

# 温暖化による海面上昇を考慮した防波堤の信頼性設計法

酒 井 和 彦\*・岡 安 章 夫\*\*

今後の主流となると考えられる信頼性設計法について、防波堤の滑動安定性に対する地球温暖化による海面上昇の影響を検討し、海面上昇を考慮した設計法を提案した。海面上昇に対応した防波堤の最適断面を検討した結果、23～29 年目の水位に対応したものが最適断面となった。最適断面の断面積は、海面上昇の上位シナリオに対して、現状水位に対応した断面の 0.8～2.3%程大きくなった。このときの滑動量 0.3 m, 2.0 m および 10.0 m に対する超過確率は、海面上昇なしとした場合と同程度となった。また、現状水位一定条件で設計した断面では、海面上昇が起こった場合 10.0 m 以上の滑動が起こる確率が 50%近く増加するケースがあることが分かった。

## 1. はじめに

地球温暖化による気候変動は、予測の根拠となる社会情勢の変化などを考慮した二酸化炭素排出シナリオや予測数値モデルである GCM (大循環モデル) などにおける不確実性が高いものの、IPCC の第 3 次評価報告書によると、1990 年～2100 年の間では、全地球平均で 1.4°C～5.8°C の気温上昇が起きると予測されている。また、同報告書では、海水・雪水面積の減少予測と気温変化による海水の熱膨張等を考慮し、地球の平均海面水位は 1990 年から 2100 年までに 0.09 m から 0.88 m 上昇すると予測している。この海面上昇による海岸・港湾・漁港施設等への影響やその対策について、我が国では、国土交通省や水産庁などによりその検討が行われている (たとえば、地球温暖化に伴う海面上昇に対する国土保全研究会, 2002)。

港湾の外郭施設を構成する防波堤においては、この海面上昇に起因する堤体の浮力や特に砕波帯内での防波堤設置位置における波高の増大などにより防波堤の安定性が低下し、被災の可能性が大きくなると懸念される。防波堤等の施設においては、一度被災してしまうと復旧に多大な費用がかかり、またこの間施設の機能が損なわれ、被災による経済的・社会的損失は著しい。また施設が設計要件を満たさなくなった時点で事前に改修を行うことも考えられるが、改修にかかる費用も一般に割高となり、経済的ではない。また、供用期間の最終年の水位に対応する堤体は安全であると考えられるものの、供用期間中のほとんどの期間において過剰な設計となり経済的ではない。このため、事前に海面上昇を織り込んだ設計を行うことが望ましいと考えられるが、防波堤の現行設計法 (許容応力度設計法)、あるいは現在検討されている信頼性設計法においては海面上昇の影響は考慮されていない。これはそもそも海水面が長期に渡り変動することを

前提に設計法が考案されていないことによる。

現在採用されている許容応力度設計法においては、概念的に変動要素を考慮して設計を行うことが困難である。そこで本研究では、今後の主流となると考えられる信頼性設計法について、海面上昇を長期変動成分ととらえて防波堤の滑動安定性に対する海面上昇の影響を検討し、これをもとに海面上昇を考慮した設計法を提案することを目的とする。また、この結果を許容応力度設計法においても援用できるように、設計基準の海水面を規定できるよう考慮する。なお、本研究においては、単純に海水面の上昇のみを対象とし、気候変動による波浪特性の変動などの要素は考慮しない。

## 2. 海面上昇を考慮した信頼性設計法

信頼性設計法は多数の設定条件下で外力その他の確率的変動性を取り入れた試行を繰り返し行い、防波堤の滑動安定性についてはその期待滑動量を算出し、許容値との整合性を図る設計法である。この信頼性設計法については現在までに数多くの研究が行われてきている (たとえば、高山ら, 1994; 下迫・高橋, 1998)。本研究では混成防波堤を対象とし、一定水位条件下では下迫・高橋 (1998) が提案した信頼性設計法にほぼ従った。ただし、設計時に考慮する不確定要素のうち、波力と堤体・マウンド間の摩擦係数については、後節に述べるとおり Kim・Takayama (2003) の方法によった。

### (1) 海水面が変動する場合の最適堤体断面計算の概略

防波堤の信頼性設計法では、一般に設定条件・外力には長期的変動特性はないものとして計算を行う。条件に長期変動が考えられる場合には、複数回の試行の際に時系列的な順序を仮定し、時系列に対応した長期変動を加えるのが一つの方法である。従って、海面上昇に対応した防波堤断面を設計するには、供用期間内の各年の試行毎の水位 (の中央値) を予測に応じて変化させ、供用期間全体での総期待滑動量を算出し、対象断面を徐々に変化させる繰り返し計算によって最適断面を決定すればよ

\* 修 (水産) 北海道開発局釧路開発建設部釧路港湾事務所第一工事課

\*\* 正会員 工 博 東京海洋大学助教授 海洋科学部海洋環境学科

いと考えられる。しかし、本研究では、現状の設計方法（許容応力度設計法）にもある程度援用できる形で検討と比較を行うために以下の方法によった。

まず、供用期間を2000～2050年の50年間で仮定した。各年（設計基準年と呼ぶ）における予測水位に対応した一定値の水位に対して、従来と同様の信頼性設計法により防波堤断面をそれぞれ設計する。このとき、供用期間の全期間にわたり水位は一定であると仮定しておく。（「供用期間」という概念はここでは原理的に意味はない。）従って、50年の設定供用期間に対して（各年に対応する）50通りの断面が設計されることになる。次にこの50通りの断面に対して、水位を海面上昇予測シナリオに従って各年毎に変化させたときの期待滑動量を算出し、期待滑動量が設定した上限値以下となった中で最も若い年の水位（つまり最も低い水位）に対応して設計したものを海面上昇に対応した最適断面とする。

以上の手法は最適設計を2回行うために冗長であり、各年水位に対応する断面の設計時に断面を変化させた繰り返し計算（収束計算）を行うので計算負荷も高い。しかしながら、おおよそ何年後の予測水位を対象として設計を行えばよいかを把握することができるという利点があるので、許容応力度設計法においても、得られた対象年の予測水位を利用すれば海面上昇の影響を加味した設計を行なえる可能性がある。

## （2）一定水位下での最適断面の決定手法

供用期間を通じて海水面変動がないと仮定した場合の最適断面の計算手法はほぼ下迫・高橋（1998）と同様であり、具体的な手法を以下に述べる。また、このときの期待滑動量を求めるフローチャートを図一に示す。供用期間は前述の通り50年とし、期待滑動量の上限値を30.0 cmと設定した。計算条件は、海底勾配1/50、海面

上昇予測シナリオはIPCCの第3次評価報告書に従い、50年間の海面上昇量が16.5 cm（中位シナリオ）および27.7 cm（上位シナリオ）の2通り、その他は表一の通りの計8ケースとした。なお、IPCCの第3次評価報告書には各年の上昇量の具体的な数値が示されていないため、上位シナリオ、中位シナリオに各々

$$d_h = 0.00119(y-1)^{1.4} \dots\dots\dots (1)$$

$$d_h = 0.00058(y-1)^{1.45} \dots\dots\dots (2)$$

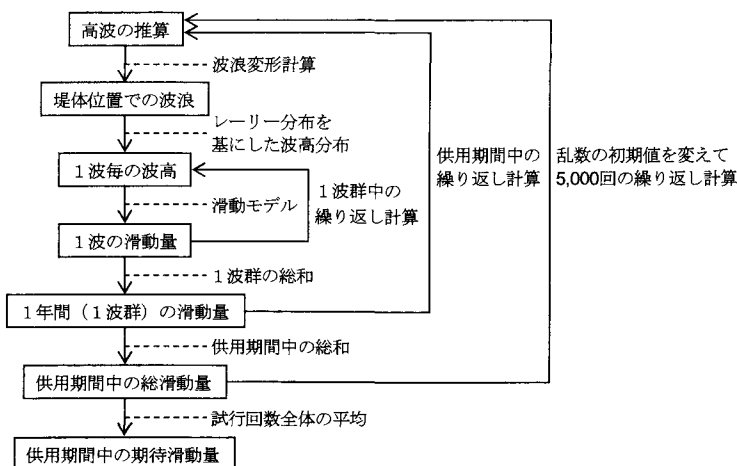
の近似曲線を与えて算出した。ここで、 $d_h$ ：2000年に対する水位上昇量（m）、 $y$ ：供用開始後の年数である。

1年に1回、継続時間が2時間の高波（有義波高 $H_0$ ；図一では「1波群」と表記）が発生すると仮定し、合田（1975）の碎波波浪変形計算を用いて堤体位置における有義波高 $H_{1/3}$ を求めた。各高波の $H_0$ は沖波波高の出現特性を表一に示すワイブル分布で規定し、乱数を用いて算定した。求めた1高波の $H_{1/3}$ の推算値に対して、下迫・高橋と同様に正規分布形状のばらつきを考慮し、計算に使用する堤前有義波高として

表一 数値実験のケース

| CASE | 沖波波高                                 | 設置水深   | 水位上昇シナリオ |
|------|--------------------------------------|--------|----------|
| 1-1  | 9.0 m                                | 10.0 m | 上位シナリオ   |
| 1-2  | ワイブル分布<br>( $A=1.7, B=2.35, k=1.0$ ) | 10.0 m | 中位シナリオ   |
| 2-1  |                                      | 5.0 m  | 上位シナリオ   |
| 2-2  |                                      | 5.0 m  | 中位シナリオ   |
| 3-1  | 4.5 m                                | 10.0 m | 上位シナリオ   |
| 3-2  | ワイブル分布<br>( $A=0.8, B=1.37, k=1.0$ ) | 10.0 m | 中位シナリオ   |
| 4-1  |                                      | 5.0 m  | 上位シナリオ   |
| 4-2  |                                      | 5.0 m  | 中位シナリオ   |

ただし、 $A$ ：尺度母数、 $B$ ：位置母数、 $k$ ：形状母数である。



図一 各設計基準年（水位一定）における期待滑動量の計算

$$R_{H1/3} = \gamma_{H1/3} H_{1/3} Y + (1 + \alpha_{H1/3}) H_{1/3} \dots\dots\dots (3)$$

を求めた。ここに  $\gamma_{H1/3}$  : 変動係数,  $\alpha_{H1/3}$  : 平均的偏り,  $Y$  : 正規乱数である。同様に堤前での最高波高  $R_{Hmax}$  を求めた。ただし, この時  $Y$  の値は  $R_{H1/3}$  を求めたときのもとの同一である。高波中の個々の波の波高については, 平均波高  $H_{mean}$  を

$$H_{mean} = R_{H1/3} / 1.6 \dots\dots\dots (4)$$

により求めた後, 乱数を用いて, この  $H_{mean}$  が平均値となるレーリー分布より算定する。この時, 得られた個々波の波高が  $R_{Hmax}$  を超過した場合は, 再度乱数を発生させて波高を求めた。1 波毎の波力に関しては Kim・Takayama (2003) と同じ手法を用いた。すなわち, 個々波による波力の計算値  $P$  に, 平均的偏り  $\alpha_P = -0.09$ , 変動係数  $\gamma_P = 0.17$  の正規分布に従うばらつきを加味し  $P_r$  とするが, この両者の比  $P_r/P$  の下限値を 0.48, 上限値を 1.42 と設定し, この範囲外の値については再度  $P_r$  を算出した。

その他の計算手法は下迫・高橋 (1998) によったが, 堤体とマウンド間の摩擦係数の取扱については Kim・Takayama にならばらつきを考慮した後に上限値と下限値を設定した。表-1 に示した全てのケースで共通に設定した条件を表-2 に, またばらつきを考慮した際の変動を規定する条件を表-3 に示す。

以上のように条件を設定し, 1 波毎の波力による滑動量を計算, これを 1 高波 (2 時間) に相当する波の数について積分し, 1 高波による滑動量を求める。さらにこれを供用年数 (50 年) 分 (=50 回) 積分し, 最終的な滑動量を供用期間内の累積滑動量とする。この供用年数分の計算を 1 試行とし, 乱数の初期値を変え計 5,000 回の試行を行った。この 5,000 回の試行における平均累積滑動量をこの設定条件における期待滑動量と定義する。ばらつきを考慮した後の条件の組み合わせによっては一つの波で極めて大きな滑動量が計算されてしまうことがあるが, 現実的にはこの場合堤体がマウンドから崩落してしまう。そこで, 滑動量の上限を 10.0 m と規定し, 1 試行内での累積滑動量がこれ以上の大きさになった場合は試行を中止し, この試行の滑動量を 10.0 m とした。

期待滑動量が最初に設定した期待滑動量の上限値 30.0 cm を越える場合は堤体の断面を大きくして再度 5,000 回の試行を行い, また計算された期待滑動量が小さい場合には堤体を大きくして繰り返す。最終的に期待滑動量の上限値を超えない最小断面の堤体を, この水位における堤体の最適断面とした。

設計において 5,000 回の試行を行う場合, それぞれの試行においては全く異なる乱数列の使用することが望ましいと考えられる。図-2 に CASE 1-1 についてこれに従って計算した断面の基準年による堤体断面積の変化を

表-2 共通設定条件

|                 |             |
|-----------------|-------------|
| 海底勾配            | 1/50        |
| 設計潮位            | +2.0 m      |
| マウンド上水深         | 設計水深の 65%   |
| マウンド被覆厚         | 2.0 m       |
| マウンド前肩幅         | 8.0 m       |
| 天端高             | 設計有義波高の 60% |
| ケーソン・マウンド間の摩擦係数 | 0.6         |
| 波形勾配            | 0.03        |
| 波向き             | 0°          |

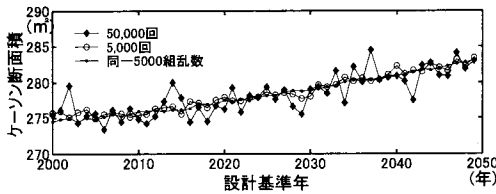
表-3 変動条件

|        | 平均的偏り<br>$\alpha$ | 変動係数<br>$\gamma$ | ばらつきの分布形                     |
|--------|-------------------|------------------|------------------------------|
| 摩擦係数   | 0.06              | 0.16             | Kim・Takayama (2003) が提案した分布形 |
| 沖波波高   | 0                 | 0.1              | 正規分布                         |
| 主波向き   |                   |                  | $\pm 11.25^\circ$ で一様分布      |
| 高潮偏差   | 0                 | 0.1              | 正規分布                         |
| 波浪変形計算 | 0                 | 0.1              | 正規分布                         |
| 周期     | 0                 | 0.1              | 正規分布                         |
| 波力     | -0.09             | 0.17             | Kim・Takayama (2003) が提案した分布形 |

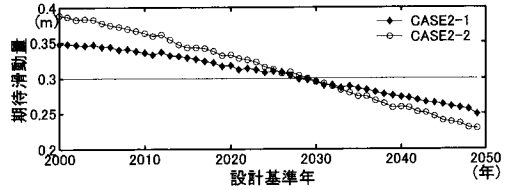
示す。これによると, 各年での海面の変化がそれほど大きくないので, 乱数列の変化による堤体断面積のばらつきが年次変化より相対的に大きくなり, 後節で検討する最適断面の判断には十分でない。そこで, 試行回数を 50,000 回とした場合の経年変化を計算し, 同じく図-2 に示した。試行回数が増えると当然各年毎のばらつきは小さくなり, 50,000 回程度であれば海水面の緩やかな上昇に対して, 断面積の変化が実際上十分な程度に安定してくることが分かる。しかしながら, 試行数 50,000 回の場合は計算負荷が非常に大きくなり, 実用上問題が生じる。

そこで, 各年次で 5,000 回の試行を行う際に, 年次毎に異なる乱数列を使用せず, 同一 5,000 組の乱数列 (それぞれの乱数列は異なる) を各年に使用して堤体断面積を求めてみた。図-2 からは, 断面積の経年変化は安定しており, このことから, 次節以降では各年においては同じ 5,000 組の乱数列を用いて堤体の設計を行うこととした。

図-3(a) に, CASE 1-1, 1-2 において以上のような方法で計算された各年次対応の堤体断面積の変化を, また図-3(b) に CASE 2-1, 2-2 に対応する堤体断面積の変化

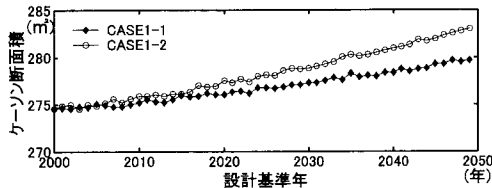


図—2 試行回数および乱数の与え方を変えた各設計基準年に対応した防波堤断面面積の比較

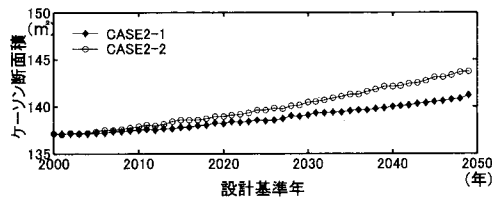


図—4 各基準年対応の堤体の海面変動時の期待滑動量

を示す。いずれの場合も堤体断面積の変化はそれほど大きくはないが、沖波波高が大きく、かつ堤体前面で砕波しているケースで堤体断面積の変化が比較的大きくなることが分かる。これは主に砕波波高が水深より規定されているために、海面上昇による堤前水深の増大が波力の増大という結果に結びついているためと考えられる。



(a) CASE 1-1 および 1-2



(b) CASE 2-1 および 2-2

図—3 各設計基準年の予測水位に対応した防波堤断面積

### (3) 海面上昇を考慮した最適断面の決定

前節に述べた手法により、供用期間内の各年の予測水位に対応した 50 通り (50 年分) の堤体断面が得られる。海面の変動を考慮した最適堤体断面については、この各々の堤体に対して、今度は水位を水位上昇シナリオに沿って変化させながら、50 年間の累積滑動量を比較することによって検討を行った。

前節と同様、1 年間に 1 高波 (2 時間) が来襲するとし、供用期間 50 年間に渡ってその累積滑動量を計算する。ただし、平均海面は式 (1) または (2) で与えられた上昇分だけ変動するとして 50 年分の滑動量を求める。この試行を 5,000 回繰り返し、その平均滑動量を海面上昇が起こった場合のその堤体の期待滑動量と定義する。そして、前節で得られた 50 断面の堤体の中で、期待

滑動量が 30.0 cm 未満となる最も若い設定年に対応した堤体断面を海面上昇に対応した最適断面とした。

図—4 に CASE 2-1 および 2-2 における各設計基準年対応の堤体の海面変動時の期待滑動量の変化を示す。このケースは沖波波高が大きく、堤体の設置水深が小さいため最も海面上昇の影響を受けやすいケースであるが、グラフからは供用年数 50 年において、おおよそ 28～29 年後の水位対応の堤体が最適であることが分かる。他のケースにおいては若干の相違があるものの、おおよそ 23～29 年後の水位に対応したものが最適断面となった。従って現行と同様な設計方法においても最終上昇量のほぼ 1/2 の水位を対象に設計を行えばよいことになる。

### 3. 海面上昇対応の最適断面に対する検討

上記で求めた最適断面の断面積が、現状水位で変化なし (海面上昇なし) と仮定して求めた断面に対してどの程度大きくなるのかを検討した。表—4 に表—1 に示したそれぞれのケースにおける最適断面の断面積と現状水位対応断面の断面積の比を示した。これによると海面上昇の上位シナリオを想定した場合にその比率はおおよそ 0.8～2.3% 程、中位シナリオの場合は 0.5～1.4% 程大きくなることが分かる。この断面積増加にかかる初期建設時の費用は、防波堤の設置後に補修を加えるような場合の費用に比べかなり小さいと考えることができる。従って、防波堤新設においては、可能であればある程度の海面上昇を見込んだ設計を行う方が経済的であると判断できる。また、表からは 50 年後の予測水位を基に設計した

表—4 最適防波堤断面積の比率

| CASE | 海面上昇予測シナリオ | 現状水位対応の防波堤断面積に対する比率 | 50 年後水位対応の防波堤断面積に対する比率 |
|------|------------|---------------------|------------------------|
| 1-1  | 上位シナリオ     | +1.48%              | -1.56%                 |
| 2-1  |            | +2.26%              | -2.43%                 |
| 3-1  |            | +0.79%              | -1.00%                 |
| 4-1  |            | +1.24%              | -2.32%                 |
| 1-2  | 中位シナリオ     | +0.92%              | -0.93%                 |
| 2-2  |            | +1.39%              | -1.58%                 |
| 3-2  |            | +0.54%              | -0.49%                 |
| 4-2  |            | +0.64%              | -1.53%                 |

断面に対しては、最適断面は0.5～2.4%程度小さくなることも分かる。

次に、CASE 2-1 について、設計基準年1年目(初期海水面)、29年目(最適断面に対応)、50年目(最終海水面)の防波堤断面における滑動量0.3m、2.0mおよび10.0mに対する5,000回試行時の超過確率を求めた。この値をCASE 2-1 について示したものが表-5である。また、比較のため表には、海面上昇が全く起こらないと仮定したときの現状水位対応の設計に対する超過確率も示してあるが、これは海面上昇が起きない場合、つまり現行設計で暗に想定されているケースに内包される想定超過確率の値と解釈することが可能である。

表-5 滑動量の超過確率 (CASE 2-1)

| 滑動量    | 防波堤断面              |                    |                    |                      |
|--------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------|
|        | 現状水位対応<br>(海面上昇なし) | 現状水位対応<br>(上位シナリオ) | 海面上昇考慮<br>(上位シナリオ) | 50年後水位対応<br>(上位シナリオ) |
| 0.3 m  | 15.3%              | 18.7%              | 15.2%              | 12.0%                |
| 2.0 m  | 2.39%              | 3.26%              | 2.39%              | 1.67%                |
| 10.0 m | 0.47%              | 0.69%              | 0.51%              | 0.34%                |

この想定超過確率と比較した場合、現状水位条件(1年目対応)で計算した断面では、上位シナリオの水位上昇が起きた場合の滑動量0.3mに対する超過確率は約20%増に留まるものの、滑動量2.0mでは30%増以上、10.0m以上の滑動が起きる確率は50%に近く増加するケースがあることが分かる。このことはつまり、現状水位で設計した堤体では、実際に(上位シナリオの)海面上昇が起こった場合には、その被災率が5割程度まで増大することを示唆している。一方、海面上昇を考慮した最適設計断面における滑動量の超過確率はこの現状想定超過確率とほぼ同じ値であり、従って堤体の被災率も結果的に同等とすることができると期待できる。

#### 4. ま と め

本研究は、今後の主流となると考えられる信頼性設計法について、防波堤の滑動安定性に対する海面上昇の影響を検討し、海面上昇を考慮した設計法を提案することを目的とした。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- ① 各年時の予測水位に対応した防波堤断面を算出し、海面上昇に対応した防波堤の最適断面を検討した結

果、23～29年目の水位に対応したものが最適断面となった。従って現行と同様な設計方法においても最終上昇量のほぼ1/2の水位を対象に設計すればよいことが分かった。

- ② 最適断面の断面積は、海面上昇の上位シナリオを想定した場合、現状水位に対応した断面に対して0.8～2.3%程大きくなることが分かった。
- ③ 海面上昇の上位シナリオ考慮時の最適断面における滑動量0.3m、2.0mおよび10.0mに対する超過確率は、海面上昇なしと想定した超過確率と同程度となった。また、現状水位一定条件で設計した断面では、上位シナリオの水位上昇が起きた場合、滑動量0.3mに対する超過確率は約20%増に留まるものの、滑動量2.0mでは30%増以上、10.0m以上の滑動が起きる確率については50%近く増加するケースがあることが分かった。

本研究では、海水面の上昇について、堤体の滑動のみに対して検討を行った。このほか防波堤の安定性に関する問題としては、堤体の転倒および基礎地盤支持力に対する検討が必要であると考えられる。また、機能面での検討も重要である。外力としてはまず日本近海における海面上昇の正確な予測が必要であり、地球温暖化に伴って波浪の増大等も指摘されているので、これらについても別途検討の必要があると考えられる。

本研究の遂行にあたっては、(独)港湾空港技術研究所海洋・水工部耐波研究室室長、下迫健一郎氏に多大なるご教授をいただいた。ここに記して謝意を表する。

#### 参 考 文 献

- 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, 14巻, 3号, pp. 59-106.
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1998): 期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法, 港湾技術研究所報告, 37巻, 3号, pp. 1-29.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰・藤崎秀可 (1994): 防波堤の信頼設計に向けて, 港湾技術研究所資料, No. 785, pp. 1-36.
- 地球温暖化に伴う海面上昇に対する国土保全研究会 (2002): 地球温暖化に伴う海面上昇に対する国土保全研究会報告書, 国土交通省, 103 p.
- Kim, T. M. and T. Takayama (2003): Computational improvement for expected sliding distance of a caisson-type breakwater by introduction of a doubly-truncated normal distribution, Coastal Engineering Journal, JSCE, Vol. 45, No. 3, pp. 387-419.