

# ケーソン式防波堤の終局曲げ安全性照査に関する 信頼性設計手法の提案

長尾 毅

正会員 工博 国土交通省 国土技術政策総合研究所 沿岸防災研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

本研究は、ケーソン式防波堤の内的安定問題のうち、終局曲げ安全性照査を信頼性設計法によって行う手法を提案するものである。波力、自重、材料強度などの設計パラメータの従う確率分布を用いて、全国の防波堤の建設事例をもとに、信頼性理論により現行設計法による施設の終局曲げ安全性水準を定量的に明らかにした。次に外的安定問題との比較の観点から目標とする安全性水準を設定し、信頼性設計法によるコードキャリブレーションを行って設計法を提案した。

*Key Words : reliability based design, safety index, code calibration, breakwater*

## 1. はじめに

コンクリート港湾構造物の設計においては、各種の安全係数を考慮する限界状態設計法が 1999 年より採用されている<sup>1)</sup>。限界状態設計法は形式的にレベル1の信頼性設計法に相当するが、現行設計法の安全係数は許容応力度法からの継続性を考慮して、配置鉄筋量がほぼそれまでと同程度になるように設定されたものであり<sup>2)</sup>、確率論をベースとしたキャリブレーションにより定められたものではない。筆者らは港湾構造物に関する信頼性設計法の適用を検討しており<sup>3),4),5)</sup>、本研究においてはケーソン式防波堤の終局曲げ破壊に関する適用を試みた。

検討にあたり、鉄筋およびコンクリート強度、中詰土圧係数、終局曲げ耐力算定精度、断面力算定精度などの不確定要因を抽出し、これらの従う確率分布を推定した。次に、条件的に偏りのないよう全国の防波堤の設計事例より5断面を抽出し、現行設計法により各部材に対する配置鉄筋量を算出した。配置鉄筋量をもとに Hasofer-Lind<sup>6)</sup>による安全性指標を算出した。次に、最適な安全性水準を求める観点から、内的安定水準と外的安定水準の比較を行うとともに、期待総費用の観点から内的安定に関する最適安全性水準の検討を行った。さらに、抽出した5断面についてコードキャリブレーションを行い、最適な安全係数を提案した。なお、現行設計法においては鉄筋コンクリート構造物の内的安定問題として

終局曲げ限界状態のほかに、終局せん断限界状態、使用限界状態、疲労限界状態を考慮する。これらのうち、使用限界状態については、支配的なモードとなる可能性を有している<sup>2)</sup>が、その他の限界状態が支配的となることは皆無である。本研究においては使用限界状態に関する確率論的検討は行わないが、コードキャリブレーションにおいては、各限界状態を考慮した必要鉄筋量を算出して検討を行った。なお、防波堤は地震荷重に対する安定性は高く、地震荷重作用が支配的な条件となることはほとんどない。このため本研究においては地震荷重作用時の安全性については対象外とする。

## 2. 設計パラメータの従う確率分布の推定

ケーソン式防波堤の終局曲げ破壊に関係する変数の従う確率分布を推定する。式(1)に示すように、各変数の平均値とその設計用値の比を $\alpha$ 、各変数の変動係数を $V$ と定義し、 $\alpha$ 及び $V$ の従う分布を検討する。

$$\alpha = \frac{\mu_X}{X_d} \quad (1)$$

ここに、

$\mu_X$ : 確率変数 $X$ の平均値

$X_d$ : 確率変数 $X$ の設計用値

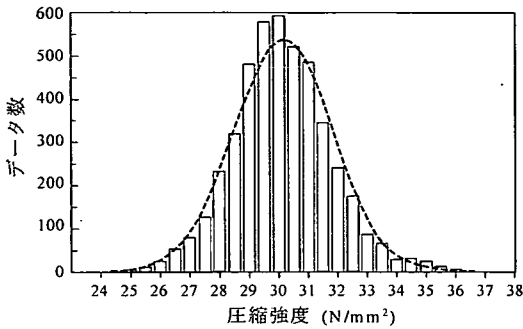


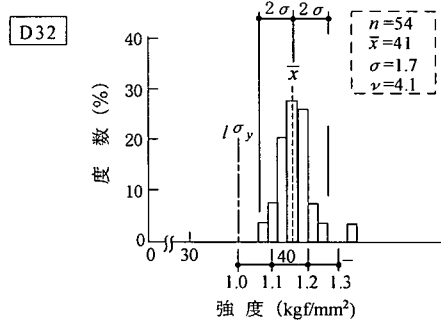
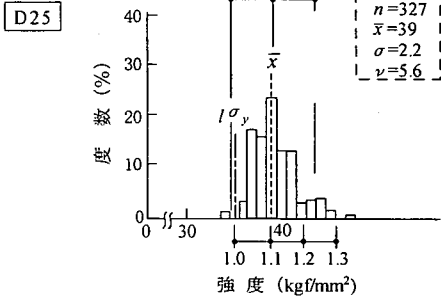
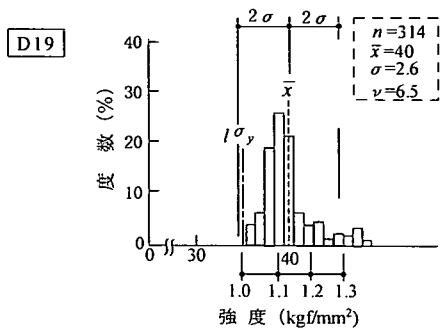
図-1 コンクリート強度の分布<sup>7)</sup>

(1) 材料強度

南・春日井<sup>7)</sup>は、港湾構造物で用いられることの多い呼び強度 24N/mm<sup>2</sup>のコンクリートについて、標準養生を行った供試体の 28 日圧縮強度の分布を検討している。図-1 に示す結果より、圧縮強度の分布は正規分布と見なすことができ、供試体強度と呼び強度の比の平均値は 1.25 程度、強度の変動係数は 0.05 程度である。次に鋼材については、JIS の保証降伏点に対して不合格率がほぼ 0 になるように、保証値 + 3σ が平均となるように作られる<sup>8)</sup>。(財)日本建築総合試験所が 1985 年度に実施した鉄筋コンクリート用鋼棒に関する試験結果によると、港湾構造物に用いられることの多い SD345 クラスについて、D10~D38 のすべての径に対する降伏強度の平均値は保証降伏点強度の 1.14 倍、変動係数は 0.05 である(図-2)<sup>9)</sup>。変動係数が小さいため降伏点強度と保証降伏点強度の比の分布を正規分布と見なしても実用上問題がないと判断されることから、本研究ではこの比の分布としては  $\alpha = 1.14$ 、 $V = 0.05$  の正規分布を想定する。

(2) 終局曲げ耐力算定精度

終局曲げ耐力に関する算定式と単鉄筋梁の曲げ破壊実験結果の比較を図-3 に示す<sup>10)</sup>。図中に示した算定式は、364 本の梁の実験結果をもとに、最小二乗法により求められたもので、現行設計法<sup>1)</sup>においてもこの式を用いている。ケーソン式防波堤の場合、鉄筋比  $p$  は概ね 1.0% 程度未満であり、使用する鉄筋は SD345、コンクリートの呼び強度は 24N/mm<sup>2</sup> とすることが標準的である。このため、ケーソン式防波堤の曲げ耐力は図中に点線で示した  $p = 1\%$  の線よりも左側の領域にあると考えてよく、単鉄筋梁の終局耐力算定式は実測値のほぼ下限を与えることがわかる。図より、曲げ耐力とその算定式の比は、 $\alpha = 1.13$ 、 $V = 0.14$  の正規分布に従うと仮定する。



[注] 図中の  $n$ : データ個数,  $\bar{x}$ : 平均値 (kgf/mm<sup>2</sup>),  $\nu$ : 変動係数 (%),  $1\sigma_y$ : 降伏点下限値

図-2 異形鉄筋の強度の分布<sup>9)</sup>

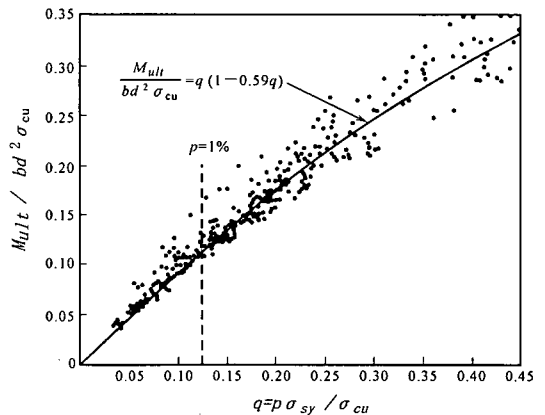


図-3 終局曲げ耐力算定精度 (文献 10) に加筆)

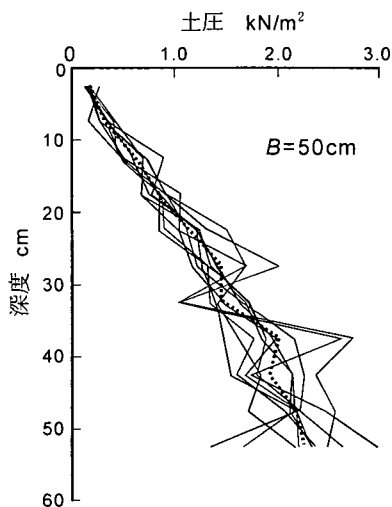


図-4 中詰砂による静止土圧実験結果<sup>11)</sup>

### (3) 断面諸元精度

断面諸元の計画値と施工された施設の値の違いは、断面諸元精度として考慮する。断面諸元のうち、部材幅、部材厚さに関しては、施工管理により通常±1cm程度の誤差に抑えられているため影響は低いものと考えられる。ただし、耐力に関係する有効高さについては現場における鉄筋組立の精度による影響が考えられることから、 $\alpha=1.0$  (平均値の偏りなし)、 $V=0.05$ と仮定する。

### (4) 中詰土圧

ケーソンの中詰材料としては砂が用いられ、現行設計法においては土圧係数を0.6としており、土圧強度は内法に等しい深さまでは増加するが、それ以上深においては土圧の増加を考慮しないこととしている<sup>11)</sup>。しかしながら、この設定は実測に基づき定められたものではない。本研究においては、図-4に示す菊池ら<sup>11)</sup>による静止土圧実験結果をもとに、土圧係数の平均値としては壁高と壁幅の比 $H/B$ の値が2.0未満の場合0.40、2.0以上4.0未満の場合0.35、4.0以上の場合0.30とし、変動係数としては0.05の正規分布を想定する。

### (5) 断面力算定精度

断面力算定精度に関する有効な資料は不足している。ここでは、不規則な荷重分布を等分布荷重や三角形分布荷重に換算する際の精度を考慮し、断面力算定に関する $\alpha$ は1.0(平均値の偏りなし)とし、変動係数 $V$ として0.15を仮定する。

表-1 パラメータの従う確率分布

	$\alpha$	$V$
波力(水平波圧, 揚圧力)		
沖波波高推定精度	1.00	0.10
波浪変形計算精度		
水深変化緩	0.97	0.04
水深変化急	1.06	0.08
砕波変形推定精度	0.87	0.10
波力算定式推定精度		
ケーソン式混成堤	0.91	0.19
消波ブロック被覆堤	0.84	0.12
潮位	1.00	0.20~0.40
単位体積重量		
鉄筋コンクリート	0.98	0.02
無筋コンクリート	1.02	0.02
中詰砂	1.02	0.04
中詰土圧係数		
$H/B < 2.0$	0.40	0.05
$2.0 \leq H/B < 4.0$	0.35	0.05
$4.0 \leq H/B$	0.30	0.05
断面力算定精度	1.00	0.15
材料強度		
コンクリート	1.25	0.05
異形鉄筋	1.14	0.05
終局曲げ耐力算定精度	1.13	0.14
断面諸元精度	1.00	0.05

注)  $\alpha$ : 平均値の偏り (平均値/設計用値)  
 ただし、土圧係数については平均値  
 $V$ : 変動係数

以上の結果をまとめて、ケーソン式防波堤部材の終局曲げ安全性に関係するパラメータの従う分布を表-1に示す。各パラメータとその設計用値の比は正規分布に従うと仮定し、式(1)に示した各パラメータの平均値と設計用値の比 $\alpha$ とパラメータの変動係数 $V$ によって分布を示している。これまで検討した以外の事項については、既往の研究成果<sup>3),12)</sup>を用いている。波力関係のパラメータのうち、沖波波高推定精度以外のものは実験結果をもとに設定されたものである。沖波波高推定精度については、沖波波高の設計用値に対して実際の沖波波高はその値の周辺に正規分布していると考えている<sup>12)</sup>。これは、ある母集団に属する波浪を異なる他の母集団の波浪と推定したときに生じる推定波高の偏りや信頼区間に関する合田<sup>13)</sup>の検討結果をもとに設定されたものである。なお、水深変化の緩/急の区分は、海底勾配1/30未満/以上とする。

表-2 検討対象施設

港名		M港	N港	O港	T港	X港
終局限界	波高(m)	7.5	13.4	14.3	13.1	13.1
	周期(s)	13.0	13.5	13.0	14.0	13.5
使用限界	波高(m)	4.6	7.2	6.9	7.2	9.2
	周期(s)	8.5	8.5	8.5	8.5	10.8
水深(m)		-12.3	-21.0	-29.5	-17.0	-16.0
ケーソン設置水深(m)		-7.0	-16.0	-18.5	-13.0	-13.0
ケーソン寸法(m)	B	10.5	22.0	20.0	19.3	19.0
	H	9.5	17.0	19.0	15.0	15.0
	L	14.0	17.0	14.0	13.0	12.0
法線平行方向隔室数		3	4	3	3	3
法線直角方向隔室数		2	5	4	5	4

表-3 荷重作用条件

	波の山	波の谷	静穏時	浮遊時	注水時
底板	○	○		○	
側壁 港外側	○	○		○	
			○	○	
法線直角方向		○		○	
隔壁					○

表-4 現行設計法における安全係数<sup>1)</sup>

安全係数		終局限界	使用限界	疲労限界
材料係数 ( $\gamma_m$ )	コンクリート	1.30	1.00	1.30
	鉄筋及びPC鋼材	1.00	1.00	1.05
荷重係数 ( $\gamma_f$ )	永久荷重	1.10(0.90)	1.00	1.00
	変動荷重	1.30(0.70)	1.00	1.00
	波力	1.20(0.80)	1.00	1.00
	波力以外の荷重	1.00	—	—
構造解析係数 ( $\gamma_a$ )	1.00	1.00	1.00	
部材係数 ( $\gamma_b$ )	1.15	1.00	1.00	
構造物係数 ( $\gamma_i$ )	1.10	1.00	1.00	

( ) 内の数値は、その荷重と合計荷重の作用方向が異なる場合

### 3. 解析方法

現行設計法による防波堤の終局曲げ安全性水準を評価するため、近年の全国における防波堤の設計事例のうち、5例を収集した。収集した事例の条件は表-2に示すとおりである。幅Bは、フーチングを含まない値である。X港については、終局限界状態波高および水深に関してT港に近い値を持つが、隔室数および使用限界状態波高などが異なることから、隔室スパン長などの諸条件の影響を考慮するため検討対象としている。なお法線とは、防波堤延長方向を指す。

荷重作用条件は、現行設計法に準じて表-3の通り

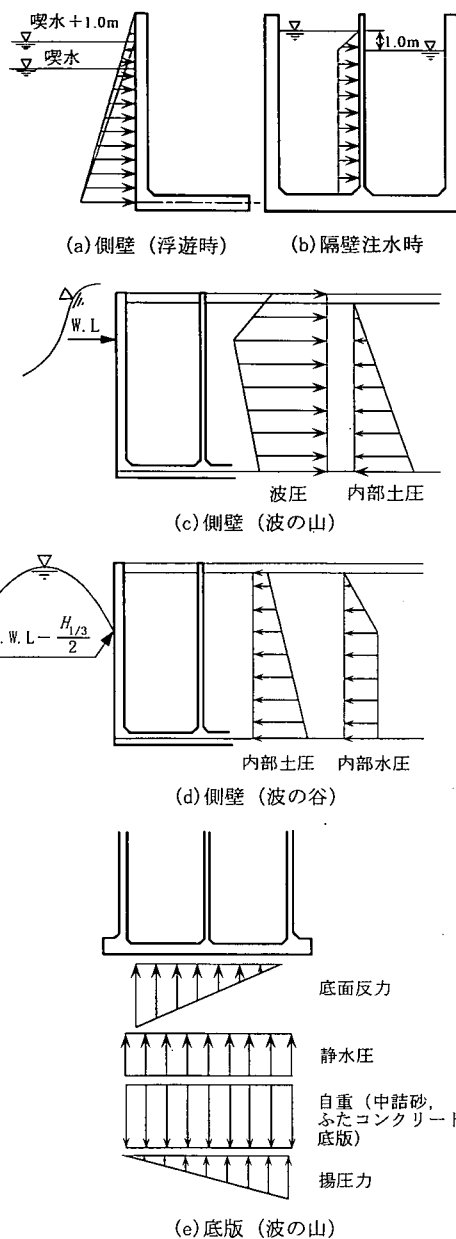


図-5 荷重作用モデル

とする。ここに、波の山および波の谷とは、港外側壁面に波の山および波の谷がある状態を指す。また浮遊時とはケーソン曳航時、注水時とはケーソン沈着時を指す。浮遊時の検討においては、喫水に1.0mの余裕を加えて静水圧の作用を考慮し、注水時には左右の隔室の水位差として1.0mを考慮する<sup>1)</sup>。図-5に各部材における代表的な荷重作用モデルを示

す。

収集した断面はすべて許容応力度法で設計されたものであるため、安全性指標の算出にあたり、まず表-4に示す現行の限界状態設計法に従って鉄筋量を算出した。その際、各部材を4辺固定もしくは3辺固定の板として取り扱い、板を等間隔に分割した格子点毎に断面力を算出し、必要となる鉄筋量を算出する。このとき、コンクリート標準示方書設計編<sup>12)</sup>に準じて、曲げ部材の最小鉄筋比として0.2%を考慮した。鉄筋配置にあたっては、使用する鉄筋をD13~D25とし、配置間隔は10~40cmの範囲で10cmピッチとした。また、異なる径の鉄筋を組み合わせ配置する場合、径の差は2ランク以内とした。最小限の配置はD13鉄筋の40cmピッチとした。これらはいずれもケーソン式港湾構造物における従来の鉄筋配置の考え方を踏襲したものである。

安全性指標はHasofer-Lind<sup>9)</sup>タイプとし、算出にあたっては、表-1に示したパラメータのそれぞれを確率変数として取り扱い、荷重作用時の断面力 $M_S$ と終局曲げ耐力 $M_R$ をもとに性能関数を $Z = M_R - M_S$ により定義する。

荷重作用による断面力 $M_S$ 及び終局曲げ耐力 $M_R$ は、それぞれ式(2)および式(3)によって与えられる。

$$M_S = \kappa C q L^2 \quad (2)$$

$$M_R = \lambda \xi A_s f_y d \left( 1 - \frac{p_w f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (3)$$

ここに、

- $\kappa$  : 断面力算定精度パラメータ
- $C$  : モーメント係数
- $q$  : 分布荷重
- $L$  : スパン長
- $\lambda$  : 終局曲げ耐力算定精度パラメータ
- $\xi$  : 断面諸元精度パラメータ
- $A_s$  : 引張鉄筋量
- $d$  : 有効高さ
- $p_w$  : 鉄筋比
- $f_y$  : 鉄筋引張降伏強度
- $f'_c$  : コンクリート圧縮強度

各部材について安全性指標を上述した格子点毎に算出するが、具体的な算出方法を述べると次の通りである。まず底版については、底面反力分布の形状が三角形分布であるか台形分布であるかの判定を行う必要がある。表-1に示したように波力の平均値は設計用値の80%程度以下であることから、現行設計

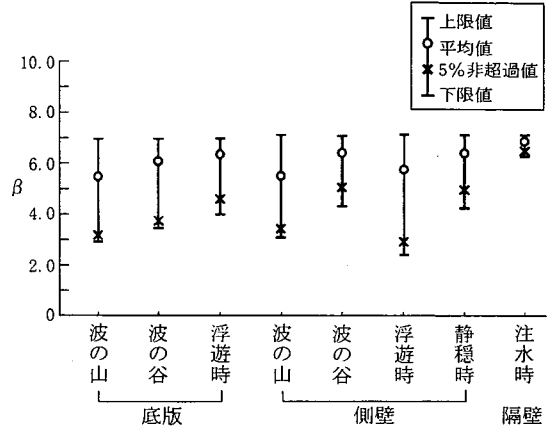


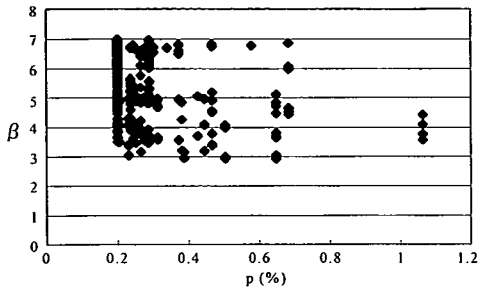
図-6 現行設計法による安全性指標分布

法と実際の平均的な反力分布形状が異なる可能性がある。このため、本研究においてはすべての荷重を平均値として底面反力分布形状を決定した。従って、安全性指標の算出における反力分布形状と設計における反力分布形状は異なる場合がある。次に、図-5(e)に示した荷重のうち底面反力とケーソン構成材料自重などは相関性を有するため、互いに独立なケーソン構成材料自重や水平波力等を用いて底面反力を表現した。

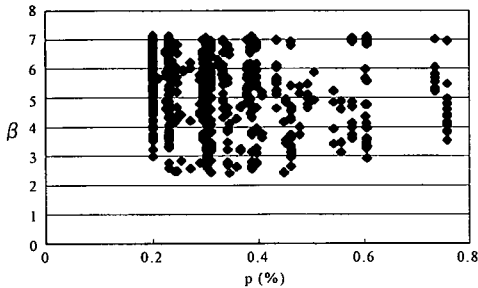
側壁については、波の谷の条件については沖波波高推定精度、波浪変形計算精度、砕波変形推定精度を考慮した有義波高 $H_{1/3}$ の分布を考慮する。また、浮遊時については、喫水は基本的にケーソンの寸法及び重量に依存するが、これらのばらつきは小さいことから確定的に考える。ただし、現行設計法で考慮している+1.0mの余裕高さについて、 $\alpha = 1.0$ ,  $V = 0.1$ の正規分布を仮定した。また、隔壁については、隔壁間の水位差1.0mについて、 $\alpha = 0.85$ ,  $V = 0.10$ と仮定した。ここで、隔壁の内的安定検討は、断面力が最も大きくなる状態として、ひとつの隔壁の水位が隔壁の頂点に達した場合について行うため、水位差の上限値が1.0mであることを考慮して分布形状を仮定した。

#### 4. 現行設計法における安全性水準

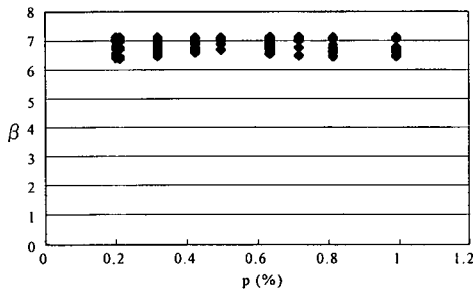
安全性指標の算出は、部材別・荷重作用条件別に行うが、底版については各荷重作用条件において作用荷重が最も大きくなる箇所を対象に行った。すな



(a) 底版



(b) 側壁



(c) 隔壁

図-7 鉄筋比と安全性指標の関係

わち、波の山においては港内側隔室、波の谷においては港外側隔室を対象とした。側壁については、港外側や港内側などの方向別にスパン長の最も長い部材を対象とした。隔壁についても、ケーソンの中で最もスパン長の長い部材を対象とした。

解析対象とした施設の安全性指標の算出結果を部材別・荷重条件別に示すと図-6の通りである。安全性指標の平均値を部材別に見ると、底版については波の山の条件に対して安全性指標平均値が最も小さく5.5となり、次に波の谷の6.1、浮遊時の6.4となる。側壁については、波の山の平均安全性指標が5.6と最も小さく、次に浮遊時の5.8、波の谷の6.4となり、静穏時は6.5と最も高い。隔壁の平均安全性指標は6.9である。このように部材別・荷重条件別に

多少のばらつきはあるものの、5.5~6.9という平均安全性指標は、外的安定に関する総合的な平均安全性指標が2.4である<sup>5)</sup>ことを考慮すると非常に大きいことが分かる。

次に安全性指標の下限値について検討すると、下限値についてはややばらつきが大きい。すなわち、底版については、波の山の場合は2.9、波の谷の場合は3.5、浮遊時については4.0であり、波の山以外の条件については安全性指標下限値も大きく、安全性が高いことが特徴である。側壁では、波の山の場合3.1、波の谷で4.3、浮遊時2.4、静穏時4.3となり、波の山の場合および浮遊時にやや小さな安全性指標となる箇所が存在するものの、それ以外の条件においてはやはり安全性指標下限値は大きい。また、隔壁については安全性指標の分布範囲が狭く、下限値についても6.4と非常に大きな値を示す。このように、安全性指標の下限値についても外的安定に関する安全性指標の平均値を上回っており、外的安定と内的安定で安全性水準に大きな違いがあることがわかる。

図-7には鉄筋比 $p$ と安全性指標 $\beta$ の相関を部材別に示した。すべての荷重条件を併せてプロットしてある。鉄筋比と安全性指標の間には明瞭な相関は認められない。底版においては鉄筋比が0.6%程度であっても安全性指標が3.0程度となる箇所が存在する。また、側壁についても、鉄筋比が0.5%程度でも2.5程度の安全性指標となる箇所が存在する。なお、荷重の作用条件別に整理しても鉄筋比と安全性指標の間には相関は認められなかった。これは、最終的な配置鉄筋量が複数の荷重作用条件や最小鉄筋比の規定を加味して決定されること、および鉄筋の組合せにより必要な鉄筋量と実際に配置される鉄筋量の間には差があることなどの理由によると考えられる。

ここで得られた安全性指標の分布について検討する。まず、各部材について平均的な安全性指標が6.0程度と非常に大きな値を示す理由は、現行設計法が旧基準の許容応力度法と同程度の安全性を保つように設定された<sup>2)</sup>ことが大きな理由と考えられる。許容応力度法においては、およそ安全率として1.8程度を見込んでいたため、外的安定の滑動安全率1.2などと比較すると非常に安全に設計されていたことになる。外的安定に関する安全性指標の平均値2.4と内的安定に関する平均値6.0程度の差はこの点で説明できると考えられる。

図-8には底版の波の山及び波の谷（法線直角方向配筋）、側壁の波の山および浮遊時（鉛直方向配筋）の各条件について、最小の安全性指標が算出された断面の安全性指標の平面分布を格子点毎に示した。

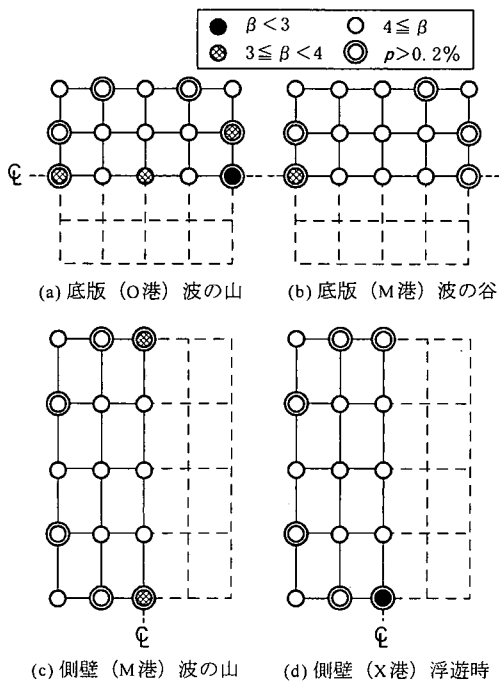


図-8 安全性指標の平面分布

図中、◎は鉄筋比が0.2%を上回る格子点を示しており、それ以外の箇所は最小鉄筋比の規定により必要鉄筋量が決定していることを示す。図より、端部及びスパン中央部の断面力の最も大きくなる箇所です。小さな安全性指標が算出されていることがわかる。

安全性指標の最小値のうち、側壁の浮遊時については他の部材及び条件と比較してやや低い安全性指標最小値が算出されているが、この理由について考察すると次のようである。側壁の浮遊時については、図-8に示すようにX港の港外側側壁のスパン中央下端において最小の安全性指標 2.4 が算出される。この箇所は、波の山作用時においては安全性指標が3.7であり、浮遊時の方が小さな安全性指標となる。スパン中央部下端は浮遊時において最も荷重強度の大きくなる箇所であり、この箇所の浮遊時における荷重強度の設計用値は波の山作用時に近い値となる。しかしながら、波の山の条件では表-1に示したように波力の設計用値は平均値の125%程度であり、かつ荷重係数1.3を考慮する<sup>1)</sup>ため、安全側の設定となっている。いっぽう、浮遊時については荷重強度設計用値は平均値にほぼ一致し、荷重係数は永久荷重であるため1.1を考慮する<sup>1)</sup>。このため対象としたX港においては相対的に波の山作用時よりも浮遊時の

方が安全性が低く算出されたと考えられる。なお下端以外の箇所においては、すべて浮遊時よりも波の山作用時の方が小さな安全性指標が算出されている。また、底版浮遊時については、荷重強度が波の山作用時などと比較して小さいため、安全性指標としては大きな値となる。

なお、安全性指標の算出時に付加的に計算される分離係数より判断されるパラメータの影響度合いについては、波力の影響を受ける部材における水平波圧、終局曲げ耐力算定精度、断面諸元精度、断面力算定精度などの影響が高く、他のパラメータの影響度合いは比較的低いことがわかった。

以上のように、ケーソン式防波堤の終局曲げ破壊に関する安全性指標は、平均的には非常に大きいものの、ばらつきが大きいことが特徴である。以下では、終局曲げ破壊に関する目標安全性について、外的安定との比較の観点より検討を行う。

## 5. 外的安定との比較による目標安全性

まず性能面からケーソン式防波堤の破壊形態とその性能への影響について考える。防波堤に対する要求性能は港内の静穏度の確保である。外的破壊が生じた方が港内の静穏度の低下に結びつきやすいため、内的安定水準は外的安定水準と同程度あれば充分であると判断される。なおここでの内的安定については、曲げひび割れの発生に伴う海洋環境下における耐力の低下は無視している。これは、現行設計法<sup>1)</sup>においては使用限界状態の照査が行われ、過大な曲げひび割れの発生が抑制されることを前提にしている。

つぎに外的破壊と内的破壊のそれぞれについて、初期建設費と破壊による復旧費用の期待値の和で表現される期待総費用を考える。期待総費用は式(4)により得られる。

$$ELC = C_i + P_f C_f \quad (4)$$

ここに、

- ELC : 期待総費用
- $C_i$  : 初期建設費
- $P_f$  : 耐用期間中の破壊確率
- $C_f$  : 破壊時損失費(復旧費)

ここで、初期建設費は共通であるため、外的破壊と期待総費用が同じになる内的破壊確率は、式(5)で与えられる。

表-5 想定破壊形態

Case No.	破壊形態	復旧方法	
内的破壊	A-1	側壁損傷2ヶ所 中詰砂一部流出	水中コンクリートにて空隙充填 残留中詰砂固化
	A-2	港外側より2番目の隔壁まで損傷 中詰砂流出	ケーソン取り壊し撤去. ケーソン再製作, 据付け
	A-3	A-2に準じる	水中コンクリートにて断面復旧
外的破壊	B-1	ケーソン滑动, 捨石マウンド被覆石乱れ, 側壁にクラック	ケーソン補修 再据付け
	B-2	B-1に準じるが, 側壁に損傷なし	ケーソン再据付け
	B-3	ケーソン滑动(移動量1.0m未満)	水中コンクリートにて法線復旧

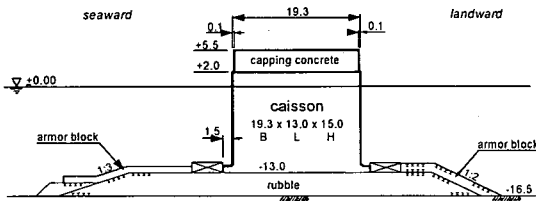


図-9 検討対象断面

$$P_{fi} = \frac{C_{fo}}{C_{fi}} P_{fo} \quad (5)$$

ここに、添字  $i$  および  $o$  は、それぞれ内的安定、外的安定に関する値であることを示す。

図-9 に示す断面 (ケーソン寸法 13.0m(L) × 19.3m(B) × 15.0m(H)) を対象に、内的破壊・外的破壊のそれぞれについて、軽微な場合と大規模な場合の2種類の破壊形態を考慮した。想定した破壊形態の詳細は表-5 に示すとおりである。

想定した各々の破壊形態に対する復旧工事費を初期建設費とともに図-10 に示す。価格は、ケーソン1函あたりの値である。

図より、破壊形態によって復旧費用は大きくばらつくものの、概ね外的破壊が生じた方が復旧費用は大きいことが分かる。このため、破壊形態の設定に関する不確定要因を考慮しても、外的安定との比較の観点からは、内的安全性指標目標値は外的安全性指標目標値と同程度に設定すれば十分であることがわかる。ただし、内的安定についてはこれまで検討したように、安全性指標の平面的な変動が大きいため、安全性指標の下限値を比較の対象とする。表-6 に示すように、波の山、波の谷、静穏時については

表-6 目標安全性指標 (下限値)

波の山, 波の谷, 静穏時	2.4
浮遊時, 注水時	2.0

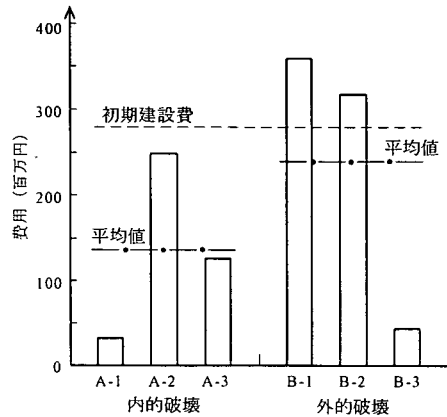


図-10 破壊時損失費用

安全性指標の下限目標値を外的安定の安全性指標平均値 2.4 とし、浮遊時および注水時については短期荷重であることを考慮して、安全性指標の下限目標値を外的安定の安全性指標 5%非超過値 2.0<sup>5)</sup>とする。

## 6. コードキャリブレーション

表-6 に示した目標安全性指標をもとに、レベル1信頼性設計法によりコードキャリブレーションを行う。安全係数のうち、材料係数、部材係数、構造解析係数についてはコンクリート標準示方書設計編<sup>14)</sup>に標準値が定められており、現行設計法<sup>1)</sup>においてもその値を踏襲している。これら3種類の係数は、コンクリート構造物としての標準的な係数として値が設定されており、本研究においてはこれらの係数はパラメータスタディの対象外とする。これにより、本研究で扱うのは荷重係数、構造物係数の2種類となる。荷重係数は、設計で考慮する荷重の変動を考慮する係数であり、構造物係数は、設計対象となる構造物の重要度を考慮する係数である。安全性照査式は、式(6)により与えられる。

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad (6)$$



ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数

$S_d$  : 断面力設計用値(式(7)による)

$R_d$  : 終局曲げ耐力設計用値(式(8)による)

$$S_d = Cq_d L^2 \quad (7)$$

$$= C \sum \gamma_{fi} q_{ki} L^2$$

$$R_d = A_s f_{yd} \left( 1 - \frac{p_w}{1.7} \frac{f_{yd}}{f'_{cd}} \right) / \gamma_b$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{ms} \quad (8)$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_{mc}$$

ここに、

$\gamma_b$  : 部材係数(=1.15)

$\gamma_f$  : 荷重係数

$\gamma_{ms}$  : 鋼材の材料係数(=1.00)

$\gamma_{mc}$  : コンクリートの材料係数(=1.30)

式(7)、式(8)における記号は式(2)、式(3)におけるものと同じであり、添字  $k$ 、 $d$  はそれぞれ特性値、設計用値であることを示す。

終局曲げ安全性に関しては性能関数が非常に複雑であり、かつ算出される安全性指標は格子点毎に非常にばらつきが大きく、安全性指標算出時に計算される分離係数も同じパラメータに関して格子点毎に異なる。このため、性能関数の線形化近似によって目標安全性指標と関連した安全係数を示すことは困難である。以上より、本研究においては、表-7に示す安全係数の組み合わせを考慮する。case A はもともと安全係数を低下させたケースであり、case L は現行設計法に近いケースである。なお現行設計法においては波力と底面反力変動分などの波力以外の変動荷重では異なる荷重係数が設定されているが、ともに波力に起因する変動荷重であり、荷重の性質に本質的違いがないことから本研究では同じ値とした。

表-7に示した case A ~ case L の安全係数を用いて試設計を行い、その結果をもとに安全性指標を算出した。底版、側壁、隔壁に対する検討結果をそれぞれ図-11 ~ 図-13 に示す。水平軸は検討ケースを示しており、鉛直軸は各ケースにおける安全性指標の上下限值、平均値、5%非超過値を示している。

検討結果のうち、まず底版について考察する。波の山については、安全係数をもっとも低下させた case A においても、安全性指標の平均値は 5.3 であり、現行設計法との差はわずかに 3% 程度である。5%非超過値については case A における値は 2.8 となり現行設計法と比較すると 12% 程度の減少となる。波

表-7 検討ケース

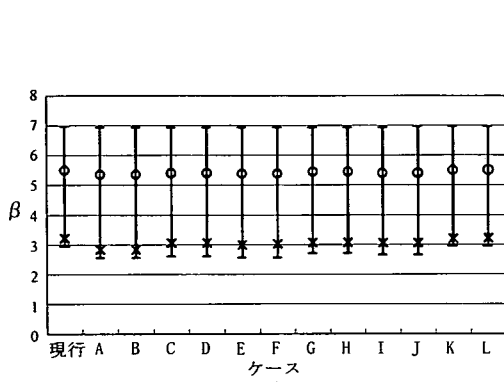
ケース名	荷重係数			構造物係数
	永久荷重	変動荷重	波力	
現行設計	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.30 (0.70)	1.10
case A	1.05 (0.95)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.00
case B	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.00
case C	1.05 (0.95)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.00
case D	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.00
case E	1.05 (0.95)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.05
case F	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.05
case G	1.05 (0.95)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.05
case H	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.05
case I	1.05 (0.95)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10
case J	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10 (0.90)	1.10
case K	1.05 (0.95)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.10
case L	1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.10

\* ( ) 内の数値は、その荷重と合計荷重の作用方向が異なる場合

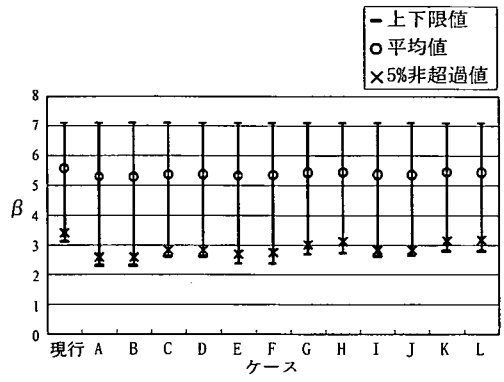
の谷については case A と現行設計法を比較すると平均値で 1%、5%非超過値では 5%の減少となる。

case A における安全性指標の下限値は、波の山で 2.6、波の谷で 2.9 であり、いずれも目標値 2.4 を上回っている。浮遊時については、安全係数の変化に伴う安全性指標の変化はほとんど認められず、いずれのケースにおいても目標値 2.0 を上回っている。以上により、底版についてはいずれのケースについても採択することが可能である。なお、安全係数の変化に伴う安全性指標の変化があまり顕著でない理由は、最小鉄筋比 0.2% の規定により鉄筋量が決定する箇所がかなり多いことが理由である。

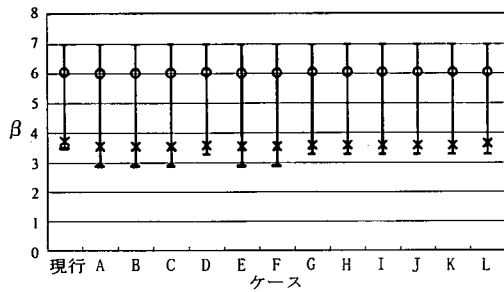
次に側壁については、特に波の山の条件においてケースごとに違いが顕著である。すなわち、case A と現行設計法の比較を行うと、平均的には case A の安全性指標は 5.3 となり現行設計法と比較して 5% 程度低下するとともに、下限値については 2.3 となり現行設計法より 26% 程度の大きな低下となり、目標値 2.4 を下回る結果となる。波の谷についてはケース毎に大きな変化は認められず、いずれのケースも目標値 2.4 を上回る。次に浮遊時については case A の平均安全性指標は 5.7 となり現行設計法との違いはわずか 1% であるが、下限値についてはケース毎に



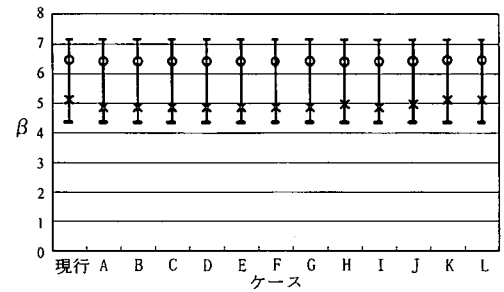
(a) 底版 波の山



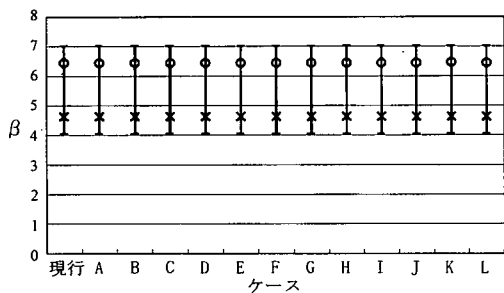
(a) 側壁 波の山



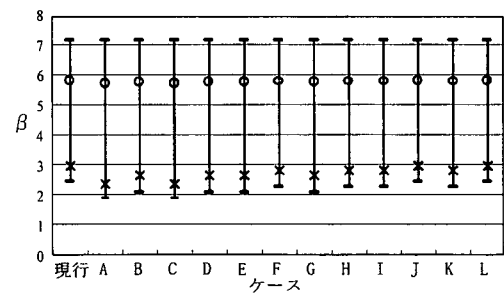
(b) 底版 波の谷



(b) 側壁 波の谷



(c) 底版 浮遊時



(c) 側壁 浮遊時

図-11 検討結果 (底版)

図-12 検討結果 (側壁)

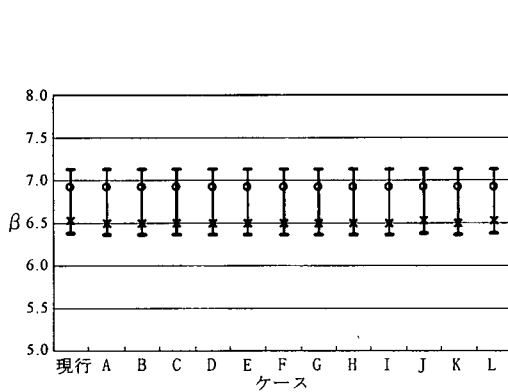


図-13 検討結果 (隔壁)

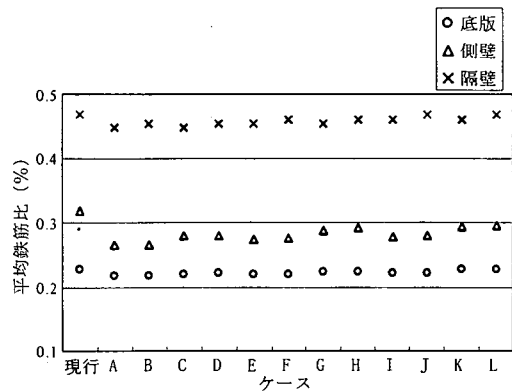


図-14 平均鉄筋比の変化

表-8 安全係数の提案

荷重係数			構造物係数
永久荷重	変動荷重	波力	
1.10 (0.90)	1.20 (0.80)	1.20 (0.80)	1.00

\*( )内の数値は、その荷重と合計荷重の作用方向が異なる場合

違いがみられ、case Aでは現行設計法より20%程度減少し、目標値2.0を下回る。以上の検討結果より表-6において設定した目標下限値に対応する検討ケースを探索すると、case Dが適合する。すなわち、波の山における安全性指標下限値は2.6であり、浮遊時における安全性指標下限値は2.1となる。最後に隔壁については、安全係数の変化による安全性指標の変化は小さく、いずれのケースについても目標値を上回っている。例えばcase Aにおける安全性指標の下限値は6.4であり、現行設計法との違いは1%未満である。

以上の結果により、ケーソン式防波堤の終局曲げ安全性に関する安全係数として、case Dの設定が合理的と判断される。ここに、表-8として提案値を再掲する。表に示した以外の係数については、現行設計法とおりとする。

検討した各ケースについて、部材別の平均鉄筋比の変化を図-14に示す。ここでは、底版については法線直角方向の全隔室について鉄筋比を算出している。安全性指標の変化と同様に、底版および隔壁については安全係数の変化に伴う鉄筋比の変化は比較的少ない。底版においてはcase Dの平均鉄筋比は0.22%であり、現行設計法の0.23%と比較して0.01%の違いしかない。隔壁についてもcase Dは0.45%となり、現行設計法の0.47%との差は0.02%である。側壁については、case Dにおける値は0.28%となり、現行設計法の0.32%と比較すると0.04%の違いとなり、現行設計法との比は88%となる。

## 7. 結論

本研究の結論を述べると以下の通りである。

- ①ケーソン式防波堤の内的安定に関係するパラメータの従う確率分布を推定した。
- ②全国に建設されているケーソン式防波堤の事例5例をもとにして、現行設計法による防波堤の内的安全性水準を信頼性設計法により定量的に明らかにした。現行設計法により設計された防波堤の安全性指

標は、平均的に5.5~6.9の範囲にある。また、安全性指標の下限値についても多少のばらつきが認められるものの、外的安定の安全性指標平均値以上の値となる。このように、現行設計法の内的安定に関する安全性水準は外的安定と比較すると非常に高い。

③ケーソン式防波堤の内的安定に関する目標安全性指標を外的安定との期待総費用の相互比較の観点から設定した。内的破壊時の期待費用は平均的に外的破壊時の期待費用以下であるため、内的安定についても外的安定と同程度の安全性水準を目標とすればよい。

④ケーソン式防波堤の内的安定照査に用いるべき安全係数のうち、荷重係数および構造物係数についてコードキャリブレーションを行い、表-8に示す値を提案する。

⑤提案した安全係数を用いた場合、ケーソン式防波堤の平均鉄筋比は、現行設計法と比較すると底版および隔壁について0.01~0.02%程度、側壁については0.04%程度減少させることができる。

謝辞：本研究のとりまとめに際し、京都大学防災研究所嘉門教授に御指導いただきましたことを感謝します。

## 参考文献

- 1) 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，1999。
- 2) 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，pp.69-112，1994。
- 3) 長尾 毅，吉浪康行：信頼性解析によるケーソン式防波堤の外的安定性評価，構造工学論文集 Vol.47A，pp.305-312，2001。
- 4) 長尾 毅，吉浪康行，佐貫哲朗，嘉門雅史：ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用，構造工学論文集 Vol.47A，pp.293-304，2001。
- 5) 長尾 毅：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計手法の適用，土木学会論文集 No.689，I-57，pp.173-182，2001。
- 6) Hasofer, A. M. and Lind, N. C. : Exact and Invariant Second moment Code Format, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.100, No.EM1, pp.111-121, 1974.
- 7) 南兼一郎，春日井康夫：鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用，港湾技研資料，No.716，1991。
- 8) コンクリート工学ハンドブック改訂新版，朝倉書店，

1981.

- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.
- 10) Standard code for concrete reactor vessels and containments：ACI-ASME technical committee on Concrete pressure components for nuclear service, 1975.
- 11) 菊池喜昭，高橋邦夫，小椋卓実：土圧実験における土圧のばらつきと近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験，港湾技研資料，No.811，1995.
- 12) 高山知司，池田直太：防波堤の信頼性設計法について，第2回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム論文集，pp.245-252，1991.
- 13) 合田良実：極値統計におけるプロットング公式ならびに推定値の信頼区間に関する検討，港湾技術研究所報告，Vol.27，No.2，pp.31-92，1988.
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成8年制定）設計編，1996.

(2001. 3. 2 受付)

## RELIABILITY BASED DESIGN METHOD FOR FLEXURAL DESIGN OF CAISSON TYPE BREAKWATERS

Takashi NAGAO

This paper presents the flexural design way of breakwaters by means of reliability based design method. By using the probability distributions of design parameters such as wave force, deadweight, material strength and so on, distribution of safety indices against ultimate flexural failure of breakwaters designed with conventional design method has been clarified. Target safety level has been determined in terms of comparison of life cost of breakwaters for external safety and internal safety. Code calibration has been carried out and safety factors for level 1 reliability design method have been proposed.