

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

Vol.56 No.1 March 2017

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,  
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 56 卷 第 1 号 (Vol. 56, No. 1) , 2017 年3月 (March 2017)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 波力による防砂板の変形モデルの検討  
.....鈴木高二朗, 武部悠一郎, 堀井一樹, 西野好生 ..... 3  
(A novel method of estimating joint-plate deformation due to wave and soil pressure  
.....Kojiro SUZUKI, Yuichiro TAKEBE, Kazuki HORII, Yoshio NISHIO)
  
2. 津波越流時に混成防波堤ケーソンに働く波力に関する検討  
.....鶴田修己, 鈴木高二朗, 喜彦司, 宮田正史, 竹信正寛 ..... 37  
(Enhancement of accuracy of prediction of tsunami force in overflow for design of tenacious breakwater  
.....Naoki TSURUTA, Kojiro SUZUKI, Tsukasa KITA,  
Masafumi MIYATA, Masahiro TAKENOBU)

## 波力による防砂板の変形モデルの検討

鈴木 高二朗\*・武部 悠一郎\*\*・堀井 一樹\*\*\*・西野 好生\*\*\*\*

### 要 旨

ケーソン式の護岸や岸壁は我が国で用いられている主要な護岸、岸壁構造の一つである。この構造形式ではケーソン間の目地から埋立土砂が漏れ出すのを防止するため、目地に防砂板を設置するケースが多い。防砂板は塩化ビニルまたはゴムで製作されており、補強用の繊維を埋設したゴムの防砂板など様々な種類がある。しかし、これらの材料の仕様は過去の使用実績から決定される場合が多く、現状では作用外力に応じて防砂板の厚みなどの仕様を決める設計法が無い。そのため、防砂板が破損して背後の埋立土砂が漏れ出し（吸い出され）、埋立地盤内部の陥没穴の発生や埋立地盤の沈下にいたるケースが多い。このような防砂板の破損を防ぐため、本研究では波圧や土圧による防砂板の変形モデルを提案し、さらにこのモデルを水理模型実験によって検証することとした。その結果、本算定モデルによって波圧や土圧によって発生する防砂板の張力とたわみを再現できることが明らかとなった。

キーワード：護岸，岸壁，防砂板，衝撃波圧

---

\* 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 耐波研究グループ長  
\*\* シバタ工業株式会社 技術部 海洋設計課 (元研修員)  
\*\*\* 港湾空港技術研究所 海洋研究領域 耐波研究グループ 研修員 (シバタ工業株式会社 技術部)  
\*\*\*\* シバタ工業株式会社 技術部 部長  
\*,\*\*\*〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1  
国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail：[suzuki\\_k@pari.go.jp](mailto:suzuki_k@pari.go.jp)  
\*\*,\*\*\*\*〒674-0082 兵庫県明石市魚住町中尾1058  
シバタ工業株式会社  
電話：078-946-1515 Fax：078-946-0082 E-mail：[Yuichiro\\_Takebe@sbt.co.jp](mailto:Yuichiro_Takebe@sbt.co.jp)

## **A novel method of estimating joint-plate deformation due to wave and soil pressure**

**Kojiro SUZUKI\***

**Yuichiro TAKEBE \*\***

**Kazuki HORII\*\*\***

**Yoshio NISHINO \*\*\*\***

### **Synopsis**

In Japan, caisson-type structures are frequently used for quay walls and seawalls. In order to prevent the leakage of backfill material in these structures through the gap between caissons, joint plates are installed at the boundary of the backfill material and caisson gap. Rubber and polyvinyl chloride have been mainly used as joint plate materials, and they are characterized by several kinds of shapes and structures, one of which is fabric reinforcement. However, these materials are installed empirically and a design method to determine their specifications (material thickness is an example) remains unproposed. The lack of a design method causes breakage of the joint plates, resulting in settlement failure of the backfill. To prevent this failure, we have developed a novel method of estimating joint-plate deformation due to wave and soil pressure. Also, we conducted hydraulic experiments to verify the methodology. The results of the experiments clarified that joint-plate deformation (tension and deflection) is well estimated using this new estimation method.

**Key Words:** Sea wall, Quay wall, Joint plate, Impulsive wave pressure

---

\* Head of Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Department  
\*\* Engineer of Marine Section , Engineering Division  
\*\*\* Research Trainee of Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Department  
\*\*\*\* Director of Engineering Division  
\*,\*\*\*3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 E-mail : [suzuki\\_k@pari.go.jp](mailto:suzuki_k@pari.go.jp)  
\*\*,\*\*\*1058, Nakao, Uozumi-cho, Akashi, Hyogo 674-0082, Japan SHIBATA INDUSTRIAL Co.Ltd  
Phone : +81-78-946-1515 Fax : +81-78-946-0528 E-mail : [Yuichiro\\_Takebe@sbt.co.jp](mailto:Yuichiro_Takebe@sbt.co.jp)

## 目 次

要 旨 .....	1
1. まえがき .....	4
2. 防砂板による後背地の吸い出し防止工法の概要 .....	4
2.1 防砂板の役割と特徴 .....	4
2.2 港湾における被災事例 .....	4
2.3 防砂板の設計における課題 .....	4
3. 防砂板の強度設計手法の提案 .....	5
3.1 作用外力と変形モデルによる発生張力の考え方 .....	5
3.2 強度設計手法の提案 .....	7
4. 波圧および背面外力の作用による防砂板の変形挙動に関する水理模型実験 .....	8
4.1 実験概要 .....	8
(1) 実験水路と模型構造 .....	8
(2) 実験条件 .....	11
4.2 中型実験(105m水路での実験)の結果 .....	12
(1) 埋立砂設置前 .....	13
(2) 埋立砂設置後 .....	13
(3) 埋立前後における防砂板に作用する波圧の差異 .....	15
4.3 大型実験(大規模波動地盤水路での実験)の結果 .....	16
(1) 防砂板がゴム製および塩ビ製の場合 .....	16
(2) 防砂板に木製の板を用いた場合(埋立後を想定) .....	17
(3) 作用外力とたわみ量の関係 .....	17
(4) 強度設計手法の妥当性の確認 .....	19
(5) 防砂板に作用する張力の検討 .....	20
(6) 今後の課題 .....	21
5. 結論 .....	22
謝辞 .....	23
参考文献 .....	23
付録 .....	24

## 1. まえがき

埋立地は港湾や空港の増設、整備などを目的として造成されている。このような埋立地の境界には岸壁または護岸が築造される。岸壁には船舶が着岸するため、岸壁は静穏域に設置される。対して護岸は、波から埋立地を保護することを目的としており、特に前面に防波堤が設置されずに、波力を直接受けるものは防波護岸と呼ばれる。

このような岸壁や護岸では、かねてよりその背後の埋立柱が吸い出され、舗装版の下の空洞の発生や舗装版の沈下が問題となってきた。高橋ら<sup>1)</sup>はこの原因として裏込石と埋立土砂の間に設置される防砂シートの破損による埋立土砂の吸い出し（流出）やケーソンの目地からの埋立土砂の吸い出し（流出）が原因であることを示している。その後も防砂板の破損による陥没も各地で発生している<sup>2),3),4)</sup>。このうち大蔵海岸<sup>3)</sup>では人工海浜のケーソン目地の防砂板が破損して陥没が生じ、事故が発生した。近年、2012年の笹子トンネル天井板落下事故を受け、全国でインフラ設備の緊急点検が実施された。その結果、本体構造がケーソンの場合、岸壁法線に近く、かつ目地部に近いほど空洞が多く発生していることが明らかとなった<sup>5)</sup>。佐藤ら<sup>6)</sup>はこの原因として上部工等の構造物の目地部の破損や、防砂板や防砂シートの破損が原因ではないかと推定している。

しかし、これらの材料は埋立土砂の下に埋設されており、かつ定期的に更新することも考慮されていないため、材料の状態確認は困難である。

防砂板に着目した場合、現行の技術基準<sup>6)</sup>には防砂板の最低規格が記載されている。この最低規格は基準作成時の使用実績から定められた値であり、防砂板に作用する外力や材料の強度を考慮した規格ではない。そのため、外力によっては材料強度以上となる場合があり、破損に至っている可能性が高い。このことから、作用外力と材料強度を考慮した強度設計手法の確立が求められている。

そこで本研究では、まず防砂板に作用する外力を整理し、外力作用時の変形挙動をモデル化することで必要強度を推定する設計手法を提案する。また、提案した設計手法の妥当性を3種の水路を用いた水理模型実験により確認することとした。

## 2. 防砂板による後背地の吸い出し防止工法の概要

### 2.1 防砂板の役割と特徴

埋立地を造成する手法として、ケーソンやブロック等

の壁体や鋼矢板を並べて背後を埋め立てることが多い。図-2.1は、その中でも主に用いられるケーソン式護岸の模式図である。マウンド上にケーソンを設置し、ケーソンの背後には裏込材や埋立柱を投入することで埋立地が造成される。ケーソン設置の際に、ケーソン同士の間には目地と呼ばれる隙間ができるため、裏込材や埋立柱の流出を防止するために防砂板を設置することが一般的である。防砂板が破損した場合は裏込材や埋立柱が流出するため、防砂板の設置位置や設置環境に応じた選定を行う必要がある。なお、裏込部への埋立柱の流出は境界部に防砂シートを敷設することで防止しているが、本論文では考慮しないものとする。

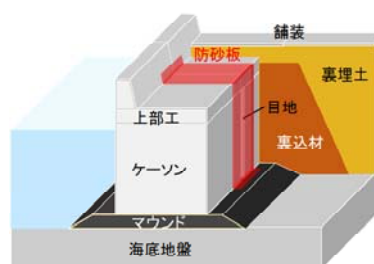


図-2.1 ケーソン式護岸の模式図

図-2.2は技術基準に示されている防砂板の最低規格である。防砂板の材料は軟質塩化ビニール（以後、塩ビ）とゴムの2種類がある。塩ビ製の防砂板は最低規格が記載されているため、この仕様を満たしたものが一般的に用いられている。ゴム製防砂板は最低規格として引張強さのみが定められているため、塩ビ製防砂板で規格化されている項目については各メーカーで試験を行って求められた値を用いて検討している。なお、ゴム製防砂板にはゴムを補強するための繊維を埋設したものもある。

### 2.2 被災事例

図-2.3は吸い出しの被災事例と被災時の防砂板の状態を示している。図-2.3(a)は発生した空洞を調査したもので、防砂板の中心は設置方向に裂けていた。図-2.3(b)は舗装工事中に重機が自重によって陥没した事例であり、防砂板は設置方向とは垂直に切断されていた。被災事例①と②の防砂板の破損の原因としては種々考えられるが、作用外力に対して防砂板の強度が不足していた可能性がある。

### 2.3 防砂板の設計における課題

図-2.4は防砂板の設置位置や設置環境を考慮した設計を行うための課題、ならびに強度設計手法を提案するにあたり考慮すべき点をまとめたものである。前述のと

表-8.2.2 防砂板の最低規格（軟質塩化ビニール製、厚さ 5mm の場合）

試験項目	試験内容		規格値
	方法	引張方向	
引張強さ	JIS K 6723 に準拠 試験片 JIS K 6251 1号形	横	740 N/cm 以上
引裂強さ	JIS K 6252 に準拠 試験片 切込み無しアングル形	縦	250 N 以上
伸び	JIS K 6723 に準拠 試験片 JIS K 6251 1号形	横	180 % 以上
耐海水引張強さ残率	JIS K 6773 に準拠	横	90 % 以上
耐海水伸び残率	JIS K 6773 に準拠	横	90 % 以上
比重	JIS K 7112 に準拠	—	1.2~1.5
はく離強さ	JIS K 6256 に準拠 幅 25×250mm タンザク状試験片	縦	30 N/cm 以上

表-8.2.3 防砂板の最低規格（ゴム製）

試験項目	試験内容		規格値
	方法	引張方向	
引張強さ	JIS K 6328	—	4,400N/3cm 以上

図-2.2 防砂板の最低規格



(a) 被災事例①



(b) 被災事例②

図-2.3 陥没と防砂板の状態

おり、現行の技術基準には防砂板を設計するために必要な強度検討や指標に関する記述がなく、検討を進める上では、図-2.4のように①防砂板の設置状態、②防砂板に作用する外力、③防砂板の材料強度、④防砂板の劣化やすり切れ特性を把握する必要がある。

高橋らは護岸の目地部を模擬した水理模型実験により、目地内部には前面波圧の2倍以上の波圧が作用することを示している。ただし、この実験では埋立後に目地内部に作用する波圧を調べることを目的としていたため、実際の防砂板よりも剛性の大きいアクリル製の板が用いられた。そのため、ゴムや塩ビのように変形する防砂板へ

働く波圧は異なった値を示す可能性がある。

そこで、本研究では①防砂板の設置状態、②防砂板に作用する外力、③防砂板の材料強度を考慮した防砂板の必要強度算定手法を提案し、水理模型実験によって検証する。なお、④の防砂板の劣化やすり切れも重要な項目ではあるものの、本論文では取り扱わずに今後の課題とする。

### 3. 防砂板の必要強度の推定手法

#### 3.1 作用外力と変形モデルによる発生張力の考え方

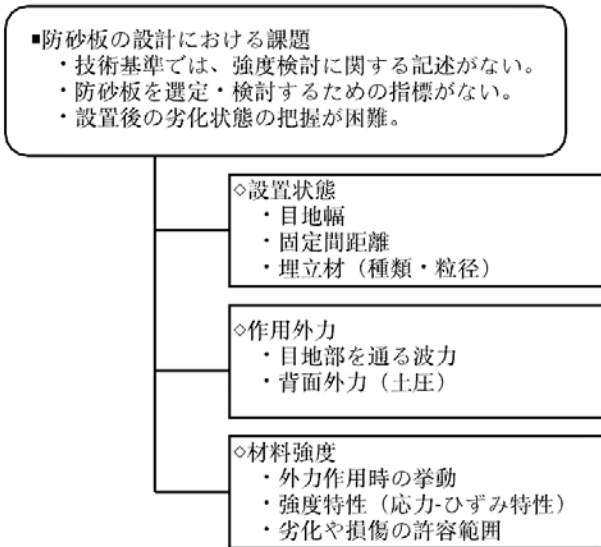


図-2.4 防砂板の設計における課題

防砂板は図-2.1 に示したようにケーソン等の壁体の目地部を覆うように設置されるため、壁体背面の鉛直部や水平部が設置位置となる。また、図-3.1 に示すように、防砂板はその両端を目地を構成する各々の壁体に、アンカーボルトおよび鋼板を用いて固定するものが一般的である。

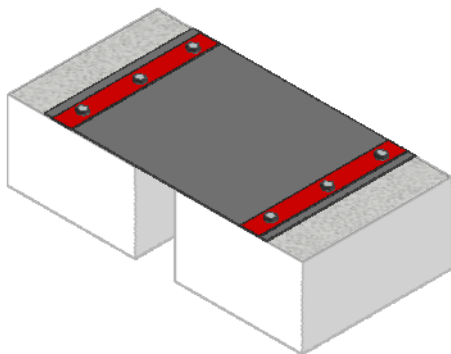


図-3.1 防砂板設置状況

防砂板には大きく2つの外力が作用し、1つは壁体前面から目地部を通過して作用する波圧と、もう1つは壁体背面や上部から作用する背面外力である。

図-3.2 は波圧作用時の防砂板の模式図であり、図-3.3 はその取付断面図となっている。この図は防砂板の設置後から裏込材および埋立材投入前までの状態を想定している。外力の作用により、防砂板の前面と背面には圧力差が発生し、防砂板は膨張変形する。波圧作用時はボルト固定位置を端部として背面側に円弧状に変形する。波圧が作用した防砂板には伸びに応じた張力が作用する。なお、防砂板に作用する波圧  $P_1$  は、過去の水理模型実験より式(1)が提示されている。ここでは、 $\rho$ ：海水の単位

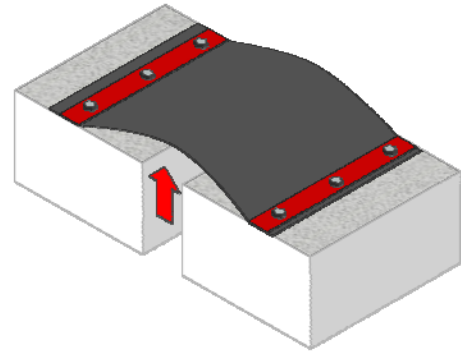


図-3.2 波圧作用時の防砂板

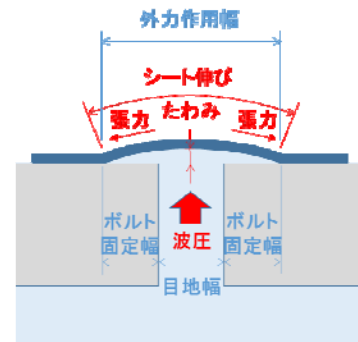


図-3.3 埋立前の外力作用時の防砂板取付断面

$$P_1 = 2\rho gH \quad (1)$$

体積重量、 $g$ ：重力加速度、 $H$ ：壁体の前面波高を指す。

図-3.4 は背面外力作用時の防砂板の挙動を示したものであり、図-3.5 は、その取付断面図となっている。この図は裏込材および埋立材投入後の状態を想定している。波圧作用時と異なり、背面外力作用時は目地幅の端部から前面側に円弧状に変形する。防砂板に作用する背面外力は、設置位置によって考え方が異なるが、基本的には技術基準に記載されている土圧および残留水圧、施設の利用状況に応じて上載荷重等を考慮して算出する必要がある。

図-3.6 は外力作用時の防砂板の変形モデルである。外力作用時の取付断面が円弧状に変形することから、変形モデルも円弧に見立てたものとしている。ここでは、 $L_0$ ：初期長（弦長）、 $\delta$ ：たわみ量（矢高）、 $L$ ：伸び長（弧長）、 $R$ ：曲率半径（半径）、 $\alpha$ ：弧の内角、 $T_s$ ：防砂板の円周方向に作用する張力としている。埋立の有無により、外力の作用方向が異なるため、円弧変形時の端部の距離（＝外力作用幅）が異なる。しかし、いずれも変形モデルにのっとって円弧状に変形することから、変形挙動を定量化できるものと考えた。



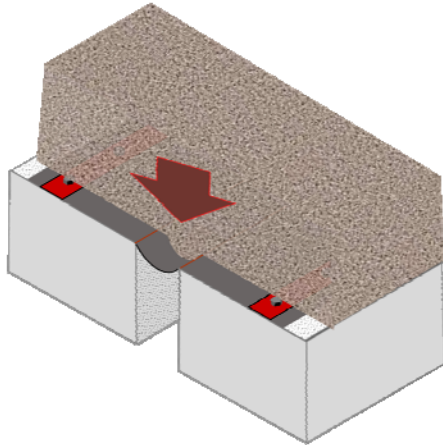


図-3.4 背面外力作用時の防砂板

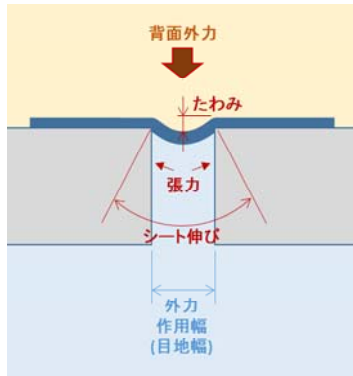


図-3.5 埋立後の外力作用時の防砂板取付断面

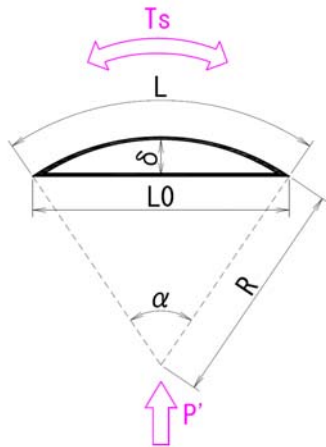


図-3.6 防砂板の変形モデル

### 3.2 強度設計手法の提案

図-3.6 の変形モデルを用いて、防砂板に作用する張力の推定方法について検討を行う。

防砂板に作用する張力  $T_s$  は、薄肉円筒の圧力算定式より、防砂板に作用する圧力  $P'$  と曲率半径  $R$  から式(2)を用

いて算出することができる。

$$T_s = P' \times R \quad (2)$$

このとき、防砂板がたわみ量  $\delta$  に応じて変形した場合、曲率半径  $R$  や伸び長  $L$  は幾何学的関係から以下のように算出することができる。

$$R = \frac{L_0^2}{8\delta} + \frac{\delta}{2} = f_R(\delta) \quad (3)$$

$$\alpha = 2\sin^{-1}\left(\frac{L_0}{2R}\right) \quad (4)$$

$$L = R\alpha \quad (5)$$

初期長  $L_0$  と伸び長  $L$  を用い、初期値に対する伸び率  $E_b$  (%) を算出する。

$$E_b = \left(\frac{L}{L_0} - 1\right) \times 100 \quad (6)$$

張力  $T_s$  と伸び率  $E_b$  の関係を求めるために、検討対象となる材料に対して各々引張試験を行う。引張試験の内容及び結果については付録 B に示す。引張試験の結果から図-3.7 に示すような引張性能図を作成し、伸び量(伸び率)と引張荷重との関係より近似式を求める。この近似式に張力  $T_s$  と伸び率  $E_b$  を代入すると式(7)のようになる。

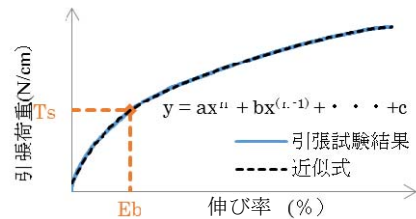


図-3.7 対象材料の引張性能図

$$T_s = a \times E_b^n + b \times E_b^{(n-1)} + \dots + c = f_T(\delta) \quad (7)$$

式(3)および式(7)を式(1)に代入することにより、 $P'$  は式(8)より表すことができる。

$$P' = \frac{T_s}{R} = \frac{f_T(\delta)}{f_R(\delta)} = f(\delta) \quad (8)$$

式(8)より、防砂板変形時の作用圧力  $P'$  は、たわみ量  $\delta$

および外力作用幅  $L_0$  を変数とした関数と考えられる。このとき、式(8)より求められる  $P'$  は任意の  $\delta$  を代入することで求められるため、式(9)のように  $P'$  が作用外力  $P_i$  (波圧もしくは背面外力) と釣り合う条件となるまで反復計算を実行し、作用外力  $P_i$  作用時の張力  $T_s$  から防砂板の必要強度が推定できる。

$$P_i \approx P' = f(\delta) \quad (9)$$

#### 4. 波圧および背面外力の作用による防砂板の変形挙動に関する水理模型実験

##### 4.1 実験概要

###### (1) 実験水路と模型構造

第3章の防砂板に作用する張力の設計手法の妥当性を確認するため、水理模型実験を行った。水理模型実験では防砂板に波圧を作用させた際のたわみ量ならびに発生する波圧を計測し、求められた実測値と推定式より求められる予測値(設計値)を比較し、強度設計手法の妥当性を検証した。

###### a) 実験水路

当所の規模の異なる3種類の水路を用いて実験を行った。図-4.1はそれぞれの水路と実験の断面図である。図-4.1(a)は小型実験の断面で、長さ7m×幅3mの小規模の水槽で実験を行った。図-4.1(b)は中型実験を行っ

た105m造波水路(以下、105m水路)の断面図で、水路の大きさは長さ105m×幅3m(測定水路内は0.8m)である。図-4.1(c)は大型実験を行った大規模波動地盤総合水路(以下、大規模水路)の断面図で、水路の大きさは長さ184m×幅3.5mである。

###### b) 模型縮尺

実験模型は、波の大きさを問わず推定式が適用されることを確認するため、模型縮尺(目地幅や防砂板の仕様)を現地スケールと同じとし、現地のケーソンの上部を模擬した構造とした。そのため、大型実験の方が小型実験よりも作用波高が大きい。

なお、目地幅は港湾工事共通仕様書より、岸壁に設置される2000t未満のケーソンを想定し、100mmとした。

###### c) 実験模型の詳細断面図

図-4.2は各種水理実験模型の詳細断面図である。いずれも越波による影響を除くために、木板を前面に設置している。また、防砂板の固定は図-4.3のようにアンカーボルトと押え板を用いて行っている。

図-4.2(a)は小型実験模型の詳細断面図であり、ケーソン模型は幅1300mm、高さ500mm、奥行き510mmの木製の箱である。このケーソン模型を2つ並べることでより目地部を再現した。加えて上に200mm、下に500mm程度の余長を設けている。押え板間距離は800mm、隣接するボルトの間隔(以下、ボルトピッチ)は250mmとした。波高は模型の前面に設置した波高計で、波圧は

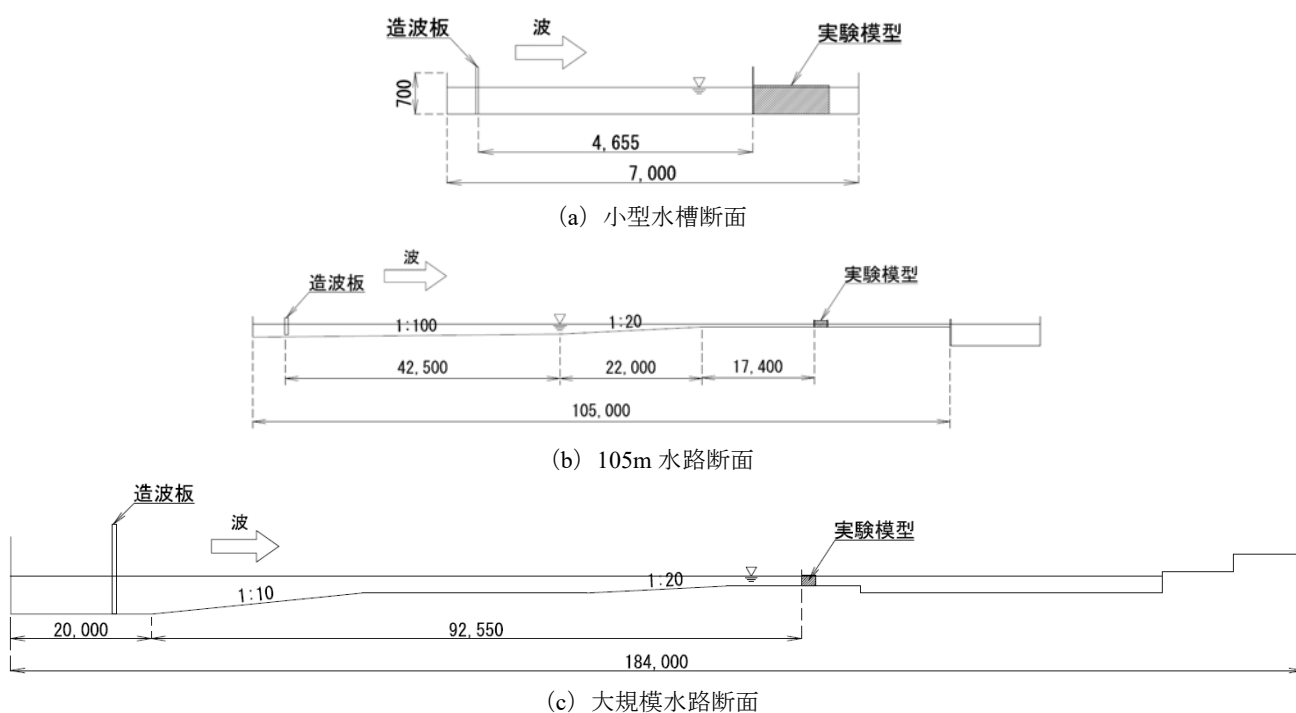


図-4.1 実験水路断面図

図-4.4 に示すように天端部に設置した防砂板に埋め込んだ波圧計で測定した。図-4.5 はたわみ量の測定のために防砂板に取り付けたマーカーであり、定点カメラによってその変位を測定した。

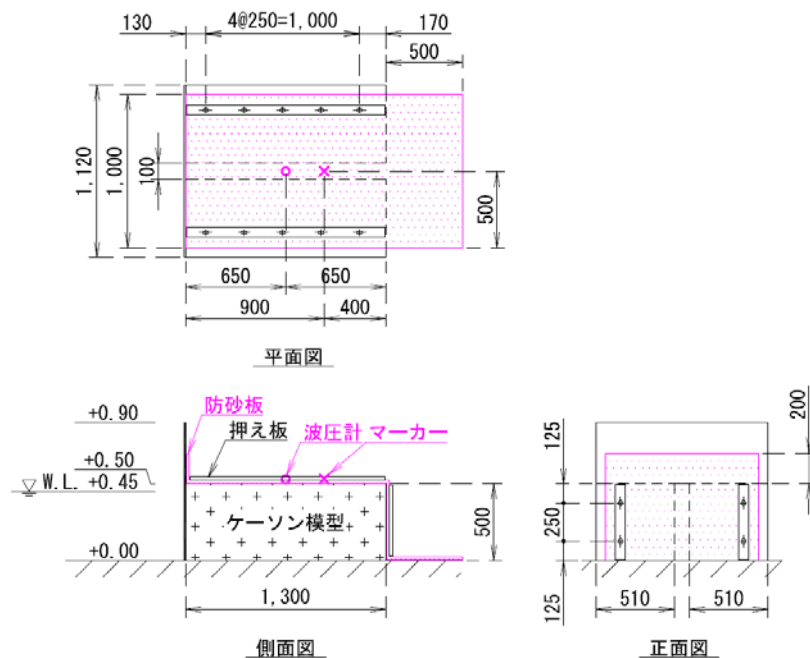
図-4.2 (b) は中型実験模型の詳細断面図であり、ケーソン模型には図-4.6 に示す幅 1250mm、高さ 500mm、奥行き 340mm のアクリル製とコンクリート製の箱を用いた。アクリル製の箱は観測窓側に設置し、目地内部の波の挙動の観測を行った。

押え板間距離は 480mm、ボルトピッチは 250mm とした。波高は模型の前面に設置した波高計で、波圧は防砂板に埋め込んだ波圧計で測定した。図-4.7 はたわみ量の測定のために取り付けられた変位計の設置図である。たわみ量を測定するためレーザー変位計を用いた。レーザー変位計での測定のために、防砂板の天端部の中心と、波圧計の取付位置に芯管を設置した。芯管には立方体のブロック（ターゲット）が取り付けられており、防砂板がたわむとターゲットも一緒に動く。このターゲットの動きをレーザー変位計で測定して防砂板のたわみ量を計測した。また、芯管を鞘管に通しておくことで、埋立砂との摩擦によって芯管が動きにくくなることを防いだ。なお、埋立砂は模型床から 1000mm の高さまで設置し、埋立砂としてフラタリーサンド(平均粒径約 0.2mm)を用いた。

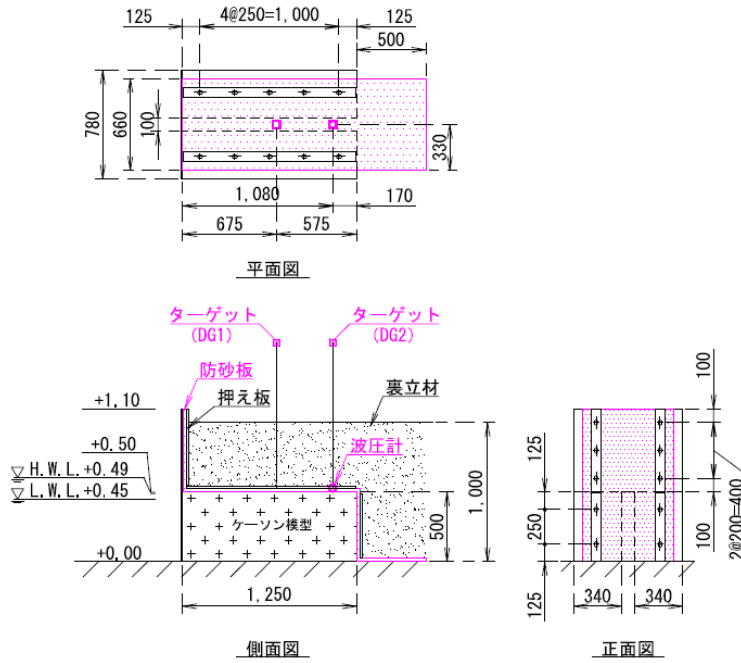
図-4.2(c)は大型実験模型の詳細断面図であり、図-4.8 はこの全体写真である。ケーソン模型のサイズは幅 2000mm、高さ 1500mm であり、幅 1000mm、高さ 750mm、奥行き 1000mm のコンクリート方塊を積み重ねて製作した。押え板間距離は 650mm、ボルトピッチはピッチによる違いを比較するため、250mm と 500mm とした。ただし、本稿ではピッチによる違いの解明には至っていない。余長は上下に 500mm ずつ設けている。波高は模型の前面に設置した波高計で、波圧は防砂板の天端部に 4 箇所、鉛直方向に +1.40 (H.W.L) と +1.15 (L.W.L) と +0.9 の 3 箇所に埋め込んだ波圧計で測定した。たわみ量は小型実験と同様に、天端部に設置した防砂板にマーカーを取り付け、定点カメラによってその変位を測定した。

d) 使用した防砂板の諸元

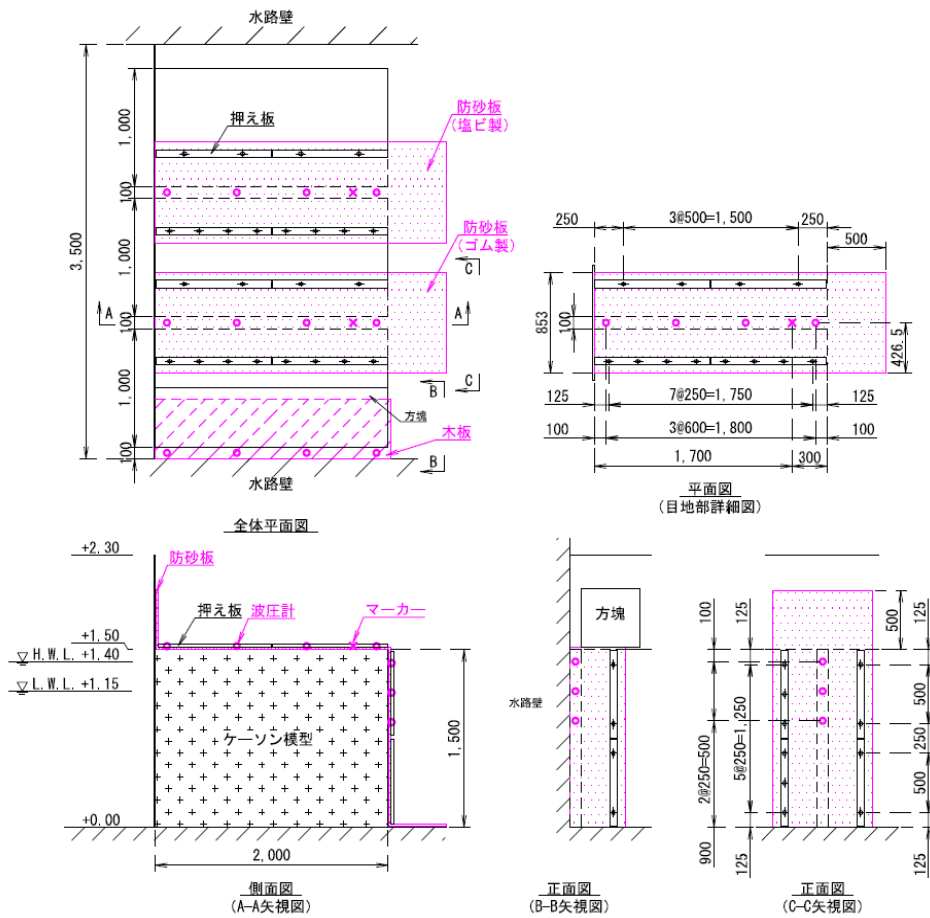
表-4.1 は実験に用いた防砂板の諸元であり、ゴム製と塩ビ製の防砂板を用いた。大型実験では、埋立時を想定したときに目地内部に作用する波圧を測定するために、目地部に木板(厚さ 12mm)を設置した。防砂板の性能値は技術基準に掲載されている最低規格にのっとったものであるが、ゴム製防砂板については伸びや引裂強さの規格がないため、メーカーのカタログ値をここでは掲載している。また、実験水路幅の都合上、中型実験に用いた防砂板の幅は 660mm としている。



(a) 小型実験模型図



(b) 中型実験模型図



(c) 大型実験模型図

図-4.2 実験模型断面図

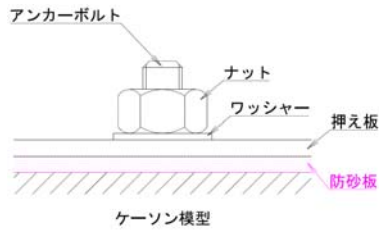


図-4.3 固定部断面図

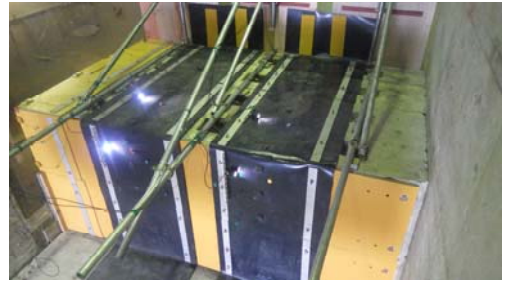


図-4.8 防砂板設置状況 (左から木板, ゴム, 塩ビ)



図-4.4 波圧計取付図

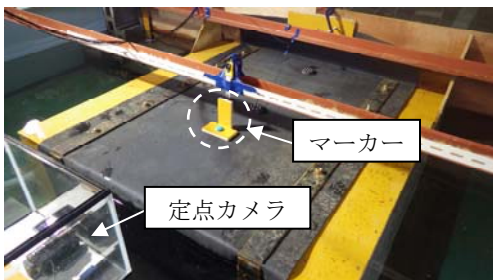


図-4.5 マーカー設置状況

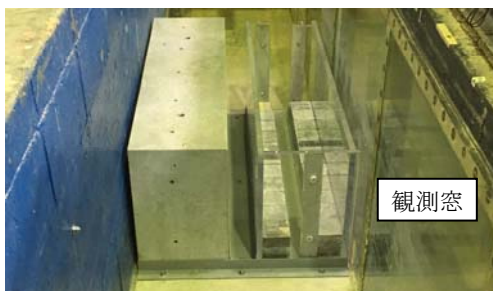


図-4.6 ブロック設置状況

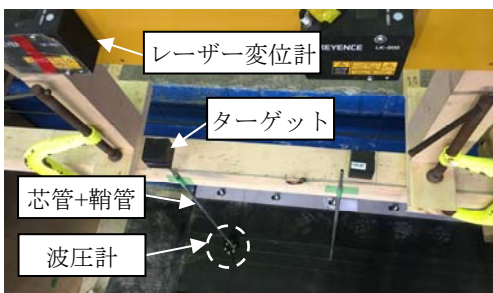


図-4.7 変位計設置状況

表-4.1 防砂板の諸元

材料	塩ビ	ゴム
厚さ	5.0mm	
幅	1.0m 以上	
引張強さ	740N/cm 以上	1500N/cm 以上
伸び	180%以上	25%以上
引裂強さ	250N 以上	650N 以上
構造	単一材料による均質構造	繊維を埋設した複合材料

(2) 実験条件

各実験の実験条件を表-4.2 に示す。

表-4.2 実験条件

実験条件	小型水槽	105m 水路	大規模水路
水深	45cm	45, 49cm	115, 140cm
模型天端	50cm	50cm	150cm
周期	1.2~2.37s	1.5~5.0s	3.0~7.0s
通過波高	10.9~23.6cm	10~30cm	20~50cm

これらの実験条件を決定する前に、ケーソン模型設置位置ならびに近傍における入射波の条件を調べるために、通過波検定を行った。ただし、小型実験では水槽の小ささから通過波以外の波の影響をすぐに受けてしまうことから行っていない。

図-4.9 は、各実験における通過波検定時の断面図と波高計の設置位置を示す。通過波検定における波高計の位置は、水深  $h$  および周期  $T$  から微小振幅波理論の極浅波における式(10)に基づいて波長  $\lambda$  を求め、実験法線を挟み、前後に  $1/4\lambda$  の間隔となる位置に波高計を設置した。この2つの波高計の平均値を通過波高として求めた。

$$\lambda = \sqrt{gh} \cdot T \quad (10)$$

$$H_i = \frac{H_{\max} + H_{\min}}{2} \quad (11)$$

105m 水路では、造波板の出力値（At 値）を調節し、造波された計測波高より、実験に用いる設定波高の造波条件を求めた。水深  $h=45\text{cm}$ ，周期  $T=1.5\text{s}$  の場合の例を図-4.10 に示す。例えば  $H=10\text{cm}$  の波高を模型に作用させたい場合、近似式より At 値を 535 に設定すればよいことになる。

大規模水路では、造波板の入力波高から計測された波高より、実験に用いる設定波高の造波条件を求めた。水深  $h=140\text{cm}$ ，周期  $T=3.0\text{s}$  の場合の例を図-4.11 に示す。例えば  $H=30\text{cm}$  の波高を模型に作用させたい場合、近似式より入力波高を 33.7cm に設定すればよいことになる。

#### 4.2 中型実験(105m 水路での実験)の結果

ここでは、埋立砂設置前後の波圧とたわみを計測した中型実験について述べる。

##### (1) 埋立砂設置前

a) 波圧と防砂板のたわみに見られた3つの位相

図-4.12 は時系列グラフと目地内部の水面変位である。横軸  $t$  が経過時間 (s)，左の縦軸 PG1 が波圧 ( $\text{kN/m}^2$ )，右の縦軸 DG2 が波圧計と同じ箇所で測定したたわみ量 (cm) を示している。なお、いずれのグラフも上側の太線がたわみ量を、下側の線が波圧を示している。

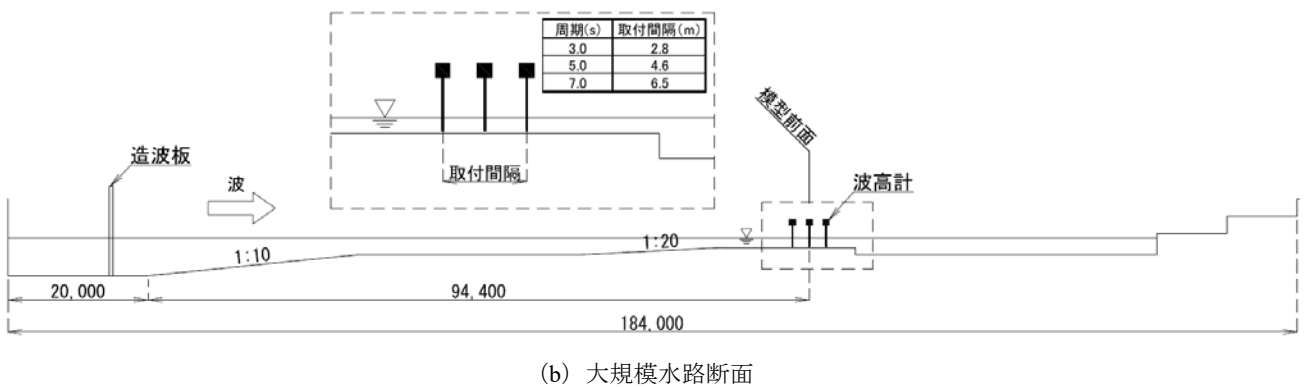
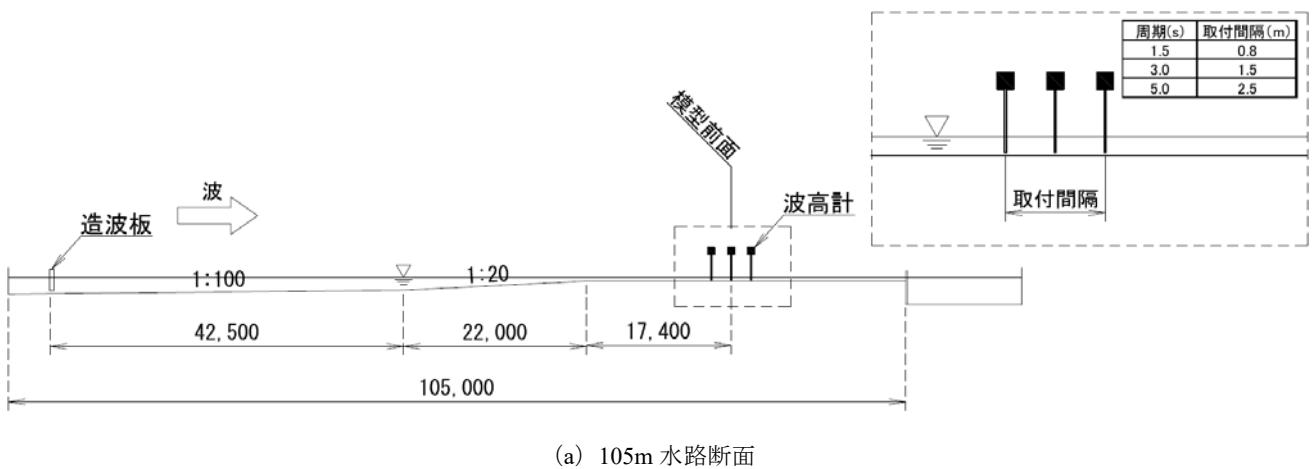


図-4.9 通過波検定時の実験断面

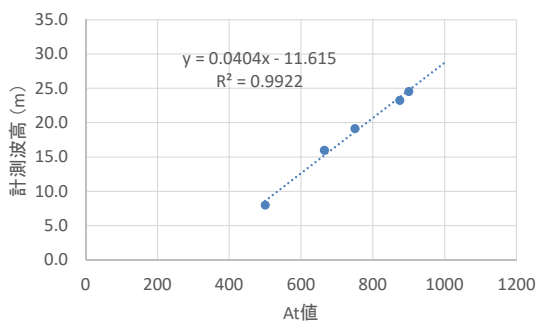


図-4.10 通過波検定結果の例 (105m 水路)

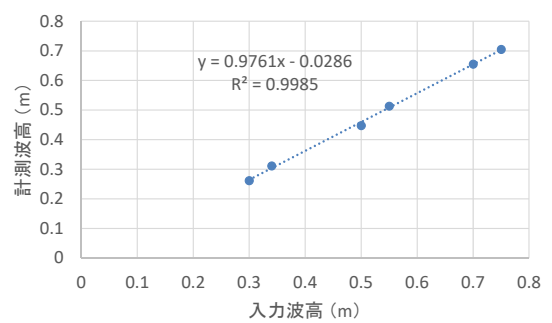


図-4.11 通過波検定結果の例 (大規模水路)

波形は大きく以下の3つの位相①～③に分けられる。

位相①: はじめに防砂板に空気圧縮による圧力(以下, 空気圧)が作用する。

位相②: 次に上昇した波面が接触することによる圧力(以下, 水圧)が作用する。このときの波圧は尖ったピークを持っており, 波面が防砂板に衝突することによる衝撃的な波圧が作用しているものと考えられる。このとき, 防砂板のたわみは波圧と比較してなだらかであり, 作用時間の短い衝撃的な波圧に対してゆっくりと応答していることが分かる。

位相③: 次に波面が降下する際に, 防砂板には負圧が作用し, 負のたわみ(目地に引き込まれるたわみ)が発生する。

b) 周期とクリアランス, 材料の比較

図-4.13, 図-4.14 は, ゴム製および塩ビ製防砂板における埋立砂設置前の波圧とたわみ量の時系列グラフの一部(4.5s 相当)を示しており, それぞれ, 防砂板と静水面のクリアランス, 周期および防砂板の種類を変えて比較している。通過波高は 25cm で一定とし, 周期は 1.5s と 5s, 防砂板と静水面のクリアランスは 1cm と 5cm, 材料はゴムと塩ビで比較している。

c) 周期の影響

図-4.13, 図-4.14 の結果を周期で比較した場合, 波圧において空気圧の値は, 周期による若干の差が見られた。一方で, 後続の瞬間的に生じた水圧の値(以下, 衝撃波圧)は,  $T=5.0s$  の方が非常に大きな値を示した。たわみ量では周期により若干のたわみ量の増加が見られた。

d) 防砂板と静水面のクリアランスの影響

クリアランスが小さいほど, 波面が防砂板に接触しやすくなるため, 空気圧と水圧も大きくなっている。

e) 材料の影響

材料で比較した場合, 波形の傾向に大きな差は見られなかった。波圧では大きな違いは見られなかった。図中には掲載していないが, 一部の波の条件で,  $10kN/m^2$  を超える高い衝撃波圧が塩ビ製防砂板にて確認された。たわみ量ではゴム製防砂板が塩ビ製よりも数 mm 程度大きかった。

(2) 埋立砂設置後

図-4.15, 図-4.16 は, 埋立後の波圧とたわみ量の時系列グラフの一部(4.5s 相当)を示している。実験条件は埋立の有無を除き, 埋立前と同じである。

いずれの場合も, 埋立前と同様, 波圧の作用に応じてたわみが生じている。波圧に周期 0.1~0.2 秒の振動が見られるが, この振動時に波面は波圧計に接触しておらず, 空気圧の振動が発生していたことが分かる。

a) 空気圧の振動と防砂板の応答

防砂板もこの振動に応じてたわんでいる。また, 埋立後は埋立前と異なり衝撃波圧に対してもたわみを示した。ただし, 埋立砂による土圧が作用しているため, 防砂板のたわみ量は非常に小さい。これらのことは埋立砂があることによって防砂板の剛性が増し, 応答周波数が大きくなっていることを示していると考えられる。なお, たわみ量が負の値を示しているのは, 埋立材投入前をたわ

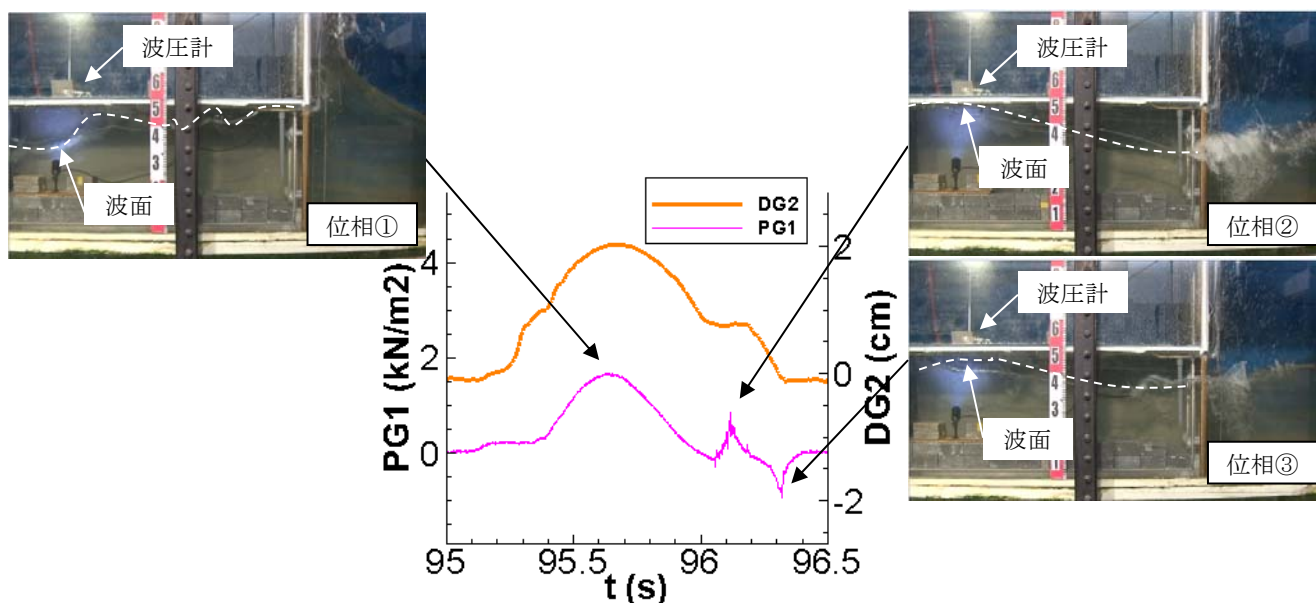
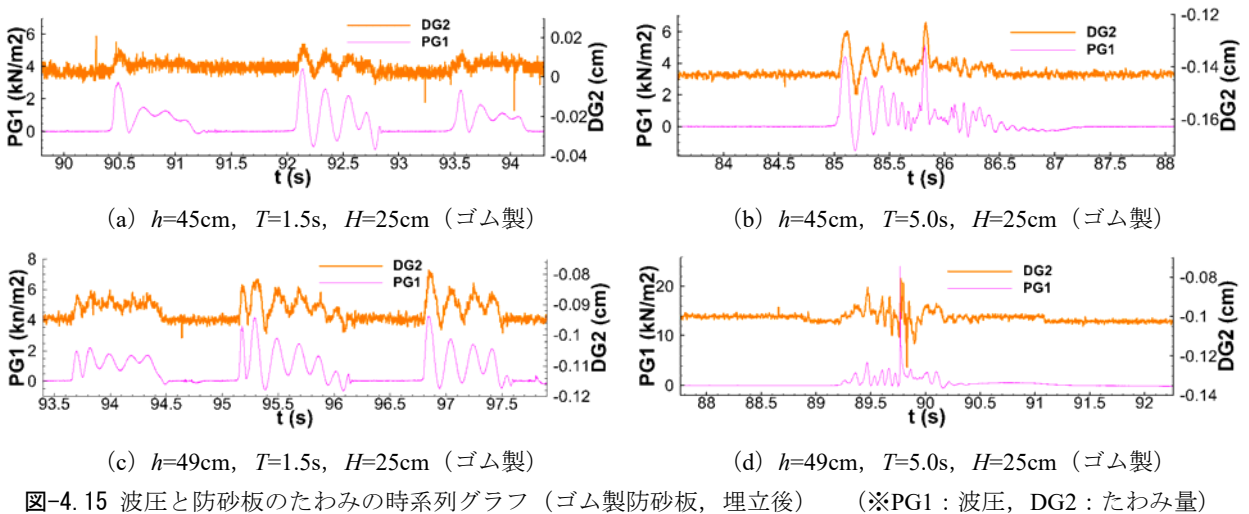
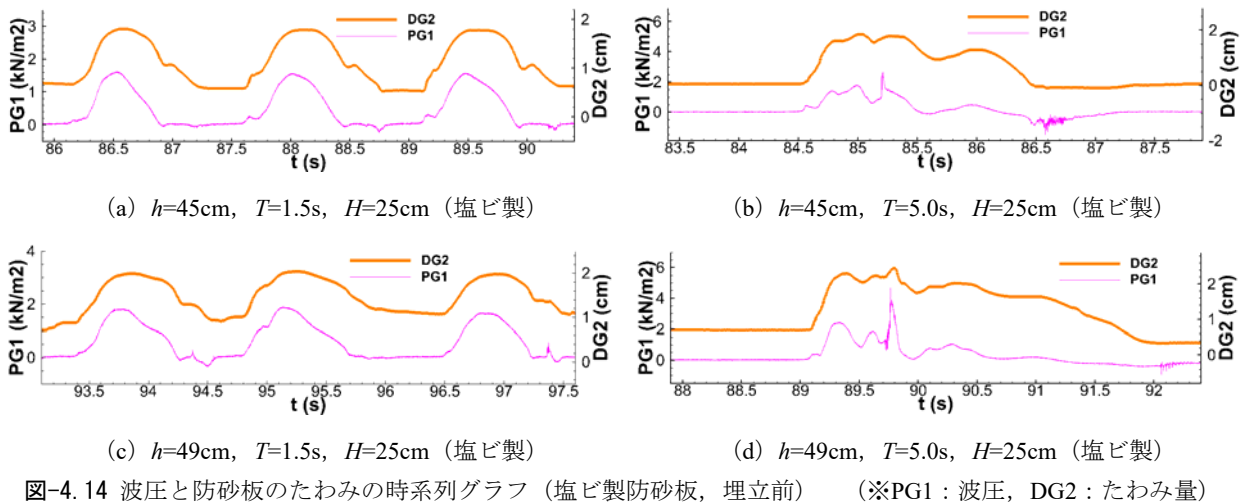
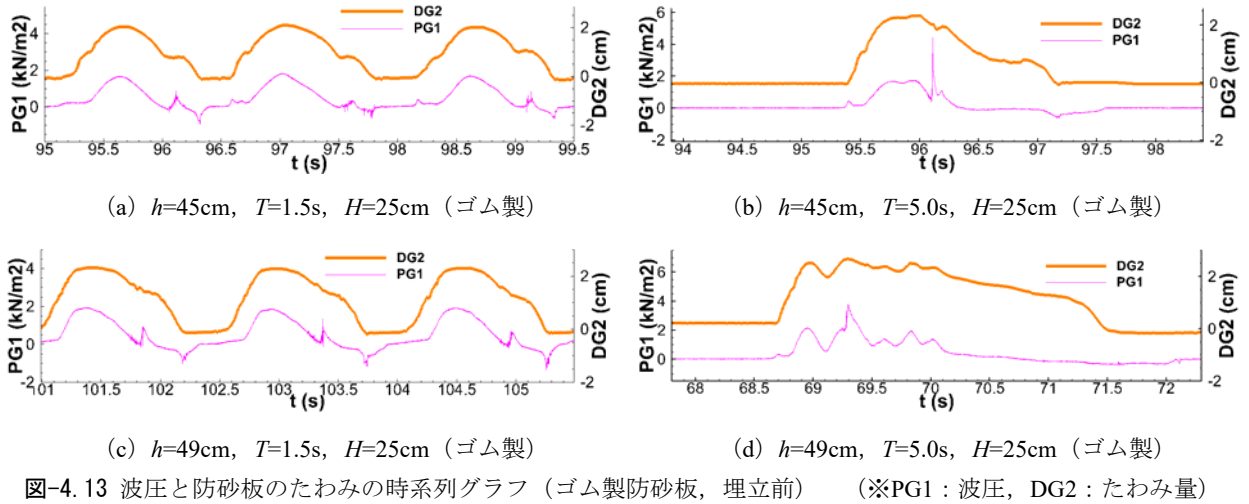


図-4.12 波圧成分の詳細 (※PG1: 波圧, DG2: たわみ量)





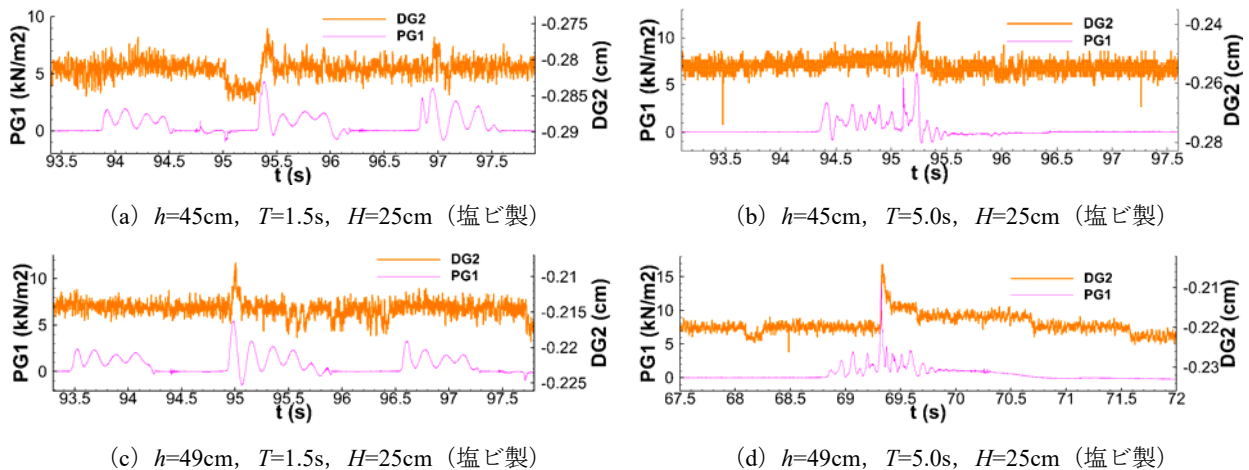


図-4.16 波圧と防砂板のたわみの時系列グラフ（塩ビ製防砂板，埋立後）（※PG1：波圧，DG2：たわみ量）

み量 0cm としているため，土圧によって負方向にたわんでいるためである。

b) 周期の影響

図-4.15，図-4.16の結果を周期で比較した場合，空気圧は周期が長くなるほど増大することが分かる。水圧は周期  $T=1.5s$  ではほとんど作用しておらず，動画と比較すると波面が波圧計と接触していないことが確認された。一方で周期  $T=5.0s$  の場合は，衝撃波圧が作用した時の波圧は空気圧の数倍程度生じていることが分かる。しかし，その頻度は多くはなく，水圧よりも空気圧の方が大きくなる波形も散見された。たわみ量は周期が長くなるほど大きい。

c) クリアランスの影響

クリアランスが小さいと空気圧が大きくなっており，周期  $T=5.0s$  の場合には衝撃波圧が数倍程度大きくなっていた。

d) 材料の影響

たわみ量は，塩ビ製防砂板の方がゴム製防砂板よりも小さく見られた。ゴム製防砂板では微細な波圧変化に応じた波形が見られたが，塩ビ製防砂板ではあまり見られなかった。

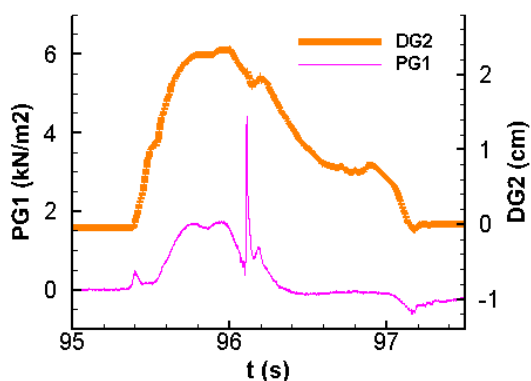
(3) 埋立前後における防砂板に作用する波圧の差異

図-4.17(a)，(b)は，図-4.13(b)と図-4.15(b)の

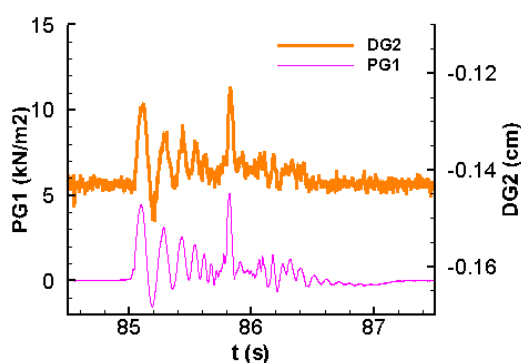
一部であり，それぞれ，埋立前と埋立後の時系列波形である。前述したように作用時間の長い波圧（位相①の空気圧）と作用時間の短い波圧（位相②の衝撃波圧）が見られる。埋立前(図-4.17(a))のたわみは位相②の作用時間の短い衝撃波圧に対してほとんど応答していないのに対し，埋立後(図-4.17(b))のたわみは，衝撃波圧に対しても応答する傾向にあった。そこで，埋立前と埋立後それぞれに対して，衝撃波圧を除かない場合（波圧補正無し）の最大波圧と，防砂板が応答しなかった場合の衝撃波圧を除いた場合（波圧補正有り）の最大波圧を調べた。

図-4.18と図-4.19は波高  $H$  と埋立前後の最大波圧  $p$  の関係であり，それぞれ埋立前と埋立後の結果である。このうち，(a)は衝撃波圧を除かない（波圧補正無し）場合の最大波圧であり，(b)は防砂板が応答しなかった衝撃波圧を除いた（波圧補正有り）場合の最大波圧である。なお，波圧  $p$  は  $\rho g H$  で除して無次元化している。

埋立前(図-4.18)は，波圧補正無しの場合(a)は， $3.5\rho g H$  ほどの衝撃波圧が発生しているものの，波圧補正有りの場合(b)には  $2\rho g H$  よりも小さくなっている。波圧補正の影響は波高が小さいほど大きく受けているが，これは波高が小さいほど目地内部に取り込まれる空気の量が少なく，衝撃波圧が作用しやすいためだと考えられる。



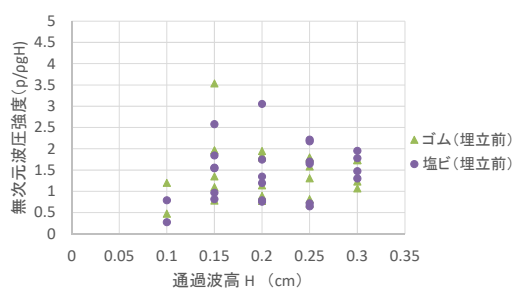
(a) 埋立前



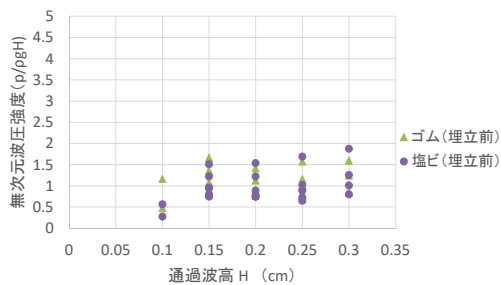
(b) 埋立後

図-4.17 波圧とたわみ量の時間差

(※PG1：波圧，DG2：たわみ量)



(a) 無次元波圧強度 (波圧補正前)



(b) 無次元波圧強度 (波圧補正後)

図-4.18 埋立前の無次元波圧強度 (中型実験)

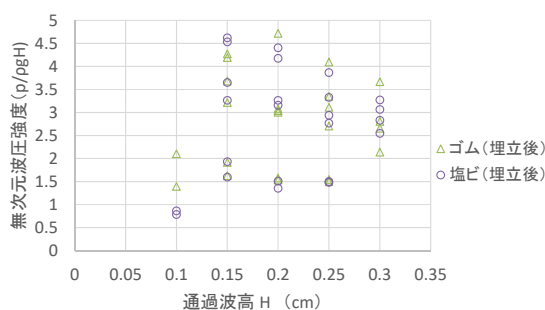
次に埋立後 (図-4.19) は、波圧補正の有無にかかわらず、波圧が最大で  $4.5pgH$  ほども発生している。このことは、埋立砂があることで波圧が増加し、衝撃波圧に対しても防砂板が応答していることを示している。

このように、防砂板に実質的に作用した波圧は埋立前後で2~3倍程度大きくなることが分かった。この要因として、埋立により①防砂板のたわみが抑制されたため、波圧に対する逃げ場がなくなった、②防砂板の見かけの剛性が上昇し、防砂板の変形による波圧の緩和ができなくなった、③空気の逃げ場がなくなり、空気圧縮による圧力が増大した、等の理由が考えられる。

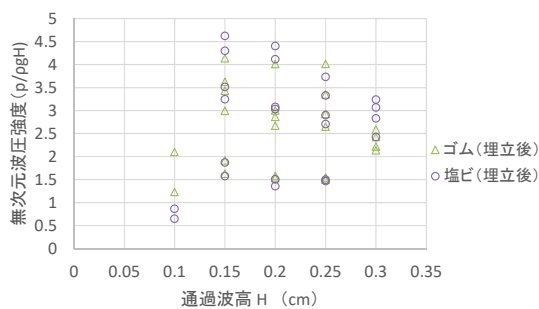
#### 4.3 大型実験(大規模波動地盤水路での実験)の結果

##### (1) 防砂板がゴム製および塩ビ製の場合

図-4.20 は通過波高  $H$  と補正前後の無次元波圧



(a) 無次元波圧強度 (波圧補正前)



(b) 無次元波圧強度 (波圧補正後)

図-4.19 埋立後の無次元波圧強度 (中型実験)

強度  $p/\rho gH$  の関係であり、防砂板がゴム製および塩ビ製の場合である。波圧補正前の波圧は  $3\rho gH$  程度で、波高が大きくなるほど値は収束し、最大値は小さくなっていく傾向が見られた。波圧補正後の波圧は  $2.5\rho gH$  程度まで低減した。中型実験結果と比較すると約 1.5~2 倍の波圧が防砂板には作用していることが分かる。

(2) 防砂板に木製の板を用いた場合（埋立後を想定）

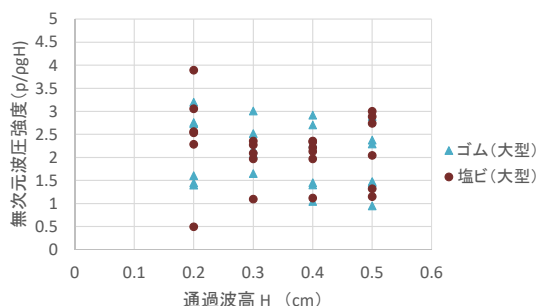
図-4.21 は埋立後を想定して、ゴムや塩ビよりも剛性の大きい木製の板を設置した場合の波高  $H$  と無次元波圧  $p/\rho gH$  の関係である。

最大で  $11\rho gH$  程度の波圧が作用し、中型実験と比較すると、2 倍相当の非常に大きな波圧が作用していたことが分かる。この原因は、波高に対して静水面と防砂板のクリアランスが小さかったこと、また、ケーソン模型の幅が波長に対して小さかったこと、さらに、木製の板に隙間があり空気が抜けやすかったことで、目地内部に空気が封入されにくくなっており、波面が木製の板に直接衝突しやすくなっていたためだと推定される。

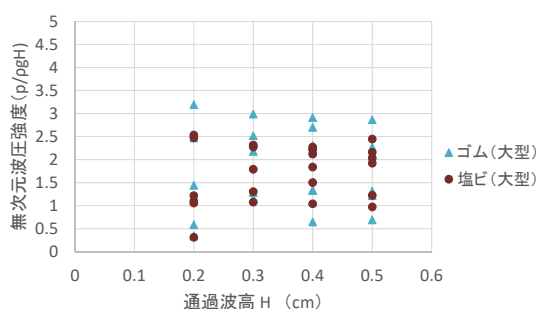
このように、静水面と防砂板のクリアランスやケーソンの大きさ、防砂板にできる隙間などによっては、防砂板に作用する波圧が埋立前後で 3~4 倍程度大きくなる可能性がある。

(3) 作用外力とたわみ量の関係

前項で求めた波圧の補正値を用いて、埋立前後における波圧とたわみ量の関係を調べた。図-4.22 は中型実験（105m 水路）の、図-4.23 は大型実験（大規模水路）の結果であり、(a)がゴム製、(b)が塩ビ製の場合である。図-4.22 についていずれも、①波圧に比例してたわみ量が生じること、②埋立によって防砂板のたわみ量は非常に小さくなり、作用する波圧が増大することが分かる。材料で比



(a) 無次元波圧強度（波圧補正前）



(b) 無次元波圧強度（波圧補正後）

図-4.20 埋立前の無次元波圧強度（大型実験）

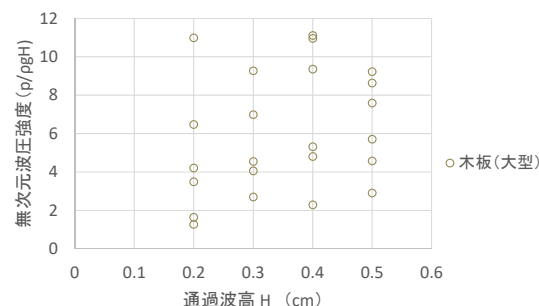


図-4.21 埋立後の無次元波圧強度（大型実験）

較すると、ゴム製防砂板の方が波圧に対してたわみやすいことが分かる。なお、埋立後のたわみ量は、ゴム製防砂板が約 0.02cm、塩ビ製防砂板が約 0.01cm であり、ゴム製防砂板の方が若干大きくなった。

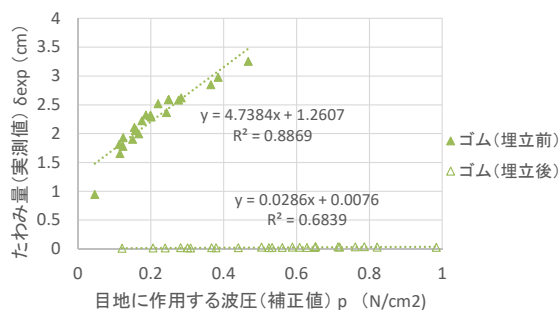
なお、埋立前の条件で、一次近似式が縦軸に切片を持っているのは、最初に図-3.2 のように押さえ板の間にある防砂板が設置時に生じたたわみ量

相当波圧で浮き上がり、その後、さらに波圧が作用して防砂板が伸びるためだと考えられる。

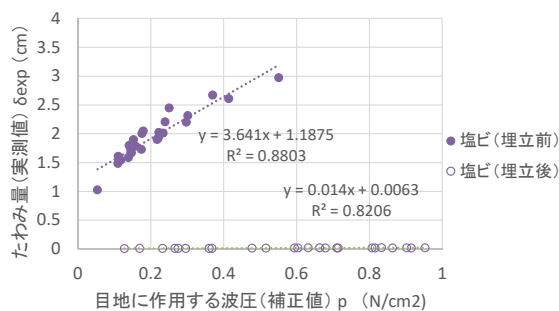
近似線に着目すると、いずれも中型実験結果より求めた近似線に近い傾きを指しており、波の条件等のスケールの大小を問わず、波圧とたわみ量との間に同じ関係性が見られた。切片の違いについては、前述のとおりである。

図-4.24 に小型実験について、各防砂板における関係図を示す。この実験でも各防砂板では、波圧に比例してたわみ量が生じた。たわみ量は波圧  $p$  に比例して増加するが、特定の位置で傾きが変化し、緩やかに増加する。この傾向はゴム、塩ビともに見られた。また、波圧に対するたわみ量が大きく、他の実験と比較して大きな傾きが生じた。

図-4.25 は3 実験を比較した結果である。傾きは中型実験、大型実験、小型実験の結果の順で大きくなる。傾きはたわみやすい環境であるほど大きくなるため、この要因は防砂板の固定間距離にあ

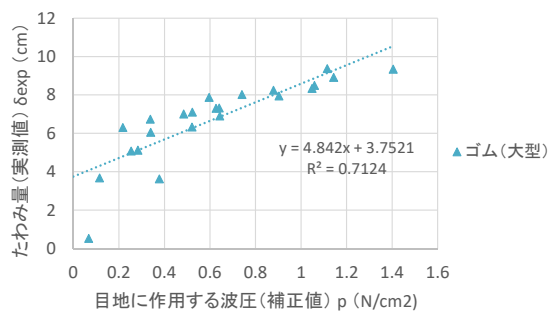


(a) ゴム製防砂板

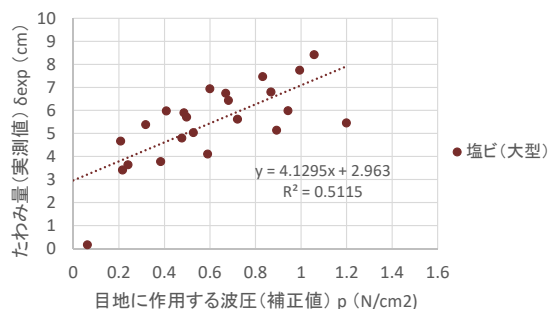


(b) 塩ビ製防砂板

図-4.22 波圧とたわみ量の関係 (中型実験)

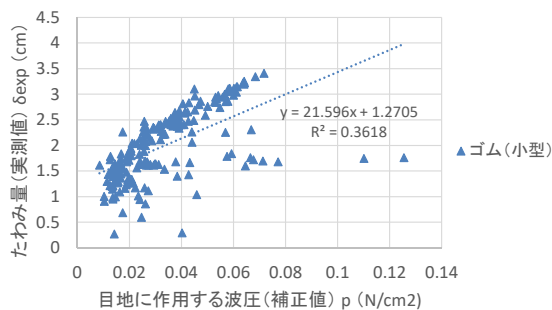


(a) ゴム製防砂板

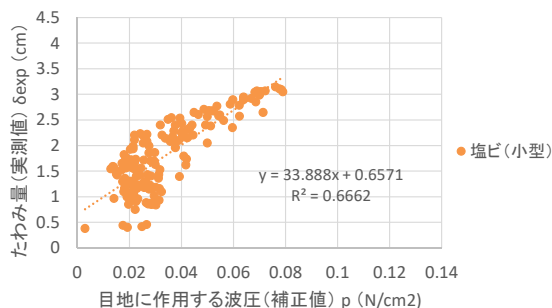


(b) 塩ビ製防砂板

図-4.23 波圧とたわみ量の関係 (大型実験)



(a) ゴム製防砂板



(b) 塩ビ製防砂板

図-4.24 波圧とたわみ量の関係 (小型実験)

るものと考えられる。実際に固定間距離は48cm, 65cm, 80cmと傾きの大きさに従った関係が見られた。本実験結果からは予測の域を出ないが、固定間距離の条件を統一することで、グラフの傾向はまとまると予想され、波圧からたわみ量を予測できる可能性も十分に高いと思われる。また全体で、波圧の増大に対してたわみ量の増加幅が減少する傾向が見られた。大型実験、小型実験では、この結果が顕著に見られた。

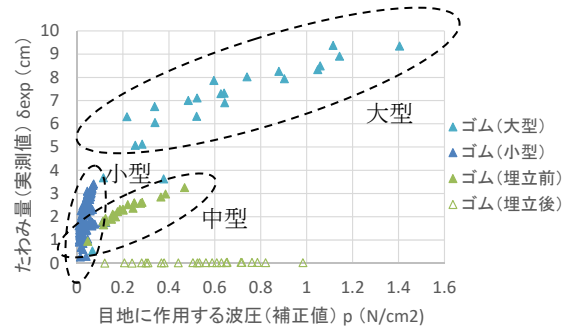
(4) 強度設計手法の妥当性の確認

第3章で述べた強度設計手法の妥当性を確認するため、防砂板に作用する波圧の推定式を検討した。この推定式は冒頭でも述べたように、既往研究より  $p=2\rho gH$  と提示されている。そこで、この推定式の妥当性を本実験で測定したたわみ量の実測値を用いて、たわみ量に相当する波圧（無次元波圧強度）を逆算することで確認した。

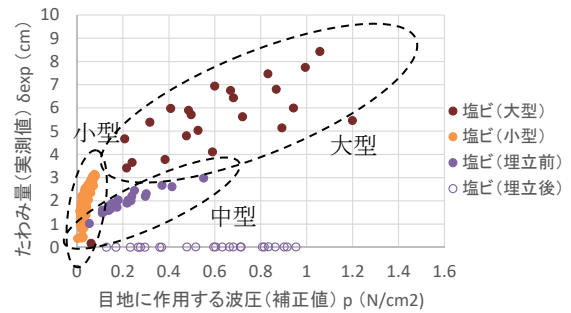
図-4.26 は埋立前の中型実験および大型実験における、通過波高  $H$  と無次元波圧強度  $p'/\rho gH$  の比較である。この無次元波圧強度  $p'$  は、たわみ量の実測値から、材料の歪み-応力関係式と設計式を用いて逆算して得たものである。中型実験では  $1\rho gH$  以下、大型実験では  $1.9\rho gH$  以下の波圧が防砂板に作用したことが分かる。

このように、実験結果から逆算された無次元波圧強度は、いずれも既往研究における推定式である  $p=2\rho gH$  の値を下回っている。このことは、防砂板がたわむことで、波力を緩和して受けていることを示している。このように防砂板の変形を考慮すると、波圧の推定式として設定した  $p=2\rho gH$  が妥当であり、かつ、3章の強度設計手法が妥当であることが分かった。

図-4.27 は埋立前の時点で防砂板に作用する波圧を  $P=2\rho gH$  とした場合に生じるたわみ量の予測が、たわみ量の実測値と比較して過小設計となら

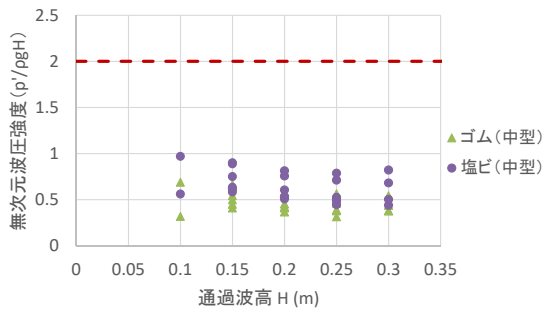


(a) ゴム製防砂板

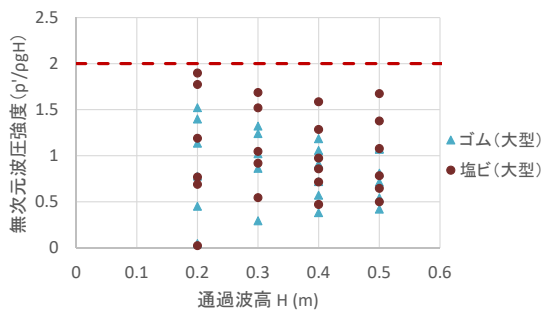


(b) 塩ビ製防砂板

図-4.25 波圧とたわみ量の関係（まとめ）



(a) 中型実験



(b) 大型実験

図-4.26 たわみ量から逆算した無次元波圧強度 ( $p'/\rho gH$ )

ない（安全を見込んだ設計）か、3 実験の結果に基づき確認を行ったものである。いずれの材料においてもたわみ量の予測値は実測値を上回り、かつ提案した強度設計手法により安全を見込んだ設計が可能であることが確認された。また、予測値と実測値には常に一定間隔の余裕が見込まれており、材料やスケールの異なる条件下においても適応が可能な強度設計手法であることが確認された。

図-4.28 は埋立直後に作用した土圧によるたわみ量の予測値と実測値の比較である。作用する土圧は、技術基準における砂、砂利及び割ぐり石（湿潤状態）の単位体積重量（ $18.0\text{kN/m}^3$ ）を用いて、 $0.5\text{m}$  厚相当（ $9\text{kN/m}^2$ ）が作用するものとした。ゴム製防砂板では実測値が予測値よりも小さく、安全を見込んだ設計が可能であることが確認された。

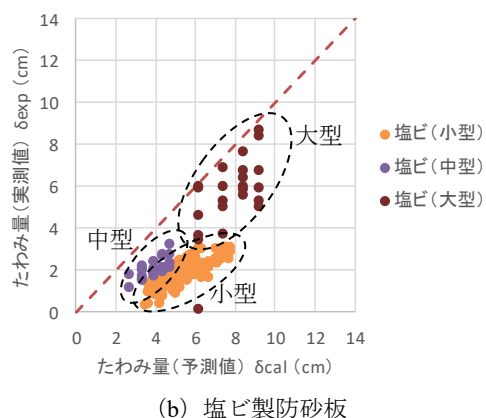
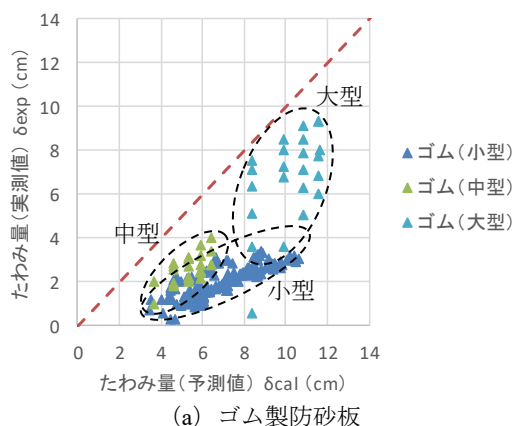


図-4.27 たわみ量の予測・実測値の関係（埋立前）

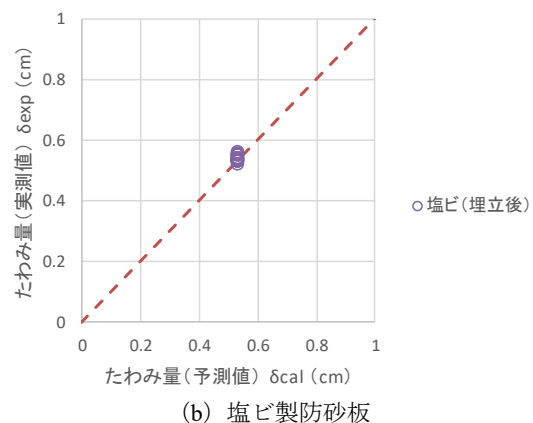
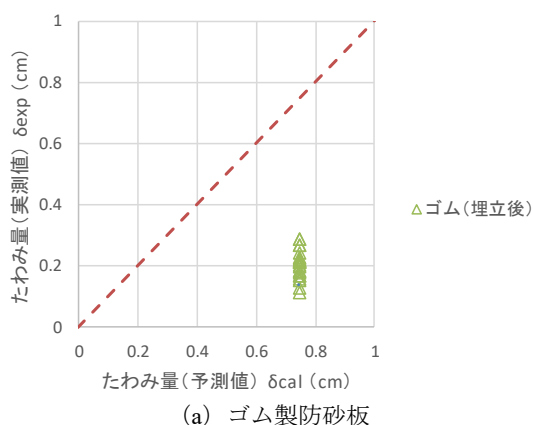


図-4.28 たわみ量の予測・実測値の関係（埋立後）

一方、塩ビ製防砂板では予測値と実測値が一致する結果となった。

#### (5) 防砂板に作用する張力の検討

本実験では測定しやすいたわみ量に着目し、強度設計手法によって求めた予測値との比較を行い、妥当性を確認した。しかし、防砂板の強度評価は防砂板の持つ引張強度（張力  $T_s$ ）で行われることが一般的であり、防砂板に作用する張力に着目した評価が必要となる。そこで、各実験結果から防砂板に作用した張力を求め、各防砂板の最低規格値との比較を行った。

図-4.29～図-4.31 は防砂板に作用した張力  $T_s$  を示したものである。値を比較すると大型、中型、小型の順に大きく、防砂板に実質作用する波圧  $p$  の違いによるものと考えられる。また、塩ビ製防

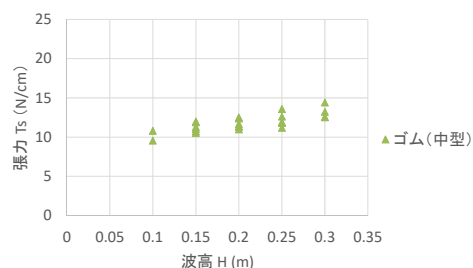
砂板ではゴム製防砂板の約 1.8 倍の張力を生じることが分かった。これは、今回使用した材料のうち、ゴムの方が塩ビよりも柔らかく、たわみが大きくなったためだと推定される。式 (2) と式 (3) に示されるように同じ波圧が作用した場合、たわみが大きい方が張力が小さくなるため、柔らかいゴムの方が塩ビよりも張力が小さかったものと考えられる。

表-4.3 は各防砂板に作用した張力と引張強さの最低規格値とを比較したものである。最低規格値は、塩ビ製は 740N/cm、ゴム製は 4,400N/3cm であるが、ここでは 1,500N/cm とする。なお、表中の括弧内は、最低規格値を張力最大値で除して無次元化した値を記しており、値が大きいほど安全性に余裕があることを示している。今回使用したゴム製防砂板の方が張力の最大値も低く、かつ引張強さの最低規格値が大きいいため、塩ビ製防砂板と比較すると安全性が高くなる結果となった。

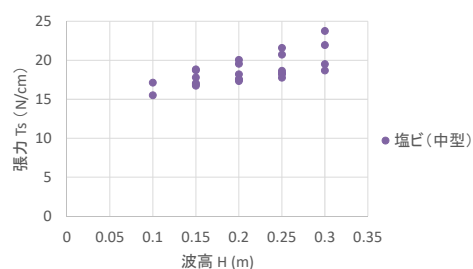
表-4.4 は各防砂板に引張強さの最低規格値相当の張力  $T_s$  が生じた場合の波圧を強度設計手法から求め、示したものである。前述の通り、固定間距離が大きくなるにつれ対応可能な波圧は低下する。

#### (6) 今後の課題

表-4.4 における波圧の最低値 (18.16N/cm<sup>2</sup>) は  $p=2\rho gH$  とした場合、約 9.52m 以上の波が作用しない限りは破損しないことを示している。しかし、現地ではより波高の低い波でも防砂板の破損や破断が発生している場合がある。この原因としては、例えば①繰り返し作用する波圧による防砂板とケーソンとの擦れによる物理的な強度低下・破損、②海水や紫外線による化学的な強度低下・破損、などが考えられる。今後、これらの項目について検討していく予定である。

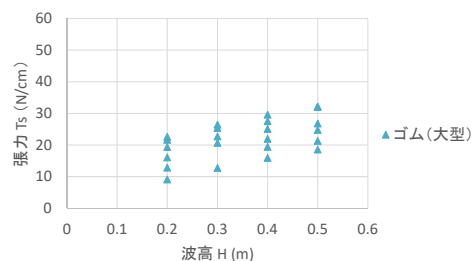


(a) ゴム製防砂板

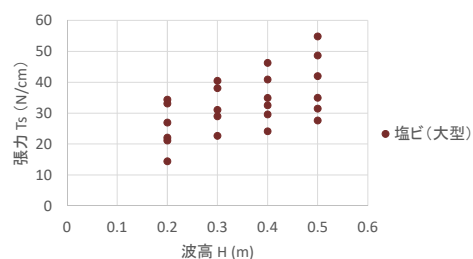


(b) 塩ビ製防砂板

図-4.29 波高と張力の関係図 (中型実験)



(a) ゴム製防砂板



(b) 塩ビ製防砂板

図-4.30 波高と張力の関係図 (大型実験)

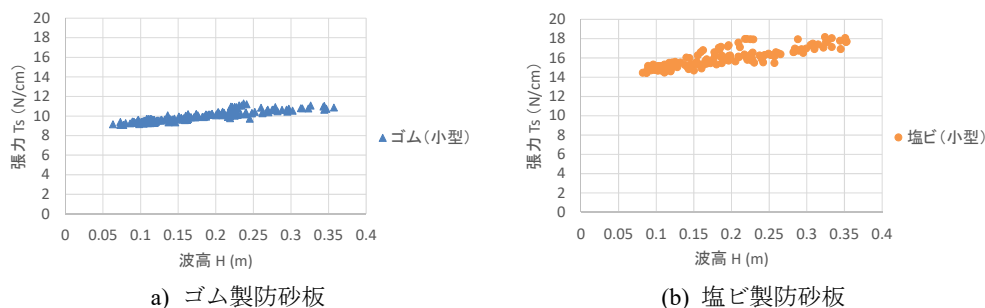


図-4.31 波高と張力の関係図（小型実験）

表-4.3 張力の最大値と最低規格値の比較

実験名	固定間距離	張力の最大値（倍率）	
		ゴム製防砂板	塩ビ製防砂板
小型実験	80cm	11.28 (132)	18.17 (40)
中型実験	48cm	14.40 (104)	23.75 (31)
大型実験	65cm	32.21 (46)	54.84 (13)

※張力の単位は N/cm. 括弧内は無次元.

表-4.4 防砂板に最低規格値相当の張力が作用する際の波圧

実験名	固定間距離	波圧	
		ゴム製防砂板	塩ビ製防砂板
小型実験	80cm	35.75	18.16
中型実験	48cm	59.58	30.27
大型実験	65cm	44.00	22.35

※波圧の単位は N/cm<sup>2</sup>.

## 5. 結論

本研究では、防砂板の強度設計手法の提案を行い、妥当性を確認するために3種類の水路を用いた水理模型実験を行った。主要な結論を以下に示す。

- ① 目地内の防砂板に波が作用すると、防砂板には空気圧縮による圧力と、目地内部の波面が接触することによる圧力が作用する。波面が接触した際には衝撃的な圧力が作用することがあり、その圧力は波の条件にもよるが、 $p=2\rho gH$  を超えることも少なくない。
- ② 埋立前の状態では、作用時間の比較的長い空気圧や水圧によってたわみが生じるものの、衝撃的な圧力に対してはたわみみが発生しにくくなっていること

が分かった。これは防砂板が柔らかいため、作用時間の短い衝撃的な波圧を吸収したためだと考えられる。一方で埋立後は、埋立砂によって相対的に防砂板の剛性が増すことで、衝撃的な圧力に応じて防砂板が振動した。ただし、たわみ量は埋立後の方が埋立前よりも十分に小さく、1/100 程度の大きさだった。

- ③ 防砂板の最大たわみ量と防砂板に作用する波圧には相関があった。ただし、たわみ量は波圧の増加に比例して大きく増加するが、一定量たわんだ後はその増加は緩やかになる傾向があった。
- ④ 本実験条件下では、防砂板に最大  $p=11\rho gH$  程度の波圧が作用していたが、防砂板のたわみに影響した波



圧は最大でも  $p=1.9\rho gH$  程度であった。防砂板に作用する波圧の算出には、かねてより  $p=2\rho gH$  の式が提案されており、この式が妥当なことが分かった。

- ⑤ 提案した強度設計手法を用いてたわみ量の予測を行ったところ、埋立状態・防砂板の材料・波の条件を問わず、安全を見込んだ設計を行うことができた。

これらの結果は、埋立前後における防砂板の強度検討における基礎研究として、有用な基礎資料となると考えている。

今後は、防砂板の劣化および損傷による強度特性への影響を考慮することで、より適切な強度検討が行えるようになることが期待される。

### 謝辞

本研究においては、港空研 耐波研究グループの皆様には、実験協力だけでなく、研究に関しても多角的に助言をいただき、多大なご助力を賜りましたことを心より感謝申し上げます。

### 参考文献

- 1) 高橋重雄, 鈴木高二朗, 徳淵克正, 岡村知光, 下迫健一郎, 善功企, 山崎浩之: 護岸の吸い出しに関する水理模型実験, 港湾空港技術研究所報告, 第 35 巻-2 号, pp.3-63, 1996 年 6 月.
- 2) 菅原吉浩, 山本泰司, 上久保勝美, 岡村知光, 時田恵生: 護岸の吸い出し被災事例調査と被災要因の検討, 海洋開発論文集, 第 26 巻, pp.867-872, 2010.
- 3) 大蔵海岸陥没事故調査小委員会報告書, 土木学会海岸工学委員会, 2002
- 4) 伊部知徳, 小谷野喜二, 吉永宙司: 福井港海岸(福井地区)における護岸の裏埋め土砂の吸出し防止対策の検討, 沿岸技術研究センター論文集, No.7, 2007.
- 5) 佐藤徹, 加藤絵万, 川端雄一郎, 岡慎一郎: 港湾施設の空洞化調査に関する報告, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) Vol.70, No.2, pp.I\_552-I\_557, 2014
- 6) 港湾施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 7) 港湾工事共通仕様書, 2015

### 付録A 波圧分布に関する考察

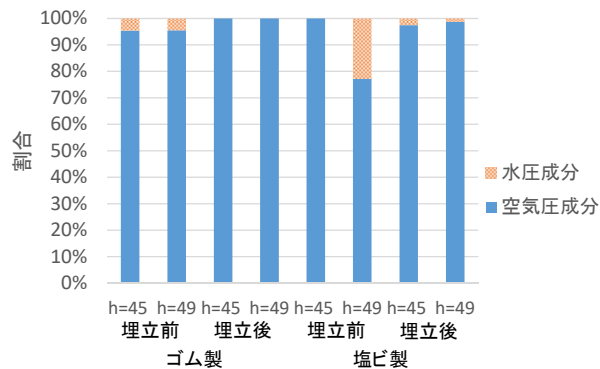
埋立前後における波圧とたわみ量の時系列グラフを比較すると、埋立前では周期が大きくなるにつれ水圧（衝撃波圧）が波圧の最大値を占める傾向が見られた。一方で埋立後では埋立後と同様の傾向こそ見られたが、空気圧が波圧の最大値となるケースも散見された。そこで時系列グラフより、各波の条件における最大波圧が空気圧あるいは水圧によるものかを調べ、埋立による波圧成分の変化を調べた。

図-A.1 は周期における波圧成分の割合を示したものである。(a)~(c)の順に周期  $T=1.5s, 3.0s, 5.0s$  とし、傾向の観察を行った。このグラフを比較すると、①埋立により、波圧は空気圧に依存する傾向を示す。②周期が大きくなるほど波圧は水圧に依存するようになる。③水深の深い（防砂板とのクリアランスが小さい）ほど、波圧は水圧に依存するようになる。④防砂板の材料による差はほぼない、ことがわかる。①について、埋立前ではケーソンの隅角部等に生じていたケーソンと防砂板間の隙間が埋立により潰され、目地内部で空気の逃げ場が無くなった状態にあることが原因である。これは、空気圧縮による空気圧の上昇だけでなく、空気層による波面接触時の緩衝にも寄与し、埋立前よりも空気圧成分が頻発した理由につながるものと考えられる。②について、周期の増加に伴い波圧（水圧）も増加するため、空気圧の値を超えたものと考えられる。また、模型幅が約 1.3~2m と作用波の波長（3~10m）に対して短いため、周期が大きくなるほど空気圧縮ならびに空気層による緩衝作用の効果は想定されるほど上昇しなかったことも要因と考えられる。③について、波面と防砂板とのクリアランスが小さいほど空気層による緩衝効果が小さく、かつ波面と接触しやすくなったためと考えられる。なお、この傾向は  $T=1.5s, 5.0s$  の一部で見られたものの、過去の揚圧力に関する研究にてクリアランスが小さいほど揚圧力強度が増加する旨の算定式が提案されていることから、全体で起こりうる現象であるものと考えられる。④について、波圧成分の変動に対して防砂板の材料による影響は小さく、波や構造物の条件による影響を大きく受けることが分かる。

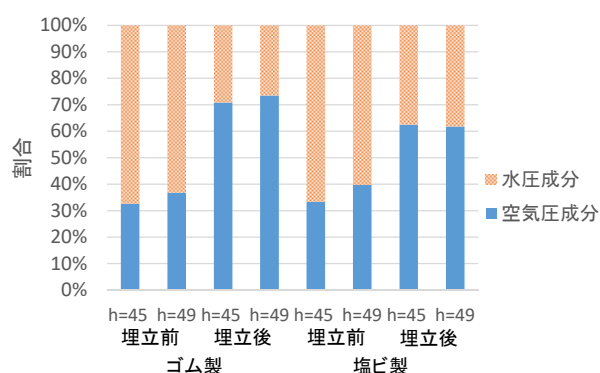
なお、波高による違いも検討したが、波高の大小問わず波圧成分に変わりはない。

### 付録B 材料試験による引張性能のモデル化

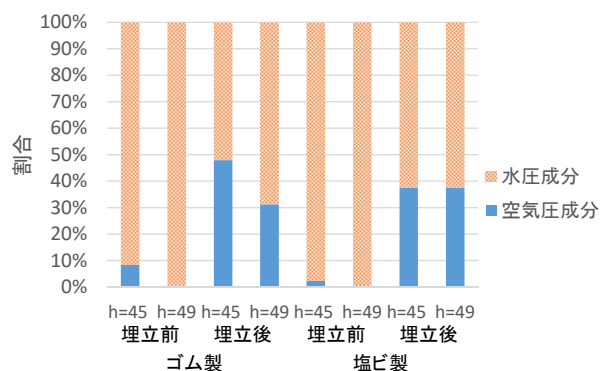
防砂板の強度設計において、作用する張力  $T_s$  に対する



(a) 波圧成分の割合 ( $T=1.5s$ )



(b) 波圧成分の割合 ( $T=3.0s$ )



(c) 波圧成分の割合 ( $T=5.0s$ )

図-A.1 波圧成分の割合

伸び率  $E_b$  の関係を求めるために、検討対象となる材料に対して各々引張試験を行った。図-B.1 は引張試験の状態である。引張試験には引っ張り試験器を用い、長さ 200mm×幅 30mm の試験辺をチャックで掴み（初期状態の測定範囲は長さ方向に 100mm）、引張時の変位量と作用荷重を計測した。変位量はカメラ式変位計で、作用荷重は試験機内のロードセルにて検出している。

引張試験の結果を図-B.2 に示す。3章で述べた引張性

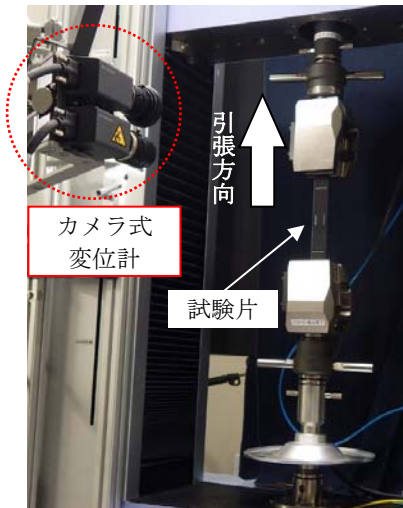
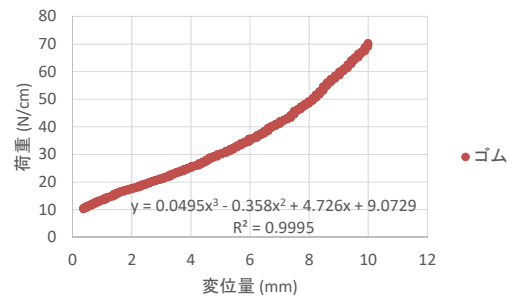
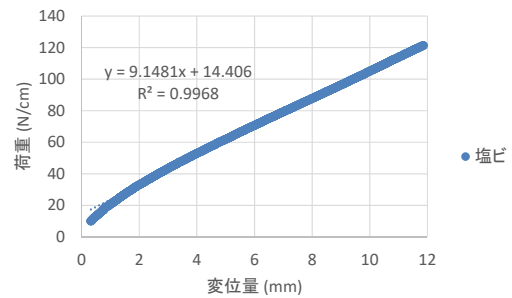


図-B.1 引張試験状況

能図はこれらに該当する．ただし，本項では横軸を伸び率 (%) ではなく変位量 (mm) としている．ゴムでは変位に伴い荷重が指数的に増大する曲線状のグラフが，塩ビでは変位および荷重が等しく増加する直線状のグラフが見られた．両材料における張力  $T_s$  と伸び率  $E_b$  (変位量  $x$ ) の関係式を求めめるため，グラフから近似式を求め，今後の検討に用いた．求めた近似式のうち，ゴムの関係式を式(B1)，塩ビの関係式を式(B2)に示す．



(a) ゴム



(b) 塩ビ

図-B.2 引張試験結果

$$T_s = 0.0495x^3 - 0.358x^2 + 4.726x + 9.0729 \quad (B1)$$

$$T_s = 9.1481x + 14.406 \quad (B2)$$

### 付録C 防砂板のボルトピッチに関する考察

#### a) ボルトピッチの条件

本実験では防砂板のボルトピッチを，一般的に流通している塩ビ製防砂板の 500mm の半分の値を用いて 250mm と設定している．ただし，大型実験では，防砂板のボルトピッチを 250mm と 500mm に分けて設置し，ボルトピッチの違いによる影響を検討した．大型実験との比較を中型実験でも行ったが，こちらのボルトピッチは全て 250mm である．

#### b) 背後地との通水の影響

図-C.1，図-C.2 は防砂板に波を作用させたときに，防砂板と構造物の隙間より水が噴出した状態を示したものである．写真では噴出の状況が分かりにくいいため，図中には噴出箇所を破線の円で示している．なお，噴出の有無は目視で確認しており，噴出が緩やかな場合など，確認が困難なものは考慮していない．

噴出は防砂板の種類によらず，500mm ピッチの場合の隅角部において確認された．ただし，中型実験では図-C.3 に示すように(写真では噴出の状況が分かりにくいいため，図中には噴出箇所を破線の円で示している) 250mm ピッチ



図-C.1 水の噴出状況 1 (大型実験)



図-C.2 水の噴出状況 2 (大型実験)

チで隅角部に取り付けた箇所から泡の噴出が確認されたことから、隅角部における隙間を完全に防ぐことは難しいものと考えられる。ただし、噴出の程度で比較をすると、防砂板を山折りにして設置した隅角部（図中上側）は同程度であったが、防砂板を谷折りにして設置した隅角部（図中下側）については、塩ビ製防砂板にて生じた噴出はゴム製防砂板にて生じた噴出よりも穏やかであった。

c) 引き込まれ量の検討と考察

防砂板は本来、外力に対して固定間距離（埋立後は目地部）を端部として、円弧状に伸びるモデルを想定している。しかし、防砂板の固定が不十分な場合、防砂板は図-C.4のように、目地部方向に引き込まれることがある。防砂板の固定が不十分になる要因として、押え板を固定するボルトピッチが大きく、押え板に防砂板を固定するほどの力が作用していない箇所が生じたことを想定し、実験にて検証した。

実験前に防砂板を押え板で固定した状態で塗装を行い、防砂板が引き込まれることにより露出した未塗装箇所の大きさより幅方向の移動量（引き込まれ量）を調べた。図-C.5は実験前の、図-C.6、図-C.7は実験後の防砂板の設置状況である。引き込まれ量はボルトピッチによって大きく異なり、250mmピッチの場合、水平部の引き込まれはほぼ見られなかった。一方でピッチ500mmの場合は、全体で引き込まれが発生し、防砂板の引き込まれはボルトピッチが小さい程少なくなることを確認した。また、図-C.7(a)に着目すると、随所で固定部（矢印で示し

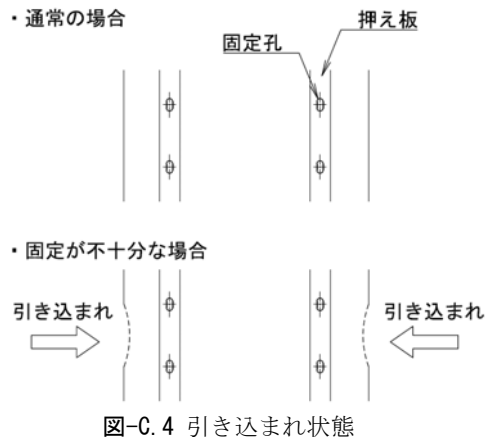


図-C.4 引き込まれ状態



図-C.5 引き込まれ確認（実験前）

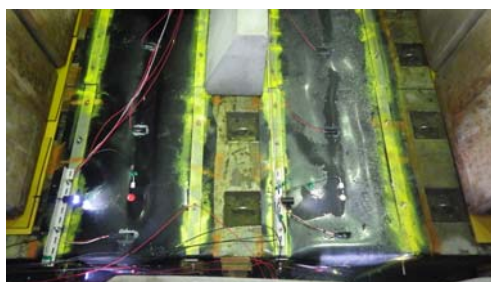
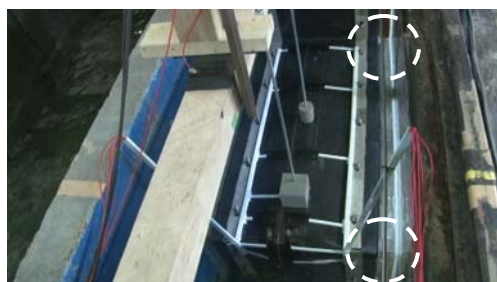


図-C.6 引き込まれ確認（実験後、水平取付部）



(a) ゴム製防砂板



(b) 塩ビ製防砂板

図-C.3 水の噴出状況（中型実験）

た箇所）に近づくほど引き込まれ量は小さくなる傾向が確認された。塗装が剥げて見えづらいが、図-C.7(b)でも同様の傾向が見られた。

図-C.8は引き込まれ量の測定状況、図-C.9は引き込まれ量の最大値を示したものである。水平方向に設置した防砂板は隅角部の方が大きく引き込まれており、作用した波圧の大きさに依存していることが考えられる。鉛直方向に設置した防砂板は水平方向よりも大きく引き込まれており、引き波による影響を受けていることが原因と考えられる。

大型実験では静穏環境下を想定した波を累計1時間程度作用させただけに過ぎないが、500mmピッチで固定した場合には、顕著な引き込まれが見られた。現地同様に、継続して波を作用させ続けた場合を想定すると、防砂板に作用する張力は固定孔に集中するものと考えられる。



(a) ゴム製防砂板



(b) 塩ビ製防砂板

図-C.7 引き込まれ確認 (実験後, 鉛直部)



図-C.8 引き込まれ量測定状況

図-C.10 は張力が固定孔に集中して作用した場合のメカニズムの予測である。①まず, 初期状態の固定部に張力が作用する。②固定孔が固定ボルトと接触し, 孔部に引裂の力が発生する。③張力が継続して作用することで, 防砂板の引裂が進み, 破断するといったものである。ただし, 本実験後では防砂板に引き込まれこそ確認されたが, 固定孔の引裂変形を確認することはできなかった。引き込まれによる防砂板の破壊メカニズムの解明には, 長期的に波を作用させ続けた際の変形を別途確認する必要がある。

引き込まれの発生により防砂板の破損が懸念される。また, 引き込まれがボルトピッチが大きいほど起こりやすいことから, 防砂板の固定には 500mm ピッチよりも 250mm ピッチが適していると考ええる。

#### d) 損傷の確認

図-C.11 は大型実験後の防砂板の展伸状況である。両防砂板には長さ方向に 2 本の跡がついており, 図中に破線で示している。図-C.12 はこれを拡大したもので, この跡がケーソン模型との擦れた跡であることが分かる。ケーソン模型との擦れは, 波圧作用後の防砂板の打ち付けや引き波によって発生するものと考えられる。摩耗の程度はいずれも差は無く, 大半が表面に浅い傷がつくような擦り傷で, 一部にえぐれたような傷が見られた。実験に用いたケーソン模型は, コンクリートからなる方塊ブロックを用いているため, これらの損傷は現場でも起こりうるものである。

今回用いた防砂板のうち, ゴム製防砂板は埋設した繊維が強度を持っており, 被覆したゴム層が保護材として

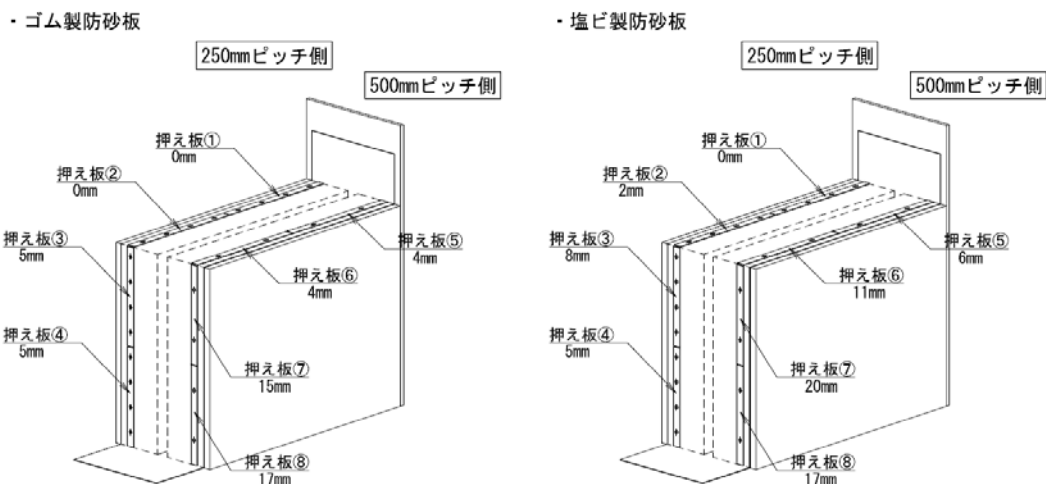


図-C.9 引き込まれ量の最大値

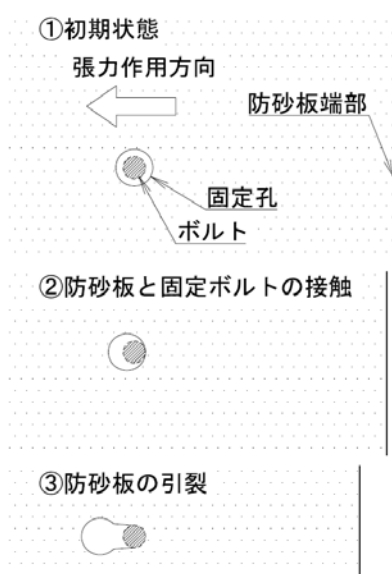


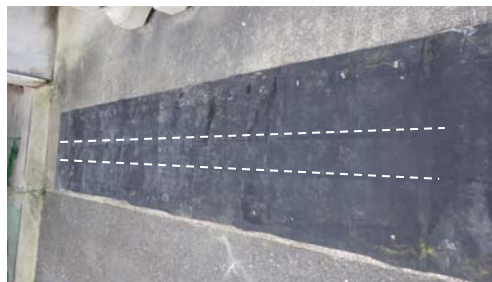
図-C.10 防砂板の引裂破損メカニズム (予測)

機能しているため、損傷による機能の低下はない。一方で、塩ビ製防砂板は本体が強度を持っているため、損傷に伴い性能の低下が発生する。前述のとおり、この損傷は静穏環境下を想定した波を累計1時間程度作用させた時点でのものであるため、防砂板設置後に長期間放置をすると、より程度の大きな破損が生じるものと考えられる。この擦れは波圧によって防砂板がコンクリート方塊と擦れ合ってきたものであると推定されるため、埋立を行い、挙動を防ぐことにより抑制できるものと考えられる。本実験に用いた防砂板においては、摩耗による破損を防ぐために設置後の早期埋立等の対策を取る必要がある。

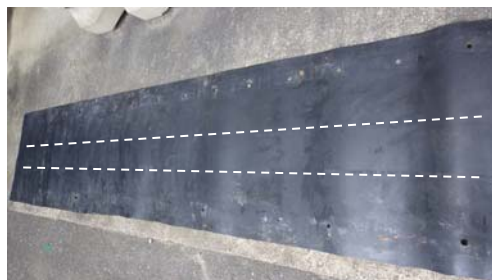
#### 付録D：防砂板に作用する波圧分布に関して

目地内部に作用する波圧の分布の詳細を調べるために、大型実験では模型の前面に3つ、各防砂板と木板の水平部に4つ、鉛直部に3つの波圧計を取り付け、測定を行った。防砂板に取り付けた波圧計の位置は図-4.3(c)に示した通りである。本項では、衝撃波圧と衝撃波圧を除いた波圧の大きさを比較し、衝撃波圧の影響が大きい箇所を特定することも目指す。なお、衝撃波圧を除いた波圧は、衝撃波圧の最大値が作用した時刻から30点(0.03秒間)の移動平均から算出した。

図-D.1は、模型前面に取り付けた波圧計の取付位置を示している。1から順に、H.W.L(水深 $h=1.40$ )、L.W.L( $h=1.15$ )、 $h=0.90$ を指している。図-D.2は模型前面に作用した波圧分布を波高別に示したものである。縦軸は



(a) ゴム製防砂板



(b) 塩ビ製防砂板

図-C.11 防砂板全景 (実験後)



(a) ゴム製防砂板



(b) 塩ビ製防砂板

図-C.12 擦れ箇所の一例 (実験後)

波圧の実測値  $p$  を  $\rho g H$  で除して無次元化した値を、横軸は波圧計取付位置を示している。なお、波高  $H=0.3\text{m}$  の波については測定ができていなかったため、図-D.1(b)ならびに後述する図-D.5には掲載していない。

模型前面に作用する波圧については、既往の研究結果と同様に、無次元波圧強度の値は、水表面を中心として大きくなり、水深  $h=1.15$  の場合は波圧計2の値が、水深  $h=1.40$  の場合は波圧計1の値が最大になることが確認さ

れた。波高に着目すると、水表面ならびに水中では波高が大きくなるほど無次元波圧強度が下がる傾向が見られたが、その差は微小であった。各々の最大値と移動平均値を比較すると、いずれもほぼ同値を示しており、衝撃波圧が作用していないことが分かる。

図-D.3は、防砂板に取り付けた波圧計の取付位置を示している。波圧計4は模型前面の端部から100mmの位置を指し、波圧計5~7は波圧計4から水平方向に600mmスパンで取り付けている。波圧計8~10は波圧計1~3と同じ標高となる位置を指している。図-D.4は作用波の周期が $T=3.0s$ の時の、水深及び波高別の各波圧計の無次元波圧強度を示したグラフである。また、図-D.5は $T=5.0s$ の、図-D.6は $T=7.0s$ の時のグラフである。

水平方向に設置した防砂板に取り付けた波圧計4~7について、木板に作用した波圧は防砂板に作用した波圧をほぼ上回った。木板は埋立後の防砂板を模擬していることから、防砂板のたわみや伸びが作用波圧の低減に寄与していることが確認された。水深における比較をする

と、防砂板に作用する波圧（最大値，移動平均値）は高潮位の方が若干大きくなったが、いずれも最大値と移動平均値の値に大きな差は無く、防砂板に生じる衝撃波圧がさほど大きくないことが分かる。これは4章で述べたように、空気が密閉されており、波面上昇を抑制していたことにあると考えられる。対して木板に作用する

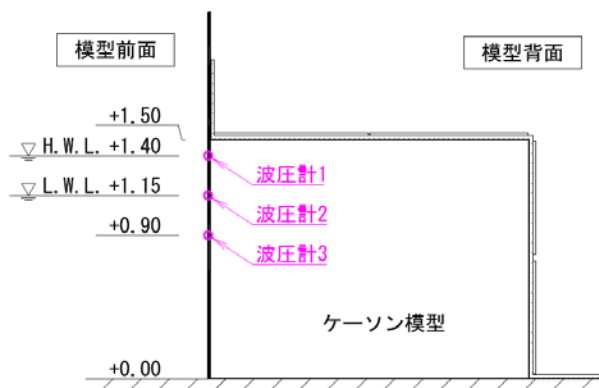
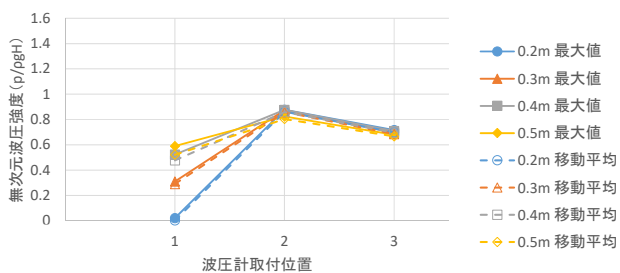
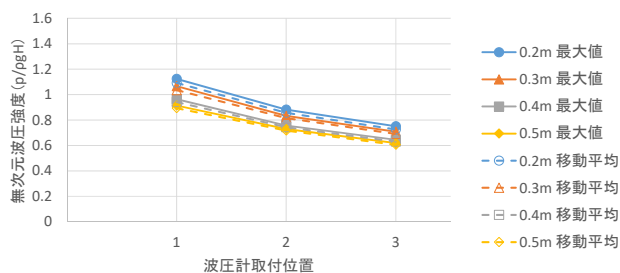


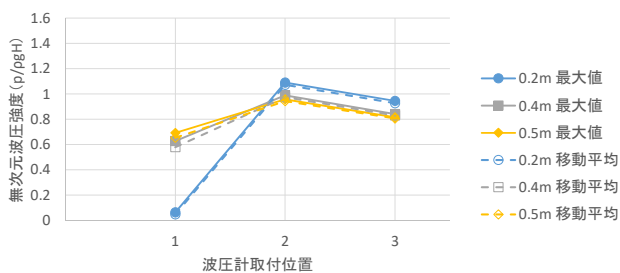
図-D.1 模型前面の波圧計取付位置



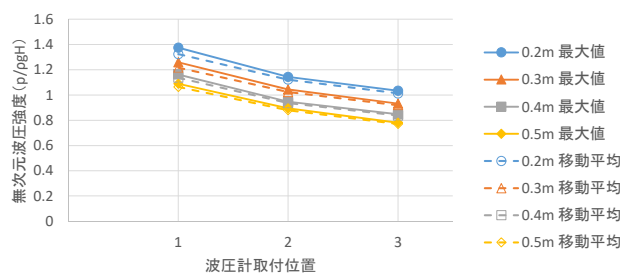
(a)水深  $h=1.15$ , 周期  $T=3.0s$



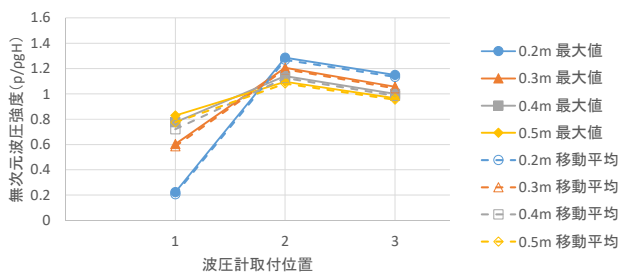
(b)水深  $h=1.40$ , 周期  $T=3.0s$



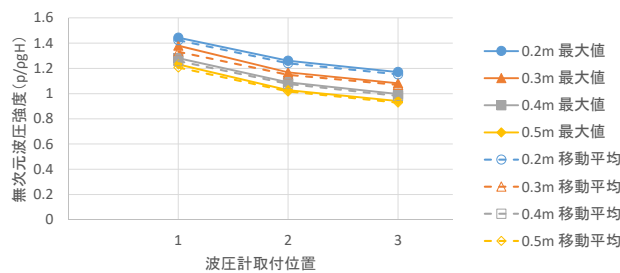
(c)水深  $h=1.15$ , 周期  $T=5.0s$



(d)水深  $h=1.40$ , 周期  $T=5.0s$



(e)水深  $h=1.15$ , 周期  $T=7.0s$



(f)水深  $h=1.40$ , 周期  $T=7.0s$

図-D.2 模型前面の波圧分布

波圧は高潮位時の方が大きくなった。この理由は、図-D.7に示す位置に隙間が生じており、空気が入り出ることができるようにになっていることにある。目地内部が防砂板を設置した時と異なり、密閉された空間となっていないことにある。そのため、波面は空気による上昇の低減を受けずに木板に接触することになる。また、潮位が高い（水面とのクリアランスが小さい）ほど衝撃波圧や波圧の作用時間が大きくなるためにこのような差が見られた。

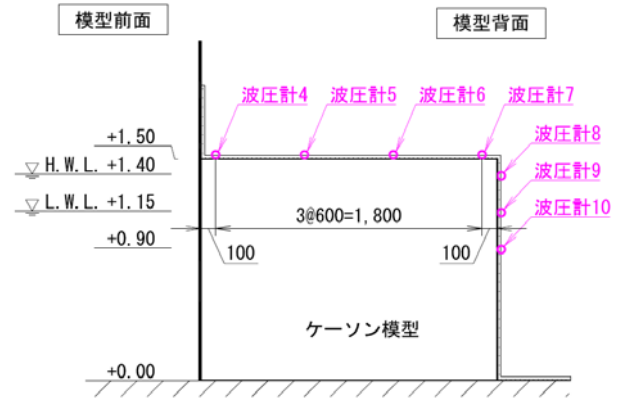
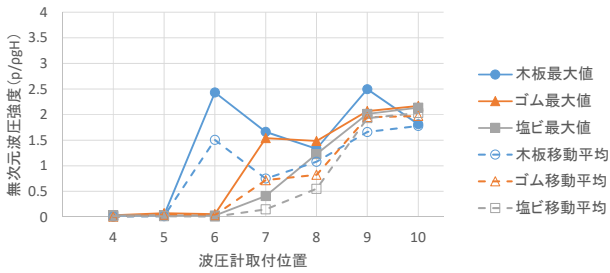
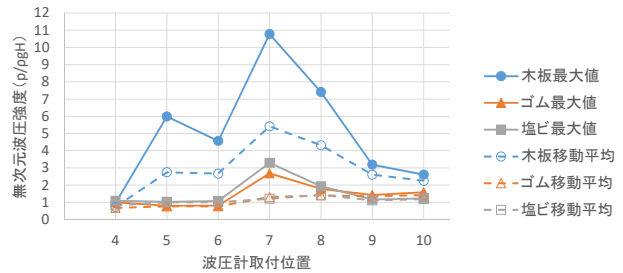


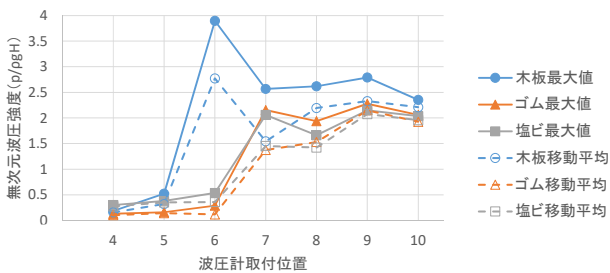
図-D.3 防砂板の波圧計取付位置



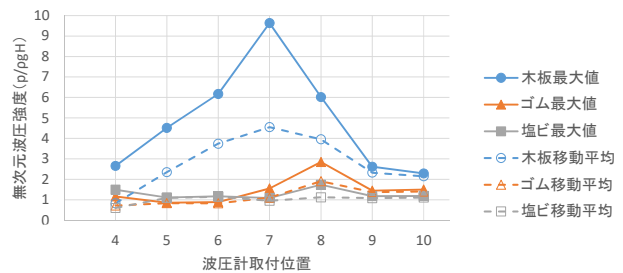
(a)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.2\text{m}$



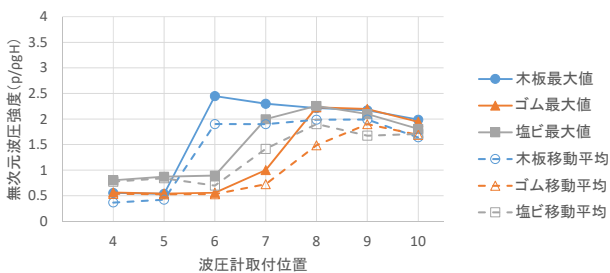
(b)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.2\text{m}$



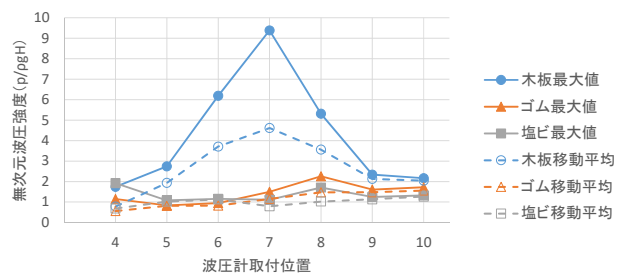
(c)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.3\text{m}$



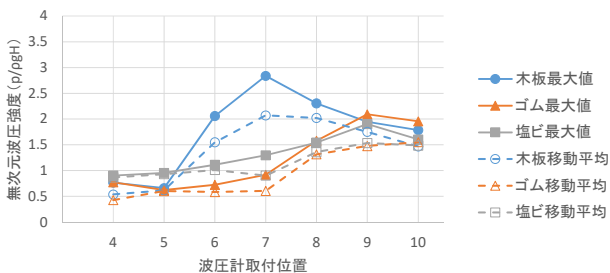
(d)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.3\text{m}$



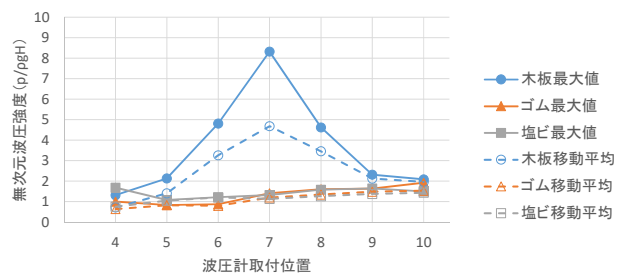
(e)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.4\text{m}$



(f)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.4\text{m}$



(g)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.5\text{m}$



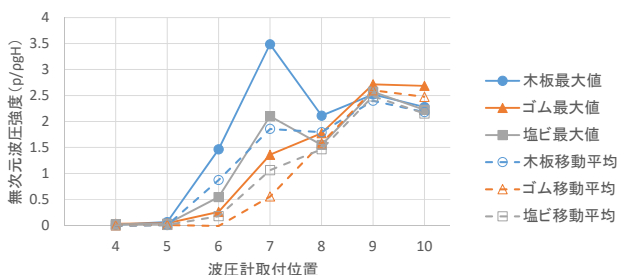
(h)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.5\text{m}$

図-D.4 目地部の波圧分布表 (周期  $T=3.0\text{s}$ )

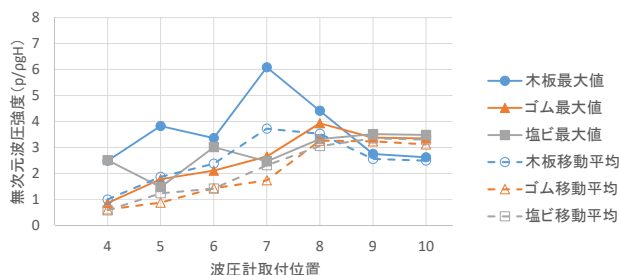


水平方向に取り付けた波圧計4~7の波圧分布の傾向にはばらつきが見られた。大きく四つに分けられ、①：模型背面の隅角部（波圧計7）に近づくほど波圧が大きくなる場合で、波圧分布表の中で最も多く見られた傾向である。②：①の傾向に加えて波圧計4の値が波圧計5,6の値を上回る場合で、波高が高いあるいは高潮位時の防砂板の最大値で見られた傾向である。③：波圧計6の値が最大となる場合で、低潮位時の木板と高潮位時における塩ビ製防砂板の最大値で見られた傾向である。④：波圧計5の値が大きくなる場合で、長周期時の木板の最大値に多く見られた傾向である。①について、鉛直方向に

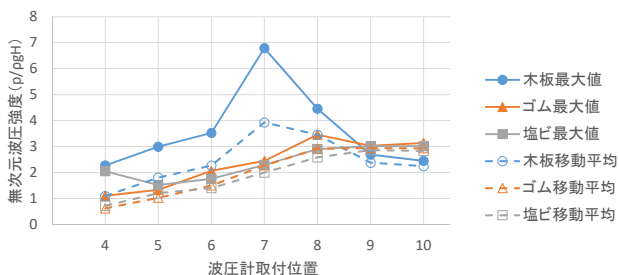
設置した防砂板に目地内部を通過した波による揚圧力や、目地内部に水が流入した際に生じる水圧が模型の背面側から順に作用するものと考えると妥当な傾向である。②について、発生条件を考慮すると、波面が防砂板に接触する際に生じる衝撃波圧によるものと分かる。波圧計4は模型前面に最も近く、空気圧縮による衝撃波圧の低減効果も他の波圧計と比較して小さかったことから、波圧計5,6の値を上回ったものと考えられる。なお、同箇所を移動平均値と比較すると、①で示した傾向となり、波圧計4の値は最も低くなる。③について、木板では移動平均も波圧計6が波圧計7を上回ったが、塩ビ製防砂



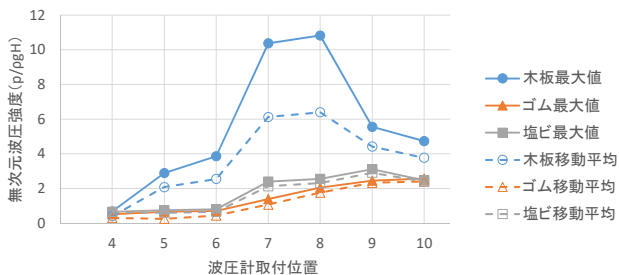
(a)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.2m$



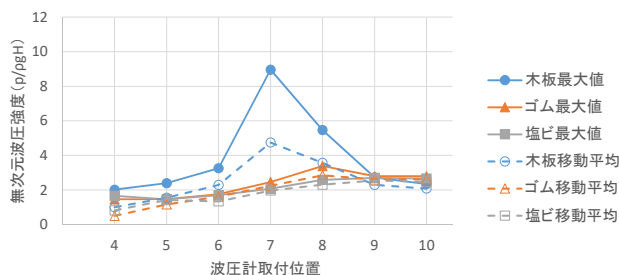
(b)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.2m$



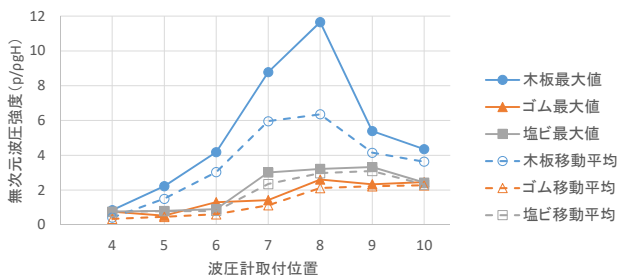
(c)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.3m$



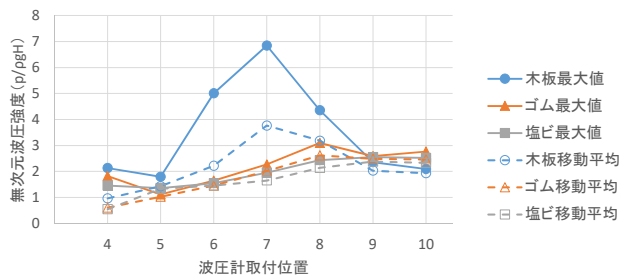
(d)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.4m$



(e)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.4m$



(f)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.5m$

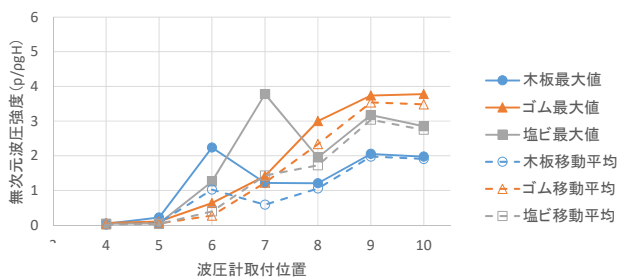


(g)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.5m$

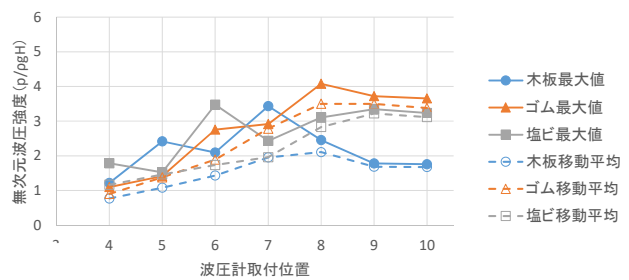
図-E.5 目地部の波圧分布（周期  $T=5.0s$ ）

板では移動平均は①のような傾向が見られる違いが見られる。塩ビ製防砂板の場合は空気圧縮により波圧計7に生じる衝撃波圧が緩衝されたものと推測されるが、木板については、波圧計に作用する時間に差があるためなのか、推測が困難である。④について、発生条件より波圧計5に衝撃波圧が作用しやすい状況にあったことが原因と分かる。実際に、図-D.6(g)に示す条件を例とすると、波圧計5では移動平均値に対して3.6倍の波圧が作用しているが、他の波圧計では1.7倍と、その差は大きいことが分かる。この傾向が防砂板では見られなかったことから、木板に設置した波圧計5の前後に生じている隙間

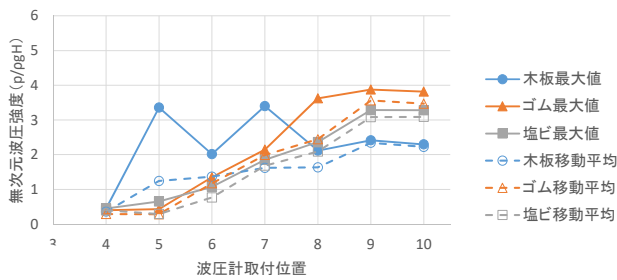
によって空気の圧縮および衝撃波圧の低減が生じず、他の波圧計より大きな値を示したものと考える。鉛直方向に取り付けた波圧計8~10の波圧分布の傾向では、静水面に位置する波圧が最大となり、静水面から離れるほど（水深  $h=1.15$  の場合は水中、気中の順で）低くなる傾向が見られた。また、静水面以下に取り付けた波圧計は波の条件問わず衝撃波圧の影響を受けていないことが分かる。一方で水表面では衝撃波圧の影響を受ける傾向が見られ、図-D.8のように目地内部で砕波した波が静水面付近で衝突していることが確認できる。波圧計4~7との大きな違いは、周期が長いほど防砂板に作用した波圧が、



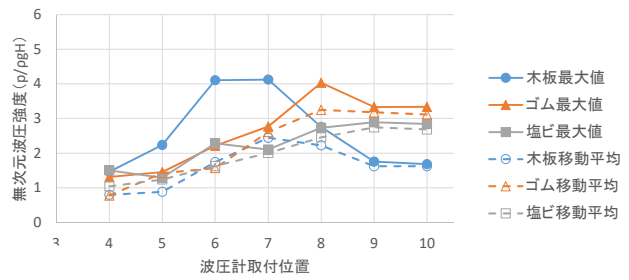
(a)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.2m$



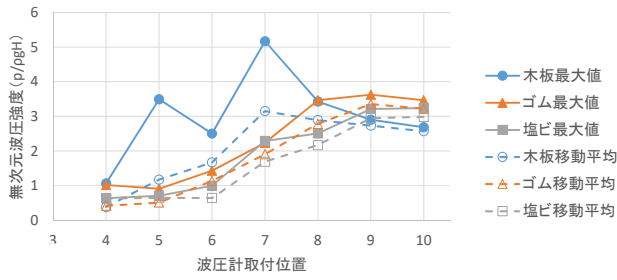
(b)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.2m$



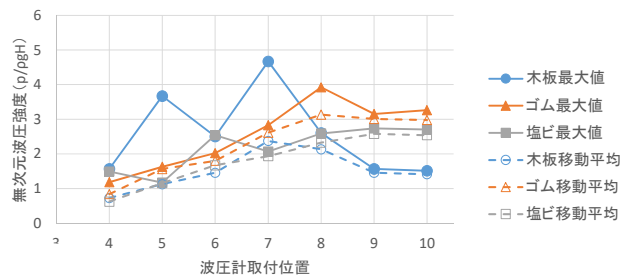
(c)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.3m$



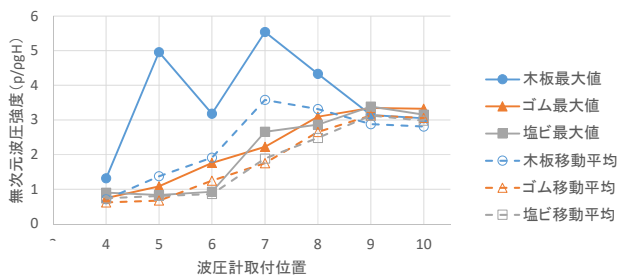
(d)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.3m$



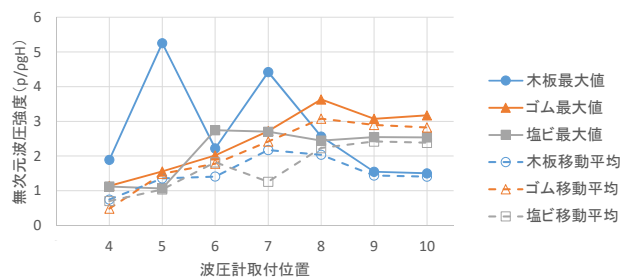
(e)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.4m$



(f)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.4m$



(g)水深  $h=1.15$ , 波高  $H=0.5m$



(h)水深  $h=1.40$ , 波高  $H=0.5m$

図-D.6 目地部の波圧分布 (周期  $T=7.0s$ )

木板に作用した波圧を超える傾向にある点である。これは、鉛直方向に設置した木板と観測窓との間にも隙間があり、波圧作用時に木板に作用した波圧は、隙間から逃れようとするが、防砂板にはこのような隙間は存在しないため、作用した波圧を受け続けることになるためである。

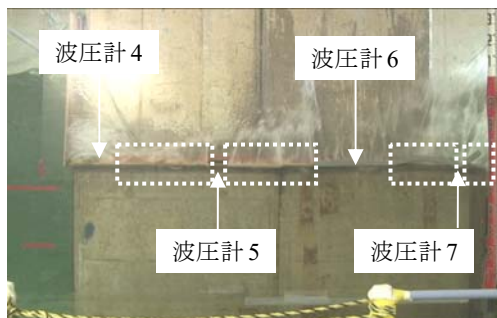


図-D.7 隙間発生箇所（木板設置目地部）

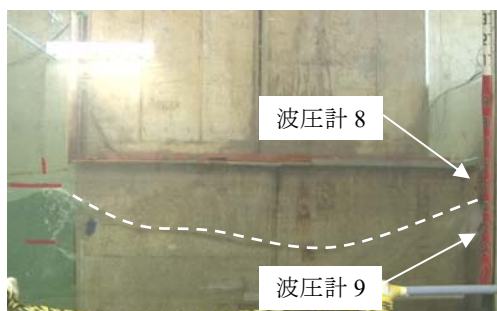


図-D.8 進行波衝突状況  
( $h=1.15$ ,  $T=3.0s$ ,  $H=0.5m$ )

港湾空港技術研究所報告 第56巻第1号

2017. 3

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 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 © (2016) by MPAT

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

この資料は、海上・港湾・航空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、複写は海上・港湾・航空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. A novel method of estimating joint-plate deformation due to wave and soil pressure  
..... Kojiro SUZUKI, Yuichiro TAKEBE, Kazuki HORII, Yoshio NISHIO ..... 3
2. Enhancement of accuracy of prediction of tsunami force in overflow for design of tenacious breakwater  
..... Naoki TSURUTA, Kojiro SUZUKI, Tsukasa KITA,  
Masafumi MIYATA, Masahiro TAKENOBU ..... 37