

1. まえがき

本研究は、ケーソン式岸壁の外的安定のうち、滑動および転倒安全性に対する信頼性設計法の適用手法を提案するものである。このため、設計震度、土圧、岸壁前面潮位、残留水位などの確率変数の従う確率分布を各種観測記録などをもとに推定した。つぎに、岸壁の標準的な設計条件を設定し、現行設計法により設定した条件のそれぞれについて安全率が許容値をちょうど上回る断面を設計した。設計された断面について確率変数の従う分布を考慮して FORM により Hasofer-Lind(1974)による安全性指標の算出を行い、現行設計法による安全性水準について検討した。その際、地震時土圧とケーソン慣性力の位相差については、地震被災事例をもとに算出される破壊確率を最もよく説明する分布を用いた。さらに信頼性設計法適用のための目標安全性水準を設定し、コードキャリブレーションを行ってレベル1の信頼性設計法に用いる安全係数を提案した(長尾ほか, 2001)。

岸壁の耐震設計は、岸壁の種類により対象とする地震動レベルが異なる(港湾基準,1999)。すなわち、通常の岸壁は再現期間 75 年のレベル1地震動を対象にして安定性を検証し、耐震強化岸壁においてはレベル1地震動に加えて再現期間数百年程度以上のレベル2地震動も対象として耐震性を判定する。設計は基本的に震度法に基づいて行われるが、レベル2地震動の作用に対しては地盤及び構造物応答の非線形性を考慮する必要があるため、震度法をベースとした信頼性設計法の適用性は高くないと考えられる。そのため本研究では、レベル1地震動の作用に関する通常岸壁の安定性について検討することとし、レベル2地震動については対象外とする。また、現行設計法で対象としているビショップ法を用いた支持力安全性照査手法は、特にケーソン式岸壁への適用に関しては経験的に定められた性格が強く、設計で仮定する破壊モードと実際の地震作用時に岸壁で発生する破壊モードとの不整合の影響が大きいと考えられる。このため確率論に基づく信頼性設計法を安全性照査の枠組みを変えずに適用することは困難と考えられることから支持力安全性照査は対象外とした。ただし、支持力安全性問題は偏心傾斜荷重の作用による堤体接地圧分布の問題にある程度近似できるが、これは転倒破壊モードの中で考慮することが可能である。なお、港湾構造物においては、液状化の発生を許容しない条件で岸壁の耐震性を照査する。このため、本研究においては液状化時の耐震安定性については対象外とする。なお、信頼性設計法の概要については、長尾ほか(1998)を参照されたい。

2. 設計パラメータの従う確率分布の推定

2.1 不確定要因の抽出

ケーソン式岸壁の外的安定照査に係る不確定要因を抽出すると次の通りである。

①設計震度

設計震度は、地域別震度、地盤種別係数、および重要度係数の3種類の係数を乗じた値を小数第2位まで考慮して設定する(港湾基準,1999)。ここで、地域別震度は、対象地区の地震活動の活発さの度合いを表す指標であり、地盤種別係数は地盤条件の違いによる地震動の増幅効果を表す指標である。また、重要度係数は対象となる施設の重要度を表す指標である。地域別震度は統計解析により得られる75年再現期間の地震動の工学的基盤(以下、基盤と呼ぶ)における加速度を震度に換算した値であると説明されているが、実際は両者の関係は明確なものではない。また、地震動の増幅を表す地盤種別係数についても経験的に定められた傾向が強く、地域別震度と同様に多くの不確定要因を含んでいる。設計震度はケーソン慣性力、地震時土圧、動水圧に影響する。

②設計潮位

耐震設計は構造物の安定性が最も低い条件を想定して行われる。このため、設計潮位は残留水圧が最も大きくなる潮位として、さく望平均干潮位(L.W.L.)か、もしくは堤体に作用する浮力が最も大きくなる潮位として、さく望平均満潮位(H.W.L.)かのいずれかが用いられる。実際の地震の発生は潮位とは無相関であると考えられ、設計潮位の設定には不確定要因が多く含まれている。

③残留潮位

重力式岸壁は捨石マウンドの上に構築され、堤体背後の裏込には透水性の高い裏込石が用いられる。このため重力式岸壁は基本的には透水構造であるが、裏込とその背後の埋立土との間に用いられる防砂シートを介して若干の裏埋土の裏込への混入が想定されるとともに、捨石マウンドに関しても目詰まりが想定されるため、設計においては海面潮位がL.W.L.の際に堤体背後の残留水位は(H.W.L.-L.W.L.) \times 1/3 であると考えて堤体への残留水圧の作用を想定する(港湾基準,1999)。この設定は安全側の設定であると考えられ、実際の残留潮位との設計潮位の間には当然違いが生じる。

④地震時土圧

地震時土圧はクーロンの土圧理論をベースに地震荷重の作用を考慮した物部・岡部式が用いられる。この方法は地震荷重を静的な力に置き換えて土楔に作用する荷重

の一つとして作用させ、力の釣り合いより地震時土圧を算出するもので、動的な効果を静的な効果に変換する際の誤差が存在する。また、地震時土圧とケーソン慣性力の間には位相差が存在することが実験的に確かめられており(Kohama et al.,1998 ; 小濱ほか,1999), 後述するように地盤が密な場合は慣性力と地震時土圧は逆位相であり、液状化が発生するなど地盤が緩い場合は同位相に移行する。現行設計法においては慣性力と地震時土圧は同位相と考えており、実際の地震時土圧とは必ずしも整合しない。

2.2 設計パラメータの従う確率分布

(1) 設計震度

レベル1地震動に対するケーソン式岸壁の耐震設計は震度法により行われ、設計震度は地域別震度、地盤種別係数、重要度係数を乗じて求められる(港湾基準,1999)。地域別震度は再現期間75年の基盤入射地震動に対応する震度とされているが、港湾構造物の設計に用いられる震度算定式は、地表面におけるSMAC相当加速度(SMAC-B2型強震計による値に換算した加速度)の最大値と想定作用震度の比較により野田ら(1975a)によって提案された経験式であり、基盤加速度と震度の関係は必ずしも明確ではない。港湾構造物の設計震度の従う確率分布に関する既往の研究としては白石ら(1987), 米山ら(1999)による研究があげられるが、これらは基本的に極値統計解析に含まれる推定誤差のみを考慮したものであり、震度算定における距離減衰や震度算定式の精度、地震動増幅特性といった不確定要因の取り扱いの問題が残されているほか、地表面加速度を対象に提案された震度算定式を基盤加速度に適用するなどの問題点を有する。本研究においては、図-1のフローに示すような不確定要因を抽出し、これを基に設計震度の従う確率分布を推定する。加速度としては、すべて設計震度と関係付けられるSMAC相当加速度に換算した値を取り扱う。

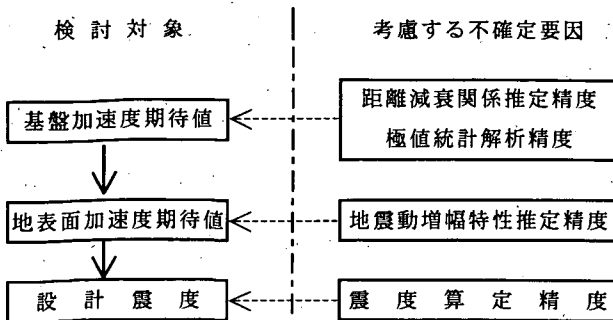


図-1 設計震度分布推定フロー

①基盤加速度

港湾地域の再現期間75年基盤入射加速度については、野津ら(1997)により全国280地点において算出されている。本研究では、野津らによる検討方法に準じて算出される基盤加速度をもとに確率分布を推定する。

最初に距離減衰関係の推定精度について考える。距離減衰式は式(1)で与えられる(野津ほか,1997)が、これは港湾地域強震観測記録のうち72記録を基にして地震応答解析SHAKE(Schnabel et al.,1972)により求められた基盤入射加速度を回帰分析して求めていることから、距離減衰関係の推定精度は基盤入射加速度の式(1)に対するばらつきとして算定する。

$$\log_{10} A_{SMAC} = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad (1)$$

ここに、

- A_{SMAC} : 基盤最大SMAC相当加速度(Gal)
- M : マグニチュード
- X : 断層面距離(km)

なお、ここでは75年再現期間レベルの地震動を対象とするため、基盤最大加速度は100Gal以上を対象とした。両者の関係は図-2に示すとおりであり、地震応答解析による加速度と距離減衰式より算出される加速度の比の値は平均値0.90、変動係数0.56である。

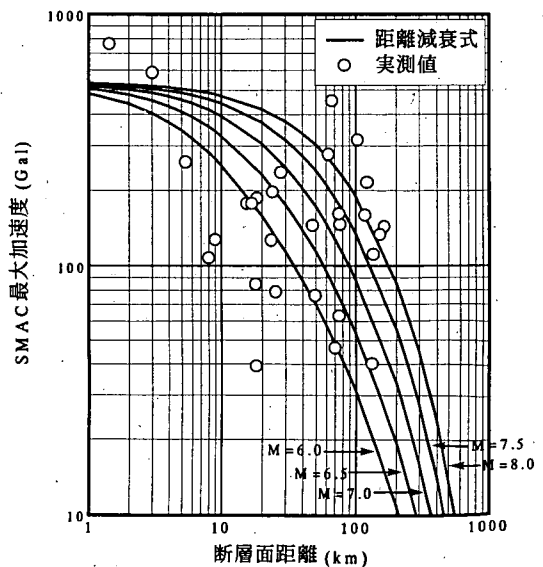


図-2 距離減衰関係(野津ほか,1997)

次に、期待値の統計解析精度について考える。1885年から110年間の歴史地震記録に基づいて基盤入射最大加速度を式(1)より算出し、上位20データに対してグンベル分布およびワイブル分布の分布式を対象に、ワイブルのプロットング公式、グリーンゴルテンおよびペトルアスカス・アーガードのプロットング公式を用いた線形回帰により各確率分布関数のパラメータを設定し、相関係数を算出した。ワイブル分布のパラメータ k は Petruaskas et al.(1970)を参考に、 $k=0.75, 0.85, 1.00, 1.10, 1.25, 1.50, 2.00$ とした。その結果、全ての地点でワイブル分布が最も高い相関を与えた。ワイブル分布に基づく N 年最大値の確率分布関数 $P_M(X)$ はワイブル分布のパラメータ A, B, k を用いて式(2)で表すことができる。

$$P_N(X) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k\right] \quad (2)$$

ワイブル分布の変動係数は解析的には得られないため、以下に示すように数値積分により求めた(白石ほか,1987)。設計震度は75年再現期間値であることから、図-3に示すように75年再現期間値にほぼ一致する50年最大値に着目し、50年最大値に対する変動係数を算出した。

- (I) 図-4において、 $\Delta P_i = 0.0001$ として P_{Ni} および $P_{N_{i+1}}$ を与える ($P_M(X)$ は N 年最大の確率分布関数)。
- (II) $P_i = P_{Ni}^{(nK/M)}$, $P_{i+1} = P_{N_{i+1}}^{(nK/M)}$ として P_i, P_{i+1} を求め、ワイブル分布関数式を満足するように X_i, X_{i+1} を求める。ここで、本研究においては、 $K=110, n=20$ である。
- (III) $X_i^* = (X_i + X_{i+1})/2$ に対して、平均値及び変動係数を求める。

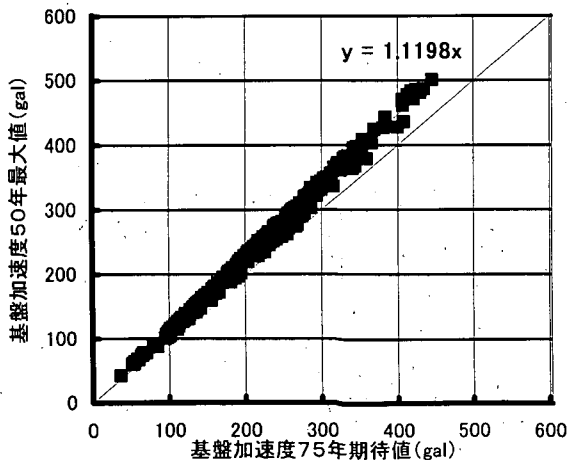


図-3 75年再現期間値と50年最大値の関係

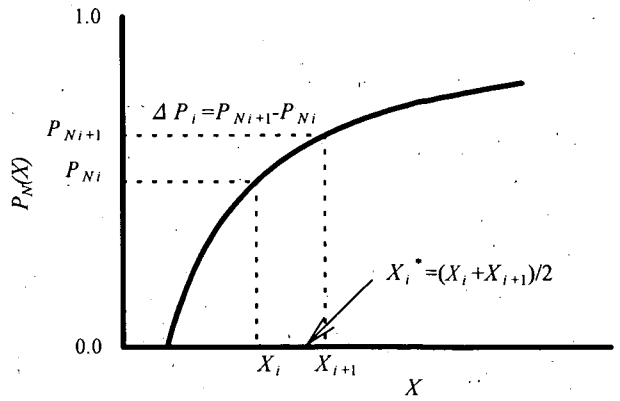


図-4 ワイブル分布における N 年最大加速度の変動係数の算定方法

全国280地点毎に距離減衰推定精度と極値統計精度を統合した基盤加速度の分布を算出し、全国5地区にまとめて示したものが表-1である。地域区分は港湾基準(1999)に従った(図-5参照)。

表-1 基盤入射加速度分布

地区	平均値(Gal)	変動係数
A地区	276.9	0.75
B地区	240.4	0.73
C地区	181.7	0.77
D地区	128.4	0.77
E地区	91.4	0.84

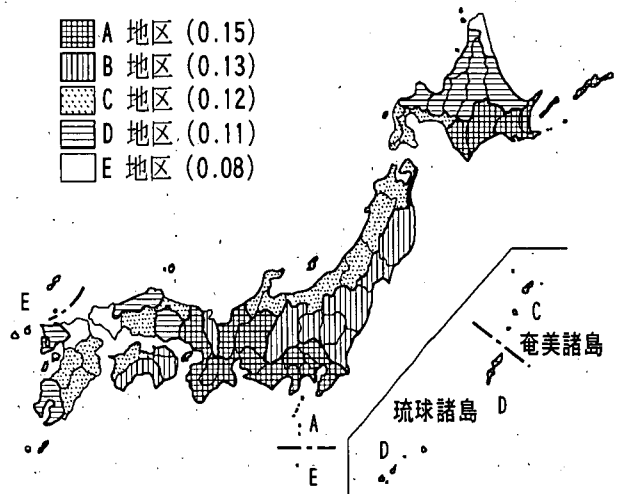


図-5 地域別震度とその区分(港湾基準,1999)

②地震動の増幅特性

地震動の増幅特性は、港湾地域強震観測記録網で観測された地表面観測加速度の最大値と、その観測記録を基に地震応答解析 SHAKE(Schnabel et al.,1972)によって引き戻した基盤入射加速度の最大値を港湾基準(1999)における地盤種別(第1種～第3種)毎に比較して求めた。地盤の非線形特性および減衰特性については、善ら(1987)による特性を用いた。検討に用いた観測記録は93記録で、水平2成分のうち最大加速度の大きな方向成分を対象とした。検討にあたり、ここで扱った地震動に周波数特性の偏りはないことを確認した。

検討結果を図-6に示す。地震応答解析で求めた増幅特性は港湾基準(1999)とは基本的に逆の傾向を示している。港湾基準における地盤種別の分類は、おもに地盤の種類と第四紀層の厚さのみにより行われる。しかしながら実際の地震動の増幅特性は、これら単純な指標で簡単に類推することには限界があり、表層地盤の構造により複雑に変化する。特に軟弱地盤に分類される第3種地盤についてはばらつきが大きく、増幅率が大きいケースと、減衰の影響が大きく増幅率の小さなケースが混在し、平均的には増幅率は0.99となった。第1種および第2種地盤では増幅率の平均値は1.0以上となり、特に第1種地盤において増幅の度合いが大きい。このような関係は過去に多くの研究者により指摘されている。例えば神山(1994)は、比較的浅い地点に岩盤または基盤層が存在し、表層のN値も大きい地盤においては地震動の増幅が大きいことを指摘しており、本研究における結果はその指摘と調和的である。

表-1の結果に地震動の増幅特性を併せて考慮することにより、75年再現期間の地表面最大加速度の分布は、表-2に示すように得られる。

③設計震度算出式

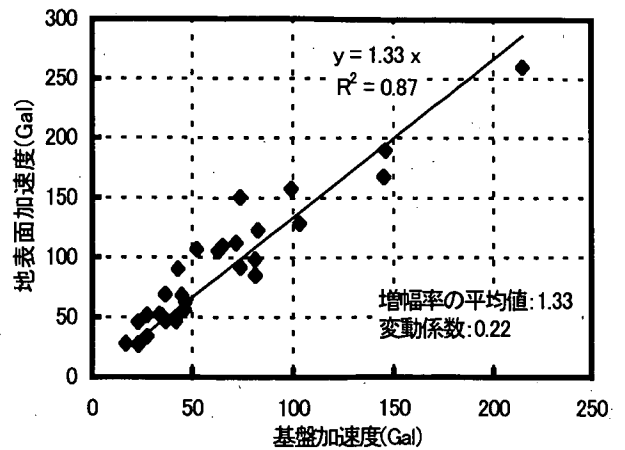
重力式岸壁のような抗土圧構造物においては、裏込土による地震動の増幅および振動エネルギーの消費、壁体と裏込土の位相差などの影響により、設計震度は加速度を重力加速度で除した工学的震度とは一致しない。港湾構造物の設計震度は、地表面加速度最大値をもとに提案された式(3)により算出される(野田ほか,1975a)。

$$k_a = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

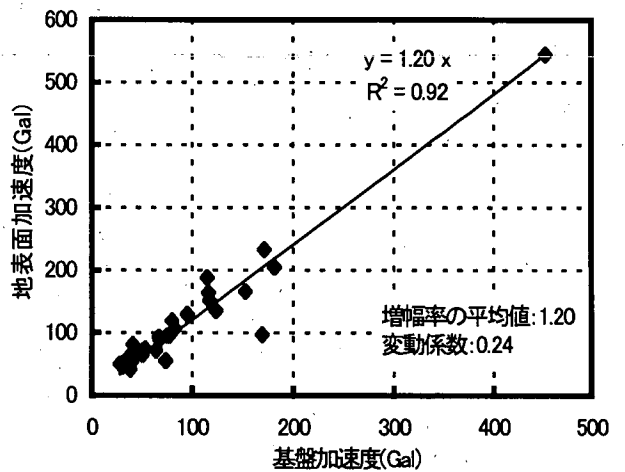
ここに、

α : 地表面最大加速度(Gal)

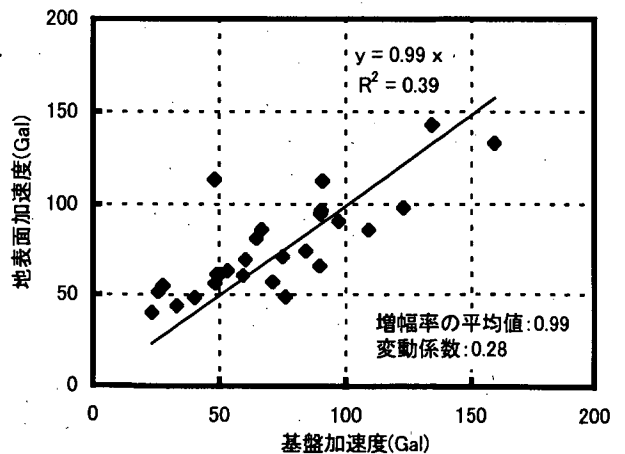
g : 重力加速度(Gal)



第1種地盤 (地盤種別係数:0.8)



第2種地盤 (地盤種別係数:1.0)



第3種地盤 (地盤種別係数:1.2)

図-6 最大加速度増幅特性

表-2 地表面最大加速度分布

地区	地盤種別	平均値 (Gal)	変動係数
A地区	第1種	368	0.79
	第2種	332	0.79
	第3種	274	0.81
B地区	第1種	320	0.77
	第2種	288	0.77
	第3種	238	0.79
C地区	第1種	242	0.81
	第2種	218	0.81
	第3種	180	0.83
D地区	第1種	171	0.81
	第2種	154	0.81
	第3種	127	0.83
E地区	第1種	122	0.87
	第2種	110	0.88
	第3種	81	0.89

式(3)は、図-7に示すように過去に地震動の影響を受けた港湾における被災施設・無被災施設の条件より得られる震度と強震記録を対比させることによって得られた経験式である。同図に示した△および▲は、それぞれ各岸壁で推定された作用震度の上限値および下限値を示している。例えば、ある地震動を受けた岸壁が破壊した場合、安定計算上安定を失うと判定される震度以上の震度が作用したためであると考え、そのデータは作用震度の下限値としてプロットされる。従って、実際の震度はその値以上であるが、幾らかを解析的に算出しているのではない。図-7より、式(3)は最大加速度と作用震度の関係のほぼ上限を与え、式(3)の0.6倍がほぼ下限を与えていると考えられる。そこで、ここでは両者の関係は、式(3)の0.8倍を平均値とする正規分布にあると仮定する。変動係数としては、上下限の関係より0.08とする。

④設計震度の従う確率分布

全国280港湾において、地表面最大加速度が対数正規分布に従うと仮定し、これまでに検討した地表面最大加速度の確率分布と設計震度算定精度の影響を統合して、設計震度の従う確率分布を検討した。第2種地盤について、各地区における設計震度の頻度分布を図-8に示す。図には、正規分布を仮定して確率密度関数を重ね描きした。安全性指標の算出においては超過確率の小さな部分の裾の適合度が重要であるが、図より頻度分布と確率密度関数の適合度は良好であると判断される。後述するように破壊確率を問題にする際、性能関数が正規確率変数

であると安全性指標を破壊確率に換算することが可能である。このため以下では、設計震度分布は正規分布に従うと判断する。以上のようにして算出された設計震度に関する最終的な確率分布は、他の分布とまとめて表-4として後に示す。

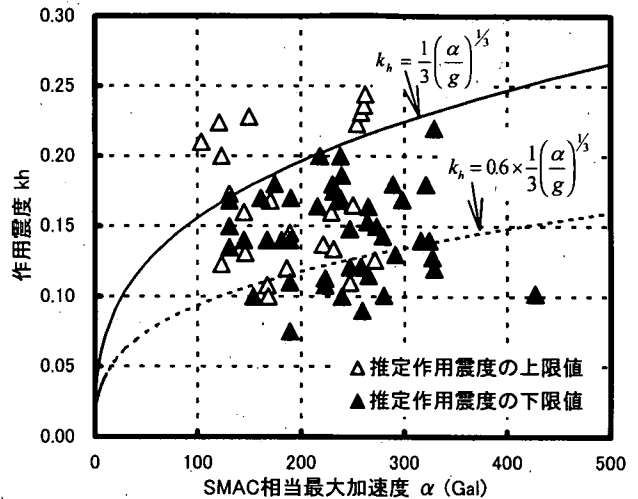


図-7 震度と地表面最大加速度の関係(野田ほか,1975)

(2) 海面潮位

現行設計法における設計潮位は通常、さく望平均干潮面(L.W.L.)または、さく望平均満潮面(H.W.L.)のうち、最も堤体が危険となる潮位を用いるが、実際の地震の発生は海面潮位とは独立であると考えられる。河合ら(1997)は、主要4分潮を用いて全国96地点における天文潮位の発生確率分布を算出し、潮位の最頻値は平均海面(M.S.L.)付近にあり、H.W.L.の発生確率は小さいこと示している。図-9に河合らによる潮位の確率分布の例を示す。潮位分布は平均海面が0、基本水準面が-1となる無次元潮位と*を用いて示されており、潮位がH.W.L.およびL.W.L.における無次元潮位はそれぞれ+1、-1に近い値となる。本研究においては、全国21港における50年間の潮位の発生確率分布に正規分布を当てはめ、確率密度が最大となる潮位を平均潮位と見なすことにより海面潮位の従う確率分布を検討した。潮位WLとH.W.L.の比の分布は表-3および図-10に示すとおりであり、平均的には0.5から0.7程度の間分布することがわかる。潮位WLとH.W.L.の比をR_{wl}と定義すると、全国平均の値としては、R_{wl}の平均は0.64、標準偏差は0.21となった。以下、本研究においては、サンプルデータ数を考慮して、R_{wl}の平均値は0.60、変動係数は0.30とする。

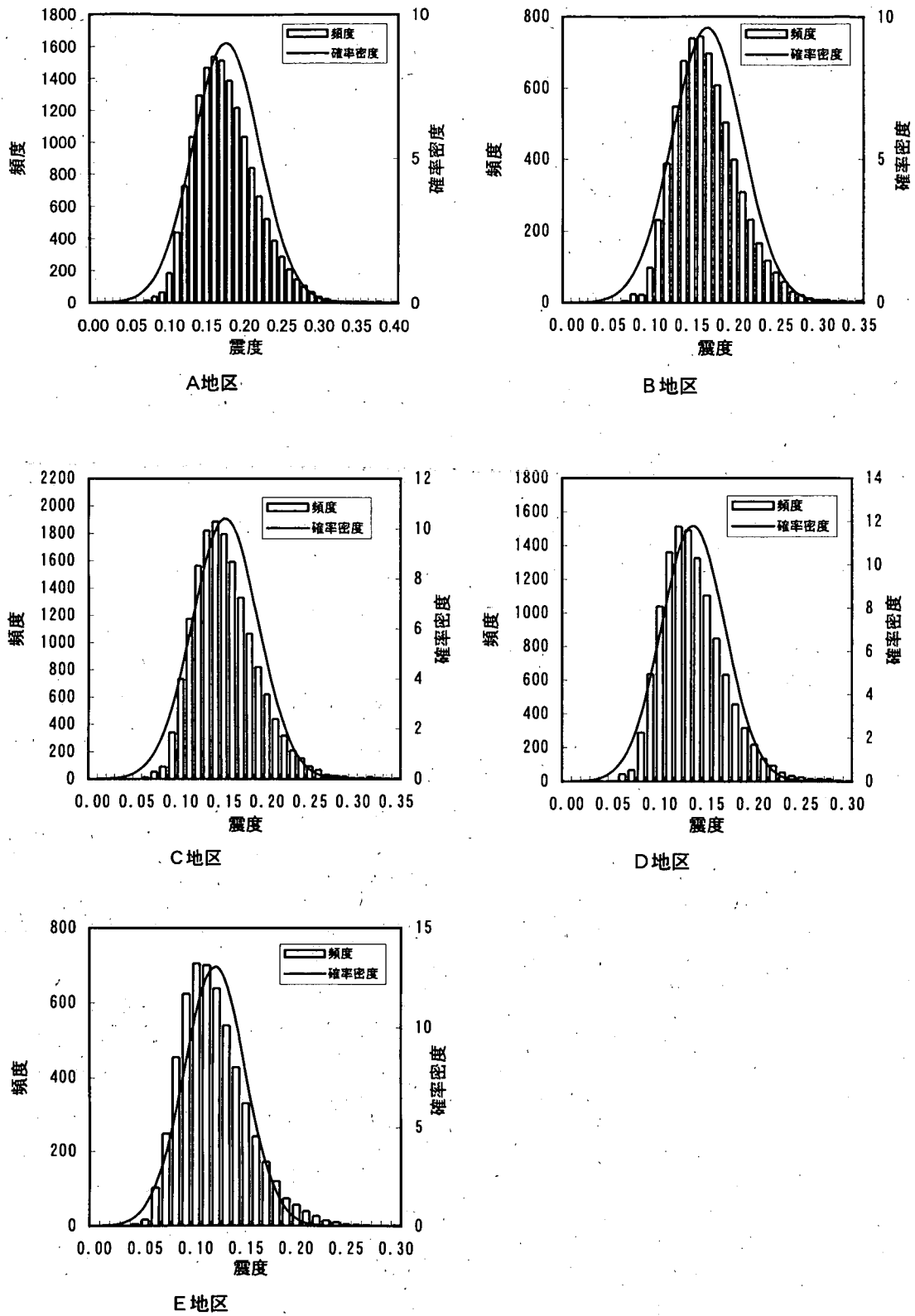


図-8 設計震度分布 (第2種地盤)

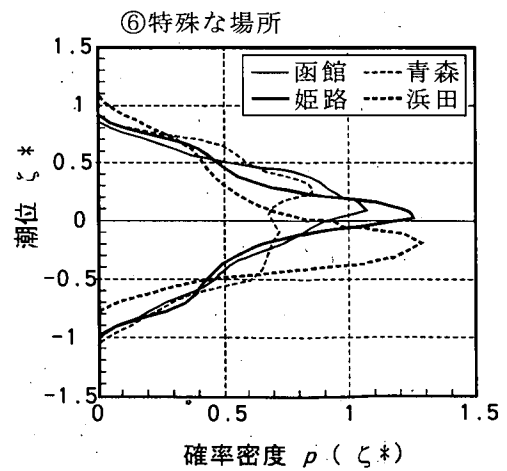
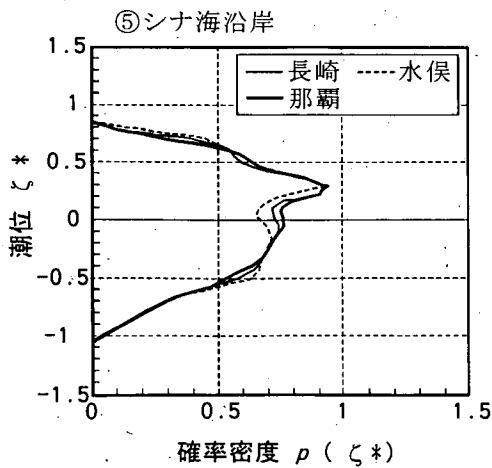
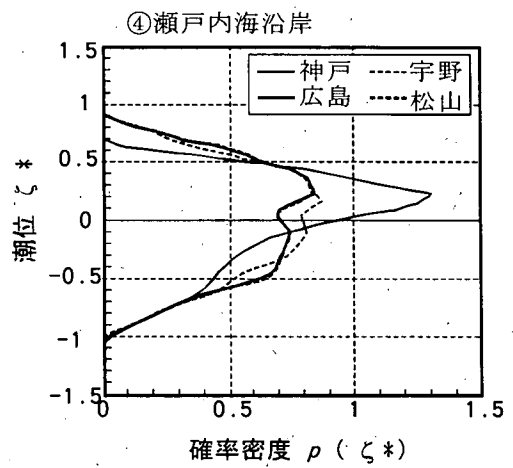
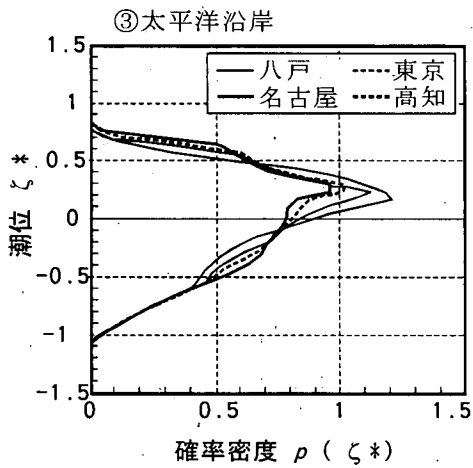
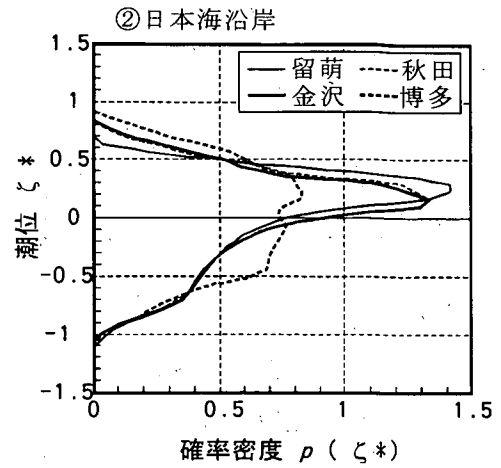
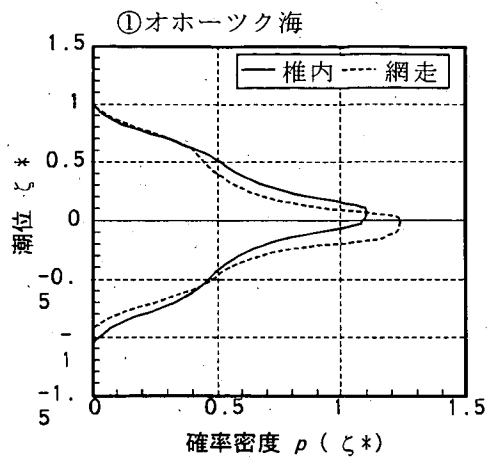


図-9 海面潮位の確率分布 (河合ほか,1997)

表-3 海面潮位と H.W.L.の比の分布

	$\mu_{WL/HWL}$	$\sigma_{WL/HWL}$
オホーツク海	0.513	0.172
日本海	0.661	0.188
太平洋	0.695	0.203
瀬戸内海	0.650	0.241
東シナ海	0.722	0.233
他の海域	0.558	0.189
総合	0.640	0.207

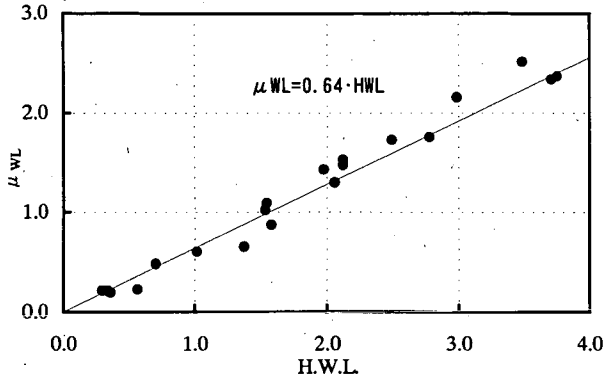


図-10 海面潮位と H.W.L.の比の分布 (単位m)

(3) 残留水位

現行設計における残留水位 R.W.L.は、重力式岸壁の場合 H.W.L.と L.W.L.の差の 1/3 を用いることが標準的であるが、これは安全側の設定である。古土井ら(1971)は、全国 26 地点において岸壁背後の残留水位を測定しており、このうち重力式岸壁は 11 地点である。古土井らによる残留水位実測データから残留水位 R.W.L.と H.W.L.の比の分布形状を求めて頻度分布を描いたものが図-11 である。比の値の平均は 0.69、標準偏差は 0.27 となる。いま、残留水位と海面潮位の比 (RWL/WL) を R_{RWL} と定義し、 R_{RWL} の分布を求めると、平均値は 1.08、標準偏差は 0.24 となる。本研究においては、この結果をもとに、 R_{RWL} の平均値を 1.10、変動係数を 0.20 とする。

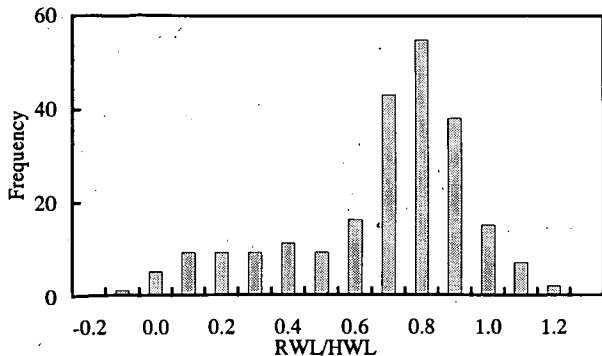


図-11 残留水位と海面潮位の比の分布

(4) 土圧

土圧の従う確率分布を考慮する際には、静的成分と動的成分に分離して考えることが適切であると考えられる。振動台実験によれば、図-12 に示すように、堤体慣性力と地震時土圧には位相差があり、地盤が密な場合は両者は逆位相であり、液状化が発生するなど地盤が緩くなると同位相に移行する (Kohama et al.,1998; 小濱ほか,1999)。非線形有効応力有限要素解析においても同じ結果が得られている(大塚ほか,2000)。

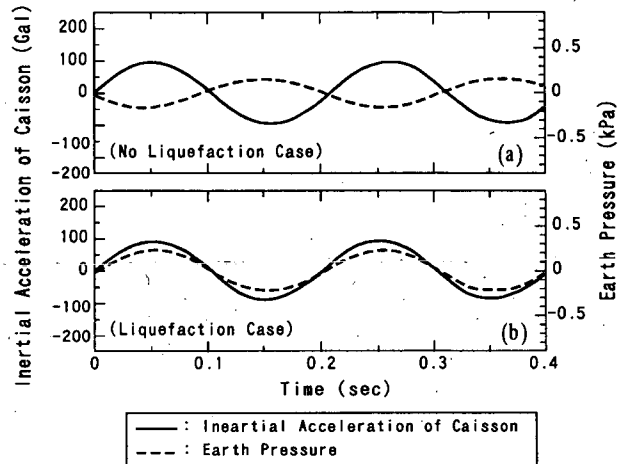


図-12 振動台実験によるケーソン慣性力と地震時土圧の位相差(小濱ほか,1999)

岸壁の設計においては液状化の発生を許さないのが原則であるため、レベル 1 地震動の作用下においては堤体慣性力と土圧動的成分は基本的に逆位相であると考え必要がある。このため、本研究においては位相差パラメータ PD を導入し、地震時土圧 E を図-13 に示すように静的成分を中心に変動すると考える。地震時土圧 E は式(4)により与えられる。ここに k_h は震度であり、添字 p は現行設計法による設計値を示す。静的成分 Est については算定精度は高いと考えられることから、平均値の偏りは無いものと考え、変動係数として 0.1 を考慮する。動的成分 E_{dy} については、設計震度の変動の影響と位相差の影響を加味して考える。逆位相であることから PD は平均的に負の値となるが、分布の詳細を設定するまでの情報には不足しているため、パラメータスタディにより後に検討する。

$$\begin{aligned}
 E &= Est + E_{dy} \\
 &= Est + (E_p - Est) \frac{k_h}{k_{hp}} PD \quad (4)
 \end{aligned}$$

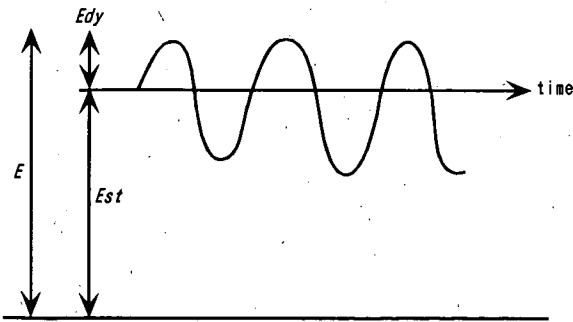


図-13 地震時土圧モデル

(5) 自重及び摩擦係数

ケーソンを構成する材料の単位体積重量及び摩擦係数の分布については長尾ほか(1998)における結果を用いる。

以上により、本研究で用いる確率変数の従う確率分布をまとめると表-4のようになる。すべての確率変数とその設計用値の比の値は正規分布に従うと仮定しており、潮位以外のパラメータについては、表中の α は変数の平均値と設計用値の比、 V は変数の変動係数を示す。潮位に関しては、 α および V は、それぞれの表に示した値の平均値および変動係数である。

表-4 設計パラメータの従う確率分布

	α	V
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
摩擦係数	1.06	0.15
静的土圧	1.00	0.10
設計震度		
A地区 第1種地盤	1.52	0.25
第2種地盤	1.17	0.25
第3種地盤	0.91	0.26
B地区 第1種地盤	1.74	0.25
第2種地盤	1.25	0.25
第3種地盤	0.99	0.25
C地区 第1種地盤	1.57	0.25
第2種地盤	1.27	0.25
第3種地盤	1.01	0.25
D地区 第1種地盤	1.58	0.25
第2種地盤	1.23	0.25
第3種地盤	0.98	0.25
E地区 第1種地盤	2.05	0.25
第2種地盤	1.49	0.26
第3種地盤	1.11	0.26
前面潮位 R_{WL}	0.60	0.30
残留水位 R_{RWL}	1.10	0.20

注) α : 平均値の偏り (平均値/設計用値)
 V : 変動係数

3. 解析方法

ケーソン式岸壁の外的安定には、設計水深はもとより、地域別震度、地盤種別係数、重要度係数などが強く影響をおよぼす。このため、防波堤(長尾ほか,1998)で検討したような全国の建設事例を収集する方法では、収集条件に偏りが生じることが懸念される。このため本研究においては、モデル断面を用いた検討を行う。表-5に示す条件を設定し、現行設計法により許容安全率をちょうど満足する堤体幅を算出した。検討ケース数は240である。検討においては、堀家ら(1991)による統計分析を参考に、ケーソン堤体幅の下限値をケーソン高さの0.50倍とした。さらに、全国の港湾施設のデータベースより設計水深、重要度係数、地盤種別係数の分布(図-14)を求め、検討断面の諸条件分布が現実の条件分布に一致するよう重み付けを行った。

表-5 検討条件

水深(m)	-5.5	-7.5	-10.0
H.W.L.(m)	+1.00, +3.00		
天端高(m)	H.W.L. + 1.00		
設計震度	地域別震度	A, B, C, D, E	
	地盤種別係数	1種, 2種, 3種	
	重要度係数	1.0, 1.2	1.0, 1.2, 1.5
上載荷重(kN/m ²)	5	5	10

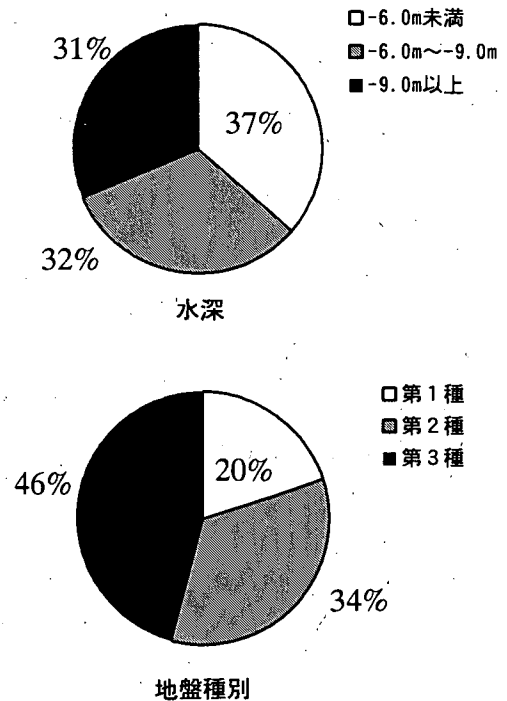
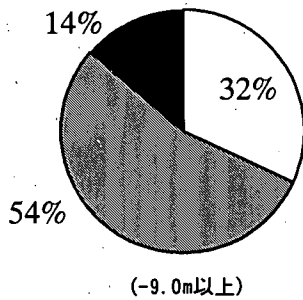
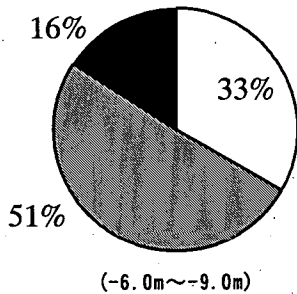
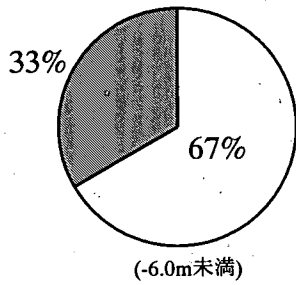


図-14(a) 設計水深、重要度係数、地盤種別係数の分布



□ B級
▨ A級
■ 特級

重要度係数

図-14(b) 設計水深、重要度係数、地盤種別係数の分布

4. 現行設計法による安全性水準と目標安全性

4.1 安全性指標の算出

ケーソン式岸壁の滑動および転倒の安全性照査式はそれぞれ式(5)、式(6)に示すとおりである。また、荷重条件は図-15に示すとおりである。

$$F = \frac{f(\sum W_i - B + E_v)}{k_h \sum W_i + E_H + R + D} \quad (5)$$

$$F = \frac{a \sum W_i - bB + cE_v}{dk_h \sum W_i + eE_H + iR + jD} \quad (6)$$

ここに、

W_i : ケーソン構成材料(鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、中詰砂)の自重(kN)

B : 浮力(kN)

E_v : 鉛直土圧合力(kN)

f : 摩擦係数

k_h : 設計震度

E_H : 水平土圧合力(kN)

R : 残留水圧合力(kN)

D : 動水圧合力(kN)

a, b, c, d, e, i, j : 各荷重のアーム長(m)

F : 安全率で、滑動に対して1.0、転倒に対して1.1以上(いずれも地震荷重作用時)

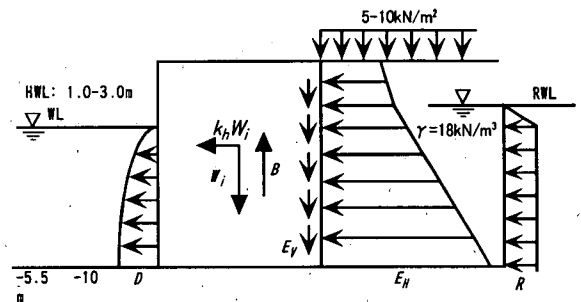


図-15 荷重条件

式(5)、式(6)をもとに性能関数を定義し、土圧の位相差パラメータ PD の平均値 α を1.0から-1.0まで変化させてFORMに従って安全性指標を算出した。その際、後述するようにケーソン式岸壁においては、滑動と転倒の2つの破壊モードに相関性が強いため、各破壊モードの相関を考慮してシステムとしての破壊確率を検討する必要がある。破壊モードの相関を考慮した安全性指標の算出方法として、鈴木ら(1997)による方法があげられる。この方法は、2つの破壊モードの限界状態局面により形成される重複領域の面積が結合破壊確率に比例するものと仮定して結合破壊確率を算定するもので、破壊事象 E_k および E_l を表す限界状態式をそれぞれ $g_k = 0$ および $g_l = 0$ としたとき、結合破壊確率を式(7)により算出するものである。なお ρ_{ki} は相関係数であり、式(9)により得られる。本研究においては、鈴木らの提案式を用いて総合破壊確率を算出した。

$$P(E_k E_i) = \left(1 - \frac{\cos^{-1} \rho_{ki}}{\pi}\right) \{P(A) + P(B)\} \quad (7)$$

ここに、

$$P(A) = \Phi(-\beta_i) \Phi\left(-\frac{\beta_k - \rho_{ki} \beta_i}{\sqrt{1 - \rho_{ki}^2}}\right) \quad (8)$$

$$P(B) = \Phi(-\beta_k) \Phi\left(-\frac{\beta_i - \rho_{ki} \beta_k}{\sqrt{1 - \rho_{ki}^2}}\right)$$

ただし、

$$\rho_{ki} = \frac{\text{Cov}(g_k, g_i)}{\sigma_{g_k} \sigma_{g_i}} \quad (9)$$

図-16に、位相差パラメータ PD と破壊確率のそれぞれの平均値の関係を示す。 PD の変動係数は0.3としている。 PD の平均値の破壊確率への影響度は高く、堤体慣性力と土圧動的成分が完全同位相の場合 ($\alpha=1.0$)、滑動破壊確率の平均値は0.30、転倒破壊確率の平均値は0.15であり、総合破壊確率についても0.34とかなり大きな破壊確率が算定される。いっぽう完全逆位相の場合は ($\alpha=-1.0$)、滑動破壊確率の平均値は0.04、総合破壊確率平均値は0.06となり、完全同位相のケースの約1/5程度となる。このようにパラメータ PD の設定に解析結果は大きく影響を受けるため、以下では過去の被災例をもとにして PD の分布を推定する。

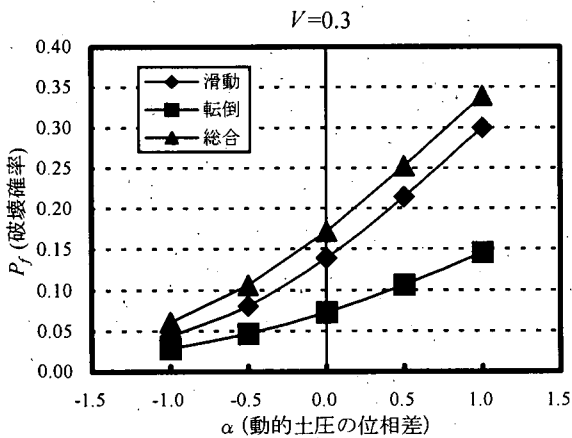


図-16 位相差パラメータ PD の平均値の変化による破壊確率平均値の変化

4.2 過去の被災事例との比較検討

過去の地震被害例を用いてケーソン式岸壁の現実の破壊確率を算出する。記録の信頼性を考慮して、1964年新潟地震以降の被災資料(野田ほか,1975b;土田ほか,1983,1985;上田ほか,1993;稲富ほか,1994,1997;運輸省第二港湾建設局,1995)をもとにケーソン式岸壁の破壊事例を破壊モードごとに収集した。その際、液状化によって破壊したと考えられる事例は除外した。兵庫県南部地震による被災事例についても、レベル2地震動であることから除外している。各地震被害発生時点における全国のケーソン式岸壁建設バース数をデータベースをもとに推定し、ケーソン式岸壁の供用期間50年間中の破壊確率を算出した。結果を表-6に示す。耐用期間中の破壊確率は、滑動について0.05程度、全モードについて0.06程度である。

表-6 ケーソン式岸壁の被災事例による破壊確率
ケーソン式岸壁の被災バース数

地震名	発生年	港湾名	被災バース数	
			滑動モード	全モード
十勝沖	1968	室蘭	6	8
		青森	0	1
		函館	4	4
伊豆大島近海	1978	田子漁港	1	1
浦河沖	1982	浦河	1	1
釧路沖	1993	釧路	13	13
		奥尻	1	1
北海道東方沖	1994	釧路	1	1
		根室	2	3
三陸はるか沖	1995	八戸	2	2
合 計			31	35

ケーソン式岸壁の被災確率

発生年数	バース数	破壊確率	
		滑動モード	全モード
1968	516	0.019	0.025
1978	857	0.001	0.001
1982	1036	0.001	0.001
1993	1506	0.009	0.009
1994	1535	0.002	0.003
1995	1571	0.001	0.001
合計		0.034	0.041
一年間の平均破壊確率		0.0010	0.0012
耐用期間50年間の破壊確率		0.047	0.056

次に、解析により得られる耐用期間 50 年間の破壊確率について検討する。耐用期間中の破壊確率 P_{fe} を、様々な再現期間に対応する地震荷重の作用確率と、その地震荷重作用時の条件付き破壊確率をもとにして、式(10)により求める(星谷,1986)。

$$P_{fe} = \sum_{i=1}^m P_{fi} \{1 - \exp(-L\nu_i)\} \quad (10)$$

ここに、

P_{fi} : 対象とする地震動の作用による条件付き破壊確率

m : 対象とする地震動ランク数

ν_i : 対象とする地震動の年平均発生率

L : 耐用期間

なお、荷重作用と破壊事象の間に完全相関を仮定し、地震の発生はポアソン過程に従うと仮定する。レベル1地震動に対する安全性を検討することから、地震荷重の再現期間は 15,30,...75 年とする。

重要度別に安全性に違いがあることから、B級、A級、特級の各重要度について平均的な安全性指標が算出される地区をそれぞれ1つ抽出し、その地区に含まれる港湾を各々1つ選定した。選定した3つの港湾について、ワイブル分布より求めた基盤最大加速度と再現期間の関係を図-17に示す。次に、位相差パラメータ PD の平均値を-0.5として、現行設計法により設計された断面の各再現期間の地震動作用による破壊確率を算出した。各重要度について地区を1つに固定しているため、検討ケース数は重要度B級およびA級について18、特級について12である。再現期間と総合破壊確率平均値の関係を図-18に示す。75年再現期間の地震動作用による総合破壊確率と耐用期間中の総合破壊確率は表-7に示すようになった。耐用期間中の破壊確率は、75年再現期間の地震動作用時の破壊確率の概ね0.75となること分かる。

この結果より、現行設計法のように堤体慣性力と土圧動的成分が同位相と仮定すると、耐用期間中の総合破壊確率は0.25程度と推定され、現実の被災傾向を説明できないことは明らかである。

滑動による破壊確率および全モードの総合破壊確率のそれぞれについて、被災事例による破壊確率に整合する値を与える位相差パラメータ PD の平均値を探索すると、-0.5~1.0の範囲となる。これは、レベル1地震動の作用の場合、上述したように堤体慣性力と土圧動的成分が逆位相であるという振動台実験および非線形有効応力解析の結果と調和的な結果である。本研究においては安

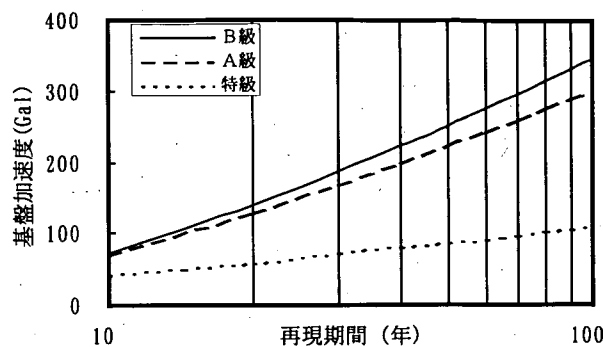


図-17 再現期間と基盤最大加速度の関係

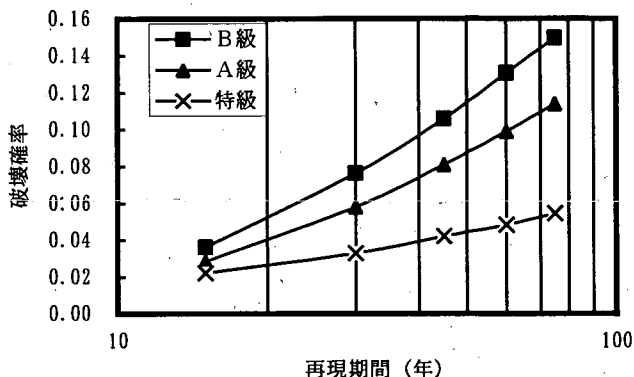


図-18 再現期間と総合破壊確率の関係

表-7 耐用期間中の総合破壊確率

	75年地震動による総合破壊確率	耐用期間中の総合破壊確率
B 級	0.15	0.11
A 級	0.11	0.09
特 級	0.06	0.04

全率は許容値をちょうど上回るように設定しているが、実際に建設されている岸壁においては安全率に多少の余裕を有する施設も多いことを考慮し、以下本研究においては位相差パラメータ PD の平均値を-0.5とする。変動係数については、0.1から0.5の間で変化させて破壊確率を算出した結果、破壊確率に及ぼす影響度は極めて低いことがわかった。よって、下限値は-1.0であることを考慮して、変動係数は0.3とする。

以上の検討により算出される現行設計法による総合安全性指標の平均値は1.42、変動係数は0.38である。滑動および転倒の安全性指標(それぞれ β_s, β_t)の相関を図-19に示す。滑動安全性指標が転倒安全性指標を下回るケースがほとんどであるが、僅かながら転倒安全性指標が滑動安全性指標を下回るケースが存在する。これは、変形モードに対応付けると、岸壁のはらみ出しよりも傾

斜が支配的な変形モードとなるケースに対応するものである。図-20には、各安全性指標の比の値と破壊モードの相関係数 ρ_{st} の関係を示した。滑動安全性指標に比較して転倒安全性指標が低くなるにつれて相関係数は増加することが読みとれる。ほとんどのケースで相関係数は0.5以上であり、破壊モードの相関を無視できないことがわかる。

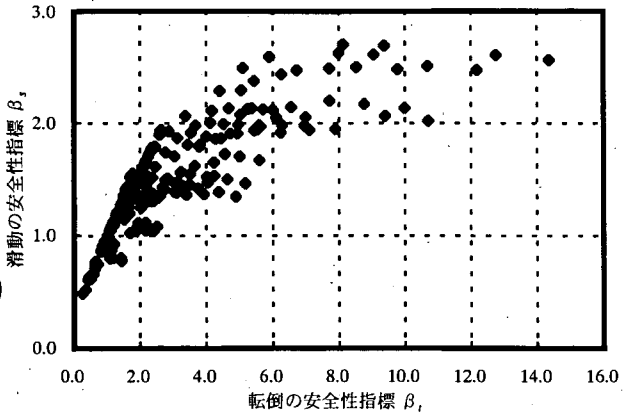


図-19 滑動および転倒安全性指標の相関

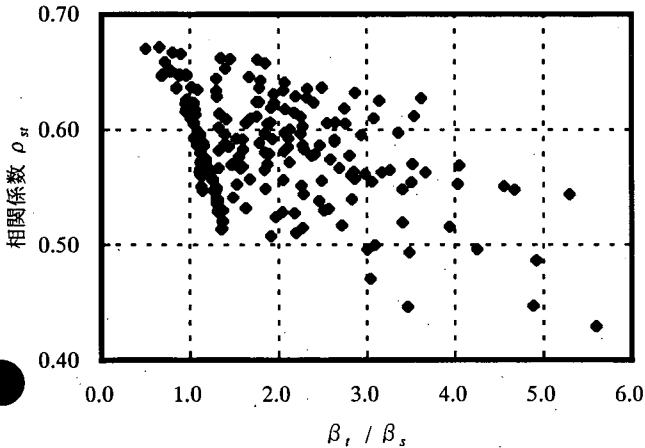


図-20 安全性指標比と相関係数の関係

4.3 重要度係数の影響

岸壁の設計には重要度係数が考慮されており、これは安全性の余裕を差別化していることを意味する。重要度係数別の総合安全性指標の分布を図-21に示す。総合安全性指標の平均値はB級（重要度係数 1.0）の場合 1.18, A級（重要度係数 1.2）の場合 1.51, 特級（重要度係数 1.5）の場合は 2.05 である。破壊確率の平均値としては、それぞれ 0.14, 0.09, 0.03 となり、特級からB級にかけて安全性に平均的に3倍程度の格差があることがわかる。

以下では、この破壊確率平均値を信頼性設計法による目標値とする。

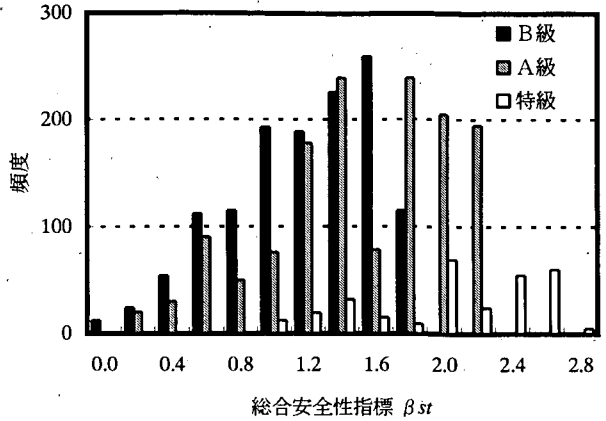


図-21 重要度係数の差による安全性指標分布の差

5. レベル1信頼性設計法によるコードキャリブレーション

5.1 安全係数の設定

ケーソン式岸壁においても、安全性照査式の線形化近似を行うことにより安全係数を定めるが、性能関数の非線形性のために誤差が発生することから、キャリブレーションを行って最適な安全係数を設定する必要がある。レベル1信頼性設計法によってケーソン式岸壁の滑動・転倒の各破壊モードに対する安全性照査式を書き下すと、それぞれ式(11)、式(12)のようになる。

$$\begin{aligned} & \gamma_f f_k \left(\sum_i \gamma_{wR} W_{ik} - B_d + E_{vd} \right) \\ & \geq \gamma_i (\gamma_{kh} k_{hk} \sum_i \gamma_{wS} W_{ik} + E_{Hd} + R_d + D_d) \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} & a \sum_i \gamma_{wR} W_{ik} - b B_d + c E_{vd} \\ & \geq \gamma_i (d \gamma_{kh} k_{hk} \sum_i \gamma_{wS} W_{ik} + e E_{Hd} + i R_d + j D_d) \end{aligned} \quad (12)$$

ただし、

$$\begin{aligned} B_d &= \rho_w g (\gamma_{wL} W L_k + h) C B \\ R_d &= \frac{1}{2} \rho_w g \left\{ (\gamma_{RwL} \gamma_{wL} W L_k + h)^2 - (\gamma_{wL} W L_k + h)^2 \right\} \\ D_d &= \frac{7}{12} \gamma_{kh} k_{hk} \rho_w g (\gamma_{wL} W L_k + h)^2 \\ E_d &= \gamma_{Est} Est_k + (E_{pd} - Est_k) \gamma_{thE} \gamma_{PD} PD_k \end{aligned} \quad (13)$$

ここに、

- WL : 設計潮位 (H.W.L.) (m)
- ρ : 海水の密度(t/m³)
- g : 重力加速度(m/s³)
- CB : ケーソン幅(m)
- h : 水深(m)

このほか、記号 γ はその添字に関する安全係数であり、添字 k および d は、それぞれ特性値および設計用値であることを表す。安全係数は滑動と転倒で異なる値となるほか、自重や静的土圧などは抵抗および荷重効果の双方に影響を及ぼすので、安全係数も荷重効果側(添字S)と抵抗側(添字R)でそれぞれ異なった値となる。その他の記号については式(4)~式(6)と同一である。ただし、 γ_i は構造物の重要度を考慮するための構造物係数である。特性値については、現行設計法との整合性を考慮し現行設計法による値をそのまま用いる。例えば、 PD_k は1.0である。安全性照査式(11)および式(12)をもとに、線形化近似において生じる高次の項を無視することによって、式(14)および式(15)のように安全係数を設定した。ただし、記号 μ および V は、その添字に関するそれぞれ平均値及び変動係数である。

(滑動安全性)

$$\begin{aligned}
 \gamma_f &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_f) \mu_f / f_k \\
 \gamma_{W_a} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{W_i}) \mu_{W_i} / W_{ik} \\
 \gamma_{W_s} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_{W_i}) \mu_{W_i} / W_{ik} \\
 \gamma_{EstR} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{Est}) \mu_{Est} / Est_k \\
 \gamma_{EstS} &= (1 + \alpha\alpha' \beta_T V_{Est}) \mu_{Est} / Est_k \\
 \gamma_{khER} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_{kh}) \mu_{kh} / k_{hk} \\
 \gamma_{khES} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{kh}) \mu_{kh} / k_{hk} \\
 \gamma_{PDR} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \alpha''' \beta_T V_{PD}) \mu_{PD} / PD_k \\
 \gamma_{PDS} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{PD}) \mu_{PD} / PD_k \\
 \gamma_{kh} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{kh}) \mu_{kh} / k_{hk} \\
 \gamma_{WL} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{RWL}) \mu_{RWL} / R_{WLk} \\
 \gamma_{RWL} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{RWL}) \mu_{RWL} / R_{RWLk}
 \end{aligned}
 \tag{14}$$

(転倒安全性)

$$\begin{aligned}
 \gamma_{W_a} &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_{W_i}) \mu_{W_i} / W_{ik} \\
 \gamma_{W_s} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{W_i}) \mu_{W_i} / W_{ik} \\
 \gamma_{EstR} &= (1 - \alpha\alpha' \beta_T V_{Est}) \mu_{Est} / Est_k \\
 \gamma_{EstS} &= (1 + \alpha\alpha' \beta_T V_{Est}) \mu_{Est} / Est_k \\
 \gamma_{khER} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{kh}) \mu_{kh} / k_{hk} \\
 \gamma_{khES} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{kh}) \mu_{kh} / k_{hk} \\
 \gamma_{PDR} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{PD}) \mu_{PD} / PD_k \\
 \gamma_{PDS} &= (1 - \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{PD}) \mu_{PD} / PD_k \\
 \gamma_{kh} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{kh}) \mu_{kh} / k_{hk} \\
 \gamma_{WL} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{RWL}) \mu_{RWL} / R_{WLk} \\
 \gamma_{RWL} &= (1 + \alpha\alpha' \alpha'' \beta_T V_{RWL}) \mu_{RWL} / R_{RWLk}
 \end{aligned}
 \tag{15}$$

ただし、 $R_{WLk}=1.0$, $R_{RWLk}=1.0$ である。安全係数算定式(14)および式(15)の中の符号は、耐力側については負、荷重効果側については正となるのが基本であるが、土圧動的成分に関係するパラメータについては、 PD が負の値であるため、符号が逆転することに注意が必要である。分離係数 α , α' , α'' , α''' はすべて0.70とし、目標安全性指標 β_T は、1.25~1.65の間で0.05刻みで変化させた。どのような破壊モードが生じても基本的に岸壁は原型復旧されることから、目標安全性指標は各破壊モードで同一とした。

5.2 キャリブレーション結果

まず、基本的なケースとして重要度係数が1.0のB級に関する解析結果を図-22に示す。重要度係数の趣旨を考慮して構造物係数 γ_i は1.00としている。図の水平軸は目標安全性指標であり、鉛直軸には総合安全性指標の平均値、現行設計法による堤体重量を1.0とした場合の信頼性設計法による堤体重量の平均値を示している。目標安全性指標が大きくなるに従い、総合安全性指標および堤体重量比が比例的に増加することが分かる。破壊モードの相関のため、目標安全性指標に対して算出される総合安全性指標は低いレベルになる。

得られた結果に対して、式(16)に示したように目標総合破壊確率に対する各断面の総合破壊確率の分散最小案を最適案として採用する。

$$\sum (P_p - P_p)^2 \rightarrow \min \tag{16}$$

ここに、

P_{ft} : 総合破壊確率の目標値

P_{fr} : 信頼性設計法による総合破壊確率

図-23に最適案の判定結果を示す。その結果、目標安全性指標1.60のケースが適合する。堤体重量比平均値は1.01であり、現行設計法と建設コストは変わらないが、目標値に対する分散には約1/3の差があり、現行設計法よりも合理的な設計が行えることがわかる。キャリブレーション結果の信頼性設計法と現行設計法による総合安全性指標分布の比較を図-24に示した。現行設計法と比較して信頼性設計法の安全性指標の分布は範囲が狭く、極端に危険な施設の割合が減少し、安全性指標に関して均質な設計が可能であることがわかる。

次に重要度A級（重要度係数1.2）および特級（重要度係数1.5）の施設について検討する。構造物係数以外の安全係数については、B級について得られた最適安全係数を採用し、構造物係数をA級については1.00から1.10まで、特級については1.00から1.25までそれぞれ0.05刻みで変化させた。キャリブレーション結果を図-25～図-26に示す。A級については、構造物係数1.05のケースが最適と判断され、目標値に対する分散は現行設計法の1/8程度であり、特級については構造物係数1.20が最適で、目標値に対する分散は現行設計法を2オーダー下回る値となり、現行設計法と比較して非常に合理的な結果を得る。堤体重量比は、いずれも1.0をやや下回っており、A級については0.95、特級については0.97となった。

本キャリブレーションは建設コストの縮減を目標として行ったものではないが、現行設計法において安全な施設の割合がやや多かったため、分散最小案を採択した結果、結果的に建設コストが現状と比較して数パーセント低くなったものと考えられる。

キャリブレーション結果の信頼性設計法と現行設計法による総合安全性指標分布の比較を図-27～図-28に示した。B級の場合と同様に、現行設計法と比較して信頼性設計法の安全性指標は目標値に近い範囲に分布しており、合理的な設計が可能であることがわかる。

本研究における検討により最適と判定される安全係数を表-8に示す。

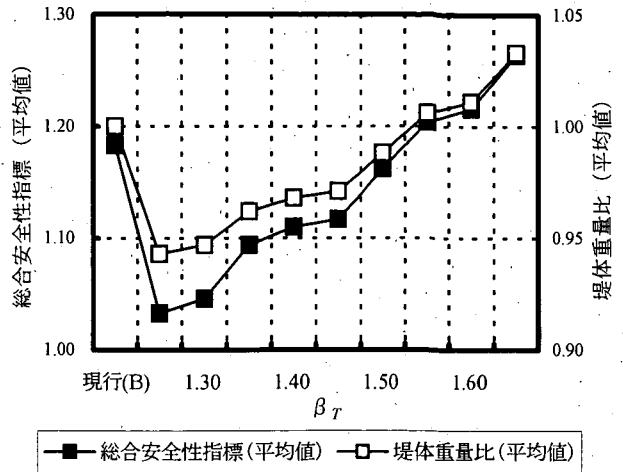


図-22 キャリブレーション結果

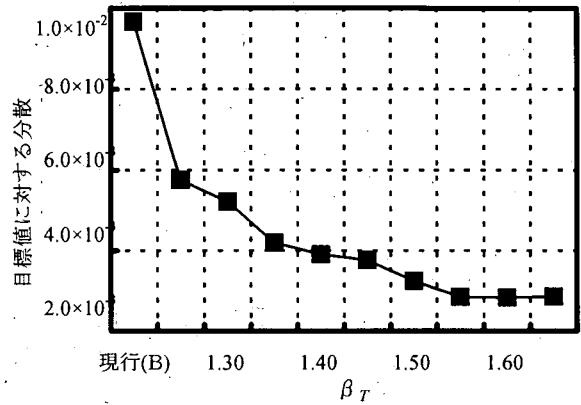


図-23 最適案判定結果（重要度B級）

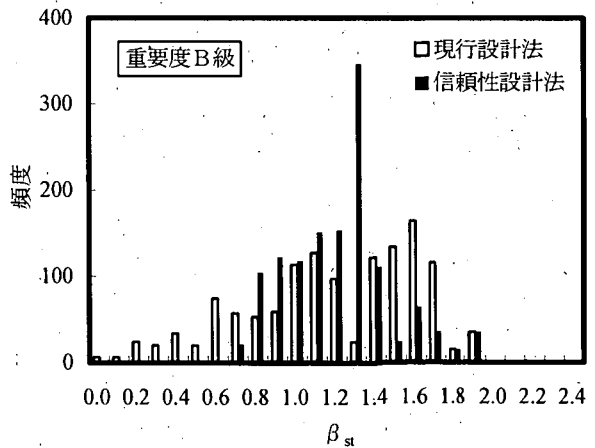


図-24 総合安全性指標分布

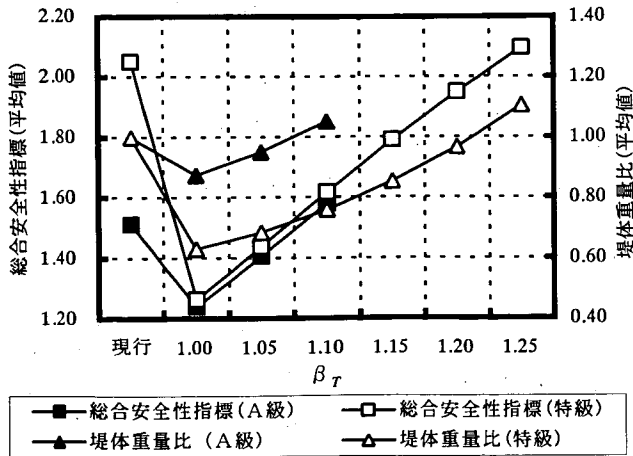


図-25 キャリブレーション結果

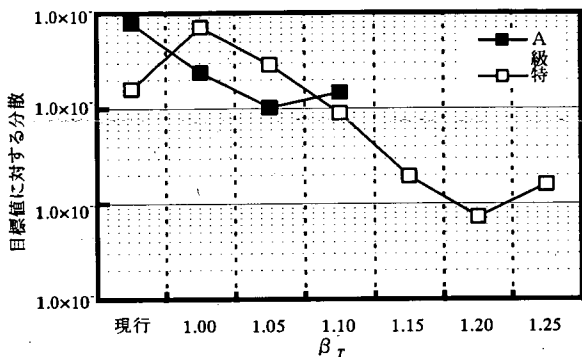


図-26 最適案判定結果

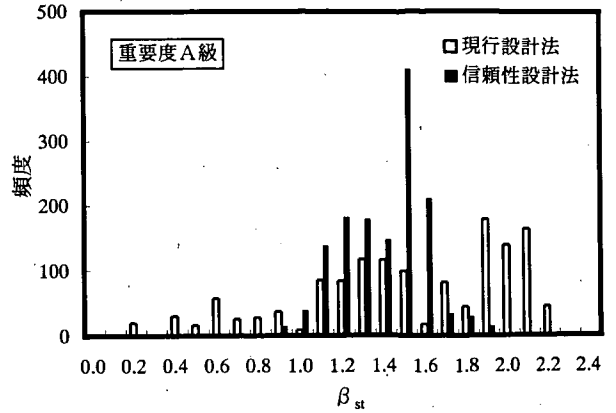


図-27 総合安全性指標分布 (A級)

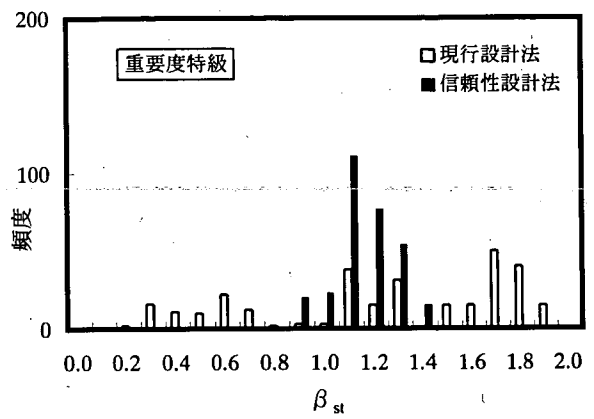


図-28 総合安全性指標分布 (特級)

6. 結論

本研究における主要な結論は以下の通りである。

- ①ケーソン式岸壁のレベル1地震動作用時の外的安定に関する設計パラメータの従う確率分布を推定した。現行設計法において考慮されていないパラメータとして、地震荷重作用時の堤体慣性力と土圧の位相差パラメータPDを導入した。PDの破壊確率へ及ぼす影響は大きく、現行設計法のように堤体慣性力と土圧が同位相と仮定すると、平均的な総合破壊確率は0.34となり、実際の被災の傾向を説明できない。このためPDの分布としては、被災事例をもとに算出される破壊確率と整合する分布を用いた。
- ②現行設計法によるケーソン式岸壁の安全性水準について、設計条件を変化させた240ケースの断面をもとにして明らかにした。総合安全性指標は、再現期間75年のレベル1地震動の作用に対して、全施設平均としては1.4程度、変動係数0.4程度の値を持つ。重要度係数別に分類すると、重要度B級の場合1.18、重要度A級の場合

1.51、重要度特急の場合2.05となる。破壊確率としてはそれぞれ0.14、0.09、0.04となり、特急からB級にかけて平均的に3倍程度の格差がある。

- ③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った。重要度B級の施設については構造物係数を1.0としたうえで目標安全性指標を1.25~1.65の間で0.05刻みで変化させ、最適な安全係数を求めた。重要度A級および特級については、重要度B級における安全係数を用いて、構造物係数を1.00~1.25の範囲で0.05刻みで変化させてキャリブレーションを行った。キャリブレーションの結果、表-8に示す安全係数を提案する。安全係数は、式(11)~式(13)において用いる係数である。

④レベル1信頼性設計法を導入することにより、安全性にばらつきが少ない合理的な設計を行うことが可能である。平均破壊確率に対する分散は、信頼性設計法の適用により現行設計法の1/3程度から2オーダー低い値となる。建設コストは従来と同じレベルであるが、重要度A級以上の施設については、数パーセントの建設コストの縮減が可能である。

表-8 設計法の提案

安全係数		滑 動			転 倒			
		耐力	荷重効果		耐力	荷重効果		
自重 γ_{wi}	鉄筋コンクリート	0.97	0.99		0.96	0.99		
	無筋コンクリート	1.01	1.03		1.00	1.03		
	中詰砂	1.00	1.04		0.99	1.04		
摩擦係数 γ_f		0.94	-		-	-		
土圧	静的成分 γ_{Est}	0.95	1.08		0.92	1.08		
	動的成分の位相差 γ_{PD}	-0.56	-0.42		-0.58	-0.42		
設計震度 γ_{kh}	A地区	1種	(1.66)	(1.31)	1.73	(1.73)	(1.31)	1.73
		2種	(1.29)	(1.01)	1.33	(1.33)	(1.01)	1.33
		3種	(1.00)	(0.78)	1.04	(1.04)	(0.78)	1.04
	B地区	1種	(1.91)	(1.50)	1.98	(1.98)	(1.50)	1.98
		2種	(1.38)	(1.08)	1.43	(1.43)	(1.08)	1.43
		3種	(1.08)	(0.85)	1.12	(1.12)	(0.85)	1.12
	C地区	1種	(1.72)	(1.36)	1.78	(1.78)	(1.36)	1.78
		2種	(1.39)	(1.09)	1.44	(1.44)	(1.09)	1.44
		3種	(1.11)	(0.87)	1.16	(1.16)	(0.87)	1.16
	D地区	1種	(1.73)	(1.36)	1.79	(1.79)	(1.36)	1.79
		2種	(1.35)	(1.06)	1.40	(1.40)	(1.06)	1.40
		3種	(1.07)	(0.84)	1.11	(1.11)	(0.84)	1.11
	E地区	1種	(2.25)	(1.77)	2.33	(2.33)	(1.77)	2.33
		2種	(1.64)	(1.27)	1.70	(1.70)	(1.27)	1.70
		3種	(1.22)	(0.95)	1.27	(1.27)	(0.95)	1.27
R_{WL} γ_{WL}		0.71						
R_{RWL} γ_{RWL}		1.21						
構造物係数		特 級						
γ_i	A 級	1.05						
	B 級	1.00						

()内は土圧動的成分算出時に用いる値

7. あとがき

本研究においては、加速度最大値をもとに震度を算出する震度法の枠組みを変えないという前提条件でケーソン式岸壁に対する信頼性設計法の適用を検討した。加速度最大値のみで構造物の安定性を議論することには限界があると考えられるため、レベル2の信頼性設計法については適用を検討しなかった。今後は震度法に変わる合理的な簡易耐震性判定法を構築し、レベル2信頼性設計法を含めた確率論の適用を検討する必要があると考えられる。

(2001年8月31日受付)

参考文献

- 稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 風間基樹, 山崎浩之, 松永康男, 関口信一郎, 水野雄三, 藤本義則 (1994): 1993年北海道南西沖地震による港湾施設被害報告, 港湾技研資料, No.791.
- 稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 田中祐人, 山崎浩之, 宮井真一郎, 野津 厚, 宮田正史, 藤本義則 (1997): 1994年北海道東方沖地震による港湾施設被害報告, 港湾技研資料, No.856.
- 上田 茂, 稲富隆昌, 上部達生, 井合 進, 風間基樹, 松永康男, 藤本健幸, 菊池喜昭, 宮井真一郎, 関口信一郎, 藤本義則 (1993): 1993年釧路沖地震被害報告, 港湾技研資料, No.766.
- 運輸省港湾局監修, 日本港湾協会 (1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説.

- 運輸省第二港湾建設局，運輸省港湾技術研究所（1995）：
三陸はるか沖地震現地調査報告書。
- 大塚夏彦，井上清敬，笹島隆彦，三浦均也，小濱英司
（2000）：地震時における重力式岸壁の動的挙動に
与える液状化の影響に関する有限要素解析，第 35
回地盤工学研究発表会，pp.2053-2054.
- 神山 眞（1994）：表層地盤条件による最大地動（最大加
速度，最大速度，最大変位）の増幅特性について，
軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム論文集，
土質工学会，pp.126-137.
- 河合弘泰，高山知司，鈴木康正，平石哲也（1997）：潮位
変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率，港湾技
術研究所報告，Vol.36，No.4，pp.3-41.
- 小濱英司，三浦均也，井上清敬，大塚夏彦，笹島隆彦，
林 忠志，吉田 望（1999）：振動特性の異なる岸
壁の振動台模型実験，第 34 回地盤工学講演集，
pp.1667-1668.
- 白石 悟，上田 茂（1987）：港湾構造物および海洋構造
物の安全性照査に関する検討，港湾技術研究所報告，
Vol.26，No.2，pp.493-576.
- 白石 悟，上田 茂，上部達生（1991）：限界状態設計法
における地震荷重の荷重係数の検討，港湾技研資料，
No.708.
- 鈴木基行，秋山充良，山崎康紀（1997）：構造系の安全性
評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する
研究，土木学会論文集，No.578，V-37，pp.71-87.
- 善 功企，山崎浩之，梅原靖文（1987）：地震応答解析の
ための土の動的特性に関する実験的研究，港湾技術
研究所報告，Vol.26，No.1，pp.41-113.
- 土田 肇，稲富隆昌，上田 寛（1983）：1982年浦河沖
地震港湾被害報告，港湾技研資料，No.472.
- 土田 肇，野田節男，稲富隆昌，上部達生，井合 進，
大根田秀明，外山進一（1985）：1983年日本海中部
地震被害報告，港湾技研資料，No.511.
- 長尾 毅，吉浪康行，佐貫哲朗（2000）：信頼性設計法に
よるケーソン式岸壁の滑動安全性の評価，第4回構
造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム
（JCOSAR2000）論文集，pp.487-490.
- 長尾 毅，大久保昇，川崎 進，林由木夫（1998）：信頼
性設計法による防波堤の全体系安全性（第3報）～
レベル1，2の設計法の適用性総括～，港湾技術研
究所報告，Vol.37，No.2，pp.131-176.
- 長尾 毅，吉浪康行，佐貫哲朗，嘉門雅史（2001）：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.
- 野田節男，上部達生，千葉忠樹（1975a）：重力式岸壁の
震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol.4，
No.4，pp.67-111.
- 野田節男，上部達生（1975b）：重力式岸壁の地震被災事
例集，港湾技研資料，No.227，1975.
- 野津 厚，上部達生，佐藤幸博，篠沢 巧（1997）：距離
減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，
港湾技研資料，No.893.
- 古土井光昭，片山猛雄（1971）：残留水位測定調査，港湾
技研資料，No.115.
- 星谷 勝，石井 清（1986）：構造物の信頼性設計法，鹿
島出版会.
- 堀家 正，春日井康夫（1991）：ケーソン式係船岸の構造
諸元の統計的分析，港湾技研資料，No.702.
- 米山治男，白石悟，上部達生（1999）：最新の基盤加速度
データに基づいた地震荷重の変動係数の地域特性，
第54回土木学会年次学術講演会講演概要集第1部
（B），pp.938-939.
- Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N. and Kurita,
S. (1998) : Instability of Gravity Type Quay Wall
Induced by Liquefaction of Backfill during Earthquake,
Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.71-84.
- Hasofer, A. M. and Lind, N. C. (1974) : Exact and Invariant
Second moment Code Format, Journal of the
Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.100,
No.EM1, pp.111-121.
- Petruaskas, C. and P. M. Aagaard (1970) : Extrapolation of
Historical Storm Data for Estimating Design Wave
Heights, Proc. of 2nd Offshore Technology Conference,
pp. I-409-428.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. (1972) :
SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response
Analysis of Horizontally Layered Sites, Report
No.ERRC 72-12, col. of Eng., University of California
at Berkeley.