

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

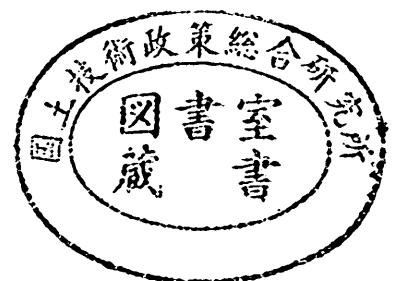
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 37

NO. 3

SEPT. 1998

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第 37 卷 第 3 号 (Vol. 37, No. 3), 1998 年 9 月 (Sept. 1998)

目 次 (CONTENTS)

期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法

..... 下迫健一郎・高橋重雄..... 3

(Reliability Design Method of Composite Breakwater using Expected Sliding Distance

..... Kenichiro SHIMOSAKO and Shigeo TAKAHASHI)

期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法

下迫健一郎*・高橋重雄**

要 旨

混成防波堤の現行設計法においては、ケーソンがわずかでも滑動した場合は被災と考えている。しかしながら、仮に滑動した場合でも、その滑動量が大きくない限り、防波堤の機能自体が損なわれるわけではない。したがって、多少の滑動を許容することができれば、より経済的な防波堤の設計法が可能となる。そのためには、耐用期間中の防波堤の挙動をできるだけ正確に予測する必要があり、確率論に基づく期待滑動量の計算が不可欠である。

本研究は、期待滑動量を用いた信頼性設計法を実際の防波堤の設計に導入し、建設コストの縮減に役立てることを目的としている。そこで、ケーソンの滑動モデルとモンテカルロ法を用いた期待滑動量の計算方法について検討を行った。また、期待滑動量を用いた信頼性設計法を提案し、現行設計法と新しい設計法との比較を行った。

今回の計算結果によると、現行設計法において用いている滑動安全率が同じであっても、条件によって滑動遭遇確率や期待滑動量の値は大きく異なり、必ずしも同じ滑動安定性を保証するものではない。これに対して、期待滑動量を用いた信頼性設計法では、滑動量の許容値を同じにすれば、ほぼ同じ滑動安定性が保証される。

今回の研究では、期待滑動量の許容値を 30cm として設計する方法を提案した。新しい設計法を用いると、波高の上限が水深で規定されるような砕波領域では、現行設計法を用いて滑動安全率を 1.2 とした場合に比べて所要堤体幅が小さくなるが、水深に比べて波高が小さい重複波領域の場合には、むしろ大きな断面となることもあり得る。一般に、大水深防波堤や内湾で波高が小さい防波堤の場合以外は、新しい設計法を用いた断面は、現行設計法を用いた断面に比べて経済的となる。

キーワード：期待滑動量，信頼性設計法，混成防波堤，モンテカルロ法，ケーソン

* 水工部主任研究官

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1

Tel : 0468-44-5011, Fax : 0468-42-7846, e-mail : shimosako@cc.phri.go.jp

** 水工部耐波研究室長

Reliability Design Method of Composite Breakwater using Expected Sliding Distance

Kenichiro SHIMOSAKO*
Shigeo TAKAHASHI**

Synopsis

In the conventional design process of a composite breakwater, the sliding stability of the caisson is evaluated by the sliding safety factor ($S.F.$). When $S.F.$ is less than 1.0, the caisson is considered to be in an unstable condition. In the present design method, $S.F.$ must not be less than 1.2 considering fluctuation of wave force, friction coefficient, caisson weight, etc. However, even if the caisson slides, the breakwater can still maintain its function providing the sliding distance is small. In order to optimize the design from an economical standpoint, we must determine the expected sliding distance occurring in the lifetime of the breakwaters.

In the present study, characteristics of the sliding phenomena and a method to calculate the sliding distance using a Monte Carlo simulation method are described, and the new reliability design method using expected sliding distance is proposed.

The main conclusions of this paper are as follows:

- (1) The stability of the breakwater against the sliding is greatly dependent on the ratio of wave height and water depth H/h , and the degree of instability of it cannot be indicated quantitatively by the sliding safety factor.
- (2) A practical physical model to estimate the sliding distance of the breakwater caisson was derived, and was extended to calculate the expected sliding distance during its lifetime using Monte Carlo simulation. In the proposed method, the statistical deviation of the offshore wave height, tide, shoaling, wave breaking, wave force, friction coefficient between the caisson and rubble mound, and wave direction were taken into consideration.
- (3) A series of model experiments were conducted to verify the proposed calculation method as well as to clarify the characteristics of the sliding phenomena. Good agreement exists between the calculated results and the experimental ones.
- (4) Prototype calculations based on the proposed method were also conducted to reveal the characteristics of the expected sliding distance; i.e., the sliding distance for a non-breaking wave is larger than that for a breaking wave.
- (5) The allowable expected sliding distance during its lifetime is 30cm in the proposed reliability design method. The new design method gives a more economical cross section of the breakwater than that by the present design method especially in a shallow water area.

Keywords : expected sliding distance, reliability design method, composite breakwater, Monte Carlo method, caisson

* Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division
Address: 1-1, 3-chome, Nagase, Yokosuka, Kanagawa, 239-0826 JAPAN
Tel: +81-468-44-5011, Fax: +81-468-42-7846, e-mail: shimosako@cc.phri.go.jp
** Chief of Maritime Structures Laboratory, Hydraulic Engineering Division

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. 現行設計法と信頼性設計法の概要	7
2.1 現行設計法の概要とその問題点	7
2.2 滑動量および信頼性設計法に関する既往の研究	8
2.3 現行設計法と期待滑動量を用いた信頼性設計法の比較	9
3. 滑動モデルによる1波での滑動量の計算	9
3.1 水理模型実験	9
3.2 滑動モデルの提案	11
4. 1波群および耐用年数間の期待滑動量の計算	14
4.1 モンテカルロ法による期待滑動量の計算	14
4.2 期待滑動量の計算例	20
5. 期待滑動量を用いた信頼性設計法の提案	24
5.1 期待滑動量を用いた設計法	24
5.2 新設計法を用いた検討事例	25
6. まとめ	27
6.1 主要な結論	27
6.2 今後の課題	28
7. あとがき	28
謝 辞	29
参考文献	29
付 録	30

1. まえがき

防波堤は港内の静穏を維持するための重要な施設であり、設計においては十分な安定性を確保する必要がある。その一方、防波堤の建設費は港湾構造物の中でもかなりの割合を占めており、近年重要視されている建設コストの縮減のためにも、最適な設計が必要となっている。

わが国における最初の本格的な防波堤は、イギリス人工師パルマーの設計により 1889 年に着工された横浜港の防波堤である。1897 年には、広井勇博士の設計により小樽港の防波堤も建設されている。これらの防波堤はいずれも捨石マウンド上にコンクリート方塊を積み上げた混成堤形式であった。当時、こうした混成堤は世界の各地で建設されており、防波堤構造における主流であった。その後、混成堤はケーソン堤としてさらに発展し、わが国における防波堤構造の主流となっている。

混成堤の設計においては、ケーソンの耐波安定性の検討がきわめて重要である。こうした直立部の耐波安定性については、現行の設計法も含めてすべて、波力とケーソンの重量による抵抗力の釣り合い式で検討されている。したがって、耐波設計法においては波力の算定が最も重要な課題であった。

わが国において、実際の設計に用いられた最も古い波力算定式は、広井公式(1920)である。この公式は波圧を波高に直接結びつけて示された世界で最初の式で、波高の 1.5 倍の高さに相当する水圧と等しい波圧が、直立壁の前面に一様に作用すると考えるものである。

広井公式は、比較的水深の浅い海域における砕波を対象としたもので、小樽港の防波堤の設計においてすでに用いられており、非常に単純な形ではあるが、設計波圧を合理的に表しており、現行の合田式が提案されるまで長い間用いられていた。

一方、重複波のときの波圧については、トロコイド波理論に基づいたサンフルー公式(1928)が用いられており、現行設計法が確立されるまでは、砕波に対しては広井公式を、重複波に対してはサンフルー公式を適用していた(港湾工事設計示方要覧, 1950)。しかしながら、この方法では、砕波と重複波の境界において波圧が不連続となることや、堤体の安定性を検討するための波圧を求めるのに有義波高を用いることなどの問題点があった。

合田(1973)は、理論的および実験的研究により、新しい波力算定式を提案した。この算定式は、設計波高として最高波高 H_{max} を用いること、重複波と砕波の区別なく設計波力を計算できることなど、それまでの設計法の

問題点を解決したものであり、後に斜め入射波の影響を考慮する修正が行われ、わが国における混成防波堤の設計に広く用いられるようになっていく(高橋ら, 1996)。

合田式を用いた現行設計法は、依然として力の釣り合い式による検討であり、変形を許さない設計法である。すなわち、現行設計法においては堤体がわずかでも動いた場合は被災と考えており、原則として滑動は許容されていない。しかしながら、仮に滑動した場合でも、その滑動量が大きくない限り、防波堤の機能自体が損なわれるわけではない。したがって、多少の滑動を許容することができれば、より経済的な防波堤の設計が可能となる。そのためには、耐用期間中における防波堤の挙動をできるだけ正確に予測する必要がある。すなわち、信頼性理論に基づいた期待滑動量(耐用期間中における総滑動量の期待値)の計算が不可欠となる。

本研究は、期待滑動量を用いた信頼性設計法を実際の防波堤の設計に導入し、建設コストの縮減に役立てることを目的としている。そこで、ケーソンの滑動モデルとモンテカルロ法を用いた期待滑動量の計算方法について検討を行った。また、期待滑動量を用いた信頼性設計法を提案し、現行設計法との比較を行った。

本報告では、第 2 章で、現行設計法と信頼性設計法の概要について述べる。次に、第 3 章で、滑動モデルを用いて 1 波による滑動量を計算する方法を検討する。第 4 章では、1 波による滑動量から、モンテカルロ法を用いて耐用期間中の期待滑動量を計算する方法について説明する。また、計算において用いる波浪変形、波力、摩擦係数等の各種不確定要因の影響や、種々の断面について期待滑動量の変化に関する検討を行う。第 5 章では、期待滑動量を用いた新しい設計法について説明するとともに、標準的な断面に対する設計例を紹介する。

2. 現行設計法と信頼性設計法の概要

2.1 現行設計法の概要とその問題点

(1) 滑動安定性に関する現行設計法の概要

現行設計法における混成堤の堤体断面の決め方は以下のとおりである。

①設計沖波の決定

耐用期間中において最も厳しいと考えられる波を設計沖波とする。設計沖波には耐用期間と同じ再現期間を有する波を用いるのが普通であり、通常は 50 年確率波が用いられている。

②波浪変形計算

設計沖波に対して、浅水変形、屈折、回折、反射、

砕波等の波浪変形を考慮し、堤体位置における設計波高とその主波向き θ を求める。

③波力の計算

合田(1973)による波圧算定公式を用いて、堤体に作用する波力を求める。計算に用いる波高は最高波高 H_{\max} とし、波向き β は、波向きの変動性を考慮して、②における θ を $\pm 15^\circ$ の範囲で危険側へシフトした向きとする。

④滑動安定性の検討

③によって計算された水平波力 P および揚圧力 U と堤体の水中重量 W から求められる滑動安全率 $S.F.$ を用いて滑動安定性を検討する。 $S.F.$ は次式で定義される。

$$S.F. = \frac{\mu(W-U)}{P} \quad (1)$$

ここに、 μ は堤体と捨石マウンド間の摩擦係数である。 $S.F. \geq 1.0$ であれば堤体は安定であり、 $S.F. < 1.0$ であれば滑動することになる。実際の設計においては、波高、波力、摩擦係数などのばらつきを考慮して、 $S.F. \geq 1.2$ となるように堤体幅を設定する。

(2) 現行設計法の問題点

設計沖波の決定においては、(1)で述べたように、通常は防波堤の耐用期間と設計波の再現期間を同じとしている。しかしながら、この場合、耐用期間中に設計波を上回る波が発生する確率は、理論上では約 64% もあり、設計波以上の波が発生しない確率よりも高い。また、防波堤が砕波帯の沖側にある場合、 $H_{\max} = 1.8H_{1/3}$ としているが、実際にはそれ以上の波高が発生する場合もある。したがって、設計沖波をどのように決めるかが非常に重要である(合田, 1997)。そのほか、波浪変形計算や波力の算定には当然ながら推算誤差が含まれており、計算値が危険側となることもある。

これらの影響を考慮して、現行設計法においては滑動安全率に 2 割の余裕を持つよう断面を設定するが、その根拠は明らかでなく、同じ安全率であっても、たとえば砕波帯の沖側と砕波帯内のように設計条件が異なれば、堤体の安定性も同じではないと考えられる。

もう一つの問題点は、現行の設計法は全体としてやや過大な設計となっている可能性があることである。河合ら(1997)は、現地の被災調査結果に基づいて耐用期間中の被災確率を計算した。その結果、被災確率は通常の混成堤で 3%、消波ブロック被覆堤では 0.3% 程度であった。しかしながら、実際の被災事例の大部分は、隅角部や堤頭部に近く波高増大が起こるところ、あるいは消波ブロックの被覆が不完全で波力増大が起こるところなど、

特殊なケースが多い。このような部分については、本来は特別な処置が必要であるが、実際には特に考慮していない場合も少なくない。したがって、このような特殊なケースを除くと、被災が生じる確率は極めて低く、現行設計法はやや過大であると考えられる。

こうした問題の解決には、確率論に基づいた信頼性設計法や変形を考慮した設計法の導入が不可欠である。

2.2 滑動量および信頼性設計法に関する既往の研究

伊藤ら(1966)は、「防波堤の安定性は安定限界を上回る外力が作用した場合の挙動も含めて検討するべきである」という考えに基づき、波に対する変形量を考慮した設計法を提案し、設計波に対する滑動量の期待値を期待滑動量と名付けた。その後、堀川ら(1972)も、高い捨石マウンドを有する高基混成堤の期待滑動量について検討している。しかしながら、当時は波力算定式などに問題があり、滑動量を適切に計算することは極めて困難であったため、実際の設計に取り入れられることはなかった。

その後、合田式が提案されて波力算定精度が飛躍的に向上したが、衝撃砕波力などに対する算定精度の問題は依然として残されていた。著者らは、衝撃砕波力に対するケーソンの動的応答の検討(高橋ら, 1994)を進めるとともに、動的応答をある程度考慮した衝撃砕波力の算定法(高橋ら, 1992)も提案した。

滑動量に関する研究としては、伊藤らのあと、合田(1967)が、重複波の場合と砕波の場合に分けて滑動距離の計算式を検討している。最近では、谷本ら(1988)は、有限振幅重複波理論を用いて、重複波領域におけるケーソンの滑動モデルを提案した。また、下迫ら(1994)は、三角形パルス型の波力波形を用いた簡単な滑動モデルによる滑動量の算定法を検討した。谷本ら(1997)は、下迫らのモデルを改良した新しいモデルを用いて、滑動量を理論的および実験的に検討している。そのほか、青木ら(1995)は、メモリー影響関数を用いて流体抵抗力を考慮した滑動量の数値シミュレーションを行っている。

一方、これまで多くの分野で被災確率を考慮した信頼性設計法が研究されており、港湾構造物の分野でも、新構造のケーソン部材設計に信頼性設計法の一つである限界状態設計法が適用された例がある。ケーソンの滑動安定性については、外山(1985)や鈴木(1987)が信頼性設計法を適用するための予備的検討を行った。また、高山ら(1994)は、信頼性設計法を適用して、滑動に関する被災確率を計算するとともに、初期建設コストに被災後の復旧費用を加算したトータルコストを最小にする設計手法について検討を行っている。さらに、長尾ら(1995)は、

信頼性設計法を用いて、安全性指標による滑動安定性の評価を行っている。河合ら(1997)は、潮位変化を考慮した耐用期間中の被災遭遇確率の計算を行い、期待滑動量についても一部検討している。

しかしながら、これらの研究はいずれも計算法の検討にとどまっており、現行設計法に代わる新しい設計法を提案するには至っていない。

2.3 現行設計法と期待滑動量を用いた信頼性設計法の比較

図-1は、本報告で提案する新しい設計法について、現行設計法との関係から説明したものである。現行設計法は、波力による外力と直立部の重量による抵抗力を考え、力の釣り合い式によって安定か不安定かを検討する変形を許さない設計法であり、また、設計波(1波)のみを対象とした確定論的な設計法である。

これに対して、新しい設計法は、2.2で述べた変形を考慮した設計法と信頼性設計法を組み合わせたもので、期待滑動量 S_E (耐用期間中の総滑動量の平均値) を計算して設計するものである。すなわち、これまでの滑動安全率の代わりに期待滑動量を用い、これが許容値以下となるよう断面を設定することになる。

期待滑動量の計算においては、1年に1回の頻度で高波が発生するものと仮定し、まず1回の高波による滑動量の計算を耐用年数分繰り返して、耐用期間中の総滑動量を求める。この過程を1回の試行とし、乱数を変えてこの試行を何回も繰り返し、各試行における総滑動量の平均値を求め、これを期待滑動量と定義する。なお、計算方法の詳細については4章で改めて述べる。

3.1 水理模型実験

(1) 実験の方法

ケーソンの滑動のメカニズムを明らかにするために、まず水理模型実験を実施し、滑動時の波力や変位の時間変化を検討した。特に、重複波力作用時と衝撃碎波力作用時との滑動現象の違いについて検討を行った。

実験は長さ105m、幅3m、深さ2.5mの大型造波水路で行った。この水路は図-2に示すように途中から隔壁によって幅80cmの主水路と205cmの副水路に分割されており、今回の実験は主水路で行った。

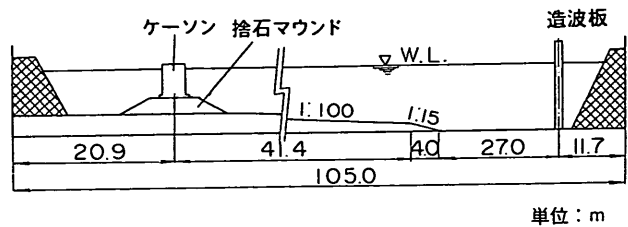
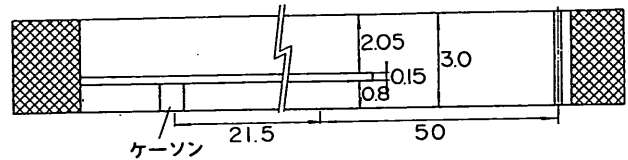


図-2 実験水路

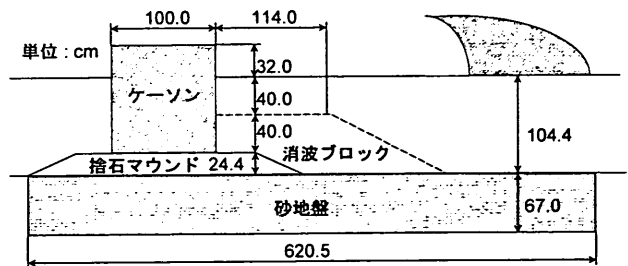


図-3 模型実験における堤体断面

図-3は、実験における堤体の断面を示したものである。ケーソンはアクリル製で、摩擦係数を合わせるため、コンクリート製の床版に取り付けている。ケーソンの水路幅方向の長さは、水路幅よりも2cm狭く78cmとし、壁面と接触しないようにしている。ケーソンの重量は、内部に鉛の重錘を入れることによって調整した。その際、現地のケーソンと重心の位置が一致するよう、ケーソン内に架台を設けて、その上に重錘を置いている。

衝撃碎波力を作用させる場合は、図-3において破線で示した部分に消波ブロックを設置し、ケーソン前面で

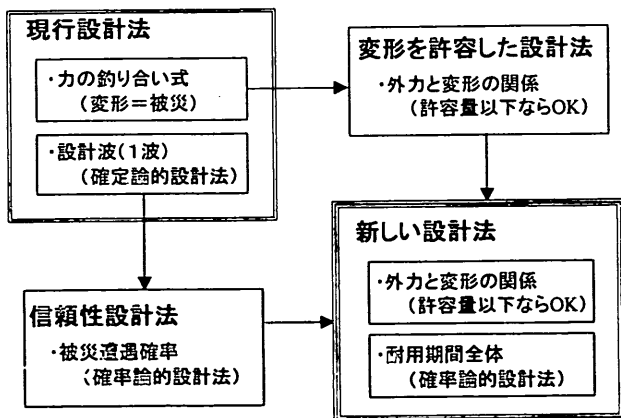


図-1 現行設計法と新しい設計法の関係

3. 滑動モデルによる1波での滑動量の計算

の砕波を促進させている。ケーソン背面の2か所に接触式の変位計を取り付け、波作用時のケーソンの動きを測定した。また、ケーソン前面および底面には受圧面の直径が1cmの超小型波圧型を取り付け、各測点に作用する波圧を測定した。さらに、波力作用時のケーソンの加速度も測定し、慣性力を求めている。実験は規則波で行い、周期 T が2.60s, 3.04s, 3.48sの波を用いて、波高をそれぞれ4~5段階に変化させて実施した。

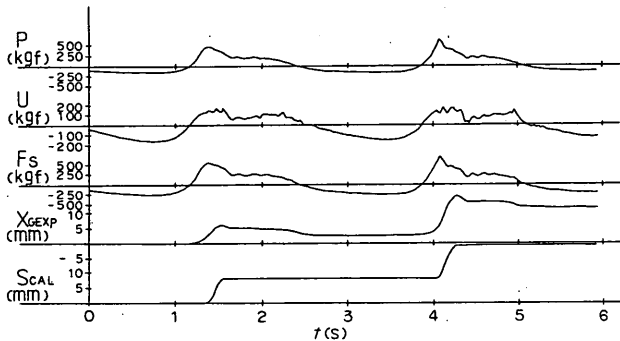


図-4 重複波の場合の波力および変位波形の例

(2) 重複波による波力と滑動の特性

図-4は、重複波が作用する場合の波力や変位等の波形の例である。上から順に水平波力 P 、揚圧力 U 、滑動合成波力 $F_S (= P + \mu U)$ 、ケーソンの重心における変位の実測値 x_{GEXP} 、後述する滑動量の計算値 S_{CAL} を示している。ここに μ はケーソン底面とマウンドとの静止摩擦係数であり、ここでは0.6を用いている。滑動合成波力はケーソンの滑動安定性を検討する場合に用いられる波力であり、 F_S が滑動抵抗力 $\mu W'$ (W' はケーソンの水中重量)よりも大きくなるとケーソンは滑動する。

F_S と x_{GEXP} の位相を比較すると、変位が始まるのは F_S の値が $\mu W'$ を超えるよりも前であることがわかる。ただし、計測される変位には、マウンドおよび地盤がばねのような働きをすることによってケーソンが動き、波力作用後に元に戻る水平変位および回転変位の成分も含まれている。図中では、変位のピーク値と波力作用後の変位の差がこれに相当する。ここではこうした変位のことを、滑動による変位と区別するためにばね変位と呼ぶことにする。

ケーソンの滑動は、 F_S が $\mu W'$ を超えるのとほぼ同時に始まっている。また、変位が最大となるのは、 F_S の値が $\mu W'$ よりも小さくなった後であり、このときに滑動は停止したと考えられる。その後、ばね変位は徐々に元に戻っているが、その波形は F_S の変化にほぼ対応しており、ばね変位が完全に元に戻るのは F_S が0となる時刻と一致している。

図に示した滑動量の計算値 S_{CAL} は、後述する滑動モデルを用いて計算したものである。ただし、波力のピーク値については、合田式による計算値ではなく実測値を用いている。ばね変位を含まない滑動変位の時間変化を表している。変位の実測値 x_{GEXP} と比較すると、最終的な総滑動量は計算値のほうがやや大きいものの、滑動が停止する時刻(実測値において変位が最大となる時刻)はほぼ一致している。ただし、実際の滑動量はばらつきが大きく、ここに示したケースと同じ程度の波力が作用しても、全く滑動しない場合もある。

(3) 衝撃砕波による波力と滑動の特性

衝撃砕波が作用する場合、ケーソンはマウンドおよび地盤と一体となって運動し、大きな加速度、すなわち慣性力が生じるため、ケーソンの滑動に寄与する波力、すなわち底面に働くせん断力はあまり大きくならない(高橋ら, 1994)。そのため、衝撃波力に対する滑動安定性の検討には、水平波力の代わりにケーソン底面に働くせん断力を用いることが重要である。なお、重複波の場合にはケーソンの加速度がきわめて小さいため、水平波力とせん断力はほとんど同じとなる。

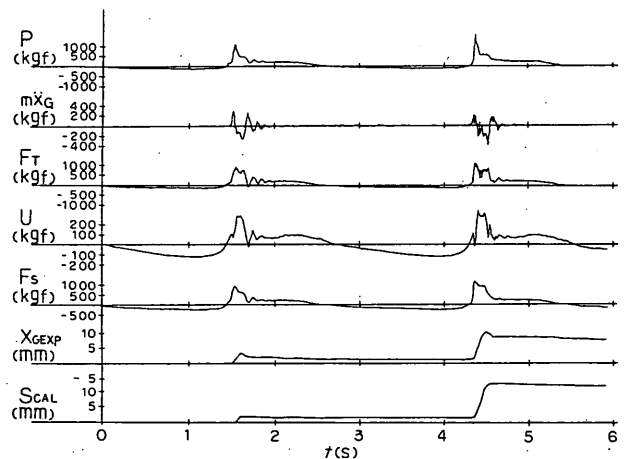


図-5 衝撃砕波の場合の波力および変位波形の例

図-5は、衝撃砕波が作用する場合の波力や変位等の波形の例を、図-4と同様に示したものである。上から順に水平波力 P 、ケーソンに働く慣性力 mx_G 、せん断力 F_T 、揚圧力 U 、滑動合成波力 F_S 、ケーソンの重心における変位の実測値 x_{GEXP} 、滑動量の計算値 S_{CAL} を示している。ここに、 $F_T = P - mx_G$ であり、また、滑動合成波力については水平波力の代わりにせん断力を用い、 $F_S = F_T + \mu U$ としている。

水平波力とせん断力の波形を比べると、ピーク値はせん断力のほうがやや小さく、そのあと慣性力が負のピ

ークとなるときには、逆にせん断力のほうが大きくなっている。また、せん断力と揚圧力のピークには位相差があり、揚圧力のほうがピークとなる時刻が遅くなっている。ただし、揚圧力のピーク値はせん断力に比べてかなり小さいため、滑動合成波力に与える影響はあまり大きくない。

F_S および x_{GEXP} の波形をみると、重複波の場合に比べて立ち上がりが急であり、衝撃碎波力と変位の始まりはほとんど同時である。変位が最大となるのは F_S の値が $\mu W'$ よりも小さくなった後であることや、ばね変位がみられることは重複波の場合と同じである。ただし、ばね変位の戻りが早く、波力がピークを過ぎたあとほぼ一定の値となる部分（腰掛け部と呼ぶ）に到達する時刻には、ばね変位はほぼ元に戻っている。このことから、衝撃碎波力の場合、ケーソンは波の周期ではなくケーソン自身の固有周期で運動していると考えられる。滑動量の計算値と実測値を比較すると、2波めの滑動量は計算値のほうがやや大きいものの、比較的よく一致している。

なお、著者ら(1992)は衝撃碎波力が作用する場合には、従来の合田式において波力の衝撃的成分を表すパラメータ α_2 の代わりに、衝撃碎波力係数 α_1 を用いることを提案している。 α_1 は滑動実験結果に基づいて定めており、計算される水平波力は実際に作用する波力ではなく、滑動に有効な波力、すなわちせん断力である。ただし、実際の計算においては、 α_2 と α_1 のうちの大きいほうの値（これを α^* と定義する）を用いる。

本報告では、次章以降の滑動量の算定モデルにおいては、 α^* を導入した合田式を用いている。したがって、これ以降は特に断らない限り、せん断力のことを単に水平波力と称する。なお、衝撃碎波力係数 α_1 の算定法については、付録に示しているので参照されたい。

3.2 滑動モデルの提案

(1) 防波堤直立部の運動方程式

ケーソンに働く波力の時間変化がわかれば、ケーソンの滑動量を計算することができる。図-6は、滑動時の状況を模式的に示したもので、滑動時のケーソンの運動方程式は次式で表される。

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \ddot{x}_G = P - F_R - F_D \quad (2)$$

ここに、

- W : ケーソンの空中重量
- g : 重力加速度
- M_a : 付加質量 ($=1.0855 \rho h'^2$)
- ρ : 海水の密度

- h' : ケーソン底面から静水面までの高さ
- \ddot{x}_G : ケーソンの加速度
- P : 水平波力
- F_R : 摩擦抵抗力 ($=\mu(W'-U)$)
- μ : ケーソン底面とマウンドの摩擦係数
- W' : ケーソンの水中重量
- U : 揚圧力
- F_D : 造波抵抗力

である。この式を2回数値積分することにより、ケーソンの変位を計算できる。

なお、摩擦係数 μ は、厳密には滑動を始めるときには静止摩擦係数 μ_s 、滑動しているときには動摩擦係数 μ_d を使い分ける必要があるが、現段階においては、 μ_s と μ_d の値を正確に把握することは困難である。また、実際の滑動現象においては、滑動量が非常に大きい場合以外は F_D の影響はきわめて小さい。したがって、本報告における計算では、簡単のため静止摩擦係数と動摩擦係数の区別はせず、 F_D については考慮しないものとした。

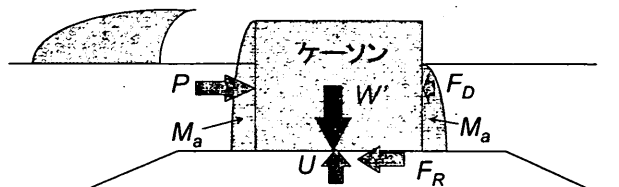


図-6 滑動時のケーソンの運動

(2) 既往のモデル

a) 伊藤らのモデル

式(2)を解くことにより、波力から滑動量を計算することができるが、実際の波力の時間変化はきわめて複雑である。したがって、設計において滑動量の予測を行うためには、波力の時間変化について適切なモデル化を行う必要がある。

伊藤ら(1966)は、期待滑動量の算定にあたって、図-7に示すような非常に簡略化した波力の時系列モデルを用いた。すなわち、空中重量 W の堤体に水平波力 P が τ_1 時間だけ作用し、波力が摩擦抵抗 $F (= \mu(W'-U))$ よりも大きければ堤体は滑動して τ_2 時間後に静止するというものである。結果だけを示すと、このときの滑動量 x は、次式で表される。

$$x = \frac{g}{2W} \frac{P}{F} (P - F) \tau_1^2 \quad (3)$$

伊藤らは、さらに波力を波高の関数として与え、波高の出現頻度をレーリー分布に従うものと仮定して、1回の高波(1波群)当たりの期待滑動量を算定している。

この方法は、波力が矩形パルスで与えられていること、波力の作用時間 τ_1 の与え方の根拠が乏しいこと、付加質量が考慮されていないことなど問題点が多いが、当時としては画期的なモデルであった。ただし、最も重要な波力の算定精度が不十分だったこともあり、実際の設計には導入されなかった。

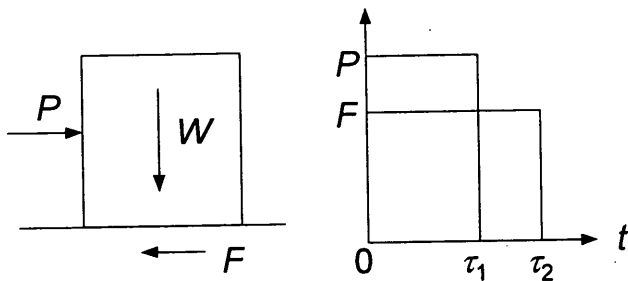


図-7 伊藤らのモデル

b) その他のモデル

合田(1967)は、重複波の場合におけるケーソンの滑動について、微小振幅波理論を用いて滑動距離の計算を行った。また、砕波の場合についても、砕波モデルによって力積を計算し、それをもとに滑動距離の計算を行っている。ただし、これらの方法は、波高がかなり小さく堤体重量も軽い場合と、逆に波高が大きく非常に大きな波力が作用する場合にしか適用できない。

谷本ら(1988)は、波力の時間変化が有限振幅重複波理論による直立壁前面の水位変化に比例するものとし、剛マウンドにおける滑動モデルを提案している。このモデルは、大水深重複波領域のように引き波時の波力が相対的に大きく、冲向きの滑動も考慮する必要がある場合に有効であるが、計算がやや複雑である。また、砕波の場合には、波力と水位の時間変化は大きく異なるため、適用できない。

(3) 今回用いた波力の時系列モデル

著者らは当初、正の波力のピーク付近のみを三角形パルスで近似したモデルを考案した(下迫ら, 1994)。このモデルは、砕波圧のように作用時間の短い場合には波形を比較的正確に再現できるが、重複波圧のように作用時間の長い波形についてはやや誤差が大きくなる欠点があった。その後、谷本ら(1996)は著者らの三角形パルスに正弦波形を組み合わせた波力の時系列モデルを提案した。図-8は、水平波力の時間変化をこの波形モデルにより示したものである。重複波成分を表す正弦波形を加えることにより、実際の波形に近づいている。本研究では、この波形モデルを用いて計算を行った。

波形モデルは、次式で表すことができる。

$$P(t) = \max \{ P_1(t), P_2(t) \} \quad (4)$$

ここに、 $P_1(t)$ および $P_2(t)$ はそれぞれ重複波力成分、衝撃波力成分を表し、次式で定義される。

$$P_1(t) = \gamma_P P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (5)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} \frac{2t}{\tau_0} P_{2\max} & : (0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2}) \\ 2 \left(1 - \frac{t}{\tau_0} \right) P_{2\max} & : (\frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0) \\ 0 & : (t \geq \tau_0) \end{cases} \quad (6)$$

$$\gamma_P = 1 - \frac{\pi}{P_{1\max} T} \int_0^{\tau_0} \left(P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \right) dt \quad (7)$$

$$: P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \geq 0$$

ここに、

$P_{1\max}$: 合田式において波圧係数 α_1 のみを考慮したときの水平波力

$P_{2\max}$: 合田式において高橋ら(1992)による波圧係数 α^* ($= \max \{ \alpha_2, \alpha_1 \}$) を考慮したときの水平波力 (付録参照)

T : 波の周期

τ_0 : 衝撃波力成分の作用時間

γ_P は三角形波力によって増加する力積分を、正弦波形波力から減じることを意味している。

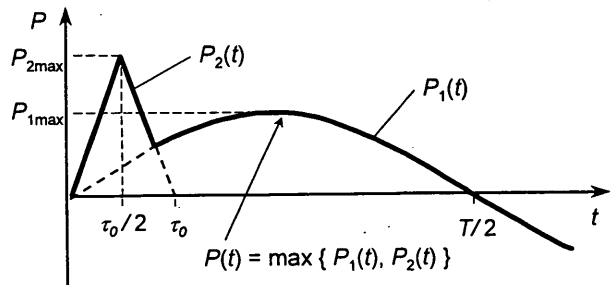


図-8 波力の時系列モデル

τ_0 の値は、波の周期や波力の大きさによって異なる。一般に、波高がある程度大きくなると波形の有限振幅性が顕著になり、正の波力の作用時間は周期の 1/2 よりも短くなる。また、波力が衝撃的になるにつれて作用時間はさらに短くなる。ただし、衝撃波力の場合には、前述のとおり、せん断力は実際にはケーソンの固有周期に依存するようになる。ここでは、有限振幅性については有限振幅重複波理論において水位が正となる時間 τ_{0F} を用いることで考慮し、これに、衝撃的な影響を考慮する係数

k をかけて補正することにした。すなわち、 τ_0 を次式のように定義する。

$$\tau_0 = k\tau_{0F} \quad (8)$$

ただし、 τ_{0F} の値は実用的には次式で近似する。

$$\begin{aligned} \tau_{0F} &= \left(0.5 - \frac{H}{8h}\right)T && : \left(0 < \frac{H}{h} \leq 0.8\right) \\ &= 0.4T && : \left(0.8 < \frac{H}{h}\right) \end{aligned} \quad (9)$$

また、 k については、模型実験における実測波形などをもとに、次式のように定めた。

$$k = \left(\frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1}\right)^2 \quad (10)$$

ここに、 α^* は前述した波力の衝撃的成分を表すパラメータである。図-9 は、 α^* と k の関係を示したものである。 α^* が 0 のときは $k=1$ であり、 α^* が大きくなるにつれて k の値は急激に小さくなる。

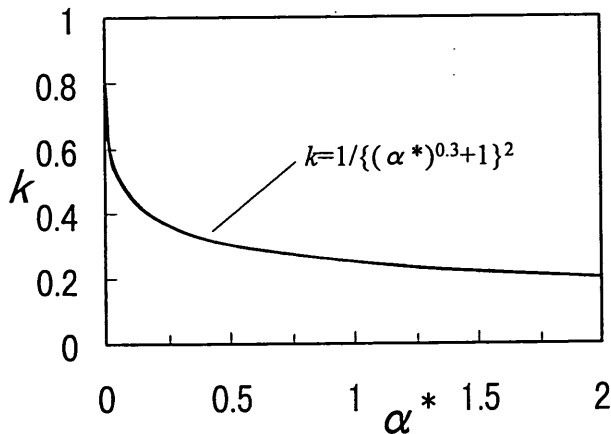


図-9 補正係数 k

(4) 滑動量の計算値と実測値の比較

図-10(1), (2) は、前述の規則波による模型実験における滑動量の実測値と、今回の滑動モデルによる計算値を、周期 $T=3.04s$ のケースについて比較したもので、図-10(1) が重複波の場合、図-10(2) が衝撃碎波の場合の結果である。図の縦軸は 1 波ごとのケーソンの滑動量であり、横軸は α^* を考慮した合田式による計算波力から求めた滑動安全率である。

実測値にはかなりばらつきがみられるが、重複波、衝撃碎波のいずれの場合も、マウンドとケーソンの摩擦係数 μ を 0.6 とし、波力については合田式による値をそのまま用いた標準的な計算結果 (実線) は、実測値のほぼ平均的な値となっている。また、ほとんどのデータは、

$\mu = 0.55$ 、波力を合田式の値の 1.1 倍とした計算結果 (破線) と、 $\mu = 0.65$ 、波力を合田式の値の 0.9 倍とした計算結果 (点線) の間に含まれている。

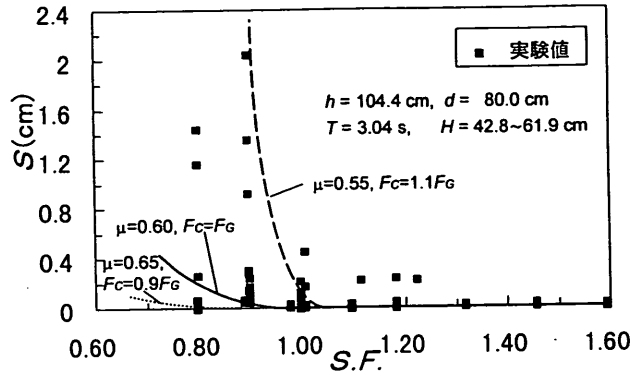


図-10(1) 滑動量の計算値と実測値 (重複波)

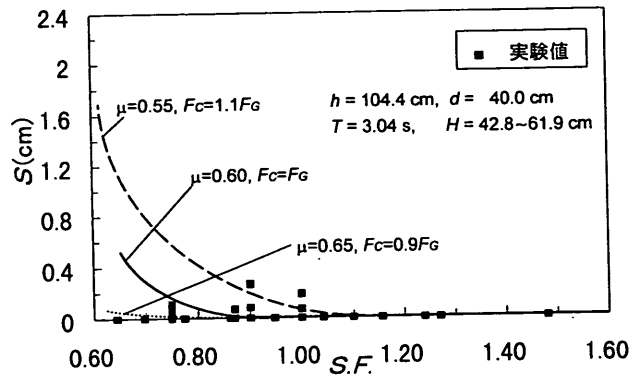


図-10(2) 滑動量の計算値と実測値 (碎波)

(5) 波圧の形態と滑動量の関係

すでに述べたように、波圧の形態によって波力のピーク値や継続時間が変化するため、同じ安全率の場合でも、滑動の現象が異なると考えられる。図-11 は、今回の滑動モデルを用いて、現地スケールでの 1 波による滑動の計算結果を示したもので、上から順に、衝撃碎波圧、通常の碎波圧、重複波圧の例である。

図中にも示しているようにいずれも水深 h は 20m、周期 T は 12s であり、マウンド上水深 d および波高 H を変えることによって波力を変化させている。また、滑動量を大きくするため、3つの例とも、滑動安全率が 0.76 になるよう、ケーソン幅を変えることによって重量を調整している。それぞれのケーソン幅 B は、衝撃碎波圧の場合 23.5m、碎波圧の場合 14.4m、重複波圧の場合 8.7m である。

図には、単位面積当たりの水平波力強度 p 、ケーソンの速度 v および変位 x の時間変化とともに、滑動限界

となる波力の値も破線で示している。衝撃砕波圧の場合、波力の作用時間が短いため滑動の継続時間も 0.44s と短く、滑動量は 2.8cm に過ぎない。砕波圧の場合、滑動継続時間は 0.66s で、滑動量は 5.4cm である。これに対して重複波の場合は、波力の作用時間が長く、しかもこの例の場合、波力の 2 番めのピーク部分も滑動限界波力を超えている。そのため、ケーソンは再び速度を増しており、トータルの継続時間は 3.6s と非常に長く、滑動量も 44.5cm と大きくなっている。

実際には、本例のように 2 番めのピークが滑動限界波力を上回るケースは少ないが、いずれにしても、同じ安全率の場合、重複波による滑動量は砕波による滑動量に比べて大きくなるのがわかる。こうした結果は、模型実験や現地における滑動現象の傾向と一致している。

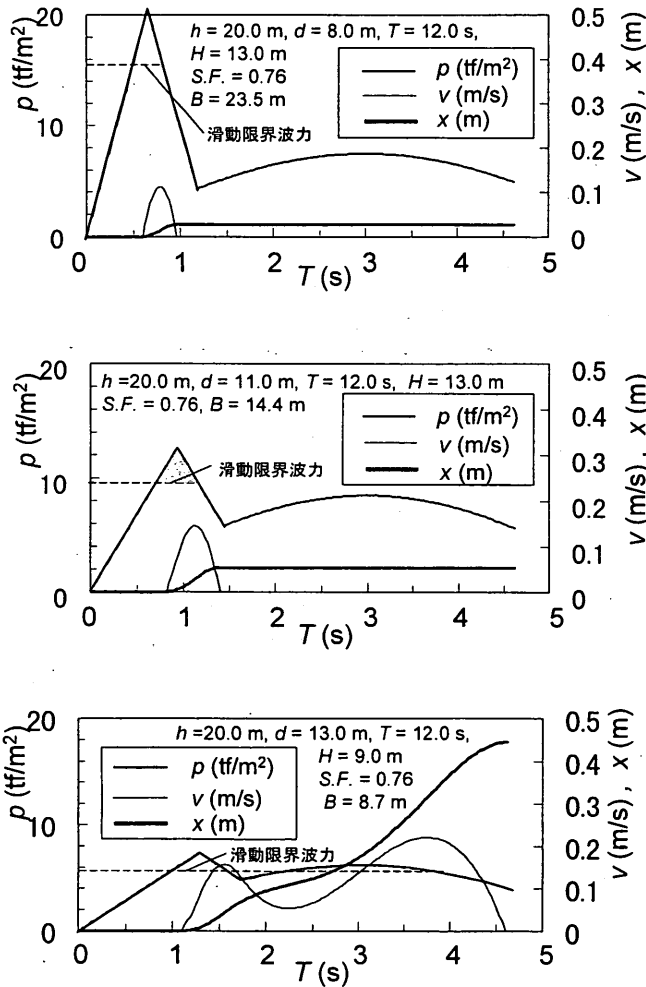


図-11 滑動波形の計算例

4. 1 波群および耐用年数間の期待滑動量の計算

4.1 モンテカルロ法による期待滑動量の計算

(1) 期待滑動量の計算フロー

前章では、1 波での滑動量を計算する方法について検討した。本章では、この計算法を用いて、1 回の高波に対する滑動量および耐用期間における総滑動量についての検討を行う。

図-12 は、期待滑動量を求める計算フローを示したものである。まず沖波の推算により、波高 H_0 、周期 T_0 、波向き θ_0 を求める。次に、潮位を決定し、波浪変形計算を行って堤体位置における有義波高 $H_{1/3}$ 、有義波周期 $T_{1/3}$ および主波向き θ を求める。次に、1 波ごとの波高 H 、周期 T および波向き θ を求めて波力を計算し、前章で述べた計算法を用いて 1 波ごとの滑動量を求める。これを高波の継続時間分繰り返して総和を求めることにより、1 回の高波による滑動量が得られる。

耐用期間中の総滑動量を求めるには、耐用期間中に発生するすべての高波について滑動量を計算しなければならない。ここでは 1 年に 1 回の頻度で高波が発生するものと仮定し、1 回の高波による滑動量の計算を耐用年数分（耐用期間は通常 50 年）繰り返して耐用期間中の総滑動量を求める。

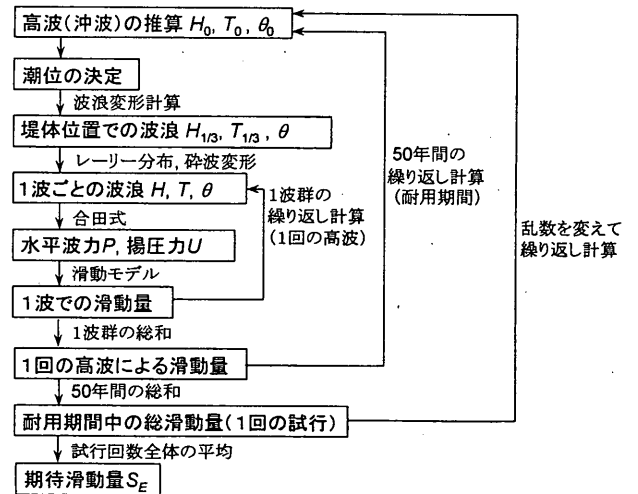


図-12 期待滑動量の計算フロー

期待滑動量の計算においては、後述する波浪変形や波力等の確率分布（ばらつき）を考慮するために、何回も繰り返し計算を行う必要がある。そこで、ここまでの過程を 1 回の試行として、さらに乱数を変えて何回も試行を繰り返し、各試行における総滑動量の平均値を求め、これを期待滑動量と定義する。

なお、期待滑動量の計算においては、計算機によって乱数を発生させて現象を繰り返し試行するモンテカルロ法を用いた。モンテカルロ法は、複雑で多くの段階にわ

たる現象を取り扱うのに適した方法であり、パソコン程度の計算能力でも十分な実用性のある計算法である。

(2) 計算において考慮すべき項目

期待滑動量の計算にあたって考慮すべき項目は、現行設計法においては考慮していなかった項目、現行設計法と考え方の異なる項目、基本的には現行設計法と同じ考え方で、変動のみを考慮する項目の3つに分類できる。ここでは、これらの項目について具体的に説明する。

a) 現行設計法においては考慮していなかった項目

① 沖波：現行設計法では、設計沖波のみを考えるが、期待滑動量の計算においては、耐用期間中のすべての高波を検討する。したがって、各高波ごとの沖波波高を与える必要がある。ここでは1年に1回の割合で高波が発生するものと仮定し、ワイブル分布に基づいて高波を発生させ、沖波波高 H_0 を求める。高波の継続時間は2時間とする。

② 1波ごとの波高：レーリー分布に基づいて、堤体位置での有義波高 $H_{1/3}$ から1波ごとの波高を再現する。このとき、砕波による波高の変化も考慮する。周期は波高に比例させる。ただし、設計有義波高の0.75倍以上の波高については、すべて設計有義波周期を用いる。また、波向きはすべて沖波の主波向きと同じとする。

③ 滑動量：3章で述べた1波による滑動量の計算法を用いる。なお、計算においては、理論上は非常に大きな滑動が生じる場合もあるが、現実にはある程度滑動するとケーソンはマウンドから転落する。そこで、便宜上、計算における滑動量の上限を20mとし、1回の試行において総滑動量が20mを超えた場合はその時点で計算をうち切り、その回の試行における滑動量は20mとみなした。

b) 現行設計法と考え方の異なる項目

① 天文潮位：現行設計法においては最も危険な潮位(HWLまたはHHWL)のみを考えるが、期待滑動量の計算においては、HWLからLWLまでの潮位の発生確率分布を考慮する。

② 高潮偏差：現行設計法における設計潮位では、高潮偏差は特に考慮されないか、または、天文潮位とあわせて既往最高潮位HHWLとして考慮する。期待滑動量の計算においては、各高波ごとに高潮偏差を与える必要がある。高潮偏差の値は地形条件等によって大きく異なるが、ここでは沖波波高に比例すると仮定し、沖波波高の1割だけ高潮偏差が生じるものとする。

c) 変動のみを考慮する項目

① 波浪変形：沖波波高 H_0 から堤体位置での有義波高 $H_{1/3}$ を求めるため、砕波変形を含めた計算を、各高波ごとに行う。実際の計算においては、1回ごとに波浪変形計算をやり直すのではなく、あらかじめすべての条件に対して計算しておいた結果を参照することによって、計算時間の短縮を図る。なお、今回の検討では、屈折および回折による波浪変形は考慮しない。

② 摩擦係数：静止摩擦係数は通常用いられている値0.6を用いる。なお、ケーソンの滑動中には、厳密には動摩擦係数を用いる必要があるが、動摩擦係数の値については明らかでないので、今回の検討では静止摩擦係数と同じ値とする。

③ 波力：合田式を用い、衝撃砕波力については高橋ら(1992)の衝撃砕波力係数 α_I を用いて補正する(付録参照)。

④ 自重：中詰め砂を含むケーソンの自重について、変動を考慮する。

以上の項目のなかで、沖波、高潮潮位、波浪変形、摩擦係数、波力、自重については、正規分布のばらつきを考慮し、平均値の偏り α と変動係数 γ について適切な値を与える必要がある。これについては後述する。1波ごとの波高、滑動量、天文潮位については、モデルのなかにばらつきが考慮されているものと考え、とくに変動を考慮しない。

(3) 期待滑動量の計算に用いた堤体断面と計算条件

本報告では、前項で述べた各項目のばらつきの影響や、設計条件の違いによる期待滑動量の変化などを明らかにするために、現地スケールの堤体断面を対象とした計算を行う。

図-13は、本報告において期待滑動量の計算対象とした堤体断面を示したものである。海底勾配は1/50とし、設計潮位はHWLで+2.0mとしている。マウンド上水深 d は、HWL時において $d/h=0.65$ となるよう設定し、マウンド前肩幅 B_M は8.0mとした。これらは、衝撃砕波が発生しないような標準的なマウンド形状である。また、天端高さ h_c についても、現行設計法にしたがってHWL時で $h_c/H_{1/3}=0.6$ となるよう設定した。

設計波は50年確率波とし、A： $H_{0D}=9.20\text{m}$ 、 $T_{0D}=14.0\text{s}$ 、B： $H_{0D}=4.76\text{m}$ 、 $T_{0D}=10.1\text{s}$ の2種類の設計沖波を用いた。いずれも波形勾配 H_{0D}/L_{0D} は0.03である。設置水深 h は30mから7.5mまで変化させ、それぞれについて、設計波に対する滑動安全率 $S.F.$ が1.2および1.0となるような堤体幅を中心に検討を行った。ただし、これ以外の滑動安全率の場合についても検討を行っている。堤体位

置における主波向きは、原則として堤体法線に対して直角としている。

なお、本節では次項で述べるように、まず各種のばらつきの影響について検討する。そこで、上記の計算条件のうち、水深 $h=20\text{m}$ 、設計沖波 A、滑動安全率 $S.F.$ は 1.0 の条件に限定して計算を行った。

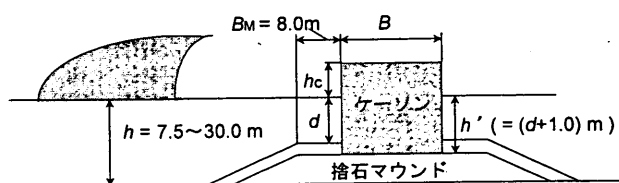


図-13 計算の対象とした堤体断面

(4) 各種のばらつきが期待滑動量に与える影響

(2) で示した正規分布のばらつきを考慮すべき各項目については、平均値の偏り α と変動係数 γ について適切な値を与える必要がある。これらの値については高山ら (1994) によって一部検討されているが、どのような値を用いるのがもっとも適切か、さらに詳しく検討する必要がある。表-1 は、今回の検討において標準として用いた α および γ の値をまとめたもので、() 内の数値は、高山らが用いた値である。

本項では、各項目ごとに α および γ の変動が期待滑動量に及ぼす影響について検討した。すなわち、検討する項目の α および γ のみを変化させ、その他の項目については標準値を用いて計算している。

表-1 計算に用いた平均値の偏りと変動係数

不確定要因	平均値の偏り α	変動係数 γ	備考
沖波	0 (0)	0.1 (0.1)	
天文潮位	-	-	発生確率分布を考慮、変動は考慮せず
高潮	0	0.1	$k_{ST}=0.1$ を基準
波浪変形	0 (-0.13)	0.1 (0.09)	
有義波周期	0	0.1	
摩擦係数	0 (0.06)	0.1 (0.16)	$\mu=0.6$ を基準
主波向き	-	-	$\pm 11.25^\circ$ で一様分布
波別周期	0	0.1	
波力	0 (-0.09)	0.1 (0.19)	α^* を考慮した合田式
自重	- (0.01)	- (0.018)	変動は考慮せず

期待滑動量は、沖波と波浪変形については 50 年間の期待滑動量 S_E を用い、その他の不確定要因については、沖波および波浪変形の変動の影響を避けるため、堤体位置において設計波 (50 年確率波) 相当の波群が 1 回 (2 時間) 作用したときの期待滑動量 S_1 を用いた。

計算に先立って、モンテカルロ法による計算の繰り返し回数を決める必要がある。繰り返しの回数は、乱数の初期値の違いによる結果のばらつきが小さくなるよう、十分な回数に設定しなければならない。

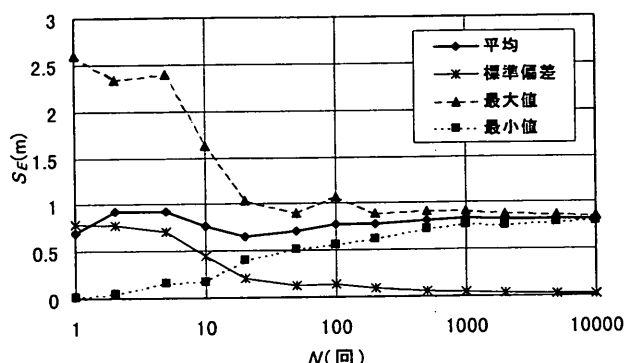


図-14(1) 計算の繰り返し回数と期待滑動量のばらつき (50 年間の総滑動量)

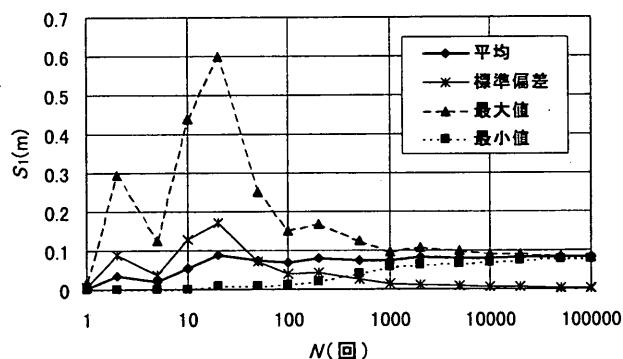


図-14(2) 計算の繰り返し回数と期待滑動量のばらつき (設計波相当の高波 1 回での滑動量)

図-14(1) は、試行回数 N と 50 年間の期待滑動量 S_E の関係を示したものである。図には、各試行回数ごとに乱数の初期値を変えた 10 通りの計算を行い、その 10 通りの結果の最大値、最小値、平均値、標準偏差を示している。なお、各種の不確定要因については表-1 に示した標準の値を用いて計算を行った。図から明らかのように、試行回数が多くなるほど初期値の違いによるばらつきは小さくなる。今回の検討では、計算結果が十分に安定となるよう試行回数は 5 千回と定めた。

一方、図-14(2) は、設計波相当の高波 1 回での期待滑動量 S_1 について同様に示したものである。この場合、ワイブル分布に基づく沖波の発生は必要なく、50 年確率波相当の波だけを N 回繰り返せばよい。図-14(1) と同様に、試行回数が多くなるほどばらつきは小さくなっているが、同じ回数どうして比較すると、 S_E の場合に比べてばらつきが大きい。これは、 S_E の場合には、1

回の試行のなかで 50 年分の計算を行っており、摩擦係数や潮位については各年ごとに変化させているため、その分の繰り返しによつてばらつきが平滑化されるためと思われる。\$S_1\$ については、計算結果の安定性が \$S_E\$ の場合と同じ程度となるよう試行回数は 5 万回と定めた。

a) 沖波

ワイブル分布に基づく沖波の推算値について、真値との誤差のばらつきとして正規分布を仮定し、平均値の偏り \$\alpha_0\$ および変動係数 \$\gamma_0\$ の値による期待滑動量の変化を検討した。図-15 は、横軸に変動係数 \$\gamma_0\$ をとり、縦軸に 50 年間の期待滑動量 \$S_E\$ をとって示したものである。図中、○で囲んだ点は表-1 に示した標準値のケースで、高山らの用いた値も同じである。\$\gamma_0\$ の違いよりも \$\alpha_0\$ の違いによる滑動量の差が大きく、\$\alpha_0\$ のほうが滑動量に与える影響が大きいことがわかる。これは、沖波の変動は 1 波群全体の波高に影響を与えるため、\$\alpha_0\$ が大きくなるとすべての波高が大きくなり、滑動量が增大するためである。

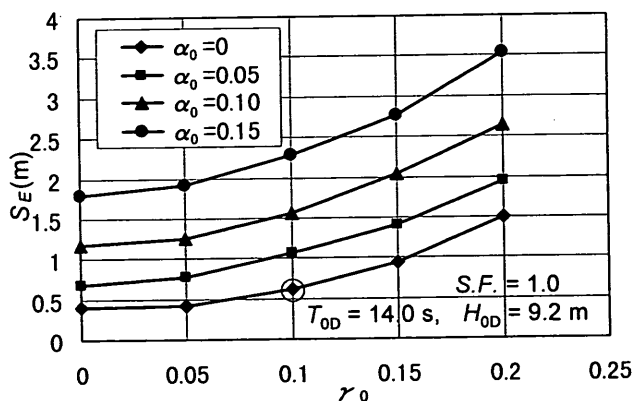


図-15 沖波のばらつきと期待滑動量

b) 高潮変動と天文潮位

高潮偏差については、沖波波高 \$H_0\$ に比例して水位が上昇するものとし、比例定数を \$k_{ST}\$ と定義する。ただし、ばらつきとして正規分布を仮定し、平均値の偏り \$\alpha_{ST}\$ および変動係数 \$\gamma_{ST}\$ の値による期待滑動量の変化を検討した。図-16 は、高潮偏差の変動と、設計波相当の波群が 1 回作用したときの期待滑動量 \$S_1\$ の関係を示したものである。図中、○で囲んだ点は表-1 に示した標準値のケースである。ここでは、\$k_{ST} = 0.1\$ と仮定しており、たとえば有義波高 \$H_{1/3} = 5\$ m のとき、高潮偏差の平均値は 0.5 m となる。図からわかるように、\$\gamma_{ST}\$ の値が 0.2 まで変化しても期待滑動量はほとんど変わらず、\$\alpha_{ST}\$ の値の変化による期待滑動量の変化もきわめて小さい。すなわち、高潮偏差に関しては、ばらつきはあまり重要で

はなく、比例定数 \$k_{ST}\$ そのものをどのように与えるかが重要であることがわかる。

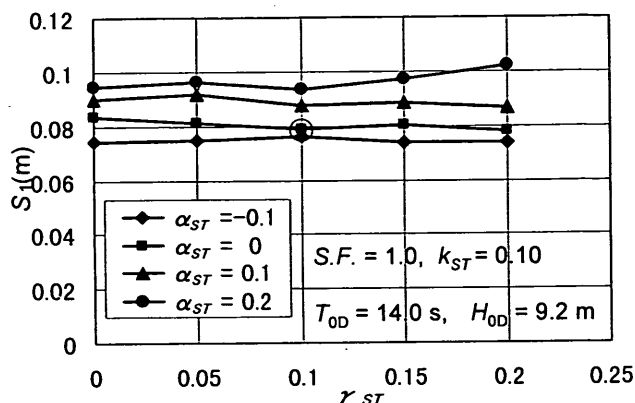


図-16 高潮偏差のばらつきと期待滑動量

一方、天文潮位について、河合ら(1997)はその発生確率について地域ごとに検討し、詳細な発生確率分布を示している。今回の計算では、①LWL および HWL となる確率が最も低く、中間の潮位となる確率が最も高くなるよう発生確率分布を三角形で近似した、河合らの結果にもっとも近いケース、②常に設計潮位 (HWL) を用いたケース、③LWL から HWL まで、すべての潮位の発生確率を一樣としたケースの 3 つを考え、期待滑動量の比較を行った。

図-17 は、高潮偏差の比例定数 \$k_{ST}\$ および天文潮位の発生確率分布形と期待滑動量 \$S_1\$ の関係を示したもので、横軸に比例定数 \$k_{ST}\$ をとっている。なお、天文潮位の発生確率分布についてはばらつきを考えないものとし、高潮偏差のばらつきは、正規分布で \$\alpha_{ST} = 0\$, \$\gamma_{ST} = 0.1\$ としている。

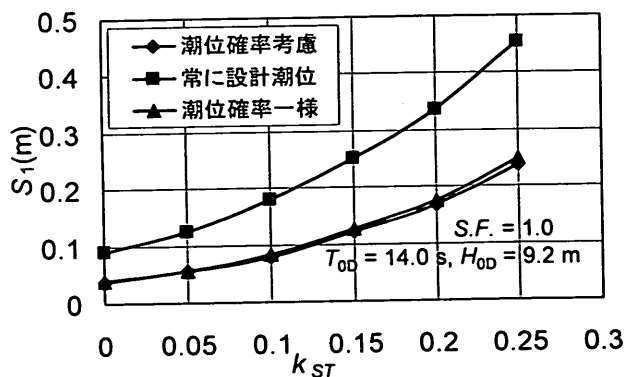


図-17 天文潮位および高潮偏差と期待滑動量

天文潮位については、常に設計潮位で計算すると滑動量がかなり大きく、他のケースの約 2 倍になっている。しかしながら、発生確率分布を三角形近似した場合と、

すべての潮位を同じ発生確率とした場合とではほとんど滑動量に差がなく、天文潮位の発生確率分布形が多少異なっても、滑動量にはほとんど影響しないことがわかる。今回の検討では発生確率の分布形として三角形近似を標準としているが、一様分布を用いても精度としては十分である。なお、ここでは発生確率分布のばらつきは考えていないが、仮にばらつきを考慮したとしても、滑動量にはほとんど影響しないと考えられる。

一方、高潮偏差については、当然ながら k_{ST} が大きいほど滑動量も大きく、どのケースについても k_{ST} が 0.1 増えると期待滑動量はほぼ 2 倍になる。したがって、実際の設計に適用する場合には、現地の状況に応じて k_{ST} の値を適切に定める必要がある。

高潮偏差が滑動安定性に与える影響は、水深によっても変化する。図-18 は、高潮偏差の比例定数 k_{ST} と期待滑動量 S_1 の関係における水深の影響を示したものである。図の横軸には k_{ST} をとっており、縦軸は、期待滑動量 S_1 を $k_{ST}=0$ のときの滑動量 $S_{1,k_{ST}=0}$ で無次元化して示している。

水深 $h=30\text{m}$ では、 k_{ST} が 0 から 0.25 まで変化しても S_1 はほぼ 2 倍にしかならない。しかしながら、水深が小さくなるにつれて S_1 の増加率が大きくなっており、 $h=10\text{m}$ では約 54 倍にもなっている。すなわち、水深の小さいほうが、高潮偏差が滑動安定性に与える影響が相対的に大きいことがわかる。これは、水深の浅いところでは、高潮偏差によって砕波限界水深が変化するためである。ただし、 k_{ST} が同じ値のときの滑動量自体は、水深が大きいほうがはるかに大きく、 $h=30\text{m}$ と $h=10\text{m}$ で比較すると、 $h=30\text{m}$ のほうが $k_{ST}=0.10$ のとき約 22 倍、 $k_{ST}=0.25$ でも 3 倍以上大きい。

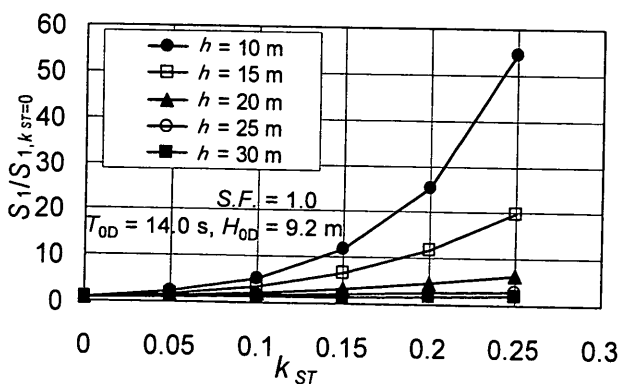


図-18 高潮と期待滑動量の関係における水深の影響

c) 波浪変形

波浪変形については、厳密には浅水変形、屈折、回折、

砕波変形のそれぞれについて、別々にばらつきを考える必要がある。しかしながら、現在のレベルでは、これらのばらつきを正確に知ることは困難である。今回の検討では、海底勾配が一様で直角入射を仮定することにより、屈折と回折による変形は考慮しないものとする。また、浅水変形と砕波については、最初にばらつきを考慮せずに波高を計算し、得られた波高に対してまとめてばらつきを与えた。

波浪変形についても、ばらつきとして正規分布を仮定し、平均値の偏り α_{WD} および変動係数 γ_{WD} の値による期待滑動量の変化を検討した。図-19 は、波浪変形のばらつきと 50 年間の期待滑動量 S_E の関係を示したもので、○で囲んだ点は表-1 に示した標準値のケースである。波浪変形の変動も、沖波と同様に 1 波群の波高全体に影響を与えるため、 γ_{WD} の違いよりも α_{WD} の違いのほうが滑動量に与える影響が大きく、その傾向は沖波の場合よりもさらに顕著であることがわかる。

なお、△は高山らの用いた値の結果を示したもので、平均値の偏りを負の値としているため、期待滑動量はかなり小さくなっている。高山らの値を標準値として用いることも考えられるが、その場合、ばらつきを全く考慮しない場合 ($\alpha_{WD}=0$, $\gamma_{WD}=0$) よりも期待滑動量が小さくなってしまふ。そこで、今回の検討では、現行設計法で用いている波浪変形や波力は、平均的には正しい値であると考えて、 $\alpha_{WD}=0$, $\gamma_{WD}=0.1$ を標準とした。

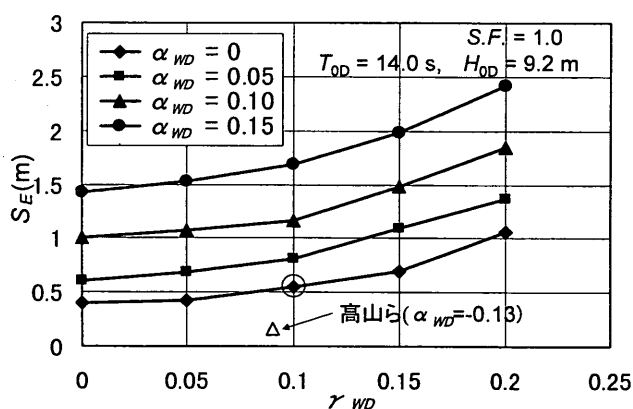


図-19 波浪変形計算のばらつきと期待滑動量

d) 摩擦係数

摩擦係数 μ の値としては通常 0.6 を用いるが、実際には、ケーソン設置当初はケーソン底面とマウンドとの接触面積が小さいため摩擦係数は小さく、その後ロッキングなどによって次第に接触面積が大きくなり、摩擦係数も増大すると考えられる。将来的にはこのような経年変化や、滑動が生じる前と後での摩擦係数の変化、さらに

は静止摩擦係数と動摩擦係数の違いなどについても検討する必要があるが、今回はこうした影響については考慮していない。ただし、少しでも変動を考慮するため、50年間の期待滑動量 S_E を計算する場合には、摩擦係数の値は1回の試行の間一定とするのではなく、1年ごとに与え直している。

図-20 は、摩擦係数のばらつきと設計波相当の高波1回に対する期待滑動量 S_1 の関係を示したもので、○で囲んだ点は表-1に示した標準値のケースである。 γ_μ が大きくなるにつれて滑動量が増加する傾向は沖波や波浪変形の場合と同様であるが、増加量が途中で大きく変化する点が異なっている。たとえば $\alpha_\mu = -0.1$ の場合は $\gamma_\mu = 0.1$ から増加が急激になっており、 $\alpha_\mu = -0.2$ では $\gamma_\mu = 0.05$ から急激に増加している。また、滑動量が非常に大きい場合以外は、 γ_μ の値に関わらず、 α_μ の値が0.1 増えると、滑動量は約3~5倍になっている。

なお、△は高山らの用いた値の結果を示したもので、今回の標準値の結果に比べて約2倍の期待滑動量となっている。ただし、高山らの値の根拠となった大型実験による摩擦係数のデータを検討した結果、全42ケース中3ケースで他のケースと比べてかなり大きな値がでており、この影響で平均値およびや変動係数が大きくなっていることがわかった。この3ケースを除いて再計算すると、 $\alpha_\mu = 0.04$ 、 $\gamma_\mu = 0.13$ である。□はこの場合の結果を示したもので、今回の標準値の結果に近くなる。

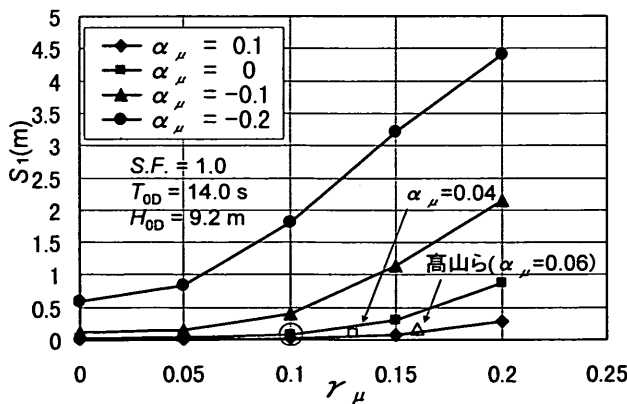


図-20 摩擦係数のばらつきと期待滑動量

e) 波力

波力については、合田式による計算波力と実際の波力との誤差のばらつきを考慮する必要がある。実際の波力のばらつきは、たとえば砕波・非砕波など種々の条件によって異なるはずであるが、ここでは、こうした影響は考慮せず、すべて同じ正規分布のばらつきを仮定し、平均値の偏り α_F および変動係数 γ_F の値によって期待滑

動量がどのように変化するかを検討した。

図-21 は、波力のばらつきと設計波相当の高波1回に対する期待滑動量 S_1 の関係を、図-20と同様に示したもので、○で囲んだ点は表-1に示した標準値のケースである。全体的な傾向としては摩擦係数の場合とほぼ同じで、 γ_F が大きくなるにつれて滑動量が急激に増加している。

△は高山らの用いた値の結果を示したもので、今回の標準値の結果に比べて約2.5倍の期待滑動量となっている。しかしながら、変動係数 γ_F が0.19というの、他の不確定要因に比べてかなり大きな値である。そこで、摩擦係数の場合と同様に高山らの元データを検討した結果、実測波力と合田式による計算波力の比の頻度分布で見ると、合田式よりも小さい波力となるケースは、波力比がかなり小さいところまで幅広く分布しているのに対し、合田式よりも大きくなるケースは、あまり波力比が大きいところまで分布しておらず、非対称な分布形となっていることがわかった。このような非対称な分布に対して、左右対称な正規分布を無理に当てはめているため、実験では観測されないような大きい波力も、理論上はある程度の確率で発生することになってしまう。したがって、このような理由により生じる計算値よりも大きな波力によって、期待滑動量が大きくなってしまったと考えられる。ちなみに、 α_F はそのまま、 γ_μ を0.15として計算すると、□で示した点になり、今回の標準値の結果とほとんど同じ期待滑動量となる。

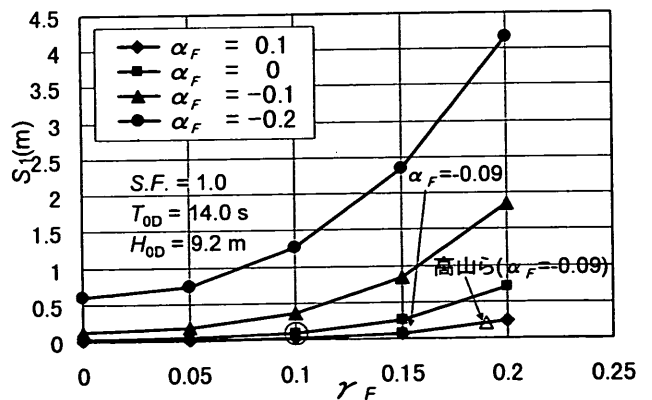


図-21 波力のばらつきと期待滑動量

f) 自重

ケーソン本体および中詰め砂等による堤体の自重は、多少のばらつきはあるものの、他の不確定要因に比べるとそのばらつきはかなり小さいと考えられる。図-22 は、堤体の自重のばらつきと設計波相当の高波1回に対する期待滑動量 S_1 の関係を示したもので、他の不確定

要因に比べて変動幅を小さくして検討している。全体的な傾向としては、沖波や波浪変形の場合と似ており、 α_w の値によって滑動量もかなり異なっている。

しかしながら、 Δ で示した高山らの値は $\alpha_w=0.01$ 、 $\gamma_w=0.018$ と非常に小さく、 $\alpha_w=0$ 、 $\gamma_w=0$ としてばらつきを考慮しない場合との期待滑動量の差も小さい。したがって、他の不確定要因に比べると自重のばらつきが滑動量に与える影響はほとんど無視できる。こうした理由により、今回の検討では、自重についてはばらつきを考慮しないことを標準とした。

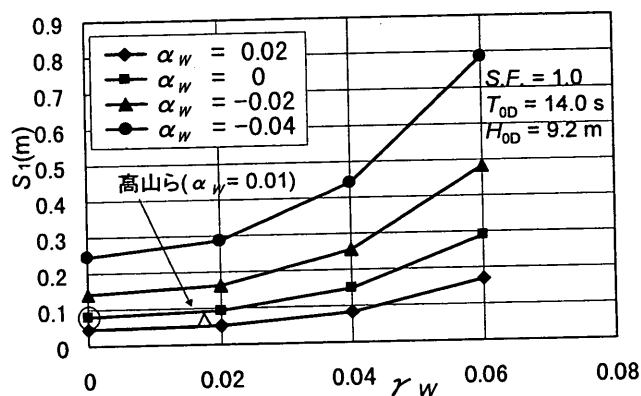


図-22 自重のばらつきと期待滑動量

g) その他

以上のほかに、堤体位置での有義波高からレーリー分布および砕波モデルを用いて、1波ごとの波高を求めるときにもばらつきを考慮することが考えられるが、計算がさらに煩雑になることや、波高から波力を求めるときにもばらつきを考慮していることなどから、1波ごとの波高算定についてはばらつきを考慮していない。ただし、1波ごとの周期のばらつきは考慮している。

波向きについては、主波向きのばらつきは $\pm 11.25^\circ$ の範囲で一様分布とした。これは、現行設計法においては沖波の主波向きは16方位で与えられており、それぞれの波向きは最大で $\pm 11.25^\circ$ の誤差を有していると考えられるためである。なお、1波ごとの波向きはすべて主波向きと同じとし、ばらつきは考えないものとする。

(5) 不規則波実験による検証

今回の期待滑動量算定法は、基本的には現地を想定したものであるが、模型実験における不規則波1波群に対する期待滑動量を求めることも可能で、実測値との比較により、算定法の妥当性を検証することができる。

図-23は、不規則波を用いた滑動実験における堤体の断面を示したものである。実験は長さ30m、幅20m、深さ1mの平面水槽内に設けられた幅50cmの仮設水路

で行った。ケーソンはコンクリート製で高さ41.5cm、幅40cm、長さ(水路幅方向)48cmである。前述の規則波実験と同様に、ケーソンの重量は内部に鉛の重錘を入れることによって調整した。実験波は有義波周期 $T_{1/3}$ が2.14sと2.45s、有義波高 $H_{1/3}$ がそれぞれ17.6~25.4cm、14.9~25.7cmで、波数は約120波である。

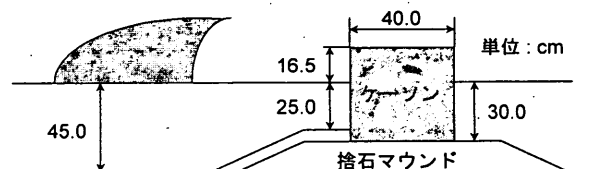


図-23 不規則波実験における堤体断面

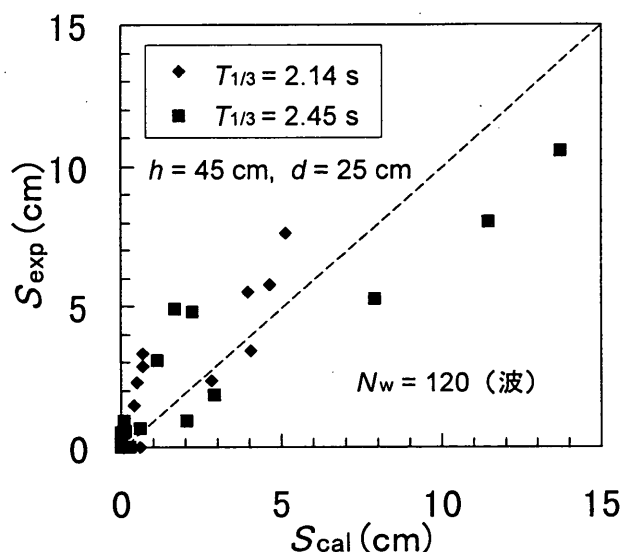


図-24 期待滑動量と滑動量の実測値

図-24は、1波群の総滑動量の実測値 S_{1EXP} とモンテカルロ法を用いて計算した期待滑動量 S_{1CAL} を比較したものである。 S_{1CAL} は1000回の試行による計算結果の平均値であり、 S_{1EXP} は1波群(120波)による総滑動量で、波群を変えて行った4回の実験結果の平均値である。計算においては、二次元模型実験の再現であるので、潮位と波向きは一定とし、摩擦係数については1試行ごとにばらつきを考慮した。また、波については、有義波高をもとにレーリー分布を仮定して1波ごとの波高を求め、周期および波力については1波ごとにばらつきを考慮している。計算値と実験値は比較的よく一致しており今回の計算法が不規則波に適用できることがわかる。

4.2 期待滑動量の計算例

(1) 現行設計法による断面の期待滑動量(設計波相

当1回)

期待滑動量を用いた設計法の実際の設計への適用を検討するにあたっては、まず現行設計法による断面、すなわち設計波に対して滑動安全率 $S.F.=1.2$ で設計された断面の期待滑動量について検討する必要がある。

図-25 は、滑動安全率 $S.F.=1.2$ および 1.0 で設計した断面の所要ケーソン幅と水深の関係を示したものである。設計沖波 A, B のいずれも、水深が沖波波高のほぼ2倍となるときにケーソン幅が最大となっている。

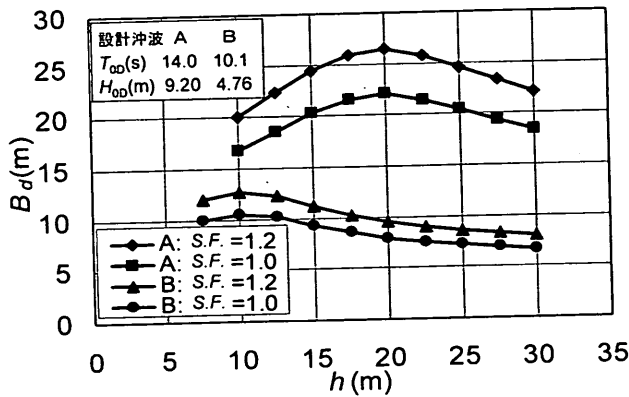


図-25 水深と所要ケーソン幅

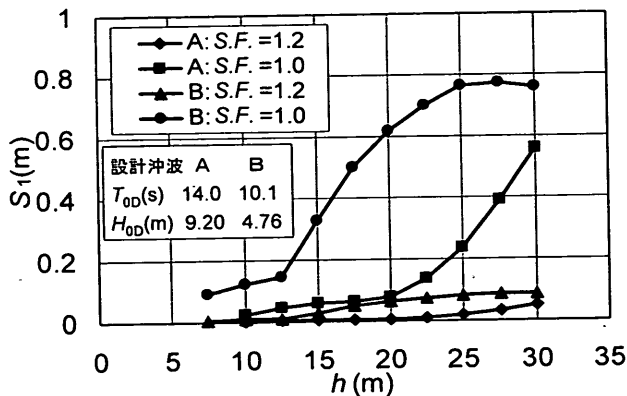


図-26 水深と期待滑動量 (設計波1回)

図-26 は、滑動安全率 $S.F.=1.2$ および 1.0 で設計した断面を対象として、設計波相当の高波1回に対する期待滑動量 S_1 を計算した結果である。この場合、沖波および波浪変形に関する変動は考慮していない。

同じ安全率であっても、水深および設計波高によって期待滑動量の値は異なっており、一般に水深の大きいほうが期待滑動量は大きい。これは、3章で述べたように、重複波の場合、1波当たりの滑動量が砕波の場合に比べて大きいためである。

図-26 では、設計沖波 A と B とで滑動特性が異なる

ように見える。しかしながら、無次元化して示すと、設計波高に関係なくほぼ同じ傾向となるはずである。図-27 は、横軸に設計波高と水深の比 H_{0D}/h をとり、縦軸には滑動量を設計波高で無次元化した値 S_1/H_{0D} をとって示したものである。全体的には、同じ安全率の場合、設計沖波 A, B の結果がほぼ一致していることがわかる。ただし、設計沖波 B の $S.F.=1.0$ のケースで、水深の小さい場合に滑動量がやや大きくなっている。これは、水深が小さいと、相対的に潮位の影響が大きくなるため、滑動量が大きくなったものと考えられる。

滑動量については、 H_{0D}/h が 0.5 よりも小さくなると、急激に増大している。ただし、設計沖波 B のケースからわかるように、水深がある程度以上深くなると、滑動量はほぼ一定となる。なお、 $S.F.=1.0$ の場合と 1.2 の場合の滑動量を比較すると、 $H_{0D}/h=0.20$ のときに $S.F.=1.0$ のほうが約10倍大きく、 H_{0D}/h の値が大きくなるとその差はさらに広がっている。

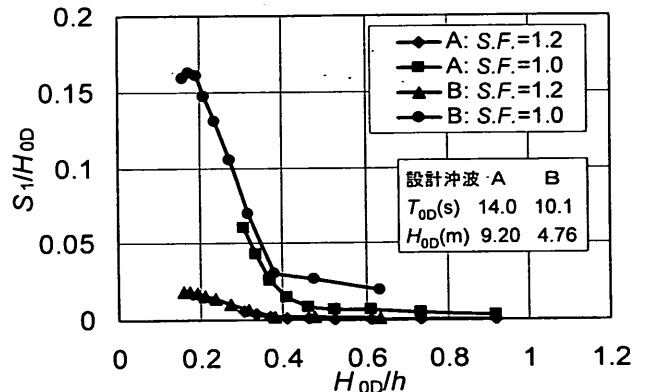


図-27 波高水深比と期待滑動量 (設計波1回)

(2) 現行設計法による断面の期待滑動量 (耐用期間) 次に、耐用期間全体での期待滑動量について検討する。図-28 は、水深 h と 50 年間の期待滑動量 S_E との関係について、図-26 と同様に示したものである。 S_E の場合も、 S_1 の場合と同様に水深が大きくなるにつれて期待滑動量も大きくなっており、その割合は、 S_1 の場合よりも顕著である。これは、すでに述べたように、重複波の場合には1波当たりの滑動量が砕波の場合に比べて大きいことに加えて、水深が浅いと波高の上限が砕波で規定され、あまり大きな滑動は生じないのに対し、水深が深い場合は、確率は低いものの設計波を大きく上回る波が発生する可能性があり、その場合には滑動量が非常に大きくなることも原因である。

図-29 は、50年間の耐用期間中に1cm以上の滑動が生じる異常波浪の回数の平均値について、滑動安全率 $S.F.$

を 1.2 および 1.0 とした場合について示したものである。

$S.F.=1.2$ の場合には、水深が小さいとき、すなわち砕波領域では平均滑動回数は 1 回以下であるが、水深がある程度以上大きくなって非砕波領域になると滑動の回数は増加し、最大で 1.3 回程度になる。設計沖波 A では $h=20\text{m}$ 、設計沖波 B では $h=12.5\text{m}$ 前後から平均滑動回数が増え始めている。

これに対して $S.F.=1.0$ の場合には、平均滑動回数は上記の水深で最も少なく、設計沖波 A では 2.8 回、設計沖波 B では 2.6 回であり、水深がこれより大きくても小さくても、滑動の回数は多くなる。

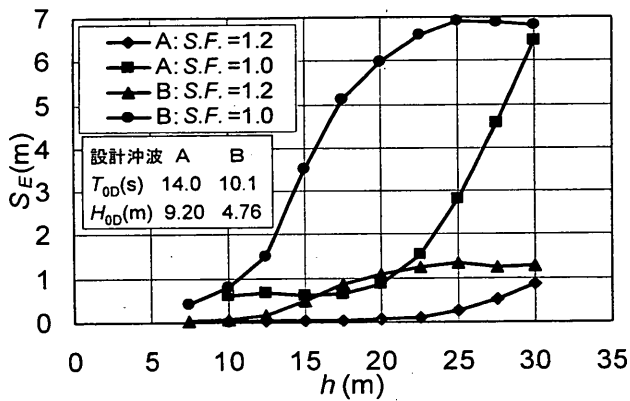


図-28 水深と期待滑動量 (50年間)

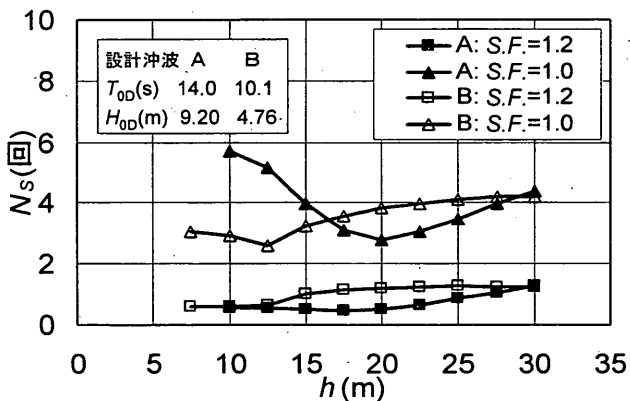


図-29 1 cm 以上の滑動が生じる回数

水深が大きくなると滑動の回数が増えるのは、ある水深以上になると設計波の最高波高 H_{max} が非砕波となるため、砕波による波高の上限が設計波よりも大きくなり、設計波以上の波高が発生する確率が高くなるためである。

一方、水深が小さくても滑動の回数が増えるのは、水深が浅いと、沖波では設計沖波より小さい波でも砕波し、堤体位置において設計波程度の波が発生する頻度が増えるためである。ただし、 $S.F.=1.2$ の場合には水深が小さくても滑動回数が増えないのは、設計波を多少

超える波が作用しても、安全率に余裕があるため全く滑動が生じないか、滑動してもきわめて小さい滑動量にとどまるためである。今回の計算では 5000 回の試行の平均値を期待滑動量と定義しており、各試行の中には当然ながらこれを上回る滑動量となったケースも含まれている。したがって、平均値だけでなく、滑動量の頻度分布がどのようになるかを検討することも重要である。

図-30 は、設計沖波 A に対して滑動安全率 $S.F.=1.2$ となるよう設計した断面について、横軸に総滑動量 S ととり、縦軸に超過確率 p_N ととって、水深別に示したものである。図中には、各ケースごとの期待滑動量 S_E の値も示している。

水深ごとに期待滑動量が異なるため、発生頻度分布も大きく異なっている。 $H_{0D}/h=0.460$ よりも水深の小さい場合には、期待滑動量が非常に小さいため、大きな滑動はほとんど生じていない。後述するように、新しい設計法では期待滑動量の許容値を 30cm と設定するが、この値を上回る滑動が生じる確率は、 $H_{0D}/h \geq 0.460$ の場合には 2% 以下と非常に小さい。これに対して、 $H_{0D}/h=0.368$ では 30cm 以上の滑動が生じる確率は約 12%、 $H_{0D}/h=0.307$ では約 28% と非常に大きくなっている。

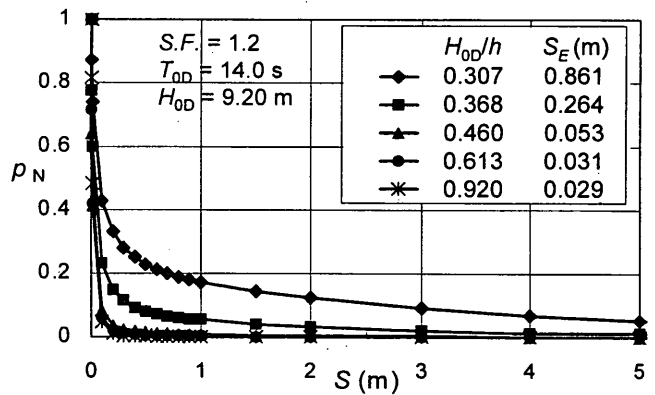


図-30 総滑動量の超過確率 (設計沖波 A, $S.F.=1.2$)

ここで、ケーソンの滑動遭遇確率について検討する。河合ら(1997)によれば、設計波に対して $S.F.=1.2$ となるよう設計した断面の場合、耐用期間中の滑動遭遇確率は、条件によって多少の差はあるが、概ね 20% 程度である。この場合、滑動安全率が 1.0 を少しでも下回った場合には滑動と見なしており、実際にはきわめて小さい滑動量となるケースも含まれる。ただし、河合らの方法では 1 回の高波における最高波高 H_{max} を、非砕波領域においては $1.8 H_{1/3}$ 、砕波領域においては現行の設計で用いられる砕波限界波高 (砕波変形を考慮した $H_{1/250}$) としている。そのため、有義波高で設計波を上回らない限り、滑

動が生じることはほとんどない。

これに対して、今回の検討では、非砕波領域においてはレーリー分布に基づいて最大で $2.5 H_{1/3}$ 、砕波領域においても不規則波の砕波理論における砕波の上限値まで大きな波高が発生する可能性を考慮しているため、有義波高が設計波より小さくても、1波だけ非常に大きな波高となり、滑動が生じる場合もある。そのため、河合らの結果に比べて滑動遭遇確率はかなり大きく、たとえば設計沖波 A で $H_{OD}/h=0.460$ 、 $S.F.=1.2$ の場合、1mm 以上の滑動が生じる確率は約 64%、1cm 以上でも約 40% もある。ただし、現地においては数 cm 程度の滑動が生じて、ほとんど認識できないため、現地での見かけ上の滑動遭遇確率はかなり小さいと考えられる。ちなみに、10cm 以上の滑動が生じる確率は 8.5%、30cm 以上では 2.6% と急激に減少する。

滑動量が期待滑動量を上回るケースについて検討する場合、一つの指標として、ある超過確率に対する滑動量を用いることができる。図-31 は、設計沖波 A で滑動安全率 $S.F.$ を 1.0 および 1.2 としたケースについて、超過確率が 5% となる滑動量 $S_{5\%}$ と水深 h の関係を表したものである。

期待滑動量の場合と同様に、水深が大きくなるにつれて $S_{5\%}$ の値も増加しており、 $S.F.=1.2$ の場合、 $h=25\text{m}$ では 1m 程度であるが、 $h=30\text{m}$ では 5m 以上になっている。また、 $S.F.=1.0$ の場合、 $h=10\text{m}$ でも $S_{5\%}$ の値は 2m とかなり大きい。

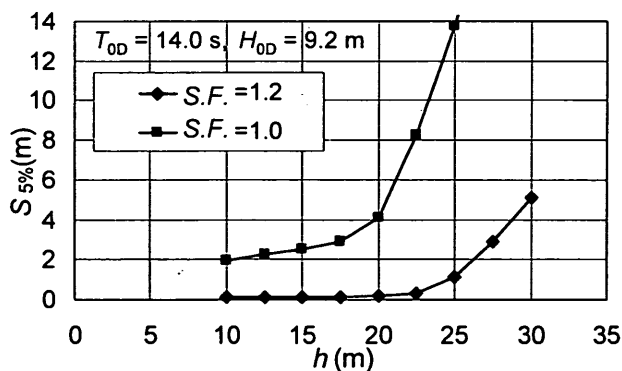


図-31 超過確率 5% となる総滑動量

(3) 安全率と期待滑動量

前項においては、滑動安全率 $S.F.$ を 1.2 および 1.0 とした場合の期待滑動量について検討した。ここでは、滑動安全率と期待滑動量の関係についてさらに検討を行う。

図-32(1)、(2) は、それぞれ設計沖波 A、B の条件に対して、種々の滑動安全率 $S.F.$ で設計した場合の 50 年間の期待滑動量 S_E を、水深別に示したものである。

前節でも述べたように、同じ安全率であっても、 H_{OD}/h の値によって期待滑動量の値は異なっている。たとえば、図-32(1) においては、 H_{OD}/h が 0.46 以上のケースでは、 $S.F.=1.2$ のときの滑動量は 5cm 以下と非常に小さいが、 $H_{OD}/h=0.368$ では約 26cm、 $H_{OD}/h=0.307$ では約 86cm と非常に大きい。

一方、図-32(2) においては、設計波高が低いため、図-32(1) に比べて相対的に H_{OD}/h の値が小さくなっている。水深の最も小さい $H_{OD}/h=0.476$ のケースでは $S.F.=1.2$ のときの滑動量は 5cm 以下であるが、それ以外のケースについては、 $H_{OD}/h=0.317$ では約 50cm、 $H_{OD}/h \leq 0.238$ では 1m 以上とやはり非常に大きな滑動量となっている。このことから、波高に比べて相対的に水深の大きい条件では、 $S.F.=1.2$ として設計した場合、大きな滑動が生じる危険性が高いことがわかる。

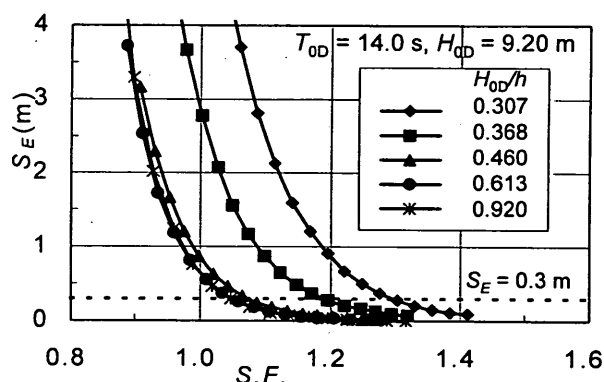


図-32(1) 滑動安全率と期待滑動量 (設計沖波 A)

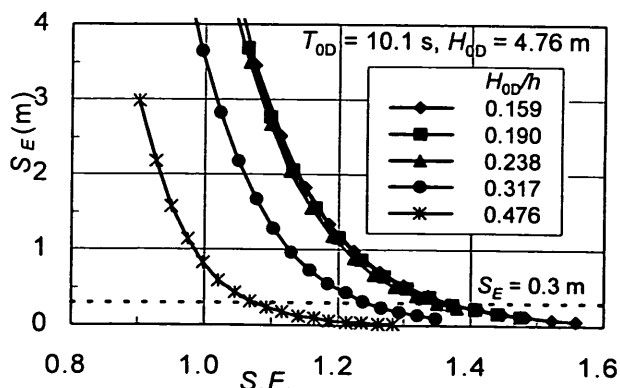


図-32(2) 滑動安全率と期待滑動量 (設計沖波 B)

図中には、後述する期待滑動量の許容値 $S_E=30\text{cm}$ の位置を破線で示している。これについては次章で詳しく述べる。なお、 $S_E=30\text{cm}$ 程度の場合、滑動安全率が多

少変化しても、滑動量はそれほど大きく変化しない。したがって、各種不確定要因の変動特性の与え方に多少の誤差があっても、あまり大きな影響はない。これに対して、期待滑動量が大きい場合には、滑動安全率のわずかな変化によって滑動量が大きく変化するため、変動特性の与え方の影響が非常に大きくなるので注意を要する。

5. 期待滑動量を用いた信頼性設計法の提案

5.1 期待滑動量を用いた設計法

(1) 期待滑動量の許容値

これまでの検討に基づき、期待滑動量を用いた新しい設計法を提案する。すなわち、現行設計法における滑動安全率 $S.F=1.2$ に代わる新しい指標として、期待滑動量の許容値を 30cm とし、耐用期間中の期待滑動量がそれ以下となるように断面を設定する設計法である。この設計法を用いることにより、水深や波浪条件の違いに関係なく、常に同じ安全性を確保することが可能となる。

なお、現行設計法との整合性をとるため、設計波に対する滑動安全率は 1.0 以上を確保するものとする。ただし、図-32 からもわかるように、実際には滑動安全率が 1.0 以下で期待滑動量が 30cm 以下となるような条件はほとんどない。

今回提案する設計法において、期待滑動量の許容値を 30cm とした主な理由は以下のとおりである。

①滑動量の推定誤差が小さい

すでに述べたように、期待滑動量が 30cm 程度と小さい場合には、滑動安全率が多少変化しても、期待滑動量はそれほど大きく変化しない。すなわち、4.1 で検討した各種の変動特性の推定誤差による滑動量の変化が小さく、多少の推定誤差があってもその影響は小さい。これに対して、期待滑動量が大きくなると、わずかな推定誤差によって期待滑動量が大きく変化してしまう。したがって、変動特性の推定精度が十分でない現状においては、期待滑動量の許容値は 30cm 程度とするのが適切である。

②ケーソン側壁の破壊を防ぐ

仮にケーソンが 1 函だけ滑動した場合、滑動しなかったケーソンの側面が露出し、そこにも波力が作用することになる。その場合、ケーソン側壁の設計においては波力の影響が考慮されていないため、側壁が破壊される可能性が高い。通常のケーソンでは、前面壁の厚さは 30~50cm 程度の場合が多い。したがって、側壁の破壊を防ぐためには、期待滑動量の許容値は 30cm 程度とするのが望ましい。

③被災基準と同じ

防波堤が被災したと判断される基準となる滑動量は、一般に 30cm 程度である。したがって、この値を期待滑動量の許容値の目安と考えることができる。

(2) 設計のフロー

図-33 は、期待滑動量を用いた設計法のフローを示したものである。まず、現行設計法と同様に、防波堤の耐用年数を決定する。次に、耐用年数と同じ再現期間を持つ設計波を決定し、滑動安全率 $S.F=1.0$ となるよう仮断面を設定する。また、4.1 で述べた期待滑動量の計算に必要な諸条件、特に各種要因の変動幅等について、表-1 に示した値を参考に決定しておく。次に、耐用年数間の期待滑動量を計算する。期待滑動量の計算フローは図-12 に示したとおりである。計算された期待滑動量が 30cm 以上の場合は、断面を大きくして再計算を行い、期待滑動量が 30cm 以下となるまで繰り返す。

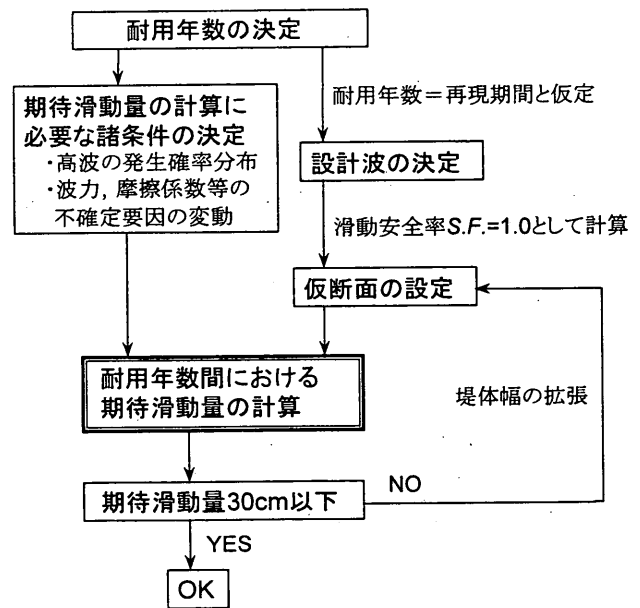


図-33 期待滑動量を用いた設計法のフロー

なお、防波堤の重要度や耐用期間に応じて、許容値を 50cm あるいは 1m とすることにより、さらに経済的な設計も可能である。この場合、超過確率が 5% となる滑動量 $S_{5\%}$ はそれぞれ 2m、4m 程度となる。ただし、大きく滑動した場合には復旧費用も考慮する必要があり、許容滑動量を大きくすることが、必ずしも経済的になるとは限らない。また、すでに述べたように、許容滑動量を大きく設定すると、変動特性のわずかな誤差によって滑動量が大きく変化することにも注意を要する。

5.2 新設計法を用いた検討事例

(1) 試設計事例

本節では設計沖波 A, 水深 $h=20\text{m}$ のケースを対象として, 図-33 のフローにしたがって試設計を行う。

まず耐用年数を 50 年と設定し, 設計沖波を計算すると, $H_{OD}=9.20\text{m}$, $T_{OD}=14.0\text{s}$ が得られる。設計沖波に対して波浪変形計算を行うと, 堤体位置における設計波高は $H_{1/3}=8.94\text{m}$, $H_{\max}=15.09\text{m}$ となる。この設計波に対して合田式を用いて波力を計算し, 滑動安全率 $S.F.=1.0$ となる堤体幅を求めると 22.04m となる。

次に, 今回の計算法を用いて期待滑動量を求めると $S_E=85.2\text{cm}$ となり, 許容値 30cm よりも大きいので, $S_E < 30\text{cm}$ となるまで堤体幅を大きくして再計算を繰り返す。その結果, 所要堤体幅は 23.68m となり, $S.F.=1.2$ の場合の 89.5% となる。このとき $S.F.=1.074$ であり, この断面に対して, 設計波相当の波が 1 回作用した場合の期待滑動量 S_1 は約 2.7cm である。図-34 は, $S_E=30\text{cm}$ のときの断面を示したもので, 参考のため, 現行設計法に基づいて $S.F.=1.2$ となるよう設計した場合の断面についても破線で示している。なお, $S.F.=1.2$ の場合, 期待滑動量は, それぞれ $S_1=0.45\text{cm}$, $S_E=5.3\text{cm}$ で, $S_E=30\text{cm}$ の場合の約 $1/6$ である。

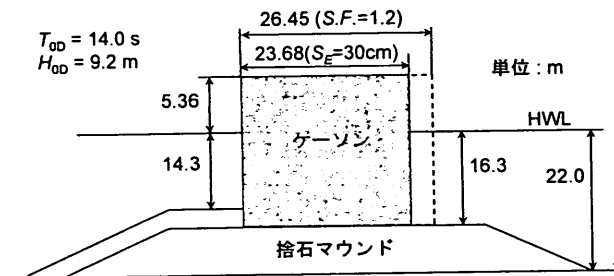


図-34 現行設計法と新しい設計法との断面の比較

計算中の 1 回の試行は, 現地における防波堤の耐用期間中の挙動を擬似的に再現するものであり, これを詳細に検討することにより, 現地での波高と滑動の関係が明らかになる。図-35 は, 5000 回の繰り返し計算の中から, 総滑動量が期待滑動量 (30cm) に近いある 1 回 (50 年分) の試行を選び出し, 波高と累積滑動量の履歴について示したものである。図は上から順に沖波波高 H_0 , 堤体位置での有義波高 $H_{1/3}$, 累積滑動量 S を表している。

堤体位置では設計波を上回る波高が 38 年めと 45 年めに発生しており, 38 年めについては 20cm 以上滑動しているが, 45 年めでは数 mm しか滑動していない。

一方, 6 年めと 41 年めについては, 設計波よりも小さい波高にも関わらず, それぞれ数 cm 程度の滑動が生

じている。これは, 有義波高は小さくても, たまたま波群中の最高波高 H_{\max} がかなり大きくなる場合があり, さらに波力や摩擦係数のばらつきによって, 滑動限界をかなり上回る外力が作用したためと考えられる。

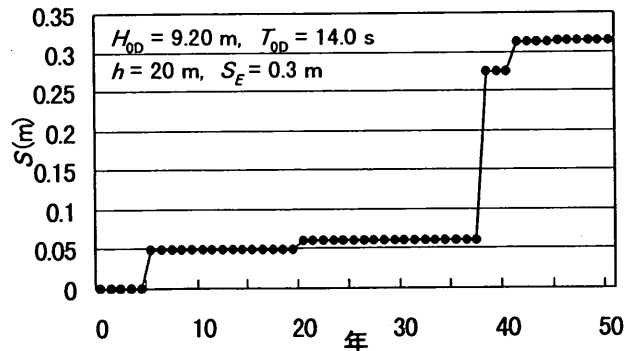
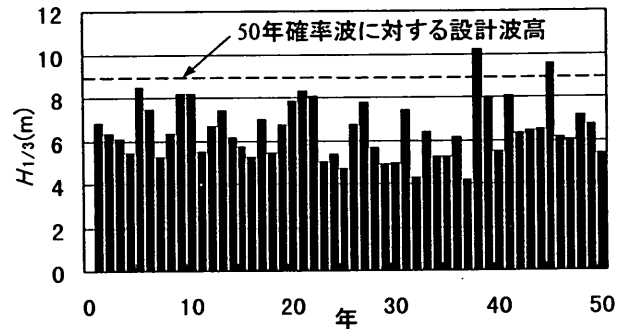
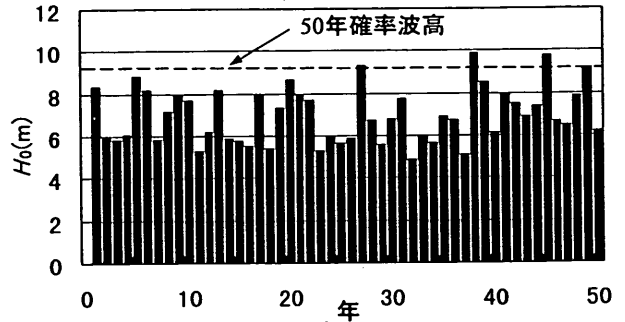


図-35 波高および滑動量の履歴例

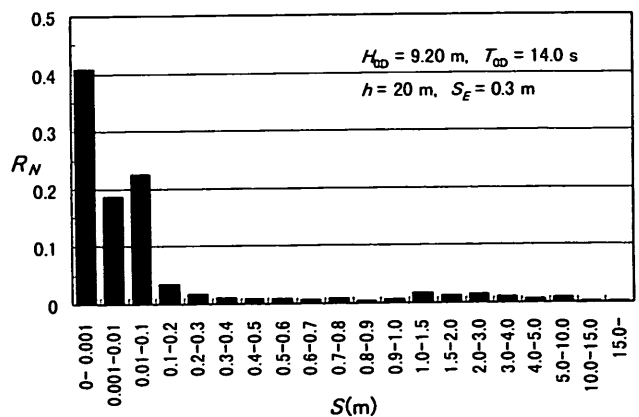


図-36 滑動量の発生頻度分布

一方、4.2でも述べたように、5000回の試行においては、同じ計算条件でもいろいろな滑動量が得られる。

図-36は、滑動量ごとの発生頻度を示したものである。発生頻度については、現行設計法で $S.F.=1.2$ として設計した場合について、すでに図-30で超過確率 p_N を用いて示したが、ここでは相対度数 R_N で表している。

滑動量1cm以下となる割合が約60%、10cm以下では約82%、30cm以下では約87%であり、大半の試行においては滑動量が小さいことがわかる。なお、このケースの場合、超過確率が5%となる滑動量 $S_{5\%}$ の値は1.23mであり、また、1cm以上の滑動が生じる高波の発生回数

(2) 現行設計法との所要堤体幅の比較

図-32などからわかるように、期待滑動量を30cmとして設計すると、現行設計法を用いて滑動安全率1.2となるよう設計した場合に比べて、多くの場合は断面が小さくなり、経済的となる。

図-37は、期待滑動量を30cmとして設計した場合の所要ケーソン幅 B_{30} と水深 h の関係を示したものである。図-25で示した滑動安全率一定として設計した場合の結果とは異なり、水深が沖波波高のほぼ3倍となると、ケーソン幅は最大となっている。

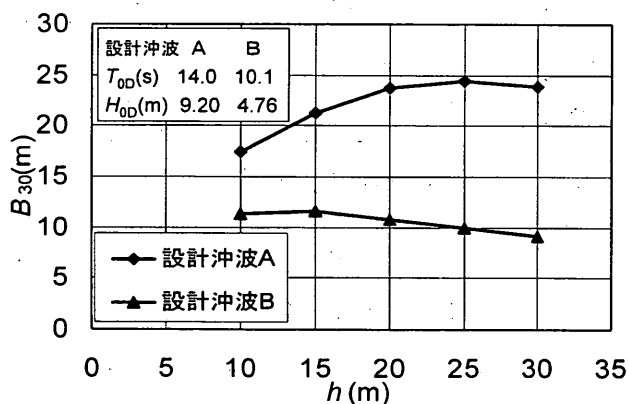


図-37 水深と所要ケーソン幅 ($S_E=30\text{cm}$)

図-38は、期待滑動量を30cmとして設計した場合の所要堤体幅 B_{30} と、現行設計法で設計した場合の所要堤体幅 B_d の比を示したもので、横軸には設計沖波波高と水深の比 H_{0D}/h をとっている。

H_{0D}/h が小さい場合、現行設計法よりも大きな断面となるが、 $H_{0D}/h \geq 0.4$ であれば現行設計法よりも小さくなり、特に $H_{0D}/h \geq 0.5$ のときは、1割以上小さな断面でよい。実際の防波堤では、水深25m以上のような大水深の防波堤や、内湾などで設計波高の小さい防波堤以外

は、ほとんどが $H_{0D}/h \geq 0.4$ であり、今回の設計法を用いることによって、より経済的な断面となると考えられる。

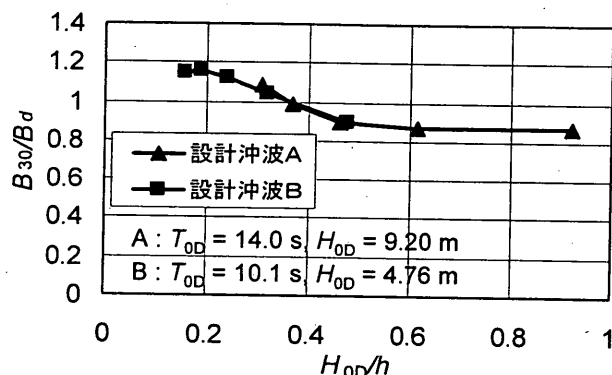


図-38 所要ケーソン幅の減少率

(3) 滑動の発生回数

図-39は、50年間の耐用期間中に1cm以上の滑動が生じる異常波浪の回数の平均値を図-29と同様に示したもので、 $S.F.=1.2$ の場合と、 $S_E=30\text{cm}$ の場合の結果を比較している。 $S_E=30\text{cm}$ で水深の小さい場合を除けば、全体として平均滑動回数は0.5~2回程度である。

$S.F.=1.2$ の場合、前章で述べたように、水深が大きいが滑動回数が多いのに対して、 $S_E=30\text{cm}$ の場合には、水深が大きくなるほど滑動回数は減少している。これは、1波当たりの滑動量は碎波のほうが非碎波の場合よりも小さいので、総滑動量を一定とすれば、水深の小さい碎波領域のほうが滑動回数が増えるためである。

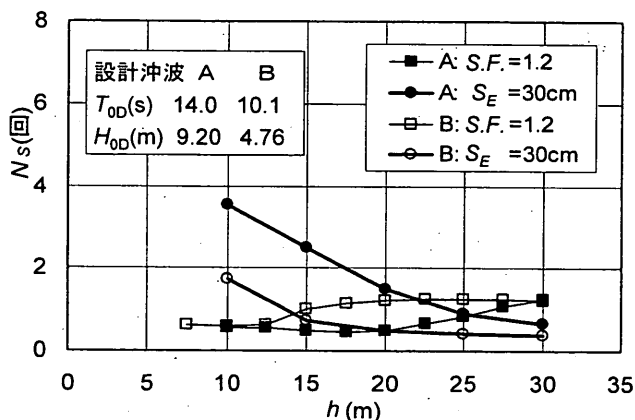


図-39 1cm以上の滑動が生じる回数

(4) 総滑動量の超過確率

図-40(1), (2)は、それぞれ設計沖波A, Bの条件に対して期待滑動量 $S_E=30\text{cm}$ となるよう設計した断面に

ついて、図-30と同様に、横軸には総滑動量 S 、縦軸には超過確率 p_N をとって、水深別に示したものである。

水深によって多少頻度分布が異なっており、比較的小さい滑動が生じるケースは水深の小さい場合のほうが多く、1m以上のような大きい滑動は、水深の大きい場合のほうが多い。ただし、滑動安全率を一定とした図-30と比べると、水深による頻度分布の違いははるかに小さくなっている。たとえば、 $S=30\text{cm}$ のとき $p_N=0.14\sim 0.25$ 、 $S=1\text{m}$ では $p_N=0.05\sim 0.08$ である。また、設計沖波A、Bいずれの場合も、滑動量60cm前後で水深に関係なく超過確率がほぼ同じ値となっている。

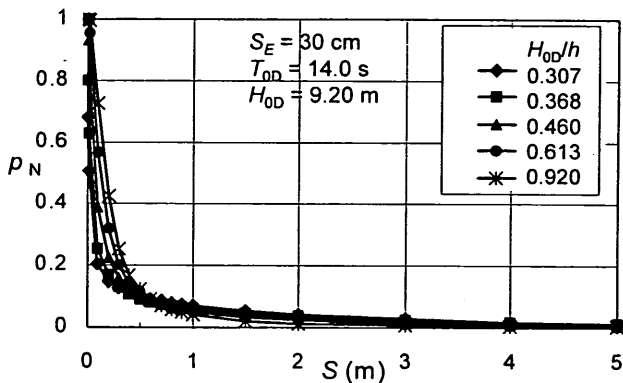


図-40(1) 総滑動量の超過確率 (設計沖波 A)

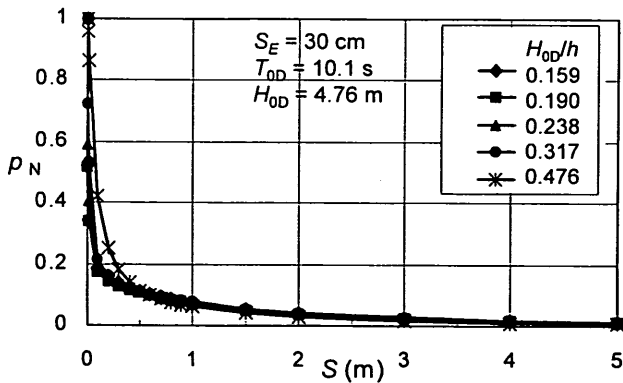


図-40(2) 総滑動量の超過確率 (設計沖波 B)

図-41は、設計沖波Aについて、超過確率が5%となる滑動量 $S_{5\%}$ と水深 h の関係を表したもので、図-31に期待滑動量 $S_E=30\text{cm}$ のケースを追加したものである。 $S_E=30\text{cm}$ のケースについては、そのときの滑動安全率の値も示しており、 $h<20\text{m}$ では1.2よりも小さいが、 $h=30\text{m}$ では約1.3で、かなり大きいことがわかる。

すでに述べたように、滑動安全率を一定としたケースでは、水深が大きくなるにつれて滑動量も増加する。これに対して、期待滑動量を一定にしたケースでは、水深

が大きくなっても滑動量はそれほど大きく変化せず、ほぼ1~2m程度の値となる。すなわち、期待滑動量が一定となるように設計すれば、超過確率が5%となる滑動量もほぼ一定となり、水深に関係なく同じ程度の滑動安定性が確保できることを表している。

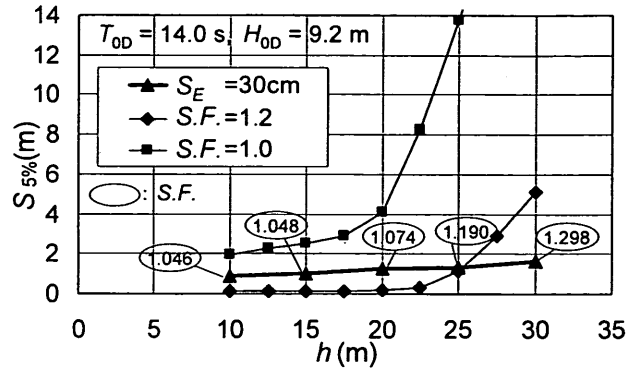


図-41 超過確率5%となる総滑動量

6. まとめ

6.1 主要な結論

本報告では、現行設計法に代わる新しい混成防波堤の設計法として、期待滑動量を用いた信頼性設計法を提案した。主要な結論は以下のとおりである。

- ① ケーソン滑動時の運動方程式を積分することによって滑動量を求める滑動モデルを提案した。ケーソンに働く波力については衝撃的成分と重複波的成分を考慮し、実際の波形に近い時系列モデルを用いた。ケーソンの滑動量は、同じ安全率の場合、重複波のほうが碎波に比べて大きくなる。提案した滑動モデルは、重複波と碎波の波力および滑動特性を考慮したもので、模型実験結果ともよく一致する。
- ② 滑動モデルをもとに、モンテカルロ法を用いて、耐用期間中の期待滑動量を計算する方法を示した。モンテカルロ法は、計算機によって乱数を発生させ、現象を繰り返し試行する方法であり、複雑な現象を再現するのに適している。また、潮位、沖波の推算、波浪変形、波力、摩擦係数などの変動が期待滑動量に及ぼす影響について検討し、計算において標準として用いるべき変動係数を定めた。
- ③ 現行設計法に基づく滑動安全率 $S.F.=1.2$ および 1.0 の断面における期待滑動量について検討を行った。 $S.F.=1.2$ の断面では、波高水深比の小さい重複波領域の場合を除くと、期待滑動量は数cm程度と非常に小さく、きわめて安全性が高い。また、重複波領域では、碎波領域に比べて期待滑動量が大きく、滑

動安全率が同じであっても、安全性に違いがある。

- ④現行設計法の滑動安全率 $S.F.=1.2$ に代わる新しい指標として期待滑動量を用い、その許容値を 30cm とする信頼性設計法を提案した。期待滑動量が 30cm 程度の場合、安全率に多少変化があっても滑動量はあまり変化せず、滑動量の推定誤差が小さくなる。この設計法を用いることにより、水深や波浪条件の違いに関係なく、常に同じ安全性を確保することが可能となる。
- ⑤期待滑動量の許容値を 30cm として設計した場合の具体的な設計事例を示すとともに、現行設計法との比較を行った。期待滑動量を 30cm とした場合、30cm 以上の滑動が生じる確率は 14~25% 程度であり、超過確率が 5% となる滑動量は 1~2 m 程度となる。また、期待滑動量を用いた設計法の場合、砕波領域においては現行設計法に比べてケーソン幅が 10% 以上小さくなり、かなり経済的となる。

6.2 今後の課題

(1) 波向きの影響

現行設計法では波向きの変動性を考慮し、合田式による波力算定における波向きを 15° 危険側へ補正している。ただし、この補正には理論的な根拠はなく、補正前の波向きが異なれば、同じ 15° の補正でも波力に及ぼす効果も異なる。本報告で提案した新しい設計法では、耐用期間中のすべての波を対象としているので、このような波向きの補正は不要であり、また、安全率ではなく期待滑動量が一定となるよう設計するので、波向きに関係なく同じ安全性が保たれることになる。

なお、本報告では海底勾配が一樣で直角入射の場合のみを対象とし、沖波の主波向きについて $\pm 11.25^\circ$ のばらつきを考え、堤体位置でも沖波と同じと仮定した。しかしながら、実際には屈折等の影響により、沖と堤体位置では波向きが変化し、ばらつきも異なるはずであり、今後さらに検討が必要である。

(2) 波力のばらつき

今回の検討においては、波力の変動について砕波と非砕波の区別なく一定としているが、実際には、非砕波のときの波力は、砕波のときに比べるとかなりばらつきが小さくなるため、水深の深い非砕波領域では期待滑動量が小さくなる可能性がある。したがって、合田式による波力を重複波成分と砕波成分に分離し、それぞれについてばらつきを与える方法が適切と考えられる。

(3) 平面的影響

今回の検討は、ケーソン 1 函の滑動量について行った

ものであるが、現地の防波堤は多数のケーソンから構成されており、ケーソンの全体数によって、少なくとも 1 函のケーソンが滑動する確率が異なることも考えられる。この点についても、現地の被災例などを参考に、さらに検討する必要がある。

なお、これとは別の問題として、防波堤の平面形状の影響によって、堤頭部付近や隅角部などでは局所的に波高が増大することがある。これについては、多方向不規則波による検討も含めて、すでに多くの検討が行われているが、実際の設計においてはこうした波高増大の影響はあまり考慮されておらず、その結果、被災はこのような波高が増大する場所に集中する傾向がある。期待滑動量を用いた設計を適用する場合においても、こうした影響を十分考慮し、局所的な被災を防ぐ必要がある。すなわち、単に新しい設計法を導入するだけでなく、現行の設計における種々の問題点を明らかにし、これらを克服することが重要である。

(4) 算定精度の向上

期待滑動量の計算において基本的なデータとなる各種不確定要因の変動特性については、今後さらに検討を進める必要がある。特に、沖波の推算、波浪変形、波力については、そのばらつきが滑動量に与える影響が大きいため、期待滑動量の算定精度をより向上させるためには、これらの変動特性について明らかにする必要がある。

(5) 水理模型実験結果を利用した期待滑動量の算定

本報告では、滑動モデルによる期待滑動量の計算法について述べたが、水理模型実験結果を併用することにより、さらに精度の高い期待滑動量の算定が可能となる。すなわち、現地の条件を再現した実験によって波浪変形、波力、滑動量などを明らかにすることで、滑動モデルにおける仮定の部分を実験結果で置き換えることができる。特に、新形式ケーソンのように波高と波力の関係が明らかでなく、滑動モデルを適用できない場合が多いため、実験により波高と滑動量の関係を求め、これを利用して期待滑動量を計算する方法が有効である。

7. あとがき

今回の研究は、力の釣り合い式による現行設計法から、変形を考慮したより高度な設計法への発展を目指したもので、結果的に現行設計法よりも経済的となる場合が多いことが明らかになった。本設計法は完成後の安定性だけでなく、施工途中の安定性の検討にも適用可能である。この場合、耐用期間や滑動量の許容値を適切に設定することが重要である。なお、本設計法により計算される期

待滑動量は、必ずしも滑動量の期待値を十分正確に表しているわけではなく、あくまでも滑動安全率に代わる新しい指標として用いるべきものである。

滑動安全率に代わる指標としては、このほかに長尾ら(1995)による安全性指標 β と呼ばれるものがある。安全性指標は滑動安全率などと同様に破壊確率が低いほど大きな値をとる性質があるが、安全性指標そのものの物理的意味が直感的に分かりにくいこと、現行設計法と同様に変形を考慮していないことなどの問題点がある。

また、変形を考慮した信頼性設計法として、高山ら(1994)は、滑動した場合のケーソンの修復費用と初期建設費用の総和が最小となるよう設計する方法について検討している。これはコスト縮減のためには最も合理的な設計法であり、将来的には導入すべき考え方である。しかしながら、実際にケーソンの修復費用や被災が生じた場合の経済的損失を推定することはきわめて困難である。したがって、現状においては、期待滑動量の許容値を、修復の必要がない程度に設定することが最適な設計法であると思われる。

今回の研究においては、ケーソンの滑動安定性のみを対象としたが、混成防波堤の設計ではこのほかに、転倒、円形すべり、さらには砂地盤の洗掘、ブロックの散乱などの問題もある。ブロックの安定性については、すでに一部に確率論的な扱いが取り入れられているが、そのほかについても今後、変形を考慮した設計法および信頼性設計法の導入を進める必要がある。

謝辞

本研究を実施するにあたっては、当所の鈴木康正水工部長、高山知司京都大学防災研究所教授、谷本勝利埼玉大学工学部建設工学科教授、小舟浩治元水工部長、小島朗史元水工部長、南兼一郎前水工部長から貴重な御助言を賜った。また、モンテカルロ法の計算プログラム作成および変動係数の設定等にあたっては、(株)テトラの半沢稔氏、河合弘泰水工部主任研究官の協力を得た。さらに、実験の実施およびデータの解析には、細山田得三元水工部主任研究官、山本 悟元耐波研究室研究官、三浦裕信元耐波研究室研究員、藤堂ひろみ耐波研究室研究員の協力を得た。ここに記して感謝の意を表する次第である。

(1998年6月30日受付)

参考文献

青木伸一・奥部綾子(1995):防波堤直立部の滑動シミュ

- レーション, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.861-865.
- 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄(1966):防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第5巻第14号, 134p.
- 河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也(1997):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(1967):構造物に働く波力, 水工学に関する夏期研修会講義集Bコース, 土木学会水理委員会, pp.1-34(67-10).
- 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.
- 合田良実(1997):設計波高および設計潮位の決め方, 水工学に関する夏期研修会講義集Bコース, 土木学会水理委員会, pp.1-18(97-B-4).
- 港湾協会編(1950):港湾工事設計示方要覧, 115p.
- 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.
- 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):混成防波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.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生(1994):衝撃碎波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動, 港湾技術研究所報告, 第33巻第2号, pp.59-86.
- 高橋重雄・下迫健一郎(1996):防波堤の耐波設計, 港湾専門技術者研修(水工コース)テキスト, 85p.
- 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.
- 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司(1988):大水深混成堤の耐波安定性に関する研究(第1報)―台形型直立部に働く波力および滑動安定性―, 港湾技術研究所報告, 第27巻第1号, pp.3-29.
- 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭(1996):混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.846-850.
- 外山進一(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.
- 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.69-113.

広井 勇(1920)：波力の推定法に就て，土木学会誌，第6巻第2号，pp.435-449.

堀川清司・小沢保臣・高橋邦夫(1972)：高基混成堤直立部の期待滑動量について，第19回海岸工学講演会論文集，pp.351-356.

Saintflou, G.: Essai sur les digues maritimes verticales, *Annales Ponts et Chaussées*, Vol.98, No.4, 1928.

付録

衝撃砕波力係数 α_1 の算定法

通常の直立壁の場合，マウンドが高くなるにつれて波力は増大する．合田式においてはこの影響を砕波力パラメータ α_2 によって考慮している．しかしながら，マウンドが比較的高く，しかも前肩幅が比較的全い場合や，海底勾配が急である場合など，いわゆる衝撃砕波力が作用するような場合には，合田式の計算値よりも大きな波力が作用するため， α_2 では波力を適切に評価できない．

このような場合における波力の程度を適切に表す係数として，著者らは滑動実験結果をもとに，衝撃砕波力係数 α_1 を提案している．この係数は，波高とケーソン前面のマウンド上水深の比 H/d ，マウンド上水深と前面水深の比 d/h ，およびマウンド前肩幅と波長の比 B_M/L の関数として，次式で表される．

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0 & : \alpha_{11} \leq 0 \\ \alpha_{10} \cdot \alpha_{11} & : \alpha_{11} \geq 0 \end{cases} \quad (a.1)$$

$$\alpha_{10} = \begin{cases} \frac{H}{d} & : \frac{H}{d} \leq 2.0 \\ 2.0 & : \frac{H}{d} \geq 2.0 \end{cases} \quad (a.2)$$

α_{11} の値は，付図-1から読み取ることができる．ここに，

- h : 堤体設置位置における水深
- d : マウンド天端上の水深
- B_M : マウンド前肩幅
- L : 水深 h における波長

である． $B_M/L=0.1\sim 0.15$ ， $d/h=0.4$ 程度のとき，衝撃砕波力が最も大きくなることがわかる．なお， α_{11} の値は，次式で計算することもできる．

$$\alpha_{11} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & : \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 (\cosh \delta_2)^{1/2}} & : \delta_2 \geq 0 \end{cases} \quad (a.3)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20 \delta_{11} & : \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \delta_{11} & : \delta_{11} \geq 0 \end{cases} \quad (a.4)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9 \delta_{22} & : \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \delta_{22} & : \delta_{22} \geq 0 \end{cases} \quad (a.5)$$

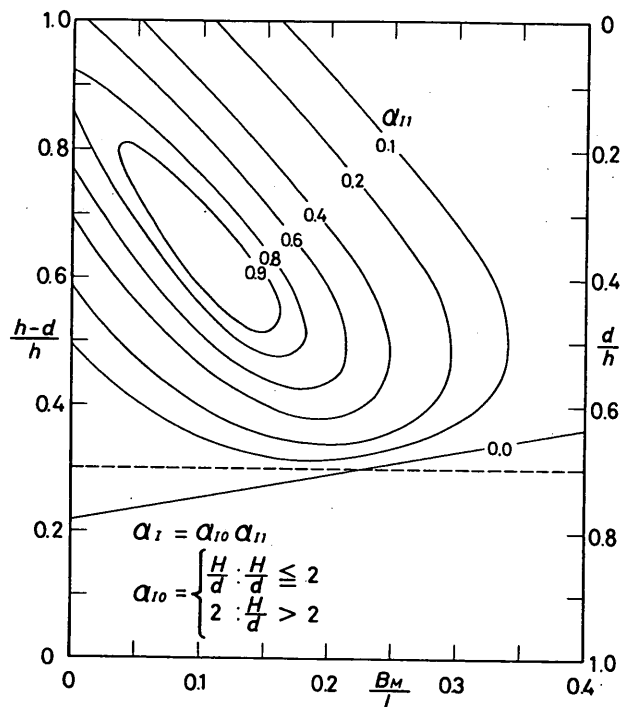
$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (a.6)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_M}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h-d}{h} - 0.6 \right) \quad (a.7)$$

なお， δ_1 および δ_2 は付図-1における α_{11} の傾向を表すために便宜的に導入したパラメータである．

α_1 は， $H/d \geq 2.0$ で $d/h=0.4$ ， $B_M/L=0.12$ のときに最大値 2.0 となる．また， $d/h > 0.7$ ではほとんど $\alpha_1=0$ であり，合田式における α_2 よりも小さくなる．したがって，本文中でも述べたとおり，合田式においては次式で示すように， α_1 と α_2 のどちらか大きいほうの値 α^* を，従来の α_2 の代わりに用いる．

$$\alpha^* = \max \{ \alpha_2, \alpha_1 \} \quad (a.8)$$



付図-1 マウンド形状による α_1 の算定図

港湾技術研究所報告 第37巻 第3号

1998.9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (株)ポートサイド印刷

Copyright © 運輸省港湾技術研究所 1998

本報告書の転載・複写を希望される場合は、港湾技術研究所企画課へご連絡をお願いします。

CONTENTS

1. Reliability Design Method of Composite Breakwater using Expected Sliding Distance
.....Kenichiro SHIMOSAKO and Shigeo TAKAHASHI 3