

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

湯 怡新¹・土田 孝²

¹正会員 工博 関門港湾建設株式会社 (〒750-0017 山口県下関市細江新町 3-54)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

本報告は、防波堤が高波の波圧を受けるときにマウンドの支持力不足による沈下量の算定法を検討したものである。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 と防波堤に固有する限界波高 H_{cr} との比 K によって計算される。ただし、 T は波の周期であり、 a_0 は防波堤断面に基づく定数である。

$$S=0.095T^2(K-1)^2/Ka_0 \quad (1 \leq K < 1.38, \text{ サイン波形})$$

$$\text{または}, \quad S=0.0977^2(K-1)^2/K^2a_0 \quad (1 \leq K < 1.71, \text{ 三角波形})$$

サイン波形と三角波形の組み合わせを考慮して提示した方法で試算すると、現行の簡易ビショップ法による設計断面における 50 年間の期待沈下量は 59~75cm(地盤定数の変動係数 $V=0.1 \sim 0.15$)となった。

Key Words: breakwater, expected settlement, wave force, bearing capacity

1. 防波堤マウンド支持力に関する現行の設計方法

近年、土木構造物の建設コスト削減が大きな要請となっており、防波堤の設計においてもこの観点から一定の範囲の変位を許容した信頼性設計法を導入することが検討されている^{1), 2)}。そのためには、供用期間における防波堤の変位量を算定する必要があるが、わが国で一般に採用されている混成堤型の防波堤の場合、変位としてはマウンド上に設置したケーソンの滑動とケーソン底部の支持力不足による沈下が考えられる。ケーソン滑動量については、すでに下迫ら³⁾によって供用期間中の期待滑動変位量を算定する方法が提案されており、本研究は波圧作用時に防波堤基礎マウンドの支持力不足による沈下量の算定方法を検討したものである。なお、ここでは防波堤の荷重による即時沈下や圧密による長期的な沈下は検討しない。

混成防波堤の設計では、設計波高による波圧が作用する時の直立部ケーソンの滑動と転倒、ケーソン底面のマウンド支持力について検討が行われる。

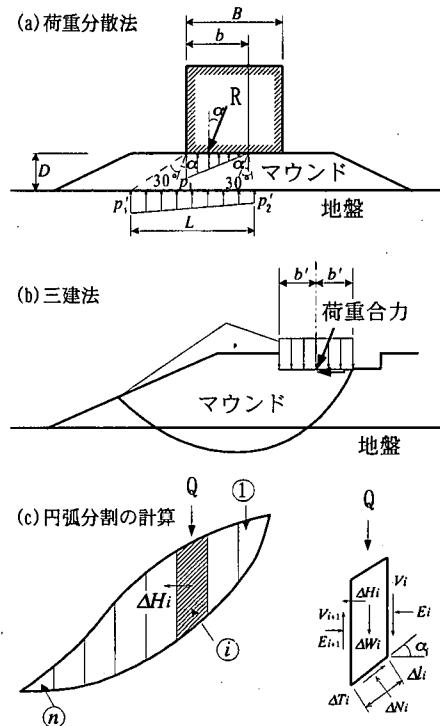


図-1 支持力安定性の検討方法⁴⁾

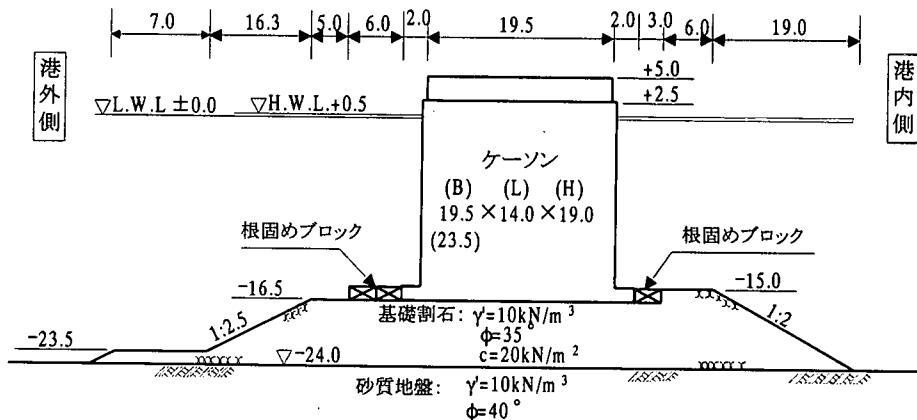


図-2 支持力安定解析に用いた防波堤断面

マウンド支持力については、平成元年に改訂された港湾の施設の技術上の基準⁴⁾から、それまで用いられていた荷重分散法およびいわゆる三建法を改訂し、簡易ビショップ法による円弧すべり解析で設計する方法が採用されている。

図-1(a)～(c)は底面の支持力を検討する際の荷重と円弧すべり面の条件である。荷重分散法では図-1(a)に示すように、偏心傾斜荷重を受けたときの接地圧が三角形または台形分布と仮定し、このときの最大応力度 $p_1(p'_1)$ が許容端趾圧 p_a (一般には 400～500kN/m²) よりも小さくなるようする方法である。また、三建法では、図-1(b)のように底面に働くサチャージを有効基礎幅 $2b'$ の等分布荷重に換算し、水平力をマウンドとケーソンの設置面に作用させる。支持力計算には分割片間に働く断面力を考慮しない修正フェレニウス法を用い、マウンドおよびマウンド下部の内部摩擦角は通常の設計値よりも 5 度増加させて解析を行って波圧作用時において安全率 1.0 を確保するという方法である。現行の簡易ビショップ法では、三建法と同様の仮定を行い、図-1(c)に示されている円弧分割片の力のつり合いにおいて $\Delta V_i=0$ という仮定を取り入れ、分割片間の水平断面力を考慮した計算法である。

小林ら⁵⁾は、既存の防波堤および重力式係船岸の波圧時と地震時の被災・無被災事例の解析結果から、ビショップ法による安全率を 1.0 以上とすればマウンドと地盤の安定がほぼ確保されていることを報告した。このことから、現行の基準では偏心傾斜荷重が作用する波圧時において、マウンド支持力に関する安全率の基準値が 1.0 以上となっている。本研究の支持力検討においては簡易ビショップ法を用いた。なお、波圧時における滑動および転倒に関する安全率は、いずれも 1.2 以上が標準とされている。

表-1 防波堤支持力計算の土質定数

土層の種別	飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³)	温潤重量 γ_i (kN/m ³)	水中重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ°	見かけの粘着力 c (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	$H_D=12.4\text{m}$
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	$d=15.0\text{m}$

2. 現行基準での破壊確率

ここで対象とした防波堤の断面は図-2に示すとおりである。支持力の安定計算に用いた各土質定数と、波力計算に用いた設計波の諸条件を表-1, 2に示す。ここに基礎割石に対して、 20kN/m^2 の粘着力を見込んでいるが、これは、マウンドなどに用いられる捨石材は拘束圧が大きくなるにつれて粒子破碎が発生し内部摩擦角が低下する特性が、大型三軸試験により明らかになったため、この特性を反映させるために、内部摩擦角をやや低く設定する替わりに見かけの粘着力を与えたものである⁵⁾

図-2 の断面は、ケーソンの幅は設計波高条件で滑動および転倒破壊が生じることなく、簡易ビショップ法による円弧すべり計算における安全率が 1.0 と

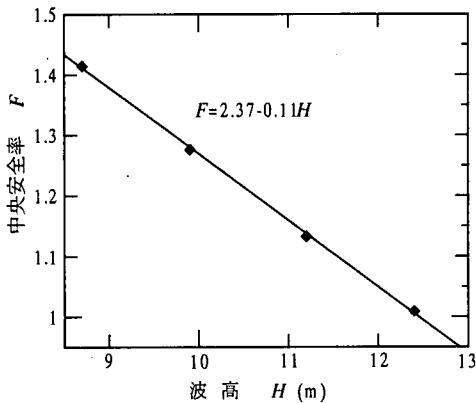


図-3 波高と安全率の変化関係

なるように設したものである。この設計断面において、設計波高 $H_D=12.4\text{m}$ のときにおけるケーソンの滑動および転倒に関する安定計算をした結果、滑動安全率が 1.25、転倒安全率が 2.10 となっている。なお、波圧の計算式は合田式とした。

地盤定数のばらつきを考慮せず波高を $H_D \sim 0.7H_D$ の間に変化させた場合のケーソン底面の支持力に関する中央安全率を計算した。一般に、地盤定数のばらつきを考慮した場合、安全率の計算結果は 1 つの数値ではなくある形状の分布になる。地盤定数を不確定値とする場合の安全率分布と区別して、地盤定数の平均値を用いて計算した安全率を中央安全率と呼んでいる。

図-3 は波高と支持力に関する中央安全率の関係であるが、設計波高 H_D の場合に中央安全率は 1.0 であり、波高が $0.7H_D$ と小さくなれば中央安全率は 1.4 と大きくなる。波高の区間 $[H_D \sim 0.7H_D]$ において中央安全率がほぼ直線に変化し、次式で近似できる。

$$F = 2.37 - 0.11H \quad (1)$$

次に、波高の区間 $[H_D \sim 0.7H_D]$ において、ビショップ法の円弧すべり計算を 1000 回行い、地盤の強度定数の変動係数 $V(\sigma/\mu)$ 、 σ は標準偏差、 μ は平均値) を 0.1, 0.15, 0.2 と仮定した場合の安全率分布を計算して破壊確率 P_F を算出した。図-4 に中央安全率と破壊確率の関係を示す。図-4 の結果によると、土質の変動係数が大きいほど破壊確率が大きいことが分かる。しかし、どの変動係数においても中央安全率が 1.0 のときは、必然的に 50~60% の破壊確率が存在する。筆者ら^{6, 7)} は、信頼性設計の考え方に基づいて、護岸の安定性に関する円弧すべり解析を行つ

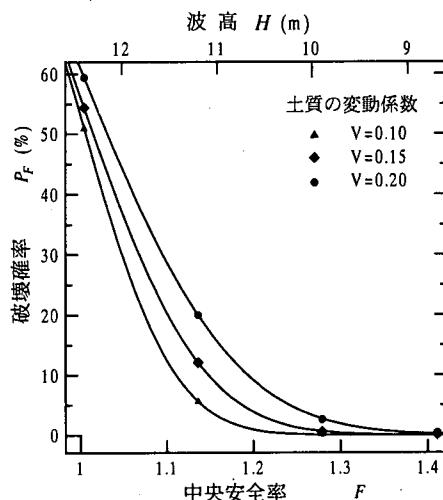


図-4 安全率と破壊確率の関係

ている。護岸構造物の初期建設費と、万一構造物が破壊した場合の損失を併せたトータルなコスト、すなわち期待総建設費を最小にするという観点から、円弧すべり解析に用いるべき最適な安全率を検討し、それに対応した最適な破壊確率を求めた。それによると、地盤の円弧すべり破壊の最適な破壊確率は 1.0 ~ 5.0% となっている。これに対して、重要な構造物である防波堤の破壊確率が 50~60% であることは常識的に理解しがたいことである。しかし、防波堤の支持力問題は大きな波圧が一時的に作用するときの安定問題であり、岸壁の安定のような静的な安定問題とは外力の条件が異なっていることに注意する必要がある。

同様な動的荷重に対する問題としては、地震時の土構造物の変形問題がある。通常の設計では動的荷重の替わりに静的慣性力が継続的に働くとする仮定が用いられるが、これは載荷方向が短時間で逆転し、載荷時間も短い地震力に比べ外力条件として厳しすぎるとも考えられる。このような観点から、Newmark⁸⁾ は地震時に発生する加速度によって土構造物が動いても、地震終了までの累積変形量が有害でない範囲にとどまれば安定上は問題がないとし、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。Newmark の方法を用いると、震度法によって安全率が 1 以下の場合であっても累積変形量が小さければ土構造物は十分に安全であると判断できる。

本研究では Newmark の方法を防波堤マウンドの波圧時安定問題に適用している。

3. 波の出現特性と期待滑動量

外力である波の出現特性について検討する。図-4に示した結果は、抵抗力としての地盤強度定数のばらつきのみを考慮したもので、外力としての波高変化は反映されていない。波高の出現特性を考えるさいに、二つの側面を考えなければならない。即ち、設計波高クラスの沖波発生確率と、連続して発生した高波波群のなかの波高分布である。前者にはグンベル(Gumbel)分布やワイブル(Weibull)分布⁹⁾を、後者にはレーリー(Rayleigh)分布⁴⁾を用いるのが一般的である。

合田の波圧計算式を用いて波圧を計算する場合、設計波高 H_D として最大波高 H_{\max} を採用することが多い。最大波高 H_{\max} は統計的性質が反映されたものであり、既往の災害事例や波圧推定の精度などを考慮して、 H_{\max} を $1.8H_{1/3}$ にすることにしたとされている。合田は、“設計波相当の波浪が来襲した際に $1.8H_{1/3}$ を上回る波高の波が 1, 2 波出現する危険性がゼロではないが、それによって防波堤が滑動したとしてもその量が微小であろう”と指摘している¹⁰⁾。同様のことは防波堤の基礎地盤の支持力に対して言える。つまり、前述したように地盤強度定数と設計最大波高両方の不確実性により、現行の設計基準の支持力に関する安全率 1.0 では計算上相当大きな破壊確率が求められる。しかし、仮に耐用年数間において設計最大波高よりも大きい波が数波ないし数十波出現したとしても、防波堤は破壊して使えなくなるとはいえない。これは、外力としての波力が作用する時間が短いため（長い場合でも十秒程度）一時的に安全率が 1 を下回るような荷重が加わっても全般的な破壊に至らないこと、さらに防波堤の機能上有程度の変位（移動）が発生したとしても大きな支障が生じないからである。

防波堤堤体の滑動に関する下迫らの最近の研究によつて、個々の波に対する滑動量 S の推定式が以下のように提案されている³⁾。

$$S = \frac{g\tau_0^2 (P_{\max} - \mu W)^3}{4WP_{\max}^2} \left(1 + \frac{2\sqrt{2}}{3}\right) \quad (2)$$

ここに、 P_{\max} は防波堤ケーソンに作用する波力の最大値であり、 τ_0 は波力が作用する時間である。また、 W 、 W' はそれぞれケーソンの空中と水中の重量で、 μ はケーソン底部の摩擦係数、 g は重量加速度である。

下迫らの研究では、波力については従来の設計で用いている合田式を用いるが、 τ_0 については、波の

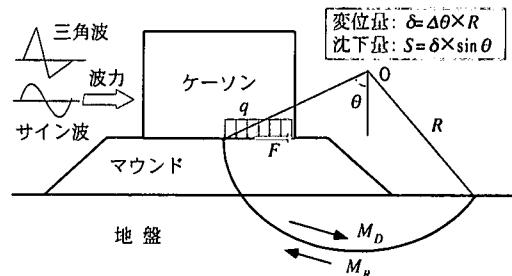


図-5 円形すべり回転運動の概念図

周期や波力の大きさによって異なる値が用いられている。これは、波高がある程度大きくなると有限振幅性が顕著になり、正の波力の作用する時間は周期の 1/2 よりも短くなり、衝撃波力になるにつれて作用する時間は更に短くなるためである。このような影響を考慮して τ_0 が次のように与えられる。

$$\begin{aligned} \tau_0 &= (0.5 - \frac{H}{8h})kT : (0 < \frac{H}{h} \leq 0.8) \\ &= 0.4kT \quad : (0.8 < \frac{H}{h}) \end{aligned} \quad (3)$$

式中、 k は修正係数であり、次式により与えられている。

$$k = \frac{1}{\{(\alpha^*)^{0.3} + 1\}^2} \quad (4)$$

$$\alpha^* = \max(\alpha_2, \alpha_1)$$

ここに、 α_2 は合田の波圧式における係数で波高やマウンド高さの影響を表す。また、 α_1 は衝撃碎波力係数と呼ばれ高橋らによって与えられている¹¹⁾。

式(3)を用い耐用年数間における期待滑動量を求めた結果によると、滑動安全率が 1.2 の場合、混成堤で 7.4cm、消波工被覆堤で 0.5cm であり、滑動安全率が 1.0 の場合は、混成堤の期待滑動量が 45cm 程度になると報告されている¹²⁾。

4. 単一波による沈下量

いま、図-5 に示すように、O 点を中心とする円弧すべりが起こる（あるいは起こった）とする。ここに円弧の中心 O 点と半径 R はともに確定的なものとする。さらに最初の破壊時に比べ二回目以降の破壊において地盤強度が低下することも考えられるが、ここでは低下しないと仮定する。これらの仮定に伴う解析誤差は二次的であると考えられる。

支持力不足を発生させる起動モーメント M_D はケーソン、マウンド基礎、地盤の自重と波力によって求められる。一方抵抗モーメント M_R はマウンド及び

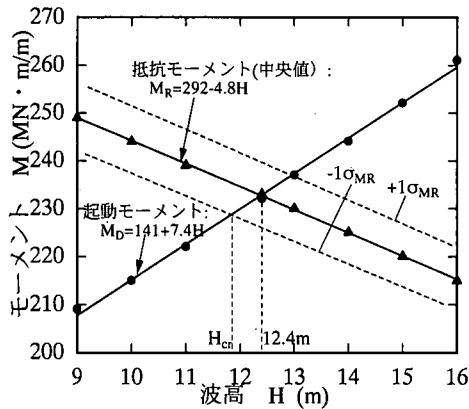


図-6 起動モーメントと抵抗モーメントと波高の関係

地盤のせん断抵抗によるものである。図-6は、安全率が1となるときの波高の円弧すべりの断面をまず求め、この断面を固定して波高を増加および減少させたときの起動モーメント M_D と抵抗モーメント M_R を図示したものである。円弧すべりによる支持力解析法を厳密に適用すれば、波高が変化する場合は、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問題がある。しかし、ここで検討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おり、ある条件のもとでいったんすべりが発生した後の高波の作用では、同じすべり面で動くと考えれば、円弧を固定する仮定はほぼ妥当と考えられる。

図のように、 M_D 、 M_R のいずれも波高の関数となるが、抵抗モーメントは波高のほか土質定数の不確定性により中央値を挟んで両側に分布する。ここでは中央値の値が正しいものとし、土質定数の不確実性に関しては7章で検討する。

安全率が1ちょうどのときの設計波高 H_D をこの防波堤がもつ限界波高 H_{cr} とよぶことにする。実際やつてきた波が H_{cr} より小さければ防波堤マウンドにすべりは発生しないが、 H_{cr} より大きければ防波堤の基礎マウンドには円弧すべりが発生し、円弧に沿った移動が起こる。

波の高さの形状は時間とともに変化する。図-7は、防波堤壁面に働く平均波力強度の時間的变化を例示したものである。障害のない深海域で波形は正弦関数でよく表現できるが、水深が浅くなつて波が碎け、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碎波、衝撃碎波へ複雑に

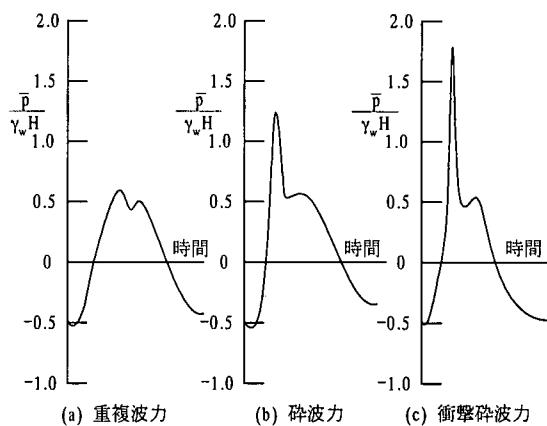


図-7 水平波圧の時間的変化

変化していくと考えられる。ここでは、正弦波形と三角波形に分けて検討を進める。

図-8(a)に示すように、円弧すべりを起こせる正味のモーメント M は波高が H_{cr} を上まわる時間に出現し、図-8(b)には $M(t)=M_D-M_R$ のこの間の変化を示した。 M の大きさによって円弧すべりの回転角加速度を次の関係で算定できる。

$$I\ddot{\theta} = M \quad (5)$$

ここに、 I は図-5に示したケーソンを含め円弧すべりを起こす剛体のO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。このとき、 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O点との距離である。

式(5)では周りの水や構造物、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無視しているが、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のでこの効果を無視できると考えられる。簡易ビショップ法の円弧すべり計算によると、図-2に示す断面において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。

図-6において、起動モーメントと抵抗モーメントとの差より、正味のモーメント $M(t)$ は波高によって表すことができる。

$$\begin{aligned} M(t) &= M_D - M_R = 12.2H - 151 \\ &= 151(H/H_{cr} - 1) \quad (\text{MN} \cdot \text{m}/\text{m}) \end{aligned} \quad (6)$$

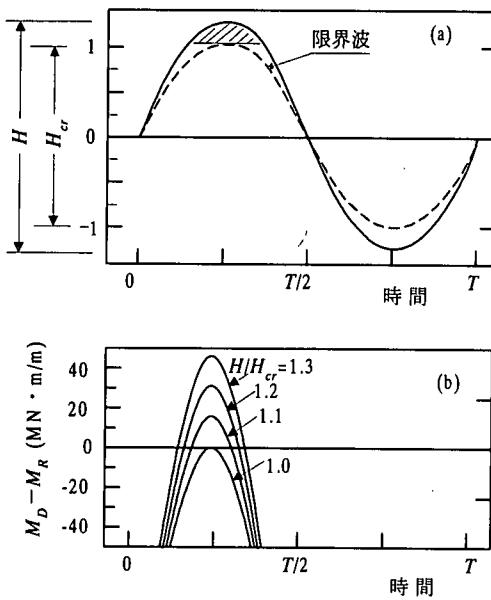


図-8 正味の起動モーメントの時間的変化

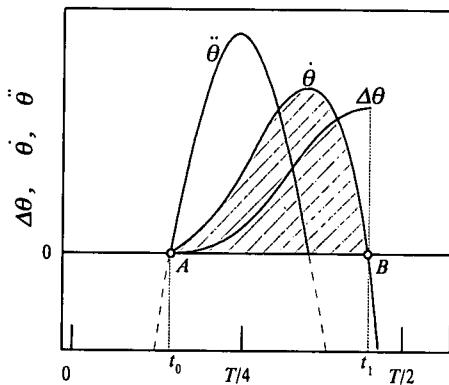


図-9 二次積分による回転角度の計算

ここに、限界波高を $H_{cr}=12.4\text{m}(=H_D)$ としている。一般に、波形が正弦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。

$$M(t) = M_0 \left\{ K \sin\left(\frac{2\pi}{T}t\right) - 1 \right\} \quad (7a)$$

式(7a)の中に、 M_0 は限界波高 H_{cr} を超えたときのモーメント変化を表すための断面定数であり、円弧すべり解析により得られる。図-2 の検討断面においては $M_0=151\text{MN}\cdot\text{m}/\text{m}$ となっている。また、 K は図-8 に示されたように、波高 H とマウンド基礎のもつ限界波高 H_{cr} との比であり、ここでは限界波高比とよぶ。

図-9 に示すように、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 から休止点 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¹³⁾。円弧に沿った移動量 δ は $\Delta\theta \times R$ である。式(5)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。ただし、 a_0 は M_0R/I の略記で断面の定数である。なお、 a_0 は加速度の単位を有する。

$$\delta_{(s)} = \frac{1}{2} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \left\{ K \sin\left(\frac{2\pi}{T}t_1\right) - 1 \right\}^2 a_0 \quad (8a)$$

ここに、 t_1 は B 点の時刻である。 K が 1 より小さいときは円弧すべりが発生しないので、1 より大きい波がきたときのみ円弧すべりによる移動量は上式にて計算する。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。

$$t_0 = \frac{T}{2\pi} \sin^{-1}\left(\frac{1}{K}\right) \quad (9a)$$

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

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(9a)より、式(8a)に関して $K < 1.38$ という使用上限が得られる。

また、式(9a)から分かるように、回転運動の休止時刻 t_1 が直接に K で表せない変化量である。実際、1 波あたりの移動量を求めるときは近似的に $\{K \sin(2\pi/T \cdot t_1) - 1\}^2 \approx 9.4(K-1)^2/K$ を用いれば充分な精度で計算ができる。

図-5 に示すすべり円弧始点の円心角度 $\theta=45^\circ \sim 60^\circ$ とすれば $\sin\theta=0.8$ としてよい。結局ケーソン沈下量は（ケーソンは傾いたり最大の沈下点はずれたりするけれども）次のように与えられる。

$$S_{(s)} = \delta_1 \sin\theta \approx 0.095T^2 \frac{(K-1)^2}{K} a_0 \quad (10a)$$

$$(1 \leq K < 1.38)$$

図-10 に示す三角波形の場合は、上述した手順に従って積分計算できる。三角波形の場合、正味の起動モーメント $M(t)$ は次式のようになる。

$$M(t) = M_0 \left(Kt / \frac{T}{4} - 1 \right) \quad : (0 < t \leq \frac{T}{4}) \quad (7b)$$

$$= M_0 \left(2K - 1 - Kt / \frac{T}{4} \right) \quad : (\frac{T}{4} < t \leq \frac{T}{2})$$

このとき、始動時刻 t_0 と休止時刻 t_1 は次のように与えられる。

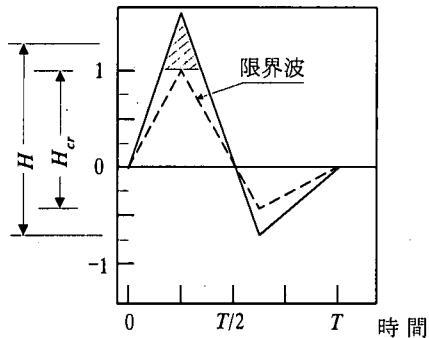


図-10 三角波形の波高の時間的変化

$$t_0 = \frac{T}{4}/K$$

$$t_1 = \frac{T}{4} \left\{ 1 + (\sqrt{2} + 1) \left(1 - \frac{1}{K} \right) \right\} \quad (9b)$$

よって、三角波形の1波あたりの移動量と沈下量は次のようになる。

$$\delta_{(\Delta)} = \left(\frac{T}{4} \right)^2 \left(1 + \frac{2\sqrt{2}}{3} \right) \frac{(K-1)^3}{K^2} a_0 \quad (8b)$$

$$S_{(\Delta)} = \delta_i \sin \theta \approx 0.097 T^2 \frac{(K-1)^3}{K^2} a_0 \quad (10b)$$

(1 ≤ K < 1.71)

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(9b)より、式(8b)に関して $K < 1.71$ という使用上限が得られる。

以上の結果より、波の時間的变化がサイン波形か三角波形にかかわらず、单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、限界波高比 K が大きくなれば、1波あたりの移動量 δ_i が大幅に増えることもうかがえる。図-11にこの2つの δ_i ~ K 関係を示した。サイン波形に比べ三角波形の場合における移動量 δ_i ははるかに小さく、たとえば $K=[1.1 \sim 1.3]$ 区間において $1/10 \sim 1/4$ 程度となっている。

5. サイン波形と三角波形の組み合わせ

図-7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、その時間的变化の形状が変わる。下迫と高橋^{11), 12)}、谷本ら¹⁴⁾は三角波形とサイン波形を組み合わせた、より実際的なモデルを提案している。図-12にその波力モデルを示すが、水平波力 P の時間的变化を次のように表す。

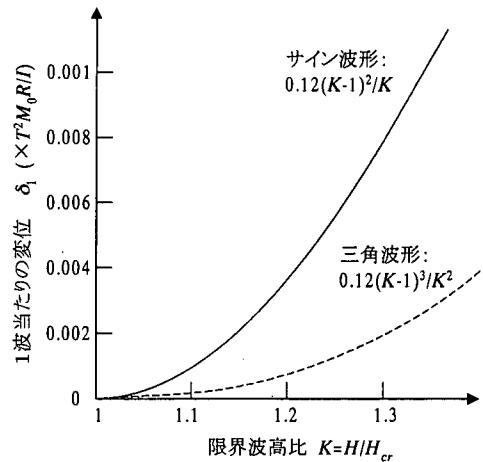


図-11 1波あたりの変位量の比較

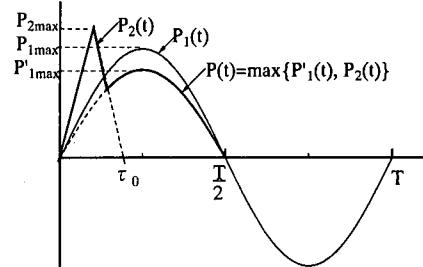


図-12 谷本ら¹⁴⁾の波力モデル

$$P(t) = \max\{P_1(t), P_2(t)\} \quad (11)$$

ここに、

$$P_1'(t) = \gamma_p P_{1\max} \sin\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \quad (12)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} 2P_{2\max} \frac{t}{\tau_0} & (0 \leq t < \frac{\tau_0}{2}) \\ 2P_{2\max} \left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) & (\frac{\tau_0}{2} \leq t < \tau_0) \\ 0 & (\tau_0 \leq t) \end{cases} \quad (13)$$

$$\gamma_p = 1 - \frac{\pi}{P_{1\max} T} \int_{t_1}^{t_2} (P_2 - P_{1\max} \sin(\frac{2\pi}{T} t)) dt \quad (0 \leq t < \frac{T}{2})$$

$$= 1 \quad (\frac{T}{2} \leq t < T) \quad (14)$$

ただし、 $P_{1\max}$ は合田波压式において波压係数 α_1 のみを考慮したときの水平波力、 $P_{2\max}$ は α_1 に加えて高橋らの波压係数 α^* (式4)を考慮したときの水平波力、 τ_0 は式(3)により求められる碎波力の作用時間、 t_1, t_2 は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である。

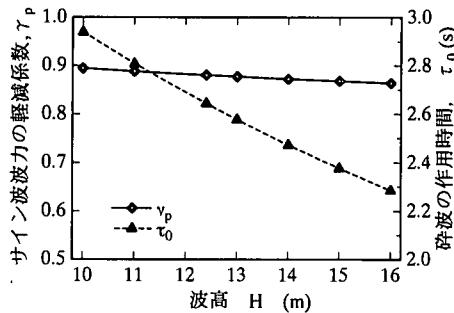


図-13 波力の軽減係数と碎波の作用時間

この方法は、下迫と高橋による主として碎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。また、 γ_p は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ことを意図したものである。

図-2 に示した検討条件において、碎波力の作用時間 τ_0 、サイン波波力の補正係数 γ_p を計算した。図-13 に計算結果を示す。図のように、サイン波波力の補正係数 γ_p は波高が変化してもほぼ一定 ($\gamma_p=0.89\sim0.86$) であるが、碎波力の作用時間 τ_0 は 2.9~2.3 秒、波高が高くなる従い短くなる。ただし、図-2 は比較的水深の大きい防波堤であり、たとえば水深が浅く海底勾配が急な条件では、 γ_p 、 τ_0 はともに大きく変化することも考えられる。

6. 波群がもたらす期待沈下量

次に、設計どおりの冲高波が発生した場合を考える。一般に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。ここでは継続時間として 2 時間を考える。この場合、波の周期は $T=13$ 秒とすると、一回あたりの波数 N_0 は $N_0=3600\times 2/T=555$ 波となる。

この持続する波群の中での波高分布は一般にレーリー分布を用いることができる⁴⁾。

$$p(x)=\frac{\pi}{2}x \exp(-\frac{\pi}{4}x^2) : x=\frac{H}{\bar{H}} \quad (15)$$

ここに \bar{H} は平均波高である。一般に $H_{1/3}=1.6\bar{H}$ の関係がよく用いられる。また最大波高 $H_{\max}=1.8H_{1/3}$ の関係を用いてよいとされているから、 $H_{\max}=2.88\bar{H}$ の関係が得られる。

したがって、一回の異常気象において発生する高波の波群がもたらす期待沈下量は次の積分によって求めることができる。

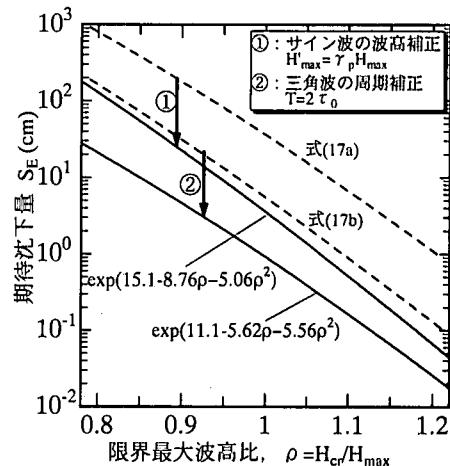


図-14 波群がもたらす期待沈下量

$$S_E = N_0 \int_{x_{cr}}^{\infty} p(x) S_1 dx \quad (16)$$

式(16)に基づいて計算すれば、1回の H_{\max} クラスの高波による期待沈下量はサイン波形と三角波形において各々次のように与えられる。

$$S_{(S)E} = 0.095N_0a_0T^2\left\{\left(\frac{1}{\sqrt{\pi}\eta} + \frac{\sqrt{\pi}\eta}{2}\right)\Gamma\left(\frac{1}{2}, \frac{\pi}{4}\eta^2\right) - \exp\left(-\frac{\pi}{4}\eta^2\right)\right\} \quad (17a)$$

$$S_{(\Delta)E} = 0.097N_0a_0T^2\left\{\left(\frac{1}{\sqrt{\pi}\eta} + \frac{3\sqrt{\pi}\eta}{2}\right)\Gamma\left(\frac{1}{2}, \frac{\pi}{4}\eta^2\right) - 2\exp\left(-\frac{\pi}{4}\eta^2\right) - \frac{\pi}{4}\eta^2\Gamma\left(0, \frac{\pi}{4}\eta^2\right)\right\} \quad (17b)$$

ここに、 $\eta=2.88\rho=2.88H_{cr}/H_{\max}$ であり、 $\Gamma(p,q)$ は不完全ガンマ関数である。明らかに期待沈下量 S_E は限界波高 H_{cr} と最大波高 H_{\max} の比 ρ のみに関係しており、 ρ を限界最大波高比と呼ぶ。図-14 の点線は、式(17a, 17b)による限界最大波高比 ρ と期待沈下量 S_E の関係である。限界最大波高比 ρ というのは安全率 F と同一的な指標であると考えられ、 ρ が 1 のときは F も 1 になる。また、 ρ 値が大きければ安全性が高くなり期待沈下量も小さくなる。

しかし、図-14 に示す式(17a,b)に基づく計算値には、第 5 章に示した波形の組み合わせの影響は考慮されていない。この影響を反映させるにはそれぞれ、式(17a)において $H'_{\max}=\gamma_p H_{\max}$ 、式(17b)において $T=2\tau_0$ と置換えればよい。この置換えを行って再計算した結果も図-14 に実線で示すが、この補正によって期待沈下量は顕著に減少している。これより、図-12 で示したモデルにおける沈下量は両者を単純に足し合わせてよいと考えられる。

今回検討した防波堤断面においては現行の設計基

準の安全率 $F=1$ とすると、期待沈下量 S_E が 0.9~3.6cm 程度となることが図-14 から読みとれる。式(17a,b)の計算値をさらに補正した結果は、次の指數曲線によりほぼ表される。

$$S_E \left(\frac{H_{cr}}{H_{max}} \right) = \exp \left\{ c_0 + c_1 \frac{H_{cr}}{H_{max}} + c_2 \left(\frac{H_{cr}}{H_{max}} \right)^2 \right\} \quad (18)$$

7. 耐用年数における期待沈下量

第 4-6 章の議論では、地盤強度の不確実性と設計最大波高相当の波群の出現確率について考慮されていない。言い換えれば、支持力の限界波高 H_{cr} も出現最大波高 H_{max} も確定値であるときの変形量を計算したのである。この章では、 H_{cr} と H_{max} との分布特性についても考える。

限界波高 H_{cr} は正規分布するものと推定されるので、その分布特性は第 2 章に示したモンテカルロシミュレーションの結果から考察することができる。モンテカルロシミュレーションにより設計波高 $H_D=12.4m$ における安全率 F の分布特性を表-3 の欄(2)に示す。式(1)の相互関係を利用して支持力に関する限界波高 H_{cr} の分布を推定することができる。表-3 の欄(3)に限界波高 H_{cr} の分布特性を示す。表-3 のように、土質定数の変動係数 V が大きくなるにつれ、安全率 F の平均値 μ_F は徐々に小さくなり標準偏差 σ_F は徐々に大きくなる。表-3 の欄(3)の結果より基礎地盤が持つ限界波高の確率分布は次式で表される。

$$p(H_{cr}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{cr}} \exp \left(-\frac{(H_{cr} - \mu_{cr})^2}{2\sigma_{cr}^2} \right) \quad (19)$$

一方、最大波高 H_{max} はグンベル分布に従うとする、次のように表される⁹⁾。

$$p(H_{max}) = \frac{1}{A} \exp \left\{ \frac{H_{max} - B}{A} - \exp \left(-\frac{H_{max} - B}{A} \right) \right\} \quad (20)$$

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。 $A=1.0m$ 、 $B=8.5m$ とすると、 $H_{max}=12.4m$ というときは、50 年に一回クラスに相当する高波になる。

また、 H_{cr} と 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演算ができる。

$$S_E = \iint S_E \left(\frac{H_{cr}}{H_{max}} \right) p(H_{cr}) p(H_{max}) dH_{cr} dH_{max} \quad (21)$$

ただし、式(21)によって得られる沈下量は 1 年あた

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 (1)	安全率 F (2)		限界波高 H_{cr} (m) (3)	
	平均 μ_F	標準偏差 σ_F	平均 μ_{cr}	標準偏差 σ_{cr}
$V=0.10$	0.9995	0.0735	12.39	0.669
$V=0.15$	0.9893	0.0836	12.27	0.780
$V=0.20$	0.9720	0.1057	12.05	0.979

表-4 耐用年数 50 年間における期待沈下量の比較

変動係数 V	0.10	0.15	0.20
三角波形	9cm	11cm	18cm
サイン波形	50cm	64cm	108cm
合計	59cm	75cm	126cm

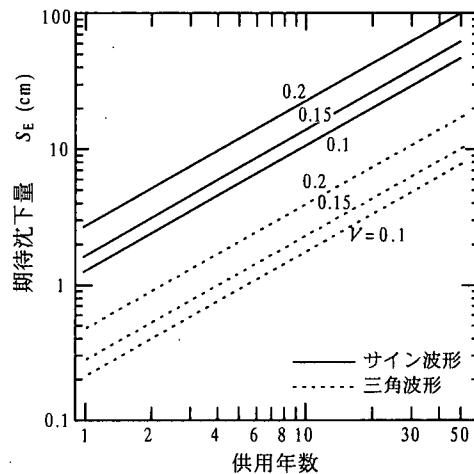


図-15 地盤土質定数と最大波高の確率特性を考慮したときの期待沈下量

りの期待量であって、たとえば耐用年数が N 年の場合は、これに N を乗じればよい。

式(21)に対して計算した結果を図-15 に示す。図をみるとまずサイン波形と三角波形のどちらを仮定するかで変位量は大きく異なる。サイン波形のときの変位量は三角波形の場合の約 4 倍となる。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大きく、 $V=0.2$ では $V=0.1$ のときの 2~3 倍の変位量となる。耐用年数 50 年に対する期待変位量を求めるとき、表-4 のようになつた。このように、波圧時の荷重の特性を考慮して期待沈下量として評価するならば、安全率 1.0、地盤定数の変動係数 $V=0.10 \sim 0.15$ 、耐用年数 50 年としたときの支持力不足による沈下量は 59cm~75cm である。

8. 考察

現行の設計基準では、波圧時の支持力について簡易ビショップ法安定解析による安全率として 1.0 以上を確保することを標準としている。本研究で用いた方法によると、安全率 1.0 のときの供用期間中の期待沈下量は 59cm~75cm となる($V=0.1 \sim 0.15$)。一方、下迫らが算定した混成堤ケーソンの期待滑動量は現行の滑動安全率 1.2 のもとでは約 7cm であり、両者を比較すると現行の基準で設計された場合には明らかに支持力不足による沈下の方が大きな値となっている。

これに対して、高波による防波堤の破壊事例調査によると、破壊形態としては滑動破壊が多く、明らかにマウンドの支持力不足で被災したと考えられる防波堤は非常にまれである。図-16 は鹿児島港谷山二区防波堤の破壊事例である¹⁵⁾。当防波堤は昭和 53 年に完成し、昭和 60 年 8 月 31 日に発生した台風 13 号によって被災した。防波堤ケーソン 3 函が 100cm 以上移動し、ほか 3 函が 30~100cm 未満移動した。図のようにケーソンはマウンド上を水平に移動しているだけではなく、ケーソン後趾は沈下しているので支持力不足が起こっていることが考えられる。一般にこのような水平移動が卓越した破壊は滑動破壊と分類されるが、滑動だけではなくマウンド基礎の破壊も関わっていることが推定されるのである。したがって、今回の期待沈下量の結果を実際の被災事例と比較するには、被災時の破壊パターンについて見直す必要があると考えられる。

次に、現行の支持力設計法の解析精度に関して考察する。図-17(a)は小林ら⁵⁾のケーススタディによって示された支持力安全率と堤体幅の関係である。被災したケースの安全率は 1 ないしそれ以下であり、簡易ビショップ法安定解析による設計法が実測値を良好に説明しているとされている。しかし、図中の被災事例を詳細に調べたところ、いずれも支持力ではなく滑動の被災と考えられることがわかった¹⁶⁾。また、明らかに支持力破壊によると見られる被災事例がその後 2 例あり、その安全率は 0.68, 0.73 であった。図-17(a)を修正し、新たな 2 例を追加すると図-17(b)のようになり、波力に対する防波堤の支持力破壊の生じる境界は点線で示すように 1.0 よりもより低い安全率の箇所に存在するようにみえる。境界が 1.0 より小さいとして計算すれば、支持力破壊に対する安全性が大きくなるので、期待沈下量は小さくなる。簡易ビショップ法による支持力の解析は、静的な偏心傾斜荷重に関しては実験的に検証されているが、波圧のような動的荷重に関しては小林らが示し

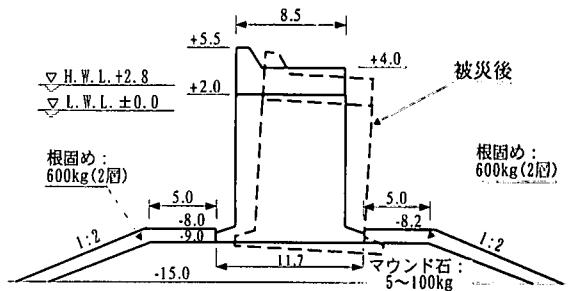


図-16 防波堤の被災事例¹⁵⁾

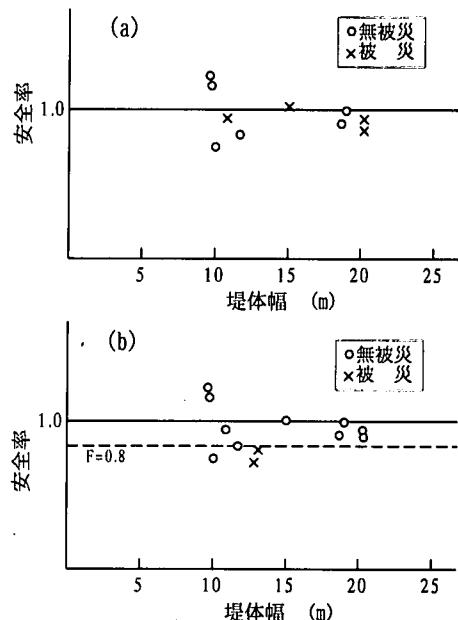


図-17 被災・無被災事例の現行設計法による安全率
(a)小林らによる⁵⁾ (b)長尾らによる¹⁶⁾

た被災事例のデータ以外の根拠が示されていない。したがって、本研究における解析の前提となった支持力解析法の精度に関して、今後さらに検討する必要がある。

また、防波堤の建設では、地盤改良を実施しなければならない事例も多い。今回の検討では地盤改良の影響を考慮していないが、地盤改良を実施した場合は、改良方法や改良範囲、土質定数などの条件により、円弧すべり解析から得られる定数 a_0 が変化するので、期待沈下量は変わることが予想される。ただし、基礎マウンドの支持力が堤体幅の決定要因（すなわち、円弧すべり計算の安全率は 1.0）となっているならば、定数 a_0 の変動はある範囲内に収まり、その結果期待沈下量はそれほど防波堤の寸法に依存

しない。

今回の結果から推論すると、期待沈下量で統一した信頼性設計法を導入した場合、安全率は波形の相違によって異なってくることになり、碎波・衝撃波（三角波）に対する安全率は重複波（サイン波）の場合よりも小さく設定してもよいと考えられる。ただ、本研究で用いたいくつかの仮定に関しても検討の余地が残されている。波群内の波高分布はレーリー一分布、最大波高はグンベル分布と仮定したが、深水域での重複波の場合は適当であるが、碎波や衝撃波に伴う三角波形の場合は、波浪の変形演算を実施する必要が出てくる。また、防波堤に作用する波高の分布は水深の影響を受けるとされているが、ここではその影響を考慮していない。

以上のように、今回求めた期待変位量の値は、支持力の解析精度、波圧及び波形に関する条件によって変わりうるものであり、設計に用いる場合は、これらについての検討が必要である。

9. 結論

本報告は、防波堤が高波の波圧を受けるときにマウンドの支持力不足による沈下量を、現行の簡易ビショップ法安定解析にもとづき波圧時のすべりによる剛体の累積変形量算定の問題として算定したものである。

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 と防波堤に固有する限界波高 H_{cr} との比 K によって次式のように計算できる。ただし、 T は波の周期であり、 a_0 は防波堤断面に基づく定数である。

$$S=0.095T^2(K-1)^2/Ka_0 \quad (1 \leq K < 1.38, \text{ サイン波形})$$

$$S=0.097T^2(K-1)^3/K^2a_0 \quad (1 \leq K < 1.71, \text{ 三角波形})$$

本研究の方法で試算すると、現行の簡易ビショップ法による設計断面における 50 年間の期待沈下量は 59~75cm(地盤定数の変動係数 $V=0.1 \sim 0.15$)となつた。この沈下は防波堤の機能を大きく損なうものではないと推定されるので、現行の波圧時の安全率 1.0 が妥当であることを示している。

しかしながら、計算された沈下量は現行の滑動安全率 1.20 で設計された混成堤の期待滑動量に比べると数倍となっており、既往の防波堤被災例の多くが滑動破壊と分類されている事実とは十分一致していない。本解析の結果は、被災例の破壊モードの再検

討、計算の前提となった支持力解析法の精度、波力に関する仮定の妥当性等に関して総合的に検討し、解釈する必要があると考えられる。

謝辞：本研究において運輸省港湾技術研究所水工部主任研究官下迫健一郎氏に貴重なご教示をいただきいた。また、本研究の各検討段階において、東亜建設工業株式会社浅沼丈夫氏と石倉克真氏より多大なご協力をいただいた。ここに記して各位に深く謝意を表したい。

参考文献

- 1)高山知司、藤井 久：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、第 30 卷、第 4 号、pp.35-64, 1994.
- 2)高山知司、鈴木康正、河合弘泰、藤咲秀可：防波堤の信頼性設計に向けて、港湾技研資料、No.785, p.36, 1994.
- 3)下迫健一郎、高橋重雄：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, 1994.
- 4)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版、日本港湾協会、1989.
- 5)小林正樹、寺師昌明、高橋邦夫、中島謙二郎、小谷 拓：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、第 26 卷、第 2 号、pp.371-411, 1987.
- 6)土田 孝、湯 怡新：港湾構造物における最適な円弧すべりの安全率、土木学会論文集、No.596/III-43, pp.295-306, 1998.
- 7)土田 孝、湯 怡新：港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率、港湾技術研究所報告、第 35 卷、第 1 号、pp.117-146, 1996.
- 8)Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, 5th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965.
- 9)合田良実：極値統計におけるプロッティング公式ならびに推定値の信頼区間にに関する数値的検討、港湾技術研究所報告、第 27 卷、第 1 号、pp.31-92, 1988.
- 10)合田良実：港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—、鹿島出版会、1977.
- 11)高橋重雄、下迫健一郎、上部達生：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 卷、第 2 号、pp.59-86, 1994.
- 12)下迫健一郎、高橋重雄：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、第 37 卷、第 3 号、pp.1-30, 1998.
- 13)Bromhead, E. N.: The Stability of Slopes, pp.149-153,

- Surrey University Press, Chapan and Hall, New York, 1986.
- 14) 谷本勝利, 古川浩司, 中村廣昭: 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卷, pp.846-850, 1996.
- 15) 富井真一郎, 大平勝司, 塩見雅樹: 被災防波堤集覧 (その4), 港湾技研資料, No.765, p.245, 1993.
- 16) 長尾毅, 門脇陽治, 土田孝, 寺内潔: 信頼性設計法による防波堤の全体安全性—支持力安全性に対する検討—, 港湾技術研究所報告, 第36, 第1号, pp.25-57, 1997.

(1999.2.25受付)

EXPECTED SETTLEMENT OF BREAKWATER INDUCED BY HIGH WAVE FORCE

Yi Xin TANG and Takashi TSUCHIDA

A method is proposed to estimate settlement of breakwater, for which mound foundation failure occurred during high wave storms. It is shown that this settlement depends on height ratio of high wave to critical wave, as well as the shape and period of high wave. Failure probability of mound foundation is calculated as large as 50-60%. However, the expected settlement of breakwater due to this kind of failure is estimated about 59-75cm. Such a degree of settlement may not damage a breakwater disastrously.