

越波の排水能力と浸水災害の発生確率について

木 村 晃*・瀬 山 明**

1. はじめに

高波の grouping 特性は最近特に重要性が認識され始めた現象であり、海岸工学上のいくつかの問題に大きな影響を与えることが指摘されている¹⁾。なかでも越波はこれが直接影響を及ぼす現象であり、高波の波群の来襲時だけ間欠的に見られる現象である。したがって、従来行われて来た設計波の概念にもとづく越波量のように、一定の越波量が定常的に存在するとした考え方は実際とかなり掛け離れた状況を設定したことになる。

この問題については、従来より現地波浪の不規則性を考慮することの必要性が指摘されており、合田²⁾による期待越波流量の提案、高田³⁾による最大越波量を対象とした設計の必要性の指摘などが行われている。これらの概念は統計学的な考察のもとに導かれたものであるが、基本的には定常な越波量を仮定しており、前述したように越波現象が間欠的なものであることを考えると、短期的に見れば実際より前者は少な目、後者は大目の値を与える。したがって合理的な越波対策をたてるためには高波の波群により短時間にどの程度の越波量があるのか、それに対処するためにはどの程度の規模の排水設備が必要か等の点に関する明確な基準が必要となってくる。著者ら⁴⁾は先に短時間越波量の概念を提案し、その確率特性をもとに越波の排水対策と堤内地の浸水災害に対する安全率算定法を示した。ただ、この理論は単位幅あたりの越波を対象としたもので、広い範囲を対象とした場合に対する配慮が十分でなかった。この研究は新たに波高の場所的な分布特性も考慮した上で、広い範囲の短時間越波量ならびに排水対策との関連における堤内地の浸水災害に対する安全率の算定法を示したものである。

2. 不規則波の越波量

対象とした防波堤は、堤脚水深の比較的大きい鉛直堤である。この場合、堤体への波のうちあげならびに越波は前後の波の影響を受けず、ゼロアップクロス法で定義した個々の波は波高・周期の等しい規則波とほぼ等しい

越波特性を持つと仮定してよい。そこでここでは吉川ら⁵⁾の式を用いて越波量を算定する。

$$\frac{q'}{TH\sqrt{2gH}} = \frac{2}{15} m_0 k^{3/2} \left(1 - \frac{Z}{kH}\right) \quad (H > Z/k) \quad \dots\dots\dots(1)$$

q' は単位幅一周あたりの越波量、 H は堤前面での入射波高、 T は周期、 Z は天端高である。 m_0, k は定数で、ここで対象としている鉛直堤の場合 $m_0=0.5, k=0.6$ 程度の値が与えられている。 $Z=0$ の堤防に平均波 ($\bar{H}, \bar{T}$) が作用した時の越波量を q_0 とすると、これを用いて式 (1) は次のように無次元化される。

$$q = \frac{q'}{q_0} = t h^{3/2} \left\{1 - \frac{z^*}{h}\right\} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ただし、 $t=T/\bar{T}$, $h=H/\bar{H}$, $z^*=Z/k\bar{H}$ である。

波高・周期の結合分布において、波高の大きな部分では一般に周期は一定値 ($\approx 1.1\bar{T}$) に集中する傾向がある¹⁾。したがって、無次元堤防天端高 z^* がある程度大きくなると、これを越える波の周期はほぼ一定と考えてよい。この研究では $T=1.1\bar{T}$ と一定値として取り扱う。

3. 不規則波の波高の場所的な変化

不規則波に対してエルゴード仮説の成立を仮定しているため、越波特性に関しても時間的平均と空間平均とが等しくなる。したがって堤体が一樣でかつ非常に長ければ不規則波の1周期あたりの全越波量は単位幅あたりの平均越波量(時間平均)に堤長をかけ合わせると得られる。しかし、堤長が有限の場合の越波量の算定には越波量の時間的な変化とともに、堤体に沿う空間的な波高の分布を考えなければならない。

2次元的な広がりを持つ不規則波の水面変動は一般に次式で近似できる⁶⁾。

$$\eta(x, y, t) = \sum_{i=1}^{m_f} \sum_{j=1}^{m_\theta} \sqrt{2S(f_i)G(f_i, \theta_j)} A f_i \Delta\theta_j \times \cos(k_i \cos \theta_j x + k_i \sin \theta_j y - 2\pi f_i t + \varepsilon_{ij}) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 m_f ; 周波数スペクトル $S(f)$ の分割数、 m_θ ; 波の進行方向 ($-\pi/2 \sim \pi/2$) の分割数、 k_i ; i 成分波の波数、 ε_{ij} ; 初期位相角、 x, y ; 平面上の座標、 $G(f_i, \theta_j)$; 方向

* 正員 工博 鳥取大学助教授 工学部海洋土木工学科

** 正員 工博 鳥取大学教授 工学部海洋土木工学科

分布関数である。式(3)をもとに堤体に沿う各点での水位変動を計算した。ただし方向スペクトルは合田⁶⁾によって正規化された光易スペクトルを用いた。

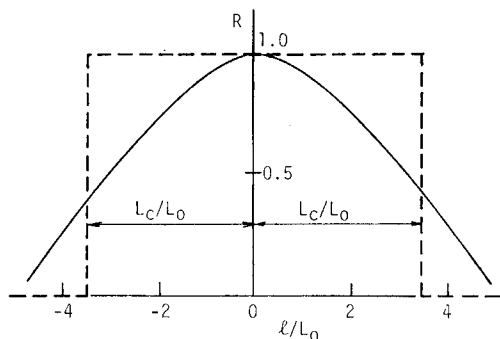


図-1 水位変動の相関係数の変化
(外海での $S_{\max}$ は 10, 卓越波向は堤体に直角,
 $T_{1/3}=5.0$ sec)

図-1 は基準点からの距離 l と η の相関 R との関係を検討した結果の 1 例であり, 平行等深線海岸に汀線に平行に設置された堤体 (堤脚水深有義波長比 $d/L=0.1$) を対象として計算したものである。図からわかるように, 距離の増加とともに相関が低下する。いま R の適当なレベルを決定し, この点までの距離を L_0 として図中に破線で示したように, 相関特性を $-L_0 \leq l \leq L_0$ では $R=1$, $|l| > L_0$ では $R=0$ と近似することにする。つまり, 堤体に沿って長さ $2L_0$ の間は入射波の波高ならびに越波特性はその中点の値で代表し得る。そしてこの範囲の外の領域の波高ならびに越波特性とは相互に無関係と考えることにする。 L_0 の長さは, 方向スペクトル, 入射角によって変化し, 方向分布関数の集中度が高いほど, 入射角が小さいほど大きくなる傾向がある。

これより, 広い区間全域にわたって越波量を検討するためには, 堤体の全長を $2L_0$ を単位として分割し, 個々の区間における越波量の和を取ればよいことがわかる。ただし海底地形に複雑な凹凸がある場合は波の特性が場所的に変化するので, あらかじめ屈折の計算をしており, 場所ごとに L_0 ならびに有義波等の波の諸元を決めておく必要がある。

4. 短時間越波量

短時間越波量は 1~数波の高波の波群による全越波量を指すものである⁴⁾。高波の波群に含まれる波の数は確率的に変化するが, 著者らは先に無次元天端高 z^* を越える波高の連の出現確率が 10^{-3} 以下になる長さ l_0 を目安とした。図-2 は z^* と l_0 の関係の 1 例を示したもので, 入射波として Pierson-Moskowitz スペクトルを対象とした場合のものである。例えば, $z^*=2.0$ の時 l_0 の値は 5 であるが, このケースでのトータルラン (高波の波

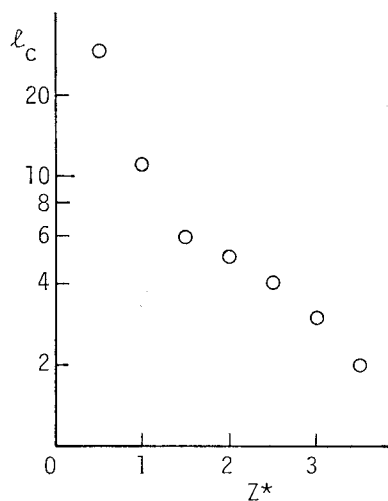


図-2 $z^* \sim l_0$

群の来襲間隔) の平均値は 26.1 であり⁴⁾, 5 波の連の出現確率が 10^{-3} であることを考えると, 5 波連続して越波する連は 26.1×10^3 波に 1 回しか現れないことになる。平均周期を 5 sec とすれば, 約 1.6 日に 1 回の出現率である。 l_0 の値は堤内地の重要性に応じて適当に選択されるのが望ましい。

適当な安全基準をもとに, $l_0=n$ という結果が得られた場合の短時間越波量 (単位幅) の確率分布は以下の手順で求めることができる。

(1) 波高のランク分け

n 波の波高の時系列,

$$h_{i_1}, h_{i_2}, \dots, h_{i_n} \dots \dots \dots (4)$$

を次のようにランク分けする。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{ランク 1:} & 0 < h_j \leq z^* \\ \text{" 2:} & z^* < h_j \leq z^* + \Delta h \\ \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \\ \text{" i:} & z^* + (i-2)\Delta h < h_j \leq z^* + (i-1)\Delta h \\ \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ \\ \\ (j=i_1, i_2, \dots, i_n) \end{array} \dots \dots \dots (5)$$

z^* より波高の小さい波はすべてランク 1 に入れ, 他は Δh ごとのランクに区分けする。ランクの上限は平均波高の 3.5~4 倍程度に取れば十分である。ランクの数 N は不必要に大きく取ると計算が過大となるので, 式(1)をもとに検討して必要最小限にとどめるのが望ましい。またランクの間隔を不等間隔とすることも可能である。

(2) 波高の推移確率と波の組み合わせ

波高の時系列(4)が順にランク $j_1, j_2, \dots, j_n$ に入るとすれば, 連続する n 波のランクが順に $j_1 \sim j_n$ となる確率は

$$P_1(j_1, j_2, \dots, j_n) = p_{j_1} p_{j_2} \dots p_{j_{(n-1)}} \dots (6)$$

で与えられる。ここに p_{j_1} は h_{i_1} の波がランク j_1 に入

る確率, $p_{j_1 j_2}$ は隣り合う波が順にランク j_1, j_2 に入る確率であり, それぞれ次式で与えられる⁷⁾.

$$p_{j_1} = \int_{z^*+(j_1-2)dh}^{z^*+(j_1-1)dh} P(h)dh \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$p_{j_1 j_2} = \frac{\int_{z^*+(j_1-2)dh}^{z^*+(j_1-1)dh} \int_{z^*+(j_2-2)dh}^{z^*+(j_2-1)dh} P(h_1, h_2)dh_1 dh_2}{\int_{z^*+(j_1-2)dh}^{z^*+(j_1-1)dh} P(h)dh} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここに

$$P(h) = \frac{\pi h}{2} \exp(-\pi h^2/4) \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$P(h_1, h_2) = \frac{h_1 h_2}{A} I_0(h_1 h_2 \rho/4) \exp[-(h_1^2 + h_2^2)/\pi A] \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$A = 4/\pi^2 - \rho^2$$

である。ただし, I_0 は変形ベッセル関数, ρ は相関パラメーターで隣り合う波高の相関係数 r_h との間に次式の関係がある。

$$r_h = \frac{1}{1-\pi/4} \left\{ \frac{E(\pi\rho/2)}{2} - \frac{1}{2}(1-\pi^2\rho^2/4)K(\pi\rho/2) - \pi/4 \right\} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ただし, K, E はそれぞれ第1種および第2種完全楕円積分である。式(7), (8)において j_1 または j_2 が1の時は積分範囲は $0 \sim z^*$ となる。

(3) 短時間越波量の確率分布

(5) の各ランクに入る波の越波量をランクの中央値のそれで代表させる。いまこれを q_i ($i=1, 2, \dots, N$; 但し $q_1=0$) とすると, 波高の時系列(4)の短時間越波量は $q_{j_1}+q_{j_2}+\dots+q_{j_n}$ となる。ここでは高波の波群を対象としているため, (4)の時系列において最初の波 h_{i_1} は越波し, その1波前の波は越波していないものとする。これより, n 波の越波量の組み合わせの総数は $(N-1)N^{n-1}$ となる。このすべての組み合わせについて短時間越波量と式(6)の確率の計算を行ない, 再度適当なランクごとに出現確率の和を取れば短時間越波量の確率分布を得る⁴⁾。

図-3 は Pierson-Moskowitz スペクトルの不規則波の短時間越波量の非超過確率であり, $z^*=2.0$ の場合の結

果を示したものである。この図は単位幅あたりの短時間越波量を示したものであるが, 図-1 に示したように, $2L_0$ の間では越波特性は一樣と考えてよいので横軸に $2L_0$ をかけるとこの図はそのまま, 長さ $2L_0$ の区間の短時間越波量の非超過確率となる。

3. で説明した方法により, 堤体に沿って独立な区間に分割し, それぞれについて区間ごとの短時間越波量の確率分布を計算しておく。さらに, 地形の凹凸等により場所的に平均波高が変化する場合には, 最初の区間の基準越波量 q_{01} ; [式(2)] とそれぞれの区間での値との比 q_{0i}/q_{01} ($i=2, 3, \dots$) を横軸にかけると, すべての区間で同じ尺度で正規化した短時間越波量の確率分布が得られる。すべての区間で単位幅あたりの短時間越波量に対してこの2つの変換を行ない, 次の堤体全域からの短時間越波量の確率特性の検討の準備をしておく。

5. 排水対策と堤内地の安全性

3. で説明した方法により対象とする堤体が R 個の独立した区間に分割できたものとする。いま任意の時刻における各区間での短時間越波量をそれぞれ $q_1, q_2, \dots, q_R$ とすると, 堤内への総越波量 $Q \left(= \sum_{i=1}^R q_i \right)$ の出現確率は,

$$P_R(Q) = \int \dots \int_S P_{21}(q_1) P_{22}(q_2) \dots P_{2R}(q_R) dq_1 \dots dq_R \quad \dots\dots\dots(12)$$

で与えられる。ただし S は $q_1+q_2+\dots+q_R=Q$ となる領域であり, $P_{2r}(q_r) dq_r$ は区間 r ($r=1, 2, \dots, R$) で越波量が q_r となる確率であり, 4. の終りの部分で準備したものである。この研究ではこれらを数値的に与えているので式(12)は

$$P_R(i_q dq) = \sum_{i_1=0}^{i_q} \sum_{i_2=0}^{i_{q_1}'} \dots \sum_{i_{R-1}=0}^{i_{q_{R-2}}'} \times P_{21}(i_1 dq) \dots P_{2(R-1)}[i_{(R-1)} dq] \times P_{2R}[i_{q_{R-1}} dq] \quad \dots\dots\dots(13)$$

で与えられる。ただし,

$$i_r dq = q_r, \quad i_q dq = Q$$

$$i_{q_r}' dq = i_q dq - \sum_{j=1}^r i_j dq \quad (r=1, 2, \dots, R-1)$$

である。

以後, 越波量という場合すべて短時間越波量を指す。総越波量 Q が 図-4 に示すような堤内地の総貯留量 Q_0 より小さければ1回の総越波量で堤内に浸水災害の発生する危険はない。假定より, 各区間の越波量は相互に独立であるから総越波量が Q_0 を越えない確率は次式で与えられる。

$$P_{\text{rob}}[Q \leq Q_0] = \sum_{i_1=0}^{i_{Q_0}} \sum_{i_2=0}^{i_{Q_1}'} \dots \sum_{i_{R-1}=0}^{i_{Q_{R-2}}'} P_{21}(i_1 dq) \times P_{22}(i_2 dq) \dots P_{2R}(i_R dq) \quad \dots\dots\dots(14)$$

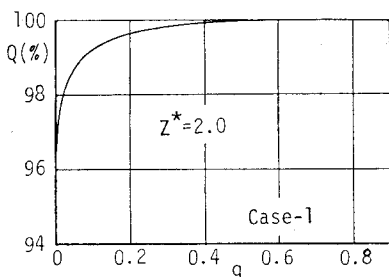


図-3 短時間越波量の非超過確率 ($z^*=2.0$, $l_c=5$)

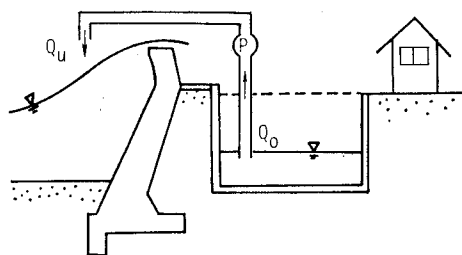


図-4 堤防断面

ただし,

$$i_{Q_0} \Delta q = Q_0, \quad i_{Q_0'} \Delta q = i_{Q_0} \Delta q - \sum_{j=1}^r i_j \Delta q$$

$$(r=1, 2, \dots, R-1)$$

である。1回の総越波量が Q_0 を越える場合には浸水災害は避けられないが、それ以下の場合、図-4の貯留施設内の水を次の越波の開始までにすべて排除しておけば定常的に浸水災害を防止することができる。

いま、入射波の一周期あたり Q_u なる排水能力を持つ施設を備えた堤内地の浸水災害について検討する。

総越波量 Q をすべて排水するには入射波の $l_u (=Q/Q_u)$ 周期かかるとする。つまり l_u 周期の間のいずれの区間からも越波がなければ排水が完了する。したがって各区間ともトータルランが l_u 以上であれば堤内に浸水しない。区間 r ($r=1, 2, \dots, R$) でトータルランが l_u 以上になる確率は

$$P_{3r}(l_u) = \sum_{l=l_u}^{\infty} P_{3r}(l) \quad \dots\dots\dots(15)$$

ただし P_{3r} は堤体を越える波のトータルランの確率分布であり、次式で与えられる²⁾。

$$P_{3r}(l) = \frac{(1-p_{11})(1-p_{22})}{p_{11}-p_{22}} (p_{11}^{l-1} - p_{22}^{l-1}) \quad \dots\dots\dots(16)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} p_{11} &= \frac{\int_0^{z^*} \int_0^{z^*} P(h_1, h_2) dh_1 dh_2}{\int_0^{z^*} P(h) dh} \\ p_{22} &= \frac{\int_{z^*}^{\infty} \int_{z^*}^{\infty} P(h_1, h_2) dh_1 dh_2}{\int_{z^*}^{\infty} P(h) dh} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(17)$$

である。ただし $P(h)$, $P(h_1, h_2)$ はそれぞれ式(9), (10)で与えられる。式(15), (16)より,

$$P_{3r}(l_u) = \frac{(1-p_{22})p_{11}^{l_u-1} - (1-p_{11})p_{22}^{l_u-1}}{p_{11}-p_{22}} \quad \dots\dots\dots(18)$$

となる。

R 個のすべての区間でトータルランが l_u 以上になる確率は仮定より,

$$P_6(l_u) = \prod_{r=1}^R P_{3r}(l_u) \quad \dots\dots\dots(19)$$

で与えられる。ただし仮定より l_u が l_0 以下になることはない。

$$P_6(l_u) = 1 \quad (l_u \leq l_0) \quad \dots\dots\dots(19)'$$

とする。

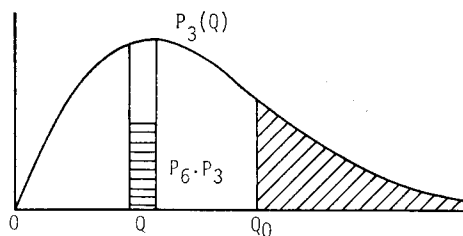


図-5 浸水災害の安全率の算定法

図-5は堤内の浸水災害に対する安全率の算定法に関する説明図である。1回の総越波量が Q_0 以上になると浸水する(斜線の部分)。それ以下であっても排水能力が小さく、次の越波までに排水し切れない場合も次の越波で浸水の可能性が生ずる。したがって堤内が安全であるのは図中に示した棒グラフの部分の横線部のように、 $Q \leq Q_0$ であつトータルランがすべての区間で l_u より長い場合に限られる。最終的に堤内の浸水に対する安全率は,

$$\sum_{i_{Q_0}=0}^{i_{Q_0}} P_r(i_{Q_0} \Delta q) P_6(l_u) \quad \dots\dots\dots(20)$$

で与えられる。ここに、 $l_u = i_{Q_0}/i_{Q_u}$, $i_{Q_u} = Q_u/\Delta q$ である。

ただし次の越波までに幾分か排水し切れずに残った場合も、次の総越波量との和が Q_0 以下であれば浸水は起こらない。この点を考慮して補正すると安全率は式(20)より幾分か大きくなる。例えば、各区間とも最初のトータルランが $l_u - j$ の時最大 jQ_u の越波量が次に繰り越すことになる。次の総越波量が Q' ($Q'/Q_u = l'$) の時、繰り越し分とあわせて越波量を排水し切るためには各区間とも次のトータルランの長さが $l' + j$ 以上であればよい。したがって2回目のトータルランの間に排水を完了する確率は次式で与えられる。

$$\sum_{i_{Q'}=0}^{i_{Q_0}-j i_{Q_u}} P_3(i_{Q'} \Delta q) P_6(l'_u + j) \quad \dots\dots\dots(21)$$

ただし $l'_u = i_{Q'}/i_{Q_u}$ である。したがって、 jQ_u の繰り越し越波量を生ずる確率とあわせた次式が jQ_u の繰り越しがあっても堤内に浸水しない安全率を与える。

$$\sum_{i_{Q_0}=0}^{i_{Q_0}} P_3(i_{Q_0} \Delta q) P_6(l_u - j) \sum_{i_{Q'}=0}^{i_{Q_0}-j i_{Q_u}} P_3(i_{Q'} \Delta q) P_6(l'_u + j) \quad \dots\dots\dots(22)$$

堤内に浸水することなしに繰り越し越波量が $Q_0 - l_0 Q_u$ より多くなることはない。したがって、結局1回だけ繰り越しを許した場合に増加する安全率は j を1から $l_0 - l_0$ ($l_0 = Q_0/Q_u$) まで変化させてその和を取ればよいことになる。最終的に堤内が浸水しない確率は式(20)と

あわせた次式で与えられる。

$$\sum_{i_q=0}^{i_{q0}} P_0(i_q \Delta q) \left\{ P_0(l_u) + \sum_{j=1}^{l_0-l_c} \sum_{i_{q'}=0}^{i_{q0}-j i_{q0}} P_0(l_u-j) P_0(i_{q'} \Delta q) P_0(l'_u+j) \right\} \dots\dots\dots (23)$$

6. おわりに

堤内地の排水設備の運用に際してここで示した基準を適用するためにはストームの来襲前に貯留施設を空にしておく必要があり、そうでなければ見かけ上の貯留量を小さくしなければならない。また安全率の算定に際して、式(23)のように1回の繰り越しを許した場合のものも示した。さらに後への繰り越しを許した場合の安全率も同様に計算が可能であるが、不規則波の越波量の算定に際して行った2, 3の仮定の定量的な評価が確認できていないので、必要以上に細かな安全率の加算は危険である。

また本研究では鉛直堤を対象としたが、条件の異なる堤体からの越波に対する適用には残された問題も多く、今後実験による検証とともに一般化への努力が必要と考えている。

参 考 文 献

- 1) 合田良実: 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 237 p., 1977.
- 2) 合田良実: 防波護岸の越波流量に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第9巻第4号, pp. 3~41, 1970.
- 3) 高田 彰: 不規則波の越波分布の推算について, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集第2部, pp. 740~741, 1978.
- 4) 木村 晃・瀬山 明・山田敏彦: 不規則波の短時間越波量の確率特性, 第28回海岸工学講演会論文集, pp. 335~338, 1981.
- 5) 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫: 海岸堤防の越波に関する基礎的研究, 第14回海岸工学講演会講演集, pp. 118~122, 1967.
- 6) 合田良実・鈴木康正: 光易型方向スペクトルによる不規則波の屈折・回折, 港湾技研資料 No. 230, 45 p., 1975.
- 7) Kimura, A.: Statistical properties of random wave groups, Proc. 17th Coastal Engg., pp. 2955~2973, 1980.