

重力式岸壁の地震時挙動に関する水中振動台実験

Experimental study on the behavior of gravity-type quay walls during earthquake using underwater shaking table

塩崎禎郎*, 菅野高弘**, 本田秀樹*, 巽裕一郎***, 田中 剛***, 関口宏二****

Yoshio SHIOZAKI, Takahiro SUGANO, Hideki HONDA, Yuichiro TATSUMI, Tsuyoshi TANAKA and Koji SEKIGUCHI

* 工修 NKK基盤技術研究所都市工学研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

** 工博 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室 室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

*** 科学技術振興財団 (〒332-0012 川口市本町 4-1-8)

**** 工博 NKK基盤技術研究所都市工学研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

(英文要旨)

In designing gravity-type quay walls, current design standards on port and harbour structures assume that the backfill rubble above the landside footing is a part of gravity structure resisting against dynamic earth pressure. Therefore, by extending the footing, the caisson width can be reduced. To study the behavior of the backfill rubble above the landside footing, and to ascertain the seismic stability of the structure, we made tests using an underwater shaking table. In the tests the model caisson and the backfill rubble above the footing moved together; and the backfill rubble was working as the effective weight. It is concluded that the assumption used in current design standards is appropriate to performance of the quay walls during earthquakes.

Key Words : Gravity-type quay wall, Shaking table test, Dynamic earth pressure

1. はじめに

重力式岸壁は壁体形式により、ケーソン式、L型ブロック式、ブロック式、セルラーブロック式などに分類される¹⁾。また、近年、新たな壁体型式として、鋼コンクリート合成構造を用いてフーチングを長く張り出したことを特徴とするハイブリッドケーソン¹⁾²⁾が用いられることがある。現行設計法では、図-1に示すように、いずれの形式に対しても壁体後趾を通る鉛直面(仮想背面)より前(海側)の部分を壁体とみなして、滑動や転倒等の安定計算を行うものとしている¹⁾。この仮定は、地震時においてケーソン等の構造体と図-1の斜線で示した裏込部分が一体となって挙動することを前提としている。ところが、地震時に壁体と見なしている裏込部分がどのような挙動を示すか明確な知見

は得られていなかった。これまでに、陸上の各種擁壁構造物に対しては、小島ら³⁾が模型振動実験により検討している。L型擁壁に対する実験では、最初は滑動し、後に転倒モードによる変形が生じて破壊に至っている。この際、設計で仮定している仮想背面にすべり線が生じ、底版上の土塊を含む壁体を、土くさびが押し込むように変形している。

一方、港湾構造物に対しては、「港湾構造物設計基準」の作成に向けて昭和40年代前半に、L型擁壁の設計に用いる壁面摩擦角に着目した検討を行って⁴⁾。その中では、L型の実際の破壊パターンを想定して次の2タイプの実質的な壁体を考えている(図-2参照)。

壁体(A)：滑り出し、前趾部分の支持力不足により前傾する被災モード。L型ブロックの扶壁(控え壁)の平均的な角度から決定。

壁体(B)：底版後端が上向きに変位して転倒する被災モード。後趾から発生するすべりを直線と仮定し、すべり面は全せん断抵抗が最小になるところに生じる。

実質的な壁体面の壁面摩擦角 $\bar{\delta}$ (裏込材料の内部摩擦角と等しい)と、仮想背面の壁面摩擦角 δ の関係を、

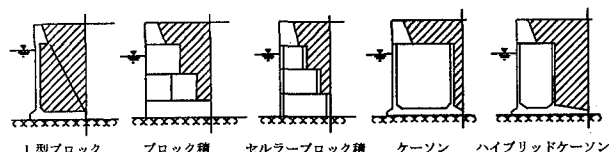


図-1 重力式岸壁の壁体の取り方

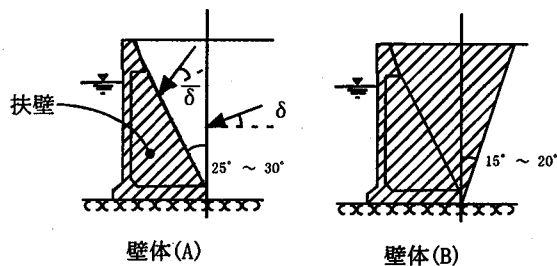


図-2 破壊パターンを考慮した実質的な壁体

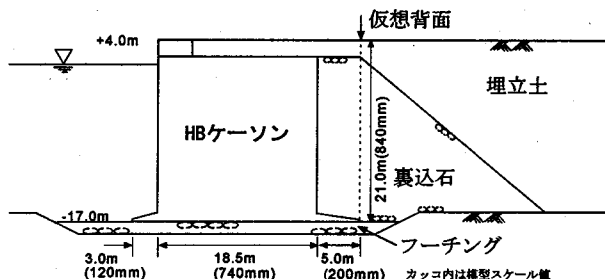


図-3 ハイブリッドケーソンによる耐震強化岸壁

壁体後趾から生じる主働破壊角が等しいとする仮定のもと、Coulomb土圧から求めている。その結果、常時、地震時とも壁体(A)を考えた方が危険側で、設計震度などの条件によって、仮想背面の摩擦角 δ は 0° から内部摩擦角を超える値までばらつくことが分かった。最終的な結論として、その時点までに被災事例が無かったことや、実質的な壁体摩擦角に内部摩擦角を用いる場合より、仮想背面の壁面摩擦角を $\delta=15^\circ$ としたほうが安全側であることから、現状で使われている $\delta=15^\circ$ となった。しかし、壁体(A)の傾斜角は、扶壁の角度から決められているため実現象とは異なる可能性がある。

兵庫県南部地震以降、ケーソン式岸壁の被災メカニズムの解明のため、多くの水中振動台実験が実施されてきた⁵⁾⁶⁾。その中で、ケーソンはロッキングしながら水平変位、前傾、沈下していくことが明らかにされた。このことは、壁体(A)および壁体(B)のモードが複合的に生じていることを示唆している。

このような背景のもと、筆者らは裏込部分の一部を壁体とみなす壁体形式であるハイブリッドケーソン式岸壁について水中振動台実験による検討を進めてきた⁷⁾。実験は-16m水深の耐震強化岸壁(設計震度0.25:図-3参照)を縮尺率1/25でモデル化して、特に陸側フーチング直上の裏込部分の挙動に着目して実施した。その結果、フーチング後趾から、ほぼ鉛直となる破壊線と、後方斜めに主働破壊線が形成され、フーチング直上の裏込部分は、ケーソンと一体となって挙動し、壁体の有効重量とみなせることが分かった。ただし、この実験では陸側フーチングの全壁体幅に対する割合は21%(壁体幅:18.5m+5m, 陸側フーチング:5m)で、通常の岸壁(耐震強化岸壁ほど設計震度が高くない)に用いられるハイブリッドケーソンより小さくなって

いる。これまでの実績では、壁体に対して陸側フーチングの長さが50%となることも珍しくなく、その場合にも仮想背面の考え方による設計が成り立つのか明確に判断することが出来なかった。

そこで、本研究では壁体に対して陸側フーチングの割合が高い形状のハイブリッドケーソン式岸壁の地震時挙動を明らかにする目的で水中振動台実験を実施した。

2. 水中振動台実験概要

2.1 検討対象岸壁

本実験では、設計震度 $K_h=0.15$ で設計された-10m水深の重力式岸壁を対象としている。壁体形式としては次の3断面を選定した(図-4参照)。

1) MODEL-A: 通常のケーソン式岸壁

(陸側フーチングは1.5m)

2) MODEL-B: ハイブリッドケーソン式岸壁

(陸側フーチングを5mまで延ばしている)

3) MODEL-C: ハイブリッドケーソン式岸壁

(MODEL-Bの海側フーチングを3.0mまで延ばした構造であり、底面反力が平滑化されるため地盤支持力検討⁸⁾で決定する基礎捨石マウンド幅を減少させることが出来る)

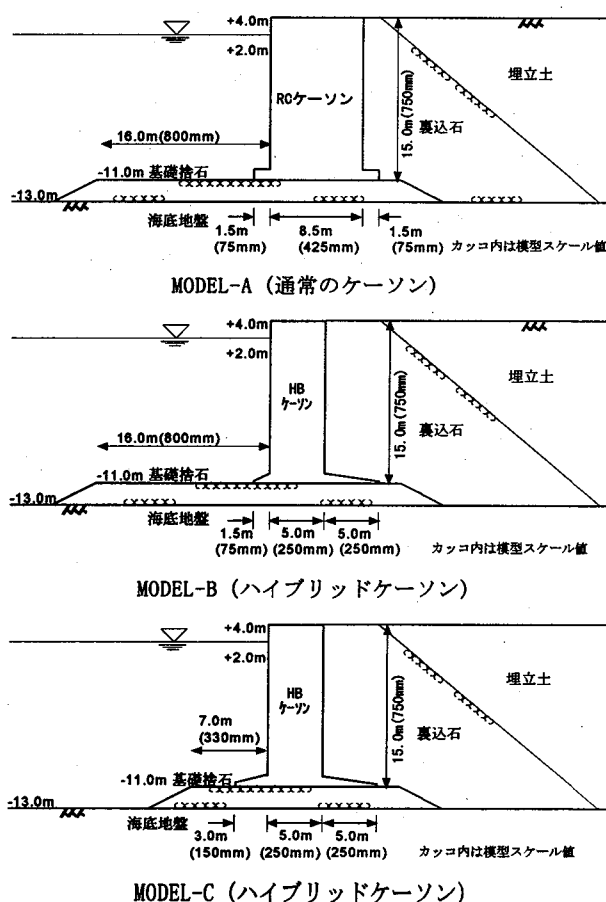


図-4 検討対象断面

なお、MODEL-A（通常のケーソン）は MODEL-B、MODEL-C のハイブリッドケーソン式岸壁との比較を目的としている。今回の実験は、地震時の壁体形式の違いによる影響を把握するため、壁体幅と壁体の有効重量が等しくなるように模型断面を決定している。そのため、現行の設計法では同等の耐震性能を有することになる。設計条件はこれまでの実験における地盤の出来高を参考にして表-1 に示す値を用いた。また、海底地盤はN値10程度の砂地盤を想定している。各断面に対する地震時安定計算結果を表-2 に示す。いずれの断面も滑動に対する安全率と支持力に対する安全率を限りなく1.0となるように、断面形状を決定している。以上の断面を、振動台に設置する鋼製枠のサイズを勘案して、縮尺率1/20でモデル化することにした。

表-1 設計条件

	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
海底地盤	$\gamma_{sub} = 8.8$	35
基礎捨石	$\gamma_{sub} = 7.8$	40
ケーソン（水中）	$\gamma_{sub} = 9.8$	-
ケーソン（気中）	$\gamma_d = 15.7$	-
裏込石（水中）	$\gamma_{sub} = 7.8$	40
裏込石（気中）	$\gamma_d = 15.7$	40
埋立土（水中）	$\gamma_{sub} = 7.8$	30
埋立土（気中）	$\gamma_d = 12.7$	30

γ_d : 乾燥単位体積重量, γ_{sub} : 水中単位体積重量

表-2 地震時安定計算結果

	滑動安全率	転倒安全率	支持力安全率
MODEL-A	1.01	1.89	1.01
MODEL-B	1.01	1.89	1.01
MODEL-C	1.01	2.31	1.01

2.2 相似則

水—地盤—構造物の連成系の1G場での振動実験であるため、井合提案の相似則⁹⁾を用いた。表-3 に縮尺率1/20としたときの各物理量の相似比を示す。透水係数に関しては、相似則を満足させるために水の粘性を上げる必要があるが、大型水中振動台を用いた実験であるため、その様な処置は行っていない。したがって、過剰間隙水圧は、実物と比較して早く消散しているものと考えられる。ただし、今回の実験では液状化による影響を直接考慮しない現行設計法の検証を第一の目的としているため、過剰間隙水圧が上昇しないような地盤を作成している。

表-3 適用相似則

パラメーター	実物 /モデル	縮尺比
長さ, 間隙水圧	λ	20.00
密度, 加速度	1.00	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	9.46
変位	$\lambda^{1.5}$	89.44

2.3 ケーソン模型

ケーソン模型はアルミニウム製で、計測用ケーソン模型と、その両側に設置するダミーケーソンの3箇から構成される。計測用ケーソンの背面側には、2軸の荷重計を搭載して受圧版を介して土圧合力が測定できるようにしている。ケーソン模型内部には中詰砂および鋼板を入れて、重量と重心位置を調整している。また、アルミニウム版と碎石の摩擦係数は概ね0.6であることを予備実験で確認した。図-5にMODEL-Aの計測用ケーソン模型を示す。MODEL-B、Cはフーチング部分以外は全く同じ構造であるため省略する。

2.4 模型地盤の作成方法

模型地盤は振動テーブルに間口124cm、長手方向350cm、高さ150cmの鋼製土槽を設置して作成した。土槽海側の間口は解放されており、反射波の影響を取り除いている。背面側はエキスパンドメタルに不織布を取り付けた構造となっており、透水性を確保している。ケーソンと模型地盤の動的挙動を観察するために、土槽の片面は透明アクリル製としている。ケーソン周辺の模型地盤は、色砂、色石を用いてメッシュを形成し、水中ビデオカメラを用いて変形を追跡した。

海底地盤の作成方法は、N値10程度の砂地盤を再現するため、予備実験にて検討した。地盤の1次固有振動数を合わせるように試行錯誤した結果、相馬硅砂5号を気中落下で投入し、Sweep加振（10～50Hz、1Hzピッチ、300Gal、6回）による締固で所定の地盤が再現できることが分かった。なお、海底地盤厚は、模型断面の円弧滑り計算による最大円弧が含まれるように実スケールで6m厚までモデル化している。それ以上については、セメントを添加して固化処理を行って作成した。基礎捨石マウンドは碎石4号、裏込石は碎石6号を用いて形成した。裏込部分に防砂シート（不織布）を敷設した後に、相馬硅砂5号を気中落下により10cmピッチで投入し、足踏みによる締固を行って埋立地盤を作成した。注水は、地盤に不飽和部分が形成されないように十分時間をかけた。また、実験条件を合わせるため、注水完了後から加振までの時間を同じにしている。

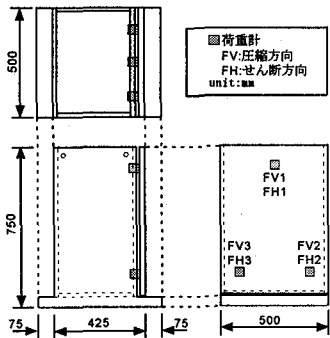


図-5 ケーソン模型

2.5 計測器の配置

実験では変位計、加速度計、間隙水圧計を適宜配置し、ケーソンと地盤の地震時挙動を把握できるようにした。また、地表面、基礎捨石マウンド表面、および海底地盤にターゲットを配置し、地盤の変形状態も計測している。図-6に計測器配置を示す。

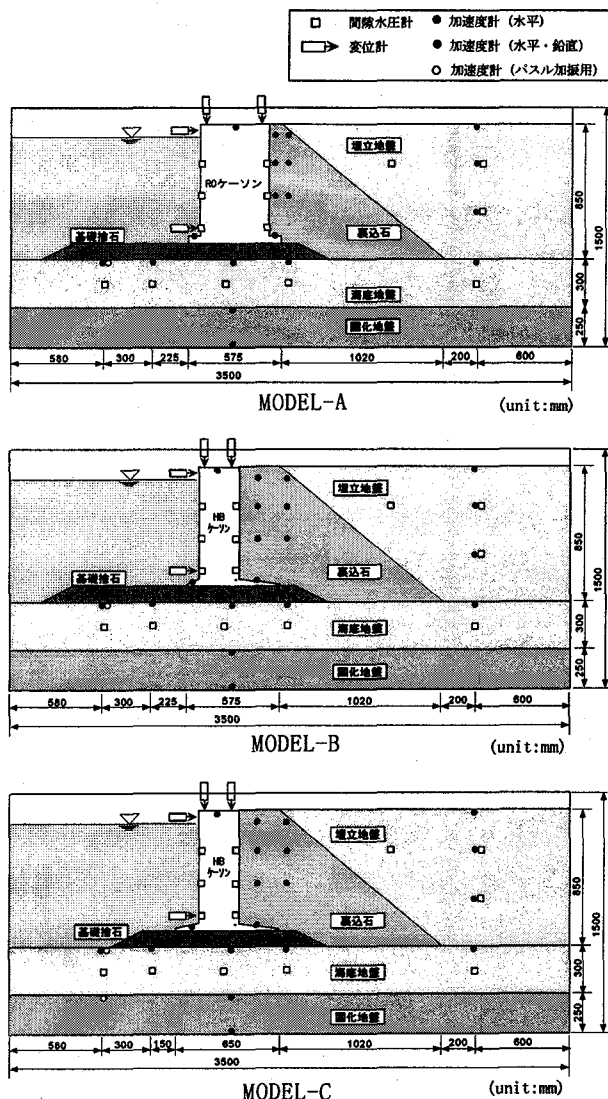


図-6 計測器配置図

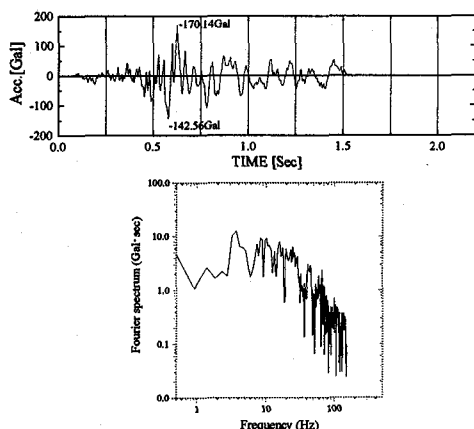


図-7 入力地震動（八戸波：模型スケール）

2.5 入力地震動

入力地震動はプレート境界型地震である1968年十勝沖地震の八戸港地震記録NS成分基盤波（以後、八戸波と表記）を、相似則に即して時間軸を圧縮した波形を用いた。時刻歴波形とフーリエスペクトルを図-7に示す。加振は最大加速度レベルを170Gal, 340Gal, 510Galと変えて、ステージ加振実験としている。加振間隔は、その間に地盤のターゲットの変位計測を行っているため30分程度であった。また、最後に被災メカニズムを把握するため、正弦波加振（5Hz, 300Gal, 10波）による破壊実験を行っている。

3. 実験結果

3.1 加振前状況

表-4に加振前の模型地盤の出来高を示す。MODEL-A, B, Cの地盤の単位体積重量、間隙比、相対密度は大きく、ほぼ同一地盤が作成されたものと考えられる。したがって、壁体形式の違いによる耐震性の比較が可能である。

表-4 模型地盤の出来高

	海底地盤			基礎捨石	
	γ_{sub} (kN/m^3)	e	Dr (%)	γ_{sub} (kN/m^3)	e
MODEL-A	8.9	0.77	78	9.3	0.72
MODEL-B	8.8	0.79	73	9.4	0.69
MODEL-C	8.8	0.79	74	9.3	0.72

	裏込石			埋立地盤		
	γ_d (kN/m^3)	γ_{sub} (kN/m^3)	e	γ_{sub} (kN/m^3)	e	Dr (%)
MODEL-A	16.1	9.9	0.60	8.9	0.76	81
MODEL-B	15.6	9.6	0.65	8.9	0.78	77
MODEL-C	15.0	9.3	0.71	8.8	0.79	73

γ_{sub} : 水中単位体積重量, e: 間隙比, Dr: 相対密度, γ_d : 乾燥単位体積重量

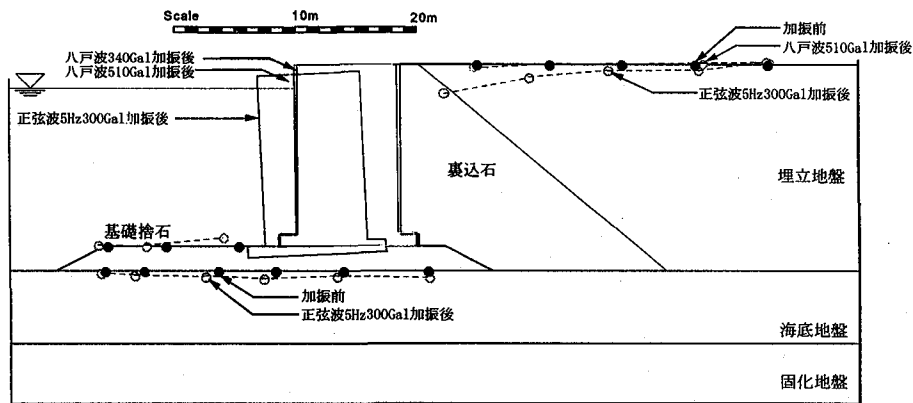
3.2 残留変形特性

図-8に加振後のケーソンと地盤の残留変形図を示す。変形量はすべて実スケールに換算して表示している。ただし、八戸波170Gal加振では変形量が小さかったため表示していない。正弦波加振による破壊実験は、今回適用した相似則の前提となるひずみレベルを越えている可能性があるが、ここでは比較検討のため載せている。また、ケーソン天端の残留水平変形量を整理して表-5に示す。

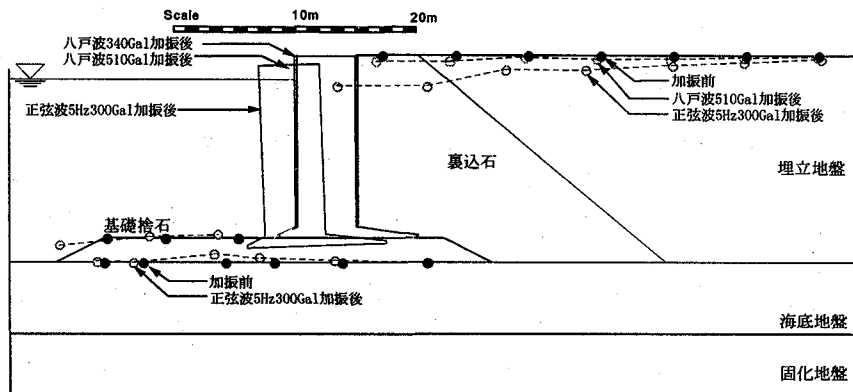
表-5 ケーソン天端の残留水平変形量

入力波	MODEL-A	MODEL-B	MODEL-C
八戸波170Gal	6.2	6.2	5.9
八戸波340Gal	20.7	18.4	20.5
八戸波510Gal	34.6	30.9	33.2
正弦波5Hz300Gal	268.7	259.5	269.7

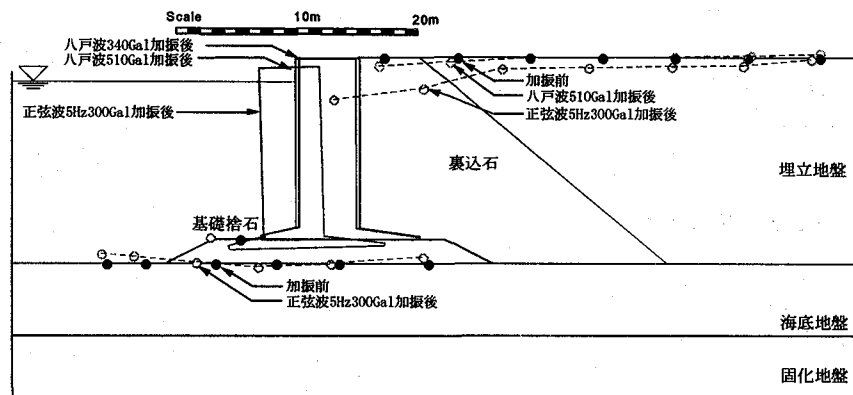
unit: cm



MODEL-A



MODEL-B



MODEL-C

図-8 残留変形図

いずれのモデルもケーソンの変形量および変形状態は同一となっていることが分かる。このことは、仮想背面より海側の部分を壁体とみなして設計する現行手法の妥当性を示唆している。また、詳細なメカニズムは不明な点もあるが、MODEL-B と MODEL-C の変形量が等しいことは、地盤支持力の検討から基礎捨石マウンド幅を決定する現行設計法により、同等の耐震性が得られることを示しているものと考えられる。

ケーソンの周辺地盤の変形状態は、あらかじめ設置しておいたターゲットの計測と、色石、色砂によるメッシュの変形状態から把握した。地表面に関しては、

八戸波によるステージ加振ではほとんど変位が生じなかった。破壊実験では、ケーソンが海側へ大きく水平変位したため、主に、主働破壊領域内で、沈下、水平変位が生じている。基礎捨石マウンドは、ケーソン前趾部分で、せん断変形が生じ、ケーソンの前面で盛り上がるように変形している。破壊実験終了後、基礎捨石マウンドまで撤去してターゲットを計測したところ、海底地盤もケーソンの前趾部分の直下で、せん断変形していることが分かった。

以上の計測結果と、水中でのビデオ撮影映像から、ケーソン天端での水平変位の要因は下記のとおり分類

することができる。

- 1) 海底地盤のせん断変形
- 2) 基礎捨石マウンドのせん断変形
- 3) ケーソン底面と基礎捨石マウンド間の滑動
- 4) ケーソンの前傾

MODEL-A と MODEL-C の破壊実験における変形の要因をビデオ映像から読みとると、それぞれの要因の寄与は表-6 のようになる。今回の実験条件では、ケーソンの天端での残留水平変位は、ケーソン自体の滑動のみでなく、海底地盤や基礎捨石マウンドのせん断変形も含めて生じることが確認できた。これらの要因は、地盤条件や地震波によって異なってくることは言うまでもなく、相対的に弱い部分が主要因となっているものと考えられる。また、今回の実験では、滑動は、基礎捨石マウンド上をケーソンが滑るように生じているのではなく、ロッキングによりケーソン前趾部分が一時的に浮き上がり、着地するときに、海側方向へ前進するように生じていることが分かった。なお、MODEL-B ではビデオ映像が不鮮明であったため検討は省略している。

表-6 ケーソン天端の水平変位の要因

	MODEL-A	MODEL-C
1) 海底地盤のせん断変形	11.60 (39%)	10.46 (37%)
2) 基礎捨石マウンドのせん断変形	11.60 (39%)	4.93 (17%)
3) ケーソンの滑動	1.79 (6%)	9.87 (35%)
4) ケーソンの前傾	4.98 (17%)	3.22 (11%)
合計	29.97	28.48

unit:mm

3.3 作用震度とケーソンの残留変形量

兵庫県南部地震を契機として、一部で性能設計が導入され¹⁾、耐震強化岸壁の設計ではレベル2地震動に対する残留変形量照査が求められるようになった。今回の実験は耐震強化岸壁を想定した断面ではないものの、設計震度を大きく上回る加振レベルまで、実験を実施しているため、残留変形量と作用震度 K_e ¹⁰⁾ の関係について考察する。作用震度は地表面加速度を、野田・上部式¹¹⁾ (1) を用いて算定することができる。野田・上部式は、SMAC-B₂ 強震計で計測された地震波形を用いて導かれたため、実験で収録された加速度波形は、SMAC 相当波に変換するためフィルターをかけて処理している。

$$K_e = \alpha / g \quad \alpha \leq 200 \text{ Gal} \quad \dots (1)$$

$$K_e = 1/3 (\alpha / g)^{1/3} \quad \alpha > 200 \text{ Gal}$$

ここに、 K_e : 設計水平震度 α : 地表面最大加速度 (Gal)

g : 重力加速度 (Gal)

各ステージ加振ごとの作用震度を表-7 に示す。八戸波 170Gal 加振時の作用震度は、すでに模型断面の設計震

度 0.15 を越えている。このときの残留変形量はすべてのモデルで 6cm 程度であり、重力式岸壁に対する供用の観点からの変形量の目安¹⁾である 30cm (岸壁水深が -7.5m 以深に対して) より十分に小さい値となっている。したがって、本実験の断面は、所要の耐震性を有しているものと判断できる。

表-7 作用震度

入力波	MODEL-A		MODEL-B		MODEL-C	
	地表面 加速度 (Gal)	作用 震度	地表面 加速度 (Gal)	作用 震度	地表面 加速度 (Gal)	作用 震度
八戸波 170Gal	185.2	0.19	195.0	0.20	187.9	0.19
八戸波 340Gal	278.8	0.22	287.9	0.22	275.6	0.22
八戸波 510Gal	412.2	0.25	415.2	0.25	401.0	0.25

3.4 時刻歴応答特性

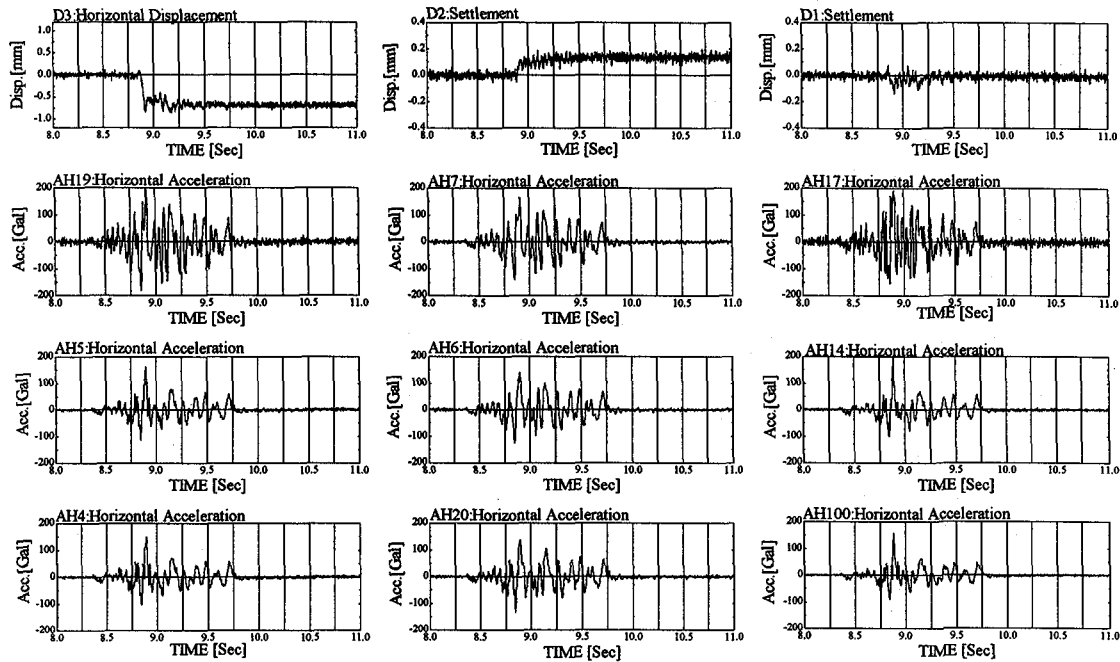
図-9~11 に MODEL-A, B, C の八戸波 170Gal, 510Gal 加振時の変位と加速度の時刻歴応答を示す。地盤内の間隙水圧に関しては、八戸波 510Gal 加振でも、埋立地盤で最大 0.4kPa (過剰間隙水圧比 0.15) 程度の上昇で、ケーソンの変形には、ほとんど影響を与えないものと考えられる。そのため、ここでは、間隙水圧の時刻歴応答は省略している。

変位応答に関しては、八戸波 170Gal, 510Gal 加振時の D3, D2 (D1 は、モデルにより設置の位置が異なるため直接比較出来ない) を比較すると、すべてのモデルで、ほとんど同一の応答波形であることが分かる。このことは、残留変形状態のみでなく、変形の過程も同一であることを示唆している。水平変位 D3 は、170Gal 加振では、前半の主要動部分 (図-7 の 0.6 秒前後) でのみ変位が残留しているのに対して、510Gal 加振では、前半の主要動部分で残留した後も、主要動以外の部分でも徐々に変位が蓄積されていく。鉛直変位 D2 は、170Gal 加振では、主要動付近でのみ沈下が生じているのに対して、510Gal 加振では主要動以降、徐々に沈下が蓄積されていく様子が分かる。

加速度応答に関しても、すべてのモデルでほぼ同一の応答波形となっている。ケーソンに着目すると、天端の加速度 AH-19 は、フーチングの加速度 AH-20 と比べて増幅しており、ケーソンはロッキングしていることが読みとれる。したがって、今回の実験でも、これまでの実験と同様⁵⁾⁶⁾にケーソンはロッキングしながら水平変位していくことが確認できた。

フーチング直上の裏込部分に関しては、MODEL-A を含めて、加速度波形 AH6~AH8 は、フーチングの加速度波形 AH20 および、ケーソン天端の加速度波形 AH19 と同位相となっている。したがって、地震時に裏込部分はケーソンと一体となって挙動しているものと判断できる。

八戸波 170GAL 加振



八戸波 510GAL 加振

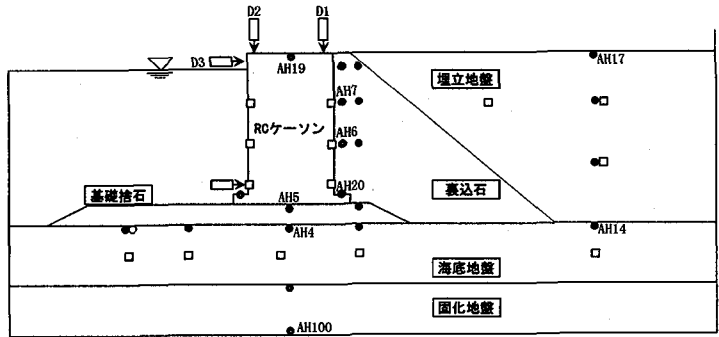
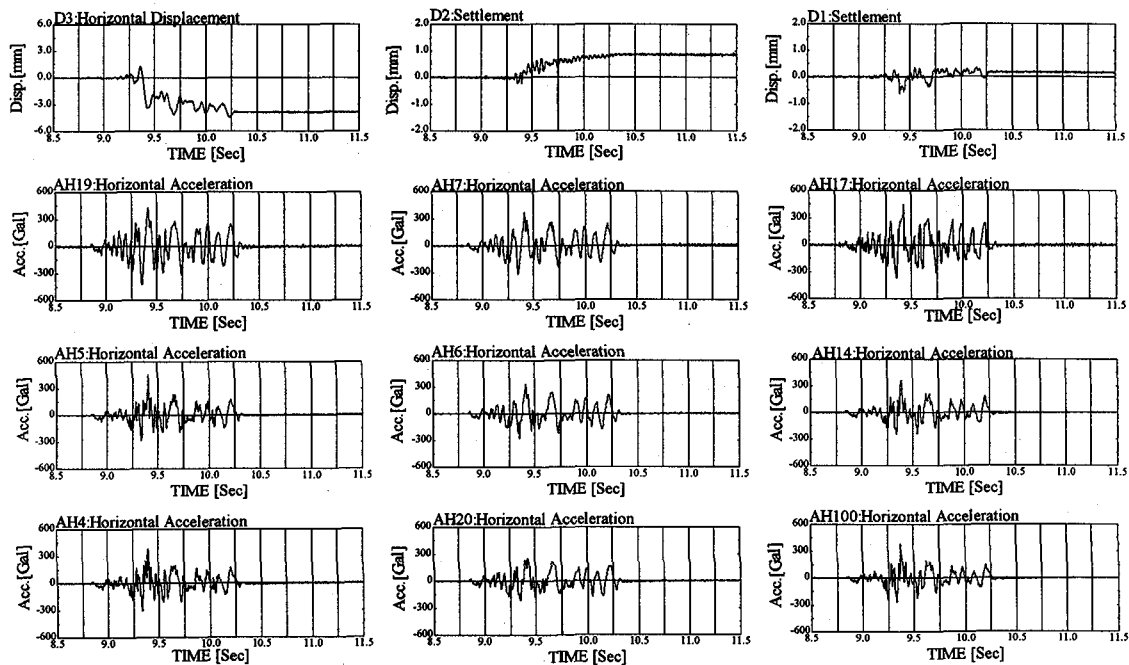
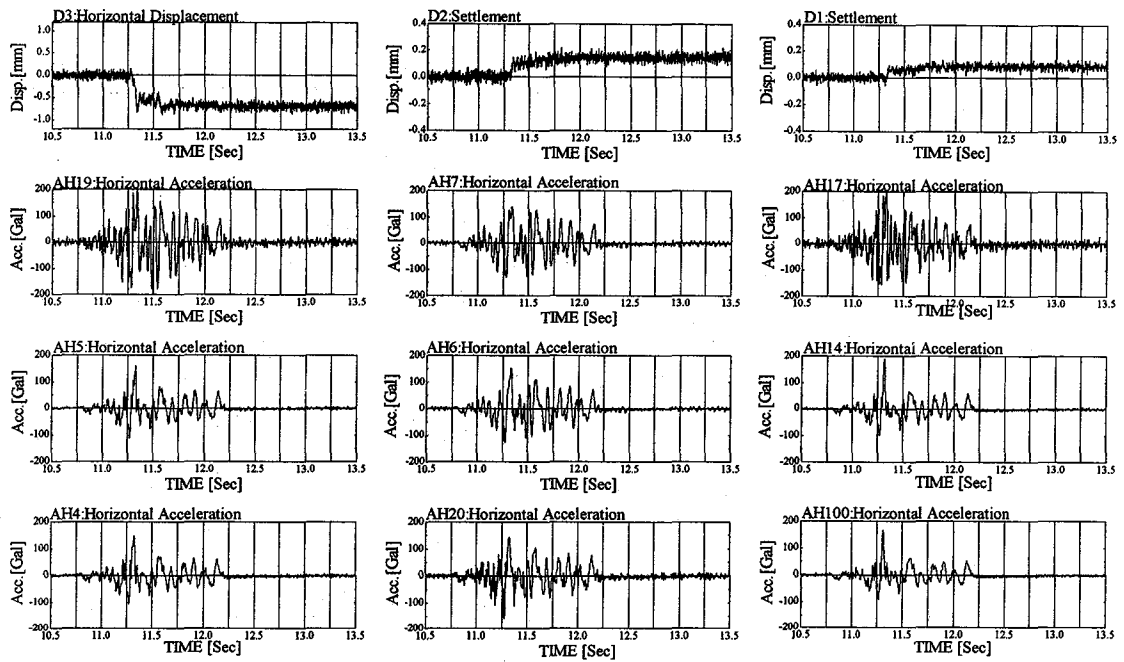


図-9 変位、加速度の時刻歴応答 (MODEL-A)

八戸波 170GAL 加振



八戸波 510GAL 加振

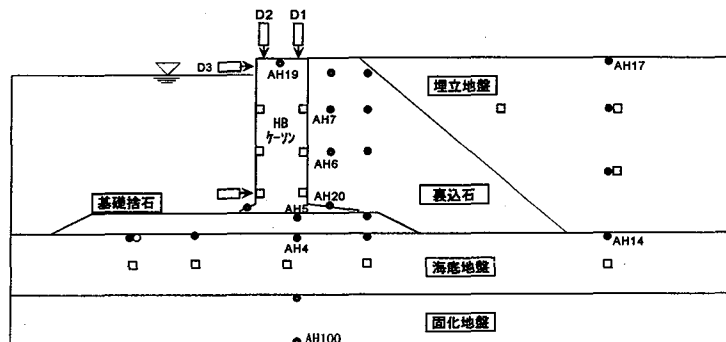
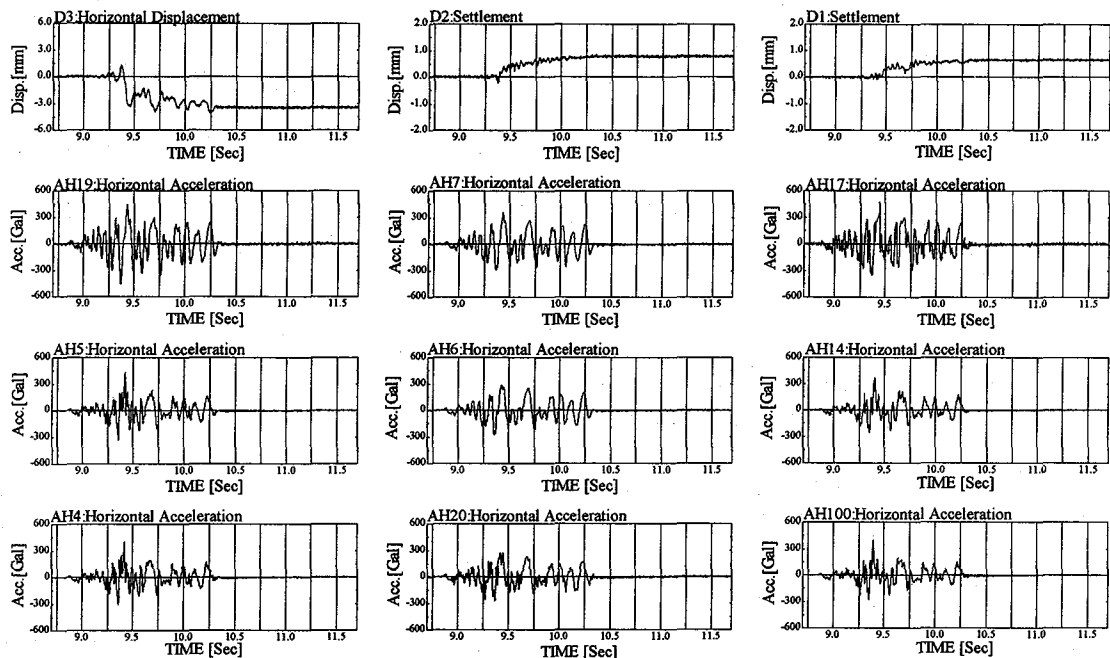
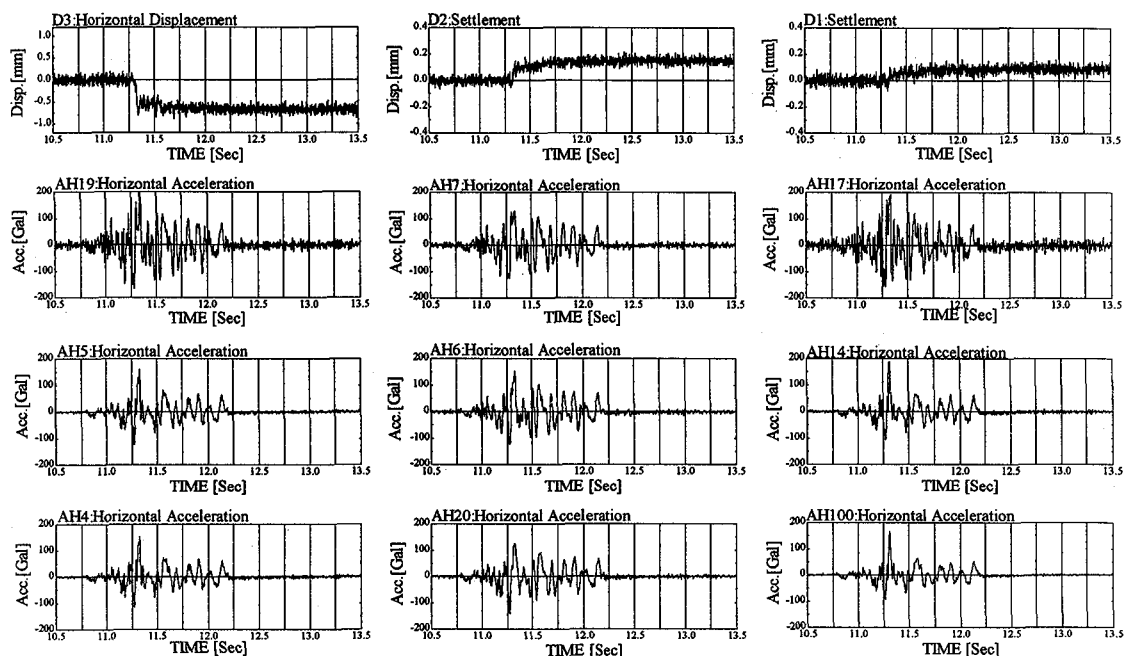


図-10 変位、加速度の時刻歴応答 (MODEL-B)

八戸波 170GAL 加振



八戸波 510GAL 加振

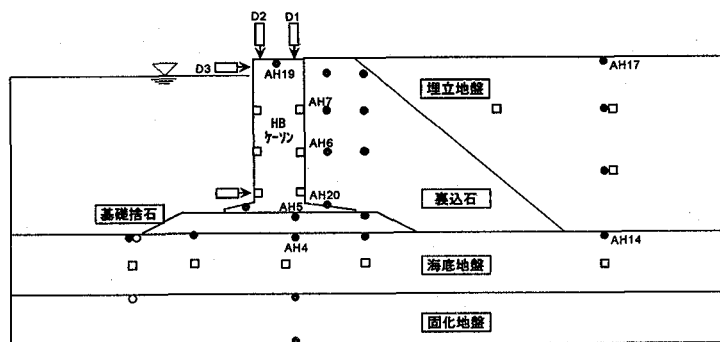
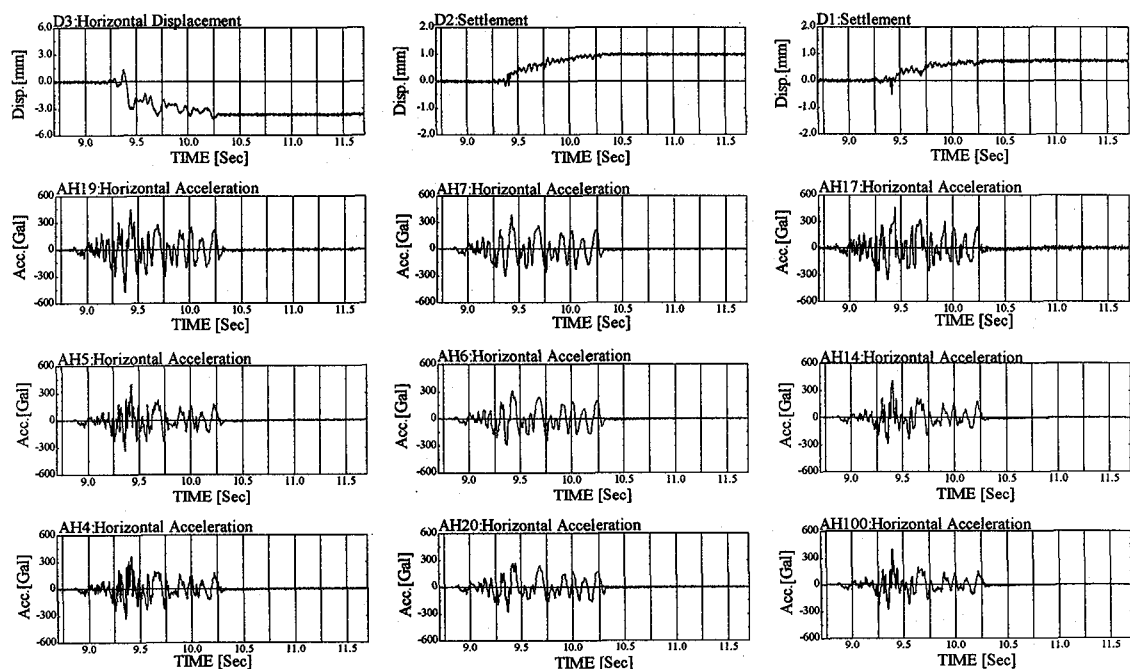
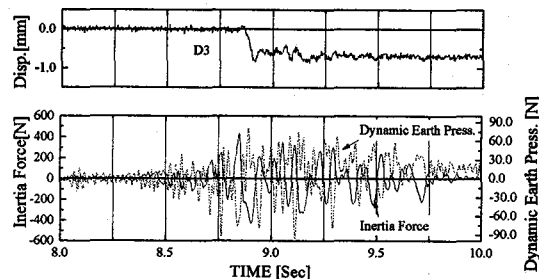
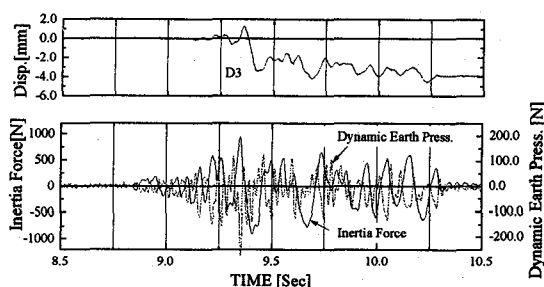


図-11 変位、加速度の時刻歴応答 (MODEL-C)

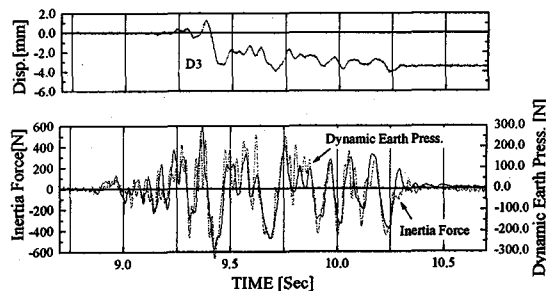
MODEL-A (八戸波 170Gal 加振)



MODEL-A (八戸波 510Gal 加振)



MODEL-B (八戸波 510Gal 加振)



MODEL-B (八戸波 170Gal 加振)

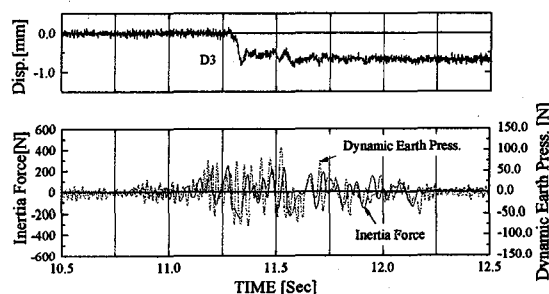


図-12 慣性力と動土圧

3.5 地震時土圧とケーソンに作用する慣性力の向き

現行の震度法による設計では、地震時土圧とケーソンに作用する慣性力の向きは同一方向と考えている。ところが、この問題は、地盤条件や地震波の特性に影響され、非常に複雑であるため、同一方向となるのか逆方向となるのか結論が分かれている⁶⁾¹²⁾¹³⁾。そこで、今回の実験条件における、地震時土圧と慣性力の向きについて検討を行った。

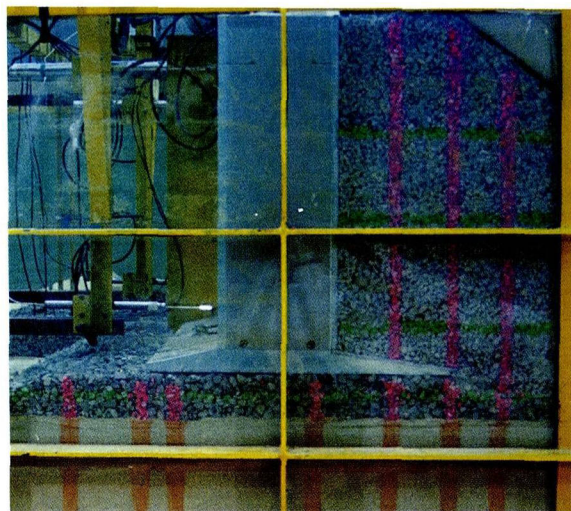
ケーソンに作用する慣性力(海側が負)は、ケーソンに設置した3台の加速度計からケーソン重心位置での水平加速度を求めて算定した。地震時土圧は、ケーソン背面の受圧版で計測した荷重計の値から地震時土圧合力の変動(動土圧:圧縮力が負)を算定した。MODEL-A, MODEL-Bに関して、慣性力と動土圧の時刻歴波形を合わせて図-12に示す。なお、MODEL-CはMODEL-Bと同一の挙動を示したため省略する。MODEL-Aの八戸波170Gal加振では慣性力と動土圧の向きは、逆方向に作用している。八戸波510Gal加振では、ケーソンの大きく水平変位時刻(9.4sec, 9.6sec, 10.0sec, 10.25sec付近)で同方向となり、それ以外では逆向きに作用している。すなわち、ケーソンの残留変位が生じない状態では、慣性力と動土圧の向きは逆で、残留変位が生じるフェーズで同方向に作用していることになる。濱田ら⁶⁾はケーソン式岸壁の正弦波加振実験で、加振レベルが上がると、地盤の軟化により慣性力と動土圧の方向が一致することを示しているが、今回の地震波加振実験においても同様の傾向を示すことが分かった。

MODEL-Bの八戸波170Gal加振では、MODEL-Aより同

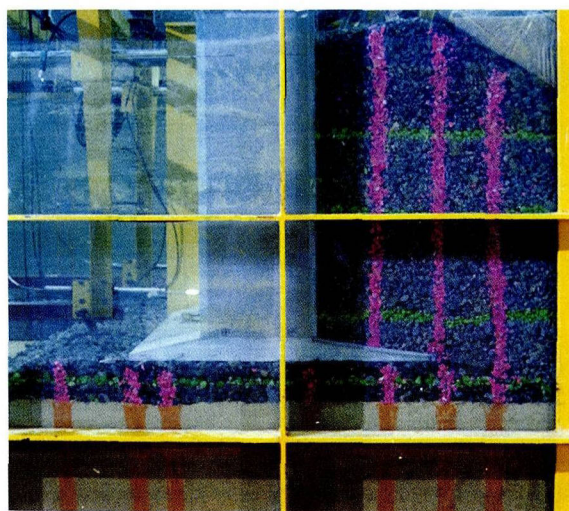
じ方向に作用している割合が多い。さらに、八戸波510Gal加振になると、波形自体がほとんど一致している。このようにMODEL-Aとは異なる傾向を示している原因としては、受圧版で計測している値がフーチング直上の裏込部分の慣性力を含んでいることが挙げられる。現状ではケーソンの背面に作用する動土圧と、壁体背面(仮想背面)に作用する動土圧を比較できないため、これ以上の論議はできないが、ケーソン自体の挙動を考えた場合(フーチング直上の裏込部分を含む壁体ではないことに注意)、ケーソンの慣性力とケーソン背面に作用する動土圧が同位相であることは、ケーソン直上の裏込部分を含む背後の地盤と、より一体となって挙動する構造であるものと解釈することが出来る。

3.6 仮想背面の形成

フーチング中央部分の鉛直方向に設置した加速度計の時刻歴応答(3.4で考察)から、フーチング直上の裏込部分とケーソンが一体となって挙動することが確認されたが、実際に仮想背面が形成されるのか、水中ビデオ撮影を行った映像から検討した。八戸波による加振では変形量が小さいため、正弦波加振による破壊実験時の映像を対象とした。その結果、ケーソンが海側へ水平変位するときには、フーチング後趾よりほぼ鉛直に破壊線と、後方に主働破壊線が生じ、フーチング直上の裏込石を含む壁体を、くさび状に押し込む様に變形していくことが分かった。陸上構造物の擁壁に対して、右城ら¹⁴⁾が行った実験では、フーチング部分をゆっくりと滑動させた場合、Rankineの理論どおり、



(加振前)



(破壊実験後)

写真-1 加振前と破壊実験後の変形状態

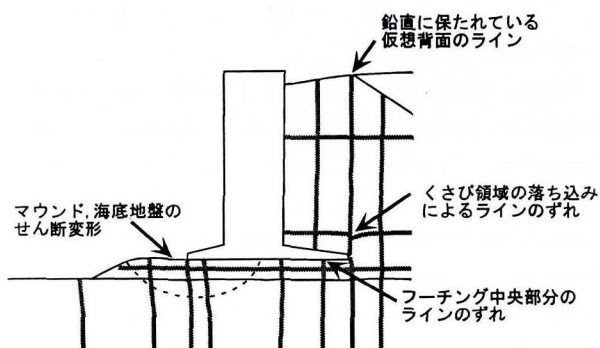


図-13 変形状態の模式図

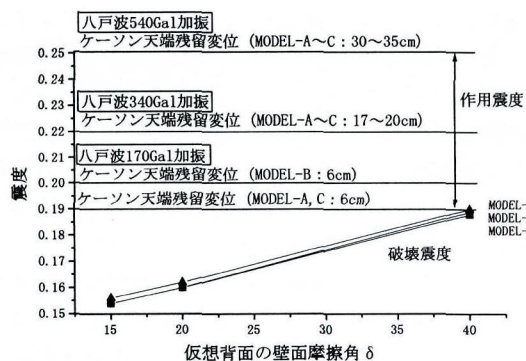


図-14 壁面摩擦角と破壊震度の関係

後趾から後方に主働破壊線と、前方にも斜めの破壊線（鉛直ではない）が形成されたことを報告している。しかし、地震時にはフーチング直上の裏込部分にも慣性力が作用することや、ケーソンはロッキング振動を伴って水平変位していくことから、今回の実験では、仮想背面に沿って破壊線が形成されたものと考えられる。

MODEL-C の加振前（注水前）と、破壊実験後（排水後）の変形状態を写真-1 に、変形状態の模式図を図-13 に示す。ケーソンの海側への水平変位と、裏込石自体の地震動による締固め（圧密）により、ケーソン背後では地表面が沈下しているものの、仮想背面上の色石のラインは鉛直を保っている。フーチング中央部分の鉛直ラインに着目すると、加振後にフーチングの上下でラインがずれていることから、ケーソンの水平変位にともなって、裏込部分も一緒に移動したことが分かる。なお、陸側フーチング下のラインが鉛直を保たれているのは、ケーソン前趾部分に比べて底面反力が小さかったため、この部分で滑動が生じたことによるものである。前趾部分では、ケーソン底面に大きな反力が作用するため、基礎捨石マウンドをせん断変形させ

ながら水平変位したことが分かる。壁体の背後部分（フーチング後趾より陸側）では、ケーソンとフーチング直上の裏込部分が海側へ水平変位することにより、仮想背面と主働破壊線に挟まれたくさび領域が落ち込むため、フーチングの直上の水平ラインが、仮想背面より背後の部分で沈下していることが分かる。

3.7 仮想背面の壁面摩擦角に対する検討

現行の設計基準では、仮想背面の壁面摩擦角を一律 $\delta=15^\circ$ としている¹⁾。しかし、陸上の擁壁構造物に対して古関ら¹⁵⁾が行った模型振動実験では、L型擁壁に関して鉛直滑り面（仮想背面）が裏込地盤内部に形成され、 $\delta=\phi$ （内部摩擦角）が成立していることを報告している。そこで、今回の模型断面に対して、壁面摩擦角 δ を変化させて、滑動の安全率が 1.0 となる破壊震度を求めた（図-14 参照）。 δ を大きな値とすると、土圧の水平成分が減少し、鉛直下向成分が増加するため、破壊震度は上昇することになる。八戸波 170Gal 加振時の MODEL-A, B, C の作用震度は 0.19~0.20 で、 $\delta=\phi=40^\circ$ としたときの破壊震度と同程度となっている。その時の残留変位はいずれのモデルでも実スケー

ルで 6cm 程度で、ほとんど変位が生じていない。破壊震度を大きく上回る八戸波 340Gal 加振時においても、ケーソン天端残留変位が十分に小さいため、 $\delta=\phi$ として設計しても十分耐震性を確保できるものと考えられる。この知見を設計に反映させると、壁体の断面を縮小する側に作用しコスト縮減に結びつく可能性がある。

4. まとめ

フーチング直上の裏込部分を壁体とみなす壁体形式であるハイブリッドケーソン式岸壁について、地震時の設計法の検証を目的として水中振動台実験による検討を実施した。今回の実験では、設計震度 $K_h=0.15$ で設計されたハイブリッドケーソン式岸壁を対象としており、壁体幅に対するフーチングの割合が高い構造となっている。特に、フーチング直上の裏込部分が有効重量として作用するのか明らかにするため、壁体幅と壁体重量を同一とした通常のケーソン（フーチングが短い）との比較実験とした。その結果、以下の結論が得られた。

- 1) 今回の実験条件では、ケーソンの形状（フーチングの長さの違い）に関わらず、加振後の残留水平変位はほぼ等しく、同等の耐震性能を有することが分かった。
- 2) ケーソン天端での残留水平変形の要因は、次の項目（海底地盤のせん断変形、基礎捨石マウンドのせん断変形、ケーソン底面と基礎捨石マウンド間の滑動、ケーソン前傾）に分類され、これらの要因が複合して変形が生じることが確認された。
- 3) 陸側フーチング直上の裏込部分の加速度応答波形は、ケーソンと同位相であり、地震時に一体となって挙動していることが分かった。
- 4) ケーソンは水平変位する際、ロッキング振動の影響により、設計で仮定している仮想背面に破壊線が形成された。
- 5) 今回の実験条件では、設計に用いる仮想背面の壁面摩擦角を、裏込石の内部摩擦角として検討したところ、それでも十分に耐震性を確保できることが分かった。したがって、現行設計法と比較してコスト縮減に結びつく可能性が示された。

なお、本実験は運輸省港湾技術研究所とNKKの平成11年度共同研究「重力式港湾構造物～地盤系の地震時安定性に関する研究」の中で実施したことをここに記す。

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，1999。

- 2) (財) 沿岸開発技術研究センター：ハイブリッドケーソン設計マニュアル，1999。
- 3) 小島謙一，Yulman MUNAF，木村秀樹，館山勝：模型実験による擁壁の地震時挙動，鉄道総研報告，Vol.12，No.4，pp.13-18，1998。
- 4) 阪本浩，岸正平，中野拓治，柿崎秀作：港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題について，港湾技研資料，No.30，pp.1-22，1967。
- 5) 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 6) 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，pp.207-252.1995。
- 6) 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，pp.611-620，1998。
- 7) 塩崎禎郎，菅野高弘，山本俊介，田中 剛，関口宏二：長フーチングを有するケーソン式岸壁の地震時挙動について，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.977-980，1999。
- 8) Masaki Kobayashi, Masaaki Terashi and Kunio Takahashi: Bearing Capacity of a Rubble Mound Supporting a Gravity Structure, Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol.26, No.5, pp.215-252, 1987。
- 9) Susumu Iai: 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。
- 10) 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。
- 11) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，pp.67-111，1976。
- 12) 風間基樹，稲富隆昌，大塚幸二：ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験と解析，港湾技術研究所報告，第29巻，第2号，pp.177-217，1990。
- 13) 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講演集，pp.1199-1200，1996。
- 14) 右城 猛，八木則男，谷田部龍一，筒井秀樹：かかと版付き擁壁の合理的な土圧評価法，土木学会論文集 No.567,VI-35，pp.189-198，1997。
- 15) 古関潤一，佐藤剛司，MUNAF Y，龍岡文夫，館山勝，小島謙一：擁壁構造物の地震時挙動に関する模型実験，日本機械学会交通・物流部門大会講演論文集 Vol.6th，鉄道シンポジウム編，pp.459-462，1997。

(1999年9月17日受付)