

経済損失を考慮した期待総費用最小化のための 岸壁の常時のレベル1信頼性設計法

Level-one reliability-based design method of quay walls for the ordinal condition
in view of minimum expected total cost considering the economic loss

長尾 毅*, 柴崎隆一*, 尾崎竜三**

Takashi Nagao, Ryuichi Shibasaki and Ryuzo Ozaki

*工博 国土交通省 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

**工博 中央復建コンサルタンツ(株) (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

It is necessary to determine the target safety level in order to introduce the level-one reliability-based design method. We discussed the target safety level of quay walls from the viewpoint of minimizing the expected total cost for the ordinal condition for which the effect of the earthquake motion is not taken into account. Firstly, expected total costs of quay walls for three structural types considering both the repair cost and the economic loss are examined for the ordinal condition and optimum safety levels are obtained. Secondly, code calibration is carried out and partial factors for level-one reliability-based design method are proposed.

Key Words: quay wall, reliability-based design, expected total cost, partial factor

キーワード: 岸壁, 信頼性設計, 期待総費用, 部分係数

1. はじめに

土木構造物の性能設計に関する取り組みが本格化しつつある¹⁾。性能設計の体系においては、構造物に要求される性能を明確に規定し、性能が満足されることを合理的な方法で示す必要がある。その際の設計法として、ISO2394(構造物の信頼性に関する一般原則)の付属書にも位置付けられたレベル1信頼性設計法の採用が今後進むものと考えられる。

信頼性設計法の適用においては、目標安全性水準をどのように定めるかが重要な課題のひとつである。その際の実用的な方法として、過去の設計法における平均的な安全性水準に一致させる方法がある²⁾が、本研究で対象とする港湾構造物の設計法³⁾の安全性水準の妥当性について、これまで定量的な検証が十分に行われてきたとは必ずしもいえない。

本研究で対象とする岸壁の設計においては、大別すると地震動作用時と地震動の作用のない条件(以下、常時と呼ぶ)のそれぞれについて安全性照査が行われる。このうち本研究で対象とするのは常時の設計である。なお、地震時と常時の両方の条件で安全性照査を行う理由は、設計地震動は設計供用期間中に必ず作用するわけではない(例えば、再現期間75年の地震動の設計供用期間50年中に作用する確率は50%程度である)ため、現行設計

法では地震動作用時の安全率を常時よりも低く設定しているためである。従って、信頼性設計法の導入に際しても、目標安全性水準および部分係数は常時と地震時で異なる値を設定する必要があると考えられる。ここで、現行設計法とは文献3)による安全率および許容応力度に基づく設計法である。

本研究では、岸壁の常時の設計について、初期建設費に破壊可能性と破壊時の費用を乗じた値を加えた費用により定義される期待総費用を考慮し、期待総費用が最小となる安全性水準を目標水準とした検討を行う。ここで、長尾・森屋⁴⁾は、防波堤および岸壁について、それぞれ波浪および地震動作用時の最適な安全性水準について検討した結果、目標安全性水準は被災時の費用と初期建設費用の比に依存することを示した。ただし、被災時費用としては復旧費用に加えて経済損失を考慮すべきであるものの、その考慮方法は示すには至っていない。そこで本研究では、経済損失を考慮した被災時費用を考慮した期待総費用の検討を行った。岸壁の場合、社会経済費用としては被災に伴って生じる陸上・海上輸送における迂回に伴う経済損失(輸送費用・輸送時間)、代替輸送による費用の増加を取り上げればよいと考えられるため、これをモデル化することにより、より精緻な被災時費用の算定を試みた。なお、構造物の建設費用と経済損失は費用の負担者が異なるが、公共構造物として、国民全体

の費用として異なる負担者の費用を総計することには問題ないと考えられる⁵⁾。

検討は岸壁の主要な構造形式であるケーソン式、矢板式、栈橋式の各岸壁を対象とし、最適な目標安全性水準の検討とあわせてレベル1信頼性設計法に用いる部分係数の検討を行った。部分係数の検討においては、目標信頼性指標と感度係数から得られる部分係数を基本として、キャリブレーションによって目標安全性水準との分散が最小となる最適な部分係数を提示した。

2. 期待総費用の算出方法

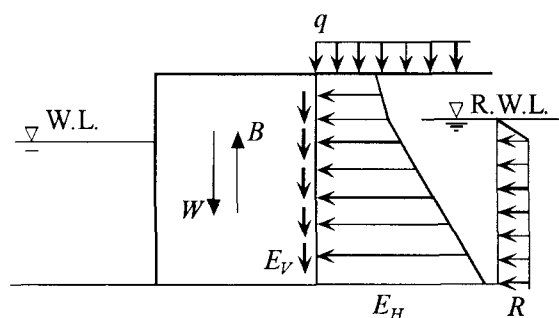
2.1 破壊確率の算出方法

図-1 に、本研究で対象とする構造物の形式毎の荷重作用条件を示す。図中の記号は以下の通りである。 W ：壁体重量、 B ：浮力、 E_H ：水平主働土圧、 E_V ：鉛直主働土圧、 R ：残留水圧、 q ：上載荷重、W.L.：前面水位、R.W.L.：残留水位、 T ：タイロッド張力、 E_o ：主働土圧、 E_p ：受働土圧、 P_H ：船舶接岸力、 w ：死荷重である。

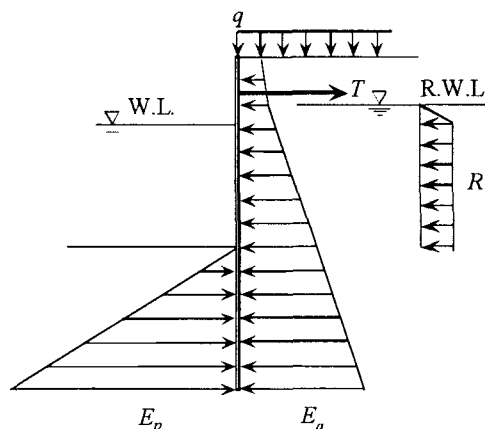
ケーソン式および矢板式岸壁では土圧および残留水圧の作用が支配的な作用であるが、栈橋は背後の土留め部と分離した構造であるため土圧の作用は受けず、代わりに船舶接岸力が支配的な作用となる。ケーソン式および矢板式岸壁では船舶接岸時は土圧が接岸力を減じる方向に作用するため支配的な要因とならず、安全性照査は省略される。

考慮する破壊モードは表-1 に示すとおりである。破壊確率算定に用いる性能関数および荷重算出方法は現行設計法に準じる。栈橋式岸壁は複数の杭より構成されるが、ここでは曲げ圧縮破壊、先端支持力破壊のそれぞれについて最も安全性が低くなる杭に着目した検討を行う。本研究による検討断面は設計水深として各構造形式について-7.5m、-11.0m、-14.0mとした。栈橋式岸壁における対象船舶は上述設計水深の順に標準的な5000DWT、18000DWT、55000DWTとした。ここに、DWTとは載荷重量トン数(Dead Weight Tonnage)である。また、潮位差、上載荷重の特性値についても平均的な値を用いた。ケーソン式および矢板式岸壁については、前面潮位が朔望平均干潮面(L.W.L.)の際が背面より作用する残留水圧が最も大きくなり、破壊確率が最も高くなることから、これら岸壁の常時の破壊確率としては前面潮位がL.W.L.の際の条件付の破壊確率を考慮する。なお、用いる鋼材は鋼矢板についてはSY390、鋼管矢板はSKY490、鋼管杭はSKK490とした。また、矢板式岸壁のタイロッド材は高張力鋼740とした。

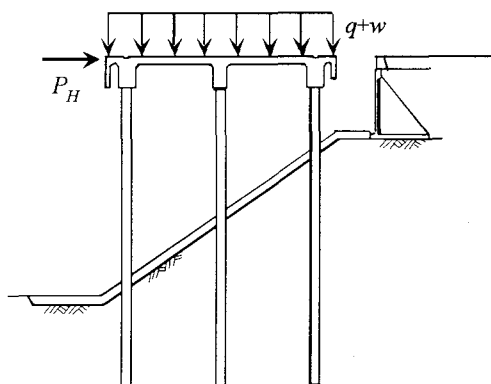
各破壊モードの破壊確率は、FORM(First-Order Reliability Method)を用いて性能関数の破壊点における線形化近似による信頼性指標⁶⁾をもとに算出する。なお、円弧すべりの解析においては地盤強度の自己相関性を考慮する必要があるが、本研究では土田・湯⁷⁾と同様に、



(a)ケーソン式岸壁



(b)矢板式岸壁



(c)栈橋式岸壁

図-1 荷重作用条件

表-1 考慮する破壊モード

ケーソン式岸壁	滑動破壊，転倒破壊，円弧すべり破壊
矢板式岸壁	矢板壁曲げ破壊，タイロッド破断，円弧すべり破壊
栈橋式岸壁	杭曲げ圧縮破壊，先端支持力破壊

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る。水平方向については、海成粘土の物性に関する調査結果において、深度方向と比較して自己相関性が非常に強く、数10m程度以内範囲ではほぼ均一と見なしてよい⁸⁾ことが報告されていることか

ら、同一の層と見なす。このほか、円弧すべりの検討にあたっては、原地盤として砂質土地盤と粘性土地盤の2種類を想定し、壁体の外的安定より定まる壁体諸元をもとにして、地盤改良の範囲を変化させることにより破壊確率の変化を算出した。

各構造形式の破壊モード別の性能関数 Z は、式(1)~式(6)に示す通りである。小括弧内の記号は確率変数として扱うパラメータであることを示す。また、 $a_1 \sim a_5$, B_T , B_C は確定値扱いする。

(ケーソン式岸壁・滑動破壊)

$$Z = f \{ W - B(RWL) + E_v(ke, q) \} - E_H(ke, q) - R(RWL) \quad (1)$$

(ケーソン式岸壁・転倒破壊)

$$Z = a_1 W - a_2 B(RWL) + a_3 E_v(ke, q) - a_4 E_H(ke, q) - a_5 R(RWL) \quad (2)$$

(矢板式岸壁・矢板壁曲げ破壊, タイロッド破断)

$$Z = E_y(f_y) - \sigma_s(ke, q, RWL, mS) \quad (3)$$

(栈橋式岸壁・杭曲げ圧縮破壊)

$$Z = \psi - \frac{\sigma_c(P_H, \lambda)}{E_y(f_y)} - \frac{\sigma_M(P_H, \lambda)}{E_y(f_y)} \quad (4)$$

(栈橋式岸壁・先端支持力破壊)

$$Z = \eta_1 B_T + \eta_2 B_C - S(P_H, \lambda) \quad (5)$$

(円弧すべり)

$$Z = R(c', \tan \phi, w', q) - S(RWL, w', q) \quad (6)$$

ここに、 f : 堤体底面と基礎との摩擦係数、 RWL : 岸壁残留水位、 ke : 土圧静的成分、 q : 上載荷重、 E_y : 鋼材の強度、 f_y : 鋼材降伏応力度精度、 σ_s : 矢板壁及びタイロッド応力度、 mS : 矢板壁断面力及びタイロッド張力算定式精度、 ψ : 曲げ圧縮破壊判定式精度、 σ_c : 杭圧縮応力度、 σ_M : 杭曲げ応力度、 P_H : 船舶接岸力、 λ : 杭自由長推定精度、 η_1 : 杭先端支持力算定精度、 η_2 : 杭周面摩擦力算定精度、 B_T : 杭先端支持力、 B_C : 杭周面摩擦力、 S : 杭に作用する鉛直荷重、 $a_1 \sim a_5$: 各荷重のアーム長、 ϕ : 排水条件における内部摩擦角、 c' : 見かけの粘着力、 w' : 分割細片重量である。

上記確率変数の従う確率分布は表-2 の通りである。設計パラメータとその特性値の比は正規分布に従うと仮定しており、各変数の平均値とその特性値の比を α 、各変数の変動係数を V と定義し、 α および V の従う分布を表示している。ここで、特性値は現行設計法で用いている値としている。

これらの確率分布の設定方法は次の通りである。残留

水位については、古土井ら⁹⁾の岸壁における水位実測値をもとに、前面潮位がL.W.L.の際の残留水位の変動を考慮して設定した。上載荷重については、木更津港におけるバラ荷の実測結果をもとに設定した¹⁰⁾。船舶接岸力については、文献(11)に基づいている。これら以外のパラメータについては長尾・森屋⁴⁾に示したとおりである。なおここで考慮していない要素として、円弧すべりの照査式の精度がある。円弧すべりの照査式の精度についてはこれまでに飽和した軟弱な粘性土地盤を対象にした研究事例がある¹²⁾。本研究では粘性土地盤のみならず砂質土地盤、および置換砂による改良地盤を対象とするため、照査式算定精度は考慮せず、今後の課題とする。

表-2 パラメータの従う確率分布

	α	V
残留水位 RWL	1.00	0.05
摩擦係数 f	1.06	0.15
単位体積重量 W_i		
鉄筋コンクリート (RC)	0.98	0.02
無筋コンクリート (NC)	1.02	0.02
中詰砂 (sand)	1.02	0.04
基礎地盤	1.00	0.03
土圧 ke	1.00	0.10
上載荷重 q	1.00	0.40
基礎地盤強度 c' , $\tan \phi$	1.00	0.10
鋼材降伏応力度精度 f_y	1.20	0.065
矢板断面力算定精度 mS	1.00	0.10
杭曲げ圧縮破壊式精度 ψ	1.17	0.10
杭先端支持力精度 η_1	0.93	0.20
杭周面摩擦力推定精度 η_2	1.60	0.35
杭自由長推定精度 λ	1.00	0.10
船舶接岸力 P_H	0.87	0.25

注) α : 平均値の偏り (平均値/特性値)

V : 変動係数

2. 2 期待総費用の算出方法

期待総費用は式(7)により表現される。

$$ETC = C_i + P_f C_f \quad (7)$$

ここに、 ETC : 期待総費用、 C_i : 初期建設費、 P_f : 対象とする荷重による破壊確率、 C_f : 被災時費用である。

ここで、本研究では常時の問題を扱うため社会的割引率は考慮しない。また、被災時費用は、復旧費用と経済損失の両方を考慮する。

岸壁の被災時には、当該施設が利用できないことによる経済損失が存在する。ここでいう経済損失には、迂回輸送や輸送取りやめなどによってもたらされる貨物の荷主や運送業者の被害、料金収入の遺失などの港湾管理者の被害、あるいはこれらの被害が地域経済全体に波及する二次的な被害などが含まれる。しかしながら、①市場

の完全競争状態を仮定すれば、交通施設整備の効果は、交通活動に直接もたらされる便益のみを計測すれば十分であること¹³⁾、②港湾管理者の被害は、社会全体でみればキャンセルアウトされる可能性があること⁹⁾、③被災による貨物需要の変化は予測が難しいこと、などの理由により、以降の経済損失の算出にあたっては、迂回輸送による経済損失のみを考慮することとする。

迂回輸送による経済損失額については、コンテナ貨物を対象とした試算を行った。具体的には、柴崎¹⁴⁾に示す方法に従い、迂回輸送による経済損失 L を、式(8)に示すように、海上輸送費用、海上輸送時間費用、陸上輸送費用、陸上輸送時間費用の4種類の費用の和で定義する。

$$L = R \cdot \sum_{i=1} \left\{ (Ocap_{i-1} - Ocap_i) \cdot (CL_i + CM_i + Tv \cdot (TL_i + TM_i)) \right\} \quad (8)$$

ここに、 i : 当該港湾被災時の i 番目の代替港、 $Ocap_i$: i 港でオーバーキャパシティとなる貨物量 ($Ocap_0$ は分析対象港湾での貨物量) (TEU/日)、 CL : 陸上輸送費用 (千円/TEU)、 CM : 海上輸送費用 (千円/TEU)、 TL : 陸上輸送時間 (h)、 TM : 海上輸送時間 (h)、 Tv : コンテナ貨物の時間価値 (千円/h/TEU)、 R : 復旧期間 (日) である。なお、TEUはTwenty Feet Equivalent Unitの略で、コンテナ貨物量に用いられる単位である。また、復旧期間 R については、一律半年 ($R=180$) と仮定した。

次に、被災によるオーバーキャパシティの算出については以下の通りである。構造物の被災の影響が当該岸壁以外には及ばないと仮定すれば、被災時に分析対象港湾で取り扱うことができず、オーバーキャパシティとなる貨物量 $Ocap_0$ (TEU/日) は、次式で表される。

$$Ocap_0 = \sum_j Q_{0,j} - \left(\sum_{b \in B_0} cap_b - cap_0 \right) \quad (9)$$

ここに、 $Q_{0,j}$: 分析対象港湾を積出港 (または積卸港、以下同様) とし、 j を生産地 (または消費地、以下同様) とするコンテナ貨物量 (TEU/日)、 cap_b : 分析対象港湾における各バースの通常時のキャパシティ (TEU/日) ($b=0$ は被災バースを表す)、 B_0 : 当該港におけるコンテナバース数である。生産地別・積出港別のコンテナ貨物量は、外貿コンテナ貨物流動調査データ (1ヶ月値、フレートトンバース)¹⁵⁾より日TEUバースに換算することで得た。ここでフレートトンとは積荷の種類による単位重量あたりの容積の違いを考慮に入れた積荷量の単位で、例えば綿などの軽いものは 1.113m^3 を1フレートトンと換算する。換算係数は、港湾投資評価のガイドライン⁹⁾ (以下「ガイドライン」とよぶ) に従い、20ft、40ft コンテナ1個当たりそれぞれ18.7、28.1フレートトンとした。また、20ft コンテナと40ft コンテナの構成比も、ガイドラインに従い、中枢・中核国際港湾においては個数バースで1:1、その他の港湾においては5:2とした。

代替港 ($i \geq 1$) においては被災は発生しないので、各

代替港でオーバーキャパシティとなる貨物量 $Ocap_i$ は次式で表される。

$$Ocap_i = \left(\sum_j Q_{i,j} + Ocap_{i-1} \right) - \sum_{b \in B_i} cap_b \quad (10)$$

なお、代替港は、アジア域内航路貨物については、コンテナを取り扱う港湾のうち、分析対象港湾から陸上輸送経路で最短となる港湾から順に設定する。また、基幹航路貨物については、中枢・中核港湾のうち分析対象港湾から陸上輸送経路の短い港湾から順に設定した。

陸上輸送費用 CL に関しては、ガイドラインより、20ft コンテナ、40ft コンテナの別に、輸送距離と費用の関係式を次式のように推定した。

(20ft コンテナ)

$$CL_i = -0.153 \cdot ld_{ij}^2 + 380 \cdot ld_{ij} + 26700 \quad (11)$$

(40ft コンテナ)

$$CL_i = -0.120 \cdot ld_{ij}^2 + 279 \cdot ld_{ij} + 21800 \quad (12)$$

ここに、 ld_{ij} : 積出港 i と生産地 j の陸上輸送往復距離 (km) で、道路情報便覧¹⁶⁾に収録されている、全高速道路・全国道・主要地方道を含む全国46,798交差点、76,555リンクからなるネットワーク上で最短経路探索を行うことにより得た。なお、生産地は各市町村役場の所在地で代替し、積出港については、各港湾で最も代表的なコンテナ埠頭とした。

海上輸送費用 CM についても、ガイドラインの規定に従って算出するが、当該バースを利用するコンテナ船の船型を仮定する必要があるため、基幹航路貨物については、バースの水深別にコンテナ船の船型を表-3のとおり仮定し、アジア域内航路貨物については、全てのバースで500TEU船を仮定した。

陸上輸送時間 TL 、海上輸送時間 TM は、陸上・海上の輸送距離を輸送速度で除することで得る。陸上・海上の輸送速度については、ガイドラインの記述に従った。また、時間価値 Tv についても、ガイドラインに従い、20ft コンテナ・40ft コンテナの別や、輸出入貨物の別に設定した。

以上の計算を、全国のコンテナターミナルについて行った。その結果をバース水深別にまとめたものを表-4および図-2に示す。表より、水深 (の絶対値) と迂回輸送による被害額の平均値には、正の相関関係があることが分かる。すなわち、水深が深く大型船の入港が可能であるバースほど、背後圏が広く経済的に重要であるという結果となっている。また、水深が深いほど被害額の分散も大きいことがわかった。これは、水深が深いバースは大規模港湾においては連続して建設されることが多いが、対象バース建設時には他のバースはすでに整備され、供用されている条件で検討しており、常時安全性の場合、地震時の被災と異なり1バース単独の被災である

表-3 バース水深別の想定入港コンテナ船の船型

バース水深	基幹航路	アジア域内航路
-7.5m	500 TEU	500 TEU
7.5m-11m	2000 TEU	
11m-	4000 TEU	

表-4 水深別の迂回輸送による被害額

バース水深	バース数	迂回輸送による被害額 (百万円/バース)	
		平均	σ
-7.5m	12	23.363	47.878
7.5m-11m	49	539.824	1,595.927
11m-	107	776.373	2,179.620

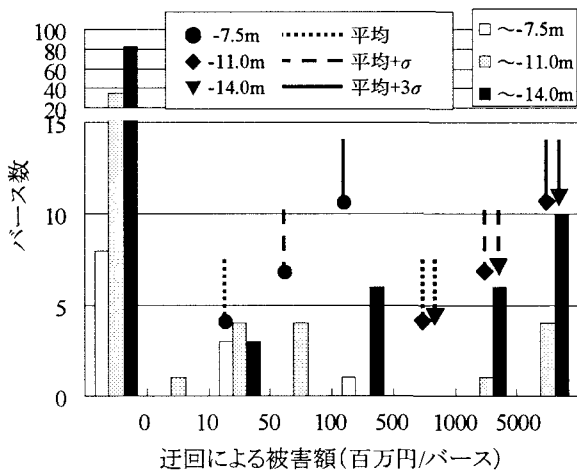


図-2 迂回輸送による被害額

ため、港湾によっては、同じ港湾内の他バースで全ての貨物の取り扱いが可能となり、迂回輸送による被害額がゼロとなるケースも含まれるなど、代替輸送の状況にばらつきが大きくなるためと考えられる。このように経済損失についてはばらつきが大きいことから、本研究では中核港湾および中枢港湾への適用を想定して、迂回費用による損失額をそれぞれ平均+ σ とした場合と、平均+3 σ とした場合を扱うこととした。これらの平均+ σ 、平均+3 σ の迂回輸送による被害額は、図-2 に示す被害額がゼロとなるバースを除いた場合のそれぞれ平均値と最大値に近い値となる。

次に復旧費は、表-5 に示す被災復旧形態から平均的な状況を考慮して算出する。初期建設費および復旧費は、日本の標準的な人件費、材料費、工事の稼働率などを基に算出した。図-3 に初期建設費と復旧費の関係を示す。なお、費用は断面奥行き 1m あたりの価格で直接工事費にその 40%の間接経費を見込んでいる。ケーソン式と矢板式岸壁においては、初期建設費に対する復旧費の関係はほぼ同じ勾配であり、ケーソン式岸壁に比べて矢板式岸壁の方が同じ水深で初期建設費に対する復旧費が小さ

表-5 復旧工法の概要

ケーソン式岸壁	<ol style="list-style-type: none"> 1. エプロン舗装・裏込・上部工・中詰め撤去 2. ケーソンの最浮遊 3. マウンドの撤去 4. 地盤改良 (円弧すべり破壊の場合、土砂掘削、置換砂) 5. マウンド復旧、均し 6. ケーソンの最据え付け 7. 1.の復旧
矢板式岸壁	<ol style="list-style-type: none"> 1. エプロン舗装・裏込・上部工の撤去 2. 矢板・タイロッドの撤去 3. 地盤改良 (円弧すべり破壊の場合、土砂掘削、置換砂) 4. 矢板・タイロッドの打設 5. 1.の復旧
栈橋式岸壁	<ol style="list-style-type: none"> 1. 上部工・杭の撤去 (全杭) 2. 杭打設 3. 上部工復旧

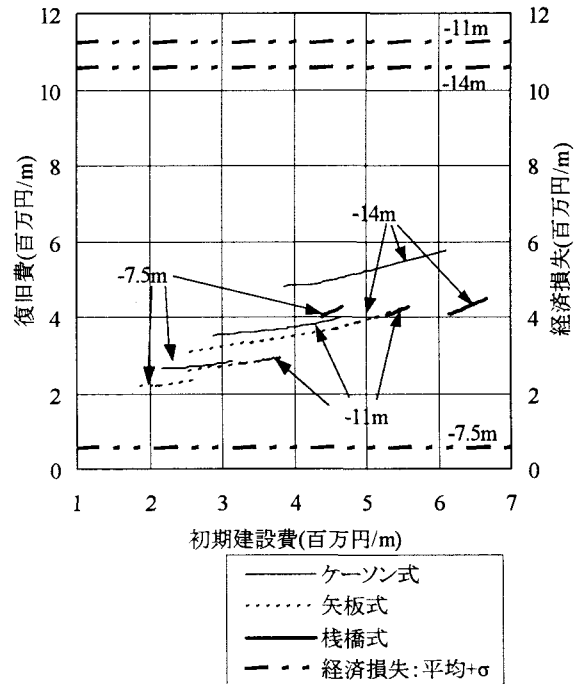


図-3 初期建設費と復旧費、経済損失の関係

い傾向にある。これは、矢板式岸壁の場合はタイロッドの撤去のみで復旧可能な場合もあるなど復旧形態が簡易なものから大規模なものまで様々考えられるのに対し、ケーソン式岸壁の場合は復旧形態がほぼ一定で必ずケーソンの再浮遊を伴う大規模なものとなるためである。また、栈橋式岸壁について初期建設費に対して復旧費が低いのは、初期建設費には背後の土留めの建設費が含まれるためである。

また図-3 には先述した経済損失 (平均+ σ) についてもあわせて示した。水深-11.0m について-14.0m よりも経済損失が大きくなっているのは、奥行き 1m あたりを考えているためである。平均+3 σ については、水深-7.5m, -11.0m, -14.0m でそれぞれ 1.3 百万円/m, 28.0 百万円/m,

26.1 百万円/m となる。復旧費と比較すると、経済損失は平均+ σ については、水深-7.5m で0.25 倍程度、他の水深で、3~4 倍程度であり、平均+3 σ では、水深-7.5m で0.5 倍程度、他の水深では6~9 倍程度である。水深が深くなると期待総費用に占める経済損失の割合が大きくなる事が分かる。

3. 目標安全性水準

3. 1 破壊確率

以下では期待総費用が最小となる安全性水準について検討を行う。ケーソン式岸壁と矢板式岸壁については、構造物の諸元によって破壊確率が変化するモード（ケーソン式の場合、滑動と転倒）と、地盤の条件によって破壊確率が変化する円弧すべりモードが存在するため、期待総費用の算出にあたり、円弧すべりの破壊確率とその他のモードの破壊確率をどのように組み合わせるかが問題となる。構造物の諸元によって破壊確率が変化する2つの破壊モードのシステム破壊確率を Madsen and Lind¹⁷⁾ に従って算定し、期待総費用の算出方法について検討した結果、円弧すべりの破壊確率をその他のモードのシステム破壊確率と同等とした組み合わせを用いた際に、期待総費用が最小となったため、本研究ではこの組み合わせを採用した。

次に、ケーソン式および矢板式岸壁の期待総費用カーブにおいては円弧すべりまで含んだ3モードのシステム破壊確率に対して費用を計算する必要があるため、システム破壊確率の算出方法について検討を行った。そこで、3つの破壊モード中の2モードのシステム破壊確率と相関係数の関係を水深-11.0m の場合を例として図-4 に示す。ケーソン式岸壁については、滑動-転倒モードの相関に比べて、滑動-円弧すべり、転倒-円弧すべり間の相関は小さく、相関係数はおおむね0.1~0.3 程度である。ここで、滑動および転倒モードの検討では、安全性が最も低くなる条件として上載荷重はケーソン上部には作用

せず壁体背面のみに載荷された条件を想定するが、円弧すべり解析時には安全性が最も低くなる条件としてケーソン上部にも上載荷重を載荷した状態で破壊確率を算出している。このように、円弧すべりと滑動・転倒モードでは荷重作用条件が異なること、および円弧すべりと他のモードの相関は低いことを考慮して、以下では滑動と転倒は相関を考慮し、円弧すべりは独立としてシステム破壊確率を算出した。矢板式岸壁の場合、矢板壁破壊-タイロッド破断モードの相関係数はほとんど1.0 であることから、この2モードを完全相関と考え、円弧すべりとの相関を考慮してシステム破壊確率を算出した。なお、このモード間の相関の関係は他の条件においても同様であった。また、栈橋式岸壁については杭曲げ圧縮破壊と先端支持力破壊モードの相関を考慮したシステム破壊確率を算出した。

このようにして算出したシステム破壊確率と各破壊モードの破壊確率の関係を、水深-11.0m の場合について図-5 に示す。ケーソン式岸壁の滑動・転倒モードでは、システム破壊確率が大きい場合、転倒モードが支配的であり、システム破壊確率が小さくなるに従って、滑動モードが支配的になる。円弧すべり破壊は、滑動・転倒モードのシステム破壊確率と同等としたため、地盤改良範囲を変化させたほとんどの断面においてシステム破壊確率との相関が強い。矢板式岸壁については、矢板壁の曲げ破壊が支配的であり、システム破壊確率との相関が強い。また栈橋式岸壁では、杭の曲げ圧縮破壊モードが支配的で、システム破壊確率との相関が大きいことが分かった。

3. 2 目標安全性水準

各構造形式の期待総費用は図-6 に示すとおりである。水平軸はケーソン幅や鋼材の断面係数、地盤の改良厚などを変化させた場合の各破壊モードを考慮したシステム破壊確率である。このうち矢板式岸壁については、滑らかな曲線にならない場合があるが、これは矢板壁および

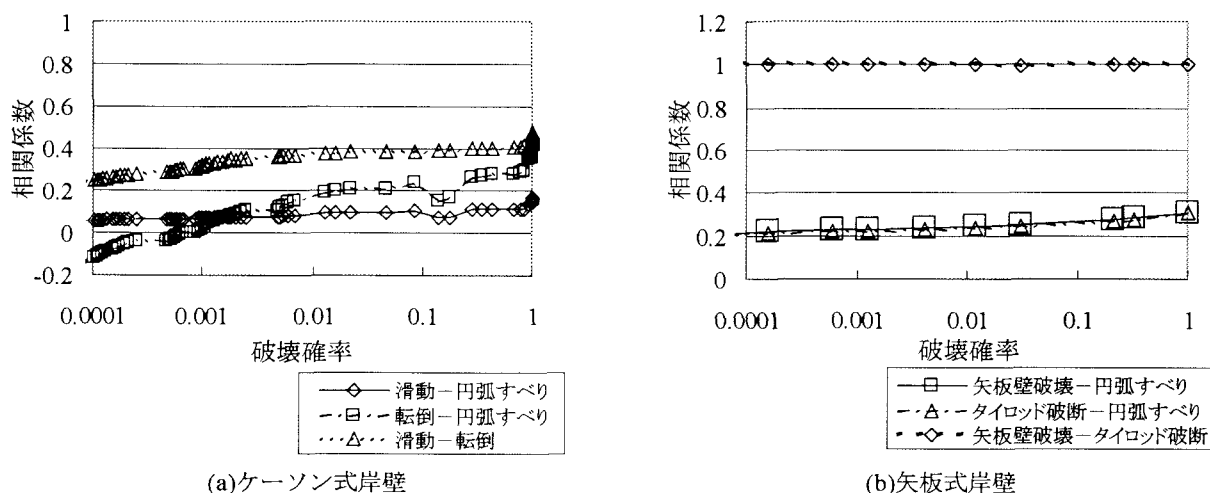


図-4 システム破壊確率と相関係数の関係

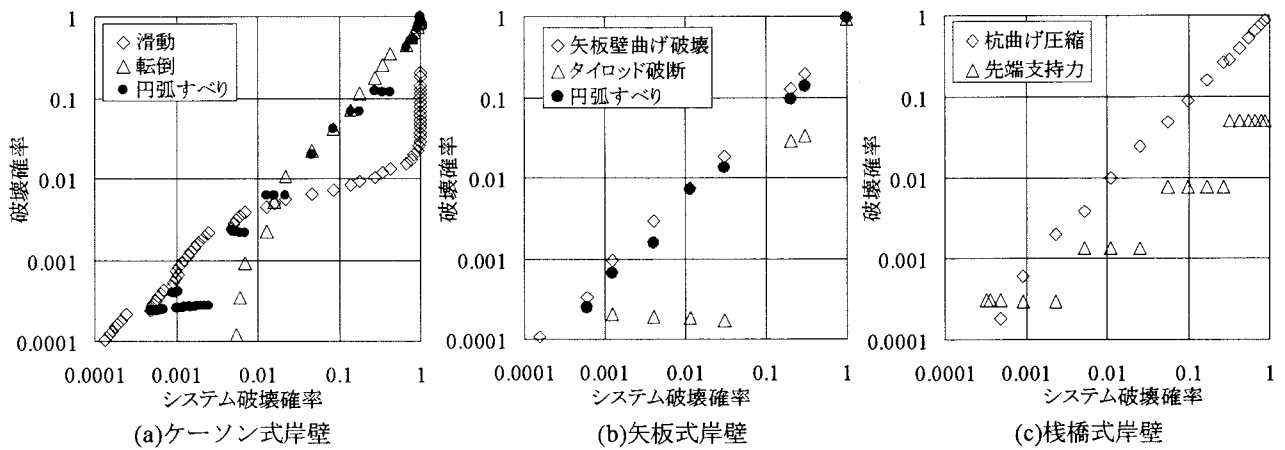


図-5 各モードの破壊確率とシステム破壊確率の関係

タイロッドに用いる JIS 規格の鋼材の断面係数が不連続であること、および鋼材の規格（例えば鋼管の径と肉厚）の変化に対する破壊確率と建設費用の変化の程度が一律でないためである。

図中○、□を付けた破壊確率が、それぞれ迂回輸送による被害額として、平均値+σ、平均値+3σを考慮した期待総費用が最小となる破壊確率である。構造形式ごとに期待総費用が最小となる破壊確率は異なる。また同じ構造形式の構造物では、条件（水深）ごとに期待総費用が最小となる破壊確率は異なる。また、△および▲で示した破壊確率は現行設計法による安全性水準を示している。ケーソン式の壁体などの一部を除いては現行設計法による破壊確率は非常に小さく、図に示した最小の破壊確率以下である。現行設計法による破壊確率は、ケーソン式岸壁および矢板式岸壁の円弧すべりについてはそれぞれ $0(\beta=9.64) \sim 1.35 \times 10^{-6}$ 、 $6.12 \times 10^{-12} \sim 2.49 \times 10^{-7}$ であり、矢板式岸壁の壁体については $3.68 \times 10^{-9} \sim 2.47 \times 10^{-8}$ である。また、栈橋式岸壁については $5.96 \times 10^{-6} \sim 1.48 \times 10^{-4}$ である。

現行設計法による破壊確率と期待総費用最小の破壊確率の関係について検討すると、ケーソン式岸壁では、現行設計法による円弧すべり以外の破壊確率は期待総費用最小となる破壊確率より大きい。一方、ケーソン式岸壁の円弧すべり、矢板式および栈橋式岸壁の場合は現行設計法による破壊確率の方が小さくなった。これは、現行設計法における安全率の設定に起因すると考えられる。すなわち、現行設計法安全率は、ケーソン式岸壁の滑動・転倒は 1.2、鋼材の許容応力度は 1.6、杭の支持力は 2.5、円弧すべりは 1.3 である。上述のように、最大で復旧費の 9 倍の経済損失を考慮しても、現行設計法による破壊確率はケーソン式岸壁の堤体以外は期待総費用最小の破壊確率より 1 オーダー以上小さいことから、現行設計法による安全性水準は非常に安全側に設定されていると言える。

次に期待総費用が最小となる破壊確率について検討すると、矢板式岸壁の-14m 以外では同じ構造形式において

は、ばらつきは少ないことが分かる。また、経済損失として平均+σを考慮した場合と平均+3σを考慮した場合で、期待総費用最小となる破壊確率には 1 オーダー以上の差はないことが分かる。ここで、矢板式岸壁の-14m については期待総費用最小化の破壊確率は 2.01×10^{-4} と他の水深に比較して小さいが、これは JIS 規格が不連続であることに起因している。すなわち、規格が 1 ランク変化するだけでシステム破壊確率は 2.01×10^{-4} から 1.87×10^{-2} に変化する。

さて、中核港湾（経済損失が平均+σ）および中核港湾（経済損失が平均+3σ）を想定した目標安全性水準として、表-6 に示す 2 通りの目標安全性水準を定めた。ここで、前述のように矢板式岸壁の-14m 岸壁の結果では経済損失の違いが目標破壊確率に影響を及ぼさないが、中核港湾においては水深-14m のバースが整備されることはまれであることなどを考慮して、本研究では-11m までの結果をもとに目標値を設定した。

4. レベル 1 信頼性設計法の検討

4.1 感度係数

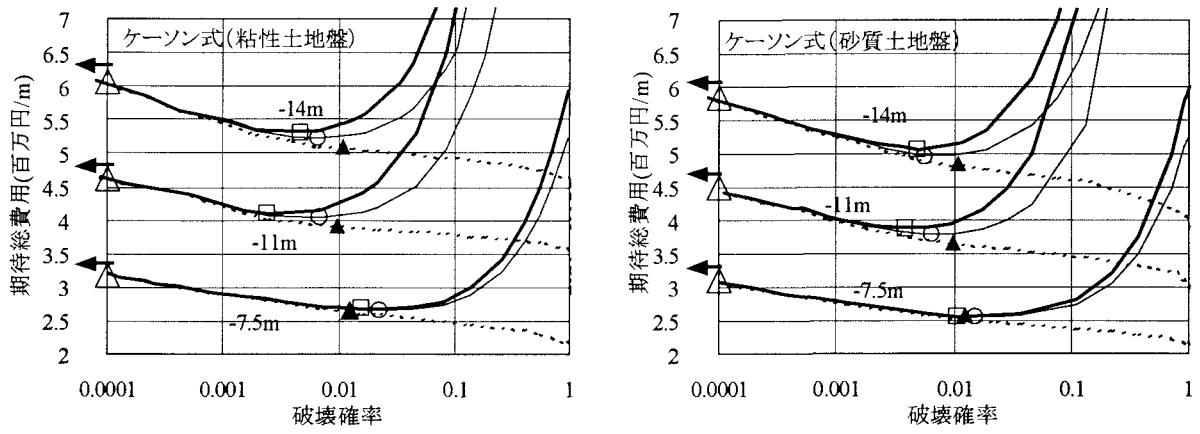
ここでは、レベル 1 信頼性設計法に用いる部分係数の検討を行う。目標信頼性指標とそれに対応する感度係数をもとにして、キャリブレーションによって目標安全性水準との分散が最小となる最適な部分係数を提示する。部分係数は式(13)により得られる。

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \beta_T V_X) \frac{\mu_X}{X_k} \quad (13)$$

ここに、 γ_X : 部分係数、 α_X : 感度係数、 β_T : 目標信頼性指標、 V_X : 変動係数、 μ_X : 平均値、 X_k : 特性値である。

次に、本研究で扱う問題は直列システムであり、破壊モードの中で最も信頼性指標の小さいモードに対応する感度係数が重要と考えられるため、以下の手順に従って感度係数を設定した。

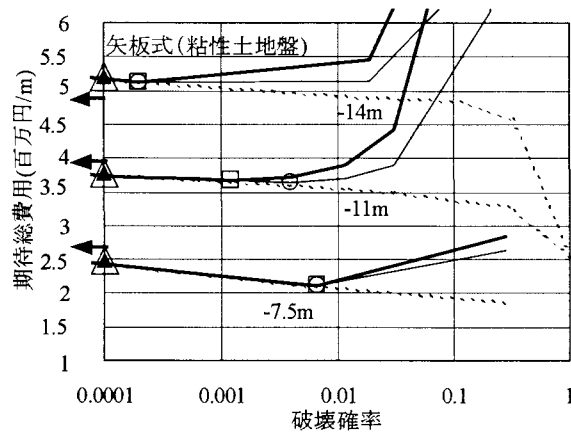
- 1) システム信頼性指標が前章で定めた目標信頼性指標



1) 粘性土地盤

2) 砂質土地盤

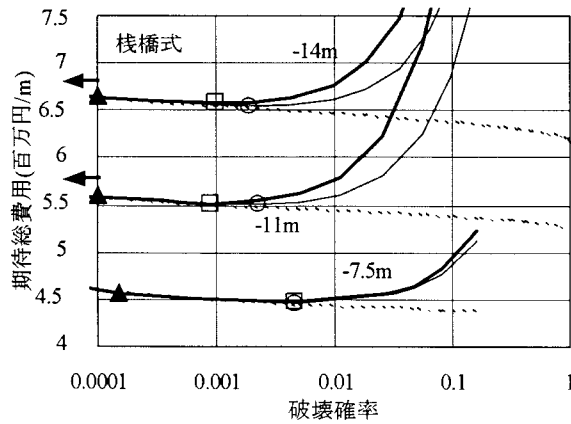
a) ケーソン式岸壁



1) 粘性土地盤

2) 砂質土地盤

b) 矢板式岸壁



c) 栈橋式岸壁

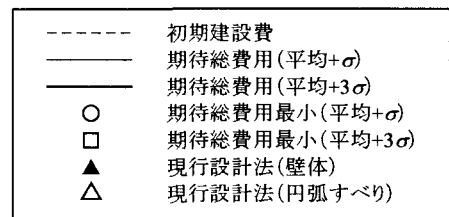


図-6 期待総費用カーブ

表-6 目標安全性水準

構造形式	ケーソン式岸壁		矢板式岸壁		栈橋式岸壁	
	平均+ σ	平均+3 σ	平均+ σ	平均+3 σ	平均+ σ	平均+3 σ
経済損失						
目標信頼性指標 β_T	2.6	2.9	2.7	3.6	2.9	3.2
目標破壊確率 P_{fT}	5.6E-03	2.4E-03	4.0E-03	1.7E-04	1.9E-03	9.1E-04

β_T となる断面の各破壊モードの信頼性指標を探索し、その中で最小となる信頼性指標 β_T' を抽出する。

2) すべての水深、地盤条件、破壊モードにおいて β_T' と一致する結果を探索する。

3) その時の感度係数を抽出し、これを平均する。

また、式(13)に用いる目標信頼性指標は上記 β_T' であり、これはシステム信頼性指標の目標値 β_T よりも若干大きくなる。

以上の手順をケーソン式岸壁および矢板式岸壁については3水深×2原地盤種類、栈橋式岸壁では3水深について、目標信頼性指標ごとに算出した。なお、以降では、土圧に占める上載荷重の影響度合いが低いため、設計時の便を考慮して、ケーソン式および矢板式岸壁の壁体安全性照査時の土圧係数 ke と上載荷重 q は港湾基準³⁾の土圧算出式により、ひとつのパラメータ ke とした。図-7には経済損失が平均+3 σ の場合の感度係数を、また表-7には目標信頼性指標ごとの各パラメータの感度係数の平均値を示す。ここで、鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、中詰砂の単位体積重量について、それぞれ γ_{RC} 、 γ_{NC} 、 γ_{sand} と示す。目標信頼性指標、水深ごとに感度係数に大きな違いはないことがわかる。

ただし、円弧すべりについては、特に原地盤条件によって c' 、 $\tan\phi$ 、 q などの感度係数にばらつきがある。また単位体積重量については、条件によって感度係数が大きく異なることから、図-8に示すように、基礎地盤を浅を γ_1 、原地盤のうち砂質土を γ_2 、粘性土を γ_3 として評価した。 γ_1 については載荷重として荷重効果側となるために感度係数は負となる。原地盤については、滑動モーメントとして作用する成分は円弧中心を対象として左右で相殺されるため、粘性土の γ_3 については感度係数はゼロとなる。ただし砂質土については、せん断抵抗成分に寄与するため感度係数は抵抗側の正の値を取る。

構造形式別に見ると、ケーソン式岸壁では、滑動モードで摩擦係数の感度係数が大きいのに対して、転倒モードでは静的土圧および中詰砂の単位体積重量の感度係数が、それぞれ荷重効果側（負値）、抵抗側（正值）として大きくなっている。円弧すべりについては上載荷重の感度係数が大きいことが分かる。矢板式岸壁では、矢板壁破壊とタイロッド破断モードの各パラメータがほぼ同じ感度係数を示しており、残留水位以外のパラメータの感度係数が大きい。円弧すべりについてはケーソン式岸壁同様に上載荷重の感度係数が大きくなっている。栈橋

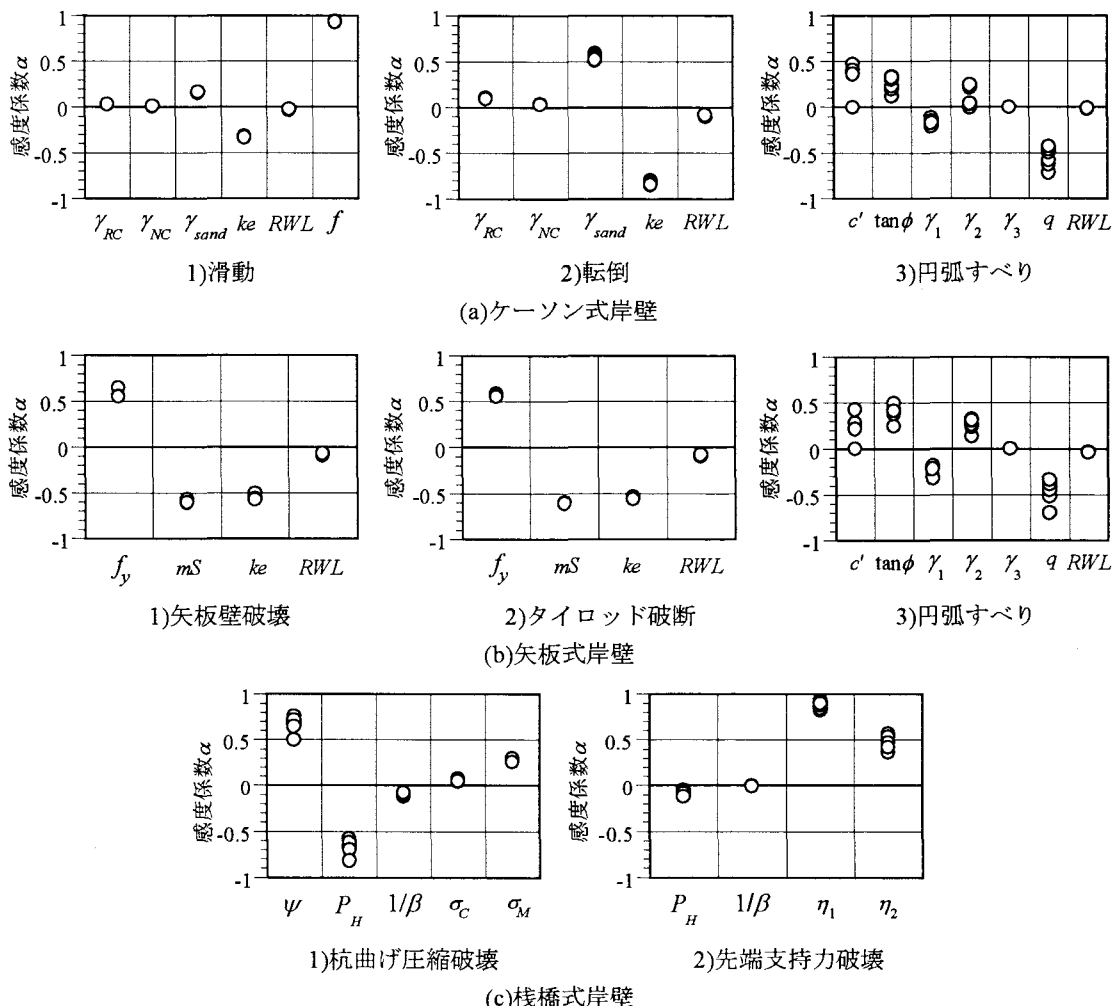


図-7 各構造形式における破壊モード別の感度係数の分布

表-7 感度係数
(a)ケーソン式岸壁

滑動							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL	f	
2.6	0.030	0.011	0.163	-0.330	-0.028	0.929	
2.9	0.029	0.010	0.161	-0.324	-0.028	0.931	
転倒							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL		
2.6	0.098	0.035	0.542	-0.828	-0.092		
2.9	0.103	0.037	0.568	-0.808	-0.091		
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.6	0.408	0.320	-0.174	0.226	0.000	-0.553	-0.015
2.9	0.412	0.310	-0.180	0.225	0.000	-0.545	-0.013

(b)矢板式岸壁

矢板壁破壊							
β_T	f_y	mS	ke	RWL			
2.7	0.536	-0.619	-0.567	-0.087			
3.6	0.584	-0.592	-0.547	-0.083			
タイロッド破断							
β_T	f_y	mS	ke	RWL			
2.7	0.546	-0.616	-0.560	-0.090			
3.6	0.577	-0.599	-0.548	-0.088			
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.7	0.329	0.396	-0.271	0.312	0.000	-0.487	-0.040
3.6	0.309	0.398	-0.259	0.314	0.000	-0.467	-0.040

(c)栈橋式岸壁

杭曲げ圧縮破壊					
β_T	ψ	P_H	$1/\beta$	σ_C	σ_M
2.9	0.657	-0.680	-0.107	0.052	0.287
3.2	0.661	-0.675	-0.106	0.054	0.284
先端支持力破壊					
β_T	P_H	$1/\beta$	η_1	η_2	
2.9	-0.088	-0.005	0.865	0.488	
3.2	-0.079	-0.005	0.875	0.472	

式岸壁については、杭の曲げ圧縮破壊モードでは曲げ圧縮破壊判定式精度および船舶接岸力の感度係数が大きいですが、先端支持力破壊モードでは杭先端支持力算定精度の感度係数が大きくなる。これら感度係数の絶対値の大きいパラメータが信頼性指標に大きな影響を及ぼすパラメータである。

4.2 キャリブレーション

キャリブレーションは、ケーソン式および矢板式岸壁については、土圧および残留水圧が異なる条件を用意する観点から、10kN/m²、20kN/m²の上載荷重と1.0m、2.0mの朔望平均満潮面（H.W.L.）を組み合わせて、水深ごとに4通りの荷重作用を考慮した。栈橋については、水深ごとに、5000DWT、18000DWT、50000DWT、55000DWTのそれぞれの船舶を想定し、船舶接岸力を算出して荷重作用とした。

キャリブレーションを行うにあたり、まず円弧すべりについて用いる感度係数の値の検討を行った。

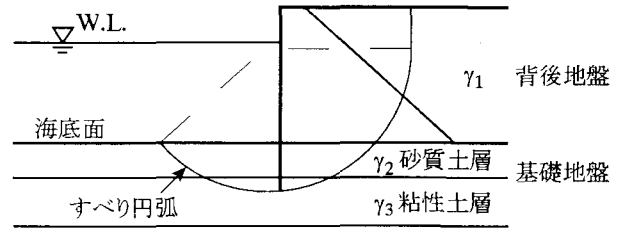
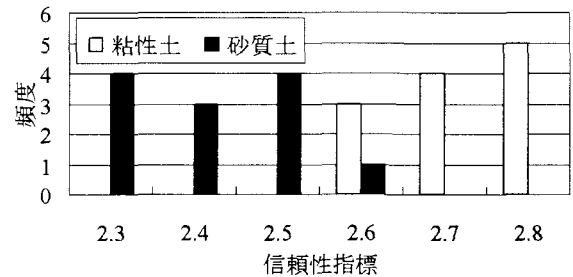
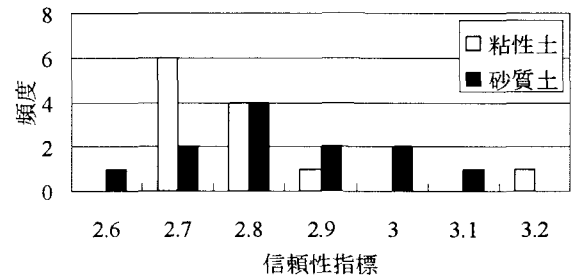


図-8 土層別の単位体積重量の扱い



a)ケーソン式岸壁



b)矢板式岸壁

図-9 信頼性指標の分布

各目標信頼性指標に対する粘性土・砂質土の各条件の平均的な感度係数を用いて、部分係数を設定してレベル1信頼性設計による試設計を行い、その結果に対してFORMを適用して信頼性指標を評価した結果を図-9に示す。経済損失が平均+σの条件における結果であり、部分係数算出時に用いた β_T はケーソン式岸壁および矢板式岸壁についてそれぞれ2.77、2.76である。図より、特にケーソン式岸壁の砂質土地盤について、設計結果の信頼性指標が目標値を大きく下回っていることが分かる。さらに、その他の条件についても、目標値をやや下回る傾向にある。この理由は砂質土・粘性土地盤より抽出した感度係数を、感度を持つ断面数で平均したため、砂質土地盤の抵抗側のパラメータとして寄与する $\tan\phi$ 、 γ_2 の感度係数を過小評価しているためであり、レベル1信頼性設計法において全ての地盤条件に対応した感度係数を提示することは困難であるといえる。この問題に対処するため、以下では $\tan\phi$ 、 γ_2 の感度係数を砂質土地盤での平均値に補正した。

キャリブレーションにおいては、表-2 および上述した感度係数と β_T を用いて部分係数を設定するとともに、最適解を探索するために β_T を前後にずらして部分係数

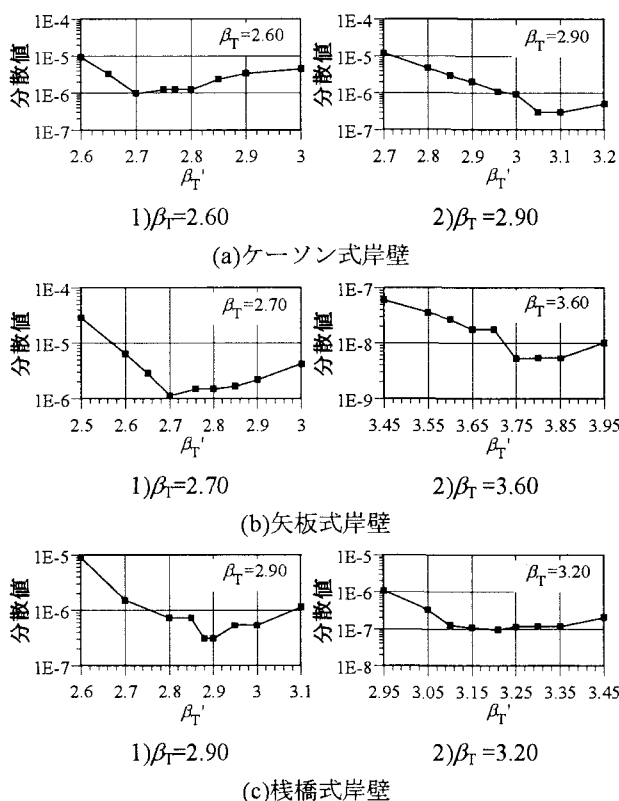


図-10 最適案の判定

を設定し、キャリブレーションを実施した。最適性の判定は、式(14)に基づき、目標とするシステム破壊確率 P_{ft} に対する設計断面のシステム破壊確率 P_{fr} の分散が最小となる案を最適と判断する。

$$\sum (P_{ft} - P_{fr})^2 \rightarrow \min \quad (14)$$

式(14)による各キャリブレーション条件の最適案の判定結果を図-10に構造形式ごとに示す。

ケーソン式岸壁についてはシステム目標信頼性指標 $\beta_T=2.60$ については、 $\beta_T=2.70$ のケースが、 $\beta_T=2.90$ については $\beta_T=3.1$ のケースが式(14)による分散最小を与える。矢板式岸壁については $\beta_T=2.70$ の場合、 $\beta_T=2.70$ のケースが、 $\beta_T=3.60$ の場合、 $\beta_T=3.80$ のケースが適合する。また栈橋式岸壁については、 $\beta_T=2.90$ の場合、 $\beta_T=2.88$ および 2.90 のケースで、 $\beta_T=3.20$ の場合、 $\beta_T=3.21$ のケースで分散が最小となった。

ここで、栈橋式岸壁については感度係数を抽出した β_T' で分散最小となった。ただし、ケーソン式および矢板式岸壁では円弧すべりモードも考慮するため、感度係数を抽出した β_T' では分散最小とならない結果となった。これは感度係数の設定に関する上述の問題のためであり、特に円弧滑りモードについては、設定した部分係数により目標となる信頼性指標が得られていることを必ず確認する必要があるといえる。

ただし、栈橋式岸壁以外の構造形式についても、破壊

表-8 部分係数の提案

(a) ケーソン式岸壁

滑動							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL	f	
2.60	0.98	1.02	1.00	1.11	1.00	0.66	
2.90	0.98	1.02	1.00	1.12	1.00	0.60	
転倒							
β_T	γ_{RC}	γ_{NC}	γ_{sand}	ke	RWL		
2.60	0.97	1.02	0.96	1.27	1.01		
2.90	0.97	1.02	0.95	1.30	1.01		
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.60	0.95	0.96	1.02	0.98	1.00	1.60	1.01
2.90	0.95	0.96	1.02	0.97	1.00	1.68	1.01

(b) 矢板式岸壁

矢板壁破壊							
β_T	f_y	mS	ke	RWL			
2.70	1.09	1.17	1.18	1.01			
3.60	1.03	1.22	1.25	1.02			
タイロッド破断							
β_T	f_y	mS	ke	RWL			
2.70	1.08	1.17	1.18	1.01			
3.60	1.03	1.22	1.25	1.02			
円弧すべり							
β_T	c'	$\tan\phi$	γ_1	γ_2	γ_3	q	RWL
2.70	0.96	0.95	1.03	0.97	1.00	1.53	1.01
3.60	0.95	0.93	1.03	0.96	1.00	1.70	1.01

(c) 栈橋式岸壁

杭曲げ圧縮破壊					
β_T	ψ	P_H	$1/\beta$	σ_C	σ_M
2.90	0.95	1.30	1.03	1.19	1.14
3.20	0.92	1.34	1.03	1.19	1.13
先端支持力破壊					
β_T	P_H	$1/\beta$	η_1	η_2	
2.90	0.92	1.00	0.47	0.81	
3.20	0.93	1.00	0.41	0.75	

確率の分散最小化により、キャリブレーションは適切になされたものと考えられる。

最後にここでの結果をまとめて表-8にレベル1信頼性設計法による最適設計手法を提案する。

5. まとめ

本研究では、岸壁の常時の設計について、経済損失を考慮した期待総費用が最小となる安全性水準を目標水準とした検討を行った。また最適な目標安全性水準の検討とあわせて、期待総費用最小化のためのレベル1信頼性設計法に用いる部分係数の検討を行った。本研究により得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 岸壁の被災時費用として復旧費のみならず、迂回費用に基づく経済損失を考慮した。その結果、経済損失は最大で復旧費の9倍にまで達することがある。
- 2) 最大で復旧費の9倍の経済損失を考慮しても、現行設計法による破壊確率は、ケーソン式岸壁の堤体以外は期待総費用最小の破壊確率より1オーダー以上小さい。こ

のことから、現行設計法による安全性水準は非常に安全側に設定されていると言える。

3) 目標安全性水準とそれにもとづいて設定した感度係数から得られる部分係数を基本として、キャリブレーションによって目標安全性水準との分散が最小となる最適な部分係数を提示した。特に円弧滑りモードを含む場合は、目標安全性水準との分散最小化を必ず確認する必要がある。

末尾ながら、円弧すべりの解析にあたり、清水建設株式会社技術研究所・鈴木誠博士にご助言を頂きましたことを感謝します。

参考文献

- 1) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.
- 2) 星谷 勝，石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986
- 3) 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.
- 4) 長尾 毅，森屋陽一：港湾構造物の目標安全性水準に関する研究，構造工学論文集 Vol.50A, pp.187-197, 2004
- 5) 港湾投資の社会経済効果に関する調査委員会編：港湾投資の評価に関するガイドライン1999，港湾空間高度化センター，1999
- 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) 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, pp.117-146, 1996.
- 8) 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, pp.131-168, 1981.
- 9) 古土井光昭，片山猛雄：残留水位測定調査，港湾技術資料，No.115, 1971
- 10) 森屋陽一，長尾 毅：バラ荷貨物の岸壁上載荷重の設計値に関する研究，海洋開発論文集，第 19 巻，pp.701-706, 2003
- 11) 長尾 毅，佐貫哲朗，尾崎竜三：防舷材反力の確率分布に関する研究，海洋開発論文集，第 20 巻，pp.209-214, 2004
- 12) 松尾 稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際，技報堂出版，1984
- 13) 森杉壽芳：社会資本整備の便益評価，勁草書房，1997
- 14) 柴崎隆一：貨物輸送の損失を考慮した港湾施設における設計震度選択問題の取り扱いとリスク評価特性の計測，土木計画学研究・論文集，Vol.26, 掲載決定済，2004
- 15) 運輸省港湾局：平成 10 年度 全国輸出入コンテナ貨物流動調査
- 16) (財)日本道路交通情報センター：道路情報便覧 2002 年，CD-ROM
- 17) Madsen, H. O., Krenk, S., and Lind, N. C. : Methods of Structural Safety, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1986.

(2004年9月17日受付)