

許容応力度設計法と信頼性設計法による防波堤断面の比較

河合弘泰*・平石哲也**・関本恒浩***・鵜飼克臣***

1. はじめに

現在、防波堤の全体系の設計には許容応力度設計法が使われており、堤体の滑動および転倒に対しては安全率が1.2以上となるように設計されている。ところが、安全率1.2は絶対的な安全性を保証するものではなく、現に被災する防波堤もある。また、設計波高と設計潮位という一組の確定値に対して同一の安全率で設計された堤体であっても、潮位差や設置水深などの設計条件によって安全性は異なる(高山ら, 1991; 河合ら, 1997)。

防波堤の安全性を直接的に表す指標としては、供用年数(耐用年数)間における被災遭遇確率や期待滑動量をあげることができ、これらの指標は信頼性理論に基づいて計算することが可能である。例えば、高山ら(1991, 1994)や河合ら(1997)は堤体の滑動遭遇確率および期待滑動量、半沢ら(1996)は消波ブロックの期待被災度、土田ら(1996)はマウンドの円形滑りの発生確率と沈下量の計算を試みている。さらに、近年では沿岸域のサステナブル・ディベロップメントの重要性が叫ばれており、経済的な設計という観点に立って期待総建設費(=初期建設費+期待復旧費)が最小となるような設計も求められている。堤体の滑動および転倒に対しては、高山ら(1994)が期待総建設費の計算を試みている。

以上のような背景を踏まえ、本研究では、許容応力度設計法と信頼性設計法によって防波堤断面を試設計し、両者の比較を行った。

2. 設計条件

本研究では、海底勾配が1/100の直線等深線海岸に、図-1に示すように混成堤を配置する場合を考える。ただし、本研究で用いる水深は期望平均満潮面 H.W.L.(設計潮位)を基準としたものであり、潮位基準面 C.D.L.を基準とした水深は潮位差によって異なる。今回設計の対象とする工区は、等深線に対して30 degに配置された主防波堤の水深10 mおよび20 m地点である。

沖波(極値波浪)の発生確率分布は Weibull 分布($k=2.0, A=2.0$)に従い、50年確率波の波高は8.0 m、周期は13.0 sとする。波形勾配は0.030であり、光易型方向関数の方向集中度パラメータ S_{max} は25と推定される。沖波の主波向は等深線に対して直角で、堤体への入射角 θ は防波堤法線に対して30 degとする。

潮位差は、太平洋沿岸の代表値である2.0 mと日本海沿岸の代表値である0.5 mの2種類を考える。ただし、高潮偏差は生じないものとする。

堤体の天端高は、水深20 mにおける有義波高 $H_{1/3}$ を用いて、設計潮位上 $0.6H_{1/3}$ とする。港外側マウンドの肩幅 B_M (m) は、次式で与える。

$$B_M = \max\{(B+1)/2, 5\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 B (m) は堤体幅である。堤体の単位体積重量は 2.23 t/m^3 (21.9 kN/m^3) とする。

3. 許容応力度設計法による設計の方法

許容応力度設計法による設計では、安全率を用いて防波堤の安定性を照査する。この設計では、まず、再現期間50年の沖波を設計沖波と定め、波浪変形計算を行なって防波堤設置地点における波浪諸元を求める。そして、波浪変形計算によって得られた堤体への入射角を $\pm 15 \text{ deg}$ の範囲で危険側に補正して波力を計算する。滑動安全率は摩擦抵抗力と水平波力の比、転倒安全率は堤体自重による抵抗モーメントと波力による転倒モーメントの比である。現行設計法の下では、防波堤の安定性にとつ

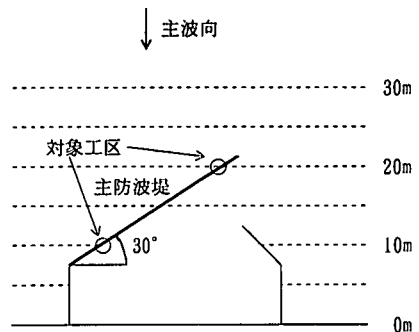


図-1 防波堤の配置

* 正会員 工修 運輸省港湾技術研究所水工部波浪研究室

** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所水工部波浪研究室長

*** 正会員 工修 日本海洋コンサルタント株式会社

で最も不利となる潮位に対し、滑動安全率と転倒安全率が1.2以上であるように設計されている。

なお、以下ではこの設計法を「安全率設計法」と記す。

4. 信頼性理論による被災確率の計算方法

信頼性設計法では、安全率に代わって、供用年数（耐用年数）間における被災遭遇確率や期待変形量によって安全性を照査する。信頼性理論を用いれば、50年確率波を超過する確率や、設計における不確定要因を考慮して、これらの指標値を計算することが可能である。

本論文においては、防波堤の供用年数を50年と仮定し、以下の方法（高山ら、1991、1994；河合ら、1997）によって、堤体の滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量、防波堤全体の総建設費を計算する。

4.1 計算上の仮定および不確定要因の扱い方

- ①沖波（極値波浪）の波高 H_0 は Weibull 分布に従う確率分布 $p_0(H_0)$ で発生する。
- ②実際の沖波波高 H_R は、極値分布関数から求めた沖波波高 H_0 に対して平均 $1.00H_0$ 、標準偏差 $0.10H_0$ の正規分布 $p_R(H_R)$ をなすと仮定する。沖波の周期は、設計沖波と波形勾配が等しくなるように、波高に連動して変化させる。沖波の主波向は一定とする。
- ③潮位の発生確率分布 $p_t(\xi)$ は、主要4分潮を用いて計算する。つまり、設計潮位以外の潮位である確率も考慮する。
- ④実際の堤前波高 H_M は、波浪変形計算によって得られた堤前波高 H_m に対して平均 $0.87H_m$ 、標準偏差 $0.09H_m$ の正規分布 $p_M(H_M)$ に従うものとする。
- ⑤堤体への入射波向は補正しない。また、実際の波力 P は波力公式によって計算された波力 P_c に対して、平均 $0.91P_c$ 、標準偏差 $0.17P_c$ の正規分布 $p_P(P)$ に従うものとする。
- ⑥自重の偏りやばらつきは小さいので無視する。
- ⑦摩擦係数 f は、設計値 f_0 に対して、平均 $1.06f_0$ 、標準偏差 $0.16f_0$ の正規分布 $p_f(f)$ に従うものとする。

4.2 滑動遭遇確率の計算方法

水平波力が摩擦抵抗力を上回った場合に滑動が起きると仮定する。したがって、ここでいう滑動には、防波堤としての機能に支障がないような微小な滑動も含む。極値波浪に対する滑動確率 p_s 、この極値波浪が年1回発生すると仮定したときの供用年数間における滑動遭遇確率 P_s および期待滑動回数 N_s は、それぞれ次式により求められる。

$$p_s = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{f_0} \{p_f(f)p_P(P) \cdot p_M(H_M)p_R(H_R)p_0(H_0)p_t(\xi)\} \cdot df dP dH_M dH_R dH_0 d\xi \quad (2)$$

$$P_s = 1 - (1 - p_s)^{50} \quad (3)$$

$$N_s = 50p_s \quad (4)$$

ここに、 f_0 は水平波力と摩擦抵抗力が等しくなる摩擦係数 f である。

4.3 転倒遭遇確率の計算方法

波力による転倒モーメントが堤体重量による抵抗モーメントを上回った場合に、転倒が起きると仮定する。極値波浪に対する転倒確率 p_o 、供用年数間における転倒遭遇確率 P_o および期待転倒回数 N_o は、それぞれ次式により求められる。

$$p_o = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{t_0} \{p_t(t)p_P(P) \cdot p_M(H_M)p_R(H_R)p_0(H_0)p_t(\xi)\} \cdot dt dP dH_M dH_R dH_0 d\xi \quad (5)$$

$$P_o = 1 - (1 - p_o)^{50} \quad (6)$$

$$N_o = 50p_o \quad (7)$$

ここに、 t_0 は転倒モーメントと抵抗モーメントが等しくなる、堤体の後端から重心までのうでの長さ t である。

4.4 期待滑動量の計算方法

供用年数間における期待滑動量 $\bar{s}$ は次式により求められる。

$$\bar{S} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} \{S \cdot p_f(f)p_P(P) \cdot p_M(H_M)p_R(H_R)p_0(H_0)p_t(\xi)\} \cdot df dP dH_M dH_R dH_0 d\xi \quad (8)$$

ここに、 S は個々の波に対する滑動量（下迫ら、1994）である。本研究では、防波堤の滑動安定性に影響を及ぼすような擾乱が1年に1回発生し、それぞれの擾乱が2時間継続すると仮定する。

4.5 期待総建設費の計算方法

供用年数間における期待総建設費 Y_T は、初期建設費 Y_I と、供用年数間に発生する被災に対する復旧費の期待額（期待復旧費） Y_{RE} との和であると考える。

$$Y_T = Y_I + Y_{RE} = Y_I + N_{ES} Y_R \quad (9)$$

ここに、 N_{ES} は滑動または転倒の何れかが発生する回数の期待値、 Y_R は被災一回あたりの復旧費である。また、初期建設費とは地盤改良やマウンド設置も含む防波堤全体の建設費用であり、復旧費とはケーソンを浮上させて再設置するのに要する費用である。これらの費用は、高山ら（1994）の仮定により求めるものとする。

5. 信頼性設計法における安全水準の定め方

信頼性設計法では、以下に示すような基準によって設計することができる。

- ①滑動遭遇確率および転倒遭遇確率が許容値以下となる最小の断面を採用する（以下では「被災確率設計法」と記す）。

②期待滑動量が許容値以下となる最小の断面を採用する(「変形量設計法」)。

③期待総建設費が最小となる断面を採用する(「経済性設計法」)。

さらに、滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量の許容値の定め方には、以下の2つの方法がある。

a. 既設防波堤と同程度の安全性を確保する。

b. その防波堤が持つ機能や重要度に応じて定める。

本研究においては、以下に記すように、滑動遭遇確率および転倒遭遇確率の許容値を前者aに従って定め、期待滑動量の許容値を後者bの考え方に従って定めることにする。

図-2は、既設の混成堤30函について滑動安全率 F_s と滑動遭遇確率 P_s の関係(河合ら, 1997)を示したものである。潮位差をはじめとする設計条件の違いによって、滑動遭遇確率にはばらつきがある。滑動安全率1.2に対応する平均的な滑動遭遇確率は0.099であり、本研究においてはこの値を許容滑動遭遇確率 P_{sa} と定める。図-3は、同様に転倒安全率 F_o と転倒遭遇確率 P_o の関係(河合ら, 1997)を示したものである。転倒安全率1.2に対応する平均的な転倒遭遇確率は0.0064であり、本研究においてはこの値を許容転倒遭遇確率 P_{oa} と定める。

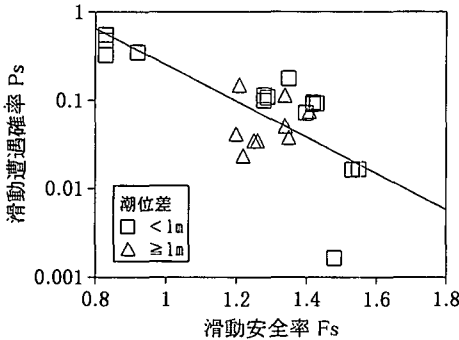


図-2 滑動安全率と滑動遭遇確率の関係

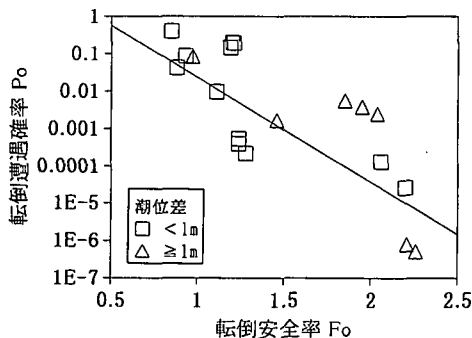


図-3 転倒安全率と転倒遭遇確率の関係

期待滑動量については、明確な根拠をもって定めることができないが、本論文においては許容期待滑動量 $\bar{s}_a$ を30 cmと仮定する。ちなみに、現行防波堤の安全率1.2に対応する平均的な期待滑動量は2.1 cmである(河合ら, 1997)。

6. 堤体幅による安全率と被災確率の変化

図-4は、水深(設計潮位を基準)が10 m、マウンド高が1.5 mの場合について、堤体幅 B による滑動安全率 F_s 、転倒安全率 F_o の変化を、現行設計法で必要とされる安全率($F_{sa}=1.2$, $F_{oa}=1.2$)によって無次元化して示したものである。滑動安全率や転倒安全率は堤体幅にほぼ比例し、それぞれ13.3 m, 10.4 mの以上であれば所要の安全率を満たしている。したがって、設計堤体幅は滑動安全率によって決まり、13.3 mとなる。なお、図には、端し圧(後し圧) p の変化も、許容端し圧 p_a を70 tf/m²(0.69 MPa)と仮定して併記してある。端し圧は堤体幅に反比例して小さくなり、滑動安全率によって定めた堤体幅13.3 mでは許容値以下になっている。

図-5(a)は、太平洋沿岸について、堤体幅 B による滑動遭遇確率 P_s 、転倒遭遇確率 P_o 、期待滑動量 $\bar{s}$ の変化を、それぞれの許容値($P_{sa}=0.099$, $P_{oa}=0.0064$, $\bar{s}_a=30$ cm)によって無次元化して示したものである。これらの値は堤体幅が大きくなると減少し、それぞれ堤体幅が13.1 m, 10.7 m, 12.6 m以上であれば許容値以下となる。したがって、被災確率設計法では堤体幅が滑動遭遇確率によって13.1 mに決まり、変形量設計法では12.6 mとなる。

図-5(b)は、日本海沿岸について同様に示したものである。滑動遭遇確率、転倒遭遇確率、期待滑動量は、堤体幅がそれぞれ14.5 m, 11.5 m, 13.7 m以上のときに許容値以下となっており、被災確率設計法では14.5 m, 変形量設計法では13.7 mと設計される。これらの設計堤体幅は太平洋側よりもそれぞれ1.4 m, 1.1 m広い。これは、潮位差の小さい日本海沿岸では潮位が常に設計潮位

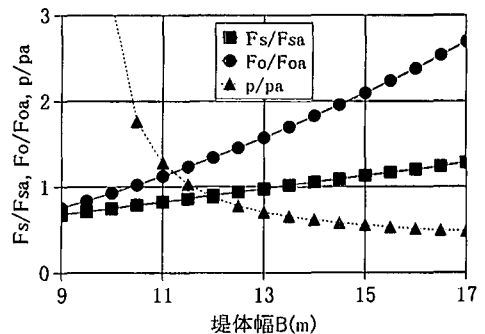
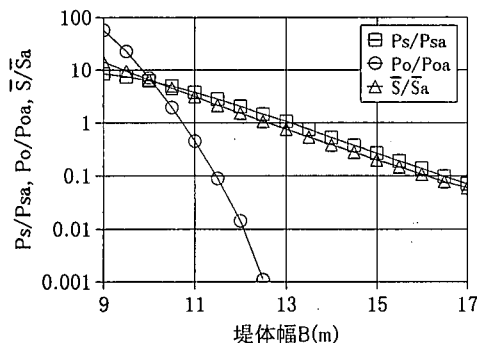
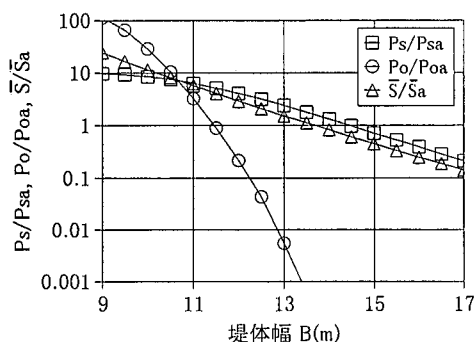


図-4 堤体幅による安全率の変化(水深10 m)

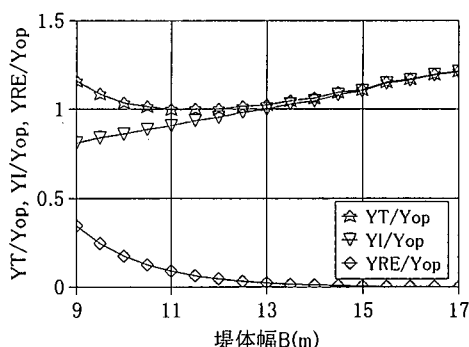


(a) 太平洋沿岸

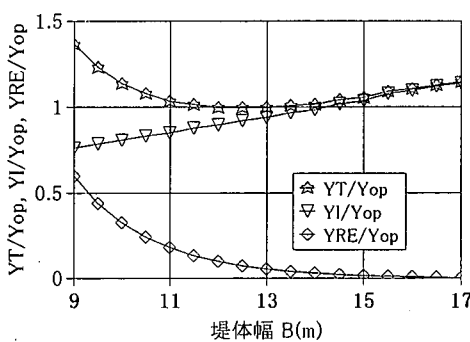


(b) 日本海沿岸

図-5 堤体幅による被災確率の変化 (水深 10 m)



(a) 太平洋沿岸



(b) 日本海沿岸

図-6 堤体幅による総費用の変化 (水深 10 m)

に近いのに対し、潮位差の大きい太平洋沿岸では潮位の低下によって堤体の水中重量が増したり、碎波によって堤前波高が小さくなるためである。

図-6(a), (b)は、堤体幅 B と初期建設費 Y_i 、期待復旧費 Y_{RE} 、期待総建設費 Y_T の変化を示したものである。ただし、期待総建設費の最小値 Y_{op} で無次元化して示している。初期建設費は堤体幅に概ね比例して大きくなり、期待復旧費は指数関数的に小さくなるので、期待総費用はある断面で最小となる。経済性設計法によって、太平洋沿岸および日本海沿岸における堤体幅はそれぞれ 11.2 m, 12.8 m と設計される。また、太平洋沿岸における総建設費は日本海沿岸の約 0.94 倍である。

7. 設計法による堤体幅の比較

図-7(a)~(c)は、それぞれの設計法によって設計した堤体幅を比較したものである。図において、 B_{SF} は安全率設計法、 B_{prob} は被災確率設計法、 B_{quan} は変形量設計法、 B_{cost} は経済性設計法による設計堤体幅であり、 B_p は許容端し圧以下となる最小の堤体幅である。

まず、水深 10 m について各設計法による堤体幅を比較すると、太平洋沿岸では

$$B_{SF} > B_{prob} > B_{quan} > B_{cost} \quad (10)$$

という関係であるのに対し、日本海沿岸では被災確率設計法による設計堤体幅 B_{prob} が安全率設計法による設計堤体幅 B_{SF} を上回り、

$$B_{prob} > B_{quan} \approx B_{SF} > B_{cost} \quad (11)$$

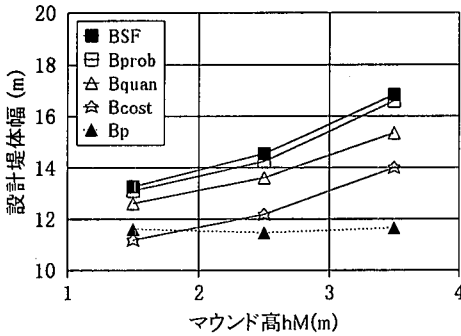
という関係になっている。これは、同一の安全率をもつ堤体であっても、潮位差の小さい日本海沿岸の方が滑動遭遇確率が大きいことによるものである。したがって、安全性に余裕のある太平洋沿岸では、被災確率設計法や変形量設計法を用いることによって、日本海沿岸よりも 1 m 程度も設計堤体幅を狭くすることができる。

一方、太平洋沿岸の水深 20 m では、

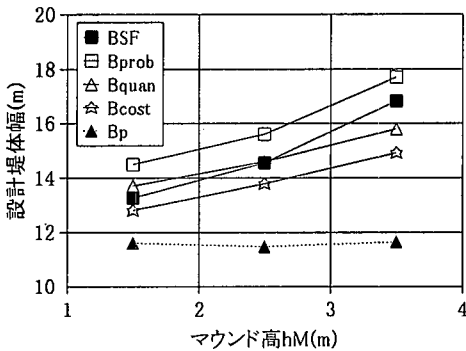
$$B_{prob} \approx B_{SF} > B_{cost} > B_{quan} \quad (12)$$

という関係になっている。ただし、マウンド高 h_m が 6 m よりも小さいときには端し圧が支配的になり、許容応力度設計法に基づく現行設計法では堤体幅が端し圧によって決まる。ところが、マウンドの円形すべりに対する安全率が 1 を切るような超過外力が一時的に作用したとしても、作用時間が短いために全面的な破壊には至らない(土田ら, 1996)。したがって、信頼性理論を用いて端し圧を期待円形すべり量として評価すれば、現行設計法よりも設計堤体幅を狭くできる可能性がある。

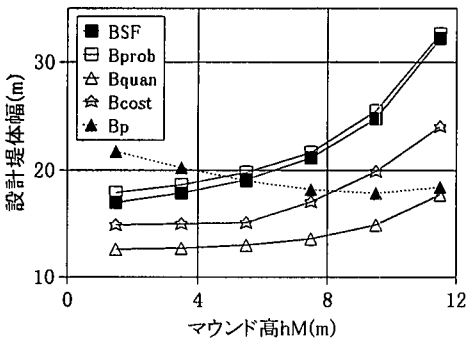
今回検討した範囲では、水深や潮位差によらず、安全



(a) 水深 10 m・太平洋沿岸



(b) 水深 10 m・日本海沿岸



(c) 水深 20 m・太平洋沿岸

図一 設計法による堤体幅の比較

率設計法で設計された堤体幅 B_{SF} よりも経済性設計法で設計された堤体幅 B_{cost} の方が 1~2 割程度小さい。また、被災確率設計法や変形量設計法による堤体幅 B_{prob} , B_{quan} より狭いことも多い。したがって、信頼性設計法の一つである経済性設計法を導入することができれば、現行の安全率設計法よりも設計断面を小さくすることが可能である。

8. おわりに

許容応力度設計法(安全率設計法)と信頼性設計法(被災確率設計法, 変形量設計法, 経済性設計法)による堤体幅の比較を行い, 信頼性設計法を用いると潮位差など設計条件の違いを反映した設計ができることが明らかになった。また, 経済性設計法を導入することによって, 現行の安全率設計法よりも設計断面を小さくできる可能性があることも示した。

なお, 信頼性設計法による設計堤体幅は, 滑動遭遇確率, 転倒遭遇確率, 期待滑動量の許容値や, 被災 1 回あたりの復旧費の見積方法によって変わり得る。信頼性設計を実際に導入するためには, これらの値に対する検討が急務であると考えられる。

参考文献

- 河合弘泰・平石哲也・関本恒浩 (1997): 防波堤堤体の設計における不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響, 海洋開発論文集, Vol. 13, pp. 579-584.
- 下迫健一郎・高橋重雄 (1994): 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 756-760.
- 高山知司・池田直太 (1991): 防波堤の信頼性設計について, 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, Vol. 2, pp. 245-252.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰 (1994): 滑動と転倒による被災確率を考慮した防波堤の経済性設計の検討, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 1066-1070.
- 土田 孝・湯 怡新 (1996): 港湾構造物の円形すべり解析における最適な安全率, 港研報告, 第 35 巻, 第 1 号, pp. 117-146.
- 半沢 稔・高橋重雄・下迫健一郎 (1996): モンテカルロ法を用いた消波ブロックの期待被災度の計算, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 796-800.