

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

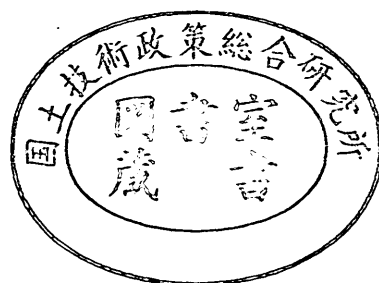
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 22      NO. 2      JUNE 1983

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第22巻 第2号 (Vol. 22, No. 2), 1983年6月 (June 1983)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 大河川河口部周辺の移動床模型実験  
——吉野川河口周辺地形変化について——  
……………加藤 一正・田中則男・木村久雄・赤石正廣………… 3  
(Movable-bed Model Experiments of a Large River-mouth and its Surroundings  
—On Deformation of Topography at the Yoshino River—  
……Kazumasa KATO, Norio TANAKA, Hisao KIMURA and Masahiro AKAISHI)
2. 多量データを対象とした等値線自動描画アルゴリズムの開発  
……………橋本典明・高橋智晴………… 89  
(A New Method for Automatic Contour Mapping Applicable to a Large Number of  
Discrete Sampling Data ……Noriaki HASHIMOTO and Tomoharu TAKAHASHI)
3. 吹送流に関する風洞実験  
——吹送流の発生に及ぼす反流の効果——  
……………鶴谷 広一・中野 晋・加藤 始・一戸秀久………… 127  
(Experimental Study of Wind Driven Currents in a Wind-Wave Tank  
—Effect of Return Flow on Wind Driven Currents—  
…………… Hiroichi TSURUYA, Susumu NAKANO, Hajime KATO  
and Hidehisa ICHINOHE)
4. 超音波流速計による潮流観測と水平・鉛直拡散係数の算定  
……………村上和男・森川雅行………… 175  
(Field Observations of Tidal Current by Ultra-Sonic Current Meter and Estimations  
of Horizontal and Vertical Diffusion Coefficients  
…………… Kazuo MURAKAMI and Masayuki MORIKAWA)
5. 深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性  
……………寺師昌明・田中洋行………… 213  
(Bearing Capacity and Consolidation of the Improved Ground by a Group of Treated  
Soil Columns ……Masaaki TERASHI and Hiroyuki TANAKA)

6. 老化にともなうアスファルトコンクリートの性状変化  
 ——70°C の熱履歴による促進老化の場合——  
 .....八谷好高・福手 勤・佐藤勝久..... 267  
 (Changes of Properties of Asphalt Concretes due to Heat Curing at 70°C  
 ..... Yoshitaka HACHIYA, Tsutomu FUKUTE and Katsuhisa SATO)
7. 大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析  
 .....上部達生・土田 肇・倉田栄..... 289  
 (Coupled Hydrodynamic Response Analysis based on Strong Motion Earthquake Records  
 of Fill Type Breakwater in Deep Sea  
 ..... Tatsuo UWABE, Hajime TSUCHIDA and Eiichi KURATA)
8. 2次元アレーによる地震動の観測と解析 (第1報)  
 ——1977年6月4日東京湾北部の地震——  
 .....土田 肇・井合 進・倉田栄..... 327  
 (Analysis of Earthquake Ground Motions Observed with Two Dimensional Seismometer  
 Array (First Report)  
 —North Tokyo Bay Earthquake of June 4, 1977—  
 ..... Hajime TSUCHIDA, Susumu IAI and Eiichi KURATA)
9. 集中腐食に対する電気防食の適用性.....善 一章・阿部正美..... 379  
 (Applicability of Cathodic Protection to Concentrated Corrosion  
 ..... Kazuaki ZEN and Masami ABE)

## 7. 大型混成式防波堤の強震記録に基づく 水-構造物連成系の地震応答解析

上 部 達 生\*  
土 田 肇\*\*  
倉 田 栄 一\*\*\*

### 要 旨

構造物の地震時挙動の把握は、構造物に設置された強震計の観測記録によって行うことがもっとも望ましい。一方、近年の電子計算機の進歩により複雑な地震応答計算も可能となっているが、これを実務の場で用いる場合には、計算手法、モデル化、計算に用いる定数の設定の妥当性については十分検討する必要がある。このような観点から、津波防護を主要な目的として大水深域に建設された大型混成式防波堤で観測された強震記録を解析し、この種の構造物の耐震設計法を合理化するための資料とするとともにこの強震記録との比較に基づいて水-構造物連成系の地震応答計算の妥当性について検討を行なった。また、ここで対象としている防波堤のマウンド材料は大きな割石であるので、通常の振動試験装置でこのマウンド材料の動的変形特性を検討することは不可能となっている。強震記録に基づいた地震応答解析よりマウンド材料の動的変形特性を推定し、その妥当性についても検討を行なった。

対象とした大船渡湾口防波堤は岩手県の大船渡湾の湾口に位置し、防波堤位置における最大水深は -38 m である。この防波堤は高さ約 19 m の割石マウンドと高さ約 20 m のコンクリートケーソンからなる。コンクリートケーソンの天端とマウンド天端と基礎岩盤の3ヶ所に強震計が設置されている。これまでに得られた強震記録から基礎岩盤での最大加速度が 3, 8, 9, 66, 161 Gal の5つの記録を解析した。

強震記録の解析結果によると、ケーソン天端は基礎岩盤に対して明瞭な応答を示していた。この最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少した。また、ケーソン天端の基礎岩盤に対する周波数伝達関数によれば、周波数伝達関数の1次のピークを示す振動数は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少した。この基礎岩盤の最大加速度の増加によるケーソン天端の最大加速度応答比、周波数伝達関数の1次のピークを示す振動数の減少は防波堤のマウンド材の非線型特性によるものであると考えられる。等価線型手法による水-構造物連成系の有限要素法の地震応答計算結果と観測結果は概略一致した。計算に用いたマウンド材料の動的変形特性はレキ材の振動三軸試験結果のそれとほぼ一致した。

---

\* 構造部 地震防災研究室長  
\*\* 構造部長  
\*\*\* 構造部 耐震構造研究室

## 7. Coupled Hydrodynamic Response Analysis Based on Strong Motion Earthquake Records of Fill Type Breakwater in Deep Sea

Tatsuo UWABE\*  
Hajime TSUCHIDA\*\*  
Eiichi KURATA\*\*\*

### Synopsis

The best way to grasp the dynamic behavior of the structure is to analyze the accelerograms recorded on the structures. Though the advances of the computer have been achieved in calculating earthquake response easily, it is necessary to prove the validity of the calculation method, modeling and material properties for design purposes. From these standpoint this paper describes the analysis of the accelerograms recorded on the large composite type breakwater which was designed for the tsunami prevention, and the study to prove the validity of coupled hydrodynamic response calculation method by means of the accelerograms. As the material of the breakwater's mound discussed here is the big rubblestone, usual dynamic soil tests can not be used for the study of the dynamic behavior of the material. This paper discussed the validity of the strain dependent characteristics of the mound's material estimated from the earthquake response calculation.

The Ofunato breakwater which was designed to attenuate the effects of tsunami in the bay is located at a mouth of Ofunato Bay in the water depth of -38 m. The breakwater consists of rock-fill mound of 19 m high and concrete caissons of 20 m high on the mound. The strong motion accelerographs were installed on the top of the caisson, on the top of the mound and on the base rock. 5 sets of the accelerograms whose maximum acceleration of the base rock were 3, 8, 9, 66 and 161 Gal were obtained until 1982. The transfer functions between the caisson top and the base rock were calculated from digitized accelerograms. The accelerations computed by the equivalent linear method on the coupled hydrodynamic response were compared to the observed accelerations.

Comparing the accelerograms of the caisson's top with those of the base rock, the top of the caisson shows clear responses. The response ratio of the caisson's top to the base rock decreased with the increase of the maximum acceleration of the base rock. According to the transfer function between the caisson's top and the base rock, the frequency of the first order which showed the peak of the transfer function decreased with the increase of the base rock acceleration. This seismic behavior was due to the nonlinear characteristics of the mound's material. The comparison of the coupled hydrodynamic response using the equivalent linear method with the observed accelerations showed a relatively good agreement. And the estimated strain-dependent characteristics of the mound's material was almost equal to the cyclic triaxial test results of the gravel.

---

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

\*\* Director of Structures Division.

\*\*\* Member of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division.

## 目 次

要 旨	289
1. ま え が き	293
2. 大船渡湾口防波堤と強震観測	294
2.1 大船渡湾口防波堤	294
2.2 強震観測	295
3. 大船渡湾口防波堤の強震記録	298
3.1 強震観測結果	298
3.2 強震計の機種の違いが記録に与える影響	299
3.3 強震計の起動が同期されていない記録の検討	301
4. 強震記録の解析	301
4.1 防波堤の加速度応答	301
4.2 防波堤の周波数伝達関数	302
5. 地震応答計算	308
5.1 地震応答計算手法	308
5.2 地震応答計算結果と観測結果の比較方法	308
6. 地震応答計算結果および考察	310
6.1 等価線型手法による有限要素法の地震応答計算結果と観測結果の比較	310
6.2 有限要素法による水-構造物連成系の地震応答計算結果と観測結果の比較	318
7. 結 論	325
参 考 文 献	325
記 号 表	326

## 1. ま え が き

岩手県の大船渡湾には大船渡湾口防波堤（写真-1）がある。この防波堤は航路部を除く部分で大船渡湾内の水と外海の水の運動を遮断し、外海の津波が湾内に及ぼす影響を軽減するものである。この防波堤は、ほぼ中央部の水深が-36mの部分では、高さ19.2mの捨石マウンドの上に高さ20.3mのコンクリートケーソンを設置した構造となっている。防波堤は昭和42年に完成した。防波堤完成と同時に、ケーソン天端に1台の強震計、さらに防波堤が陸地と結ばれる地点の近くの岩盤上に1台の強震計を設置し、観測を行なってきた。この岩盤は防波堤の基礎岩盤と連続しているものである。したがって、防波堤への入力地震動とそれに対する防波堤の応答が観測されているわけである。また、昭和54年度にはマウンド天端にも強震計換振器が設置され、前記強震計との同時観測が行われるようになった。この観測によって、昭和56年12月までに、10地震について岩盤上と防波堤上とで記録が得られた。そこで、この種の構造物の耐震設計法を合理化するための資料を得ることを目的として、得られている記録を解析することとした。

一般に構造物を合理的に耐震設計するためには、構造

物の振動性状や、構造物の地震応答を知ることが必要である。たとえ耐震設計法自体は直接的に振動性状や地震応答を用いないものであっても、その耐震設計法が振動性状や地震応答と照し合せて合理的であると検証されていることが必要である。構造物の振動性状や地震応答は、構造物を振動計算に便利なモデルに置換えて振動性状解析や地震応答計算を行うことにより求めることができる。ここで、振動性状解析とは、構造物の振動モードおよび固有振動数を求めることを指す。この場合、振動性状解析や地震応答計算の妥当性が実構造物の地震応答の観測や模型振動実験の結果等との照合により検証されていることが望まれる。なお、振動性状に関する情報は実構造物や模型の振動実験によっても知ることが可能であり、地震応答は模型振動実験によっても知ることが可能である。

ここに報告する研究においては、先ず強震観測の記録を解析して大船渡湾口防波堤の振動性状を明らかにし、次いで振動性状解析及び地震応答計算の結果と観測結果とを比較して、振動性状解析と地震応答計算に用いた手法の適用性を検討することとした。振動性状解析と地震応答計算には2種類のモデルを想定した。第1のモデルは防波堤を有限要素に分割するもので、これを用いる手



写真-1 大船渡湾口防波堤

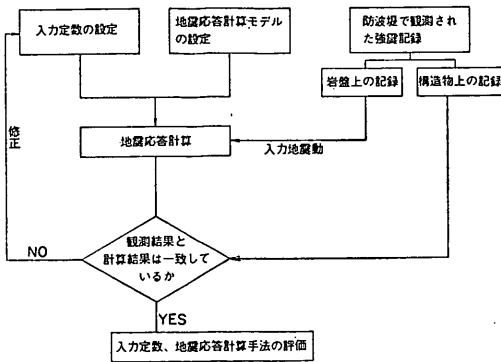


図-1 地震応答計算の概略フロー

法は有限要素法と呼ばれている。ここでは、防波堤材料の非線形特性については、それを等価線型特性に置換える等価線型化手法を用いた。また、防波堤周囲の水の影響は付加質量として解析にとり込んだ。第2のモデルは同じく防波堤を有限要素に分割するものであるが、防波堤とその周囲の水との相互作用をとり込んだモデルである。ただし、このモデルはマウンド材料として線形なものしか想定することができない。そこで、第2のモデルによる応答計算では、第1のモデルによる応答計算の結果を参考にして材料の弾性定数等を定めるということで、間接的に非線形性を応答計算に反映させることとした。

上記モデルによる振動性状解析の結果と観測記録を解析して得られた振動性状を比較した。また、上記モデルを用いた応答計算の結果と観測値を比較した。これらから、前記2モデルの適用性を考察した。

なお、一般には、応答計算結果と観測結果の比較を行なう場合、観測結果とは独立に応答計算を行い、その結果を比較する。しかし、この研究では図-1に示すようにそれとは若干異なった形の比較を行なった。まず、防波堤材料の弾性定数等モデルの条件を種々の方式によって変えつつ計算を行ない、計算された最大応答加速度と観測値がほぼ一致する条件を求めた。この条件に対する計算について、振動性状や応答波形について計算結果と観測結果の比較を行った。したがって、この研究で行われる応答計算法の適用性の検討は、厳密には、材料の定数の設定方法と応答計算法を組合せたものの適用性の検討である。このような形の比較とした理由は、マウンド材料である割石が大きく室内試験、現地試験あるいは既応のデータを参照する等の方法により弾性定数等を求め

ることが困難であったからである。このように、計算結果と観測結果を比較することによって推定されたマウンドの材料定数の妥当性については、レキ材の室内試験結果と比較することにより評価した。

この研究に用いた強震記録を得た強震計のうち、岩盤上およびケーソン天端に設置されているものは、港湾地域強震観測の一環として運輸省第二港湾建設局により設置され、昭和43年度まで同局が維持管理してきたもので、同年港湾技術研究所に管理替されて同所により維持されているものである。なお、定期的点検は港湾技術研究所からの委託により岩手県大船渡土木事務所が行っている。また、マウンド天端の応答を観測する強震計は釜石湾口防波堤の建設に係る諸調査のひとつとして、運輸省第二港湾建設局が設置維持管理している。

大船渡湾口防波堤では、その建設中に砕石採取のための発破に対する防波堤の応答観測が行われた。その結果と強震観測の初期に得られた記録を解析したものが先に報告されている<sup>1)</sup>。

大船渡湾口防波堤の完成後に1968年十勝沖地震があったが、この際に防波堤は安定を維持すると共に<sup>2)</sup>、防波堤は津波に対する湾内防護施設として立派に機能した。同地震時の潮位記録を用いた防波堤の防護機能の水理学的検討は伊藤らにより行われ、別に報告されている<sup>3)</sup>。

この報告の内容は概略次のとおりである。まず大船渡湾口防波堤とその強震観測について紹介し、得られた強震記録を次に示す。そして、強震記録を解析して防波堤の振動性状について検討を行う。このあと地震応答計算を実施して、この計算結果と観測結果を比較検討し、材料定数の設定方法と地震応答計算手法の妥当性を検討する。

## 2. 大船渡湾口防波堤と強震観測

### 2.1 大船渡湾口防波堤

大船渡湾口防波堤は図-2に示すように岩手県の大船渡湾の湾口に仕置き、防波堤位置における最大水深は-38mである。防波堤の法線方向は南北方向よりやや東寄りである。図-3には防波堤全体の平面図と縦断面図を示す。図-3に示すように防波堤の総延長は736mである。防波堤ケーソン部の延長は両岸からそれぞれ291m、243mであり、この間202mは航路用として防波堤開口部となっている。

図-3の平面図のC-C位置の防波堤の断面図を図-4



大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

に示す。この図に示すようにこの防波堤は捨石マウンドとコンクリートケーソンからなるケーソン式混成防波堤である。図-4 に示す防波堤の断面は航路近くの水深の

大きい部分であるので、プレキャストコンクリートの中詰とした高さ 6m の鋼板セルが据付けられ補強されている。マウンドの割石は全て防波堤南側の長磯の原山から採取された。風化層から採取されたものは 50 kgf 以上の岩石が、基岩層から採取されたものでは 10 kgf 以上の岩石がマウンドの材料として用いられた。10 kgf の割石を球として考えると、ほぼ直径 20 cm に相当する。防波堤のマウンドに用いられた割石の数量は約 113万 m<sup>3</sup> に及んだ。コンクリートケーソンの中詰にはマウンドの割石を採取した際に処理されたズリが用いられている。

2.2 強震観測

(1) 設置位置

港湾地域における強震観測は昭和 37 年より実施されており、昭和 57 年現在で 76 台の強震計が港に設置されている。このうち 57 台が地盤上に、17 台が構造物上に、2 台が地中に設置されている。この港湾地域強震観測網の一地点として大船渡湾口防波堤で強震観測が実施されてきている。図-3, 4 に示すように、防波堤のケーソン天端上とマウンド天端上と基礎岩盤上の 3ヶ所に強震計が設置されている。防波堤のケーソン天端には昭和42年の防波堤完成と同時に強震計が設置された。港湾地域強震観測網ではこの設置位置を大船渡防-S という略称で呼んでいる<sup>4)</sup>。基礎岩盤の強震計は南側の防波堤が陸地

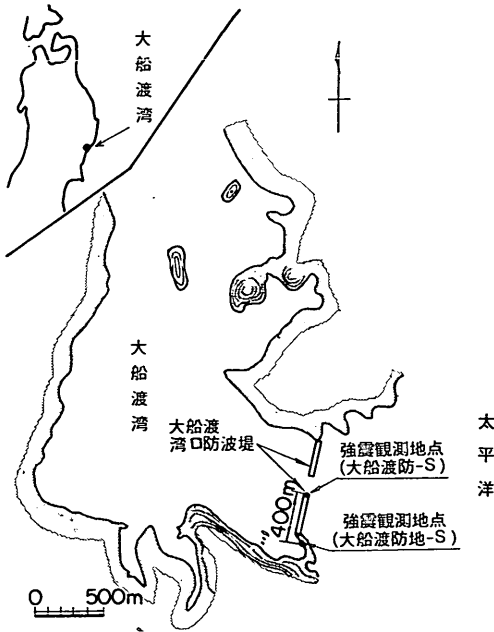


図-2 大船渡湾口防波堤の位置

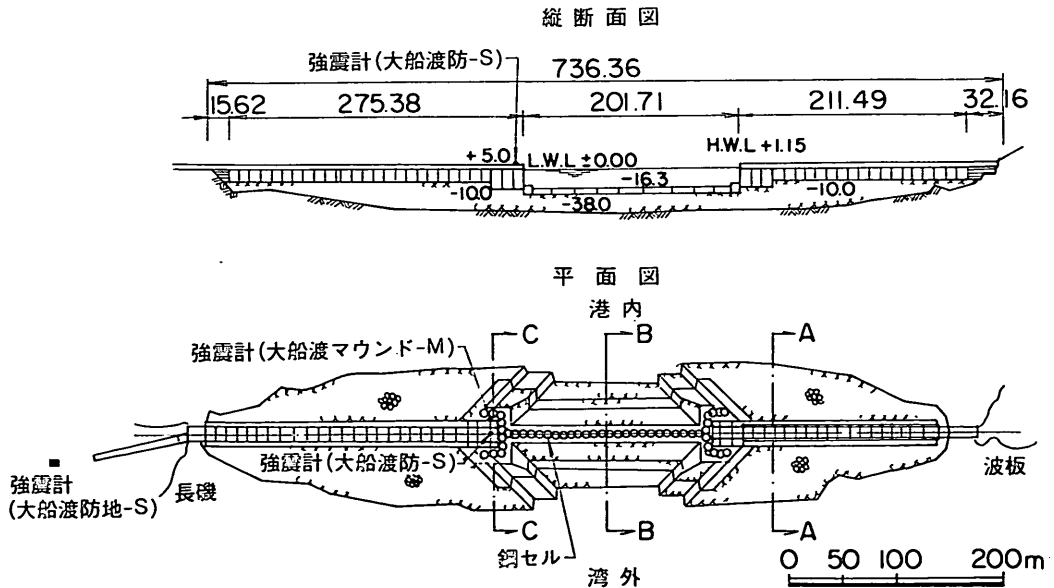


図-3 大船渡湾口防波堤の縦断面図と平面図

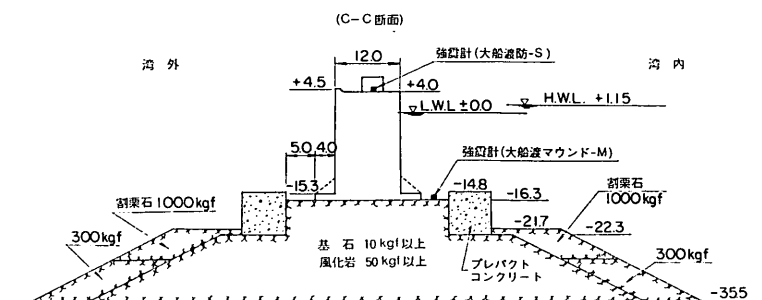


図-4 大船渡湾口防波堤の断面図



写真-2 大船渡防地-Sの観測小屋

と結ばれる地点近くの岩盤上に昭和43年に設置されている。この設置位置は大船渡防地-Sと略称されている<sup>5)</sup>。写真-2にこの大船渡防地-Sの観測小屋を示す。写真の左に小さく見えるのが防波堤である。大船渡防地-Sは大船渡防-Sから約400m離れて位置している。防波堤マウンド天端の強震計は上記2台の強震計よりかなり遅れて、昭和54年度に設置されている。この位置はケーソン天端の強震計の位置から法線に直角に引いた線上の港内側のマウンド天端である。この設置位置は大船渡マウンド-Mと略して呼ばれている。

## (2) 強震計

強震観測地点の略称の最後に示されるアルファベット文字のSおよびMは設置されている強震計の種類を示している。SはSMAC-B2強震計を意味し、MはERS強震計を意味している。

SMAC-B2強震計は我が国の強震観測によく用いられている機械式の加速度計である。ERS強震計は港湾技術研究所構造部耐震構造研究室で開発された可動線輪型換振器と、電磁オシログラフとを組合わせた加速度計である。ERS-B、ERS-C、ERS-Dの3種類がある。大船渡マウンド-Mに用いられているのはERS-Cである。

SMAC-B2強震計とERS-C強震計の性能を表-1に、振動数特性を図-5に示す。図-5に示すように2つの強震計の振動数特性はかなり異なるので、それぞれの強震計で得られた加速度記録を比較する場合注意が必要である。SMAC-B2強震計およびERS-C強震計はともに地震動の水平動2成分と上下動成分を記録する。大船渡湾口防波堤に設置された3台の強震計は水平動1成分が防波堤の法線と平行に、他の1成分が法線と直交するように設置されている。

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

表-1 強震計の性能

	SMAC-B2強震計	ERS-C強震計
成分数	水平2成分と上下成分	水平2成分と上下成分
固有振動数	7.14Hz(固有周期0.14秒)	3 Hz
感度	記録紙上12.5Gal/mm	2または10Gal/mm
減衰	臨界減衰	減衰係数=17
減衰方法	空気減衰	電磁制動
最大記録範囲	500Gal	500Gal
記録速度	10mm/s	40mm/s
記録紙	スタイラスペーパー	電磁式(記録用紙 (198mm(幅)×30m(長さ)))
起動加速度	5 Gal	5 Gal
時刻マーク	1秒間のパルスマーク	0.1秒
電源	乾電池(3V)×4個	蓄電池(自動充電)
記録時間	3分間	—
スケータ	電気式接点上下成分型地震計	—
駆動方式	手巻ぜんまい式	—
ガルバノメーターの固有振動数	—	270Hz

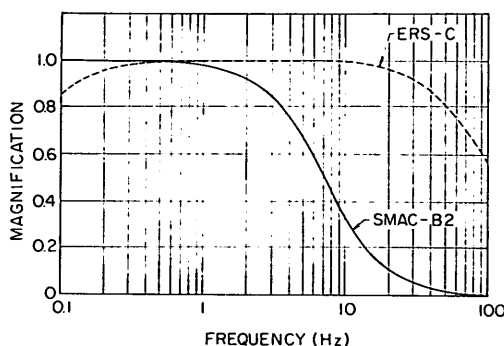


図-5 SMAC-B2, ERS-C 強震計の振動数特性

昭和 54 年度に防波堤のマウンドに強震計が設置される以前は、防波堤ケーソン天端と基礎岩盤上の強震計は別々のスタータで起動し、同期するようにはなっていなかった。防波堤のマウンド天端に強震計を設置する際に、3つの強震計が1つのスタータで起動するように改良された。したがって、防波堤のマウンド天端に強震計が設置された昭和 54 年度以後は、3つの強震計の加速度記録は同期のとれたものとなっている。

(3) 記録の処理

港湾地域強震観測で得られた強震記録は暦年単位で「港湾地域強震観測年報<sup>9)</sup>」として報告されている。得られた強震記録のうち最大加速度が約 20 Gal 以上の地盤上の記録については港湾技術研究所の強震記録の解析システムによりデジタル化されている。この報告で解析する強

震記録は上記の条件にあてはまらない、つまり最大加速度が 20 Gal より小さい、あるいは構造物上で得られた記録を含んでいる。これらの記録についても上記の強震記録解析システムによりデジタル化を行なった。

記録波形のデジタル化は概略次のように行なわれている。SMAC-B2 強震計の記録の場合には、SMAC 強震計用デジタル化装置により時間軸に対して 0.1 mm (これは 0.01 秒に対応するが、記録ペンが円弧を描きながら記録するので厳密な 0.01 秒でない) ごとに振幅を読み取り 0.1 Gal 単位の整数にデジタル化する。デジタル化された記録は円弧誤差、記録紙送り速度 (記録開始時に記録紙送り速度が徐々に一定値に近づく立上り誤差を含む)、記録ペン軸が加速度ゼロのときに紙送り方向に平行になっていないことによる誤差が補正される。円弧補正後の記録の数値の時間間隔は一定値となっていないが、直線補間により 0.01 秒間隔の記録に直される。

ERS-C 強震計の場合には、ERS 強震計用デジタル化装置により時間軸に対し 0.1 mm (記録紙の送り速度が 4 cm/s なので 0.0025 秒になる) 間隔に振幅を読み取り、約 0.1 Gal の量子化単位でデジタル化される。デジタル化された記録は時間間隔の補正、平滑化がなされ 0.01 秒間隔の記録とされる。

後に示す本報告の解析対象記録のうち 1970 年 9 月 14 日の地震の際に得られた記録については、円弧誤差による補正しか行なわれていない。

強震記録のデジタル化に関する誤差については、井合、倉田、土田の詳しい研究成果がある<sup>7)</sup>。それによれば、数

字化する場合の誤差には上記の円弧誤差等以外にデジタル化装置とオペレーターの読取り誤差等がある。この報告で対象とした SMAC 強震計の記録波形はこのデジタル化装置とオペレーターの読取り誤差の補正は行われていない。

最大加速度が小さい SMAC 強震計の記録についてはデジタル化装置とオペレーターの読取り誤差がデジタル化した後の波形に占める割合が大きいと考えられる。したがって以下で検討する強震記録のうち最大加速度が 3 Gal の記録についてはやや精度に問題があるようにも考えられたが、ここでは解析可能であると判断し以下の検討を実施した。

### 3. 大船渡湾口防波堤の強震記録

#### 3.1 強震観測結果

昭和 56 年 12 月までに大船渡湾口防波堤の強震観測で

得られた強震記録は、大船渡防地-S で 20 本、大船渡マウンド-M で 4 本、大船渡防-S で 55 本となっている。大船渡マウンド-M が設置されたのは比較的最近（昭和 54 年度）なので、得られた強震記録本数は少ない。大船渡マウンド-M で強震観測が実施される以前は大船渡防地-S と大船渡防-S の強震計は同一スタートで起動するようになっていなかったため、2つの地点の強震記録は同一本数となっていない。強震記録本数からわかるように、通常は大船渡防-S の強震記録が得られても大船渡防地-S の強震記録が得られない場合が多かった。しかし、逆に大船渡防地-S の強震計が作動したのに、大船渡防-S の強震計が作動しなかった場合もあるため、ケーソン天端と基礎岩盤の両方で強震記録が得られた場合というのは多くない。大船渡防-S、大船渡防地-S でそれぞれ得られた強震記録と大船渡マウンド-M が設置さ

表-2 大船渡湾口防波堤の強震記録

発震年月日	震 源					強 震 記 録				
	震央地名	北緯	東経	深さ (km)	マグニチュード	記録番号	観測位置	最大加速度 (Gal)		
								N-S (法線平行)	E-W (法線直交)	U-D
*1970-9-14	宮城県沖	38°41'	142°20'	40	6.2	S-554	岩盤上	25	66	21
						S-569	ケーソン天端	90	163	29
1977-6-8	宮城県沖	38°28'	141°40'	70	5.8	S-1022	岩盤上	49	79	38
						S-1021	ケーソン天端	139	195	61
*1978-6-12	宮城県沖	38°09'	142°10'	40	7.4	S-1210	岩盤上	138	161	60
						S-1211	ケーソン天端	350	269	106
1978-6-14	宮城県沖	38°21'	142°29'	40	6.3	S-1212	岩盤上	4	4	1
						S-1214	ケーソン天端	13	39	6
1978-6-21	宮城県沖	38°15'	142°00'	50	5.8	S-1223	岩盤上	10	4	4
						S-1222	ケーソン天端	(13)	(16)	(10)
*1978-12-6	国後島沖	44°44'	146°58'	100	7.7	S-1274	岩盤上	5	3	3
						S-1275	ケーソン天端	13	27	5
*1981-1-19 (3:17)	三陸沖	38°36'	142°58'	0	7.0	S-1408	岩盤上	9	9	5
						M-437	マウンド天端	24 <span style="border: 1px solid black;">18</span>	37 <span style="border: 1px solid black;">22</span>	25 <span style="border: 1px solid black;">14</span>
						S-1409	ケーソン天端	15	41	11
1981-1-19 (10:14)	三陸沖	38°36'	143°05'	0	6.0	S-1412	岩盤上	1	1	1
						M-438	マウンド天端	3	7	3
						S-1411	ケーソン天端	3	10	1
*1981-1-23	日高地方 西部	42°25'	142°12'	130	7.1	S-1424	岩盤上	8	8	4
						M-449	マウンド天端	28 <span style="border: 1px solid black;">18</span>	25 <span style="border: 1px solid black;">19</span>	21 <span style="border: 1px solid black;">15</span>
						S-1422	ケーソン天端	20	35	10
1981-12-2	青森県 東方沖	40°53'	142°36'	60	6.2	S-1456	岩盤上	4	4	1
						M-501	マウンド天端	16	13	16
						S-1455	ケーソン天端	(13)	(25)	4

\*の地震の強震記録を解析した。

記録番号の S : SMAC-B2強震計の記録

" M : ERS-C強震計の記録

□内の最大加速度は SMAC-B2強震計の特性と等しくした場合の値

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

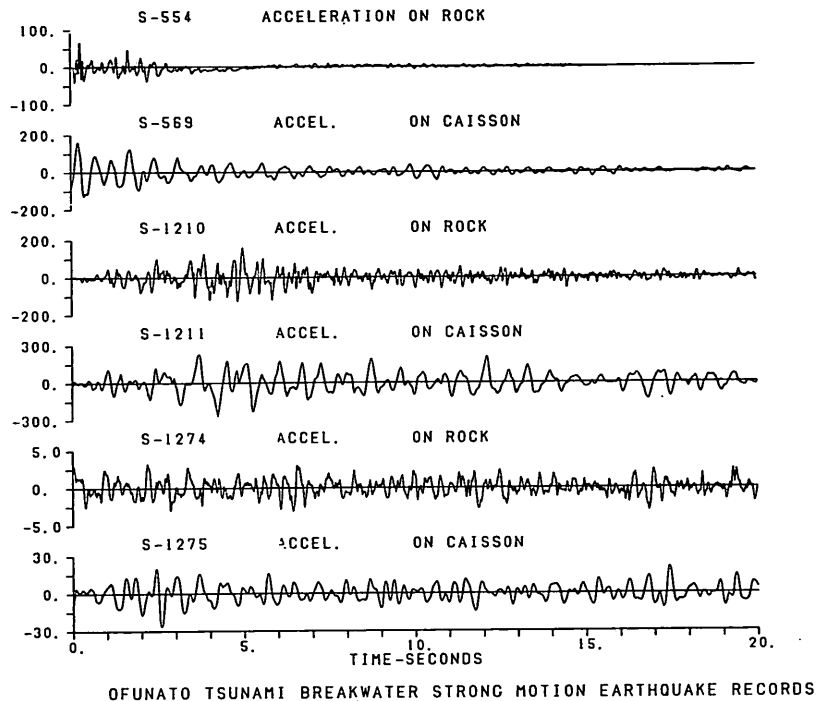


図-6 大船渡湾口防波堤の強震記録 (その1)

れた以後の全ての強震記録を 表-2 に示す。

表-2 に示す強震記録番号は港湾技術研究所耐震構造研究室に到着した順につけられている。記録番号の数字の前のアルファベットは、観測地点の名称と同様でSはSMAC-B2強震計の記録を示し、MはERS強震計の記録であることを示している。強震計の水平1成分は防波堤の直角方向に一致しており、これを強震記録のE-W成分と称しているため、この報告では強震記録の水平動2成分のうちE-W成分について検討している。

表-2 に示す9地震の強震記録から、\*印で示した5地震の強震記録をこの報告で解析することとした。2.2 で示した港湾地域強震観測の解析システムの方法により表-2 に示した5つの地震の記録のデジタル化を行った。表-2 に示す強震記録の最大加速度はデジタル化されているものについてはその最大値であり、その他の記録については記録に定規をあてて目視で得られた値である。表-2 において最大加速度が括弧書きされている記録は、記録のスタート時点にいくつかの波が重ね書きされた状態になっており、正常な記録波形とは考えられないので他と区別した。

本報告で解析対象とするデジタル化した強震記録を自動図化機で描いた結果を図-6, 7 に示す。

### 3.2 強震計の機種の違いが記録に与える影響

SMAC-B2 強震計と ERS-C 強震計の振動数特性は異なっており(図-5)、これらの強震記録を同時に検討する場合には注意が必要であることは 2. に於いてすでに述べた。したがって、ここでも両強震計の記録を得られたままの状態と同一に議論することは避けた。過去において SMAC-B2 強震計の記録が耐震工学の分野において非常に良く用いられてきたこと、現在でもその傾向が強いことから、この報告では SMAC-B2 強震計の記録を用いて解析することとした。そのため、大船渡マウンドMのERS-C強震計の記録をSMAC-B2強震計の記録と等価な記録に変換した。変換方法は港湾地域強震観測年報に示されている手法<sup>6)</sup>によっており、ERS-C強震計の記録をSMAC-B2強震計と同じ振動数特性のフィルターをとおしてSMAC-B2強震計の記録と等価なものに変換した。

図-8 にはデジタル化し補正した ERS-C 強震計の加速度記録とそれを SMAC-B2 強震計の記録と等価な加速度

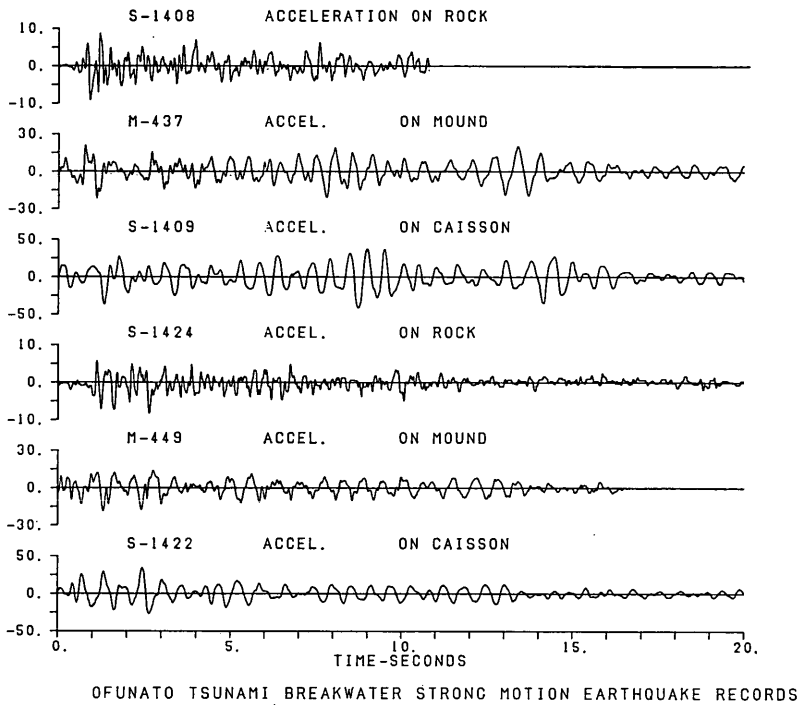


図-7 大船渡湾口防波堤の強震記録(その2)

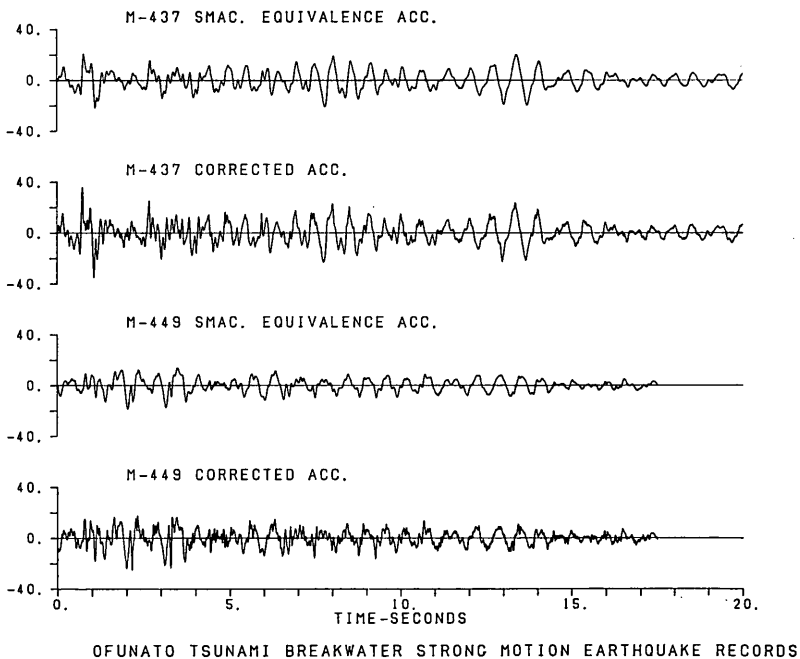


図-8 補正後の加速度波形と SMAC-B2 強震計の記録と等価な加速度波形

記録に変換したあとの波形を示す。図-8 より両加速度記録の波形および最大値がかなり異なるのがわかる。表-2 の大船渡マウンド-Mの最大加速度に示されている四角の枠内の数値は SMAC-B2 強震計の記録と等価な加速度波形の最大値である。図-6, 7 に示したマウンド天端の加速度波形は SMAC-B2 強震計の記録に等価なものに変換したあとの波形である。

### 3.3 強震計の起動が同期されていない記録の検討

すでに述べたように大船渡マウンド-Mの設置以前はケーソン天端と基礎岩盤の強震計は別々に起動していた。また、同一スタータで起動しても大船渡防地-Sと大船渡防-Sとは約400m離れているので、この距離が強震記録相互の時間差に影響を与えているかもしれない。そこで、各観測地点の強震記録について相互相関関数を計算し、これより強震記録間の時間差を求めた。大船渡湾口防波堤はかなり大きな構造物であるのでケーソン天端とその下の基礎岩盤の間に位相差が考えられるが、ここではこれを考慮しなかった。

相互相関関数より得られた強震記録間の時間のずれを表-3に示す。この時間のずれに\*印がつけているのは、基礎岩盤上の強震計の方が先に起動したことを示している。同期している強震計の記録をみると、基礎岩盤の強震記録がS-1408である場合と、S-1424である場合とでは相互相関関数より得られた時間のずれが異なる。これについては若干の検討を試み、両地震の震源が異なることの影響等を考慮したが、はっきりとした説明は得られなかった。この報告は防波堤の地震応答解析が主要な目的であるので、相互相関関数の計算結果についてはこれ以上検討していない。

表-3の相互相関関数より得られた記録間の時間差だけそれぞれの強震記録をずらし、以後の検討に用いるこ

表-3 相互相関関数の計算結果

記録名			相互相関関数より得られた記録間の時間のずれ (S)
岩盤	マウンド天端	ケーソン	
S-554		S-569	6.96
S-1210		S-1211	2.36*
S-1274		S-1275	0.48*
S-1408	M-437		0
S-1408		S-1409	0
S-1424	M-449		0.72
S-1424		S-1422	0.72

\*は岩盤の方の強震計が先に起動したと考えられる場合を示す。

ととした。図-6, 7の加速度波形はこのようにずらしたあとの波形である。

## 4. 強震記録の解析

### 4.1 防波堤の加速度応答

防波堤のケーソン天端およびマウンド天端の強震記録の最大加速度は、表-2に示したように基礎岩盤の強震記録の最大加速度より大きい。また、図-6, 7に示したように加速度波形も基礎岩盤と防波堤の各位置とでは異なった様子を示している。基礎岩盤に対して防波堤がどの程度の加速度応答を示しているのかをみるため、ケーソン天端およびマウンド天端の強震記録の最大加速度を基礎岩盤の強震記録の最大加速度で除した値を最大加速度応答比として求め、基礎岩盤の最大加速度に対して示したのが図-9, 10である。図-9は防波堤法線に直角方向の水平成分の最大加速度応答比、図-10は防波堤法線に平行方向の水平成分の最大加速度応答比である。マウンド天端の最大加速度応答比はSMAC-B2強震計の記録に等価なものに変換した後の加速度について求めた結

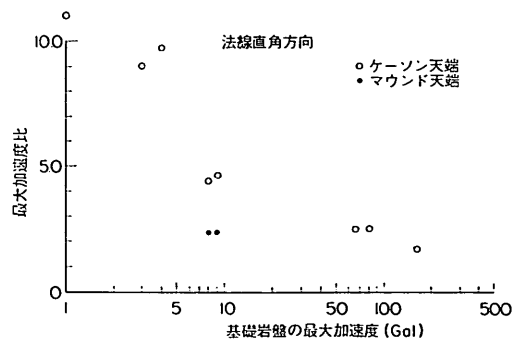


図-9 防波堤の法線直角方向の最大加速度応答比

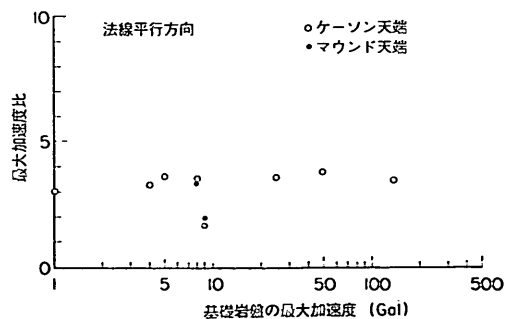


図-10 防波堤の法線平行方向の最大加速度応答比

果である。図-9, 10には記録のスタート時点でいくつかの波が重ね書きされている強震記録の最大加速度応答比は示していない。図-9, 10をみると記録の最大加速度応答比は全て1以上となっており、防波堤が明瞭な応答を示しているのがわかる。

図-9に示すように法線直角方向では明らかに最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少している。これは、防波堤のマウンド材の非線型特性のためであると考えられる。一方、図-10に示すように法線平行方向では最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度によらず3.5程度とほぼ一定となっている。これは、防波堤の法線方向の一端が基礎岩盤と接していること等の影響を受けているためだと推察されるが、これに関する詳しい検討は本報告では行なわない。

#### 4.2 防波堤の周波数伝達関数

ここでは、各強震記録のパワースペクトルと防波堤の周波数伝達関数を検討する。周波数伝達関数は基礎岩盤の強震記録を入力とし、防波堤のケーソン天端またはマウンド天端の強震記録を出力として求めた。この周波数伝達関数より防波堤の固有振動数を推定する。

パワースペクトルはFFTにより計算した。入力  $X(t)$  と出力  $Y(t)$  の周波数伝達関数、両者の線型性の度合を示すコヒーレンス、両者の周波数成分別位相差は次式より求めた。

$$A(f) = Z_{YX}(f) / P_X(f) \quad (1)$$

$$Z_{YX}(f) = \sqrt{P_X^2(f) + Q_{YX}^2(f)} \quad (2)$$

$$r(f) = Z_{YX}(f) / \sqrt{P_X(f) \cdot P_Y(f)} \quad (3)$$

$$\theta(f) = \tan^{-1}\{Q_{YX}(f) / P_{YX}(f)\} \quad (4)$$

ここに、

$A(f)$ : 周波数伝達関数

$Z_{YX}(f)$ : クロススペクトルの絶対値

$r(f)$ : コヒーレンス

$\theta(f)$ : 位相差

$P_X(f)$ : 入力  $X(t)$  のパワースペクトル

$P_Y(f)$ : 出力  $Y(t)$  のパワースペクトル

$P_{YX}(f)$ : コスペクトル (複素数で表わされるクロススペクトルの実数部)

$Q_{YX}(f)$ : クオドラチャスペクトル (複素数で表わされるクロススペクトルの虚数部)

周波数伝達関数  $A(f)$  とコヒーレンス  $r(f)$  とは次式で示す関係がある。

$$r^2(f) = |A^2(f)| \cdot P_X(f) / P_Y(f) \quad (5)$$

したがって、 $r(f)$  が 1 に近いほど、入出力の相関性が強いことを示す。この報告で用いた周波数伝達関数を求めるプログラムは桑島、永井<sup>9)</sup> のプログラムを強震記録解析用に変換したものである。このプログラムで使用されているウィンドウは B.G.T. 型データウィンドウと放物線型のスペクトル平滑化関数である。

パワースペクトル、周波数伝達関数の計算は図-5, 6に示した強震記録の最初から10秒間について実施した。2.2で示したように強震記録のデジタルデータの時間きざみは0.01秒であるので、データ数は1000個となる。スペクトルの移動平均幅は約0.4Hzとして、スペクトルの出力は約0.2Hzきざみで20Hzまでとした。図-11,

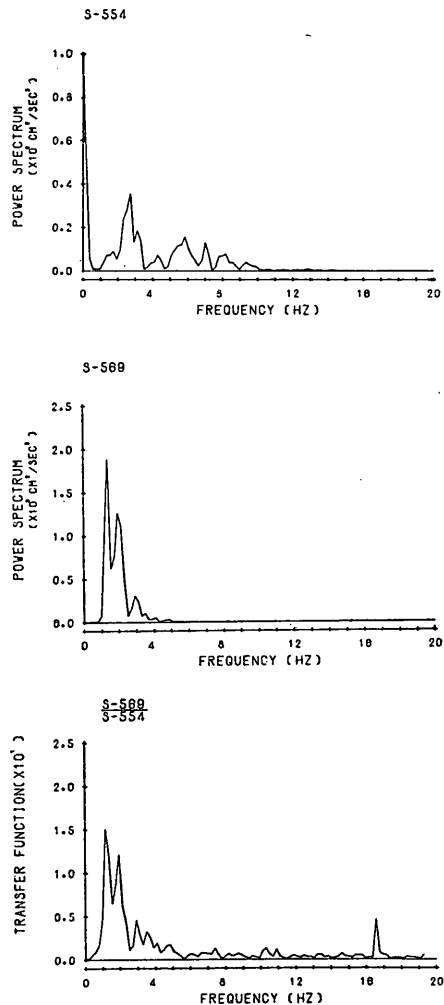


図-11 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-554, S-569)



大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

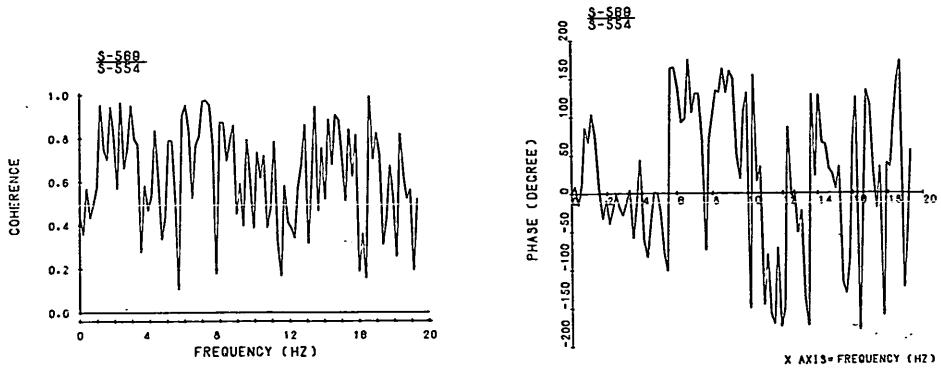


図-12 コヒーレンスと位相

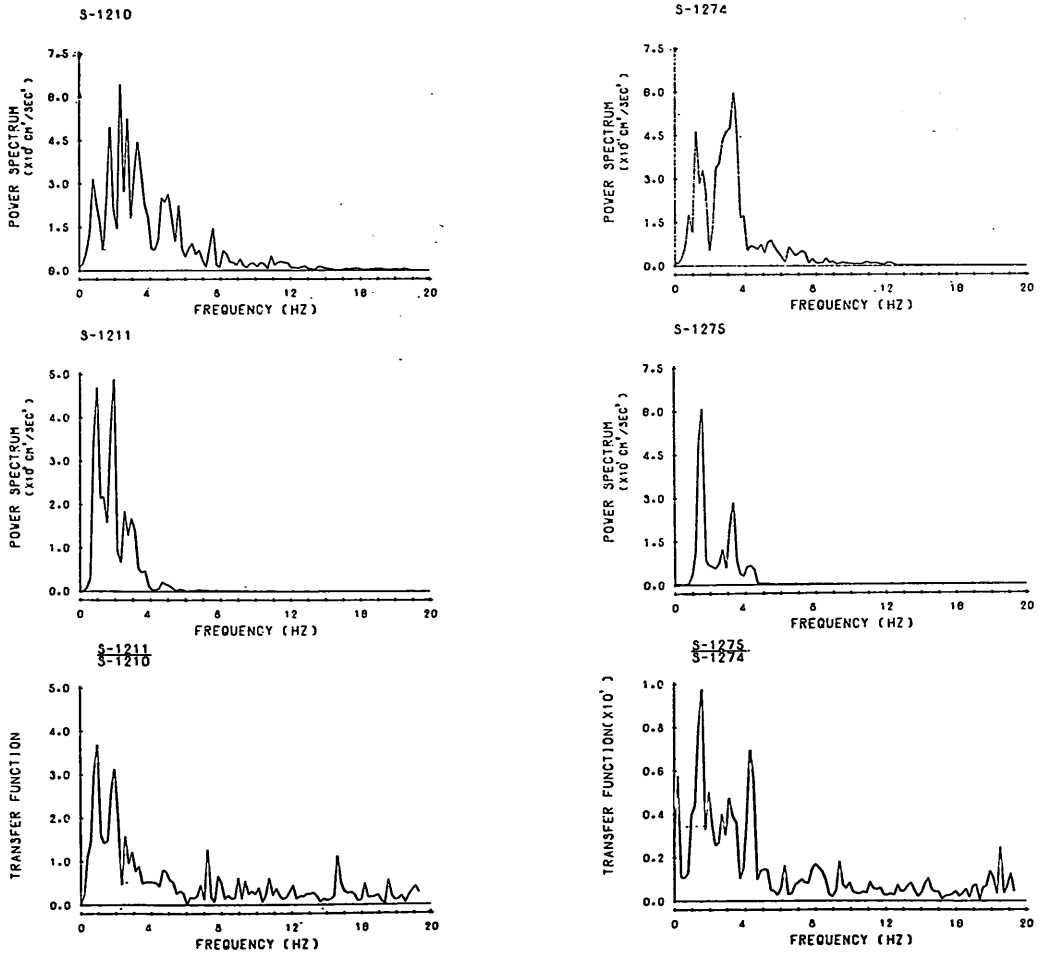


図-13 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-1210, S-1211)

図-14 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-1274, S-1275)

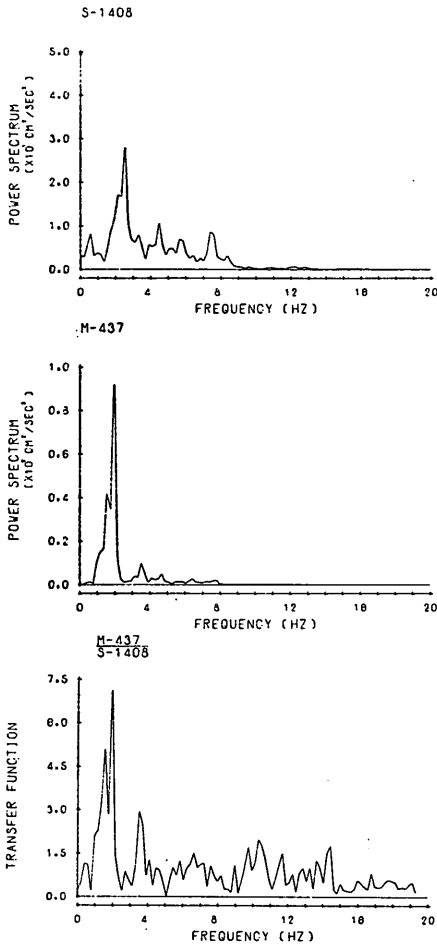


図-15 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-1408, M-437)

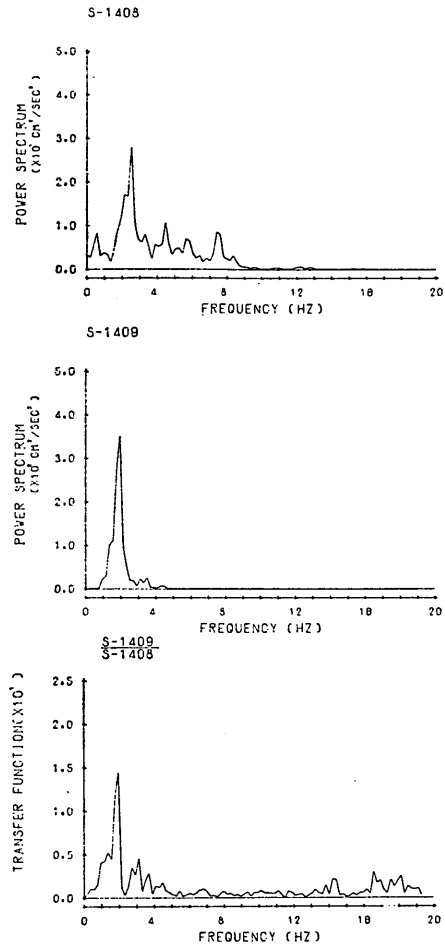


図-16 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-1408, S-1409)

13~18 にはパワースペクトル、周波数伝達関数の計算結果を示す。図-12 にはコヒーレンスと位相差を示す。以下には 図-11~18 で示した各強震記録のパワースペクトルと周波数伝達関数について検討する。

表-2 に示したように S-1408 の最大加速度は 9 Gal であり、これは S-1424 の最大加速度は 8 Gal とほぼ等しい。この最大加速度がほぼ等しい 2 組の強震記録についてそのパワースペクトル、周波数伝達関数を比較してみた。図-19 には基礎岩盤の強震記録である S-1408 と S-1424 のパワースペクトルを同時に示す。図-19 によれば、卓越振動数はややずれているが、スペクトルの形は良く似ている。S-1408 と S-1424 の強震記録が得られた

それぞれの地震のマグニチュードは 7.0 と 7.1 でありほぼ等しい。しかし、表-2 に示したように震央の位置、震源深さ、震央距離はかなり異なる。S-1408 の地震はほぼ防波堤法線直角方向で観測地点から 135 km の三陸沖の深さ 0 km の位置で発生し、S-1424 の地震はほぼ防波堤法線方向で観測地点から 390 km の日高地方西部の深さ 130 km の位置で発生している。このように両方の地震で震源がかなり異なっているのに、図-19 に示すようにパワースペクトルの形が似ているのは興味深い。

次に構造物上で得られた強震記録のパワースペクトルと周波数伝達関数を 2 つの地震について比較して示す。図-20 にはマウンド天端、図-21 にはケーソン天端の強

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

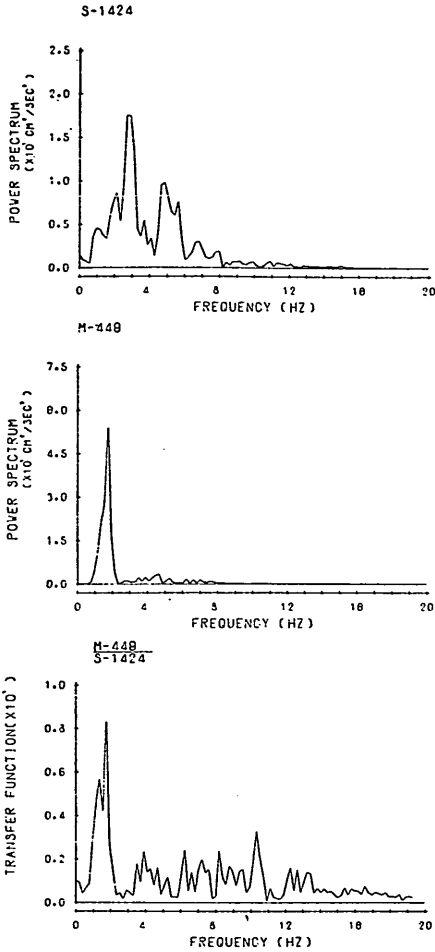


図-17 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-1424, M-449)

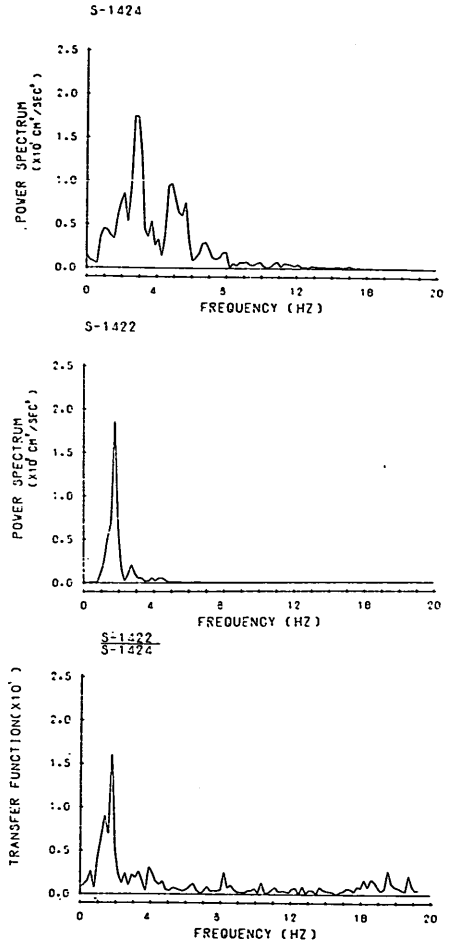


図-18 パワースペクトルと周波数伝達関数 (S-1424, S-1422)

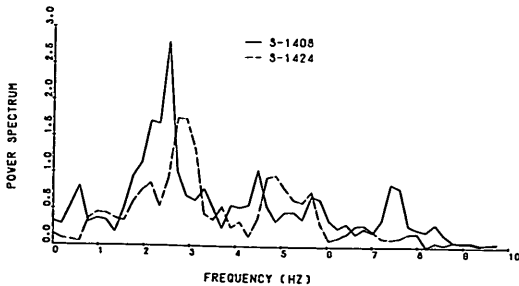


図-19 岩盤上で最大加速度が約 10 Gal の 2 つの記録のパワースペクトルの比較

震記録のパワースペクトルと周波数伝達関数を示す。

図-20, 21 より卓越振動数はややずれているがパワースペクトルと周波数伝達関数はほぼ似た形を示しているのがわかる。

パワースペクトル, 周波数伝達関数について, 防波堤のケーソン天端とマウンド天端とで比較したのが図-22, 23 である。この両図によれば, ケーソン天端では 2 Hz 付近の振動数成分が大きく増幅されておりマウンド天端と異なっているのがわかる。しかし, パワースペクトル, 周波数伝達関数の全体的傾向はケーソン天端とマウンド天端とでよく似たものとなっている。

表-4 にパワースペクトルの卓越振動数, 周波数伝達

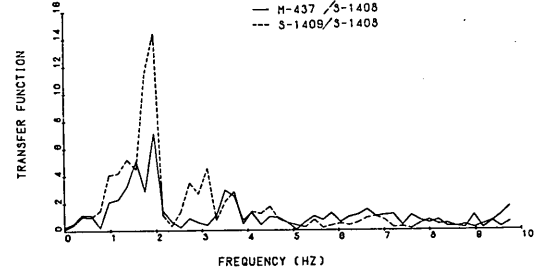
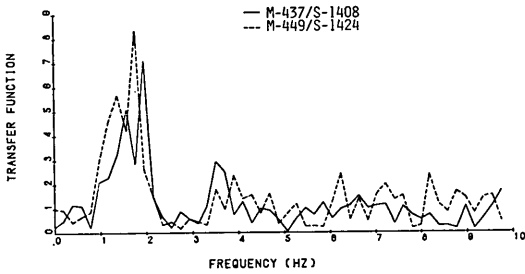
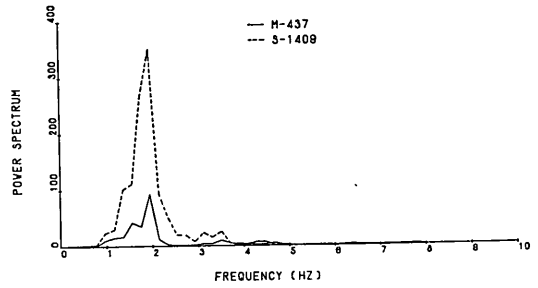
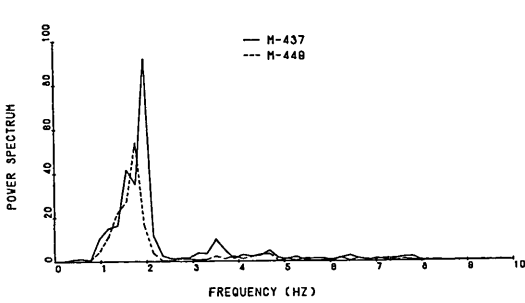


図-20 岩盤上で最大加速度が約 10 Gal の 2 つの記録のパワースペクトルと周波数伝達関数 (マウンド天端)

図-22 マウンド天端とケーソン天端の記録のパワースペクトルと周波数伝達関数 (その 1)

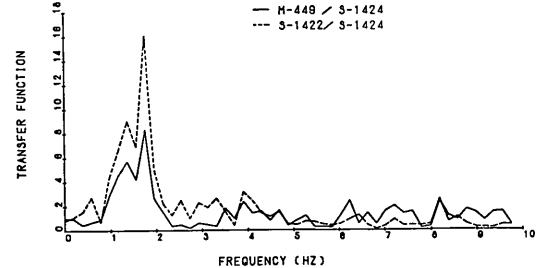
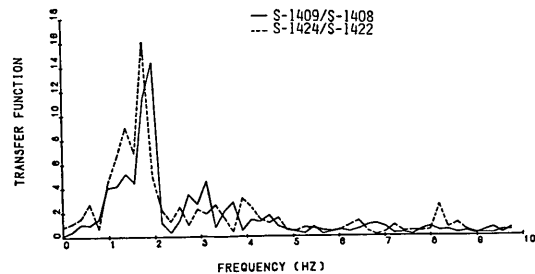
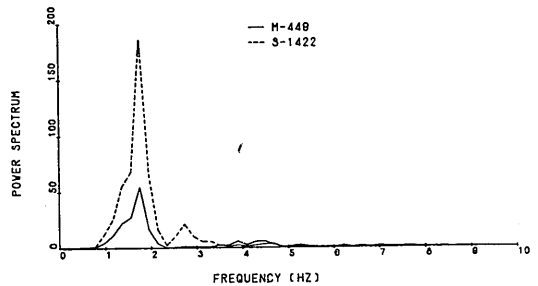
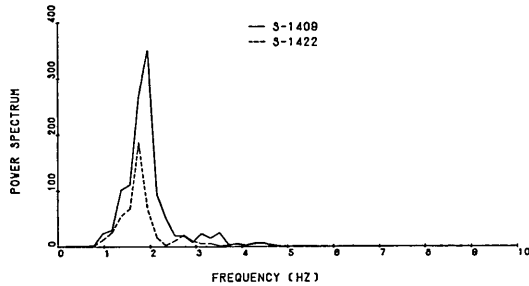


図-21 岩盤上で最大加速度が約 10 Gal の 2 つの記録のパワースペクトルと周波数伝達関数 (ケーソン天端)

図-23 マウンド天端とケーソン天端の記録のパワースペクトルと周波数伝達関数 (その 2)

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

表-4 パワースペクトルの卓越振動数と周波数伝達関数のピークを示す振動数

地震	強震計の位置	記録番号	最大加速度 (Gal)	パワースペクトルの卓越振動数 (Hz)*	伝達関数のピークを示す振動数 (Hz)
1978-12-6	岩盤上	S-1274	3	3.3, 1.2	1.6, 1.9, 3.1, 4.3
	ケーソン	S-1275	37	1.6, 3.3	
1991-1-23	岩盤上	S-1424	8	2.7, 4.9, 2.1	1.4, 1.8, 3.5, 3.9
	マウンド	M-449	19	1.8	
	岩盤上	S-1424	8	2.7, 4.9, 2.1	1.4, 1.8, 3.3, 3.9
	ケーソン	S-1422	35	1.8, 2.7	
1981-1-19	岩盤上	S-1408	9	2.5, 4.5, 0.6	1.6, 1.9, 3.5, 4.1
	マウンド	M-437	22	2.1, 3.5	
	岩盤上	S-1408	9	2.5, 4.5, 0.6	1.4, 1.9, 3.1, 3.9
ケーソン	S-1409	41	1.9		
1970-9-14	岩盤上	S-554	66	2.7, 5.8	1.2, 1.9, 2.9, 3.5
	ケーソン	S-569	163	1.4, 1.9, 2.9	
1978-6-12	岩盤上	S-1210	161	2.3, 2.7, 1.8, 3.3, 0.8, 5.1	1.0, 1.9, 2.5, 2.9
	ケーソン	S-1211	269	1.9, 1.0, 2.5	

\*ピーク値の大きい順

関数のピークを示す振動数を示す。パワースペクトルの卓越振動数はパワースペクトルのピーク値の大小の順に示してある。一方、周波数伝達関数の方はピークを示す振動数の値の小さい順に示してある。この周波数伝達関数のピークを示す振動数は防波堤の固有振動数と考えられるものである。

表-4 によれば基礎岩盤のパワースペクトルのピーク値が最大値を示す卓越振動数は 3.3 Hz と 2.3 Hz の間にあり、基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少の傾向がある。図-24 には防波堤のケーソン天端の4つの強震記録のパワースペクトルを示す。S-1275 のパワースペクトルははっきりしないが、その他は 2 Hz の振動数が卓越しているのがわかる。最大加速度が大きくなると、2 Hz 以下の振動数も卓越するようになり、しかもその卓越振動数は最大加速度が大きいものほど小さくなって

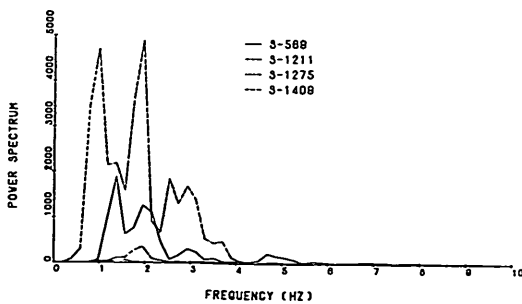


図-24 ケーソン天端の強震記録のパワースペクトルの比較

いる。

図-25 には防波堤ケーソン天端の4つの強震記録の周波数伝達関数を示す。表-4 に示したように、1.8 あるいは 1.9 Hz に 2 次の固有振動数があり、1 次の固有振

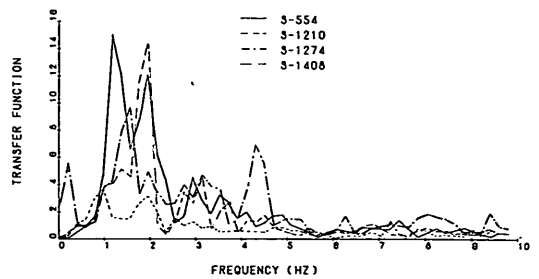


図-25 周波数伝達関数の比較

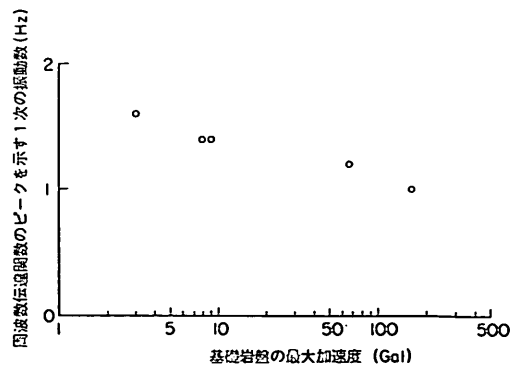


図-26 周波数伝達関数のピークを示す1次の振動数と基礎岩盤の最大加速度

動数は最大加速度の増大とともに減少している。これを図にしたのが図-26である。このように1次の固有振動数が基礎岩盤の最大加速度とともに減少しているのは、防波堤のマウンド材の地震時の非線型性によるものと考えられる。

## 5. 地震応答計算

### 5.1 地震応答計算手法

4.の防波堤の強震記録の解析によって、防波堤の周波数伝達関数から推定された防波堤の1次の固有振動数、およびケーソン天端の最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少していることが示された。これは防波堤のマウンド材の動的変形特性の非線型性によるものであると考えられる。地震応答計算を実施する場合には、防波堤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と減衰定数のひずみ依存性を考慮した等価線型手法による地震応答計算は実用的であり、よく用いられている。ここでは、この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なう。

防波堤は水中にあり、地震応答計算を行う場合には水の影響を考慮する必要がある。過去に実施されてきた地震応答計算では水の影響は付加質量で評価することが行われてきた。最近では、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提案されており、地震時の動水圧の計算も可能となっている。ここでは、構造物と境界をなす2次元平面流体を考え、水の圧縮性を無視した構造物-水連成系の地震応答計算を行う。ここで用いる構造物-水連成系の地震応答計算プログラムは線型計算であるので、等価線型手法により決まるマウンド材の材料定数は水との連成を考慮しない等価線型手法の有限要素プログラムを用いて設定することとした。

したがって、この報告では二つの地震応答計算プログラムを用いて、材料の非線型特性を等価線型手法で評価した有限要素法の地震応答計算と、この計算より得られた材料定数を用いた構造物-水連成系の有限要素法による地震応答計算を行なうこととした。

ここで用いた等価線型手法の有限要素法のプログラムはカリフォルニア大学バークレー校で開発されたプロ

ラム FLUSH<sup>9)</sup>である。一方、ここで用いた構造物-水連成系の地震応答計算プログラムは著者の1人、上部も参加して、第二港湾建設局横浜調査設計事務所で開催されたプログラム BEAD<sup>10)</sup>である。

プログラム FLUSH の地震応答計算では水の影響は付加質量で評価している。したがって、このプログラム FLUSH による地震応答計算の検討結果は、従来行なわれてきた水の影響を付加質量で考慮して地震応答計算を行なうという方法の1つの検討結果を与えるものである。

ここで検討する二つのプログラムを用いた地震応答計算手法は筆者の1人、上部が他の共同研究者と共に防波堤の模型振動実験の結果により検討しており、模型実験に基づく範囲でこの地震応答計算手法はほぼ妥当であると結論している<sup>10)</sup>。この報告での目的はこの地震応答計算手法およびモデル化の妥当性を実測された強震記録に基づいてさらに検討しようとするものである。

### 5.2 地震応答計算結果と観測結果の比較方法

1.において述べたようにここで行う地震応答計算結果と観測結果の比較は通常の場合と異なる。図-1に示したように、防波堤材料の定数を種々の方式によって変化させながら計算を行ない、構造物の1次の固有振動数と最大加速度について計算結果と観測結果がほぼ一致する条件を求めた。この条件に対する計算について、振動特性や加速度波形の比較を行ない、計算に用いた防波堤材料の定数の妥当性について評価を行なった。このような形とした理由は、2.1で述べたようにマウンド材として用いられている割石が大きく、通常の室内試験、現地試験あるいは既応データを参照する等の方法によりマウンド材の動的変形特性を求めることが困難であったからである。

この検討で計算結果と観測結果を一致させる項目は、1次の固有振動数とケーソン天端の最大加速度とすることとした。2次以上の固有振動数まで一致させるように努力したが、ここで設定したモデルでは良い結果が得られなかった。モデルを複雑にすれば、望ましい結果が得られることも考えられるが、そうすると仮定する定数が増加し、計算の作業量も増大する。ここでは実用的な地震応答計算ということを考えて、あまり複雑な計算を避けたので1つのモードだけをあわせることとした。また、1次の固有振動数がマウンド材の非線型特性を顕著に示しているの、計算結果と観測結果の比較では1次の固有振動数について行なうこととした。

地震応答計算を行う場合、考えられる定数についてあ

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

あらゆる条件を考慮して機械的に計算するのは、不適切な定数設定も含んだものとなり計算時間が莫大なものとなって、それに要する作業もたいへんなものとなる。したがって、ここでは 図-27, 28 に示すようなフローにしたがって地震応答計算の結果を検討することとした。

プログラム FLUSH による地震応答計算結果と観測結果の比較は 図-27 に示す手順にしたがって実施した。計算結果と観測結果が一致するように定めた防波堤マウンドの材料定数は小ひずみ( $10^{-6}$ )時のせん断係数( $G_0$ ), せん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存特性を示す曲線, 水の影響を考慮するための付加質量である。まず, 最大加速度が最小の強震記録を用いた地震応答計算

結果と観測結果との比較から  $G_0$  と付加質量を決めた。次に, 残る 4 つの強震記録を用いた地震応答計算の結果と観測結果との比較からせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存曲線を求めた。このようにして得られた材料の定数について全ての観測結果と計算結果が一致することを確認して, マウンド材料の定数の評価を実施した。

図-28 に示したプログラム BEAD による計算では, プログラム FLUSH の計算より得られた材料定数を用いて, モード減衰定数を変化させ, 計算結果と観測結果が一致する条件を求めた。こうして求めた一致する条件に対する計算について, 振動特性や加速度波形の比較を行った。

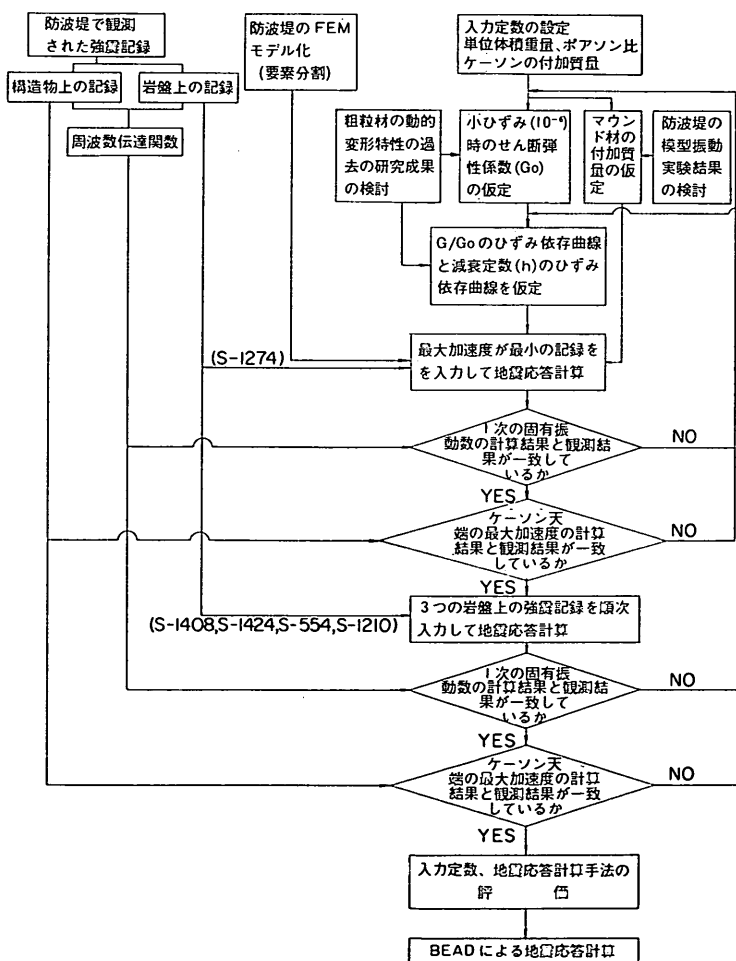


図-27 地震応答計算(FLUSH)のフロー

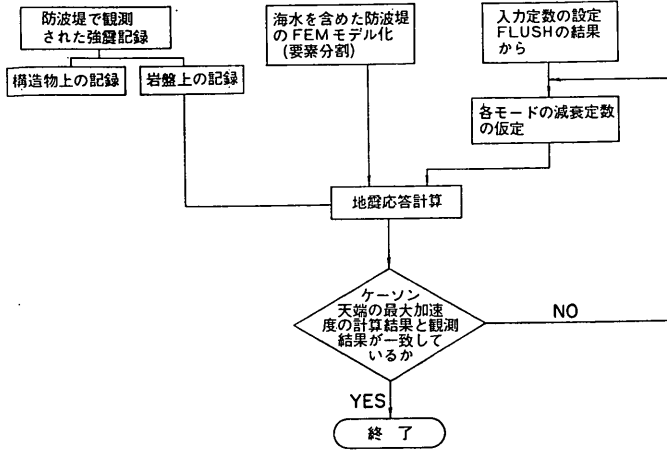


図-28 地震応答計算(BEAD)のフロー

## 6. 地震応答計算結果および考察

### 6.1 等価線型手法による有限要素法の地震応答計算結果と観測結果の比較

ここでは図-27に示した手順で等価線型手法による地震応答計算結果と観測結果とを比較し、計算手法、モデル化、計算に用いた定数の妥当性を検討する。計算に用いた定数の妥当性の検討では、特にマウンド材の動的変形特性について詳しく検討する。

#### (1) 防波堤のモデル化と計算に用いた定数

図-29に防波堤の有限要素モデルを示す。図-29では、右半分要素分割を、左半分材質の番号を示した。左半分では、同一の材質が設定されている範囲を示しており、要素分割とはなっていない。左半分の要素分割も右半分と対称となっている。同様に右半分の材質も左半分と対称となっている。

ケーソンおよびプレパクトコンクリート部分は線型材料とし、図-29に示すようにヤング係数として  $3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  を使い、ポアソン比は 0.167 とした。単位体積重量は防波堤の設計資料から決めた。マウンド材の単位体積重量は防波堤の施工記録において示されている 60 tfトラックスケールを用いた割石計量試験より  $1.7 \text{ tf/m}^3$  とした。ひずみが  $1.0 \times 10^{-6}$  の時のせん断弾性係数 ( $G_0$ ) および付加質量については後述する。

#### (2) マウンド材の動的変形特性

すでに述べたように、地震応答計算結果と強震観測結果と比較し、計算手法の妥当性と検討するとともに、マ

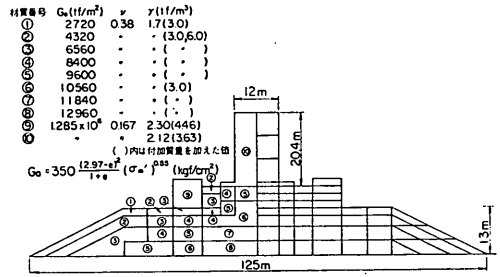


図-29 FEM モデル(FLUSH)と各定数

ウンド材の動的変形特性の推定を行う。計算に用いる定数をいろいろ変えて地震応答計算を行ない観測結果と比較する場合は、まったく根拠のない定数を用いて検討を開始するのは適切でない。マウンド材として用いられている割石ほど大きくはないが、レキ材についてはいくつか振動三軸試験結果が過去に報告されているので、この成果を参考にして地震応答計算を行ない、マウンド材の動的変形特性を検討することとした。

沢田、高橋、桜井、矢島<sup>11)</sup>は近年築造された5ケの大型ロックフィルダムにおける弾性波探査等の測定結果をまとめて、表-5に示すようなS波速度の分布モデルを示している。S波速度と微小ひずみ時のせん断弾性係数との関係は次式に示すとおりである。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (6)$$

ここに、 $G_0$ : 微小ひずみ時のせん断弾性係数  
 $V_s$ : S波速度  
 $\rho$ : 密度



大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

表-5 ロックフィルダムの一般的物性値を与える速度分布モデル (沢田他による)

物性値の種類	現体のゾーン 材料の状態 深さ (m)	ロック		コア	
		不飽和	飽和	S波速度の大きい材料の分布	S波速度の小さい材料の分布
S波速度	0-5	$V_s = 245$		$V_s = 210$	
	5-30	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 180Z^{0.35}$	$V_s = 140Z^{0.34}$
	30-	$V_s = 200Z^{0.315}$			
ポアソン比	全体	$\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$	$\nu = 0.49 - 0.01Z^{0.95}$	$\nu = 0.45 - 0.006Z^{0.60}$	

$V_s$ : S波速度 (m/s)  
 $\nu$ : ポアソン比  
 $Z$ : 深さ (m)

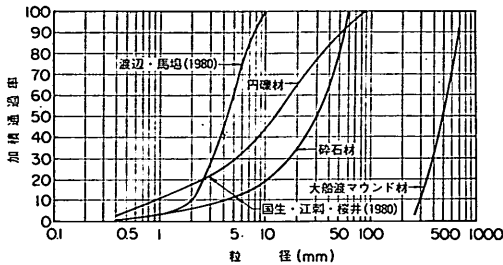


図-30 ロック材, レキ材の粒径加積曲線

渡辺・馬場<sup>12)</sup>は硬砂岩の砕石(真比重 2.69 gf/cm<sup>3</sup>, 最大粒径 9.52 mm)の振動三軸試験結果から, せん断弾性係数, 減衰定数のひずみ依存特性を示す式を提案している。この砕石は気乾で, 含水比 1.1% のものが排水条件で試験されている。材料の粒度は, 9.52 mm 以下 99.9%, 4.76

mm 以下 55%, 2 mm 以下 9.5%, 0.84 mm 以下 1.6%, 0.42 mm 以下 0.5%, 0.25 mm 以下 0.2% である。図-30 にこの粒径加積曲線を示す。せん断弾性係数のひずみ依存性を双曲線モデル表現し, 微小ひずみ時でのせん断弾性係数の間隙比依存性として Richart<sup>13)</sup> の angular-grained sand の関係を仮定して次式のようにせん断弾性係数と間隙比, ひずみの関係を与えている。

$$G = 440 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \frac{1.56 \times 10^{-3}}{1.56 \times 10^{-3} + \gamma} \cdot (\sigma'_m)^{0.55} \quad (7)$$

- ここに,  $G$ : せん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $e$ : 間隙比
- $\gamma$ : ひずみ
- $\sigma'_m$ : 平均有効主応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

また, 減衰定数は地下逸散減衰を 5% 考慮すれば次式で与えられるとしている。

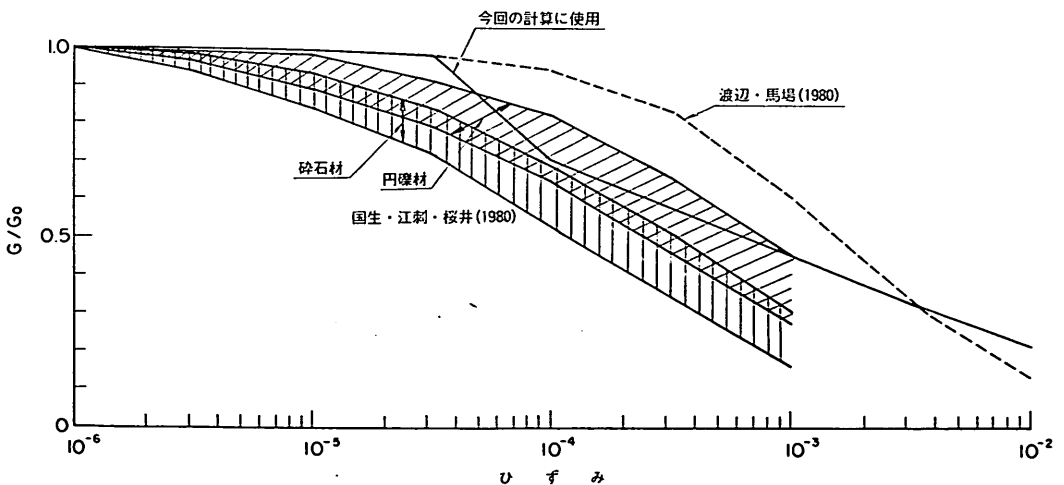


図-31 マウンド材の動的変形特性

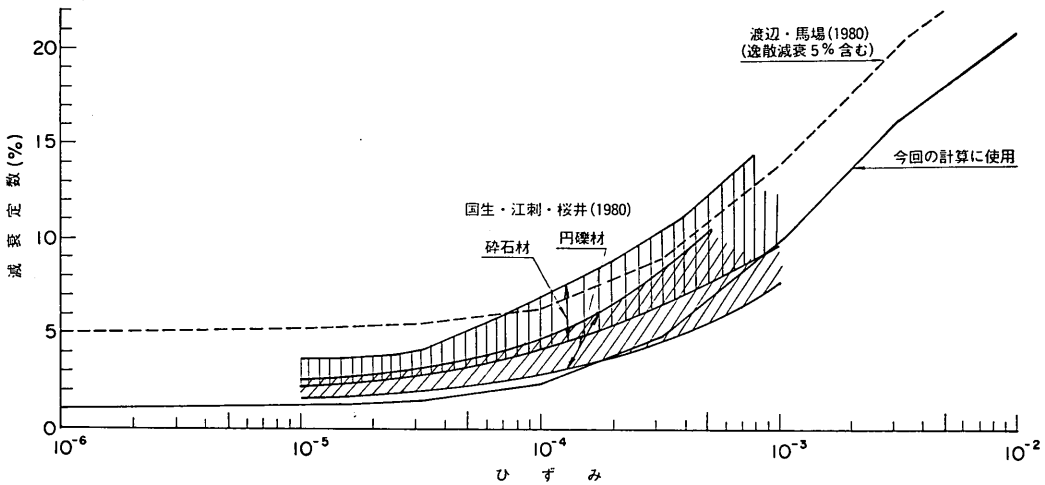


図-32 マウンド材の減衰定数

$$h = 0.23 \cdot \frac{\gamma}{\gamma + 1.56 \times 10^{-8}} + 0.05 \quad (8)$$

ここに、 $h$ : 減衰定数  
 $\gamma$ : ひずみ

図-31, 32 にはこれらの関係を示す。

国生・江刺・桜井<sup>14)</sup>は図-30に示すような粒度分布をした岩盤の発破掘削より生じた砕石材と自然地盤から採取した円レキ材の2種類について、おのおの密度と拘束圧を変化させ  $10^{-6} \sim 10^{-3}$  の広いひずみ範囲での大型振動三軸試験を行ない、粗粒材の動的変形特性と減衰特性を検討している。微小ひずみ時 ( $1 \times 10^{-6}$ ) のせん断弾性係数は拘束圧の関数として次のように与えている。

砕石材

$$G_0 = 1300 \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot (\sigma'_c)^{0.55} \quad (9)$$

円レキ材

$$G_0 = 840 \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot (\sigma'_c)^{0.60} \quad (10)$$

ここに、 $G_0$ : 微小ひずみ時のせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_c$ : 有効拘束圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $e$ : 間隙比

また、せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性を示す曲線を図-31, 32に示す。

大船渡湾口防波堤の施工記録に割石1個の重量に対する累積重量百分率の関係が示されている。この関係より割石を球体と仮定して求めた防波堤マウンド材の割石の

粒径加積曲線を図-30に示す。図-30によれば防波堤マウンド材の割石の粒径加積曲線の傾きは渡辺らの実験に用いられた砕石のそれと似ている。したがって、この報告でのマウンド材の動的変形特性の推定のための検討は渡辺らが示している砕石の動的変形特性を参考にして実施することとした。

マウンド材の動的変形特性の推定のための具体的な検討方法は5.2の図-27に示したとおりである。マウンド材のせん断弾性係数と付加質量をいろいろ変化させて計算結果と観測結果が一致する条件を求めた。最終的にはマウンド材の付加質量が防波堤の模型振動実験の結果から推定されるものと大きくかけ離れないことを念頭におきながら、せん断弾性係数についても渡辺らが砕石について示している実験結果と大きく異ならない程度となるような条件を求めた。マウンド材の付加質量については後述する。このようにして求めた条件での計算結果と観測結果は後に示すとおりであり、得られたマウンド材の動的変形特性の推定結果は以下に示すとおりである。

$G_0$  は次式に示すとおりであり、せん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存特性は図-31, 32に示す。

$$G_0 = 350 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.55} \quad (11)$$

ここに、 $G_0$ : ひずみが  $1 \times 10^{-6}$  の時のせん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_m$ : 平均有効主応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $e$ : 間隙比

(11)式に示すようにせん断弾性係数を求める場合、マウンド材の間隙比と平均有効主応力が必要である。平均有効主応力は有限要素法の静解析より求めた。この静解析に用いたマウンド材のせん断弾性係数は表-5に示した沢田らの結果を用いた。水中の単位体積重量は、ケーソン部、プレバクトコンクリート部、マウンド部でそれぞれ  $1.19 \text{ tf/m}^3$ ,  $1.3 \text{ tf/m}^3$ ,  $0.96 \text{ tf/m}^3$  とした。一方、間隙比はマウンドが海水中に割石をただ投入するだけで築堤されることを考慮して 0.79 とした。こうして与えられる平均有効主応力、間隙比により計算されるマウンド材の  $G_0$  は図-29に示すとおりである。

### (3) 付加質量

プログラム FLUSH による地震応答計算における水の影響は動水圧に相当する付加質量を考慮した。ケーソンに作用する動水圧は Westergaard の簡略公式 (6.2 に示す)<sup>16)</sup>により計算した。プレバクトコンクリート部に作用する動水圧は構造物-水連成系の有限要素法の地震応答計算プログラム BEAD により計算した。この BEAD による地震応答計算では、ほぼ妥当と思われる付加質量を仮定した FLUSH の地震応答計算の結果から得られた材料定数を用いて行なった。そして、BEAD による計算結果から求める動水圧に相当する付加質量が最初に仮定した付加質量と大きく異なることを確認した。

防波堤の模型振動実験<sup>10)</sup>によれば、透水性のある防波堤のマウンド斜面に作用する動水圧は Zangar の公式<sup>15)</sup>で得られるものではほぼ等しいこと、マウンド内の動的間隙水圧と斜面の動水圧は応答加速度が小さい場合にはほぼ等しいが、入力加速度の増加とともにマウンド内の動的間隙水圧は斜面の動水圧より大きくなるが示されている。このようにマウンド内では間隙水の流動およびマウンド材の弾性変形による動的間隙水圧が発生する。したがって、この防波堤の模型振動実験の解析において検討した水との連成を考慮しない地震応答計算 (プログラム FLUSH による) では、マウンド内の動的間隙水圧の影響を考慮してマウンド材について付加質量を与えた。水の無い状態と水のある状態での防波堤の模型振動実験の共振曲線の比較検討結果から推定されたマウンド材で考慮すべき付加質量は Zangar の公式で与えられる両側の斜面部に作用する動水圧に相当する付加質量の約 4 倍であった。この防波堤模型のマウンド天端幅は 0.8 m、マウンド下端幅は 3 m であった。マウンド材として用いた粗砂の間隙比は 0.73、透水係数は  $0.7 \text{ cm/s}$  であった。

割石で築造される大船渡湾口防波堤のマウンドも透水性のある構造物であるので、FLUSH による地震応答計算ではマウンド内の動的間隙水圧を考慮してマウンド材の付加質量を与えた。ただ、ここで検討するような水中の、割石からなるマウンドの付加質量についての検討結果は現状では上述した防波堤の模型振動実験の結果しかないので、ここでは防波堤の模型振動実験の結果を参考にして、大船渡湾口防波堤のマウンド付加質量を決めることとした。

マウンド内の動的間隙水圧は、斜面に作用する動水圧、マウンドの大きさ、マウンド材の透水係数、入力波の振動数、マウンドの間隙率、マウンドの弾性変形により影響を受けると考えられる。大船渡湾口防波堤のマウンドの付加質量を決める場合、以上のことを考慮して防波堤の模型振動実験結果から定量的に決められれば理想的である。しかし、防波堤の模型振動実験の検討結果は上述した 1 例しかなく定量的な議論は無理である。したがって、図-27 の地震応答解析のフローで示したように、マウンド材の付加質量としては Zangar の公式で計算される両側の斜面に作用する動水圧に相当する付加質量の 4 倍前後の値という条件で計算をくり返し、最終的にはマウンド材のせん断弾性係数が非常識な値とならない条件からマウンドの付加質量としては Zangar の公式で計算される両側の斜面に作用する動水圧に相当する付加質量の 6 倍とすることとした。

以上の結果は、ここで検討している構造物についての FLUSH による地震応答計算のためのものであり、ここで検討している構造物と異なった構造物について今回の結果を適用する場合は十分な検討が必要である。こうした検討の将来の方向としては、水と粒状体の連成を考慮した地震応答計算手法を実用化させるべきだと思われる。

### (4) FLUSH による計算結果と観測結果の比較

ここでは図-27の手順に従って決められた材料定数を用いた時、計算結果がどの程度観測結果と一致しているのかを確認する。ケーソン天端、マウンド天端位置の応答加速度の時刻歴を出力し、これより、応答最大加速度、応答加速度波形、周波数伝達関数の形とそのピークを示す 1 次の振動数について、計算結果と観測結果を比較する。

加速度波形の計算結果と観測結果の比較を図-33、34に示し、最大加速度の比較を表-6に示す。表-6にはプログラム BEAD の地震応答計算結果も示してあるが、

これについては後述する。図-34には S-554 を他と区別して示してあるが、これは以下の理由による。S-554 は突然大きな加速度から始まっており、波形も初動の部分が少しつまった印象となっている。そこで、このまま波形を入力して応答計算を行ってもケーソン天端での計算結果と観測結果の比較は無理だと考えた。計算には S-554 の波形を修正したものを用いることとした。初動

部分の 0.35 秒間の時間軸を 2 倍に引きのばし、さらに振幅の小さい波形を前につけたした。この時間軸の引きのばしは周波数伝達関数が大きく異ならない程度に行なった。この修正後の波形が図-34 の上から 2 番目の波形である。このように S-554 の場合は修正した波形を用いているので、この地震応答計算結果は他の計算結果と区別して考えた。このため、この S-554 を入力とした地

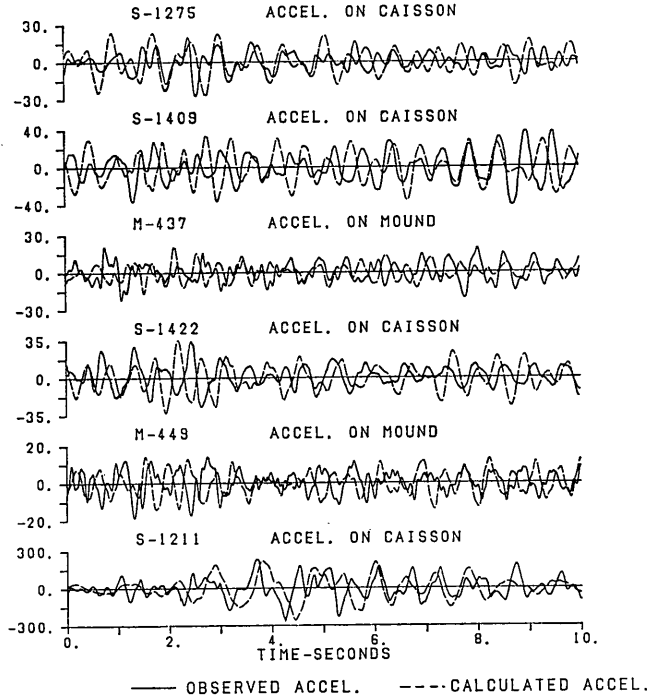


図-33 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (その 1)

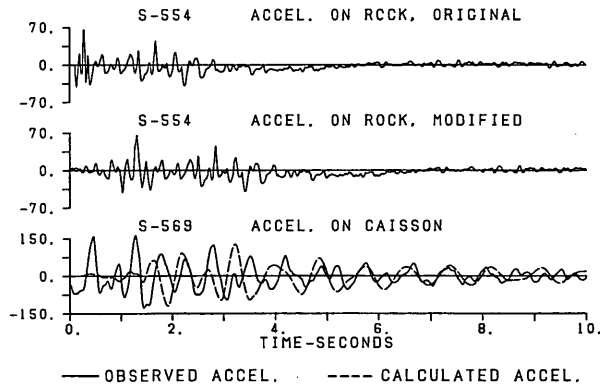


図-34 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (その 2)

表-6 計算結果と観測結果の比較

地震	比較対象位置	対応する 強震記録 番号	最大加速度 (Gal)			伝達関数のピークを示す 1次の振動数 (Hz)			計算された固有振動 数 (Hz) (BEAD)		
			実測結果	計算結果		実測結果	計算結果		1次	2次	3次
				FLUSH	BEAD		FLUSH	BEAD			
1978-12-6	ケーソン天端	S-1275	27	27	30	1.6	1.6	1.6	1.5	2.4	2.8
1981-1-23	マウンド天端	M-449	19	14	14	1.4	1.4	1.4	1.4	2.4	2.7
	ケーソン天端	S-1422	35	35	34	1.4	1.4	1.4			
1981-1-19	マウンド天端	M-437	22	20	22	1.6	1.4	1.4	1.4	2.4	2.7
	ケーソン天端	S-1409	41	36	42	1.4	1.4	1.4			
1970-9-14	ケーソン天端	S-569	163	129	126	1.2	1.2	1.2	1.2	1.9	2.2
1978-6-12	ケーソン天端	S-1211	269	258	268	1.0	1.2	1.2	1.0	1.7	1.9

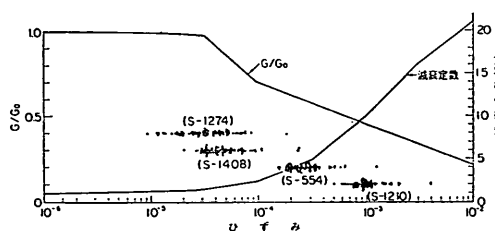


図-35 FLUSHにより計算されたマウンドの要素の有効ひずみ

震応答計算では周波数伝達関数のピークを示す1次の振動数についてはほぼ一致すれば良いとしたが、最大加速度については一致させることを考えなかった。

図-35にはFLUSHにより計算される防波堤のマウンドの各要素の有効ひずみ(最大ひずみの65%)を示す。図中の1個の点が1個の要素の有効ひずみに対応している。各点は地震ごとにグループ分けして示している。グループ分けのため、地震ごとに異なる高さにプロットしてあるが、その高さやG/G<sub>0</sub>あるいは減衰定数とは無関係である。この図から各強震記録を入力したとき、マウンド内のひずみがどの程度となっているのかがよくわかる。各要素の有効ひずみを平均すると、S-1274(最大加速度は3Gal)を入力した場合 $4 \times 10^{-3}\%$ 、S-1408(最大加速度は9Gal)で $5 \times 10^{-3}\%$ 、S-554(最大加速度は66Gal)で $3 \times 10^{-2}\%$ 、S-1210(最大加速度は161Gal)で $1 \times 10^{-1}\%$ であった。

表-6に示すように、ケーソン天端およびマウンド天端の応答最大加速度の計算結果はS-569を除けばほぼ観測結果に一致させることができた。図-33によれば、最大加速度の大きいS-1211の場合には位相がやや異なるが計算結果の加速度波形は観測結果と良い対応を示し

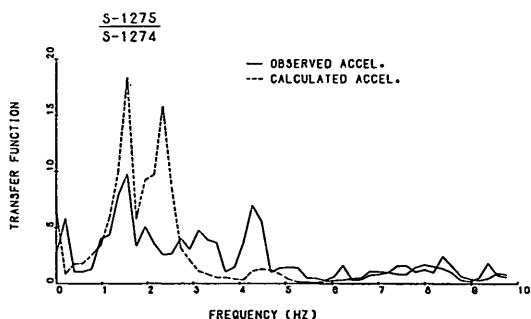
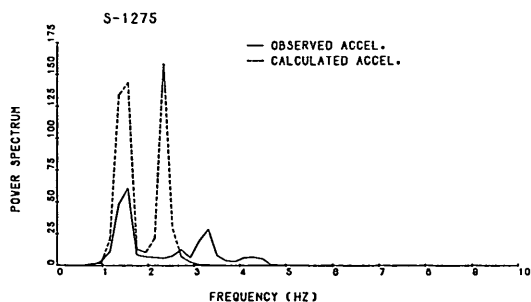


図-36 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-1274, S-1275)

ている。S-1275とS-1422とM-449の場合の波形の計算結果もほぼ観測結果と似ている。S-1409, M-437の計算波形は観測波形とあまり良い一致を示していない。

図-36~42には計算された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強震記録のそれと同時に示す。表-6には周波数伝達関数のピークを示す1次の振動数を計算結果と観測結果を比較して示してある。表-6に示すように、防波堤の1次の固有振動数については計算結果と観測結果を一致させている。5.2で述べたように、2次以上の固有振動数については計算結果と観測結

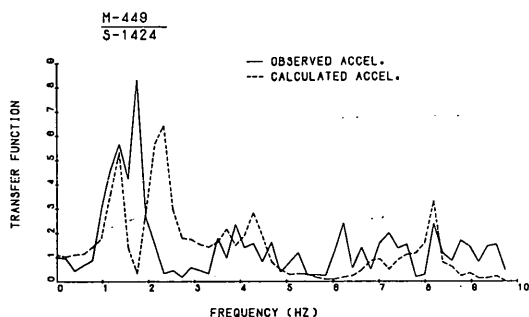
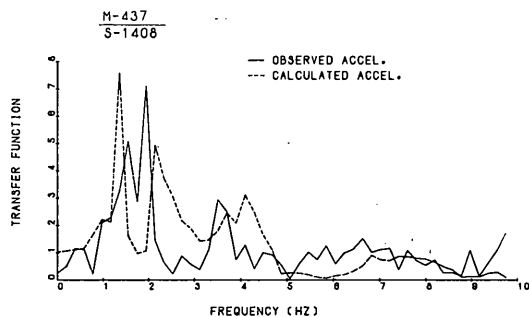
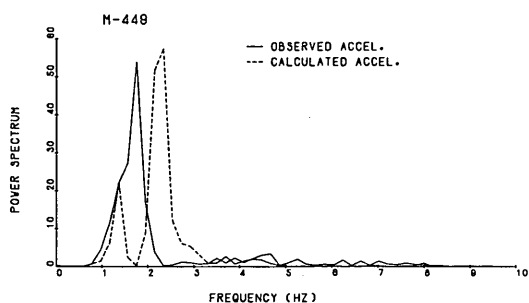
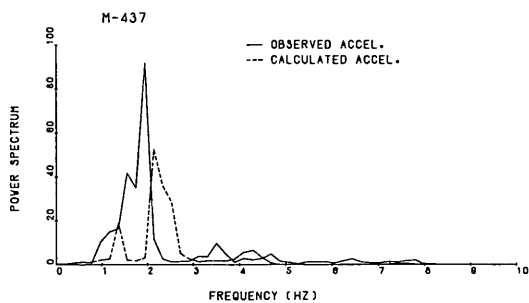


図-37 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-1408, M-437)

図-39 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-1424, M-449)

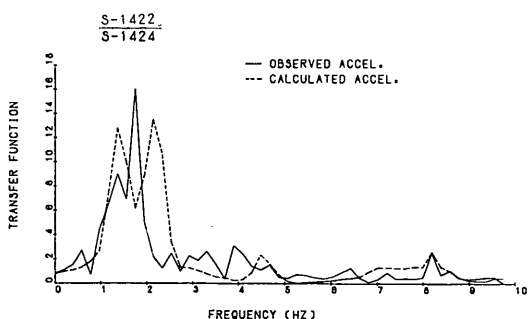
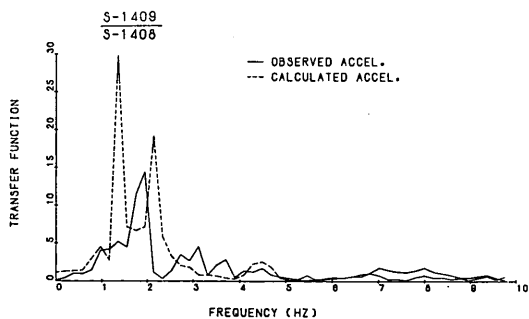
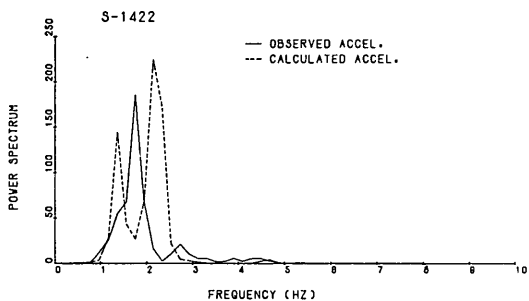
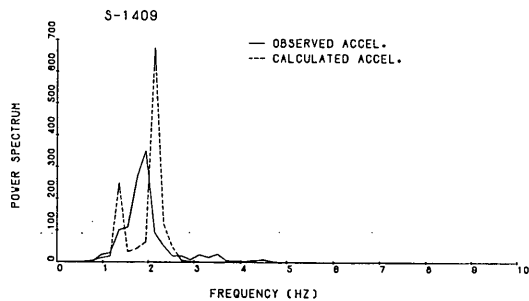


図-38 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-1408, S-1409)

図-40 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-1424, S-1422)

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

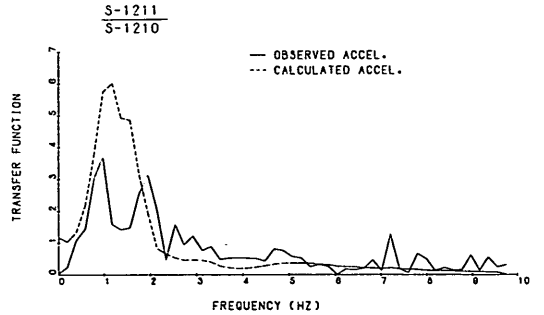
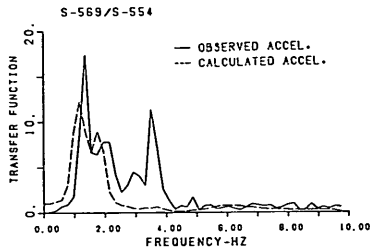
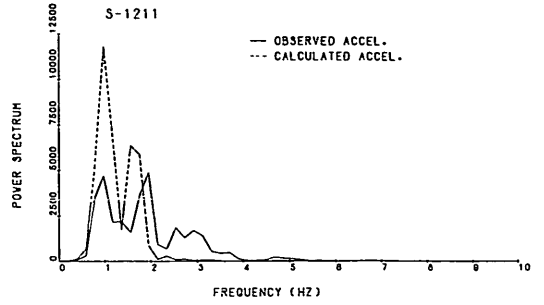
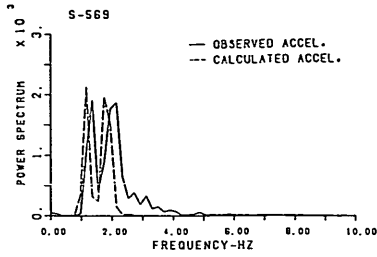


図-41 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-554, S-569)

図-42 強震記録と計算結果(FLUSH)の比較 (S-1210, S-1211)

表-7 入力定数が計算結果に与える影響

No.	入力地震波	入力最大加速度 (Gal)	入力定数		減衰定数		計算結果		
			マウンドの付加質量 (単位はtf/m <sup>3</sup> )	微小ひずみ時のせん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )	ケーソン	マウンド	固有振動数 (Hz)	応答最大加速度 (Gal)	
1	S-1408	9	1.3, 4.3	$G_0 = 350 \frac{(2.97 - \sigma)}{1 + e} (\sigma m')^{0.55}$	0.02	図-32の曲線	1.4, 2.5	35.8	20.9
2	"	"	"	"	0.05	"	"	35.6(0.99)	20.6(0.99)
3	"	"	1.0, 3.4	"	0.02	"	1.5, 2.3	29.3(0.82)	21.6(1.03)
4	"	"	1.3, 4.3	"	"	図-32の曲線に1%加えた	1.5, 2.2	27.6(0.77)	18.0(0.86)
5	"	"	1.3, 4.3	$G_0' = 0.9 \times G_0$	"	図-32の曲線	1.3, 2.1	31.6(0.88)	16.6(0.79)

(注1) 入力定数で□でかこまれたものが計算No.1に対し異なっているもの。

(注2) ( )内はNo.1の計算結果に対する比。

果を一致させることをしなかった。これがパワースペクトル、周波数伝達関数にどの程度影響するのかは 図-36 ~ 42 に示したパワースペクトル、周波数伝達関数の計算結果と観測結果の比較に示すとおりである。2次以上の固有振動数について計算結果と観測結果を一致させることができれば、加速度波形についても計算結果と観測結果の一致度はさらに向上するものと思われる。

表-7 には計算に用いた定数が変わると計算結果にどの程度影響するのかを検討した結果を示す。これによ

ば、ケーソンの減衰定数を変えても計算結果はほとんど変化しないのがわかる。また、減衰定数のひずみ依存曲線が応答最大加速度の計算結果に与える影響が大きいことも表-7 結果よりわかる。

(5) 計算に用いたマウンド材の動的変形特性の妥当性

これまで示したように、(11)式の  $G_0$  と 図-31 のせん断弾性係数のひずみ依存曲線、図-32 の減衰定数のひずみ依存曲線を用いれば、等価線型手法の地震応答計算

の結果は最大加速度、構造物の1次の固有振動数に関して、基礎岩盤の最大加速度が167 Gal までの観測結果と良く一致させることができた。加速度波形については、入力最大加速度の大きい S-1210 の場合には位相がやや異なるが計算結果と観測結果が一致した。入力最大加速度の小さい場合には波形の一致度は良くない。

このように計算結果と観測結果を一致させることができたマウンド材の動的変形特性についてみると、ここで用いたせん断弾性係数のひずみ依存曲線は渡辺らの曲線と国生らの曲線のほぼ間にある。また、減衰定数のひずみの依存曲線は渡辺らと国生らの曲線の下限に位置している(図-32 参照)。したがって、今日計算に使用したマウンド材の割石のせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存曲線はレキ材の振動三軸の結果からみて、ほぼ妥当なものであると考えられる。ただし、ここで注意すべきことはここで設定された材料定数はここで検討しているモデル化、計算手法と組み合わせられて評価されているということである。モデル化についていえば、ここで用いている計算モデルは地下逸散衰が考慮されていないモデルであるので、図-32 に示した減衰定数は地下逸散減衰を含んでいると考えられる。したがって、ここで評価した材料定数を同種の構造物について同じ計算手法で用いる場合には問題はないが、ここで検討した構造物と大きく異なる形式の構造について検討を行う場合、あるいは同種の構造物でもここで検討した計算手法と異なる計算手法による場合についてここで示した材料定数をそのまま用いる時は十分な検討が必要である。

ここで検討したように地震応答計算に用いた材料定数はほぼ妥当なものであり、地震応答計算結果を観測結果に先に示した程度に一致させることができた。このことから、水の影響を付加質量で考慮する等価線型手法の有

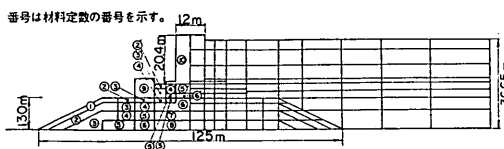


図-43 BEAD の FEM モデル

限要素法地震応答計算は観測結果と一応の一致を示すと考えた。

### 6.2 有限要素法による水-構造物連成系の地震応答計算結果と観測結果の比較

ここでは、水-構造物連成系の有限要素法による地震応答計算プログラム BEAD による防波堤の地震応答計算を行なう。この計算結果と強震記録とを比較し、計算手法、モデル化、計算に用いた定数の妥当性を検討する。

#### (1) 防波堤のモデル化と計算に用いた定数

図-43 に防波堤の有限要素モデルを示す。図-43 には防波堤の右半分の要素分割図しか示されていないが、左半分も同じ分割となっている。図-43 に示されている防波堤の図の左半分には材料の種類を表わす番号を示してある。プログラム BEAD は線型計算であるので、材料定数は入力加速度によって決まる各要素のひずみに応じた値を与える必要がある。すでにプログラム FLUSH による計算が実施されているので、ここではこのプログラム FLUSH の地震応答計算のくり返し計算で収束した定数を用いることとした。プログラム BEAD で用いた材料定数を表-8 に示す。表-8 の材質番号は図-43 の材質番号に対応している。プログラム BEAD は構造物と水との連成を考慮しているが、マウンド材のように透水性のある構造物についての水の影響は計算上考慮することができない。したがって、ここではマウンドが水に接し

表-8 BEAD モデルの各定数

材質番号	単体体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 (tf/m <sup>2</sup> )			
			S-1274入力	S-1408入力 S-1424	S-554入力	S-1210入力
1	1.7	0.38	2688	2624	1679	1273
2	"	"	3778	3625	2405	1755
3	"	"	6078	5933	3903	2831
4	"	"	7673	7459	4907	3623
5	"	"	9182	8793	5837	4303
6	"	"	9970	9167	6165	4703
7	"	"	11391	10627	6937	5504
8	"	"	12742	12241	7741	6077
9	2.3	0.167	1.285×10 <sup>6</sup>	1.285×10 <sup>6</sup>	1.285×10 <sup>6</sup>	1.285×10 <sup>6</sup>
10	2.12	"	"	"	"	"



ている部分以外のマウンド内部については FLUSH と同じ考え方により付加質量を考慮した。

プログラム BEAD の地震応答計算はモード解析であるので、減衰定数は各振動モードごとに与える必要がある。各振動モードに同一の減衰定数を与えると、計算される応答加速度波形は短周期成分が強調されすぎ、観測波形とかなり異なる波形となった。したがって、ここでは各振動モードの角振動数に比例するような減衰定数を与えることとした。このように減衰定数を定めるための資料がないため、ここでは観測結果と計算結果の最大加速度が一致するように決めることとした。このようにして決まった1次モードの減衰定数は S-1275, S-1408 を入力とした場合で 0.012, S-554 を入力とした場合で 0.04, S-1210 を入力とした場合で 0.11 であった。S-554 を入力とした場合には、プログラム BEAD の計算結果がプログラム FLUSH の計算結果と一致するように減衰定数を決めた。また、モード解析の地震応答計算を行う場合、計算するモードの次数をいくつにするかが問題となる。基礎岩盤の強震記録のパワースペクトルをみると、8 Hz までは考慮する必要があるように考えられたので、ここでは固有振動数が 8 Hz 以上のモードの応答

を無視した。このようにした時の振動モードの次数は、S-1275 を入力した場合を 19 次、S-1408 を入力した場合で 22 次、S-554 を入力した場合で 29 次、S-1210 を入力した場合で 40 次であった。最高次のモードが入力地震波ごとに異なるのは先に説明したように、入力地震動により用いる材料定数が変わるためである。

## (2) BEAD による計算結果と観測結果の比較

BEAD による防波堤の地震応答計算を行い、防波堤の固有振動数、ケーソン天端とマウンド天端の位置の応答加速度の時刻歴を出力した。すでに述べたように、減衰定数を定めるためケーソン天端の最大加速度の計算値は観測結果と一致させている。したがって、BEAD による計算結果と観測結果との比較は、ケーソン天端の最大加速度以外について行った。

図-44, 45 には加速度波形の計算結果と観測結果を同一図面に示す。最大加速度の値は表-6 に示した。図-46 にはプログラム BEAD の計算結果とプログラム FLUSH の計算結果を同時に示す。ここに示すように両計算結果はやや位相がずれているがほとんど等しいと考えられる。図-47 には BEAD の計算結果より得られたパワースペクトルと周波数伝達関数を示すが、これは図-42 に

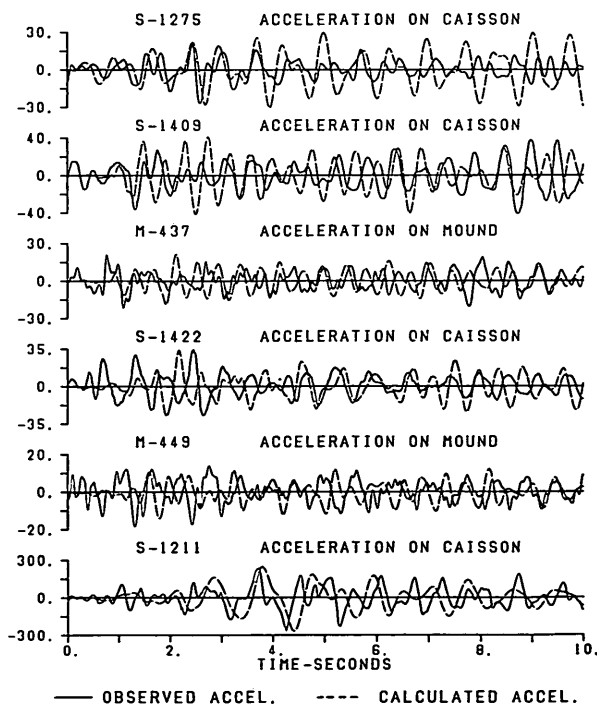


図-44 強震記録と計算結果(BEAD)の比較 (その1)

示した FLUSH の計算結果のそれとほぼ等しい。表-6 に示した周波数伝達関数のピークを示す1次の振動数は BEAD と FLUSH の計算結果で等しくなっている。

この3次モードまでの固有振動数を表-6に示す。図-48には防波堤のモード図を示す。表-6の1次モードの固有振動数をみると、S-1275を入力した場合にやや異なる以外は計算結果と観測結果は一致している。

BEAD による計算では防波堤の固有振動数が計算さ

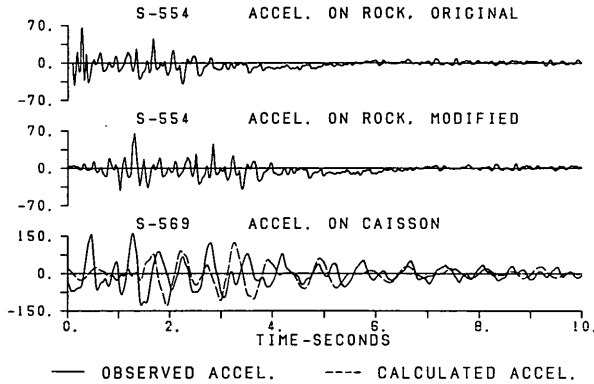


図-45 強震記録と計算結果(BEAD)の比較 (その2)

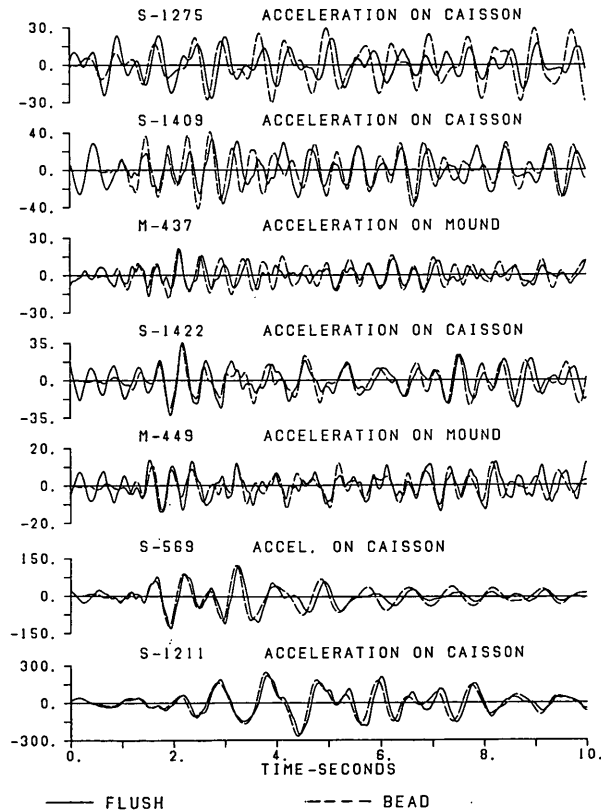


図-46 FLUSH と BEAD の計算結果の比較

大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析

以上のように、ここで用いた減衰定数を与えれば応答最大加速度は計算結果と観測結果を一致させることができた。また、プログラム FLUSH によって得られた材料定数を用いれば、プログラム BEAD によって計算され

る1次の固有振動数は観測結果と一致した。BEAD の計算により出力される加速度波形は FLUSH の計算結果とほぼ等しいので、FLUSH の計算結果と観測結果との比較で指摘した事項は BEAD の計算結果と観測結果と

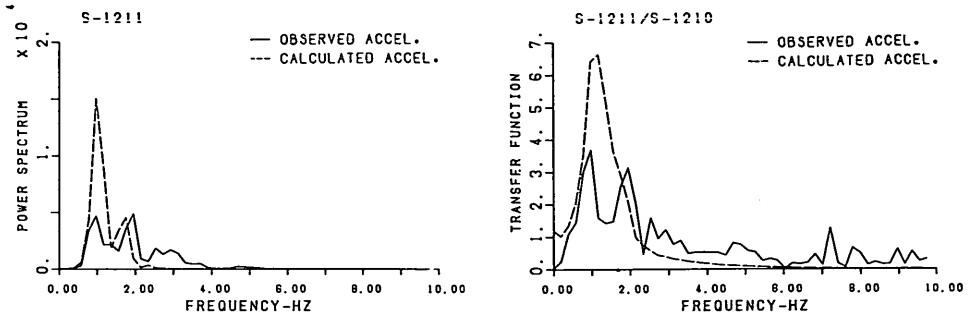


図-47 パワースペクトル、周波数伝達関数の強震記録と計算結果(BEAD)の比較

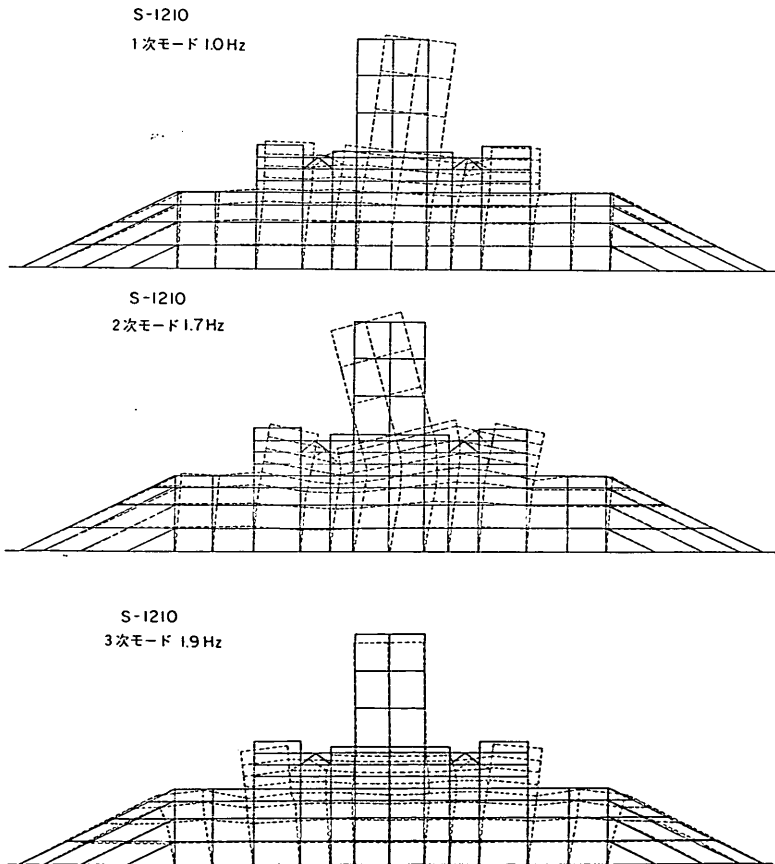


図-48 振動モード図

の比較でもそのままあてはまる。

(3) ケーソンに作用する動水圧

混成式防波堤のケーソンに作用する動水圧は次に示す Westergaard の簡略公式により求められている。

$$p_d = \pm \frac{7}{8} K \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad (12)$$

ここに、 $p_d$ : 動水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$K$ : 震度

$\gamma_w$ : 水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$y$ : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

$H$ : 水深 (m)

防波堤の模型振動実験の結果によれば、模型振動実験の対象とした混成式防波堤の場合のケーソンに作用する動水圧を Westergaard の簡略公式で求める場合の水深はマウンド天端水深で良いことが示されている<sup>10)</sup>。

図-49 にはケーソンに作用する動水圧の深さ方向の分布を示す。BEAD による計算結果と水深をマウンド天端水深として Westergaard の簡略公式より計算される動水圧を比較して示してある。図中実線は Westergaard の簡略公式の計算においてケーソン天端の最大加速度を重力加速度で除した値を震度として与えたもの、点線はマ

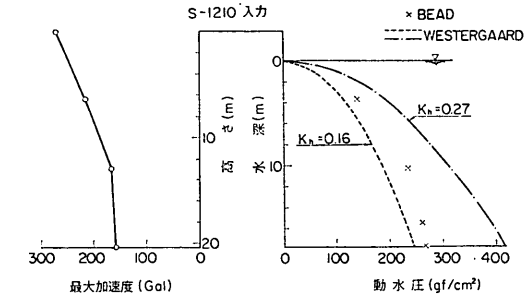


図-49 ケーソンに作用する動水圧の深さ方向の分布

ウンド天端の最大加速度を重力加速度で除した値を震度として与えたものである。図-49 によれば、BEAD により計算された動水圧は、マウンド天端の最大加速度を重力加速度で除した値を震度とし、水深をマウンド天端水深として与えた Westergaard の簡略公式より計算される動水圧よりやや大きい値を示している。

図-50 には S-1210 を入力した場合のケーソンに作用する動水圧の波形を示す。この波形はケーソン天端の加速度波形とほぼ似たものとなっている。

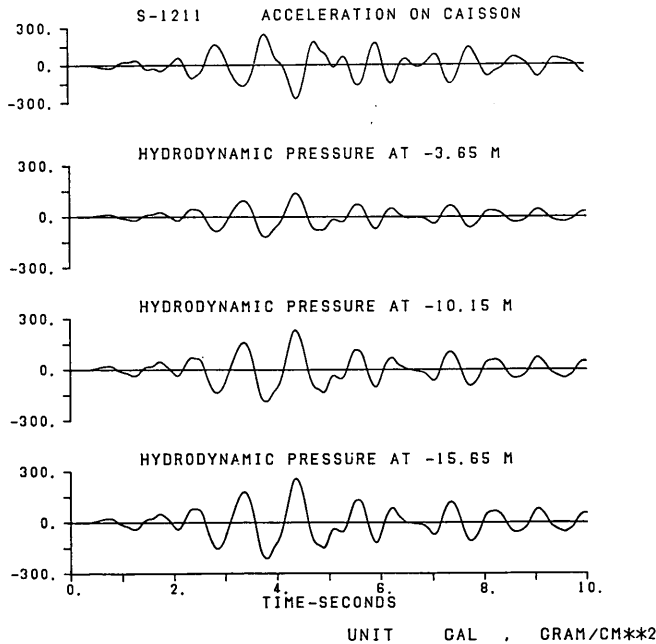


図-50 動水圧波形

(4) 各モードの減衰定数と、振動モードの次数が計算結果に与える影響

BEAD による計算結果が観測結果に一致するように決めた1次モードの減衰定数はすでに示した。これを、横軸に入力最大加速度にとった図に示したのが図-51である。図-51には S-1210 の最大加速度をいくつか変えて、FLUSH の計算結果と BEAD の計算結果が一致するように決めた減衰定数も示す。図-51 をみると入力最大加速度が同じでも入力波形が異なると1次モードの減衰定数が異なるのがわかる。これは、同じ入力加速度でも波形が異なるとマウンド内に生じるひずみが異なるためと考えられる。このことを考慮して、計算されたマウンドのひずみの平均値を横軸にとって、1次モードの減衰定数を示したのが図-52である。図-52によれば、1次モードの減衰定数と有効ひずみの対数値とはほぼ直線関係があることがわかる。

モード解析において計算モデルの自由度が大きき場合には振動モードの次数も多くなり全モードについて計算

するには時間がかかりすぎることになる。たとえば、ここで検討している防波堤の地震応答計算では40次モードの計算は3次モードの計算の約8倍時間がかかる(使用した計算機は ACOS-800 II)。そこで、今後、同種の計算をする場合の参考とするためにここでは振動モード

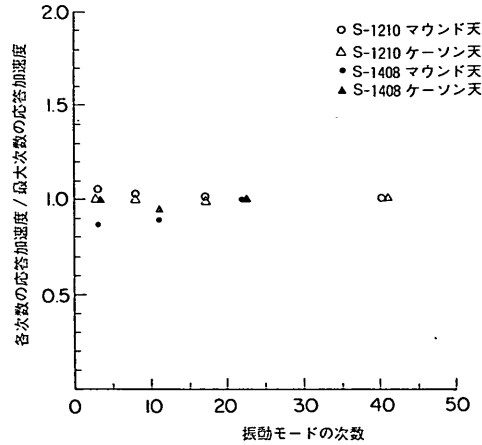


図-53 振動モードの次数と応答加速度の関係

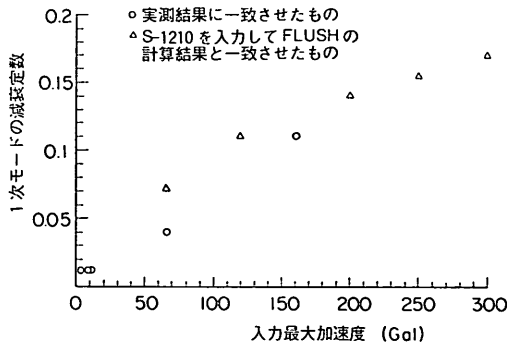


図-51 1次モードの減衰定数と入力最大加速度

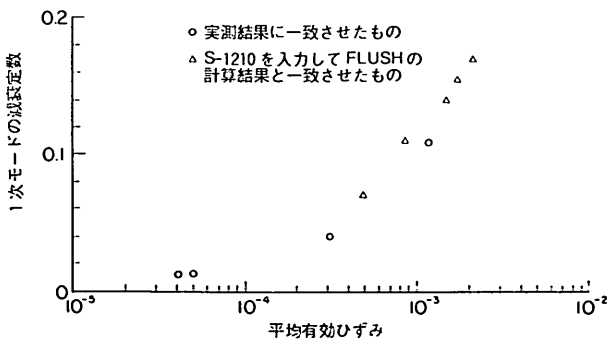


図-52 1次モードの減衰定数と平均有効ひずみ

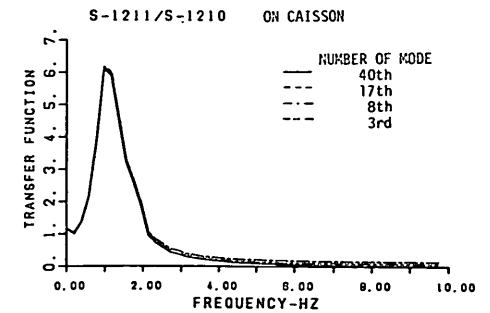
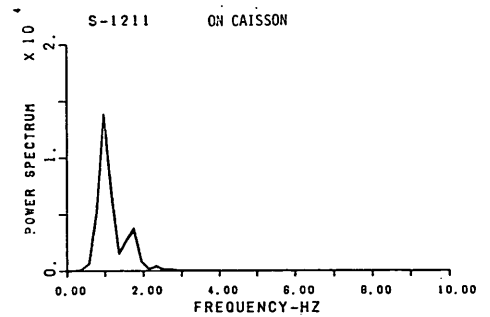


図-54 パワースペクトル, 周波数伝達関数(ケーソン天端)に与えるモード次数の影響(S-1210)

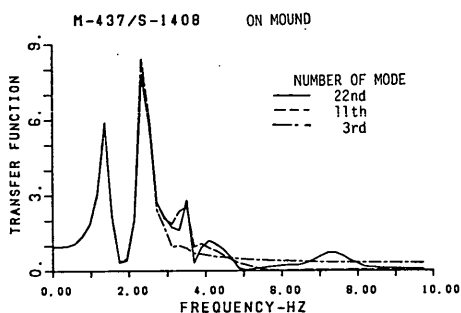
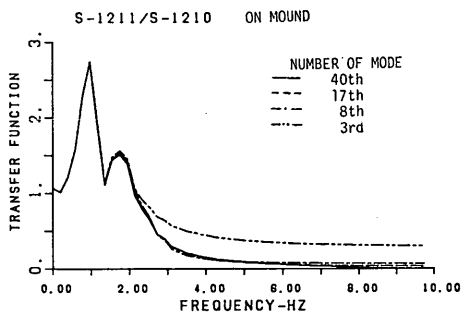
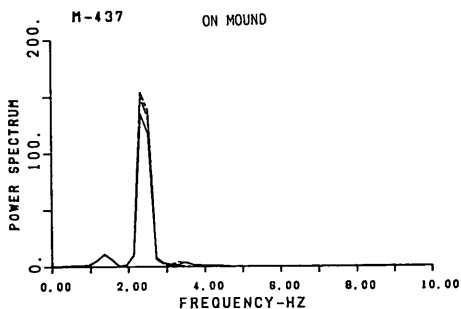
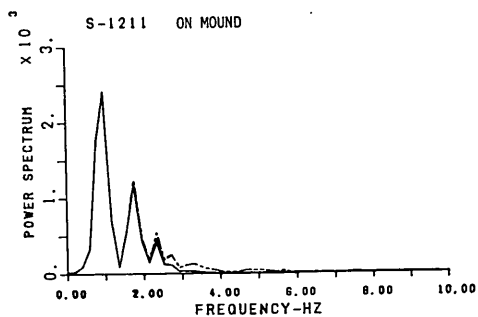


図-55 パワースペクトル, 周波数伝達関数(マウンド天端)に与えるモード次数の影響(S-1210)

図-57 パワースペクトル, 周波数伝達関数(マウンド天端)に与えるモード次数の影響(S-1408)

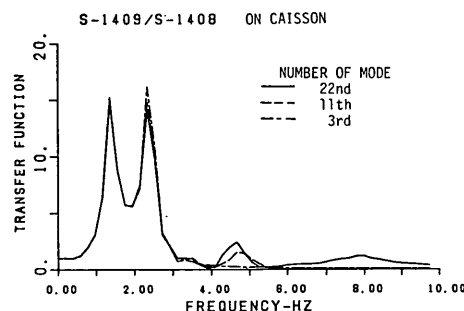
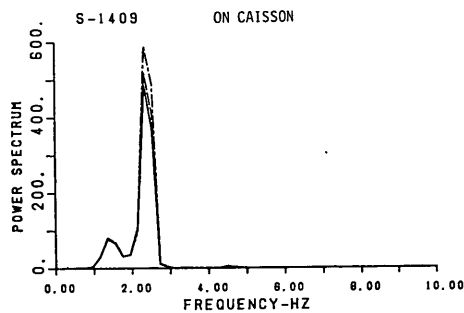


図-56 パワースペクトル, 周波数伝達関数(ケーソン天端)に与えるモード次数の影響(S-1408)

の次数が計算結果に与える影響をみてみた。

図-53 は振動モードの次数を減少させていった場合の応答加速度の変化をみたものである。S-1210 を入力した場合で、振動モードを40次とした応答加速度と比較して振動モードを3次とした場合の応答加速度は約6%大きい値となった。S-1408 を入力した場合は振動モードを3次とした応答加速度は振動モードを22次とした応答加速度と比較して13%程度小さくなっている。図-54~57 には、パワースペクトル, 周波数伝達関数に与える振動モードの次数の影響を示している。これらの図をみると、振動数が高いところでやや振動モードの次数の影響を受けるが、振動数の低い領域ではほとんど変化がないのがわかる。以上の結果より、ここで検討したような振動特性をもった構造物で概略検討をするような場合、計算する振動モードの次数はそれほど大きくとらなくても良いように考えられる。

## 7. 結 論

最大水深 -38 m の位置に建設された捨石マウンドとコンクリートケーソンから成る大型混成式構造の大船渡湾口防波堤の基礎岩盤、マウンド天端、ケーソン天端で得られた強震記録を解析し、有限要素法による水-構造物連成系の地震応答計算結果との比較を行った。以下にとりまとめた結果を示す。

- (1) 大船渡湾口防波堤で得られた強震記録によれば、地震時に防波堤は明確な加速度応答を示した。ケーソン天端の基礎岩盤に対する最大加速度応答比は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少した(図-9)。
- (2) 強震記録より求められたケーソン天端の基礎岩盤に対する周波数伝達関数によれば、周波数伝達関数の1次のピークを示す振動数は基礎岩盤の最大加速度の増加とともに減少した(図-26)。
- (3) (1)および(2)に示した事実は、防波堤のマウンド材が非線型特性を有することによるものと考えられる。
- (4) ここで検討したひずみ領域(0.2%以下)では、地震時の材料の非線型性を等価線型手法で評価し、水の影響を付加質量で考慮する有限要素法の地震応答計算結果と観測結果は、概略一致した。なお、入力加速度が最も大きい地震の場合には両者はよい一致を示した。実用的な立場からすれば、非線型を示す構造物の地震時の挙動は等価線型手法による地震応答解析で表現できると考えられる。
- (5) 等価線型手法による有限要素法の地震応答計算により得られたマウンド材の定数を用いた線型の有限要素法による水と構造物の連成を考慮した地震応答計算結果と観測結果の比較結果は等価線型手法による地震応答計算の場合とおおむね同様であった。
- (6) ここで検討した地震応答計算より得られた割石からなるマウンド材の動的変形特性はレキ材の振動三軸試験結果のそれとほぼ一致した。

この検討で得られた材料定数を同種の構造物について同じ計算手法で用いる場合には問題ないが、そうでない場合、たとえばここで検討した地震応答計算手法と異なる計算手法による場合等についてここで示した材料定数をそのまま用いる時はその妥当性について十分検討する必要がある。

(1983年3月31日受付)

## 謝 辞

本報告は港湾地域強震観測の成果によるところ大であり、大船渡湾口防波堤に設置されている強震計の管理にあたっている第二港湾建設局宮古港工事事務所釜石工場、岩手県港湾課、大船渡土木事務所の協力を表す。

## 参 考 文 献

- 1) 土田 肇・上部達生・倉田栄一・林 聡: 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) 運輸省港湾局・港湾技術研究所・第二港湾建設局・北海道開発局港湾部: 1968年十勝沖地震港湾被害報告・津波調査報告, 1968年12月, pp. 264~267.
- 3) 伊藤喜行・谷本勝利・木原 力: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第4報)—1968年十勝沖地震津波に対する大船渡防波堤の効果—, 港湾技術研究所報告, Vol. 7, No. 4, 1968年12月, pp. 55~83.
- 4) 土田 肇・山田通一郎・倉田栄一: 港湾地域強震観測地点資料(その1), 港湾技研資料, No. 34, 1967年11月, pp. 83~88.
- 5) 倉田栄一・土田 肇・須藤克子: 港湾地域強震観測地点資料(その2), 港湾技研資料, No. 107, 1970年11月, pp. 61~64.
- 6) 倉田栄一・野田節男: 港湾地域強震観測年報(1981), 港湾技研資料, No. 286, 1982年6月.
- 7) 井合 進・倉田栄一・土田 肇: 強震記録のデジタル化と補正, 港湾技研資料, No. 286, 1978年3月.
- 8) 桑島 進・永井康平: 任意個数試料のFFT(Fast Fourier Transform) 算法とそのスペクトル解析への応用, 港湾技研資料, No. 155, 1973年3月.
- 9) 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, University of California, Berkeley, 1975.
- 10) 上部達生・野田節男・千葉忠樹・楢垣典弘: 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, Vol. 20, No. 4, 1981年12月, pp. 41~81.
- 11) 沢田義博・高橋 忠・桜井彰雄・矢島 浩: ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性—弾性波動に基づく考察—, 電力中央研究所報告, 377008, 1977年11月.
- 12) 渡辺啓行・馬場恭平: ロックフィルダムの耐震設計手法に関する一考察, 電力中央研究所報告, 379027, 1980年4月.
- 13) Richart, F. E., Jr.: Dynamic Stress-Strain Rela-

tionship for Soil, State-of-the Art Report, *Proc. the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, 1977, pp. 605~612.

- 14) 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土の動的変形特性と減衰特性, 電力中央研究所報告, 380002, 1980年6月.
- 15) Zangar, C. N.: Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes, *Proc. Exper. Stress Analysis*, Vol. 10, No. 2, 1953.
- 16) Westergaard, H. M.: Water Pressures on Dams during Earthquakes, *Trans. ASCE*, 98, 1933, pp. 418~434.

記 号 表

$A(f)$  : 周波数伝達関数

$e$  : 間隙比

$G$  : せん断弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$G_0$  : 微小ひずみ ( $1 \times 10^{-6}$ ) 時のせん断弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$H$  : 水深 (m)

$h$  : 減衰定数

$K$  : 震度

$P_X(f)$  : 入力  $X(t)$  のパワースペクトル

$P_Y(f)$  : 出力  $Y(t)$  のパワースペクトル

$P_{YX}(f)$  : コスペクトル

$p_a$  : 動水圧 ( $\text{tf/m}^2$ )

$Q_{YX}$  : クオドラチャスペクトル

$r(f)$  : コヒーレンス

$V_S$  : S波速度 (m/s)

$X(t)$  : 入力

$Y(t)$  : 出力

$y$  : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

$Z_{YX}(f)$  : クロススペクトルの絶対値

$\alpha$  : 基礎岩盤の最大加速度 (Gal)

$\gamma$  : ひずみ

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{tf/m}^3$ )

$\theta(f)$  : 位相差

$\rho$  : 密度

$\sigma_c'$  : 有効拘束圧 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\sigma_m'$  : 平均有効主応力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )