

高潮偏差を考慮した防波堤堤体の滑動遭遇確率

Influence of Storm Surge on Sliding Failure Probability of Breakwater Caisson

河合弘泰*・平石哲也**

Hiroyasu Kawai and Tetsuya Hiraishi

The sliding failure probability of breakwater caisson during 50 years is computed by reliability design method with the assumption that the occurrence probability distribution of the extreme values of storm surge fits the Weibull distribution. The storm surge increases the sliding failure probability of breakwater caisson in surf zone, because the raise of the water level reduces the caisson weight in water and increases the breaking wave height. On the other hand, the storm surge has little influence on the sliding failure probability of breakwater caisson in deep water, because the caisson height is large compared with the variation of tidal level.

Keywords; storm surge, sliding failure probability, reliability design method, breakwater caisson

1. はじめに

現行設計法の下で防波堤堤体は、滑動と転倒に対する安全率が所定の値以上となるように設計されている。しかし、安全率は「堤体の持っている耐力が、設計沖波と設計潮位という一組の外力の何倍であるか」を示しているに過ぎない。また、設計沖波や設計潮位を超過する可能性、沖波の推定や波浪変形計算などにおける設計誤差に対して安全性の余裕を持たせるために、所定の安全率は1.2と定められているが、1.2という安全率が実際にどの程度の安全性を保証しているのかは不明である。

これに対して信頼性設計法を用いると、沖波波高や天文潮位の出現確率分布、沖波の推定、波浪変形計算、波力の算定における誤差、摩擦係数のばらつきなどを確率論的に扱うことができる。また、防波堤堤体の安全性は供用年数間における被災遭遇確率によって示される。例えば、高山ら(1991,1994)や河合ら(1996,1997a,1997b)は信頼性設計法レベルⅢを用いて防波堤堤体の滑動遭遇確率を計算し、同一の滑動安全率であっても天文潮差や設置水深などの設計条件によって滑動遭遇確率が異なることを明らかにしている。但し、これまでの計算において高潮偏差の出現確率分布は考慮されておらず、高潮が滑動遭遇確率に及ぼす影響は明らかにされていない。

以上の背景を踏まえて本研究では、高潮偏差がWeibull分布に従って出現するという仮定の下で、高潮が防波堤堤体の滑動遭遇確率に及ぼす影響について調べる。

2. 現行設計法における設計潮位の考え方

現行設計法における設計潮位とは、発生し得る潮位の中で防波堤が最も不安定となるものである。高潮偏差を無視して設計する場合には、一般に朔望平均満潮位 H.W.L. が設計潮位となる。しかし、顕著な高潮が発生すると考えられる場所では、高潮の発生を考慮した潮位に対しても堤体の安定性を検討しており、一般にこれが設計潮位となる。この場合の設計潮位としては、

- ① 既往最高潮位（天文潮と高潮偏差を合わせた潮位の最高値）、
- ② 朔望平均満潮位 H.W.L. + 既往最大高潮偏差またはモデル高潮に対する推算偏差、
- ③ 朔望平均満潮位 H.W.L. + 適当な再現期間を持つ高潮偏差（極値分布より推定）、

などがある。これらのうち①と②が一般的であるが、どの程度の出現確率を持つ潮位であるかが明確にされておらず、防波堤の供用年数間にこの潮位を超えないという保証もない。これに対して③では、高潮偏差の出現確率を再現期間によって明確にしているものの、短期間の資料から再現期間の長い確率偏差を推定する場合には誤差が大きくなる。

図-1は、1945年～1994年の50年間における毎時最大偏差の分布を示したものである。太平洋沿岸の多くの場所で0.5m以上の偏差が観測されており、特に伊勢湾や大阪湾では2mを超える偏差も記録されている。また、日本海沿岸の一部の場所でも0.5mを超える偏差が観測されている。しかし、高潮偏差を考慮した設計が実際に行なわれている場所は伊勢湾、大阪湾、瀬戸内海など一部の海域に限られており、設計に高潮偏差が考慮されていない場所の方が多い。

* 正会員 運輸省港湾技術研究所水工部主任研究官（〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1）

** 正会員 運輸省港湾技術研究所水工部波浪研究室長

3. 信頼性設計法における高潮偏差の扱い方

高潮は、気圧低下による吸い上げ、風による吹き寄せ、砕波による平均水位上昇などによって生じる。西村ら(1971)によれば、その最大偏差 ξ (cm)は次式によって表される。

$$\xi = a(1010 - P) + bW^2 \cos \theta + c + dH_{1/3} \quad (1)$$

ここに、 a 、 b 、 c 、 d はそれぞれの場所によって定まる定数、 P は最低気圧(hPa)、 W は最大風速(m/s)、 θ は主風向と最大風速 W とが成す角、 $H_{1/3}$ は砕波前の波高(換算沖波波高と考えても良い)である。また、右辺の第1項は吸い上げ、第2項は吹き寄せ、第4項は砕波による平均水位上昇の効果を表している。ところが、滑動遭遇確率の計算において高潮偏差 ξ を式(1)で与えるためには、最低気圧 P や最大風速 W の出現確率分布が既知であり、これらの値と沖波波高との関係も明らかにされていなければならない。したがって、このようなフローで滑動遭遇確率を計算することは、現時点では非常に困難である。

一方、山口ら(1997)は、観測期間がほぼ30年を超える13地点に対して、高潮偏差の出現確率分布がGumbel分布、Weibull分布、FT-II型分布にあてはまるかどうかを調べ、形状母数が0.75や2.0などのWeibull分布に適合しやすいと報告している。そこで、本論文においては、高潮偏差 ξ がWeibull分布に従って出現し、その未超過確率 $F_{\xi}(\xi)$ が次式で表されるものと仮定する。

$$F_{\xi}(\xi) = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{\xi - B_{\xi}}{A_{\xi}} \right)^{k_{\xi}} \right\} \quad (2)$$

ここに、 A_{ξ} は尺度母数、 B_{ξ} は位置母数、 k_{ξ} は形状母数である。また、小舟(1990)によれば、沖波の年最大波高の出現確率分布は多くの場所で形状母数が2.0のWeibull分布に従う。そこで、本論文においては、沖波波高 X_e もWeibull分布に従って出現し、その未超過確率 $F_X(X_e)$ が次式で表されるものと仮定する。

$$F_X(X_e) = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{X_e - B_X}{A_X} \right)^{k_X} \right\} \quad (3)$$

ここに、 A_X は尺度母数、 B_X は位置母数、 k_X は形状母数である。さて、風波も高潮も台風によって生じる現象であり、沖波波高 X_e と高潮偏差 ξ とは相関があるものと考えられる。そこで、 $F_X(X_e) = F_{\xi}(\xi)$ であると仮定すると、式(2)および式(3)から次式が得られる。

$$\xi = B_{\xi} + A_{\xi} \left(\frac{X_e - B_X}{A_X} \right)^{\frac{k_X}{k_{\xi}}} \quad (4)$$

このような仮定は高山ら(1991)によって提案されたものであるが、これに基づいた滑動遭遇確率の計算は未だ行なわれていない。本論文では、 $X_e = 0$ のときに $\xi = 0$ となるように式(4)をさらに単純化し、次式に示す関係が満たされるように高潮偏差 ξ を与えることにする。

$$\xi = CX_e \quad (5)$$

高潮偏差の出現確率分布の形状母数、尺度母数、位置母数は、それぞれ $k_{\xi} = k_X$ 、 $A_{\xi} = CA_X$ 、 $B_{\xi} = CB_X$ と与える。

尚、本研究の主な目的は、高潮が防波堤堤体の滑動遭遇確率に及ぼす影響を感度分析的に調べることであり、便宜的に式(5)に示すような単純な仮定を採用する。勿論、実際に防波堤を設計する際には、当該地点における高潮偏差と沖波波高との関係を詳細に調べる必要がある。

4. 滑動遭遇確率を計算する上での仮定

(1) 沖波の波高および周期

極値波高 X_e の出現確率分布は形状母数 $k_X = 2.0$ 、尺度母数 $A_X = 2.0$ のWeibull分布 $p_e(X_e)$ に従い、位置母数 B_X は設計沖波波高(50年確率沖波波高) H_{50} によって定める。設計沖波波高 H_{50} は8mを基本ケースとし、4m、6m、10mの場合についても検討する。但し、極値分布関数によって推定された波高 X_e には誤差があり、実際に出現する沖波波高 X_0 は平均が $1.00X_e$ 、標準偏差が $0.10X_e$ の正規分布 $p_0(X_0)$ をなすと仮定する。また、沖波の周期は、波形勾配が常に0.0303となるように波高 X_0 に従属して変化する。

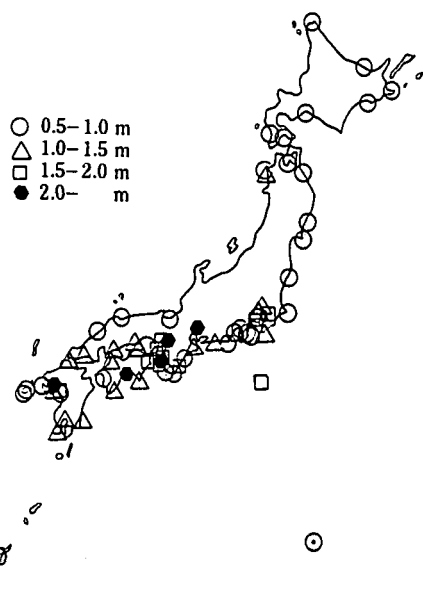


図-1 1945年～1994年における最大偏差
(気象庁および海上保安庁の資料より作成)

(2) 天文潮位

天文潮位との計算には、満潮・干潮および大潮・小潮の再現に必要な M_2 潮, S_2 潮, O_1 潮, K_1 潮に加え、季節変化の再現に必要な S_{aa} 潮も考慮する。天文潮差（朔望平均満潮位 H.W.L. - 朔望平均干潮位 L.W.L.） ζ は 1.5m を基本ケースとし、0.5m, 2.5m, 3.5m の場合についても検討する。与える調和定数は、それぞれ神戸、舞鶴西、名古屋、松山における調和定数を、天文潮差が所定の値となるように、潮高比によって合わせ込んだものである。また、舞鶴西では冬季風浪が発達する季節（12月～2月）、その他の場所では台風が来襲する季節（8月～10月）の出現確率分布 $p_{\xi}(\xi)$ を与える。

(3) 高潮偏差

高潮偏差 ξ は沖波波高 X_e に比例し、その出現確率分布 $p_{\xi}(\xi)$ は形状母数 $k_{\xi} = 2.0$ の Weibull 分布に従うものとする。50 年確率偏差 ξ_{50} が 0～3m となる Weibull 分布について検討し、その尺度母数 A_{ξ} および位置母数 B_{ξ} は式 (5) の関係が満たされるように与える。極値分布関数から推定された高潮偏差にも誤差はあるが、滑動遭遇確率に及ぼす影響は沖波波高の推定誤差と比べて小さいと考えられる。また、沖波波高の推定誤差がどの程度であるかについては十分に究明されていない。そこで本論文では、沖波波高の推定値 X_e から高潮偏差 ξ を直接与え、高潮偏差の推定誤差は無視する。

(4) 海底地形および波浪変形計算

防波堤周辺の海底地形は勾配が 1/100 の直線等深線海岸とし、防波堤は等深線に対して 30deg の角度で設置されているものとする。また、沖波および堤前波の主波向きは等深線に対して直角とする。したがって、堤体への未補正入射角は 30deg、設計安全率の計算に用いる補正済入射角は 15deg となる。堤前波の最高波高 X_{Me} は合田 (1975) の略算式を用いて求める。但し、この推定値 X_{Me} には誤差があり、実際の最高波高 X_M は平均が $0.87X_{Me}$ 、標準偏差が $0.09X_{Me}$ の正規分布 $p_M(X_M)$ に従うものとする。

(5) 防波堤の構造形式および作用波力

防波堤の構造形式は図-2に示すような混成堤とする。堤体の天端高 h_c は $0.6H_{1/3}$ ($H_{1/3}$: 堤前波の有義波高) とし、堤体幅 B は補正済入射角に対して滑動安全率が 1.2 となるように定める。堤体に作用する波力は、高橋ら (1992) の衝撃波力係数を用いた式によって算定する。但し、この算定値 P_e には誤差があり、実際の波力 P は平均が $0.88P_e$ 、標準偏差が $0.22P_e$ の正規分布 $p_P(P)$ をなすものとする。

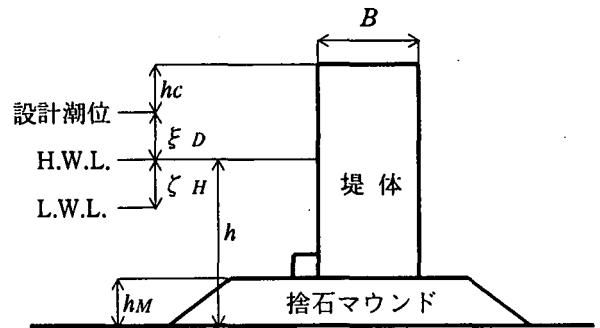


図-2 防波堤断面

(6) 堤体と捨石マウンドの間の摩擦係数

実際の摩擦係数 f は、設計値 $f_D = 0.6$ に対してばらつきがあり、平均が $1.06f_D$ 、標準偏差が $0.16f_D$ の正規分布 $p_f(f)$ に従うものとする。

(7) 滑動遭遇確率

極値波浪に対する滑動確率 p_S は、未補正入射角に対する波力を用いて、次式によって計算する。

$$p_S = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \{ p_f(f) p_P(P) p_M(X_M) p_0(X_0) p_{\xi}(\xi) p_e(X_e) p_{\zeta}(\zeta) \} df dP dX_M dX_0 d\xi dX_e d\zeta \quad (6)$$

ここに、 f_0 は滑動安全率が 1 となる摩擦係数である。供用年数を 50 年と仮定した場合の滑動遭遇確率 P_S は、次式によって計算する。

$$P_S = 1 - (1 - p_S)^{50} \quad (7)$$

5. 高潮偏差が滑動遭遇確率に及ぼす影響

本章では、現行設計法に基づく設計をする際に高潮偏差を無視し、朔望平均満潮位 H.W.L. を設計潮位に選んだ場合 ($\xi_D = 0$) の滑動遭遇確率について調べる。マウンド高 h_M は (0.4h-2.5)m を標準とする。

(1) 設置水深による比較

図-3は滑動遭遇確率を設置水深 h によって比較したものである。設置水深 h が 15m 以下では、高潮が発生すると滑動遭遇確率 P_S は顕著に大きくなる。例えば設置水深 $h=10$ m では、50 年確率偏差 $\xi_{50}=1$ m の Weibull 分布に従って高潮偏差が出現する場合の滑動遭遇確率が、全く高潮偏差の生じない場合 ($\xi_{50}=0$ m) の約 3 倍にもなる。高潮によってこのように滑動遭遇確率が増加する理由の 1 つは、潮位が高くなると堤体に作用する浮力が大きくなり、捨石マウンドとの間の摩擦抵抗力が低下することである。また、図-4は水深 h による最高波高 H_{max} の変化を示したものであり、沖波波高 H_0 が 8.0m のときの最高波 H_{max} は水深 h が 17m 以下になると碎波によって減少する。つまり、潮位の上昇によって入射波高が大きくなり、堤体に作用する波力も増大する。したが

って、このように設置水深の浅い防波堤に対して統一的な安全性を保証するためには、高潮偏差を考慮した設計潮位を用いて設計する必要がある。

一方、設置水深 h が 17.5m 以上であれば、図-4に示したように、沖波波高 H_0 が 8.0m のときの最高波 H_{max} は碎波減衰しない。つまり、潮位が高くなっても、堤体への入射波高はそれ以上大きくならない。さらに、設置水深 h が深くなるにつれて防波堤堤体の高さも増えるので、高潮による浮力の増加が堤体の水中重量に及ぼす影響も相対的には小さくなる。その結果、高潮が発生しても滑動遭遇確率 Ps はほとんど増加しない。したがって、設置水深の深い防波堤の設計潮位に高潮偏差を考慮することは、設置水深の浅い防波堤ほど重要ではない。

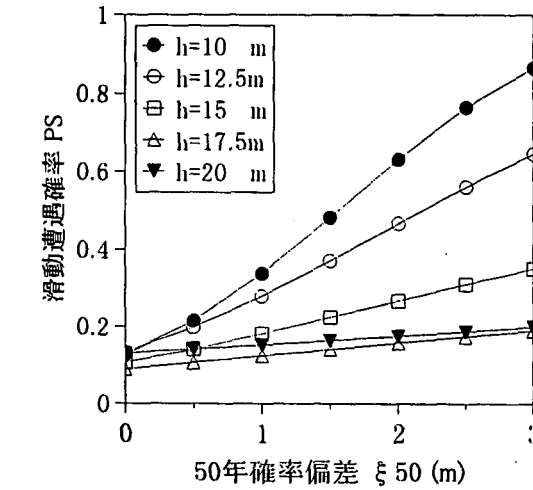


図-3 設置水深 h による比較 ($H_{50}=8\text{m}$, $\zeta H=1.5\text{m}$)

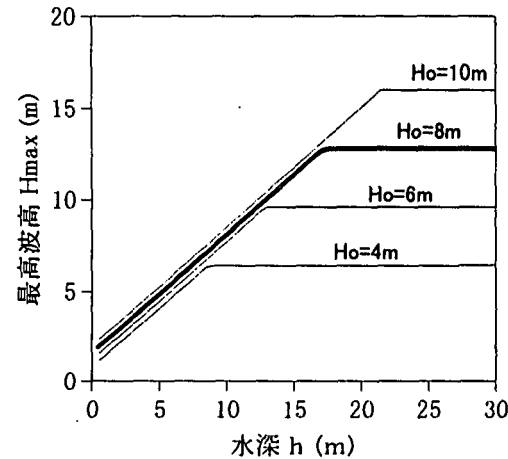
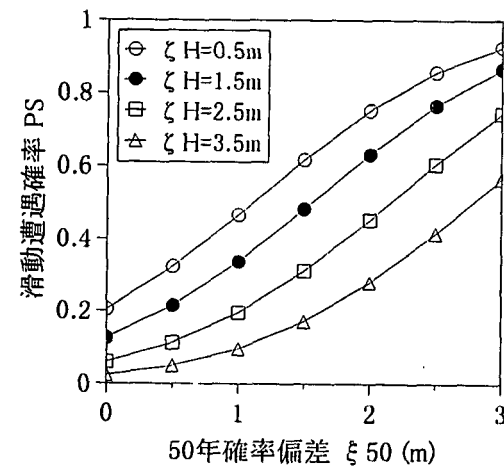


図-4 水深による最高波高の変化

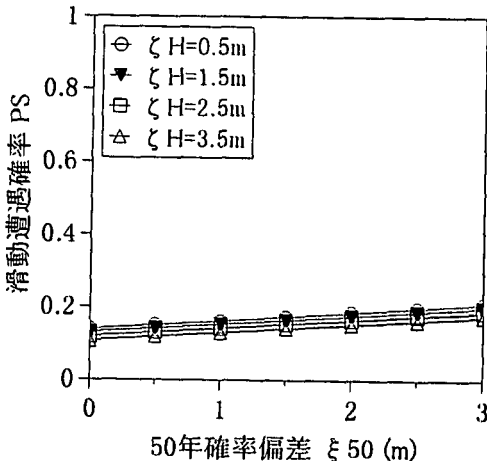
(2) 天文潮差による比較

図-5は滑動遭遇確率を天文潮差によって比較したものである。天文潮差 $\zeta H=0.5\text{m}$ は日本海沿岸、 $\zeta H=1.5\text{m}$ および 2.5m は太平洋沿岸（神戸など瀬戸内海の入を含む）、 $\zeta H=3.5\text{m}$ は瀬戸内海奥部における典型的な天文潮差である。設置水深 $h=10\text{m}$ と $h=20\text{m}$ の両方において、天文潮差 ζH が小さいほど滑動遭遇確率 Ps は大きくなっている。天文潮差が小さい場合には、常に設計潮位に近い潮位であり、防波堤堤体の安全性の余裕は小さい。その結果、天文潮差 ζH が小さいほど滑動遭遇確率 Ps は大きくなる。このような傾向は、設計沖波クラスの波浪が出現したときに堤前波の最高波高 H_{max} が碎波の影響を受けているような、設置水深 h の浅い防波堤において顕著である。

また、何れの天文潮差 ζH においても、滑動遭遇確率 Ps は 50 年確率偏差 ξ_{50} に比例して大きくなる。設置水深 $h=10\text{m}$ においてその傾向は顕著であり、天文潮差 $\zeta H=0.5\text{m}$ で高潮が全く生じない場合の滑動遭遇確率は、天文潮差 $\zeta H=2.5\text{m}$ で高潮偏差が 50 年確率偏差 $\xi_{50}=1.0\text{m}$ の Weibull 分布に従って出現する場合の滑動遭遇確率と同程度になっている。



(a) 設置水深 $h=10\text{m}$

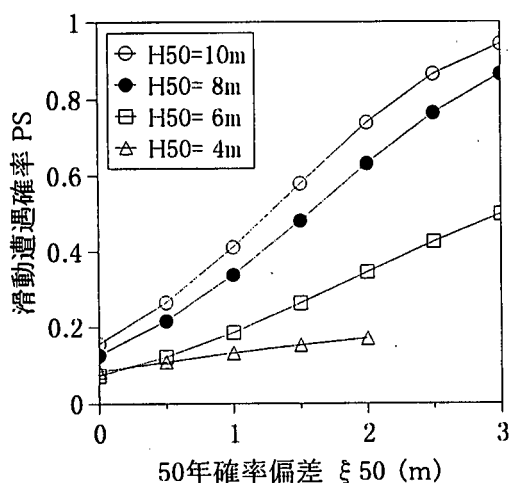


(b) 設置水深 $h=20\text{m}$

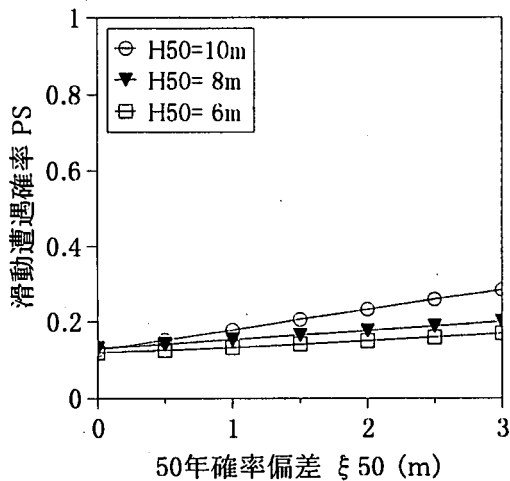
図-5 天文潮位差 ζH による比較 ($H_{50}=8\text{m}$)

(3) 設計沖波波高による比較

図-6は滑動遭遇確率を設計沖波波高（50年確率沖波波高）によって比較したものである。但し、設置水深 h が20mで設計沖波波高 H_{50} が6mのケースについては、マウンド高 h_M を標準より2m高い8mとした。図-4に示したように、設計沖波波高 H_{50} が設置水深 $h=10\text{m}$ に対して4m以下、設置水深 $h=20\text{m}$ に対して8m以下であれば、堤前波の最高波高 H_{max} は砕波減衰をしない。このような条件では、高潮の発生によって堤体に作用する浮力が増加することはあっても、堤前波高がそれ以上増加することはないので、滑動遭遇確率 P_s はあまり増加しない。一方、設計沖波波高 H_{50} がこれらより大きい場合には、高潮が発生することによって堤前波高が大きくなるので、滑動遭遇確率 P_s は顕著に増加する。



(a) 設置水深 $h=10\text{m}$



(b) 設置水深 $h=20\text{m}$

図-6 設計沖波波高による比較 ($\zeta H=1.5\text{m}$)

6. 設計潮位の取り方による滑動遭遇確率の比較

(1) 検討する設計潮位

高潮偏差が顕著な場所では、実際には何らかの偏差を考慮して設計をしていることが多い。そこで本章では、以下に示す3種類の設計潮位を採用して堤体を設計した場合について滑動遭遇確率を比較する。

① 朔望平均満潮位 H.W.L. ($\xi D=0$)

② 朔望平均満潮位に50年確率偏差の半分を上乗せした潮位 $H.W.L.+0.5 \xi 50$ ($\xi D=0.5 \xi 50$)

③ 朔望平均満潮位に50年確率偏差を上乗せした潮位 $H.W.L.+ \xi 50$ ($\xi D= \xi 50$)

一般的に使われている設計潮位は③であり、②は①と③の中間のケースとして計算する。

マウンド高 h_M は、設置水深 $h=10\text{m}$ に対して1.5m、設置水深 $h=20\text{m}$ に対して $(5.5+0.5 \xi D)\text{m}$ とする。図-7は、設置水深 h が10mの場合について、朔望平均満潮位 H.W.L. を基準とした天端高 $\xi D+hc$ と堤体幅 B を示したものであり、高潮偏差を考慮することによって天端高だけではなく堤体幅も増加している。

(2) 滑動遭遇確率の相違

図-8は採用した設計潮位によって滑動遭遇確率を比較したものである。朔望平均満潮位に50年確率偏差を上乗せした潮位 $H.W.L.+ \xi 50$ を設計潮位に採用することによって、滑動遭遇確率 P_s はほぼ一定に抑えられている。また、朔望平均満潮位に上乗せする偏差を50年確率偏差の半分にしても、滑動遭遇確率 P_s の増加をある程度は抑えることができる。例えば、50年確率偏差 $\xi 50=3.0\text{m}$ のWeibull分布に従って高潮偏差が出現する場所であっても、高潮が全く生じない場所 ($\xi 50=0\text{m}$) の3倍程度の滑動遭遇確率となっている。

但し、設計潮位の取り方によって滑動遭遇確率 P_s に顕著な差が出るのは、設置水深 h が浅い場合である。設計沖波が出現したときに堤前波が砕波しないほど深い場合には、高潮によって潮位が高くなっても堤前波高には変化がなく、浮力の増加も堤体重量に対して小さいので、結果として、どのような設計潮位を採用しても滑動遭遇確率 P_s にほとんど差はない。

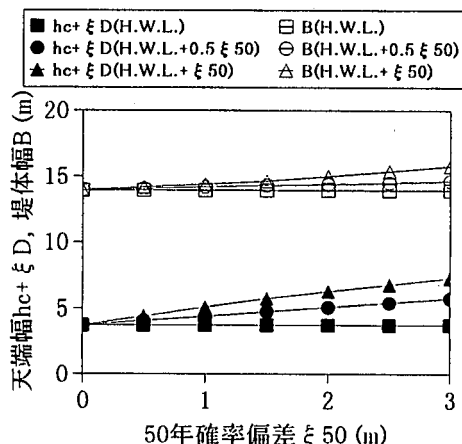
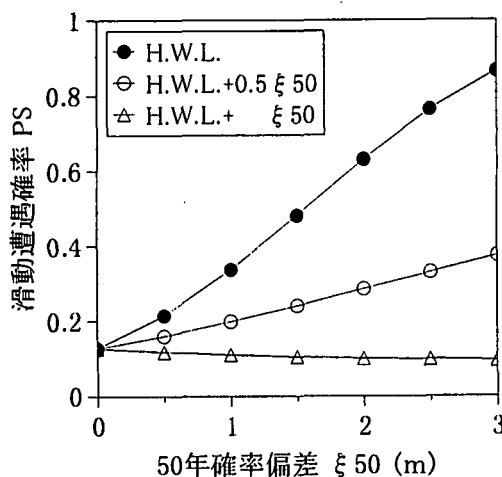
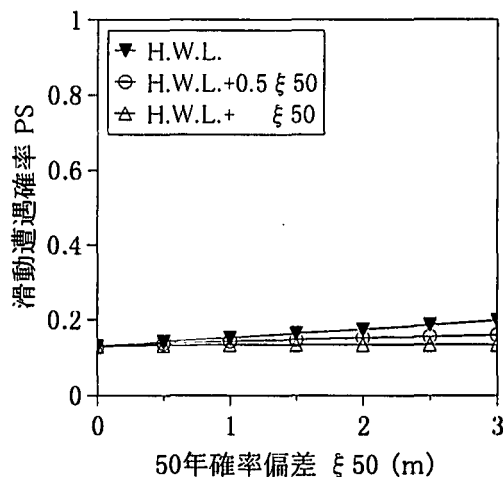


図-7 設計潮位による天端高と堤体幅の比較



(a) 設置水深 $h=10\text{m}$



(b) 設置水深 $h=20\text{m}$

図-8 設計潮位の取り方による比較 ($H_{50}=8\text{m}$, $\zeta H=1.5\text{m}$)

7. おわりに

本研究において得られた結論は以下の通りである。

- ①高潮によって堤体の滑動遭遇確率は大きくなる。堤体が砕波帯に設置され、高潮によって堤体の水中重量が減少するだけでなく、堤前波高も大きくなるような条件において、その傾向は顕著である。
- ②朔望平均満潮位 H.W.L. に 50 年確率偏差を上乗せした潮位で設計すれば、高潮偏差が全くない場合と同程度の滑動遭遇確率に抑えることができる。

また、本研究では高潮偏差が沖波波高に比例すると仮定したが、信頼性設計法を用いて実際に防波堤を設計するためには、以下の点について検討が必要である。

- ①高潮偏差の出現確率分布がどのような極値分布関数に従うのか。
- ②沖波波高と高潮偏差にどのような相関関係があるのか。
- ③高潮偏差がピークになる時刻と堤前波高がピークになる時刻は一致するのか。

参考文献

- 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正 (1996) : 潮位の発生確率分布と防波堤の安定性について, 海洋開発論文集, 第 12 巻, pp.261-266.
- 河合弘泰・平石哲也・関本恒浩 (1997a) : 防波堤堤体の設計における不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響, 海洋開発論文集, 第 13 巻, pp.579-584.
- 河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也 (1997b) : 潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率, 港湾技術研究所報告, 第 36 巻, 第 4 号, pp.3-41.
- 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.
- 小舟浩治 (1990) : わが国沿岸域における波浪観測手法と出現波浪の特性に関する研究, 港湾技研資料, No.668, 183p.
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1997) : モンテカルロ法を用いた混成防波堤の期待滑動量の計算, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp.831-835.
- 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992) : 混成堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp.676-680.
- 高山知司・藤井 久 (1991) : 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討, 港湾技術研究所報告, 第 30 巻, 第 4 号, pp.35-64.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰・藤咲秀可 (1994) : 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, 36p.
- 西村一夫・田中則男・竹内秀哲 (1971) : 日本海北部沿岸の異常気象時における潮位特性について, 第 18 回海岸工学講演会論文集, pp.241-244.
- 半沢 稔・高橋重雄・下迫健一郎 (1996) : モンテカルロ法を用いた消波ブロックの期待被災度の計算, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.796-800.
- 山口正隆・大福 学・畑田佳男 (1997) : わが国沿岸における気象・海象要素の極値の再評価, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp.186-190.