

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

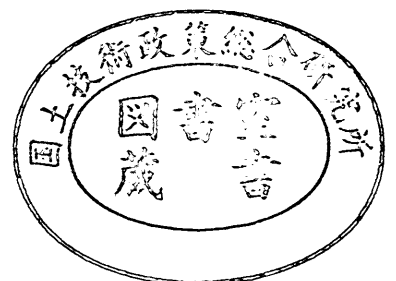
---

VOL. 36

NO. 4

DEC. 1997

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第36巻 第4号 (Vol.36, No. 4), 1997年12月 (Dec. 1997)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率  
.....河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也 ..... 3  
Failure Probability of Breakwater Caisson for Tidal Level Variation  
Hiroyasu KAWAI, Tomotsuka TAKAYAMA, Yasumasa SUZUKI, and Tetsuya HIRAISHI
  
2. 水中溶接された鋼矢板構造物の破断メカニズムと破断モードの改善に関する材料学的研究  
.....福手 勤・阿部正美・長谷川博行・松田史朗 ..... 43  
A Study on Fractural Mechanism and Its Improvement  
for Underwater-Welded Steel Sheet Pile Structures  
Tsutomu FUKUTE, Masami ABE, Hiroyuki HASEGAWA, and Shirou MATSUDA

## 潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率

河合弘泰\*  
高山知司\*\*  
鈴木康正\*\*\*  
平石哲也\*\*\*\*

### 要 旨

防波堤の堤体は所定の安全率（滑動および転倒に対して 1.2 以上）を持つように設計されてきた。しかし、所定の安全率は絶対的な安全性を保証するものではなく、現に毎年数回の割合で滑動または転倒している。この原因の一つは、設計における不確定要因であると考えられる。そこで、本論文では、信頼性設計に関する既往の研究において取り扱いが不十分であった潮位について検討するとともに、信頼性設計法レベルⅢを用いて既設の防波堤堤体の被災遭遇確率や期待滑動量を計算した。さらに、現行設計法と信頼性設計法によって設計された堤体幅を比較した。

本論文の主要な結論は以下の通りである。

- ①平成元年度から 5 年度を対象とした被災事例調査の結果から、供用年数を 50 年間と仮定した場合の被災遭遇確率を求めると  $10^{-2}$  ないし  $10^{-3}$  のオーダーである。
- ②主要 4 分潮を用いて全国 96 地点における天文潮位の発生確率分布を計算した。潮位の最瀬値は平均海面 M.S.L. 付近にあり、朔望平均満潮位 H.W.L. に近い潮位が発生する確率は小さい。また、確率分布の形は海域によって異なるが、地理的に近くとも周囲と大きく異なる場所もある。被災遭遇確率や期待滑動量の計算において、潮位変化は主要 4 分潮を用いて計算する必要がある。単純な  $\cos$  波で近似すると被災遭遇確率や期待滑動量の値は大きく見積もられる。
- ③既設の防波堤堤体の滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量は、安全率が同じであっても構造形式や潮位差などの条件によって異なる。混成堤の安全率 1.2 に対応する平均的な滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量はそれぞれ 0.099, 0.0064, 2.1cm である。
- ④信頼性理論を用いると設計条件を反映した合理的な設計ができる。例えば、太平洋側では潮位差の小さい日本海側よりも堤体幅を狭くすることができる。また、期待総費用が最小となる設計法を用いると、現行設計法よりも建設コストを削減できる可能性がある。

### キーワード

防波堤堤体, 信頼性理論, 不確定要因, 被災遭遇確率, 期待滑動量, 期待総費用

---

\* 水工部波浪研究室  
〒 239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1  
Tel : 0468-44-5010, Fax : 0468-41-3888, E-mail : kawai@cc.phri.go.jp

\*\* 元 水工部長 (現 京都大学防災研究所教授)

\*\*\* 前 水工部波浪研究室長 (現 運輸省港湾局付, トルコ港湾水理研究センター)

\*\*\*\* 水工部波浪研究室長

## Failure Probability of Breakwater Caisson for Tidal Level Variation

Hiroyasu KAWAI\*

Tomotsuka TAKAYAMA\*\*

Yasumasa SUZUKI\*\*\*

Tetsuya HIRAISHI\*\*\*\*

### Synopsis

In the present design method of breakwater, the safety factors for sliding and overturning should be larger than 1.2. But such safety factors do not matter the absolute safety. A few breakwater caissons designed in the present design method cause slide or overturn damages every year. In this paper, the occurrence probability distributions of tidal level are calculated. The failure probability and expected sliding distance are computed by the reliability design method. The caisson width determined by the reliability design method is compared with that by the present deterministic design method.

The main conclusions of this paper are as follows:

- (1) According to the result of field investigation during 1989 to 1993, the encounter probability of failure during 50 years is between  $10^{-2}$  and  $10^{-3}$ .
- (2) The occurrence probability distributions of astronomical tidal level at 96 ports in Japan are calculated with four major tidal constituents. The occurrence probability density of tidal elevation around the high water level is much smaller than the density around the mean sea level. The distribution shapes can be classified into several categories mainly depending on the location. It is necessary to calculate tidal level with four major tidal constituents in estimation of sliding and overturning failure probabilities and expected sliding distance of breakwater caisson.
- (3) The encounter probability of breakwater damage is influenced by structural types and design conditions such as tidal amplitude. The mean values of encounter probabilities of sliding failure and overturning, and expected sliding distance become 0.099, 0.0064, and 2.1cm respectively.
- (4) Adopting reliability design method, the breakwater caisson width in the Sea of Japan is larger than that in the Pacific Ocean because of the difference of tidal amplitude. The cost minimum design method makes it possible to reduce the breakwater width and expected total construction cost.

**Keywords:** breakwater caisson, reliability design method, uncertain factor, encounter probability of failure, expected sliding distance, expected total construction cost

---

\* Member of Wave Laboratory, Hydraulic Engineering Division  
Address: 1-1, 3-chome, Nagase, Yokosuka, Kanagawa, 239-0826, JAPAN  
Tel : +81-468-44-5010, Fax : +81-468-41-3888, E-mail : kawai@cc.phri.go.jp

\*\* Ex-Director of Hydraulic Engineering Division  
(Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University)

\*\*\* Ex-Chief of Wave Laboratory, Hydraulic Engineering Division (Port and Harbour Bureau)

\*\*\*\* Chief of Wave Laboratory, Hydraulic Engineering Division

# 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	7
2. 防波堤堤体の被災の実態 .....	7
2.1 被災調査の方法 .....	7
2.2 被災調査に基づく被災遭遇確率 .....	8
2.3 設計における不確定要因 .....	11
3. 潮位の発生確率分布 .....	14
3.1 設計で考慮する潮汐 .....	14
3.2 天文潮位の計算方法 .....	14
3.3 日本各地における天文潮位の発生確率分布 .....	16
4. 信頼性理論に基づく防波堤堤体の被災遭遇確率 .....	21
4.1 信頼性理論の概要 .....	21
4.2 被災遭遇確率の計算方法 .....	23
4.3 不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響 .....	25
4.4 既設防波堤の安全性 .....	26
5. 現行設計法と信頼性設計法による堤体幅の比較設計 .....	30
5.1 設計条件 .....	30
5.2 設計基準 .....	31
5.3 堤体幅による被災遭遇確率の変化 .....	32
5.4 設計法による堤体幅の比較 .....	34
6. 信頼性設計法の導入に向けた今後の課題 .....	36
6.1 不確定要因の究明 .....	36
6.2 許容値の設定 .....	37
6.3 その他の課題 .....	38
7. 結論 .....	38
8. あとがき .....	38
謝辞 .....	38
参考文献 .....	38
記号表 .....	40

## 1. まえがき

これまで防波堤の堤体は滑動と転倒に対して所要の安全率を持つように設計されてきた。しかし、所要の安全率は絶対的な安全性を保証するものではなく、毎年数函という小さな割合ではあるものの、台風や低気圧に起因する高波などによって被災している。その原因としては、

- ①設計沖波を超える沖波が出現する可能性がある、
- ②沖波推定、波浪変形計算、波力算定に誤差がある、
- ③摩擦係数やケーソン自重は設計値に対してばらつきを持っている、

ことなどが考えられる。

現行設計法では、これらの不確定要因によって生じる危険性に対してある程度の余裕を持たせるために、所要の安全率を1ではなく1.2に定めている。被災遭遇確率や期待変形量という面から明確な根拠があつて1.2という数値が選ばれたわけではないが、堤体の滑動や転倒が年平均で数函しか発生していないことは紛れもない事実であり、安全率1.2という安全基準は十分な安全性を保証していると言える。

しかし、安全率1.2で設計された防波堤の安全性（裏返しに言えば、被災確率や変形量）がどの程度であるのかは明確でない。また、同じ安全率1.2で設計されたとしても、設計条件などによって安全性に違いがあると考えられる。さらに、防波堤の建設にはもともと多額の費用が必要であり、特に近年では建設コストの縮減が求められている。

このような問題を解決するためには、不確定要因を確率論的に扱い、「供用年数間における被災遭遇確率（あるいは期待変形量）」によって防波堤の安全性を照査する必要がある。このような設計体系を「信頼性設計法」という。信頼性設計法を用いることによって初めて、構造物の持つ機能や重要度に応じて過不足のない設計が可能となる。

以上のような認識に立って、高山ら(1991b,1991c)およびTakayamaら(1993)は波浪変形計算および波力算定式の誤差や、摩擦係数および堤体自重のばらつきについて調べた。さらに、これらの不確定要因を確率論的に考慮して、高山(1989)は堤体の滑動遭遇確率、高山ら(1994a,1994b)は転倒遭遇確率、河合ら(1996a,1996b)は下迫ら(1994)の滑動モデルを用いて期待滑動量を計算する方法を検討した。これらの研究を通じて、現行設計法によって設計された堤体の安全性が明らかにされつつある。また、現行設計法による堤体幅よりも若干狭い堤体

幅を採用することによって、初期建設費と期待復旧費の和を小さくし得ることも、高山ら(1994a,1994b)によって示されている。

以上のことを踏まえて本論文では、まず、全国の既設函数および被災函数を調査し、既設防波堤の安全性の程度を明らかにする(第2章)。次に、様々な不確定要因がある中で、信頼性設計に関する既往の研究(例えば、高山ら,1989～1994b)では取り扱いが不十分であった、潮位の発生確率について検討する(第3章)。そして、この発生確率分布を用いて、既設の防波堤堤体約50函の、供用年数間における滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量を信頼性理論に基づいて計算し、安全性の程度を明らかにする(第4章)。さらに、この結果をもとに滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量の許容値を仮定し、現行設計法と信頼性設計法によって設計された堤体幅を比較する(第5章)。以上の考察においては、潮位という不確定要因が及ぼす影響に特に着目する。最後に、信頼性設計法を導入するために今後必要とされる研究について述べる(第6章)。

## 2. 防波堤堤体の被災の実態

### 2.1 被災調査の方法

運輸省第一、第二、第三、第四、第五港湾建設局、並びに北海道開発局、沖縄総合事務局の管内において、平成元(1989)年度から平成5(1993)年度における、防波堤堤体の既設函数および被災函数を調査した。防波堤の建設は「年度」を単位として実施されている。被災は一般に「年」によって整理されているが、発生した月を容易に調べることができる。そこで、今回の調査では「年度」によって整理した。

対象とする防波堤は、運輸省第一、第二、第三、第四、第五港湾建設局、並びに北海道開発局、沖縄総合事務局が自ら整備したもの(以下では「直轄の防波堤」と記す)に限定した。したがって、直轄以外の防波堤の被災の実態を把握するためには、ここに記すような調査を別途実施する必要がある。

構造形式は混成堤と消波工被覆堤とし、消波工の端部付近において天端が下がりつつある区間(不完全消波)は便宜的に混成堤に分類した。

「被災」は「堤体の滑動または転倒」と定義し、堤体の上部工のみが破損したものや、消波工が散乱しただけで堤体に滑動や転倒が生じなかったものは含まない。さらに、施工途中や暫定断面の被害、風浪以外の外力(地震や津波)による被害も除いた。例えば、調査対象期間

中である平成 5(1993)年には北海道南西沖地震津波が発生しているが、これによる被害は除いた。

なお、この被災調査は、防波堤の新設計法に関する技術開発ワーキンググループ（実施期間：平成 6～8 年度、事務局：港湾技術研究所水工部波浪研究室）が、各港湾建設局に御尽力をいただいで実施したものである。

## 2.2 被災調査に基づく被災遭遇確率

### (1) 既設函数および被災函数

表-2.1は被災調査の結果を示したものである。全国には平成 5 年度末現在で、混成堤が約 9,000 函、消波工被覆堤が約 7,000 函設置されており、混成堤の約 1/3 と消波工被覆堤の約 1/4 が合田(1973)の波力算定式を用いて設計されたものである。

調査の対象とした 5 年間では、混成堤 30 函と消波工被覆堤 2 函が滑動または転倒している。被災函数の多い年度と少ない年度の差が大きく、調査対象期間中では平成 2(1990)年度と 5(1993)年度に集中している。さらに、平成 2 年度の 15 函のうちの 11 函は低気圧による風浪によって平成 3 年 2 月 16 日または 17 日に被災し、平成 5 年度の 13 函のうちの 10 函は台風 13 号による風浪によって 9 月 3 日に被災した。

ちなみに、宮井ら(1993)の資料を用いて、昭和 58 年～平成 3 年における堤体の被災件数（函数ではなく件数）を数えると、直轄の防波堤は 18 件、直轄以外の防波堤は 49 件であった。

表-2.1 直轄の防波堤堤体の既設函数および被災函数

年 度	混成堤		消波工被覆堤	
	既設函数 (函)	被災函数 (函)	既設函数 (函)	被災函数 (函)
平成元(1989)	8,461 (2,320)	0 (0)	6,522 (1,266)	0 (0)
平成 2 (1990)	8,641 (2,487)	13 (12)	6,640 (1,367)	2 (2)
平成 3 (1991)	8,809 (2,663)	3 (0)	6,742 (1,460)	0 (0)
平成 4 (1992)	8,923 (2,777)	1 (1)	6,844 (1,544)	0 (0)
平成 5 (1993)	9,023 (2,894)	13 (6)	6,991 (1,674)	0 (0)

上段：波力公式によらず全ての堤体

(下段)：合田の波力算定式を用いて設計した堤体

### (2) 供用年数間における被災遭遇確率

1 年あたりの平均被災確率  $p_f$  および供用年数を 50 年

と仮定したときの被災遭遇確率  $P_f$  は次式によって表される。

$$p_{fy} = \frac{N_{fy}}{N_{u,y}} \quad (2.1)$$

$$P_f = \frac{1}{y_2 - y_1 + 1} \sum_{y=y_1}^{y_2} p_{fy} \quad (2.2)$$

$$P_f = 1 - (1 - p_f)^{50} \quad (2.3)$$

ここに、

$N_{fy}$  :  $y$  年度における被災函数

$N_{u,y}$  :  $y$  年度における既設函数

$y$  : 調査年度 ( $y=y_1 \sim y_2$ )

$p_{fy}$  :  $y$  年度における被災確率

である。今回の調査結果によれば、平均被災確率  $p_f$  は混成堤で  $7 \times 10^{-4}$ 、消波工被覆堤で  $6 \times 10^{-5}$  である。また、供用年数間における被災遭遇確率  $P_f$  は混成堤で  $3 \times 10^{-2}$ 、消波工被覆堤で  $3 \times 10^{-3}$  である。

ところで、式(2.3)には「供用年数中に被災確率  $p_f$  が変化しない」という前提が含まれている。そこで、調査の対象とした 5 年間で、他の年代と比べて被災の多い年代であったかどうか調べてみる。

まず、図-2.1は、永井ら(1993)他による波浪観測資料をもとに、調査対象期間を含む過去 21～25 年間に発生した上位 30 擾乱の経年分布を示したものである。この図から、大きな波浪は昭和 44(1969)年度、昭和 55(1980)年度、平成 2(1990)年度の前後に集中して発生したことが分かる。約 10 年周期で大きな波浪が集中的に発生する理由は定かでないが、例えば泉宮ら(1994)は、太陽の黒点数と猛烈な台風の強度との間に相関性があることを指摘している。一方、日本海に面する酒田や金沢の擾乱は主として冬季風浪によるものであるもので、強い冬型の気圧配置も約 10 年周期で起きていることになる。

次に、図-2.2は、宮井ら(1993)が、昭和 40(1965)年～平成 3(1991)年における防波堤の被災件数を示したものである。但し、この図に示した被災には、直轄以外の防波堤、消波工やマウンドなど堤体以外の被災を含んでいる。また、年度ではなく年、堤体の函数ではなく被災の件数で整理しており、表-2.1の値と比較するときには注意されたい。この図から、被災件数は大きな極値波浪が発生した年代とよく対応していることが分かる。

以上のことを総括すると、今回調査の対象とした 5 年間は、どちらかというと被災が多く発生した時期であったと考えられる。したがって、供用年数間における真の

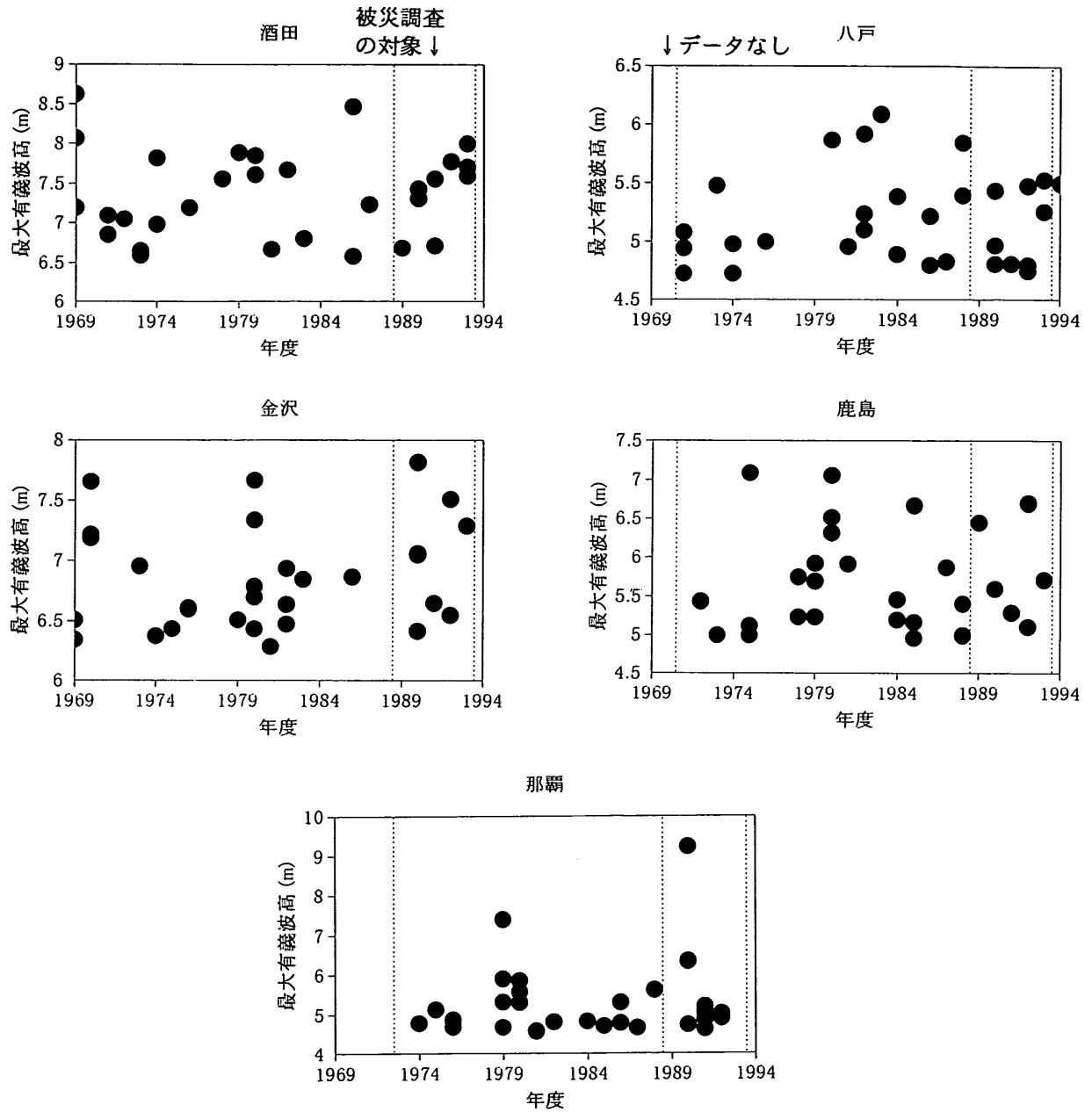


図-2.1 上位 30 擾乱の経年分布



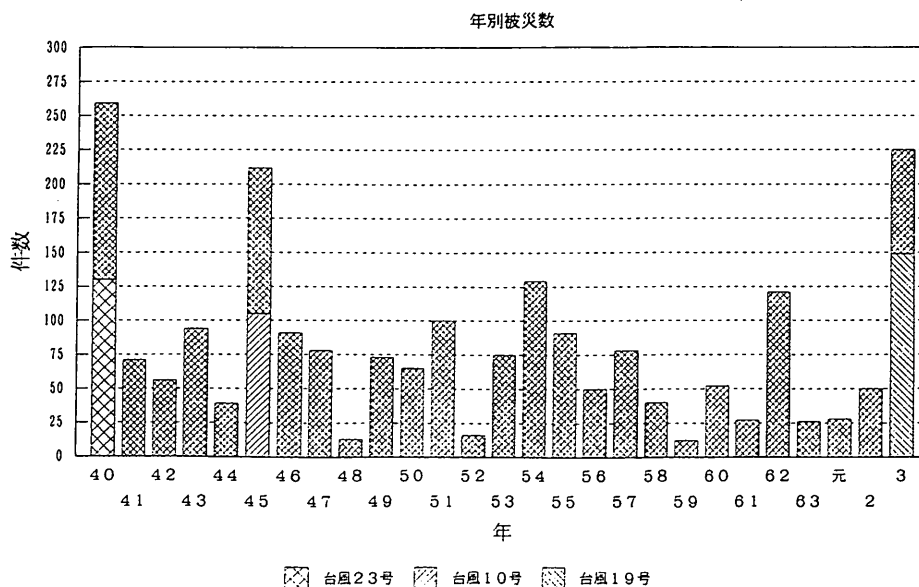


図-2.2 年別被災件数 (宮井, 1993 より)

被災遭遇確率  $P_f$  は、前述の値 (混成堤:  $3 \times 10^{-2}$ , 消波工被覆堤:  $3 \times 10^{-3}$ ) より少し小さいと考えられる。

(3) 合田式を用いて設計された堤体の被災確率

表-2.1に示したように、合田式を用いて設計された堤体、すなわち比較的新しく設置された堤体は、既設函数で混成堤の約 1/3 および消波工被覆堤の約 1/4 に過ぎない。しかし、被災函数では混成堤 30 函中 19 函および消波工被覆堤 2 函全てが合田式を用いて設計されたものであり、合田式による堤体の方が被災確率が大いという結果になっている。このような結果が得られた背景としては、以下の3つが考えられる。

- ①最近では、大水深域にも防波堤が設置されるようになった。設計堤前波が碎波の影響を受けないほど深い場所には、設計堤前波を上回る波浪が来襲し得る。
- ②防波堤が平均的にみて沖へ沖へと建設されるとするならば、それ以前に設置された防波堤は、第一線防波堤としての役割を終えて安全性に余裕ができる。
- ③合田式はそれ以前の波力公式よりも精度良く波力を算定できる。そのため、設計波力を上回る波力が作用した場合には、合田式で設計された堤体の方が被災しやすくなる。

すなわち、合田式を採用したことだけが被災確率の増加に寄与しているわけではない。

(4) 滑動と転倒による被災確率の違い

調査対象期間中に被災した 32 函のうちの 31 函が滑動であり、転倒は平成 2 年度に紋別港で起きた混成堤 1 函のみである。但し、後述する通り、紋別港の被災はマウンドの洗掘が切っ掛けとなったものであり、波力による転倒モーメントだけによって転倒した堤体は 1 函もない。

このように転倒が滑動に比べて著しく少ない理由としては、以下の2つが考えられる。

- ①信頼性理論を用いた検討によれば、転倒安全率 1.2 に対応する転倒遭遇確率は、滑動安全率 1.2 に対応する滑動遭遇確率よりもずっと小さい (高山ら, 1994a, 1994b; 河合ら, 1996b, 1997a)。
- ②一般に堤体幅は滑動または端し圧によって決まる。転倒安全率が滑動安全率よりも大きな値になっていることが多い。

(5) 被災時の条件

表-2.2は、表-2.1に示した 32 函が被災した時の条件をまとめたものである。

まず、波浪条件について着目すると、被災の多くは設計波高あるいは設計潮位を上回ったときに起きている。しかし、堤体は滑動および転倒に対して安全率が 1.2 以

表-2.2 被災時の条件

被災時の状況		該当函数
波浪 条件	設計波高(沖波または堤前波)のみ超過	5 / 32
	設計潮位のみ超過	8 / 32
	設計波高と設計潮位の両方を超過	16 / 32
	設計波高も設計潮位も未超過	3 / 32
設置 位置	消波工端部、隅角部、堤頭部の何れか	23 / 32
	上記以外 (標準部)	9 / 32
他の 被災	消波工も同時に被災	15 / 32
	基礎も同時に被災	18 / 32
	根固も同時に被災	29 / 32
	被覆石も同時に被災	24 / 32

上となるように設計されており、波浪変形計算や波力算定などに誤差がないと仮定するならば、設計波高や設計潮位を若干上回った程度では被災に結びつかない。さらに、設計波高以下かつ設計潮位以下であっても被災が起きている。したがって、これらの被災の多くには、設計における不確定要因が寄与しているものと考えられる。

次に、被災位置について着目すると、被災の約半数は消波工端部や隅角部のような、波力の集中しやすい場所で発生しており、堤頭部も多い。これに対し、標準部における被災は全体の約 1/3 に過ぎない。既設函数において消波工端部、隅角部、堤頭部が占める割合は小さいので、被災はこれらの部分にかなり集中していることになる。また、裏返しに言えば、標準断面部は消波工端部、隅角部、堤頭部に比べて安全性に余裕があることになる。

最後に、堤体以外の被災についてみると、堤体と同時に消波工や基礎も被災した例が多い。これらの一部は、

- (消波工の一部が散乱または沈下)
- (設計以上の波力が堤体に作用)
- (堤体が滑動または転倒)

あるいは、

- (マウンドの洗掘)
- (支持力の低下)
- (設計以下の波力でも堤体が転倒または沈下)

という過程を経た被災である。平成 2 年度に紋別港で起きた被災も、マウンドが若干洗掘されていたときに、引き波で港外側に転倒したと考えられており、後者の被災過程に該当する。

このように、被災はそれなりの原因があつて起きる。したがって、破壊のメカニズムや進行過程を十分に究明しないうちに、「全国平均的に見て安全性に余裕がある」という根拠だけで防波堤の安全性を全国一律的に下げることは危険である。何故なら、安全率 1.2 という安全性の余裕のおかげでこれまではほとんど起きなかったような被災が、安全性の余裕を切り詰めることによって急に顕在化し、被災確率が予想外に増加する可能性があるからである。

### 2.3 設計における不確定要因

#### (1) 防波堤堤体の設計フロー

図-2.3は防波堤の設計フローを示したものである。現行設計法では、まず、現地観測や波浪推算によって得られた沖波データを適当な極値分布関数にあてはめ、再現期間を仮定し、この再現期間に対応する沖波を「設計沖波」と定める。そして、この設計沖波に対して波浪変形計算を行い、防波堤設置地点における波浪（設計堤前波）の諸元を求める。さらに、堤体への入射波向を±15deg の範囲で危険側に振った波向で波力を計算し、滑

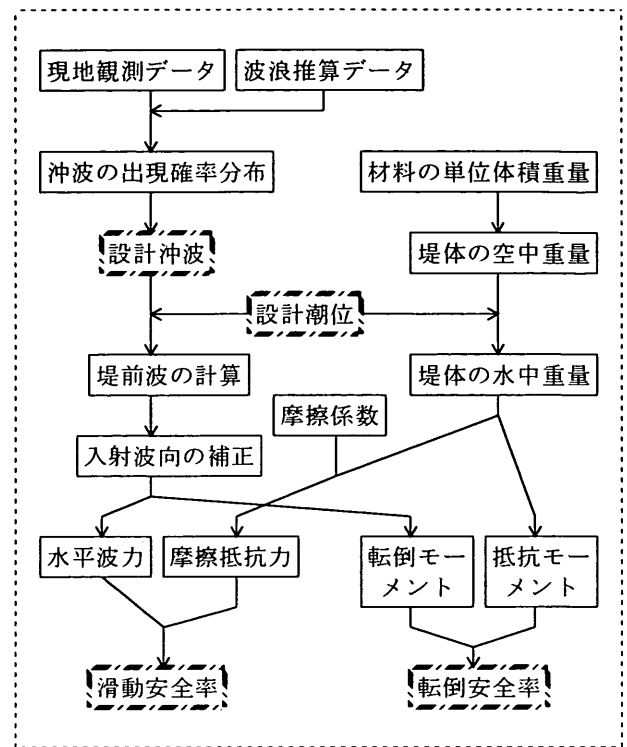


図-2.3 現行設計のフロー図

動と転倒の両方に対して安全率が 1.2 以上となるように断面を設計している。つまり、堤体に作用する波力や摩擦抵抗力が正確に推定されていれば、設計外力に対して少なくとも 2 割の余裕がとられていることになる。

ところが、このように余裕をもって設計された堤体であっても、前節において述べたように滑動したり転倒したりすることがある。消波工の散乱・沈下やマウンドの洗掘など、堤体以外に変形がないとすれば、被災原因としては、設計沖波を超過する沖波の発生と、設計における様々な推定誤差とが考えられる。

#### (2) 設計沖波を超過する沖波の発生

小舟(1990)によると、太平洋沿岸および日本海沿岸の極値波浪は、次式に示す Weibull 分布にしたがうことが多い。

$$p_{H_0} = 1 - F = \exp \left[ - \left( \frac{H_0 - B}{A} \right)^k \right] \quad (2.4)$$

ここに、

- $p_{H_0}$  : 超過確率
- $F$  : 未超過確率
- $H_0$  : 沖波波高
- $k$  : 形状母数
- $A$  : 尺度母数
- $B$  : 位置母数

である。超過確率  $p_{H_0}$  の沖波（再現期間は  $R_p$  年）が、

防波堤の供用年数  $Y_L$  年間において発生する確率（超過遭遇確率） $P_{H0}$ は、次式によって求められる。

$$P_{H0} = 1 - (1 - p_{H0})^{Y_L} = 1 - \left(1 - \frac{1}{R_p}\right)^{Y_L} \quad (2.5)$$

防波堤の設計では一般に再現期間が 50 年の波浪が使われており、供用年数も 50 年であると仮定すると、設計沖波を超過する確率は 0.636 となる。

表-2.3(a)は、設計沖波（50 年確率波） $H_{0,dsgn}$  が 8.0 m となる Weibull 分布 ( $k=2.0, A=2.0, B=4.04$ ) を与えたときに、 $H_{0,dsgn}, 1.2H_{0,dsgn}, 1.5H_{0,dsgn}$  の波高に対する超過確率  $p_{H0}$  および超過遭遇確率  $P_{H0}$  を示したものである。基準波高を高くするほど超過確率や超過遭遇確率は指数関数的に小さくなり、設計沖波の 1.2 倍の波高である 9.6m に対する超過遭遇確率  $P_{H0}$  は  $10^{-2}$  のオーダーである。表-2.3(b)は、設計沖波  $H_{0,dsgn}$  が 12.0m となる Weibull 分布 ( $k=2.0, A=2.1, B=7.85$ ) を与えた場合について同様に示したものであり、設計沖波の 1.2 倍の波高である 14.4m に対する超過遭遇確率  $P_{H0}$  は  $10^{-3}$  のオーダーである。

ここで、「設計沖波の 1.2 倍以上の沖波が発生すると堤体が被災する」と考えるならば、堤体の被災遭遇確率  $P_f$  は  $10^{-2} \sim 10^{-3}$  のオーダーということになる。前章で述べた被災調査では、混成堤で  $3 \times 10^{-2}$ 、消波工被覆堤で  $3 \times 10^{-3}$  の被災遭遇確率が得られており、これらの値と同程度である。

ところが、たとえ設計沖波を超過する沖波が発生したとしても、水深が浅ければ最高波高は砕波によって抑えられる。図-2.4は、勾配が 1/100 の一様斜面における最

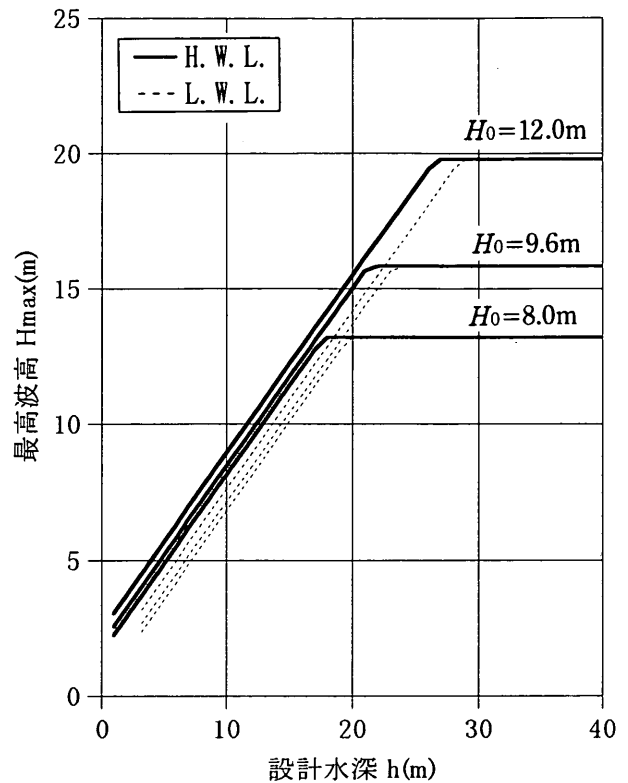


図-2.4 一様斜面上における最高波高の変化

高波高  $H_{max}$  の変化を合田(1975)の簡易式によって計算した結果である。いま、設計沖波  $H_{0,dsgn}$  が 8.0m であるとする、それぞれの設置水深における設計波高（堤前における最高波高）は、図において  $H_0=8.0m$  (H.W.L.) の線で示される。すなわち、設計波高は水深が 18m 以上であれば水深によらず一定であるが、水深が 18m 以下では砕波のために小さくなる。次に、設計沖波を超過する沖波が来襲した場合についてみると、水深が 18m よりも深い場所から砕波による波高低下が始まり、水深 18m 以下の浅い場所には設計波高を大幅に上回る最高波高は来襲しないことが分かる。

さらに、設計に用いる潮位には、防波堤の安定性にとって最も不利となる潮位が採用されており、高潮偏差を考えないとすれば、ほとんどの場合、それは朔望平均満潮位 H.W.L. である。潮位が朔望平均満潮位よりも低くなると、堤体に作用する浮力は小さくなり、砕波によって波高減衰も促進されるので、堤体の安定性には有利となる。図には、潮位差が 2.0m であると仮定して、朔望平均干潮位 L.W.L. に対する最高波高の変化も示してある。朔望平均満潮時の水深が 20m よりも深い場所では潮位が変化しても最高波高に変化はないが、それよりも浅い場所では潮位が下がることによって最高波高は小さくなる。

表-2.3 沖波の超過遭遇確率  
(a) 設計沖波が 8.0m の場合

基準波高 $H_0$ (m)	超過確率 $p_{H0}$ (/年)	超過遭遇確率 $P_{H0}$ (/50年)
$H_{0,dsgn}$ (= 8.0)	$2.00 \times 10^{-2}$	$6.36 \times 10^{-1}$
$1.2H_{0,dsgn}$ (= 9.6)	$9.12 \times 10^{-4}$	$4.46 \times 10^{-2}$
$1.5H_{0,dsgn}$ (=12.0)	$5.84 \times 10^{-7}$	$2.92 \times 10^{-5}$

(b) 設計沖波が 12.0m の場合

基準波高 $H_0$ (m)	超過確率 $p_{H0}$ (/年)	超過遭遇確率 $P_{H0}$ (/50年)
$H_{0,dsgn}$ (=12.0)	$2.00 \times 10^{-2}$	$6.36 \times 10^{-1}$
$1.2H_{0,dsgn}$ (=14.4)	$5.89 \times 10^{-5}$	$2.94 \times 10^{-3}$
$1.5H_{0,dsgn}$ (=18.0)	$7.02 \times 10^{-11}$	$3.51 \times 10^{-9}$

以上のことより、設計沖波を超過する沖波の発生だけでは、全ての被災を説明することはできない。

(3)設計における推定誤差

防波堤が被災したときに「設計沖波を上回る異常波浪が発生した」という報告がなされることがある。設計沖波を超過する沖波が出現する原因には2つあり、1つは前項において述べたように、

「沖波の発生確率分布はほぼ正確に求められていたが、運悪く設計沖波を超過する沖波に遭遇した」

という場合である。沖波波浪が何らかの極値分布関数に従って出現するならば、設計沖波を大きくする（再現期間を長くする）ことによって超過確率および超過遭遇確率を小さくできるが、0にすることは原理的にできない。もう1つの原因は、

「限られたデータを用いたために、極値分布関数に誤差があり、その分布から求めた設計沖波が適切でなかった」

という場合である。設計沖波には、一般に再現期間が50年の確率波が使われている。ところが、現地観測データの蓄積は長い場所でもせいぜい20～30年間であり、観測期間に発生した擾乱のいくつかに対しては欠測であることが多い。波浪推算によって現地観測データの不足を補うこともよく行われているが、それでも極値分布関数に当てはめるためのデータとしては、量、質ともに必ずしも十分ではない。

防波堤の設計には、沖波推定以外にも誤差の入る余地がある。例えば、堤前波はエネルギー平衡方程式などの数値計算モデルによって計算する。数値計算では複雑な実現象を何らかの仮定によって単純化するため、計算結果にはある程度の誤差が必ず含まれる。

また、堤体に作用する波力については、数値計算モデルが確立されておらず、実験式が使われている。現在使われている実験式であっても、必ずしもあらゆる波浪条件に対応したものではないので、波力公式によって算定された波力にも誤差が含まれている。

さらに、摩擦係数や堤体の自重には、構造材料の物理的性質によるばらつきがある。この変動性をコントロールすることは困難である。なお、摩擦係数は、コンクリートとマウンド石という材料の組合せ以外に、捨て石均しの精度にも依存する。

以上のように、沖波推定、波浪変形計算、波力算定、摩擦係数、堤体の自重には推定誤差やばらつきがある。また、現行設計法では設計沖波および設計潮位という一組の確定値を用いて設計しているが、沖波や潮位には自然現象としての分布がある。表-2.4は、防波堤の設計におけるこれらの不確定要因を示したものであり、a～dの4種類に大別することができる。このような不確定要因が存在するために、安全率が1.2以上となるように設計された防波堤であっても、台風や低気圧が来襲したときに真の安全率が1.0未満となり、被災する可能性がある。

表-2.4 堤体の設計における不確定要因

分類	該当する不確定要因 / 分布, 偏りやばらつきの性質
a. 自然現象としてもともと確率分布を持つもの	①沖波の出現分布 出現分布は Weibull 分布（一部の場所では Gumbel 分布）にしたがう（小舟,1990）. ②潮位の発生確率分布
b. 有限個数のデータに基づいて確率分布を推定するために生じる統計的不確定性	①沖波の推定 極値分布関数へのあてはめに誤差がある（合田,1988）.
c. 計算モデルが実現象のメカニズムを再現していないことによる不確定性	①波浪変形計算（堤前波高の計算） 実際の波高 $X_M$ は、波浪変形計算による波高 $X_{Me}$ に対して平均が $0.87X_{Me}$ 、標準偏差が $0.09X_{Me}$ の正規分布をなす（高山,1991c）. ②波力算定 実際の波力 $P$ は、波力公式による波力 $P_e$ に対して、混成堤では平均が $0.88P_e$ 、標準偏差が $0.22P_e$ の正規分布をなし（河合ら,1996b）、消波工被覆堤では平均が $0.84P_e$ 、標準偏差が $0.10P_e$ の正規分布をなす（高山ら,1991b）.
d. 本来的な不確定性（構造物の物理的性質による変動性）	①堤体とマウンドの間の摩擦係数 実際の摩擦係数 $f$ は、設計値 $f_D$ に対して平均が $1.06f_D$ 、標準偏差が $0.16f_D$ の正規分布をなす（高山,1989）. ②堤体の自重 実際の自重 $W$ は、設計値 $W_D$ に対して平均が $1.01W_D$ 、標準偏差が $0.02W_D$ の正規分布をなす（南ら,1991）

### 3. 潮位の発生確率分布

第2章において述べたように、防波堤の設計には様々な不確定要因がある。しかし、信頼性設計に関する既往の研究において、潮位の発生確率分布については十分な検討がなされていない。そこで、本章では、主要4分潮を用いて潮位変化を計算し、潮位の発生確率分布について調べる。

#### 3.1 設計で考慮する潮汐

潮汐には天文潮（天体潮）と気象潮（高潮）とがある。まず、天文潮は、地球と月や太陽との位置関係によって決まる。月や太陽は天球上を規則的に運行するので、任意の時刻における天文潮位はほぼ正確に計算することができる。これに対して気象潮は、低気圧や台風による気圧低下、吹き寄せ、海流の変化、水温や塩分濃度の変化、河川からの流入水など、地球上の様々な要因によって不規則に発生するものであり、過去に遡っての推定や将来にわたっての予測は困難である。

現行設計法の下では、防波堤堤体の安定性は、堤体が最も不安定となる潮位に対して検討される。この潮位のことを設計潮位という。高潮偏差を考慮しなければならない港湾では、朔望平均満潮位に適切な高潮偏差を上乗せした潮位に対しても、堤体の安定性を検討することになっている。しかし、実際には、高潮偏差を考慮して設計している港湾は限られている。

#### 3.2 天文潮位の計算方法

(1) 既往の研究における天文潮位の扱い

高山ら(1990～1994b)および Takayama ら(1993)は、天文潮位  $\zeta$  の変化を次式のように与えた。

$$\zeta(t) = \zeta_a \cos\left(\frac{2\pi}{T_\zeta} t\right) \quad (3.1)$$

ここに、

$\zeta$  : 潮位（朔望平均満潮位 H.W.L.と朔望平均干潮位 L.W.L.の平均を基準とする。この基準面は必ずしも平均海面 M.S.L.とは一致しない。）

$\zeta_a$  : 潮位の片振幅（朔望平均満潮位から朔望平均干潮位までの潮位差の半分）

$T_\zeta$  : 潮位変化の周期

$t$  : 時刻

である。この式は、潮位が朔望平均満潮位と朔望平均干潮位の間で正弦関数的に変化することを意味する。このような潮位波形を仮定するとき、潮位の発生確率分布  $p_\zeta(\zeta)$  は代数的に求めることができ、次式で表される。

$$p_\zeta(\zeta) = \frac{1}{2\pi \zeta_a \sqrt{1 - (\zeta/\zeta_a)^2}} \quad (3.2)$$

この式が示すように、潮位の発生確率密度は、平均海面付近 ( $\zeta=0$ ) で最小となり、朔望平均満潮位 ( $\zeta=\zeta_a$ ) および朔望平均干潮位 ( $\zeta=-\zeta_a$ ) のときに無限大となる。

ところが、図-3.1に示すように、実際の潮汐には大潮、小潮の変化があり、日潮不等（1日約2回ある干潮の潮位が異なる現象）が顕著な場所もある。現実の潮位の発生確率分布は、式(3.2)のように朔望平均満潮位 H.W.L.と朔望平均干潮位 L.W.L.でピークとなる凹型の分布形ではなく、平均海面 M.S.L.付近にピークがある凸型の分布形になるものと考えられる。したがって、主要4分潮を用いて潮位を計算し、この確率分布を見直す必要がある。

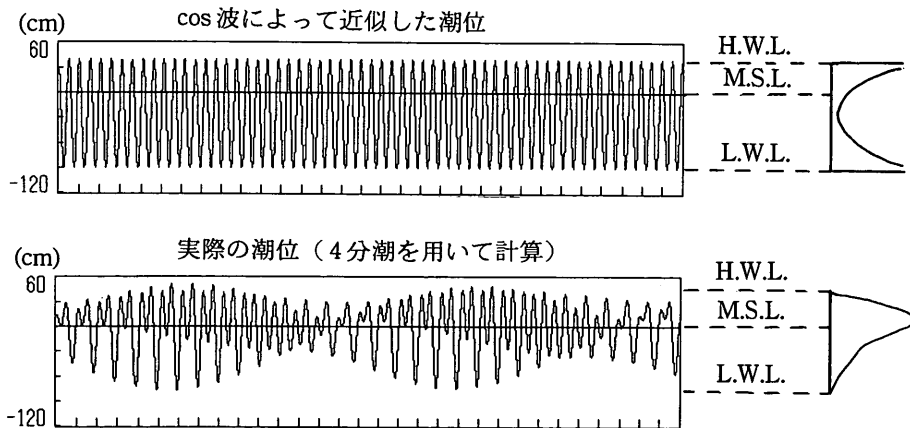


図-3.1 潮位変化の与え方による確率分布の違い

(2) 主要4分潮を用いた天文潮位の計算方法

潮位は分潮とよばれる潮汐成分 (cos 波) が合成されたものと考えることができる。分潮としては周期が約4時間のものから18.6年に及ぶものまで390種類のもが知られているが、実用的には主要な4分潮のみで十分と言われている。次式は、主要4分潮を考えたときの平均海面 M.S.L. を基準とした潮位  $\zeta$  の計算式である。

$$\zeta(t) = \sum_{i=1}^4 f_i H_i \cos \left[ V_i + u_i + \phi_i + \omega_i \left( t - \frac{\phi_A}{360} \times 24 \right) - \kappa_i \right] \quad (3.3)$$

ここに、

$i$ : 分潮の番号 (起潮力は  $M_2$ ,  $K_1$ ,  $S_2$ ,  $O_1$  の順に大きい)

$i=1$ : 主太陰半日周期潮  $M_2$  (月の日周運動によるもので、周期は12時間25分)

$i=2$ : 主太陽半日周期潮  $S_2$  (太陽の日周運動によるもので、周期は12時間00分)

$i=3$ : 主太陰日周期潮  $O_1$  (月の日周運動によるもので、周期は25時間59分)

$i=4$ : 日月合成日周期潮  $K_1$  (太陽と月との位置関係によるもので、周期は23時間56分)

$f_i$ : 天文常数, 平均半潮差の補正関数

$H_i$ : 平均半潮差 (cm)

$V_i$ : 天文引数, 位相の補正関数 (deg)

$u_i$ : 天文引数, 位相の補正関数 (deg)

$\phi_i$ : 経度補正のための位相 (deg)

$\omega_i$ : 角速度 (deg/hr)

$$\omega_1 = 28.984104, \quad \omega_2 = 30.000000,$$

$$\omega_3 = 13.943036, \quad \omega_4 = 15.041069$$

$t$ : 時刻 (hr,  $0 \leq t < 24$ )

$\phi_A$ : 対象地点 (標準港) が属す標準子午線の経度 (deg, 東経を+とする)

$\kappa_i$ : 遅角 (deg)

である。天文常数  $f_i$ , 天文引数  $V_i$  および  $u_i$  の計算式については、海上保安庁発行の日本沿岸潮汐調和定数表の他、河合ら (1995, 1996a) の論文にも記されている。また、本論文では、気象庁発行の潮位表 (平成八年度版) に記載された平均半潮差  $H_i$  および遅角  $\kappa_i$  の値を用いて潮位を計算している。

(3) 天文潮位の無次元化

基本水準面 C.D.L. は平均海面 M.S.L. から主要4分潮の平均半潮差の和 (以下では「合成半潮差」と記す)  $z_0$  だけ下にある。すなわち、

$$z_0 = \sum_{i=1}^4 H_i \quad (3.4)$$

である。

そこで本論文では、潮位の発生確率分布の形状を比較するとき、次式で定義するような、平均海面が0、基本水準面が-1となる無次元潮位  $\zeta^*$  を用いる。

$$\zeta^* = \frac{\zeta}{z_0} \quad (3.5)$$

無次元潮位  $\zeta^*$  が +1 または -1 となるのは、4つの分潮の潮位が同時に最高または最低になるときである。朔望平均満潮位 H.W.L. および朔望平均干潮位 L.W.L. の無次元潮位は、それぞれ +1, -1 に近い値となる。大潮のときの潮位差 (朔望満潮位と朔望干潮位との差) は合成半潮差  $z_0$  の2倍弱である。

(4) 主要4分潮による計算の精度

図-3.2は、1996年1月の八戸を例として、主要4分潮のみで計算した潮位が、60分潮まで考慮した潮位に対してどの程度の精度をもっているかを示したものである。上段の主要4分潮によって計算した潮位変化は、中段の60分潮による潮位変化とよく一致しており、主要4分潮のみでも満潮・干潮や大潮・小潮の変化を概ね再現することができる。主要4分潮による計算の誤差の標準偏差は、満潮・干潮の発生時刻で28分、そのときの潮位で7cmであり、それぞれ、主要4分潮の中で最も卓越している  $M_2$  潮の周期の約  $1/27$ , 4分潮の平均潮差の和 ( $=2z_0$ , 朔望平均満潮位と朔望平均干潮位の差にほぼ等しい) の約  $1/24$  に過ぎない。

図-3.3は、同様に潮位の発生確率分布を比較したものである。主要4分潮のみによる確率分布は60分潮まで考慮したものとよく一致している。なお、60分潮まで

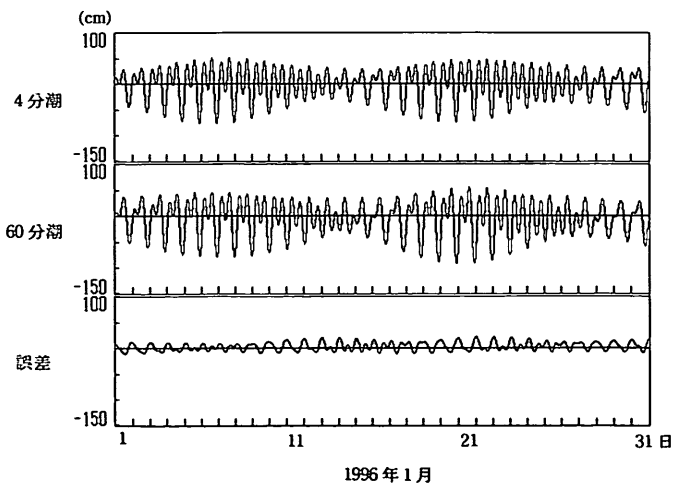


図-3.2 潮位の計算精度

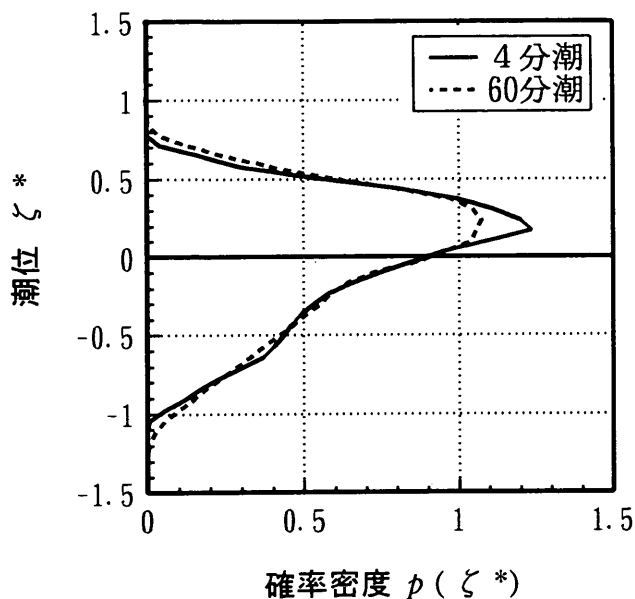


図-3.3 潮位の発生確率分布の計算精度

考慮した確率分布において、無次元潮位 $\zeta^*$ が $-1$ より小さくなる（基本水準面 C.D.L.よりも潮位が低くなる）確率もある。この理由としては、主要4分潮以外の分潮を考慮していること、天文常数 $f_i$ が1以上の値をとり得ることが考えられる。

以上のことを踏まえ、本研究では主要4分潮のみを用いて潮位の発生確率分布を計算する。

尚、平均海面は「夏に高く冬に低い」ことが知られている。この季節変化は太陽年周潮  $S_a$ （周期は1年）および太陽半年周潮  $S_{aa}$ （周期は半年）によって表され、夏と冬の潮差は太平洋沿岸、日本海沿岸ともに20～40cm程度である。日本海沿岸では  $M_2$  潮、 $S_2$  潮、 $O_1$  潮、 $K_1$  潮の潮差が小さいので、潮位の発生確率分布の形状をより正確に求めるためには、 $S_a$  潮と  $S_{aa}$  潮も加えた6分潮で潮位を計算する必要がある。しかし、

- ①満潮と干潮、大潮と小潮の変化を作り出す主要4分潮とは性質が異なる。
- ②潮差そのものが小さい場合には、潮位の発生確率分布の推定が少々不正確でも、被災遭遇確率の計算に及す影響は小さい。

という理由により、本論文では考慮しないことにする。

### 3.3 日本各地における天文潮位の発生確率分布

#### (1) 潮差と潮型

表-3.1は、日本各地における合成半潮差  $z_0$  を示したものである。日本海沿岸の合成半潮差は20cmと小さく、最小は10.小樽の17.0cmである。太平洋沿岸では80～

150cm程度であり、低緯度ほど大きくなる。東京湾や大阪湾の地点は、太平洋に直接面した近隣の地点と同程度である。瀬戸内海では奥部に行くほど合成半潮差は大きくなり、45.大阪や47.神戸など入口部では太平洋沿岸と同程度であるが、52.広島など奥部では200cm程度に達する場所もある。シナ海沿岸は太平洋沿岸と同程度であるが、有明海沿岸では250cmを超える地点もあり、最大は76.大浦の274.7cmである。

図-3.4(a)は各分潮の平均半潮差  $H_i$  を示したものである。1.稚内で  $K_1$  潮が卓越し、日本海やオホーツク海沿岸の一部の地点（2.網走、9.江差～11.留萌、83.浜田、94.酒田～96.深浦）で  $O_1$  潮が卓越しているのを除くと、ほとんど全ての地点で  $M_2$  潮が卓越している。とりわけ、太平洋、瀬戸内海、シナ海沿岸（3.根室花咲～8.函館、13.八戸～80.佐世保）では、1日1回潮（ $O_1$  潮、 $K_1$  潮）の平均半潮差が緯度によらずほぼ一定であるのに対し、1日2回潮（ $M_2$  潮、 $S_2$  潮）の平均半潮差は低緯度になるほど大きくなっている。

1日1回潮と1日2回潮の何れが卓越するかは、次式に示す潮型指数  $R_\zeta$  によって判定できる。

$$R_\zeta = \frac{H_3 + H_4}{H_1 + H_2} \quad (3.6)$$

ここに、

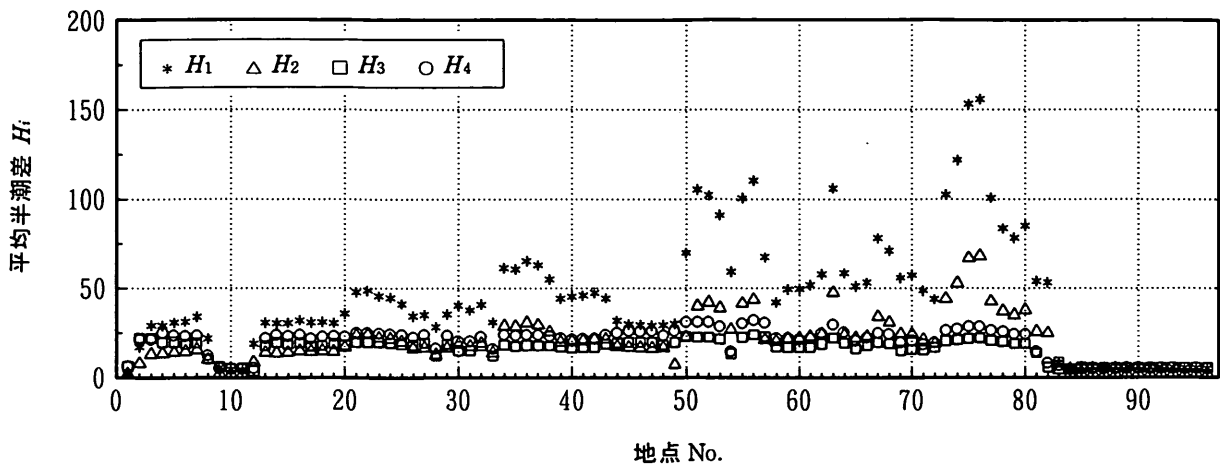
$R_\zeta < 0.25$  : 半日周期型（1日2回潮が卓越する）

$0.25 \leq R_\zeta \leq 1.25$  : 混合型（1日1回潮と1日2回潮が同程度の振幅である。日潮不等が起きやすい）

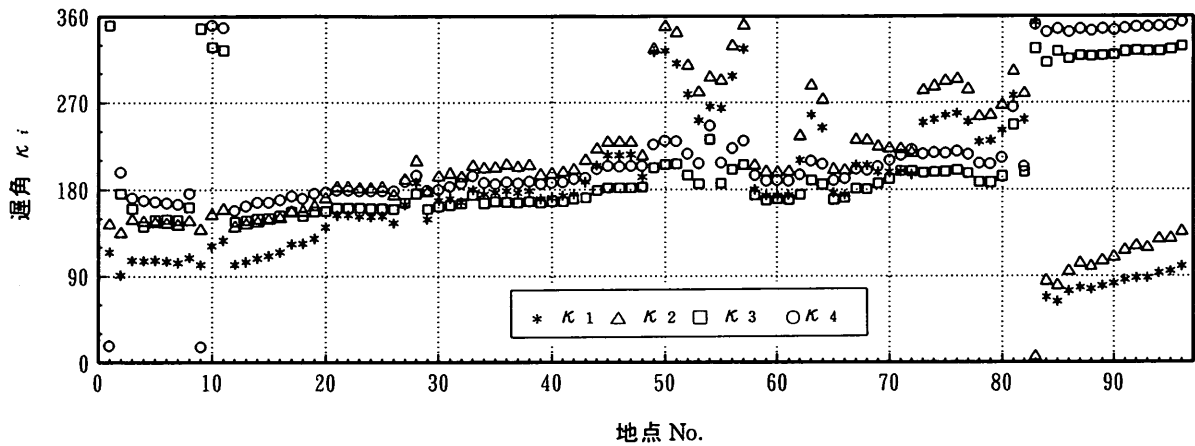
$1.25 < R_\zeta$  : 日周期型（1日1回潮が卓越する）

である。この指数をもちいて各地点の潮型を判定した結果も表-3.1に示す。太平洋、瀬戸内海を中心としてほとんどの地点が混合型に分類される。半日周期型に分類されたのは、75.三池、76.大浦、78.巖原の合計3地点に過ぎない。日本海側（1.稚内～83.浜田の区間、84.境港と86.舞鶴は除く）と2.網走は日周期型に分類される。

図-3.4(b)は遅角  $\kappa_i$  の分布を示したものであり、太平洋側では低緯度になるほど遅角が大きくなっている。これは太平洋における潮汐波の伝播を示すものである。



(a) 平均半潮差の分布



(b) 遅角の分布

図-3.4 主要地点における4分潮の特徴

(2) 潮位の発生確率分布

表-3.1に示す全国96地点を対象として、1950年1月1日0時0分から1999年12月31日23時40まで20分間隔で潮位を計算し、潮位の発生確率分布を求めた。

主な地点における1996年1月の潮位変化を図-3.5に、50年間における潮位の発生確率分布を図-3.6に示す。日本各地における潮位の経時変化と発生確率分布の特徴をまとめると、以下の通りである。

①オホーツク海沿岸

稚内や網走では、1日1回潮が卓越するために潮位の変化は平均海面（無次元潮位 $\zeta^*=0$ ）をはさんでほぼ対称となり、潮位の発生確率分布も平均海面をはさんで対称となる。無次元潮位は $-1.0 \sim +1.0$ の値をとる。

②日本海沿岸

低緯度になるほど1日2回潮が強くなり、日潮不等

(1日に2回起きる満潮あるいは干潮の潮位が異なる現象)が顕著となる。そのため、留萌(北海道)より南では、潮位の発生確率分布が平均海面をはさんで非対称となる。無次元潮位の最低値、最高値はそれぞれ $-1.1 \sim -1.0$ 、 $+0.7 \sim +0.9$ である。平均海面より潮位が高くなっている確率は $0.58 \sim 0.60$ であり、最も発生確率の高い無次元潮位は $+0.2 \sim +0.3$ の範囲にある。なお、博多は後述のシナ海と同じような分布形である。

③太平洋沿岸

日本海沿岸と同様、日潮不等のために潮位の発生確率分布は平均海面をはさんで非対称である。しかし、日本海沿岸ほど発生確率は集中しない。なお、東京は東京湾、名古屋は伊勢湾の湾奥に位置しているが、太平洋に直接面した地点とよく似た分布形である。



表-3.1 対象地点

地 点		合 成 半潮差 z <sub>0</sub> (cm)	卓越 分潮	潮汐型
日本海 林-ツ施	1 稚内	17.8	K <sub>1</sub>	日周期
	2 網走	68.8	O <sub>1</sub>	
太平洋	3 根室花咲	86.0	M <sub>2</sub>	混 合
	4 釧路	87.2		
	5 浦河	88.3		
	6 苫小牧	87.6		
	7 室蘭	92.5		
	8 函館	54.9		
日本海	9 江差	20.1	O <sub>1</sub>	日周期
	10 小樽	17.0		
	11 留萌	17.3		
太平洋	12 青森	37.0	M <sub>2</sub>	混 合
	13 八戸	85.2		
	14 宮古	87.8		
	15 大船渡	86.7		
	16 鮎川	90.1		
	17 小名浜	84.6		
	18 大洗	86.7		
	19 銚子漁港	87.2		
	20 布良	93.9		
	21 千葉港	116.2		
	22 東京晴海	117.8		
	23 川崎	112.4		
	24 横浜山ノ内	110.5		
	25 横須賀	103.9		
	26 大島岡田	91.4		
	27 八丈島八重根	95.1		
	28 父島	69.8		
	29 伊東	94.4		
	30 内浦	94.9		
	31 清水港	90.9		
	32 御前崎	100.9		
	33 舞阪	73.2		
	34 形原	132.5		
	35 武豊衣浦	130.6		
36 名古屋	138.2			
37 四日市	134.3			
38 鳥羽	121.5			
39 尾鷲	103.5			
40 浦神	103.5			
41 潮岬串本	105.1			
42 白浜	107.7			
43 和歌山	108.4			
瀬戸内海	44 淡輪	93.5		
	45 大阪	92.4		
	46 尼崎	91.6		
	47 神戸	91.0		
	48 洲本	87.8		

地 点		合 成 半潮差 z <sub>0</sub> (cm)	卓越 分潮	潮汐型	
瀬戸内海	49 姫路	83.1			
	50 宇野	146.3			
	51 糸崎	199.1			
	52 広島	197.6			
	53 防府	179.8			
	54 下関弟子侍	114.3			
	55 松山	195.2			
56 波止浜	210.4				
57 高松	142.2				
太平洋	58 小松島	101.7	M <sub>2</sub>	混合型	
	59 室戸岬	110.5			
	60 高知桂浜	109.9			
	61 土佐清水	113.7			
	62 宇和島	125.8			
	63 荏田	205.4			
	64 大分	127.2			
	65 細島	110.0			
	66 油津	116.4			
	67 鹿兒島	156.8			
	68 枕崎	145.6			
	69 名瀬	115.2			
	70 那覇	117.7			
	71 平良	104.0			
72 石垣	99.6				
シナ海	73 水俣	193.7		半日周期	
	74 三角	223.0			
	75 三池大牟田	270.1			
	76 大浦	274.7		混 合	
	77 口之津	191.0			
	78 長崎	165.9			
	79 福江	156.4			
	80 佐世保	166.2			
	81 博多	108.2			
日本海	82 巖原	92.2	M <sub>2</sub>	半日周期	
	83 浜田	28.2			
	84 堺	17.6		O <sub>1</sub>	日周期
	85 西郷	19.0			混 合
	86 舞鶴	19.0			日周期
	87 福井三国	18.4			混 合
	88 金沢	18.8			日周期
	89 輪島	19.0			
	90 富山	19.4			
	91 柏崎	18.8			
	92 新潟	19.0			
	93 佐渡島両津	18.8			
	94 酒田	18.4			
	95 秋田	18.6		O <sub>1</sub>	
96 深浦	18.0				

潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率

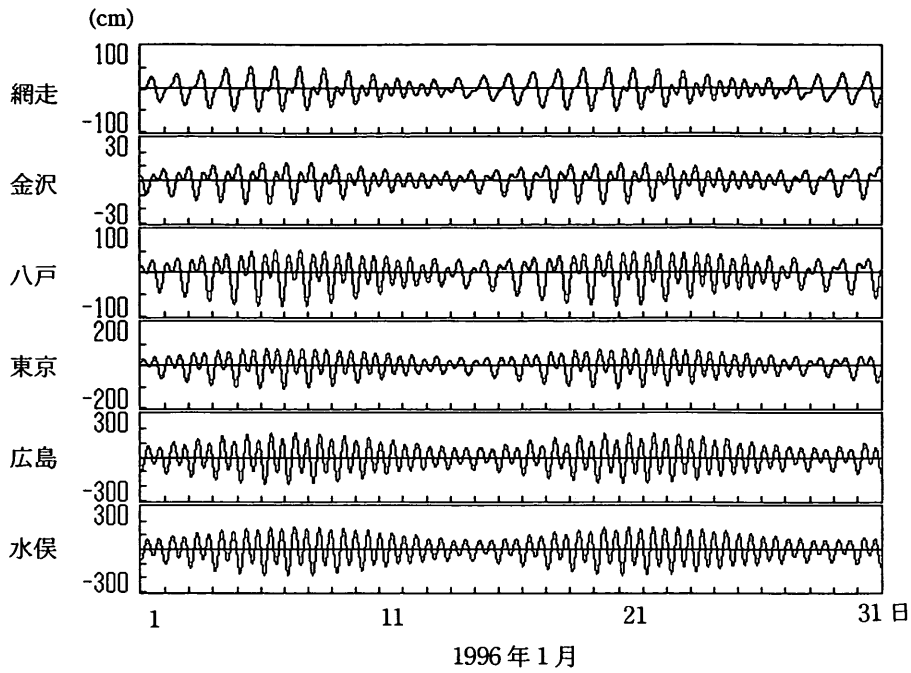


図-3.5 主な地点における潮位の変化

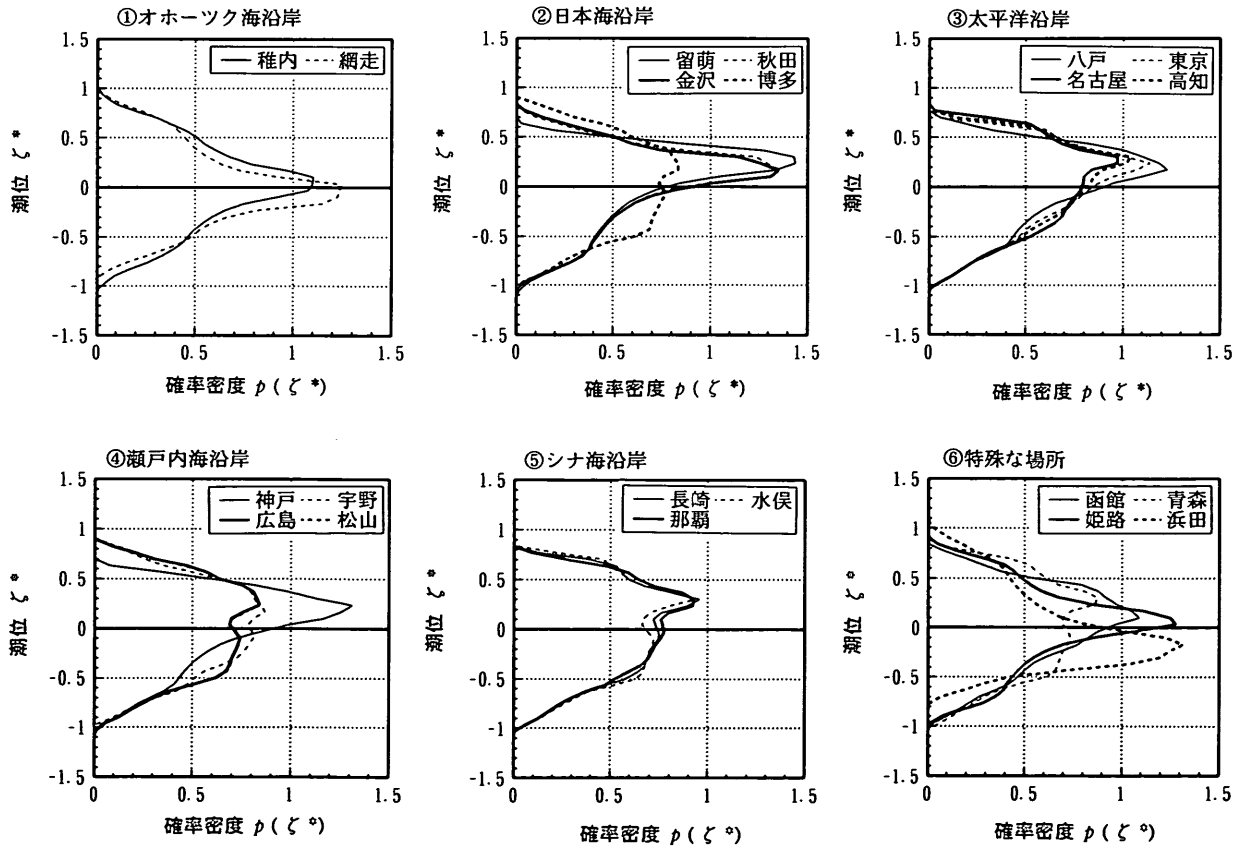


図-3.6 主な地点における潮位の発生確率分布

④瀬戸内海沿岸

瀬戸内海は、一般的には「紀淡海峡，鳴門海峡，豊予海峡，関門海峡で囲まれた範囲」と定義されている。確かに，宇野・高松から松山・下関までは，平均海面のやや上とやや下の2箇所にピークのある分布形である。しかし，神戸や大阪では太平洋に直接面した地点とよく似た分布形である。

⑤シナ海沿岸

シナ海沿岸でも瀬戸内海沿岸と同じような2山の分布形である。しかし，瀬戸内海沿岸と比較して，平均海面よりやや上にある発生確率のピークの値が大きい。

⑥特殊な場所

函館は太平洋沿岸，青森は瀬戸内海沿岸またはシナ海沿岸と似た分布形である。明石海峡に近い姫路では，1日1回潮が卓越するために平均海面を軸にほぼ対称な分布形である。浜田では，最も出現確率の高い潮位が平均海面より下にある。

以上のように，潮位の発生確率分布は基本的には海域によって異なるが，地理的に近くても周囲と分布形が異なる場所もある。

このような特徴をクラスター分析法を使って裏付けて

おく。クラスター分析では，多数あるサンプルの中で類似度の高いもの同士から順にまとめていき，最終的に少数個のグループをつくる。このグループのことをクラスターという。本論文においては，96 地点を無次元潮位の発生確率分布の類似度によって 10 個のクラスターにまとめた。クラスター A とクラスター B の類似度  $S_{A,B}$  は次式により定義した。

$$S_{A,B} = \int \{p_A(\zeta^*) - p_B(\zeta^*)\}^2 d\zeta^* \quad (3.7)$$

ここに，

$p_A(\zeta^*)$  : クラスター A の無次元潮位の発生確率分布

$p_B(\zeta^*)$  : クラスター B の無次元潮位の発生確率分布

である。1つのクラスターに複数の地点が含まれるときには，それぞれのクラスターに含まれる地点の組合せで最寄りとなる地点同士の類似度で判断する「最短距離法」と，平均的な類似度で判断する「群平均法」とを用いた。2つの方法によって分析したのは，それぞれの方法に一長一短があるからである。

このような方法によって分類した結果が図-3.7であり，図中に記された同一数字が同一クラスターに属することを

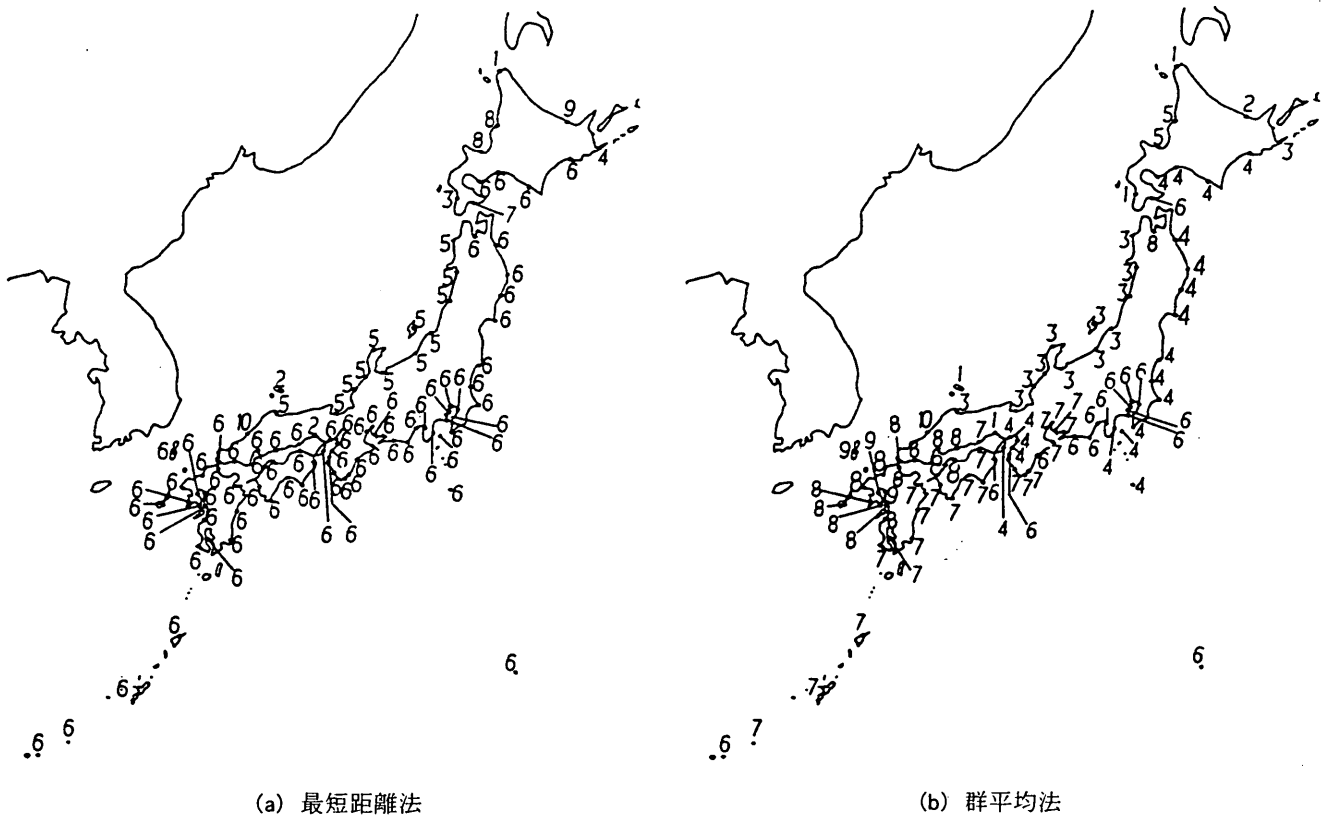


図-3.7 クラスター分析法による分類結果

示している。まず、日本海沿岸と太平洋沿岸との違いについては、最短距離法と群平均法との両方に現れている。また、群平均法では、同じ太平洋沿岸であっても北海道から九州に向かうにしたがって確率分布形が変化して行くことも示されている。さらに、両方の方法を合わせると、稚内、網走、根室、函館、江差、青森、姫路、浜田、西郷（壱岐）などは、地理的に近い周辺の地点と確率分布形が大きく異なると判断されている。

#### 4. 信頼性理論に基づく防波堤堤体の被災遭遇確率

##### 4.1 信頼性理論の概要

###### (1) 信頼性設計法の定義

前章において述べた様々な不確定要因は、外力と耐力という両面から防波堤の安定性を左右する。したがって、防波堤が持つ機能と重要度に応じて適切な安全性を保証するためには、不確定要因を合理的かつ定量的に取り扱うことのできる設計法が必要となる。

このような条件を満足する設計法として、信頼性設計法があり、「不確定要因を考慮して構造物が供用年数間において被災する確率を計算し、その確率をどの程度に抑えたら良いか、ということに基づく設計法」と定義することができる。信頼性設計法には以下のような長所がある。

- ① 波浪変形計算などの推定精度を設計に反映できる。  
同一断面において、不確定性が小さいほど被災遭遇確率や期待変形量は小さい。すなわち、不確定性を小さく抑えることによって、堤体幅を狭くしても同一の安全性が保証される。
- ② 滑動と転倒と端し圧、構造物全体と部材とで、安全性のバランスをとることができる。
- ③ 供用年数間における被災遭遇確率や期待変形量によって防波堤の安全性を照査する。設計条件によらず全国で統一した安全性を保証することが可能であり、また、個々の防波堤が持つ機能や重要度に応じて安全性を任意に選ぶこともできる。
- ④ 初期建設費、被災に対する復旧費の期待額を計算することによって、防波堤の経済性も検討できる。

###### (2) 信頼性設計法の設計レベル

一言で「信頼性設計法」と言っても、安全性照査の方法や設計案の選定方法によって、レベルⅠ～Ⅲの3つのレベルがある。レベルⅢが最上位の設計レベルである。

###### ① レベルⅢ

各破壊モード（滑動、転倒など）に対する被災遭

遇確率や期待変形量を、確率・統計的手法を用いて正しく計算するものである。この設計法を用いるためには、不確定要因の確率・統計的な特性が十分に把握されていなければならない。許容被災遭遇確率  $P_{ja}$  あるいは許容変形量  $S_a$  を満足するいくつかの設計案の中から、最良と思われる設計案（建設費用が最小なもの、施工が容易なものなど）が採用される。

例えば、期待総費用（初期建設費と、供用年数間における復旧費の期待値との和）を用いた設計法は、このレベルの設計である。

###### ② レベルⅡ

レベルⅢの設計を簡易化した方法であり、確率・統計的には平均値と標準偏差を用いて設計を行なう。

いま、外力を  $S$ 、抵抗力を  $R$  とすると、構造物の安全性を表す被災基準関数  $Z$  は次式のように定義される。

$$Z = R - S \quad (4.1)$$

$Z$  の平均値を  $\mu_z$ 、標準偏差を  $\sigma_z$  とすると、安全性指標  $\beta$  は次式で定義される。

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (4.2)$$

安全性指標  $\beta$  は、被災をもたらす点  $Z=0$  から平均値  $\mu_z$  がどのくらい離れているかを示す尺度であり、安全性の余裕の目安となる。

この設計法では、許容安全性指標  $\beta_c$  を満足する断面が採用される。

###### ③ レベルⅠ

設計者が確率・統計的手法を直接用いなくても設計できるように簡易化したものである。限界状態設計法もこのレベルに属する。荷重係数は、外力に関わる不確定要因を考慮するための安全係数であり、安全性指標の値に対応した被災遭遇確率で設計する場合の荷重が、設計に用いた荷重の何倍になるかを示す係数である。

本論文では、不確定要因を確率・統計的に扱って被災遭遇確率や期待変形量を計算する。必ずしも全ての不確定要因が十分に究明されているわけではないので、レベルⅢの条件を完全に満たすものではないが、計算方法や考え方はレベルⅢに沿うものである。

###### (3) 信頼性設計法の導入状況

この世で「信頼性 Reliability」という言葉が使われるようになった直接のきっかけは、第二次世界大戦中にアメリカが極東戦略用として南方基地に配備した軍用航空機の半数以上が、真空管の故障によって飛び立てなくな

ったことである。その後、アメリカでは信頼性に関する研究が本格的に進められた。1960年代のアポロ計画は「信頼性技術の集大成」と言われている。一方、日本で信頼性技術が使われるようになったのは1960年代後半からであり、国鉄の新幹線、電電公社の自動交換機がその代表例である。信頼性が広く認識されて実用段階に入ったのは1970年代であり、高品質で故障の少ない日本製の自動車や電機製品が世界で評価されるようになったのも信頼性技術の賜物である(斎藤, 1980)。

さて、防波堤の設計に信頼性理論を適用する試みが始まったのは1980年代である。まず、外国では、Francoら(1986)がBrindisi港の捨石堤および混成堤に適用している。また、オランダの財団法人であるCIAD(Dutch national association simulating the use of computers in design processes)が、ヨーロッパに多い捨石堤について検討した結果を1985年にとりまとめている。最近では、ECのMAST-IIIプロジェクト(1994-1998)でも直立堤を対象とした調査や研究を実施しており、レベルⅢを目指している。

これに対して日本では、外山(1985)および鈴木(1987)が信頼性設計の重要性を指摘するとともに、混成堤の滑動に対する安全性指標について基礎的な検討をしたのが最初である。その後、長尾ら(1995)は堤体の滑動、長尾ら(1997)は支持力に対する安全性指標を計算している。これらの研究はレベルⅡの設計法の実用化を狙ったものである。

レベルⅢの設計法の導入を目指した研究も行われており、高山ら(1989,1990,1991a,1991b,1991c)やTakayamaら(1993)は堤体の滑動遭遇確率、高山ら(1994a,1994b)は滑動遭遇確率に加えて転倒遭遇確率および期待総費用、河合ら(1996a,1996b,1997a,1997b)やKawaiら(1997)はさらに期待滑動量も加えて計算を行なっている。堤体以外については、半沢ら(1995)が消波ブロックの期待被災度、土田ら(1996)がマウンドの期待変形量の計算を試みている。

#### (4) 信頼性設計法による設計断面の考え方

図-4.1は、信頼性設計法を導入することによってどのような設計が可能となるかを示したものである。但し、図に示した堤体幅 $B$ (m)、安全率 $F_s$ 、および被災遭遇確率 $P_f$ の値は、説明を分かりやすくするために選んだダミー値であり、明確な裏づけがあるわけではないことを、あらかじめ断っておく。

まず、断面A1およびA2は現行設計法によって設計された断面である。共に安全率 $F_s$ は1.2であるが、構造形式、潮位差、設置水深などの設計条件によって被災

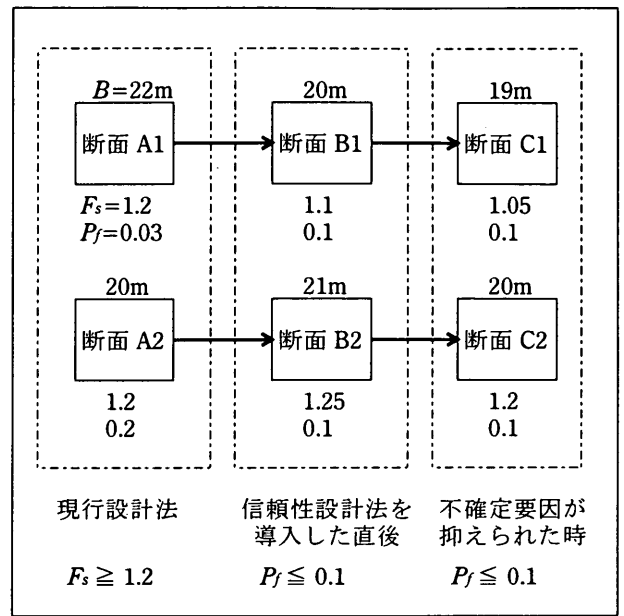


図-4.1 信頼性設計法の導入による堤体幅の変化の例

遭遇確率 $P_f$ は異なる。

そこで、これらの防波堤が持つ機能と重要度に応じて被災遭遇確率の許容値を定め、その許容値を満たすように設計したのが断面B1およびB2である。既設防波堤が平均的に過剰の安全性を持っているならば、信頼性設計法の導入によって多くの防波堤の堤体幅は狭くでき、初期建設費は縮減される。それと引き換えに被災遭遇確率は大きくなるが、期待復旧費(被災に対する復旧費の期待値)が初期建設費に対して十分に小さい範囲であれば問題はない。

ところが、安全率が1.2以上となるように設計されていた防波堤の一部は、断面A2のように、被災遭遇確率が許容値を上回っているかも知れない。このような場合には、堤体幅を広くする必要が出てくる。しかし、堤体幅に比例して初期建設費が高くなったとしても、期待復旧費は指数関数的に安くなるので、断面B2が絶対的に不経済な設計断面であるとは言えない。

さて、信頼性設計法が導入された後であっても、高精度な波浪変形計算や波力算定式が開発され、不確定要因のばらつきを小さく抑えることが可能になると思われる。被災遭遇確率の許容値を変えないとすれば、断面B1は断面C1に、断面B2は断面C2にすることができる。

#### 4.2 被災遭遇確率の計算方法

本論文では、以下に示すような方法によって堤体の滑動遭遇確率、期待滑動量、転倒遭遇確率を計算する。

##### (1) 潮位の発生確率分布

主要4分潮を用いて天文潮位を計算し、供用年数間における潮位の発生確率分布 $p_c(\zeta)$ を求める(具体的な計算方法については第3章を参照)。

なお、今回対象とする既設防波堤のほとんどが高潮偏差を考慮せずに設計されたものであるため、本論文でも高潮偏差を無視する。また、宇多ら(1992)によれば地球温暖化に伴う海面上昇も日本沿岸では僅か2.2mm/yr程度であり、本論文でも考慮しない。

##### (2) 沖波波高の出現確率

既設防波堤を対象とした検討では、設計計算書で採用された極値分布関数を用いる。設計沖波がモデル台風によって確定論的に決定された場所などで、設計計算書に極値分布関数が記されていないような場合には、小舟(1990)が求めた極値分布関数を用いる。

実際に発生する沖波波高は、極値分布関数から推定された沖波波高に対してばらつく。合田(1988)によれば、このばらつきは、極値分布関数のあてはめに用いるデータの数や、極値分布関数の種類によって異なる。しかし、本論文では高山(1990)の仮定に従い、実際に発生する沖波波高 $X_0$ が、推定波高 $X_e$ に対して、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。

沖波の周期は、設計沖波と波形勾配が同じになるように波高に連動して変化させる。また、防波堤の被災に絡むような高波浪が発生するときの波向は、防波堤設置地点によって概ね定まっていると考え、沖波の波向は設計計算書にある向きで常に一定とする。

##### (3) 波浪変形計算

沖波波高から合田(1975)の提案した略算式によって堤前波高を求める。実際の堤前波高 $X_M$ は計算によって得られた波高 $X_{Me}$ に対してばらつきがあり、平均が $0.87X_{Me}$ 、標準偏差が $0.09X_{Me}$ の正規分布 $p_M(H_M)$ をなすと仮定する(高山, 1991c)。

なお、堤体に対する入射波向は確定値として扱う。

##### (4) 波力算定

高橋ら(1992)の衝撃波力係数 $\alpha^*$ を用いた波力公式によって算定する。実際の作用波力 $P$ は波力公式による値 $P_e$ に対してばらつきがあり、混成堤では平均が $0.88P_e$ 、標準偏差が $0.22P_e$ (河合ら, 1996b)、消波工被覆堤では平均が $0.84P_e$ 、標準偏差が $0.10P_e$ (高山ら, 1991b)の正規分布 $p_P(P)$ をなすと仮定する。

##### (5) 摩擦係数

設計計算書の値による。ただし、実際の摩擦係数 $f$ にはばらつきがあり、平均が $1.06f_0$ 、標準偏差が $0.16f_0$ の正規分布 $p_f(f)$ をなすと仮定する(高山, 1989)。

##### (6) 自重

自重のばらつきは、他の不確定要因と比較して偏りも変動係数も小さく、滑動遭遇確率などの値に及ぼす影響は小さい。今回の検討においては計算時間を短縮するために確定値として扱う。

##### (7) 滑動の判定

滑動安全率 $F_S$ は次式によって求められる。

$$F_S = \frac{f(W-U)}{P} \quad (4.3)$$

ここに、

$W$ : 堤体の空中重量

$U$ : 堤体に作用する浮力

$P$ : 堤体に作用する水平波力

である。式(4.3)で定義した滑動安全率が1未満のときに(堤体に作用する波力が、堤体とマウンドの間の摩擦抵抗力を上回るときに)、堤体が滑動すると仮定する。ここでいう滑動には、防波堤としての機能に影響がないような微小な滑動も含まれる。

1回の極値波浪に対する滑動確率 $p_s$ は、次式によって求められる。

$$p_s = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \{ p_f(f) p_P(P) p_M(X_M) \cdot p_0(X_0) p_e(X_e) p_c(\zeta) \} df dP dH_M dX_0 dX_e d\zeta \quad (4.4)$$

ここに、

$f_0$ : 滑動安全率が1となる摩擦係数 $f$

である。この極値波浪が年1回発生すると仮定するとき、供用年数間(50年間)における滑動遭遇確率 $P_s$ 、期待滑動回数 $N_s$ は、それぞれ次式により求められる。

$$P_s = 1 - (1 - p_s)^{50} \quad (4.5a)$$

$$N_s = 50 p_s \quad (4.5b)$$

ここで、滑動遭遇確率 $P_s$ と期待滑動回数 $N_s$ の定義の違いを図-4.2によって説明しておく。例えば、供用年数が3年の堤体が10函あって、1年目に②と⑩、2年目に④と⑨、3年目に②と⑦が滑動したとする。このとき、まず、滑動確率 $p_s$ は、毎年10函のうち2函が被災しているため2函/10函=0.2である。次に、期待滑動回数 $N_s$ は、3年間では延べ6回の滑動が起きているので0.2

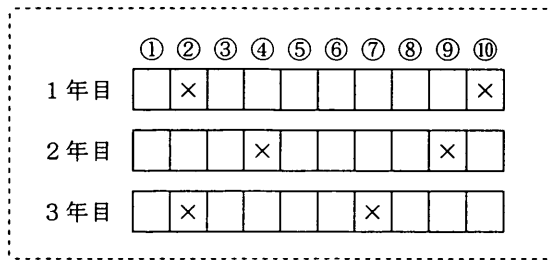


図-4.2 滑動遭遇確率と期待滑動回数の定義

回/年×3年=0.6回となる。「期待滑動回数が0.6回」とは「総函数に対して0.6倍の回数(あるいは延函数)だけ滑動が起きる」という意味である。最後に、滑動遭遇確率  $P_s$  は、供用年数間に少なくとも1回滑動した堤体が②, ④, ⑦, ⑨, ⑩の5函であるので、5函/10函 = 0.5となる。

この例のように滑動確率  $p_s$  が大きい場合には、供用年数間に同一の堤体が2回以上滑動することが時々起きる。しかし、実際の防波堤のように滑動確率  $p_s$  が概ね  $10^{-3}$  のオーダーより小さいと、供用年数を50年にしても、同一の堤体が2回以上滑動することは滅多に起きない。滑動遭遇確率  $P_s$  と期待滑動回数  $N_s$  はもともと定義も単位も異なる量であるが、このような場合に両者の値はほぼ一致する。

(8) 転倒の判定

転倒安全率  $F_0$  は次式により求められる。

$$F_0 = \frac{W't - M_U}{M_P} \quad (4.6)$$

ここに、

$t$  : 堤体の後端から重心までの腕の長さ

$M_U$  : 揚圧力によるモーメント

$M_P$  : 水平波力によるモーメント

である。滑動の判定と同様、安全率が1未満のときに転倒すると仮定する。

極値波浪に対する転倒確率  $p_0$  は次式によって求められる。

$$p_0 = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{t_0} \{ p_t(t) p_P(P) p_M(X_M) \cdot p_0(X_0) p_e(X_e) p_\zeta(\zeta) \} dt dP dX_M dX_0 dX_e d\zeta \quad (4.7)$$

ここに、

$t_0$  : 転倒に対する安全率が1となる、堤体の後端から重心までの腕の長さ  $t$

である。供用年数間における転倒遭遇確率  $P_0$  および期待転倒回数  $N_0$  は、それぞれ次式により求められる。

$$P_0 = 1 - (1 - p_0)^{50} \quad (4.8a)$$

$$N_0 = 50 p_0 \quad (4.8b)$$

なお、転倒遭遇確率  $P_0$  と期待転倒回数  $N_0$  の定義の違いは、図-4.2に示した滑動遭遇確率  $P_s$  と期待滑動回数  $N_s$  の定義の違いと同様である。

(9) 期待滑動量

下迫ら(1994)によれば、個々の波に対する滑動量  $S$  は次式によって求められる。

$$S = \frac{g \tau_0^2 (P' - fW')^3 (P' + fW')}{8fWW'P'^2} \quad (4.9a)$$

$$\tau_0 = \left( \frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} \right)^2 \left( 0.5 - \frac{H}{8h} \right) T \quad (4.9b)$$

$$P' = P + fU \quad (4.9c)$$

ここに、

$g$  : 重力加速度

$\tau_0$  : 衝撃波力の作用時間

$\alpha^*$  : 衝撃波力係数(高橋ら, 1992)

$W$  : 堤体の空中重量

$W'$  : 堤体の水中重量

$P'$  : 滑動合成波力

$P$  : 水平波力

$U$  : 揚圧力

$H$  : 入射波の波高

$h$  : 防波堤の設置水深

$T$  : 入射波の周期

である。滑動量は衝撃波力の作用時間  $\tau_0$  の2乗に比例するので、滑動量の計算において衝撃波力の作用時間の評価が非常に重要である。

なお、式(4.9a,b,c)によって得られる滑動量にも偏りやばらつきがあるものと考えられるが、それがどの程度であるということまでは明らかにされていない。そこで、本論文では、この式で得られた滑動量を確定値として扱うことにする。

供用年数間における期待滑動量  $\bar{S}$  は次式により求められる。

$$\bar{S} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{t_0} \{ S \cdot p_f(f) p_P(P) p_M(X_M) \cdot p_0(X_0) p_e(X_e) p_\zeta(\zeta) \} df dP dX_M dX_0 dX_e d\zeta \quad (4.10)$$

防波堤の滑動安定性に影響を及ぼすような擾乱は1年に1回発生し、高波継続時間は2時間と仮定する。

4.3 不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響

典型的な波浪条件および防波堤断面に対して、不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響を感度分析によって調べる。

(1) 計算条件

海底地形は勾配が 1/100 の直線等深線海岸とする。最高波  $H_{max}(=H/250)$  が砕波の影響を受けない水深 30m (相対水深  $h/H_0=3.84$ ) に防波堤Ⅰ，砕波の影響を受ける水深 10m ( $h/H_0=1.29$ ) に防波堤Ⅱを，それぞれ海岸線に対して平行に設置する。

沖波の出現確率は Weibull 分布 (尺度母数  $A=2.0$ , 位置母数  $B=4.05$ , 形状母数  $k=2.0$ ) にしたがうものとする。50 年確率波の波高  $H_0$  は 8.0m, 周期  $T_0$  は 13.0s である。波浪は等深線および防波堤に対して直角に入射するものと仮定する。

防波堤の構造形式は混成堤とし，滑動安全率がちょうど 1.2, 転倒安全率が 1.2 以上, 端し圧が概ね  $70t/m^2$  以下となるように堤体幅とマウンド厚を定める。

(2) ばらつきによる被災遭遇確率の変化

表-4.1は，潮位差が 2.0m の場合について，ばらつきの大きさによる被災遭遇確率の変化を示したものである。

まず，堤前波が砕波減衰していない防波堤Ⅰについてみると，ばらつきがない場合 (ケース①) には滑動遭遇確率，期待滑動量ともにほとんど 0 である。これは，不確定要因に推定の偏りがあるために，滑動安全率が 1.2 となるように設計した堤体であっても，実際の滑動安全率は 1.2 よりも大きな値を中心にばらついているためである。沖波推定，波浪変形計算，波力算定，摩擦係数の何れかにばらつきがある場合 (ケース②～⑤) と比べて，全項目にばらつきがある場合 (ケース⑥) には桁違いに

滑動遭遇確率や期待滑動量は大きくなるが，それでも滑動遭遇確率は 0.24, 期待滑動量は 4.2cm に過ぎない。なお，今後の研究や施工技術の進歩によってばらつきを 10%低減 (ケース⑦) できれば滑動遭遇確率や期待滑動量を半分程度に，50%低減できれば桁違いに安全性を向上できる。このことは「安全率を下げて同程度の安全性が確保できる」ということも意味する。

次に，堤前波が砕波減衰している防波堤Ⅱについてみると，沖波推定にばらつきがあっても波浪変形計算にばらつきがなければ (ケース②)，設計堤前波を超過する堤前波は発生せず，滑動も生じないことが分かる。なお，転倒安全率が 2.21 と大きいため，何れのケースにおいても転倒遭遇確率は非常に小さい。

(3) 潮位差による被災遭遇確率の変化

潮位差の小さな日本海側では潮位が常に設計潮位に近い状態であるのに対し，潮位差の大きな太平洋側では設計潮位よりも潮位が大きく下がる。潮位が下がると堤体に作用する浮力が小さくなり，比較的浅い場所では砕波による波高低減も起きるので，安全性に余裕が生じる。

表-4.2は潮位差による被災遭遇確率の違いを示したものである。不確定要因の偏りやばらつきは現状レベル (表-4.1のケース⑥) のものを与えた。沖合の防波堤Ⅰでは，滑動遭遇確率などの値は潮位差によってほとんど変化していない。これに対して防波堤Ⅱでは，潮位差が大きくなるにつれて滑動遭遇確率などの値は小さくなっており，このケースでは，太平洋側の代表的な潮位差である 2.0m と日本海側の代表的な潮位差である 0.5m とで 2 倍程度も違いのあることが分かる。

表-4.1 ばらつきによる被災遭遇確率の違い

ばらつきの与え方	ばらつきの変動係数				防波堤Ⅰ $h/H_0=3.84$ $h=30m, F_s=1.2, F_o=1.90$			防波堤Ⅱ $h/H_0=1.28$ $h=10m, F_s=1.2, F_o=2.21$		
	沖波	波浪変形計算	波力算定	摩擦係数	滑動遭遇確率 $P_s$	転倒遭遇確率 $P_o$	期待滑動量 $S(cm)$	滑動遭遇確率 $P_s$	転倒遭遇確率 $P_o$	期待滑動量 $S(cm)$
①全くなし	0	0	0	0	$<10^{-6}$	$<10^{-6}$	0.000050	0	0	0
②沖波のみ	0.10	0	0	0	0.0090	0.000016	0.0055	0	0	0
③波浪変形のみ	0	0.09	0	0	0.0057	0.000016	0.020	$<10^{-6}$	$<10^{-6}$	0.11
④波力算定のみ	0	0	0.22	0	0.023	0.00014	0.045	0.00010	$<10^{-6}$	0.00039
⑤摩擦係数のみ	0	0	0	0.17	0.011	$<10^{-6}$	0.0056	0.0025	0	$<10^{-6}$
⑥全て(現状)	0.10	0.09	0.22	0.17	0.24	0.0098	4.2	0.20	$<10^{-6}$	48.
⑦全て(10%低減)	0.09	0.081	0.195	0.145	0.16	0.0048	1.8	0.092	$<10^{-6}$	11.
⑧全て(50%低減)	0.05	0.045	0.11	0.085	0.013	0.000043	0.029	0.000019	$<10^{-6}$	0.000004



表-4.2 潮位差による被災遭遇確率の違い

潮位差 (m)	防波堤 I $h/H_0=3.84$ $h=30\text{m}, F_s=1.2, F_o=1.90$			防波堤 II $h/H_0=1.28$ $h=10\text{m}, F_s=1.2, F_o=2.2$		
	滑動遭遇確率 $P_s$	転倒遭遇確率 $P_o$	期待滑動量 $S(\text{cm})$	滑動遭遇確率 $P_s$	転倒遭遇確率 $P_o$	期待滑動量 $S(\text{cm})$
0.5	0.25	0.010	4.3	0.39	0.000032	88.
1.0	0.25	0.010	4.3	0.32	0.000007	73.
1.5	0.24	0.0099	4.3	0.26	$<10^{-6}$	59.
2.0	0.24	0.0098	4.2	0.20	$<10^{-6}$	48.
2.5	0.24	0.0098	4.2	0.15	$<10^{-6}$	38.
3.0	0.24	0.0099	4.2	0.12	$<10^{-6}$	30.

4.4 既設防波堤の安全性

本節では、現在供用中の防波堤堤体の、供用年数間における滑動遭遇確率、期待滑動量、転倒遭遇確率を計算することによって、現行設計法で設計された防波堤の安全性を調べる。

(1) 対象とした防波堤

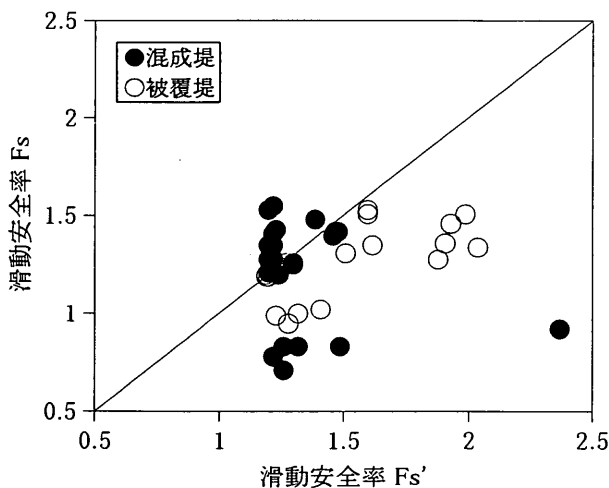
対象とした防波堤断面は、現在供用中の混成堤 30 断面および消波工被覆堤 19 断面である。表-4.3は、対象とした防波堤の諸元の範囲を示したものである。

(2) 滑動や転倒に対する安全率

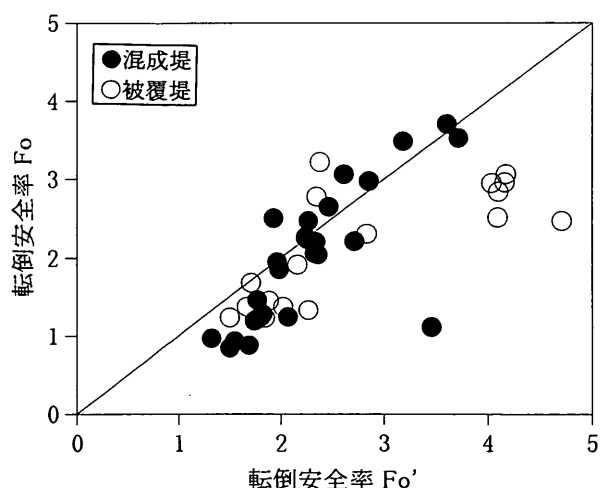
図-4.3(a)は滑動に対する安全率、図-4.3(b)は転倒に対する安全率について、それぞれ設計計算書の値 ( $F_s'$ ,  $F_o'$ ) と今回の再計算した値 ( $F_s$ ,  $F_o$ ) を比較したものである。設計計算書と今回の計算とに差があるのは、主として以下の理由によるものである。

表-4.3 対象とした防波堤の諸元

沖波の発生確率分布	Weibull 分布 (一部は Gumbel 分布)
設計換算沖波波高	2.4 ~ 11.4 m
沖波周期	4.9 ~ 16.0 s
海底勾配	0.001 ~ 0.014
潮位差	0.44 ~ 2.46 m
平均海面に対する水深	5.2 ~ 26.0 m
相対水深	0.89 ~ 5.85
マウンド高さ	1.7 ~ 10.2 m
堤体幅	4.5 ~ 25.0 m
摩擦係数	0.6 (一部は 0.7)



(a) 滑動



(b) 転倒

図-4.3 安全率の比較

①高潮偏差

設計計算書では、朔望平均満潮位またはこれに高潮偏差を加えた潮位で安全率が計算されている。これに対して今回の計算では、高潮偏差を無視し、朔望平均満潮位で安全率を計算した。

②波浪変形計算

設計計算書では、合田(1975)の碎波帯内波高算定図から値を直接読みとったもの、この図の数値を数式化した略算式によるもの、エネルギー平衡方程式による数値計算モデルをコンピュータで解いたものなどがある。本研究では、合田(1975)の略算式に統一している。

③波力公式

設計計算書では、広井式、サンフルー式、森平式、従来の合田(1973)の波力算定式が用いられている。本研究では高橋ら(1992)の式に統一している。

(3)滑動遭遇確率

図-4.4は、滑動安全率（入射波向の15deg危険側補正あり） $F_s$  と供用年数間における滑動遭遇確率（入射波向を補正せずに計算） $P_s$  との関係を示したものである。この図から、同じ滑動安全率であっても、防波堤の構造形式によって滑動遭遇確率は異なることが分かる。それぞれの構造形式について、滑動安全率と滑動遭遇確率とは平均的に次式に示す関係がある。

$$\text{混成堤} : P_s = 10^{(1.45 - 2.05F_s)} \quad (4.11a)$$

$$\text{消波工被覆堤} : P_s = 10^{(3.08 - 4.18F_s)} \quad (4.11b)$$

これらの式から滑動安全率 1.2 に対応する全国平均的な滑動遭遇確率を求めると、混成堤では 0.099、消波工被覆堤では 0.012 である。ただし、ここでいう滑動とは

「安全率が1を切る」という意味であり、防波堤としての機能を失うほど大きな滑動が起きる確率は、これらの値よりも小さいものと考えられる。

混成堤について、潮位差の大きな場所（H.W.L. - L.W.L.  $\geq 1\text{m}$ ）と小さな場所（H.W.L. - L.W.L.  $< 1\text{m}$ ）とで滑動遭遇確率を比較すると、潮位差の小さな場所の方が大きい。これは、潮位差の小さな場所では常に設計潮位に近い潮位であるためである。

(4)転倒遭遇確率

図-4.5は、転倒安全率  $F_o$  と供用年数間における転倒遭遇確率（入射波向を危険側補正せずに計算） $P_o$  の関係を示したものである。安全率が2より小さい範囲では、次式に示す関係がある。

$$P_o = 10^{(1.16 - 2.79F_o)} \quad (4.12)$$

この式によれば、安全率 1.2 に対応する全国平均的な転倒遭遇確率は 0.0064 である。なお、混成堤と消波工被覆堤との差が小さいので、両構造形式に対して1つの回帰式とした。

図-4.3(a), (b)で示したように、現行防波堤の転倒安全率は2よりも大きな値をとることが少なくない。したがって、防波堤が実際に転倒する確率は極めて小さいことがわかる。

高山ら(1994a)は、混成堤について、転倒安全率が1.2となる転倒遭遇確率が、滑動安全率が1.2となる滑動遭遇確率の1/30程度になることを示唆した。今回の計算でも、転倒遭遇確率が滑動遭遇確率の約1/15であることがわかった。つまり、必ずしも現行の所要安全率1.2は滑動と転倒とで同じ安全性を保証していない。但し、堤体が若干滑動したときと転倒したときとは、防波堤

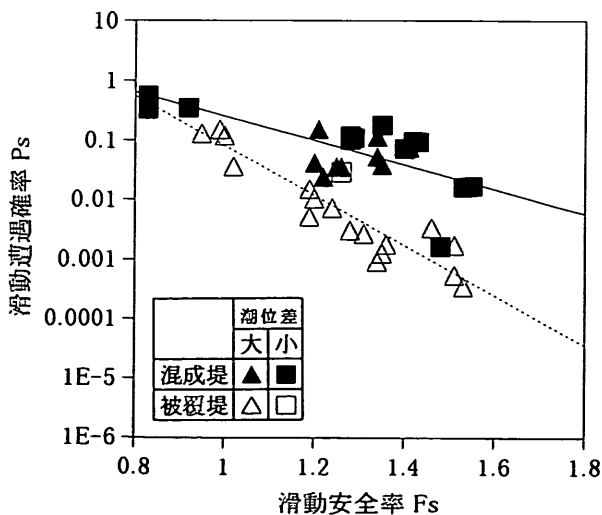


図-4.4 滑動安全率と滑動遭遇確率

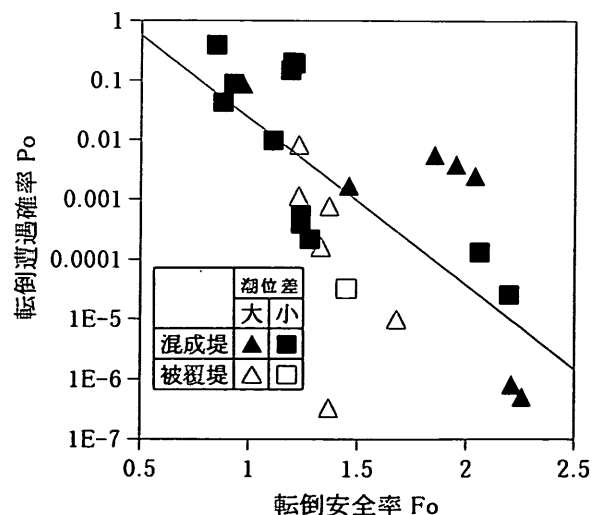


図-4.5 転倒安全率と転倒遭遇確率

としての機能の損失の程度や、復旧に要する費用が異なる。約 1/15 という数値が妥当であるかは議論の余地があるが、転倒遭遇確率が滑動遭遇確率よりも小さいこと自体は妥当であると考えられる。

(5) 被災調査で得られた被災遭遇確率との比較

表-4.4は、第2章において述べた被災調査の結果と、本章において述べた信頼性理論による計算とで、滑動遭遇確率および転倒遭遇確率を比較したものである。被災調査による値の方が小さくなっているが、オーダー的にみれば大差はない結果となっている。

但し、被災調査と理論計算とでは前提が異なるので、両者で値を比較する場合には、以下の点について注意が必要である。

- ①被災調査の対象期間は5年間と短い。また、理論計算で対象とした堤体の数も限られている。したがって、両者とも、あまり信頼のおける数値ではない。
- ②理論計算では、滑動、転倒ともに安全率が1.2に対応する被災遭遇確率を示している。しかし、実際には、安全率が1.2より大きな堤体もある。また、理論計算では、当該防波堤の沖側に別の防波堤が設置されることによって堤前波が小さくなることを想定していない。これらのことは、理論計算による値が実際の値に対して大きな値を与える原因となる。
- ③理論計算では、消波ブロックの散乱・沈下、マウンドの洗掘に起因する被災を想定していない。さらに、被災調査によると被災は消波工端部や隅角部に集中しており、理論計算で想定した標準断面部の被災は少ない。以上のことは、理論計算による値が実際の値よりも小さな値を与える原因となる。

表-4.4 被災遭遇確率の比較

	構造形式	被災調査 H1-5年度	信頼性理論 安全率 1.2
滑動遭遇確率	混成堤	0.032	0.099
	消波工被覆堤	0.0030	0.012
転倒遭遇確率	混成堤	0.0011	0.0064
	消波工被覆堤	0.	

(6) 期待滑動量

図-4.6は、滑動安全率  $F_s$  と供用年数間における期待滑動量（入射波向を危険側補正せずに計算） $\bar{S}$  (cm) の関係を示したものである。両者には平均的に次式に示す関係がある。

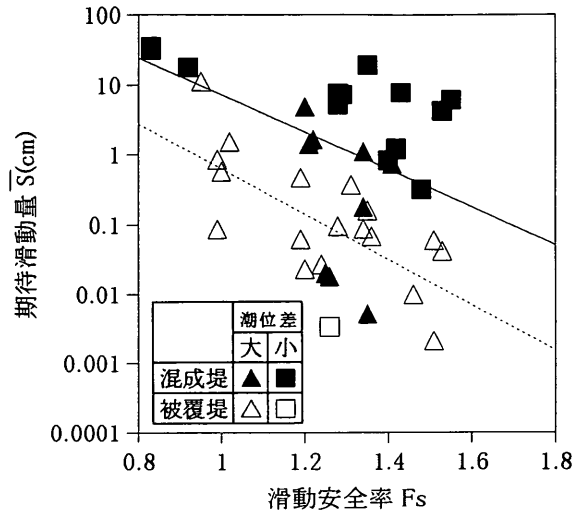


図-4.6 滑動安全率と期待滑動量

$$\text{混成堤: } \bar{S} = 10^{(3.52 - 2.67F_s)} \quad (4.13a)$$

$$\text{消波工被覆堤: } \bar{S} = 10^{(3.04 - 3.25F_s)} \quad (4.13b)$$

これらの式によれば、安全率 1.2 に対応する全国平均的な期待滑動量は、混成堤で 2.1cm、消波工被覆堤で 0.13cm である。また、混成堤について、期待滑動量 30cm に対応する滑動安全率を逆算すると 0.77 である。

但し、潮位差をはじめとする設計条件によってかなり差がある。混成堤について潮位差の大きい場所と小さい場所とを比較すると、同一の滑動安全率に対して期待滑動量に 1 桁近くの違いのあることが分かる。

(7) 波向補正の影響

現行設計法では、波浪変形計算によって求められた入射角  $\theta$  を  $\pm 15\text{deg}$  の範囲で危険側に振った入射角  $\beta$  で波力を算定し、この波力に対して安全率を計算している。図-4.7は未補正入射角  $\theta$  (deg) と補正済入射角  $\beta$  (deg) の関係を示したものであり、次式によって波向補正が行なわれている。

$$\beta = \begin{cases} \theta - 15\text{deg} & (15\text{deg} \leq \theta) \\ 0\text{deg} & (\theta < 15\text{deg}) \end{cases} \quad (4.14)$$

合田式では波圧強度の算定式に入射角の項が含まれているので、未補正入射角  $\theta$  に対する波力よりも補正済入射角  $\beta$  に対する波力の方が大きく算定される。

そこで、表-4.3に示した既設防波堤（補正済入射角  $\beta$  に対してある滑動安全率をもつ防波堤）を防波堤  $B_\beta$ 、この防波堤の堤体幅を狭くして未補正入射角  $\theta$  に対して防波堤  $B_\theta$  と同一の滑動安全率をもつようにした防波堤を防波堤  $B_\theta$  とする。すなわち、防波堤  $B_\beta$  は補正済入射角  $\beta$ 、防波堤  $B_\theta$  は未補正入射角  $\theta$  に対して、それぞ

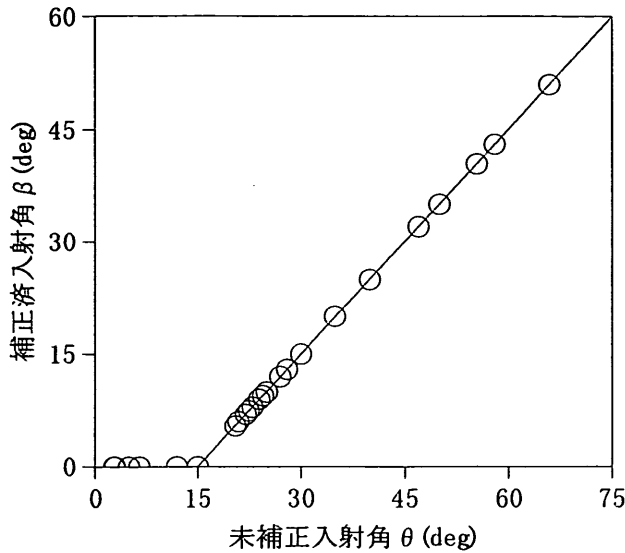


図-4.7 波向補正

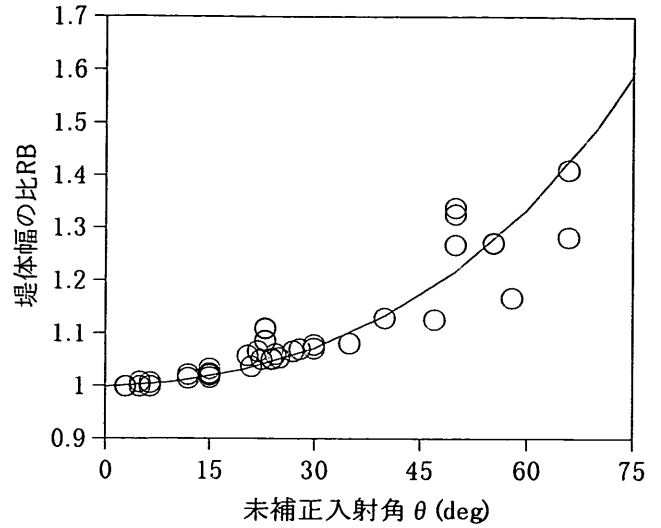


図-4.8 波向補正による安全率の変化

れ所定の安全率を持つ防波堤であると考えれば良い。

図-4.8は、防波堤Bβの堤体幅と防波堤Bθの堤体幅の比RBを示したものである。波向補正によって堤体幅は大きく設計されるが、入射角θが大きくなるにつれてその傾向は顕著になる。例えば、未補正入射角θ=45degのときに堤体幅の比RBは1.2程度であり、堤体の安定性は波向補正によって2割程度も高められている。

図-4.9は、滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量について、防波堤Bβと防波堤Bθにおける各値の比（順に、RS, RO, RQ）を示したものである。直入射に近いときには波向補正をしても滑動遭遇確率などの値にあまり変化はないが、入射角θが大きいくときには波向補正によって滑動遭遇確率などの値が低く抑えられていることが分かる。但し、このことは「入射角が大きい堤体を設計するときには、入射角を正確に推定する必要がある」ということも意味する。

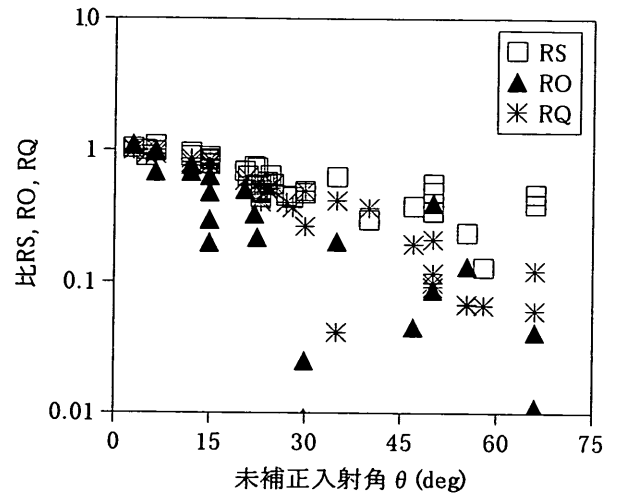


図-4.9 波向補正による被災遭遇確率の変化

以上のように、安全率が同じであっても、堤体への入射角θによって滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量は異なる。その影響は、防波堤の構造形式、潮位差に次いで大きいものであると考えられる。

(8) 潮位変化の与え方による被災遭遇確率の違い

図-3.1に示したように、潮位変化を単純なcos波で与えると、潮位の発生確率分布は朔望平均満潮位 H.W.L.と朔望平均干潮位 L.W.L.の2箇所にピークを持つ凹型の分布になる。しかし、実際の潮位の発生確率分布は、平均海面 M.S.L.付近にピークのある凸型をしている。このような理由で、本論文では主要4分潮を用いて潮位変化を計算している。

図-4.10は、潮位変化を単純なcos波で与えた場合の

滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量が、主要4分潮で潮位変化を計算することによってそれぞれ何倍になるかを示したものである。図において、rsは滑動遭遇確率の比、roは転倒遭遇確率の比、rqは期待滑動量の比である。相対水深  $h/H_0'$  ( $h$ : 平均海面に対する設置水深、 $H_0'$ : 設計換算沖波) が2より小さいときに、これらの比は1より小さくなっている。すなわち、設計波クラスの波浪が碎波減衰の影響を受ける条件に対して、潮位変化を単純なcos波で近似すると、滑動遭遇確率などの値を過大に見積もる傾向がある。一方、相対水深  $h/H_0'$  が2より大きいときには、これらの比が1を中心に分布しており、滑動遭遇確率などの値に偏りが生じにくいことが分かる。

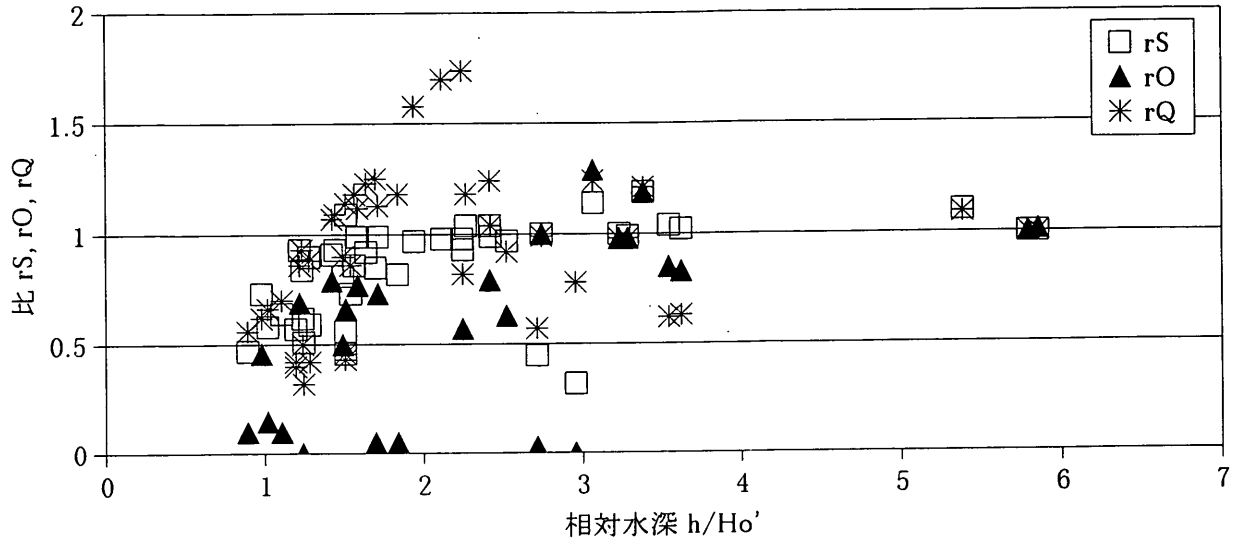


図-4.10 相対水深による被災遭遇確率の比の変化

### 5. 現行設計法と信頼性設計法による堤体幅の比較設計

本章では、許容応力度設計法（安全率を用いた現行設計法）と信頼性設計法とで比較設計し、それぞれの特徴を明らかにする。尚、本章で示す比較設計は多くの仮定の下に試算したものであることを、あらかじめお断りしておく。

#### 5.1 設計条件

##### (1) 防波堤の配置

海底勾配が 1/100 の直線等深線海岸に、図-5.1に示すように防波堤を配置する場合を考える。本論文で対象とする工区は、等深線に対して 30deg に配置された主防波堤の水深 10m および 20m 地点である。

但し、水深は設計潮位（朔望平均満潮位）を基準としたものであり、潮位基準面 C.D.L.を基準とした水深は潮位差によって異なる。

##### (2) 波浪

沖波（極値波浪）の発生確率分布は Weibull 分布 ( $k=2.0, A=2.0$ ) に従い、50 年確率波の波高は 8.0m, 周期は 13.0s とする。波形勾配は 0.030 であり、光易型方向関数の方向集中度パラメータ  $S_{max}$  は 25 と推定される。沖波の主波向は等深線に対して直角で、堤体への入射角  $\theta$  は防波堤法線に対して 30deg とする。

##### (3) 潮位

高潮偏差は生じないものとし、天文潮のみ考慮する。

天文潮による潮位差（朔望平均満潮位 H.W.L. - 朔望平均干潮位 L.W.L.）は、太平洋沿岸の代表値である 2.0

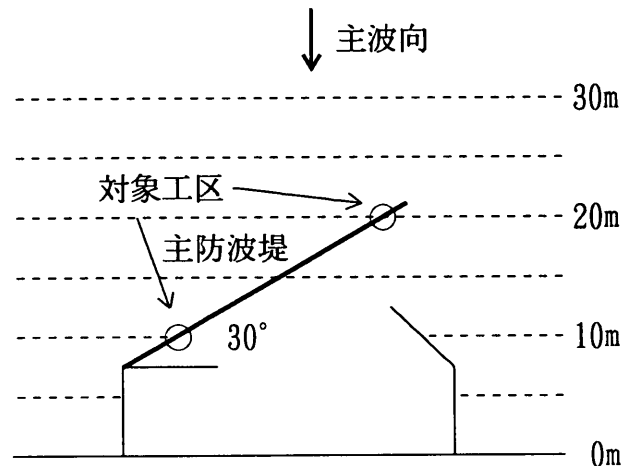


図-5.1 防波堤の配置

m と日本海沿岸の代表値である 0.5m の 2 種類を考える。それぞれの場所における調和定数を表-5.1に示す。太平洋沿岸の平均半潮差は小名浜の値を 1.38 倍、日本海沿岸の平均半潮差は舞鶴の値を 1.03 倍したものである。遅角は、太平洋では小名浜、日本海側では舞鶴の値をそのまま使用する。

##### (4) 防波堤の構造

構造形式は混成堤および消波工被覆堤の 2 種類とする。

堤体の天端高は、水深 20m における有義波高  $H_{1/3}$  を用いて、設計潮位（朔望平均満潮位 H.W.L.）上  $0.6H_{1/3}$  とする。港外側マウンドの肩幅  $B_{Mf}$ (m) は、堤体幅  $B$ (m) の関数として次式により与える。

$$B_{Mf} = \max\{(B+1)/2, 5\} \quad (5.1)$$

また、堤体の単位体積重量は、前章で対象とした既設防波堤の平均値である  $2.23t/m^3$  ( $21.9kN/m^3$ ) を用いる。

表-5.1 調和定数

	太平洋沿岸	日本海沿岸
潮位差 (cm)	200.	50.
経度 $\phi L$ (deg)	140.54	135.23
平均半潮差 $H_1$ ( $M_2$ ) (cm)	42.60	6.47
$H_2$ ( $S_2$ ) (cm)	20.02	2.35
$H_3$ ( $O_1$ ) (cm)	23.97	5.45
$H_4$ ( $K_1$ ) (cm)	30.17	5.35
遅角 $\kappa_1$ ( $M_2$ ) (deg)	123.47	74.10
$\kappa_2$ ( $S_2$ ) (deg)	156.42	94.47
$\kappa_3$ ( $O_1$ ) (deg)	156.85	315.56
$\kappa_4$ ( $K_1$ ) (deg)	173.47	343.61

5.2 設計基準

本章では、表-5.2に示す4種類の安全水準によって堤体を設計する。詳細については以下の通りである。

(1) 許容応力度設計法における安全水準

再現期間 50 年の沖波を設計沖波と定め、波浪変形計算を行なって防波堤設置地点における波浪諸元を求める。波浪変形計算によって得られた堤体への入射角は± 15 deg の範囲で危険側に補正し、波力を計算する。最も不利な潮位（設計潮位）に対して、滑動安全率と転倒安全率が 1.2 以上であるように設計する。

なお、以下ではこの設計法を「安全率設計法」と記す。

(2) 信頼性設計法における安全水準

防波堤の供用年数を 50 年と仮定して、供用年数間における滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量、期待総費用を計算する。そして、以下に示す安全水準をそれぞれ満たす堤体を設計する。

- ①滑動遭遇確率および転倒遭遇確率が許容値以下となる最小の断面を採用する（以下では便宜的に「被災確率設計法」という用語を用いる）。
- ②期待滑動量が許容値以下となる最小の断面を採用する（「変形量設計法」）。
- ③初期建設費と復旧費の期待値との和が最小となる断面を採用する（「費用最小化設計法」）。

(3) 滑動遭遇確率および転倒遭遇確率の許容値

滑動遭遇確率および転倒遭遇確率の許容値については、以下の2つの定め方が考えられる。

- a. 構造形式、潮位差、水深などの設計条件によらず、全国で統一した安全性を保証する

表-5.2 本論文で仮定した各設計法の安全水準

設計法	安全水準
安全率設計法	①設計沖波の再現期間は 50 年とする。 ②堤体への入射波向は補正する。 ③滑動安全率が 1.2 以上とする。 ④転倒安全率が 1.2 以上とする。
被災確率設計法	①防波堤の供用年数は 50 年とする。 ②堤体への入射波向は補正しない。 ③供用年数間の滑動遭遇確率は、混成堤で 0.099 以下、消波工被覆堤で 0.012 以下とする。 ④供用年数間の転倒遭遇確率は、混成堤、消波工被覆堤ともに 0.0064 以下とする。
変形量設計法	①防波堤の供用年数は 50 年とする。 ②堤体への入射波向は補正しない。 ③供用年数間の期待滑動量は 30cm 以下とする。
費用最小化設計法	①防波堤の供用年数は 50 年とする。 ②堤体への入射波向は補正しない。 ③期待総費用（初期建設費と期待復旧費の和）が最小となる断面とする。 ④防波堤の被災によって生じる間接的な被害は考慮しない。

既設防波堤の全国平均的な滑動遭遇確率や転倒遭遇確率を調べ、その値を許容値に採用するもので、現行設計法との整合性をとることができる。もし既設防波堤の安全性が全国平均的にみて過剰であると考えるならば、既設防波堤の平均値よりも若干大きな値を許容値として採用することも考えられる。

- b. 被災したときの被害額、復旧の費用や難易度に応じた安全性を保証する

あらかじめ防波堤の機能や重要度をいくつかのランクに整理し、それぞれに対して許容値を設定しておく方法である。

そのためには、典型的な断面に対して初期建設費と復旧費の和の期待値（期待総費用）を試算し、経済的な観点からも妥当な許容値であることを確認しておく必要がある。

本論文では対象とする防波堤の機能や重要度を特に規定していないので、a の考え方によって許容値を仮定す

ることとする。前章で記したように、滑動安全率 1.2 に対応する平均的な滑動遭遇確率は、混成堤で 0.099、消波工被覆堤で 0.012 であり、これらの値を許容滑動遭遇確率  $P_{So}$  とする。また、転倒安全率 1.2 に対応する平均的な転倒遭遇確率は混成堤および消波工被覆堤に対して 0.0064 であり、この値を両方の構造形式に対する許容転倒遭遇確率  $P_{Oa}$  として定める。尚、今後も既設防波堤に対するキャリブレーションを続け、これらの許容値を見直していく必要があることは言うまでもない。

#### (4) 期待滑動量の許容値

期待滑動量の許容値についても、前項に記した a, b の考え方ができる。

b の考え方に沿う場合、期待滑動量の許容値は以下の 2 つの点を考慮して定めれば良い。

##### ① その防波堤が持つ機能を維持できる変形量とする

多くの防波堤は「波を防ぐ」という機能が失われないう程度の変形なら許される。しかし、散策用に開放された親水性防波堤については、上部施設が破壊されない程度に許容値を小さくする必要がある。

##### ② 他の破壊モードを誘発しない変形量とする

堤体の滑動量が 30 ~ 50cm 程度を越えると、滑動した堤体に波力が集中することによってさらに滑動が促進されたり、隣接した堤体の側壁が損傷したり、マウンドが洗掘されて支持力が低下する可能性がある。このような破壊のプロセスを考慮した設計は現時点では困難であるので、他の破壊モードを誘発しない程度の滑動量を許容値を定めることが妥当である。

本論文では、b の定め方に従って許容期待滑動量  $\bar{S}_a$  を 30cm と仮定する。但し、衝撃波力の作用時間など未究明の不確定要因が残されているため、本論文で示した計算方法によって得られる期待滑動量は真値に対して小さい方または大きな方に偏っており、これが過小または過大な設計堤体幅を与える原因となり得る。本論文で示した計算方法では、安全率 1.2 に対応する期待滑動量は混成堤で 2.1cm、消波工被覆堤で 0.13cm であり、許容値を 30cm と仮定すると、設計堤体幅はかなり狭くなることが予想される。

#### (5) 期待総費用の計算方法

供用年数間における期待総費用  $Y_T$  は、初期建設費  $Y_I$  と、供用年数間に発生する被災に対する復旧費の期待額(期待復旧費)  $Y_{RE}$  との和であると考える。

$$Y_T = Y_I + Y_{RE} = Y_I + N_{ES} Y_R \quad (5.2a)$$

$$N_{ES} = N_S + N_O - N_{S:O} \quad (5.2b)$$

ここに、

$N_{ES}$  : 供用年数間における、滑動または転倒が起きる期待回数

$N_S$  : 供用年数間における期待滑動回数

$N_O$  : 供用年数間における期待転倒回数

$N_{S:O}$  : 供用年数間における、滑動と転倒が同時発生する期待回数

$Y_R$  : 被災一回あたりの復旧費

である。初期建設費とは、地盤改良やマウンド設置も含む防波堤全体の建設費用である。また、復旧費とは、例えば、ケーソンを浮上させて再設置するのに要する費用である。本論文では、これらの費用を高山ら(1994a, 1994b)の仮定を用いて求める。但し、これらの費用が、作業基地から建設地点に至る距離、地盤改良の規模や方法、被災した時の復旧方法など、様々な条件によって大きく異なることは言うまでもない。

また、現実には、防波堤の被災によって港内の静穏度が低下し、荷役に障害が発生することがある。このような防波堤の被災に伴う間接的な被害も、総費用に組み入れて考える必要はあるが、間接的な被災額の推定は非常に困難であるので、本論文では考慮しないものとする。

以上の仮定により、本章で示す費用最小化設計法による堤体幅は、必ずしも全国平均的なものではなく、むしろ「条件によってはこの程度まで狭くできる」という最小値を示したものであると考えられる。

### 5.3 堤体幅による被災遭遇確率の変化

本節では、滑動安全率、転倒安全率、端し圧、滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量、初期建設費、期待復旧費、期待総費用が堤体幅によってどのように変化するかを示す。例として用いる防波堤は、設置水深  $h$  が 10m、マウンド高  $h_M$  が 1.5m の混成堤である。

#### (1) 滑動安全率・転倒安全率・端し圧

図-5.2は、堤体幅  $B$  による滑動安全率  $F_s$ 、転倒安全率  $F_o$  の変化を、現行設計法で必要とされる安全率 ( $F_{S0}=1.2$ ,  $F_{O0}=1.2$ ) によって無次元化して示したものである。滑動安全率は堤体幅に比例し、13.3m 以上であれば所定の安全率が満たされる。転倒安全率は堤体幅の 2 乗に比例し、10.4m 以上であれば所定の安全率が満たされる。したがって、設計堤体幅は滑動安全率によって決まり、13.3m となる。

なお、図には、端し圧(後し圧)  $p$  の変化も、許容端し圧  $p_a$  を 70tf/m<sup>2</sup> (0.69MPa) と仮定して併記してある。端し圧は堤体幅の 2 乗に反比例して小さくなり、滑動安全率によって定めた堤体幅 13.3m では許容値以下にな

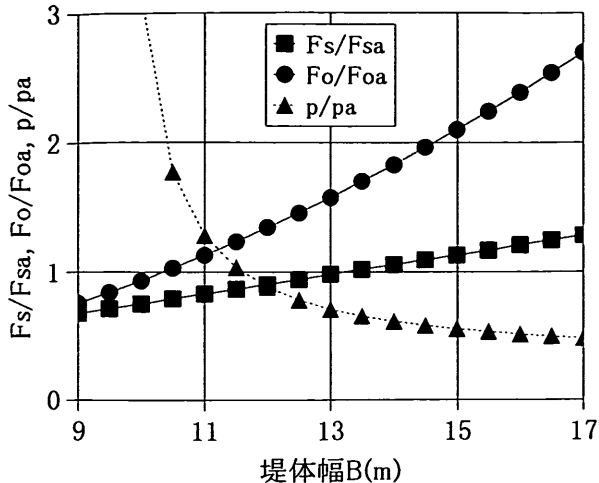


図-5.2 堤体幅による安全率の変化 (混成堤,  $h=10\text{m}$ ,  $h_M=1.5\text{m}$ )

っている。

(2) 滑動遭遇確率・転倒遭遇確率・期待滑動量

図-5.3(a)は、太平洋沿岸について、堤体幅  $B$  による滑動遭遇確率  $P_s$ 、転倒遭遇確率  $P_o$ 、期待滑動量  $\bar{S}$  の変化を、それぞれの許容値 ( $P_{sa}=0.099$ ,  $P_{oa}=0.0064$ ,  $S_a=30\text{cm}$ ) によって無次元化して示したものである。これらの値は堤体幅が大きくなると減少し、それぞれ堤体幅が 13.1m, 10.7m, 12.6m 以上であれば許容値以下となる。したがって、被災確率設計法では堤体幅が滑動遭遇確率によって 13.1m に決まり、変形量設計法では 12.6m となる。

図-5.3(b)は、日本海沿岸について同様に示したものである。滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量は、

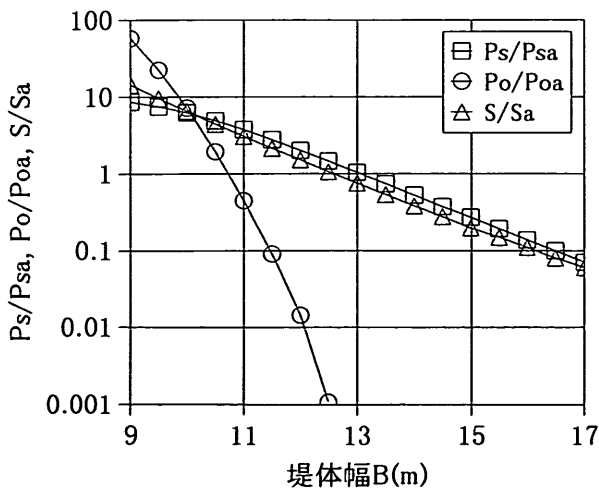
堤体幅がそれぞれ 14.5m, 11.5m, 13.7m 以上のときに許容値以下となっており、被災確率設計法では 14.5m, 変形量設計法では 13.7m と設計される。これらの設計堤体幅は太平洋側よりもそれぞれ 1.4m, 1.1m 広い。これは、潮位差の大きい太平洋沿岸では、潮位の低下によって堤体の水中重量が増したり、砕波によって堤前波高が小さくなるのに対し、潮位差の小さい日本海沿岸では、潮位が常に設計潮位に近いためである。

(3) 初期建設費・期待復旧費・期待総費用

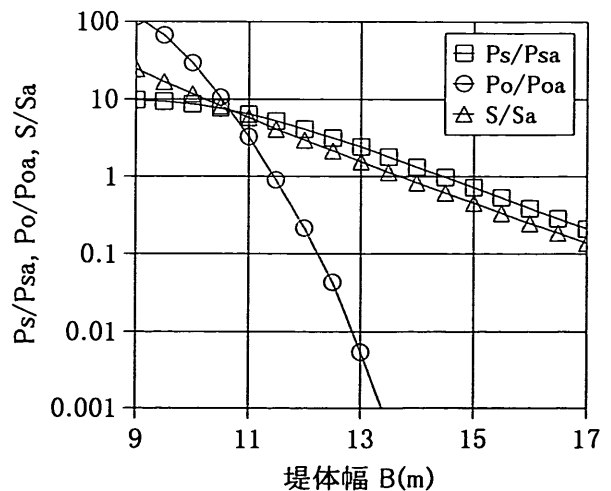
図-5.4(a), (b)は、堤体幅  $B$  と初期建設費  $Y_I$ 、期待復旧費  $Y_{RE}$ 、期待総費用  $Y_T$  の変化を示したものである。但し、期待総費用の最小値  $Y_{op}$  で無次元化して示している。初期建設費は堤体幅に概ね比例して大きくなり、期待復旧費は指数関数的に小さくなるので、これらの和である期待総費用はある堤体幅で最小となる。

この例では、太平洋沿岸で 11.2m, 日本海沿岸で 12.8m のときに期待総費用が最小となっている。これらの堤体幅は安全率設計法による堤体幅よりもそれぞれ 2.1m, 0.5m 狭く、期待総費用もそれぞれ 4%, 0.5% 小さい。また、太平洋沿岸と日本海沿岸とは被災遭遇確率が異なるので、太平洋沿岸における期待総費用は日本海沿岸の約 0.94 倍である。

尚、期待総費用が最小となる堤体幅  $B_{cost}$  や、その堤体幅に対する期待総費用  $Y_{op}$  は、被災 1 回当たりの復旧費  $Y_R$  と初期建設費  $Y_I$  との比によっても変化する。ここに示した数値はあくまで一例である。



(a) 太平洋沿岸



(b) 日本海沿岸

図-5.3 堤体幅による被災遭遇確率の変化 (混成堤,  $h=10\text{m}$ ,  $h_M=1.5\text{m}$ )



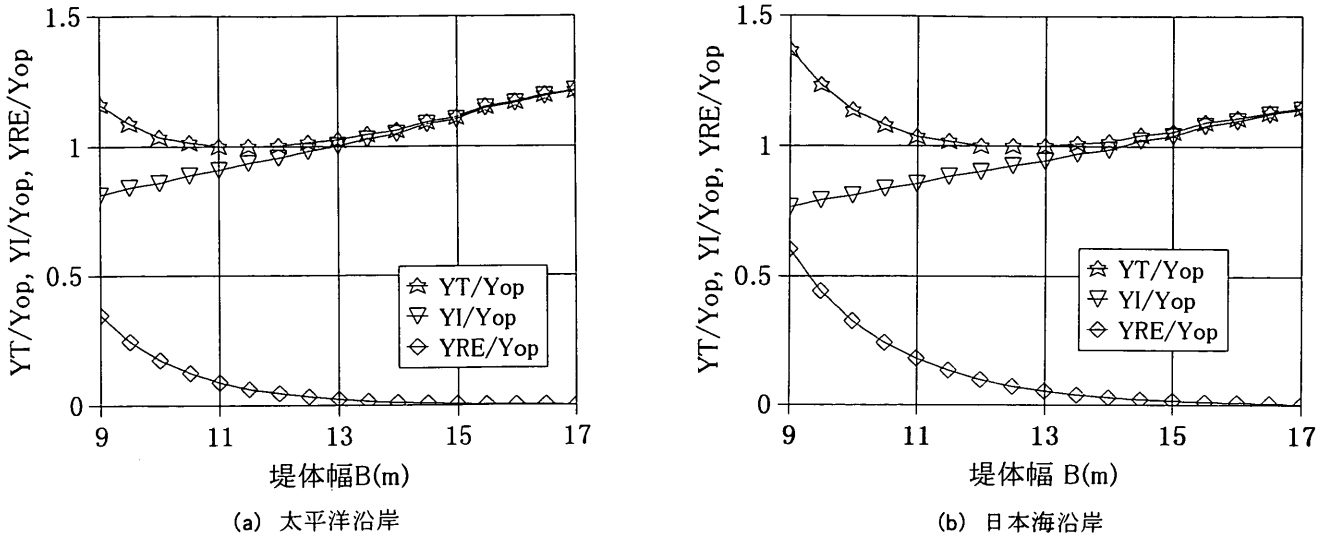


図-5.4 堤体幅による費用の変化 (混成堤,  $h=10\text{m}$ ,  $h_M=1.5\text{m}$ )

#### 5.4 設計法による堤体幅の比較

図-5.5(a)~(h)は、それぞれの設計法によって設計した堤体幅を比較したものである。図において、 $B_{SF}$ は安全率設計法、 $B_{prob}$ は被災確率設計法、 $B_{quan}$ は変形量設計法、 $B_{cost}$ は費用最小化設計法による設計堤体幅であり、 $B_p$ は許容端し圧以下となる最小の堤体幅である。なお、実際の設計では、施工性を考慮して堤体幅を0.5mないし1m単位のきりの良い数値にしている。そこで、本論文においても、設計堤体幅を0.5m単位で切り上げた。

##### (1) 混成堤

まず、設置水深  $h$  が10mの太平洋沿岸において、設計堤体幅を比較すると、低マウンド (マウンド高  $h_M \leq 4\text{m}$ ) では、安全率設計法 ( $B_{SF}$ ) と被災確率設計法 ( $B_{prob}$ ) とがほぼ等しく、変形量設計法 ( $B_{quan}$ ) や費用最小化設計法 ( $B_{cost}$ ) はこれらよりも狭い。高マウンド (マウンド高  $h_M > 4\text{m}$ ) では、安全率設計法 ( $B_{SF}$ ) が被災確率設計法 ( $B_{prob}$ ) よりも明らかに広くなり、変形量設計法 ( $B_{quan}$ ) と費用最小化設計法 ( $B_{cost}$ ) とがほぼ等しくなっている。

これに対し、同じ設置水深でも日本海沿岸では、被災確率設計法による設計堤体幅  $B_{prob}$  が安全率設計法によるもの  $B_{SF}$  よりも広がっている。これは、安全率が同じであっても、潮位差が小さいほど滑動遭遇確率が大きくなるためである。したがって、被災確率設計法を導入することにより、太平洋沿岸では日本海沿岸よりも設計堤体幅を狭くすることができる。

また、太平洋沿岸と日本海沿岸に共通して、費用最小化設計法による堤体幅  $B_{cost}$  は、安全率設計法による堤体幅  $B_{SF}$  よりも1割程度狭くなっている。つまり、防波

堤の初期建設や復旧の条件によっては、費用最小化設計法を用いることで、設計堤体幅を最大で1割程度狭くすることができる。図において、費用最小化設計法の線に上向きの矢印が添えてあるのは、「条件によっては堤体幅がこれより広くなる。この線は条件によってとり得る最小の堤体幅に近い。」ということを示すためである。

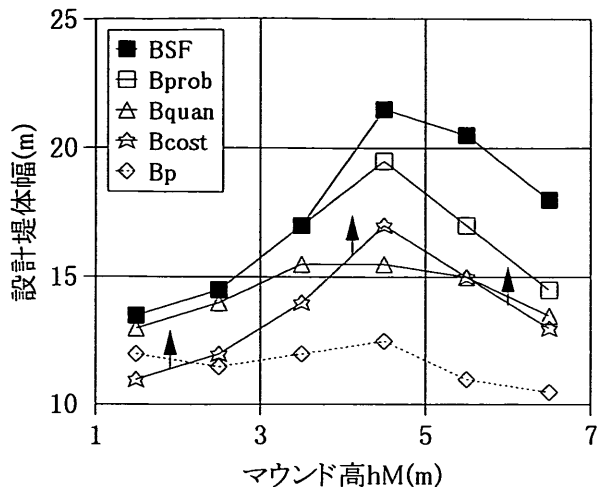
次に、設置水深  $h$  が20mの混成堤について設計堤体幅を比較すると、太平洋沿岸、日本海沿岸ともに、被災確率設計法 ( $B_{prob}$ ) と安全率設計法 ( $B_{SF}$ ) とがほぼ等しく、費用最小化設計法 ( $B_{cost}$ ) と変形量設計法 ( $B_{quan}$ ) はこれらよりも狭くなっている。「太平洋沿岸と日本海沿岸とで傾向が似てくる」ということは「水深が深くなると潮位差の影響が小さくなる」ということを意味している。

ところで、設置水深が深くなると、低マウンドでは端し圧が支配的な断面になる。設置水深  $h$  が20mの場合、マウンド高  $h_M$  が6m以下になると、許容応力度設計法に基づく現行設計法では、端し圧によって堤体幅が決まる。しかし、土田ら(1996)によれば、マウンドの円形滑りに対する安全率が1を切るような超過外力が一時的に作用したとしても、作用時間が短いために全面的な破壊には至らない。したがって、信頼性理論を用いて端し圧をマウンドの期待円形滑り量として評価し、その値が小さいことを確認できれば、設計堤体幅を狭くできる。

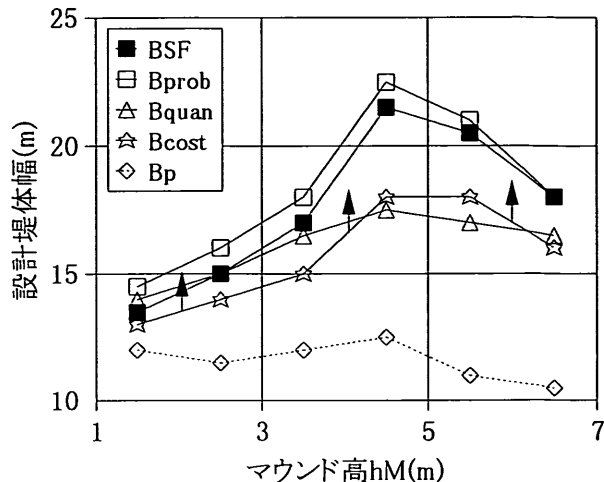
##### (2) 消波工被覆堤

設置水深  $h$  が10mの太平洋沿岸では、マウンド高  $h_M$  に関わらず、安全率設計法 ( $B_{SF}$ )、被災確率設計法 ( $B_{prob}$ )、費用最小化設計法 ( $B_{cost}$ )、変形量設計法 ( $B_{quan}$ ) の順に設計堤体幅は広い。

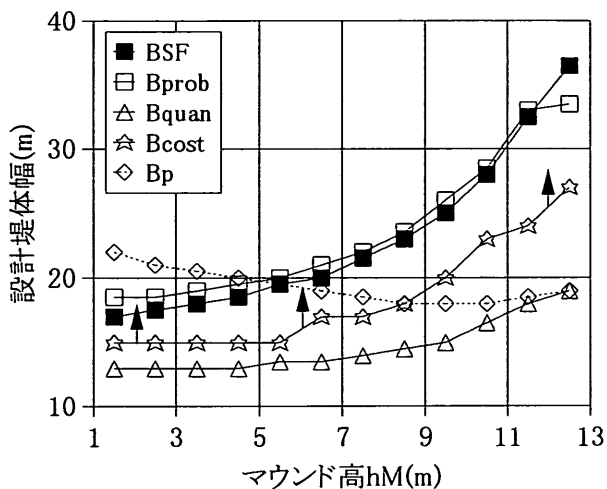
また、同じ設置水深であっても日本海沿岸では、被災



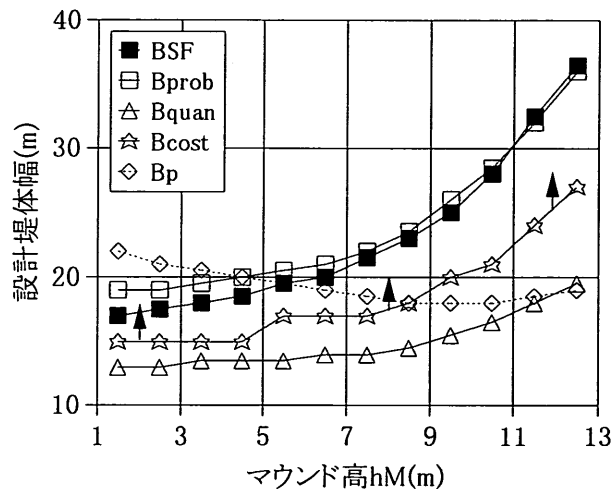
(a) 混成堤,  $h=10\text{m}$ , 太平洋沿岸



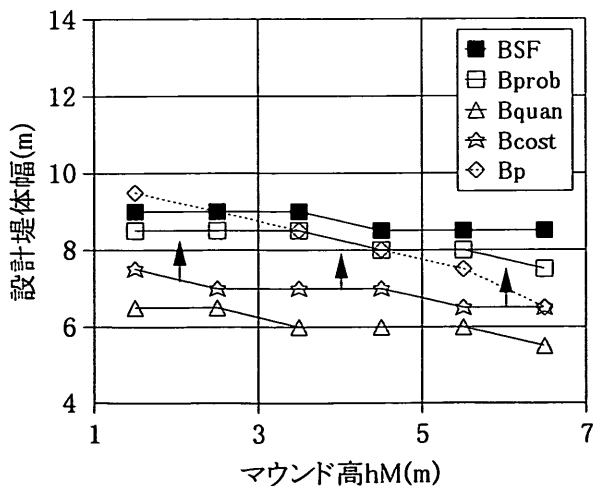
(b) 混成堤,  $h=10\text{m}$ , 日本海沿岸



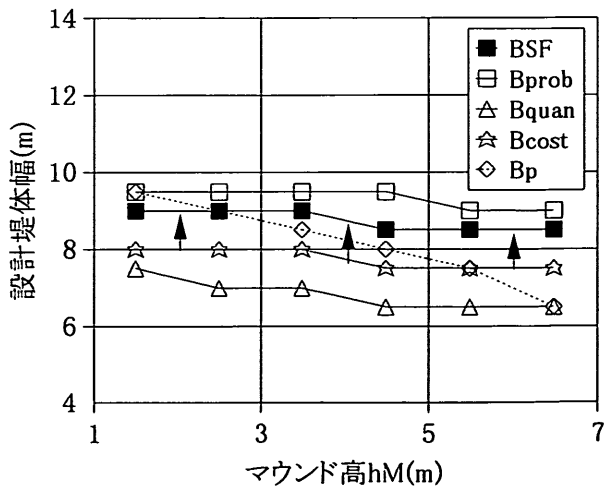
(c) 混成堤,  $h=20\text{m}$ , 太平洋沿岸



(d) 混成堤,  $h=20\text{m}$ , 日本海沿岸



(e) 消波工被覆堤,  $h=10\text{m}$ , 太平洋沿岸



(f) 消波工被覆堤,  $h=10\text{m}$ , 日本海沿岸

図-5.5 設計法による堤体幅の比較

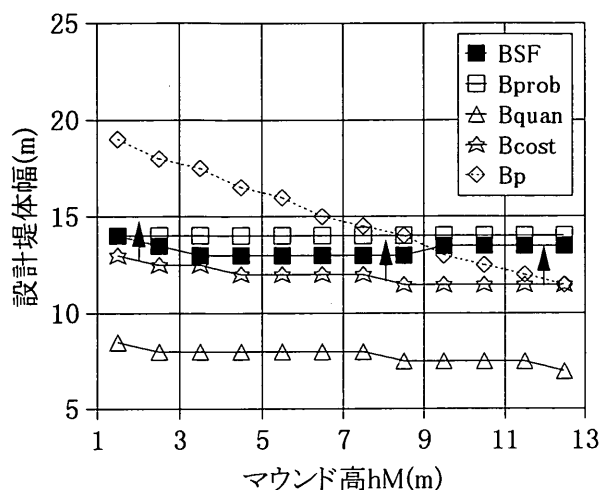
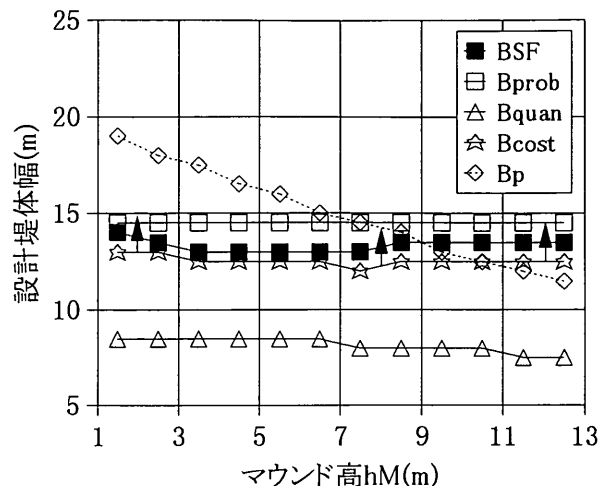
(g) 消波工被覆堤,  $h=20\text{m}$ , 太平洋沿岸(h) 消波工被覆堤,  $h=20\text{m}$ , 日本海沿岸

図-5.5 設計法による堤体幅の比較 (続き)

確率設計法による設計堤体幅  $B_{prob}$  が安全率設計法によるもの  $B_{SF}$  を上回っている。太平洋沿岸と日本海沿岸とで設計堤体幅の順序が入れ替わるのは、混成堤と同様、潮位差が影響している。

次に、設置水深  $h$  が  $20\text{m}$  の防波堤について堤体幅を比較すると、太平洋沿岸、日本海沿岸ともに、被災確率設計法 ( $B_{prob}$ ) と安全率設計法 ( $B_{SF}$ ) とに大差はなく、費用最小化設計法 ( $B_{cost}$ ) や変形量設計法 ( $B_{quan}$ ) はこれらよりも狭い。低マウンド高のときに端し圧による条件が厳しくなるのも混成堤と同じであり、水深  $h$  が  $10\text{m}$  のときにはマウンド高  $h_M$  が  $2\text{m}$  以下で、水深  $h$  が  $20\text{m}$  のときにはマウンド高  $h_M$  が  $9\text{m}$  以下で端し圧が支配的となる。

### (3) まとめ

被災確率設計法を始めとする信頼性設計法を用いると、設計条件を反映した合理的な設計ができる。例えば、本論文のように「既設防波堤と同程度の被災遭遇確率に統一する」と考えれば、潮位差の小さい日本海沿岸では現行の安全率設計法よりも堤体幅を広くしなければならないが、潮位差の大きい太平洋沿岸では逆に堤体幅を狭くすることができる。また、被災遭遇確率の許容値を緩和するならば、日本海沿岸でも現行と同程度あるいは現行より狭い堤体幅を採用できると考えられる。

さらに、期待総費用が最小となるように設計しても、現行の安全率設計法より堤体幅を狭くできる可能性がある。但し、図に示した設計堤体幅は、全国平均的なものではなく、「初期建設や復旧の条件によっては、この程度まで狭くし得る」という下限値であると考えておくべきである。

尚、今回の検討では、変形量設計法による堤体幅が安全率設計法による堤体幅よりも大幅に狭くなった。期待滑動量の計算には被災遭遇確率の計算以上に未究明の不確定要因が残されており、計算に偏りのある可能性がある。また、たとえ期待滑動量が正確に計算され、その値が小さいことが明らかにされたとしても、地盤の変形量が十分に小さいことを確認した上でないと、実際の設計では堤体幅を狭くすることができない。したがって、今回の計算結果だけで「変形量設計法によって堤体幅が大幅に狭くできる」と結論付けることはできない。

## 6. 信頼性設計法の導入に向けた今後の課題

第4章では、信頼性理論を用いて被災遭遇確率や期待変形量を計算した。また、第5章では、信頼性設計法と現行設計法とで比較設計を試みた。これらの検討では、不確定要因の与え方や外力の計算方法に既往の研究成果を極力反映させており、感度分析や基礎的研究という目的は十分果たしているものと考えられる。しかし、「信頼性設計法の実用化」という目的に対しては、なお検討を要する課題が残されている。

### 6.1 不確定要因の究明

既に不確定要因の確率分布がある程度明らかになっているものについては、

- ①設計条件 (例えば、波浪変形計算では回折・屈折と砕波のどちらが卓越する領域か、波力算定では衝撃砕波か重複波か) によって確率分布に違いがないか、
- ②もしあるとすれば、その違いが被災遭遇確率や期待

滑動量の値にどの程度影響を及ぼすか、という点について検討を進める必要がある。また、本論文では、高潮偏差を無視し、波向および衝撃砕波の作用時間を確定値として扱っており、以下のような検討が必要である。

#### (1) 高潮偏差

高潮偏差を考慮しないと被災遭遇確率や期待変形量は過小評価される。実際に高潮偏差を考慮して設計している港湾は少ないが、伊勢湾、大阪湾、有明海などでは高潮偏差が顕著である。このような場所では、高潮偏差の発生確率分布を極値分布関数として整理する必要がある。

#### (2) 主波向および方向集中度

波向については、以下の4つの不確定要因に分解し、それぞれについて検討を行なう必要がある。

- ① 自然現象として波浪が持っている、沖波の主波向および方向集中度の出現確率分布
- ② 波浪推算や海象観測による、沖波の主波向および方向集中度の推定精度
- ③ 波浪変形計算による、沖波から堤前波に至る、主波向および方向集中度の推定精度
- ④ 堤前波の方向集中度と作用波力の関係（一方向波力と多方向波力の違い）

現在の設計では、沖波の主波向を16方位に丸めているので、沖波の主波向には±11.25degの誤差が含まれることになる。主波向や方向集中度の推定精度は、屈折の影響をあまり受けない大水深の防波堤を設計する場合に特に重要である。

#### (3) 衝撃波力の作用時間

滑動量は衝撃波力の作用時間の2乗に比例するので、滑動量を精度良く計算するためには作用時間を正確に評価する必要がある。したがって、作用時間を計算する式の推定精度などを検討する必要がある。

## 6.2 許容値の設定

### (1) 被災の定義

被災遭遇確率によって安全性を照査するためには、被災の定義を明確にしておかなければならない。本論文では「安全率が1を切る」という最も簡単な定義を用いており、被災したときの変形量がどれだけであるかは問題にしていない。波力公式が実験式であることを考えれば、水路の実験で被災したと判断される程度の変形量であると思われる。今後は、被災を「ある変形量以上の変形」と定義して被災遭遇確率を計算する方法を検討する必要がある。

### (2) 被災遭遇確率の許容値

被災遭遇確率の許容値の定め方の一つとして、既設防波堤と同程度の値にする方法がある。この場合には、キャリブレーションに用いる防波堤に偏りがないように注意しながら、引き続き既設防波堤の被災遭遇確率を調べれば良い。

これに対し、防波堤の持つ機能や重要度によって、許容値を変えることも考えられる。この場合には、あらかじめ、防波堤に必要とされる安全性を数段階のランクに整理し、それぞれのランクに対して許容値を設定しておく方法が現実的である。また、典型的な断面に対して初期建設費と期待復旧費を計算し、経済的な観点からも妥当な許容値であることを確かめておく必要がある。

### (3) 期待変形量の許容値

期待変形量によって設計する場合、「構造物のもつ機能が失われない程度の変形」あるいは「その変形が他の部分の被災を誘発しない程度の変形」を許容値として定めることができる。

例えば、堤体の許容滑動量は30～50cm程度と考えることができる。これ以上の滑動が生じると、波力が集中し、マウンドが洗掘されたり、隣接する堤体の側壁が破損する可能性がある。

しかし、何れにせよ、期待変形量は「変形量の平均値」であるので、期待変形量を下回る可能性も超過する可能性もある。変形量がどのような分布を持つのかについても検討が必要である。

### (4) 供用年数

現行設計法では「沖波の再現期間を何年するか」ということが設計者の判断に委ねられている。これに対して信頼性設計法では、沖波の発生確率を極値分布関数によって与えるために、再現期間を意識する必要がない。

ところが、「防波堤の供用年数を何年にするか」という判断をしなければならない。供用年数のとり得る最大値は、コンクリートなど材料の耐用年数によって決まり、50年あるいは100年といった値に落ちつくものと思われる。しかし、50年と100年とでは被災遭遇確率に2倍程度の開きがある。さらに、今設計しようとしている防波堤の沖側に別の防波堤を近い将来に設置するような場合、供用年数を50年にとすると過剰な設計になるが、供用年数を短くした設計断面を採用する場合には、沖合防波堤が建設されなくなった場合のリスクも覚悟しなければならなくなる。

したがって、供用年数の考え方を整理する必要がある。

### 6.3 その他の課題

#### (1) 相互作用

本論文では堤体の滑動および転倒のみを考え、マウンドの変形や消波工の破損や散乱・沈下を想定していない。堤体、消波ブロック、マウンドを独立した部品として扱うのではなく、これらの相互作用を考えて破壊の進行を検討する必要がある。

#### (2) 全体系と部材系

本論文では全体系についてのみ検討しているが、部材系とのバランスについても検討が必要である。

#### (3) 津波および地震力

本論文は風浪に対して検討をしたものであるが、津波や地震に対しても同様の検討が必要である。

#### (4) 復旧費および間接的被害額

被災した防波堤の復旧費や、防波堤が被災することによって生じる間接的被害の額を見積もる方法について、検討が必要である。

## 7. 結論

本論文では、既往の研究において扱いが不十分であった潮位の発生確率分布について検討するとともに、信頼性設計法レベルⅢを用いて、既設の防波堤堤体の被災遭遇確率や期待滑動量を計算した。さらに、現行設計法と信頼性設計法によって設計された堤体幅を比較した。

本論文の主要な結論は以下の通りである。

- ①平成元年度から5年度を対象とした被災事例調査の結果から、供用年数を50年間と仮定した場合の被災遭遇確率を求めると $10^{-2}$ ないし $10^{-3}$ のオーダーである。
- ②主要4分潮を用いて全国96地点における天文潮位の発生確率分布を計算した。潮位の最頻値は平均海面 M.S.L.付近にあり、朔望平均満潮位 H.W.L.に近い潮位が発生する確率は小さい。また、確率分布の形は海域によって異なるが、地理的に近くても周囲と大きく異なる場所もある。被災遭遇確率や期待滑動量の計算において、潮位変化は主要4分潮を用いて計算する必要があり、単純なcos波で近似すると被災遭遇確率や期待滑動量の値は大きく見積もられる。
- ③既設の防波堤堤体の滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量は、安全率が同じであっても構造形式や潮位差などの条件によって異なる。混成堤の安全率1.2に対応する平均的な滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量はそれぞれ0.099, 0.0064, 2.1cmで

ある。

- ④信頼性理論を用いると設計条件を反映した合理的な設計ができる。例えば、太平洋側では潮位差の小さい日本海側よりも堤体幅を狭くすることができる。また、期待総費用が最小となる設計法を用いると、現行設計法よりも建設コストを縮減できる可能性がある。

## 8. あとがき

ここ数年、「建設コストの縮減」、「港湾域のサステイナブル・ディベロップメント」、「防波堤の経済性設計」といった言葉があちこちで叫ばれるようになってい。信頼性設計の第一義は「安全性を正確に評価すること」であるが、それによって過剰な設計を避けることができ、結果として経済的な設計が可能となる。

また、波浪推算、海象観測、波浪変形計算、波力算定などの研究が進展し、不確定要因の変動係数を小さく抑えることができれば、被災遭遇確率や期待変形量は小さくなる。このことは、「堤体幅を狭くするなど、設計断面を小さくしても、被災遭遇確率や期待滑動量を現在と同程度に抑えることができる」ということを意味し、建設コストの縮減にもつながる。このように、信頼性設計法では技術の進歩を設計に反映することもできる。

### 謝辞

本研究を進めるにあたっては、防波堤の新設計法に関する技術開発ワーキンググループ（実施時期：平成6年度～8年度、事務局：港湾技術研究所水工部波浪研究室）のコーディネーターおよびメンバーの方々を始め、数多くの皆様から御指導と多大の御協力を賜った。とりわけ、小舟浩治博士（元水工部長）、小島朗史博士（前水工部長）からは、研究内容について様々な御指導を賜った。また、港湾局技術課、第一、第二、第三、第四、第五港湾建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局の皆様には被災函数調査等において御尽力いただいた。この場を借りて厚く御礼申し上げる次第である。

(1997年9月30日受付)

### 参考文献

- 1) 泉宮尊司(1994)：地球温暖化の沿岸影響，海岸工学委員会地球環境問題研究小委員会編，土木学会，pp.23-24.
- 2) 宇多高明・伊藤弘之・大谷靖郎(1992)：日本沿岸

- における 1955 年以降の海水準変動, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp.1021-1025.
- 3) 運輸省港湾局監修(1989): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会
  - 4) 海上保安庁(1992): 日本沿岸潮汐調和定数表, 平成 4 年 2 月, 267p.
  - 5) 鹿島遼一・今泉正次・戸田泰和(1986): 被災事例から見た防波堤・防波護岸の波浪被災特性, 第 33 回海岸工学講演会論文集, pp.626-630.
  - 6) 河合弘泰(1995): 天文潮位の発生確率分布, 波浪研究室資料, No.94, 43p.
  - 7) 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正(1996a): 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, Vol.12, pp.261-266.
  - 8) 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正・高山知司(1996b): 既設の防波堤堤体の被災遭遇確率および期待滑動量, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.836-840.
  - 9) 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, Vol.13, pp.579-584.
  - 10) 河合弘泰・平石哲也・関本恒浩・鶴飼克臣(1997b): 許容応力度設計法と信頼性設計法による防波堤断面の比較, 海岸工学論文集, 第 44 巻(印刷中).
  - 11) 気象庁(1995): 平成 8 年潮位表, 271p.
  - 12) 合田良実・福森利夫(1972): 直立堤および混成堤直立部に働く波圧に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第 11 巻, 第 2 号, pp.3-45.
  - 13) 合田良実(1973): 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 12 巻, 第 3 号, pp.31-69.
  - 14) 合田良実(1975): 浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 第 3 号, pp.59-106
  - 15) 合田良実(1988): 極値統計におけるプロットニング公式ならびに推定値の信頼区間に関する数値的検討, 港湾技術研究所報告, 第 27 巻, 第 1 号, pp.31-92.
  - 16) 合田良実(1997): 設計波高および設計潮位の決め方, 1997 年度(第 33 回)水工学に関する夏期研修会講義集 B コース, 土木学会海岸工学委員会・水理委員会, pp.B-4-1~18.
  - 17) 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, Vol.668, 183p.
  - 18) 五明美智男・堺和彦・高山知司・寺内潔・高橋重雄(1995): 消波ブロック被覆堤のブロック安定性に関する現地調査, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.901-905.
  - 19) 斎藤善三郎(1980): おはなし信頼性, 日本規格協会, 262p.
  - 20) 鈴木慎也(1987): 信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用(その 2), 港湾技研資料, No.582, 37p.
  - 21) 下迫健一郎・高橋重雄(1994): 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.756-760.
  - 22) 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.
  - 23) 高山知司(1989): 信頼性理論による防波堤滑動安定性に関する検討, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp.673-677.
  - 24) 高山知司(1990): 防波堤の滑動安定性に及ぼす海面上昇の影響, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp.873-877.
  - 25) 高山知司・藤井久(1991a): 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.
  - 26) 高山知司・池田直太(1991b): 防波堤の信頼性設計について, 第 2 回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム論文集, Vol.2, pp.245-252.
  - 27) 高山知司(1991c): 現行設計法における防波堤の滑動安定性, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp.636-641.
  - 28) 高山知司・鈴木康正・河合弘泰(1994a): 滑動と転倒による被災確率を考慮した防波堤の経済性設計の検討, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.1066-1070.
  - 29) 高山知司・鈴木康正・河合弘泰・藤咲秀可(1994b): 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, 36p.
  - 30) 土田孝・湯怡新(1996): 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率, 港湾技術研究所報告, 第 35 巻, 第 1 号, pp.117-146.
  - 31) 土木学会海岸工学委員会地球環境問題研究小委員会(1996): 沿岸域のあり方- 21 世紀に向けた海岸工学の課題-, 178p.

- 32) 外山雄一(1985) : 信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用, 港湾技研資料, No.540, 49p.
- 33) 永井紀彦・橋本典明・浅井 正(1993) : 全国港湾海洋波浪観測 20 年統計, 港湾技研資料, No.744, 247p.
- 34) 長尾 毅・門脇陽治・寺内 潔(1995) : 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性(第1報) - 滑動安全性に関する検討 -, 港湾技術研究所報告, 第34巻, 第1号, pp.39-71.
- 35) 長尾 毅・門脇陽治・土田 孝・寺内 潔(1997) : 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性(第2報) - 支持力安全性に関する検討 -, 港湾技術研究所報告, 第36巻, 第1号, pp.25-57.
- 36) 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.
- 37) 星谷 勝・石井 清(1986) : 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 208p.
- 38) 堀川 洋・神田勝己・堀家 正(1989) : ケーソン式混成防波堤構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No.644, 37p.
- 39) 南 兼一郎・春日井康夫(1991) : 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料, No.716, 48p.
- 40) 宮井真一郎・大平勝司・潮見雅樹(1993) : 被災防波堤集覧(その4), 港湾技研資料, No.765, 179p.
- 41) 柳生忠彦(1981) : 港湾施設の設計における設計条件の寄与率, 港湾技研資料, No.644, 23p.
- 42) Franco, L., A. Lamberti, A. Noli and U. Tomasicchio (1986) : Evaluation of risk applied to the designed breakwater of Punta Riso at Brindisi, Italy, Coastal Engineering, vol.10, No.2, pp.169-191.
- 43) Kawai, H. and T. Hiraishi (1997) : Evaluation of breakwater stability by probabilistic model, 7th Inter. Conf. on Structure Safety and Reliability, (printing).
- 44) Takayama, T. and N. Ikeda (1993) : Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design, Rept. of the Port and Harbour Res. Inst., Vol.31, No.5, pp.3-32.

記号表

$A$	: 沖波の極値分布関数の尺度母数
$B$	: 沖波の極値分布関数の位置母数
$B_{cost}$	: 費用最小化設計法による設計堤体幅
$B_{Mf}$	: 港外側のマウンド肩幅
$B_{prob}$	: 被災確率設計法による設計堤体幅
$B_{quan}$	: 変形量設計法による設計堤体幅
$B_{SF}$	: 安全率設計法による設計堤体幅
$F$	: 未超過確率
$F_o$	: 転倒安全率
$F_{o\alpha}$	: 所要の転倒安全率(=1.2)
$F_s$	: 滑動安全率
$F_{Sa}$	: 所要の滑動安全率(=1.2)
$f$	: 実際の摩擦係数
$f_D$	: 摩擦係数の設計値
$f_i$	: 天文常数(平均半潮差の補正関数)
$f_o$	: 滑動安全率が1となる摩擦係数
$h$	: (一般的な意味で)水深
$h$	: 防波堤設置地点における全水深
$h_M$	: マウンド高
$H_i$	: 平均半潮差
$H_{max}$	: (ある地点における)最高波高
$H_o$	: 沖波波高
$H_o'$	: 換算沖波波高
$H_{o,dsgn}$	: 設計沖波
$i$	: 潮位の分調の番号( $i=1\sim 4$ )
$k$	: 沖波の極値分布関数の形状母数
$M_P$	: 水平波力によるモーメント
$M_U$	: 揚圧力によるモーメント
$N_{ES}$	: 滑動または転倒の期待回数
$N_{f,y}$	: $y$ 年度における被災函数
$N_o$	: 期待転倒回数
$N_{o,s}$	: 滑動と転倒が同時に発生する期待回数
$N_s$	: 期待滑動回数
$N_{u,y}$	: $y$ 年度における既設函数
$P$	: 実際の波力(水平波力)
$P'$	: 滑動合成波力
$P_C$	: 波力公式による波力
$P_E$	: 実験による波力
$P_e$	: 波力の推定値
$P_f$	: 被災遭遇確率
$P_{fa}$	: 許容被災遭遇確率
$P_{H0}$	: 沖波波高 $H_o$ に対する超過遭遇確率
$P_o$	: 転倒遭遇確率
$P_{o\alpha}$	: 許容転倒遭遇確率

$P_S$	: 滑動遭遇確率	$Y_I$	: 初期建設費
$P_{Sa}$	: 許容滑動遭遇確率	$Y_L$	: 防波堤の供用年数
$p_M(H_M)$	: 堤前の最高波高の発生確率分布	$Y_R$	: 被災1回あたりの復旧費
$p_m(H_m)$	: 堤前の有義波高の発生確率分布	$Y_{RE}$	: 期待復旧費
$p_P(P)$	: 波力の発生確率分布	$Y_T$	: 期待総費用
$p_e(X_e)$	: 極値波浪の発生確率分布	$y$	: 被災調査の対象年度
$p_f$	: 平均被災確率	$y_1$	: 被災調査の開始年度
$p_f(f)$	: 摩擦係数の分布	$y_2$	: 被災調査の最終年度
$p_{f,y}$	: $y$ 年度における被災確率	$Z$	: 被災基準閾数
$p_{H_0}$	: 沖波波高 $H_0$ に対する超過確率	$z_0$	: 合成半潮差
$p_0$	: 転倒確率	$\alpha^*$	: 衝撃波力係数
$p_S$	: 滑動確率	$\beta$	: 補正済の入射波向
$P_\zeta(\zeta)$	: 潮位の発生確率分布	$\beta$	: 安全性指標
$p_0(X_0)$	: 実際の沖波波高の発生確率分布	$\beta_a$	: 許容安全性指標
$R$	: 抵抗力	$\zeta$	: 潮位
$R_0$	: 転倒遭遇確率の比	$\zeta^*$	: 無次元潮位
$R_p$	: 設計沖波の再現期間	$\zeta_a$	: 潮位の片振幅
$R_Q$	: 期待滑動量の比	$\theta$	: 未補正入射角
$R_S$	: 滑動遭遇確率の比	$\kappa_i$	: 遅角
$R_\zeta$	: 潮高比	$\pi$	: 円周率
$S$	: 外力	$\mu_z$	: 被災基準閾数 $z$ の平均値
$\bar{S}$	: 1波あたりの滑動量	$\tau_0$	: 衝撃波力の作用時間
$\bar{S}$	: 期待滑動量	$\phi_A$	: 対象地点が属する標準子午線の経度
$S_a$	: 許容変形量	$\phi_i$	: 経度補正のための位相
$\bar{S}_a$	: 許容期待滑動量	$\phi_L$	: 対象地点(標準港)の経度
$S_{A,B}$	: クラスタ A と B の類似度	$\omega_i$	: 角速度
$S_{max}$	: 波の方向集中度パラメータ		
$T_\zeta$	: 潮位変化の周期		
$t$	: 時刻		
$l$	: 堤体の後端から重心までの腕の長さ		
$l_0$	: 転倒安全率が1となる腕の長さ		
$U$	: 堤体に作用する浮力		
$u_i$	: 天文引数(位相の補正関数)		
$V_i$	: 天文引数(位相の補正関数)		
$W$	: 堤体の空中重量		
$W'$	: 堤体の水中重量		
$W_D$	: 堤体の重量		
$X_e$	: 極値波浪(沖波波高)の推定値		
$X_M$	: 実際の堤前の最高波高		
$X_{Me}$	: 推定した堤前の最高波高		
$X_m$	: 実際の堤前の有義波高		
$X_{me}$	: 推定した堤前の有義波高		
$X_0$	: 実際の沖波波高		