

---

2 重壁鋼矢板工法の振動特性に関する実験的研究

Experimental Study on Vibrational Properties of Double Sheet-piled Wall Structure

高橋 千代丸 (Chiyomaru Takahashi) 石田 昌弘 (Masahiro Ishida) 三好 弘高 (Hirotaka Miyoshi)

---

要旨：

2 重壁鋼矢板構造に関する耐震設計法の確立までにはいまだ多くの解明すべき課題が残されている。本研究では、本構造物の動的特性を定常的正弦波およびランダム波試験により実験的に追求した。実験に使用した模型矢板にはアルミ板を、模型地盤には乾燥砂を用い、実験は締切タイプおよび護岸タイプの 2 種類について実施した。その結果、両タイプとも振動後の残留値は振動時の値と比較するときわめて大きい。締切タイプでは矢板の最大曲げモーメント、土圧およびタイロッド張力は現設計法による設計値よりも安全側の値を示すが、矢板変位は矢板剛性が小さい場合に設計値を上廻る。加速度特性から締切タイプでは矢板と中詰砂とを連続体とし、護岸タイプでは地盤と本構造体の連成振動系とすべきことが判明した。

---

Synopsis：

There are many problems yet to be solved about the aseismic design of double sheet-piled wall structure. This report deals with experiments on the response of this structure subject to various modes of loading such as static, stationary harmonic and random excitations. Model surface layers used in the experiments are composed with dry sand. Vibrating tests are performed on cofferdam type and bulkhead type models. The cofferdam type is a structure with filling only and the bulkhead type together with backfilling. The dynamic behavior of this structure subjected to excitations is investigated with particular emphasis on rigidity of sheet piles and the ratio of breadth to wall height. The results of this experiments revealed as follows. (1) Maximum bending moment of sheet-pile and tie rods tension are lower than the design values by the existing method regardless of rigidity of sheet-piles. (2) In the case of low sheet-pile rigidity, the experimental value of maximum deflection by far exceeds the design value. However, the experimental value shows a tendency to come close to the design value with an increase in sheet-pile rigidity and a lowering of input acceleration. (3) The experimental value of earth pressure is below the design value and the form of its distribution becomes nearly rectangular with repetition of excitations. (4) Response acceleration at the top of front sheet-pile in the case of the cofferdam type is about seven

times as much as the input value. On the other hand, in the case of the bulkhead type, its value is a little higher than in the cofferdam type. In discussing dynamic characteristics of soil-foundation system based on the above results, it is necessary to consider the effects of virtual mass of ground soil. (5) The relationship between response ratio and input acceleration shows that the spring constant of soil has linear properties in the cofferdam type and non-linear properties in the bulkhead type.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

## 2 重壁鋼矢板工法の振動特性に関する実験的研究

### Experimental Study on Vibrational Properties of Double Sheet-piled Wall Structure

高 橋 千代丸\*

Chiyoumaru Takahashi

石 田 昌 弘\*\*

Masahiro Ishida

三 好 弘 高\*\*\*

Hiroataka Miyoshi

#### Synopsis :

There are many problems yet to be solved about the aseismic design of double sheet-piled wall structure. This report deals with experiments on the response of this structure subjected to various modes of loading such as static, stationary harmonic and random excitations. Model surface layers used in the experiments are composed with dry sand. Vibrating tests are performed on cofferdam type and bulkhead type models. The cofferdam type is a structure with filling only and the bulkhead type together with backfilling.

The dynamic behavior of this structure subjected to excitations is investigated with particular emphasis on rigidity of sheet piles and the ratio of breadth to wall height.

The results of this experiments revealed as follows.

- (1) Maximum bending moment of sheet-pile and tie rods tension are lower than the design values by the existing method regardless of rigidity of sheet-piles.
- (2) In the case of low sheet-pile rigidity, the experimental value of maximum deflection by far exceeds the design value. However, the experimental value shows a tendency to come close to the design value with an increase in sheet-pile rigidity and a lowering of input acceleration.
- (3) The experimental value of earth pressure is below the design value and the form of its distribution becomes nearly rectangular with repetition of excitations.
- (4) Response acceleration at the top of front sheet-pile in the case of the cofferdam type is about seven times as much as the input value. On the other hand, in the case of the bulkhead type, its value is a little higher than in the cofferdam type. In discussing dynamic characteristics of soil-foundation system based on the above results, it is necessary to consider the effects of virtual mass of ground soil.
- (5) The relationship between response ratio and input acceleration shows that the spring constant of soil has linear properties in the cofferdam type and non-linear properties in the bulkhead type.

\* エンジニアリングセンター建設開発部鋼構造研究所主任研究員 \*\* エンジニアリングセンター建設開発部鋼構造研究所

\*\*\* エンジニアリングセンター建設開発部土木開発技術室

## 1. まえがき

鋼矢板を2列に打設し、その間に土砂を中詰めする2重壁鋼矢板工法は、構造物の占有面積を縮小でき、止水性に富むなど護岸工法としてすぐれた特徴を有するにもかかわらず、いまだ設計法が確立されていない。このため類似形態の岩盤上のセルを対象とする北島の理論<sup>1)</sup>やタイロッド式鋼矢板護岸の設計法<sup>2)</sup>を準用のうえ、断面諸元を決定しているのが実状である。

しかし、このような設計法の準用のみでは永久構造物としての信頼性に乏しく、そのため、仮設構造物としての観念から脱脚していないと言っても過言ではなく、適確な設計法の確立にはなお多くの解明すべき課題が残されている。

さて、一般に矢板に作用する土圧は、剛体壁を対象としたクーロンやランキン土圧のように、土の物理的特性のみで一義的に決定されるものではなく、壁そのものの変形特性にも大きく支配されるから、厳密には常時においても変形の問題と言われており、難解な工学分野の一つになっている。ましてや、2重壁鋼矢板工法のように、変形に富む2列の矢板壁の間に中詰め土砂を投入した合成構造物では、地震時の挙動に関し、概念的にすら考察された例はみあたらない。

このため、筆者らは本工法の動的挙動に関する知見をうるため、締切りタイプ（背面土砂のないもの）と護岸タイプ（背面土砂のあるもの）の模型体を用いて定常的正弦波加振およびランダム波加振実験を行った。

実験は運輸省港湾技術研究所の指導を得ながら鋭意継続してきたが、ようやく同工法の動的特性を定性的にはあるが、把握しうる段階に至ったのでここに報告する。

## 2. 模型構造体の設計

土-構造物系の模型相似律の計算には、次元解析<sup>3)</sup>や基本物理法則を利用する方法<sup>4)</sup>が用いられているが、これらから得られたすべての相似律を合致させるための模型材料の入手は、一般に不可

能である。本実験では、矢板壁構造体の特性を比較的容易に具現しうるといわれている Rowe の理論<sup>5)</sup>を用いて次元解析を行い、さらに相似律の緩和を併用して模型構造体の設計を行った。

Rowe の理論にもとづいて、振動状態における矢板壁単位幅当りの曲げモーメント  $M$  を次式のように仮定する。

$$M=f(T, \alpha, W, P, k, EI, g, H) \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $T$ : 振動周期 (sec)

$\alpha$ : 振動加速度 ( $\text{cm}\cdot\text{sec}^{-2}$ )

$W$ : 矢板壁単位幅当りの重量 ( $\text{kg}\cdot\text{cm}^{-1}$ )

$P$ : 矢板壁に作用する荷重強度  
( $\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}$ )

$k$ : 地盤剛性係数 ( $\text{kg}\cdot\text{cm}^{-3}$ )

$EI$ : 矢板単位幅当りの曲げ剛性 ( $\text{kg}\cdot\text{cm}$ )

$g$ : 重力の加速度 ( $\text{cm}\cdot\text{sec}^{-2}$ )

$H$ : 矢板全高 (cm)

(1)式について次元解析を行えば次式となる。

$$M=\frac{EI}{H}f\left(\frac{T^2g}{H}, \frac{\alpha}{g}, \frac{\rho W}{H^2}, \frac{\rho P}{H}, \rho k\right) \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\rho=H^4/EI$  (たわみ指数と呼ぶ)

仮に  $\rho_m/\rho_p=1.0$  としうるならば、相似条件は次式のように定められる。

$$\begin{aligned} \left(\frac{T_m}{T_p}\right)^2\left(\frac{H_p}{H_m}\right) &= \frac{\alpha_m^*}{\alpha_p^*} = \left(\frac{W_m}{W_p}\right)\left(\frac{H_p}{H_m}\right)^2 \\ &= \left(\frac{P_m}{P_p}\right)\left(\frac{H_p}{H_m}\right) = \frac{k_m}{k_p} = A \quad (\text{一定}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 $\alpha^*=\alpha/g$ 、サフィックス  $m$  および  $p$  はそれぞれ模型、原型を示す。(3)式から模型と原型との対比を具体的に実施すればよいわけであるが、この場合、(3)式の  $A$  を1に選ぶことによってきわめて容易に模型構造体を設計することができる。すなわち、 $T_m/T_p=\sqrt{H_m/H_p}$  より模型と原型との振動周期は矢板の全高比で対応づけることができ、加速度は  $\alpha_m^*=\alpha_p^*$  より1対1で対応づけることができる。また、 $(P_m/P_p)(H_p/H_m)=1.0$  および  $k_m/k_p=1.0$  であることは、荷重強度がほぼ壁高に比例する砂地盤で、剛性係数が模型地盤の剛性係数と一致する場合には、実験結果を

実物にあてはめることができることを意味する。したがって、本実験では基礎構造物の模型実験で常に問題となる模型地盤の材料として、粒径 0.2~2.0mm, 含水比0.0%の乾燥砂を用いることに決定した。

また、矢板間隔  $B$  や壁高  $H$  は、使用する振動台(テーブル寸法2000×3000mm, 加振力7.5t・G)や砂槽(2500×1500×高さ1500mm)の容量と、東京湾ドライドッグ仮締切りや新潟港仮締切工などの実施例を考慮し、 $H=700\text{mm}$ ,  $B=350\text{mm}$  および700mmと決定した。さらに模型矢板は3.0~8.0mm厚のAl板を使用した。これは質量係数  $w$  ( $=W/H^2$ ) およびたわみ指数  $\rho$  ( $=H^4/EI$ ) とAl板の厚さとの関係を考慮すると、厚さが3.0~8.0mmのとき実際例に近似した  $w$  および  $\rho$  の値が得られるからである。

模型体の概略を Fig. 1 に示す。締切りタイプおよび護岸タイプの模型実験体は、Table 1 に示

Table 1 Description of experiments

| $B/H$ | Plate thickness $t$ (mm) | $\rho$ ( $\text{cm}^2 \cdot \text{kg}^{-1} / \text{cm}$ ) | $\gamma_d$ ( $\text{g} / \text{cm}^3$ ) | $G_s$ ( $\text{kg} / \text{cm}^2$ ) |
|-------|--------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|
| 1.0   | 3.0                      | 904.0                                                     | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 1.0   | 4.0                      | 382.0                                                     | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 1.0   | 5.0                      | 196.0                                                     | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 1.0   | 6.0                      | 113.0                                                     | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 1.0   | 8.0                      | 47.6                                                      | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 0.5   | 5.0                      | 196.0                                                     | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 0.5   | 6.0                      | 113.0                                                     | 1.40                                    | 1.0                                 |
| 0.5   | 8.0                      | 47.6                                                      | 1.40                                    | 1.0                                 |

$H$ : Wall height

$B$ : Breadth

$\rho$ : Deflection factor ( $= \frac{H^4}{EI} (\text{cm}^2 \cdot \text{kg}^{-1} / \text{cm})$ )

$\gamma_d$ : Dry density of sand ( $\text{g} / \text{cm}^3$ )

$G_s$ : Shear modulus of sand ( $E_s \approx 3.0G_s$ )

$E_s$ : Young's modulus of sand ( $\text{kg} / \text{cm}^2$ )

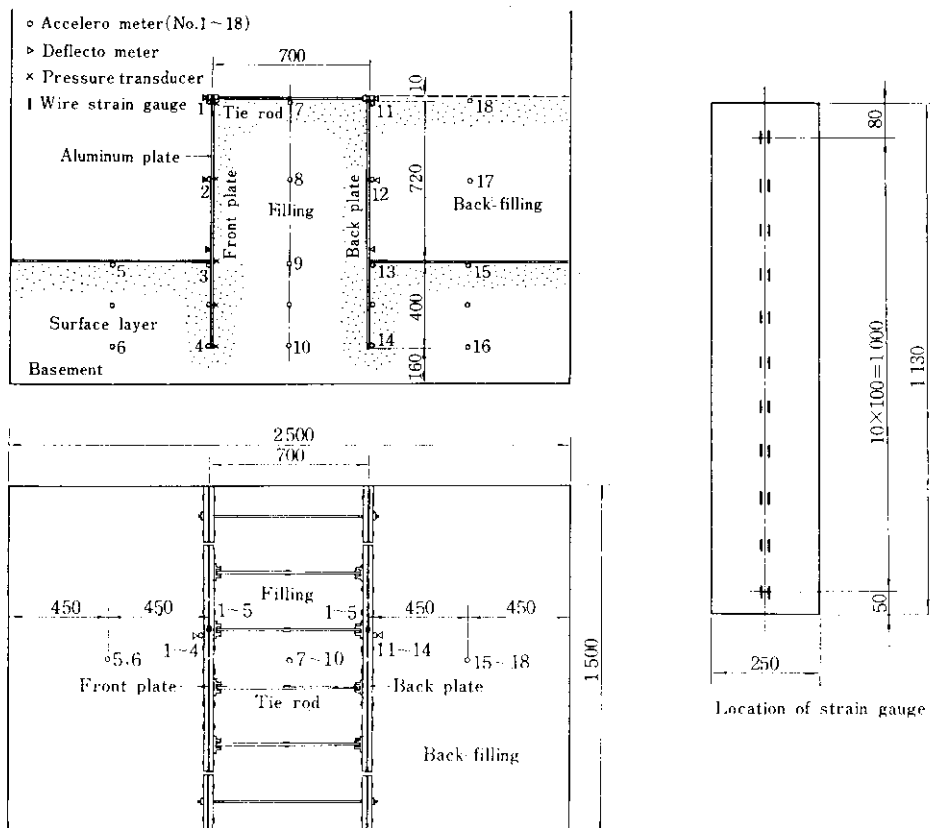


Fig. 1 Description of experiments

すように矢板間隔  $B$  と壁高  $H$  との比  $B/H$  および矢板剛性  $EI$  を主なパラメーターとする 8 種類である。同表に示す模型矢板の剛性は予備実験によって求めた値であり、砂の単位体積重量  $\gamma_d(\text{g}/\text{cm}^3)$  およびせん断弾性係数  $G_s(\text{kg}/\text{cm}^2)$  は静的時の測定値である。

### 3. 実験方法

#### 3.1 実験装置

振動実験装置<sup>9)</sup>としての振動テーブルは、動電型の駆動方式であり、 $7.5\text{t}\cdot\text{G}$  の加振力を有し、 $0.1\sim 50\text{Hz}$  の周波数帯域の規則波、不規則波および任意波を精度のよい波形で再現できるものである。

砂槽（内容積  $2500\times 1500\times$  高さ  $1500\text{mm}$ 、重量約  $350\text{kg}$ ）を振動台にボルトで固定したのち、一定の落下高（ $200\text{mm}$ ）で砂槽内に乾燥砂を投入し、入力加速度  $400\text{Gal}$ 、振動周波数  $5\sim 40\text{Hz}$  で  $10\text{min}$  間の掃引時間で、6 回繰返し加振して強固な基盤を作製した。ついで基盤上に模型体を組立てたあと、厚さ  $400\text{mm}$  の表層地盤を設けて実態との対応に努めた。

一般に、砂槽を使用した土-構造物系の振動模型実験を実施する場合、砂槽という限られた領域内で、本来無限である地表層あるいは基盤層を再現しなければならないが、予備実験による確認試験から本砂槽の壁面による影響領域は、壁面から  $25\text{cm}$  までの範囲であることが判明したため、模

型矢板両端部  $25\text{cm}$  の範囲は実験対象から除外した。

なお、砂槽内の加速度計は振動時の砂の挙動に十分追随できるようにくふうする必要がある。このため、本実験では加速度計と砂の比重とがほぼ同程度になるよう加速度計をエポキシ樹脂で作った直方体容器に入れ、単位体積重量を地盤のそれとまったく等しい  $1.5\text{g}/\text{cm}^3$  とするとともに、容器外側に砂粒子を接着剤で貼付して、乾燥砂の振動性状に合わせた。実験の状況を **Photo. 1** に示す。

#### 3.2 加振入力

加振入力としてはつぎの 2 種類を採用した。

##### (1) 定常的正弦波入力

土-構造物系の実験を実施する場合、加振時間が長くなるにつれ、媒介となる砂層の状態が著しく変化し、本来の実験目的を満足させなくなる場合が多い。本実験では、特にこの点に留意し予備実験を行った結果、最初の 2～3 波が過渡的応答を示し、その後はほぼ定常状態になったあと、 $150\sim 1500$  波以上になると外乱が生じることが判明したので、本実験の定常的正弦波加振では各周波数ともそれぞれ  $4\sim 20$  波の範囲を測定対象に選定した。なお、本加振による入力加速度は  $50, 100$  および  $200\text{Gal}$  である。

##### (2) ランダム波入力

###### (a) ホワイトノイズ入力

ランダム波入力の最も一般的なものとして、ホワイトノイズ入力を採用し、その測定は応答加速度のみとし、入力レベルは定常的正弦波入力に対応させるため、その平均値を約  $150\text{Gal}$  とした。

###### (b) 擬似地震波入力

擬似地震波入力としては、El-Centro, Taft および清水地震の記録波形を採用したが、現状では解析そのものに多大の困難を伴うため、とりあえず擬似地震波加振による 2 重壁鋼矢板工法の挙動を定常的正弦波加振と対比観察する目的のみにとどめ、最大入力レベルを約  $130\text{Gal}$  におさえ、地震継続時間もまた短縮したものを採用した。

#### 3.3 測定方法

##### (1) 矢板のひずみ



Photo. 1 Testing equipment

矢板の前、後面にそれぞれ **Fig. 1** に示すようにストレーンゲージを貼付し、これを2倍感度で測定することによって、矢板に発生する応力を調べる。

## (2) 振動土圧

振動時に模型矢板に作用する水平復元力は、大部分地盤からのばね効果としての水平反力と考えられるが、それがどの程度であるかを土圧計を用いることによって調べる。

## (3) 矢板変位

2重壁鋼矢板の前、後面の相対変位を測定することにより、振動土圧との関係から地盤のばね効果としての水平復元力分布(土圧分布)の振動特性を調べるとともに、矢板の振動後の残留変位をもみる。

## (4) タイロッド張力

模型矢板頭部に取り付けたタイロッド4本に、ストレーンゲージを貼付し、振動時のタイロッド張力を測定する。

## (5) 応答加速度および入力加速度

(a) 振動時における応答加速度および入力加速度を測定し、入力レベルの変化による応答レベルの変動を調べる。

(b) 振動時における基盤層、表層、中詰土砂および背面土砂の挙動をとらえ、構造物と地盤との

相互作用についての検討を加える。

(c) 定常的正弦波加振実験では、入力としてあらかじめ一定周波数をもつ約20波の穿孔紙テープに収録した正弦波を使用するが、入力信号の最終段階では模型自体が当然自由減衰振動をすることになる。これらの記録から減衰定数を求める。

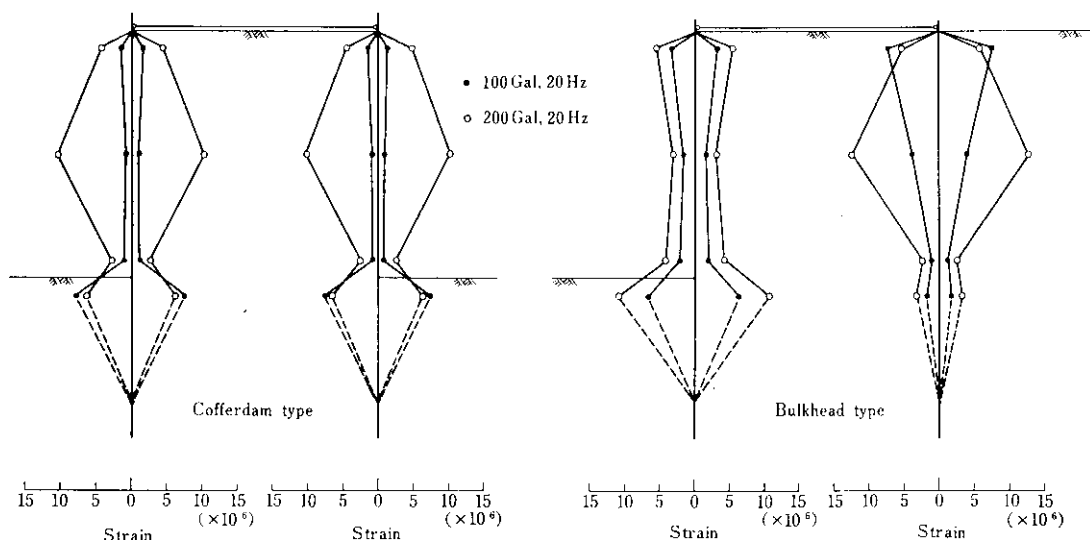
(d) ランダム波加振により、その入力加速度および応答加速度を測定し、その波形分析を実施することによりパワースペクトル、自己相関関数、伝達関数およびコヒーレンス関数から、実際現象により近似した範囲での現象の把握を行う。

# 4. 実験結果および考察

## 4.1 振動特性

### (1) 矢板の曲げモーメントおよび変位

定常的正弦波加振およびランダム波加振(ホワイトノイズ加振)による曲げひずみ(曲げモーメント)分布の一例として、板厚 6.0mm,  $B/H=1.0$  の実験結果を **Fig. 2~Fig. 4** に示す。**Fig. 2**は振動時の曲げひずみが一定加速度(100Gal および200Gal)のもとで最大となった周波数での分布を示し、**Fig. 3**は締切りタイプ、護岸タイプの残留歪分布を示すものである。同様に矢板の変位



**Fig. 2** Dynamic strain distribution of plates ( $t=6.0\text{mm}$ ,  $B/H=1.0$ )

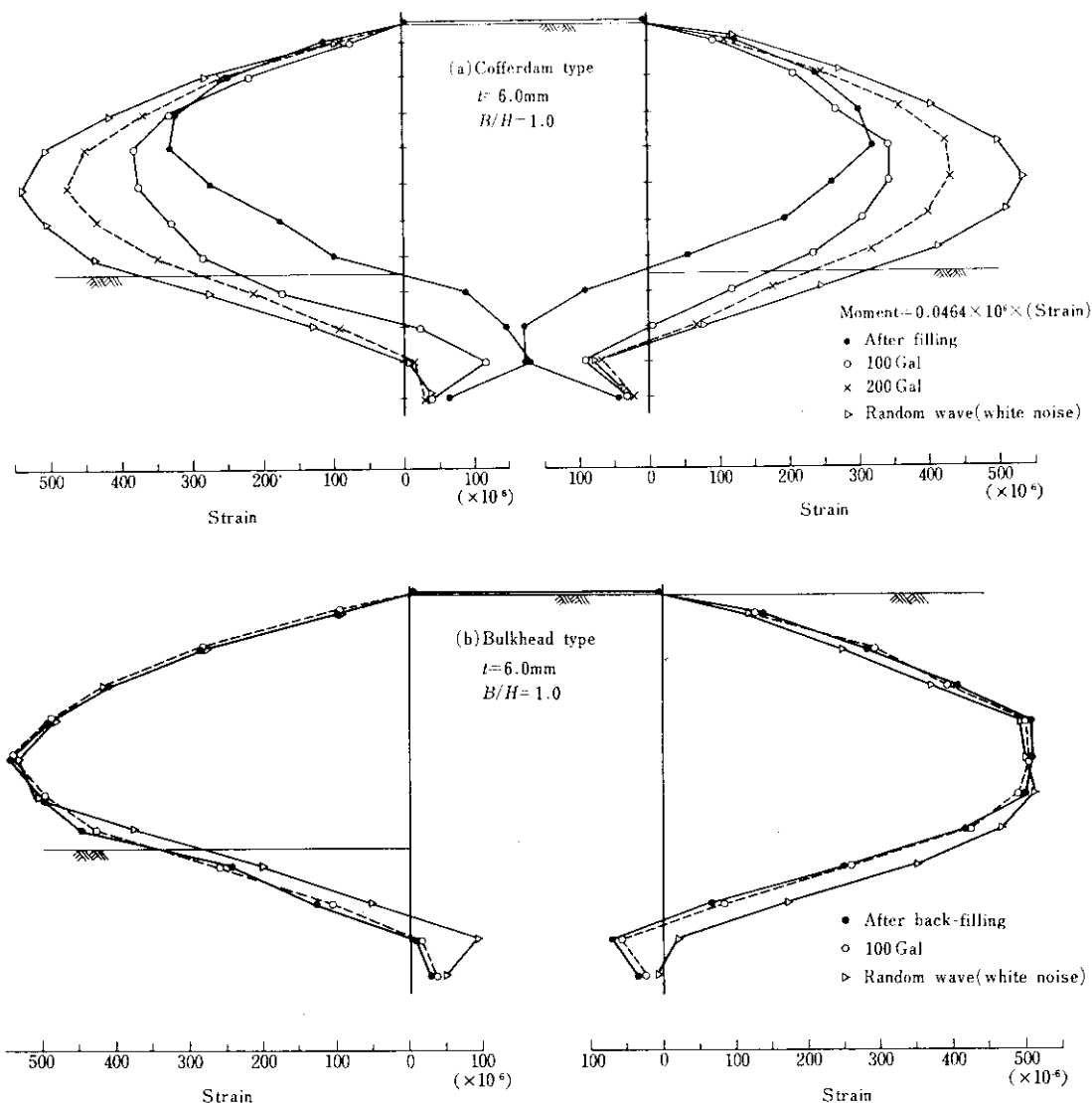


Fig. 3 Residual strain distribution of plates

について振動時の変動と振動後の残留値の分布を Fig. 4 および Fig. 5 に示す。

矢板の曲げモーメントおよび変位をみると、振動時の周期的変化量は小さいが、一定加速度で振動させたあとの残留値は非常に大きい。この傾向は運輸省港湾技術研究所で実施したタイロッド式矢板護岸に関する模型振動実験結果<sup>7~9)</sup>とまったく一致するものである。このように矢板の曲げモーメントおよび変位が振動時と振動後で大きく異

なるのは、2重壁鋼矢板がたわみ性壁体であるため、剛性壁体に作用する中詰砂や背面砂の土圧性状とは異なった土圧性状を示すためであると推定される。したがって、本実験結果から2重壁鋼矢板工法の耐震設計に際しては、振動後の残留値を重視して検討すべきであることがわかる。

残留曲げモーメント分布の第1曲げモーメント零点の位置は、振動がくり返されるたびに下方に移動する傾向にある。これは Fig. 5 の残留変位



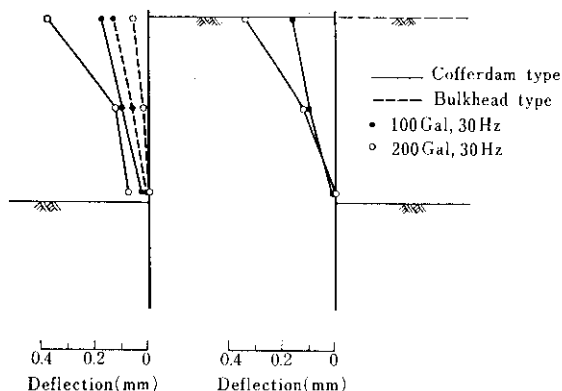


Fig. 4 Dynamic deflection of plates ( $t=6.0$  mm,  $B/H=1.0$ )

分布から明らかなように、矢板がたわみ性壁体であることから、中詰砂によって振動時に徐々に外側へ押し出されたためである。また、護岸タイプでは、曲げモーメントの変動、曲げモーメント第1零点の移動は、締切りタイプに比べて緩やかであるが、砂の締固め程度など実験の初期条件が締切りタイプの場合と大きく異なるためであり、このような性状が単に背面砂のみに起因するものと判断することはできない。

矢板の残留変位は、Fig. 5 からわかるように締切りタイプでは壁高中央部や海底面付近の外側

への移動が著しく、タイロッド取付点では内側に移動する傾向が見られる。これは振動によって中詰砂が沈下することを示しているものである。護岸タイプでは、タイロッド取付点の外側（海側）への移動が顕著となり、背面砂の影響によって模型全体が海側へ傾斜する傾向を示している。

以上のことは、板厚 6.0mm (たわみ指数  $113 \text{ cm}^2 \cdot \text{kg}^{-1}/\text{cm}$ ) のケース (Table 1 参照) について述べたものであるが、たわみ指数  $\rho$  がきわめて大きい板厚 3.0mm (たわみ指数  $904 \text{ cm}^2 \cdot \text{kg}^{-1}/\text{cm}$ ) で  $B/H=1.0$  の場合を除き、他の 4.0~8.0mm (たわみ指数約  $50 \sim 400 \text{ cm}^2 \cdot \text{kg}^{-1}/\text{cm}$ ) についてもほぼ同じ傾向を示した。板厚 3.0 mm では曲げモーメントや変位に関する振動時の周期的変化量が著しく、板厚 4.0mm 以上の他のケースと同様に扱うことができないようである。

## (2) 矢板に作用する土圧

前面矢板に作用する土圧について、振動時の変動と振動後の残留値の分布を Fig. 6 に示す。同図から前面矢板に作用する残留土圧は、中詰終了後および加振初期段階では矢板のたわみ性が大きい、壁高中央部の残留土圧は、相対変位の小さいタイロッド取付点や海底面付近に比べて小さいが、振動がくり返されるにしたがって矢板壁の変

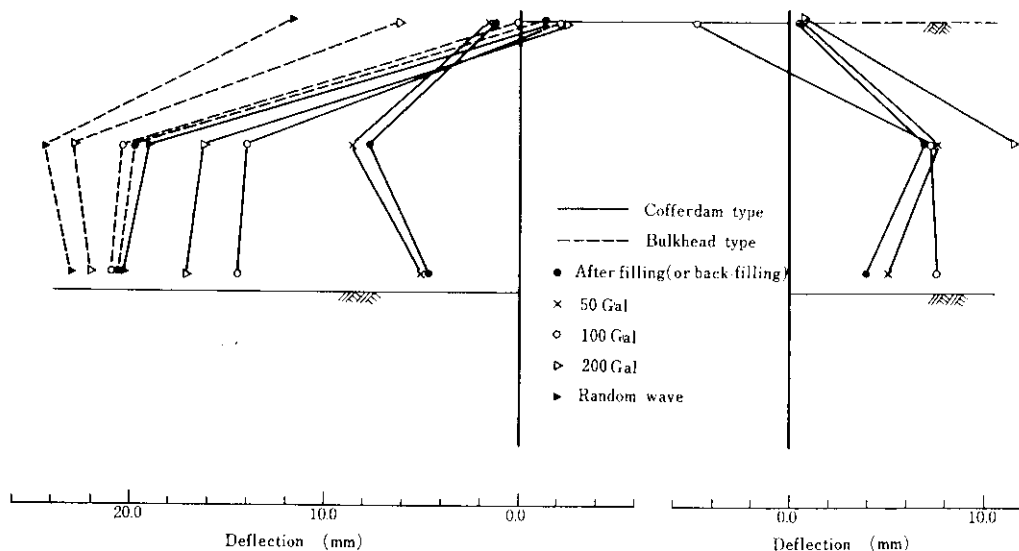


Fig. 5 Residual deflection of plates ( $t=6.0$  mm,  $B/H=1.0$ )

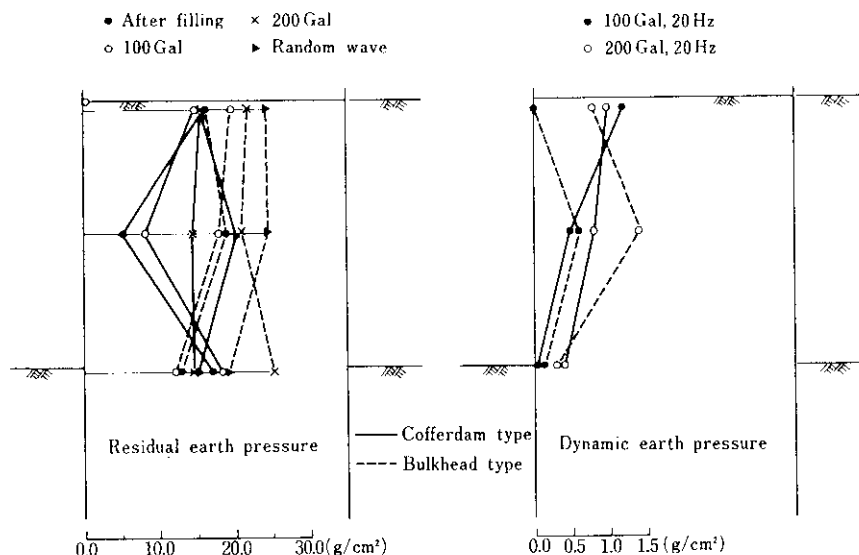


Fig. 6 Earth pressure acting upon front plates

位が平均化してくるので、壁高に関係なくほぼ一様に分布するようになる。一方、護岸タイプにおいては実験の初期条件が締切りタイプの実験終了後、背面土砂を埋め戻した時点であることにより、締切りタイプの残留土圧と単に比較することはできないが、前面矢板はすでにかんりの変位をしていることから、その残留土圧も振幅がくり返されるにしたがって漸増するものの大きく変化しない。

### (3) タイロッド張力

タイロッド張力について、振動時の変動と振動後の残留値の分布は、Fig. 7 に示したように中

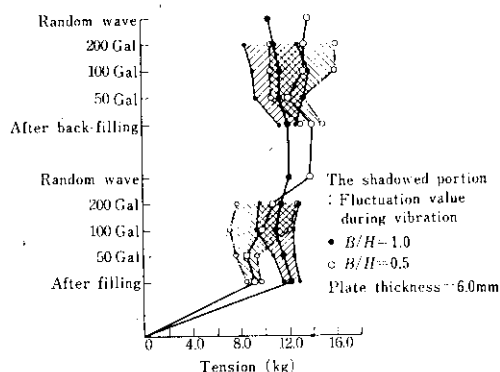


Fig. 7 The change of tie-rod tension

結終了後ほとんど変化しない。これはタイロッド長さが極端に短く、かつ前、後面の矢板剛性が同じであるため、両者の天端付近の変位が等しいことに起因するものである。また、振動時の周期的変化量は残留値の約20%の値を示しており、前述の曲げモーメント、変位および土圧の場合とは異なっているのが顕著な現象である。

### (4) 静的特性との比較

著者らがすでに実施した静的模型実験結果から、 $B/H=1.0$ で、締切りタイプの矢板曲げモーメント、変位、土圧およびタイロッド張力は、従来のタイロッド式矢板壁の設計法が適用できることが判明している。

ここでは、従来のタイロッド式矢板壁の設計法の考え方が適用できる締切りタイプのみについて、静的実験結果と本実験結果とを比較検討することによって、本工法の振動時における問題点を検討してみる。

矢板はタイロッド取付点と海底面下 $1/\beta$  ( $\beta = \sqrt[4]{E_s/4EI}$ ,  $E_s \approx 3.0G_s$ ) の点で単純支持されており、土圧合力は常時ではクーロンの上圧式を、地震時では物部・岡部の公式を適用することとし、土圧分布を長方形と仮定してタイロッド張力、矢板曲げモーメントおよび変位を算出し<sup>10)</sup>、

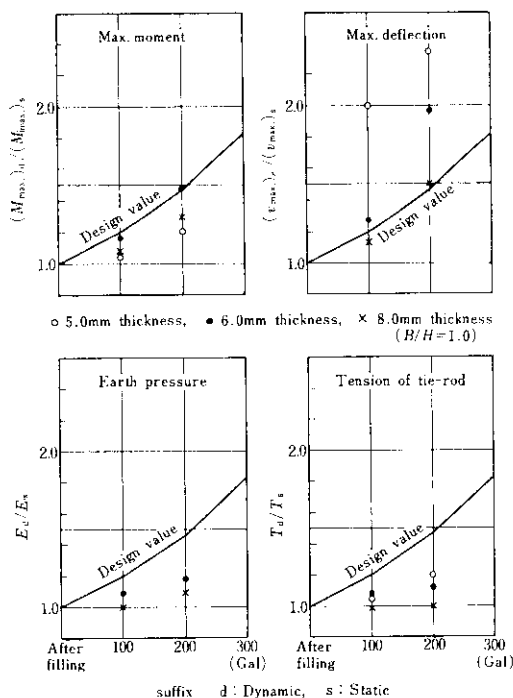


Fig. 8 Comparison of experimental results with calculated results

実験結果と比較対照したのが Fig. 8 である。なお、上記計算では砂の内部摩擦角を  $30^\circ$ 、壁面摩擦角を  $0^\circ$ 、密度を  $1.4\text{g/cm}^3$  とした。

最大曲げモーメントに関しては、矢板剛性にかかわらず実験値は設計値の安全側に近似しており、とくに板厚 6.0mm の場合にはきわめてよく一致する。

タイロッド張力の残留値は、実験値が設計値を下廻り、入力加速度 100Gal では約 10~20%、200

Gal では 20~50% の隔りがある。振動中の周期的変化量は比較的大きく (Fig. 8 参照)、残留値の約  $\pm 20\%$  におよぶ。したがって、残留値にこの値を加算した最大張力は、現行設計式に準じて求めた値にはほぼ近似可以说える。

最大変位は矢板剛性による影響の度合いが大きく、板厚 5.0mm および 6.0mm では実験値が計算値を大きく上廻っているが、矢板剛性が大きい板厚 8.0mm では設計値に近い値を示す。このことから、変位に対する従来の設計法を再検討する必要がある。

土圧に関しては、板厚 5.0mm の測定値にバラツキが生じたため、やむをえずこれを考察対象から除外し、板厚 6.0mm および 8.0mm の場合についてのみ考察を加える。すなわち、実験値は設計値よりも下廻ることになったが、これは主に現行設計式が剛体壁に作用する土圧を対象としたもので、変形の影響を考慮していないためであり、矢板のようなたわみ性壁体に対しては、中詰砂の沈下による土圧分だけが過大評価されることになるからである。

#### 4.2 応答加速度およびランダム波形解析

模型振動実験では、波形記録を精度よくとらえる必要がある。本実験では、定常的正弦波、ホワイトノイズおよび擬似地震波の 3 種を入力とし、それに対する応答を適確にキャッチした。その一例として、定常的正弦波および擬似地震波についての加速度記録を Fig. 9 および Fig. 10 に示す。これらの図から明らかなように、意図した入力加速度の忠実な再現およびその応答加速度を、高精

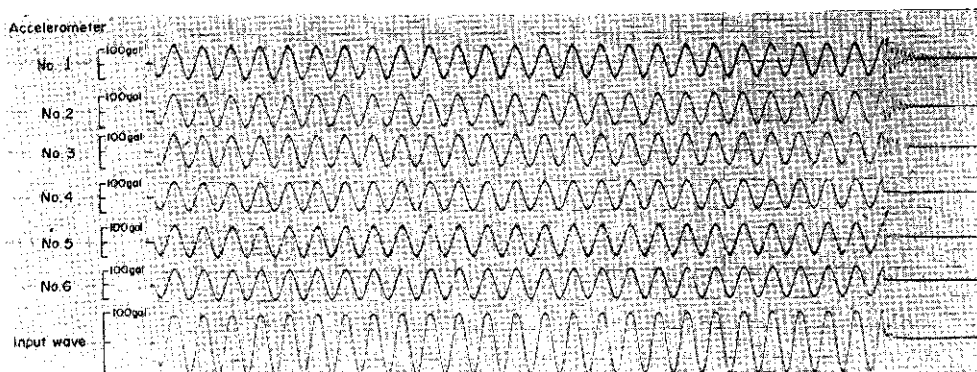


Fig. 9 Sample of response acceleration for harmonic wave

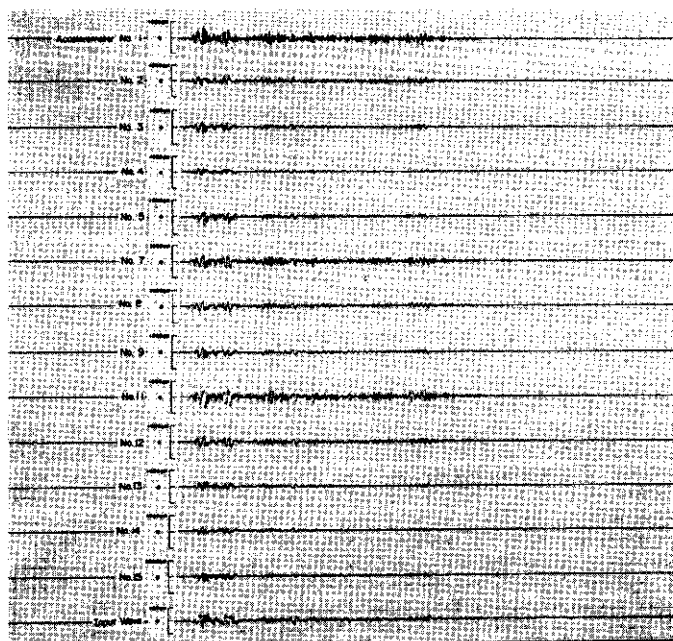


Fig. 10 Sample of response acceleration for pseudo-seismic wave

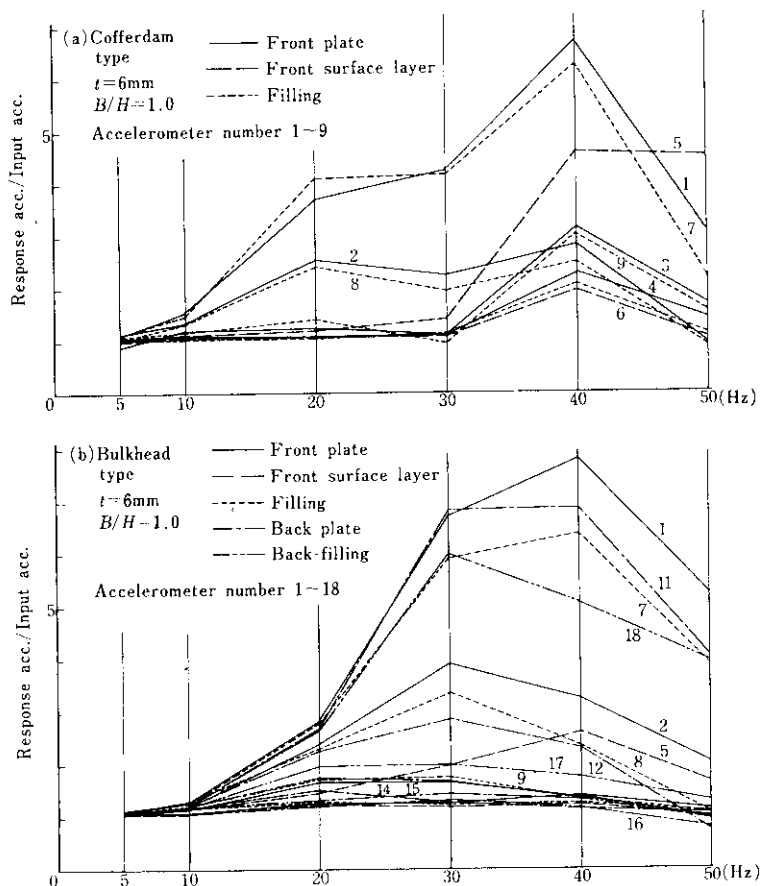


Fig. 11 Frequency response curves of acceleration

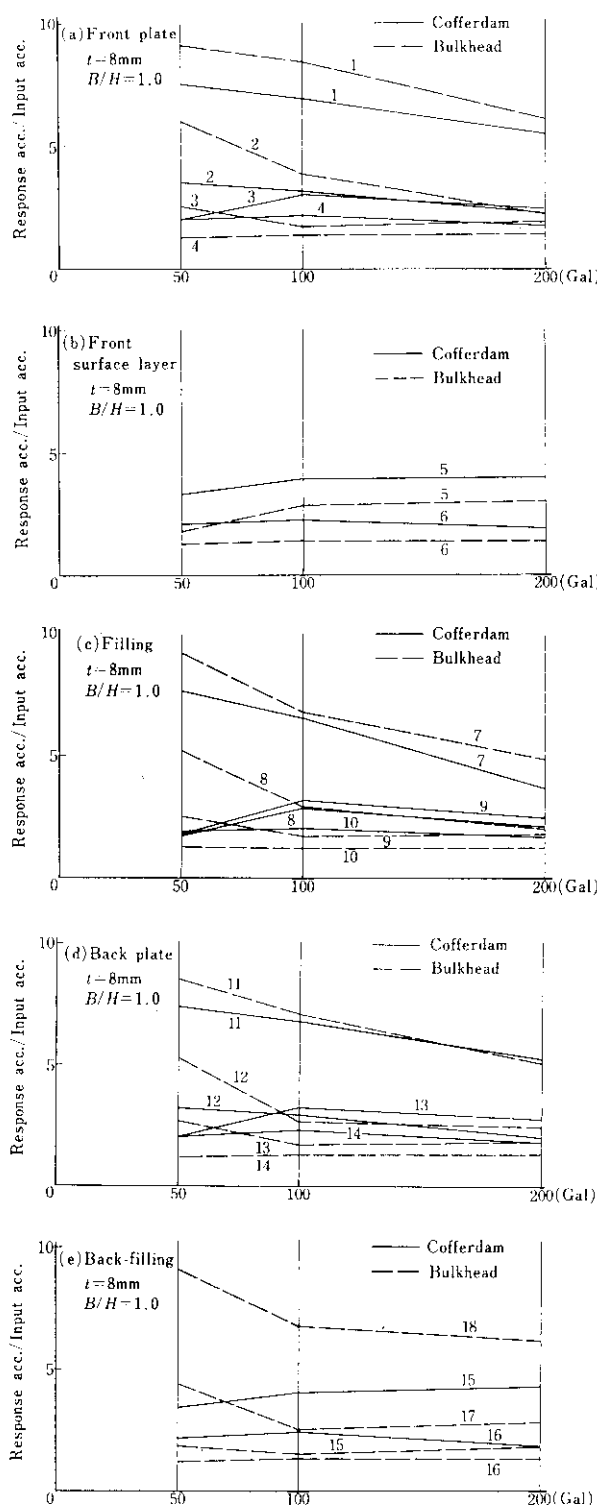


Fig. 12 Relationship between response ratio and acc. of shaking table at resonant frequency

度で記録していることがうかがえる。

実験では、各測点の入・出力加速度比、すなわち応答加速度倍率を求め、これから Table 1 に示した実験の全ケースについての加速度共振曲線を求め、共振振動数を求めた。その具体例として、板厚 6.0mm,  $B/H=1.0$  の加速度共振曲線を Fig. 11 に、板厚 8.0mm,  $B/H=1.0$  の入力加速度の変化による加速度応答倍率を Fig. 12 に示す。

#### 4.2.1 応答加速度

##### (a) $B/H$ の影響

締切りタイプの矢板前面表層地盤については、 $B/H$  の変化にかかわらずほぼ同様の傾向を示し、40Hz 付近でピークを有する。他の周波数帯域では、この断面の上層部(測点 5)が下層部(測点 6)の応答倍率をわずかながら上廻っているものの、概略的にはほぼ 1 に等しいことから、矢板前面表層地盤は 2 重壁鋼矢板構造の挙動の影響を受けているとは判断しがたい。すなわち、矢板前面表層地盤は、表層地盤独自の挙動をしていると言える。

前面矢板に対する加速度共振曲線は Fig. 11(a) からわかるように、全体的傾向としては矢板上部から下部にいくにしたがって、順次さがる傾向があり、共振時における矢板天端(測点 1)に対する壁高中央点(測点 2)の応答倍率比は、2.5~3.0 程度にもおよぶ。その比率は  $B/H=1.0$  の方が  $B/H=0.5$  よりも大きく、中詰砂の慣性質量が大きく寄与していることを示唆している。Fig. 12(a) は入力加速度の大きさと前面矢板の各点に対する加速度応答倍率を示したものであるが、同図から前面矢板の各点は、入力加速度の大きさに対して応答倍率はほぼ一定の値を示し、実験に採用した設定入力レベルの範囲においては、地盤のばね作用が線形性を保持していることがわか

る<sup>11)</sup>。

中詰土砂に対する  $B/H=1.0$  の加速度共振曲線 (Fig. 11(a)参照) から、その形状は前面矢板の共振曲線と類似し、中詰砂と2重壁鋼矢板の挙動は1対1に対応していると考えられる。すなわち、 $B/H=1$  の場合には中詰砂自体がマッブな土構造物としての共振を生起させ、2重壁鋼矢板構造の挙動に大きく影響しているものと判断してよいであろう。 $B/H=0.5$  の場合の矢板と中詰砂との加速度共振曲線は、若干異なった形状を示していることから、中詰砂は慣性質量として  $B/H=1.0$  の場合ほど大きく作用せず、むしろ矢板の挙動が中詰土砂に影響を与えていると解される。

Fig. 12(c) に示すように中詰土砂の挙動は入力加速度の変化に対して応答倍率は負の勾配をもった直線を呈し、非線形性を有していることから、本工法に対する力学モデル化の困難さがうかがえる。

護岸タイプについて、矢板前面表層地盤および前面矢板の  $B/H$  に関しては、締切りタイプの場合とほぼ同様の傾向を示している。すなわち、加速度共振曲線は各測点についてすべて滑らかな山型の形状を呈し、系全体としてマッブな土構造物系としての挙動を示す。とくに注目されるのは  $B/H$  の変化にかかわらず矢板上端部の測点1, 7, 11および18の加速度共振曲線形状がほぼ同様であり、これらの測点以外の形状と大きく2つに分類しうることである。さらに共振時の応答倍率を締切りタイプと比較するとき、各上端部の測点とも護岸タイプの方がほぼ10%大きい値を示す。これは背面砂を埋めもどしたために、その分だけ土の慣性質量が大きくなったためと考えられる。

中詰土砂に対する  $B/H=1.0$  の加速度共振曲線 (Fig. 11(b)参照) から、測点7では40Hz付近でピークを有するが締切りタイプと比較して、その形状は滑らかな山型を呈する。 $B/H=0.5$  の加速度共振曲線は、 $B/H=1.0$  のそれとほぼ同様であるが、共振時の応答倍率は  $B/H=1.0$  の値を若干下回る傾向にある。これは中詰砂の容積の差による慣性質量作用の相異に起因していると考えられる。

後面矢板については、 $B/H=1.0$  では締切りタイプおよび護岸タイプの両者とも加速度共振曲線

は類似する傾向にあるが、 $B/H=0.5$  では背面土砂の影響をうけて、その応答倍率は締切りタイプの1.5倍程度になり、とくに入力加速度が小さいときは1.8倍程度にまでおよぶ。また、入力加速度の増加により応答倍率が減少する傾向にあり、護岸タイプにおける後面矢板は、本実験での入力加速度範囲 (50~200Gal) において、地盤の非線形的ばね作用を受けていることがわかる。

#### (b) 矢板剛性の影響

矢板剛性が変わっても、共振時の応答加速度倍率は、締切りタイプの  $B/H=1.0$  についてはほとんど変化しないが、 $B/H=0.5$  では矢板剛性の増大にともない応答倍率が減少する傾向にある。これは本構造物が土-構造物系であることにより、土と構造自体の支配関係から容易に推察できるものである。このことは護岸タイプの応答倍率が矢板剛性の増大にともない減少する傾向からも説明することができる。すなわち、本構造物においては加速度応答からみた場合、矢板の挙動を支配する要因は矢板剛性と  $B/H$  であることは明確であり、本構造物の耐震設計を実施する際には、特にこれらの2要素の相互関係を吟味すべきであると考えられる。

#### (c) 減衰定数

Fig. 9 に示す応答加速度例からわかるように、入力信号を止めると、模型体自体は当然自由減衰振動する。減衰比を  $\eta$  で表わすと対数減衰率は次式で定義される。

$$A = \log_{10} v \quad \dots\dots\dots (4)$$

減衰定数  $h$  は対数減衰率から次式の関係で容易に算出することができる。

$$h = 0.7330 \frac{A}{\sqrt{1 + 0.5372 A^2}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

以上の方法で剛性を一定 (板厚 5.0mm) にした場合について減衰定数を求め、その結果を Table 2 に一括表示した。

締切りタイプの矢板頭部 (Acc. No. 1, 7, 11, 18) の減衰定数は、 $B/H=1.0$  の方が  $B/H=0.5$  の場合よりも小さい値を示している。これは中詰砂の減衰定数が、 $B/H=1.0$  のものより0.5のそれの方が大きいことから判断がつく。これらは、板厚 5.0mm という比較的矢板剛性の小さい

Table 2 Damping factor (%)

| Acc. No. | B/H=1.0   |          | B/H=0.5   |          |
|----------|-----------|----------|-----------|----------|
|          | Cofferdam | Bulkhead | Cofferdam | Bulkhead |
| 1        | 5.90      | 9.37     | 7.34      | 7.21     |
| 2        | 5.64      | 11.47    | 4.61      | 9.74     |
| 3        | 6.52      | 12.05    | 10.78     | 8.88     |
| 4        | --        | 28.86    | —         | —        |
| 5        | 19.01     | --       | 7.34      | 22.48    |
| 7        | 5.93      | 10.38    | 6.63      | 10.45    |
| 8        | 5.21      | 8.52     | 4.80      | 9.06     |
| 9        | 12.05     | 8.66     | 8.08      | 5.69     |
| 11       | 6.78      | 7.66     | 6.78      | 5.05     |
| 12       | 5.37      | 8.88     | 6.11      | 8.10     |
| 13       | —         | 6.00     | 7.09      | 5.37     |
| 15       | --        | 13.84    | 12.05     | —        |
| 17       | --        | 19.12    | —         | 12.28    |
| 18       | —         | 15.10    | —         | 12.34    |

場合についてのものであるが、 $B/H=1.0$  では2重壁鋼矢板構造が連続した土-構造物系としての挙動を呈示しているとみなしてよく、 $B/H=0.5$  では構造部分と土部分が分離した土-構造物系として取り扱い必要のあることを示唆している。これは $B/H=1.0$ で護岸タイプと締切りタイプの減衰定数が大幅に相違することからも説明ができる。すなわち、護岸タイプの2重壁鋼矢板構造を土-構造物系として連続体と考えることは不可能であり、矢板構造-中詰土砂-背面土砂の3要素の連成振動系としての取り扱いが不可欠であることを示している。

#### 4・2・2 ランダム波形解析

ランダムな変動現象の取り扱いでは、確率統計的な解析が大きな部分を占めるが、筆者らの目的とする動的現象の解析に当っては、変動の平均値や分布よりも記録の細部の形状やそれに含まれる周波数成分についての情報の方がより重要である場合が多い。この観点から不規則変動に対するス

ベクトル解析が必要になってくる。

##### (a) パワースペクトル密度

不規則に変動する量は周期的変動でないので、一般に定義されている(6)式からは解をうることができない。

$$S_x(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi f t} dt \quad \cdots (6)$$

ここに、 $x(t)$ ：時間的に変動する量

$S_x(f)$ ： $x(t)$ のフーリエ変換

$f$ ：振動数

$i$ ： $\sqrt{-1}$

しかしながら、変動  $x(t)$  そのもののフーリエ変換が存在しなくとも波形の前提が繰り返し継続波形であれば、ディスクリット・フーリエ変換(D.F.T.)と呼ばれる方法を適用して、その周波数変換を一般調和解析した。ディスクリット・フーリエ変換の原式としては(7)式を適用した。

$$S_{xT}(f) = \frac{1}{T} \int_0^T x_T(t) e^{-i2\pi f t} dt \quad \cdots (7)$$

ここに、 $x_T(t)$ ：時間0～ $T$ における変動量

$S_{xT}(f)$ ： $x_T(t)$ のフーリエ変換

また、オートパワースペクトル密度関数あるいは単にパワースペクトル  $G_{xx}(f)$  は、(7)式を用いることによって(8)式により計算した。

$$G_{xx}(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \left[ \frac{2}{T} |S_{xT}(f)|^2 \right] \quad \cdots (8)$$

$G_{xx}(f)$  は上式から変動量の2乗に貢献し、0～ $\infty$ までの周波数成分を表わしている。換言すれば、変動に含まれている周波数が  $f$  である成分の振幅の2乗に相当するものと考えてよく、これを周波数について図示すれば、そのパワー分布から、もとの変動での卓越した周波数を読みとることができる。

##### (b) 自己相関関数

パワースペクトルは変動を2乗したものにすぎないから、この量だけでは変動特性を十分に把握できない。そこで、時間的に相離れた2点間の相関が、2点間の時間間隔  $\tau$  をパラメーターとして変化する様子から、変動  $x(t)$  の性格、変動現象であれば波形の特性を知ることができる。自己相

関関数  $R_{xx}(\tau)$  とパワースペクトル  $G_{xx}(f)$  とは、(9)式のようにフーリエ変換の対を形成している<sup>12,13)</sup> ことから計算はきわめて容易になる。

$$G_{xx}(f) = 2 \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad \dots\dots\dots(9)$$

### (c) 伝達関数

系の入・出力機構から、周波数領域および時間領域で次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} S_y(f) &= S_x(f) \cdot H(f) && \text{周波数領域} \\ y(t) &= x(t) * h(t) && \text{時間領域} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 $S_x(f)$ ：入力  $x(t)$  のフーリエ変換

$S_y(f)$ ：出力  $y(t)$  のフーリエ変換

$H(f)$ ,  $h(t)$ ：系の単位衝撃応答関数

また、\*はコンボリューションと呼ばれ、一つの領域での掛算は他の領域ではコンボリューションとなるという意味をもつ<sup>14)</sup>。一般には(11)式で表わされる。

$$y(\phi) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) h(\phi-t) dt \quad \dots\dots\dots(11)$$

入出力の伝達関数は(10)式で表わされるが、この関数の信頼性を定めるものとして、(12)式で表わされるコヒーレンス関数(Coherence function)  $r^2$ がある<sup>15)</sup>。

$$r^2 = \frac{|G_{yx}(f)|^2}{|G_{xx}(f)| \cdot |G_{yy}(f)|} \quad \dots\dots\dots(12)$$

また、入出力機構で、たとえば出力にノイズの影響を受ける系のコヒーレンス関数  $r^2$  を求め、その Cross-terms ( $S_x(f) \cdot S_N^*(f)$  および  $S_N(f) \cdot S_x^*(f)$ 、ここで  $S_N(f)$  はノイズ成分のフーリエ変換、\*はconjugateを表わす)を零と考えると次式が成立する。

$$0 < r^2 = \frac{|H(f)|^2 \cdot G_{xx}(f)}{|H(f)|^2 G_{xx}(f) + |S_N(f)|^2} < 1 \quad \dots\dots\dots(13)$$

コヒーレンス関数は(13)式に示すように0と1の間をとるが、1よりもかなり小さい値をとることは伝達関数自体の信頼性を欠くことになるので、コヒーレンス関数の吟味を十分行ったうえ

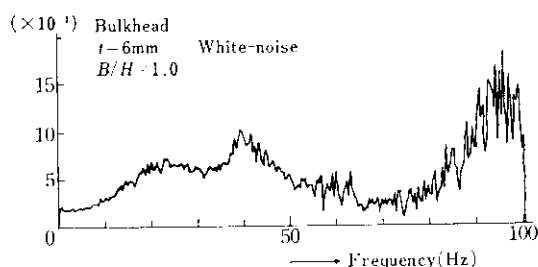


Fig. 13 Transfer function (magnitude)

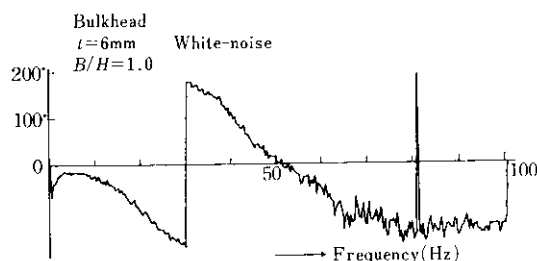


Fig. 14 Transfer function (phase)

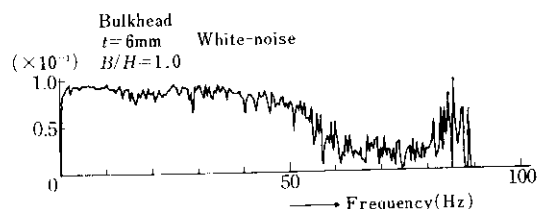


Fig. 15 Coherence function

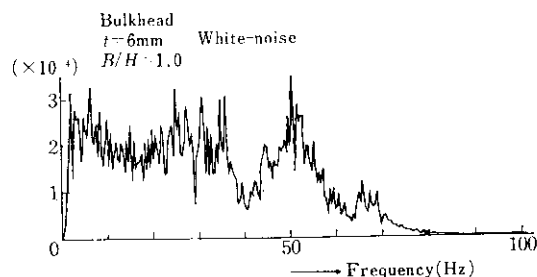


Fig. 16 Auto-power spectral density function for input acceleration (linear scale)

で、伝達関数を検討する必要がある。

今回の実験では、ランダム波形解析をフーリエアナライザ(横河・ヒューレットパッカード社製)を用いて行った。その解析結果の一例を Fig. 13 ~ Fig. 20 に示した。この結果はホワイトノイズ入力によるもので、サンプル時間は2.56sec間のデータ512個をデジタル化して解析を行い、データの任意時間帯をくり返し20回解析をし、その



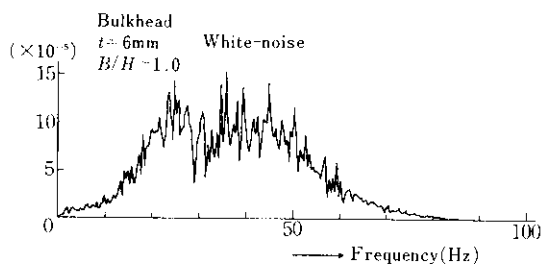


Fig. 17 Auto-power spectral density function for response acceleration (linear scale)

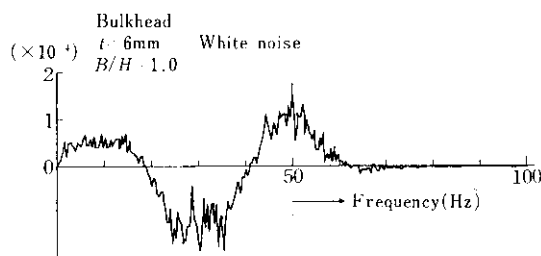


Fig. 18 Cross-power spectral density function

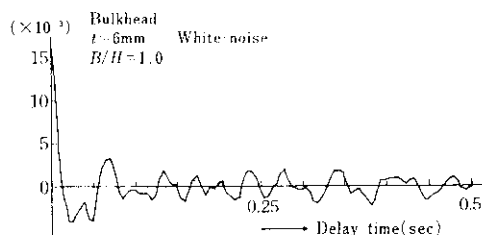


Fig. 19 Auto-correlation function for input acceleration

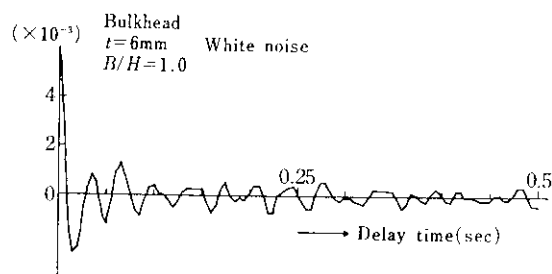


Fig. 20 Auto-correlation function for response acceleration

Table 3 Natural frequency

| Acc. No. | Analysis | $t = 5 \text{ mm}$ |       |           |       | $t = 6 \text{ mm}$ |       |           |       | $t = 8 \text{ mm}$ |       |           |       |
|----------|----------|--------------------|-------|-----------|-------|--------------------|-------|-----------|-------|--------------------|-------|-----------|-------|
|          |          | $B/H=1.0$          |       | $B/H=0.5$ |       | $B/H=1.0$          |       | $B/H=0.5$ |       | $B/H=1.0$          |       | $B/H=0.5$ |       |
|          |          | Coff.              | Bulk. | Coff.     | Bulk. | Coff.              | Bulk. | Coff.     | Bulk. | Coff.              | Bulk. | Coff.     | Bulk. |
| 1        | R. C.    | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  |
|          | P. S.    | 47.0               | 35.0  | 47.5      | 33.0  | 23.0               | 37.0  | 42.5      | 34.0  | 25.0               | 32.0  | 19.5      | 29.5  |
|          | T. F.    | 47.5               | 35.0  | 47.5      | 33.0  | 19.8               | 38.5  | 42.5      | 32.5  | 24.0               | 33.0  | 18.0      | 30.0  |
| 7        | R. C.    | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 20.0  | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  |
|          | P. S.    | 25.0               | 35.5  | 22.5      | 31.0  | 27.0               | 36.5  | 43.5      | 34.5  | 26.0               | 31.5  | 22.0      | 29.5  |
|          | T. F.    | 21.0               | 35.5  | 21.0      | 31.5  | 30.0               | 36.5  | 43.5      | 32.5  | 23.5               | 25.0  | 19.5      | 26.5  |
| 11       | R. C.    | 40.0               | 30.0  | 40.0      | 20.0  | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  | 40.0               | 40.0  | 40.0      | 40.0  |
|          | P. S.    | 21.5               | 35.0  | 46.5      | 31.5  | 38.0               | 33.5  | 43.0      | 34.5  | 25.5               | 31.0  | 19.0      | 35.0  |
|          | T. F.    | 21.0               | 35.5  | 46.5      | 32.5  | 37.0               | 35.0  | 44.0      | 32.5  | 22.0               | 32.5  | 19.0      | 33.0  |

Coff. : Cofferdam type

Bulk. : Bulkhead type

R. C. : Value from resonance curve

P. S. : Value from power spectrum

T. F. : Value from transfer function (phase)

平均を求め、ノイズに隠された信号成分を除去したものである。

(d) 共振振動数

Table 3 は各実験別に各測定点の加速度応答記

録から、つぎに述べる3とおりの方法で求めた共振振動数を一括表示したものである。R.C.は定常的加振実験で得られた加速度共振曲線から、P.S.はホワイトノイズ加振実験での加速度応答記録をフーリエ解析を実行して得られたパワースペクトルから、T.F.は伝達関数の位相差からそれぞれ求めたものである<sup>16)</sup>。同表中P.S.とT.F.から求めた共振振動数は非常によく一致しているが、これらとR.C.を比較した場合、その値はかなり相違しているものもある。このことはR.C.から求めたものは入力周波数のきざみが非常に粗い(5, 10, 20, 30, 40, 50Hz)ため、詳細な共振振動数が得られなかったことと、入力の大きさの差異(R.C.では入力加速度100Gal, P.S.およびT.F.ではほぼ130Gal)が共振振動数の相違をひき起しているからであると考えられる。このことから、共振振動数をR.C.のみによって実験的に見つけることは信頼性に欠けるため、今後は今回のように観点を交えた種々の方向からの追究も必要と思われる。

## 5. 結 語

2重壁鋼矢板工法に関する模型振動実験について、できうる限りの多面的角度から検討を加えてきた。本実験から得られた結果を列挙すれば以下のとおりである。

(1) 締切りタイプの振動特性について、矢板に発生する最大曲げモーメントは矢板剛性にかかわらず現設計法による設計値より若干小さい。最大変位は矢板剛性が小さい場合に、実験値が設計値を上廻るが、矢板剛性が大きく、入力加速度が小さくなるほど設計値に近い値を示す。前面矢板に作用する土圧分布は振動がくり返されるにしたがって長方形に漸近し、その合力も現行設計式を下

廻る傾向となる。タイロッド張力は振動時の変化量を考慮した場合にのみ、現設計式をほぼ妥当なものとして採用しうる。

(2) 本工法は土-構造物系としての慣性質量作用の効果が大きい。このため、締切りタイプの前面矢板頭部の応答倍率は共振時において入力加速度の7～8倍に達し、護岸タイプでは若干それを上廻る傾向にある。

(3) 締切りタイプの地盤のばね作用は線形性を示し、護岸タイプのそれは非線形性を示す。これは締切りタイプでは矢板と中詰砂とを連続体として、護岸タイプでは前面表層地盤、前面矢板、中詰砂、後面矢板および背面土砂の連成系として取り扱わねばならぬことを示唆している。

(4) 減衰機構に関しては不明な点が多いが、本実験に関する限り減衰定数は締切りタイプで約6.0%、護岸タイプで約9.5%の値をえた。前者は中詰砂のそれと良く対応し、後者はその対応性がほとんどない。これは(3)の結果とも合致するところである。

(5) ランダム波形解析の結果、定常的正弦波加振結果との対応において、データのくり返し解析を実行すれば、系の振動特性を多面的に把握しうる。

以上、本実験よりえられた本工法に関する動的挙動の知見を列挙した。しかしながら、本実験に対して、いまだ詳細に検討を加えていない部分も多々残している。これらは機会をみて順次報告する予定であるが、本報告が本工法に対する耐震設計への指針たるべき資料の一助となれば幸甚である。

最後に、本実験に対して終始適切なご指導を賜った運輸省港湾技術研究所振動研究室荒井秀夫室長および研究員の諸賢に対し深く感謝の意を表す。

## 参 考 文 献

- 1) 北島昭一：セル岩壁の安定性に関する研究，運輸省技術研究所報告 2-3，(1962)
- 2) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，(1968)，[日本港湾協会]
- 3) 本間仁はか：次元解析・最小2乗法と実験式，(1970)，[コロナ社]
- 4) 江守一郎，D. J. シューリング：模型実験の理論と応用，(1974)，[技報堂]
- 5) P.W.Rowe: A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls, Proc. Instn. Civ. Engrs.,

Pt.I, Vol. 4, (1955)

- 6) 山崎徳也ほか：鋼構造研究所の疲労振動実験設備について，川崎製鉄技報，6 (1974) 3, 124~141
- 7) 荒井秀夫ほか：矢板壁の耐震性に関する研究（第1報），運輸省技術研究所報告，4 (1965)，9
- 8) 荒井秀夫ほか：矢板壁の耐震性に関する研究（第2報），運輸省技術研究所報告，9 (1970)，2
- 9) 荒井秀夫ほか：矢板岸壁模型の振動性状，第3回日本地震工学シンポジウム，(1970)
- 10) S. Kurata *et al.* : On the Earthquake Resistance of Anchored Sheet-Pile Bulkheads, Proc. III, W.C.E.E., (1965)
- 11) 土岐憲三ほか：構造物基礎の動的ばね係数と減衰定数，関東地震50周年記念地震工学シンポジウム，(1973)
- 12) S. H. Crandall : Random Vibration, Vol 2, (1963), [M.I.T.Press]
- 13) N. Wiener : Generalized Harmonic Analysis, Acta. Math., (1960), 55, 117~258
- 14) T.K.Caughey and H.J.Stumph : Transient Response of a Dynamic System under Random Excitation, J. Appl. Mech., 28, Series E, (1961) 4, 563~566
- 15) 堀川明：ランダム変動の解析，(1965)，[共立出版]
- 16) S.H.Crandall and W.D.Mark : Random Vibration in Mechanical Systems, (1963), [Academic Press]

