

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

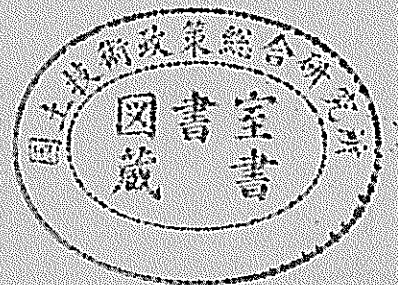
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL.36

NO.1

Mar. 1997

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第36巻 第1号 (Vol.36, No.1) , 1997年 3月 (Mar. 1997)

目 次 (CONTENTS)

1. セメントで改良された石炭灰地盤の破壊挙動と土圧に関する研究
.....北誥昌樹・山本浩司..... 1
(Failure of Cement Treated Fly Ash Ground
.....Masaki KITAZUME, Hiroshi YAMAMOTO)

2. 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第2報) ~支持力安全性に関する検討~
.....長尾 毅・門脇陽治・土田 孝・寺内 潔.....25
(Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method
(2nd Report: Study on the Safety against Foundation Failure)
.....Takashi NAGAO, Youzi KADOWAKI, Takashi TSUCHIDA, Kiyoshi TERAUCHI)

2. 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第2報) ～支持力安全性に関する検討～

長尾 毅*・門脇陽治**・土田 孝***・寺内 潔****

要 旨

防波堤の全体系の支持力安全性照査への信頼性設計法の適用方法を検討した。近年における全国の重力式防波堤の設計事例40例(うち支持力が支配的な断面18例)をもとにして、現行設計法による防波堤の支持力安全性を安全性指標により評価した。また、現行設計法と平均的に同程度の安全性を持つ構造物を設計する観点から、より合理的な信頼性設計法の適用手法を検討した。

本研究により得られた主要な結論は以下のとおりである。

- ①防波堤の支持力安全性をビショップ法で照査する場合、レベル1の信頼性設計法は特に高マウンド堤において適用性が低く、設計法の合理化の観点からはレベル2以上の信頼性設計法の適用が適切である。
- ②現行設計法による防波堤の支持力に関する見かけの安全性指標の平均値は1.6程度である。滑動安全性と比較すると安全性が低い結果となり、実際の被災の傾向とは一致しない。この原因としては、波力のような動的な荷重が作用する場合における地盤の強度定数を低めに評価していることが考えられる。滑動の安全性指標との比較などの観点からは、支持力の安全性指標の平均値は3.0程度であると推定される。波圧時における地盤の強度定数が静的な試験から求められた現行の設計値よりも20%程度以上大きいと想定するならば、これまでの被災事例の傾向をよく説明できる。
- ③現行設計法の偏心傾斜荷重時の支持力の許容安全率は1.0であるが、実際には隠れた安全性の余裕度が見込まれていると考えられる。

キーワード

信頼性設計法, 安全性指標, 支持力破壊, 防波堤

* 計画設計基準部 主任研究官
(〒239 横須賀市長瀬3-1-1 TEL/FAX: 0468-44-5037 E-mail: nagao@cc.phri.go.jp)

** 計画設計基準部 設計基準研究室

*** 土質部 土性研究室長

**** 計画設計基準部 設計基準研究室長

2.Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method (2nd Report: Study on the Safety against Foundation Failure)

Takashi NAGAO *
Youzi KADOWAKI **
Takashi TSUCHIDA ***
Kiyoshi TERAUCHI ****

Synopsis

This present report aims at discussing the applicability of reliability based design methods to the design of breakwaters in view of safety against foundation failure.

Safety indices against foundation failure of breakwaters designed with the present design system have been calculated by the reliability based design method. The design way of breakwaters by using the reliability based design method has been established.

The main conclusions drawn from the study are as follows:

- 1)The level 1 reliability based design method is less applicable compared to the level 2 method, especially for those breakwaters on thick rubble mounds. The level 2 method is much applicable with the small range of safety indices.
- 2)The mean value of apparent safety indices of breakwaters designed by the present design method has been calculated to be about 1.6. It shows that safety against foundation failure is lower than that against sliding failure, which doesn't coincide with failures observed in the field. The reason of the disagreement has been considered to be due to the evaluation of dynamic soil strength to a low level in the present design method. Through discussions such as comparison of safety indices against soil failure to that against sliding failure, the mean value of safety indices has been considered to be about 3.0. Dynamic soil strength has been considered to be more than 20% larger than that assumed in the present design method on average.
- 3)Allowable safety factor is set to be 1.0 in the present design method, in which hidden safety margin has been considered to be included.

Key Words : Reliability Based Design Method, Safety Index, Foundation Failure, Breakwater

* Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division

(3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239 TEL/FAX : 0468-44-5037 E-mail : nagao@cc.phri.go.jp)

** Member of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

*** Chief of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

**** Chief of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

1. まえがき

設計計算においてパラメータを確定的に扱うこれまでの設計法では、安全率を安全性の判定基準にする。この方法を用いる場合、実際に設計・建設される構造物がどの程度安全であるかを知ることはできない。設計結果は安全すぎるかもしれないし、また危険すぎるかもしれないが、設計者はそれをうまくコントロールできないことになる。

このリスクを回避する方法として提案されているのが信頼性設計法である。構造物の破壊する確率を許容値以下におさめる設計法で、3つのレベルがある。最も精緻で複雑なものは厳密な確率計算を行うレベル3の方法であるが、設計に用いるすべてのパラメータの従う確率分布が明確になっている必要があり、現時点では設計実務への適用には困難な点が多いといえる。これに対してレベル1およびレベル2の方法においては、比較的容易に設計計算を行うことができる。特にレベル1の方法では、荷重や自重などの特性値に対して従来設計に用いてきた値を基本的にそのまま用いることが可能であり、設計実務者が比較的容易に使いこなすことが期待できる。

信頼性設計法のうち、高度なレベル3の方法が設計実務に適用された例は国内外において非常に少ない。これに対して、平易なレベル1の方法は世界的に広く用いられるに至っている。その代表的な例として、鉄筋コンクリートの部材設計があげられる。レベル1の信頼性設計法に相当する限界状態設計法が主たる設計法として国内外で用いられており、港湾構造物への適用については、筆者のうち一人がその設計法をとりまとめている¹⁾。

防波堤の全体系安全性への信頼性設計法の適用については、これまで幾人かの研究者によって滑動安全性照査を対象とした試みがなされてきた。前報²⁾においては、滑動安全性照査にレベル1およびレベル2の信頼性設計法を適用する方法を提案している。

防波堤の全体系安全性照査のうち、これまで滑動がおもに議論されてきた理由のひとつに、支持力問題に比べて扱いが容易だという点をあげることができる。すなわち、破壊のメカニズムとしては基本的に水平方向の力の釣り合いを議論すればよく、パラメータの分布も比較的推定が容易である。これに比して、支持力問題においては、破壊のメカニズムの把握、土質強度などのパラメータの分布の推定などに困難な点がある。支持力問題について、筆者のうち一人³⁾は、モンテカルロシミュレーションを適用して破壊確率を計算し、支持力不足による耐用期間中の期待沈下量を算出する試みを行っている。

本報告は、防波堤基礎の捨石マウンドの支持力安全性の照査に用いられているビショップ法を対象にして、信頼性設計法の適用方法を検討したものである。近年における全国の重力式防波堤の設計事例40例をもとにして現行設計法による防波堤の支持力安全性を安全性指標により評価した。また、現行設計法と同程度の安全性を持つ構造物を設計する観点から、より合理的なレベル1およびレベル2の信頼性設計法の適用性を検討した。

2. 設計因子の不確実性

2.1 現行設計法⁴⁾

防波堤の設計においては、堤体の安定検討、全体のすべり安全性の検討、部材安全性の検討が行われる。堤体の安定検討においては、滑動、転倒、支持力破壊の3つの破壊モードに対する安全性を検証する。このうち支持力安全性については、波圧作用状態下で堤体に作用する合力が偏心し、かつ傾斜していることを考慮した安全性の検討を行う必要がある。防波堤は通常捨石マウンド上に構築されるため、いわゆる二層系構造をなしており、この特性を反映したものであることも必要である。

支持力安全性の照査方法としては、以前は荷重分散法と三建法の組み合わせなどが用いられてきた。偏心傾斜荷重作用下においては底版反力の分布は一様ではなく、端し部で大きくなる。防波堤端し部の反力などを計算し、これを許容値(捨石マウンド上部で 490kN/m^2 など)と比較する手法が荷重分散法である。また、三建法は、円形すべり面を仮定し、分割法によって円形すべり計算を行うものである。この際、すべり面の始点は立石らの方法と同様に荷重の着力点に対して近い方の基礎の端と対称の点と考える。また、捨石マウンドに作用する偏心傾斜荷重は、壁体底面前しとすべり面の始点の間に作用する鉛直の等分布荷重に換算し(以下、この荷重をサーチャージと呼ぶ)、その荷重が地盤内を鉛直にすべり面まで伝達されると考える。水平波圧は壁体底面に作用させる。地盤の内部摩擦角は、通常の土圧計算に用いる値よりも $0.09\text{rad}(5^\circ)$ 大きい値とし、許容安全率は1.0とする。

現行設計法ではビショップ法⁵⁾が用いられており、やはり円形すべり面を仮定した安定計算を行う。すべり面の始点やサーチャージの換算の仕方などは三建法と同様である。サーチャージは壁体底面より捨石マウンドに作用させる。図-1にビショップ法を用いる場合の荷重条件を示す。捨石マウンドの強度定数には、 $c=19.6\text{kN/m}^2(2\text{tf/m}^2)$ 、 $\phi=0.61\text{rad}(35^\circ)$ が用いられる。また、基

礎地盤が砂地盤の場合、 N 値が10以下の場合には $\phi = 0.70 \text{ rad}(40^\circ)$ 、 N 値が10以上の場合には $\phi = 0.79 \text{ rad}(45^\circ)$ が用いられる。この値は、有効上載圧の影響を考慮して定められている。安全性照査式は式(1)に示すとおりである。

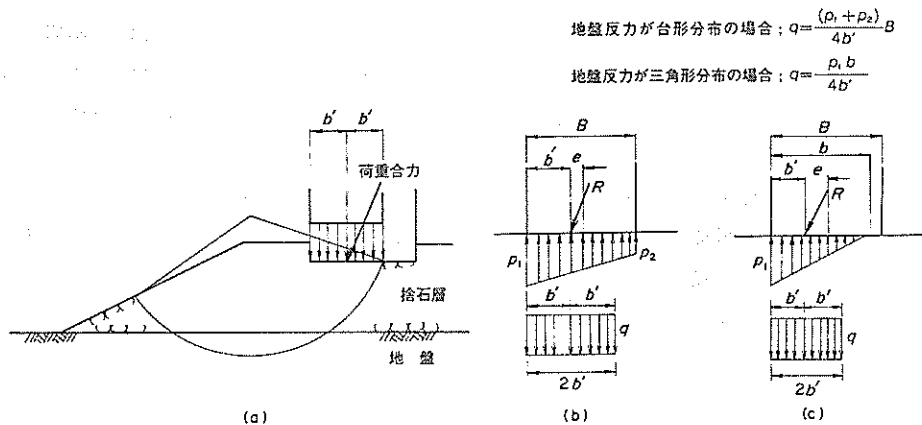
$$F = \frac{\sum [c' b + \tan \phi' (W + q)] \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi') / F}}{\sum (W + q) \sin \alpha + \frac{1}{F} \sum H a} \quad (1)$$

ここに、

- c' : 有効応力に基づく見かけの粘着力 (kN/m^2)
- b : 分割細片の幅 (m)
- ϕ' : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角 (rad)
- W : 分割細片の重量 (kN/m)

- q : 分割細片に作用するサーチャージ (kN/m)
- α : 分割細片の底面となす角 (rad)
- H : 水平荷重 (kN/m)
- a : 水平荷重のアーム長 (m)
- r : すべり円弧の半径 (m)

ビショップ法の安全率 F は、基本的には土が発揮しうる最大のせん断強度と実際に発揮しているせん断強度の比の値を示している。ビショップ法の特徴は、式の右辺にも安全率 F が存在することである。設計計算では、両者の値を等置して収束計算が行われる。波圧作用下の支持力の検討における許容安全率は、1.0が用いられる。



図一 1 ビショップ法における荷重条件¹⁾

2.2 不確定要因の抽出

支持力安全性を照査する際に考慮すべき不確定要因としては、以下のものがあげられる。

- ①風
- ②設計潮位
- ③設計波高
- ④堤体重量
- ⑤波力 (水平波圧, 揚圧力)
- ⑥静水圧
- ⑦浮力
- ⑧捨石マウンドおよび基礎地盤の密度
- ⑨捨石マウンドおよび基礎地盤の強度
- ⑩破壊機構

これらのうち、①～⑦については滑動安全性の検討時に検討している。詳細は前報²⁾を参照されたい。次節では、⑧～⑩について述べる。

2.3 不確定要因

2.3.1 捨石マウンドおよび基礎地盤の密度

石材を海中に投下して敷き均らし、所定の施工基準を満足するように造成された捨石マウンドや、長年の沈降・堆積作用により形成された地盤の密度にはばらつきがある。このうち地盤密度のばらつきは、主として土粒子自身の組成のばらつきや土の骨格構造の場所的な変動に起因すると考えられるが、土質調査の際のサンプリングによる試料の乱れや土質試験の際の人為的誤差などの影響も考えられる。密度の設計用値としては、砂質土地盤の密度や捨石マウンドの密度としては試験を行うことなく 2.0 t/m^3 程度の値が、また粘性土地盤の密度としては不攪乱試料の密度試験結果 (沖積粘性土では $1.4 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ 程度) の値が用いられることが多い。密度のばらつきは、設計計算上は分割細片の重量に直接的に影響する。

既往の実験データから地盤密度の分布の例について述べる。図一 2³⁾ は木更津港の飽和粘土層の密度の分布であり、表一 1³⁾ は木更津港を含む各地の飽和粘土につい

での例である。これらよりわかるように、飽和粘土層の密度は正規分布で近似できると考えられ、変動係数は0.02~0.04の範囲にあり、平均的に見るとほぼ0.03程度である。砂地盤や捨石マウンドについてのデータは比較的少ないが、ほぼ粘性土地盤と同様に取り扱ってよいものと考えられる。

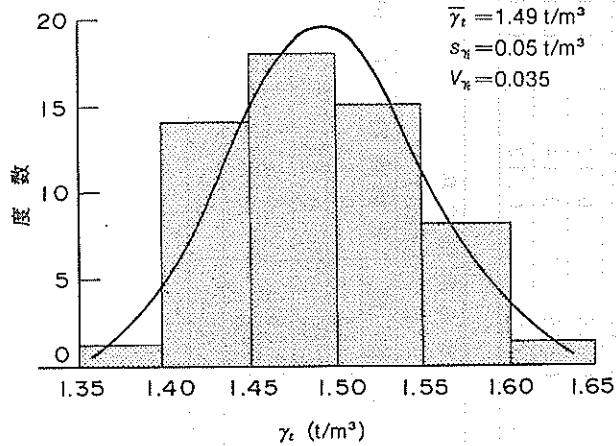


図-2 木更津港における地盤密度分布⁸⁾

表-1 地盤密度分布の例⁸⁾

調査地点	N_s	N_t	N	$\bar{\gamma}_t$ (t/m^3)	s_{γ_t} (t/m^3)	V_{γ_t}
堀川橋	9	35	35	1.63	0.04	0.025
木更津	15	58	57	1.49	0.05	0.035
寝屋川(1)	14	35	34	1.63	0.04	0.023
寝屋川(2)	22	44	43	1.63	0.04	0.026
安浦	23	184	114	1.62	0.05	0.029
京浜	9	94	36	1.50	0.03	0.020
市場	5	27	25	1.58	0.05	0.031
塩釜	30	58	27	1.55	0.06	0.037
東京湾	6	77	63	1.51	0.06	0.041

記号

N_s : ボーリング本数
 N_t : サンプル個数
 N : 単位体積試験個数

$\bar{\gamma}_t$: γ_t の平均値
 s_{γ_t} : γ_t の標準偏差
 V_{γ_t} : γ_t の変動係数

2. 3. 2 捨石マウンドおよび基礎地盤の強度

現在の設計法では、捨石マウンド層のせん断強度は粘着力とせん断抵抗角(内部摩擦角)の両方を考慮して設定されるが、原地盤強度については基本的にせん断抵抗角かまたは粘着力のいずれか一方のみによって評価する。このため、いわゆる中間土的な土層については強度の評価が必ずしも十分ではない可能性がある。以下では、現行設計法の分類に従って捨石マウンドおよび基礎地盤の強度のばらつきについて述べる。

(1) 捨石マウンド

偏心傾斜荷重作用時の支持力安全性をビショップ法を用いて照査する場合の捨石マウンドの強度定数は、碎石に関する三軸試験結果をもとに、やや安全側に設定されたものである。碎石に関する三軸試験としてまとめたものとしては、これまでに荘司⁹⁾の研究と、水上ら¹⁰⁾

の研究がある。

荘司⁹⁾は全国の産地4ヶ所から産出された良質の捨石材を用いた大型三軸試験を行い、捨石材のせん断強度特性を検討した。これに対して水上ら¹⁰⁾は、品質が劣ると考えられる石材を対象に大型三軸試験を行った。締め固め方法も緩めになるように設定されている。試験にあたっては、実際の捨石の粒径寸法でせん断試験をすることは困難なため、両者ともに供試体は相似粒度の考え方で置き換えた材料としている。

両者の実験結果を統計的に処理すると、表-2のようになる。表中、振動締めと記したものが荘司⁹⁾による実験結果であり、上部加振締めと水中落下締めと記したものが水上ら¹⁰⁾による実験結果である。データ数は総計37個である。見掛け上の粘着力のばらつきがかなり大きく、平均的に見ると現行設計法の設定値である $c = 19.6 kN/m^2 (2tf/m^2)$ を上回っている。 ϕ の値は平均的に $0.61 rad (35^\circ)$ にほぼ一致している。すべてのデータに同じ重みを付して統計処理をすると結果は次のようになる。

$$\begin{aligned} \mu_c &= 58.02 kN/m^2 \\ V_c &= 0.58 \\ \mu_\phi &= 0.58 rad (33.1^\circ) \\ V_\phi &= 0.13 \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 μ_c 、 V_c はそれぞれ粘着力の平均値、変動係数であり、 μ_ϕ 、 V_ϕ はそれぞれせん断抵抗角の平均値、変動係数である。

(2) 砂質土地盤

砂質土の強度定数 ϕ を求めるには、不攪乱試料で三軸試験を実施すれば信頼性の高い結果が得られるが、経済的な理由などから、三軸試験を行う場合は攪乱試料によることが多い。また、実際の設計においては原地盤から試料を採取して三軸試験を実施することは極めてまれであり、大部分は ϕ と相関があると考えられている N 値から推定している。このため、砂質土地盤の強度のばらつきに関する有意なデータは不足しているといえる。

ここでは、砂質土地盤強度のばらつきを概略的に把握するため、全国各地の港湾で実施された土質調査を対象として N 値に関する統計処理を行った。支持力におよぼす影響が強いと考えられる海底面下第一層のうち、海底面下-5m~-10m程度までの土層について行われた試験結果を対象とした。統計処理の方法は次のようである。まず、ある港湾のある地区について行われた全ボーリングデータを抽出する。このうち同一の層と考えられる地盤

表一2 石材の強度のばらつき (0.1~1.0) をもとに作成)

締固め方法	岩種	データ数	見かけの粘着力 c' (kN/m ²)		せん断抵抗角 ϕ' (rad)		$\tan \phi'$	
			平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
振動締固め	砂岩	6	110.25	0.14	0.60	0.07	0.69	0.09
	花崗岩	5	59.58	0.44	0.56	0.13	0.63	0.16
	合計	11	87.22	0.38	0.58	0.11	0.66	0.13
上部加振締固め	石灰岩	3	72.52	0.10	0.68	0.05	0.81	0.06
	花崗岩	2	68.60	0.21	0.60	0.06	0.68	0.07
	砂岩	3	52.43	0.45	0.50	0.16	0.55	0.18
	特殊モルタル	5	49.00	0.71	0.59	0.07	0.68	0.09
合計	13	58.21	0.47	0.59	0.13	0.68	0.17	
水中落下締固め	石灰岩	3	39.40	0.22	0.63	0.05	0.73	0.07
	花崗岩	2	50.47	0.17	0.54	0.06	0.60	0.07
	砂岩	3	21.76	0.59	0.49	0.06	0.54	0.07
	特殊モルタル	5	29.00	0.45	0.56	0.17	0.63	0.22
合計	13	33.03	0.45	0.56	0.14	0.63	0.18	
全体の統計		37	58.02	0.58	0.58	0.13	0.66	0.17

岩種	データ数	見かけの粘着力 c' (kN/m ²)		せん断抵抗角 ϕ' (rad)		$\tan \phi'$	
		平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
砂岩	12	73.70	0.57	0.55	0.13	0.62	0.16
石灰岩	6	55.96	0.33	0.65	0.06	0.77	0.09
花崗岩	9	59.58	0.37	0.56	0.11	0.63	0.13
特殊モルタル	10	39.00	0.72	0.58	0.13	0.66	0.17
合計	37	58.02	0.58	0.58	0.13	0.66	0.17

に対するデータを集計し、 N 値の平均値を算出する。次に、各 N 値と N 値の平均値の比の値を計算する。図-3(a)はこのようにして得られた N 値と N 値の平均値の比の値の度数分布である。対象とした港湾は13港、データ数は492である。比の値の平均値は0.97であり、変動係数は0.47とやや大きい。いま、仮に丸い粒子で粒径が一樣な場合のダナムによる式が成立すると仮定して N 値を ϕ に換算し、同様な操作を行うと、 ϕ に関する比の値の平均値は0.99、変動係数は0.18となる(図-3(b))。また、これをさらに $\tan\phi$ に換算すると、比の値の平均値は0.99、変動係数は0.20となる(図-3(c))。ここでの結果は、土質試験時の際の誤差を含んでいるため、実際の強度のばらつきとはいえないことを注意する必要がある。

(3) 粘性土地盤

粘性土は、排水スピードが非常に小さいために砂質土と同じ条件下で三軸試験を実施しても見掛け上 ϕ はゼロとなる。粘性土の強度(非排水強度 c_u)は三軸試験による最大軸応力差の半分の値となるが、現状は三軸試験の代わりに一軸圧縮試験を実施して非排水強度 c_u を求めることが多い。乱さないように慎重に採取された試料に対しては一軸圧縮試験が一種の非排水三軸試験と見なせるからであるが、このようにして得られた一軸圧縮試験のデータは実際の粘性土地盤の強度に対して多少の誤差をもつといえる。

松尾⁸⁾によれば、一般に c_u は工学的に一樣と見なされる地盤内で深さ方向に大幅にばらつき、その変動特性は図-4の模式図のように、普通3タイプに分けることができる。すなわち、

- I型：平均、分散とも深さ z 方向に不変
- II型：平均は深さに対し線形増加するが、分散は不変
- III型：平均、分散とも深さに対し線形増加

I型は、正規圧密粘土層や、軽く過圧密された粘土層によく見られる。図-5⁸⁾は木更津港の例であり、(a)は工学的に一つの層と見なしうる土層を深度方向に2mピッチで分割し、それぞれの分割層内で q_u の平均値、標準偏差および変動係数を計算し、深さ z に対して描いたものである。(b)は q_u 値を度数分布の形に整理したものである。I型地盤の強度分布が正規分布で近似できることがわかる。変動係数は約0.28とやや大きい、サンプリングや試験時の影響が含まれていることに注意が必要である。II型については正規圧密粘土層でしばしば見られ、III型は一般の粘土層に最も頻繁に見られる型であり、確

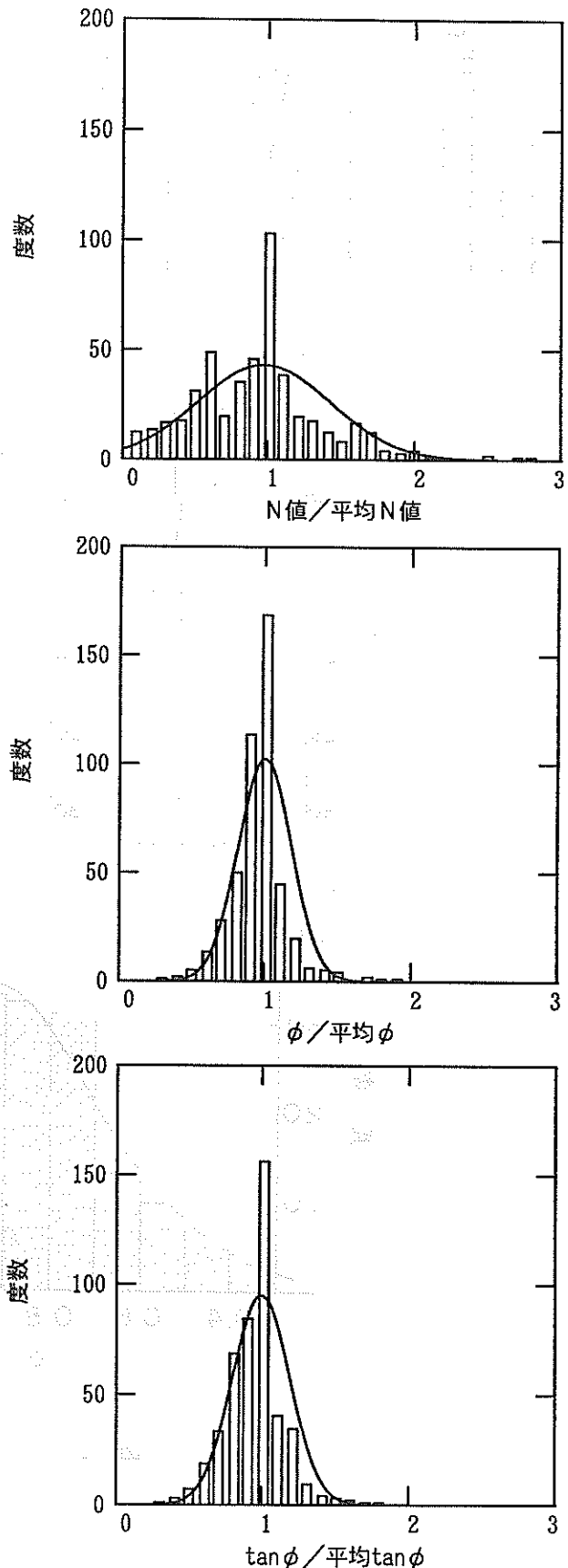


図-3 砂質土地盤の強度のばらつき

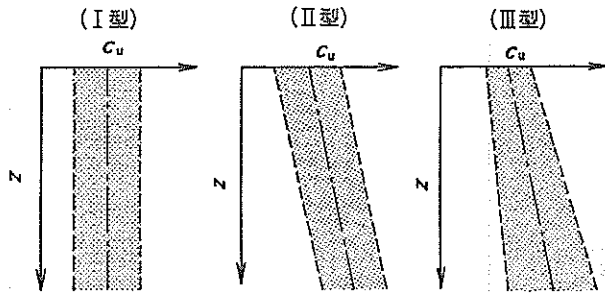


図-4 粘性土地盤の強度分布モデル*

率分布としてはいずれも正規分布に従うとされている。

なお、本研究で扱った防波堤の事例では、対象地盤が粘性土地盤の場合、置換砂かまたはサンドコンパクションによって地盤改良がなされており、地盤改良することなしに直接基礎地盤上に捨石マウンドを築造した例はなかった。

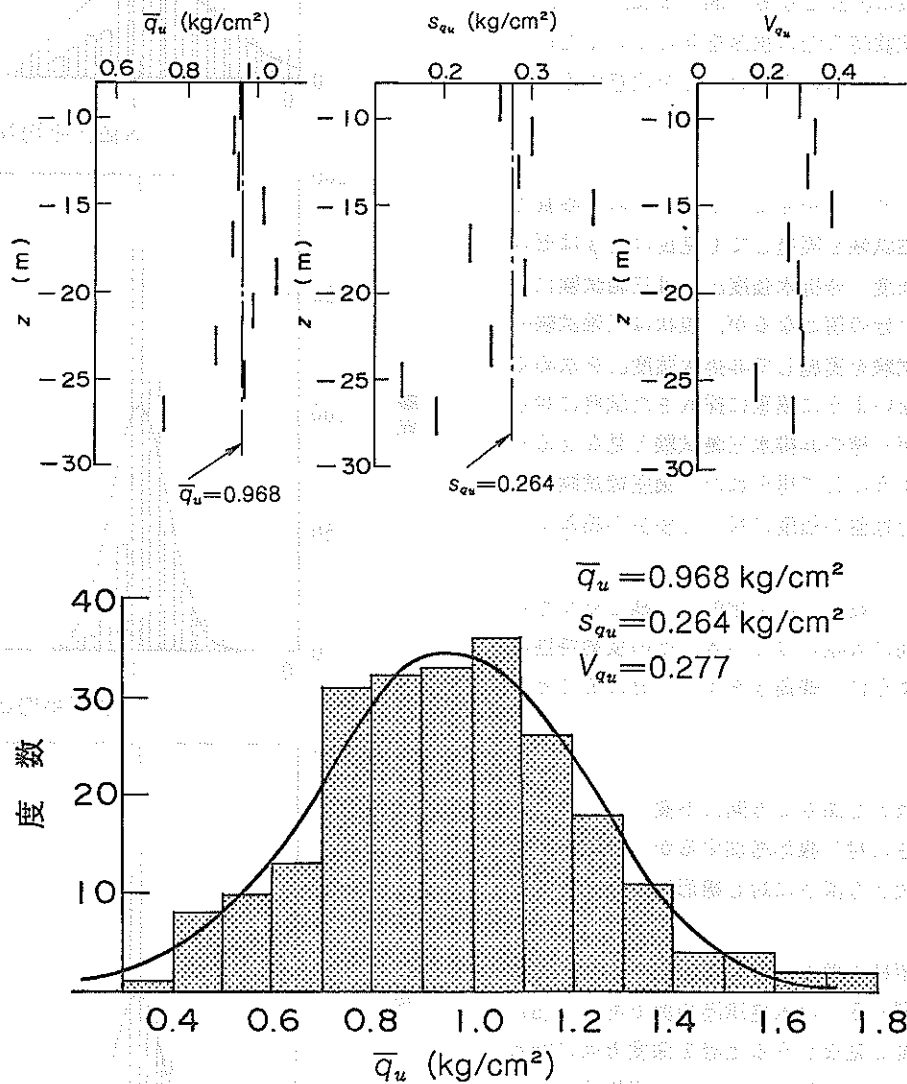


図-5 粘性土地盤の強度分布*

2.3.3 破壊機構

既往の遠心模型実験の結果⁷⁾によると、偏心傾斜荷重作用時の支持力破壊モードとしては、鉛直荷重に比して水平荷重の影響が強い場合は滑動に近いモードの変位が卓越し、逆に鉛直荷重の影響が大きい場合は、破壊直後は鉛直変位モードが卓越することが分かっており(図-6参照)、円形のすべり面とは必ずしも一致しない。また、この実験は荷重を静的に载荷した状態で行われており、実際の防波堤の支持力破壊形態とは一致しない可能性もある。実際の防波堤の破壊事例では、滑動破壊に比べて捨石マウンドの支持力不足で破壊した例は非常に少なく、波力が作用したときの支持力不足による破壊機構については不明な点がかなり多いといえる。

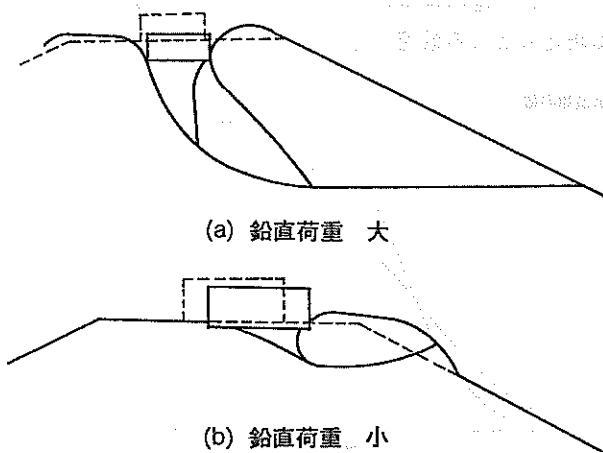


図-6 支持力破壊モード⁷⁾

3. 目標安全性指標

3.1 信頼性設計法

信頼性設計法については前報²⁾でも概説しているが、以下に、本論の展開において必要となる要点を再度簡単に述べる。

信頼性設計法とは、確率論を援用した設計法で、耐用期間中に構造物が破壊する確率をある許容範囲内におさめる方法である。すなわち、従来型の設計法が構造物の安全性を安全率などのパラメータで判定していたのに対し、破壊確率などで判定することになる。信頼性設計法には3つのレベルがあるが、本研究で扱うのは平易な形のレベル1およびレベル2の方法である。すべての設計因子の従う確率分布を完全に明らかにすることが困難な現状においては、高度な方法の適用は必ずしも適当とはいえない。設計実務者にとっても、従来の設計法と大きく異なる形式の設計法をいたずらに早急に導入することは好ましくないと考えられる。特にレベル1の方法にお

いては、後述する特性値を従来通りの値に設定すれば、これまで培ってきた経験を生かせることから、新しい設計法の導入にも比較的抵抗感が少ないことが予想される。

いま、ある破壊モードに対する耐力を R 、荷重を S とし、性能関数 Z を

$$Z = R - S \tag{2}$$

と定義する。 R と S は正の領域(≥ 0)をとり、それぞれ $N(\mu_R, \sigma_R^2)$ 、 $N(\mu_S, \sigma_S^2)$ の正規分布に従うとする。 R と S が独立ならば、性能関数 Z は式(3)の正規分布に従うため、 Z の破壊確率 P_f は式(4)で与えられる。

$$N(Z_m, \sigma_Z^2) = N(\mu_R - \mu_S, \sigma_R^2 + \sigma_S^2) \tag{3}$$

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f(Z) dZ = \int_{-\infty}^{-Z_m/\sigma_Z} \phi(z) dz = \Phi(-Z_m/\sigma_Z) \tag{4}$$

ここに、

z : Z の規準化変数で、 $z = (Z - Z_m)/\sigma_Z$

$\phi(z)$: 変数 z の確率密度で、標準正規確率密度関数

Φ : 標準正規確率分布関数(累積確率を表す)

式(4)は、 Z_m/σ_Z によって破壊確率を規定できることを意味している。この値が安全性指標である。すなわち、

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{5}$$

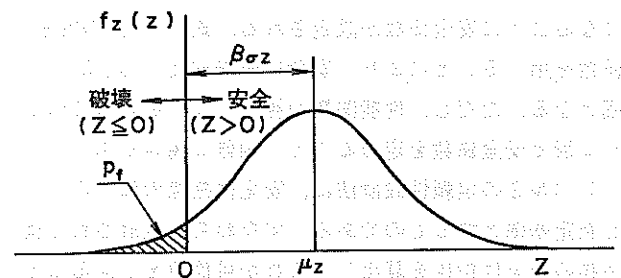


図-7 安全性指標¹⁾

図-7に示すように、安全性指標 β は破壊をもたらす破壊点($Z = 0$)から平均値 Z_m がどの程度離れているのかを表す尺度である。破壊確率が小さくなるほど、安全性指標 β は大きな値となる。

レベル1の信頼性設計法においては、安全性照査に次式を用いる。

$$\gamma_R R_K \geq \gamma_S S_K \tag{6}$$

ここに、

γ_R : 耐力に関する安全係数

γ_S : 荷重に関する安全係数

R_K : 耐力の特性値

S_K : 荷重の特性値

式から明らかなように、レベル1の方法の安全性判定基準式は従来型の設計法と同形式である。特性値に安全係数を乗じた値を設計用値と呼ぶ。従来の設計法では安全係数を個別に考慮しないため、特性値と設計用値は等しいことになる。

レベル1の信頼性設計法では、安全係数をいかに定めるかが問題となる。安全係数の設定は、目標とする安全性を設定することと同義であるためである。

式(5)に分離係数 α を導入して式(7)の線形化近似関係を利用することにより、安全係数は式(8)~式(9)によって得られる。分離係数 α は、0.70~0.75程度としておけばよいとされている。

$$(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2} = \alpha(\sigma_R + \sigma_S) \quad (7)$$

$$\gamma_R = (1 - \alpha \beta_T V_R) \frac{\mu_R}{R_K} \quad (8)$$

$$\gamma_S = (1 + \alpha \beta_T V_S) \frac{\mu_S}{S_K} \quad (9)$$

ここに、 V_R 、 V_S はそれぞれ耐力および荷重の変動係数、 β_T は目標安全性指標である。このように、レベル1の信頼性設計法では、構造物の破壊確率が許容値以下になるように安全係数が設定される。式(8)、(9)の安全係数を用いることにより、安全性照査式(6)は式(5)と等価となる。ただし、性能関数が線形でない場合はこのような形で安全係数を定めることに困難な場合がある。

レベル2の信頼性設計法は、安全性指標の値そのものを判定基準とするものである。すなわち、設計される構造物の安全性指標を算出し、これが目標値を上回ることを確認する。

$$\beta \geq \beta_T \quad (10)$$

レベル1の方法では安全係数と特性値を用いて安全性の判定が行われるため、構造物の安全性指標が目標値以上であるかどうかを直接的には確認することなしに設計計算が行われる。これに対してレベル2の方法では、安全性指標は目標値を必ず上回ることが保証されている。ただし、安全性指標の計算という、従来はなかったプロ

セスが設計計算の中で必要になる。

このほかの信頼性設計法で用いられるパラメータとしては、中央安全率があげられる。耐力と荷重のそれぞれの平均値の比の値であり、式(11)で表される。

$$\theta = \mu_R / \mu_S \quad (11)$$

信頼性設計法では安全性指標の目標値は別途定める必要がある。目標値の設定には慎重な作業が必要であるが、本研究ではこの設定方法として従来の設計法へのキャリブレーションに基づく方法を採用する。図-8に示すように、信頼性設計法によって平均的には従来の設計法と同程度の安全性を保つ方法であり、前報²⁾で詳細に論じたように、港湾構造物の目標安全性指標の設定方法として現在のところ最適の方法であると判断される。

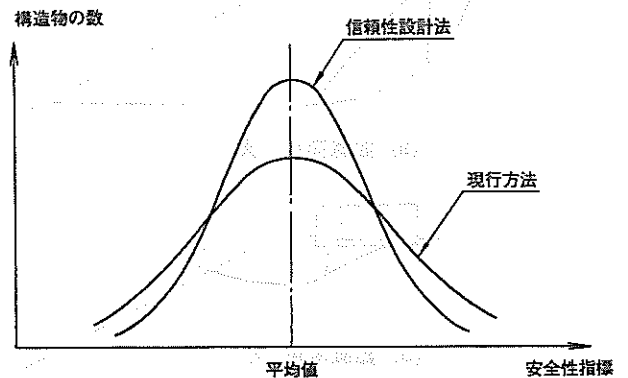


図-8 目標安全性指標の設定方法¹⁾

3. 2 検討対象事例

現行設計法によって建造された実際の施設の安全性を判定するため、前報²⁾と同様に実際の防波堤設計事例を収集した。収集の条件は以下のとおりである。

- ①地域的および設計条件的に偏りが生じないように、全国広範囲から事例を収集した。
 - ②構造形式としては最も一般的なケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤とし、防波堤の前壁は直立部のみにより構成されているものとした。このため、例えば上部斜面堤などは対象外とした。
 - ③防波堤の基礎部分は、基礎地盤の上に捨石マウンドを築造した二層系構造のものに限定した。
- 上記の条件を満足するものとして40例を収集した。防波堤の場合、支持力が支配的となるケースは滑動と比べると少ないため、支持力の安全率が許容値1.0に近いもの(1.0 ≤ F ≤ 1.1)はそのうち18例であった。

今回検討対象とした施設の特徴を図-9に示す。(a)は構造形式別の施設度数で、ケーソン式混成堤と消波ブロック被覆堤はほぼ同数収集されている。(b)は、捨石

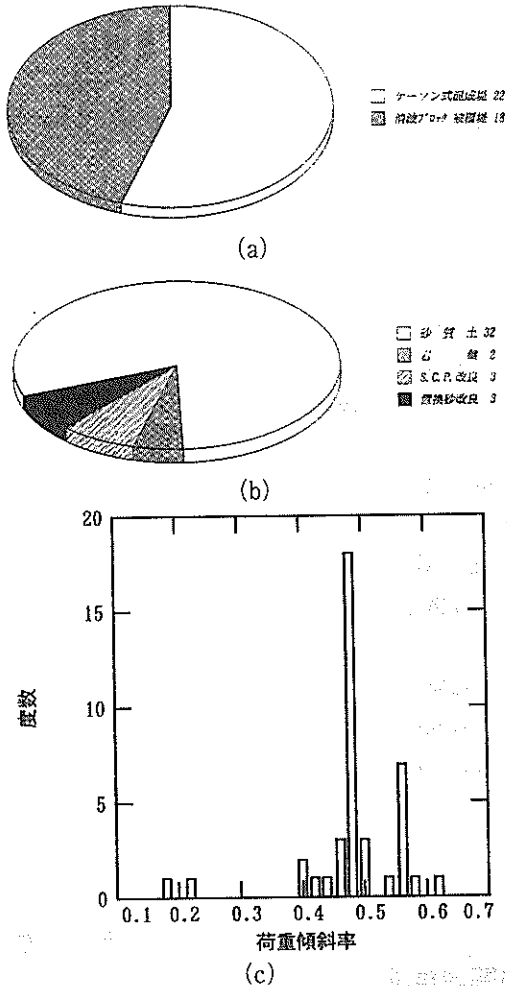


図-9 検討対象事例

マウンド直下の基礎地盤の種類別に整理したものである。砂質土層の例が多く、全体の80%を占めている。対照的に、地盤改良された事例も含め、粘性土地盤の例は全体の約12%と少ない。その他は岩盤が2例である。(c)は荷重傾斜率についてまとめたものである。偏心傾斜荷重とは荷重傾斜率が0.1以上のものをいうが、収集事例の荷重傾斜率は0.19~0.63の範囲にあり、そのうち0.45~0.50の間にある事例が最も多かった。平均値は0.48であった。波力作用時の地盤反力分布は、堤体重量による鉛直力と水平波力の合力の作用位置が堤体中心から堤体幅の1/6以上ずれると三角形分布と判定されるが、収集した設計事例のうち38施設が三角形分布であった。

水深変化については、前報と同様に海底勾配が1/30以下の場合を緩勾配と定義すると、今回収集した事例はすべて緩勾配であり、急勾配の事例はなかった。

3.3 支持力の安全性指標

支持力の安全性指標の算出は、基本的に現行設計法と同じビショップ法を用いて行うこととし、耐力Rをすべり円に関する抵抗モーメント、荷重Sをすべり円に関する滑動モーメントとする。ビショップ法の場合、厳密には性能関数の非線形性を考慮した安全性指標の算出を行う必要があるが、ここでは安全性指標の算出は3.1で述べた方法による。RおよびSの平均値および標準偏差の算出にあたっては、平均値まわりのテーラー展開による一次近似二次モーメント法を用いる。一次近似二次モーメント法については、各種の文献^{11)・12)・11)・13)}に解説されているので、文献を参照されたい。

ビショップ法によるRおよびSの平均値、標準偏差は以下の式で表される。ここに、記号μおよびσは、その後に加えられる記号に関する平均値、標準偏差である。

$$\mu_R = \left\{ \mu b + \mu_{\tan \phi} (\mu_w + \mu_q) \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\mu_{\tan \phi} \tan \alpha}{\mu_r}}$$

$$\sigma_R^2 = \frac{b^2}{\left(1 + \frac{\mu_{\tan \phi} \tan \alpha}{\mu_r}\right)^4} \left[\left\{ \alpha \left(1 + \frac{\mu_{\tan \phi} \tan \alpha}{\mu_r}\right) \right\}^2 + \left(\frac{\sigma_{\tan \phi} \mu_r \tan \alpha}{\mu_r} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_r \mu_r \mu_{\tan \phi} \tan \alpha}{\mu_r^2} \right)^2 \right] + \frac{1}{\left(\frac{1}{\mu_{\tan \phi}} + \frac{\tan \alpha}{\mu_r} \right)^4} \left[(\sigma_w^2 + \sigma_q^2) \left(\frac{1}{\mu_{\tan \phi}} + \frac{\tan \alpha}{\mu_r} \right)^2 + \left\{ \frac{\sigma_{\tan \phi} (\mu_w + \mu_q)}{\mu_{\tan \phi}^2} \right\}^2 + \left\{ \frac{\sigma_r (\mu_w + \mu_q) \tan \alpha}{\mu_r^2} \right\}^2 \right]$$

$$\mu_S = (\mu_w + \mu_q) \sin \alpha + \frac{\mu_n a}{r}$$

$$\sigma_S^2 = (\sigma_w^2 + \sigma_q^2) \sin^2 \alpha + \frac{\sigma_n^2 a^2}{r^2}$$

(12)

対象とするすべり円は、現行設計法によって最小の安全率を与えると判定されたすべり円とした。斜面の安定問題に関して円形すべりの破壊確率を算出する場合、基礎地盤が互層になっているときには各層を切るすべり円について破壊確率を求め、それを合計する方法が採られることがある^{11)・13)}が、今回対象としているのは偏心傾斜荷重作用時の支持力問題であり、かつ支持力問題では深い土層を切るすべり円が問題になることは少なく、多くは捨石マウンド内または海底面以下第一層の土層を切るすべり円が問題になることから、最小安全率を与えるすべり円のみを考慮した。また、現行設計法と同じすべり円を対象とするため、すべり円の始点にはばらつきを見込んでいない。このため、分割細片に作用するサーチャージの載荷幅を確定的に扱うことになる。

波力算定関連因子、潮位、ケーソン構成材料の密度などの分布は前報²⁾に示したとおりであり、表-3に再掲する。表中の α および γ は式(13)で表現される値である。各パラメータの従う確率分布としては、正規分布を仮定している。

$$X_{o,m}/X_e = \alpha \quad \sigma_o = \gamma X_e \quad (13)$$

ここに、

X_e : 因子 X の推定値

$X_{o,m}$: 因子 X の真値の平均値

σ_o : 因子 X の真値の標準偏差

潮位の分布は、前報²⁾において既往最高潮位偏差データより設定したものであり、図-10に示すとおりである。

サーチャージの値については、載荷幅一定の条件におけるばらつきを考慮する。分割細片に作用するサーチャージは式(14)で与えられる。

$$q = W^2 / \{2(M_w - M_h)\} \quad (14)$$

ここに、

q : サーチャージ(kN/m²)

W : 有効鉛直荷重(kN/m)

M_w : 鉛直荷重による壁体前し回りの抵抗モーメント(kN・m/m)

M_h : 水平荷重による壁体前し回りの転倒モーメント(kN・m/m)

式(14)から直接的にサーチャージの標準偏差を得ることは難しい。式(14)をテーラー展開することにより、サーチャージの平均値と標準偏差が式(15)のように得られ

る。ここに、記号 μ および σ は、その後に添えられる記号に関する平均値、標準偏差である。

$$\mu_q = \frac{\mu_w^2}{2(\mu_{Mw} - \mu_{Mh})}$$

$$\sigma_q^2 = \frac{\sigma_w^2}{2(\mu_{Mw} - \mu_{Mh})} + \frac{\sigma_{Mw}^2 \mu_w^2}{2(1 - \mu_{Mh})} + \frac{\sigma_{Mh}^2 \mu_w^2}{2(\mu_{Mw} - 1)} \quad (15)$$

1断面毎にサーチャージの平均値と標準偏差を算出して安全性指標を算出することは可能であるが、後述する信頼性設計法の適用の際には、各パラメータの分布をあらかじめ決めておくことが望ましい。そこで、表-3に示す分布を用いて解析対象とした40断面についてサーチャージの平均値と変動係数を算出し、頻度分布にすると図-11のとおりとなる。図-11(a)では、サーチャージの平均値を設計用値(現行設計法で用いる値)で除して無次元化して表している。平均値は1.04である。図-11(b)は変動係数の分布であり、平均値は0.05である。これらの値は構造形式などの条件による差が小さいことから、以降はサーチャージの平均値の偏りと変動係数に、これら平均値を用いる。

耐力 R の式に含まれる安全率 F については確率変数として扱い、収束計算によって平均値と標準偏差を算出した。

表-3 波力算定因子、潮位、ケーソン密度の分布²⁾

	α	γ	備考
波力関連精度			
沖波波高	1.0	0.1	水深変化緩
波浪変形	0.97	0.04	
	1.06	0.09	水深変化急
碎波変形	0.87	0.09	ケーソン式混成堤 消波ブロック被覆堤
波圧算定	0.91	0.17	
	0.84	0.10	
単位体積重量			
RC	0.98	0.02	
NC	1.02	0.02	
中詰砂	1.02	0.04	
摩擦係数	1.15	0.11	
設計潮位			
H.H.W.L.	1.0	0	
H.W.L.	1.5 2.5	0	

$$\alpha = X_{o,m} / X_e, \quad \gamma = \sigma_o / X_e$$

X_e : 因子 X の推定値

$X_{o,m}$: 因子 X の真値の平均値

σ_o : 因子 X の真値の標準偏差

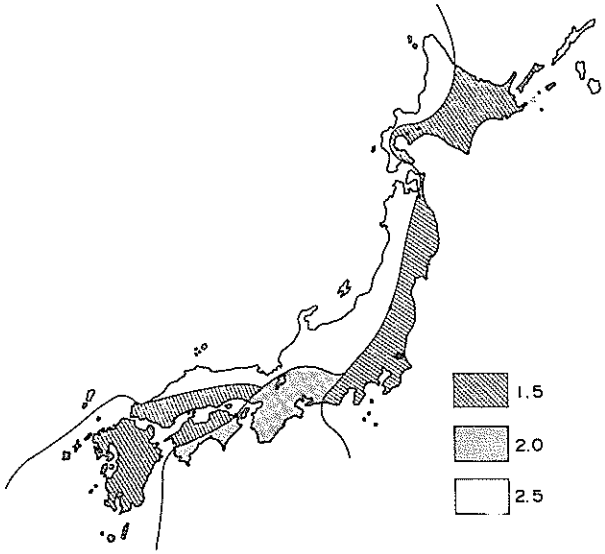


図-10 潮位の分布²⁾

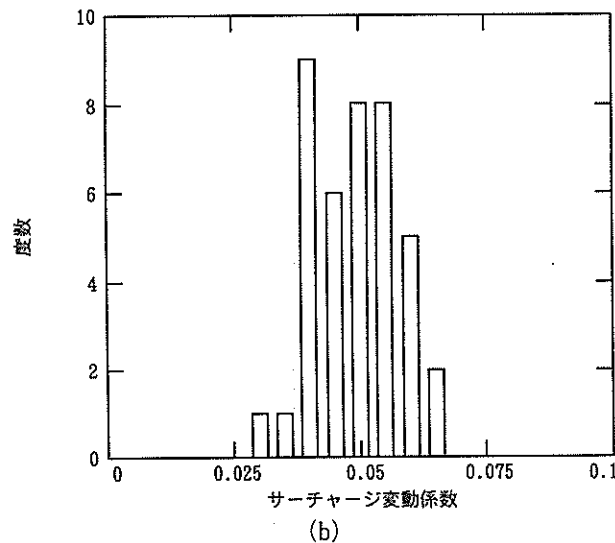
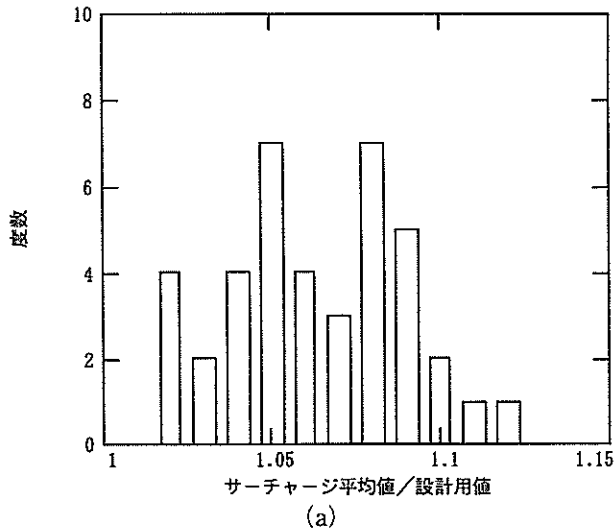


図-11 サーチャージの分布

なお、波力の算定の際、ケーソン式混成堤については、高橋ら¹⁶⁾の提案による衝撃波力係数を考慮した。収集した事例は従来の設計法によっており衝撃波力係数を考慮していない。衝撃波力係数を考慮することによって安全率が1.0を下回る事例が3例あった。

3.4 現行設計法による施設の安全性

現行設計法によって建造された施設の安全性指標の算出にあたり、支持力の安全率が許容値に近い1.0~1.1の範囲にある18断面について検討する。

捨石マウンドと基礎地盤の密度および強度のばらつきについては2章で述べたが、統計的に有意であると認められるだけのデータは不足している。このため、既往の実験結果などを考慮し、表-4に示す5ケースを設定し、パラメータスタディを行った。強度分布のモデルとしては、図-4のⅢ型に相当する。表中、 α は真値の平均値と設計用値の比の値(真値の偏り)であり、 V は真値の変動係数である。Case1~4までは、密度、強度のいずれについても平均値の偏りはないものと仮定している。Case5の「統計」と示したものは、2章で述べたマウンドに用いられる捨石の既往の実験結果の統計処理値であり、下式に示す値を用いている。

表-4 密度・強度の分布

	マウンド及び地盤密度		マウンド強度		地盤強度	
	α	V	α	V	α	V
Case1	1.0	0.1	1.0	0	1.0	0
Case2	1.0	0.03	1.0	0	1.0	0
Case3	1.0	0.0	1.0	0	1.0	0
Case4	1.0	0.03	1.0	0.1	1.0	0.1
Case5	1.0	0.03	1.0	統計	1.0	0.1

α : 真値の平均値の偏り (真値の平均値/設計用値)

V : 真値の変動係数

統計 : 既往の実験結果の統計処理より定めた分布

$$\alpha_{\text{場合}} = 0.93$$

$$V_{\text{場合}} = 0.17$$

$$\alpha_c = 2.95$$

$$V_c = 0.58$$

(16)

地盤強度などの変動係数については、円形すべり計算で扱う地盤の広さと、均質と考えて良い地盤の広がりが必要である。すなわち、地盤の空間的な自己相関特性を考慮する必要がある。

すべり面が大きくなると強度の分散は相対的に小さくなり、逆にすべり面が小さいと強度の分散は相対的に大きくなる。ここでは、文献3)と同様の手法によって地盤の自己相関性を考慮する。すなわち、深度方向に2~2.5m程度を単位として確率的に独立な土層が堆積していると考えられる。例えば、強度の変動係数を0.1とするCase4の場合、すべり円が2~2.5m程度を単位とする n 個の土層を

切るとき、各層の変動係数は0.1を n の平方根で割った値になる。水平方向については、海成粘土の C_r, m などについて調査した結果、自己相関性が深度方向と比較して非常に強く、円形すべり計算で考慮する50m程度以内範囲ではほぼ均一と見なしてよい¹⁷⁾ ことから、同一の層と見なした。

Case1~Case5までの計算結果を表一5に示す。

表一5 支持力安全性指標の分布

	安全性指標			中央安全率		
	分布	平均値	標準偏差	分布	平均値	標準偏差
Case1	0.73~2.03	1.37	0.34	1.14~1.35	1.23	0.06
Case2	1.28~2.51	1.80	0.36	1.14~1.35	1.23	0.06
Case3	1.38~3.10	2.05	0.43	1.14~1.35	1.23	0.06
Case4	1.18~2.14	1.63	0.28	1.14~1.35	1.23	0.06
Case5	1.24~1.95	1.59	0.17	1.26~1.71	1.46	0.13

密度のばらつきのみを考慮したCase1~Case3の結果を見ると、密度にまったくばらつきを見込まないCase3では安全性指標の平均値は2.05であり、変動係数を0.03としたCase2で1.80、0.1としたCase1では1.37が平均値となる。ばらつきに応じて安全性指標が下がる結果となる。次に密度の変動係数を0.03とし、強度の変動係数を0.1としたのがCase4である。安全性指標の平均値は1.63であり、強度のばらつきを考慮しないCase2と比較して若干安全性指標が下がる結果となる。以上について、中央安全率は平均的に1.2程度の値が得られた。Case1~Case4では強度に平均値偏差を与えず平均的に同じに扱っているため、中央安全率は同じ値になる。

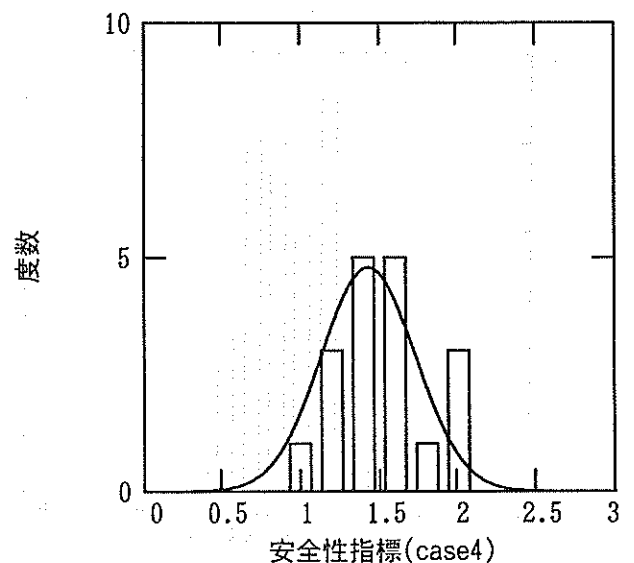
マウンド強度のばらつきを既往の実験結果の統計処理で与えたCase5については、Case4とほぼ同程度の安全性指標が算出された。中央安全率の平均値は1.5程度となり、Case1~Case4に比べて大きいものの、安全性指標については特に大きいわけではない。この理由は、捨石マウンドの強度のばらつきが統計処理上大きく与えられていることが原因である。

検討ケースのうち、既往のデータなどから判断すると、密度の変動係数については比較的値は小さく、0.03程度が、また、強度の変動係数については、0.1程度が適当と考えられる。捨石マウンドの強度については実験結果のばらつきが大きいため、統計処理値は参考値とみるべきであろう。このように考えると、分布条件として最も適当なケースは、Case4であると考えられる。

Case4の安全性指標の分布を図一12に示す。安全性指

標の平均値である1.63を破壊確率に換算すると、0.05程度に相当する。破壊確率としては比較的大きな値であるといえる。前述したように、小林ら¹⁸⁾の報告では、捨石マウンドの支持力不足で破壊した事例は一件のみであった。防波堤の被災事例について破壊の原因を正確に指摘することは困難な場合があるが、筆者らの調査においても、最近数年間で明らかに捨石マウンドの支持力不足で破壊したと認められる防波堤の事例は存在しない。

支持力破壊の確率の下限値を、簡単な試算で求めてみる。



図一12 安全性指標の分布(Case4)

いま、捨石マウンドの支持力不足で被災する防波堤が年平均1~2函の割合で存在すると仮定する。平成8年度現在で日本全国に設置されている防波堤(ケーソン式混成堤、消波ブロック被覆堤)の函数を約10,000函とすると、防波堤の耐用期間(50年)中の被災遭遇確率は、式(17)より、約 $5.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-2}$ となる。

$$p_E = 1 - (1 - p)^L \quad (17)$$

ここに、

- p_E : 被災遭遇確率
- p : 1年間の被災確率
- L : 耐用期間

年平均1~2函の被災という仮定は、ほぼ上限の仮定といえる。したがって、防波堤の支持力破壊確率の上限値として、約 $5.0 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-2}$ を目安にして良いと考えられる。これは、安全性指標に換算すると約2.55~2.35程度にあたる。

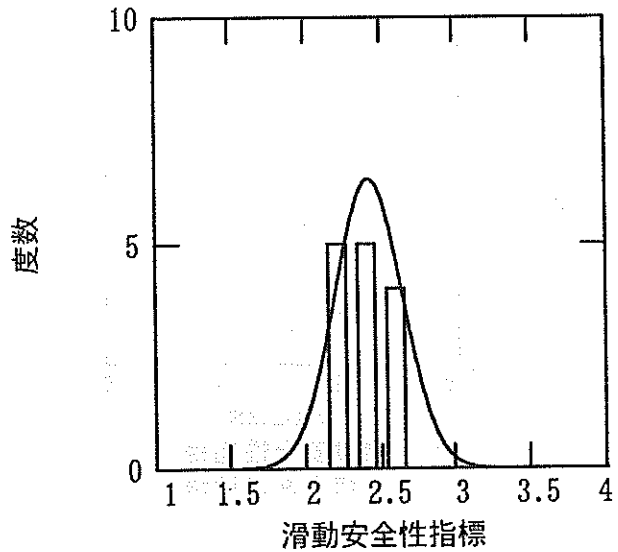
すでに見たように、密度と強度にまったくばらつきを見込まないCase3においても安全性指標の平均値は2.05(破壊確率0.02程度)であり、やはり実際の被災の傾向とは矛盾する。したがって、ここまでの結果は、支持力の実際の安全性を表現していない可能性が高いといえる。

次に、支持力の安全性指標を前報²⁾で扱った滑動の安全性指標と比較する。表一3に示す分布に加えて、滑動安全性指標の計算においてはケーソンと捨石マウンドの摩擦係数の分布が必要になる。ここでは、滑動安全性指標の下限値を求める観点から、ケーソンとマウンド捨石間の摩擦係数の分布に高山ら¹⁸⁾の用いた分布を用いる。すなわち、

$$\alpha = 1.06 \quad \gamma = 0.16 \quad (18)$$

である。 α 、 γ は式(13)と同じ定義である。

ここで扱った18断面について、滑動に関する安全性指標を算出すると図一13のとおりとなる。安全性指標の平均値は2.42である。支持力破壊した事例に比べて滑動破壊した事例が圧倒的に多いということは、滑動の安全性指標が支持力の安全性指標に比べて低いことを意味する。図一14に、Case4の支持力安全性指標と滑動安全性指標を比較する。図一14(a)は、安全性指標の分布に正規分布をあてはめて両者を比較したものであり、図一14(b)は安全性指標を直接比較したものである。図から明らかのように、滑動安全性指標に比べて支持力安全性指標が



図一13 滑動安全性指標の分布

低い結果となっており、ここでもやはり解析結果は現実を表現しているとはいえない。

現行の偏心傾斜荷重に対する捨石マウンド支持力の解析法は、室内の静的な支持力実験によってその有効性が確認されている。図一15は、寺師ら⁷⁾が一連の遠心力場における支持力実験結果より破壊時の鉛直及び水平支持力を図示したものである。この図は、ビショップ法による円形すべり解析を行うことによって、実験結果がよく説明できることを示している。小林ら⁹⁾によれば、同様の結論は、1g場における大型模型実験や、横浜港での野外実験、小名浜港における実物大現地実験の結果からも得られている。しかしながら、これらの実験結果は偏心傾斜荷重を静的に与えて得られたものであることに注意が必要である。実際のデータを見ると、鉛直荷重を与えた後、水平荷重を与えてから沈下(破壊)が生じるまでの間には時間的ずれがある。波圧のような数秒~10数秒の周期で加わる動的な荷重に対しては、この評価法が成立しない可能性もある。

現行の支持力評価法のもう一つの根拠は、過去の被災事例がよく説明できるということである。図一16(a)は、小林ら⁹⁾がビショップ法による現地防波堤の被災解析例として示したものである。図を見ると、ビショップ法による安全率1.0によって被災と無被災の事例が判別されるように解釈できる。しかしながら、今回これらの被災事例を再度詳細に調べたところ、いずれも支持力ではなく滑動による被災であると考えられることがわかった。さらに新たに、明らかに捨石マウンド支持力の不足による考えられる被災事例を1例見つけることができた。

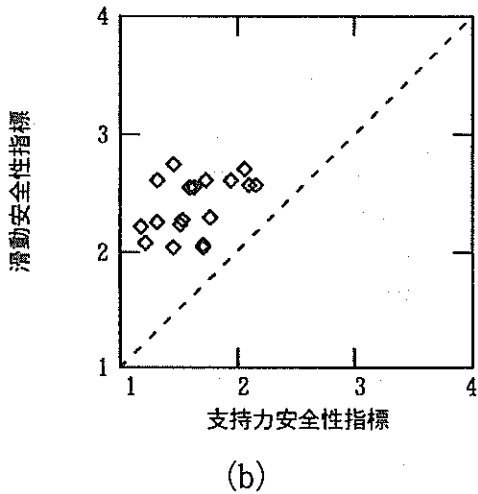
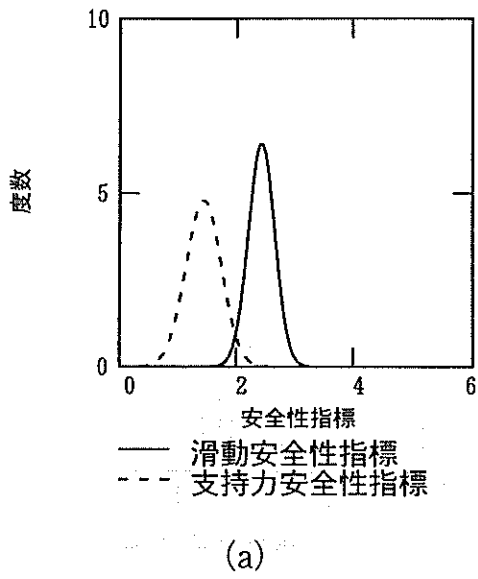


図-14 滑動と支持力の安全性指標の比較(Case4)

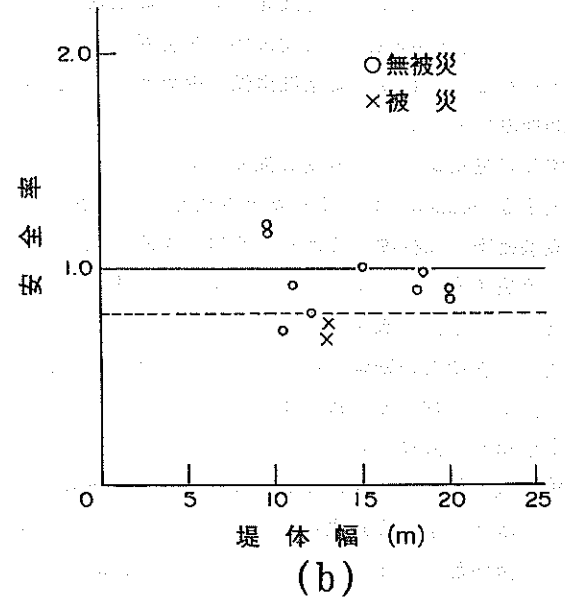
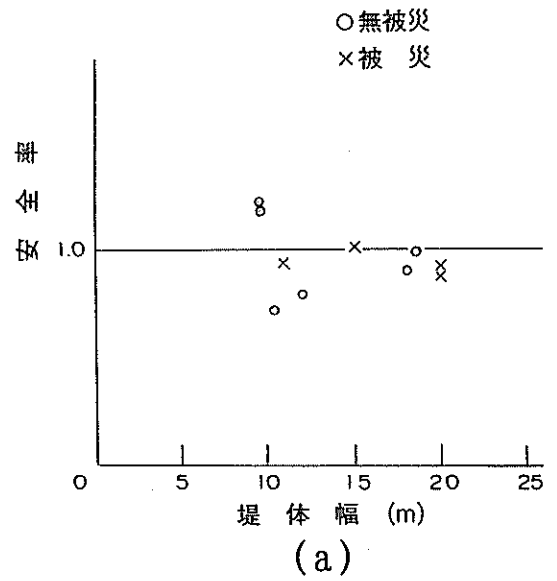


図-16 被災・無被災事例の現行設計法による安全率 ((a)は小林ら⁶⁾による, (b)は(a)をもとに筆者が作成)

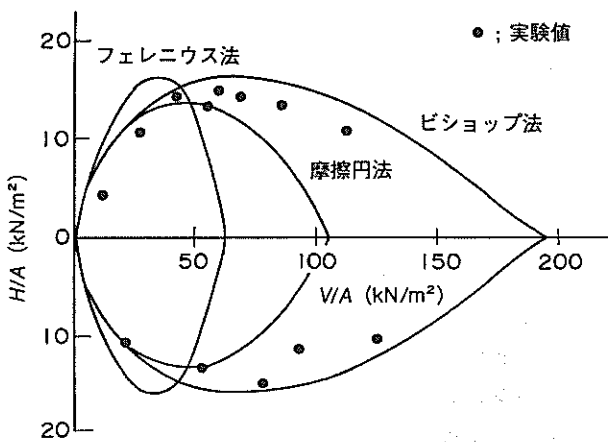


図-15 支持力試験結果⁷⁾

この事例は2港区にわたる被災で、ピシヨップ法による安全率は、0.68、0.73と計算された。図-16(a)を修正し、さらに上記の被災例を追加すると図-16(b)のようになる。静的な荷重に対する破壊が安全率1.0で判別できるのに対して、波力などの動的な荷重に対して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可能性が高いことがわかる。安全率が0.68の断面は、図-17に示すとおりである。

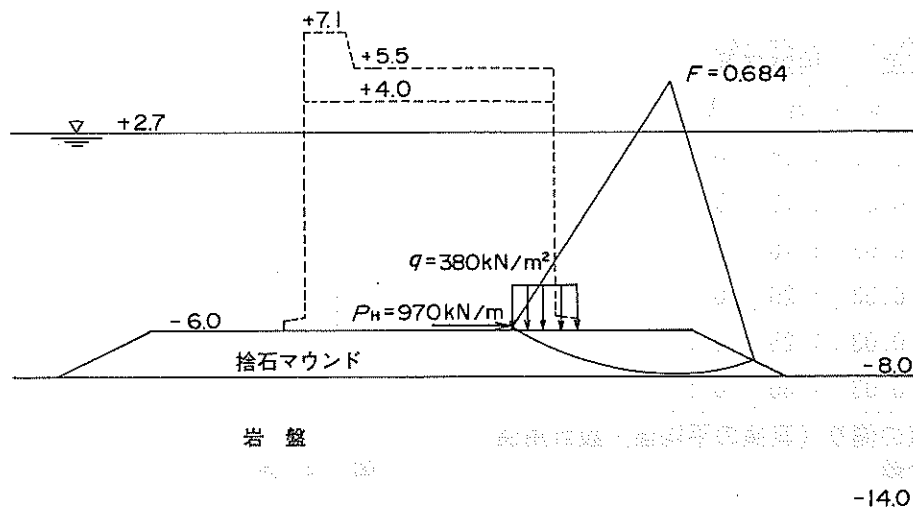


図-17 被災事例の現行設計法による解析結果

以上の議論を総合すると、これまでの解析結果は、捨石マウンドの支持力評価方法として静的な荷重の作用下においてはビショップ法による許容安全率=1.0の判定基準が成立するが、波力のような動的な荷重に対して設計される防波堤においては、許容安全率=1.0で設計が行われた場合、隠れた安全性の余裕が含まれていることを示していると考えられる。

土田・湯³⁾は、防波堤の捨石マウンドの支持力について、現行設計法に基づいてモンテカルロシミュレーションを行って求めた破壊確率から、耐用年数(50年)間の期待沈下量を計算した。これによると、安全率1.0で設計された場合、支持力不足による沈下量は10~50cmと計算され、同様の考え方で計算される期待滑動量の10倍以上の値となっている。しかし、現行設計法が波力に対して安全性の余裕があると考えられるならば、支持力不足による期待沈下量は期待滑動量と同程度かそれ以下に小さくなる可能性がある。

現行設計法において余裕が含まれている部分について考える。波力、ケーソン重量などは分布がかなりの程度明確になっている。また、滑動安全性と支持力安全性の照査ではこれらパラメータに同じ分布形状を用いているにもかかわらず解析結果と実被災の傾向に差があることから、問題はこれらパラメータの推定にはないことが類推できる。ビショップ法の安全率は本質的には材料が発揮するせん断強度に対するせん断力の比の値である。さらに、「石の強度には時間依存性が大きく、波圧や地震のような短期的な荷重に対しては比較的強度が高く取

れる」⁶⁾という点を考慮すると、現行設計法の設定に隠れた安全率が含まれているならば、動的荷重作用時において現行設計法の設定よりも実際の強度が平均的に大きいことが原因であると考えられる。

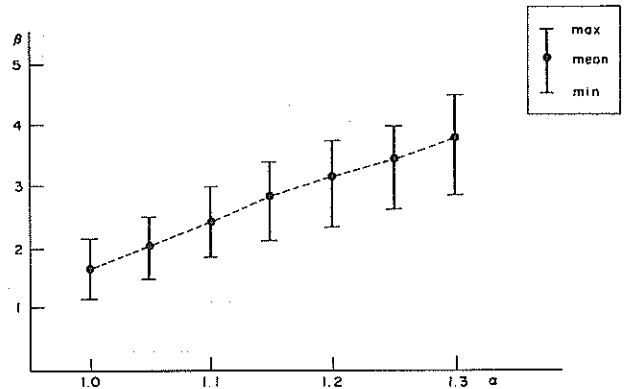
この点を踏まえて、マウンドおよび基礎地盤に対して、動的荷重作用時の強度増加を考慮した解析を行う。マウンドおよび基礎地盤強度に平均値の偏りを与えることとし、表-6に示す6ケースを設定した。マウンド、基礎地盤の強度増加の割合は同じと仮定している。強度および密度の変動係数はCase4と同じとし、0.1、0.03とする。

解析結果は表-7に示すとおりである。これまでと同様、現行設計法による安全率が1.0~1.1の範囲にある18断面についての結果である。強度の平均値偏差の値を増加させることによって安全性指標、中央安全率ともに増加することがわかる。平均値偏差と安全性指標の関係を示すと図-18のとおりであり、ほぼ比例的な増加傾向を示すことがわかる。前述のように、支持力安全性指標の下限値として2.35~2.55程度を考慮すると、ここで設定したケースのうち、強度の平均値の偏りとして1.2を見込むCase9が適合する。次に、支持力安全性指標と滑動安全性指標の値を比較する。図-19に、Case8~Case10についての結果を示す。Case8の場合、支持力安全性指標と滑動安全性指標が同じか、滑動安全性指標の方が若干低いケースがあることがわかる。これに対して、Case9およびCase10では、支持力安全性指標の方が滑動安全性指標よりも大きくなる。

表一6 密度・強度の分布

	マウンド及び地盤密度		マウンド及び地盤強度	
	α	V	α	V
Case6	1.0	0.03	1.05	0.1
Case7	1.0	0.03	1.10	0.1
Case8	1.0	0.03	1.15	0.1
Case9	1.0	0.03	1.20	0.1
Case10	1.0	0.03	1.25	0.1
Case11	1.0	0.03	1.30	0.1

α : 真値の平均値の偏り (真値の平均値/設計用値)
 V : 真値の変動係数



図一18 強度の平均値偏差と安全性指標の関係

表一7 支持力安全性指標の分布

	安全性指標			中央安全率		
	分布	平均値	標準偏差	分布	平均値	標準偏差
Case6	1.49~2.53	2.02	0.30	1.20~1.42	1.30	0.06
Case7	1.79~2.95	2.41	0.32	1.26~1.49	1.36	0.06
Case8	2.07~3.37	2.77	0.34	1.32~1.55	1.42	0.06
Case9	2.34~3.75	3.13	0.37	1.37~1.62	1.48	0.07
Case10	2.61~3.96	3.45	0.38	1.43~1.69	1.54	0.07
Case11	2.86~4.47	3.78	0.42	1.49~1.76	1.60	0.07

以上より、滑動安全性指標よりも支持力安全性指標が高く、かつ支持力安全性指標の下限值として2.35~2.55という条件に適合するケースとして、Case9が最も適当であると判断される。Case9の安全性指標の分布を図一20に示す。安全性指標の平均値は約3.1である。Case9の滑動と支持力の安全性指標について、正規分布を仮定して比較したのが図一21である。以上は18断面についての結果であるが、全40断面について滑動と支持力の安全性指標を比較したものが図一22である。総体的に滑動安全性指標の方が低いことがここでも確認できる。

Case9の条件を用いた場合の安全性指標、安全率、中央安全率の関係を図一23に示す。データは40断面すべてを対象にしている。図からわかるように、これらパラメータは互いに線形の関係にある。ただし、値が大きい箇所ではやや線形の関係からずれる傾向を示している。

次に、Case9の条件を用いて、各種条件と安全性指標の相関を検討する。データはやはり40断面すべてを対象としている。安全性指標の分布を防波堤の構造形式別にみたものが図一24(a)である。ケーソン式混成堤に比べ

て消波ブロック被覆堤の方が安全性指標が大きい傾向にある。この理由は、現在の波力算定に用いられる合田式の算定精度が構造形式によって差があるため、消波ブロック被覆堤に対してはケーソン式混成堤に比べて平均的に波力が低めに見積もられているため、安全性指標は大きくなる傾向がある。図一24(b)に、荷重傾斜率と安全性指標の関係を示す。両者は負の相関を示していることがわかる。支持力が支配的な断面の安全性指標の平均値3.0程度に相当する荷重傾斜率は、およそ0.5程度に相当する。図一24(c)にはマウンド厚と安全性指標の関係を示す。両者の間には相関は認められない。

なお参考までに、上述したマウンドの支持力不足による被災事例について、強度をCase9で想定したように20%増してビショップ法によって計算を行うと安全率は0.85, 0.82となり、被災事例の安全率は依然として1.0を大きく下回る。無被災事例についても安全率が1.0を下回る例がある。このことから、20%の強度増加という想定は決して過大ではないといえる。

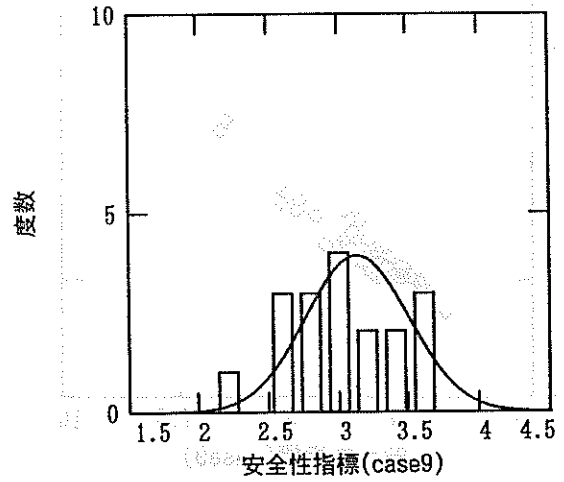
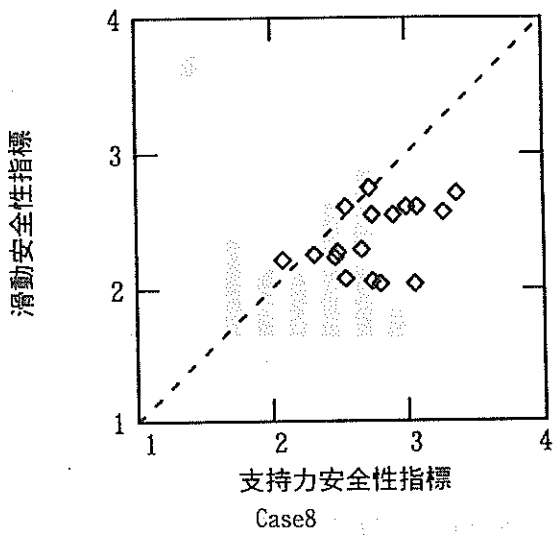


図-20 安全性指標の分布(Case9)

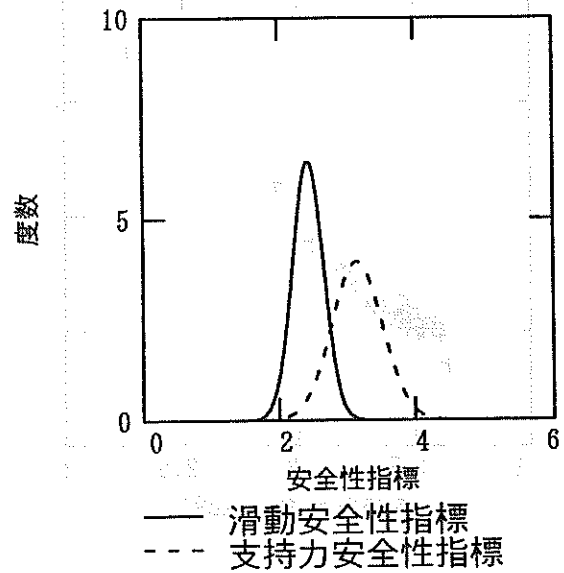
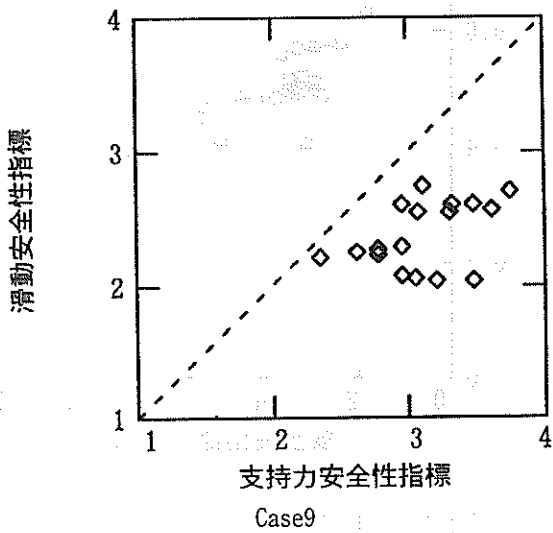


図-21 滑動と支持力の安全性指標の比較(Case9)

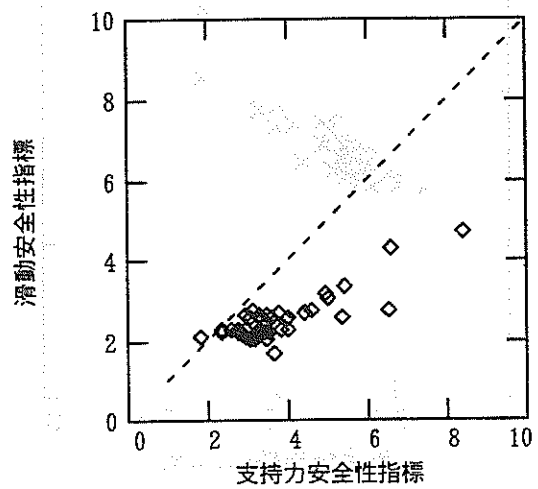
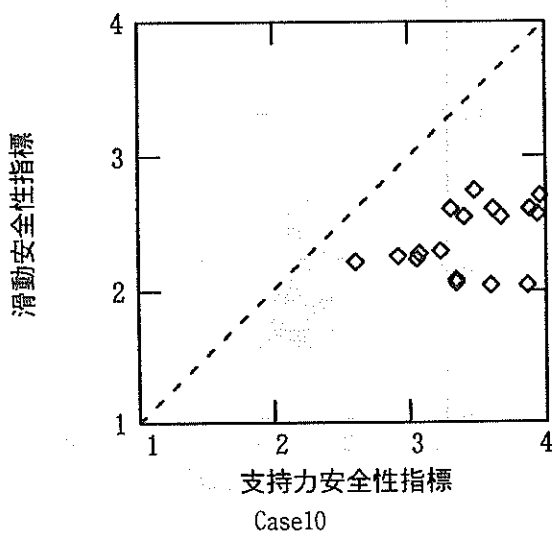
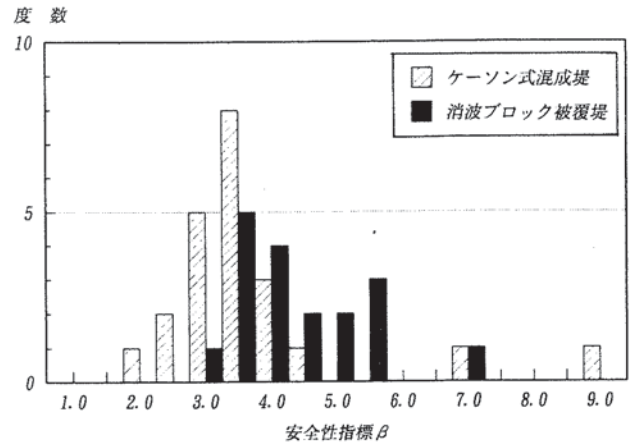
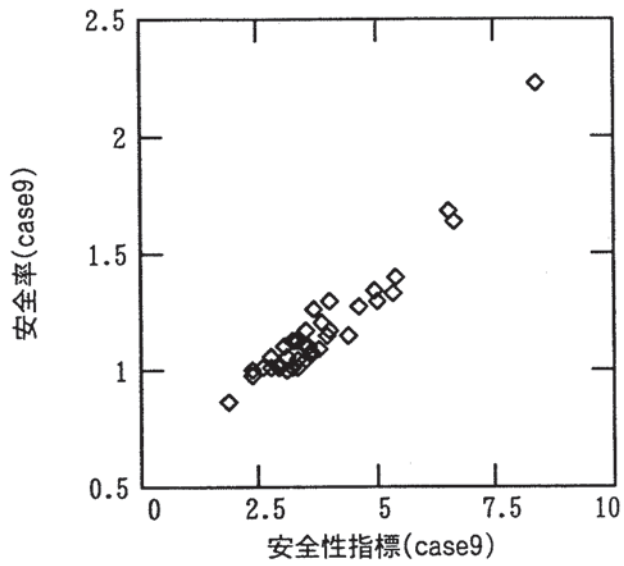
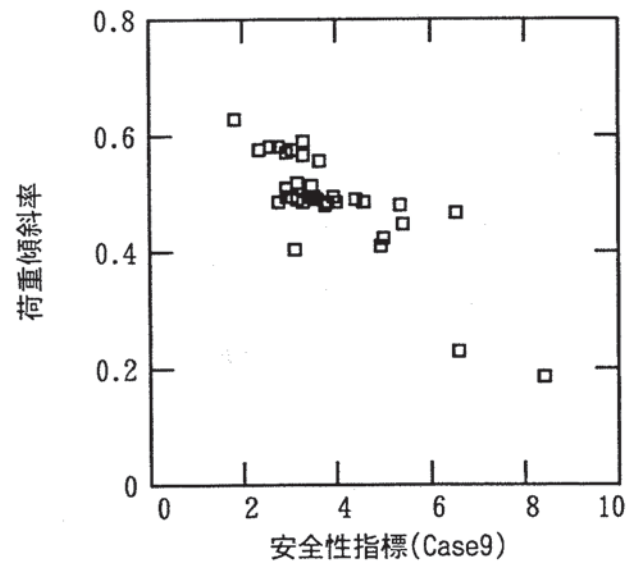
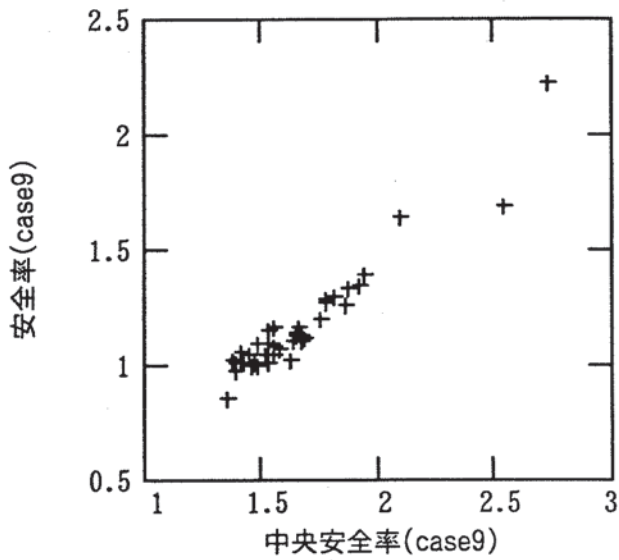


図-22 滑動と支持力の安全性指標の比較(Case9)

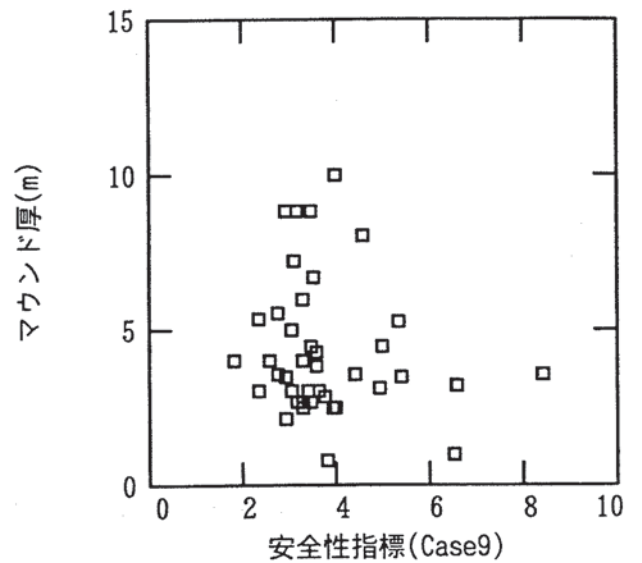
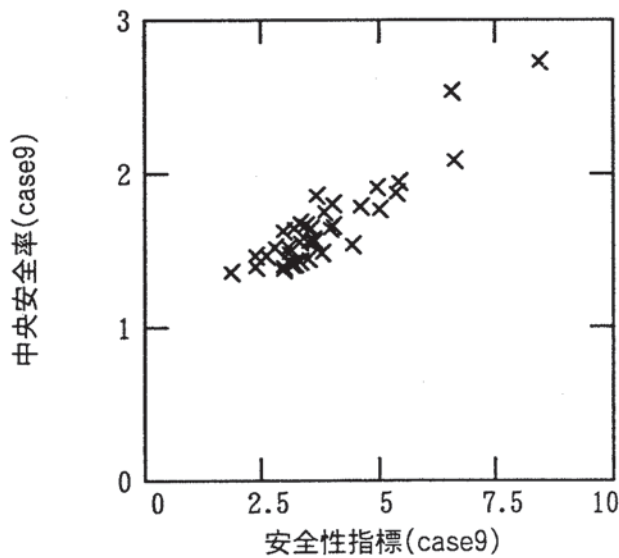
図-19 滑動と支持力の安全性指標の比較(Case8~10)



(a)



(b)



(c)

図-23 安全性指標, 中央安全率, 安全率の関係

図-24 安全性指標と各種条件の相関

表-8 各パラメータの分布

	α	V	備考
波力 ケーソン式混成堤	0.77 0.84	0.23 0.25	水深変化緩 水深変化急
消波ブロック被覆堤	0.71 0.77	0.18 0.21	水深変化緩 水深変化急
サーチャージ	1.04	0.05	
マウンド及び地盤密度	1.00	0.03	
マウンド及び地盤強度	1.20	0.10	
設計潮位 H.H.W.L. H.W.L.	1.0 1.5 ~ 2.5	0 0	

α : 真値の平均値の偏り (真値の平均値/設計用値)
V : 真値の変動係数

3.5 目標安全性指標

前節の検討結果より, 信頼性設計法による目標安全性指標としては3.0~3.1程度を想定する。また, 捨石マウンドおよび原地盤の密度と強度の分布は, Case9の設定を用いる。強度に関する平均値偏差は1.2とする。各パラメータの従う分布をまとめると表-8のようになる。

4. レベル1の信頼性設計法の適用

4.1 安全性照査式

レベル1の信頼性設計法によって防波堤の波圧作用時の支持力安全性照査式を表現すると次のようになる。ただし, 分割細片の幅, 分割細片が底面となす角, 水平荷重のアーム長, すべり円弧の半径は確定値として扱うため, 安全係数は適用しない。

$$\frac{\sum \left[\{c'_{\kappa} \gamma_{\kappa} b + \tan \phi'_{\kappa} \gamma_{\kappa} \sin \alpha (W'_{\kappa} \gamma_{\kappa} r + q_{\kappa} \gamma_{\kappa} r)\} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi'_{\kappa} \gamma_{\kappa} \sin \alpha) / F} \right]}{\left\{ \sum (W'_{\kappa} \gamma_{\kappa} r + q_{\kappa} \gamma_{\kappa} r) \sin \alpha + \sum H_{\kappa} \gamma_{\kappa} a / r \right\} \gamma_{\kappa}} = F \geq 1.0 \quad (19)$$

ここに,

- c'_{κ} : 有効応力に基づく見かけの粘着力の特性値 (kN/m²)
- b : 分割細片の幅(m)
- $\tan \phi'_{\kappa}$: 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角の正接の特性値
- W'_{κ} : 分割細片の重量の特性値(kN/m)
- q_{κ} : 分割細片に作用するサーチャージの特性値 (kN/m)
- α : 分割細片の底面となす角 (rad)

- H_{κ} : 水平荷重の特性値(kN/m)
- a : 水平荷重のアーム長(m)
- r : すべり円弧の半径(m)
- γ_{κ} : 見かけの粘着力に関する材料係数
- $\gamma_{\kappa} \sin \alpha$: 見かけのせん断抵抗角の正接に関する材料係数
- γ_{ws} : 分割細片の重量の滑動側に関する荷重係数
- γ_{wr} : 分割細片の重量の抵抗側に関する荷重係数
- γ_{qs} : サーチャージの滑動側に関する荷重係数
- γ_{qr} : サーチャージの抵抗側に関する荷重係数
- γ_H : 水平荷重に関する荷重係数

γ_i : 構造物係数
 γ_a : 構造解析係数

4.2 安全係数の設定

特性値は、ここでは従来の設計法との継続性を考慮して、従来設計において用いられてきた値をそのまま特性値とする。各種の安全係数は3.1で述べた方法によって設定する。ただし、偏心傾斜荷重作用下の耐力 R と荷重 S は種々のパラメータの組み合わせによって算出されるため、3.1で示したような単純な形で安全係数を設定することはできない。このため、本報告では R と S を展開する際に発生する高次の項を無視することによって、以下の式によって安全係数を設定した。

$$\begin{aligned} \gamma_c &= (1 - \alpha \alpha' \beta_T V_c) \mu_c / c_k \\ \gamma_{t_{aap}} &= (1 - \alpha \alpha' \alpha'' \beta_T V_{t_{aap}}) \mu_{t_{aap}} / \tan \phi_k \\ \gamma_{w_r} &= (1 - \alpha \alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_w) \mu_w / W_k \\ \gamma_{q_r} &= (1 - \alpha \alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_q) \mu_q / q_k \\ \gamma_{w_s} &= (1 + \alpha \alpha' \beta_T V_w) \mu_w / W_k \\ \gamma_{q_s} &= (1 + \alpha \alpha' \beta_T V_q) \mu_q / q_k \\ \gamma_H &= (1 + \alpha \alpha' \beta_T V_H) \mu_H / H_k \end{aligned} \quad (20)$$

線形化近似係数 α 、 α' 、 α'' 、 α''' はすべて0.75とした。目標安全性指標 β_T は3.0とし、変動係数などは表-8に示した値を用いた。サーチャージと分割細片の重量は、耐力 R と荷重 S の双方に現れるが、それぞれが耐力と荷重に与える影響度が異なるため、荷重係数の値も異なることになる。構造物係数 γ_i および構造解析係数 γ_a については、前報²⁾と同様にいずれも1.0とした。

安全係数の設定の際に高次の項の影響や線形化係数の設定誤差などがあるため、ここでもパラメータ解析を行い、最適な安全係数を設定する必要がある。表-9に、解析に用いた安全係数の一覧を示す。Case1は、式(20)を用いて計算される値である。Case2以下では、Case1をベースに各安全係数の値を変化させている。信頼性設計法の結果と比較すべき現行設計法のデータは、既に述べたように安全率が1.0~1.1の範囲におさまるものが18断面しかなく、キャリブレーションを行うにはサンプル数として不十分であるため、収集した40断面のすべてについて、現行設計法によって支持力の安全率が許容安全率をちょうど上回るように再設計を行った。その結果を、以下ではCase0として扱うこととする。現行設計法によるオリジナルの断面の安全性指標を図-25に、Case0によって補正した断面の安全性指標の分布を図-26に示す。Case0の結果は、安全性指標の平均値が3.2、標準偏差が

0.7となり、平均値は3章で述べた支持力が支配的な18断面の安全性指標の平均値とほぼ一致した。中央安全率の平均値は、1.6であった。なお、安全性指標が6.30と非常に大きな値を示す断面が1例得られている。中央安全率もまた2.73と他の断面に比べて大きい。これは、水平波圧が非常に小さく、荷重傾斜率が小さい断面で、最小安全率を与えるすべり円は図-27に示すように、表面すべりに近い半径の小さな円弧である。水平波圧によるモーメントの平均値は設計用値に比べて小さく、さらに円弧の中心の位置的な関係から、マウンド重量によるモーメントは滑動モーメントを減じる方向に働くため、滑動モーメントの平均値は設計用値に比べて非常に小さなものとなる。このことが安全性指標や中央安全率が大きくなる原因である。

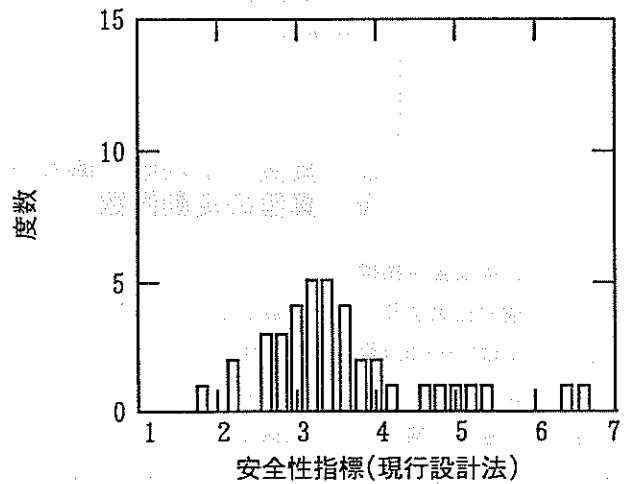


図-25 安全性指標の分布

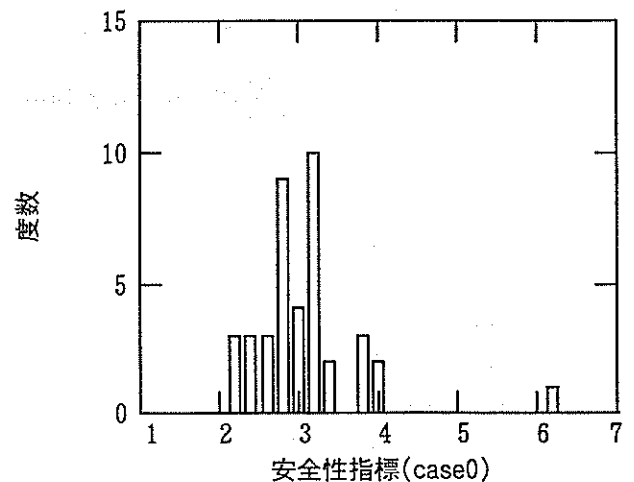


図-26 安全性指標の分布 (Case0)

表一9 安全係数一覧

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
波力									
退成堤・水深変化緩	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	1.05	1.05	1.05
退成堤・水深変化急	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.20	1.20	1.20	1.20
消波ブロック堤・水深変化緩	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.90	0.90	0.90	0.90
消波ブロック堤・水深変化急	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
サーチャージ									
抵抗側 滑動側	0.99 1.13	1.00 1.13	1.03 1.13	1.00 1.10	1.00 1.10	1.00 1.10	1.00 1.10	1.05 1.10	1.00 1.10
地盤の密度									
抵抗側 滑動側	0.97 1.05	0.97 1.05	1.00 1.05	1.00 1.05	1.00 1.05	1.00 1.05	1.00 1.05	1.00 1.05	1.00 1.00
粘着力	0.99	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.05	1.00	1.00
tanφ	1.04	1.05	1.05	1.05	1.08	1.05	1.05	1.05	1.05
潮位									
H.H.W.L.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
H.W.L.	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5	1.5 } 2.5

表一9 安全係数一覧

	Case10	Case11	Case12	Case13	Case14	Case15	Case16	Case17	Case18
波力									
混成堤・水深変化緩	1.10	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
混成堤・水深変化急	1.20	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21
消波ブロック堤・水深変化緩	0.95	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
消波ブロック堤・水深変化急	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
サーチャージ									
抵抗側	1.05	1.05	1.06	1.00	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00
滑動側	1.10	1.05	1.06	1.00	1.10	1.03	1.05	1.05	1.10
地盤の密度									
抵抗側	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
滑動側	1.05	1.00	1.01	1.00	1.03	1.00	1.05	1.00	1.00
粘着力	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
tanφ	1.10	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.08	1.08	1.08
潮位									
H.H.W.L.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
H.W.L.	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5

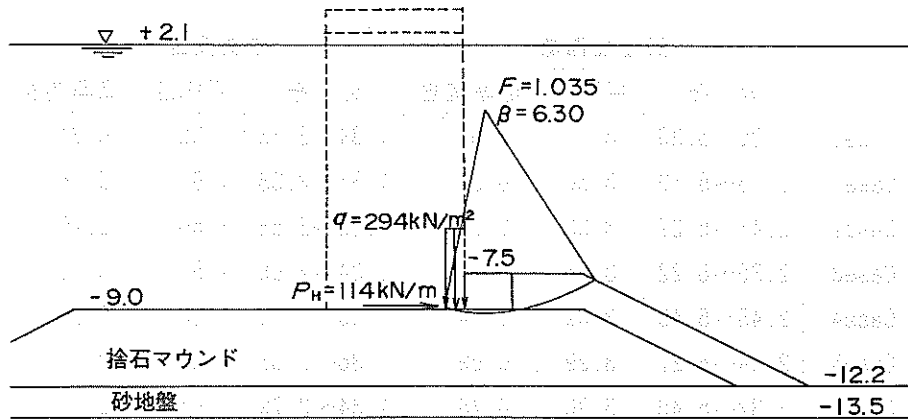


図-27 断面とすべり円の関係

4. 3 適用結果と安全係数のキャリブレーション

レベル1の信頼性設計法による試設計は、マウンド形状、ケーソンの基本的形状は実際の断面通りとし、安全性照査式(19)を用いてこれが満足されないかまたは過大な場合、断面を変更する。一般に現行設計法で支持力の安全率が満足されない場合、経済性などの観点から隔壁の幅を増加させる前に、ケーソンにフーチングを設置することによって荷重の分散をはかる方法が採られることが多い。本研究においても、安全性照査式(19)が満足されない場合はフーチングを設けることとする。ただし、フーチングを設けると支承部にせん断力が生じ、ケーソンの部材設計においてせん断力に対する安全性を確認しなければならないため、フーチングの長さにも自ずと限度がある。図-28は、昭和57年までに設計されたケーソン式混成堤について、フーチング長の分布を整理した堀川ら¹⁹⁾による図である。これを見ると、フーチング長が2.5mを越える事例は少ない。また、今回収集した40断面のフーチング長の最大値は2.0mである。このため、本研究ではフーチング長の最大値を2.0mとし、それでもなお安全性照査式が満足されない場合は隔壁長を増加させることとした。同様に、現状の断面が安全性照査式に照らして過大に安全であると判定される場合は、フーチングがある場合はまずフーチング長を減少させ、フーチングなしの条件でもなお過大である場合は堤体幅そのものを減少させた。断面長の変更ピッチは、信頼性設計法の合理性を確認する観点から0.05mとした。以上の方法は、前節で述べたCase0についても同様である。安全性指標の算出は、3章と同様に最小の安全率を与えると判定されるすべり円を対象として行う。

試設計結果を表-10に示す。以降は、基本的に40断面全部についての議論を行う。

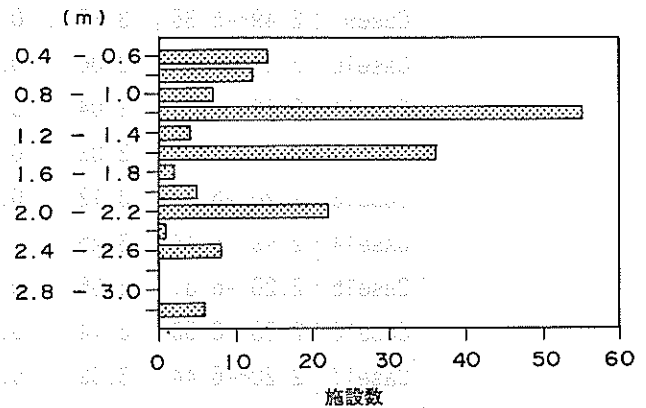


図-28 フーチング長の分布¹⁹⁾

式(20)による安全係数を用いたCase1の結果は安全性指標の平均値が3.6と目標値よりも大きく、標準偏差も0.8とばらつきが大きい。安全性指標の分布を示すと図-29のようになる。

他のケースについてみても、安全性指標の平均値を目標値に近付いたり、安全性指標の最低値を一定値以上に保つことは可能であるものの、現行設計法と比較して安全性指標のばらつきが大きく減少するケースはない。その中では、Case9の安全性指標の平均値が目標値を満足し、かつ標準偏差が0.62と最もばらつきが小さい。Case9による安全性指標の分布は図-30に示すとおりである。標準偏差の値だけに注目すると、現行設計法(Case0)に比べてわずかながらばらつきが減少しているように見える。しかしながら、個々のデータに着目すると、現行設計法に比べて必ずしも目標安全性指標に近い値を取るとはいえない。図-31に、Case9とCase0の安全性指標を対比する。図上で、1:1の勾配の線を境にして、x軸上で安全性指標=3.0の線に近付いていれば、より目標安全性指標に近い結果がレベル1の方法で得られていることを

表-10 レベル1信頼性設計法解析結果

	安全性指標			中央安全率		
	分布	平均値	標準偏差	分布	平均値	標準偏差
Case0	2.30~6.30	3.18	0.67	1.34~2.73	1.55	0.21
Case1	2.53~6.19	3.60	0.81	1.37~2.58	1.61	0.18
Case2	2.41~6.27	3.53	0.82	1.35~2.68	1.60	0.20
Case3	2.35~6.22	3.36	0.73	1.34~2.65	1.57	0.19
Case4	2.45~6.40	3.39	0.74	1.36~2.79	1.58	0.21
Case5	2.44~6.27	3.29	0.69	1.36~2.68	1.56	0.20
Case6	2.32~6.40	3.30	0.76	1.34~2.79	1.56	0.21
Case7	2.33~6.43	3.26	0.73	1.34~2.83	1.55	0.22
Case8	2.27~6.43	3.08	0.68	1.33~2.83	1.52	0.22
Case9	2.49~6.35	3.19	0.62	1.36~2.76	1.55	0.21
Case10	2.31~6.55	3.06	0.68	1.34~2.91	1.53	0.24
Case11	2.52~5.85	3.04	0.68	1.32~2.82	1.53	0.23
Case12	2.52~5.82	3.03	0.67	1.32~2.79	1.53	0.23
Case13	2.20~6.31	3.12	0.66	1.32~2.72	1.55	0.22
Case14	2.49~6.44	3.25	0.64	1.37~2.82	1.56	0.22
Case15	2.20~6.31	3.06	0.66	1.32~2.72	1.53	0.22
Case16	2.38~6.53	3.14	0.66	1.35~2.87	1.54	0.23
Case17	2.20~6.44	3.09	0.71	1.32~2.82	1.56	0.26
Case18	2.20~6.40	3.14	0.64	1.32~2.79	1.55	0.22

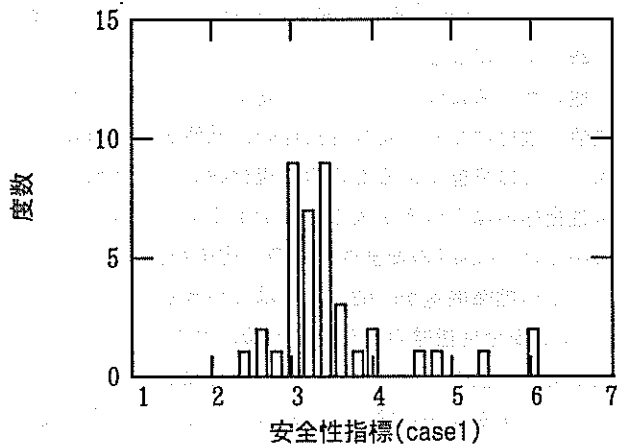


図-29 レベル1信頼性設計法結果(Case1)

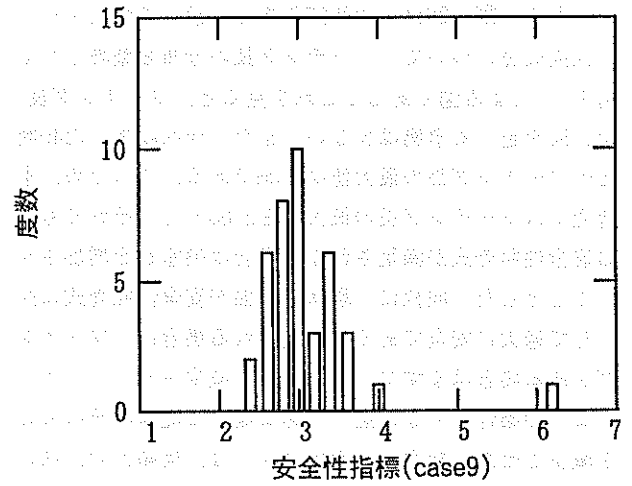


図-30 レベル1信頼性設計法結果(Case9)

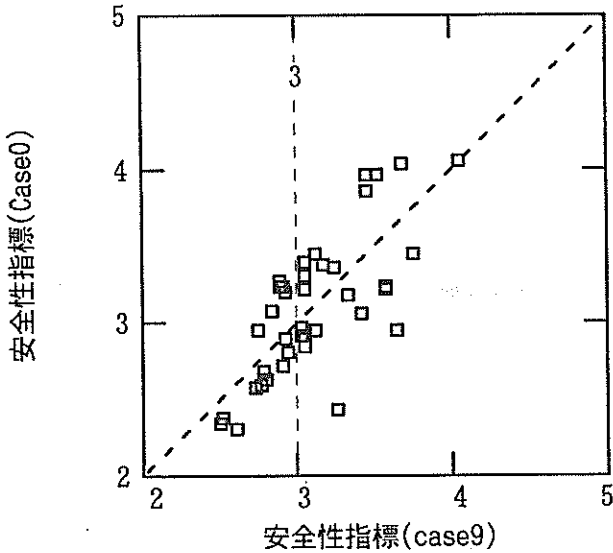


図-31 安全性指標の比較

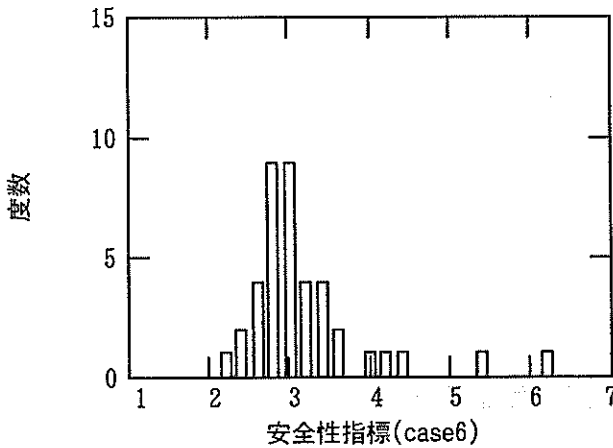


図-32 レベル1信頼性設計法結果(Case6)

意味する。図よりわかるように、Case9によって目標安全性指標に近づく断面がある一方、いくつかの断面では逆の結果となる。

そこで、安全性指標の全体の分布ではなく、個々の事例について、現行設計法とレベル1の信頼性設計法の比較を行うと、滑動側の地盤密度以外はCase9と同じ安全係数を用いるCase6の適用性が比較的高いことがわかった。図-32に、Case6の安全性指標の分布を示す。Case6の安全性指標の標準偏差が0.76と現行設計法よりもばらつきが大きいのは、マウンド厚が厚い断面で堤体幅が広がる設計結果となるためである。図-33に、Case6の安全性指標をマウンド厚との関係で示す。マウンド厚が6.0m程度以上になると、一部のデータを除いては安全性指標が大きくなることわかる。そこで、マウンド厚が6.0m未満の断面について、Case0(現行設計法)とCase6の結果を比較したものが図-34である。現行設計法による値を×で、Case6による値を□で示しており、信頼性設計法を適用することによる現行設計法からの安全性指

標の変化をベクトルで表現している。データによって多少ばらつきがあるが、現行設計法に比較して目標安全性指標である3.0により近い値を取るケースがほとんどであることがわかる。したがって、マウンド厚が6.0未満の断面についてはCase6の安全係数の適用性が高いといえる。Case6の安全係数は、目標安全性指標と各パラメータの従う分布より定めたCase1の安全係数を0.05ピッチで丸めたものであり、恣意的に定められた安全係数ではないことから、適用する安全係数としては好ましいものといえる。

Case6でマウンド厚が6.0mを越えると適用性が低くなる原因は、高マウンド堤でマウンド肩幅が狭い場合、すべり円の形状にもよるが、マウンド重量のモーメントが全モーメントに占める割合が比較的大きくなるため、地盤密度の滑動側の安全係数が支配的になり、断面を大きくする結果になっているものと考えられる。このため、マウンド厚が6.0mを越える断面については、地盤密度の滑動側の安全係数を1.05から1.00に減じたCase9の方がより適切な結果を与える。ただし、安全性指標の値としてはやや大きめで、多少安全側の結果になるケースがある。断面によっては現行設計法の方が適切ともいえ、高マウンド堤に対する適用についてはあまり好ましいとはいえない。

マウンド厚が6.0m未満の場合はCase6、マウンド厚が6.0m以上の場合はCase9とした場合の安全性指標の分布を図-35に示す。安全性指標の平均値は3.19、標準偏差は0.61である。本章の結論として、このケースによる安全係数とその結果をまとめて表-11に示す。また、現行設計法と信頼性設計法の安全性指標の違いをマウンド厚と

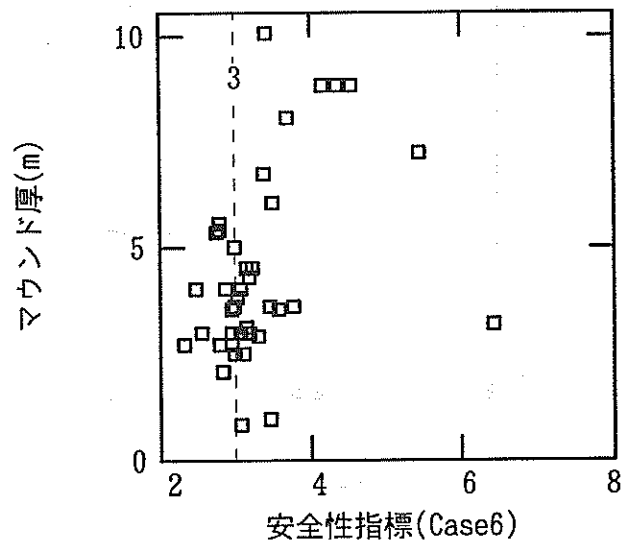


図-33 安全性指標とマウンド厚の関係(Case6)

の関係で示したのが図-35である。図-36には両者を度数分布の形で示した。

ここでの結果は、レベル1の信頼性設計法のメリットが十分に発揮されたものとはいえない。前報²⁾の滑動安全性とは大きく異なる結果である。この理由を考えると、ビショップ法の場合、複数のすべり円に対して安全性が最小となる状態を追求する方法であるので、ある特定のすべり円に対して設定した安全係数が適切であっ

ても、他のすべり円に対しては必ずしも適切とはいえないケースが生じるため、トータルとしては十分に適切とはいえない結果となったものと考えられる。

ただし、ここでの解析は支持力に限定したものである。滑動・転倒を含めた防波堤のトータルの設計の流れで検証を行った場合、レベル1の方法の適用性に関する評価が変化する可能性はあり、今後さらに検討する必要がある。

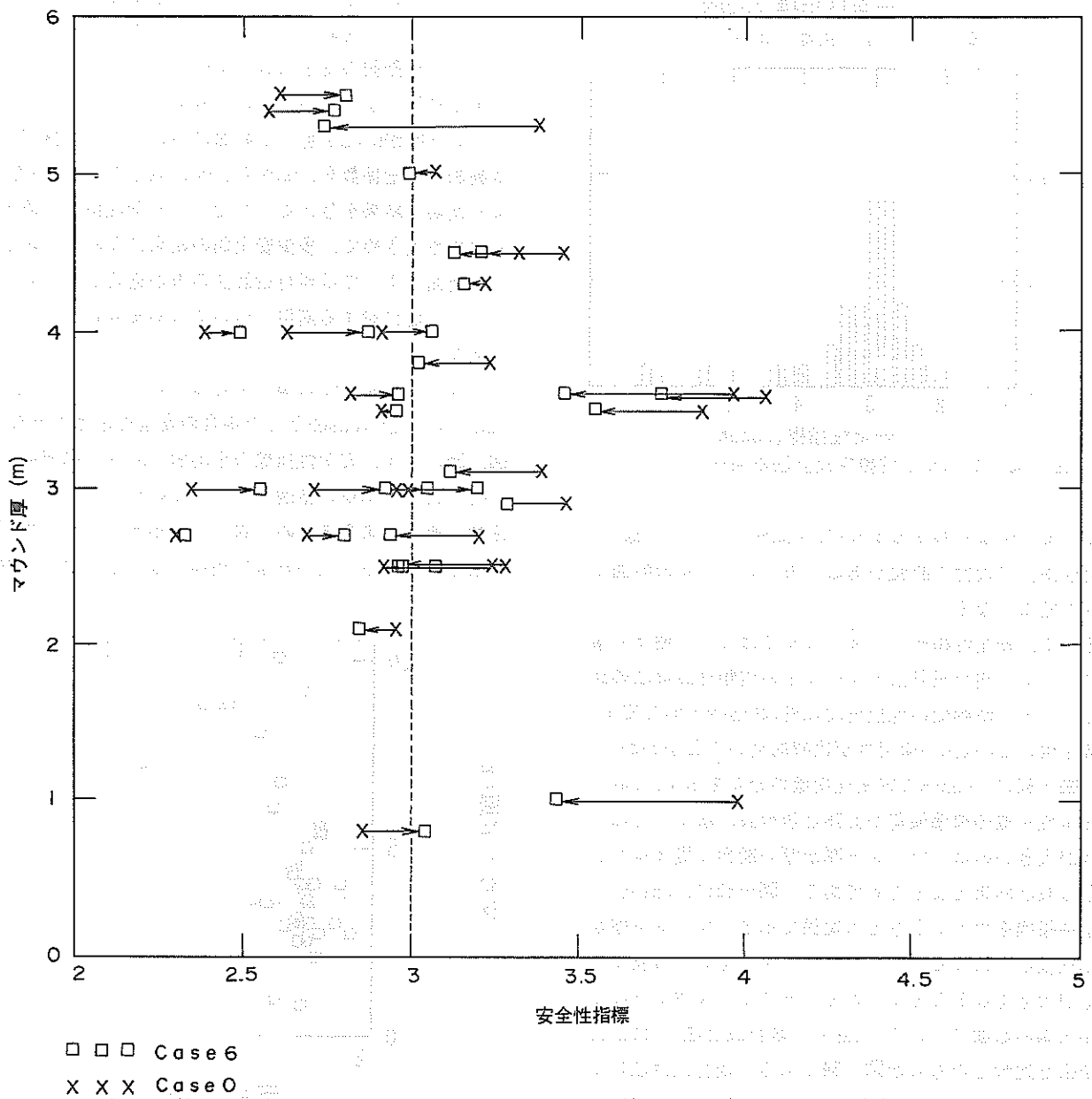


図-34 現行設計法とレベル1信頼性設計法の比較

表-11 安全係数と安全性指標の分布

安全係数		備考
水平波圧		
混成堤	1.05	水深変化緩
混成堤	1.20	水深変化急
消波ブロック堤	0.90	水深変化緩
消波ブロック堤	1.05	水深変化急
サーチャージ		
抵抗側	1.00	
滑動側	1.10	
地盤の密度		
抵抗側	1.00	
滑動側	1.05	マウンド厚6.0m未満
	1.00	マウンド厚6.0m以上
粘着力	1.00	
$\tan \phi$	1.05	
潮位		
H.H.W.L.	1.0	
H.W.L.	1.5	
	2	
	2.5	

	安全性指標		
	分布	平均値	標準偏差
現行設計法	2.30~6.30	3.18	0.67
信頼性設計法 (レベル1)	2.32~6.40	3.19	0.61

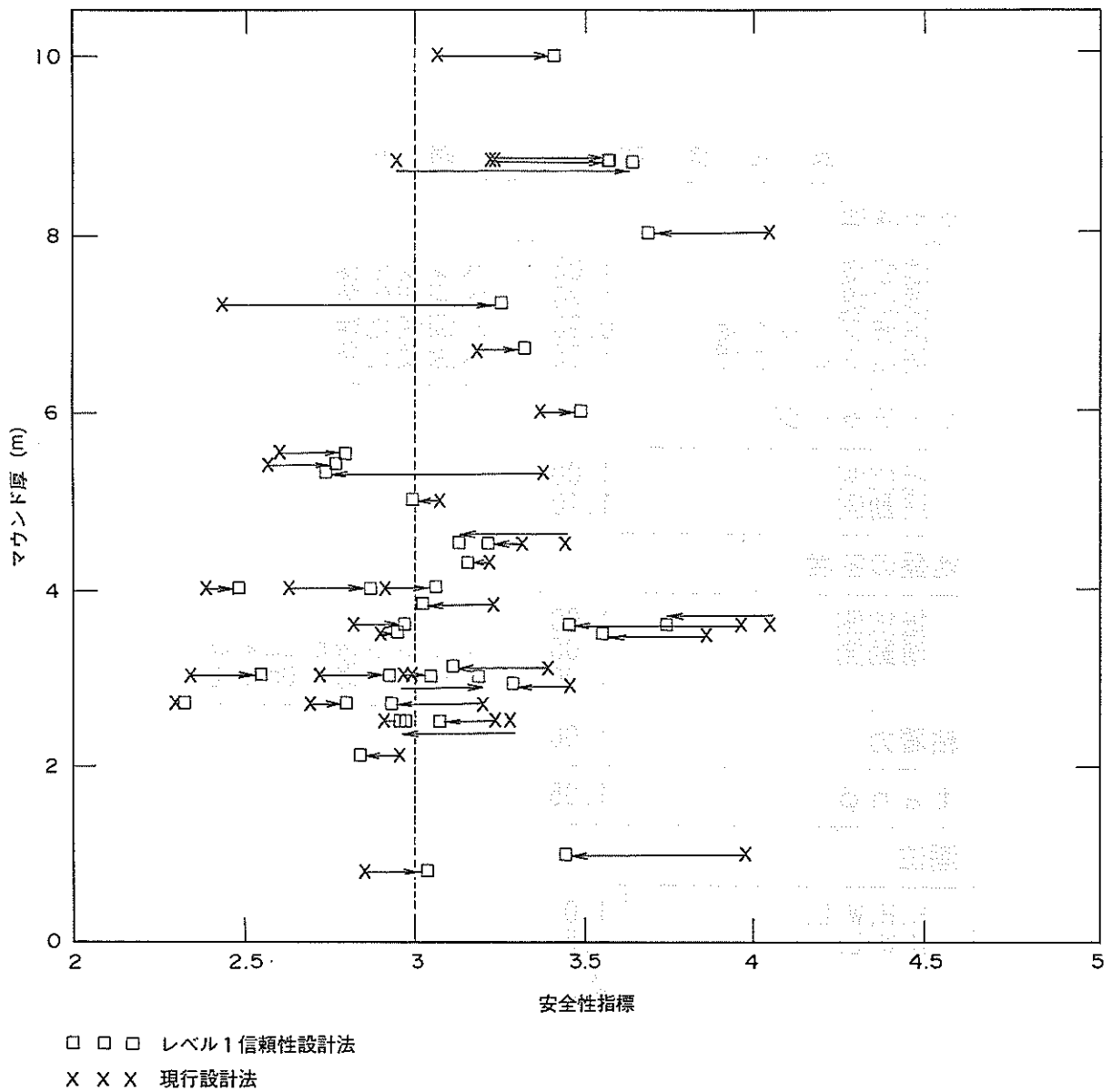


図-35 現行設計法とレベル1信頼性設計法の比較

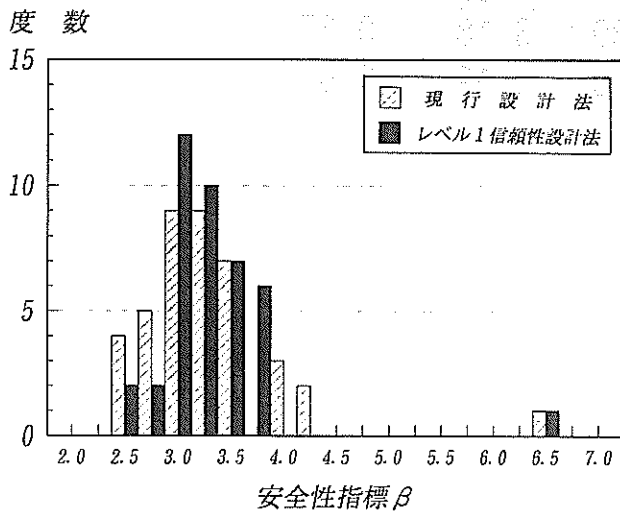


図-36 現行設計法とレベル1信頼性設計法の比較

5. レベル2の信頼性設計法の適用

レベル2の信頼性設計法を適用した結果について述べる。レベル2の方法では、安全性の判定は耐力と荷重の設計用値の比の値が1.0以上であることを確かめるのではなく、設計される断面の安全性指標を計算し、その値が目標値以上であることを確認することによってなされる。すなわち、安全性照査には式(10)が用いられる。断面の安全性指標の最小値が目標値を下回っているかまたは過大な場合、断面を変更することとなるが、断面変更の方法は、レベル1の方法と同様である。目標安全性指標は3.0とする。安全性指標の最小値の探索の方法は、現行設計法やレベル1の方法における抵抗モーメントと滑動モーメントの比の最小値の探索の方法と同様である。

収集した40断面について、解析結果を現行設計法と比較したものを図-37に示す。現行設計法と比較して、安全性指標が一定の幅におさえられていることがわかる。安全性指標の標準偏差は0.08と非常に小さな値となる。

堤体重量が現行設計法と比較してどのように変化するかを示したものが図-38である。堤体重量比の最小値は0.91, 最大値は1.05であり、平均値は1.0である。すなわち、トータルとしては堤体重量を変化させずに、破壊確率を一定に揃えることが可能であることを示している。このように、支持力安全性に関しては、レベル1とレベル2の合理性の差は大きく、信頼性設計法の適用にあたってはレベル2以上の方法が望ましいといえる。

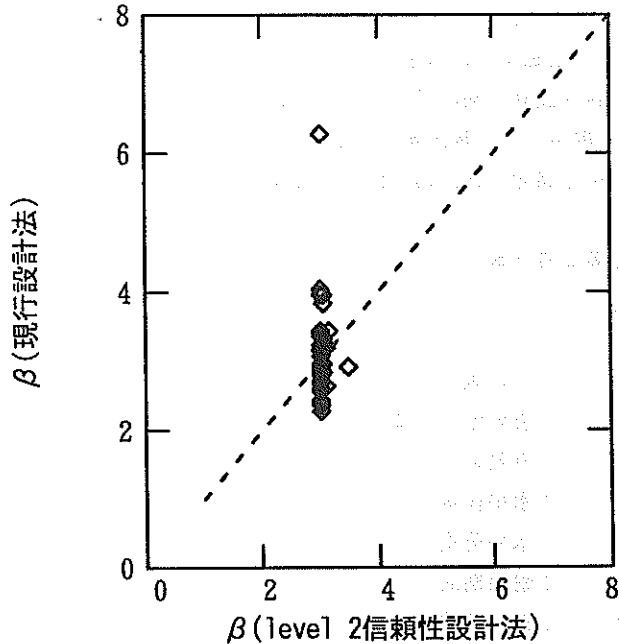


図-37 レベル2の信頼性設計法解析結果

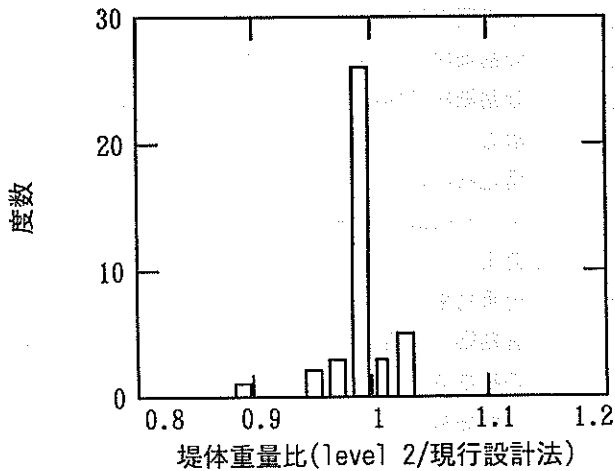


図-38 堤体重量比

6. 結論

本研究では、防波堤の支持力安全性照査への信頼性設計法の適用性を検討するため、近年における全国の重力式防波堤の設計事例40例(うち支持力が支配的な断面18例)をもとにして、現行設計法による防波堤の支持力安全性を安全性指標により評価した。また、現行設計法と平均的に同程度の安全性を持つ構造物を設計する観点から、より合理的な信頼性設計法の適用手法を検討した。

本研究により得られた主要な結論は以下のとおりである。

- ①防波堤の支持力安全性をビショップ法で照査する場合、レベル1の信頼性設計法は特に高マウンド堤において適用性が低く、設計法の合理化の観点からはレベル2以上の信頼性設計法の適用が適切である。
- ②現行設計法による防波堤の支持力に関する見かけの安全性指標の平均値は1.6程度である。滑動安全性と比較すると安全性が低い結果となり、実際の被災の傾向とは一致しない。この原因としては、波力のような動的な荷重が作用する場合における地盤の強度定数を低めに評価していることが考えられる。滑動の安全性指標との比較などの観点からは、支持力の安全性指標の平均値は3.0程度であると推定される。波圧時における地盤の強度定数が静的な試験から求められた現行の設計値よりも20%程度以上大きいと想定するならば、これまでの被災事例の傾向をよく説明できる。
- ③現行設計法の偏心傾斜荷重時の支持力の許容安全率は1.0であるが、実際には隠れた安全性の余裕度が見込まれていると考えられる。

7. あとがき

地盤工学の分野における信頼性設計法導入のための試みは盛んになされてきたが、構造工学の分野に比べていままお解決すべき課題が多く残されている。その理由の一つとして、土という材料の強度特性に関する不確実性、破壊のメカニズム把握の困難さなどがあげられる。本研究では、支持力安全性照査の方法としてビショップ法を、また強度定数の取り方も現行設計法による方法を前提とした解析を行った。今後は、支持力問題については、ビショップ法の枠を越える必要性まで視野に入れながら、さらに検討を深める必要がある。さらに、前報の滑動、本報告の支持力に加えて、転倒の問題についても議論し、トータルとして設計法を提案する作業が必要になる。特にレベル1の設計法の適用性は、トータルとしての設計

法を構築する過程で再度検証してみる必要があると考えている。

本研究は、港湾技術研究所で行っている防波堤の新設計法に関する検討会の作業の一環として行ったものである。研究の遂行にあたり、検討会のメンバーの方々より貴重な意見を賜った。砂質土地盤の N 値に関する土質試験データは、運輸省第一～第五の各港湾建設局より提供していただいた。研究のとりまとめにあたっては、矢部計画設計基準部長から懇切なご指導をいただいた。また、小林次長からは過去の被災事例に関する貴重なデータを提供していただいた。これらの方々には深く感謝します。

(1996年11月29日受付)

参考文献

- 1) 長尾 毅：限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 33, No. 4, 1994, pp. 69～113.
- 2) 長尾 毅，門脇陽治，寺内 潔：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，Vol. 34, No. 1, 1995, pp. 39～70.
- 3) 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に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 35, No. 1, 1996, pp. 117～146.
- 4) 運輸省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
- 5) 立石哲郎，福家龍男，須田 熙，光本 司：偏心傾斜荷重を受ける帯状基礎の支持力に関する研究，運研報告 Vol. 12, No. 1, 1962, pp. 89～149.
- 6) 小林正樹，寺師昌明，高橋邦夫，中島謙二郎，小谷 拓：捨石マウンド支持力の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol. 26, No. 2, 1987, pp. 371～411.
- 7) Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME: Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load, Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol. 26, No. 2, 1987, pp. 3～24.
- 8) 松尾稔：地盤工学，技報堂出版，1984.
- 9) 莊司喜博：大型三軸圧縮試験による捨石材のせん断特性に関する考察，港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 4, 1983, pp. 59～120.
- 10) 水上純一，小林正樹：マウンド用捨石材の大型三軸試験による強度特性，港湾技研資料，No. 699, 1991.
- 11) 星谷 勝，石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.
- 12) 神田 順編：限界状態設計法のすすめ，建築技術，1993.
- 13) 長 尚：基礎知識としての構造信頼性設計，山海堂，1995.
- 14) 地盤工学会：土質基礎の信頼性設計，土質基礎工学ライブラリー28，1985.
- 15) 地盤工学会：土質データのばらつきと設計，1988.
- 16) 高橋重雄，谷本勝利，下迫健一郎，細山田得三：混成堤のマウンド形状による衝撃波力係数の提案，海岸工学論文集，第39巻，1992, pp. 676～680.
- 17) 奥村樹郎，土田 孝：土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定，港湾技術研究所報告，Vol. 20, No. 3, 1981, pp. 131～168.
- 18) 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, 1994.
- 19) 堀川 洋，神田勝己，堀家 正：ケーソン式混成防波堤構造諸元の統計的分析，港湾技研資料，No. 644, 1989.

主要記号一覧

- a : 水平荷重のアーム長
- b : 分割細片の幅
- c' : 有効応力に基づく見かけの粘着力
- c'_k : 有効応力に基づく見かけの粘着力の特性値
- H : 水平荷重
- H_k : 水平荷重の特性値
- L : 耐用期間
- M_a : 鉛直荷重による壁体前し回りの抵抗モーメント
- M_s : 水平荷重による壁体前し回りの転倒モーメント
- P_f : 破壊確率
- p_E : 被災遭遇確率
- p : 1年間の被災確率
- q : 分割細片に作用するサーチャージ
- q_k : 分割細片に作用するサーチャージの特性値
- R : 耐力
- R_k : 構造物の耐力の設計上の特性値
- r : すべり円弧の半径
- S : 荷重
- S_k : 荷重効果の設計上の特性値
- $\tan\phi'_k$: 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角の正接の特性値
- V : 変動係数
- W : 分割細片の重量
- W_k : 分割細片の重量の特性値
- W : 有効鉛直荷重

- X_e : 因子 X の推定値
 $X_{o.m}$: 因子 X の真値の平均値
 Z : 性能関数
 z : Z の規準化変数
 α : 分離係数, 平均値の偏り, 分割細片の底面となす角
 β : 安全性指標
 β_T : 目標安全性指標
 γ_a : 構造解析係数
 γ_c : 見かけの粘着力に関する材料係数
 γ_H : 水平荷重に関する荷重係数
 γ_i : 構造物係数
 γ_{qr} : サーチャージの抵抗側に関する荷重係数
 γ_{qs} : サーチャージの滑動側に関する荷重係数
 γ_{isnf} : 見かけのせん断抵抗角の正接に関する材料係数
 γ_{wr} : 分割細片の重量の抵抗側に関する荷重係数
 γ_{ws} : 分割細片の重量の滑動側に関する荷重係数
 θ : 中央安全率
 μ : 平均値
 σ : 標準偏差
 ϕ' : 有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角
 $\phi(z)$: 標準正規確率密度関数
 Φ : 標準正規確率分布関数