

(一財) 港湾空港総合技術センター  
令和6年度 研究開発助成 成果報告書

助成番号 : 令和 6 年 2 月 21 日付 第 18 - 3 号

研究開発項目 : (番号③) 港湾、海岸及び空港における大規模災害対策 に関するもの

防波堤の耐津波化に向けた後趾近傍の  
マウンド部分固化範囲の検討

令和 7 年 4 月 28 日

豊橋技術科学大学

松田 達也





## 目 次

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| 1. 緒言 . . . . .                   | 1  |
| 1.1 研究背景                          |    |
| 1.2 研究目的                          |    |
| 2. 遠心模型実験 . . . . .               | 3  |
| 2.1 実験概要                          |    |
| 2.2 摩擦係数計測実験                      |    |
| 2.3 ケーソン式防波堤の単調載荷実験               |    |
| 3. 3次元個別要素解析 . . . . .            | 9  |
| 3.1 個別要素解析の概要                     |    |
| 3.2 球形粒子を用いた捨石材モデル化のための回転抵抗の導入    |    |
| 3.3 ケーソンー捨石間の摩擦係数の設定              |    |
| 3.4 ケーソン式防波堤の単調載荷実験の再現解析          |    |
| 3.5 Bond モデルを導入した改良体の一軸圧縮シミュレーション |    |
| 4. 結言 . . . . .                   | 18 |
| 付録 . . . . .                      | 19 |
| 参考文献 . . . . .                    | 21 |



## 1. 緒言

### 1.1 研究背景

東北地方太平洋沖地震による津波で多くの防波堤が倒壊したが、これまでに多くの研究機関において被災メカニズム解明に向けた研究が行われてきた。例えば、ケーソン下の捨石や支持地盤の安定性に着目した研究として、三宅ら（2009）<sup>1)</sup>は遠心力場模型実験により津波作用時の捨石への浸透や支持地盤における間隙水圧応答を分析し、安定性について評価した。宮本ら（2014）<sup>2)</sup>は三宅らが開発した遠心力場模型実験装置を改良し、遠心力場での津波越流実験を行った。その結果、浸透によるマウンド不安定化に伴うケーソンの転倒過程において、マウンド内の浸透による局所的な動水勾配の増大に伴って捨石がボイリングし、ケーソンがマウンドにめり込みながら傾斜していくことを示した。笠間ら（2013）<sup>3)</sup>は重力場水理模型実験により津波作用下での浸透力を考慮した捨石マウンドの支持力特性を検討し、浸透力を考慮した支持力低減率を提案した。有川ら（2013）<sup>4)</sup>は比較的縮尺比が大きいスケールの重力場の水理模型実験により複数断面の防波堤について津波越流時の破壊モードを検討し、支持力破壊と転倒に対する安全率が基礎部である捨石や支持地盤に洗掘が生じることで減少することを示した。高橋ら（2013a<sup>5)</sup>、2013b<sup>6)</sup>）は遠心力場模型実験により実物スケールの地盤応力を考慮した検討を行い、2種類の粒径が異なる砕石を用いて支持力破壊のモードの違いを示した。松田ら（2021）<sup>7)</sup>は津波による防波堤の被災メカニズムを明らかにするため、地盤工学的視点に立ち、ケーソン式防波堤を対象とした波外力による大変形に至るまでのプロセスを重視した破壊モード分析を実施した。その結果、ケーソンが滑動後（または、それと同時に）にマウンドへ沈み込むことでケーソンが傾斜し、耐力が低下しながら支持力破壊を伴う大変形へ進展することを明らかにした。

これらの成果を踏まえ、津波が作用する防波堤において想定される破壊モードを図-1に示す。

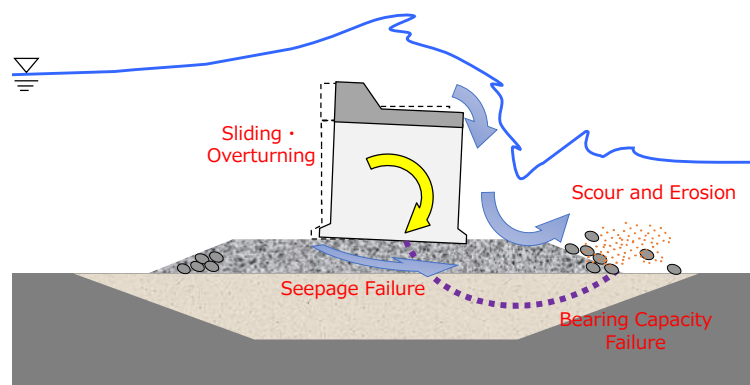


図-1 津波が作用するケーソン防波堤の破壊モード

一方で、東北地方太平洋沖地震以降、津波に対して粘り強い構造の防波堤が求められるようになり、粘り強い構造形式に関する検討が行われてきた。特に港内側のケーソン背後に腹付工を設置する構造形式については、平成30年に改定された港湾の施設上の基準・同解説<sup>8)</sup>において、腹付工による耐津波効果の確認手法が明確化された。

Takahashi et al. (2021)<sup>9)</sup>は腹付工による端趾圧の低減効果について分析を進めているが、より粘り強い構造の防波堤を築造するためには、端趾圧に対する抵抗力を増加させる工夫が必要と考える。このため、粘り強い構造の防波堤を築造するためには、端趾圧に対する抵

抗力を増加させる工夫が必要と考える。

この解決方法の一つとして、ケーソンを支える捨石マウンドに可塑性グラウトを注入した部分固化工法を導入することで粘り強い構造を構築できる可能性を考えた。我が国では、重力式岸壁下の捨石マウンド固化による増深化等を目的として、可塑性グラウトの活用が検討されている<sup>10)・11)</sup>。これまでのところ、防波堤下の捨石マウンドへ可塑性グラウトを注入し、固化させることを目的とした検討事例はないが、重力式係船岸の増深工法に関する施工の手引き（案）<sup>12)</sup>では、防波堤下のマウンドへ可塑性グラウト注入を注入固化させ、“粘り強い構造”の補強工法としての可能性が記載されており、本方法を防波堤の粘り強い耐津波化技術に援用できる可能性が示唆されている。しかしながら、具体的な対策効果を検討した事例はこれまでにない。

## 1.2 研究目的

本研究では、ケーソンを支える捨石マウンドに可塑性グラウトを注入した部分固化工法を導入することで、防波堤に耐津波に対する粘り強い構造の構築を提案することが最終目的である。

本工法における防波堤の対策効果は、次のことが期待できる；

- ① ケーソンに作用した津波力による捨石マウンドへの端趾圧に対する抵抗とケーソン沈み込みの防止
- ② ケーソンを隔てた港内外水位（水頭）差に伴う捨石マウンド内浸透による支持力低下の防止

松田ら<sup>13)</sup>は①の効果に着目し、改良体による端趾圧に対する抵抗力の強化を検討した。その結果、ケーソン後趾付近の捨石を部分固化させることで、載荷時にケーソン後趾の沈み込みを低減させ、支持力破壊から滑動主体の挙動を誘発できることを、個別要素法を用いた数値実験で明らかとした。

本研究では、津波作用時の可塑性グラウトにより固化した改良体に作用する外力特性を明確とし、防波堤の構造形状に応じた本対策工における有用な改良範囲を規定するため、個別要素法を用いた数値実験による三次元挙動の分析を行う。さらに、解析結果のベントマークデータの取得として遠心模型実験を実施し、数値実験と模型実験の両者により挙動の解明を踏まえ、改良範囲がケーソン式防波堤の挙動に与える影響を検討する。

## 2. 遠心模型実験

### 2.1 実験概要

本実験は、東洋建設株式会社鳴尾研究所が所有するビーム型遠心力载荷装置を使用し、遠心力  $60g$  場で実験を行った。本実験では、ケーソンー捨石間およびケーソンー改良体間の摩擦係数を把握するための実験と単調载荷に伴うケーソン式防波堤の挙動を分析するための実験を実施しており、以下にその詳細を示す。

### 2.2 摩擦係数計測実験

#### 2.2.1 実験概要

摩擦係数計測実験はケーソンー捨石間およびケーソンー改良体間のそれぞれの摩擦係数を測定することが目的である。模型装置の概要を図-2 に示す。実験は気中で実施し、マウンド以深の支持地盤は剛地盤とした。ケーソンは幅  $270\text{ mm}$ 、高さ  $190\text{ mm}$ 、奥行き  $145\text{ mm}$  の寸法であり、アルミ製の模型を用いて中詰砂で密度を調整している。捨石材は実物質量を踏まえ、 $4.75\text{ mm}$  から  $9.50\text{ mm}$  の粒径範囲の砕石を使用した。マウンド層厚  $50\text{ mm}$ 、砕石の間隙率  $40\%$  を目標とし、マウンドを 5 層に分けて各層ごとに締固めを行った (図-2(a))。改良体模型はアルミ製の板を用いて、剛地盤上に敷設した (図-2(b))。ケーソン側面には土槽壁面との摩擦を低減させるため、グリスを塗布したスポンジテープを貼付した。

作製した模型を遠心力载荷装置にセットアップし、遠心加速度  $60g$  となるように装置を稼働させた。実験中はスクリージャッキを用いて  $1.0\text{ mm/min}$  でケーソン下部に単調载荷を行った。载荷用フレームに設置したロードセルで荷重を計測し、ケーソンの水平変位は 2 台のレーザー変位計の平均から求めた。また、レーザー変位計の上下の水平差からケーソンの傾きを算出した。

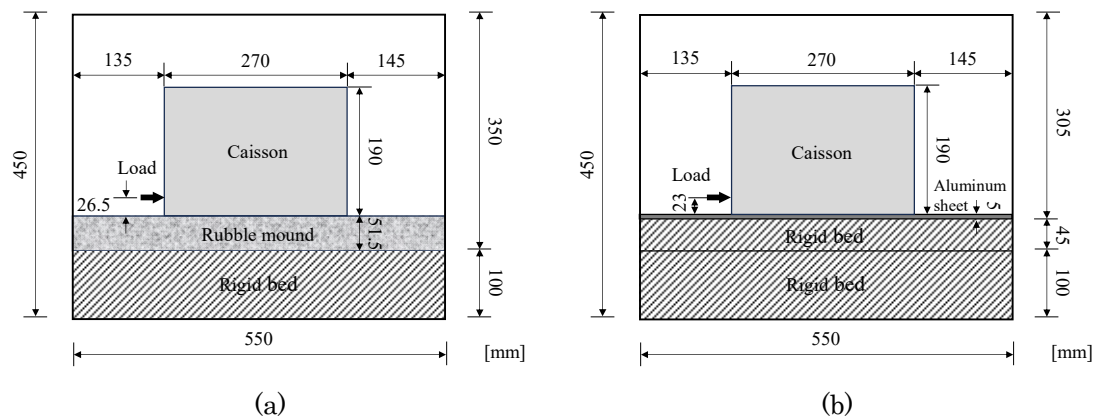


図-2 摩擦係数計測実験の概略：  
ケーソンー捨石間, (a); ケーソンー改良体間, (b)

#### 2.2.2 実験結果

##### (a) ケーソンー捨石間の摩擦係数

図-3 にケーソンー捨石間を対象とした摩擦係数試験の無次元水平荷重ー水平変位の関係を示す。無次元水平荷重とは、载荷用フレームに設置されたロードセルで計測した荷重を、ケーソンの自重で除して算出した値を表している。水平変位は、測定値を実物スケールに換算したものである。実験では実物の  $1/60$  縮尺模型を用いたため、測定値を  $60$  倍して算出し

た値である。無次元水平荷重の最大値は载荷初期に発現し、0.51 を示した。また、最大値に到達後、緩やかに荷重が減少した。

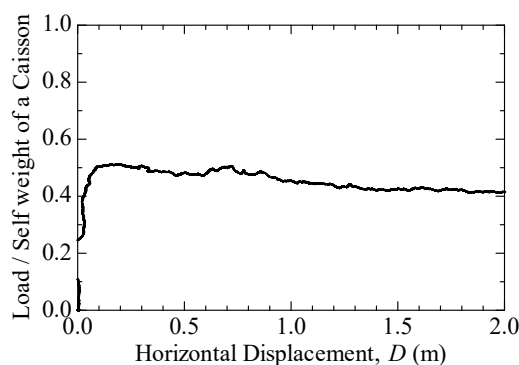


図-3 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー捨石間

#### (b) ケーソンー改良体間の摩擦係数

図-4 にケーソンー改良体間を対象とした摩擦係数試験の無次元水平荷重ー水平変位の関係を示す。载荷初期のケーソンが変位した瞬間の摩擦係数は 0.1 から 0.2 程度であった。水平変位 0.2 m において無次元水平荷重は約 0.35 であり、その後も 0.35 程度を維持した。

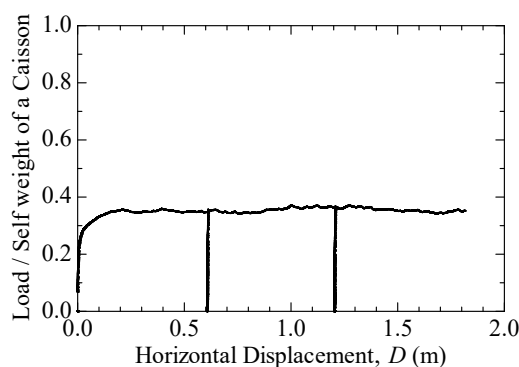


図-4 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

## 2.3 ケーソン式防波堤の単調载荷実験

### 2.3.1 実験概要

図-5 にケーソン式防波堤の単調载荷実験の概要を示す。本実験では、港内側の法面勾配を 1:2 に形成し、载荷位置はケーソン高さの半分の位置に設定した。また、アルミ製の角材を改良体として使用し、ケーソン後趾付近のマウンドに設置した。マウンド層厚は 33 mm とし、改良体を施さないケース、改良体を施したケース（改良体幅  $b = 33$  mm および  $b = 66$  mm）の計 3 パターンで実験を行った。

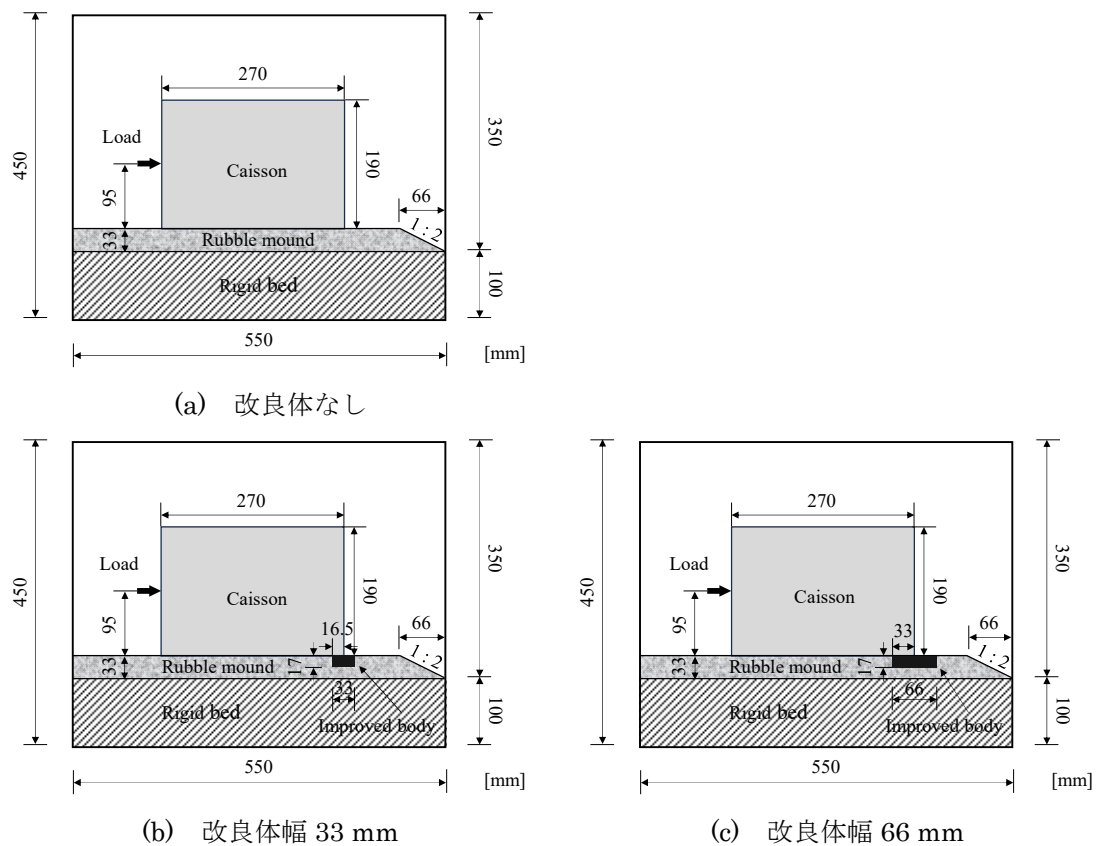


図-5 ケーソン式防波堤の単調載荷実験におけるケース概略

## 2.3.2 実験結果

### a) 載荷に伴うケーソン式防波堤の変状

図-6 にケーソンの水平変位が 2.0 m に到達するまでの変化の様子を示す。ただし、対策を施していないケースについては実験終了時の 1.98 m までを示す。各図の赤色点線枠は、ケーソンおよびマウンドの初期位置を表している。

すべてのケースにおいて、マウンドに大きな変形は見られなかったが、対策を施していないケースでは、載荷の進行とともにケーソン後趾付近においてマウンドへの沈み込みが生じ、ケーソンが傾斜している様子が確認された。一方で、改良体を設置したケースでは改良体の上をケーソンが滑動した。しかしながら、改良体幅が 33 mm のケースでは、図-7 に示す通り、ケーソン下における改良体と碎石の間に隙間が生じた。これは、ケーソンの変位に伴い改良体も同様に変位したことで生じたものと考えられる。

### b) 捨石マウンドの変状

図-8 にケーソンの水平変位が約 1.0 m に到達した時点におけるマウンドのせん断ひずみ分布を示す。対策を施していないケースでは、ケーソン下部でせん断ひずみの発生が一様に見られる。さらに、ケーソン後趾から後方斜め下方向に向かって著しくせん断ひずみが発生しており、支持力破壊（すべり破壊）が生じていると考える。一方、対策を施したケースにおいて、改良体幅が 33 mm の場合は、対策を施していないケースと同様にケーソン下部でせん断ひずみが発生している。改良体後方は画像の解像度の関係で解析ができなかった。改良体幅 66 mm の場合は、他のケースと異なり、ケーソン下部の様なせん断ひずみが見られないが、改良体周りで局所的にせん断ひずみが発生した。対策を施していないケースで



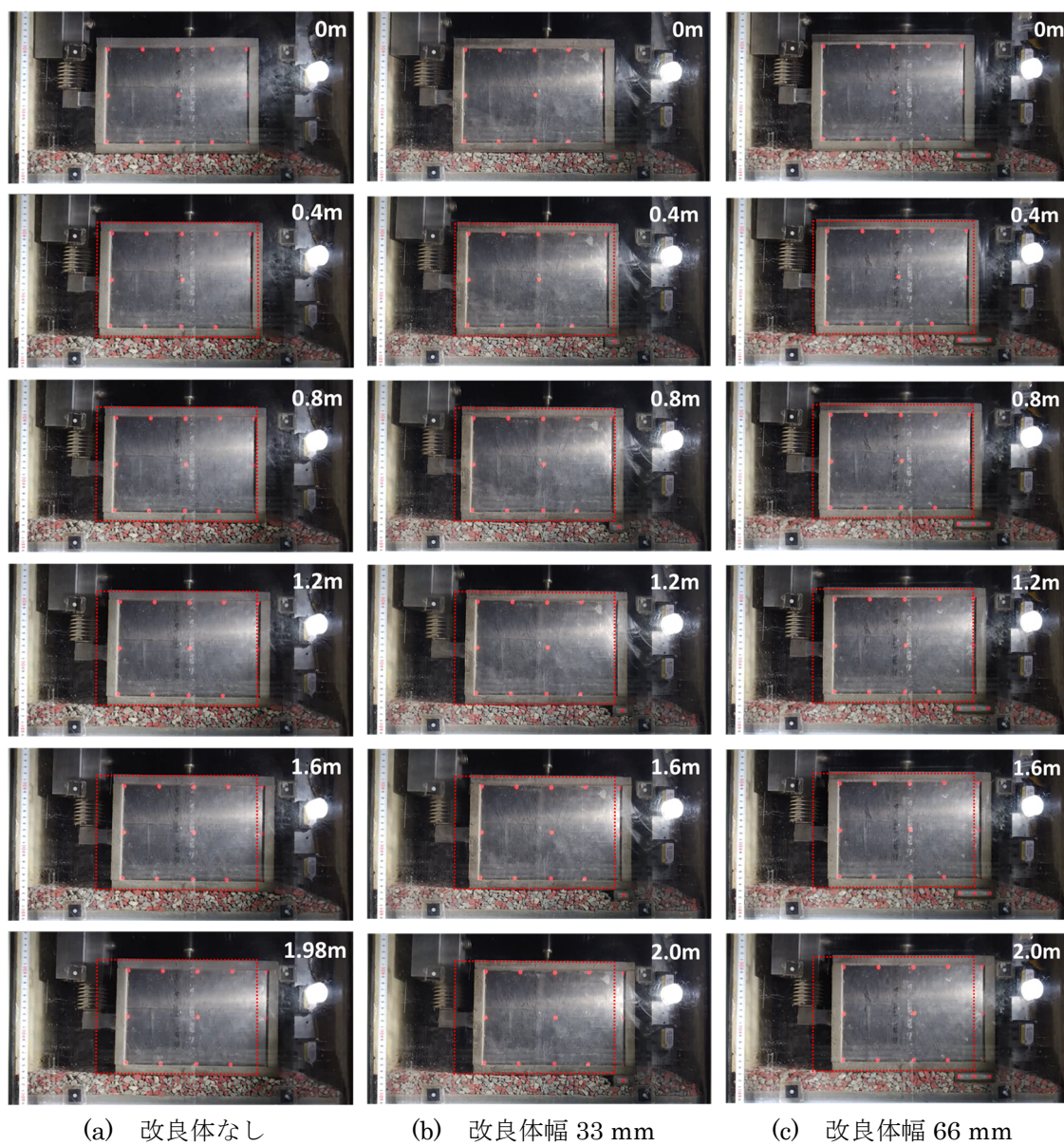


図-6 載荷に伴うケーソン式防波堤の変状

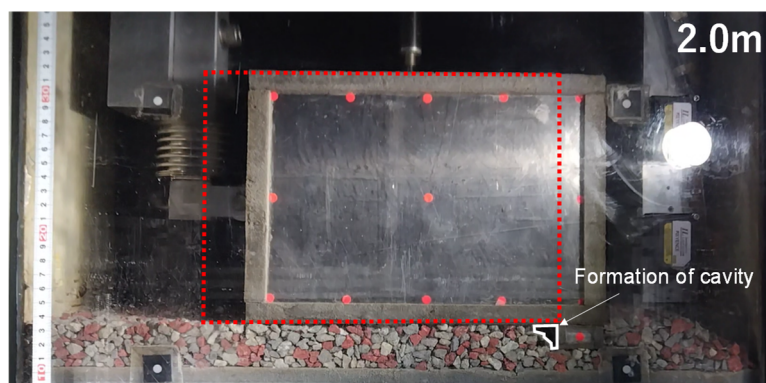
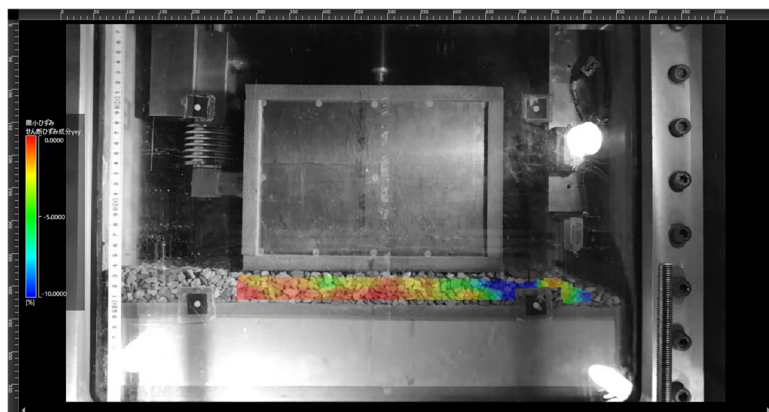


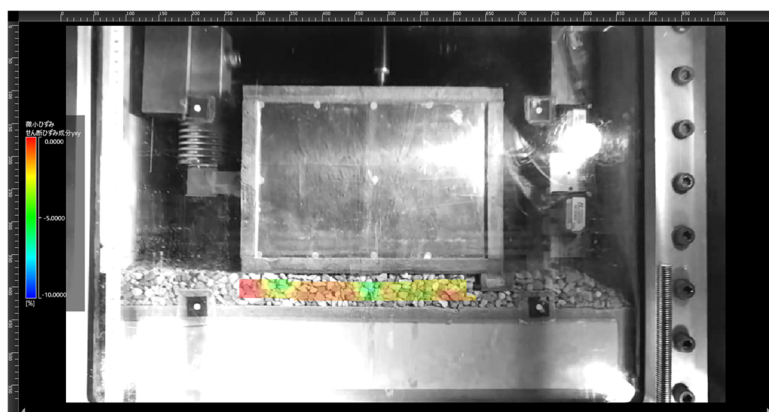
図-7 改良体幅 33mm のケースで生じた捨石と改良体間の空洞



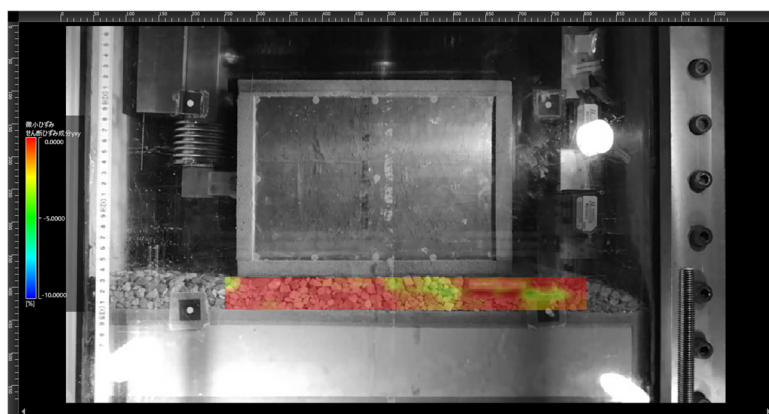
発生した，ケーソン後趾から後方へのせん断ひずみは，改良体を設置することで低減されたと考える．



(a) 改良体なし



(b) 改良体幅 33 mm



(c) 改良体幅 66 mm

図-8 画像解析によるマウンドに生じたせん断ひずみ分布の可視化

c) ケーソンへの無次元水平荷重と水平変位の関係

図-9 に無次元水平荷重と水平変位の関係を示す．すべてのケースにおいて，無次元水平荷重は概ね 0.4 程度となった．各ケースにおいて，载荷初期に無次元水平荷重が増加してピークを迎えた後，ケーソンの水平変位が大きくなるにつれて緩やかに減少する傾向が見ら

れた。また、改良体の有無や改良体幅に関係なく、荷重の挙動は全体的に類似した傾向を示した。

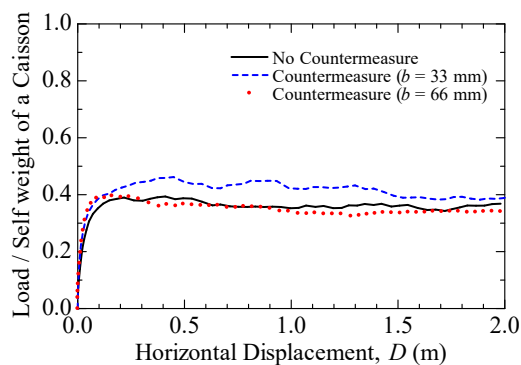


図-9 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

d) ケーソンの傾斜角と水平変位の関係

図-10 にケーソン傾斜角と水平変位の関係を示す。傾斜角は初期姿勢の状態を  $0 \text{ deg.}$  とし、時計回りの回転を正值とした。改良体がないケースで傾斜角が大きく、改良体幅が大きくなるに従い、傾斜角が小さくなる傾向を示した。特に、载荷初期では改良体を設けていないケースでは急激に増加するが、改良体を設けることで傾斜角の増加が抑制された。これらの結果から、改良体を設置することでケーソンの傾斜角を効果的に抑制できることが示され、改良体の幅が大きくなるほどその効果が顕著に発揮されることが明らかとなった。

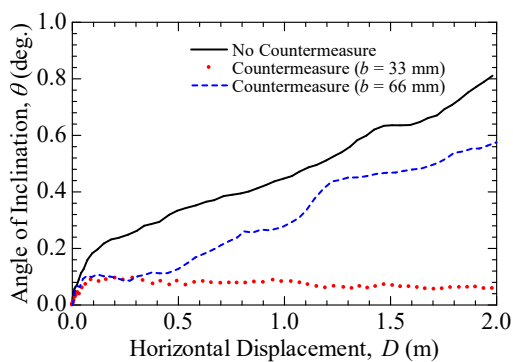


図-10 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

### 3. 3次元個別要素解析

#### 3.1 個別要素解析の概要

個別要素法 (DEM) は Cundall and Strack (1979)<sup>14)</sup>により提案された離散体解析手法であり, 個々の粒子運動を計算する. 本研究では, 3次元個別要素解析ソフトウェアである Ansys Rocky 24.2.0 を用いて解析を実施した. 以下に, 粒子要素の並進と回転の運動方程式を示す.

$$m_i \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} = \mathbf{F}_i \quad (1)$$

$$I_i \frac{\partial \boldsymbol{\omega}}{\partial t} = \mathbf{M}_i \quad (2)$$

ここで,  $m_i$ : 着目粒子要素  $i$  の質量,  $\mathbf{u}$ : 着目粒子要素  $i$  の変位速度ベクトル,  $\mathbf{F}_i$ : 着目粒子要素  $i$  に作用する外力ベクトル,  $I_i$ : 着目粒子要素  $i$  の慣性モーメント,  $\boldsymbol{\omega}$ : 着目粒子要素  $i$  の角速度ベクトル,  $\mathbf{M}_i$ : 着目粒子要素  $i$  に作用するモーメントを示す. 粒子要素の運動は, 粒子要素に作用する外力と粒子要素間で生じる接触力を総和して, 式(1), (2)より加速度を算出し, 時間積分により速度, 変位を求め, 位置を更新する.

本研究では, 粒子要素間や粒子要素と境界間の接触モデルに Walton & Braun<sup>15)</sup>によって提唱された Hysteretic linear spring model を採用した. このモデルの特徴として, 力が反発的に働くことに加え, 十分なエネルギー散逸を許容することが可能な点である. また, 粘性減衰を用いていないため, エネルギー散逸は隣接粒子間の相対速度に依存せず, 他の接触に影響されない散逸が可能である. さらに, 残留するオーバーラップ部分における接触力をほぼゼロにできるため, 圧縮性物質を正確にモデル化することも可能である.

式(3)は, 2つの粒子要素間に働く法線方向力を示す. また, 式(4)は, あるタイムステップと直前のタイムステップにおけるオーバーラップ体積の差を示している.  $\Delta S_n$  が正の値の場合, 粒子同士の接近している (Loading: 荷重) ことを意味し, 負の値の場合, 粒子要素同士が離れている (Unloading: 除荷) ことを示す.

$$F_n^t = \begin{cases} \min(K_{nl} S_n^t, F_n^{t-\Delta t} + K_{nu} \Delta S_n) & \text{if } \Delta S_n \geq 0 \\ \max(F_n^{t-\Delta t} + K_{nu} \Delta S_n, \lambda K_{nl} S_n^t) & \text{if } \Delta S_n < 0 \end{cases} \quad (3)$$

$$\Delta S_n = S_n^t - S_n^{t-\Delta t} \quad (4)$$

$F_n^t$  は現在のタイムステップの法線方向力,  $F_n^{t-\Delta t}$  は 1 つ前のタイムステップの法線方向力,  $S_n^t$  は現在のタイムステップのオーバーラップ体積,  $S_n^{t-\Delta t}$  は 1 つ前のタイムステップのオーバーラップ体積,  $K_{nl}$  は粒子が接近するときの剛性値,  $K_{nu}$  は粒子が離間するときの剛性値,  $\lambda$  は無次元定数 (= 0.001) である.

図-11 に法線方向力における荷重と除荷のサイクルを示す. A-B 間では粒子要素同士が衝突し, 法線方向力はオーバーラップ量に比例して増加する. このときの傾きは  $K_{nl}$  であり, 法線方向力の増加を示している. オーバーラップ量が最大値に達した後, 粒子要素の反発は B-C 間で傾き  $K_{nu}$  に沿った勾配線に従い, 法線方向力が減少する. さらに, C-A 間では法線方向力がゼロとなる範囲があり, この状態は粒子要素同士が完全に離れるまで維持される.

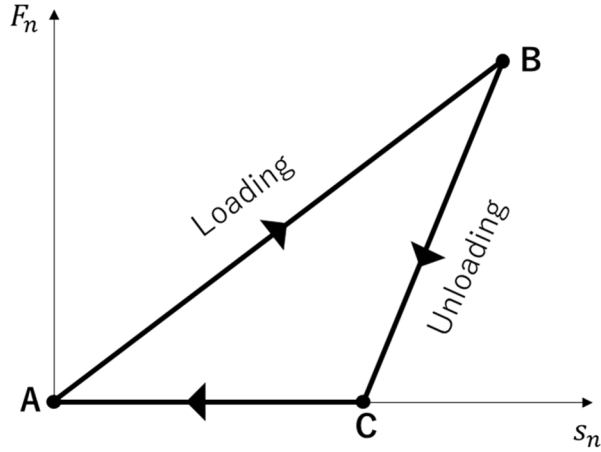


図-11 法線方向力とオーバーラップ体積の関係

粒子要素と境界における個々の剛性値は、式(5)と式(6)により計算される。

$$K_{nl,p} = E_p L \quad (5)$$

$$K_{nl,b} = E_b L \quad (6)$$

$E_p$ は粒子要素のヤング率、 $E_b$ は境界面のヤング率、 $L$ は粒子直径である。

この 2 つの剛性値をもとに、粒子要素間および粒子要素－境界面における接近時の剛性値 $K_{nl}$ は、式(7)により計算される。一方、粒子が離れる際の剛性値 $K_{nu}$ は式(8)で与えられ、接近時の剛性値を反発係数の 2 乗で除したものと計算される。

$$\frac{1}{K_{nl}} = \begin{cases} \frac{1}{K_{nl,p_1}} + \frac{1}{K_{nl,p_2}} & \text{for particles contact} \\ \frac{1}{K_{nl,p}} + \frac{1}{K_{nl,b}} & \text{for particle - boundary contact} \end{cases} \quad (7)$$

$$K_{nu} = \frac{K_{nl}}{\varepsilon^2} \quad (8)$$

$\varepsilon$ は反発係数である。

接線方向力成分は Linear spring Coulomb limit を使用した。静止摩擦係数と動摩擦係数を用いて、式(11)により接線方向力が計算される。

$$F_{\tau,e}^t = F_{\tau}^{t-\Delta t} - K_{\tau} \Delta S_{\tau} \quad (9)$$

$$K_{\tau} = \gamma_K K_{nl} \quad (10)$$

$$F_{\tau}^t = \min \left( \left| F_{\tau,e}^t \right|, \mu F_n^t \right) \frac{F_{\tau,e}^t}{\left| F_{\tau,e}^t \right|} \quad (11)$$

$F_{\tau}^{t-\Delta t}$ は直前の接線方向力、 $\Delta S_{\tau}$ はタイムステップ中の粒子の接線方向の相対変位、 $K_{\tau}$ は接線剛性、 $\gamma_K$ は材料相互作用の接線剛性比、 $\mu$ は摩擦係数である。

### 3.2 球形粒子を用いた捨石材モデル化のための回転抵抗の導入

実験で使用した捨石材は形状に凹凸がある．個別要素解析において捨石材をモデル化する場合，実際の形状に類似した要素を用いることは可能であるが，要素同士や要素と境界との接触が複雑となるため計算コストが高くなり，解析時間が長くなるデメリットがある．そこで，本検討では球形粒子を用いることとした．ただし，球形粒子は捨石と異なり，形状に凹凸がないため，転がりに対する抵抗が小さい．そこで，球形粒子が捨石材と同様に，接触に伴う抵抗を発揮するように，球形粒子の回転運動を抑制する回転抵抗モデルを導入した．回転抵抗モデル<sup>16)</sup>を以下に示す．

$$\mathbf{M}_r = -\mu_r |\mathbf{r}| F_n \frac{\boldsymbol{\omega}}{|\boldsymbol{\omega}|} \quad (12)$$

$\mathbf{M}_r$ は回転摩擦， $\mu_r$ は回転抵抗係数， $r$ は回転半径， $F_n$ は接触法線力， $\boldsymbol{\omega}$ は粒子の角速度である．本モデルにおける回転摩擦は粒子の回転に対して反対方向に働くモーメントのことである．

回転抵抗モデルを導入した個別要素解析における捨石モデルの妥当性を確認するため，碎石の崩壊挙動を対象とした検討を行った．本実験ではアクリル製の容器内に仕切り板を設置して高さ 150 mm，幅 200 mm，奥行 90 mm の領域内に所定質量の捨石材を堆積させ（図-12（左）），仕切り板を急開することで捨石材を崩壊させた．堆積させた捨石の総質量は 4039.77g である．実験中は高速度カメラを用いて崩壊過程を撮影し，撮影した画像をもとに PIV（Particle Image Velocimetry）解析を行い，移動する粒子群の速度を可視化した．

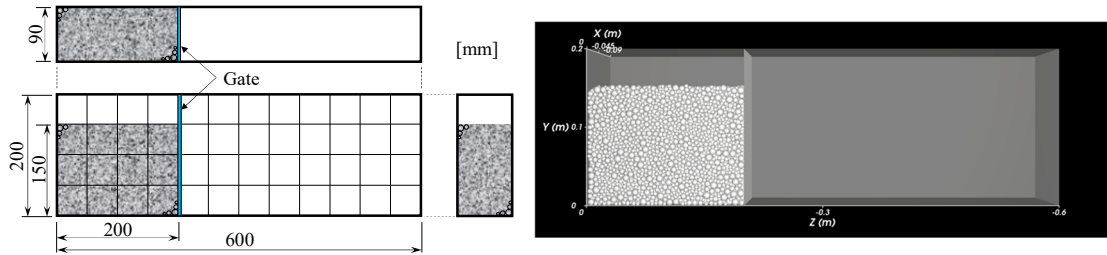


図-12 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

一方，個別要素解析でも実験寸法と同様のモデルを作製し，再現解析を実施した（図-12（右））．実際の捨石粒子を踏まえて，粒径は最小粒径 4.75 mm，最大粒径 9.50 mm としたうえで，最小粒径から最大粒径の範囲を 5 分割し，各粒径の質量が均等になるように設定した．回転抵抗の度合いは回転抵抗係数が支配的であり，本係数により崩壊挙動に変化がみられる．そこで，捨石粒子の挙動に適したパラメータを決定するため，0.0，0.1，0.15，0.2 の計 4 ケースのパラメータを設定し，パラメトリックスタディを実施した．堆積粒子の初期条件は粒子総質量 4046.06 g となり，実験時の碎石総質量 4039.77 g となり実験と近い質量に調整した．解析における仕切り板の引き上げ速度は実験と同様で 1.5 m/s とした．

図-13 に崩壊後の粒子群の最終堆積形状を示す．回転抵抗係数がゼロの場合，実験結果より傾斜が緩やかとなった．一方で，回転抵抗係数が大きくなるほど，仕切り板付近の表層の粒子が静止したまま堆積する傾向が見られ，回転抵抗係数が大きくなるほど急勾配となった．図-14 に流動時（崩壊開始 0.3 秒後）の速度分布を示す．図より，崩壊時の形状，崩壊領域，崩壊速度を踏まえると，回転抵抗係数  $b_r$  が 0.15 のとき，捨石材の挙動に近い結果となった．そこで，これ以降の検討では回転抵抗係数  $b_r$  を 0.15 と設定した．

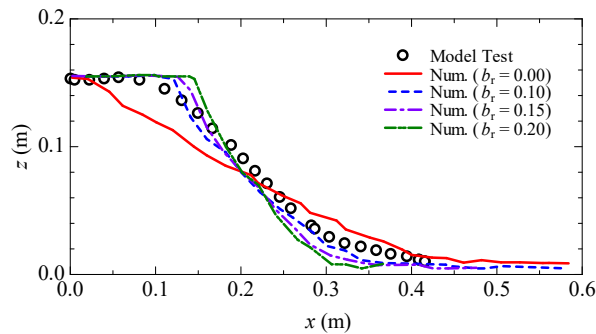


図-13 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

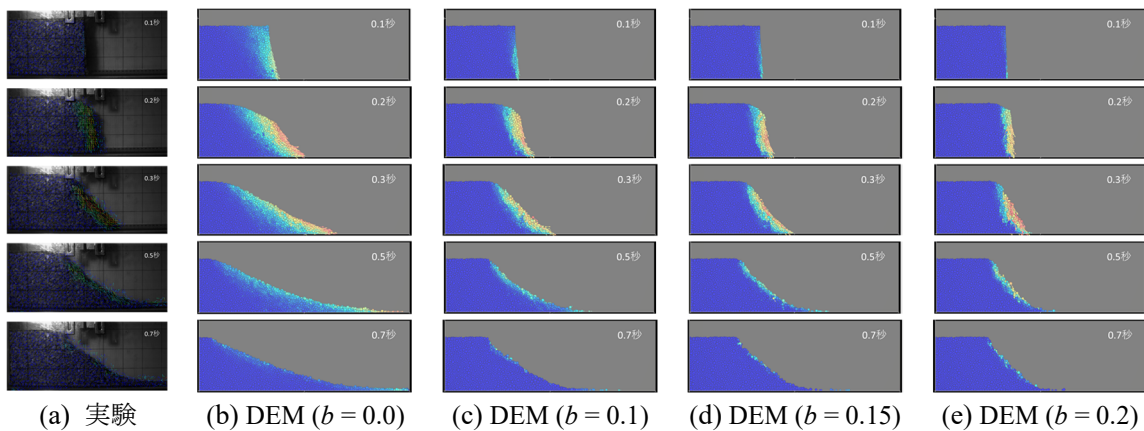


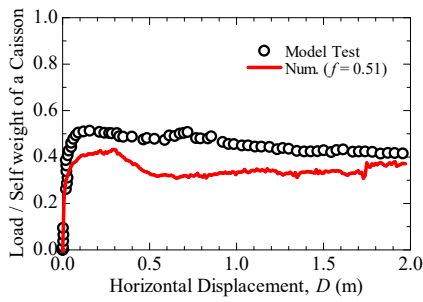
図-14 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

### 3.3 ケーソンー捨石間の摩擦係数の設定

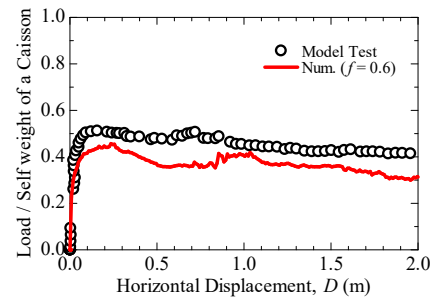
ケーソンー捨石間の摩擦特性を再現するため、遠心力場で実施した摩擦係数試験の再現解析を実施した。ケーソンは模型寸法を 60 倍した実物寸法（高さ 11.4 m、幅 16.2 m、奥行 8.7 m）とした。マウンド層厚 3.1 m の均一高さで間隙率 40 %程度となるように堆積させた。マウンド材に用いた粒子は最小粒径 0.270m、最大粒径 0.570m で、最小粒径と最大粒径の範囲を 5 分割し、各粒径における粒子の総質量が均等になるように設定した。

ケーソンにモーメントが極力作用しないようケーソン鉛直方向の下端位置で水平方向に 1 mm/min の速度で単調载荷を行った。個別要素解析による数値実験では载荷速度は 20 mm/s とし、実験の 1,000 倍に設定した。捨石との摩擦係数を 0.51, 0.6, 0.7 に設定し、挙動の違いを分析した。

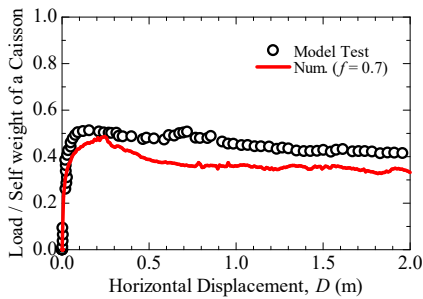
図-15 に無次元水平荷重と水平変位の関係を示す。無次元水平荷重は水平荷重をケーソン自重で除した値である。摩擦係数が大きくほど、無次元水平荷重の最大値も大きくなることがわかった。一方で、水平変位 0.5m 以降では、いずれのケースも類似した挙動を示した。摩擦係数を大きくした場合でも、载荷中盤以降に無次元水平荷重が大きくなる傾向は見られなかった。これらの結果を踏まえ、摩擦係数を 0.7 に設定した場合が無次元水平荷重の立ち上がりや最大値が模型実験と同程度の結果となり、以降の摩擦係数を 0.7 とした。



(a) 摩擦係数 0.51



(b) 摩擦係数 0.6

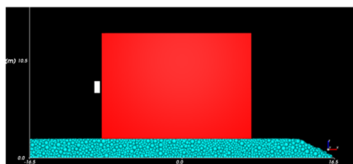
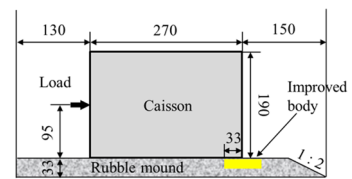
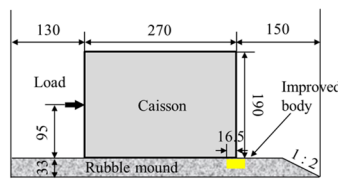
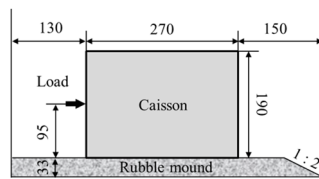


(c) 摩擦係数 0.7

図-15 無次元水平荷重と水平変位の関係：ケーソンー改良体間

### 3.4 ケーソン式防波堤の単調載荷実験の再現解析

解析モデルは模型実験と同様の条件とし、図-16 に示す 3 ケース実施した。マウンド層厚 33mm とし、改良体を設置していない条件と、改良体を設置した条件で改良体幅 33 mm, 66 mm の 2 パターンとした。ケーソンー改良体間の摩擦係数は 0.1 と設定した。



(a) 改良体なし

(b) 改良体幅 33 mm

(c) 改良体幅 66 mm

図-16 解析モデルの寸法と初期状態

#### a) 載荷に伴うケーソン式防波堤の変状

図-17 に各解析におけるケーソンの水平変位が 0.4~2.0 m までの 0.4 m ずつ変位が増加した時点の様子を示す。図中の赤色の点枠線はケーソン初期位置を表しており、粒子やケーソン、改良体の移動速度を 0m/s から 0.02m/s の範囲で可視化した。



改良体を設けていないケースでは、水平変位 0.4 m の段階でケーソン中心付近から後方にかけてマウンド内で塊として移動していることが確認でき、すべり面が形成されていると考える。一方、改良体を設けたケースでは、マウンド表面の粒子は移動しているものの、マウンド下部の粒子はほとんど移動せず、ケーソンが改良体の上を滑動する形で移動した。このため、改良体が載荷荷重を受けることで、マウンドに伝わる端趾圧を低減させ、粒子の移動を抑制していることがわかった。

さらに、すべてのケースにおいて、ケーソン後面のマウンド粒子の移動により、ケーソンが傾斜することが確認された。実験では載荷終了時に法面の形状がある程度保たれているのに対し、解析ではマウンドが大きく膨らむ結果となった。模型実験では改体幅 33 mm のケースで載荷中にマウンドと改良体間に空洞の形成が見られたが、解析では空洞が形成されなかった。解析においては、空洞が生じた際にその空洞を埋めるように粒子が移動し、内部に入り込むことで空洞が埋まるような現象が確認された。今回の解析条件では模型実験と比較して粒子が移動しやすく、模型実験と差異が生じたと考える。

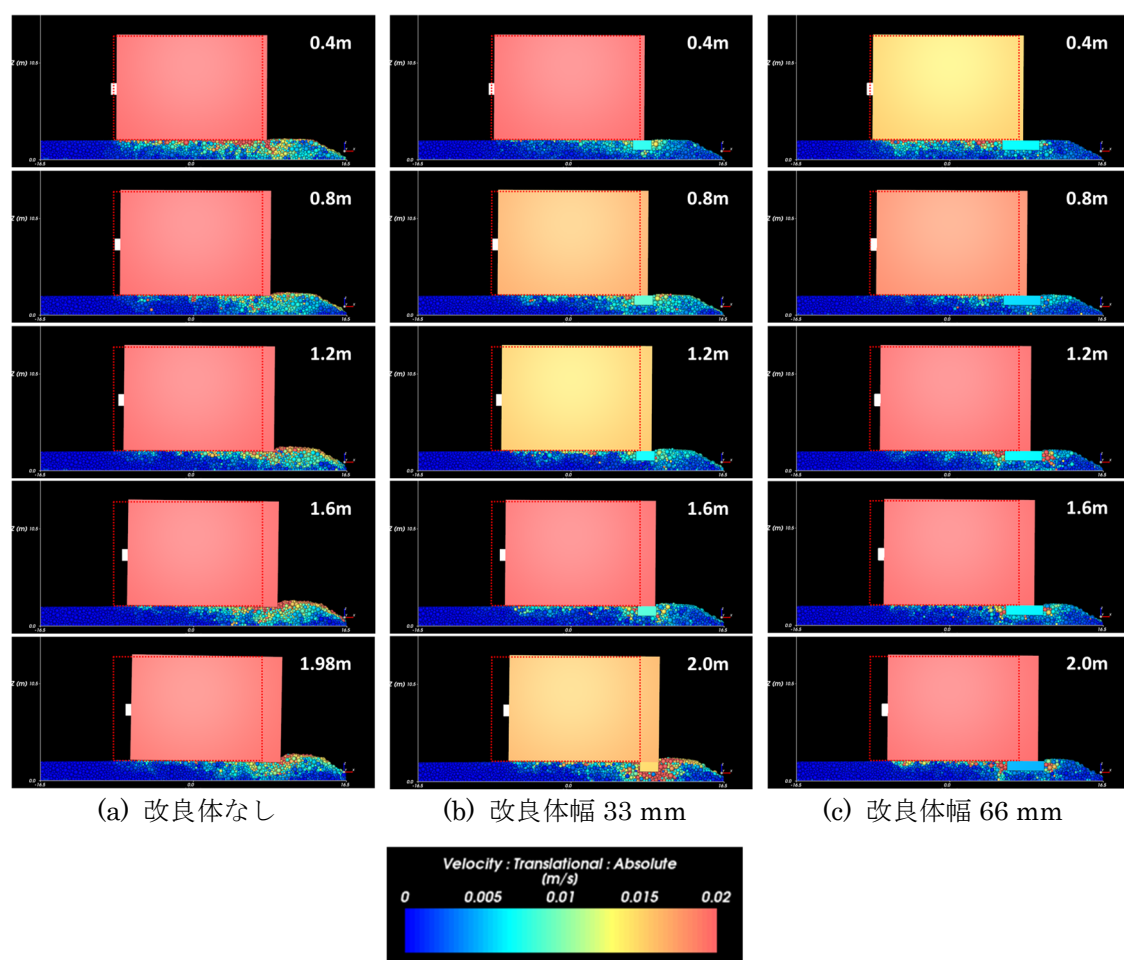


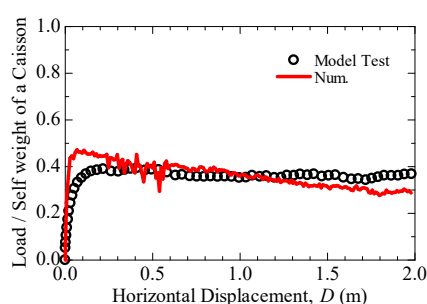
図-17 個別要素解析によるケーソン式防波堤の変状過程

#### b) 無次元水平荷重と水平変位の関係

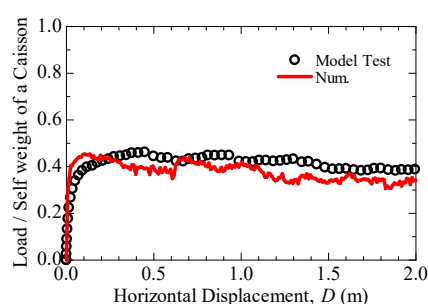
図-18 に各ケースの無次元水平荷重—水平変位の関係を示す。対策を施さない場合は水平変位が 0.035 m に達した時点で無次元水平荷重が最大値 0.48 を示し、その後は水平変位の増加とともに無次元水平荷重が減少した。一方、改良体を有する 2 つのケースでは無次元水

平荷重の減少傾向は同様であったが、改良体を施さない場合と比較して緩やかな減少傾向となった。ピーク荷重に対する水平変位 2m 時点での荷重低減率は、無対策で 60 %，改良体幅 33mm で 72 %，改良体幅 66mm で 79 %であり，対策を施し，かつ，改良体幅が大きいほど荷重を維持する傾向が確認された。

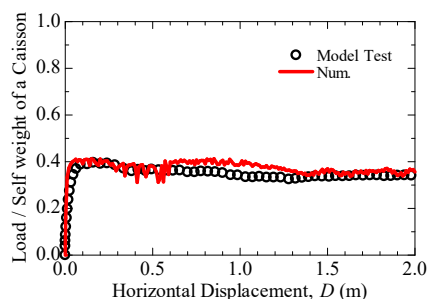
模型実験結果と数値実験結果を比較すると，対策を施さない場合は載荷初期に解析値が実験値を上回る結果となった。特に，水平変位 0.5m に達するまでは両者に大きな差が見られた。解析では無次元水平荷重の最大値が 0.48 を示したのに対し，実験の最大値は 0.40 となった。これは，ケーソンと捨石の初期の設置状況に依存する可能性が考えられる。水平変位 0.5m 以降では，実験と解析で類似した挙動となった。改良体幅 33mm の条件では解析の方が模



(a) 改良体なし



(b) 改良体幅 33 mm



(c) 改良体幅 66 mm

図-18 単調載荷に伴う無次元水平荷重と水平変位の関係

型実験より早期に無次元水平荷重が増加した。また，全体的に解析値は実験値よりやや小さい値を示した。改良体幅 66 mm の条件では無次元水平荷重と水平変位の推移は凡そ同様であった。

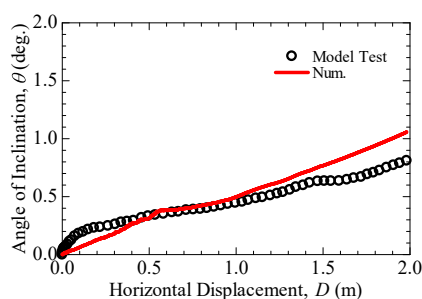
#### c) 傾斜角と水平変位の関係

図-19 にケーソン傾斜角と水平変位の関係を示す。傾斜角は初期値を 0 deg. とし，初期からの変化を評価した。なお，時計回りの回転を正の値と定義した。

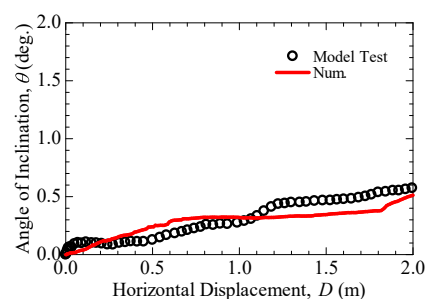
改良体を施さないケースは載荷に伴う水平変位の増加とともに，傾斜角がほぼ比例的に増加した。今回の検討ケースの中で，最終的に最も傾斜角が大きくなった。改良体を施した場合，改良体幅 33 mm. 次いで改良体幅 66 mm の順に傾斜角が小さくなった。改良体幅 33

mm のケースでは、両者ともに水平変位 0.6 m に達するまで比例的に傾斜角が増加した後、傾斜角がほぼ一定で停滞し、その後再び水平変位に比例して傾斜角が増加した。一方、改良体幅 66 mm のケースでは、ケーソンの水平変位が 0.5 m 付近に達すると、傾斜角が一定となった。これは、載荷側のケーソン下部が僅かに浮き上がり、改良体が担うケーソンの荷重の割合が増加したことでケーソンによる改良体の回転を拘束し、傾斜角が一定に保たれたと考える。

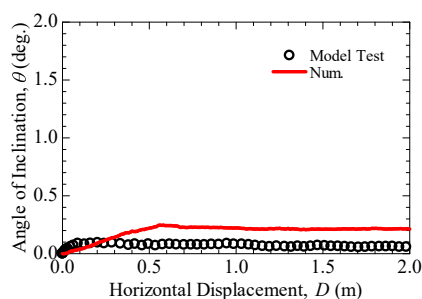
模型実験結果と数値実験結果を比較すると、全体的な挙動は概ね類似したものの、いくつかの相違点が見られた。実験では載荷初期に改良体を設けることでケーソンの傾斜角を大幅に抑制しているのに対し、解析では改良体の有無による差異が見られなかった。また、改良体を施していないケースではグラフの立ち上がりが解析結果と実験結果で異なっている。さらに、改良体幅 33 mm では傾斜角が増加し始めるタイミングが実験と解析で異なった。これらは、今後、詳細な分析が必要と考える。



(a) 改良体なし



(b) 改良体幅 33 mm



(c) 改良体幅 66 mm

図-19 単調載荷に伴うケーソン傾斜角と水平変位の関係

### 3.5 Bond モデルを導入した改良体の一軸圧縮シミュレーション

#### a) 解析概要

個別要素解析で可塑性グラウトによる改良体を模擬するため、Bond モデルの導入を検討する。Bond モデルは、図-20 に示すとおり粒子同士を結合するモデルで法線方向と接線方向にボンド強度を持ち、最大引張応力が法線方向のボンド強度を超えた場合、もしくは、最大せん断応力が接線方向のボンド強度を超えた場合に結合が破断すると判断される。

本検討では、改良体の一軸圧縮シミュレーションを実施した。一軸圧縮シミュレーションを行うにあたり、礫材の粒径を考慮して供試体寸法は直径 0.05 m、高さ 0.10 m の円柱形と

した。供試体作製時は円柱領域内に粒子を密に配置し、所定の高さとなるように堆積させた。堆積後に Bond モデルを導入して粒子を固結させ、供試体を載荷板上に自立させた。その後、下部の載荷板を固定し、上部の載荷板を 1 秒間に軸ひずみ 0.1 % となるように強制的に変位載荷を与えた。ボンド強度はせん断・引張りともに  $10 \text{ N/mm}^2$  と設定した。

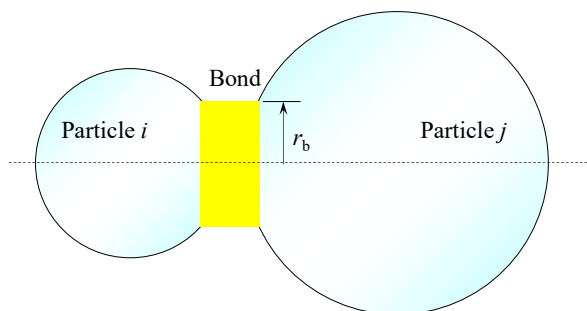


図-20 個別要素解析による Bond モデルのイメージ

#### b) 解析結果と考察

和田ら<sup>11)</sup>が実施した一軸圧縮試験の結果、礫材の種類・粒径、供試体寸法、供試体への載荷速度が異なるが、圧縮強度が  $23 \text{ N/mm}^2$  となっている。本シミュレーションの結果は凡そ  $43 \text{ N/mm}^2$  程度となり、オーダーが一致することを確認した。

図-21 に供試体載荷時の絶対速度の分布と破壊時の様子。載荷に伴って、供試体がせん断破壊している様子が伺える。

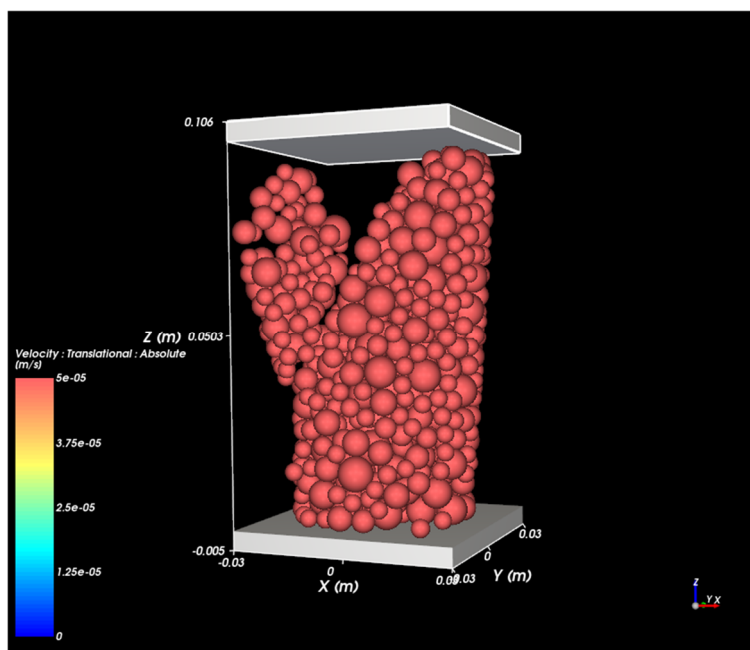


図-21 一軸圧縮シミュレーションによる供試体が破壊した際の様子

#### 4. 結論

本研究では、津波作用時の可塑性グラウトにより固化した改良体に作用する外力特性を明確とし、防波堤の構造形状に応じた本対策工における有用な改良範囲を規定するため、個別要素法を用いた数値実験と遠心模型実験の両者により改良体有無および改良体範囲がケーソン式防波堤の挙動に与える影響について分析した。その結果、以下の結論を得た；

- ・ ケーソンへの単調载荷を行った結果、対策を施していないケースでは载荷の進行とともにケーソン後趾付近においてマウンドへの沈み込みが生じ、ケーソンが傾斜している様子が確認されたが、改良体を設置したケースでは改良体の上をケーソンが滑動することがわかった。
- ・ マウンドの変状を分析すると、改良体を設けていないケースでは载荷とともにケーソン中心付近から後方にかけてマウンド内で塊として移動していることが確認でき、すべり面が形成されていることがわかった。改良体を設けたケースでは、マウンド表面の粒子は移動しているものの、マウンド下部の粒子はほとんど移動せず、ケーソンが改良体の上を滑動する形で移動した。このため、改良体が载荷荷重を受けることで、マウンドに伝わる端趾圧を低減させ、粒子の移動を抑制していると考ええる。
- ・ 模型実験の結果より改良体幅が狭いケースでは、ケーソン下における改良体と碎石の間に隙間が生じた。これは、ケーソンの変位に伴い改良体も同様に変位したことで生じたものと考ええる。この現象が数値実験では再現できなかったが、その要因として、今回の解析条件では模型実験と比較して粒子が移動しやすいことが考えられる。
- ・ 無次元水平荷重と水平変位の関係から、すべてのケースにおいて無次元水平荷重は概ね0.4程度となった。各ケースにおいて、载荷初期に無次元水平荷重が増加してピークを迎えた後、ケーソンの水平変位が大きくなるにつれて緩やかに減少する傾向が見られた。また、改良体の有無や改良体幅に関係なく、荷重の挙動は全体的に類似した傾向を示した。数値実験では模型実験と比較して若干の差異は生じたものの、大凡の同様の傾向を示した。差異が生じた要因としては、ケーソンと捨石の初期の設置状況に依存する可能性が考えられる。
- ・ ケーソン傾斜角と水平変位の関係から改良体がないケースでは傾斜角が大きく、改良体幅が大きくなるに従い、傾斜角が小さくなる傾向が明らかとなった。特に、载荷初期では改良体を設けていないケースでは急激に増加するが、改良体を設けることで傾斜角の増加が抑制された。これらの結果から、改良体を設置することでケーソンの傾斜角を効果的に抑制できることが示され、改良体の幅が大きくなるほどその効果が顕著に発揮されることが明らかとなった。模型実験と数値実験を比較すると、全体的な挙動は概ね類似したが、今後、挙動と合わせて詳細な分析が必要と考える。

以上のことから、改良体範囲を適切に設定することで、ケーソン式防波堤の当初の性能を変えずに、荷重を受けるケーソン式防波堤の挙動を支持力破壊から滑動主体の破壊モードに誘導できる可能性を示した。現在、個別要素解析では、Bondモデルを導入して可塑性グラウトで固化した改良体のモデル化を行っており、今後は改良体が荷重を受けて変形を伴う場合に改良体範囲がどのような影響を及ぼすのか、今回の知見を踏まえて分析を進める。



## 付録

令和6年1月1日に石川県能登地方を震源としてマグニチュード7.6（暫定）の能登半島地震が発生した<sup>17)</sup>。住宅被害や公共インフラをはじめ、甚大な被害をもたらした。また、断層の動きに伴って津波が発生し、来襲した沿岸部では浸水等により被害を拡大させた。珠洲市飯田港では防波堤等に甚大な被害が発生した。ここでは、本研究開発助成を受け被害調査を実施したので、以下に報告する。

飯田港は、東防波堤と西防波堤の外郭施設を有し、岸壁と物揚場が港内に整備されている。本サイトは強震動が作用したのちに、津波が来襲しているが、特筆すべき点として、近隣の珠洲市役所に設置されたカメラの映像から2方向から津波が来襲したことがわかっている<sup>18)</sup>。気象庁機動調査班（JMA-MOT）による現地調査によると、飯田港における津波痕跡高は4.3mであった<sup>19)</sup>。今回の調査では東防波堤を対象に被害調査を実施した。

東防波堤の基礎断面は、基礎地盤上に捨石マウンドが敷設され、その上にコンクリート塊が積み重なって設置されている<sup>20)</sup>。また、港外側を消波ブロックで被覆した消波ブロック被覆堤と呼ばれる構造形式である。

図-22に海側を向いて撮影した東防波堤の様子を示す。この写真からコンクリート塊が港内側へ水平移動するとともに、港外側が沈み込むように傾斜している様子がわかる。また、消波工については、コンクリート塊が変状している領域で沈下していることがわかる。これまでの津波による防波堤の被害事例では、津波による水平波力と揚圧力が防波堤に作用すると港内側に傾斜するように滑動・転倒するモードが生じるが、今回は特異な破壊モードが生じた。



図-22 飯田港東防波堤の被災状況

図-23に水中ドローンで撮影した画像を示す。コンクリート塊が傾斜し、コンクリート塊と捨石マウンドに隙間が生じていることが確認できる。石材の大きさは0.2～0.5 m程度と推定される。別の箇所では、1mを超える石材も確認されている。前者は捨石材、後者は被覆石や根固工として用いられた石材と想定するが、より詳細な調査が必要となる。図-23(b)に映る石材は、比較的平らに堆積していることから、マウンド形状を成しておらず、変形が生じたものとする。また、捨石マウンド下の地盤においては、今回調査ができた範囲内では越流に伴う洗掘などによる変状は見られなかった。





## 参考文献

- 1) 三宅達夫, 角田紘子, 前田健一, 坂井宏隆, 今瀬達也: 津波の遠心力場における実験手法の開発とケーソン式防波堤への適用, 海洋開発論文集, 第 25 巻, pp.87-92, 2009.
- 2) 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.
- 3) 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に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. I\_966-I\_970, 2013.
- 4) 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, 港湾空港研究所資料, No.1269, 2013.
- 5) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 丸山憲治: 遠心力場における防波堤基礎地盤に対する津波浸透実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I\_365-I\_370, 2013.
- 6) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 丸山憲治: 津波による浸透作用下の防波堤基礎マウンドの支持力発現特性, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I\_371-I\_376, 2013.
- 7) 松田達也, 上田竜也, 田村謙太郎, 内藤直人, 栗原直範, 前田健一: ケーソンー捨石構造の破壊モードに着目した重力場における模型実験でのモデリング・オブ・モデルス, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.77, No.2, pp.I\_769-I\_774, 2021.
- 8) 公益財団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (中巻), pp.933-938, 2018.
- 9) Takahashi, H.: Stability of composite-type breakwaters reinforced by rubble embankment, Soils and Foundations, Vol. 61, No.2, pp. 318-334, 2021.
- 10) 石井裕泰, 羽生剛, 北詰昌樹: 捨石マウンドを対象とした可塑性グラウト注入工法の施工と適用性の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.4, pp.327-339, 2016.
- 11) 和田眞郷, 合田和哉, 小笠原哲也, 三枝弘幸: 礫材の空隙に可塑状グラウ度を充填した改良体の強度変形特性, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 第 75 巻, 2 号, I\_851-I\_856, 2019.
- 12) 一般社団法人日本埋立浚渫協会, 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: 重力式係船岸の増深工法に関する施工の手引き (案), 48p, 2018.
- 13) 松田達也, 小林泰基, 竹原歩, 内藤直人, 宮本順司, 牧野凌弥, 前田健一: 単調載荷下でのケーソン幅が広い防波堤の傾斜抑制に対する捨石マウンドの部分固化効果の分析, 地盤工学ジャーナル, Vol.20, No.1, pp.205-214, 2025.
- 14) Cundall, P. A. and Strack, O. D. L.: A discrete numerical model for granular asseblies, Géotechnique, Vol. 29, No. 1, pp. 47-65, 1979.
- 15) Walton, O. R. and Braun, R. L.: Viscosity, granular-temperature, and stress calculations for shearing assemblies of inelastic, frictional disks, J. Rheology, Vol.30 (5), pp. 949-980, 1986.
- 16) Fukumoto, Y.: Particle Based Multiphysics Simulation for Applications to Design of Soil Structures and Micromechanics of Granular Geomaterials, Doctor Dissertation, Kyoto University, 2015.
- 17) 内閣府: [https://www.bousai.go.jp/kohou/kouhoubousai/r05/109/special\\_01.html](https://www.bousai.go.jp/kohou/kouhoubousai/r05/109/special_01.html) (2025.04.28 閲覧)
- 18) 港湾空港技術研究所: 現地調査と数値シミュレーション, そして映像解析でみえてきた

能登半島地震における津波被害の実態, PARI, Vol.56, pp.8-9, 2024.

- 19) 気象庁：「令和 6 年能登半島地震」における気象庁機動調査班（JMA-MOT）による津波に関する現地調査結果について, 2024.

[https://www.jma.go.jp/jma/press/2401/26a/20240126\\_tsunamichousakekka.pdf](https://www.jma.go.jp/jma/press/2401/26a/20240126_tsunamichousakekka.pdf) (2024 年 10 月 20 日閲覧)

- 20) 鈴木高二朗, 千田優, 鶴田修己, 藤木峻, 里村大樹, 中澤祐飛, 高川智博, 野津厚, 宮田正史, 山川匠, 伴孝宏, 志賀守, 中川康之：能登半島地震津波による飯田港等での港湾施設の被害について, 土木学会論文集, Vol.80, No.17, 24-17091, 2024.