

土 木 研 究 所 資 料

コンクリートダムに作用する 地震時動水圧に関する実験的検討

平成3年3月

建設省土木研究所
ダム部ダム構造研究室

「Copyright © (1991) by P. W. R. I.

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

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

コンクリートダムに作用する 地震時動水圧に関する実験的検討

ダム構造研究室	室長	永山	功
	研究員	村岡	基晴
	研究員	佐々木	隆
		庄司	俊介
前ダム構造研究室		片平	博※

要 旨

コンクリートダムの設計においては、地震時の安定性についても十分に検討を行う必要があり、その際考慮すべき設計荷重の一つとして地震時動水圧がある。コンクリートダムの場合、地震時動水圧の算定には Westergaard の近似解を用いているが、その近似解には様々な仮定が用いられている。本調査は、振動台を用いた模型実験を行い、貯水池の形状および堆砂の状態が地震時動水圧にどのような影響を及ぼすかを検討したものである。

キーワード：動水圧，振動実験，コンクリートダム，地震，Westergaard の理論解

※現 宮ヶ瀬ダム工事事務所

はじめに

コンクリートダム の構造設計に用いられる重要な荷重の一つに地震時動水圧がある。地震時動水圧の計算には、一般に Westergaard の近似解が用いられているが、そのもととなる Westergaard の理論解は、次のような假定条件に対して求めた解である。

- ① ダム堤体は鉛直な上流面を有する。
- ② 貯水池は水平な底面を有する 2 次元の半無限体とする。
- ③ 貯水の粘性は無視できる。
- ④ 地震時における水の振動振幅は小さい。
- ⑤ 貯水は圧縮性流体とし、動水圧は体積ひずみに比例する。
- ⑥ ダムは剛体と考える。
- ⑦ ダム堤体は水平方向のみに調和振動する。
- ⑧ ダム上流面での堤体の水平方向変位と水の水平方向変位は相等しい。
- ⑨ 表面波の波高の影響を無視する。
- ⑩ 貯水池の無限遠方で動水圧は 0 に収束する。
- ⑪ 貯水池底における水の鉛直方向変位は 0 である。

しかし、この Westergaard の解を実際にダムの設計に適用する場合、いくつかの問題点があげられる。これらは次のようなものである。

- (1) 地震時において、ダム堤体は剛体振動をしていない。
- (2) 実際のダムサイトの谷形状、貯水池の形状を考えると、貯水池を 2 次元体と考えるのは良い近似といえない。
- (3) 特に、貯水池底に堆砂がある場合、貯水池の底面で水の鉛直方向変位は 0 とならない。
- (4) Westergaard 自身は貯水池の共振問題を取り扱っていないが、Westergaard の式を貯水池の共振時に適用するのは、上記の假定（主として④、⑧、⑨）に問題がある。

このうち、ダム堤体の変形性を考慮した場合の動水圧については、コンクリートダムの動的解析のなかで別途検討中であるが、ここでは、ダム堤体を剛体と假定した場合において、貯水池の形状が動水圧の分布に与える影響、貯水池底の堆砂が動水圧の分布に及ぼす影響を、4 m × 4 m の振動台を用いた貯水池模型の振動実験によって検討した結果について報告する。

目 次

はじめに

1. Westergaardによる動水圧の理論解	1
1.1 支配方程式の誘導	1
1.2 動水圧の級数解	3
1.3 動水圧解の性質	6
2. 実験装置および動水圧実験の概要	10
2.1 実験装置の概要	10
2.2 動水圧実験の概要	13
3. 予備実験（2次元模型に対する動水圧実験）	14
3.1 実験目的	14
3.2 実験の概要	14
3.3 実験結果	17
4. 貯水池の谷形状を考慮した動水圧実験	22
4.1 直線式のダムに作用する動水圧	22
4.1.1 実験目的	22
4.1.2 実験模型の概要	22
4.1.3 実験結果	25
4.2 アーチ式のダムに作用する動水圧	30
4.2.1 実験目的	30
4.2.2 実験模型の概要	30
4.2.3 実験結果	36
5. 堆砂がある場合の動水圧実験	44
5.1 実験目的	44
5.2 実験模型の概要	44
5.3 実験結果	49
5.4 問題点と今後の課題	62
6. まとめと今後の課題	63
参考文献	64

1. Westergaard による動水圧の理論解

地震時に働く動水圧を理論的に取り扱ったのは、Westergaard の論文¹⁾が最初である。この後、動水圧に関しては数多くの研究がなされてきたが、そのほとんどは Westergaard の理論に修正を加えたものになっている。その意味で Westergaard の理論は動水圧に関する研究の基本であり、また実際のコンクリートダムの設計においても Westergaard の解が用いられていることから、その内容についてここで十分に検討しておく必要があるといえる。

1.1 支配方程式の誘導

Westergaard は動水圧の解を求める上で以下の仮定を用いている。

- ① ダム堤体は鉛直な上流面を有する。
- ② 貯水池は水平な底面を有する 2 次元の半無限体とする。
- ③ 貯水の粘性は無視できる。
- ④ 地震時における水の振動振幅は小さい。
- ⑤ 貯水は圧縮性流体とし、動水圧は体積ひずみに比例する。
- ⑥ ダムは剛体と考える。
- ⑦ ダム堤体は水平方向のみに調和振動する。
- ⑧ ダム上流面での堤体の水平方向変位と水の水平方向変位は相等しい。
- ⑨ 表面波の波高の影響を無視する。
- ⑩ 貯水池の無限遠方で動水圧は 0 に収束する。
- ⑪ 貯水池底における水の鉛直方向変位は 0 である。

この中で、仮定①、②は貯水池の形状（対象領域）を定義するものであり、仮定③～⑥は貯水の性質を定義するものであり、仮定⑥～⑪は振動に対する境界条件を定義するものである。

いま、Westergaard の解を誘導する上での座標系を仮定①、②を考慮して図-1.1 に示すようにとする。すなわち、原点はダム底面上流端とし、 x 軸は水平方向上流向きを正、 y 軸は鉛直方向上向きを正とする。また、水の x 方向変位を ξ 、 y 方向変位を η とし、動水圧を $p(x, y, t)$ [水を圧縮する圧力を正とする。] とする。

貯水池内の微小領域 ($dx \times dy$) を考え、仮定③より微小領域にせん断力が働かないことを考慮して力の釣合を考えると、次式が得られる。

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{W_0}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\frac{W_0}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここで、 t は時間、 W_0 は水の単位体積重量、 g は重力加速度である。

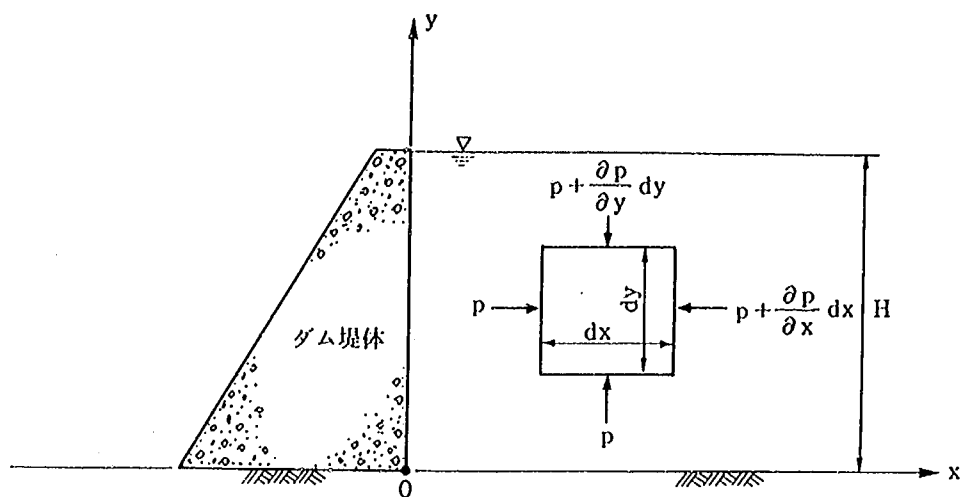


図- 1.1 座 標 系

また、仮定④、⑤より、次式のような圧力-ひずみ関係が得られる。

$$p = -K \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

ここで、Kは水の体積弾性係数である。

式(1.1)、(1.2)および(1.3)より、動水圧の支配方程式として次式のような波動方程式が得られる。

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{1}{C_0^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

ここで、 C_0 は

$$C_0 = \sqrt{\frac{gK}{W_0}} \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

であり、水中における音速である。

次に、仮定⑥、⑦より、ダム堤体から入力される振動は、ダム上流面の全ての位置において一様な調和振動であり、この振動によるダム上流面での境界条件は仮定⑧を考慮すると次式で示される。

$$\frac{\partial p(0, y, t)}{\partial x} = -\frac{W_0}{g} a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

ここで、 a_0 は入力加速度振幅、 ω は調和振動の角振動数である。

また、仮定⑨より、貯水表面での条件は次式で示される。

$$p(x, H, t) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

同様に、仮定⑩より、得られる無限遠方での条件は次式で示される。

$$p(\infty, y, t) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

さらに、仮定⑪より、貯水池の底面に対して次式で示される境界条件が設定される。

$$\frac{\partial p(x, 0, t)}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

したがって、波動方程式(1.4)を式(1.6)～(1.9)の境界条件のもとに解くことによって動水圧を求めることができる。

1.2 動水圧の級数解

式(1.4)は変数分離法を用いて解くことができる。すなわち、動水圧 $p(x, y, t)$ は、入力振動と同じ振動数の調和振動で与えられるから、これを

$$p(x, y, t) = X(x) \cdot Y(y) \cdot a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

で表すものとする。式(1.10)を式(1.4)に代入すると次式が得られる。

$$\frac{d^2 X}{dx^2} Y + X \frac{d^2 Y}{dy^2} = -\frac{\omega^2}{C_0^2} XY \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

上式を変形すると次式が得られる。

$$\frac{1}{Y} \frac{d^2 Y}{dy^2} = -\frac{1}{X} \frac{d^2 X}{dx^2} - \frac{\omega^2}{C_0^2} = \lambda^2 \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

ここで、式(1.12)の第1式は y のみの関数式、式(1.12)の第2式は x のみの関数式であるから、この両者を満足するためには λ は変数 x, y, t に無関係でなければならない。よって、式(1.4)は式(1.13)および式(1.14)の2つの独立した式に分解できる。

$$\frac{d^2 Y}{dy^2} = \lambda^2 Y \quad \dots\dots\dots (1.13)$$

$$\frac{d^2 X}{dx^2} = -\left(\lambda^2 + \frac{\omega^2}{C_0^2}\right) X \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

式(1.13)の一般解は次式で与えられる。

$$Y = A \exp(\lambda y) + B \exp(-\lambda y) \quad \dots\dots\dots (1.15)$$

ここで、 A, B は任意の定数である。

式(1.15)を式(1.10)に代入すると次式が得られる。

$$p(x, y, t) = X \cdot \{A \exp(\lambda y) + B \exp(-\lambda y)\} \cdot a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.16)$$

この式を境界条件式(1.9)に代入すると、

$$\frac{\partial p(x, 0, t)}{\partial y} = X \cdot \lambda (A - B) \cdot a_0 \exp(i\omega t) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.17)$$

が得られる。よって、

$$A = B$$

となり、 Y は次式で表される。

$$Y = A \{ \exp(\lambda y) + \exp(-\lambda y) \} = 2A \cosh(\lambda y) \quad \dots\dots\dots (1.18)$$

また、境界条件式 (1.7) より、

$$p(x, H, t) = X \cdot 2A \cosh(\lambda H) \cdot a_0 \exp(i\omega t) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.19)$$

であるから、 λ は恒等的に

$$\cosh(\lambda H) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.20)$$

を満足しなければならない。したがって、

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= i\lambda_r \\ \lambda_r &= \frac{(2r-1)\pi}{2H} \quad (r=1, 2, 3, \dots\dots) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.21)$$

となる。ここで i は虚数単位である。なお、 $(-\lambda_r)$ も式 (1.20) を満足するが、 $\cosh(\lambda y) = \cosh(-\lambda y)$ であるため正の値のみを採用することにする。また、 λ が式 (1.21) で与えられるときには、次式が成り立つ。

$$\cosh(\lambda y) = \cosh(i\lambda_r y) = \cos(\lambda_r y) \quad \dots\dots\dots (1.22)$$

したがって式 (1.18) は次のようになる。

$$Y = 2A \cos(\lambda_r y) \quad \dots\dots\dots (1.23)$$

次に式 (1.14) に式 (1.21) を考慮すると、次式が得られる。

$$\frac{\partial^2 X}{\partial x^2} = \left(\lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2}\right) X \quad \dots\dots\dots (1.24)$$

ここで、

$$(a) \quad \lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2} < 0 \text{ の時,}$$

$$J_r = \sqrt{\lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2}} = i \sqrt{\frac{\omega^2}{C_0^2} - \lambda_r^2} = i J_r' \quad \dots\dots\dots (1.25)$$

(J_r : 虚数, J_r' : 実数)

$$(b) \quad \lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2} \geq 0 \text{ の時,}$$

$$J_r = \sqrt{\lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2}} \quad \dots\dots\dots (1.26)$$

(J_r : 実数)

とおくと、式 (1.24) の解は次式で表される。

$$X = C \exp(J_r x) + D \exp(-J_r x) \quad \dots\dots\dots (1.27)$$

したがって、式 (1.23)、(1.27) より、式 (1.4) の一般解は次式のようになる。

$$\begin{aligned} p(x, y, t) &= X \cdot Y \cdot \exp(i\omega t) \\ &= \sum_r^{\infty} \{ C_r \exp(J_r x) + D_r \exp(-J_r x) \} \cdot 2A_r \cos(\lambda_r y) \cdot a_0 \exp(i\omega t) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.28)$$

ここで、 J_r が虚数の場合、

$$\exp(J_r x) \cdot \exp(i\omega t) = \exp\{i(J_r' x + \omega t)\} \quad \dots\dots\dots (1.29)$$

$$\exp(-J_r x) \cdot \exp(i\omega t) = \exp\{i(-J_r' x + \omega t)\} \quad \dots\dots\dots (1.30)$$

となる。式(1.29)を含む項は、下流方向($-x$)へ進行する波動を表しているが、 x 方向上流境界を無限遠方に設定しているために、このような反射波は存在しない。すなわち、

$$C_r = 0 \quad (J_r \text{ が虚数の時}) \quad \dots\dots\dots (1.31)$$

でなければならない。また、式(1.30)は上流方向($+x$)へ進行する波動を表しているが、境界条件式(1.8)を考慮すると、

$$D_r = 0 \quad (J_r \text{ が虚数の時}) \quad \dots\dots\dots (1.32)$$

となり、結局 J_r が虚数となる範囲では、式(1.28)の級数の係数は全て0になる。

また、 J_r が実数の場合、 $\exp(J_r x)$ は x の増大とともに無限大に発散するので、境界条件式(1.8)を考慮すると、

$$C_r = 0 \quad (J_r \text{ が実数の時}) \quad \dots\dots\dots (1.33)$$

でなければならない。したがって、式(1.28)は結局次式のようなになる。

$$p(x, y, t) = \sum_r^{\infty} 2A_r D_r \cos(\lambda_r y) \cdot \exp(-J_r x) \cdot a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.34)$$

ただし、

$$J_r = \sqrt{\lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2}} \quad (J_r \text{ は実数})$$

である。

次に、境界条件式(1.6)に式(1.34)を代入すると、

$$\begin{aligned} \frac{\partial p(0, y, t)}{\partial x} &= \sum_r^{\infty} 2A_r D_r (-J_r) \cos(\lambda_r y) a_0 \exp(i\omega t) \\ &= -\frac{W_0}{g} a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.35) \end{aligned}$$

となる。式(1.35)に $\cos(\lambda_m y)$ を乗じて、 $0 \sim H$ の範囲で積分すると、次式が得られる。

$$A_r D_r J_r H \cdot \delta_{mr} = \frac{W_0}{g} \frac{\sin(\lambda_m H)}{\lambda_m} \quad \dots\dots\dots (1.36)$$

ここで、 δ_{mr} は Kronecker のデルタで、 $m=r$ のとき $\delta_{mr}=1$ 、 $m \neq r$ のとき $\delta_{mr}=0$ である。よって、

$$A_r D_r = \frac{W_0}{gH} \frac{(-1)^{r+1}}{\lambda_r \cdot J_r} \quad \dots\dots\dots (1.37)$$

となり、結局、式(1.4)で表される波動方程式の解 $p(x, y, t)$ は次式のようなになる。

$$p(x, y, t) = \sum_r^{\infty} \frac{2W_0}{gH} \frac{(-1)^{r+1}}{\lambda_r \cdot J_r} \cos(\lambda_r y) \exp(-J_r x) a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.38)$$

ここで、

$$\lambda_r = \frac{(2r-1)\pi}{2H} \quad (r=1, 2, 3, \dots) \quad \dots\dots\dots (1.39)$$

$$J_r = \sqrt{\lambda_r^2 - \frac{\omega^2}{C_0^2}} \quad (J_r \text{ は実数}) \quad \dots\dots\dots (1.40)$$

である。

1.3 動水圧解の性質

Westergaard の用いた仮定をもとに得られた動水圧の解は式 (1.38) で表されるが、式 (1.40) の条件より、

$$\omega < \frac{\pi C_0}{2H} = \omega_0 \quad (f < \frac{C_0}{4H} = f_0) \quad \dots\dots\dots (1.41)$$

の範囲でしか解が存在しないことになる。ここで、 $f (= \omega/2\pi)$ は調和振動の振動数である。一方、Westergaard が仮定した⑩の条件にかわり、貯水池の上流無限遠方で動水圧の値を 0 でない有限値であるとし、無限遠方への波動の伝播を許す条件を設定した場合には、 $f > f_0$ の範囲でも解が存在することになるが、 $f = nf_0$ ($n=1, 3, 5, \dots$) で動水圧は無限大となり、また $f > f_0$ の範囲では入力振動と動水圧の間に位相差が生じることになる。その場合も動水圧の解は式 (1.38) で与えられるが、式 (1.40) において J_r の値が虚数となることを許す形になる。しかし、Westergaard は、地震の主要動の振動数は実際のダムにおける f_0 より十分小さいと考え、 $f < f_0$ の範囲で十分であると考えたのである。

さらに、Westergaard は種々の高さのダムに対して式 (1.38) によりダム上流面に働く動水圧を計算し、それをもとに動水圧の近似式を得ている。それは、動水圧によるダム底面上流端（原点）まわりのモーメントがよい近似となるように、動水圧の分布を放物線あるいは楕円形状で近似したもので、それぞれ入力振動の周期 T 、貯水深 H および y の関数となっている。さらに、動水圧分布を放物線で近似した場合には、入力振動の周期によらない次式のような近似式も提示している。

$$p = \frac{7W_0}{8g} a_0 \sqrt{H(H-y)} \quad \dots\dots\dots (1.42)$$

この式がいわゆる Westergaard の近似解である。式 (1.42) は、入力振動の周期 T が $4/3 \text{ sec}$ (Westergaard は、実際の地震の周期をほぼこの程度と考えていた) の場合、貯水深 H が $550 \sim 600 \text{ ft}$ ($168 \sim 183 \text{ m}$) のダムに一番良い近似を与える式である。

Westergaard の解では、入力振動と動水圧の振動に位相差がないために、付加質量の概念が導入できる。それは、式 (1.42) より

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{H(H-y)} \quad \dots\dots\dots (1.43)$$

で表される量の水がダムに付加しているかのように考えて、その水の慣性力を計算すればダムに与える動水圧の影響が考慮できるということである。これがいわゆる Westergaard の付加質量である。

Westergaard やその後の研究者は貯水の圧縮性を考慮して解を求めているが、貯水の圧縮性を考慮

しない場合、動水圧の振幅が入力振動の振動数によらず一定となり、さらに動水圧と入力振動に位相差が生じないため、付加質量の概念を導入することができる。貯水の非圧縮性を仮定した場合、水の体積弾性係数 K が無限大となり、よって C_0 が無限大となるので、動水圧の支配方程式は次式のような Laplace の式となる。

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.44)$$

この式の解は、式 (1.38) で C_0 を無限大とした場合、つまり $J_r = \lambda_r$ とした次の式になる。

$$p(x, y, t) = \sum_r \frac{2W_0}{gH} \frac{(-1)^{r+1}}{\lambda_r^2} \cos(\lambda_r y) \exp(-\lambda_r x) a_0 \exp(i\omega t) \quad \dots\dots\dots (1.45)$$

ここで、

$$\lambda_r = \frac{(2r-1)\pi}{2H} \quad (r=1, 2, 3, \dots\dots\dots) \quad \dots\dots\dots (1.46)$$

である。

これらの種々の動水圧の解、つまり Westergaard の理論解 (式 (1.38))、Westergaard の近似解 (式 (1.42))、貯水の非圧縮性を仮定した場合の解 (式 (1.45)) がどのような関係にあるかをダム上流面 ($x=0$) に働く動水圧の振幅値 p_0 で調べる。Westergaard の理論解の場合、 p_0 は以下の式で表される。

$$p_0 = \sum_r \frac{2W_0}{gH} \frac{(-1)^{r+1}}{\lambda_r J_r} a_0 \cos(\lambda_r y) \quad \dots\dots\dots (1.47)$$

この式に、式 (1.39)、式 (1.40) を代入し、また $(Ha_0 W_0/g)$ で除して無次元化すると次式のようなになる。

$$\overline{p_0} = \frac{p_0}{\left(\frac{Ha_0 W_0}{g}\right)} = \sum_r \frac{8(-1)^{r+1}}{(2r-1)\pi^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{(2r-1)^2 - \omega'^2}} \cdot \cos\left(\frac{2r-1}{2}\pi y'\right) \quad \dots\dots\dots (1.48)$$

ここで、 ω' は無次元化した角振動数、 y' は無次元化した y 座標で、それらは次式で表される。

$$\omega' = \frac{\omega}{\omega_0}, \quad y' = \frac{y}{H} \quad \dots\dots\dots (1.49)$$

ここで、 ω_0 は式 (1.41) で与えられる値である。

式 (1.48) で表される無次元化した動水圧の振幅 $\overline{p_0}$ は、無次元化した角振動数 ω' および無次元化した座標 y' が同じであれば、貯水深 H によらず同じ値になる。しかし、入力振動の振動数 f (角振動数 ω) をある値に固定して考えた場合、貯水深 H によって ω_0 が変化し、したがって無次元化した動水圧の振幅 $\overline{p_0}$ の値は貯水深 H によって異なることになる。

貯水の非圧縮性を仮定した場合には、式 (1.48) で無次元化角振動数 ω' を 0 として求められる値が無次元化した動水圧の振幅となる。すなわち、その値は次式で表される。

$$\overline{p_D} = \sum_{r=1}^{\infty} \frac{8(-1)^{r+1}}{(2r-1)^2 \pi^2} \cdot \cos\left(\frac{2r-1}{2} \pi y'\right) \quad \dots\dots\dots (1.50)$$

Westergaard の近似解 (式 (1.42)) において, 同じように無次元化した動水圧の振幅 $\overline{p_D}$ を求めると次式のようになる。

$$\overline{p_D} = \frac{7}{8} \sqrt{1-y'} \quad \dots\dots\dots (1.51)$$

入力振動の振動数 $f = 3/4 \text{ Hz}$ (周期 $T = 4/3 \text{ sec}$) の時に, この無次元化した動水圧の振幅 $\overline{p_D}$ が, 貯水深 H によってどのようになるかを図-1.2 に示す。図-1.2 においては, $C_0 = 1440 \text{ m/s}$ ($K = 2.1 \times 10^8 \text{ kgf/cm}^2$) としており, 横軸は無次元化した動水圧の振幅 $\overline{p_D}$, 縦軸は無次元化した座標 y' である。前述

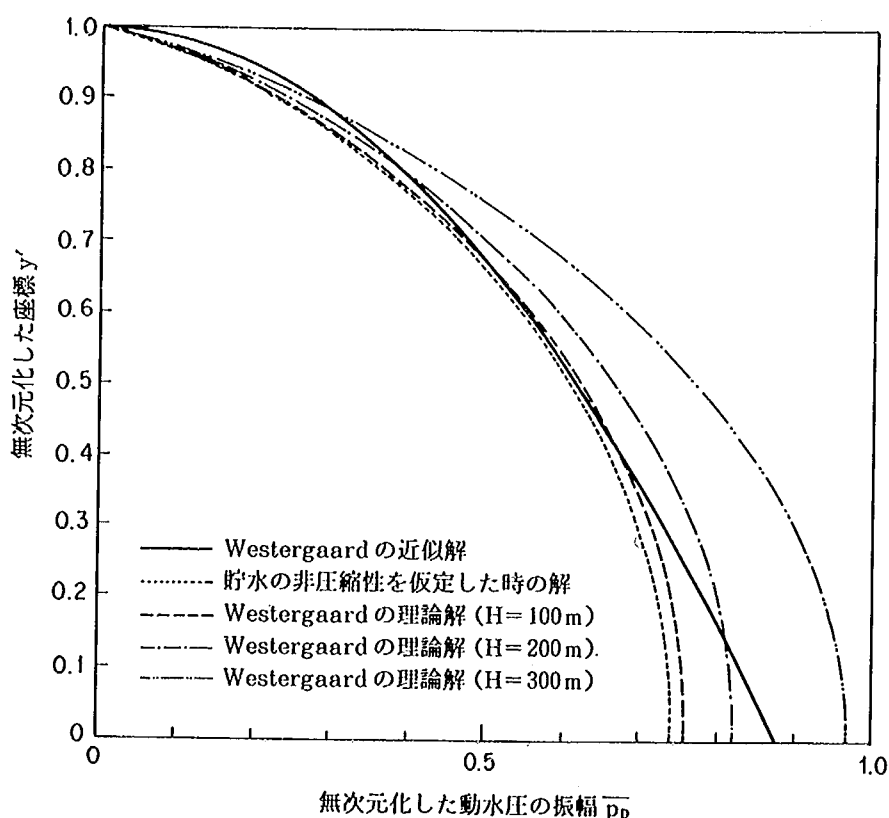
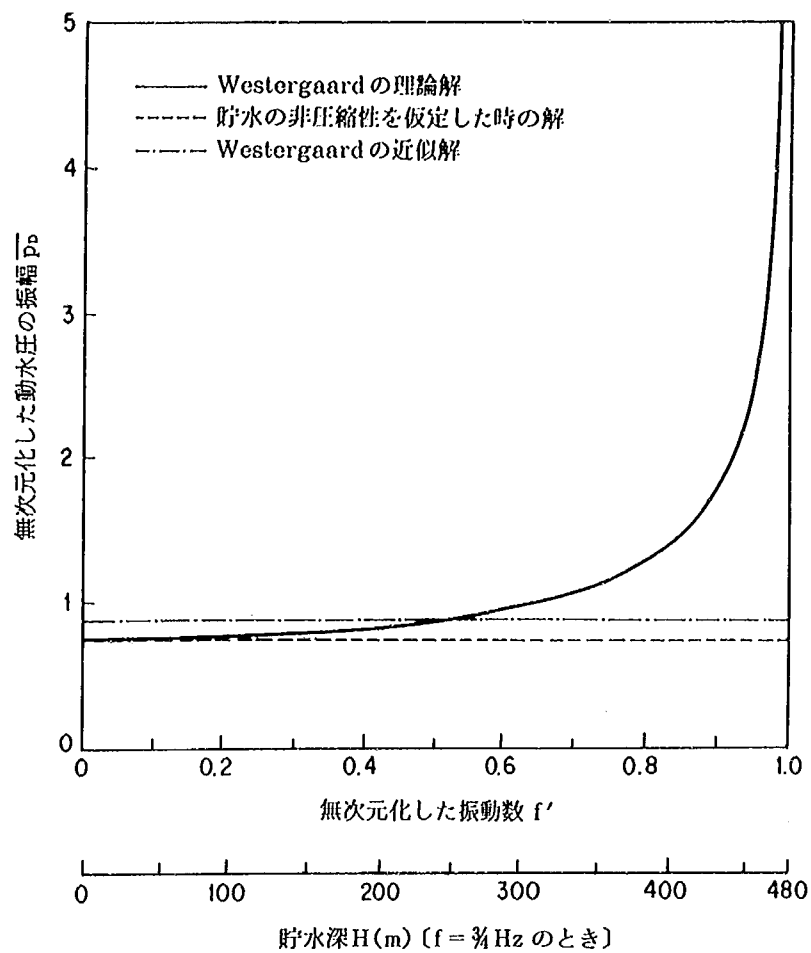


図- 1.2 入力振動の振動数 $f = 3/4 \text{ Hz}$ のときの動水圧振幅

したように, 図- 1.2 より Westergaard の近似解は貯水深 $H = 550 \sim 600 \text{ ft}$ ($168 \sim 183 \text{ m}$) に対してよい近似を与える解になっており, それより H が小さい場合には理論解に対して過大な値を与え, H が大きい場合には理論解に対して過小な値を与えることがわかる。また, Westergaard の理論解による動水圧の分布形状に比較すると, Westergaard の近似解による動水圧は, 貯水池の中位標高付近で小さく貯水池底面で大きい分布となっている。図- 1.3 には, ダム底面の上流端 ($x=0, y=0$) での無次元化した動水圧の振幅 $\overline{p_D}$ と無次元化した振動数 f' ($f' = f/f_0 = \omega'$) および $f = 3/4 \text{ Hz}$ としたときの貯水深 H との関係を示す。図- 1.3 より貯水深 H が 200 m 以下では Westergaard の理論解は貯水の非圧縮性

を仮定した場合の解とほとんど変わらない。よって貯水の圧縮性の影響は、実用上無視してよいことがわかる。



図－1.3 ダム底面上流端での動水圧の振幅と振動数の関係

2. 実験装置および動水圧実験の概要

2.1 実験装置の概要

振動実験装置は、図-2.1に示すように、振動台装置、油圧供給装置、制御装置、計測装置、データ処理装置により構成されており、振動台の加振制御、およびデータ処理は総てコンピューターによって行えるようになっている。また、振動台テーブルは、図-2.2に示すような構造で、その寸法は4.0m×4.0m、最大積載重量は40tonである。また、振動台の加振性能曲線は図-2.3に示すとおりであり、最大積載重量40tonを負荷した場合の正弦波加振時において、最大加振加速度980galを与えることができる。また、正弦波加振による制御可能周波数の最大は水平方向35Hz、鉛直方向50Hzとなっている。また、加振波形としては、正弦波、三角波、矩形波、ランダム波を発生することができるようになっているが、今回の実験では正弦波による加振のみを実施している。振動台の主要諸元を表-2.1に示す。

実験に使用した水槽は、内側寸法が縦3.6m、横3.6m、高さ1.5mの鋼製水槽であり、その概略形状を図-2.4に示す。本水槽の振動台テーブルへの固定はボルトの締付けによって行うようになっている。なお、以下に記述する各実験においては、この水槽の内部に貯水池模型を作製して、振動実験を行っている。

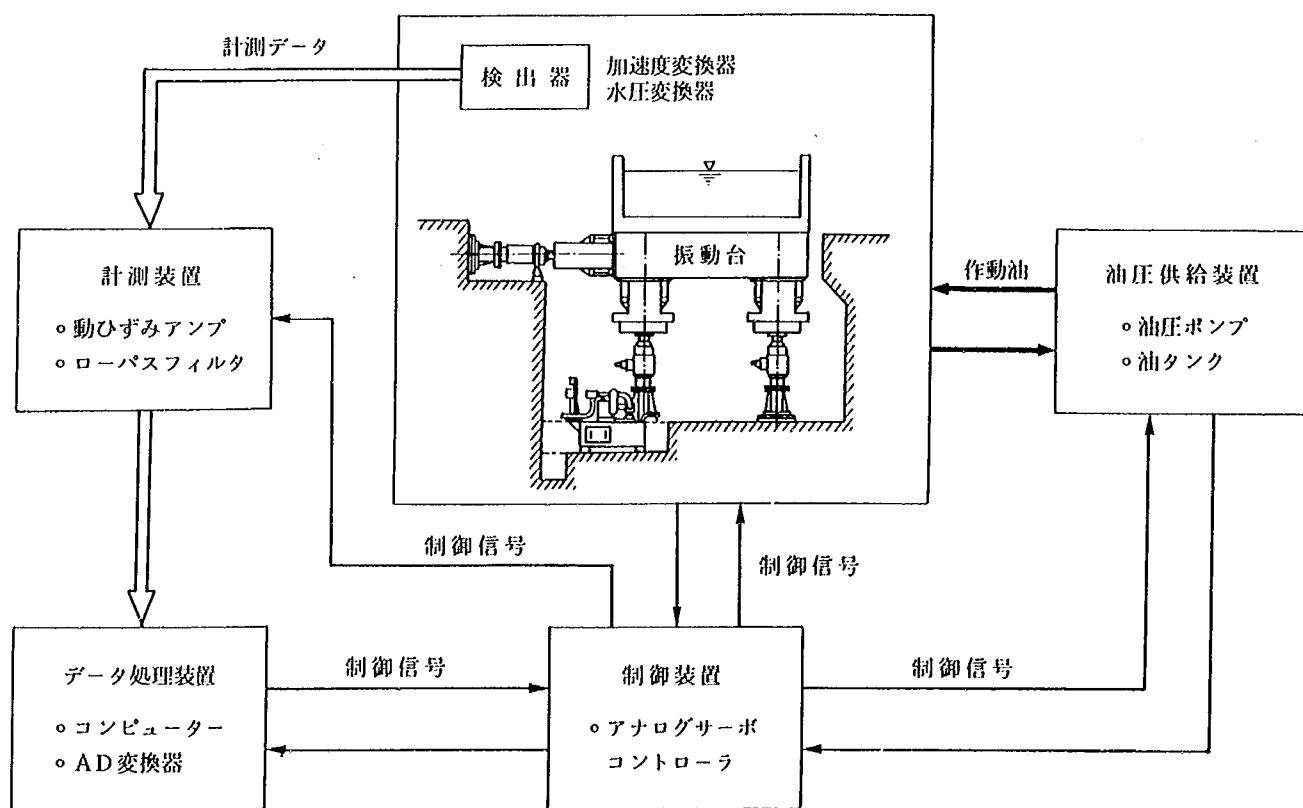


図-2.1 振動実験装置の構成

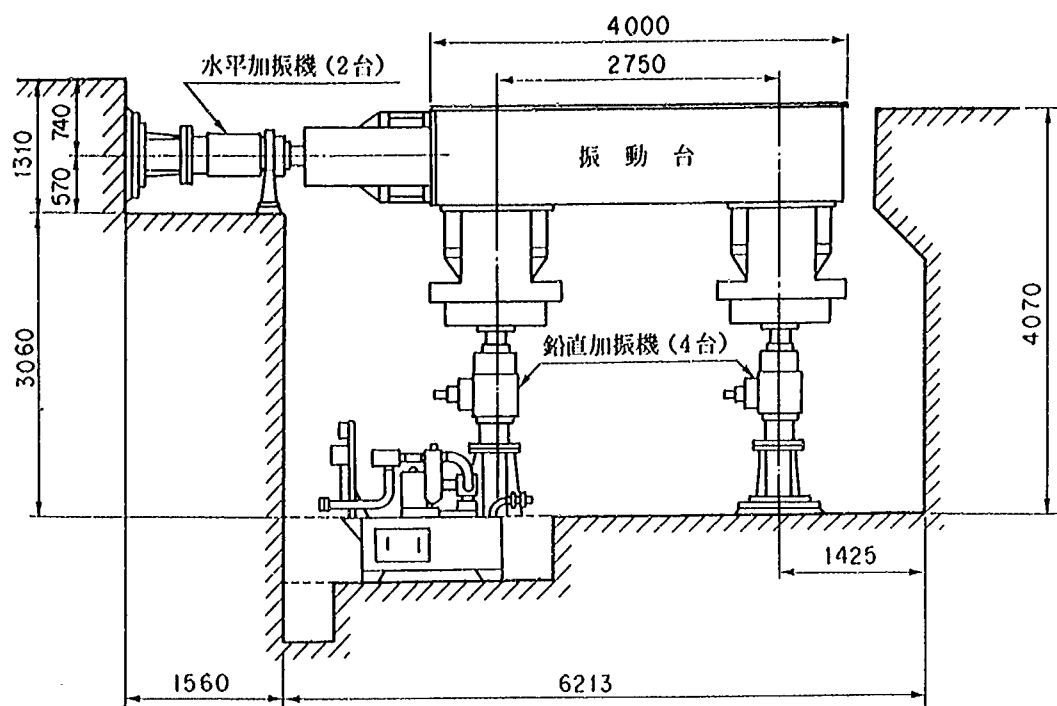


图- 2.2 振動台概略形状

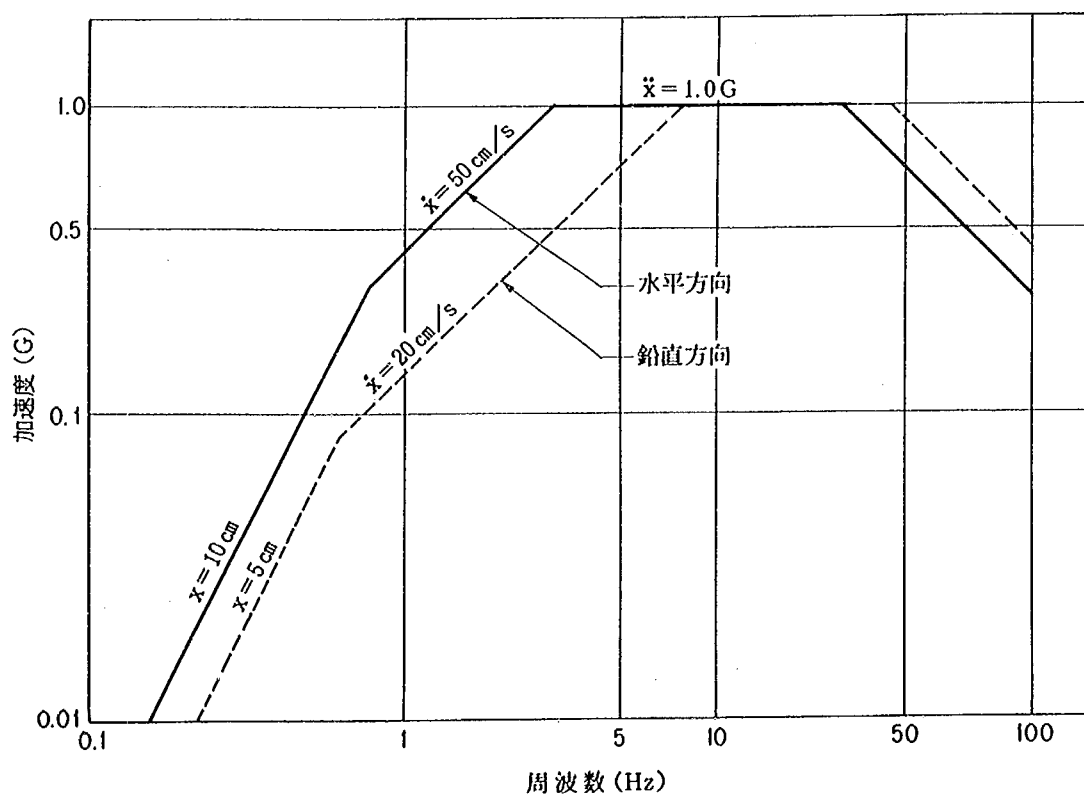
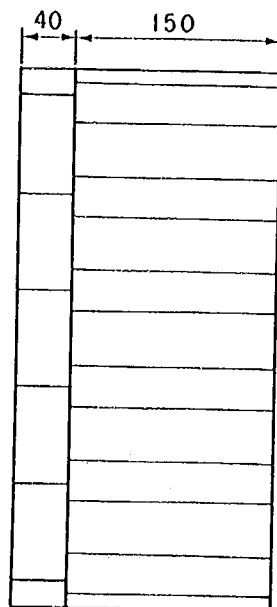


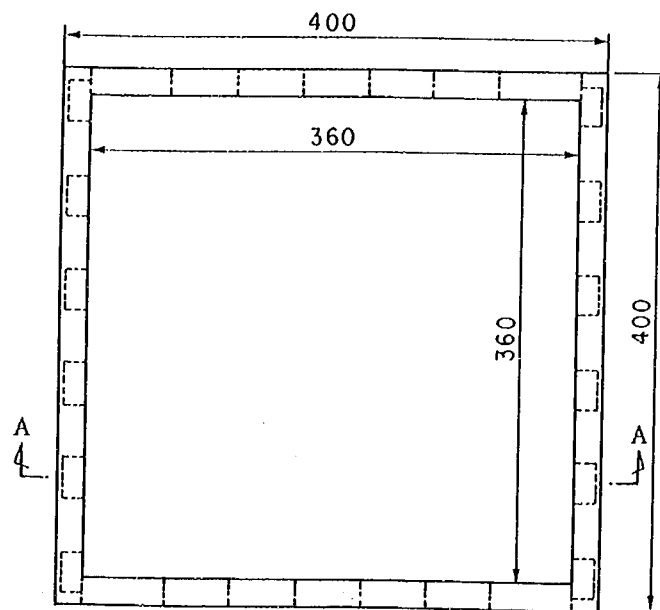
图- 2.3 加振限界線図

表-2.1 振動台主要諸元

振 動 台	大きさ：4.0m×4.0m 重 量：13.5ton
最大積載重量	40ton
最 大 振 幅	水平：±10cm, 鉛直：±5cm
最 大 速 度	水平：±50cm/sec, 鉛直：±20cm/sec
最大加速度	水平：±980cm/sec ² , 鉛直：±980cm/sec ²
加 振 機	水平：29.5ton アクチュエーター 2 台 鉛直：27.3ton アクチュエーター 4 台
加 振 波 形	正弦波, 三角波, 矩形波, ランダム波
加 振 周 波 数	正弦波加振による制御可能周波数 水平：0.1~35Hz, 鉛直：0.1~50Hz

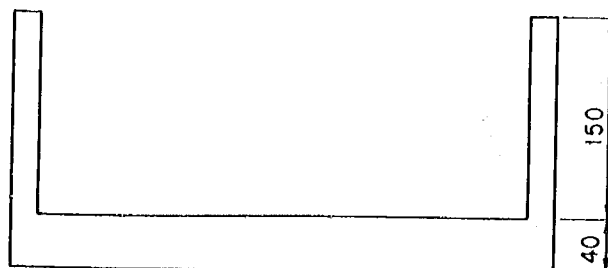


正面図



平面図

単位：cm



A-A断面

図-2.4 水槽の概略形状

2.2 動水圧実験の概要

前述したように、Westergaard の理論解はダム堤体および貯水池を 2 次元の半無限体と仮定した理想化した状態に対して導いた式であり、実際のダムに適用するにあたっては、その適用範囲を正しく把握しておく必要がある。ここでは、ダム堤体が剛体振動をする場合について、貯水池の谷形状が動水圧の大きさと分布に及ぼす影響、堆砂の状態が動水圧の大きさと分布に及ぼす影響を調べることを目的として、振動台を用いた動水圧の模型実験を行った。

実験方法としては、鋼製水槽内に貯水池および堤体の模型を製作し、この水槽全体を振動台上で振動させることによって動水圧を発生させ、その値を測定するものとした。

実験ケースを以下に挙げる。

① 予備実験（2次元模型に対する動水圧実験）

②、③に示す本実験の実施に先立って、今回実施しようとしている鋼製水槽を用いた貯水池模型の振動実験によって、正しく動水圧の測定が行えるかどうかを確認する目的で、Westergaard の理論解を与える条件を模擬した 2 次元模型による予備実験を行った。この予備実験では堤体が剛体振動をするかどうか、貯水池の大きさが実験結果に影響を及ぼさないかどうかを確認するとともに、Westergaard の式による動水圧と実験結果を比較することにより、実験方法の妥当性を検討するものとした。

② 貯水池の谷形状を考慮した動水圧実験

貯水池の谷形状が動水圧に及ぼす影響を調べるために、谷の傾斜角を色々変えた V 字谷における貯水池模型による振動実験を実施した。また、堤体の形状についても直線式のダムの場合とアーチ式のダムの場合の両方について検討を加えるものとした。

③ 堆砂がある場合の動水圧実験

貯水池底に堆積する堆砂の状態が動水圧に与える影響を調べることを目的として、2 次元模型による振動実験を実施した。また、これに併せて堆砂中の動水圧についても検討を加えるものとした。

3. 予備実験（2次元模型に対する動水圧実験）

3.1 実験目的

今回の振動実験の目的は、以下に述べる各種の貯水池の条件においてダム堤体が剛体振動を行う場合の剛体動水圧を求めることにあるが、これらの実験を実施するに先立って、本実験装置（振動台と水槽）および貯水池模型を用いた実験方法によって、地震時の剛体動水圧を正確に再現できるかどうかを確認しておく必要がある。そこで2次元の貯水池模型を考えた予備実験を行い、測定される動水圧を Westergaard の理論解と比較することにより、その妥当性を検討するものとした。地震時動水圧についての Westergaard の理論解は、貯水池を2次元等水深の半無限体と仮定し、ダム堤体が剛体振動をする場合の動水圧を求めたものであるが、実際に模型実験を行う場合、模型は3次元的になり、また貯水池の大きさも有限となる。さらに、ダム堤体が剛体振動を行うかどうか問題となる。そこで予備実験では、①ダム堤体が剛体振動をするかどうかの確認、②有限な大きさの貯水池が測定結果に影響を及ぼすかどうかの確認、③貯水池の側面の境界条件が測定結果に影響を及ぼすかどうかの確認を行い、併せて④ Westergaard の理論解と予備実験によって測定された実験値を比較することにより、本実験手法の妥当性を検討するものとした。

3.2 実験の概要

1) 模型の概要

今回の実験で用いた水槽は図-2.4に示した鋼製の水槽で、内側寸法が縦3.6m、横3.6m、高さ1.5mである。そこで、この水槽に深さ1mとなるように水を貯め、この水槽全体を2次元の貯水池模型と考えた。この場合、図-3.1に示すように振動方向にある水槽の1つの側壁がダム堤体を表わし、他方の側壁が貯水池の上流端を表わすことになる。また、振動方向に平行な残り2つの側壁が貯水池の側方の境界を表わすことになる。

2) 測定用計器の配置

ダム堤体に見立てた水槽壁の剛体振動を確認するために、図-3.2に示す通りダム堤体を表わす水槽の側壁外面の中央断面に加速度変換器を配置した。加速度変換器は側壁の振動形が測定できるように、側壁の8つの点で測定するものとした。また、振動台の加速度を測定するため水槽の最下部にも加速度変換

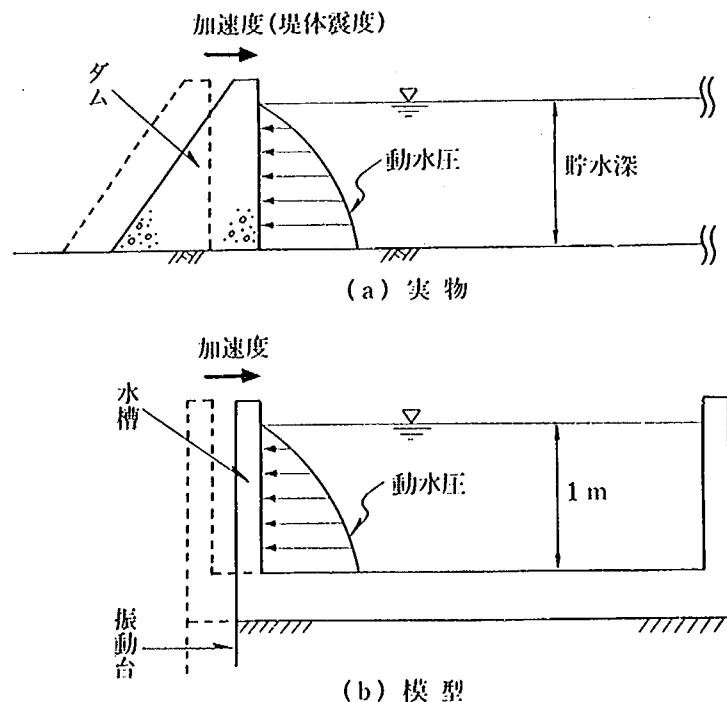


図-3.1 ダム堤体および貯水池のモデル化

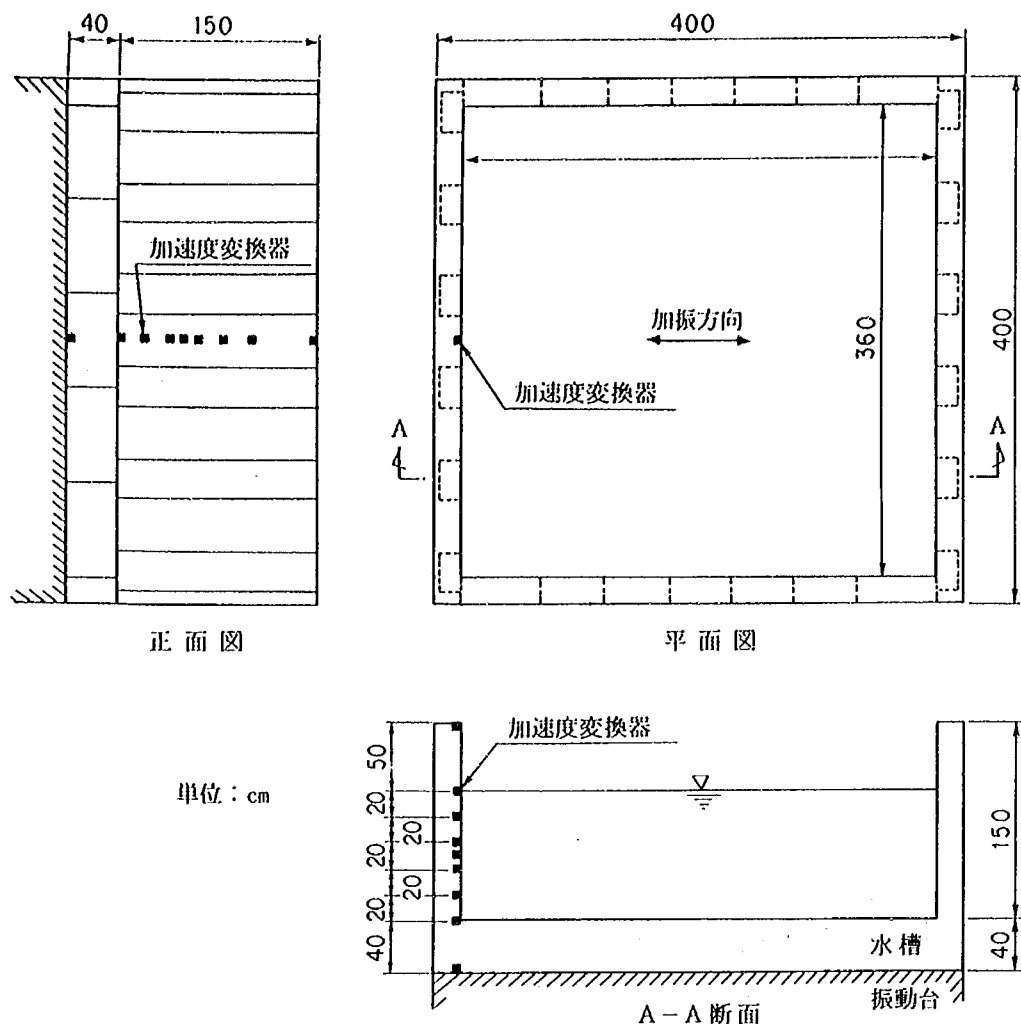


図-3.2 加速度変換器の配置図

器を配置した。一方、ダム堤体に作用する動水圧を測定するための水圧変換器は図-3.3のようにダム堤体の上流面を表わす水槽の側壁の内側に6個配置した。また、貯水池の上流側の境界である水槽のもう1つの側壁が、求めようとしている動水圧に及ぼす影響を確認するため、図-3.3のように貯水池底に生じる動水圧を6つの点で測定するものとした。加速度の測定にはひずみゲージ型加速度変換器(AS-2GA)を用い、動水圧の測定にはひずみゲージ型水圧変換器(PSL-200GA)を使用した。この水圧変換器は図-3.4に示すように直径4.5mmと小型のため、今回のように貯水深が小さい場合でも測定しようとする点の圧力を正しく測定できるという特徴を有している。

計器の取り付けは次の方法で行った。まず、水圧変換器はこれをアクリル板(40mm×40mm、厚さ5mm)に貼りつけ、次にそのアクリル板を水槽壁面に貼りつけるものとした。これは水圧変換器が小型であり、付け替え作業時に損傷するのを防ぐためである。付け替える際には水圧変換器をアクリル板に取り付けたまま計器の取り外しを行い、作業を比較的容易に行うことができた。水圧変換器とアクリル板の接着

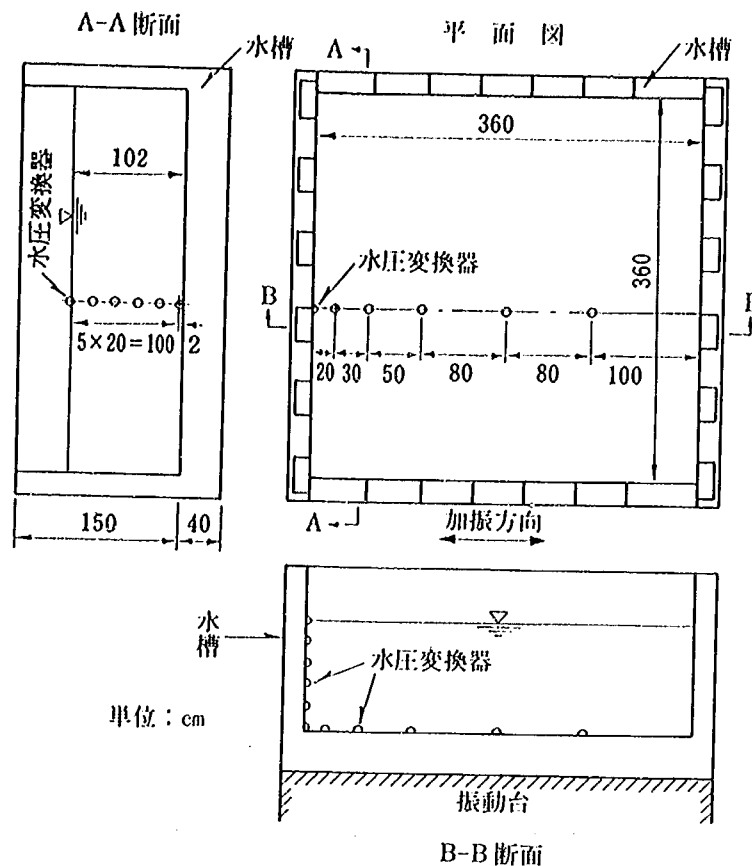


図- 3.3 水压変換器の配置図

には専用のゴム系接着剤を用い、アクリル板の水槽への取り付けにはエポキシ系接着剤を使用した。なお、加速度変換器はエポキシ系接着剤を用いて水槽に直接貼り付けた。

3) 実験条件

まず初めに、水槽が剛体振動する振動数を確認するために、1 Hz 刻みに加振周波数を変えた振動実験を行った。加振周波数は 5 Hz から 30 Hz までとし、それぞれの加振周波数が安定した状態で、加速度、動水圧の測定を行った。次に、加振加速度に対する動水圧の線形性を確認する目的で、剛体動水圧が生じる加振周波数 (5 Hz) において加振加速度を変えた実験を行った。加振加速度は 50 gal から 300 gal まで 50 gal 刻みで変化させ、それぞれの振動が安定した状態で加速度、動水圧の測定を行った。実験ケースを表- 3.1 に示す。なお、加振波形はすべて正弦波とした。

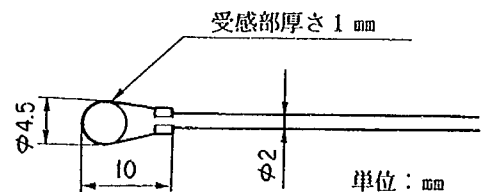


図- 3.4 水压変換器の寸法

表- 3.1 予備実験の実験ケース

ケース	加振加速度 (gal)	加振周波数 (Hz)	加振周波数または 加振加速度の刻み幅
1	200	5~30	1 Hz
2	50~300	5	50 gal

3.3 実験結果

加振周波数を 5 Hz ～ 30 Hz まで変えた実験結果を図- 3.5 に示す。加振周波数が 5 Hz の時は振動台とダム堤体に見立てた水槽の側壁の加速度にほとんど差が見られないが、加振周波数が大きくなるにしたがって振動台の加速度よりダム堤体にみたてた水槽の側壁の応答加速度が急激に大きくなっている。側壁の応答加速度が最も大きくなっているのは加振周波数が 18 Hz の時である。加振周波数が 5 Hz と 18 Hz の時のダム堤体にみたてた水槽の側壁の

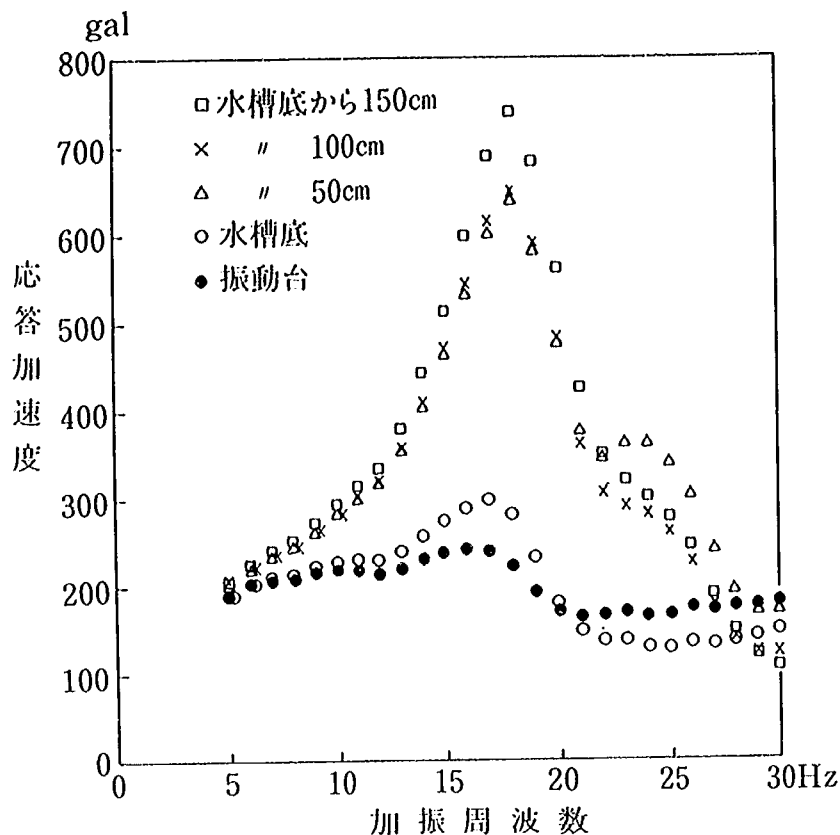


図- 3.5 ダム堤体にみたてた水槽側壁の加速度の周波数応答特性

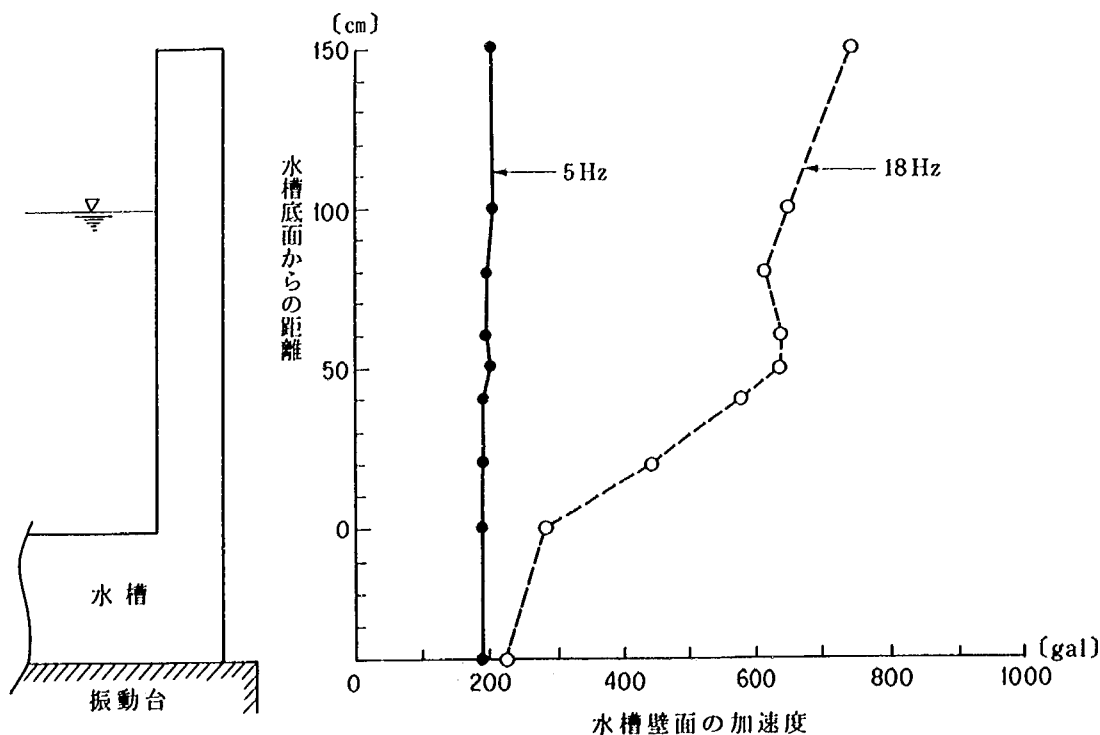


図- 3.6 水槽壁面の加速度分布

加速度分布を比べたものが図-3.6である。加振周波数が5 Hzの時には側壁全体が一様な加速度分布になっており、側壁全体が剛体振動していることがわかる。一方、加振周波数が18 Hzの時には側壁の底部に比べて側壁上部の加速度が著しく大きくなり、側壁が共振していることがわかる。このことから加振周波数を5 Hzとして水槽を振動させたときに水槽の側壁はおおむね剛体振動を行い、この時求められる動水圧は剛体動水圧と見なすことができる。なお5 Hz以下の加振周波数でも水槽側壁は剛体振動をすと考えられるが、加振周波数が小さくなるほど振動台の振幅が大きくなり、表面波が大きくなることから、表面波が動水圧の測定値に影響を及ぼすものと考えられ、加振周波数としては5 Hzが最適と判断した。

次に加振加速度に対する動水圧の線形性を確認するため、このように定めた加振周波数5 Hzに対して加振加速度を50 gal ~ 300 gal まで50 gal ずつ変化させ、その時の動水圧を測定した。その結果を図-3.7に示す。図より、入力加速度と動水圧の間には比例関係が成立しており、この範囲では加振加速度

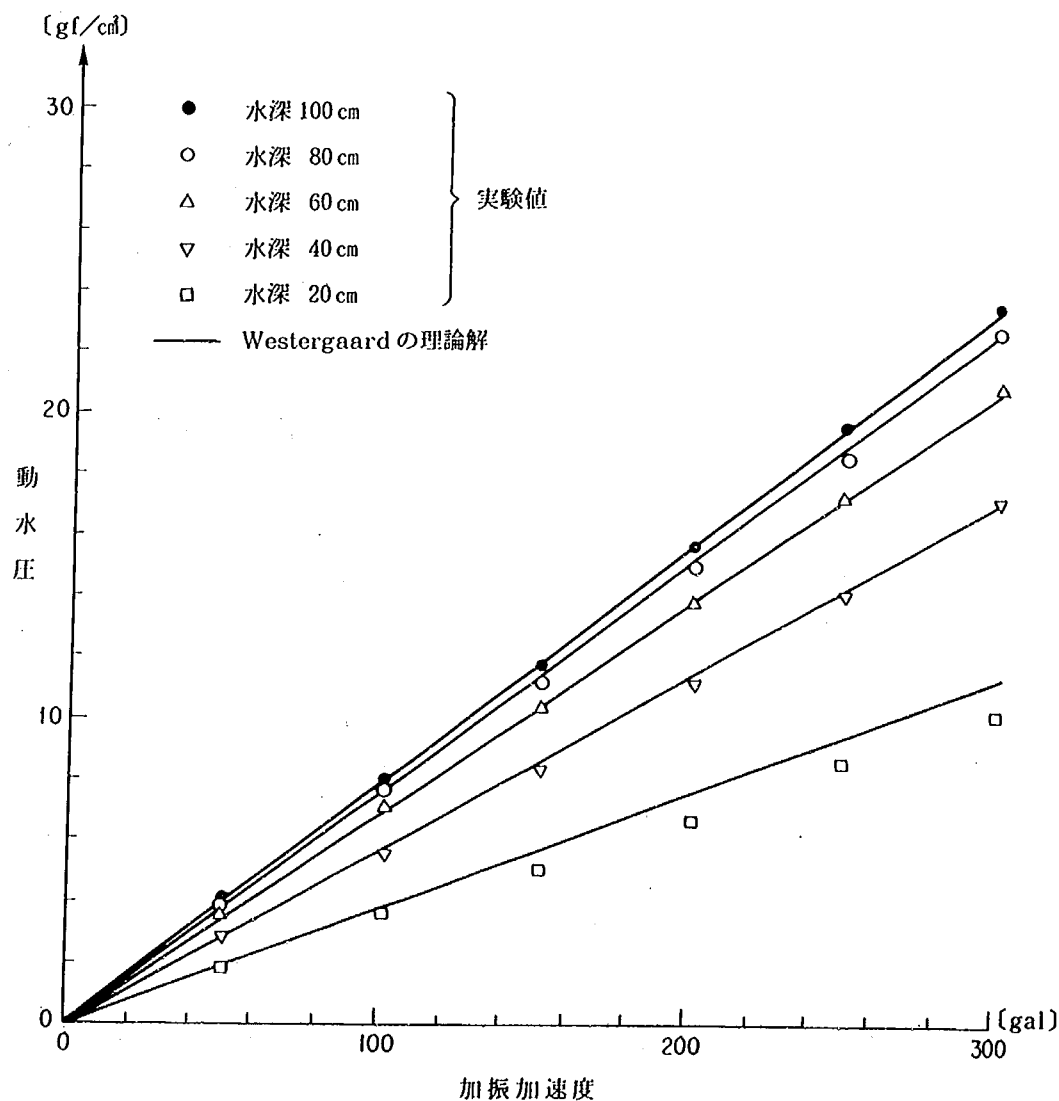


図-3.7 加振加速度と動水圧の関係 (加振周波数 5 Hz)

と動水圧の間に線形性があることが確認された。

次に、ダム堤体にみたてた水槽の側壁に対面する、貯水池上流端を与える水槽のもう一つの側壁の振動が、ダム堤体にみたてた側壁に生じる動水圧に与える影響を見るため、貯水池の底面において動水圧の分布を測定した。加振周波数 5 Hz，加振加速度 199 gal の時の結果を、図- 3.8 に示す。図中の○●は実験より得られた動水圧の値である。貯水池底の動水圧は堤体上流面にみたてた水槽の一方の側壁から離れるに従って指数関数的に減少し、貯水池中央で 0 となり、さらに反対側の側壁に近づくに従って負の方向に指数関数的に増加し、側壁の位置において最大(負)となっている。このように動水圧の分布は貯水池中央の点に関して点対称となっており、これはダム堤体にみたてた水槽の側壁と貯水池の上流端を表す反対側の側壁が同位相で剛体振動を行っていることを示している。一方、Westergaard の理論

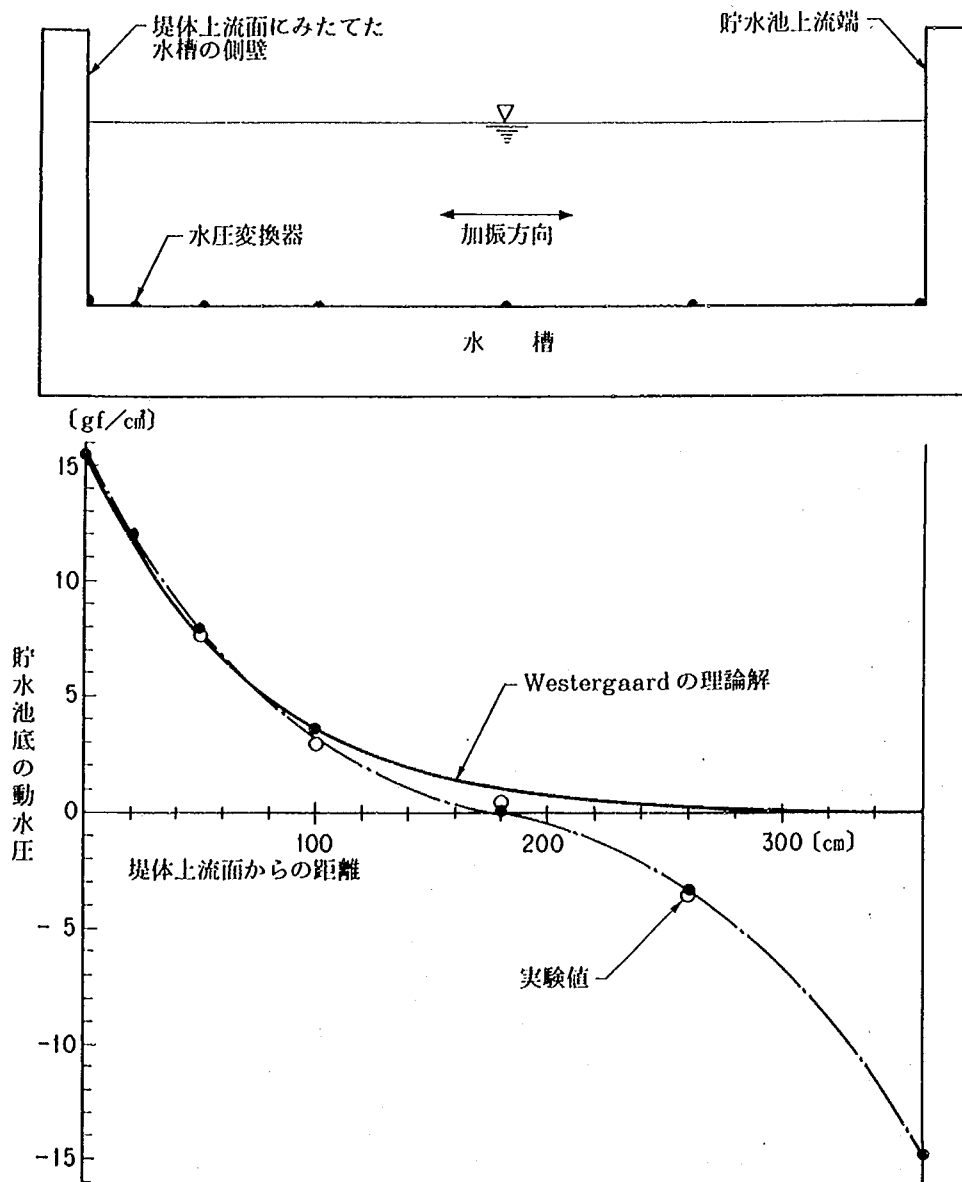


図- 3.8 貯水池底の動水圧分布 (加振周波数 5 Hz
加振加速度 199 gal)

解から求められる貯水池底面の動水圧の分布を図-3.8に実線で示しているが、貯水池模型の中央に当たる位置でその値は概ね0に収束し、その結果、実験値とWestergaardの理論解は比較的よく一致している。このため、上流端の境界の影響（上流側の側壁の振動の影響）はダム堤体にみたてた側壁における動水圧にほとんど影響を及ぼさないと考えられる。

次に、振動方向に平行する水槽の側壁の影響であるが、その振動（変位）は剛体動水圧が生じる加振周波数（5 Hz）の時には、ダム堤体にみたてた側壁の振動とはほぼ同様に剛体振動を行っていると考えられる。従って貯水池の水は振動台の振動方向と直交する方向には、ほとんど振動せず、2次元状態は十分に確保できているものと考えられる。

以上のことから、加振周波数5 Hzで本水槽を加振した場合、ダム堤体にみたてた側壁に作用する動水圧はWestergaardの仮定した条件を近似的に満たすものと考えられる。

そこで、堤体上流面にみたてた側壁において測定される動水圧の分布とWestergaardの理論解から得られる動水圧の分布を比較したものを図-3.9に示す。

なお、動水圧は次式で無次元化した動水圧係数として表している。

$$C = P_d / (K_h W_0 H) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、

C：動水圧係数

P_d ：動水圧 (gf/cm²)

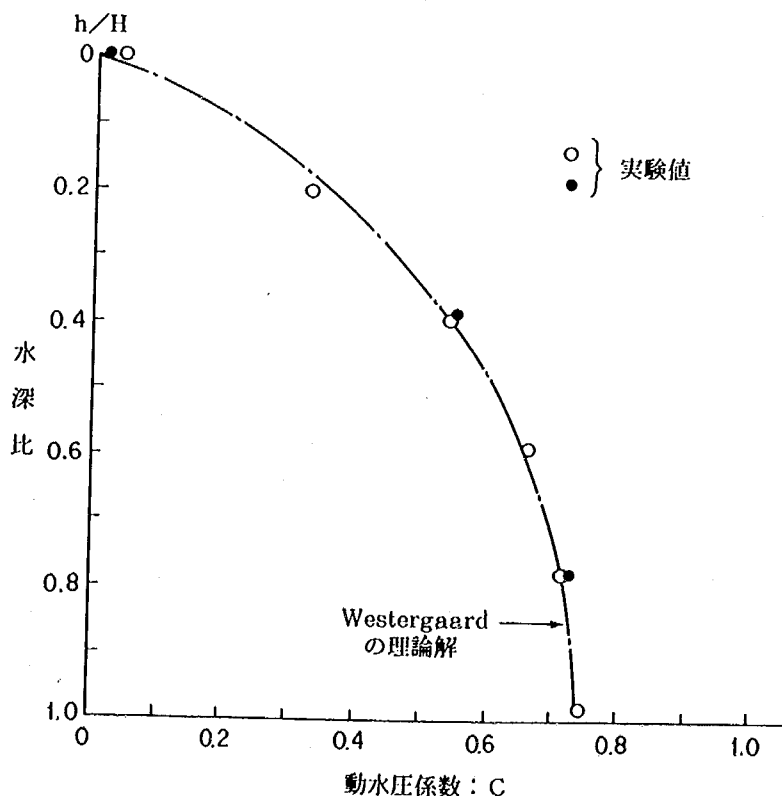


図-3.9 鉛直方向の動水圧分布

K_h : 堤体震度

W_0 : 水の単位体積重量 (gf/cm³)

H : 水面から貯水池底までの水深 (cm)

である。

図中の○●は実験より得られた動水圧の値で、一点鎖線は Westergaard の理論解による動水圧分布である。図から明らかなように、実験値と Westergaard の理論解とはほぼ一致しており、本実験方法によって Westergaard の剛体動水圧を十分再現できること、また Westergaard の動水圧の解が正しいことを実験的に確認することができた。なお、ダム堤体の加速度と動水圧の波形を比較したところ両者の間に位相差のないことが認められた。すなわち上流向き加速度が最大の時（堤体が最下流に変位したとき）に動水圧が正の最大値を示すことが確認できた。

4. 貯水池の谷形状を考慮した動水圧実験

4.1 直線式のダムに作用する動水圧

4.1.1 実験目的

コンクリートダムの耐震設計において、地震時にダム上流面に作用する動水圧は、一般に Westergaard によって導かれた式をもとに算出することとなっている³⁾。しかし、既述のように、この式は上下流方向の2次元断面に対する理論的な解析より導かれたものであり、V字谷に築造された実際のダムに作用する地震時動水圧は、その谷の形状の影響を受け、Westergaardの式による動水圧の値とは異なることが考えられる。

そこで、ここでは、V字谷に築造された直線式のダムに作用する動水圧について、①2次元状態の動水圧との比較、②谷の傾斜角が動水圧に及ぼす影響の把握、③設計に用いる動水圧の値に関する提案を目的とし、振動模型実験による検討を行った。

4.1.2 実験模型の概要

1) 模型の概要

実験用水槽は図-2.4に示した鋼製水槽で、その内部にベニヤ合板でV字谷の貯水池の模型を製作した。その概観を図-4.1および写真-4.1に示す。

ダムの形状は上流面が鉛直平面をなす直線式のダムとし、予備試験の場合と同様に、水槽の側壁をダムの上流面とみなした。貯水池の最大水深は1.0m、貯水池長は3.6mである。また、谷の斜面が水平面となす傾斜角は、 30° 、 45° 、 60° の3種類とした。貯水池模型の湛水状況を写真-4.2に示す。

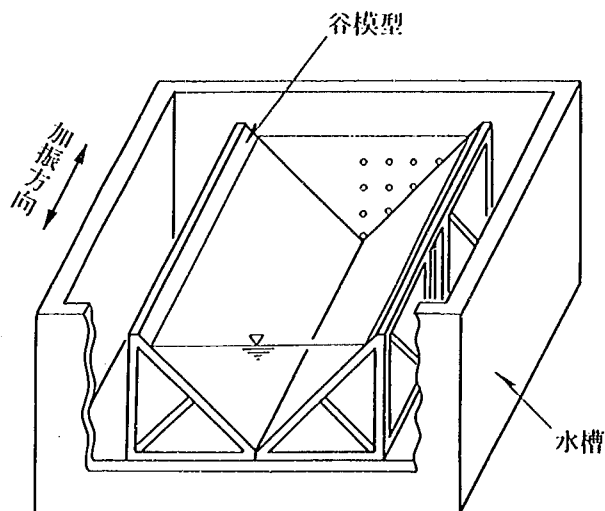


図-4.1 実験用水槽概観図

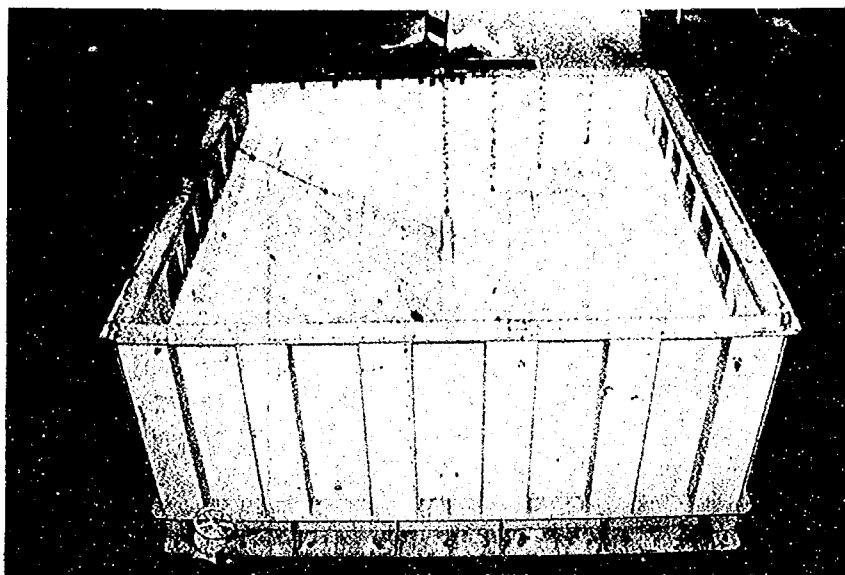
2) 測定用計器の配置

実験における計測項目は加速度および動水圧であり、加速度はダムの上流面の背面にあたる水槽の外壁面で、動水圧はダムの上流面にあたる水槽の内壁面でそれぞれ測定した。

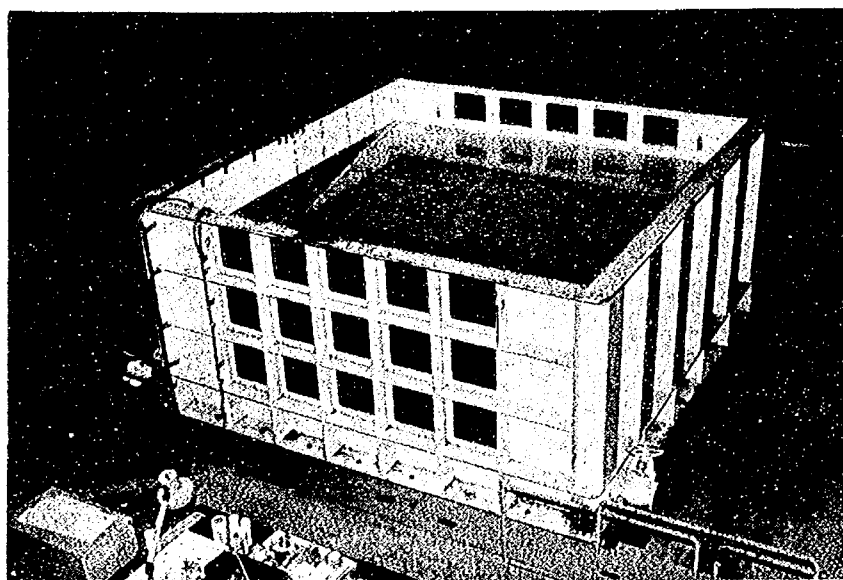
測定に用いた計測器は、いずれもひずみゲージ型変換器であり、その諸元を表-4.1に示す。また、計測器の配置は図-4.2および写真-4.3に示すとおりである。

3) 加振条件

実験水槽内にV字谷の貯水池模型を取り付けたときの模型全体の振動応答特性を確認するため、まず3Hzから20Hzまで加振周波数を変えた加振実験を行った。なお、加振波形は正弦波とした。この時のダムの上流面にみたてた水槽の側壁の振動特性を図-4.3に示す。3～6Hzでは水槽の側壁の加速度応



写真－ 4.1 実験用水槽



写真－ 4.2 水槽湛水状況

表－ 4.1 計測器諸元

計 測 器	容 量	形 状 (mm)	器 種 名	備 考
水 圧 変 換 器	200 gf/cm ²	φ 4.5×t1.0	PSL-200GA	図－ 3.4 参照
3 成分加速度変換器	1G	—	AR-1TC	
1 成分加速度変換器	2G	—	AS-2GA	

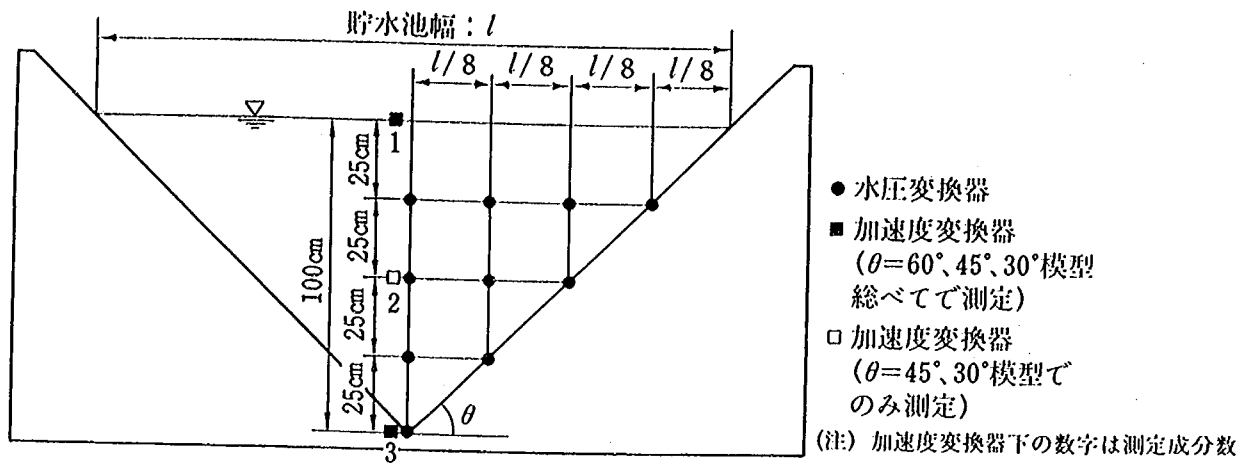


図-4.2 計測器配置

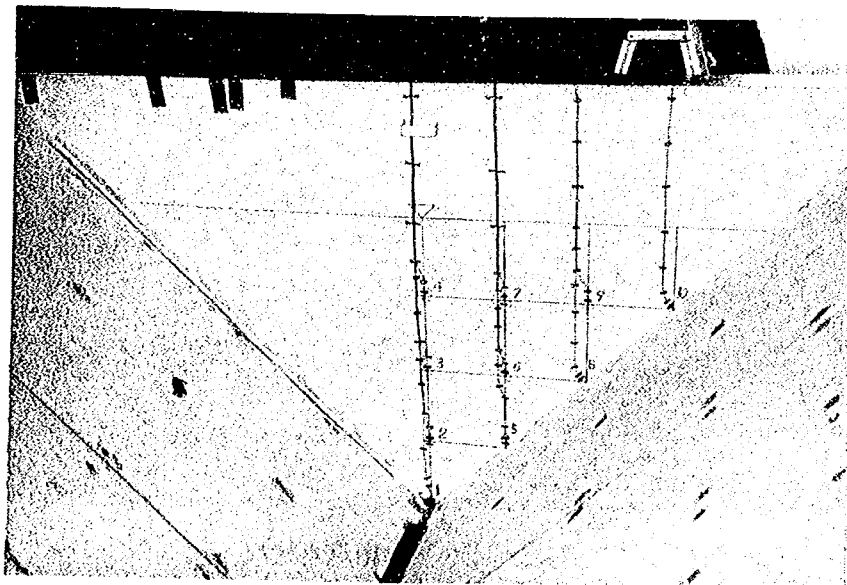


写真-4.3 水圧変換器配置 (谷傾斜角 45°)

答倍率が1付近となっているが、これより加振周波数が大きくなるにしたがって応答倍率も次第に大きくなり、高い周波数では水槽が共振しているものと考えられる。そこで予備実験の場合と同様に、ダム堤体が剛体振動をする加振周波数として5Hzを採用するものとした。

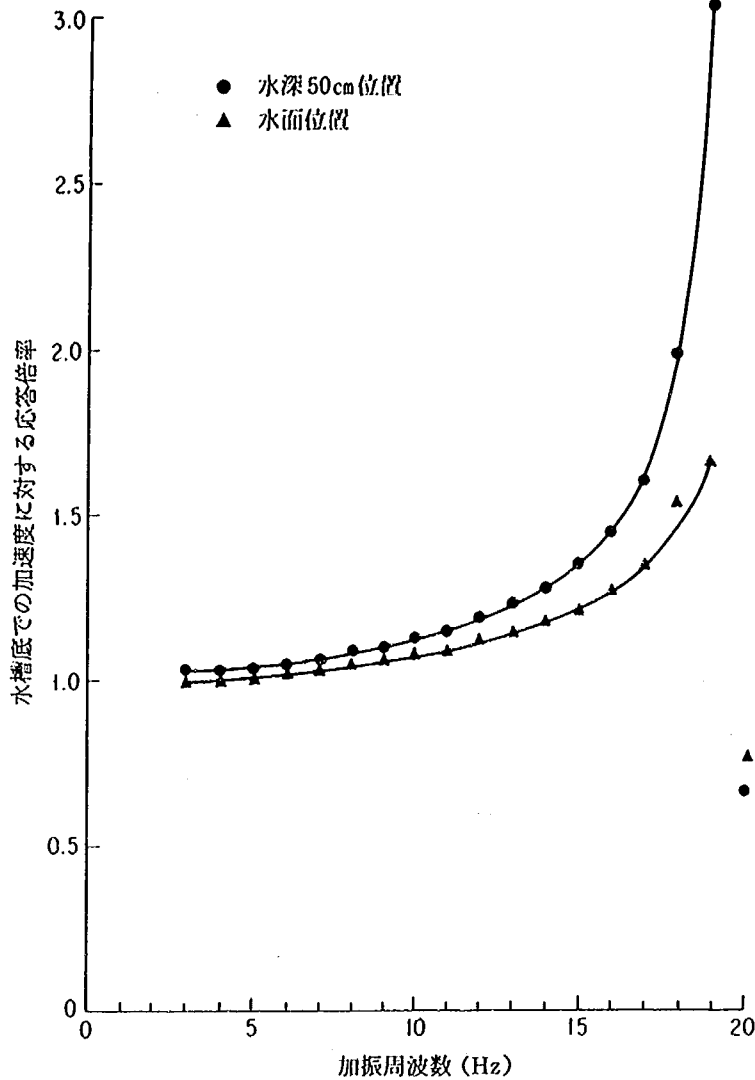


図- 4.3 水槽壁の加速度応答 (谷傾斜角 $\theta = 45^\circ$)

4.1.3 実験結果

ここでは、近似的に Westergaard の式が V 字型の谷形状をなす貯水池に対しても適用できるものと仮定し、Westergaard の動水圧の理論解と実験値とを比較して整理した。なお、Westergaard の理論解 (1.38) における H は、計算の対象となる断面の貯水深 (図- 4.4 における H) とした場合と、

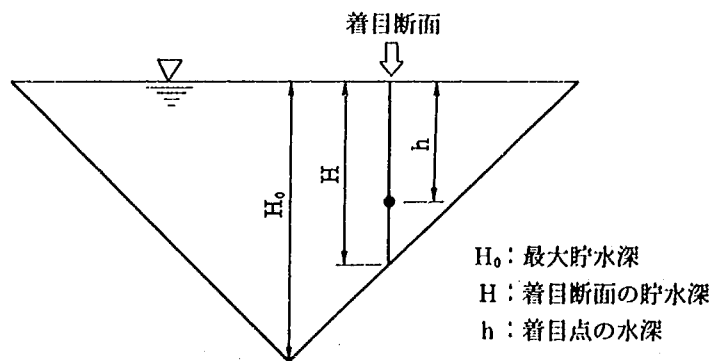


図- 4.4 水深表示

最大貯水深 (同図における H_0) とした場合の両方について計算した。これは、一般にコンクリートダム の耐震設計において、Westergaard の動水圧の近似式 (1.42) を適用するに当たり、式中の貯水深 H のとり方について上記のように 2 通りの考え方があるためで、ここで、これら 2 通りの貯水深を用いた

場合の動水圧の理論解と実験値を比較することにより、これらの適合性を明らかにすることを目的としたものである。

水深方向の動水圧の分布を図－4.5に示す。また、水平方向の動水圧の分布を図－4.6に示す。これらの図はいずれも、ダムの上流面に作用する動水圧を、図中の断面図に●印で示した位置について示したものである。ここで、図－4.5の横軸は、動水圧 P_d の値を次式を用いて無次元化した動水圧係数を示したものである。

$$C = P_d / \{ (a/g) W_0 H_0 \} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、

C：動水圧係数

P_d ：動水圧の測定値（振幅）

a：加振加速度の振幅

g：重力加速度

W_0 ：水の単位体積重量

H_0 ：最大貯水深（図－4.4参照）

である。また、縦軸は動水圧の測定点の水深 h と最大貯水深 H_0 との比 h/H_0 であり、水深を無次元化したものである（図－4.4参照）。一方、図－4.6の縦軸は上記の動水圧係数を示し、横軸は測定点の位置を測定点の断面での貯水深 H と最大貯水深 H_0 との比 H/H_0 によって表わしたものである（図－4.4参照）。図－4.5、図－4.6には、動水圧実験によって求めたそれぞれの測定点の動水圧を○、△、●の3つの記号で示している。ここで○は谷傾斜角が 60° の場合、△は谷傾斜角が 45° の場合、●は谷傾斜角が 30° の場合の動水圧の測定値である。また、これらの図にはWestergaardの理論解から求めた動水圧の値を、実線と破線の2つで示している。実線はWestergaardの理論解（1.38）の H として当該断面の貯水深 H （図－4.4参照）を用いた場合の計算値を式（4.1）によって無次元化したものであり、また破線はWestergaardの理論解（1.38）の H として最大貯水深 H_0 （図－4.4参照）を用いた場合の計算値を式（4.1）によって無次元化したものである。

なお、実験による動水圧の値は、振動の過程において堤体の加速度が貯水池向きに最大となる時点で圧縮の最大値を示し、堤体加速度と動水圧の間に位相差はなかった。

図－4.5、図－4.6より、実験値は総て、最大貯水深を用いて計算したWestergaardの理論解よりも小さいことが分かる。また、最大断面（貯水深 $H/H_0 = 1.0$ ）付近においては、実験値は当該断面の貯水深を用いて計算したWestergaardの理論解よりも小さく、貯水深 H/H_0 が浅くなるにしたがって両者は徐々に近づく傾向にあり、さらに貯水深の浅い断面では、実験値の方が当該断面の貯水深を用いて計算したWestergaardの理論解よりも大きくなっている。これは、貯水深が深い最大断面付近の断面における動水圧は、貯水深が浅い袖部の断面の影響を受けるため、当該断面の貯水深を用いて計算した2次元状態におけるWestergaardの理論解よりも小さい動水圧となり、一方、貯水深が浅い袖部の断面における動水圧は、貯水深が深い最大断面付近の断面の影響を受けるため、当該断面の貯水深を用いて

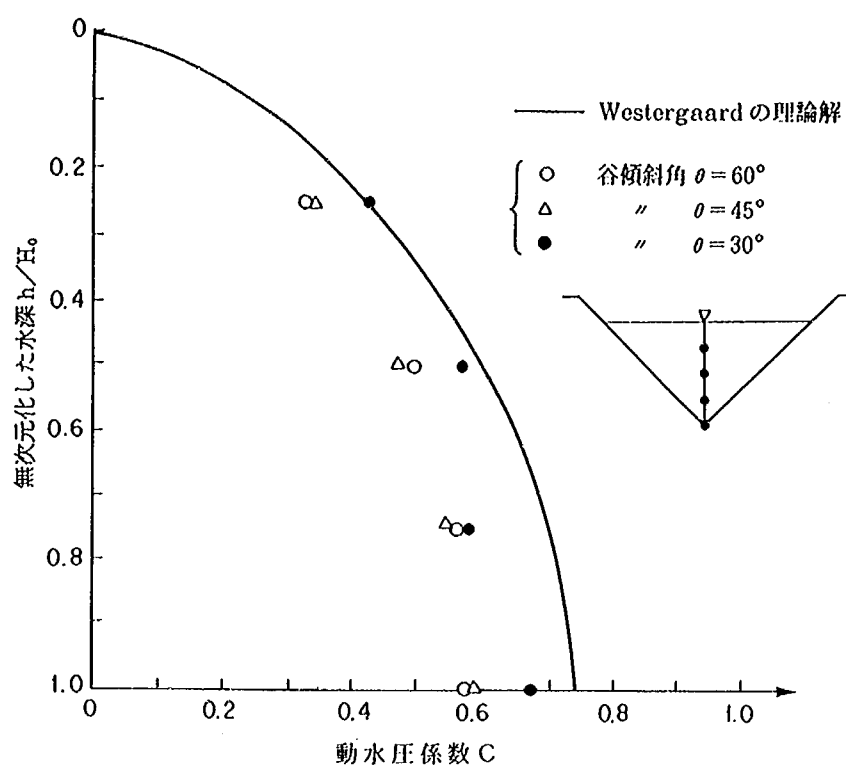


図-4.5 (1) 動水圧鉛直分布 ($H/H_0 = 1.0$)

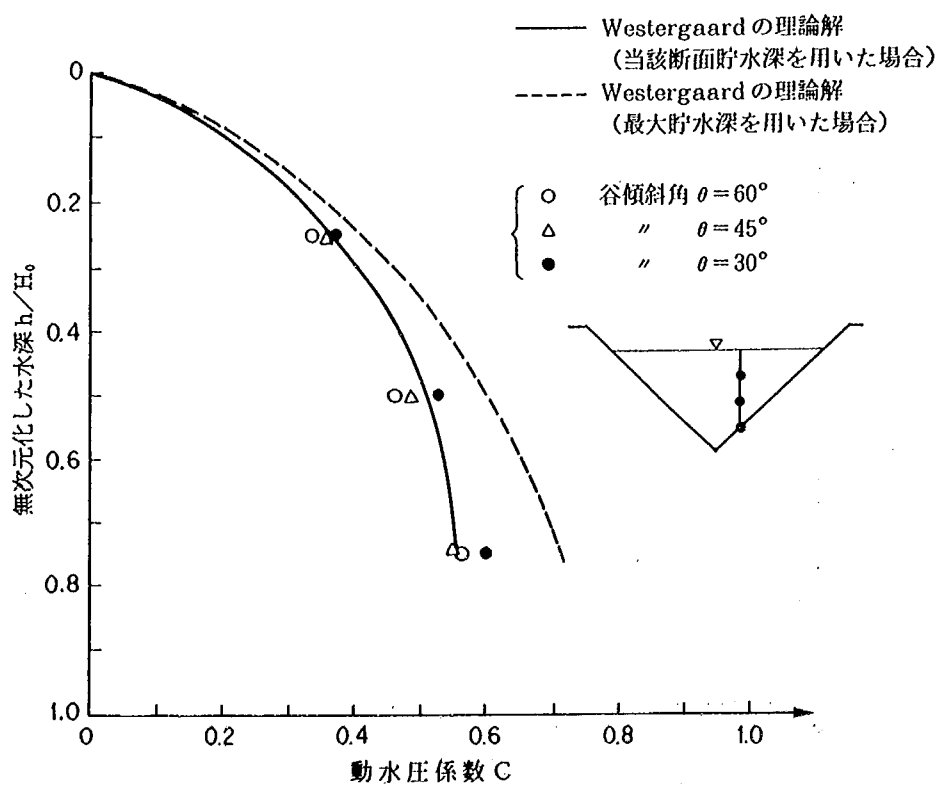


図-4.5 (2) 動水圧鉛直分布 ($H/H_0 = 0.75$)

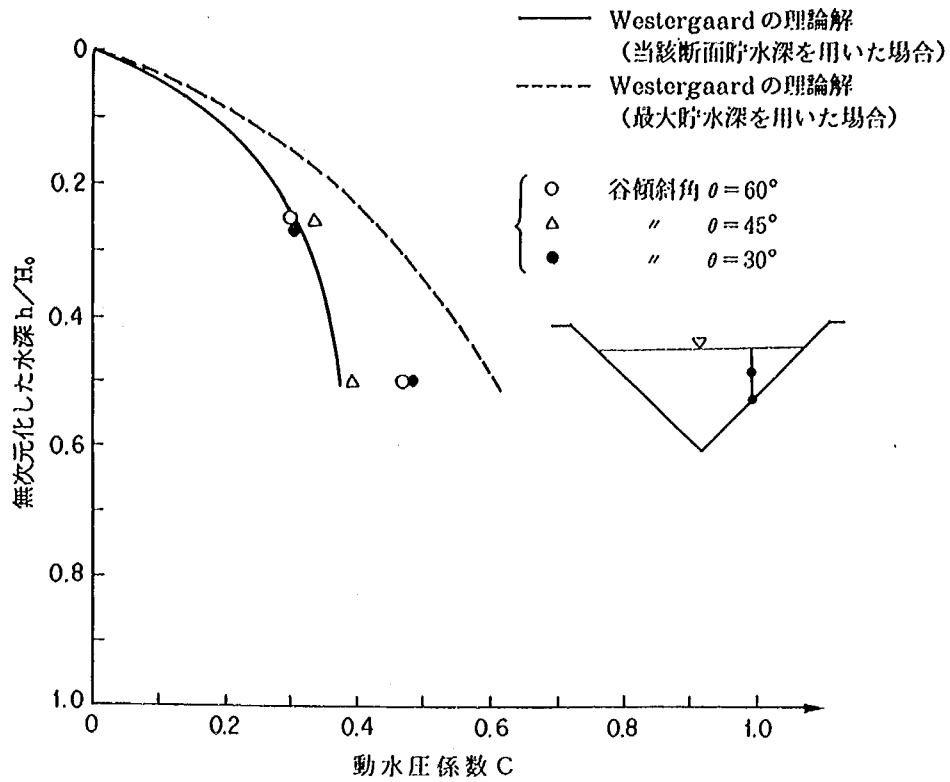


図-4.5(3) 動水圧鉛直分布 ($H/H_0 = 0.50$)

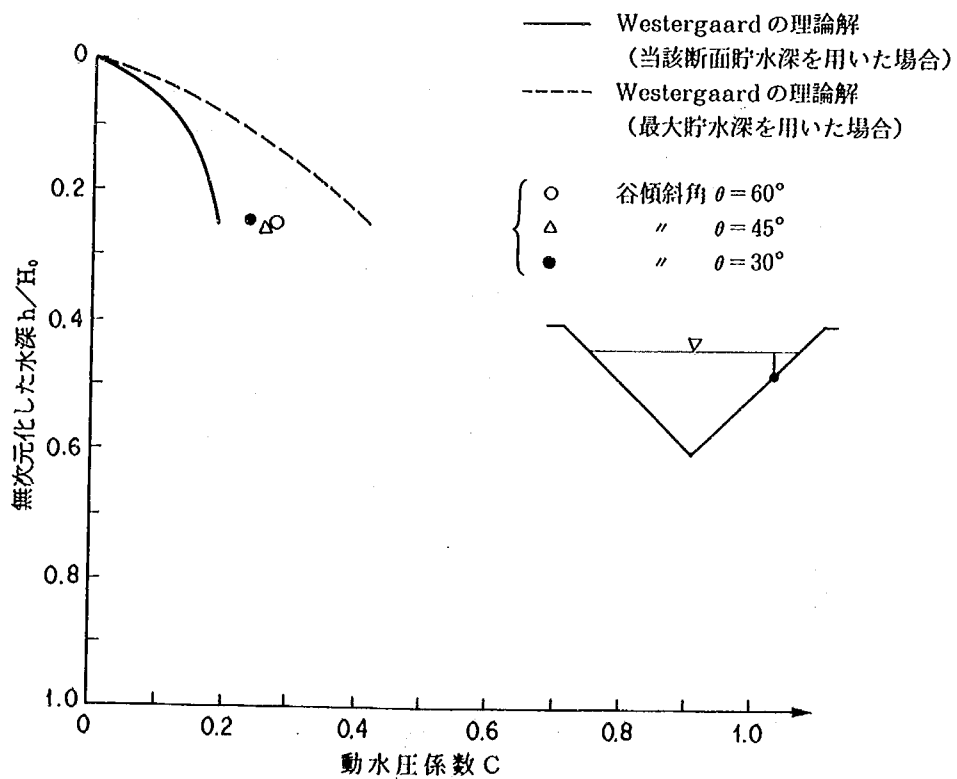


図-4.5(4) 動水圧鉛直分布 ($H/H_0 = 0.25$)

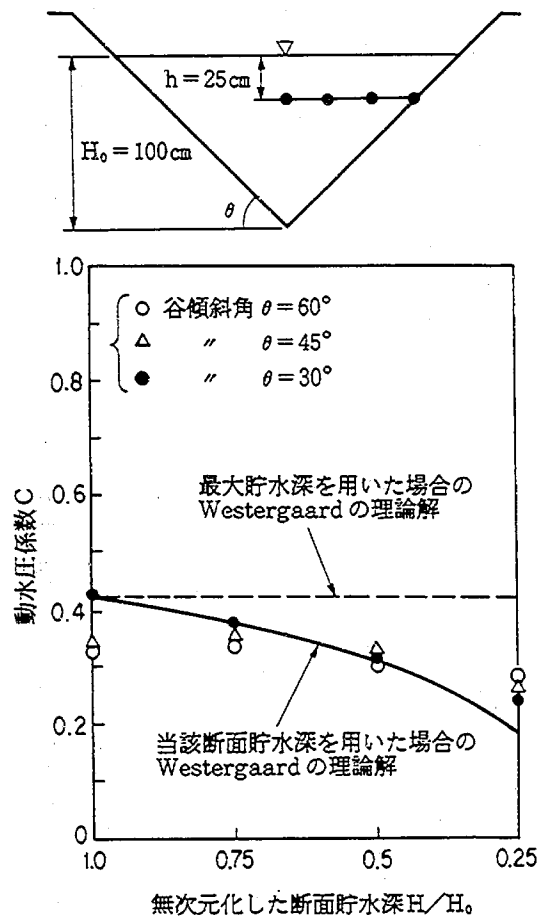


図-4.6 (1) 動水圧水平分布
($h/H_0 = 0.25$)

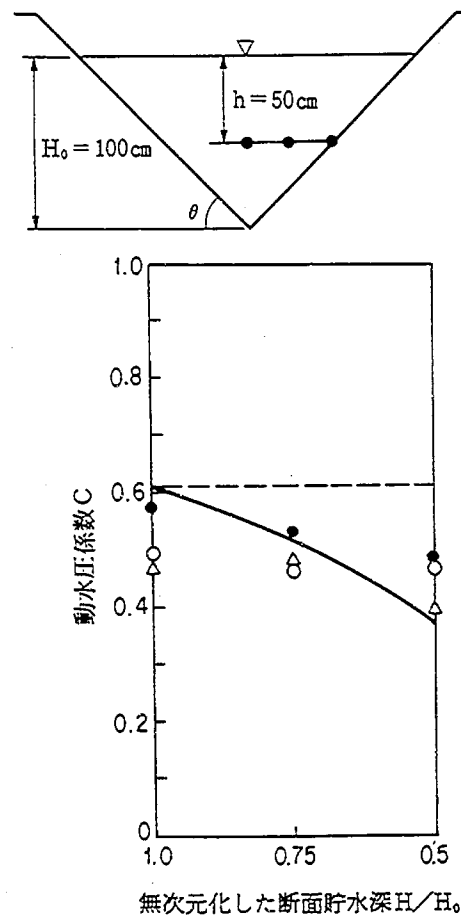


図-4.6 (2) 動水圧水平分布
($h/H_0 = 0.50$)

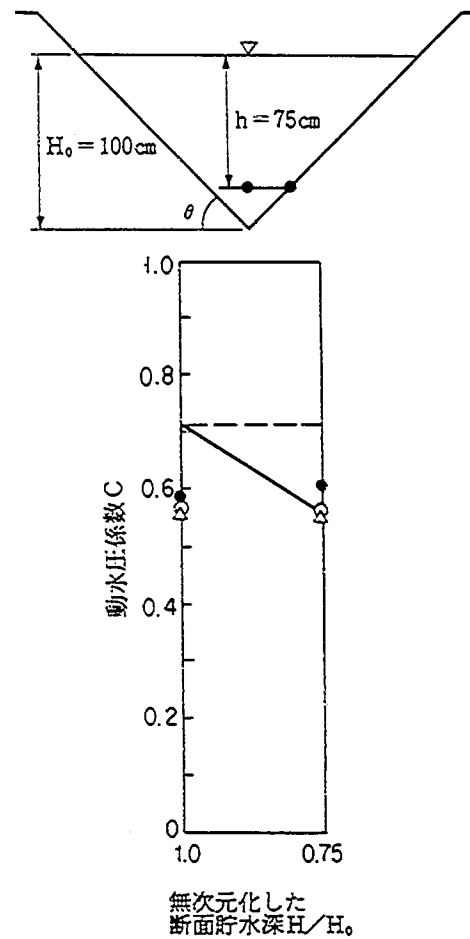


図-4.6 (3) 動水圧水平分布
($h/H_0 = 0.75$)

計算した Westergaard の理論解よりも大きい動水圧となるものと考えられる。

次に、谷の傾斜角による影響をみると、3つの実験値の間に大きな差が見られないが、谷の傾斜角が緩やかな場合ほど実線で表わされる当該断面の貯水深を用いて計算した Westergaard の理論解に近づいているように見える。これは、谷の傾斜角が緩いほど貯水池の状態が2次元状態に近づいていくためと考えられる。

これらの動水圧分布を見る限り、ダム堤体が剛体振動をする場合においては、貯水池がV字谷形状をなす直線式のダムに作用する動水圧は、近似的に Westergaard の式を適用して計算しても差し支えないものと考えられ、その際には貯水深としては、各対象断面での貯水深を用いて計算したほうが、貯水池の最大断面の貯水深を用いて計算した場合よりも、より実際に近い動水圧を与えるということができる。

4.2 アーチ式のダムに作用する動水圧

4.2.1 実験目的

アーチ式のダムの耐震設計に用いる動水圧は、一般に直線式のダムと同様に Westergaard によって導かれた式をもとに算出されている。しかし、既述のように、この式は、2次元断面に対する理論的な解析より、上下流方向の地震動に対してダムの上流面に作用する動水圧を求める式として導かれたものであり、その値とV字谷に築造された上流面が曲面をなすアーチ式のダムに作用する地震時動水圧との関係は明確でない。

また、現在のダムの設計においては、一般に地震の方向として上下流方向のみを考慮しているが、アーチダムが3次元構造物として設計されることを考えれば、実際には種々の方向の地震の影響を考慮しなければならないと考えられる。

ここでは、これらのことを踏まえ、V字谷に築造されたアーチ式のダムに作用する動水圧について、①直線式のダムに作用する動水圧との比較、②谷の傾斜角が動水圧に及ぼす影響の把握、③地震の方向による動水圧の変化の把握、④設計に用いる動水圧の値に関する提案を目的とし、振動模型実験による検討を行った。

4.2.2 実験模型の概要

1) 模型の概要

実験用水槽は図-2.4に示した鋼製水槽で、その内部にベニヤ合板でV字谷の貯水池の模型を作り、その端部に同じくベニヤ合板製のアーチダム模型を設置した。その概観を図-4.7および写真-4.4に示す。なお、模型は谷の斜面が水平面となす傾斜角が45°、60°の場合の2種類を製作した。その諸元は表-4.2のとおりである。貯水池長（ダム上流面クラウンから上流端までの距離）は、谷傾斜角45°の模型が約3.1m、同じく60°の模型が約3.3mである。

2) 測定用計器の配置

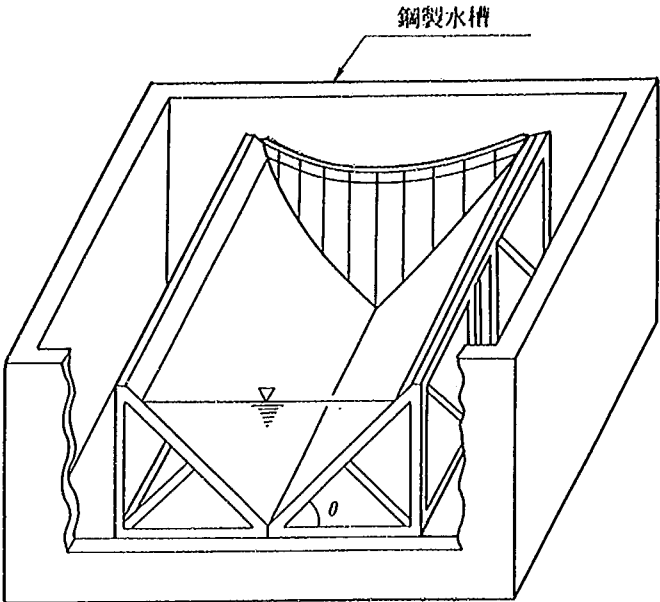
実験における計測項目は加速度および動水圧であり、加速度はダム堤体模型の背面および鋼製水槽の

外壁面で、動水圧はダム堤体模型の上流面でそれぞれ測定した。

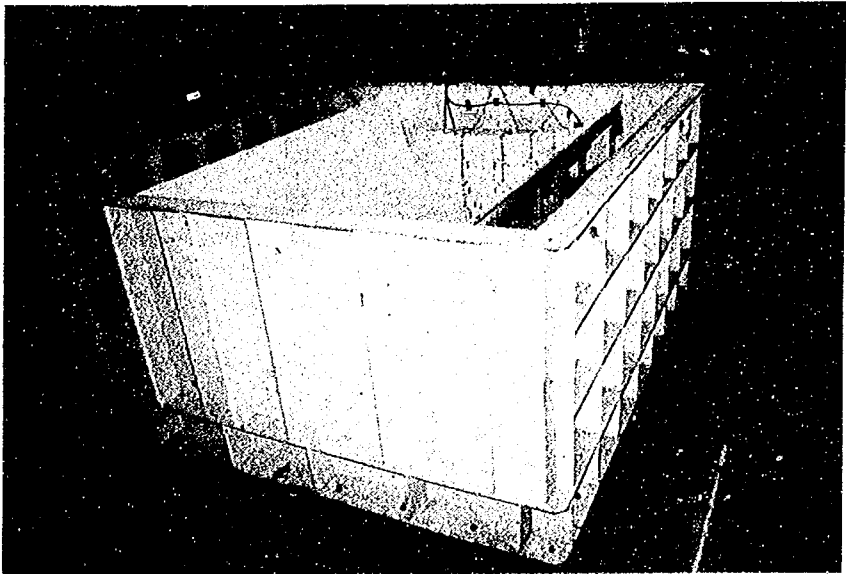
測定に用いた計測器は、いずれもひずみゲージ型変換器であり、その諸元を表－4.3に示す。また、計測器の配置は図－4.8および写真－4.5に示すとおりである。

3) 加振条件

加振波形は正弦波とし、加振方向は上下流方向および左右岸方向（河流直角方向）とした。また、加振周波数は次の検討を行って決定した。すなわち、実験の前提であるダム堤体模型が剛体振動をするという条件を満足する加振周波数を確



図－4.7 実験用水槽概観図



写真－4.4 実験用水槽

表－4.2 水槽およびアーチダム堤体模型の諸元

No.	谷傾斜角 θ (°)	アーチ半径 R (cm)	アーチ形状	最大水深(クラウン) H_0 (cm)	アーチ中心角(水面) ϕ (°)
①	45	122.1	定半径単心円弧	100	110
②	60	70.5			

表-4.3 計測器諸元

計 測 器	容 量	形 状 (mm)	器 種 名	備 考
水 圧 変 換 器	200 gf/cm ²	φ 4.5 × t 1.0	PSL-200 GA	図- 3.4 参照
3 成分加速度変換器	1 G	—	AS-1 TG	
1 成分加速度変換器	1 G	—	AS-1 GB	

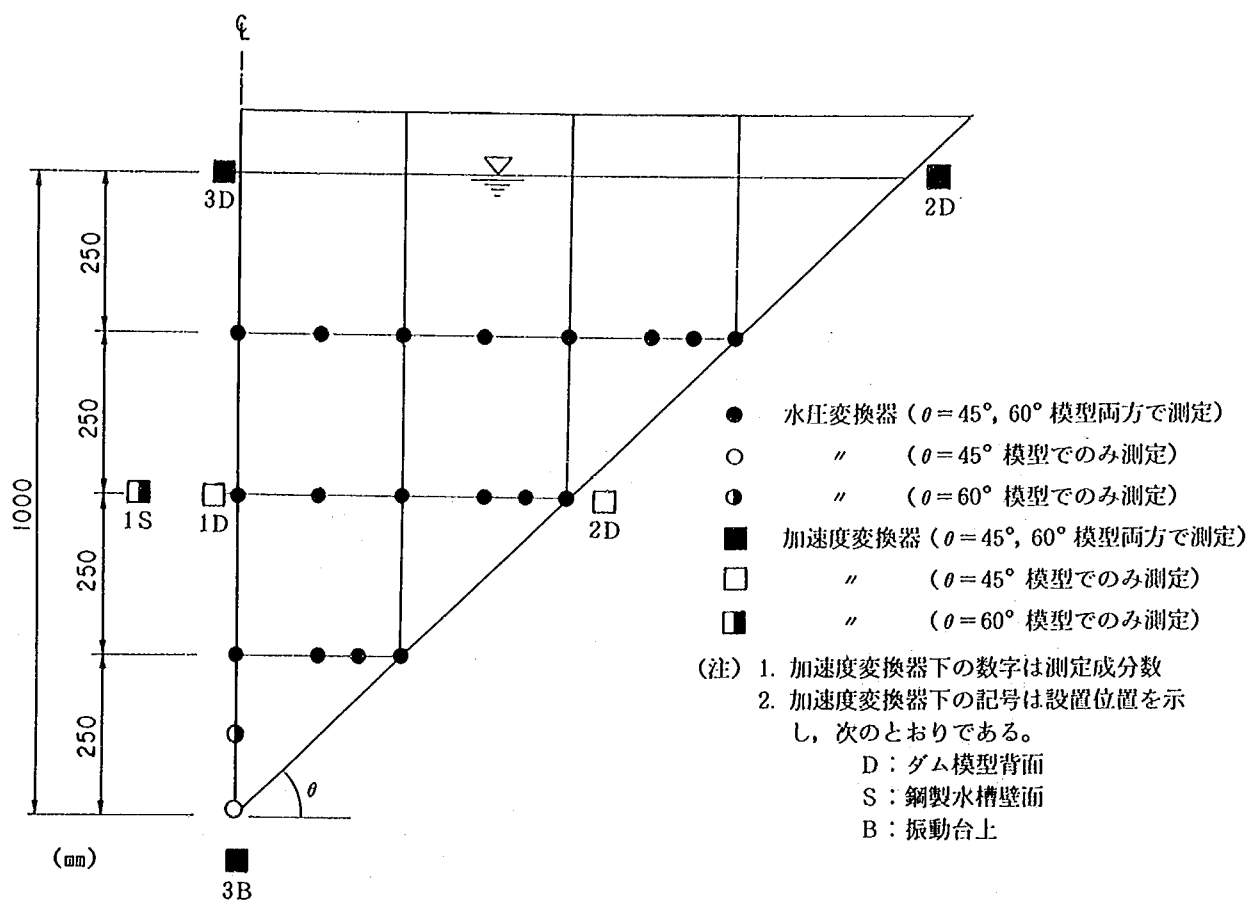


図-4.8 計測器配置

認するため、予め種々の加振周波数に対するダム堤体模型の加速度応答を調べた。その結果を図-4.9に示す。これより、ダム堤体模型が剛体振動をしていると見なせる加振周波数として、上下流方向加振に対しては5 Hz、左右岸方向加振に対しては4 Hzを採用した。また、加振加速度の振幅はいずれの方向の加振についても100 galとした。なお、加振状況の一例を写真-4.6に示す。

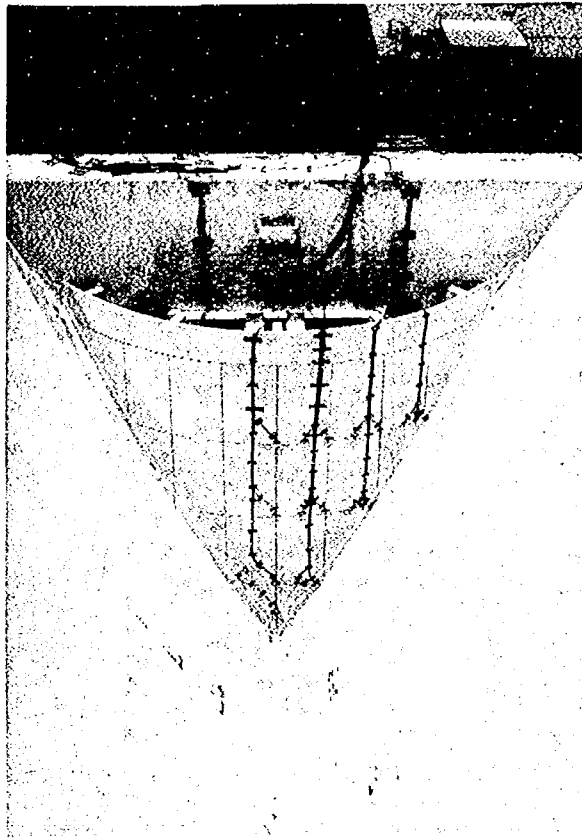


写真- 4.5 水圧変換器配置
(谷傾斜角 60°)

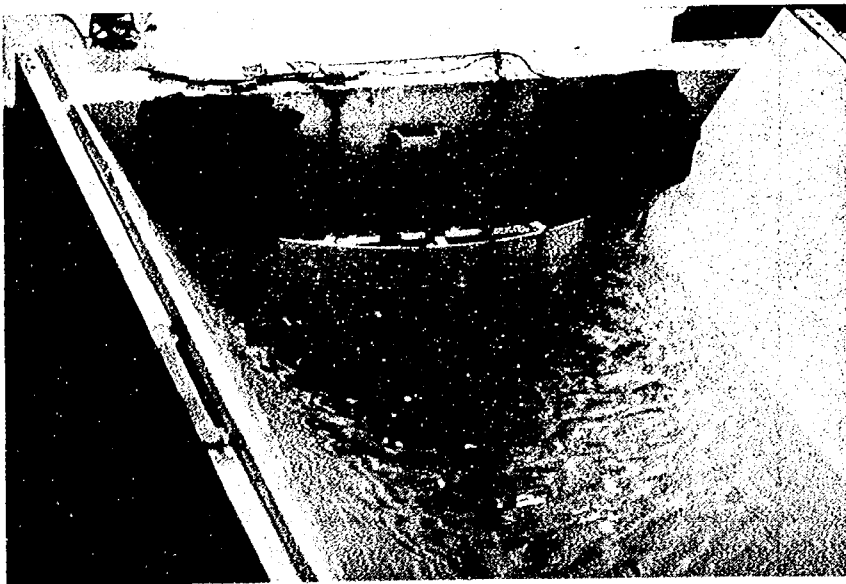


写真- 4.6 加振状況
(谷傾斜角 60° , 上下流方向加振)

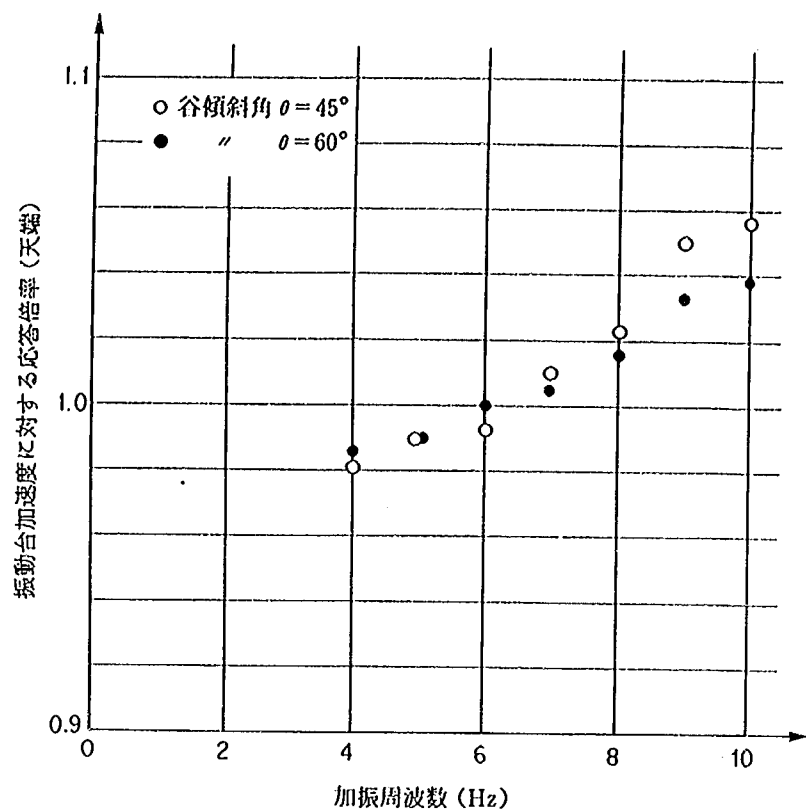


図- 4.9 (1) ダム堤体模型の加速度応答 (上下流方向加振)

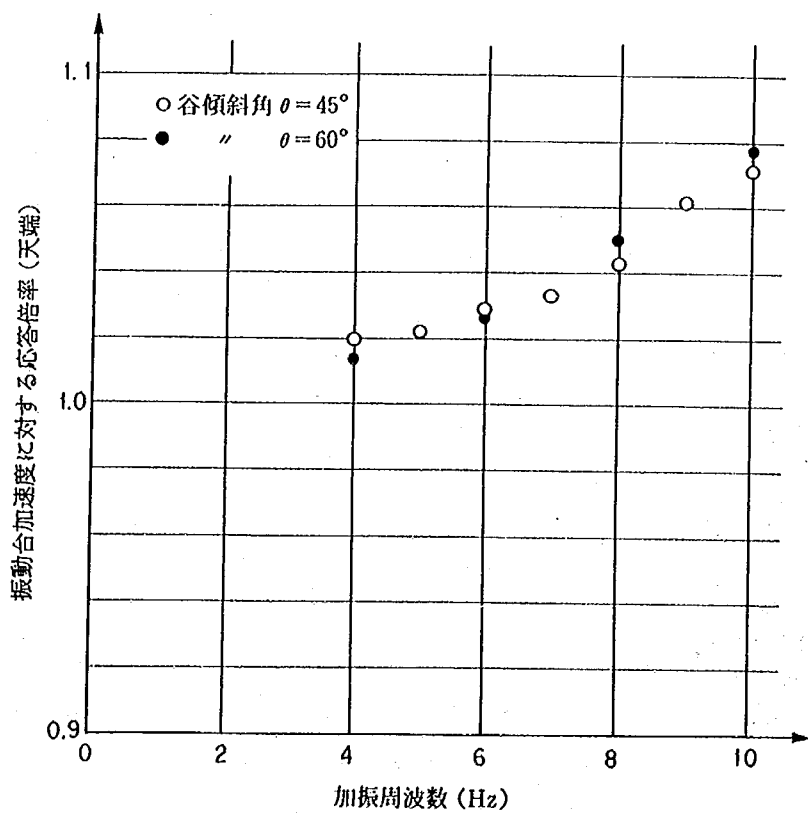


図- 4.9 (2) ダム堤体模型の加速度応答 (左右岸方向加振)

4.2.3 実験結果

ここでは、直線式のダムに作用する動水圧の場合と同様に、近似的に Westergaard の式がV字谷に築造されたアーチ式のダムにも適用できるものと仮定し、Westergaard の動水圧の理論解と実験値とを比較して整理した。なお、Westergaard の理論解 (1.38) における貯水深 H は、「4.1 直線式のダムに作用する動水圧」の検討結果を踏まえ、計算の対象となる断面の貯水深 (図-4.4 における H) とした。また、アーチ式のダムに対して Westergaard の式を適用する際の堤体の加速度は、図-4.10 に示すようにダム上流面の法線方向の加速度成分 (以下、有効加速度という) とし、上下流方向地震に対しては $a \cdot \cos \phi$ 、左右岸方向地震に対しては $a \cdot \sin \phi$ とした。ここに、 a は基盤における地震の加速度であり、 ϕ は図-4.10 に示すアーチの中心角である。なお、有効加速度の符号は貯水池向きを正とした。

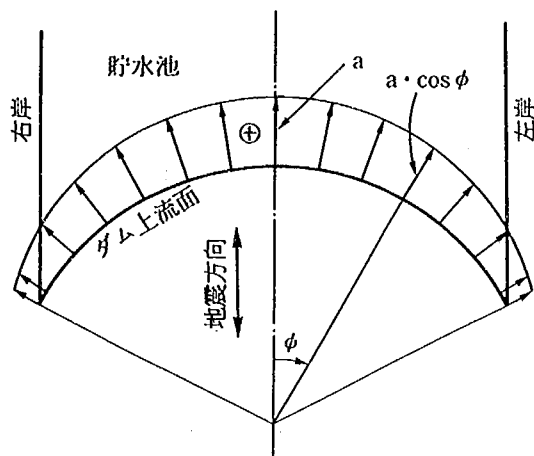


図-4.10 (1) 堤体有効加速度
(上下流方向地震)

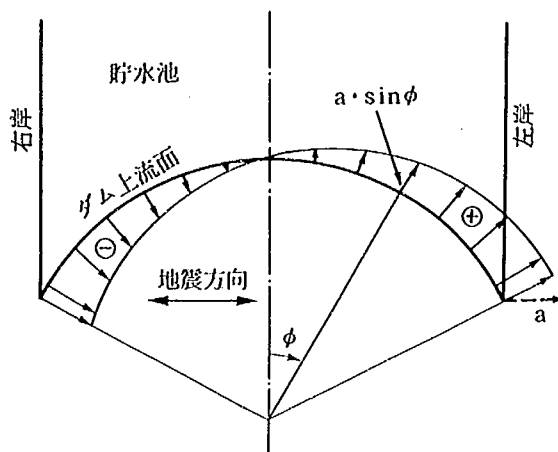


図-4.10 (2) 堤体有効加速度
(左右岸方向地震)

1) 上下流方向地震による動水圧

上下流方向地震による水深方向の動水圧の分布を図-4.11 に示す。また、水平方向の動水圧の分布を図-4.12 に示す。これらの図はいずれも、ダムの上流面に作用する動水圧を、図中の断面図に太実線で示した位置について示したものであり、縦軸、横軸の表示方法は図-4.5、図-4.6 と同様である。ただし、図-4.11 の横軸および図-4.12 の縦軸に示す動水圧係数は、式 (4.1) 中の加振加速度の振幅 a として堤体の上下流方向の加速度振幅 (図-4.10 (1) における a) を用いて動水圧を無次元化したものである。また、これらの図中には、比較のために、図-4.5、図-4.6 に示した直線式のダムに作用する動水圧実験の結果および Westergaard の理論解も併せて示す。図-4.11、図-4.12 には、動水圧実験によって求めたそれぞれの測定点の動水圧を●、▲、○、△の4つの記号で示している。ここで●はアーチ式のダムで谷傾斜角が 45° の場合、▲はアーチ式のダムで谷傾斜角が 60° の場合、○は直線式のダムで谷傾斜角が 45° の場合、△は直線式のダムで谷傾斜角が 60° の場合の動水圧の測定値である。また、これらの図には Westergaard の理論解から求めた動水圧の値を、実線と破線の2つで示している。

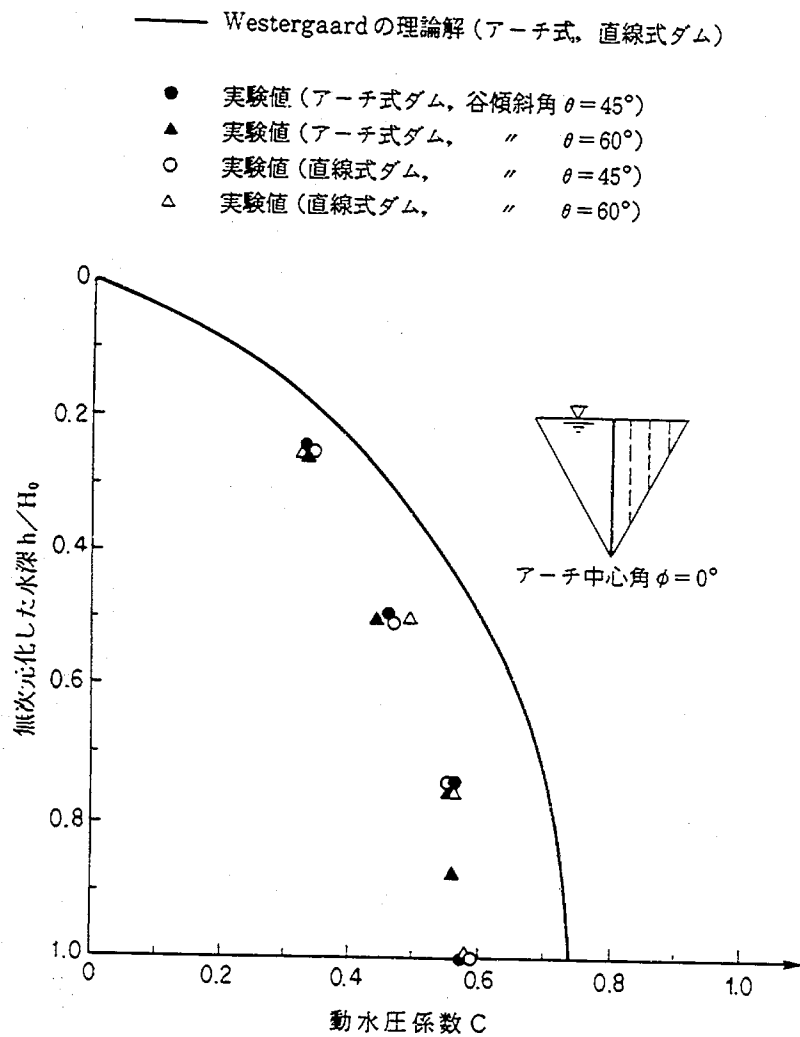


図-4.11 (1) 動水圧鉛直分布 (上下流方向地震, $H/H_0 = 1.0$)

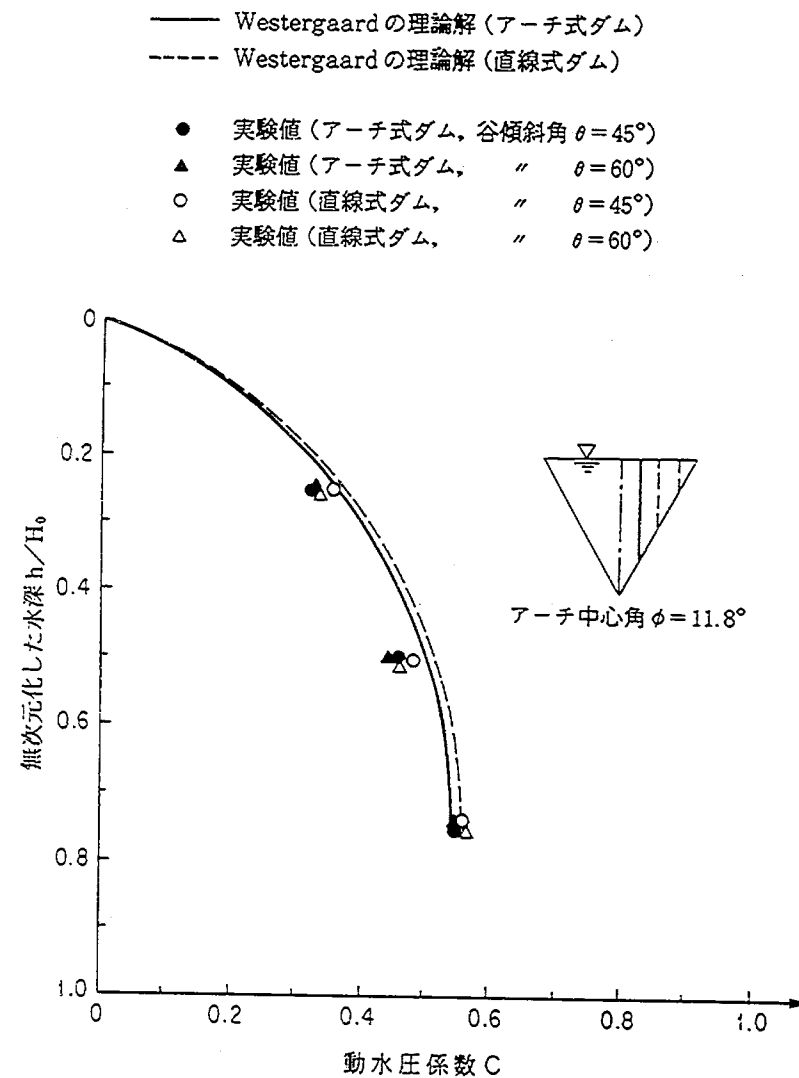


図-4.11 (2) 動水圧鉛直分布 (上下流方向地震, $H/H_0 = 0.75$)

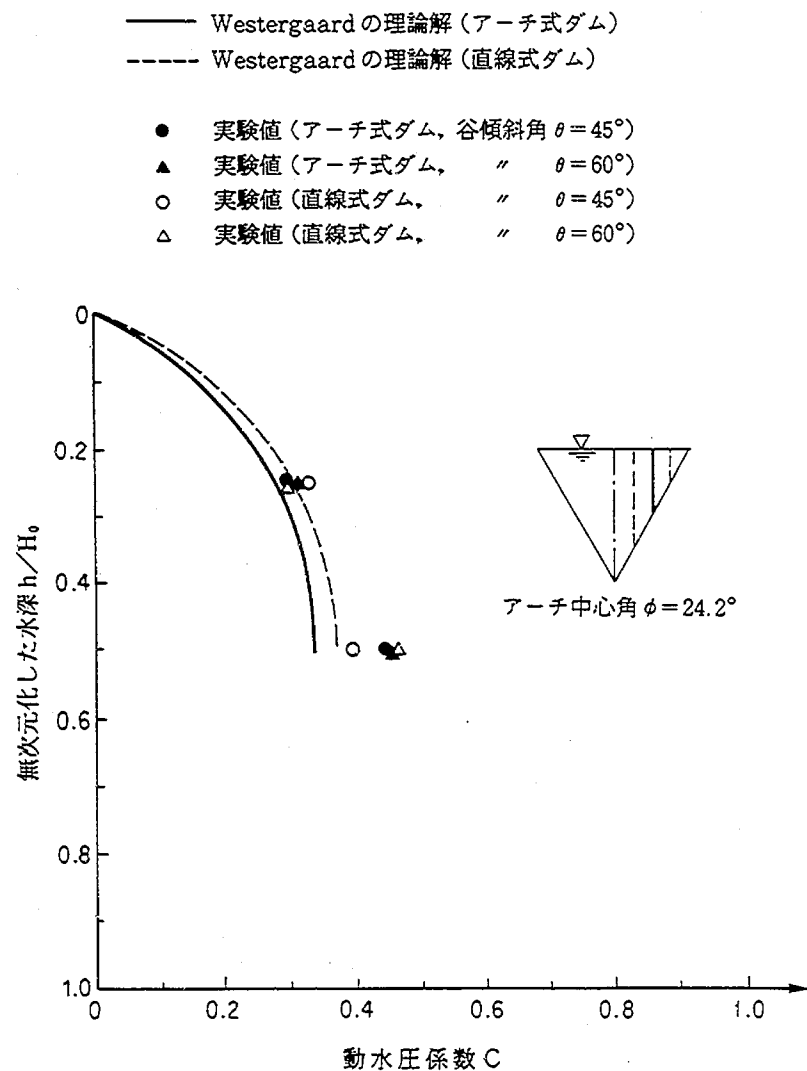


図-4.11 (3) 動水圧鉛直分布 (上下流方向地震, $H/H_0 = 0.50$)

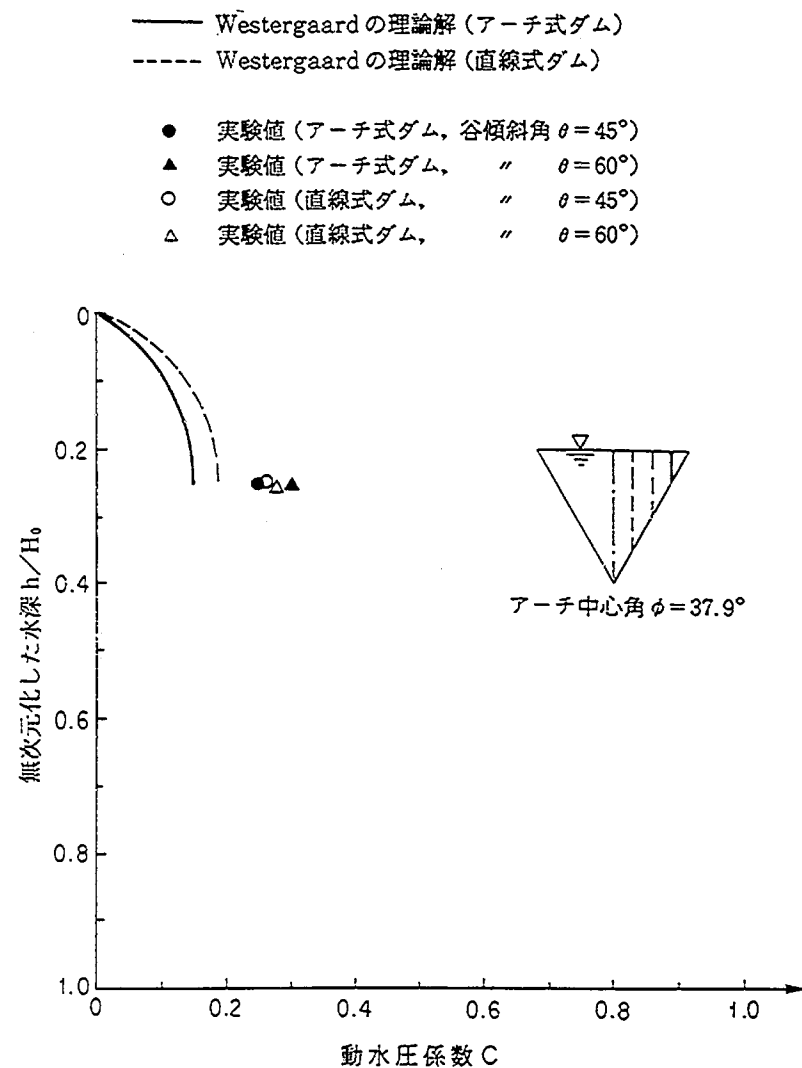


図-4.11 (4) 動水圧鉛直分布 (上下流方向地震, $H/H_0 = 0.25$)

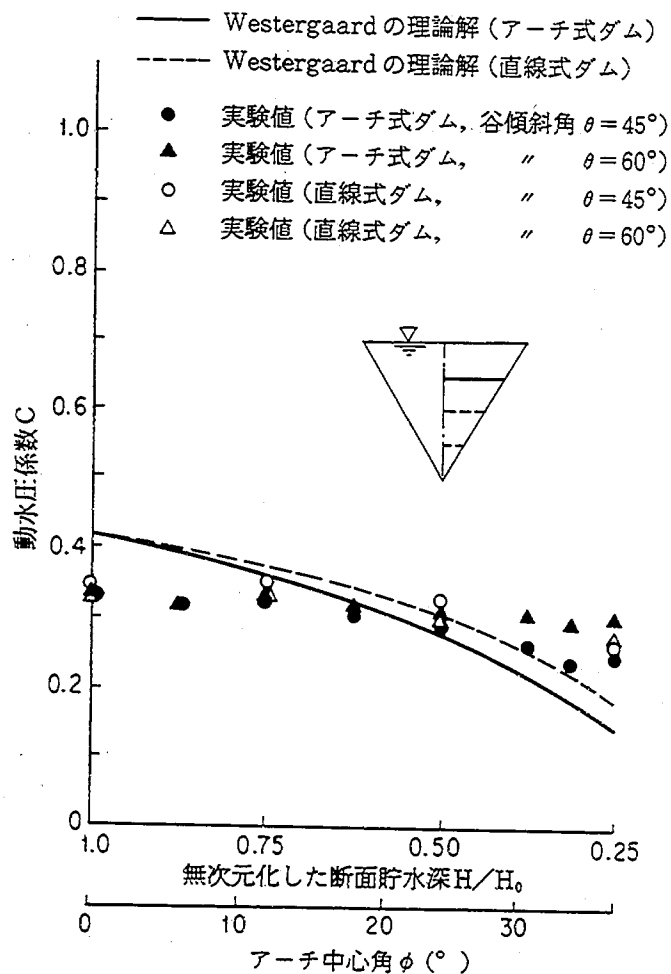


図-4.12 (1) 動水圧水平分布
 (上下流方向地震, $h/H_0 = 0.25$)

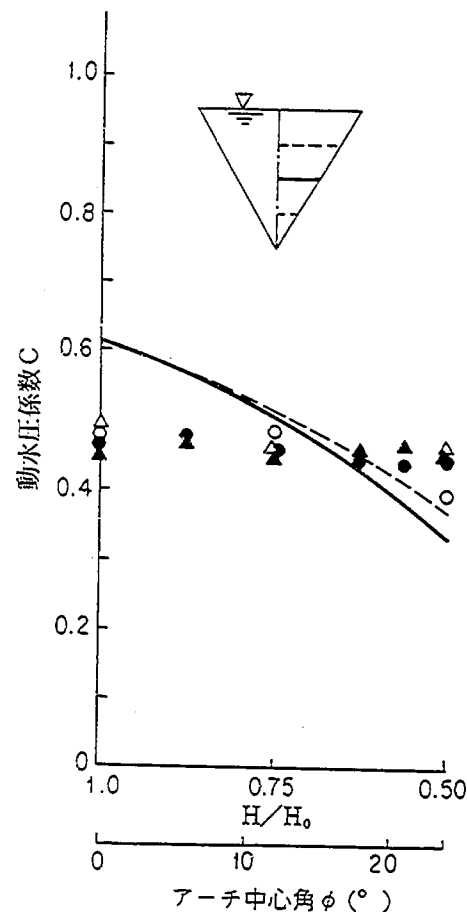


図-4.12 (2) 動水圧水平分布
 (上下流方向地震,
 $h/H_0 = 0.50$)

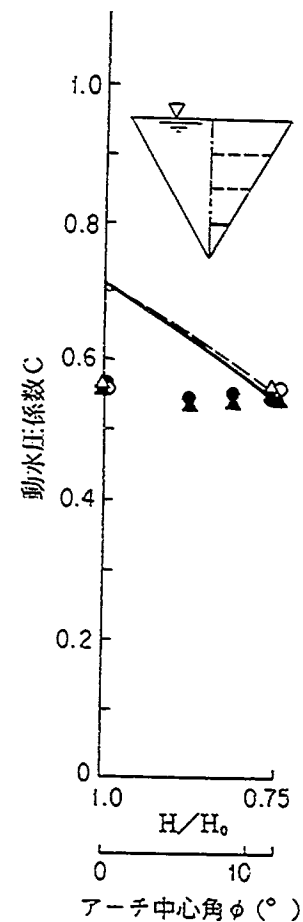


図-4.12 (3) 動水圧水平分布
 (上下流方向地震,
 $h/H_0 = 0.75$)

実線はアーチ式のダムに対して Westergaard の理論式を適用した場合の計算値（有効加速度より算出）を式（4.1）によって無次元化したものであり、また破線は直線式のダムに対する Westergaard の理論解を式（4.1）によって無次元化したものである。

なお、実験による動水圧の値は、振動の過程において堤体の加速度が貯水池向きに最大となる時点で圧縮の最大値を示し、堤体加速度と動水圧の間に位相差はなかった。

図－4.11，図－4.12 より、実験値は、貯水深 H/H_0 が深いところでは Westergaard の理論解よりもかなり小さな値となっており、貯水深が浅くなるにしたがってそれらの値は徐々に近づく傾向にあり、さらに貯水深の浅い断面では、実験値の方が Westergaard の理論解よりも大きくなっている。この現象は直線式のダムの場合も同様であり、その要因が谷の傾斜にあることを示している。

次に、直線式のダムとアーチ式のダムの動水圧を比較すると、その差は必ずしも明確ではないが、アーチ式のダムの動水圧のほうが直線式のダムの動水圧よりもやや小さくなっている。これは、アーチ式のダムの場合は貯水池に対する有効加速度が小さくなることによるものと考えられる。

さらに、アーチ式のダムについて谷の傾斜角の違いによる影響をみると、水深 h/H_0 が深いところを除いて、谷傾斜角が 45° の場合よりも 60° の場合のほうが、アバットメント付近でやや動水圧が大きくなっているが、全体的な分布形に大差はない。

これらの動水圧分布を見る限り、ダム堤体が上下流方向に剛体振動をする場合においては、貯水池が V 字谷形状をなすアーチ式のダムに作用する動水圧は、直線式のダムの場合と同様に、近似的に Westergaard の式を適用して計算しても差し支えないものと考えられる。

2) 左右岸方向地震による動水圧

左右岸方向地震による水深方向の動水圧の分布を図－4.13 に示す。また、水平方向の動水圧の分布を図－4.14 に示す。図の表示方法は上下流方向地震の場合と同様である。ただし、図－4.13 の横軸および図－4.14 の縦軸に示す動水圧係数は、式（4.1）中の加振加速度の振幅 a として堤体の左右岸方向の加速度振幅（図－4.10 (2)における a ）を用いて動水圧を無次元化したものである。なお、動水圧係数の符号は、ダム堤体の有効加速度が図－4.10 (2) の左岸側のように貯水池向きとなっているときに、その面に作用する動水圧が圧縮となる場合を正とした。図－4.13，図－4.14 には、動水圧実験によって求めたそれぞれの測定点の動水圧を●，▲の2つの記号で示している。ここで●は谷傾斜角が 45° の場合，▲は谷傾斜角が 60° の場合の動水圧の測定値である。また、これらの図には Westergaard の理論解から求めた動水圧の値を実線で示している。

図－4.13，図－4.14 より、実験による動水圧係数は負の値となっている。これは、ダム堤体の振動の過程において、その加速度が貯水池向きに最大となる時点で、動水圧の値が引張の最大値を示し、ダム堤体の加速度と動水圧の間に 180° の位相差があったことによるものである。これは、図－4.15 に示すように、ダム堤体の正（負）の有効加速度によってダム堤体の上流面に作用する圧縮（引張）の動水圧よりも、左右岸の負（正）の有効加速度によってダム堤体の上流面に作用する引張（圧縮）の動水圧の方が大きくなることを表わしているのではないかと考えられる。

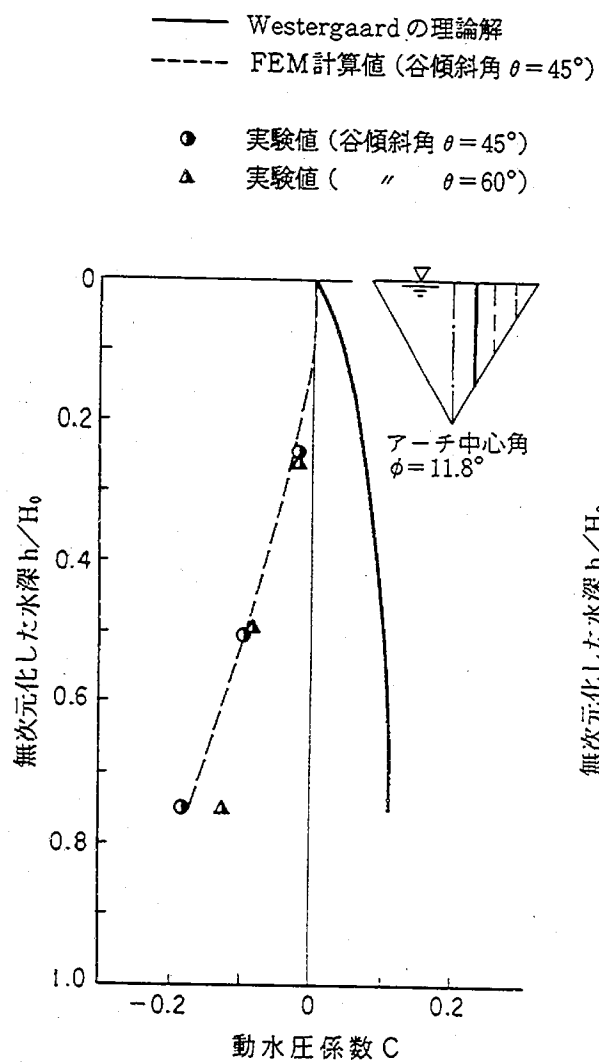


図-4.13 (1) 動水圧鉛直分布
 (左右岸方向地震,
 $H/H_0 = 0.75$)

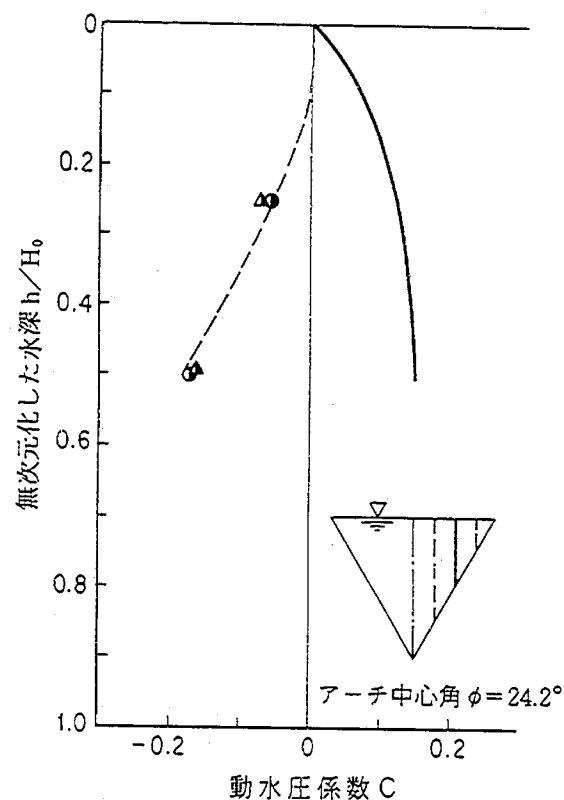


図-4.13 (2) 動水圧鉛直分布
 (左右岸方向地震,
 $H/H_0 = 0.50$)

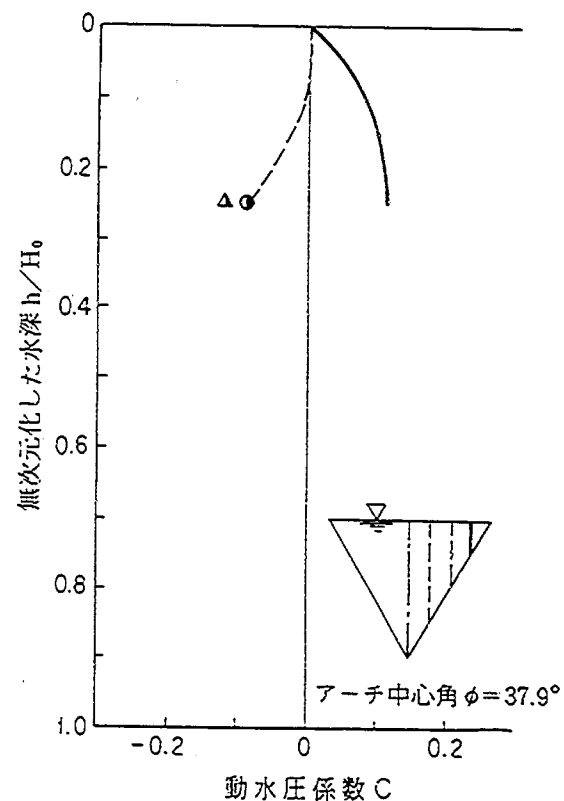


図-4.13 (3) 動水圧鉛直分布
 (左右岸方向地震,
 $H/H_0 = 0.25$)

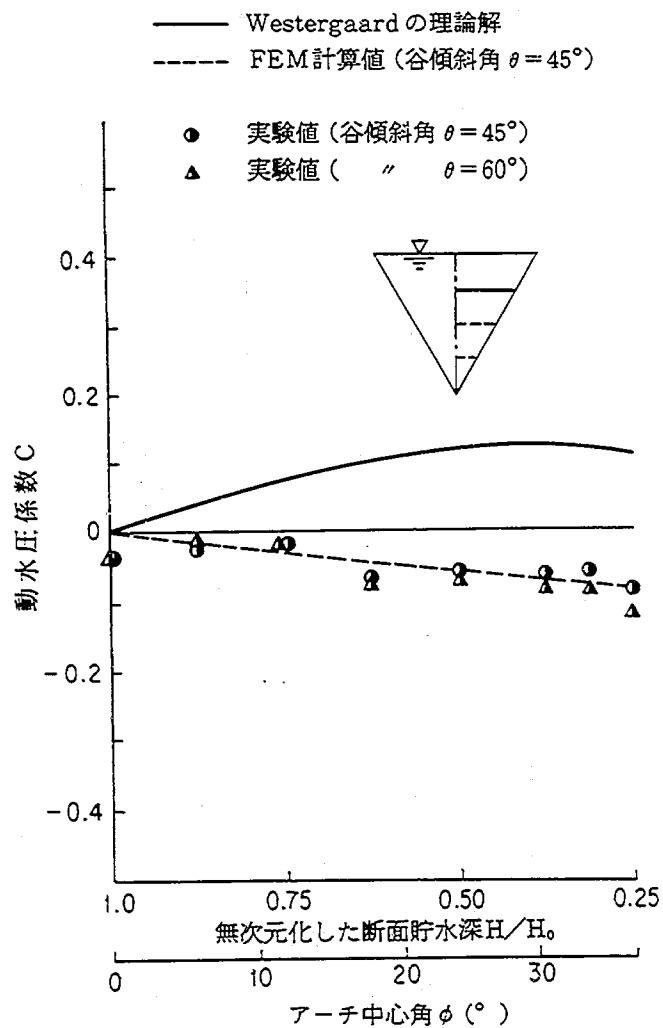


図-4.14 (1) 動水圧水平分布
 (左右岸方向地震, $h/H_0 = 0.25$)

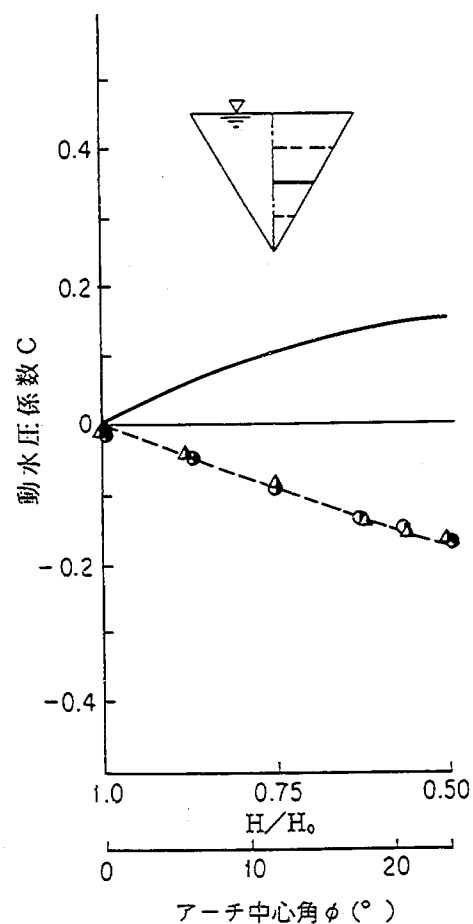


図-4.14 (2) 動水圧水平分布
 (左右岸方向地震, $h/H_0 = 0.50$)

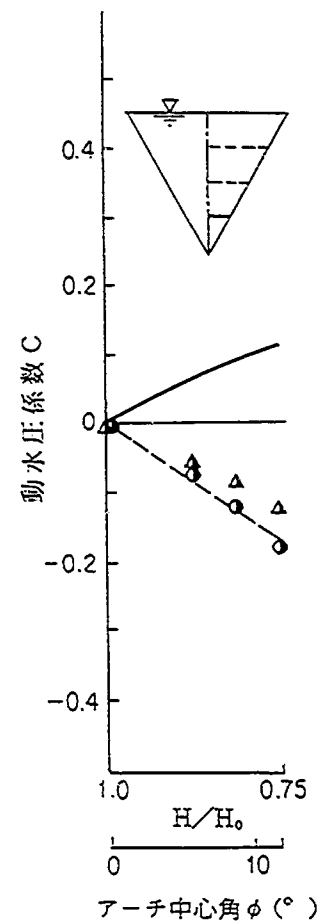


図-4.14 (3) 動水圧水平分布
 (左右岸方向地震, $h/H_0 = 0.75$)

これを確認するために、3次元有限要素法 (FEM) により貯水池の谷形状を考慮した場合の動水圧を計算してみた。計算は谷の傾斜角 $\theta = 45^\circ$ のモデルに対して左右岸方向に地震が作用した場合について実施した。計算モデルは、図-4.16 に示すとおりであり、貯水池の左岸側半分を考えた。貯水は非圧縮性と仮定し、単位体積重量は 1.0 t/m^3 とした。次に、ダムの上流面に入力する堤体加速度は、図-4.10 (2) に示した有効加速度とし、同図における $a = 1 \text{ m/sec}^2$ として、 $\sin \phi \text{ m/sec}^2$ の加速度を入力した。また、基礎岩盤表面の有効加速度として、図-4.15 に示す $a = 1 \text{ m/sec}^2$ として、 $\sin \theta \text{ m/sec}^2$ の加速度を入力した。なお、有効加速度の符号は貯水池向きを正とした。つまり、図-4.16 においてダムの上流面に入力する有効加速度を正とした場合、左岸の基礎岩盤表面の有効加速度は負とした。なお、貯水池のその他の境界条件は同図に示すとおりとした。計算結果を、図-4.13、図-4.14 中に破線で示す。これを見ると、FEMによる計算結果と実験値はよく一致し、上に述べたように、左右岸方向の地震に対しては、ダム堤体の剛体振動による動水圧の影響よりも、左右岸の基礎岩盤の振動による動水圧の影響の方が大きいこと、またその結果、動水圧係数は負の値となることが確認できた。なお、動水圧係数が負の値となるという結果は堤体の慣性力とダム堤体の上流面に作用する動水圧による力が逆向きとなることを表わしており、堤体が剛体振動をする場合においては、左右岸方向の地震に対するアーチ式のダムの安定性は、比較的高いものと考えられる。

次に、谷傾斜角の違いによる影響をみると、水深 h/H_0 が浅いところでは谷傾斜角が 45° の場合よりも 60° の場合の動水圧の方がその絶対値が大きく、水深 h/H_0 が深いところではその逆の関係となっているが、全体的な分布形に大差はない。

以上の結果から、アーチ式のダム堤体に左右岸方向の地震が作用した場合の剛体動水圧は、ダム堤体の振動よりもむしろ基礎岩盤の振動によって規定されることになり、ダム堤体の振動のみを考慮する Westergaard の式は、このような振動条件に対しては近似的にも適用できないことが分かった。

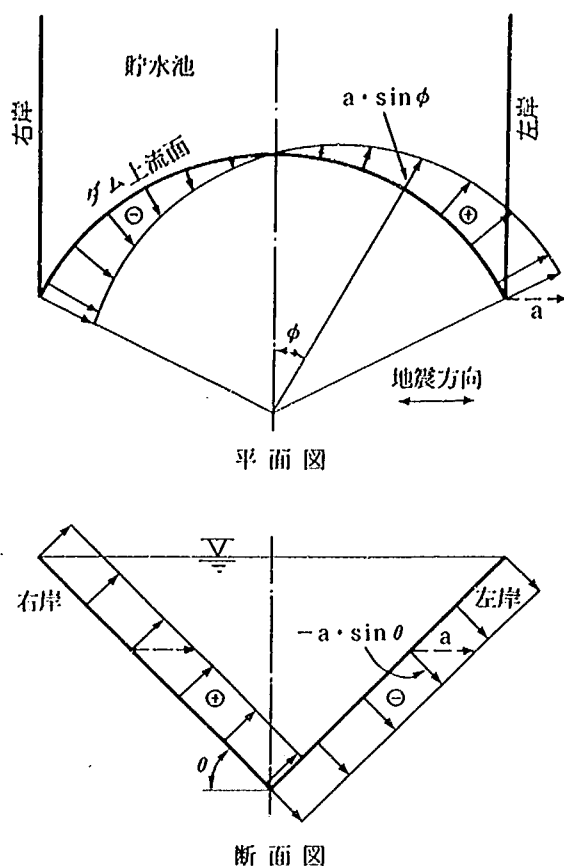


図-4.15 有効加速度 (左右岸方向地震)

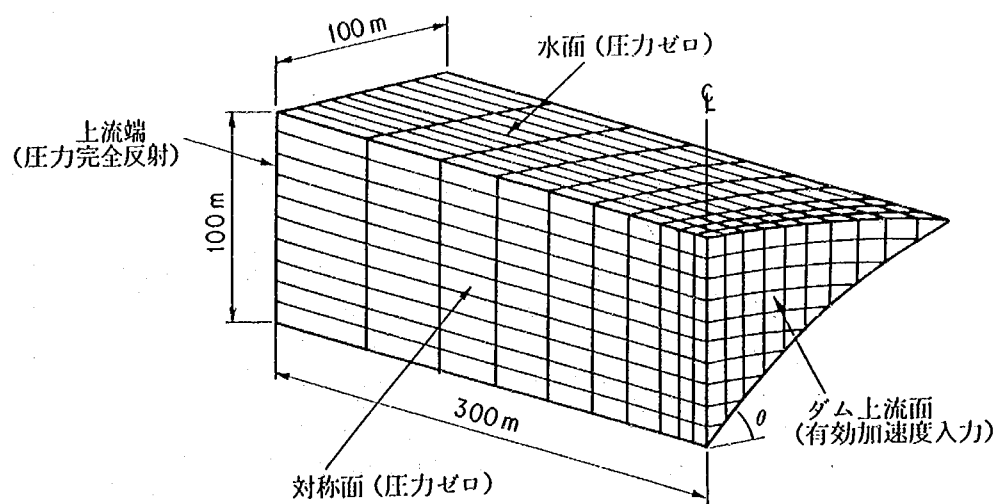
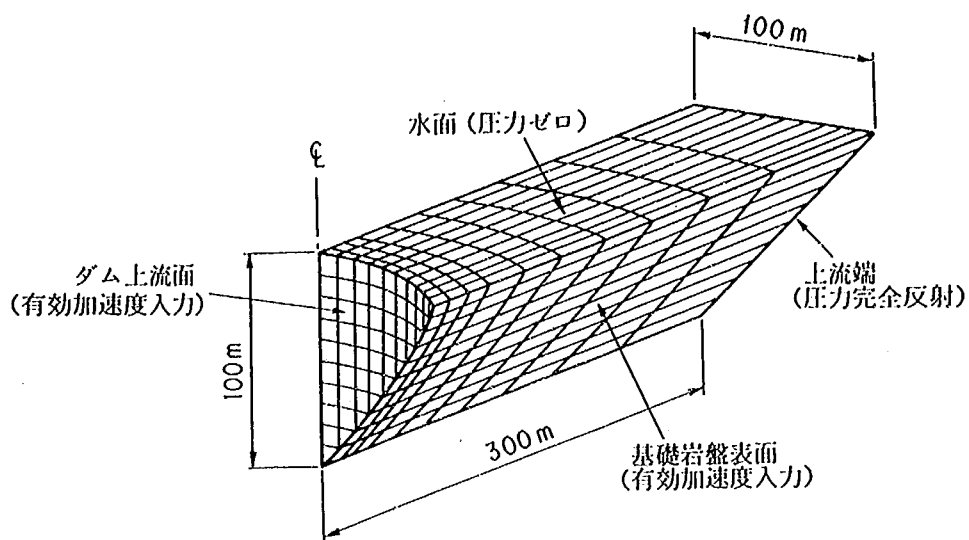


図- 4.16 貯水池モデル (3次元FEM)

5. 堆砂がある場合の動水圧実験

5.1 実験目的

コンクリートダム耐震設計において、地震時にダム堤体の上流面に作用する動水圧は、一般に Westergaard によって導かれた式をもとに算出されているが、このとき、貯水池内の堆砂が動水圧の大きさと分布に及ぼす影響については特に考慮されていない。そこで、①堆砂がある場合とない場合の動水圧の違い、②堆砂の密度と動水圧の関係、③堆砂中の動水圧の分布を明らかにすることを目的として、振動模型実験による検討を行った。

5.2 実験模型の概要

1) 模型の概要

実験用水槽は、図-2.4に示した鋼製水槽で、その内部にベニヤ合板で仕切りを設けることによって幅1.0m、長さ3.0m、高さ1.2m（内寸）の貯水池模型を製作した。その概観を図-5.1および写真-5.1に示す。なお、貯水池模型の内面には、ダム堤体の上流面にみたてた水槽の側壁を除いた4面に塩化ビニル板を張り付け、摩擦抵抗を小さく抑えた。ただし、ダム堤体の上流面にみたてた水槽の側壁の摩擦係数は既に十分に小さいものと考えられたため、塩化ビニル板を張る必要はないと判断した。

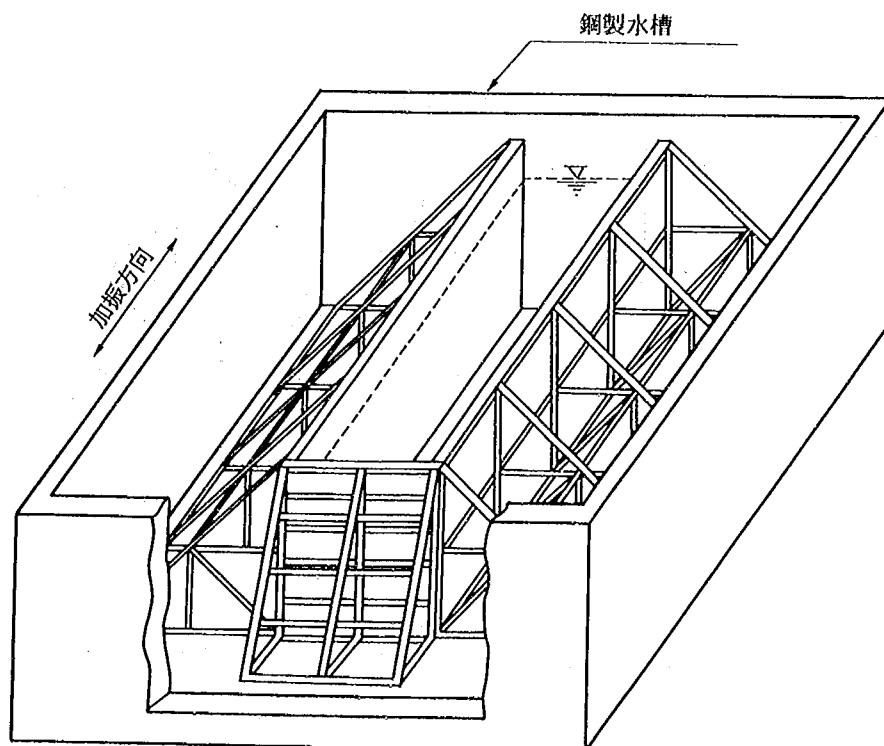


図-5.1 実験用水槽概観図

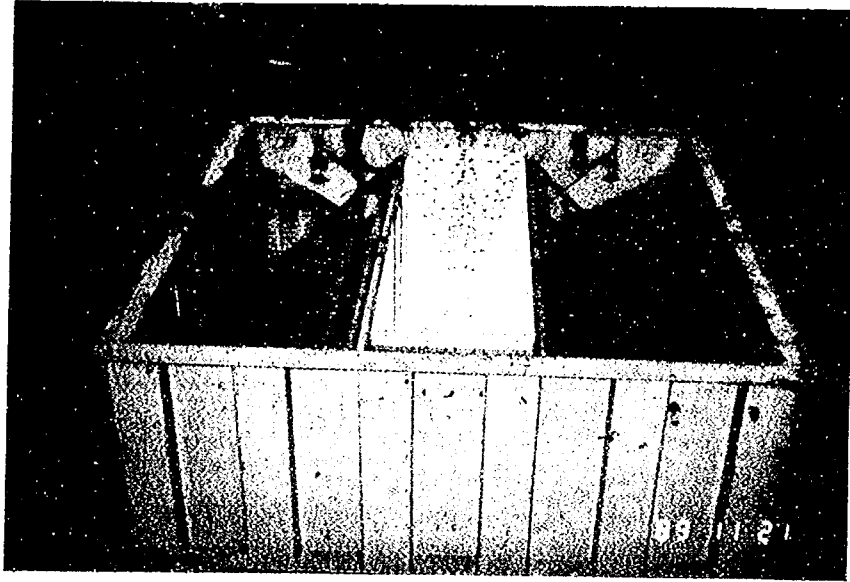


写真- 5.1 実験用水槽

2) 使用砂およびその搬入方法

貯水池底の堆砂として実験に使用した砂は豊浦標準砂であり，その物理特性を調べるために，各種の材料試験を実施した。試験結果は次のとおりである。

① 比重：2.651

② 粒度：砂の粒度分布を粒径加積曲線として図- 5.2 に示す。なお，60% 粒径 $D_{60}=0.18$ mm，30% 粒径 $D_{30}=0.14$ mm，10% 粒径 $D_{10}=0.12$ mm，均等係数 $U_c=1.53$ である。

③ 最大・最小密度：砂の最大密度は $\rho_{dmax}=1.63$ g/cm³，最小密度は $\rho_{dmin}=1.35$ g/cm³ である。なお，最大・最小密度試験は土質工学会，土質試験法に準じて実施した。

④ 透水係数：3 種類の密度について透水試験を行った結果を表- 5.1 に示す。なお，透水試験は定水位法で行った。

⑤ 強度定数：3 種類の密度について，三軸圧縮試験（圧密排水（CD）試験）を行い，強度定数を求めた。その結果を表- 5.2 に示す。

水槽内への砂の搬入は，次のように行った。すなわち，設定貯水深は 100 cm，堆砂深は 50 cm とし，砂は予め水槽内に水深 50 ～ 60 cm 程度まで水を入れた後に上から徐々に投入し，緩詰め状態で堆砂させた。なお，このとき，堆砂深が 50 cm となる直前に水槽内の水位を約 50 cm まで下げ，堆砂面の凹凸を均しながら砂を投入し，最終的に堆砂深が 50 cm となるように調整した。その後，堆砂面を乱さないように静か

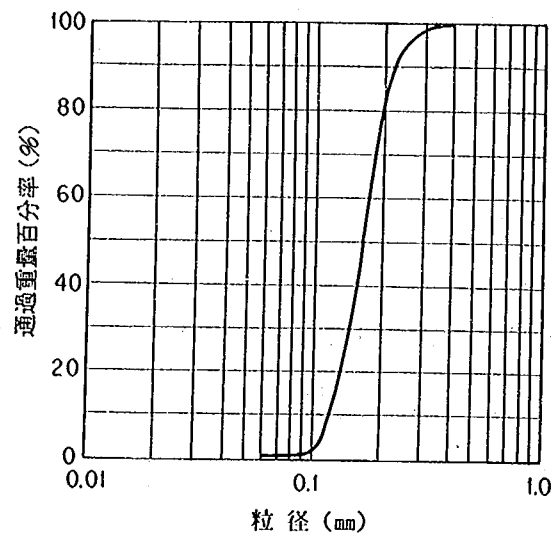


図- 5.2 標準砂の粒度分布

表- 5.1 透水試験結果

No	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	間隙比 e	相対密度 D_r (%)	透水係数 k (cm/sec)
1	1.45	0.83	40	2.57×10^{-2}
2	1.55	0.71	75	2.26×10^{-2}
3	1.63	0.63	100	1.90×10^{-2}

表- 5.2 三軸圧縮試験結果

No	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	間隙比 e	相対密度 D_r (%)	粘着力 C_d' (kgf/cm ²)	せん断摩擦角 ϕ_d' (°)
1	1.42	0.86	30	0	37.0
2	1.53	0.73	70	0	38.0
3	1.63	0.63	100	0	41.0

に水を入れ、貯水深を100 cmとした。なお、後述する1回目の振動実験時（実験ケース101）には投入砂として乾燥砂を使用した。2回目の振動実験時（実験ケース201）には1回目で使用した砂を転用したため湿潤砂を投入した。しかし、実験結果を見る限り、その影響はほとんどないものと思われた。

3) 測定用計器の配置

実験における計測項目は加速度、動水圧および堆砂中の動的な間隙水圧（以下、間隙動水圧という）であり、加速度はダム堤体の上流面にみたてた鋼製水槽の側壁の外面で測定し、動水圧および間隙動水圧（以下総称して動的水圧という）は鋼製水槽の側壁の内面で測定した。

測定に用いた計測器は、いずれもひずみゲージ型変換器であり、その諸元を表- 5.3に示す。また、間隙水圧変換器の外観を図- 5.3に示す。なお、計測器の配置は図- 5.4および写真- 5.2に示すとおりである。計測器は図のように2列に配置し、同一の条件で2つのデータが得られるようにした。

また、間隙水圧変換器の受圧面前面に取付けられたフィルターが動水圧の測定値に影響を及ぼさないかどうかを確認するために、間隙水圧変換器と同じ水深に水圧変換器を取付け、堆砂がない状態で正弦波加振を行い、両者の動水圧測定値が等しくなるかどうかを調べた。その結果、フィルターと受圧面の間の気泡を完全に追出した場合、両者は等しい値を示すことが分かった。これより、以後の実験では、

表- 5.3 計測器諸元

計 測 器	容 量	形 状 (mm)	器 種 名	備 考
水 圧 変 換 器	200 gf/cm ²	$\phi 4.5 \times t 1.0$	PSL-200GA	図- 3.4 参照
間 隙 水 圧 変 換 器	300 gf/cm ²	$\phi 12.0 \times t 6.0$	PM10-03S (50 μ フィルター)	図- 5.3 参照
3成分加速度変換器	1G	—	AS-1TG	
1成分加速度変換器	1G	—	AS-1GB	

間隙水圧変換器を設置する場合には水中で一度フィルターを外し、気泡を追出した後再度フィルターをセットするという方法をとった。

4) 加振条件

振動実験に用いる加振波形は正弦波とし、加振周波数は次の検討を行って決定した。すなわち、実験の前提であるダム上流面にみた水槽側壁が剛体振動をするという条件を満足する加振周波数を確認するため、予め種々の加振周波数に対する壁の加速度応答を調べた。この試験は、本来、本実験と同様に貯水池に堆砂がある状態で行うべきであるが、堆砂の有無によって水槽側壁の振

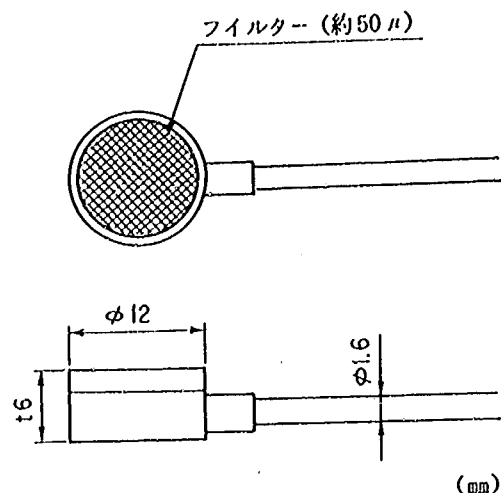


図- 5.3 間隙水圧変換器外観

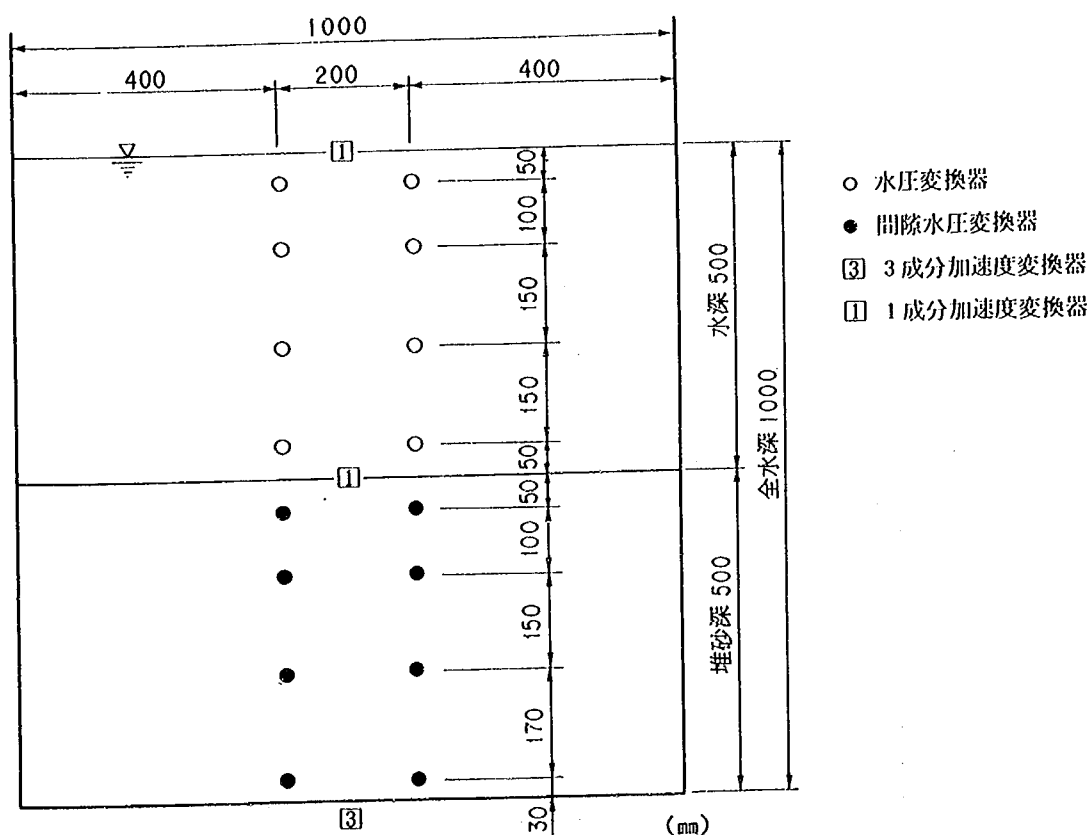


図- 5.4 計測器配置

動特性が大きく変わることがないと思われたため、試験は水槽に水位 100 cm まで水を入れて行った。その結果を図- 5.5 に示す。これより、水槽壁が剛体振動をしているとみなせる周波数範囲は 6 Hz 程度以下であることが分かった。そこで、水槽壁が剛体振動をすると思なせる周波数範囲で、水面における表面波の影響が比較的小さいという条件を考慮して、加振周波数は 5 Hz とした。

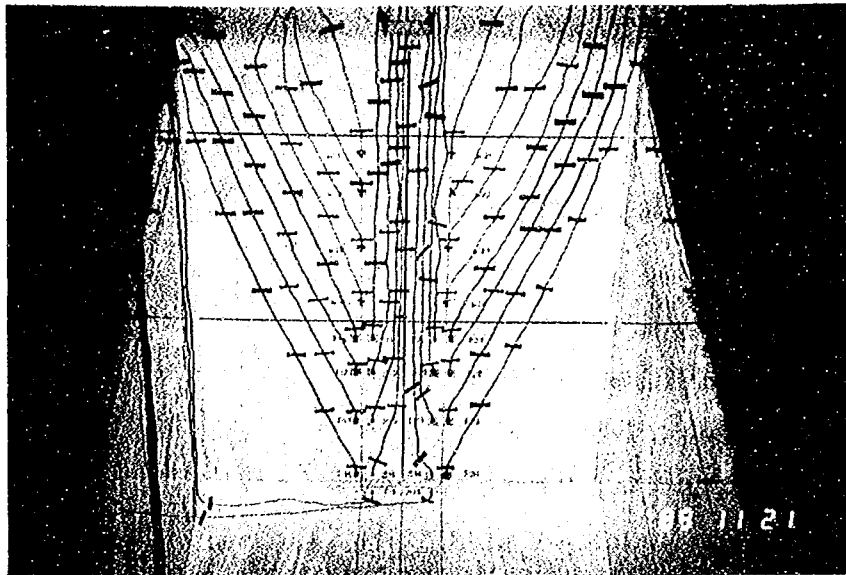


写真- 5.2 水圧・間隙水圧変換器配置

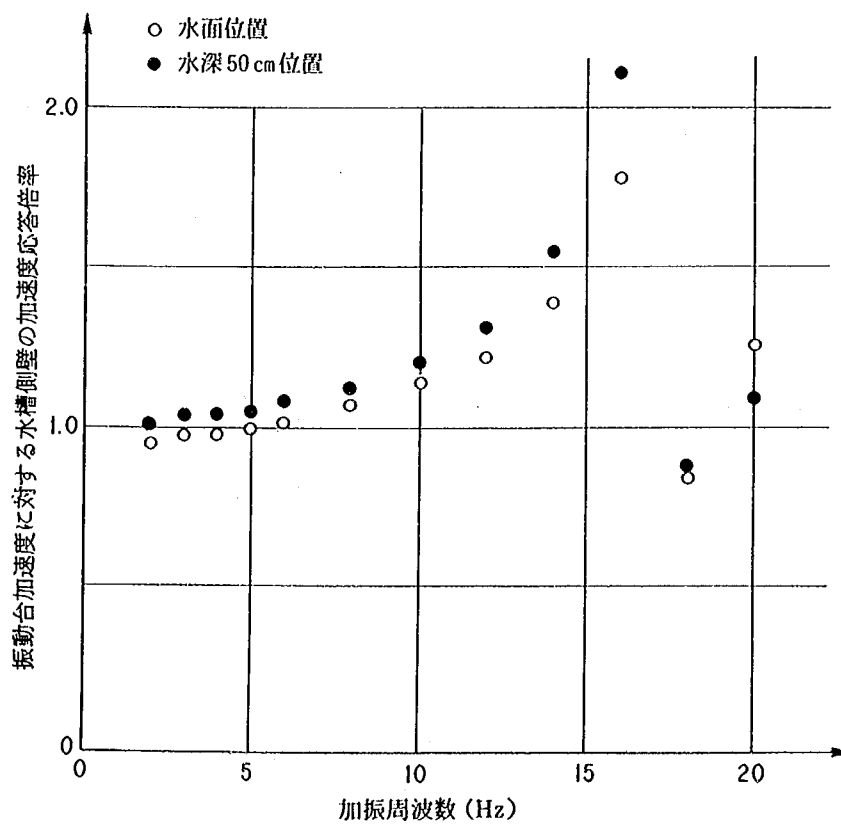


図- 5.5 水槽側壁の加速度応答

以上の結果を踏まえて実験条件を表- 5.4 に示すとおり決定した。ここで、ケース P01 は堆砂がない場合であり、本実験模型を用いた動水圧の測定値が Westergaard の理論解と比較して妥当なものとなっているかどうかを確認するために行ったものである。一方、ケース 101, 201 は堆砂がある場合であ

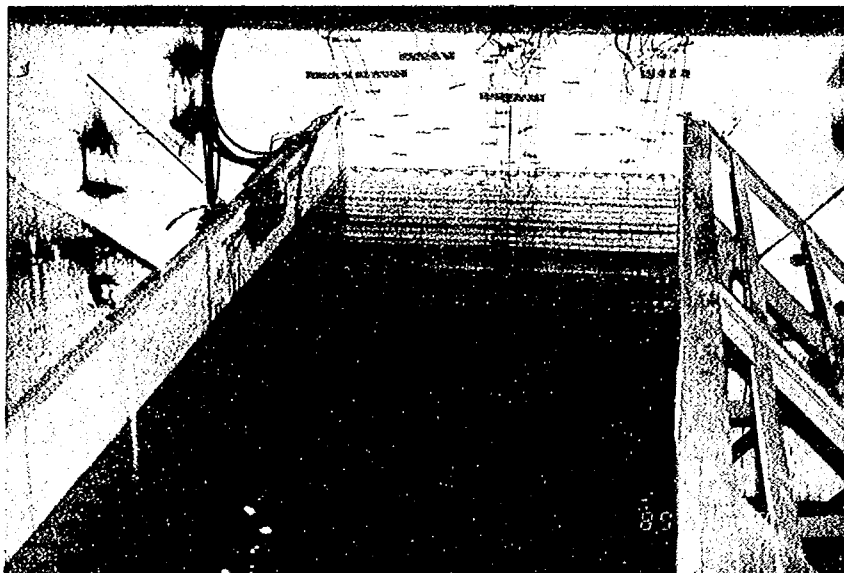
り、砂投入直後の緩結めの状態から加振を開始し、動的水圧が安定するまで加振を繰返した。加振の繰返し回数を、この表中の「加振回数」の欄に示す。

なお、加振状況の一例を写真－ 5.3 に示す。

表－ 5.4 実験ケース

ケース	加振加速度振幅 (gal)	加振周波数 (Hz)	加振回数 (回)	加振時間 (sec/回)	備 考
P01	100 (130)	5	1	8.9	堆砂なし
101	100 (103)	5	10	8.8～9.0	砂の投入1回目
201	200 (214)	5	14	8.8～9.0	砂の投入2回目

- (注) 1) 水位はいずれのケースも100cmとした。
 2) 堆砂深は50cmとした。ただし、加振を繰返すに従って砂面は若干沈下した。
 3) 「加振加速度振幅」欄の()書きは実際の加振時における測定値である。
 4) 本実験の加振・計測方法は、加速度振幅および周波数を設定して加振を開始した後、動的水圧の出力波形が安定したところで自動計測して加振を終了するという方法をとったため、表中の「加振時間」は実験の状態に応じて自動的に決まったものである。

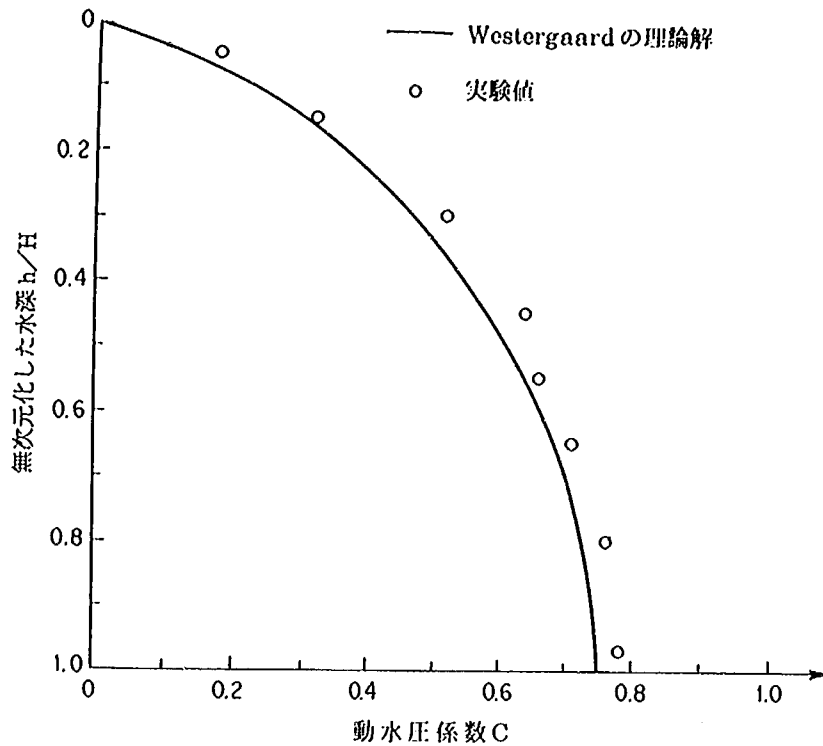


写真－ 5.3 加振状況 (ケース 101)

5.3 実験結果

ケース P01 の実験結果を図－ 5.6 に示す。図の横軸は式 (3.1) によって無次元化した動水圧を示し、縦軸は動水圧の測定水深 h と貯水深 H との比 h/H であり、水深を無次元化して示している。なお、図中には比較のために、Westergaard の理論解を併せて示した。これより、実験値は理論解と近い値を示していることが分かる。

また、水槽側壁の加速度と動水圧の位相差について調べたところ、上流向き加速度が最大となった時点（壁が最下流に変位した時点）において動水圧が最大となっており、両者の間に位相差がないことが



図－ 5.6 堆砂がない場合の動水圧

確認された。

次に、堆砂がある場合の実験結果について述べる。

1) 水槽側壁の応答加速度

ケース 101 およびケース 201 の振動実験における水槽側壁の応答加速度を図－ 5.7 に示す。これより、堆砂がある場合についても、5 Hz での加振に対して、水槽側壁はほぼ剛体振動をしていると見なすことができる。

2) 堆砂の沈下

堆砂が緩詰め状態で加振を開始し、その後加振を繰返すと、堆砂は徐々に沈下し、ある加振回数以後はそれ以上沈下が進まなくなるという傾向を示した。加振の繰返しによる堆砂の沈下状況を図－ 5.8 に示す。

なお、加振を繰返すことにより、ある加振回数以降で堆砂の沈下が安定すると、後に述べる動的水圧もある値で安定する傾向を示した。

3) 動的水圧の変動

測定された動的水圧は、特に堆砂が緩詰め状態において、図－ 5.9 に示すように、ある振幅をもって振動しながら、その振動の中心が静止時の圧力から増大する方向へ移動するという現象を示した。そこで、以下、同図中 A を振動中心圧、B を動的水圧の振幅、C を最大動的水圧と呼ぶ。なお、動的水圧は静止状態における圧力からの変動量として表わしたものであり、静止状態の圧力は含まないものとする。

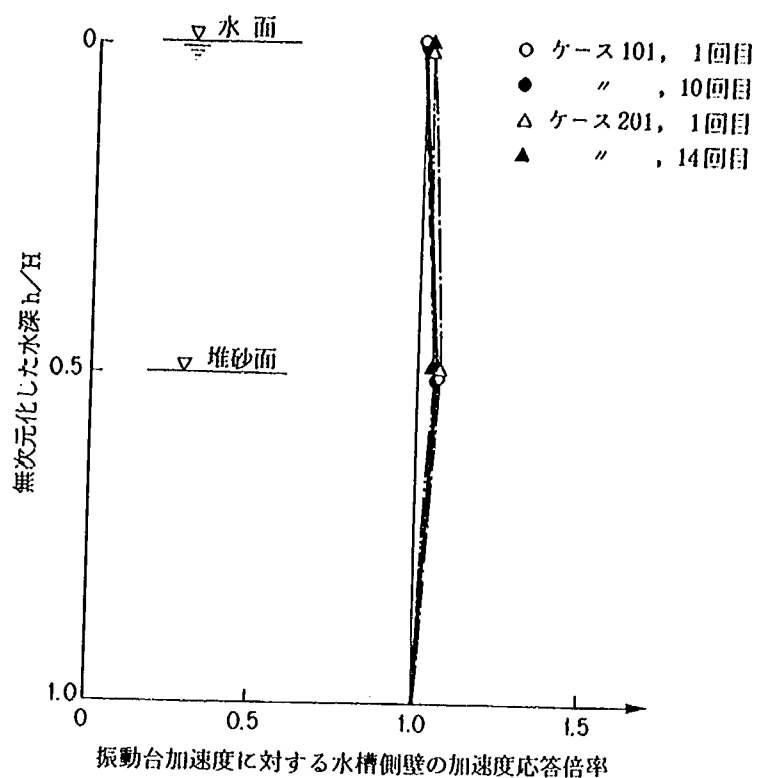


図- 5.7 水槽側壁の加速度応答

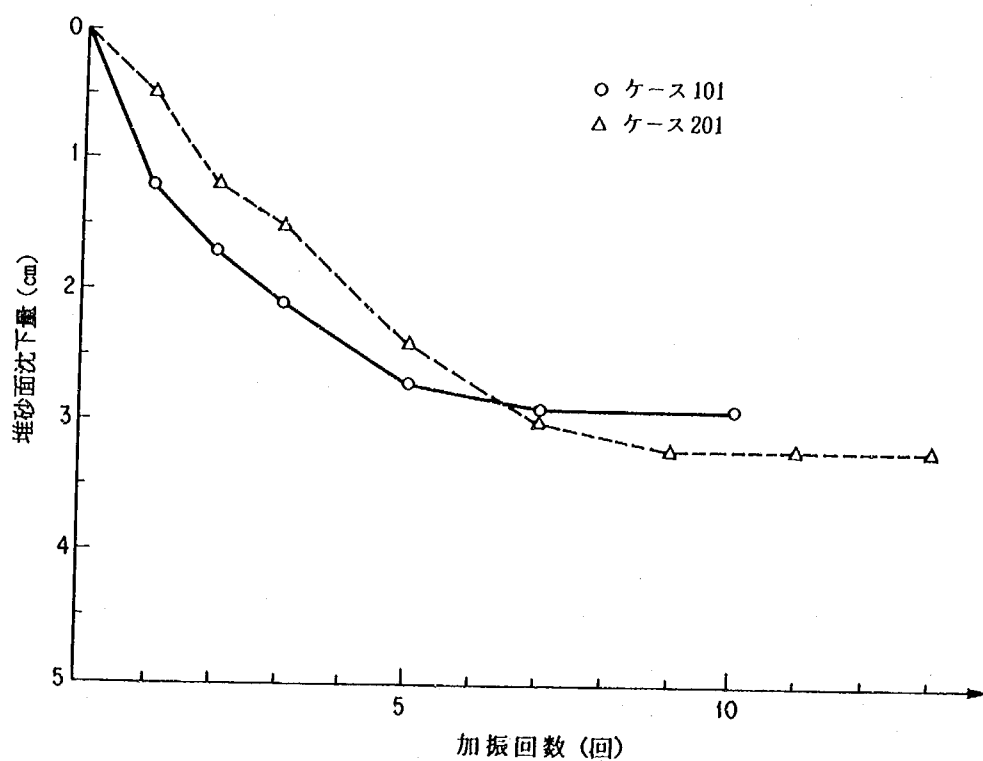


図- 5.8 堆砂面沈下量

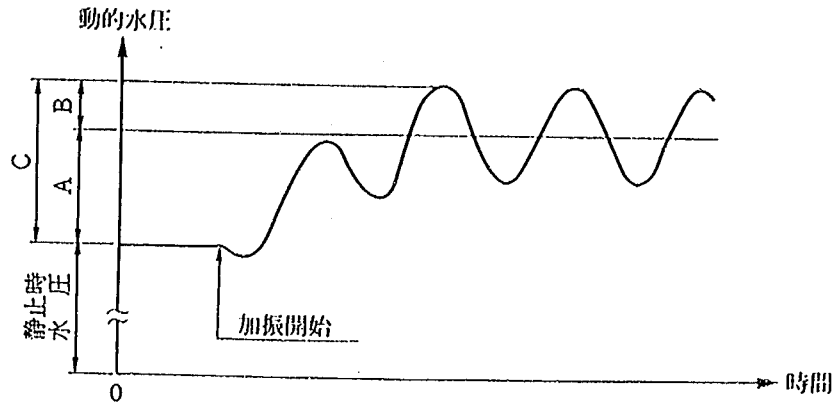


図-5.9 動的水圧の波形

動的水圧は、その振動中心圧、振幅とも堆砂が緩詰め状態の時に最も大きく、加振の繰返しによって堆砂が沈下するに伴い、徐々に小さくなる傾向を示した。測定された波形の一例として、ケース101の1回目の加振および10回目の加振に対する測定波形を図-5.10に示す。また、加振の繰返しによる動的水圧の変動を図-5.11に示す。なお、図中の動的水圧の振幅の値は同一水深に設けられた2つの計測器による測定値の平均値であるが、振動中心圧の値は、計測の都合上、右岸寄りの1列のみで計測を行ったため、その測定値を示している。なお、図中測定値がプロットされていない部分は、計測の都合上あるいは計測器不良のため測定値が得られなかったものである。

また、図-5.12～5.14は動的水圧の水深方向の分布を示している。ここで、図-5.12は振動中心圧を、図-5.13は動的水圧の振幅を、図-5.14は最大動的水圧を示している。

これらの結果より以下のことがいえる。

① 振動中心圧について

図-5.12に示すように、実験結果によれば、堆砂が緩詰め状態において、堆砂面以上および堆砂中でかなり大きな動的水圧が発生している。これは加振により堆砂が液状化したためと考えられる。完全に液状化した堆砂中では砂粒子による有効土圧はゼロとなり、砂粒子を浮遊させるだけの過剰間隙水圧が発生していると考えられる。堆砂が液状化するために必要な過剰間隙水圧は次式で表わされる⁴⁾。

$$\Delta u = \gamma_s' \cdot h_s \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 Δu : 過剰間隙水圧 (完全液状化時)

γ_s' : 堆砂の水中における単位体積重量

h_s : Δu を求める点の堆砂深

そこで、この式より本実験において完全に液状化した状態における過剰間隙水圧を計算すると、図-5.12に示した破線となる。1回目の加振に対する堆砂中の振動中心圧の測定値は底部を除いてこの破線と近い値となっており、堆砂はほぼ液状化状態にあったものと推定できる。なお、図では示していないが、いずれの加振に対しても、過剰間隙水圧が発生している状態で振動を停止すると、過剰間隙水圧は徐々に低下し、やがてゼロとなって安定した。

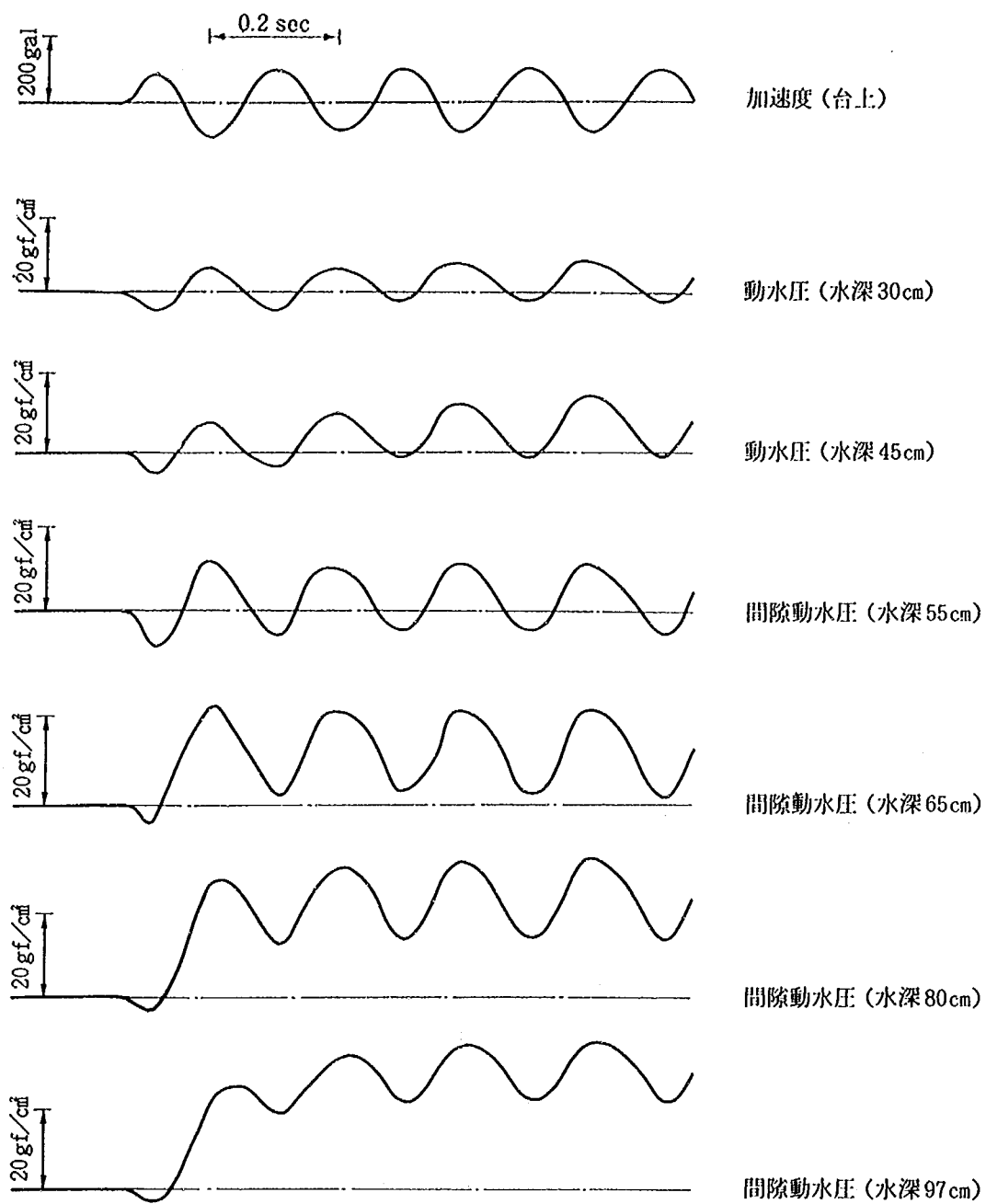


図-5.10 (1) 測定波形 (ケース 101, 1 回目加振)

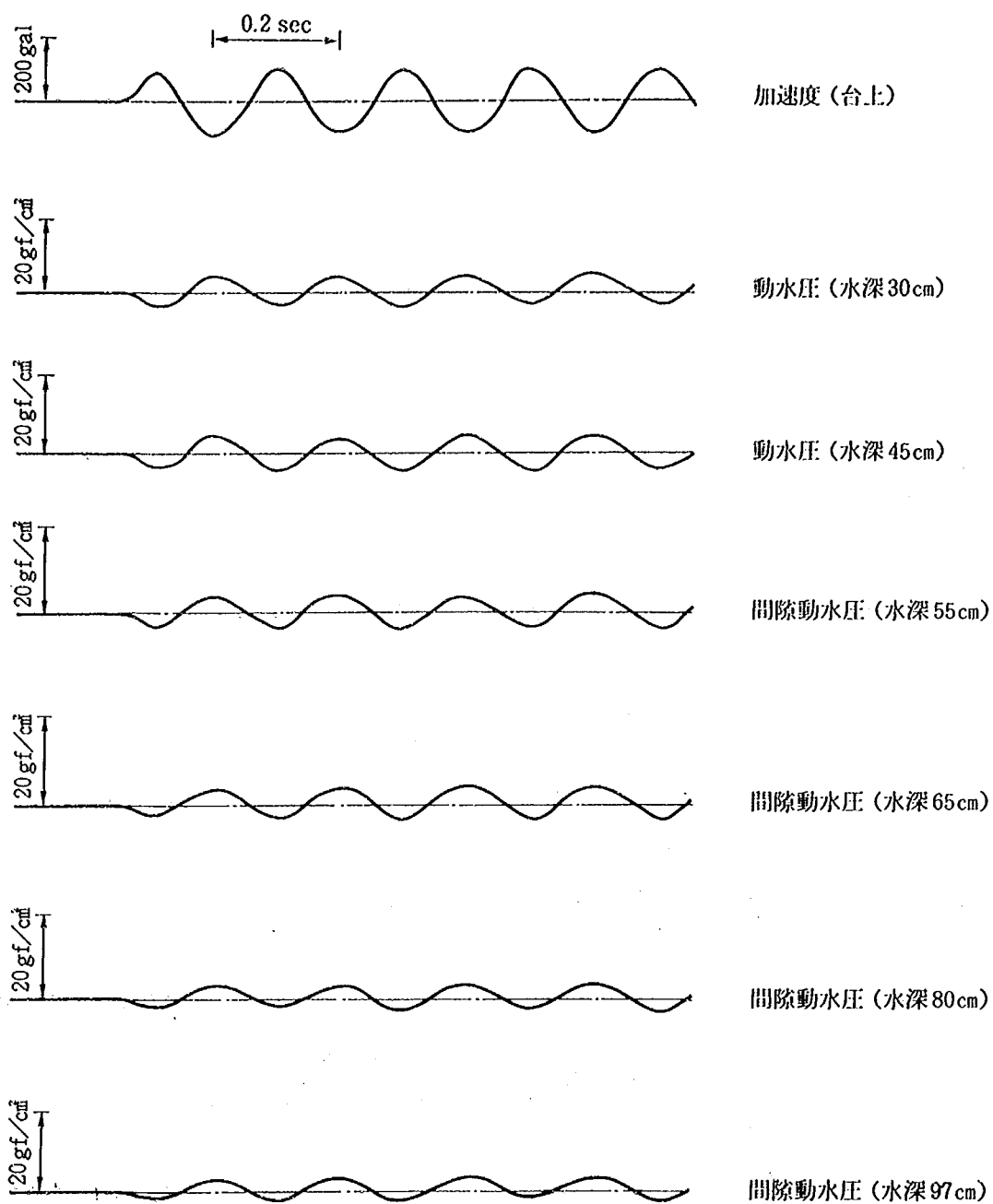


図-5.10 (2) 測定波形 (ケース 101, 10 回目加振)

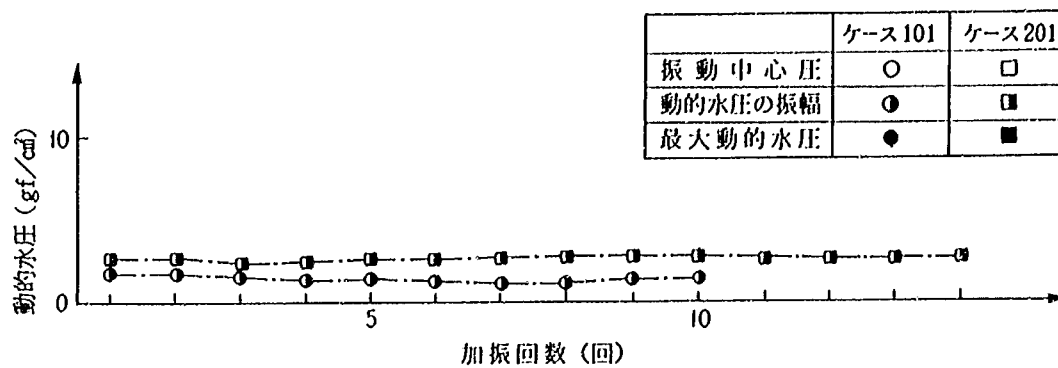


図-5.11 (1) 動的水圧の変動 (動水圧, 水深 5 cm)

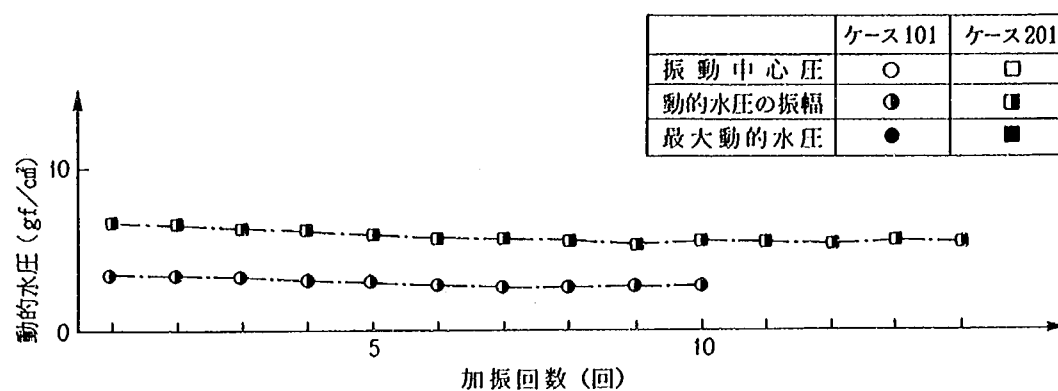


図-5.11 (2) 動的水圧の変動 (動水圧, 水深 15 cm)

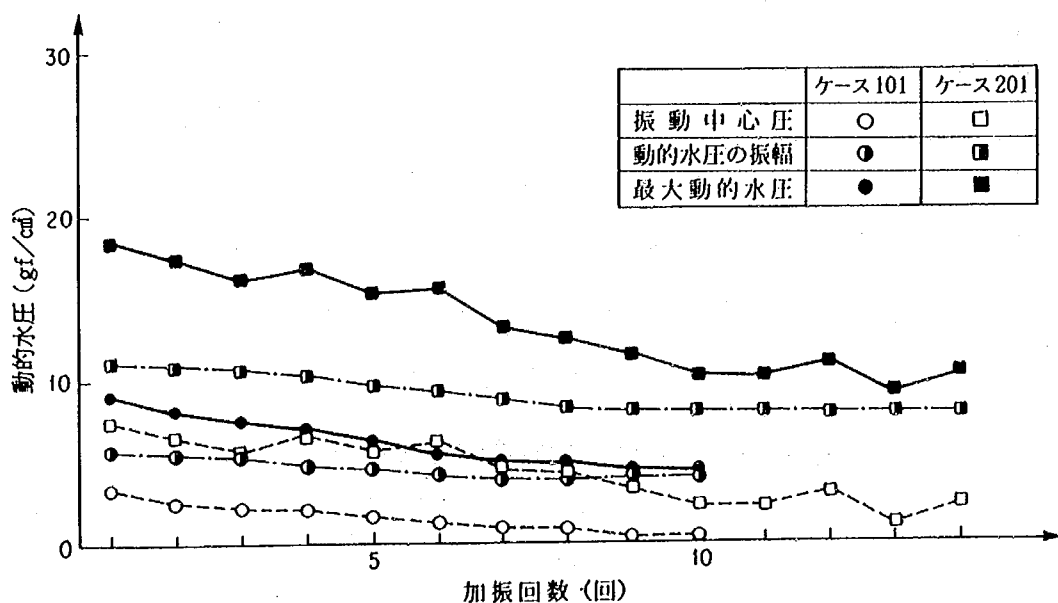


図-5.11 (3) 動的水圧の変動 (動水圧, 水深 30 cm)

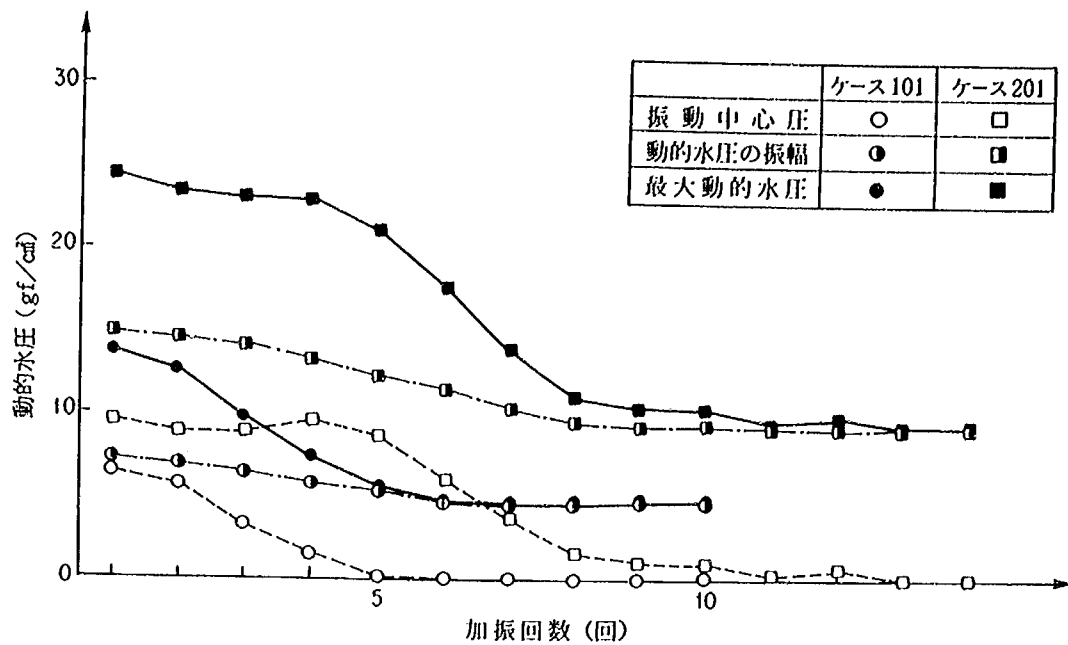


図-5.11 (4) 動的水圧の変動 (動水圧, 水深 45 cm)

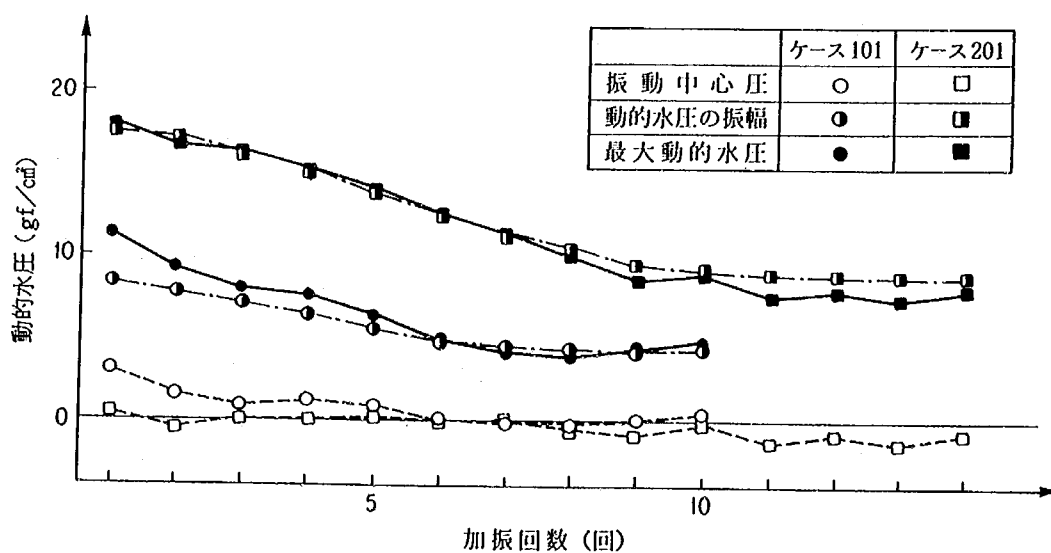


図-5.11 (5) 動的水圧の変動 (間隙動水圧, 水深 55 cm, 砂深 5 cm)

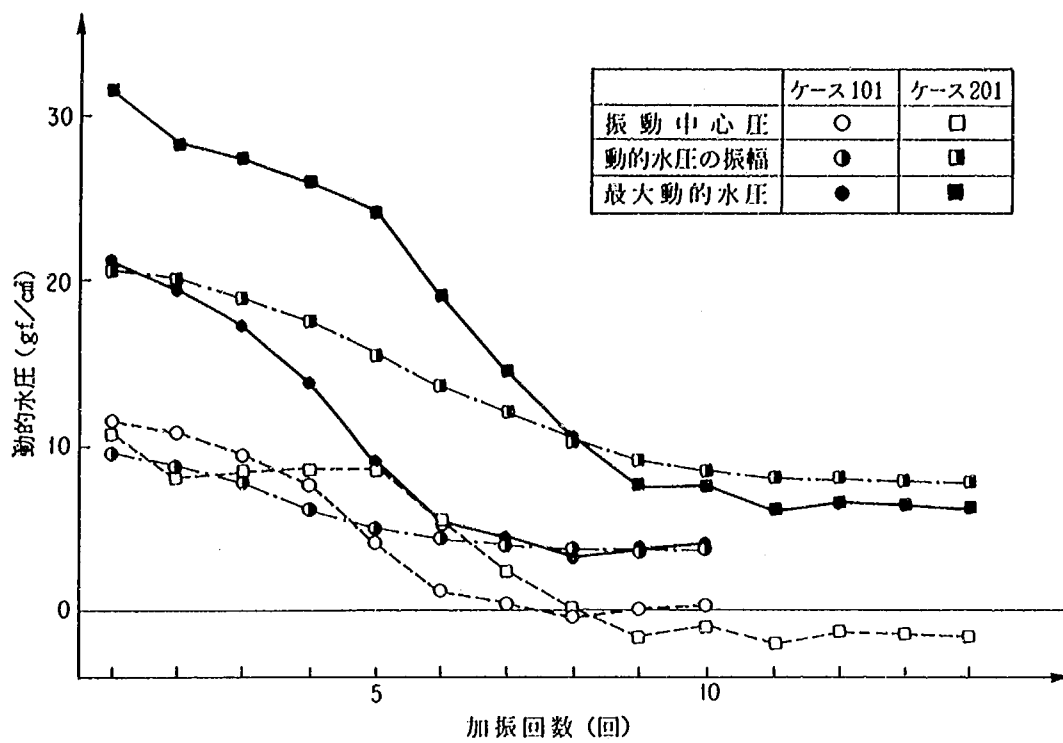


図-5.11 (6) 動的水圧の変動 (間隙動水圧, 水深 65 cm, 砂深 15 cm)

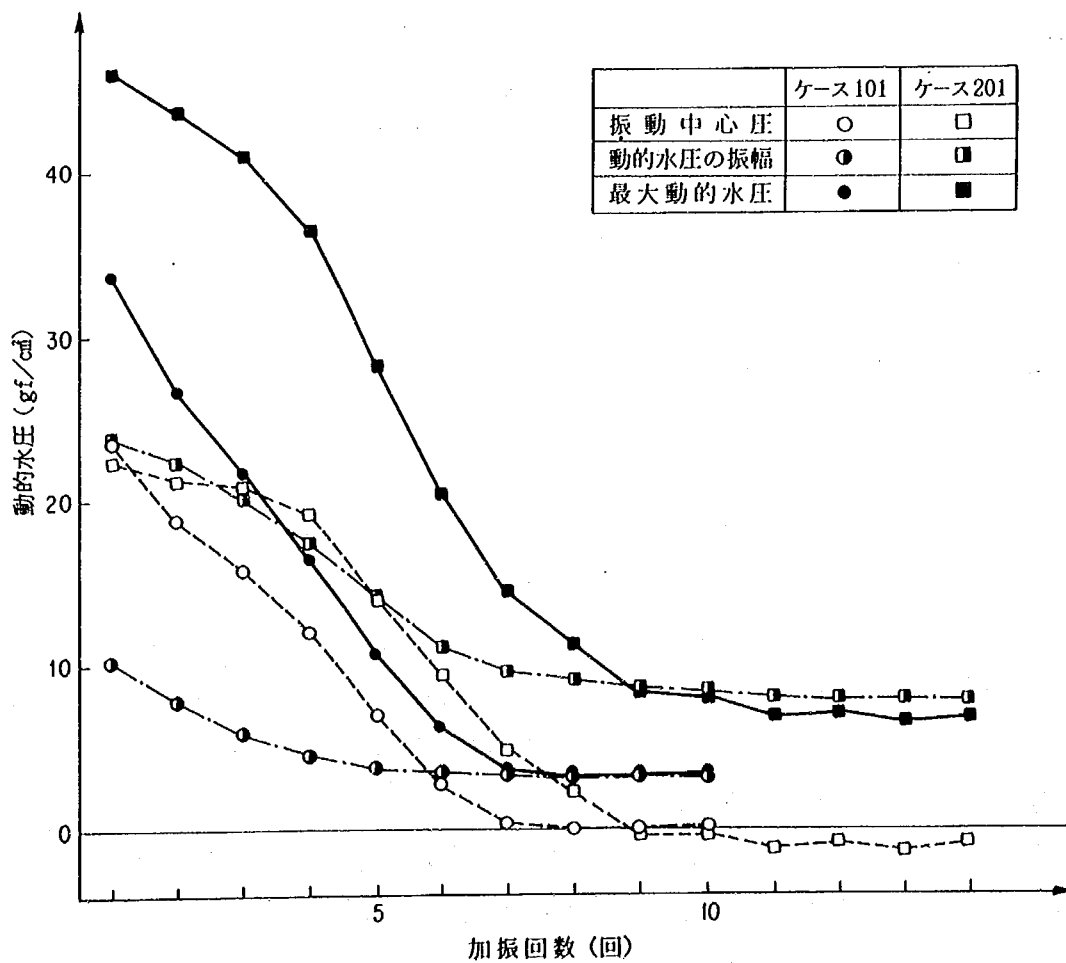


図-5.11 (7) 動的水圧の変動 (間隙動水圧, 水深 80 cm, 砂深 30 cm)

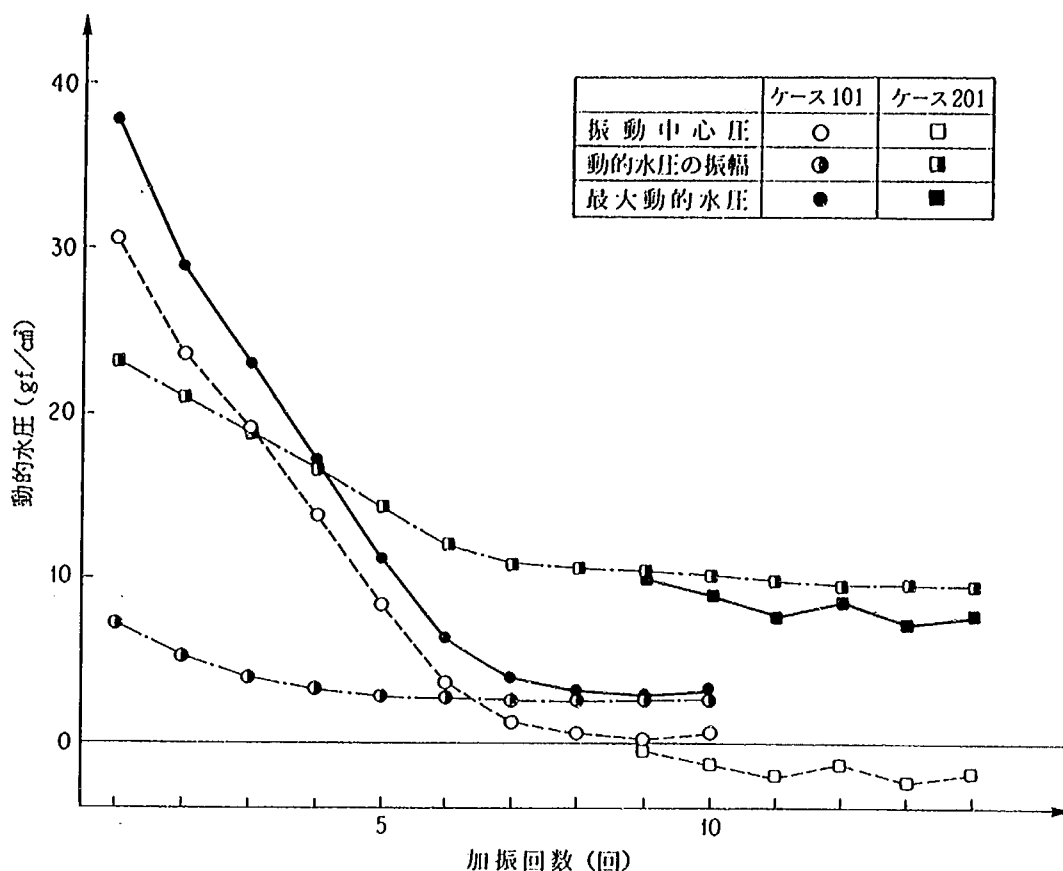


図-5.11 (8) 動的圧の変動 (間隙動圧, 水深 97 cm, 砂深 47 cm)

また、加振を繰返すと振動中心圧は徐々に小さくなり、最終的にゼロ付近で安定している。これは堆砂の沈下により、そのせん断剛性が増加し、この程度の加振加速度では過剰間隙水圧が発生し得なくなったためと考えられる。なお、図-5.12において堆砂中の振動中心圧が負の値となっているところがあるが、これについては計測誤差によるものと推定される。

② 動的圧の振幅について

図-5.13に示すように、堆砂が緩詰め状態において、実験より求められた動的圧の振幅は、振動中心圧と同様に、かなり大きな値となっている。なお、図-5.13には、周波数を 5 Hz として、貯水深が 100 cm で堆砂がない場合、および堆砂面を貯水池底と考え、貯水深を 50 cm とした場合の Westergaard の動水圧の理論解を併せて示しているが、堆砂が緩詰め状態における動的圧の振幅は、これらの値よりも大きい値となっている。これは既述のように堆砂が液状化したことに関連していると考えられる。試みに、堆砂面以下をその単位体積重量が飽和砂のそれと等しい流体と考え、FEM による動水圧計算を行ってみた。計算モデルを図-5.15に示す。計算においては、流体は非圧縮性と仮定し、堆砂面以上の貯水の単位体積重量を 1.0 t/m^3 、堆砂面以下の液状化した砂層の単位体積重量を 1.9 t/m^3 とした。なお、境界条件は、図-5.15中に示すとおりとし、ダムの上流面には実験において測定された加速度を等分布加速度として入力した。計算結果は図-5.13中に破線で示したとおりである。

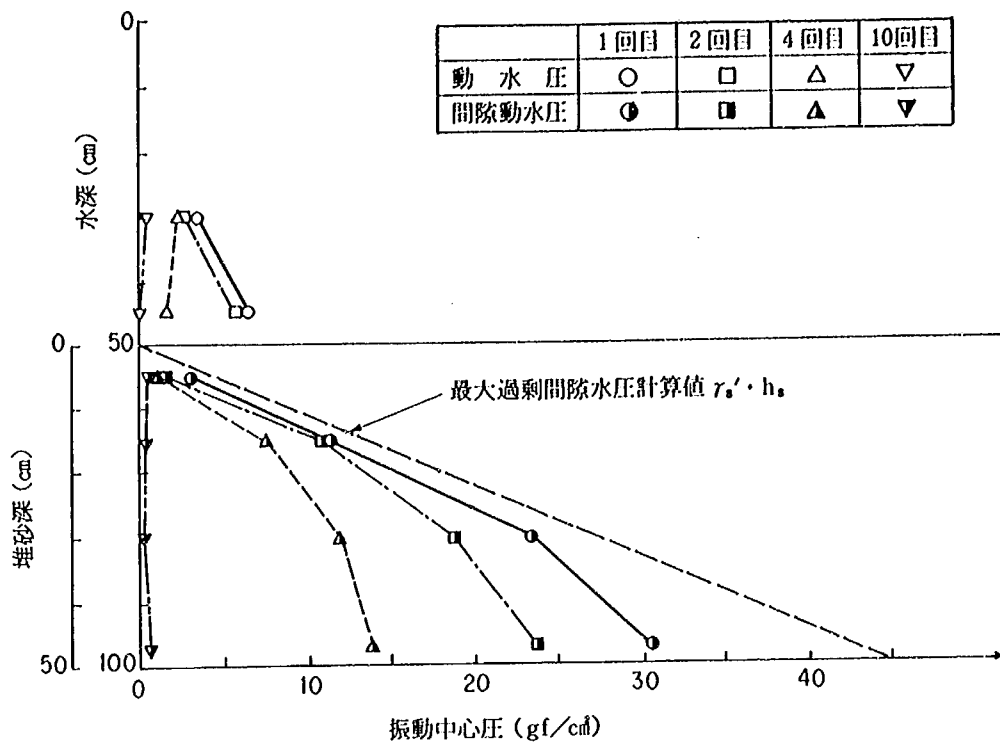


図-5.12 (1) 振動中心圧の分布 (ケース 101)

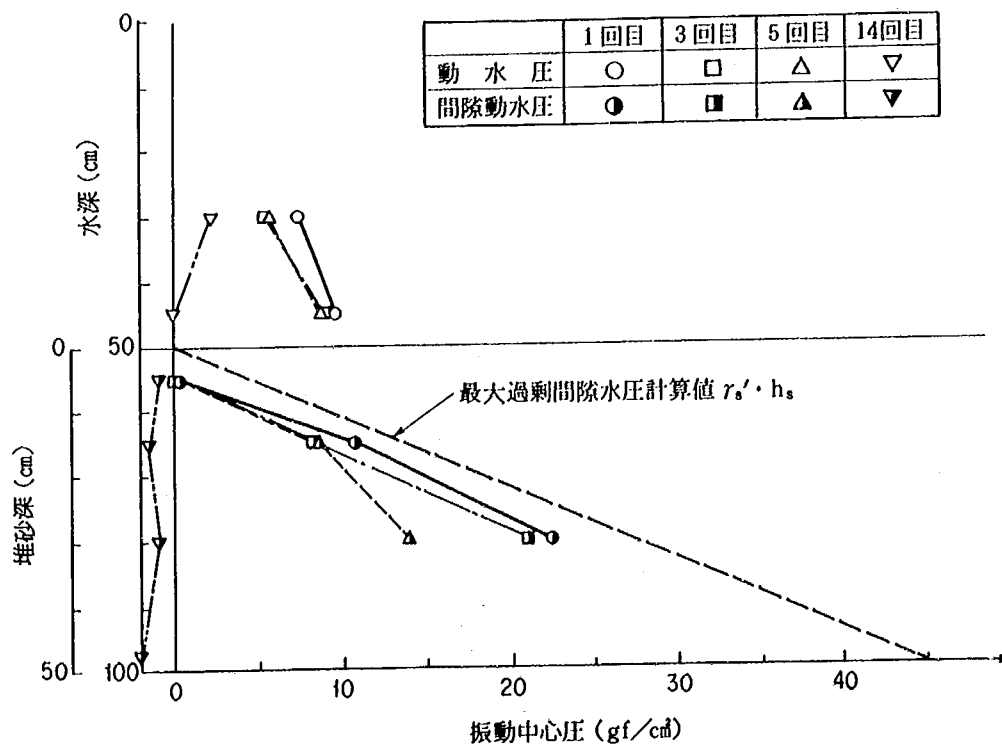


図-5.12 (2) 振動中心圧の分布 (ケース 201)

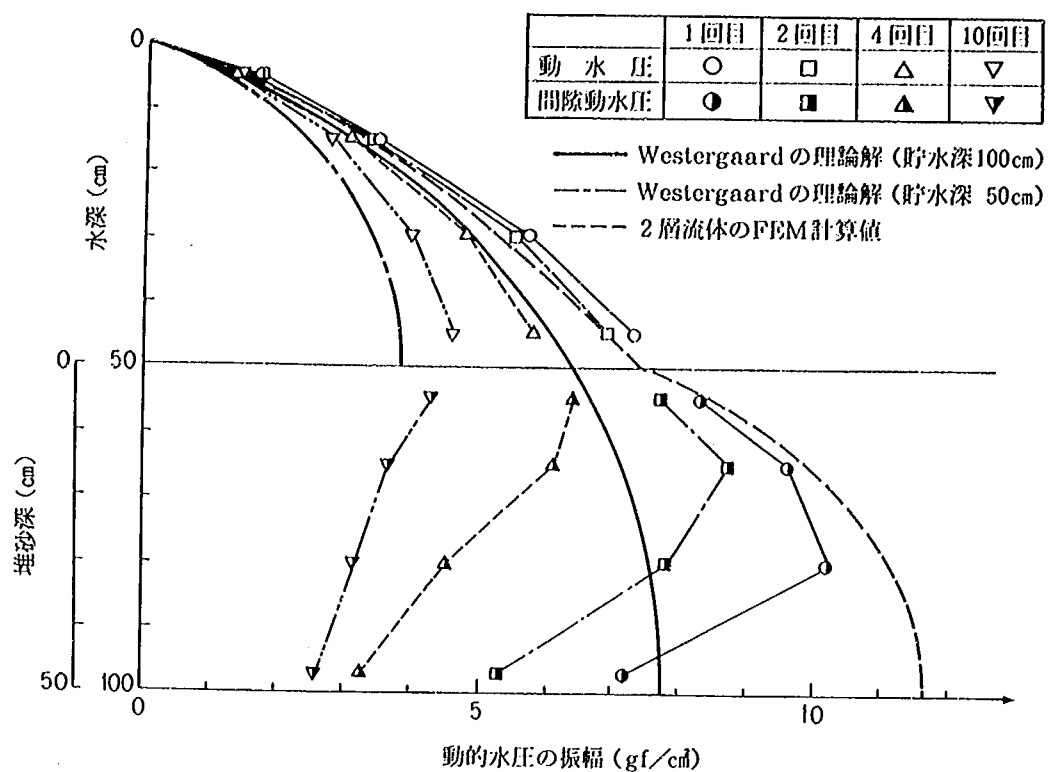


図-5.13 (1) 動的水圧の振幅分布 (ケース 101)

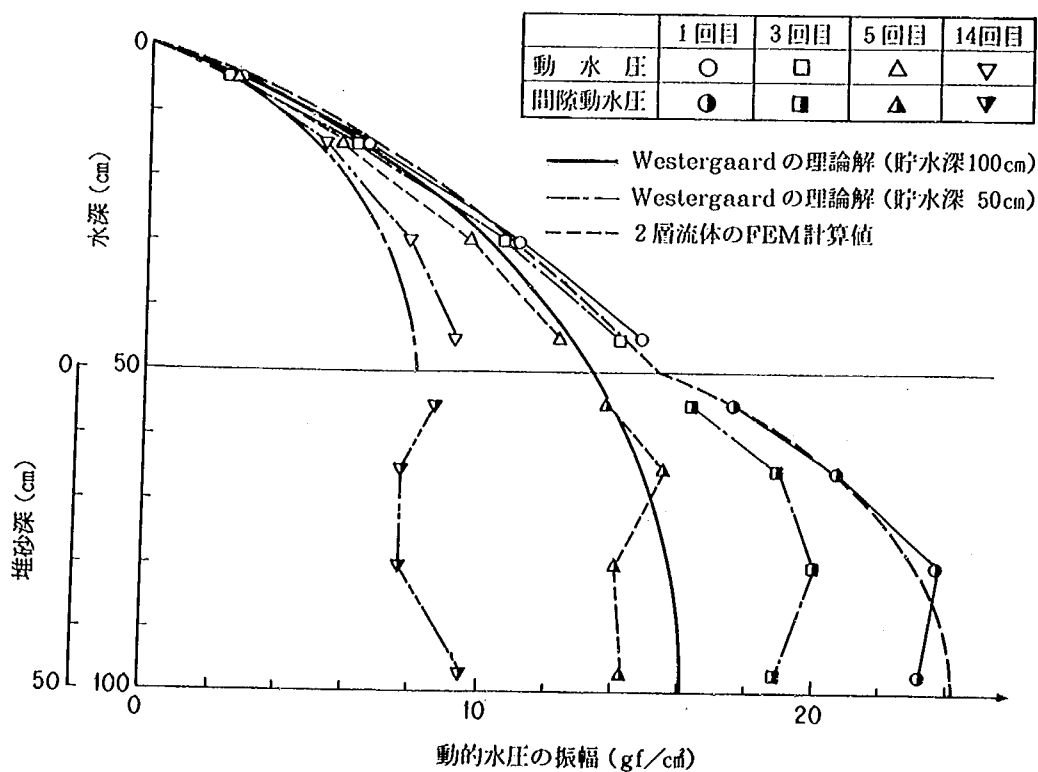


図-5.13 (2) 動的水圧の振幅分布 (ケース 201)

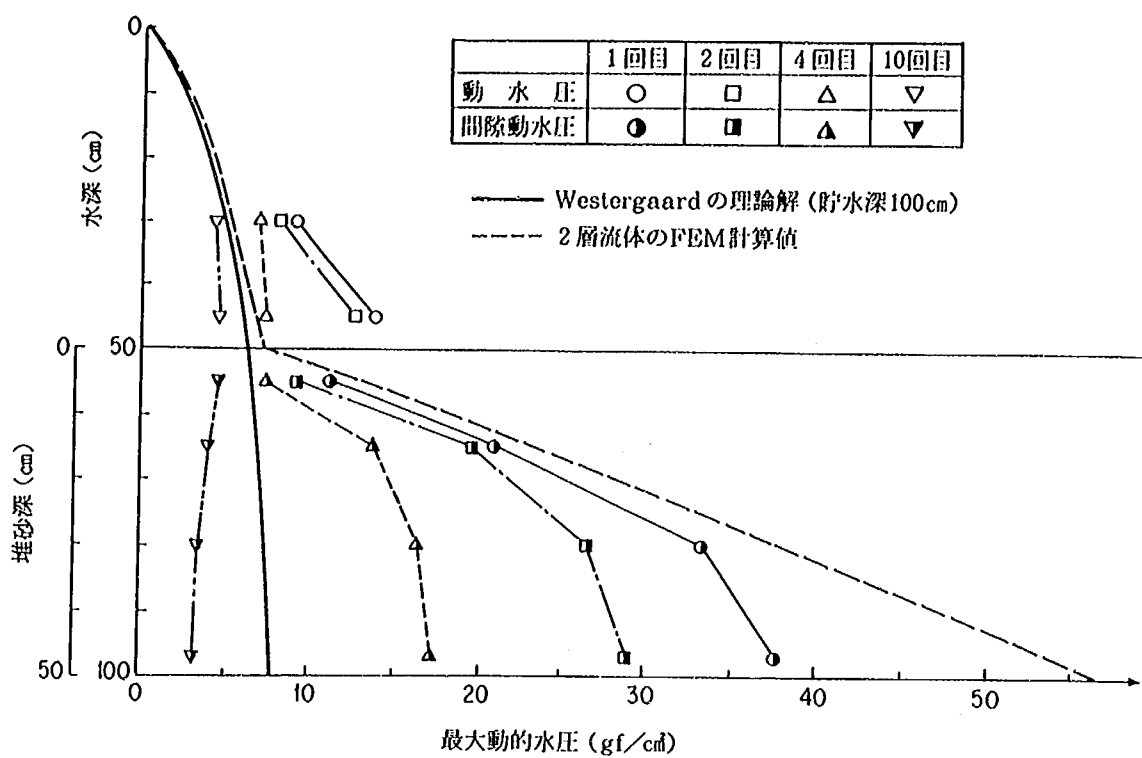


図-5.14 (1) 最大動的水圧の分布 (ケース 101)

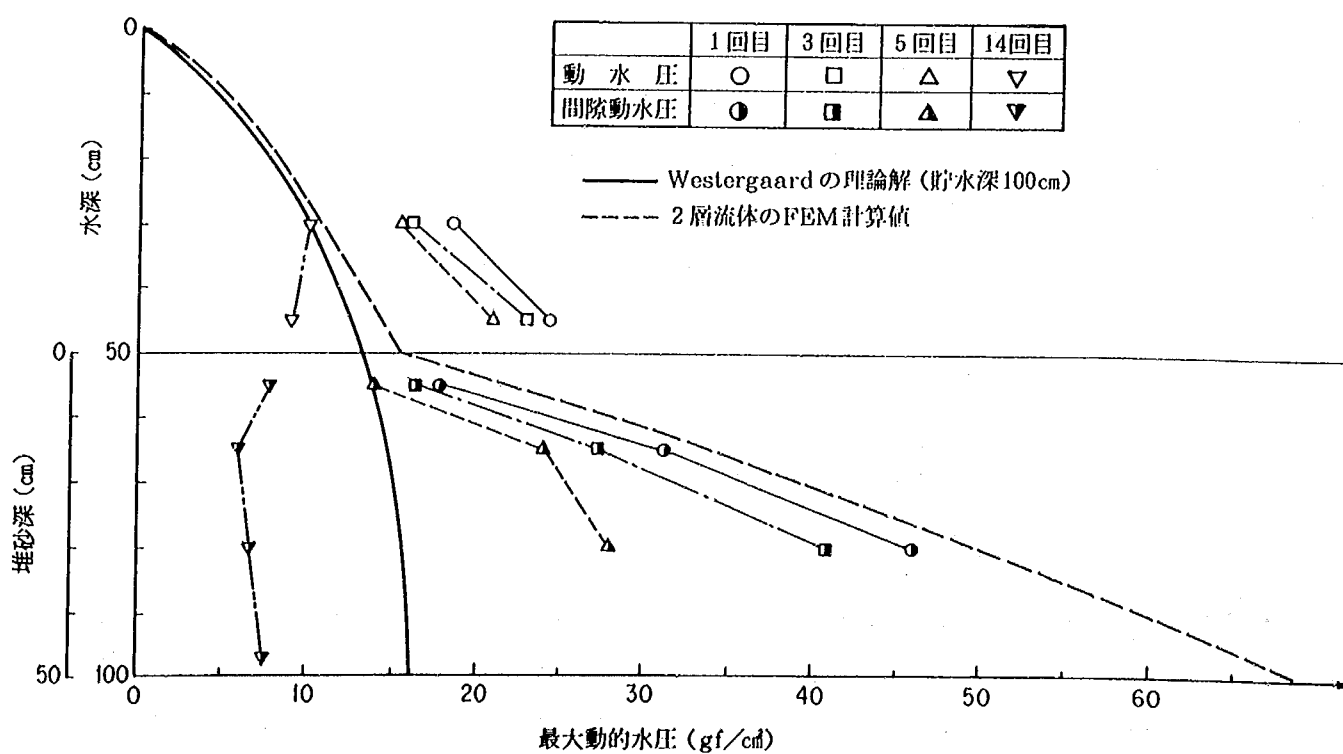
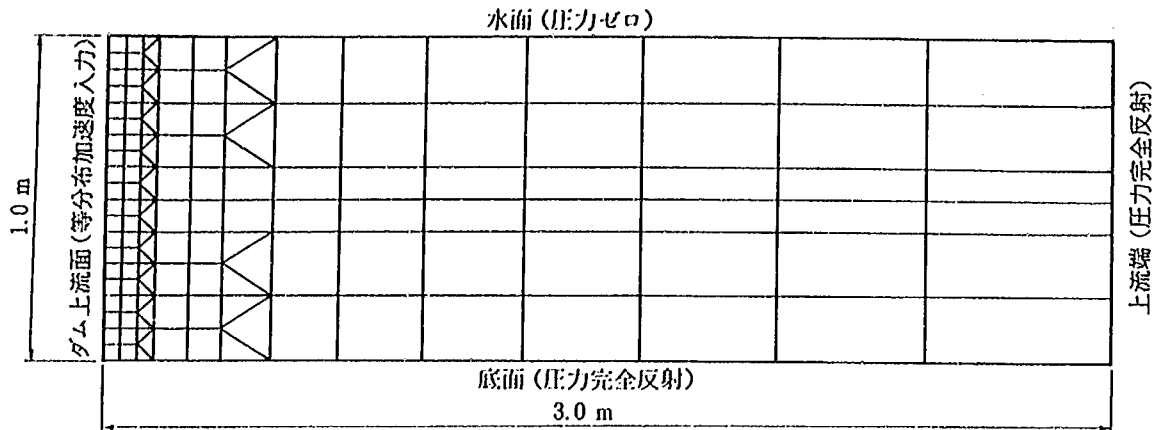


図-5.14 (2) 最大動的水圧の分布 (ケース 201)



図－ 5.15 貯水池モデル（２次元FEM）

これより、１回目の加振に対する動的水圧の振幅は底部を除いてこの破線とかなり近い値となっていることが分かる。これによってもこの時の堆砂がほぼ液状化状態にあったものと推定することができる。

なお、加振を繰返すと動的水圧の振幅は徐々に小さくなり、堆砂の沈下が生じなくなった段階で、その値は安定する。この時点では、堆砂中の間隙動水圧は堆砂面直上の動水圧とほぼ等しいかやや小さめの値となっている。この値は堆砂の間隙比あるいは透水係数等と密接な関係があると考えられる。一方、堆砂面以上の動水圧については、沈下により堆砂の剛性が増加したことによって、堆砂面を貯水池底とみなした場合の Westergaard の動水圧の理論解に近づいてきている。

③ 最大動的水圧について

既述のように、振動中心圧、動的水圧の振幅は堆砂が緩詰めの状態において最も大きい値を示し、加振の繰返しに伴って徐々に小さくなり、やがて一定の値で安定する傾向を示した。したがって、それらを加算した最大動的水圧についても、図－ 5.14 に示すように同様の傾向となった。

なお、図－ 5.14 中には、貯水深が 100 cm で堆砂がない場合の Westergaard の動水圧の理論解、および堆砂が完全に液状化した場合の最大動的水圧の計算値（図－ 5.12 および図－ 5.13 中に破線で示した値の合計値）を併せて示している。これより、堆砂が緩詰めの状態における動的水圧は、堆砂の液状化によって Westergaard の動水圧の理論解よりもかなり大きくなっていることが分かる。一方、動的水圧が安定した後の値は、堆砂面以上の動水圧および堆砂中の間隙動水圧のいずれも、堆砂がない場合の Westergaard の動水圧の理論解よりもかなり小さな値となっている。

5.4 問題点と今後の課題

本実験においては、堆砂材料として取扱いの比較的容易な標準砂を使用した。実際のダムにおける堆砂の粒径は、さらに小さい場合が多いと考えられる。したがって、標準砂の粒度分布が、地震時に最も液状化しやすい粒度の範囲にあったことを考えれば、実際のダムにおいては、本実験結果のような液状化現象は起こりにくいものと考えられる。また、堆砂中の間隙動水圧についても、標準砂と実際のダムにおける堆砂の透水係数等の物理特性の違いにより、その分布形は本実験結果と幾分異なることが考えられる。これらの点については今後検討を要する。

6. まとめと今後の課題

本調査では、ダム堤体が剛体振動をする場合の地震時動水圧に関して、谷形状が動水圧の大きさ、分布に及ぼす影響および堆砂の状態が動水圧の大きさ、分布に及ぼす影響について、振動台を用いた振動模型実験によって検討した。その結果は各章で詳しく述べたとおりであるが、これを簡単にとりまとめると次のようになる。

1) 予備実験の結果

実験結果より、次のことが確認された。

① 実験値と Westergaard の理論解はよく一致することが分った。これにより、Westergaard の理論解の妥当性が確認された。また、この実験装置および実験方法により剛体動水圧の実験を行うことの妥当性についても確認された。

② 本実験は貯水池の長さを有限と考えた実験であったが、実験値と Westergaard の理論解はよく一致し、これにより、このような実験方法に対しては、貯水池長として貯水深の 3 倍程度をとれば十分であることが確認された。

③ 動水圧は加振加速度に対して線形性があることが確認された。(実験では、加振加速度 300 gal まで確認した。)

2) 貯水池の谷形状を考慮した動水圧実験の結果

実験結果より、上下流方向地震に対する動水圧について次のことが確認された。

① 最大断面における動水圧は、Westergaard の理論解よりもかなり小さい値であり、袖部の貯水深の浅い断面における動水圧は、最大断面の貯水深を用いて計算した Westergaard の理論解よりも小さいが、当該断面の貯水深を用いて計算した Westergaard の理論解よりもやや大きい値となることが確認された。

② 谷傾斜角の違いによる影響については、直線式およびアーチ式のダムとも、谷傾斜角が 45° と 60° の場合では動水圧の分布形に有意な差は認められなかった。しかし、谷傾斜角が 30° の場合について実験を行った直線式のダムにおいては、特に貯水深が深い断面で、谷傾斜角が 45° および 60° の場合の動水圧よりも 30° の場合の動水圧の方がやや大きめの値となることが分かった。

③ ダム堤体が剛体振動をする場合においては、V字谷に築造されたダム堤体に作用する動水圧は、近似的に Westergaard の式を適用して計算しても差し支えないことが分かった。なお、その際の貯水深としては、各対象断面での貯水深を用いて計算した場合の方が、貯水池の最大断面の貯水深を用いて計算した場合よりも、より実際に近い動水圧値となることも分かった。

また、左右岸方向地震によってアーチ式のダム堤体に作用する動水圧について次のことが確認された。

④ 左右岸方向地震によってダム堤体の上流面に作用する動水圧は、基礎岩盤の振動の影響を受けて堤体加速度との間に 180° の位相差を生じ、動水圧を計算するに当たっては、近似的にも Westergaard の式を適用することはできないことが分かった。

⑥ 谷傾斜角が 45° と 60° の場合で、動水圧の分布に大差は認められなかった。

⑥ ④の結果は、ダム堤体の慣性力とダム堤体の上流面に作用する動水圧による力が逆向きとなることを表わしており、ダム堤体が剛体振動をする場合においては、左右岸方向の地震に対するアーチ式のダムの安定性は、比較的高いことが確認された。

3) 堆砂がある場合の動水圧実験の結果

実験結果より、次のことが確認された。

① 堆砂面以上の動水圧および堆砂中の間隙動水圧は、堆砂が緩詰め状態においては、液状化によって大きな値を示し、堆砂の沈下による密度の増加に伴って徐々に小さくなっていくことが確認された。なお、堆砂の沈下の停止とともに、動水圧、間隙動水圧はある値で安定する傾向を示した。

② 堆砂面以上の動水圧は、堆砂が緩詰め状態においては、堆砂がない場合の Westergaard の理論解よりも大きくなるが、堆砂が密詰め状態においては、その理論解よりも小さい値となり、堆砂面を貯水池底とみなした場合の Westergaard の理論解に近づくことが確認された。

③ 堆砂中の間隙動水圧は、堆砂が緩詰め状態においては、液状化によって堆砂がない場合の Westergaard の理論解よりもかなり大きくなるが、堆砂が密詰め状態においては、この理論解よりもかなり小さい値となることが確認された。また、堆砂が密詰め状態における間隙動水圧は、堆砂面直上の動水圧とほぼ等しいかやや小さめの値となることが分った。

今回の調査では、ダム堤体に作用する地震時の動水圧に関する基礎的な特性を調べるため、簡略化した条件のもとで振動実験を実施した。しかし、実際のダムにおいては、地震時に発生する動水圧は、ダム堤体の変形性によってさらに複雑なものになり、また、その値は、Westergaard の理論解が示すように、地震動の周波数特性によって変化することになる。これらの影響については、今後さらに検討を進める必要があるといえる。

また、堆砂がある場合の動水圧実験では、動水圧の測定が中心となり、動堆砂圧については十分信頼性のあるデータが測定できず、今回、その結果を報告するまでには至らなかった。したがって、動堆砂圧については、その測定方法を含め、今後さらに十分な検討が必要であるといえる。

これらの点に関しては、改めて報告したいと考えている。

参考文献

- 1) Westergaard: Water Pressures on Dams during Earthquakes, Proc. A.S.C.E., Vol. 59, No. 8, 1933.
- 2) 永山功, 自閑茂治: 地震時動水圧に関する基礎的考察, ダム構造研究室室内資料, 昭和59年
- 3) 河川管理施設等構造令施行規則, 昭和51年
- 4) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 昭和54年
- 5) 芦田和男編: ダム堆砂文献資料集成, 河鍋書店, 昭和51年

コンクリートダムに作用する地震
時動水圧に関する実験的検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2969号
平成3年3月(1991)

永山 功, 村岡基晴, 佐々木 隆
庄司俊介, 片平 博

要 旨

コンクリートダムの設計においては、地震時の安定性についても十分に検討を行う必要があり、その際考慮すべき設計荷重の一つとして地震時動水圧がある。コンクリートダムの場合、地震時動水圧の算定には Westergaard の近似解を用いているが、その近似解には様々な仮定が用いられている。本調査は、振動台を用いた模型実験を行い、貯水池の形状および堆砂の状態が地震時動水圧にどのような影響を及ぼすかを検討したものである。

キーワード：動水圧，振動実験，コンクリートダム，地震，Westergaard の理論解

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

ダム構造研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2969 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印