動の計算例を図-28に示す。この図は加振振動数に対する変位増巾率を示すものであり一種の共振曲線である。質点間に介在する減衰定数の変化により、共振曲線の形状が大きく変化することを示している。すなわち減衰の大きさにより、共振曲線の頂点が2個になる場合もあり、1個になる場合もある。周辺構造物を含む地盤と基礎躯体の関係をおよそ多質点系とみなす場合、その相互作用はかなり複雑な様相を示すことになる。

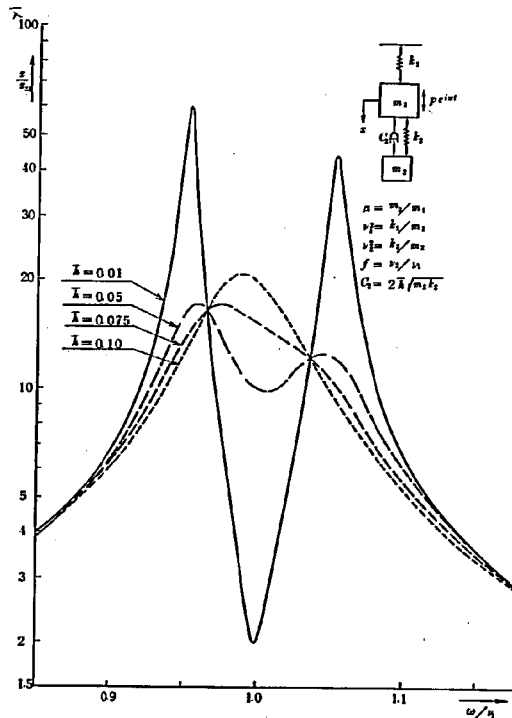


図-28 増巾率の計算例

6. 結 論

- ① 振動実験から推定した地盤の弾性係数は原位置試験結果よりかなり大きな値であり、むしろ弾性波速度から求まる値に近かった。しかし生じた歪の相違を考えれば認め得る値である。
- ② 加振時には周辺構造物を含む地盤との連成振動の影響が現われた。地中構造物と周辺地盤との間には一義的に定め難い運動性状を程するものと思われる。
- ③ 振動実験の結果から、橋脚躯体の弾性変形の徴候がうかがえ、剛体と仮定するには尚検討の余地がある。
- ④ 振動実験においては、生じた変位あるいは歪が非常に小さい範囲であったため、その増大に伴う動的特性の変化については、地震の長期観測を待って検討する必要がある。
- ⑤ 周辺地盤との連成振動および橋脚躯体の弾性変形等の問題に関しては、F.E.M などの手段によって検討を加え、より明確にする必要がある。

本実験にあたり、日本道路公団関門建設所関門工事事務所の方々ことに市川紀一技師の御協力を得たことに感謝致します。

参 考 文 献

- 1) F. Vogt: Über die Berechnung der Fundamentdeformation, Det Norske Videnskaps Akademi, Oslo 1925.
- 2) United States Department of The Interior Bureau of Reclamation: Treatise on Dams.
- 3) F.E. Richart, J.R. Hall, R.D. Woods: Vibrations of Soils and Foundations.
- 4) 土木学会: 振動便覧
- 5) 松平 精: 基礎振動学
- 6) 建築構造学大系, 地震工学
- 7) 坂 静雄他: コンクリート工学ハンドブック
- 8) 栗林栄一: 橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅱ) 土木研究報告 136 号の 2
- 9) 岩崎敏男, 小山田欣裕: 鳥井大橋振動実験, 土木研究所資料 第 342 号
- 10) 栗林栄一, 岩崎敏男: 吊橋下部構造の地震荷重について, 土木研究所資料 第 142 号
- 11) 乙藤憲一, 他: 関門橋の地質調査, 橋梁と基礎 Vol. 4, No. 1, 1970
- 12) 乙藤憲一, 他: 関門橋下部構造の耐震設計, 橋梁と基礎, Vol. 4, No. 3, 1970

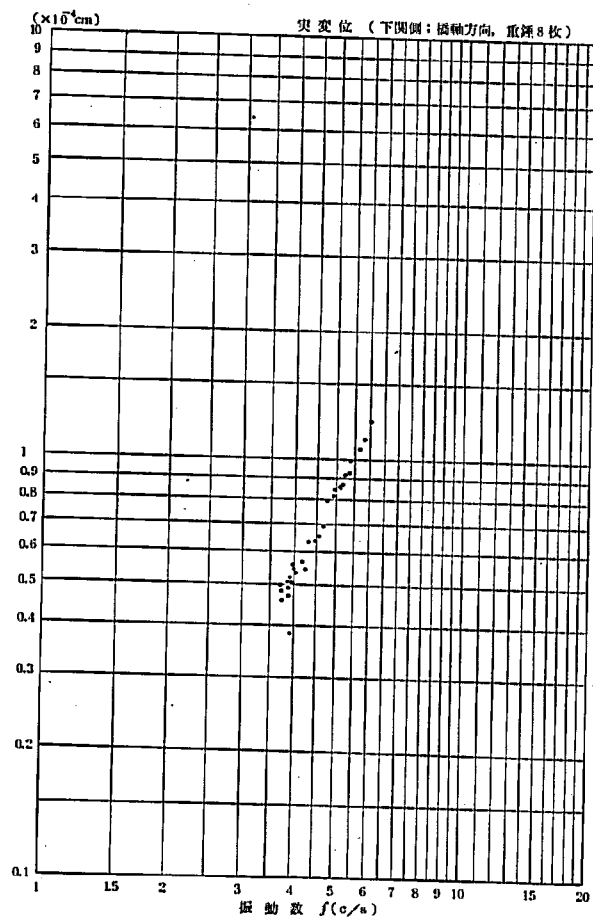
付 図

1. 実 変 位 曲 線

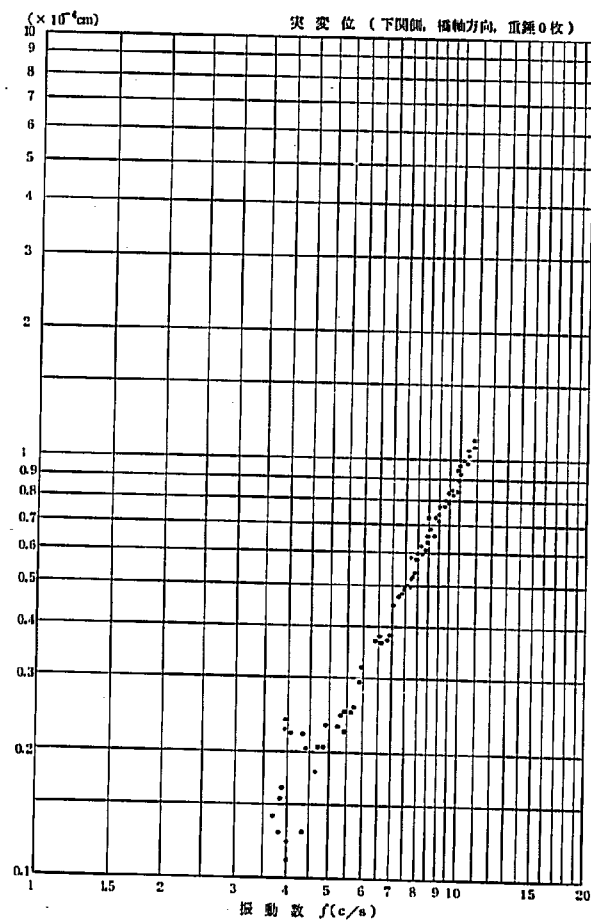
付図－ 1 ～ 8

2. 地盤の弾性係数の推定

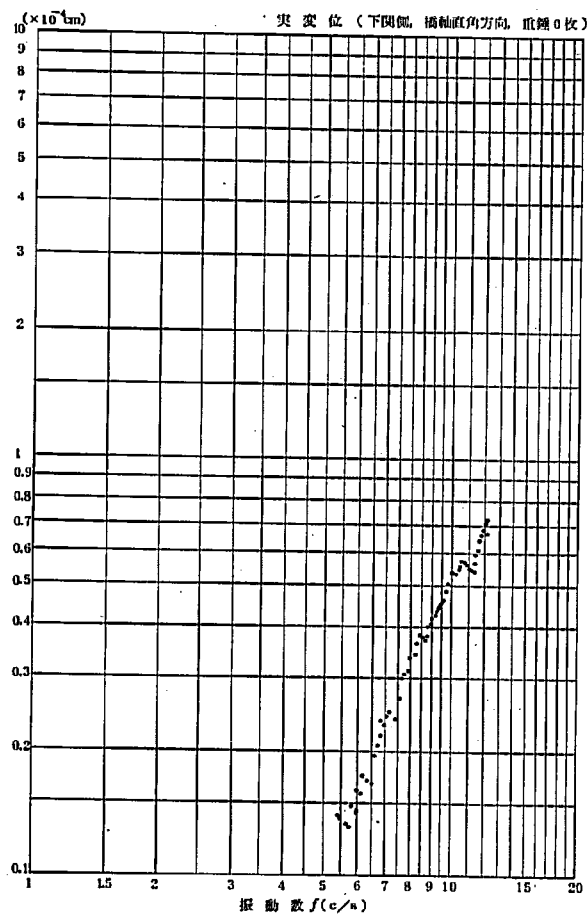
付図－ 9 ～ 12



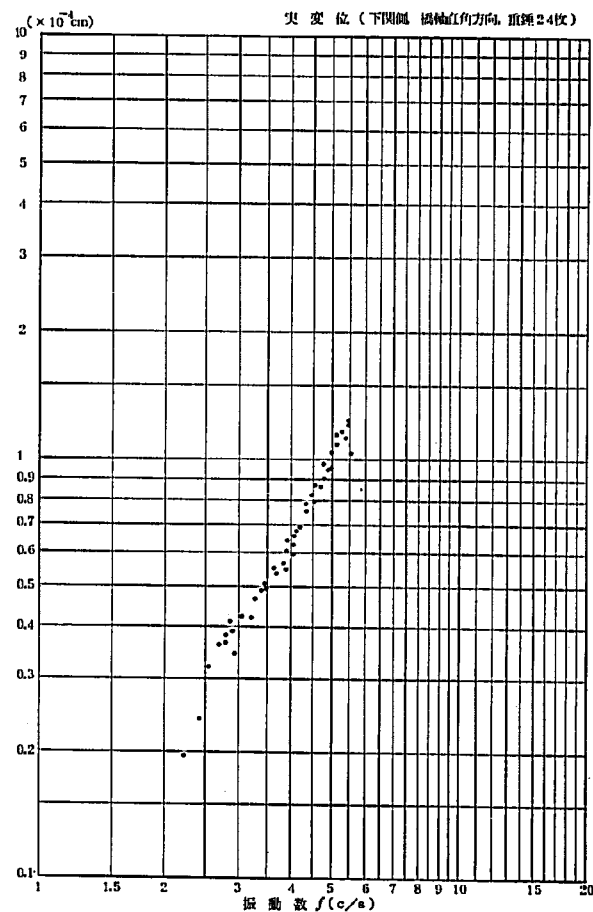
付図 - 1



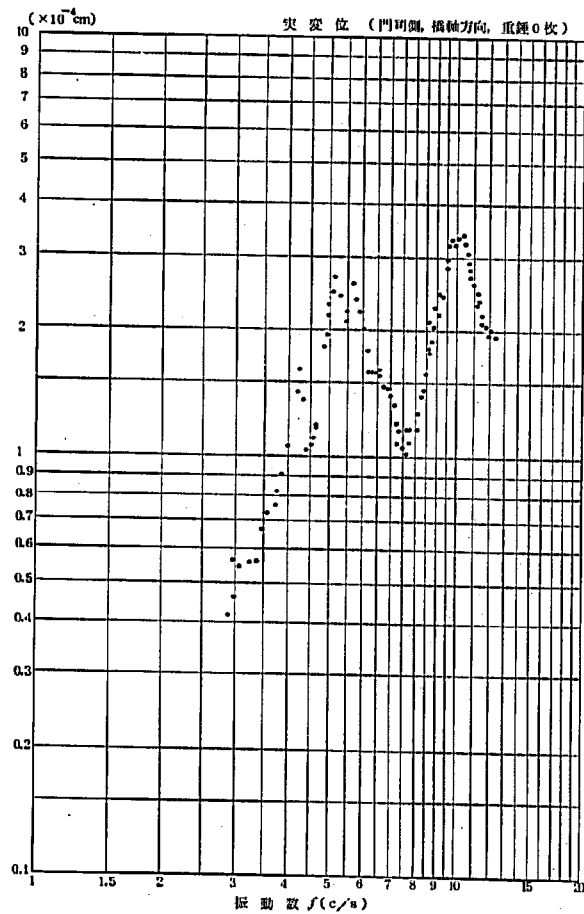
付図 - 2



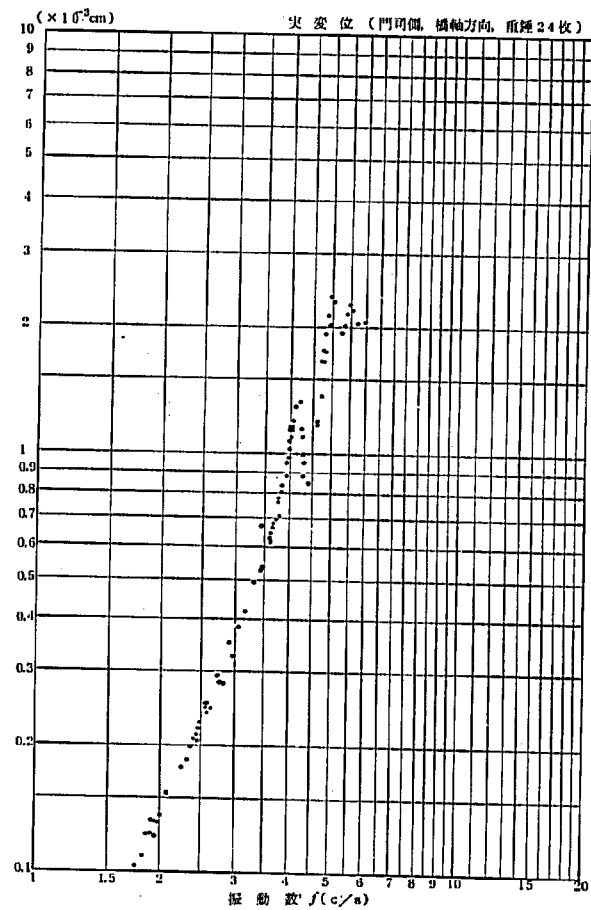
付図 - 3



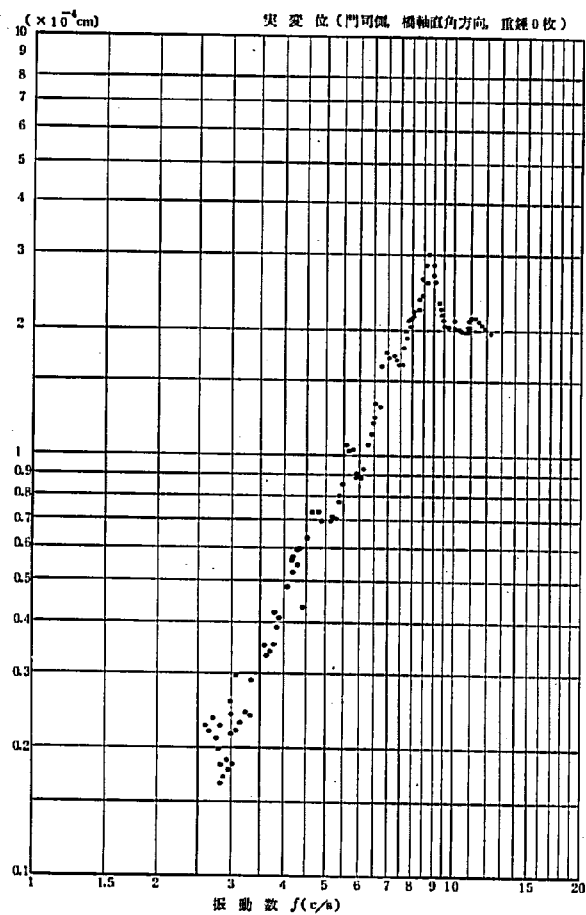
付図 - 4



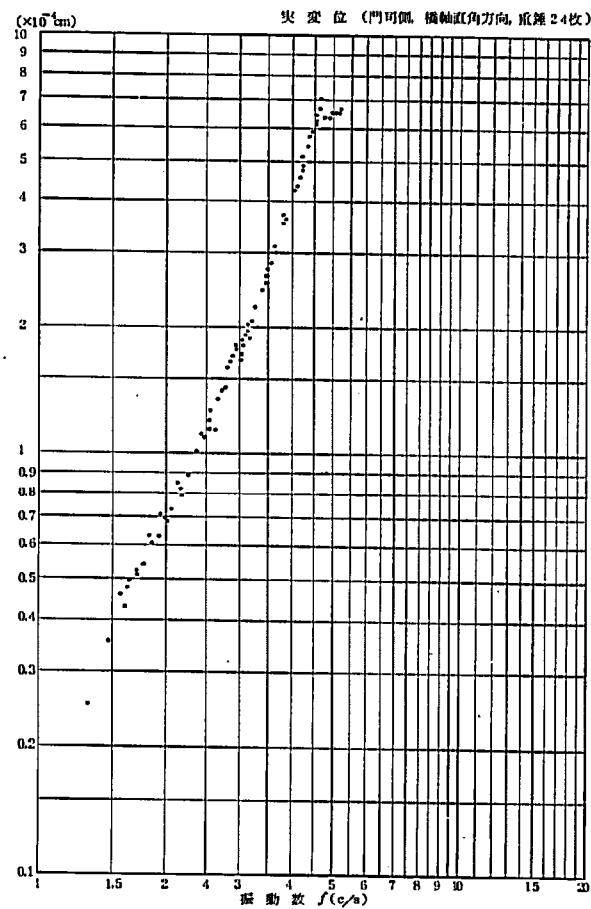
付図 - 5



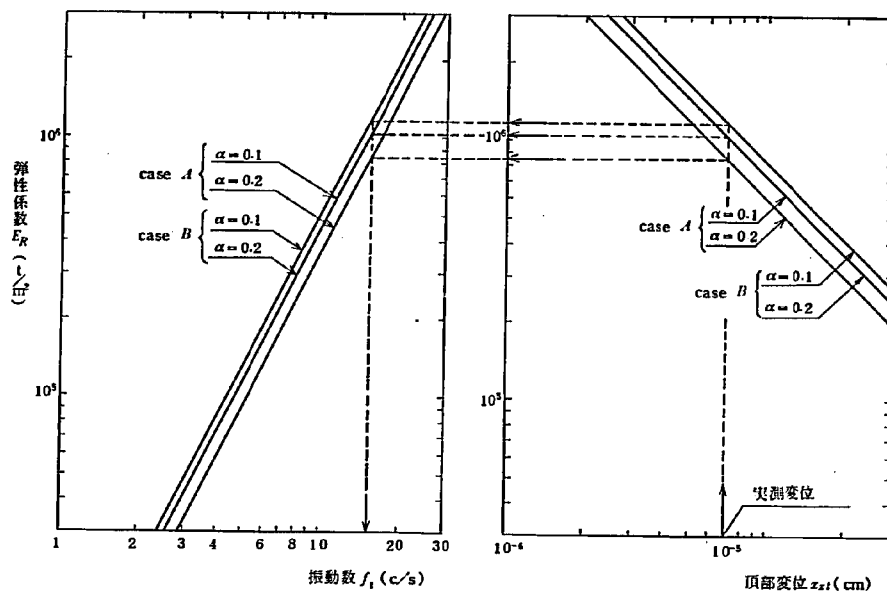
付図 - 6



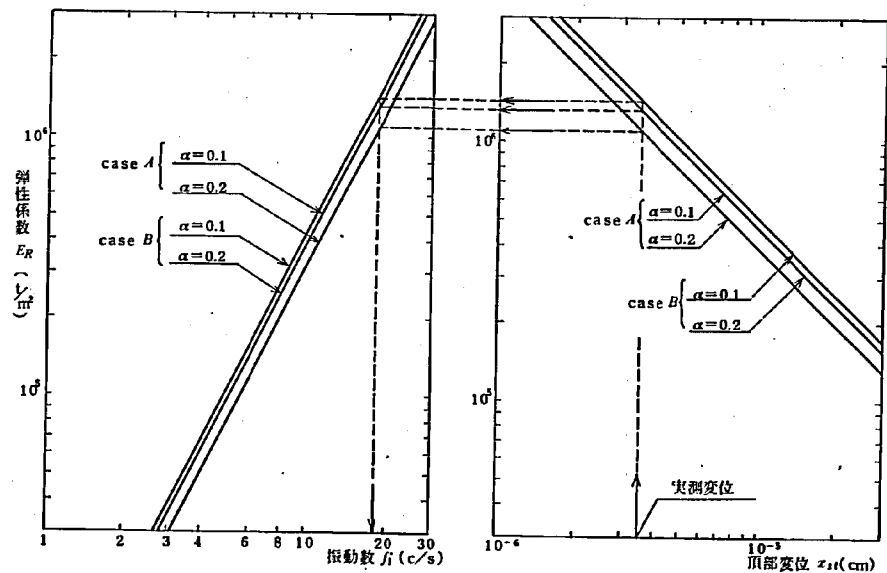
付図 - 7



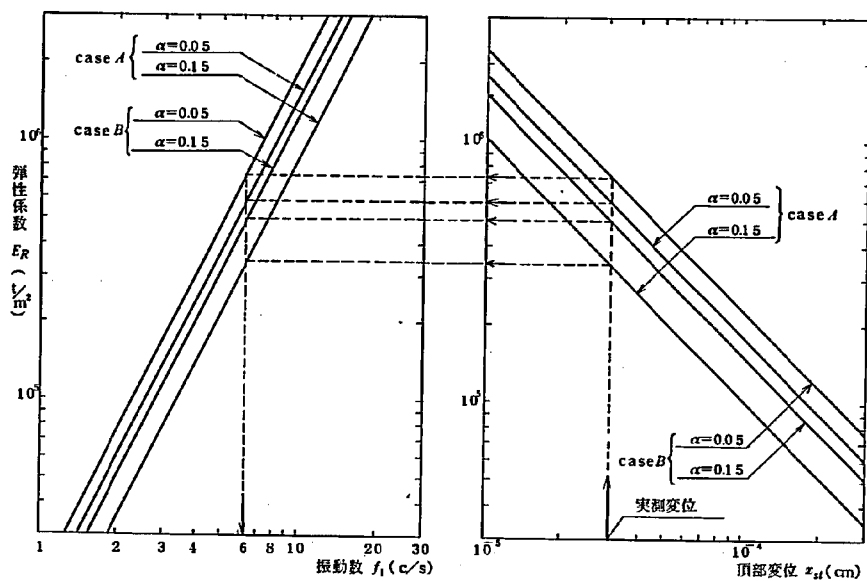
付図 - 8



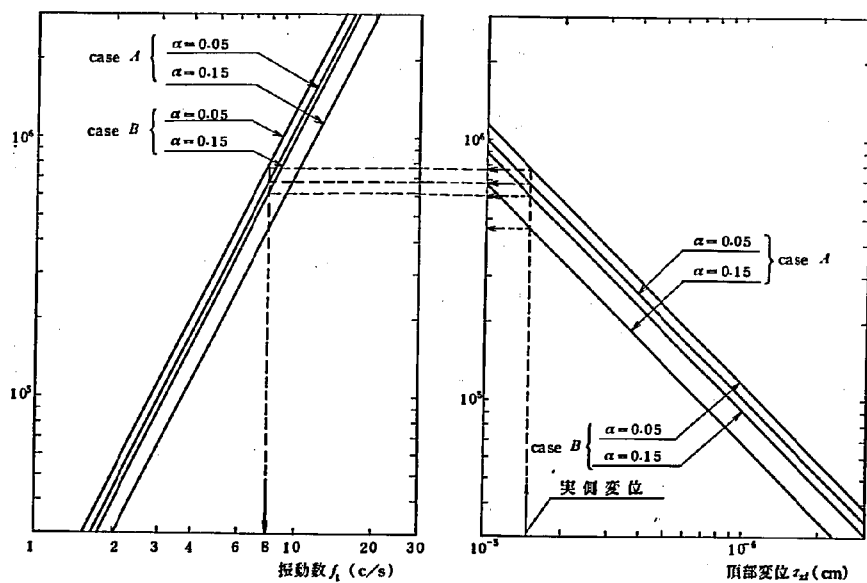
付図-9 弾性係数の推定
下関側橋脚橋軸方向



付図-10 弾性係数の推定
下関側橋脚橋軸直角方向



付図-11 弾性係数の推定
門司側橋脚橋軸方向



付図-12 弾性係数の推定
門司側橋脚橋軸直角方向