

# 港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 589      June 1987

砂地盤上の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験  
と地震応答解析

上   部   達   生  
守   屋   正   平

運輸省港湾技術研究所



# 目 次

|                              |    |
|------------------------------|----|
| 要 旨 .....                    | 3  |
| 1. ま え が き .....             | 3  |
| 2. 予 備 実 験 .....             | 4  |
| 2.1 予備実験の目的 .....            | 4  |
| 2.2 振動台 .....                | 5  |
| 2.3 碎石層の振動箱実験 .....          | 5  |
| 2.4 混成式防波堤模型の予備振動実験 .....    | 10 |
| 3. 大型模型振動実験 .....            | 17 |
| 3.1 振動破壊試験装置 .....           | 17 |
| 3.2 大型模型 .....               | 17 |
| 3.3 振動実験の内容 .....            | 23 |
| 4. 振動実験結果 .....              | 25 |
| 4.1 応答加速度 .....              | 25 |
| 4.2 周波数伝達関数 .....            | 25 |
| 4.3 動水圧 .....                | 27 |
| 4.4 過剰間隙水圧 .....             | 31 |
| 4.5 水平変位量および沈下量 .....        | 33 |
| 4.6 最終加振後の防波堤模型の変状 .....     | 40 |
| 5. 地震応答解析 .....              | 40 |
| 5.1 地震応答計算手法 .....           | 40 |
| 5.2 地震応答解析の内容 .....          | 42 |
| 5.3 碎石層の地震応答解析 .....         | 42 |
| 5.4 混成式防波堤の予備模型の地震応答解析 ..... | 45 |
| 5.5 混成式防波堤の大型模型の地震応答解析 ..... | 49 |
| 6. 円形すべり面法による安定解析 .....      | 58 |
| 7. 結 論 .....                 | 59 |
| 参 考 文 献 .....                | 61 |
| 記 号 表 .....                  | 61 |

# Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis of Large Models for Composite Breakwater on Sand Layers

Tatsuo UWABE\*  
Masahira MORIYA\*\*

## Synopsis

Shaking table tests with large models of a composite breakwater on sand layers are described. The tests were designed to study the dynamic water-structure-soil interaction and to discuss the dynamic stability of the breakwater when the liquefaction occurs in the sand layers during earthquakes. The large models of composite breakwater composed of caissons and a rubble mound were placed on the saturated sand layer in the shaking table box (8m length, 4m width and 2m height). The shaking table was then excited into damped natural vibration with the maximum acceleration range of 60 to 600Gals. The sudden increase of settlements and residual lateral displacements were measured on the model at the certain acceleration level. At this acceleration level, the excess pore water pressure exceeded 50% of the effective confining stress in sand layers.

The time histories of the horizontal acceleration computed by the seismic response analysis by FEM in which the nonlinear material behavior is modeled by the equivalent linear procedure agreed with the observed time histories. The safety factor calculated by the circular arc analysis in consideration of the seismic force and the excess pore pressure was less than 1.0 when the residual displacements of the models rapidly increased by an excitation of certain acceleration level.

---

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

# 砂地盤上の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験 と地震応答解析

上 部 達 生 \*

守 屋 正 平 \*\*

## 要 旨

津波防護を目的として、地震多発地帯に建設される防波堤の場合には、防波堤の耐震性の評価が重要である。特に、水との連成を考慮した防波堤の振動性状、基礎地盤が砂地盤の場合の液状化が防波堤の地震時安定性に与える影響の把握が必要となる。こうした点をふまえて、振動箱内の模型砂地盤上にケーソンと砕石マウンドよりなる混成式防波堤模型を作成し、振動破壊実験を行い、この実験結果について、水-構造物-地盤連成系の有限要素法の地震応答解析を行った。さらに、円形すべり面法による地震時安定解析手法により地盤上の防波堤模型の地震時安定解析を行った。

実験の結果によれば、振動台加速度がある加速度を越えると、砂地盤内の過剰間隙水圧が急激に上昇し、同時に模型の残留変位が増大する。この場合、マウンドのりじり部が砂地盤の液状化の影響をもっとも受けやすいことが認められた。ただし、模型全体が完全に崩壊するような大きな変位はなかった。振動台加速度が小さく、模型の残留変位が急速に増大する以前においては、ケーソン模型の鉛直面に対する Westergaard の簡略式、あるいはマウンド模型の斜面に対する Zanger の簡略式によって計算される動水圧は、実測の動水圧と良く一致した。しかし、振動台加速度が大きくなり、模型の残留変位が増大すると、計算値が実測値を上回る。これは模型材料の非線形特性のために、防波堤模型の応答特性が複雑となるためである。

等価線形手法による有限要素法の地震応答解析によれば、振動台最大加速度が約 100 Gal の場合には、砂地盤内の過剰間隙水圧比が 0.5 以下であり、ここでの計算結果と実測結果は一致した。また、過剰間隙水圧の上昇と防波堤模型の応答加速度の鉛直方向の増幅を考慮した円形すべり面法による地震時安定解析によれば、防波堤模型の残留変位量が急増した加振条件では、安定解析の安全率は 1 以下であった。

## 1. ま え が き

離岸距離 1~5km の沖合に人工島を建設し、流通・情報拠点、観光レクリエーション施設、研究文化施設等を建設しようとする沖合人工島計画が清水、下関等で検討されている。沖合人工島の想定水域は水深が -20m~-50m であるため、建設される構造物は大水深構造物となる。また、最近の港湾貨物輸送の大量化に併って大型化した船舶の吃水の増大により、港湾施設をこれまで以上の深さの大水深域に建設することが必要となってきた。このように、今後建設される港湾施設の大水深化が進むことが予想され、対象地域が地震活動度の高い地域の場合、

水中の大規模構造物の地震時挙動に関する検討が重要課題となっている。

日本は地震多発国であり、しかも震源が海底である場合が多いため、津波が発生することが多く、その対策が重要な課題である。過去に幾度となく津波による被害が発生しているリアス式海岸の地域では、津波防護を目的として、湾口に津波防波堤が建設されている。この津波防波堤は湾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てい減させることを目的としている。リアス式海岸は周辺に山が迫って湾内の水深は急激に深くなっており、津波防波堤も大水深域に建設されている。この大水深防波堤は津波防護が主要な目的であるから、

\* 構造部 地震防災研究室長

\*\* 構造部 地震防災研究室

その耐震性の検討は重要な課題である。

大水深防波堤のような水中の大規模構造物に作用する地震力、地震時に構造物に作用する動水圧については、現行の設計基準の算定方法では合理性が必ずしも十分保証されていない面がある。現行の港湾施設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。大水深防波堤のような大規模構造物の地震時の揺れ方は高さ方向で変化すると考えられるが、現行の震度法による耐震設計手法では構造物の高さ方向の加速度応答の変化は考慮されない。一方、地震時に構造物に作用する動水圧については、剛な鉛直壁を対象とする動水圧の算定式が現行の港湾施設の設計基準に示されている。高さ方向に加速度応答が変化することが考えられる大水深防波堤の大型ケーソンの鉛直壁に作用する動水圧については、その算定方法が記述されていない。このため、この地震力および動水圧を合理的に算定することを目的とした模型振動実験、地震応答計算、実在の構造物の強震観測等による検討が必要となっている。

上部・野田・千葉・楡垣<sup>1)</sup>は模型振動実験により大水深防波堤の水中の地震時挙動、大水深防波堤に作用する動水圧を検討している。粗砂で作成したマウンド模型とモルタル製のケーソン模型を振動箱内の水中に作成し、水中の防波堤模型の応答特性、防波堤模型に作用する動水圧が検討された。この実験は防波堤と水との連成振動に関する検討に主眼がおかれたので、防波堤模型だけが振動台上に作製されている。これは、実物の防波堤の基礎が岩盤である場合に相当するが、通常の場合は大水深防波堤の基礎は砂地盤であることが多い。そこで、砂地盤を含めた防波堤の地震時挙動をさらに検討することが必要とされている。しかも、砂地盤が液状化することが予想される場合には、砂地盤の液状化の検討が必要である。このため、本報告は砂地盤を含めた大水深防波堤の地震時挙動を検討する。特に、砂地盤の液状化が防波堤にどのような影響を与えるかについて検討する。

上述の土を材料とした模型振動実験の場合、相似律をすべて満足させた実験を実施することは非常に困難である。したがって、模型振動実験を小さな実物の振動実験と考え、検討課題に対してその実験結果を評価することが一般的である。あるいは、模型振動実験を地震応答計算手法の妥当性の検証事例として利用する場合も多い。こうして模型振動実験により検証された地震応答計算手法により実際の構造物の耐震性が検討される。前述した報告<sup>1)</sup>でも、模型振動実験により地震応答計算手法の妥当性の検証が実施されている。ここで検証された地震応答計算手法は、水との連成を考慮しないが、材料の非線型

特性を評価しているプログラム(FLUSH<sup>2)</sup>)と、線型計算手法であるが水との連成を考慮したプログラム(BEAD-I<sup>1)</sup>)とを組み合わせた手法である。なお、プログラムBEAD-Iではマウンドの割り石と間隙水の連成は考慮されていない。本報告では新しく水-構造物-地盤連成系の地震応答計算プログラム(BEAD-III)を開発した。このプログラムは前述のプログラムFLUSHとBEAD-Iの両者の機能を合わせもち、かつ割り石と間隙水の連成も考慮できるように改良されている。本報告では、この地震応答計算手法の妥当性の検証を模型振動実験により行う。

以上述べたように、本報告の主要な課題は基礎の砂地盤が液状化した場合の防波堤の変状の検討と、新しく開発した水-構造物-地盤連成系の地震応答計算手法の妥当性の検討である。こうした課題を検討するために、砂地盤上の混成式防波堤の大型模型の振動実験を行った。この実験ではマウンド模型の材料として、実物のマウンドの割り石の粒径分布と相似な碎石を用いている。そこで、この碎石の動的変形特性の検討のための振動箱実験さらにマウンドとケーソンだけの小型模型の振動実験の2種類の予備実験を大型模型の振動実験の前に実施した。これらの振動実験結果を解析し、水-構造物-地盤連成系の地震応答計算手法の妥当性の検証を行った。また、地震時の防波堤の安定を検討するために、円形すべり面法による地震時安定解析の検討も行った。

本報告では、まず、碎石の振動箱実験と混成式防波堤だけの小型模型の振動実験の2種類の予備実験について述べ、続いて砂地盤上の防波堤の大型模型の振動実験について述べる。次に、ここで検討する地震応答計算手法の内容について紹介し、予備実験と大型模型の振動実験の結果に基づいた地震応答計算手法の妥当性の検証結果を述べる。最後に、円形すべり面法による地震時安定解析手法による砂地盤上の防波堤模型の地震時安定解析結果を示す。

## 2. 予備実験

### 2.1 予備実験の目的

砂地盤上の混成式防波堤の大型模型振動実験を実施する前に2種類の予備実験を行った。

砂地盤上の混成式防波堤の模型は3.で詳細に述べるが、砂で作成した地盤と、碎石のマウンドと、モルタル製のケーソンからなる。地震応答解析を行う場合には材料の動的変形特性が必要である。砂についてはこれまでの検討結果があるが、ここで用いる碎石はこの実験のために特別に新しく用意したものであるため動的変形特性は与

えられていない。そこで、この碎石の動的変形特性を知る目的で、碎石層の振動箱実験を予備実験として実施した。

砂地盤の混成式防波堤の大型模型振動実験では、砂地盤が液状化するため、その上にある混成式防波堤は地震時に複雑な挙動をすることが考えられる。最終的には、砂地盤上の混成式防波堤の地震時挙動を解析するのであるが、まず混成式防波堤、すなわちマウンドとケーソンだけの地震時挙動を検討しておくのが問題をより明確にすると考えられたので、混成式防波堤だけの模型振動実験を予備実験として行った。碎石層の振動箱実験の結果より得られた碎石の動的変形特性を用いて、混成式防波堤の水と構造物の連成を考慮した地震時挙動の検討を行うこととした。このため振動実験は同じ模型について水がない状態とある状態について行った。この検討結果をふまえて、本実験の砂地盤上の混成式防波堤の大型模型振動実験の結果の解析を実施した。

なお、予備実験と大型模型の本実験ではそれぞれの実験目的に応じて2種類の振動台を使い分けた。予備実験では応答特性を詳細に検討することを目的として、振動箱は小さいが任意波形が入力可能な振動台を用いた。本実験では大型模型の強震時の挙動を検討することを目的として、入力波形が一種類の自由減衰振動波形であるが、振動箱が大型で、大きな入力加速度で加振が可能な振動台を用いた。この2種類の振動台の詳細は後述する。こ

のように、予備実験で用いた振動台は本実験で使用した振動台より小さいため、予備実験の混成式防波堤の模型は本実験のそれと異なる形状とした。

## 2.2 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である。この振動台の駆動方式は動電型駆動方式と呼ばれるものである。電気油圧式と比較して同一の駆動力を得るには建設費がかかる方式であるが、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。振動台は油圧により支持されている。図-1に地震波形振動試験装置の全体を、表-1には振動台の詳しい性能を示す。

## 2.3 碎石層の振動箱実験

### (1) 碎石層模型

図-2に碎石層模型の断面図を示す。振動箱(長さ5m、幅1.5m、高さ1.5m)のなかに碎石を投入し、高さを1.0mとした。用いた碎石は厚木市飯山華敵産の砂岩、角礫岩である。表-2に碎石の物理試験の結果を示す。碎石は実際の防波堤のマウンド材の粒径分布と、本実験の大型模型の縮尺を考慮して、粒度調整した。なお、大型模型に対応する実物の防波堤のマウンド材の粒径分布は得られていないので、これまでに与えられている既設の大船渡湾口防波堤のマウンド材の粒径分布を模型の実物のマウンド材の粒径分布とし、これより碎石の粒径分布を決めた。図-3に大船渡湾口防波堤のマウンド材の

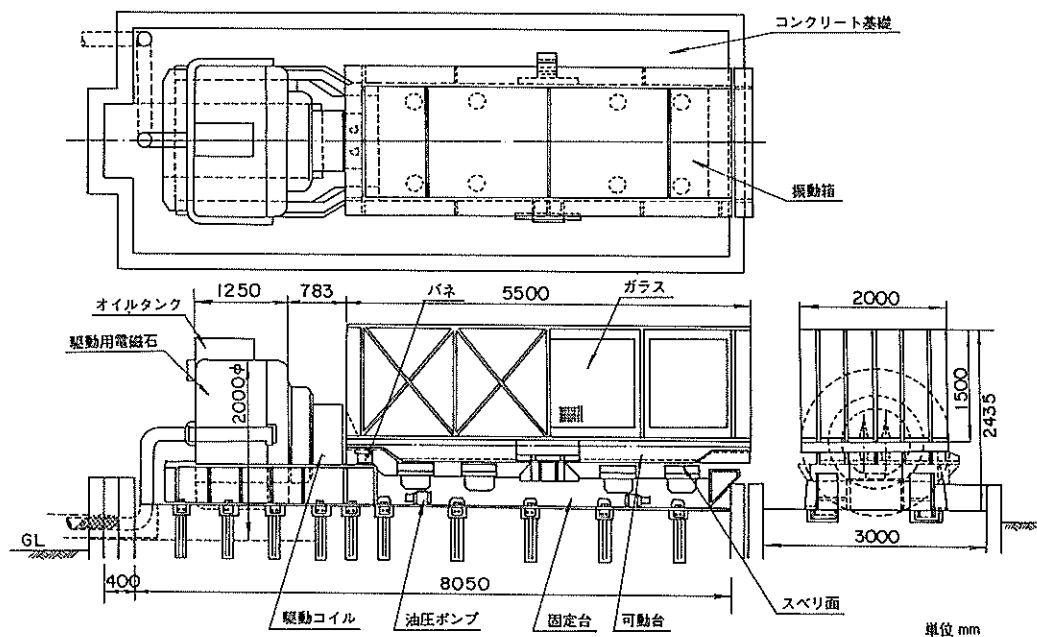


図-1 地震波形振動試験装置

表-1 地震波形振動試験装置の性能

| 項 目             | 性 能                   |
|-----------------|-----------------------|
| 振 動 方 向         | 水平 1 方向               |
| 最大加振力 (tf・G)    | 12                    |
| 最大可動部重量 (tf)    | 24                    |
| 振動箱内のり (m)      | 長さ 5 × 幅 1.5 × 高さ 1.5 |
| 最大変位 (cm)       | ± 5                   |
| 最大速度 (cm/s)     | 15                    |
| 最大加速度 (全載荷時, G) | 0.5                   |
| 振動波形            | 任意波形                  |
| 振動数範囲 (Hz)      | 0.2 ~ 50              |

表-2 砕石の物理試験結果

|                              |       |
|------------------------------|-------|
| 比 重                          | 2.62  |
| 単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> ) | 1.52  |
| 吸 水 量 (%)                    | 2.26  |
| すりへり減量 (%)                   | 16.98 |

表-3 砕石層の性状

|                                |       |
|--------------------------------|-------|
| 単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> )   | 1.42  |
| 飽和単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> ) | 1.87  |
| 間 隙 比                          | 0.833 |

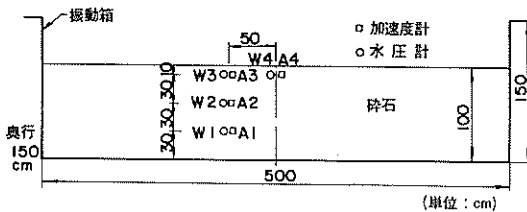


図-2 砕石層の断面

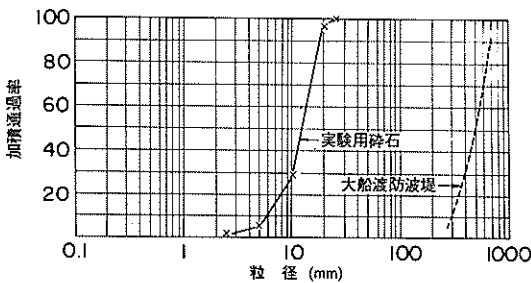


図-3 実験用砕石の粒径分布

割り石の粒径分布と、今回の実験で用いた砕石の粒径分布を示す。大船渡湾口防波堤のマウンド材の粒径加積曲線は割り石の1個の重量に対する累積重量百分率の関係から、割り石を球体と仮定して求められたものである。

表-3には砕石層模型の単位体積重量、間隙比を示す。

加速度計および水圧計を図-2に示す位置に設置した。加速度計は防水型のひずみゲージ式加速度変換器(定格容量±2G)、水圧計はひずみゲージ式圧力変換器(定格容量0.5kgf/cm<sup>2</sup>)を用いた。

#### (2) 振動実験の内容

この実験の目的は砕石の動的変形特性を知ることであるので、砕石層の応答特性を知るための共振実験を行った。この共振実験は、振動数を段階的に変化させながら正弦波加振を繰り返し行い、砕石層の応答加速度を測定する実験である。正弦波の波数は10波とし、各波の振幅値は一定とした。振動数は5Hzから50Hzまで1Hzきざみで変化させた。

乾燥状態の砕石を振動箱に投入し、まず、この状態での水のない場合の砕石層の共振実験を行った。続いて、水を注入し、砕石の間隙を水で飽和させて水がある場合の砕石層の共振実験を行った。水の有無により砕石層の振動挙動がどう変化するかを知ることこの実験の目的であるため、水がある場合の共振実験を実施する前の状態が振動箱に砕石を投入したときの状態にほぼ等しいことが望ましい。そこで、水がない場合の砕石層の共振実験の入力正弦波の振幅は小さい値を与えることとし、その最大振幅を10Galと50Galとした。水がある場合の砕石層の共振実験の入力正弦波の加速度振幅は、水がない場合



のそれに合わせて10Gal, 50Galとし、この他に100Galの場合を追加した。

(3) 振動実験の結果

図-4, 5に水がない場合の碎石層の共振実験の結果を、図-6~8に水がある場合の碎石層の共振実験の結果を示す。図-4, 6は入力正弦波の加速度振幅を10Galとしたもの、図-5, 7は50Galとしたもの、図-8は100Galとしたものである。碎石層の応答最大加速度と振動台最大加速度の比を加速度応答比とし、入力正弦波の振動数に対して示してある(共振曲線)。図中の加速度応答比は碎石層表面に最も近い加速度計A3とA4について示した。各図より、各条件での碎石層の加速度応答比には碎石層の共振状態を示す明確なピークが認められる。

図-9, 10にはそれぞれ水がない場合とある場合での

入力正弦波の加速度振幅の違う場合の共振曲線を示してある。振動台加速度の増加とともに加速度応答比のピークを示す振動数(共振振動数)が減少しているのがわかる。これは碎石層の非線型特性によるものである。図-11には、振動台最大加速度が10Galの場合における水がない場合とある場合の共振曲線を同一図面に示したものである。水がある場合の共振振動数が水がない場合のそれより小さいのが良くわかる。

図-2で示したように、碎石層内に水圧計を設置して動的な間隙水圧を計測している。共振時における動的な間隙水圧の高さ方向の分布を図-12に示す。入力正弦波の加速度振幅が約10Gal, 約50Gal, 約100Galの場合について示してある。図に示すように、振動台最大加速度の増加とともに、碎石層表面から深くなるにつれて動的な間隙水圧が増大する傾向が顕著となっている。

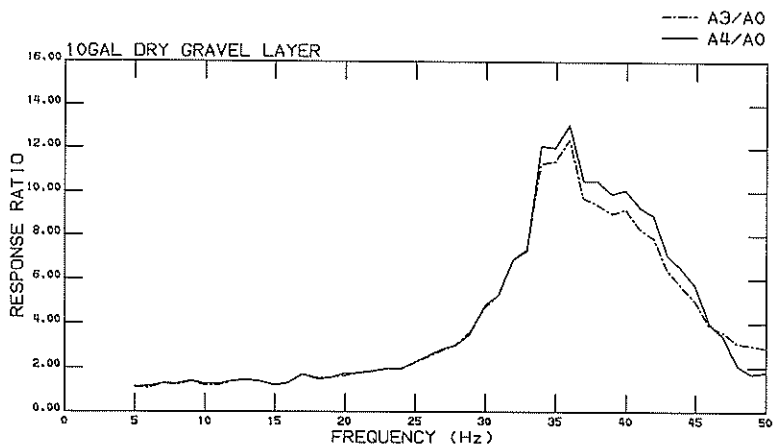


図-4 碎石層の共振曲線(水なし, 10Gal)

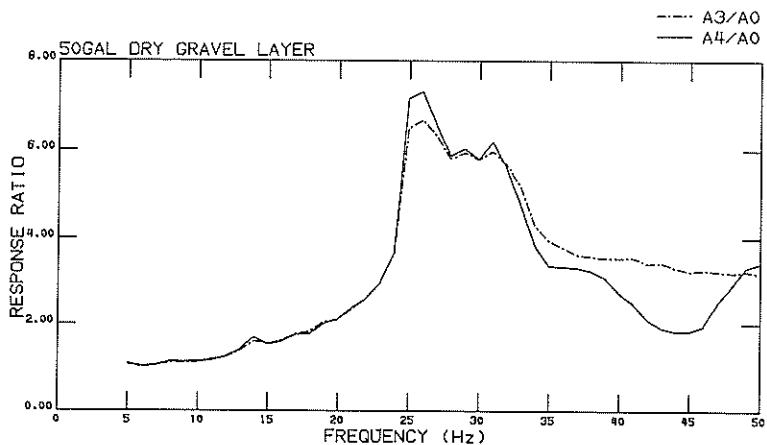


図-5 碎石層の共振曲線(水なし, 50Gal)



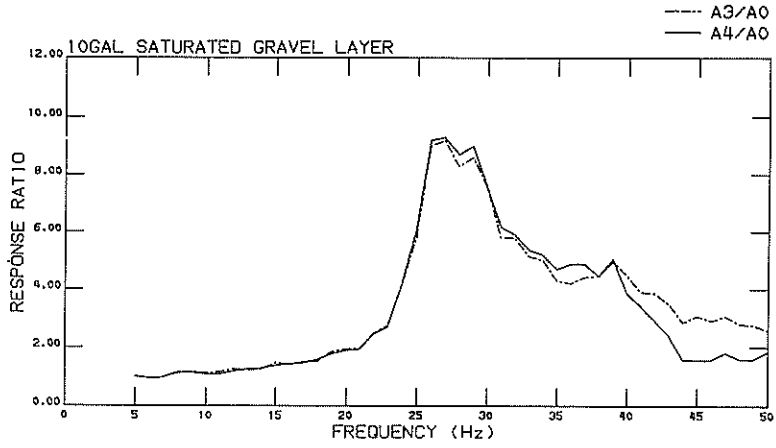


図-6 碎石層の共振曲線 (水あり, 10 Gal)

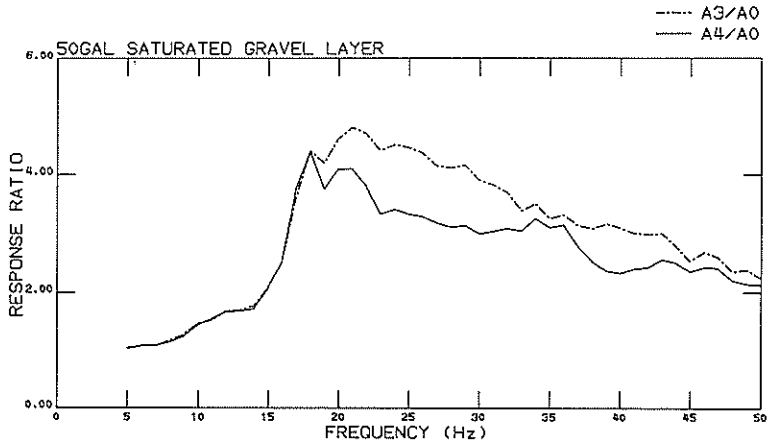


図-7 碎石層の共振曲線 (水あり, 50 Gal)

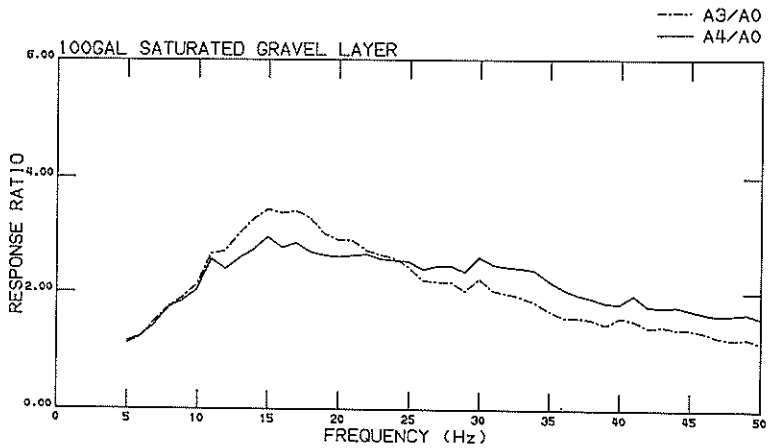


図-8 碎石層の共振曲線 (水あり, 100 Gal)

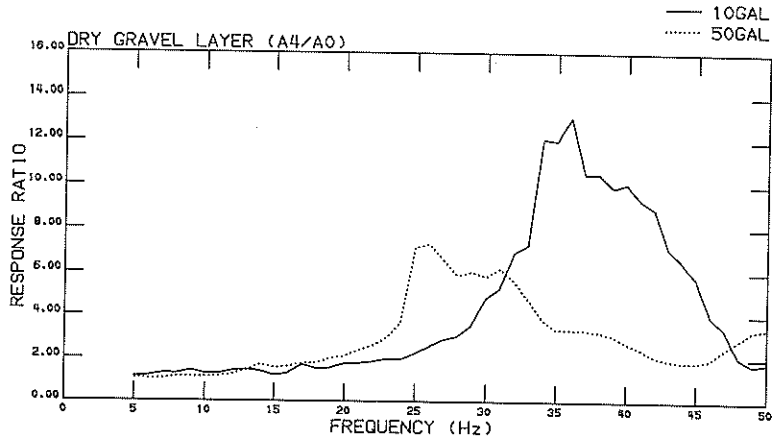


図-9 振動台加速度の増加による碎石層の共振曲線の変化 (水なし)

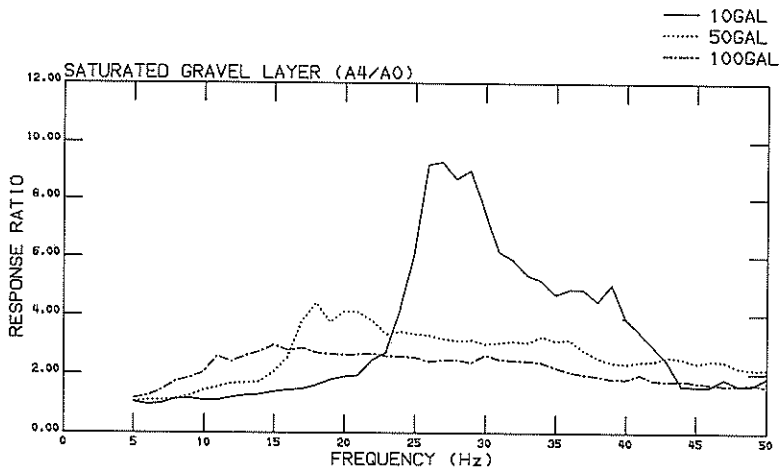


図-10 振動台加速度の増加による碎石層の共振曲線の変化 (水あり)

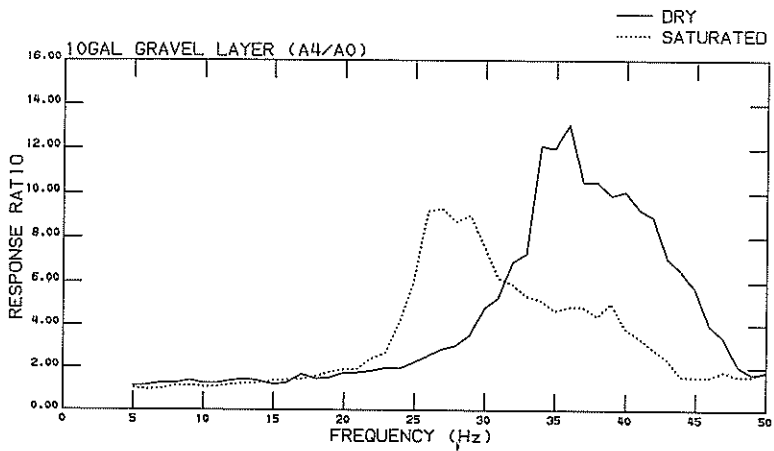


図-11 水の有無による碎石層の共振曲線の変化 (10Gal)

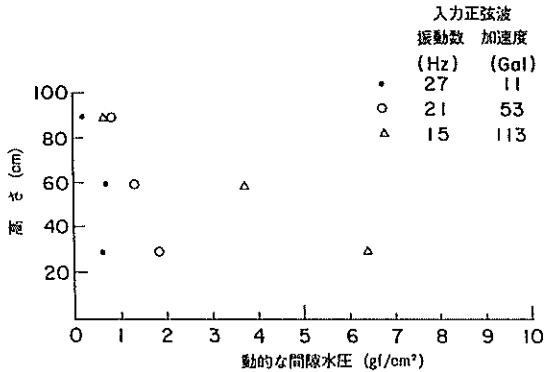


図-12 砕石層内の動的な間隙水圧

## 2.4 混成式防波堤模型の予備振動実験

### (1) 模型

予備振動実験では2種類の模型を用いた。2.3 で得られた砕石の動的変形特性の妥当性の検証を主眼としたマウンド模型と、ケーソンとマウンドの連成振動の検討を主要な目的とした防波堤模型の2種類について振動実験を実施した。図-13はマウンド模型、図-14は混成式防波堤の模型である。マウンドは砕石で作製し、ケーソン模型はモルタルで作製した。混成式防波堤の模型は一般的な大水深防波堤との幾何学的相似を考慮して断面寸法を決定した。

用いた砕石は2.3の砕石層の振動箱実験の砕石と同

じである。表-4に2種類の模型の性状を示す。

図-13, 14に示したように、模型には加速度計と水圧計を設置した。水圧計によりマウンド模型の斜面およびケーソン模型の鉛直壁に作用する動水圧と、マウンド模型内の動的な間隙水圧を測定した。加速度計と水圧計は2.3の砕石層の振動箱実験で述べたものと同じものを用いた。

### (2) 振動実験の内容

2.1で述べたように予備実験の目的の1つは、水の有無による混成式防波堤模型の応答特性の変化を検討することである。そこで、マウンド模型および防波堤模型のそれぞれの模型について、水がない状態と水がある状態で、砕石層の振動実験と同じ内容の共振実験を行った。

まず、乾燥した砕石でマウンド模型を作製し、入力正弦波の最大加速度が10Galと50Galの場合について共振実験を行った。次に、水を振動箱内に注入し、水位をマウンド天端高さとして、入力正弦波の最大加速度が10Galと50Galの場合について共振実験を行った。

防波堤模型についても、水がある場合とない場合について共振実験を行った。乾燥した砕石でマウンド模型を作製し、その上にケーソン模型を設置し、入力正弦波の最大加速度が10Gal, 50Gal, 100Galの場合について共振実験を行った。水がない状態での共振実験の後、水を注入して水のある状態について共振実験を行うが、このとき両者の実験条件が同じことが望ましい。水がない場

表-4 模型の性状

| 項目                | 模型の種類 | 防波堤模型  |       |
|-------------------|-------|--------|-------|
|                   |       | マウンド模型 | ケーソン  |
| 単位体積重量 (gf/cm³)   |       | 1.49   | 1.50  |
| 飽和単位体積重量 (gf/cm³) |       | 1.92   |       |
| 間隙比               |       | 0.747  | 0.735 |

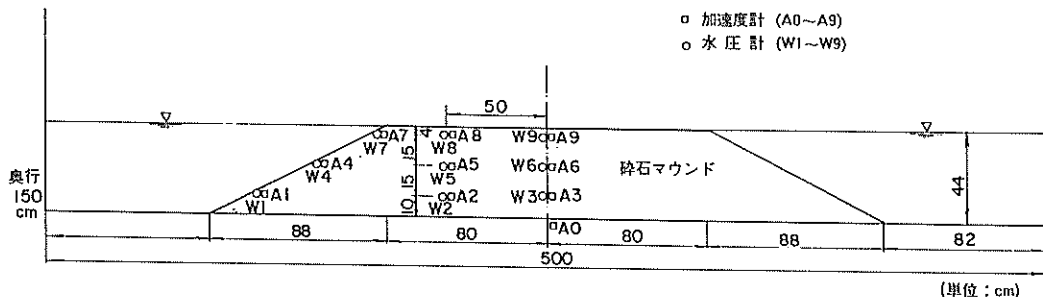


図-13 予備振動実験のマウンド模型の断面



図-25, 26には振動台最大加速度の増加による防波堤模型の共振曲線の変化を示す。図-25がケーソン天端位置、図-26がマウンド天端位置の共振曲線である。振動台最大加速度の増加とともに共振振動数が下がり、加速度応答比も減少している。図-27, 28には、振動台最大加速度が10Galの場合の水の有無による共振曲線の相違を示す。図-27がケーソン天端位置、図-28がマウンド天端位置である。水がある場合のほうが共振振動数が小さいことがわかる。

最後に、動水圧の測定結果を以下に示す。図-29はマウンド模型の斜面に作用する動水圧の測定結果である。

図中の点線はZanger<sup>3)</sup>式による値である。 $k_h$ はマウンド天端(A9)の応答最大加速度と振動台最大加速度の平均値を重力加速度で除した値である。共振振動数である38Hzが入力振動数の場合の測定値はZanger式の値と異なるが、入力振動数が5Hzの場合には測定値はZanger式の値とほぼ等しい。図-30には防波堤模型のケーソン模型に作用する動水圧を示す。共振振動数である8Hzの場合について示してある。図中の点線はケーソン模型の応答加速度の平均値を重力加速度で除した値を震度として求めたWestergaard<sup>4)</sup>の簡略式の値である。測定値はWestergaardの簡略式の値より小さい。

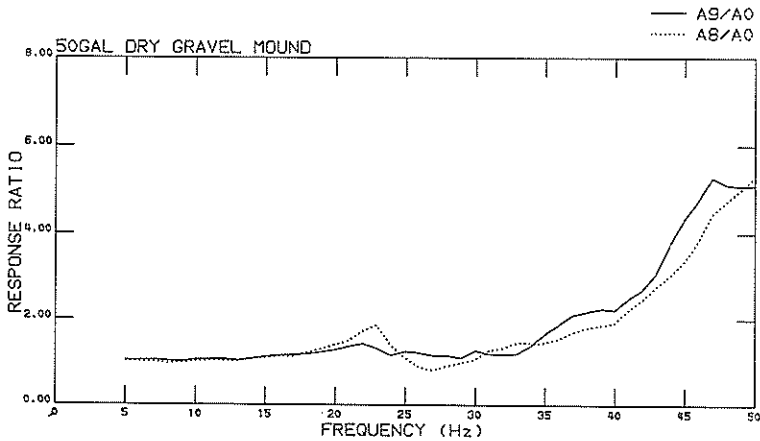


図-15 マウンド模型の共振曲線（水なし，50 Gal）

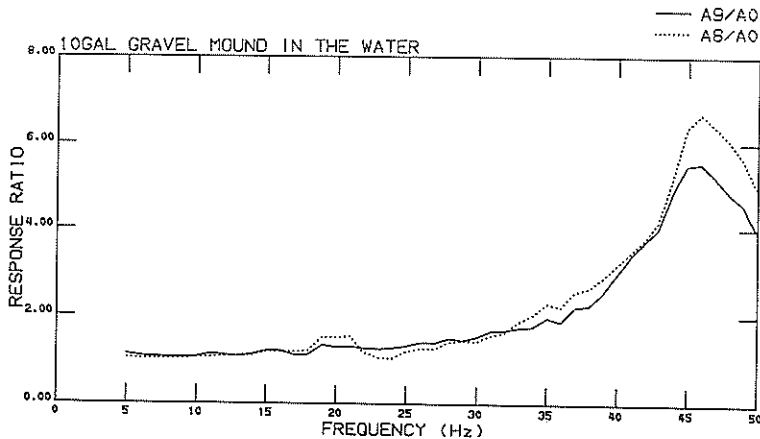


図-16 マウンド模型の共振曲線（水あり，10 Gal）

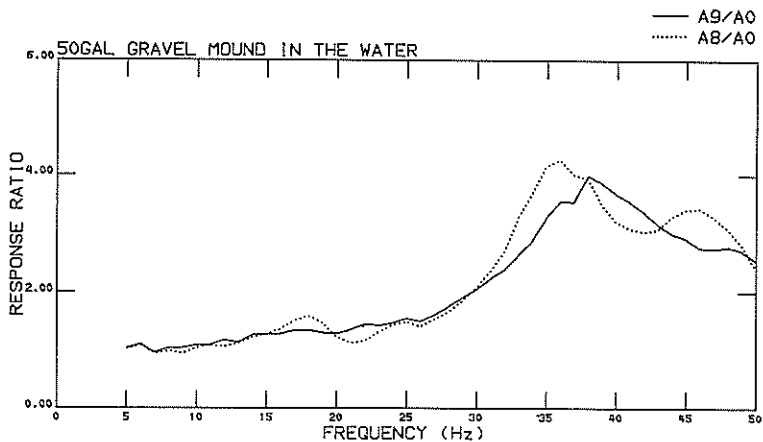


図-17 マウンド模型の共振曲線 (水あり, 50 Gal)

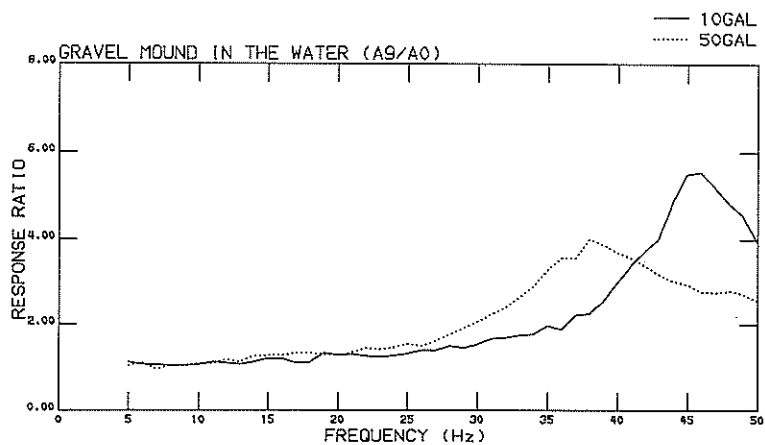


図-18 振動台加速度の増加によるマウンド模型の共振曲線の変化 (水あり)

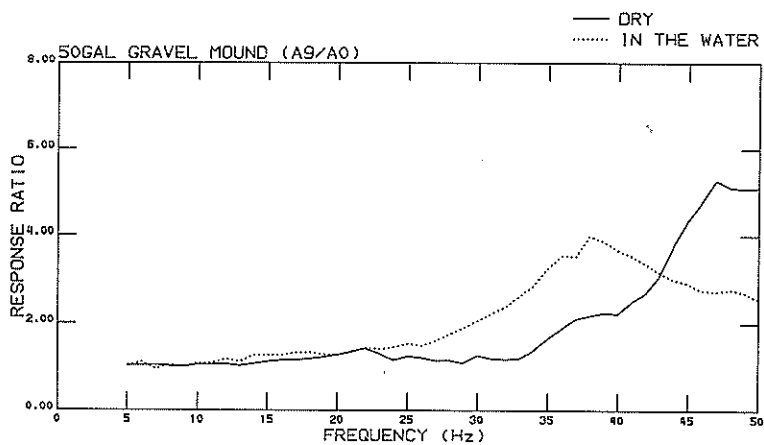


図-19 水の有無によるマウンド模型の共振曲線の変化 (50 Gal)

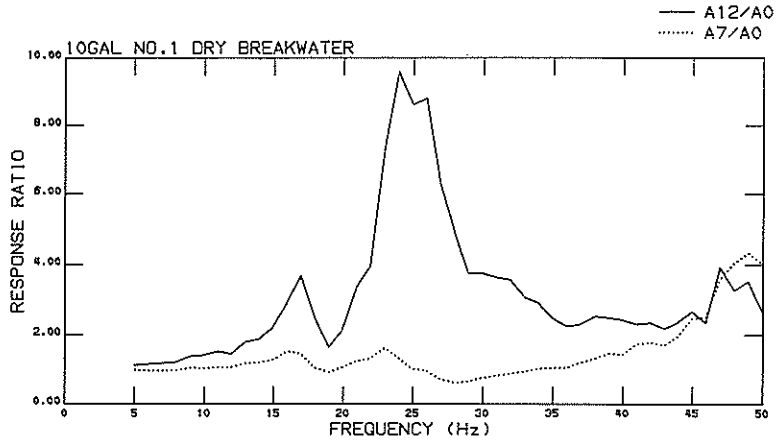


図-20 防波堤模型の共振曲線 (水なし, 10 Gal, No.1)

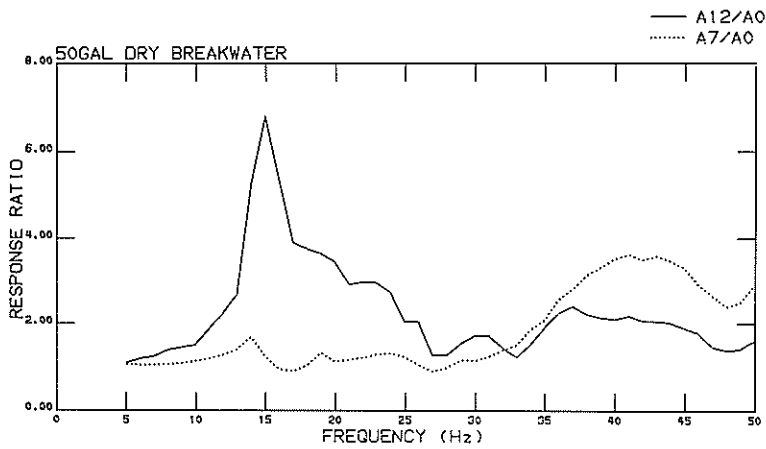


図-21 防波堤模型の共振曲線 (水なし, 50 Gal)

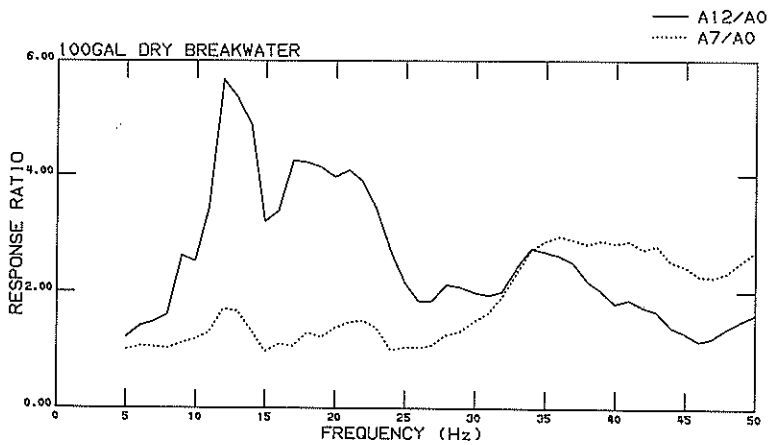


図-22 防波堤模型の共振曲線 (水なし, 100 Gal)



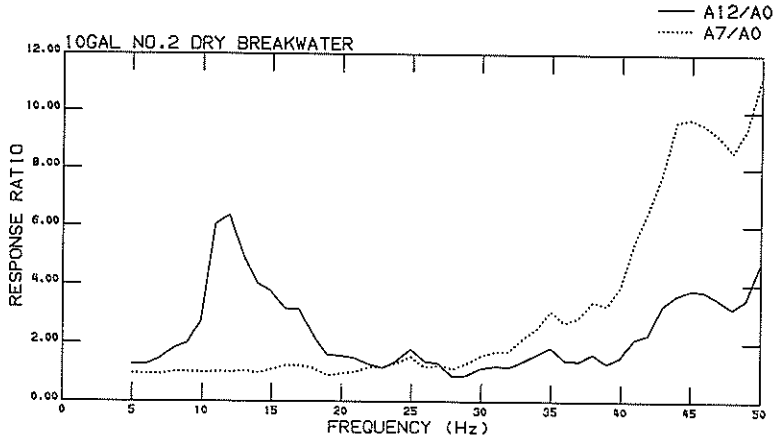


図-23 防波堤模型の共振曲線 (水なし, 10 Gal, No.2)

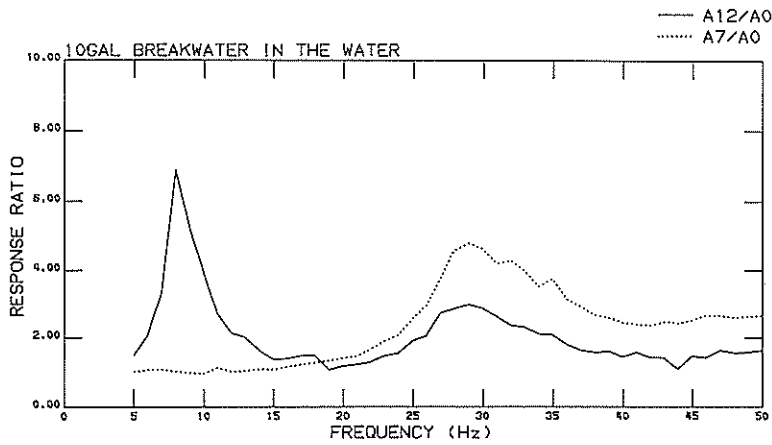


図-24 防波堤模型の共振曲線 (水あり, 10 Gal)

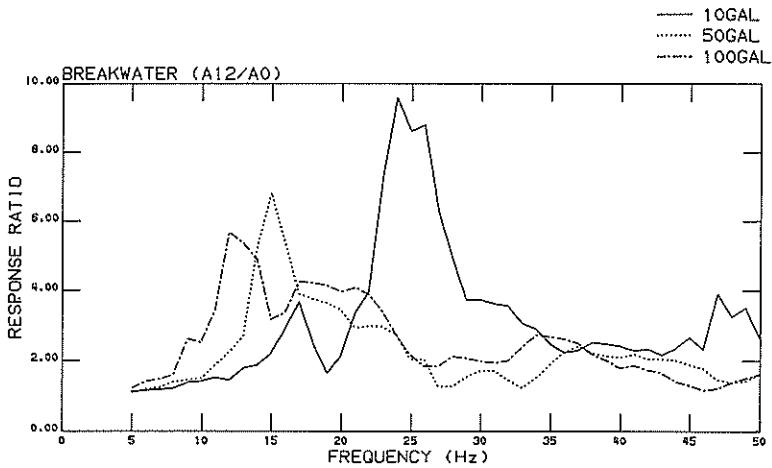


図-25 振動台加速度の増加による防波堤模型の共振曲線の変化 (水なし, ケーソン天端)

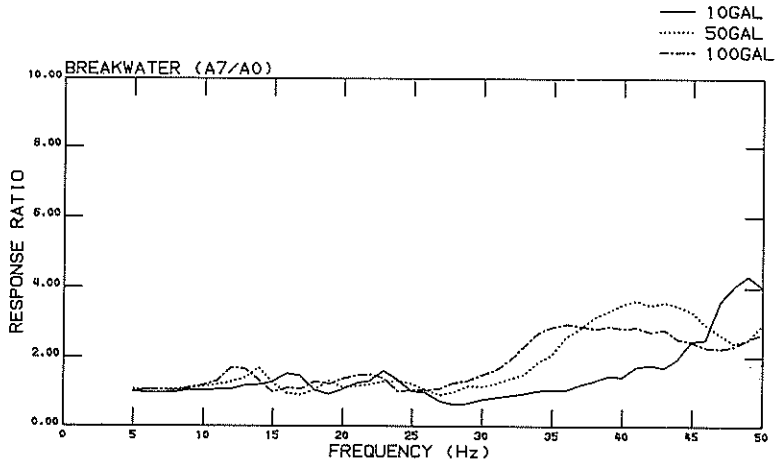


図-26 振動台加速度の増加による防波堤模型の共振曲線の変化 (水なし, マウンド天端)

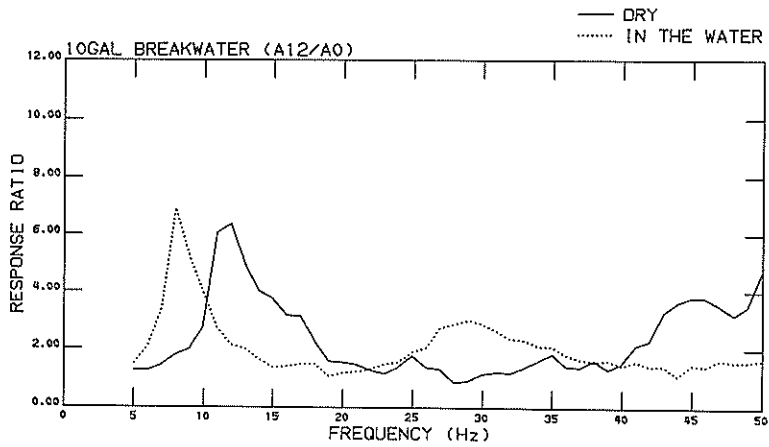


図-27 水の有無による防波堤模型の共振曲線の変化 (10 Gal, ケーソン天端)

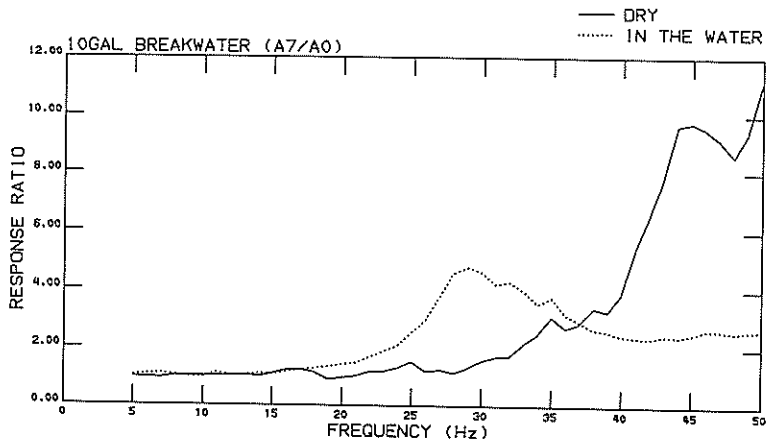


図-28 水の有無による防波堤模型の共振曲線の変化 (10 Gal, マウンド天端)

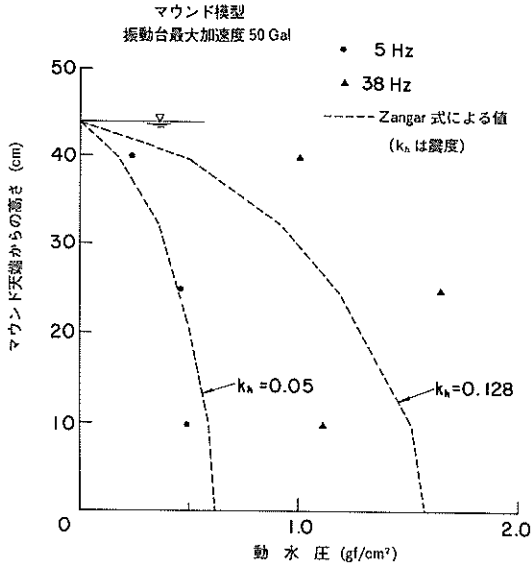


図-29 マウンド模型の斜面に作用する動水圧

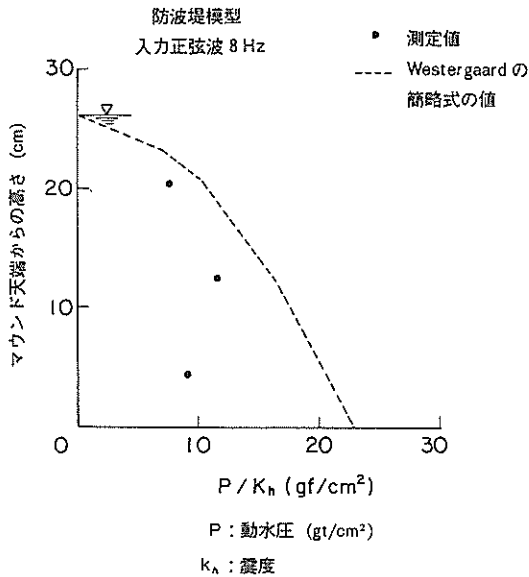


図-30 防波堤模型のケーソンに作用する動水圧

### 3. 大型模型振動実験

振動実験は、水位条件の異なる2つの模型に対して、2回実施した。1回の実験は1つの模型に対応している。以後、2回の実験をケース1およびケース2と表現する。各実験ケースでは同一の模型に何回かの加振を行っているが、この加振の順番をテストNo.で示す。以下、実験装置、模型、実験条件について述べる。

#### 3.1 振動破壊試験装置

本試験装置は、図-31に示すように、模型を収納する振動箱、ばね装置、油圧シリンダーおよび基礎耐力壁から構成されており、振動箱は車軸を介してレール上に支持されている。駆動方式は、油圧シリンダーにより振動箱を押し出してばね装置に初期変位を与えた後、瞬間的に引き戻すことにより、振動箱に自由振動を発生させるものである。したがって、振動方向は水平一方向、振動波形は衝撃による自由減衰振動波形である。本実験装置は、地震波形振動試験装置と比較して、大型の模型を、それが破壊するような大加速度で加振できるという特徴により選択された。

本装置の外観を写真-1と図-32に、主要な諸元を表-6に示す。自由減衰振動の卓越振動数は、使用するばねの個数、ばねの非線形性、模型の重量などにより変化する。今回の実験では、ばねを4個使用した。そのばね数は図-33のとおりである。加振加速度は、ばねの初期変位、すなわち振動箱を押し出す長さを変えることによって調整できる。

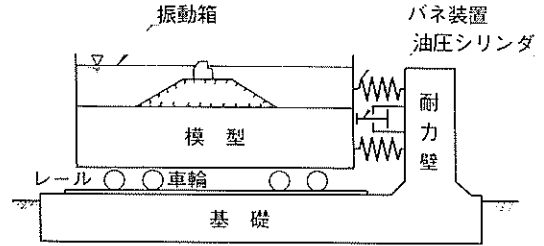


図-31 振動破壊試験装置模式図

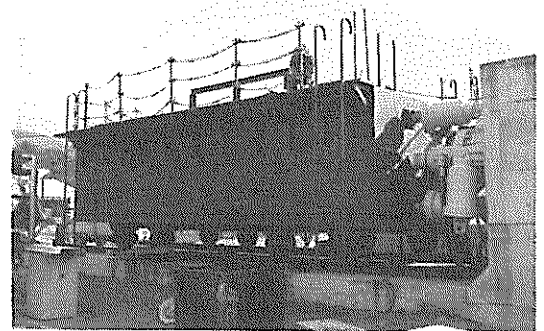


写真-1 振動破壊試験装置

#### 3.2 大型模型

##### (1) 模型の形状

砂地盤を含めた模型の相似則を満足させることは実験

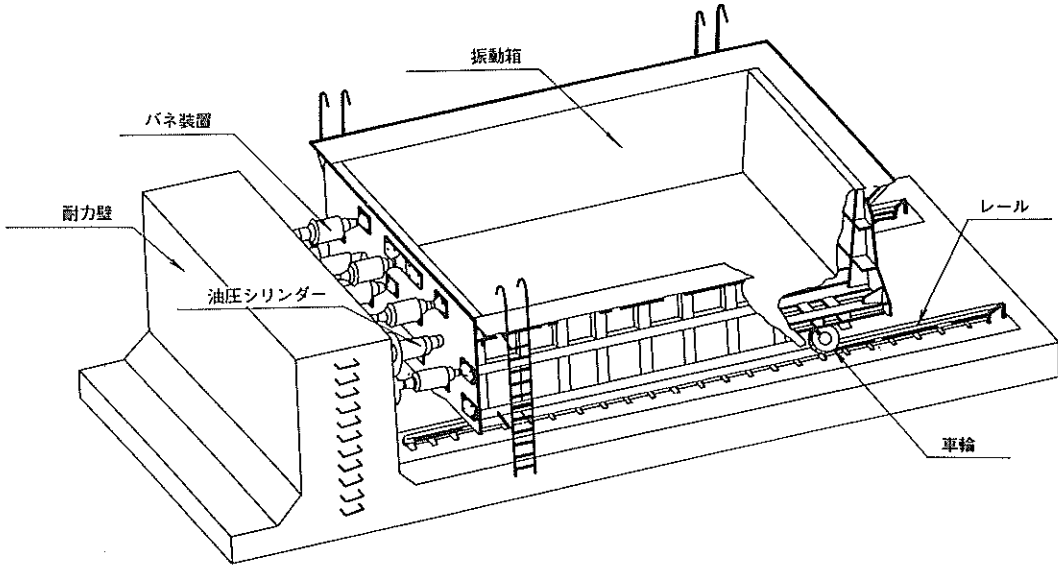


図-32 振動破壊試験装置外観

表-6 振動破壊試験装置主要諸元

| 項目      | 諸元                                   |
|---------|--------------------------------------|
| 水平最大加速度 | 1.2G (満載時)                           |
| 水平最大変位  | ±90mm                                |
| 水平最大速度  | 102cm/s 以上                           |
| 振動数     | 0.8~4.4Hz (満載時)                      |
| 載荷重量    | 130tf                                |
| 載荷箱容積   | 64m <sup>3</sup> (長さ8m × 幅4m × 高さ2m) |

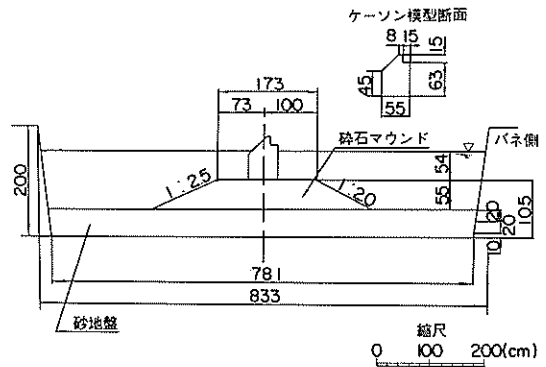


図-34(a) 模型の形状 (断面図)

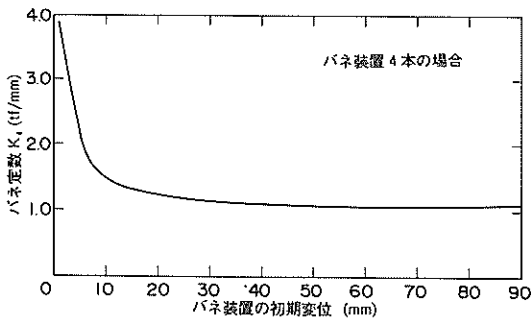


図-33 ばね装置の初期変位とばね定数

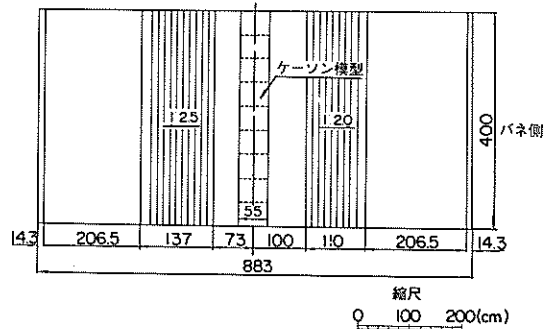


図-34(b) 模型の形状 (平面図)

技術的に困難であったので、実物の防波堤模型に似た小さな実物の防波堤の応答特性、破壊性状を検討するという立場をとった。振動箱(長さ8m、幅4m、高さ2m)内に砂地盤を作成し、その上にケーソンとマウンドより

なる実物の防波堤の1/40の縮尺の混成式防波堤模型を作成した。模型の形状を図-34に示す。両ケースにおいて模型の形状は同一であるが、その水位が異なる。ケ

ケース1では模型の変状をより正確に測定することを目的として、水位を砂地盤表面までとしたのに対し、ケース2では実物における平均海水面に水位を一致させた。マウンドの断面形状は非対称であり、港外側は1:2.5、港内側は1:2の斜面勾配である。また、斜面勾配の大きい港内側は港外側と比較してのり肩幅が広い。ケーソン模型は上部斜面堤を想定し、作製された。両ケースともに起振側（ばね側）を港内側とした。

## (2) 模型の作製

模型作製に当たって、砂地盤の締め固め程度はゆるい状態を目標にして、砂地盤を3層に分けて作製し、各層の間には、模型の変形を実験終了後観察するために、白色砂層を防波堤横断方向全長にわたって設けた。同様の

目的から防波堤模型中央線沿いに8本の白色砂の柱を設けた。碎石マウンドについては所定の高さに水平に包帯を敷き、その変状を観察することとした。白色砂層、白色砂の柱および包帯の位置を図-35に示す。白色砂等の設置と同時に、計測器を所定の位置に埋設した。計測器の埋設位置は図-36に示す。

模型の作製手順の詳細は以下のとおりである。

①振動箱内側の壁に、模型の形状および締め固め層の基準線の墨出しを行い、白色砂の柱の位置に塩ビパイプ（直径6cm）を立てる。

②振動箱の横に仮置きした砂をバケツに投入し、トラッククレーンにより吊り上げ、ブルーピングリングを用いて砂の重量を測定する。

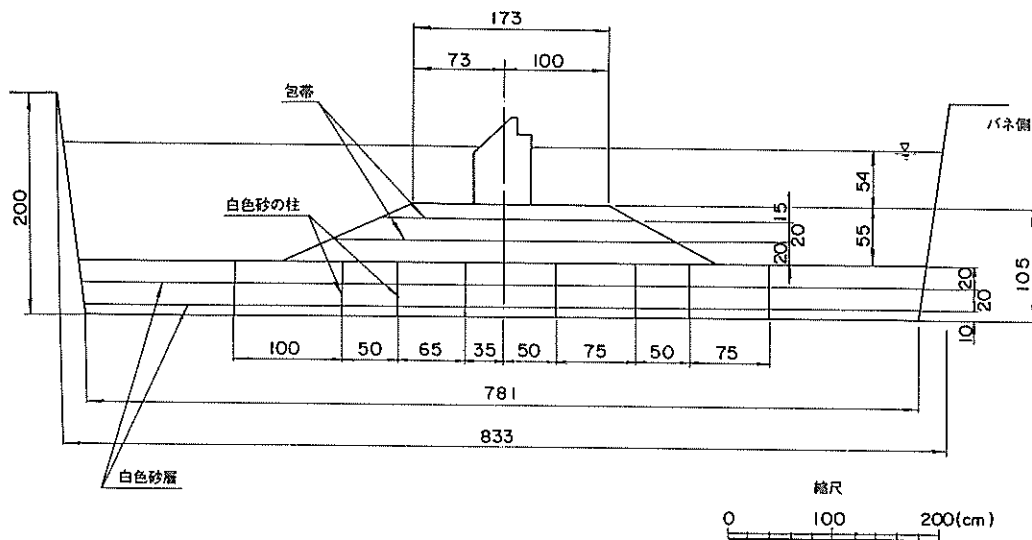


図-35 白色砂層、白色砂柱および包帯の位置

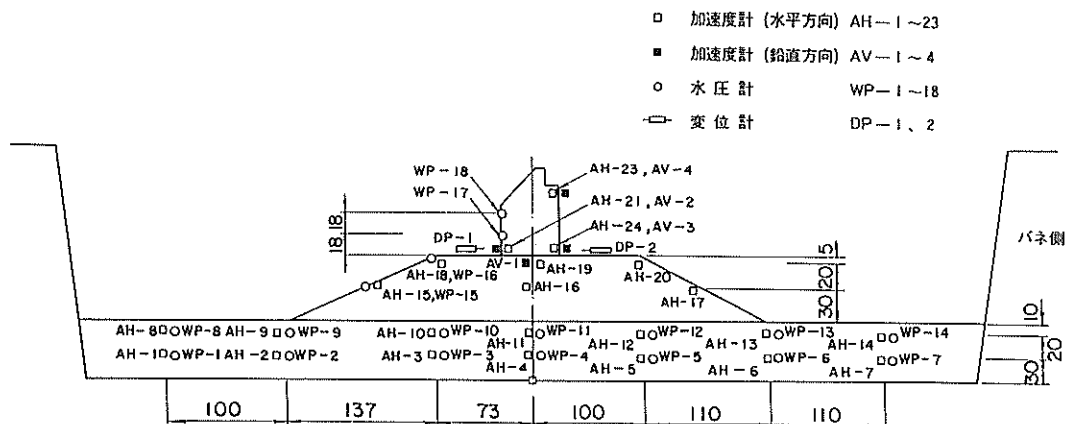


図-36 計測器の設置位置

③バケットをトラックレーンにより吊り上げ、振動箱に砂を搬入する。

④搬入した砂をショベルで所定の厚さの10%~15%増しでまき出し、足で軽く踏み固めさらに転圧板で人力により約20cmの高さから1回たたいて締め固めた後、T字型ならし棒(トンボ)で平らにならす。

⑤砂置換法により、各層3箇所モデル地盤の密度を測定する。

⑥砂を所定の深さまで手で素堀りして加速度計と間隙水圧計を設置し埋め戻す。加速度計は出力方向(ばね側を一方方向とした)および水平に留意し、設置に当たっては水準器を用いた。また間隙水圧計は受圧面を鉛直上向きとし、フィルター内に注水して設置した。

⑦砂地盤模型の各締め固め層について、振動箱中央の幅約2m、長さ約8mの範囲に、白色砂(人工碎石の一種である白竜碎石、粒径1mm)を厚さ約5mmに敷く。塩ビパイプに白色砂を入れ、パイプが倒れない程度に引き上げ、白色砂の柱を徐々に作製する。さらに中央線上にマーカーを設置し、レベルにより初期の高さを測定する。

⑧模型砂地盤が完成するまで②から⑦の作業を繰り返す。

⑨振動箱の横に仮置きした碎石をバケットに投入し、トラックレーンにより吊り上げ、プルービングリングを用いて重量を測定する。

⑩バケットをトラックレーンにより吊り上げ、振動箱に碎石を搬入する。

⑪所定の位置に加速度計及び間隙水圧計を設置しながら碎石マウンドを盛る。マウンドはT字型ならし棒により表面を整形するのみで、特に締め固めは行わない。

⑫振動箱中央線上に包帯を敷き、この上にマーカーを設置して、レベルにより初期の高さを測定する。

⑬砂石のマウンド模型が完成するまで⑨から⑫の作業を繰り返す。(写真-2)

⑭単位体積重量 $2.1\text{tf}/\text{m}^3$ を目標に作製した9体のコンクリート製ケーソン模型を、トラックレーンにより吊り上げ、ならし終えた碎石マウンド上に静かに設置する。振動箱の両端に設置する2体のケーソンは振動箱の形状のため上部工を除いて作製されている。(写真-3)

⑮模型完成後、所定水位まで注水し、約2日放置し、飽和度を高める。

### (3) 地盤およびマウンド模型の性状

砂地盤模型に使用した砂は木更津産の一般的な山砂であり、その物理的性質を表-7に示す。砂および碎石の粒径分布を図-37に示す。図には現行設計法による液状化の可能性のある土の粒度分布の範囲も示してある。粒径分布からみて、地盤模型用の砂は液状化しやすい砂

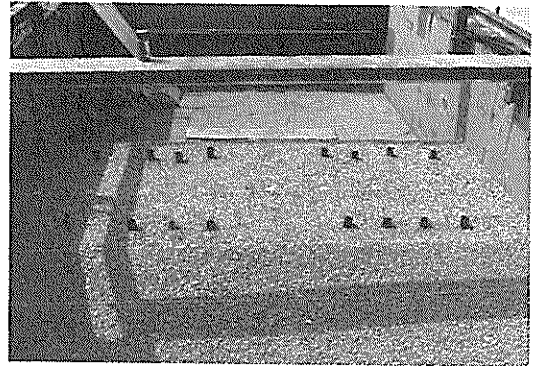


写真-2 整形ずみの碎石マウンド

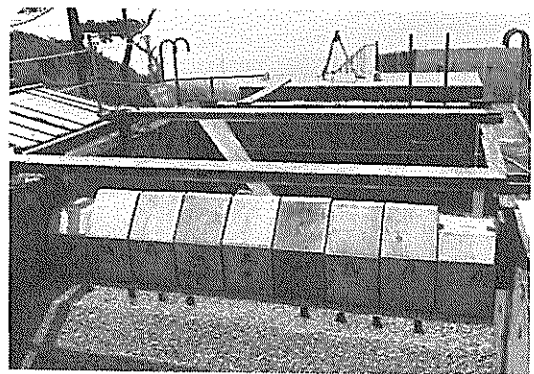


写真-3 ケーソン模型の設置

表-7 使用した砂の物理的性質

| 項目                 |                        |
|--------------------|------------------------|
| 土粒子の比重 $G_s$       | 2.766                  |
| 最少間隙比 $e_{\min}$   | 0.775                  |
| 最大間隙比 $e_{\max}$   | 1.237                  |
| 最大密度 $\rho_{\max}$ | 1.558g/cm <sup>3</sup> |
| 最小密度 $\rho_{\min}$ | 1.236g/cm <sup>3</sup> |
| 最大粒径               | 9.52mm                 |
| 均等係数 $U_c$         | 2.63                   |

である。

砂地盤模型については、ケース1とケース2の相互の性状を比較するために、模型完成後、動的コーン貫入試験(土研式貫入試験)、静的コーン貫入試験および単位体積重量試験を行った。それぞれの試験位置を図-38に示す。

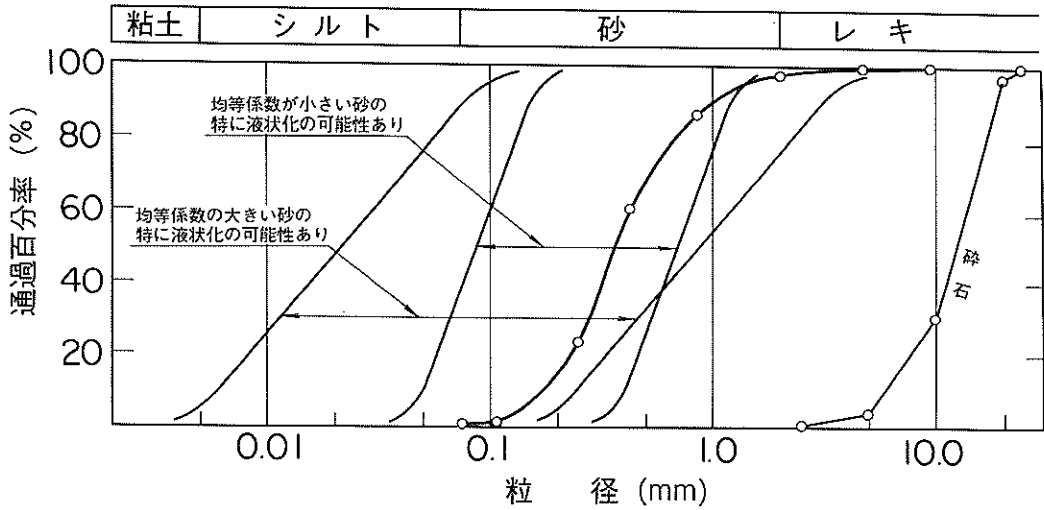


図-37 砂および砕石の粒径加積曲線

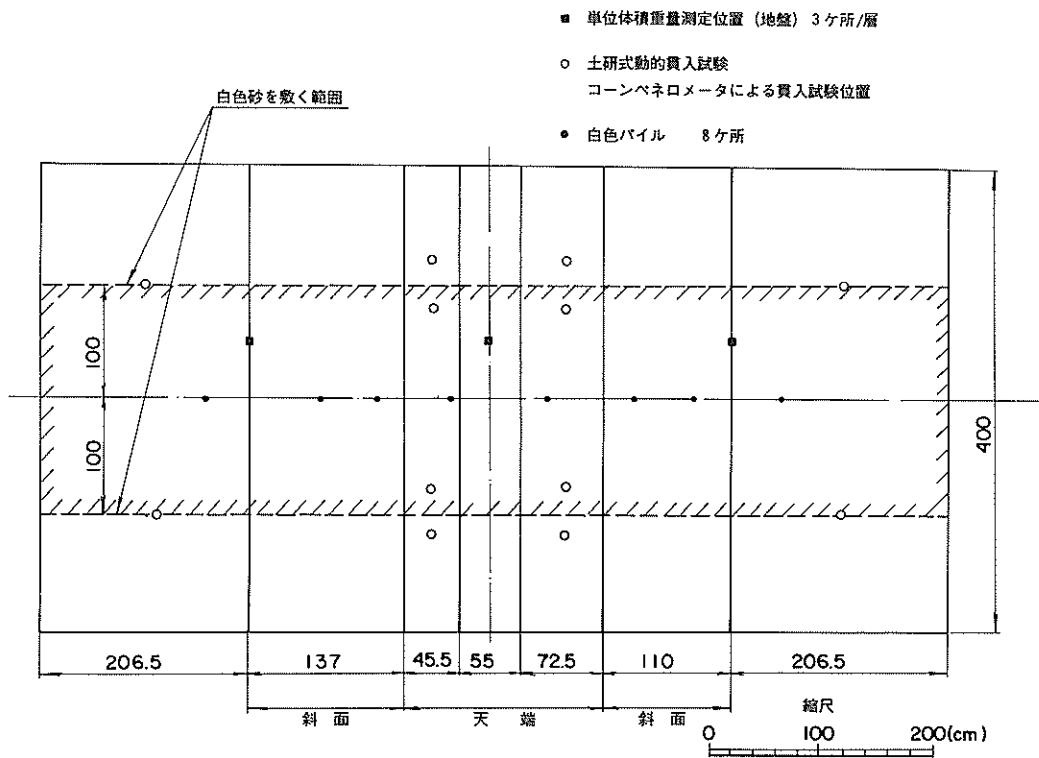


図-38 砂地盤模型性状測定位置

土研式貫入試験機は図-39に示す単管式のものであり、重錘を50cmの高さから落下させた打撃による先端のコーンを貫入量を調べるものである。本試験結果と他の土質定数の関係は明らかではないが、模型地盤の相対

的な強度の大小は知ることができる。試験は注水の前後で行われた。試験結果を図-40に示す。貫入量の値が大きいほど、強度は小さい。試験の結果は注水後の砂地盤の強度の著しい低下を示している。



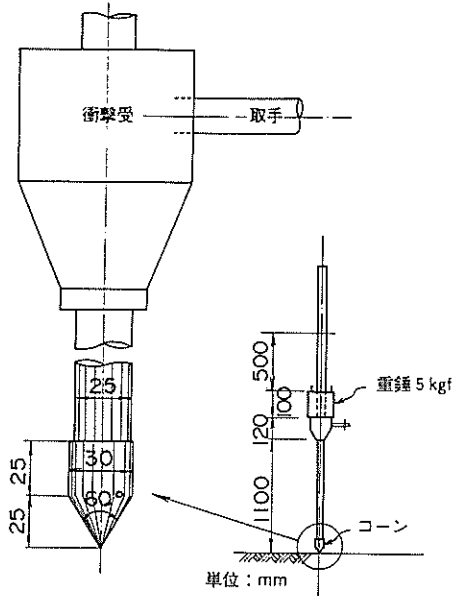
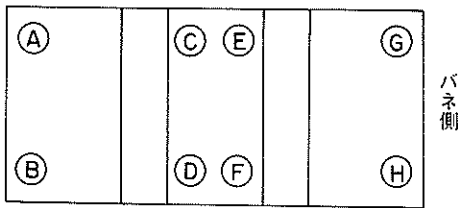


図-39 土研式貫入試験機

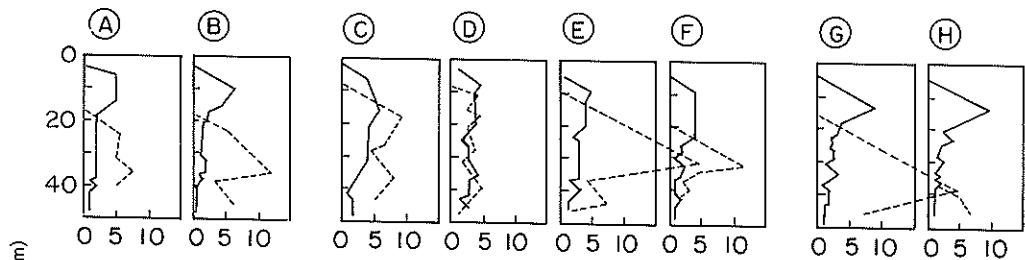
静的コーン貫入試験は土研式貫入試験の位置の近傍で行われた。本試験は、図-41に示すコーンを人力により静的、連続的に圧入して、そのときの貫入抵抗を測定するものである。支持力は貫入抵抗をコーンの底面積で割って求めることができる。試験結果を図-42に示す。静的コーン貫入試験の結果によれば、土研式貫入試験の結果と同様に、注水後の砂地盤の強度の低下がみられる。土研式貫入試験および静的コーン貫入試験の結果から、ばらつきは大きいものの、両実験ケースにおいてその砂地盤模型は同程度の強度を持っていると考えられる。

砂および碎石の単位体積重量は、投入重量より求めることができる。砂についてはさらに、砂置換法による測定も行った。砂置換法の結果は、投入重量より求めた単位体積重量の値のまわりを大きくばらついている。これは砂の局所的な密度の違いのためであると考えられる。

砂地盤と碎石マウンドの性状をまとめて表-8に示す。内部摩擦角の詳細については6.で示す。



ケース1



ケース2

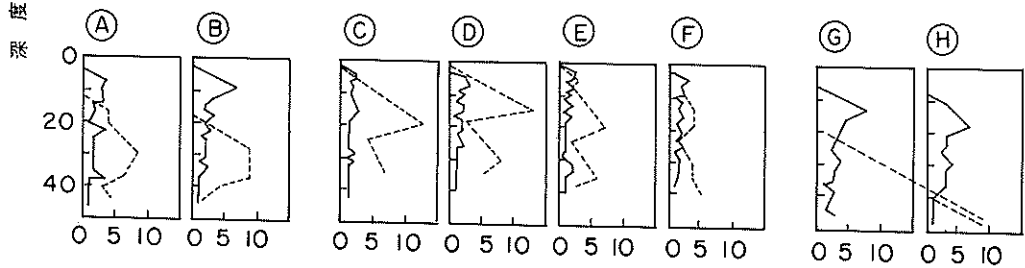


図-40 動的コーン貫入試験結果

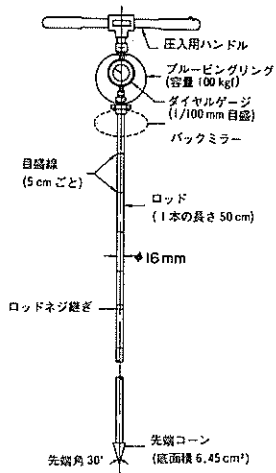
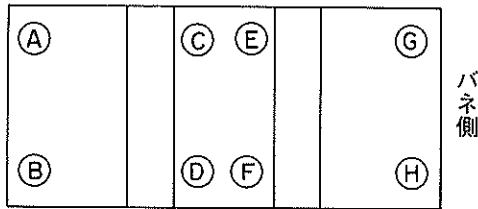


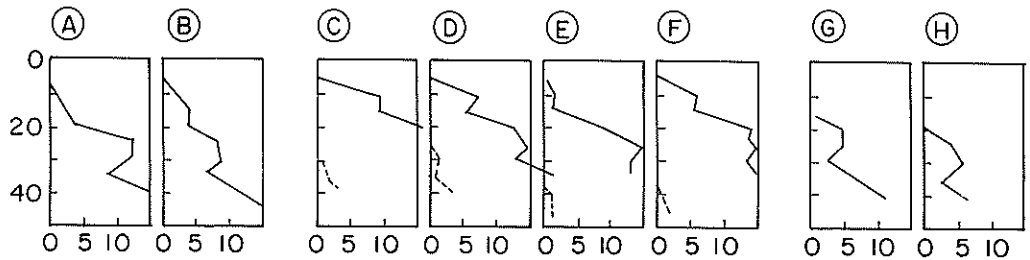
図-41 コーンペネトロメータ

### 3.3 振動実験の内容

表-9に加振方法と測定項目を示す。加振波形は3.1で述べたように自由減衰振動波形であって、最初に最大加速度が発生し、加速度振幅が徐々に小さくなるという形をしている。その主要な波は、片振幅を一つの波と数えて4波から8波あり、実際の地震波と比較して、波数はやや少ない。両ケースとも60Gal程度の比較的小さい加速度から、模型が大きく変状し、破壊したとみなされた600Gal程度の大加速度まで段階的に加速度を大きくしながら5回加振した。加振時の模型の動的な挙動は、加速度計、間隙水圧計、変位計により測定した。変位計はマウンドのり肩とケーソンの相対変位を測定するために、図-43に示すように、マウンド上に設置した。ケース2については、さらにケーソンおよびマウンド斜面に作用する動水圧も観測した。



ケース1



ケース2

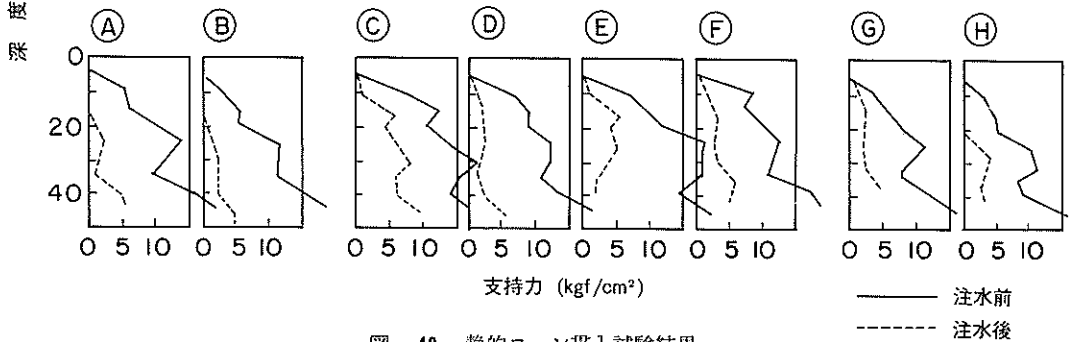


図-42 静的コーン貫入試験結果

表-8 模型の性状

| 項 目                                       | 実 験 ケ ー ス |       | ケ ー ス 2 |       |
|---|-----------|-------|---------|-------|
|   | 地 盤       | マウンド  | 地 盤     | マウンド  |
| 湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (gf/cm <sup>3</sup> ) | 1.46      | 1.65  | 1.53    | 1.58  |
| 砂投入時の含水比 $w$ (%)                          | 10.0      | 0.9   | 10.0    | 1.6   |
| 乾燥単位体積重量 $\gamma_d$ (gf/cm <sup>3</sup> ) | 1.33      | 1.64  | 1.39    | 1.56  |
| 飽 和 度 $S_r$ (%)                           | 84.4      | 100.0 | 85.7    | 100.0 |
| 注水後単位体積重量 $\gamma$ (gf/cm <sup>3</sup> )  | 1.77      | —     | 1.82    | 1.91  |
| 間 隙 比 $e$                                 | 1.08      | 0.64  | 0.99    | 0.72  |
| 相 対 密 度 $D_r$ (%)                         | 34.0      | —     | 53.0    | —     |
| 内 部 摩 擦 角 $\phi'$ (度)                     | 36.0      | 40.0  | 38.0    | 40.0  |

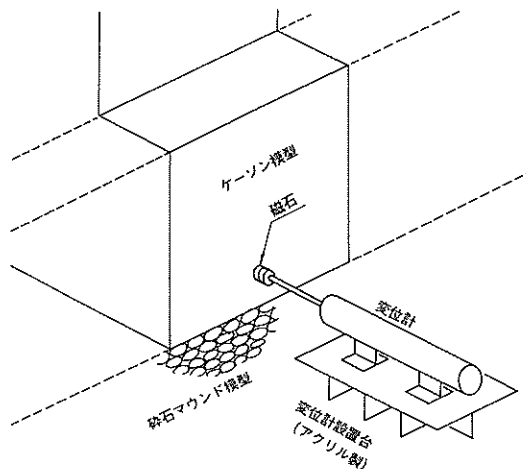


図-43 変位計の設置方法

表-9 実験の概要

| 項 目  | 内 容   |  |
|------|-------|--|
| 加振方法 | 加振装置  | 振動破壊試験装置                                   |
|      | 振動波形  | 衝撃波 (自由減衰振動)                               |
|      | 加 速 度 | 約 60~600 Gal (5段階)                         |
|      | 振 動 数 | 約 3~6 Hz                                   |
| 測定項目 | 加 振 時 | 加速度, 間隙水圧, マウンドのり肩とケーソンの相対変位動水圧 (ケース 2 のみ) |
|      | 各加振後  | 残留沈下量<br>残留水平変位量 (ケース 1 のみ)                |
|      | 全加振後  | 地盤, マウンド内の残留沈下量, 水平変位量                     |

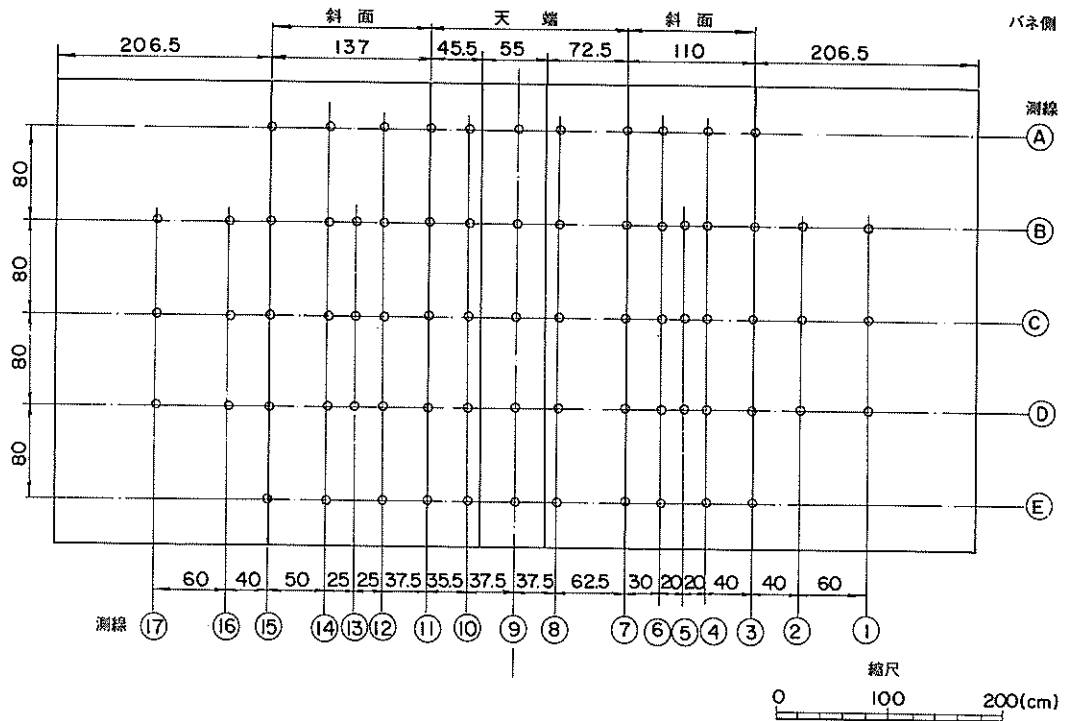


図-44 残留変位の測定位置平面図

一回の加振が終了するたびに、図-44に示す模型の表面に設けた測点において残留変位を測定した。測点は5cm四方のベニヤ板に釘を打ったものである。水平変位はあらかじめ水平に張った糸より曲尺で測定した。鉛直変位は標尺と耐力壁上に設置したレベルによって測定した。

実験終了後は、模型を掘り出して、白色砂層及び白色砂の柱の変状を観察するとともに、埋設してあった測点の残留変位を測定した。

#### 4. 振動実験結果

##### 4.1 応答加速度

各加振におけるばね装置の初期変位、振動台の最大加速度、卓越振動数を表-10に示す。図-42に示したばねの非線形性により、最大加速度が大きいほど卓越振動数が小さい。防波堤中心位置における測定された加速度波形の例を図-45に示す。図-45(a)はケース1テストNo.2であり、図-45(b)はケース2テストNo.2である。

主要な位置における観測された最大加速度の鉛直方向分布を図-46(a)~(d)に示す。図中では、半波長を1波と数えており、第n波とは第n番めの半波長の波をさしている。第1波の加速度はばね側(港内側)に作用する。

両ケースのどの位置においても振動台加速度の増加にもなって、各位置の最大応答加速度と振動台最大加速度の比(加速度応答倍率)は小さくなる傾向がみられる。ケース2について言えば、ケーソン天端の加速度応答倍率は、振動台加速度が108Galでは1.52であるが、振動台加速度が245Galのとき0.85、354Galのとき0.58と1以下となっている。防波堤中心位置における鉛直方向最大加速度分布によれば、振動台加速度が増大すると、加速度は地盤内で急激に減少し、マウンドからケーソンにかけてやや増大することが分かる。砂地盤内で最大加速度が極端に大きくなっている場合があるのは、砂地盤が液状化したためである。また、平均海面まで水のあるケース2は、水位が砂地盤表面までであるケース1と比較して、加速度応答倍率が小さい。

##### 4.2 周波数伝達関数

振動台、マウンド天端、ケーソン天端の水平加速度のパワースペクトルおよびマウンド天端とケーソン天端の水平加速度の振動台加速度に対する周波数伝達関数の例を図-47に示す。スペクトルはすべて高速フーリエ変換によって計算したものである。その計算条件を表-11に示す。ここでいう周波数伝達関数は次式より求めたものである。

表-10 振動台加速度と卓越振動数

| 実験ケース | 加振 No. | ばねの初期変位 (mm) | 振動台加速度 (Gal) | 卓越振動数 (Hz) |
|-------|--------|--------------|--------------|------------|
| 1     | 1      | 1.0          | 62.7         | 5.47       |
|       | 2      | 2.8          | 111.6        | 4.49       |
|       | 3      | 10.0         | 234.4        | 3.12       |
|       | 4      | 15.0         | 344.3        | 2.93       |
|       | 5      | 27.0         | 610.8        | 2.73       |
| 2     | 1      | 1.0          | 59.6         | 5.86       |
|       | 2      | 2.8          | 108.2        | 4.30       |
|       | 3      | 10.0         | 245.1        | 3.90       |
|       | 4      | 15.0         | 353.9        | 3.71       |
|       | 5      | 30.0         | 662.2        | 3.12       |

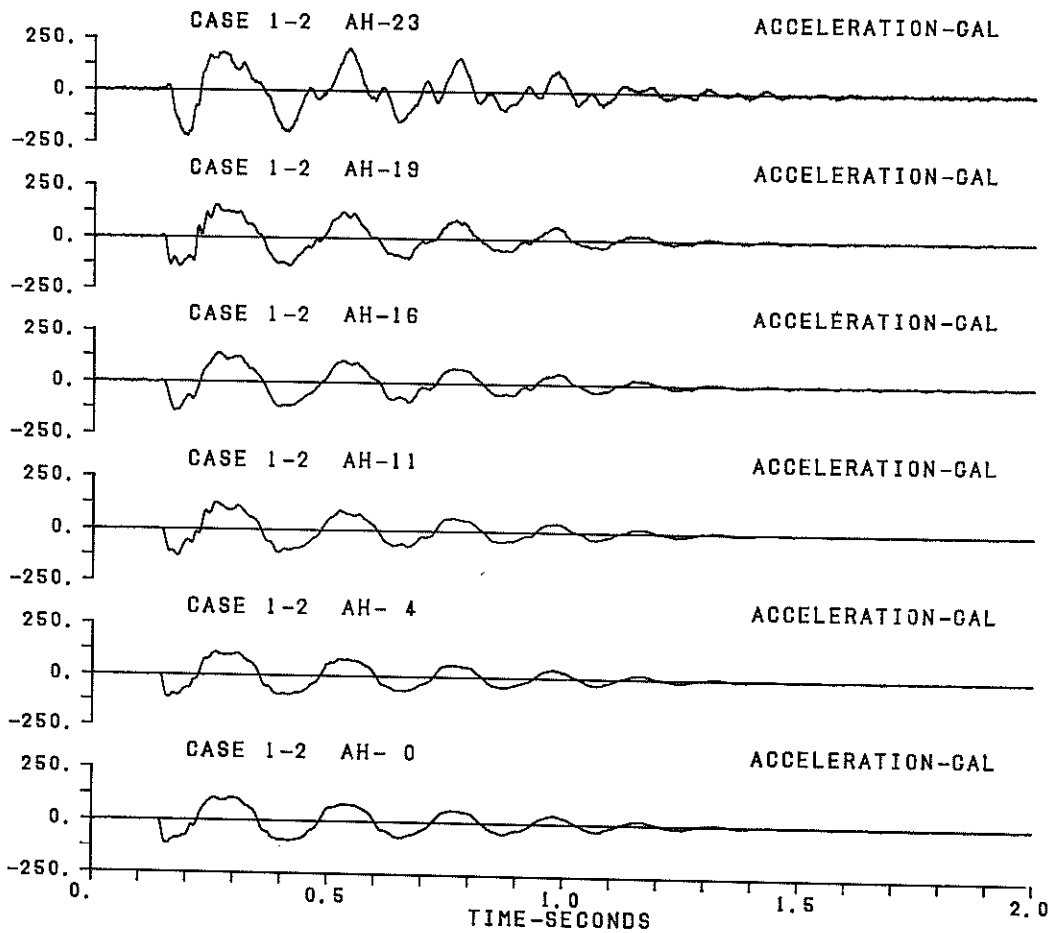


図-45(a) 実測加速度波形 (ケース1, No.2)

$$A(f) = Z_{rx}(f) / P_x(f) \quad (1)$$

$$Z_{rx}(f) = \sqrt{P^2_{rx}(f) + Q^2_{rx}(f)} \quad (2)$$

ここで、 $A(f)$  : 周波数伝達関数

$Z_{rx}(f)$  : クロススペクトルの絶対値

$P_x(f)$  : 入力のパワースペクトル

$P_{rx}(f)$  : コスペクトル (クロススペクトルの実部)

$Q_{rx}(f)$  : クオドラチャスペクトル (クロススペクトルの虚部)

図-47によれば、1次の固有振動数であると推定される周波数伝達関数のピークを示す最小振動数は振動台加速度が小さい場合には、ケース1では約10Hz、ケース2では約9Hzである。この違いは水の効果であると考えら

れる。図-48には周波数伝達関数のピークを示す最小の振動数を振動台加速度に対して示した。模型の1次固有振動数は、振動台加速度の増大とともに減少する。特に、ケース1では振動台加速度が200Galを越えると、模型の1次固有振動数は急激に減少し、振動台加速度が約100Galの場合の1/2まで減少している。このことは4.4で述べる過剰間隙水圧の上昇の過程、および4.5で述べる破壊の進行と関係している。

#### 4.3 動水圧

ケース2は、模型の水位を実物の平均海水面に一致させているので、防波堤模型に作用する動水圧波形が観測されている。記録された動水圧波形の例を図-49に示す。振動台加速度が小さい場合、動水圧は加速度波形と似た挙動を示し、加振終了後は直ちに0に戻っている。一方振動台加速度レベルが増大し、200Galを越えると

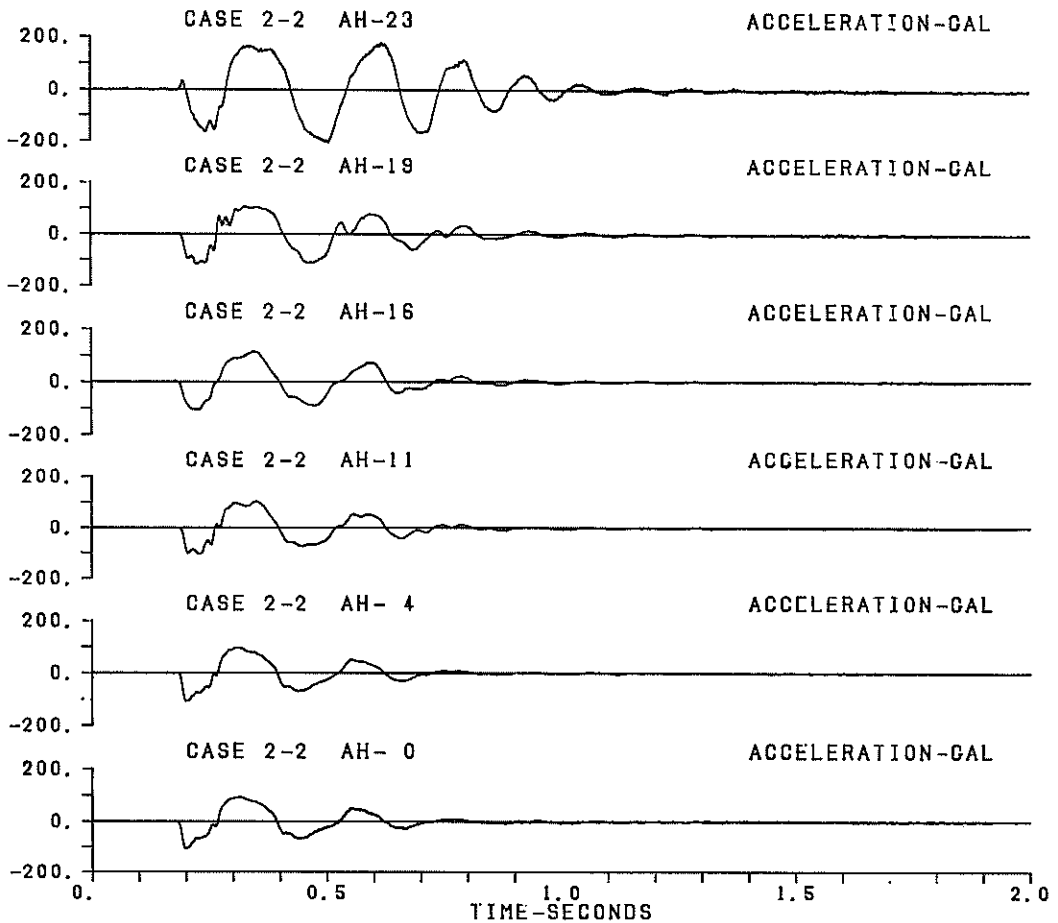


図-45(b) 実測加速度波形 (ケース2, No.2)

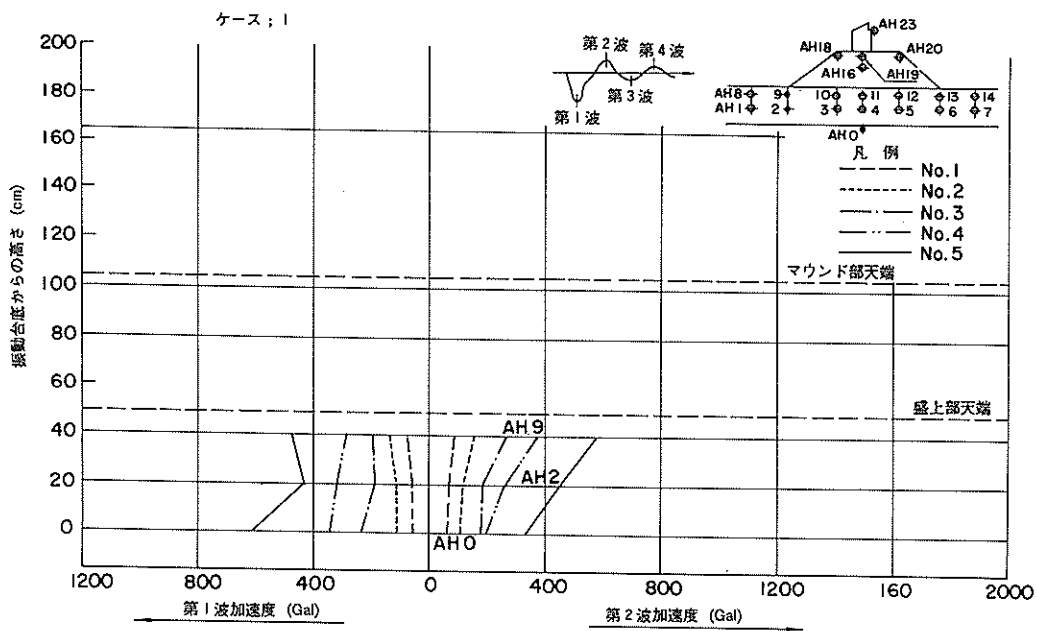


図-46(a) 最大加速度の鉛直方向分布 (ケース1, のりじり)

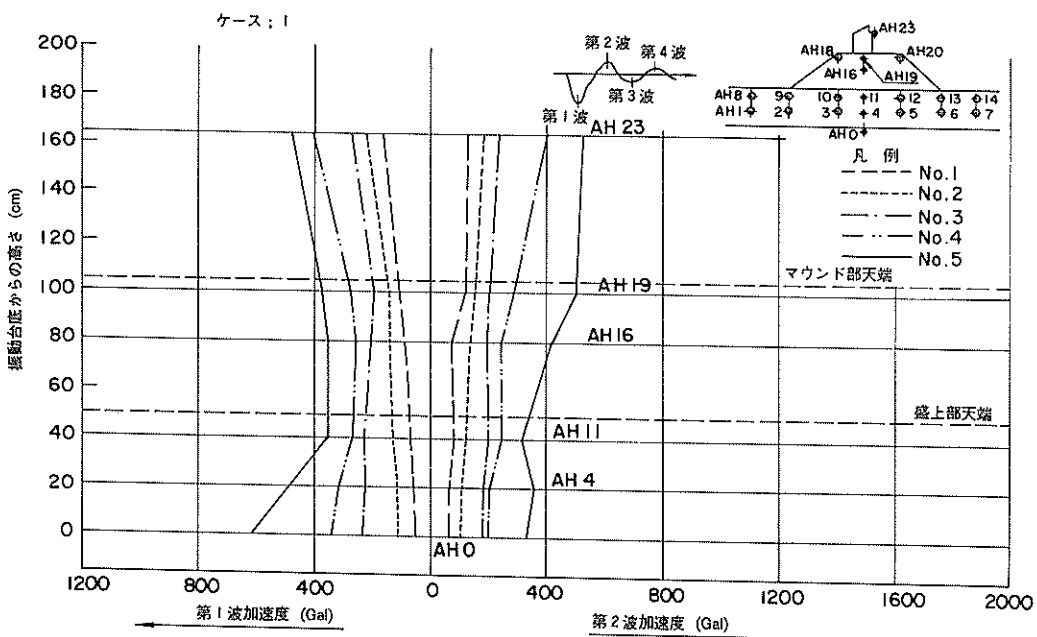


図-46(b) 最大加速度の鉛直方向分布 (ケース1, ケーソン位置)



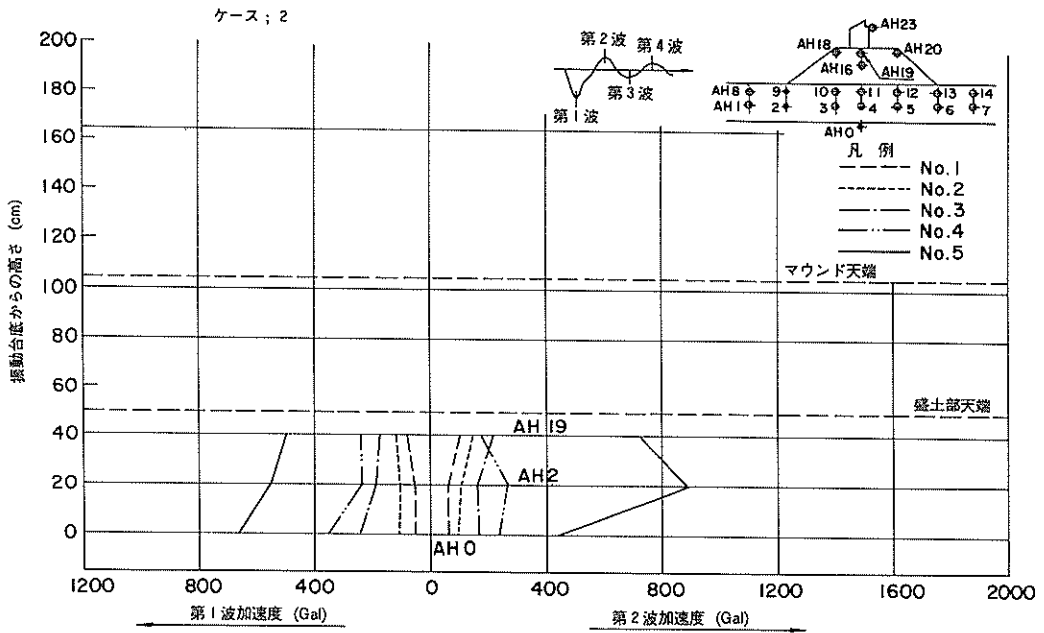


図-46(c) 最大加速度の鉛直方向分布 (ケース2, のりじり)

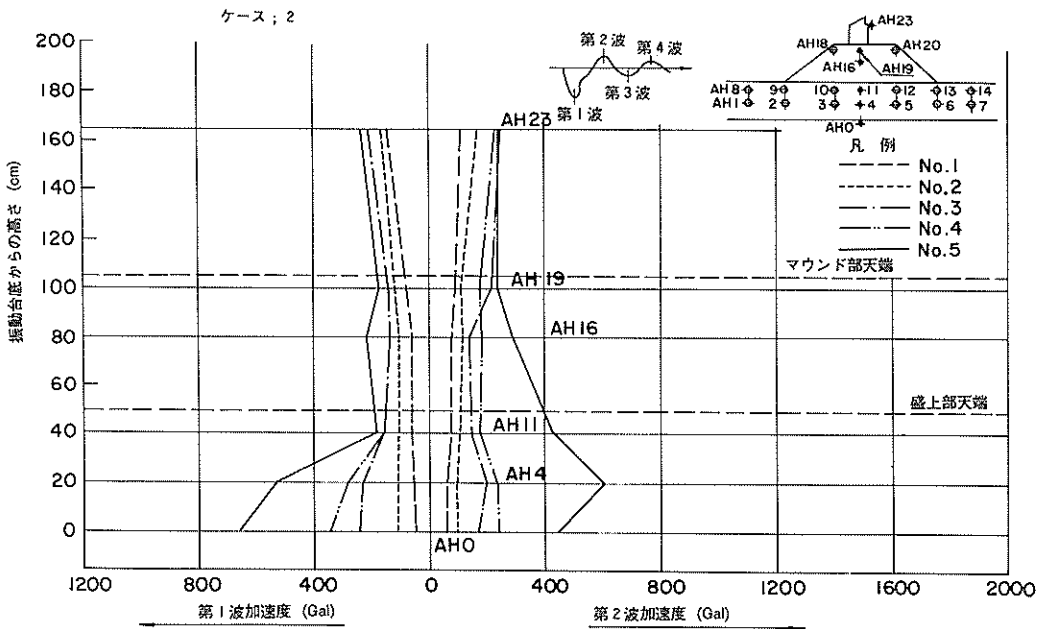


図-46(d) 最大加速度の鉛直方向分布 (ケース2, ケーソン位置)

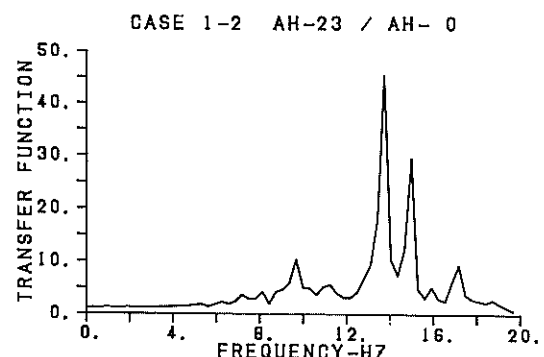
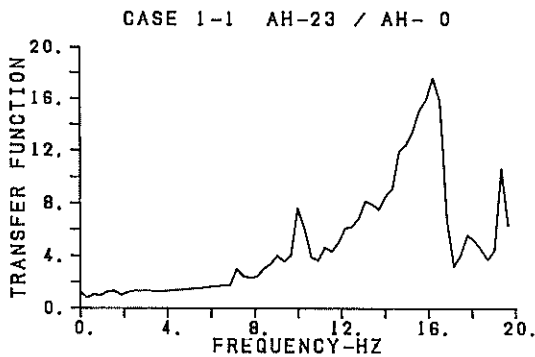
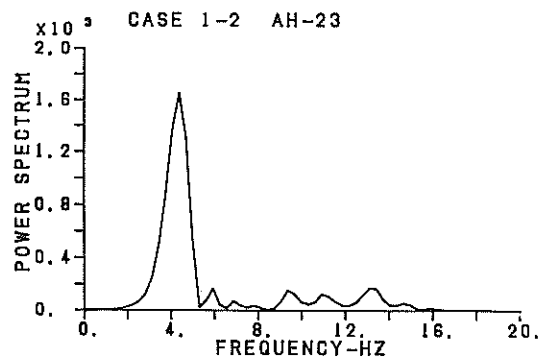
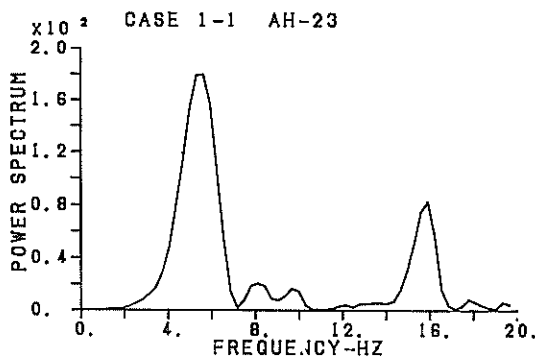
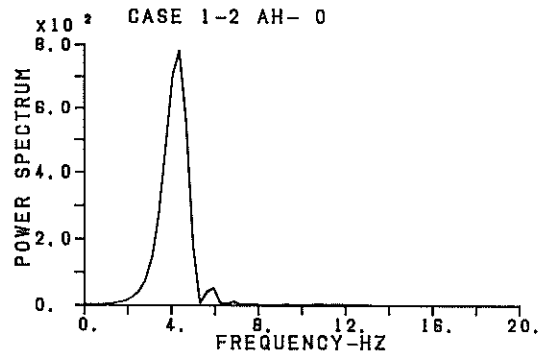
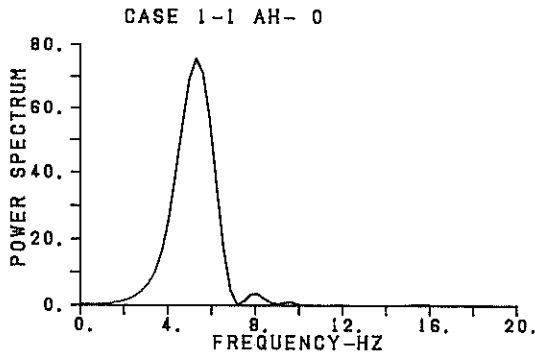


図-47(a) パワースペクトルと周波数伝達関数  
(ケース1, No.1)

図-47(b) パワースペクトルと周波数伝達関数  
(ケース1, No.2)

(後述のとおりこの加速度レベルで模型の破壊が進行する), 水面に波が発生し, これによる周期2秒程度の波が動水圧の記録紙上に観測されている。また, 動水圧の基線は, 正の方向への明らかなドリフトを示している。これは模型が沈下を起し, 静水圧成分が増加したことを示している。

図-50に動水圧の分布形状を, 図-51に動水圧と振動台加速度の関係を, 計算値と測定値を比較して示す。計算値は非圧縮性流体と剛な壁を仮定した, 2つの簡略公式と境界要素法を用いたものである。簡略式については,

ケーソン部分には, マウンド天端を水深と考えた Westergaard の簡略公式を, マウンド部分には, 地盤表面を水深に取った, Zanger の簡略公式を適用した。境界要素法とは領域内の支配微分方程式を境界上の積分方程式に変換し, これに有限要素法と同じ離散化を施して解を求める数値解析手法である。<sup>5)</sup> 図-50, 51に示すように簡略公式による計算値と境界要素法による計算値はこの防波堤モデルの形状に関するかぎり, はば一致している。

振動台加速度が100Gal程度の低い加速度レベルでは,

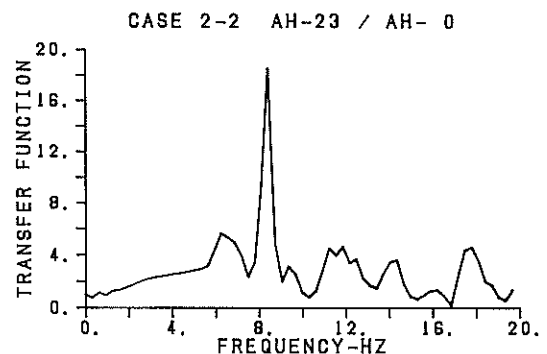
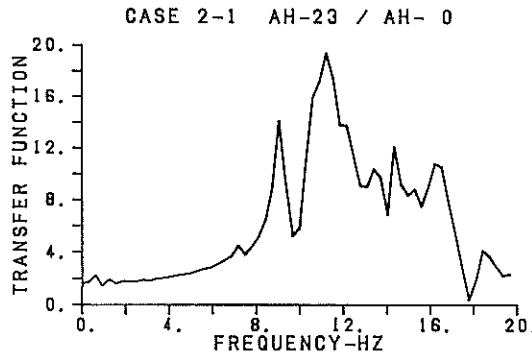
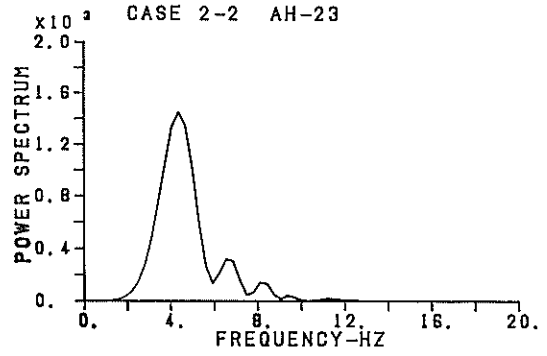
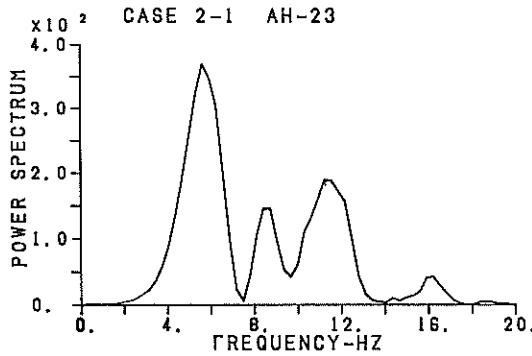
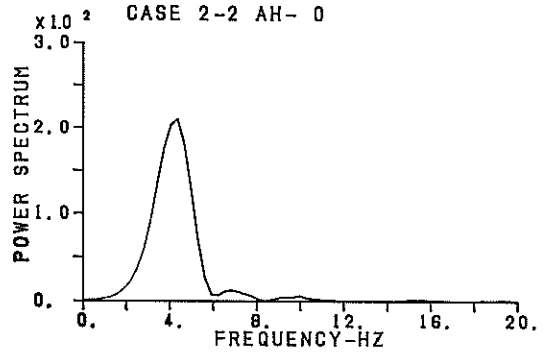
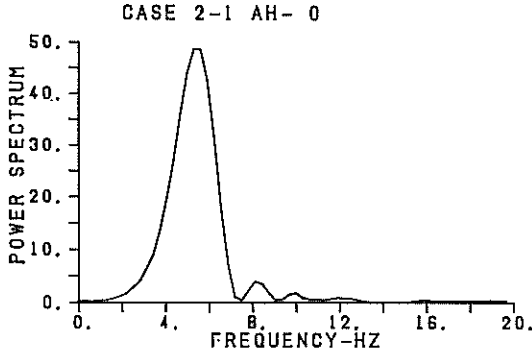


図-47(c) パワースペクトルと周波数伝達関数  
(ケース2, No.1)

図-47(d) パワースペクトルと周波数伝達関数  
(ケース2, No.2)

測定された動水圧のピークは、計算値よりもいくらか大きい程度であるが、振動台加速度がさらに増大すると、動水圧の測定値は計算値よりも小さくなる。計算値はいずれについても、防波堤模型の鉛直方向の加速度増幅がなく、模型が並進振動をするものと仮定している。4.2で述べたように、ケーソン天端の加速度応答倍率は振動台加速度が100Gal程度以下では1以上であるのに対し、100Gal以上の振動台加速度では1以下となっている。振動台加速度の増加とともに、動水圧の実測値が計算値を下回るようになるのは、防波堤模型の応答倍率が減少

するためであると考えられる。振動台加速度が100Gal以上の場合について、防波堤模型に作用する動水圧を推定するためには防波堤模型の複雑な振動挙動を考慮した地震応答解析を行う必要がある。

#### 4.4 過剰間隙水圧

図-52に過剰間隙水圧の波形を示す。図中には一点鎖線で有効拘束圧も示している。ここで言う有効拘束圧は2次元有限要素法により求めた有効鉛直応力である。過剰間隙水圧は、振動台加速度が小さい場合にはほとんど発生せず、振動台加速度が200Gal付近になると、そ

表-11 パワースペクトル, 周波数伝達関数の計算条件

| 項 目                            |            |
|--------------------------------|------------|
| 計 算 対 象 時 間 (s)                | 3.2        |
| 時 間 き ざ み (s)                  | 0.0025     |
| デ ー タ 数, (内数で後の0の数)            | 1280. (80) |
| ス ペ ク ト ル 出 力 の き ざ み (Hz)     | 0.3125     |
| ス ペ ク ト ル 出 力 の 最 大 振 動 数 (Hz) | 200.0      |

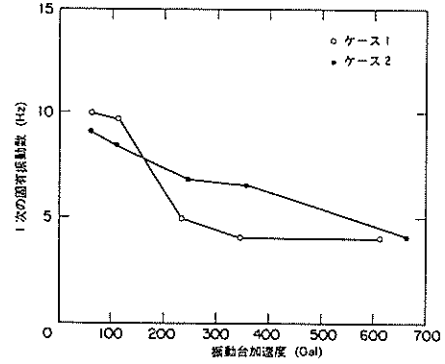


図-48 模型の1次の固有振動数と振動台加速度

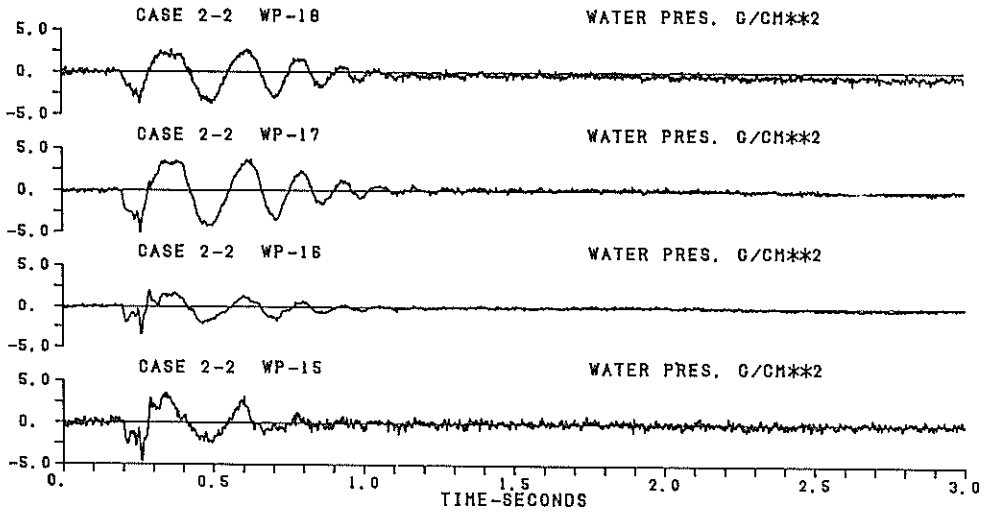


図-49 (a) 実測動水圧波形 (ケース 2, No.2)

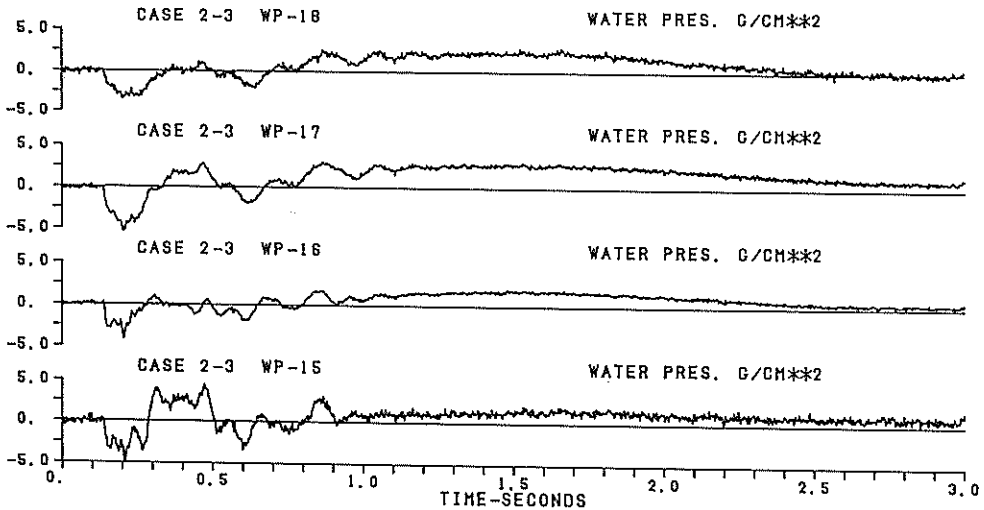


図-49 (b) 実測動水圧波形 (ケース 2, No.3)

ケース 2 No. 2' (第 2 波)

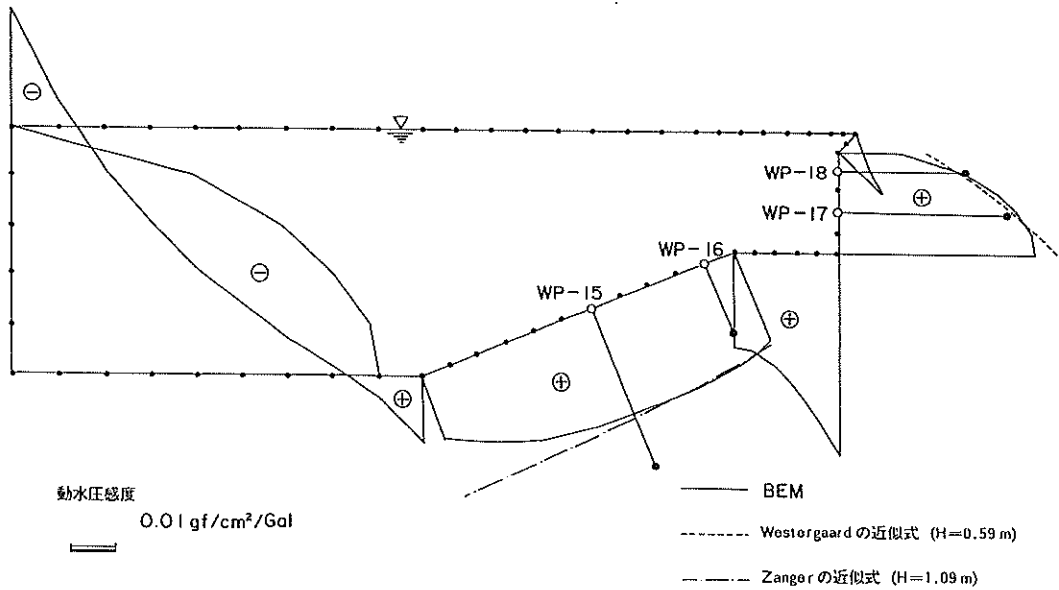


図-50 動水圧の分布

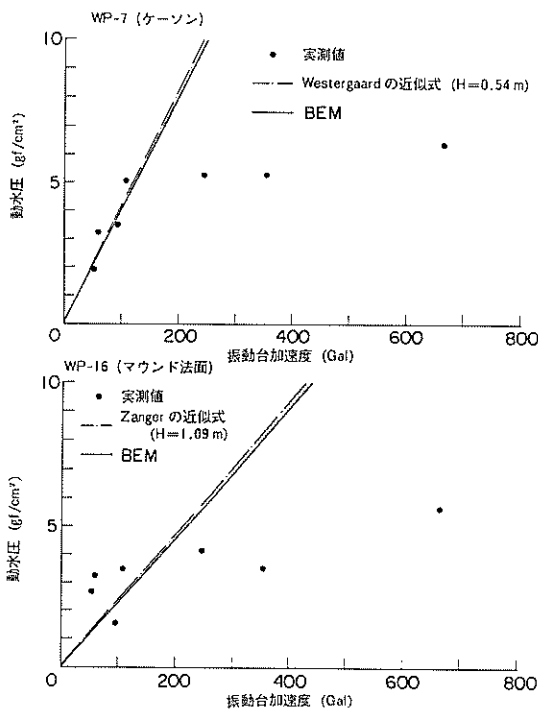


図-51 動水圧と振動台加速度

の増加が顕著である。過剰間隙水圧を有効拘束圧で除した値を過剰間隙水圧比として、その水平方向分布を図-53に示す。図-53によれば、防波堤の直下の砂地盤内

の過剰間隙水圧比は他の砂地盤内の位置と比較して上昇しにくく、500Gal以上の大加速度作用時においても0.5程度である。またのりじり部分は防波堤のない地盤部分と比較して、過剰間隙水圧比が同程度かあるいは大きく、液状化に対して危険な位置であるといえる。図-54には地盤加速度(AH-4)に対する過剰間隙水圧比の上昇のようすを示す。特に有効拘束圧の小さいケース2では、のりじりおよび地盤部分において、150Gal以上の加速度で液状化していると考えられる。図-52(d)に示すように、液状化が発生し有効拘束圧がほぼ0の状態になると、過剰間隙水圧は動水圧的な振動のために有効拘束圧を越えることがある。

#### 4.5 水平変位量および沈下量

3.1で述べたように、ケース2では平均海面まで注水したため、各加振後の水平残留変形量を測定することはできなかった。これに対し、ケース1では水位を砂地盤表面までとしたため、各加振後、模型表面の残留沈下量に加えて、水平変位量の測定も行った。

地盤加速度(AH-4)と残留変位量の関係を図-55に、残留変位量の防波堤横断方向の分布を図-56に示す。残留水平変位は防波堤位置を中心に左右にはらむ方向に発生するが、斜面勾配の大きい港内側のほうがやや変位が大ききようである。ケーソン天端についても港内側に変位している。これは両ケースで同様である。残留鉛直変位は防波堤位置が最大であり、港内側がやや大きいが、

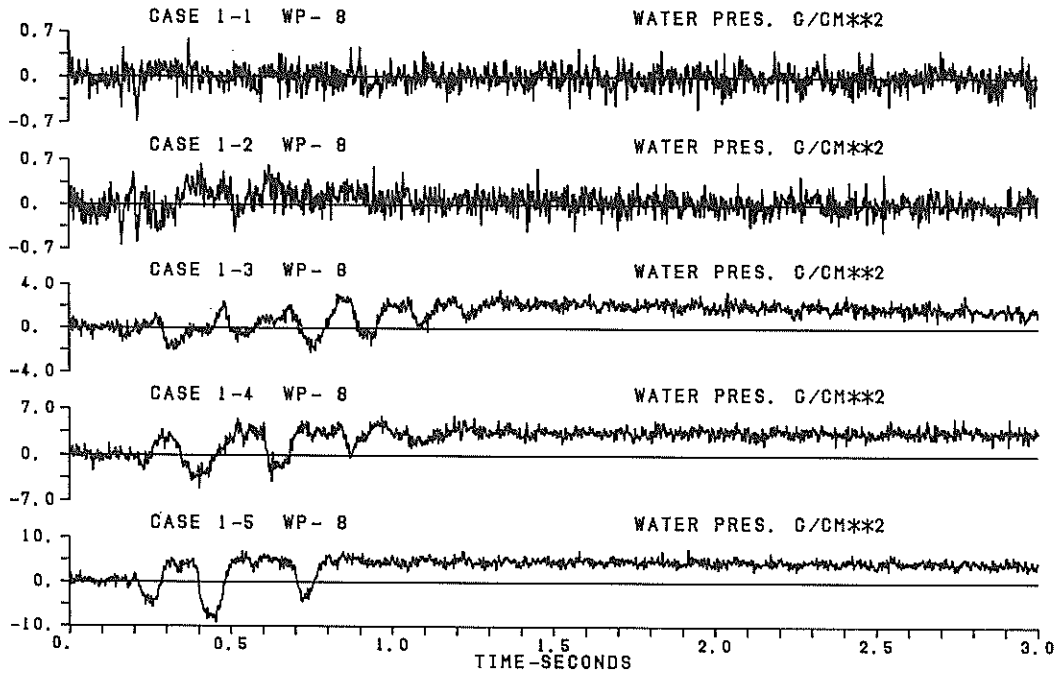


図-52 (a) 実測過剰間隙水圧波形 (ケース1, 側方地盤内)

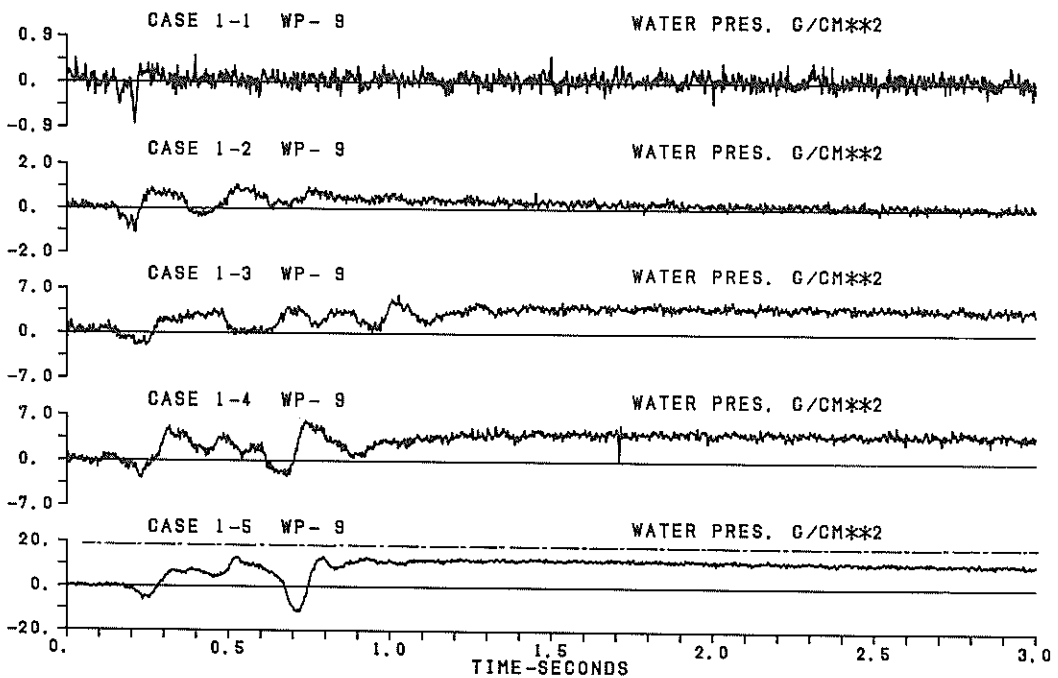


図-52 (b) 実測過剰間隙水圧波形 (ケース1, のりじり)

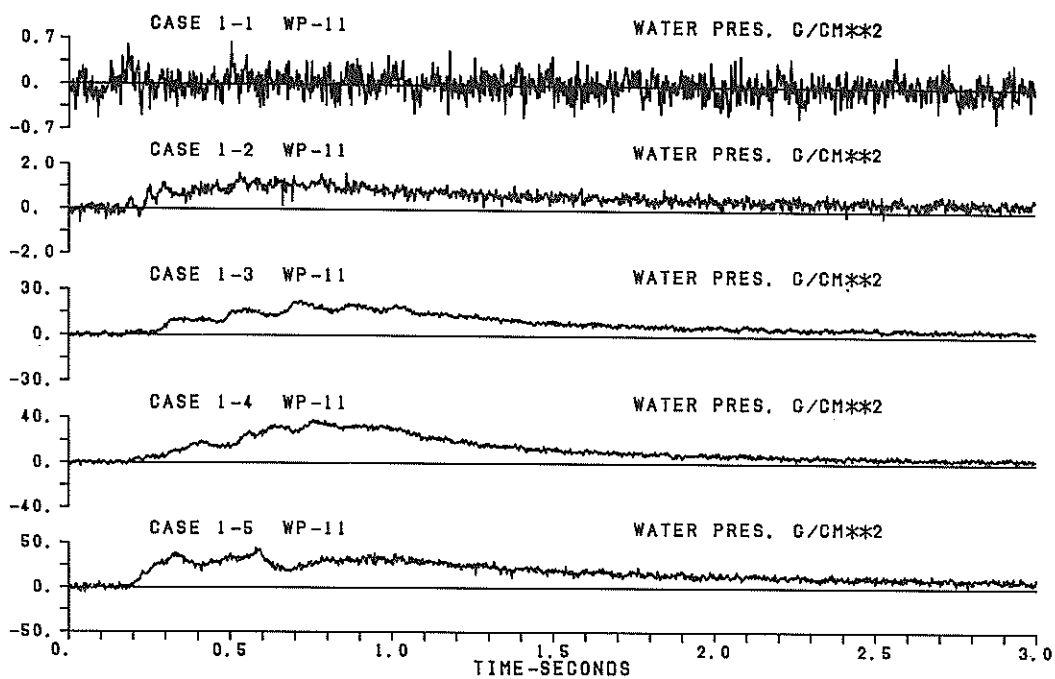


図-52(c) 実測過剰間隙水圧波形(ケース1, ケーソン直下)

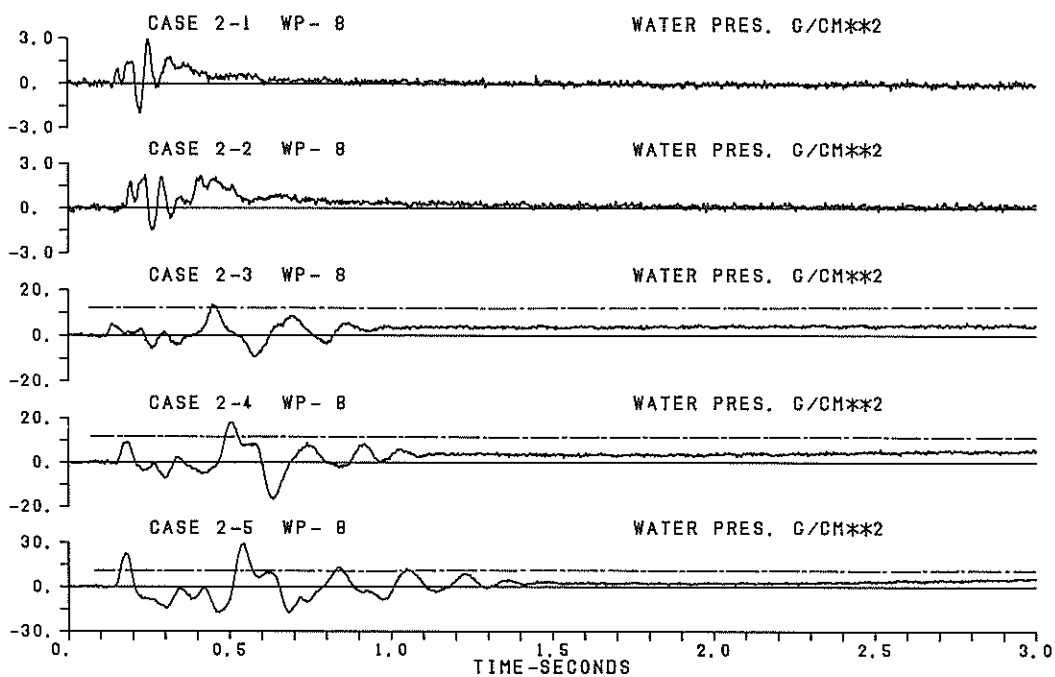


図-52(d) 実測過剰間隙水圧波形(ケース2, 側方地盤内)



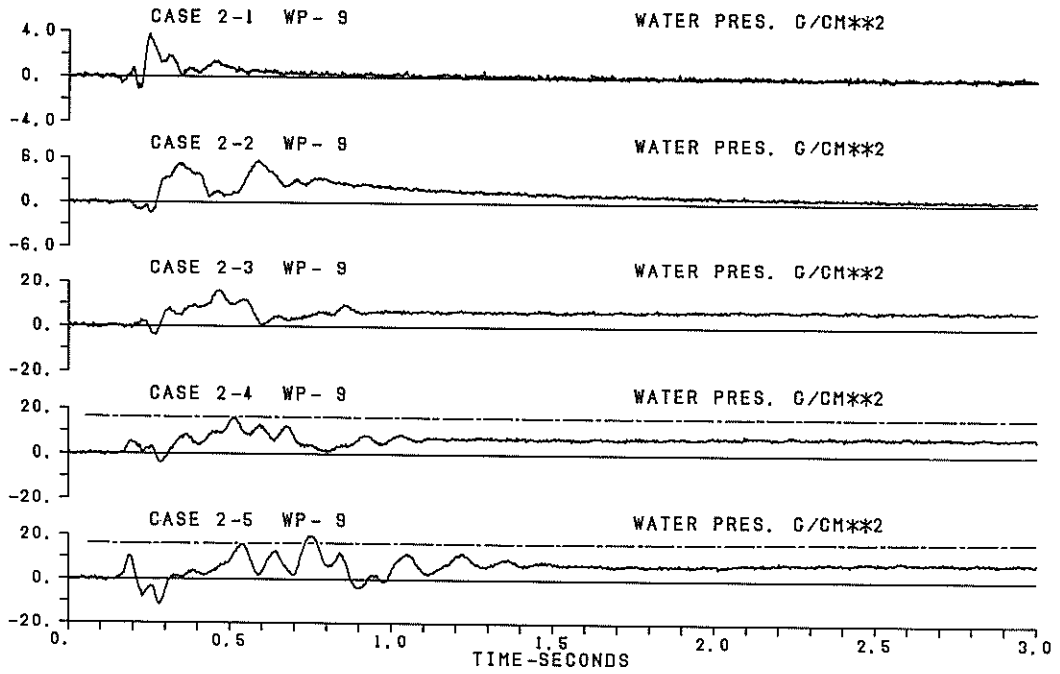


図-52 (e) 実測過剰間隙水圧波形 (ケース2, のりじり)

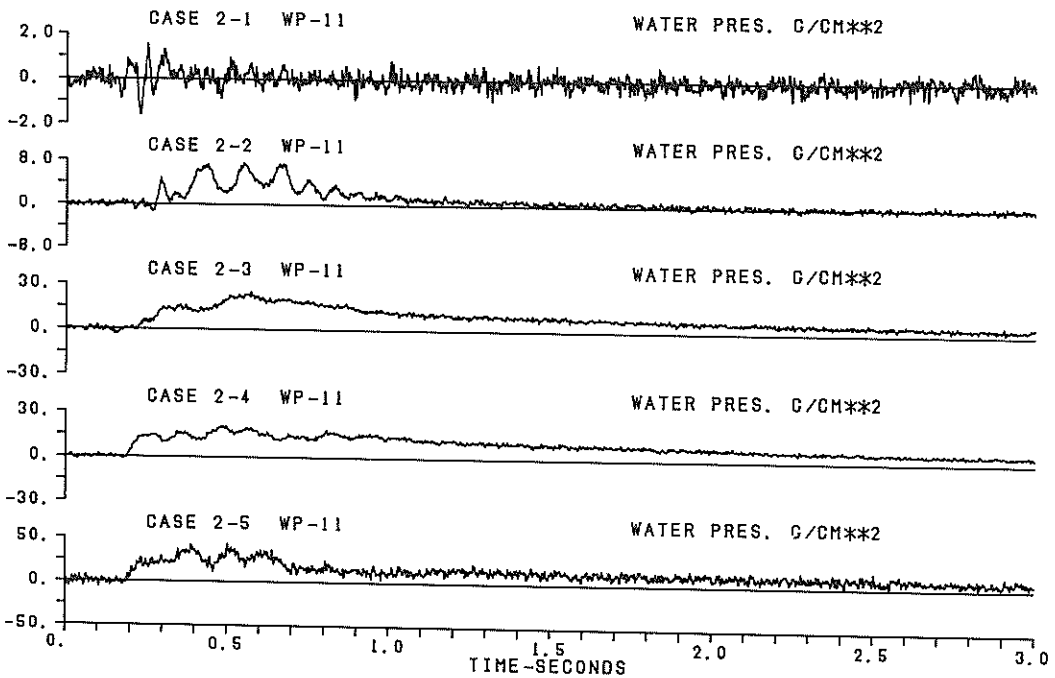


図-52 (f) 実測過剰間隙水圧波形 (ケース2, ケーソン直下)

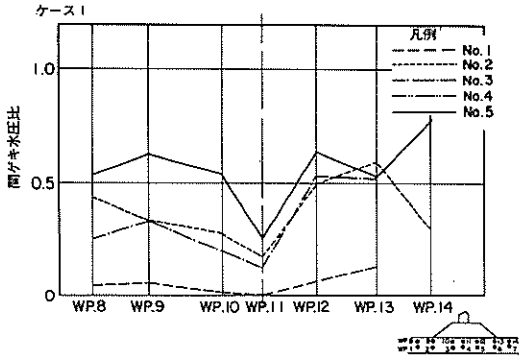


図-53 (a) 過剰間隙水圧比の水平方向分布 (ケース 1)

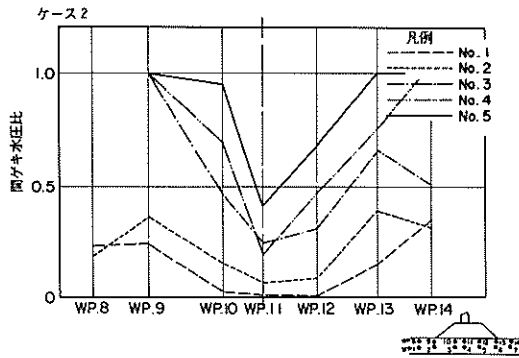


図-53 (b) 過剰間隙水圧比の水平方向分布 (ケース 2)

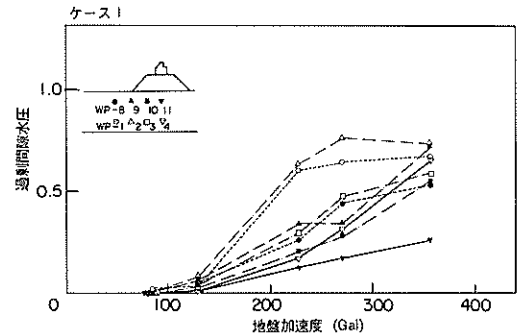


図-54 (a) 過剰間隙水圧比と地盤加速度 (ケース 1)

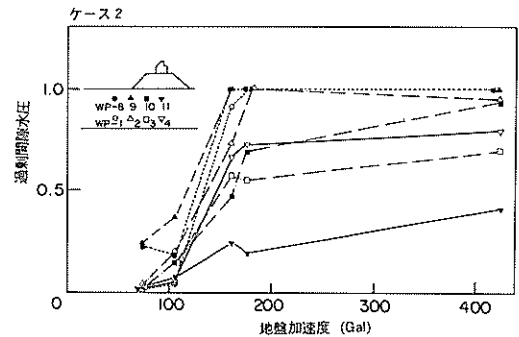


図-54 (b) 過剰間隙水圧比と地盤加速度 (ケース 2)

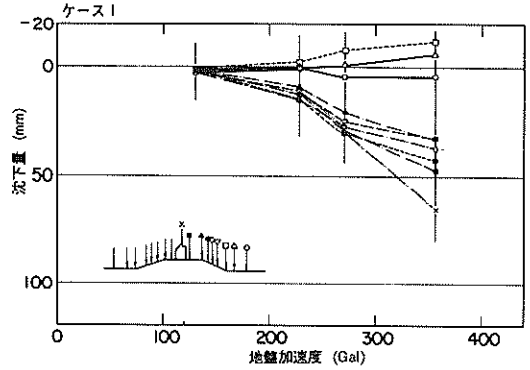


図-55 (a) 残留変位量と地盤加速度 (ケース 1, 沈下量)

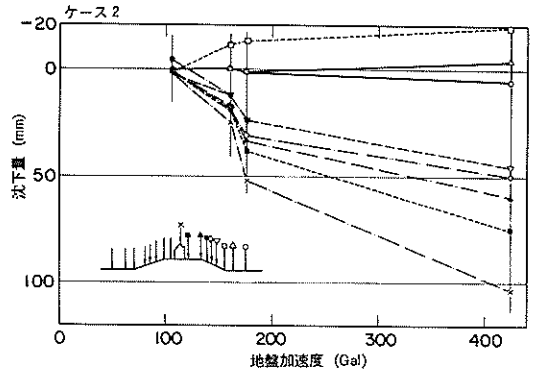


図-55 (b) 残留変位量と地盤加速度 (ケース 2, 沈下量)

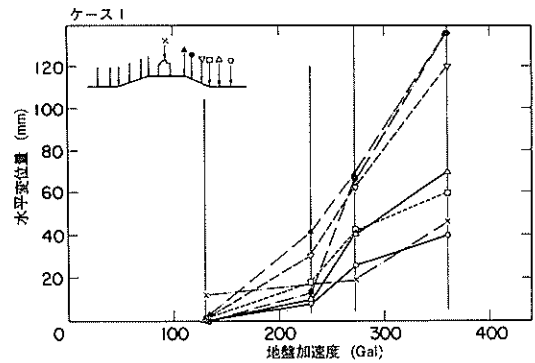


図-55 (c) 残留変位量と地盤加速度 (ケース 1, 水平変位量)

ほぼ左右対称となっている。残留水平変位量、沈下量ともに振動台加速度が200Galを越える加振によって変位量が急増する。このときのりじりでは地盤表面が盛り上がっている。振動台加速度が200Gal以上で、変位が増大するという事実は、先に述べた振動台加速度が200

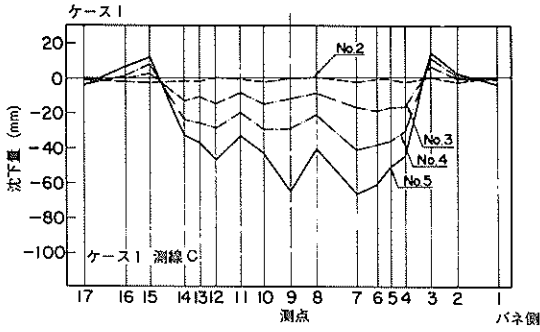


図-56 (a) 残留変位量の水平方向分布 (ケース1, 沈下量)

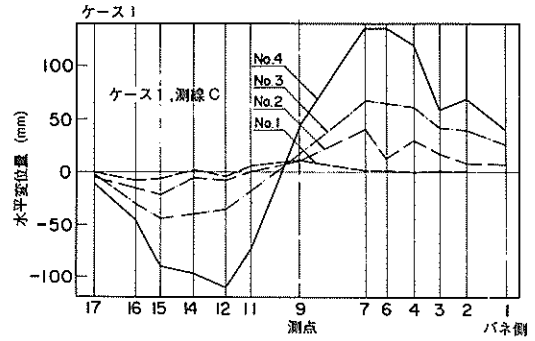


図-56 (c) 残留変位量の水平方向分布 (ケース1, 水平変位量)

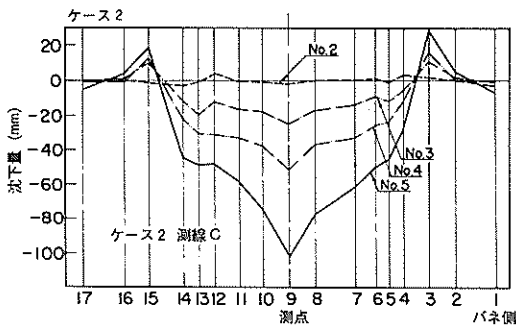


図-56 (b) 残留変位量の水平方向分布 (ケース2, 沈下量)

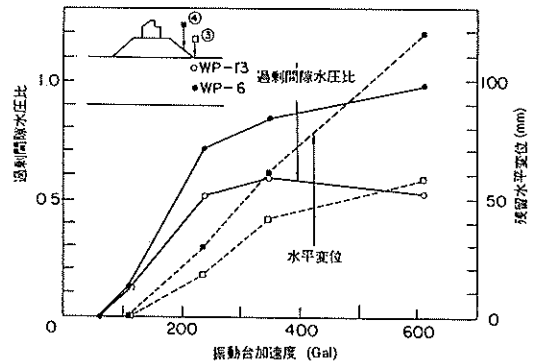


図-57 過剰間隙水圧比と残留水平変位

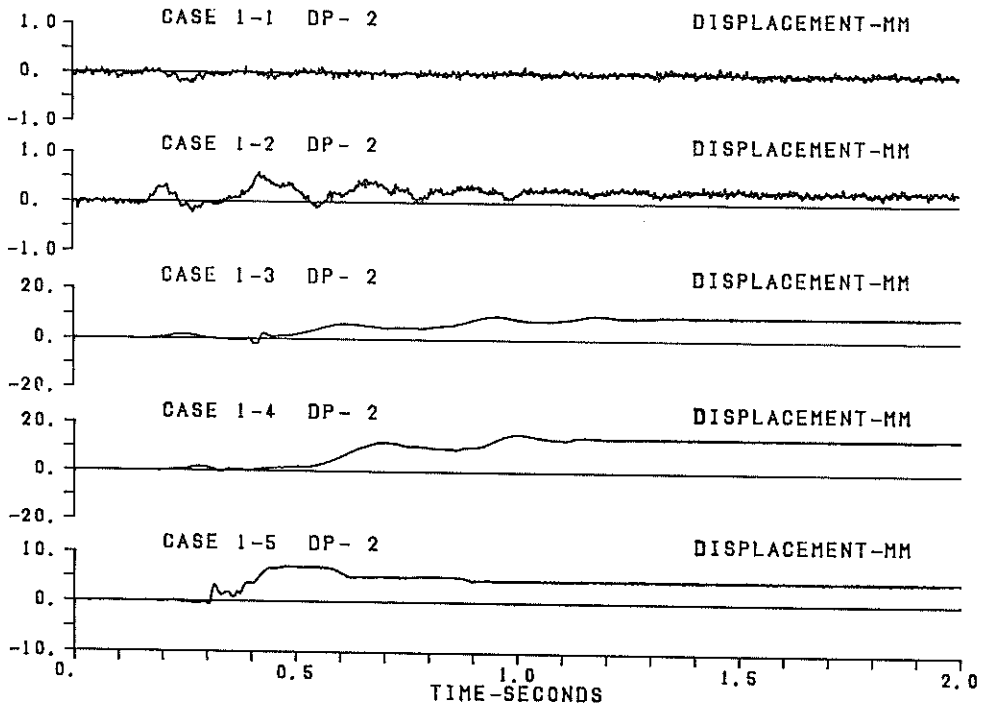


図-58 (a) 実測相対変位波形 (ケース1)

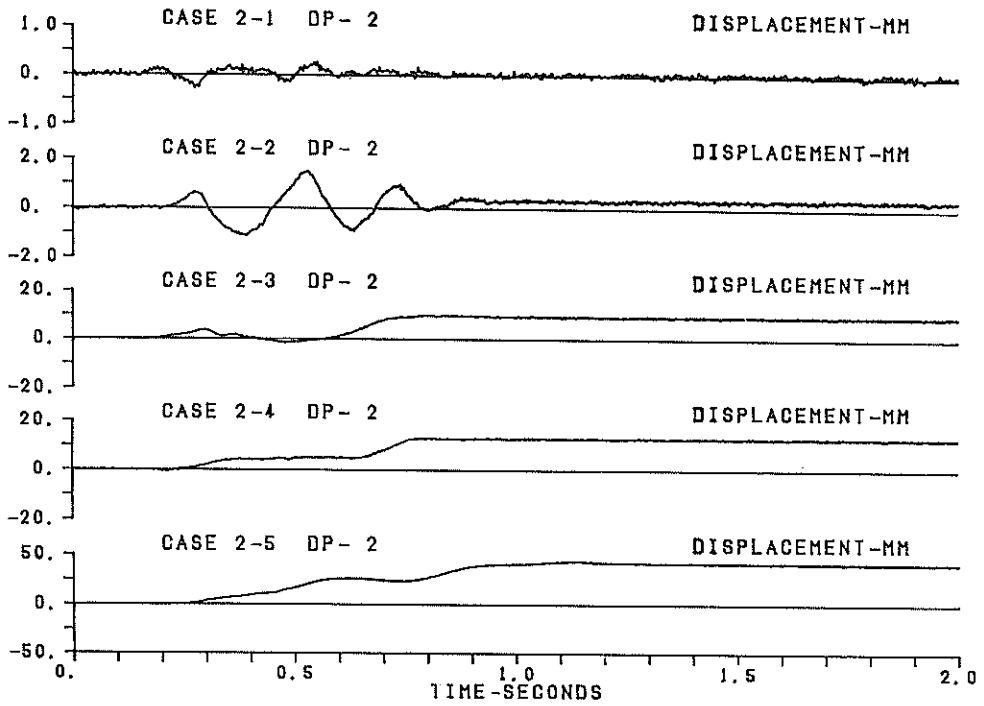


図-58 (b) 実測相対変位波形 (ケース 2)

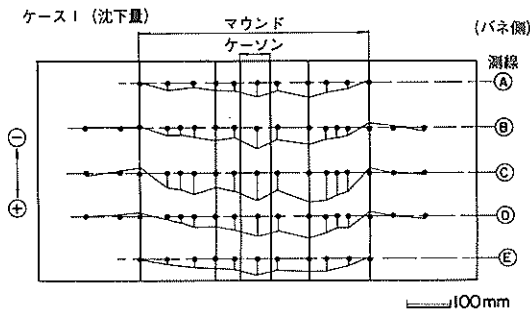


図-59 (a) 加振後の模型表面の変状  
(ケース 1, 沈下量)

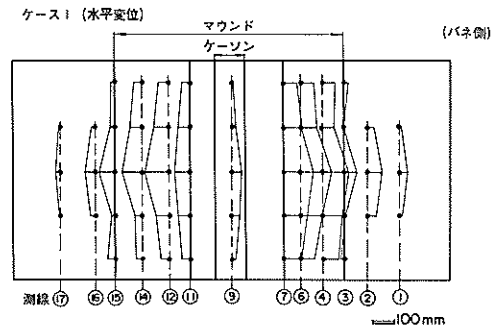


図-59 (c) 加振後の模型表面の変状  
(ケース 1, 水平変位量)

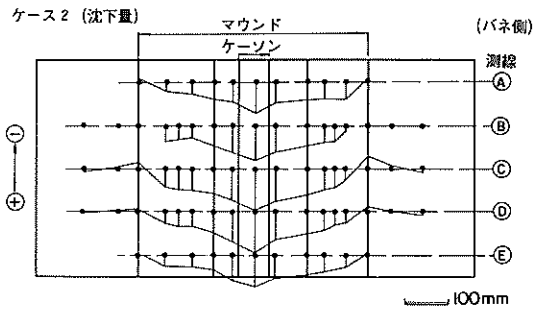


図-59 (b) 加振後の模型表面の変状  
(ケース 2, 沈下量)

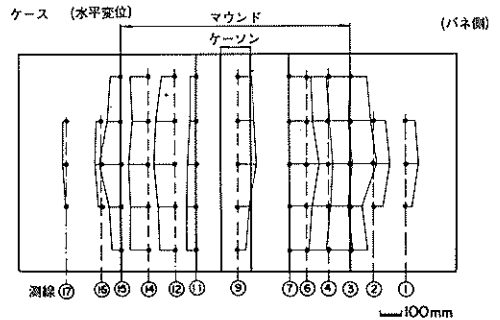


図-59 (d) 加振後の模型表面の変状  
(ケース 2, 水平変位量)

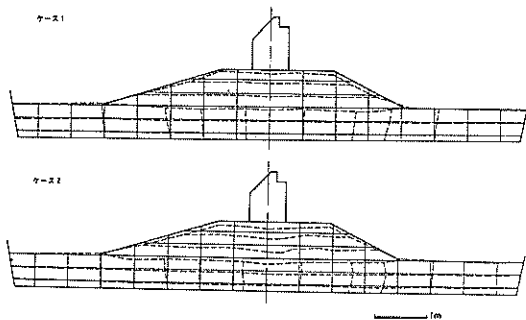


図-60 加振後の模型の変状断面図

Galを越えると過剰間隙水圧が急増するという事実と対応するものと考えられる。そこで、過剰間隙水圧比と残留変形量を振動台加速度に対して同時に図-57に示す。図-57より飽和砂地盤内の過剰間隙水圧比が、0.5を越える加振条件のもとで残留変形量が増大していることがわかる。過剰間隙水圧の上昇を考慮した防波堤模型の地震時安定計算については6.で述べる。

加振中にはり肩とケーソンの動的な相対変位も測定している。測定された相対変位波形を図-58に示す。この図-58からも同様に、200Galを越える加振によってマウンドの変状が急速に進行していることを知ることができる。

#### 4.6 最終加振後の防波堤模型の変状

加振実験終了後の模型表面の変状を図-59の平面図に示す。側壁の拘束の影響のために側壁付近の変位量は中央と比べて小さい。模型撤去時の、白色層および白色砂の変形の観察と標点位置の測定によって得られた最終的な地盤の変状を図-60の断面図に示す。間隙水圧の大きかったのりじり付近の変形、特に水平方向変位が大きい。しかし、白色層、あるいは白色砂の柱を断ち切るような破壊はみられなかった。

大きい振動台加速度では、ケーソン模型がロッキング振動を起こし、ケーソン底面とマウンドの間が剥離することが観察されている。ケーソン模型の直下のマウンドの沈下量が大きいのは、模型地盤が側方に流動することに加えて、ケーソンが剥離し、衝撃的にマウンド表面と再接触することによってマウンドがパンチング破壊を起こしているためであると考えられる。

### 5. 地震応答解析

ここでは、有限要素法による水-構造物-地盤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、定数の設定等について検討を行い、計算

手法の妥当性について検討を加える。図-48に示したように防波堤模型の共振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、砂地盤およびマウンドの材料の非線形特性によるものと考えられる。地震応答解析を実施する場合には、この材料の非線形特性を考慮しなければならない。時々刻々変化するせん断弾性定数、減衰定数を追跡する非線形地震応答計算は、大型計算機を用いても膨大な計算時間を必要とし、現時点で実用的な計算手法とは必ずしも言えない。これに対し、厳密な意味での非線形計算ではないが、材料のせん断弾性定数、減衰定数のひずみ(歪)依存特性を考慮した等価線形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。本報告では、この等価線形手法を用いた地震応答計算手法を用いて検討する。

#### 5.1 地震応答計算手法

計算に用いたプログラムは、構造材料の非線形性を評価し、間隙水を含めた水と構造物の連成を考慮することができる。以下このプログラムをBEAD-III (Bank Earthquake Analysis with Dynamic Water Pressure)と呼ぶ。BEAD-IIIは非線形(完全弾塑性)の地震応答計算も行うことができるが、今回の計算では等価線形手法により、非線形性を評価することとした。以下BEAD-IIIの特徴を述べる。

##### (1) 動水圧<sup>6)</sup>

BEAD-IIIは水の圧縮性を考慮にいた動水圧を考慮している。水中を伝播する粗密波に関する基礎方程式は、 $P$ を動水圧として、

$$\nabla^2 P = \frac{1}{c^2} \cdot \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (3)$$

ここに、 $\nabla^2$ は2次元のLaplacianである。 $c$ は水中の音速であって、次式で与えられる。

$$c = \sqrt{K/\rho_f} \quad (4)$$

ここに、 $K$ ：水の体積弾性率

$\rho_f$ ：水の密度

また、境界条件は次のように与えている。

i) 自由表面において：

$$P = 0 \quad (5)$$

ii) 構造物との連成面において：

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho a_n \quad (6)$$

iii) 構造物および地盤から遠く離れた点：

$$\frac{\partial P}{\partial n} = 0 \quad (7)$$

ここに、 $n$  : 連成面の外向き法線

$a^n$  : 外向き法線方向の加速度

### (2) 間隙水

間隙水の挙動が Darcy の法則にしたがうものとするれば、構造部分の支配方程式は、次のように表現することができる。(y 方向についても同様である)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \rho_f \frac{\partial^2 w_x}{\partial t^2} \quad (8)$$

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \frac{\rho_f}{f} \cdot \frac{\partial^2 w_x}{\partial t^2} + \frac{\rho_f g}{k} \cdot \frac{\partial w_x}{\partial t} \quad (9)$$

ここに、 $\sigma_i$  : 直応力 (全応力)

$\tau_{ij}$  : せん断応力

$\rho$  : 水-構造系の密度

$\rho_f$  : 水の密度

$p$  : 間隙水圧

$f$  : 間隙率

$k$  : 透水係数

$g$  : 重力加速度

$u_i$  : 構造材変位

$w_{ij}$  : 構造材-水相対変位

$$w_i = f(U_i - u_i)$$

$U_i$  : 水の絶対変位

### (3) ジョイント要素<sup>7)~9)</sup>

ジョイント要素は図-61 に示すような2本の線が重なった、厚みのない弾塑性の要素であり、土内部の崩壊面、あるいは土と構造物の接触面を表現することができる。

その構成関係は図-62 に示すとおりである。図-62 に示すとおり、ジョイント要素は引張りに対して抵抗しない。せん断方向について、その降伏条件は式(10)のとおり、Mohr-Coulomb の降伏条件にしたがうものと考ええる。

$$\tau_y = c_i - \rho_n \tan \phi_i \quad (10)$$

ここに、 $\tau_y$  : 降伏せん断応力

$c_i$  : 初期粘着力

$\rho_n$  : 垂直応力

$\phi_i$  : 静摩擦角

降伏後についても同様に、次式で示す残留強度を考える。

$$\tau_R = c_R - \rho_n \tan \phi_R \quad (11)$$

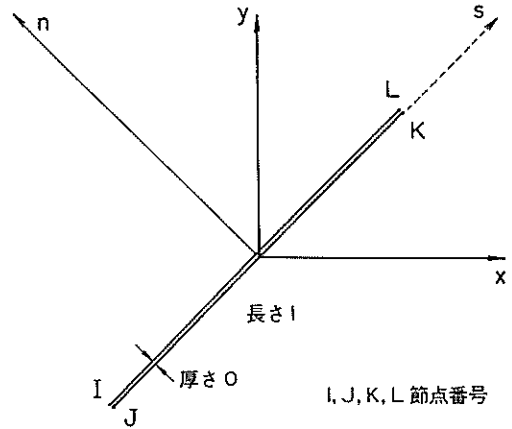


図-61 ジョイント要素

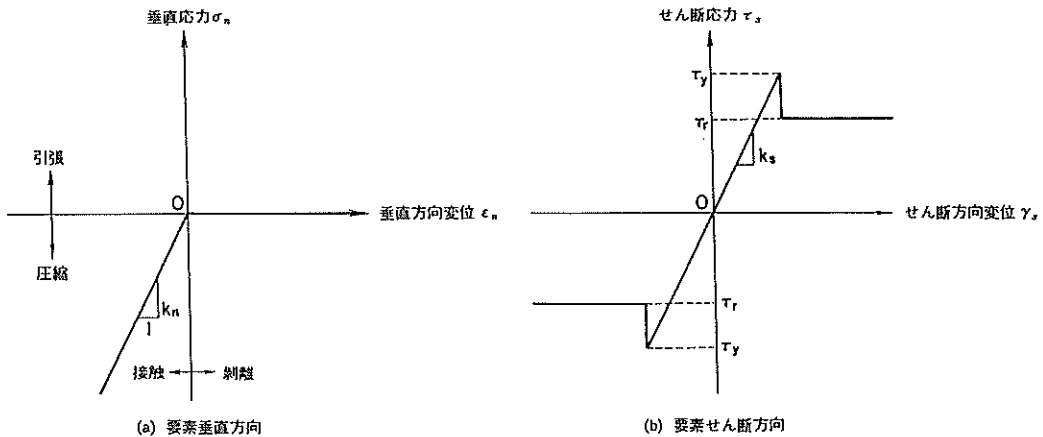


図-62 ジョイント要素の構成関係

ここに、 $\tau_R$  : 降伏後（滑動時）せん断応力

$c_R$  : 残留粘着力

$\rho_n$  : 垂直応力

$\phi_R$  : 動摩擦角

ジョイント要素は等価線形法によってその非線形形成を評価することもできる。今回の計算では、ソリッド要素との整合性からジョイント要素についても、等価線形手法を適用した。

## 5.2 地震応答解析の内容

1.において述べたように、本報告の主要な目的の1つは、実際の大水深防波堤の耐震性の検討のための地震応答解析手法の妥当性を模型振動実験により検証することである。検証課題の主要なものは以下のとおりである。

- i) 水-構造物の動的な連成作用（マウンド内の間隙水と割り石との動的な連成作用も含む）
- ii) 既存のデータが少ない砕石の動的変形特性
- iii) ケーソンとマウンドの間の Joint 要素の定数
- iv) 砂地盤が液状化する場合の等価線型化手法の地震応答計算の妥当性

まず、砕石層の振動箱実験の共振実験結果より、砕石の動的変形特性、砕石層内の動的な間隙水圧について検討した。次に、得られた砕石の動的変形特性を用いて、水がない場合とある場合の砕石マウンド模型の共振実験結果により、水-構造物の連成を考慮した地震応答解析手法の検証を行った。また、防波堤模型については、マウンド模型の検討結果をふまえて、ケーソンとマウンドの間の Joint 要素の定数について検討した。この検討では実験結果と計算結果が一致するような Joint 要素の定数を求めた。さらに、砂地盤上の混成式防波堤の大型模型振動実験の結果により、水-構造物-地盤全体の地震応答計算の結果の妥当性を検討した。実験では砂地盤が液状化したので、この結果により砂地盤が液状化する場合の等価線型化手法の地震応答計算の妥当性についても検討した。

## 5.3 砕石層の地震応答解析

### (1) 計算モデルおよび定数

図-63に砕石層の有限要素モデルを示す。表-12には計算に用いた砕石層の定数を示す。乾燥した砕石を振動箱に入れた状態での単位体積重量、間隙比、水を注入後の砕石層の飽和単位体積重量は測定値であるが、透水係数、ポアソン比は一般的な値を仮定して与えた。

既に述べたように、砕石層に関する検討の目的はここで用いた砕石の動的変形特性を推定することである。そこで、以下の手順で推定を行った。まず既存の大型振動三軸試験の結果から与えられている他の砕石の動的変形

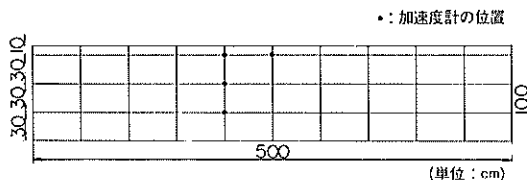


図-63 砕石層の有限要素モデル

表-12 計算に用いた定数

|                               |       |
|-------------------------------|-------|
| 単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )   | 1.42  |
| 飽和単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> ) | 1.87  |
| 間隙比                           | 0.833 |
| 透水係数 (m/s)                    | 0.01  |
| ポアソン比                         | 0.45  |

特性を参考にして、本報告で用いている砕石の動的変形特性を仮定した。次に、この仮定した砕石の動的変形特性を用いて、地震応答計算を行い、砕石層の共振振動数、加速度応答比の計算値を求めた。この計算値が実測値と一致するように砕石の動的変形特性を修正し、再度地震応答計算を行った。このような繰り返し計算から、砕石層の共振振動数、加速度応答比の計算値が実測値とほぼ一致するような砕石の動的変形特性を定めた。微小ひずみ時のせん断弾性係数は次式のように求められた。

$$G_0 = 1230 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_c)^{0.55} \quad (12)$$

ここに、 $G_0$  : 微小ひずみ時のせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$e$  : 間隙比

$\sigma'_c$  : 有効拘束圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性は図-64に示すように与えられた。図-64には国生・江刺・桜井<sup>10)</sup>の砕石の大型振動三軸試験の結果による曲線も示してある。国生らの砕石のひずみ依存曲線とここで推定した曲

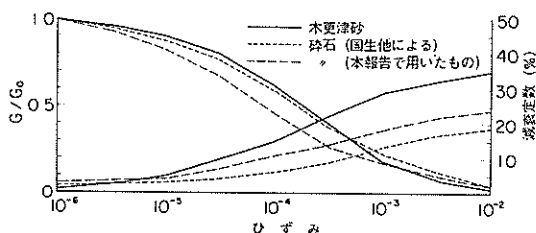


図-64 木更津砂および砕石の物性のひずみ依存特性

線と比較すると、せん断弾性係数は国生らの曲線がやや大きく、減衰定数は国生らの曲線が小さくなっている。また、国生らの微小ひずみ時のせん断弾性係数を与える式は次のとおりであり、ここで推定した式とほぼ一致している。

$$G_0 = 1300 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_c)^{0.55} \quad (13)$$

以上の結果から判断すると、ここで推定した碎石の動的変形特性は妥当な値を与えていると考えられる。

## (2) 解析結果

碎石の動的変形特性を推定する地震応答計算と実験結果の比較では共振振動数とその加速度応答比の一致度だけしか検討していないので、ここでは共振曲線の比較を示す。また、水がない場合の碎石層の共振実験から推定された碎石の動的変形特性を用いて計算した水がある場

合の碎石層の共振曲線と実験結果との一致度についても検討する。さらに、碎石層内の動的な間隙水圧の計算結果と実験結果の比較も示す。

図-65、66には水がない場合の碎石層の共振曲線の計算結果と実験結果を示す。共振振動数より高い振動数の範囲でやや一致度が良くないが、共振振動数より低い振動数範囲では一致度が良い。図-67～69には水がある場合の碎石層の共振曲線の計算結果と実験結果を示す。振動台最大加速度が大きくなると、計算結果と実験結果の一致度がやや悪くなる傾向があるが、ほぼ一致していると考えても良いと思われる。

表-13には間隙水圧の計算値と測定値を比較して示す。間隙水圧の計算値の位置は測定値のW1とW2の位置の間にあるので、W1とW2の測定値を平均して、計算値と比較した。振動台最大加速度が約50Galの場合は

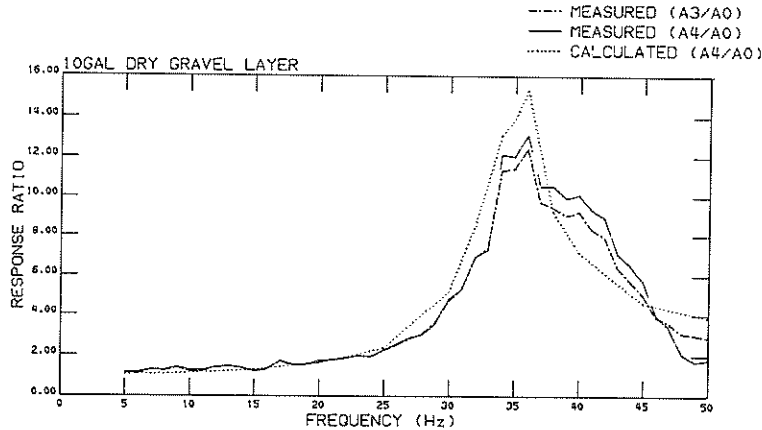


図-65 碎石層の共振曲線（水なし、10 Gal）

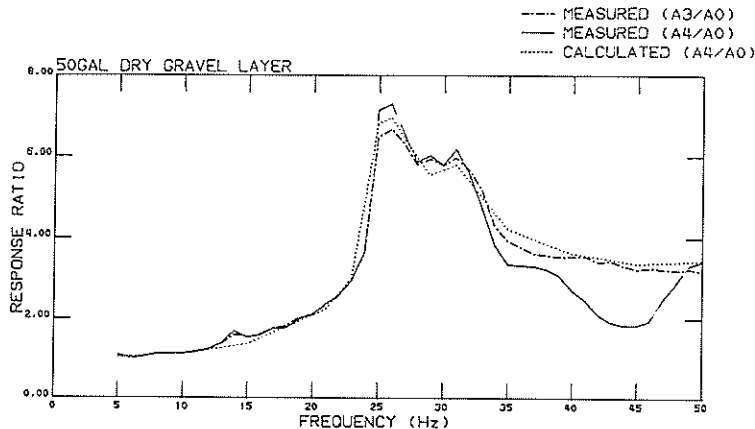


図-66 碎石層の共振曲線（水なし、50 Gal）



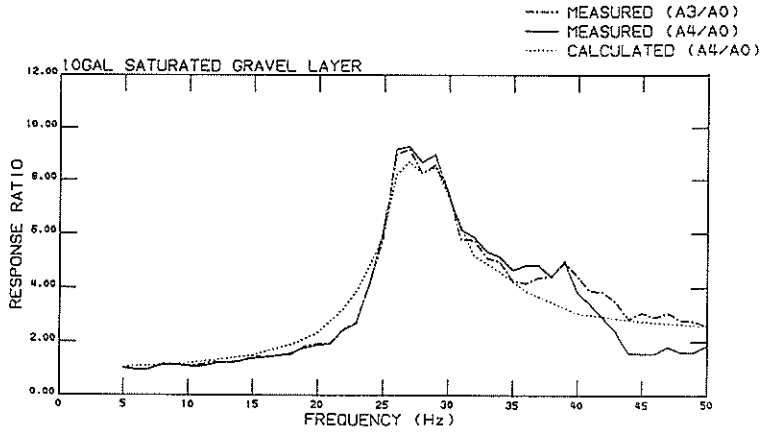


図-67 碎石層の共振曲線 (水あり, 10 Gal)

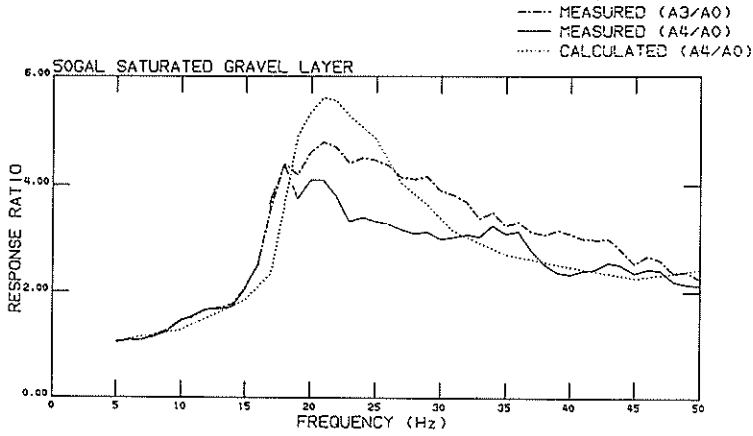


図-68 碎石層の共振曲線 (水あり, 50 Gal)

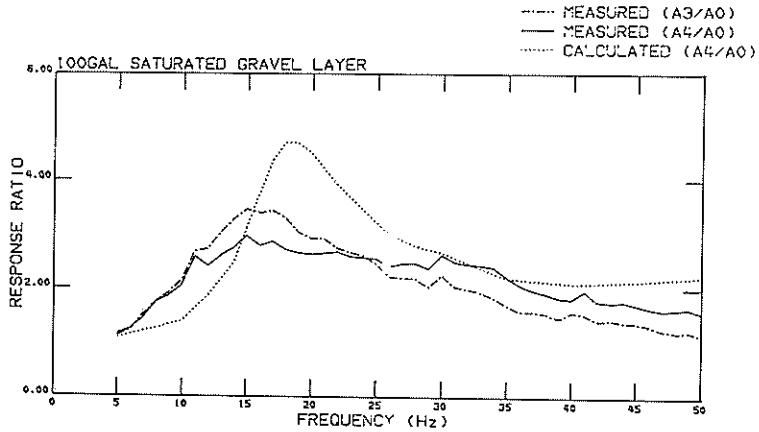


図-69 碎石層の共振曲線 (水あり, 100 Gal)

表-13 間隙水圧の測定値と計算値の比較

| 入力正弦波    |           | 間隙水圧<br>(W1とW2の平均値, gf/cm <sup>2</sup> ) |     | 応答加速度 (A3, Gal) |     |
|----------|-----------|--|-----|-----------------|-----|
| 振動数 (Hz) | 加速度 (Gal) | 測定値                                      | 計算値 | 測定値             | 計算値 |
| 27       | 11        | 0.6                                      | 0.7 | 96              | 98  |
| 21       | 53        | 1.6                                      | 3.6 | 253             | 296 |
| 15       | 113       | 5.1                                      | 5.4 | 386             | 381 |

やや異なるが、他の2つの場合はほぼ一致している。

5.4 混成式防波堤の予備模型の地震応答解析

(1) 計算モデルおよび定数

図-70にマウンドだけの模型の有限要素モデル、図-71には防波堤模型の有限要素モデルを示す。図-72～74には計算に用いた各定数を示す。図-72はマウンド模型、図-73は水がない場合の防波堤模型、図-74は水がある場合の防波堤模型の定数である。図中の単位体積重量、飽和単位体積重量、間隙比は測定値であり、ポアソン比、透水係数は一般的な値を仮定している。マウンド模型、水がない場合の防波堤模型のNo.1の微少ひ

ずみ時のせん断弾性係数  $G_0$  は5.3の(12)式より与えた。水がない場合の防波堤模型の  $G_0$  のNo.2は、振動台最大加速度が100Galの共振実験の後に再度実施した振動台最大加速度が10Galの場合の計算定数である。この2度めの10Galの共振曲線は最初のそれと異なっていたので、No.2の  $G_0$  は計算結果の共振振動が測定結果のそれと一致するように定めた。そして、水がある場合の防波堤模型の  $G_0$  は水がない場合のNo.2の  $G_0$  から水を注入したことによる拘束圧の変化を考慮して定めた。このように水がない場合の防波堤模型のNo.2の共振実験の定数を与えたのは、水の有無による防波堤模型の共振曲線の変化に限定して計算結果と実験結果を検討することとしたためである。

防波堤模型の有限要素モデル化では、ケーソンとマウ

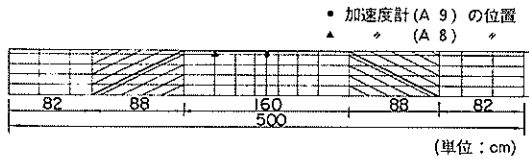


図-70 マウンド模型の有限要素モデル

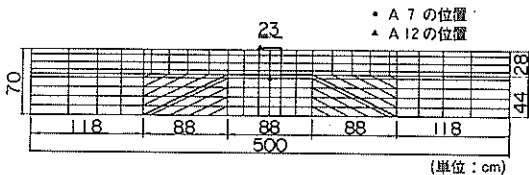
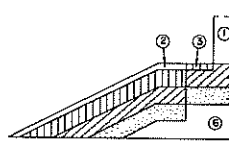


図-71 防波堤模型の有限要素モデル

| 水なしの場合                      | マウンド  | ケーソン  |
|-----------------------------|-------|-------|
| 単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> ) | 1.50  | 1.67  |
| 間隙比                         | 0.735 | —     |
| ポアソン比                       | 0.45  | 0.167 |



| 材料番号 | $G_0$ (tf/m <sup>2</sup> ) |        |
|------|----------------------------|--------|
|      | No.1                       | No.2   |
| ①    | 900000                     | 900000 |
| ②    | 780                        | 390    |
| ③    | 1286                       | 643    |
| ④    | 1862                       | 931    |
| ⑤    | 2325                       | 1163   |
| ⑥    | 2810                       | 1405   |

図-73 計算に用いた定数 (水なし)

|                             |       |
|-----------------------------|-------|
| 単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> ) | 1.49  |
| 飽和 $\nu$ (°)                | 1.92  |
| 間隙比                         | 0.747 |
| ポアソン比                       | 0.45  |
| 透水係数 (m/s)                  | 0.01  |

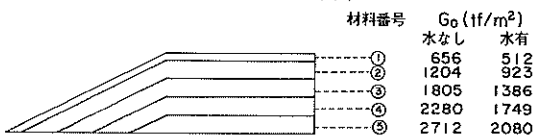


図-72 計算に用いた定数

| 水有の場合      | マウンド                          |       | ケーソン |
|------------|-------------------------------|-------|------|
|            | 飽和単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> ) | 1.92  | 1.67 |
| 間隙比        | 0.735                         | —     | —    |
| ポアソン比      | 0.45                          | 0.167 | —    |
| 透水係数 (m/s) | 0.01                          | —     | —    |



| 材料番号 | $G_0$ (tf/m <sup>2</sup> ) |        |
|------|----------------------------|--------|
|      | ①                          | 900000 |
| ②    | 300                        | —      |
| ③    | 518                        | —      |
| ④    | 740                        | —      |
| ⑤    | 938                        | —      |
| ⑥    | 1113                       | —      |

図-74 計算に用いた定数 (水あり)

表-14 共振曲線の測定結果と計算結果の比較

| 振動台最大<br>加速<br>度<br>(Gal) | 共振振動数 |     | 応答比 |      |
|---------------------------|-------|-----|-----|------|
|                           | 測定値   | 計算値 | 測定値 | 計算値  |
| 15                        | 24    | 24  | 9.6 | 10.8 |
| 51                        | 15    | 15  | 6.8 | 7.1  |
| 95                        | 12    | 12  | 5.7 | 4.3  |

ンドの間に Joint 要素を用いた。この Joint 要素のせん断方向のばね係数  $K_s$ 、垂直方向のばね係数  $K_n$ 、減衰定数  $h$  は、実験の共振振動数とその加速度応答比が計算結果と一致するように定めた。この実験結果と計算結果の比較を表-14 に示す。得られた Joint 要素の定数をせん断変位に対して図-75 に示す。 $K_s$  と  $K_n$  は同じ値を与えることとした。 $K_{s0}$  は  $8000 \text{tf/m}^2$  とした。

(2) 解析結果

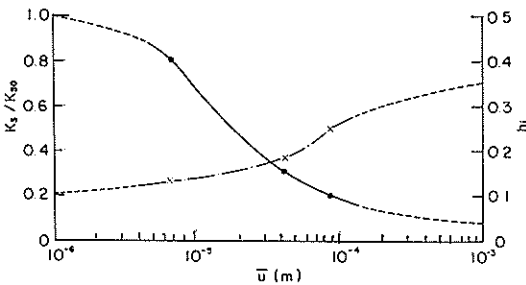


図-75 Joint 要素の定数

まず、マウンド模型について共振曲線の実験と計算の結果の比較を示す。図-76 が水がない場合の振動台最大加速度が 50Gal の結果である。水がある場合の振動台最大加速度が 10Gal の結果を図-77 に、50Gal の結果を図-78 に示す。水がない場合は共振振動数が 50Hz 以上となっているが、50Hz までの共振曲線の形状は実験結果と計算結果は一致している。水がある場合の振動台最大加速度が 50Gal のときは、計算結果の加速度応答比が実験結果のそれよりやや大きいが、振動台最大加速度が 10Gal のときは、共振曲線の一致度がかなり良い。

次に、防波堤模型の共振曲線の実験結果と計算結果の比較を示す。図-79 は水がない場合で振動台最大加速度が 50Gal の共振曲線の計算結果を実験結果と比較して示したものである。ケーソン天端 (A12) とマウンド天端 (A7) の共振曲線を同時に示している。マウンド模型に比較して、マウンド天端の共振曲線の実験と計算の結果の一致度は悪い。ケーソン天端の共振曲線から得られた共振振動数と加速度応答比の測定値が計算値と一致す

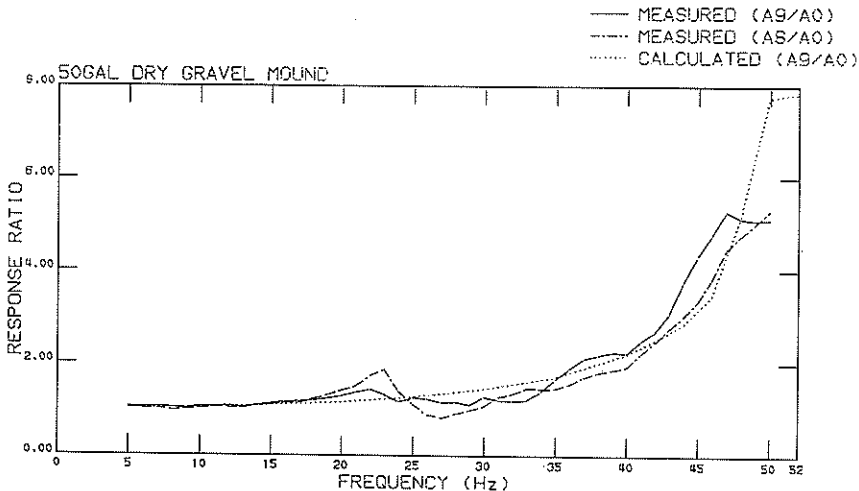


図-76 マウンド模型の共振曲線 (水なし, 50 Gal)

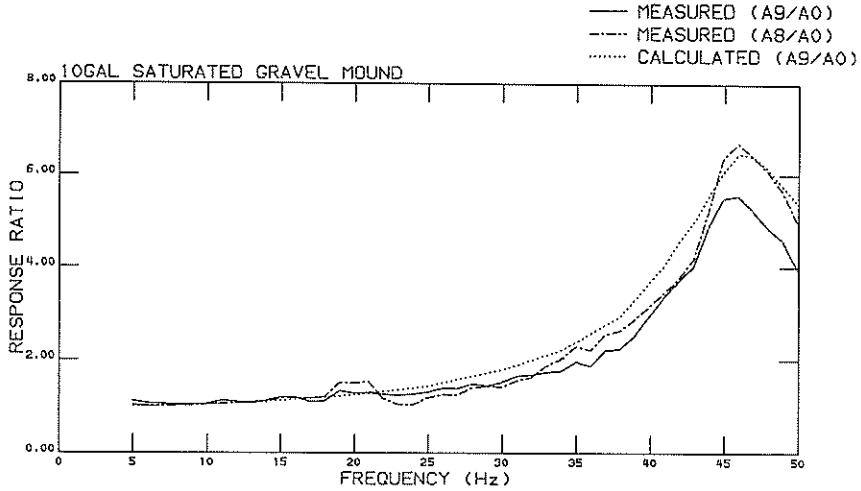


図-77 マウンド模型の共振曲線（水あり，10 Gal）

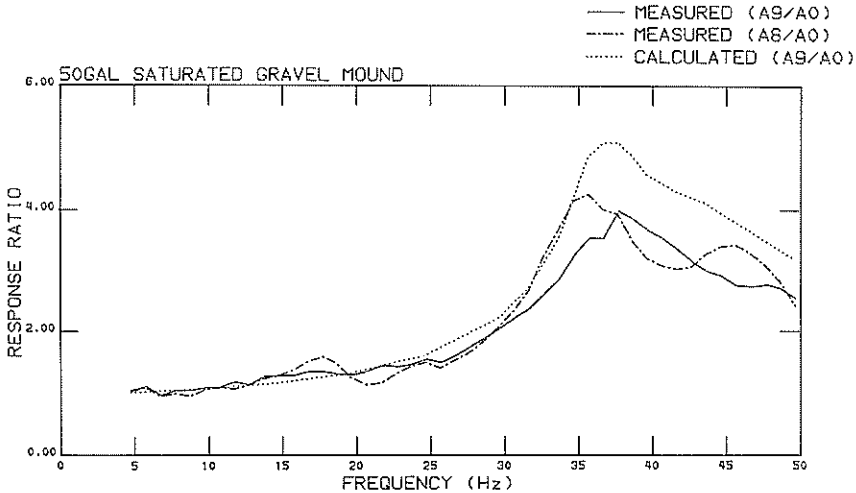


図-78 マウンド模型の共振曲線（水あり，50 Gal）

るように定数を与えているのではあるが、このケーソン天端の共振振動数の近くの共振曲線の形状の一致度はかなり良い。

水の有無による防波堤模型の共振曲線の変化を計算結果と実験結果について検討する。これにより、水-構造物連成系の地震応答計算手法の妥当性を検証する。図-80には、水がない場合の振動台最大加速度10Galの共振曲線の実験結果と計算結果を比較して示す。前述したように、ここで用いている定数は新たにケーソン天端の共振振動数と加速度応答比の測定値が計算値と一致するように決めたものである。この振動台最大加速度10Galの場合の共振曲線の実験結果と計算結果の一致度の傾向

は前に示した図-79の振動台最大加速度50Galの場合と同様である。ただ、振動台最大加速度10Galの場合には、マウンド天端の45Hz付近の振動数での加速度応答比の計算結果が実験結果よりもかなり小さい。次に、ここで決めた定数に対して、水のある場合について計算を行い、実験結果と比較した。図-81に水がある場合の共振曲線の実験結果と計算結果を示す。図に示すように、加速度応答比の値がやや異なるが、計算より得られた共振曲線は実験結果のそれと良く一致している。したがって、ここで用いている水-構造物連成系の地震応答計算手法は加速度応答特性についてはかなり妥当性の高い結果を与えると考えられる。

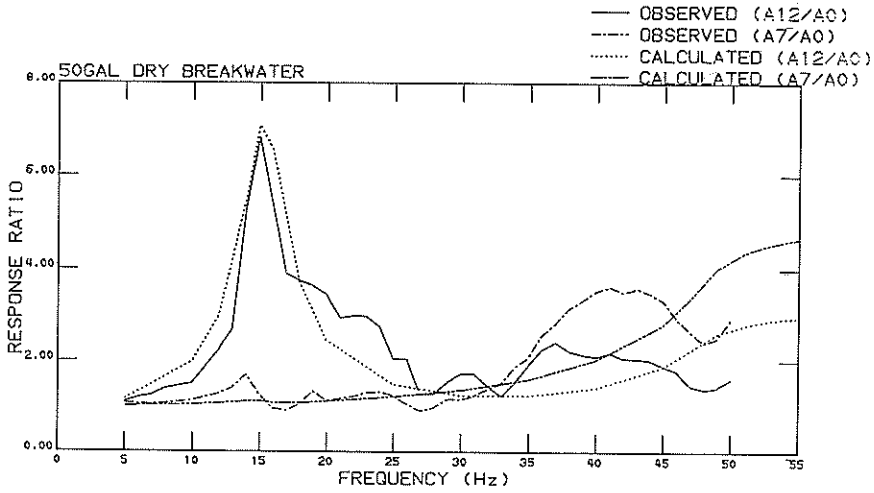


図-79 防波堤模型の共振曲線 (水なし, 50 Gal)

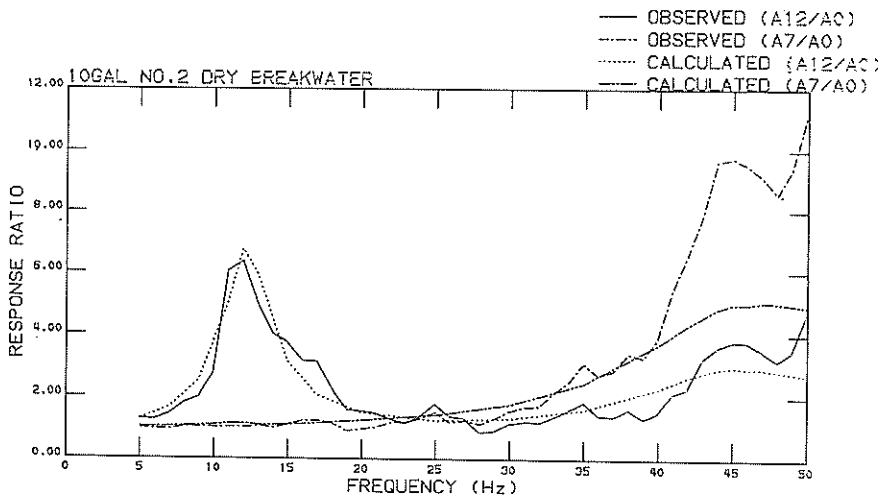


図-80 防波堤模型の共振曲線 (水なし, 10 Gal, No.2)

最後に、模型に作用する動水圧の計算結果と実験結果の比較を示す。図-82はマウンド模型の斜面に作用する動水圧の計算結果と実験結果を比較したものである。振動台最大加速度が50Galで、入力振動数が5Hzと、38Hz (共振振動数) について示してある。図には参考のために Zanger 式の値も図示した。この Zanger 式の計算のための震度はマウンド天端の応答最大加速度と振動台最大加速度の平均値を重力加速度で除した値である。入力振動数が5Hzの場合には、測定値、地震応答計算結果の値、Zanger 式の値はほぼ等しい。共振振動数である38Hzの場合には、測定値が2つの計算値を上まわっている。

図-83は防波堤模型のケーソン模型に作用する動水圧の測定値を計算値と比較したものである。ケーソン模型の各位置の応答加速度を平均し、それを重力加速度で除した値を震度とし、図には動水圧をこの震度で除した値で示した。入力振動数は共振振動数である8Hzである。図中の黒丸は測定値、白丸は地震応答計算による値、点線は Westergaard の簡略公式により与えられる値である。図によれば、Westergaard の簡略公式の値が大きくなっている。地震応答計算の結果と測定結果は、ケーソンの下端でやや異なるが、ほぼ一致した値を示している。

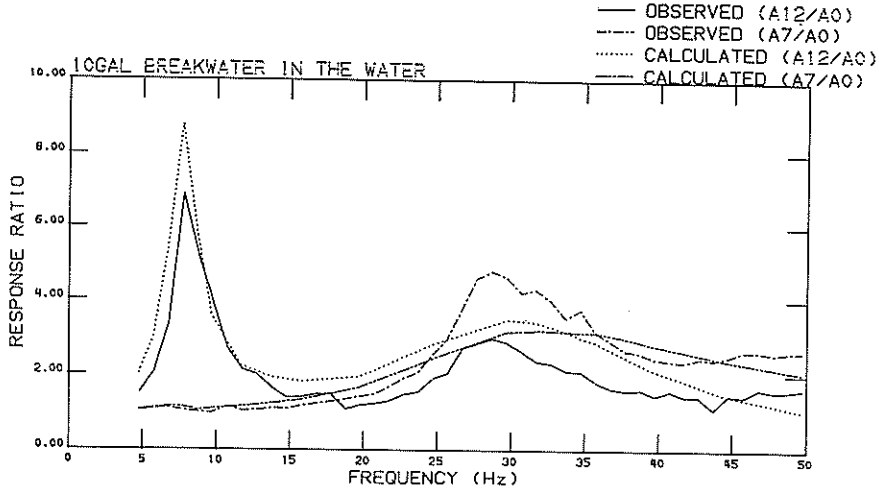


図-81 防波堤模型の共振曲線 (水あり, 10 Gal)

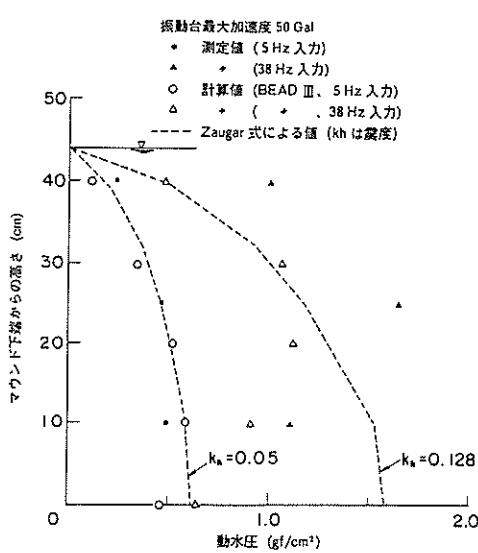


図-82 マウンド模型斜面に作用する動水圧の計算結果と実験結果

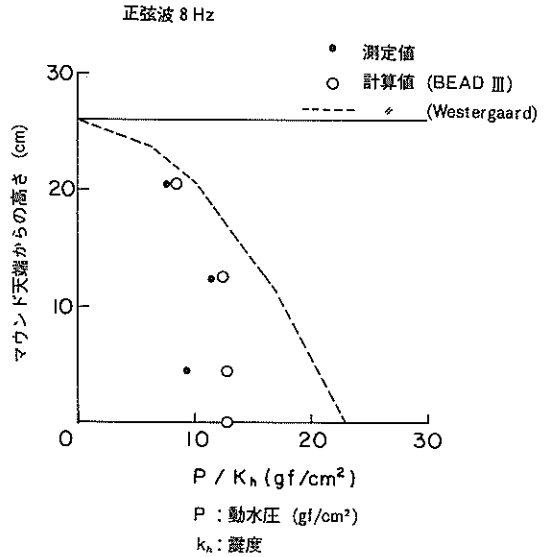


図-83 防波堤模型のケーソン模型に作用する動水圧の計算結果と実験結果

### 5.5 混成式防波堤の大型模型の地震応答解析

#### (1) 計算モデルおよび定数

BEAD-IIIによる計算のための有限要素モデルを図-84に示す。ケーソンとマウンドの間には等価線形のジョイント要素を配し、ケーソンとマウンドの接触面を表現することとした。図-84には対応する加速度計の設置位置を合わせて示してある。地震応答計算に必要なせん断弾性定数は静的解析から求めた拘束圧より計算した。静的解析に用いた定数を表-15に、静的解析の計算の結果得られた拘束圧および拘束圧より計算したせん断弾

性定数の分布をそれぞれ図-85および図-86に示す。また、動的解析に用いた定数をまとめて表-16に示す。

#### (2) 解析結果

水平加速度波形を解析結果と実験結果とを比較して図-87に示す。両ケースとも第2回めの加振と第3回めの加振とを示した。振動台最大加速度は、第2回めの加振で約100Gal、第3回めの加振で約200Galである。最大加速度の鉛直方向分布を、計算結果と実験結果を比較して図-88に示す。

図-87によれば、振動台加速度が約100Galの場合、

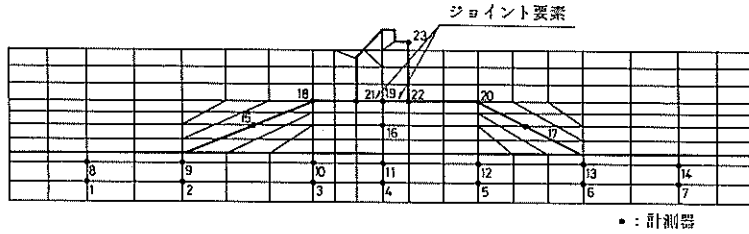


図-84 有限要素モデル

表-15 静的解析に用いた定数

|         | 項 目                                  | ケース 1     | ケース 2     |
|---------|--------------------------------------|-----------|-----------|
| 地 盤     | せん断弾性定数 $G$ (tf/m <sup>2</sup> )     | 1200.0    | 1000.0    |
|         | 単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> ) | 0.77      | 0.82      |
|         | ポアソン比 $\nu$                          | 0.49      | 0.49      |
| マウンド    | せん断弾性定数 $G$ (tf/m <sup>2</sup> )     | 3900.0    | 2900.0    |
|         | 単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> ) | 1.65      | 0.91      |
|         | ポアソン比 $\nu$                          | 0.45      | 0.45      |
| ケーソン    | せん断弾性定数 $G$ (tf/m <sup>2</sup> )     | 1300000.0 | 1300000.0 |
|         | 単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> ) | 2.162     | 2.162     |
|         | ポアソン比 $\nu$                          | 0.167     | 0.167     |
| ジョイント要素 | せん断方向ばね定数 $K_s$ (tf/m <sup>2</sup> ) | 8000.0    | 6100.0    |
|         | 垂直方向ばね定数 $K_n$ (tf/m <sup>2</sup> )  | 8000.0    | 6100.0    |

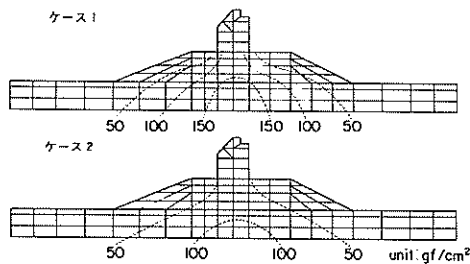


図-85 拘束圧の分布

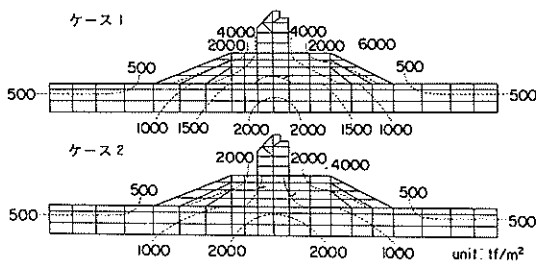


図-86 低ひずみ時のせん断弾性定数  $G$  の分布

計算結果と実験結果はケーソンの天端の波形がやや異なるのを除いて、よい一致を示している。一方、振動台加速度が200Galに増加すると、計算結果と実験結果の差は大きくなる。振動台加速度が200Galを越えると、防波堤模型直下を除いた砂地盤内の過剰間隙水圧比は0.5以上となっており、このことが計算結果と実験結果の応答加速度の差に大きな影響を与えていると考えられる。ケーソン天端における応答加速度波形の測定値と計算値の差については、ケーソンとマウンドを結ぶジョイント要素のばねの性質が大きく影響している。前述のとおり、今回の計算ではジョイント要素はその相対する面の相対変位レベルに応じたばね定数を持つ線形のばねを用いている。しかし実際のケーソンとマウンドの間は複雑で、両者の関係を等価線形のばねで表現しうるかどうかが、あるいは表現しうるとすればそのばね定数をいかに決定すべきかについては、さらに詳しい検討が必要である。本報告では、このジョイント要素のばね定数については、その問題点のみを指摘するとともに、さらに詳しい検討は今後の課題とする。

表-16 動的解析に用いた定数

|              | 項 目   | ケース 1                 | ケース 2                 |
|--------------|---|-----------------------|-----------------------|
| 地 盤          | 低ひずみ時のせん断弾性定数 $G_o$ (tf/m <sup>2</sup> )      | 要素別                   | 要素別                   |
|              | 単 位 体 積 重 量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )     | 1.77                  | 1.82                  |
|              | ポ ア ソ ン 比 $\nu$                               | 0.49                  | 0.49                  |
|              | 間 隙 率 $n$                                     | 0.519                 | 0.497                 |
|              | 間隙水の内の自由水の割合                                  | 0.6                   | 0.6                   |
|              | 透 水 係 数 $k$ (m/s)                             | $3.61 \times 10^{-4}$ | $2.80 \times 10^{-4}$ |
|              | 低ひずみ時の減衰定数 $h_o$                              | 0.01                  | 0.01                  |
| マウンド         | 低ひずみ時のせん断弾性定数 $G_o$ (tf/m <sup>2</sup> )      | 要素別                   | 要素別                   |
|              | 単 位 体 積 重 量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )     | 1.65                  | 1.91                  |
|              | ポ ア ソ ン 比 $\nu$                               | 0.45                  | 0.45                  |
|              | 間 隙 率 $n$                                     | —————                 | 0.419                 |
|              | 間隙水の内の自由水の割合                                  | —————                 | 0.6                   |
|              | 透 水 係 数 $k$ (m/s)                             | —————                 | 0.01                  |
|              | 低ひずみ時の減衰定数 $h_o$                              | 0.03                  | 0.03                  |
| ケーソン         | せん断弾性定数 $G$ (tf/m <sup>2</sup> )              | 1300000.0             | 1300000.0             |
|              | 単 位 体 積 重 量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )     | 2.162                 | 2.162                 |
|              | ポ ア ソ ン 比 $\nu$                               | 0.167                 | 0.167                 |
|              | 減 衰 定 数 $h$                                   | 0.02                  | 0.02                  |
| ジョイント<br>要 素 | 低ひずみ時せん断方向バネ定数 $K_{s_o}$ (tf/m <sup>2</sup> ) | 8000.0                | 6100.0                |
|              | 低ひずみ時垂直方向バネ定数 $K_{n_o}$ (tf/m <sup>2</sup> )  | 8000.0                | 6100.0                |
|              | 低ひずみ時の減衰定数 $h_o$                              | 0.10                  | 0.10                  |



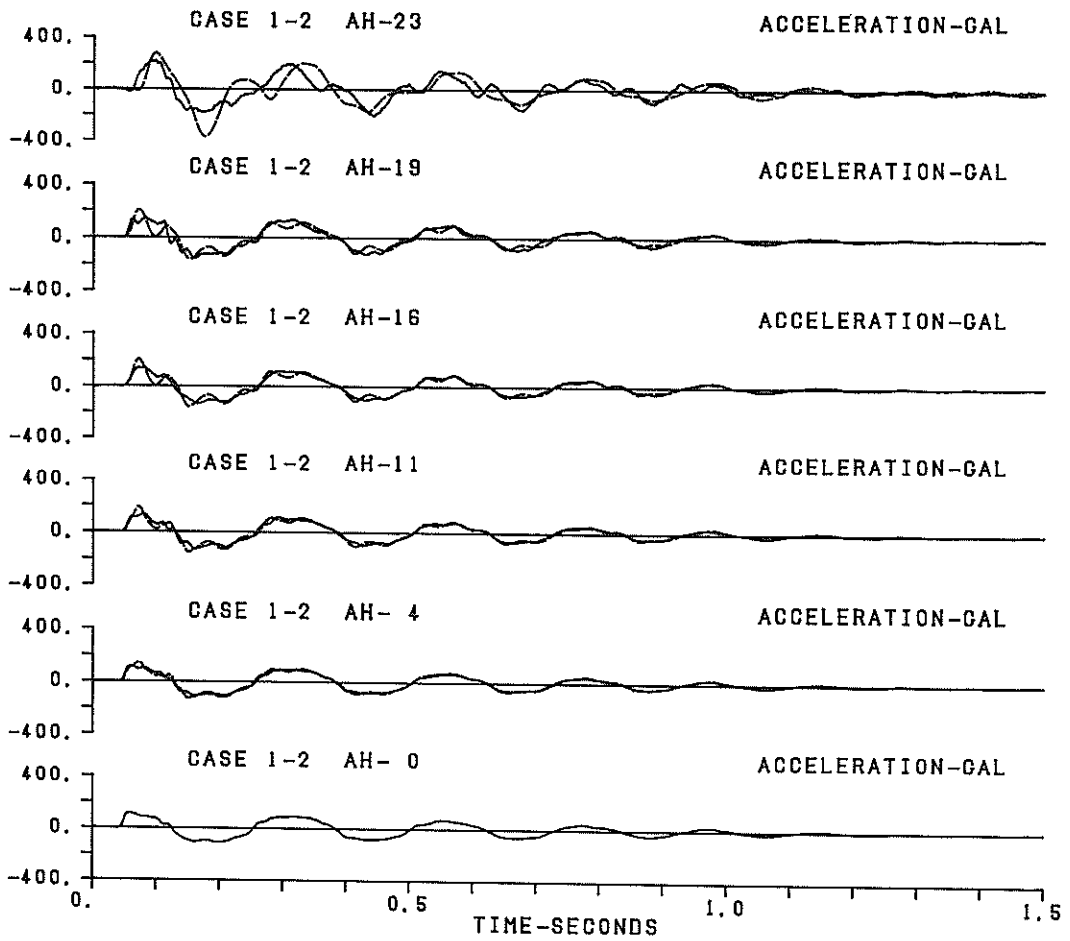


図-87(a) 加速度波形の比較 (ケース1, No.2)

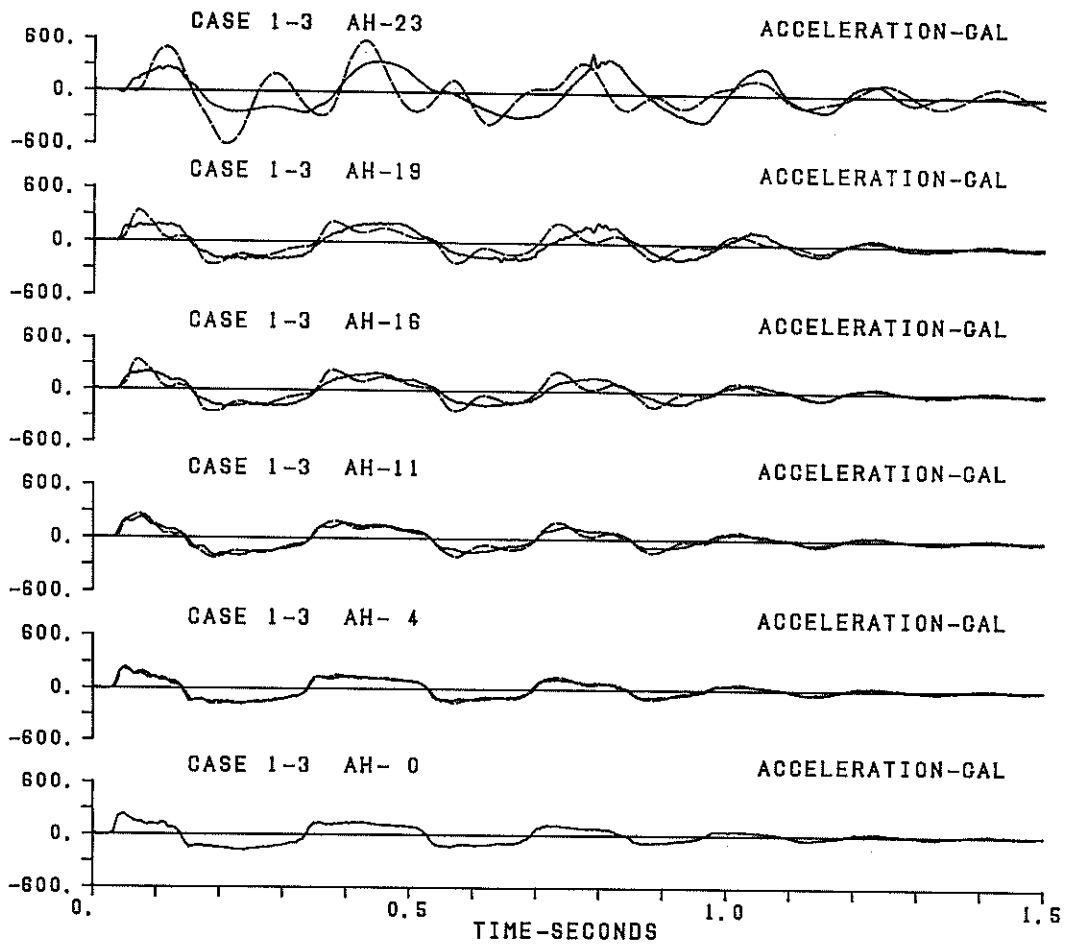


図-87 (b) 加速度波形の比較 (ケース1, No.3)

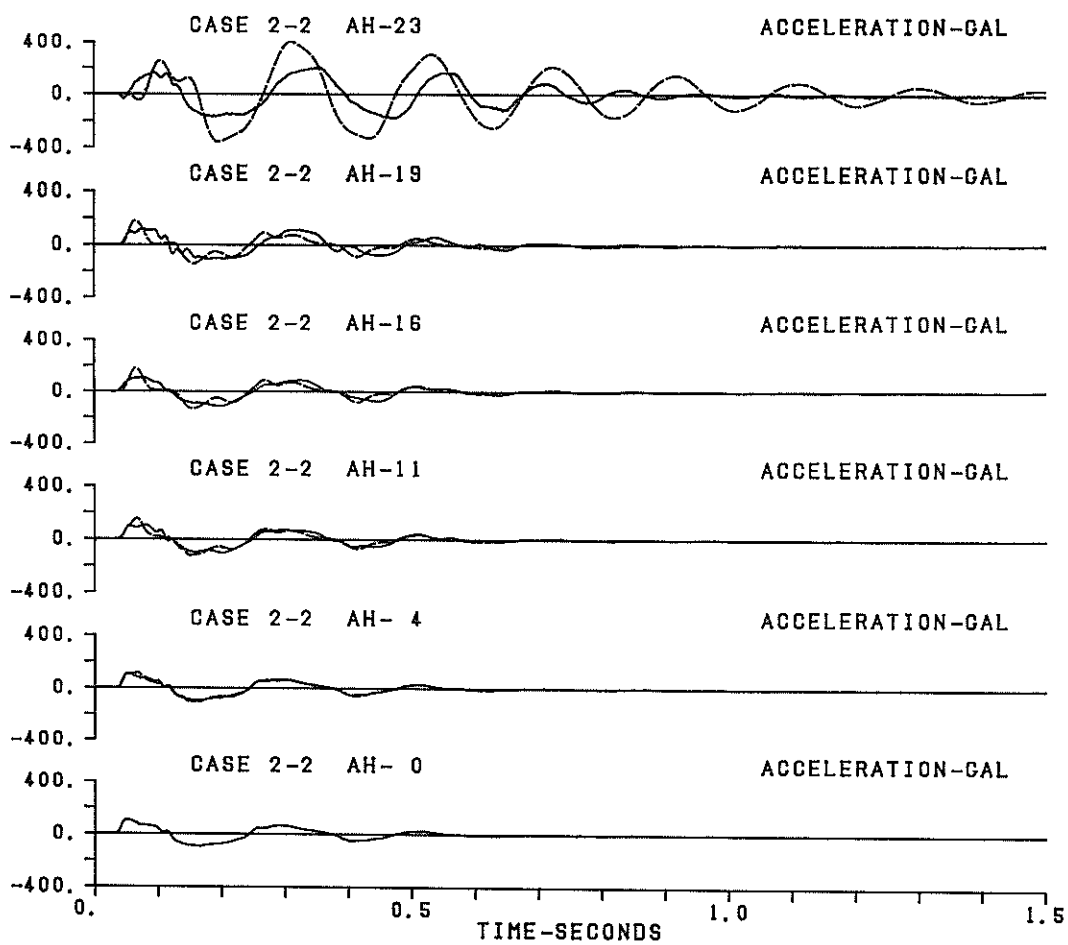


図-87(c) 加速度波形の比較 (ケース2, No.2)

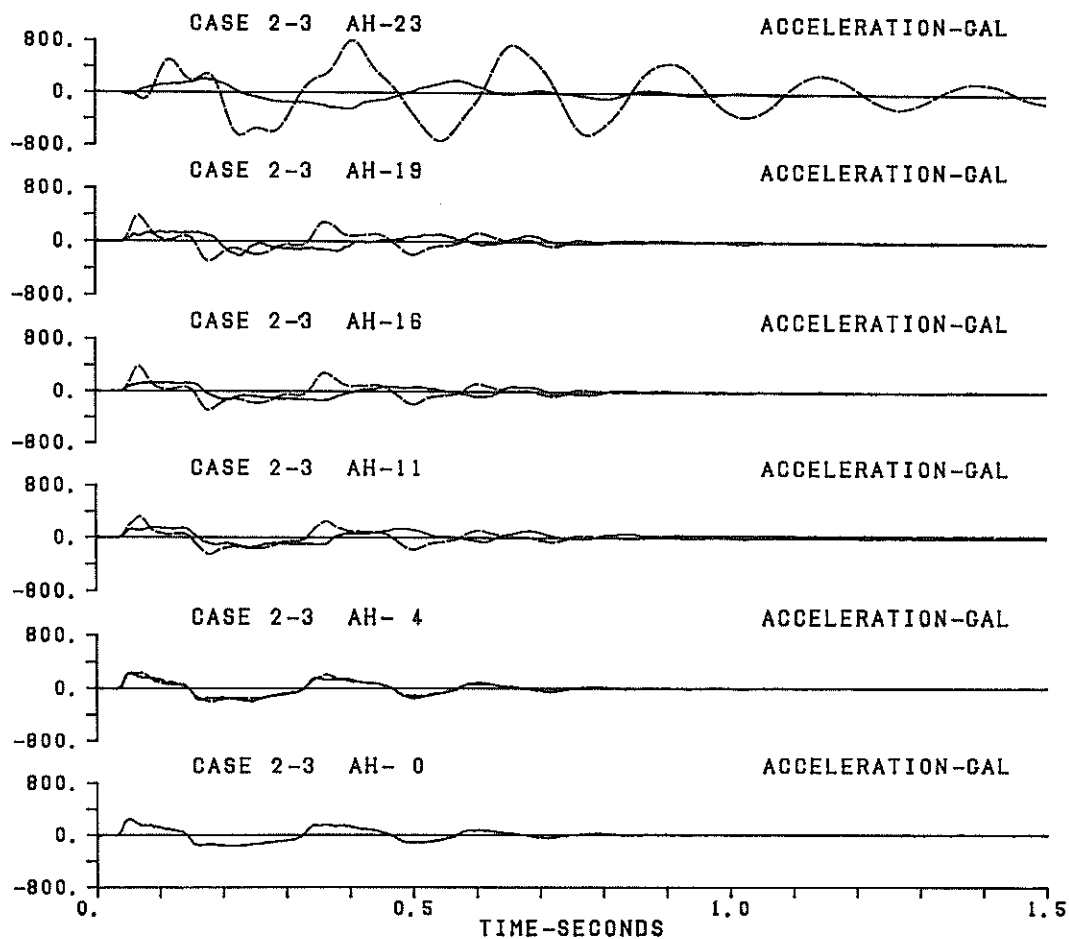


図- 87 (d) 加速度波形の比較 (ケース 2, No.3)

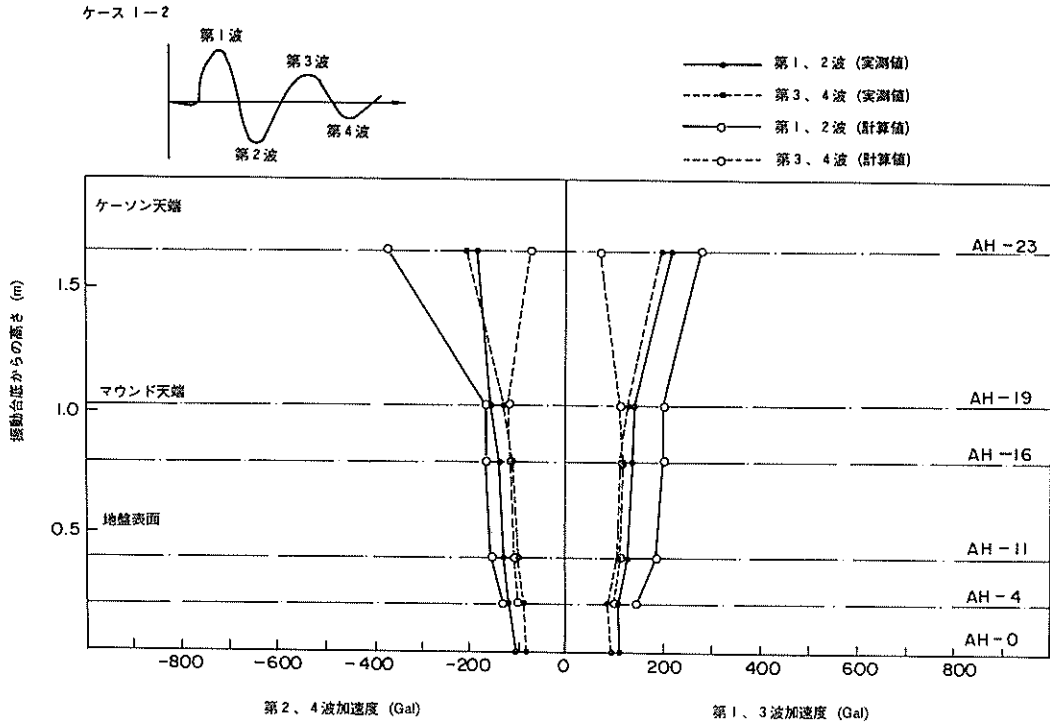


図-88 (a) 最大加速度の鉛直方向分布の比較 (ケース 1, No.2)

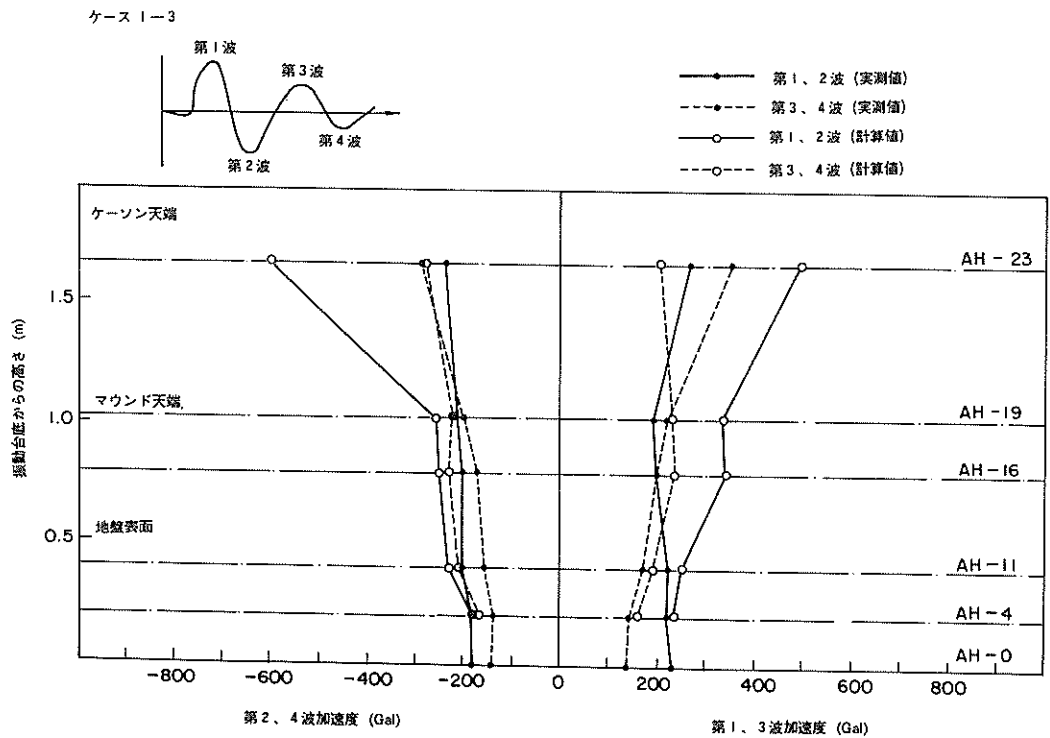


図-88 (b) 最大加速度の鉛直方向分布の比較 (ケース 1, No.3)

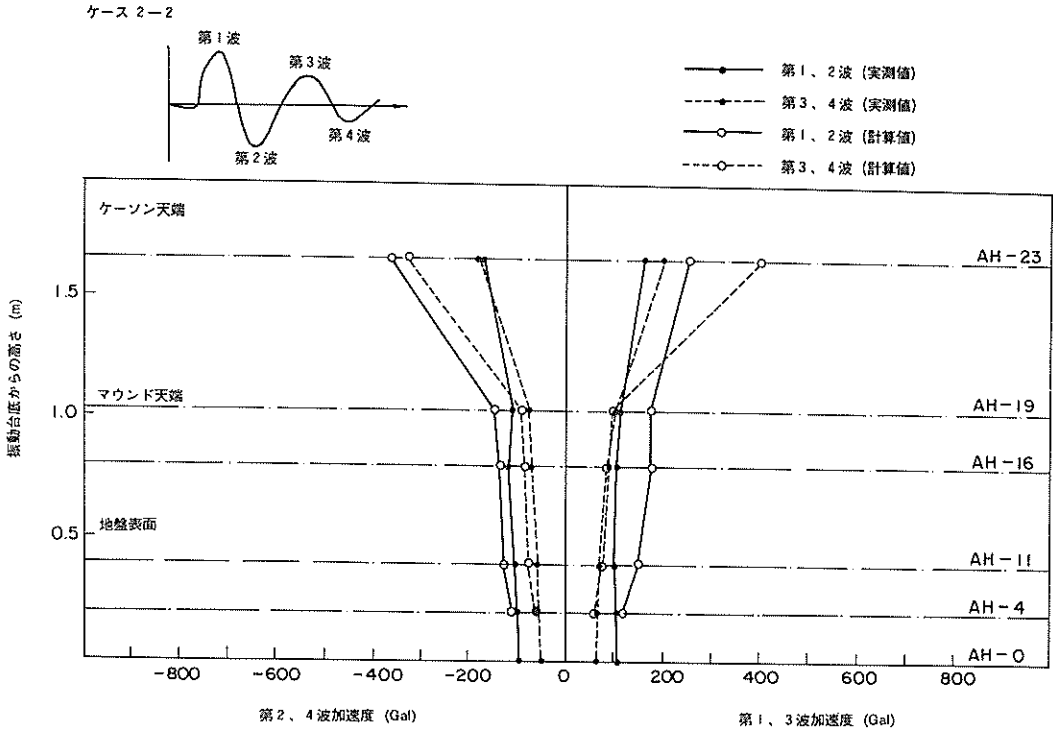


図-88 (c) 最大加速度の鉛直方向分布の比較 (ケース 2, No.2)

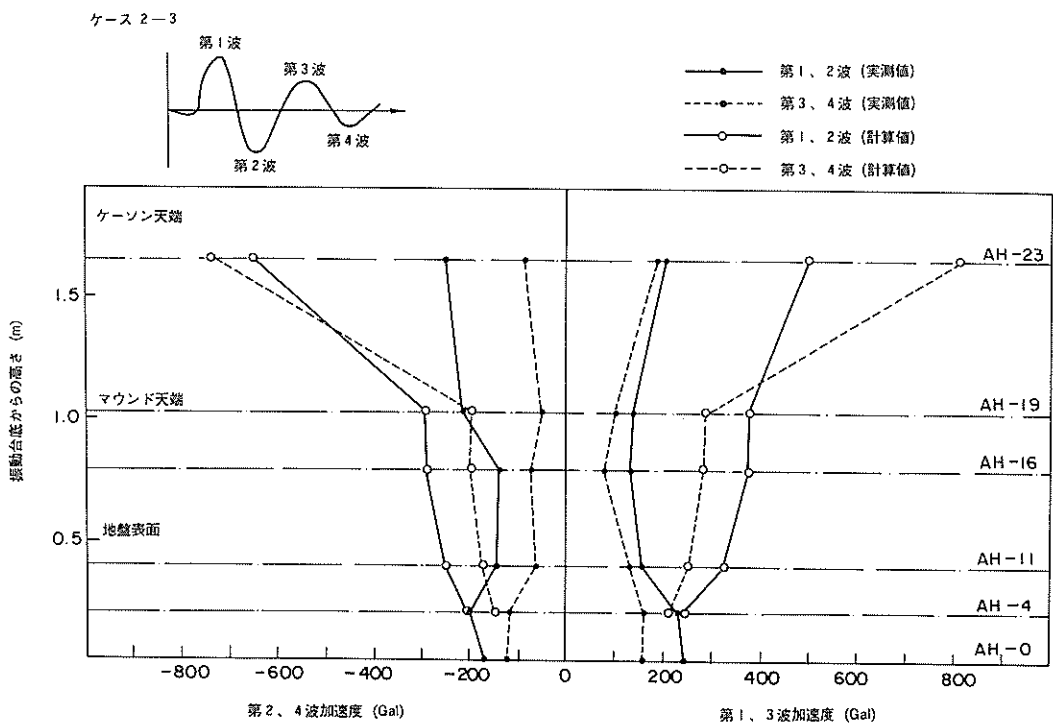


図-88 (d) 最大加速度の鉛直方向分布の比較 (ケース 2, No.3)

## 6. 円形すべり面法による安定解析

図-60に示したように、防波堤模型は大きく沈下しているが、完全には崩壊していない。4.5で示したように、防波堤模型の変位量はある振動台最大加速度で急増

し、その後の振動台加速度の増加とともに防波堤の変位がさらに大きく進行するという挙動を示した。この防波堤の変位量が急増した場合の加振では、砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以上となっていた。このような変状を示す防波堤模型に対して、ここでは、防波堤に作用する

表-17 碎石の三軸試験結果（荘司による<sup>13)</sup>）

| 実験ケース | $\rho_d$<br>( $t/m^3$ ) | $e_0$ | $\phi_{co}$<br>(度) | $C_{co}$<br>( $kgf/cm^2$ ) | 備考             |
|-------|-------------------------|-------|--------------------|----------------------------|----------------|
| 1     | 1.50                    | 0.743 | 36.67              | 0.68                       | 圧密排水           |
| 2     | 1.55                    | 0.674 | 39.99              | 0.48                       | 〃              |
| 3     | 1.60                    | 0.633 | 40.95              | 0.52                       | 〃              |
| 4     | 1.55                    | 0.685 | 39.77              | 0.71                       | 圧密排気<br>(気乾状態) |

表-18 円形すべりの計算条件と計算結果

| ケース | 単位体積重量 ( $t/m^3$ ) |       |       | 内部摩擦角 (度) |      | テスト<br>No. | 波の<br>番号 | 震 度   |       |       | 円 形<br>すべりの<br>安全率 |   |   |       |       |       |            |
|-----|--------------------|-------|-------|-----------|------|------------|----------|-------|-------|-------|--------------------|---|---|-------|-------|-------|------------|
|     | 地 盤                | マウンド  | ケーソン  | 地 盤       | マウンド |            |          | 地 盤   | マウンド  | ケーソン  |                    |   |   |       |       |       |            |
| 1   | 1.77               | 1.65  | 2.16  | 36        | 40   | —          | —        | 0     | 0     | 0     | 1.93, 2.04         |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      | 2          | 1        | 0.122 | 0.142 | 0.168 | 1.25               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 2        | 0.119 | 0.147 | 0.167 | 1.30               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 3        | 0.111 | 0.127 | 0.162 | 1.27               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 4        | 0.093 | 0.117 | 0.147 | 1.36               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      | 3          | 1        | 0.208 | 0.197 | 0.183 | 1.09               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 2        | 0.196 | 0.195 | 0.214 | 1.02               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 3        | 0.172 | 0.213 | 0.283 | 0.96               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 4        | 0.142 | 0.186 | 0.215 | 0.86               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      | 4          | 1        | 0.242 | 0.231 | 0.221 | 1.04               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 2        | 0.265 | 0.235 | 0.269 | 0.90               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 3        | 0.196 | 0.249 | 0.324 | 0.90               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      |            | 4        | 0.138 | 0.08  | 0.03  | 0.88               |   |   |       |       |       |            |
|     |                    |       |       |           |      | 2          | 1.82     | 1.91  | 2.16  | 38    | 40                 | — | — | 0     | 0     | 0     | 1.58, 1.69 |
|     |                    |       |       |           |      |            |          |       |       |       |                    | 2 | 1 | 0.091 | 0.112 | 0.118 | 1.33       |
|     |                    |       |       |           |      |            |          |       |       |       |                    |   | 2 | 0.077 | 0.111 | 0.139 | 1.31       |
| 3   | 0.061              | 0.102 | 0.143 | 1.25      |      |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |
| 4   | 0.038              | 0.079 | 0.138 | 1.37      |      |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |
| 3   | 1                  | 0.153 | 0.138 | 0.129     | 1.03 |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |
|     | 2                  | 0.108 | 0.118 | 0.141     | 1.00 |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |
|     | 3                  | 0.077 | 0.051 | 0.        | 0.91 |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |
| 4   | 1                  | 0.120 | 0.140 | 0.117     | 1.00 |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |
|     | 2                  | 0.171 | 0.138 | 0.092     | 0.96 |            |          |       |       |       |                    |   |   |       |       |       |            |

常時の安全率は右が海側斜面、左が陸側斜面

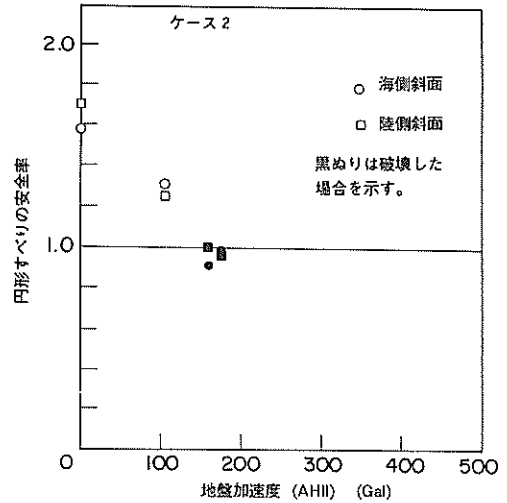
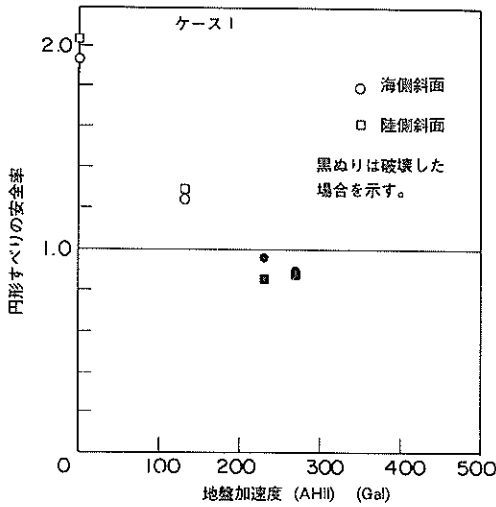


図-89 円形すべりの安全率

ケース1、テスト No. 3

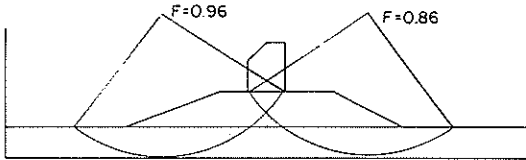


図-90 円形すべり面の例 (ケース1)

ケース2、テスト No. 3

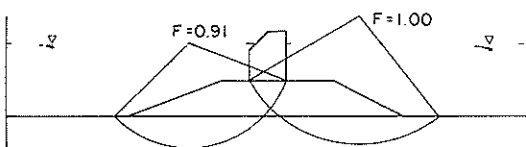


図-91 円形すべり面の例 (ケース2)

慣性力と砂地盤内の過剰間隙水圧の上昇を考慮した円形すべり面法による安定解析を行い、円形すべり面法による安定解析の安全率と防波堤模型の変位量の増加との関係について検討する。

港湾施設の設計では、通常、土塊を分割して考えるスウェーデン法のうち、チェボタリオフが述べている方法により安定解析が行われている<sup>11)</sup>。本報告で検討する円形すべり安定計算では、港湾施設の設計で用いられている手法を修正して、慣性力および飽和砂地盤内に発生した過剰間隙水圧を考慮した<sup>12)</sup>。

3.1の表-7には砂および碎石の内部摩擦角を示し

た。ここで示した砂の内部摩擦角は上部・北澤・楡垣<sup>12)</sup>の報告に示されている内部摩擦角と間隙比の関係から求めた。また、碎石の内部摩擦角は表-17に示す荏司<sup>13)</sup>の三軸試験結果を参考にして定めた。計算で用いた震度は、地盤、マウンド、ケーソンの三つの部分で別々に与えた。各時刻における、各部分のいくつかの測定加速度を平均し、それを重力加速度で除したものを各部分の震度とした。砂地盤内の過剰間隙水圧およびケーソン側壁に作用する動水圧は各時刻における測定値を用いた。

ケース1およびケース2の各加振ごとに、各時刻における円形すべりの安定計算を行い、第1波から第4波について安全率の最小値を求めた。表-18に計算結果を示す。この表には計算に用いた単位体積重量、内部摩擦角、震度の値も示した。図-89にはこの最小安全率を各ケースについて、地盤加速度(AHII)に対して示した。図-90、91には計算結果の円形すべり面の例を示す。図-89に示す黒ぬりの記号は防波堤模型の残留変位量がそれまでの加振の場合のそれと比較して急増した加振の場合を示す。図-89に示すように、黒ぬりの記号はすべて1以下となっている。したがって、飽和砂地盤上の防波堤模型の残留変位量が急増する加振条件では、円形すべり面法の安定解析の安全率が1以下となることが判明した。

## 7. 結論

砂地盤上の大水深混成式防波堤の耐震性を検討するために、防波堤だけの小型模型振動実験と、砂地盤上の防波堤の大型模型の破壊振動実験を行い、その結果を解析



した。一方、水-構造物-地盤連成系の地震応答計算を行い、実験結果との比較から、計算手法と計算のための各種定数の妥当性を検討した。さらに、円形すべり面法による安定解析手法により、砂地盤上の防波堤の大型模型の破壊振動実験の結果を解析した。得られた結論は以下のとおりであった。

- 1) ケーソン模型天端の最大加速度応答比は振動台最大加速度の増加とともに減少した。振動台最大加速度が約100Galで1.5であったが、振動台最大加速度が約200Gal以上では1以下となった(図-46)。
- 2) 防波堤模型の周波数伝達関数のピークを示す最小振動数(1次の固有振動数)は振動台最大加速度の増加とともに減少した(図-48)。
- 3) 剛な鉛直壁を対象とする Westergaard の簡略式、剛な斜面を対象とする Zanger の簡略式、剛な任意の形状の壁を対象とする境界要素法による新しい算定手法により防波堤模型に作用する動水圧を計算した。ここで検討した防波堤の形状についての境界要素法による計算値は2つの簡略式の値とほぼ一致した。この加速度応答を考慮しない動水圧の計算値と測定値の比較によれば、振動台最大加速度が小さい場合には計算値は測定値よりいくらか小さく、振動台最大加速度が大きくなると、計算値は測定値よりいくらか大きくなった(図-50, 51)。
- 4) 砂地盤で防波堤が設置されていない部分およびマウンドのりじりの下の部分の過剰間隙水圧比は振動台最大加速度の増加とともに1に近づいていったが、防波堤模型の直下の砂地盤内では0.5以下であった(図-53, 54)。
- 5) 砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以上になると、防波堤模型の残留変位量が急増した(図-57)。
- 6) マウンドのりじり部が砂地盤の液状化の影響をもっとも受けやすく、他と比較してマウンドのりじり部の変状がやや大きかったが、防波堤全体の安定に大きく影響するようなマウンドのりじり部の破壊が発生するというような現象は認められなかった。
- 7) マウンド材の割り石の粒径分布に相似になるように粒度調整した碎石のせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性を、振動箱実験により推定した。この推定結果は過去に実施された碎石の大型振動三軸試験結果とほぼ一致しており、妥当な値を与えていると判断された(図-64)。
- 8) 防波堤だけの小型模型の振動実験結果と、水-構造物連成系の地震応答計算結果を比較し、計算手法が妥当であるという結論を得た(図-81)。

9) 振動台最大加速度が約100Gal以内の場合には、砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以内であり、ここでの水-構造物-地盤連成系の地震応答計算結果と砂地盤上の防波堤の大型模型振動実験結果の応答加速度波形はほぼ一致した(図-87)。

10) 実測加速度を重力加速度で除した震度と実測過剰間隙水圧を与えた円形すべり面法による地震時安定解析によれば、防波堤模型の残留変位量が急増した加振条件では、安定解析の安全率が1以下であった(図-89)。

以上示した砂地盤上の防波堤の破壊性状は防波堤直下の砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以下の場合の結果である。通常の大水深防波堤の基礎地盤を含めた地震応答解析結果によれば、防波堤直下の砂地盤内の過剰間隙水圧比が0.5以下であるので、本報告の実験結果の考察が実際の大水深防波堤に適用できるものと考えられる。ただし、入力地震動の波形あるいは長い継続時間により、防波堤直下の砂地盤内の過剰間隙水圧比がさらに大きくなることも推察される。この場合には、ここで検討した場合より防波堤の沈下が大きくなることも予想される。今回の実験結果をみる場合この点に配慮する必要がある。

円形すべり面法による地震時の斜面安定解析法の検討は、今回の実験結果によるものと、過去に実施した飽和砂地盤上の盛土の振動実験<sup>12)</sup>によるものがあり、これらは円形すべり面法による地震時の斜面安定解析手法が耐震設計に利用できる可能性を示している。しかしながら、港湾施設の耐震設計に利用する場合には、模型振動実験結果の場合のように、明確に破壊時の防波堤の各位置の加速度、および基礎地盤の各位置の加速度と過剰間隙水圧比を与えることができないのが現状である。さらに、これまでの港湾施設の耐震設計では円形すべり面法による地震時の斜面安定計算結果が小さい安全率を与えている場合も多い。こうした点を考慮すると地震時の斜面安定の合理的な耐震設計手法を開発していくためにはさらに種々の研究を実施していくことが必要である。

(1987年3月31日受付)

## 謝 辞

大型模型振動実験は第五港湾建設局の依頼により実施したものであり、その費用は港湾事業費によった。また、水-構造物-地盤連成系の地震応答計算プログラム(BEAD-III)の開発費用の一部は第二港湾建設局の港湾事業費によった。

大型模型振動実験および予備実験の実施では元地震防災研究室の檜垣典弘技官(現第四港湾建設局)の協力を得て行っている。また、本報告をとりまとめるにあたり、

地震防災研究室工藤勝巳技官には図面の整理等の協力を得た。さらに、横井聡之構造部長には報告のとりまとめに関して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) 上部達生・野田節男・千葉忠樹・楡垣典弘：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，港湾技術研究所報告，第20巻，第4号，1981年12月，pp.41~81.
- 2) 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, *EEERC* 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 3) Zanger, C. N.: Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes, *Proc. Exper. Stress Analysis*, Vol.10, No.2, 1953.
- 4) Westergaard, H. M.: Water Pressures on Dams during Earthquakes, *Trans. ASCE* 98, 1933, pp. 418~434.
- 5) Brebbia, C. A. and Walker, S. (邦訳:神谷紀生, 田中正隆, 田中喜々昭):境界要素法の基礎と応用, 1981.
- 6) Zienkiewicz, O. C. and Cheung, Y. K. (邦訳:吉識雅夫):マトリックス有限要素法 1967, pp. 177~181.
- 7) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock, *Proc. of ASCE*, Vol.94, No. SM3, 1968, pp.637~659.
- 8) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀:地震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動, 土木学会論文報告集, No.302, 1980年10月, pp.31-41.
- 9) 土岐憲三・三浦房紀・寺田倫康:水-地盤-護岸構造物系の地震応答解析, 京都大学防災研究所年報, No.25, B-2, 1982年4月, pp.1-17.
- 10) 国生剛治・江刺靖行・桜井彰雄:広いひずみ範囲における粗粒材の動的変形特性と減衰特性, 電力中央研究所報告, No.380002, 1980年6月.
- 11) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 昭和54年, pp.5.93~5.98.
- 12) 上部達生・北澤壮介・楡垣典弘:飽和砂地盤上の盛土の破壊振動実験と円形すべり安定解析, 港湾技術研究所報告, 第24巻, 第2号, 1985年6月, p.313.
- 13) 荘司喜博:大型三軸圧縮試験による捨石材料のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第4号, 1983年12月, pp.59~120.

## 記号表

|             |                             |
|-------------|-----------------------------|
| $A(f)$      | : 周波数伝達関数                   |
| $a''$       | : 境界の外向き法線方向の加速度            |
| $c_i$       | : 初期粘着力                     |
| $c_R$       | : 残留粘着力                     |
| $c$         | : 水中の音速                     |
| $e$         | : 間隙比                       |
| $f$         | : 間隙率                       |
| $G_0$       | : 微小ひずみ時のせん断弾性係数            |
| $g$         | : 重力加速度                     |
| $K$         | : 水の体積弾性率                   |
| $K_n$       | : Joint要素の垂直方向ばね定数          |
| $K_s$       | : Joint要素のせん断方向ばね定数         |
| $k$         | : 透水係数                      |
| $n$         | : 連成面の外向き法線                 |
| $P$         | : 動水圧                       |
| $P_x(f)$    | : 入力のパワースペクトル               |
| $P_{yx}(f)$ | : コスペクトル (クロススペクトルの実部)      |
| $P$         | : 間隙水圧                      |
| $Q_{yx}(f)$ | : クオドラチャスペクトル (クロススペクトルの虚部) |
| $t$         | : 時間                        |
| $U_i$       | : 水の絶対変位                    |
| $u_i$       | : 構造物変位                     |
| $w_{ij}$    | : 構造物-水相対変位                 |
| $Z_{yx}(f)$ | : クロススペクトルの絶対値              |
| $\rho$      | : 水-構造系の密度                  |
| $\rho_f$    | : 水の密度                      |
| $\rho_n$    | : 垂直応力                      |
| $\sigma_i$  | : 直応力 (全応力)                 |
| $\sigma'_c$ | : 有効拘束圧                     |
| $\tau_{ij}$ | : せん断応力                     |
| $\tau_R$    | : 降伏後 (滑動時) せん断応力           |
| $\tau_Y$    | : 降伏せん断応力                   |
| $\phi_i$    | : 静摩擦角                      |
| $\phi_R$    | : 動摩擦角                      |

港湾技研資料 No.589

1987・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 永栄堂社 つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.