

## 1. はじめに

### 1.1 管理型廃棄物埋立護岸の耐震設計に関する現状

近年、大都市圏を中心に内陸部での廃棄物最終処分場の確保がますます困難となっている。また、廃棄物の海面埋立率は、東京湾周辺の1都2県で約60%，東京都のみでは85%に上る（環境省総合環境政策局，2004）など、大都市圏を中心として海面処分に大きく依存している。こうしたことから、港湾に建設される管理型廃棄物埋立護岸に対する期待が高まっている。

管理型廃棄物埋立護岸に要求される性能は、常時・異常時（地震動作用時等）を問わず護岸内部の管理型廃棄物を安定的に保管し、護岸内部の廃棄物や保有水等を護岸外部の海域に流出させないことである。しかしながら、管理型廃棄物埋立護岸の耐震設計は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会）」に規定される震度法に準拠しており、廃掃法に基づく「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令（昭和52年総・厚令1）」、「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル」（（財）港湾空間高度化センター港湾・海域環境研究所，2000）等に兵庫県南部地震クラスの極大地震動に対する耐震設計に関する明確な規定はない。これは、護岸変形が遮水工の遮水機能に及ぼす影響について十分な検討がなされていないこともその一因であると推察できる。東海地震や東南海・南海地震など大規模な海溝型地震発生への切迫性が懸念される中、護岸が大変形を起こした場合、遮水工の遮水機能が低下・喪失する危険性がある。したがって、極大地震動に対応した管理型廃棄物埋立護岸の耐震設計法の確立は緊急を要する技術的課題となっている。

### 1.2 本研究の位置づけ

本研究は、国土技術政策総合研究所のプロジェクト研究である「ゴミゼロ型・資源循環型技術に関する研究」（平成13～17年度）において沿岸防災研究室が担当する「極大地震動を考慮した管理型廃棄物護岸の性能設計に関する研究」（平成14～17年度；以下「特別研究」と記述する。）の一環として行ったものである。

重力式護岸構造や捨石式傾斜護岸構造を有する管理型廃棄物埋立護岸では、護岸背後の遮水工に遮水シートが使用される場合が多い。遮水シートを用いた遮水工を有する管理型廃棄物埋立護岸に極大地震動が作用した場合、護岸に大変形が発生し、遮水シートが破損・損傷する可能性がある。遮水工の遮水機能の低下による保有水等の海域流出を防ぐためには、地震動による遮水工の機能維

持について十分な検討をすることが必要であるが、現状では設計段階において遮水機能の健全性を検討する手法は存在しない。そこで、特別研究では遮水シートを用いた遮水工を有する重力式護岸形式の管理型廃棄物埋立護岸が極大地震動により被災変形した際に、護岸変形が遮水機能に及ぼす影響について検討し、その結果を踏まえて遮水機能の地震時健全性の評価・検討手法を開発する。

特別研究では図-1.1に示す評価項目について研究を行っており、現在までに、さまざまな外力作用時における遮水シートの変形強度特性に関する検討（たとえば狩野ら，2003，2004c，2005a），地震動の作用による護岸変形が遮水シートの変形に及ぼす影響の検討（狩野ら，2004a，2004b）等を実施した。

特別研究における本研究の位置づけは、地震動作用時の護岸変形に伴う遮水シートの変形挙動を把握することである（図-1.1のゴシック体に対応）。本研究成果は、地震時の護岸変形が遮水工の遮水機能に及ぼす影響を把握するための基礎資料となり、特別研究における管理型廃棄物埋立護岸の遮水機能の健全性評価手法の開発に寄与する。

なお、本論文は特別研究の成果の一部を資料としてまとめたものであり、本論文の一部は狩野ら（2004b，2005b，2005c，2005d，2005e）によって報告がなされている。

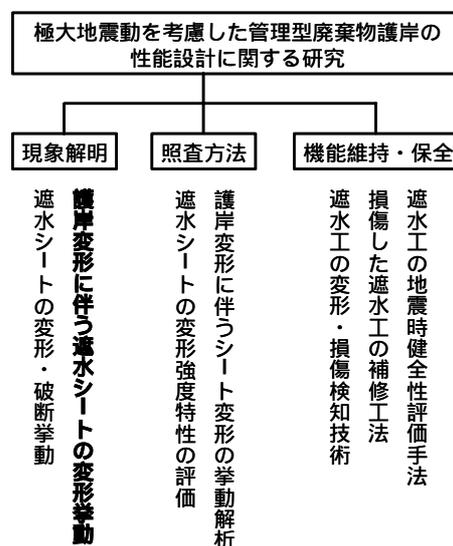


図-1.1 本研究の位置づけ

### 1.3 目的

本研究では、遮水シートを用いた遮水工を有する重力式護岸形式の管理型廃棄物埋立護岸を対象とし、地盤中に敷設された遮水シートの地震時挙動について明らかにすることを目的とした模型実験を行った。実験は、模型

振動実験と静的載荷実験の2種類を行った。模型振動実験は、地震時における遮水シートの動的変形挙動および残留変形状態について明らかにすることを目的とした。また、静的載荷実験は、地震動の作用によるケーソン変位に伴って背後地盤が大きく変形・崩壊した状態を想定し、地盤の変形・崩壊が遮水シートに及ぼす影響について明らかにすることを目的とした。

#### 1.4 本資料の構成

本資料の構成を以下に示す。

2章では、護岸構造物中の実験対象領域を示し、模型振動実験と静的載荷実験それぞれの実験概要について述べる。

3章では、模型振動実験に関する実験条件、実験材料、実験内容を示す。

4章では、模型振動実験における模型の応答加速度、地盤の水圧、ケーソン変位、地盤変位、遮水シートのひずみの計測結果を述べる。

5章では、静的載荷実験に関する実験ケース、実験内容を示す。

6章では、静的載荷実験における地盤変位および遮水シートの変形の計測結果について述べる。

7章では、模型振動実験および静的載荷実験の実験結果を基に、遮水シートの地震時挙動について考察する。考察では、地震時のケーソン変位と遮水シートの変形挙動との関係、地盤変位と遮水シートの変形挙動との関係、および遮水シートの地盤への追随性について検討する。

8章は本研究から得られる結論であり、9章で今後の研究方や問題点の抽出、成果の活用法について述べる。

## 2. 模型実験概要

### 2.1 実験対象領域

1995年に発生した兵庫県南部地震では、多くの重力式岸壁が被災した。外山・松永(1995)によると、重力式岸壁の被災形態は類似し、岸壁本体の海側への滑動、前傾、沈下およびエプロンの大陥没が特徴的であった。このような岸壁の変形は、岸壁が陸側から常に土圧を受け、かつ海側の方には拘束がないため海側に変位しやすいことによる。埋立が完了した重力式護岸形式の管理型廃棄物埋立護岸に地震動が作用した場合、ケーソンは兵庫県南部地震による重力式岸壁の被災形態と同様、拘束のない海側へ変位し、ケーソン直背後の地盤が大きく変形する可能性がある。

そこで、本実験では、護岸構造物全体の地震時挙動に

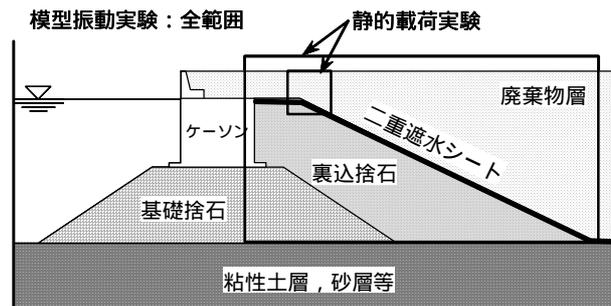


図-2.1 実験想定断面および実験対象範囲

加え、地震時に背後地盤中で大きな変形が予想される裏込層法肩部分の変形挙動に着目した。図-2.1に実験の対象領域を示す。模型振動実験は重力式護岸構造物全体を対象とした。静的載荷実験は護岸構造物全体と裏込層法肩部分とを対象とした。

### 2.2 模型振動実験概要

図-2.2に模型振動実験の概念図を示す。実験には水深2mの水槽の底面に振動台が設置されている水中振動台(五洋建設株式会社技術研究所所有)を使用した。振動台上に重力式護岸模型を作成し、地盤中に1枚の遮水シートを敷設した。実験では、護岸構造物が地震により変形する際の遮水シートの挙動を検討した。

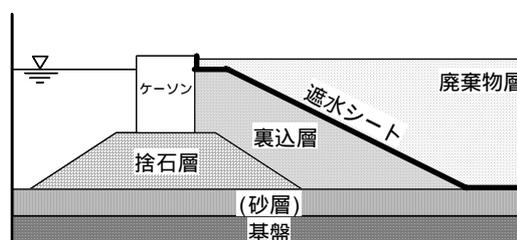


図-2.2 模型振動実験の概念図

### 2.3 静的載荷実験概要

図-2.3に静的載荷実験の概念図を示す。実験では、箱形剛土槽の一側面に厚さ12mmの鋼板を設置し、反力壁に固定した油圧ジャッキにより鋼板に静的な変位を与えた時の鋼板背後の模型地盤の変形挙動を検討した。なお、背後地盤には実際の管理型廃棄物埋立護岸の遮水工に敷設されるものと同様の二重遮水シート(遮水シート2枚と保護マット3枚を交互に敷設した5層構造:図-2.4)を敷設した。

護岸構造物全体を実験対象としたケースは、ケーソンに見たてた鋼板が静的に変位した時の二重遮水シートの変形挙動を把握することを目的とするものである。また、

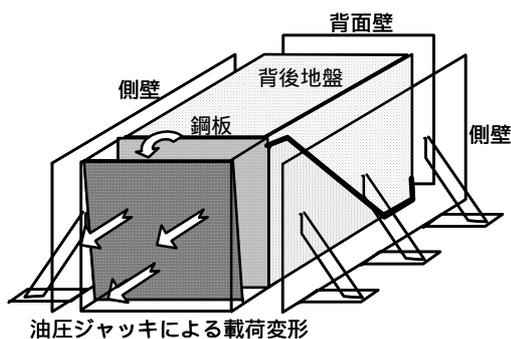


図-2.3 静的荷重実験の概念図

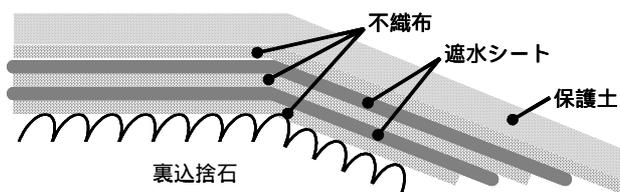


図-2.4 二重遮水シート構造

裏込層法肩部分を実験対象としたケースでは、実際の管理型廃棄物埋立護岸の遮水工に敷設されるものと同じ厚さの二重遮水シートが地盤変位に対してどのような挙動を示すのかを把握することを目的とするものである。

### 3. 模型振動実験内容

#### 3.1 実験条件

##### (1) 入力波形の選定

本実験では、図-3.1 および図-3.2 に示す 4 種類の入力波形を使用した。これらのうち 3 種類は、港湾構造物の設計で標準的に用いられる地震波形である。他の 1 種は、海溝性地震等で発生が懸念され、重力式構造物に大きな影響を及ぼすと考えられる、継続時間が長く、かつ長周期の振動が卓越する波形である。先の 3 種類は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会）」の中で港湾構造物に対する地盤の地震応答計算の入力地震波形として記載されている大船渡波 (S1210 EN Base)、八戸波 (S252 NS Base) およびポートアイランド波 (PI-79 NS Base) である。継続時間が長く、かつ長周期波が卓越する波形は、半経験的な強震動予測手法である経験的グリーン関数法 (Irikura, 1986) を用いて、工学的基盤において模擬的に作成された地震波 (模擬波) である。なお、大船渡波および八戸波については最大加速度を  $smac$  波 350 gal 相当に調整した。

##### (2) 相似則に関する検討

模型振動実験の相似則は地盤を 2 層系飽和材料 (間隙

水と土粒子骨格) と仮定した時の波動方程式を支配方程式とした  $lai$  (1988) の提案する相似則を採用した。本相似則において、飽和地盤の密度の相似比を 1、地盤ひずみの相似比を  $0.5$  (長さの縮尺を ) と仮定することで得られる相似則を本実験に適用した。表-3.1 に本実験で採用した相似則と縮尺を示す。

##### (3) 実験ケース

本実験ではさまざまな加振波に対する護岸ならびに地盤、遮水シートの応答挙動を把握するため、および遮水シートの端部固定方法が遮水シートの地震時挙動に及ぼす影響を把握するため、2 種類の護岸断面を想定して以下の実験ケースを設定した (表-3.2)。

ケース A-1: 想定した護岸モデルを図-3.3(a) に示す。模型の長さの縮尺は  $1/12$  である。遮水シートは厚さ  $0.3$  mm のポリ塩化ビニル (PVC) 製シートを使用し、端部は模型に固定しなかった。入力波形は大船渡波、八戸波、ポートアイランド波で、加振はこの順に行った。

ケース A-2: 想定した護岸モデルを図-3.3(b) に示す。模型の長さの縮尺は  $1/15$  である。遮水シートは厚さ  $0.2$  mm の PVC シートを使用し、端部はコンクリート方塊を用いて固定した。入力波形は八戸波、ポートアイランド波で、加振はこの順に行った。

ケース A-3: 護岸模型、遮水シートの厚さ、および端部固定方法はケース A-2 と同様である。入力波形は模擬波であり、1 回のみ加振を行った。

#### 3.2 実験に使用した材料

実験に使用した材料を表-3.3 に示す。

##### (1) ケーソン模型

実験に使用したケーソン模型は、加速度計、土圧計、荷重計を搭載した計測用ケーソンとその両端に設置するダミーケーソンの計三函からなっている。ケーソン模型の材質はアルミニウムであり、中詰砂を入れて実験に使用した。

##### (2) 基盤層・砂層・捨石層・裏込層・廃棄物層

基盤層には相馬砂 5 号にセメントを 3 % 混合したものを使用し、砂層には相馬砂 5 号を使用した。捨石には 4 号碎石 (粒径:  $20 \sim 30$  mm) を、裏込石には 6 号碎石 (粒径:  $5 \sim 13$  mm) を使用した。また、実際の廃棄物埋立護岸に埋立処分される廃棄物の性状は一様でない。場所によって異なるが、粒径からみてもコンクリート塊のようなものから微細な焼却灰までが含まれ得る。ここでは実験上の便宜から、廃棄物には 7 号碎石 (粒径:  $2.5 \sim 5$  mm) を使用した。

##### (3) 遮水シートおよび不織布

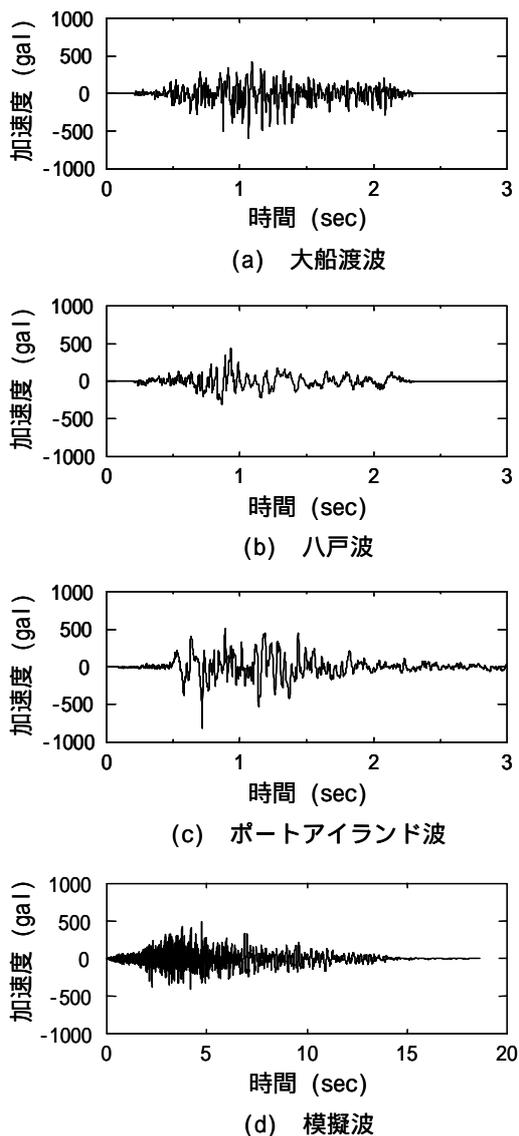


図-3.1 振動台入力波形

実験で使用した遮水シートは、管理型廃棄物埋立護岸遮水工に敷設されるものと同じポリ塩化ビニル(PVC)製である。使用する遮水シートの厚さは実験模型の相似則に対応させるべきである。しかし、遮水シートのような粘弾性物質に適応される厳密な相似則は存在しない。そのため、遮水シートの厚さは実験模型とほぼ同等の縮尺とし、実際の遮水工で使用される厚さ(3 mm)の1/10である0.3 mm厚と1/15である0.2 mm厚のものを使用した。

また、遮水シートの変形、損傷に対する保護緩衝材として、ケースA-2およびケースA-3では1 mm厚の長繊維不織布を2枚使用した。

### 3.3 実験内容

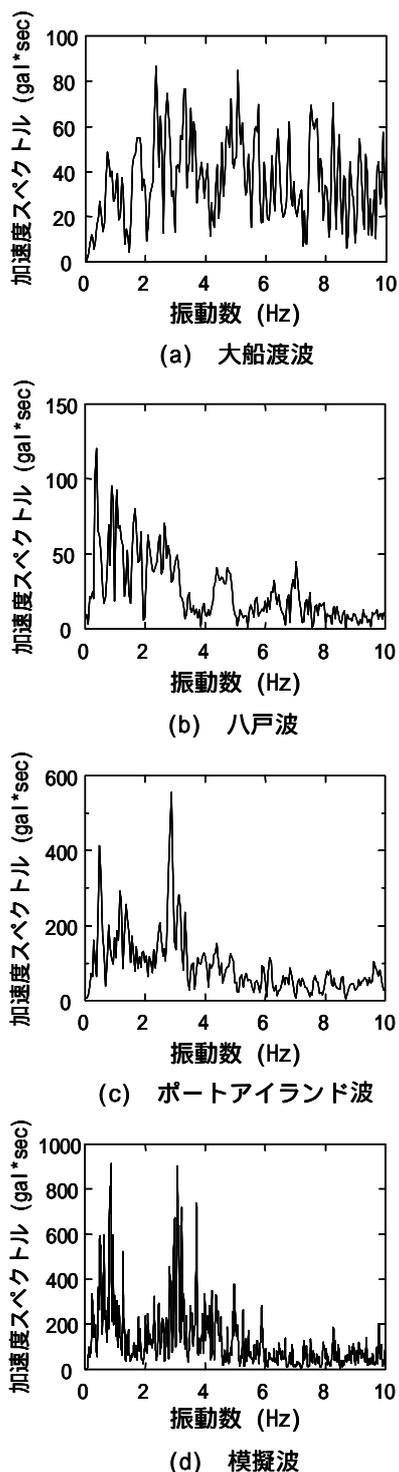


図-3.2 振動台入力波形加速度スペクトル

#### (1) 模型作成

##### a) ケース A-1

図-3.4(a)に護岸模型断面を示す。実験に用いた土槽は、内法が長さ4 m、幅1.2 m、高さ2 mの箱型の鋼製枠である。ただし、側面から護岸の変形状態を観察するため片側の側壁にはアクリル板を使用した。加速度計および間

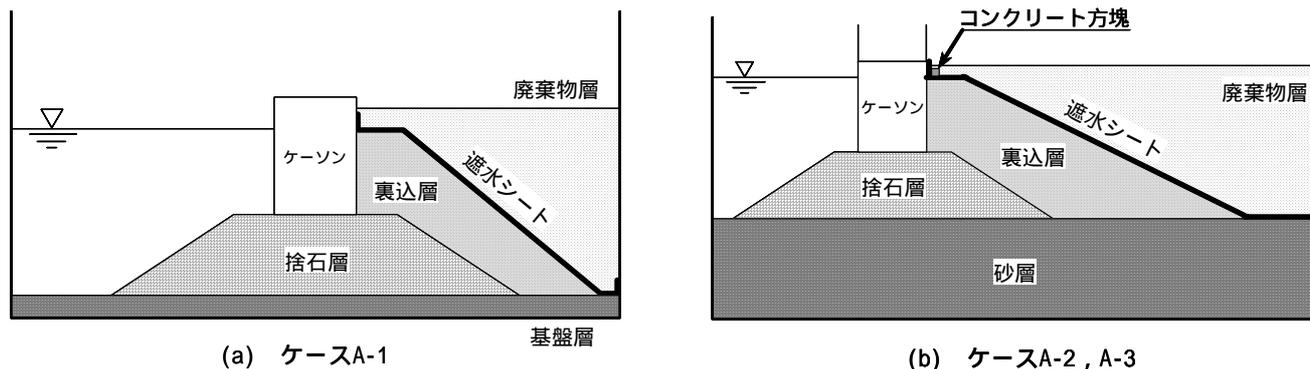


図-3.3 実験想定護岸モデル

表-3.1 適用相似則

(a) ケースA-1

パラメータ	実物 / モデル	縮尺
長さ		12
密度	1	1
時間	0.75	6.45
応力		12
間隙水圧		12
変位	1.5	41.6
速度	0.75	6.45
加速度	1	1

(b) ケースA-2, ケースA-3

パラメータ	実物 / モデル	縮尺
長さ		15
密度	1	1
時間	0.75	7.62
応力		15
間隙水圧		15
変位	1.5	58.1
速度	0.75	7.62
加速度	1	1

隙水圧計をテグスによって計測深度に固定した。また、ケーソン変位を計測するための変位計を所定の位置に設置し、ケーソン背後には土圧計を所定の位置に設置した。基盤層のうち飽和層は空中落下法により層厚 0.1 m ピッチで作成した。このとき所定の相対密度になるように層厚 0.1 m 毎に必要な重量の土砂を盛り立て、土砂の層厚が 0.1 m になるまで締め固めて地盤を作成した。その後、捨石層、裏込層をそれぞれ 4 号砕石、6 号砕石を用いて作成した。裏込層上に遮水シート 1 枚を敷設した後、廃棄物層を 7 号砕石によって作成した。なお、遮水シートのひずみを測定するためシートにひずみゲージ (KLM 線

表-3.2 実験ケース

ケース	実験条件
A-1	模型の長さの縮尺比: 1 / 12 入力地震波: 大船渡波, 八戸波, ポートアイランド波 シート上端部: 固定せず; シート下端部: 枠にボルト固定 想定護岸断面: 図-3.3(a); 模型断面: 図-3.4(a)
A-2	模型の長さの縮尺比: 1 / 15 入力地震波: 八戸波, ポートアイランド波 シート上端部: コンクリート方塊の押さえ荷重による固定 シート下端部: 枠にボルト固定 想定護岸断面: 図-3.3(b); 模型断面: 図-3.4(b)
A-3	模型の長さの縮尺比: 1 / 15 入力地震波: 模擬波 シート上端部: コンクリート方塊の押さえ荷重による固定 シート下端部: 枠にボルト固定 想定護岸断面: 図-3.3(b); 模型断面: 図-3.4(b)

表-3.3 実験材料および計測項目

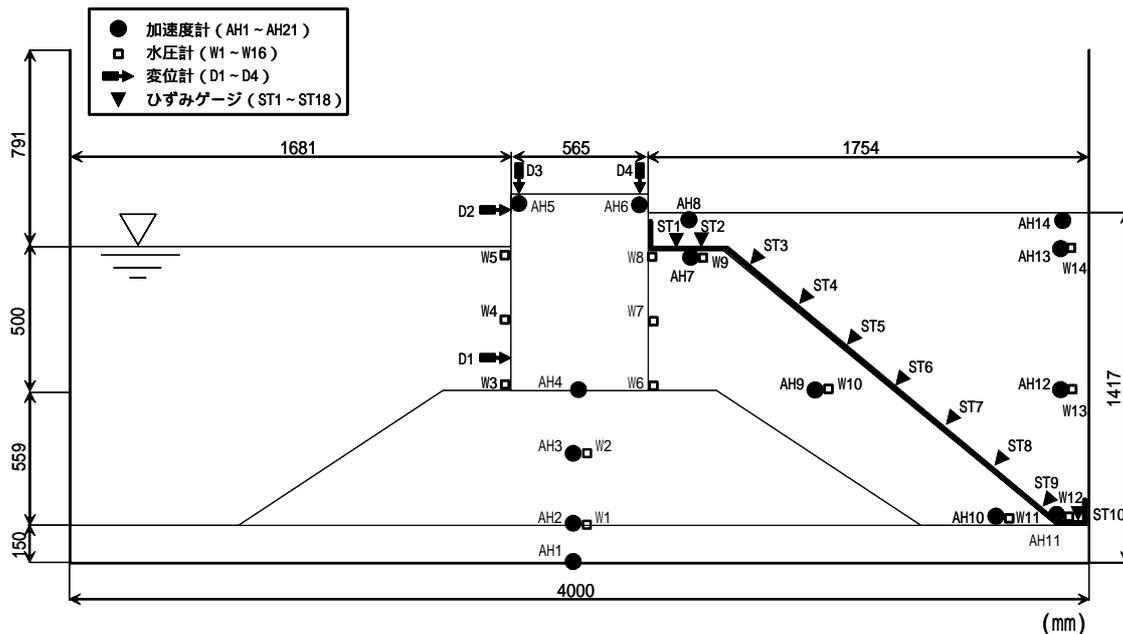
実験材料	遮水シート: PVC製1枚 (厚さ0.2 mm, 0.3 mm)
	不織布: 長繊維不織布2枚 (厚さ1 mm)
	基盤層: 相馬珪砂5号 + セメント (3 %)
	砂層: 相馬珪砂5号
	捨石層: 4号砕石
	裏込層: 6号砕石
計測項目	廃棄物層: 7号砕石
	加速度: 加速度計
	水圧: 水圧計
	ケーソン変位: 変位計
	地盤変位: ターゲット
	遮水シートのひずみ: ひずみゲージ

超大ひずみゲージ: 20 %までのひずみを計測可能) を貼付した。

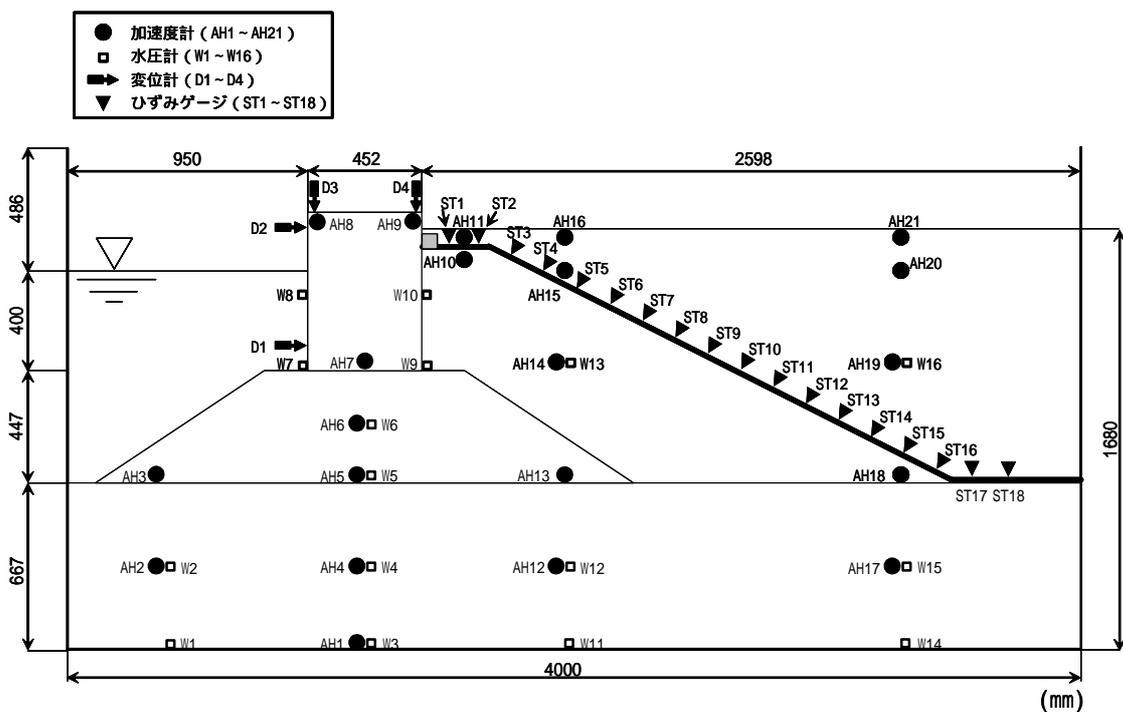
また、地盤内および地表面には、変形の様子を観察し、地盤の移動量を計測するためのターゲットを設置した。

b) ケース A-2 およびケース A-3

図-3.4(b)に護岸模型断面を示す。使用する鋼製枠および計測機器の設置方法、ケーソン背後地盤の作成方法、ターゲットの設置方法はケース A-1 と同様であるが、ケ



(a) ケースA-1



(b) ケースA-2, ケースA-3

図-3.4 模型断面および計器配置図

ケース A-2 およびケース A-3 では基盤層の上に水中落下法により相馬珪砂 5号を枠内に投入して相対密度約 40%の砂層を作成した。また、裏込層の法面勾配は 1:2.0 とした。

(2) 計測項目

表-3.3 に計測項目を示す。計測項目は、ケーソン変位、地盤変位、遮水シートのひずみ、護岸前背面および地盤

内の水圧、ケーソン背後の土圧、地盤応答加速度である。

(3) ひずみゲージによる遮水シートのひずみ算定方法  
本研究で使用した KLM 線超大ひずみゲージの抵抗線は PVC 製遮水シートに比べて剛性率、弾性率がともに大きく、ゲージが示すひずみと遮水シートの変形量とは正確に一致しない。ゲージの計測値から遮水シートのひずみを求めるためには、ゲージの計測値と遮水シートの変形

量との関係を別途検証する必要がある．本研究ではひずみゲージの検定実験を行い，ひずみゲージの計測値から遮水シートのひずみを算定する際の補正係数を求めた．その結果を付録 A に示す．

水シートのひずみの主な計測結果を以下に示す．なお，計測結果の詳細については付録 B に示す．また，実験写真は付録 C に示す．

#### 4. 模型振動実験結果

応答加速度，水圧，ケーソン変位，地盤変位および遮

##### 4.1 応答加速度について

図-4.1 に，ケース A-1 の大船渡波における水平方向の応答加速度時刻歴を，図-4.2 に，ケース A-2 の八戸波における水平方向の応答加速度時刻歴を，図-4.3 に，ケー

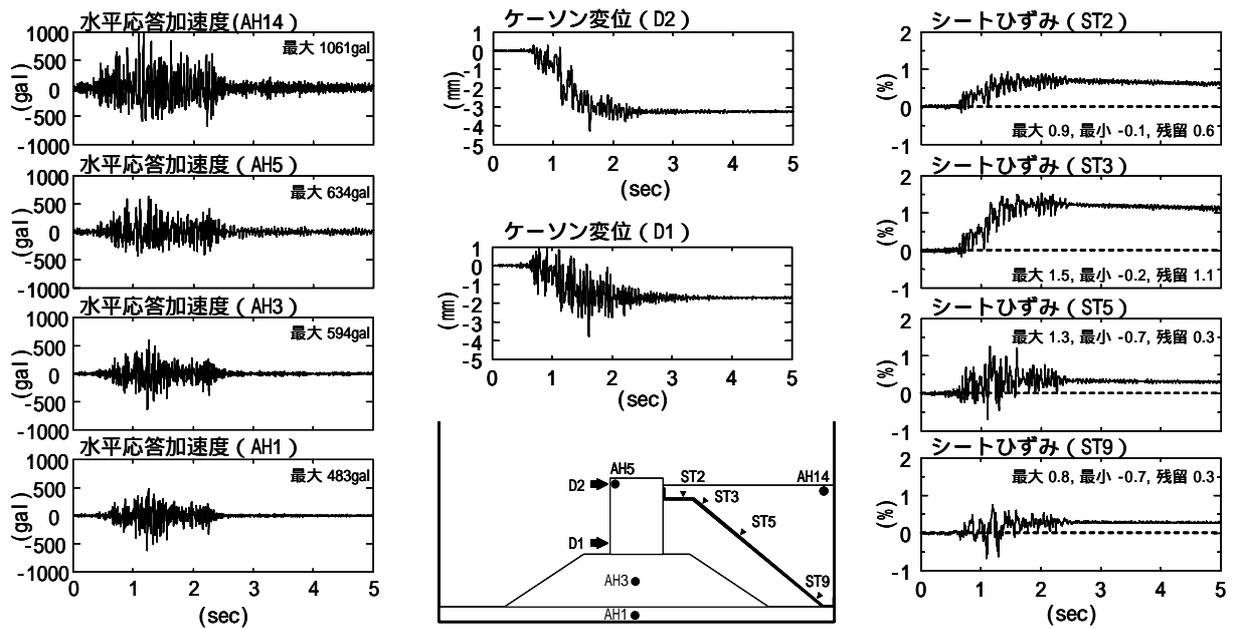


図-4.1 実験結果時刻歴（ケースA-1，大船渡波）

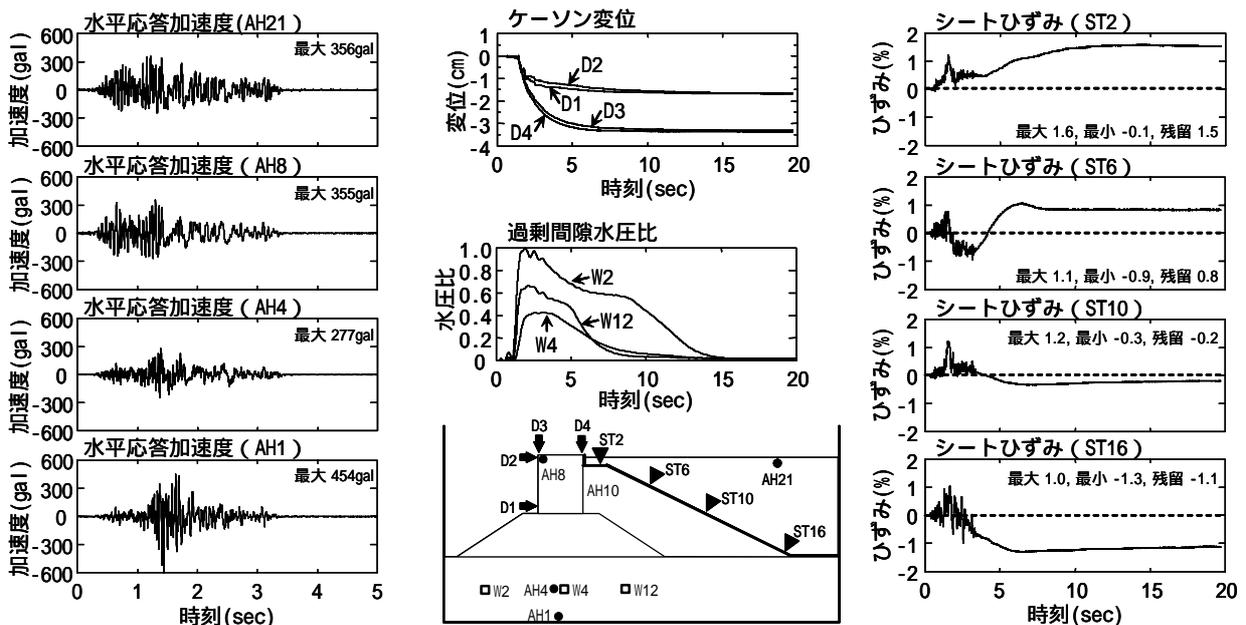


図-4.2 実験結果時刻歴（ケースA-2，八戸波）

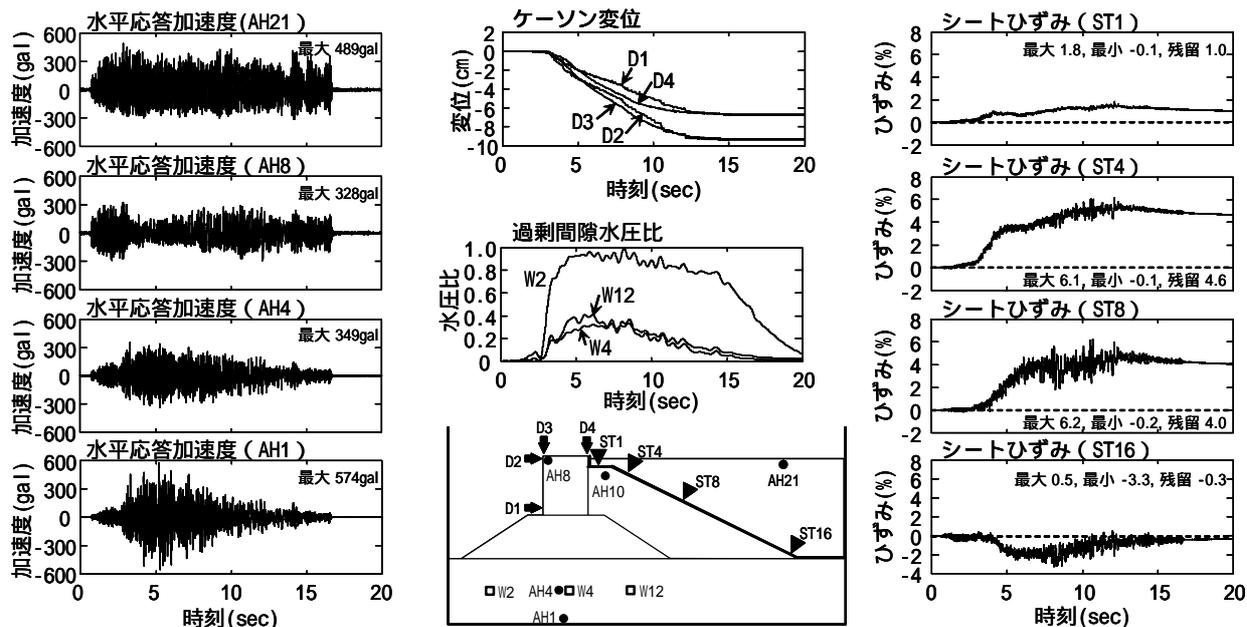


図-4.3 実験結果時刻歴（ケースA-3，模擬波）

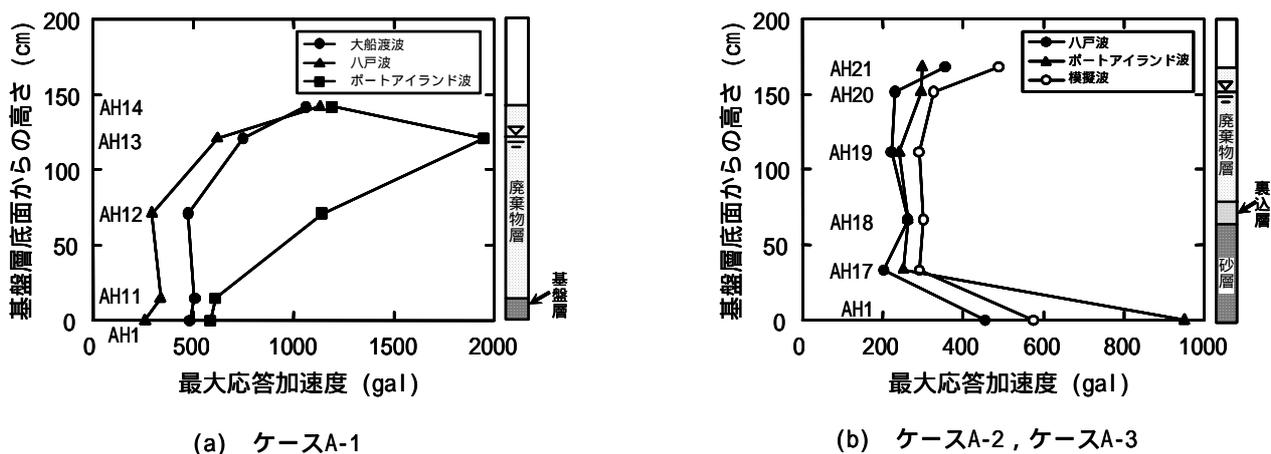


図-4.4 水平方向最大加速度分布

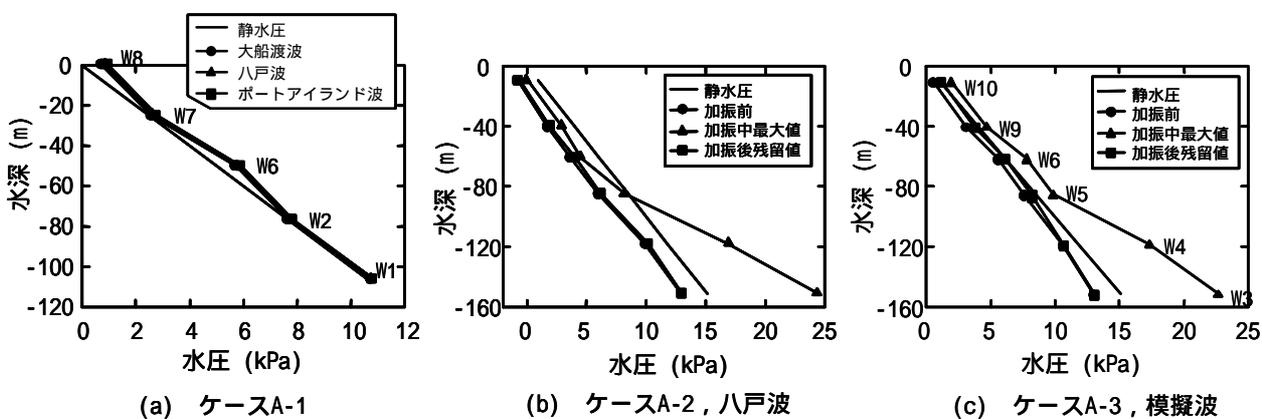


図-4.5 水圧分布（ケーソン背面部）

ス A-3 の模擬波における水平方向の応答加速度時刻歴を、それぞれ示す。ケース A-1 の大船渡波では、土槽底版における応答加速度は地盤中で減衰されることなく、地盤表面に向かうにしたがって増幅された。同様の傾向は八戸波、ポートアイランド波でも確認され、地盤表面における応答加速度は土槽底版より大きくなった。一方、ケース A-2 では、八戸波、ポートアイランド波ともに土槽底版における応答加速度は砂層で大きく減衰し、砂層より上側では若干増幅するものの、地盤表面の加速度は入力加速度に対して小さくなった。ケース A-3 の模擬波についても同様の傾向が見られたが、特徴的なのは、砂層より上側では入力波の主要動以降も振動が持続し、振動の大きさがほとんど減衰していない点である。

次に、図-4.4 に各ケースにおける最大応答加速度の分布を示す。ケース A-1 の場合、地盤表面の最大応答加速度は土槽底版での値に比べて、大船渡波では約 2.2 倍、八戸波では約 4.3 倍、ポートアイランド波では約 2 倍となった。一方、ケース A-2 およびケース A-3 の場合、地盤表面と土槽底版との比は、八戸波で約 0.8 倍、ポートアイランド波では約 0.3 倍、模擬波では約 0.9 倍となり、地盤表面の応答加速度は土槽底版に比べて減衰されたことがわかる。ケース A-1 とケース A-2 およびケース A-3 との違いは、砂層における応答加速度の減衰の影響によるものと考えられる。なお、ケース A-1 のポートアイランド波について、廃棄物層中の AH13 で最大約 1946gal を計測したが、同箇所の波形がスパイク状であったことから、加速度計の固定方法等の実験条件の影響を受けたと思われる。

#### 4.2 水圧について

図-4.5 にケーソン背面部における加振後の水圧の深度分布を示す。ケース A-1 では水圧分布は加振前後でほとんど変化しなかった。ケーソン前面部および地盤中においても同様の結果が得られた。一方、ケース A-2 およびケース A-3 では水圧分布は加振前後でほとんど変化しないが、加振中の最大値は砂層中央で大きかった。

ケース A-2 の八戸波加振中における砂層の過剰間隙水圧比について見てみると、土槽底版加速度の増加に伴い、過剰間隙水圧比は上昇し始め、加振中に最大値に達した(図-4.2)。最大値を見るとケーソン前面側では過剰間隙水圧比は約 1.0 で完全に液状化し、ケーソン直下では約 0.4 で地盤はやや軟化し、ケーソン背後側では約 0.7 でほぼ液状化したと考えられる。一方、ケース A-3 については、ケーソン前面側の過剰間隙水圧比は約 1.0 に達しており完全に液状化したが、ケーソン直下および背後

での値は 0.3~0.5 であり、軟化しているものの完全液状化には達しなかった(図-4.3)。

#### 4.3 ケーソン変位について

ケーソン変位は加振中に最大に達し、ケース A-1 では加振後の変位の増加は見られなかった(図-4.1)。一方、ケース A-2 およびケース A-3 では、ケーソンは加振が主要動に達するあたりから大きく変位した。これは過剰間隙水圧の上昇時期と一致することから(図-4.2、図-4.3)、ケーソンは地盤の軟化に伴い大きく変位したと考えられる。加振後も変位は継続し、砂層中の水圧の消散とともに変位の増加が終了したことから、ケーソン変位は砂層やその上部の捨石層の変位に依存していたと考えられる。

ケーソンの残留変位を表-4.1 に示す。ケース A-2 では海側への移動と沈下が主な変形モードであり、前傾の程度は小さかった。一方、ケース A-1 およびケース A-3 ではケーソンは海側へ移動、前傾しながら沈下した。ケーソン上端の水平残留変位を相似則を用いて実スケールに換算すると、ケース A-1 の大船渡波では約 14 cm、八戸波では約 13 cm、ポートアイランド波では約 34 cm であり、ケース A-2 の八戸波では約 96 cm、ポートアイランド波では約 127 cm、ケース A-3 の模擬波では約 543 cm であった。

#### 4.4 地盤変位について

図-4.6 に、ケース A-1 の大船渡波加振後およびケース A-2 の八戸波加振後、ケース A-3 の模擬波加振後のケーソン変位と地盤内ターゲットの移動量を基に作成した地盤変位ベクトルを示す。変位の基準は加振前の状態とした。ケース A-1 の大船渡波による加振では、地盤の変位は平均 0.5 mm 程度と小さかった。ケース A-2 とケース A-3 では、捨石層、裏込層、廃棄物層は全体として海側へ移動、沈下した。特に、砂層前面、捨石層、裏込層天端および法肩部、廃棄物層表面の変位が大きかった。

廃棄物層に設置した地表面ターゲットの加振後の沈下

表-4.1 ケーソンの残留変位

ケース	入力波	実験値 (cm)				実スケール換算 (cm)			
		水平変位		鉛直変位		水平変位		鉛直変位	
		上端	下端	前面	背面	上端	下端	前面	背面
A-1	大船渡波	0.3	0.2	0.1	0.1	14	7	5	2
	八戸波	0.3	0.2	0.1	0.1	13	7	4	1
	ポートアイランド波	0.8	0.5	0.3	0.1	34	21	11	4
A-2	八戸波	1.6	1.7	3.3	3.4	96	98	193	195
	ポートアイランド波	2.2	2.0	3.0	2.9	127	116	175	167
A-3	模擬波	9.3	6.7	9.3	6.8	543	390	539	393

量の計測結果を図-4.7 に示す．ケース A-1 の大船渡波，八戸波による加振後は数 mm 程度の局所的な沈下と隆起が見られるが，全体的な沈下は発生していない．一方，ポートアイランド波による加振後は地表面が全体にわたり沈下した．沈下量はケーソンに近いほど大きかった．また，ケース A-2 の八戸波，ポートアイランド波による加振後は，地表面は全体的に沈下し，沈下量はケーソンに近いほど大きく，ケーソンから離れるに従って小さくなった．最大沈下量はケース A-1 の大船渡波加振後で約 1 mm，八戸波加振後で約 3 mm，ポートアイランド波加振後で約 1 cm であり，ケース A-2 の八戸波加振後で約 4 cm，ポートアイランド波加振後で約 7 cm，ケース A-3 の模擬波加振後で約 11 cm であった．これらは，地盤がケーソンの海側への変位に追従して変形した結果であると考えられる．

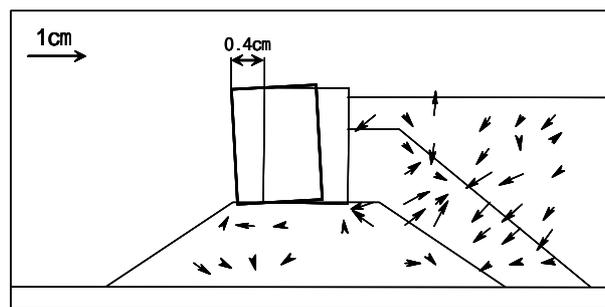
#### 4.5 遮水シートのひずみについて

加振中，遮水シートには振動に伴うひずみが発生し，加振後は残留ひずみが発生した．また，それらの値はケーソンの変位が大きいほど大きな値を示した．実験後，遮水シートを撤去する際に目視でシートの表面を観察した結果，遮水シートには不陸の影響による凹凸が見られたものの，損傷は認められなかった．

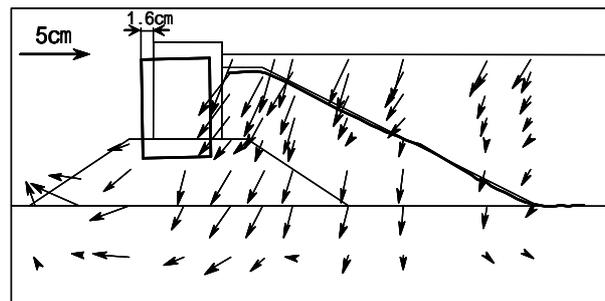
ひずみゲージによる遮水シートのひずみ計測結果を以下に示す．なお，図中のひずみはケース A-1 については付録 A の式(A4)によって，ケース A-2 およびケース A-3 については式(A3)によってそれぞれ補正した値である．

##### (1) 加振中の動的変形挙動

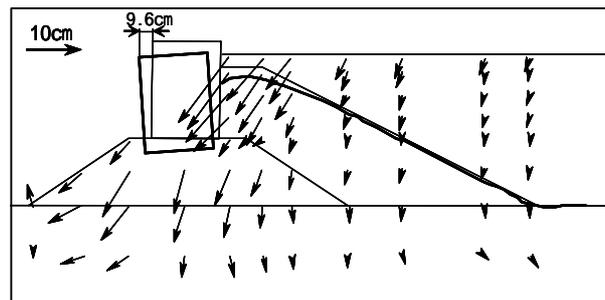
ひずみの時刻歴（図-4.1～図-4.3）から明らかのように，加振中の遮水シートの変形挙動はケースおよび計測



(a) ケースA-1, 大船渡波

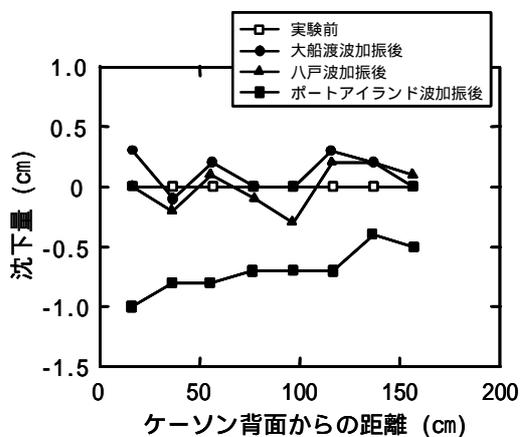


(b) ケースA-2, 八戸波

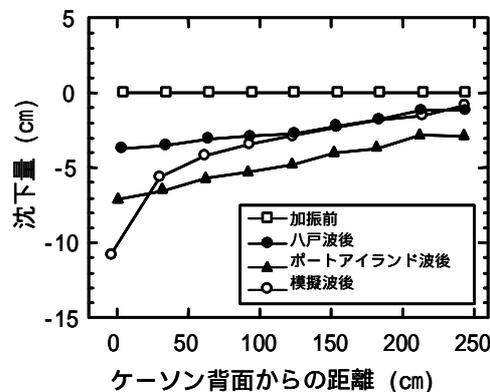


(c) ケースA-3, 模擬波

図-4.6 ケーソン変位および地盤変位ベクトル



(a) ケースA-1

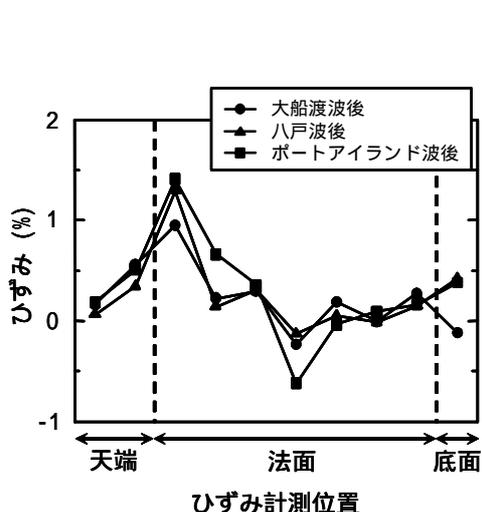


(b) ケースA-2, ケースA-3

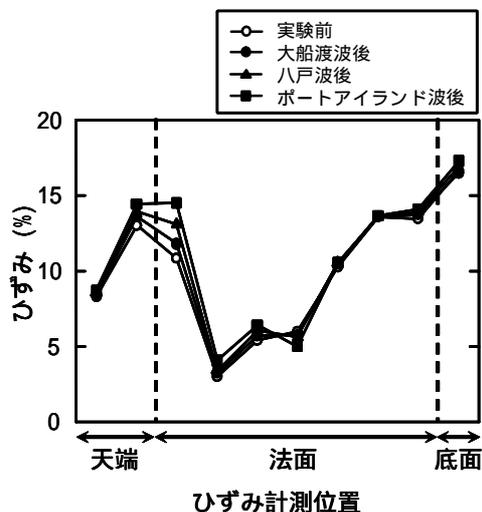
図-4.7 地表面沈下量

箇所によって異なる．ケースA-1における加振中のひずみの最大値は，大船渡波，八戸波，ポートアイランド波のいずれの入力波についても法肩部(ST3)においても

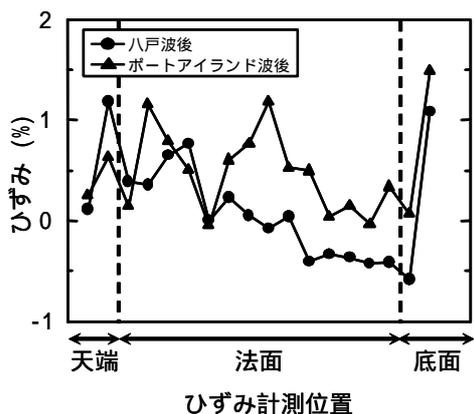
とも大きく，それぞれ，1.5%，2.5%，3.7%のひずみが発生した．また，ひずみの増加の終了はケーソンの変位の増加の終了とほぼ同時刻であることから，遮水シー



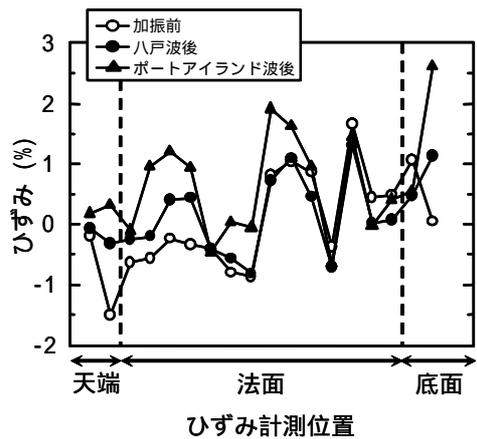
(a) ケースA-1のひずみ増分分布



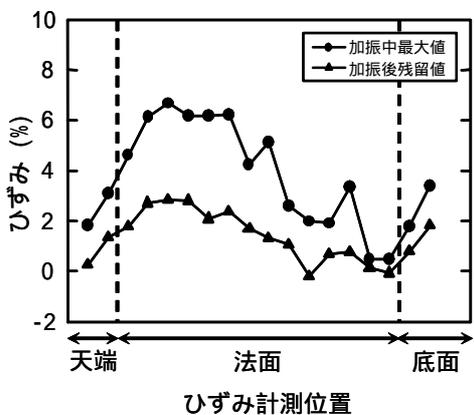
(b) ケースA-1の累積ひずみ分布



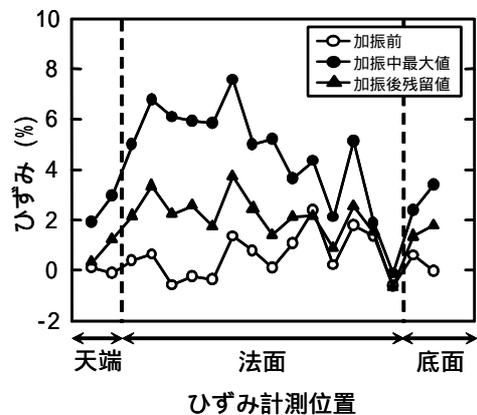
(c) ケースA-2のひずみ増分分布



(d) ケースA-2の累積ひずみ分布



(e) ケースA-3のひずみ増分分布



(f) ケースA-3の累積ひずみ分布

図-4.8 遮水シートのひずみ増分および累積ひずみ分布

トの変形はケーソンの変位の影響を受けた結果であると考えられる。

ケース A-2 のひずみの時刻歴波形 (図-4.2) では、法面上部 (ST4, ST5) におけるひずみが顕著で、八戸波では 1.7%, ポートアイランド波では 2.5% のひずみが発生した。また、八戸波加振中の裏込層天端 (ST2) におけるひずみは加振終了後も増加した。これはケーソン前面部における砂層の水圧消散が遅いために地盤変位が継続し、そのためケーソン付近のひずみが増加したためと考えられる。また、法尻 (ST16) におけるひずみは加振中、負の値であった。これは、遮水シートがひずみゲージを貼付した側を内側にして曲げられた可能性と、加振前にすでに 1% 未満のひずみが発生しており、計測開始と共にそれが緩和される (すなわち圧縮側に) 変形が生じた可能性のどちらか、あるいは両方が発生した結果であると推察される。

ケース A-3 の模擬波加振中におけるひずみの時刻歴波形 (図-4.3) では、法面上部 (ST5) におけるひずみがか最も大きく、6.7% のひずみが発生した。また、ひずみの発生時期はケーソンの変位発生とほぼ一致し、さらにケーソンの変位終了後はひずみの増加がほとんど見られないことから、遮水シートのひずみはケーソンの変位に影響されたものと考えられる。

ここで、シート下端部に近い敷設底部におけるひずみは全ケースを通じて比較的大きく、特にケース A-2 では八戸波、ポートアイランド波加振中にそれぞれ 7.4%, 12.1% のひずみが発生した。底部においてシートのひずみが大きかった原因としては、シート下端部が鋼製枠にボルトで固定されており、外力作用時に変形が起こりやすい条件となっていたため、加振中の振動の影響がひずみとしてもっとも顕著に現れた結果であると考えられる。

#### (2) 加振後の残留変形状態

模型作成時、および各波形入力後のひずみ増分分布と累積ひずみ分布を図-4.8 に示す。累積ひずみ分布は、模型作成直後を基準として、加振前、加振後それぞれの段階で発生したひずみを累積加算して得られた分布である。なお、図-4.8(f) における加振中最大値および加振後残留値は、加振中の最大値と加振後の残留値をそれぞれ加振前の値に加算して得られた値である。また、図-4.8(c) のひずみ増分分布は、加振前を基準とし、八戸波、ポートアイランド波それぞれの加振によって発生したひずみの分布を示したものであり、図-4.8(e) のひずみ増分分布は、加振前を基準とし、加振中の最大値および残留値の分布をそれぞれ示したものである。加振前、遮水シートにはすでにひずみが発生し、法肩、および法面下部から

底部にかけてのひずみが顕著であった。これは、模型作成時に遮水シートの上に廃棄物層を投入した際に発生したと考えられ、法肩部では引き込み力の作用により、また、底部付近では端部を鋼製枠にボルトで固定したことで廃棄物層の上載荷重の作用により変形が生じた結果であると推察される。

ケース A-1 では、残留ひずみがかもっとも顕著なのは法肩部であり、全入力波について遮水シートの変形がかもっとも大きい領域であった。一方、法面上部から中央部にかけては、加振中は法肩部に次ぐ大きさのひずみが発生しているにもかかわらず、加振後の残留ひずみは法肩部に比べて明らかに小さい (図-4.1)。このことから、法面上部から中央部にかけては遮水シートの残留変形に対する加振中の動的変形の影響は少ないと判断される。

ケース A-2 では加振後の累積ひずみは法肩部や法面上部に比べて法面下部や法尻の方が大きい。一方、加振によるひずみの増分がか大きいのは法肩部や法面上部であり、法尻におけるひずみの増分は小さかった。

ケース A-3 では法肩部から法面上部にかけてのひずみ増分が顕著である。また、それに伴い、同箇所における累積ひずみも大きい。なお、他ケースで見られたような法尻から底部にかけての顕著なひずみは認められなかった。

表-4.2 に各ケースにおける加振中の最大ひずみと加振後の残留ひずみをまとめたものを示す。ここで、ひずみは変位と長さの比で定義されることから、表-3.1 の相似則における変位と長さの縮尺の比からひずみの縮尺を求めると、ケース A-1 では約 3.5 倍、ケース A-2 およびケース A-3 では約 3.9 倍となる。これを用いてひずみの計測値を実スケールに換算すると、もっとも大きい残留ひずみであるケース A-3 の 4.9% は約 19% となる。相似則が PVC のような粘弾性物質に適用できるかについては不明であるが、この程度のひずみであれば、地震動作作用時の護岸変形が原因で遮水シートが破断する可能性は非常に少ないと考えられる。

以上のように、模型断面と入力波の相違によって遮水シートに発生するひずみ分布は必ずしも一致しなかった。

表-4.2 遮水シートの最大ひずみと残留ひずみ

ひずみ (%)	A-1			A-2		A-3
	大船渡波	八戸波	ポートアイランド波	八戸波	ポートアイランド波	模擬波
最大値	1.5	2.5	3.7	7.4	12.1	6.7
発生箇所	ST3	ST3	ST3	ST18	ST18	ST5
残留値	1.0	1.3	1.4	1.5	2.5	4.9
発生箇所	ST3	ST3	ST3	ST2	ST4	ST5

しかし、法肩から法面上部にかけては、模型断面や入力波によらず、ほぼ一様に大きなひずみが発生した。このようなひずみ分布の発生要因にはケーソンおよび地盤の変形挙動が密接に関連していると思われるが、それについては第7章で述べる。

### 5. 静的載荷実験内容

#### 5.1 実験ケース

実験は護岸模型の縮尺、断面、使用した材料が異なる以下の3ケースを行った。図-5.1に各ケースにおける実験モデルの想定断面図を示す。また、表-5.1に実験ケースを、表-5.2に実験に使用した材料をそれぞれまとめたものを示す。

ケース B-1：図-5.2(a)に模型断面を示す。模型の長さの縮尺比は1/10である。実験対象範囲は、捨石層・裏込層・廃棄物層を含むケーソン背後の地盤とした。捨石

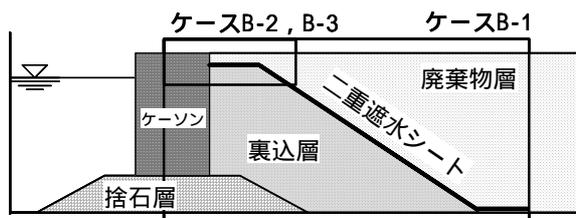


図-5.1 実験モデル想定断面

表-5.1 実験ケース

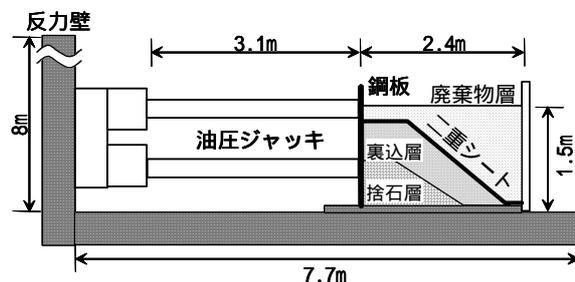
ケース	実験条件
B-1	模型の長さの縮尺比：1/10 鋼板変位量：300 mm；計画載荷ステップ数：11 遮水シート上下端部：鋼板，土槽にボルトで固定 模型断面：図-5.2(a)
B-2	模型の長さの縮尺比：1/1 鋼板変位量：900 mm；計画載荷ステップ数：35 遮水シート上下端部：鋼板，土槽にボルトで固定 模型断面：図-5.2(b)
B-3	模型の長さの縮尺比：1/1 鋼板変位量：900 mm；計画載荷ステップ数：35 遮水シート上端部：鋼板側面を上下方向にスライド可能な治具に固定；下端：土槽にボルトで固定 模型断面：図-5.2(c)

表-5.2 実験材料

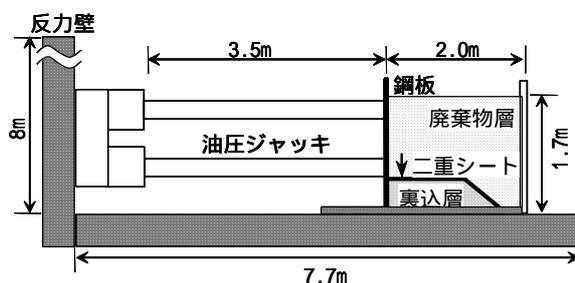
ケース	シート厚さ	不織布厚さ	裏込層	捨石層	廃棄物層
B-1	0.2mm	1mm(長)*	6号砕石	4号砕石	7号砕石
B-2	3 mm	5mm(短)*	和田山石	なし	7号砕石
B-3	3 mm	5mm(短)*	砕石C-40	なし	7号砕石

\* (長):長繊維, (短):短繊維

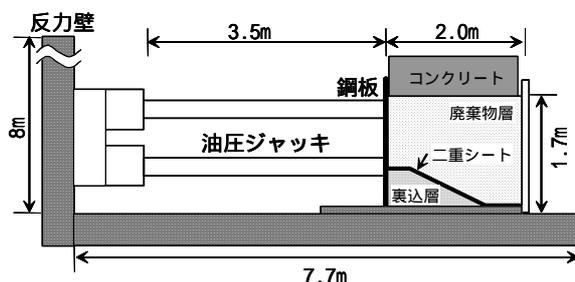
には4号砕石(粒径:20~30 mm)を使用し、裏込には6号砕石(粒径:5~13 mm)を使用した。また、廃棄物層は7号砕石(粒径:2.5~5 mm)で作成した。遮水シート



(a) ケースB-1



(b) ケースB-2



(c) ケースB-3

図-5.2 実験模型断面

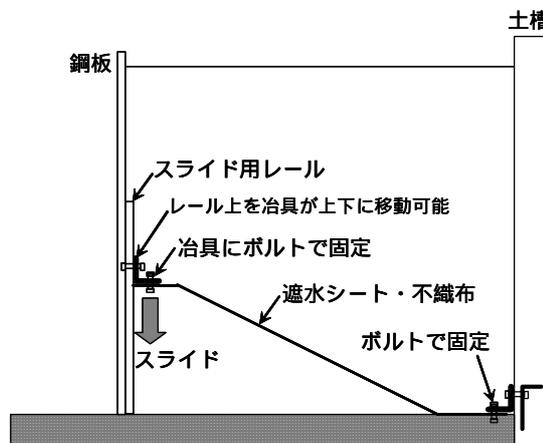


図-5.3 ケースB-3の遮水シート固定方法

は厚さ 0.2 mm の PVC 製シートで、保護マットは厚さ 1 mm の長繊維不織布を使用した。鋼板の最大変位は背後地盤表面において約 300 mm である。

ケース B-2：図-5.2(b)に模型断面を示す。模型の長さの縮尺は実物と同じである。実験対象範囲は裏込層法肩部分とした。裏込には福島県いわき市川前町産の和田山石（花崗岩；粒径は 50 mm～150 mm）を使用し、廃棄物層は 7 号砕石（粒径：2.5～5 mm）で作成した。遮水シートは厚さ 3 mm の PVC 製シートで、保護マットは厚さ 5 mm の短繊維不織布を使用した。鋼板の最大変位は背後地盤表面において約 900 mm である。

ケース B-3：図-5.2(c)に模型断面を示す。模型の長さの縮尺は実物と同じである。実験対象範囲は裏込層法肩部分とした。裏込には砕石 C-40 を使用し、廃棄物層は 7 号砕石（粒径：2.5～5 mm）で作成した。遮水シートは厚さ 3 mm の PVC 製シートで、保護マットは厚さ 5 mm の短繊維不織布を使用した。鋼板の最大変位量は背後地盤表面において約 900 mm である。

## 5.2 実験内容

### (1) 模型作成

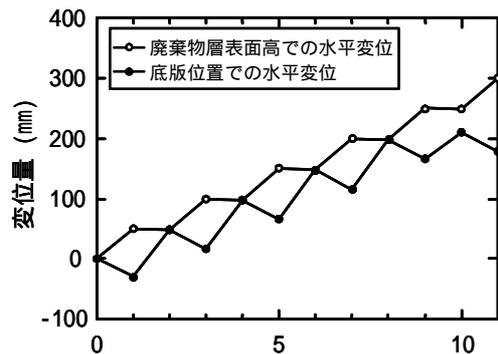
実験に使用した土槽は、長さ 3 m、幅 1 m、高さ 2 m の箱形の剛土槽である。長手方向の一側面は透明なアクリル板になっており、地盤の挙動を観察することが可能である。また、長手直角方向の一側面は開放されており、そこに鋼板（縦 1800 mm×横 1400 mm×厚さ 12 mm）を設置し、鋼板と大型反力壁の間に油圧ジャッキを設置した。鋼板は油圧ジャッキにより土槽長手方向に変位させることが可能である。

実験ケースで示した材料を用いて模型地盤を作成し、裏込層上に二重遮水シートを敷設した。敷設の際、ケース B-1 およびケース B-2 では二重遮水シートの上端部は鋼板にボルトで固定した。ケース B-3 では上端部は上下方向にスライドが可能な治具に固定した。これにより、実験中は地盤変位に伴って固定治具が下方に移動し、遮水シートの地盤への追従が可能となる（図-5.3）。また、下端部はいずれのケースも土槽にボルトで固定した。なお、遮水シートには敷設前に長手方向中央にひずみゲージ（KLM 線超大ひずみゲージ：20 %までのひずみを計測可能）を貼付した。

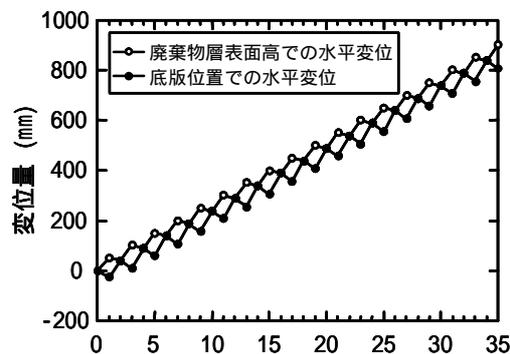
ケース B-3 では、上載荷重として廃棄物層の上にコンクリートブロック（2.0 m×1.36 m×0.6 m）を設置した。コンクリートブロックの重量は 3.3 t で上載荷重は 12 kPa である。したがって、裏込天端部の鉛直方向には 27 kPa の荷重が作用することになる。

### (2) 鋼板の静的載荷方法

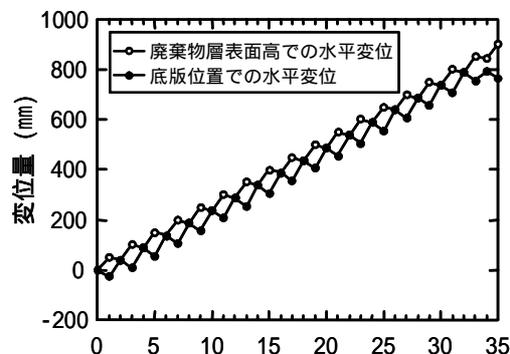
鋼板には、廃棄物層表面の高さに 1 基、裏込層天端の高さに 2 基、油圧ジャッキを取り付けた。変形は 5 分間で約 5 cm ずつ上下ジャッキを交互に収縮させることにより行った。したがって、鋼板は、奇数載荷ステップ終了後は前傾状態、偶数載荷ステップ終了後はほぼ垂直状態となる。図-5.4 に計画載荷ステップ数と廃棄物層表面および底版位置における鋼板の変位量を示す。以上の動作



(a) ケースB-1



(b) ケースB-2



(c) ケースB-3

図-5.4 計画ステップ毎の鋼板変位量

を繰り返し、最終ステップ終了時は鋼板の傾斜勾配が約 8% となるように変位量を調整した。傾斜勾配の値は兵庫県南部地震による重力式岸壁の前傾量（外山・松永，1995）と同程度の変形に相当するものとして設定した。

(3) 計測項目

実験での計測項目は、地盤変位量と遮水シートのひずみである。前者は地盤内に設置したターゲットを土槽側面のアクリル面側からデジタルカメラで撮影することにより変形量を計測した。また、地盤天端にもターゲットを設置し、地表面変位および沈下量を計測した。後者は遮水シートに貼付したひずみゲージによって計測した。特に、ケース B-2 およびケース B-3 では、遮水シートのひずみはシート上に 5 cm 間隔の格子線を引き実験終了後の格子線の長さを計測することによっても算定した。

6. 静的載荷実験結果

6.1 地盤変位について

(1) ケース B-1

鋼板の変位により、捨石層、裏込層および廃棄物層の各層は徐々に変形・崩壊が進行した。図-6.1 に実験終了後の地盤状態のスケッチを示す。図中で遮水シートを示す実線が途切れた箇所は、廃棄物層の一部落下により遮水シートの観察が困難になった部分である。地盤内のターゲットの移動の有無から推定した主働崩壊面は、捨石層・裏込層ともに水平面から約 60° だった。ここで、碎石の内部摩擦角を 40°、壁面摩擦角を 20° とした場合のクーロンの土圧理論に基づく主働崩壊角は 63° と計算され、実験結果とほぼ一致する。また、裏込天端が崩壊する際に遮水シートが追随しなかったため、鋼板直背後の遮水シート下部には空隙が発生した。廃棄物層の変形は鋼板の変位によるほか、廃棄物層を支える遮水シートのたわみ変形の影響、さらには遮水シート下部の空隙へ

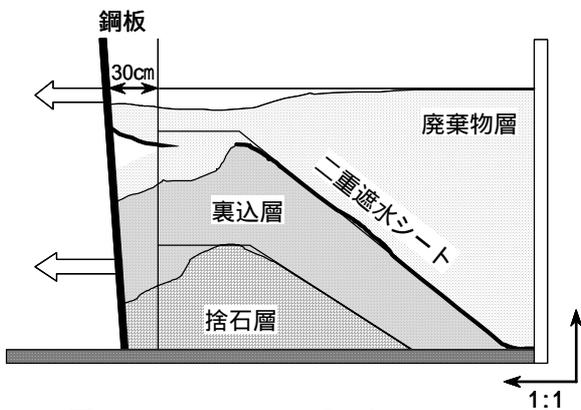


図-6.1 載荷後の地盤（ケースB-1）

廃棄物層が一部落下したことによる局所的な崩壊も含まれている。

(2) ケース B-2

鋼板の強制変位による廃棄物層の変形は、変位が増加するにつれて徐々に進行し、第 3 ステップ終了時（鋼板の背後地盤表面における変位：約 10 cm）には水平面から約 60° の主働崩壊面が発生した。その後、崩壊が背後に向かって進行し複数の崩壊面が形成され、最終的に図-6.2 のスケッチに示すような地盤状態となった。廃棄物層表面に窪んだ箇所がみられるが、これは土槽アクリル板側から廃棄物層に使用した碎石が裏込層に一部落下したためである。

裏込層では第 2 ステップ終了時（鋼板の背後地盤表面における変位：約 5 cm）に鋼板との間に 5 cm 程度の空隙が発生したが、その後第 12 ステップ終了時（鋼板の背後地盤表面における変位：約 30 cm）までは裏込石の崩落が頻発した。その後、図-6.2 に示す最終状態に至るまで裏込石の崩落はほとんど発生しなかった。

一方、遮水シートは鋼板に固定されているため鋼板の変位に伴い変形が進行した。しかし、裏込天端において

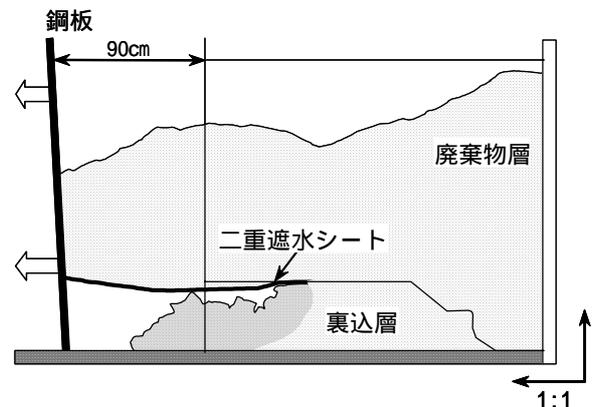


図-6.2 載荷後の地盤（ケースB-2）

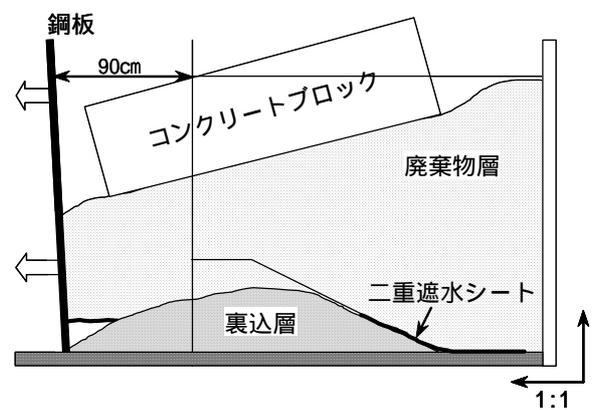


図-6.3 載荷後の地盤（ケースB-3）