

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.56 No.1 March 2017

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

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

目 次 (CONTENTS)

1. 波力による防砂板の変形モデルと設計手法の検討
.....鈴木高二朗, 武部悠一郎, 堀井一樹, 西野好生 3
(Design method of joint plates installed in a caisson type seawall
.....Kojiro SUZUKI, Yuichiro TAKEBE, Kazuki HORII, Yoshio NISHIO)
2. 津波越流時に混成防波堤ケーソンに働く波力に関する検討
.....鶴田修己, 鈴木高二朗, 喜彦司, 宮田正史, 竹信正寛 26
(Enhancement of accuracy of prediction of tsunami force in overflow for design of tenacious breakwater
.....Naoki TSURUTA, Kojiro SUZUKI, Tsukasa KITA,
Masafumi MIYATA, Masahiro TAKENOBU)

津波越流時に混成防波堤ケーソンに働く波力に関する検討

鶴田修己*・鈴木高二郎**・喜多司***・宮田正史****・竹信正寛*****

要 旨

2011年の東北地方太平洋沖地震では、釜石湾港防波堤をはじめ、数多くの防波堤のケーソンが津波越流時の堤内外水位差によって被災した。防波堤の耐津波設計において、越流発生時の堤体への作用波力の算定は耐波性能照査の根幹を成す最重要課題である。特に、港内外の水位差が卓越する越流条件下では現行の算定式では実際の作用波圧を推定できず、算定式の改良が喫緊の課題である。

これまで、津波越流時の波力を評価するため、有川ら(2013)等によって実験が行われ、その結果に基づいて津波越流時の波力式が耐津波設計ガイドライン(2013)に掲載された。しかし、これらの実験はケース数が限られていたため、その後の宮田ら(2014)の実験によって、この波力式では説明できない条件が数多くあることが示された。特に、港内外の水位差が卓越する条件下では堤体背面で現行式からの逸脱が顕著となるが、その物理的メカニズムが明確ではなかった。そこで、これらの条件も満足するための津波越流時の新たな波力算定式が必要となっていた。

本研究では、津波越流条件下での混成を対象とした水理模型実験および高精度粒子法を用いた数値実験を実施し、実験結果を通して波力の改良型算定式を提案する。また、水理模型実験では、マウンドの透水性の変化や、腹付け工の設置、パラペット型上部工の設置による波力の変動特性を検討するとともに、提案する波力算定式の適用性についても検証を実施する。

キーワード：津波，越流，防波堤，波力算定

* 海洋研究領域 耐波研究グループ 研究官
** 海洋研究領域 耐波研究グループ長兼アジア・太平洋沿岸防災センター 上席研究官
*** 海洋研究領域 耐波研究グループ 研究官
**** 国土技術政策総合研究所 港湾施設部 港湾施設研究室長
***** 国土技術政策総合研究所 港湾施設部 港湾施設研究室 主任研究官
〒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：046-844-5043 Fax：046-842-7846 E-mail：tsuruta-n@pari.go.jp

Enhancement of accuracy of prediction of tsunami force in overflow for design of tenacious breakwater

Naoki TSURUTA*

Kojiro SUZUKI **

Tsukasa KITA***

Masafumi MIYATA****

Masahiro TAKENOBU*****

Synopsis

In the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake with huge tsunami, some breakwaters had unexpectedly terrible damages resulting in falling down or sliding caused by the tsunami forces directly. Reflecting on this fact, requirements of breakwaters in design have been changed so as to keep their performance even against unprecedentedly huge tsunami, i.e. the largest tsunami in history (around this 1,000 years). Nevertheless, achieving complete protection from such an immense tsunami is actually unrealistic, thus, the design concept should aim to keep their tenacity even during their collapse as long and as effectively as possible to gain time for evacuation of people. Following this concept, the Japan design guideline of breakwater against tsunami [1] has been revised in 2013. However, unfortunately, details of the suffer mechanisms and even the tsunami force are still not studied sufficiently due to their complexities and, consequently, such prudent considerations are not introduced into the guideline so far.

In order to resolve this problem, this study presents a simple and effective manner to evaluate the wave forces with implementation of hydraulic experiments targeting a breakwater under overflows. The proposed formula shows its good agreements with experimental results in a wide range. Its applicability to the additional structures, e.g. mound under the caisson, widening work, parapet, is shown through the additional experiments.

Key Words: Overflow, Tsunami, breakwater, wave force

* Researcher, Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Research Department, PARI
** Group leader of Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Research Department, PARI
*** Researcher, Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Research Department, PARI
**** Head, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM
***** Senior Researcher, Port Facilities Division, Port and Harbor Department, NILIM
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan
National Institute of Maritime, Port and Aviation Technology Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5043 Fax : +81-46-842-7846 E-mail : tsuruta-n@pari.go.jp

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. 津波の越流波力に関する既往算定式	8
2.1 水平波力の既往算定式	8
2.2 静水圧補正係数に関する知見	10
2.3 波力算定式開発にあたっての検討項目の抽出	10
3. 混成堤に作用する波力の検討	11
3.1 実験概要	11
3.2 水平波力に関する実験結果と考察	12
3.3 まとめ	15
4. 透水マウンドによる低基混成堤	15
4.1 実験概要	15
4.2 水平波力に関する実験結果と考察	16
4.3 まとめ	18
5. 腹付け工よる津波波力の変化	18
5.1 実験概要	18
5.2 水平波力に関する実験結果と考察	19
5.3 まとめ	20
6. パラペットよる津波波力の変化	21
6.1 実験概要	21
6.2 水平波力に関する実験結果と考察	21
6.3 まとめ	23
7. 結論	23
8. あとがき	25
謝辞	25
参考文献	25
付録	25

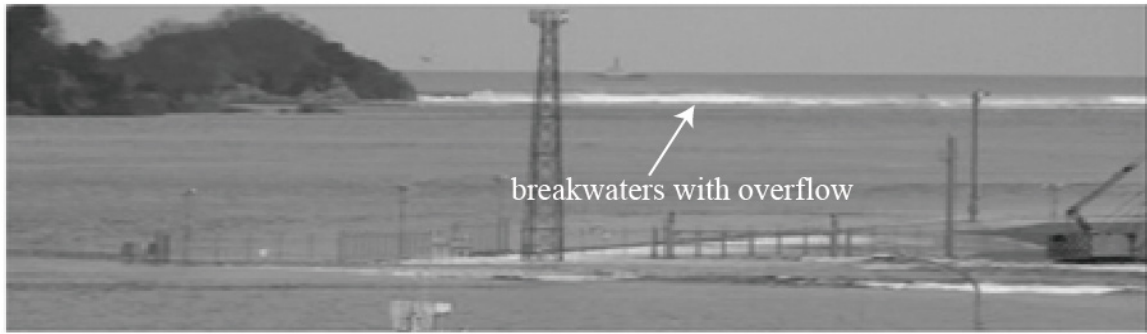


図-1.1 釜石防波堤の津波被災

1. まえがき

2011年に発生した東北地方太平洋沖大地震では、従来の設計を越える巨大津波（いわゆる最大クラスの津波）の来襲によって防波堤の多くが破壊され、断続的に来襲する津波への防波機能の消失が大きな問題となった（図-1.1参照）。これを受けて、重要施設や人・財産・産業の集積地域においては、従来想定されていた津波（発生頻度の高い津波）に対する防御機能に加えて、最大クラスの津波に対してもより粘り強く機能を維持するよう防波堤の設計概念の変更が推し進められ、2012年には国土交通省港湾局の取りまとめにより防波堤の耐津波設計ガイドラインが改訂された。しかしながら、現行の波力算定式はごく限定された水理条件に基づいており、津波越流時の堤体に作用する波圧特性については未だ不明な点も多い。特に、港内外の水位差が卓越する条件下すなわち巨大津波の来襲時には堤体前面で作用波圧の現行式からの逸脱が顕著となることが報告されており（有川ら，2013；宮田ら，2014），その分散傾向も定かではない。こうした状況から、実際の防波堤の設計では、案件毎で個別に水理実験を実施して対応を図らざるを得ない状況が続いており、波力算定式の高度化が喫緊の課題となっている。

津波越流下の堤体背面では越流水塊の打ち込みにより複雑乱流場が形成されるため、静水圧すなわち港湾内外の水位差を基礎とする従来設計式では、一意的に決定される補正係数での対応は不十分であり、流れ場を決定する支配要素を精査し、補正係数に対してそれら重要変数を導入した何らかの関数化を施すことが肝要である。堤体背後の乱流場の形成要素としては、越流水塊の打ち込みによる水面変形や、落下流から誘起される水中の渦構造とそれに付随する圧力低下部の顕在が挙げられるが、波力算定式の構築にはこうした乱流特性の理解に加えて、

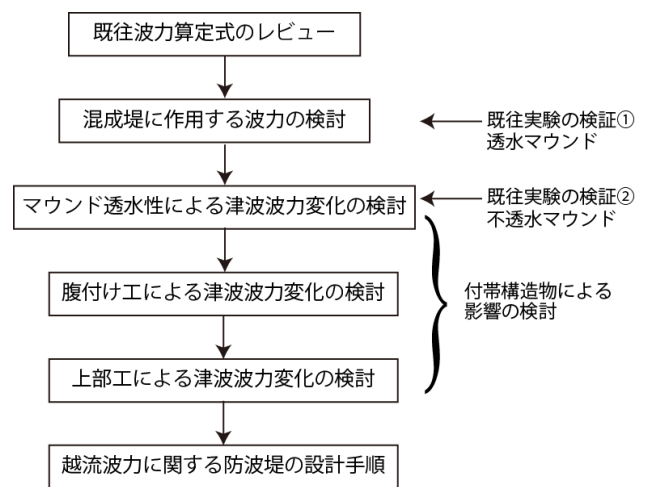


図-1.2 本研究のフロー

特性を決定付ける流入境界条件すなわち堤体天端から射出される越流水脈の射出曲線（水脈厚さ、入射距離・角度）の把握が必須となる。しかし、堤体幅や上部構造、マウンド形状、消波構造物など実際の防波堤が有する複数の構成要素を考慮した汎用的かつ高精度な算定式は未だ構築されていない。

本研究では、これまで十分な精度が得られていない津波越流時の防波堤に対する波力算定式の高度化を目的に複数の堤体・水理条件を対象に水理実験及び高精度粒子法を用いた数値実験を実施し、実験結果を基に従来法では再現できなかった水位差の著しい条件下を含む、より包括的かつ高精度に予測が可能な波力算定式を構築する。

本研究のフローを図-1.2に示す。まず、既往の越流波力に関する算定式をレビューし、問題点および改善点を抽出する。その後、混成堤を対象に水理事模型実験を実施し、越流波力の改良算定式を導く。また、マウンド透水性の変更、腹付け工の追加、上部工の追加の各三種の付加工に関する追加実験を実施し、越流波力の変化を追跡するとともに、それらに適応する改良型算定式を提案

する。

2. 津波の越流波力に関する既往算定式

2.1 水平波力の既往算定式

防波堤の耐津波設計ガイドラインが示す津波波力の算定アルゴリズムでは、「津波シミュレーションの有無・波状段波と越流の発生の有無を考慮して、参考図（本報告の図-2.1に該当）に示す算定手順をもとにして適切な波力算定式を用いる」こととなっている。具体的には、以下の3つの波力算定式が適用される。

(1) 波状段波が発生する場合

『修正谷本式』を適用

(2) 波状段波が発生しない、かつ越流が発生しない場合

『谷本式』を適用

(3) 波状段波が発生しない、かつ越流が発生する場合

『静水圧差による算定式』を適用

(1) & (2) 修正谷本式・谷本式

直立壁に作用する津波力の概要を図-2.2に示す。谷本式・修正谷本式では、背面の水位が押し波時に静水面より下がる場合と下がる場合で取り扱いが異なる。

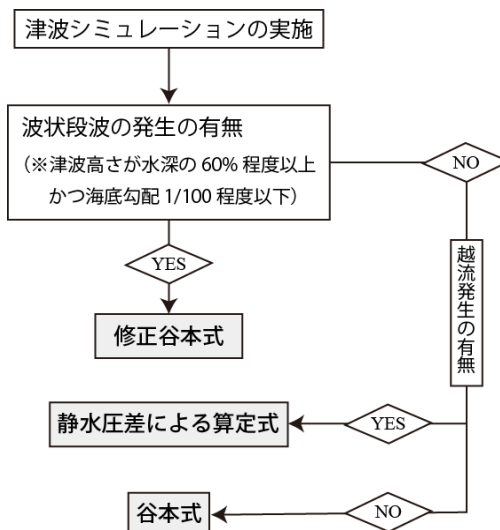
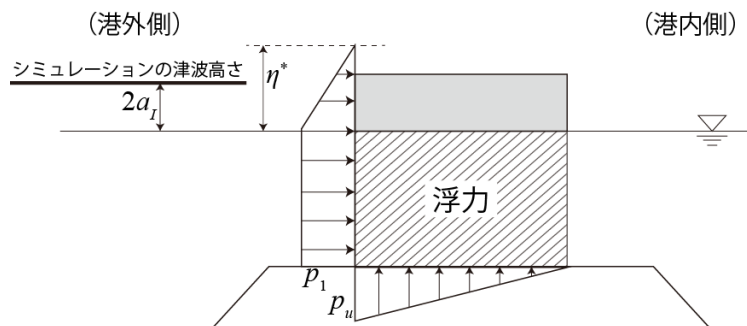


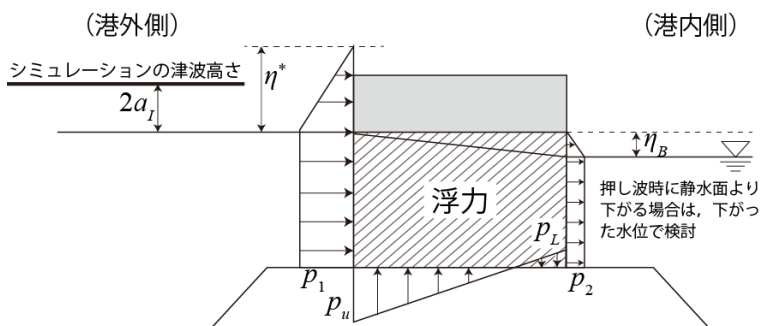
図-2.1 防波堤に対する津波波力算定手順

a) 背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合

$$\begin{aligned} \eta^* &= 3.0a_I \\ \left\{ \begin{array}{l} p_1 = 2.2\rho_0ga_I; \text{ 谷本式} \\ p_1 = 3.0\rho_0ga_I; \text{ 修正谷本式} \end{array} \right. & \quad (1) \\ p_u &= p_1 \end{aligned}$$



(a) 背面水位が押し波時に静水面より下がらない場合



(b) 背面水位が押し波時に静水面より下がった場合

図-2.2 谷本式・修正谷本式の概要

ここに、

- η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)
- a_I : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)
- $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
- p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)
- p_u : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m²) である。

b) 背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$\begin{cases} p_1 = 2.2\rho_0 g a_I; & \text{谷本式} \\ p_1 = 3.0\rho_0 g a_I; & \text{修正谷本式} \end{cases}$$

$$p_2 = \rho_0 g \eta_B \quad (2)$$

$$p_u = p_1$$

$$p_L = p_2$$

ここに、

- η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)
 - η_B : 直立壁背面で静水面から下がった水位 (m)
 - a_I : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)
 - $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
 - p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)
 - p_2 : 直立壁背面における負圧 (kN/m²)
 - p_u : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m²)
 - p_L : 直立壁背面下端における揚圧力 (kN/m²)
- である。ここで、式(2)において、a)背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合すなわち $\eta_B < 0$ に対して例外処理として $\eta_B = 0$ を与えて適用すれば、 $p_L = p_2 = 0$ となり、背面水位に関わらず統一的な式として式(2)が取り扱える。なお、式(1)、(2)でともに示す通り、波状段波が発生する場合、衝撃波力による津波波力の増大を

考慮する必要があり、これに対応した修正谷本式 (P_1 算出式の係数の変化) を用いる。また、丸山ら (2015) は、消波ブロック被覆堤を対象に、消波堤による波力低減率を考慮した算定式を提案しており、その場合、波高水深比に対応した共通係数 λ が P_1 , P_L に乗算される。詳細は、丸山ら (2015) を参照されたい。

(3) 静水圧差による算定式

津波が防波堤を越流する場合は、防波堤前面と背面の最大水位差を算出し、防波堤の前背面における静水圧差をもとに、以下の式が適用される (図-2.3参照)。

$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g (h_c + h_1)$$

$$p_2 = \frac{h_1}{h_c + h_1} p_1 \quad (3)$$

$$p_3 = 2\alpha_r \rho_0 g d_2$$

ここに、

- p_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度 (kN/m²)
 - p_2 : 直立壁前面の天端面にける波圧強度 (kN/m²)
 - p_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度 (kN/m²)
 - α_f : 前面静水圧補正係数 (詳細は次節を参照)
 - α_r : 背面静水圧補正係数 (詳細は次節を参照)
 - $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
 - h_c : マウンドから直立壁天端面までの高さ (m)
 - h_1 : 直立壁背面の直立壁天端面からの津波高さ (m)
 - d_2 : 直立壁背面のマウンドからの津波高さ (m)
- である。なお、越流量が少ない場合は、上記の静水圧差による式に加えて、それより水位の低い越流直前の状態を仮定して谷本式を適用し、両者を比較したうえで、波力の高い方を採用する。

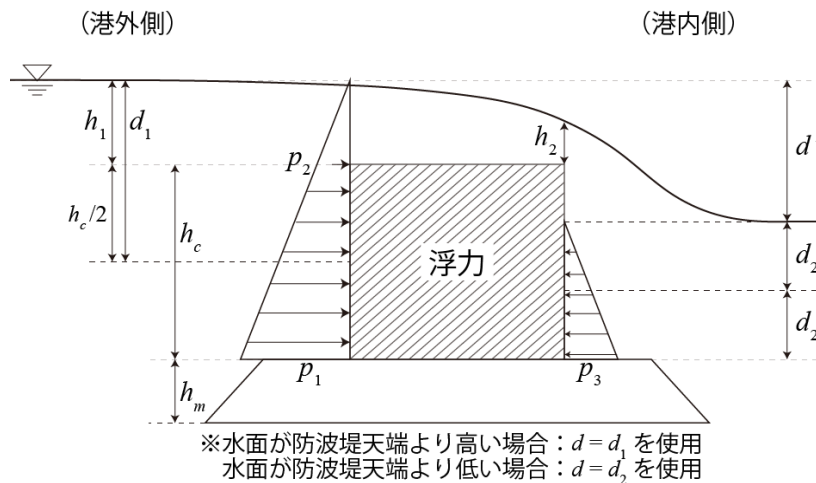
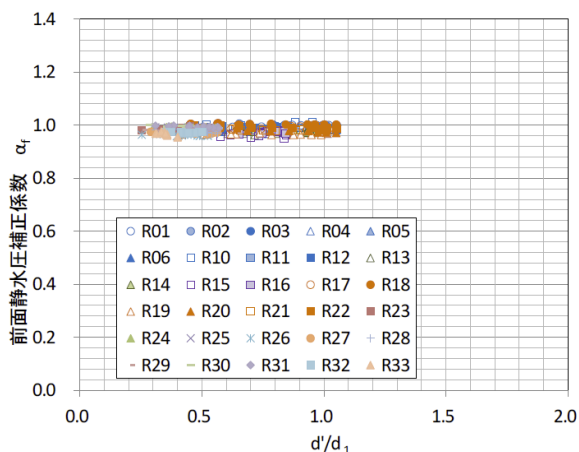
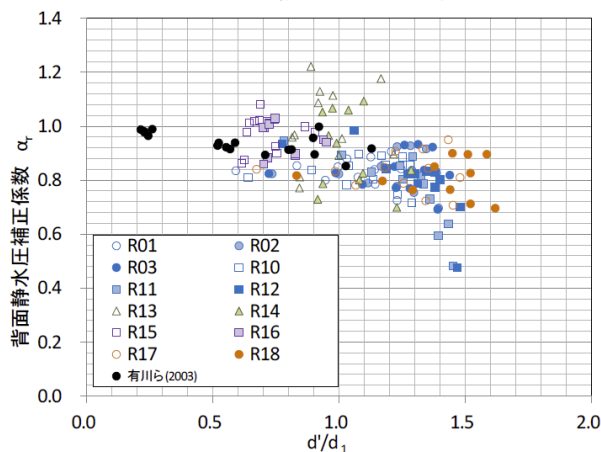


図-2.3 静水圧差式の概要



(a) 前面静水圧補正係数



(b) 背面静水圧補正係数

図-2.4 静水圧補正係数と無次元水位差の関係（宮田ら（2014）より引用）

2.2 静水圧補正係数に関する知見

現行の防波堤の耐津波設計ガイドラインでは、前面および背面の静水圧補正係数はそれぞれ、 $\alpha_f = 1.05$ 、 $\alpha_r = 0.9$ が推奨値とされている。有川ら（2012, 2013, 2014）、宮田ら（2014）は、無次元化された堤体前後の無次元水位差 d^* ($= d' / d$) を用いて各実験ケースにおける各静水圧補正係数 α_f 、 α_r を整理している。なお、無次元水位差 d^* を規定する各変数 d' 及び d の詳細は図-2.3を参照されたい。有川ら（2013）は、前面静水圧補正係数 α_f については、 $\alpha_f = 1.1$ で推移するものの、背面静水圧補正係数 α_r は、 $\alpha_r = 0.9$ を下回るケースがあることを、水理実験及び数値シミュレーションによる検討から明らかにしており、また、有川ら（2014）は背面静水圧補正係数 α_r のばらつきを報告している。一方、宮田ら（2014）は、不透水マウンドを基礎とする複数の堤体形状を対象に津波越流時の堤体作用波圧の計測実験を実施し、有川ら（2013）と同様に前面静水圧補正係数 α_f が概ね $\alpha_f = 1 \sim 1.1$ となることを明らかにした。また、背面静水圧補正係数 α_r は従来の推奨値 $\alpha_r = 0.9$ を大きく下回り、状況により $\alpha_r = 0.6$ まで低下するケースを示した（図-2.4参照）。さらに、前面静水圧補正係数 α_f は $\alpha_r = 1$ を上回り、 $\alpha_r = 1.2$ までに達するケースが生じることも併せて示し、背面静水圧補正係数 α_r が条件によって複雑に分布する様子を確認している。宮田ら（2014）の実験結果からは、堤体前後の無次元水位差 d^* ($= d' / d$) が同値を取る場合においても、越流状況によって背面静水圧補正係数 α_r が最大で 0.5 以上変動することが示されており、防波堤の構造形式による変動の大きさも顕著である。背面静水圧補正係数 α_r について、

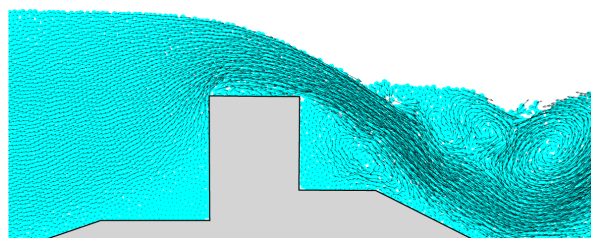


図-2.5 高精度粒子法による越流時の堤体背後乱流の再現スナップショット

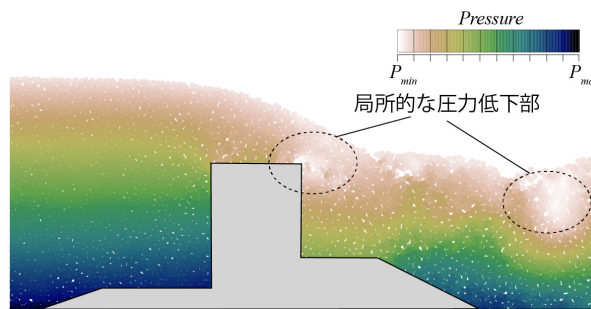


図-2.6 高精度粒子法による越流時の堤体天端部の局所的な圧力低下の再現スナップショット

その分散傾向を明らかにし、設計に適用が可能なより精度の高い算定方法が必要である。

2.3 波力算定式改良にあたっての検討項目の抽出

堤体前後の無次元水位差 d^* による整理方法では、背面静水圧補正係数 α_r のばらつきが大きく、算定式としての精度が担保されない。宮田ら（2014）の実験を参照すると、構造形式については、『ケーソン、マウンド、腹付け工、上部工』の断面形状の違いによる補正係数のばらつ

きが示唆されている。一方、無次元水位差 d^* を用いた従来の整理方法では、マウンド、腹付け工、上部工などの付帯構造物の形状に関する変数が含まれておらず、境界条件を網羅した関数として表現されていない。これら変数を新たに導入することが、背面静水圧補正係数 α_r の算定式改良には必要である。

ここで、越流による堤体直の乱流構造を概観するため、水表面変動の安定解析に有効な Khayyer & Gotoh (2009, 2010, 2011) 及び Tsuruta ら (2013, 2015) による高精度粒子法 (MPS-HS-HL-ECS-GC-DS-SPP法) を用いた数値シミュレーションを実施した。図-2.5 及び図-2.6 に、数値シミュレーション結果における、流速ベクトル分布図および圧力分布図を示す。両図からは、堤体天端の後端

部と、越流した高速流により引き起こされる渦構造の中心部において、著しい圧力の低下が確認できる。すなわち、上記の局所的な圧力低下を決定づける堤体天端からの越流水の射出速度や、高速落下流による渦構造の形成位置すなわち越流水の落下位置が、堤体背面への作用圧力を決める重要なファクターとなることが示唆されている。

3. 混成堤に作用する波力の検討

3.1 実験概要

水理実験は、105m 堤体実験水路 (図-3.1, 図-3.2 参照) を用いた。主水路の防波堤模型背面側に越流堰を介した

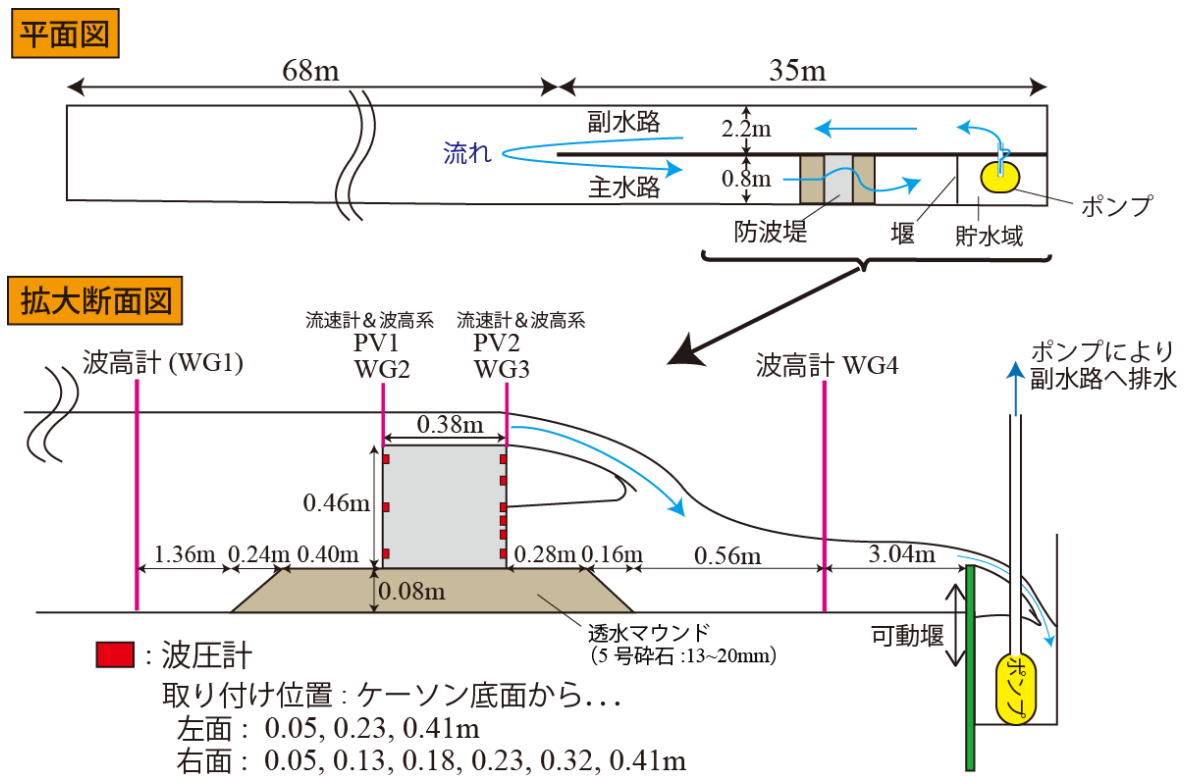


図-3.1 津波発生概要及び模型断面

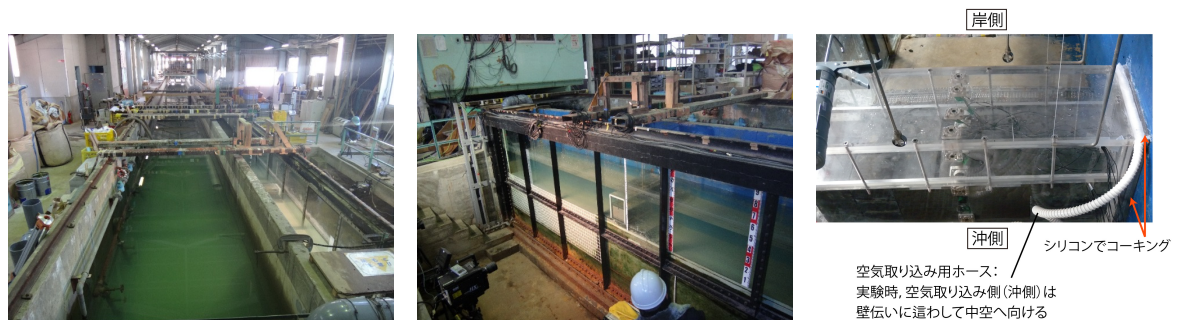


図-3.2 105m 堤体実験水路 (左 : 副水路, 中央 : 主水路模型付近, 右 : 空気取り込み孔)

貯水域を設け、貯水域内のポンプを用いて副水路を経由する一様循環流を発生させることで、津波来襲時における防波堤の越流状況を再現した。越流条件については、初期水位及び越流堰高さの変更により堤体の前面及び背面の水位を調整した。各実験ケースの前面水位 h_f 及び背面水位 h_r を図-3.3 に示す。なお、図中へのプロットには、堤体高さ h_c を用いて前面水位 h_f および背面水位 h_r に対して無次元化を施してある。防波堤模型の概要及び各計測器の設置位置は図-3.1 に示す通りである。また、堤体背後面とナップとの間に生じる空隙は、大気圧と一致するよう、空気の取り組み口を設けた (図-3.2 参照)。

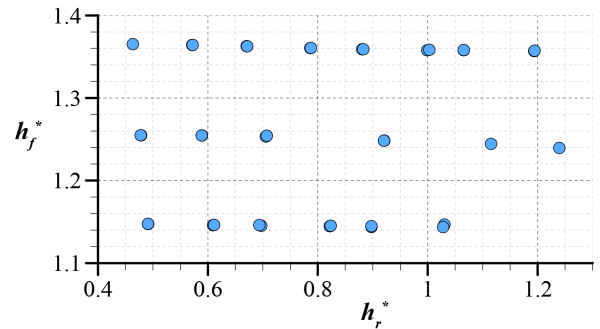


図-3.3 各実験ケースの設定水位
(無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係)

3.2 水平波力に関する実験結果と考察

2.2節で先述した通り、有川ら (2013)、宮田ら (2014) は、無次元化された堤体前後の水位差 d^* ($= d'/d$) を用いて各実験ケースにおける各静水圧補正係数 α_f 、 α_r を整理している。ここで、同様の手順から整理した本実験結果での各静水圧補正係数 α_f 、 α_r と無次元水位差 d^* との関係図を図-3.4 に整理する。なお、各実験ケースにおける静水圧補正係数は、前面・背面のそれぞれにおいて、波圧実測値の鉛直分布に対して引いた回帰直線から波圧合力を暫定的に決定し、波高計WG4 (図-3.1参照) の水位を基準とする静水圧合力で除して算出した。図-3.4 からは、有川ら (2013) や宮田ら (2014) と同様に、前面静水圧補正係数 α_f が実験ケースにかかわらず概ね $\alpha_f = 1.0$ となり、最大でも $\alpha_f = 1.02$ 程度にとどまることが確認できる。また、図-3.4の背面静水圧補正係数 α_r についても、先述の既往研究と同様に、 d^* の増大に合わせた背面静水圧補正係数 α_r の減少及び分散の傾向が見られる。実験結果では、従来の推奨値 $\alpha_r = 0.9$ を大きく下回り、従来の波力評価が危険側を取ることが分かる。本実験では、背面静水圧補正係数 α_r が最低で $\alpha_r = 0.77$ 程度まで低下するケースが見られた。なお、有川ら (2013) による検証は、限定的な水理条件を対象とした数値シミュレーションによる解析を基礎としており、一方の宮田ら (2014) は、不透水マウンドによる複数構造を対象とした水理模型実験であった。本節では、透水マウンドにおいても背面静水圧補正係数 α_r が分散傾向を示すことを、水理模型実験を通して改めて実証したと言える。

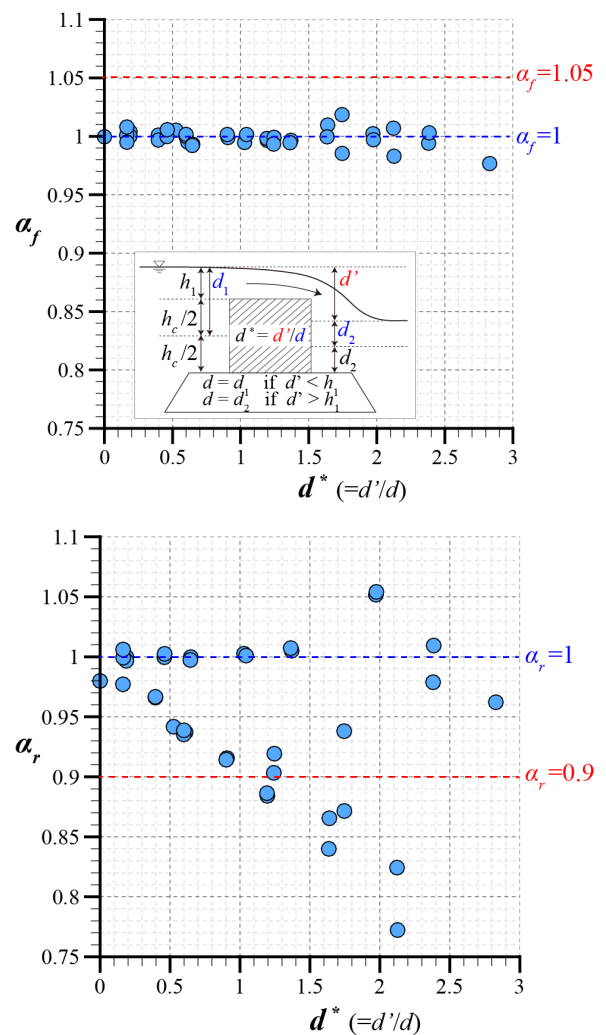


図-3.4 静水圧補正係数 α と無次元水位差 d^* の関係
(上：前面静水圧補正係数，下：背面静水圧補正係数)

波圧の積分値すなわち背面作用波力の静水圧仮定からの誤差を見ると、図-3.5 に示す通り、最大で沖側波力の4%程度減少することが分かる。なお、図中の縦軸は前面波力の静水圧分で規格化された以下式で定義する。

$$\Delta F^* = 100 \times \frac{\int_0^{h_r} (1 - \alpha_r) \rho_0 g h_r dh_r}{\int_0^{h_f} \rho_0 g h_f dh_f} \quad (4)$$

また、横軸は以下式による無次元背後水位 h^* で定義する.

$$h^* = \frac{h_r}{h_f} \quad (5)$$

ここで、実際に作用する波圧に着目して再整理を行う. 堤体背面に作用する底面波圧 p_3 について、堤体前面に作用する底面位置での静水圧で規格化すると、

$$p_3^* = \frac{\alpha_r \rho_0 g h_r}{\rho_0 g h_f} = \alpha_r \frac{h_r}{h_f} = \alpha_r h^* \quad (6)$$

となる. 定式から得られた p_3^* と h^* の関係を図-3.6に示す. 図からは、無次元背後水位 h^* が小さい場合、無次元底面波圧 p_3^* は分散する傾向にあり、 $h^* = 0.4$ では p_3^* が0.2程度変動する様子が確認できる. 前述の通り、本実験では背面静水圧補正係数 α_r が最低で $\alpha_r = 0.75$ 程度まで低下したが、設計上、背面静水圧補正係数 α_r を $\alpha_r = 0.75$ と一律で安全側にとった場合、ほとんどの実験ケースにおいて堤体背面波圧を過小評価しすぎるため、経済的観点から妥当性に欠けることは明らかである.

本実験における代表的な実験ケースにおけるビデオ映像から抽出したスナップショットを図-3.7に示す. スナップショットからは、上記の静水圧補正係数の分散要因として、

- ・越流水が堤体背後の水表面に突入した際に生じる不規則な水表面の変形
- ・堤体直背後の局所的な水位変動

が関連する様子が窺える. 堤体直背後水位の変動については、堤体後方への流れによって生じる堤体直背後の流体連行が原因であると推察される. また、こうした堤体背後の流動特性は、堤体背後の渦構造の形成を決定づけるが、それに付随する負圧分布も動水圧効果として堤体の作用波力に影響するものと考えられる. こうした渦構造による負圧発生の様子は、数値シミュレーションなどからも容易に確認ができる (図-2.5, 図-2.6参照). 堤体

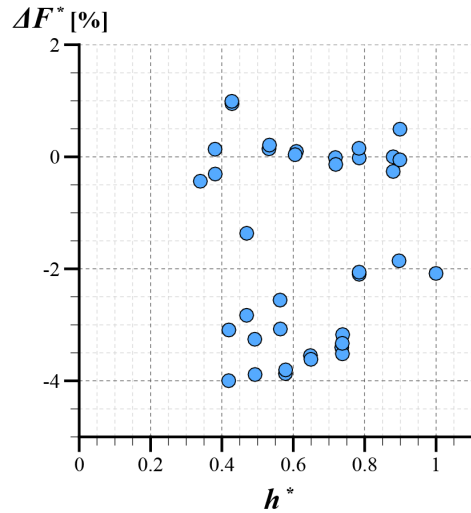


図-3.5 堤体背面作用波力の静水圧仮定からの誤差

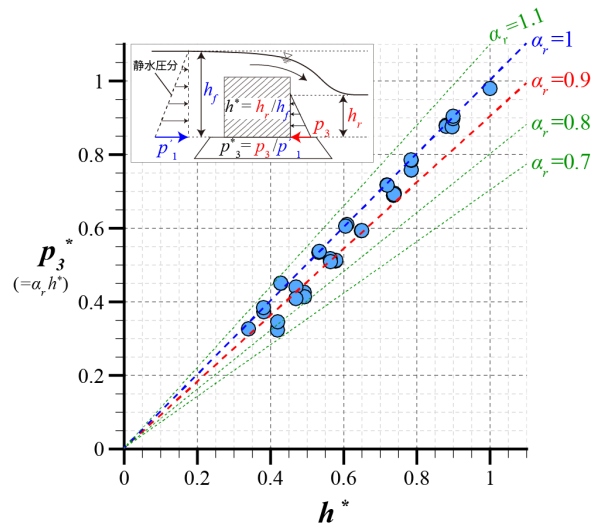


図-3.6 堤体背面の無次元底面波圧 p_3^* と無次元波高 h^* の関係

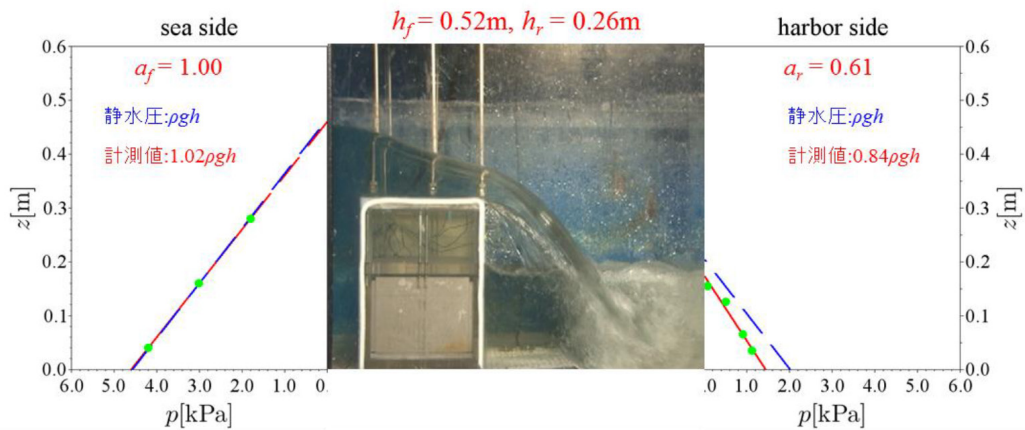


図-3.7 代表的な実験ケースのスナップショットおよび圧力の鉛直分布

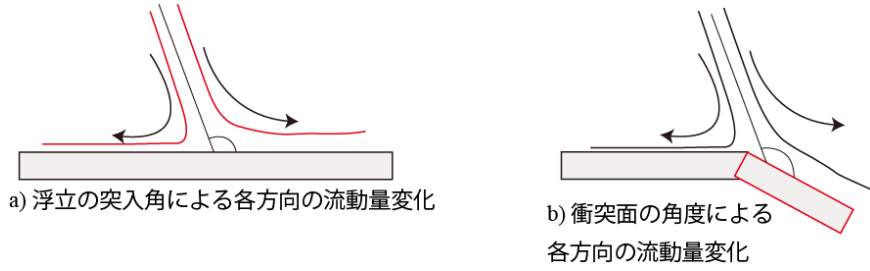


図-3.8 噴流の突入角と流動量の関係図

直背後の流れについては、たとえば壁面に衝突する自由噴流を想定すれば明らかであるが、越流による水中の高速落下流の突入方向とマウンド形状が密接に関わる（図-3.8参照）。上記に挙げた水面変動や圧力分布の変動は、いずれも越流水の堤体背後への突入を起点として発生するものであり、越流水の挙動を記述する物理モデルの導入が補正係数の分散傾向を知る鍵になると言えよう。本研究では、渦構造の形成と連行量に関わる物理式として、以下の堤体背後のマウンド長さ B_m および越流水脈の堤体背後マウンド衝突時のケーソンからの距離 L_w の関係式

$$L^* = \frac{L_w - B_m}{B_m} \quad (7)$$

を式(5)へ導入し、以下式の無次元量 h^{**}

$$h^{**} = h^* + \beta L^* \left(= \frac{h_r}{h_f} + 0.1 \times \left(\frac{L_w}{B_m} - 1 \right) \right) \quad (8)$$

を用いて、無次元底面波圧 p_3^* を整理し直した。ここに、 β ：実験定数であり、ここでは $\beta = 0.1$ を用いた。なお、越流水脈のケーソン背後水面への打ち込み状況は、水脈の自由落下を前提に置くと、ケーソン天端からの射出速度（水平方向速度） v_h と落下時における重力の影響による鉛直方向速度から推定が可能である。式(7)の越流水の放出距離 L_w は、以下式から便宜的に定義してある。

$$L_w = v_h \Delta t = v_h \sqrt{\frac{2(d' - 0.5h_2)}{g}} \quad (9)$$

ここに、 h_2 ：ケーソン天端後端部の水深である。なお、射出速度 v_h は、ケーソン天端の港内側越流水位 h_2 と水面までの垂直落下距離からそれぞれ算出される。後者については実験の境界条件として既知の値であるが、前者のケーソン天端の背後側越流水位については、その算出方法がケーソン幅 B_c と港外側水位 h_1 の条件により変わるため注意を要する。三井ら（2013）は、本間（1940）の越流公式を参考に、以下の式を用いて越流時のケーソン天端からの射出速度 v_h を導いている。

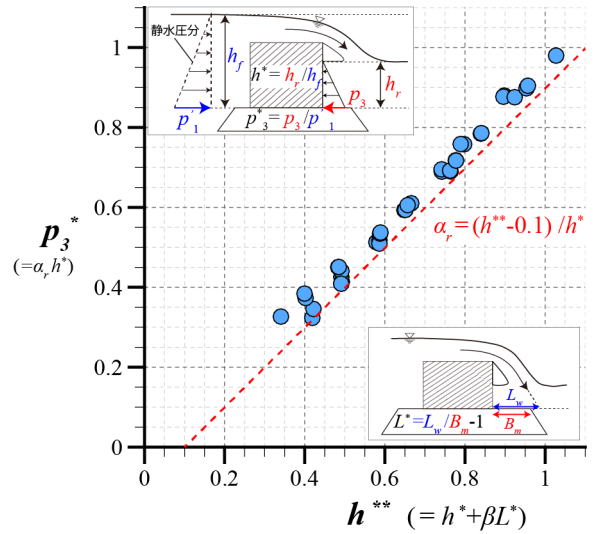


図-3.9 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^{**} の関係

$$v_h = q/h_2 = 0.35 \frac{h_1}{h_2} \sqrt{2gh_1}; \quad h_2 = rh_1 \quad (10)$$

ここに、 q ：越流流量、 r ：水脈厚比 $r = h_2/h_1$ であり、上式の適用条件は $h_1/B_c < 0.5$ である。水脈厚比 r は、ベルヌーイの定理を用いて $r = 0.42 \sim 0.44$ と求められるが、三井ら（2013）は、実験値への適合性から $r = 0.45$ を用いている。一方、宮田ら（2014）は、 $r < 0.5$ の条件下における以下の水脈厚比の算定式

$$r = 0.43 + 0.324 \times (h_1/B_c) - 0.5 \quad (11)$$

を水理実験より経験的に導いている。さらに、宮田ら（2014）はパラペットが導入された場合の条件において、越流水脈の背後水面への打ち込み状況の推定を試みており、検討数の制限から実施された検討実験の条件下に限定されるものの、一定精度で打ち込み距離や角度、流速を保証する簡易な推定手法を提案している。また、三井ら（2015）も、各種パラペット堤の津波越流時の流量係数を数値解析により明らかにし、算定図を作成している。

図-3.9に、堤体背面の無次元底面波圧 p_3^* と式(8)による

無次元水位 h^* の関係を示す。図-3.6では、近似直線 ($p_3^* = 1.0379h^* - 0.0507$) に対して各プロットの分散値は 9.09×10^{-4} であるが、図-3.9では、近似直線 ($p_3^* = 1.0122h^* - 0.0614$) に対して分散値は 3.67×10^{-4} であり、図-3.6に対して図-3.9では0.4倍ほどに分散が制御されている。 h^* に対する無次元底面波圧 p_3^* の分布を見ると、図-3.9では最大で $h^* = \text{約}0.4$ において $\Delta p_3^* = \text{約}0.06$ を示しており、これについても図-3.6（最大で $h^* = \text{約}0.4$ において $\Delta p_3^* = \text{約}0.15$ ）と比較して分散が小さくなっていることが分かる。図-3.9の関係図を用いて、実験式を安全側に抽出すると、

$$\alpha_r = \frac{(h^{**} - 0.1)}{h^*} = \frac{(h^* + 0.1L^* - 0.1)}{h^*} = 1 + 0.1 \frac{L^* - 1}{h^*} \quad (12)$$

が、無次元底面波圧 p_3^* をより忠実に再現する背面静水圧補正係数 α_r として得られた。

3.3 まとめ

混成堤における津波越流を対象とした水理模型実験を実施し、これまで検討が十分でなかった透水マウンドを対象に背面静水圧補正係数 α_r の変動特性を確認した。実

験結果からは、既往研究で言及される通り、透水マウンドにおいても背面静水圧補正係数 α_r が強く分散する傾向にあることを確認した。また、背面静水圧補正係数 α_r について、越流挙動に関する物理モデルを新たに導入することで、従来よりも精度高い改良型算定式を構築した。なお、本実験では、越流水脈のケーソン天端からの射出速度 v_0 を求めるにあたって、式(10)においてケーソン天端の後端部越流水深 h_2 は実験計測値を用いたが、設計では、数値シミュレーションの援用などにより h_2 の算定精度の確保に留意されたい。

4. 不透水マウンドによる津波波力変動の検討

4.1 実験概要

混成堤を構成するマウンドは、内部の粒度分布によってその透水が変動するが、津波越流時の堤体に作用する水平方向の津波波力について、マウンドの透水を考慮した算定式の開発は未だ進んでいない。前章では、背面静水圧補正係数 α_r の算定にあたって、越流水による堤体背後の流れを重要なファクターとして取り扱ったが、マウンドへの流体の浸透が遮断された状況下では、こうした

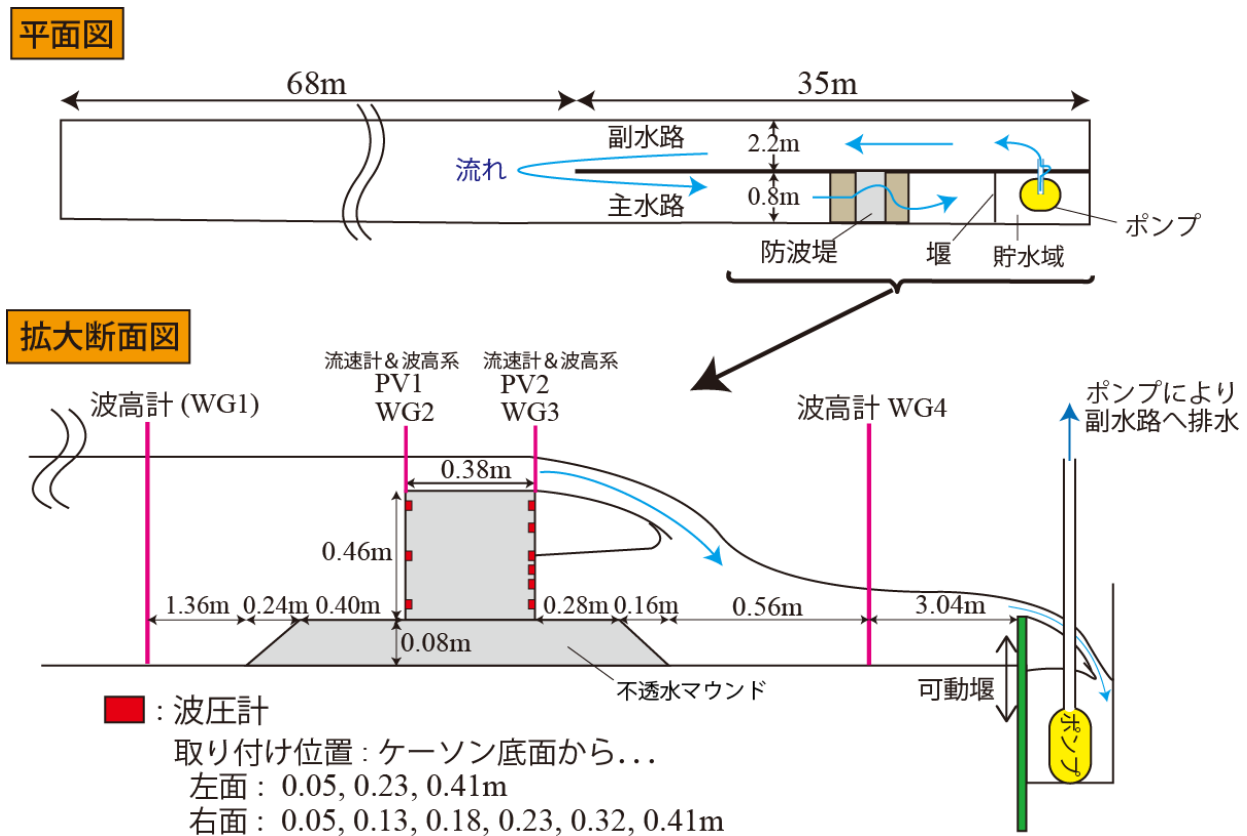


図-4.1 津波発生概要及び模型断面

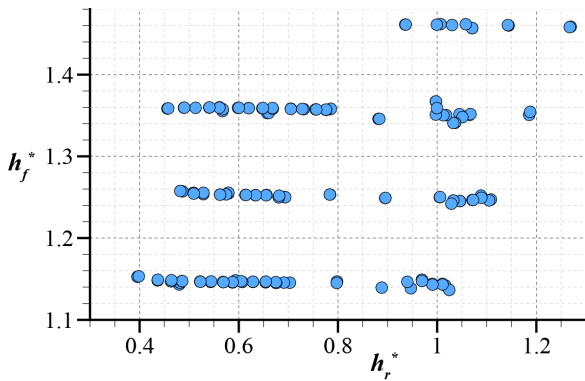


図-4.2 各実験ケースの設定水位
(無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係)

流れによる流体の連行や渦構造の変化がより顕著になるものと考えられる。本研究では、前章の透水マウンドに変わり、不透水マウンドを新たに用いた水理模型実験を実施し、越流する津波の水平波力の変動について検討した。

図-4.1 に、本実験の概要を示す。前章と同様、水理実験には、105m 堤体実験水路 (図-3.2 参照) を用いた。実験ケースについては、図-4.2 に設定水位 (無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係) を示す。

4.2 水平波力に関する実験結果と考察

まず、有川ら (2013)、宮田ら (2014) と同様の従来の整理方法により、無次元化された堤体前後の水位差 d^* ($= d'/d$) を用いて各実験ケースにおける各静水圧補正係数 α_f 、 α_r を整理する。図-4.3 に各静水圧補正係数 α_f 、 α_r と無次元水位差 d^* との関係図を示す。図-4.3 からは、有川ら (2013) や宮田ら (2014)、また前章の透水マウンドを用いた水理模型実験と同様に、前面静水圧補正係数 α_f が実験ケースにかかわらず概ね $\alpha_f = 1.0$ 程度を示し、最大で $\alpha_f = 1.07$ 程度にとどまることが確認できる。また、図-4.3 の背面静水圧補正係数 α_r についても、 d^* の増大に合わせた減少及び分散の傾向が確認できる。背面静水圧補正係数 α_r は最低で $\alpha_r = 0.67$ 程度まで低下するケースが見られ、透水マウンドを用いた水理模型実験でも顕著であったが、従来の推奨値 $\alpha_r = 0.9$ では津波合力の過少評価につながる事が分かる。さらに、本実験では、背面静水圧補正係数 α_r が $\alpha_r = 1.0$ を大きく超えるケースが散見された。結果、無次元水位 $d^* = 2.6$ 辺りでは、背面静水圧補正係数 α_r が 0.5 程度異なるケースの組み合わせが生じ、経済的観点からも安全性の観点からも、従来の整理方法では効果的な計画が困難であることが窺える。

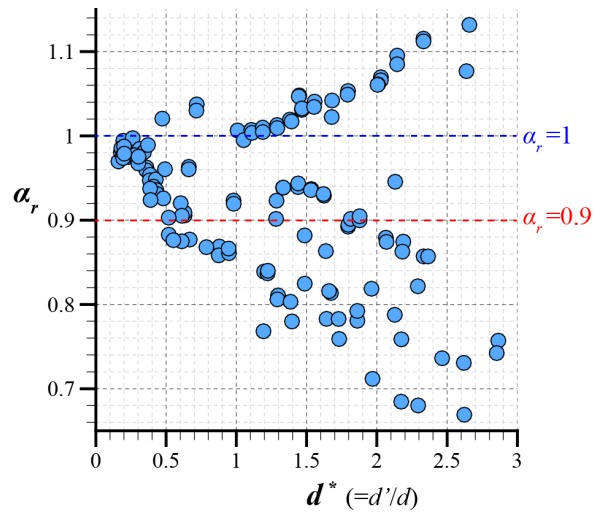
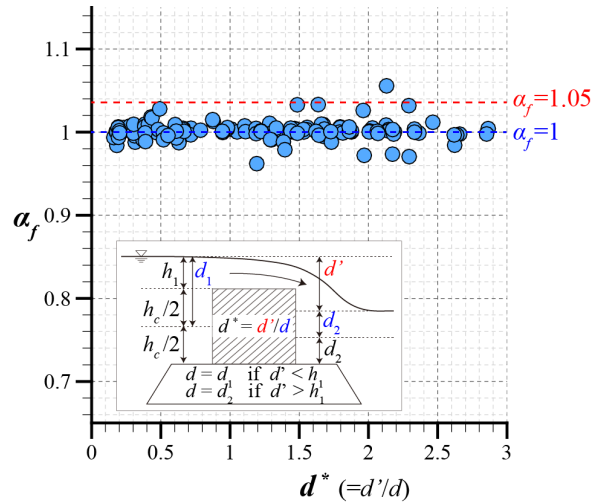


図-4.3 静水圧補正係数 α と無次元水位差 d^* の関係
(上：前面静水圧補正係数，下：背面静水圧補正係数)

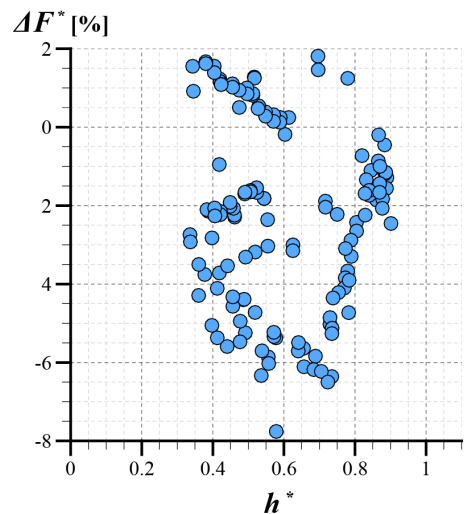


図-4.4 堤体背面作用波力の静水圧仮定からの誤差

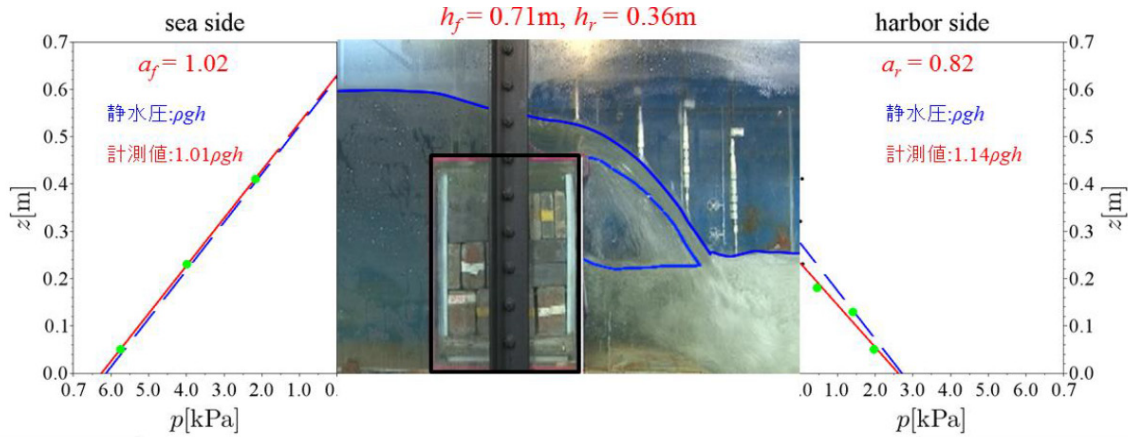


図-4.5 代表的な実験ケースのスナップショットおよび圧力の鉛直分布

波圧の積分値すなわち背面作用波力の静水圧仮定からの誤差については、図-4.4に示す通り、最大で沖側波力静水圧分の8%程度減少することが分かる。

図-4.5に、代表的な実験ケースにおけるビデオ映像から抽出したスナップショットを示す。不透水マウンドを用いた本実験では、図-4.5のように堤体直背後において局所的な水深の変動が極端に生じる例が多く見られた。マウンドを被覆することで、マウンド内部の浸透流が発生しなくなり、越流水による落下流が進行する流体量が結果的に増加したためと考えられる。

ここで、構築した改良型の算定方式を本実験においても適用する。まず、堤体背面に作用する無次元底面波圧 p_3^* (式(5)参照) と、堤体前面に作用する底面位置での静水圧で規格化した無次元背後水位 h^* (式(5)参照) との関係を図-4.6に示す。図からは、透水マウンド同様、 $h^* = \text{約}0.4$ などの h^* が小さい場合において無次元底面波圧 p_3^* の分布は $\Delta p_3^* = 0.17$ 程度に分布する様子が確認できる。また、透水マウンドと異なり、 $h^* = 0.6$ 程度でも p_3^* が 0.14 程度の分布で推移しており、背面静水圧補正係数 α_r の分散具合が比較的大きいことが分かる。なお、各プロットの近似直線 ($p_3^* = 1.0312h^* - 0.0581$) に対する分散値は 1.99×10^{-3} であった。

次に、越流水のマウンド到達距離とマウンド幅を考慮した、式(8)による無次元水位 $h^{**} (=h^* + \beta L^*)$ を用いて、無次元底面波圧 p_3^* を整理し直す。図-4.7に、両変数の関係を示す。図から、先の整理方法で顕著であった無次元底面波圧 p_3^* の分散傾向が効果的に抑制されているのが分かる。 h^{**} に対する無次元底面波圧 p_3^* の分布は、最大で $h^{**} = \text{約}0.35$ において $\Delta p_3^* = \text{約}0.1$ を示しており、各プロットの近似直線 ($p_3^* = 1.023h^{**} - 0.0245$) に対する分散値は 5.02×10^{-4} で、図-4.6に対して4分の1程度に抑えられている。各プロットに対して、式(12)による線分を引くと、

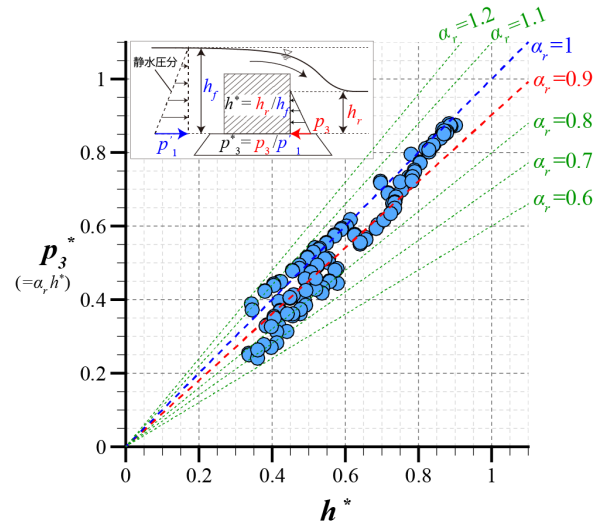


図-4.6 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^* の関係

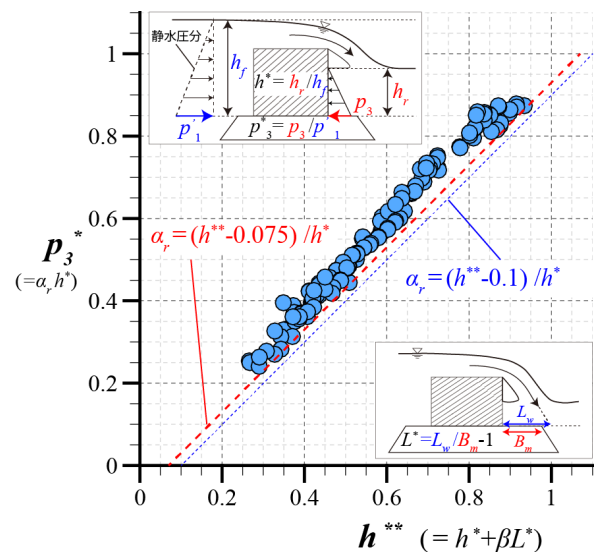


図-4.7 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^{**} の関係

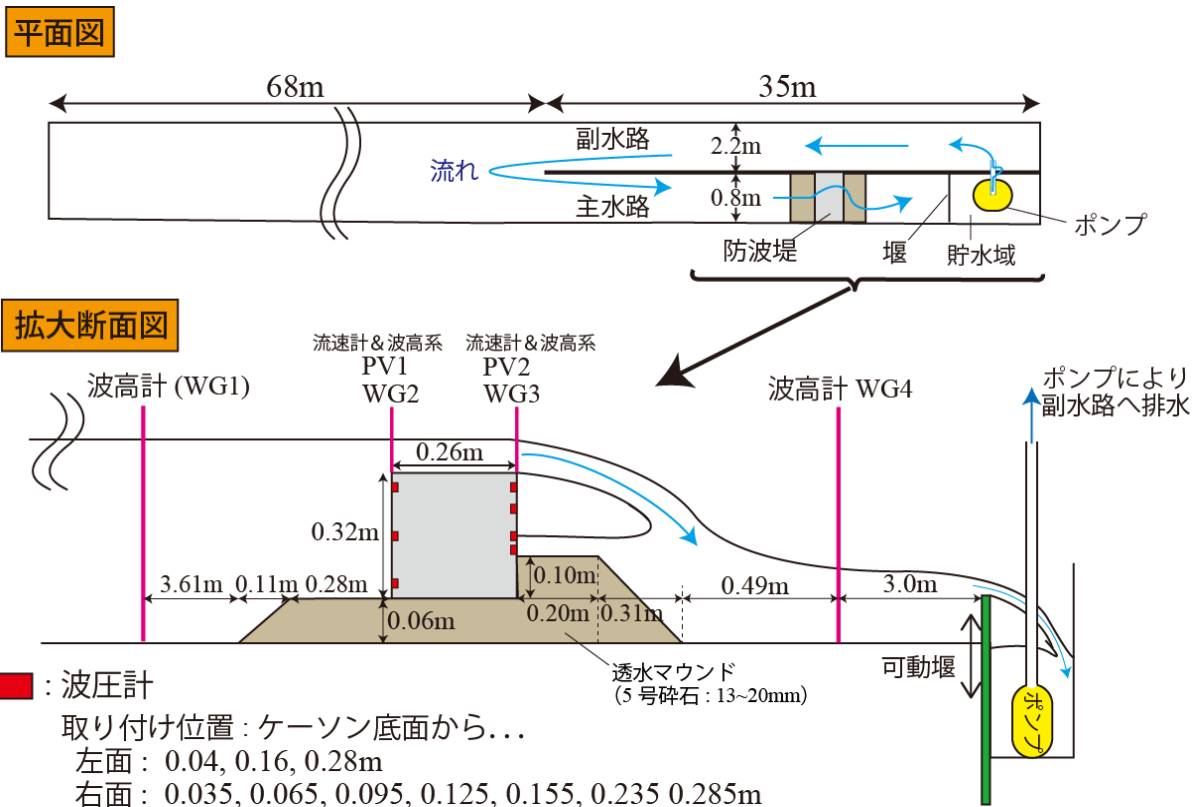


図-5.1 津波発生概要及び模型断面

安全側のラインを経済的に確保できることが分かる。先の透水マウンドによる実験と比較して、不透水マウンドによる本実験では背面波力が若干ではあるが、やや高い傾向が見られる。各プロットに対して、より漸近の位置に線を引いた場合、以下の実験式が概ねの適合式となる。

$$\alpha_r = \frac{(h_r^* - 0.075)}{h_r^*} \quad (13)$$

4.3 まとめ

本章では、被覆工を模擬した不透水マウンドから成る混成堤における津波越流を対象とした水理模型実験を実施し、これまで検討がなかったマウンド透水性の違いによる背面静水圧補正係数 α_r の変動特性を確認した。実験結果から、既往研究で、不透水マウンドでは、背面静水圧補正係数 α_r がより強く分散する傾向があることを確認した。また、背面静水圧補正係数 α_r について、越流挙動に関する物理モデルを新たに導入して構築した改良型波力算定式を用いて、透水マウンド同様に背面静水圧補正係数 α_r のより精度の高い算定に成功した。また、本改良式の整理方法から、マウンドでの遮水性の確保により、若干ではあるが波力の減衰効果を確認できた。なお、越流水脈の射出距離については、透水マウンド同様、その

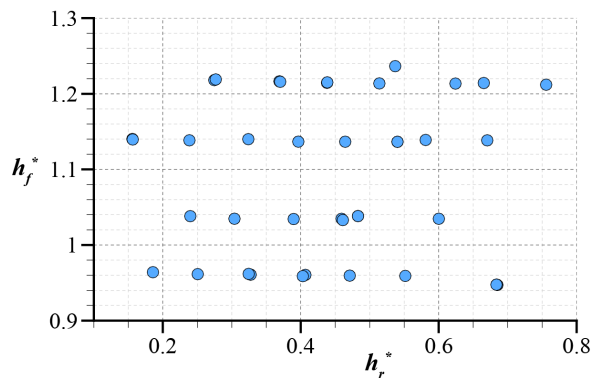


図-5.2 各実験ケースの設定水位 (無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係)

予測値の精度が重要であり、設計への適用には注意が必要である。

5. 腹付工による津波波力変動の検討

5.1 実験概要

本章では、腹付工を対象とした津波越流時の堤体に作用する水平方向の津波波力について検討を実施する。前章まででは、マウンド形状を考慮した改良型波力算定式

を提案したが、同算定式には、マウンド高さを定義する変数が導入されていない。ここでは、前章までと同様の手順から、マウンド高さが異なる境界条件への改良型算定式の適用性について明らかにする。

図-5.1に、本実験の概要を示す。前章と同様、水理実験には、105m 堤体実験水路(図-3.2 参照)を用いた。実験ケースについては、設定水位(無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係)を図-5.2に示す。

5.2 水平波力に関する実験結果と考察

まず、先と同様、有川ら(2013)、宮田ら(2014)と同様の従来の整理方法により、無次元化された堤体前後の水位差 d^* ($= d'/d$) を用いて各実験ケースにおける各静水圧補正係数 α_B 、 α_r を整理する。図-5.3に各静水圧補正係数 α_B 、 α_r と無次元水位差 d^* との関係図を示す。図-5.3からは、有川ら(2013)や宮田ら(2014)、また前章

までの腹付工無しの混成堤を対象とした各水理模型実験と同様に、前面静水圧補正係数 α_f が実験ケースにかかわらず概ね $\alpha_f = 1.0$ 程度を示し、最大で $\alpha_f = 1.05$ 程度にとどまることが確認できる。また、図-5.3の背面静水圧補正係数 α_r についても、 d^* の増大に合わせた減少及び分散の傾向が確認できる。背面静水圧補正係数 α_r は最低で $\alpha_r = 0.61$ 程度まで低下するケースが見られた。また、本実験においても、背面静水圧補正係数 α_r が $\alpha_r = 1.00$ を超えるケースが見られた。無次元水位 $d^* = 1.5$ 辺りでは、背面静水圧補正係数 α_r が 0.4 程度異なるケースの組み合わせが生じ、背面静水圧補正係数 α_r の適切な算定が必要なが理解できる。腹付け工を設置した場合、未設置の条件(3.1節参照)と比較して背面静水圧補正係数 α_r の低下が著しいが、これは、波力に該当する堤体直背面の水深が腹付け工の高さ分浅くなるため、堤体背面に作用するマウンド上の波力が小さくなり、波力の変動に対

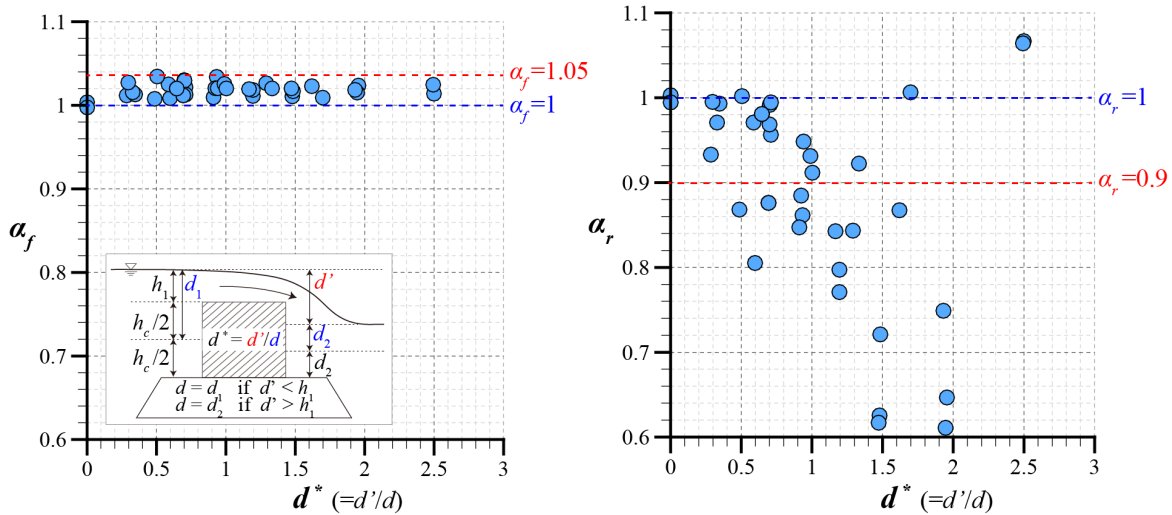


図-5.3 静水圧補正係数 α と無次元水位差 d^* の関係 (左: 前面静水圧補正係数, 右: 背面静水圧補正係数)

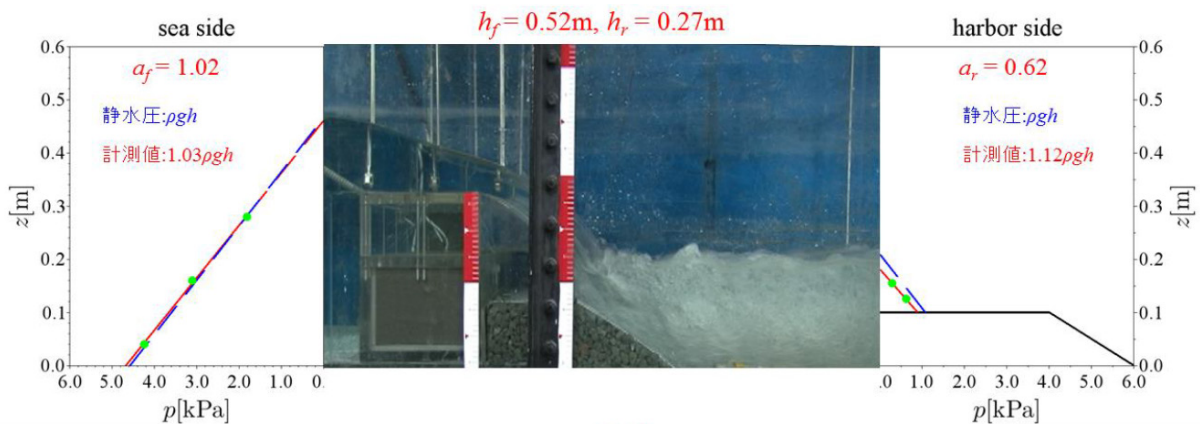


図-5.4 代表的な実験ケースのスナップショットおよび圧力の鉛直分布

して背面静水圧補正係数 α_r の感度が結果的に大きくなるためである (図-5.4参照)。

波圧の積分値すなわち背面作用波力の静水圧仮定からの誤差については、図-5.5に示す通り、最大で沖側波力の4%程度減少することが分かる。ここで、構築した改良型の算定方式を本実験においても適用する。まず、実際に堤体背面に作用する無次元底面波圧 p_3^* と、堤体前面に作用する底面位置での静水圧で規格化された無次元水位と h^* との関係を図-5.6に示す。図からは、透水マウンド同様、 h^* が小さい場合、 $h^* = 0.2 \sim 0.3$ 程度で、無次元底面波圧 p_3^* は最大で $\Delta p_3^* =$ 約0.06程度分布する傾向が示された。また、各プロットの近似直線 ($p_3^* = 1.0558h^* - 0.0603$) に対する分散値は 1.27×10^{-3} であった。先の腹付け工未設置の各条件と比較すると、不透水マウンドを対象とした水理模型実験の実験結果 (図-4.6参照) に対しては無次元底面波圧 p_3^* の分散は弱く、透水マウンドの場合 (図-3.6参照) に近い傾向を示した。

次に、越流水のマウンド到達距離とマウンド幅を考慮した、式(8)に該当する無次元量 h^{**} を用いて、無次元底面波圧 p_3^* を整理し直す。図-5.7に、両変数の関係を示す。図から、先の整理方法 (図-5.6) と比較して、無次元底面波圧 p_3^* の分散傾向は、特にその傾向が強かった $h^* < 0.4$ において効果的に抑制されていることが分かる。各プロットの近似直線 ($p_3^* = 0.956h^{**} - 0.0003$) に対する分散値は 6.63×10^{-4} で、図-5.6に対して2分の1程度に抑えられている。図中に、式(12)で引かれる線分を見ると、背面静水圧補正係数 α_r について安全側に効果的な算定ラインが引けていることが確認できる。先の不透水マウンドの時と同様、腹付け工でも背面波力の上昇傾

向が見られ、より漸近の位置に線を引いた場合、4.2節不透水マウンドによる実験と同様、式(13)が概ねの適合式となる。

5.3 まとめ

本章では、腹付工を擁する透水マウンドの混成堤を対象に津波越流の水理模型実験を実施し、腹付工への改良型波力算定式の適用性について検討を実施した。実験結果からは、腹付工においても、背面静水圧補正係数が分散すること、また、開発した波力算定式が有効であることが示された。これにより、マウンド高さが異なる混成堤についても、算定式が適用可能であることが一定の範囲で示されたと言える。なお、腹付工を対象とした場合

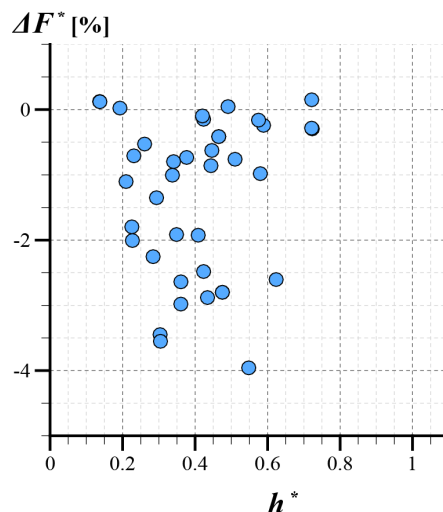


図-5.5 堤体背面作用波力の静水圧仮定からの誤差

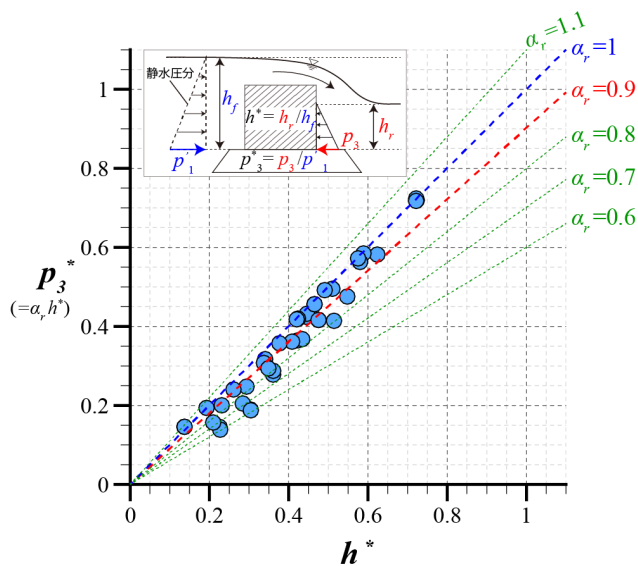


図-5.6 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^* の関係

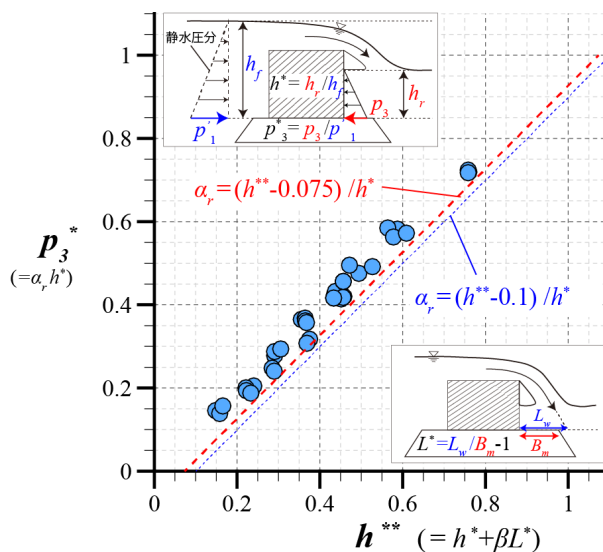


図-5.7 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^{**} の関係

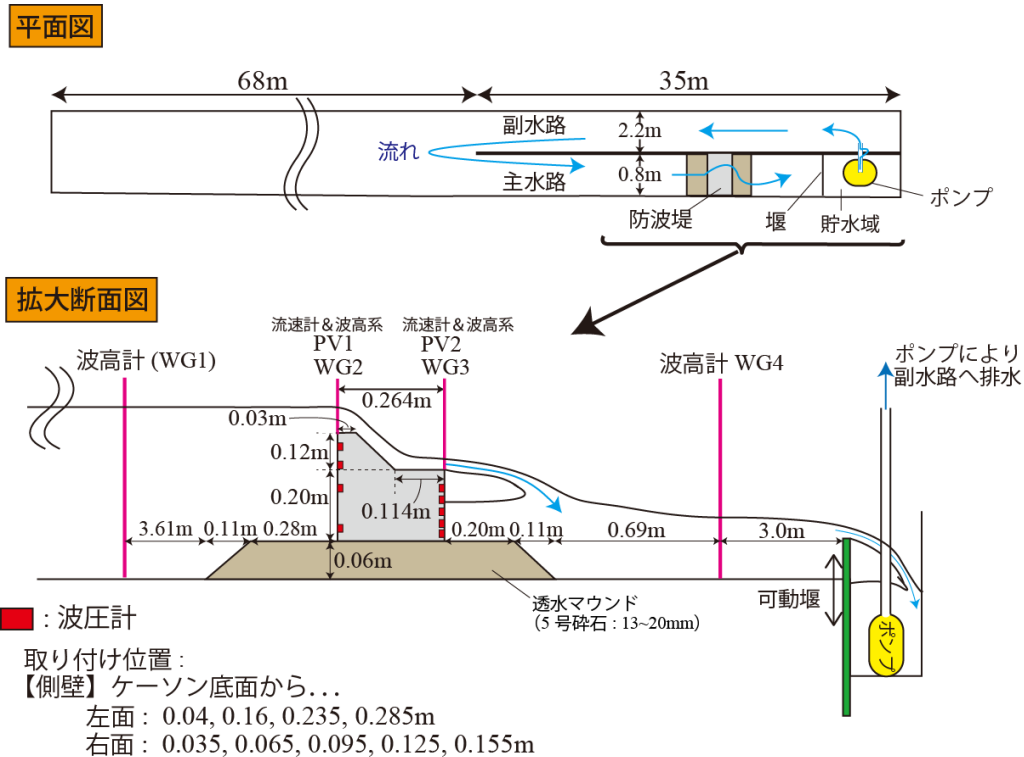


図-6.1 津波発生概要及び模型断面

の背面静水圧補正係数 α_r の算定式は、式(12)を適用した場合には、安全側へ若干の余裕が見られ、不透水マウンド時と同様、式(13)がより適合性が高い。今後は、より精度高く経済的な設計式の構築が望まれるところである。なお、本改良式で用いる越流水脈の射出距離については、腹付工でも同様に、その予測値の精度に注意されたい。

6. 上部工による津波波力変動の検討

6.1 実験概要

本章では、上部工を対象とした防波堤の越流波力の変動について検討を実施する。なお、上部工は、防波堤の設計によって、複数の形態を擁するため、ここでは、単一のパラペット形状を対象に、試験的に改良型の算定方法を導入し、その適用性について検討する。

図-6.1に、本実験の概要を示す。前章までと同様、水理実験には、105m堤体実験水路(図-3.2参照)を用いた。実験ケースについては、設定水位(無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係)を図-6.2に示す。

6.2 水平波力に関する実験結果と考察

まず、有川ら(2013)、宮田ら(2014)と同様の従来の整理方法により、無次元化された堤体前後の水位差 d^*

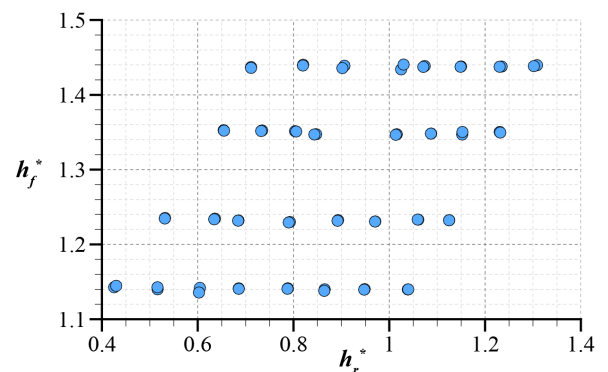


図-6.2 各実験ケースの設定水位
(無次元水位 h_r^* と h_f^* の関係)

($= d^* / d$) を用いて各実験ケースにおける各静水圧補正係数 α_f 、 α_r を整理する。図-6.3に各静水圧補正係数 α_f 、 α_r と無次元水位差 d^* との関係図を示す。図-6.3からは、有川ら(2013)や宮田ら(2014)、また前章までの水理模型実験と同様、前面静水圧補正係数 α_f が実験ケースにかかわらず概ね $\alpha_f = 1.0$ 程度を示し、最大で $\alpha_f = 1.03$ 程度にとどまることが確認できる。背面静水圧補正係数 α_r については、 d^* の増大に合わせた減少及び分散の傾向が確認でき、背面静水圧補正係数 α_r が最低で $\alpha_r = 0.4$ 程度まで大幅に低下するケースが確認でき

る。

波圧の積分値すなわち背面作用波力の静水圧仮定からの誤差については、図-6.4 に示す通り、最大で沖側波力の17%程度減少しており、パラペット形状により、前面波力が大幅に低下すること確認できる。

図-6.5 に、代表的な実験ケースにおけるビデオ映像から抽出したスナップショットを示す。堤体を越流する水脈は、パラペットにより水平方向に加速されながら天端を射す。そのため、結果的に射出される際の速度が急上昇し、水面との突入角、突入距離によっては、跳水を容易に引き起こすことがスナップショットから窺える。このため、堤体直背後局所的な水深変動が特に大きくなりやすく、これが静水圧補正係数の急変動に繋がったと考えられる。

ここで、前章までで構築した改良型の算定方式を本実験においても適用する。まず、実際に堤体背面に作用する無次元底面波圧 p_3^* と、堤体前面に作用する底面位置での静水圧で規格化を施した無次元水位と h^* との関係を図-6.6 に示す。図からは、無次元底面波圧 p_3^* の分布は $h^* = \text{約} 0.5$ において $\Delta p_3^* = 0.25$ 程度に分布することが確認できる。先の上部工を設置していない条件 (3.1 節参照) と比較すると、無次元底面波圧 p_3^* の分散が非常に大きい。なお、各プロットの近似直線 ($p_3^* = 1.428h^* - 0.3917$) に対する分散値は 2.30×10^{-3} であった。

次に、越流水のマウンド到達距離とマウンド幅を考慮した式(8)に該当する無次元量 h^{**} を用いて、無次元底面波圧 p_3^* を整理し直す。図-6.7 に、両変数の関係を示す。 h^{**} に対する無次元底面波圧 p_3^* の分布は、 $h^{**} = \text{約} 0.5$ において $\Delta p_3^* = 0.2$ 程度を示しており、各プロットの近似直線 ($p_3^* = 1.383h^{**} - 0.3675$) に対する分散値は 2.18×10^{-3} であった。分散値については、図-6.6 と大きく変わりは無いものの、 h^{**} の値が小さい条件においては、その分散傾向が効果的に抑制されていることが確認できる。これらのプロットに対し、安全側に設定する算定式は、

$$\alpha_r = \frac{(1.3h^{**} - 0.3)}{h^*} \quad (14)$$

となる。本実験からも明らかなように、算定のための線分の勾配については、上部工構造ごとに検討が必要と考えられる。また、図-6.5 のように、高速で射出される越流水脈は、水面の大きな変動を引き起こすため、背後水位の計測地点により、見かけ上の変動が大きくなることにも注意されたい。しかしながら、算定ラインの勾配についての目処が立てば、ある程度の範囲で効果的な設計が可能だが、図-6.7 から窺える。特に、設計が困難

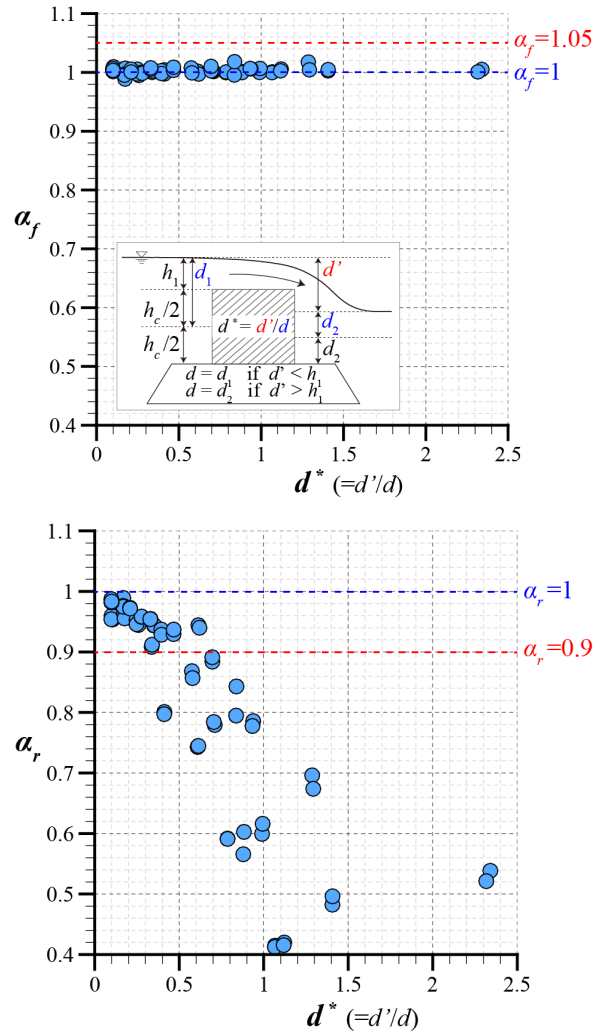


図-6.3 静水圧補正係数 α と無次元水位差 d^* の関係 (上：前面静水圧補正係数，下：背面静水圧補正係数)

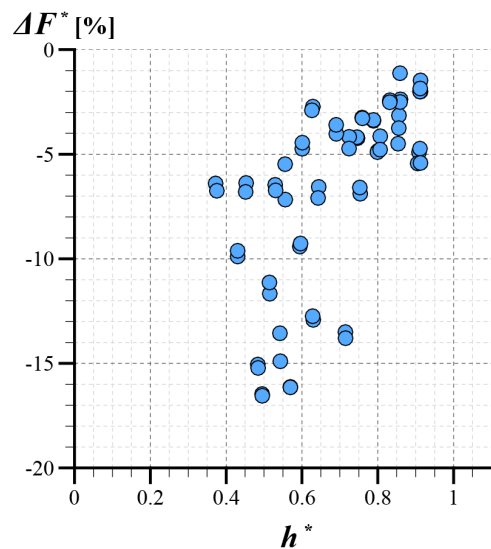


図-6.4 堤体背面作用波力の静水圧仮定からの誤差

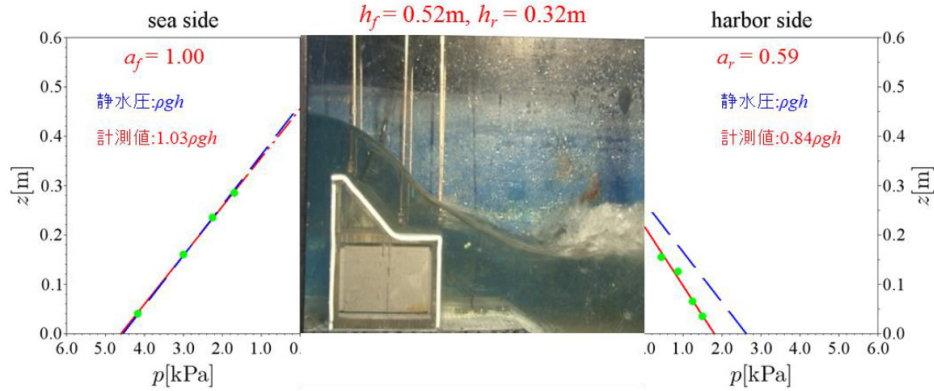


図-6.5 代表的な実験ケースのスナップショットおよび圧力の鉛直分布

となる静水圧補正係数が極端に小さい場合での収束性の向上は注目に値する。

6.3 まとめ

本章では、上部工を対象に、これまで開発した改良型波力算定方法を適用し、その適用性を検討した。実験結果からは、改良型の算定方法により、部分的ではあるが分散傾向の制御を確認した。しかしながら、上部工の構造ごとに、適合する算定式内の変数を特定する必要がある。設計式の信頼性向上のためには、予備検討が少なからず必要であると考えられる。先に触れた通り、パラペット形状の様に堤体天端からの射出速度を加速させる上部工は、堤体背後で跳水等の大きな水面変動を引き起こしやすい。こうした挙動を追跡するには、数値シミュレーションなどを活用したアプローチが求められるところである。

7. 結論

本研究では、これまで検討が不足していた防波堤を越流する津波波力の算定式について、その精度検証を行うとともに、算定式の改良を目的に混成堤を中心とした水理模型実験を実施した。これまでも、従来の波力算定式に含まれる補正係数については、その変動特性について不明な点を多く残していたため、波力設計式の実務設計への適用は不十分な状況にあった。本研究では、実施した水理模型実験より得られた結果から、従来よりも精度の高い波力算定式を構築し、さらに不透水マウンド、腹付項へ開発した算定式を適用することで、水理模型実験を通してその適用性の高さを確認した。また、上部工についても改良算定式を適用し、従来の算定式では精度良い算定が困難であった補正係数の分散傾向を、部分的に制御することに成功した。今後はより広範な構造形式を

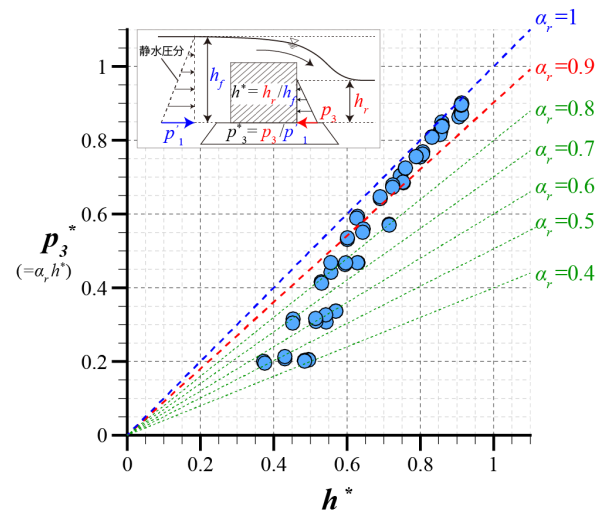


図-6.6 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^* の関係

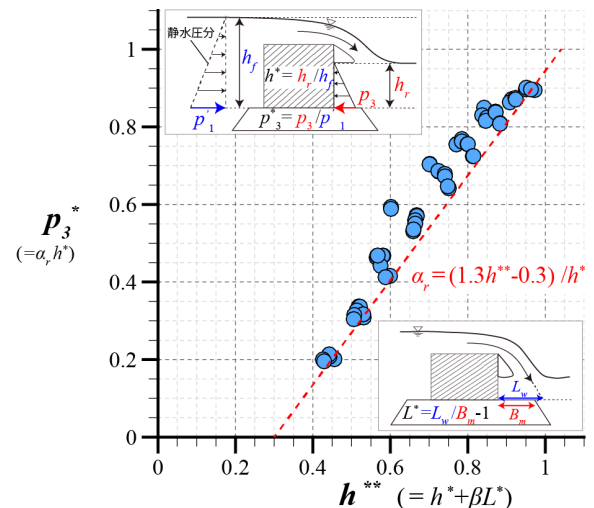


図-6.7 無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^{**} の関係

対象に検証を進め、改良型算定式の妥当性を確認したい。本研究で提案する波力算定式の概要を記す。堤体に作

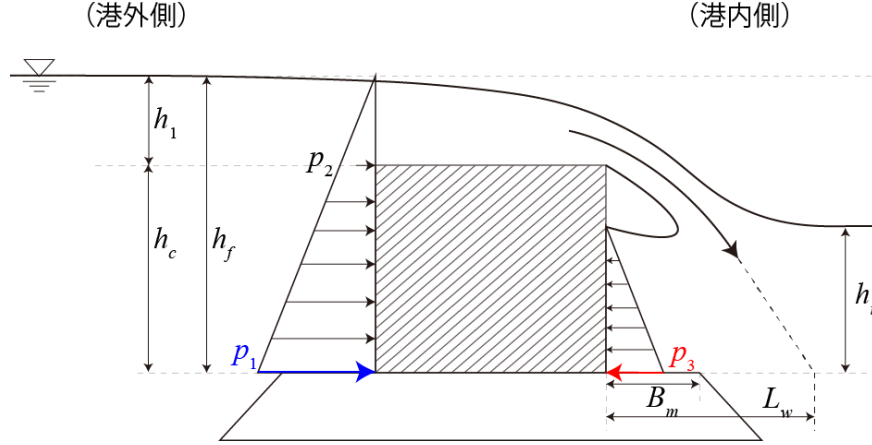


図-7.1 静水圧差式の概要

用する前面および背面の水平波力は、以下の式から決定される (図-7.1参照)。

$$\begin{aligned} p_1 &= \alpha_f \rho_0 g (h_c + h_1) = \alpha_f \rho_0 g h_f \\ p_2 &= \frac{h_1}{h_c + h_1} p_1 = \frac{h_1}{h_f} p_1 \\ p_3 &= \alpha_r \rho_0 g h_r \end{aligned} \quad (14)$$

ここに、

- p_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度 (kN/m²)
- p_2 : 直立壁前面の天端面にける波圧強度 (kN/m²)
- p_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度 (kN/m²)
- α_f : 前面静水圧補正係数 ($\alpha_f = 1.05$)
- α_r : 背面静水圧補正係数 (以下に詳細)
- $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
- h_c : マウンドから直立壁天端面までの高さ (m)
- h_1 : 直立壁背面の直立壁天端面からの津波高さ (m)
- h_r : 直立壁背面のマウンドからの津波高さ (m)

である。静水圧補正係数 α_r は、以下式より求める。

$$\begin{aligned} \alpha_r &= \frac{(\beta_1 h^{**} - \beta_2)}{h^*} = \frac{(\beta_1 h^* + \beta_1 \beta_3 L^* - \beta_2)}{h^*} \\ &= \beta_1 + \frac{(\beta_1 \beta_3 L^* - \beta_2)}{h^*} \end{aligned} \quad (15)$$

where

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1 \\ \begin{cases} \beta_2 = 0.1 & ; \text{推奨値} \\ \beta_2 = 0.075 & ; \text{腹付工 or 不透水マウンド} \end{cases} \\ \beta_3 &= 0.1 \\ h^* &= \frac{h_r}{h_f} \\ h^{**} &= h^* + \beta_3 L^* \\ L^* &= \frac{L_w - B_m}{B_m} \end{aligned} \quad (16)$$

ここに、

- β_1 : 波力変動推移を安全側にするための実験定数 1
- β_2 : 波力変動推移を安全側にするための実験定数 2
- β_3 : 堤体背後での圧力擾乱を修正するための実験定数
- h_f : 堤体前面水位 (m)
- h_r : 堤体背後水位 (m)
- B_m : 堤体背後のマウンド長 (m)

L_w : 越流水のマウンド上の堤体背後からの着水距離 (m) である。なお、上部工を有する場合や、縮尺効果により対象断面における堤体背後での渦構造が本実験に対して著しく乖離することが予想される場合は、検証実験から定数 β_1 及び β_3 について図-6.7を参考に無次元底面波圧 p_3^* と無次元水位 h^{**} の関係をプロットし、算定ラインの目処を立てる。次に、それにより決定した β_1 及び β_3 を式(15)に適用し、対象断面における各水理条件への汎用算定式を立てる。

本実験条件での透水、不透水マウンド及び腹付工における安全側を取った共通算定式は、

$$\begin{aligned} \alpha_r &= \beta_1 + \frac{(\beta_1 \beta_3 L^* - \beta_2)}{h^*} = 1 + \frac{(0.1L^* - 0.1)}{h^*} \\ &= 1 + \frac{0.1\{(L_w - B_m)/B_m - 1\}}{h_r/h_f} \end{aligned} \quad (17)$$

となる。

越流水のマウンド上の堤体背後からの着水距離 L_w は、宮田ら (2014) や三井ら (2015) が参考になる。ただし、着水距離の算定精度を確保するには、算定方法の慎重な選択が必須である。3.2節で詳述したように、越流水の着水距離は堤体天端の射出距離から容易に算出が可能であり、越流水の着水距離すなわち堤体天端での射出速度の算定には、CADMAS-SURF/3Dなどの数値シミュレーションを活用したアプローチが有効である。

8. あとがき

津波越流時における防波堤に作用する水平波力は、波力算定式内に含まれる静水圧補正係数の推定が困難なため、その適用に問題を抱えていた。本研究では、静水圧補正係数に対し、従来とは異なる整理方法をベースに、非定常乱流の要因となる越流水塊の挙動を記述するモデル式を関数として導入することで、静水圧補正係数の精度良い算定方法を開発した。また、本研究では、不透水マウンドや腹付工、パラペットなどの付加構造物に対しても、水理模型実験を通して開発した波力算定式の適用性を示した。しかしながら、防波堤の形状は非常に広範であるため、実際の設計にあたっては、開発した波力算定式の適用性や、算定式内に含まれる実験定数の選定が必要になると考えられる。一方で、これまでは、同一断面の構造物に対しても、堤体背面静水圧補正係数については水理条件によってその推定が極めて困難であった状況を鑑みると、少なくとも一定のベンチマークを通すことで補正係数の分散傾向が効果的に制御可能となる本改良型算定式は、今後の防波堤の設計への活用が期待される。

今後は、本研究では十分に検討が出来なかった、水理模型実験の縮尺効果や、防波堤に作用する揚圧力の変動特性について検討を進めたいと考える。

(2016年11月11日受付)

謝辞

本稿の取り纏めにあたり、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・下迫健一郎特別研究主幹に御指導、御助言を頂いた。ここに記して心からの謝意を表す。また、本研究の実施にあたっては、同研究所・竺原宗吾研究官に多大なご支援をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，2007年。
- 2) 有川太郎，佐藤昌治，下迫健一郎，富田孝史，辰巳大介，廉慶善，高橋研也：釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討—水理特性を中心とした第一報—，港湾技術資料，No.1251，2012年。
- 3) 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，港湾技術資料，No.1269，

2013年。

- 4) 有川太郎，林達也，鈴木崇之，下迫健一郎：数値波動水槽を用いた津波越流時における防波堤の安定性の検討，土木学会論文集B3（海洋開発），Vol.70(2)，2014年，pp. I_366-I_371。
- 5) 宮田正史，小竹康夫，竹信正寛，中村友昭，水谷法美，浅井茂樹：防波堤を越流する津波の水理特性に関する実験的研究，土木学会論文集B3（海洋開発），Vol.70(2)，2014年，pp. I_504-I_509。
- 6) 三井順，松本朗，半沢稔，灘岡和夫：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, 2013年，pp. I_956-I_960。
- 7) 本間 仁：低溢流堰堤の流量係数（第二編），土木学会誌，VOL. 26, NO. 9, 1940年，pp. 849-862。
- 8) 三井順，松本朗，半沢稔：防波堤を越流する津波の数値解析，土木学会論文集B2（海岸工学），VOL. 71, NO. 2, 2015年，pp. I_1075-I_1080。
- 9) Khayyer, A. and Gotoh, H.: Modified Moving Particle Semi-implicit methods for the prediction of 2D wave impact pressure, *Coastal Engineering*, Vol. 56, pp.419-440, 2009.
- 10) Khayyer, A. and Gotoh, H.: A higher order Laplacian model for enhancement and stabilization of pressure calculation by the MPS method, *Appl Ocean Res.*, Vol. 32 (1), 124-131, 2010.
- 11) Khayyer, A. and Gotoh, H.: Enhancement of stability and accuracy of the moving particle semi-implicit method, *Journal of Computational Physics.*, Vol. 230, pp.3093-3118, 2011.
- 12) Tsuruta, N., Khayyer, A. and Gotoh, H.: A Short Note on Dynamic Stabilization of Moving Particle Semi-implicit Method, *Computers & Fluids.*, Vol. 82, pp.158-164, 2013.
- 13) Tsuruta, N., A. Khayyer and H. Gotoh, : Space potential particles to enhance the stability of projection-based particle methods, *International Journal of Computational Fluid Dynamics*, Vol. 29, issue 1, pp.100-119, 2015.

付録 津波波力に関する実験データ（CD収録）

CONTENTS

1. Design method of joint plates installed in a caisson type seawall
..... Kojiro SUZUKI, Yuichiro TAKEBE, Kazuki HORII, Yoshio NISHIO 3

2. Enhancement of accuracy of prediction of tsunami force in overflow for design of tenacious breakwater
..... Naoki TSURUTA, Kojiro SUZUKI, Tsukasa KITA,
Masafumi MIYATA, Masahiro TAKENOBU 26