

設計波高および設計潮位の決め方

On the Selection of Design Wave Height and Design Tide Level

合田 良実
Yoshimi GODA

1. はじめに

まず最初に「設計波高は責任技術者が主観的に定めるものである」と述べると、おおかたの批判を浴びるであろう。“いやしくも、設計波高は客観的根拠に基づいて定められるべきである”と。もちろん設計の基本である設計条件を定めるに当たっては、多くのデータを解析し、既往の資料を分析し、人智の限りを尽くして最も適切な値を選択しようとする。しかしながら、どのような手法を駆使しても、設計条件の選択に関する絶対確実な方法は存在しない。どの方法論を選択するかというところから責任技術者の主観的な判断が入らざるを得ない。また、選ばれた方法に従って作業を進めて得られた設計波高をそのまま採択するか、あるいは他の方法による値をも参照して修正を行うかも技術者の判断である。

ここで「責任技術者」と述べた地位は、必ずしも特定されたものではない。文書等では主任技術者の用語が多く使われる。しかし、設計チームのそれまでの作業成果を集成し、誰かが結論を出さなければならない。個人でなければ、集団として責任を負うものである。本報文は、そうした最終判断をする前段階のいくつかの方法について解説し、それぞれの方法の限界等について論じようとしたものである。上述のような最終判断をされる際に幾分なりとご参考になれば幸いである。

2. 設計波高・設計潮位選定の沿革

(1) 経験方式時代

防波堤や海岸堤防の建設は、古くをさかのぼればローマ帝国以前にまで行き着く。近代においては、18世紀末から19世紀初頭のシェルブール港やプリマス港の大捨石防波堤がその嚆矢である。こうした防波堤築造に当たっては、おそらく設計波の概念は未だ成立しておらず、波に崩されては築き直すことの繰り返しの中で、安定した防波堤断面に到達したと考えられる。それでも各地で防波堤や燈台の築造の経験を重ねるうちに、主任技術者が海を目視して波高を定め、風速と関連づけるようになっていった。

事情は日本でも同じであり、港ごとに設計波高がおのずと定められた。神戸港は波高3m、小樽港は波高6mという状況であった。特に、廣井博士が波圧公式を1919年に発表し、それが翌年発行の『築港』に記載された以降は、防波堤の設計波高と波圧とは一体のもののように扱われたといえる。建設途上の防波堤あるいは既設構造物が高波で被災すれば、被災状況から波高を逆算して設計波高を改訂した。いわば、経験的設計波高の時代であり、既往最大値方式である。干拓堤防などの天端高も、その土地の過去の災害の経験からおのずと定められていた。また、堤防の構造も地域に固有な様式のもものが少なくなかった。

(2) 推算方式の導入

第二次大戦後になって「海岸工学」の新知識が導入され、港湾・海岸工学の様相が一変した。なかでもその中核をなす波浪推算(SMB)法を用いて、早速に各地の波高の見直しが試みられたと思われる。しかし、その時点では設計波高の改訂が行われた様子はない。SMB法は、新規プロジェクトや災害復旧にあたっての波浪

推算に大いに利用された。さらに、井島博士を中心とするグループは台風のような変動風域に対して Wilson の図式解法を適用し、さらに浅海域の波浪推算に対する修正図式解法を開発して、1959 年の伊勢湾高潮災害の復旧事業の設計条件を確定させた。この浅海波浪の図式解法は、東京湾その他、高潮対策施設の基本条件設定にも活用された。

こうした高潮対策事業では、伊勢湾高潮災害の教訓から既往最大勢力であった伊勢湾台風をモデル台風とし、その海域にとって最悪の台風コースを通過させて高潮偏差や高波を推算するのが一般的となった。これは、1960 年に気象庁に大型電子計算機が導入され、当時としては抜群の計算能力を発揮して高潮計算を実行し、名古屋港外の高潮防波堤の効果を判定できたことが与っている。その後のコンピュータの性能向上は周知のことであり、高潮・高波の推算は数値計算が当然のこととなっている。波浪推算法も有義波法からスペクトル法、それも第一世代から第三世代へと変化し、精度も向上した。

(3) 確率波浪方式への移行

波浪の数値計算が次第に普及するにつれて、既往の気象擾乱による高波をひとまとめに追算し、高波の出現確率を探索することが可能になってきた。筆者の記憶では、運輸省第二・第三港湾建設局が 1965 年頃からそのような調査を始めたと思われるが、確認はしていない。文献としては、合田・永井(1969)の推算作業が初期に属する。これは第三港湾建設局の依頼によって 1967 年以前の大阪湾における台風時波浪 45 ケースを推算したものである。また、全国沿岸の既往の高波については、高橋ほか(1973,1975a,1975b)が大規模な追算作業を行った。ただし、この資料では確率波高の算定作業は行っていない。

一方、全国の波浪観測が多量の努力を払いながら継続されるにつれて、観測成果に基づいて確率波高を算定し、それを設計波高の参考にしようとする動きが出てきた。特に、波浪追算の結果を実測値と照合して波浪推算法の信頼性を検証し、30 年以上の気象資料に基づく推算成果と実測資料を併せて利用する方式が普及してきた。しかしながら、波浪資料から確率波高を求めるための標準的手法が整備されておらず、また再現期間の設定法も未検討のままに過ぎされてきた。港湾関係において自然条件の再現期間を定めた唯一の例は、海上貯油基地施設である。すなわち、『港湾の施設の技術上の基準・同解説』において“100 年とすることを原則とする”と記述されている。これは安全性の確保を特に重視したものと解説されている。

上記の技術基準の解説によれば、“わが国の港湾の外郭施設等においては、築造実績が豊富なことなどから設計の対象とする自然条件を各海域ごとに定めることが多く、再現期間としても 50 年程度を考慮するのが通例である”とある。すなわち、確率波高を定めるとすれば 50 年確率を使うことが多いが、それは慣習であって理論的根拠があるものではない。

(4) 信頼性設計への胎動

構造設計の分野では、1960 年代後半から米国を中心として外力や構造物の抵抗力を確率的に評価し、構造物の安全性を確率を用いて検討する動きが強まった。これはやがて信頼性設計法と呼ばれる一連の設計体系に発展する。信頼性設計法は確率計算の詳しさによってレベル 1 からレベル 3 までの段階があり、最も簡易なレベル 1 の方法は限界状態設計法と呼ばれる。この方法では、あらかじめ荷重や耐力の変動性を考慮して各種の安全係数が定められており、設計者自身が確率計算を行う必要はない。レベル 2 の方法は、荷重や耐力などのすべての設計因子を確率変数と見なし、それぞれの平均値と標準偏差を用いて安全性指標を算定し、それが目標値を上回るように設計を行う。このレベル 2 の方法では設計因子の確率分布を正規分布で近似して取り扱いを簡便化しているが、そうした近似を行わずに破壊確率を解析する方法がレベル 3 である。ただし、レベル 3 の方法が設計実務に適用された例は世界的にも非常に少ないとのことである(長尾ほか 1997)。

こうした信頼性設計法のうちでも、限界状態設計法は既に鉄筋コンクリート構造物の設計に取り入れられている。また、レベル 2 の方法は各分野でその導入が図られている段階である。防波堤等に関しては 6. で述べるように、信頼性設計法の導入へ向けての諸検討が進められている。

設計波高は当然に確率変数としての取り扱いが必要であり、信頼性設計法の中に取り込むことによってその確率の変動性や不確定性を適切に処理することが可能となる。しかしながら、これまでの検討は既往の決定論的方法で設計された防波堤の安全性を確率的に吟味する段階にとどまっており、設計波高の選定法を議論するまでには至っていない。今後の一層の研究が望まれるところである。

(5) 設計波高・潮位の選定法の一覧

ここで、設計波高・潮位の選定方法を列挙してみると次のようになる。

1. 既往最大値を基準とする方式
2. モデル台風等に対する推算値を利用する方式
3. 確率波高に基づく方式
 - (a) 所定の再現期間 R に対応する確率波高の採択（決定論的方法）
 - i. 供用予定年数に等しい再現期間の採用
 - ii. 供用予定年数の数倍の再現期間の採用（遭遇確率を一定値以下に抑える方式）
 - (b) 供用予定年数 L における期待最大値とその標準偏差に基づく信頼性設計法
 - (c) 費用便益分析に基づく、投資効果最大の波高・潮位の採択

次節以降においてはこれらの選定方法について簡単に紹介し、問題点や今後に研究・検討すべき事項について論じてみたい。

3. 既往最大値に基づく選定法

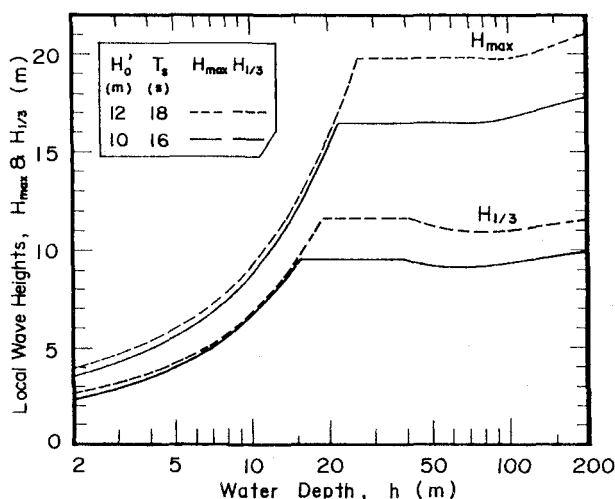
近年は種々の調査研究の成果が着々と挙げられている一方で、各港の設計波高や設計潮位については従前の通りという例が少なくない。一つの理由は、各地において多年にわたる構造物の築造実績があり、敢えて改訂する必要がないことである。防波堤等は施工延長が大きく、建設費も巨額である。設計波高の改訂は直接に建設費の変更につながるため、慎重にならざるを得ない。

日本沿岸の海岸保全施設については、1961 年度に運輸省が全国の所管海岸の自然条件調査（計画潮位・計画沖波）を実施し、海岸堤防の所要天端高を定めたことがある（井島・川上 1962）。この調査は、現地を踏査しながらその当時の各地の実績等を取りまとめたもので、いわば既往最大値に基づく設計値の集大成であった。現在でも、海岸保全施設の計画ではこの調査による潮位・波高を用いる場合がある。

既往の設計波高・潮位を改訂する場合には、二つのケースがある。一つは施工中の手戻りあるいは完成後の災害による復旧工事である。被災後に来襲波浪を追算したところ、当初の設計波を上回っていたことが明らかになれば、設計波高を改訂せざるを得ない。その顕著な事例の一つは神戸港の設計波高である。ケーソン防波堤の工事が始まったのは 1911 年のことであり、波高 3.0 m で設計された。その後、1934 年の室戸台風、1950 年のジェーン台風など幾度も高潮災害を被ったものの、波高 3.0 m を超えることはなく、防波堤も被災しなかった。ところが 1964 年 9 月 25 日の台風 6420 号によって神戸港は手ひどく被災し、第三防波堤のうち 2 函が僅かに滑動した。来襲波は $H_{1/3} = 3.8$ m と推算された。しかしその翌年の 1965 年 9 月 10 日にはこれを上回る勢力の台風 6523 号が神戸港を襲い、再び大きな災害をもたらした。災害後の波浪追算では $H_{1/3} = 4.5$ m と見積もられた。すなわち、僅か 2 年で設計波高が 1.5 倍に増大した。

設計波高改訂のもう一つのケースは、防波堤が沖合に延伸されて設置水深が増大する場合である。1960 年頃以前の日本の防波堤は水深 10 数メートルどまりであり、外海に面している地点では碎波によって波高が頭打ちになっていることが多かった。廣井博士の『築港』には、“波高が不明であれば水深の 0.9 倍を用いる”との主旨の記述があり、 $H_{\max}$ に対するものと見れば、やや安全側の指針である。逆に言えば、沖波がどれだけ

大きくても岸側の波高はあまり変わらない。



図－１ 深海部から浅海部に至る $H_{1/3}$ と H_{max} の変化－換算沖波波高 10 m と 12 m の比較
：合田 (1975) の簡易式による計算

図－１は、換算沖波波高が $(H_{1/3})_0 = 10.0 \text{ m}$ と 12.0 m の場合について、水深 200 m から 2.0 m における $H_{1/3}$ と H_{max} の変化を筆者の略算式で計算した例である。 $H_{1/3}$ については水深約 15 m 以浅、 H_{max} については水深約 21 m 以浅では沖波の大きさに関わりなく、波高は水深のみによって規定されている。このように浅海部に構造物を建設していたときは、設計沖波の推算精度が粗くとも構造物の設計にあまり影響しなかったけれども、建設地点の水深が増大するにつれて、設計沖波の選定誤差が直接に構造物の安全性に影響するようになる。もはや、浅い地点の既往最大値を設計波高として採択することができなくなる。このため、設計波高の見直しが不可欠となり、波浪観測資料の総点検や既往の気象擾乱に対する波浪推算値の統計解析作業が行われることになる。

なお、設計波高の選定作業においては、その地点の海象特性を知っておくことが必須要件である。大まかでも良いから、その地点の高波がどのくらいのものであるかを認識していないと、波浪推算値が過小あるいは過大であったとしても、それをチェックすることができない。1978 年にポルトガルのシネス港の大捨石防波堤（水深 50 m）が被災したのも、当初の設計波高 ($H_{1/3} = 11 \text{ m}$) が過小であったことが原因の一つであった。大水深域における防波堤の被災事例では、こうした設計波高の見積もり不足が原因となっている場合が少なくない。

4. モデル台風等による推算値の採択

(1) 高潮・津波偏差の推算

先に伊勢湾高潮災害の項で述べたように、大型電子計算機の発達によっていろいろな自然現象のシミュレーションが可能になり、台風による高潮計算がまず最初に実用化された。伊勢湾の高潮計算に引き続いて、東京湾、大阪湾、有明海、瀬戸内海など、日本沿岸で高潮災害の危険性のある海域については、すべて高潮の計算が実行された。その際には、未曾有の災害をもたらした伊勢湾台風の規模・進行速度をモデル台風として採択するのが通例であって、その海域の危険側のコースを走らせた。その時に既往の大型台風の実際の経路を想定する場合と、コースそのものも位置・方向を仮想的に変化させて最も危険となるコースを設定する場合とのふた通りがある。

超大型台風として、伊勢湾台風よりも強烈な台風が日本列島に上陸する危険性がないとは言い切れない。しかし、どれだけ強烈な台風を想定すべきか根拠に困惑する。台風規模についての極値統計解析は現時点では可能であるけれども、1960年代に全国的な高潮対策事業計画を立案する時点では、そうした統計データは不十分であった。何よりも、伊勢湾台風級の台風を対象としておけば、それ以上の災害が起きる危険性は極めて小さく、一般の人々もその方式で十分に納得するであろうとの考えが大勢を占めていたと思われる。状況はその後変わらず、高潮に対する設計高潮位を再現期間あるいは生起確率に基づいて選定する事例は希である。高潮位に関する生起確率の調査研究は散見するけれども、高潮対策施設の設計に結びつけた提言にまでは至っていないようである。

高潮や津波の数値計算で求められるのは天文潮からの偏差であり、絶対潮位ではない。最大偏差がどの潮時で起きるかを予測することは不可能であり、朔望平均低潮位から朔望平均高潮位のどの潮位のときにも最大偏差の事象が生起する可能性がある。このため、海岸保全事業では推算された最大偏差を朔望平均高潮位に加算し、それに若干の余裕を加えて設計高潮位とする方法を原則としている。この方式は推算による最大偏差だけでなく、実測（痕跡調査を含む）による最大偏差に対しても適用される。こうした加算方式では、設計高潮位の生起確率を確定することができない。

オランダでは、設計高潮位を再現期間 5 千年（一般地域）あるいは 1 万年（重要地域）に対する確率値を基準として選定しているとのことである。そのように長期にわたる極値統計分布をどれほどの精度で確定しているのか、寡聞にしてつまびらかでない。推測されることは、1287 年の高潮大災害をはじめとして古くからの記録・伝承があり、また潮差が大きいために年最大高潮位の変動幅が広く、極値分布のあてはめが容易なことによるのであろう。また、高潮を引き起こす気象擾乱が広域にわたる温帯性低気圧であり、変化の速い台風とは異なることも一因であるかも知れない。わが国ではオランダのような超長期にわたる高潮位の極値分布の推定が困難であるが、高潮位の生起確率の分析とその設計への取り込みについて検討を進める時期になっているのではないと思われる。

（2）モデル台風時の波浪推算

東京湾など内湾域における高潮対策事業においては、設計高潮位の設定と合わせてモデル台風による発生波浪を設計波とすることが多い。モデルとしては主として伊勢湾台風が使われる。また、そうした推算結果は高潮対策事業のみならず、一般の港湾事業にも準用されることが少なくない。そうした場合には、設計高潮位と同様に設計条件の生起確率を吟味することはできない。もっとも、関西国際空港島の建設の場合のように、既往の主要な気象擾乱すべてについて波浪推算を実施し、その結果の極値統計解析によって設計波を決める場合もある。

特定の台風をモデルとするのではなく、台風の位置・中心気圧・台風半径などの統計データに基づいて台風の属性を確率的に表示し、台風モデルを作成する方法もある。山口ほか(1994, 1995b, 1996)はこの方法を用いて約 3 千個の台風をシミュレートし、台風による発生波高の極値統計解析を行なっている。北西太平洋および東シナ海を対象として、100 年、500 年、および 1000 確率波高を推定している。この成果の利用方法については今後の課題であるが、これから注目すべき方法と思われる。

5. 高波の極値分布に基づく選定法

5.1 確率波高算定の手順

ここまでの記述のなかでは、しばしば“確率波高”の術語を使ってきた。これは「ある値を上回る波高の出現が確率的にのみ与えられるような波高」という意味であり、再現期間の年数を指定して 50 年確率波高のよ

うに表現される。こうした確率波高を求めるには、高波の波高の極値統計分布をまず導かなければならない。

土木施設の外力となる自然条件のなかで、最も早くから極値分布が検討されたのは洪水流量であり、つづいて暴風時の風速であった。いずれも数十年以上にわたる観測値を得ることが可能なため、毎年最大値を対象として極値統計解析を行なうのが普通である。これに対して波浪の場合には実測年数が短い場合が多く、既往の気象擾乱に対して波浪追算を行なっても 30～40 年が最長期間となるので、高波のピーク時の最大有義波高を基礎データとして解析するのが標準的である。こうした極大値資料を用いて極値統計解析を行う方法は、欧米では Peaks-over-threshold (POT) method と呼ばれている。なお、数時間毎の観測データすべてに対して対数正規分布などの確率分布をあてはめ、分布関数を外挿して確率波高を推定することが 1960 年代に提案され (Draper 1963 など)、近年でもそうした方法を見かけることがある。しかし、この総データあてはめ方式は統計的な独立性に欠け、また確率分布の裾の部分を引き伸ばして確率波高を推定するために精度が劣る、その他の問題を抱えており、採用すべき方法ではない。

高波の極大値資料に対して確率分布をあてはめる方法については、1967 年に筆者が半対数グラフにデータをプロットし、視察によって最適曲線を描く方式を提案した。この方法は簡便法として使用され、また極値 I 型分布 (グンベル分布) その他をあてはめる方法も使われてきた。現在は、筆者が 1988 年にプロット・ポジション公式等を吟味して提案した最小 2 乗法を用いる方法 (合田 1988, 1990b) が一般的となっているようである。この方法によって確率波高を算定する手順は以下の通りである。なお、この方法は波浪に限らず高潮位その他の自然条件にもそのまま適用することができる。

1. データの並べ替え

実測あるいは追算による波高のピーク値 N 個を大きさの順に並べ、順序番号 m を付す。その際に、下位のデータについては見落としがあることを考慮して除外することが推奨されている。

2. 極値分布の候補の選択

あてはめるべき極値分布として極値 I 型、極値 II 型 (形状母数 $k = 2.5, 3.3, 5.0$, および 10.0)、ワイブル分布 (形状母数 $k = 0.75, 1.0, 1.4$, および 2.0) のなかから複数の候補を選択する。

3. 最小 2 乗法によるあてはめ

候補とした極値分布ごとに各波高に対する非超過確率 (プロット・ポジション) を計算し、最小 2 乗法を適用して極値分布の母数を各候補ごとに定める。

4. 最適分布の採択

各候補の極値分布にデータをあてはめたときの相関係数を比較し、1.0 に最も近い値を示した極値分布を最適分布として採択する (筆者は先に MIR 基準を提案したが、母分布関数が未知の場合には必ずしも優れた結果を示さないで、単純に相関係数の絶対値で選抜するほうがよい。Goda et al. (1993) 参照)

5. 確率波高の算定

最適の極値分布が採択されたならば、所定の再現期間に対する非超過確率を計算し、極値分布の逆関数から確率波高を計算する。

6. 確率波高の信頼区間の推定

このようにして求めた確率波高は、たまたまその地点で得られた極値資料という一つの標本に固有のものである。したがって、標本の統計的変動性を考慮して確率波高推定値の信頼区間を設定する。この際は、確率波高の標準偏差の推定値を用い、標本ごとの確率波高が正規分布で近似できるものとして信頼区間を定めるのが一般的である。

図-2 は、以上の手順にしたがって高波の極大値資料の一つの標本について極値分布をあてはめ、信頼区間を定めた例である。データは Van Vledder et al. (1993) が用いたアラスカ沖合 Kodiak 地点の 20 年間にわたる波浪追算資料であり、データ数 $N = 78$ 、平均発生率は $\lambda = 3.9$ である。各種の分布関数をあてはめた結

果、形状母数 $k = 1.4$ のワイブル分布が最適と判定された。この分布に基づいて 100 年確率波高を求めると $\hat{H}_{100} = 12.49 \text{ m}$ となり、標準偏差は $\hat{\sigma}(H_{100}) = 0.77 \text{ m}$ 、90%信頼区間は $11.3 \text{ m} \sim 13.8 \text{ m}$ の範囲となる。こうした標本の統計的変動性に起因する確率波高推定値の標準偏差および信頼区間の問題は、最近になってその推定法が明確になったものである。極値 I 型分布については Gumbel (1953) が推定式を提示していたけれども、設計者からはあまり注目されていなかった。信頼区間の設計への取り込みは、信頼性設計法の採択によって可能となるものである。

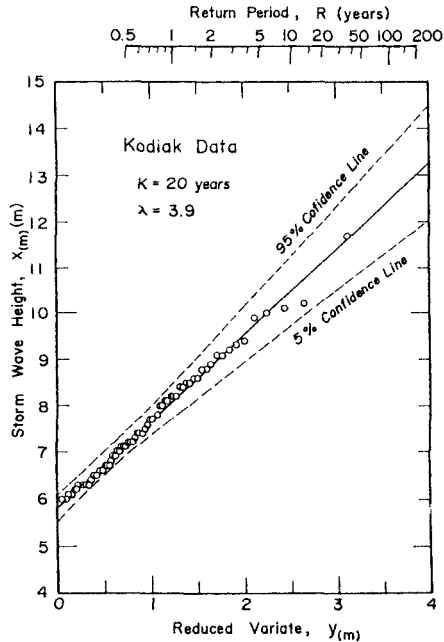


図-2 アラスカ沖合 Kodiak 地点の波浪追算資料に対する極値分布のあてはめ結果
：ワイブル型分布 ($k = 1.4$, $A = 1.869 \text{ m}$, $B = 5.81 \text{ m}$)

5.2 確率波高推定に係わる諸問題

実測あるいは波浪追算によって高波の極値資料が得られたならば、上述の方法によって所要の再現期間に対する確率波高を算出することは容易である。波高に限らず、高潮位の資料があれば同一の手順で確率潮位を算出できる。しかしながら使用するデータそのものや、あてはめる極値分布などには以下のような諸問題が内在している。

1. 観測データの偏り

高波の極値データは実測あるいは波浪追算資料から選ばれるが、元々のデータに偏り (bias) がないとは言えない。観測値の場合には、高波のピーク時に波高計が作動不良となって欠測し、本来の極値よりも小さな波高を報告している場合がある。また、非常に大きな高波の全期間が欠測となっていることもある。前者については、近隣の波浪観測地点の記録や波浪追算成果を参照して波高のピーク値を補足する必要がある。また、後者については波高の概略値を推定して挿入するか、それが困難な場合には当該の月・年を有効観測期間から削除しなければならない。なお、波浪観測が2～3時間ごとに行われるためにピーク値を捕捉し落とす問題については、最近 Forristall et al. (1996) が検討している。それによると、20分程度の記録から有義波高を求める際には、統計的変動性によって観測地が真値の上下に変動しており、高波の記録中の最大値を拾いだす操作によって非連続観測の欠陥がほぼ埋め合わされるとのことである。

2. 波浪追算資料の偏り

波浪推算手法は次第にその精度が向上してきたとはいえ、全幅の信頼を寄せ得るまでに至ったとはいえない。最大の問題は推算手法そのものではなく、洋上の風場の推定精度である。限られた地点の気象観測値に基づいて描かれた天気図の等圧線を入力として風場を推定するのであるから、ある程度の誤差は止むを得ない。波高は風速の2乗あるいはそれ以上に比例して増大する。したがって、既往の天気図に基づいて波浪追算を行う場合には $\pm 10 \sim 20\%$ の誤差を免れないと思われる。それも、真値の上下に変動するのであれば極値統計解析の過程で誤差が相殺される可能性もあるが、真値よりも過大あるいは過小の一方に偏る場合には設計波高の設定に誤りを生じてしまう。この意味で、波浪推算によって設計波を定める場合の注意として、『港湾の施設の技術基準』などでは実際に観測された高波に対してキャリブレーションを行った上で使用することを強調しているのである。

3. 波浪の極値の母集団分布

前節の確率波高の算定手順では、候補とする極値分布のなかで対象とする極値資料に最も良く適合する分布を採択することとしている。しかし、最適の極値分布が対象とする地点の本来の極値分布関数（母集団分布）と一致している保証はない。高波の極値資料（標本）のランダムな変動性のために、母集団以外の分布関数にあてはめられている可能性が少なくない。そうした場合には、確率波高の推定値はその地点の確率波高の真値から偏ることになる。しかし、そうした偏りの大きさを知ることは不可能に近い。図-2 に例示した確率波高の推定値の信頼区間は、あてはめられた極値分布が母集団分布であるとの前提に基づいている。母集団以外の極値分布にあてはめられた可能性を考慮すると、信頼区間はさらに広く取る必要がある。極値波浪統計に関する IAHR の作業部会の結果（Goda et al. 1973）を分析してみると、母集団分布が $k = 1.4$ のワイブル分布からシミュレートした標本が母集団以外の極値分布にもあてはめられたことによって、100 年確率波高の標準偏差が 40～60%ほど増大していることがわかる。

4. 波侯の長期的変動

地球の気候には長期的変動がある。氷河期と間氷河期が繰り返し、近年では 16～19 世紀前半が小氷期とされている。ヨーロッパでは 18 世紀末に各地の川が結氷し、スケートに興じる人々の絵画が多く残されている。逆に現在は、大気中の CO_2 濃度が高まることによる地球温暖化が人々の重大な関心事である。気温上昇によって台風が強大化し、また発生頻度も高まるのではないかと懸念されている。高波の極値統計解析は、過去数十年のデータが母集団からのランダムな標本であり、母集団の特性は将来にわたって一定であるとの前提に立っている。地球温暖化の影響はなにがしか推定可能かもしれないが、それ以外の気紛れな気候変動を予測することは不可能である。そうした地球温暖化あるいは気候変動を考慮した設計波高の修正に関しては、定量的な根拠を与えることは困難であり、責任技術者が独断と偏見をもって決断するより仕方がないであろう。

以上のように、極値統計解析で得られる値は万全なものではない。解析手法の優劣を論じる以前の問題が存在する。したがって、確率波高に基づいて設計波高などを選定する際には、こうした極値統計の問題点を十分に認識した上で技術者としての判断を下すことが要求される。

5.3 遭遇確率と再現期間

構造物を許容応力あるいは許容安全率を用いて設計する決定論的方法においては、高波の極値分布から所定の再現期間に対する確率波高を算定し、それを設計波高とする。再現期間の設定にあたっては、Borgman (1963) による遭遇確率の概念が参照される。遭遇確率とは、構造物の供用期間が L 年であるとして、再現期

間 R 年の事象が L 年間に 1 回以上生起する確率であり、次式で与えられる。

$$P_L = 1 - \left(1 - \frac{1}{R}\right)^L \quad (1)$$

海底石油の採掘・生産プラットフォームなどでは、採掘可能な油層の寿命が $L = 30$ 年くらいであるとして、再現期間を $R = 100$ 年程度に設定しているといわれる。この場合の遭遇確率は $P_L = 0.26$ となる。

一方、わが国の港湾の外郭施設では、2(3)で述べたように再現期間として 50 年程度を考慮することが多い。供用期間を $L = 50$ 年とすると、遭遇確率は $P_L = 0.64$ にも達する。直観的には遭遇確率が大き過ぎて、外郭施設の災害の危険性が高いように見える。しかしこれは、各地の防波堤についてこれまでの設計波高を生起確率の概念で見なおすと、多くの場合に再現期間 50 年に相当する確率波高にほぼ等しいことに由来する。土木施設の設計では、これまでの築造実績がまず第一に評価され、よほど明確な理由がなければ設計条件・設計方法を改訂することがむずかしい。一見したところ遭遇確率が大き過ぎるようでも、全国の多数の防波堤の耐波実績が総体として良好であれば、特に変更すべき理由はない。波浪変形や波圧の算定、あるいは捨石マウンドとの摩擦係数などが若干なりとも安全側に評価されており、結果として防波堤の滑動などの被災事例が少なくなっている可能性がある。

また、これまでの防波堤の設置水深がそれほど大きくなく、図-1 に例示した碎波の影響によって、設計波高が過小評価であっても防波堤の安全性をおびやかすまでに至らなかった可能性もある。その意味では、水深 25~30 m 以上の地点に構造物を計画する際には再現期間を再吟味するとともに、確率波高の推定誤差（信頼区間）を設計で考慮することが必要になる。

5.4 供用期間内の期待最大波高

確率波高は、対応する再現期間内に平均して 1 回起きる高波の波高の下限値であって平均値ではない。すなわち、再現期間が「ある特定の波高を超える事象が平均して 1 回起きる時間間隔」として定義されることによる。毎年の高波の最大値はランダムな事象であり、 L 年間の最大波高（有義値）も L 年毎に異なる値を取る。そうした L 年毎の標本を多数集めて平均したのが L 年最大値の平均値 $\bar{x}_L$ であり、標本ごとの最大値の分散を表すものが L 年最大値の標準偏差である。信頼性設計では、外力や構造物の耐力の平均値とそれらの標準偏差を設計要因として使用するので、この $\bar{x}_L$ とその標準偏差が設計の基本となる。

L 年最大値の平均値は、高波の極値分布関数が与えられれば確率計算によって求めることができる。極値 I 型分布や極値 II 型分布では、解析的に導かれる（白石・上田 1987, 合田 1990b）。ただし、ワイブル分布については数値積分などが必要である。極値 I 型分布の L 年最大値の平均値は、再現期間が $R \simeq 1.8L$ に対する確率波高に等しくなる。極値 II 型分布では L 年最大値の平均値の再現期間がこれよりも長く、試算によれば形状母数 $k = 2.5$ のときは $R \simeq 2.7L$ となる（合田 1990b）。ワイブル分布では形状母数 $k = 1.0$ のときに極値 I 型分布と同様に $R \simeq 1.8L$ であり、 $k = 0.75$ ではこれよりも長く、 $k = 1.4$ と 2.0 では短くなる。

L 年最大値の標準偏差は、極値 I 型分布については次のように極値分布の尺度母数 A のみを用いて求められる。

$$\delta(x_L) = \frac{\pi}{\sqrt{6}} A \simeq 1.28 A \quad (2)$$

極値 II 型分布の場合には形状母数 k 、尺度母数 A 、および供用年数 L の関数となる。式 (2) の極値 I 型分布よりは大きな値となり、変動係数（＝標準偏差／平均値）は形状母数が小さくなるほど大きくなる。ワイブル分布の場合には、 L 年最大値と同様に $k = 1.0$ を境界として極値 I 型分布より大きくなったり、小さくなったりするものと思われる。図-2 に例示したアラスカ沖の Kodiak 地点ではワイブル分布の $k = 1.4$ が最適合分分布であるが、便宜的に式 (2) で概略値を求めると、極値 I 型分布をあてはめたときの尺度母数が $A = 0.999$ m であるので、 $\delta(x_L) \simeq 1.28$ m となり、100 年確率波高の約 10% となる。

こうした L 年毎の L 年最大値の変動量は、極値分布が確定しているときの議論である。実際には取り扱っている極値資料は一つの標本に過ぎず、標本としての統計的変動性に起因する不確実性が存在する。5.1 で述べた確率波高の信頼区間は、この標本の統計的変動性に対するものである。 L 年最大値の変動係数を求める際には、確定した極値分布に固有の変動性および極値資料の統計的変動性の両者を考慮しなければならない。通常のように変動を正規分布で近似するとすれば、 L 年最大値の変動係数は次式のように求められる。

$$C.V.[x_L] = \frac{\sqrt{\delta^2(x_L) + \hat{\sigma}^2(\bar{x}_L)}}{\bar{x}_L} \quad (3)$$

ここに、 $\bar{x}_L$ は L 年最大値の平均値、 $\delta(x_L)$ は極値分布が確定しているときの L 年毎の L 年最大値の変動の標準偏差、 $\hat{\sigma}(\bar{x}_L)$ は標本の統計的変動性に起因する $\bar{x}_L$ の標準偏差である。アラスカ沖の Kodiak 地点では、供用年数を $L \simeq 100/1.8 = 55.6$ 年とみなすと、 $\bar{x}_L$ は再現期間 $R = 100$ 年に対する値として 12.49 m、 $\delta(x_L)$ は極値 I 型分布の近似を使って 1.28 m、 $\hat{\sigma}(\bar{x}_L)$ は 0.77 m であるので、変動係数は 12.0% となる。もし、母集団分布が未知であることを考慮して $\hat{\sigma}(\bar{x}_L)$ の 50% 増しの値を使うとすれば、 $\bar{x}_L$ の変動係数は 13.8% となる。

6. 信頼性設計における設計波高の取り扱い

6.1 防波堤の信頼性設計の流れ

(1) これまでの研究の経緯

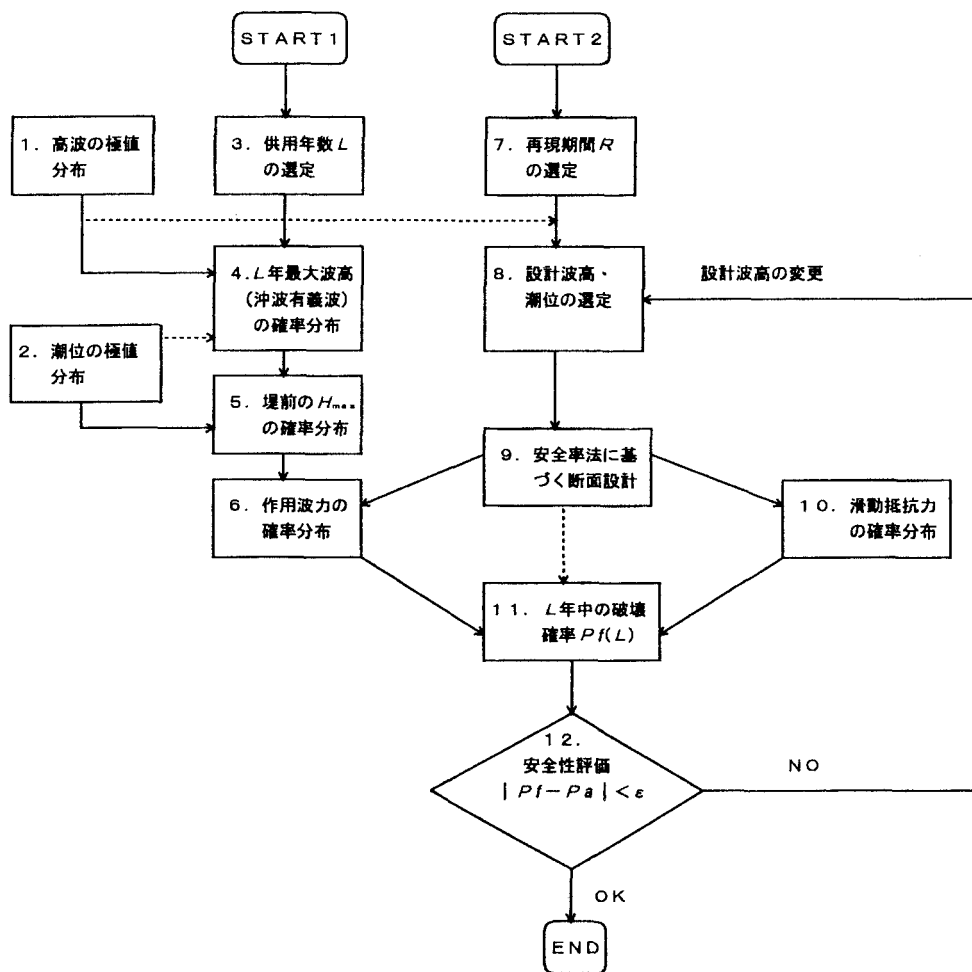
一般の土木構造物に比べて、港湾施設については信頼性設計への取り組みが遅れている。一つには、混成防波堤の滑動、地盤支持力の円形滑り計算、重力式係船岸の地震時安定性など、安全率 1.0～1.2 で設計する場合が多く、これまでも最小の安全度で設計されてきたと理解されていたためであろう。わが国の防波堤に対して信頼性理論を最初に適用したのは外山 (1985) である。信頼性設計法を解説するとともにレベル 2 の中核をなす安全性指標の算定理論を提示し、モデル計算によって従来の安全率と新しい安全性指標との関係について考察した。つづいて鈴木 (1987) は、安全性指標の算定理論をさらに明確にするとともに、ケーソン式防波堤のモデルを対象にして種々の計算を行い、潮位、摩擦係数、波浪特性その他の要因が安全性指標に及ぼす影響度を明らかにした。また、信頼性設計のレベル 1 を採用する場合に必要な安全性係数の値を提案した。

一方、高山ほか (1989～1994) は波浪の浅水・砕波変形や波力計算の結果が真値から大きめに算定されることを統計データとして提示し、そうした偏りと分散を信頼性設計法に取り込んだ理論を構築した。高山ほかによる一連の研究のなかでは、初期建設費と被災復旧費の総和を最小とするケーソン幅を計算した費用便益分析の試みも行われている。これらの検討において潮位は正弦的に変化すると仮定されていたが、河合ほか (1996a, 1996b) は日本沿岸各地の天文潮位の確率密度分布を計算し、防波堤の滑動遭遇確率を算定し直すとともに期待滑動量も求めた。さらに防波堤設計の際の不確定要因によって、被災遭遇確率がどのように影響されるかについても検討している (河合ほか 1997)。また、長尾ほか (1995, 1997) は防波堤の全体系としての安全性を点検するため、実際に建設された防波堤について安全性指標を求めて現行設計法とのキャリブレーションを試みている。

(2) 防波堤の安全性評価の計算フロー

このように種々の検討がなされてきたとはいえ、アプローチや目的が異なり、対象とするものがモデル防波堤であったり実構造物であったりして、防波堤の信頼性設計法の全体像が浮かび上がってきたとは言いがたい。そこで、防波堤の各種の設計要因の不確実性を考慮に入れて、防波堤が滑動その他によって被災する確率を計算する手順を筆者なりに検討したものが 図-3 である。

図中の番号にしたがって説明すると以下の通りである。まず、設計対象地点について [1] の高波の極値分布を求める。また、[2] の潮位の極値分布も必要である。ただし、天文潮位と高潮偏差の確率分布をどのように合



図一 3 安全性評価による防波堤の設計計算フロー

成すべきかについては今後の検討課題である。設計作業は[START 1]に続く[3]の供用年数 L の選定から始まる。5.3 で述べたように、わが国では防波堤設計の際の再現期間 R を 50 年に取ることが多い。供用年数については明示せず、暗黙のうちに再現期間と同一とみなしているようである。たとえば高山 (1989) は $L = R = 50$ 年として検討を行っており、一連の研究でもそれを踏襲している。長尾ほか (1995) は明記していないものの、同じ扱いをしているのではないと思われる。しかし、鈴木 (1989) は再現期間と供用期間を分離して取り扱っており、後者を破壊対象期間と呼んで、それが 10 年から 100 年に延びるにしたがって安全性指標が低下する、すなわち被災確率が増加することを明示している。防波堤の供用予定年数が長くなるにつれて被災の危険度が増すのは当然であり、構造物を新しく設計する場合にはまず供用年数を定めることが必要である。

供用年数 L が定められれば、[1] の高波の極値分布に基づいて L 年最大波高とその標準偏差を求めることができる。これが [4] である。この際は 5.4 で述べたように、 L 年間の極値としての統計的変動性のみならず、極値分布を一つの標本 (極値波浪資料) へのあてはめで定めたことによる不確実性も考慮しなければならない。ここで求められるのは一般には沖波の有義波高の値である。防波堤の設計では堤前の最高波高を対象にするので、沖合から設計地点までの波浪変形計算がまず行われる。その際には、高山・池田 (1991) が指摘した計算法の精度に起因する確率分布の導入が必要であり、これによって [5] の堤前の H_{max} の確率分布が求められる。な

なおこのときに、波高のレーリー分布から導かれる $H_{\max}$ の確率密度関数をどのように導入するかという問題が残されている。これは筆者が波圧算定法を提案するにあたって、既設防波堤の被災・耐波実績を勘案して設計波高を $H_D = H_{\max} = 1.8H_{1/3}$ と経験的に定めたことと関連する。砕波が卓越する水深においては問題が生じないが、設計波浪時でも砕波があまり生じない大水深域において、高波の継続時間（波数）の関数である $H_{\max}$ の確率分布をどう扱うかという問題である。

現行の設計法は [START 2] の流れである。[7] で再現期間を設定し、[1] の高波の極値分布、[2] の潮位の極値分布を参照して [8] の設計波高・潮位を選定する。そうすれば現行の波浪変形・波圧算定法に従って、滑動安全率 1.2 以上を満足する [9] の堤体の断面設計が行われる。

信頼性設計では、[9] で求められた堤体断面に対して [6] の作用波力の確率分布および [10] の滑動抵抗力の確率分布を取り入れて、供用期間 L 年間の堤体の滑動による被災確率 $P_f(L)$ を算定する。これが [11] である。この際は、高山・藤井 (1991) などのように、波高の確率分布と波力算定値の統計的変動性を考慮する。一方、滑動抵抗力の確率分布を支配するのは摩擦係数の変動である。また、ケーソンの中詰め土砂の密度等も変動する。こうした滑動抵抗力に関連する要因の統計分布については長尾ほか (1995) が論じている。この被災確率の算定においては、[4] の L 年最大波 (L 年中に生起する最大有義波高の平均値) を対象として計算が進められる。したがって、作用波力と滑動抵抗力のそれぞれの確率分布の一回の比較によって被災確率が求められる。この具体的な算定方法については、既往の諸文献を参照されたい。なお、この計算にあたって R 年確率波高を直接に用いたとすると、実質的な供用年数としては $L \simeq R/1.8 \simeq 28$ 年（極値 I 型近似の場合）を想定したことになるので、注意する必要がある。

防波堤の安全性は、以上によって求めた被災確率 $P_f(L)$ が許容危険率 P_a 以下であることで確認される。もともと前者があまりに小さいのは過大設計であるので、両者の差はある限度 ϵ 以内であることが要請される。信頼性設計のレベル 2 では、確率の代りに安全性指標 β の数値で議論する。これは、各種の設計要因の変動が正規分布で近似できるとして扱うもので、 $\beta = 2.0$ で被災確率が 2.3×10^{-2} 、 $\beta = 3.0$ で被災確率が 1.3×10^{-3} 、 $\beta = 4.0$ で被災確率が 3.2×10^{-5} のように 1 対 1 の対応が付けられている。

信頼性設計法で最大の問題は、この許容危険率 P_a あるいは許容安全性指標 β_a の与え方である。いろいろな方式が提案されているが確定したものはない。既設の構造物はそれなりに適切な安全性が確保されているとの想定の下に、信頼性設計法を適用して安全性指標を逆算し、それから設計指針としての値を定めようとする試みが多い。ただし、わが国の防波堤の滑動については供用年数の取り込み方、潮位の確率分布の設定法、作用波力の確率分布の求め方その他が確定しておらず、安全性指標の値も研究者によって異なる。たとえば、鈴木 (1989) は許容安全性指標を 2.0 とした場合の安全率や安全係数を求めているのに対し、長尾ほか (1995) は既設防波堤の分析に基づいて安全性指標の目標値を 3.35 と設定して種々の検討作業を行っている。

いずれにしても、近い将来に許容危険率あるいは許容安全性指標の値についてコンセンサスが得られるならば、[12] のステップに従って設計を完了するか、あるいは安全性不足・過大に応じて設計波高を変更して設計作業を繰り返すことになる。最適の結果が得られれば、そのときの波高が最終的な設計波高となる。それは R 年確率波高あるいは L 最大波高とは必ずしも一致せず、試行錯誤によって得られる目標安全性を満足する波高と言うべきものである。

6.2 費用便益分析による設計法について

上述のように、安全性確保を目的とする信頼性設計法の問題点は目標とする安全性を明確に定義しにくいことである。この問題を回避する一つの方法は、費用便益分析を行って最適設計点を見いだす方式である。海底石油生産施設の設計では、早くから信頼性設計法が取り入れられ、建設費と被災確率を考慮した損害額を勘案して最適設計を行うことが推奨されている。その場合の損害期待値には、構造物の復旧費、生産停止によ

る損害額、原油流出の対策費、対人補償その他を考慮する必要がある、また災害発生時の損害軽減方をあらかじめ講じておくことの費用の検討も含まれる（たとえば Committee on Reliability of Offshore Structures 1983）。したがって、設計プロセスのいろいろなステップで責任技術者あるいは発注者の将来への判断事項が介在しており、単純に一つの路線に従って設計作業を進め得るものではない。

これまでの研究のなかでは、高山ほか(1994a, 1994b)が一つの費用便益分析を行っている。この分析では初期建設費と滑動による被災の復旧費の期待値の和で総費用を定義し、その最小点を最適設計点としている。復旧費は、ケーソンについてはマウンドから滑り落ちて損壊せずに再使用ができるとして再据え付け費を見込み、根固方塊やマウンド被覆ブロックは部分的に再製作するなどとして算定している。そして、設計の計算波高をある範囲で変化させ、現行設計法で安全率 1.2 以上を確保する堤体断面を設計して建設費を算定するとともに、供用期間中の被災期待回数を推定して復旧費の期待値を求めて総費用を計算した。結果は設計断面の堤体幅で表示され、最適設計値は現行設計法による堤体の所要幅よりも 2 割程度小さくしている。

費用便益分析の流れを設計波高の観点から整理すると、図-4 のようなと思われる。[2] の波高の検討範囲としては、たとえば現行の方式における設計波高の上下 50% をまず対象とし、その範囲を 10 等分して [3] の試設計用の波高 H_i （ここに $i = 1, 2, \dots, 10$ ）を選定することが考えられる。実際の作業では、結果に応じて適宜変更が行われることになる。なお、波高の変更に応じて周期も変えるのが順当であり、そのためには [1] の高波の極値分布の原資料について波高に対する周期の回帰分析を行っておく必要がある。試設計用の波高・周期が与えられれば、[6] の波浪変形計算を経て [7] の断面設計が行われる。そのときの安全率としては、高山ほかのように 1.2 の値を用いるのも一つの考え方であるが、滑動の事象を忠実に反映させるうえでは 1.0 とするのがよいと思われる。ただし、所要堤体幅として表示すれば両者の差は消滅するかもしれない。設計断面が定まれば、[9] の初期建設費 Y_I が算定できる。

試設計を行う [3] の波高 H_i に対しては、[1] の高波の極値分布に基づいてその超過確率を求める。これが [4] である。前述のように、標本にあてはめた高波の極値分布は不確定性を内在しているため、 H_i は確定値であってもその超過確率はある幅で分布する形で与えられる。[7] で定めた堤体断面の滑動の確率は、波高 H_i の超過確率の変動、波浪変形計算値の変動、潮位変動、波力算定値の変動、滑動抵抗力の変動などを考慮に入れることによって求められる。このプロセスは図-3 の場合と同様である。ただし、図-3 では供用予定の L 年間の最大波高の平均値とその標準偏差をあらかじめ求めておいて被災確率 $P_f(L)$ を求めるのに対し、図-4 では単位期間中の被災確率 P_0 がまず求められる。この違いは、次の通りである。

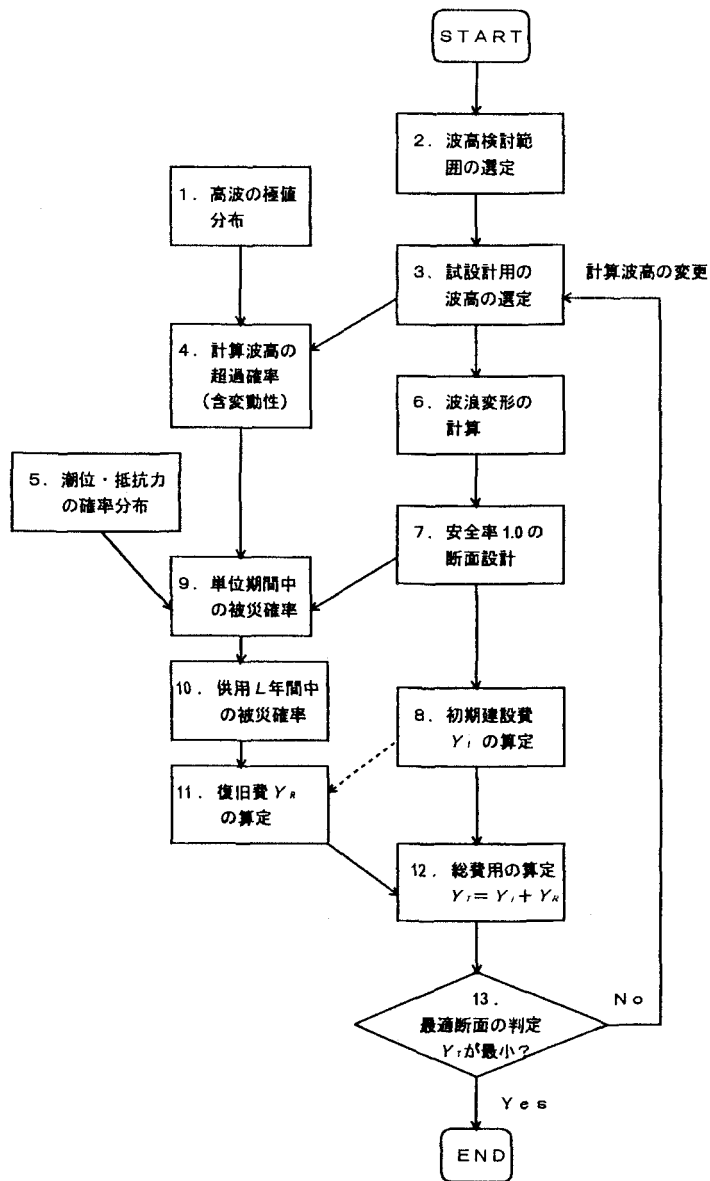
先の 5.1 の確率波高算定法の説明では、手順のみで具体的方法を述べなかった。実際には、データにあてはめた極値分布の尺度母数 A と位置母数 B は、データとして収集した高波の平均発生率 λ によってその値が変化する。（高山ほかでは λ の代りに $q = N/K$ の記号を用いている。）すなわち、高波発生単位期間を $1/\lambda$ 年として解析しており、 R 年確率波高を算定する際にも λR 単位期間に対する波高として計算する。これに対して L 年最大波は、その分布関数が単位期間に対する極値分布関数の λL 乗として導かれており、分布関数自体が異なっているのである。単位期間中の被災確率 P_0 が求められたならば、供用予定の L 年間に少なくとも 1 回は被災する遭遇確率は、高山 (1989) が示しているように次式で求められる。

$$P_f = 1 - (1 - P_0)^{\lambda L} \quad (4)$$

L 年間中の被災回数は、 $1/\lambda$ 年の単位期間中には被災しないか、被災したとしても 1 回限りであるとの前提を設けることによって、二項分布で表される。確率 P_0 が小さい場合にはポアソン分布で近似される。被災回数の平均値 N_E は、二項分布、ポアソン分布の両者ともに次式で与えられる。

$$N_E = \lambda L P_0 \quad (5)$$

被災回数の平均値すなわち期待値が得られたならば、これを 1 回の被災に対する復旧費に乘じることによって期待復旧費 Y_R が求められ、総費用が $Y_T = Y_I + Y_R$ として算出される。したがって、この総費用を試設計計



図一 4 防波堤の費用便益分析の計算フロー

算の波高 H_t に対してプロットすることによって、最小総費用ならびに最適設計時の波高値が求められることになる。なお、高山ほか(1994a, 1994b)が指摘しているように、被災回数 N_E の期待値は供用年数 L に比例する。したがって、供用年数を長く見積もることによって最適設計の波高値が増大する。ただし、設計波高の増加による初期建設費の増大が急激であれば、供用年数が増大しても最適設計の波高値はあまり変化しないことがあり得る。

費用便益分析における課題は、便益あるいは被災時の損害・復旧額の見積もり方である。高山ほかのようにケーソンは滑動しても損壊せずに再使用できると想定してよいか、波及被害を見込まなくてよいかその他、不明確な点が多い。被災確率の算定についてもデータ不足な点が少なくないが、事情は前節に紹介した安全性指標の算定と同じである。しかし、費用便益分析は安全性指標のように計算結果の解釈に悩まされることが少ない。今後、この方法を発展させて計算事例を蓄積することによって、設計波高の考え方が整理され、防波堤の信頼性設計法が確立するのではないかとと思われる。

7. 設計波高・潮位の選定に関連する今後の課題

最初に述べたように、設計波高の選定には主観的な要素が少なくない。不明確な要因が多いなかで責任技術者が決断しなければならない。このため、あまり深く追求せず、既往の建設事例における設計波高等を採択しがちである。設計波高の推定誤差を縮小し、選定をより客観的に行えるするためには今後多くの課題を解決する必要がある。今後の課題として重要と思われるものを列挙すると以下ようになる。

A. 高波の極値分布について

1. 母分布関数が未知の場合の確率波高の信頼区間

筆者が提案した最小2乗法による極値分布のあてはめ方法では、母集団分布が既知の場合について確率波高推定値の標準偏差の算定式を与えている。合田(1988)は母集団分布が不明の場合の確率波高の期待値の偏り補正を提案したけれども、現時点では適切な手法とは思われない。むしろ数値シミュレーションでは、母集団以外の分布にあてはめられたケースについても確率波高の真値からの分散を解析することによって、母集団分布未知の場合の信頼区間を推定すべきであると思われる。

2. ワイブル分布の L 年最大値の平均値と標準偏差の定式化

信頼性設計法を適用する場合には、供用期間 L 年中に生起する最大値の平均値と標準偏差が必要になる。極値Ⅰ型と極値Ⅱ型分布については解析的に求められるが、高波の極値分布に適合することの多いワイブル分布については数値計算が必要である。これは事例ごとにそのつど計算するのではなく、あらかじめ数値計算の結果を数表などの形で取りまとめておくことが望ましい。極値Ⅰ・Ⅱ型分布の表式の形から判断すると、位置母数 B と尺度母数 A との比をパラメータとして定式化が可能と思われる。

3. 日本沿岸の高波の母分布関数の推定

先に合田・小舟(1989)は日本沿岸の波浪観測資料に基づき、各地点の高波の極値資料を解析し、各種の理論極値分布に対して棄却検定を行った。そして、海域ごとに棄却される割合が最も少ない分布をその海域の母分布関数とする可能性を示唆した。現在は観測資料がさらに蓄積されているので、母分布関数の推定をより高い精度で実施できるはずである。海域ごとの母分布関数を定めることができるならば、確率波高の信頼区間の幅も狭められ、防波堤の信頼性設計の精度向上が期待できる。

4. 日本沿岸の高波の極値分布の決定

わが国の波浪観測ならびに波浪推算成果はかなりの量が蓄積されてきた。山口ほか(1995a, 1995b)は自主研究として日本沿岸の確率波高の推定を行っているが、関係機関の協力によって沖波の極値分布とその信頼区間を定める作業を開始すべき時期に来ているのではないかとと思われる。

B. 設計潮位について

1. 潮位の極値分布

日本沿岸の潮位のうち、天文潮位については河合ほか(1996a, 1996b)が検討している。また、高潮の際の高潮位および偏差についてはこれまでも個別の港について検討されてきた。しかし、後者に関する全国的な観点での調査は未だ行われていない。これについても本格的な調査の実施が望まれる。

2. 信頼性設計における潮位の取り扱い

鈴木(1987)のモデル防波堤の検討では、潮差を0~2mとした場合の防波堤の滑動安定性への影響を調べており、影響は小さいとしている。また、長尾ほか(1995)は設計潮位として朔望平均高潮位あるいは既往最高潮位を用いる場合について比較検討している。波浪が卓越する外界に面する地点では潮位の影響は小さいが、内湾域では高潮時の偏差の取り扱いが課題である。特に防波堤よりも、堤防、護岸などの設計で重要となる。本稿では触れることができなかったが、海岸保全施設を単にモデル台風に対して設計するのではなく、信頼性理論で設計し、越波浸水被害を確率的に考察する問題が残されている。

C. 防波堤等の信頼性設計について

1. 波浪変形の計算値の精度

これまでの土木工学の諸研究では、理論あるいは数値計算法の精度については実験値あるいは観測値の平均値との一致度を基準として議論されてきた。しかし、信頼性設計法では平均値だけでなく分散の度合いも重要である。高山・池田(1991)の調査した不規則波の波浪変形計算の精度については、さらに多くのデータを蓄積して信頼度を高める必要がある。その際には、図-3に関連して述べた、大水深域における H_{max} の確率密度分布の取り扱いを明確にすることも必要である。

2. 波力算定法の精度

これまでの諸研究では高山・池田(1991)の調査成果に基づいて波力算定値の確率分布を論じている。使用したデータの詳細が発表されていないので、得られた確率分布がどのような水深等の条件に適用できるのかが確認できない。管見では、混成堤型式よりも消波工被覆型式のほうが実験条件による変動が大きいと思われるが、高山・池田の研究では前者の変動係数が0.17~0.19であるのに対して後者は0.10と小さな値である。一つの理由として、前者については実際の設計条件ではあまり遭遇しない衝撃碎波圧の実験データを含めているためではないかと思われる。鈴木(1987)の検討では波力算定法の誤差は直接に取り入っていないものの、重複波領域では水深による碎波高の制限がないために、碎波領域よりも防波堤の安全性が低下することが示されている。波力算定法の精度は、対象とする波浪、水深等の条件によって相違に異なる。したがって、実際の防波堤の設置条件を適切に代表する各種の条件について系統的な実験を実施し、より信頼できる波力算定値の確率分布を求めることが望まれる。

3. 供用年数を考慮した安全性の検討

これまでの防波堤の設計体系では、再現期間と供用期間との差異が明確に意識されていなかった。このため既往の諸研究では、鈴木(1987)以外は供用予定年数 L について十分に検討せず、それが採択した確率波高の再現期間に等しいものと仮定して作業を進めている。しかしながら、信頼性設計では供用期間の設定が最初の出発点であり、それをあいまいにしたままでは適切な解答が得られない。信頼性設計法のレベル1の安全係数を設定するに際しても、供用年数によってその値が変わると思われる。防波堤等の供用年数についての議論が必要であろう。

4. 費用便益分析における復旧費の算定方式

6.2で述べたように、費用便益分析の問題点は構造物が被災した場合の直接・間接被害額をどのように見積もるかである。一般企業では投資に対する便益が生産額の増加や利潤その他によって直接的に評価できる。しかし、公共土木施設では便益はプラスの要因として算定することが難しく、被災したときの復旧

費を主とするマイナスの便益として見積もらざるを得ない。それも、その算定方法について統一の見解が得られるには程遠い。何よりも、費用便益分析の解析事例が不足している。たとえば、復旧費を初期建設費のある割合で仮定して試算を行い、その割合を変化させて感度分析を試みるのも一つの方法ではないかと思われる。

8. あとがき

構造物の設計は、arts であって science ではない。設計者の知識、経験、そして将来への予測センスが決め手となる。Science であれば最善の解答が存在し、解答者の技量が直ちに白日の下に曝される。しかし、構造物設計の場合は最初に設定された機能・目的を満足させる解が複数存在し、そのいずれを採択するかは設計者ならびに発注者の選択にかかっている。設計のプロセスでは、ときによっては明瞭な根拠に基づいて判断を下し、ときによっては無意識のうちの判断によって岐路を選択しながら作業が進行する。設計波高および潮位の決め方が一義的に定められないのは、こうした設計の論理によるところが大きい。構造物設計のための各種の理論的・経験的公式を策定する際にも、そうした担当者の主観的判断によって取りまとめが進められ、それらの判断の積み重ねが、得られた成果の評価を大きく支配することになる。

本稿は、今年度の水工学研修会の海岸部門の企画担当者からの依頼によって取りまとめたものであり、筆者がこれまで手懸けてきたテーマとはやや異なっている。そのため、依頼を受けてあわてて文献調査等を行った部分が多い。取りまとめに際して筆者が誤解している部分や不適切な引用も少なからず、また関連する重要文献の見落としも多いものと思われる。さらに、信頼性設計法についてはこれまで自ら取り組んだことがないため、記述内容を熟成させることができず、執筆途上で思いついた事項を書きつらねたきらいがある。読者各位のご寛恕をお願いするとともに、これを一つの足掛かりとして、合理的な設計条件の設定法に対す諸研究が進展することを祈念して本稿を終える次第である。

参考文献

- 井島武士・川上善久 (1962) : 日本沿岸の海岸保全のための自然条件と海岸堤防の天端高算定について, 第 9 回海岸工学講演会講演集, pp.138-142.
- 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正 (1996a) : 潮位の発生確率分布と防波堤の安定性について, 海洋開発論文集, Vol. 12, pp.261-266.
- 河合弘泰・藤咲秀可・鈴木康正・高山知司 (1996b) : 既設の防波堤堤体の被災遭遇確率および期待滑動量, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.836-840.
- 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 (印刷中) .
- 合田良実 (1967) : 波浪統計に関する二、三の考察, 港湾技研資料, No. 39, pp.239-255.
- 合田良実 (1975) : 浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻 第 3 号, pp.59-106.
- 合田良実 (1988) : 極値統計におけるプロット公式ならびに推定値の信頼区間に関する数値的検討, 湾技術研究所報告, 第 27 巻 第 1 号, pp.31-92.
- 合田良実 (1990a) : 極値統計における異常値の棄却基準, 土木学会論文集, No.417/II-13, pp.245-254.
- 合田良実 (1990b) : 港湾構造物の耐波設計 (増補改訂), 第 11 章 極値統計解析, 鹿島出版会, pp.267-322.
- 合田良実・小舟浩治 (1989) : 波浪の極値統計における分布関数の棄却基準, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp.135-139.
- 合田良実・永井康平 (1969) : 大阪湾における台風時の波浪の数値計算, 第 16 回海岸工学講演会講演集, pp.75-84.
- 白石 悟・上田 茂 (1987) : 港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討—作用荷重の変動係数と荷重係数の算定, 港湾技術研究所報告, 第 26 巻 第 2 号, pp.493-576.
- 鈴木慎也 (1987) : 信頼性理論の防波堤安定性への適用 (その 2), 港湾技研資料, No. 582, 37p.
- 高橋智晴・副島 毅・金子大二郎 (1973) : 日本海沿岸の沖波 (深海波) の推算, 港湾技研資料, No.159, 452p.
- 高橋智晴・副島 毅・金子大二郎 (1975a) : 太平洋北東部の沖波 (深海波) の推算, 港湾技研資料, No.206, 191p.

- 高橋智晴・副島 毅・金子大二郎 (1975b): 南西諸島・九州南岸の沖波 (深海波) の推算, 港湾技研資料, No.207, 270p.
- 高山知司 (1989): 信頼性理論による防波堤滑動の安定性に関する検討, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp.673-677.
- 高山知司 (1990): 防波堤の滑動安定性に及ぼす海面上昇の影響, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp.873-877.
- 高山知司・池田直太 (1991): 現行設計法における防波堤の滑動安定性, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp.641-645.
- 高山知司・池田直太・立石義博 (1991): 防波堤の限界状態設計における波浪外力の荷重係数, 海岸工学論文集, 第 38 巻, pp.636-641.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰 (1994a): 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.
- 高山知司・鈴木康正・河合弘泰・藤咲秀可 (1994b): 防波堤の信頼性設計に向けて, 港湾技研資料, No.785, 36p.
- 高山知司・藤井 久 (1991): 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討, 港湾技術研究所報告, 第 30 巻 第 4 号, pp.35-64.
- 外山進一 (1985): 信頼性理論の防波堤安定性への適用, 港湾技研資料, No. 540, 49p.
- 長尾 毅・門脇陽治・寺内 深 (1995): 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第 1 報) - 滑動安全性に関する検討 -, 港湾技術研究所報告, 第 34 巻 第 1 号, pp.39-70.
- 長尾 毅・門脇陽治・土田 孝・寺内 深 (1997): 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第 2 報) - 支持力安全性に関する検討 -, 港湾技術研究所報告, 第 36 巻 第 1 号, pp.25-57.
- 畑田佳男・山口正隆・平田敬之 (1996): 北西太平洋および東シナ海における台風発生波高の極値の推定, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.236-240.
- 山口正隆・畑田佳男・中村雄二・大木泰憲 (1994): わが国太平洋沿岸における超長期の台風発生波高の極値の推定, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.206-210.
- 山口正隆・畑田佳男・大木泰憲・柚木正樹・中村雄二 (1995a): 観測資料に基づくわが国沿岸での確率波高の推定, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.241-245.
- 山口正隆・畑田佳男・大木泰憲・西村教博・中村雄二 (1995b): 確率的台風モデルに基づく台風時浅海波浪の極値推算システムへの適用性, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.246-250.
- Borgman, L. E. (1963): Risk criteria, *J. Wtrwy. & Harb. Div., Proc. ASCE*, Vol. 89, No. WW3, pp.1-35.
- Committee on Reliability of Offshore Structures of the Committee on Structural Safety and Reliability Division of the Structural Division (1983): Application of reliability methods in design and analysis of offshore platforms, *J. Structure Engrg.*, ASCE, Vol. 109, No. 10, pp.2265-2291.
- Draper, L. (1963): Derivation of a "design wave" from instrumental records of sea waves, *Proc. Inst. Civil Engrs.*, Vol. 26, pp.291-304.
- Forristall, G. Z., J. C. Heideman, I. M. Leggett, B. Roskam, and L. Vanderschuren (1996): Effect of sampling variability on hindcast and measured wave heights, *J. Wtrwy., Prt., Coast., and Ocn. Engrg.*, ASCE, Vol. 122, No. 5, pp.216-225.
- Goda, Y., P. Hawkes, E. Mansard, M. H. Martin, M. Mathiesen, E. Peltier, E. Thompson, and G. van Vledder (1993): Intercomparison of extremal wave analysis method using numerically simulated wave data, *Proc. 2nd Int. Symp. Ocean Wave Measurement and Analysis*, ASCE, pp.963-977.
- Gumbel, E. J. (1953): *Statistics of Extremes*, Columbia Univ. Press, New York, Sec. 6.2.3.
- G. van Vledder, Y. Goda, P. Hawkes, E. Mansard, M. H. Martin, M. Mathiesen, E. Peltier, and E. Thompson (1993): Case studies of extreme wave analysis: a comparative analysis, *Proc. 2nd Int. Symp. Ocean Wave Measurement and Analysis*, ASCE, pp.978-992.