

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

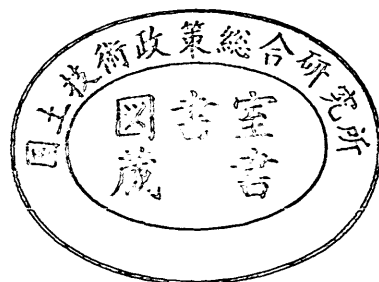
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 20

NO. 4

DEC. 1981

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第20巻 第4号 (Vol. 20, No. 4), 1981年12月 (Dec. 1981)

目 次 (CONTENTS)

1. 地震動の多点同時観測に基づくパイプラインの応力の検討
……土田 肇・南 兼一郎・清宮 理・倉田栄一・西沢英雄…… 3
(Stress of Buried Pipe during Earthquakes Based on Two Dimensional Seismometer
Array Observation……Hajime TSUCHIDA, Ken-ichiro MINAMI, Osamu KIYOMIYA
Eiichi KURATA and Hideo NISHIZAWA)

2. 水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧
……上部達生・野田節男・千葉忠樹・檜垣典弘…… 41
(Coupled Hydrodynamic Response Characteristics and Water Pressures of Large
Composite Breakwaters
……Tatsuo UWABE, Setsuo NODA, Tadaki CHIBA and Norihiro HIGAKI)

2. 水との連成を考慮した大型混成式防波堤の 振動特性と動水圧

上 部 達 生* · 野 田 節 男**

千 葉 忠 樹*** · 檜 垣 典 弘****

要 旨

釜石の湾口の大水深域 (-60 m) に建設が予定されている混成式防波堤は、地震直後の津波防護を目的としており、防波堤の耐震性の検討は重要な課題となっている。このため、水中に製作した模型の振動実験及び有限要素法による地震応答計算により、水の連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性及び動水圧について検討した。

ケーソン式混成堤のケーソンが共振して大きな応答を示さない場合、ケーソンに作用する動水圧は Westergaard の簡略公式にマウンド天端の水深とその震度を与えて得られる値で良いことが、模型振動実験より得られた。

水中のケーソン式混成堤が共振して大きな応答を示すような時の動水圧を計算する手法として構造物-水連成系の有限要素法による地震応答計算手法がある。地震応答計算手法を実務で使う場合にはモデル化、定数の設定等に関し、実際の現象を表現できるかどうか十分な検討が必要である。このことをふまえて構造物-水連成系の有限要素法による地震応答計算の結果と模型振動実験の振動特性と動水圧の測定結果の比較検討により計算手法の検証を実施した。その結果ここで検討した地震応答計算手法が妥当なものであることが確認された。

* 構造部 主任研究官

** 構造部 耐震構造研究室長

*** 前構造部 (現第二港湾建設局鹿島港工事事務所)

**** 構造部 地震防災研究室

Coupled Hydrodynamic Response Characteristics and Water Pressures of Large Composite Breakwaters

Tatsuo UWABE*

Setsuo NODA**

Tadaki CHIBA***

Norihiro HIGAKI****

Synopsis

In order to prevent damages by tsunami a large composite breakwater is projected in deep sea of -60 m at the bay mouth of Kamaishi in Tohoku district. For the purpose of examining the aseismicity of the breakwater an analysis of coupled hydrodynamic response characteristics and water pressures of the breakwater was carried out by means of the shaking table model test and the earthquake response calculation by Finite Element Method.

In case the caisson of the composite type breakwater does not resonate, the model tests show that the hydrodynamic pressures acting on a caisson is calculated by the formula of Westergaard using the water depth and the seismic coefficient of the top of the mound.

In case the breakwater resonates, the hydrodynamic pressures acting on a caisson are calculated by means of structures-water coupled systems of Finite Element Method. In order to use earthquake response calculation for practical application, it is essential to investigate whether the modeling and material property values simulate adequately or not. It is concluded that the method for analyzing structures-water systems using Finite Element Method is appropriate for simulating the dynamic response and hydrodynamic pressures of the fill type breakwater.

* Senior Research Engineer, Structures Division

** Chief of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

*** Former member of Structures Division (The Second District Port Construction Bureau)

**** Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	41
1. ま え が き	45
2. 模 型	46
2.1 相 似 則	46
2.2 実験に使用した模型	47
3. 模型振動実験	49
3.1 振 動 台	49
3.2 計測及び加振条件	49
3.3 実 験 内 容	50
4. 実 験 結 果	51
4.1 防波堤の振動応答特性	51
4.2 防波堤に作用する動水圧	61
4.3 防波堤の全体安定	69
5. 考 察	69
6. 結 論	79
参 考 文 献	80
記 号 表	80

1. まえがき

水中に建設される大規模なフィルタイプ構造物の地震時の振動特性、この構造物に作用する動水圧について、模型振動実験及び地震応答計算手法により水との連成を考慮して検討した結果を報告する。ここで対象としている大型フィルタイプ構造物は釜石の湾口の大水深域に建設が予定されている釜石湾口防波堤である。以下には、釜石湾口防波堤の建設に至る背景、防波堤の概要、模型振動実験の目的、実験結果のとりまとめの主眼、地震応答計算手法について述べる。

三陸沿岸はリアス式海岸特有の急峻な山々に挟まれた入江となっており、過去に幾度となく津波による被害を被っている。明治 29 年三陸津波では、三陸沿岸で 2 万 7000 余人の死者があり、日本での津波史上最大の犠牲者数となっている。この後、昭和 8 年三陸津波、昭和 35 年のチリ津波でも多数の犠牲者が出ている。こうした津波に対する対策としては、防潮堤によるものと津波防波堤によるものがある。前者では岩手県田老町の 10 m の高さの大防潮堤があり、後者には大船渡港の湾口の津波防波堤がある。津波防波堤は、湾口に建設してその開口部の断面積を縮小することにより湾内への津波の影響を減させるものである。大船渡津波防波堤は、昭和 35 年のチリ津波後に建設されており、昭和 43 年の十勝沖地震の際には十分その効果を発揮している。

岩手県釜石市の津波対策の現状は昭和 35 年チリ津波を対象とした護岸の整備がなされているに過ぎず、明治 29 年三陸津波クラスの津波に対する対策が釜石市民の強い要望となっている。一方、市勢発展の基盤として港湾整備が重点施策となっており、湾内の静穏性を確保するため防波堤の建設が必要とされている。こうしたことを受け釜石港に湾口防波堤の建設が予定されている。

建設が予定されているこの防波堤は施工延長 1960 m で、中央部には船舶航行路として幅 300 m の開水路が設けられ、両サイドは潮通しとして、幅 50 m 程度の開口部が設けられる。検討されている構造断面案はケーソン式混成堤で、天端高は +0.6 m である。予定されている建設地点は外洋に面した水深 60 m の地点であり、したがって、ケーソン及び堤体とも非常に大規模なものとなる。このような大水深域に巨大なケーソン式混成堤を建設した実績はなく、建設に際しては十分な検討が必要である。特に、地震直後における津波防護を目的とし

ているから、この防波堤の耐震性の検討は重要な課題となっている。

大規模な割石マウンドの上に巨大なケーソンが乗った混成式構造物の水中における地震時の挙動については、不明点が多い。このため、防波堤の水中における地震時の挙動を把握するために振動箱内の水中に製作した模型の振動実験を 3 回実施した。まず、防波堤の全体的安定を検討するために、昭和 52 年度に第 1 回目の振動実験が実施された。これについては、参考文献 2) に報告されている。続いて、マウンド斜面及びケーソンに働く動水圧に関する模型振動実験が昭和 54 年度、55 年度に実施されている。ここでは、この 3 回の模型振動実験結果をとりまとめて報告する。

一般の港湾構造物の耐震設計は震度法によっており、構造物に対して 1 つの設計震度が与えられる。構造物が大きくなれば、地震のときの構造物の揺れ方は高さ方向で異なることとなり、このような構造物の耐震設計を実施する場合の設計震度はその構造物の地震時の応答特性を考慮して高さ方向に変化させて与えている。これは修正震度法による耐震設計である。既設の大船渡津波防波堤でも、修正震度法により耐震設計が実施されており、高さ方向に設計震度が割増されている。釜石港に建設が予定されている湾口防波堤も、大規模な構造物であり修正震度法により設計が実施される予定である。この設計震度を定めるためこのような大規模構造物の動的挙動について十分検討をする必要があり、しかも水中に建設されるということであるから、水の影響を考慮した動的解析が望ましい。一方、通常の防波堤では、波圧時の安定により断面が決まることが多い。しかし、ここで検討する湾口防波堤では、堤体の上に設置されるケーソンが巨大なものとなるため、地震時の動水圧により断面が決まる。このことを考慮すると、マウンド斜面及びケーソンに作用する動水圧についても詳しく検討する必要がある。防波堤の地震時安定については、このほかにも地震時の斜面安定、沈下量の推定等各種検討すべき項目があるが、本報告は上述した 2 点、すなわち防波堤の地震時の動的特性、マウンド斜面及びケーソンに作用する動水圧に主眼をおいてとりまとめている。

近年、有限要素法等の解析手法の発達及び電子計算機の進歩により、構造物及び地盤の地震応答解析が比較的容易に行えるようになった。しかし、現状ではこれらの解析手法による計算結果と実測結果についての詳しい研

究はまだ限られており、これらの解析手法を実務上使用する場合には、解析手法の妥当性、モデルの設定、定数の与え方等について詳しく検討する必要がある。この有限要素法による計算結果と実測結果をフィルタイプ防波堤に関して検討した報告として土田・上部・倉田・林⁴⁾の報告がある。強震計が設置されている大船渡津波防波堤の強震記録を解析し、有限要素法の計算結果と比較検討している。しかし、ここで検討されている地震応答計算は線型であり、水の影響も考慮されていない。土田らのこの報告がなされた時点で、水中における構造物の地震時挙動は残された課題であった。このことをふまえて、ここでは有限要素法による構造物-水連成系の地震応答計算を実施し、模型振動実験との詳しい比較検討を行った。この計算手法の妥当性の評価、モデル化、マウンド材料の動的変形特性のひずみ依存性を考慮した定数の設定について検討している。

2. 模 型

2.1 相 似 則

模型振動実験により、実物の地震時挙動を把握するためには、実物と模型との間の相似則を考慮する必要がある。模型振動実験の相似則については、Clough^らのアースダムの模型振動実験の際に検討された結果がある。これを参考にして、防波堤の模型振動実験における相似則を検討した。

地震力のように動的荷重を受ける模型は、実物との間で次に示す諸量に関する相似が満足されなければならない。

- i) 長さ
- ii) 力
- iii) 時間

長さ(高さ、幅等)の相似比は、実物との間の幾何学的相似により与えられる。長さの相似比を λ とし、 L を長さの次元をもつ諸量とすると λ は次のように与えられる。

$$\lambda = \frac{L_m}{L_p} \quad (1)$$

ここで、添字 m, p がそれぞれ模型、実物を表わすものとする。長さの相似比は、模型が振動台の大きさ等の制約は受けるから、それらによって決まる。

今回の模型振動実験の場合には、次に示すような5種類の力について相似則を検討する必要がある。

- i) マウンド、ケーソンの自重

- ii) 流体力
- iii) 慣性力
- iv) 弾性変形による力
- v) 極限強さ

これら全ての相似比が等しくなるようにしなければならない。ここでは力の相似比を α として、まず自重について考える。自重の相似比を α_{DW} とすると、次のように与えられる。

$$\alpha_{DW} = \frac{\gamma_m v_m}{\gamma_p v_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \left(\frac{L_m}{L_p} \right)^3 = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda^3 \quad (2)$$

ここで、 γ : 単位重量

v : 体積

同様の解析で、流体力の相似は、模型の流体の比重が、 γ_m/γ_p に等しい時に満足される。

慣性力の相似比は質量と加速度の積の比で与えられる。

$$\alpha_I = \frac{M_m a_m}{M_p a_p} = \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_p} \right) \lambda^3 \frac{a_m}{a_p} \quad (3)$$

ここで、 α_I : 慣性力の相似比

M : 質量

a : 加速度

(2) 式の自重の相似比と式(3)の慣性力の相似比が等しくなるために、模型と実物の加速度が等しくなければならない、すなわち

$$\frac{a_m}{a_p} = \frac{L_m/T_m^2}{L_p/T_p^2} = \lambda \left(\frac{T_p}{T_m} \right)^2 = 1 \quad (4)$$

ここで、 T : 時間

(4) 式を変形すると時間の相似比: τ は次のように与えられる。

$$\lambda = \left(\frac{T_m}{T_p} \right)^2 = \tau^2 \quad (5)$$

$$\tau = \sqrt{\lambda} \quad (6)$$

弾性変形による力としては、弾性範囲内の剛性率、ひずみと断面積により与えられる。したがって、弾性変形による力の相似比は次のようになる。

$$\alpha_E = \frac{\epsilon_m G_m A_m}{\epsilon_p G_p A_p} \quad (7)$$

ここに、 α_E : 弾性変形による力の相似比

ϵ : ひずみ

G : 剛性率

A : 断面積

ひずみ: ϵ は無次元量であるので

$$\frac{\epsilon_m}{\epsilon_p} = 1 \quad (8)$$

である。(2) 式と (7) 式を等しいとすることにより、剛性率の相似比が与えられる。

$$\frac{G_m}{G_p} \lambda^2 = \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_p} \right) \lambda^3 \quad (9)$$

よって

$$\frac{G_m}{G_p} = \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_p} \right) \lambda \quad (10)$$

破壊現象まで相似させるためには、作用する力だけでなく、材料の強度特性まで相似させる必要がある。材料の極限強さを表わす量として、ここではマウンド材料の内部摩擦角と粘着力を考える。内部摩擦角は無次元量であるのでその相似比は 1 である。粘着力による極限強さの相似比は次のように与えられる。

$$\alpha_c = \frac{C_m A_m}{C_p A_p} = \frac{C_m}{C_p} \lambda^2 \quad (11)$$

ここに、 α_c : 粘着力による極限強さの相似比

C: 粘着力

A: 断面積

(2) 式と (11) 式が等しいとおくと、

$$\frac{C_m}{C_p} = \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_p} \right) \lambda \quad (12)$$

となる。

今回の防波堤の模型は水中にあり、マウンドの間隙水圧も測定する。この間隙水圧を検討するとき、マウンドの透水係数は重要な影響因子と考えられる。透水係数は速度の次元をもっているため、その相似比は次のように与えられる。

表-1 模型振動実験相似則

量	記号	相似比
長さ・高さ	λ	L_m/L_p
自重	α_{DW}	$\frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda^3$
慣性力	α_I	$\frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda^3$
加速度	a	1
時間	τ	$\sqrt{\lambda}$
剛性率	G	$\frac{G_m}{G_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda$
粘着力	C	$\frac{C_m}{C_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda$
透水係数	k	$\sqrt{\lambda}$
内部摩擦角	ϕ	1
単位重量	ρ_s	γ_m/γ_p

$$k = \frac{K_{vm}}{K_{vp}} = \frac{L_m/T_m}{L_p/T_p} = \lambda \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \sqrt{\lambda} \quad (13)$$

以上の結果をまとめて表-1 に示す。

2.2 実験に使用した模型

(1) 模型

土構造物の模型振動実験において、相似則をすべて満足させることは非常に困難である。模型振動実験の目的に沿った形で、相似則を満足するように努力がはられる。本報告では、実験-1 では防波堤の振動特性、防波堤の全体安定、実験-2, 3 では防波堤の振動特性、マウンド斜面およびケーソンに作用する動水圧に関する検討を主眼としており、模型の製作にあたっては、この点において実物との相似を満たすように努力した。

防波堤の実物は、設計震度が 0.2 で検討されている試設計断面案のなかから選定した。本実験では、長さ(高さ)の相似比: $\lambda=1/75$, 加速度の相似比: $\alpha_A=1$, 材料の単位重量の相似比: $\rho_s=\gamma_m/\gamma_p=1$ とした。表-2 には、相似比、実物の諸元、相似比を満足する理想模型、実際に製作した模型の諸元を示す。マウンド内部に発生する動の間隙水圧を検討するために、透水性の相似を満たすように努力した。実物のマウンドは直径が 40~50 cm の割石で築造される。この実物のマウンド内の透水係数は、捨石内の浸透に関する実験結果⁹⁾を参考にして、7 cm/s と推定した。これより、理想模型のマウンドの透水係数は 8.1×10^{-1} cm/s となる。この結果より、模型マウンド材として粗砂(高萩砂)を使用することとした。高萩砂は粒子比重 2.66, 最大間隙比: $e_{max}=0.90$, 最小間隙比: $e_{min}=0.65$, 有効粒径: $D_{10}=0.90$ cm, 均等係数: $U_c=1.5$ である。高萩砂の三軸試験結果によれば、内部摩擦角は $29^\circ \sim 33^\circ$ の範囲となっている。

表-2 には実施した 3 回の模型振動実験で実際に用いた模型の諸元が示されている。このうち、実験-1 の CASE-2 は斜面勾配をきつくしたものの、実験-1 の CASE-4 はマウンドがゆる密めの場合のもの、実験-2 の CASE-4 は斜面勾配をゆるくしたものの、実験-3 の CASE-1 は模型ケーソンだけの振動実験である。図-1~4 にそれぞれの実験の模型断面を示す。図-2 に示したように実験-2 の模型は半断面となっている。これは用いた振動台が実験-1, 3 の場合と異なり長さが短いため、模型を小さくするかわりに半断面としたものである。実験-2 はマウンド斜面およびケーソンに作用する動水圧に主眼をおいており、模型は半断面としてよいも

表-2 原型及び模型諸元

	相似比	原型	理想模型	実 際 の 模 型							
				実 験-1			実 験-2			実 験-3	
				CASE-1,2	CASE-3	CASE-4	CASE-1	CASE-2,3	CASE-4	CASE-2	
マ ウ ン ド	高さ (cm)	1:75	40×10 ²	53	55	55	55	55	55	55	55
	幅 (cm)	1:75	600×10 ²	800	150	150	150	300	300	300	150
	斜面勾配	1:1	1:2	1:2	1:2	1:1.6	1:2	1:2	1:2	1:2.5	1:2
	乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)	1:1	1.8	1.8	1.6	1.6	1.4	1.53	1.56	1.52	1.54
	水中単位体積重量 (gf/cm ³)	1:1	1.0	1.0	0.99	0.99	0.84	0.99	0.99	0.84	0.96
	有効粒径 (D ₁₀ , cm)	1:75	20	2.7×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹	1.4×10 ⁻¹
	透水係数 (cm/s)	1:√75	7	8.1×10 ⁻¹	6.4×10 ⁻¹	6.4×10 ⁻¹	8.4×10 ⁻¹	7.1×10 ⁻¹	6.8×10 ⁻¹	7.2×10 ⁻¹	7.0×10 ⁻¹
	内部摩擦角 (度)	1:1	35	35	32	32	29	31	31	31	31
水深 (cm)	1:75	60×10 ²	80	80	80	80	80	80	80	80	
ケ ー ン ン	高さ (cm)	1:75	21×10 ²	28	28	28	28	28	28	28	28
	幅 (cm)	1:75	17×10 ²	23	23	23	23	23	23	23	23
	単位体積重量 (gf/cm ³)	1:1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1

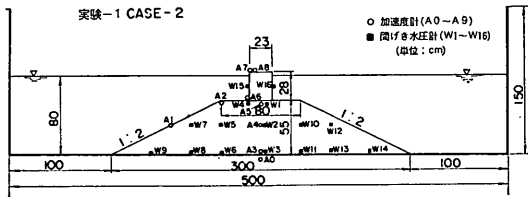


図-1 模型断面と測定器の配置 (実験-1)

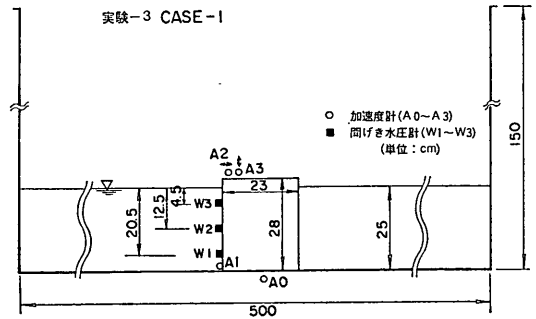


図-3 模型断面と測定器の配置 (実験-3, CASE-1)

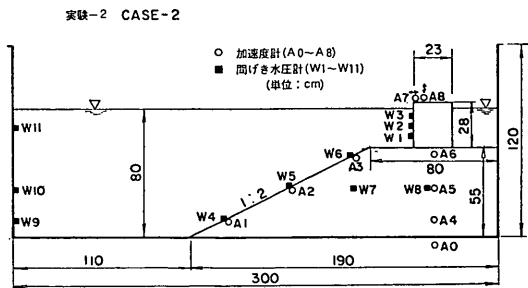


図-2 模型断面と測定器の配置 (実験-2)

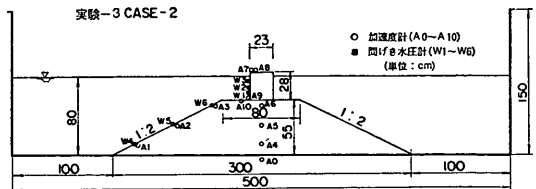


図-4 模型断面と測定器の配置 (実験-3, CASE-2)

のと考えた。後に示すように、ケーソンの振動特性は、実験-1, 3 の場合と同じと考えられる。

模型ケーソンの諸元は表-2 に示すとおりである。ケーソンの強度の相似は考慮せず、単位体積重量を実物に近づけるように努力した。

(2) 模型の製作

模型ケーソンは、幅 23 cm、高さ 28 cm であり、長さは 28 cm のものと 30 cm のものを作成した。単位体積重量が目標値になるようセメントの配合計算を行い、軽量化のためには、発泡スチロール球を混入させた。

マウンドは層にわけて作成した。あらかじめ木製の型枠を作成しておき、各層ごとの型枠を組立て、水を注入したあと、そこに砂を自由落下させて所定の形状を作成した。砂の投入量は、各層ごとの断面積と目標とする乾燥単位体積重量より計算して求めた。マウンドの各層を作成していく際には、所定の位置に計測器（加速度計、水圧計）を埋設した。マウンド作成後、模型ケーソンを設置し、その後注意深く型枠をはずした。さらに、マウンド内に水を流通させて、マウンドの飽和度を高めた。

3. 模型振動実験

3.1 振動台

実験に使用した振動台は、運輸省港湾技術研究所所有の地震波形振動試験装置と粘性土層振動試験装置である。実験-1, 3 の場合には前者の振動台を、実験-2 ではたまたま前者の振動台が故障したため、後者の振動台を使用した。2つの振動台は振動函の大きさが異なる点以外は、駆動方式、性能等はほぼ同じである。

振動台の駆動方式は動電駆動方式と呼ばれるもので、電気油圧方式と比較して駆動力は劣るが、広い振動数範囲でひずみの少ない精度の高い波形を発生させることが

できる。振動函及びその中に製作される模型は油圧により支持される。表-3 には両振動台の性能諸元を示す。

3.2 計測及び加振条件

防波堤モデルの振動時の動的挙動は加速度計により測定し、動水圧は間隙水圧計により測定した。今回の実験の計測システムは、加速度計及び間隙水圧計と増幅器、それに記録器としての電磁オシログラフとデータレコーダーからなる。マウンド及びケーソンの振動時の変形や沈下の推移はビデオにより記録し、加振後の変形及び沈下量は物指しにより測定した。加速度計及び間隙水圧計の測定位置は、図-1~4 に示す。マウンド内部の間隙水圧計には 100 μm のフィルターを取付けた。マウンド斜面及びケーソン横の間隙水圧計はフィルターを取りはずして用いた。

振動台への入力波形としては正弦波と地震波形を用いた。正弦波加振は防波堤モデルの振動数応答特性を調べるためのものである。一定加速度で正弦波の振動数を変化させて模型の応答加速度を測定した。正弦波の振動数は 5 Hz から 50 Hz まで 1 Hz きざみで変化させた。それぞれの振動数における波数は 10 波である。以後この正弦波加振を正弦波 10 波加振と呼ぶ。地震波形としては、原型とした強震記録波形に時間の相似比 (1:√75) を適用した実験用地震波形を作成し、それを用いた。原型とした地震波形は、1968 年十勝沖地震の際八戸港で得られた強震記録 (S-252, N-S 成分) を基盤に戻した入射波形⁶⁾と、1978 年宮城県沖地震の際大船渡港の岩盤上で得られた強震記録 (S-1210, E41S 成分⁷⁾) である。以後、用いた実験用地震波は八戸波 (あるいは S-252)、大船渡波 (あるいは S-1210) と略記する。この 2 つの地震波形の周波数特性は後に示すが、八戸波の方が、大船渡波に比べ低い振動波成分が卓越している。こ

表-3 振動台の性能

	地震波形振動試験装置	粘性土層振動試験装置
振動方向	水平 1 方向	同 左
最大加振力 (tf·G)	12	18
最大可動部重量 (tf)	24	40
台内のり (m)	長さ 5 m×幅 1.5 m×高さ 1.5 m	長さ 3 m×幅 3 m×高さ 1.2 m
最大変位 (cm)	±5	同 左
最大速度 (cm/s)	15	25
最大加速度 (全載荷時, G)	0.5	0.45
振動波形	任意波形	同 左
振動数範囲 (Hz)	0.2~50	1~100

れら、正弦波及び地震波はあらかじめデータレコーダーに記録させておき、データレコーダーより振動台に入力させた。加振の順序としては、まず一定加速度で正弦波 10 波加振を実施して、その後地震波加振を行った。地震波加振では最大加速度を徐々にあげていき、防波堤の安定を調べた。この場合、防波堤モデルに崩壊や著しい変形、沈下が認められなかった時には、一定の振動数(実験-1, CASE-1 では 7.7 Hz, CASE-2, 4 では 3.8 Hz) で加速度を大きくして (180~270 Gal) 正弦波を連続的に加振した。実験-2, 3 ではこの大加速度の正弦波連続加振は実施していない。

3.3 実験内容

1. で述べたように模型振動実験を 3 回実施している。これらをそれぞれ、実験-1, 2, 3 と呼ぶ。模型振動実験の内容を表-4 に一覧表として示す。実験-1 は、まず防波堤の全体的安定を検討するために実施された実験であり、したがって、地震波の入力最大加速度(振動台に生じた加速度の最大値)は最大で 750 Gal と大きくなって

いる。地震波の入力最大加速度をこのように大きくしても、防波堤は崩壊しなかったため、CASE-1, No. 9, CASE-2, No. 8, 9, CASE-4, No. 8 では加速度を大きくした正弦波の連続加振を実施している。さらに、実験-1 では、マウンドの斜面勾配、マウンドの単位体積重量を小さくして、ゆるぎのマウンドの状態の実験も実施している。実験-2, 3 はマウンド斜面及びケーソンに働く動水圧、水と構造物の相互作用に主眼をおいて実施した実験である。正弦波 10 波加振は 10, 50 Gal の 2 ケースであり、地震波の入力最大加速度は 10~200 Gal の値となっている。斜面に作用する動水圧を検討するために、実験-2 では斜面勾配をかえた実験及び斜面に止水板をおいた実験を実施している。止水板はコンクリート斜面のような状態を想定したものである。防波堤モデルは、粗砂からなる堤体とケーソンからなる混成式構造物であり、水中での挙動は複雑となるためケーソン部にのみ注目して、実験-3 の CASE-1 ではコンクリートケーソンだけを振動台上に設置した振動実験を実施してい

表-4 実験内容一覧表(その 1)

実験番号	CASE	No.	波 形 の 種 類	最大加速度 (Gal)	水 深 (cm)	マウンドの 勾配	そ の 他
1	1	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 50	80	1:2	マウンドの単位体積重量=1.4 gf/cm ³ " " " "
		3~8	地震波 (八戸波)	172~752	"	"	
		9	正弦波 7.7 Hz	176	"	"	
	2	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	15, 50	"	"	
		3~7	地震波 (八戸波)	64~660	"	"	
		8, 9	正弦波 3.8 Hz	110, 277	"	"	
	3	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	11, 60	"	1:1.6	
		3, 4	地震波 (八戸波)	75, 121	"	"	
	4	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	15, 85	"	1:2	
		3~7	地震波 (八戸波)	42~482	"	"	
8		正弦波 3.8 Hz	209	"	"		
2	1	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	9, 49	0	1:2	止水板有
	2	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 47	80	"	
		3~12	地震波 (大船渡波) (八戸波)	9~207	"	"	
	3	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	9, 55	"	"	
		3, 4	地震波 (大船渡波) (八戸波)	96 91	"	"	
	4	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	9, 46	"	1:2.5	
		3~10	地震波 (大船渡波) (八戸波)	11~190	"	"	
		11	正弦波 3 Hz	200	"	"	

表-4 実験内容一覧表 (その 2)

実験番号	CASE	No.	波 形 の 種 類	最大加速度 (Gal)	水 深 (cm)	マウンド の勾配	そ の 他
3	1	1	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	50	0	—	振動台上のケーソン
		2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	50	25	—	"
	2-1	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 47	0	1:2	堤体のみ
		3~5	地震波 (大船渡波) 八戸波	40~49	"	"	"
	2-2	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 49	"	"	"
		3~16	地震波 (大船渡波) 八戸波	10~289	"	"	"
	2-3	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 49	55	"	堤体のみ
		3, 4	地震波 (大船渡波) 八戸波	57 46	"	"	"
	2-4	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 51	"	"	"
		3, 4	地震波 (大船渡波) 八戸波	55 47	"	"	"
	2-5	1	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	50	70	"	"
		2, 3	地震波 (大船渡波) 八戸波	54 45	"	"	"
	2-6	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 49	80	"	"
		3~15	地震波 (大船渡波) 八戸波	7~204	"	"	"
	2-7	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 50	55	"	ケーソンの単位体積 重量=1.6 gf/cm ³
		3, 4	地震波 (大船渡波) 八戸波	55 47	"	"	"
	2-8	1, 2	正弦波 10 波 (5~50 Hz)	10, 49	80	"	"
		3, 4	波地震 (大船渡波) 八戸波	51 45	"	"	"

る。また、実験-3 の CASE-2 では堤体のみの振動実験も実施している。ケーソンに働く動水圧を詳しく検討するために、ケーソンの単位体積重量を 1.6 tf/m³ とした軽いケーソンを用いた振動実験も実施している。

4. 実験結果

4.1 防波堤の振動応答特性

(1) 正弦波 10 波加振実験及び地震波加振実験

図-5 には正弦波 10 波加振実験の記録波形の 1 例を示す。実験ではこのような波形が 5 Hz から 50 Hz まで 1 Hz ごとに得られる。したがって、各測定器ごとに 46 データ記録される。得られた正弦波形の振幅を読み取り、入力振幅との比をとり加速度応答比とした。このようにして、防波堤各位置の加速度応答曲線が得られる。

3. において述べたように地震波加振実験の入力波形は大船渡波 (S-1210) と八戸波 (S-252) である。最大

加速度が約 50 Gal のそれぞれの波形を 図-6 に示す。この図に示された波形は電磁オシログラフに記録された台加速度を数字化して、図化機で描かせたものである。これらの入力波のパワースペクトルを 図-7 に示す。図-8 には、各位置で測定された地震波形の 1 例を示す。これは入力最大加速度が 43 Gal の場合で波形は大船渡波である。

(2) 防波堤の応答特性に与える入力加速度の影響

図-9~11 に正弦波 10 波加振による加速度応答曲線を示す。ケーソン天端とマウンド天端 (図-10 の実験-2 についてはマウンド頂部) の加速度応答曲線を入力加速度が 10 Gal, 約 50 Gal の場合について示してある。図-4 において、A6 の加速度位置をマウンド天端中央、A10 の加速度位置をマウンド天端と呼ぶ。図-9 によれば、ケーソン天端では、入力最大加速度が 10 Gal の場合、18 Hz と 35 Hz に明瞭な二つのピークが認められ、これが共振振動数であることがわかる。入力最大加速度が 50 Gal

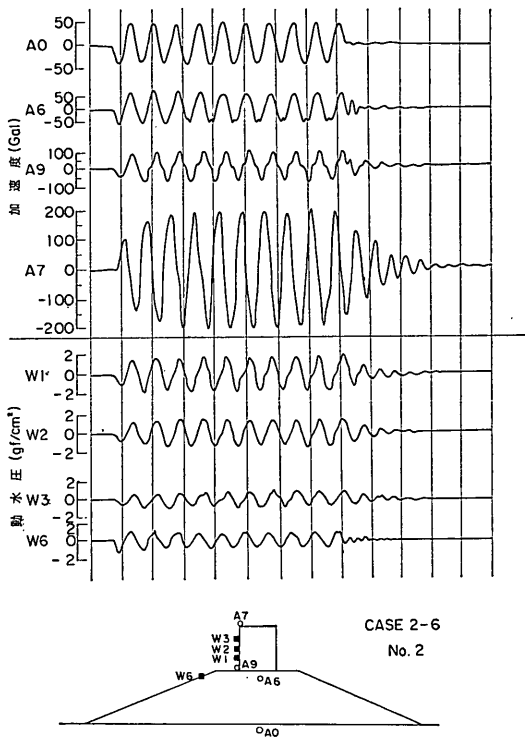


図-5 記録波形の一例

になると、1次の共振振動は下がり、共振振動数の加速度応答比の値も減少する。この1次の共振振動数より高い振動数になっても加速度応答比はほとんど下がらず次の共振振動数になり、2次の共振振動数より高い振動数

となると加速度応答比は減少している。マウンド天端の加速度応答曲線では、入力最大加速度が 10 Gal の場合には、38 Hz で加速度応答比が最大である。入力最大加速度が約 50 Gal の場合には、31 Hz で加速度応答比が最大となっている。このように入力最大加速度の増加とともに、共振振動数、加速度応答比が減少するのは、マウンドの高萩砂の強度特性が非線型性を示すためと考えられる。図-11 は 実験-3 の CASE 2-2 で水のない防波堤モデルの加速度応答曲線である。ケーソン天端の1次の共振振動数の入力最大加速度の増加による減少割合は 図-9 の水の有る場合より著しい。図-10 は 実験-2 の防波堤の半断面模型の加速度応答曲線である。マウンド天端中央の加速度応答比が最大を示す振動が 図-9 の実験-3 の場合に比較してやや大きい、そのほかの特性はほぼ同じと考えられる。

入力最大加速度とケーソン天端、マウンド天端の共振振動数の関係をさらに詳しくみたのが 図-12, 13 である。図-12 によれば、入力最大加速度が 10 Gal から 50 Gal になると、ケーソン天端の共振振動数は約 4 Hz 下がる。この最大加速度の増加による共振振動数の減少量は、マウンドがゆるい場合（単位体積重量が 1.4 tf/m³）には、上記に比較してやや少ない。水がない場合には、水がある場合に比較して最大加速度の増加による共振振動数の減少量は倍近く大きい。地震波加振の場合の共振振動数は、周波数伝達関数より求めたものである。この周波数伝達関数については 4.1 (5) で詳しく述べる。この共振振動数は、同じ入力加速度であれば正弦波 10 波加振の場合の共振振動数より大きく、入力最大加速度の

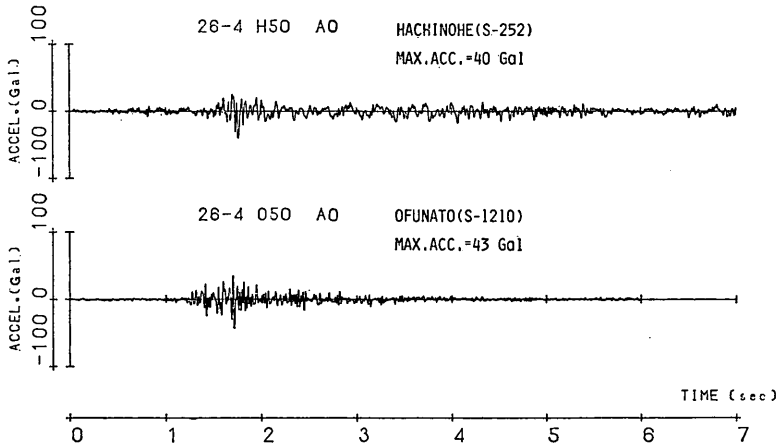


図-6 入力地震波形

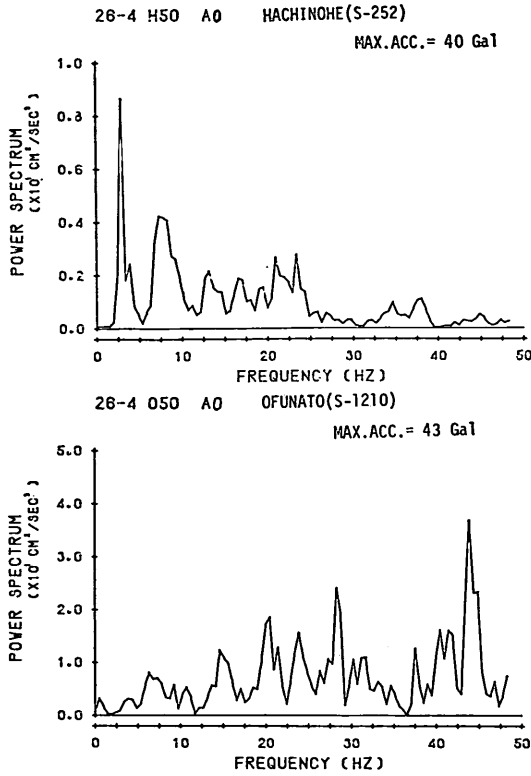


図-7 入力地震波形のパワースペクトル

増加による共振振動数の減少割合は少ない。入力最大加速度が 10 Gal から 200 Gal に増大した場合に、共振振動数は約 4 Hz 下がっている。図-13 はマウンド天端の共振振動数と入力最大加速度の関係を示したものである。入力最大加速度が 10 Gal から 50 Gal に変化すると、マウンド天端の共振振動数は約 7 Hz 減少している。ケーソン天端の共振振動数の減少割合と比較すると、ケーソン天端の共振振動数の減少割合がマウンド天端の共振振動数のそれより小さい。マウンド天端の共振振動数の減少は堤体材料の動的変形特性の非線型性によるものであり、ケーソン天端もその影響を受けるが、この影響はマウンド天端の位置の共振振動数が受ける影響ほど大きくないことがわかる。一方、図中には模型ケーソンをとった堤体だけで実施した振動実験の結果も示してある。堤体だけの実験の場合のマウンド天端の共振振動数は、防波堤モデルの実験のマウンド天端の共振振動数とほぼ等しく、ケーソンがマウンド天端の共振振動数に大きく影響を与えないのがわかる。

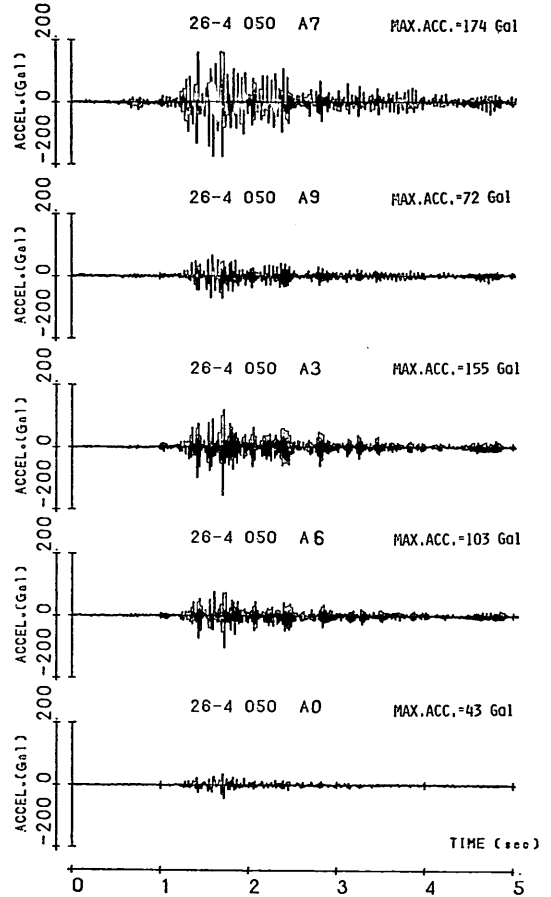


図-8 加速度応答波形

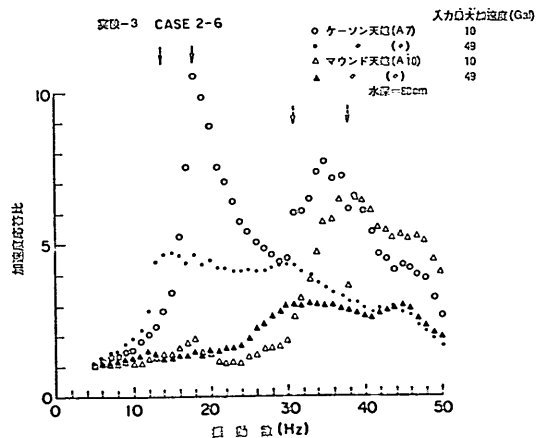


図-9 加速度応答曲線に与える入力最大加速度の影響 (実験-3, CASE 2-6)

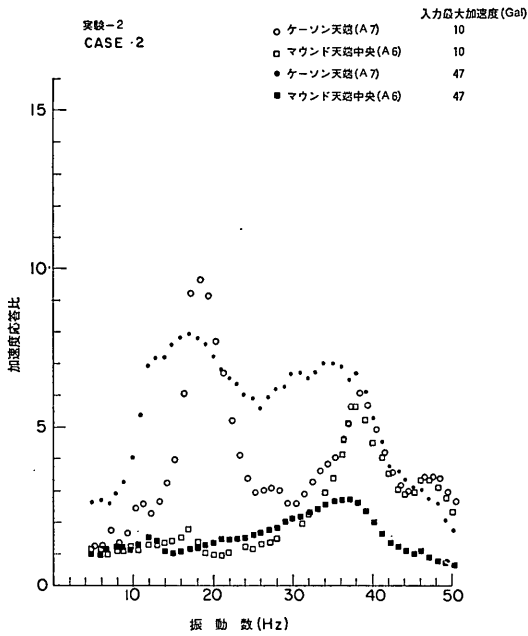


図-10 加速度応答曲線に与える入力最大加速度の影響 (実験-2, CASE-2)

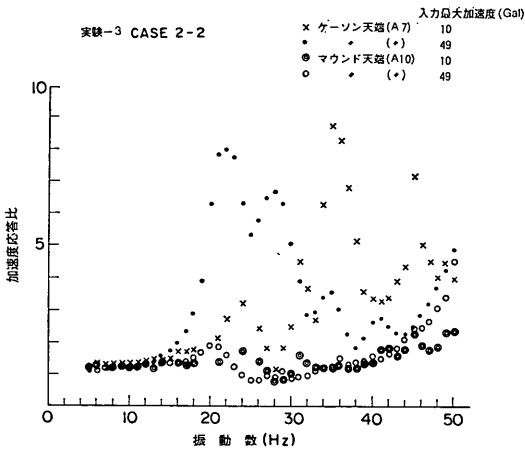


図-11 加速度応答曲線に与える入力最大加速度の影響 (実験-3, CASE 2-2)

図-14, 15にはマウソノ天端中央, ケーンソノ天端の加速度応答倍率と入力最大加速度の関係を示す。ここでいう加速度応答倍率とは入力最大加速度と応答最大加速度の比のことを言う。正弦波 10 波加振の場合には, 加速度応答比の最大値を加速度応答倍率とした。正弦波 10

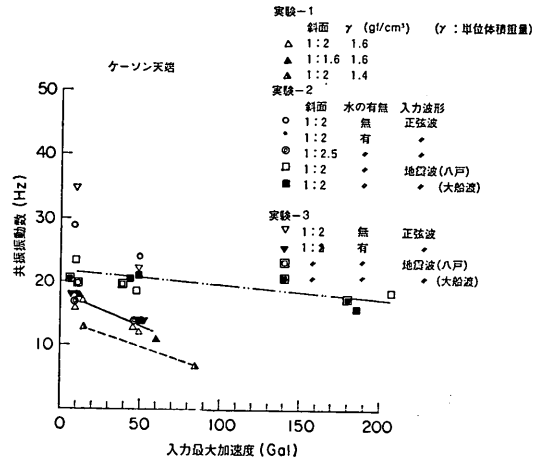


図-12 入力最大加速度とケーンソノ天端の共振振動数

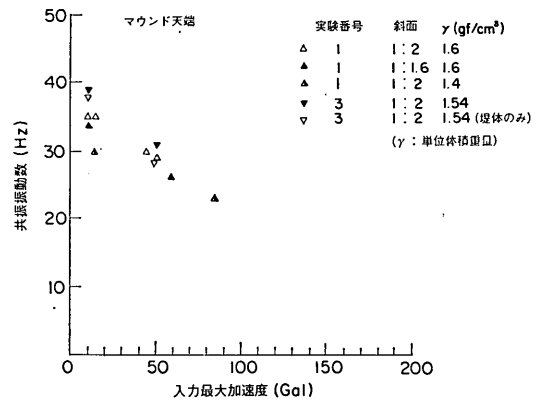


図-13 入力最大加速度とマウソノ天端の共振振動数

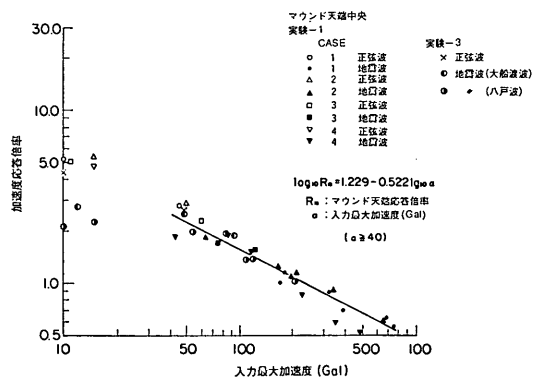


図-14 マウソノ天端中央加速度応答倍率と入力最大加速度

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

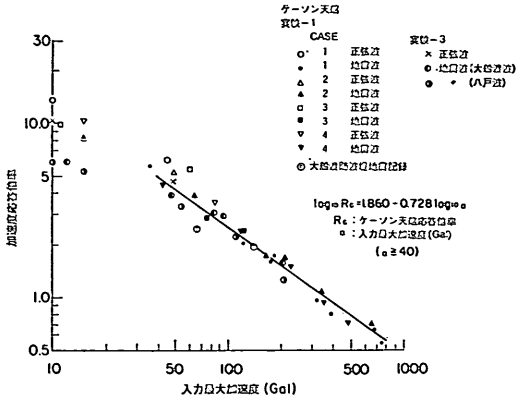


図-15 ケーン天端加速度応答倍率と入力最大加速度

波加振の加速度応答倍率は共振点の応答比であるから、共振していない地震波加振の加速度応答倍率より大きい。この正弦波加振と地震波加振の加速度応答倍率の差は入力最大加速度が 10 Gal と小さいときに著しい。マウンド天端の加速度応答倍率は入力最大加速度が 230 Gal 以上となると、1 以下となる。ケーン天端の加速度応答倍率は入力最大加速度が 140 Gal 以上となると 2 以下となり、360 Gal 以上になると 1 以下となる。図-14, 15 のデータについて単回帰分析を実施して、加速度応答倍率と入力最大加速度の関係を求めた。入力最大加速度が 40 Gal 以下については、データ数が少なく、入力最大加速度が 10 Gal 付近では地震波加振と正弦波 10 波加振の加速度応答倍率がかなり異なるため、入力最大加速度が 40 Gal 以上のデータについて検討した。結果は次式のように与えられる。

ケーン天端；

$$\log_{10} R_c = 1.860 - 0.728 \log_{10} \alpha \quad (14)$$

マウンド天端中央

$$\log_{10} R_m = 1.229 - 0.522 \log_{10} \alpha \quad (15)$$

ここで、 R_c ：ケーン天端最大加速度応答倍率

R_m ：マウンド天端中央最大加速度応答倍率
 α ：入力最大加速度 (Gal)
 $(\alpha \geq 40 \text{ Gal})$

図-12 の二重丸 (◎) は大船渡津波防波堤に設置されている強震計の記録の結果をプロットしたものである。表-5 に強震記録の概要を示す。大船渡津波防波堤は今回実験に用いた防波堤モデルと同じケーン混成式の防波堤である。図-15 によれば、実験の結果と実在の防波堤の実測結果がほぼ一致しているのがわかる。このことは、今回の模型ケーン振動特性により実物のケーンのそれが推定できると考えて良いことを示していると思われる。大船渡津波防波堤の強震記録の詳しい検討は別の機会にゆずりたい。

(3) 防波堤各位置の応答特性

図-16~18 に防波堤各位置の加速度応答曲線を示す。

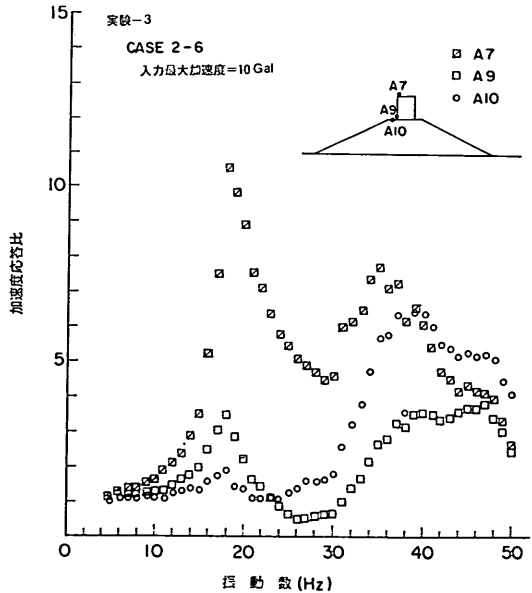


図-16 防波堤各位置の加速度応答曲線 (その 1)

表-5 大船渡津波防波堤の強震記録

地 震			観測地点	強 震 記 録		
発震年月日	マグニチュード	深さ (km)		記録名	成分	最大加速度 (Gal)
1970.9.14	6.2	40	岩盤上	S-554	E41S	66
			ケーン上	S-569	"	138
1978.6.12 (宮城県沖地震)	7.4	40	岩盤上	S-1210	E41S	161
			ケーン上	S-1211	"	275

図-16にはケーソン天端とケーソン下端、マウンド天端の加速度応答曲線を、図-17にはマウンド天端と天端中央、それに斜面の位置の加速度応答曲線を、図-18には

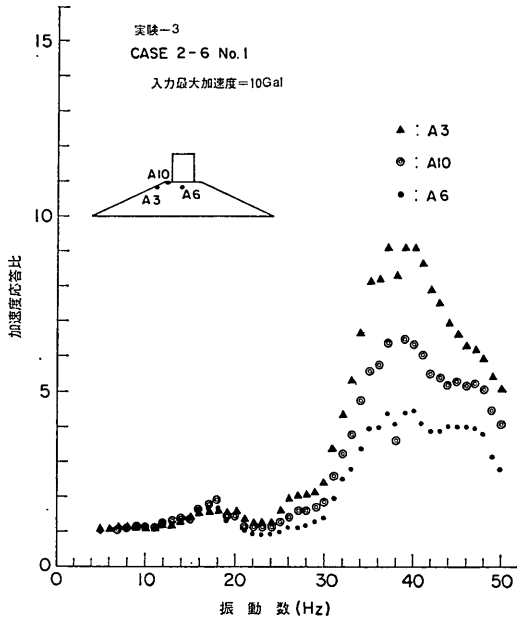


図-17 防波堤各位置の加速度応答曲線 (その 2)

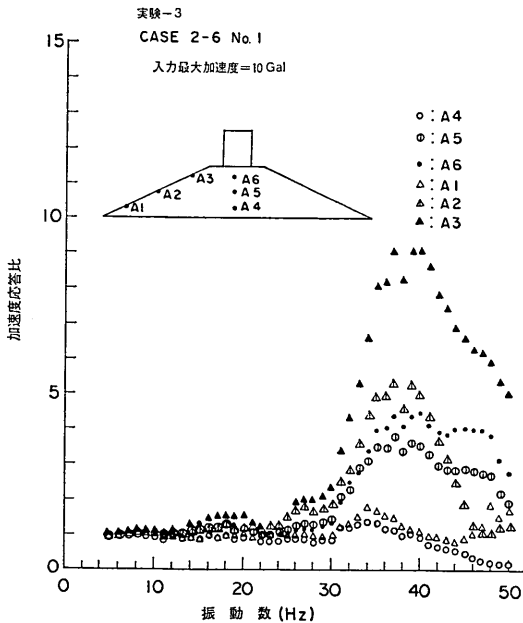


図-18 防波堤各位置の加速度応答曲線 (その 3)

マウンドの各位置の加速度応答曲線が示してある。これらを見ると、ケーソン天端の加速度応答比がほかと比べて大きいのがわかる。図-16 でわかるように、ケーソン下端とマウンド天端の応答特性はほぼ等しく、両者の応答比の値を比較すると、23 Hz までは、ケーソン下端の方が大きく、23 Hz 以上となってマウンド天端の応答比の方が大きくなる。図-17 によれば、斜面、マウンド天端中央の共振振動数はほぼ等しく、応答比の値は上記の順に大きくなっている。共振振動数付近において、斜面の応答比は、マウンド天端中央のそれより倍近く大きい。図-18 のマウンド内各位置の応答曲線を比較すると、マウンドの高さの半分以上のそれぞれの位置では共振振動数がほぼ等しく、加速度応答比は斜面の位置の方が大きくなっている。図中 A1, A4 の位置では加速度応答比はほぼ 1 に近い。

図-19, 20 には地震波加振の場合の加速度応答倍率の高さ方向の分布を示す。入力最大加速度が 100 Gal 以下の場合には、各位置の加速度倍率は 1 より大きい。特に、

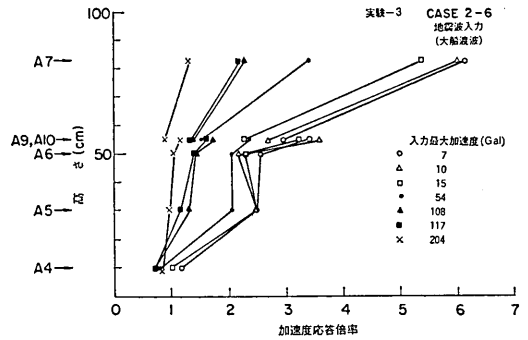


図-19 加速度応答倍率の高さ方向分布 (大船渡波入力)

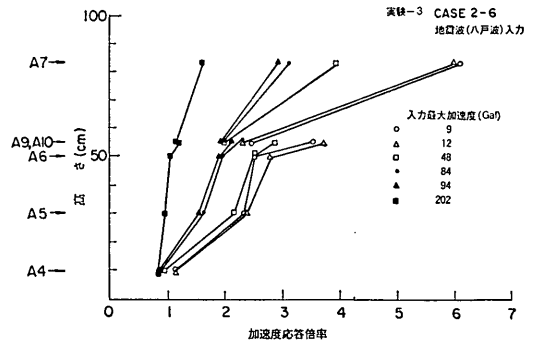


図-20 加速度応答倍率の高さ方向分布 (八戸波入力)

ケーソンの応答倍率が大きく、入力最大加速度が約 10 Gal で、入力最大加速度の6倍にもなる。しかし、各位置の応答倍率は入力最大加速度の増加とともに減少し、入力最大加速度が 200 Gal となると応答倍率は 1 に近くなる。マウンド天端 (A10)、マウンド天端中央 (A6)、ケーソン下端 (A9) を比較すると、A10 はほかの地点よりも大きい。ケーソン下端とマウンド天端中央との関係を詳しくみたのが、図-21 である。ケーソン下端の応

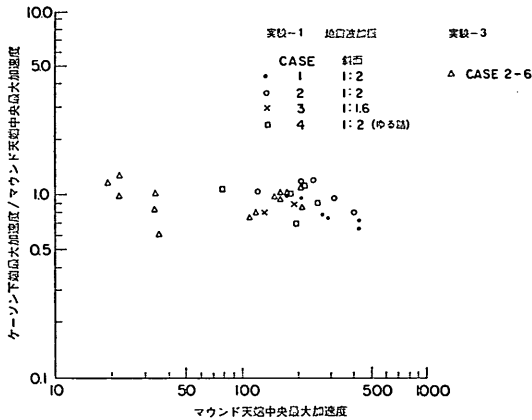


図-21 ケーソン下端とマウンド天端中央との最大加速度の比

答最大加速度とマウンド天端中央の応答加速度の比は、ほぼ 1.2~0.7 の間にある。最大加速度の増加とともに、ケーソン下端の応答加速度はマウンド天端中央の加速度より小さくなる傾向にある。

斜面と堤体中央の加速度応答特性の相違をみるために、図-22, 23 に両者の応答曲線を同一図面に示す。これらの図をみると応答曲線はほぼ同じ形状を示しており、共振振動数も等しい。斜面上の加速度応答比の値は、堤体中央のそれとほぼ等しいか大きい。土田・野田・倉田⁸⁾の海岸堤防の大型模型振動実験 (堤防の模型の高さ

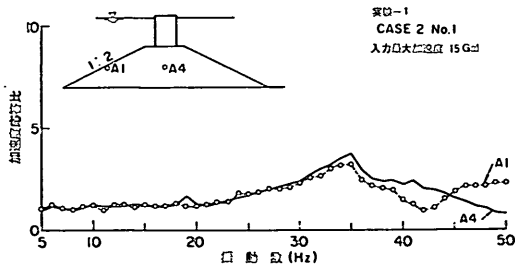


図-22 斜面、堤体中央の加速度応答曲線の比較 (実験-1, CASE-2)

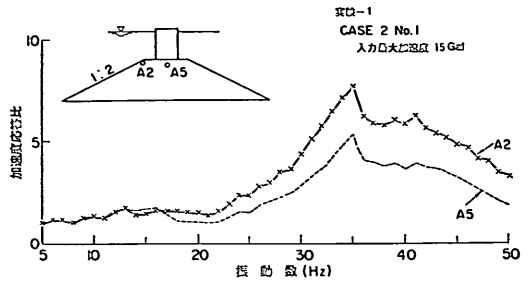


図-23 斜面、堤体中央の加速度応答曲線の比較 (実験-1, CASE-2)

2.5~3.5 m) によれば、砂質堤体の中心部と斜面付近の加速度は等しいと報告されている。この場合の台加速度は約 100 Gal である。一方、喜撰山ダム (高さ 96 m, 長さ 267 m) の実測加速度記録では、ダム中高点ののり面の最大加速度は同じ高さのダム中央のそれより大きい⁹⁾。今回の実験結果について、堤体中央と斜面の応答加速度を詳しく比較したのが、図-24~27 である。図-

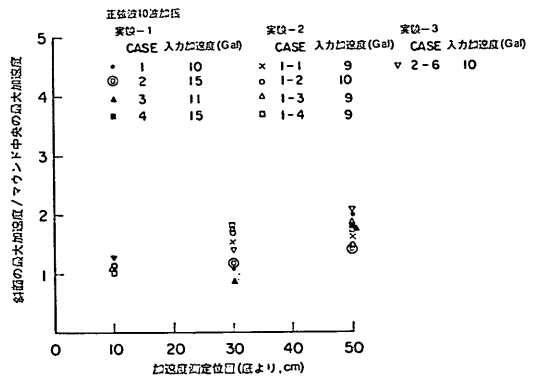


図-24 堤体中央、斜面の応答加速度の比較 (10 Gal)

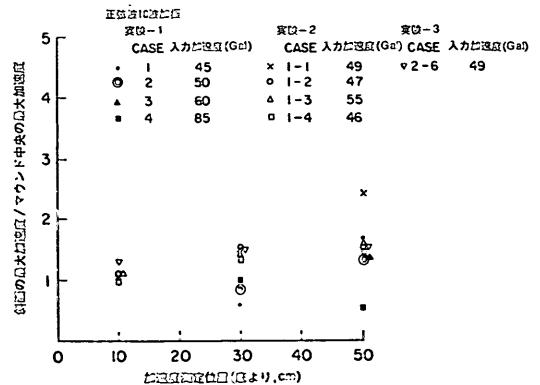


図-25 堤体中央、斜面の応答加速度の比較 (50 Gal)

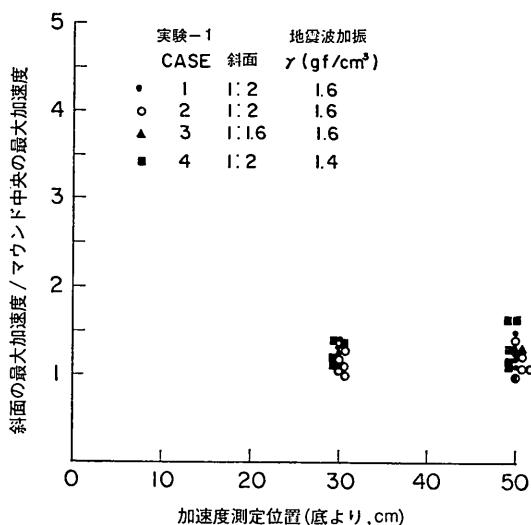


図-26 堤体中央，斜面の応答加速度の比較（地震波加振）

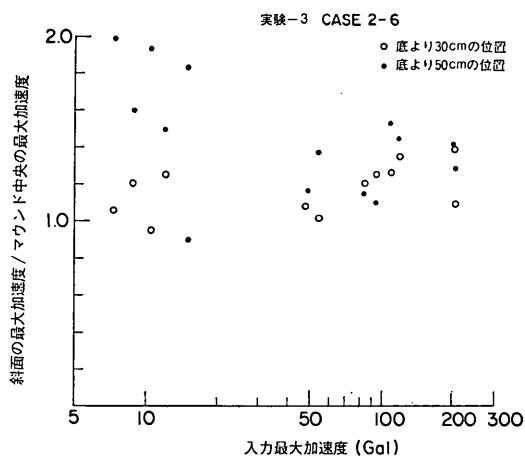


図-27 堤体中央，斜面の応答加速度の比較（地震波加振，実験-3）

24, 25 は正弦波 10 波加振で，それぞれ入力最大加速度が 10 Gal, 50 Gal の場合である。図-26, 27 は地震波加振の場合である。これらの図によれば，斜面の応答最大加速度はマウンド中央の最大加速度より大きい。正弦波 10 波加振では，斜面とマウンド中央の最大加速度の比は堤頂に近いほど大きくなる傾向がみられる。入力最大加速度 50 Gal で，堤頂近くの斜面の最大加速度はマウンド中央のそれより約 50% 大きい。地震波加振の場合には，斜面の最大加速度とマウンド中央の最大加速度の

比は 2.0~1.0 の間にある。図-27 によれば，入力最大加速度の増加とともに，堤頂近くの斜面とマウンド中央の最大加速度の比は減少傾向にある。

(4) 防波堤の振動特性に与える水の影響

3.3 で述べたように 実験-3 の CASE-1 は，模型ケーソンだけを振動台上に設置して実施した振動実験である。このケーソンの振動特性が水の影響をどう受けるかを示したのが，図-28 である。入力最大加速度が 50 Gal

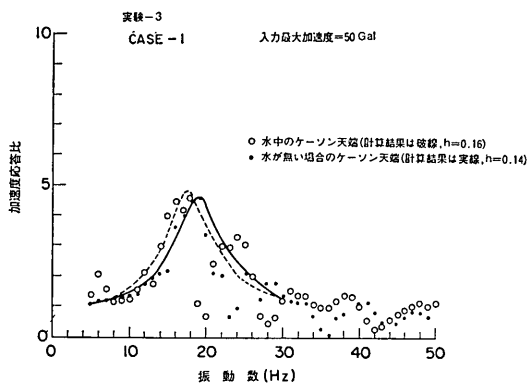


図-28 振動台上のケーソンの加速度応答

の場合について，ケーソン天端の加速度応答曲線が示してある。図中の点線，実線は計算結果であるが，これについては後述する。この図によれば，水があることにより，共振振動数は減少するが，共振振動数付近の加速度応答比の値はほとんど変化がないことがわかる。この加速度応答比についてももう少し詳しくみたのが 図-29 である。ケーソン天端加速応答比の値を水がある場合とない場合とで比較して示してある。この両者の値は地震波加振の場合にやや異なるが，ほとんど同じと考えてよいものと思われる。

図-30, 31 には，防波堤モデルについて水があることにより，振動特性がどのようにかわるかを示してある。入力最大加速度が 10, 50 Gal で，水深が 0, 55, 80 cm の場合について，ケーソン天端の加速度応答曲線が示されている。防波堤モデルの場合には，模型ケーソンだけの振動実験の場合と異なり，ここで示した応答曲線の相異が，水だけの差によるものとはいい難い。水がある場合とない場合について，粗砂で作られるマウンドをまったく同一のものとすることは非常に困難であるからである。この点を考慮して，図-30, 31 を見る必要がある。模型ケーソンの振動実験と同様，水がある場合にはケー

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

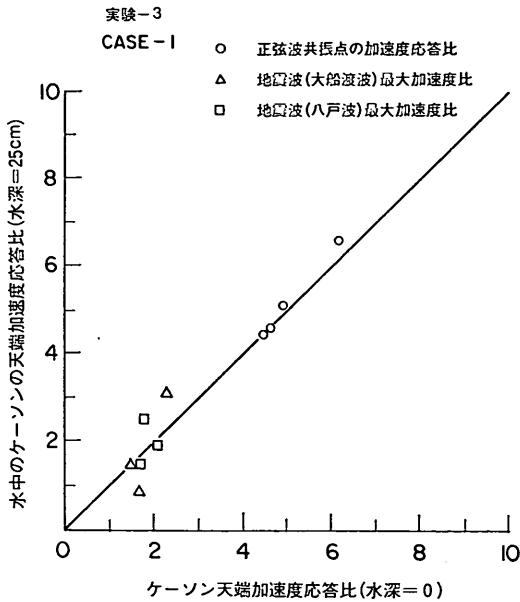


図-29 加速度応答比に与える水の影響

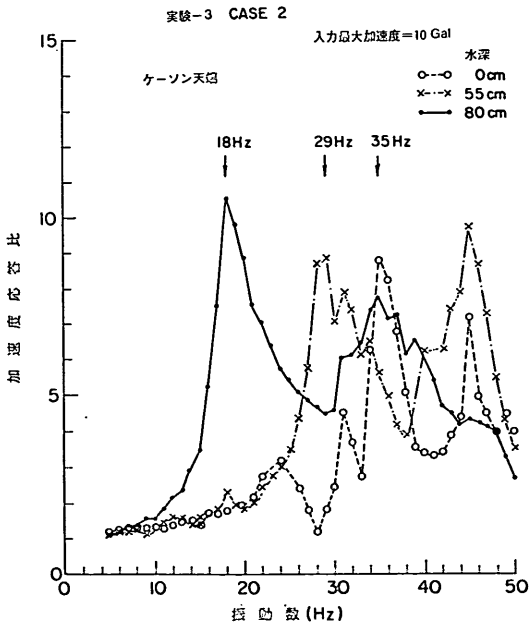


図-30 ケーソン天端加速度応答比に与える水の影響 (10 Gal)

ソンの天端の加速度応答曲線の共振振動数は下がっている。その共振振動数における加速度応答比は入力最大加速度が 10 Gal の場合には約 9.0~10.5 の間にありほと

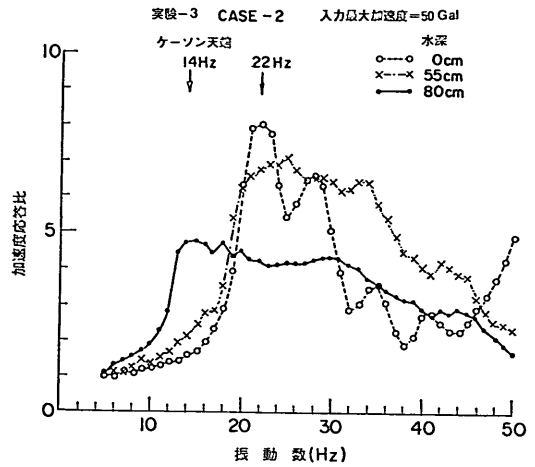


図-31 ケーソン天端加速度応答比に与える水の影響 (50 Gal)

んどかわらないが、入力最大加速度が 50 Gal の場合は水がある場合の方が無い場合に比較して小さくなっている。

(5) 周波数伝達関数

既に地震波加振の結果について、いくつかデータを示してきているが、ここでは地震波加振実験の結果をさらに詳しく検討する。振動実験より得られた防波堤各位置の加速度波形をデジタル化し、入力加速度波形に対して周波数伝達関数を計算した。図-32 には、ケーソン天端応答加速度波形のパワースペクトルと周波数伝達関数を示す。入力加速度波形のパワースペクトルと波形は図-6~8 に既に示してある。周波数伝達関数の全体的形状は、図-16 に示した正弦波 10 波加振より得られた加速度応答曲線とほぼ同じである。しかし、応答加速度波形の周波数伝達関数と加速度応答曲線より与えられる共振振動数を入力最大加速度がほぼ同じもので比較すると、周波数伝達関数より得られる共振振動数は加速度応答曲線より得られる共振振動数より大きい。図-33 には入力最大加速度が異なる場合の周波数伝達関数を示す。図-33 によれば、入力最大加速度が大きくなれば共振振動数が下がるのがわかる。4.1 (2) で述べたように、周波数伝達関数より求まる共振振動数は同じ入力加速度であれば正弦波 10 波加振の場合の共振振動数より大きく、入力最大加速度の増加による共振振動数の減少割合は少ない(図-12)。これは正弦波 10 波加振の方が堤体に生じるひずみが大きく、したがって材料の非線型性が顕著に表われるためと考えられる。この正弦波 10 波加振と地震波

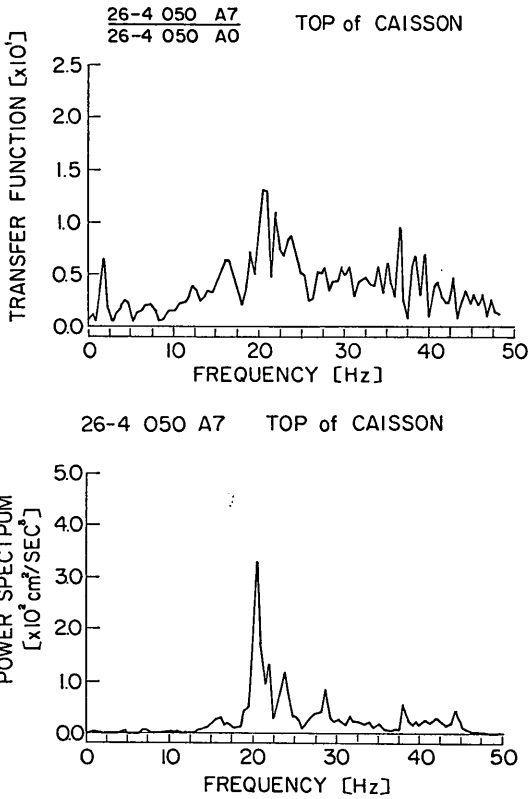


図-32 ケーソン天端加速度応答波形のパワースペクトルと周波数伝達関数

加振より求まる共振振動数の違いは、入力最大加速度が 50 Gal で約 7 Hz である。

図-34 には入力最大加速度が同じで、入力波形の異なる二つの周波数伝達関数を示す。共振振動数はややずれているが、ほぼ同じ周波数伝達関数と考えると良いものと思われる。一方、ケーソン天端の加速度応答倍率に対して入力波形の違いが与える影響についてみたのが図-35、36 である。加速度応答倍率を入力最大加速度に対して示してある。これらの図をみると、八戸波を入力した場合の方が応答倍率が大きく、最大で 30% も大船渡波を入力した場合の応答倍率より大きいのがわかる。

(6) その他

表-4 の実験内容一覧表に示したように、防波堤マウンドの斜面勾配を変えて実験を実施している。実験-1 の CASE-3 の斜面勾配が 1:1.6、実験-2 の CASE-4 の斜面勾配が 1:2.5 でその他のケースの斜面勾配はすべて 1:2 である。斜面勾配の異なるケースについて、加速

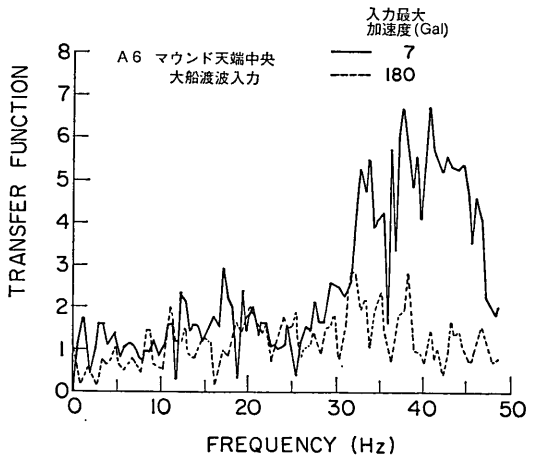
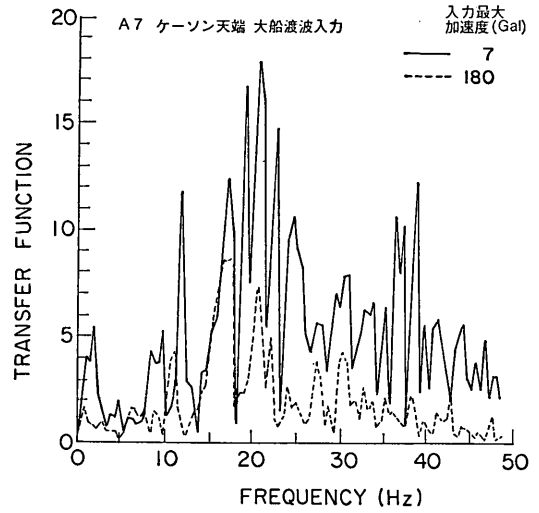


図-33 地震波加振の場合の周波数伝達関数

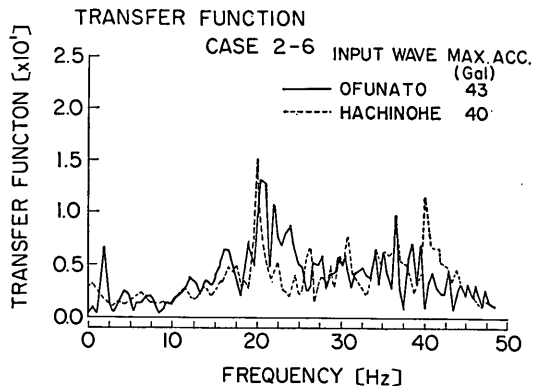


図-34 入力波形の異なる周波数伝達関数

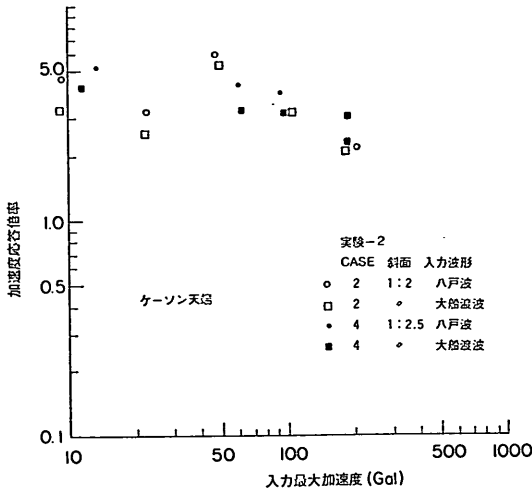


図-35 ケーソン天端の加速度応答倍率に与える入力波形の影響 (実験-2)

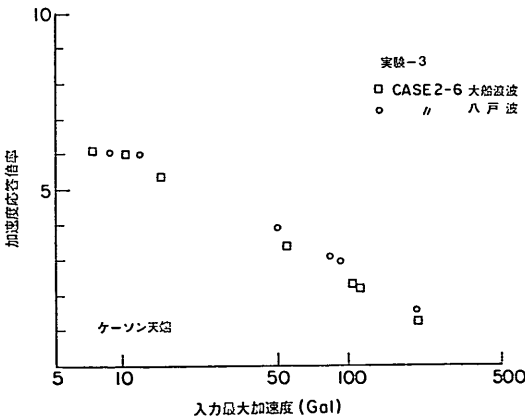


図-36 ケーソン天端の加速度応答倍率に与える入力波形の影響 (実験-3)

度応答曲線、地震波加振の加速度応答倍率の比較検討を実施したが、特定の傾向を示す相違は認められなかった。

実験-1のCASE-4の堤体の単位体積重量は 1.4 tf/m^3 で、このケースはマウンドがゆるい場合を想定したものである。図-12, 13に示したように、マウンドがゆるい場合にはケーソン天端、マウンド天端の共振振動数はほかと比較して小さくなっている。地震波加振の加速度応答倍率についてみると、ケーソン天端の応答倍率はほとんど相違がないが、マウンド天端中央ではマウンドがゆるいと応答倍率が小さくなる傾向を示している (図-14, 15)。

4.2 防波堤に作用する動水圧

(1) 防波堤各位置の動水圧応答

図-37~40に正弦波10波加振による動水圧応答曲線を示す。正弦波10波加振による動水圧の波形は既に図-5に示した。入力最大加速度が10Galの場合の動水圧応答曲線を示したのが図-37, 38で、50Galの場合の動水圧応答曲線が図-39, 40である。ケーソンに作用する動水圧の応答曲線 (図-37, 39) とマウンド斜面に作用する動水圧の応答曲線 (図-38, 40) を分けて示してある。これらの図によれば、ケーソンに作用する動水圧の応答曲線には二つのピークがみられ、マウンドに作用する動水圧の応答曲線にはピークが1つあるのがわかる。このマウンドに作用する動水圧のピークを示す振動数は、ケーソンの動水圧応答曲線の二つのピークを示す振動数のうち高い振動数と一致している。これらの動水圧応答曲線は既に図-9, 10に示した加速度応答曲線とほぼ一致した形状となっている。図-41には実験-3のCASE-1の模型ケーソンだけの加速度応答曲線と動水圧応答曲線を示す。ケーソン天端の応答加速度は入力正弦波の振動数の増加とともに増大し、18Hzでピークを示す。動水圧の方も応答加速度の増加とともに増大し、18Hzでピークを示している。

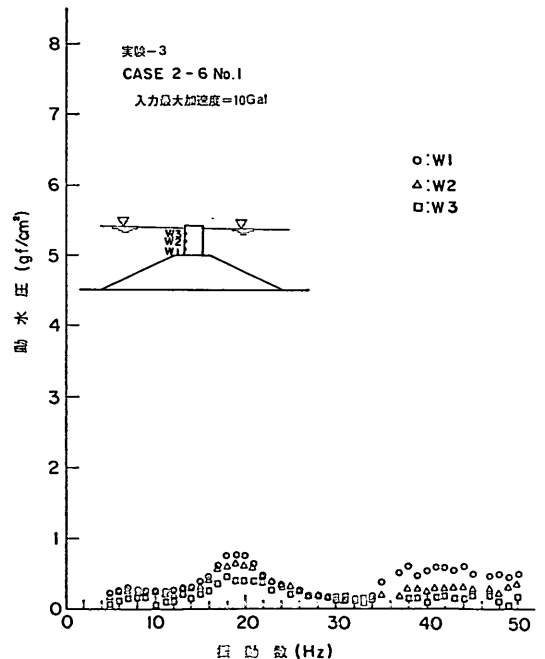


図-37 動水圧応答曲線 (10Gal, その1)

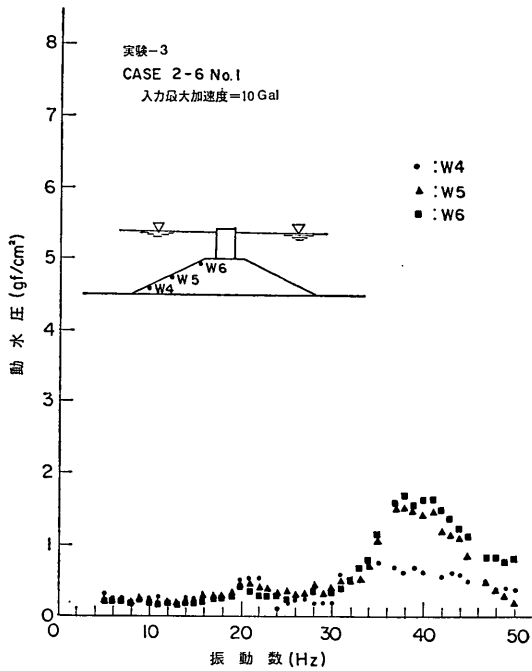


図-38 動水圧応答曲線 (10 Gal, その 2)

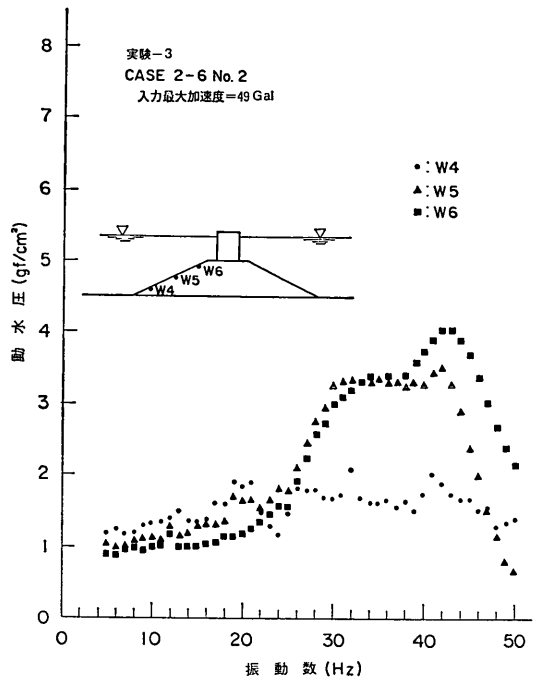


図-40 動水圧応答曲線 (50 Gal, その 2)

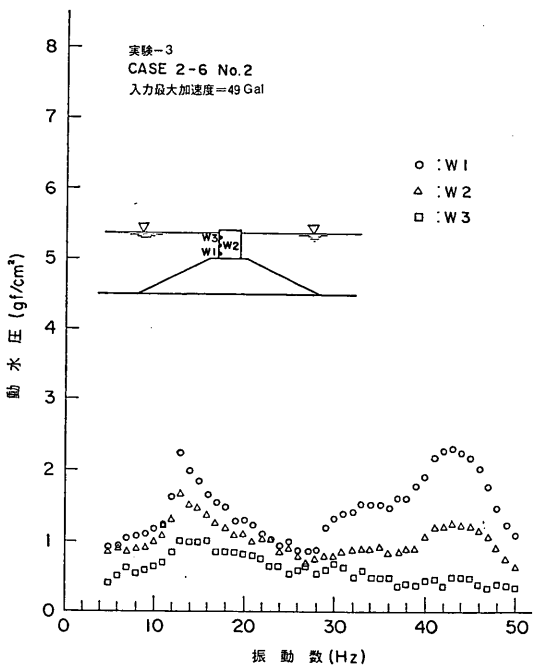


図-39 動水圧応答曲線 (50 Gal, その 1)

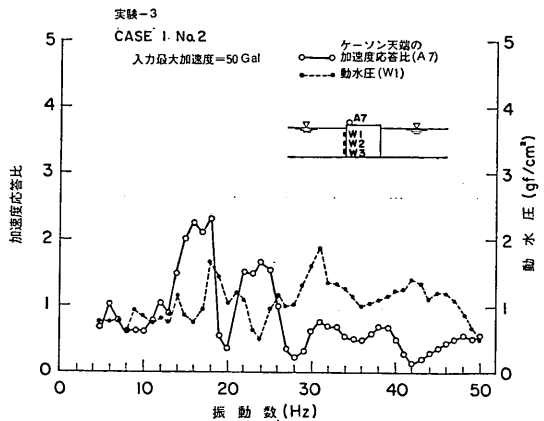


図-41 加速度及び動水圧の応答曲線

図-42 には、地震波加振による動水圧の波形を示す。実験-3, CASE 2-6, 大船渡波入力, 入力最大加速度が 43 Gal の場合の結果である。図中で上三つ (W4, W5, W6) がマウンド斜面, 下三つ (W1, W2, W3) がケーソンに作用する動水圧である。ケーソンに作用する W1, W2, W3 の動水圧波形はほぼ似た波形であり、マウンド斜面に作用する動水圧の波形と異なる。図-43

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

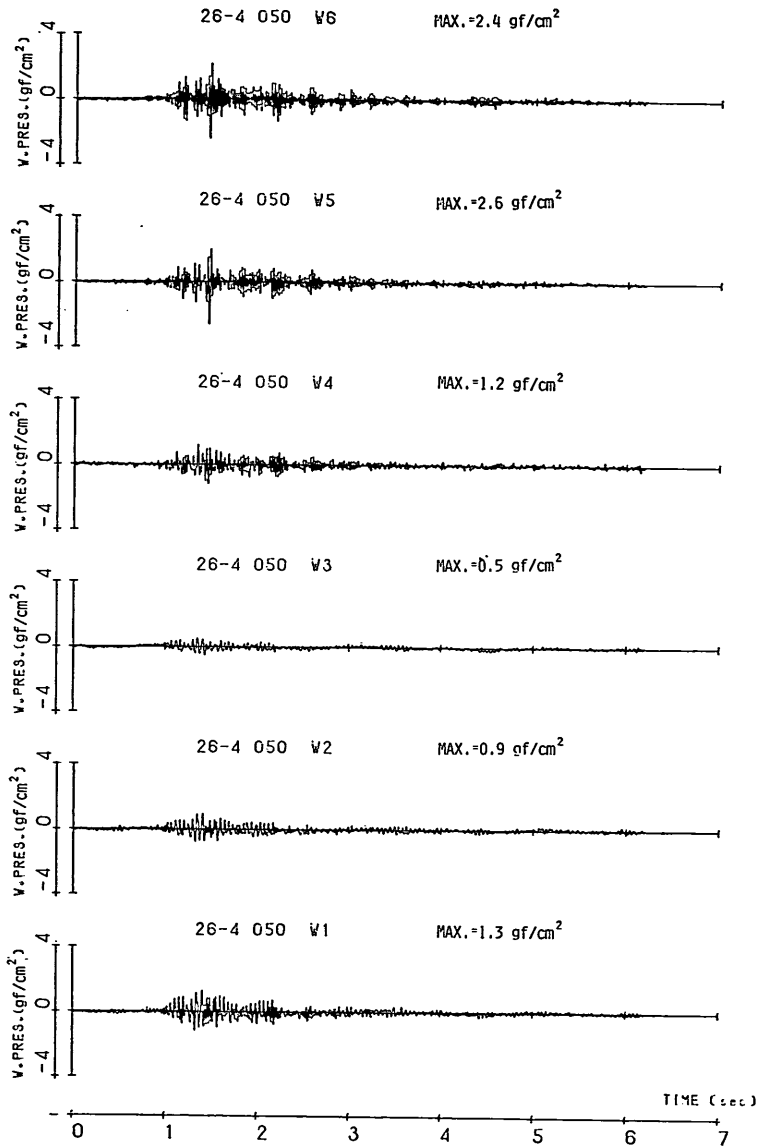


図-42 動水圧波形

には、ケーソンに作用する動水圧 (W2) とマウンド斜面に作用する動水圧 (W5) のフーリエスペクトルを示す。ケーソンの動水圧波形の卓越振動数は 21 Hz で、マウンド斜面の動水圧波形のそれは 38 Hz である。図-43 には応答加速度波形のフーリエスペクトルも同時に示してある。動水圧のフーリエスペクトルと応答加速度のフーリエを比較すると、ピークを示す卓越振動数がややずれている (約 0.5 Hz) が、スペクトルの形状はほぼ同じ

と考えてよいものと思われる。次に、地震波加振により得られた最大加速度と最大動水圧の関係を 図-44, 45 に示す。図-44 がケーソンに作用する動水圧、図-45 がマウンド斜面に作用する動水圧である。これらの図によれば、応答最大加速度の増加に比例して動水圧が増大しているのがわかる。両図には Westergaard の動水圧公式、Zangar の斜面に作用する動水圧公式が実線で示している。これら両公式との詳しい比較検討は後述する。

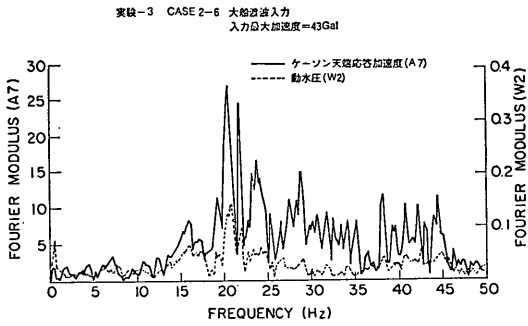


図-43 応答加速度，動水圧のフーリエスペクトルの比較

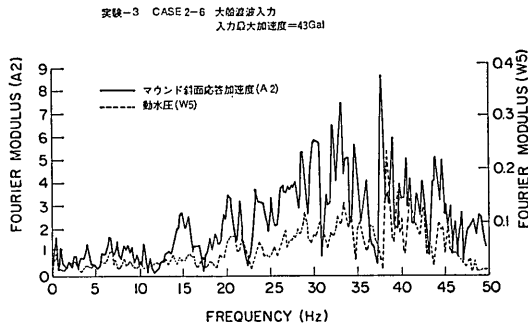


図-44 ケーンに作用する動水圧と最大加速度の関係

(2) 斜面の動水圧とマウンド内部の動的間隙水圧の比較

図-46, 47 に高さ 30 cm における斜面の動水圧とマウンド内部の動的間隙水圧の応答曲線を示す。実験-2, CASE-4 の入力最大加速度が 9 Gal, 46 Gal の場合の正弦波 10 波加振の結果である。これらの図によれば，入力最大加速度が 9 Gal の場合には，斜面の動水圧とマウンド内部の動的間隙水圧はほぼ同じ応答曲線を示してい

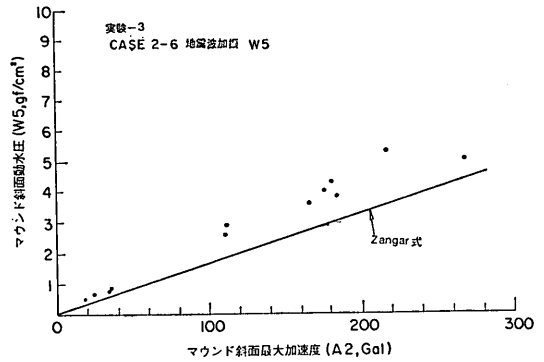


図-45 マウンド斜面に作用する動水圧と最大加速度の関係

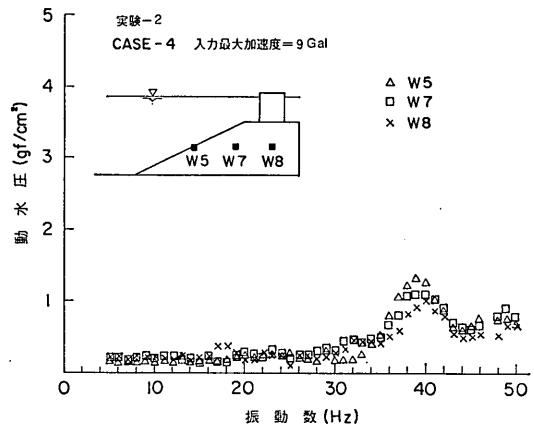


図-46 斜面の動水圧及びマウンド内部の動的間隙水圧 (9 Gal)

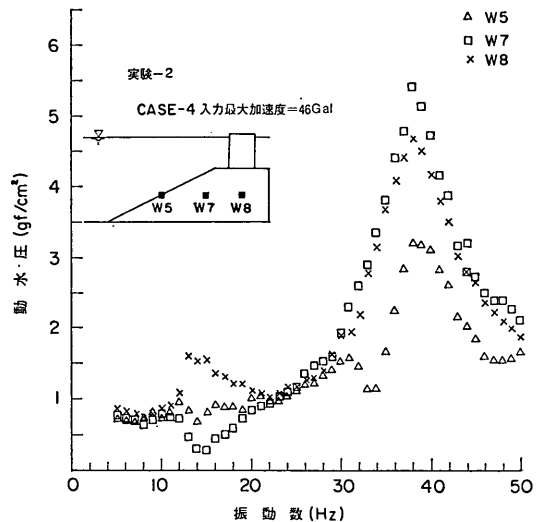


図-47 斜面の動水圧及びマウンド内部の動的間隙水圧 (46 Gal)

る。しかし、入力最大加速度が 46 Gal になると、応答曲線の最大値はマウンド内部の動的間隙水圧の方が斜面の動水圧より大きい。この最大値を示す両者の振動数は等しい。

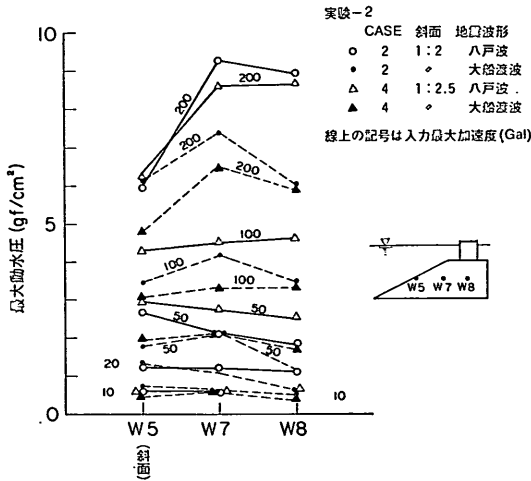


図-48 斜面の動水圧及びマウンド内部の動的間隙水圧 (地震波加振)

図-48 には、地震波加振の場合の斜面の動水圧、マウンド内部の動的間隙水圧の最大値を示す。実験-2, CASE 2, 4 の結果である。実線が八戸波入力、破線が大船渡波入力で最大加速度は線上に示されている。入力最大加速度が 10 Gal 程度の場合、斜面の動水圧がマウンド内部の動的間隙水圧よりやや大きな値を示している。しかし、入力最大加速度が 100 Gal 以上となると、マウンド内部の動的間隙水圧の方が、斜面の動水圧より大きい。このように、入力最大加速度が大きくなるとマウンド内部の動的間隙水圧が斜面の動水圧より大きくなるのは、加速度の増加とともにマウンド内の間隙の変化が大きくなるためと思われる。

(3) 斜面の動水圧に与える斜面上におかれた止水板の影響

構造物と流体の連成振動の計算において、計算法によっては計算上の制約からマウンド内の動的間隙水圧が考慮できない場合がある。このような計算手法を想定して実施したのが、斜面上に止水板を置いた実験である。止水板の有無により、斜面の動水圧がどのようにかわるかを検討する。

図-49 に入力最大加速度が約 50 Gal の場合の斜面上

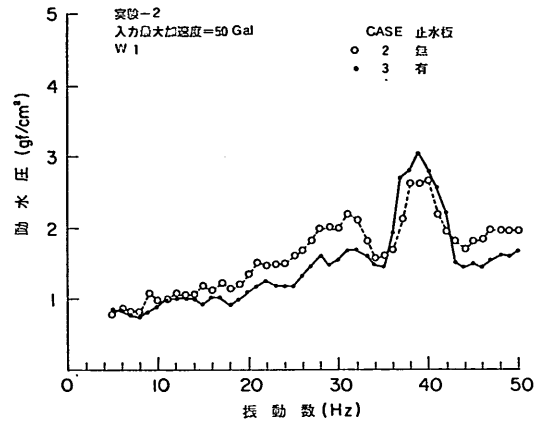


図-49 斜面に作用する動作圧に与える止水板の影響

の動水圧応答曲線を、止水板がある場合とない場合とで比較した結果の一例を示す。図-41 に示すように、斜面上の動水圧は止水板の有無によってほとんど影響をうけない。

(4) 防波堤に作用する動水圧の深さ方向の分布
 港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁰⁾に示されているように、混成式防波堤のケーソンに作用する動水圧は、固定鉛直壁に作用する動水圧算定式として広く知られている Westergaard の簡略公式¹¹⁾により求められている。この動水圧を求める Westergaard の簡略公式は次のように与えられている。

$$p_a = \pm \frac{7}{8} \cdot K \cdot \gamma_w \sqrt{h \cdot y} \quad (16)$$

ここに、 p_a : 動水圧 (tf/m²)

K : 震度

γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m³)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

H : 水深 (m)

水中の傾斜面に働く動水圧は鉛直壁の場合より小さくなる。これは、壁面に向かっての水粒子の運動方向が、斜面に沿って斜め上方に変えられるためである。この斜面に作用する動水圧を求める公式としては、Zangar¹²⁾によるものがある。Zangar は水を非圧縮性流体として、電気相似法による実験から傾斜面に働く動水圧を求める次のような式を提案している。

$$p_{as} = C_p K \cdot \gamma_w \cdot H \quad (17)$$

ただし、

$$C_p = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right] \quad (18)$$

ここに、 p_{as} : 傾斜面に働く動水圧 (tf/m²)
 K : 震度
 γ_w : 水の単位体積重量 (tf/m³)
 H : 水深 (m)
 y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)
 C_m : C_p 最大値であり、図-50 のように与えられている。

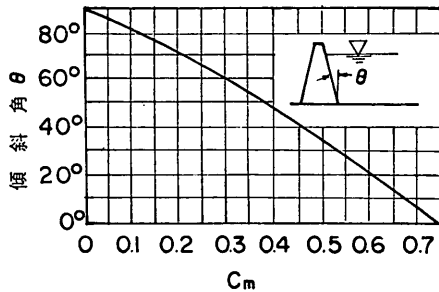


図-50 C_m と傾斜角の関係

Westergaard の簡略公式及び Zangar の公式は、剛な固定鉛直壁及び傾斜面に作用する動水圧を与えるものである。動水圧が作用する構造物は基礎と一体となって振動するものとして震度が与えられる。したがって、構造物が共振して、高さ方向に変化する大きな応答加速度を示す場合については、これらの公式は使用できない。また、これらの公式は入力地震動を定常的な正弦振動と仮定して求められたものであり、不規則な地震動による動水圧について、その適用の可否に関する検討が必要である。防波堤のケーソンの動水圧を Westergaard の簡略公式により求める場合、現行の検討では、公式中の水深をマウンド底の水深ととっている。この水深はマウンド天端水深とも考えられるが、マウンド底を水深としているのは安全側に考えているためである。しかし、釜石湾口防波堤のように大水深域に建設される場合には、Westergaard の式において水深をマウンド底とするか、マウンド天端とするかによって動水圧の値が大きく異なるので、この点を検討する必要がある。以上の問題点について、実験結果の検討を実施した。

図-51, 52 に正弦波 10 波加振の 5 Hz 入力時の動水圧の深さ方向分布を示す。入力最大加速度は約 50 Gal で、図-51 は水深 80 cm でケーソン及びマウンド斜面に

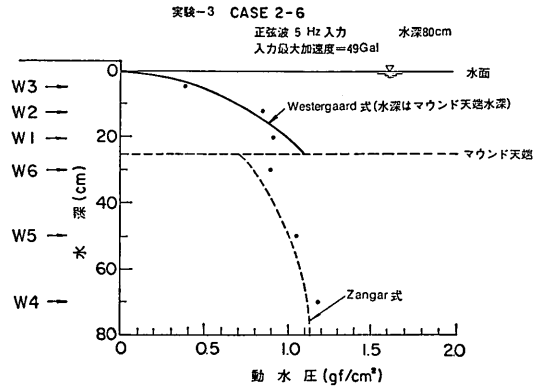


図-51 正弦波 5 Hz 入力時の動水圧の深さ方向の分布 (水深 80 cm)

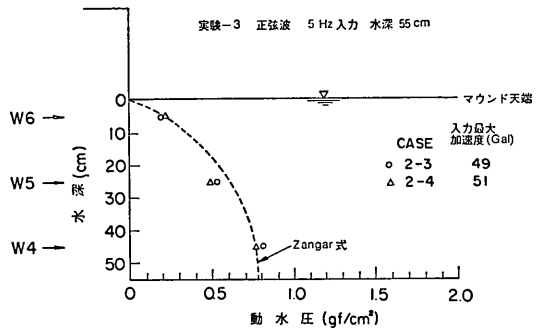


図-52 正弦波 5 Hz 入力時の動水圧の深さ方向の分布 (水深 55 cm)

作用する動水圧を、図-52 は水深 55 cm でマウンド斜面に作用する動水圧のみを示す。図-9 の加速度応答曲線に示したように、5 Hz の正弦波入力の場合の加速度応答比はほぼ 1 に近い。したがって、剛な固定鉛直壁及び斜面对して適用される Westergaard の簡略公式及び Zangar の公式より与えられる動水圧と図-51, 52 に示す実験結果と直接比較できる。図-51 によれば、ケーソンに作用する動水圧は Westergaard の簡略公式において、水深をマウンド天端水深として与えられる動水圧と実験結果が一致していることがわかる。また、斜面に作用する動水圧は Zangar の公式と実験結果がほぼ一致しているのが図-52 よりわかる。図-51 の場合は、実験結果の方が Zangar の公式よりやや大きい値となっている。

図-53, 54 には地震波加振の場合に防波堤に作用する動水圧の深さ方向の分布を示す。図-53 は実験-2、図-54 は実験-3 の結果である。図中、縦軸が水深で、横軸が動水圧を震度 (最大加速度/重力加速度) で除した値であ

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

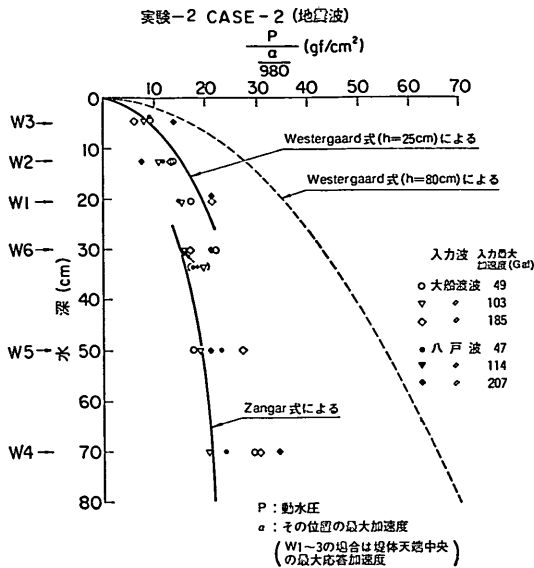


図-53 動水圧の深さ方向の分布 (実験-2, 地震波入力)

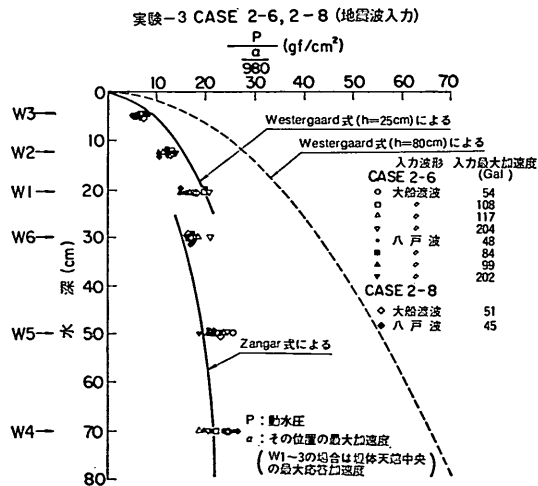


図-54 動水圧の深さ方向の分布 (実験-3, 地震波入力)

る。実線が Westergaard の簡略公式で水深をマウンド天端水深 (25 cm) としたものと Zangar の公式, 破線が Westergaard の簡略公式で水深をマウンド底の水深 (80 cm) としたものである。入力最大加速度は 45~207 Gal である。マウンド斜面の動水圧はその位置の最大加速度より得られる震度で除してある。図-19, 20 に示したように地震波加振の最大加速度応答倍率は, 入力最大加速

度が 50 Gal 以上でケーソン天端で 3 以下とそれほど大きくない。入力最大加速度が 200 Gal 程度となると最大応答加速度倍率は 1 に近づく。このことは, 地震波加振によって防波堤は共振していないこと, 入力最大加速度が大きくなるとマウンドの材料の動的変形特性のひずみ依存性が顕著に表われることによるためと考えられる。このことを考慮して, 地震波加振の場合には, ケーソンの動水圧をマウンド天端中央の震度で除した。図-53, 54 によれば, ケーソンに作用する動水圧の実験結果は Westergaard の簡略公式で水深をマウンド天端水深として計算される値以下となっているのがわかる。したがって, 地震波加振の場合でも防波堤に作用する動水圧は Westergaard の簡略公式で水深をマウンド天端水深として与えてよいことがわかる。ただし, これは地震波加振により防波堤が共振しない場合, 入力最大加速度が 50 Gal 以上の場合である。図-53, 54 によれば, マウンド斜面に作用する動水圧の実験結果は Zangar の公式により求まる値より大きい。図-55 には, 水深が 55 cm でマウンド斜面に作用する動水圧の深さ方向の分布を示している。この場合も, 実験結果は Zangar の公式より求まる動水圧の値より大きい。これは図-25~27 に示したように, 斜面の最大加速度が堤体内の最大加速度より大きく, 斜面の表面が特有の地震時挙動を示すためと思われる。

図-37~40 に示した動水圧応答曲線は, ケーソン天端及びマウンド天端の共振点でピークを示す。このような防波堤の共振点での各位置の動水圧の深さ方向の分布をみたのが, 図-56~58 である。ケーソン天端の共振点では, ケーソン天端と下端の応答加速度が大きく異なるた

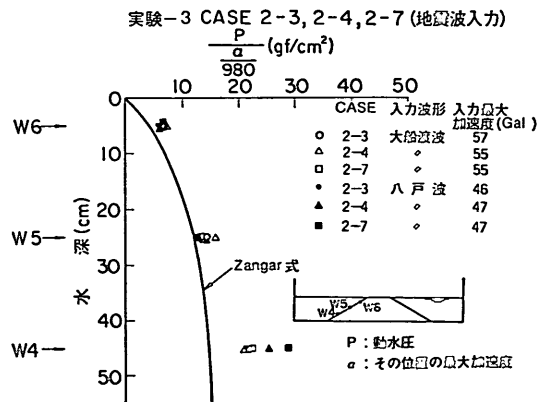


図-55 マウンド天端までの水位時の斜面の動水圧 (地震波入力)

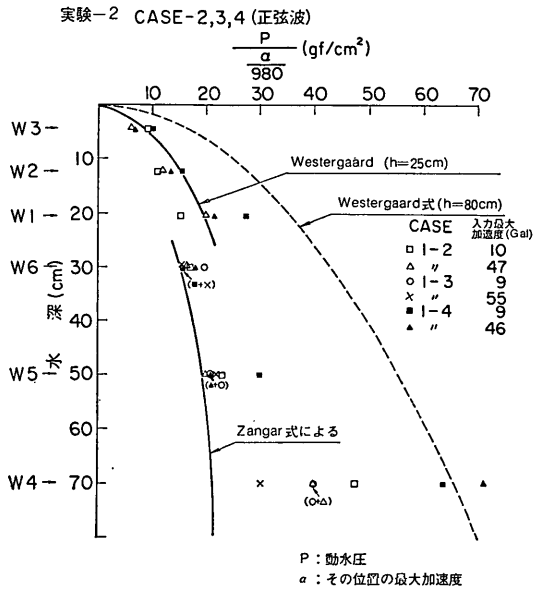


図-56 動水圧の深さ方向の分布 (実験-2, 正弦波入力)

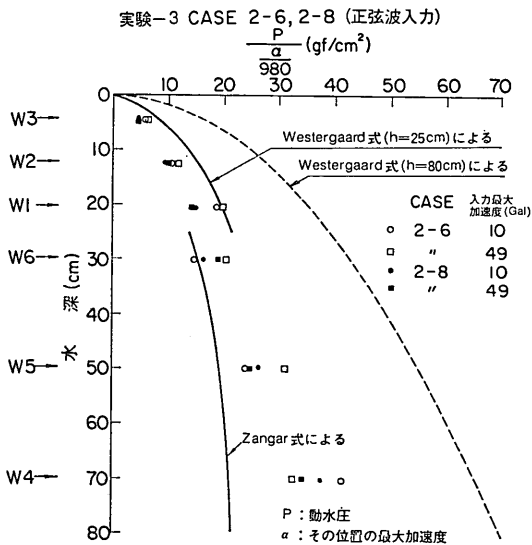


図-57 動水圧の深さ方向の分布 (実験-3, 正弦波入力)

め、ケーソンに作用する動水圧はケーソン天端と下端の応答最大加速度より内挿して求めた震度で除している。図-56, 57 によればケーソンに作用する動水圧の深さ方向の分布は、Westergaard の簡略公式で水深をマウンド

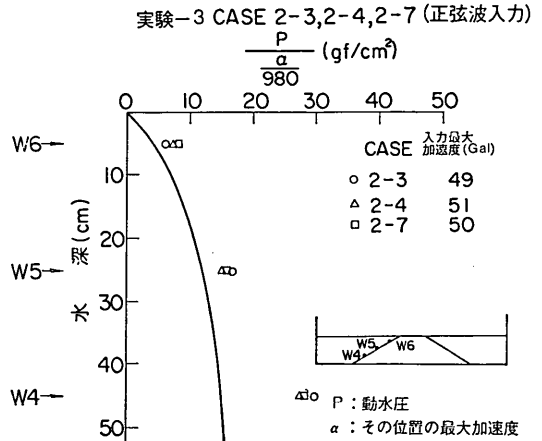


図-58 マウンド天端までの水位時の斜面の動水圧 (正弦波入力)

天端水深としたものより小さくなっている。これは、ケーソンに作用する動水圧は、Westergaard の簡略公式において震度を動水圧を求めようとする位置の応答最大加速度として与えればよいことを示している。しかしながら、Westergaard の簡略公式はもともとこのような構造物の応答を考慮していないし、応答最大加速度の分布は簡単には得られない。このように、防波堤が共振して大きな応答を示す際の動水圧は後に示す有限要素法による水-構造物連成系の計算手法等によるべきであると考えられる。

以上述べたように、防波堤が共振して大きな応答を示さない場合、あるいは入力地震波の最大加速度が大きくなり、マウンド材の動的変形特性が非線型性を示し、最大加速度応答倍率が低下するような場合には、混成式防波堤のケーソンに作用する動水圧はマウンド天端を水深として計算される Westergaard の簡略公式により求められる。ただ、現行設計法では、混成堤のケーソンと捨石マウンドの間に地震動によるすべりを許容する場合のすべりに対する検討については動水圧を考慮しなくてもよいことになっており、この点を付記する。

(5) その他

実験-2 において、マウンドの斜面勾配を 1:2 から 1:2.5 に変化させて、斜面に作用する動水圧の値がどのように変わるかを実験した。斜面の勾配が緩くなれば、動水圧が小さくなる。しかし、今回の実験ではこの斜面勾配の変化では明瞭な動水圧の値の差が得られなかった。

表-6 振動後の防波堤の形状

実験番号	CASE	No.	波形の種類	入力波形の振動数 (Hz)と波数あるいは継続時間 (s)	入力最大加速度 (Gal)	ケーソンの沈下: a (cm)	ケーソンの滑動量: b (cm)	マウンドの沈下: c (cm)
1	1	1, 2	正弦波	5~50 Hz, 460	50 以下	0	0	0
		3~8	八戸波	6.9 s	394 以下	0	0	0
		9	正弦波	7.7 Hz, 1900	176	18.7	0	13.0
	2	1~2	正弦波	5~50 Hz, 460	50 以下	0	0	0
		3~6	八戸波	6.9 s	343 以下	0	0	0
		7	八戸波	6.9 s	660	1.5	0	1.0
		8, 9	正弦波	3.8 Hz, 400	277	6.5	6.0	4.0
	3	1, 2	正弦波	5~50 Hz, 460	60 以下	0	0	0
		3, 4	八戸波	6.9 s	121 以下	0	0	0
	4	1~2	正弦波	5~50 Hz, 460	85 以下	0	0	0
		3~6	八戸波	6.9 s	351 以下	0	0	0
		7	八戸波	6.9 s	482	1.0	0	0.5
		8	正弦波	3.8 Hz, 180	209	13.0	8.0	9.2

a, b, c は 図-59 に示す

4.3 防波堤の全体安定

実験-1 では防波堤の破壊性状を検討する目的で、防波堤模型を強震させる実験を実施している。この報告では、防波堤の全体安定に関して実験結果の詳しい検討を実施しないが、以下に強震後の防波堤の形状の変化について概略述べる。表-6 に振動後の防波堤の形状の変化を示す。表-6 に示すように、地震波加振の場合には入力最大加速度が 350 Gal 以下ではマウンドやケーソンに変化は認められなかった。CASE-2 では入力最大加速度が 660 Gal, CASE-4 では入力最大加速度が 480 Gal の地震波加振において、ケーソン及びマウンドが堤高の 2~3% 沈下している。ケーソンの滑動は生じていない。

地震波加振後、防波堤の破壊を目的として入力最大加速度約 200 Gal で数 Hz の正弦波の連続加振を実施した。この場合には、斜面は側方に流れるように崩壊し、ケーソンはマウンド内に著しく沈下する。図-59 には、この正弦波連続加振後の防波堤の破壊形状を示す。

5. 考 察

ここでは、有限要素法による構造物-水連成系の地震応答解析手法による計算結果と実験結果とを比較し、モデル化、定数の設定等の検討を行い、この計算手法の妥当性を評価する。図-9 に示したように防波堤模型の共振動数は入力最大加速度の増加とともに減少している。これは、マウンド材の動的変形特性の非線型性によるものと考えられる。地震応答計算を実施するには、このマウンド材の動的変形特性の非線型性を考慮しなければならない。時々刻々、せん断弾性係数、減衰定数が変化するという非線型地震応答計算は、計算手法が複雑で、計算機を用いても膨大な計算時間となり、現在では実用的とは考えられない。厳密な意味での非線型地震応答計算ではないが、材料のせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存性を考慮した等価線型手法を用いた地震応答計算手法は実用的であり、よく用いられている。ここで用いる有限要素法による構造物-水連成系の地震応答解析手法のプログラムは線型計算であるので、入力最大加速度にみあ

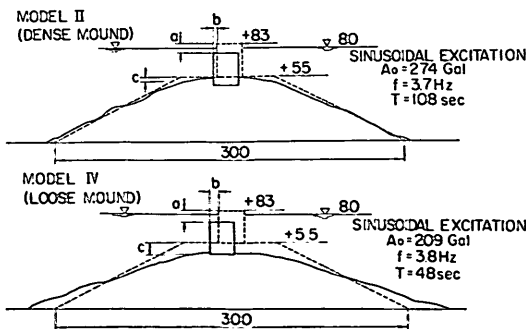


図-59 大加速度で加振後の防波堤の断面

ったひずみに対応するマウンド材の動的変形特性は等価線型手法による有限要素プログラムを用いて与えることとした。したがって、ここではまず等価線型手法によるFEMプログラムによる地震応答解析を行ない、次に有限要素法による構造物-水連成系の地震応答計算手法の検討を行う。

(1) 等価線形手法の有限要素法による防波堤の地震応答解析

ここでは、等価線型手法の有限要素法により、防波堤の地震応答計算を行い、その振動特性について検討する。計算に用いたFEMプログラムFLUSHはカリフォルニア大学パークレー校で開発されたプログラムである¹³⁾。既に述べたように防波堤のマウンド材として、高萩砂が用いられているので、計算においてはこの高萩砂の動的変形特性を知る必要がある。土材料の動的変形特性は、共振円柱試験、振動三軸試験等で得られるが、高萩砂についてはこうした動的土質試験が実施されていないので、振動台を用いた砂層の振動実験より高萩砂の動的変形特性を推定した。防波堤のマウンド材の拘束圧はそれほど大きくないから、拘束圧が大きくとれない振動台による砂層の振動実験の結果を用いてもよいものと思われる。この検討に用いた実験結果は荒井、梅原の実験¹⁴⁾、荒井、岩淵、中沢、北島の実験¹⁵⁾によるものである。使用された振動台はこの報告の実験に用いたものと同じで

表-7 砂層の振動実験結果とFLUSHの計算結果の比較

高萩砂 (乾燥)				
入力最大加速度 (Gal)	砂層の固有振動数 (Hz)		加速度応答比	
	実験結果	計算結果	実験結果	計算結果
12	42	41.8	18.9~13.1	15.09
65	34	34.0	(7.7)	6.2
120	29	29.0	4.4	4.4
205	25	25.2	(2.7)	3.5

() 内は別の実験の結果

高萩砂 (飽和)				
入力最大加速度 (Gal)	砂層の固有振動数 (Hz)		加速度応答比	
	実験結果	計算結果	実験結果	計算結果
13	28	29	8.1	9.9
79	20	21	—	4.2
133	18	18	3.6	3.5

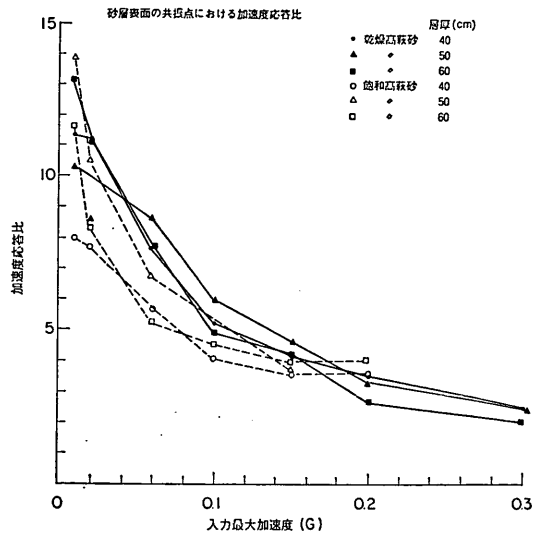


図-60 砂層の加速度応答比に与える水の影響

あり、乾燥状態と飽和状態とで高萩砂層の加速度応答曲線が求められている。ここで検討するのは長さ 5 m、高さ 0.6 m の砂層の実験結果で表-7 に砂層の共振振動数と応答比を示す。図-60 には、加速度応答比と入力最大加速度の関係を乾燥砂と飽和砂とで区別して示す。この図によれば、入力最大加速度が 0.1 G 以下では乾燥砂層の加速度応答比の方が飽和砂層のそれより大きく、入力最大加速度が 0.1 G~0.2 G では両者はほぼ等しいことがわかる。

せん断弾性係数 (G) のひずみ依存特性は、微小ひずみ時 (10^{-6} 程度) のせん断弾性係数 (G_0) との比で一般化して表わされる。この微小ひずみ時のせん断弾性係数は土の間隙比、拘束圧の関数となることが知られている、Richart¹⁶⁾ によれば次の実験式が提案されている。丸い粒子からなる砂に対して

$$G_0 = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (19)$$

角ばった粒子からなる砂に対して

$$G_0 = 330 \frac{(2.77 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (20)$$

ここに、 G_0 : せん断弾性係数 (kgf/cm²)

e : 間隙比

σ'_m : 有効拘束圧 (kgf/cm²)

岩崎・龍岡¹⁷⁾は、均等係数が小さく、細粒分をほとんど含有していないいわゆる“きれいな砂”の 10^{-6} ひずみに対するせん断弾性係数を次の式で与えている。

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

$$G_0 = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma)^{0.4} \quad (21)$$

ここに、 G_0 : せん断弾性係数 (kgf/cm²)

e : 間隙比

σ : 拘束圧 (kgf/cm²)

高萩砂については、せん断弾性係数は拘束圧の0.4乗に比例し、間隙比の影響は $(2.17 - e)^2 / (1 + e)$ で表わされるとすれば、微小ひずみ時のせん断弾性係数は次式のよ

$$G_0 = A \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma_m)^{0.4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (22)$$

この比例定数: A は振動台による高萩砂層の振動実験の結果より推定した。

(22) 式の比例定数 A 及びせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存曲線は、FLUSH プログラムの応答計算結果が表-7の砂層の振動実験結果と一致するように決めた。図-61に砂層のFEMモデルを示す。単位体積重量、

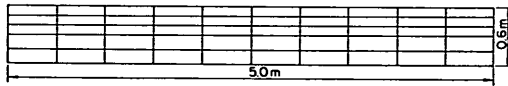


図-61 砂層のFEMモデル

間隙比は実験値を用い、ポアソン比は乾燥砂では0.30、飽和砂では0.495とした。飽和砂の単位体積重量は水の付加質量を考慮して2.36 tf/m³とした。実験結果に一致するようにした計算結果を表-7に示す。両者はかなり良く一致していると考えられる。こうして決めたせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存曲線を図-62に示す。

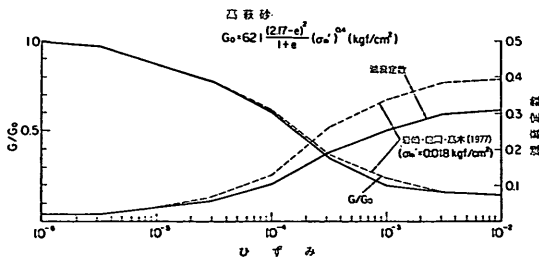


図-62 高萩砂の動的変形特性

微小ひずみ時のせん断弾性係数は次式のようにになる。

$$G_0 = 621 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_m)^{0.4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (23)$$

図-62の破線で示されているのは、土の動的変形特性の拘束圧の影響を考慮して得られた岩崎・龍岡・高木¹⁸⁾の結果である。減衰定数はかなり異なるが、せん断弾性係

数のひずみ依存特性はほぼ等しい。防波堤のFLUSHによる地震応答計算には(23)式と図-62の結果を用いる。

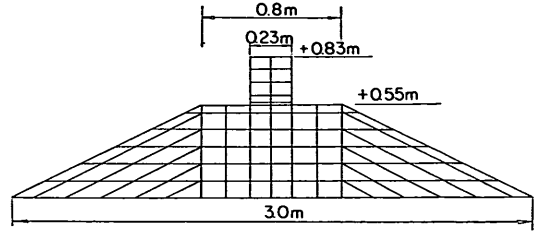


図-63 防波堤のFEMモデル (FLUSH)

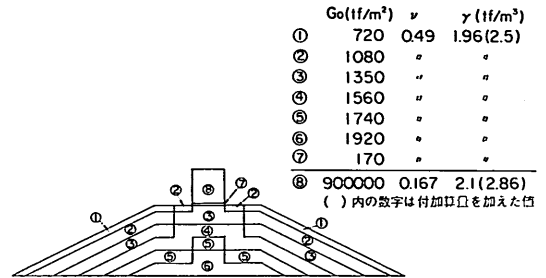


図-64 FEMモデルの物質定数

図-63には防波堤の有限要素モデルを示す。このモデルについて防波堤の地震応答計算を行なった。計算に用いた定数は図-64に示す。微小ひずみ時のせん断弾性係数: G_0 は(23)式より求めた。間隙比は実験値を用い、拘束圧は有限要素法による静的解析より求めた。マウンド材のポアソン比は0.49とした。模型ケーソンは線形材料とし、せん断弾性係数は900000 tf/m²、ポアソン比は0.167とした。ケーソン下端にはケーソンの振動特性を表現するための要素を作り、この要素の微小ひずみ時のせん断弾性係数: $G_0 = 170$ tf/m²、ポアソン比: $\nu = 0.49$ 、せん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存曲線は図-65に示すように与えた。図-65と図-62のせん断弾性係数、

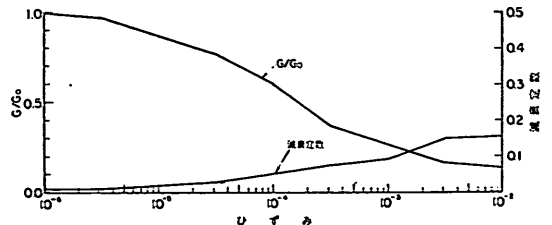


図-65 ケーソン下端要素材料の動的変形特性

減衰定数のひずみ依存曲線を比較すると、ケーソン下端要素の材料のせん断弾性係数は 10^{-3} で少し異なるがほぼ等しく、ケーソン下端要素材料の減衰定数はマウンド材の約半分となっている。実験結果によれば、ケーソン及びマウンドの単位体積重量はそれぞれ 2.1, 1.96 tf/m² である。振動中の防波堤に与える水の影響は付加質量として与えればよいと考えられるので、振動中に防波堤に作用する動水圧にみあった付加質量を与えることとした。付加質量を加えた後のケーソン及びマウンドの単位体積重量はそれぞれ 2.86, 2.5 tf/m² である。

図-66, 67 には加速度応答曲線の計算結果と実験結果とを比較して示す。図-62 の高萩砂の減衰定数のひずみ依存曲線を用いた場合にはマウンド天端中央の応答が速度が大きくなるため、この計算に用いたマウンドの減衰定数のひずみ依存曲線は 図-62 の減衰定数のひずみ依存曲線の値の 2 倍としている。図-66 が入力最大加速度が 10 Gal の場合、図-67 が入力最大加速度が 49 Gal の場合である。実験結果と計算結果の共振振動数は一致したが、入力最大加速度 10 Gal の場合のケーソン天端の 1 次の共振振動数における加速度応答比はやや異なる。また、入力最大加速度が 50 Gal の場合には、1 次の共振振動数より大きい振動数の範囲で、ケーソン天端の加速度応答比は実験結果の方が計算結果より大きな値を示している。

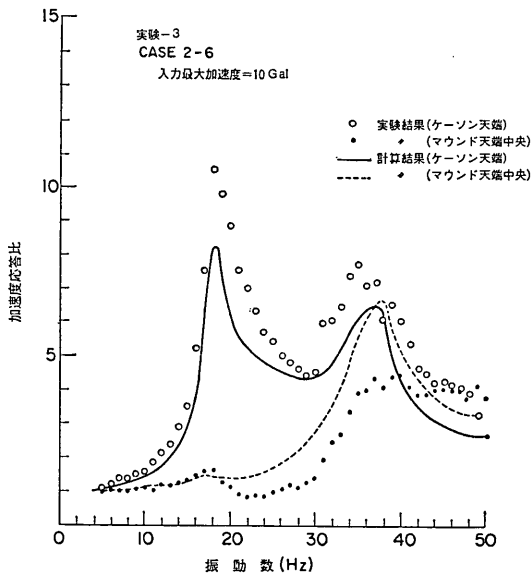


図-66 実験結果と FLUSH による計算結果の比較 (10 Gal)

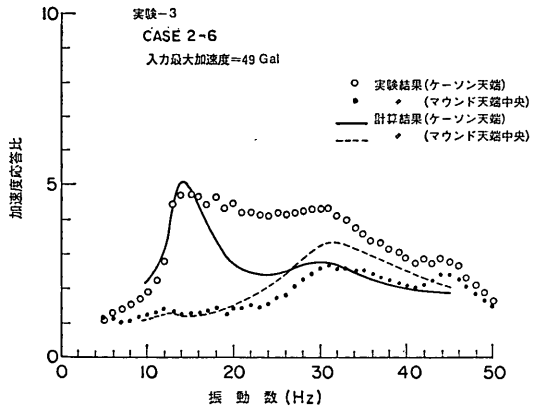


図-67 実験結果と FLUSH による計算結果の比較 (49 Gal)

図-68 には地震応答計算結果を示す。図中上二つがケーソン天端の実験結果と計算結果、その下二つがマウンド天端中央の結果である。一番下が入力加速度波形を示している。入力最大加速度は 11 Gal である。図-66 に示したようにケーソン天端の加速度応答比の計算結果は実験結果より小さくなっているため、地震応答計算結果でもケーソン天端の最大加速度の実験結果が 76 Gal に対して計算結果は 61 Gal である。ケーソン天端中央の結果はほとんど等しい。図-69 には、地震応答計算結果より得られる波形についての周波数伝達関数を実験結果によるものとともに示す。ケーソン天端の周波数伝達関数についてみると、実験結果と計算結果がややずれている。以上示したように、振動中の防波堤に与える水の影響を付加質量で考慮した FLUSH による地震応答計算結果は、ほぼ実験結果に一致している。それゆえ、モデル化、定数の設定には十分な検討が必要であるとはいえ、この計算手法がほぼ妥当なものであると考えられる。

(2) 有限要素法による構造物-水連成系の振動解析

動水圧に関しては Westergaard の公式が良く知られているが、我国でも畑野¹⁹⁻²¹⁾、小坪²²⁻²³⁾らの研究成果が報告されている。一方、近年の電子計算機の進歩に従い、有限要素法による構造物-水連成系の振動解析により構造物に作用する動水圧を計算する手法が提案されている。Dynamic Substructure 法による A. K. Chopra²⁴⁾、あるいは Zienkiewicz²⁵⁾の報告がある。この有限要素法による構造物-水連成系の計算手法の概略は以下のとおりである。

構造物と境界をなす 2 次元平面流体を考え、水の圧縮性を無視すると動水圧 p は次式をみたす。

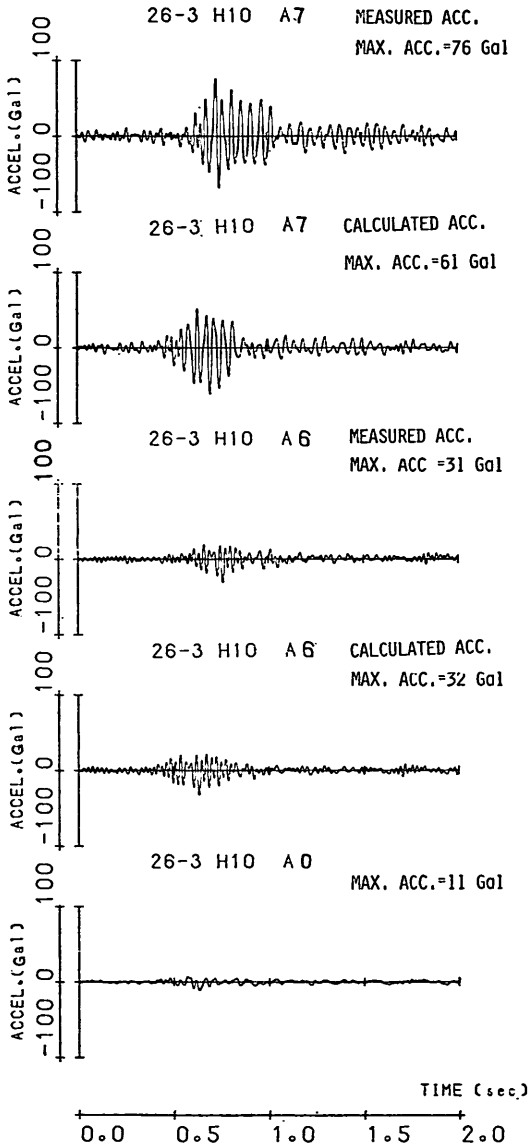


図-68 実験結果と計算結果 (FLUSH) の波形の比較

$$\nabla^2 p = 0 \quad (24)$$

ここに、 ∇^2 は2次元の Laplacian である。解析においては次の境界条件を与える。

(i) 流体の表面において

$$p = 0 \quad (25)$$

(ii) 地盤及び構造物より遠く離れた点において

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad (26)$$

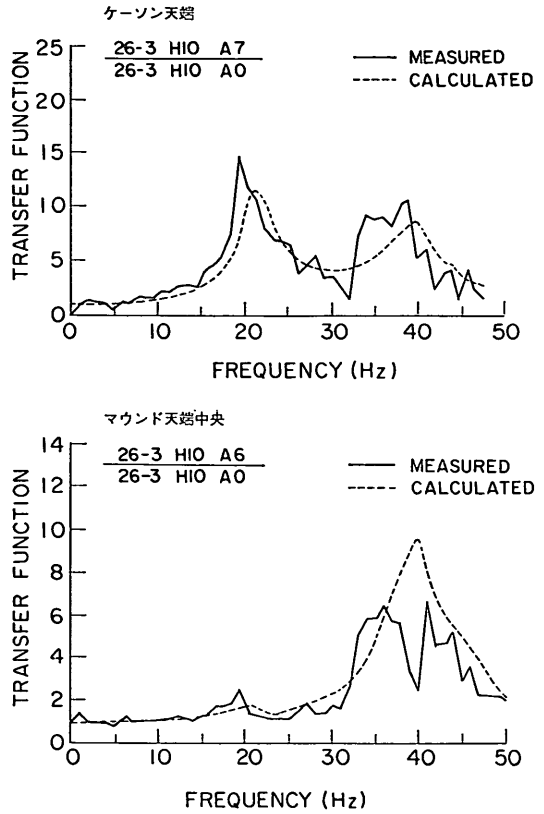


図-69 周波数伝達関数の実験結果と計算結果 (FLUSH) の比較

(ii) 連成面において

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{\rho}{g} \frac{\partial v_n}{\partial t} \quad (27)$$

ここに、 ρ : 水の単位体積重量

g : 重力加速度

n : 境界面に外向きに引いた法線方向

v_n : n 方向速度

(25)~(27) 式の条件の下での (24) 式の解は汎関数法を用いた有限要素表示で次のように与えられる。

$$[H]\{p\} + \{B\} = 0 \quad (28)$$

ここに、

$$H_{ij} = \sum h_{ij} \quad (29)$$

$$B_i = \sum b_i \quad (30)$$

$$h_{ij} = \int_V \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \cdot \frac{\partial N_j}{\partial y} \right) dV \quad (31)$$

$$b_i = \int_{s_f} N_i \frac{\partial p}{\partial n} ds \quad (32)$$

V : 要素の領域

s : 要素の境界
 f : 有限要素に対する添字
 N_i : 内挿関数

(32) 式より

$$b_i = \int_{s_f} N_i \frac{\partial p}{\partial n} ds$$

$$= \int_{s_f} N_i \left(-\frac{\rho}{g} \right) N_j' \ddot{u}_a ds \quad (33)$$

ここに, N' : 全体座標から境界面法線方向の変位を規定する関数

(30), (33) 式より

$$[B] = -\left(\frac{\rho}{g} \right) [L] \{\ddot{u}_a\} \quad (34)$$

ここに,

$$L_{ij} = \sum l_{ij} \quad (35)$$

$$l_{ij} = \int_{s_f} N_i \cdot N_j' ds \quad (36)$$

(28), (34) 式より

$$\{p\} = -\left(\frac{\rho}{g} \right) [H]^{-1} [L] \{\ddot{u}_a\} \quad (37)$$

(37) 式により流体の挙動が支配される。

一方, 構造物については, 動水圧を考慮した振動方程式は次のように与えられる。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{\ddot{u}_g\} + \{F\} \quad (38)$$

ここで, $[M]$: 質量マトリックス
 $[C]$: 減衰マトリックス
 $[K]$: 剛性マトリックス
 $\{\ddot{u}_g\}$: 地盤加速度
 $\{F\}$: 動水圧による節点力

動水圧による節点力 $\{F\}$ は次のように与えられる。

$$\{F\} = [L'] \{p\} \quad (39)$$

ここに,

$$L' = \sum l'_{ij} = [L]^T \quad (40)$$

$$l'_{ij} = \int_{s_f} N_i' N_j ds \quad (41)$$

(39) 式を (38) 式に代入して

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{\ddot{u}_g\} + [L]^T \{p\} \quad (42)$$

これが構造物の挙動を支配する方程式である。

(37), (42) 式より

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\}$$

$$= -[M] \{\ddot{u}_g\} - \left(\frac{\rho}{g} \right) [L]^T [H]^{-1} [L] \{\ddot{u}_a\} \quad (43)$$

$$[M_a] = \frac{\rho}{g} [L]^T [H]^{-1} [L] \quad (44)$$

とおくと,

$$\{\ddot{u}_a\} = \{\ddot{u}_g\} + \{\ddot{u}\} \quad (45)$$

であるから,

$$([M] + [M_a]) \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\}$$

$$= -([M] + [M_a]) \{\ddot{u}_g\} \quad (46)$$

これより, 動水圧の影響は付加質量 $[M_a]$ として表現されるのがわかる。以上示した有限要素法による構造物-水連成系の振動解析の計算手法のプログラムを作成した。以下このプログラムを BEAD (Bank Earthquake Analysis with Dynamic Water Pressure) と呼ぶ。まず, プログラムを検証するために剛な固定鉛直壁に作用する動水圧について BEAD の結果と Westergaard の公式と比較し, さらに, Chopra らのプログラム EADHI とも比較し, これらの結果が一致することを確かめた。

BEAD による計算結果と実験結果とを比較し, 計算手法の妥当性を評価する。まず, 振動台上にケーソンだけを設置した実験 (実験-3, CASE-1) について検討した。図-70 には振動台上のケーソンの FEM モデルを示す。

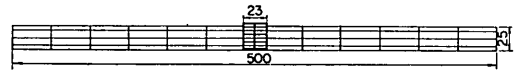


図-70 FEM モデル (BEAD)

既に, 図-28 に振動台上のケーソンの加速度応答曲線を示した。まず, 水がない, ケーソンだけの場合を考える。ケーソンだけの FEM モデルの 1 次の固有振動数がケーソンの天端の加速度応答曲線の 1 次の共振振動数に一致するように, ケーソンだけのモデルのケーソン下端要素の定数を決め応答計算を行った。結果は 図-28 において実線で示す。次に 図-70 のモデルについて, 水の影響を考慮して応答計算を実施した。結果は 図-28 における破線である。この破線で示される加速度応答曲線は実験結果とよく一致していると考えられる。このことは, 水中における構造物の振動解析における水の影響は付加質量として考慮すればよいことを示している。ケーソン天端の加速度応答比は実験によれば水がない場合と水深 25 cm 場合とでほぼ等しい。このことを計算結果で表現するためには, 水がない場合の減衰定数が 0.14 で水深が 25 cm の場合で 0.16 となった。図-71 には動水圧について実験結果と計算結果を比較して示す。入力正弦波の振動数は 5 Hz の場合と共振振動数である 18 Hz の場合に

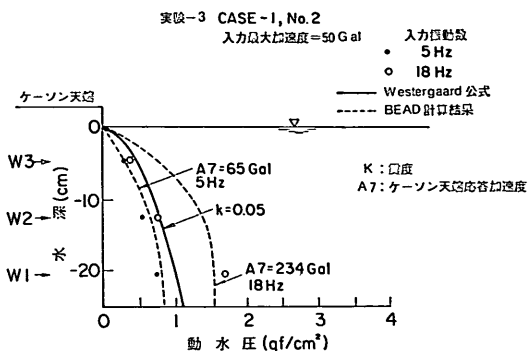


図-71 実験結果と計算結果 (BEAD) の動水圧の比較

ついて示してある。入力正弦波の振動数が 5 Hz の場合は計算結果と実験結果は良く一致している。震度を 0.05 とした Westergaard の簡略公式の結果は実線で示してあるが、実験結果よりやや大きい。入力正弦波の振動数が 18 Hz の場合は、図に示すように W2 の位置の動水圧の値が異なるが、W1, W2 の位置の動水圧はほぼ一致していると考えてよいものと思われる。

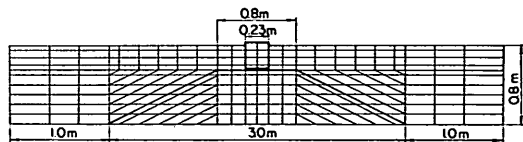


図-72 防波堤の FEM モデル (BEAD)

図-72 には BEAD による計算のための防波堤の FEM モデルを示す。BEAD は線型計算であるので、計算に用いる定数は入力最大加速度にみあったひずみレベルに対応する値を与える必要がある。このために、(1) で検討した FLUSH の計算結果を用いた。FLUSH では入力最大加速度にみあったひずみレベルに対応するせん断弾性係数、減衰定数をくりかえし計算により収束させ、その値を用いて最終的な地震応答計算を実施している。BEAD による応答計算には、この収束した FLUSH のせん断弾性係数を用いた。また、BEAD の地震応答解析はモード解析であるので、減衰定数は各次のモードごとに与えられる。この減衰定数は最大加速度が実験結果と計算結果と一致するように与えた。さらに、マウンド内の動的間隙水圧の影響を考慮して、マウンドの単位体

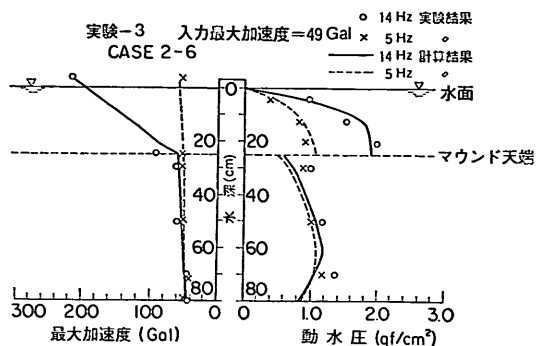


図-73 動水圧及び応答最大加速度の実験結果と計算結果 (BEAD) の比較

積重量は 2.4 tf/m³ とした。この値は FLUSH による高砂砂層の振動解析に用いた 2.36 tf/m³ と防波堤の振動解析に用いた 2.5 tf/m³ の間にある。図-73 に、正弦波入力の場合の BEAD の計算結果と実験結果を比較して示す。入力最大加速度が 49 Gal の場合で、入力正弦波の振動数が 5 Hz の場合と、共振振動数である 14 Hz の場合が示されている。図-73 に示すように、ケーソンに作用する動水圧は BEAD の計算結果と実験結果が良く一致している。マウンド天端以下の動水圧は斜面に作用する動水圧である。この斜面に作用する動水圧の場合は BEAD による計算結果は実験結果よりやや小さい。斜面上の応答加速度も計算結果の方が実験結果よりやや小さい。このときの減衰定数は 0.215 である。

図-74~76 には地震波入力の場合の計算結果を実験結果と比較して示す。用いた入力波形は八戸波で入力最大加速度は 40 Gal である。図-74 には加速度波形を示す。地震応答計算には 5 次モードまで考慮した。各次の共振振動数は 20.2, 36.6, 48.4, 63.8, 64.1 Hz である。1 次モードの減衰定数を 0.09 とし、2 次モードから 5 次モードまでは 0.15 とした。図-74 に示すように、加速度波形は実験結果と計算結果が良く一致している。図-75, 76 には動水圧波形を示す。ケーソンに作用する動水圧は計算結果の方がやや大きい、BEAD による計算結果が実験結果とほぼ一致していると考えてもよいと思われる。しかしながら、斜面に作用する動水圧は計算結果の方が実験結果よりかなり小さい。斜面上の応答加速度についてみても、W6 の位置で、計算結果は 91 Gal と実験結果の 146 Gal よりかなり小さい。長谷川、菊沢²⁰⁾はフィルダムの模型振動実験において中央部分よりノリ面近傍の方が加速度応答倍率が大きくなる事実を検

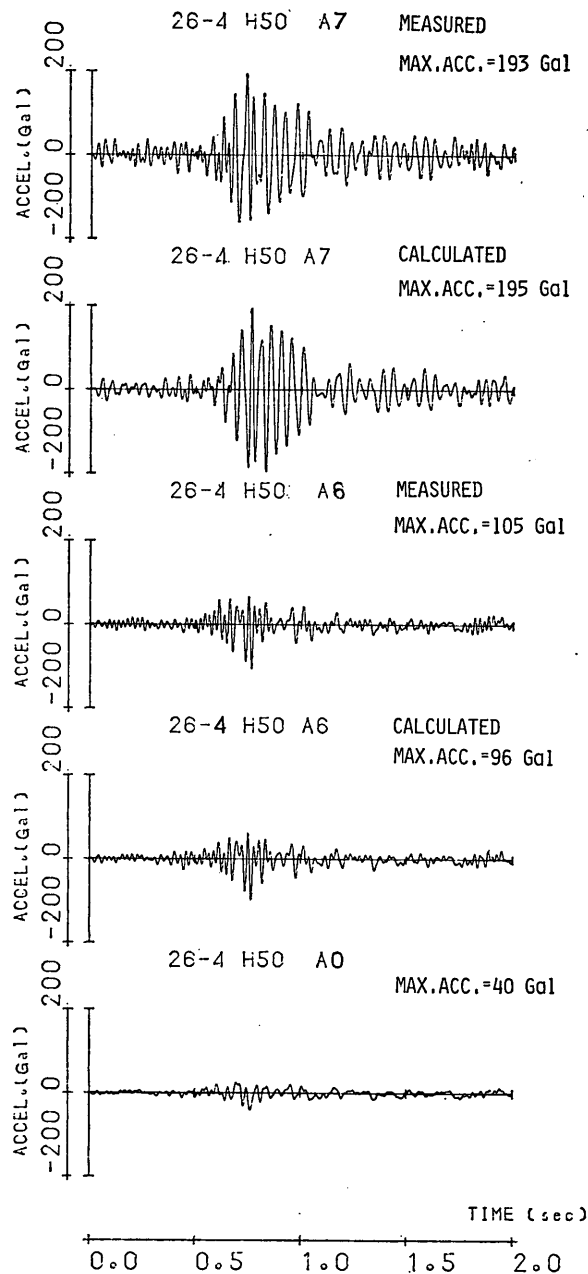


図-74 実験結果と計算結果 (BEAD) の加速度波形の比較

討し、ノリ面近傍ではひずみに対する非線型性が強くなることを指摘している。したがって、地震応答計算ではこの傾向を考慮してノリ面近傍の定数を与える必要がある。ノリ面近傍の加速度応答特性をもっと詳しく検討す

れば、BEADによる動水圧の計算結果も実験結果とほぼ一致するものと思われる。このノリ面近傍の加速度応答特性については、問題点を指摘するにとどめ、今後の課題として残すことにする。

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

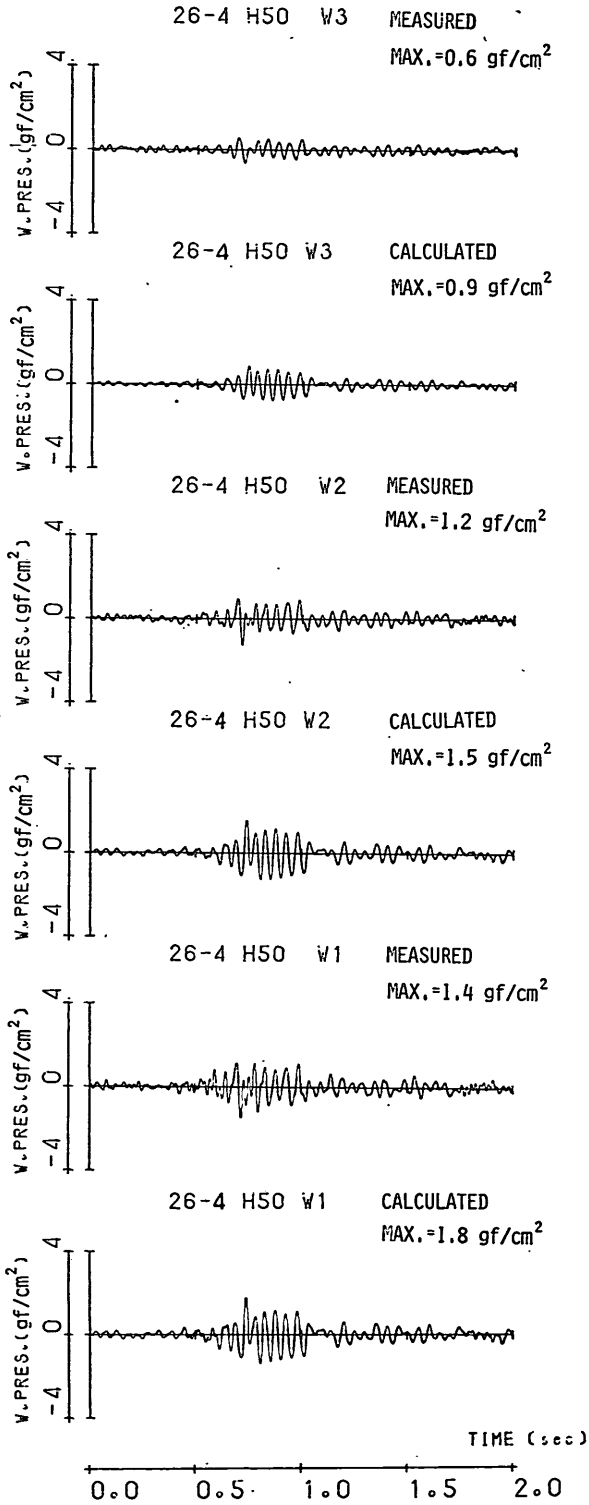


図-75 実験結果と計算結果 (BEAD) の動水圧波形の比較 (その1)

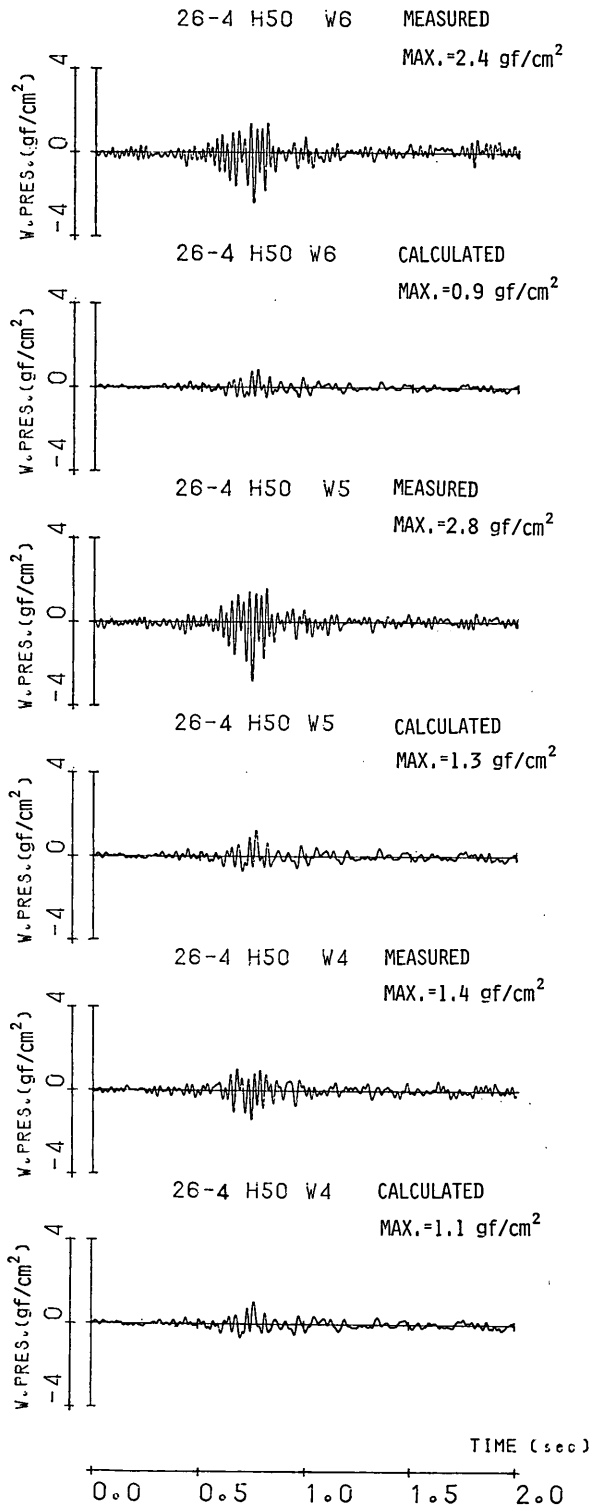


図-76 実験結果と計算結果 (BEAD) の動水圧波形の比較 (その2)

6. 結 論

釜石港の湾口に建設が予定されている大水深湾口防波堤の耐震性の検討のために実施された防波堤模型実験の結果を検討し、さらに、有限要素法による構造物-水連成系の地震応答計算結果と実験結果を比較し、この計算手法の妥当性を評価したので、その結果を以下にとりまとめて示す。

- (1) ケーソン天端の加速度応答曲線は 50 Hz までで 2 つの共振点を示した。一方、マウンド天端中央の加速度応答曲線のピークは 1 つであり、この共振振動数はケーソンの 2 つの共振振動数のうち高い方の共振振動数とほぼ一致している (図-9)。
- (2) 入力最大加速度の増加とともに、共振振動数及び加速度応答比は減少しており、これはマウンド材の高萩砂の動的変形特性の非線型によるものと考えられる (図-9)。
- (3) 地震波加振の場合、ケーソン天端及びマウンド天端中央の最大加速度応答倍率は入力最大加速度の増大とともに減少する。ケーソン天端及びマウンド天端中央の最大加速度応答倍率と入力最大加速度の関係は次のように表わされた (図-14, 15)。

ケーソン天端;

$$\log_{10} R_c = 1.860 - 0.728 \log_{10} \alpha$$

マウンド天端中央;

$$\log_{10} R_m = 1.229 - 0.522 \log_{10} \alpha$$

ここに、 R_c : ケーソン天端最大加速度応答倍率

R_m : マウンド天端中央最大加速度応答倍率

α : 入力最大加速度 (Gal)
($\alpha \geq 40$ Gal)

この関係は実在の大船渡津波防波堤の強震記録ともほぼ一致していた。

- (4) 防波堤の斜面の応答加速度はマウンド中央の応答加速度より大きい (図-24~27)。
- (5) 振動台上にケーソンだけを設置した実験によれば、水があることによりケーソンの共振振動数は下がっており、これは水の影響を付加質量として考えれば説明がつく。加速度応答比の値は水の有無に関係なくほぼ等しい (図-28)。
- (6) 防波堤に作用する動水圧応答曲線は加速度応答曲線と似た形状を示している。ケーソン天端の共振振動数でケーソンに作用する動水圧はピークを示し、マウン

ド天端中央の共振振動数において斜面に作用する動水圧はピークを示している (図-37~40)。

- (7) 斜面の動水圧とマウンド内部の動的水圧は入力加速度が小さい場合にはほぼ等しいが、入力加速度が増大するとマウンド内部の動的水圧が斜面の動水圧より大きくなる。これは、入力加速度の増加とともにマウンド内の間隙の変化が大きくなるためと思われる (図-48)。
- (8) 防波堤が共振して大きな応答を示さない場合、あるいは入力地震波の最大加速度が大きくなり、マウンド材の動的変形特性が非線型性を示し、最大加速度応答倍率が低下するような場合には、地震波加振によるケーソンの動水圧はマウンド天端を水深として計算される Westergaard の簡略公式より求めても良い。
- (9) 防波堤を構造物と水の連成系として表わさない通常の地震応答計算手法では、水の影響を付加質量として与えれば、水中の構造物の挙動を推定できる。
- (10) 実用的立場から判断すると、モデル化及び定数の設定を適切に行なえば、ここで検討したひずみ範囲内では、地震時のマウンドの非線型性を等価線型手法による振動解析で表現できる。
- (11) 防波堤が共振して大きな応答を示す場合には、計算のためのモデル化及び定数の設定を適切に行なえば、水中の構造物に働く動水圧は有限要素法による構造物-水連成系の計算手法 (プログラム BEAD) で求められる。
- (12) 地震波加振の場合に斜面に作用する動水圧は、Zangar の公式で求まる値より大きい。マウンド斜面近傍は地震時に特有の挙動を示しており、この点を考慮した有限要素法による構造物-水連成系の地震応答計算をする必要がある。

(1981年9月30日受付)

謝 辞

本報告の模型振動実験のうち実験-1と実験-3は第二港湾建設局の依頼により港湾技術研究所構造部地震防災研究室が実施し、実験-2は第二港湾建設局が実施した。ここで検討した構造物-水連成系の有限要素法プログラム BEAD は第二港湾建設局横浜調査設計事務所が開発されたものである。また、プログラム FLUSH は稲富隆昌振動研究室長が港湾技術研究所の計算機用に導入されたものを使用させていただいた。本報告の構成の主要な骨子は筆者の1人が第二港湾建設局横浜調査設計事務

所併任期間(昭和54年12月~昭和55年12月)中にたてられたものであり、併任期間中横浜調査設計事務所の方々に様々の議論、作業に参加していただいた。また、土田肇構造部長には報告の内容に関し貴重な助言をいただいた。

最後ではあるが、これら関係各位の方々に対し心からの謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土田 肇・上部達生・倉田栄一・林 聰: 有限要素法によるフィルタイプ防波堤の地震応答計算と観測結果の比較, 関東地震50周年記念地震工学シンポジウム, 1973年9月, pp. 357~364.
- 2) 野田節男・千葉忠樹・上部達生: 高マウンド防波堤の模型振動実験, 第5回日本地震工学シンポジウム, 1978年11月, pp. 801~808.
- 3) Clough, R. W. and Pirtz, D.: Earthquake Resistance of Rock-Fill Dams, Proc. of ASCE, Vol. 82, No. SM2, April, 1956.
- 4) 運輸省第二港湾建設局: 名古屋高潮堤透水模型実験報告書, 第二報, 1953年.
- 5) 土田 肇・倉田栄一・須藤克子: 1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録, 港湾技研資料, No. 80, 1969年6月.
- 6) 上部達生・野田節男: 東京湾沿岸地域の大地震時における地盤加速度(その2)一土のせん断弾性係数, 減衰定数のヒズミ依存性を考慮した場合, 港湾技研資料, No. 194, 1974年9月.
- 7) 倉田栄一・井合 進・横山淑子・土田 肇: 1978年宮城県沖地震の港湾地域における強震記録, 港湾技研資料, No. 319, 1979年6月.
- 8) 土田 肇・野田節男・倉田栄一: 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算, 港湾技術研究所報告, 第9巻, 第2号, 1970年6月, p. 77.
- 9) 岡本舜三: 耐震工学, 1971年, pp. 380~383.
- 10) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1979年3月, pp. 2-183~2-184.
- 11) Westergaard, H. M.: Water Pressures on Dams during Earthquakes, Trans. ASCE 98, 1933, pp. 418~434.
- 12) Zangar, C. N.: Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes, Proc. Exper. Stress Analysis, Vol. 10, No. 2, 1953.
- 13) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.-F., and Seed, H. B.: FLUSH-A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC 75-30, 1975.
- 14) 荒井秀夫・梅原靖文: 飽和砂層の振動性状, 港湾技術研究所報告, 第8巻, 第1号, 1969年3月, pp. 85~122.
- 15) 荒井秀夫・岩渕守義・中沢定男・北島誠治: 砂層

- の振動性状, 港湾技術研究所報告, 第13巻, 第2号, 1974年6月, pp. 65~82.
- 16) Hardin, B. O. and Richart, F. E. Jr.: Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Jour. of SMF Div., ASCE, Vol. 89, No. SM1, 1963, pp. 33~65.
- 17) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, 1977, pp. 19~35.
- 18) 岩崎敏男・龍岡丈夫・高木義和: 砂のせん断変形係数と減衰の歪依存性について, 第12回土質工学研究発表会, 1977年5月, pp. 417~420.
- 19) 畑野 正: 重力堰堤に作用する地震力の影響(その3)(貯水時に於ける弾性振動), 土木学会論文集, 第5号, 1950年11月, pp. 83~90.
- 20) 畑野 正: 水の弾性による地震時動水圧の共振に関する吟味, 土木学会論文集, 第129号, 1966年5月, pp. 1~5.
- 21) 畑野 正, 高橋 忠, 堤 一: 塚原重力ダムの振動実験とその考察, 土木学会論文集, 第59号, 1958年11月, pp. 8~16.
- 22) 小坪清眞: 不規則な地震動による動水圧, 土木学会論文集, 第47号, 1957年8月, pp. 38~45.
- 23) 小坪清眞: 重力ダムの耐震性について, 土木学会論文集, No. 55, 1958年5月, pp. 43~56.
- 24) Chakrabarti, P. and Chopra, A. K.: Earthquake Response of Gravity Dams Including Reservoir Interaction Effects, Report No. EERC 72-6, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December 1972.
- 25) Saini, S. S., Bettess, P. and Zienkiewicz, O. C.: Coupled Hydrodynamic Response of Concrete Gravity Dams Using Finite and Infinite Elements, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 1978, pp. 363~374.
- 26) 長谷川高士・菊沢正裕: フィルダムの動的変形特性の同定, 第16回土質工学研究発表会, 1981年, pp. 1273~1276.

記 号 表

A	: 断面積
a	: 加速度
C_m	: Zangar 式の係数 C_p の最大値
[C]	: 減衰マトリックス
C	: 粘着力
D_{10}	: 有効粒径
e	: 間隙比
e_{max}	: 最大間隙比
e_{min}	: 最小間隙比

水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧

$\{F\}$: 動水圧による節点力	T : 時間
f : 有限要素に対する添字	U_e : 均等係数
G : せん断弾性係数, 剛性率	$\{a_g\}$: 地盤加速度
G_0 : 微小ひずみ時 (10^{-6} 程度) のせん断弾性係数	V : 要素の領域
g : 重力加速度	v : 体積
H : 水深	v_n : n 方向速度
K : 震度	y : 水面から動水圧を求める点までの深さ
$[K]$: 剛性マトリックス	α : 入力最大加速度
K_v : 透水係数	α_A : 加速度の相似比
k : 透水係数の相似比	α_c : 粘着力による極限強さの相似比
L : 長さの次元をもつ諸量	α_{DW} : 自重の相似比
M : 質量	α_E : 弾性変形による力の相似比
$[M]$: 質量マトリックス	α_I : 慣性力の相似比
$[M_a]$: 付加質量マトリックス	γ : 単位重量
N_i : 内挿関数	γ_w : 水の単位体積重量
N' : 全体座標から境界面法線方向の変位を規定する関数	ε : ひずみ
n : 境界面に外向きにひいた法線方向	λ : 長さの相似比
p : 動水圧	ν : ポアソン比
p_a : 直立壁に働く動水圧	ρ_s : 単位重量の相似比
p_{as} : 傾斜面に働く動水圧	σ : 拘束圧
R_c : ケーソン天端最大加速度応答倍率	σ_m' : 有効拘束圧
R_m : マウンド天端中央最大加速度応答倍率	τ : 時間の相似比
s : 要素の境界	ϕ : 内部摩擦角
	∇^2 : 2 次元の Laplacian

港湾技術研究所報告 第20巻 索引

	論文名・著者名	巻号	頁
水 工 部			
	混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄.....	20 2	3~ 40
	マルチセルラーケーソンの水理特性に関する実験的研究 谷本勝利・原中祐人・富田英治・村永 努・鈴木諭司.....	20 2	41~ 74
	螢光砂を用いた砕波帯内における局所的砂移動の観測 灘岡和夫・田中則男・加藤一正.....	20 2	75~126
	経験的固有関数によるエッジ波の解析.....	加藤一正.....	20 3 3~ 51
	共分散法による波高測定方式の数値的検討.....	合田良実.....	20 3 53~ 9*
海洋水理部			
	流れの風波についての実験的研究 (第3報) 一波の推算方法とその検証実験.....	加藤 始・鶴谷広一・寺川博也.....	20 3 93~129
土 質 部			
	排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度.....	梅原靖文・善 功企・浜田浩二.....	20 1 3~ 33
	地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報) 一野外実大実験.....	高橋邦夫.....	20 2 127~167
	埋立地における不同沈下の推定.....	奥村樹郎・土田 孝.....	20 3 131~168
構 造 部			
	大型タンカーの接岸力に関する研究.....	上田 茂.....	20 2 169~209
	組杭式プラットフォームにおける地震応答観測と応答計算	上田 茂・白石 悟.....	20 3 169~215
	地震動の多点同時観測に基づくパイプラインの応力の検討	土田 登・南 兼一郎・清宮 理・倉田栄一・西沢英雄.....	20 4 3~ 40
	水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動特性と動水圧	上部達生・野田節男・千葉忠樹・檜垣典弘.....	20 4 41~ 81

設計基準部

港湾内貨物流動に関する研究（第1報）…………… 溝内俊一・稲村 肇……20 2 211~269

機 材 部

土砂輸送用パイプの摩耗に関する研究

—ライニング材としてのポリウレタンエラストマの耐摩耗性—

…………… 岡山義邦・村上幸敏・浜田賢二……20 2 271~311

Index of Report of P.H.R.I. Vol. 20

	Vol. No.	pp.
Hydraulics Division		
Experimental Study of Impact Breaking Wave Forces on a Vertical-Wall Caisson of Composite Breakwater Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI and Takao KITATANI.....	20 2	3~ 40
A Hydraulic Experimental Study on Multi-celler Caisson Breakwaters Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA, Eiji TOMIDA, Tsutomu MURANAGA and Satoshi SUZUMURA.....	20 2	41~ 74
Field Observation of Local Sand Movements in the Surf Zone Using Fluorescent Sand Tracer Kazuo NADAOKA, Norio TANAKA and Kazumasa KATO.....	20 2	75~126
Analysis of Edge Waves by Means of Empirical Eigenfunctions Kazumasa KATO.....	20 3	3~ 51
Numerical Examination of the Measuring Technique of Wave Direction with the 'Covariance Method' Yoshimi GODA.....	20 3	53~ 92
Marine Hydrodynamics Division		
Experimental Study of Wind Waves Generated on Water Currents (3rd Report) —Wave Forecasting Method and its Experimental Confirmation— Hajime KATO, Hiroichi TSURUYA and Hitoya TERAKAWA.....	20 3	93~129
Soils Division		
Liquefaction Resistances of Saturated Sands under a Partial Drainage Condition Yasufumi UMEHARA, Kouki ZEN and Kouji HAMADA.....	20 1	3~ 33
Experimental Study on the Bending of Batter Piles due to Ground Settlement (2nd Report) —Field Experiment— Kunio TAKAHASHI.....	20 2	127~168
Prediction of Differential Settlement of Reclaimed Land Tatsuo OKUMURA and Takashi TSUCHIDA.....	20 3	131~168
Structures Division		
Study on Berthing Impact Force of Very Large Cruce Oil Carriers Shigeru UEDA.....	20 2	169~209

Observation and Analysis of Earthquake Responses of a Coupled Pile
Offshore Platform.....Shigeru UEDA and Satoru SHIRAIISHI.....20 3 169~215

Stress of Buried Pipe during Earthquakes Based on Two Dimensional
Seismometer Array-observation
..... Hajime TSUCHIDA, Ken-ichiro MINAMI, Osamu KITOMIYA
Eiichi KURATA and Hideo NISHIZAWA.....20 4 3~ 40

Coupled Hydrodynamic Response Characteristics and Water Pressures
of Large Composite Breakwaters
..... Tatsuo UWABE, Setsuo NODA, Tadaki CHIBA and Norihiro HIGAKI.....20 4 41~ 81

Design Standard Division

A Study on the Cargo Flows in Port (1st Report)
.....Toshikazu MIZOUCHI and Hajime INAMURA.....20 2 211~269

Machinery Division

Studies on the Wear of Slurry Pipelines —Evaluation of the Wear
Resistance of Polyurethane Elastomers—
..... Yoshikuni OKAYAMA, Yukitoshi MURAKAMI and Kenji HAMADA.....20 2 271~311