京都大学防災研究所年報　第 50 号 B　平成 19 年 4 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 50 B, 2007

信頼性解析に基づく越波流量に及ぼす要因影響評価

間瀬　肇・高橋真弘[*]・安田誠宏・Maria T. REIS[**]・Terry S. HEDGES[***]

* 京都大学大学院工学研究科
** ポルトガル国立土木研究所
*** 英国リバプール大学工学部

要　旨

信頼性設計法の設計水準レベルⅢおよびレベルⅡの解析方法を用い，リバプール湾に設置される仮想の傾斜護岸および直立護岸を考え，許容越波流量を超過する確率を算定し，同時に各外力要因の影響度を解析した。

傾斜護岸に対する越波流量算定式は Hedges and Reis (1998), 直立護岸に対する越波流量算定式は高山ら(1982)の式を用いた。供用年数間における許容破壊確率を現行設計示方書へのキャリブレーションに基づいて設定することができれば，信頼性解析により護岸天端高を決定することができる。

キーワード: 越波，信頼性設計，許容越波流量，護岸天端高，確率外力，不確定要因

1.　はじめに

構造物の設計に当っては，土木，建築，その他の分野を問わず，その構造物の供用期間において，安全性と機能性を十分に確保することが必要である。

また近年，無駄をなくした最小費用となる設計，すなわち，経済性，使用快適性，構造物の美観や周囲環境との調和等も考慮した設計が要求されている。

土木・建築構造物は複雑な自然環境の中に建造されるので，長い供用期間中にはさまざまな危険状態にさらされる。設計に際しては外力荷重を当然考慮するが，それにもかかわらず被害を受ける理由は，外力荷重の発生の不規則性, すなわち, 発生の有無，継続時間，大きさ等の統計的変動性のためである。また，構造材料強度の統計的変動性や製作精度の変動性といった不確定要因も理由に挙げられる。設計荷重としては，ごくまれにしか発生しないような大きな荷重が作用すると構造物の破壊へとつながる。十分な安全性を確保した設計とは，絶対に破壊しないものをつくるということではなく，破壊の危険性を許容される値の範囲におさめる設計をいう。

不確定要因は，荷重や材料物性値等の本来的な不確定要因，有限個数のデータに基づいて物性値などの確率分布を推定するために生じる統計的不確定要因，および荷重と構造のモデル化に関与して実際とモデルとの誤差として現れるモデル不確定要因がある。

安全性と機能性を十分に確保するためには，荷重と構造系に介在する様々な不確定要因を合理的かつ定量的に取り扱える算定手法に基づいた設計法が必要である。このような背景から発展して現在に至った設計法が信頼性設計法であり,「終局強度限界状態および使用限界状態の発生確率を一定値以内におさえること」に基づく設計法である。

信頼性設計法には，次のような利点がある。

1）不確定要因を確率論的に取り扱える。
2）構造物の危険状態（破壊モード）を，破壊確率を用いて定量的に評価できる。
3）破壊確率に基づいて各破壊モードの均衡がとれた設計が可能である。
4）安全性の余裕を破壊確率で規定するので，同一形式の構造物間で統一性が図れる。
5）破壊確率と建設費用を基に，費用最小化解析を行うことができる。

海岸工学の分野においては，河合ら(1997)による潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率に関する研究，長尾ら(2005)による越波流量の算定精度を考慮した護岸天端高の設定方法に関する研究等が

行われている。

本研究は，不確定要因を確率論的に取り扱うことができ，合理的な設計が可能となる信頼性設計法に基づき，傾斜護岸および直立護岸の許容越波流量を超過する確率評価とその要因の影響度を解析する。ここでは信頼性解析法におけるレベルⅡおよびレベルⅢの設計水準に基づいた解析結果の比較を行う。また，破壊確率に及ぼす不確定要因の影響度を検討する。最後に，本論文で護岸天端高の決定方法を提案する。

2.　構造物の信頼性設計法

2.1　信頼性設計法の概要

信頼性設計法では，構造物の各破壊モードを抽出し,それぞれのモードに関する破壊確率を算出する。破壊モードの抽出には，蓄積された経験やシステム分析手法が用いられる。各破壊モードについての破壊確率の計算にあたっては，破壊モードを規定する算定式が必要である。その算定式は性能関数，機能評価関数，あるいは破壊基準関数などと呼ばれる。いま，破壊モード i に関係する不確定要因を X_1～X_n とすれば，性能関数

$$Z_i = g_i\,(X_1,\ X_2,\ \ldots\ldots,\ X_n) \tag{1}$$

を用い，Z_i の正負によって破壊モードの生起（破壊確率）を定義できる（抵抗力と作用力の差）。

確率変数である Z_i の生起確率の算定方法は２つに大きく分けられ，１つはモンテカルロ法，他の１つは近似理論解析法である。破壊モード i の生起確率の精度は，得られているデータの量や質により異なる。実用的観点からは，破壊モードの生起確率を定量的に評価することは必ずしも必要ではなく，生起確率の値が十分に小さい値でありさえすればよい。

信頼性設計には設計水準レベルⅢ，ⅡおよびⅠの３つのレベルの設計法がある。

2.2　破壊確率と設計水準レベルⅢ，Ⅱ，Ⅰ

レベルⅢの信頼性設計法は，破壊モードに対する破壊確率を正しく求めようとするもので，不確定要因の統計的特性やパラメータがすべて既知であるとした上で，生起確率を直接計算する。

信頼性解析レベルⅡでは,性能関数 Z_i の平均値 μ_{Z_i} と標準偏差 σ_{Z_i} より得られる安全性指標 $\beta_i = \mu_{Z_i}/\sigma_{Z_i}$ を用いて信頼度を評価する。

信頼性解析レベルⅠでは，性能関数に含まれる種々の確率変数に対して，公称値に対する部分安全係数を定めて，破壊モードに対する信頼度を評価する。

2.3　設計水準レベルⅢに用いるモンテカルロ法

各変数がとりうる値の組み合わせを考えて，そのうちで性能関数が負となる場合を求めて破壊確率 P_f を次式で評価する。

$$P_f = k/K \tag{2}$$

ここで，K は全試行回数であり，k は試行のうちで性能関数が負となる回数である。

モンテカルロ法の長所は，確率変数のサンプルを用い，既存の開発プログラムと組み合わせて破壊モードの生起確率を容易に求めることができること，確率変数の数が多く，また性能関数が複雑で理論解を求めることが困難な場合でも適用できることである。

欠点の１つは，パラメータ等を変更する毎にシミュレーションをやり直す必要があり，解の一般化には向いていないことである。

2.4　設計水準レベルⅡの１次ガウス近似法

設計水準レベルⅡにおける，破壊モードの生起確率を算定するための方法の１つとして１次ガウス近似法がある。

不確定要因のうち，正規確率分布以外のものに対しては，破壊点において確率密度と累積確率値が等しくなる正規確率密度関数で近似する。互いに相関をもつ確率変数については，共分散マトリクスを考え，固有値問題を解くことによって各共分散値が 0 になる確率変数に変換しておく。

破壊モード i に対する性能関数を，ある任意の点 x^*まわりでテーラー展開して，1 次の項で打ち切った式は次のように表される。

$$Z_i = g_i\left(x_1^*,\ x_2^*,\ x_3^*,\cdots\cdots,\ x_n^*\right) + \sum_{j=1}^{n}\left(X_j - x_j^*\right)\left.\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\right|_{x^*} \tag{3}$$

式(3)で求めた性能関数は，正規確率変数よりなる線形 1 次式となる。

いま，ある任意の点を，性能関数 $Z = 0$ 上とすると，

$$g_i\left(x_1^*,\ x_2^*,\ x_3^*,\cdots\cdots,\ x_n^*\right)=0 \tag{4}$$

となるので，式(3)は，

$$Z_i=\sum_{j=1}^{n}\left(X_j-x_j^*\right)\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*} \tag{5}$$

となる。この式より Z_i の平均値 μ_{Z_i} および標準偏差 σ_{Z_i} は，以下のように求められる。

$$\mu_{Z_i}=\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\left(\mu_{X_j}-x_j^*\right) \tag{6}$$

$$\sigma_{Z_i}=\left\{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)^2\sigma_{X_j}{}^2\right\}^{1/2}=\sum_{j=1}^{n}\alpha_j\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\sigma_{X_j} \tag{7}$$

ここで，μ_{X_j} および σ_{X_j} は，確率変数 X_j の平均値と標準偏差であり，α_j は次式で定義される係数である。

$$\alpha_j=\frac{\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\sigma_{X_j}}{\left\{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)^2\sigma_{X_j}{}^2\right\}^{1/2}}=\frac{\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\sigma_{X_j}}{\sigma_{Z_i}} \tag{8}$$

式(4)および式(7)における破壊点 x^* は未知であるので，x^* を求める必要がある。

安全性指標βは

$$\beta=\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}=\frac{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\left(\mu_{x_j}-x_j^*\right)}{\sum_{i=1}^{n}\alpha_j\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\sigma_{X_j}} \tag{9}$$

である。上式は以下のように書ける。

$$\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\left\{\mu_{x_j}-x_j^*-\alpha_j\left(\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}\right)\sigma_{X_j}\right\}=0 \tag{10}$$

上式が（$(\partial g_i/\partial x_j)\big|_{x^*}$）の値によらず，恒等的に成り立つためには，

$$\mu_{X_j}-x_j^*-\alpha_j\left(\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}\right)\sigma_{X_j}=0 \tag{11}$$

でなければならない。

以上の式を利用して，破壊点 x^* は

$$g_i\left(x_1^*,\ x_2^*,\ x_3^*,\cdots\cdots,\ x_n^*\right)=0 \tag{12}$$

$$x_j^*=\mu_{X_j}-\alpha_j\left(\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}\right)\sigma_{X_j}\ ;\ j=1,2,\cdots,n \tag{13}$$

$$\alpha_j=\frac{\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\sigma_{X_j}}{\left\{\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)^2\sigma_{X_j}{}^2\right\}^{1/2}}\ ;\ j=1,2,\cdots,n \tag{14}$$

の連立方程式の繰り返し計算によって求められる。

この時，破壊確率 P_f は次式で求められる。

$$P_f=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{Z_i}}\int_{-\infty}^{0}e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{z-\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}\right)^2}dz=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{-\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}}e^{-\frac{1}{2}y^2}dy$$
$$=\Phi\left(-\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}\right)=1-\Phi\left(\frac{\mu_{Z_i}}{\sigma_{Z_i}}\right)=1-\Phi(\beta) \tag{15}$$

ここで，Φ は平均値 0，標準偏差 1 の標準正規分布関数である。

式(8)より

$$\sum_{j=1}^{n}\left\{\frac{\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j}\bigg|_{x^*}\right)\sigma_{X_j}}{\sigma_{Z_i}}\right\}^2=\sum_{j=1}^{n}\alpha_j{}^2=1 \tag{16}$$

となる。すなわち，α_j^2 は性能関数 Z_i の破壊点 x^* における分散σ_{Z_i} に対する確率変数 X_i の分散σ_{X_i} の寄与する割合を示しており，破壊確率への影響度（感度）を表す。

3．越波流量の許容値超過確率の評価

3.1 解析条件

解析条件として，Fig.1 に示す，英国リバプール湾に設置される仮想の護岸を取り上げる。対象とする護岸は，Fig.2 に示す，勾配が 1：2 の傾斜護岸および直立護岸である。護岸の法先は OD＝0m（OD：Ordnance Datum）に位置するものとする。前面の海底勾配は 1:30 とする。

傾斜護岸に対する越波流量算定式は，Hedges and Reis (1998)が提案した以下の式を用いる。

$$q^* = \begin{cases} A(1-R^*)^B & \text{for } 0 \le R^* < 1 \\ 0 & \text{for } 1 \le R^* \end{cases} \tag{17}$$

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g(CHs)^3}} = \frac{q}{\sqrt{gR_{\max}^3}} \tag{18}$$

$$R^* = \frac{R_c}{CH_s} = \frac{R_c}{R_{\max}} \tag{19}$$

ここで，q は平均越波流量，R_C は護岸天端高，H_S は有義波高，CH_S は最大打ち上げ高 $R_{\max}$ を意味する。式(17)の係数 A は天端高が 0 の場合の流量を定める係数，B は算定曲線の曲率を定める係数，C は最大打ち上げ高を規定する係数である。これらの係数 A，B および C は以下のように表わされる。

$$A = 0.0046 + 0.0018\cot\alpha \tag{20}$$

$$B = \begin{cases} 1.83 + 1.27\cot\alpha \ ; \ \text{for } 1.0 \le \cot\alpha \le 5.3 \\ 9.86 - 0.25\cot\alpha \ ; \ \text{for } 5.3 \le \cot\alpha \le 20.0 \end{cases} \tag{21}$$

$$C = \begin{cases} 1.52(1.35\xi_p) & ; \ 0 < \xi_p \le 2 \\ 1.52(3.00 - 0.15\xi_p) & ; \ 2 < \xi_p \le 12 \end{cases} \tag{22}$$

なお，ξ_p はピーク周期を用いる surf similarity parameter であり，式(22)は $R_{\max}$=CH_S が確率変量であるため，打ち上げ高分布が Rayleigh 分布に従うとし，打上げ波の数が 100 波の場合の最頻値に対して設定したものである（間瀬ら，2003)。実験での測定値のばらつきを考慮する時には，B に確率変数 e_B を乗じた e_BB として与える。

直立護岸に対する越波流量算定式は，合田ら(1975)による越波流量算定図表を表せるようにした高山ら(1982)の算定式を用いる。式は複雑で長いのでここでは記載しない（高山ら(1982)の論文を参照)。

本研究では破壊モードとして越波による護岸の崩壊を考え，許容越波流量を Q として性能関数を次式

Fig. 1 Target location

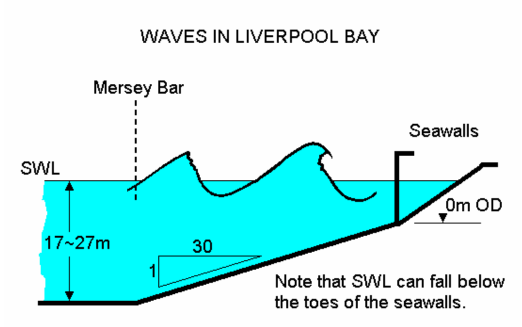

Fig. 2 Condition of seawall

で定義する。

$$Z = Q - q \tag{23}$$

護岸の越波による被災あるいは破壊とは，算定越波量 q がある許容越波流量 Q を越えることとする。許容越波流量 Q の値としては 0.001，0.01，0.02，0.04 および 0.1 $m^3/s/m$ を採用する。

いま，年間被災確率 P_fを 0.25％から 2.0％とする。統計的に被災確率は年によって独立であると仮定すると，供用年数 T_{ref} 年間の被災確率は次式で与えられる。

$$P(Z \le 0; T_{ref}\,\text{years}) = 1 - \left[1 - P(Z \le 0; 1\,\text{year})\right]^{T_{ref}} \tag{24}$$

0.25％<P_f<2.0％に対して式(24)を用いると，T_{ref}=50 年では被害確率は 12％から 64％の間となる。

式(24)に含まれる外力変数は，以下のように与える。

(1) 波浪，潮位および高潮偏差

波高と周期に関して Salih(1989)が解析した，リバプール湾における長期間の波高と周期の観測結果に基づき，下限値を有する Weibull 分布を用いる。有義波高およびピーク周期の平均値 μ，標準偏差 σ および下限値 x_1 を Table 1 に示す。

波高と周期には相関があり，両者の相関係数を 0.6 とする。

水深は 17m から 27m まで潮位変動により変化するが，平均水深は 22m である。潮位分布は，Fig.3 に示す観測結果から得られる，平均値 μ=0.275m OD および標準偏差 σ=2.362m の確率密度関数および累積分布関数を用いる。

高潮偏差分布としては，平均値 μ=0.019m および標準偏差 σ=0.192m である Gumbel 分布を用いる。天文潮位と高潮偏差の相関はないとし，互いに独立として扱う。

波高と高潮偏差の相関係数は，Hawkes & Svensson (2003) の研究に基づいて 0.7 とする。

Table 1　Parameters of Weibull distributions for wave heights and period

Wave Height: H_s (m)			Wave Period: T_p (s)		
μ	σ	x_1	μ	σ	x_1
1.2	0.7	0.45	6.4	1.15	4.2

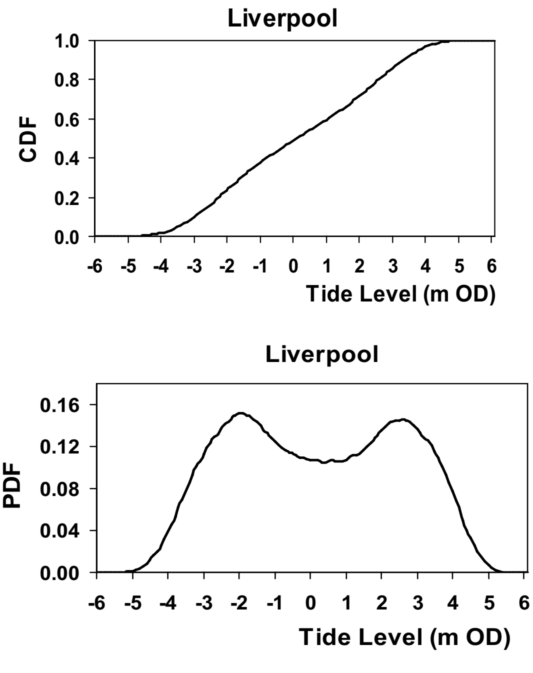

Fig. 3　Cumulative distribution and probability density function of tide levels

(2) 護岸

信頼性解析においては，護岸勾配や前浜勾配も変動性を考えて，確率変数として与えることもできるが，本研究では傾斜護岸の勾配は 1：2 の固定値，また，前浜海底勾配も 1：30 の固定値とする。

(3) 越波流量算定式における不確定性

Hedges and Reis 越波流量算定式では，算定式からの測定値のばらつきを確率変数 e_B を用いて考慮する。本研究では e_B の平均値を 1.1137，標準偏差を 0.4347，下限値を-1.1248 とする Log-Logistic 分布を用いる。

合田ら(1975)の越波流量算定図においても，真値と算定値はばらつきがある。越波流量が小さいほど誤差は大きい。合田ら(1975)が示した越波流量の算定値 Q_{est} に対する真値 Q_{true} の推定誤差範囲，および，長尾ら(2005)が設定した推定精度の標準偏差を参考にして，誤差分布を以下のように設定する。

越波流量の算定値と真値の比の平均値は 1 とするが，上限値と下限値があること，また，常に正の値となることから，正規分布，Gumbel 分布，Gamma 分布および Rayleigh 分布は適用には適さない。Log-Normal 分布，Weibull 分布および Beta 分布は非対称な分布であり，Log-Normal 分布では常に正値を対象とし，Weibull 分布では下限値を与えることができる。Beta 分布であれば，上限値と下限値を設定することができる。そのため，本研究では Table 2 に示す Beta 分布を採用する。

Table 2　Parameters for error in overtopping estimates

$q/\sqrt{2gH_o^3}$	Beta 分布			
	μ	σ	x_1	x_2
10^{-1}	1	0.1	0.8	1.2
10^{-2}	1	0.15	0.7	1.5
10^{-3}	1	0.3	0.4	2
10^{-4}	1	0.4	0.2	3
10^{-5}	1	0.45	0.1	5

3.2　越波流量の許容値超過確率の算定

3.2.1　レベルⅢによる解析

勾配 1:2 の傾斜護岸および直立護岸のそれぞれに対して天端高を 5m OD から 14m OD まで変化させ 1 つの許容越波流量 Q に対して 5 万回試行を行い許容

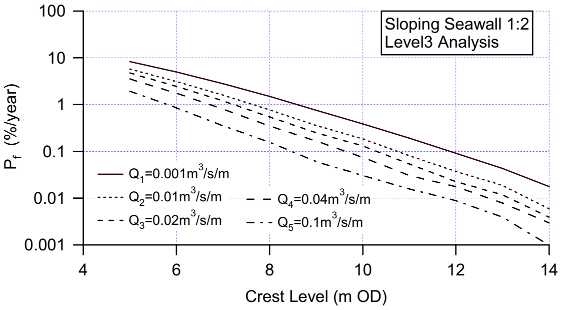

Fig. 4 Annual failure probability of sloping seawall by Level III analysis

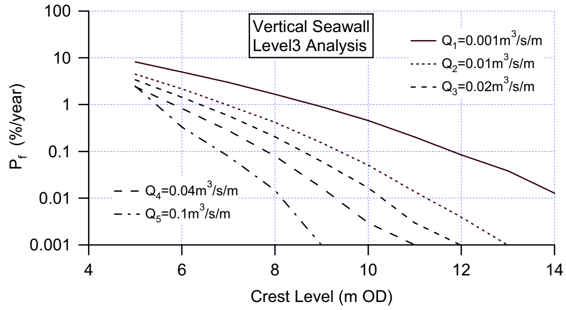

Fig. 5 Annual failure probability of vertical seawall by Level III analysis

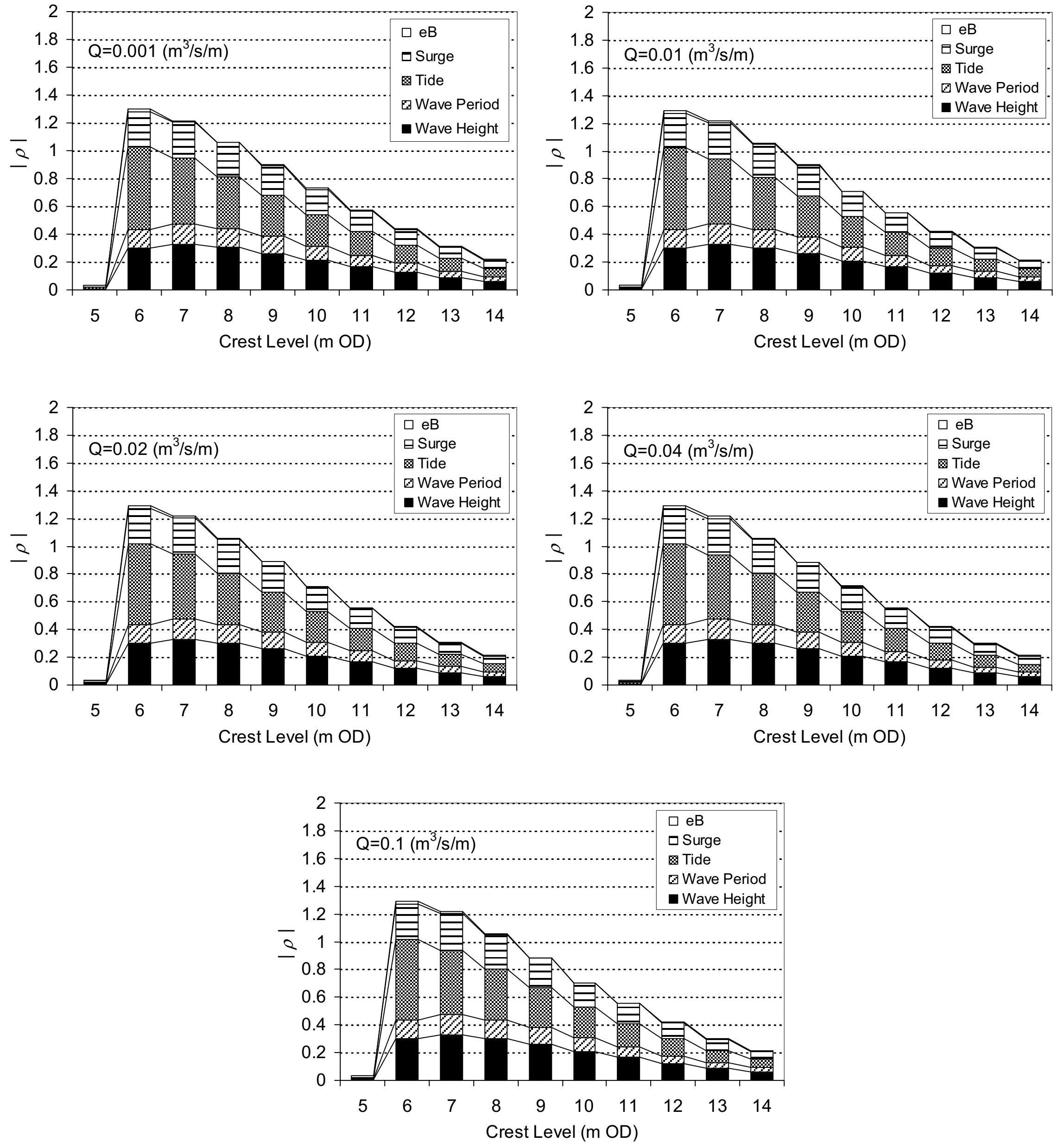

Fig. 6 Spearman’s rank correlation coefficient for the case of sloping seawall

値超過確率，すなわち，破壊確率 Pf を算定した傾斜護岸に対する結果を Fig.4 に，直立護岸の結果を Fig. 5 に示す。

両図より，1) 天端高の増加によって破壊確率は小さくなる，2) 許容越波流量が大きくなると破壊確率は小さくなる，ことがわかる。

傾斜護岸でのある許容越波流量における天端高の増加量に対する破壊確率の減少量と，直立護岸でのある許容越波流量における天端高増加量に対する破壊確率減少量を比較すると，直立護岸の方が大きい。その傾向は許容越波流量の値が大きいほど顕著である。

破壊確率 P_f と外力変数とのスピアマン順位相関係数の値の絶対値を各天端高に対して Fig.6 および Fig.7 に示す。ここで，順位相関係数とは，順位データから求められる相関の指標である。性能関数がとる個々の値の順位と各外力変数との順位の相関によりどの入力が有意であるかを示す。

Fig.6 に示した傾斜護岸における各外力確率変数の符号は，波高，周期，天文潮位および高潮偏差は全ての天端高に対して負の値である。e_B は正負どちらの値も取るが，その値はほぼ 0 であるので e_B の影響はほとんどない。順位相関係数が負であることは，外力の値が大きくなると性能関数の値が小さくなる

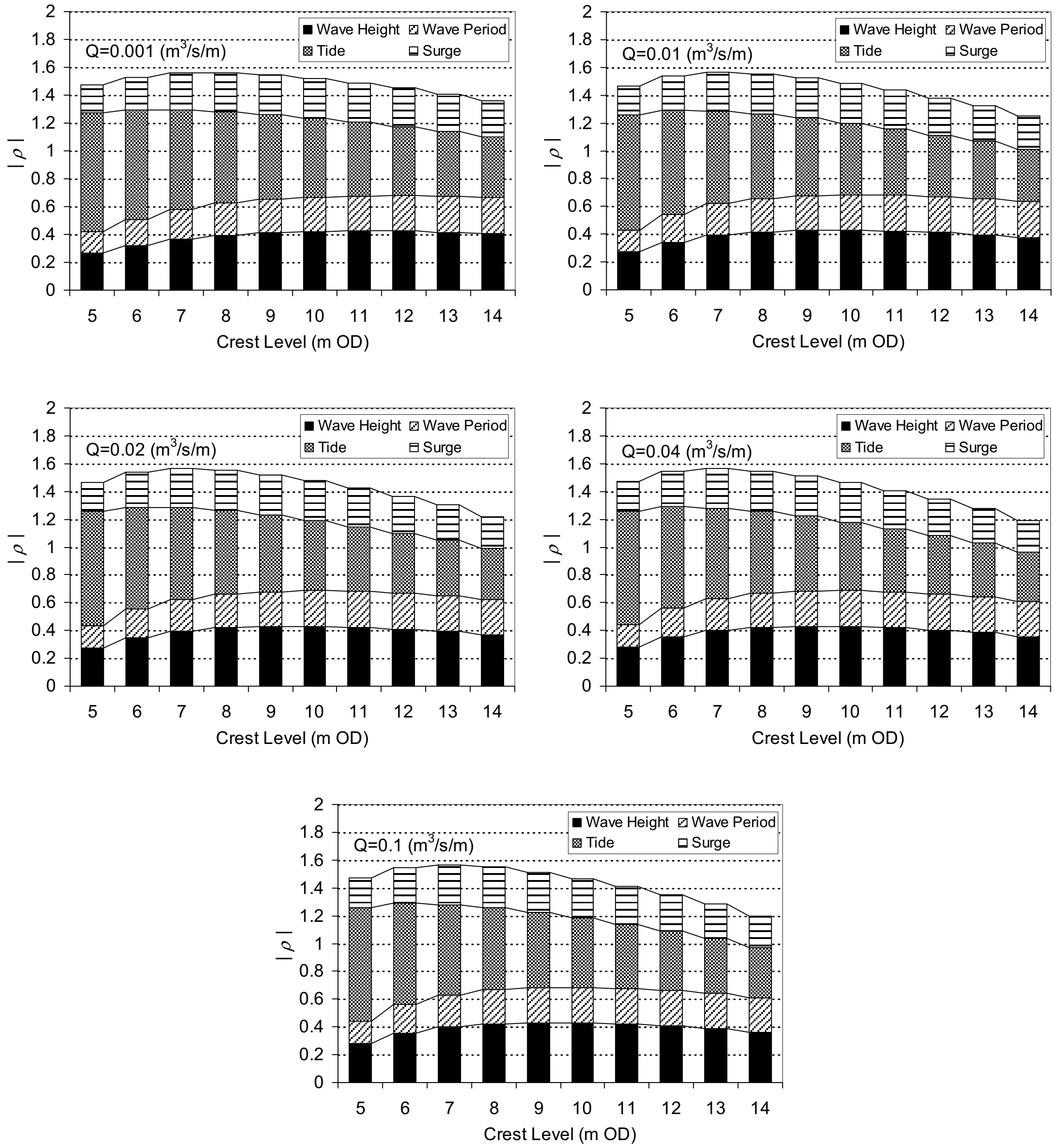

Fig. 7 Spearman’s rank correlation coefficient for the case of vertical seawall

ことを示す。それぞれ外力変数の絶対値は天端高が6m でピークとなり，天端高が大きくなるにつれて 0 に近づく。

Fig.7 に示した直立護岸における各外力確率変数の順位相関係数の符号については全て負であり，各確率変数の順位と性能関数値の順位の間には負の相関がある。鉛直護岸では,どの外力確率変数についても天端高の影響は少ないことがわかる。

また，Fig.6 および Fig.7 より，傾斜護岸と直立護岸のどちらにおいても，許容越波流量の相違による各外力確率変数の順位相関係数の差異は小さいことがわかる。

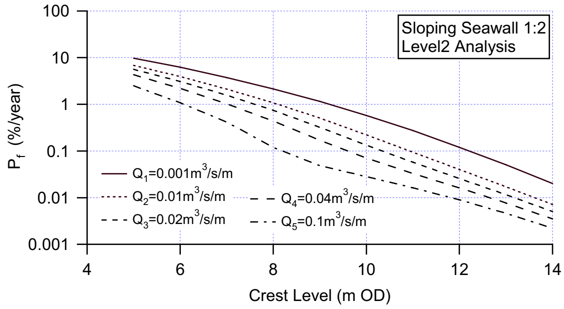

Fig. 8　Annual failure probability of sloping seawall by Level II analysis

3. 2. 2　レベル II による解析

ここでは, Reis(1998)による 1 次ガウス近似法に基づいたプログラム PARASODE-BALI (Probabilistic Assessment of Risks Associated with Seawall Overtopping, Dune Erosion & Breakwater Armour Layer Instability) を用いて設計水準レベルⅡ解析を行った。

Fig.8 は，1:2 の傾斜護岸に対して，許容越波流量をパラメータとして天端高を変化させた場合の年被災確率を示したものである。

この図より，天端高が大きくなるにつれて被災確率は地位なくなり，どの天端高に関しても許容越波流量が大きくなるにつれて被災確率が小さくなっていることがわかる。また，この結果は Fig.4 に示した結果とほぼ同じである。

直立護岸については，被災確率が計算できない場合が多かったため本稿には載せていない。計算結果が得られなかった理由としては，高山ら(1982)の算定式が複雑すぎ，また，算定式の微分値が連続でないことが挙げられる。

傾斜護岸について，性能関数の破壊点において定義される分散に対して，各外力変数の分散が寄与する割合を Fig.9 に示す。

本研究では波高と周期，および波高と高潮偏差に相関を有するとして解析したので，波高，周期，高潮偏差それぞれの独立した影響度を判断することはできない。ここでは，3 つの変数の影響を合わせた結果をみるが，これらの破壊率に及ぼす寄与は非常に大きい。また，Tide として示した天文潮位の影響や算定式に内在する誤差分布の影響は，無視できるものではないことがわかる。

なお，波高と高潮偏差の相関をなしとした解析を行った結果，Fig.9 に比べて高潮偏差の寄与分が若干小さくなり，波高の寄与分が増えた。

こうした，解析の試行により外力要因の影響度を調べることができる。

3. 3　レベルⅢとレベルⅡの解析結果の比較

傾斜護岸について，設計水準レベルⅢおよびレベルⅡの解析で得られた被災確率を，許容越波流量 Q の値ごとに整理した結果を Fig.10 に示す。図より，唯一オーダーがずれているのは Q=0.1 m^3/s/m の天端高が 14m の場合であるが，この場合のレベルⅢ解析による被災確率 P_f の値は 0.00098 %/year であり，レベルⅡ解析による P_f の値は 0.00221 %/year とどちらも無視できるものであった。すなわち，すべての許容越波流量および天端高で，設計水準レベルⅢとレベルⅡでほぼ同じ被災確率が得られることがわかった。

4. 越波流量の算定精度を考慮した護岸天端高の設定方法

4. 1　長尾ら（2005）の方法

現行設計法では，越波流量の算定には誤差が含まれており，さらに，護岸が沈下することが想定されるため，設計潮位および設計波に対する越波量が許容量以下となるように余裕高が見込まれている。しかし, この余裕高の設定方法は経験的なものである。

長尾ら(2005)は，護岸の許容越波流量をもとに許容沈下量の算定を行った結果，護岸の許容沈下量は最大 2.7m までの広い範囲に分布することを明らかにした。そして，長尾らは越波流量の算定精度を考慮した護岸天端高の合理的な設定方法を提案した。

長尾ら(2005)は，全国に建設されている 89 施設の護岸断面の条件を収集し，堤脚水深，海底勾配，のり面勾配，水面上天端高，断面形状，消波工の有無などの条件を整理した。直立護岸および直立消波護岸の越波流量については，合田ら(1975)の越波流量推定図をもとに，その他の構造については関本ら(2004)の許容沈下量算定図をもとにして，各護岸の

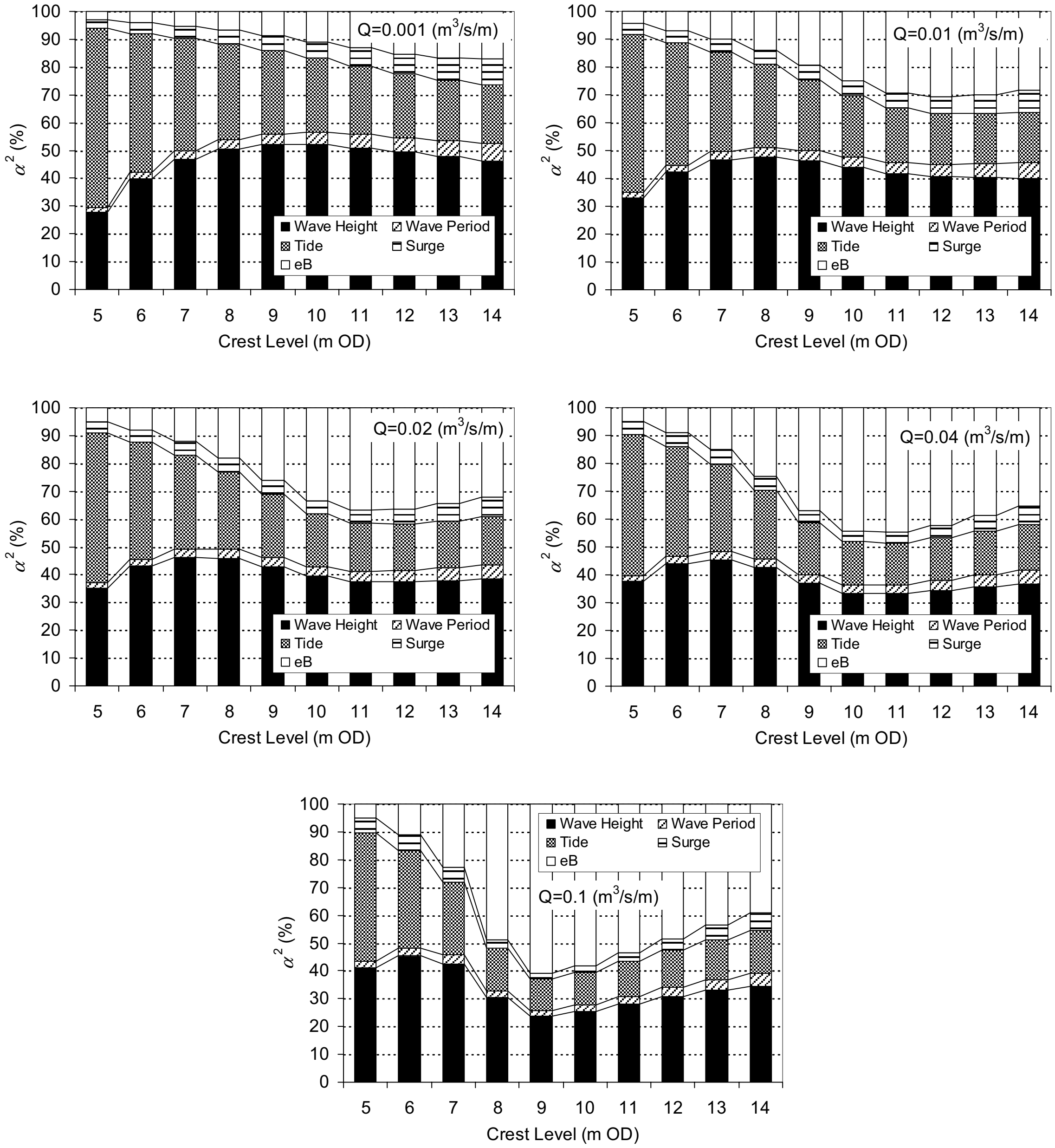

Fig. 9　Sensitivity of failure probability to each variable

許容越波流量に対して護岸の必要水面上天端高 *hc* の算定を行った。

越波流量の推定値に関する誤差を考慮するため，合田ら(1975)による越波流量の推定値に対する真値の想定誤差範囲をもとに，正規分布を用いて越波流量を 5 段階あるいは 51 段階与えて，それらに対する必要水面上天端高 *hc* を求めてその分布形を検討した。その結果，*hc* の分布形として対数正規分布が採用された。

護岸の天端高 *hc* を，従来設計で算定される天端高 *hcd* で正規化することにより，*hc*/*hcd* の確率分布を設定した。*hc*/*hcd* の分布形に対する許容越波流量別および構造形式別の影響は小さいことが示された。

最終的に得られた *hc*/*hcd* の分布形は平均値が 1.0，標準偏差が 0.15 の対数正規分布である。

Fig.11 は長尾ら(2005)によって示された，天端高に対する許容越波流量を超過する確率を示したものである。*hcd*=1.0 が従来設計によって求められる天端高である。この図を用いれば，各天端高に対する許容越波流量超過確率を求めることができる。あるいは，所定の超過確率に対して，天端高を決定することができる。

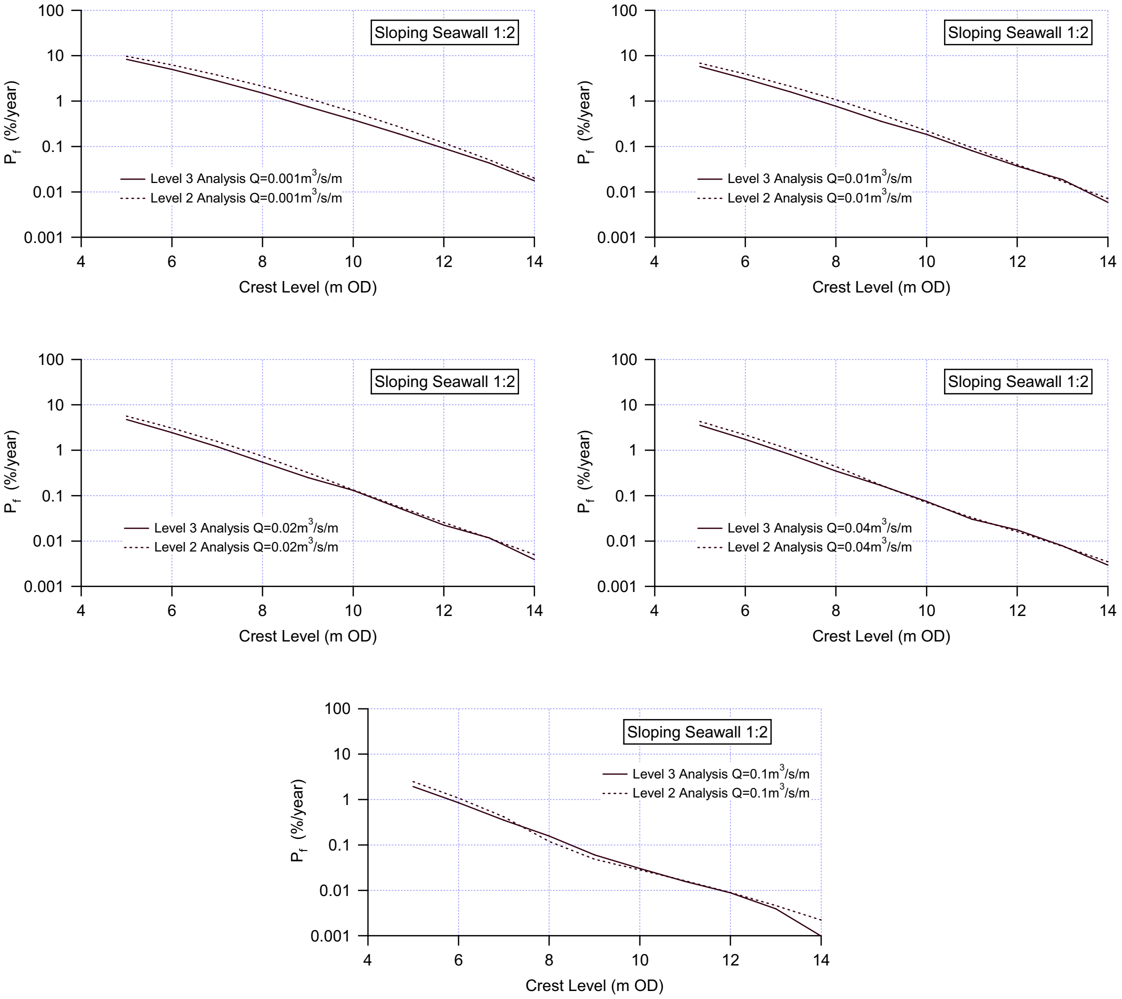

Fig. 10　Comparison between failure probabilities by Level III and II analyses

長尾ら(2005)が検討対象とした護岸 89 施設の必要水面上天端高 *hcd* の平均値は 2.2m であった。この値に対してこれまで慣用的に用いられることの多かった余裕高 1m を見込むと 3.2m となり，これは 1.45*hcd* に相当する。Fig.11 によると 1.45*hcd* に対する超過確率は 0.5%程度となる。この 0.5%は供用期間における超過確率である。

4.2　本研究で提案する護岸天端高の設定方法

本研究では，リバプール湾に 2 種類の仮想の護岸を設計することを考え，1 つは 1：2 の傾斜護岸，もう 1 つは直立護岸とした。それぞれの護岸に対する越波流量の算定における誤差を考慮する際に，長期間の観測結果から波浪状況に関する変数，潮位に関する変数に関してばらつきを考慮した確率分布を与えた。さらに，越波流量算定式自体の不確定性を考慮して確率変数を与えた。

得られた確率分布を用いて，信頼性設計法における設計水準レベルⅢおよびレベルⅡの解析手法により，許容越波流量を超過する確率（破壊確率）を求めた。設計水準レベルⅢの解析では数値実験法であるモンテカルロ法，設計水準レベルⅡの解析では近似理論解析法である 1 次ガウス近似法に基づいて計算した。

設計水準レベルⅢおよびレベルⅡのそれぞれの解析によって，護岸天端高に対する年間被災確率を求め，図を作成した。得られた図が Fig.4，Fig.5 および Fig.8 である。こうした図を用いると，許容越波流量を 1 つ選び，護岸天端高を与えることで年間被災確率が求められる。あるいは，年間破壊確率を設定することで，その破壊確率に対応する護岸天端高を求めることができる。さらに，供用年数を設定すれば，式(24)を用いて，得られた年間被災確率から供用年数間に被災する確率を求めることができる。

例えば，許容越波流量を 0.02 m^3/s/m として，護岸天端高を 7m とすると，年間破壊確率は，設計水準レベルⅢの解析による結果である Fig.4 および Fig.5 より，1：2 の傾斜護岸であれば約 1.2%，直立護岸

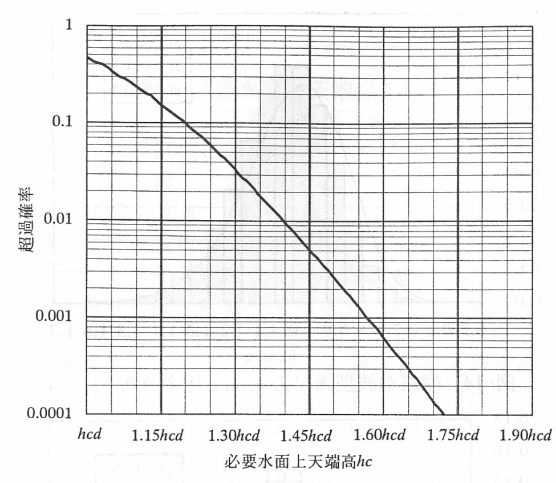

Fig. 11　Exceedance probability of overtopping against design freeboard (Nagao et al., 2005)

であれば約 0.58%となる。また，供用年数を 50 年と設定すると，それらの場合の供用年数間に被災する確率は，式(24)より，1:2 の傾斜護岸であれば約 45%，直立護岸であれば約 25%という結果が得られる。

あるいは，許容破壊確率を設定することで，その破壊確率に対応する護岸天端高を Fig.4 および Fig.5 より求めることができる。

許容破壊確率を設定する一般的な方法として，現行設計法による構造物が有する信頼度との整合をとる方法がある。この方法は，現行の設計示方書に従って設計，施工された構造物の有する信頼度が，歴史的な経緯からみて社会的にも十分に容認されており，経済性と安全性についてもある程度バランスがとれているとすることが前提となっている。現行の設計示方書に従って設計，施工された解析対象と同種の構造物で，ほぼ同じ解析条件を有する実在構造物の破壊確率を算定して，この値をもとに許容破壊確率を決定するというものである。しかし，この方法では現状を基本とするものであり，本質的な許容破壊確率を決定するものではないため，今後，より合理的な設定方法を検討する必要がある。

5．まとめ

構造物は，供用期間において予想される外的作用に対して安全性と機能性を保持しなければいけないが，経済的な設計も求められる。それらをバランスよく満足するように設計する方法として，信頼性設計法が挙げられる。

本研究では，信頼性設計法の設計水準レベルⅢおよびレベルⅡの解析方法を用い，リバプール湾に設置される仮想の傾斜護岸および直立護岸を考え，許容越波流量を超過する確率を算定し，同時に各外力要因の影響度を解析した。

傾斜護岸に対する越波流量算定式は Hedges and Reis(1998), 直立護岸に対する越波流量算定式は高山ら(1982)の式を用いた。

本研究では，信頼性設計法を用いた護岸天端高の設定方法を提案した。供用年数間における許容破壊確率を現行設計示方書へのキャリブレーションに基づいて設定することができれば，護岸天端高を決定することができる。

今後の課題・展望としては，以下のものが挙げられる。

1) 本研究で計算結果が得られなかったレベルⅡ解析による直立護岸に対するプログラムの改良
2) 傾斜護岸の越波流量に及ぼす法面勾配の影響
3) 日本周辺を対象とした波浪，高潮，潮位条件を設定した被災確率の検討

参考文献

河合弘康・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，第 36 巻，第 4 号，pp.3-41.

合田良実・岸良安治・神山豊（1975）：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第 14 巻，第 4 号，pp.3-44.

関本恒浩・森屋陽一・長尾毅（2004）：越波量に基づく傾斜護岸の許容沈下量算定手法，海洋開発論文集，第 20 巻，pp.113-118.

高山知司・永井紀彦・西田一彦（1982）：各種消波工による越波流量の減少効果，港湾技術研究所報告第 21 巻，第 2 号，pp.151-205.

長尾毅・藤村公宜・森屋陽一（2005）：越波流量の算定精度を考慮した護岸天端高の設定方法に関する研究，海洋開発論文集，第 21 巻，pp.773-778.

星谷勝・石井清（1986）：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，208p.

間瀬　肇・Terry S. Hedges・Mohamed Shareef・永橋俊二（2003）：波の打上げを考慮した傾斜護岸に対する越波流量算定法に関する研究，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.636-640.

Hawkes, P.J. and Svensson, C. (2003): Joint Probability: Dependence mapping and best practice, R&D Interim Technical Report FD2308/TR1, HR Wallingford, UK, 120p.

Hedges, T.S. and Reis, M.T. (1998): Random wave

overtopping of simple seawalls: a new regression model. Water, Maritime & Energy Journal, Proc. ICE, Vol. 130 (1), pp.1-10.
Reis, M.T. (1998): Probabilistic assessment of the safety of coastal structures, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Liverpool, UK, 603p.
Salih, B.A. (1989): Properties of wave climates. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Liverpool, UK, 684p.

Sensitivity Assessment of External Random Factors for Wave Overtopping based on Reliability Analysis

Hajime MASE, Masahiro TAKAHASHI*, Tomohiro YASUDA,
Maria T. REIS** and Terry S. HEDGES***

* Graduate School of Engineering, Kyoto University
** National Civil Engineering Laboratory, Portugal
*** Department of Engineering, University of Liverpool, UK

Synopsis

This paper uses reliability analysis to estimate the failure probabilities associated with wave overtopping of both sloping and vertical seawalls. Failure probabilities are obtained for different freeboards and permissible overtopping rates, using Monte Carlo simulation for calculations at Level III and the First Order Reliability Method for Level II calculations. The sensitivity of the performance function to the various external random variables is also investigated in order to establish the relative importance of these variables in influencing the failure probabilities.

Keywords: reliability analysis, wave overtopping, sloping and vertical seawalls, Monte Carlo simulation, first order reliability method