

## 腹付工を有する混成堤の破壊特性と 粘り強さを増す腹付工の形状

栗原 大\*・高橋 英紀\*\*

### 要 旨

近年、砕石マウンド上にコンクリートケーソンを設置する混成堤は、ケーソン背後に砕石を積み上げ、押さえ盛土（腹付工）を構築して補強されている。防波堤に求められる重要な性能の 1 つは、設計波力を越える外力が作用した場合でも被災程度が軽微であり、防波堤の性能が残存することである。本研究では、腹付工を有する混成堤の破壊過程と終局状態を遠心模型実験により調べ、混成堤の粘り強さを向上させる腹付工の断面形状について検討した。その結果、ケーソンの転倒モードにおいて、積み上げる砕石量が減少すると、ケーソンの傾斜に合わせて腹付工が変形し、その後、ケーソンが転倒して腹付工に乗り上げることが分かった。また、その位置でバランスが崩れると、ケーソンは法面を滑落し、壊滅的な破壊に至った。系統的な遠心模型実験により、ケーソン脇に砕石を多く設置することで、壊滅的な破壊が起りにくくなることを示した。さらに、混成堤の安定性を円弧すべり計算により評価し、ケーソン脇の腹付工の体積を大きくすることが安定性の観点において重要であることを示した。

**キーワード**：防波堤，粘り強さ，腹付工，遠心模型実験，円弧すべり計算

---

\* 地盤研究領域 地盤改良研究グループ 研究官

\*\* 地盤研究領域 地盤改良研究グループ長

〒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：046-844-5055 Fax：046-844-0618 E-mail：kurihara-oo@p.mpat.go.jp

## **Failure Characteristics of Composite-Type Breakwaters With Reinforcing Embankment and Its Configuration to Increase Tenacity**

**Ooki KURIHARA \***

**Hidenori TAKAHASHI\*\***

### **Synopsis**

Recently, composite-type breakwaters are reinforced by piling rubble stones and constructing counterweight fillings (known as reinforcing embankments) behind caissons. Important performance requirements for breakwaters include minimal damage and high strength, even when the external forces exceed the design forces. In this study, the failure process and final state of breakwaters with reinforcing embankments are investigated via centrifuge model tests, and the cross-sectional configuration of the reinforcing embankment for improving the tenacity of breakwaters is determined. The results show that, in the overturning mode, when the number of rubble stones decreases, the reinforcing embankment deforms in accordance with the inclination of the caisson; subsequently, the caisson overturns and mounts onto the embankment. When balance is not maintained at that position, the caisson slides down the slope surface, resulting in catastrophic failure. A series of centrifuge model tests show that placing more rubble stones adjacent to the caisson is less likely to result in such catastrophic failure. Furthermore, the stability of the breakwaters is evaluated via circular slip analyses, which demonstrate the importance of increasing the volume of the reinforcing embankment adjacent to the caisson in terms of the stability.

**Key Words:** breakwater, tenacity, reinforcing embankment, centrifuge model test, circular slip analysis

---

\* Researcher, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department

\*\* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : kurihara-oo@p.mpat.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	20
1. まえがき .....	23
2. 腹付工を有する混成堤の破壊モード .....	24
3. 遠心模型実験の条件 .....	26
3.1 相似則 .....	26
3.2 実験の準備と手順 .....	27
4. 実験結果と考察 .....	30
4.1 混成堤の破壊過程と終局状態 .....	30
4.2 腹付工の形状に関する考察 .....	35
5. 安定性評価 .....	37
6. 結論 .....	39
7. あとがき .....	39
謝辞 .....	39
記号 .....	39
参考文献 .....	40

## 1. まえがき

防波堤は高波や高潮、津波から港湾地域を守るために設置されるが、防波堤を設置する位置での水深が深い場合には、混成堤が利用されることが多い。混成堤は、碎石で形成された基礎マウンド上にコンクリートケーソンを設置するものである（図-1.1 参照）。水深が深い個所に碎石のみを積み上げた傾斜堤を形成すると、多量の碎石が必要となり、不経済である。また、大きな波力に耐え得る傾斜堤の建設も困難である。一方、防波堤を設置する場所の原地盤は軟弱なことが多く、コンクリートや鋼の構造物のみで防波堤を形成する直立堤とすることも難しい。混成堤は、傾斜堤と直立堤の長所を併せ持ったものであり、使用する碎石の量を減らしつつ、原地盤への荷重を分散することができる。日本では、防波堤の多くが混成堤として建設されており、その有用性が認められている。しかしながら、2011年に発生した東日本大震災では、設計波力を大幅に上回る大きな津波が日本の東北地方沿岸域を襲い、多くの港湾施設で被害を受けた<sup>1)~5)</sup>。例えば、岩手県の釜石港では、湾口の津波防波堤の設置位置で11.8mの津波が来襲し、防波堤の前後で大きな水位差が発生したと言われている<sup>6)</sup>。押し波は10分間程度続いて、その後、大きな引き波が発生して防波堤の港内側へも波力が作用した。このような水理条件によって、混成堤ではケーソンが滑動や転倒によりマウンドから滑落したり、マウンド自体が崩壊したりするなどの被害が生じた。

震災後、各地で設計において想定する津波高さが引き上げられたため、その津波に対しても既存の防波堤が耐え得るように、防波堤を補強することが必要になっている。また、昨今の地球規模の気候変動によって日本に来襲する台風が巨大化するなどの恐れがあり、高波への対応も迫られている。混成防波堤を補強する有力な方法の1つが、図-1.2に示すケーソン背後に碎石を積み上げて押さえ盛土を作る方法である。この盛土を腹付工と呼ぶ。この方法自体は、高波への対策方法の1つとして過去に提案されており、実際に現場で利用されたこともあった<sup>7), 8)</sup>。

ただし、当時は、碎石地盤の挙動が十分に解明されていなかったことから、かなりの安全度を有した設計となっている。これに加えて、ケーソンの滑動の抑制効果だけが考慮されており、転倒抑制や支持力増大などの効果は考慮されていなかった。2011年の大津波以降、著者らのグループや他の研究グループは腹付工の効果について検討を進めてきた<sup>9)~12)</sup>。腹付工はケーソンの滑動の抑制に加えて、マウンドの支持力増大にも寄与することが明らかとなった。また、Takahashi<sup>13)</sup>は、腹付工を有する混成防波堤でのマウンドと腹付工の詳細な破壊特性の把握や、実験と解析の対比、安定性評価手法の構築を行った。これらの研究を通して、腹付工が混成堤の安定性を高めることが分かり、現場で利用されつつある。

防波堤に求められる重要な性能は、第一に設計波力に対して耐力を有していることであるが、第二に設計波力を超える外力が作用して防波堤に被害が出るとしても、その被災程度が軽微であり、防波堤の性能が少しでも残存することである。腹付工による耐力増加という1つめの観点については、上述のように今までの研究で検討されてきたが、腹付工による被害軽減という2つめの観点での腹付工の効果は検討されてこなかった。つまり、限界を超える外力が作用した際に、腹付工を有する混成堤がどのように壊れ、性能がどのように失われていくかという破壊のプロセスと終局状態が明らかとなっていない。これを理解すれば、性能が残存して粘り強さを発揮するような腹付工の設計も可能になる。

そこで本研究では、腹付工を有する混成堤の破壊のプロセスと終局状態を遠心模型実験によって調べ、大きな外力作用時においても混成堤に粘り強さを付加できる腹付工の断面形状について検討を行った。具体的には、模型に遠心力を加えることで実物大の混成堤における地盤内応力を再現できる遠心模型実験手法を用いて、腹付工の断面形状を変化させた実験を系統的に実施した。この結果に基づいて腹付工を有する混成堤の破壊特性を調べ、被災したとしても性能を完全に失わない腹付工の断面形状について考察を加えた。さらに、円弧すべり計算により

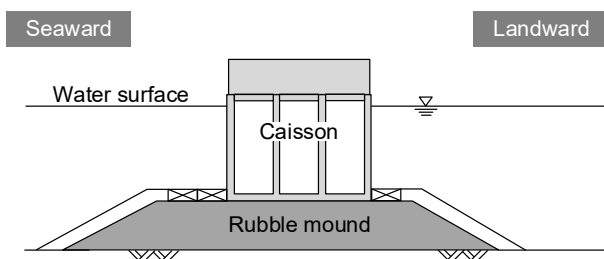


図-1.1 一般的な混成堤

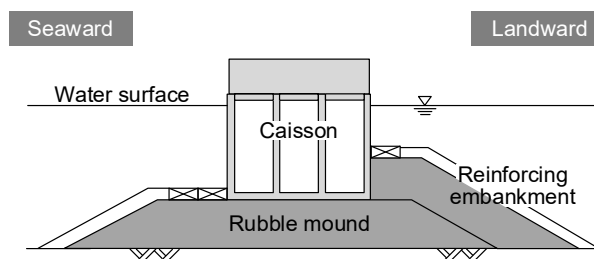


図-1.2 押さえ盛土で補強した混成堤



混成堤の安定性を評価した。なお、元来、既存の混成堤を補強する際に腹付工は利用されてきたが、新設の混成堤にも活用できるのではないかと著者らは考えている。本研究で検討しているように粘り強さを防波堤に付加できれば、腹付工を有した混成堤の利用価値が高まる。砕石の腹付工に加えて、ケーソン脇に方塊ブロックを設置して混成堤を補強する方法もある。本研究では、方塊ブロックで補強した混成堤の破壊特性についても調べた。

本稿では、2章において通常の混成堤と腹付工を有する混成堤の破壊モードについて考察した。3章では、流体と地盤、それらの複合問題に対して相似則を整理し、水位差による遠心模型実験の条件を示した。4章では、遠心模型実験の結果として、混成堤の破壊過程と終局状態を示し、腹付工の形状や砕石の分量について考察した。ケーソン脇に方塊ブロックを設置した場合の補強効果についても調べた。5章では、腹付工を有する混成堤の安定性について、円弧すべり計算によって検証した。6章では、本研究で得られた結果をまとめた。なお、本稿は、著者らによる他稿<sup>14)</sup>を和文に翻訳して、実験内容を加筆したものである。

## 2. 腹付工を有する混成堤の破壊モード

始めに、通常の混成堤および腹付工を有する混成堤の破壊モードを考察してみる。混成堤の設計を考える上で仮定されているように、腹付工を有しない混成堤の破壊モードは、ケーソンの滑動と転倒、マウンドの支持力破壊の3つとされている(図-2.1a 参照)。これに加えて、ケーソン後趾付近の底面に作用する反力を考えて、ケーソンの配筋が設計される。実際には、設計で仮定するように滑動や転倒、支持力破壊のみが単独で理想的に生じるわけではなく、破壊モードが複合したり、変化したりする。例えば、滑動モードが卓越するにしても、滑動するケーソンの後趾付近では局所的にマウンド表面の砕石が移動したり、ケーソンも傾斜したりするであろう。さらに、変位初期には滑動モードが卓越したとしても、ケーソンが傾斜して重心と後趾の水平距離が近づけば転倒に対する抵抗モーメントは減り、変位途中から転倒モードが卓越することも考えられる。しかしながら、破壊のプロセスと終局状態を考える上での基本となる破壊モードは滑動、転倒、支持力破壊であることは明白であろう。ケーソンの脇に方塊ブロックを設置した場合においても、破壊モードは大きくは変わらないであろう。

Takahashi<sup>13)</sup>が示したように、混成堤に腹付工を設けたとしても、腹付工が無い混成堤と同様に、ケーソンの滑動と転倒、マウンドの支持力破壊の3つを基本的な破壊モードとすることができる(図-2.1b 参照)。ケーソンがマウンド上を滑動すると、ケーソンの後趾付近からせん断

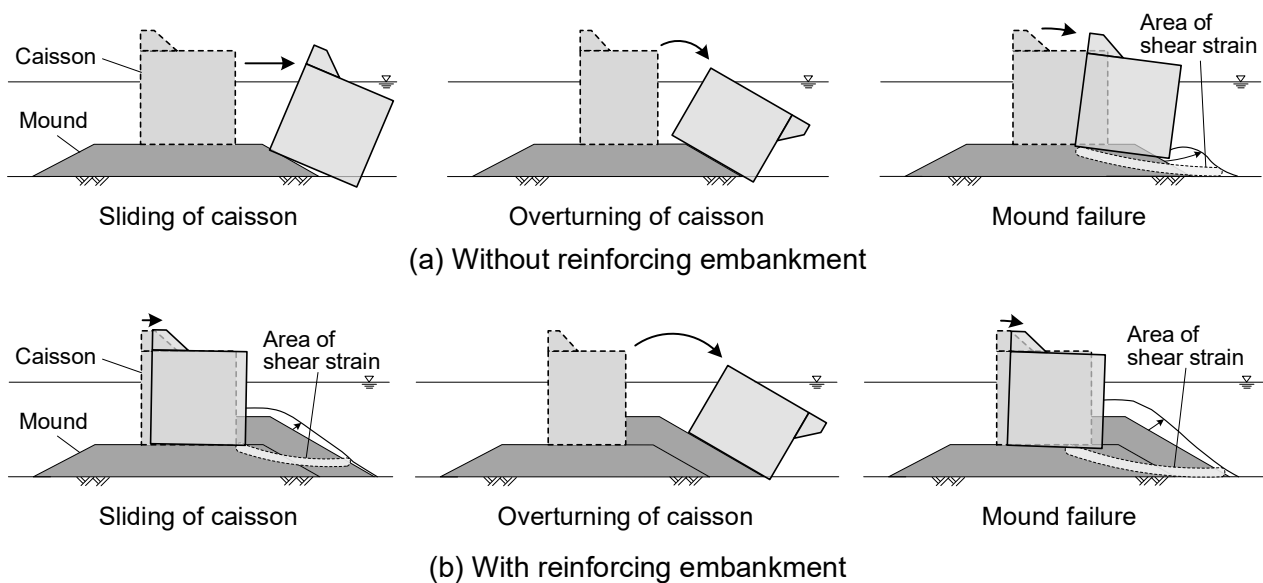
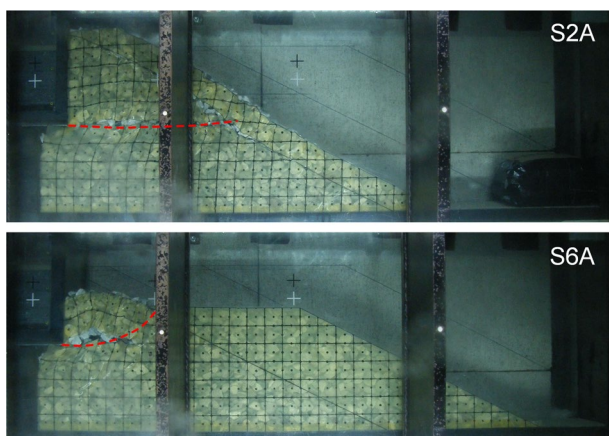
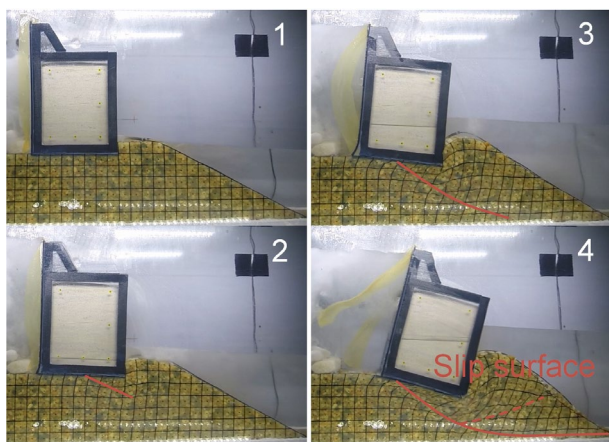


図-2.1 混成堤の破壊モード

ひずみ領域が発生して腹付工の法面へとその領域が続く。ここで、すべり面と表記していない理由は、マウンドや腹付工の寸法に対して碎石の粒径は比較的大きく、砂地盤や粘性土地盤のようなすべり面は発現しにくいためである。図-2.2aには、Takahashi<sup>13)</sup>から引用して、ケーソン滑動時の腹付工のせん断破壊の様子を示している。腹付工の天端が低く、その幅が広い場合には、ケーソン後趾から腹付工の天端に向けてせん断ひずみ領域が発達する。腹付工の天端が高く、その幅が狭い場合には、ケーソン後趾から腹付工の法面に向けてせん断ひずみ領域が発達する。いずれにしてもケーソンが滑動すると腹付工は盛り上り、その水平反力は増していた。ケーソンが大きく滑動して腹付工の法面まで動き腹付工が崩れれば腹付工からの水平反力は失われるが、滑動が卓越し続けて、そこまでケーソンが移動するとは考えにくい。次に、支持力破壊が生じる場合を考えると、ケーソン下部から腹付工へと続くせん断ひずみ領域が発生する。玉石を使って意図的にすべり面を発現させた事例を Takahashi<sup>13)</sup>から引用して図-



(a) Sliding failure mode



(b) Bearing capacity failure mode

図-2.2 腹付工を有する防波堤の破壊挙動 (Takahashi<sup>13)</sup>から引用)

2.2b に示す。ケーソンがマウンドと腹付工内に埋もれて支持力破壊が生じ、ケーソンの天端高さは低くなって防波堤としての性能は低下した。ただし、ケーソンが滑落するようなことは無かった。

上記のような滑動や支持力破壊に対して、ケーソンの転倒の特性は大きく異なる。ケーソンの脇に腹付工が設置されることで転倒は生じにくくなるが、ケーソンがひとたび腹付工に乗り上げてしまうと、そのまま法面を滑り落ちてしまう。この場合、防波堤としての性能は完全に失われてしまう。このように、3つの破壊モードを考えると、滑動や支持力破壊においては自ずと粘り強さがあるが、転倒についてはひとたび壊れ始めると粘り強さが無い。このため、転倒に着目して破壊のプロセスと終局状態を考える重要性は高いと言える。

防波堤に津波が来襲することを想定する場合、防波堤の天端を超えて越流が生じることを考える必要がある。越流が発生すると腹付工が洗掘される可能性がある。しかしながら、腹付工を設けるといことは、その効果を期待するのであるから、越流による洗掘を防ぐか洗掘を軽微に留めて効果を持続させることが必須である。このことから、腹付工が概ね残存していることを本研究の検討における前提条件とした。洗掘を防ぐには被覆工を設ける必要があり、洗掘を軽微に留めるならば、腹付工に用いる碎石の重量を増したり、越流によって発生する流れを避ける位置に腹付工を設置したりする工夫が必要である。越流による洗掘を防ぐか洗掘を軽微に留められるならば、上述のように、腹付工を有する混成堤が壊滅的に破壊する可能性がある破壊モードはケーソンの転倒ということになる。これらの考察に基づいて、本研究では、ケーソンの転倒モードに着目して破壊特性を調べることにした。なお、転倒によるケーソン自体の破壊も考えられるが、本研究ではケーソンは破壊しないものとして検討を行った。

### 3. 遠心模型実験の条件

#### 3.1 相似則

波を再現する水理実験は重力場（1  $g$ 場）で行われることが一般的であった。これは流体の動きがある程度明瞭であり、模型を用いて実物スケールの流体の動きを推定できるからであろう。水理実験においては、波の挙動に着目して、地盤を固定床とするなど単純化されてきた。一方、地盤の変形や破壊を再現する模型実験については、重力場に加えて遠心力場で実施することも多い。土は多種多様であることや、土粒子と間隙水、間隙空気のリ複合材料であることなどから、その変形・破壊挙動は複雑なためである。土の挙動の多くは応力に依存するために、模型に遠心力を加えることで実物と同じ応力を地盤内に作り出し、実物での地盤のひずみを直接的に再現する試みがなされてきた。ただし、地盤の挙動に着目して、水からの外力をモーターで駆動する装置からの载荷などに単純化して置き換えてきた。

両者のいずれかを単純化できない問題もある。本研究で検討する現象もその1つである。ケーソンが移動しても水からの外力をケーソンに作用させ続けたり、越流やマウンドへの浸透力も再現したりするには、模型に流体を用いる必要がある。当然のことながら、腹付工やマウンドなどの地盤材料の挙動を再現するには粒状体である碎石を模型に用いる必要がある。腹付工の厚さは例えば5 mと小さくなく、地盤の剛性や強度に影響を与える拘束圧は十分に大きい。このことから、流体と地盤をそのまま用いて遠心力場で実験を行うこととした。これが本研究の大きな特徴である。過去にも、遠心力場で波と地盤の複合する実験を行った事例はいくつかあり、初めて実施された実験はSekiguchi & Phillips<sup>15)</sup>とPhillips & Sekiguchi<sup>16)</sup>によるものである。続いて、Baba et al.<sup>17)</sup>, Cheng<sup>18)</sup>, Gao & Randolph<sup>19)</sup>, 高橋ら<sup>20)</sup>, Takahashi et al.<sup>21)</sup>, Takahashi et al.<sup>22)</sup>, Takahashi et al.<sup>23)</sup>も波と地盤の複合実験を遠心力場で実施している。しかしながら、遠心模型実験は一般化されるまでには至っていない。

本節では、実験相似則について簡単にまとめておく。波の実験相似則についてはフルード則を用いることが多い。慣性力と重力の比率をフルード数 $Fr$ と呼ぶが、波の挙動はこの無次元量である $Fr$ に依存するものが多いためである。 $Fr$ は以下の式で表される。

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

ここで、 $U$ は流速、 $g$ は重力加速度、 $L$ は特性長さである。遠心加速度を用いた模型実験では、式(1)の重力加速度 $g$ と

長さ $L$ にそれぞれ $N$ と $1/N$ を乗じる。 $N$ は模型縮尺比である。分子にある流速 $U$ の相似比は1であり、模型縮尺比を乗じる必要はない。水の挙動は流速に依存するため、その再現性は遠心模型実験において重要である。本研究では、 $N$ を50とし、水の粘性力や表面張力を慣性力に対して十分小さい値とした。

地盤の相似則については、先に述べたように遠心力場で実物の応力を再現できることが大きな利点である。応力を再現することでひずみも再現でき、地盤の状態を表す他の諸元の相似比も自動的に決まる。重力場での地盤の実験では土の応力～ひずみ特性に仮定を設けたり、寸法と変位の相似比が一致しなかったりする不都合がある。基本的に寸法に対する変位は小さくなり、重力場では腹付工の変形やケーソンの転倒挙動を適切に模擬できない。一方、遠心力場での実験ではそれらの問題はない。砂や粘土の場合、粒径効果を無視できる寸法で実験が実施されることと、模型寸法比に合わせて粒径比を小さくすると土の物性が変化してしまうことから、実物と同じ地盤材料を実験で用いる。一方、碎石地盤の模型実験では、構造物の寸法に対して粒径の寸法が比較的大きく粒径効果を無視できないが、模型寸法比に合わせて粒径比を小さくしても碎石地盤の剛性や強度などの物性は大きくは変わらない。このことから、模型寸法比に相当する粒径比とした碎石を用いた実験を行えばよいと言える。

難しい点は、流体と地盤の複合する現象の相似則である。洗掘などの流体と地盤の界面付近での挙動については、その現象自体が未解明なこともあり、相似則が確立していないのが現状である。ただし、本研究では洗掘などの界面付近での現象に着目しておらず、この相似則については緩和することとする。防波堤前後に発生する水位差によって碎石には浸透力が作用するが、この現象の相似則についてはTakahashi et al.<sup>21)</sup>が詳しい。碎石地盤内の間隙では水の流れが乱流となり、粘性流体の使用などの工夫を行わずとも、浸透力と他の力の相似比は一致する。また、流体の流れと碎石地盤内の流れの速度の相似比も一致する。別に考えることとしては、碎石と間隙水が一体の混濁流となって挙動する場合である。本研究ではそれほど激しい地盤流動は生じないと考えられるが、仮に生じるとして相似則について考察しておく。似た現象が砂礫型土石流であり、この模型実験での相似則を参考とする。砂礫型土石流で最も支配的な諸元は土粒子間の摩擦力である。この摩擦力を表す式には密度と重力加速度、面積、水深が含まれており、結果的に重力に依存するものとなり、慣性力との比を考えるとフルード則が導かれる。他の導き方もあるが、そこでもフルード則に帰着する。このた



め、通常は砂礫型土石流の実験相似則はフルード則とされている。上述のように、遠心力場では流速を保ってフルード則が満たされ、他の流速とも整合が取れている。

### 3.2 実験の準備と手順

実験断面の模式図を図-3.1aに、作製した実験模型の写真を図-3.1bに示す。表-3.1は実験ケースの一覧である。実験では、混成堤模型の前後で水位差を発生させ、津波を模擬した。この混成堤は模型実験のための仮想断面である。遠心加速度は50gであり、実物に対する模型の寸法比は1/50となり、模型は50倍の混成堤を模擬したことになる。試料容器の模型用部分の内寸は、幅1400mm×深さ600mm×奥行80mmである。地盤の作製方法は以下のとおりである。まず、容器側面と地盤との摩擦を極力低減するために、グリースを塗布したメンブレンを容器側面に貼り付けた。基礎地盤の作製には、飯豊硅砂7号(平均粒径0.18mm)を用いた。空中落下による砂降らし法(例えばTakahashi et al.<sup>24)</sup>を参照)によって、相対密度が約90%である密な基礎地盤を作製した。基礎地盤を作製したの

は、基礎地盤の変形が腹付工やマウンドの変形に影響することから、より現実的な変形挙動とするためである。基礎地盤の上に、マウンドを模擬した砕石地盤を作製した。落下高さをほぼ無くして砕石を堆積させ、その層厚が40mm程度になるたびに、転圧用の治具で2-3回ほど軽くタッピングを行い相対密度の調整を行った。この方法によって相対密度が約50%程度になることを確認している。使用した砕石は3種類であり、その写真を図-3.2に示している。主に使用した砕石は粒径が5-7mm(実物換算で250-350mm相当)で、砕石1個あたりの平均的な質量が0.14g(実物換算した重量が172N)である。この砕石は実際の現場で使用される砕石よりも小さく軽量であるが、地盤の変形を大きくして混成堤の破壊の様子を観察するために、この砕石を採用した。また、腹付工の砕石材料を変化させたケースでは、上述の砕石よりも小さい2-3mm(100-150mm相当)の砕石と大きい約10mm(500mm相当)の砕石を用いた。それぞれの平均的な質量は0.11g(135N)、2.34g(2867N)である。いずれの砕石も扁平せず、細長くなく、さらに角が削れていないものとして、

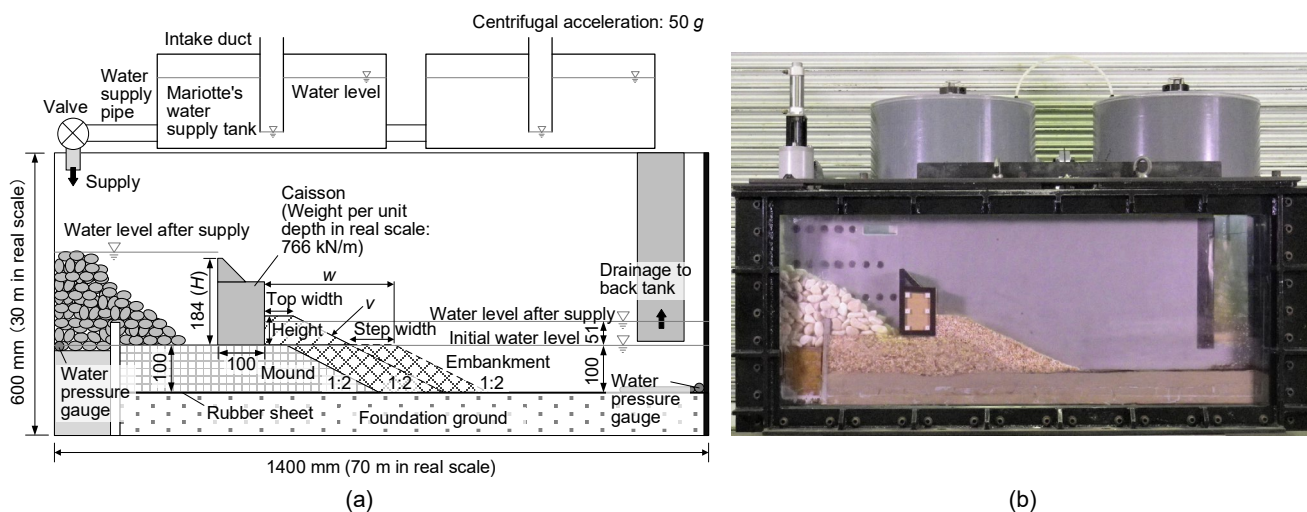


図-3.1 実験断面の模式図(a)と作製した実験模型の写真(b)



図-3.2 実験に用いた砕石

実際の防波堤建設で用いられる碎石と相似な形状になるように心掛けた。マウンドの作製後、模型のケーソンを設置した。ケーソンはアクリル板を貼り合わせた箱の中に砂と鉛玉を詰めたもので、実物のケーソンと同程度の密度となるように重量を調整した。その密度は  $2100 \text{ kg/m}^3$  である。ケーソン前面の高さは  $184 \text{ mm}$  ( $9.2 \text{ m}$  相当)、ケーソンの幅は  $100 \text{ mm}$  ( $5.0 \text{ m}$  相当) であり、滑動や転倒、支持力破壊の中で、転倒が卓越するようにケーソンの幅に比して高さを大きくした。ケーソンの設置後、マウンドの作製と同じ方法によって、腹付工を作製した。補強のため

に方塊ブロックを用いたケースでは、図-3.3 に示す方塊ブロック模型を設置した。ケーソン前面の水位を測る



図-3.3 方塊ブロック模型

表-3.1 実験ケース一覧

(a) Series assessing differences in cross-sectional configuration

Case	Height*	Top width	Step width	$w^\dagger$	$v^\ddagger$	Sectional area	Stone size
E0	—	—	—	2.3 m (0.25 $H$ )	0 $\text{m}^2$	0 $\text{m}^2$	5–7 mm
E0-W1.5	—	—	1.25 $H$	13.8 m (1.50 $H$ )	0 $\text{m}^2$	57.5 $\text{m}^2$	5–7 mm
E0-W1.5-R	—	—	1.25 $H$	13.8 m (1.50 $H$ )	0 $\text{m}^2$	57.5 $\text{m}^2$	5–7 mm
E0-W2	—	—	1.75 $H$	18.4 m (2.00 $H$ )	0 $\text{m}^2$	80.5 $\text{m}^2$	5–7 mm
E3	3/12 $H$	3/12 $H$	—	6.9 m (0.75 $H$ )	10.6 $\text{m}^2$	33.6 $\text{m}^2$	5–7 mm
E4	4/12 $H$	4/12 $H$	—	9.2 m (0.99 $H$ )	18.6 $\text{m}^2$	52.9 $\text{m}^2$	5–7 mm
E4-W1.5	4/12 $H$	4/12 $H$	0.5 $H$	13.8 m (1.50 $H$ )	18.6 $\text{m}^2$	76.1 $\text{m}^2$	5–7 mm
E4-W1.75	4/12 $H$	4/12 $H$	0.75 $H$	16.1 m (1.75 $H$ )	18.6 $\text{m}^2$	87.6 $\text{m}^2$	5–7 mm
E4-W2	4/12 $H$	4/12 $H$	1 $H$	18.4 m (2.00 $H$ )	18.6 $\text{m}^2$	99.1 $\text{m}^2$	5–7 mm
E5	5/12 $H$	5/12 $H$	—	11.6 m (1.26 $H$ )	29.6 $\text{m}^2$	75.9 $\text{m}^2$	5–7 mm
E5-W1.75	5/12 $H$	5/12 $H$	0.5 $H$	16.1 m (1.75 $H$ )	29.6 $\text{m}^2$	98.6 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6-3	6/12 $H$	3/12 $H$	—	11.5 m (1.25 $H$ )	31.7 $\text{m}^2$	77.7 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6-3-W1.75	6/12 $H$	3/12 $H$	0.5 $H$	16.1 m (1.75 $H$ )	31.7 $\text{m}^2$	100.7 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6-3-W2.25	6/12 $H$	3/12 $H$	1 $H$	20.7 m (2.25 $H$ )	31.7 $\text{m}^2$	123.7 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6	6/12 $H$	6/12 $H$	—	13.8 m (1.50 $H$ )	42.3 $\text{m}^2$	99.8 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6-12	6/12 $H$	12/12 $H$	—	18.4 m (2.00 $H$ )	63.5 $\text{m}^2$	144.0 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6-12-C	Continued from E6-12			21.9 m (2.38 $H$ )	50.6 $\text{m}^2$	143.6 $\text{m}^2$	5–7 mm
E7	7/12 $H$	7/12 $H$	—	16.1 m (1.74 $H$ )	57.2 $\text{m}^2$	126.0 $\text{m}^2$	5–7 mm
E8.7-0	8.7/12 $H$	—	—	13.4 m (1.46 $H$ )	44.9 $\text{m}^2$	100.4 $\text{m}^2$	5–7 mm

(b) Series assessing differences in rubble stones

Case	Height*	Top width	Step width	$w^\dagger$	$v^\ddagger$	Sectional area	Stone size
E4-FN	4/12 $H$	4/12 $H$	—	9.2 m (0.99 $H$ )	18.6 $\text{m}^2$	52.9 $\text{m}^2$	2–3 mm
E4-CS	4/12 $H$	4/12 $H$	—	9.2 m (0.99 $H$ )	18.6 $\text{m}^2$	52.9 $\text{m}^2$	10 mm
E2.4-CS	2.4/12 $H$	2.4/12 $H$	—	5.6 m (0.60 $H$ )	6.8 $\text{m}^2$	23.1 $\text{m}^2$	10 mm
E2.4-W1.75-CS	2.4/12 $H$	2.4/12 $H$	1.15 $H$	16.1 m (1.75 $H$ )	6.8 $\text{m}^2$	75.8 $\text{m}^2$	10 mm

(c) Series assessing differences in concrete blocks

Case	Height*	Top width	Number of blocks	$w^\dagger$	$v^\ddagger$	Sectional area	Stone size
E3-BLK1	3/12 $H$	3/12 $H$	1	6.9 m (0.75 $H$ )	5.3 $\text{m}^2$	28.3 $\text{m}^2$	5–7 mm
E3-BLK1-STN	3/12 $H$	3/12 $H$	1	6.9 m (0.75 $H$ )	10.6 $\text{m}^2$	33.6 $\text{m}^2$	5–7 mm
E3-6-BLK2	3/12 $H$	6/12 $H$	2	6.9 m (0.75 $H$ )	10.6 $\text{m}^2$	33.6 $\text{m}^2$	5–7 mm
E6-3-BLK3	6/12 $H$	3/12 $H$	3	6.9 m (0.75 $H$ )	15.9 $\text{m}^2$	38.9 $\text{m}^2$	5–7 mm

\*  $H$  is the seaward height of the caisson.

†  $w$  is the width of the reinforcing embankment from the rear toe of the caisson at the height of the mound top.

‡  $v$  is the cross-sectional area of the embankment higher than the mound top.

水圧計や、給水時の落下水の衝撃を和らげる砕石を設置し、模型を完成させた。

表-3.1 に示すように、腹付工の断面形状 (19 ケース)、砕石の種類 (4 ケース)、方塊ブロックの数量と砕石との組み合わせ (4 ケース) を変化させて系統的に実験を実施した。図-3.4 には全てのケースの実験断面図を示している。表-3.1a には断面形状を変化させたシリーズでのケースを示しており、腹付工の高さと天端幅を変化させたケース、腹付工法面の途中にマウンド天端と同じ高さで小段を設けてその幅を変化させたケースがある。ここでは、腹付工の規模による影響も評価するため、断面形状の面積は必ずしも固定していない。また、極端な断面での実験として、腹付工の無いケース E0 や、マウンドの幅を延長したケース E0-W\* も実施した。ケース E0-W1.5-R は、ケーソンがマウンドに突き刺さることなく延長したマウンド上に横たわったケース E0-W1.5 と同じ条件で行ったも

のである。E8.7-0 は腹付工の天端幅を 0 m として腹付工の法肩をケーソンの天端高さにそろえ、腹付工の断面形状が三角形となるケースである。E6-12-C は、腹付工が洗掘してもケーソンが動かなかったケース E6-12 の時間的な続きとして、腹付工が洗掘した状態からさらに継続して実験を行ったものである。表-3.1b には、腹付工の砕石材料を変化させたシリーズの実験条件を示している。用いた砕石は上述のものであり、腹付工の形状についても変化させて、いくつかの代表的な形状で実験を実施した。また、表-3.1c には腹付材料として方塊ブロックを使用し、その数量を変化させたシリーズを示している。ケース E3-BLK1-STN は方塊ブロックと砕石を組み合わせた腹付工形状とした。ここで、表-3.1 に示した断面積は腹付工全体の断面積、 $v$  はマウンド天端高さの上にある腹付工の断面積を実物スケールで示したものである。また、 $w$  はマウンド天端高さにおけるケーソン後趾からの腹付工の幅を

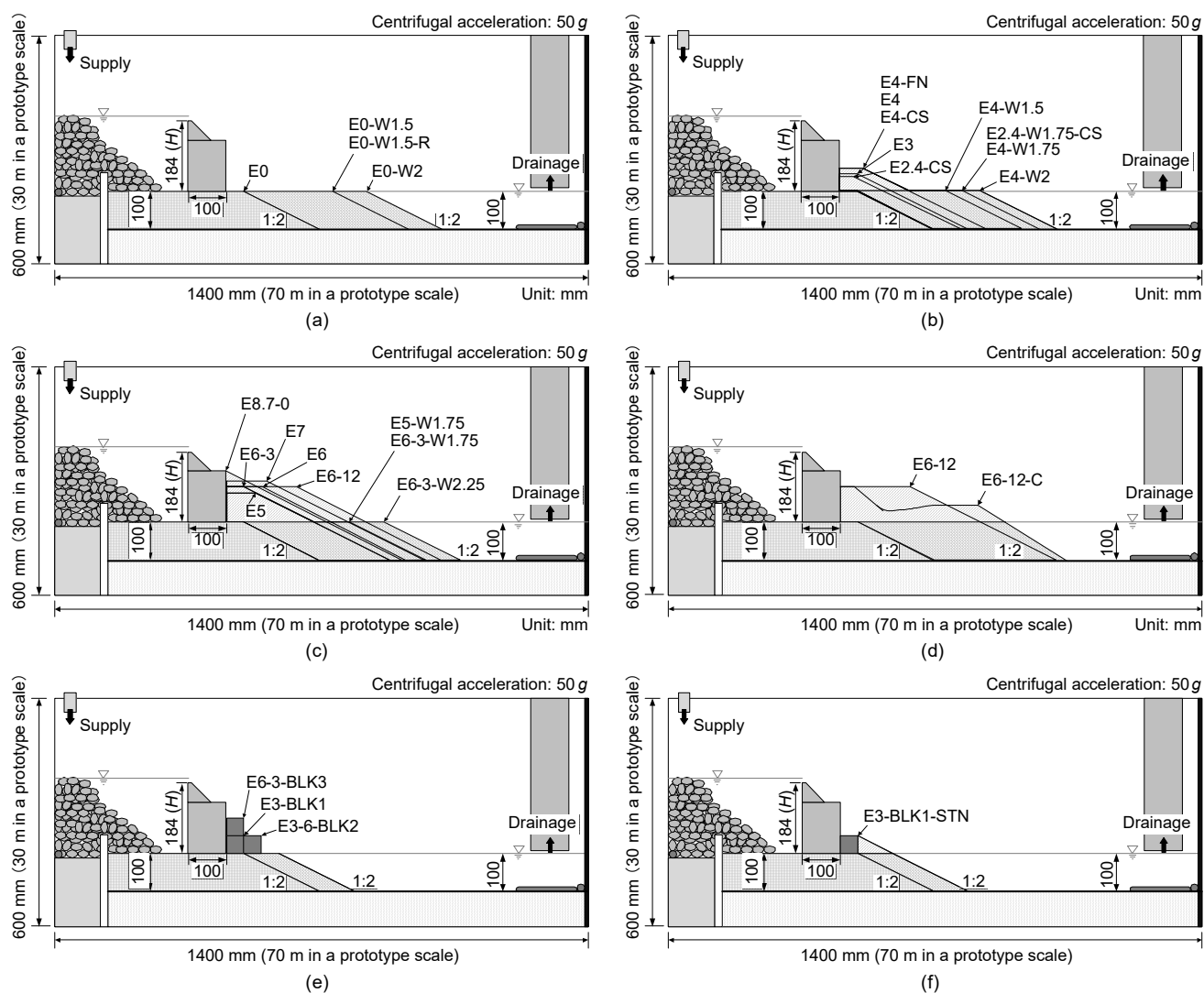


図-3.4 全ケースの実験断面図

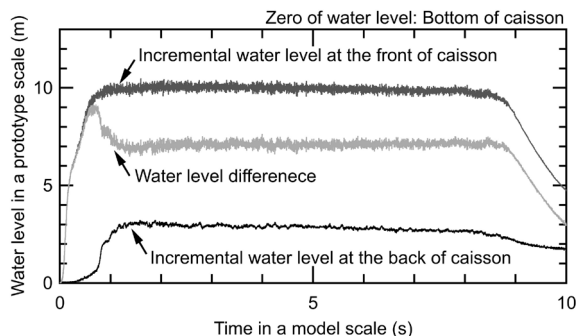


図-3.5 ケーソン前後の水位差 (ケース E6-12)

実物スケールで示したものである。

作製した模型を遠心模型実験装置に設置し、模型に遠心加速度  $50g$  を付加した。使用した遠心装置は、港湾空港技術研究所が所有する装置 Mark II-R である (詳細は Takahashi et al.<sup>25)</sup> を参照)。遠心力を付加した状態で、容器上部の給水タンクからケーソン前面に水を流し、ケーソン背面の排水孔から排水することで、ケーソンの前後の水位差を一定時間保った。つまり、水位差を発生させて津波の来襲時を想定したダムブレイクの実験を実施した。この装置の詳細については、Takahashi et al.<sup>26)</sup> を参照されたい。ケーソンが動かなかったケース E6-12 におけるケーソン前後の水位差を実物スケールで図-3.5 に示す。初期水位と水位基準高さはケーソン底面である。水位差は図-3.1a に示したケーソン前後に設置した水圧計で計測した水圧差から求めた。図に示すように、給水を始めてすぐに水位差は大きくなり、9m のピーク値を示した後に多少小さくなり、7m の一定値に落ち着いた。それが 8s (実物スケールで 400s) 間程度続き、給水タンクが空になって給水できなくなり、水位差が 0m に戻った。津波は 400s 以上続くものもあるが、ケース E6-12 を除く全てのケースで、腹付工やマウンドの洗掘、ケーソンの移動は終局状態に達したものと判断できた。終局状態に至らなかったケース E6-12 では、ケース E6-12-C として再度水位差を発生させて継続した場合の破壊特性を把握した。水位差は 0.5s でピークに達するが、これはケーソン背面での水位が多少下がった状態で給水が始まり、越流や浸透によってケーソン前面から背面へ水が流れてくることで、ケーソン背面の水位が上昇して定常状態に至るためである。ケーソン前面の水位は、ケーソン上部からの越流と腹付工およびマウンド内の浸透によって支配されるが、腹付工の形状に依らず、いずれのケースも水位はほぼ同じであった。背面の水位は排水タンクへの溢水により固定した。これらの実験条件によって、全てのケースではほぼ同じ水位差となった。

## 4. 実験結果と考察

### 4.1 混成堤の破壊過程と終局状態

実験中に撮影した映像のスナップショットを図-4.1 に示す。これらは、代表的な破壊過程と終局状態となった 4 ケースである。図-4.1a は腹付工の高さと天端幅が  $1/3H$  ( $H$  はケーソン前面の高さ) のケース E4, 図-4.1b はケース E4 の腹付工法面の途中にマウンド天端と同じ高さで幅  $H$  の小段を設けたケース E4-W2, 図-4.1c は腹付工の高さと天端幅が  $1/2H$  のケース E6, 図-4.1d は腹付工の天端幅を 0m とし腹付工の法肩をケーソンの天端高さにそろえ、腹付工の断面形状が三角形となるケース E8.7-0 である。写真の右上には、給水開始からの経過時間を模型スケールで示した。

ケース E4 では、越流により腹付工の法面が洗掘し、腹付工が変形しながらケーソンが傾いて腹付工を乗り越え、ケーソンは基礎地盤まで滑り落ちた。一方、ケース E4-W2 では、わずかに越流したものの、浸透と越流により腹付工上段法面の碎石が流出し、腹付工が変形してケーソンが転倒した。転倒したケーソンは、小段の上で止まり、転倒後のケーソンの高さはケース E4 よりも高かった。これはケーソンが粘り強さを発揮できたと言える。ケース E4-W2 の腹付工の変形に注目してみたい。腹付工の変位を高速カメラで撮影した写真を用いて粒子画像流速測定法 (Particle Image Velocimetry, PIV) により算出した。図-4.2 に 0.50-0.71, 0.71-0.76, 0.76-0.79, 0.79-0.81, 0.81-0.87, 0.87-1.00s 間の変形をベクトルで示した。背景の写真は各時間の最初の写真である。図に示すように、ケーソンの傾斜とともに腹付工が変形していることが分かる。特に、腹付工上部の変形はマウンドの変形よりも大きく、腹付工上部の大きさがケーソンを保持する上で鍵になると推測される。ケース E6 (図-4.1c) では、腹付工の法面が越流によって洗掘され、洗掘が進むにつれてケーソンが傾き、ケーソンが腹付工の上に乗上げた。乗り上げたケーソンの上部から腹付工に水が落ちて腹付工が洗掘している状態が約 5s (実物スケールで 250s) 続いた後、ケーソンは腹付工を乗り越え、洗掘前の腹付工法面付近で止まった。ケース E4-W2 よりも高い位置で留まっており、より粘り強かったと言える。ケース E8.7-0 では、腹付工法面が洗掘しても腹付工法面付近の碎石が留まっており、他の 3 ケースよりもケーソンが傾き始めるまでの時間が長かった。ケーソンは転倒後も腹付工を乗り越えることなく、腹付工の上で止まった。つまり、図-4.1 に示した 4 ケースの中では、最も粘り強いケースであった。以上のように、腹付工の規模や形状によって、ケーソンの転倒までの時間



や転倒後のケーソンの高さや位置は異なり、破壊過程や終局状態も異なることが分かった。

ケーソン脇に方塊ブロックを用いたシリーズの破壊過程を図-4.3に示す。方塊ブロック1個のケース E3-BLK1 と方塊ブロック3個のケース E6-3-BLK3 では、ケーソン

が傾斜しつつ、ケーソンと方塊ブロックが混成堤の背後側に移動し、ケーソン背面に接する方塊ブロックを軸にして回転するようにケーソンが方塊ブロックを乗り越え、基礎地盤まで滑り落ちた。一方、方塊ブロック1個と碎石を組み合わせたケース E3-BLK1-STN と方塊ブロック2個

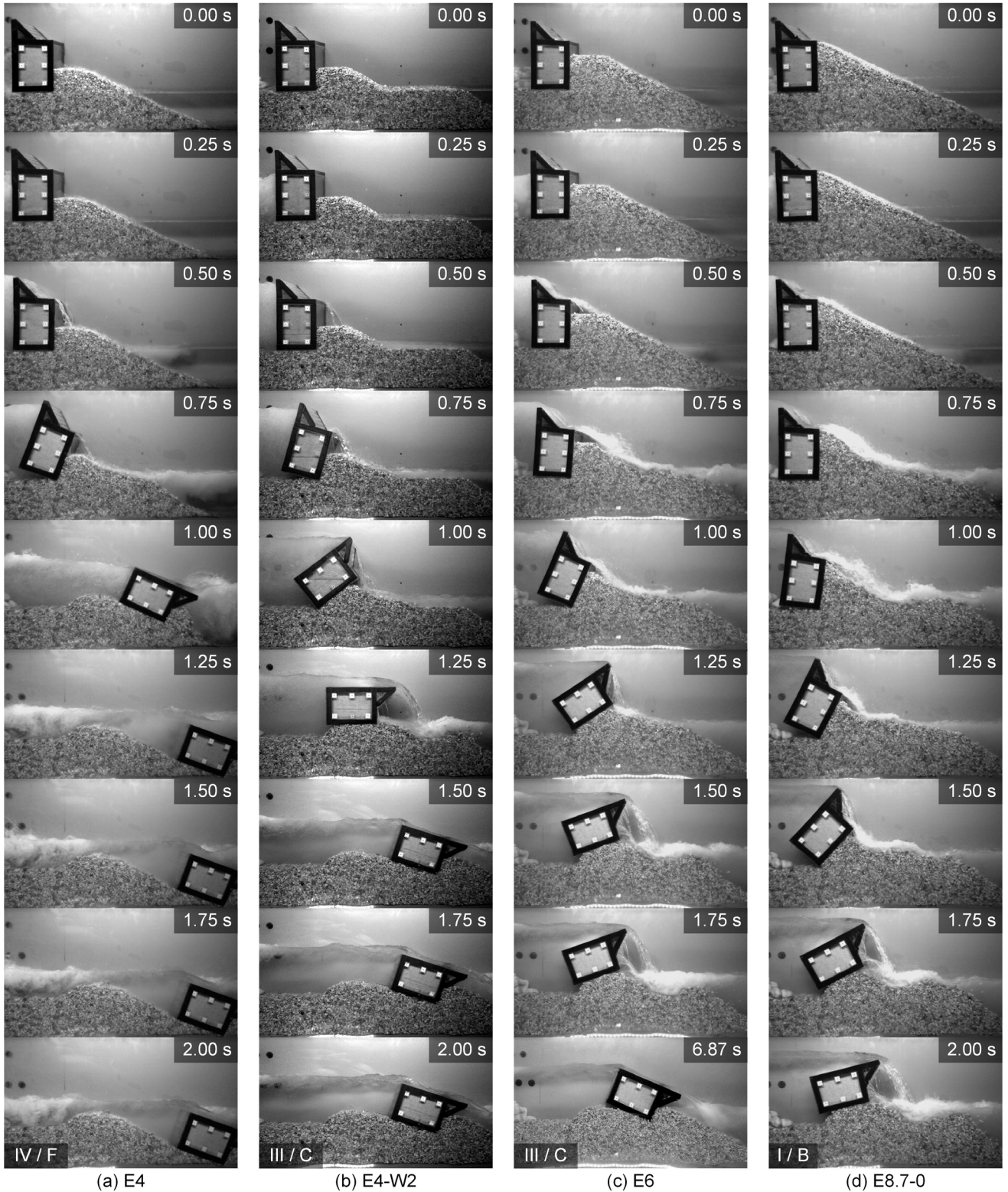


図-4.1 代表的な破壊過程のスナップショット



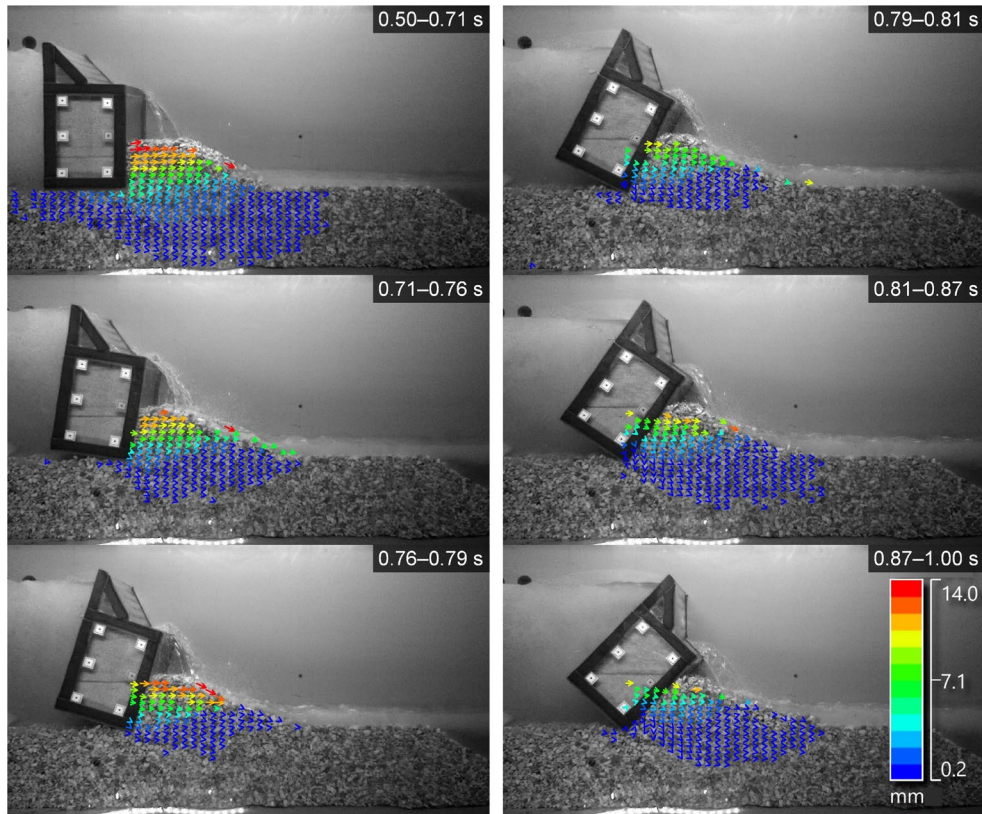


図-4.2 PIV 解析による混成堤の変形 (ケース E4-W2)

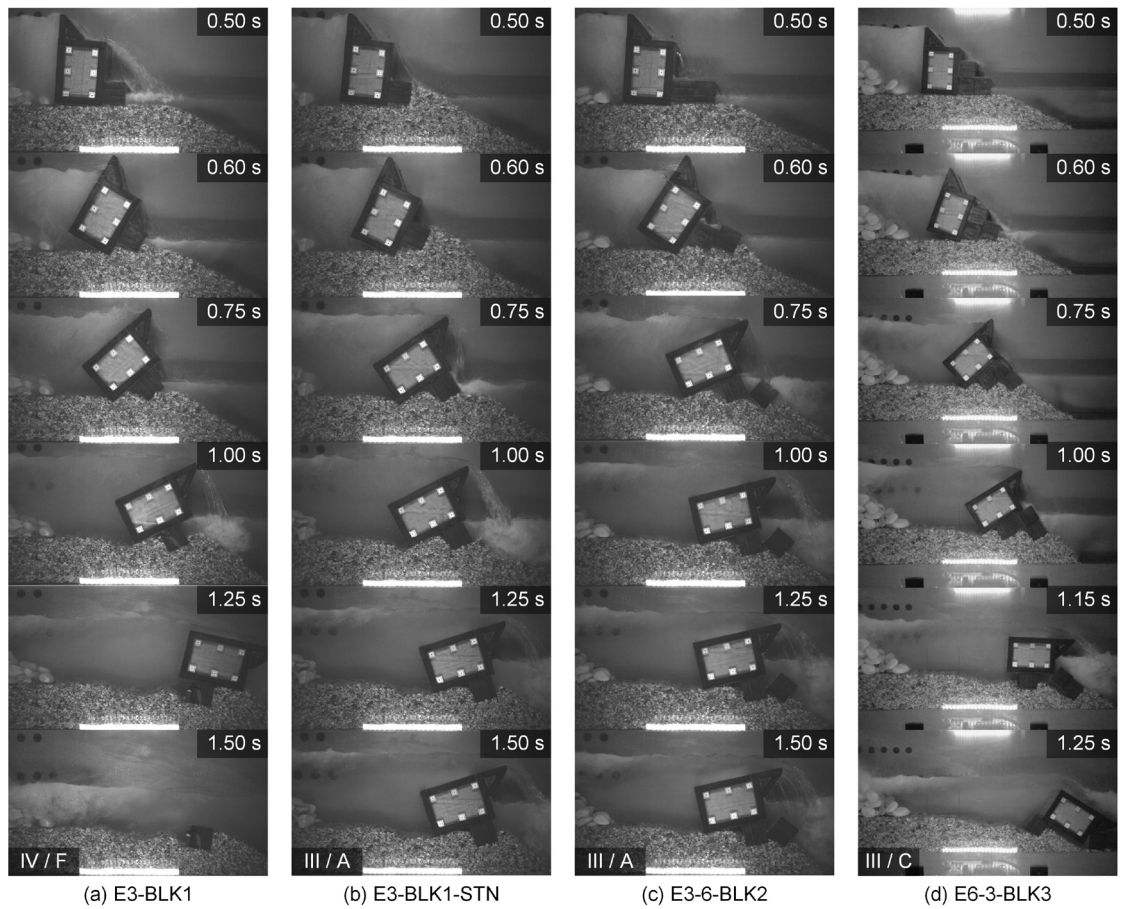


図-4.3 方塊ブロックを用いたシリーズの破壊過程

のケース E3-6-BLK2 では、前述のケースと同様に、ケーソンが傾斜しつつ、ケーソンと方塊ブロックが混成堤の背後側に動いたが、ケーソンが方塊ブロックを乗り越えることはなかった。ブロックの個数が多いほど補強効果が大きいと当初は考えたが、移動するブロックが腹付工の法面を壊す傾向も見られ、単純には個数と補強効果の関係は言えないことは興味深い。

図-4.4 に、全てのケースについて、ケーソンの動きが止まった後の終局状態を示す。白線は実験前の混成堤の位置である。各写真の右上には、後述する転倒後のケーソンの

の高さと位置の分類を示している。また、表-4.1 には実験結果として、後述する転倒後のケーソンの高さや位置の分類に加えて、越流と腹付工の洗掘の有無を示した。腹付工の規模や形状による破壊状態の違いについては上述したので、ここでは洗掘と浸透流、石の粒径の破壊状態への影響について図-4.4 と表-4.1 を用いて説明する。マウンド上の腹付工の断面積  $v$  が小さいケースと 2-3 mm 碎石を用いたケース E4-FN では、越流と腹付工の洗掘は発生しないか、わずかに発生してもその程度は小さく、腹付工の碎石は越流ではなく浸透により流出し、ケーソンが

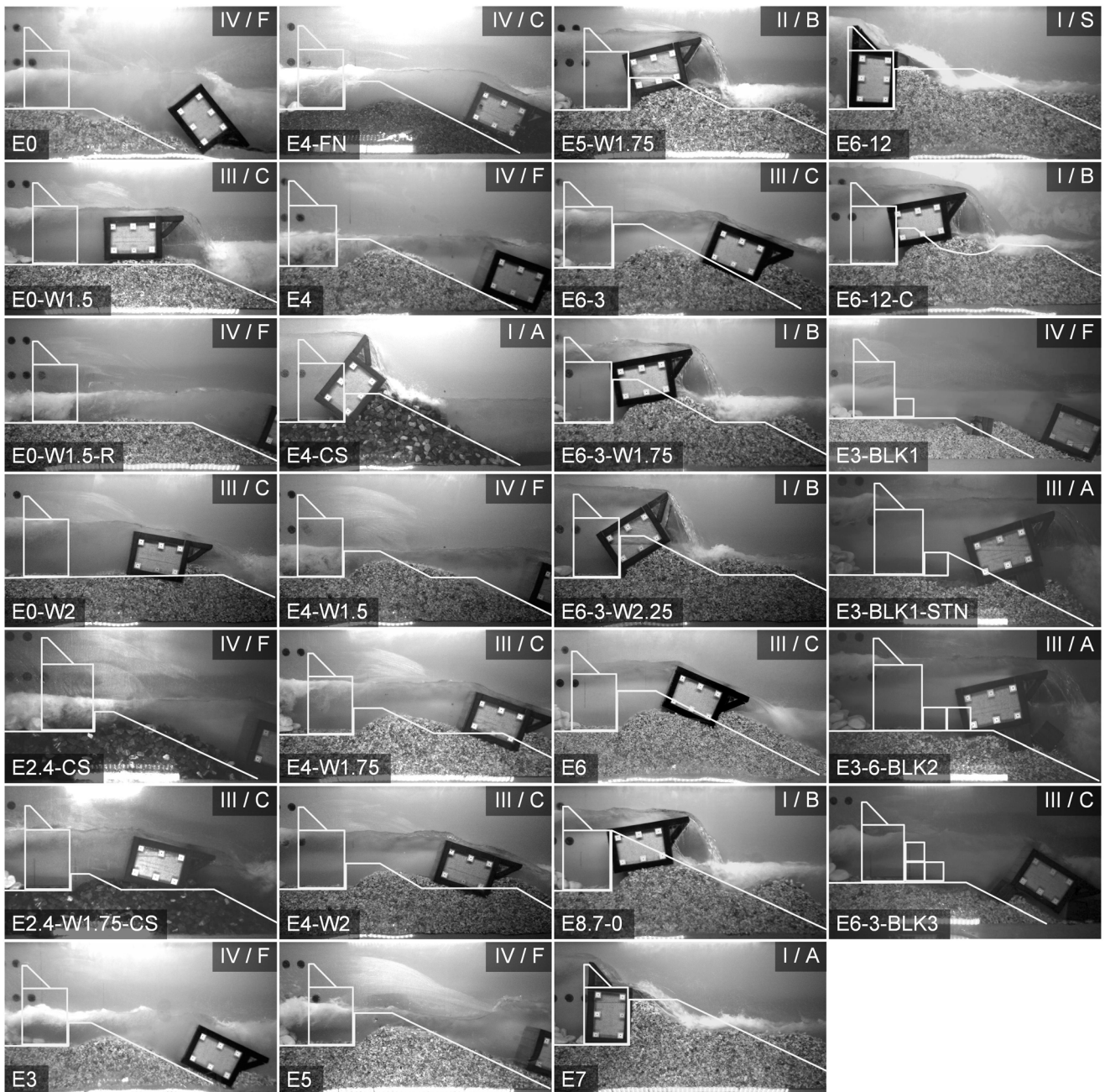


図-4.4 全ケースの終局状態

転倒した。一方、粒径の大きい 10 mm 砕石を用いたケース群 (\*-CS) では、越流では砕石は動かず、腹付工は洗掘しなかった。これら以外のケースでは、越流と腹付工の洗掘が発生していた。

腹付工の砕石材料を変化させたケースの実験条件のうち、ケース E4-FN (2-3 mm)、ケース E4 (5-7 mm)、ケース

E4-CS (約 10 mm)は腹付工の形状と断面積が同じである。砕石の粒径の小さいケース E4-FN では、越流ではなく浸透流により腹付工の砕石が流出し、ケーソンは転倒後に腹付工の法面を滑り落ち、基礎地盤のわずか手前で止まった。ケース E4 では越流により腹付工の法面が洗掘し、ケーソンが傾いて腹付工を乗り越え、基礎地盤まで滑り

表-4.1 実験結果一覧

(a) Series assessing differences in cross-sectional configuration

Case	Height	Top width	Step width	Overflow	Scour	Overturned caisson		
						Height*	Position†	
E0	—	—	—	N	N	30%	IV	F
E0-W1.5	—	—	1.25 H	N	N	59%	III	C
E0-W1.5-R	—	—	1.25 H	N	N	18%	IV	F
E0-W2	—	—	1.75 H	N	N	60%	III	C
E3	3/12 H	3/12 H	—	N	N	33%	IV	F
E4	4/12 H	4/12 H	—	Y	Y	19%	IV	F
E4-W1.5	4/12 H	4/12 H	0.5 H	YN	YN	18%	IV	F
E4-W1.75	4/12 H	4/12 H	0.75 H	YN	YN	51%	III	C
E4-W2	4/12 H	4/12 H	1 H	YN	YN	63%	III	C
E5	5/12 H	5/12 H	—	YN	YN	19%	IV	F
E5-W1.75	5/12 H	5/12 H	0.5 H	Y	Y	86%	II	B
E6-3	6/12 H	3/12 H	—	Y	Y	59%	III	C
E6-3-W1.75	6/12 H	3/12 H	0.5 H	Y	Y	90%	I	B
E6-3-W2.25	6/12 H	3/12 H	1 H	Y	Y	100%	I	B
E6	6/12 H	6/12 H	—	Y	Y	66%	III	C
E6-12	6/12 H	12/12 H	—	Y	Y	101%	I	S
E6-12-C	Continued from E6-12			Y	Y	92%	I	B
E7	7/12 H	7/12 H	—	Y	Y	104%	I	A
E8.7-0	8.7/12 H	—	—	Y	Y	97%	I	B

(b) Series assessing differences in rubble stones

Case	Height	Top width	Step width	Overflow	Scour	Overturned caisson		
						Height*	Position†	
E4-FN	4/12 H	4/12 H	—	YN	YN	33%	IV	C
E4-CS	4/12 H	4/12 H	—	Y	N	106%	I	A
E2.4-CS	2.4/12 H	2.4/12 H	—	Y	N	11%	IV	F
E2.4-W1.75-CS	2.4/12 H	2.4/12 H	1.15 H	Y	N	64%	III	C

(c) Series assessing differences in concrete blocks

Case	Height	Top width	Number of blocks	Overflow	Scour	Overturned caisson		
						Height*	Position†	
E3-BLK1	3/12 H	3/12 H	1	Y	N	17%	IV	F
E3-BLK1-STN	3/12 H	3/12 H	1	Y	N	68%	III	A
E3-6-BLK2	3/12 H	6/12 H	2	Y	N	64%	III	A
E6-3-BLK3	6/12 H	3/12 H	3	Y	N	41%	III	C

Y Overflow or scour occurred.

N Overflow or scour did not occur.

YN The caisson was overturned because of the outflow of rubble stones caused by seepage flow rather than slight overflow.

\* The height of the caisson after overturning is expressed as follows: I = more than 90%; II = 70%–90%; III = 40%–70%; IV = 0%–40%.

† The position of the caisson after overturning is defined as follows: S = no overturning; A = the caisson tilted, and the bottom of the caisson is at the top of the mound; B = the caisson climbs over the reinforcing embankment, and the caisson bottom is above the top of the mound; C = the caisson slides down to a position above the foundation ground; F = the caisson slides down to the foundation ground.



落ちた。粒径の大きいケース E4-CS では、混成堤前後の水位差が増加し始めた時点で腹付工の法面から浸透流が湧き出していたが、法面の砕石が崩れることはなかった。また、水位差によりケーソンが徐々に傾いていくことで腹付工法面の砕石が数個転がったが、越流しても腹付工が洗掘する様子は見られなかった。ケーソンの傾きの増加が止まった後も混成堤前後の水位差により越流が続いたが、腹付工は洗掘せず、ケーソンは傾いたまま腹付工に乗り上げることはなかった。これらの腹付工の砕石材料を変化させたケースでの実験結果から、同じ形状と断面積の腹付工でも石の粒径が大きくなるほど、浸透流による石の流出が起きにくくなることや、越流による洗掘が発生しにくくなること、またケーソンが傾いても腹付工が崩れにくくなることが分かった。

#### 4.2 腹付工の形状に関する考察

転倒後のケーソンの高さ位置を図-4.5 に示すように分類し、各ケースの破壊後の残存する性能を整理する。転倒後のケーソンの高さは、ケーソン転倒後においても混成堤の機能を維持するための重要な指標の1つとして考えられ、転倒後のケーソン最上部の高さを使って整理した。マウンド天端高さを0%，転倒前のケーソン前面の高さを100%として表し、I: 90%以上, II: 70-90%, III: 40-70%, IV: 0-40%とし、また、転倒後のケーソンの位置を、S: 転倒なし, A: ケーソンが傾き、ケーソン下端がマウンド天端高さにある状態, B: ケーソンが腹付工の上に乗り上げ、ケーソン下端がマウンド天端高さより高い位置に上がった状態, C: ケーソンが基礎地盤より高い位置まで滑り落ちた状態, F: ケーソンが基礎地盤まで滑り落ちた状態と区分した。例えば、前掲の図-4.1 に示したケースでは、ケース E4 が高さ IV/位置 F、ケース E4-W2 とケース E6

が III/C、ケース E8.7-0 が I/B となる。また、前掲の図-4.4 にも全ケースの区分を示している。この区分を用いて、腹付工の断面形状を変化させたシリーズについて、転倒後のケーソンの位置を図-4.6a に、高さを図-4.6b にプロットした。図の横軸はマウンド天端高さでのケーソン後趾からの腹付工の幅  $w$ 、縦軸はマウンド天端高さの上にある腹付工の断面積  $v$  である。 $w$  と  $v$  を使って整理した理由は後述するが、これらは破壊のプロセスや終局状態を表す重要なパラメータである。図中の点線は、腹付工全体の断面積が同じ値となる  $w$  と  $v$  の関係を示しており、左下の点線から順に実物スケール換算の腹付工全体の断面積が  $25 \text{ m}^2$  ずつ増加した線である。また、図-4.6b では、転倒後のケーソンの高さがそれぞれ 0-40% (I), 40-90% (II, III), 90%- (IV) となる3つの領域に分けた。

図-4.6(a, b) から考察すると、ケーソン脇の腹付工の断面積  $v$  が  $30 \text{ m}^2$  よりも大きいケース群では、ケーソンが腹付工を乗り越える手前の段階で留められているケースが多く、腹付工の砕石の量が少ないケースにおいても、基礎

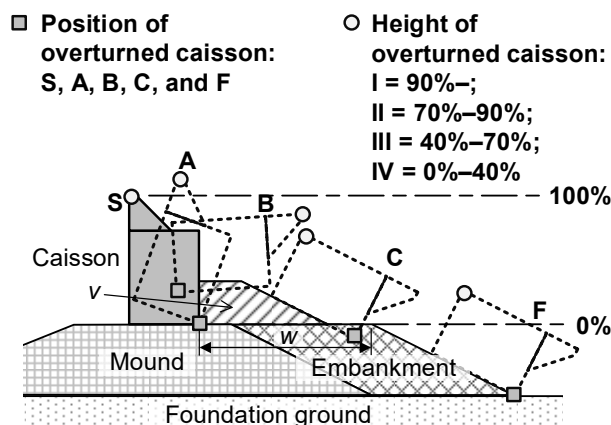


図-4.5 転倒後のケーソンの位置と高さの分類

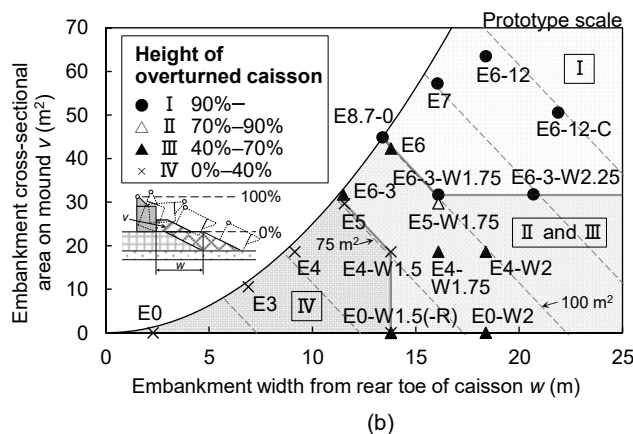
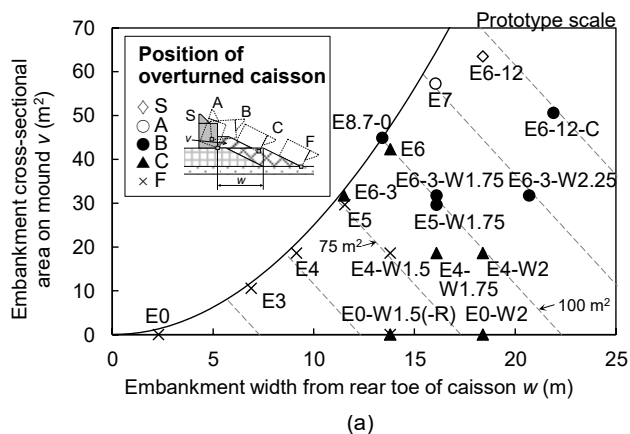


図-4.6 ケーソン後趾からの腹付工の幅  $w$  とマウンド上の腹付工の断面積  $v$  でプロットした転倒後のケーソンの位置(a)と高さ(b) (5-7 mm 砕石)

地盤まで滑り落ちない段階で留められていた。つまり、小段の有無にかかわらずケーソンが腹付工の法面を基礎地盤まで滑落するような転倒は生じにくかった。断面積  $v$  が  $30 \text{ m}^2$  より小さい混成堤では、腹付工の幅  $w$  が約  $14 \text{ m}$  以下ではケーソンは基礎地盤まで滑落し、 $w$  が約  $14 \text{ m}$  以上ではケーソンが基礎地盤まで滑り落ちるのを防げた。小段から滑落しないためには、腹付工の幅  $w$  を約  $14 \text{ m}$  以上に広げる必要があり、この幅が閾値となっていた。以上から、縦軸に示したマウンド天端上の腹付工の断面積  $v$  は転倒したケーソンが腹付工を乗り越えることを抑制する機能、横軸に示したマウンド天端高さの腹付工の幅  $w$  は転倒したケーソンが基礎地盤まで滑落するのを抑制する機能であり、混成堤の破壊の進行を抑制する 2 種類の重要なパラメータと言える。

次に、腹付工全体に用いる砕石を同量とした場合の破壊状況の違いについて考察する。これは、実際の設計では、砕石の量が同じ場合に、効果的に腹付工によって混成堤に粘り強さを持たせたいと考えることを想定したためである。腹付工全体の断面積が約  $100 \text{ m}^2$  で、小段のないケースを比べると、腹付工の高さと天端幅が  $6/12 H$  のケース E6 では、ケーソンは腹付工の上で留まった後に腹付工を乗り越えたが、天端幅を  $0 \text{ m}$  とした腹付工が三角形形状のケース E8.7-0 では、腹付工の天端付近が洗掘されにくく腹付工の砕石がケーソン近傍に留まったため、ケーソンが傾くまでの時間が長く、ケーソンは腹付工を乗り越えなかった。ケース E6 と E8.7-0 は腹付工の形状が似ているが、これらのケースは図-4.6b に示すように破壊後のケーソン位置の移行帯にあり、結果に大きな差が生じたと思われる。また、腹付工全体の断面積が約  $75 \text{ m}^2$  のケースを比べると、腹付工の高さが  $6/12 H$ 、天端幅が  $3/12 H$  のケース E6-3 では、ケーソンは腹付工を乗り越え、腹付

工の法面の途中で止まったが、高さと天端幅が  $5/12 H$  のケース E5 では、ケーソンは腹付工を乗り越え、基礎地盤まで滑り落ちた。ケース E8.7-0 と E6、ケース E6-3 と E5 の比較から、腹付工全体の断面積が同じであれば、腹付工の高さがより大きい、三角形または三角形に近い形状の方がケーソン転倒時に腹付工の石がケーソン近傍に留まりやすく、ケーソンの滑落が起こりにくい結果となった。

小段のあるケース群も含めて考察する。例えば、腹付工全体の断面積が約  $100 \text{ m}^2$  の実験結果を見ると、腹付工の断面積  $v$  を小さく、小段を設けて腹付工の幅  $w$  を広げることで、高さに関する破壊の分類が I から II または III に、位置に関する破壊の分類が B から C に変化しており、破壊後の性能が低下した。同じ石の量であれば、マウンドの幅を広げるよりもケーソンの脇に積み上げた方が混成堤の性能を低下させにくい効果があり、小段を設けない形状とした方が良かった。また、腹付工全体の断面積が  $75 \text{ m}^2$  以下の場合には、 $v$  を大きくするよりも  $w$  を大きくする方がケーソンの基礎地盤への滑落を防ぎ、壊滅的な破壊を回避することができた。しかし、これでは支持力不足によりケーソンの滑動やマウンドの支持力破壊に対する混成堤の安定性が低下するため、ケーソン脇にある程度の量の砕石を配置した方が良い。腹付工全体に用いる砕石の量を固定した場合の破壊状況についてまとめると、小段を設けるよりもケーソン脇の砕石の量を増やして三角形の形状が最も良い結果となった。ただし、実際には越波や越流に対する安定性や、水面付近は波で地盤が崩れやすいことを考慮すると、腹付工の形状は水面付近にあまり近くなならない程度の三角形に近い台形とした方がよいと考えられる。

腹付工の砕石材料を変えたケース群についても同様に、転倒後のケーソンの位置を図-4.7a に、高さを図-4.7b に

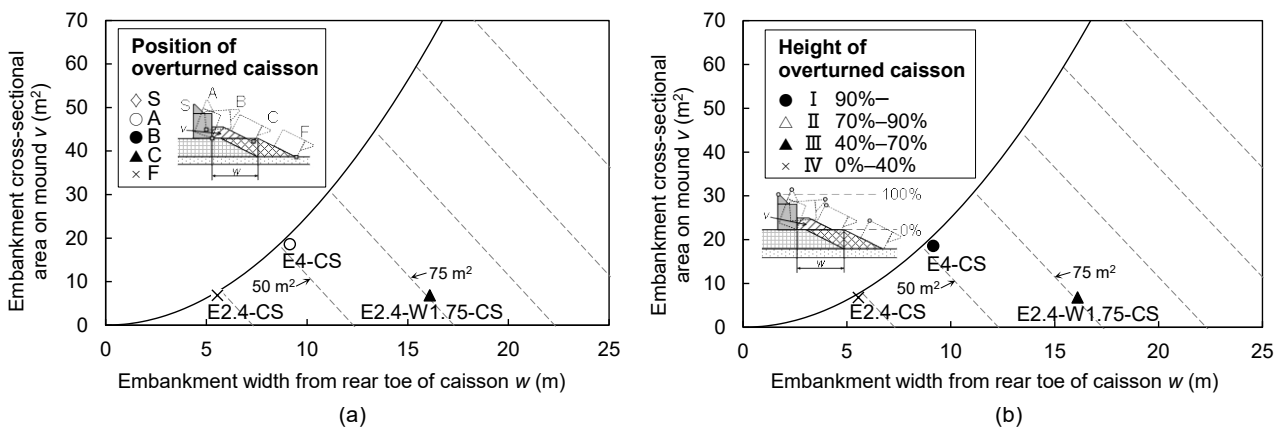


図-4.7 ケーソン後趾からの腹付工の幅  $w$  とマウンド上の腹付工の断面積  $v$  でプロットした転倒後のケーソンの位置 (a) と高さ (b) (10 mm 砕石)

プロットした。砕石の粒径が大きくなると洗掘量が減り、地盤の強度が大きくなるため、転倒による混成堤の破壊は全体的に進行しにくい傾向にあった。ただし、腹付工全体の断面積が小さい範囲で、腹付工の断面形状を変化させたケース群（図-4.6b）と同様の傾向が得られた。このことから、図-4.6bの結果は、砕石の大きさや混成堤の規模によって定量的な閾値は変化するが、定性的には変化しない関係と言える。このため、腹付工の設計では、次章に示すように混成堤の安定性から考えることが主であろうから、その検討の中で図-4.6bの結果を考慮すれば良い。つまり、ケーソン脇の石の量のある程度設けないとケーソンが乗り越えて滑落しやすいこと、腹付工全体に同じ量の石を用いるならば、小段を設けずにケーソン脇に砕石を積み上げた方が良いことを考慮することが望ましい。

腹付工に方塊ブロックを用いたシリーズについても、転倒後のケーソンの位置を図-4.8aに、高さを図-4.8bにプロットした。方塊ブロックを用いたシリーズでは、マウンドに同じ大きさの砕石を用いた腹付工の断面形状を変化させたシリーズ（図-4.6(a・b)）と比べて小さい腹付工の断面積  $v$  や幅  $w$  でケーソンの基礎地盤への滑落を防ぐことのできるケースがあった。ただし、方塊ブロックを用いた場合には、ケーソン転倒後にマウンドと腹付工の砕石がすべり、ケーソン転倒後の方塊ブロックとケーソンの位置によってはケーソンが方塊ブロックを乗り越えて滑落する可能性があることが分かった。

### 5. 安定性評価

遠心模型実験の結果やその考察から、設計波力を大幅に超える大きな外力に対して腹付工を有する混成堤が粘り強さを発揮するためには、マウンドの幅を広げるよりもケーソンの脇により多くの砕石を盛る方が効果的であることが分かった。ただし、このようにケーソン脇の砕石量を増やすことが、設計波力に対する防波堤の安定性自体を低下させないかを確認しておく必要がある。例えば、同じ砕石量であっても、ケーソン脇の石が多いと腹付工の高さが増して支持力破壊に対する安定性が低下する可能性も考えられる。そこで、混成堤の安定性を評価できることが知られている円弧すべり計算を用いて、腹付工の断面形状を変化させて安定性がどのように変わるかを調べた。

計算には、簡易ビショップ法による円弧すべり計算<sup>27)</sup>を用いた。日本の港湾施設の技術基準<sup>28)</sup>において、防波堤マウンドの支持力の安定性や腹付工を有する混成堤の安定性を円弧すべり計算で評価することとなっている。Takahashi<sup>13)</sup>は、円弧すべり計算の結果は限界状態の耐力を過小評価することを示しており、安全側の結果を得ることができる。つまり、設計波力が作用したとしても直ちに腹付工やマウンドが破壊するわけではない。Takahashi<sup>13)</sup>によると、耐力作用比が1.0となる外力が加わったとしても、ケーソン（高さ9m～19m相当）の変位は0.3m程度の場合が多かった。この変位は、防波堤の構造物としての使用性の限界に近い状態を表しているとも言える。また、円弧すべり計算は、腹付工の断面形状を変化させた場合の極限的な反力を定性的には表現できていた。これらのことから、安定性を評価する上で円弧すべり計算による検討は有効であると考えられる。

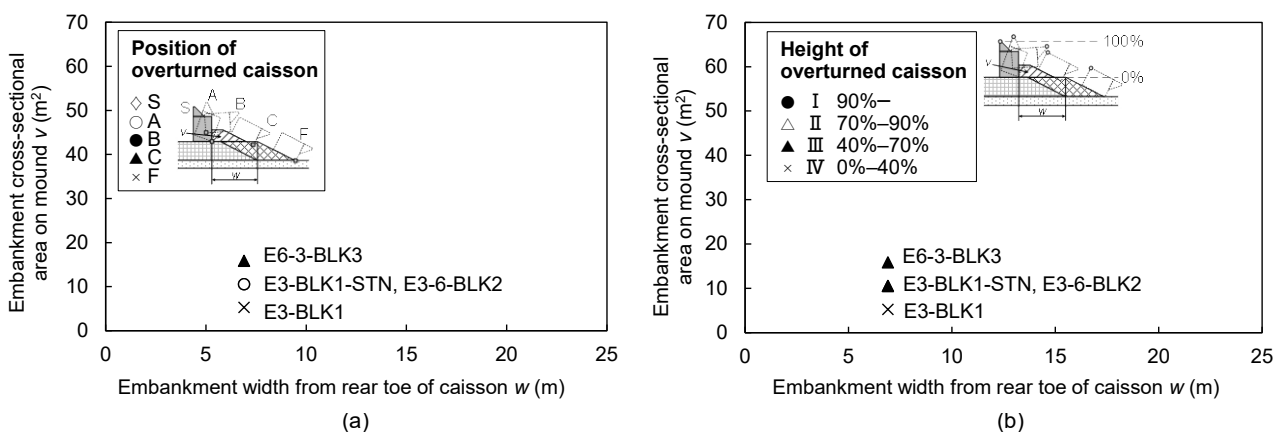


図-4.8 ケーソン後趾からの腹付工の幅  $w$  とマウンド上の腹付工の断面積  $v$  でプロットした転倒後のケーソンの位置 (a) と高さ (b) (方塊ブロック)

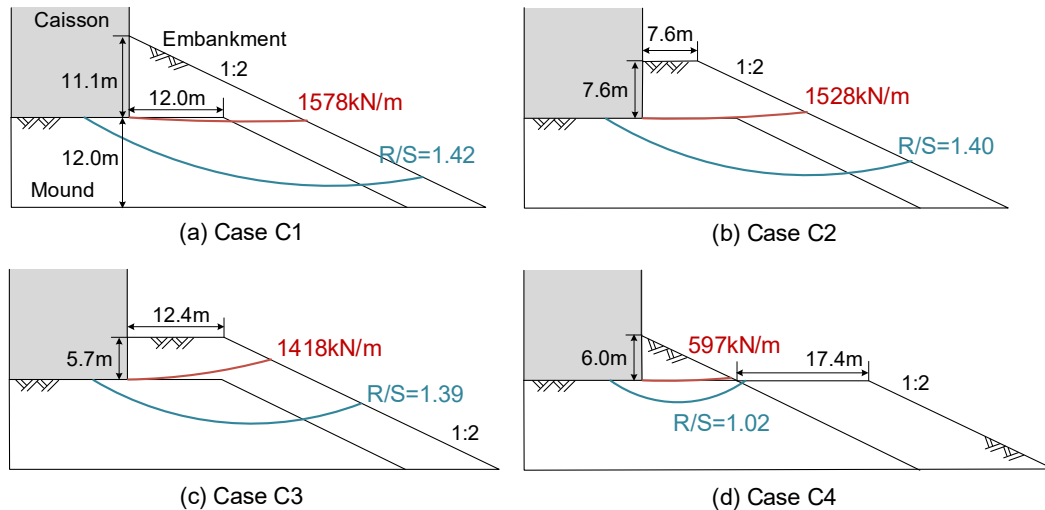


図-5.1 円弧すべり計算の断面形状と計算結果

計算に用いたマウンドと腹付工の断面形状を図-5.1に示している。なお、図には後述する計算結果も併せて示している。既存の混成堤を参考にしてケーソンとマウンドの寸法を決めており、この混成堤に対して断面積を変化させずに種々の断面形状の腹付工を設けた。計算でのマウンドや腹付工のせん断強度は日本の設計基準<sup>28)</sup>で示されている $c = 20 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi = 35^\circ$ を用いた。単位体積重量に関しては、砕石が全て水中下にあるとして有効単位体積重量を $\gamma' = 9.8 \text{ kN/m}^3$ とした。なお、砕石の一部が水面上にある場合は、その重量は水中重量よりも重いため、より安定することになる。計算では、ケーソンが滑動あるいは転倒することを想定したケーソン後趾からの浅いすべりと、マウンドの支持力破壊を想定したケーソン下部からの深いすべりの2種類を考えた(図-5.2)。前者の浅いすべりでは、腹付工に作用させる水平荷重を変化させて、耐力作用比が1.0となる水平荷重を求めた。摩擦力としては、水平荷重に摩擦係数( $\tan 15^\circ$ )を掛け合わせたものを用いた。また、水平荷重の作用高さは腹付工の高さの1/3とした。耐力作用比が1.0となる水平荷重が浅いすべりの破壊モードでの腹付工の耐力となる。後者のすべりでは、腹付工からの反力とマウンド表面の摩擦力の分担比を基本的に0.5と定めて、それぞれに水平荷重843 kN/mを作用させた。ただし、腹付工の形状として小段を設けて2段としたケースC4では、浅いすべりでの水平荷重の限界値が597 kN/mであるため、843 kN/mからそれを引いた246 kN/mをマウンド表面の摩擦力に足し合わせて摩擦力に分担させた。また、腹付工からの水平荷重に摩擦係数( $\tan 15^\circ$ )を掛けた鉛直荷重を腹付工に、ケーソン重量からその摩擦力を差し引いた鉛直荷重を載荷幅で除した圧力をマウンド表面に作用させた。ケーソンに作用する外力と重力のつり合い式から鉛直荷重の載荷幅を求めた。これ

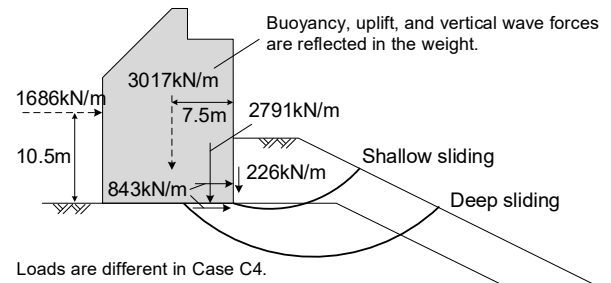


図-5.2 ケーソンに作用する外力とすべり面

らの力の関係を図-5.2に示している。

それぞれの腹付工の断面形状に対する計算結果は図-5.1に示すとおりである。図には、最も安定性が低くなる円弧すべり面に加えて、浅いすべりでの限界水平荷重と深いすべりでの耐力作用比を示している。耐力作用比とは、耐力を作用力で除した値であり、この数字が大きいかほど耐力に余裕があり、混成堤の安定性は高いことを示している。浅いすべりと深いすべりのいずれの計算結果においても、腹付工の断面形状を三角形とした断面の安定性が高く、続いて、ケーソンの1/3の高さ、1/4の高さ、2段の腹付工を有する混成堤の順に安定性が低下していった。つまり、同じ断面積の腹付工を混成堤に設けるならば、マウンドの幅を広げるよりもケーソンの脇により多くの砕石を盛る方が良いことが分かった。このことは、大きな外力によるケーソンの転倒時に粘り強さを発揮するための傾向と一致していた。結果として、腹付工を有する混成堤の安定性向上とケーソン転倒時の粘り強さの発揮の両方の観点において、ケーソン脇の腹付工の断面積を大きくすることが重要であることが分かった。ただし、前述したように、他の観点も踏まえると、実際の混成堤においては、腹付工の断面形状を三角形とするより台形とした方が好ましいと言える。

## 6. 結論

本研究では、腹付工を有する混成堤の破壊のプロセスと終局状態を遠心模型実験によって調べ、大きな外力作用時においても混成堤に粘り強さを付加できる腹付工の断面形状について検討を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 腹付工を有する混成堤の破壊モードについて考察し、大きな外力作用時に性能を喪失するような破壊モードはケーソンの転倒によるものであることを示した。この考察に基づいて、ケーソンが転倒する条件で模型実験を実施することとした。
- 2) 流体と地盤、またその複合問題に対して相似則を整理し、遠心模型実験を実施した。実験では、腹付工の断面形状や砕石の種類を変化させた。腹付工の砕石量が多いと、ケーソンが滑落するような転倒は生じにくかった。一方、砕石量が少ないと、ケーソンの傾斜に合わせて腹付工が変形し、ケーソンが転倒するとともに腹付工に乗り上げ、その位置においてバランスが崩れると法面を滑落した。ケーソン脇に方塊ブロックを置いて混成堤を補強した場合、ケーソンが傾斜してブロックとともに移動し、ブロックを軸として回転して基礎地盤まで滑り落ちるケースもあった。
- 3) 系統的な実験の結果、ケーソンが腹付工に乗り上げるかどうかは、腹付工の形状にはあまり影響を受けておらず、ケーソン脇の砕石の分量に依存していた。また、マウンドの幅が広ければ、ケーソンがマウンド法面を滑落することを防げるが、滑落しないための閾値が存在した。ある程度の量の砕石があり、砕石が同量であれば、マウンドの幅を大きく広げるよりもケーソンの脇により多くの砕石を設置する方が壊滅的な破壊に至りにくくなることが分かった。

円弧すべり計算によって、腹付工を有する混成堤の安定性についても確認した。この観点からも、ケーソン脇の腹付工の断面積を大きくすることが重要であることが分かった。ただし、実際の混成堤においては、他の観点も踏まえて腹付工の天端に多少の水平面を設けた台形断面とした方が好ましいと言えた。

## 7. あとがき

本研究では、腹付工を有する混成堤の破壊モードについて考察した後に、流体と地盤、それらの複合問題に対して相似則を整理し、遠心模型実験を実施した。遠心模型実験では、腹付工を有する混成堤の破壊過程と終局状態を調べ、混成堤の粘り強さを向上させる腹付工の断面形状について検討した。そして、ケーソンの転倒モードにおいては、ケーソン脇に砕石を多く設置することで壊滅的な破壊が起こりにくくなる傾向を示した。さらに、混成堤の安定性を円弧すべり計算により検証し、ケーソン脇の腹付工の体積を大きくすることが安定性の観点においても重要であることを示した。

本研究で示した腹付工の幅と断面積の関係は、砕石の大きさや混成堤の規模によって定量的な閾値は変化することに注意されたい。ただし、腹付工全体にある程度多くの量で同量の砕石を用いるならば、小段を設けずにケーソン脇に砕石を積み上げた方が、設計波力を越える大きな外力が作用したときに混成堤に粘り強さを付加できることは共通して言えることである。また、本研究では、方塊ブロックを用いた腹付工についても検討したが、ブロックで補強する混成堤の破壊特性は不明な点が多い。今後はより広範に各種腹付工を有する混成堤の破壊のプロセスと終局状態を明らかにしたい。

(2023年2月6日受付)

## 謝辞

遠心模型実験の実施は株式会社ジオデザインの市川友弘氏に、円弧すべり計算は地盤改良研究グループの八木奏氏にご協力いただいた。また、本研究は国土交通省の助成を受けて実施した。ここに記して感謝の意を表する。

## 記号

$Fr$	フルード数
$U$	流速
$g$	重力加速度
$L$	特性長さ
$\gamma'$	有効単位体積重量
$c$	粘着力
$\phi$	内部摩擦角



参考文献

- 1) Kazama, M. and Noda, T.: Damage statistics (Summary of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake damage), *Soils and Foundations*, Vol. 52, Issue 5, pp. 780-792, 2012.
- 2) Mase, H., Kimura, Y., Yamakawa, Y., Yasuda, T., Mori, N., and Cox, D.T.: Were coastal defensive structures completely broken by an unexpectedly large tsunami? A field survey, *Earthquake Spectra*, Vol. 29, Issue 1\_suppl, pp. 145-160, 2013.
- 3) Mori, N., Cox, D.T., Yasuda, T., and Mase, H.: Overview of the 2011 Tohoku earthquake tsunami damage and relation to coastal protection along the Sanriku Coast, *Earthquake Spectra*, Vol. 29, Issue 1\_suppl, pp. 127-143, 2013.
- 4) Sugano, T., Nozu, A., Kohama, E., Shimosako, K., and Kikuchi, Y.: Damage to coastal structures, *Soils and Foundations*, Vol. 54, Issue 4, pp. 883-901, 2014.
- 5) 高橋重雄, 戸田和彦, 菊池喜昭, 菅野高弘, 栗山善昭, 山崎浩之, 長尾毅, ほか: 2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報. 港湾空港技術研究所資料, No. 1231, 200p, 2011.
- 6) Tomita, T. and Yoen, G.S.: Tsunami damage in ports by the 2011 off Pacific coast of Tohoku Earthquake, *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, pp. 454-462, 2012.
- 7) 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, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 37, No. 2, pp. 29-58, 1998.
- 8) 国土交通省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, pp. 837-839, 2007.
- 9) 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, 37p, 2013.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 渡部要一, 高野大樹: 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, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 54, No. 2, pp. 21-50, 2015.
- 13) Takahashi, H.: Stability of composite-type breakwaters reinforced by rubble embankment, *Soils and Foundations*, Vol. 61, Issue 2, pp. 318-334, 2021.
- 14) Kurihara, O. and Takahashi, H.: Backfilling configuration to improve tenacity of composite-type breakwaters, *Coastal Engineering Journal*, 2023. (in press)
- 15) Sekiguchi, H. and Phillips, R.: Generation of water waves in a drum centrifuge, *Proceedings of the International Conference CENTRIFUGE 91*, pp. 343-350, 1991.
- 16) Phillips, R. and Sekiguchi, H.: Generation of water wave trains in drum centrifuge, *Proceedings of the International Symposium on Technology in Ocean Engineering (Techno-Ocean '92)*, Vol. 1, pp. 29-34, 1992.
- 17) Baba, S., Miyake, M., Tsurugasaki, K., and Kim, H.: Development of wave generation system in a drum centrifuge, *Proceedings of the International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 265-270, 2002.
- 18) Cheng, C.: Sand bed response under wave loadings using a centrifuge, Master thesis, Engineering Department of Civil Engineering, National University of Singapore, 121p, 2003.
- 19) Gao, F. P. and Randolph, M. F.: Progressive ocean wave modelling in drum centrifuge, *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (IS-FOG 2005)*, pp. 583-588, 2005.
- 20) 高橋英紀, 小川慧, 早野公敏, 森川嘉之, 二宮裕介: 造粒固化土を利用した人工海浜の波浪安定性に関する遠心模型実験, 海洋開発論文集, Vol. 26, pp. 687-692, 2010.
- 21) Takahashi, H., Sassa, S., Morikawa, Y., Takano, D., and Maruyama, K.: Stability of caisson-type breakwater foundation under tsunami-induced seepage, *Soils and Foundations*, Vol. 54, Issue 4, pp. 789-805, 2014.
- 22) Takahashi, H., Morikawa, Y., and Kashima, H.: Centrifuge modelling of breaking waves and seashore ground, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 19, Issue 3, pp. 115-127, 2019.
- 23) Takahashi, H., Zdravković, L., Tsiampousi, A., and Mori, N.: Destabilisation of seawall ground by ocean waves. *Géotechnique*, 2022. (in press)
- 24) Takahashi, H., Kitazume, M., Ishibashi, S., and Yamawaki, S.: Evaluating the saturation of model ground by P-wave velocity and modelling of models for a liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in*

*Geotechnics*, Vol. 6, Issue 1, pp. 13-25, 2006.

- 25) Takahashi, H., Fujii, N., Morikawa, Y., and Takano, D.: Development of hydro-geotechnical centrifuge PARI Mark II-R, *Technical Note of the Port and Airport Research Institute*, No. 1353, 27p, 2019.
- 26) Takahashi, H., Morikawa, Y., Mori, N., and Yasuda, T. : Collapse of concrete-covered levee under composite effect of overflow and seepage, *Soils and Foundations*, Vol. 59, Issue 6, pp. 1787-1799, 2019.
- 27) Bishop, A.W.: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Géotechnique*, Vol. 5, Issue 1, pp. 7-17, 1955.
- 28) 国土交通省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，2220p，2018.