

# 国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of  
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1213

July 2022

## 港湾におけるシナリオベースによる外力の確率評価

岡本侃大・本多和彦・百海郁弥

Scenario-based Evaluation of Probability of External Force in Port Areas

OKAMOTO Kanta, HONDA Kazuhiko, DOUKAI Fumiya

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management  
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

## 港湾におけるシナリオベースによる外力の確率評価

岡本侃大\*・本多和彦\*\*・百海郁弥\*\*\*

### 要 旨

港湾施設のうち、特に海岸保全施設の設計条件は、50年確率波と、既往最高潮位もしくは朔望平均満潮位に伊勢湾台風級の台風の高潮偏差を加えた潮位の組み合わせが一般的である。これは、波浪、高潮偏差及び天文潮位が同時生起するものと仮定しているものであり、それらのピークの時間差は考慮されていない。また、これらの組み合わせから得られる外力の発生確率を評価できていない。

本研究は、確率台風モデルを用いたシナリオベースの検討により、波浪、高潮偏差及び天文潮位のピークの時間差の影響を考慮しながら、施設に作用する外力の発生確率を評価する手法を提案したものである。さらに、実港湾の海岸保全施設のモデルケースを対象としたケーススタディを実施し、施設に作用する波力と平均越波流量の発生確率分布を推定するとともに、従来の設計方法で計算される波力と平均越波流量の再現期間及び発生確率を算定した。

本提案手法により、これまで精緻に評価されていなかった外力の発生確率を明らかにすることが可能であり、施設の安全性の評価、確率論的設計、港湾施設の整備効果評価等の基礎的な情報を提供できる。

**キーワード**：再現期間、外力、波浪、高潮偏差、港湾、海岸保全施設

---

\* 沿岸海洋・防災研究部 沿岸防災研究室 交流研究員（株式会社アルファ水工コンサルタンツ）  
\*\* 沿岸海洋・防災研究部 沿岸防災研究室長  
\*\*\* 沿岸海洋・防災研究部 沿岸防災研究室 研究員  
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所  
電話：046-844-5019 Fax：046-842-9265 e-mail：ysk.nil-46pr@gxb.mlit.go.jp

## Scenario-based Evaluation of Probability of External Force in Port Areas

**OKAMOTO Kanta\***  
**HONDA Kazuhiko\*\***  
**DOUKAI Fumiya\*\*\***

### Synopsis

In general, port facilities and shore protection facilities in port areas are designed with a combination of a 50-year-return wave and storm surge of a Vera-class typhoon on the mean monthly highest water level or the highest high water level. However, this design method is based on the simultaneity of the waves, storm surge, and astronomical tide level, and the time lag between the peak of wave height and the peak of sea level is not considered. Therefore, it is not able to evaluate the occurrence probability of external force.

In this study, we propose a methodology to evaluate the occurrence probability of external force, considering the time lag between the peaks of the waves, storm surge, and astronomical tide level through multiple typhoon scenarios using a stochastic typhoon model. In addition, we carried out a case study for estimating the occurrence probability distribution of the wave force and mean rate of wave overtopping. Moreover, we calculated the wave force and mean rate of wave overtopping with the conventional design method, and then evaluated their return periods by referring to each occurrence probability distribution.

This method provides basic information for evaluating safety performance and probabilistic design of port facilities and so on.

**Key Words:** return period, external force, wave, storm surge, port, shore protection facility

---

\* Guest Research Engineer, Coastal Disaster Prevention Division, Coastal, Marine and Disaster Prevention Department (Alpha Hydraulic Engineering Consultants Co., Ltd.)  
\*\* Head of Coastal Disaster Prevention Division, Coastal, Marine and Disaster Prevention Department  
\*\*\* Research Engineer, Coastal Disaster Prevention Division, Coastal, Marine and Disaster Prevention Department  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan  
Phone: +81-46-844-5024 Fax: +81-46-844-5068 e-mail: ysk.nil-46pr@gxb.mlit.go.jp

## 目 次

|                           |    |
|---------------------------|----|
| 1. まえがき                   | 1  |
| 2. 施設に作用する外力の確率的評価手法      | 1  |
| 2.1 確率台風モデル               | 1  |
| 2.2 経験的台風モデル              | 2  |
| 2.3 波浪・高潮推算               | 3  |
| 2.4 天文潮位                  | 4  |
| 2.5 施設に作用する外力             | 4  |
| 2.6 極値統計解析                | 5  |
| 3. ケーススタディ                | 6  |
| 3.1 対象施設の設定               | 6  |
| 3.1 台風経路の設定               | 6  |
| 3.2 計算条件の設定               | 7  |
| 3.3 波高と高潮偏差及び外力の非同時生起性の評価 | 9  |
| 3.4 外力の発生確率分布の推定          | 10 |
| 3.5 従来の設計方法における外力の確率的評価   | 10 |
| 4. まとめ                    | 12 |
| 5. あとがき                   | 12 |
| 参考文献                      | 12 |



## 1. まえがき

港湾における港湾施設や海岸保全施設の構造形式や規模は、それらに作用する外力（以下、外力）によって決定され、その外力の大きさは、主に波浪と潮位に依存する。従来の設計方法では、設計沖波として50年確率波高とそれに対応する周期が用いられる。このうち、50年確率波高は、過去に顕著な高波をもたらした擾乱における擾乱期間中の最大波高を用いた確率的評価に基づいて設定される。設計沖波は、沖合（多くの場合、深海域）における波浪条件であるため、設計に用いる外力を求め際には、沖合から施設前面までの波浪変形計算によって、施設前面の波浪条件に変換される。一方で、設計潮位には、既往最高潮位もしくは朔望平均満潮位（以降、「HWL」という。）にシナリオ台風の高潮偏差を加えた潮位が用いられる。この際、一般的に、伊勢湾台風がシナリオ台風として用いられる。以上を踏まえると、外力の計算に用いられる設計波及び設計潮位は、それぞれ異なる擾乱に基づいて設定されている。加えて、波高及び高潮偏差について、それぞれの擾乱期間中の最大値（以降、「ピーク」という。）が、同時に生起するという仮定が置かれている。

しかしながら、実際の現象を考えてみると、外力は、同一の擾乱によって発生する波浪、高潮偏差、及び天文潮の組み合わせによって決定される。この時、波浪及び高潮偏差のピークは、それぞれの発達メカニズムの違いにより、必ずしも同時に生起するとは限らない。この波浪と高潮偏差のピークの時間差（以降、「非同時生起性」という。）の影響については、日本沿岸の様々な地域において研究がなされている（河合ら、2002；國富ら、2005；下元ら、2006；畑田ら、2018；畑田ら、2019；松尾ら、2020）。さらに、天文潮位の変化が、高潮偏差の変化と独立した現象であることを考慮すると、設計潮位は、それぞれの時間変化を考慮して設定する必要がある。しかし、従来の設計方法では、天文潮位はHWLで常に一定として設定される。

従来の設計方法に対するもう1つの疑問は、設計波と設計潮位によって計算される外力が、果たしてどれくらいの確率で発生するのかということである。設計波の再現期間は50年であるが、設計潮位の再現期間は不明であり、それらの組み合わせによって計算される設計外力も同様に不明である。

この疑問を解決するためには、外力の発生確率分布を明らかにする必要がある。外力の発生確率分布の推定は、擾乱によってもたらされる波浪及び高潮偏差のデータを

用いることで可能であるが、とりわけ、長い再現期間に対する精度の高い推定のためには、多数のデータが必要となる。しかし、過去の観測結果から得られる擾乱の数には限りがあり、また波浪、高潮偏差、及び潮位の観測期間もいまだ短く、100年以上といった長期間の再現期間を推定することは困難である。

こうした状況において、確率台風モデルは、多数の台風擾乱を収集するための有用なツールとなる。確率台風とは、過去の台風の属性値（位置、中心気圧、最大風速半径などのパラメタ）やその時間変化量を統計解析して得られた発生確率分布や自己回帰式に基づいて、任意の期間中に発生する台風の属性値を、モンテカルロ・シミュレーションの手法を用いて模擬的に与えるものである（河合ら、2006）。例えば、Kawaiら（2006）は瀬戸内海、Higakiら（2020）は大阪湾を対象に、確率台風モデルを用いて、それぞれ再現期間1000年までの高潮偏差を推定している。また、加藤（2005）は、確率台風モデルを用いて、東京湾、伊勢湾、大阪湾、そして土佐湾を対象に、再現期間1000年までの潮位偏差、潮位、波高、そして越波流量を推定している。しかし、海岸保全施設の安全性の評価において重要となる波力の再現期間や発生確率分布については、検討されていない。

以上を踏まえて、本研究では、確率台風モデルを用いて、波力を含めた外力の発生確率分布の評価手法を提案する。第2章では、提案する外力の確率的評価手法について具体的に説明する。第3章では、提案手法を実港湾の海岸保全施設に適用し、外力の発生確率分布の推定を行った結果や、その結果に基づいて、従来の設計方法で計算される外力の再現期間及び発生確率を評価した結果について示す。第4章では、本研究で得られた結果のまとめを示す。

なお、本稿は、Okamotoら（2022）の内容に補足説明を追加したものである。そのため、本研究を引用する際には、Okamotoら（2022）も参考文献に挙げられたい。

## 2. 施設に作用する外力の確率的評価手法

本研究で提案する外力の確率的評価手法の流れを図-2.1に示す。以下では、流れの中の各項目について説明する。

### 2.1 確率台風モデル

外力の確率的評価に当たって、まず初めに、確率台風モデルを用いて、台風経路、中心気圧、及び移動速度といった台風の属性値を作成する。上述したとおり、確率

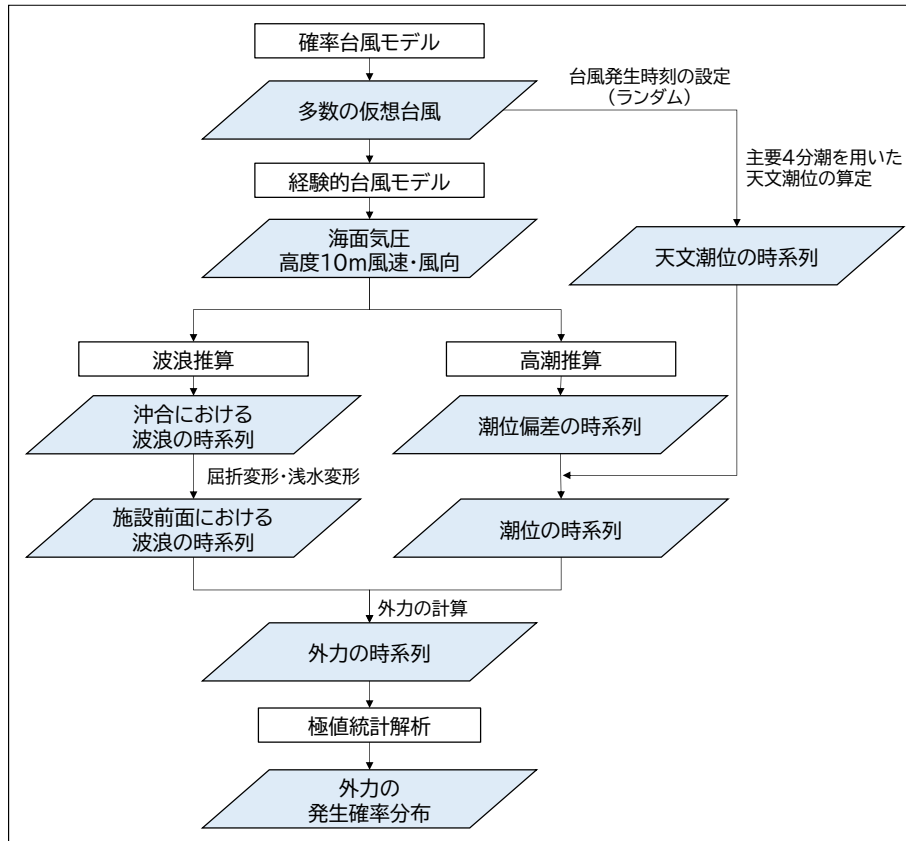


図-2.1 施設に作用する外力の確率的評価の流れ

台風モデルは、任意の期間において台風を作成できるため、100年や1000年といった期間を設定することにより、多数の台風データを作成できる。この際、過去に観測されなかった勢力の強い台風もデータに含まれる場合がある。

本研究では、梅田ら（2019）によって構築された確率台風モデルを使用した。本モデルは、Nakajoら（2014）によって提案された時系列相関型モデルをベースに、60km解像度の全球大気循環モデルによる大アンサンブル実験結果から、過去実験によって得られた台風データを用いて校正されたモデルである。

## 2.2 経験的台風モデル

確率台風モデルで作成した台風について、経験的台風モデルを用いて、その気圧場及び風場を作成する。経験的台風モデルを用いた気圧場及び風場の作成には、台風の属性値（中心気圧、移動速度、最大風速半径）を必要とする。本研究では、中心気圧及び移動速度は、確率台風モデルによって作成された台風の属性値を参照し、最大風速半径は、河合ら（2005）により提案された以下の式を用いて算出した。

$$r_0 = 94.89 \exp\left(\frac{p_c - 967}{61.5}\right) \quad (2.1)$$

ここに、 $r_0$ は最大風速半径、 $p_c$ は台風の中心気圧である。台風の気圧分布には、Myersの分布を仮定した。

$$p = p_c + \Delta p \exp\left(-\frac{r_0}{r}\right) \quad (2.2)$$

ここに、 $p$ は台風の中心から距離 $r$ だけ離れた点の気圧、 $\Delta p$ は気圧深度、 $r_0$ は最大風速半径、 $r$ は等圧線の曲率半径である。

海上における風場の計算に当たって、まず傾度風速を以下の式で求めた（藤井ら、1986）。

$$V_{gr} = -\frac{fr - V_T \sin \gamma}{2} + \sqrt{\left(\frac{fr - V_T \sin \gamma}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta p}{\rho_a}\right) \cdot \left(\frac{r_0}{r}\right) \cdot \exp\left(-\frac{r_0}{r}\right)} \quad (2.3)$$

ここに、 $V_{gr}$ は台風の移動の効果を取り込んだ傾度風速、 $f$ はコリオリ係数(=  $2\omega \sin \theta$ ,  $\omega$ :地球自転の角速度= $7.29 \times 10^{-5}$  rad/s,  $\theta$ :緯度),  $V_T$ は台風の移動速度,  $\gamma$ は台風の進行方向と等圧線の曲率半径 $r$ の時計回りの角度,  $\rho_a$ は大気密度である。傾度風速から海上風速への補正は、以下の式を用いて行った。

$$V_1 = C_1 V_{gr} \quad (2.4)$$

ここに、 $V_1$ は海上風速,  $C_1$ は傾度風速から海上風速への補正係数である。

経験的台風モデルは、風速及び風向の分布に対して地形の影響が考慮されないモデルである。本研究では、風場に対する地形の影響を考慮するため、井出ら(2017)の検討を参考に、海上風の補正を行った。補正方法は、まず既往台風を数十個ほど選定し、それぞれの台風について、経験的台風モデルによる風場の作成と、局地数値予報モデルGPV(LFM)の予報データの収集、もしくは予報データが得られない場合は、局地気象モデル(WRF)による風場の作成を行う。予報モデルGPV(LFM)の予報データ及び局地気象モデル(WRF)の計算データは、いずれも風場に対して地形の影響が考慮されたデータである。両者の風速及び風向を風向及び地点(風場推算の際の計算格子)ごとに比較することで、それぞれの風向別の平面的な補正値を算出する。本研究では、風速の補正係数として相関解析による回帰係数を採用し、風向の補正値として風向差の平均値を採用した。

### 2.3 波浪・高潮推算

作成した気圧場及び風場を入力条件として波浪推算及び高潮推算を実施し、波浪(波高, 周期, 波向)及び高潮偏差の時系列データを作成する。本研究では、波浪推算及び高潮推算を独立して実施した。これは、本提案手法では多数の台風に対して推算を行う必要があり、それらすべてに対して波浪推算と高潮推算を並列して実施することは現実的ではないと判断したためである。したがって、本研究では、波と流れの相互作用や砕波に伴うウェーブセットアップ等の現象は考慮していない。

#### (1) 波浪推算

波浪推算には、第3世代波浪モデルであるWAVEWATCHIII(version 5.16)を使用した。上記の理由から、計算コストを抑えるため、水深の深い沖合の波浪を良好に表現できる程度の比較的低い格子解像度で推算を行った。そのため、波浪推算と合わせて、沖合から設

計対象地点(浅海域)までの波浪変形計算を行った。浅水変形及び砕波の計算は、合田(1975)によって提案された砕波変形モデルを用いて行った。波の屈折は、対象施設の法線に平行な直線上の等深線を有する地形への規則波の入射を仮定して、次式を用いて計算した。

$$K_r = \left[ 1 + \left\{ 1 - \left( \frac{C}{C_0} \right)^2 \right\} \tan^2 \beta_0 \right]^{-1/4} \quad (2.5)$$

$$\beta = \sin^{-1} \left( \frac{C}{C_0} \sin \beta_0 \right) \quad (2.6)$$

ここに、 $K_r$ は屈折係数,  $C$ は波速,  $C_0$ は沖合(深海域)における波速,  $\beta$ は入射角,  $\beta_0$ は波が沖合から浅海部へ入射するときの入射角である。

#### (2) 高潮推算

高潮推算には、単層の線形長波方程式に基づく数値計算モデルを使用した。基礎方程式を以下に示す。

$$\frac{d\eta}{dt} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} = fN - gD \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{D}{\rho_w} \frac{\partial p_0}{\partial x} + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho_w} \\ + A_h \left( \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (2.8)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N}{\partial t} = -fM - gD \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{D}{\rho_w} \frac{\partial p_0}{\partial y} + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho_w} \\ + A_h \left( \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (2.9)$$

ここに、 $t$ は時刻,  $M$ ,  $N$ はそれぞれ $x$ ,  $y$ 方向の流量フラックス,  $g$ は重力加速度,  $D$ は全水深(=静水深  $h$ +高潮偏差  $\eta$ ),  $\rho_w$ は海水の密度,  $p_0$ は海面気圧,  $A_h$ は水平渦動粘性係数である。また、 $\tau_{sx}$ ,  $\tau_{sy}$ は $x$ ,  $y$ 方向の海面せん断応力,  $\tau_{bx}$ ,  $\tau_{by}$ は $x$ ,  $y$ 方向の底面せん断応力であり、それぞれ以下のように与えられる。

$$\tau_{sx} = \rho_a C_D W_x \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (2.10)$$

$$\tau_{sy} = \rho_a C_D W_y \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (2.11)$$

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_w g n^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} \quad (2.12)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_w g n^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} \quad (2.13)$$



ここに、 $W_x$ 、 $W_y$ は海上風速 $W$ の $x$ 、 $y$ 成分、 $n$ はマニングの粗度係数である。 $C_D$ は海面抵抗係数であり、本多・光易(1980)による式を用いた。

$$C_D = \begin{cases} (1.290 - 0.024W)/10^3 & : (W < 8) \\ (0.581 + 0.063W)/10^3 & : (W \geq 8) \end{cases} \quad (2.14)$$

## 2.4 天文潮位

潮位は、高潮偏差と天文潮位の足し合わせで求められる。従来の設計方法では、天文潮位をHWLで与えているが、実際の天文潮位は時々刻々と変化しており、擾乱の発生した時間に応じて異なる。

そのため、本研究では、台風の発生日時を乱数で与え、そこから台風が消滅するまでの時々刻々の天文潮位を次式によって推算した。

$$\eta_0 = \sum_{i=1}^n f_i H_i \cos[V_i + u_i + \varphi_i + \omega_i \left( t - \frac{\varphi_A}{360} \times 24 \right) - \kappa_i] \quad (2.15)$$

ここに、 $i$ は分潮の番号、 $n$ は分潮の数、 $f_i$ は半潮差の補正関数、 $H_i$ は平均半潮差、 $V_i$ 、 $u_i$ は位相の補正関数、 $\varphi_i$ は経度補正のための位相、 $\omega_i$ は角速度、 $\varphi_A$ は天文潮位を求めたい地点が属する標準子午線の経度、 $\kappa_i$ は遅角である。本研究では、主要な4分潮のみを用いて天文潮位を推算し、各分潮の平均半潮差と遅角には、気象庁の公表データを用いた(気象庁)。

以上により推算した天文潮位と高潮推算による高潮偏差を足し合わせることで、潮位の時系列データを作成する。

## 2.5 施設に作用する外力

施設に作用する外力は様々であるが、港湾施設や海岸保全施設の設計に際しては、波力及び越波が主要な外力である。本研究では、施設に作用する外力として、それら2つの外力を対象とし、上記の方法で作成した波浪及び潮位の時系列データを用いて外力の時系列データを作成した。

### (1) 波力

本研究では、波力を、施設前面に作用する全波圧として定義した。波圧は、Goda(1974)によって提案された式(以下、合田式)を用いて計算した。まず、合田式では、施設に作用する波圧の分布として図-2.2に示すよう

な分布を想定する。ここに、図中の $h$ は前面水深、 $d$ はマウンド上の水深、 $h'$ は直立部底面から静水面までの高さ、 $h_c$ は直立部の静水面上の高さである。また、 $\eta^*$ は波圧の作用高であり、以下の式で与えられる。ここで、 $\eta^*$ は無窮高さの壁があった場合の理論上の作用高であり、実際の作用高は施設の天端高との関係によって決まる。

$$\eta^* = 0.75(1 + \lambda_1 \cos \beta) H_{\max} \quad (2.16)$$

ここに、 $\lambda_1$ は波圧の補正係数(前面に消波ブロック等がない場合は、 $\lambda_1 = 1$ )、 $\beta$ は施設法線と波の主波向のなす角度、 $H_{\max}$ は最高波高である。実際の設計では、波向設定の不確実性を考慮し、波の主波向を $15^\circ$ の範囲で危険側へ補正する。しかし、本研究では、多数の波向の時系列データの評価の中で、波向設定の不確実性が考慮されるとして、波向の補正は行わなかった。最高波高は、施設前面における最高波高と施設壁面から沖側に $5H_{1/3}$ だけ離れた地点における最高波高のうち、いずれか大きい方を採用した。

波圧強度 $p_1$ 、 $p_2$ 、 $p_3$ は、それぞれ以下の式によって与えられる。

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_w g H_{\max} \quad (2.17)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (2.18)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (2.19)$$

ここに、 $\lambda_2$ は波圧の補正係数(通常、 $\lambda_2 = 1$ )、 $L$ は波長である。 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、及び $\alpha_3$ はいずれも波圧の補正係数であり、それぞれ以下の式によって与えられる。

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (2.20)$$

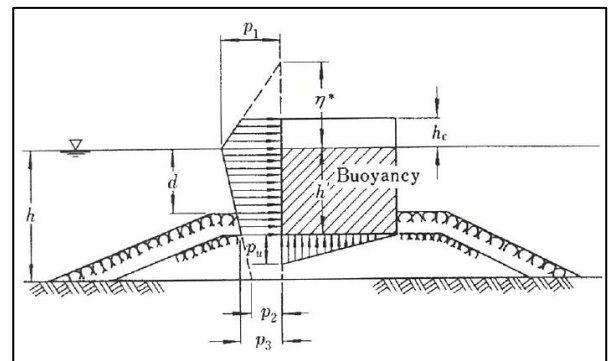


図-2.2 波圧分布(合田, 2008)

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right\} \quad (2.21)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (2.22)$$

ここに、 $\min\{a,b\}$ はaまたはbのいずれか小の値を参照することを指し、 $h_b$ は施設壁面から沖側に $5H_{1/3}$ だけ離れた地点の水深である。

以上の波圧の算定式を用いると、施設前面に作用する全波圧（本研究で波力と定義）は、以下の式で表せる。

$$P = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c^* \quad (2.23)$$

ここに、 $h_c^*$ は波圧の作用高であり、 $\eta^*$ と $h_c$ のいずれか小の値で与えられる。また、 $p_4$ は波圧の作用高における波圧であり、以下の式で表せる。

$$p_4 = \begin{cases} p_1(1 - h_c/\eta^*) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (2.24)$$

## (2) 越波

施設の安全性は、越波流量を用いて評価できる。例えば、越波によっては、中詰土砂の流出、天端あるいはのり面被覆工の破壊等が生じる可能性があり、施設の安全性を考える場合に、越波は重要な外力の1つである。施設的设计では、越波の大きさを表す指標として平均越波流量が広く用いられる。特に設計の際には、平均越波流量が、許容越波流量よりも小さくなるように施設が設計される。この許容越波流量は、施設の構造種別や被覆工の有無等によって異なる（合田，2008）。

本研究では、合田（2008）によって提案された以下の式を用いて、平均越波流量を計算した。

$$q = \exp \left\{ - \left[ A + B \frac{h_c}{(H_{1/3})_{\text{toe}}} \right] \right\} \sqrt{g(H_{1/3})_{\text{toe}}^3} \quad (2.25)$$

ここに、 $q$ は平均越波流量、 $(H_{1/3})_{\text{toe}}$ は施設前面の水深における有義波高である。 $A$ 、 $B$ はモデルパラメータであり、海底勾配 $s$ を用いて、それぞれ以下の式で与えられる。

$$A = 3.4 \tanh\{(0.956 + 4.44 s) \times [h/(H_{1/3})_{\text{toe}} + 1.242 - 2.032 s^{0.25}]\} \quad (2.26)$$

$$B = 2.3 \tanh\{(0.822 + 2.22 s) \times [h/(H_{1/3})_{\text{toe}} + 0.578 - 2.22 s]\} \quad (2.27)$$

## 2.6 極値統計解析

本研究では、合田（2010）による極値統計解析（以下、合田法）を行い、外力を確率的に評価した。合田法では、ある閾値を超過するデータを極値標本として、それらに対して、最も適合する分布を推定する。この方法は、実際の設計において、波浪の極値分布を推定する際にしばしば用いられる。

極値統計解析では、分布の推定に当たって様々な分布が使用される。そのうち、合田法では、グンベル分布（極値Ⅰ型分布）、フレッシュェ分布（極値Ⅱ型分布）、そしてワイブル分布の3つの分布を用いる。非超過確率分布を $F(x)$ 、確率密度関数を $f(x)$ とすると、それぞれの分布式は、以下のように表せる。

### グンベル分布（極値Ⅰ型分布）

$$F(x) = \exp \left[ - \exp \left( - \frac{x - B}{A} \right) \right] \quad : -\infty < x < \infty \quad (2.28)$$

$$f(x) = \frac{1}{A} \exp \left[ - \frac{x - B}{A} - \exp \left( - \frac{x - B}{A} \right) \right] \quad (2.29)$$

### フレッシュェ分布（極値Ⅱ型分布）

$$F(x) = \exp \left[ - \left( 1 + \frac{x - B}{kA} \right)^{-k} \right] \quad (2.30)$$

$: B - kA \leq x < \infty$

$$f(x) = \frac{1}{A} \left( 1 + \frac{x - B}{kA} \right)^{-(1+k)} \exp \left[ - \left( 1 + \frac{x - B}{kA} \right)^{-k} \right] \quad (2.31)$$

### ワイブル分布

$$F(x) = \exp \left[ - \left( \frac{B - x}{A} \right)^k \right] \quad : -\infty < x \leq B \quad (2.32)$$

$$f(x) = \frac{k}{A} \left( \frac{B - x}{A} \right)^{k-1} \exp \left[ - \left( \frac{B - x}{A} \right)^k \right] \quad (2.33)$$

ここに、 $x$ は極値を表す確率変数、 $A$ 、 $B$ 、及び $k$ は分布関数のパラメータであり、それぞれ尺度母数、位置母数、形状母数である。なお、合田法では、形状母数 $k$ を次の各4種類の値に固定する。

フレッシュェ分布： $k=2.5, 3.33, 5.0, 10.0$

ワイブル分布： $k=0.75, 1.0, 1.4, 2.0$

標本が最も適合する分布の推定は、大きく2つの工程から構成される。1つ目の工程は、分布関数の棄却である。この工程では、DOL及びRECという2つの棄却基準を用いて、分布関数の棄却を行う。2つ目の工程では、棄却され

なかった複数の分布関数から適合度の最も高い分布関数を選定する。この工程では、MIRという判断基準を用いて、最も適合度の高い分布関数を選定する。各基準の詳細な説明は、合田(2008)を参照されたい。

本研究では、各台風の波力と越波流量の時系列データから、各時系列の最大値を抽出し、極値標本として使用した。閾値の設定については、初期値を0とし、棄却基準を満たす分布関数が見つからない場合、閾値を増加させた。棄却基準を満たす分布関数が少なくとも1つ以上確認できるまで、上記の操作を繰り返した。

### 3. ケーススタディ

#### 3.1 対象施設の設定

外力の確率的評価に関するケーススタディとして、東京湾の西側に位置する横浜港に整備されている護岸を対象に外力の評価を行った。図-3.1に対象施設位置を示す。本施設は、2019年の台風1915号(令和元年房総半島台風)の来襲時に発生した高波と高潮によって、特に上部のパラペット部において甚大な被害を受けた。この際、施設の被害と同時に、本施設から内陸に最大で800mまで浸水が生じていたと報告されている(河合ら, 2019)。

図-3.2に対象施設の被災前の断面の概略図(横浜市, 2019)を示す。この施設は、ケーソン式の護岸であり、ケーソンの法線に対してパラペットが陸側に設置されている。朔望平均干潮面(以降、「LWL」という。)を基準とした護岸の天端高(=パラペット頂部の高さ)は5.5mであり、施設前面の水深は-7.9mである。

本研究では、過去の被害実績を踏まえて、パラペット前面に作用する波力を対象外力として評価した。また、パラペットが陸側に設置される場合、護岸法線上に設置される場合に比べて、波力が増大すること(鈴木ら, 2021)や越波流量が減少すること(平山ら, 2018)が指摘されているが、簡単のため、パラペットが陸側に設置されていることによる外力への影響は考慮しなかった。そのため、実際の対象施設の設計条件や波力とは異なり、あくまでも、モデルケースとしての検討であることに注意されたい。

#### 3.1 台風経路の設定

台風経路の設定に当たって、確率台風モデルを用いて作成した1000年分の台風から、東京湾及びその周辺(北緯34.5-36.0°, 東経137.9-141.0°)を通過する台風を抽出した。台風の抽出範囲を図-3.3に示す。次に、抽出範囲における最低中心気圧が980hPa以下となる台風を抽出し

た。これは、施設の安全性に関わるような大きさの外力の評価に当たっては、低頻度で規模の大きい台風のみの評価で十分であるためである。結果として、計622個の台風が抽出された(図-3.3中の黒線)。



図-3.1 対象施設位置  
(地理院地図を加工して作成)

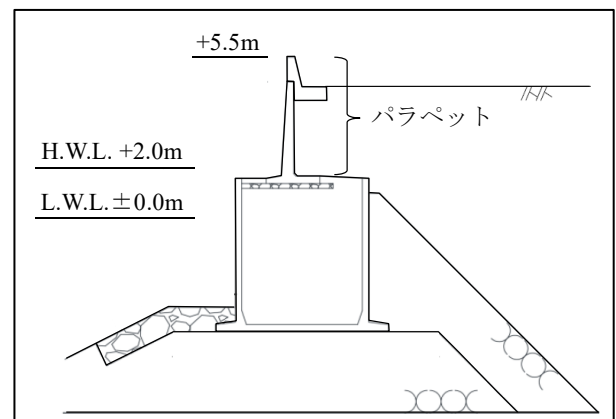


図-3.2 対象施設断面概略図  
(横浜港護岸復旧工法検討会 第2回資料を基に作成)

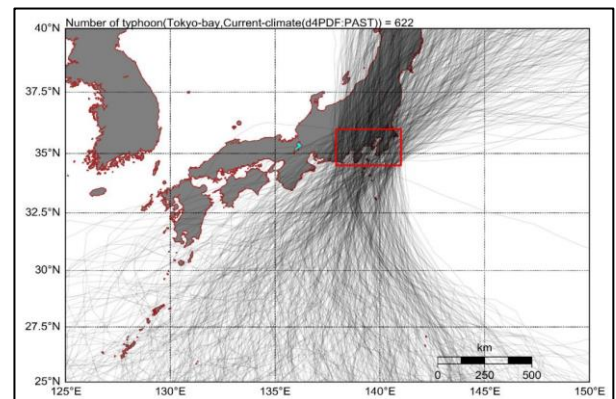


図-3.3 台風の抽出範囲と抽出した台風経路

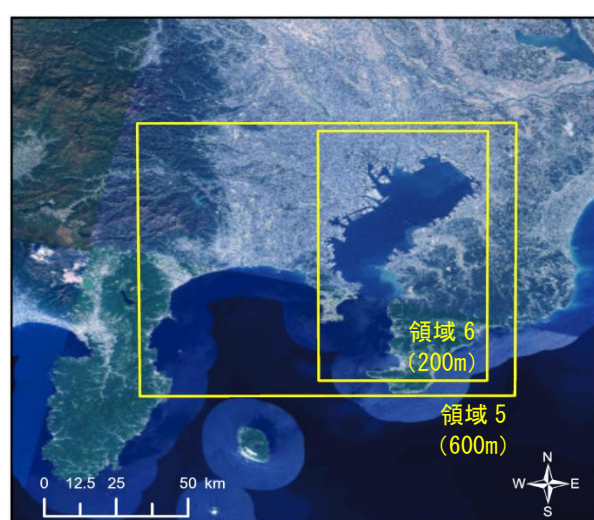
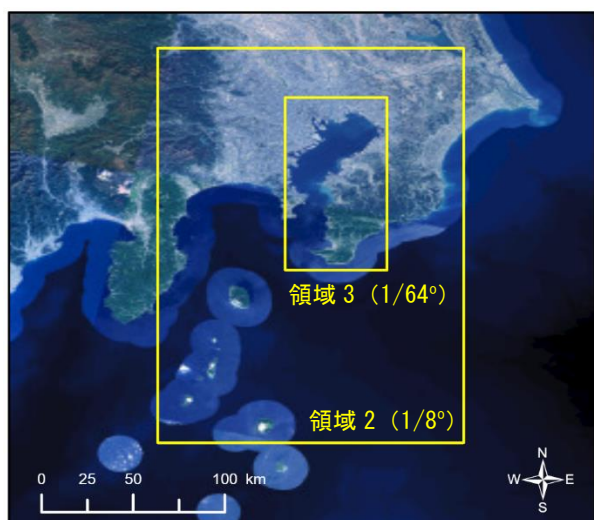
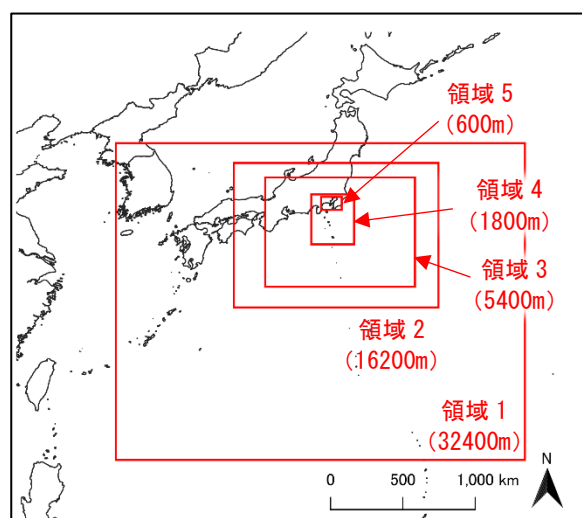
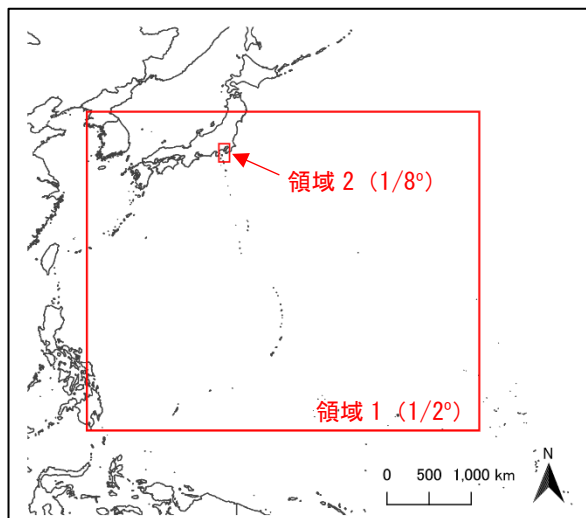


図-3.4 計算領域（波浪推算）  
（地理院地図を加工して作成）

図-3.5 計算領域（高潮推算）  
（地理院地図を加工して作成）

### 3.2 計算条件の設定

#### (1) 気圧場・風場

傾度風から海上風への補正に当たって、風速の補正係数 $C_1$ は0.70（高潮推算）及び0.60（波浪推算）とし、風向は傾度風の風向から台風中心に向かって $30^\circ$  偏向とした。また、別途実施した検証計算の結果から、地形の影響に基づく補正のみでは、やや風速を過小に評価することが確認された。そのため、本検討では、検証結果に基づいて補正後の風速を1.21倍し、以降の波浪推算及び高潮推算に用いた。ただし、上記と同様の検証計算の結果から、抽出範囲における最低中心気圧が960hPa以上となる台風の波浪推算に対しては、上記の風速の割り増しによる波高の再現性の低下が確認されたため、風速の割り増しを行わなかった。

#### (2) 波浪推算

波浪推算では、緯度経度座標系を適用し、格子間隔比 $1/8^\circ$  もしくは $1/4^\circ$  で計算領域のネスティングを行った。計算領域を図-3.4に示す。その他、波浪推算における計算条件を表-3.1に示す。

表-3.1 計算条件（波浪推算）

| 項目          | 設定値                            |
|-------------|--------------------------------|
| 計算時間間隔      | 60～720 s                       |
| 方向分割数       | 36 ( $\Delta\theta=10^\circ$ ) |
| 周波数分割数      | 35 (0.042～1.11Hz)              |
| エネルギー輸送と消散項 | ST3                            |

#### (3) 高潮推算

高潮推算では、直交座標系を適用し、格子間隔比 $1/3$ も

しくは1/2で計算領域のネスティングを行った。計算領域を図-3.5に示す。その他、高潮推算における計算条件を表-3.2に示す。なお、上記と同様の検証計算の結果から、湾奥から湾口に向かうにつれて高潮偏差を過小に評価することが確認されたため、検証結果に基づいた平面的な補正を行った。補正係数の平面分布を図-3.6に示す。

表-3.2 計算条件（高潮推算）

| 項目            | 設定値                        |
|---------------|----------------------------|
| 計算時間間隔        | 3.0 s                      |
| 沖側境界条件        | 他領域と水位・流量を結合<br>※領域1のみ自由透過 |
| 陸側境界条件        | 完全反射                       |
| 海底摩擦係数 $n$    | 0.025                      |
| 海水密度 $\rho_w$ | 1026 kg/m <sup>3</sup>     |
| 大気密度 $\rho_a$ | 1.22 kg/m <sup>3</sup>     |

(4) 天文潮位の設定

天文潮位は、表-3.3に示す横浜潮位観測所における主要4分潮の値を用いて推定した。また、各台風の発生時間の設定方法を表-3.4に示す。以上の設定方法に加えて、従来の設計方法との比較のため、天文潮位をHWLで一定とした条件でも検討を行った。

表-3.3 横浜潮位観測所における主要4分潮

| 分潮                     | 平均半潮差<br>(cm) | 遅角<br>(°) |
|------------------------|---------------|-----------|
| 主太陰半日周潮 M <sub>2</sub> | 44.16         | 152.41    |
| 主太陽半日周潮 S <sub>2</sub> | 21.77         | 180.90    |
| 日月合成日周潮 K <sub>1</sub> | 24.69         | 178.77    |
| 主太陰日周潮 O <sub>1</sub>  | 19.33         | 160.10    |

表-3.4 台風の発生時間の設定方法

| 項目  | 値            | 値の範囲          | 備考             |
|-----|--------------|---------------|----------------|
| 年   | 乱数<br>(一様分布) | 2010～<br>2059 | 供用期間<br>50年を想定 |
| 日   | 乱数<br>(一様分布) | 0～365         | 1/1からの<br>経過日数 |
| 時・分 | 乱数<br>(一様分布) | 0～24          |                |

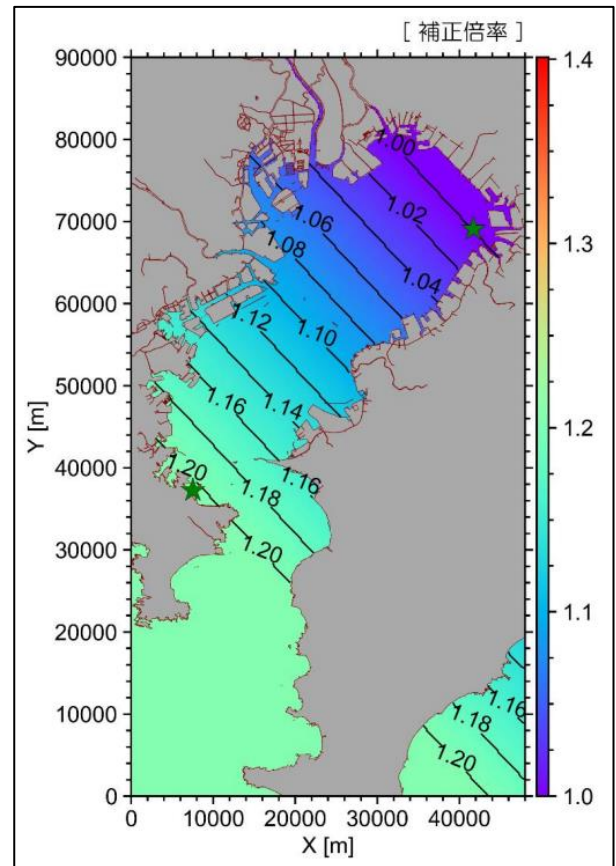


図-3.6 高潮偏差の補正係数分布

3.3 波高と高潮偏差及び外力の非同時生起性の評価

以降の3.3, 3.4節では, 第2章に記した手法で, 第3章に記した計算条件を用いて計算を行った結果を示す. 本節では, 波高, 高潮偏差, 及び外力の時系列データによる, 波高と高潮偏差及び外力の非同時生起性について示す. なお, 結果の整理には, 対象施設位置における時間解像度20分の時系列データを用いた.

(1) 波高と高潮偏差及び潮位

波高と高潮偏差のピーク出現時間差の頻度分布を図-3.7(a)に示す. 同図のとおり, 波高と高潮偏差のピークは, 必ずしも同時に出現していないことが分かる. それぞれのピークが同時に出現する(ピーク出現時間差が0分となる)割合は, 3.3%である(全台風622個のうち21個). 本検討結果の場合, 波高のピークが, 高潮偏差のピークに比べて先に出現する傾向が確認できる. 河合ら(2002)は, 東京湾の湾西部において波高のピークが高潮偏差のピークより先に出現することを示しており, 本検討結果はその結果と整合している. ただし, 河合ら(2002)を含め, 第1章で挙げた波浪と高潮偏差の非同時生起性に関する研究では, 波高と高潮偏差の非同時生起性は, 対象とする地点の周辺の地形特性や台風の特性によって異なることが指摘されており, 本検討結果からすなわちすべての施設で波高と高潮偏差のピークが必ずしも一致しないことを示すものではない.

波高と潮位(=高潮偏差+天文潮位)のピーク出現時間差の頻度分布を図-3.7(b)に示す. まず, 波高と高潮偏差の場合と同様に, それぞれのピークは必ずしも同時に出現していないことが分かる. 本検討結果の場合, 天文潮位を考慮することで, 高潮偏差の場合と比較して波高のピークが先に出現する回数が減少し, 潮位のピークが先に出現する回数が増加している. この傾向は, 特に高潮偏差が0.5m未満の台風で顕著である. これは, 高潮偏差の小さい台風の潮位のピーク出現時間は, 相対的に天文潮位に強く影響されるためと考えられる.

(2) 波高と外力

波高と波力及び平均越波流量のピーク出現時間差の頻度分布を図-3.8に示す. 波高と高潮偏差及び潮位の場合と異なり, 波高と外力のピークは, ほとんど同時に出現していることが分かる. 波力では84%, 平均越波流量では90%のピークが, 波高のピーク出現の前後1時間以内に出現している. これは, それぞれの外力の大きさが, 特に波高に依存していることを示していると考えられる.

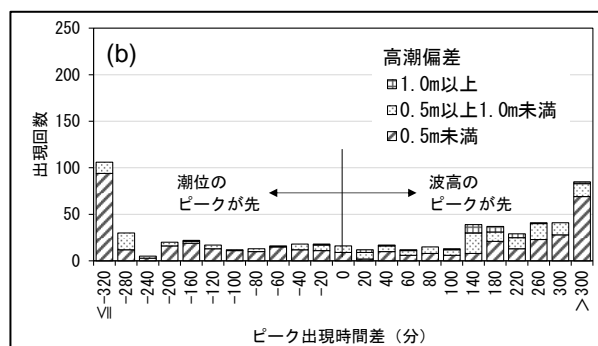
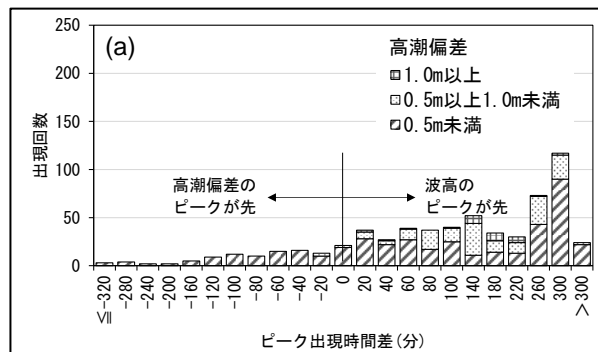


図-3.7 波高と(a)高潮偏差, (b)潮位のピーク出現時間差

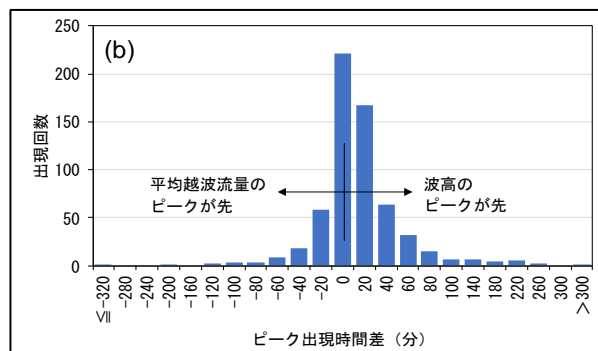
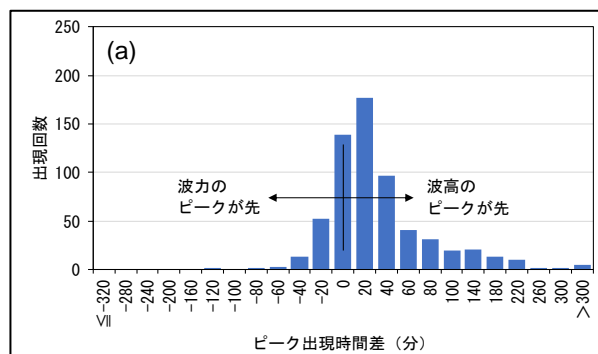


図-3.8 波高と(a)波力, (b)平均越波流量のピーク出現時間差

### 3.4 外力の発生確率分布の推定

#### (1) 波力

波力の極値統計解析の結果を表-3.5に、発生確率分布を図-3.9に示す。全体として、天文潮位をHWLで一定として計算される波力は、天文潮位の時間変化を考慮して計算される外力に比べて大きくなることを確認された。例えば、再現期間50年の外力と比較した場合、前者は110kN/mとなるのに対して、後者は95kN/mとなる。

表-3.5 極値統計解析結果（波力）

| 項目    | 天文潮位の設定条件             |         |
|-------|-----------------------|---------|
|       | 時間変化                  | HWL     |
| 閾値    | 35 kN/m               | 60 kN/m |
| 極値標本数 | 264                   | 252     |
| 最適分布  | ワイブル分布<br>( $k=2.0$ ) | グンベル分布  |

#### (2) 平均越波流量

平均越波流量の極値統計解析の結果を表-3.6に、発生確率分布を図-3.10に示す。波力と同様に、天文潮位をHWLで一定として計算される平均越波流量は、天文潮位の時間変化を考慮して計算される平均越波流量に比べて大きくなることを確認された。また、再現期間が長くなるにつれて、両者の差がやや広がっていく傾向が見られる。

表-3.6 極値統計解析結果（平均越波流量）

| 項目    | 天文潮位の設定条件                 |                           |
|-------|---------------------------|---------------------------|
|       | 時間変化                      | HWL                       |
| 閾値    | 0.002 m <sup>3</sup> /m/s | 0.005 m <sup>3</sup> /m/s |
| 極値標本数 | 433                       | 546                       |
| 最適分布  | ワイブル分布<br>( $k=0.75$ )    | ワイブル分布<br>( $k=1.0$ )     |

### 3.5 従来の設計方法における外力の確率的評価

本節では、従来の設計方法を用いた波力及び平均越波流量の算定と、それぞれの発生確率分布に基づく再現期間及び発生確率の算定について示す。

#### (1) 設計波と設計潮位の設定

本研究では、設計波を50年確率波高とそれに対応する周期、設計潮位を朔望平均満潮位（以下、HWL）にシナリオ台風の高潮偏差を加えた潮位として、外力を算定した。

50年確率波高は、各台風の波高のピークを用いて推定

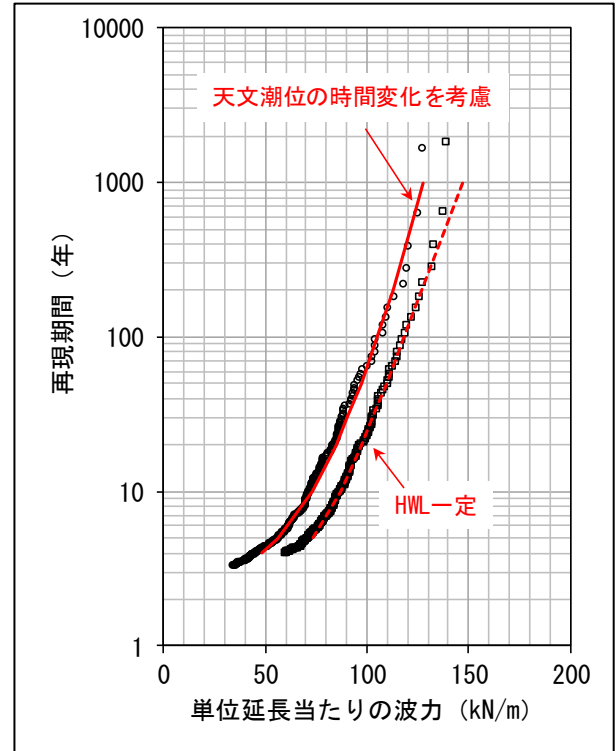


図-3.9 波力の発生確率分布

(○, □ : 計算結果, 実線, 点線 : 最適分布関数)

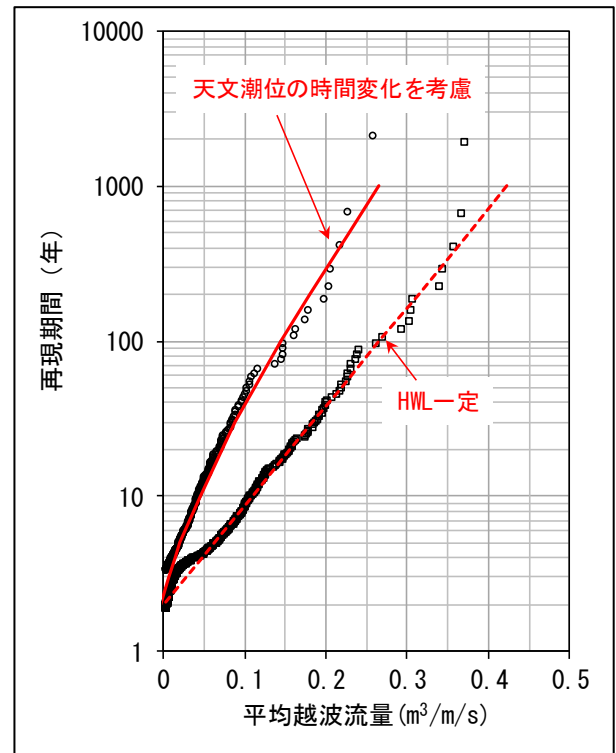


図-3.10 平均越波流量の発生確率分布

(○, □ : 計算結果, 実線, 点線 : 最適分布関数)

した波高の発生確率分布に基づいて算定した。周期は、波高のピークとそれと同時間の周期の関係から算定した。対象波向は、確率波高が大きいかつ、対象施設に対して危険な波向となるNE, ENE, E, ESE, SE, SSEの6波向とした。各波向の50年確率波高及び周期を表-3.7に示す。

設計潮位の設定に当たって、シナリオ台風を伊勢湾台風とした。シナリオ台風の高潮偏差は、本対象施設の設計に用いられている値を参考に1.43mとした(横浜市, 2019)。本対象施設におけるHWLは2.00m(図-3.2参照, LWL基準)であるため、設計潮位を3.43m(LWL基準)と設定した。

表-3.7 50年確率波高と対応周期

| 波向     | NE   | ENE  | E   | ESE  | SE  | SSE  |
|--------|------|------|-----|------|-----|------|
| 入射角(°) | 45.0 | 22.5 | 0   | 22.5 | 45  | 67.5 |
| 波高(m)  | 4.0  | 3.2  | 3.2 | 3.6  | 3.7 | 3.6  |
| 周期(s)  | 5.9  | 5.3  | 5.3 | 5.5  | 5.7 | 5.7  |

(2)外力の再現期間の算定

各波向の波力及び平均越波流量とそれらの再現期間を表-3.8に示す。再現期間の算定には、天文潮位の時間変化を考慮した場合の波力及び平均越波流量の発生確率分布(図-3.9, 図-3.10中の実線)を用いた。同表より、ほとんどの波向で、波力の再現期間が100年以上となっていることが確認できる。特に、波力が最大である波向Eにおいて、再現期間が400年となっている。海岸保全施設の一般的な供用期間が50年であることを考えると、これらの波力の再現期間は施設の供用期間に対して長いことが分かる。

平均越波流量は、波向によっては再現期間が1000年以上となっており、平均越波流量が最小である波向SSEにおいても、再現期間が300年を超える結果となった。

表-3.8 従来の設計方法による外力とその再現期間

| 波向  | 波力            |             | 平均越波流量        |             |
|-----|---------------|-------------|---------------|-------------|
|     | 算定値<br>(kN/m) | 再現期間<br>(年) | 算定値<br>(kN/m) | 再現期間<br>(年) |
| NE  | 112.2         | 192.5       | 0.35          | 2622.9      |
| ENE | 111.3         | 175.4       | 0.23          | 494.0       |
| E   | 119.4         | 402.7       | 0.25          | 710.6       |
| ESE | 112.4         | 196.6       | 0.31          | 1688.6      |
| SE  | 105.7         | 104.5       | 0.29          | 1361.4      |
| SSE | 85.2          | 20.8        | 0.20          | 334.9       |

(3)外力の発生確率の算定

以上で算定した再現期間を用いて外力の発生確率を算定することができる。例えば、再現期間をR年とすると、R年確率外力を上回る外力が1年のうちに少なくとも1回以上発生する確率 $P_{year}$ は、以下のように表せる。

$$P_{year} = \frac{1}{R} \tag{3.1}$$

また、施設の安全性を考える場合、施設の供用期間中に設計外力を超過する確率が重要となる。これは、供用期間をL年とすると、以下のように表せる。

$$P_L = 1 - \left(1 - \frac{1}{R}\right)^L \tag{3.2}$$

ここに、 $P_L$ は供用期間L年の間にR年確率外力を上回る外力が少なくとも1回以上発生する確率である。

以上の式を用いて、供用期間を50年(一般的な海岸保全施設の供用期間)とした時の各波向の供用期間中における外力の発生確率を算定した結果を表-3.9に示す。一般的に、設計には各波向の外力のうち最大のものが用いられるため、波向Eの波力の供用期間中における発生確率を見てみると、約12%となっていることが分かる。この発生確率から直ちに施設の安全性を評価することは難しいが、施設の安全性を評価するための1つの指標として見ることができる。このような外力の発生確率は、従来の設計方法では明らかではなかったが、本研究の提案手法を用いることで評価が可能となる。

表-3.9 従来の設計方法による外力の再現期間と供用期間50年における外力の発生確率

| 波向  | 波力          |             | 平均越波流量      |             |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|
|     | 再現期間<br>(年) | 発生確率<br>(-) | 再現期間<br>(年) | 発生確率<br>(-) |
| NE  | 192.5       | 0.229       | 2622.9      | 0.019       |
| ENE | 175.4       | 0.249       | 494.0       | 0.096       |
| E   | 402.7       | 0.117       | 710.6       | 0.068       |
| ESE | 196.6       | 0.225       | 1688.6      | 0.029       |
| SE  | 104.5       | 0.381       | 1361.4      | 0.036       |
| SSE | 20.8        | 0.915       | 334.9       | 0.139       |



#### 4. まとめ

本検討では、波浪、高潮偏差及び潮位の非同時生起性を考慮しながら、施設に作用する外力を確率的に評価する手法を提案した。加えて、実港湾の海岸保全施設をモデルケースとしてケーススタディを実施し、施設に作用する波力及び平均越波流量の発生確率分布を推定するとともに、その結果に基づいて、従来の設計方法で計算される外力の再現期間及び発生確率を算定した。主要な結果をまとめると、以下のとおりである。

- ・ 波高と高潮偏差のピークは必ずしも同時生起しないことが確認された。波高と潮位についても同様であるとともに、高潮偏差の比較的小さい台風の高潮と潮位のピーク出現時間差は、天文潮位のピーク出現時間に大きく影響されることが分かった。
- ・ ある再現期間の外力を比較した場合、天文潮位がHWLで一定として計算される外力は、天文潮位の時間変化を考慮して計算される外力よりも大きくなることが確認された。
- ・ 従来の設計方法で計算される外力の再現期間は、一般的な海岸保全施設の供用期間である50年を大きく上回ることが確認された。

#### 5. あとがき

本検討の結果から、本研究の提案手法を用いることで、施設に作用する外力の発生確率を明らかにすることが可能であることが確認された。将来、海岸保全施設の設計に際して、海面水位の上昇や台風の激甚化を考慮する必要性が増していくものと考えられる。そのような状況で、本提案手法を用いて気候変動の影響を考慮した外力の発生確率を求めることで、外力として現在と将来の変化を評価できる。さらに言えば、現在と将来の外力の発生確率から、気候変動の影響に伴う施設の安全性の変化を示すことも可能である。

しかしながら、検討に当たって、計算コストの関係などから単純化した過程がいくつかあるため、そのような過程において、より正確な評価を行うことが今後の課題である（例えば、波浪推算と高潮推算のカップリング計算、浅海域における詳細地形を考慮した波浪変形計算、衝撃砕波圧の考慮等）。また、各計算過程や計算によって得られたデータは多くの不確実性を含んでおり、施設の安全性を評価するためには、そのような不確実性を考慮しなければならない。

#### 参考文献

- 井出喜彦・山上澤・山城賢・橋本典明 (2017) : 経験的台風モデルにより推算された風場の補正法の構築, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.73, No.2, pp. I\_144-I\_149.
- 加藤史訓 (2005) : 高潮危険度評価に関する研究, 国土技術政策総合研究所, No.275, 108p.
- 河合弘泰・竹村慎治・原信彦 (2002) : 東京湾における台風による高潮と高波の同時性と継続時間特性, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.251-255.
- 河合弘泰・本多和彦・富田孝史・柿沼太郎 (2005) : 2004年に発生した台風の特徴と高潮の予測・再現計算, 港湾空港技術研究所資料, No.1103, 34p.
- 河合弘泰・橋本典明 (2006) : 確率台風モデルの構築とそれを用いた高潮の出現確率分布の推算, 港湾空港技術研究所資料, No.1122, 27p.
- 河合弘泰・鈴木高二郎・平山克也・川口浩二・山本康太・本多和彦・里村大樹・鶴田修己・藤木峻・千田優・岩本匠夢・朝比翔太・川口真吾・久保田博貴 (2019) : 台風 1915 号の気象・高潮・波浪の特徴と横浜港の浸水被害, 港湾空港技術研究所資料, No.1379, 54p.
- 気象庁 : 潮位表掲載地点一覧表 (2022), <https://www.data.jma.go.jp/gmd/kaiyou/db/tide/suisan/station.php>, 2022/5/25 アクセス.
- 國富將嗣・高山知司 (2005) : 大阪湾における高潮と高波の同時生起確率特性, 海岸工学論文集, 第 52 巻, pp. 216-220.
- 合田良実 (1975) : 浅海域における波浪の砕波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 第 3 号, pp.59-106.
- 合田良実 (2008) : 耐波工学 港湾・海岸構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 430p.
- 下元幸夫・山路昭彦・内田洋平・大西健二・上原謙太郎 (2006) : 瀬戸内海沿岸における波浪と高潮の同時生起特性, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.211-215.
- 鈴木高二郎・久保田博貴・鶴田修己 (2021) : パラペット後退型護岸に働く波圧に関する検討, 港湾空港技術研究所報告, 第 60 巻, 第 1 号, 22p.
- 畑田佳男・松土成希 (2018) : 推算資料に基づく伊勢湾における高波と高潮の同時生起特性の推定, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.74, No.2, pp. I\_589-I\_594.
- 畑田佳男・稲垣孝一 (2019) : 推算資料に基づく東京湾における高波と高潮の同時生起特性の推定と伊勢湾との比較, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.75, No.2, pp.I\_247-I\_252.
- 平山克也・濱野有貴・長沼淳也 (2018) : 護岸パラペット

- 高さと後退距離による越波流量の変化とその推定方法に関する検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp. I\_1027-I\_1032.
- 藤井健・光田寧 (1986) : 台風の確率モデルの作成とそれによる強風のシミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第 29 号, B-1, pp.229-239.
- 本多忠夫・光易恒 (1980) : 水面に及ぼす風の作用に関する実験的研究, 第 27 回海岸工学講演会論文集, pp.90-93.
- 松尾俊平・河合弘泰・岩本匠夢 (2020) : 海洋・波浪結合モデルを用いた沖縄本島における高波・高潮の同時生起性と継続時間, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.76, No.2, pp.I\_216-I\_221.
- 横浜市 (2019) : 横浜港護岸復旧工法検討会, 第 2 回検討会資料, <https://www.city.yokohama.lg.jp/city-info/yokohamashi/yokohamako/kkihon/kikikanri/gogankentoukai.html>, 2022/5/25 アクセス.
- Goda, Y. (1974) : A new method of wave pressure calculation for design of composite breakwater, Proc. the 14th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp.1702-1720.
- Higaki, Y., Y. Tajima (2020) : Study on the applicability of a stochastic typhoon model for probabilistic forecasting of storm surge induced by a typhoon, Coastal Engineering Journal, JSCE, Vol.62, No.4, pp.602-624.
- Kawai, H., N. Hashimoto (2006) : Improvement of stochastic typhoon model for the purpose of simulating typhoons and storm surges under global warming, Proc. the 30th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Vol.2, pp.1838-1850.
- Okamoto, K., K. Honda (2022) : Evaluation of Probability of External Force Acting on Shore Protection Facilities, Proc. the 32nd International Ocean and Polar Engineering Conference, Shanghai, China, ISOPE, pp.2614-2621.

---

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 1213

July 2022

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

---

本資料の転載・複写のお問い合わせは  
〔〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1  
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019〕  
E-mail:ysk.nil-46pr@gxb.mlit.go.jp

国土技術政策総合研究所資料

No.1213

港湾におけるシナリオベースによる外力の確率評価

July 2022