

独立行政法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

VOL.40    NO.4    December 2001

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 40 卷 第 4 号 (Vol.40, No.4), 2001年12月 (December 2001)

## 目 次 (CONTENTS)

1. ブシネスモデルにおける任意反射境界処理法を用いた非線形部分重複波の計算  
..... 平山克也 ..... 3  
(Numerical Simulation of Nonlinear Partial Standing Waves using the Boussinesq Model with New Reflection Boundary  
..... Katsuya HIRAYAMA )
  
2. 期待変形量を用いた防波堤のマウンド支持力に関する設計法  
..... 土田 孝・梅沢信俊・石倉克真・湯 怡新 ..... 49  
(Design Method on Bearing Capacity of Composite Breakwater using Expected Deformation  
..... Takashi TSUCHIDA, Nobutoshi UMEZAWA, Katsumasa ISHIKURA and Yi Xin Tang )

## 期待変形量を用いた防波堤のマウンド支持力に関する設計法

土田 孝\*・梅沢信敏\*\*・石倉克真\*\*\*・湯 怡新\*\*\*\*

### 要 旨

防波堤マウンド支持力の問題は、波圧という繰り返し荷重に対する地盤の安定問題と考えられる。本研究では、波圧時にマウンドに作用する偏心傾斜荷重に対して、支持力不足によって発生する期待変形量を算定する方法を新たに開発した。変形量はすべり面上の土塊の運動量を運動方程式を用いて計算したが、これは地震時の斜面安定問題におけるNewmarkの方法を防波堤の支持力問題に適用したものである。

個々の防波堤の設計に用いるための期待変形量算定プログラムを開発し計算を行った結果、期待変形量と設計支持力安全率の関係は防波堤の形状によって大きく異なり、形状によっては、期待変形量で設計することにより従来の安全率（堤体幅）を減じることができることが明らかになった。

本プログラムを苫小牧西港の被災事例に適用し、計算した期待変形量と実際の被災時変形量との比較を行った。被災を受けたのは建設中の護岸先端部であり、実測された被災時の沈下量と水平移動量はそれぞれ7～45cm、8～23cmであった。ケーソン前面の消波ブロックが不完全被覆のときの波力低減係数 $\epsilon$ を用い、波浪観測結果から被災時の波浪条件を推定して期待変形量を計算した。計算で求めた期待沈下量、期待水平移動量は実測値の範囲とよく一致した。

キーワード：混成防波堤、捨石マウンド、支持力、信頼性設計法、期待変形量

---

\* 地盤・構造部土質研究室長  
\*\* 独立行政法人開発土木研究所環境水工部港湾研究室室長  
\*\*\* ドラムエンジニアリング㈱  
\*\*\*\* 関門港湾建設㈱（元港湾技術研究所土質部土性研究室客員研究員）  
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所  
電話：0468-44-5053 Fax：0468-44-4577 E-mail：tsuchida@cc.phri.go.jp

## Design Method on Bearing Capacity of Composite Breakwater using Expected Deformation

Takashi TSUCHIDA\*

Nobutoshi UMEZAWA\*\*

Katsumasa ISHIKURA\*\*\*

Yi Xin Tang\*\*\*\*

### Synopsis

The bearing capacity for a composite breakwater's mound is considered to be a problem of foundation stability in the present study. Expected displacement due to mound failure under eccentric inclined load by repeating wave forces is estimated. The displacement is calculated by use of the movement equation of a sliding mass along a failure arc, similarly to Newmark's method in the earthquake engineering. A computation program, which taking into account various conditions for individual breakwater, has been developed, and several analyses were conducted with this program. It has been found that the relationship between expected displacement and designed safety factor of bearing capacity significantly varies with the ratio of width to height for the caisson box. If the deformation allowed design method is introduced, the caisson width will be effectively reduced especially in the cases of larger width-height ratios. The program was used in a case study on a failure history recorded in Tomakomai west port. High wave storms invaded when the breakwater was under construction, which was imperfectly protected by uncompleted wave-breaker blocks. It was observed that the caissons near the end of breakwater face line settled 7cm ~ 45cm. By using the high wave record, and also by accounting for increase of wave force due to the incompletely armored wave-dissipating blocks, the back analysis resulted expected settlement and horizontal displacement which agrees with the measurements fairly well.

**Keywords:** composite breakwater, rubble mound, bearing capacity, reliability design method, expected deformation

---

\* Head, Soil Mechanics and Geo-environment Division, Geotechnical and Structural Engineering Department  
\*\* Head, Port Laboratory, Independent Administrative Institution Civil Engineering Research Institute of Hokkaido  
\*\*\* Drum Engineering Co., Ltd.  
\*\*\*\* Kanmon Kowan Kensetsu Co., Ltd.  
Independent Administrative Institution Port and Airport Research Institute  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826, Japan  
Tel : 0468-44-5053 Fax : 0468-44-4577 E-mail : tsuchida@cc.phri.go.jp

## 目 次

要 旨	49
1. はじめに	53
2. 期待変形量の計算方法	54
2.1 基本的な考え方	54
2.2 限界波高の計算	55
2.3 波の出現特性と波力	56
2.4 単一波による沈下量	57
2.5 サイン波形と三角波形を組み合わせた波力モデル	60
2.6 一回の波群による期待沈下量	61
2.7 マウンドおよび地盤の強度の不確実性と波群の出現確率を考慮した期待沈下量	62
3. 個別の防波堤における期待変形量計算プログラム	63
3.1 期待変形量計算プログラム	63
3.2 2章の解析結果との比較	63
4. プログラムによる計算例	65
4.1 計算の条件	65
4.2 期待変形量	66
5. 苫小牧西港の被災事例への適用	68
5.1 被災時の状況	68
5.2 波浪条件	68
5.3 波力低減係数	69
5.4 計算結果	70
6. 結論	70
7. あとがき	71
謝 辞	71
参考文献	71

## 1. はじめに

混成防波堤の設計では、波圧時においてケーソンのマウンド上での滑動、転倒、ケーソン底面の支持力の3つが設計上問題となるが、通常は転倒によって断面が決まる場合は少なく、滑動とマウンド支持力によって断面が決定されている。

従来の設計法は、まず設計波（1波）を想定し、滑動に関しては、波力による外力と直立部の重量による摩擦抵抗力を考え、力のつり合い式から安全率1.2を確保するという方法である。また、マウンド支持力については、偏心傾斜荷重に対する円弧すべり解析で設計する方法が用いられている（日本港湾協会, 1999）。この方法は、設計波による波力とケーソンの重量によってマウンドに作用する力を、図-1に示すように有効基礎幅  $b$  に作用する等分布荷重  $q$  とマウンドの表面の水平力  $H$  として作用させ、有効幅のケーソン底部内側の端部を通過点とする円弧すべり解析を行って安全率1.0を確保する方法である。なお、この場合の円弧すべり解析は、通常の安定解析に用いられる修正フェレニウス法ではなく、円弧分割片間に水平力が作用すると仮定して計算する簡易ビショップ法を用いる。

現行の設計法は、力のつり合いによって安定か不安定かを判定して変形を許さない設計法であり、本来確率的な変動を有する波力を設計波1波に代表させる確率論的な設計法である。これに対して、最近、波力の統計的な性質を直接設計に取り入れ、確率論による信頼性設計と変形を考慮した新しい設計法の開発が進められてきた（高山・藤井, 1994；高山ら, 1994；土田・湯, 1996；土田・湯, 1998）。現行設計法の問題点と新しい設計法の必要性をまとめると以下ようになる（高橋, 1999）。

- ① 現行設計法で設計しても、設計条件を上回る高潮・高波が発生する確率は小さくとも存在する。被災の程度と確率を設計時に把握する必要がある。
- ② 耐震設計の分野で被災時の建造物の性能を、変形を含めてより明確にして設計する性能設計が導入されつつある。港湾建造物の耐波設計においても被災時変形量を考慮した性能設計が必要である。
- ③ 防波堤においても建設コストの削減が求められている。変形量を適切に予測することにより、多少の滑動や沈下が生じて防波堤としての本来の機能を確保するという考え方から建設コストを削減できる可能性がある。

以上の考え方から、下迫・高橋(1994, 1998)は、現行の安全率法に替わり、モンテカルロシミュレーションによ

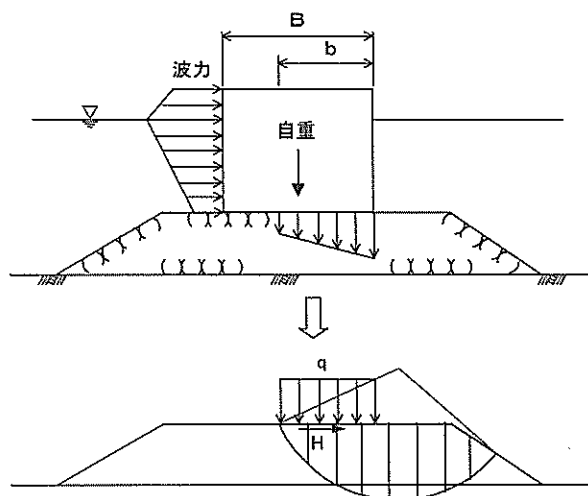


図-1 簡易ビショップ法円弧すべりによるマウンド支持力の計算

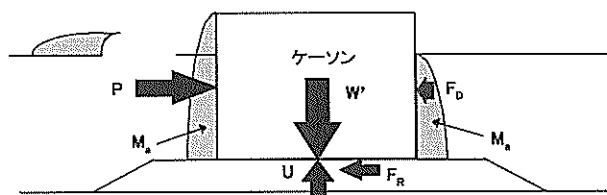


図-2 滑動時のケーソンの運動を表す模式図

り供用期間中に生じるケーソンの滑動量の期待値（期待滑動量）を算定して設計する方法を提案した。図-2は下迫らが用いた滑動時のケーソンの運動を表す模式図である。下迫らは滑動時のケーソンの運動方程式として次式を用いた。

$$(W/g + Ma) \ddot{x}_c = P - \mu(W' - U) - F_b \quad (1)$$

ここに、 $W$ はケーソンの空中重量、 $g$ は重力加速度、 $Ma$ は付加質量、 $\ddot{x}_c$ はケーソンの加速度、 $P$ は水平波力、 $\mu$ はケーソン底面とマウンドの摩擦係数、 $W'$ はケーソンの水中重量、 $U$ は揚圧力、 $F_b$ は造波抵抗力である。式(1)を2回数値積分することにより、ケーソンの変位を計算する。下迫・高橋(1994, 1998)は、以上のモデルを用いて50年間における期待滑動量の検討を行っている。期待滑動量の許容値については、30cm～40cmを目安にすることを提案している。

すでに述べたように、防波堤のマウンド支持力の設計では、波力とケーソン重量を偏心傾斜荷重に置き換え、円弧すべり解析で設計する方法が用いられている。これ

は、小林ら(1987)による研究に基づいて平成元年から港湾基準に採用された方法である。小林らは、室内模型実験やマウンド上に置いた実物大ケーソンを用いた静的な載荷試験によって、偏心傾斜荷重に対する支持力が、簡易ビショップ法円弧すべり解析によって算定できることを示した。さらに、既存の防波堤の被災および無被災事例の解析を行った結果、この解析法で安全率が1.0以上である場合にはマウンド支持力に関する安定が確保されていることが報告されている。土田・湯(1996)は、小林らの研究に基づいて波圧時のマウンドの破壊モードを円弧すべりと仮定し、運動方程式を解くことによって波圧時のすべり面上の土塊の移動量を計算し、マウンドの変形量を解析する方法を提案した。

本研究では、土田・湯(1996)が提案した方法を用いて、下迫・高橋(1994, 1998)による期待滑動量計算と整合するように修正し、実際の防波堤の設計に用いることのできる解析プログラムを開発した。さらに、実際の被災事例に適用して解析法の妥当性について検討した。

## 2. 期待変形量の計算方法

### 2.1 基本的な考え方

波圧時の防波堤マウンド支持力の算定は、波圧という繰り返し荷重に対する地盤の安定問題である。同様な繰り返し荷重に対する地盤の問題としては、地震時の土構造物の安定問題がある。盛土構造物の耐震設計法としてよく用いられる震度法は、地震による加速度が慣性力として構造物に加わるとし、慣性力を加えた静的な安定問題として解析する方法であるが、この方法では荷荷の方向が非常に短時間で逆転し、それぞれの荷荷時間も短い地震力の特徴が考慮されないという問題がある。Newmark(1965)は地震時に発生する加速度によってすべりが発生し、すべり面上で変形が生じてても、地震終了までの累積変形量が土構造物の機能に影響を与えない範囲に留まれば安定上は問題がないと考え、すべり面上のブロック(土塊)の変形量を運動方程式を用いて解析する方法を提案した。

図-3は、Newmarkの方法により盛土斜面のすべりを解析した結果の例で、地震時の最大加速度と変形量の関係を示している。図において縦軸の $k_c/k_m$ は、 $k_c$ が土塊がすべり出すときの限界の加速度、 $k_m$ が地震時の最大加速度である。したがって、 $k_c/k_m$ は震度法における安全率に相当し、横軸は無次元化した累積変位量を表している。図より $k_c/k_m=0.9$ の場合を考えると、地震時の最大加速度は限

界加速度を10%上回っているが、無次元累積変位は0.001のオーダー(実変位で1cm前後)と十分小さいため、工学的に盛土は安全であると判断できる。

このように、Newmarkの方法では、安全率が1.0以下でも荷重の動的特性を考慮してすべり面上の変形量に着目し盛土の安全性を確認できる。ただし、この方法ではすべり面が発生した後に、すべり面上で土塊が一定のすべり抵抗角のもとに移動すると仮定しているため、せん断変形の発生によってすべり面上のせん断抵抗角が急激に

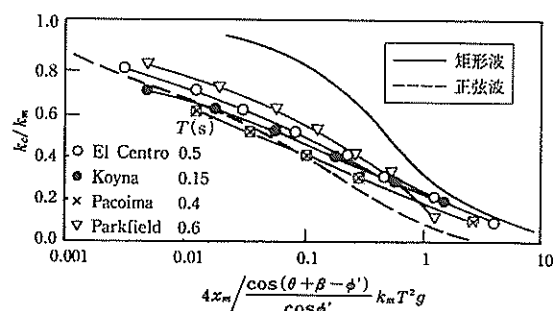


図-3 地震時最大加速度と盛土変形量の関係

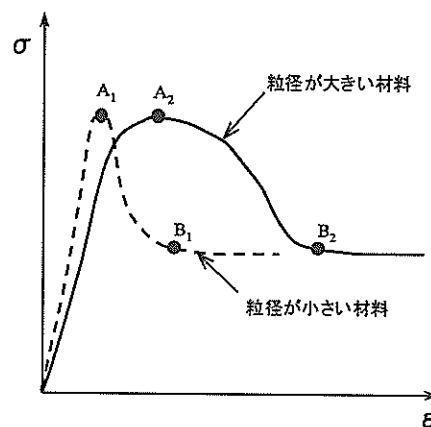


図-4 粒状体の応力-ひずみ関係

減少するような崩壊型のすべりが起きないことが前提となる。

本研究の方法は、Newmarkの方法を防波堤マウンドの波圧時安定問題に適用したものである。波圧が作用することにより地盤の支持力が不足して変形がおこるメカニズムを図-1の円弧すべりであると考え、このときの変形量を、すべりを生じさせる大きさの波圧が継続する時間だけケーソンおよび土塊がすべり面に沿って運動するとして計算する。

ここでNewmarkの方法の前提である「すべり面発生後も、すべり面上で一定のすべり抵抗角のもとに移動する」という仮定について検討する。図-4は中程度以上に締まった砂礫の応力-ひずみ曲線を模式的に示したもの

である。図のようにせん断抵抗はひずみとともに増加し1~3%のひずみでピーク（A点）に達するが、さらにひずみが増加するとすべり面で発揮されるせん断抵抗は徐々に低下し最終的には残留強度（B点）に達する。残留強度はピーク時の強度に比べはるかに小さいので、この状態ではすべりは漸進的とはいえず、崩壊に近い破壊になると考えられる。上記の仮定が成立するには、波力時に作用する変形がA点付近にとどまっている必要がある。

最近の粒状体力学に関する研究によると、せん断抵抗がピーク（A点）に達した後の強度低下は材料の粒径と密接な関係にあることが明らかになっている。

図-5は、粒状体（平均粒径 $D_{50}=2\text{mm}$ ）の平面ひずみ試験におけるすべり面上の変形量とせん断抵抗の関係を示したものである（佐藤ら, 2001）。図の縦軸は正規化せん断抵抗であり、ピーク時のせん断抵抗が1、残留時のせん断抵抗が0となるように正規化した値である。一方、横軸は基準化せん断変位であり、 $u_s, u_{s,peak}$ はそれぞれすべり面に沿ったせん断変位量、せん断抵抗ピーク時のせん断変位量を表している。 $x = (u_s - u_{s,peak})/D_{50}$ はピーク後のせん断面上の変形量を粒状体の平均粒径 $D_{50}$ で正規化した値であり、 $\sigma_v$ はせん断時の拘束圧を示している。図をみると、せん断抵抗はせん断面上の変形とともに低下するが、変形量が $x=2$ 、すなわち平均粒径の2倍程度まではせん断抵抗が低下する割合は絶対値で5%程度（ $R_n=0.9$ ）に留まっており、残留状態に達するのに必要な変位量は $D_{50}$ の約15倍である。したがって、粒径が大きい材料ほど最大せん断強度（図-4のA点）に達した後に強度低下するまでには大きな変形量が必要になる。

表-1 防波堤支持力計算の土質定数

土層の種類	飽和重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	湿潤重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	水中重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )	見かけの粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )
根固めブロック	23	23	13	0	0
基礎割石	20	18	13	35	20
砂質地盤	20	18	10	40	0

表-2 波力計算の諸条件

設計有義波高	$H_{1/3}=6.9\text{m}$
設計最大波高	$H_0=12.4\text{m}$
周期	$T=13\text{s}$
波長	$L=263.6\text{m}$
入射角	$\theta=0^\circ$
防波堤設置水深	$h=24.0\text{m}$
根固めブロック天端水深	$d=15.0\text{m}$

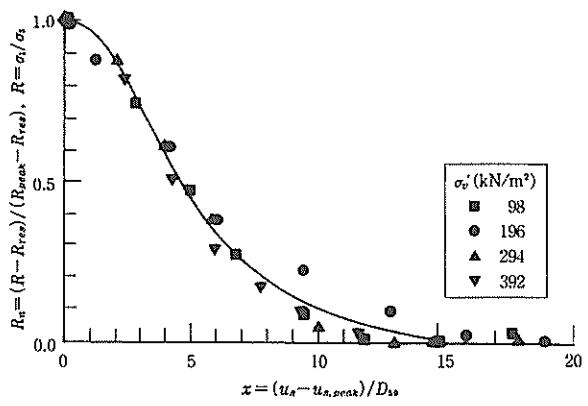


図-5 粒状体におけるすべり面上の変形量とせん断抵抗の関係（佐藤ら, 2001）

一般に防波堤マウンド材の平均粒径は30~50cmであるので、せん断によるマウンドの変形量が平均粒径の2~3倍相当分（80~100cm）以内であれば、ピーク後のすべり面上でのせん断力の大きな低下は起きず、「すべり面発生後も、すべり面上で一定のすべり抵抗角のもとに移動する」という仮定が成立すると考えられる。

以下に、代表的な混成防波堤を例にとって、すべりによる変形量の計算方法を説明する。図-6に用いた断面を、表-1、表-2には、それぞれ計算に用いた土質定数と、波力計算に用いた設計波の条件を示すが、水深24mで設計波高 $H_0$ が12.4mであり、外洋に面した第一線防波堤である。これらの条件は、現行の設計法において波圧時のケーソンの滑動および転倒に関する安全率がそれぞれ1.25, 2.10, 簡易ピシヨップ法円弧すべり計算で求めたマウンド支持力の安全率が1.0となるように設定している。

2.2 限界波高の計算

図-7は、表-1の土質定数をばらつきのない確定値とし、波高が設計波高 $H_0=12.4\text{m}$ から、設計波高の70%である8.7m（ $=0.7H_0$ ）まで変化したときの、支持力に関する円

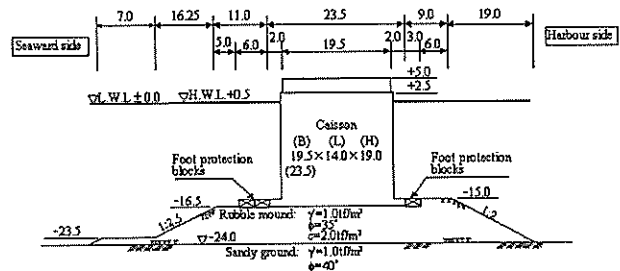


図-6 解析に用いた防波堤の断面



弧すべりの安全率 $F$ を計算しプロットしたものである。  
この防波堤では波高が設計波高 $H_0$ のときに安全率が1.0と

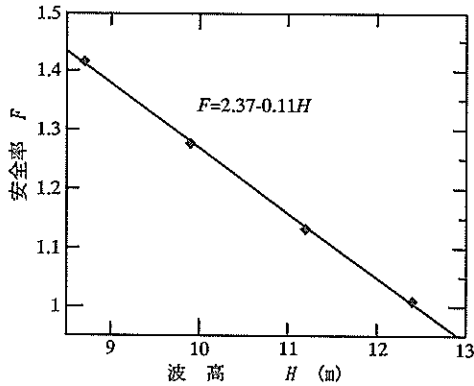


図-7 波高と安全率の関係

なるように断面を決定している。したがって、設計波高より小さい波高に対して安全率は大きくなるが、波高が $H_0$ から $0.7H_0$ の範囲では、安全率と波高の関係はほぼ直線で表すことができる。すなわち、設計波高付近の波高 $H$ とマウンド支持力に関する円弧すべり安全率 $F$ の関係は、次式ようになる。

$$F = a - bH \quad (2)$$

このように、ある防波堤の断面において、設計波高付近の3~5個の波高に対して円弧すべりの安全率を計算し、式(2)の関係を求めておけば、その断面に関する安全率と波高の関係が決定できる。図-6の断面の場合は次式で表される。

$$F = 2.37 - 0.11H \quad (3)$$

波圧時のマウンド支持力の計算において、実際にマウンド内に支持力不足によってすべりが発生するときの安全率を $F^*$ とし、解析目標安全率と呼ぶことにする。現行の設計法では、安全率が1.0のときにすべりが起こると考えるので $F^*=1.0$ となるが、解析法自体が一定の偏差を有している場合には $F^*=1.0$ にならない。また、解析の偏りとは別に、個々の解析条件ごとに解析誤差 $e$ が存在すると考えると、すべりは $F=F^*$ のときにではなく、 $F=F^*+e$ のときに発生する。

以上のように、支持力不足によるすべりが発生するときの安全率について、理論の偏差と誤差が存在すると仮定すれば、すべりは $F=F^*+e$ のときに発生することになる。ある防波堤断面において、マウンドに実際にすべりが発生するときの最小の波高を限界波高 $H_{cr}$ と定義すると、 $H_{cr}$ は式(2)より次のように求められる。

$$H_{cr} = \frac{a - (F^* + e)}{b} \quad (4)$$

限界波高 $H_{cr}$ は、ある防波堤断面（形状および地盤定数）において支持力不足によるすべりが発生するときの限界の波高である。上述のように、ある与えられた断面について設計波高付近の波高と安全率の関係を計算し、式(2)の定数 $a$ 、 $b$ を求めれば、限界波高 $H_{cr}$ は式(4)で計算できる。限界波高 $H_{cr}$ を求めておくと、波高 $H$ が $H_{cr}$ よりも小さいときは $F > (F^* + e)$ であってすべりは起きず、波高が $H_{cr}$ より大きいときに $F < (F^* + e)$ であってすべりが起きることになり、個別に円弧すべり解析を行わなくとも波高の比較だけで支持力に関するマウンドの安定性が評価できる。

### 2.3 波の出現特性と波力

防波堤の設計では、波圧を算定する場合の設計波高 $H_0$ として一般に最大波高 $H_{max}$ が用いられる。最大波高は、既往の被災事例や波の統計的性質を考慮して有義波高 $H_{1/3}$ の1.8倍として求めるのが普通であり、次式のような関係になる。

$$H_0 = H_{max} = 1.8H_{1/3} \quad (5)$$

外力としての波の出現特性を考える場合、まず設計波高クラスの沖波（波群）の発生確率と、発生した沖波（波群）の中での波高分布を考える必要がある。沖波発生の確率分布としては、一般にグンベル分布あるいはワイブル分布が用いられ、沖波波群内の波高分布としてはレーリー分布がよく用いられている（日本港湾協会, 1989）。

一方、ケーソンに作用する波力は次式で示す合田式により算定される（簡単のため波向きが直立堤と直行する場合を示す）。

$$p_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) \cdot w_0 \cdot H_0 \quad (6a)$$

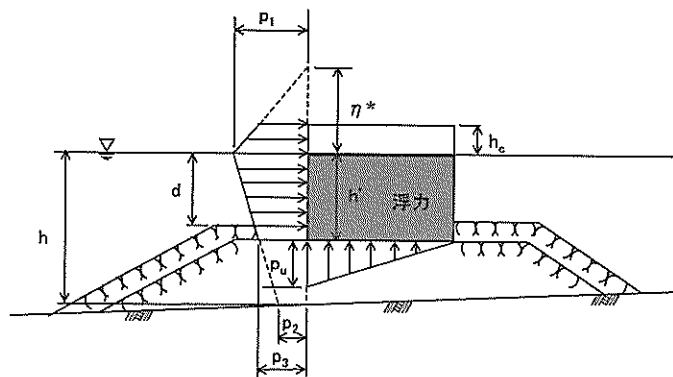


図-8 合田の波圧式における波圧分布



が計算に及ぼす影響は2.7で検討する。また、一般に円弧すべり解析では各波高ごとに最小の安全率を与える円弧の位置と大きさが変化するので、円弧を固定してモーメントを算定することは安全率を過大に評価する可能性があるが、本研究では円弧すべりが発生したあとの運動と変位量に着目しているため、 $F=F^*$ となったときにすべりが開始し、以後の高波の作用に対しては同じすべり面で動くことと仮定する。

図-10において $F=F^*$ となって円弧すべりが発生するのは $M_D=M_R$ となるA点である。A点の波高を、この防波堤の限界波高 $H_{cr}$ と呼ぶことにする。来襲した波の波高 $H$ が $H_{cr}$ より小さければ防波堤マウンドにすべりは発生せず、 $H_{cr}$ より大きければ限界波高の時の円弧すべり面に沿った移動が起こる。図のように、 $M_D$ 、 $M_R$ と波高 $H$ の関係はほぼ線形で近似でき、図-6の断面の場合は、それぞれ次式のようになる。

$$M_R = 292 - 4.8H \quad (\text{単位: MN} \cdot \text{m/m})$$

$$M_D = 147 + 7.4H \quad (\text{単位: MN} \cdot \text{m/m})$$

このように、一つの断面において限界波高とモーメント $M_D$ 、 $M_R$ と $H$ の線形関係を求めておけば、任意の波高に対してすべりモーメント、抵抗モーメントを計算できる。

次に、円弧すべり面とモーメントから変形量を計算する式を誘導する。

図-11は、防波堤壁面に働く平均波力強度の時間的変化の例を示したものである。一般に、深海域で波形はサイン関数で近似できるが、水深が浅くなって波が砕け、また障碍物による反射や屈折などの影響を受けると波は次第に重複波から砕波、衝撃砕波へ複雑に変化していく。ここでは波の形状をサイン波形と三角波形に分けて検討を進める。

図-12(a)のように波高が時間的に変化するときにおいて、円弧すべりが発生するのは波高が限界波高 $H_{cr}$ を上回る時間帯である(図中の斜線部)。このときに、時間ごとに円弧すべりを発生させる正味の起動モーメント $M_{net}(t)$ を考えると、

$$M_{net}(t) = M_D(t) - M_R(t) \quad (9)$$

であり、その時間的変化は図-12(b)のようになる。 $M_{net}(t)$ と円弧すべりの回転角加速度 $d^2\theta/dt^2$ の運動方程式を求めると次式のようになる。

$$I \frac{d^2\theta}{dt^2} = M_{net}(t) \quad (10)$$

ここに、 $I$  はケーソンを含めた円弧すべりを起こす剛体

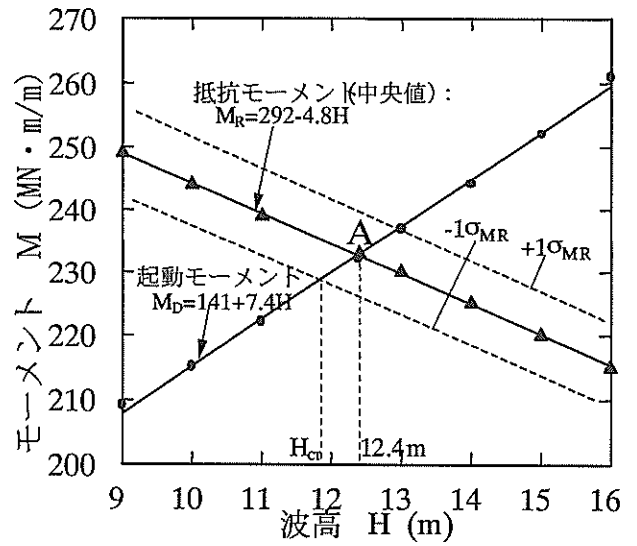


図-10 波高とすべりモーメント $M_D$ 、抵抗モーメント $M_R$ の関係

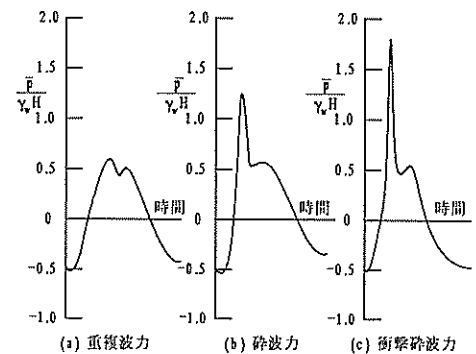


図-11 水平波圧の時間的変化

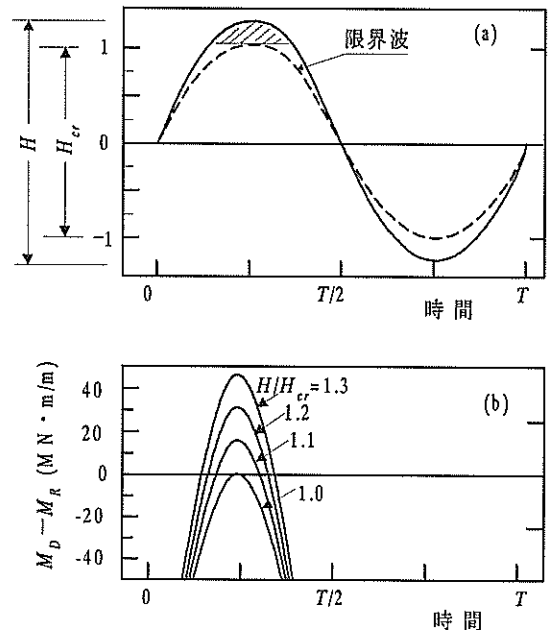


図-12 正味の起動モーメントの時間的変化

全体の円弧中心点に関する断面二次モーメントであり、 $I = \sum m_i r_i^2$ で計算される。 $m_i$ はケーソンの各部材や土塊の各分割片の質量であり、 $r_i$ はそれらの重心と円弧中心点との距離である。式(10)は、下迫らによる期待滑動量を計算する運動方程式である式(1)に相当する。

式(10)では周りの海水や構造物、基礎地盤が回転運動に及ぼす抵抗、すなわちダンピング効果を見逃しているが、この問題では回転運動の速度が比較的ゆっくりしているためこの効果を見逃できると考えられる。

図-6に示す断面の場合、最小の安全率を与える円弧の半径 $R$ は46mであり、このとき $I = 2.1 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ となる。正味のすべりモーメント $M_{net}(t)$ は(9)式より、波高 $H$ の関数として次のように求めることができる。

$$\begin{aligned} M_{net}(t) &= M_D(t) - M_R(t) \\ &= 12.4H - 151 \quad (\text{MN} \cdot \text{m}/\text{m}) \end{aligned}$$

図-10のように、解析目標安全率 $F^*$ を1.0、解析誤差 $e=0$ とすると、限界波高 $H_{cr}$ は設計波高 $H_D = 12.4\text{m}$ に等しい。したがって、上式は

$$M_{net}(t) = 151 (H/H_{cr} - 1)$$

と表すことができる。

このように、抵抗モーメント $M_D$ と起動モーメント $M_R$ が波高と線形関数にある場合は、正味の起動モーメント $M_{net}(t)$ は、一般に次式で表すことができる。

$$M_{net}(t) = M_0 (H/H_{cr} - 1) \quad (11)$$

ここに、 $M_0$ は限界波高 $H_{cr}$ を超えたときの正味の起動モーメントの変化を表す定数であり、すべりモーメント定数と呼ぶことにする。図-6の検討断面においては、すべりモーメント定数 $M_0$ は151MN・m/mとなっている。

以上の結果から、波形がサイン波によって表される場合は波高を時間の関数として正味の起動モーメント $M(t)$ は次のように表すことができる。また、 $H/H_{cr}$ は、マウンド基礎のもつ限界波高で無次元化した波高である。 $K = H/H_{cr}$ とすると、波形がサイン波によって表される場合の起動モーメントの時間変化 $M(t)$ は次式で表される。

$$M(t) = M_0 \left\{ K \sin \left( \frac{2\pi}{T} t \right) - 1 \right\} \quad (12)$$

図-13に示すように、すべりの始動点Aを起点に一次積分すれば回転角の速度 $\dot{\theta}$ が得られ、始動点Aから波高が限界波高より小さくなってすべりが休止する点Bまで二次積分すれば、この間の回転角度 $\Delta\theta$ を求めることができる(高橋ら,1994)。このときの円弧に沿った移動量 $\delta$ は、

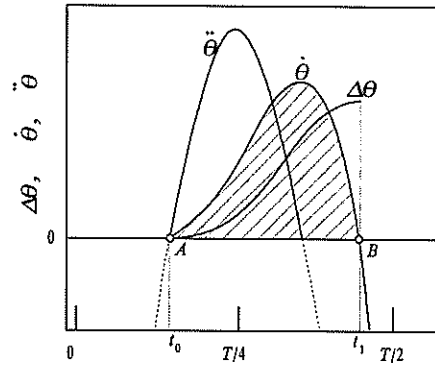


図-13 二次積分による回転角度の計算

$\Delta\theta \times R$ である(Bromhead, 1986)。式(10)を積分すると、ケーソン底部における1波あたりの移動量は次式で与えられる。

$$\delta_{si} = \frac{1}{2} \left( \frac{T}{2\pi} \right) 2 \left\{ K \sin \left( \frac{2\pi}{T} t_1 \right) - 1 \right\}^2 a_0 \quad (13)$$

ここに、 $a_0$ は $M_0 R / I$ の略記で断面の定数であり、 $a_0$ は加速度の単位を有する。また、 $t_1$ はB点の時刻である。

$K < 1$ のときは円弧すべりが発生しないので、 $1 \leq 1 < K$ である大きい波が来たときのみすべりによる移動量を上式にて計算する。またA、B点における時刻 $t_0$ 、 $t_1$ は次のように決められる。

$$t_0 = \sin^{-1} \left( \frac{1}{K} \right) \frac{1}{K} \quad (14a)$$

$$t_1 = \frac{T}{2\pi} \left\{ \sin^{-1} \left( \frac{1}{K} \right) + K \left( \cos \frac{2\pi}{T} t_0 - \cos \frac{2\pi}{T} t_1 \right) \right\} \quad (14b)$$

波が引く過程では円弧すべりによる回転運動を考えないとすると $t_1 < T/2$ であるので、式(14a)および式(14b)より $K < 1.38$ という上限が得られる。また、式(14a)および式(14b)に示すように回転運動の休止時刻 $t_1$ は直接に $K$ によって表わすことができないが、1波あたりの移動量を求めるときは $\left\{ \sin(2\pi/T \cdot t_1) / K - 1 \right\}^2 \approx 9.4(1-K)^2 / K$ の近似式を用いれば十分な精度で計算ができる。

図-9における円弧の円心角度 $\theta$ が $45^\circ \sim 60^\circ$ の範囲にあると仮定し、代表値として $\sin\theta = 0.8$ を用いると、サイン波1波あたりのマウンドの円弧すべりによるケーソンの沈下量 $S_{si}$ は次のように与えられる(ケーソンはマウンドのすべりといっしょに動くものとする)。

$$S_{si} = \delta_{si} \cdot \sin\theta \approx 0.095 T^2 a_0 \frac{(K-1)^2}{K} \quad (15)$$

(ただし、 $1 \leq K < 1.38$ )

三角波形の場合を図-14に示すが、同様の手順で起動モーメントを積分することができる。図より $M(t)$ は次のようになる。

$$M(t) = \begin{cases} M_0 \left( \frac{4Kt}{T} - 1 \right) & (0 < t \leq \frac{T}{4}) \\ M_0 \left( 2K - 1 - \frac{4Kt}{T} \right) & (\frac{T}{4} < t \leq \frac{T}{2}) \end{cases} \quad (16)$$

このとき始動時間 $t_0$ と休止時間 $t_1$ はそれぞれ次のように与えられる。サイン波形の場合と同様、波が引く過程では円弧すべりによる回転運動が発生しないとすると $t_1 < T/2$ であるので式(17b)より、式(18)および式(19)に関して $K < 1.71$ となる。

$$t_0 = T/4K \quad (17a)$$

$$t_1 = \frac{T}{4} \left\{ 1 + (\sqrt{2} + 1) \left( 1 - \frac{1}{K} \right) \right\} \quad (17b)$$

よって、三角波形の一波あたりの移動量  $\delta r_i$  と沈下量  $ST_i$  はそれぞれ次のようになる。

$$\delta r_i = \frac{T^2}{16} \left( 1 + \frac{2\sqrt{2}}{3} \right) \frac{(K-1)^3}{K^2} a_0 \quad (18)$$

$$ST_i = \delta_i \sin \theta \approx 0.097T^2 \frac{(K-1)^3}{K^2} a_0 \quad (19)$$

(ただし、 $1 \leq K < 1.71$ )

式(13)、(15)、(18)、(19)より、波の時間的変化がサイン波形か三角波形にかかわらず、単一波による沈下量は周期 $T$ の2乗に比例することが分かる。また、限界波高で無次元化した波高 $K$ の増加とともに、1波あたりの移動量は大幅に増える。図-15に $\delta_i$ と $K$ の関係を示すが、サイン波形に比べ三角波形の場合の移動量ははるかに小さく、たとえば $K=[1.1 \sim 1.3]$ 区間の区間では $1/10 \sim 1/4$ 程度となっている。これは、三角波形の場合、図-12と図-14の比較からわかるように、すべりの継続時間 $(t_1 - t_0)$ が短いことが主な原因である。

### 2.5 サイン波形と三角波形を組み合わせた波力モデル

図-11に例示したように、波力は海底地形などの諸条件によって、その時間的変化の形状が変わる。これらの変化を考慮して、高橋ら(1994)、下迫・高橋(1998)、谷本ら(1996)は、三角波形とサイン波形を組み合わせたモデルを提案している。図-16にその波力モデルを示すが、水平波力 $P$ の時間的変化は次式で表わされる。

$$P(t) = \max\{P_1'(t), P_2(t)\} \quad (20)$$

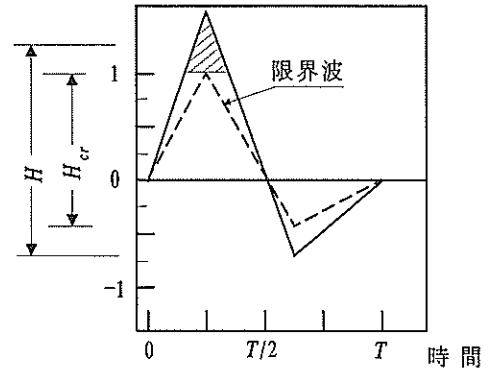


図-14 三角波形の波高の時間的変化

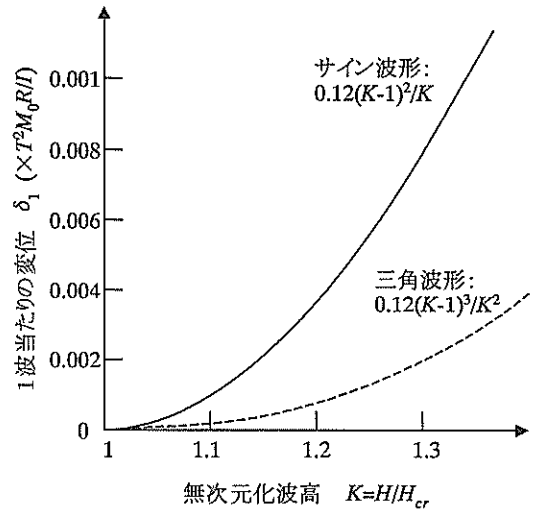


図-15  $\delta_i$  と  $K$  の関係

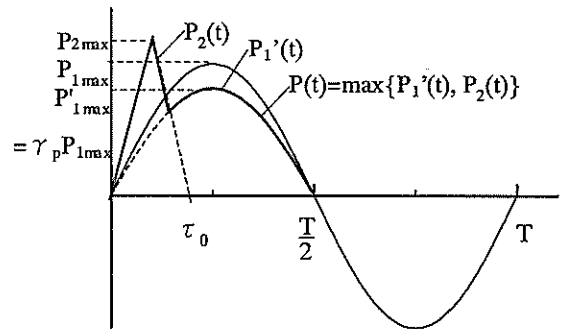


図-16 三角波形とサイン波形を組み合わせた波力モデル

ここに、

$$P_1'(t) = \gamma_p P_{1max} \sin\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \quad (21)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} 2P_{2max} \frac{t}{\tau_0} & (0 \leq t < \frac{\tau_0}{2}) \\ 2P_{2max} \left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) & (\frac{\tau_0}{2} \leq t < \tau_0) \\ 0 & (\tau_0 \leq t) \end{cases} \quad (22)$$

$$\gamma_p = \begin{cases} 1 - \frac{\pi}{P_{1max}T} \int_{t_1}^{t_2} \{P_1 - P_{1max} \sin(\frac{2\pi}{T}t)\} dt & (0 \leq t < \frac{T}{2}) \\ 1 & (\frac{T}{2} \leq t < T) \end{cases} \quad (23)$$

$P_{1max}$  : 合田波圧式において波圧係数 $\alpha_1$ のみを考慮したときの水平波力

$P_{2max}$  :  $\alpha_1$ に加え高橋らの波圧係数 $\alpha'$  (式(6h))を考慮したときの水平波力,

$\gamma_p$  : 三角形波力によって増加する力積分をサイン波形の波力から減じるための係数

$\tau_0$  : 式(7)により求められる砕波力の作用時間

$t_1, t_2$  : それぞれ被積分関数が負から正になるときの時間, および正から負になるときの時間

上式は, 下迫・高橋による主として砕波力を対象とした三角波形の波力に, サイン波形の波力を加えたモデルである。

図-6の検討断面において, 波力の計算を行い, サイン波波力の補正係数 $\gamma_p$ と作用時間 $\tau_0$ を計算した結果を図-17に示した。図のように, サイン波波力の補正係数 $\gamma_p$ は波高が変化してもほぼ一定(0.89~0.86)であるが, 砕波力の作用時間 $\tau_0$ は2.9~2.3秒の範囲で, 波高とともに大きく変化している。ただし, ここで用いた図-6の防波堤は比較的水深の大きい場合であり, 水深が浅く海底勾配が急な条件では $\gamma_p$ も波高とともに大きく変化すると予想される。

### 2.6 一回の波群による期待沈下量

次に, 防波堤前面に最大波高が $H_{max}$ である波群が来襲したときの期待沈下量を考える。異常気象条件の推移の記録によると, 一回の継続時間は通常2~5時間程度であるので, ここでは継続時間として2時間を考える。この場合, 波の周期 $T$ が13秒であるとする, 一回あたりの波数 $N_0$ は $N_0 = 3600 \times 2/T = 555$ 波である。この持続する波群の中での波高分布としては, レーリー分布がよく用いられている。レーリー分布における波の出現確率 $p(x)$ は次式で表される(日本港湾協会,1989)。

$$p(x) = \frac{\pi}{2} x \exp(-\frac{\pi}{4} x^2) \quad (24)$$

ただし $x = H/\bar{H}$ である。 $\bar{H}$ は平均波高であり有義波 $H_{1/3}$ とはほぼ $H_{1/3} = 1.6\bar{H}$ の関係にある。また最大波高 $H_{max}$ との間の $H_{max} = 1.8H_{1/3}$ の関係を用いると,  $H_{max} = 2.88\bar{H}$ となる。

(24)式を用いると, 一回の波群の襲来による防波堤の期待沈下量 $S_E$ は次の積分によって求めることができる。

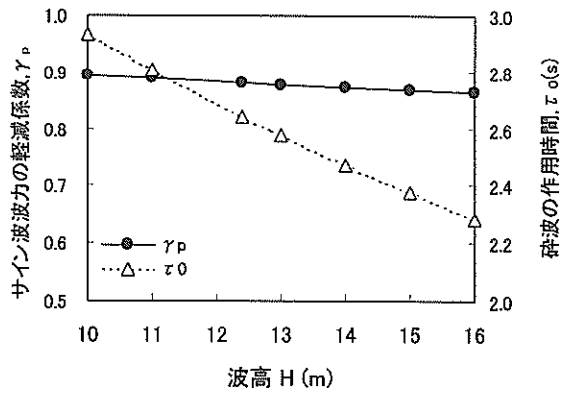


図-17 作用時間  $\tau_0$  と補正係数  $\gamma_p$  の計算例

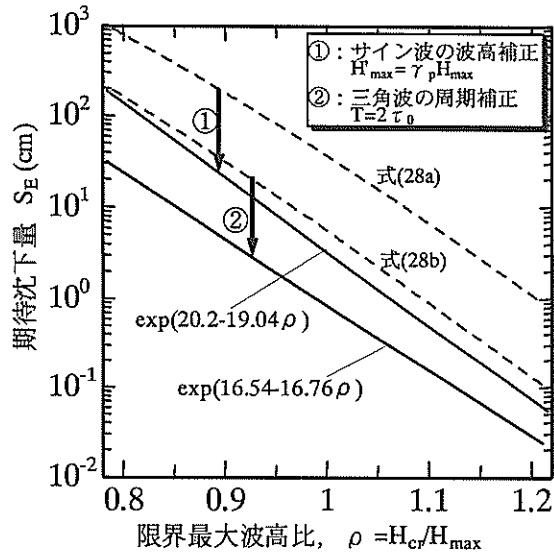


図-18 波群がもたらす期待沈下量

表-3 支持力の安全率と限界波高の分布特性

土質定数の 変動係数	安全率 $F$		限界波高 $H_{cr}$ (m)	
	平均 $\mu_F$	標準偏差 $\sigma_F$	平均 $\mu_{cr}$	標準偏差 $\sigma_{cr}$
$V = 0.10$	1.000	0.074	12.39	0.67
$V = 0.15$	0.989	0.084	12.27	0.78
$V = 0.20$	0.972	0.106	12.05	0.98

$$S_E = N_0 \int_{x_{cr}}^{\infty} p(x) S_i dx \quad (25)$$

ここに $S_i$ は一波ごとの沈下量であり, サイン波のときは(15)式の $S_{Si}$ , 三角波のときは(19)式の $S_{Ti}$ を用いる。また,  $x_{cr}$ は限界波高のときの $x$ の値であり,  $x_{cr} = H_{cr}/\bar{H} = 2.88H_{cr}/H_{max}$ である。

式(25)に基づいて計算すれば, 最大波高 $H_{max}$ の1回の高波による期待沈下量は, サイン波形, 三角波形のそれぞれについて次式で与えられる。

$$S_{Es} = 0.095N_0 a_0 T^2 \times \left\{ \left( \frac{1}{\sqrt{\pi}\eta} + \frac{3\sqrt{\pi}\eta}{2} \right) \Gamma\left(\frac{1}{2}, \frac{\pi}{4}\eta^2\right) - \exp\left(-\frac{\pi}{4}\eta^2\right) \right\} \quad (26)$$

$$S_{Er} = 0.097N_0 a_0 T^2 \times \left\{ \left( \frac{1}{\sqrt{\pi}\eta} + \frac{3\sqrt{\pi}\eta}{2} \right) \Gamma\left(\frac{1}{2}, \frac{\pi}{4}\eta^2\right) - 2\exp\left(-\frac{\pi}{4}\eta^2\right) - \frac{\pi}{4}\eta^2 \Gamma\left(0, \frac{\pi}{4}\eta^2\right) \right\} \quad (27)$$

ここに、 $\eta=2.88H_{cr}/H_{max}$ であり、 $\Gamma(p,q)$ は不完全ガンマ関数である。式(26)、式(27)をみると、期待沈下量は限界波高と最大波高の比 $H_{cr}/H_{max}$ によって決まることがわかる。ここで $H_{cr}/H_{max}$ を限界最大波高比と呼ぶことにする。限界最大波高比は波群の最大波高（外力）に対する防波堤マウンドにすべりが発生するときの限界波高（抵抗力）の比で、安全率とほぼ同一の指標であって、最大波高を設計波高とする通常の設計では安全率を1.0以上とするので $H_{cr}/H_{max} \geq 1.0$ である。 $H_{cr}/H_{max}$ が大きいほど安全性は高く、期待沈下量は小さくなる。

図-18の点線は、式(26)、式(27)によって計算した最大波高に関する限界波高比 $H_{cr}/H_{max}$ と期待沈下量  $S_{Es}$ ,  $S_{Er}$  の関係である。これらはいずれも2.5で述べた波形の組み合わせの影響を考慮していない。この影響を考慮するには、式(26)において $H_{max}$ を $\gamma, H_{max}$ に、式(27)で周期 $T$ を $2\tau_0$ に置き換えればよい。この置き換えを行って計算した結果を図-18に実線で示した。図のように、サイン波形、三角波形のいずれも、波形の組み合わせに関する補正により期待沈下量は顕著に減少している。図-18の実線より、期待沈下量 $S_E$ の対数と限界最大波高比 $\rho=H_{cr}/H_{max}$ の関係が直線に近いことがわかる。両者の関係を求めるとほぼ次式のように表すことができた。

$$\text{サイン波} : S_E(\rho) = \exp(20.2-19.0\rho) \quad (28a)$$

$$\text{三角波} : S_E(\rho) = \exp(16.5-16.8\rho) \quad (28b)$$

図-15のモデルによる波力に対する期待沈下量は、両者を足しあわせればよい。

### 2.7 マウンドおよび地盤の強度の不確実性と波群の出現確率を考慮した期待沈下量

ここまでは、断面の形状や地盤の設計定数で決まる限界波高 $H_{cr}$ と、外力である波群の最大波高 $H_{max}$ が確定値であるとして期待沈下量を計算した。次に、マウンドおよび地盤の設計定数の不確実性と、設計波高（最大波高）相当の高波群が防波堤の供用期間中に来襲する確率を考

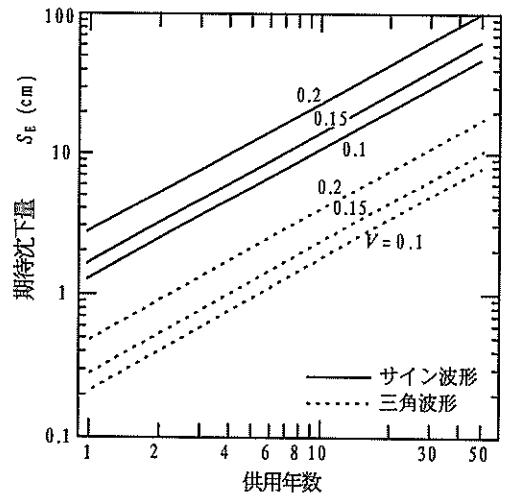


図-19 地盤定数のばらつきと波群の出現確率を考慮した50年間の期待沈下量

表-4 耐用年数50年間の期待沈下量の比較

土質定数の 変動係数	堤前波の波形		合計
	三角波形	サイン波形	
V=0.10	9cm	50cm	59cm
V=0.15	11cm	64cm	75cm
V=0.20	18cm	108cm	126cm

慮した場合の期待沈下量を検討する。

図-6の断面において土質定数が変動係数0.10, 0.15, 0.20で正規分布するとして、モンテカルロシミュレーションを行って、支持力に関する安全率と限界波高を計算した。その結果、両者はほぼ正規分布することがわかり、安全率と限界波高の平均値と標準偏差が表-3のように求められた。以上のことから、マウンド及び地盤の強度のばらつきを考えたときの限界波高 $H_{cr}$ の確率分布は限界波高の平均値 $\mu_{cr}$ と標準偏差 $\sigma_{cr}$ によって次式で表される。

$$p(H_{cr}) = \frac{1}{\sqrt{2}\sigma_{cr}} \exp\left(-\frac{(H_{cr}-\mu_{cr})^2}{2\sigma_{cr}^2}\right) \quad (29)$$

防波堤に来襲する波を検討するには、沖波を想定し沖波から防波堤前面までの波浪変形を考慮する必要がある。波浪変形は港湾の位置や水深、障害物の影響などにより複雑に変化するが、ここでは簡単のため沖波がそのまま防波堤前面に作用すると仮定して計算を行う。沖波の最大波高 $H_{max}$ がグンベル分布に従うとすると、その発生確率 $p(H_{max})$ は、次のように表される。

$$p(H_{max}) = \frac{1}{A} \exp\left\{ \frac{H_{max}-B}{A} - \exp\left(-\frac{H_{max}-B}{A}\right) \right\} \quad (30)$$

ここに、パラメータ $A$ は尺度母数、 $B$ は位置母数と呼ばれる。  $A=1.0\text{m}$ 、 $B=8.5\text{m}$ とすると $H_{max}=12.4\text{m}$ は50年に一回発生する高波に相当する。

地盤条件で決まる限界波高 $H_c$ と沖波最大波高 $H_{max}$ は無関係な確率変数なので、次のように独立して積分し、期待沈下量が計算できる。

$$SE = \iint SE(H_c/H_{max}) p(H_c) p(H_{max}) dH_c dH_{max} \quad (31)$$

ただし、式(31)によって得られる沈下量は1年の期待沈下量であり、供用期間が $N$ 年の場合はこれに $N$ を乗じればよい。

式(31)による計算結果を図-19に示した。図をみるとサイン波形のときの変位量が三角波形の場合の約4倍になっている。また、地盤定数のばらつきが大きくなるとともに変位量も増加し、 $V=0.2$ では $V=0.1$ のときの2~3倍の変位量となる。供用期間を50年としたときの期待変位量を求めると表-4のようになった。海底地盤の変動係数は一般に0.10~0.15の範囲にあるがこの場合の期待沈下量は59cm~75cmである。

本章では、図-6に示す防波堤を例にとり、期待変形量の解析方法について述べた。ここでは簡単のためいくつかの仮定を用いた。実際にはこれらが計算結果に大きな影響を及ぼしている。たとえば、波群内の波高分布はレーリー分布、最大波高はグンベル分布と仮定したが、これは本来沖波の発生確率についての仮定であり、実際には沖波から堤前までの波浪変形、波浪の砕波限界の影響を考慮する必要がある。これらについて、次章の期待沈下量計算プログラムで検討する。

### 3. 個別の防波堤における期待変形量計算プログラム

2章では波圧が作用するときのマウンドの支持力について、代表的な混成堤の設計断面について条件を単純化し、支持力不足による期待沈下量を解析的に求めた。次に、個々の防波堤ごとに同様の計算方法で期待変形量を計算するプログラムについて説明し、計算例を示す。

#### 3.1 期待変形量計算プログラム

個別の防波堤の断面において支持力不足によるマウンドの期待沈下量を算定するプログラム[MONTE-BW]を作成した。プログラムのフローを図-21に示す。計算の主要

な考え方は2章に述べたとおりであるが、プログラムでは2章で考慮されなかった以下の点が考慮されている。

- ①2章の解析では沖波をそのまま堤前波として計算したが、プログラムでは波浪変形解析を行った後の波に対して計算を行う。また、高波変動、潮位変動、主波向き、波力算定の誤差も考慮する。
- ②2章では1回の高波群の波高分布にレーリー分布を仮定し、式(25)の波高に関する積分において上限値を設けていない。しかし、プログラムでは砕波限界を計算し、砕波限界以上の波をカットした。
- ③2章では式(18)における断面定数 $a_0$ を代表的な円弧から求めた定数( $3.3\text{m}^2$ )としたが、プログラムでは個々の円弧から計算した。また、円弧中心の角度 $\theta$ について代表値として $\sin \theta = 0.8$ を用いたが、プログラムでは三角波、正弦波のそれぞれについて1回の試行計算ごとに $\theta$ を計算した。
- ④サイン波と三角波の組み合わせに対する計算において、2章の解析ではサイン波力の補正係数 $\gamma_0$ の代表値によってサイン波の波高を補正したが、プログラムでは個々の波に関して式(23)により波力モデルによる $\gamma_0$ を計算し、三角波と正弦波のそれぞれについて限界波高を求めて厳密に計算した。

#### 3.2 2章の解析結果との比較

図-6の断面について、期待変形量計算プログラムによって1000回の試行を行って求めた期待沈下量を2.7での解析結果と比較して表-5に示した。表のように期待変形量計算プログラムによる合計期待沈下量は、2章の解析による値の7%から19%と非常に小さくなっている。この差の原因を分析した結果、もっとも大きく影響しているのはプログラムにおいて砕波限界により波高に上限を設けていることであった。すなわち、砕波を考慮しない2章の解析で求められた期待沈下量はかなり過大評価していることがわかった。この原因は以下のようにまとめられる。

表-5 解析結果とプログラムの計算結果の比較

土質定数の 変動係数	三角波形		サイン波形		合計	
	解析	プログラム	解析	プログラム	解析	プログラム
$V=0.10$	9cm	1.4cm	50cm	2.9cm	59cm	4.3cm
$V=0.15$	11cm	2.5cm	64cm	6.8cm	75cm	9.3cm
$V=0.20$	18cm	4.9cm	108cm	9.3cm	126cm	23.5cm



①プログラムでは堤前波の有義波高からレーリー分布にしたがって個別の波を発生させているが、砕波限界以上の波をカットするため、ケーソンに生じさせる波の分布はレーリー分布と一致しない。1000回（各回50年間）の試行において波高12.4m以上の波の分布を図-20に示すが、砕波限界によるカットによって15mを越える高波の分布形はレーリー分布と大きく異なり、全体に波高は小さくなっている。

②2章の計算では波長 $L=1.56T^2=1.56 \times 13^2=263\text{m}$ としているが、これは沖波の波長である。実際の設置水深では波長は182m程度になり、波力はさらに小さくなるが、プログラムにおいてはこの効果が考慮されている。

以上のように、プログラムによる期待沈下量の計算値は、簡便な仮定に基づいて解析的に概算した2章の値の7~20%になった。実際問題の計算にあたっては種々の影響要因を考慮できる期待変形量計算プログラムを用いる必要がある。

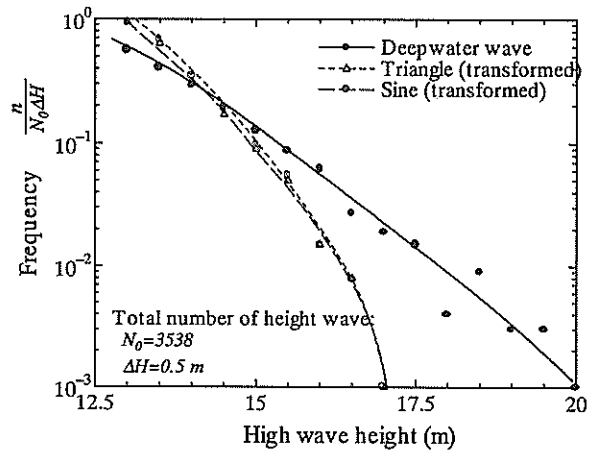


図-20 沖波の波高分布と砕波限界を考慮した堤前での波高分布の比較

図-21 期待変形量計算プログラムのフロー

はじめ
計算条件データの入力
波高と波力の関係の設定 限界波高の計算に必要な波高と波力の関係を求める。波高を5つ選定しそれぞれ波力を計算して両者の関係を求める。衝撃砕波成分があるときは三角波の波力、衝撃砕波成分がないときは正弦波の波力とする。
繰返し(標準は1000回)
波力誤差の設定 合田式によって波力を算定する際の誤差を正規分布で与える。
円弧すべり解析目標安全率 $F^*$ の設定 解析目標安全率は実際にマウンドにすべりが発生するときの安全率であり、 $0.90 \leq F^* \leq 1.10$ の範囲で設定する。解析法の誤差に偏りが無い場合は $F^*=1.0$ とする。
堤体および基礎地盤の土質定数の設定 捨石マウンド、基礎地盤を層厚2~4mを一単位として分割する。捨石マウンドの見かけの粘着力 $c$ と $\tan\phi$ 、基礎地盤の粘着力 $c$ と $\tan\phi$ の組を正規分布に従うものとして作成し、各層に割り付ける。
限界波高の算出 ①特定波高における波力を算定する(合田式の誤差含む) 三角波、正弦波の波力及び周期から、波圧、揚圧力に関する正弦波波力の補正係数 $\gamma_p, \gamma_u$ をそれぞれ算出し、正弦波の波力、揚圧力にそれぞれ $\gamma_p, \gamma_u$ を乗じて低減する。 ②特定波高における円弧すべり安全率を算出する。 特定波高における堤体の安定計算(水平力、偏心傾斜荷重の大きさと分布幅の算出)を行い、簡易ビショップ法による円弧すべり計算を実施する。これにより、最小安全率 $F$ 、中心点の座標、半径 $R$ 、中心角 $\theta$ 、起動モーメント $M_D$ 、抵抗モーメント $M_R$ 、形状二次モーメント $I$ を算出する。 ③内挿計算によって限界波高 $H_{cr}$ を算出する。 円弧すべり計算の最小安全率 $F$ が解析目標安全率 $F^*$ と一致するときの波高が限界波高であり、三角波、サイン波のそれぞれに対する限界波高、限界有義波高を算出する。 ④限界波高における円弧すべり安全率の算出 求めた限界波高において①から②と同様の手順で円弧すべりの安全率を計算する。このときの安全率と $F^*$ の差が0.02以下であれば限界波高の計算は終了し、そうでないときは内挿により限界波高を補正して条件を満足するまで繰り返す。

<p>波高=0における見かけのすべりモーメント<math>M_0</math>の算出</p> <p>①限界波高と限界有義波高をもとに計算用波高<math>0.9H_{dcr}</math>, <math>0.8H_{dcr}</math>, <math>0.9H_{1/3cr}</math>, <math>0.8H_{1/3cr}</math>を設定する。</p> <p>②各計算用波高において波力を算定し堤体の安定計算を行う。さらに簡易ビショップ法による円弧すべり計算を行う。円弧の中心点と半径を限界波高時のものに固定し、それぞれの計算用波高に対する最小安全率<math>F_{min}</math>, 中心角<math>\theta</math>, 起動モーメント<math>M_0</math>, 抵抗モーメント<math>M_R</math>, 形状二次モーメント<math>I</math>を算出する。</p> <p>③線形近似により<math>M_0</math>を算出する。<math>H_{dc}</math>, <math>0.9H_{dcr}</math>, <math>0.8H_{dcr}</math>の3つの波高に対する<math>M_D</math>, <math>M_R</math>を直線近似して、波高が0mのときの見かけのすべりモーメント<math>M_0</math>と中心角<math>\theta_0</math>を算出する。</p>
<p>各年の高波に対する変形量の計算(50年間)</p>
<p>波浪推算結果のファイルからの読み込み 沖波波高, 堤前有義波高, 堤前有義波周期, 主波向</p>
<p>潮位の設定(位相<math>0\sim 2\pi</math>の正弦波) 潮位は三角形分布に正規分布の誤差を加える。</p>
<p>堤前波有義波高が非常に小さい場合は変形なしとして計算を省略 堤前波有義波高が設計有義波高の70%と三角波限界有義波高の70%のいずれよりも小さい場合は変形がないとして計算を省略する。</p>
<p>高波群の中の一波ごとに対する変形量の計算 高波の継続時間を2時間とし, 各波の周期の総和が継続時間を越えるまで計算を繰り返す。</p>
<p>個々の波の諸元の算定と変形量の計算</p> <p>①1波ごとの波高<math>H</math>はレーリー分布に従う。</p> <p>②1波ごとの周期<math>T</math>(波高に比例)を計算し, 正規分布で与える変動性を加えた<math>T_c</math>を計算する。</p> <p>③砕波限界を計算する。変動は正規分布で与える。</p>
<p>砕波する場合あるいは波高が非常に小さい場合は変形なしとして計算を省略</p> <p>①砕波限界より砕波する場合は計算を省略</p> <p>②波高が設計有義波高および三角波限界有義波高よりも小さい場合は計算を省略。</p>
<p>波の波力の時系列を算定 三角波の波力(衝撃砕波成分を含む)と正弦波の波力(衝撃砕波成分を含まず)を, それぞれ算定し, (波力の時系列) = (三角波の波力成分) + (正弦波の波力成分)とする。</p>
<p>1波に対する沈下量・水平移動量の算定</p> <p>①波高が三角波限界波高より大きいとき三角波成分による沈下量と水平移動量を算定する。</p> <p>②波高が正弦波限界波高より大きいとき正弦波成分による沈下量と水平移動量を算定する。</p> <p>③両者の和を計算する。</p>
<p>一波ごとに対する計算終了。1年に1回の波群に対する総沈下量・総水平移動量の算定</p>
<p>供用期間(50年)に対する計算終了。この間の高波による総沈下量, 総水平移動量の算定</p>
<p>試行回数(標準1000回)に対する計算終了。全体の平均より期待沈下量, 期待水平移動量の算定</p>
<p>おわり</p>

#### 4. プログラムによる計算例

##### 4.1 計算の条件

防波堤マウンド期待変形量計算プログラムを使用して、現行設計法の支持力安全率と期待変形量の関係が、堤体の形状、具体的には堤体の高さとの比によって、どのように変化するかをケーススタディーにより把握した。

標準的な混成防波堤の条件として表-6のように設定した。各堤体の幅高さ比( $B/H$ )ごとの検討断面のモデル図を図-22に示す。それぞれの堤体幅において、円弧すべりによる支持力安全率が1.0, 0.9, 0.8となるように、波高, 周期を表-7のように設定した。表-8は各ケースの現行設計法における安全率である。一般に、また支持力安全率 $F_s$ が小さくなるほど、円弧すべり計算におけるマウンド

上の等分布荷重の載荷幅が狭くなり、分布荷重が大きくなるとともに、最小安全率を与える円弧の中心が下に下がって、円弧の半径が小さくなるという傾向がある。

期待沈下量計算プログラムにより解析するにあたって設定した各種定数の変動 ( $V$ : 変動係数) と試行回数は以下の通りである。

解析目標安全率  $F^*$ :  $1.0 \pm 0.1$  の一様分布

マウンド、基礎地盤の強度定数: 正規分布,  $V=0.1$

沖波波高: ワイプル分布で発生させた値に  $V=0.1$  の正規分布で変動を加える。

堤前有義波波高および周期: 正規分布,  $V=0.1$

潮位: 三角形分布 ( $1.0 \pm 0.1$ )

波向き: 一様分布 ( $0.0 \pm 11.25^\circ$ )

高波作用時間: 2時間

碎波限界: 正規分布,  $V=0.1$

一波ごとの波高: レーリー分布 + 碎波限界による制限

一波ごとの周期: 正規分布,  $V=0.1$

波力式の理論誤差: 正規分布,  $V=0.1$

試行回数: 1,000回。

なお、各試行回数ごとの供用年数50年間の沈下量の最大値はマウンド厚の2.2m に制限している。

表-6 検討に用いた断面

項目	記号	数 値
水深		
設計水深	$h$	-10.00 m
堤体諸元		
堤体幅	$B_c$	8.61 m (B/H=0.6) 11.48 m (B/H=0.8), 1.15 m (B/H=1.0)
堤体高さ	$H_c$	14.15m
堤体天端	$h_c$	6.35 m
堤体単位体積重量	$\gamma_c$	21.0 kN/m <sup>3</sup>
被覆工天端	$d$	-5.80 m
捨石マウンド天端	$h'$	-7.80 m
捨石マウンド肩幅	$B_m$	港外: 8.0m 港内: 8.0m
捨石マウンド勾配	$SL_m$	港外: 1/2.5 港内: 1/2.5
フーチング		なし
根固めブロック		港外: 幅 5.0m × 高さ 2.0m 港内: 幅 2.5m × 高さ 2.0m 単位体積重量: 20kN/m <sup>3</sup> 粘着力: 20MN/m <sup>2</sup>
土質条件		
捨石マウンド		
単位体積重量	$\gamma_m$	18(気中)、20kN/m <sup>3</sup> (水中)
粘着力	$c_m$	2.0
内部摩擦角	$\phi_m$	35.0
基礎地盤		
単位体積重量	$\gamma_s$	20kN/m <sup>3</sup> (水中)
粘着力	$c_s$	0.0 kN/m <sup>2</sup>
内部摩擦角	$\phi_s$	40.0°
摩擦係数	$\mu$	0.6
海象条件		
満潮位	HWL	+2.0m
干潮位	LWL	0.0m
海底面勾配	$SL_{sb}$	1/50
沖波の再現期間	$R_p$	50 年
ワイプル分布の定数	$k, a$	$k=2.00, a=1.53$
波形勾配	$H_0/L_0$	0.03
入射角度	$\beta$	0.0°

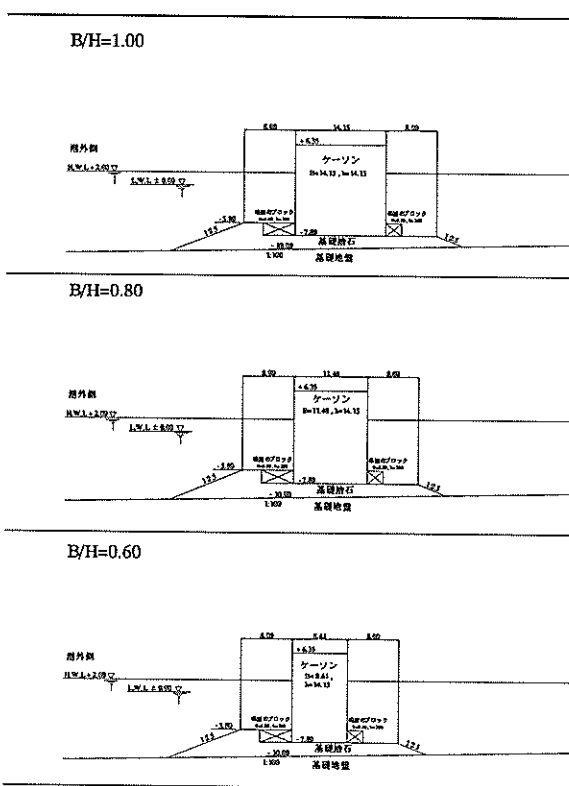


図-22 検討断面のモデル図

#### 4.2 期待変形量

各ケースの支持力安全率と期待沈下量の関係を、図-23に示した。図において支持力安全率  $F_s$  が小さくなるほど期待沈下量  $Se$  が増加するのは当然であるが、同じ安全率であっても堤体の幅高さ比 ( $B/H$ ) が小さくなるほど、期待沈下量は大きい。特に  $B/H=0.6$  の場合、現行設計法の許容支持力安全率  $F_s=1.0$  を満足する条件であるにもかかわらず  $Se=37.4\text{cm}$  となっており、仮に許容期待沈下量を  $30\text{cm}$  とした場合、設計としては成立しないことになる。一方、ケーソンが  $B/H=1.0$  の形状のときは現行の支持力安全率が  $0.9$  の場合でも期待沈下量は小さい。したがって、期待沈下量で設計することによりケーソン幅を縮小できる可能性がある。

表-7 堤体幅と波浪条件

ケース名	堤体幅 $B_c$ (m)	波浪条件					
		ワイブル分布 パラメータ $b$	沖波波高 $H_0$ (m)	周期 $T_0$ (秒)	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	最大波高 $H_{max}$ (m)	
$B/H = 1.0$	14.15	$F_s=1.0$	2.31	5.34	10.68	4.95	8.80
		$F_s=0.9$	2.56	5.59	10.92	5.18	9.22
		$F_s=0.8$	2.81	5.84	11.16	5.42	9.63
$B/H = 0.8$	11.48	$F_s=1.0$	1.36	4.39	9.68	4.07	7.24
		$F_s=0.9$	1.58	4.61	9.92	4.28	7.60
		$F_s=0.8$	1.80	4.83	10.15	4.48	7.96
$B/H = 0.6$	8.61	$F_s=1.0$	0.31	3.34	8.44	3.09	5.50
		$F_s=0.9$	0.51	3.54	8.69	3.28	5.83
		$F_s=0.8$	0.75	3.78	8.98	3.50	6.23

表-8 計算ケースの現行設計法における安全率

ケース名	支持力 $F_{s-bc}$	滑動 $F_{s-sl}$	転倒 $F_{s-to}$	
$B/H = 1.0$	$F_s=1.0$	1.00	1.21	1.92
	$F_s=0.9$	0.90	1.11	1.74
	$F_s=0.8$	0.80	1.02	1.59
$B/H = 0.8$	$F_s=1.0$	1.00	1.39	1.80
	$F_s=0.9$	0.90	1.27	1.64
	$F_s=0.8$	0.80	1.17	1.50
$B/H = 0.6$	$F_s=1.0$	1.00	1.68	1.67
	$F_s=0.9$	0.90	1.53	1.51
	$F_s=0.8$	0.80	1.36	1.34

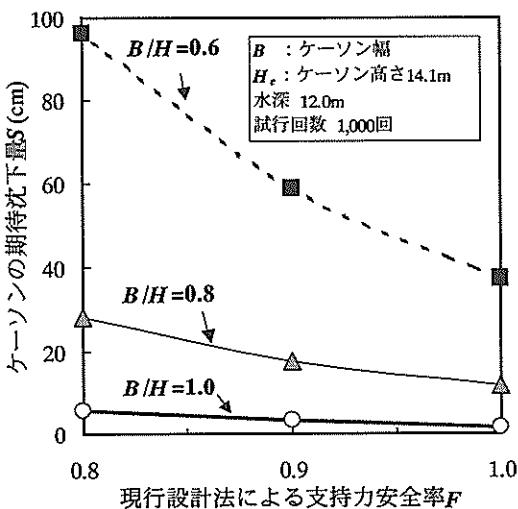


図-23 支持力安全率と期待沈下量の関係

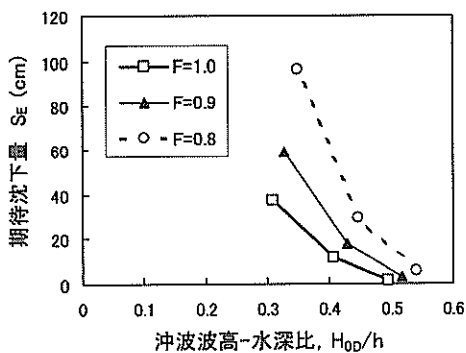


図-24 沖波波高-水深比と期待沈下量の関係

がって、期待沈下量としての計算値に実質的な意味は乏しく、このような大変形が生じる割合は一種の破壊確率と考えるべきである。

標準的な防波堤断面に関する9ケースの計算の結果をまとめると以下ようになる。

- ①支持力安全率が同じであっても、堤体の幅高さ比 $B/H$ が異なると期待沈下量が大きく異なる。
- ②堤体の幅高さ比 $B/H=0.6$ のようなスリムな断面幅の堤体では、現行設計法の許容支持力安全率 $F_s=1.0$ を満たしていても期待沈下量は大きくなる。また期待沈下量が1mを越える場合が約15%あった。これは、スリムな断面形状が地盤強度や外力などの変動要因により敏感に影響するためと考えられる。このような断面の場合、現行設計法は波浪や地盤上嫌悪ばらつきを考慮するとやや危険側になっている可能性がある。
- ③ $B/H=1.0$ の場合には、現行設計法の許容安全率が0.9あるいは0.8であっても期待沈下量は10cm以下であり、期待沈下量による設計法を用いることにより現行設計法よりも有利になる。

### 5. 苫小牧西港の被災事例への適用

#### 5.1 被災時の状況

本プログラムを被災事例に適用し、計算した期待変形量と実際の被災時変形量との比較を行った。被災を受けたのは、苫小牧西港土砂処分場の建設中の護岸先端のケーソン式消波ブロック被覆堤であり、図-25、図-26に被災箇所と被災時の護岸断面を示す。

この護岸では平成8年の7月から9月にかけて3回台風が来襲し（台風5号が7月11日、台風14号が9月2日、台風17・18号が9月22,23日）、ケーソンの沈下と水平移動が計測されている。図-27に被災したケーソンNo.1とNo.2の計測点の位置を示し、図-28(a)、図-28(b)に各計測点での沈下量、水平移動量の変化をそれぞれ示した。図のように、沈下量と水平移動量は9月24日の台風17、18号の時に最大であり、それぞれ7cm~45cm、8cm~23cmであった。

#### 5.2 波浪条件

被災時の波浪データは苫小牧西港港外に設置した波高計（水深24.5m）により観測された。波浪データから換算沖波波高 $H_0$ を逆算し、それから、堤体前面（水深7.6m）までの波浪変形を、浅水変形については首藤の非線形長波理論、砕波変形については合田の砕波理論式を用いて計算し、堤体前面の波浪条件（有義波高 $H_{1/3}$ 、最大波高 $H_{max}$ ）を求めた。また、波向きについては、堤体本体工の法線が東西方向から反時計回りに約 $10^\circ$ ずれてい

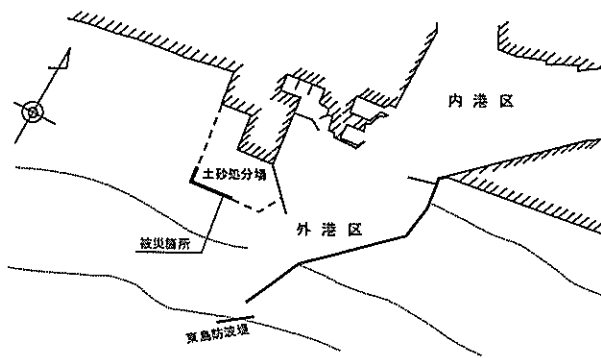


図-25 被災箇所

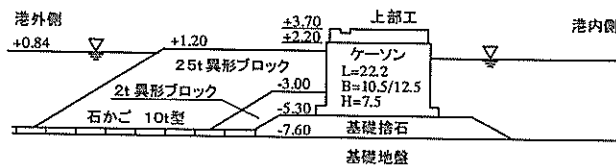


図-26 被災時の断面

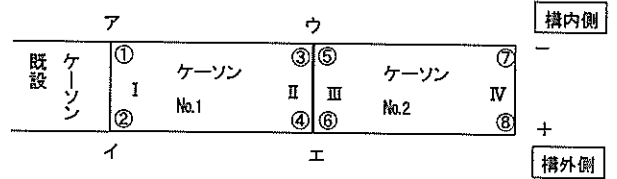


図-27 計測点の位置

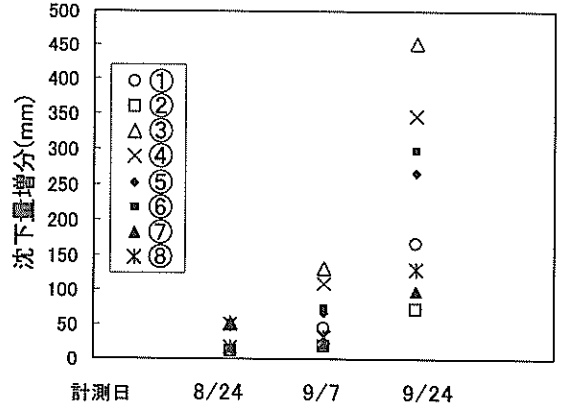


図-28(a) 各計測点での沈下量

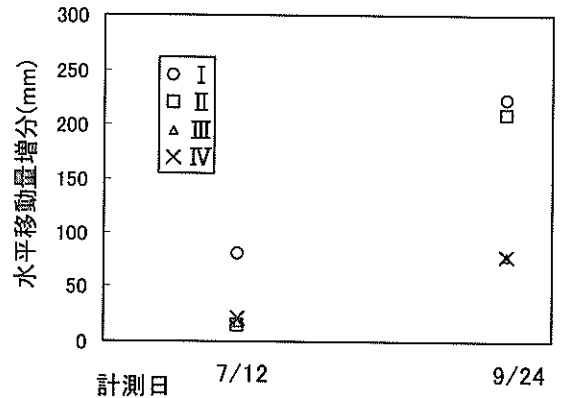


図-28(b) 各計測点での水平移動量

ることを考慮して、波高計設置位置から堤体前面までは屈折、回折がないとして、波浪台帳データの $170^\circ$ の波向が堤体に直角に入射するとした。また、潮位は潮位計設置位置（苫小牧港港内検潮所）と堤体前面で同一とした。このようにして検討に使用する堤体前面の波浪条件を表-9のように設定した。

換算沖波波高 $H_0$ と堤前有義波高 $H_{1/3}$ 、堤前最大波高 $H_{max}$ との関係、堤前有義波高 $H_{1/3}$ と堤前有義周期 $T_{1/3}$ の関係をまとめると、それぞれ図-29、図-30のようになった。

合田式により波力を求めるには、最大波高 $H_{max}$ 以外に、有義波高 $H_{1/3}$ 、有義周期 $T_{1/3}$ の値が必要となる。このうち有義波高 $H_{1/3}$ については、図-29の値を示した6点の最

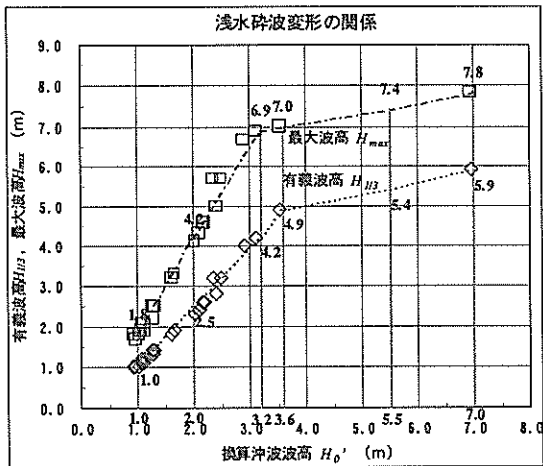


図-29 換算沖波波高  $H_0'$  と提前有義波高  $H_{1/3}$ , 提前最大波高  $H_{max}$  との関係

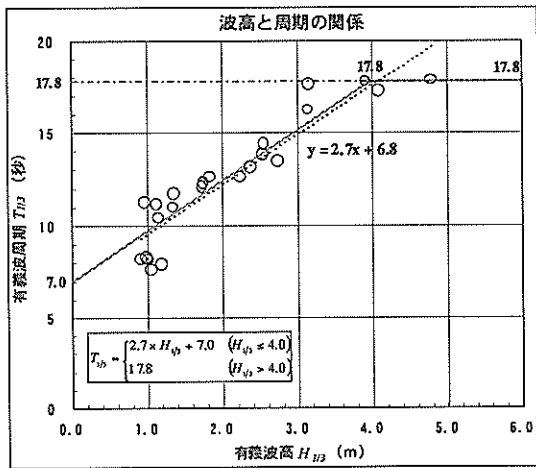


図-30 提前有義波高  $H_{1/3}$  と有義周期  $T_{1/3}$  の関係

大波高  $H_{max}$ , 有義波高  $H_{1/3}$  の関係から直線補間で求めた。また、有義波周期については、図-30より次式に示す関係を設定し求めた。

$$T_{1/3} = \begin{cases} 2.7 \times H_{1/3} + 7.0 & (H_{1/3} \leq 4.0) \\ 17.8 & (H_{1/3} > 4.0) \end{cases} \quad (32)$$

### 5.3 波力低減係数

被災した護岸は消波ブロック被覆堤であるが、9月23日の被災当時は建設途中のため、上部コンクリート天端

+3.55mに対して25t異形消波ブロックが約1.2mの高さまでしか完成していなかった。消波ブロックにより直立部が完全に被覆されている場合には、合田式を準用して波力を計算する補正係数として、高橋ら(1990)により次式の波力低減係数  $\lambda$  が提案されている ( $H$ は波高,  $h$ は

表-9 解析に用いた堤体前面の波浪条件 (9月23日)

時刻 (hr)	沖波波高 (m)	提前有義波高 (m)	提前最大波高 (m)	提前有義波周期 (秒)	波向 (°)	潮位 (m)	波数 (個)
1	1.280	1.3	2.2	7.9	5.0	1.12	193
2	1.125	1.1	1.9	7.6	7.0	0.94	210
3	1.035	1.0	1.8	8.3	8.0	0.78	201
4	0.969	1.0	1.7	8.2	7.0	0.68	200
5	1.074	1.1	1.9	8.1	10.0	0.60	221
6	1.269	1.4	2.5	11.7	13.0	0.61	160
7	2.361	3.2	5.7	17.6	18.0	0.61	100
8	2.910	4.0	6.7	17.7	15.0	0.71	87
9	3.544	4.9	7.0	17.8	12.0	0.84	81
10	3.112	4.2	6.9	17.2	14.0	1.03	81
11	2.493	3.2	5.7	16.2	12.0	1.15	101
12	2.171	2.6	4.6	14.3	11.0	1.27	110
13	2.199	2.6	4.6	13.8	10.0	1.36	121
14	2.116	2.4	4.3	13.1	2.0	1.32	116
15	2.404	2.8	5.0	13.4	2.0	1.31	101
16	2.033	2.3	4.1	12.6	1.0	1.25	117
17	2.104	2.4	4.3	13.1	6.0	1.14	109
18	1.667	1.9	3.3	12.6	1.0	1.10	122
19	1.618	1.8	3.2	12.3	4.0	1.04	123
20	1.612	1.8	3.2	12.1	2.0	1.10	134
21	1.300	1.4	2.5	11.0	-1.0	1.19	167
22	1.139	1.2	2.1	10.4	4.0	1.25	160
23	1.093	1.2	2.1	11.1	2.0	1.29	154

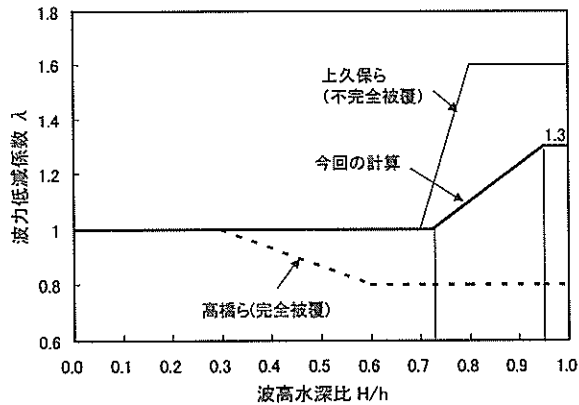


図-31 波力低減係数

表-10 現行設計法による安全率

滑動	転倒	支持力
0.84	1.48	0.67

表-11 期待変形量の計算結果

	期待値	標準偏差
沈下量	13.0cm	12.5cm
水平移動量	22.6cm	22.1cm

水深)。

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & (H/h < 0.3), \\ 1.2 - 2/3(H/h) & (0.3 \leq H/h < 0.6) \\ 0.8 & (H/h \geq 0.6) \end{cases} \quad (33)$$

しかし、消波ブロックの被覆が不完全な状態の場合は、消波ブロックに被覆されない直立部に働く波力が増大し、さらに消波ブロックの天端面が静水面以下の条件では衝撃波力が発生することが知られている。上久保ら(1998)は、水理実験によって消波ブロック不完全被覆時の波力増大特性を調べ、波力低減係数 $\lambda$ (この場合は波力の増加を表す係数)が次式のようなことになることを報告している。

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & (H/h < 0.7), \\ 6.0(H/h - 0.7) + 1.0 & (0.7 \leq H/h < 0.8) \\ 1.6 & (H/h \geq 0.8) \end{cases} \quad (34)$$

本解析においても消波ブロックの被覆が不十分であったことによる波力の増大を考慮する必要があるが、ここでは、上久保らの実験の中で被災時の条件に最も近いときの実験データに基づき、次式のような波力低減係数 $\lambda$ を用いた。

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & (H/h < 0.725), \\ 1.33(H/h) + 0.03 & (0.725 \leq H/h < 0.95) \\ 1.30 & (H/h \geq 0.95) \end{cases} \quad (35)$$

式(33)~式(35)による波高水深比 $H/h$ と波力低減係数 $\lambda$ の関係を図-31に示した。

#### 5.4 計算結果

現行設計法による安全率を表-10に示した。このときの堤体前面波浪は完成時断面の検討における設計波(最大波高7.0m, 有義波高4.9m, 周期17.8秒)を用い、 $\lambda = 1.3$ としている。また、地盤条件は設計時の土質調査結果に基づき下記の値を用いた。

捨石マウンド :  $\phi = 35^\circ$ ,  $c = 20\text{kN/m}^2$

基礎地盤 :  $\phi = 40^\circ$ ,  $c = 0$

マウンドとケーソンの摩擦係数  $\mu = 0.7$

表-10のように、現行設計法の安全率でみると滑動と支持力の2つの破壊モードが考えられ、支持力安全率もとても小さい。

期待変形量の計算は、実際の事例の解析であるので波浪条件に関しては変動を考慮せず表-9の堤体前面波浪条件を確定値として用いた。また、地盤強度に関しては変動係数として標準的な値である0.1を用いた。図-32は計算された沈下量と水平移動量の相対度数を示している。図のように、沈下量、水平移動量ともは1cm~20cmにほぼ集中している。表-11に期待変形量を示すが、期待沈下量と期待水平移動量はそれぞれ13.0cm, 22.6cmと計算され、標準偏差はそれぞれ12.5cm, 22.1cmであった。これらの値は図-28(a),(b)に示している実測値の範囲とほぼ一致していると考えられる。

#### 6. 結論

波圧時にマウンドに作用する偏心傾斜荷重に対して、支持力不足によって発生する期待変形量を算定する方法を開発した。これは、下迫らが開発した期待滑動量の計

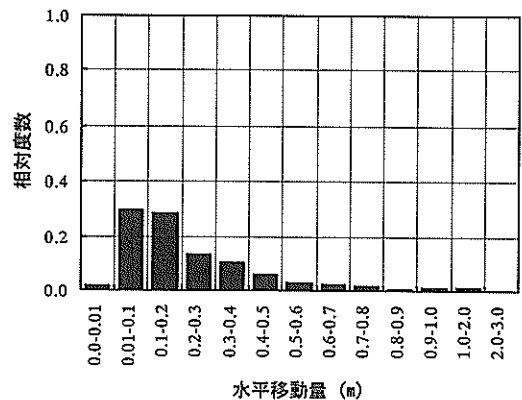
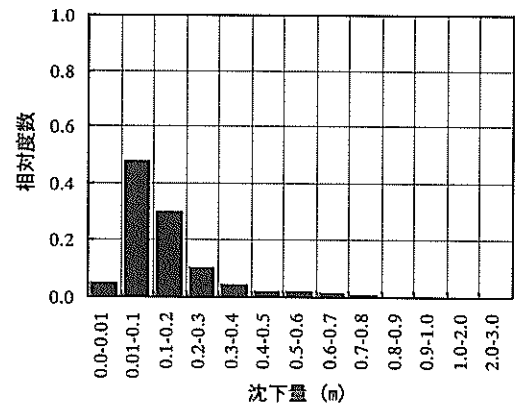


図-32 沈下量と水平移動量の相対分布

算手法と併せて用いることにより、外力の統計確率的性質や地盤の強度定数、波力式の不確実性等を考慮し、供用期間におけるケーソンの期待滑動量、マウンドおよび基礎地盤の期待変形量を防波堤の機能に影響を与えない範囲に留めるといふ、新しい設計手法を提案することを目的としている。本研究の主な結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 波力が作用したときのマウンドの破壊モードを円弧すべりと仮定し、すべり面上の土塊の変形量を運動方程式を用いて解析することにより、支持力不足によるマウンドの沈下量を計算することができる。この計算法は、地震時の斜面安定におけるNewmarkの方法を防波堤の支持力問題に適用したものであり、「すべり面発生後もすべり面上で一定のすべり抵抗角のもとに移動する」ことを仮定している。マウンドは通常平均粒径30～50cm程度の石で構築されるので、平均粒径の2～3倍程度の変形に対して、仮定は十分成立すると考えられる。
- 2) 防波堤ケーソンの沈下量は、発生する高波の形状と、波高 $H$ と防波堤の断面に固有に求められる限界波高 $H_{cr}$ との比 $K$ によって次式のように計算できる。ここに、 $T$ は波の周期であり、 $a_0$ は防波堤の断面に基づく定数である。

サイン波形の場合：

$$S = 0.095 T^2 a_0 (K-1)^2 / K \quad (1 \leq K < 1.38)$$

三角波形の場合：

$$S = 0.097 T^2 a_0 (K-1)^3 / K^2 \quad (1 \leq K < 1.71)$$

波力のモデルとして高橋らが提案するサイン波と三角波を組み合わせたモデルを用いると、上式によって、一波ごとの沈下量を計算することができる。

- 3) 沖波の発生確率と地盤定数のばらつきを考慮し、波群における波高分布をレーリー分布と仮定したときの、50年間の期待沈下量の計算法を誘導した。
- 4) 個々の防波堤断面に対して、波浪変形や碎波を考慮して供用期間中の期待沈下量を計算するプログラムを開発した。標準的な断面について計算を行った結果、期待変形量と設計支持力安全率の関係は防波堤の形状によって大きく異なり、形状によっては期待変形量で設計することにより従来の安全率法に比べ堤体幅を減じることができることが明らかになった。
- 5) 台風で被災した護岸の事例について本解析プログラムを用いて解析を行った。計算された期待沈下量と期待水平移動量はほぼ観測値の範囲内であった。

## 7. あとがき

本研究の成果は防波堤の信頼性設計法の一部をなすものであり、今後実務に適用されることを期待している。設計に用いるプログラムおよびマニュアルも作成しており、今後、被災・無被災事例への適用性についてさらに検討をすすめたい。

(2001年8月31日受付)

## 謝 辞

本研究は「建設費削減を目的とした防波堤の新設計法に関するワーキンググループ」（座長：加藤一正前水工部長）の中で実施された。特に、試作の段階の解析プログラムを各建設局にお願ひし実際の設計事例に関して計算を行っていただいたことによって、プログラムの問題点が判明するとともに改良を加えることができた。また、下迫健一郎耐波研究室長には波力のモデル化についてご教示いただき、さらに計算結果の解釈に関して貴重なご指摘をいただいた。本解析プログラムの開発と計算においては東亜建設工業(株)浅沼丈夫氏のご協力をいただいた。これらのご協力いただいた方々に心より感謝します。

## 参考文献

- 上久保勝美, 木村克俊, 藤池貴史, 明田定満, 竹田英章, 遠藤 強(1998): 消波ブロック被覆堤の施工時における直立部の滑動特性, 海洋開発論文集, Vol.14, pp.339-344.
- 合田良実(1977): 港湾構造物の耐波設計, 波浪工学への序説, 鹿島出版会.
- 合田良実(1988): 極値統計におけるプロットング公式ならび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, Vol.27, No.1, pp.31-92.
- 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二郎, 小谷 拓(1987): 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, Vol.26, No.2, pp.371-411.
- 佐藤信光, 播田一雄, 堀井克己, 龍岡文夫, 古関潤一(2001): ひずみ軟化と粒径特性を考慮したNewmark法による土構造物の地震時残留変形解析, 第36回地盤工学研究発表会, pp.1337-1338.
- 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, 土木工学会海岸工学論文集, Vol.41(2), pp.756-760.



- 下迫健一郎, 高橋重雄(1998): 期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法, 港湾技術研究所報告, Vol.37, No.3, pp.1-30.
- 高橋重雄, 谷本勝利, 下迫健一郎(1990): 消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.1, pp.54-75.
- 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碎波力係数の提案, 海岸工学論文集, Vol.39, 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, Vol.33, No.2, pp.59-86.
- 高橋重雄 (1999): 港湾施設の新しい耐波設計法の枠組み, 一性能設計としての防波堤直立部の変形を考慮した信頼性設計一, 第46回海岸工学講演会前日シンポジウム発表資料
- 高山知司, 藤井 久(1994): 信頼性設計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, Vol.30, No.4, 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, p.36.
- 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, Vol.43, pp.846-850.
- 湯怡新, 土田 孝(1998): 波圧作用時における防波堤基礎の支持力不足に伴う沈下量の計算法, 土木学会論文集, No. 645/III-50, pp.91-102.
- 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, Vol.35, No.1, pp.117-146.
- 日本港湾協会(1989): 港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版, 日本港湾協会.
- Newmark, N. M.(1965): Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, 5th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160.
- Bromhead, E. N.(1986): The Stability of Slopes, pp.149-153, Surrey University Press, Chapan and Hall, New York, .