

国立研究開発法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

Vol.54 No.2 September 2015

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL RESEARCH AND DEVELOPMENT AGENCY,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 54 卷 第 2 号 (Vol. 54, No. 2) , 2015 年9月 (September 2015)

## 目 次 (CONTENTS)

1. NOWT-PARI と CADMAS-SURF/2D とのリアルタイム片方向接続計算法に関する検討 ..... 平山克也, 中村隆志 ..... 3 (Discussion on Real-time Estimation of Vertical Distribution of Horizontal Velocities for One-way Coupling from NOWT-PARI to CADMAS-SURF/2D .....Katsuya HIRAYAMA, Takashi NAKAMURA)	
2. 津波に対するケーソン式防波堤マウンドと腹付工の安定性 .....高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 渡部要一, 高野大樹 ..... 21 (Stability of Caisson-type Breakwater's Mound and Reinforcing Embankment against Tsunami ..... Hidenori TAKAHASHI, Shinji SASSA, Yoshiyuki MORIKAWA, Yoichi WATABE, Daiki TAKANO)	
3. 岩ズリを用いた岸壁の地震時挙動に関する実験および解析 .....小濱英司, 瀬戸口修造, 楠謙吾, 八尾規子, 山崎浩之, 水谷崇亮, 平井壮 ..... 51 (Experiment and Numerical Analysis on Seismic Behavior of Quay Wall Using Coarse-grained Rock Waste .....Eiji KOHAMA, Shuzo SETOGUCHI, Kengo KUSUNOKI, Noriko YAO, Hiroyuki YAMAZAKI, Taka-aki MIZUTANI, So HIRAI)	

## 津波に対するケーソン式防波堤マウンドと腹付工の安定性

高橋 英紀\*・佐々 真志\*\*・森川 嘉之\*\*\*・渡部 要一\*\*\*\*・高野 大樹\*\*\*\*\*

### 要 旨

津波が来襲する際のケーソン式混成防波堤において、マウンドと腹付工が複合した地盤の抵抗メカニズムは明らかになっておらず、その安定性評価手法も確立されていない。また、港内外の水位差によって発生した浸透力はケーソン後趾付近の石材を持ち上げる現象（ボイリング現象）を引き起こす可能性があるが、その発生特性も十分には調べられていない。さらに、浸透力はマウンドの支持力を低下させることが分かっているが、その効果について定量的な評価が十分には成されていない。そこで本研究は、遠心模型実験と有限要素解析、円弧すべり計算、浸透流解析を用いて、それらの諸特性を明らかにすることを目的とした。研究の結果、石材による腹付けを行うことで、マウンドと腹付工の地盤抵抗力は増すが、ピーク強度に達するまでに大きな変形を伴う石材特有の荷重～変位関係が現れた。実験結果に基づいて行った円弧すべり計算の精度は高いことが確認され、安定性評価手法として利用できることが示された。ただし、計算に用いるせん断強度のパラメータ設定に関しては注意が必要である。マウンド内に発生する浸透力について非線形浸透流解析を実施し、非線形性を考慮することで浸透力場を精度良く再現できることが分かった。また、石材の粒径の違いでボイリング現象の発生特性が変化することも明らかとなった。さらに、浸透力がマウンドの支持力を低減させることが実験と解析で示された。検討した断面では、支持力の低減率は10～16%程度（水位差が8.3～9.3 m）であった。

**キーワード**：津波，防波堤，マウンド，腹付工，浸透，遠心模型実験，有限要素解析，円弧すべり

---

\* 地盤研究領域 動土質研究チーム 主任研究官  
\*\* 地盤研究領域 動土質研究チーム チームリーダー  
\*\*\* 地盤研究領域 地盤改良研究チーム チームリーダー  
\*\*\*\* 地盤研究領域長  
\*\*\*\*\* 地盤研究領域 地盤改良研究チーム 主任研究官  
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1  
電話：046-844-5054 Fax：046-844-4577 e-mail: takahashi-h@pari.go.jp

## Stability of Caisson-type Breakwater's Mound and Reinforcing Embankment against Tsunami

**Hidenori TAKAHASHI\***  
**Shinji SASSA\*\***  
**Yoshiyuki MORIKAWA\*\*\***  
**Yoichi WATABE\*\*\*\***  
**Daiki TAKANO\*\*\*\*\***

### Synopsis

As one of the tsunami prevention methods, caisson-type breakwaters have been reinforced by building an embankment over the foundation mound. The resistance mechanism of the composite ground of embankment and mound has not yet been clarified, and no methods have been established to assess the stability. Seepage force induced by the water-level difference between the front and back of the breakwaters could cause the lifting up of mound stones around the corners of a caisson, which is known as boiling. The possibility of the boiling is also not understood. Furthermore, it is considered that the seepage force will reduce the bearing capacity of the mound, but this has not yet been quantitatively investigated. The present study aimed to demonstrate them by using centrifuge model tests, finite element analyses, circular slip analyses, and seepage flow analyses. The centrifuge model tests showed that the embankment behind a caisson enhanced the resistance force, and the load-displacement relation was found to be characteristic in terms of requiring large displacement until deriving the peak strength. Circular slip analyses based on the model test results had high calculation accuracy, and could be selected as the method for assessing stability, provided that the shear strength parameters used in calculations are appropriately chosen. In addition, seepage flow analyses were able to reproduce the field of seepage force by considering nonlinearity. Furthermore, it was clarified that the size of the mound stones affected the possibility of boiling. The centrifuge model tests and finite element analyses demonstrated that seepage force decreased the bearing capacity, and that the reduction rate was at most around 10 ~ 16% in the tested breakwater (water-level difference: 8.3 ~ 9.3 m).

**Key Words:** tsunami, breakwater, mound, reinforcing embankment, seepage, centrifuge model test, finite element analysis, circular slip analysis

---

\* Senior Researcher, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\* Head of Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\*\* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\*\*\* Director of Geotechnical Engineering Field  
\*\*\*\*\* Senior Researcher, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan  
Phone : +81-46-8445054 Fax : +81-46-8444577 e-mail: takahashi-h@pari.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	21
1. はじめに .....	25
2. 種々の腹付工による安定性増加特性 .....	26
2.1 実験の概要 .....	26
2.2 遠心模型実験条件 .....	26
2.3 実験での地盤の変形状況 .....	28
2.4 実験での荷重～変位関係 .....	29
2.5 実験結果のまとめ .....	31
3. 腹付工を有する防波堤の安定性評価方法の検討 .....	31
3.1 実験と解析の概要 .....	31
3.2 遠心模型実験 .....	31
3.3 円弧すべり計算 .....	34
3.4 実験と解析結果のまとめ .....	37
4. 浸透力によるマウンドのボイリング発現特性 .....	37
4.1 解析と実験の概要 .....	37
4.2 非線形浸透流解析 .....	38
4.3 遠心模型実験 .....	40
4.4 解析と実験結果のまとめ .....	42
5. 浸透力による支持力低減特性 .....	43
5.1 実験と解析の概要 .....	43
5.2 遠心模型実験条件 .....	43
5.3 実験の結果 .....	45
5.4 有限要素解析 .....	46
5.5 実験と解析結果のまとめ .....	48
6. まとめ .....	48
7. おわりに .....	49
謝辞 .....	49
参考文献 .....	49



## 1. はじめに

ケーソン式混成防波堤に津波が来襲する際、港内外に水位差が発生して、**図-1.1(a)**の概要図に示す外力がケーソンとマウンドに作用する。水位差等に起因する津波波力や揚圧力がケーソンの安定性を低下させ、ケーソンからの載荷荷重や、浸透力、マウンド表面に作用する掃流力などがマウンドの安定性を低下させる。2011年の東日本大震災において津波来襲時に多くの防波堤が被災した。震災以降、新設や既設のいずれの防波堤においても、ケーソンの直背後に石材やブロックなどを設置する腹付工による補強方法が検討されている（**図-1.1(b)**参照）。今までも、高波対策として砕石の腹付工が適用された現場の事例<sup>1)</sup>や研究事例<sup>2)3)</sup>もあるが、マウンドと腹付工が複合した地盤の抵抗メカニズムは十分には明らかになっておらず、その安定性評価手法も確立されていない。

そこで本研究の前半では、種々の腹付工を含むケーソン式防波堤模型に対して、遠心力場で水平載荷実験を行い、マウンドと腹付工を含めた地盤の変形・破壊特性を調べた。地盤の変形・破壊特性は地盤内応力に大きく依存するため、遠心模型実験手法を利用し、実物スケールの応力を再現した。これを本稿の2章と3章に示す。2章では、種々の形状の砕石による腹付工や、ブロックや矢板を利用した腹付工の効果について調べた。3章では、安定性評価手法を検討することを目的に、すべり面が発現するように細砂を用いた実験を行った。細砂を用いることでひずみが局所化しやすく、破壊モードの理解を助

けるすべり面が発達する。また、模型実験で発現したすべり面に基づいて、円弧すべり計算を実施し、腹付工を含むケーソン式防波堤マウンドの安定性に対する計算の妥当性を検証した。

先の**図-1.1**に示したように、港内外の水位差は防波堤マウンドや腹付工に浸透力を与える。浸透力はマウンドと腹付工を不安定化させる主要因の1つである。例えば、浸透力はケーソン後趾付近の石材を持ち上げる現象（ボイリング現象）を発生させる可能性がある<sup>4)5)</sup>。ボイリングが発生するとマウンド全体の崩壊およびケーソンの移動が助長されるため、その発現特性を把握しておくことは重要である。さらに、浸透力はマウンドの支持力を低下させることが分かっている<sup>4)</sup>。これは、マウンド法肩付近の上向きの浸透力がマウンドの拘束圧と剛性・強度を低下させるとともに、法尻方向への外力にもなるためである。高橋ら<sup>4)</sup>は、揚圧力と浸透力による支持力低減効果を分離し、浸透力による支持力低下を示したが、浸透力の方向が現場でのものと異なっている箇所があり、より厳密な実験的検証が必要である。

本研究の中盤では、浸透流解析によってマウンドの浸透力場を調べるとともに、遠心力場でマウンドへの浸透実験を実施し、ボイリング現象の発現の有無を実験的に調べた。これを本稿の4章に示す。浸透流解析では、流速と動水勾配にダルシー則を用いない非線形浸透流解析を実施した。マウンドを形成する石材の粒径は大きく、浸透流は明らかに乱流状態となっており、動水勾配と流速の関係は非線形である。そのため、本研究では、動水勾配と流速に非線形関係を適用した。さらに、遠心模型実験によって、防波堤マウンドへの浸透実験を実施し、ボイリング現象の発現の有無を調べた。

本研究の後半では、実験方法を工夫し、浸透力が支持力に及ぼす影響を明らかにした。さらに、有限要素法による解析によって遠心模型実験の再現を試みた。これを本稿の5章に示す。遠心模型実験では、浸透力をマウンドに作用させない載荷実験と作用させる載荷・浸透複合実験の2種類の実験を行い、両者を比較することで浸透力の効果を浮き彫りにした。また、有限要素解析では、浸透流解析と変形解析を分離し、変形解析において浸透力を容易に加味できる方法を適用した。

なお、本稿は、過去に投稿した論文<sup>6)7)8)9)</sup>に対して、模型実験と数値解析のケースを追加し、さらに加筆・修正を行って取りまとめたものである。

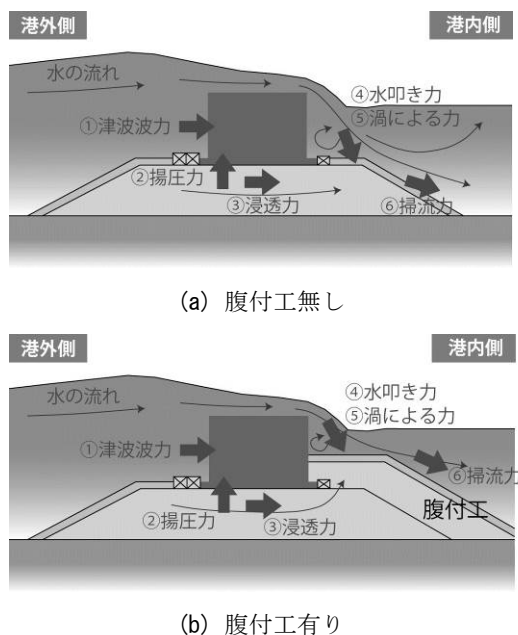


図-1.1 防波堤の概念図と外力

## 2. 種々の腹付工による安定性増加特性

### 2.1 実験の概要

2011年の東日本大震災以降、ケーソンの直背後に石材やブロックなどを設置する腹付工による補強方法を検討した事例としては、有川ら<sup>10)</sup>、Matsushita<sup>11)</sup>、松本ら<sup>12)</sup>、新舎ら<sup>13)</sup>などの研究が例として挙げられる。文献<sup>10) 11) 12)</sup>については、水理学的な観点から研究が進められており、腹付工によって津波に対する抵抗が増すことが述べられているが、地盤工学的な観点での検討はあまり行われていない。一方、文献<sup>13)</sup>では、石材で形成された腹付工を有する防波堤に対して、遠心力場で载荷実験が実施され、マウンドと腹付工が複合する地盤の抵抗特性について調べられている。また、有限要素解析や円弧すべり計算の精度も検証されている。ただし、この文献では、限られた断面での実験結果のみが示され、発現したすべり面の種類も1種類であり、種々の腹付工による補強効果は検討されていない。

ケーソンの直背後に石材で腹付工を構築するか、ブロックを置くことで、ケーソンの滑動や転倒が阻害されるのは明白である。しかしながら、マウンドと腹付工が複合する地盤の抵抗メカニズムや耐力増加特性は十分には明らかになっていない。そこで本実験では、石材やブロックなどをケーソン直背後に設置したケーソン式防波堤模型に対して、遠心力場で水平载荷を行い、抵抗メカニズムと耐力増加特性を調べた。石材で形成されたマウンドや腹付工の変形・破壊特性は地盤内応力に大きく依存するため、遠心模型実験手法を利用し、実物スケールの応力を再現した。

### 2.2 遠心模型実験条件

#### (a) 実験模型の作製方法

代表的な模型概略断面図を図-2.1に示す。遠心加速度を60gとしたので、図に示した寸法の60倍の防波堤を再現したことになる。原地盤とマウンド、腹付工には全て同じ石材を利用し、その平均粒径は約10 mm (実物スケール換算値60 cm)であった(図-2.2(a)参照)。大型の碎石で作製される実際のマウンドと腹付工のせん断特性(特にひずみが局所化する特性)を模型実験で再現するためには、模型全体と石材の各寸法比を合わせる必要があり、この碎石の寸法が適当であると考えた。

原地盤とマウンド、腹付工の作製方法は以下の通りである。初めに、グリースを塗布したメンブレンを試料容器側面に貼り付けた。これは、碎石と試料容器側面間の摩擦を極力減らすためである。次に、碎石を投入して3~

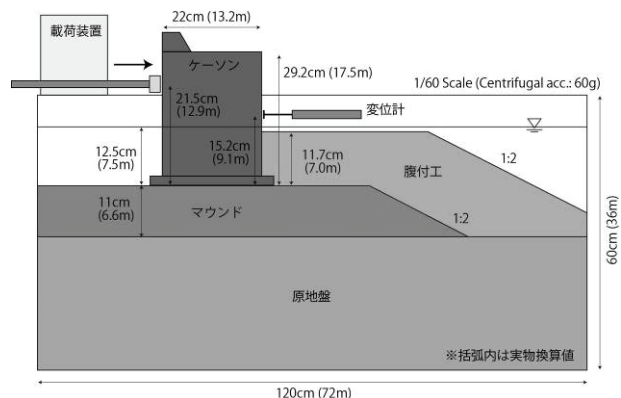
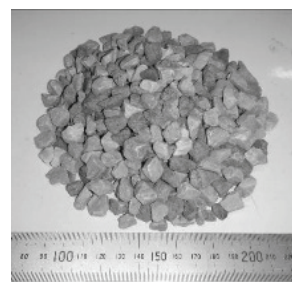


図-2.1 代表的な模型断面図 (ケース B-L)



(a) 10 mm 碎石



(b) ケーソン模型



(c) ブロック模型

図-2.2 地盤材料と模型

4 cmの厚さに堆積させ、碎石間の噛み合わせを良くするために軽くタッピングした。これを繰り返して地表面の高さまで碎石を積み上げた。この方法で作製した地盤の乾燥密度は約1.59 g/cm<sup>3</sup>であり、別途求めた乾燥密度の最大値1.72 g/cm<sup>3</sup>と最小値1.44 g/cm<sup>3</sup>から考えると中程度の締固め具合であった。また、地表面を極力平面的になるように均し、特にケーソン模型を設置する個所については慎重に均した。

マウンド上に設置するケーソンやブロック模型として



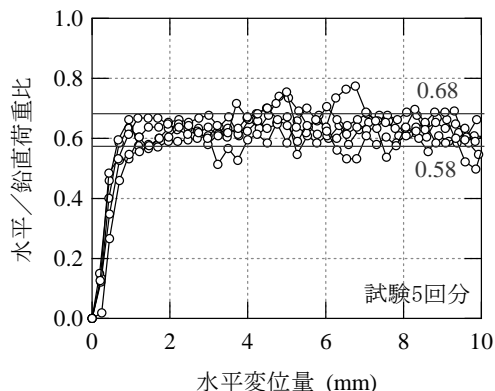


図-2.3 摩擦試験における荷重比と変位の関係

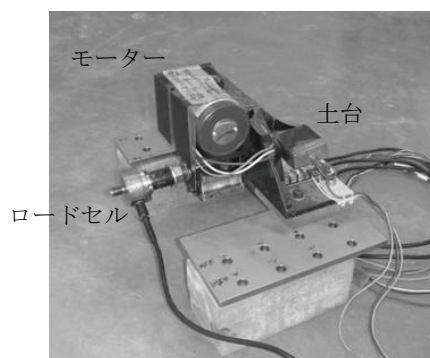


図-2.4 モーター駆動式の荷重ジャッキ

は、アクリル板を貼り合わせて作製した箱に砂と鉛玉を詰め、その比率で重量調整した（図-2.2 (b)と(c)参照）。本実験ではケーソンの回転角はそれほど大きくないために、重心の高さを厳密には調整せずに、ケーソンの中心付近が重心となるように設定した。ケーソンやブロック模型の底面には珪砂を貼って摩擦力を増した。珪砂を貼り付けたアクリル板と碎石の摩擦試験の結果を図-2.3に示す。図は水平／鉛直の荷重比と水平変位量の関係を示しており、珪砂を貼ったアクリルと碎石間の摩擦係数は $\mu = 0.58 \sim 0.68$ であった。

#### (b) 遠心実験方法

作製した模型を含んだ試料容器を遠心模型実験装置のプラットフォームに設置し、容器上部に水平荷重装置と水平変位計を取り付けた。さらに、地盤変形を観察するためのデジタルカメラを試料容器脇に設置した。使用した遠心模型実験装置は港湾空港技術研究所が所有する装置Mark II<sup>14)</sup>であり、最大搭載質量は2760 kgと大型のものである。設置した模型に遠心力（遠心加速度60g）を加え、その状態を保って一定速度で水平荷重を行った。荷重は図-2.4に示すモーター駆動式の荷重ジャッキで行った。この荷重速度は模型スケールで0.256 mm/secであった。なお、いくつかのケースでは荷重速度の影響を評価する

表-2.1 実験ケース一覧

ケース	腹付工	ケーソン 接地圧	モード
B-L	大規模	312 kN/m <sup>2</sup>	支持力
B-M	中規模	292 kN/m <sup>2</sup>	
B-S	小規模	312 kN/m <sup>2</sup>	
B-1	—	312 kN/m <sup>2</sup>	
B-0	— (幅狭マウンド)	292 kN/m <sup>2</sup>	
B-ST	矢板+碎石	312 kN/m <sup>2</sup>	
S-L	大規模	312 kN/m <sup>2</sup>	滑動
S-S	小規模	312 kN/m <sup>2</sup>	
S-BKS	ブロック+碎石敷	312 kN/m <sup>2</sup>	
S-BK	ブロック	312 kN/m <sup>2</sup>	
S-GB	蛇かご	312 kN/m <sup>2</sup>	
S-ST	矢板+碎石	312 kN/m <sup>2</sup>	
T-L	大規模	115 kN/m <sup>2</sup>	転倒

ために、荷重中に何度かの荷重停止期間を設けた。

実験ケースの一覧を表-2.1に示す。また、代表的なケースにおける腹付工の概略断面図を図-2.5に示す。表や図に示すように、腹付工やブロックの種類や卓越させるモードを変化させて13ケースの実験を実施した。腹付工としては、3つの規模の碎石腹付工や矢板を利用した腹付工を、その他のケースではブロック・蛇かごを利用した。ブロックを用いたケースでは、ブロック下部に20 mmの碎石層を敷いたケースも実施した。

表と図に卓越させる破壊モードを示している。各モードを卓越させる理由は、防波堤によって卓越するモードが異なるため、各モードに対して腹付工の効果を明らかにするためである。検討した断面では、水位差によって発生する水平力をケーソンに加えると、荷重点が低く滑動モードが卓越する。そこで、支持力モードを卓越させるために、水平荷重点を高めに設定してモーメント力を大きくする工夫を行った。

滑動を卓越させるケースでは、ケーソン下部の摩擦抵抗力を低減し、ケーソン下部に煉瓦を挿入することで、滑動をより卓越して生じやすいようにした。ケーソン底面をアクリル面として、さらにケーソン下部の煉瓦の表面にアクリル板を敷き、それらの間にグリースを塗ることで、摩擦抵抗力を低減した。滑動を卓越させる場合、ケーソンとブロック底面の滑動の連続・不連続で耐力発揮特性が異なることが予想されるため、条件を変化させてブロックや蛇かごを設置するケースを実施した。転倒

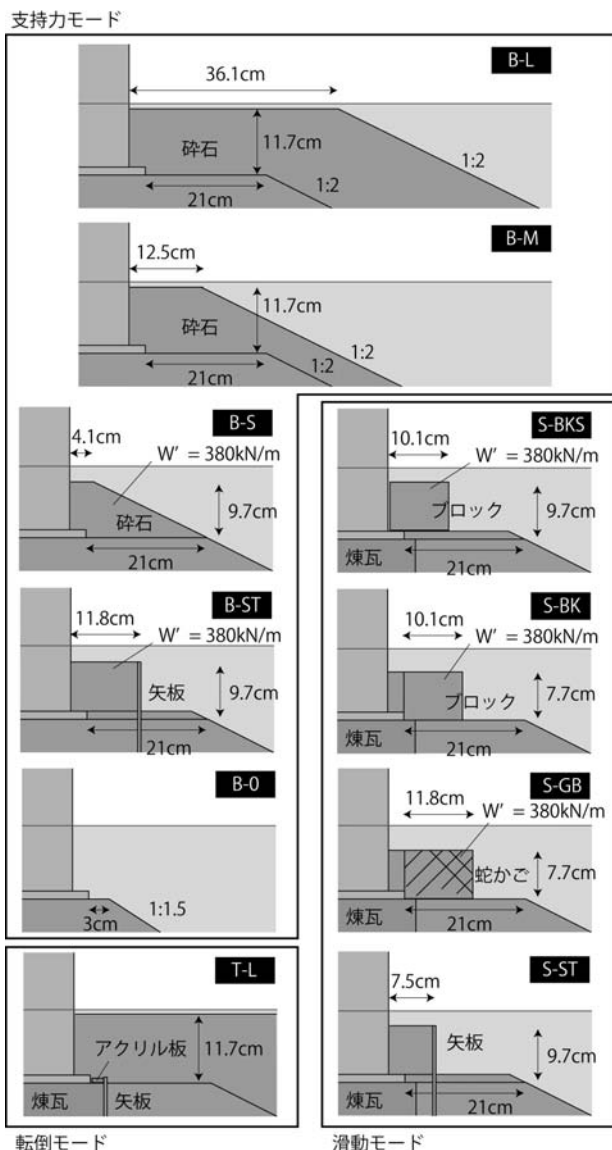


図-2.5 腹付工の概略断面図

を卓越させるケースでは、ケーソン重量を軽くするとともに、ケーソン下部に煉瓦をケーソン端部の脇に矢板とアクリル板を挿入し、転倒を強制的に発生させた。

### 2.3 実験での地盤の変形状況

#### (a) 支持力モード

支持力モードを卓越させたケースでのマウンドと腹付工の変形状況を見てみる。図-2.6には、大小の腹付工を設けたケースB-L、B-Sと、腹付工を設けなかったケースB-1、B-0での変位ベクトルを示す。これらは载荷中に撮影した写真を用いてDIC解析<sup>15)</sup>で求めたものであり、载荷開始からの累積変位量である。DIC解析とは、連続した複数の画像間での濃度相関から地盤の動きを解析し、その移動距離を測定する手法である。なお、後述するケーソン

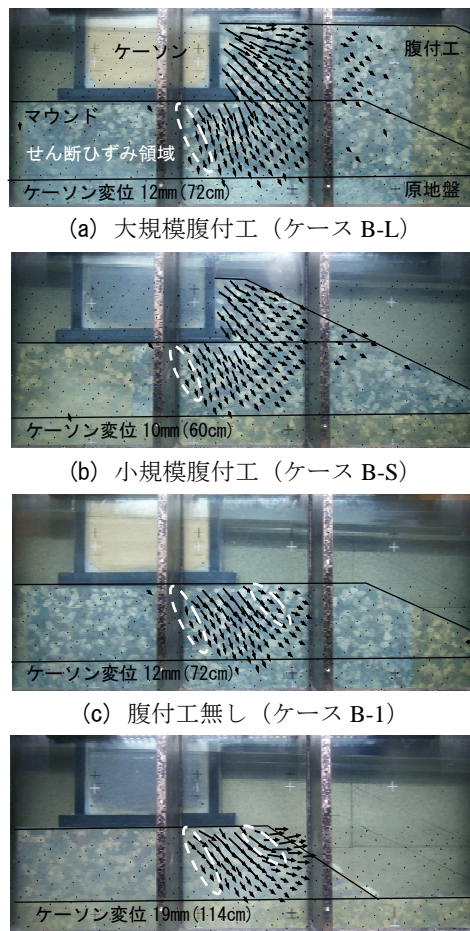
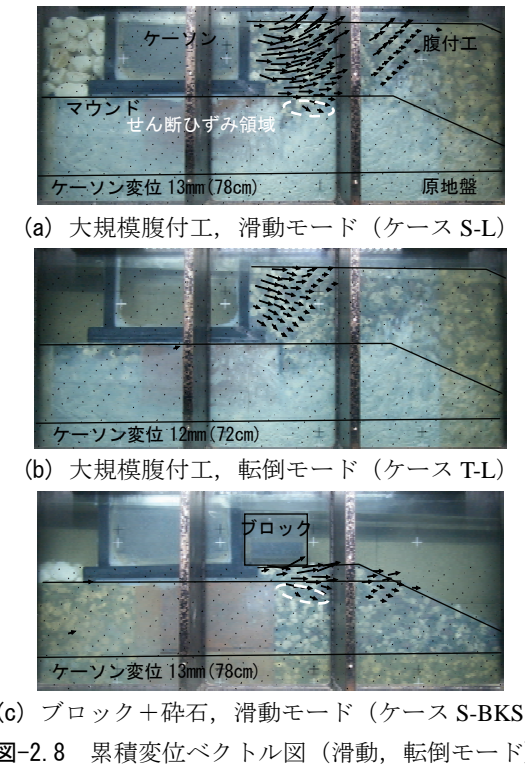
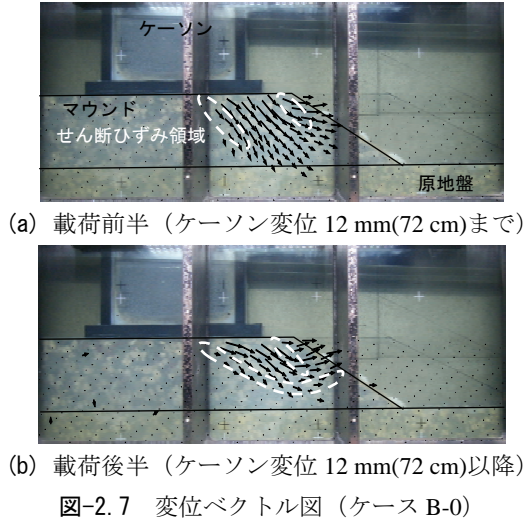


図-2.6 累積変位ベクトル図 (支持力モード)

の荷重～変位関係から判断して、地盤は十分に塑性化していた。

腹付工を設けたケースB-LとB-Sでの変位を示した図-2.6(a)と(b)を見ると、ケーソンの変位に対してマウンドと腹付工で複合した地盤は全体で圧縮し抵抗していた。この変位レベルでは、明確なせん断ひずみ領域を、ケーソン下部の一部を除いて確認できなかった。せん断ひずみ領域がすべり面に発達するためには、ケーソンをより大きく変位させる必要があると考えられる。腹付工を設けなかったケースB-1とB-0の結果を示した図-2.6(c)と(d)では、すべり面にまでは発達していないが、ケーソン下部とケーソン後趾付近にせん断ひずみが集中する領域が発生していた。これらのせん断ひずみ領域で挟まれる部分は、いわゆる主働くさびに相当する箇所である。

腹付工を設けなかったケースでのマウンドの変形状況を詳細に確認するために、マウンドの幅が極端に狭いケースB-0に対して、载荷前半と後半に分けて変位ベクトルを求めた。これを図-2.7に示す。図-2.7(a)に示した载荷前半においては、ケーソン下部の地盤は主として下方へ



変位していた。一方、図-2.7(b)に示した载荷後半では、ケーソン下部の地盤は主として側方へ変位し、さらに法肩に近い地盤は側方かつ上部へ変位していた。これらは、载荷前半から後半に至る過程で、弾性的な圧縮変形から、主働くさびと受働抵抗領域の形成による完全塑性破壊に遷移したためと考えられる。港湾の技術基準<sup>16)</sup>では、この地盤の破壊を円弧すべり計算でモデル化している。

(b) 転倒・滑動モード

滑動と転倒モードを卓越させたケースでのマウンドと腹付工の変形状況を確認する。図-2.8に、砕石による腹付工を設けたケースS-LとT-L、砕石とブロックを設置し

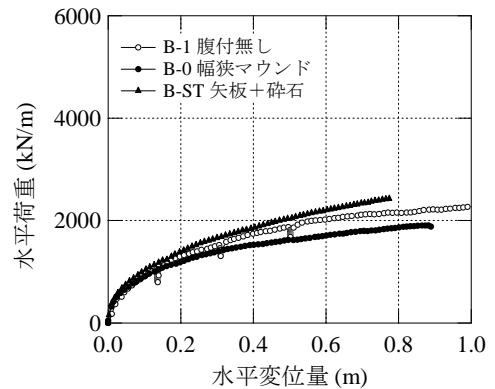
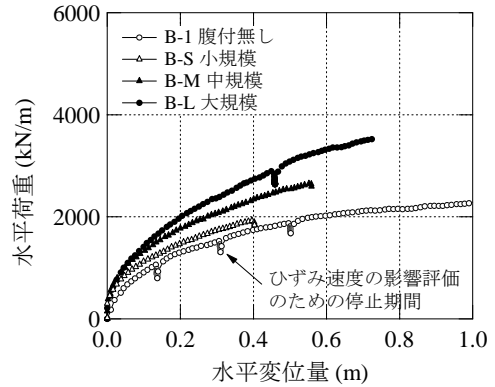


図-2.9 荷重～変位関係 (支持力モード)

たS-BKSでの変位ベクトル図を示す。これらも、撮影写真からDIC解析で求めた载荷開始からの累積変位量を示している。地盤は十分に塑性化している。

砕石による腹付工を設けたケースS-LとT-Lでの変位を示した図-2.8(a)と(b)では、卓越モードに依存せず、ケーソンの変位に対して腹付工は側方に圧縮して抵抗していた。比較的大きなせん断ひずみ領域がケースS-Lのケーソン後趾端部から伸びていた。砕石とブロックを設置したS-BKSでの変位を示した図-2.8(c)においても、ケーソン後趾端部からせん断ひずみ領域が伸びていた。

2.4 実験での荷重～変位関係

(a) 支持力モード

ここでは、ケーソンへの荷重～変位関係から、耐力発現特性を検討する。図-2.9～図-2.11に、卓越するモード別に、ケーソンへの水平荷重とケーソンの水平変位を実物スケール換算値で示している。ケーソンへの载荷点と変位計測点の高さは前述の模型断面図(図-2.1)を参考にされたいが、支持力モードを卓越させるために载荷点を高めに設定し、変位計測点はケーソンの変位代表点として中点の高さにほぼ一致させた。

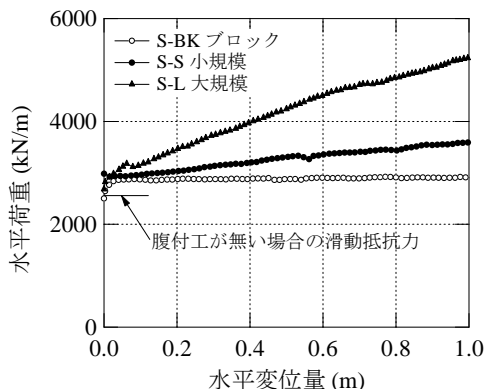
図-2.9に示した支持力モードを卓越させた場合の荷重～変位関係を見ると、いずれの関係も非線形となっており、地盤が塑性していたことが分かる。腹付工を設けなかったケースB-1よりも、腹付工を設けたケースB-S、B-M、B-Lの方が荷重～変位関係がグラフ内で上部に位置しており、耐力が増していた。また、腹付工の規模が大きいほど順に大きな耐力を発揮していた。腹付工が無い場合、マウンドの幅を狭めたケースB-0の耐力は小さかった。また、矢板と砕石を用いたケースB-STは、ケースB-1よりも大きな耐力を有し、同規模の腹付工を有するケースB-Sと同程度の耐力であった。

荷重～変位関係の特徴としては、マウンドの幅が狭いB-0では、水平変位量が0.4 mを超えるとグラフ上で荷重～変位関係がほぼ直線的となり、その勾配も緩い。荷重～変位関係後半での直線は、地盤が極限状態に至ったと一般的に判定される<sup>17)</sup>。本実験においても地盤が極限状態に至ったと考えた。これは、図-2.7に示したように地盤が完全塑性変形モードに移ったことと整合性が取れるためである。一方、B-LやB-Mのように腹付工を設けることで、水平変位量が0.5 m程度と大きくなっても荷重～変位関係は上限値や直線に至らず、水平荷重は増加し続けた。これは地盤が極限状態に至っていないことを示している。図-2.6(a)に示したようにマウンドと腹付工が全体的に圧縮し、せん断ひずみ領域が発達しないことと整合性が取れていた。

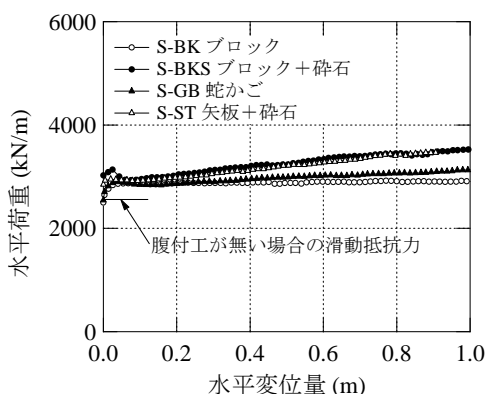
腹付工を設けた場合、構造物の性能限界と言える変位レベル（一般的には0.5～1 m程度）では地盤が極限状態に至らなかった。このことは、単純に極限状態を仮定して安定性の評価を行うことは、構造物としての性能を過大に評価することを示唆している。特に、円弧すべり計算や極限つり合い法などの完全塑性モデルで耐力評価を行う場合には注意が必要である。腹付工を設けるとせん断ひずみ領域が発達しにくいことは、地盤材料である砕石の特性に因ると考えられる。砕石を対象に実施された三軸圧縮試験では、軸ひずみが15%に達しても軸力がピーク値に達しない結果が出ている<sup>18)</sup>。これは、全体寸法やケーソンの変位量に対して砕石の粒径が大きい寸法効果や、密地盤でないこと、粒度分布が狭いことなどが要因として考えられる。

(b) 滑動・転倒モード

図-2.10には、滑動モードを卓越させたケースでの荷重～変位関係を示している。前述のように、滑動を卓越させるためにアクリル板とグリースを利用してケーソン底面とマウンド間の摩擦抵抗力を低減した。この摩擦抵抗力を別途試験で求めておき、その値を水平荷重から差し



(a) 腹付工の規模の影響



(b) ブロックや蛇かご等による対策

図-2.10 荷重～変位関係（滑動モード）

引いて、実際の現場で期待される摩擦抵抗力2650 kN/m（摩擦係数を $\mu = 0.65$ と仮定）を足した。これは、他のモードでの水平荷重と比較しやすいようにするためである。図を見ると、載荷初期に水平荷重はケーソンのみの滑動抵抗力よりも増加し、その後は水平荷重が一定となるか、変位増加とともに水平荷重が緩やかに増えていた。載荷初期に増加する水平荷重は、ブロックや蛇かごに対するマウンド表面の摩擦抵抗力に因るものである。

荷重～変位関係としては、ケーソン底面とブロック底面の高さを一致させたケースS-BKで、ケーソンとブロックは載荷荷重に対して滑動して水平荷重は一定値となり、完全な極限状態に至った。一方、その他のケースでは、変位増加とともに水平荷重が漸増した。これは、地盤のせん断ひずみがケーソン底面の滑動に併せて発達しないためと考えられる。また、支持力破壊モードのケース群と同様に腹付工を設けたケースS-SとS-Lでは耐力は増しており、腹付工の規模が大きいほど大きな耐力であった。

ケースS-BKと同じブロックを利用して、ケーソン底面よりもブロック底面の位置を高くしたケースS-BKSでは、水平荷重が漸増しており、滑動面をずらすことの効果

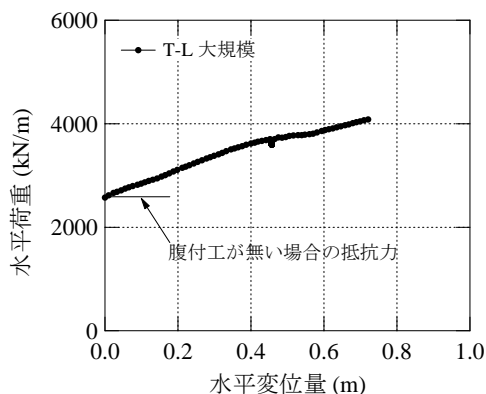


図-2.11 荷重～変位関係（転倒モード）

出ている。すわなち、ケーソン底面の滑動面が砕石までつながらず、抵抗力がピーク値に達しなかったと考えられる。これは、図-2.8(c)で示したように地盤の変形状況としてせん断ひずみ領域が発達しなかったことと整合性が取れていた。蛇かごを設置したケースS-GBは、S-BKとS-BKSの中間的な挙動であった。矢板と砕石で補強したケースS-STと小規模な腹付工を設置したケースS-Sの荷重～変位関係は、S-BKSの結果とほぼ同程度であった。

図-2.11に、転倒モードを卓越させたケースの荷重～変位関係を示している。ケーソンの中点での水平変位量が転倒の程度を評価する理由は、ケーソンが下端を中心に回転すると中点を含むケーソン上部が水平変位するためである。転倒モードにおいても、実験で計測された抵抗力を水平荷重から差し引き、理論的な抵抗力2560 kN/mを足し合わせた。大規模な腹付工を設けて転倒モードを卓越させたケースT-Lでは、変位増加とともに水平荷重が漸増していた。このケースでも、水平荷重が上限値に至らなかった。滑動や転倒モードに対しても、極限つり合い法などの完全塑性モデルで耐力評価を行う場合には注意が必要であることが分かった。

## 2.5 実験結果のまとめ

遠心模型実験の結果、支持力破壊モードを卓越させた実験ケース群から、腹付工を有する防波堤ではマウンドと腹付工が全体的に圧縮することでケーソンからの荷重に抵抗し、ケーソン下部にせん断ひずみ領域が多少見られた。腹付工が無い防波堤では、ケーソン下部と後趾付近にせん断ひずみ領域が発生し、主働くさびに相当する領域が形成されていた。荷重を続けると、主働くさびと受働抵抗領域の形成による完全塑性変形モードに遷移していた。滑動と転倒モードを卓越させたケース群からは、腹付工を設けた場合には腹付工は側方に圧縮して、ケー

ソン後趾端部からせん断ひずみ領域が伸びていた。

実験で得られた荷重～変位関係から、マウンドの幅を拡げ、腹付工の規模を大きくするほど耐力が増すことが確認された。また、腹付工を設けることで、構造物の許容変位レベル内では水平荷重は増加し続け、地盤が極限状態に至らなかった。円弧すべり計算などの完全塑性モデルで耐力評価を行う場合にはせん断強度の設定に注意が必要である。滑動と転倒モードを卓越させた場合においても、ブロックをケーソン背後に設置したケースを除いて、水平荷重は漸増し続けた。耐力評価については上記と同様のことが言える。

## 3. 腹付工を有する防波堤の安定性評価方法の検討

### 3.1 実験と解析の概要

ケーソンの直背後に石材を設置する腹付工によって、水平載荷に対する防波堤の耐力は増すことが2章の検討から分かった。また、腹付工の規模は大きいほど耐力が増していた。ただし、比較的大きな変位を与えても荷重～変位関係は極限状態に至らなかった。2章に示した実験結果では、支持力破壊モードが卓越する場合にはケーソン下部から、滑動モードが卓越する場合にはケーソン後趾端部からせん断ひずみ領域が広がっていた。ケーソンを大きく変位させることで、これらのせん断ひずみ領域はすべり面に発達し得ると考えられる。しかしながら、明確なすべり面が発達せず、荷重～変位関係においても極限状態に至らなかったために、円弧すべり計算等による耐力の評価方法の検討を行うことができなかった。

そこで遠心模型実験を用いて、すべり面を顕現させて極限状態に至らせるために、実物の比に相当する粒径の石材だけでなく、細砂（珪砂7号）を用いた載荷実験も実施した。細砂を用いることでひずみが局所化しやすく、すべり面が発達し、荷重～変位関係においても極限状態に至らせられる。また、模型実験の結果に基づいて、円弧すべり計算を実施し、腹付工を含むケーソン式防波堤マウンドの安定性に対する円弧すべり計算の妥当性を検証した。

### 3.2 遠心模型実験

#### (a) 実験模型の作製方法

模型の概略断面図を図-3.1に示す。遠心力場で模型ケーソンを載荷装置で静的に水平載荷し、マウンドと腹付工を含む地盤の破壊挙動を観察するとともに、水平載荷荷重とケーソンの水平変位の関係を求めた。模型に作

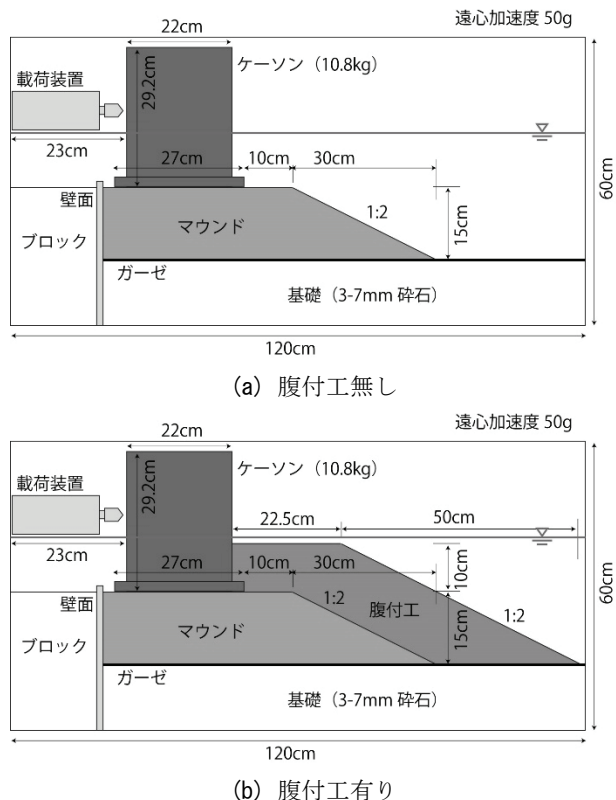


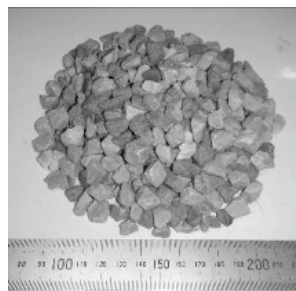
図-3.1 模型の概略断面図

表-3.1 実験ケース一覧

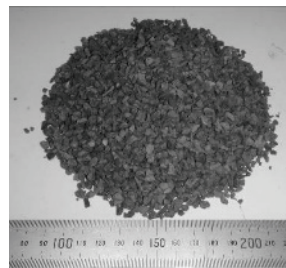
ケース名	地盤材料	腹付工
L0	10 mm 砕石	無し
L1		有り
M0	宇部硅砂	無し
M1		有り
S0	飯豊硅砂	無し
S1		有り

用させる遠心加速度は50gとしたので、図に示した寸法の50倍の大きさの実物スケールの防波堤を再現したことになる。

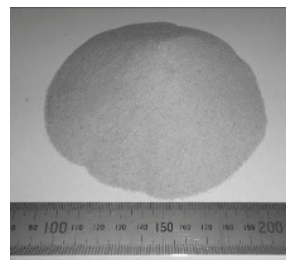
マウンドと腹付工には、順に3種類の地盤材料を適用し、荷重実験を行った。実験ケースの一覧を表-3.1に示し、地盤材料を図-3.2に示す。3種類の材料は、平均粒径が10mm砕石と宇部硅砂1号A、飯豊硅砂7号であり、それらの基本的な物性を表-3.2に示している。10mm砕石は2章で用いた砕石と同じものである。表に示すように、10mm砕石1つあたりの平均的な質量は1.26gであり、実物寸法換算した質量は158kgとなる。また、実物寸法に換算すると27~73cmとなり、現場で用いられるマウンド材と同様の質量と寸法を持つ砕石と言える。一方、宇部硅砂の質量



(a) 10mm 砕石 (再掲)



(b) 宇部硅砂



(c) 飯豊硅砂

図-3.2 用いた地盤材料

と寸法は実物換算で4.6kgと8.5~24cmであり、現場のマウンド材よりも多少小さい。また、飯豊硅砂の実物換算の寸法は、0.5~4.3cmであり、現場のマウンド材よりもかなり小さい。ただし、この硅砂を実験に使うことによって、すべり面を発現させることが可能となる。

10mm砕石と宇部硅砂による地盤の作製方法は2.2節(a)で示した方法と同様である。飯豊硅砂による地盤は相対密度が90%となるように砂降らし法によって作製した。各材料で形成した地盤の乾燥密度は表-3.2に示すとおりであった。別途実施した最大・最小密度試験の結果から、10mm砕石と宇部硅砂の密度はおおよそ中程度の詰まり具合であった。図-3.3に示したマウンド上に設置するケーソンの作製方法も2.2節(a)と同様であり、模型ケーソンの底面には硅砂を貼った。

(b) 遠心模型実験方法

実験に使用した遠心模型実験装置については、2.2節(b)を参照されたい。試料容器の上には水平荷重装置を設置

表-3.2 地盤の基本的な物性

	粒径	1粒の質量	乾燥密度
10 mm 砕石	5.4~14.5 mm	1.26 g	1.59 g/cm <sup>3</sup>
宇部硅砂	1.7~4.8 mm	0.037 g	1.49 g/cm <sup>3</sup>
飯豊硅砂	0.1~0.85 mm	—	1.59 g/cm <sup>3</sup>

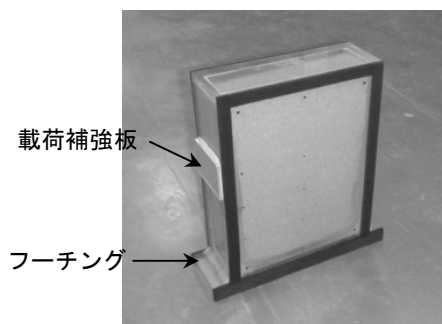


図-3.3 模型ケーソン

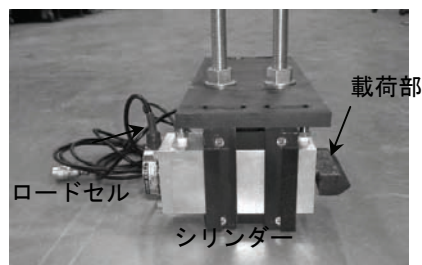


図-3.4 水圧シリンダー式水平载荷装置

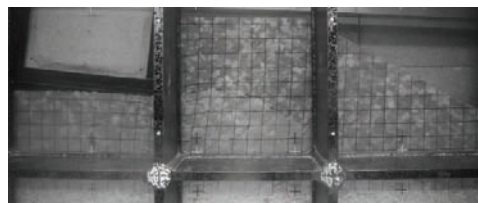
した。水平载荷装置は2.2節(b)に示したものと異なる水圧シリンダー式のものである。これの最大载荷可能ストロークは75 mm (実物換算値37.5 m), 最大载荷可能荷重は7.4 kN (実物換算値18.5 MN) と大きい (図-3.4参照)。さらに、地盤変形を観察するためのデジタルカメラを試料容器脇に設置した。設置した模型に遠心力を加え、一定速度で水平载荷を行った。水平载荷速度は模型スケールで0.158 mm/secとした。

(c) 実験での地盤の変形状況

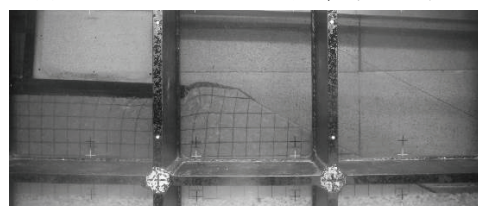
ケーソンを载荷点位置で2 m以上 (実物スケール換算値、ケーソン幅に対して18%) と大きく水平変位させて、地盤を十分に変形させた地盤の様子を図-3.5に示す。すべり面が発現した時点でのケースS0とS1の飯豊硅砂での結果を見ると、腹付工が無い場合にはケーソン下部にすべり面で主働くさびが形成され、その主働くさびに対してその脇のマウンドが受働状態で抵抗力を発揮し、変位している。これは過去の知見<sup>19)</sup>でも明らかになっている一般的な破壊挙動であり、現行の港湾技術基準<sup>16)</sup>では円弧すべり計算でこの破壊挙動をモデル化して安定性を評価することになっている。一方、腹付工が有る場合には、腹付工が無い場合と同様にすべり面で主働くさびが形成される



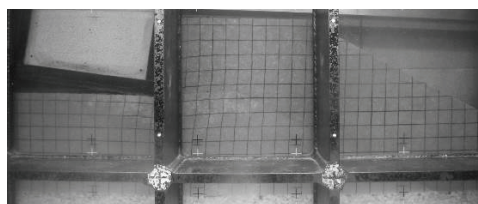
(a) ケース L0 : 10 mm 砕石, 腹付工無し



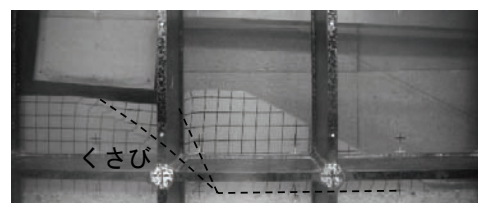
(b) ケース L1 : 10 mm 砕石, 腹付工有り



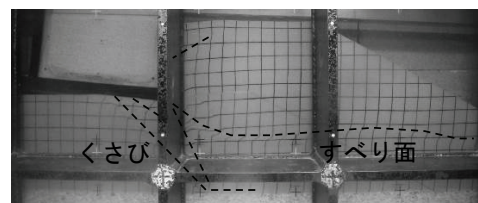
(c) ケース M0 : 宇部硅砂, 腹付工無し



(d) ケース M1 : 宇部硅砂, 腹付工有り



(e) ケース S0 : 飯豊硅砂, 腹付工無し



(f) ケース S1 : 飯豊硅砂, 腹付工有り

図-3.5 水平载荷後の地盤の変形状況

が、それ以外に、ケーソン後趾端部から伸びるすべり面が観察される。それらの2種類のすべり面はほぼ同時に発生した。2章で示した石材を材料にした载荷実験においても、ケーソンが滑動する際にはケーソン後趾端部からマウンド内にせん断ひずみ領域が拡がり、マウンドが支持力破壊する際にはケーソン後趾下部に主働くさびに相当する領域が発生した。菊池ら<sup>3)</sup>も、腹付工が有る場合には、

上記の2つのすべり面を考慮する耐力評価法を示している。これらのことから、マウンドと腹付工が複合する地盤の耐力評価には、主働くさびを形成するすべり面およびケーソン後趾端部から伸びるすべり面を考慮する必要があると言える。

地盤材料の粒径が大きい他のケースL0, L1, M0, M1では、マウンドと腹付工においては、すべり面が観察できない。これは粒径が大きいため、この程度の変位量ではひずみの局所化が進まないためである。マウンドと腹付工は極限状態に達していないとも言える。これらの特性は2章で示した特性と共通する。ただし、水平载荷に対してケーソン後趾下部の地盤が沈下し、その領域とケーソンに対して脇のマウンドや腹付工が受働状態で抵抗力を発揮して、変位している。つまり、水平载荷に対する抵抗メカニズムはケースS0とS1と同じと言える。なお、ケーソンは2m以上と大きく変位しており、構造物としては被災したと言えるレベルである。このことから、2つのすべり面を用いて安定性を評価するとしても、極限状態でのせん断強度を見込まないことが必要である。

(d) 実験での荷重～変位関係

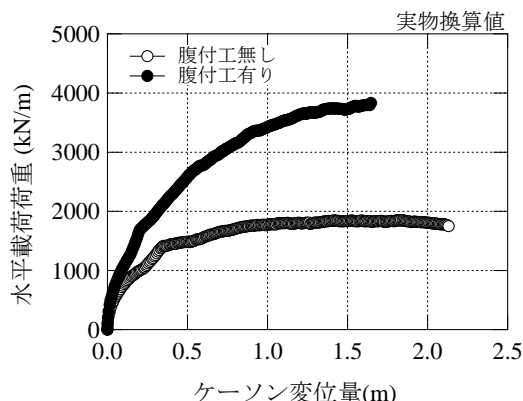
载荷実験におけるケーソンへの载荷荷重と水平変位量の関係を図-3.6に示す。図-3.6(a)に示した10mm砕石のケースL0とL1の結果を見ると、腹付工が無い場合にはケーソンの変位量が1.5m程度で载荷荷重はピーク値に達し、マウンドが極限状態に達した。一方、腹付工が有る場合には、変位量の増大とともに载荷荷重は増え続け、ピーク値に達していなかった。腹付工を設置することで耐力が大幅に増していることが分かる。図-3.6(b)に示した宇部硅砂のケースM0とM1でも同様の傾向であった。なお、1.0mを超えると繰返し荷重が小さくなっているが、これはケーソンへの载荷荷重が大きくなり、ケーソンが繰返し回転したためである。

図-3.6(c)に示した飯豊硅砂のケースS0とS1では、腹付工が無い場合にケーソンの変位量が0.8m程度の時点で载荷荷重はピーク値となり、極限状態に達していた。また、腹付工が有る場合も、変位量が0.8m程度でピーク値となっていた。これらの変位に達した時点で、マウンドや腹付工にすべり面が発現しており、荷重～変位関係においても、地盤が極限状態に達していたことが分かった。

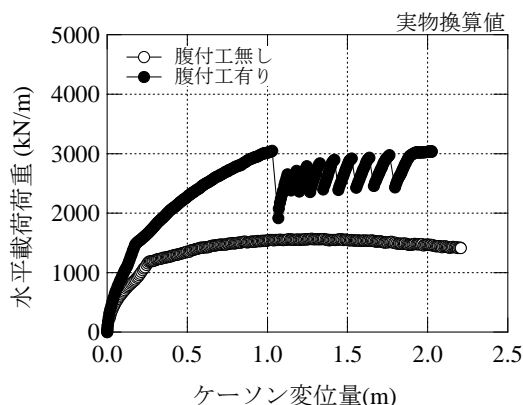
3.3 円弧すべり計算

(a) 計算方法

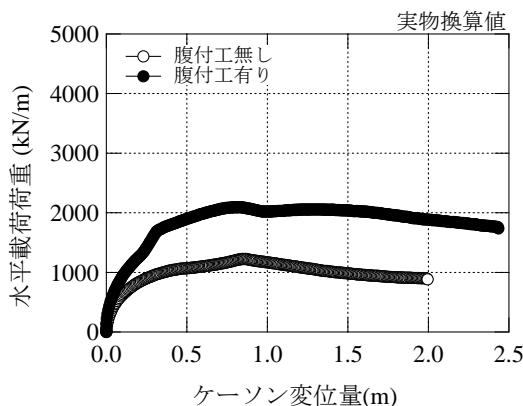
遠心模型実験を円弧すべり計算で再現し、その妥当性を検証した。円弧すべり計算の方法は、現行の港湾技術基準<sup>16)</sup>に倣って簡易ビショップ法とした。計算は、対象断



(a) ケース L0 と L1 : 10 mm 砕石



(b) ケース M0 と M1 : 宇部硅砂



(c) ケース S0 と S1 : 飯豊硅砂

図-3.6 荷重～変位関係

面を短冊状に分割することによって行った。腹付工が無い場合は、港湾技術基準に従って、マウンドに作用する分布荷重と水平力を求め、円弧すべり計算の外力条件を設定することができる。一方、腹付工が有る場合、港湾技術基準の方法をそのまま用いることはできない。そこで、腹付工を有する防波堤の計算は以下のように考えた。仮定する円弧すべり面を図-3.7に示す。遠心模型実験によると、ケーソン下部からの主働くさびを形成するすべり面とケーソン後趾端部からのすべり面の2つのすべり面が発現していた。これに基づいて、図のSlip-AとSlip-B



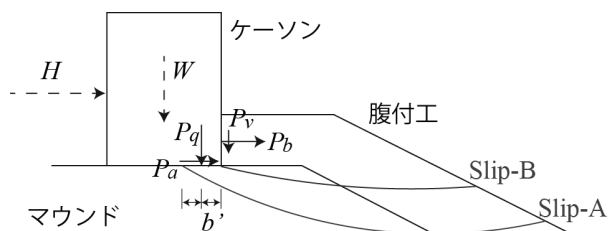


図-3.7 円弧すべり面と荷重

の2つのすべり面を仮定し、円弧すべり計算の妥当性を検証した。実際には、すべり面の形状は円弧では無いが、計算の簡便性から円弧すべり計算で安定性を照査した。

図-3.7に示すように、水圧差によって生じる水平力は、ケーソンの底面摩擦力 $P_a$ と腹付工への水平力 $P_b$ に分担される。腹付工への水平力は、腹付工側面の中点に作用すると仮定した。また、揚圧力を差し引いたケーソンの水中重量 $W$ は、マウンドへの載荷荷重 $P_q$ （作用位置はケーソン後趾端部から $b'$ とする）と腹付工側面に作用する摩擦力 $P_v$ に分担される。腹付工側面の鉛直方向の摩擦力は、水平力に摩擦抵抗角 $\tan \delta$ を掛けさせたものとした。 $P_a$ 、 $P_b$ 、 $P_q$ 、 $P_v$ 、 $b'$ の5つのパラメータに対して、ケーソンの鉛直・水平・モーメントのつり合い式と $P_b$ と $P_v$ の関係式の4つの式しかなく、式が1つ足りない。Slip-Bが卓越する場合、Slip-Bに対する円弧すべり計算から $P_b$ を求めることができ、他のパラメータも決まる。一方、Slip-Aが卓越する場合、パラメータの算定には何かしらの仮定が必要になる。例えば、水平力に対するマウンドと腹付工の荷重分担比（ $P_a$ と $P_b$ の比率）を仮定する方法が挙げられる。これによって5つのパラメータを定めて、円弧すべり計算の外力条件を設定でき、計算を行うことができる。荷重分担比の検討については後述する。ただし、今から再現を試みる遠心模型実験ケースS1ではSlip-Bが発現しており、Slip-Bに対する円弧すべり計算から $P_b$ を求めることができ、荷重分担比を別途定める必要は無い。

計算断面は、遠心模型実験ケースS0（腹付工無し）とS1（腹付工有り）での断面に対して、実物スケールに換算して用いた。計算に用いた土質パラメータは表-3.3のものである。水中単位体積重量は模型実験で計測したものである。マウンドおよび腹付工に与えるせん断強度には、飯豊珪砂に対して別途実施した三軸圧縮CD試験結果を用いた。基礎のせん断強度は仮定したものである。

(b) 計算結果

円弧すべり計算において、耐力作用比が1.0となるすべり面は図-3.8のようになった。図には、実験ケースS0とS1で得られたすべり面も併せて描いている。腹付工が無い場合、円弧すべり計算と実験でのすべり面の位置は整

表-3.3 計算に用いた土質パラメータ

	水中単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)
マウンド	9.7	0	44.7
腹付工	9.7	0	44.7
基礎	10.4	0	45.0

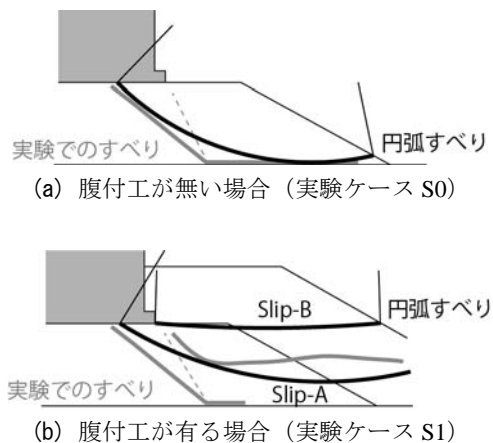


図-3.8 計算と実験で得られたすべり面

合していた。腹付工が有る場合、Slip-Bについては、計算でのすべり面は腹付工とマウンド境界面に位置し、実験で得られたすべり面はより深部に位置していた。この差異の原因は不明であるが、実験ではケーソンが傾斜し始めており、より大きな鉛直力が腹付工に作用した可能性も考えられる。Slip-Aについては、円弧すべり面は実験でのすべり面よりも浅く位置していた。ただし、模型実験での主動くさびの形成とそれに対する受働抵抗という支持力破壊モードに対して、円弧すべり計算で単純化しているため、この差異については問題ではないと考えた。

円弧すべり計算において耐力作用比が1.0となる水平荷重を求め、実験結果と併せて示したものが図-3.9である。これは、実験ケースS0とS1の荷重～変位関係に、円弧すべり計算での極限荷重を描き足したものである。また、腹付工を有する断面でSlip-Bが発現する水平荷重も示している。図に示すように、円弧すべり計算は、腹付け工が無い場合も有る場合も実験結果を精度よく再現できていた。また、腹付工が有る場合、Slip-AとSlip-Bの極限荷重はかなり近い値である。このため、遠心模型実験では、Slip-AとSlip-Bのどちらかだけが卓越して発現するのではなく、両方のすべり面が現れたと考えられる。これらのことから、腹付工を含むケーソン式防波堤マウンドの安定性評価において、円弧すべり計算の精度は高いと言える。ただし、マウンドと腹付工の地盤材料が石材の場合、

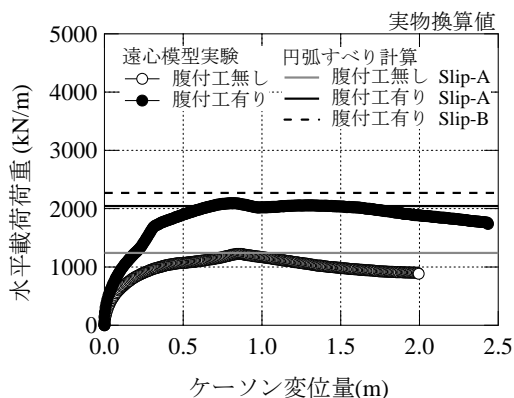


図-3.9 計算と実験で得られた極限荷重

大きな変位が生じてから極限荷重に達する。このため、円弧すべり計算で与えるせん断強度については慎重な検討が必要である。

(c) 円弧すべり計算による安定性照査

上述のように、円弧すべり計算によって、腹付工を含む防波堤マウンドの安定性を評価できることが分かった。荷重分担比を利用して、円弧すべり計算を用いた安定性を評価する照査フローとして図-3.10に示したものが考えられる。始めに、断面や土質定数、ケーソンへ働く水平力と水中重量を設定する。続いて、Slip-Bの照査へ進む。ここでは、ケーソンへ作用する水平力が、円弧すべり計算で得られる腹付工から反力とケーソンの底面摩擦力の合力を超えないかを照査する。超えないことが確認できれば、Slip-Aの照査に進む。ここでは、荷重分担比を設定し、腹付工とマウンドに作用する荷重を求め、円弧すべり計算によって耐力作用比を求める。これが1.0を満たすならば、安定性が保てると判断することができる。この安定性照査フローに関しては、今後種々の断面に対して、妥当性を検証していく必要がある。

(d) 荷重分担比の試算

遠心模型実験では、Slip-Bが発現しており、Slip-Aが卓越する場合の荷重分担比が分からない。ここでは、有限要素解析を用いて、荷重分担比について検討しておく。検討を行った断面を図-3.11に示す。図に実線で示した基本断面は、遠心模型実験で腹付工を設けたケース（図-3.1(b)参照）を模擬したものである。荷重分担比は、腹付工の規模によって変化すると考えられるため、腹付工の高さをケーソン高さの約1/4倍、約1/3倍（実験断面）、約1/2倍と変化させ、腹付工の幅を実験断面の1/2倍、1倍、1.5倍と変化させた。

解析には、小林<sup>20)</sup>を中心とした港湾空港技術研究所のグループが開発したコードGeoFemを用いた。このコードで



図-3.10 円弧すべり計算を用いた安定性照査フロー

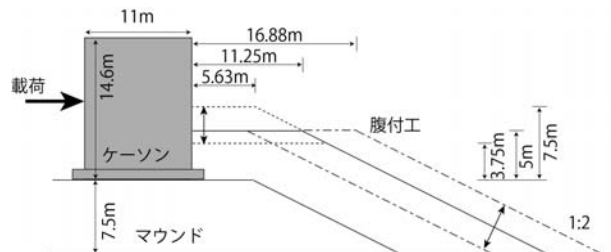


図-3.11 腹付工の形状を変化させた計算断面

は仮想的な弾・粘塑性アルゴリズムに基づく計算法（仮想粘性法<sup>21)</sup>）を用いて破壊状態に近い条件での計算を可能にしている。マウンドと腹付工には、Mohr - Coulombの破壊基準に従った弾・完全塑性体のモデルを適用した。その他の箇所には線形弾性体のモデルを用いた。マウンドと腹付工に用いた土質パラメータは、変形係数  $E = 29.4 \text{ MN/m}^2$ 、せん断強度  $c = 20 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi = 35$ 度である。変形係数が支持力破壊の挙動に与える影響は小さく、変形係数には一般的な値を用いた。マウンドのせん断強度には、港湾技術基準<sup>16)</sup>で示されているものを用いた。見かけの粘着力も加味している。なお、見かけの粘着力とは、石材の応力図上の破壊曲面が非線形であるために導入された

表-3.4 水平載荷荷重に対する荷重分担比

腹付工の規模		極限荷重	マウンドの 分担比	腹付工の 分担比
高さ	幅			
5 m	11.25 m	2141 kN/m	0.51	0.49
7.5 m	11.25 m	2585 kN/m	0.46	0.54
3.75 m	11.25 m	2030 kN/m	0.60	0.40
5 m	5.63 m	1853 kN/m	0.65	0.35
5 m	16.88 m	2270 kN/m	0.40	0.60

ものである。ここで、模型実験でのマウンドのせん断強度を用いなかった理由は、本解析は実験の再現を目的とするのではなく、一般的な荷重分担比を知ることが目的としているためである。

変形解析におけるケーソンへの載荷方法としては、ケーソンの1節点に水平荷重を作用させ、マウンドが破壊状態に至るまで水平荷重を増加させていった。計算において荷重制御としたのは、変位制御とすると極限状態での計算が不安定になるためである。また、解析では、Slip-Aに相当する破壊を卓越させるため、ケーソンがマウンド表面を滑動しにくいようにジョイント要素を挿入しなかった。

計算で得られた水平載荷荷重 $H$ に対するマウンドと腹付工の荷重分担比 $r$  ( $r = P_d/H$ ,  $1 - r = P_b/H$ ) を表-3.4に示す。表に示した値は、地盤の塑性化が進み支持力破壊が生じたと言えるケーソン変位量が0.5 mの時点のものである。表に示すように、腹付工が高く、腹付工の幅が広いほど腹付工が分担する荷重が大きくなっていった。これは、腹付工の規模が大きいくほど腹付工が分担できる水平荷重が大きくなるためである。ただし、腹付工の形状が異なれば荷重分担比は多少変化するが、水平載荷荷重に対してマウンド表面の摩擦力が分担する水平荷重は40～65%の範囲であり、全体の半分程度を分担していた。今後、より広範な条件下で検討する必要はあるが、上記の値が1つの参考となる。なお、ケーソンの単位奥行あたりの水中重量は2865 kN/mであり、これから腹付工の摩擦力を引いて、ケーソンとマウンドの摩擦係数を0.60として掛け合わせても、解析でのマウンド表面の摩擦力より十分に大きかった。つまり、Slip-Aに相当する破壊が卓越したことを確認した。

### 3.4 実験と解析結果のまとめ

砕石や珪砂をマウンドや腹付工の材料として、腹付工

を含むケーソン式防波堤模型に対して、遠心力場で水平載荷実験を行い、その変形・破壊特性を調べた。その結果、細砂を地盤材料として使うケースでは、2種類のすべりを伴う地盤の破壊を観察できた。すなわち、ケーソン下部に主働くさびと受働抵抗部が形成される破壊と、ケーソン後趾端部から伸びるすべり面が形成される破壊が生じた。砕石を地盤材料としたケースでも、載荷に対して同様の抵抗メカニズムであると考えられた。

2種類のすべり面を模擬して、円弧すべり計算によって、実験結果の再現を試みた。すべり面の位置に関しては再現が難しかったが、極限荷重については精度よく再現できていた。このため、腹付工を含む防波堤マウンドの安定性評価に円弧すべり計算は有用であると言えた。また、円弧すべり計算による安定性評価フローを提案し、その中で用いる荷重分担比についても有限要素解析によって検討を加えた。

## 4. 浸透力によるマウンドのボイリング発現特性

### 4.1 解析と実験の概要

防波堤の港内外での水位差はマウンドに浸透力を与え、この浸透力がケーソン後趾付近のマウンド材料（石材）を持ち上げる現象（ボイリング現象）が発生する可能性がある。ボイリングが発生するとマウンド全体の崩壊およびケーソンの移動が助長されるため、その発現特性を把握しておくことは重要である。浸透力によるボイリングの検討事例としては、高橋ら<sup>4)</sup>、佐々ら<sup>22)</sup>、宮本ら<sup>5)</sup>の検討がある。高橋ら<sup>4)</sup>は、防波堤マウンドのボイリングを検討するためには、実物スケールの地盤内応力や間隙水圧、浸透力場を再現することの重要性を述べ、浸透実験に遠心模型実験手法を適用した。実験の結果から、限界動水勾配を大きく超えると、浸透力を受けて数個の石材が移動する結果を示している。佐々ら<sup>22)</sup>は、マウンドが越流で洗掘して港内側の法面勾配が大きくなることによって、浸透力によるボイリングが発生しやすくなることを遠心模型実験によって明らかにしている。宮本ら<sup>5)</sup>も遠心模型実験を実施し、浸透力によるケーソン後趾付近のボイリングがマウンド全体の崩壊につながる可能性を示している。ただし、これらの研究では、マウンド内の浸透力場が明確になっておらず、ボイリングの発生有無に影響を与えると考えられる石材の粒径と浸透力場の関係も明らかになっていない。

初めに、マウンド内の浸透力場を調べるために、流速と動水勾配にダルシー則を用いない非線形浸透流解析を

実施した。土骨格内の浸透流を数値計算で解く場合、流れを層流と考えると動水勾配と流速の関係を線形（ダルシー則）とすることが多い。しかしながら、マウンドを形成する石材の粒径は大きく、浸透流は明らかに乱流状態となっており、動水勾配と流速の関係は非線形である。そのため、動水勾配と流速に非線形の関係を適用した。次いで、遠心模型実験によって、防波堤マウンドへの浸透実験を実施し、ボイリング現象の発現の有無を調べた。遠心模型実験では、模型に遠心力を加えることで、実物スケールの地盤応力場と水圧場、流れ場を再現することができる。実験では、石材の粒径を変化させて、その粒径と浸透力場の関係についても調べた。

#### 4.2 非線形浸透流解析

##### (a) 数値解析方法

動水勾配と平均流速の関係は、例えば Dupuit - Forchheimer式による以下の式(1)、(2a)、(2b)で表される。

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \Delta u}{\partial x_i} = a \bar{v}_i + b \bar{v}_i^2 \quad (1)$$

$$a = \alpha_0 \frac{\nu (1-n)^3}{g n^2 d_{15}^2} \quad (2a)$$

$$b = \beta_0 \frac{1-n}{g n^3 d_{15}} \quad (2b)$$

ここに、 $\Delta u$ ：過剰間隙水圧、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量、 $\bar{v}_i$ ： $i$ 軸方向の平均流速、 $a$ 、 $b$ ：透水性に関する係数、 $\alpha_0$ 、 $\beta_0$ ：係数、 $\nu$ ：水の動粘性係数、 $g$ ：重力加速度、 $n$ ：地盤の間隙率、 $d_{15}$ ：15%粒径である。式(1)の右辺第1項は粘性項であり、第2項は慣性項である。流れが層流の場合に粘性項が、乱流の場合に慣性項が卓越する。前述のように、マウンド内の浸透流は乱流であり、粘性項を無視でき、右辺第2項の慣性項が卓越する。このため、動水勾配は流速の2乗に比例することが分かる。

以下の式(3)で表される水の非圧縮性と間隙の完全飽和を仮定した連続式を式(1)に連立することで、 $\Delta u$ の空間分布を求めることができる。

$$\frac{\partial \bar{v}_x}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}_y}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

式(1)の右辺第1項が卓越する場合、係数 $a$ に異質性が無く、場所によって変化しなければ、式(1)と式(3)の連立式はラプラス方程式となっており、理論解が得られる。また、係数 $a$ に依存せずに $\Delta u$ の空間分布が決まる。一方、式(1)の右辺

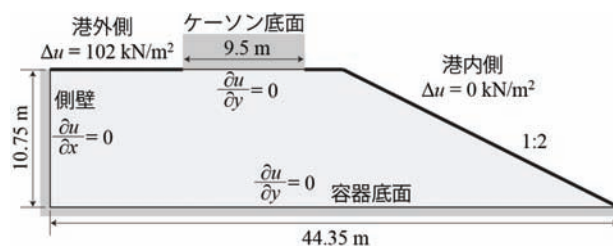
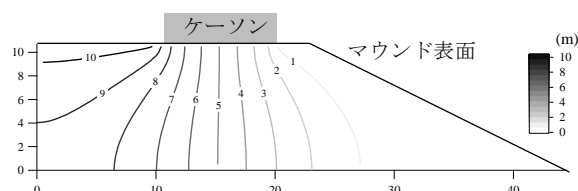
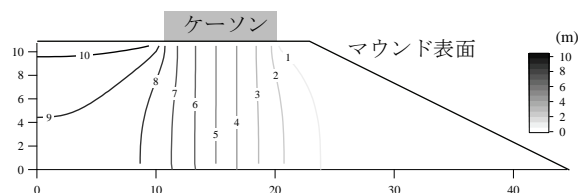


図-4.1 浸透流解析の断面と境界条件



(a) 動水勾配が流速に比例（線形）



(b) 動水勾配が流速の2乗に比例（非線形）

図-4.2 浸透流解析による水頭分布

第2項が卓越する場合には理論解を得るのは難しい。本研究では、連立式を離散化し、有限差分法によって近似解を求めた。ただし、係数 $b$ が方向や場所に依存しなければ、やはり係数 $b$ に依存せずに $\Delta u$ の分布は決まる。ただし、その分布は層流時の分布とは異なる。

計算を行った断面形状と $\Delta u$ の境界条件を図-4.1に示す。これらは、後述する遠心模型実験での形状や条件をモデル化したものである。図に示すように、図面左側および下端面、ケーソン底面を非排水条件とした。また、ケーソン左側のマウンド表面に過剰間隙水圧102 kN/m<sup>2</sup>を与え、ケーソン右側のマウンド表面での水圧を0 kN/m<sup>2</sup>とした。計算では定常状態での $\Delta u$ の分布を求めた。

##### (b) マウンド内の水頭分布

港内外の水圧差を102 kN/m<sup>2</sup>（水位差10.4 mに相当）とした計算から得た水頭分布を図-4.2に示す。水圧差は後述する模型実験での港内外水圧差であるが、式(1)と式(3)の連立式から分かるように、水圧差は $\Delta u$ の空間分布形状に影響を与えない。このため、任意の港内外水圧差によって発生する水頭分布を知りたい場合は、その水圧差を102 kN/m<sup>2</sup>で除した値を図-4.2の水頭に掛け合わせれば良い。比較のために、動水勾配が流速の2乗に比例する非線形の場合だけでなく、流速に比例する線形の場合での結果も示している。

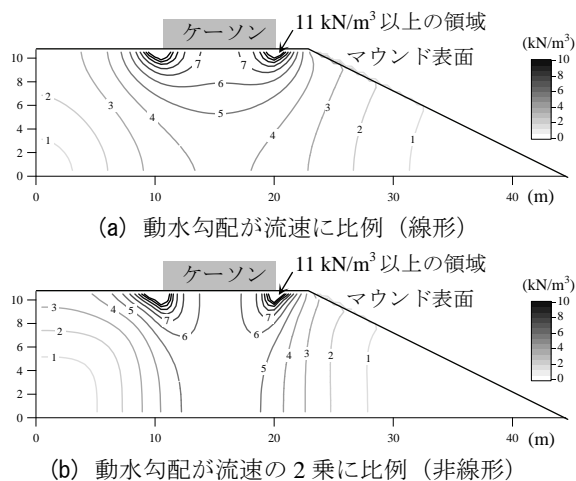


図-4.3 浸透流解析による浸透力の大きさ

図に示すように、いずれの図においても、港外側から港内側へ水頭が低下していき、ケーソンの前趾と後趾付近で特に水頭の変化が大きいことが分かる。すなわち、この箇所では動水勾配が大きくなり、浸透力が大きくなると考えられる。浸透力については次節で述べる。深部において、動水勾配と流速の関係による水頭分布の違いも確認できた。

(c) マウンド内の浸透力

図-4.2の水頭から動水勾配を求め、水の単位体積重量を掛けて、マウンド内の浸透力の分布を求めた。i軸方向の単位体積あたりの浸透力 $f_i$ は以下の式(4)で表される。

$$f_i = \gamma_w \frac{\partial H}{\partial x_i} = \frac{\partial \Delta u}{\partial x_i} \quad (4)$$

ここに、 $H$ : 水頭である。図-4.3に浸透力の大きさの分布を、図-4.4にケーソン後趾付近の浸透力の大きさと向きを示したベクトルを示している。

図-4.3に示すように、いずれの図においても、ケーソンの前趾と後趾付近で浸透力が大きかった。港内外の水頭差が10.4 mで、ケーソンの幅が実物スケール換算で9.5 mであり、ケーソン下部の平均的な動水勾配は両者の値を割った1.1となる。水の単位体積重量を掛け合わせて、浸透力の大きさは10.7 kN/m<sup>3</sup>となる。ケーソンの前趾と後趾付近ではそれ以上の大きな浸透力が局所的に発生していた（図中の11 kN/m<sup>3</sup>の領域）。一方、ケーソン中央下部では平均的な浸透力の半分程度の浸透力となっていた。このように、ケーソン下部では平均的な浸透力分布とはならず、ケーソン端部付近で大きく、ケーソン中央下部で小さかった。後趾端部は拘束圧が小さいために、ボーリングが生じやすい箇所であり、ケーソン端部で動水勾

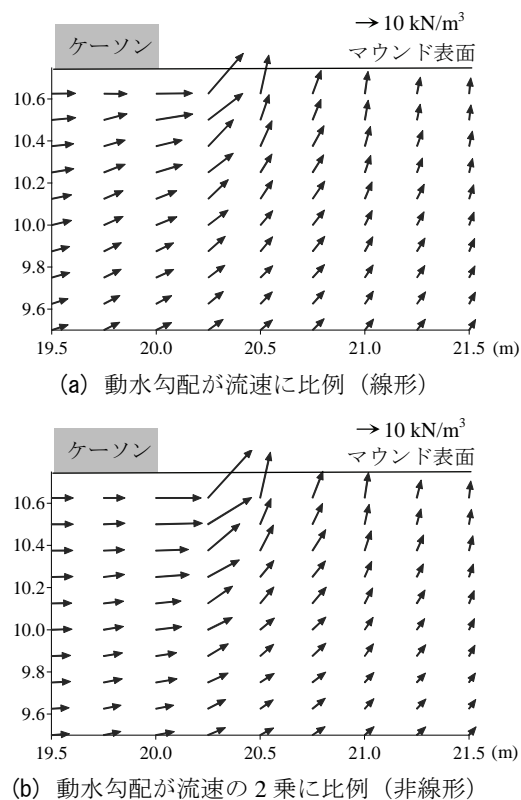


図-4.4 浸透力の大きさと向き（ケーソン後趾付近）

配が大きくなる現象には注意が必要である。

石の水中単位体積重量は10 kN/m<sup>3</sup>程度であり、拘束圧が無いケーソン後趾付近のマウンドでは、石が浸透力によって浮き上がることになる。言い換えると、動水勾配が限界動水勾配に達する。限界動水勾配に達した領域はケーソン端部から実物スケール換算で約1 mの領域（図中の10 kN/m<sup>3</sup>以上の領域）であった。この領域の大きさと石の粒径の比がボーリングの発生有無に大きな影響を与えると推測できる。現場で用いられる一般的なマウンド材の石の粒径は数十cmのものが多く、ケーソン端部から約1 mまでの領域内の石が浸透力を受けても、力を受けて浮き上がろうとする石が力を受けていない周辺部の石に引っかかる。すなわち、約1 mの領域内の石の数は少なく、ひずみが局所化しにくいと言える。一方、マウンド材の石が小さい場合、ひずみが局所化して、ボーリングが発生しやすいと考えられる。この違いを後述の遠心模型実験で確かめた。

ケーソン後趾付近を拡大して、浸透力の大きさと向きをベクトルで図-4.4に表した。いずれの図においても、ケーソン後趾付近を回り込むように大きな浸透力が発生した。また、この図においても、両者の違いを確認でき、

表-4.1 遠心模型実験の相似比

パラメータ		実物	模型
基本条件	重力（遠心）加速度 $g$	1	$N$
	全体寸法 $H$	1	$1/N$
	土粒子の粒径 $D$	1	$1/N$
	間隙水の動粘性係数 $\nu$	1	1
水圧・応力	水圧 $u$ , 地盤応力 $\sigma$	1	1
	動水勾配 $i$	1	1
乱流	透水性に関する係数 $b$	1	1
	平均流速 $\bar{v}$	1	1
	浸透の時間 $t$	1	$1/N$
	レイノルズ数 $Re$	1	$1/N$

動水勾配が流速に比例する線形関係よりも、流速の2乗に比例する非線形関係の方が、多少大きな浸透力がケーソン後趾付近に発生した。

### 4.3 遠心模型実験

#### (a) 浸透の実験相似則

式(1)と式(2b), 式(3)から浸透に関する相似比を求めると、表-4.1のようになる。この表は、幾何学的な相似比を $1/N$ とした場合の各パラメータの相似比を示している。式(2b)において、 $1/N$ の粒径の石を使い、重力加速度を $N$ 倍とすることで、係数 $b$ の相似比は1となる。式(1)を見ると、動水勾配の相似比も1であり、平均流速の相似比も1となる。したがって、実物と模型での平均流速は一致する。この相似比は式(3)も満たすことができる。浸透に要する時間は $1/N$ となる。

表に示したレイノルズ数を見ると、乱流場では $1/N$ であり、厳密には間隙水の流れを再現できない。しかしながら、実物と模型のレイノルズ数を合わせるためには、間隙水の動粘性係数を $1/N$ とするか、碎石の粒径比を $1/N^{1/3}$ （流速の比は $N^{1/3}$ ）とする必要があり、現実的でない。本研究では、浸透力の大きさや向きを決めるマウンド内の $\Delta u$ の分布を再現することに主眼を置き、レイノルズ数の変化を許容した。相似則の詳細については、文献<sup>4)</sup>を参照されたい。

#### (b) 遠心模型実験方法

実験に使用した遠心模型実験装置については、2.2節(b)を参照されたい。遠心加速度 $50g$ 場で実験を行った。浸透実験の給水システムとしては、図-4.5に示すように試料容器上部に設置した給水タンクから一度だけ水を流すダ

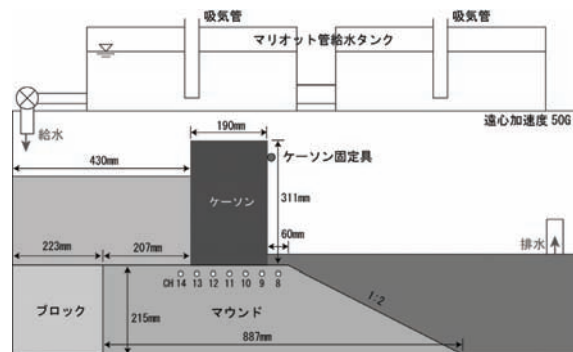


図-4.5 実験模型と給水タンク

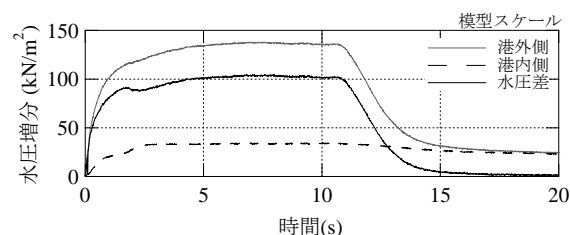


図-4.6 港内外の水位上昇量

表-4.2 実験ケース一覧

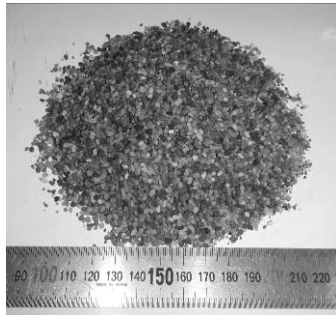
ケース名	マウンド材料	港内外水圧差
R1	10 mm 碎石	83 kN/m <sup>2</sup>
R2		88 kN/m <sup>2</sup>
R3		103 kN/m <sup>2</sup>
S1	2 mm 硅砂	102 kN/m <sup>2</sup>
S2		130 kN/m <sup>2</sup>

ムブレイク方式とした。ダムブレイク方式では、一般的には流量をコントロールすることが難しく、港内外の水位差を一定に保つことが難しい。そこで、模型奥の壁面に排水窓を設け、そこから水を排水させることで、水位を保つ工夫を行った。遠心加速度 $50g$ 場で計測した港内外の水圧上昇量を図-4.6に示す。模型スケールで図を表している。港内外の水圧は5秒ほどで上昇し、6秒間ほど水位が保たれていることが分かる。6秒は実物スケールでは300秒に相当し、近地津波のピーク水位の継続時間を再現できている。

実験では、港内外の水位を一定に保ち、ボーリングの発生を観察した。実験ケースの一覧表を表-4.2に示す。表に示すように、マウンド材料の種類と港内外の水圧差を変化させて5ケースの実験を行った。前述の浸透流解析では、ケースR3とS1の水圧差を参考とした。マウンド材料の種類を変化させた理由は、上述のように浸透力が大きくなる領域の大きさと石の粒径の比がボーリングの発



(a) 10 mm 砕石 (再掲)



(b) 2 mm 珪砂

図-4.7 用いたマウンド材料

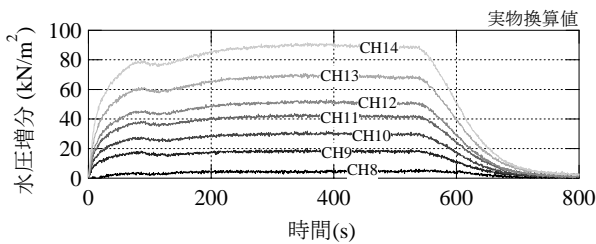


図-4.8 間隙水圧増分の時系列 (ケース R3)

生有無に大きな影響を与えるかと推測できるからである。用いたマウンド材料を図-4.7に示しており、平均粒径が約10mmの砕石と約2mmの珪砂である。10 mm砕石は2章と3章で用いた砕石と同じものである。それぞれの粒径は5.4～14.5 mmと1.5～3.1 mmであり、実物スケールに換算すると27～73 cmと8～16 cmである。また、乾燥密度は1.58 g/cm<sup>3</sup>と1.59 g/cm<sup>3</sup>とほぼ同程度であり、1粒あたりの平均的な質量は1.26 gと0.018 g (実物換算で158 kgと2.3 kg)であった。これらのことから、10 mm砕石は現場のマウンドに用いられる石の大きさと質量に相当する材料で、2 mm珪砂は比較的小きな粒径の材料と言える。

(c) マウンド内の間隙水圧

代表として、ケースR3のマウンド内で計測した間隙水圧の時系列を実物スケール換算して図-4.8に示す。これは、マウンド内に埋め込んだ間隙水圧計で計測した間隙水圧増分から港内側の水圧増分を引いたものである。間隙水圧計はケーソン底面から実物スケール換算で1 mの

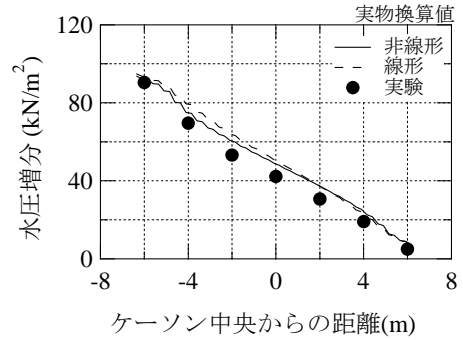


図-4.9 実験と解析の間隙水圧増分の比較 (ケース R3)

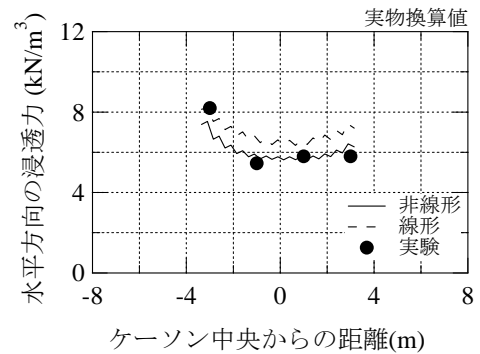


図-4.10 浸透力の実験と解析の比較 (ケース R3)

表-4.3 マウンド内に発生した浸透力

ケース名	港内外の水圧差	浸透力	
		ケーソン下部	後趾付近
R1	83 kN/m <sup>2</sup>	4.6 kN/m <sup>3</sup>	14.2 kN/m <sup>3</sup>
R2	88 kN/m <sup>2</sup>	5.3 kN/m <sup>3</sup>	14.6 kN/m <sup>3</sup>
R3	103 kN/m <sup>2</sup>	6.2 kN/m <sup>3</sup>	14.6 kN/m <sup>3</sup>
S1	102 kN/m <sup>2</sup>	5.9 kN/m <sup>3</sup>	8.8 kN/m <sup>3</sup>
S2	130 kN/m <sup>2</sup>	5.3 kN/m <sup>3</sup>	9.2 kN/m <sup>3</sup>

深度に埋めてあり、各水圧計の設置間隔は2mである。図を見ると、300秒程度の定常状態が保たれ、港内側よりも港外側ほど間隙水圧が上昇していた。これらの値を前述の浸透流解析の結果と比較したものが図-4.9である。図には、動水勾配が流速の2乗に比例する非線形解析と流速に比例する線形解析の結果を示している。解析結果は実験結果より多少大きいのが、精度は高かった。ただし、線形と非線形の解析結果の差が小さいために、実験結果がいずれの解析結果に近いかは判断できない。次に、水圧増分から浸透力を求め、前述の解析結果と比較したものが図-4.10である。この図から、実験結果は非線形の解析結果に近く、非線形解析の精度の高さが確認された。

各ケースでマウンド内の浸透力を求めると表-4.3のようになる。表には、間隙水圧計CH9とCH11から求めたケ

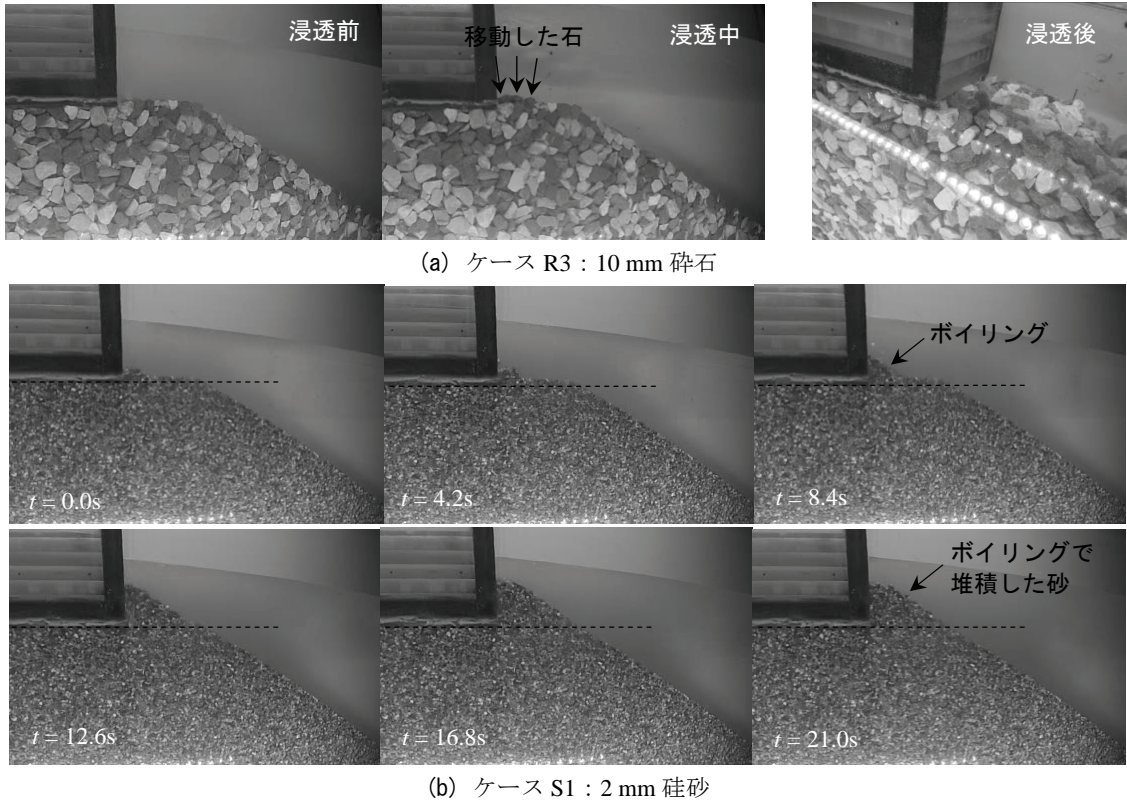


図-4.11 浸透中のケーソン後趾付近の様子

ケーソン下部の水平方向の浸透力と、間隙水圧計CH9と港内側の水圧計から求めたケーソン後趾付近の斜め上方への浸透力を示している。後述するが、ケースS1とS2ではボイリングが発生したために、ボイリングの発生直前での浸透力を示している。表に示すように、ケーソン下部よりも後趾付近での浸透力が大きいことが分かる。特に、マウンド材を10 mm砕石としたケースR1, R2, R3では、浸透力はケーソン後趾付近で $14.2\sim 14.6\text{ kN/m}^3$ （動水勾配は $1.45\sim 1.49$ ）にも達していた。

(d) ボイリングの発生状況

浸透中のケーソン後趾付近の状況を図-4.11に示す。それぞれ、10 mm砕石のケースR3と2 mm珪砂のケースS1の状況である。ケースR3では、ケーソンからの上載圧が無いマウンド表面で、石が3粒ほど移動する程度であり、顕著なボイリングは発生しなかった。ケースR1とR2においても、同様の結果であった。一方、ケースS1では、後趾付近でボイリングが発生する結果となった。写真は実物スケール換算で4.2秒ずつ撮影したもので、ボイリングで生じた砂が堆積している様子が分かる。ケースS2では、より激しくボイリングが発生し、マウンドが崩壊に至った。

前述の表-4.3に示したように、ケースR1, R2, R3でのケーソンの後趾付近では、水中単位体積重量よりも大きな

浸透力（ $14.2\sim 14.6\text{ kN/m}^3$ ）がマウンドで発生したが、ボイリングは生じなかった。一方、ケースS1とS2では、水中単位体積重量に近い浸透力（ $8.8\sim 9.2\text{ kN/m}^3$ ）が作用することでボイリングが発生した。これはマウンド材の粒径によって生じた違いであると言える。

4.4 解析と実験結果のまとめ

マウンドの浸透力場を調べるために、流速と動水勾配にダルシー則を用いない非線形浸透流解析を実施した。その結果、流速と動水勾配の関係を非線形とすることで、ケーソン後趾付近の浸透力が多少大きくなる傾向にあった。また、ケーソン下部よりも後趾付近の浸透力は大きく、そこではケーソンからの上載圧も無いために、マウンドがボイリングする可能性が考えられた。

次いで、実物スケールの地盤応力や水圧を再現できる遠心模型実験を実施し、ボイリング現象の発現の有無を調べた。実験では、粒径が異なるマウンド材料を用いて、ケーソン模型の前後に水位差を発生させた浸透実験を実施した。その結果、非線形とした浸透流解析と遠心模型実験での水頭や浸透力により整合性があった。また、マウンド材の粒径が大きい場合、ケーソン後趾付近の局所的な浸透力によってはボイリングが発生しにくいことが確認された。



## 5. 浸透力による支持力低減特性

### 5.1 実験と解析の概要

防波堤の港内外での水位差はマウンド材料に浸透力を与える。4章で述べたように、浸透力はマウンド材料をボイリングさせる可能性があった。一方で、浸透力はボイリングだけでなく、マウンドの支持力を低下させることも分かっている<sup>4)</sup>。これは、マウンド法肩付近の上向きの浸透力がマウンドの拘束圧と剛性・強度を低下させるとともに、法尻方向への外力にもなるためである。台風や低気圧による周期が短い高波と異なって、津波の周期は長く、一方向の浸透力が継続する時間も長い。このため、津波の来襲を想定する場合、浸透力の影響を防波堤マウンドの安定性評価に反映させることは重要である。

浸透力がマウンドの支持力に与える影響について調べた過去の研究としては、例えば、笠間ら<sup>23)</sup>や今瀬ら<sup>24)</sup>の研究がある。笠間ら<sup>23)</sup>は、重力場において防波堤模型前後に水位差を発生させ、間隙水圧分布の計測に加え、浸透作用下におけるマウンドの支持力を調べている。ただし、この研究では鉛直方向の支持力特性が調べられており、津波波力に対する支持力は明らかとなっていない。今瀬ら<sup>24)</sup>の研究では、ドラム型の遠心模型実験装置を利用して、津波作用時の防波堤の破壊現象の再現に成功している。粒子法の一つであるSPH法による解析手法によっても検討が加えられている。ただし、波力、揚圧力、浸透力を同時に作用させているために、浸透力による支持力低下の効果が分離されておらず、その効果が明確でない。高橋ら<sup>4)</sup>は、遠心模型実験を実施し、浸透力によるマウンドの支持力低下を検討している。ここでは、揚圧力と浸透力による効果を分離し、浸透力によって支持力が低下することが明らかとなっている。ただし、浸透力の方向が現場でのものと異なっている箇所があり、より厳密な実験的検証が必要である。

そこで、遠心模型実験方法を工夫し、浸透力を作用させない載荷実験および浸透力を作用させる載荷・浸透複合実験の2種類の実験を行い、それらの結果を比較することで、浸透力が支持力に及ぼす影響を明らかにした。さらに、有限要素法による数値解析によって遠心模型実験の再現を試み、浸透力の影響を調べた。有限要素解析では、腹付工を有する防波堤での支持力も検討し、浸透力がそれに及ぼす影響についても調べた。

### 5.2 遠心模型実験条件

#### (a) 2種類の実験

地盤材料で構築された防波堤マウンドの支持力特性を

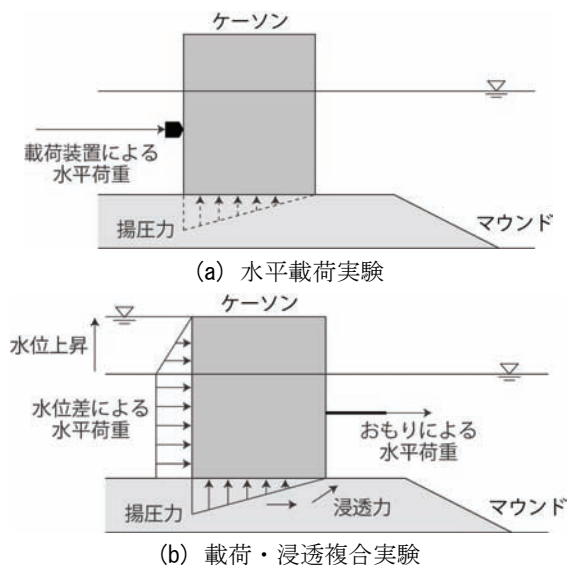


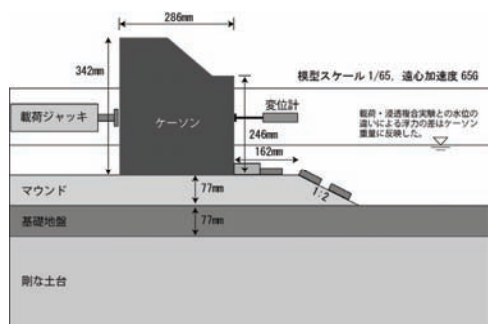
図-5.1 2種類の実験の外力概念図

実験でモデル化するためには、特に実物スケールの防波堤での地盤応力を作り出すことが肝要である。本研究では、防波堤模型に遠心力を加えることで実物スケールの防波堤での地盤応力を作り出した。実験は2種類で構成されており、1つは単純に水平方向に載荷することで防波堤マウンドを崩壊させる水平載荷実験であり、もう1つは、あらかじめ水平方向に種々の荷重を加えつつ、港内外に水位差を発生させて水平荷重を追加で負荷する載荷・浸透複合実験である。後者の実験では、港内外の水位差によって防波堤マウンドに浸透力が作用する。また、ケーソン底面には揚圧力が作用する。前者の実験では、揚圧力に相当する鉛直荷重をケーソンの重量からあらかじめ引いておき、両者の実験結果の差分が浸透力の影響のみになるようにした(図-5.1参照)。揚圧力はケーソンからマウンドへの作用力を低減させ、マウンドの拘束圧とせん断強度を低下させる。このため、上記のような工夫で揚圧力による影響を排除する必要があった。

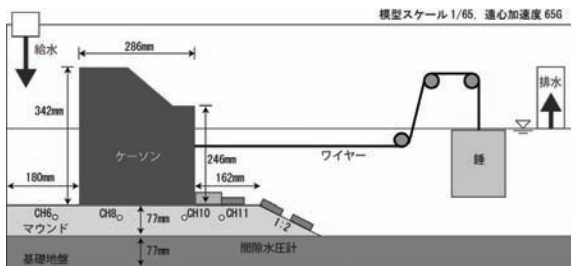
#### (b) 模型地盤の作製方法

2種類の実験での模型概略断面図を図-5.2に示す。両者の実験に用いた試料容器は異なるが、ケーソンやマウンドの形状や寸法はほぼ同じである。マウンド材料には、2～4章で用いた平均粒径が約10 mmの碎石と同じものを使用した。碎石1つあたりの平均的な質量は1.26 gであり、実物換算して346 kg(遠心加速度65gの場合)となる。また、碎石の平均粒径は約10 mmであり、実物寸法換算値で65 cm(65gの場合)になる。すなわち、現場で用いられるマウンド材と同程度かやや大きめの質量と寸法を持つ碎石である。

地盤の作製方法は2.2節(a)で示した方法と同様である。



(a) 水平荷重実験



(b) 荷重・浸透複合実験

図-5.2 2種類の実験の概略断面図

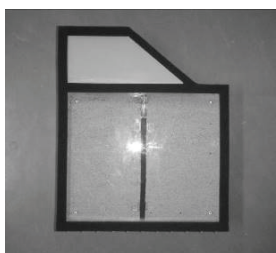


図-5.3 模型ケーソン

この実験においても、地盤の密度はおおよそ中程度の詰まり具合であった。図-5.3に示したマウンド上に設置するケーソンの作製方法も2.2節(a)と同様である。ただし、ケーソンの滑動を防いで支持力破壊を卓越させるために、模型ケーソンの底面にはアクリルによる突起物を貼り付け、さらに硅砂を貼って摩擦を増した。別途実施した摩擦試験の結果から、その摩擦係数は $\mu = 0.7 \sim 0.8$ 程度であった。また、水平荷重実験で用いるケーソンの重量は、荷重・浸透複合実験で用いるものよりも、揚圧力に相当する重さを差し引いた。揚圧力の偏心量も重量バランスを調整して合わせた。

(c) 遠心模型実験方法

実験に使用した遠心模型実験装置については、2.2節(b)を参照されたい。遠心加速度65g場で実験を行った。水平荷重実験では、模型ケーソンを荷重装置で静的に水平荷重し、マウンドの壊れ方を観察するとともに、荷重荷重とケーソンの水平変位の関係を求めた。水平荷重装置は、図-3.4に前掲した水圧シリンダー式のものである。また、

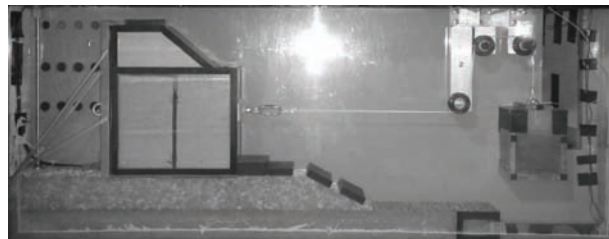


図-5.4 作製した防波堤模型の状況（水浸前）

表-5.1 実験ケース一覧

実験種別	ケース	外力	錘質量*
水平荷重実験	LD	静的荷重	—
荷重・浸透複合実験	SP0	水位差	—
	SP1	錘荷重+水位差	3.05 kg
	SP2	錘荷重+水位差	3.40 kg
	SP3	錘荷重+水位差	3.75 kg

\*実験時には錘は水中下にあるため錘の水中質量を示す。

荷重高さは、荷重・浸透複合実験における水位差によってケーソン側面に発生する水圧差分布の作用点の高さと等しくした。

荷重・浸透複合実験では、ケーソンに水平方向に種々の荷重を加えつつ、港内外に水位差を発生させて水平荷重と揚圧力を追加で負荷して、同時にマウンドには浸透力を作用させる。ケーソン側面にワイヤーを接続し、滑車を介して錘をワイヤーにぶら下げて、荷重を加えておいた(図-5.4参照)。水位差による水平荷重以外の荷重を加えた理由は、水位差による水平荷重のみではマウンドが破壊しなかったためである。水位差による水平荷重のみでマウンドが破壊に至らないことは、この防波堤断面でのマウンドの支持力はかなり大きいことを示している。ただし、故意に支持力が小さな断面を選ぶよりも、本実験のような一般的な断面を選び、支持力の低減を調べる方が良いと考え、この断面を採用した。

荷重高さは、水位差によってケーソン側面に発生する水圧差分布の作用点の高さと等しくした。表-5.1に示すように、この荷重を変化させて4ケースの実験を実施した。ケースSP0は錘を使わずに単純に水位差のみで荷重したケースであるが、破壊しないことが実験前に想定されたため、他のケースよりも水位差を大きくした。水位差を発生させる浸透実験の方法としては、試料容器上部に設置した給水タンクから一度だけ水を流すダムブレイク方式とした。また、浸透力に関する相似則も満足している。ダムブレイクの方法および浸透に関する相似則については、前述の4.3節(a)を参照されたい。この実験では、瞬時に地盤が変形するため、高速度カメラを利用してマウン

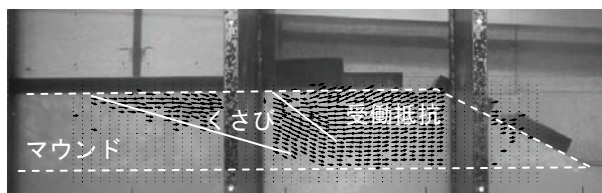


図-5.5 マウンドの変形状況 (ケース LD)

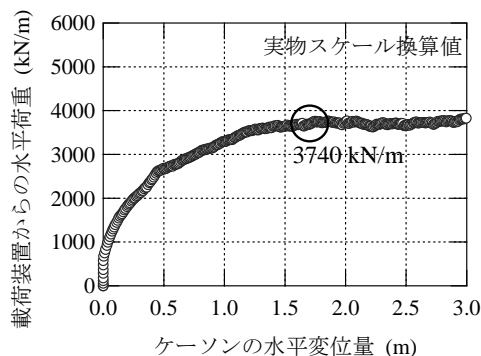


図-5.6 ケーソンの荷重～変位関係 (ケース LD)

ドの壊れ方を観察した。

### 5.3 実験の結果

#### (a) 水平載荷実験の結果

水平載荷を行った際に撮影した写真に対して、DIC解析を実施した結果を図-5.5に示す。用いた写真は、ケーソンの変位量が実物スケール換算で3.0 mに達するまでのものである。DIC解析によって、石材の移動方向やその強弱を知ることができる。図に示すように、載荷に伴ってケーソン後趾下部の石材は下方・港内側へ変位し、いわゆる主動くさびに相当する領域が形成された。また、くさびの港内側の石材は側方へ変位していた。主動くさびの領域に対して受働状態で抵抗している様子が分かる。この破壊モードは、過去にも確認されている一般的なマウンドの支持力破壊モードである。

載荷点で計測した荷重と同じ高さで計測したケーソンの水平変位量の関係を図-5.6に示す。荷重と変位量は実物スケールに換算している。図に示すように、ケーソンの変位量が比較的大きくなくても水平荷重を増加し続け、最終的には、変位量が1.7 m程度に達した際に極限状態に至った。その時の水平荷重は3740 kN/mであった。大きな変位を発生させないと極限状態に至らないのは、石材で形成した地盤の特性である。

#### (b) 載荷・浸透複合実験の結果

載荷・浸透複合実験のケースSP1～SP3ではマウンドが破壊する可能性があったため、間隙水圧計をマウンド内に埋め込まなかった。このため、ケースSP0において計測

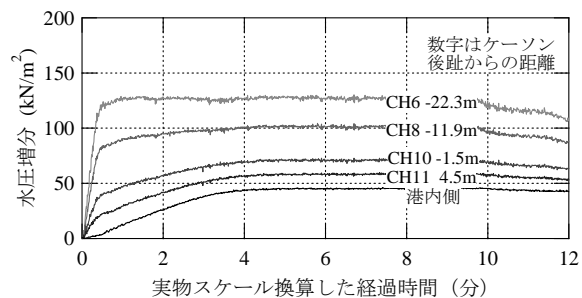


図-5.7 マウンド内の間隙水圧の時刻歴 (ケース SP0)

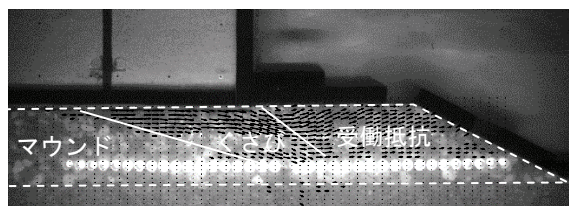


図-5.8 マウンドの変形状況 (ケース SP3)

した間隙水圧を図-5.7に示す。横軸の時間を実物スケールに換算している。また、水圧計の設置位置は、ケーソン底面から実物寸法換算で深度2.0 mの地点である。図に示すように、港外側ほど大きく水圧が増加し、港内側ほど水圧が増加しないことが確認できた。また、CH11では、港内側よりも水圧が上昇しており、実験で用いた根固め工と被覆ブロックが水の流れを阻害していた。

例えば、ケーソン下部のCH8とCH10の定常状態での間隙水圧差は30 kN/m<sup>2</sup>であり、水平方向に $i = 0.29$ の動水勾配が生じていた。被覆ブロック付近では、CH11と被覆ブロック脇のマウンド表面での間隙水圧差が13 kN/m<sup>2</sup>であり、斜め上方に $i = 0.27$ 程度の動水勾配があった。このケースの定常状態での港内外の水位差は8.8 mであり、ケースSP1～SP3での水位差のピーク時は8.3～9.3 mであった。このため、ケースSP1～SP3でのピーク時にも、ほぼ同程度の動水勾配が発生したと考えられる。

載荷・浸透複合実験のケースSP3において撮影した写真に対して、DIC解析を実施した。その結果を図-5.8に示す。用いた写真は、高速度カメラで撮影したものであり、ケーソンの変位量が実物スケール換算で2.0 m程度に至るまでのものである。このケースにおいても、ケーソン後趾下部の石材は下方・港内側へ変位し、いわゆる主動くさびに相当する領域が形成された。また、くさびの港内側の石材は側方へ変位し、受働状態で抵抗していた。マウンドの変形特性は水平載荷実験ものとはほぼ共通しており、水平載荷実験と載荷・浸透複合実験での破壊モードは共通であることが確認された。

錘によって加えた水平荷重に、ケーソン前後での水位

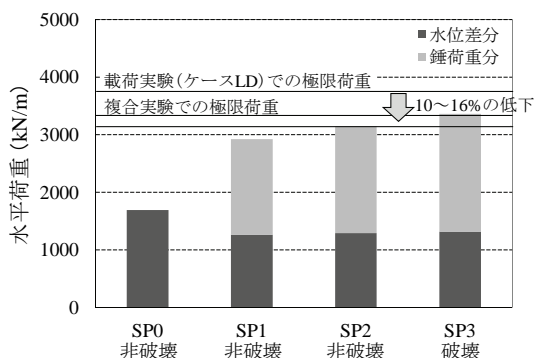


図-5.9 各ケースの極限荷重

差で発生するピーク時の水平荷重を足し合わせて、水平荷重の合力を求めた。これを図-5.9に示す。水平荷重は実物スケールで表しており、単位奥行幅あたりの力となっている。また、図のケース名の下に、マウンドが破壊したか否かを併せて示している。さらに、水平載荷実験で得られた極限荷重も示している。図を見ると、ケースSP2ではマウンドは破壊せず、ケースSP3では破壊した。すなわち、載荷・浸透複合実験での極限荷重はケースSP2とSP3の水平荷重の間（3144～3363 kN/m）にあったと言える。一方、水平載荷実験での極限荷重は3740 kN/mであった。この差が浸透力の効果である。3144～3363 kN/mは3740 kN/mの84～90%に相当するため、8.3～9.3 mの水位差での浸透力はマウンドの支持力を10～16%低減させたことが分かった。

#### 5.4 有限要素解析

##### (a) 計算方法

遠心模型実験での浸透力の効果を解析で再現することを目的に、有限要素解析を実施した。解析には、3章でも用いたコードGeoFemを用いた。浸透力の反映方法としては、浸透流解析と変形解析を分けて行った。先に浸透流解析によってマウンドに作用する浸透力を求め、その浸透力を変形解析に引き継いだ。土・水連成解析ではなく、浸透流解析と変形解析を分離して解析した理由は、GeoFemは全水頭形式で計算を行っていないためである。ただし、両解析を分離するメリットはあり、例えば、4章で示した動水勾配と流速の非線形性を考慮することも比較的容易である。今回実施した解析については、動水勾配と流速の非線形性を考慮していない。

計算に用いた有限要素メッシュを図-5.10に示す。これは、遠心模型実験の模型を実物スケールに換算した断面である。図には、浸透流解析における水頭の境界条件も示している。遠心模型実験においては、根固め工と被覆ブロックは水の流れを妨げていたため、ケーソンから1つ

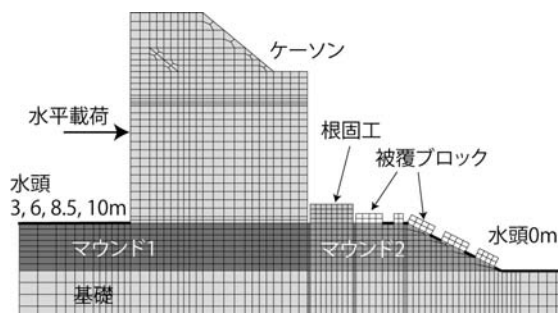


図-5.10 有限要素メッシュ

表-5.2 計算に用いた土質パラメータ

	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (度)
マウンド1	29.4	19.7	20	35
マウンド2	29.4	19.7	5	40
基礎	29.4	19.0	—	—
ケーソン	98000	20.5	—	—
ブロック	98000	22.5	—	—

目の被覆ブロック脇から0 mの水頭を与えることとした。また、港外側の水頭については3, 6, 8.5, 10 mと変化させた。

変形解析に用いた土質パラメータは表-5.2のとおりである。3章と同様にマウンドにはMohr - Coulombの破壊基準に従った弾・完全塑性体のモデルを適用した。その他の箇所には線形弾性体のモデルを用いた。変形係数には一般的な値を用いた。マウンドの内部摩擦角と見かけの粘着力については、ケーソン後趾より港外側には港湾技術基準<sup>16)</sup>で示されているものを用いた。ケーソン後趾より港内側では、内部摩擦角を大きくして、見かけの粘着力を低減した。これは、ケーソン後趾より港内側のマウンドでは、浸透力が作用して拘束圧が低下しており、見かけの粘着力を見込むとせん断強度を大きく見積もるためである。本解析では、内部摩擦角を40度に、見かけの粘着力を5 kN/m<sup>2</sup>としたが、これは過去に実施した感度分析に因る<sup>25)</sup>。Takahashi et al.<sup>25)</sup>は、浸透力によってマウンドの拘束圧を低下させて支持力破壊させた実験に対して、有限要素解析でせん断強度の感度分析を行っている。その解析では、上記のせん断強度を用いると実験結果を精度よく再現できることを示している。

変形解析におけるケーソンへの載荷方法としては、3章と同様に浸透力をマウンドに作用させた状態で、ケーソンの1節点に水平荷重を作用させ、マウンドが破壊状態に至るまで水平荷重を増加させていった。

##### (b) 計算結果および計算と実験の比較

水頭差を8.5 mとした場合の浸透流解析で得られた水頭

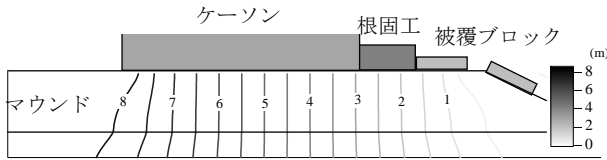


図-5.11 浸透流解析による水頭の分布図

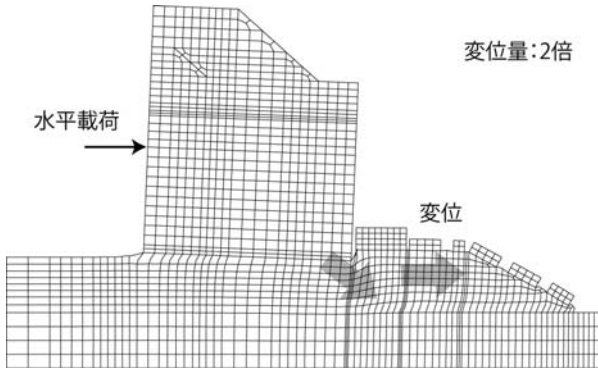


図-5.12 変形解析による地盤の変形図

の分布図を図-5.11に示す。図のように、港外側から港内側に向かって水頭が低下していく様子が分かる。また、ケーソン下部で等水頭線は鉛直方向に、マウンド法肩付近で等水頭線は傾斜しており、それぞれ水平方向と斜め上方に動水勾配が発生することが確認された。それぞれ  $i = 0.27, 0.31$  の動水勾配であり、模型実験で得られた  $i = 0.29, 0.27$  と同程度であった。

図-5.12は、変形解析によって得られた変形図である。载荷点での水平変位量が0.4 mに達した時点のものであり、マウンドが破壊し始めていた。また、変位量を2倍にして示している。図に示すように、ケーソン後趾下部のマウンドは下方・港内側へ変位し、いわゆる主働くさびに相当する領域が形成された。また、くさびの港内側のマウンドは側方へ変位し、受働状態で抵抗していた。この抵抗メカニズムは、遠心模型実験でのものと共通していた。

浸透力が支持力に及ぼす影響を調べるために、水位差を変化させて計算を行った。その計算の結果を図-5.13に示し、実験結果も併せて描いている。この図では、変形解析に基づいて、浸透力を考慮していないケースでの極限水平荷重に対する浸透力を考慮したケースでの水平荷重の比を示している。直線より大きな水平荷重を加えれば破壊、直線より小さな荷重を加えれば安定と2つの領域に分けられる。つまり、図中の直線が浸透力を負荷した場合の支持力の低減比を表している。また、実験での破壊の有無を●と○のプロットで表している。

図を見ると、港内外水位差が大きくなるほど、極限荷重も低減することが分かる。また、実験結果と比較すると、計算で求めた境界線より小さな荷重ならば壊れない

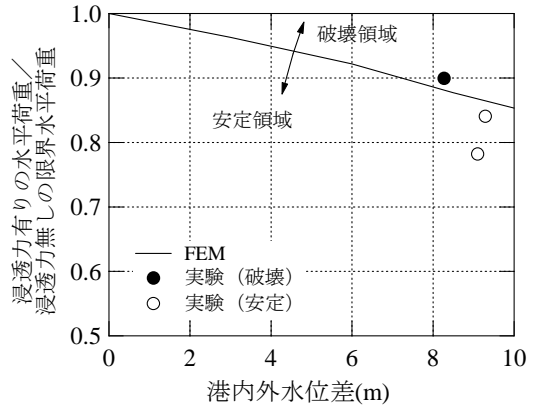


図-5.13 浸透力による支持力の低下（腹付工無し）

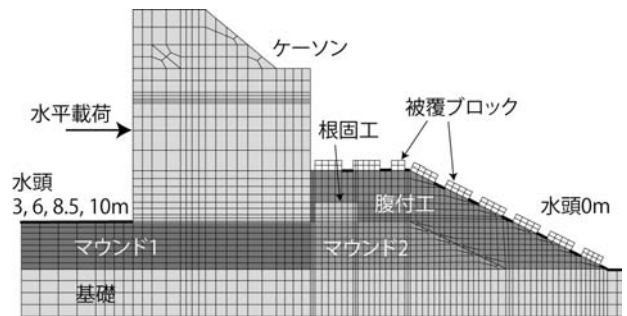


図-5.14 有限要素メッシュ（腹付工有り）

が、それよりも大きな荷重ならば壊れていた。このことから、今回実施した有限要素解析の再現性は高いことが確認された。なお、図-5.13の支持力の低減比は、今回の防波堤断面での結果であり、断面が変われば低減比も変わることを注記しておく。

#### (c) 腹付工を有する場合の支持力低下

有限要素解析を用いて、腹付工を有する防波堤での浸透力の効果についても確認しておく。用いた計算コードと土質パラメータは上記の検討で用いたものと同じであり、計算に用いた有限要素メッシュは図-5.14に示したものである。ここでは、仮想的に腹付工の高さをケーソン高さの1/3とし、ケーソン側面から法肩までの距離を10.5 mとした。

水位差を変化させて計算した結果を図-5.15に示す。この図の縦軸は、図-5.13と同様に、浸透力を考慮していないケースでの極限水平荷重に対する浸透力を考慮したケースでの水平荷重の比を示している。参考のため、腹付工が無い場合の計算結果も併せて示している。図に示すように、腹付工が無い場合と同様に、港内外水位差が大きくなるほど、極限荷重も低減していた。ただし、その低減比は腹付工が無い場合よりも小さく、腹付工が有る場合には浸透力が支持力を低減させる効果は低下することが分かった。

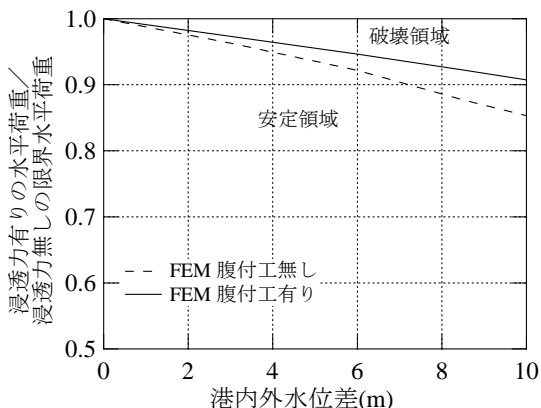


図-5.15 浸透力による支持力の低下（腹付工有り）

### 5.5 実験と解析結果のまとめ

浸透力のみが荷重条件として異なるように実施した水平荷重実験と荷重・浸透複合実験の2種類の実験を比較し、浸透力が支持力に及ぼす影響を調べた。その結果、両者の実験において、ケーソン後趾下部に主働くさびに相当する領域が形成され、その脇の地盤が受働状態で抵抗力を発揮するという一般的な支持力破壊モードが観察された。両者のマウンドの壊れ方は共通していた。破壊する際の水平荷重を比較すると、港内外の水位差が8.3～9.3 m程度の場合には浸透力が支持力を10～16%低減させていた。

模型実験での支持力低下を有限要素解析によって再現することを試みた。有限要素解析は、浸透流解析と変形解析に分けて行った。浸透流解析で得られたマウンド内の動水勾配や変形解析で得られたマウンドの抵抗特性は実験でのものと共通していた。また、水位差を変化させた解析を行った結果、水位差を大きくするほど浸透力は大きくなり支持力は低下した。その低下の比率は実験結果と整合していた。また、腹付工を有する防波堤を想定して行った解析を実施したところ、やはり浸透力によって支持力は低下するが、低下させる効果は比較的小さかった。

## 6. まとめ

本研究では、遠心模型実験と有限要素解析、円弧すべり計算、浸透流解析を用いて、マウンドと腹付工が複合した地盤の抵抗メカニズムや安定性評価手法の検討や、浸透力によるボイリング現象の発現特性や支持力の低下特性の検討を行った。各章で得られた結果を以下にまと

める。

- 1) 種々の腹付工を有する防波堤に対して、遠心力場で水平荷重実験を実施した。その結果、腹付工を有する防波堤ではマウンドと腹付工が全体的に圧縮することでケーソンからの荷重に抵抗し、腹付工が無い防波堤では、主働くさびに相当する領域が形成され、一般的な支持力破壊モードを呈していた。荷重～変位関係から判断すると、マウンドの幅を拡げ、腹付工の規模を大きくするほど耐力が増した。また、腹付工を設けることで、構造物の許容変位レベル内では水平荷重は増加し続け、地盤が極限状態に至らなかった。円弧すべり計算などの完全塑性モデルで耐力評価を行う場合にはせん断強度の設定に注意が必要である。
- 2) 砕石や珪砂をマウンドや腹付工の材料として、腹付工を含む防波堤に対して、遠心力場で水平荷重実験を行った。その結果、珪砂での実験では、2種類のすべり面に伴う破壊が生じた。ケーソン下部に主働くさびと受働抵抗部が形成される破壊と、ケーソン後趾端部から伸びるすべり面が形成される破壊である。砕石を地盤材料としたケースでも、同様の抵抗メカニズムであると考えられた。実験での壊れ方に基づいて実施した円弧すべり計算における極限荷重は、実験結果と整合していた。また、円弧すべり計算による安定性評価フローを提案した。
- 3) マウンド内の浸透力場を浸透流解析によって調べた。その結果、ケーソンの端部付近の浸透力は大きく、ボイリングが生じやすい条件となっていた。また、流速と動水勾配にダルシー則を用いない非線形浸透流解析を実施した結果、ケーソン後趾付近の浸透力が多少大きくなる傾向にあった。次いで、遠心力場で浸透実験を実施し、非線形とした浸透流解析と遠心模型実験での水頭や浸透力に整合性があることを確認した。ボイリングについては、マウンド材の粒径が大きい場合、ケーソン後趾付近の局所的な浸透力によってはボイリングが発生しにくかった。
- 4) 遠心力場において実施した水平荷重実験と荷重・浸透複合実験の2種類の実験を比較し、浸透力が支持力に及ぼす影響を調べた。その結果、両者の実験において、一般的なマウンドの支持力破壊モードが観察された。また、検討した断面では、水位差が8.3～9.3 m程度の場合には浸透力が支持力を10～16%低減させていた。模型実験での支持力低下を有限要素解析によって再現することを試みた。解析では、実験での動水勾配やマウンドの抵抗特性を再現できていた。また、水位差を大きくするほど浸透力は大きくなり支持力が低下するこ

とを確認し、その低下の比率は実験結果と整合していた。また、腹付工を有する防波堤でも浸透力によって支持力が低下することを確認した。

## 7. おわりに

本稿では、マウンドと腹付工が複合した地盤の抵抗メカニズムや安定性評価手法の検討や、浸透力によるボイリング現象の発現特性や支持力の低下特性の検討を行った。腹付工を有する防波堤の安定性評価においては、腹付工とマウンドの荷重分担比が問題となり、今後より広い条件下での分担比を調べることが望ましいと考える。また、浸透力が支持力を低減する比率については、防波堤断面が異なれば低下率も変化する。現場の防波堤設計においては、有限要素解析等に基づいて浸透力の効果を検討する必要がある。ただし、それらの検討結果が蓄積されれば、低下率の一般化を図ることも可能になると考えられる。

## 謝辞

本研究は、国土交通省港湾局および国土交通省四国地方整備局から委託を受けて実施した研究を主としてとりまとめたものである。また、実験と解析の実施においては、(株)ジオデザインの橋爪秀夫氏と丸山憲治氏に補助していただいた。国土交通省四国地方整備局(元・港湾空港技術研究所)の青木亮介氏、地盤改良研究チームの松原宗伸氏には、実験と解析の実施にご助力いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

(平成27年5月1日受付)

## 参考文献

- 鍛冶壮吉, 後藤貞治, 滝本孝哉: ケーソン式防波堤の背面に配した捨石土圧の現場計測, 土木学会論文集, pp. 225-229, No. 509/II-30, 1995.
- 竹田英章, 平野忠告, 佐々木克博: コンクリート方塊あるいは割石によるケーソン式混成堤の補強効果, 第31回年次学術講演会講演概要集・第2部, 土木学会, pp. 110-111, 1976.
- 菊池喜昭, 新舎博, 江口信也: ケーソンの安定性に及ぼす裏込めの効果, 港湾技術研究所報告, Vol. 37, No. 2, pp. 29-58, 1998.
- 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹: 津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 52, No. 2, pp.3-23, 2013.
- 宮本順司, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子, 前田健一, 松田達也: 津波越流時の防波堤基礎の不安定化と腹付工の効果, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No. 2, pp. I\_1011-I\_1015, 2014.
- 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 青木亮介, 丸山憲治: ケーソン式防波堤の腹付工による耐力増加に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 70, No. 2, pp. I\_870-I\_875, 2014.
- 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 橋爪秀夫, 丸山憲治: 腹付工を含むケーソン式防波堤マウンドの支持力に関する実験と解析, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 71, No. 2, 2015. (投稿済)
- 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 丸山憲治: 津波来襲時の防波堤マウンド内の非線形浸透流解析とボイリングの発現特性, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 71, No. 2, 2015. (投稿済)
- 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 松原宗伸, 遠山憲二, 平田昭博, 丸山憲治: 津波来襲時に発生する防波堤マウンド内の浸透力による支持力低減効果, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 71, No. 2, 2015. (投稿済)
- 有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 廉慶善, 丹羽竜也: 津波越流時における混成堤の被災メカニズムと腹付工の効果, 港湾空港技術研究所資料, No. 1269, 37 p., 2013.
- Matsushita, H.: Breakwater reinforcement method against large tsunami, *PIANC yearbook*, 20 p., 2013.
- 松本朗, 三井順, 錦織和紀郎, 日名敏泰, 浜口正志: 津波に対する防波堤港内側マウンドの保護工法, 建設技術報告会(北陸地方建設事業推進協議会), 4 p., 2013.
- 新舎博, 海野寿康, 菊池喜昭, 森川嘉之: 砂地盤上の裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp. 103-117, 2014.
- 北詰昌樹: 新遠心模型実験装置の開発と研究への適用, 港湾技術研究所資料, No. 812, 35 p., 1995.
- Hall, S.A.: A methodology for 7D warping and deformation monitoring using time-lapse seismic data, *Geophysics*, Vol. 71, No. 4, pp. O21-O31, 2006.
- 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, pp. 831-833, 2007.
- 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 地盤工学会,

p. 711, 2013.

- 18) 水上純一, 小林正樹: マウンド用捨石材の大型三軸試験による強度特性, 港湾技術研究所資料, No. 699, 23p., 1991.
- 19) 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二郎, 小谷拓: 捨石マウンドの支持力の新しい計算方法, 港湾技術研究所報告, Vol. 26, No. 2, pp. 371-411, 1987.
- 20) 小林正樹: 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, Vol. 23, No. 1, pp. 83-101, 1984.
- 21) Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C.: Visco-Plasticity and Creep in Elastic Solids, A Unified Numerical Solution Approach, International Journal of Numerical Methods in Engineering, Vol. 8, pp. 821-845, 1974.
- 22) 佐々真志, 高橋英紀, 森川嘉之, 高野大樹, 丸山憲治: 津波越流-浸透連成作用による防波堤の不安定化機構と腹付け効果の検証, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 70, No. 2, pp. I\_522-I\_527, 2014.
- 23) 笠間清伸, 善 功企, 春日井康夫: 浸透流に着目したケーソン式混成防波堤の安定性評価, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-発表論文集, pp. 696-702, 2014.
- 24) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達也, 鶴ヶ崎和博, 澤田豊, 角田紘子: 捨石マウンド-海底地盤への津波浸透による混成堤の不安定化, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I\_551-I555, 2011.
- 25) Takahashi, H., Sassa, S., Morikawa, Y., and Takano, D.: Bearing capacity of breakwater mound under tsunami-induced seepage flow, Proceedings of the Sixth Japan - Taiwan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfalls, 2014.



港湾空港技術研究所報告 第54巻第2号

2015.9

編集兼発行人 国立研究開発法人港湾空港技術研究所

発行所 国立研究開発法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2015) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

## CONTENTS

1. Discussion on Real-time Estimation of Vertical Distribution of Horizontal Velocities for One-way Coupling from NOWT-PARI to CADMAS-SURF/2D .....	Katsuya HIRAYAMA, Takashi NAKAMURA .....	3
2. Stability of Caisson-type Breakwater's Mound and Reinforcing Embankment against Tsunami .....	Hidenori TAKAHASHI, Shinji SASSA, Yoshiyuki MORIKAWA, Yoichi WATABE, Daiki TAKANO .....	21
3. Experiment and Numerical Analysis on Seismic Behavior of Ouay Wall Using Coarse-grained Rock Waste .....	Eiji KOHAMA, Shuzo SETOGUCHI, Kengo KUSUNOKI, Noriko YAO, Hiroyuki YAMAZAKI, Taka-aki MIZUTANI, So HIRAI .....	51

