

I. 課題名

「漁港漁場施設の性能規定化等技術検討」のうち
(7) 粘り強い構造設計手法及び適用条件

II. 実施機関名、部局名及び担当者名

| | |
|---|----------------------|
| 独立行政法人水産総合研究センター 水産工学研究所 水産土木工学部水産基盤グループ | 八木 宏 大村智宏 杉松宏一 |
| 株式会社アルファ水工コンサルタンツ 東京本部 技術部 | 奥野正洋 平田純也 |
| 国際気象海洋株式会社 技術部 | 桑原正博 門 安曇 |
| 一般財団法人漁港漁場漁村総合研究所 第1調査研究部 | 中村克彦 後藤卓治 |

III. 調査実施年度

平成 24～26 年度

IV. 緒言

漁港の防波堤・岸壁においては、大規模な地震・津波による超過外力が作用し、施設が被害を受けたとしても全壊しにくいよう、粘り強く機能が維持され一定の減災効果や速やかに機能回復するような構造が望まれ、「平成 23 年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方」¹⁾²⁾にもその必要性が示されている。

粘り強い構造の設計にあたっては、構造物の保持すべき機能と要求される性能を明確にする必要があるとともに、その効果の評価方法を確立していく必要がある。また、現在のところ、「粘り強い構造設計」にあたっての「粘り強さ」の規定は定性的なもの

であるため、施設の性能をどの程度まで向上させればよいのかが不明確である。

本調査では、大規模な地震・津波において施設の修復性や安全性を確保するための設計法（粘り強い構造）、特に粘り強さを増すための対策効果を定量的に評価できる方法を確立するための検討を行う。

V. 方法

1) 粘り強い構造設計の基本的な考え方と対策工法の整理

大規模な津波・地震が発生した際に外郭施設（防波堤等）及び係留施設（岸壁等）の要求性能の基本的な考え方を整理し、各々の具体的な対策工法を抽出し分類整理した。具体的には、設計条件を超過する外力に対する構造物の変形特性を把握し、有効となる耐力向上対策あるいは外力低減対策について検討を行った。

2) 水理模型実験等による検証

構造物の粘り強さを検証するため、防波堤の本体工、捨石マウンド、被覆工等の超過外力に対する耐性について水理模型実験を行い、変形等について評価した。また、隅角部、堤頭部等の平面的な弱点部について平面実験により検討を行った。

VI. 結果及び考察

1. 粘り強い構造設計の基本的な考え方と対策工法の整理

1. 1 粘り強い構造設計の基本的な考え方

「平成 23 年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方」¹⁾が公表された時点での基本的な考え方を以下に示す。

(1) 強化対策の対象

防災上重要な漁港（防災拠点漁港）及び水産物の生産及び流通上重要な漁港（生産・流通拠点漁港）において、各目標（緊急物資の輸送、生産・流通機能の維持・継続、漁港利用者の安全確保、背後地域の被害軽減、災害後の施設利用の早期再開など）の達成に不可欠な防波堤や岸壁を選定し、重点的に対応する。

(2) 設計の対象とする地震・津波

1) 津波

発生頻度の高い津波を設計の対象とする。

2) 地震

これまでと同様、レベル 1 地震動（再現期間が概ね 75 年）及びレベル 2 地震動（再現期間が概ね数百年以上）を設計の対象とする。さらに、設計対象津波が到達する前に施設の機能が損なわれないよう、発生頻度の高い津波を生じさせる地震も対象とする。

(3) 防波堤の設計

発生頻度の高い津波による外力（波力、流体力）に対し、①滑動、②転倒、③支持力に対する安定性を照査し、④根固・被覆ブロックの安定性を照査する。

さらに、粘り強く施設の機能を維持するため、堤体の滑動・転倒の抑制及び基礎部分の洗掘防止等に資する対策を検討する。

(4) 岸壁の設計

地震に対しては、基本的に、既存の耐震設計方法を踏襲する。

津波に対しては、引き波時に水位が低下した状態の土圧や残留水圧を算定し、①滑動、②転倒、③支持力に対する安定性を照査し、④根固・被覆ブロックの安定性を照査する。

さらに、粘り強く施設の機能を維持するため、堤体の傾斜の抑制及び前面の洗掘防止等に資する対策を検討する。

1. 2 重力式防波堤の構造上の弱点の抽出と対応策

(1) 構造上の弱点

粘り強い構造設計を進めるに先立ち、対象構造物が有する弱点を抽出する必要がある。本検討では、今次津波による被災事例や基本断面が有する安定性を踏まえ、ケーソン式混成堤の場合における構造上の弱点を、以下のように整理した。

- a. 越流した水塊の堤体背後への落下による基礎マウンドの洗掘
- b. 津波水位差に伴い発生する基礎マウンド内の浸透流によるマウンドの崩壊
- c. 設計津波を超える津波が来襲した場合の堤体の滑動・転倒

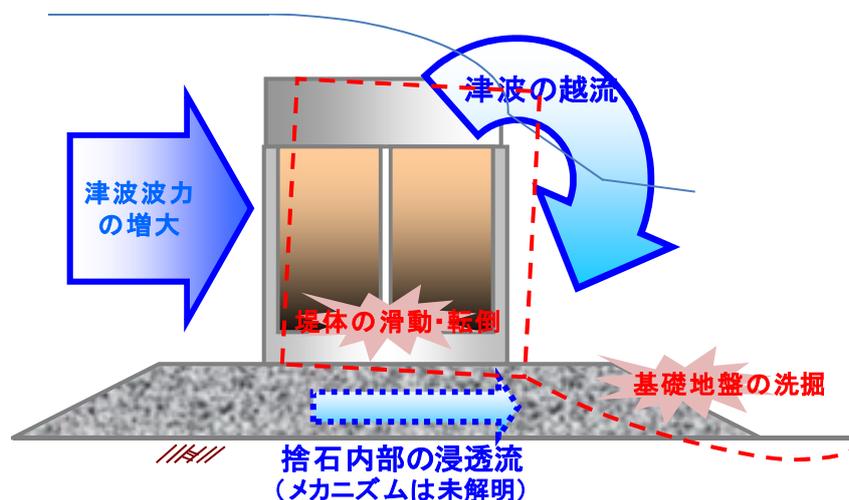


図 1.2.1 基本断面が有する構造上の弱点

(2) 多重防護に向けた防波堤の弱点補強

多重防護の対策の実施にあたっては、防波堤が発生頻度の高い津波の来襲に対して安定性を保つことはもとより、例え津波高がそれより大きい津波に対しても、損壊するまでに時間を要するような構造とすることで、背後の防潮堤の破堤のリスクを下げる効果があるとともに浸水域の拡大を抑えることが期待できる。

そこで、来襲する津波の特性（方向、周期）と漁港の位置する地形、規模及び形状等を踏まえながら、弱点の少ない防波堤の配置、構造上の部材の補強対策を図ることが必要となる。

表 1.2.1 に、津波の作用に対して想定される構造上の弱点と補強対策を整理する。

表 1.2.1 津波の作用に対して想定される構造上の弱点と補強対策

| | 構造上の弱点 | 補強対策 | 備考 |
|---------------------|--|--|--|
| 漁港施設の 平面的な弱 点 | 防波堤の堤頭部や隅角部の 付近で局所的に発生する複 雑な流れ等による作用の増 大 | <ul style="list-style-type: none"> 港形や施設配置を工夫する。 異形ブロックやマウンド被覆材の重量を割り増す。 | <ul style="list-style-type: none"> 平面的な水理模型実験や数値解析等を行い、来襲する津波の特性（方向、周期）に対する漁港の位置する地形、規模及び形状等により生じる弱点について分析する必要がある。 津波の来襲に対して有効な防波堤の配置方法を検討する必要がある。 |
| 構造物の部 材の弱点 | <p>a)津波の越流に対して</p> <ul style="list-style-type: none"> 越流した水塊の堤体背後への落下による基礎マウンドの洗掘 <p>b)マウンド内の浸透圧に対して</p> <ul style="list-style-type: none"> 津波水位差に伴い発生する基礎マウンド内の浸透流によるマウンドの崩壊 <p>c)設計津波を超える津波波力に対して</p> <ul style="list-style-type: none"> 設計津波を超える津波が来襲した場合の堤体の滑動・転倒 | <ul style="list-style-type: none"> 捨石マウンドの厚さを増やす（嵩上げ）。 被覆材により嵩上げた捨石マウンドを防護する。 越流や平面流速に伴う洗掘防止効果を高め、粘り強さをもたせる。 捨石マウンドの嵩上げ、被覆を行う。 洗掘防止用マットを設置する。 捨石の嵩上げや被覆ブロック、洗掘防止マットの効果により、浸透圧に対する耐力向上を図る。 捨石の嵩上げ形状が維持される限りにおいて、受動抵抗が見込まれ（滑動に対する抵抗力を向上）、耐性が向上する。 | <p>(補強対策のイメージ)</p> |

2. 水理模型実験による検討

2. 1 滑動に対する耐性実験（定常流水路）

水産庁「平成 23 年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方」²⁾において、当面の粘り強い構造の進め方として、以下が示されている。

- ・具体的な対応策については、防波堤の港内側捨石の嵩上げ（腹付工の付加）や堤体上部工形状の工夫が有効である。
- ・防波堤の港内側捨石の嵩上げ厚さについては、堤体高の 1 / 3 程度とすることで、防波堤の堤体及びマウンドの変形に対する粘り強さが向上する。

「粘り強さ」の規定は定性的なものであり、定量的な評価方法は確立されていない。このため、津波外力の継続時間の長い津波について腹付け工法の効果（滑動に対する耐性、被覆材の安定等）を水理模型実験により計測し、構造物の粘り強さの検証を行った。

（1）実験施設

実験施設と模型縮尺、津波諸元を以下に示す。継続時間の長い津波を検討するため定常流水路で実験を行った（図 2.1.1、図 2.1.2 参照）。

- ・定常流水路：幅 0.5m×深さ 1.0m
- ・模型縮尺：1/50
- ・津波の継続時間：定常状態になってから現地 15 分（模型約 2 分）
- ・防波堤天端上の越流水深：1～8cm（現地 0.5～4m）



図 2.1.1 定常流水路



図 2.1.2 防波堤模型

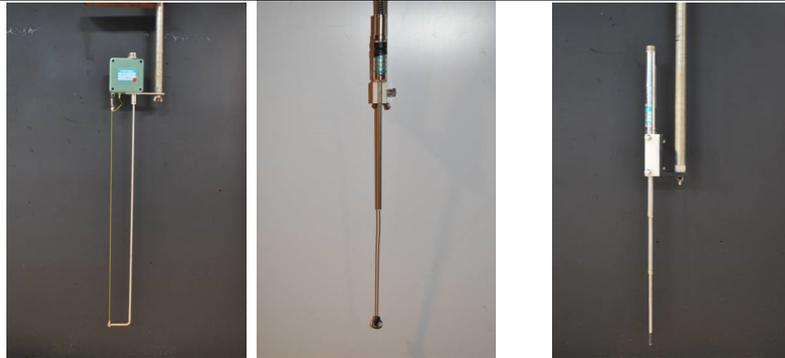
（2）計測項目

計測項目と計測機器を表 2.1.1 に示す。

- ・流速（電磁流速計、プロペラ式流速計）
- ・水位（容量式波高計）
- ・堤体の滑動・転倒、マウンドの変形、被覆材の被災状況（VTR 撮影）

表 2.1.1 計測機器一覧

| 項目 | 水位 | | 流速 |
|----------|------------|--|-----------------------|
| | 容量式波高計 | プロペラ式流速計 | 電磁流速計 |
| 機器名 | ケネック | ケネック | ケネック |
| 製造 | ケネック | ケネック | ケネック |
| 型式 | CHT6-40 | VOT2-100-05N(φ5mm) VOT2-100-10(φ10mm) | VMT2-200-04P(φ4×18mm) |
| 測定範囲 | 最大 40cm | 最大 100cm/s | 最大 200cm/s |
| サンプリング間隔 | 20ms(50Hz) | 20ms(50Hz) | 20ms(50Hz) |
| サンプリング時間 | 60s | 60s | 60s |
| 分解能 | 12bit | 12bit | 12bit |
| 備考 | | | |



(3) 実験方法

堤体模型は、代表的な形状をモデル化したものを使用した。

- ・堤体高：18cm（現地 9m）
- ・堤体幅：22cm（現地 11m）
- ・設置水深：15cm（現地 7.5m）
- ・基礎マウンド上水深：9cm（現地 4.5m）
- ・静水面上の天端高 9cm（現地 4.5m）

実験断面は次の3ケースとした。

- ・腹付け無し
- ・腹付け有り：堤体高の 1/4
- ・腹付け有り：堤体高の 1/3

被覆材は、方塊型（現地換算 20t）を使用し、捨石の上に被覆材を載せた通常の場合（図 2.1.3）に加え、被覆材を網の上に接着し固定したケース（図 2.1.4）についても参考として実験を行った。

実験断面に設計外力を超過する津波を作用させ、滑動量や変形等の特性を評価した。

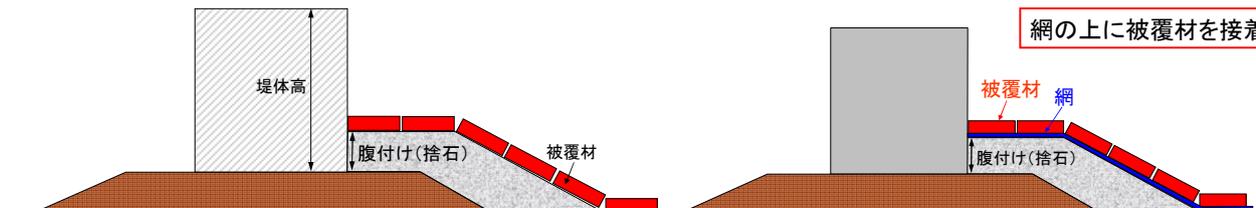


図 2.1.3 腹付け工模型の概要図

図 2.1.4 被覆材を固定したケース

(4) 実験結果

津波高と堤体の滑動量の関係を図 2.1.5 に、滑動が始まる津波高と水平波力の比較を表 2.1.2 に示す。滑動が始まる津波高は、腹付け無しの場合は約 7m (現地)、腹付け高 1/4 では 7.4m、腹付け高 1/3 では約 8m となった。滑動が始まる津波高から、水工研提案式により水平波力を算定すると、腹付け無しに対し、腹付け高 1/4 では約 1.1 倍、腹付け高 1/3 では約 1.2 倍の水平波力となる。限定的な実験条件下ではあるが、腹付け工により 10~20%増の津波波力に耐えられることを確認した。

また、被覆材を固定したケースについては、通常の被覆材が移動するケースよりも堤体が滑動しにくくなっている。被覆材がめくれた後に堤体が滑動する現象が多く見られることから、被覆材の形状の工夫 (有孔型、連結等) により、滑動に対する耐性が高まる可能性がある。

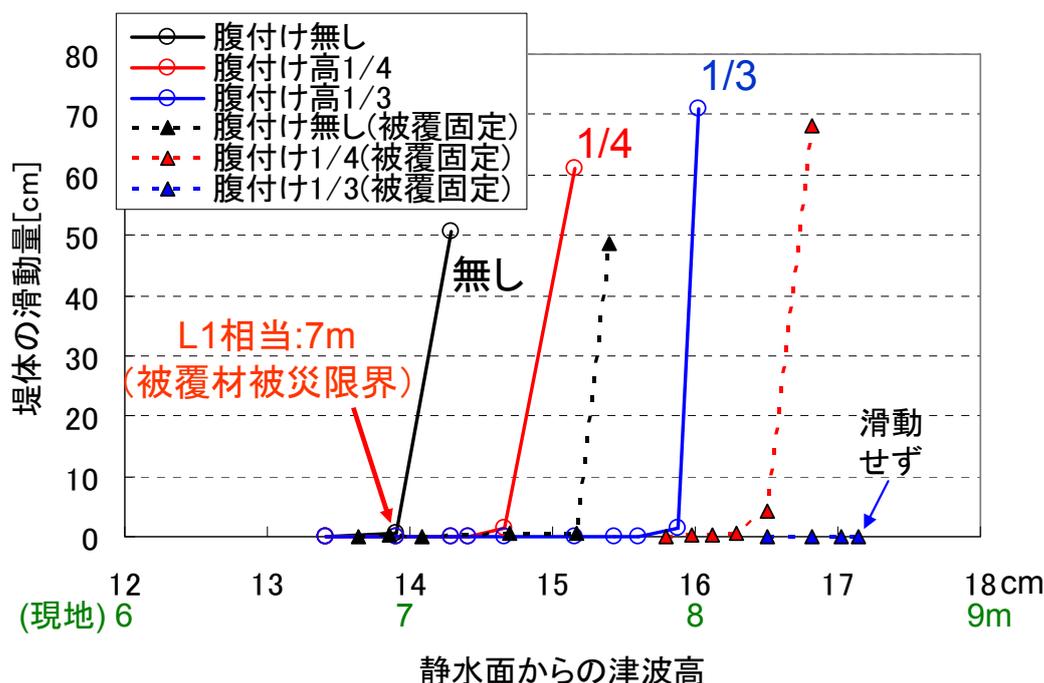


図 2.1.5 津波高と堤体の滑動量の関係

表 2.1.2 滑動が始まる津波高と水平波力の比較

| ケース | 津波高 | 水平波力 | | 腹付けの滑動抵抗力 計算値(港湾式) N/m |
|---------|------|------|------|------------------------------|
| | cm | N/m | 比率 | |
| 腹付け無し | 13.9 | 204 | 1 | - |
| 腹付け高1/4 | 14.7 | 231 | 1.13 | 16 |
| 腹付け高1/3 | 15.9 | 249 | 1.22 | 31 |

※水平波力は水工研式により算定。

腹付けの有無による堤体の被災状況を図 2.1.6 に示す。津波高 7.2m (現地) の時は、腹付け無しでは被覆材がめくれ、堤体が滑落したが、腹付け高 1/3 では被覆材がめくれるものの、腹付け部が残り、堤体は滑動していない。さらに津波高を 8m まで上げると、捨石が洗掘され滑動が開始した。

【腹付け無し】

津波高:
14.3cm
(現地換算
7.2m)



【腹付け有り(堤体高の1/3)】

津波高:
14.3cm
(現地換算
7.2m)



【腹付け有り(堤体高の1/3)】

津波高:
16.0cm
(現地換算
8.0m)

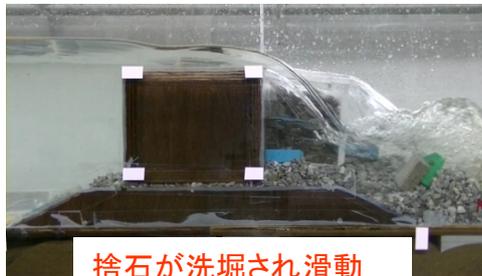


図 2.1.6 腹付け有無による堤体の被災状況

2. 2 堤体の引張試験

(1) 腹付け工と被覆材を用いた引張試験（空中および水中）

腹付け工による粘り強さの効果を検討するための基礎的な実験として、空中および水中において堤体の引張試験を行い、滑動抵抗力を計測した。実験装置の概要を図 2.2.1 に示す。積載板におもりを徐々に載せていき、堤体の滑動が生じたときの積載荷重を滑動抵抗力とした。

実験模型は下記の 3 種類とした。

- ・腹付け無し、被覆材無し（基礎マウンドのみ）
- ・腹付け無し、被覆材有り（天端 2 個並）
- ・腹付け有り（堤体高 1/3）、被覆材有り（天端 2 個並）

堤体および被覆材の諸元を以下に示す。模型縮尺は 1/81 とした。

堤体高：11cm（現地 9m）

堤体幅：14cm（現地 11m）

被覆材 表乾重量：55g（現地 30t）

寸法：40mm×40mm×15mm（現地 3.2m×3.2m×1.2m）

（水中の場合）

設置水深：9cm（現地 7.3m）、基礎マウンド上水深：5cm（現地 4m）

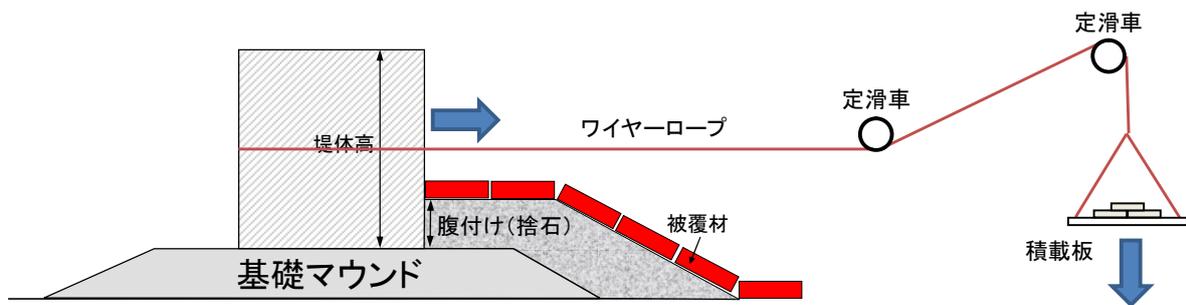


図 2.2.1 引張試験装置概要図（腹付け工＋被覆材）

実験結果を表 2.2.1 及び表 2.2.2 に、堤体の滑動状況の例を図 2.2.2 に示す。基礎マウンド上の摩擦係数は、空中、水中ともにほぼ 0.6 となっており、設計に用いられるプレキャストコンクリートと捨石の静止摩擦係数の数値 0.6 と一致する。滑動抵抗力は、被覆材の設置により空中で約 2.2 倍、水中で約 2.1 倍となり、さらに腹付け有りの場合は腹付け無しに対し、空中で約 1.6 倍、水中で約 1.3 倍となった。



図 2.2.2 引張試験 堤体滑動状況（水中・腹付け有り）

表 2.2.1 空中における引張試験結果

| 条件 | | 堤体重量(空中)W(kgf) | 滑動抵抗力F(kgf) | 摩擦係数(F/W) |
|---------------|--------------|----------------|-------------|-----------|
| 腹付け無し | 被覆材無し | 7.01 | 4.11 | 0.59 |
| 腹付け無し | 被覆材有り(天端2個並) | 7.01 | 9.00 | - |
| 腹付け有り(堤体高1/3) | 被覆材有り(天端2個並) | 7.01 | 14.05 | - |

※5～12回の平均

表 2.2.2 水中における引張試験結果

| 条件 | | 堤体重量(水中)W'(kgf) | 滑動抵抗力F(kgf) | 摩擦係数(F/W') |
|---------------|--------------|-----------------|-------------|------------|
| 腹付け無し | 被覆材無し | 4.73 | 2.82 | 0.60 |
| 腹付け無し | 被覆材有り(天端2個並) | 4.73 | 5.88 | - |
| 腹付け有り(堤体高1/3) | 被覆材有り(天端2個並) | 4.73 | 7.33 | - |

※5～6回の平均

(2) 腹付け工のみを用いた引張試験 (水中)

腹付け工 (碎石) のみによる粘り強さの効果を検討するため、被覆材は使用せず腹付け工のみの引張試験を水中において行った。実験装置の概要を図 2.2.3 に示す。積載板におもりを徐々に載せていき、堤体の滑動が生じたときの積載荷重を滑動抵抗力とした。

実験断面は下記の 3 ケースとした。全ケースについて碎石のみで成形し、被覆材は使用しない。

- ・腹付け無し
- ・腹付け有り (堤体高 1/4)
- ・腹付け有り (堤体高 1/3)

堤体の諸元を以下に示す。模型縮尺は 1/50 とした。

- 堤体高：18cm (現地 9m)
- 堤体幅：22cm (現地 11m)
- 設置水深：15cm (現地 7.5m)
- 基礎マウンド上水深：9cm (現地 4.5m)

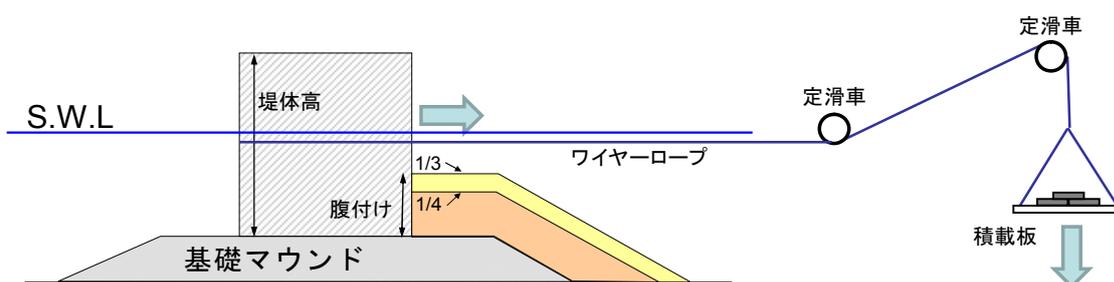


図 2.2.3 引張試験装置概要図 (腹付け工のみ)

腹付け高と滑動抵抗力の関係について、図 2.2.4 に示す。滑動抵抗力は堤体の滑動抵抗力と腹付け部の滑動抵抗力の合力である。尚、各計算値は、割石の内部摩擦角を 39° (摩擦係数 0.8、港湾基準を参考) と仮定した場合の算出結果である。腹付け高が高いほど、滑動抵抗力の実験値は高くなっている。各計算値は実験値より低めの傾向であり、安全側の推定となっている。

参考として、本実験と菊池ら(2011)³⁾の実験条件の比較を表 2.2.3 に示す。菊池らはジャッキによる押し荷重に対し、本実験はおもり載荷による引き荷重である他、実験スケールの違い、碎石の内部摩擦角等の違いにより、滑動抵抗力の結果に差異が生じている可能性がある。

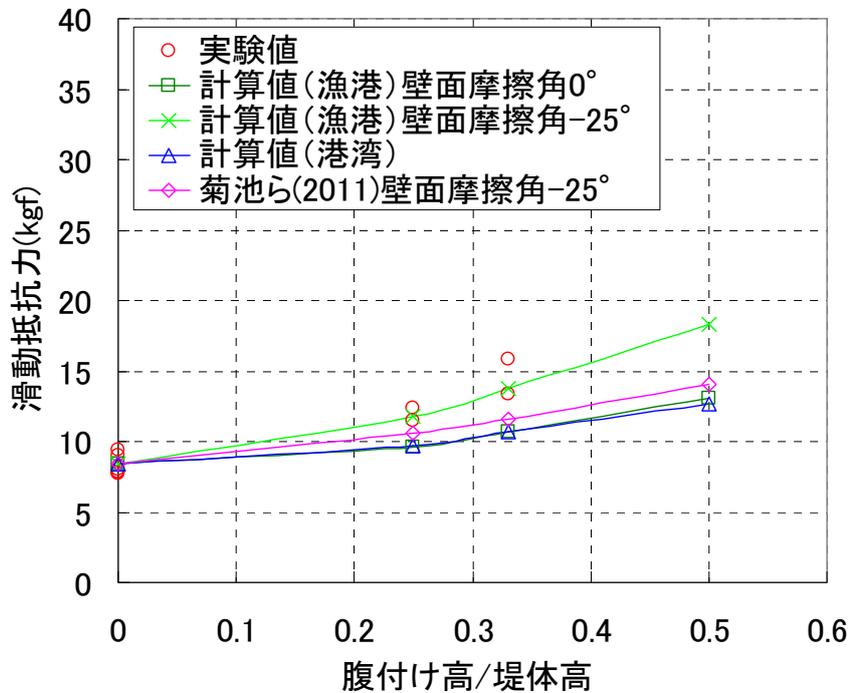


図 2.2.4 腹付け高と滑動抵抗力の関係（水中）

表 2.2.3 本実験と菊池ら(2011)の実験条件の比較

| | | | 本実験(2013) | 菊池ら(2011) |
|------|----|----------|---------------------------|---------------------|
| 縮尺 | | | 1/50 | 1/10 |
| 碎石 | 粒径 | 模型 現地 | 5~13mm 25-65cm | 10~40mm 10-40cm |
| | 重量 | 模型 現地 | 平均 約0.8g/個 平均 約100kg/個 | 1~75g/個 1~75kg/個 |
| 載荷方法 | | | おもり載荷による 引き荷重 | 油圧ジャッキによる 押し荷重 |

(参考) 滑動抵抗力の計算式

・漁港基準⁴⁾

$$R = P_p' \cos \delta$$

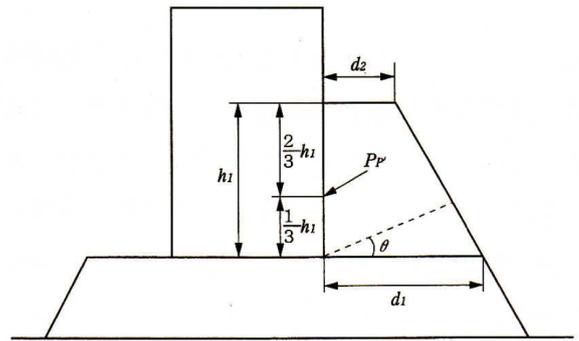
$$P_p' = P_p \frac{(d_2 + d_3)(h_1 - d_3 \tan \theta) + d_3^2 \tan \theta}{h_1^2} \tan \theta$$

$$d_3 = \frac{d_1}{1 + \frac{d_1 - d_2}{h_1} \tan \theta}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 K_p$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta')}{\cos \theta' \cos(\delta - \theta') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta')}{\cos(\delta - \theta')}} \right]^2}$$

$$\cot \theta = \tan(\phi - \delta) + \sec(\phi - \delta) \sqrt{\frac{\cos(\delta - \theta') \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi - \theta')}}}$$



R : 裏込めの滑動抵抗 (作用点は底面より $h_1/3$ の高さ)

P_p' : 裏込めの受働土圧

h_1 : 裏込め高さ

d_1, d_2 : 裏込めの底面幅及び天端幅

θ : 裏込めのすべり面

ϕ, γ : 裏込めの内部摩擦角, 単位体積重量

δ : 裏込めの壁面摩擦角

θ' : 地震合成角 ($= \tan^{-1} k$ or $\tan^{-1} k'$)

P_p : 暫定裏込め及び護岸背面が全て裏込材で満たされているときの受働土圧合力

K_p : 裏込材の受働土圧係数

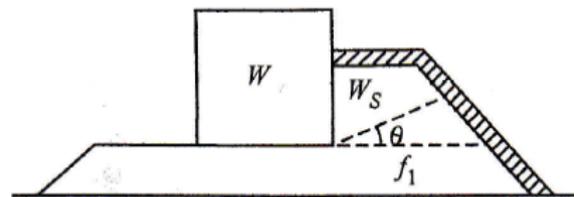
・港湾基準⁵⁾

$$R = W_s \tan(\theta + \phi)$$

W_s : すべり面より上の割石の重量

θ : すべり面傾斜角

ϕ : 割石の内部摩擦角



(a) 割石

・菊池ら(2011)³⁾

$$R = \frac{W_s \tan(\theta + \phi)}{1 + \tan \delta \cdot \tan(\theta + \phi)}$$

W_s : すべり面より上の割石の重量

θ : すべり面傾斜角

ϕ : 割石の内部摩擦角

δ : ケーソンと裏込めの壁面摩擦角 (下向きが正)

2. 3 被覆材の安定性実験

腹付け工有無の条件において、被覆材の安定性実験を行った。作用流速を段階的に変え、被災数のカウント、被災位置、飛散状況等の記録を行った。

(1) 実験施設

実験施設と模型縮尺、津波諸元を以下に示す。

- ・大型造波水路：幅 1.0m×深さ 2.0m×長さ 100m
- ・模型縮尺：1/81
- ・防波堤模型：ケーソン式混成堤
 - 堤体高：11cm（現地 9m）
 - 堤体幅：14cm（現地 11m）
 - 設置水深：9cm（現地 7.3m）
 - 基礎マウンド上水深：5cm（現地 4.1m）
 - 静水面上の天端高 6cm（現地 4.9m）
- ・被覆材模型：方塊型（表乾重量 55g（現地 30t）、寸法 40mm×40mm×15mm）
- ・津波諸元
 - 周期：40s（現地片周期 180s）
 - 越流水深：0.4～5.3cm（現地 0.3～4.3m）

実験ケースを表 2.3.1 に、実験模型概要を図 2.3.1 に示す。

表 2.3.1 被覆材の安定性実験ケース

| 腹付け有無 | 腹付け高さ | 天端の被覆ブロック個数 |
|-------|---------|-------------|
| 腹付け無し | — | 1個 |
| 腹付け有り | 堤体高の1/4 | 2個 |
| | | 3個 |
| | | 4個 |
| | | 2個 |
| | 堤体高の1/3 | 3個 |

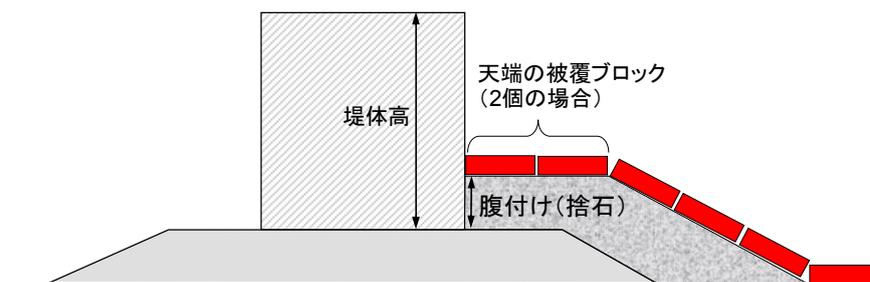


図 2.3.1 実験模型概要

裏法流速と被災率の関係を図 2.3.2 に示す。腹付けした条件で、被覆材の被災率が高くなるケースが見られる。被覆材の被災状況の例を図 2.3.3 に示すが、越流水が腹付け工の天端に打ち込み、法肩から被覆材がめくれ上がるケースが見られた。

以上から、腹付け部は津波の越流により変形が生じると、そこから被災が短時間に進展し全体的に流出する可能性があり、腹付け工が高くなり過ぎると被覆ブロックの安定性が低くなる可能性があることが分かる。

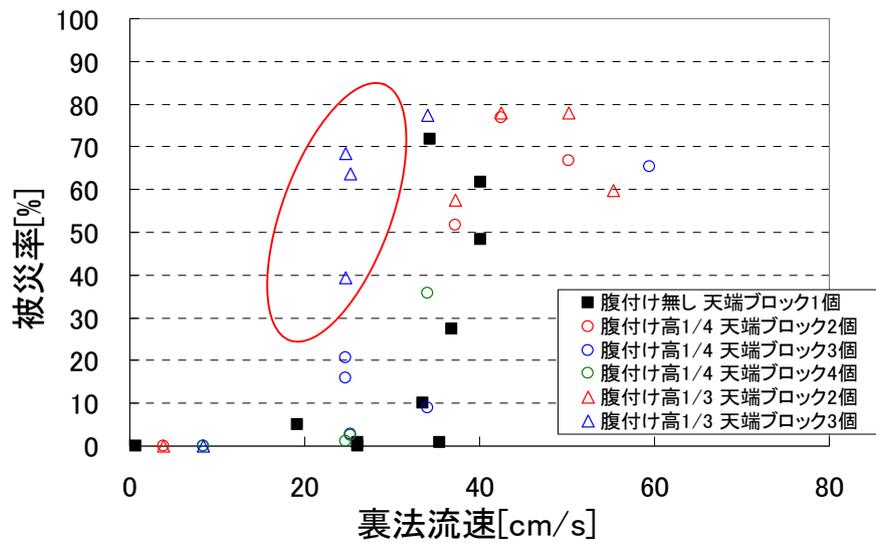


図 2.3.2 流速と被災率の関係

天端に打ち込み、法肩から
被覆材がめくれ上がる



図 2.3.3 被覆材被災状況 (腹付け有り (1/4)、天端被覆材 3 個)

2. 4 防波堤断面形状が耐津波性能に与える効果

防波堤の断面形状による効果の例として、上部パラペットの有無による水面形や被覆材安定性の比較を行った。

- ・ 実験施設：定常流水路（幅 0.5m×深さ 1.0m）
- ・ 模型縮尺：1/50
- ・ 津波の継続時間：定常状態になってから現地 15 分（模型約 2 分）
- ・ 防波堤模型：上部パラペット無し、及び有り
パラペット無しの天端高と、パラペット有りのパラペット上の天端高を同一とした。（天端高：9cm（現地 4.5m））
パラペット形状 高さ：4.0cm（現地 2.0m）、天端幅：7.0cm（現地 3.5m）
背面法勾配：1:0.5
- ・ 被覆材模型：方塊型、有孔型（開口率 10%）の 2 種類（図 2.4.1 参照）。
被覆材の質量：150g（現地 20t）

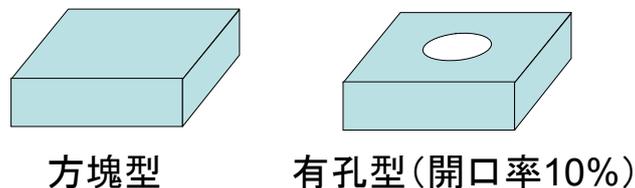


図 2.4.1 被覆材の模型形状

上部パラペット有無による水面形の比較例を図 2.4.2 に示す。パラペットを前部（港外側）に設置した場合、越流水の打ち込み位置が堤体から離れ、打ち込みの角度が水平方向寄りに変化した。



パラペット無し



パラペット有り（前部）

図 2.4.2 パラペットの有無による水面形の比較
条件：津波高 13cm（現地 6.5m）

上部パラペット有無について、被覆材安定性の比較を行った。越流水深、及びマウンド上水深を段階的に変え、被災数のカウント、被災位置、飛散状況等の記録を行った。被覆材の安定性の整理としては、三井ら⁶⁾の安定数 N を用いた。

$$\text{安定数 } N \quad N = \frac{h_1}{(S_r - 1)D_n}$$

h_1 : 越流水深

S_r : コンクリートの水に対する比重

D_n : ブロック代表長さ (=ブロック体積 V の 3 乗根) $D_n = V^{\frac{1}{3}}$

被覆材の安定性に関して一般的に用いられる指標として、被災度を下記により算定し、被災度が 0.3 以上を被災ありと判定した。

被災度の算定式 (ファン・デル・メーヤの定義)⁷⁾

被災度 N_0 = 防波堤法線方向の幅 D_n の範囲における移動したブロックの個数

D_n : ブロック代表長さ

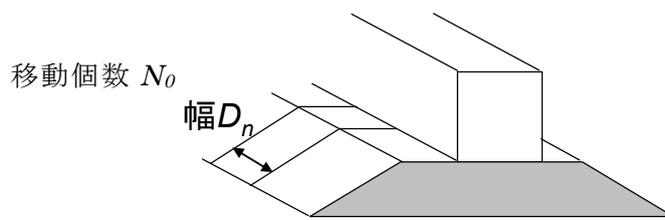


図 2.4.3 ブロックに対する被災度 N_0 の定義

防波堤の構造諸元を図 2.4.4 に示す。安定数に影響するパラメータとして、 d/H を使用して整理を行った。

d : マウンド上 (被覆材天端上) 水深

H : マウンド上 (被覆材天端上) 堤体高

B : 港内側マウンド幅

L : 打ち込み位置の堤体からの距離

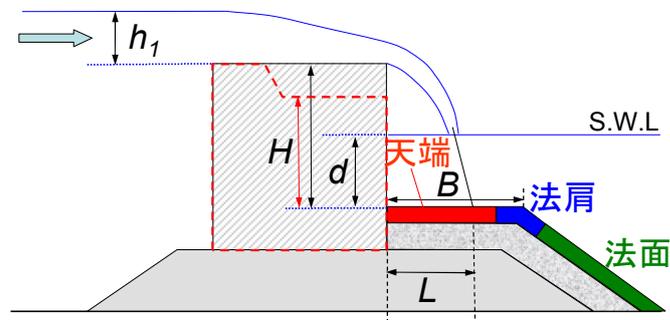


図 2.4.4 防波堤の構造諸元

上部パラペット有無による被覆材安定性の比較結果を図 2.4.5、図 2.4.6 に示す。方

塊型、有孔型ともに、上部パラペットの設置により被覆材の安定性が高くなる傾向が見られた。粘り強い構造に上部パラペットの工夫が有効となる可能性がある。

塗りつぶし(■etc.):被災度0.3以上
 白抜き(□etc.):被災度0.3未満
 赤:天端に打ち込み ($B/L \geq 1.2$)
 青:法肩に打ち込み ($0.8 < B/L < 1.2$)
 緑:法面に打ち込み ($B/L \leq 0.8$)

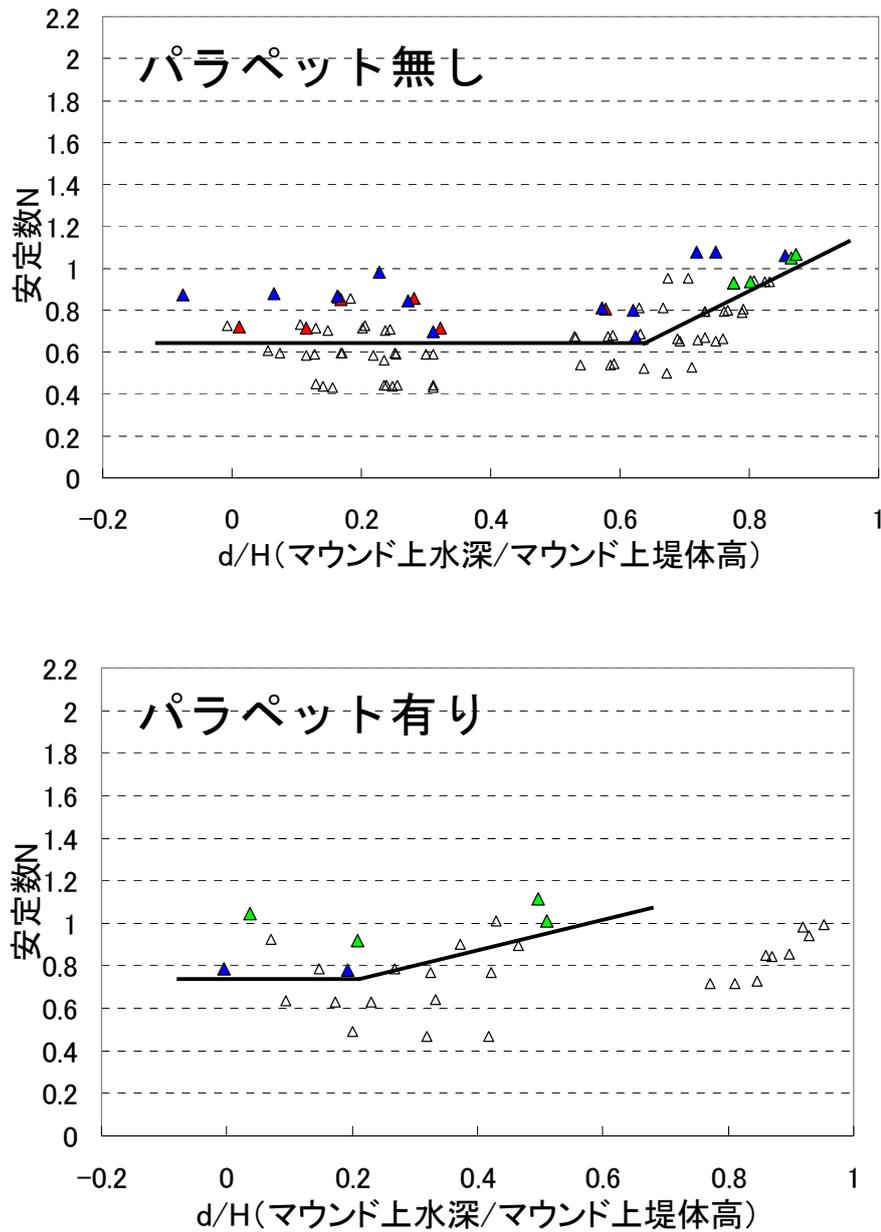


図 2.4.5 パラペット有無による被覆材安定性の比較 (方塊型)

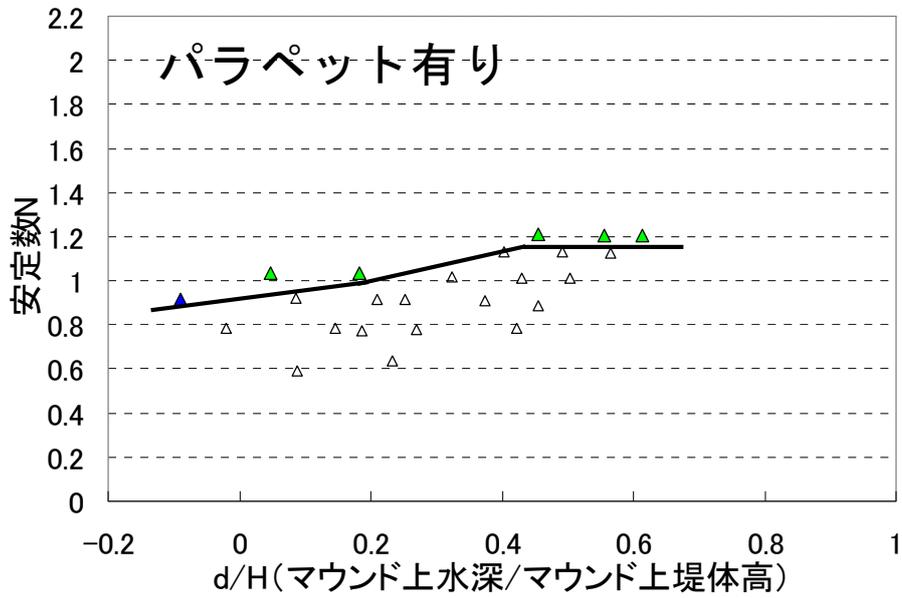
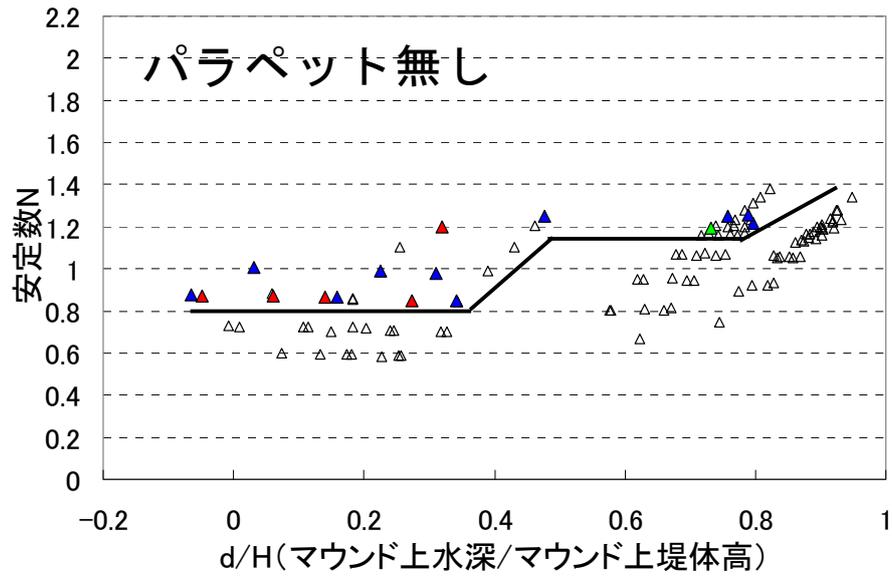


図 2.4.6 パラペット有無による被覆材安定性の比較 (有孔型)

2.5 マウンド浸透流の影響検討

マウンド内を止水した防波堤の断面実験を行い、マウンド内の浸透流が被覆材の安定に及ぼす影響について検討を行った。

(1) 実験施設と実験模型

1) 実験施設

継続時間の長い津波を検討するため定常流水路で実験を行った。

- ・定常流水路（幅 0.5m×深さ 1.0m）
- ・模型縮尺：1/50
- ・津波の作用時間：定常状態になってから現地スケール 15 分（模型約 2 分）
- ・越流水深：1～8cm（現地 0.5～4m）

2) 実験模型（図 2.5.1 参照）

- ・防波堤：混成堤、マウンド内止水有り、または止水無し
設置水深：11～23cm（現地 5.5～11.5m）
基礎マウンド厚：6cm（現地 3m）
堤体高：18cm（現地 9m）
天端幅：22cm（現地 11m）
腹付け高：腹付け無し、堤体高の 1/4、1/3 の 3 種
マウンド天端幅：被覆材 2 個並、または 3 個並

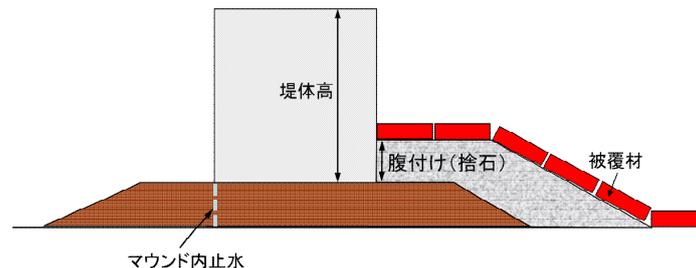


図 2.5.1 断面実験模型概念図

(2) 計測項目

計測項目を以下に示す。

- ・水位：容量式波高計
- ・流速：電磁流速計、プロペラ式流速計
- ・被覆材の移動、被災状況：VTR 撮影
- ・波圧：半導体型動歪み式波圧計（被覆材両面）

(3) 実験方法

使用した被覆材模型の形状は、方塊型、有孔型（開口率 10%）の 2 種類である（図 2.4.1 参照）。

被覆材の質量：150g（現地 20t）

被覆材の安定性実験では、越流水深、及びマウンド上水深を段階的に変え、被災数のカウント、被災位置、飛散状況等の記録を行った。

被覆材の安定性の整理方法としては、三井ら⁵⁾の安定数を用いて整理を行った（「2.4 防波堤断面形状が耐津波性能に与える効果」参照）。

（4）実験結果

1）被覆材の安定性実験

実験結果を図 2.5.2～図 2.5.5 に示す。図中の黒実線は、被災限界（被災度 0.3）を表し、被災限界を超えた安定数（越流水深）で被災が始まっている。なお、止水無しについては、造波水路による実験結果も合わせて表示している。

方塊型については、止水無しの場合、被災限界の安定数は 0.6 程度であったが、止水有りでは 0.8～0.9 程度まで上昇し、安定性が高くなっている。

有孔型については、止水無しの場合、被災限界の安定数は 0.8 程度であったが、止水有りでは 0.9～1.0 程度まで上昇している。

以上より、マウンド内の止水により被覆材の安定性が高くなっていることが分かった。

塗りつぶし(■etc.):被災度0.3以上
 白抜き(□etc.):被災度0.3未満
 赤:天端に打ち込み ($B/L \geq 1.2$)
 青:法肩に打ち込み ($0.8 < B/L < 1.2$)
 緑:法面に打ち込み ($B/L \leq 0.8$)

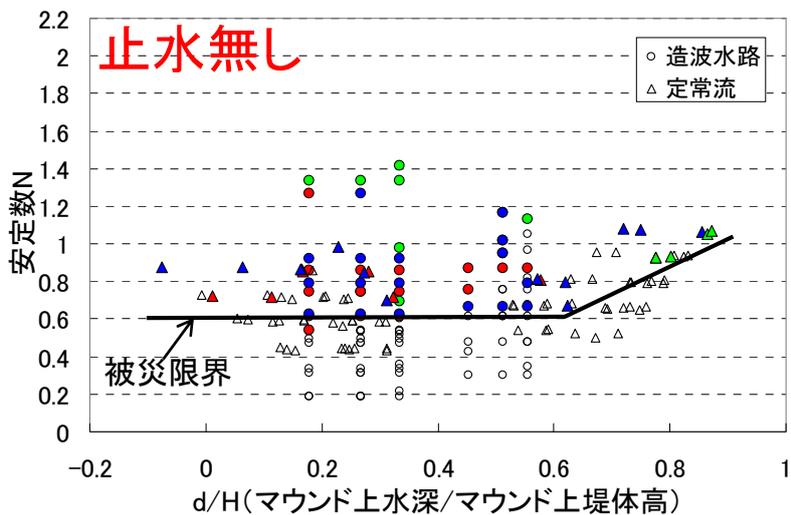


図 2.5.2 安定実験結果 (方塊型、止水無し)

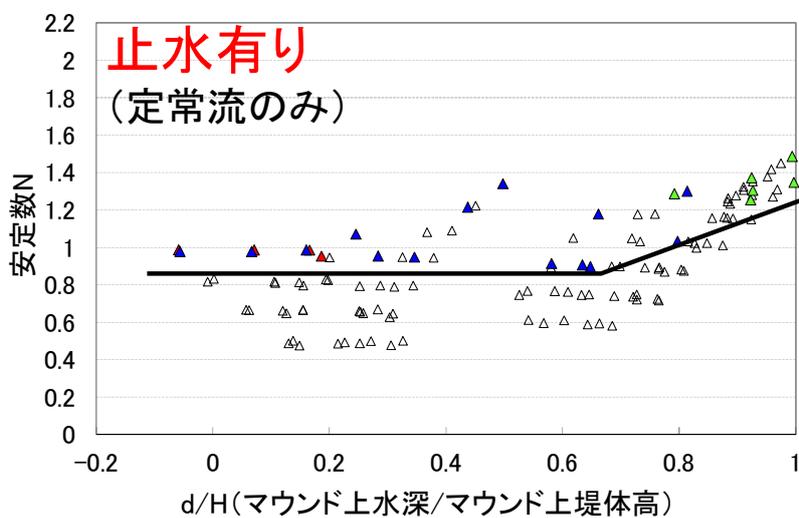


図 2.5.3 安定実験結果 (方塊型、止水有り)

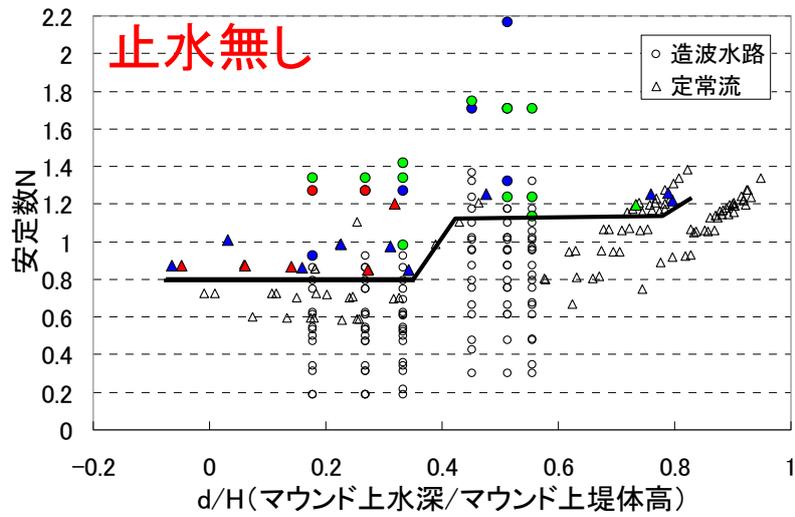


図 2.5.4 安定実験結果 (有孔型、止水無し)

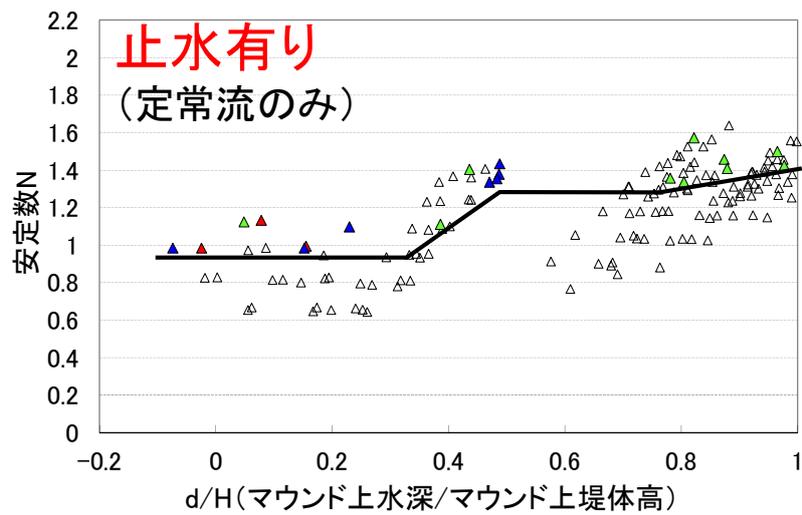


図 2.5.5 安定実験結果 (有孔型、止水有り)

2) 被覆材に作用する揚力の計測

被覆材の両面に圧力計を取り付け、上下の圧力から揚力を計測した。圧力計の設置位置は天端、または法面の2箇所、被覆材に孔を空け埋め込んだ(図2.5.6)。なお、揚力は下面の圧力と上面の圧力の差から求めた。

揚力と背面水位の時系列の計測例を図2.5.7、図2.5.8に、上面・下面の圧力の時系列の例を図2.5.9、図2.5.10に示す(天端2個並)。

マウンド内の止水の有無により、背面水位の差はほとんど見られず、水理諸元としてはほぼ同じ条件になっている。揚力については、天端、法面どちらについても止水により低下しており、天端の方が揚力の低下が大きい傾向となっている。

上面・下面の圧力を見ると、上面は止水有無による圧力差は小さいが、下面の圧力に差が生じており、下面の圧力の違いが揚力に影響していることが分かる。

以上から、マウンド内の浸透流を低減することにより、被覆材に働く揚力を低減させ、その結果被覆材の安定性を高めることができる可能性が示された。ただし、揚力と安定性の関係については、今後更なる検討が必要である。



図 2.5.6 圧力計設置状況(天端2個並)

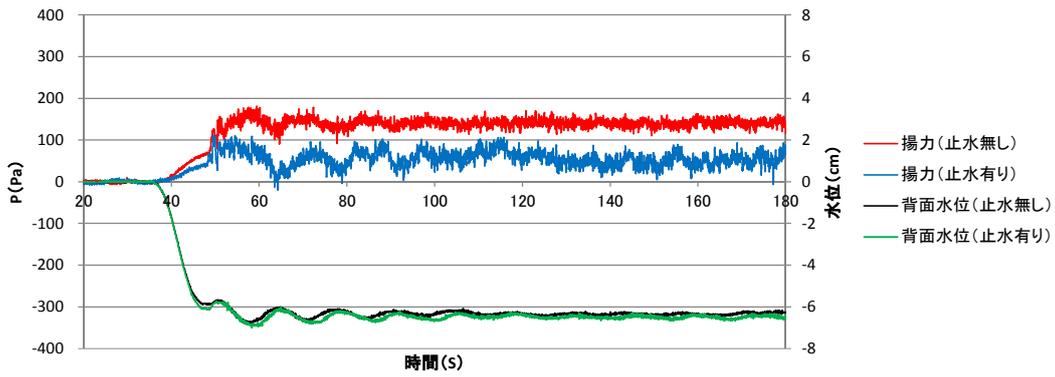


図 2.5.7 揚力と背面水位の時系列（計測位置：天端）

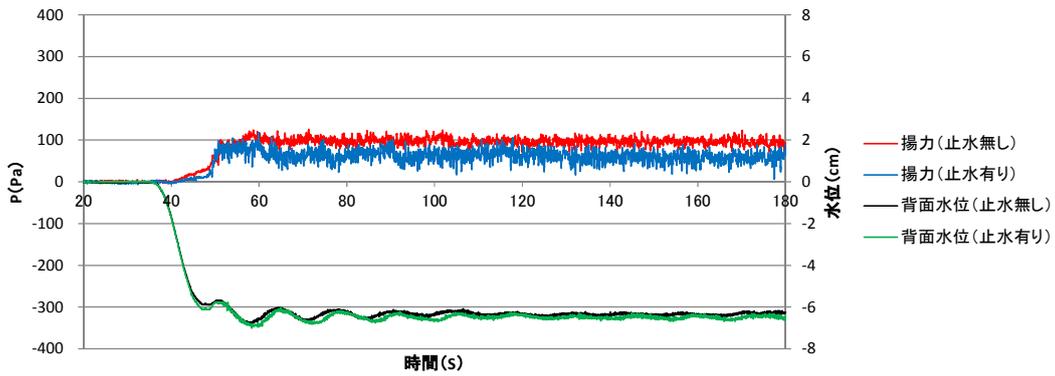


図 2.5.8 揚力と背面水位の時系列（計測位置：法面）

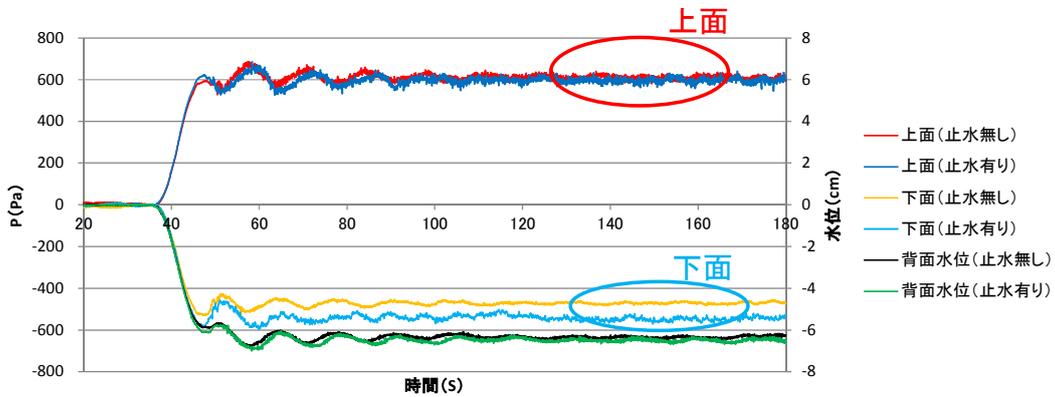


図 2.5.9 上面・下面の圧力と背面水位の時系列（計測位置：天端）

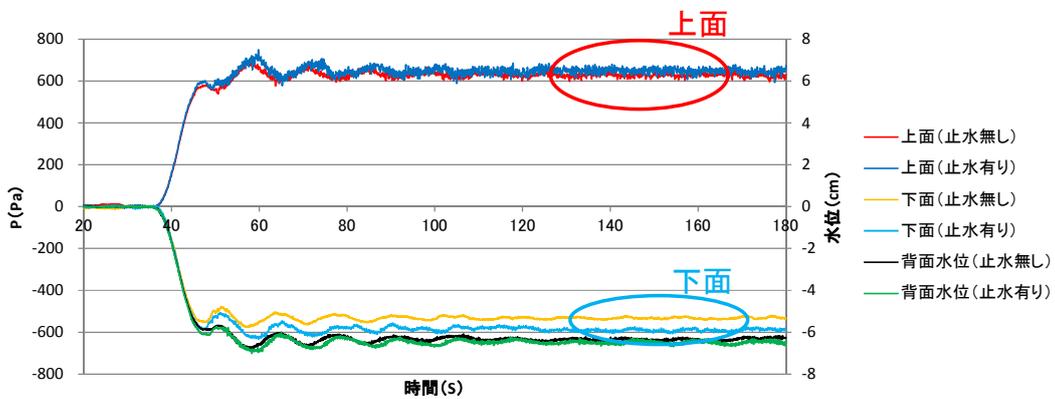


図 2.5.10 上面・下面の圧力と背面水位の時系列（計測位置：法面）

2. 6 漁港施設の平面的な弱点の検討

防波堤の隅角部、堤頭部を含むモデル漁港について平面実験を行い、水位、流速等を評価し、平面的な弱点について検討を行った。

(1) 実験施設と実験模型

1) 実験施設 (図 2.6.1 参照)

- ・平面水槽、多方向不規則波造波装置 (長さ 35m×幅 20m×深さ 0.8m)
- ・海底勾配 : 1/30

2) 防波堤模型 (図 2.6.2 参照)

- ・模型縮尺 : 1/100
- ・防波堤形状 : 隅角部と堤頭部を含む左右対称の形状

天端高 : H.W.L.+3.0cm (現地 3.0m)

天端幅 : 12cm (現地 12m)

防波堤諸元は代表的な形状をモデル化して設定した。

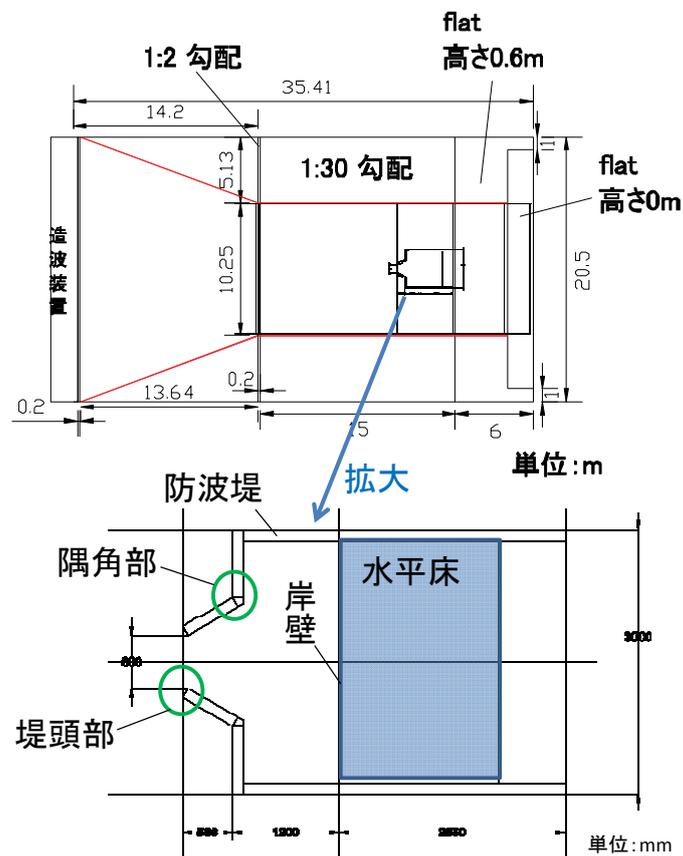


図 2.6.1 平面実験模型形状 (平面図)

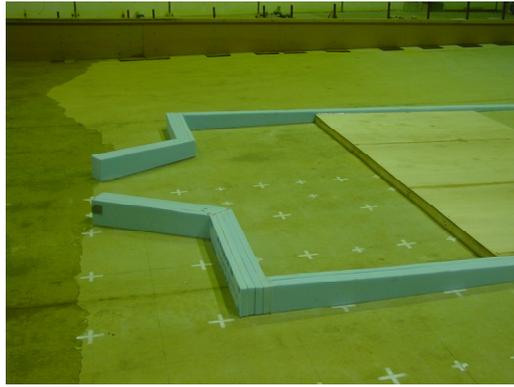


図 2.6.2 防波堤模型設置状況

(2) 計測項目

- ・水位 : 容量式波高計
- ・流速 : 電磁流速計 (海上)、プロペラ式流速計 (陸上)
- ・津波作用状況 : VTR 撮影

水位と流速の計測位置を図 2.6.3 に示す。

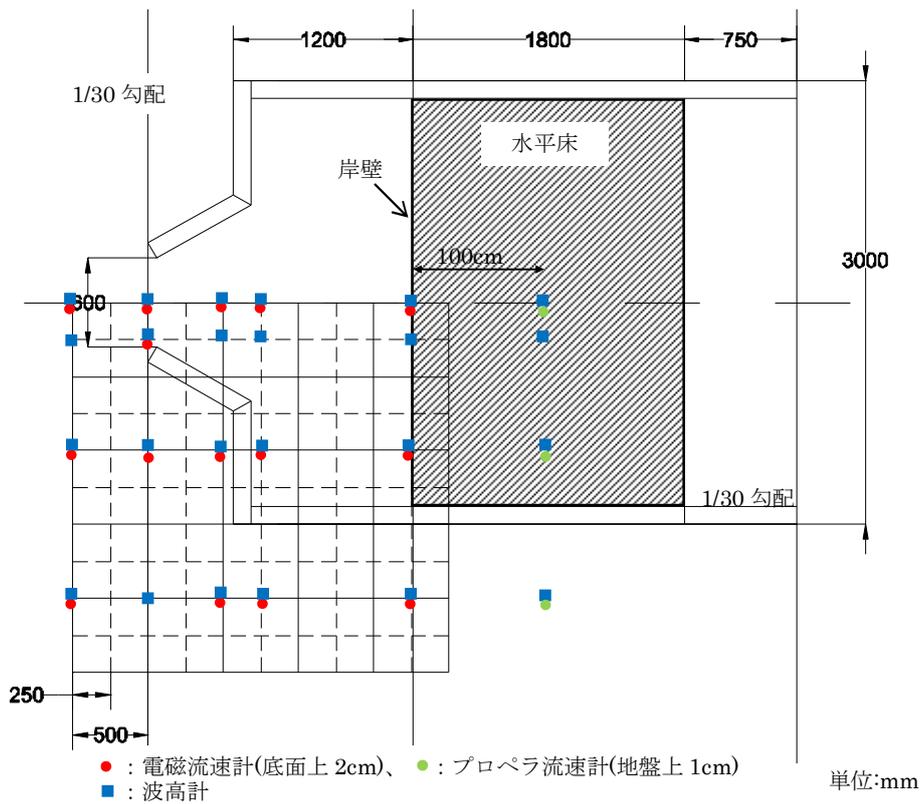


図 2.6.3 水位・流速の計測位置

(3) 津波諸元

押し初動 片周期 4s,6s (現地片周期 40s,60s) の 2 種類

(4) 実験結果

代表地点（図 2.6.4 参照）について、水位と流速（ベクトル合成、各成分）の時系列を図 2.6.5～図 2.6.12 に示す。

水位の時系列（図 2.6.5、図 2.6.9）を見ると、まず押し波による水位上昇があり、その後陸域からの戻り流れによる引き波が生じている。その後、沖からの反射による水位上昇があるが、それについては検討対象外とする。

隅角部（C）では、押し波時に他の箇所より水位が高くなっていることが分かる（図中①）。

流速の時系列（図 2.6.6、図 2.6.10）を見ると、押し波時は中央（A）と堤頭部（B）で大きな相違は見られないが、引き波時は堤頭部（B）で流速が速くなっていることが分かる（図中②）。

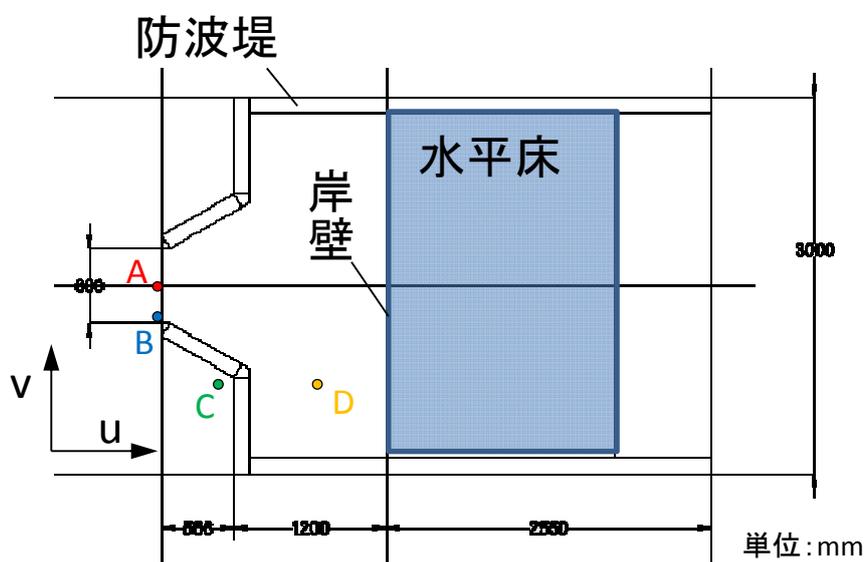


図 2.6.4 代表地点の計測位置
(A : 中央、B : 堤頭部、C : 隅角部、D : 泊地)

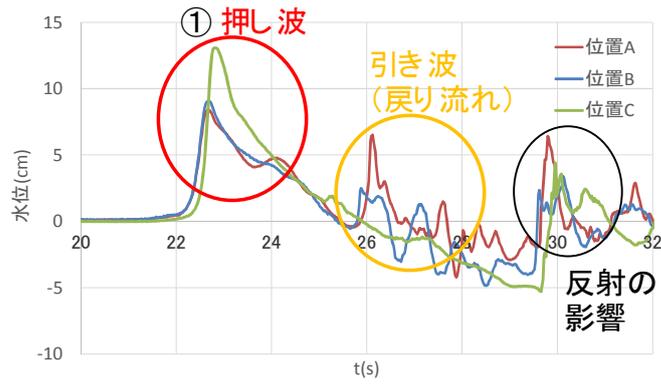


図 2.6.5 水位の時系列 (片周期 4s)

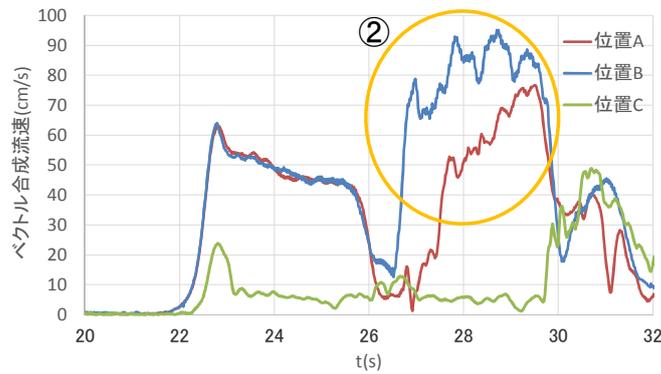


図 2.6.6 ベクトル合成流速の時系列 (片周期 4s)

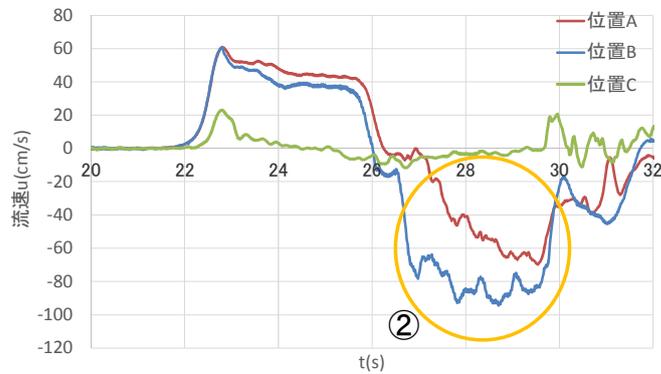


図 2.6.7 流れ方向の流速 u の時系列 (片周期 4s)

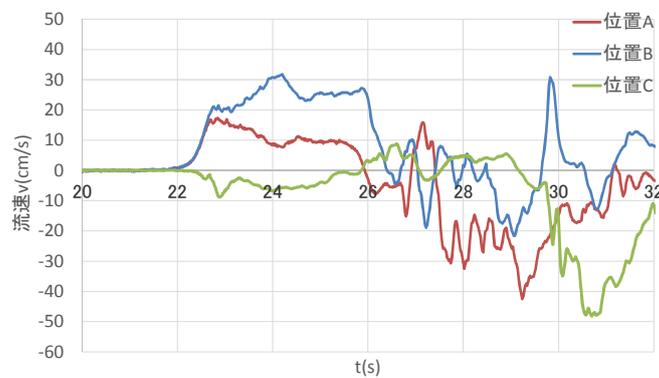


図 2.6.8 流れに直交する方向の流速 v の時系列 (片周期 4s)

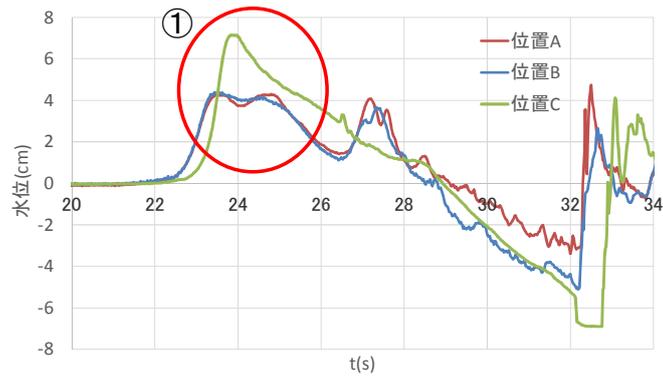


図 2.6.9 水位の時系列 (片周期 6s)

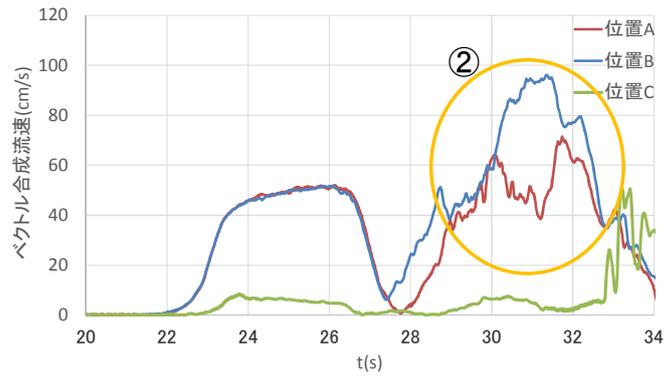


図 2.6.10 ベクトル合成流速の時系列 (片周期 6s)

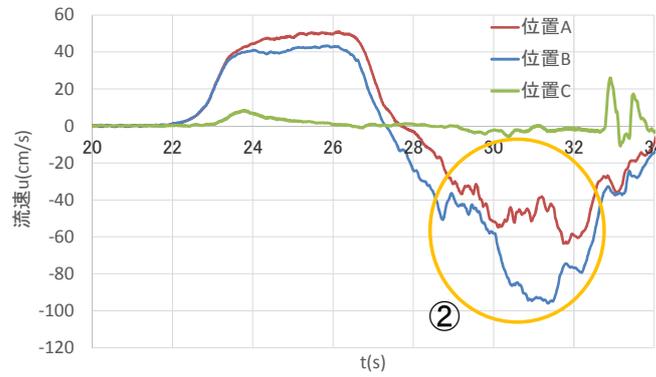


図 2.6.11 流れ方向の流速 u の時系列 (片周期 6s)

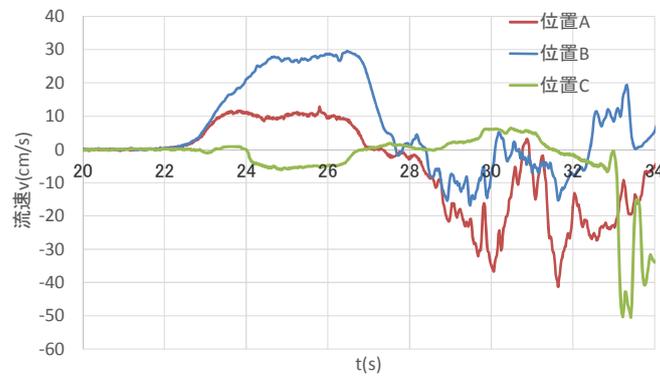


図 2.6.12 流れに直交する方向の流速 v の時系列 (片周期 6s)

防波堤による津波低減効果を確認するため、泊地（図 2.6.4 地点 D）における水位について、構造物（防波堤・岸壁）有り と構造物無し（進行波）の条件で比較を行った。図 2.6.13、図 2.6.14 に水位の時系列を示すが、押し波時（図中①）では防波堤により水位の低下が見られた。ただし引き波時（②）では構造物が有る場合の方が水位がやや高くなる傾向があり、岸壁による反射の影響が見られる。

多重防護による津波低減効果は、泊地面積や漁港への津波の流入量等の影響を受けるため、今後更なる検討が必要であると考えられる。

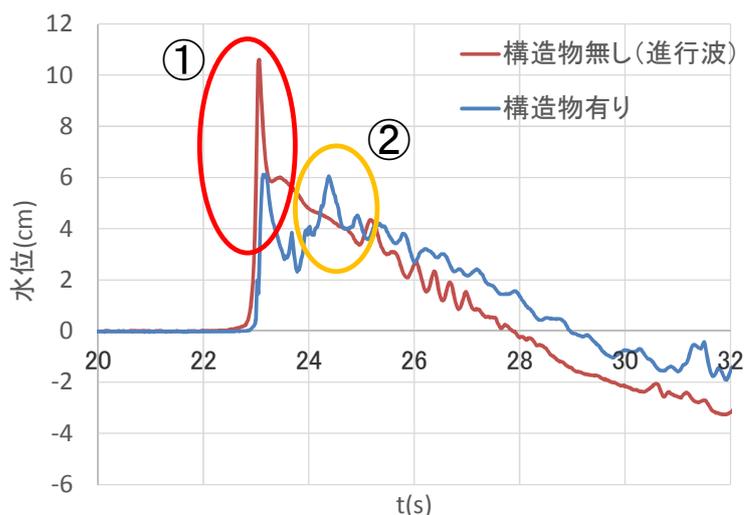


図 2.6.13 泊地における水位の比較（片周期 4s）

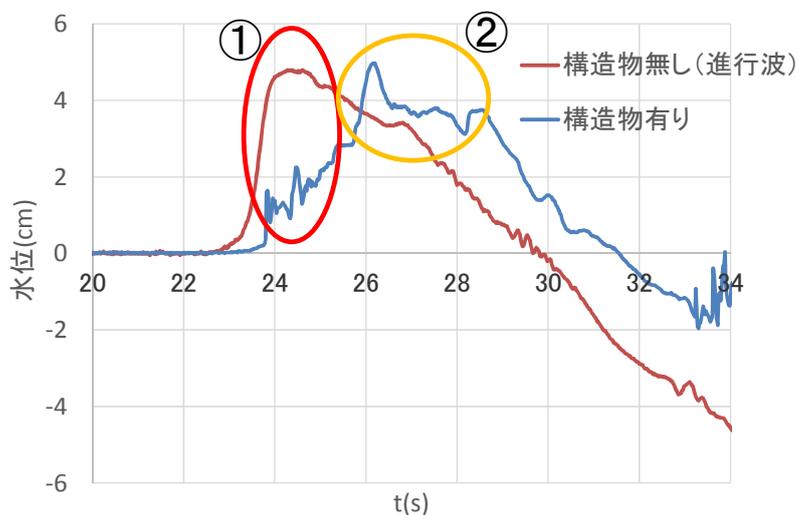


図 2.6.14 泊地における水位の比較（片周期 6s）

3. 耐津波性能の効果評価のための数値波動水路の適用性検討

腹付工法等による耐津波性能の効果を検討した水理模型実験を補足することを目的として、実験と同じ断面について数値波動水路による計算を実施し、その適用性を検討した。

下図に示す2つの断面形を対象として実施した。

周期1種類(10分)、波高5種類、最小格子間隔0.25m、現地スケールで実施した。

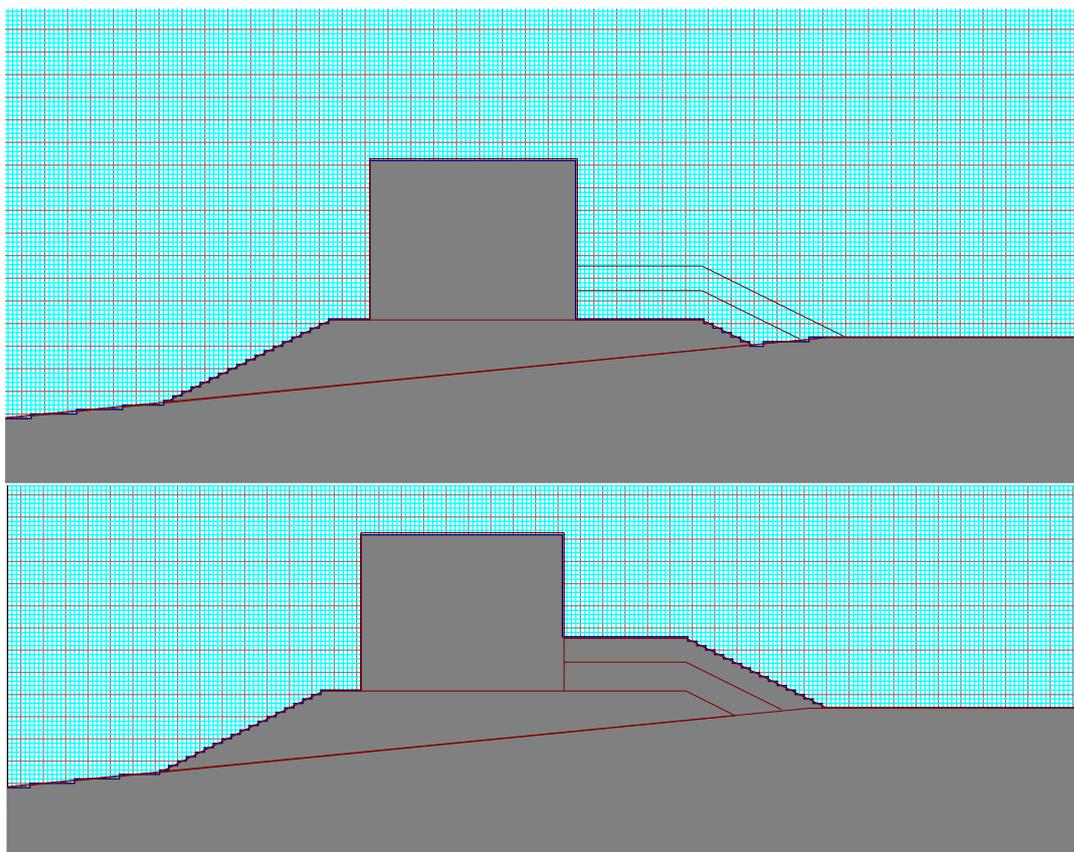


図 3.1.1 数値波動水路の計算対象2断面（上：背後被覆工なし、下：1/3 腹付け）

第1段階として背後の流況、越流水塊の落下状況（位置、流速）等の算定する際に数値波動水路の適用性について検討した。

図 3.1.2～図 3.1.6 に堤体背後の被覆材がない断面について、越流開始から最大水位時刻までの10秒間隔の水位、流速の時間的変化と最大水位付近の時刻の圧力分布を示す。

図 3.1.7～図 3.1.11 に腹付け1/3の断面について、越流開始から最大水位時刻までの10秒間隔の水位、流速の時間的変化と最大水位付近の時刻の圧力分布を示す。

これらの図より、どちらの断面についても越流・落下した水塊により背後で明確な渦が発生しておりその流速も非常に大きいことが分かる。

また、落下する水塊が必ずしも連続的でない様子が見て取れる。このことは物理的に見て不自然であり、数値波動水路の適用限界の可能性がある。防波堤背後から越流・落下する水塊の計算方法については、水理模型実験との検証をしながら今後も検討を継続する必要があると考えられる。

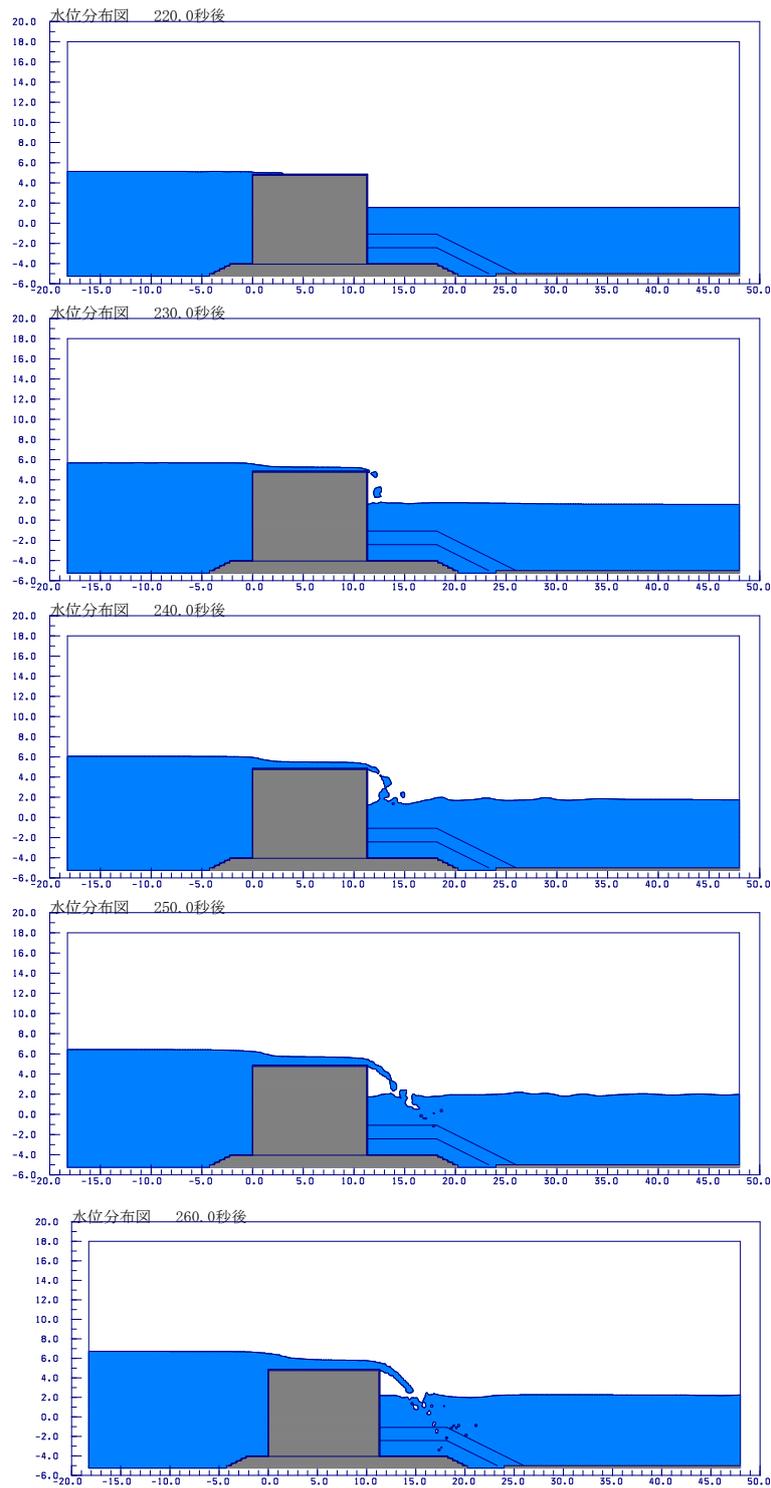


図 3.1.2 水位の時間的変化(1) (背後被覆材なし断面)

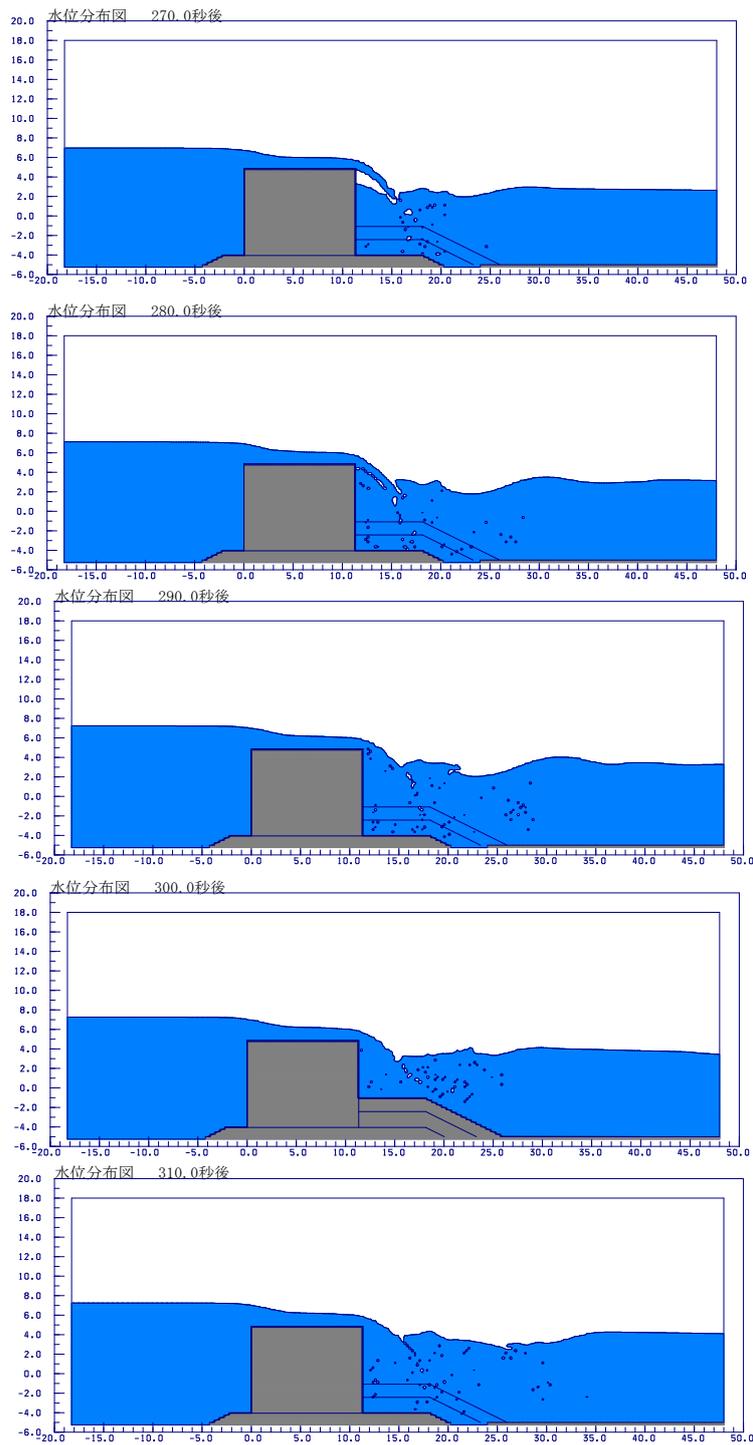


図 3.1.3 水位の時間的変化(2) (背後被覆材なし断面)

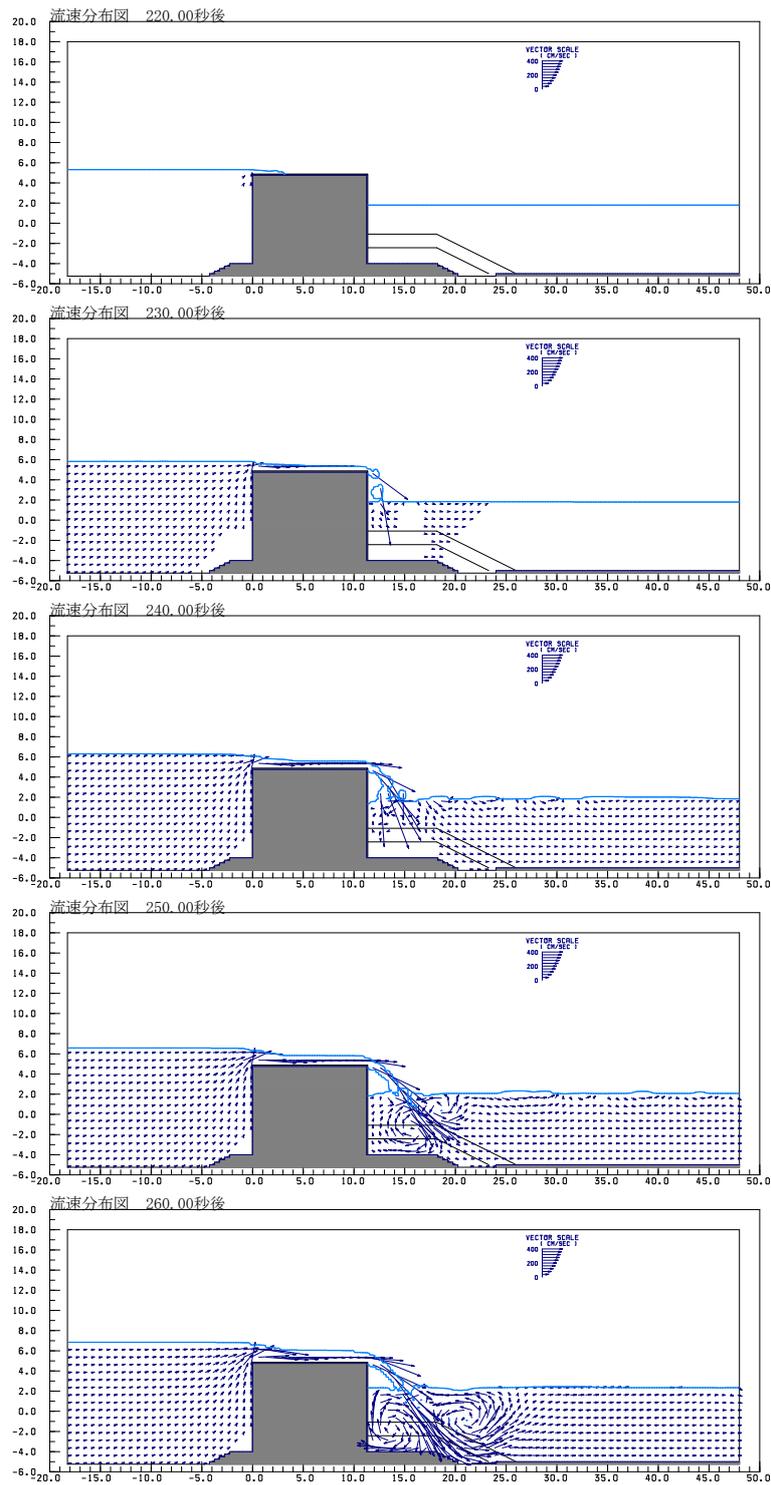


図 3.1.4 流速の時間的变化(1) (背後被覆材なし断面)

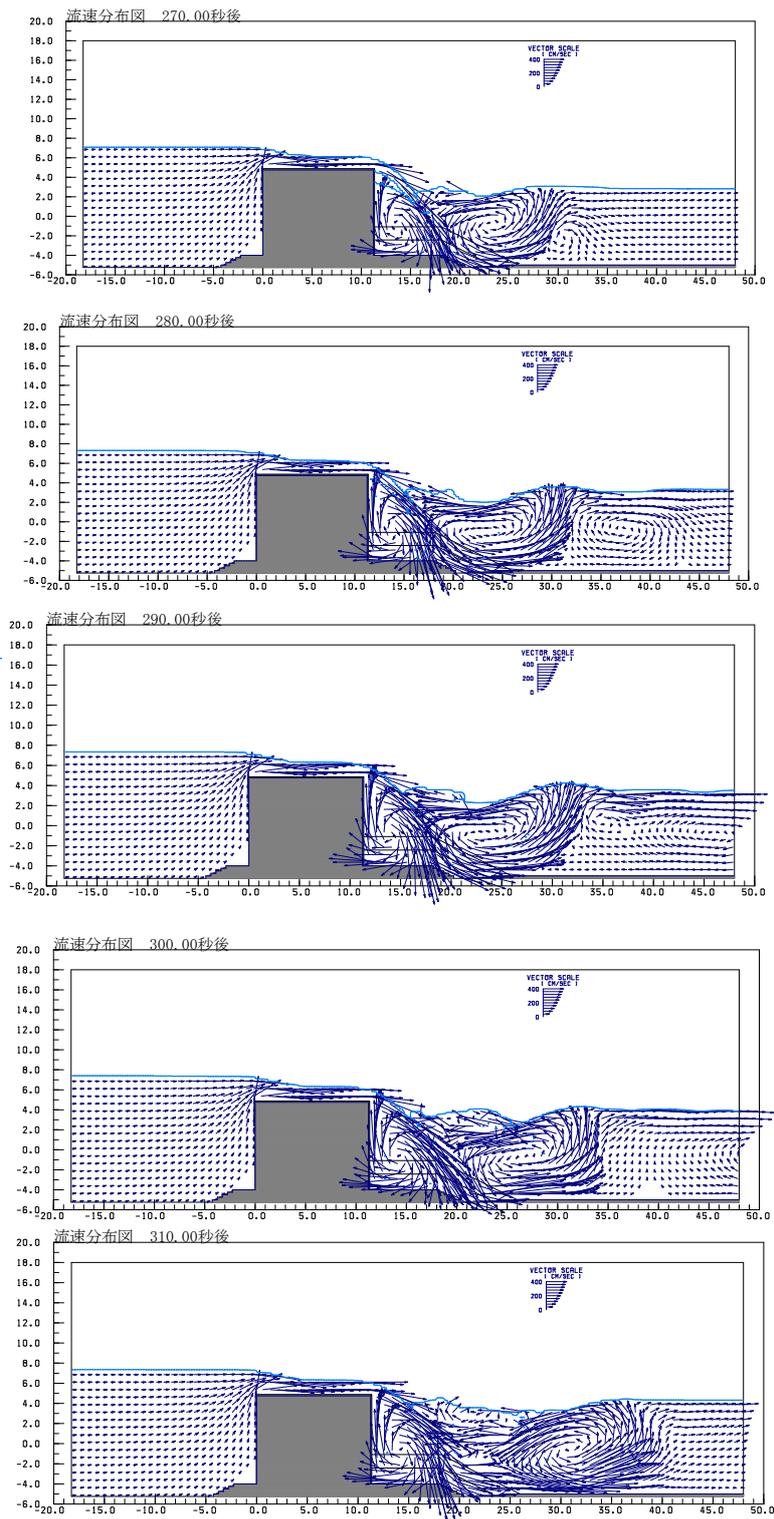


図 3.1.5 流速の時間的变化(2) (背後被覆材なし断面)

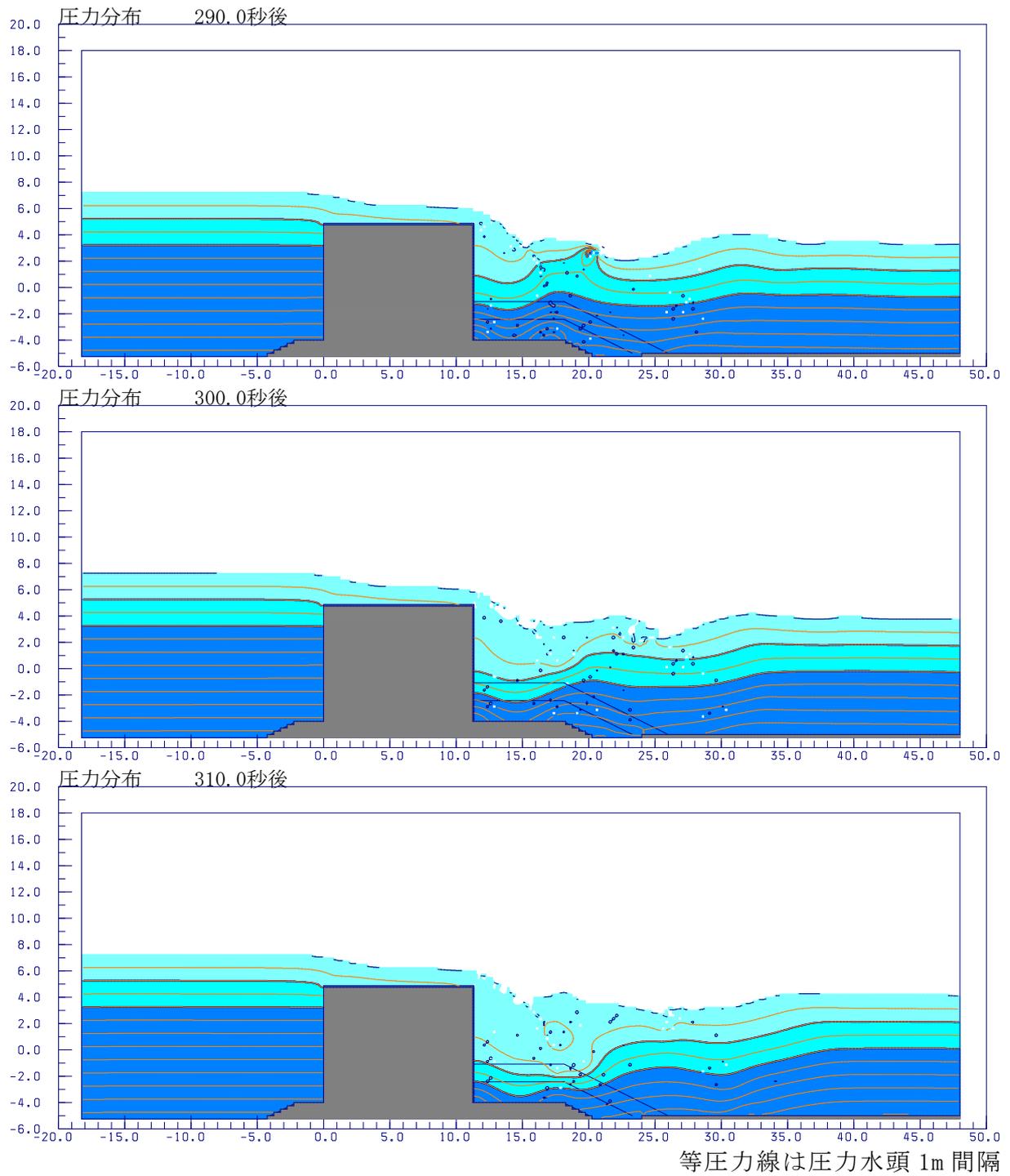


図 3.1.6 圧力分布の時間的变化（背後被覆材なし断面）

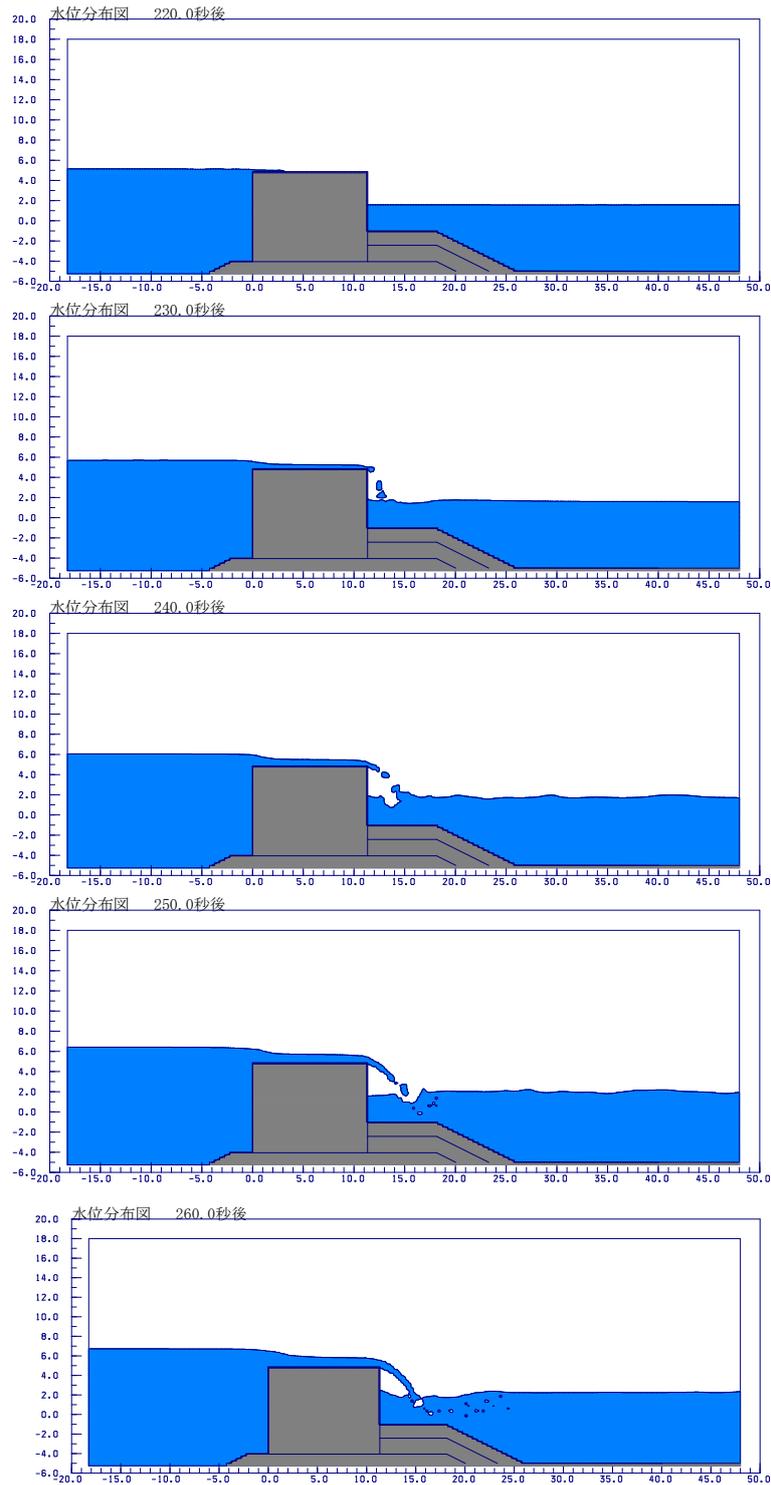


図 3.1.7 水位の時間的变化(1) (腹付け高 1/3 断面)

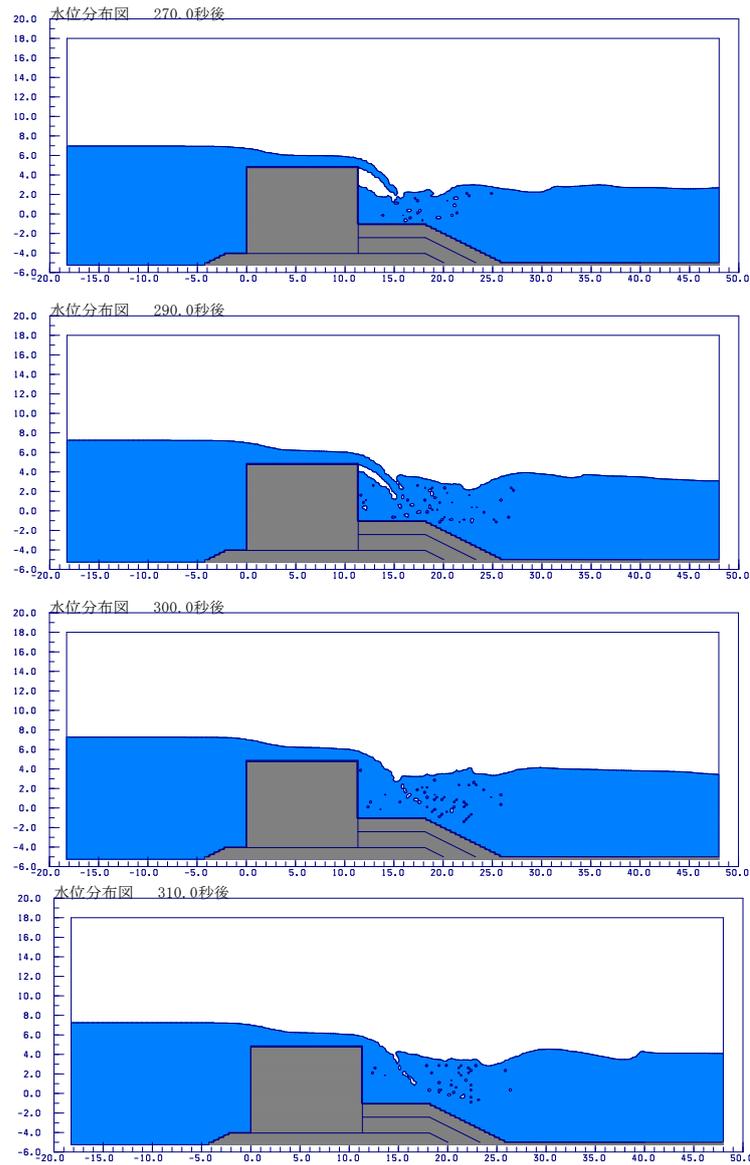


図 3.1.8 水位の時間的变化(2) (腹付け高 1/3 断面)

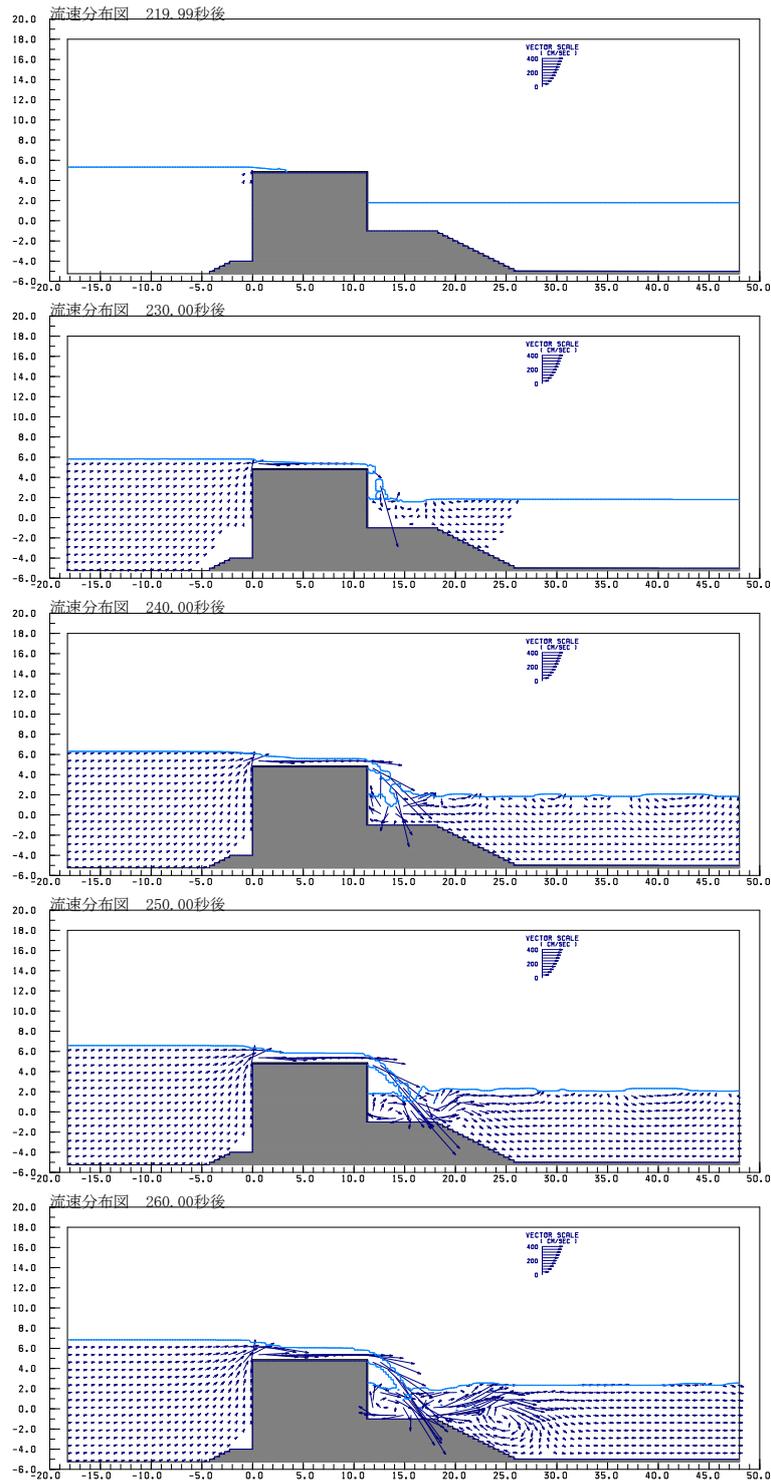


図 3.1.9 流速の時間的变化(1) (腹付け高 1/3 断面)

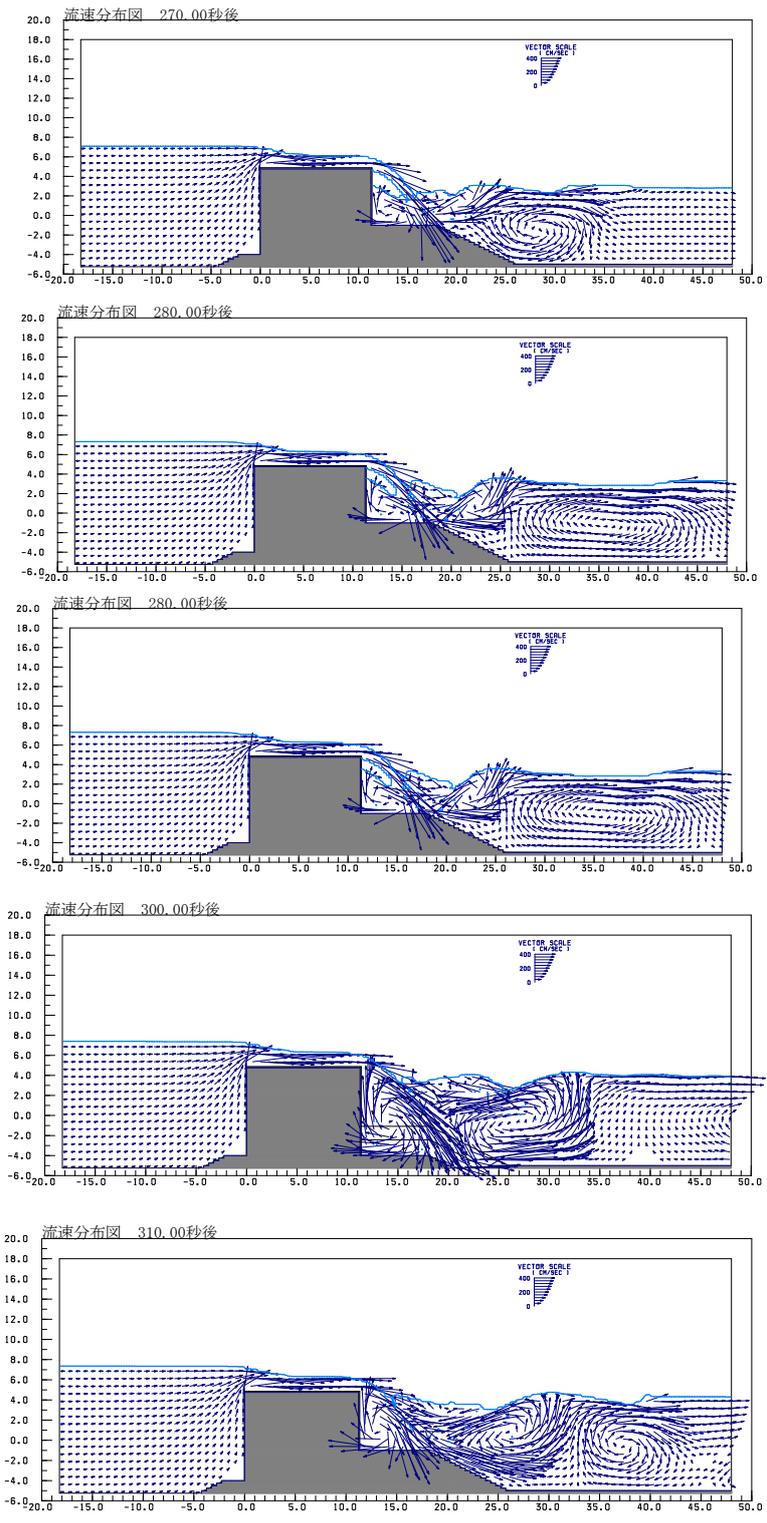


図 3.1.10 流速の時間的変化(2) (腹付け高 1/3 断面)

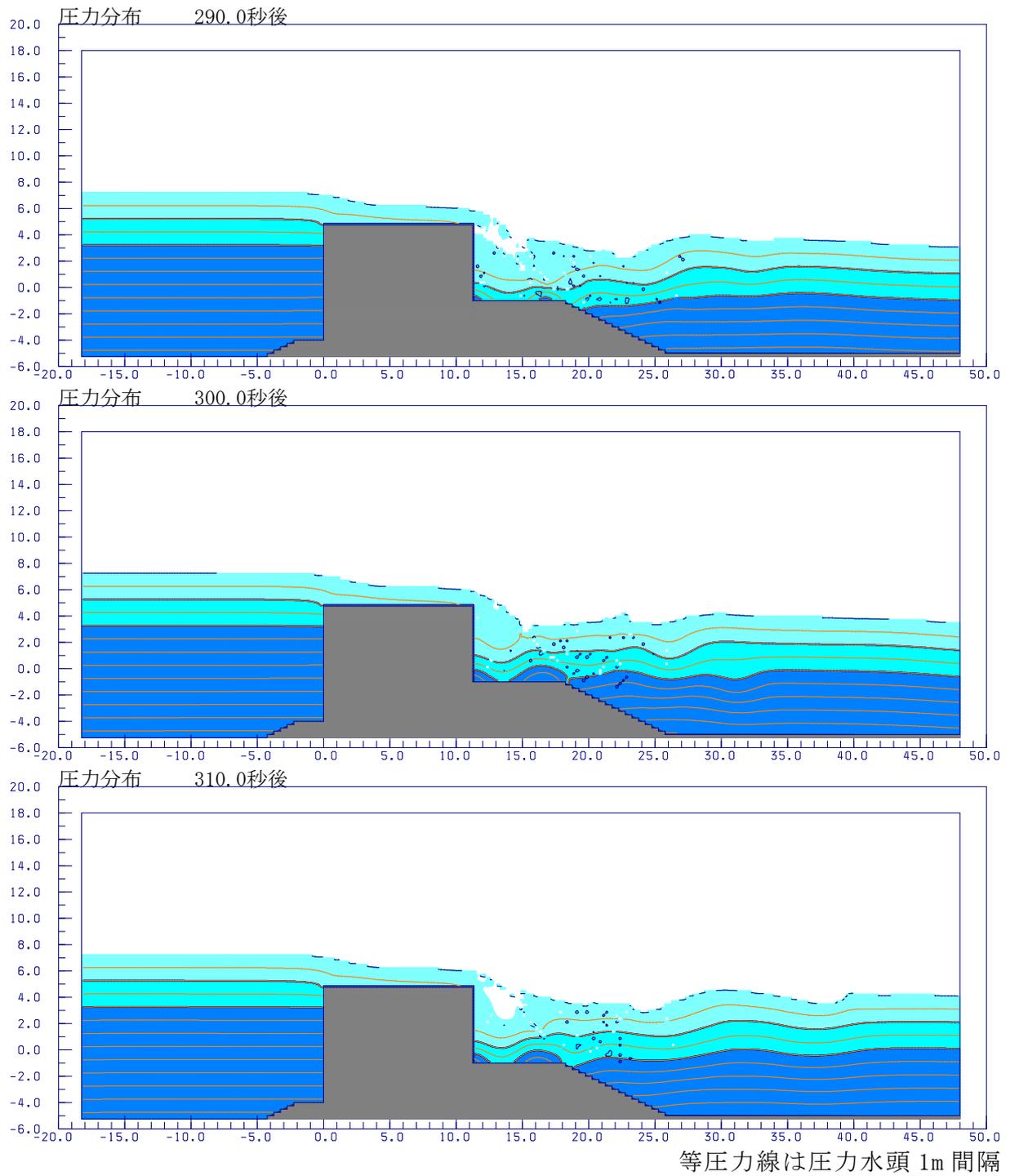


図 3.1.11 圧力分布の時間的变化（腹付け高 1/3 断面）

4. 発生頻度の高い津波に対する堤体の安全率について

平成 24 年 4 月の時点で、漁港防波堤の安全率は滑動・転倒ともに 1.0 を基準としたが、その後の検討で、今次津波（津波レベル 2）に対して、被災地域の 12 漁港・89 施設の漁港防波堤について、津波シミュレーション上で算定された滑動及び転倒の安全率の頻度分布を整理したところ、「安全率 0.9 以上 1.0 未満」から上のランクにおいて施設の被災が大きく減る傾向が確認された。

- 被災施設数 / (被災 + 無被災) :
 - 安全率 0.8 以上 0.9 未満・・・6/8 (75.0%)
 - 安全率 0.9 以上 1.0 未満・・・1/14 (7.1%)
 - 安全率 1.0 以上 1.1 未満・・・2/9 (22.2%)
 - 安全率 1.1 以上 1.2 未満・・・1/4 (25.0%)

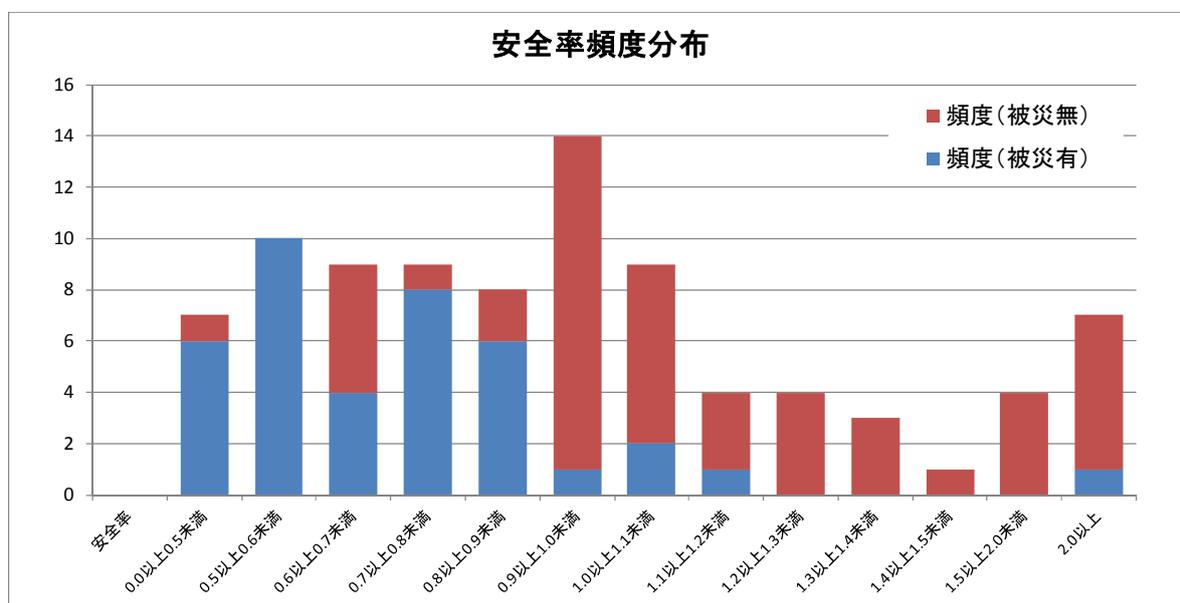


図 4.1.1 今次津波に対する滑動・転倒の安全率の頻度分布
(対象漁港・施設：被災地における 12 漁港、89 施設)

ただし、津波シミュレーション上の安全率の算定は、断面形状を与える際に、漁港台帳等による情報収集の限界に伴う誤差を含んでいる。また、上記統計には、滑動・転倒以外の被災メカニズム（例えば、中詰材の吸出し・流出等）による被災事例も含まれている。

VII. 摘要

1. まとめ

(1) 腹付工法等による耐津波性能の効果

- ・限定的な実験条件下ではあるが、腹付け工により 10～20%増の津波波力に耐えられることを確認した。
- ・上部パラペットにより、打ち込み位置や角度が変化することでマウンド被覆材の安定性が高まる傾向が見られた。
- ・腹付け部は津波の越流により変形が生じると、そこから被災が短時間に進展し全体的に流出する可能性があり、腹付け工が高くなり過ぎると被覆ブロックの安定性が低くなる可能性があるため注意が必要である。

(2) マウンド浸透流の影響検討

- ・マウンド内を止水した防波堤の断面実験を行った結果、止水により被覆材の安定性が高くなり、作用する揚力も低減することが分かった。マウンド内の浸透圧を低減させる工法により、被覆材に働く揚力を低減させ、被覆材の安定性を高めることができる可能性が示された。

(3) 漁港施設の平面的な弱点の検討

- ・防波堤の隅角部、堤頭部を含むモデル漁港について平面実験を行った結果、隅角部では押し波時に水位が高くなり、堤頭部では引き波時に流速が速くなる結果が得られ、平面的な弱点部における現象を把握した。

(4) 発生頻度の高い津波に対する堤体の安全率

- ・津波に対する漁港防波堤の安全率は、滑動・転倒ともに 1.0 以上とすることで被災する確率が大きく減る。
- ・ただし、安全率 1.0～1.2 のランクにも被災数があることや、津波対策検討の不確実性も踏まえ、適切な安全率を定めることが望ましい。

2. 残された課題

- ・防波堤の弱点部として抽出された隅角部・堤頭部について、津波の流れや波力の特性、根固・被覆ブロックの安定性に関して検討する必要がある。また、局所的な津波外力の算定について、水理実験とともに非線形浅水方程式の数値計算等の適用性の検討を進める必要がある。
- ・上部工の工夫やマウンド内の浸透流の低減により、被覆材の安定性を高められる可能性があることから、形状等を変更した実験と数値計算により、効果を検証する必要がある。

VIII. 引用文献

- 1) 水産庁、2012：平成 23 年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方－防波堤・岸壁における耐震・耐津波強化対策方針（案）－平成 24 年

4月13日

- 2) 水産庁、2014：平成23年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方 平成26年1月23日、
<http://www.jfa.maff.go.jp/j/seibi/gyokogyojo/pdf/120406.html>
- 3) 菊池喜昭・新舎博・河村健輔・江口信也、2011：裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性の検討、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol.67、No.4、pp.474-487.
- 4) 漁港・漁場の施設の設計の手引検討委員会、2003：漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)、社団法人全国漁港漁場協会、pp.398-399.
- 5) 港湾の施設の技術上の基準・同解説検討委員会、2007：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年7月、社団法人日本港湾協会、pp.838-839.
- 6) 三井順・松本朗・半沢稔・灘岡和夫、2013：防波堤港内側マウンド被覆材の津波越流に対する安定性照査方法の提案、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.69、No.2、pp.956-960.
- 7) 高橋重雄・半沢稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内潔・高山知司・谷本勝利、1998：期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量、港湾技術研究所報告、第37巻、第1号、pp.3-32.