

鋼管矢板井筒基礎の振動性状について

—自由振動実験とその解析—

伊藤 哲次
渡辺 弘之
市之瀬 紘一

§ 1. はじめに

鋼管矢板井筒基礎が近年多く橋脚の基礎等に使用されるようになって来た。しかるにその安全性、特に耐震性は完成後の重要な課題である。この問題の解明にわずかも寄与すべく、実大モデルの自由振動実験を川崎製鉄㈱との共同実験として、川崎製鉄水島製鉄所内にて行ない、振動性状に関する各種データを得ることができた。さらに、得られたデータを参考に、鋼管矢板井筒基礎（以下ピア）の振動モデル解析を行ない、実測値との比較検討を行なった。特にこのように地中に深く埋れた構造物の振動解析をする場合、構造物本体とそれを取り巻く側面土地盤との間の相互作用を明らかにすることが重要となろう。すなわち、側面土地盤のばね特性、減衰特性をどのように定めるかということである。このような観点から、このモデル解析では、特にばね特性に重点を置いて計算を行ない、その問題点等を究明した。

§ 2. 自由振動実験

実験は図-1に示すように、一対のピア（Eピア、Wピア）について行なわれた。

2.1 実験目的

- (1) 両ピアの振動性状：固有周期，減衰定数を求める。
- (2) Eピアの振動モードを求める。
- (3) Eピアの鋼管内に生ずる応力を求める。
- (4) 初期荷重（振動レベル）の振動性状に与える影響を調べる。
- (5) 潮位の振動性状（特に減衰定数）に与える影響を調べる。

以上の項目に重点を置いて実験を行なった。

2.2 実験方法

実験は両ピアの頂部（+4.5m）に鋼棒を通し、その一端をジャッキに接続して初期荷重を与える。次に、もう一方の端に接続した破断用鋼棒をガス切断し、自由振動を励起させる方法で行なった。

以上の実験方法により、実験目的に合せて表-1に示す6通りの実験を行なった。なお、実験に使用したジャッキ、鋼棒の仕様を表-2に示す。

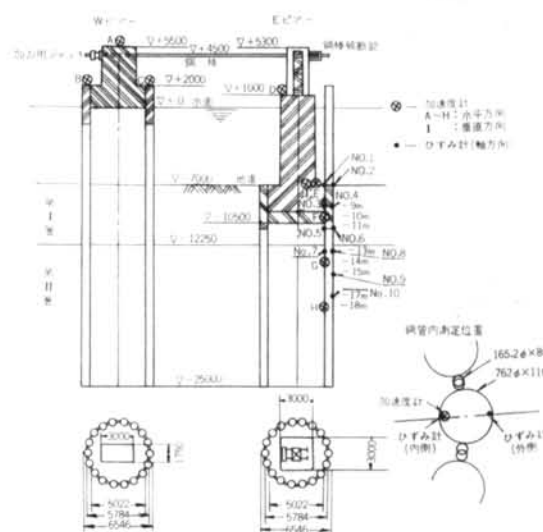


図-1 実験概要図

実験条件	初期荷重 (t)	潮位 (m)	初期変位*(mm)	
			Eピア	Wピア
実験-1	40	+1.40	5.0	5.0
実験-2	20	+2.25	2.0	1.5
実験-3	40	+2.75	5.0	4.0
実験-4	40	+2.20	5.0	3.0
実験-5	60	+2.30	7.0	7.0
実験-6	100	+2.75	15.0	14.5

* 両ピア-共+4.5(m)にて観測

表-1 実験条件

区 別	名 称	仕 様
鋼 棒	$\ell = 19,500$ (33 ϕ)	1本(両端ネジ切り)
	$\ell = 500$ (33 ϕ)	1本(両端ネジ切り)
	$\ell = 200$ (33 ϕ)	10本(破断用 両端ネジ切り)
	カップラー	2個
	ナット, ワッシャー	各5個
センターホール ジャッキ	L. P. P-120 (O. X. ジャッキ)	揚程150mm, 重量50kg H=350, BD=205 ϕ HD=96 ϕ CD=62 ϕ

表一 2 ジャッキおよび鋼棒の仕様

2.3 測定位置および測定器

測定位置は図一 1 の実験概要図に示すとおりとした。また、使用した測定器および測定系統図を図一 2 に示す。

2.4 測定結果

(1) 固有周期と減衰定数

各々の実験で測定された加速度波形から読みとった固有周期および減衰定数の値を表一 3 に示す。また、それ等の結果を要約すると次のような値となる。

固有周期

E ビアー……0.21~0.22(sec.)

W ビアー……0.36~0.38(sec.)

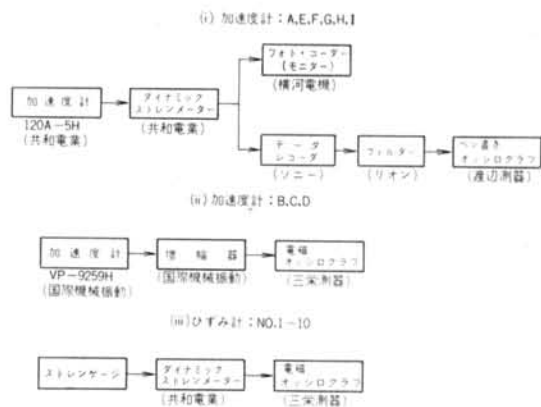
減衰定数

E ビアー……0.08~0.10

W ビアー……0.07~0.08

以上の結果からもわかるとおり、固有周期については両ビアーの値が倍程度異なっているが、これは両ビアーの構造が異なるためである。また、ビアーとしては、他の橋脚等の値と比較してもほぼ妥当な固有周期をもっており、従来の井筒基礎等とほぼ等しい剛性を持っているものと思われる。

次に減衰定数について考えてみると、両ビアーともほぼ等しい値を示している。なおこの結果は、自由振動波形の第 1 波目の間の減衰が、その後続く波形の減衰に較べてかなり大きな値をとるため、第 1 波目を除いた波形から読み取った値である。このような現象は後でまた述べるが、側面土地盤のばね特性に塑性効果が加わって



図一 2 測定系統図

実験番号	振動特性		減衰定数(h)	
	固有周期(sec.)			
	E ビアー	W ビアー	E ビアー	W ビアー
実験一	0.21 (4.7Hz)*	0.37 (2.7)	0.12 (0.08)**	0.08
実験二	0.21 (4.7)	0.36 (2.8)	0.10 (0.09)	0.07
実験三	0.21 (4.7)	0.38 (2.6)	0.07 (0.11)	0.07
実験四	0.22 (4.6)	0.38 (2.6)	0.09 (0.12)	0.07 (0.07)
実験五	0.22 (4.6)	0.39 (2.6)	0.08 (0.09)	0.08
実験六	0.24 (4.2)	0.43 (2.4)	0.10	0.08 (0.10)

* カッコ内は固有振動数(Hz)

** カッコ内は Low-Pass フィルター (10 Hz 以下) を通した波形から読み取った値

表一 3 固有周期と減衰定数

いるるためと思われる。

(2) 振動モード

おのおの実験から得られた最大加速度値を表一 4 に示す。また、その場合のモードを E ビアーについて図一 3 に示す。このモード図からは曲げ系、せん断系の区別は明らかではないが、曲げ系に近い振動モードと思われる。なお、今回の実験では -18 m (水平方向)、-7 m (垂直方向) にも加速度計を設置したが、測定器の都合上十分な測定が出来ず、はっきりした測定結果は得られなかったが、それ等の加速度値は -14 m の値に較べて半分以下の値であった。

(3) 鋼管内に生ずる応力

実験の都合上、実験一 5 (1 部測定点)、6 についての

測定点 実験番号	Eピラー				Wピラー	
	+1m	-7m	-10m	-14m	+5.5m	+2m
実験-1	—	70.0	—	—	63.0	53.4* 43.1
実験-2	—	28.8	25.5	13.1	40.5	42.9 19.1
実験-3	76.9	67.3	55.6	31.7	89.7	51.7 40.3
実験-4	107.8	68.0	60.6	32.6	89.7	53.7 39.6
実験-5	143.9	96.9	83.0	50.1	144.1	74.1 63.1
実験-6	213.3	196.0	150.2	114.1	258.2	143.4 124.7

* 上段：測定位置(B)，下段：測定位置(C)

表-4 最大加速度値(gal)

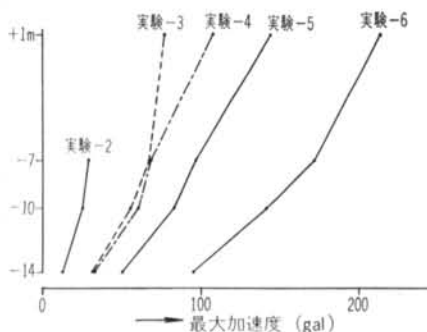


図-3 最大加速度モード

み測定した。得られた結果を表-5に、また、図-4には初期荷重を加えて行く段階での応力とともにそれ等を図示した。

以上の結果からわかるように、応力が最大になる点は-13mであり、それより深くなると徐々に応力は減少している。また、-7m地点では応力はほぼ0に等しい。このことは両端自由支持の梁の応力状態に似ている。また、応力レベルが200kg/cm²と鉄の降伏応力に較べてまだかなり低い状態にあったといえる。

(4) 初期荷重の振動性状に与える影響

表-3の結果を、図-5：初期荷重—固有周期、図-6：初期荷重—減衰定数、に図示した。

図-5からもわかるように、初期荷重が増すにつれて固有周期がはっきりと伸びている。その差は初期荷重が100tと20tの間で、15~20%程度である。このように初期荷重の固有周期に与える影響がはっきりと現われていること、そして(1)項の減衰定数の所で述べたように、第1波目間での減衰がそれ以降の減衰に較べてかなり大

レベル	初期荷重：60 t		初期荷重：100 t	
	鋼管外側	鋼管内側	鋼管外側	鋼管内側
-7 m	—	0	—	—
-9 m	—	0	10	—
-11 m	46	48	65	—
-13 m	44	35	72	—
-15 m	37	—	68	—
-17 m	30	—	48	—

表-5 最大応力値

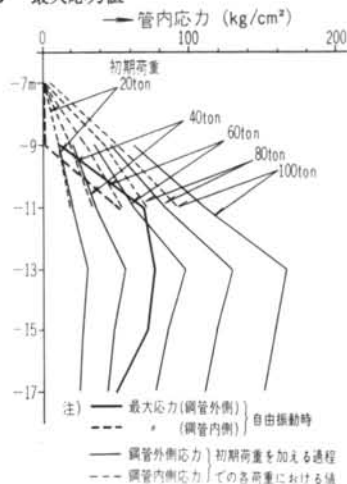


図-4 応力分布図

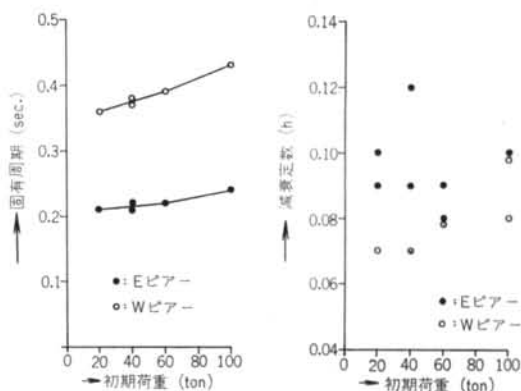


図-5 初期荷重—固有周期

図-6 初期荷重—減衰定数
大きな値をもつことから次のような事がいえる。すなわちこの実験の前に行なわれた水平加力試験において、この程度の荷重ではほぼまだ弾性変形をしていること等を加味すると、特に側面土地盤のばね特性を考える場合、今回の実験のように比較的低い荷重状態でも、その動特性は弾性体として扱うよりも、弾塑性あるいは塑性体として扱うべきであるということである。このことは土の

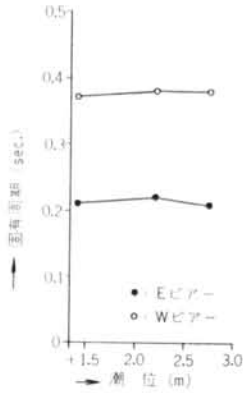


図-7 潮位-固有周期

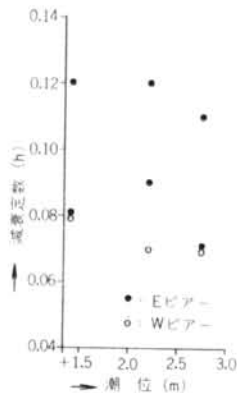


図-8 潮位-減衰定数

力学的性質, 特にその動特性をより一層解明する必要があることを示している。

(5) 潮位の振動性状に与える影響

表-3の結果を, 図-7: 潮位-固有周期, 図-8: 潮位-減衰定数, に図示した。

これ等の結果から, 潮位の振動性状に与える影響は明らかでなかった。この原因としては, 水の深さ: 7 mに較べて, 潮位の変化が小さかったため, その影響がほとんど出なかったことによるものと思われるが, 一方において, いまだ水中構造物の振動性状が水によってどのように影響を受けるかという課題が解明されていないのではっきりしたことはいまいにいえぬ。

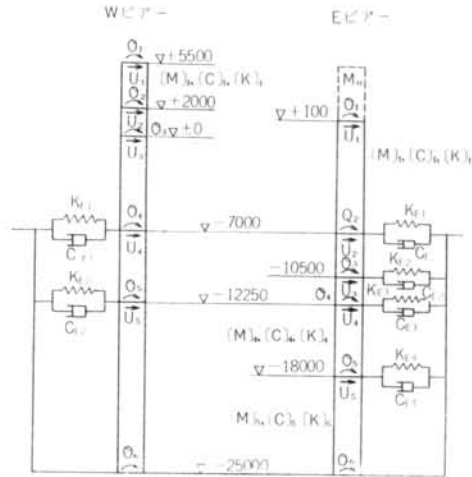


図-9 解析モデル

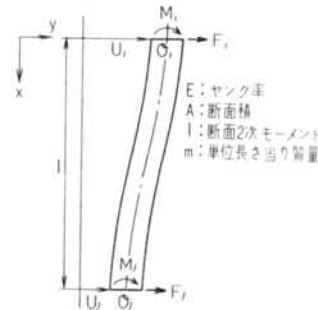


図-10 はり要素

$\theta_1 \sim \theta_6$: 各はり要素節点たわみ角(ラジアン)

$[M]_1 \sim [M]_5$: 各はり要素質量マトリクス 4×4
($\text{kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$, or $\text{kg} \cdot \text{sec}^2$)

$[C]_1 \sim [C]_5$: " 減衰マトリクス 4×4
($\text{kg} \cdot \text{sec} / \text{cm}$, or $\text{kg} \cdot \text{sec}$)

$[K]_1 \sim [K]_5$: " 剛性マトリクス 4×4
(kg / cm , or kg)

$K_{E1} \sim K_{E4}$: 側面土地盤のばね定数(kg / cm)

$C_{E1} \sim C_{E4}$: " 減衰係数($\text{kg} \cdot \text{sec} / \text{cm}$)

M_0 : Eピア-上部鉄骨質量($\text{kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$)

(なおこの鉄骨フレームについては剛体と考え付加質量として扱った)

また, このモデル解析ではピア-の最下端を固定 ($\theta_6 = 0$), およびピン支持 ($\theta_6 \neq 0$) の両ケースについて行なった。

3.1.1 はり要素

図-10で示される様なはり要素を考える時, はり要素が曲げ変形のみ受けるとすると, その場合の質量マトリクス, 剛性マトリクスは次式の様に表わされる。(1), (2), (3)

§ 3. 振動モデル解析

本章では鋼管矢板井筒基礎の振動モデル解析を行ない, 前章で得られた実測値と比較検討することにより, 振動モデル解析の問題点を探ることにした。特にこのように土中に深く埋れた構造物の振動解析を行なう場合, 構造物とそれを取り巻く側面土地盤の間のばね定数, 減衰係数を如何に求めるかが大きな問題となる。それ故ここでは, ばね定数について幾通りかの方法でこれ等の値を求め比較検討も試みた。

3.1 解析モデル

解析モデルとしては, 図-9に示すようなモデルを考えた。すなわち, 両ピア-とも, 本体は曲げ変形(一部要素にはせん断変形も含む)を考慮した連続はりとして扱い, これに側面土地盤の効果を加味したものである。

ここで,

$U_1 \sim U_5$: 各はり要素節点変位(cm)

質量マトリクス

$$[M] = \frac{m\ell}{420} \begin{pmatrix} 156 & -22\ell & 54 & 13\ell \\ -22\ell & 4\ell^2 & -13\ell & -3\ell^2 \\ 54 & -13\ell & 156 & 22\ell \\ 13\ell & -3\ell^2 & 22\ell & 4\ell^2 \end{pmatrix} \dots (1)$$

剛性マトリクス

$$[K] = \frac{2EI}{\ell^3} \begin{pmatrix} 6 & -3\ell & -6 & -3\ell \\ -3\ell & 2\ell^2 & 3\ell & \ell^2 \\ -6 & 3\ell & 6 & 3\ell \\ -3\ell & \ell^2 & 3\ell & 2\ell^2 \end{pmatrix} \dots (2)$$

なお、この場合の変位ベクトル： $\{V\}$ 、外力ベクトル： $\{F\}$ は次式のように表わされるものとする。

$$\{V\}^T = \{U_i \ \theta_i \ U_j \ \theta_j\} \dots (3)$$

$$\{F\}^T = \{F_i \ M_i \ F_j \ M_j\} \dots (4)$$

また、曲げ変形とせん断変形の両方を加味した場合の剛性マトリクスは次式となる。

$$[K] = \frac{EI}{\ell^3(1+\lambda)} \begin{pmatrix} 12 & -6\ell & -12 & -6\ell \\ -6\ell(4+\lambda)\ell^2 & 6\ell(2-\lambda)\ell^2 & & \\ -12 & 6\ell & 12 & 6\ell \\ -6\ell(2-\lambda)\ell^2 & 6\ell(4+\lambda)\ell^2 & & \end{pmatrix} \dots (5)$$

ここで

$$\lambda = \frac{12\kappa EI}{AG\ell^2} \dots (6)$$

$$\kappa = \frac{\text{断面の図心におけるせん断応力}}{\text{平均せん断応力}} \dots (7)$$

= 4/3...円形断面

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} : \text{せん断弾性係数} \dots (8)$$

次にはり要素の減衰マトリクスについて考えると、ピアア本体が鋼管とコンクリート(一部井筒内の土も含む)から構成されているので、通常のRC構造物と同程度の減衰効果があるものとした。そして各要素の減衰マトリクスは単純に剛性マトリクスに比例するものとし、次式より求めた。すなわち、

減衰マトリクス

$$[C] = \frac{h_1}{\pi f_1} [K] \dots (9)$$

ここで、

f_1 : ピアア本体の1次固有振動数(Hz)

h_1 : ピアア本体の1次減衰定数

(この解析では、 $h_1=0.02$ とした)

以上の式から両ピアア本体の質量マトリクス、減衰マトリクス、剛性マトリクスが求められる。なお今回の解析に使用した両ピアア本体の定数を表一6、7に示す。

3.1.2 側面土地盤

はり要素	ℓ (m)	A (m ²)	m (t/m)	$\frac{EI}{\text{cm}^2}$ ($\times 10^{15} \text{kg}$)	ν
1	8.0	9.0	21.6	0.1685	0.17
2	3.5	28.26	67.86	1.8018	0.20
3	1.75	28.26	52.59	0.2150	0.25
4	5.75	28.26	55.12	0.2312	0.25
5	7.0	28.26	55.12	0.2312	0.25

表一6 Eピアア本体の定数

はり要素	ℓ (m)	A (m ²)	m (t/m)	$\frac{EI}{\text{cm}^2}$ ($\times 10^{15} \text{kg}$)	ν
1	3.5	5.1	12.24	0.09563	0.17
2	2.0	28.26	67.86	1.8018	0.20
3	7.0	28.26	52.29	0.2150	0.25
4	5.25	28.26	52.29	0.2150	0.25
5	12.75	28.26	55.12	0.2312	0.25

表一7 Wピアア本体の定数

層高 (m)	土質 区分	土質 特徴	N値	モデル	ばね定数 (ton/cm)		
					MODEL-1	MODEL-2	MODEL-3
-7	1.8	硬選り砂	5-7	第I層 $V_s=100(\text{m/s})$ $\nu=0.25$ $E=40$ 9kg/cm^3	158 (0.25)	352 (0.56)	462 (0.73)
-8.8	3.45	シルト	>0	第II層			
12.25	12.25	砂礫	>50	$V_s=250$ $\nu=1.8$ $E=3000$	3200 (2.1)	6030 (3.9)	7872 (5.1)
26							

(注) 各モデルのばね定数の場合、コソ内の値は各ばね定数を地盤係数に直した値

表一8 土質調査結果

立地地盤は表一8の土質調査結果に示されるように、大きく2つの層に分けられる。すなわち第I層(-7~-12.25m)ではN値が10以下、第II層(-12.25~-25m)ではN値が50以上と、はっきり土質が異なっている。それ故、ここでは側面土地盤をこの2層に分け、各々の層のばね定数、減衰係数を求めた。なお表一8のモデル欄の各層ヤング率： E は次式より求めた。

$$E = \frac{2\gamma(1+\nu)V_s^2}{g} \dots (10)$$

ここで、 V_s : 横波伝播速度は、第I層 : 100(m/sec)、第II層 : 250(m/sec)と、土質調査結果に基づいて仮定した。

各層のばね定数は次に述べる3通りの方法で求めた。

(1) 地中に薄い円板があるとし、それに水平力が作用した場合、地盤反力は側面からのみ受けるものとして求めた値⁽⁴⁾ ...MODEL-1

この方法では次式より各層のばね定数が求まる。

$$(K_E)_{y=D} = \frac{16\pi(1-\nu)a\mu}{\Delta L} \quad \dots(1)$$

ここで、

$$\Delta L = 3-4\nu + \frac{1}{\sqrt{1+16Z^2}} + \frac{8Z^2}{\sqrt{(1+16Z^2)^3}} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{\sqrt{1+16Z^2+4Z}} + \frac{2}{3} \left\{ 1 + \frac{3-4\nu}{\sqrt{(1+16Z^2)^3}} - \frac{24Z^2}{\sqrt{(1+16Z^2)^3}} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{(1+16Z^2)(\sqrt{1+16Z^2+4Z})^2} \right\} \quad \dots(2)$$

a : 基礎の半径

D : 深さ

$Z = D/2a$

以上の式より求めた各層のばね定数を表-8のばね定数欄の MODEL-1 に示す。

(2) 2次元 F. E. M の応用⁵⁾

この方法は側面土地盤を深さ方向に対して垂直な平面

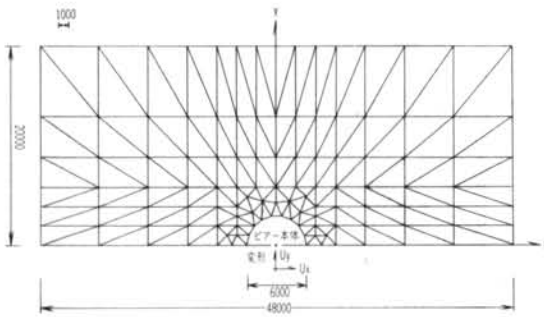


図-11 側面土地盤の F. E. M モデル
要素数 : 189, 節点数 : 119

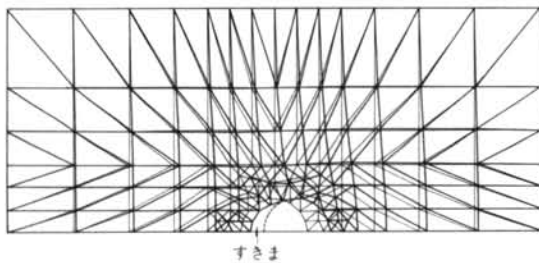


図-12 変形状態 : MODEL-2 平面ひずみ問題

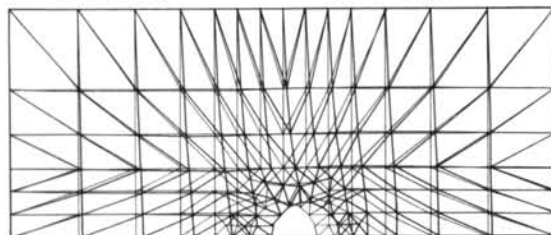


図-13 変形状態 : MODEL-3 平面ひずみ問題

で切り、その平面内での F. E. M 問題として扱ったものである。実際計算に使用したモデルは図-11に示すような型にメッシュを切った。半分のモデルについて計算を行なったのは、水平荷重に対する対称性からである。

ここで周辺拘束条件として、

$$x = \pm 24 \text{ m} \text{ で } U_x = U_y = 0$$

$$y = +20 \text{ m} \text{ で } U_x = U_y = 0$$

$$y = 0 \text{ m} \text{ で } U_y = 0$$

さらに実際の計算は次に示す条件に従って行なった。すなわち、2層から成る側面土地盤において、

第 I 層 : 平面応力問題

深さ方向の拘束条件が水面と接する面で自由に上下変形可能なものとして扱う。

第 II 層 : 平面ひずみ問題

深さ方向に対しては上下変形を不可能なものとして扱う。

さらに側面土地盤のばね効果として、

(a) ピアーの変形に対して、それに接する側面土地盤が圧縮側のみその変形に追従し、引張り側にピアーとの間ですきまが生ずる様な場合。

.....MODEL-2 (図-12参照)

(b) ピアーの変形に対して、それに接する側面土地盤が圧縮、引張り両方向とも、その変形に追従する場合。

.....MODEL-3 (図-13参照)

以上の諸条件のもとで各層のばね定数を求めたが、計算は、ピアー径に接する節点を x 軸方向 (荷重方向) に単位長さ変形させたとき、その反力として加わる各ピアー一径節点力を合計して求めた。結果を表-8 に示す。

次に側面土地盤の減衰係数を考えると、今回は実測結果を参考にして、前項式(9)と同様に次式より求めた。

$$C_E = \frac{h_1}{\pi f_1} K_E \quad \dots(9')$$

ここで、

f_1 : 全体系 (ピアー本体 + 側面土地盤) の固有値解析より求めた 1 次の固有振動数 (Hz)

h_1 : 実測結果から得られた減衰定数

(この解析では、 $h_1 = 0.1$ とした)

以上で振動解析に必要なデータがそろった。

3.2 固有値解析

いま、 $[M]$: 全体系の質量マトリクス

$[K]$: 全体系の剛性マトリクス

とすると、次式より固有値および固有ベクトルが求まる。すなわち、

$$(-\omega_j^2 [M] + [K]) \{V\}_j = \{O\} \quad \dots(13)$$

ここで

$$\omega_j: j \text{ 次の固有値}(=2\pi f_j)$$

$$\{V\}_j: n \text{ 固有ベクトル}$$

以上式(3)より求めたEピアー, Wピアー各々の固有値解析結果を表一9, 10に, また, 表中のMODEL-A-1については, モードを図一14, 15に示す. なおここで

MODEL-A: ピアー最下端固定支持

MODEL-B: ピアー最下端ピン支持

とした.

MODEL	f (Hz) T (sec.)			刺激係数			
	1st	2nd	3rd	1st	2nd	3rd	
ピアー本体	2.217 (0.4512)	12.63 (0.0792)	33.50 (0.0299)	1.795	-1.164	0.5445	
A	A-1	4.643 (0.2154)	14.28 (0.0700)	33.82 (0.0296)	1.893	-1.276	0.5459
	A-2	5.853 (0.1708)	15.98 (0.0626)	34.16 (0.0293)	1.896	-1.293	0.5468
	A-3	6.325 (0.1581)	16.95 (0.0590)	34.36 (0.0291)	1.879	-1.286	0.5489
B	B-1	4.588 (0.2180)	10.84 (0.0923)	28.26 (0.0354)	1.912	-1.102	0.2312
	B-2	5.848 (0.1710)	12.84 (0.0779)	28.70 (0.0348)	1.878	-1.050	0.1950
	B-3	6.295 (0.1588)	13.96 (0.0717)	28.96 (0.0345)	1.830	-0.9926	0.1744

表一9 Eピアー固有値

MODEL	f (Hz) T (sec.)			刺激係数			
	1st	2nd	3rd	1st	2nd	3rd	
ピアー本体	1.438 (0.6956)	8.786 (0.1138)	25.67 (0.0390)	1.692	-0.9713	0.3789	
A	A-1	2.884 (0.3468)	11.49 (0.0870)	26.10 (0.0383)	1.818	-1.192	0.4620
	A-2	3.390 (0.2950)	13.77 (0.0726)	26.61 (0.0376)	1.824	-1.296	0.5469
	A-3	3.568 (0.2802)	14.91 (0.0671)	26.94 (0.0371)	1.821	-1.352	0.5973
B	B-1	2.884 (0.3468)	9.308 (0.1074)	20.67 (0.0484)	1.816	-0.9347	0.0118
	B-2	3.348 (0.2987)	11.88 (0.0842)	20.81 (0.0481)	1.793	-0.9433	0.00093
	B-3	3.505 (0.2853)	13.15 (0.0760)	20.90 (0.0489)	1.781	-0.9517	0.00299

表一10 Wピアー固有値

3.3 自由振動実験解析

ここでは自由振動実験結果と比較検討するため, 計算機中で自由振動実験の計算を行なった. すなわち, 次式で示される自由振動方程式を考える.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{O\} \quad \dots (4)$$

ここで,

$[M]$: 全体系の質量マトリクス

$[C]$: 全体系の減衰マトリクス

$[K]$: 全体系の剛性マトリクス

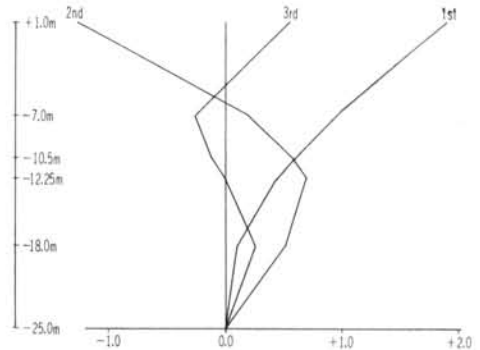
$\{x\}$: 全体系の変位ベクトル

さらに, 初期条件として次式を考える.

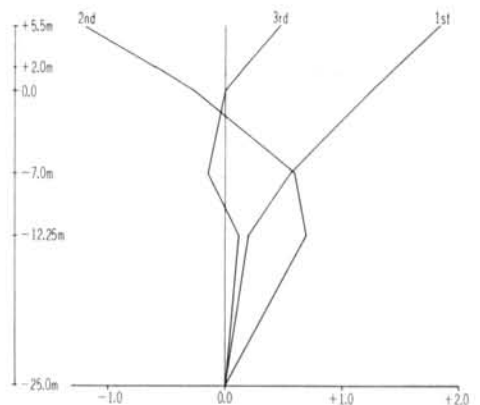
$$\left. \begin{aligned} \{x\}_{t=0} &= [K]^{-1}\{F\}_0 \dots \text{静的釣り合い式} \\ \{\dot{x}\}_{t=0} &= \{O\} \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

ここで, $\{F\}_0$: 実験時初期荷重(=100 t)

そして, 式(4)を式(5)の初期条件のもとに数値積分(線型加速度法等)し, 加速度, 速度, 変位, 応力の自由振動波形を求めた. なお計算はMODEL-1についてのみ行なった. 結果を表一11, 12, 図一16, 17に示す. なお実測波形を比較検討のため, 図一18, 19に示す.



図一14 モード図: Eピアー, MODEL-A-1



図一15 モード図: Wピアー, MODEL-A-1

測定点	MODEL-A-1	MODEL-B-1
+1 m	1500 (578)gal	1501 (417)gal
-7 m	397 (225)	394 (237)
-10.5 m	216 (162)	226 (199)
-12.25 m	234 (151)	183 (183)
-18 m	184 (83)	198 (126)

注) カッコ内の値は実測値との比較のため、初期荷重を解放した瞬間時 ($t \approx 0$) の値を除いた最大加速度

表-11 自由振動実験計算値(最大加速度)

E ビアー, 初期荷重: 100 t

測定点	MODEL-A-1	MODEL-B-1
-11 m(外側)	185 (2.85)kg/cm ²	143 (2.20)kg/cm ²
-13 m(")	190 (2.64)	146 (2.02)
-15 m(")	168 (2.48)	124 (1.82)
-17 m(")	147 (3.06)	103 (2.14)

注1) 最大応力値は初期荷重を解放した瞬間時 ($t \approx 0$) の値を除いた最大応力値

注2) カッコ内の値は、初期荷重: 100 t の実測値を1とした場合の計算値の倍率

表-12 自由振動実験計算値(最大応力値)

E ビアー, 初期荷重: 100 t

実測値	MODEL-A-1	MODEL-B-1
0.08~0.10	0.078	0.083

表-13 全体系1次減衰定数 E ビアー

ところで、このモデルでは減衰マトリクス: $[C]$ が $[M][K]$ より求めた固有ベクトル: $\{V\}$ によって対角化出来ないため、通常の実数によるモーダルアナリシスは使用出来ない。また、 $[C]$ 自体前節で述べたように、個々の部材について独立に減衰定数を決めて入れているため、全体系1次の減衰定数がどのような値であるか明らかでない。そこで、式(4)の複素固有値解析を行なうことにより、全体系1次の減衰定数: h_1 を求めた。結果を表-13に示す。この結果から全体系1次の減衰定数は実験値、計算値共ほぼ合っている。

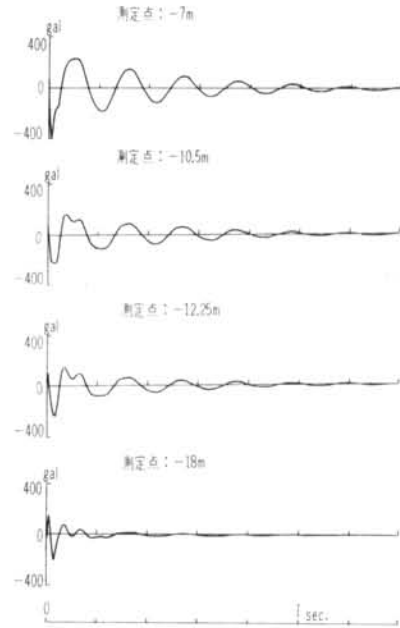


図-16 自由振動波形(加速度) - 計算値

(E ビアー, MODEL-A-1, 初期荷重: 100 t)

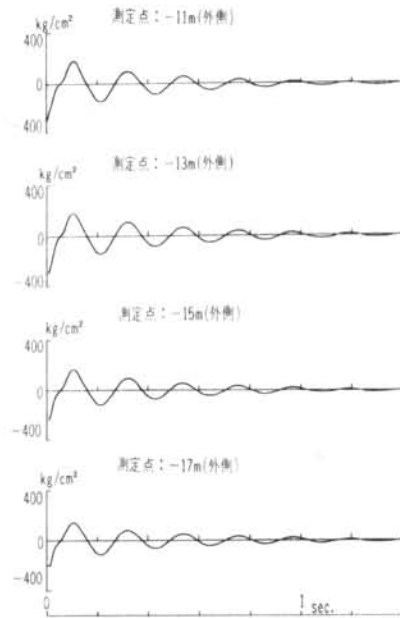


図-17 自由振動波形(応力値) - 計算値

(E ビアー, MODEL-A-1, 初期荷重: 100 t)

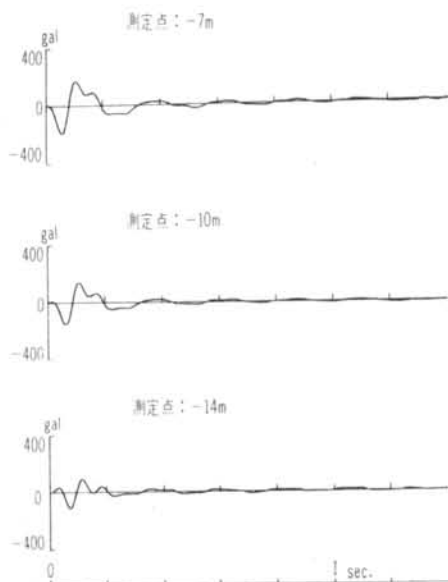


図-18 自由振動波形(加速度)一実測値
(Eピラー, 実験-6, 初期荷重: 100 t)

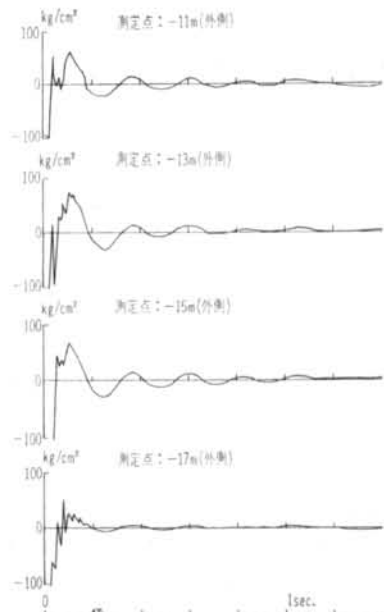


図-19 自由振動波形(応力値)一実測値
(Eピラー, 実験-6, 初期荷重: 100 t)

§ 4. 実測結果とモデル解析結果の比較検討

本章では、§2.の実測結果と§3.より得られた解析結果の比較検討を行ない、鋼管矢板井筒基礎の振動性状とその解析に関する問題点を探った。

4.1 固有値

実測結果:表-3と解析結果:表-9, 10を比較するとかなり良く合っている。特にEピラーのMODEL-1はほぼ完全に一致している。このことはピラー本体の諸定数が比較的はつきり決められることからすると、側面土地盤のばね定数が実際のそれにほぼ近かったことによると思われる。ただ、MODEL-2, 3になるに従って、それぞれの固有値が2割, 3割と徐々に大きな値を示しており、側面土地盤のばね定数の取り方によりかなりの差が生ずることも明らかである。このことは各モデルの1次モードを示した図-20からも、その傾向ははつきり出ている。一方、ピラーの最下端の支持条件による固有値の差は余り出していない。このことは地中内のピラーに与える側面土地盤の拘束の影響が非常に大きく、それに較べてピラー最下端の支持条件が余り効いていないことを示している。このことから、このように地中に深く埋れた構造物の振動解析をする場合、それを取り巻く側面土地盤のばね定数をいかに正確に求めることが大切であるかがわかる。

4.2 自由振動実験とその解析

実験は初期荷重を色々変えたが、計算では100 t についてのみ行なった。また、計算は固有値解析で一番良く合ったMODEL-1についてのみ行なった。なお、すべてのばね定数は弾性範囲内にあるものとして扱った。

実測結果と解析結果の最大加速度をプロットした図-21からもわかるように、計算値は実測値に較べてかなり大きな値を示している。一方加速度の実測波形:図-18と計算波形:図-16を較べるとかなり良く似た波形が出ている。特に-10 m以下では2次の固有値の影響と思われるものが明確に出ている。また、その固有値もほぼ等しいようである。さらに、鋼管内に生ずる応力値については、その大きさに関して単純に比較できないが、その波形は加速度波形同様比較的良く合っている。(図-17,

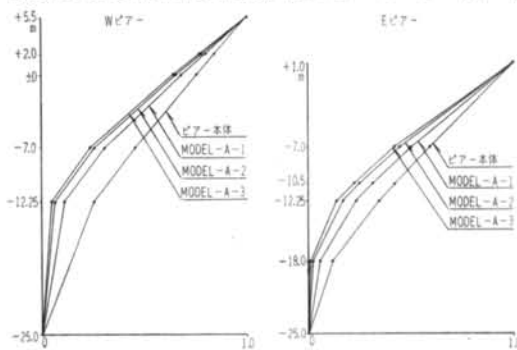
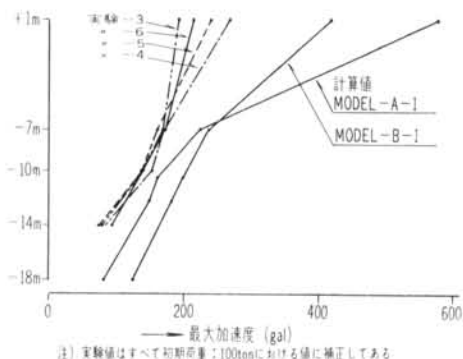


図-20 1次モード



図一21 最大加速度モード

19参照)

以上、実験結果と解析結果を比較検討した結果、次のような問題点がでてきた。

(1) 減衰効果の扱い方

前章で述べたように、減衰係数を求めるに当っては実測値を利用した。しかし比較的良く似た加速度波形を見てもその一番異なって目につくものは、実測波形では第1波目間の減衰が計算波形のそれに較べて非常に大きいことである。それ故最大加速度値において、計算値が実測値に較べて大きく出たものと思われる。この現象についてはすでに実験結果の所でも述べたが、今回の解析ではすべてのばね定数を弾性体として扱ったのに対して、実際のそれは単純に弾性体として扱えないということであろう。このことに関しては今後は側面土地盤のばね特性を弾塑性、あるいは塑性体として扱うことにより、そのヒステリシス減衰の効果も含めた研究解析を行なっていくつもりである。一方、以上のような考え方と同時に、もう1つこの計算を行なうに当って問題になると思われるのは、減衰の配分方法であろう。すなわち、前章の式(9)および(9')よりピアー本体および側面土地盤の減衰マトリクスを求めたが、その場合、ピアー本体については $h_1=0.02$ 、側面土地盤については $h_1=0.1$ とした。その結果全体系1次の減衰定数は表一13にも示すとおり実測値と計算値はほぼ等しい値を示した。しかしながらこの配分にしても、ピアー本体の h_1 はもっと大きな値であるように思われる。そのことは図一21の最大加速度モード図において、+1mの最大加速度値の差がそれ以外の点の差に較べて大きいことから考えられる。ただこのことはこの報告書では余り述べなかったが、海水による減衰の影響とも考えられる。

(2) 応力分布

振動時に鋼管内に生ずる応力分布を比較すると、表一12にも示すとおり計算値は実測値の倍以上の値である。

これは、応力計算する際に使用した式(6)において、中立軸から測定点までの腕の長さ: $y=3m$ という値を取ったためであろう。すなわち、鋼管矢板井筒全体の剛性を考えるとき、その継手効果によって増す剛性加算を合成効率: μ という形で表わし、一般に $\mu=0.5$ としている(なおこの計算でも $\mu=0.5$ とした)。このように継手効果による剛性加算を考えると、継手効果の一番小さい箇所は中立軸からの腕の長さの一番大きく、応力が最大となる点(ここでは $y=3m$)であろう。それ故その点での応力値を式(6)を使って求める場合、その剛性加算に見合うように腕の長さを決める必要がある。そしてもし単純にいま、 $\mu=0.5$ であるから、 y も μ をかけ合わせた値(ここでは $y=1.5m$)を使うとほぼ計算値は実測値に近い値となる。

以上、自由振動実験とその解析を比較検討した結果出て来た問題点を述べた。

§ 5. おわりに

今回の鋼管矢板井筒基礎の自由振動実験においては、一部測定がうまく出来なかったことや、潮位の振動性状に与える影響等まだ不明の点も多く残した。しかしながら一応の実験成果は得られた。そして、その実験成果と振動モデル解析から、このように地中に深く埋れた構造物の振動解析を行なう場合の問題点等もかなり解った。ただ今回の計算ではすべてのばね特性を弾性体として扱ったため、実測値と計算値の間にずれを生じさせた面が強い。それ故、今後はさらに一歩進んで、弾塑性あるいは塑性体として扱う様に研究解析していくつもりである。また、鋼管矢板井筒基礎が従来の井筒基礎等と比べて、その振動性状においてあまり相異がなかったことからすると、その耐震性において従来の構造物と同程度の強度があるものと推定出来る。

おわりに、本実験並びにその解析を行なうに当って、

注) 鋼管内応力算定式

図一10に示されるはり要素を考えた時、任意はり要素内 (x, y) での応力算定式は、

$$\sigma_{ij}(x, y) = -yE \left\{ \left(-\frac{6}{\ell^2} + \frac{12x}{\ell^3} \right) U_i + \left(\frac{4}{\ell} - \frac{6x}{\ell^2} \right) \theta_i + \left(\frac{6}{\ell^2} - \frac{12x}{\ell^3} \right) U_j + \left(\frac{2}{\ell} - \frac{6x}{\ell^2} \right) \theta_j \right\} \quad \dots (6)$$

ここで、

E : 鋼管ヤング率 $(=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$

y : 中立軸からの腕の長さ $(=3m)$

ご指導ご協力いただいた、川崎製鉄㈱建材開発部嶋文雄
部長、行友浩氏、および土建部富永真生氏等諸氏に、末
筆ながら深く感謝の意を表します。また、当研究所主任

研究員山原浩博士には終始ご指導いただきお礼申し上げ
ます。

<参考文献>

- 1) J. S. Archer : "Consistent Mass Matrix for Distributed Mass System" Journal of S. D., ASCE August (1963)
- 2) 川井忠彦 : "マトリクス法振動および応答" JSSC 協会編, 培風館
- 3) Livesley : "Matrix Method of Structural Analysis." Pergamon Press
- 4) 山原浩 : "弾性地盤上の基礎および構造物の振動" 清水建設研究所報 Vol. 7 1966
- 5) Zienkiewicz : "The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics" McGraw-Hill

