
仮締切兼用鋼管矢板井筒の実物載荷試験

An Actual Loading Test of Steel Pipe Piled Well

石渡 正夫(Masao Ishiwata) 富永 真生(Masao Tominaga) 行友 浩(Hiroshi Yukitomo) 石田 昌弘(Masahiro Ishida)

要旨：

本報は水島製鉄所において行なわれた仮締切兼用鋼管矢板井筒の水平加力試験結果と自由振動試験結果をもとに鋼管矢板井筒の静的・動的挙動を明らかにするとともに設計法の妥当性について検討し、(1)過重・変位・回転角の関係から変位に対する現行の設計法が十分安全側であること、(2)応力計算において鋼管矢板井筒の剛性をもっと高く評価できること、(3)現行のフーチング部の設計はかなり安全側であること、(4)本報で述べたモデル解析は鋼管矢板井筒の振動特性を比較的良く表しうること、(5)鋼管矢板井筒は比較的減衰性が大きく、固有値についてもケーソンやくいの中間的値を示していることなどが明らかになった。

Synopsis：

This report explains static and dynamic behaviours of the Steel Pipe Piled Well, based on the results of the horizontal loading test and the free vibration test conducted to the Steel Pipe Piled Well constructed at the Mizushima Works. This report also examines the technical feasibility of design method, thereby verifying the following points: (1) The design method against deformation is sufficiently safe based on the interrelations among load, deformation and the angle of rotation. (2) In the stress calculation, the rigidity of the Steel Pipe Piled Well can be evaluated higher. (3) The design of the footing is fairly safe. (4) Model analysis described in this report expresses relatively well the vibration characteristics of the Steel Pipe Piled Well. (5) The Steel Pipe Piled Well has relatively large dumping property, and the range of inherent values of it falls between two ranges of values in the respective cases of caisson and piling.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

仮締切兼用鋼管矢板井筒の実物載荷試験

An Actual Loading Test of Steel Pipe Piled Well

石 渡 正 夫*

Masao Ishiwata

富 永 真 生**

Masao Tominaga

行 友 浩***

Hiroshi Yukitomo

石 田 昌 弘****

Masahiro Ishida

Synopsis:

This report explains static and dynamic behaviours of the Steel Pipe Piled Well, based on the results of the horizontal loading test and the free vibration test conducted to the Steel Pipe Piled Well constructed at the Mizushima Works. This report also examines the technical feasibility of design method, thereby verifying the following points:

- (1) The design method against deformation is sufficiently safe based on the interrelations among load, deformation and the angle of rotation.
- (2) In the stress calculation, the rigidity of the Steel Pipe Piled Well can be evaluated higher.
- (3) The design of the footing is fairly safe.
- (4) Model analysis described in this report expresses relatively well the vibration characteristics of the Steel Pipe Piled Well.
- (5) The Steel Pipe Piled Well has relatively large dumping property, and the range of inherent values of it falls between two ranges of values in the respective cases of caisson and piling.

1. ま え が き

仮締切兼用鋼管矢板井筒工法は水中に基礎を構築する合理的な基礎工法である。すなわち仮締切と本構造物を兼用した鋼管矢板井筒を水面上まで立ち上げ、止水処理をほどこしてフーチングコンクリート、ピアコンクリートを施工したのち、鋼管矢板の上部（仮締切部）を水中にて切断撤去する。したがって従来のように二重締切を設けな

くてもドライな状態で橋脚、ドルフィンなどを完成することができる。本工法の詳細については本誌別報¹⁾にゆずることにし、ここでは今回実施された2基の実物鋼管矢板井筒の水平加力試験および自由振動試験の結果を報告するとともに実測された井筒頭部の変位、傾斜角、鋼管矢板のひずみなどを通じて鋼管矢板井筒の静的変形機構を解析するとともに、固有値解析、地震応答解析などから鋼管矢板井筒の耐震性について考察するものである。

* 本社建材開発部土木開発室課長

*** 本社建材開発部土木開発室

** 水島製鉄所土建部土木課課長

**** 本社大阪営業所建材技術室

2. 設計概要

ここで述べる鋼管矢板井筒は港湾におけるドルフィンの基礎となるもので、基礎の上にコンクリートのピアを構築するものである。ドルフィンには2基建設し、1基は基礎を水面近くまで立ち上げ、他の1基は海底下に基礎を置くタイプである。前者をWピア、後者をEピアと称する。設計法の詳細については本誌別報¹⁾およびその他²⁾³⁾を参照されたい。

2.1 鋼管矢板井筒の設計

鋼管矢板井筒の設計の基本は鋼管矢板井筒を有限剛度 (EI) を有する弾性地盤内の梁と仮定し、図1に示すように井筒の側面と底面において、各層の土質に応じた一定の弾性バネ (K_H , K_V) が存在するものとする。

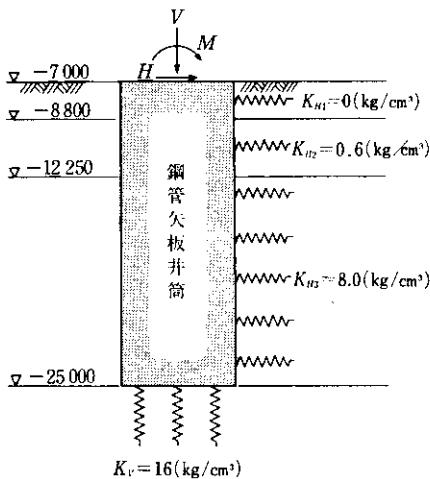


図1 設計モデル

本設計では地盤の K_H , K_V については設計にさきだって行なわれた井筒地点の土質調査結果のうちプレシオメーターによる土の変形係数 E_0 および標準貫入試験の N 値を用いて道路橋下部構造設計指針⁴⁾ による方法で横方向地盤反力係数 K_H を推定した。第一層目の砂礫は鋼管矢板を打

込む前に埋めもどされた吹上げ砂礫のため、この層の横抵抗はあまり期待できず、 $K_{H1} = 0$ とした。また井筒先端地盤の鉛直方向地盤反力係数は $K_V = 2 \times K_{H3}$ とした。

一方、鋼管矢板井筒の剛性あるいは一体性を評価するために合成効率 μ ($0 < \mu < 1$) を導入した。すなわち、鋼管矢板井筒を形成した場合、継手部の結合が100%完全とは考えにくいので、剛度に関する円環状の断面2次モーメント I に μ を導入し、 $I = \mu \sum A_i X_i^2 + \sum I_i$ とした (ただし、 $A_i = i$ 番目鋼管の断面積、 $X_i = i$ 番目の鋼管までの距離、 $I_i = i$ 番目鋼管の断面2次モーメント、 $n =$ 使用鋼管本数)。本設計では継手部の一体性を50%評価し、 $\mu = 0.5$ 、水平荷重 $H = 250$ t とした。

2.2 フーチングの設計

仮締切兼用鋼管矢板井筒工法によれば、上部工反力を支持層まで伝達するためにフーチングコンクリートと鋼管矢板とをなんらかの方法で接合しなければならず、その接合部に作用する外力の推定および部材応力の算定は本工法の設計上のポイントの一つである。本設計ではフーチングは一般の梁の理論に基づいているが、ディープビーム理論あるいは版の理論の適用も考えられ、今後の現場計測などから最適な設計法を確立してゆくべきであろう。

現在鋼管矢板とフーチングコンクリートとの接合部の設計の考え方は鋼管矢板に溶接した受け台とジベル鉄筋によって剛結し、常時鉛直荷重に対しては受け台で抵抗させ、地震時水平荷重および曲げモーメントによる押込み力と引抜き力に対してはジベル鉄筋で抵抗させる。ただし、鋼管矢板の局所的な破壊を避けるために応力の集中する位置において鋼管矢板内にコンクリートを充填する。

3. 水平加力試験^{5),6)}

3.1 試験概要

中詰めコンクリートをほどこした $\phi 762$ の鋼管の両端に300 tの油圧ジャッキを設置し、16m 離

れたEピアー, Wピアーに互いに反力をとらせながら水平方向に加力する。試験は7サイクル, 最大荷重 $H=300\text{ t}$, 荷重間隔20~25 tの段階載荷で, 3日間にわたって行なった。ただし載荷時間は処女荷重に対しては30min 間, 他は5 min間または 15min 間, 除荷時間は5 min 間としたが, シルト層のクリープと考えられる変位が実測された。

ピアーの変位はトランシット, ダイアルゲージ, 差動トランス型変位計およびコンタクトレス変位計により計測し, 傾斜は直読式水管傾斜計および差動トランス型傾斜計にて計測した。また鋼管矢板のひずみは鋼管矢板を打設したのち, 管内にワイヤーストレインゲージを貼付して計測した。そのほかフーチングコンクリートやピアーコンクリート内の鉄筋にも上記ゲージを貼付して発生応力を実測した。計測器および計測位置については図2, 表1に示す。

なお継手内にはM. P. -7~-22mにモルタルを注入し, M. P. +3.5~-7 mには粘土モルタルなどの止水材を注入したまま, 井筒内はドライな

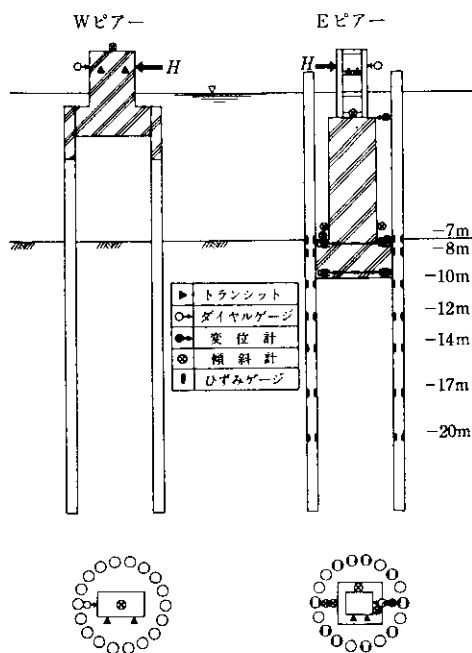


図2 計測位置 (水平加力試験)

表1 計測器 (水平加力試験)

計測器	ピアー	計測器設置場所	深度 (m)	個数
トランシット	E	軀体	+ 4.5	2
	W	"	"	2
ダイアルゲージ	E	"	"	2
	W	"	"	2
変位計	E	"	+ 1.0	2
		"	- 7.0	2
傾斜計	E	"	- 6.5	2
		鋼管矢板井筒天端	- 7.0	1
	W	軀体天端	+ 5.5	1
ひずみゲージ	E	鋼管矢板	-12.0	24
		鋼管矢板 -7.0, -8.0, -10.0, -14.0, -17.0, -20.0 各4点		24
		フーチング上, 下主鉄筋	-7.0~-9.5	17
		フーチングシベル鉄筋		12
		フーチング受け台		2
		軀体立上り鉄筋		4

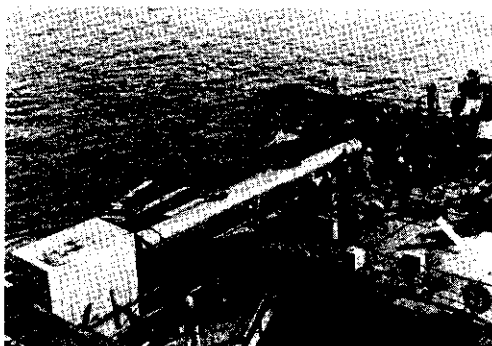


写真 1 水平加力試験状況

状態で水平加力試験を行なった。試験状況を写真 1 に示す。

3.2 試験結果と考察⁵⁾

3.2.1 鋼管矢板井筒の変形

図 3 はトランシットによって実測された M. P.

+4.5m における両ピアの荷重—変位曲線を示す。残留変形量は E ピアより W ピアの方が大きく現われているが、それを無視すれば両ピアとも非常によく類似した変形曲線を示し、構造上の差違は実用上問題とならない。また第 5 サイクルの水平荷重 $H=200\text{t}$ に至るまではほぼ弾性的な変形を示しているが $H=200\text{t}$ を越えると急激に変位量が増大し、第 6 サイクル以後では大きな残留変形を伴いながら一定の弾塑性傾斜率で変位量を増大していく傾向にある。この傾向は W ピアよりもむしろ E ピアに大きく現われていることから、側方地盤の塑性流動の影響よりもむしろピアコンクリートの亀裂発生による影響が大きな原因となっているものと推定される。このような傾向は図 4 においても明瞭である。図 4 はピアの M. P. +1.0m, M. P. -6.5m, M. P. -7.0m および W ピアの M. P. +5.5m における荷重—回転角曲線である。(b) はフォーチング直上のピ

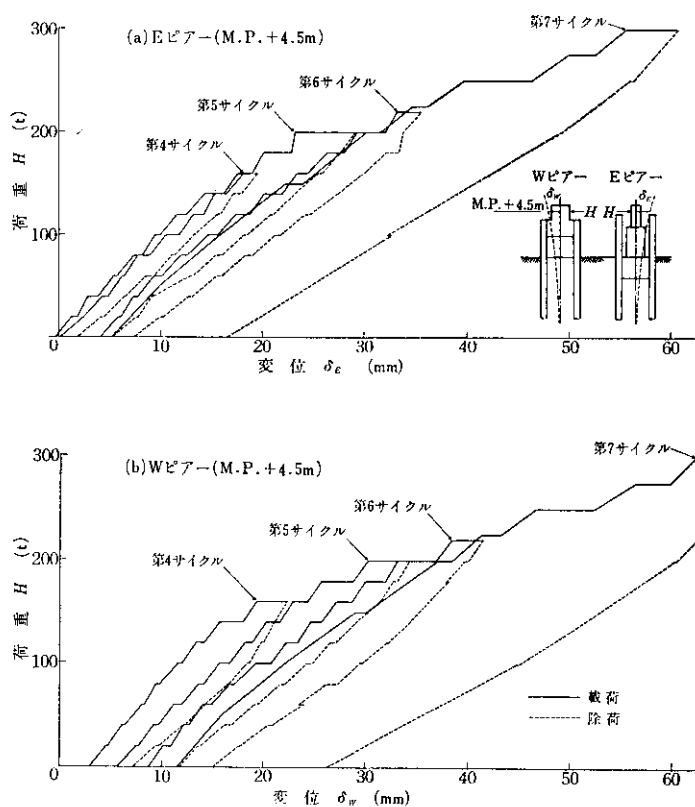


図 3 Wピア、Eピアの荷重—変位曲線

アー側面の傾斜計、(c) はフーチング天端の傾斜計によって実測されたものである。(b) では $H=200t$ において大きなクリープを示しているが (c) ではその傾向はほとんどない。また (b) においてピアに亀裂のはいった第6サイクル以後では弾性傾斜が第5サイクル以前よりも低下している。このようなことからEピアの鋼管矢板井筒天端の荷重-回転角曲線は(c)であるとみなすことができよう。

以上の結果から両ピアの基礎天端における荷重-変位曲線を図5の実線のように補正して示した。すなわち図5(a)は図3(a)の変位量から図4(b)の回転角によって生じる変位量を差し引

いて求め、同じく図5(b)は図4(d)の回転角によって生じる変位量を差し引いて求めた。図中、破線は合成効率 μ を0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0について計算した荷重-変位曲線である。 $\mu=0.5$ は設計に用いられた合成効率で、設計水平荷重 $H=250t$ に対して設計値は実験値と非常によく対応していることがわかる。

なお回転角について実験値を比較し、図6に示す。両ピアとも実験値は設計値にくらべてかなり小さく、安全側の変形を示しているが、これはフーチングコンクリートにより鋼管矢板井筒頭部の回転をかなり拘束しているためと推定される。

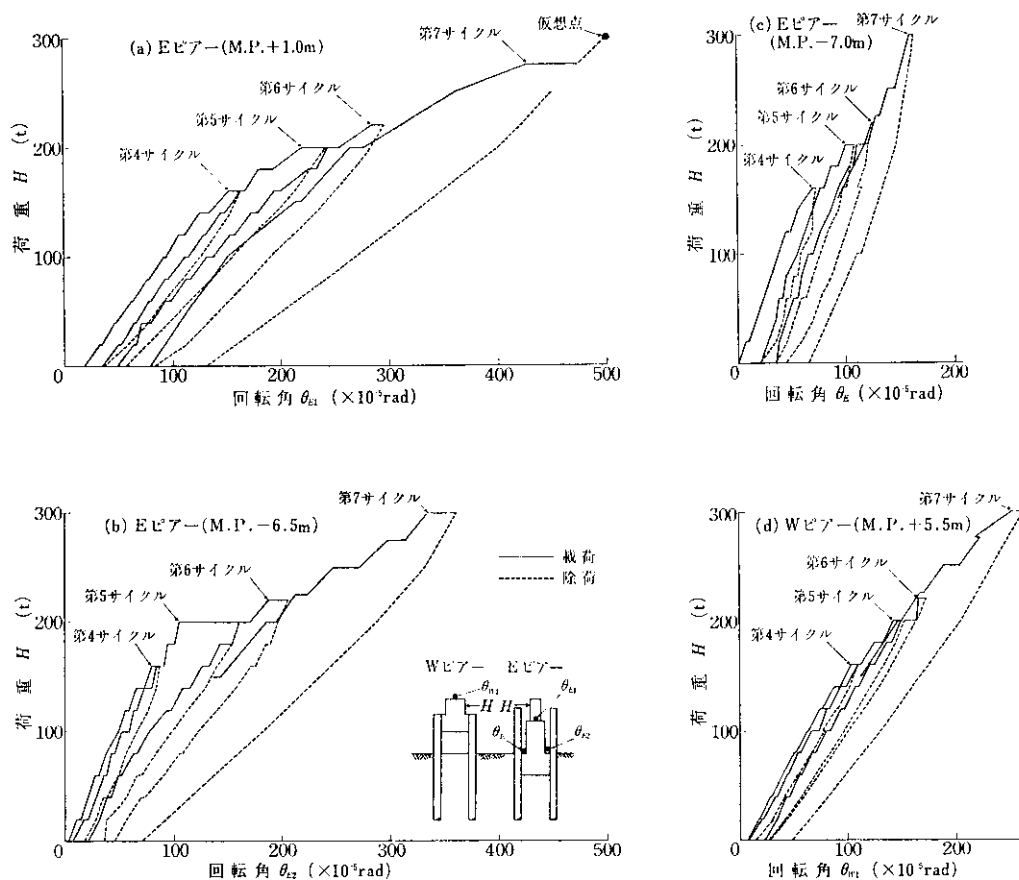


図4 Wピア、Eピアの荷重-回転角曲線

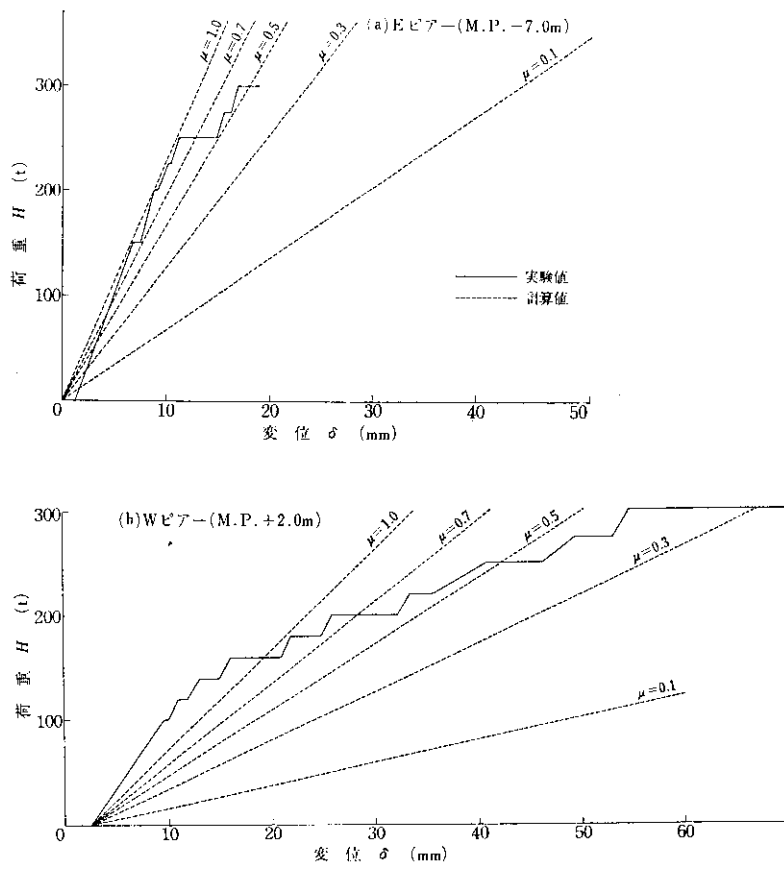


図 5 補正後の鋼管矢板井筒天端における変位

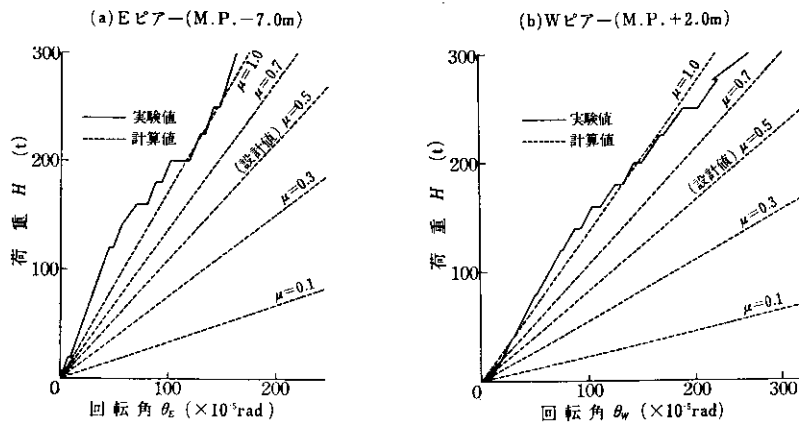


図 6 鋼管矢板筒天端の回転角

3・2・2 鋼管矢板井筒の応力

鋼管矢板に発生するひずみ量を実測し、応力に対する鋼管矢板井筒の安全性と一体性について検討する。

前述したように鋼管矢板井筒は完全剛体ではないので地震時の水平力によって生ずる鋼管矢板の曲げ応力は鋼管矢板井筒が一体として働く応力と鋼管矢板が個々に働く応力に分離して考えることができる。したがって鋼管矢板井筒の設計では応力に対して次式を用いる。

$$\sigma = \frac{V}{nA} \pm M \left(\frac{1-\eta}{\sum_{i=1}^n Z_i} + \frac{\eta}{Z} \right)$$

ここに

σ : 井筒縦方向応力度 (kg/cm²)

V : 井筒頭部に使用する鉛直力 (kg)

M : 井筒に作用する曲げモーメント (kg・cm)

A : 鋼管矢板 1 本の断面積 (cm²)

n : 鋼管矢板の本数

Z_i : 各鋼管矢板の断面係数 (cm³)

Z : $\mu=1.0$ としたときの鋼管矢板井筒全体の断面係数 (cm³)

η : 合成効率によって決まる曲げモーメント配分定数, $0 < \eta < 1$

ただし、曲げモーメント配分定数はあくまで実験定数であり、本構造物の設計には過去の実物実験によって得られた値 $\eta=0.93$ を用いた。

図 7 は $H=250t$ における曲げモーメントのみによる鋼管矢板の深さ方向の応力分布を示すが、

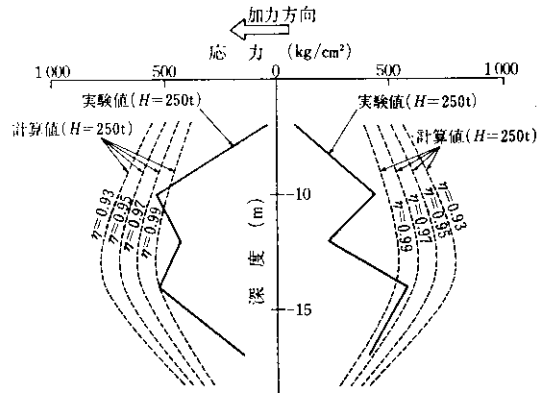


図 7 鋼管矢板井筒の曲げ応力分布

実験値は設計値よりもかなり小さく、最大応力はほぼ $\eta=0.97$ の計算値に近い。したがって上記配分率で設計した鋼管矢板は曲げモーメントに対して十分安全であることが確認されるとともに、鋼管矢板井筒の一体性がかなり大きいことを示すものであろう。

図 8 は各深さにおける鋼管矢板断面の曲げひずみを示す。そのひずみ量はいずれも残留ひずみを無視したもので、鋼管矢板の中立軸を鋼管矢板の中心にとれば、鋼管矢板井筒の中立軸はほぼ井筒断面中心となる。しかしながら鋼管矢板の残留ひずみを考慮すれば、図 9 に示すように残留ひずみ量だけ中立軸は圧縮側にかたよる傾向にある。

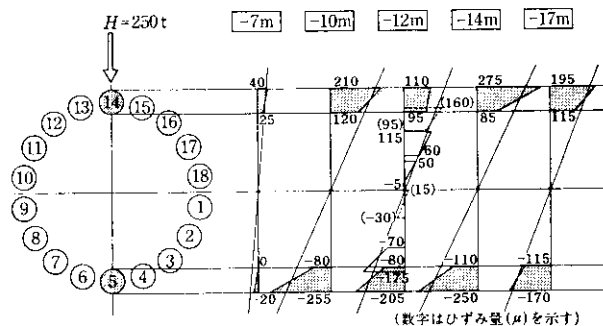


図 8 鋼管矢板の曲げひずみ ($H=250t$)

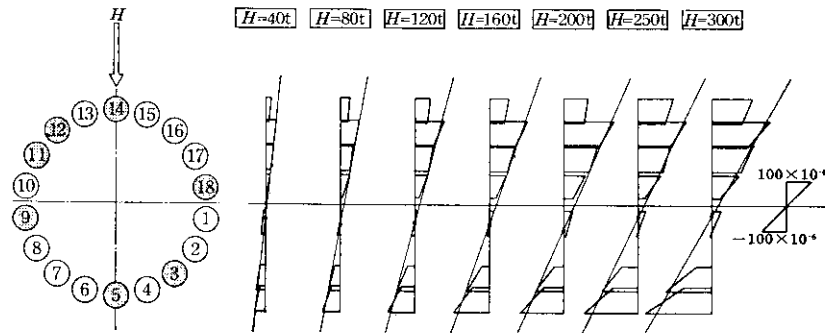


図9 残留ひずみを含む鋼管矢板の曲げひずみ (M. P. -12m)

3.2.3 フーチングの応力

鋼管矢板井筒頭部を剛結するフーチングは井筒径に比べて断面寸法がかなり大きく、単純に版の理論あるいは梁の理論をあてはめて鉄筋量を算定することはできない。本設計において算定されたフーチングの各部材応力がどれ程実状と対応しているかを確かめるために、フーチングコンクリート、主鉄筋、ジベル鉄筋などにひずみゲージを貼付し、水平加力試験時の発生ひずみ量を実測した。それによると主鉄筋には $200 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ 、ジベル鉄筋には $50 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 程度の応力しか実測されなかった。本実験は一例にすぎないが、現在おこなわれているフーチングの設計は安全すぎると考えられるので今後、フーチングの設計法についてはこれらの実構造物に対する現場計測をもとに検討を加えていく必要がある。

4. 自由振動試験⁶⁾

鋼管矢板井筒の模型あるいは実物に対する振動実験例は少なく、地震時の継手部の挙動、井筒全体の振動性状の把握は十分でない。設計法についてもケーソンの設計と同様に静的計算にもとづくもので、地震時の水平力に対しては震度法が採用され、動的挙動が十分反映されていないのが現状である。今回前述したEピアー、Wピアーに対して自由振動試験を行ない、貴重な資料を得た。

4.1 試験概要

EピアーおよびWピアーに $\phi 33 \text{ mm}$ の鋼棒を固

定する。鋼棒の一端に切断用鋼棒を接続し、他端には揚量 300 t の油圧ジャッキを設置する。静的水平加力試験と同様に両ピアーに所定の静的な水平力を与え、この状態で切断用鋼棒をガス切断する。瞬間的に水平力を解放することにより両方のピアーに自由振動を発生させ、その減衰波形から両ピアーの減衰定数と固有周期を算出する。なお試験はガス切断ののち、切断用鋼棒を取換えることによって初期水平荷重が $H=20, 40, 60$ および 100 の場合について計 6 回 ($H=40 \text{ t}$ の場合は潮位をかえて 3 回) 行なった。計測には 図 10 に示すようにWピアーに 3 個、Eピアーに 6 個の

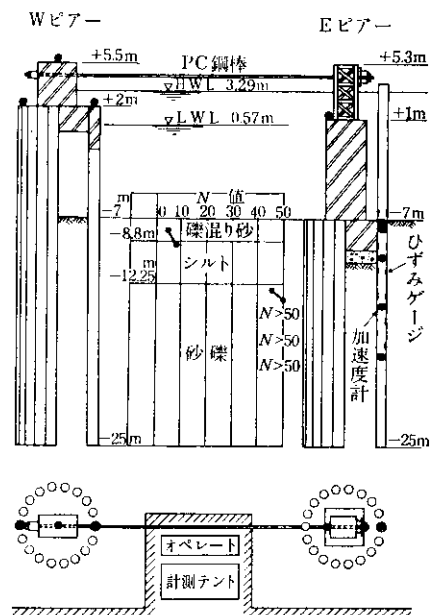


図10 計測位置 (自由振動試験)

加速度計を設置し、Eビアーの鋼管矢板にはさらに10個のひずみゲージを貼付した。9個の加速度計のうちWビアーの2個、Eビアーの1個は他の6個と異なる地震計タイプの防水性加速度計で、水中に設置されている。またEビアーについてはM. P. +1.0mの加速度計以外はすべて1本の鋼管矢板(No5)内に設置され、その鋼管矢板だけは中詰め土砂のない状態で、試験中も切断されずに水面上に立ち上げたままである。減衰波形の記録にはデーターレコーダーと電磁オシログラフを併用した。切断中の状況と切断前後の切断用鋼棒を写真2、写真3に示す。

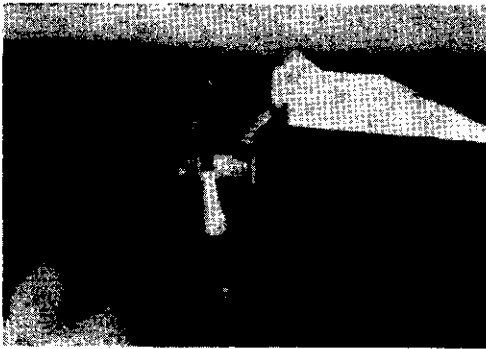


写真2 鋼棒切断中

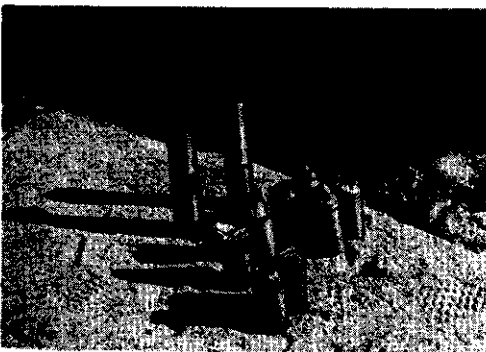


写真3 切断前後の鋼棒

4.2 試験結果

自由振動試験によって得られた減衰波形から最大加速度、固有値および減衰定数を読みとり、表2に一括して示す。

4.3 モデル解析⁷⁾

構造物の固有値解析あるいは地震応答解析を行なう場合、一般に、振動体をなんらかの振動モデルにおきかえ、その動的応答結果から実構造物の動的挙動を明らかにする方法がとられている。しかしながら橋梁基礎のように構造物の一部あるいは全部が水中あるいは地中に埋もれている場合には構造物とその周囲の拘束物とが相互に作用しあい、かならずしも単純な振動応答にはなりえない。周囲拘束物としては主に地盤が考えられるが、そのような場合には構造物-地盤系のモデルを設定し、その連成的な挙動を考慮した応答解析を行なう必要がある。

今回鋼管矢板井筒の動的解析を行なうにあたって、まず基礎体および地盤の連成振動モデルを設定する必要があるが、鋼管矢板井筒をケーソンや杭のように単純に剛体や弾性体として取扱ってもよいものか、静的設計に導入された合成効率の考え方をそのまま適用してもよいものかなど基礎体の剛性の評価一つにしてもモデル化が困難である。一方、地盤のモデル化に際してのパネ定数や粘性特性の評価のしかた、さらには地盤反力、振動質量あるいは履歴復元力特性をどのように考慮すべきかについて議論のあるところであろう。

このように鋼管矢板井筒基礎-地盤系に対していちがいにモデルを決めつけることは困難であるために、図11に示す3つのモデルを設定し、各

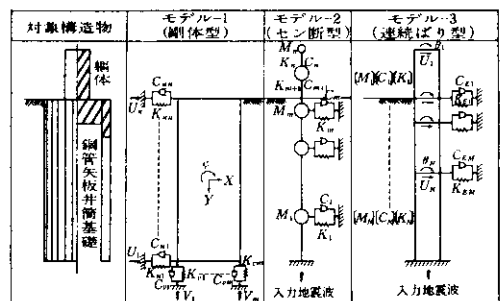


図11 振動モデル

々について固有値解析を行ない、実験値と対比することにした。モデル-1は剛体型、モデル-2はセン断型、モデル-3は連続ばり型である。なおモ

表 2 自由振動試験結果

(a) 最大加速度 (gal)

測点 (潮位)	Wビアー			Eビアー			
	(A) (+ 5.5m)	(B) (+ 2.0m)	(C) (+ 2.0m)	(D) (+ 1.0m)	(E) (- 7.0m)	(F) (-10.0m)	(G) (-14.0m)
試験番号							
TEST-1 (H= 40 t)	58.4 (63.0)	53.4	43.1	—	70.0	—	—
TEST-2 (H= 20 t)	30.0 (40.5)	42.9	19.1	—	28.8	25.5	13.1
TEST-3 (H= 40 t)	63.2 (89.7)	51.7	40.3	76.9	67.3	55.6	31.7
TEST-4 (H= 40 t)	63.2 (89.7)	53.7	39.6	107.8	68.0	60.6	32.6
TEST-5 (H= 60 t)	53.8 (144.0)	74.0	63.1	143.9	96.9	83.0	45.0 (50.1)
TEST-6 (H=100 t)	125.0 (258.0)	143.4	124.7	213.3	172.0 (196.0)	141.0 (150.0)	95.0 (114.0)

(b) 固有周期および固有振動数

測点 (潮位)	Wビアー						Eビアー			
	(A) (+ 5.5m)		(B) (+ 2.0m)		(C) (+ 2.0m)		(D) (+ 2.0m)		(E) (- 7.0m)	
	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (sec)	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (sec)	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (sec)	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (sec)	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (sec)
試験番号										
TEST-1 (H=40 t)	2.7	0.37	2.6	0.38	2.6	0.38	—	—	4.7	0.21
TEST-2 (H=20 t)	2.8	0.36	2.7	0.365	2.7	0.365	—	—	4.7	0.21
TEST-3 (H=40 t)	2.6	0.38	2.6	0.38	2.6	0.38	5.4	0.186	4.7	0.21
TEST-4 (H=40 t)	2.6	0.38	2.6	0.38	2.6	0.38	4.6	0.22	4.6	0.22
TEST-5 (H=60 t)	2.6	0.39	2.6	0.38	2.6	0.38	4.6	0.22	4.6	0.22
TEST-6 (H=60 t)	2.4	0.43	2.5	0.40	2.5	0.40	4.2	0.24	4.2	0.24

(c) WビアーおよびEビアーの減衰定数

測点 (潮位)	Wビアー			Eビアー		
	(A) (+ 5.5m)	(B) (+ 2.0m)	(C) (+ 2.0m)	(D) (+ 1.0m)	(E) (- 7.0m)	(F) (-10.0m)
試験番号						
TEST-1 (H= 40 t)	※ 0.088 0.068	0.087	0.078	—	※ 0.079 0.121	—
TEST-2 (H= 20 t)	0.070	0.065	0.072	—	※ 0.086 0.100	—
TEST-3 (H= 40 t)	0.066	0.071	0.019	0.102	※ 0.108 0.074	※ 0.119 0.098
TEST-4 (H= 40 t)	※ 0.073 0.065	0.075	0.071	0.095	※ 0.115 0.093	※ 0.090 0.107
TEST-5 (H= 60 t)	0.080	0.076	0.067	0.116	※ 0.093 0.080	※ 0.106 0.120
TEST-6 (H=100 t)	※ 0.100 0.082	0.114	0.157	0.109	0.103	0.82

※ 印は 10Hz の Band Pass フィルターを通して修正した減衰定数

デル-2については Runge-Kutta-Gill 法を用いた地震応答解析を行ない、鋼管矢板井筒の耐震性について考察する。なお実地震波としては Taft S 69° Eを用いた。

4.3.1 モデル-1

- (1) このモデルは剛体型であり、基礎体の鋼管矢板井筒が太短く、動的挙動が比較的ケーソンに類似していると想定される場合を対象とするが、橋脚の躯体、橋ゲタについては考慮していない。
- (2) 基礎体の側面および底面はバネとダッシュポットからなる地盤によって支えられる。
- (3) 基礎体底面には鉛直、水平方向の地震動が作用し、側面には地盤のみの弾性応答解析で求められた地震応答入力が作用する。
- (4) 基礎体の震動は基礎体の重心において並進、回転および鉛直振動を考え、ねじり振動および奥行き方向の振動は考慮しない。
- (5) 基礎体—地盤系において bi-linear な履歴復元力特性を有する。ただし、基礎体の上下動に対しては圧縮側のみの履歴復元力特性を考える。

4.3.2 モデル-2^{8),9)}

- (1) 躯体および鋼管矢板井筒基礎を数個の質点におきかえ、各質点はバネおよびダッシュポットによって支えられる多自由度力学モデルを考える。
- (2) バネ定数は鋼管矢板井筒を弾性支承上の梁と考えた場合の Chang の式によって得られるものとする。これは鋼管矢板井筒とそれを支持する地震に対して、静的設計に類似した考え方をあてはめたもので、静的挙動との対応がつけやすい。
- (3) 構造物の減衰機構は変形速度に比例する粘性減衰のみを採用する。
- (4) モデルに対して実地震波は基盤から作用するが、その振動は並進のみを考え、奥行き方向および上下方向の振動は無視する。
- (5) 基礎体—地盤系は linear な履歴復元力特性を有する。

4.3.3 モデル-3¹⁰⁾

- (1) 躯体および鋼管矢板井筒基礎を数個の要素に分割し、各要素に分割して、各要素は曲げ剛度を有する弾性支承上の梁と考える。
- (2) 各要素間の質量は分布質量系として扱う。
- (3) 基礎体の振動は各要素に回転と曲げを伴うものとし、奥行き方向および上下方向の振動は無視する。
- (4) 基礎における支持条件は固定またはヒンジを考える。
- (5) 基礎体および地盤に対して各々の減衰係数を用い、剛性マトリックスに比例するものとする。
- (6) 基礎体地盤系は linear な履歴復元力特性を有する。

4.4 考察

4.4.1 減衰波形

図 12 は初期荷重 $H=100\text{ t}$ を与えたときの E ピアーおよび W ピアーの自由振動試験による加速度波形、モデル-3 の計算による加速度波形、および鋼管矢板の応力波形の一例を示すものである。計算波形はモデル-3 に対する運動方程式

$$[M] \cdot \{x''\} + [C] \cdot \{x'\} + [K] \cdot \{x\} = \{F\}$$

の外力ベクトルを $\{F\} = 0$ とおき、初期条件 $\{x\}_{t=0} = [K]^{-1} \cdot \{F_0\}$,

$\{x'\}_{t=0} = 0$ のもとで線形加速度法によって求めた。実減衰波形と計算による波形を対比してみれば、初期減衰は実験値の方が大きく、最大加速度は計算値の方が大きい、両波形は良く類似している。特に深度が深くなるにつれて、両波形の 2 次的なモードが顕著に現われていることをみてもこの振動モデルが本構造物に比較的マッチしていると考えられる。

鋼管矢板の応力波形で、No. 1 ~ No. 3 の波形は減衰の少ない正弦波に近い波形を示している。これは切断されずに残された 1 本の鋼管矢板独自の自由振動と考えられ、No. 4 以下の波形が鋼管矢板井筒の減衰波形であると考えられる。ひずみゲージでは加速度波形にみられるような衝撃波を

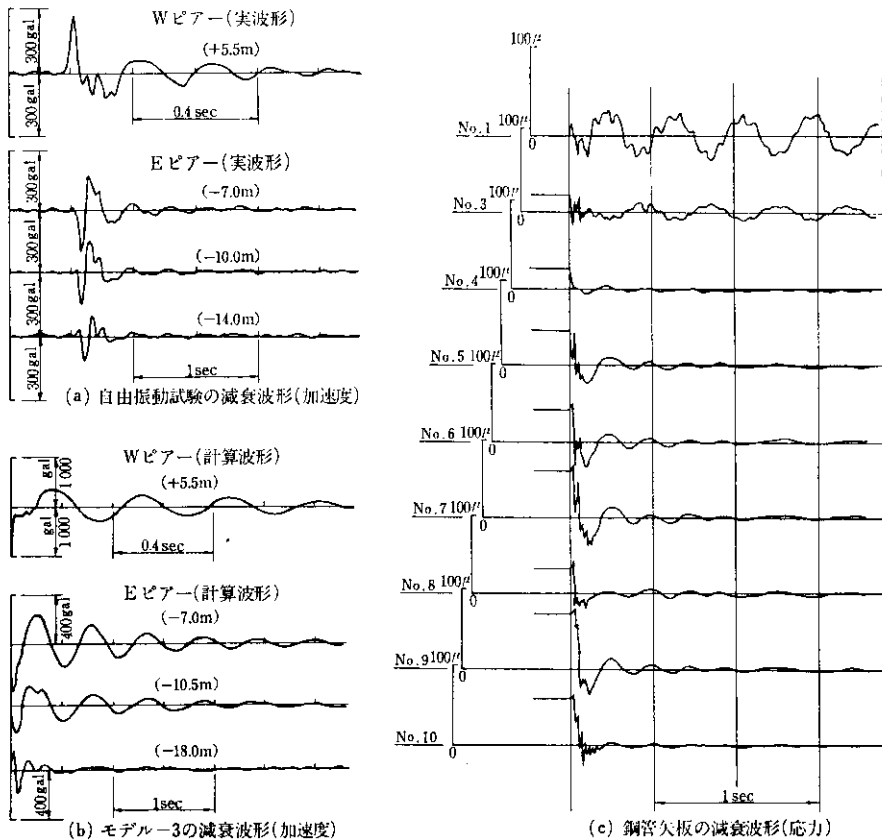


図 12 減衰波形 (H=100 t) の一例

記録することはできなかったが、初期荷重が小さいこともあって振動時の応力は小さい。

4.4.2 固有値

表3は前述したモデルに対して固有値解析を行ない、1次の固有値を実験値と比較したものである。これによると、両ピアーとも各モデルの固有値が実験によって得られた固有値と非常によく対応していることが認められる。モデル解析における地質条件は道路橋下部構造設計指針¹¹⁾と同じように、静的地盤係数を考えているが、地盤の堅さは鋼管矢板井筒の剛性ととも鋼管矢板井筒の振動特性に大きく影響するので、耐震設計を行なう場合においても地盤の評価を慎重に行

なうべきである。ここで述べたモデルによる動的解析では、固有値のみから判断すれば、静的設計における地震時の地盤条件をそのまま動的設計に用いることができると考えられる。

表 3 1 次の固有値に対する実験値と計算値の比較

	Wピアー		Eピアー	
	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
自由振動試験	2.5~2.7	0.40~0.365	4.2~4.7	0.24~0.21
常時微動測定	2.8	0.36	4.6	0.22
モデル-1	—	—	—	—
モデル-2	3.0	0.335	4.5	0.22
モデル-3	2.88	0.347	4.64	0.215

4.4.3 鋼管矢板井筒の減衰性

構造物の振動試験は一般にその構造物の有する固有周期と減衰定数を求めることにあつた。減衰定数は構造物の剛性あるいは周囲の拘束条件によつても異なるが、その値が大きくなるにつれて揺れにくいと言われており、鋼管矢板井筒の耐震性を評価するうえでも重要な振動諸元である。

自由振動試験によつてその構造物の減衰定数を求める場合、その求め方としては種々あるが、ここでは次の方法によつた。

得られた減衰波形の振幅を $a_n, a_{n+1}, a_{n+2}, \dots$ とし、その減衰力を速度に比例する抵抗のみであると考えると、対数減衰率 δ と減衰定数 h の間には次の関係がある。

$$\delta = \log_e \frac{a_n}{a_{n+1}} = 2\pi \frac{h}{\sqrt{1-h^2}}$$

上式により両ピアの減衰定数を算定し、表 2(c) に示したが、E ピアでは $h \approx 0.10$ 、W ピアでは $h \approx 0.08$ 程度であつた。

本実験では減衰性に与える潮位の影響を調べるために初期荷重 $H=40$ t のもとで潮位をかえて実験したが、潮位が 1.4~2.75 m の範囲では減衰定数に顕著な違いを見出すことはできなかった。また潮位がほぼ一定のとき初期荷重の増加に伴う減衰定数の影響を調べたが、W ピアでは荷重の増加とともに減衰定数が増加する傾向にあるが、E ピアではそれほど顕著ではなかった。なおモデル解析における減衰定数としては $h=0.10$ を用いた。

4.4.4 他工法との振動特性の比較

杭、ケーソンおよび鋼管矢板井筒を基礎とする橋脚に対して過去に行なわれた振動試験結果¹²⁾を引用し、今回の試験結果と比較すれば図 13 の固有周期と減衰定数の関係によって示すことができる。なお図 13 には自由振動試験の例が少ないので強制振動試験結果についても併記し、躯体および基礎の形状寸法、地質条件、根入れ深さ、振動質量、さらには起振機の大さや試験方法などに差があるものについてもすべてプロットした。この図から固有周期は、ケーソン基礎で 0.1~0.4

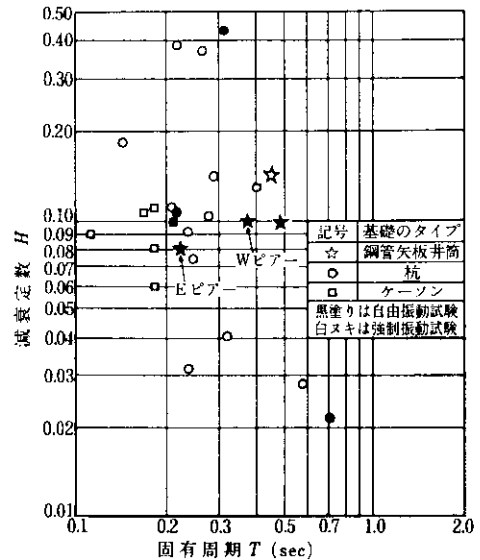


図 13 他工法との振動特性の比較

sec 杭基礎では 0.2~0.7 sec、鋼管矢板井筒では 0.2~0.5 sec、減衰定数はそれぞれ 0.06~0.14、0.02~0.44、0.08~0.15 となり、杭基礎はかなりのはらつきがある。鋼管矢板井筒は軟弱な地盤で支持層の深い場所にほとんど使用されているので、比較的良質な地盤でしかもそれほど深くない基礎として用いられるケーソンなどと実験結果の大小をそのまま比較してもそれほど意味はないが、図 13 でみれば鋼管矢板井筒は杭やケーソンの基礎と同程度の振動特性を有し、比較的減衰性のある構造物であると推定できる。

4.4.5 E ピア、W ピアの耐震性¹³⁾

E ピア、W ピアに対する地震時の設計は動的設計ではなく、従来の震度法による静的設計であることはすでに述べたが、これをモデル-2 を用いて地震応答解析を行ない、両ピアの耐震性について検討した。

両ピアは砂礫層に深く根入れされており、岩盤あるいは洪積層に相当する支持条件を有すると考えられるので、道路橋耐震設計指針¹¹⁾の岩盤に対する平均応答スペクトル曲線を参考にして実地震波を選定し、地震応答解析を行なった。すなわち減衰定数を $h=0.10$ とした時の岩盤の平均応答スペクトル曲線によく類似した実地震波 Taft

S69°Eを用いて両ピアの応答計算を行なった結果加速度の最大応答値はEピアで、530gal, Wピアで 280gal であった。ただし、実験場所が地震危険度の小さい倉敷市であり、入力地震波の最大加速度を 150gal におさえた。したがって応答倍率はEピアで3.53, Wピアで1.87となり平均応答スペクトル曲線上にプロットすれば、**図 14** のようになる。応答倍率から考えるとこの平均応答スペクトル曲線を用いて動的設計を行なった場合、Wピアは最適な設計であるが、E

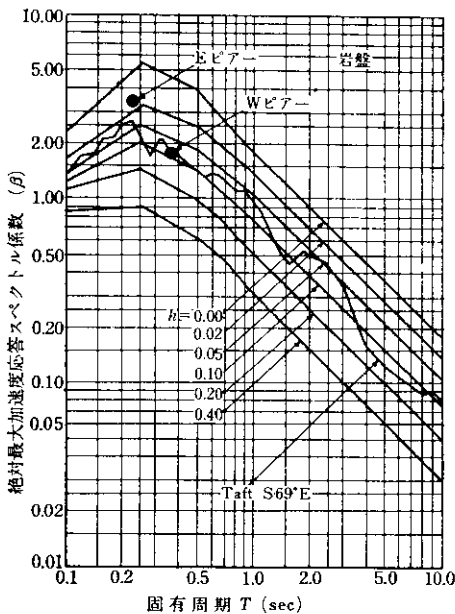


図 14 平均応答スペクトル

ピアはやや不利な設計を行なったことになる。しかしながら応答計算に使用した入力地震波の選定によってもその応答値は大きく左右され、今回のように Taft S69°E のスペクトル曲線は固有周期が 0.3 以下では平均応答スペクトル曲線の加速度応答スペクトル係数を大きく上まわっており、Eピアの固有周期がちょうどその範囲に入っていたために大きな応答倍率を示したものと考えられる。

5. 結 論

以上鋼管矢板井筒の静的特性、動的特性について一連の試験結果をとともに考察してきたが、現行の設計法に対して次のように総括される。

- (1) 鋼管矢板井筒の荷重—変位の関係は弾塑性的に実測され、設計で用いられているような弾性的挙動ではない。しかしながら許容変位量に対する実測値が計算値と良く対応していることを考えれば、鋼管矢板井筒天端で変位規制を受ける場合には十分妥当な設計であると言えよう。
- (2) 鋼管矢板井筒天端の荷重—回転角の関係は計算値よりかなり小さく実測されている。したがって鋼管矢板井筒が橋脚の基礎に用いられる場合、躯体は剛体として計算されるので、躯体天端の変位は鋼管矢板井筒天端の回転角によって影響され現行の設計では高い橋脚ほど安全側の設計を行なうことになる。
- (3) 鋼管矢板に発生する応力は計算値よりかなり小さく実測されているが、この計算値は配分定数によって大きく影響されるもので、鋼管矢板応力に対する現行の設計法において配分定数をもっと高くとり、鋼管矢板井筒の剛性をもっと高く評価できると考えられる。
- (4) 仮締切兼用鋼管矢板井筒工法による基礎体と従来の鋼管矢板井筒工法による基礎体との構造的な差は井筒頭部のフーチング構造であるが静的あるいは動的な変形特性からは機能的な差は顕著でなく、両者とも井筒頭部はフーチングによってかなり拘束されていると考えられる。しかしながら現行のフーチング部の設計は安全側であっても最適であるかどうかは今後の検討課題であろう。
- (5) 鋼管矢板井筒の耐震性についてはもっと数多くの実物実験などを行ない、その動的挙動から総合的に判断しなければならないが、これまでの実物実験例あるいはモデル解析によれば、鋼管矢板井筒は比較的減衰性が大きく、固有値についてもケーソンと杭の中間的値を示しており、ことさらに耐震性について問題にすべき構造体ではない。

参 考 文 献

- 1) 肱黒和彦, 嶋文雄, 佐野忠行: 仮締切兼用鋼管矢板井筒工法, 川崎製鉄技報, 5 (1973) 1, 86
- 2) 川崎製鉄(株): 川鉄の鋼管矢板井筒工法, 技術資料, (1969)
- 3) 矢板式基礎研究委員会: 矢板式基礎の設計と施工指針, (1972)
- 4) 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針(ケーソン基礎の設計篇), (1970)
- 5) 緒方, 蜷川, 嶋, 行友: 小見川橋 P₂ 橋脚基礎の水平載荷試験——鋼管矢板井筒基礎——, 橋梁と基礎, 6 (1972) 5, 22
- 6) 蜷川信行, 嶋文雄, 行友浩: 現場実験からみた鋼管矢板井筒基礎の変形特性——小見川橋 P₂ 橋脚基礎の静的・動的載荷試験——, 川崎製鉄技報, 4 (1972) 4, 65
- 7) 松平精: 基礎振動学 (1957), [共立出版]
- 8) 大地洋三: 電子計算機による構造解析, (1969), [橋梁編纂会刊]
- 9) 小坪, 高西: 鋼管橋脚の耐震性におよぼす基礎地盤の影響, 土木学会論文集, 148 (1967) 12, 22
- 10) 西村昭彦: 井筒基礎橋脚の動的解析, 構造物設計資料, 28 (1971) 12, 35
- 11) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針・同解説, (1972)
- 12) 栗林栄一, 岩崎敏男: 橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)——橋梁の振動減衰に関する実測結果——, 土木研究所報告, (1970) 139
- 13) 高田, 大久保, 栗林: 橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅰ)——地震応答スペクトル・1964——, 土木研究所報告, (1965) 128