

運輸省港湾技術研究所

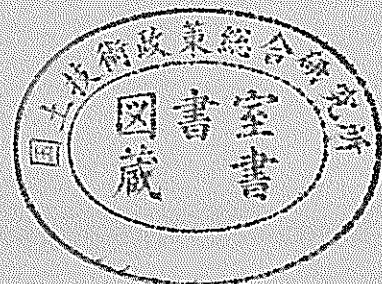
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL.39 NO.2 June 2000

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第39巻 第2号 (Vol. 39, No. 2), 2000年6月 (June 2000)

目 次 (CONTENTS)

1. Numerical Study on the Flow Characteristics of Tide-Induced Jet
..... Jong-Chun PARK, Tomonari OKADA, Keita FURUKAWA,
Keisuke NAKAYAMA and Yasushi HOSOKAWA 3
(潮汐噴流の流れ特性に関する数値的研究
..... 朴 鍾千・岡田知也・古川恵太・中山恵介・細川恭史)
2. Compressive Behavior of Sensitive Ariake Clays
..... Zhenshun HONG and Takashi TSUCHIDA 27
(鋭敏な有明粘土の圧縮特性に関する一考察
..... 洪 振舜・土田 孝)
3. 内湾域の水環境に影響を及ぼす物理的要因に関する考察
— 瀬戸内海総合水質測定調査データによる解析 —
..... 宮野 仁 ・日比野忠史・中山恵介・岡田知也・細川恭史・浅井 正 47
(Estimates of Physical Factors Influencing on Enclosed Shallow Water Environments
— Water Exchange Analysis Based on the Data Sets of Comprehensive Investigations in Seto Inland Sea,
Japan —
..... Masashi MIYANO, Tadashi HIBINO, Keisuke NAKAYAMA, Tomonari OKADA,
Yasushi HOSOKAWA and Tadashi ASAI)
4. 大船渡湾における湾外水の密度変動が湾内水環境に及ぼす影響の定量的評価
..... 岡田知也・中山恵介・日比野忠史・細川恭史 73
(A Quantitative Evaluation of the Influence of External Waters on the Water Environment of Ohfunato Bay,
Japan
..... Tomonari OKADA, Keisuke NAKAYAMA, Tadashi HIBINO and Yasushi HOSOKAWA)
5. ケーソン式岸壁の地震時変形に及ぼす上下動の影響について
..... 野津 厚・上部達生・風間基樹・三籐正明 99
(Effect of Vertical Ground Motions on Deformation of Caisson Quay Wall During Earthquake
..... Atsushi NOZU, Tatsuo UWABE, Motoki KAZAMA and Masaaki MITOU)
6. 海洋環境下における再生コンクリートの耐久性に関する研究
..... 早川健司・山路 徹・濱田秀則153
(A Study on Durability of Recycled Concrete under Marine Environment
..... Kenji HAYAKAWA, Toru YAMAJI and Hidenori HAMADA)

ケーソン式岸壁の地震時変形に及ぼす上下動の影響について

野津 厚^{*}・上部達生^{**}・風間基樹^{***}・三藤正明^{****}

要 旨

港湾構造物の地震時の変形量を予測することは重要な課題であるが、構造物の変形量に及ぼす上下動の影響については不明な点が多かった。そこで本研究では模型振動実験及び数値解析によりこの点について検討した。まず、ケーソン式岸壁に水平動と上下動を同時に作用させる模型振動実験を実施し、岸壁の変形量に及ぼす上下動の影響について検討した。次に、有限要素法プログラムにより模型振動実験の再現計算を実施し、実験結果を再現できるようなパラメタを求めた。最後に、ここで求められたパラメタを用いて様々な強震記録を入力した解析を行い、上下動の影響を評価した。本研究により得られた結論は以下の通りである。

- ① 模型振動実験の結果、水平最大加速度が等しい場合には、上下最大加速度が大きいほどケーソンの残留変位が大きいという結果が得られた。
- ② 有限要素法プログラムにより模型振動実験の再現計算を実施した結果、ケーソンと地盤との動的相互作用を考慮できるようにジョイント要素の垂直バネ定数を適切に定めれば、上下動の影響を反映した岸壁の変形計算が実施できることがわかった。
- ③ 様々な強震観測記録を入力して数値解析を実施した結果、変形量に及ぼす上下動の影響は、現状で最も精度が良いとされる変形予測手法にも不可避免的に含まれる誤差と比較して大きくないことが示された。このことから、現状ではケーソン式岸壁の変形照査で上下動を考慮する必要はないものと考えられる。

キーワード：ケーソン式岸壁，地震，変形，上下動，模型振動実験，有限要素法，ジョイント要素

*構造部主任研究官

〒 239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 運輸省港湾技術研究所

Phone:0468-44-5030 Fax:0468-44-0839 e-mail:nozumi@ipc.phri.go.jp

**構造部長

***東北大学工学部

****五洋建設(株)技術研究所

Effect of Vertical Ground Motions on Deformation of Caisson Quay Wall During Earthquake

Atsushi NOZU*

Tatsuo UWABE**

Motoki KAZAMA***

Masaaki MITOU****

Synopsis

Though it is of great importance to predict the amount of deformation of port structures during earthquakes, the effect of vertical ground motions on the deformation has not been fully studied so far. To investigate the effect of vertical ground motions on the deformation of caisson quay walls, both shaking table tests and numerical analyses are conducted. First, shaking table tests are conducted in which both horizontal and vertical ground motions are applied to the model quay wall. Then, finite element analyses are conducted to find appropriate parameters to reproduce the experiment. Finally, using these appropriate parameters, the effect of vertical ground motions is evaluated for a variety of strong motion records. Following conclusions are obtained in this study.

- ① According to the results of the tests, the swelling of the top of the caisson increases with the increase of the amplitude of vertical ground motions.
- ② Results of the finite element analyses indicate that it is possible to simulate the deformation of caisson quay walls when parameters of joint element is determined appropriately so that the analyses can incorporate the dynamic interaction between the caisson and the ground.
- ③ According to the analysis for a variety of strong motion records, the effect of vertical ground motions is smaller than the errors involved in the current state-of-the-art damage estimation. This indicates that it is appropriate to neglect the effect of vertical ground motions in the evaluation of the deformation of caisson quay walls.

Keywords : Caisson quay wall, Earthquake, Deformation, Vertical ground motion, Shaking table test, Finite element, Joint element.

*Senior Research Engineer of Structural Engineering Division, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport
3-1-1 Nagase, Yokosuka 239-0826, Japan

Phone:+81-468-44-5030 Fax:+81-468-44-0839 e-mail:noz@ipc.phri.go.jp

**Director of Structural Engineering Division

***Department of Civil Engineering, Tohoku University

****Engineering Research Institute, Penta Ocean Construction Co.

目 次

要 旨	99
1. 研究の背景と目的	103
2. 模型振動実験の方法	103
2.1 ケーソン岸壁模型	103
2.2 加振条件	107
2.3 計測項目と計測手法	109
3. 模型振動実験の結果と考察	110
3.1 振動台の実加速度	110
3.2 ケーソン岸壁模型の加速度応答	110
3.3 ケーソンに作用する慣性力・土圧・底面摩擦力の特性	113
3.4 ケーソンの変位	129
3.5 背後地盤の沈下	129
4. 有限要素法による解析	132
4.1 解析の目的	132
4.2 解析手法	134
4.3 解析モデル	137
4.4 模型振動実験の再現	141
4.5 上下動の影響に関するパラメトリックスタディ	145
5. 結 論	149
6. あとがき	149
謝辞	149
参考文献	150
記号表	150

1. 研究の背景と目的

港湾構造物の地震による被害を見ると、軽微な被害から甚大な被害まで様々であり、地震後の施設の利用可能性や復旧の容易さは構造物の被害の程度に依存している。震度法による港湾構造物の耐震設計¹⁾では、設計対象地震動に対する構造物の安定性のみが検討され、安定を失った後の残留変位・残留変形については検討されない。それに対して、構造物の地震による残留変位・残留変形をあらかじめ予測でき、それが許容変形量を越えないとの条件で構造物の断面を決定することができれば、より合理的な耐震設計が可能となる。このような立場から、港湾技術研究所においては変形予測手法の確立に向けた努力が続けられてきた^{2), 3), 4), 5), 6), 7), 8), 9)}。1995年兵庫県南部地震では神戸港のケーソン式岸壁に大きな残留変形が生じたが、その状況を有効応力解析^{7), 8)}や模型振動実験⁹⁾により再現できることが確認され、設計実務においてもレベル2地震動に対する変形照査が取り入れられるに至った¹⁾。

さて、地震時には構造物に水平動と同時に上下動が作用するが、上下動が港湾構造物の変形量に及ぼす影響についてはこれまで必ずしも十分な検討が実施されていない。ここで、上下動の影響に関する港湾技術研究所での既往の研究を振り返って見ることにする。上部ら¹⁰⁾は強震観測記録の整理により重力式岸壁の地震時安定性に及ぼす上下動の影響について考察し、水平最大加速度が50Gal以上の記録については上下最大加速度と水平最大加速度との比率は1/2以下であること、構造物が滑動および転倒に対してもっとも危険な状態となる時刻において水平加速度に対する上下加速度の比は1/3以下であること等を指摘した。野津ら¹¹⁾は上部らと同様の検討を新しく得られた強震記録に適用し、上部らが得た結論を変更する必要が無いことを確認している。また、上部ら¹⁰⁾は実際にいくつかの重力式岸壁について鉛直震度を加味した安定計算を行い、上下動がこれらの岸壁の安定に及ぼす影響が小さいことを示した。ただし、以上の研究は重力式岸壁の安定性に関するものであり、安定を失った後の岸壁の変形量についてはこれらの研究は言及していない。井合ら⁷⁾および一井ら⁸⁾は、兵庫県南部地震による神戸港の重力式岸壁の被害を有効応力解析により再現した研究の中でパラメトリックスタディを実施し、入力地震動に含まれる上下動成分がケーソン岸壁の挙動に与えた影響は小さかったとしている。しかしながら、上下動の影響について模型振動実験により検討した結果

はこれまで報告されていない。そこで、本研究では模型振動実験と数値解析を併用してこの点について検討することとした。

一般に模型振動実験の長所は重要な現象を抽出できることである。数値解析ではモデル化の際に現象を単純化するので、この課程で捨象された現象ははじめから考慮されない。このため、重要な現象を見落としてしまう恐れがある。一方、模型振動実験では検討ケース数が限られるが、数値解析によれば安全に何度でも様々なケースに対して検討ができる。このような模型振動実験と数値解析の相補的な関係を利用して次のような手順で検討を行うこととした。まず、ケーソン式岸壁に水平動と上下動を同時に作用させる模型振動実験を実施し、岸壁の変形量に及ぼす上下動の影響について検討する。次に、有限要素法プログラム BEAD IIIにより模型振動実験の再現計算を実施し、実験結果を十分に再現できるようなパラメタを求める。最後に、ここで求められたパラメタを用いて様々な強震記録を入力した解析を行い、上下動の影響を評価する。

2. 模型振動実験の方法

2.1 ケーソン岸壁模型

振動台上にケーソン岸壁模型を作成し、水平動と上下動を同時に作用させる模型振動実験を実施した。実験に使用したケーソン岸壁模型の断面図を図-1に、平面図を図-2に示す。ケーソンは厚さ200mmの基礎地盤上にあり、背後地盤の高さは1000mmである。基礎地盤および背後地盤は乾燥砂である。模型全体は、振動台上にボルトで固定された鋼製枠内に作成されている。実験ケースは2.2で詳述するようにケース1～4まで4ケースあるが、ケーソン岸壁模型はケース毎に作成したので、計4回作成したことになる。模型の作製手順は以下に述べる通りである。

基礎地盤は相馬珪砂5号(相馬砂)を用いて作成した。相馬砂の粒径加積曲線を図-3に示す。相馬砂の粒子の比重は2.614、最大間隙比は1.105、最小間隙比は0.685である。気乾状態の相馬砂をホッパーからビニールホースとふるいを経由して鋼製枠内に落下させ、これを踏み固めることにより基礎地盤とした。このとき、密度管理のため、投入した砂の質量を測定しておいた。砂投入質量および乾燥密度をケース毎に表-1～4に示す。これらの表に示すように基礎地盤の密度は1.42～1.45g/cm³である。

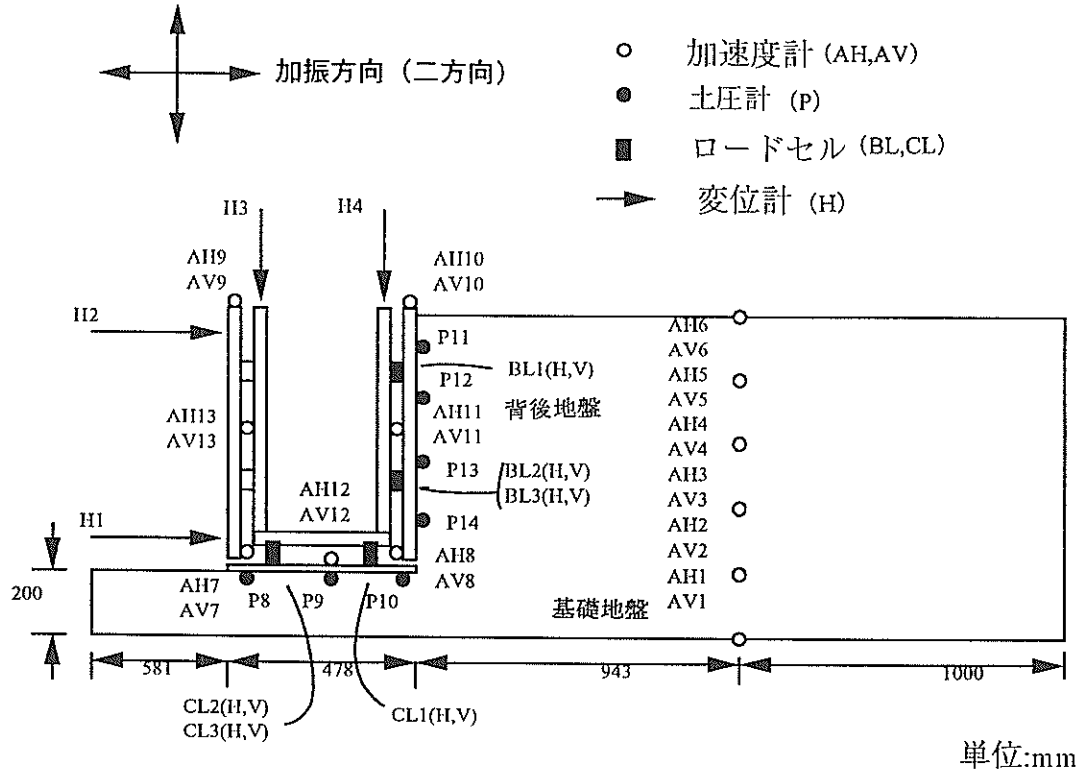


図-1 ケーソン岸壁模型の断面図

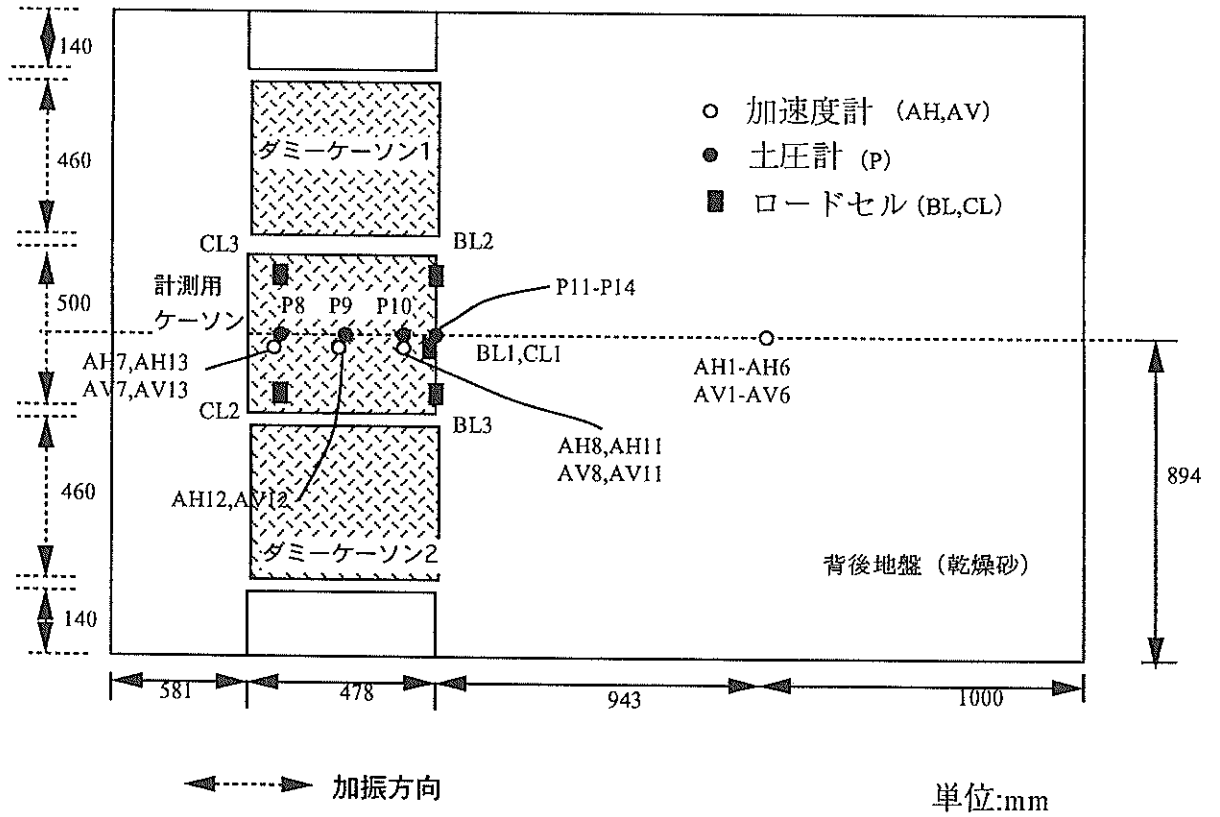


図-2 ケーソン岸壁模型の平面図

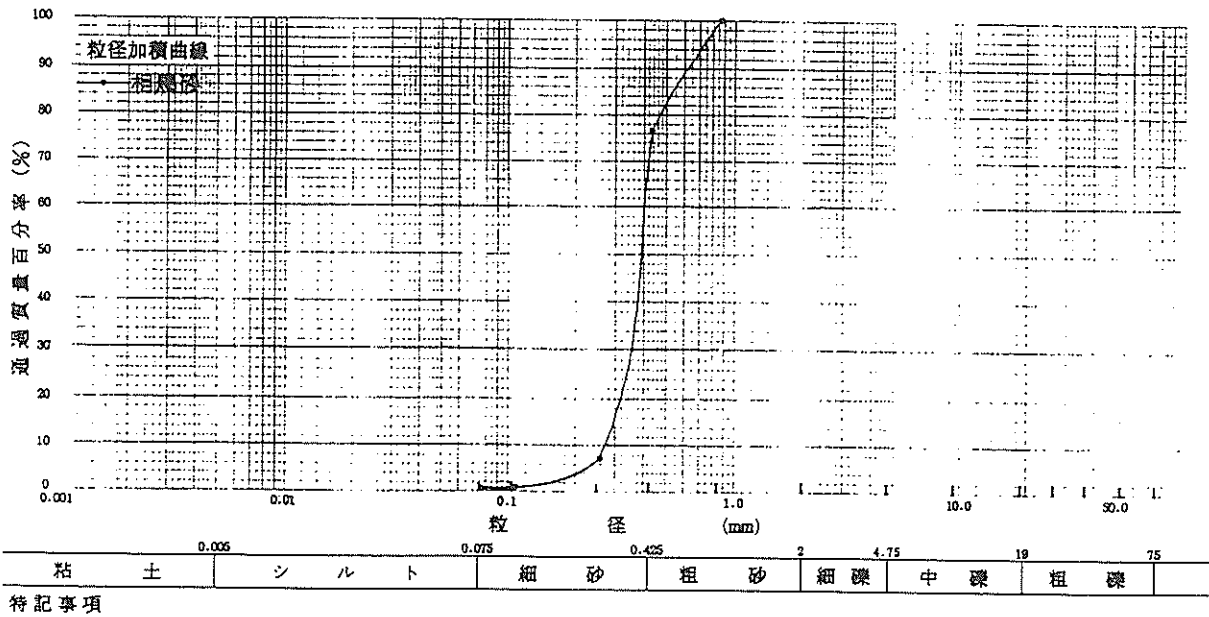


図-3 相馬砂の粒径加積曲線

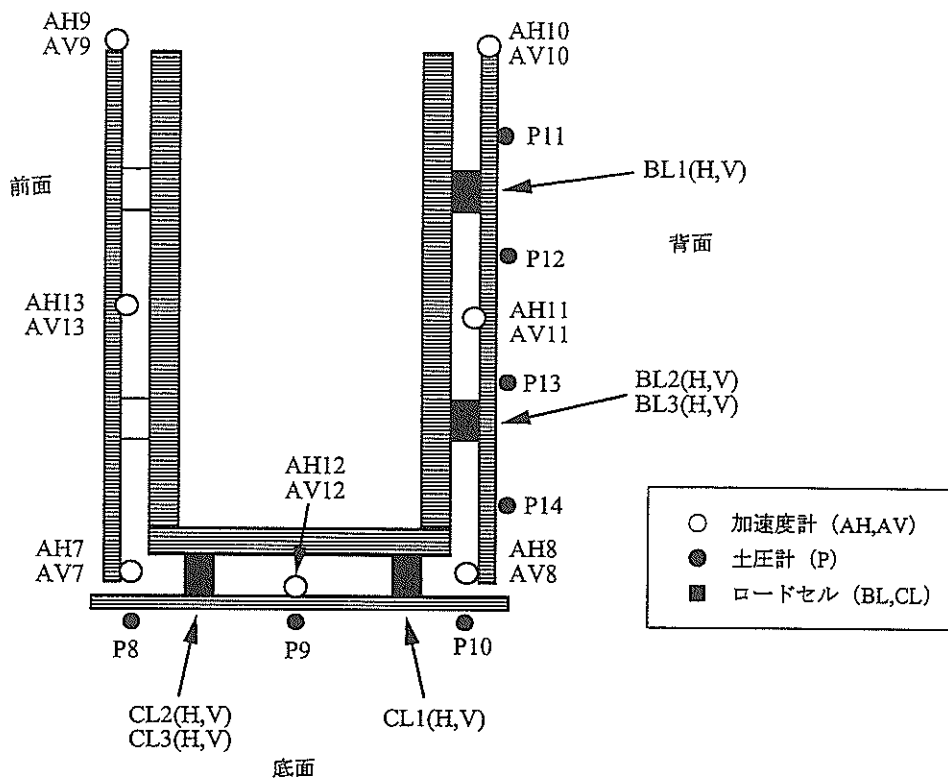


図-4 計測用ケーソンの拡大図

表-1 ケーソン岸壁の出来高 (ケース1)

背後地盤	投入砂質量	kg	3,773.52
	体積	cm3	2,809,144.32
	乾燥密度	g/cm3	1.34
	Gs		2.61
	間隙比e		0.95
	emax		1.11
	emin		0.69
	相対密度	%	37.87
計測用ケーソン	模型質量	kg	71.86
	砂投入質量	kg	195.60
	全質量	kg	267.46
	体積	cm3	194,800.00
	密度	g/cm3	1.37
ダミーケーソン1	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	197.10
	全質量	kg	240.89
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.37
ダミーケーソン2	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	198.30
	全質量	kg	242.09
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.38
背後地盤	投入砂質量	kg	1,488.12
	体積	cm3	1,029,544.10
	乾燥密度	g/cm3	1.45

表-3 ケーソン岸壁の出来高 (ケース3)

背後地盤	投入砂質量	kg	3,679.22
	体積	cm3	2,746,610.80
	乾燥密度	g/cm3	1.34
	Gs		2.61
	間隙比e		0.95
	emax		1.11
	emin		0.69
	相対密度	%	36.57
計測用ケーソン	模型質量	kg	171.86
	砂投入質量	kg	98.20
	全質量	kg	270.06
	体積	cm3	194,800.00
	密度	g/cm3	1.39
ダミーケーソン1	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	205.00
	全質量	kg	248.79
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.41
ダミーケーソン2	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	203.00
	全質量	kg	246.79
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.40
背後地盤	投入砂質量	kg	1,515.98
	体積	cm3	1,064,737.70
	乾燥密度	g/cm3	1.42

表-2 ケーソン岸壁の出来高 (ケース2)

背後地盤	投入砂質量	kg	3,801.48
	体積	cm3	2,770,581.90
	乾燥密度	g/cm3	1.37
	Gs		2.61
	間隙比e		0.91
	emax		1.11
	emin		0.69
	相対密度	%	47.59
計測用ケーソン	模型質量	kg	171.86
	砂投入質量	kg	98.90
	全質量	kg	270.76
	体積	cm3	194,800.00
	密度	g/cm3	1.39
ダミーケーソン1	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	201.00
	全質量	kg	244.79
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.39
ダミーケーソン2	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	199.10
	全質量	kg	242.89
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.38
背後地盤	投入砂質量	kg	1,504.68
	体積	cm3	1,060,535.40
	乾燥密度	g/cm3	1.42

表-4 ケーソン岸壁の出来高 (ケース4)

背後地盤	投入砂質量	kg	3,680.12
	体積	cm3	2,782,393.90
	乾燥密度	g/cm3	1.32
	Gs		2.61
	間隙比e		0.98
	emax		1.11
	emin		0.69
	相対密度	%	30.63
計測用ケーソン	模型質量	kg	171.86
	砂投入質量	kg	97.50
	全質量	kg	269.36
	体積	cm3	194,800.00
	密度	g/cm3	1.38
ダミーケーソン1	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	202.30
	全質量	kg	246.09
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.40
ダミーケーソン2	模型質量	kg	43.79
	砂投入質量	kg	203.10
	全質量	kg	246.89
	体積	cm3	175,904.00
	密度	g/cm3	1.40
背後地盤	投入砂質量	kg	1,506.72
	体積	cm3	1,064,212.42
	乾燥密度	g/cm3	1.42

基礎地盤作成後、ケーソン模型を設置した。図-2に示すようにケーソン模型は法線方向に三体ならべて設置した。中央の一体は計測用ケーソンで計測器が取り付けられており、両端の二体は計測を行わないダミーケーソンである。

図-4に計測用ケーソンの拡大図を示す。図に示すように計測用ケーソンは二重構造となっており、アルミ製の箱の背面と底面にロードセルを介してアルミ製の受圧板が取り付けられている。受圧板の質量は背面が 26.0kg、底面が 32.0kg である。ケーソン前面にも同様の受圧板が取り付けられているが、今回の実験では荷重の測定は行っていない。計測用ケーソンの内側の箱と受圧板をつなぐロードセルは背面・底面ともに三台であり、面に垂直な方向と面に平行な方向の二成分の計測が可能である。受圧板についての力のつりあいを考えるとわかるように、加振中は受圧板に慣性力が作用するので、三台のロードセルで計測された荷重の合力と、受圧板に外部から作用する荷重とは一致しない。そこで、受圧板そのものの加速度を測定しておき、計測後のデータ整理ではこの値を用いて荷重値を補正することとした。図-4に示すように、計測用ケーソンの7カ所に加速度計が取り付けられている。また、背面の受圧板の4カ所と底面の受圧板の3カ所に土圧計が取り付けられている。土圧計の計測面は受圧板の面と同一平面上にある。計測用ケーソンの内側の箱には乾燥した相馬砂を投入してケーソン全体の質量を調節し、各ケースでケーソンの質量がほぼ一定となるように注意した。計測用ケーソンの質量および密度をケース毎に表-1~4に示す。これらの表に示すように計測用ケーソンの質量は $1.37 \sim 1.39 \text{g/cm}^3$ である。

ダミーケーソンはアルミ製の箱である。実際の岸壁は奥行き方向に長く延びているのに対して、模型振動実験では奥行き方向に有限な岸壁模型とせざるを得ない。このような実物と模型との境界条件の相違の影響を最小限に食い止める目的でダミーケーソンを用いている。ダミーケーソンには乾燥した相馬砂を投入して、密度が中央の計測用ケーソンとほぼ一致するように調節した。ダミーケーソンの質量および密度をケース毎に表-1~4に示す。これらの表に示すようにダミーケーソンの質量は $1.37 \sim 1.41 \text{g/cm}^3$ である。

計測用ケーソンおよびダミーケーソンの設置後、背後地盤を作成した。地盤材料は基礎地盤を作成したのと同じ相馬砂である。背後地盤の作成方法も基礎地盤の場合とほぼ同様であり、気乾状態の相馬砂をホッパーからビニールホースとふるいを経由して落下させ、砂の投入が厚さにして 200mm すすむたびにいったん砂の投入を中

断し、踏み固めを行った。このとき、密度管理の目的で、投入した砂の質量を測定しておいた。投入された砂の体積と質量から背後地盤の密度などを求めた結果をケース毎に表-1~4に示す。これらの表に示すように背後地盤の密度は $1.32 \sim 1.37 \text{g/cm}^3$ である。なお、背後地盤の相対密度の値は 30%~47%と比較的ばらついている。これは、実験に用いた相馬砂の最大間隙比と最小間隙比の差が非常に小さく、わずかな間隙比の変化に対して相対密度が大きく変化する特性があるためと考えられる。しかし、密度はケース毎にほぼ一定となっているので、ここでの背後地盤作成の再現性は十分であると考えられる。

背後地盤作成中、計測用ケーソンの受圧板と土圧計を静ひずみ計に接続しておき、背後地盤作成後の静止土圧合力と静止土圧分布を測定した。測定結果をケース毎に図-5~8に示す。これらの図において直線で示されているのは、受圧板により測定された静止土圧合力から三角形分布を仮定して求めた静止土圧分布である。一方、■で示されているのは土圧計により測定された静止土圧分布である。土圧計の値は計器周辺のわずかな地盤の不均質に影響され、その絶対値の信頼性は他の計器と比較してやや劣ると考えられる。しかし、土圧の定性的な傾向を見る上では土圧計は十分に有用であると考えられ、この観点から見ると、静止土圧分布として三角形分布を仮定することは十分に妥当であると考えられる。背後地盤の密度を考慮して静止土圧係数を求めた結果、図-5~8に示すように $0.30 \sim 0.35$ であった。

背後地盤作成中、加速度計を図-1に示す所定の位置に埋設していった。加速度計には埋設前にあらかじめスタビライザーを取付けておいた。スタビライザーとは、加振中に加速度計の設置方向に狂いが生ずるのを防ぐ目的で加速度計に取付ける小さなアクリル板のことである。

なお、本実験では特定の実物を対象として模型を作成したわけではないが、2.2で述べるように時間の相似比が必要なため、実物と模型の縮尺比（長さの相似比）を定める必要がある。ここでは実物と模型の相似比を 1/10 とし、長さ以外の諸量の相似比は IG 場の相似則¹⁾²⁾に従い表-5のように設定した。

また、本論文でケーソン岸壁模型の断面を考える場合には、図-1のように常に右側を陸、左側を海と考えることとし、以下の記述では「右」「左」等の表現を用いることとする。

2.2 加振条件

重力式岸壁の地震時変形に及ぼす上下動の影響を明確にすることを目的として、加振条件を表-6に示すよう

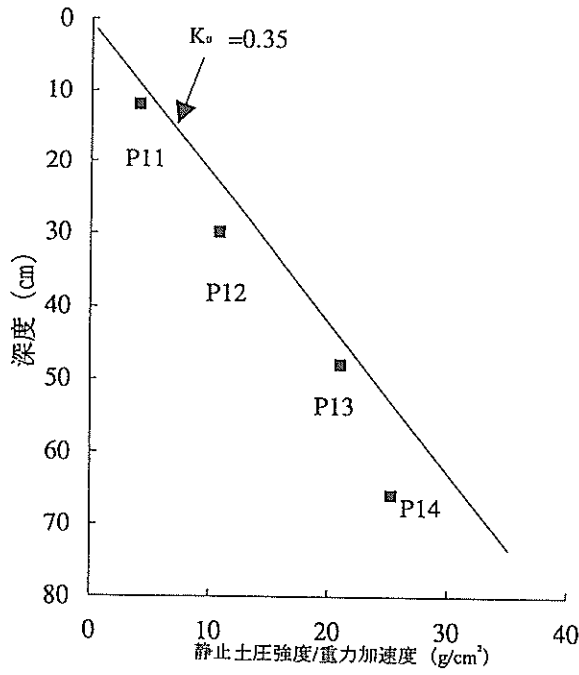


図-5 静止土圧の測定結果 (ケース 1)

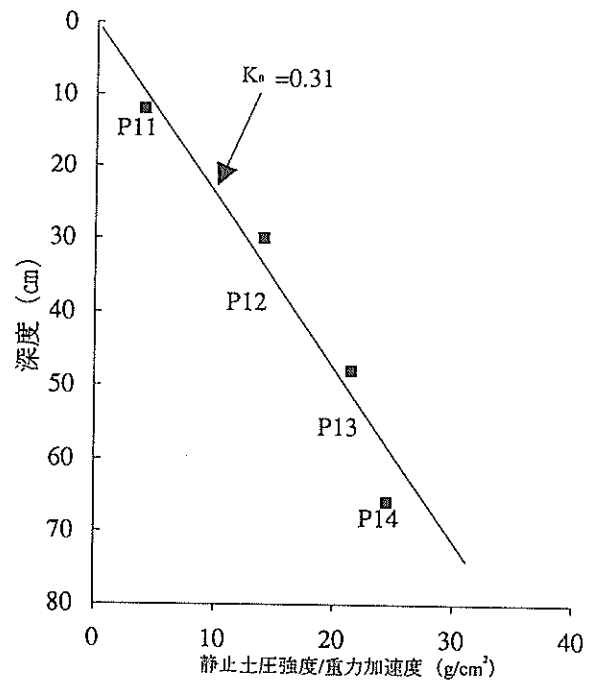


図-7 静止土圧の測定結果 (ケース 3)

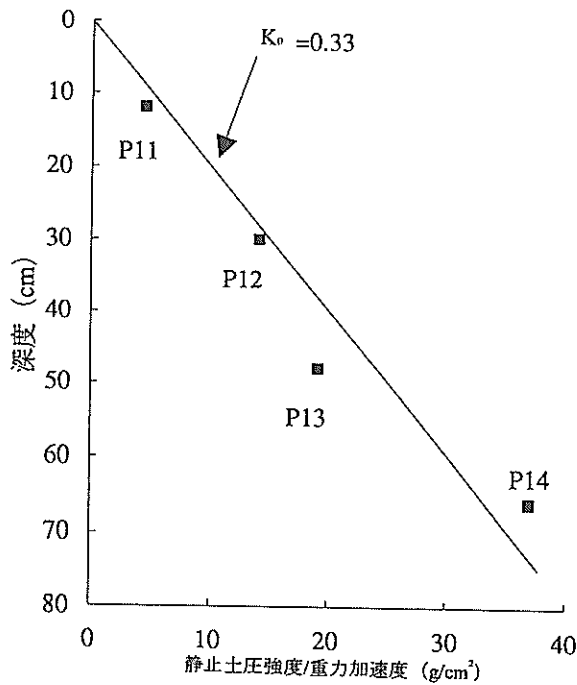


図-6 静止土圧の測定結果 (ケース 2)

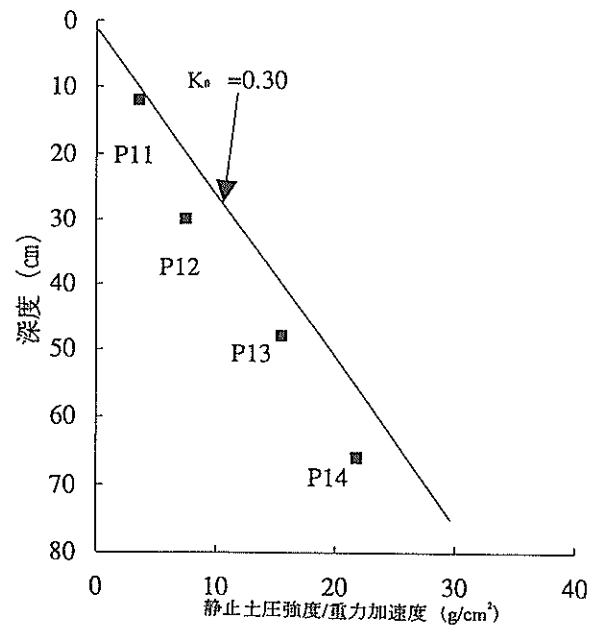


図-8 静止土圧の測定結果 (ケース 4)

表-5 1G 場の相似則

物理量	実物/モデル	実物/モデル (本実験)
長さ	λ	10
応力	λ	10
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	3.16
時間	$\lambda^{0.75}$	5.62
振動数	$\lambda^{-0.75}$	0.178
剛性	$\lambda^{0.5}$	3.16
変位	$\lambda^{1.5}$	31.6
速度	$\lambda^{0.75}$	5.62
加速度	1	1
密度	1	1

表-6 実験ケース (目標水平加速度)

(V/H は上下最大加速度と水平最大加速度の比を示す)

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
	八戸波	釧路波	釧路波	釧路波
	(V/H=1)	(V/H=0)	(V/H=1/2)	(V/H=1)
加振ステップ1	50Gal	50Gal	50Gal	50Gal
加振ステップ2	100Gal	100Gal	100Gal	100Gal
加振ステップ3	200Gal	200Gal	200Gal	200Gal
加振ステップ4	300Gal	300Gal	300Gal	300Gal
加振ステップ5	400Gal	400Gal	400Gal	400Gal
加振ステップ6	500Gal	500Gal	500Gal	500Gal
加振ステップ7	600Gal	600Gal	600Gal	600Gal

に定めた。

ケース1では1968年十勝沖地震の際に八戸港の地表で観測された強震記録(S-252, 以後八戸波と呼ぶ)のNS成分とUD成分を用い、振幅を調整して加振した。ケース2~4では1993年釧路沖地震の際に釧路港の地表で観測された強震記録(F-507, 以後釧路波と呼ぶ)のEW成分とUD成分を用い、振幅を調整して加振した。上下最大加速度を水平最大加速度で除した値(表-6のV/H)は上下水平最大加速度比と呼ばれることがあるが、この値をケース2では0, ケース3では1/2, ケース4では1とし、これらの結果を比較することにより上下動の影響を検討した。なお、ケース1では上下水平最大加

速度比は1とした。目標水平最大加速度は各ケースとも50Gal~600Galの7通りとした。また、加振に際しては1G場の相似則による時間の相似比を考慮し、加速度波形を時間軸方向に1/5.62倍に縮小した。

各ケースとも、模型地盤作成後に地盤作成時の不均一を低減させることを目的として50Galの上下動で加振した。このとき用いた波形は上述の釧路波のUD成分である。このとき計測は行わなかった。次に、目標水平加速度を50Galから600Galまで変化させて計7回の加振を実施した。このように加振振幅を次第に大きくして繰り返し行う模型振動実験はステージテストと呼ばれることがある。一般に模型地盤を繰り返し用いて振動実験を行う場合、加振履歴が地盤内に残るので、実験結果の比較が難しい場合がある。この傾向は、大きな振幅の加振を実施した後に小さな振幅の加振を実施する場合に特に著しい。そこで、加振の度に新しく地盤を作成し直すことが理想であるが、大型の模型振動実験では模型地盤の作成に時間を要するので、難しい場合が多い。そこで、小加振の後に大加振を行うことで、履歴の影響をすこしでも回避しようとする。ここではこのような考え方に従い、目標水平最大加速度が50Galから600Galのステージテストを実施した。600Gal加振の終了後には模型をいったん撤去し、2.1で述べた手順で模型を作成し直して次のケースを実施した。

なお、本実験に使用した振動台は当所所有の旧水中振動台(2次元)である。振動台の諸元を表-7に示す。

2.3 計測項目と計測手法

加振中には加速度13ヶ所(各箇所2成分ずつ)、土圧7ヶ所、荷重6ヶ所(各箇所2成分ずつ)、変位4ヶ所、合計49チャンネルの計測を行った。測定位置は図-1に示すとおりである。加速度の測定位置は図-1に示すように振動台上の1ヶ所(AH1,AV1)、背後地盤の5ヶ所(AH2-AH6,AV2-AV6)、それにケーソン上の7ヶ所(AH7-AH13,AV7-AV13)である。振動台上の加速度計は振動台に直接張付けられており、背後地盤の加速度計は、すでに2.1で述べたようにスタビライザーとともに所定の位置に埋設してある。ケーソン上の加速度計は計測用ケーソンに直接張付けられている。これらの加速度計は模型各部の絶対加速度を測定する。土圧の測定位置は、計測用ケーソン背面の受圧板の4ヶ所(P11-P14)と底面の受圧板の3カ所(P8-P10)である。荷重の測定位置は計測用ケーソンの背面の3ヶ所(BL1-BL3)と底面の3ヶ所(CL1-CL3)である。変位については、ケーソンの上端と下端の水平変位(H1と

H2) およびケーソンの海側と陸側の鉛直変位 (H3 と H4) を測定した。変位計は治具により鋼製枠に固定しており、鋼製枠は振動台と一体となって運動するので、変位計が測定するのは振動台とケーソンとの相対変位である。本実験では変位計の先端をケーソンの運動に追従させるためバネを用いて固定した。このため、変位波形にバネの影響と見られる振動数 12Hz 程度のノイズが混入する結果となった。そこで、3. で述べるようにハイカットフィルタを用いてノイズの除去を行った。

計測の正負については図 -9 (a) ~ (d) に示す通りとした。水平加速度は右向きを正、上下加速度は下向きを正とした。土圧は圧縮を正として測定した。荷重については、地盤がケーソンに及ぼす外力が図 -9 (c) に示すような方向のとき、受圧板に平行な荷重成分と垂直な成分がともに正であるとして測定した。受圧板に垂直な成分については圧縮を正として測定していることになる。変位については、水平変位はケーソンが右に移動する場合を正、鉛直変位はケーソンが沈下する場合を正とした。なお、荷重、土圧および変位については常に加振開始直前の状態を 0 として計測した。加振終了後には残留値があるが、次の加振ではその状態を改めて 0 として計測した。

表 -8 に計測に用いたセンサーの機種、タイプ、容量および応答振動数範囲を示す。ロードセルと土圧計についてはメーカーが応答振動数範囲を明示していない。そこで、これらのセンサーによる測定値の精度については 3.3 で改めて検討する。

以上は動的に変化する物理量の測定であるが、この他、背後地盤地表面の 18ヶ所 (図 -10 の D1 ~ D18 の位置) にターゲットを設置しておき、加振前後の地表面の沈下量を測定した。

3. 模型振動実験の結果と考察

3.1 振動台の突加速度

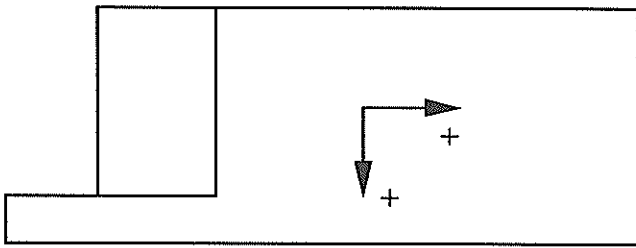
振動台の性能には限界があり、加振中の振動台の加速度波形は必ずしも目標の加速度波形と一致しない。そこで、振動台に加速度計を設置して実際の加速度を計測し、模型への実際の入力地震動を求めた。振動台の水平最大加速度、上下最大加速度およびそれらの比の実測値を目標値と比較して表 -9 に示す。表 -9 に示すように目標加速度と実際の加速度は必ずしも一致していないが、以下の記述では便宜的に「釧路波 (V/H=1) 50Gal の場合には……」などの表現を用いる。

3.2 ケーソン岸壁模型の加速度応答

本実験を通じて地盤が最も線形の状態に近いと考えられる釧路波 (V/H=0) 50Gal の場合について、模型各部の水平加速度の時刻歴を図 -11 に、水平加速度のフーリエスペクトルを図 -12 に、振動台の水平加速度に対するスペクトル比を図 -13 に示す。図 -12 のフーリエスペクトルはデータ数 8192 の FFT で求めたもので ($\Delta t=0.005s$ なので $\Delta f=0.024Hz$)、平滑化は実施していない。フーリエスペクトルの求め方は以下同様である。図 -13 のスペクトル比は、バンド幅 0.27Hz のスペクトルウインドウにより平滑化を行っている。スペクトル比の求め方については以下同様である。図 -11 によれば、背後地盤内で水平動は増幅しており、地表 (AH6) では約 200Gal の応答を示している。また、ケーソン下端の加速度 (AH7 と AH8) は比較的小さいのに対し、ケーソン上端 (AH9 と AH10) の加速度は 200Gal を越えている。このことから、ケーソンには水平方向の並進運動の他にロッキングが生じていることが推察される。図 -13 によれば、地表と振動台とのスペクトル比 (AH6/AH1) は 25Hz 付近でピークを示しており、水平動に対する背後地盤の固有振動数は 25Hz 付近であると判断される。一方、ケーソン天端と振動台とのスペクトル比 (AH9/AH1 と AH10/AH1) は背後地盤と同じ 25Hz 付近でピークを示すが、30-40Hz にも別なピークが見られる。

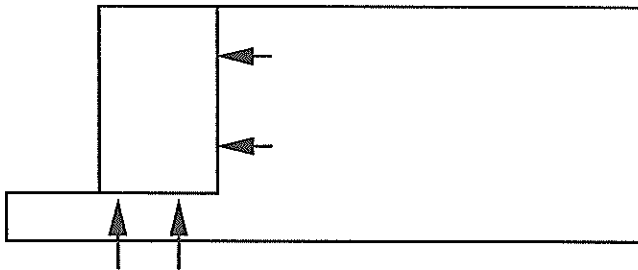
一方、地盤の非線形性が強く現れている釧路波 (V/H=0) 600Gal の場合について、模型各部の水平加速度の時刻歴を図 -14 に、水平加速度のフーリエスペクトルを図 -15 に、振動台の水平加速度に対するスペクトル比を図 -16 に示す。図 -14 に示すように地表と振動台の水平最大加速度は同程度であり、少なくとも最大加速度という指標で見れば、背後地盤内で水平動は増幅していない。これは、地盤の非線形性が強く、地盤の履歴減衰が大きいためであると考えられる。図 -16 によれば、地表と振動台とのスペクトル比 (AH6/AH1) には、50Gal 入力時にみられた 25Hz 付近の顕著なピークは見られず、0-25Hz の範囲に低いピークがいくつも見られる。

次に釧路波 (V/H=1) 50Gal の場合について、模型各部の上下加速度の時刻歴を図 -17 に、上下加速度のフーリエスペクトルを図 -18 に、振動台の上下加速度に対するスペクトル比を図 -19 に示す。図 -17 によれば、背後地盤内で上下動は増幅しており、地表 (AV6) では約 200Gal の応答を示している。図 -19 によれば、地表と振動台とのスペクトル比 (AV6/AV1) は 0-50Hz にかけて



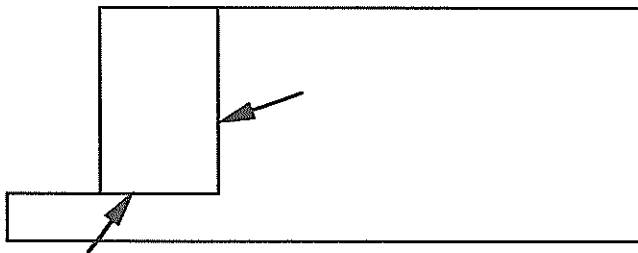
(a) 加速度の正負

水平加速度は海から陸に向かう方向が正，
上下加速度は下向きが正である。



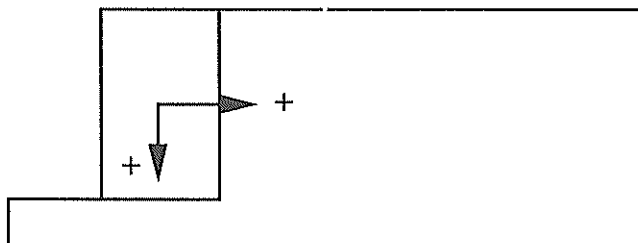
(b) 土圧の正負

土圧は，地盤からケーソンに図の矢印の方向に力が作用する場合に正，すなわち圧縮側が正である。



(c) 荷重の正負

地盤からケーソンに図の矢印の方向に力が作用しているときに，受圧板に垂直な荷重成分と平行な荷重成分がともに正であるとする。



(d) 変位の正負

水平変位はケーソンが陸側に移動する場合に正，鉛直変位はケーソンが沈下する場合に正である。

図-9 測定値の正負

表-7 水中振動台の諸元

水槽寸法	23m × 13m	最大変位	水平±200mm、鉛直±100mm
水槽水深	最大1.8m	最大速度	水平40kine、鉛直20kine
可動部分の位置	水槽底面	最大加速度(最大積載時)	水平0.8G、鉛直1.5G
最大積載重量	588kN	許容転倒モーメント	水平735kN・m、鉛直392kN・m
加振方向	二次元三自由度	許容ヨーイングモーメント	196kN・m
防水シール	補強布入り合成ゴム	加振振動数	DC-50Hz
加振方式	電気・油圧サーボ方式	加振入力波形	正弦波・地震波
作動油	水・グリコール系作動油		

表-8 計測に用いたセンサーの諸元

センサーの種類	メーカー	機種	タイプ	容量	応答振動数範囲
加速度計	共和電業	ASW-2A	ひずみゲージ式	±2G	DC-60Hz
二軸ロードセル	東京測器研究所	SLP-100KS (背面)	ひずみゲージ式	受圧板に垂直な成分: 980N	-
		SLP-500KS (下面)		受圧板に平行な成分: 490N 受圧板に垂直な成分: 4900N 受圧板に平行な成分: 2450N	
土圧計	東京測器研究所	KD-05S	ひずみゲージ式	4.9N/cm ²	-
変位計	総合計装	TR5050W	インダクタンス式	±50mm	DC-50Hz

■ 地表面変位

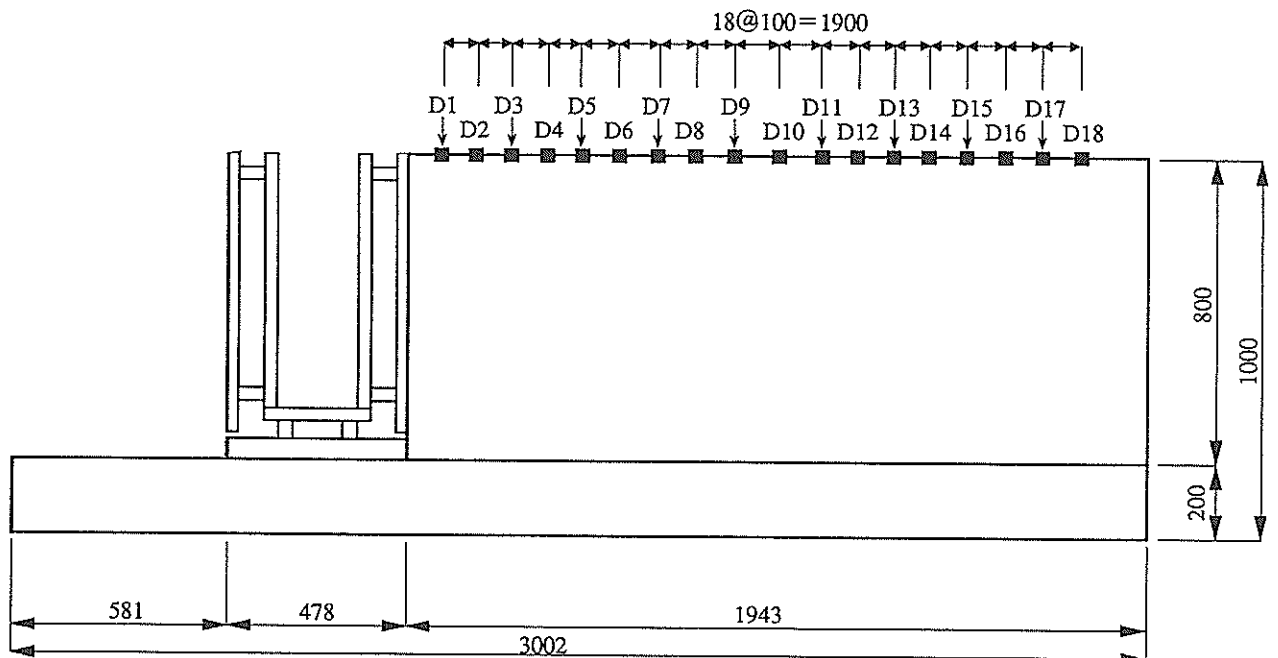


図-10 地表面変位測定点

表-9 振動台の最大加速度の実測値

振動台の最大加速度の実測値 (Gal)

上段は水平最大加速度 (Gal), 中段は上下最大加速度(Gal), 下段はそれらの比を示す.

	八戸波 (V/H=1)	釧路波 (V/H=0)	釧路波 (V/H=1/2)	釧路波 (V/H=1)
50Gal	48.1	81.9	80.7	89.4
	55.6	18.7	36.7	66.7
	1.16	0.23	0.45	0.75
100Gal	77.0	119.8	126.7	136.5
	117.1	20.9	65.2	140.6
	1.52	0.17	0.51	1.03
200Gal	293.0	228.7	243.7	255.6
	271.5	25.2	137.6	308.8
	0.93	0.11	0.56	1.21
300Gal	462.4	340.4	361.4	367.1
	366.7	30.3	318.2	407.3
	0.79	0.09	0.88	1.11
400Gal	579.6	424.5	463.2	452.1
	537.8	30.8	394.7	475.1
	0.93	0.07	0.85	1.05
500Gal	695.6	529.5	558.2	567.9
	597.2	39.6	343.6	604.3
	0.86	0.07	0.62	1.06
600Gal	830.9	624.0	655.5	672.2
	739.0	45.7	386.8	687.2
	0.89	0.07	0.59	1.02

増加の傾向にあり, 上下動に対する地盤の固有振動数は 50Hz よりも高いところに存在することが推察される. 上下動に対する固有振動数が水平動に対する固有振動数よりも高いのは, 水平動が主に S 波として伝播するのに対して上下動は P 波として伝播し, 水平動よりも伝播速度が速いためであると考えられる. 一方, ケーソン天端と振動台とのスペクトル比 (AV9/AV1 と AV10/AV1) には 28Hz 付近に背後地盤には見られなかったピークが存在している. このピークは水平方向の振動台加速度のピークと一致しているので, 水平動により励起されたロッキングであると推察される.

3.3 ケーソンに作用する慣性力・土圧・底面摩擦力の特性

次に, ケーソンに作用する外力の特性を検討する.

加振中にケーソンに作用する外力のつりあいは図 -20 のように考えることができる. 水平方向については慣性力 MX_{ii} , 土圧 P , および底面摩擦力 R の三者が次式を満たしている.

$$MX_{ii} = -P - R \quad (1)$$

ここで, 外力はすべて左向きを正と考えている. X_{ii} はケーソン重心の右向き加速度である. 一方, 上下方向については慣性力 MY_{ii} , 底面土圧 P_v , および背面摩擦

力 R_v の三者が次式を満たしている.

$$MY_{ii} = -P_v - R_v \quad (2)$$

ここで, 外力はすべて上向きを正と考えている. Y_{ii} はケーソン重心の下向き加速度である.

本実験では式 (1) および (2) の右辺の外力は受圧板により計測されている, また, 式 (1) および (2) の左辺についても計測が実施されている. 2.3 で述べたように, 受圧板に取付けられたロードセルについてはメーカーが応答振動数範囲を明示していないので, 式 (1) および (2) の左辺と右辺の測定値を比較することにより, 受圧板による荷重計測の精度を確認することとした. 図 -21 (a) は釧路波 (V/H=1) 400Gal の場合について式

(1) の左辺と右辺を比較したものである. ここで左辺の X_{ii} は AH7 ~ AH10 の 4 カ所の水平加速度を平均して求めた. 右辺の土圧と底面摩擦力は, 受圧板の慣性力を考慮してロードセルによる測定値を補正して求めた.

図 -21 (b) は釧路波 (V/H=1) 400Gal の場合について式 (2) の左辺と右辺を比較したものである. ここで左辺の Y_{ii} は AV7 ~ AV10 の 4 カ所の水平加速度を平均して求めた. 右辺の底面土圧と背面摩擦力は, 受圧板の慣性力を考慮してロードセルによる測定値を補正して求めた. 図 -21 によれば式 (1) および (2) の両辺の測定値は良く一致しており, 受圧板による荷重測定精度は良好であると考えられる.

次に, 土圧および底面摩擦力の振幅特性および位相特性について考察した. 図 -22 (a) - (d) は本実験を通じて地盤が最も線形の状態に近いと考えられる釧路波 (V/H=0) 50Gal の場合について, 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差を振動数の関数として示したものである. (a) は慣性力に対する土圧の振幅比を, (b) は慣性力に対する土圧の位相差を, (c) は慣性力に対する底面摩擦力の振幅比を, (d) は慣性力に対する底面摩擦力の位相差を示したものである. 以上の図は, データ数 8192 の FFT により慣性力, 土圧, 底面摩擦力のフーリエ変換を求め, それらの振幅比と位相差を求めたものである. 振幅比, 位相差ともバンド幅 0.27Hz のスペクトルウインドウにより平滑化を行っている. 位相差については, 慣性力に対して土圧および底面摩擦力の位相が進んでいる場合に正とした. 以下, 慣性力に対する土圧の振幅比と位相差を振動数の関数として示したものを P/MX_{ii} スペクトル, 慣性力に対する底面摩擦力の振幅比と位相差を振動数の関数として示したものを R/MX_{ii} スペクトルと呼ぶこととする.

まず, 慣性力に対する土圧の振幅比について見ると, 振動数の増加とともに 0 に近いところから漸増していき,

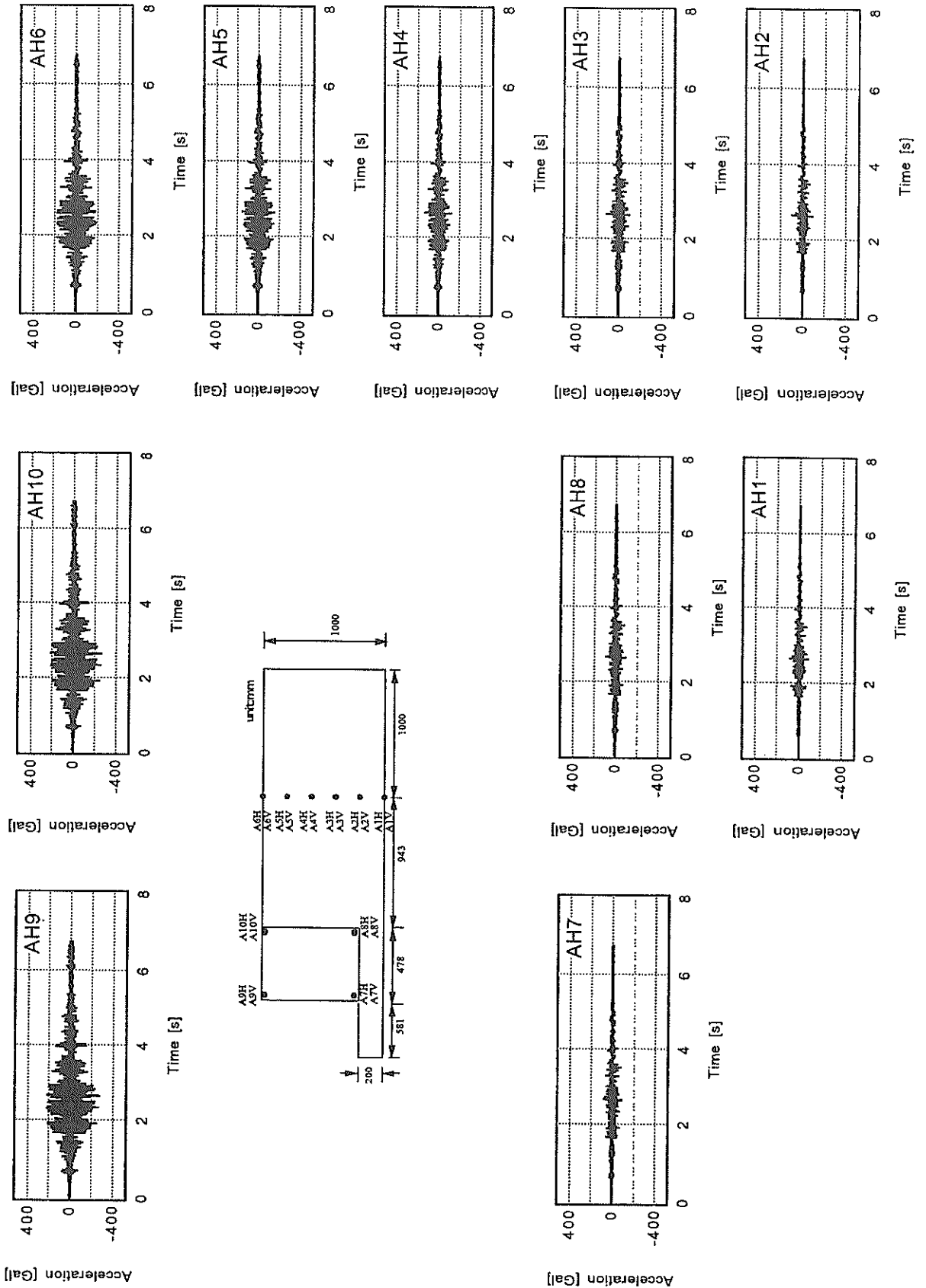


図-11 ケーソン岸壁模型各部の水平加速度波形，釧路波 (V/H=0) 50Gal

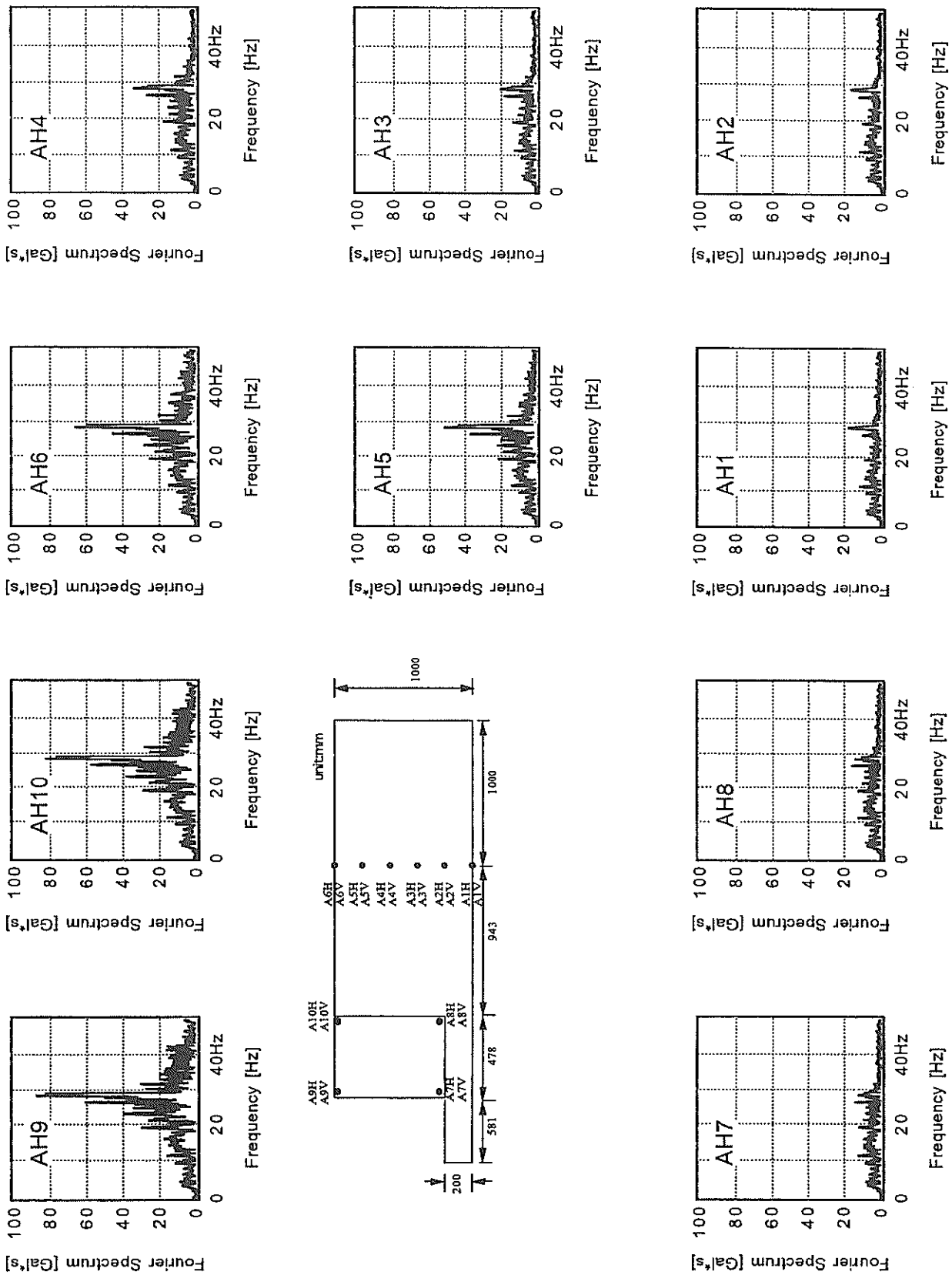


図-12 ケーソン岸壁模型各部の水平加速度のフーリエスペクトル，釧路波 (V/H=0) 50Gal

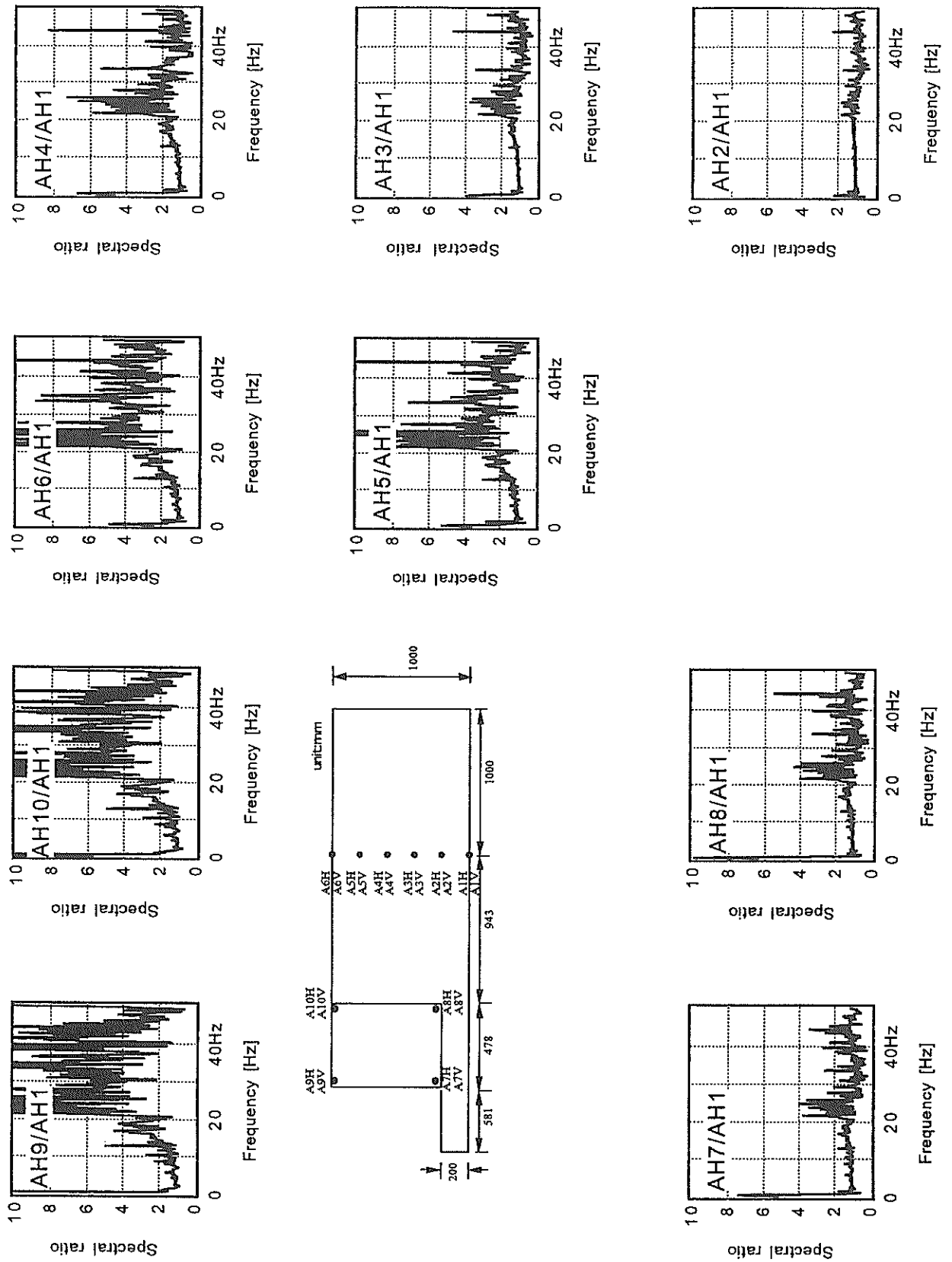


図-13 ケーソン岸壁模型各部の水平加速度の振動台に対するスペクトル比，釧路波 (V/H=0) 50Gal

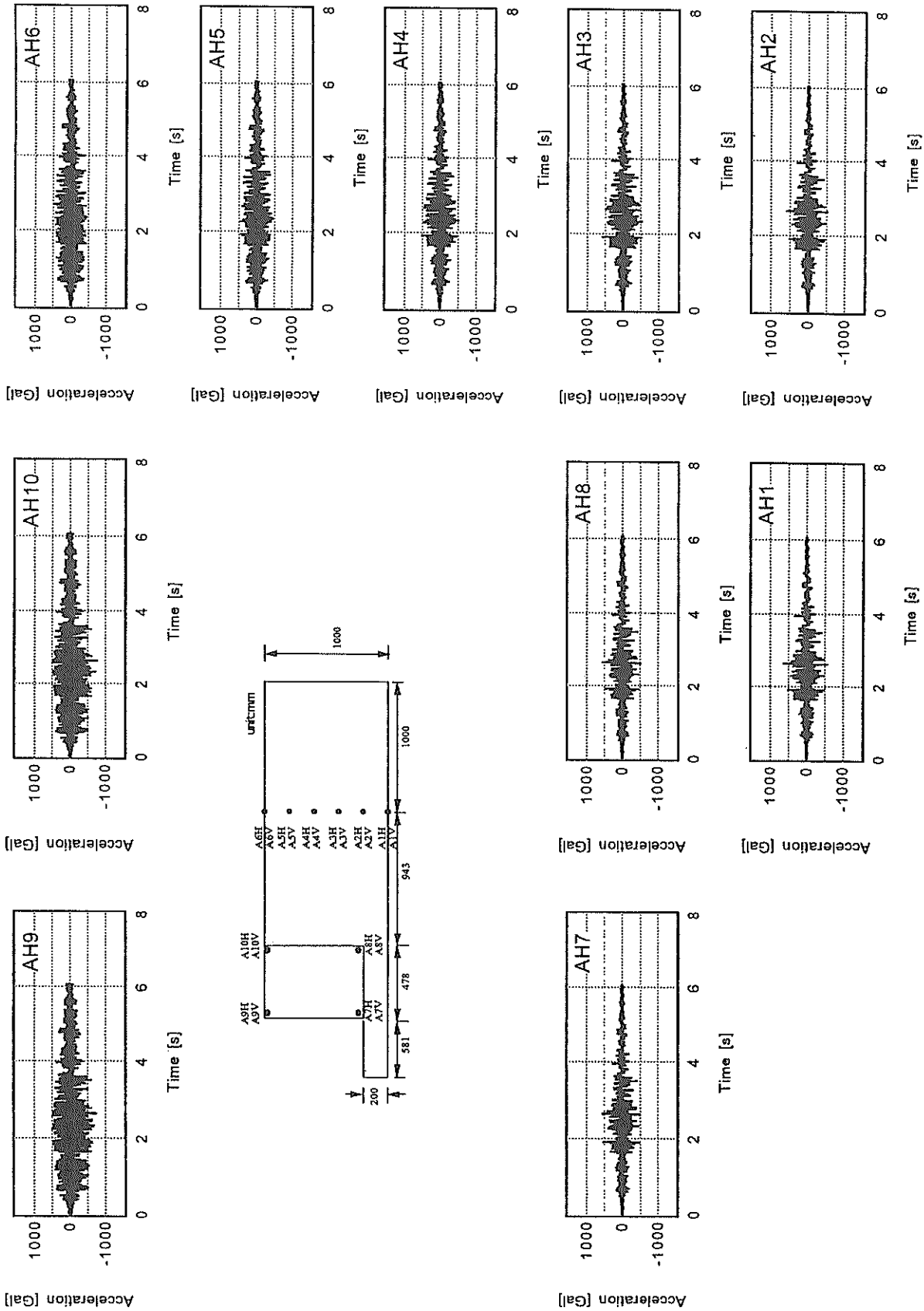


図-14 ケーソン岸壁模型各部の水平加速度波形，釧路波 (V/H=0) 600Gal

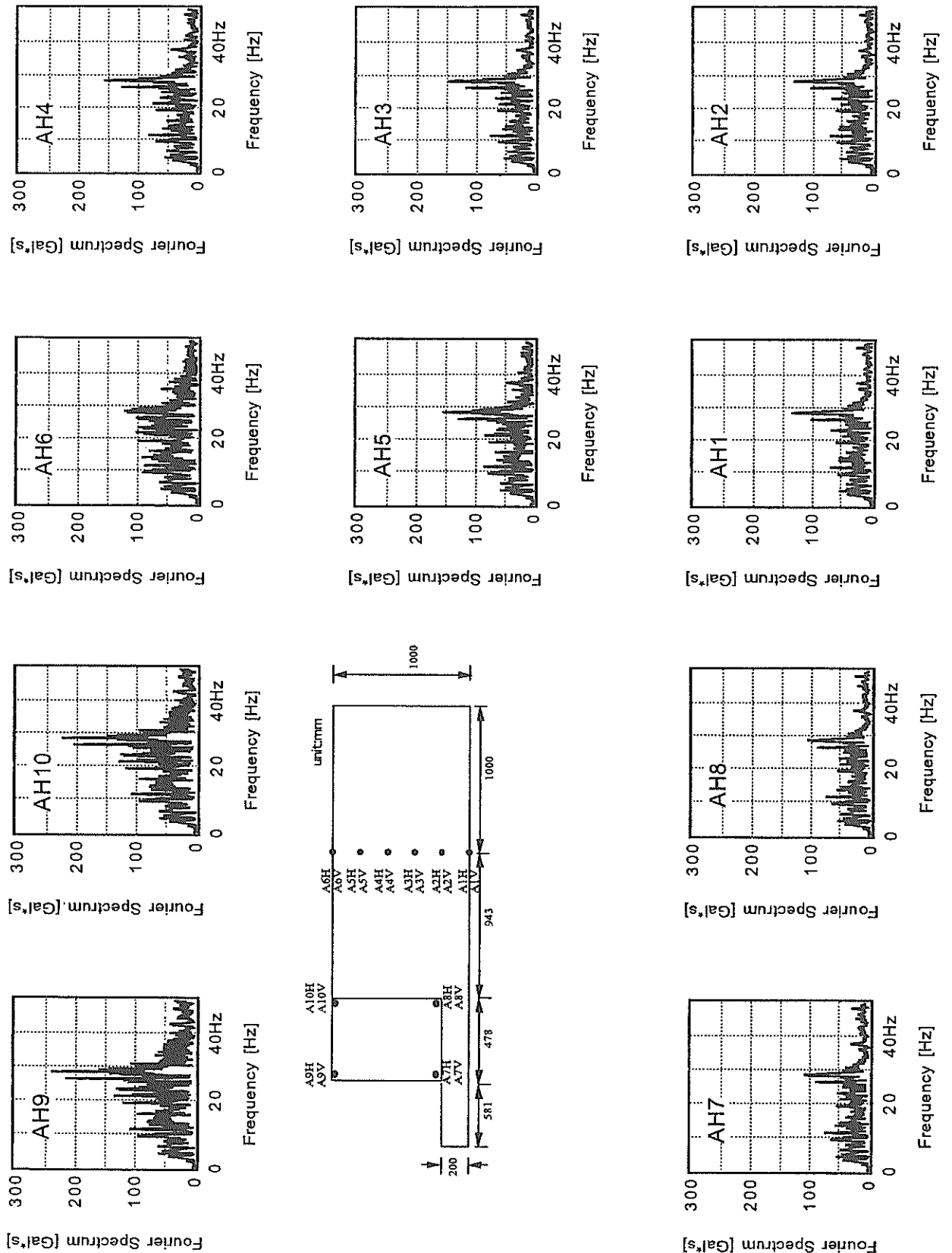


図-15 ケーソン岸壁模型各部の水平加速度のフーリエスペクトル，鉋路波 (V/H=0) 600Gal

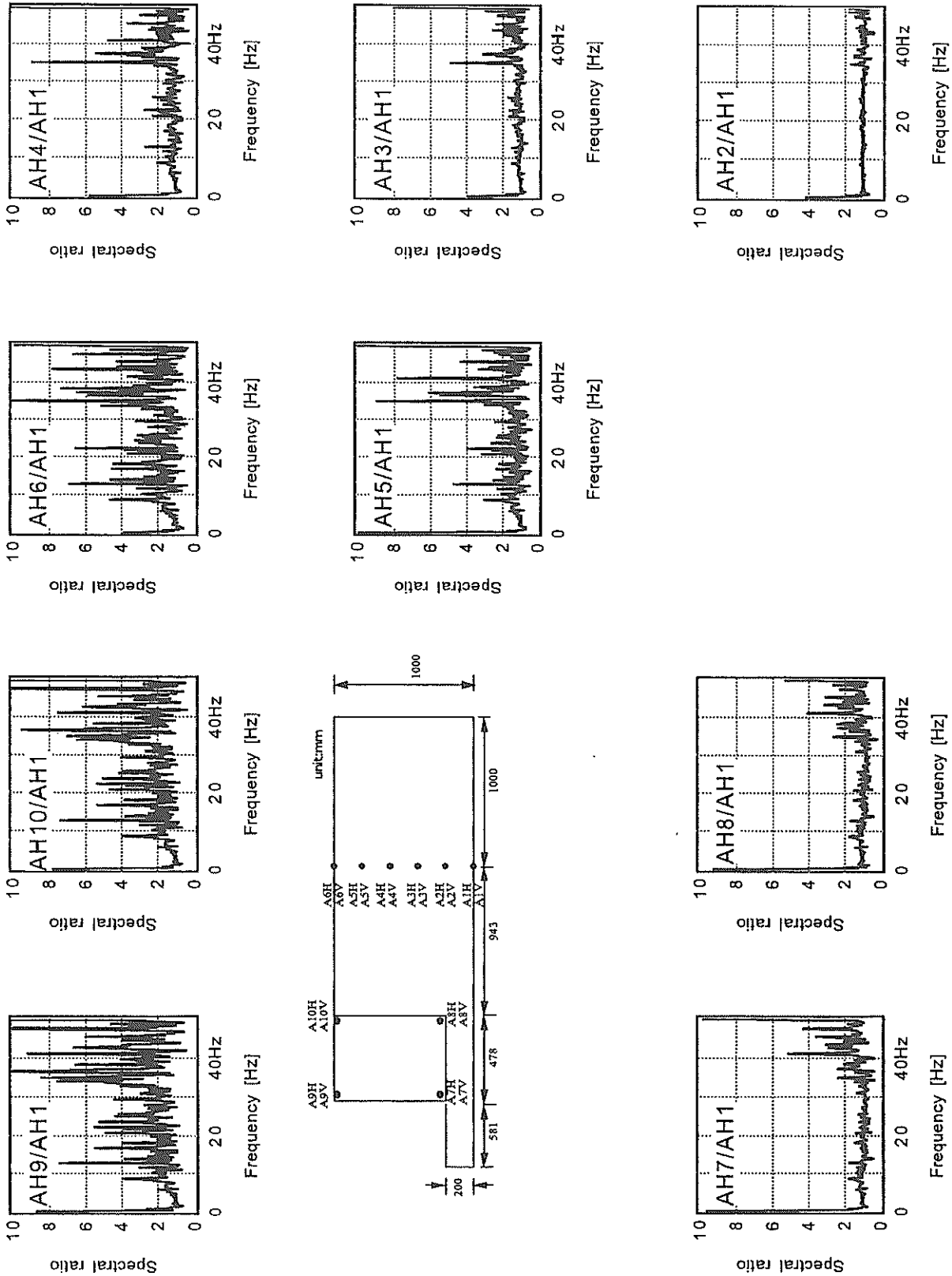


図-16 ケーソン岸壁模型各部の水平加速度の振動台に対するスペクトル比，釧路波 (V/H=0) 600Gal

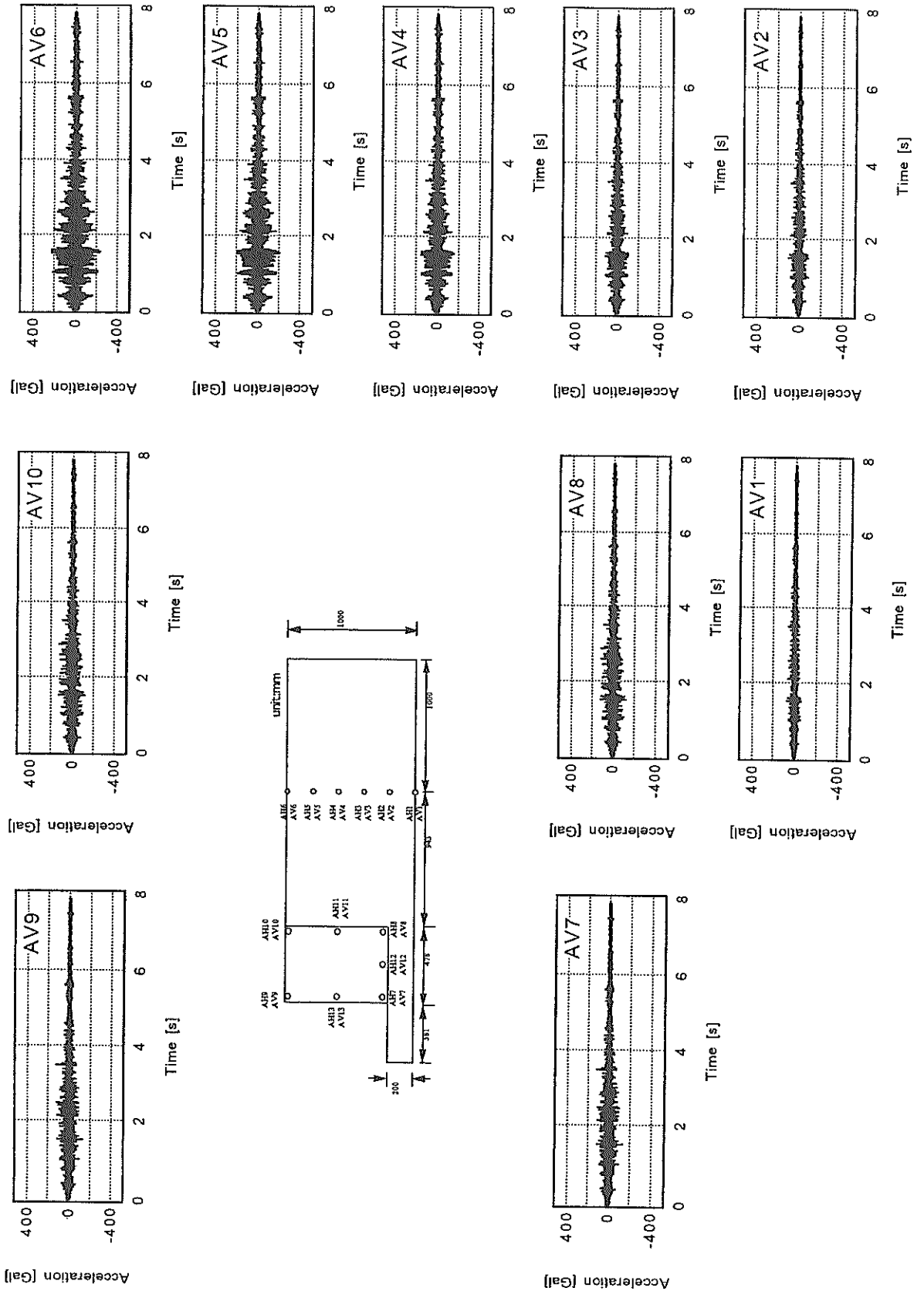


図-17 ケーソン岸壁模型各部の上下加速度波形，鉋路波 (V/H=1) 50Gal

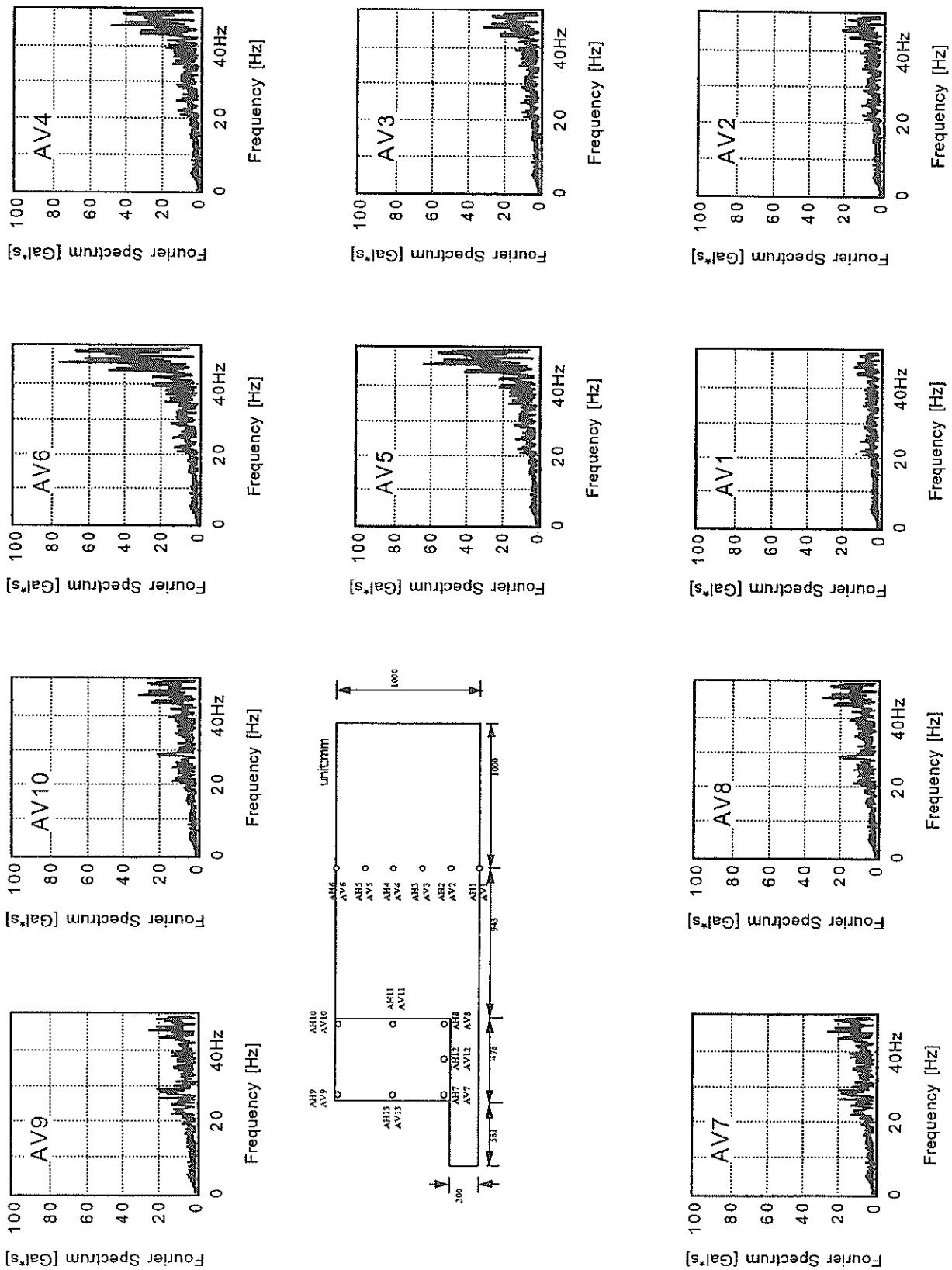


図-18 ケーソン岸壁模型各部の上下加速度のフーリエスペクトル，釧路波 (V/H=1) 50Gal

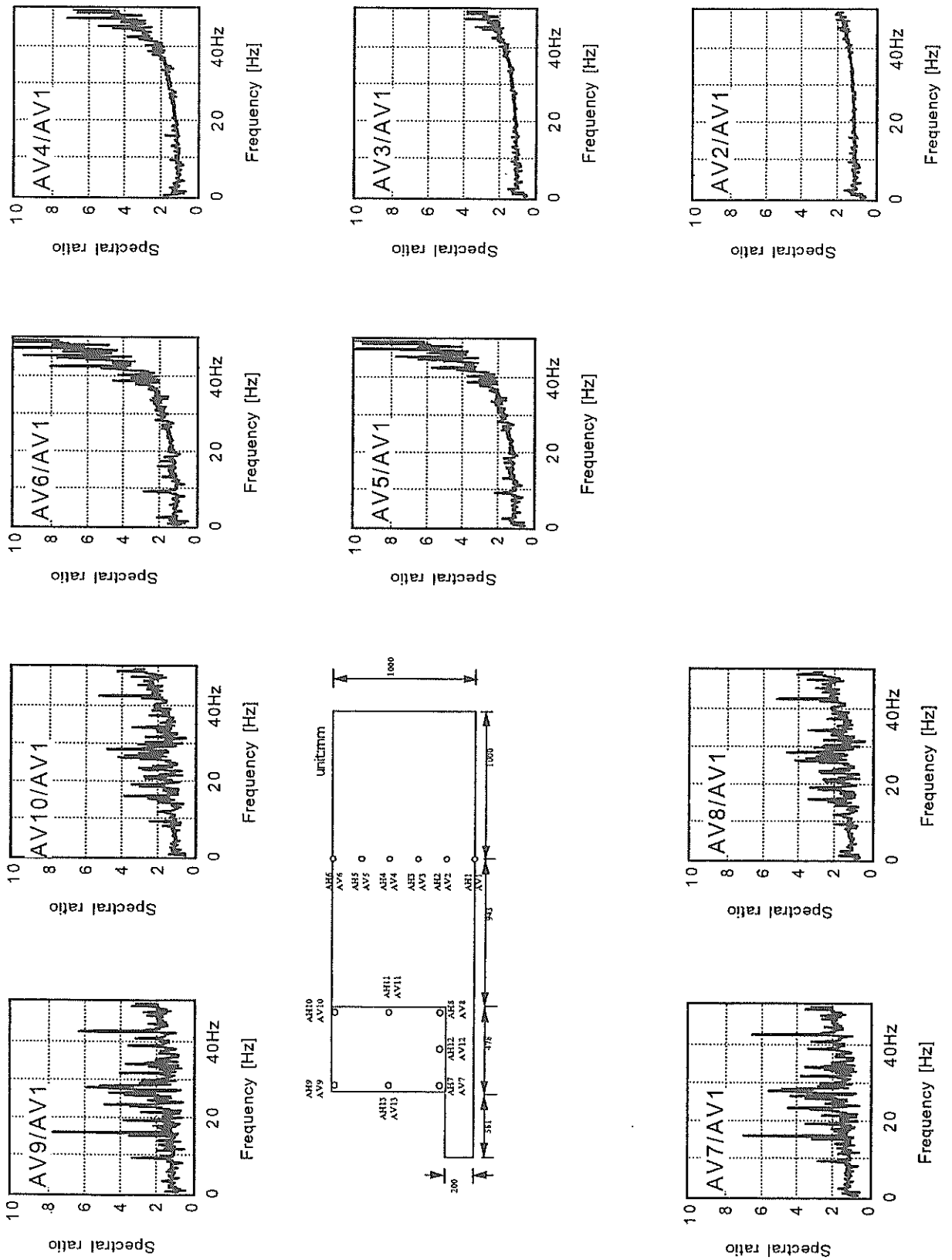


図-19 ケーソン岸壁模型各部の上下加速度の振動台に対するスペクトル比，鉋路波 (V/H=1) 50Gal

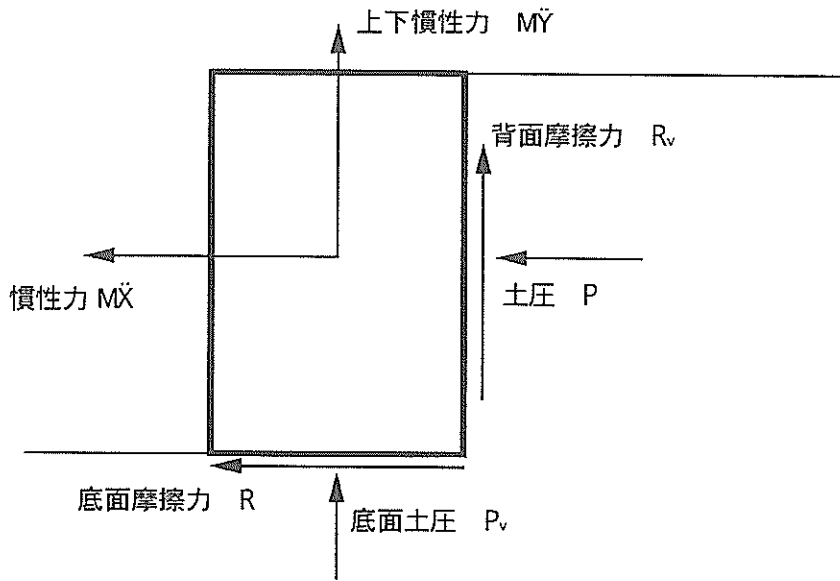


図-20 ケーソンに作用する外力のつりあい

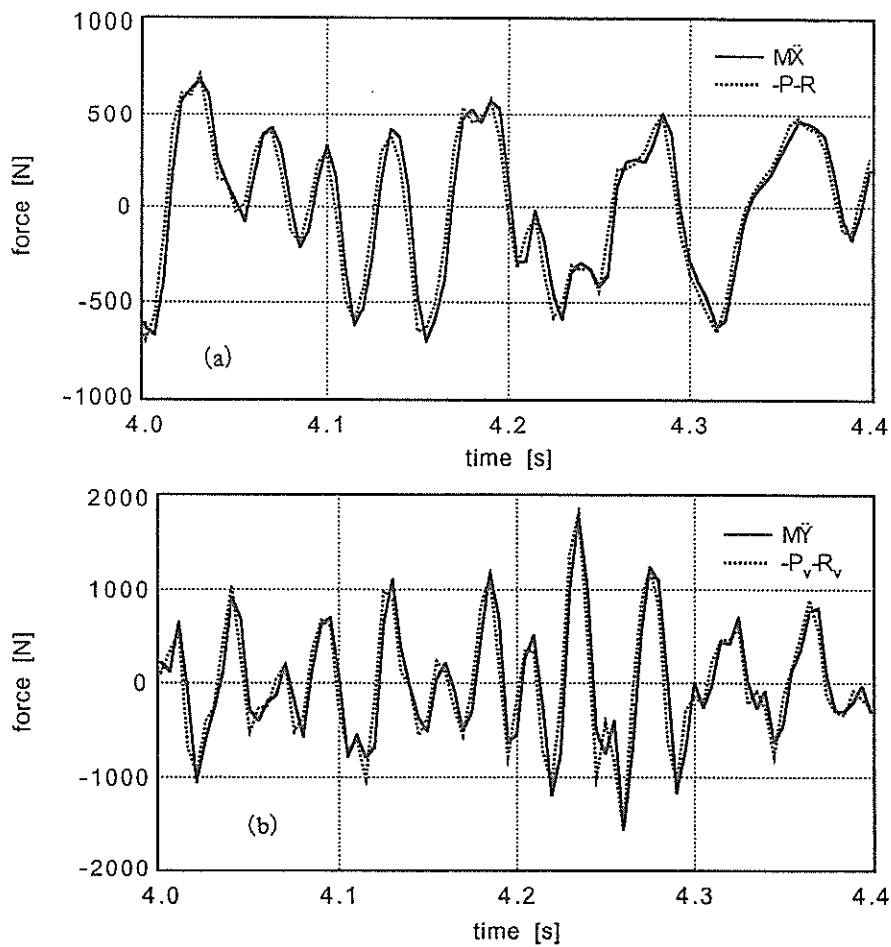


図-21 運動方程式の左辺と右辺の比較，釧路波 (V/H=1) 400Gal
(a) 水平成分，(b) 鉛直成分

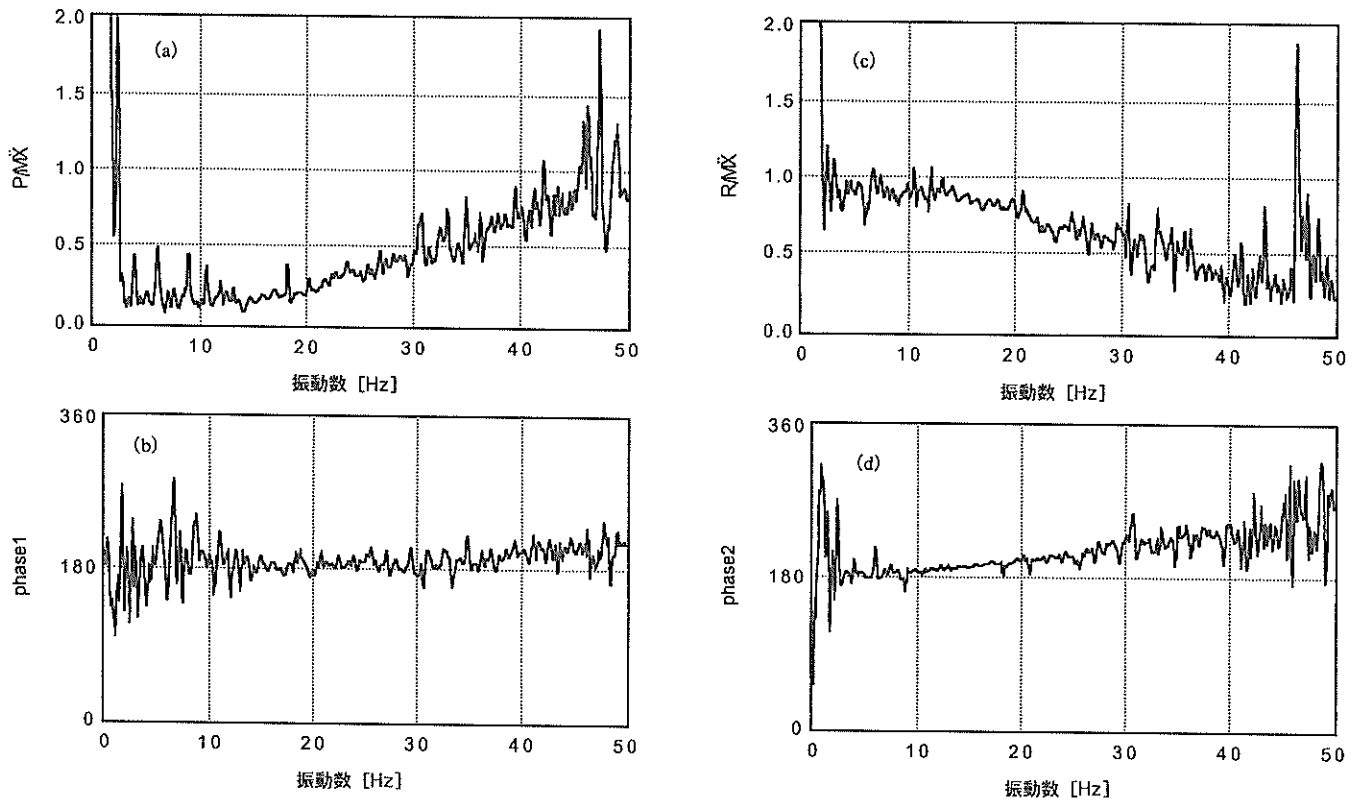


図-22 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差，釧路波 (V/H=0) 50Gal

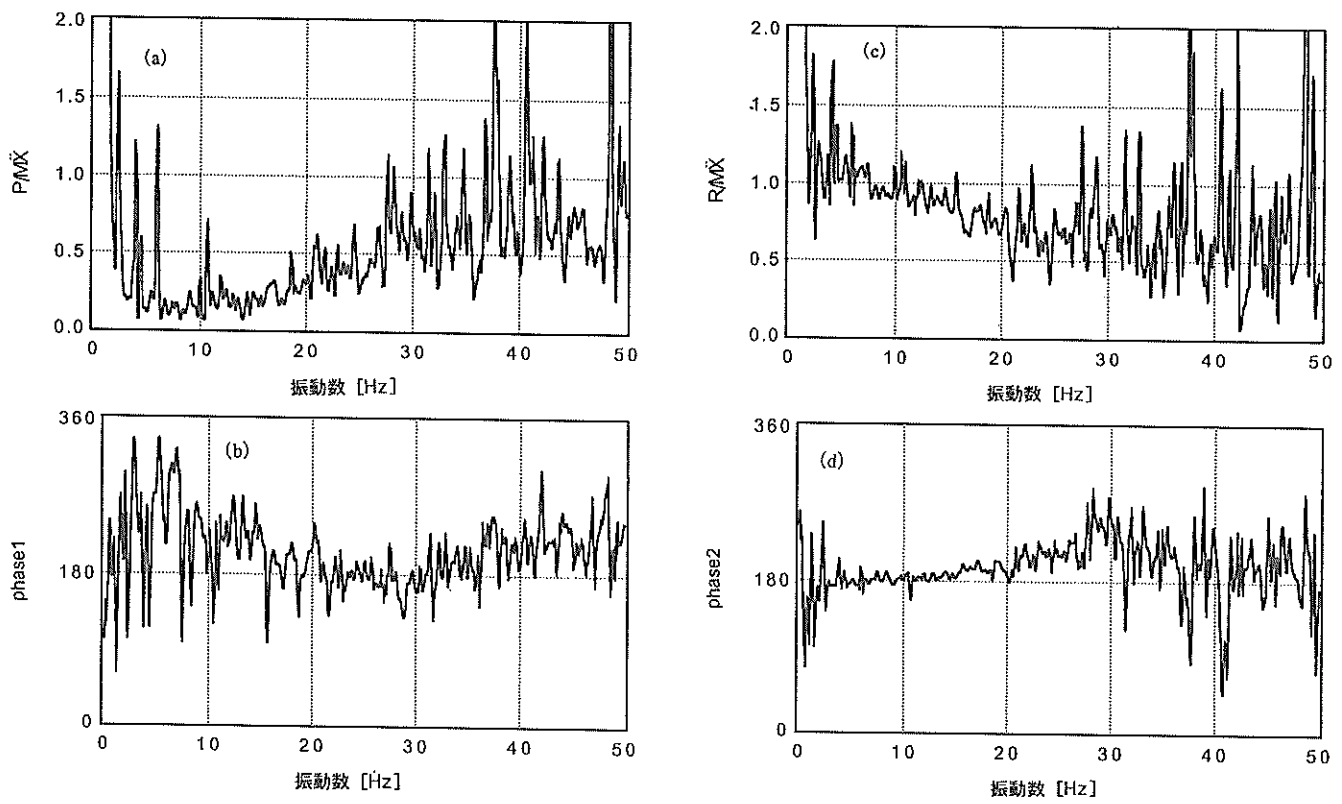


図-23 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差，釧路波 (V/H=0) 600Gal

50Hzの手前で一つのピークを示している。慣性力に対する土圧の位相差を見ると、ほぼすべての振動数に対して位相差は 180° となっている。このことは、慣性力と土圧が逆位相であることを示している。一方、慣性力に対する底面摩擦力の振幅比を見ると振動数の増加とともに1よりやや小さいところから漸減していくが、50Hzの手前で一転して増加しピークを示している。慣性力に対する底面摩擦力の位相差を見ると、振動数の増加とともに 180° から漸増している。慣性力と底面摩擦力とが逆位相に近いことは、慣性力が左向き（海方向）に作用してはらみ出そうとするケーソンを底面摩擦力が支えることを意味し、当然の結果である。それに対し、慣性力と土圧が逆位相となっていることは本実験の特徴的な点である。

次に非線形性が強い場合として鉋路波（ $V/H=0$ ）600Galの場合について同様に P/MX_{11} スペクトルおよび R/MX_{11} スペクトルを求めた結果を図-23(a)-(d)に示す。図-23(a)-(d)によれば、振幅比についてはピークを示す振動数がより低くなり、ピークはより不明瞭となっている。また、位相差についても 180° からのばらつきがより大きい傾向にある。しかしながら、全体としてスペクトルの特性は50Galの場合と大きくは異なる。

ケーソン岸壁模型を加振したときに上述のような P/MX_{11} スペクトルおよび R/MX_{11} スペクトルが得られる場合のあることは風間¹³⁾によっても指摘されている。風間は文献13)の図4-3のCASE-1に示すように本実験とほぼ同じ大きさ、形状のケーソン岸壁模型を用いて正弦波入力による模型振動実験を行っている。このとき用いたケーソン模型は本実験で用いたものと同一のものである。また、秋田港の埋立地盤の砂を気乾状態で用いて模型地盤を作成している。背後地盤の密度は 1.561t/m^3 で本実験よりもやや大きい状態であった。入力する正弦波の振動数をパラメタとして加振を行い、 P/MX_{11} スペクトルおよび R/MX_{11} スペクトルとして図-24(a)-(d)を得ている。図-24(a)-(d)は文献13)の図6-8から抜粋したものである。本実験の結果のうち地盤が線形に近いもの（図-22）と風間らの実験結果を比較すると、両者はほぼ整合するものとなっている。相違点としては、慣性力に対する土圧の振幅比が、風間らの実験では25Hz付近で急に大きくなる傾向を示すのに対し、本実験では振幅比の増加が滑らかであることが挙げられる。

以上のようなスペクトル特性が、本実験で用いた模型のどのような特性によって生じているのかを明らかにするため、風間にない図-25に示すような簡単な二質点

系モデルを用いて検討する。なお、同様の二質点系による検討を濱田¹⁴⁾も実施している。簡単のためケーソンと背後地盤の水平方向の運動を考え、ケーソンの質量を m_c 、背後地盤の質量を m_g 、ケーソンと振動台を結ぶせん断ばねのばね定数を k_c 、背後地盤と振動台を結ぶせん断ばねのばね定数を k_s 、ケーソンと背後地盤を結ぶ垂直ばねのばね定数を k_i とすると、 P/MX_{11} および R/MX_{11} は角振動数 ω の関数として次式で示される。

$$P/MX_{11} = \frac{-k_i(-k_c m_g + k_g m_c)}{m_c(k_i k_c + k_i k_g + k_c k_g - \omega^2 k_c m_g)} \quad (3)$$

$$R/MX_{11} = \frac{-k_c(k_i m_c + k_i m_g + k_g m_c - \omega^2 m_c m_g)}{m_c(k_i k_c + k_i k_g + k_c k_g - \omega^2 k_c m_g)} \quad (4)$$

ここで $\omega_c^2 = k_c/m_c$ 、 $\omega_g^2 = k_g/m_g$ と定義する。これらはケーソンおよび背後地盤が単独で存在する場合の固有角振動数であると解釈できる。

まず $\omega_c < \omega_g$ の場合、すなわちケーソンよりも背後地盤の固有振動数が高い場合には、慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差は振動数の関数として図-26(a)-(d)に示すような形状となり、本実験および風間らの実験¹³⁾の結果と整合する。このことから、本実験および風間らの実験は背後地盤が比較的固い場合に相当していることがわかる。なお、 P/MX_{11} の特性が本実験結果と風間の実験結果でやや異なることを述べたが、二質点系モデルによる P/MX_{11} の解析解は振動数とともに滑らかに増加しており、本実験の結果に近い。 P/MX_{11} および R/MX_{11} がピークを示す振動数は、二質点系モデルによれば土圧と底面摩擦力がバランスしてケーソンの水平加速度が0となる振動数に対応しており、この振動数で振動台を加振しても理論上はケーソンに水平方向の並進運動は発生しない。実際には土圧と底面摩擦力の着点異なるので、このときケーソンにはロッキングが生じていると考えられる。

次に、 $\omega_c > \omega_g$ の場合すなわち背後地盤の固有振動数が相対的に低い場合であって、なおかつ加振振動数が高くない場合には、慣性力と土圧が同位相となることが二質点系モデルから推察される。背後地盤の固有振動数が相対的に低い場合としては、具体的には次の二通りの場合が考えられる。

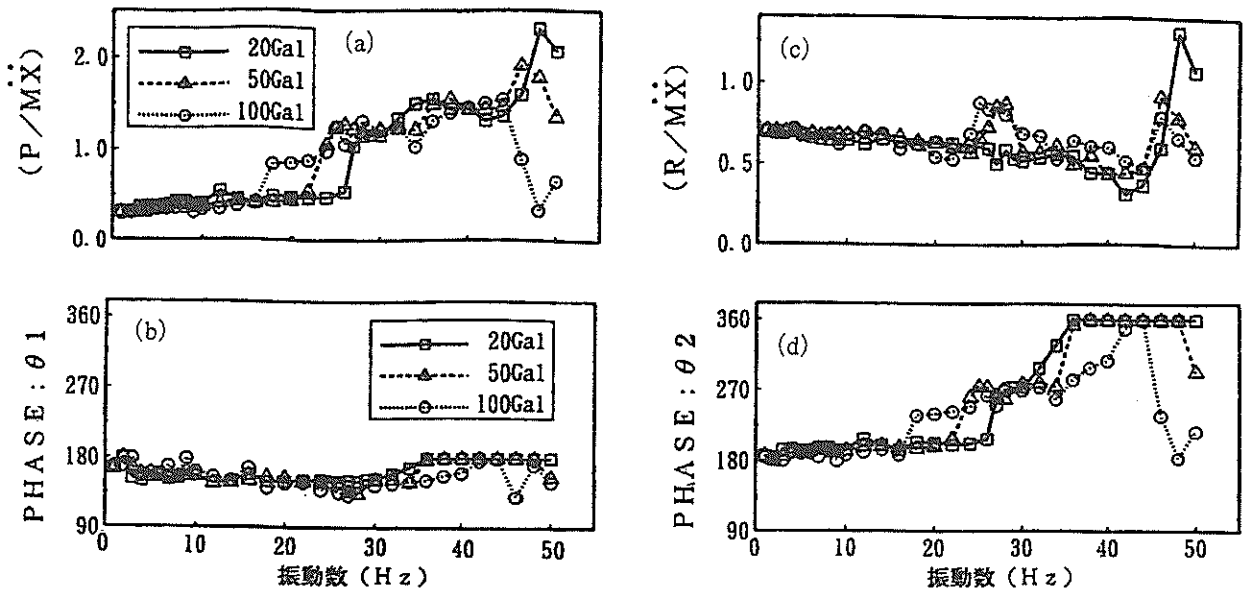


図-24 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差 (風間の実験¹³⁾)

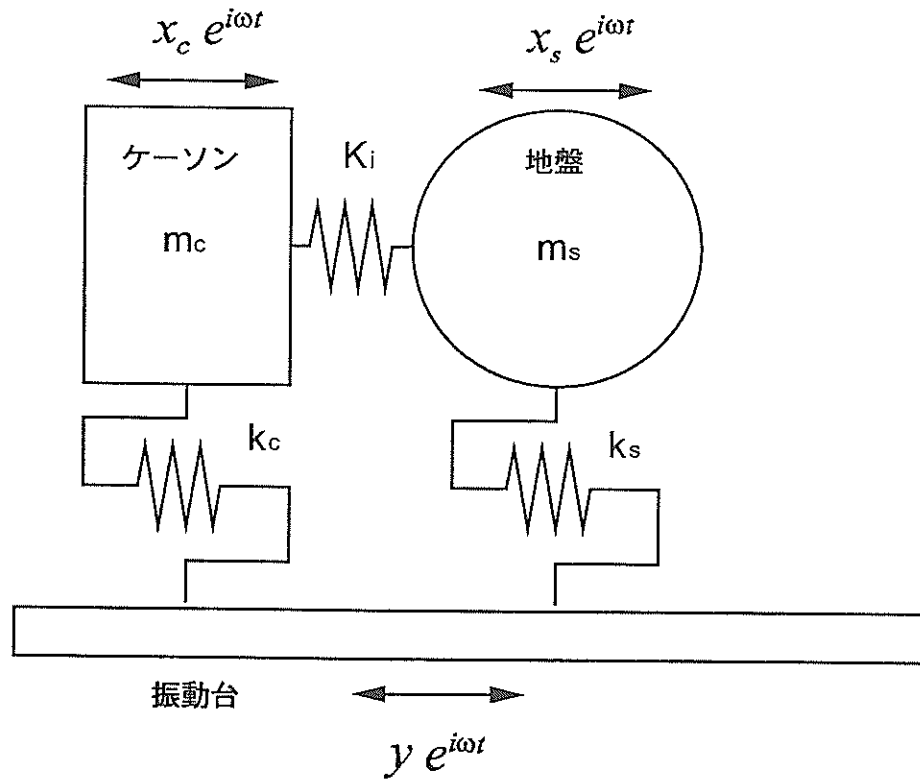


図-25 二質点系モデル

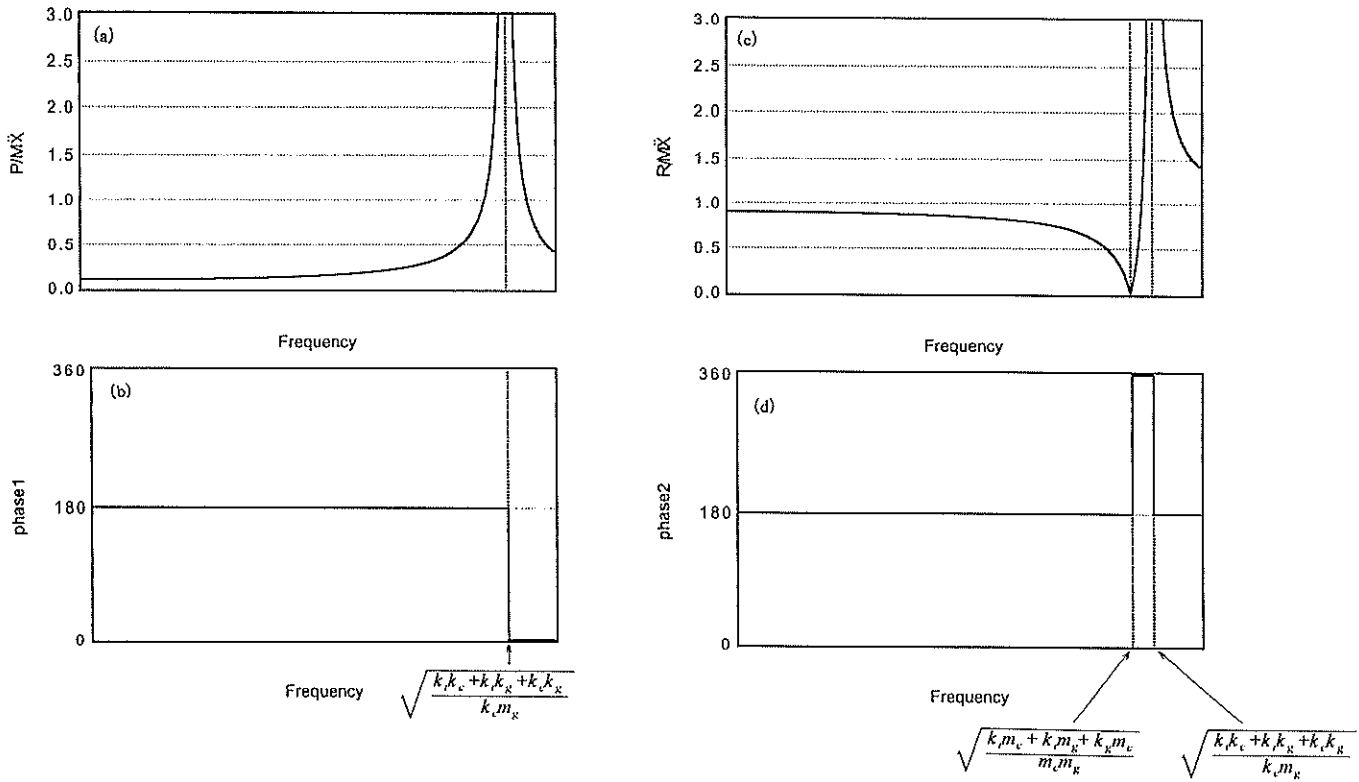


図-26 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差（二質点系による）

- 1) ケーソンが固い基礎地盤上にあるような場合
- 2) 背後地盤が柔らかい場合

過去に実施されたケーソン岸壁の模型振動実験の結果の中にもこのような事例を見いだすことができる。1) の事例としては上部ら⁶⁾の実験が挙げられる。上部ら⁶⁾は剛基礎上に置かれたケーソンと背後地盤からなる模型を5Hzの正弦波で加振し、ケーソンの残留変位等を測定する実験を実施しているが、文献6)の図-18を見ると、実験結果の時刻歴から慣性力と土圧が同位相で作用していたことがわかる。2) の事例としては背後地盤が過剰間隙水圧の上昇等により軟化する場合があり、背後地盤の液化化時にケーソンに作用する慣性力と土圧が同位相となることを指摘した小濱らの研究¹⁵⁾はその一例であると考えられる。

以上のように、二質点系モデルを用いれば慣性力と土圧の位相特性についての異なる実験結果を統一的に説明できることがわかる。本実験結果はこのうちケーソン単独の固有振動数が背後地盤の固有振動数と比較して低い場合に相当することがわかる。実物のケーソン岸壁でも、背後地盤や基礎地盤の特性により慣性力と土圧の位相特性については二通りの場合があることが推察されるから、実物のケーソン岸壁の外力特性について、今後現地観測

等により明らかにされることが望ましい。

本実験においてケーソン単独の固有振動数が比較的低いこと、すなわち、ケーソンが柔らかく揺れることの原因としては、加振中にケーソン周辺の地盤に局部的に大ひずみが発生して地盤が軟化することが考えられる。そこで、後に有限要素解析により実験結果の再現を実施する際には、このことを考慮した解析が実施できるように工夫した。

以上、受圧板により測定された荷重の特性について検討してきたが、次に土圧計の測定値について検討する。

2.1で述べたように土圧計の測定値の絶対値は他の計器による測定値と比較してやや信頼性が劣る可能性があるが、土圧の定性的傾向を知る上では十分に有用であると考えられる。そこで、ここでは土圧の位相特性に注目することとした。以下では、慣性力・土圧・底面摩擦力の位相特性について検討したときと同じように、データ数8192のFFTにより土圧の位相を求め、バンド幅0.27Hzのスペクトルウインドウにより平滑化を行っている。

図-27(a) - (d)は鉋路波(V/H=0)50Galの場合についてケーソン背面の受圧板により得られた土圧合力に対して受圧板上の土圧P11-P14の測定値の位相がどの程度進んでいるかを振動数に対して示したものである。図

-27 (a) - (d) に示すように 0-40Hz の範囲では土圧合力に対する P12-P14 の位相差はほぼ 0 であり、ケーソン背面の土圧の位相は深さ方向に変化しないことが推察される。また、2.3 で述べたように土圧計についてはメーカーが応答振動数範囲を明示していないが、0-40Hz の範囲で土圧計は正しい位相を与えていると考えて良いと思われる。

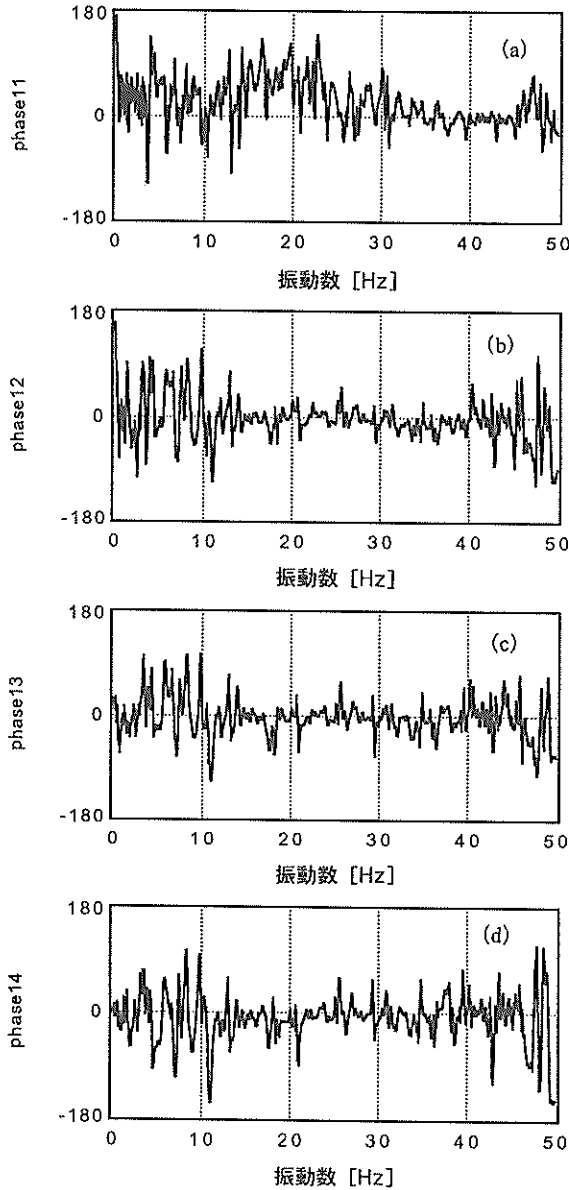


図-27 ケーソン背面に作用する土圧の位相特性
釧路波 (V/H=0) 50Gal

図 -28 (a), (b) は釧路波 (V/H=0) 50Gal の場合についてケーソン底面の海側の土圧 (P8) に対して中央の土圧 (P9) と陸側の土圧 (P10) の位相がどの程度進

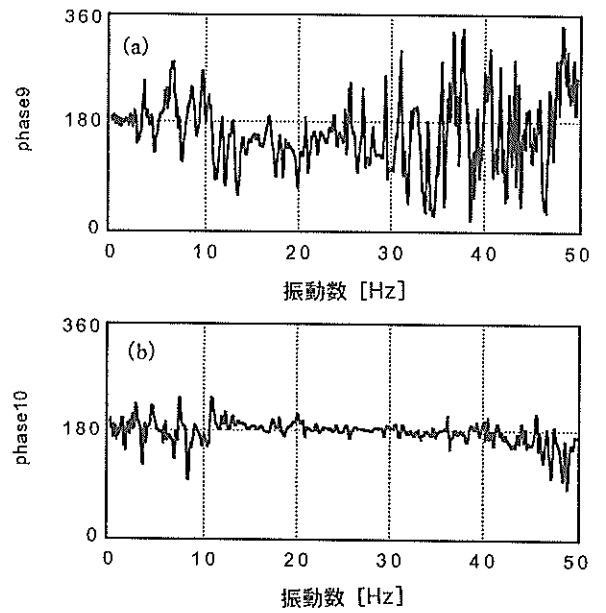


図-28 ケーソン底面に作用する土圧の位相特性
釧路波 (V/H=0) 50Gal

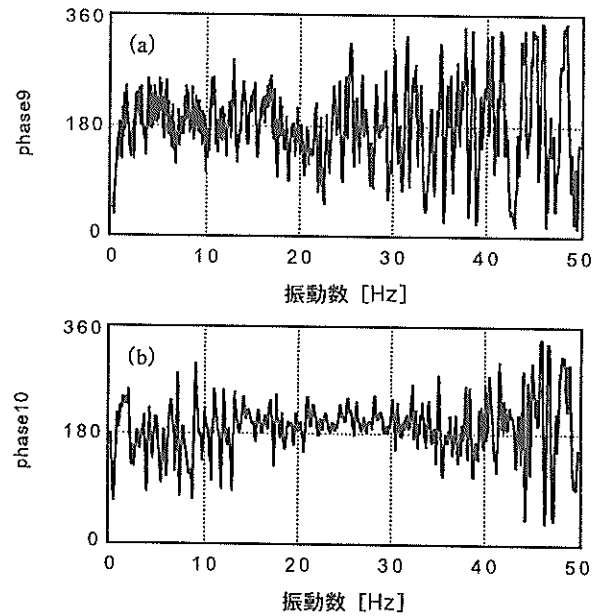


図-29 ケーソン底面に作用する土圧の位相特性
釧路波 (V/H=1) 50Gal

んでいるかを振動数に対して示したものである。図 -28 (a), (b) に示すように、中央の土圧 (P9) の位相特性はあまり明瞭でないが、陸側の土圧 (P10) の海側の土圧 (P8) に対する位相差はほぼすべての振動数に対して 180°, すなわち逆位相となっている。これはケー

ソーンにロッキングが生じているためであると考えられる。一方、上下動を入力したケースではロッキングに加え鉛直方向の並進運動がケーソンに生じるので、陸側の土圧と海側の土圧との位相差には明瞭な傾向が見られない。この例として図-29(a)、(b)には鉋路波 ($V/H=1$) 50Gal の場合についてケーソン底面の海側の土圧 (P8) に対する中央 (P9) と陸側 (P10) の土圧の位相差を振動数に対して示している。

3.4 ケーソンの変位

ケーソンの変位については、上端と下端の水平変位 (H1 と H2) および海側と陸側の鉛直変位 (H3 と H4) をインダクタンス式変位計により測定した。この変位計の応答振動数範囲は表-8に示すように DC-50Hz である。得られた変位波形には加振条件や測定点によらず振動数 12Hz 程度の顕著な振動が含まれる結果となった。ところが、ケーソン上の加速度波形には同じ振動数の振動が顕著に含まれていなかったことから、変位波形に含まれる 12Hz の振動数成分はノイズであると判断された。このようなノイズが変位波形に含まれる結果となったのは、2.3で述べたように変位計の先端をバネで固定したためであると考えられた。そこで、カットオフ振動数 8Hz のハイカットフィルタを用いて変位波形からノイズを除去することとした。図-30(a)、(b)に、本実験を通じて最も変位が大きかった八戸波 600Gal の場合について、ケーソンの上端と下端のフィルタ処理前後の水平変位波形を示す。フィルタ処理前後の変位波形を目視により比較し、フィルタ処理後の変位波形がリンク効果等により不自然な波形となっていないことを確認した。以下、ケーソンの変位について述べる際には、以上に述べたようなフィルタ処理を実施した後の変位波形に基づいて述べることにする。

図-31(a)、(b)に、八戸波 600Gal の場合のケーソンの上端と下端の水平変位を改めて示す。この場合、加振開始から 3 秒ほど経過したときにケーソンの上端と下端に同時に大きな水平変位が生じており、その後、ケーソン上端と下端にゆるやかな変位が続いて、最終的にはケーソン上端に 5.3mm、ケーソン下端に 3.4mm の残留変位が発生している。このように、加振開始後約 3 秒で一度に変位が生じる傾向は八戸波入力するとき最大加速度によらず見られた。

図-32(a)、(b)には鉋路波 ($V/H=1$) 600Gal の場合の水平変位を示している。鉋路波入力の場合には加振開始後 2 秒から 4 秒の間に徐々に残留変位が生じ、最終的にはケーソン上端に 3.2mm、ケーソン下端に 2.3mm の

残留変位が生じている。加振開始後 2 秒から 4 秒の間に徐々に残留変位が生じる傾向は鉋路波入力するとき最大加速度によらず、また上下水平最大加速度比によらず見られた。

図-33(a)、(b)には鉋路波 ($V/H=1$) 600Gal の場合のケーソン海側と陸側の鉛直変位を示している。この場合、最終的にはケーソン海側に 0.5mm、ケーソン陸側に -0.1mm の沈下が生じている。このようにケーソンの鉛直変位は水平変位と比較して絶対値が小さいので、以後のデータ整理および解析はケーソンの水平変位に着目して実施することとする。

表-10に、本実験により得られたケーソンの残留変位の一覧を示す。表の上段はケーソン上端の、中断はケーソン下端の残留変位を示す。下段の数字はケーソン上端の変位をケーソン下端の変位で除した値を示す。この値が大きいほど、ケーソン重心の水平変位に対して回転が卓越していることを意味するので、ここではこの値を回転率と呼ぶ。表-10によれば、ケーソン上端の変位は水平最大加速度が等しいとき上下水平最大加速度が大きいほど大きい傾向にある。また、回転率は上下最大加速度が大きいほど小さい傾向にある。これは、上下動の振幅が小さいときケーソン底面で滑動が生じにくく、ケーソンがつんのめるような挙動を示すためであると考えられる。なお、水平最大加速度が 200Gal 以下では $V/H=0$ の場合より $V/H=1/2$ の場合の方が変位が小さいが、 $V/H=0$ の場合と $V/H=1/2$ の場合の変位の差は 0.1mm であり、本実験で用いた相馬砂の平均粒径より小さいから(図-3)、実験誤差であると判断される。図-34には八戸波入力の場合について、ケーソン上端の残留変位と水平最大加速度との関係を示す。八戸波入力の場合、水平最大加速度が 100gal と 200Gal の間で残留変位が急に大きくなる傾向が認められる。図-35には鉋路波入力の場合についてケーソン上端の残留変位と水平最大加速度および上下水平最大加速度比との関係を示す。鉋路波入力の場合、ある水平最大加速度から残留変位が急に大きくなる傾向は認められず、水平最大加速度に対して残留変位が線形的に増加する。また、表-10で説明したようにケーソン上端の変位は水平最大加速度が同じとき上下水平最大加速度が大きいほど大きい傾向にある。上下水平最大加速度比が 1 の場合には、上下水平最大加速度比が 0 すなわち水平動のみの場合と比較してケーソン上端の残留変位は 40%程度大きいことがわかる。

3.5 背後地盤の沈下

図-10に示すようにケーソン岸壁背後の 18 地点で加

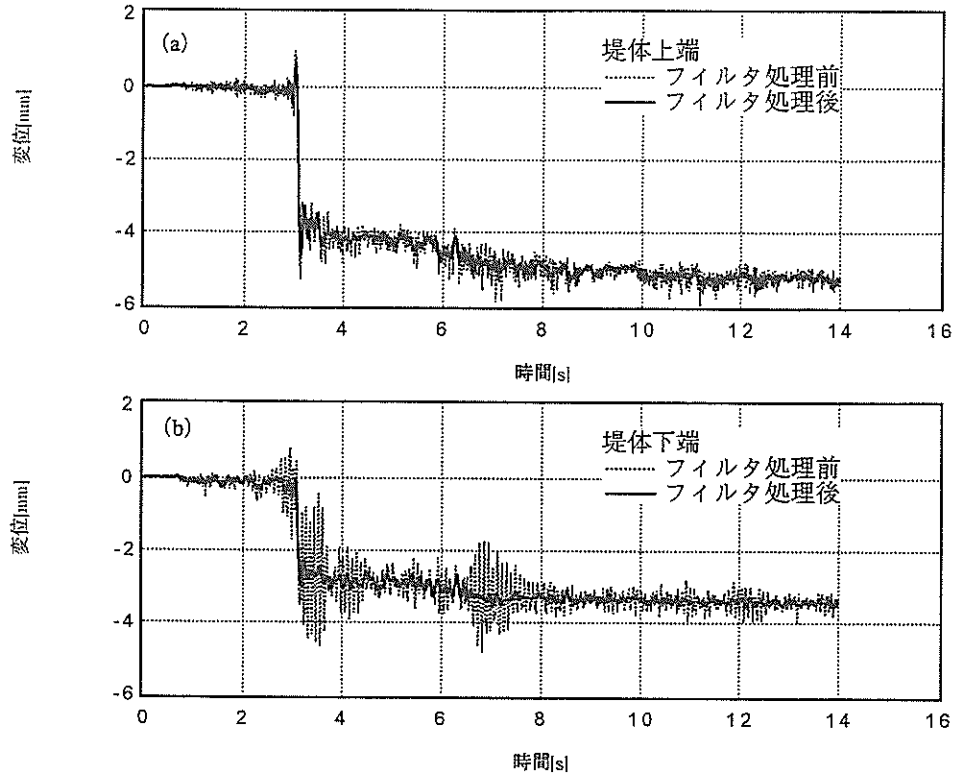


図-30 八戸波 600Gal 入力時のケーソン上端と下端の水平変位 (実験, フィルタリング前後の比較)

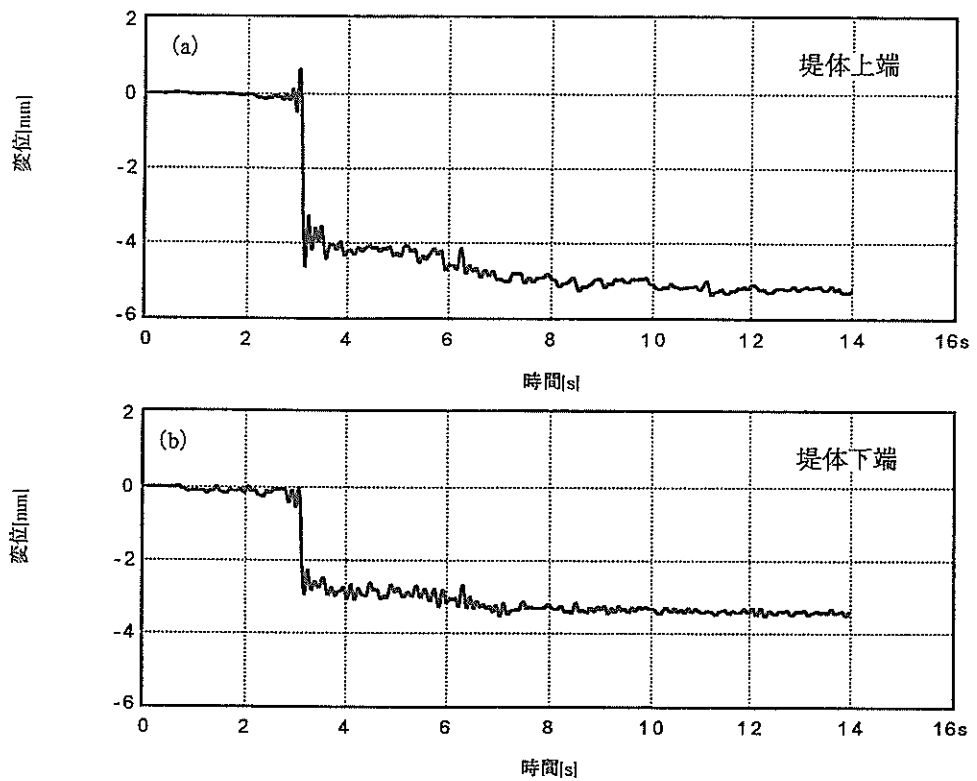


図-31 八戸波 600Gal 入力時のケーソン上端と下端の水平変位 (実験)

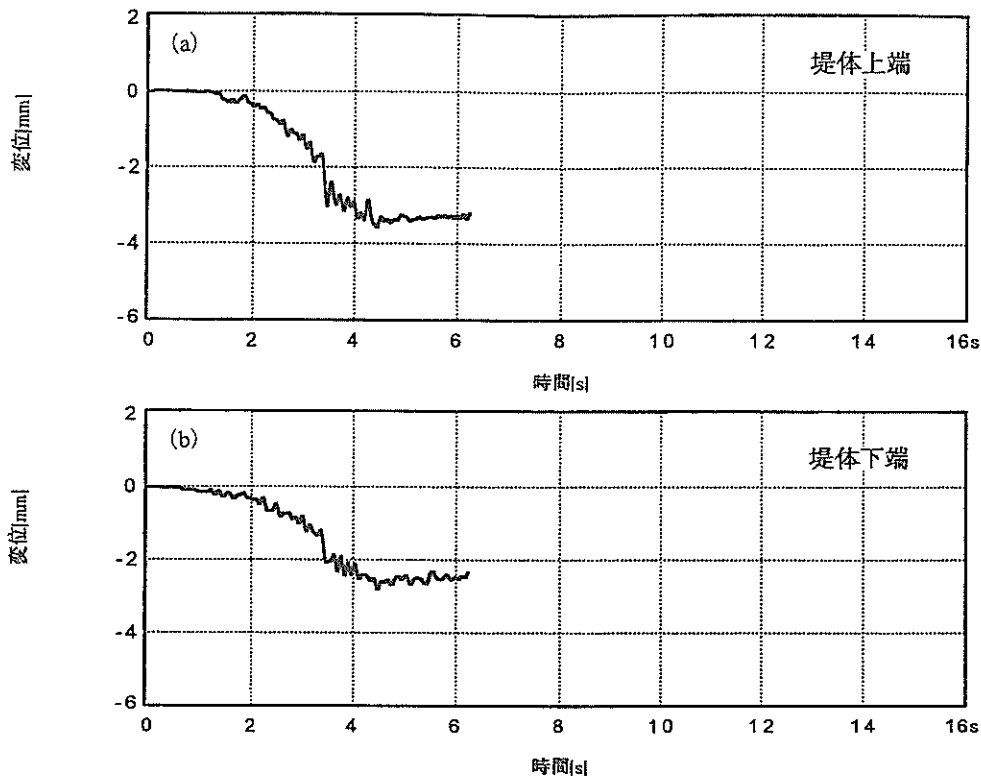


図-32 鉋路波 (V/H=1) 600Gal 入力時のケーソン上端と下端の水平変位 (実験)

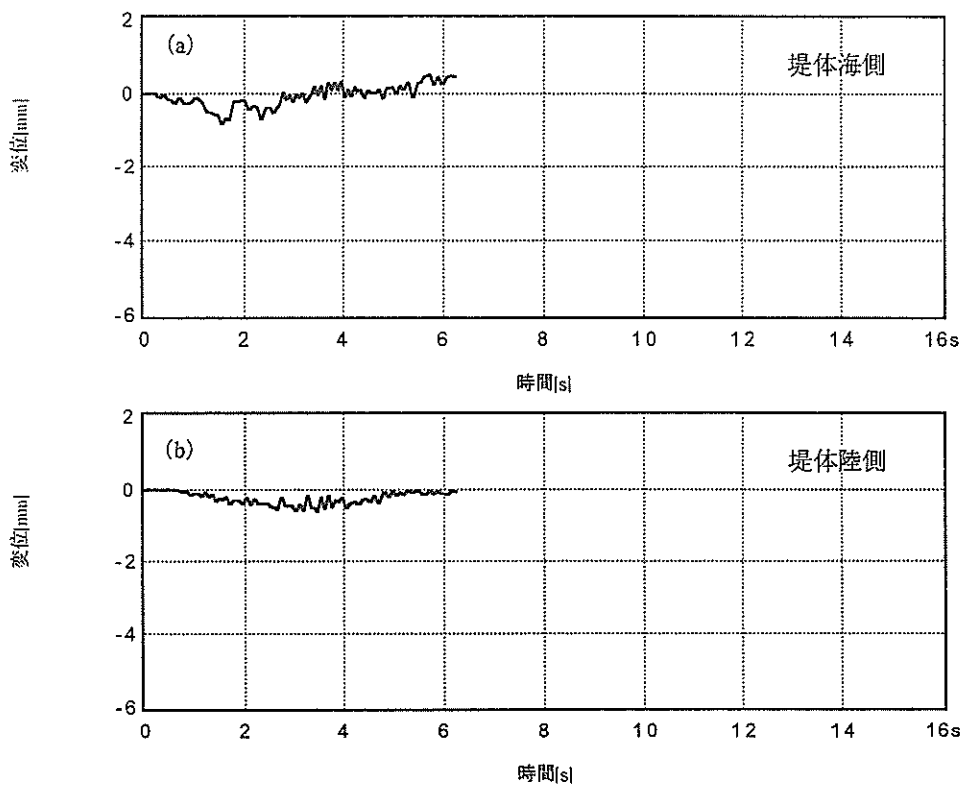


図-33 鉋路波 (V/H=1) 600Gal 入力時のケーソン上端と下端の鉛直変位 (実験)

表-10 模型振動実験によるケーソンの水平変位

模型振動実験により得られたケーソンの水平変位

上段はケーソン上端の、中段はケーソン下端の変位 (mm) を示す。
下段の数字はケーソン上端の変位を下端の変位で除した値を示す。
この値が大きいほど、水平変位に対して回転が卓越していることを示す。

	八戸波	鉋路波 (V/H=0)	鉋路波 (V/H=1/2)	鉋路波 (V/H=1)
50Gal	0.13	0.20	0.11	0.57
	0.09	0.08	0.08	0.29
	1.44	2.50	1.38	1.97
100Gal	0.23	0.40	0.30	0.67
	0.17	0.17	0.15	0.36
	1.35	2.35	2.00	1.86
200Gal	1.55	0.87	0.78	1.19
	0.81	0.45	0.46	0.73
	1.91	1.93	1.70	1.63
300Gal	2.60	1.23	1.35	1.57
	1.43	0.65	0.81	1.05
	1.82	1.89	1.67	1.50
400Gal	3.31	1.45	1.70	2.03
	1.95	0.79	1.09	1.39
	1.70	1.84	1.56	1.46
500Gal	4.17	1.75	1.88	2.54
	2.58	1.08	1.22	1.78
	1.62	1.62	1.54	1.43
600Gal	5.30	2.10	2.41	3.20
	3.40	1.37	1.60	2.34
	1.56	1.53	1.51	1.37

振前後の地盤の沈下量を測定した。図-36には八戸波入力の場合の沈下量をケーソンからの距離を横軸として描いたものである。ここでは繰り返し加振したときの累積沈下量ではなく一回ごとの沈下量を図示している。同図によれば水平最大加速度が 200Gal 以上のケースではケーソンからの距離が約 500mm 以内の範囲で大きな沈下が生じている。このことから、物部 - 岡部の主働崩壊面を考えるとすれば、ケーソンの右下隅から右上に延びてケーソンから 500mm の位置で地表面と交差する面を仮定するのが妥当であると考えられる。図-37には鉋路波 (V/H=1) の場合について同様に沈下量を示したものである。鉋路波入力の場合には八戸波入力の場合と異なり、沈下量の分布から主働崩壊面を特定することは困難である。

4. 有限要素法による解析

4.1 解析の目的

3. で述べた実験結果を念頭に置き、有限要素法による地震応答計算プログラム BEAD III^{(6), (7)} による解析を行った。ここでの解析の目的は、1. で述べたように、ケース数をあまり増やすことができないという模型振動実

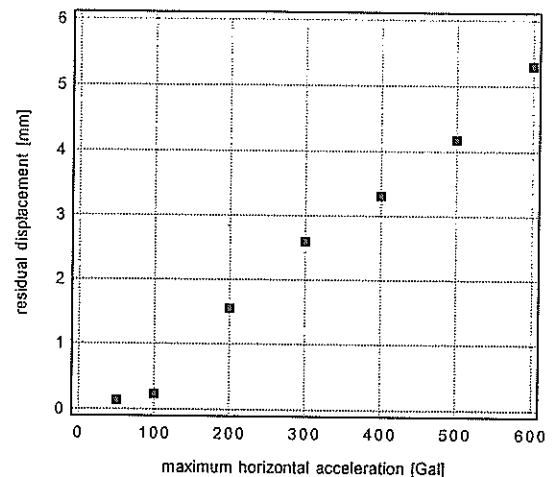


図-34 八戸波入力時のケーソン上端の残留変位 (実験)

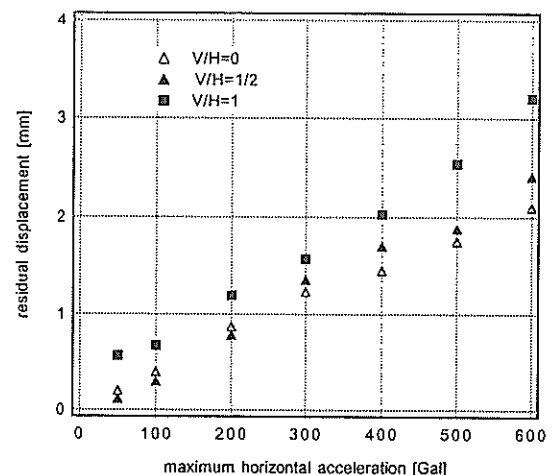


図-35 鉋路波入力時のケーソン上端の残留変位 (実験)

験の欠点を補って様々な地震波に対する検討を行い、ケーソン式岸壁の変形量に及ぼす上下動の影響を評価することである。まず、3. で述べた模型振動実験の再現計算を実施し、実験結果を十分に再現できるようなパラメタを求める。このとき、上下水平最大加速度比に応じた変形量の大小が適切に再現されるように配慮する。また、単に残留変位だけでなく変位の時刻歴の再現性を見てパラメタの妥当性を判断する。次に、ここで定められたパラメタを用いて様々な強震記録を入力した解析を実施し、上下動の影響を評価する。

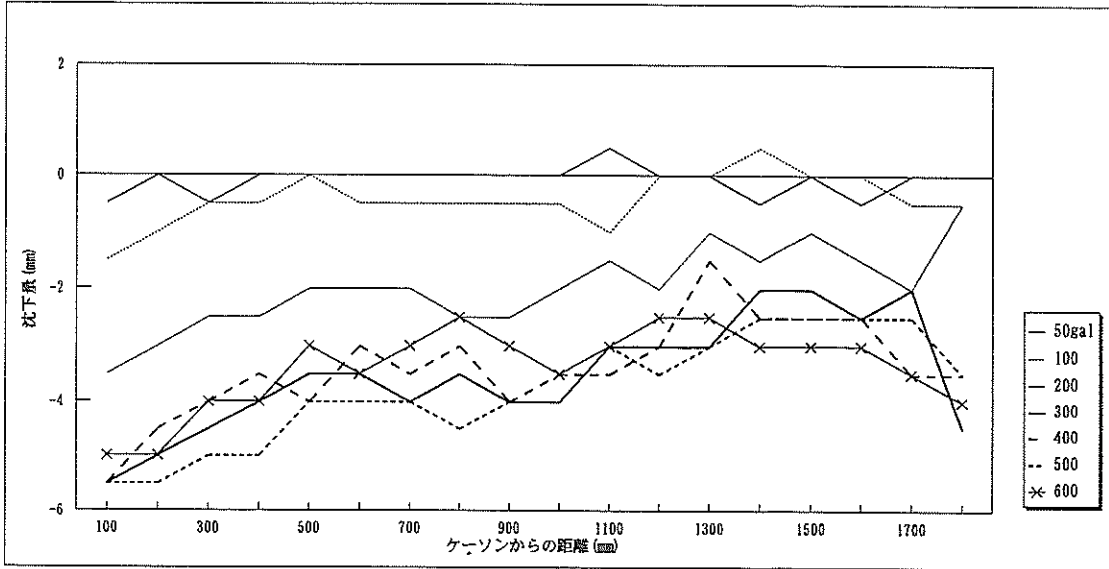


図-36 八戸波入力時の地盤沈下量

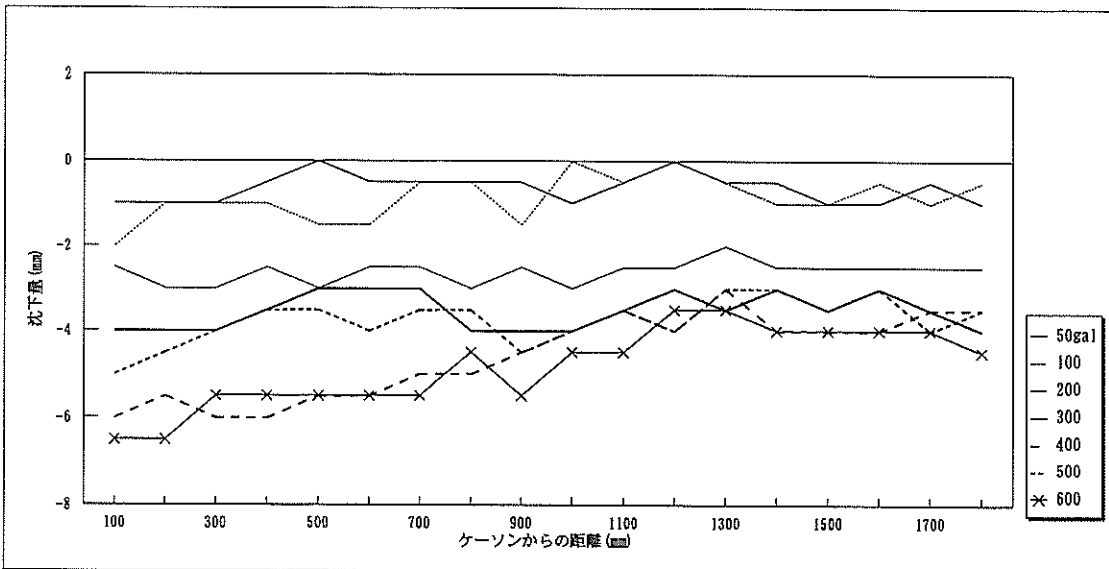


図-37 釧路波 (V/H=1) 入力時の地盤沈下量

4.2 解析手法

解析手法の概要について以下に述べる。本解析プログラムは二次元の非線形地震応答計算プログラムであり、地盤を完全弾塑性体としてモデル化した解析が可能である他、ケーソン-地盤間のすべり・剥離を表現するためのジョイント要素が使用可能である。

まず、地盤のモデル化について述べる。地盤は完全弾塑性体とし、破壊基準としてはモール・クーロンのものを採用する。モールクーロンの破壊基準の破壊包絡線は次式で示される¹³⁾。

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (5)$$

ここに τ はせん断応力、 σ は直応力 (引張を正)、 c および ϕ は強度定数である。 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角とも呼ばれる。式 (5) を $\tau \sim \sigma$ 平面上に図示すると図-38に示す通りとなる。図-38には同時に地盤の応力状態を示すモールの応力円を示している。本解析プログラムでは、地盤は式 (5) で示された値以上のせん断応力を発揮しないと条件、すなわち、モールの応力円が常に式 (5) で示される二直線の間にあるとの条件で解析を実施する。なお、応力状態が破壊包絡線に接触するかどうかの判定は初期応力 (地震動を入力する前の状態での応力) を考慮して実施する必要がある。そこで、動的解析に先立ち、自重解析を実施する必要がある。

モールの応力円が式 (5) で示される破壊包絡線に接触しない場合には、地盤の応力～ひずみ関係は式 (6)～(8) で規定される。

$$\sigma_x = 2G (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y) / (1 - \nu) \quad (6)$$

$$\sigma_y = 2G (\nu \varepsilon_x + \varepsilon_y) / (1 - \nu) \quad (7)$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad (8)$$

ここで σ_x は X 方向の直応力、 σ_y は Y 方向の直応力、 τ_{xy} はせん断応力、 G は地盤の剛性、 ν はポアソン比、 ε_x は X 方向の直ひずみ、 ε_y は Y 方向の直ひずみ、 γ_{xy} はせん断ひずみである。実際には後に述べるように減衰マトリクスを導入しているので、式 (6)～(8) の左辺と右辺には減衰マトリクスに対応した分だけ差が生じることになる。

本解析手法の特徴の一つは、地盤の剛性および減衰定数を等価線形化手法により評価する点である。すなわち、後述するように、非線形解析に先立ち、地盤の塑性変形やジョイント要素のすべり・剥離を考慮しない等価線形解析をあらかじめ実施し、地盤の各要素のひずみに応じて剛性および減衰定数を定めておく。このとき、有効ひずみは地盤を構成する各要素の最大せん断応力の 0.65 倍とする。また、最大せん断応力としては τ_{xy} の最大値ではなく主応力方向に対して 45° 傾斜した面内での

最大せん断応力を用いる。次に、ここで得られた地盤の剛性および減衰定数を用いて、地盤の塑性変形やジョイント要素のすべり・剥離を考慮した非線形解析を行う。

次に、ジョイント要素について述べる。ジョイント要素の構成則は要素に平行な成分と垂直な成分のそれぞれについて図-39 (a), (b) に示すとおりである²⁰⁾。まず、要素に平行な成分については、せん断応力が増加するにつれ、はじめはせん断応力に比例したせん断変位が生じる。式で示せば

$$\tau = k_s u_s \quad (9)$$

である。ここに τ はせん断応力、 k_s はジョイント要素のせん断ばね定数、 u_s はジョイント要素のせん断変位である。ところが、せん断応力がある値を超えようとするとき、せん断応力はそれ以上増加しない状態となり、せん断変位のみが蓄積していく。これが「すべり」である。すべりが生じる限界のせん断応力は次式で示される。

$$|\tau| = c_j - \sigma_n \tan \phi_j \quad (10)$$

ここに、 τ はせん断応力、 σ_n は垂直応力 (引張を正)、 c_j および ϕ_j はジョイント要素の強度定数である。すべりが生じるかどうかの判定は初期応力を考慮して実施する。また、実際には地震動の継続時間中には垂直応力が時々刻々変化するので、すべりが生じるかどうかの限界のせん断応力それ自身が時々刻々変化することに注意する。

一方、要素に垂直な成分については、垂直応力 σ_n が負すなわち圧縮の場合には垂直応力に比例する垂直変位が生じる。式で示せば

$$\sigma_n = k_n u_n \quad (11)$$

である。ここに σ_n は垂直応力、 k_n はジョイント要素の垂直ばね定数、 u_n はジョイント要素の垂直変位である。ところが垂直応力 σ_n が 0 を超えて正の値を示そうとするとき、すなわち引張応力が作用しようとするときには「はくり」が生じて、実際には引張は作用せず正の垂直変位が蓄積する。ただし、ここで σ_n の正負とは初期応力を加えた場合の正負のことである。実際に解析を実施する際には、負の初期垂直応力が存在するのが普通であるから、地震動入力時に垂直応力が多少変動しても、その値が小さければ剥離は生じず、式 (11) に示したように垂直応力に比例した変位が発生する。

本解析プログラムにおける減衰の取扱いは次のとおりである。まず、地盤を構成する各要素については、上述のように等価線形解析を実施して減衰定数を定める。またジョイント要素の減衰定数はあらかじめ適切な値を定める。本解析でのジョイント要素の減衰定数の定め方については4.3で述べる。次に、与えられた減衰定数から

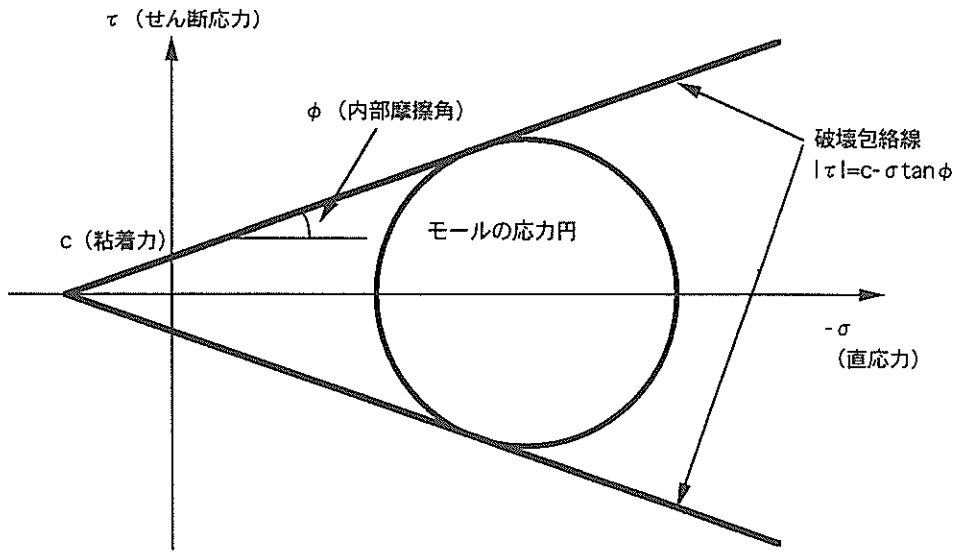


図-38 モールクーロンの破壊基準

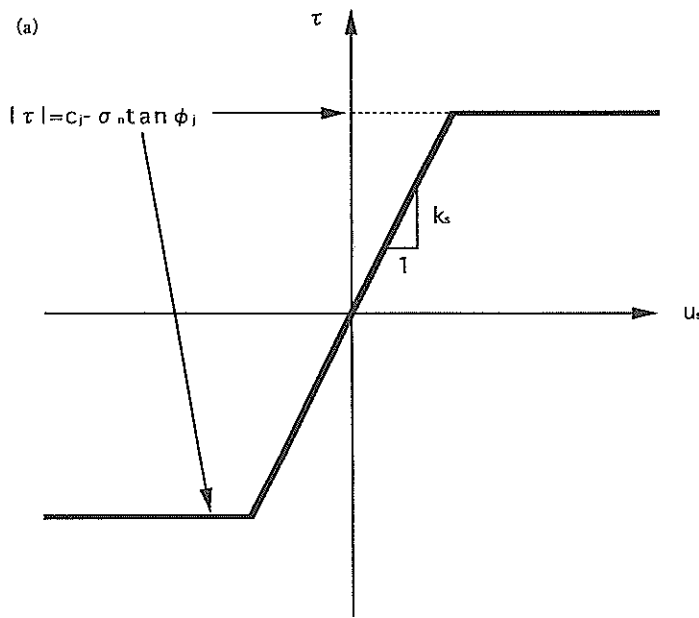


図-39 (a) ジョイント要素の構成則 (要素平行成分)

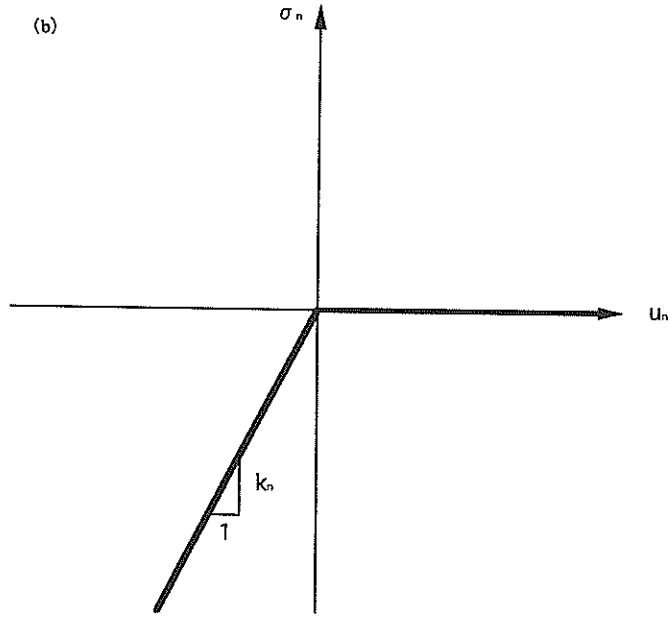


図-39 (b) ジョイント要素の構成則 (要素垂直成分)

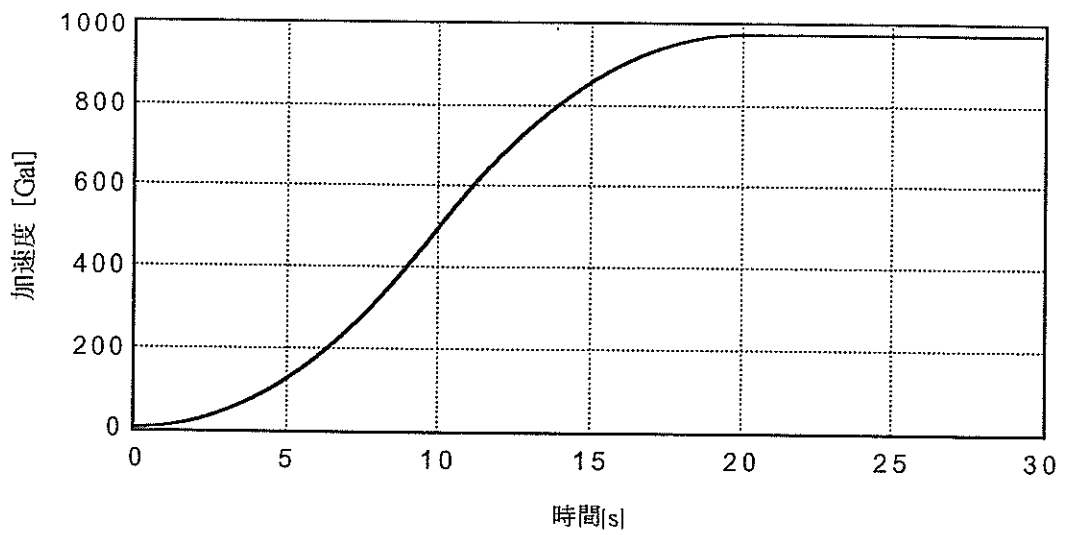


図-40 自重解析で入力する鉛直加速度波形

減衰マトリクス $[C]$ を求める方法について述べる。本解析手法では式 (12) に示すように各要素の減衰マトリクス $[C]_e$ を各要素の質量マトリクス $[M]_e$ と各要素の剛性マトリクス $[K]_e$ との線形結合として与える。

$$[C]_e = \alpha [M]_e + \beta [K]_e \quad (12)$$

ここで α と β はレーレー減衰定数と呼ばれ、本解析手法では次式により与えている。

$$\alpha = (2 \pi / T_0) h \quad (13)$$

$$\beta = (T_0 / 2 \pi) h \quad (14)$$

ここに T_0 は全体系の固有一次周期、 h は要素毎の減衰定数である。以上のように、本解析手法では減衰マトリクスに要素毎の減衰定数 h の大小が反映される。本解析手法では以上の減衰の考え方を地盤を表現する固体要素とジョイント要素の双方に適用している。

本解析手法を用いた場合の解析手順は①自重解析、②等価線形解析、③非線形解析の順となる。実際には、プログラムの構成上、上記の②および③の演算は一度に実施されることになる。

①では、地震動を入力する前の自重のみが作用している状態での解析モデル各部の初期応力を求める。この結果は③非線形解析を実施する際に、地盤が塑性状態に移行するかどうかを判断したり、ジョイント要素ですべり・剥離が生じるかどうかを判断するために利用される。自重解析の具体的な方法としては、もしも地盤の塑性化やジョイント要素のすべり・剥離が生じないものとして自重解析を実施し、得られた応力を初期応力として③非線形解析を実施すると、非線形解析のはじめの段階で急激に地盤の塑性化やジョイント要素のすべり・剥離が生じて大きな加速度が計算される場合がある。このような不都合を避けるため、ここでは①自重解析においても地盤については塑性変形を、ジョイント要素についてはすべり・剥離を考慮した。図 -40 に示すように 0 から徐々に増加して 20 秒後に 980Gal となる加速度波形をモデルの底面に鉛直方向に入力し、980Gal の鉛直加速度が作用している最終状態での各要素の応力を求め、③非線形解析の初期応力として用いた。

②等価線形解析では、地盤は塑性化せず、ジョイント要素にはすべり・剥離が生じないとの条件で時間領域での地震応答計算を実施し、地盤を構成する各要素の剛性および減衰定数を定める。本研究では②等価線形解析の繰り返し計算数は 5 とした。なお、本研究の場合、繰り返し計算数を 5 より大きくしても結果に大きな違いが生じないことを確認している。

最後に③非線形解析として、地盤が塑性化するかどうか、ジョイント要素にすべりや剥離が生じるかどうかの

判断を時々刻々行いながら地震応答計算を実施し、ケーソン岸壁の変位を計算する。

4.3 解析モデル

図 -41 に解析に用いた有限要素モデルを示す。モデルの寸法は図 -1 に示したケーソン岸壁模型の断面に基づいて定めた。ケーソン - 地盤間および地盤内にはすべり・剥離を表現するジョイント要素が設定されている。背後地盤内のジョイント要素の位置については、3.5 で述べたように模型振動実験で八戸波入力時に背後地盤のケーソンから 500mm の範囲に顕著な沈下が見られたことから、ジョイント要素と地表面の交線がケーソンから 500mm の位置となるように定めた。釧路波入力時には沈下の生じる範囲と生じない範囲の境界は不明瞭であったが、以下の解析では釧路波入力の場合にも解析モデルのジョイント要素の位置は八戸波入力の場合と同じとした。解析モデルの節点数は 115 とした。図 -42 に節点番号の一覧を示す。本解析を通じ、地盤と振動台が接している節点番号 1-19 の節点および地盤と鋼製枠が接している節点番号 20,38,85,96,106,115 の節点は固定点とし、地震動を入力する際にはこれらの節点に一樣に入力した。図 -43 に要素番号の一覧を示す。要素番号 1-18 および 31-82 は地盤を表現する非線形固体要素、要素番号 19-30 はケーソンを表現する線形固体要素、要素番号 83-93 はジョイント要素である。

図-44にモデル各要素の材料番号を示す。材料番号1はケーソンである。本解析ではケーソンは剛体としてモデル化した。すなわち、ケーソンには変形が生じないよう十分に大きな剛性を与えた。ケーソンの密度は模型の出来上がり状況から $1.4t/m^3$ とした。減衰定数は 0 とした。材料番号 2 は地盤である。本解析では簡単のため地盤の密度、初期剛性、ポアソン比は一樣であるとした。密度は 2.1 で述べたケーソン岸壁模型の出来上がり状況を参照して $1.4t/m^3$ とした。初期剛性は、微少ひずみ時の背後地盤の固有振動数等から次式により定めた。

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (15)$$

$$V_s = 4f_0 H \quad (16)$$

ここに G_0 は初期剛性、 ρ は地盤の密度、 V_s は微少ひずみ時のせん断波速度、 f_0 は微少ひずみ時の背後地盤の一次固有振動数、 H は背後地盤の高さである。3.2 で述べたように、地盤が最も線形の状態に近いと考えられる釧路波 ($V/H=0$) 50Gal のケースでは背後地盤の固有振動数が約 25Hz であると判断された。また、背後地盤の密度はほぼ $1.4t/m^3$ 、高さは 1.0m である。これらの数値を用い、 $G_0=15680kN/m^2$ とした。地盤のポアソン

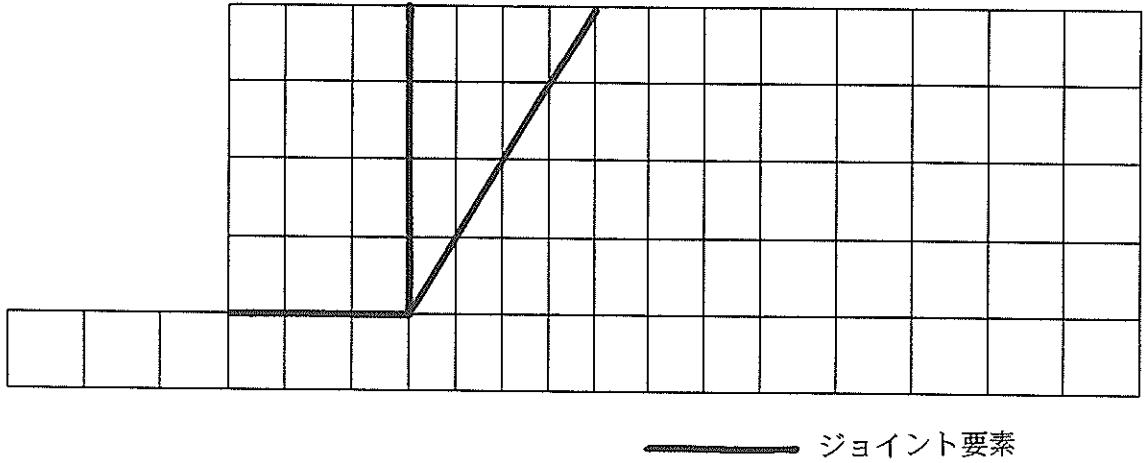


図-41 解析モデル

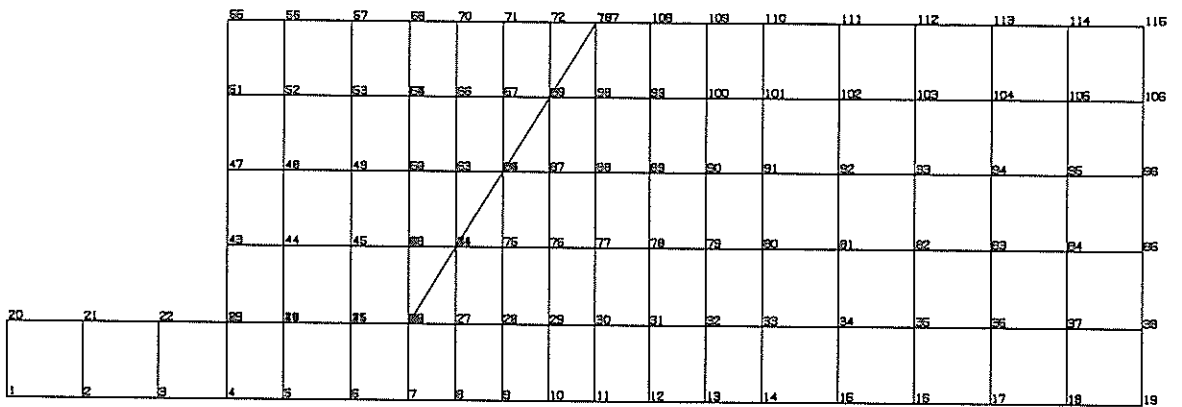


図-42 節点番号一覧

ケーソン式岸壁の地震時変形に及ぼす上下動の影響について

									40 55 74								
									35 52 64								
								33 31 53									
							31 50 41										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18

図-43 要素番号一覧

									2 2 2								
									2 2 2								
									2 2 2								
									2 2 2								
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

図-44 材料番号一覧

比は標準的な値として 0.33 とした。以上のように地盤の物性は一樣であると考えて①自重解析と②等価線形解析を実施する。②等価線形解析では $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線としては北澤ら¹⁹⁾のものを用いた。③非線形解析では②等価線形解析の結果を反映して要素毎に異なる G および h を用いて解析を実施する。③非線形解析で用いる地盤の強度定数は標準的な値として $c=0\text{kN/m}^2$, $\phi=30^\circ$ とした。

材料番号 3 および 4 はジョイント要素である。ジョイント要素のせん断ばね定数 k_s および垂直ばね定数 k_n については次のような考え方で定めた。 k_s および k_n の本来の標準的な与え方は、文献 20) の p.124-125 に解説があるように、数値計算上問題の無い範囲でできる限り大きな有限の値を与えるというものである。文献 20) では

$$k_s \geq Ga/h \quad (17)$$

$$k_n \geq Eb/h \quad (18)$$

を満たすように k_s および k_n を与えることを推奨している。ここに G は地盤のせん断剛性、 E は地盤のヤング率、 h は固体要素の高さ、 a および b は通常地盤と構造物の剛性であれば 10 程度とすればよいとしている。本研究では、せん断ばね定数としては、式 (17) を満足するような十分に大きい値を用いることとし、すべてのジョイント要素に対して $k_s=4,900,000\text{kN/m}^3$ とした。しかし、垂直ばね定数としてはあえて式 (18) で与えられる値よりも小さい $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ を用いた。これは、3.3 で述べたように、模型振動実験により得られた P/MX_{ii} スペクトルや R/MX_{ii} スペクトルの形状についての考察から、加振中のケーソン周辺の地盤に局所的に大きなひずみが発生し、地盤が軟化していることが推察されたためである。文献 20) の p.256-257 においても、実際の地盤の基礎近傍では自然地盤よりも大きなひずみの発生する場合があることが述べられている。このような状況を有限要素解析で再現しようとするときに、ひとつの方針としては、基礎(ケーソン)周辺の地盤を非常に細かくメッシュ分割し、応力やひずみの集中を忠実に再現することを目指すということも考えられる。しかしながら、この場合には応力やひずみの集中の程度が大きいほどメッシュと細かくする必要があり、モデルの作成や計算そのものに時間がかかる。本解析では、できるだけ簡易に解析を実施する観点からそのような方法は用いず、ジョイント要素の垂直ばね定数としてあえてやや小さな値を用い、ケーソン周辺の地盤の軟化を表現しようとした。

垂直ばね定数の値を決定するため、解析モデルが線形

であるとの条件で水平方向にホワイトノイズを入力した地震応答計算を行い、 P/MX_{ii} スペクトルや R/MX_{ii} スペクトルの形状が 3.3 で述べた釧路波 ($V/H=0$) 50Gal 時の P/MX_{ii} スペクトルや R/MX_{ii} スペクトルの形状に近くなるよう、試行錯誤により垂直ばね定数の値を設定した。ここで釧路波 ($V/H=0$) 50Gal 時の P/MX_{ii} スペクトルや R/MX_{ii} スペクトルの形状に注目するのは、この場合にケーソン岸壁模型が本実験を通じて最も線形に近い状態で挙動していると考えられたためである。このとき入力したホワイトノイズの波形とフーリエスペクトルを図 -45 (a), (b) に示す。入力したホワイトノイズは 0-100Hz の範囲でフラットなスペクトル特性を持ち、データ数は 8192, データ間隔は 0.005 秒である。試行錯誤の結果、 $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ とした時に実験結果の P/MX_{ii} スペクトルや R/MX_{ii} スペクトルの形状を比較的良く再現できることがわかったので、本解析ではこの値を用いている。 $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ とした時の P/MX_{ii} スペクトルと R/MX_{ii} スペクトルを図 -46 (a) - (d) に示す。これらのスペクトルを求めるため、ケーソンをとりまくジョイント要素のせん断応力および垂直応力の時刻歴とケーソン重心の水平加速度の時刻歴を出力した。スペクトルはデータ数 8192 の FFT により求め、バンド幅 0.27Hz のスペクトルウインドウにより平滑化を行っている。図 -46 (a) - (d) によれば、まず、慣性力に対する土圧の振幅比は振動数の増加とともに 0 に近いところから漸増していき、50Hz を過ぎたところで一つのピークを示している。慣性力に対する土圧の位相差は振動数の低い範囲では 180° となっている。慣性力に対する底面摩擦力の比は振動数の増加とともに 1 よりやや小さいところから漸減していくが、50Hz を過ぎたところで一転して増加しピークを示している。慣性力に対する底面摩擦力の位相差は振動数の低い範囲で 180° となっている。以上のような P/MX_{ii} スペクトルと R/MX_{ii} スペクトルの特性は、ピークを示す振動数が実験結果(図 -22) よりもやや高いものの、実験結果のスペクトル特性を良く再現している。一方、 k_n をより大きな値とした場合には実験結果の P/MX_{ii} スペクトルと R/MX_{ii} スペクトルの特性を再現できない。図 -47 (a) - (d) に $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$ とした場合の P/MX_{ii} スペクトルと R/MX_{ii} スペクトルを示す。図 -47 (a) - (d) によれば、慣性力に対する土圧の振幅比が振動数が 0 から大きくなる時にいったん減少すること、慣性力に対する土圧の位相差が 180° 付近でないこと、慣性力に対する底面摩擦力の振幅比が振動数の小さい領域で 1 より大きいことなど、実験結果のスペクトル形状とは食い違っている。

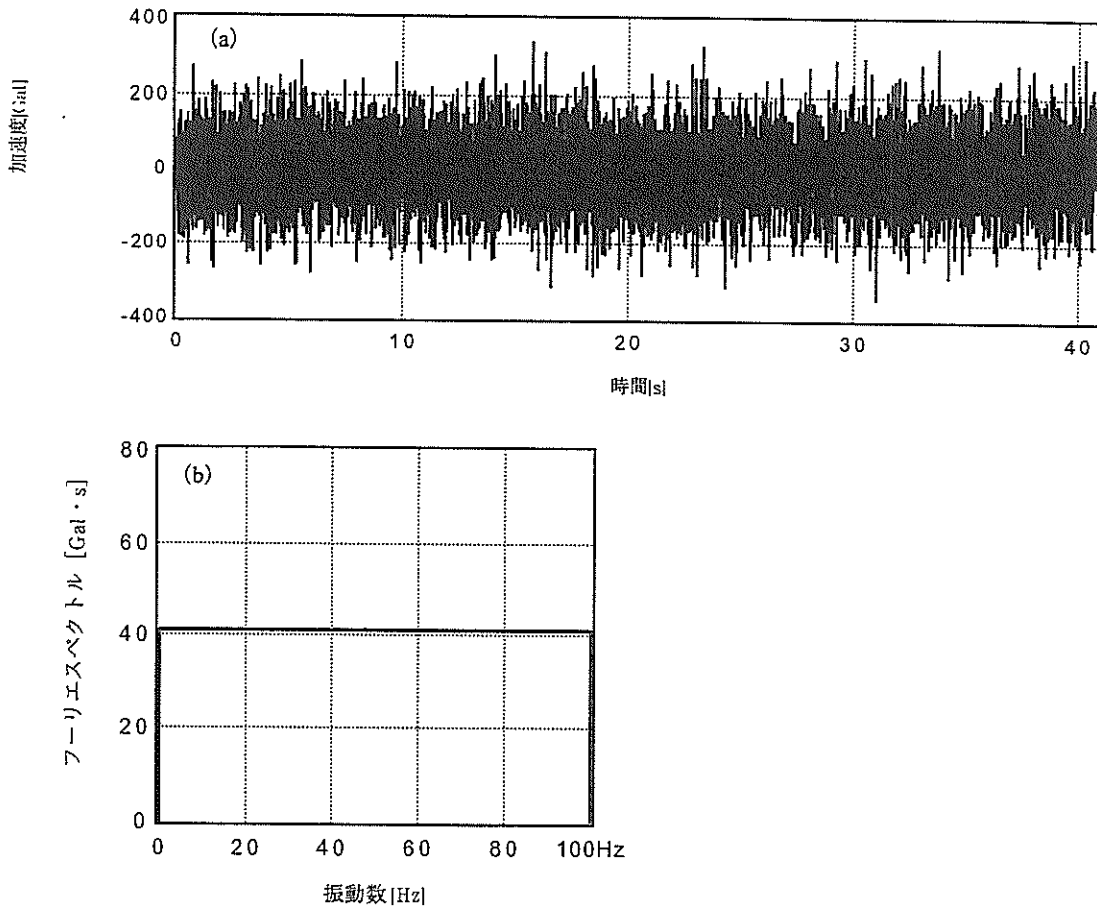


図-45 入力したホワイトノイズの波形 (a) とフーリエスペクトル (b)

後に4.4で示すように $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$ としてケーソン岸壁の変形解析を実施するとケーソン岸壁の変位特性を必ずしも精度良く再現できない。これは、 $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$ とした場合にケーソンに作用する外力の振幅特性と位相特性が正しく再現されないためであると推察される。

引き続き解析に用いるジョイント要素の物性について述べる。ジョイント要素の減衰定数は、八戸波および釧路波 ($V/H=1$) のケースの解析ではケーソン上端および下端の変位波形ができるだけ実験結果と一致するよう試行錯誤により定めた。釧路波 ($V/H=0$) および釧路波 ($V/H=1/2$) のケースの解析では、釧路波 ($V/H=1$) のケースの解析で用いた各々の水平最大加速度に対応する減衰定数と同じ定数を用いた。用いた減衰定数の一覧を表-11に示す。

③非線形解析で用いるジョイント要素の物性については、材料番号3のジョイント要素、すなわちケーソン底面および背後地盤内のジョイント要素については標準的な値として $c_j=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_j=30^\circ$ とした。また、材料番号4のジョイント要素、すなわちケーソン背面のジョ

イント要素については標準的な値として $c_j=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_j=15^\circ$ とした。

レーレー減衰定数を定めるための全体系の固有一次周期は、3.2で述べたように背後地盤の線形時の固有振動数が25Hzであることから、この逆数を取り0.04秒とした。

入力地震動については、模型振動実験で振動台上の測定点 AHI および AVI において振動台の水平および上下の加速度波形が得られているので、この波形を節点番号1-19 および 20,38,85,96,106,115 の節点に一樣に入力した。

4.4 模型振動実験の再現

図-48に①自重解析により得られたケーソン背後の静止土圧分布を示す。図-48の■はケーソン背後の地盤要素すなわち要素31,32,34,37の σ_v の値を各要素の重心の深度に対して示したものである。一方、図-48の直線は、静止土圧係数を $k_0=0.32$ とし三角形分布を仮定して上載圧から求めた静止土圧分布である。両者の比較から、自重解析の結果、静止土圧係数としてほぼ $k_0=0.32$ が得られていることがわかる。この結果は実験ケース1～

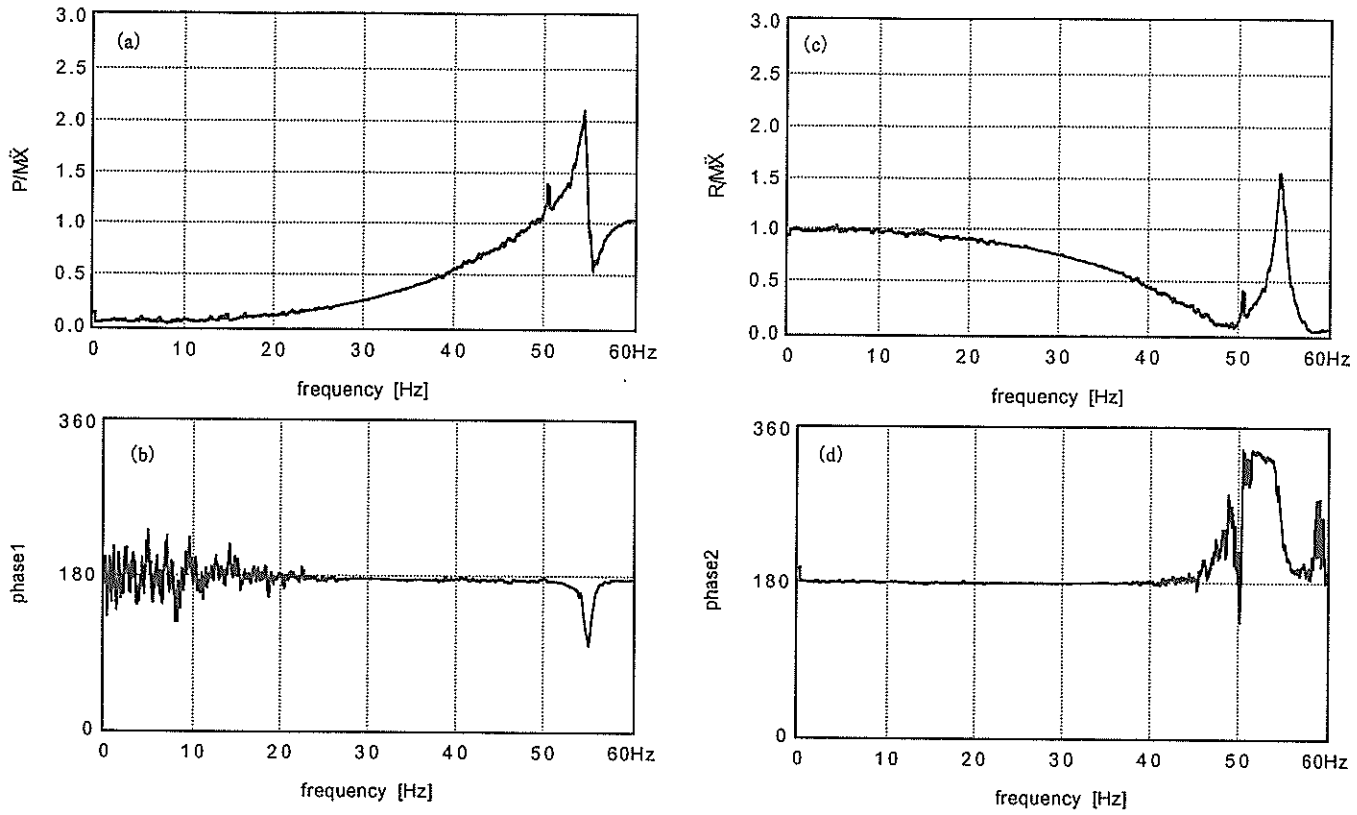


図-46 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差 ($k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

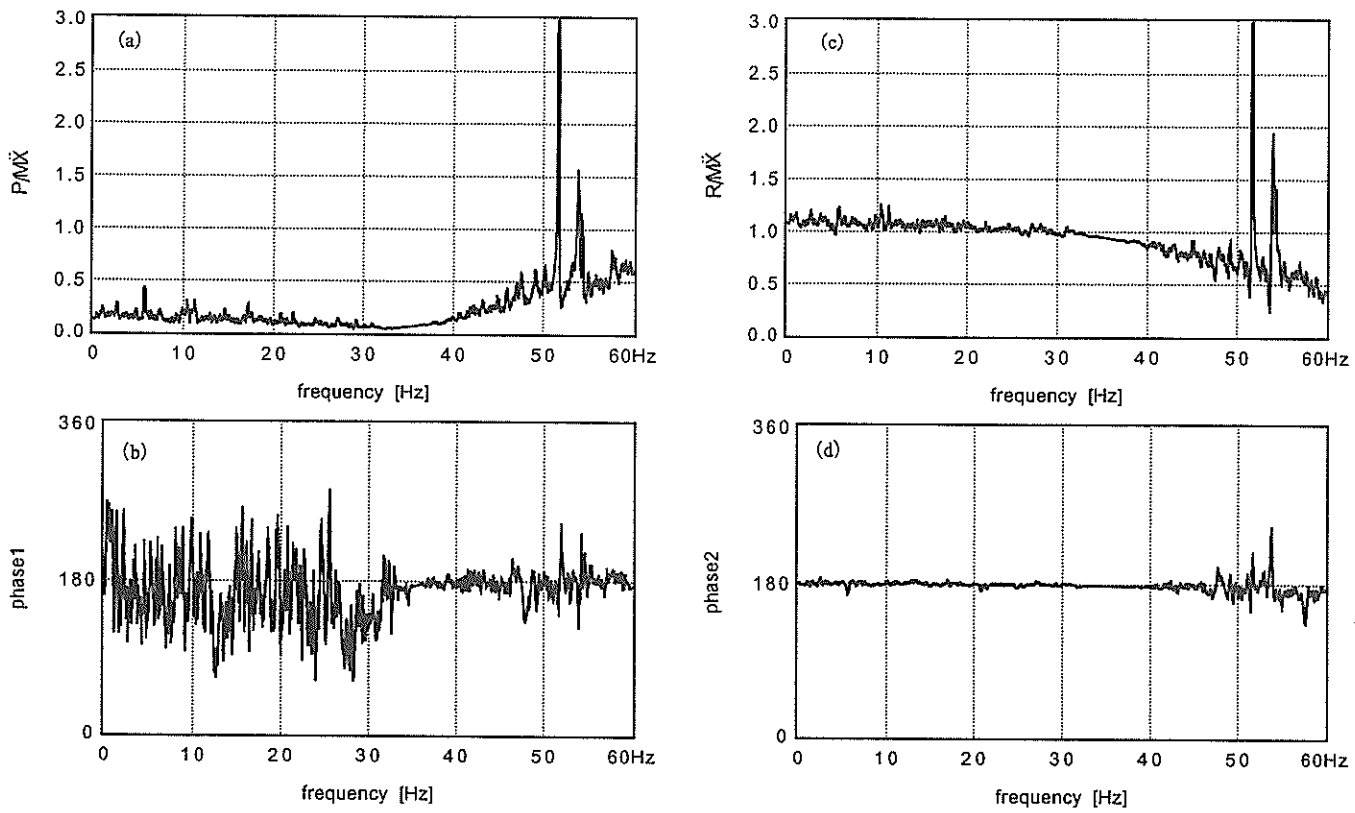


図-47 慣性力に対する土圧と底面摩擦力の振幅比と位相差 ($k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)

表-11 解析に用いたジョイント要素の減衰定数
($k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

	八戸波	鉋路波 (V/H=0)	鉋路波 (V/H=1/2)	鉋路波 (V/H=1)
50Gal	0.02	0.03	0.03	0.03
100Gal	0.02	0.03	0.03	0.03
200Gal	0.02	0.03	0.03	0.03
300Gal	0.02	0.03	0.03	0.03
400Gal	0.03	0.03	0.03	0.03
500Gal	0.03	0.03	0.03	0.03
600Gal	0.03	0.03	0.03	0.03

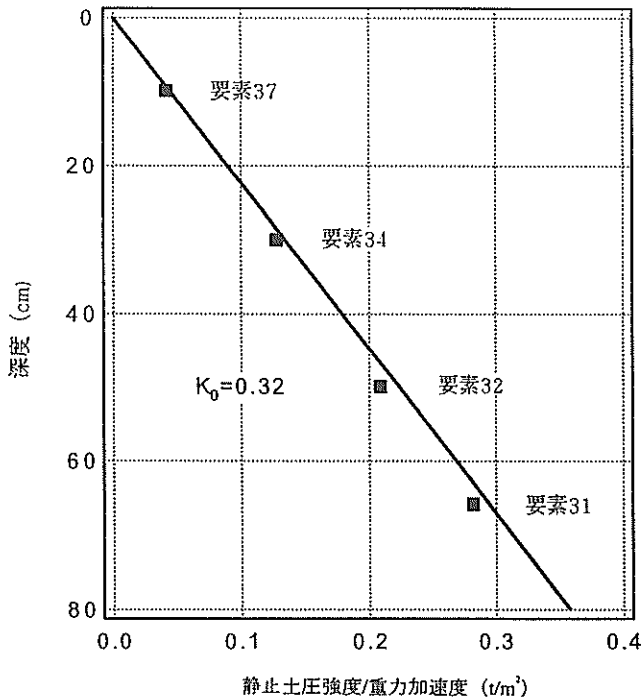


図-48 静止土圧の計算結果

4の静止土圧係数が図-5～図-8に示すように $k_0=0.30\sim 0.35$ であることと整合している。

次に、②等価線形解析および③非線形解析を実施し、ケーソンの変位を求めた結果について示す。

図-49(a),(b)に八戸波600Galの場合のケーソンの上端と下端の水平変位を示す。この場合、加振開始から3秒ほど経過したときにケーソンの上端と下端に同時に大きな水平変位が生じており、最終的にはケーソン上端に4.4mm、ケーソン下端に3.4mmの残留変位が発生している。このように、加振開始後約3秒で一度に変位が生じる傾向は図-31(a),(b)に示した模型振動実験の結果と同じであり、また残留変位についても、実験結果と解析結果は比較的良く対応している。

図-50(a),(b)には鉋路波(V/H=1)600Galの場合の水平変位を示している。鉋路波入力の場合には加振開始後2秒から4秒の間に徐々に残留変位が生じ、最終的にはケーソン上端に4.0mm、ケーソン下端に2.8mmの残留変位が生じている。加振開始後2秒から4秒の間に徐々に残留変位が生じる傾向は図-32(a),(b)に示した模型振動実験の結果と同じであり、また残留変位についても実験結果と解析結果は比較的良く対応している。

表-12に、解析の結果得られたケーソンの残留変位の一覧を示す。表の上段はケーソン上端の、中段はケーソン下端の残留変位を示す。下段の数字はケーソン上端の変位をケーソン下端の変位で除した回転率を示す。表-12によれば、ケーソン上端の変位は水平最大加速度が同じとき上下水平最大加速度比が大きいほど大きい傾向にある。また、回転率については、やや例外はあるが上下最大加速度が大きいほど小さい傾向にある。こうした傾向は表-9に示した模型振動実験の結果と整合するものである。図-51は解析で八戸波を入力した場合についてケーソン上端の残留変位と水平最大加速度との関係を示したものである。八戸波入力の場合、水平最大加速度が100galと200Galの間で残留変位が急に大きくなる傾向がある。こうした傾向は図-34に示した模型振動実験結果と整合するものである。残留変位の絶対値についても、解析と実験とは比較的良く対応している。図-52は解析で鉋路波を入力した場合についてケーソン上端の残留変位と水平最大加速度および上下水平最大加速度比との関係を示したものである。鉋路波入力の場合、ある水平最大加速度から急に残留変位が大きくなる傾向は認められず、水平最大加速度に対して残留変位が線形的に増加する。また、表-12で説明したように、水平最大加速度が同じであれば上下水平最大加速度比が大きいほどケーソン上端の残留変位が大きい傾向にある。こうした傾向は図-35に示した模型振動実験結果と整合するものである。残留変位の絶対値についても解析と実験とは比較的良く対応している。

以上のように $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ とした解析モデルによれば模型振動実験で得られたケーソン岸壁の変位特性を良好に再現できることが示された。次に、比較のため、 $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$ とした解析モデルで同様の変形解析を実施し、ケーソン岸壁の変位特性が必ずしも良好に再現されないことを示す。この場合、ジョイント要素の垂直ばね定数以外の物性としては、これまで結果を紹介してきた $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ の場合と全く同じものを用いる。ただし、ジョイント要素の減衰定数は $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ の場合と同様の考え方により定め、表-13に示す

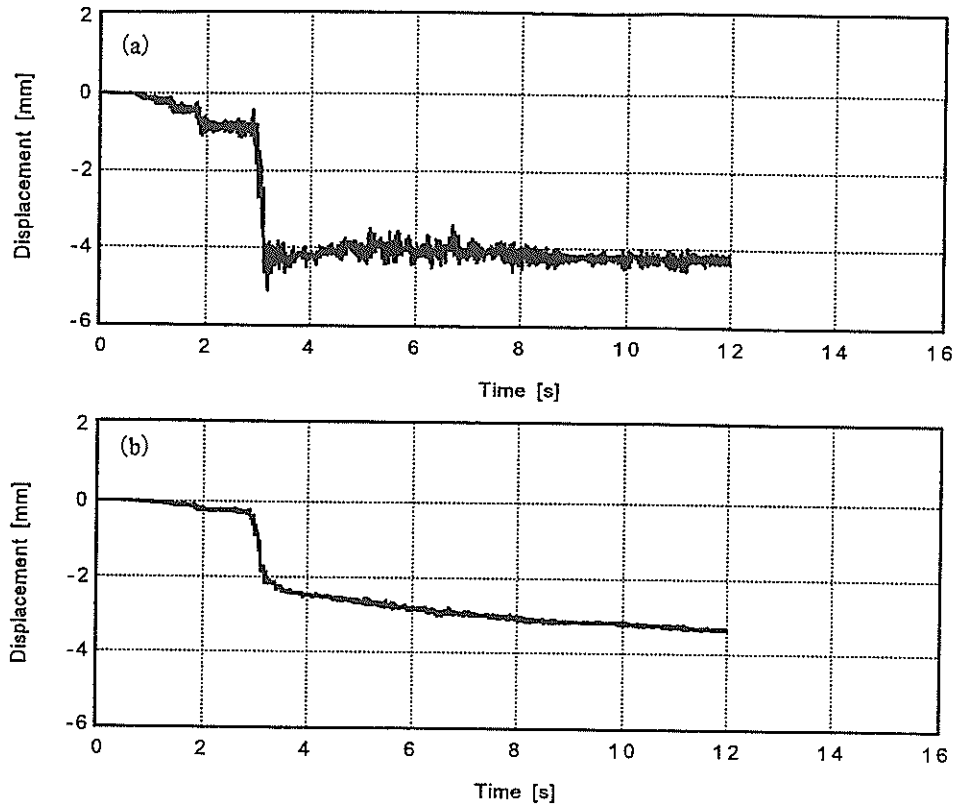


図-49 八戸波 600Gal 入力時のケーソン上端 (a) と下端 (b) の水平変位 (解析, $k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

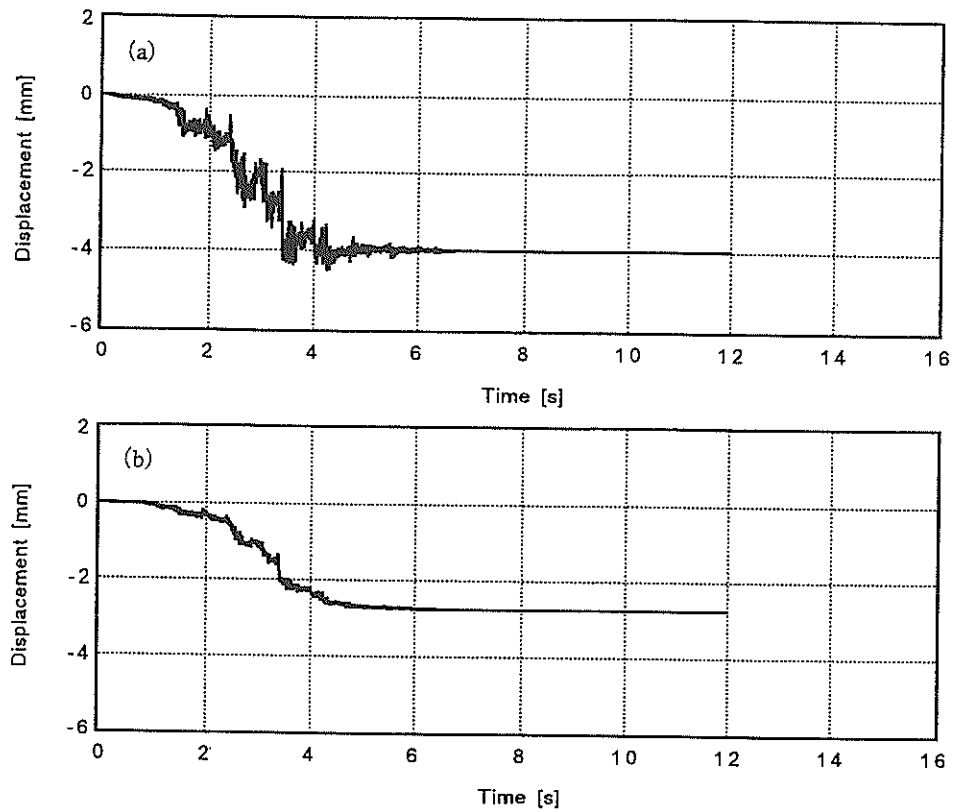


図-50 釧路波 (V/H=1) 600Gal 入力時のケーソン上端 (a) と下端 (b) の水平変位 (解析, $k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

表-12 解析によるケーソンの水平変位

($k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

解析により得られたケーソンの水平変位 ($k_n=196,000\text{kN/m}^3$)
 上段はケーソン上端の、中段はケーソン下端の変位 (mm) を示す。
 下段の数字はケーソン上端の変位を下端の変位で除した値を示す。
 この値が大きいほど、水平変位に対して回転が卓越していることを示す。

	八戸波	鉋路波 (V/H=0)	鉋路波 (V/H=1/2)	鉋路波 (V/H=1)
50Gal	0.15	0.48	0.50	0.59
	0.02	0.08	0.09	0.12
	7.50	6.00	5.56	4.92
100Gal	0.30	0.80	0.86	0.91
	0.06	0.16	0.19	0.27
	5.00	5.00	4.53	3.37
200Gal	1.52	1.44	1.51	1.56
	0.72	0.48	0.63	0.79
	2.11	3.00	2.40	1.97
300Gal	2.46	1.90	2.08	2.14
	1.62	0.89	1.22	1.29
	1.52	2.13	1.70	1.66
400Gal	2.98	2.23	2.61	2.69
	2.06	1.26	1.69	1.74
	1.45	1.77	1.54	1.55
500Gal	3.71	2.65	3.05	3.26
	2.74	1.66	2.07	2.22
	1.35	1.60	1.47	1.47
600Gal	4.36	3.12	3.55	3.99
	3.36	2.09	2.50	2.77
	1.30	1.49	1.42	1.44

数値を用いた。

図-53 (a), (b) に八戸波 600Gal の場合のケーソンの上端と下端の水平変位を示す。図-54 (a), (b) に鉋路波 (V/H=1) 600Gal の場合の水平変位を示す。以上の変位波形については、 $k_n=196,000\text{kN/m}^3$ の場合と同様、模型振動実験の結果を比較的良く再現するものとなっている。しかしながら、表-14および図-55に示すように上下水平最大加速度の大小による残留変位の大小がはっきりせず、実験結果と矛盾している。

以上、ジョイント要素の垂直ばね定数を二通りに定めて実施した解析結果の比較から、

上下動の影響を考慮して岸壁の変形予測を実施するためには、ジョイント要素の垂直ばね定数を適切に定めること等により、ケーソンに作用する外力の特性を正しく再現できるような解析モデルを用いて解析を実施する必要があることがわかる。

4.5 上下動の影響に関するパラメトリックスタディ

ケーソン式岸壁に水平動と同時に上下動が作用する場合、地震動継続時間中のある瞬間にはケーソン底面の垂直抗力が上下動によって低下するので、上下動のない場合と比較してケーソンの海側への滑りが生じやすくなる。

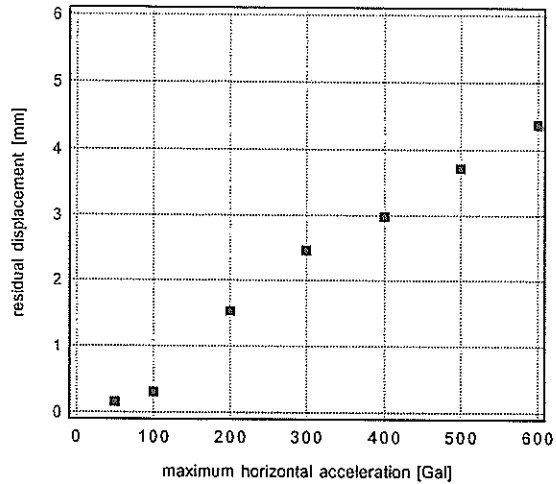


図-51 八戸波入力時のケーソン上端の残留変位 (解析, $k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

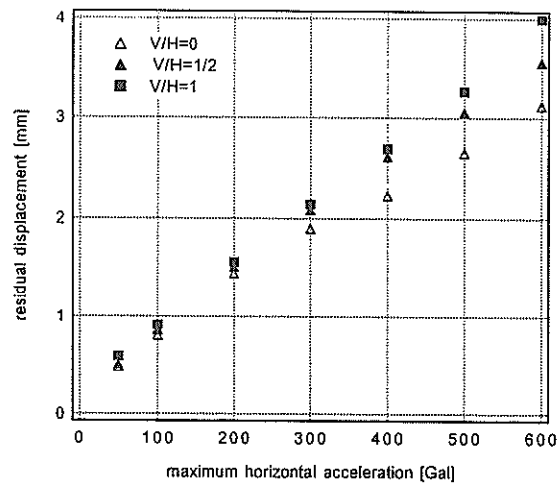


図-52 鉋路波入力時のケーソン上端の残留変位 (解析, $k_n=196,000\text{kN/m}^3$)

表-13 解析に用いたジョイント要素の減衰定数 ($k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)

	八戸波	鉋路波 (V/H=0)	鉋路波 (V/H=1/2)	鉋路波 (V/H=1)
50Gal	0.001	0.001	0.001	0.001
100Gal	0.001	0.001	0.001	0.001
200Gal	0.005	0.03	0.03	0.03
300Gal	0.02	0.10	0.10	0.10
400Gal	0.02	0.10	0.10	0.10
500Gal	0.03	0.10	0.10	0.10
600Gal	0.03	0.10	0.10	0.10

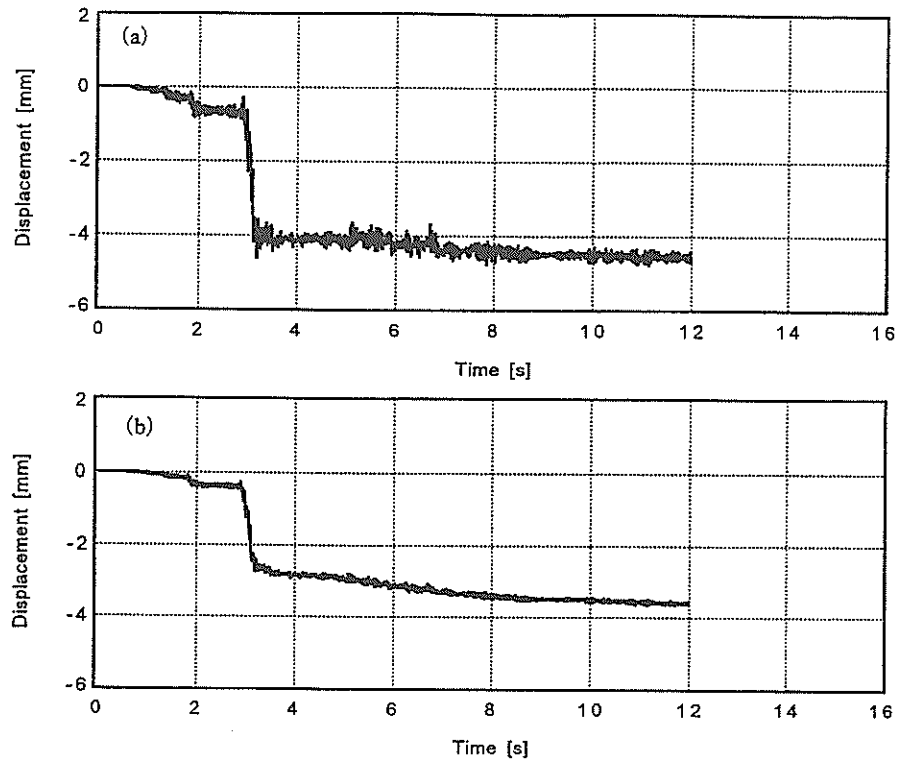


図-53 八戸波 600Gal 入力時のケーソン上端 (a) と下端 (b) の水平変位 (解析, $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)

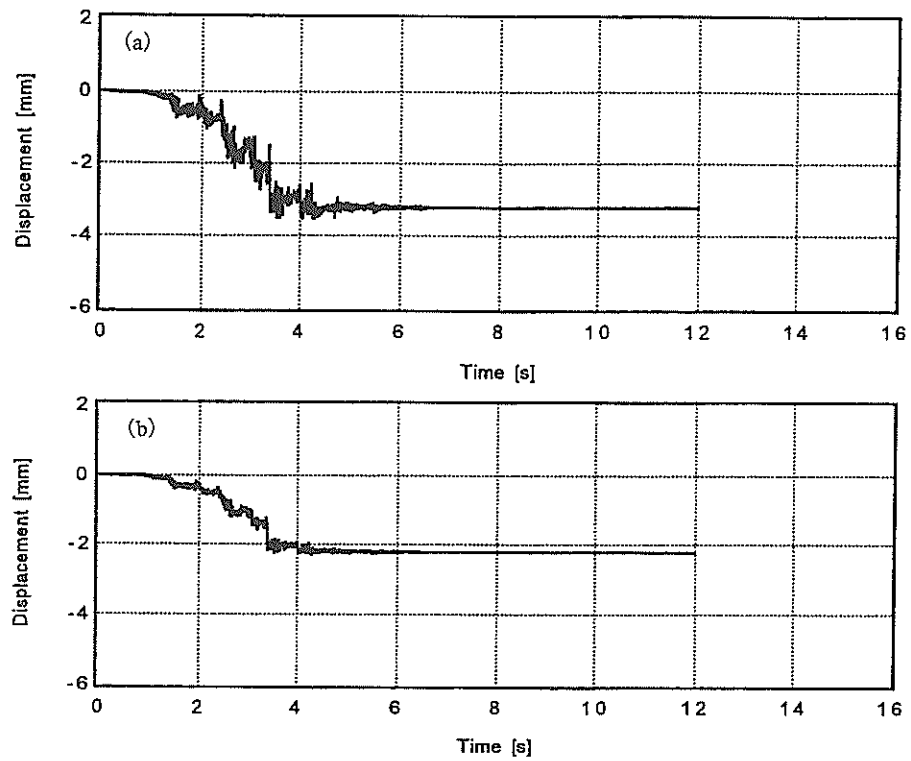


図-54 鉤路波 (V/H=1) 600Gal 入力時のケーソン上端 (a) と下端 (b) の水平変位 (解析, $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)

表-14 解析によるケーソンの水平変位

($k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)

解析により得られたケーソンの水平変位 ($k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)
 上段はケーソン上端の、中段はケーソン下端の変位 (mm) を示す。
 下段の数字はケーソン上端の変位を下端の変位で除した値を示す。
 この値が大きいほど、水平変位に対して回転が卓越していることを示す。

	八戸波	釧路波 (V/H=0)	釧路波 (V/H=1/2)	釧路波 (V/H=1)
50Gal	0.06	0.13	0.14	0.17
	0.02	0.06	0.07	0.08
	3.00	2.17	2.00	2.13
100Gal	0.10	0.35	0.41	0.49
	0.04	0.23	0.28	0.36
	2.50	1.52	1.46	1.36
200Gal	1.33	1.02	1.10	1.10
	1.02	0.71	0.79	0.81
	1.30	1.44	1.39	1.36
300Gal	2.27	1.52	1.54	1.48
	1.79	1.03	1.09	1.04
	1.27	1.48	1.41	1.42
400Gal	2.93	2.00	2.02	1.99
	2.31	1.41	1.45	1.42
	1.27	1.42	1.39	1.40
500Gal	3.84	2.48	2.59	2.56
	3.00	1.78	1.89	1.80
	1.28	1.39	1.37	1.42
600Gal	4.69	2.95	3.14	3.24
	3.64	2.14	2.25	2.22
	1.29	1.38	1.40	1.46

位に及ぼす上下動の影響であると考えられる。以上はケーソン式岸壁の被災メカニズムとしてケーソン底面での滑動を想定した議論であるが、これとは別に、ケーソン基礎地盤の塑性変形をケーソン式岸壁の主たる被災メカニズムと考える場合でも、上下動の影響については同じような議論が成り立つ。すなわち、地震動継続時間中のある瞬間には上下動によって基礎地盤の拘束圧が低下するので、基礎地盤の塑性変形が生じやすくなる。また、別の瞬間には上下動によって基礎地盤の拘束圧が増加するので、基礎地盤の塑性変形が生じにくくなる。従って、この場合にも上下動は地震動継続時間中のある瞬間にはケーソンの変位を促進し、別の瞬間にはケーソンの変位を抑止する。このような効果の総和がケーソンの残留変位に及ぼす上下動の影響であると考えられる。

以上の考察から、上下動の影響を評価する上で上下動と水平動の位相特性は重要であると考えられる。いま仮に上下動と水平動の位相に相関性があり、ケーソンに海向きの慣性力が作用する瞬間には必ず危険側の上下動が作用すると言った極端な条件を考えれば、ケーソン式岸壁の変形に及ぼす上下動の影響は大きなものとなる。しかしながら、実際の地震動で上下動と水平動の位相にそれほどの相関があると考えことは非現実的である。上下動の影響評価を行うには、過去の大地震で実際に得られた強震記録に含まれる上下動と水平動の位相情報を反映した検討を行うことが必要である。

上下動と水平動の位相特性は強震記録により異なるのであるから、上下動の影響評価においてはできるだけ多くの強震記録を検討する必要がある。ところが、このような検討は多くの検討ケースを要するので、模型振動実験では十分な検討ができない。そこで、数値解析による検討を行うことが必要である。この解析は、本研究の4.2で述べた解析手法を用い、4.3において得られた解析モデルを用いることにより実施することができる。4.3において得られた解析モデルの妥当性は、八戸波および釧路波を入力した模型振動実験結果との比較から検証されている。同じモデルが位相特性の異なる他の強震記録に対しても有効であるかが当然議論になるが、この点については以下のように考えている。一般に、地震動の開始から終了まで、水平加速度と鉛直加速度は正負を繰り返す。その結果、水平動と上下動の組み合わせとしては表-15に示す四通りの位相状態が繰り返されることになる。それぞれの位相状態に応じて、ある場合にはケーソンの変位が促進され、ある場合にはケーソンの変位が抑制される。いま、4.3で得られた解析モデルによれば、残留変位のみならず時々刻々の変位の累積が正しく再現され

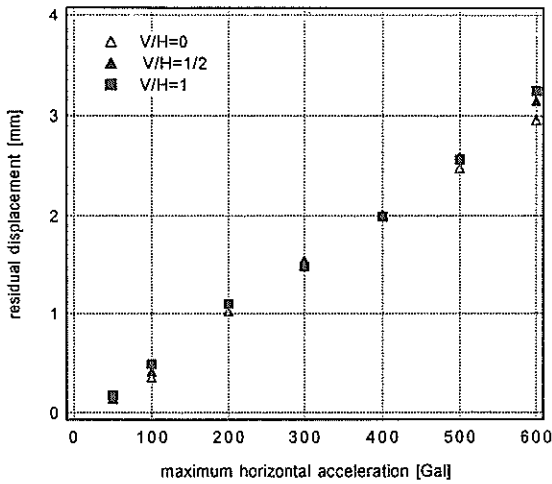


図-55 釧路波入力時のケーソン上端の残留変位

(解析, $k_n=4,900,000\text{kN/m}^3$)

また、別の瞬間には上下動によって垂直抗力が増加するので、上下動のない場合と比較して滑りが生じにくくなる。従って、上下動は地震動継続時間中のある瞬間にはケーソンの変位を促進し、別の瞬間にはケーソンの変位を抑制する。このような効果の総和がケーソンの残留変位

表-15 四通りの位相状態

		水平加速度の正負	
		慣性力海向き	慣性力陸向き
鉛直加速度の正負	慣性力上向き	最も危険な位相状態 上下動はケーソンの はらみだしを促進	安全な位相状態
	慣性力下向き	危険な位相状態 上下動はケーソンの はらみだしを抑制	安全な位相状態

地震動継続時間中に4通りの位相状態が繰り返される。

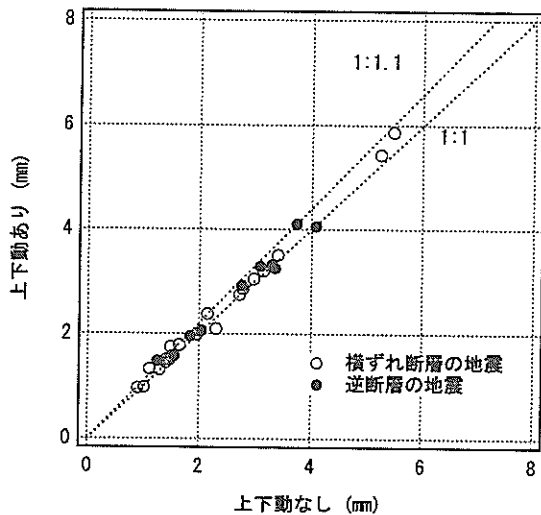


図-56 上下動による変位の増加率

る。このことは、表 -15に示す四通りの位相状態に対応したケーソン変位の促進と抑制とが正しく計算されることを意味する。このことから、他の強震記録を入力した場合でも、時々刻々のケーソン変位の促進と抑制が正しく計算され、残留変位が正しく計算されることが期待される。そこで、4.2の解析手法と4.3の解析モデルを用いて様々な強震記録を入力した解析を行い、上下動の及ぼす影響を評価することとした。

解析に用いたモデルは模型振動実験（八戸波 600Gal）の再現で用いたモデルと基本的に同じである。相違点は、実物岸壁への地震波の入射条件を適切に反映するため、下方粘性境界を設けて地震波を 2E 波として入力している点である。この場合、下方粘性境界のパラメタは密度 $2.0t/m^3$ 、せん断波速度 $197m/s$ 、ポアソン比 0.3 とした。せん断波速度の値は、工学的地盤として標準的な値 $350m/s$ を 1G 場の相似則で模型スケールに換算した値である。1. で述べたように、ここでの検討対象はケーソン式岸壁の安定性ではなく岸壁が安定を失った後の残留変形量である。従って、岸壁に変形が生じるほどの十分な強さを持った地震波を入力する必要がある。そこで、既往の強震観測記録の中から大地震の震源近傍

で得られた記録を中心に入力する地震波を選定した。上下動の影響を検討するので、鉛直成分が得られていない記録は当然除外する。このようにして選定された地震波を表 -16に示す。

解析に用いた成分は、各記録の水平成分のうち断層直交成分と鉛直成分である。ただし 1995 年兵庫県南部地震のポートアイランドの記録については NS 成分と鉛直成分を用いた。水平成分については、そのまま入力する場合と加速度を正負逆転させる場合の二通りを検討した。鉛直成分については、入力する場合と入力しない場合を検討した。よって、一つの強震記録につき四回計算を行ったことになる。

上下動の影響を評価するとき、入力する地震波の上下水平最大加速度比として実情に即した値を用いる必要がある。そこで、水平成分、鉛直成分とも振幅を調整せずに用いた。従って観測された上下水平最大加速度比が解析にそのまま反映されている。表 -16には各観測記録の水平最大加速度、上下最大加速度および上下水平最大加速度比を同時に示している。解析対象には上下水平最大加速度比が 1 を越える記録も含まれている。特に 1979 年 Imperial Valley 地震の El Centro Array #6 における記録は上下水平最大加速度比が 3 を越えている。なお、解析にあたり、表 -5の 1G 場の相似則を用いて時間軸を 0.178 倍に縮めた。

図 -56に解析結果を示す。図 -56の横軸は水平動のみ入力した場合のケーソン上端の残留変位である。一方、図 -56の縦軸は水平動と上下動を同時入力した場合のケーソン上端の残留変位である。図 -56によれば、上下動による変位の増加率は多くの場合 0%～10%の範囲にある。この増加率は、計算に用いた記録の中に上下水平最大加速度比が 1 を越える記録も含まれていることを考えれば、必ずしも大きな数字とは言えない。1979 年 Imperial Valley 地震の El Centro Array #6 における記録は上下水平最大加速度比が 3 を越えるが、上下動による変位の増加率は 20%程度である。

ここで得られた結果については、現状の変形予測技術の精度も勘案して評価する必要がある。1995 年兵庫県南部地震では多くの係留施設が被災したが、被災した施設の一つである六甲アイランド南側岸壁（ケーソン式、-14m）については後に詳細な解析^{7)・8)}が行われた。この解析では、対象施設の地盤内に過剰間隙水圧の上昇が見られたことが明らかであったので、本研究で用いた全応力解析手法ではなく、現状で最も精度が良いとされる有効応力解析手法を用いている。解析に用いたパラメタは、現地の地盤材料を凍結サンプリングにより採取し、

表-16 検討対象強震記録

発生年月日	地震名	M _w	断層タイプ	観測地点名	水平最大加速度 (Gal)	上下最大加速度 (Gal)	V/H
1971/2/9	San Fernando	6.6	逆	Pacoima Dam	1150	696	0.61
1979/8/6	Coyote Lake	5.7	横ずれ	Gilroy Array #6	409	147	0.36
1979/10/15	Imperial Valley	6.5	横ずれ	El Centro Array #5	361	469	1.30
1979/10/15	Imperial Valley	6.5	横ずれ	El Centro Array #6	431	1610	3.74
1979/10/15	Imperial Valley	6.5	横ずれ	El Centro Array #7	449	462	1.03
1979/10/15	Imperial Valley	6.5	横ずれ	El Centro Differential Array	402	455	1.13
1984/4/24	Morgan Hill	6.2	横ずれ	Coyote Lake Dam	832	376	0.45
1994/1/17	Northridge	6.7	逆	Santa Clarita	413	332	0.80
1994/1/17	Northridge	6.7	逆	Sylmar Converter Station	583	629	1.08
1994/1/17	Northridge	6.7	逆	Sylmar Converter Station East	821	370	0.45
1994/1/17	Northridge	6.7	逆	Sylmar County Hospital	725	515	0.71
1995/1/17	兵庫県南部	6.9	横ずれ	ポートアイランド(-79m, 2E)	817	353	0.43
1995/1/17	兵庫県南部	6.9	横ずれ	JR鷹取	741	279	0.38
1995/1/17	兵庫県南部	6.9	横ずれ	JR宝塚	638	418	0.66
1995/1/17	兵庫県南部	6.9	横ずれ	神戸海洋気象台	847	332	0.39

室内試験に基づいて定めた。解析の結果、実被害とオーダー的に整合する残留変位を得ている。しかし、細かく見ると、水平変位の実測値は4～5m、解析結果は3.5mであり、計算結果には一定の誤差が見られた。このような誤差が生じるのは、解析に用いられるパラメタ数が多く、パラメタのすべてを室内試験等から精度良く定めることが難しい場合もあるためである。従って、現状の変形予測においては、利用できる地盤情報が比較的豊富な場合であっても、予測結果にはある程度の誤差が含まれると考える必要がある。上下動による変形量の増加率は、この予測誤差と比較すれば小さいので、岸壁の変形予測において地震動の鉛直成分を考慮する必要は無いものと考えられる。

5. 結論

本研究では港湾構造物の変形量に及ぼす上下動の影響を明らかにすることを目的として模型振動実験と数値解析を実施した。まず、ケーソン式岸壁に水平動と上下動を同時に作用させる模型振動実験を実施して、岸壁の変形量に及ぼす上下動の影響について検討した。次に、有限要素法プログラム BEAD IIIによる解析を実施して、実験結果を再現できるようなパラメタを求めた。さらに、ここで得られたパラメタを用いて様々な強震記録を入力した解析を行い、上下動の影響を評価した。本研究により得られた結論をまとめると以下の通りである。

① 模型振動実験の結果、水平最大加速度が等しい場合には、上下最大加速度が大きいほどケーソンの残留変位が大きいという結果が得られた。

② 有限要素法プログラムにより模型振動実験の再現計算を実施した結果、ケーソンと地盤との動的相互作用を考慮できるようにジョイント要素の垂直バネ定数を適切に定めれば、上下動の影響を反映した岸壁の変形計算が実施できることがわかった。

③ 様々な強震観測記録を入力して数値解析を実施した結果、変形量に及ぼす上下動の影響は、現状で最も精度が良いとされる変形予測手法にも不可避免的に含まれる誤差と比較して大きくないことが示された。このことから、現状ではケーソン式岸壁の変形照査で上下動を考慮する必要はないものと考えられる。

6. あとがき

本研究では水平動と上下動をケーソン式岸壁に同時に作用させる模型振動実験と数値解析を実施した。その結果、模型振動実験の結果を適切に再現できるような数値解析のパラメタを設定することができた。パラメタの設定においては、ケーソンと地盤との動的相互作用を適切に考慮できるパラメタを選択することが重要であることが判った。今後は実物のケーソン式岸壁の地震観測、土圧観測等から、ケーソンと地盤の動的相互作用の特性が一層明らかにされることが望ましいと考えられる。

(2000年3月31日受付)

謝辞

本研究は稲富隆昌構造部長（当時）の発案による特別研究「大都市直下大地震に対する臨海部施設の耐震設計

手法の高度化に関する研究」の一環として実施されたものです。(株)アルファエンジニアリング・ワーカーズの渡辺恭次さん、ペンタテクノサービス(株)の新垣紀夫さん、五洋建設(株)の永吉貴行さん、構造部地震防災研究室の高野剛光さん(当時)および構造部構造振動研究室の飯塚栄寿さん(当時)には模型振動実験の実施にあたり助力を得ました。構造部地震防災研究室の篠沢巧さん、豊橋技術科学大学建設工学課程の岡村達人君、名古屋大学工学部の香川直輝君には有限要素法による解析を手伝っていただきました。構造部構造振動研究室研修生の濱田純次さんとの議論は、ケーソンに作用する外力の位相特性を考察する上でたいへん有益でした。本研究を纏めるにあたり福手勤計画設計基準部長、菅野高広構造振動研究室長から有益な助言をいただきました。末筆ではありますが、これらの方々に謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1999年4月。
- 2) 上部達生：地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定，港湾技研資料，No. 473，1983年12月。
- 3) 上部達生，檜垣典弘：水中の剛構造物の地震時滑動と動水圧の実験的研究，港湾技研報告，第23巻，第3号，1984年9月，pp. 153-186。
- 4) 上部達生：重力式係船岸の地震被災量に関する研究，港湾技研資料，No. 548，1986年6月。
- 5) 上部達生：重力式係船岸の地震被災量の推定手法に関する研究，港湾技研報告，第26巻，第5号，1987年12月，pp. 287-318。
- 6) 上部達生，守屋正平，工藤勝己：剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究，港湾技研報告，第27巻，第2号，1988年6月，pp. 211-240。
- 7) 井合進，森田年一，一井康二：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7)ケーソン式岸壁の有効応力解析，港湾技研資料，No. 813，1995年9月，pp. 253-280。
- 8) 一井康二，井合進，森田年一：兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析，港湾技研報告，第36巻，第2号，1997年6月，pp. 41-86。
- 9) 菅野高弘，三藤正明，及川研：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その8)ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験，港湾技研資料，No. 813，1995年9月，pp. 207-252。
- 10) 上部達生，野田節男，倉田栄一：強震記録の上下動成分の解析と重力式岸壁の安定に関する事例研究，港湾技研報告，第15巻，第2号，1976年，pp.289-317。
- 11) 野津厚，上部達生，佐藤幸博，篠沢巧：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技研資料，No. 893，1997年12月。
- 12) Iai,S.:Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1G Gravitational Field, *Report of the Port and Harbour Res. Inst.*,Vol. 27,No.3,pp.3-24,1988.
- 13) 風間基樹：土圧を受ける重力式港湾構造物の地震時安定性に関する研究，港湾技研資料，No. 752，1993年6月。
- 14) 濱田純次，宮田正史，菅野高弘：ケーソン式岸壁の入力地震力による動的挙動とそのメカニズムの一考察，構造工学論文集，Vol.44A，1998年3月。
- 15) 小濱英司，三浦均也，岡宣克，笹島隆彦，大塚夏彦：重力式岸壁の地震時挙動の振動台実験，第31回地盤工学研究発表会講演集，1996年7月，pp.1199-1200。
- 16) 上部達生，野田節男，千葉忠樹，檜垣典弘：水との連成を考慮した大型混成式防波堤の振動性状と動水圧，港湾技術研究所報告，第20巻，第4号，1981年12月，pp. 41-81。
- 17) 上部達生，守屋正平：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，港湾技研資料，No.589，1987年6月。
- 18) (社)土質工学会編：入門シリーズ13，土の強さと地盤の破壊入門，1987年7月。
- 19) 北澤壮介，檜垣典弘，野田節男：沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料，No.396，1981年9月。
- 20) (社)土木学会編：動的解析と耐震設計，第2巻，動的解析の方法，技報堂出版株式会社，1989年7月。

記号表

- c : 地盤の強度定数(粘着力)
 c_j : ジョイント要素の強度定数
 $[C]$: 減衰マトリクス
 $[C]$: 各要素の減衰マトリクス
 E : 地盤のヤング率

f_0 : 微小ひずみ時の背後地盤の一次固有振動数

G : 地盤の剛性

G_0 : 地盤の初期剛性

h : 要素毎の減衰定数または固体要素の高さ

H : 背後地盤の高さ

k_0 : 静止土圧係数

k_c : ケーソン - 振動台間のバネ定数

k_s : 背後地盤 - 振動台間のバネ定数

k_i : ケーソン - 背後地盤間のバネ定数

k_n : ジョイント要素の垂直ばね定数

k_s : ジョイント要素のせん断ばね定数

$[K]_e$: 各要素の剛性マトリクス

m_c : ケーソンの質量

m_s : 背後地盤の質量

$[M]_e$: 各要素の質量マトリクス

P : 土圧

P_v : 底面土圧

R : 底面摩擦力

R_v : 背面摩擦力

T_0 : 全体系の固有一次周期

u_n : ジョイント要素の垂直変位

u_s : ジョイント要素のせん断変位

V_s : 地盤のせん断波速度

X_{ii} : ケーソン重心の右向き加速度

Y_{ii} : ケーソン重心の下向き加速度

α : レーレー減衰定数

β : レーレー減衰定数

Δf : 周波数の増分

Δt : 時間の増分

γ_{xy} : 地盤の工学的せん断ひずみ

ε_x : 地盤の X 方向の直ひずみ

ε_y : 地盤の Y 方向の直ひずみ

ν : 地盤のポアソン比

ϕ : 地盤の強度定数 (内部摩擦角)

ϕ_j : ジョイント要素の強度定数

ρ : 地盤の密度

σ : 地盤の直応力

σ_n : ジョイント要素の垂直応力

σ_x : 地盤の X 方向の直応力

σ_y : 地盤の Y 方向の直応力

τ : 地盤またはジョイント要素のせん断応力

τ_{xy} : 地盤のせん断応力

ω : 角振動数

ω_c : ケーソン単独の固有振動数

ω_s : 背後地盤単独の固有振動数